# POLITECNICO DI TORINO

## Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Tesi di Laurea Magistrale

# Formation and growth of debris accumulations at bridge piers and its influence on local scour and flooding

# Formazione e crescita di accumuli detritici alle pile dei ponti ed influenza sull'erosione locale e l'allagamento



**Relatore** prof. Pierluigi Claps

**Correlatori** prof. Costantino Manes prof. Gustavo A. M. de Almeida **Candidato** Marco Campriani

# A.A 2017/2018





# Formation and growth of debris accumulations at bridge piers and its influence on local scour and flooding

Master of Science Thesis

Submitted by Marco Campriani

> Advisor prof. Pierluigi Claps

**Co-Advisor** prof. Costantino Manes prof. Gustavo A. M. de Almeida

A.A 2017/2018

# INDICE

| SO  | MM   | IARIO  | I   |
|-----|------|--|-----|
| AB  | STF  | RACT   | II  |
| EL  | ENC  | CO DELLE TABELLE                                 | III |
| EL  | ENC  | CO DELLE FIGURE                                  | IV  |
| 1.  | IN   | TRODUZIONE                                       | 1   |
| 2.  | ST   | ГАТО DELL'ARTE                                   | 5   |
| 2   | 2.1. | PRODUZIONE, TRASPORTO E ACCUMULO DEI DETRITI     | 5   |
| 2   | 2.2. | STIMA DELLA DIMENSIONE DEGLI ACCUMULI DI DETRITI |     |
| 2   | 2.3. | EFFETTI SUI CARICHI AGENTI SULLA PILA            |     |
| 2   | 2.4. | EFFETTI DELL'EROSIONE LOCALE SULLA PILA          |     |
| 2   | 2.5. | EFFETTI SULL'AFFLUSSO                            |     |
| 3.  | SI   | IRUMENTI E METODI                                |     |
| 3   | 5.1. | STRUMENTI UTILIZZATI                             |     |
| 3   | 5.2. | SETUP DEL CANALE IDRAULICO                       |     |
| 3   | .3.  | METODO SPERIMENTALE                              |     |
| 4.  | R    | ISULTATI E CONCLUSIONI                           |     |
| 4   | .1.  | OSSERVAZIONI GENERALI                            |     |
| 4   | .2.  | ANALISI DEI RISULTATI                            |     |
| 4   | .3.  | CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI                    |     |
| BII | BLIG | OGRAFIA  |     |
| AP  | PEN  | DICE I: INTENSITA' DI TURBOLENZA                 | i   |
| AP  | PEN  | NDICE II: DIFFERENZE DI VELOCITA'                | v   |

## **SOMMARIO**

L'accumulo di detriti in legno di grandi dimensioni (indicato come Large Wood Debris, LWD) alle pile dei ponti è ormai riconosciuto come uno dei fenomeni che, maggiormente, compromette la stabilità di queste infrastrutture. L'ostruzione al flusso indisturbato produce aumenti di livello d'acqua a monte, incrementa i carichi strutturali orizzontali e modifica, considerevolmente, le condizioni di flusso, generando un'elevata erosione al piede dei piloni. La difficoltà nella stima delle reali dimensioni dell'accumulo, ha portato tutti i precedenti studi sperimentali a considerare l'effetto dei detriti attraverso l'utilizzo di modelli di piloni con geometrie maggiorate rispetto a quelle reali, al fine del calcolo della erosione locale provocata dall'accumulo.

Sono stati condotti, in totale, 21 esperimenti presso il laboratorio di idraulica di Boldrewood, dell'University of Southampton, per indagare il campo di moto che si instaura al di sotto dei detriti e gli incrementi a monte dei livelli d'acqua, generati dall'ostruzione. Questo studio ha considerato dei modelli realistici di accumulo, basati sulle relazioni che correlano le dimensioni potenziali degli accumuli di detriti con le caratteristiche del flusso e dei detriti stessi, recentemente scoperte dall'University of Southampton. In tutti gli esperimenti condotti nella canaletta idraulica, si è utilizzato un tubo cilindrico in perspex di 10 cm di diametro per rappresentare il pilone di un ponte.

I risultati mostrano che con l'utilizzo di una velocità della corrente equivalente, la quale considera le massime accelerazioni del flusso al fondo, si ottengono valori percentuali per l'incremento dell'erosione localizzata al piede dei piloni, sovrapponibili a quelli ottenuti con gli studi precedenti. Inoltre, si è osservato come i livelli idrici a monte, in presenza dei detriti, risultino essere tra le 2 e le 3 volte superiori rispetto al caso di flusso non ostruito.

## ABSTRACT

The accumulation of large wood debris (LWD) around bridge piers is now recognized as one of the most important phenomena that compromise the stability of these infrastructures. The obstruction to the flow increases the upstream water level, increases the horizontal structural loads and considerably changes the flow conditions, generating a high erosion at the base of the pier. The difficulty in estimating the real dimensions of the debris jams has led all the previous experimental studies to consider the effect of the debris using a pier model with a greater geometry than the real one, in order to calculate the local erosion caused by the debris jams.

A total of 21 experiments is carried out, at the University of Southampton's hydraulic laboratory in Boldrewood, to investigate the field of motion that is established below the debris and the increases in water levels upstream, generated by the obstruction. This study considered realistic accumulation models, based on the relationships that correlate the potential dimensions of the debris accumulations with the characteristics of the flow and debris, recently discovered by the University of Southampton. A 10 centimeter diameter perspex pipe is used to represent the pier of a bridge.

The results show that with the use of an equivalent flow speed, which considers the maximum accelerations of the flow at the bottom, the percentage values of the increase of erosion at the base of the pier are the same obtained in the previous studies. Furthermore, we measured that the upstream water levels, in the presence of debris, are between 2 and 3 times higher than in the case of unobstructed flow.

## **ELENCO DELLE TABELLE**

| Tabella 2.1 Studi sulla stima del coefficiente di drag per accumuli di detriti                         |
|--|
| Tabella 3.1 Trasduttori acustici Met-Flow  |
| Tabella 3.2 Caratteristiche tecniche dei sensori Sonic (ToughSonic® Family Sensors –                   |
| Installation & Operating Instructions)   |
| Tabella 3.3 Modelli di accumulo di detriti   |
| Tabella 3.4 Esperimenti  |
| Tabella 3.5 Caratteristiche del flusso e della geometria per gli esperimenti condotti                  |
| Tabella 4.1 Valori delle differenze di intensità di turbolenza60                                       |
| Tabella 4.2 Valori di $\Delta Ui/U \max$ , di $x/D \max$ , di $x/K \max$ per le misurazioni effettuate |
| "under debris"   |
| Tabella 4.3 Valori di $\Delta Ui/U max$ , di $x/D max$ , di $x/K max$ per le misurazioni effettuate al |
| "bottom"   |
| Tabella 4.4 Esperimenti iniziali condotti nel laboratorio di Chilworth per la stima della              |
| dimensione e della profondità dello scavo erosivo alla base della pila67                               |
| Tabella 4.5 Velocità equivalente e rapporto di profondità d scavo per gli esperimenti di Tabella       |
| 4.4, calcolati con Richardson and Davis (2001)71   |
| Tabella 4.6 Velocità equivalente e rapporto di profondità d scavo per gli esperimenti di Tabella       |
| 4.4, calcolati con Sheppard and Melville (2006)72  |
| Tabella 4.7 Valori dei livelli idrici a monte dell'ostacolo, misurati nella campagna sperimentale      |
| condotta nel laboratorio di Boldrewood, con e senza l'accumulo di detriti74                            |
| Tabella 4.8 Valori del sovralzo stimati con la formula di Yarnell 76                                   |
| Tabella 4.9 Rapporto tra Δh con i detriti e Δh senza i detriti   |

## **ELENCO DELLE FIGURE**

| Figura | 1.1 Ammasso detritico sul fronte di una pila di un ponte e conseguenze indotte 1         |
|--------|--|
| Figura | 1.2 Esempio di accumulo di detriti galleggianti sulla pila del viadotto Lower            |
| As     | shenbottom nel Lancanshire (UK), (Benn, 2013)  |
| Figura | 2.1 Area potenziale di caduta di un albero di conifere                                   |
| Figura | 2.2 Illustrazione schematica della probabilità di fornitura di CWD ad un corso d'acqua   |
| da     | Illa caduta di un albero   |
| Figura | 2.3 Trasporto dei detriti in canali rettilinei e curvilinei                              |
| Figura | 2.4 Accumulo detritico alla pila di un ponte11   |
| Figura | 2.5 Forme degli accumuli di detriti legnosi alle pile dei ponti (L indica la lunghezza   |
| de     | ell'ammasso detritico in questo caso) 12   |
| Figura | 2.6 Modello di mezzo cono invertito di un accumulo di detriti ad una singola pila di un  |
| pc     | onte   |
| Figura | 2.7 Risultati degli esperimenti di laboratorio di Panici & de Almeida (2018) nel caso di |
| de     | etriti con lunghezza uniforme e non uniforme (L=lunghezza dell'elemento chiave che       |
| cr     | ea l'accumulo)   |
| Figura | 2.8 Schema della fisica del processo erosivo locale sulla pila in assenza di accumulo di |
| de     | etriti (a) ed in presenza dell'accumulo di detriti (b)                                   |
| Figura | 3.1 Canale idraulico HM 161, vista laterale sinistra (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel,    |
| G      | ermany 11/2016)  |
| Figura | 3.2 Canale idraulico HM 161, vista laterale destra (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel,      |
| G      | ermany 11/2016)  |
| Figura | 3.3 Circuito dell'acqua (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)                |
| Figura | 3.4 Pompe(G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)                               |
| Figura | 3.5 Sezione di ingresso (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)29              |
| Figura | 3.6 Sezione di misurazione (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016) 30          |
| Figura | 3.7 Sezione di uscita (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)31                |
| Figura | 3.8 Regolazione dell'inclinazione (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)      |
|        |  |
| Figura | 3.9 UVP-DUO (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)                                     |
| Figura | 3.10 Immagine schematica della misurazione del profilo di velocità UVP su un flusso      |
| co     | on superficie libera (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)                            |
| Figura | 3.11 Illustrazione dei termini connessi con "finestra di misurazione" (UVP-DUO           |
| М      | onitor User's Guide, Met-Flow)   |

| Figura 3.12 Overlapping (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)  |
|---|
| Figura 3.13 Spiegazione dettagliata dell'overlapping (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-                      |
| Flow)   |
| Figura 3.14 Sezione trasversale di un trasduttore ultrasonico (UVP-DUO Monitor User's                         |
| Guide, Met-Flow)  |
| Figura 3.15 Elemento a matrice attiva di un trasduttore ultrasonico, composto da sottili barre                |
| piezoelettriche (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)  |
| Figura 3.16 Relazioni di fase all'uscita di un trasduttore (UVP-DUO Monitor User's Guide,                     |
| Met-Flow)   |
| Figura 3.17 Fasi del funzionamento di un sensore ad ultrasuoni  |
| Figura 3.18 Sensore ToughtSonic 14, TSPC-30S1-232 (ToughSonic® Family Sensors -                               |
| Installation & Operating Instructions)  |
| Figura 3.19 (a) Struttura di ancoraggio della pila; (b) Particolare tubo e barra di ancoraggio 45             |
| Figura 3.20 (a) Sistema di movimentazione del trasduttore acustico UVP; (b) Posizionamento                    |
| del trasduttore acustico UVP46  |
| Figura 3.21 Posizionamento dei sensori di distanza ad ultrasuoni  |
| Figura 3.22 Centratura del sensore acustico Sonic   |
| Figura 3.23 Barra di scorrimento sensore n°3 e protezione telecamera Logitech                                 |
| Figura 3.24 Postazione di controllo   |
| Figura 3.25 (a) Modelli di accumulo con elementi legnosi di 0.15 m; (b) Modelli di accumulo                   |
| con elementi legnosi di 0.20 m  |
| Figura 3.26 (a) Posizionamento dei detriti sulla struttura mobile di supporto; (b) Livello di                 |
| immersione del modello di accumulo51  |
| Figura 3.27 Finestra di impostazione del segnale ad ultrasuoni UVP  |
| Figura 3.28 Schema delle posizioni del trasduttore UVP nelle misure orizzontali55                             |
| Figura 3.29 Schema della posizione del trasduttore acustico UVP nelle misure verticali 55                     |
| Figura 4.1 Forze in gioco in presenza di una pila immersa in alveo e detriti accumulati su di                 |
| essa  |
| Figura 4.2 Rappresentazione del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una                  |
| pila di un ponte (La sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali, Prof. Ing. Armando                   |
| Brath)  |
| Figura 4.3 Sistema di riferimento cartesiano per la misurazione della velocità                                |
| Figura 4.4 Andamento di $\Delta Ui/U max$ in funzione di Fr <sub>L</sub> , immediatamente sotto l'accumulo di |
| detriti e sul fondo   |
| Figura 4.5 Andamento di $\Delta Ui/U max$ in funzione di FrL e H/h sul fondo                                  |

| Figura 4.6 Posizione di $\Delta Ui/U max$ scalata rispetto al diametro della pila, in funzione di Fr <sub>L</sub> 64 |
|--|
| igura 4.7 Posizione di $\Delta Ui/U \max$ scalata rispetto alla lunghezza totale dell'ammasso                        |
| detritico, in funzione di Fr <sub>L</sub> 64   |
| igura 4.8 Esempio di un esperimento condotto all'Università di Southampton per calcolare                             |
| l'impatto degli accumuli di detriti sullo scavo al piede delle pile in alveo mobile                                  |
| igura 4.9 Confronto tra la profondità di scavo localizzato per i Test 1-17 con e senza gli                           |
| accumuli di detriti e con le linee di deviazione per $\pm$ 25%, $\pm50\%$ e $\pm75\%$                                |
| igura 4.10 Rapporto delle profondità di scavo stimate con il metodo di Richardson and Davis                          |
| (2001)   |
| igura 4.11 Rapporto delle profondità di scavo stimate con il metodo di Sheppard and Melville                         |
| (2006)   |
| $\hat{C}$ igura 4.12 Confronto dei dati di $\Delta h$ misurati e stimati con la formula di Yarnell                   |
| igura 4.13 Rapporto tra Δh, con e senza l'accumulo di detriti, rispetto a $Fr_L$                                     |

## 1. INTRODUZIONE

L'interazione tra fiumi e ponti è da sempre una complessa e talora catastrofica problematica, nonché oggetto di studi approfonditi da parte della comunità scientifica. Le pile dei ponti in alveo alterano il flusso naturale del corso d'acqua, introducendo carichi idraulici sulla struttura e scalzamento al piede; tali fattori, combinati insieme, sono la causa principale del crollo di molti ponti in tutto il mondo. Inoltre, in aggiunta ai problemi strutturali, l'incremento dei livelli idrici a monte, aumenta significativamente il rischio di inondazione nelle aree adiacenti. Gli effetti sono spesso amplificati da altri fenomeni, propri dei corsi d'acqua, i quali producono alterazioni di flusso e di dinamica dei sedimenti.

L'accumulo di detriti di legno di grandi dimensioni (indicato come Large Wood Debris, LWD, a cui faremo riferimento di seguito semplicemente come detriti) alle pile dei ponti è ormai riconosciuto come uno dei fenomeni che maggiormente compromette la stabilità di queste infrastrutture, Figura 1.1 e Figura 1.2.



Figura 1.1 Ammasso detritico sul fronte di una pila di un ponte e conseguenze indotte

L'incremento della profondità di scavo alla base della pila, dei carichi laterali sulla pila e del livello dell'acqua a monte della struttura, sono le minacce più probabili per le costruzioni in alveo; in futuro si prevede un generale incremento del rischio a causa dell'aumento dei flussi fluviali, causato dai cambiamenti climatici, e a un aumento del numero di ponti e della popolazione esposta alle inondazioni, legato alla crescita socioeconomica.

Oltre un terzo dei collassi di ponti negli Stati Uniti è stato provocato dai detriti (Diehl, 1997) e un recente studio ha evidenziato come il 50% dei collassi delle strutture in alveo, sia realmente causato da effetti idraulici come erosione, accumulo detritico ed inondazione (Cook, 2014). Un'analisi dei crolli dei ponti ferroviari dal 1840 nel Regno Unito e in Irlanda (Benn, 2013) mostra una media di un crollo ogni 1.3 anni e si stima che i ponti stradali subiscano lo stesso trend. I recenti eventi alluvionali evidenziano una crescita di questa tendenza: in Cumbria durante le inondazioni del 2009 sono stati danneggiati o sono crollati 244 ponti nell'intera area di Lake District (Cumbria Inteligence Observatory, 2010). Oltre ai costi di sostituzione o riparazione, i danni a carico dei ponti generano ingenti costi indiretti a causa delle interruzioni della viabilità. Nel 2014 una sezione di 600 metri è stata danneggiata sulla linea ferroviaria che collega Devon e Cornwall in Regno Unito; i costi di riparazione e sostituzione della linea sono stati stimati pari a 35 milioni di sterline, mentre i costi indiretti sono stati stimati fino a 1.2 miliardi di sterline. Il crollo o danneggiamento dei ponti può portare anche alla perdita di sevizi, quali gas, acqua e telecomunicazioni in intere aree geografiche oppure può isolare completamente intere comunità e impedire l'approvvigionamento di beni e risorse prioritarie.

L'agenzia dell'ambiente inglese stima che oltre 5 milioni di proprietà sono a rischio di inondazione sul loro territorio di competenza con un danno annuale atteso (senza la contabilizzazione dei costi indiretti) di oltre 1 miliardo di sterline. La frazione di questi costi, specificatamente imputabile al blocco delle sezioni libere dei ponti a causa dei detriti, non è stata completamente stimata e rimane tutt'ora in gran parte sconosciuta. Tuttavia, numerosi ponti in aree urbane, dove il costo delle attività e l'esposizione umana sono più alti, suggeriscono che i detriti potranno svolgere un ruolo particolarmente importante nelle perdite durante le inondazioni.



Figura 1.2 Esempio di accumulo di detriti galleggianti sulla pila del viadotto Lower Ashenbottom nel Lancanshire (UK), (Benn, 2013)

Il lavoro svolto con questa tesi di laurea descrive una piccola parte del progetto di ricerca DEBRIEF, Debris Effect on BRIdge resiliencE and Flooding, condotto dal Prof. Gustavo A.M. de Almeida dell'Università di Southampton e dal Ing. Marta Roca-Collell dell'istituto HR di Wellingford, con il supporto tecnico ed economico della Network Rail, principale società ferroviaria in Regno Unito, e dell'Environment Agency, agenzia pubblica per l'ambiente in Regno Unito.

L'obbiettivo generale del progetto di ricerca è quello di definire una metodologia robusta ed accurata per valutare gli effetti degli accumuli di detriti sui piloni dei ponti, riguardo alla resistenza che offrono durante gli eventi di inondazione e all'aumento del rischio di allagamento delle aree a monte. La metodologia consentirà di effettuare valutazioni precise sui carichi orizzontali esercitati dal flusso e dai detriti sulla pila, sull'erosione del fondo alveo in prossimità della pila ( e quindi il rischio di un indebolimento di fondazione) e sull'aumento dei livelli dell'acqua a monte, durante le inondazioni ("afflux"). Tutto ciò sarà realizzato attraverso lo sviluppo di pratiche linee guida che permetteranno alle agenzie governative e alle industrie attive nel settore di classificare in modo più realistico lo stato di ogni infrastruttura e di definire le priorità di intervento, di pianificazione e di gestione del rischio alluvionale. Le metodologie

sviluppate saranno anche di aiuto nella progettazione delle infrastrutture di ponti futuri, così da renderle più resistenti agli eventi metereologici estremi.

Nel periodo tra Maggio 2018 ed Agosto 2018, sono stati condotti, insieme al PhD. Francisco Nicolàs Cantero –Chinchilla, i primi esperimenti nel laboratorio di idraulica di Boldrewood all'Università di Southampton. Gli studi effettuati attraverso questa campagna sperimentale sono rivolti allo sviluppo di affidabili metodi per prevedere l'afflusso indotto dai detriti durante le inondazioni e la valutazione di una correlazione tra il campo di velocità che assume la corrente in prossimità della pila e la sua intensità erosiva. Il lavoro di tesi, svolto attraverso questa campagna sperimentale del progetto DEBRIEF, è stato realizzato con l'obbiettivo di:

- Progettare ed eseguire specifici esperimenti in canaletta per quantificare la dipendenza dell'afflusso generato dai detriti e dalla loro geometria;
- Progettare ed eseguire esperimenti in canaletta volti alla comprensione e allo studio del campo di moto indotto da accumuli di detriti attorno alle pile dei ponti e il confronto col caso di pile senza detriti accumulati;
- Utilizzare i dati ottenuti dallo studio del campo di moto per stimare l'aumento dello scalzamento al piede delle pile generato dagli accumuli di detriti rispetto al caso senza i detriti.

## 2. STATO DELL'ARTE

### 2.1. PRODUZIONE, TRASPORTO E ACCUMULO DEI DETRITI

#### 2.1.1. Produzione

I detriti legnosi che scorrono in un corso d'acqua provengono dagli alberi, dai rami e dai residui del disboscamento che vi cadono all'interno. La quantità degli elementi legnosi presente in un corso d'acqua dipende principalmente dallo stato di salute e dalla densità delle aree boschive, delle pianure inondabili e della zona riparia più vicina all'alveo. Una percentuale compresa tra il 70% e il 90% degli elementi legnosi all'interno dei corsi d'acqua proviene da un'area di circa trenta metri di larghezza intorno all'alveo (Fetherston, 1995). La maggior parte degli studi condotti fin'ora conferma che il reclutamento dei LWD è principalmente guidato dai processi fluviali dei corsi d'acqua meandriformi, dai residui del taglio della vegetazione sulle sponde e dalla caduta di alberi in alveo.

Nei corsi d'acqua di piccolo ordine le frane detritiche sono il principale meccanismo con cui alberi e detriti organici finiscono all'interno dell'alveo.

Nei corsi d'acqua di medio-alto ordine, sia che abbiano o no pianure inondabili, i meccanismi di reclutamento di detriti legnosi sono principalmente associati allo sviluppo di meandri e all'erosione delle sponde del canale.

Sperimentalmente è stata sviluppata la probabilità P, Equazione 2.1, di caduta di un albero e della conseguente consegna di detriti legnosi grossolani ad un corso d'acqua, proporzionalmente al rapporto tra l'arco AD lungo il corso d'acqua e la circonferenza del cerchio con raggio pari all'altezza effettiva, (Robinson, 2003), Figura 2.1 e Figura 2.2.

$$P = \frac{AD}{2\pi H_e} = \frac{\cos^{-1}(\frac{D_d}{H_e})}{180^{\circ}}.$$
 (2.1)

L'altezza effettiva è l'altezza utilizzata per definire il CWD ("Coarse Wood Debris") delle conifere e D è la distanza dell'albero dal corso d'acqua.



Figura 2.1 Area potenziale di caduta di un albero di conifere

Questo modello è utile per identificare gli alberi che hanno un'alta probabilità di fornire detriti legnosi grossolani ad un corso d'acqua.



Figura 2.2 Illustrazione schematica della probabilità di fornitura di CWD ad un corso d'acqua dalla caduta di un albero

Successivamente alla caduta di un albero, la maggior parte dei rami si spezza ed il tronco può dividersi in più pezzi. Nonostante la posizione dell'elemento caduto sia al di fuori del canale attivo, le sue parti rimangono elementi con un'alta probabilità di finire nel corso d'acqua durante gli eventi meteorologici. I detriti legnosi ritrovati in un fiume possono quindi essere in tutte le posizioni possibili dell'area di drenaggio del corso d'acqua, lungo tutto il suo sviluppo, oltre che sulle barre e sulle isole.

#### 2.1.2. Trasporto

La mobilitazione ed il trasporto dei detriti legnosi dipendono dalle caratteristiche fisiche dell'elemento rispetto alla larghezza del canale, dal diametro dell'elemento rispetto alla profondità della corrente e dall'orientamento dell'elemento rispetto alla direzione della corrente. La dimensione degli accumuli di LWD cresce verso valle mentre il numero di LWD trasportati dalla corrente diminuisce (Swanson, 1982). Nei corsi d'acqua di ordine basso, generalmente poco larghi, i LWD tendono ad essere più larghi del canale e riescono a rimanere in posizione più a lungo rispetto ai detriti che si trovano nei canali di ordine superiore, dove la loro lunghezza è minore della larghezza del canale e sono più facilmente mobilizzati durante gli eventi di piena. Tuttavia, gli elementi più grossolani tendono a bloccarsi più facilmente in presenza di ostacoli in alveo, mentre gli elementi più piccoli (in particolare gli elementi con larghezza e diametro inferiore rispetto alle dimensioni delle golene (Bilby, 1982)) sono più facilmente trasportabili a valle. Per questo motivo la frequenza degli accumuli di LWD diminuisce da monte verso valle, nonostante i processi di mobilitazione. Nelle aree vallive dei bacini idrografici si notano accumuli di dimensioni maggiori, ma principalmente composti da piccoli elementi accatastati insieme.

Generalmente i detriti rimangono fermi fino a quando le condizioni non sono sufficienti ad una loro mobilitazione. Nei corsi d'acqua ripidi e di basso ordine, le forti piogge e le frane detritiche sono la principale causa di mobilitazione (Swanson, 1976), mentre nei corsi d'acqua di ordine più alto, gli elementi detritici sono trasportati verso l'alveo da una vera e propria flottazione durante gli eventi di piena (Lassettre, 2001).

All'interno del corso d'acqua i detriti si muovono in maniera diversa a seconda della loro posizione e della geometria del fondo alveo. Nei tratti rettilinei gli elementi galleggianti sono trasportati secondo la velocità della corrente nelle sezioni in cui l'acqua è più profonda, Figura 2.3. Nei tratti curvilinei si osserva una tendenza di trasporto lungo il filo della corrente tra il thalweg e la riva esterna (Diehl, 1997), Figura 2.3. I detriti sommersi sono traportati vicino al letto del fiume, muovendosi verso valle e rimbalzando e rotolando tra gli ostacoli del fondo. Questi elementi tendono ad accumularsi vicino alle sponde nei tratti rettilinei e sulle barre nei tratti curvilinei.

Generalmente i detriti tendono ad essere trasportai singolarmente, muovendosi lungo la linea di thalweg della corrente (Chang, 1979), ma in corsi d'acqua poco profondi e con

un flusso sufficientemente lento tendono ad aggrupparsi creando stabili accumuli che si muovono uniformemente verso valle (Lyn, 2003b).



Figura 2.3 Trasporto dei detriti in canali rettilinei e curvilinei

La distanza percorsa dai detriti è molto difficile da valutare in quanto non è solamente influenzata dal punto di inserimento del detrito nel corso d'acqua e dalle sue caratteristiche geometriche, ma anche dalla morfologia del canale. Risulta quindi molto complesso trovare una correlazione predittiva della distanza che un detrito potrà percorrere. Alcuni autori ritengono che la distanza percorsa da un elemento legnoso galleggiante è proporzionale ad un coefficiente adimensionale di rugosità, DR, dipendente dalle caratteristiche del detrito e del canale dove scorre, Equazione 1.2, (Braudrick, 2001):

$$DR \propto \left(a_1 \frac{L}{w_{av}} + a_2 \frac{L}{R_c} + a_3 \frac{d_b}{d_{av}}\right) \qquad (2.2)$$

L= lunghezza del detrito;

w<sub>av</sub>=larghezza del canale principale;

R<sub>c</sub>= raggio di curvatura;

d<sub>b</sub>= profondità di galleggiamento;

d<sub>av</sub>= profondità media del canale;

a<sub>1</sub>,a<sub>2</sub>,a<sub>3</sub>= coefficienti di variazione secondo l'importanza di ciascuna variabile.

Lyn et al. (2003) sostengono, infine, che la produzione di detriti e il trasporto nei corsi d'acqua non avvengano regolarmente, ma che si alternino lunghi periodi di scarsa o assente attività a periodi di intensa attività, generalmente coincidenti con i rami crescenti dell'idrogramma.

#### 2.1.3. Accumulo

Le modalità di accumulo dei detriti trasportati dalla corrente sono ampliamente influenzate dalla tipologia di corso d'acqua che trascina il detrito.

Nei canali di ordine basso i detriti sono mobilizzati da correnti di forte intensità che si verificano a seguito di eventi metereologici estremi oppure durante frane detritiche. Gli elementi si bloccano e si accumulano quando le loro dimensioni superano quelle dell'alveo attivo e la corrente non riesce a disarcionarli dal loro incastro.

Nei canali intermedi di ordine superiore al terzo ed al quarto, i detriti trasportati sono generalmente di grosse dimensioni e, mobilizzati durante gli eventi di piena, scorrono su tutta la larghezza disponibile del canale (Diehl, 1993). Gli elementi trasportati tendono con maggior frequenza a formare grossi accumuli creando un vero e proprio blocco al flusso.

Nei canali di ordine alto, la deriva detritica è molto più limitata a particolari zone del canale e tende ad accumularsi soltanto in presenza di ostacoli che ne impediscono il deflusso (Diehl, 1997).

Nei canali meandriformi, di qualsiasi ordine, i detriti si depositano principalmente nelle zone in cui la sinuosità è maggiormente accentuata e la morfologia di barre alternate favorisce il contatto del detrito con i margini del canale (Nakamura, 1994).

Gli accumuli detritici si formano quindi, quando i singoli elementi vengono a contatto con grandi massi o elementi immobili all'interno dell'alveo. Gli accumuli sono innescati da un grosso detrito stabile, che per dimensioni non riesce a scorrere facilmente nel canale disponibile. Gli elementi provvisti di radici tendono ad accatastarsi con la radice verso monte, che, nella maggior parte dei casi, risulta diventare essa stessa un elemento stabile per creare un ulteriore accumulo (D'Aoust, 2000).

Gli elementi detritici che compongono un accumulo possono essere divisi in tre categorie, Figura 2.4: l'elemento chiave, ossia il detrito stabile che innesca l'accumulo (generalmente di grosse dimensioni, anche maggiori della larghezza e profondità dell'alveo, generalmente disposto perpendicolarmente alla corrente); l'elemento trasportato che si muove con la corrente finché non viene bloccato dall'elemento chiave, diventando un elemento fisso dell'accumulo (dimensioni intermedie che ne permettono il trasporto); l'elemento libero, che viene intercettato dall'accumulo che incontra durante il suo deflusso, ma ha le dimensioni per potersi muovere all'interno di esso ed anche verso valle, se trova una linea di flusso libera.

Secondo questa classificazione gli accumuli detritici si suddividono in: accumuli in-situ (generati da elementi che non sono stati trasportati dalla corrente); accumuli trasportati (generati da elementi che provengono dalle aree a monte e si sono bloccati a seguito delle variazioni geometriche del corso d'acqua, della morfologia o per la presenza di un ostacolo fisso in alveo); accumuli combinati (generati dalla combinazione di un elemento chiave in-situ e da elementi secondari trasportati dalla corrente). Gli elementi chiave che formano un intasamento detritico sono generalmente tra uno e quattro, ma rappresentano la percentuale maggiore del volume dell'accumulo. Gli elementi trasportati sono da 10 a 100 volte superiori rispetto agli elementi chiave (Abbe, 2003).

Una volta formato l'ammasso detritico, gli elementi più fini trasportati dalla corrente (foglie, rametti, sedimenti grossolani e fini, materiali artificiali) tendono a riempire gli spazi interstiziali dell'accumulo (Parola, 2000). Questa riduzione della permeabilità può essere tanto importante quanto le dimensioni dell'accumulo stesso per gli effetti che l'intasamento delle sezioni libere dell'alveo causa. Da alcune osservazioni sperimentali

si deduce che negli accumuli il volume dei vuoti sia per la metà riempito da materiale sottile (Laursen, 1956), tuttavia gli ammassi di detriti rimangono grosse strutture porose anche con grandi volumi di terra e materiale organico al loro interno (Manners, 2007).



**Elemento chiave** 

Figura 2.4 Accumulo detritico alla pila di un ponte

La forma dell'accumulo detritico è generalmente idealizzata come rettangolare o triangolare, Figura 2.5. Le osservazioni scientifiche hanno dimostrato che queste due forme sono le più frequenti: la forma rettangolare crea un maggior ostacolo al flusso, incrementando maggiormente gli effetti sull'afflusso e sull'erosione al fondo; la forma triangolare (la più frequente in natura) è più semplificata e genera un flusso meno severo rispetto alla forma rettangolare, tuttavia anch'essa incrementa gli effetti sull'afflusso e sull'erosione al fondo (Parola, 2010).



Figura 2.5 Forme degli accumuli di detriti legnosi alle pile dei ponti (L indica la lunghezza dell'ammasso detritico in questo caso)

A seguito degli studi condotti da Panici & De Almeida, (2018), presso l'Università di Southampton, come base per lo sviluppo del progetto di ricerca DEBRIEF, il lavoro sperimentale di questa tesi si è basato esclusivamente sulla valutazione degli effetti indotti dagli accumuli di detriti legnosi di forma triangolare.

## 2.2. STIMA DELLA DIMENSIONE DEGLI ACCUMULI DI DETRITI

Nonostante il ruolo cruciale che gli ammassi di detriti giocano nel rischio di crollo di ponti o di inondazioni, gli studi scientifici sulla dinamica di accumulo sono scarsi. La maggior parte degli studi si è focalizzata nel quantificare il potenziale di scavo ed il suo incremento sotto l'effetto degli accumuli di detriti. Questi studi hanno sempre assunto diverse dimensioni, forme, porosità e rugosità dei detriti che componevano i rispettivi modelli, i quali venivano poi testati secondo differenti condizioni di flusso (Lagasse, 2010), (Melville, 1992), (Pagliara, 2011). Di conseguenza, la progettazione di ponti con pile in alveo e le linee guida per la valutazione del rischio di alluvione non considerano la deriva dei detriti o al massimo suggeriscono dimensioni arbitrarie della struttura dell'accumulo (Diehl, 1997). Solo pochi studi sperimentali, relativamente recenti (Lyn, 2003b), (Bocchiola, 2008), (Rusyda, 2014), hanno tentato di indagare il fenomeno dell'accumulo, sebbene abbiano avuto un campo di indagine limitato e non abbiano analizzato la relazione fondamentale tra il processo di accumulo di LWD e le condizioni di flusso.

In ambito scientifico sono disponibili due ricerche sperimentali, sufficientemente documentate, che hanno considerato le relazioni tra il processo di accumulo dei Large Wood Debris e le condizioni di flusso. Il primo riferimento si basa su 2500 osservazioni di accumuli di detriti nei corsi d'acqua in Nord America raccolte dalla Federal Highway Administration (Diehl, 1997) e dalla National American Cooperative Highway Research Program (Lagasse, 2010). Il secondo riferimento deriva dall'estesa analisi sperimentale condotta all'Università di Southampton (Panici, 2018), nella quale la formazione e la crescita degli accumuli di detriti di varie dimensioni è stata analizzata rispetto a condizioni di flusso molto differenti.

Le osservazioni negli ambienti naturali e gli esperimenti in laboratorio indicano che la maggior parte degli ammassi detritici sulle pile singole, causati da un successivo raggruppamento degli elementi legnosi trasportati dalla corrente, assumano una forma di un mezzo cono invertito, Figura 2.6.



Figura 2.6 Modello di mezzo cono invertito di un accumulo di detriti ad una singola pila di un ponte

L'accumulo è descritto tramite tre dimensioni geometriche: larghezza (W); altezza (H); lunghezza (K).

La dimensione potenziale che può raggiungere l'ammasso dipende dalla lunghezza dei detriti legnosi che entrano nei corsi d'acqua e che vi sono trasportati. Considerando i processi con cui si forma l'accumulo, Diehl (1997) e Lagasse (2010) raccomandano di valutare la larghezza dell'accumulo pari alla lunghezza dell'elemento chiave bloccato dalla pila. La stima dell'altezza che può raggiungere l'accumulo non è stata quantificata, ma le linee guida americane del 1997 hanno ipotizzato che "in alcune circostanze" questa possa estendersi dalla superficie libera fino al fondo (Diehl, 1997). Successivamente, nel 2010, hanno aggiornato l'ipotesi riferendo che "spesso" l'estensione può estendersi per l'intera altezza d'acqua (Lagasse, 2010). I risultati proposti dalle linee guida americane si sono basati esclusivamente sulle osservazioni in campo.

Panici & de Almeida (2018) hanno condotto 570 esperimenti di laboratorio per indagare come le condizioni di flusso influenzino la massima dimensione potenziale che può raggiungere l'accumulo. Singoli elementi di legno, sia di dimensioni uniformi che non, sono stati continuamente introdotti nel centro di un canale che presentava in mezzeria una pila cilindrica, come ostacolo al normale flusso. Gli esperimenti hanno evidenziato che gli accumuli crescono secondo il successivo raggruppamento dei singoli elementi,

fino a raggiungere delle dimensioni massime per cui l'accumulo viene destabilizzato dal flusso e portato via. La massima dimensione raggiunta dall'ammasso, nelle condizioni stabili, è stata correlata alle specifiche condizioni di flusso che sono state mantenute costanti per tutto l'esperimento, Figura 2.7.



Figura 2.7 Risultati degli esperimenti di laboratorio di Panici & de Almeida (2018) nel caso di detriti con lunghezza uniforme e non uniforme (L=lunghezza dell'elemento chiave che crea l'accumulo)

I dati rappresentano le correlazioni tra le dimensioni geometriche che descrivono l'accumulo ed il numero di Froude, considerando come lunghezza caratteristica (L) la lunghezza dell'elemento chiave. Equazione (2.3).

$$Fr_L = \frac{U}{\sqrt{gL}}$$
 (2.3)

U= velocità indisturbata della corrente; g= accelerazione di gravità.

I dati confermano quanto dedotto tramite le osservazioni sul campo. Nel caso di elementi non uniformi si può considerare W/L=1, sebbene gli esperimenti individuino un range di variazione tra 0.8 e 1.3 in funzione di  $Fr_L$ . Più precisamente, l'analisi condotta da Panici & de Almeida (2018) ha permesso lo sviluppo di formule empiriche per la stima delle massime dimensioni che può raggiungere un ammasso di detriti:

$$\frac{W}{L} = 0.99 + 3.24e^{-4.625Fr_L} \tag{2.4}$$

$$\frac{H}{L} = 0.70 - 0.89e^{-3.004Fr_L} \qquad (2.5)$$

$$\frac{K}{L} = 0.466 + 3.720e^{-9.936Fr_L} \tag{2.6}$$

Per detriti uniformi e  $0.10 < Fr_L > 0.51$ .

$$\frac{W}{L} = 0.77 + 3.94e^{-4.63Fr_L} \tag{2.7}$$

$$\frac{H}{L} = 0.39 - 0.46e^{-5.77Fr_L}$$
(2.8)

$$\frac{K}{L} = 0.25 + 1.18e^{-15.04Fr_L} \tag{2.9}$$

Per detriti non uniformi e  $0.10 < Fr_L > 0.40$ .

La dimensione dell'elemento più lungo è il fattore più importante nella valutazione dell'ingombro complessivo raggiungibile dall'ammasso di detriti trasportati dalla corrente. La stima di questa lunghezza si basa sull'osservazione degli elementi che vengono movimentati durante le piene da un determinato corso d'acqua oppure sull'analisi degli accumuli che si sono creati in precedenza. In assenza di informazioni locali si è soliti considerare come lunghezza L di riferimento il minimo tra la lunghezza massima dei tronchi robusti e la minima larghezza del canale immediatamente a monte del ponte (Diehl, 1997).

### 2.3. EFFETTI SUI CARICHI AGENTI SULLA PILA

Le pile dei ponti posizionate in alveo sono soggette a forze idrodinamiche ed idrostatiche.

La forza idrodinamica, o forza di drag, deriva dalla distribuzione delle pressioni intorno all'ostacolo (drag di pressione) e degli sforzi tangenziali di tipo viscoso (drag di attrito). Per le applicazioni pratiche la forza idraulica totale agente su un elemento in alveo ( $F_x$ ) può essere parzializzata nella componente di drag ( $F_d$ ) e nella forza idrostatica ( $F_h$ ), derivata dalla differenza della forza idrostatica a monte dell'ostacolo e a valle (Parola, 2000).

$$F_x = F_d + F_h \tag{2.10}$$

La formula generale per la forza di drag, derivata da un'analisi dimensionale e di maggior utilizzo nei metodi pratici, è strettamente influenzata dalla forma che assume l'accumulo; inoltre una maggiore ostruzione della sezione libera comporta un aumento importante di tale componente.

$$F_d = \frac{1}{2}\rho \cdot C_d \cdot A \cdot U^2 \qquad (2.11)$$

 $F_d$ = forza di drag (N);

 $\rho$ = densità dell'acqua (kg/m<sup>3</sup>);

 $C_d$  = coefficiente adimensionale di drag;

A= area dell'elemento sommerso (m<sup>2</sup>);

U= velocità indisturbata della corrente (m/s).

In presenza di un accumulo di detriti sulla pila la forza di drag può essere a sua volta suddivisa in due componenti:  $F_{dd}$ , forza di drag esercitata sull'ammasso e  $F_{dp}$ , forza di drag esercitata sulla parte di pila sommersa al di sotto dell'accumulo.

Il coefficiente di drag di un oggetto immerso in acqua dipende da molti fattori geometrici e di flusso: forma dell'oggetto, angolo di attacco, numero di Reynolds, contrazione del flusso, intensità di turbolenza. Anche in questo caso la conoscenza delle

dimensioni dell'ammasso di detriti risulta fondamentale. Tuttavia, la ricerca scientifica si è focalizzata nell'ottenere accurate stime del coefficiente di drag esclusivamente per geometrie semplici. Nel caso di una pila cilindrica in alveo il coefficiente di drag rimane costante ed è ben approssimato dal valore di 1.2 per il range di  $5 \times 10^2 < Re > 1.2 \times 10^5$  (Douglas, 2005).

Gli accumuli di detriti hanno forme molto varie ed irregolari che rendono la determinazione del coefficiente di drag assai complessa. Alcuni studi hanno portato a dei risultati soddisfacenti, ma adottabili soltanto in particolari condizioni, Tabella 2.1.

| Reference             | Type of study               | C <sub>d</sub> values | Observations                            |
|-----------------------|-----------------------------|-----------------------|---|
| Apelt (1986) (from    | Experiments with            | 1.0~2.0               | Results in absence of bridge piers or   |
| Parola et al. 2000)   | idealised (rectangular      |                       | superstructure models                   |
|                       | perforated prism) models    |                       |   |
|                       | of debris accumulations     |                       |   |
| Wellwood and Fenwick  |                             | 1.04                  | Approach flow velocity defined at       |
| (1990)                |                             |                       | mid-height of the debris accumulation   |
| Parola et al. (2000)  | Experiments with            | 0.16~1.9              | 'Contracted' flow velocity used.        |
|                       | idealised (vertical plates, |                       | Values of $C_d$ have been observed to   |
|                       | roughened cones on piers,   |                       | decrease with the blockage ratio (i.e.  |
|                       | roughened wedges)           |                       | ratio between obstructed area and the   |
|                       | models of debris            |                       | total cross-sectional area)             |
|                       | accumulations, as well as   |                       |   |
|                       | model debris                |                       |   |
| Panici and de Almeida | Experiments with model      | 0.75~3.0              | Most of the results within the narrower |
| (2018)                | debris (twigs and           |                       | band of 1.0~2.5                         |
| University of         | branches)                   |                       |   |
| Southampton           |                             |                       |   |
| AASHTO (1998) (from   |                             | 0.1~1.8               | Defined as a function of the blockage   |
| Parola et al. 2000)   |                             |                       | ratio and the Froude number             |
| Shields and Gippel    | Experiments using debris    | 1~2.5                 | Defined as a function of the blockage   |
| (1995)                | models of polyvinyl         |                       | ratio and the drag coefficient of a     |
|                       | chloride (PVC) pipes and    |                       | cylinder of infinite length             |
|                       | wooden dowels               |                       |   |
| Ontario Highway       |                             | 1.4                   | Debris lodged against the pier          |
| Bridge Design Code    |                             |                       |   |
| (1991) from AASHTO    |                             |                       |   |
| (2007)                |                             |                       |   |
| Draft of the New      |                             | 0.5                   | Defined as the drag coefficient of a    |
| Zealand Highway       |                             |                       | floating debris accumulation of         |
| Bridge Design         |                             |                       | dimensions (triangular shape):          |
| Specification, from   |                             |                       | -H = half of the water depth with 3 m   |
| AASHTO (2007)         |                             |                       | maximum, and                            |
|                       |                             |                       | -W = half the sum of adjacent span      |
|                       |                             |                       | lengths with 14 m maximum               |

|  | Tabella | 2.1 | Studi | sulla | stima | del | coefficient | te di | drag | per | accumuli | di | detr | iti |
|--|---------|-----|-------|-------|-------|-----|-------------|-------|------|-----|----------|----|------|-----|
|--|---------|-----|-------|-------|-------|-----|-------------|-------|------|-----|----------|----|------|-----|

Il fenomeno dell'afflusso rende molto complicata la stima della componente idrostatica a monte della pila, in quanto i livelli idrici sulla faccia di monte dell'accumulo risultano più alti rispetto ai livelli in corrispondenza della faccia di valle. In letteratura non esistono casi di studio sulla forza idrostatica attraverso un mezzo poroso come un accumulo di detriti. Parola et al. (2000) hanno sviluppato delle formule semplificate, Equazioni 2.12 e 2.13:

$$F_{hu} = \rho \cdot g \cdot h_{c-u} \cdot A_u \qquad (2.12)$$
$$F_{hd} = \rho \cdot g \cdot h_{c-d} \cdot A_d \qquad (2.13)$$

Il modello proposto considera che la forza idrostatica di monte,  $F_{hu}$ , sia influenzata dalla parte di area dell'accumulo di detriti sommersa, area di cui considera la proiezione lungo la direzione di flusso  $(A_u)$  e dalla distanza dalla superficie libera fino al centro dell'area  $A_u$ ,  $(h_{c-u})$ . Analogamente l'Equazione 2.13 esprime la relazione per il calcolo della forza idrostatica rispetto alla sezione di valle dell'accumulo.

I carichi agenti sulla pila sono molto influenzati anche dagli impatti dei detriti legnosi trasportati dalla corrente sulla struttura. Nonostante i detriti possano essere molto pesanti e possano essere trascinati ad alte velocità, il carico potenziale dovuto all'urto non è stato trattato nel lavoro di tesi.

#### 2.4. EFFETTI DELL'EROSIONE LOCALE SULLA PILA

Con il termine erosione di un corso d'acqua si intende, generalmente, un abbassamento del livello del fondo causato dall'asportazione di sedimenti da parte del flusso. In funzione delle cause e dei meccanismi con cui si sviluppa l'erosione, questa viene classificata come generale, contratta o locale. L'erosione generale è dovuta al processo naturale di rimozione e trasporto di particelle solide che sono investite da una corrente. L'erosione contratta è dovuta a restringimenti o modifiche geometriche delle sezioni libere che tendono ad accelerare il flusso, aumentandone l'intensità erosiva. Queste prime due categorie sono le principali cause dell'erosione che si sviluppa lungo tutta l'estensione del corso d'acqua. L'erosione locale si sviluppa esclusivamente nelle vicinanze di strutture in alveo, a seguito di una consistente variazione delle condizioni di flusso rispetto a quelle indisturbate, Figura 2.8.

Gli accumuli di detriti, in seguito alla maggiore ostruzione causata al flusso, intensificano molto il fenomeno dell'erosione locale; infatti provocano un'accelerazione della corrente, la quale è costretta ad attraversare una sezione molto meno profonda, e creano una stagnazione delle pressioni a valle dell'ostacolo (Cantero-Chinchilla F. N., 2018).



Figura 2.8 Schema della fisica del processo erosivo locale sulla pila in assenza di accumulo di detriti (a) ed in presenza dell'accumulo di detriti (b)

L'evoluzione dell'erosione localizzata alle pile dei ponti in assenza di detriti è stata ampiamente studiata e, in letteratura, sono disponibili molte formule per stimare la profondità dell'erosione locale (Richardson, 1995), (Melville, 1999); (Sheppard, 2014). La maggior parte dei metodi sviluppati si basa su esperimenti e misurazioni in campo che rendono, però, l'applicazione della metodologia molto ristretta, in funzione delle particolari condizioni di studio. In ambito scientifico la "CSU equation" sviluppata dalla Colorado State University ed utilizzata nel modello HEC-18, sviluppato dalla Federal Highway Administration (USA) per il calcolo dell'erosione locale in prossimità dei ponti, e il metodo proposto da Sheppard e Melville (2006), sono le metodologie maggiormente utilizzate. Negli ultimi decenni si è prodotto molto materiale di supporto per i tecnici e le industrie del settore, che permettessero una comprensiva e valida valutazione e mitigazione dell'erosione alla base delle pile dei ponti, attraverso la stesura di linee guida e manuali. Tra le opere di maggior successo scientifico rimane il "Manual on scour at bridges and other hydraulic sructures" (Kirby, 2015) che si basa sull'equazione di Breusers et al. (1977) per la valutazione dell'erosione e il "Bridge scour manual" (Sheppard, 2005) che si basa sull'equazione di Sheppard and Miller per la valutazione dell'erosione alla base della pila.

Soltanto negli ultimi decenni si è iniziato a cercare di comprendere gli effetti degli accumuli detritici sull'erosione locale alle pile dei ponti. La maggior parte della ricerca in questo ambito si basa su esperimenti di laboratorio in cui il modello che rappresenta l'accumulo è ipotizzato a priori e successivamente testato sotto diverse condizioni di flusso. Melville e Dongol (1992) stimano che l'accumulo di detriti incrementa di 1.49 volte la profondità di scavo rispetto al caso senza detriti. Pagliara e Carnacina (2010) stimano invece un incremento variabile tra le 2 o le 3 volte, a seconda delle condizioni. La stretta dipendenza dell'erosione con la forma e la dimensione dell'accumulo porta ad avere una non sottovalutabile incertezza nei risultati della potenzialità erosiva, che chiarisce le differenze che sono riportate nei vari studi.

Melville e Dongol (1992) e Lagasse et al. (2010) propongono un metodo predittivo basato sul "diametro effettivo" ( $D_e$ ), definito come una larghezza equivalente della pila, in assenza di detriti, che produrrebbe la stessa erosione locale che nella realtà è causata dalla presenza dell'accumulo, Equazione 2.14.

$$D_e = \frac{T_d^* \cdot W + (h - T_d^*) \cdot D}{h}$$
(2.14)

 $T_d^* \cong 0.52H;$  W =larghezza dell'accumulo di detriti; h = altezza d'acqua; D = diametro reale della pila. Un recente studio, condotto dall'Università di Southampton per determinare il potenziale incremento nello scavo al fondo che i detriti possono produrre, ha utilizzato modelli di accumulo appositamente realizzati seguendo le relazioni sviluppate da Panici & de Almeida (2018). Lo studio, ancora in fase di sperimentazione, è tra i primi tentativi di indagine che non ipotizza a priori il modello di accumulo detritico, ma lo deduce da certezze sperimentali e lo correla alle rispettive condizioni geometriche e di flusso testate con l'esperimento.

### 2.5. EFFETTI SULL'AFFLUSSO

Il principio che regola il fenomeno dell'afflusso legato a corpi sommersi in canali aperti, chiamato conservazione del "momentum" o di energia, è stato ampiamente studiato negli anni. Sono stati realizzati vari metodi, sia empirici, sia basati sulla conservazione dell'energia (Yarnell, 1936; El-Alty, 2006; Suribabu, 2011; Danish Hydraulic Institute, 2014). La formula di Yernell (1936) è la più raccomandata nella maggior parte dei manuali, nonché alla base del metodo di calcolo dell'afflusso sviluppato da HEC-RAS River Analysis System, 2016.

$$\frac{\Delta h}{h} = K_Y (K_Y - 0.6 + 5Fr_2^2) [1 - r + 15(1 - r)^4] Fr_2^2 \qquad (2.15)$$

 $\Delta h$ = valore dell'afflusso;

h= altezza della corrente indisturbata;

 $K_Y$  = coefficiente di forma;

1 - r = grado di restringimento;

 $Fr_2$ = numero di Froude della corrente indisturbata.

Una minore attenzione è stata attribuita allo sviluppo di metodologie e di sistemi informatici che permettano di calcolare automaticamente l'afflusso in presenza di pile in alveo ed accumuli detritici. Il software di calcolo "DEBRIS-Afflux Calculator v1.0", sviluppato dall'Università di Southampton all'interno del progetto DEBRIEF, è il primo esempio di uno strumento realizzato a beneficio degli "stakeholders" coinvolti nella progettazione e valutazione dei rischi di ponti soggetti all'accumulo di grandi detriti di legno. Il software combina il principio di conservazione dell'energia con i dati osservati durante le sperimentazioni del fenomeno dello scavo localizzato in canaletta.
# **3.** STRUMENTI E METODI

## 3.1. STRUMENTI UTILIZZATI

### 3.1.1. Canale idraulico

Gli esperimenti sono stati condotti nel laboratorio di idraulica dell'Università di Southampton (United Kingdom), presso il centro sperimentale di Boldrewood.

Il canale utilizzato è il canale sperimentale HM 161 della Gunt Hamburg, Figura 3.1, Figura 3.2, ha una lunghezza di 16 m (inclusa la trappola per i sedimenti), una larghezza di 600 mm e una altezza di 800mm.



Figura 3.1 Canale idraulico HM 161, vista laterale sinistra (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)



Figura 3.2 Canale idraulico HM 161, vista laterale destra (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

Il canale è provvisto di quattro serbatoi connessi tra di loro e riempiti d'acqua. Le pompe 1 e 2 convogliano l'acqua dai serbatoi dentro la condotta così che l'acqua defluisca attraverso la sezione di apertura dentro il canale, scorrendo nella direzione indicata in Figura 3.1 e Figura 3.2. Al termine della sezione di misurazione l'acqua fuoriesce dalla sezione di uscita e ritorna all'interno dei serbatoi. Una volta riempiti i serbatoi d'acqua, il canale è completamente autonomo per l'approvvigionamento del liquido. Inoltre, un sensore di pressione posizionato nel serbatoi numero 2 controlla costantemente il livello di riempimento mostrando la percentuale nei monitor di controllo.

La portata è regolabile selezionando la pompa 1 e/o la pompa 2 e impostando un valore attraverso i touch screen. Un convertitore di frequenza della velocità dell'acqua nelle pompe permette un automatico controllo della portata. Un contatore elettromagnetico della Endress + Hauser, all'interno della condotta, misura istantaneamente il valore della portata in un range tra 0.64 m<sup>3</sup>/h e 636 m<sup>3</sup>/h. Il livello dell'acqua nella sezione di uscita è regolabile attraverso una paratia mobile. La pompa 3 è utilizzata soltanto nel caso dei sedimenti, trasportandoli dal serbatoio di scarico all'interno della condotta, fino alla sezione di ingresso del flusso.

Il canale è gestito tramite due touch screen ed i dati selezionati sono mostrati sui loro display.



Figura 3.3 Circuito dell'acqua (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

L'unità di pompaggio consiste in tre pompe con motore flangiato. Le pompe numero 1 e 2 possono lavorare separatamente o contemporaneamente selezionando gli specifici comandi nel monitor di controllo. Ciascuna ha una portata massima di 228 m<sup>3</sup>/h ed un carico di 35 m. Tra le due pompe e la condotta non è montata alcuna valvola di non ritorno. La pompa numero 3 è utilizzata soltanto quando il canale è riempito d'acqua e sedimenti. La pompa numero 3 è provvista di una valvola a tre vie. Una mandata è chiusa da un tappo di fondo. Con il tappo di fondo chiuso la pompa ricircola i sedimenti all'interno del canale, trasportandoli attraverso la condotta, dalla sezione di uscita alla sezione di ingresso. I sedimenti vengono separati dall'acqua per gravità, servendosi di una piastra separatrice e di un deflettore che convogliano e permettono la sedimentazione delle particelle all'interno di una botola conoidale. L'acqua priva di sedimenti defluisce nella sezione di uscita. Con la terza mandata aperta, e connessa a una manichetta, i sedimenti vengono rimossi dal canale.



Figura 3.4 Pompe(G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

L'acqua entra nella sezione di apertura attraverso una tubazione perforata. Una piastra flottante ed un pannello raddrizzatore a nido d'ape garantiscono un flusso calmo e regolare. Un interruttore di portata posizionato nella sezione di apertura interrompe l'alimentazione elettrica delle pompe nel caso siano raggiunti elevati livelli d'acqua, per prevenire lo straripamento. Un sensore di temperatura misura costantemente la temperatura dell'acqua mostrandola nei display. Una valvola di fondo permette di drenare la sezione di ingresso.



Figura 3.5 Sezione di ingresso (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

Alla base della sezione di misura sono posizionati una serie di misuratori di pressione che possono essere connessi a dei manometri o ad altri sensori. Quando non sono utilizzati sono chiusi tramite delle valvole.

I vetri che compongono le pareti laterali del canale sono fissati alla struttura metallica con dei montanti. Nel telaio superiore ed inferire della sezione di misura sono realizzati dei fori per l'ancoraggio di strumenti di misurazione. Sul telaio superiore è inoltre montato un binario di alluminio sul quale scorrono dei carrelli per la movimentazione e il posizionamento della strumentazione necessaria.



Figura 3.6 Sezione di misurazione (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

La sezione di uscita è provvista di una paratoia mobile per il controllo del livello dell'acqua nella sezione di misura. La paratoia è incernierata ad una traversa sul fondo della sezione di uscita e la sua altezza è regolata attraverso un argano manuale. Il numero di giri dell'argano è indicato da un contatore e l'altezza della paratia di fondo è indicata nei monitor di controllo. Un' interruttore di portata è posizionato nella parete superiore della sezione per impedire lo straripamento. Dalla sezione di uscita l'acqua defluisce nel serbatoio di scarico per poi essere rimessa in circolo dalle pompe.



Figura 3.7 Sezione di uscita (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

Il canale è sorretto da quattro supporti. Il supporto più vicino al sistema di pompaggio è fisso, gli altri tre supporti sono mobili. I supporti mobili sono dotati di un sistema a pistone di sollevamento che permette l'inclinazione del canale. L'inclinazione è motorizzata impostando un valore compreso tra .0.75% e 2.10% attraverso i monitor di controllo.



Figura 3.8 Regolazione dell'inclinazione (G.U.N.T. Gerätebau, Barsbüttel, Germany 11/2016)

### 3.1.2. Ultrasound Velocity Profiler

L'UPV (Ultrasound Velocity Profiler) è un dispositivo per la misura istantanea del profilo di velocità di un liquido in movimento lungo la direzione di propagazione dell'impulso ad ultrasuoni, rilevando l'effetto Doppler. Nella campagna sperimentale eseguita nel laboratorio di idraulica di Boldrewood è stato utilizzato l'Ultrasound Velocity Profiler – Duo della Met-Flow. La strumentazione si compone di un trasduttore ultrasonico e di una unità di ricezione ed analisi del segnale, Figura 3.9. La casa produttrice mette a disposizione un proprio software di visualizzazione ed analisi dei segnali (versione 3), che permette di visualizzare istantaneamente il profilo di velocità e le intensità puntuali della componente del vettore velocità orientata secondo la direzione di propagazione del segnale acustico.



Figura 3.9 UVP-DUO (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

Il trasduttore ultrasonico emette un segnale pulsato che attraversa il fluido lungo l'asse di emissione del segnale. Le particelle presenti nel fluido riflettono il segnale che viene ricevuto dal trasduttore ed analizzato.



Figura 3.10 Immagine schematica della misurazione del profilo di velocità UVP su un flusso con superficie libera (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

Una parte dell'energia del segnale ad ultrasuoni si disperde sulla superficie della particella colpita e viene persa, la quota parte riflessa raggiunge il trasduttore ultrasonico con un certo ritardo:

$$t = \frac{2x}{c} \qquad (3.1)$$

t= ritardo tra il segnale trasmesso e ricevuto [s];

x= distanza tra la particella colpita ed il trasduttore [m];

c=velocità del suono nel liquido [m/s].

Se la particella si sta muovendo nel liquido lungo l'asse acustico del trasduttore, si genera uno spostamento Doppler della frequenza riflessa e il segnale ricevuto diventa "Doppler-shifted":

$$\frac{v}{c} = \frac{f_d}{2f_0} \qquad (3.2)$$

v=componente della velocità lungo l'asse acustico del trasduttore [m/s];

c=velocità del suono nel liquido [m/s];

f<sub>d</sub>=spostamento Doppler [Hz];

f<sub>0</sub>=frequenza di trasmissione [Hz].

La velocità può essere espressa secondo la lunghezza d'onda:

$$\lambda = \frac{c}{f_0} \qquad (3.3)$$

 $\lambda$ =lunghezza d'onda media dell'ultrasuono [m];

e l'Equazione 3.3 si può esprimere come:

$$v = \frac{f_d}{\frac{2f_0}{c}} = f_d \cdot \frac{\lambda}{2} \qquad (3.4)$$

Se l'UVP riesce a misurare sia il ritardo che lo scostamento Doppler si può derivare sia la posizione che la velocità della particella. Si presume che le dimensioni della particella colpita siano sufficientemente ridotte per seguire il flusso del liquido, così da poter assumere che la velocità misurata corrisponda alla velocità istantanea del flusso nel dato punto dello spazio. Il segnale pulsato emesso dal trasduttore è composto da una serie di volumi di controllo, relativi ai canali utilizzati nel trasduttore, Figura 3.11. Nella descrizione si farà riferimento ai canali come i corrispettivi volumi di controllo. La larghezza del canale definisce il volume di

misurazione e quindi determina la risoluzione spaziale. La larghezza del canale si ottiene

dall'Equazione 3.5:

$$w = c \cdot \frac{n}{2f_0} = \frac{n\lambda_0}{2} \qquad (3.5)$$

w=larghezza del canale [m];

c=velocità del suono nel fluido [m/s];

n=numero di cicli per pulsazione

f<sub>0</sub>= frequenza di trasmissione [Hz];

 $\lambda_0$ =lunghezza d'onda dell'ultrasuono [m].



Figura 3.11 Illustrazione dei termini connessi con "finestra di misurazione" (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

La distanza tra i canali è misurata come la distanza tra i centri di due adiacenti volumi di controllo, Figura 3.11. La distanza tra i canali è costante nella finestra di misurazione del segnale. Impostando il numero di canali da utilizzare, da 10 a 2048 per l'UVP-DUO e la distanza tra ciascuno di essi, si ottiene la lunghezza del volume di misurazione.

La lunghezza della finestra di misurazione è la distanza tra il centro del canale numero 1 (canale iniziale) ed il centro del canale  $N_{ch}$  (ultimo canale), calcolabile secondo l'Equazione 3.6:

$$W_f = (N_{ch} - 1) \cdot channel \, distance$$
 (3.6)

 $W_f$ = lunghezza della finestra di misurazione [mm];  $N_{ch}$ = numero di canali selezionati. La lunghezza della finestra di misurazione deve essere inferire alla profondità lungo l'asse acustico del trasduttore. I valori della posizione finale della finestra sono limitati automaticamente dal software, selezionando la distanza tra i canali e la posizione del canale iniziale, secondo l'Equazione 3.7:

$$W_{end} = P_{max} - 2 \cdot channle \, distance$$
 (3.7)

La frequenza di ripetizione del segnale pulsato determina la massima profondità misurabile:

$$P_{max} = \frac{c}{2 \cdot F_{prf}} \qquad (3.8)$$

 $P_{max}$ = massima profondità misurabile [m]; c = velocità del suono nel fluido [m/s];  $F_{prf}$ = frequenza di ripetizione dell'impulso [1/s].

L'Equazione 3.8 esprime il fatto che è impossibile generare un nuovo impulso ad ultrasuoni se prima il segnale riflesso dell'impulso precedente non abbia raggiunto il trasduttore dalla massima profondità misurabile (canale più lontano dal trasduttore). La massima profondità misurabile si incrementa con la diminuzione di  $F_{prf}$ .

La sovrapposizione di due volumi di controllo consecutivi a seguito della ridotta distanza tra i canali rispetto alla lunghezza del canale, data la lunghezza d'onda del segnale ad ultrasuoni, comporta il fenomeno dell'overlapping.

#### Regular situation:

channel distance > channel width



Figura 3.12 Overlapping (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

La Figura 3.13 definisce il fenomeno dell'overlapping per 4 cicli a 4MHz ed una distanza tra i canali pari alla metà della larghezza del canale.



Figura 3.13 Spiegazione dettagliata dell'overlapping (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

Al tempo t=0 ms il segnale riflesso del primo volume di controllo inizia a essere acquisito dal trasduttore e salvato nel primo canale. Al tempo t=0.25 ms inizia il segnale riflesso dal secondo volume di controllo, mentre il trasduttore sta ancora ricevendo il segnale dal primo volume di controllo. Al tempo t=0.5 ms la ricezione del primo canale è terminata ed inizia la ricezione del secondo canale, mentre il segnale riflesso del secondo volume di controllo raggiunge il trasduttore. Il primo volume di controllo sta ancora però riflettendo il segnale che sarà quindi misurato e salvato anche nel secondo canale.

Di conseguenza, per ciascuna velocità del canale viene effettuata una media spaziale tenendo conto delle velocità dei canali adiacenti; la risoluzione spaziale dipende dalla larghezza del canale e non dalla distanza dello stesso. Il risultato è un livellamento del profilo di velocità, che può essere critico per i flussi con forti variazioni del gradiente di velocità.

Il trasduttore ad ultrasuoni è un dispositivo capace di trasformare il segnale elettrico ad alta frequenza in vibrazioni meccaniche ad alta frequenza. Le vibrazioni meccaniche generano onde sonore, che vengono trasmesse attraverso il materiale che riveste la faccia attiva del trasduttore, grazie alla sua elasticità. Quest'ultimo mezzo di trasporto può essere liquido o solido. In questo modo, un trasduttore funziona come un generatore di onde ultrasoniche. D'altra parte, un trasduttore può funzionare anche al contrario, quindi come ricevitore di onde ultrasoniche (sensore). Quando una scarica di ultrasuoni raggiunge il trasduttore, quest'ultimo genera un segnale elettrico proporzionale all'eccitazione meccanica dovuta agli ultrasuoni. Un trasduttore ultrasonico è costituito da tre componenti principali: l'elemento attivo, il supporto e la piastra antiusura, Figura 3.14. Poiché la scarica ultrasonica generata deve passare attraverso ciascuno di questi elementi prima di viaggiare nell'ambiente esterno, viene data la massima attenzione al loro accoppiamento di impedenza acustica. Un disadattamento di impedenza tra ciascun elemento o con il mezzo esterno significa perdita di energia trasmessa dal fascio emesso e maggiore divergenza dell'angolo.



Figura 3.14 Sezione trasversale di un trasduttore ultrasonico (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

L'elemento attivo, fatto di materiale piezoelettrico o ferroelettrico, converte l'energia elettrica in energia ultrasonica. Il materiale più comunemente usato è la ceramica polarizzata, la quale vibra ad alta frequenza quando eccitata elettricamente. Il produttore di trasduttori Met-Flow ha sviluppato uno speciale elemento attivo piezo-composito con una struttura meccanica "1-3", composta da sottili barre ceramiche (continuità meccanica in un'unica direzione) incorporate in una matrice polimerica (continuità meccanica nelle tre direzioni spaziali ) per generare una perfetta onda sonora longitudinale uni-dimensionale, Figura 3.15. La microstruttura di questo materiale è progettata in modo che tutte le onde soggette ad eccitazione abbiano una lunghezza d'onda maggiore rispetto alle dimensioni delle barre ceramiche. Questa è una condizione necessaria affinché il materiale composito si comporti come materiale omogeneo.



Figura 3.15 Elemento a matrice attiva di un trasduttore ultrasonico, composto da sottili barre piezoelettriche (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

Lo scopo del supporto del trasduttore è di assorbire l'energia acustica che si irradia dalla faccia posteriore dell'elemento attivo. Un materiale altamente attenuante e ad alta densità viene generalmente utilizzato per il supporto.

Oltre al suo scopo fondamentale di proteggere gli elementi interni dall'ambiente esterno, la piastra di usura svolge il ruolo di adattatore di impedenza acustica, che è di grande importanza per i trasduttori ad immersione come i tipi UVP. Questa parte viene quindi utilizzata come strato di collegamento tra l'elevata impedenza acustica dell'elemento attivo a quella del liquido testato, che è generalmente dieci volte più piccola. Nella pratica, l'impedenza della piastra di usura viene impostata vicino al valore del liquido di prova e il suo spessore viene regolato su un quarto della lunghezza d'onda degli ultrasuoni, mentre l'elemento attivo è impostato su metà della lunghezza d'onda degli ultrasuoni. In questo modo le due onde generate simultaneamente da ciascuna faccia dell'elemento attivo sono in fase quando lasciano la faccia anteriore del trasduttore, aumentando l'energia di uscita complessiva degli ultrasuoni, Figura 3.16.



Figura 3.16 Relazioni di fase all'uscita di un trasduttore (UVP-DUO Monitor User's Guide, Met-Flow)

La Met-Flow mette a disposizione i trasduttori acustici elencati in Tabella 3.1.

| Reference      | Central<br>Frequency<br>[MHz] | Active<br>Diameter<br>[mm] | Overall<br>Diameter<br>[mm] | Overall<br>Length<br>[mm] | Focal<br>Distance<br>[mm] | Divergence Half-<br>angle<br>[deg] |
|----------------|-------------------------------|----------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------------|
| TX05-19-<br>23 | 0.5                           | 19                         | 23                          | 40                        | 30.5                      | 4.6°                               |
| TX1-13-16      | 1                             | 13                         | 16                          | 40                        | 28.5                      | 3.4°                               |
| TX2-10-13      | 2                             | 10                         | 13                          | 40                        | 33.8                      | 2.2°                               |
| TX4-5-8        | 4                             | 5                          | 8                           | 40                        | 16.9                      | 2.2°                               |
| TX8-2.5-8      | 8                             | 2.5                        | 8                           | 40                        | 8.5                       | 2.2°                               |

Tabella 3.1 Trasduttori acustici Met-Flow

Per gli esperimenti condotti si è scelto il trasduttore TX2-10-13 con un diametro di 13 mm, un diametro attivo di 10 mm ed una lunghezza di 40 mm.

### 3.1.3. Sensore di distanza ad ultrasuoni

Il sensore di distanza ad ultrasuoni misura la distanza o la presenza di un oggetto target inviando un'onda sonora, al di sopra dell'intervallo percepibile dall'udito, e misurando il tempo di ritorno dell'eco sonoro. Conoscendo la velocità del suono, il sensore può determinare la distanza dell'oggetto dall'elemento trasduttore.



i gui u oir, i usi dei iunzionumento ui un sensore ud uni usuom

Nella campagna sperimentale nel laboratorio di idraulica di Boldrewood si è utilizzato il modello TSPC-30S1-232 della Sonix, Figura 3.18.



Figura 3.18 Sensore ToughtSonic 14, TSPC-30S1-232 (ToughSonic® Family Sensors – Installation & Operating Instructions)

Il sensore ha una lunghezza di 103.2 mm ed un diametro di 26.7 mm, per un peso totale di 0.29 kilogrammi. Una filettatura in acciaio inossidabile 316 di 70.2 mm permette l'ancoraggio dello strumento a specifici supporti metallici ed una sua regolazione in altezza, Figura 3.18. Il modello utilizzato è provvisto di un trasduttore piezoelettrico interno, protetto dall'umidità e dallo sporco tramite una sigillatura in resina epossidica. I sensori hanno una sensibilità dello 0.5% rispetto alla distanza di target in un ambiente esposto a delle condizioni termo igrometriche costanti. Le caratteristiche tecniche del sensore sono riassunte in Tabella 3.2.

|  | ToughSonic 3   | ToughSonic 14  | ToughSonic 30   |
|--|--|--|---|
| Photo  | and the second s |  |   |
| RS-232 interface →<br>RS-485 interface →   | TSPC-30S2-232<br>TSPC-30S2-485   | <u>TSPC-30S1-232</u><br>TSPC-30S1-485  | <u>TSPC-15S-232</u><br>TSPC-15S-485   |
| Optimum Range  | 24 in. (61 cm)   | 10 ft. (3.05 m)  | 20 ft. (6.1 m)  |
| Deadband<br>Maximum Sense Range  | 1.75 in. (4.4 cm)<br>36 in. (91 cm)  | 4 in. (10.2 cm)<br>14 ft. (4.27 m)   | 10 in. (25.4 cm)<br>30 ft. (9.1 m)  |
| Defaults Meas. RangeMIN<br>Meas. RangeMAX<br>Switch #1 Setpoint<br>Switch #2 Setpoint<br>Analog Low Endpoint<br>Analog High Endpoint | 1.75 in. (4.4 cm)<br>36 in. (91 cm)<br>12 in. (30.5 cm)<br>18 in. (46 cm)<br>1.75 in. (4.4 cm)<br>24 in. (61 cm)   | 4 in. (10.2 cm)<br>168 in. (427 cm)<br>12 in. (30.5 cm)<br>24 in. (61 cm)<br>4 in. (10.2 cm)<br>120 in. (305 cm) | 10 in. (25.4 cm)<br>360 in. (914 cm)<br>36 in. (91.4 cm)<br>48 in. (122 cm)<br>10 in. (25.4 cm)<br>240 in. (610 cm) |
| Mounting, Material<br>Dimensions <i>(D x L</i> )   | M30x1.5 mm threaded 3<br>1.2 in. (3.04) x 4  | 16 stainless housing<br>.064 in. (10.3)  | Dual 1.5-inch NPT threaded 316 SS<br>1.88 in. (4.7cm) x 4.3 in. (10.9cm)  |
| Adjustment   | Pushb  | utton Teach or SenixVIEW so  | ftware (included)   |
| Indicators   | Round LED: Power/Target. Sq  | uare & Rectangular LEDs: D   | ata, switch or analog status (configurable)   |
| DC Current @<br>typical 24VDC input +I/O   | 45 mA<br>(rev T2)  | 45 mA<br>(rev T2)  | 45 mA<br>(rev K2)   |
|  | Two outputs: SenixVIEW select<br>sourcing, one or  | table as 0-10 VDC, 4-20 mA<br>two switches   | Five Outputs: 0-10 VDC, 4-20 mA<br>sourcing, 4-20 mA sinking, two switches  |
| Outputs  | Switches: 150 mA, SenixVIEW  | / configured as PNP (@ input   | voltage) or NPN (external 40 VDC max.)  |
| (not including serial data)  | Voltage: 0-10 or SenixVIEV   | V configured, 10 mA max (min   | 15 VDC input for full 10 VDC output)  |
|  | Current Loop: 4-20 mA or S   | enixVIEW configured, 450Ω m  | nax @ >15VDC, 250Ω max @ 10 VDC   |
| Resolution (analog)  | 4100 steps over 0-10 VDC and   | 3279 steps over 0-20 mA (sca   | aled between user-set distance endpoints)   |
| Resolution (serial data)   | 0.0034 in. (0  | .086 mm)   | 0.0068 in. (0.172 mm)   |
| Weight   | 12.7 oz (0   | .36 kg)  | 19.8 oz. (0.56 kg)  |

#### Tabella 3.2 Caratteristiche tecniche dei sensori Sonic (ToughSonic® Family Sensors – Installation & Operating Instructions)

Il sensore è dotato di uno cavo, costituito da fili in stagno e schermato, che collega lo strumento ad un kit USB, fornito dalla casa produttrice, per il collegamento al computer. Il software SenixVIEW permette il controllo dello strumento e la visualizzazione istantanea dei dati misurati.

### **3.2. SETUP DEL CANALE IDRAULICO**

Gli esprimenti condotti nel canale idraulico del laboratorio di Boldrewood dell'Università di Southampton hanno richiesto una specifica configurazione ed una particolare installazione degli strumenti, così da permettere la corretta misurazione di tutti i dati target. Il canale è stato mantenuto in posizione orizzontale per tutta la durata dei test. Il sistema di auto-inclinazione è stato utilizzato solo per drenare la sezione di misurazione al termine di ogni giornata di lavoro.

Ad una distanza di 8.5 dalla sezione di ingresso del canale idraulico è stato posizionato il modello della pila di un ponte. La sezione di misura, grazie all'esperienza derivante dai precedenti esperimenti, si trova ad una distanza sufficiente che permettere al moto turbolento del flusso di svilupparsi completamente. Un tubo in perspex di 100 mm di diametro e con uno spessore di 3 mm rappresenta il modello della pila. Il tubo è stato posizionato nel centro del canale e fissato in posizione perfettamente verticale attraverso l'ausilio di un elemento tubolare collegato rigidamente ad una struttura metallica, fissata alle pareti del canale per diminuire al minimo le vibrazioni indotte dall'urto con la corrente, Figura 3.19. Il tubo è stato collegato al fondo del canale attraverso un collante siliconico nella parte posteriore, per impedire qualsiasi movimento durante il riempimento del canale. La parte frontale della tubazione permette così il riempimento d'acqua della stessa, evitando lo sviluppo di un elevato gradiente di pressione tra interno ed esterno della pila che la porterebbe a rottura. Nella successiva trattazione, il tubo cilindrico in perspex rappresentate il modello della pila di un ponte sarà chiamato semplicemente pila.



Figura 3.19 (a) Struttura di ancoraggio della pila; (b) Particolare tubo e barra di ancoraggio

Un altro tubo in perspex permette l'ancoraggio dei detriti alla pila ed una loro regolazione in altezza. Questo elemento cilindrico, dello stesso diametro della pila, è stato tagliato su un bordo per poter regolare, grazie all'elasticità dell'elemento, il suo scorrimento sulla pila. Si sono montate due barre di alluminio ad L sulla parte frontale per sorreggere l'accumulo detritico, Figura 3.19. Un piccolo tubo verticale è stato posizionato tra le due barre per poter inserivi la sonda UVP durante la misurazione della componente verticale del vettore velocità. Per le misurazioni della componente orizzontale del vettore velocità si è inserito il trasduttore acustico UVP all'interno della pila. Si è potuto regolare l'altezza della sonda ancorandola tramite un appoggio metallico alla barra di un misuratore a punta scorrevole e fissandola in posizione orizzontale con fascette e nastro adesivo. La faccia attiva della sonda è stata posizionata il più vicino possibile alla parete interna della pila per evitare, grazie al contatto con il profilo circolare della pila, ogni suo movimento laterale, Figura 3.20. La sonda è stata rivolta con la faccia attiva contro la corrente e perfettamente allineata con essa, misurando la componente orizzontale del vettore velocità delle particelle che le provenivano incontro. Il segnale ad ultrasuoni dell'UPV-DUO riesce ad attraversare senza nessuna interferenza le pareti di perspex della pila e a propagarsi nell'acqua. L'UPV-DUO misura valori positivi di velocità per una corrente che si muove concorde con il verso del segnale emesso, negativi se i versi sono concordi. Nella nostra configurazione, i valori misurati sono risultati tutti negativi .



Figura 3.20 (a) Sistema di movimentazione del trasduttore acustico UVP; (b) Posizionamento del trasduttore acustico UVP

Tre sensori di distanza ad ultrasuoni sono stati installati sul canale. Il volume di controllo individuato per la misurazione dei dati sperimentali si estende da un metro a monte della pila fino ad un metro a valle. Nella sezione inziale e finale di tale volume di controllo è stato posizionato un sensore di distanza ad ultrasuoni, Figura 3.21.



Figura 3.21 Posizionamento dei sensori di distanza ad ultrasuoni

I sensori sono stati posizionati con la faccia attiva rivolta perpendicolarmente rispetto al flusso e al centro del canale. Grazie a dei supporti di alluminio mobili e dotati di un righello metrico è stato possibile centrare perfettamente i sensori rispetto alla larghezza del canale, Figura 3.22 e posizionarli ad un metro a monte e a valle della pila.



Figura 3.22 Centratura del sensore acustico Sonic

Una barra di alluminio è stata collegata ai carrelli di sostegno della pila e del sensore di distanza a monte di essa. Un terzo sensore di distanza ad ultrasuoni è stato collegato alla barra longitudinale, rivolto con la faccia attiva perpendicolarmente al flusso e centrato sulla larghezza del canale. Attraverso il serraggio di specifici bulloni tra la piastra di ancoraggio del sensore e la barra di alluminio è stato possibile muovere il sensore su tutta la lunghezza della barra e regolare il punto di misurazione ad una nota distanza dalla pila, attraverso un righello metrico, Figura 3.23.

Una telecamera Logitech C920 HD PRO è stata posizionata di lato al canale così da poter inquadrare perpendicolarmente la zona circostante la pila. La telecamera è stata montata su un sistema di barre mobili per permettere la registrazione degli esperimenti da un punto di vista laterale ed allineato con il livello dell'acqua. Dei teli in platica nera sono stati posizionati per proteggere la telecamera sia dal riflesso dell'illuminazione interna del locale sulle pareti del canale che dai possibili urti con persone o mezzi che circolavano nelle vicinanze, Figura 3.23.



Figura 3.23 Barra di scorrimento sensore nº3 e protezione telecamera Logitech

La postazione di controllo dei dati è stata collocata poco a valle del volume di controllo sulla galleria del canale. Nella postazione sono stati istallati due computer per il monitoraggio in tempo reale dei dati, l'unità esterna dell'UPDV-DUO e la centralina di smistamento dei sensori di distanza ad ultrasuoni Sonix, Figura 3.24.



Figura 3.24 Postazione di controllo

### 3.2.1. Detriti legnosi

Per la realizzazione dei modelli di detriti legnosi che si accumulano alla pila del ponte si sono utilizzati dei rametti raccolti all'esterno del laboratorio di idraulica di Chilworth dell'Università di Southampton. Gli elementi, per la maggior parte rettilinei e di dimensioni uniformi sono stati tagliati a misura e suddivisi in base alla lunghezza. Si sono utilizzati elementi lunghi 15 centimetri e 20 centimetri. Si sono creati sei modelli con gli elementi di 15 centimetri e sei modelli con gli elementi di 20 centimetri, Figura 3.25.



Figura 3.25 (a) Modelli di accumulo con elementi legnosi di 0.15 m; (b) Modelli di accumulo con elementi legnosi di 0.20 m

L'accumulo di detriti legnosi dipende in maggior misura dalla variabile FrL, la quale contiene le condizioni di flusso e la lunghezza dei detriti. Quando FrL è basso, la larghezza e la lunghezza del cumulo dei detriti sono più alti, mentre l'altezza è minima. Quando FrL è alto, la larghezza e la lunghezza sono più piccole e l'altezza è più alta (Panici & De Almeida, 2018). I parametri adimensionali che caratterizzano la geometria dell'accumulo possono essere derivati da delle correlazioni empiriche. Utilizzando i risultati della precedente ricerca condotta da Panici & De Almeida, (2018) è stato possibile realizzare degli specifici modelli di detriti per le diverse condizioni di flusso che caratterizzano ciascun test condotto, Figura 3.25 e Tabella 3.3. I modelli sono stati creati unendo tramite del filo metallico gli elementi legnosi e seguendo un particolare schema geometrico. La costruzione inizia con la realizzazione della struttura portante esterna del modello, assegnando le specifiche dimensioni. La costruzione procede unendo in maniera orizzontatale o lievemente inclinata altri elementi legnosi, mantenendo costante la forma trapezoidale fissata dalla struttura portante. Il modello presenta un' altezza variabile: nella faccia a contatto con la pila l'altezza è pari al valore derivato dalle correlazioni empiriche (Panici & De Almeida, 2017) per poi decrescere con lo sviluppo in lunghezza del modello. L'altezza della faccia terminale del modello è data dalle dimensioni dell'unico elemento legnoso che compone tale sezione. Il procedimento costruttivo permette di realizzare dei modelli di accumulo molto simili alla realtà, seguendo i processi con cui gli elementi legnosi trainati dalla corrente tendono ad accumularsi alle pile dei ponti (Lagasse et al., 2010). Il modello presenta una faccia frontale alta, quanto definito dalle caratteristiche geometriche, che permette un facile fissaggio alla pila ed è posizionato a livello dell'acqua, galleggiando. Più del 90% degli elementi legnosi è sommerso e soltanto gli elementi che compongono la struttura portante si trovano al livello dell'acqua, Figura 3.26.

| Model | FrL  | Llog (m) | <b>W</b> (m) | H (m) | L (m) |
|-------|------|----------|--------------|-------|-------|
| 1     | 0.20 | 0.15     | 0.34         | 0.03  | 0.15  |
| 2     | 0.25 | 0.15     | 0.3          | 0.04  | 0.12  |
| 3     | 0.30 | 0.15     | 0.27         | 0.05  | 0.10  |
| 4     | 0.35 | 0.15     | 0.24         | 0.06  | 0.09  |
| 5     | 0.40 | 0.15     | 0.22         | 0.07  | 0.08  |
| 6     | 0.45 | 0.15     | 0.21         | 0.07  | 0.08  |
| 7     | 0.20 | 0.20     | 0.45         | 0.04  | 0.20  |
| 8     | 0.25 | 0.20     | 0.4          | 0.06  | 0.16  |
| 9     | 0.30 | 0.20     | 0.36         | 0.07  | 0.13  |
| 10    | 0.35 | 0.20     | 0.33         | 0.08  | 0.12  |
| 11    | 0.40 | 0.20     | 0.3          | 0.09  | 0.11  |
| 12    | 0.45 | 0.20     | 0.28         | 0.09  | 0.10  |

Tabella 3.3 Modelli di accumulo di detriti





Figura 3.26 (a) Posizionamento dei detriti sulla struttura mobile di supporto; (b) Livello di immersione del modello di accumulo

### **3.3. METODO SPERIMENTALE**

Sono stati condotti 21 test nel laboratorio di idraulica di Boldrewood. I test sono stati suddivisi in 4 categorie a seconda della lunghezza media degli elementi legnosi che compongono il modello di accumulo e del rapporto tra l'altezza dell'accumulo e del livello idrico nel canale, Tabella 3.4.

| Test | FrL  | <b>W</b> (m) | H (m) | L (m) | Llog (m) | H/h  | <i>U</i> (m/s) | <i>h</i> (m) | Q (m <sup>3</sup> /s) |
|------|------|--------------|-------|-------|----------|------|----------------|--------------|-----------------------|
| 1    | 0.20 | 0.34         | 0.03  | 0.15  | 0.15     | 0.20 | 0.24           | 0.17         | 0.03                  |
| 2    | 0.25 | 0.30         | 0.04  | 0.12  | 0.15     | 0.20 | 0.30           | 0.21         | 0.04                  |
| 3    | 0.30 | 0.27         | 0.05  | 0.10  | 0.15     | 0.20 | 0.36           | 0.26         | 0.06                  |
| 4    | 0.35 | 0.24         | 0.06  | 0.09  | 0.15     | 0.20 | 0.42           | 0.29         | 0.07                  |
| 5    | 0.40 | 0.22         | 0.07  | 0.08  | 0.15     | 0.20 | 0.49           | 0.32         | 0.10                  |
| 6    | 0.45 | 0.21         | 0.07  | 0.08  | 0.15     | 0.20 | 0.55           | 0.35         | 0.12                  |
| 7    | 0.20 | 0.34         | 0.03  | 0.15  | 0.15     | 0.30 | 0.24           | 0.11         | 0.02                  |
| 8    | 0.25 | 0.30         | 0.04  | 0.12  | 0.15     | 0.30 | 0.30           | 0.14         | 0.03                  |
| 9    | 0.30 | 0.27         | 0.05  | 0.10  | 0.15     | 0.30 | 0.36           | 0.17         | 0.04                  |
| 10   | 0.35 | 0.24         | 0.06  | 0.09  | 0.15     | 0.30 | 0.42           | 0.20         | 0.05                  |
| 11   | 0.40 | 0.22         | 0.07  | 0.08  | 0.15     | 0.30 | 0.49           | 0.22         | 0.07                  |
| 12   | 0.45 | 0.21         | 0.07  | 0.08  | 0.15     | 0.30 | 0.55           | 0.24         | 0.08                  |
| 13   | 0.20 | 0.45         | 0.04  | 0.20  | 0.20     | 0.20 | 0.28           | 0.22         | 0.04                  |
| 14   | 0.25 | 0.40         | 0.06  | 0.16  | 0.20     | 0.20 | 0.35           | 0.28         | 0.06                  |
| 15   | 0.30 | 0.36         | 0.07  | 0.13  | 0.20     | 0.20 | 0.42           | 0.34         | 0.09                  |
| 16   | 0.35 | 0.33         | 0.08  | 0.12  | 0.20     | 0.20 | 0.49           | 0.40         | 0.12                  |
| 17   | 0.40 | 0.30         | 0.09  | 0.11  | 0.20     | 0.20 | 0.56           | 0.43         | 0.15                  |
| 18   | 0.45 | 0.28         | 0.09  | 0.10  | 0.20     | 0.20 | 0.63           | 0.47         | 0.18                  |
| 19   | 0.20 | 0.45         | 0.04  | 0.20  | 0.20     | 0.30 | 0.28           | 0.15         | 0.02                  |
| 20   | 0.25 | 0.40         | 0.06  | 0.16  | 0.20     | 0.30 | 0.35           | 0.19         | 0.04                  |
| 21   | 0.30 | 0.36         | 0.07  | 0.13  | 0.20     | 0.30 | 0.42           | 0.23         | 0.06                  |
| 22   | 0.35 | 0.33         | 0.08  | 0.12  | 0.20     | 0.30 | 0.49           | 0.26         | 0.08                  |
| 23   | 0.40 | 0.30         | 0.09  | 0.11  | 0.20     | 0.30 | 0.56           | 0.29         | 0.10                  |
| 24   | 0.45 | 0.28         | 0.09  | 0.10  | 0.20     | 0.30 | 0.63           | 0.32         | 0.12                  |

Tabella 3.4 Esperimenti

Ogni categoria è caratterizzata dagli stessi valori di FrL, il quale a seconda della lunghezza media dell'elemento legnoso che compone l'accumulo, suddivide la serie di test condotti in due categorie. Ogni categoria è stata poi suddivisa secondo il rapporto di H/h, il quale, una

volta imposto, definisce il livello idrico da preservare nel canale e, di conseguenza, data la geometria fissa del canale idraulico, la portata che vi deve defluire e la velocità della corrente. I rapporti tra l'altezza dell'accumulo e l'altezza della corrente sono di 0.2 e 0.3.

Per ciascun test il canale è stato mantenuto in posizione orizzontale. La condizioni di flusso sono state impostate regolando la portata attraverso i monitor di controllo e l'altezza della parete di fondo. Raggiunti i corretti valori di portata ed altezza d'acqua ogni test è stato condotto secondo la stessa procedura. Prima si è eseguito il test senza i detriti legnosi, dopodiché si è regolata l'altezza del sostegno dei detriti al pari del livello dell'acqua nel canale e si è posizionato il corrispettivo modello di accumulo a contatto con la pila. Per il test numero 7 la portata è inferiore alla minima garantita dalle pompe; per i test numero 17 e 18 la portata è superiore ai massimi che le pompe garantiscono. I test 7, 17,18 non sono quindi stati eseguiti.

#### 3.3.1. Misura dell'afflusso

I sensori di distanza ad ultrasuoni sono stati regolati con una frequenza di campionamento di 10 campioni al secondo e hanno misurato per trenta minuti consecutivi i livelli idrici nelle rispettive sezioni. Il sensore numero 3 è stato posizionato per ogni test in modo tale che misurasse il livello idrico nella sezione a monte della pila ad una distanza di 8 centimetri dalla fine del modello di accumulo. Per ogni sensore si sono ottenute 1800 misure del livello idrico. I dati sono stati raccolti, salvati e si è misurato il livello idrico medio per ciascuna sezione di campionamento dei sensori. La telecamera ha ripreso per ciascun test il fenomeno dell'afflusso che genera l'ostacolo posto all'interno del canale per tre minuti.

#### 3.3.2. Misura della componente orizzontale del vettore velocità

Si sono impostate le caratteristiche del segnale ad ultrasuoni emesso dal trasduttore acustico in modo tale che si riuscisse a coprire una distanza di misurazione di almeno 20 centimetri e con un valore di overlapping superiore al 90%. Si sono utilizzati 357 canali con una distanza di 0.74 mm, che garantiscono una percentuale di sovrapposizione del 93%. La finestra di misurazione inizia nel punto più prossimo alla faccia attiva del trasduttore, a 0.37 mm e termina dopo circa 26 cm, riuscendo a campionare le intere aree al di sotto di tutti i modelli di detriti utilizzati, Figura 3.27.

| ledium            | anter visit   | Maximum depth and v | elocity ran | ge  | Voltage & Echo gain |
|-------------------|---------------|---------------------|-------------|-----|---------------------|
| ound speed (m/s   | s] 1480       | Maximum depth [mm]: | 279.72      | ÷   | Voltage: 60 V 💌     |
| Sional            |               | Vaxis range [mm/s]: |             |     | Gain start: 3 📩     |
| requency          | 2 MHz +       | width:              | 977.5       |     | Gain end 6          |
| t of cycles       | 301 -         | from-to: -973.7.0   |             | •   |                     |
| Channel width     | 11.1          | Vstep [mm/s].       | 3.82        |     | Trigger: None       |
| # of repetitions: | 512 ÷         | Window              |             |     |                     |
| Noise filter:     | 4 -:          | Start [mm]          | 0.37        | ÷   | End [mm]: 263.81 +  |
|                   |               | # of channels:      | 357         | ÷   |                     |
| Default           | parameters    | Channel distance    | 0.74        | •   | Overlap 93%         |
| No                | xtes          | Mean rement wood    | ~~          |     |                     |
| Transducer ))))   | Children Hand |                     |             | 112 | Maximum depth       |
|                   |               |                     |             |     |                     |
|                   |               |                     |             |     |                     |

Figura 3.27 Finestra di impostazione del segnale ad ultrasuoni UVP

Per ciascun esperimento si è suddivisa l'altezza d'acqua in cinque intervalli. Nel centro di ciascun intervallo si è posizionato il trasduttore ad ultrasuoni UVP che è stato mantenuto in posizione per un tempo necessario alla raccolta di 3000 misure. Nell'ultimo intervallo il trasduttore non è stato posizionato nel centro ma a 1 centimetro dal fondo, per poter campionare la velocità sul fondo del canale, Figura 3.28. L'angolo di divergenza del trasduttore non interferisce con la misurazione in quanto ad una distanza di 26 centimetri dalla faccia attiva il segnale subisce un allargamento inferire ad un centimetro ed il volume campionato non interferisce con il fondo del canale. I valori campionati sono stati raccolti, salvati ed è stata fatta una media dei 3000 valori di velocità misurati nel tempo per ciascun canale. Per ogni test condotto si sono ottenute 357 misure di velocità, suddivise in 5 posizioni orizzontali nel dominio al di sotto del modello di accumulo. In alcuni casi, quali gli esperimenti condotti con i detriti a contatto con la pila, il trasduttore acustico non ha misurato i reali valori di velocità orizzontale nel primo intervallo, in quanto la profondità dell'accumulo detritico interferiva con il segnale, ostacolando la sua propagazione.



Figura 3.28 Schema delle posizioni del trasduttore UVP nelle misure orizzontali

#### 3.3.3. Misura della componente verticale della velocità

Si sono impostate le caratteristiche del segnale ad ultrasuoni emesso dal trasduttore a seconda dell'altezza d'acqua da campionare. Per le misurazioni verticali la sonda è stata posizionata all'interno del tubo di plastica tra le barre di ancoraggio del modello di detriti. La sonda è stata immersa per una profondità di 1 centimetro e la finestra di misurazione è stata regolata in modo tale che campionasse l'intera altezza d'acqua variando la lunghezza ed il numero di canali per ottenere un overlapping sempre superiore al 90%. Le caratteristiche del segnale sono quindi proprie per ciascun test. Sul fondo del canale è stato posizionato un sottilissimo strato di materiale antiriflettente per evitare il disturbo del segnale riflesso dal fondo metallico del canale, Figura 3.29.



Figura 3.29 Schema della posizione del trasduttore acustico UVP nelle misure verticali

Per alcuni test condotti con il modello di detriti accostato alla pila non è stato possibile misurare la componente verticale del vettore velocità poiché l'intensità della corrente e la profondità del modello, maggiore rispetto alla profondità di immersione della faccia attiva del trasduttore, portavano la base inferiore del modello detritico a contatto con la pila, interferendo la propagazione del segnale ad ultrasuoni.

Relativamente a questo lavoro di tesi non si sono considerate le misurazioni della componente verticale della velocità, che sono state utilizzate per altri obbiettivi di ricerca. Nel Paragrafo 4 si è fatto esclusivamente riferimento alle misurazioni della componente orizzontale.

Le caratteristiche del flusso e le caratteristiche geometriche degli accumuli sono raccolte in Tabella 3.5.

| Test | FrL  | W (m) | H (m) | L (m) | Llog (m) | B (Parola) | U (m/s) | <i>h</i> (m) | Q (m <sup>3</sup> /s) | Weir lev. (m) | H/h  | W/H   | b (m) | D (m) | Ab $(m^2)$ | Fr   | Re      | De   |
|------|------|-------|-------|-------|----------|------------|---------|--------------|-----------------------|---------------|------|-------|-------|-------|------------|------|---------|------|
| 1    | 0.20 | 0.34  | 0.03  | 0.15  | 0.150    | 0.19       | 0.24    | 0.165        | 0.025                 | 090'0         | 0.20 | 10.49 | 09.0  | 0.10  | 0.019      | 0.19 | 3.3E+04 | 0.11 |
| 2    | 0.25 | 0.30  | 0.04  | 0.12  | 0.150    | 0.18       | 0.30    | 0.210        | 0.038                 | 0.080         | 0.20 | 7.06  | 0.60  | 0.10  | 0.023      | 0.21 | 5.3E+04 | 0.11 |
| 3    | 0.30 | 0.27  | 0.05  | 0.10  | 0.150    | 0.18       | 0.36    | 0.260        | 0.056                 | 0.100         | 0.20 | 5.24  | 0.60  | 0.10  | 0.028      | 0.23 | 7.9E+04 | 0.11 |
| 4    | 0.35 | 0.24  | 0.06  | 0.09  | 0.150    | 0.17       | 0.42    | 0.290        | 0.073                 | 0.110         | 0.20 | 4.15  | 0.60  | 0.10  | 0.030      | 0.25 | 1.0E+05 | 0.11 |
| s    | 0.40 | 0.22  | 0.07  | 0.08  | 0.150    | 0.17       | 0.49    | 0.320        | 0.095                 | 0.110         | 0.20 | 3.43  | 0.60  | 0.10  | 0.033      | 0.27 | 1.3E+05 | 0.11 |
| 6    | 0.45 | 0.21  | 0.07  | 0.08  | 0.150    | 0.17       | 0.55    | 0.350        | 0.115                 | 0.120         | 0.20 | 2.94  | 0.60  | 0.10  | 0.035      | 0.29 | 1.6E+05 | 0.11 |
| 8    | 0.25 | 0.30  | 0.04  | 0.12  | 0.150    | 0.19       | 0.30    | 0.140        | 0.025                 | 07010         | 0:30 | 7.06  | 09.0  | 0.10  | 0.016      | 0.26 | 3.5E+04 | 0.11 |
| 9    | 0.30 | 0.27  | 0.05  | 0.10  | 0.150    | 0.18       | 0.36    | 0.170        | 0.037                 | 0.050         | 0.30 | 5.24  | 09.0  | 0.10  | 0.019      | 0.28 | 5.2E+04 | 0.11 |
| 10   | 0.35 | 0.24  | 0.06  | 0.09  | 0.150    | 0.18       | 0.42    | 0.195        | 0.049                 | 0.050         | 0.30 | 4.15  | 0.60  | 0.10  | 0.021      | 0.31 | 6.9E+04 | 0.11 |
| 11   | 0.40 | 0.22  | 0.07  | 0.08  | 0.150    | 0.17       | 0.49    | 0.220        | 0.065                 | 0.060         | 0.30 | 3.43  | 0.60  | 0.10  | 0.023      | 0.33 | 8.9E+04 | 0.11 |
| 12   | 0.45 | 0.21  | 0.07  | 0.08  | 0.150    | 0.17       | 0.55    | 0.240        | 0.079                 | 0.060         | 0.30 | 2.94  | 0.60  | 0.10  | 0.024      | 0.36 | 1.1E+05 | 0.11 |
| 13   | 0.20 | 0.45  | 0.04  | 0.20  | 0.200    | 0.21       | 0.28    | 0.220        | 0.037                 | 060'0         | 0.20 | 10.49 | 09.0  | 0.10  | 0.03       | 0.19 | 5.1E+04 | 0.11 |
| 14   | 0.25 | 0.40  | 0.06  | 0.16  | 0.200    | 0.20       | 0.35    | 0.280        | 0.059                 | 0.120         | 0.20 | 7.06  | 0.60  | 0.10  | 0.034      | 0.21 | 8.2E+04 | 0.11 |
| 15   | 0.30 | 0.36  | 0.07  | 0.13  | 0.200    | 0.19       | 0.42    | 0.340        | 0.085                 | 0.150         | 0.20 | 5.24  | 0.60  | 0.10  | 0.039      | 0.23 | 1.2E+05 | 0.11 |
| 16   | 0.35 | 0.33  | 0.08  | 0.12  | 0.200    | 0.19       | 0.49    | 0.400        | 0.118                 | 0.160         | 0.20 | 4.15  | 0.60  | 0.10  | 0.045      | 0.25 | 1.6E+05 | 0.11 |
| 19   | 0.20 | 0.45  | 0.04  | 0.20  | 0.200    | 0.23       | 0.28    | 0.145        | 0.024                 | 07010         | 0:30 | 10.49 | 09.0  | 0.10  | 0.020      | 0.23 | 3.4E+04 | 0.12 |
| 20   | 0.25 | 0.40  | 0.06  | 0.16  | 0.200    | 0.22       | 0.35    | 0.190        | 0.040                 | 0.060         | 0.30 | 7.06  | 0.60  | 0.10  | 0.025      | 0.26 | 5.5E+04 | 0.12 |
| 21   | 0.30 | 0.36  | 0.07  | 0.13  | 0.200    | 0.21       | 0.42    | 0.230        | 0.058                 | 0.070         | 0.30 | 5.24  | 0.60  | 0.10  | 0.028      | 0.28 | 8.1E+04 | 0.12 |
| 22   | 0.35 | 0.33  | 0.08  | 0.12  | 0.200    | 0.20       | 0.49    | 0.260        | 0.077                 | 0.080         | 0.30 | 4.15  | 0.60  | 0.10  | 0.031      | 0.31 | 1.1E+05 | 0.11 |
| 23   | 0.40 | 0.30  | 0.09  | 0.11  | 0.200    | 0.19       | 0.56    | 0.290        | 0.098                 | 0.080         | 0.30 | 3.43  | 0.60  | 0.10  | 0.033      | 0.33 | 1.4E+05 | 0.11 |
| 24   | 0.45 | 0.28  | 0.09  | 0.10  | 0.200    | 0.19       | 0.63    | 0.320        | 0.120                 | 0.080         | 0.30 | 2.94  | 0.60  | 0.10  | 0.036      | 0.36 | 1.7E+05 | 0.11 |

Tabella 3.5 Caratteristiche del flusso e della geometria per gli esperimenti condotti

# 4. **RISULTATI E CONCLUSIONI**

## 4.1. OSSERVAZIONI GENERALI

Gli esperimenti ed i risultati ottenuti in questo lavoro di tesi rivelano una forte dipendenza degli effetti causati dalla presenza di accumuli di detriti alle pile dei ponti, con le caratteristiche idrodinamiche della corrente, con le dimensioni e con la forma dell'accumulo. Gli esperimenti sono stati condotti ed analizzati in funzione del numero di Froude riferito alla dimensione media degli elementi che formano l'accumulo,  $Fr_L$ , Equazione 2.3, poiché i modelli di detriti testati sono stati costruiti seguendo le relazioni derivate dal lavoro di Panici & de Almeida (2018).

Gli studi condotti nel laboratorio di idraulica di Boldrewood hanno indagato gli effetti indotti dagli accumuli detritici soltanto in funzione di un range ristretto di  $Fr_L$ , tra 0.20 e 0.45, corrispondente ad una variazione del numero di Froude tra 0.19 e 0.36.

### 4.2. ANALISI DEI RISULTATI

#### 4.2.1. Campo di moto

La presenza di detriti ammassati alle pile dei ponti genera un importante restringimento della sezione libera del flusso, modificando la distribuzione della velocità nell'intorno della pila, Gli studi effettuati negli anni precedenti, si sono principalmente focalizzati nella valutazione della variazione dell'erosione localizzata al piede della pila con la presenza di accumuli di detriti, portando allo sviluppo di formule empiriche di previsione della profondità e della dimensione dello scavo intorno alla pila, Paragrafo 2.4.

Attraverso l'analisi del campo di moto, che si genera in prossimità della pila in presenza di accumuli detritici, si è indagato il motivo per cui tali accumuli generano delle erosioni localizzate maggiori rispetto al caso di pila libera e successivamente si è calcolato l'incremento della profondità di scavo.



Figura 4.1 Forze in gioco in presenza di una pila immersa in alveo e detriti accumulati su di essa

Le forze che si generano al fondo, F<sub>f</sub>, sono tra le cause principali di scalzo al piede delle strutture in alveo, Figura 4.1. La conoscenza dell'intensità di queste forze permetterebbe di valutare in maniera molto accurata le variazioni dell'erosione localizzata che si generano al piede della pila con la presenza di accumuli detritici.

La strumentazione a disposizione del laboratorio di idraulica di Southampton non ha permesso di rilevare ed indagare queste forze. Il sistema utilizzato per il rilevamento delle velocità, Paragrafo 3, ha un volume di campionamento troppo elevato per poter estrapolare correttamente la componenti orizzontali delle forze che si generano sul fondo.

Trascurando dunque queste forze, lo scalzamento al piede risulterebbe essere funzione della velocità che assume la corrente al fondo in prossimità della pila e dei vortici turbolenti che si generano intorno ad essa.

In un moto turbolento la variabile locale (nel nostro caso la velocità) tende a fluttuare con una frequenza elevata (100-1000Hz) attorno al valor medio, che varia molto più lentamente nel tempo. In una corrente, queste fluttuazioni ricoprono un ruolo fondamentale nello sviluppo dei vortici a ferro di cavallo ("horsehoe vortex"), che incrementano l'intensità erosiva al fondo, Figura 4.2.



Figura 4.2 Rappresentazione del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una pila di un ponte (La sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali, Prof. Ing. Armando Brath)

Con la strumentazione disponibile in laboratorio, è stato possibile calcolare il modulo della componente orizzontale della velocità nel tempo, per tutto lo spazio al di sotto dell'accumulo detritico. L'erosione localizzata alla base della pila è principalmente influenzata dalla velocita che assume la corrente in prossimità del fondo e quindi, le analisi sono state eseguite considerando esclusivamente le velocità calcolate con la strumentazione posizionata nella parte più depressa della canaletta idraulica, Figura 3.28.

Definito il modulo istantaneo della componente orizzontale della velocità, ad una certa distanza dalla pila, si è calcolata la deviazione standard con l'Equazione 4.1, nel caso di pila libera, e con l'Equazione 4.2, nel caso di pila con accumulo di detriti.

$$\sigma_{ND} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (u_{i,ND} - \bar{u}_{ND})^2}{N}}$$
(4.1)  
$$\sigma_{D} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (u_{i,D} - \bar{u}_{D})^2}{N}}$$
(4.2)

 $\sigma_{ND}$  = deviazione standard senza i detriti;  $u_i$  = valore istantaneo della velocità in un punto dello spazio;  $\overline{u}$  = valore medio della velocità nel tempo, in un punto dello spazio;

N = numero dei valori misurati nel tempo.

Definita l'intensità di turbolenza come il rapporto tra la deviazione standard della velocità e il valor medio della velocità, nello stesso punto dello spazio, Equazione 4.3, si sono calcolate le differenze di intensità turbolenta lungo l'asse orizzontale x, Figura 4.3, concorde con la direzione del flusso, tra il caso con l'accumulo di detriti ed il caso senza, Equazione 4.4.

$$i_x = \frac{\sigma_x}{\overline{u}_x} \qquad (4.3)$$
$$\Delta i = i_{x,D} - i_{x,ND} \qquad (4.4)$$

 $i_{x,D}$  = intensità di turbolenza con l'accumulo di detriti;  $i_{x,ND}$  = intensità di turbolenza senza l'accumulo di detriti.

Analizzando la distribuzione spaziale di  $\Delta i$  per ogni esperimento eseguito, Appendice I, si è notato che l'accumulo di detriti non altera l'intensità di turbolenza.

La differenza di intensità di turbolenza assume valori molto piccoli, secondo quanto definito dall'Equazione 4.5, e nella maggior parte dei casi è persino negativa, Tabella 4.1.

$$\frac{\Delta i}{\frac{\sigma_{ND}}{\overline{u}_{ND}}} \ll 1 \qquad (4.5)$$

I detriti restringono molto l'area disponibile al flusso in prossimità della pila e la corrente, accelerando, riduce in maniera sostanziale le fluttuazioni della velocità, così che l'intensità di turbolenza assume valori inferiori rispetto al caso di pila libera.
| Test | Llog | FrL  | Fr   | W(m) | H(m) | L(m) | h(m)  | Q(m3/s) | U (m/s) | Δi     |
|------|------|------|------|------|------|------|-------|---------|---------|--------|
| 1    | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.34 | 0.03 | 0.15 | 0.165 | 0.03    | 0.25    | 0.009  |
| 2    | 0.15 | 0.25 | 0.21 | 0.30 | 0.04 | 0.12 | 0.210 | 0.04    | 0.30    | -0.017 |
| 3    | 0.15 | 0.30 | 0.22 | 0.27 | 0.05 | 0.10 | 0.260 | 0.06    | 0.36    | 0.019  |
| 4    | 0.15 | 0.35 | 0.25 | 0.24 | 0.06 | 0.09 | 0.290 | 0.07    | 0.42    | -0.002 |
| 5    | 0.15 | 0.40 | 0.28 | 0.22 | 0.07 | 0.08 | 0.320 | 0.10    | 0.49    | -0.009 |
| 6    | 0.15 | 0.45 | 0.30 | 0.21 | 0.07 | 0.08 | 0.350 | 0.12    | 0.55    | -0.018 |
| 8    | 0.15 | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.04 | 0.12 | 0.140 | 0.03    | 0.30    | -0.110 |
| 9    | 0.15 | 0.30 | 0.28 | 0.27 | 0.05 | 0.10 | 0.170 | 0.04    | 0.36    | -0.060 |
| 10   | 0.15 | 0.35 | 0.30 | 0.24 | 0.06 | 0.09 | 0.195 | 0.05    | 0.42    | -0.050 |
| 11   | 0.15 | 0.40 | 0.34 | 0.22 | 0.07 | 0.08 | 0.220 | 0.07    | 0.49    | -0.030 |
| 12   | 0.15 | 0.45 | 0.36 | 0.21 | 0.07 | 0.08 | 0.240 | 0.08    | 0.55    | -0.033 |
| 13   | 0.20 | 0.20 | 0.19 | 0.45 | 0.04 | 0.20 | 0.220 | 0.04    | 0.28    | -0.040 |
| 14   | 0.20 | 0.25 | 0.21 | 0.40 | 0.06 | 0.16 | 0.280 | 0.06    | 0.35    | -0.027 |
| 15   | 0.20 | 0.30 | 0.23 | 0.36 | 0.07 | 0.13 | 0.340 | 0.09    | 0.42    | -0.008 |
| 16   | 0.20 | 0.35 | 0.25 | 0.33 | 0.08 | 0.12 | 0.400 | 0.12    | 0.49    | -0.019 |
| 19   | 0.20 | 0.20 | 0.23 | 0.45 | 0.04 | 0.20 | 0.145 | 0.02    | 0.28    | -0.082 |
| 20   | 0.20 | 0.25 | 0.26 | 0.40 | 0.06 | 0.16 | 0.190 | 0.04    | 0.35    | -0.026 |
| 21   | 0.20 | 0.30 | 0.28 | 0.36 | 0.07 | 0.13 | 0.230 | 0.06    | 0.42    | -0.046 |
| 22   | 0.20 | 0.35 | 0.31 | 0.33 | 0.08 | 0.12 | 0.260 | 0.08    | 0.49    | -0.036 |
| 23   | 0.20 | 0.40 | 0.33 | 0.30 | 0.09 | 0.11 | 0.290 | 0.10    | 0.56    | -0.028 |
| 24   | 0.20 | 0.45 | 0.35 | 0.28 | 0.09 | 0.10 | 0.320 | 0.12    | 0.63    | -0.026 |

Tabella 4.1 Valori delle differenze di intensità di turbolenza

L'aumento della profondità di scavo al piede della pila in presenza di accumuli di detriti è quindi esclusivamente influenzato dalla velocità che assume la corrente nella sezione contratta.

La velocità della corrente si distribuisce nello spazio secondo le coordinate x,y,z. Come definito nel Paragrafo 3.2, si è trascurata la componente laterale y, in quanto la pila si trova nella mezzeria del canale e la componente laterale si annulla vettorialmente. Si è quindi misurata la velocità soltanto lungo il piano (x,z), Figura 4.3



Figura 4.3 Sistema di riferimento cartesiano per la misurazione della velocità

Con i dati raccolti si è studiata la distribuzione spaziale della componente orizzontale della velocità, attraverso la realizzazione di "contour plots". Si sono rappresentate le distribuzioni spaziali della differenza di velocità tra il caso con i detriti e senza, adimensionalizzata rispetto alla velocità della corrente indisturbata, Equazione 4.6. I "contour plots" evidenziano delle maggiori differenze delle velocità in prossimità della pila, dove si presuppone che la presenza dell'accumulo di detriti tenda ad accelerare in maniera consistente la corrente, Appendice II.

$$\frac{\Delta U_i}{U} = \frac{\overline{u}_{i,D} - \overline{u}_{i,ND}}{U}$$
(4.6)

 $\Delta U_i$ = differenza delle velocità mediate nel tempo, in un punto i-esimo dello spazio; U=velocità media della corrente indisturbata;

 $\bar{u}_{i,D}$ ,  $\bar{u}_{i,ND}$  = velocità media nel tempo in un punto i-esimo dello spazio, con e senza detriti.

Per avere una sintesi efficace dei risultati si è ricercato il massimo di  $\frac{\Delta U_i}{U}$  al fondo ed in prossimità dei detriti. I dati sono stati analizzati in funzione di Fr<sub>L</sub>, parametro idrodinamico della corrente, sulla base del quale sono stati progettati gli esperimenti, e H/h, caratteristica geometrica dell'accumulo di detriti, che maggiormente influenza la costrizione della sezione.



Figura 4.4 Andamento di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  in funzione di Fr<sub>L</sub>, immediatamente sotto l'accumulo di detriti e sul fondo

Immediatamente al di sotto dell'accumulo di detriti si evidenziano i valori maggiori di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$ .

La corrente in questa zona risente molto della presenza di detriti e, per bassi valori di  $Fr_L$ , l'accelerazione è tale che le velocità nella sezione contratta siano pari a quasi due volte la velocità indisturbata della corrente. Tuttavia non si notano particolari trend in funzione di FrL.

Sul fondo si registrano dei  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  mediamente più bassi. La corrente è accelerata, ma in maniera molto minore rispetto alle zone più vicine all'accumulo. Tuttavia, la disposizione dei dati permette di individuare un trend in funzione di Fr<sub>L</sub>, definito dall'Equazione 4.7.

$$\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max} = -0.21\ln(FrL) - 0.1488 \qquad (4.7)$$

Le differenze di velocità tendono a diminuire con l'aumentare del numero di Froude, definito rispetto alla dimensione media dell'accumulo,  $Fr_L$ . I valori di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  tendono asintoticamente a zero, per alti valori di  $Fr_L$ , in cui il flusso si muove con velocità talmente elevate per cui l'accelerazione imposta dal restringimento di sezione viene praticamente non percepita al fondo.

In funzione del rapporto H/h si nota che per H/h=0.3 si hanno dei valori di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  maggiori rispetto al numero di Fr<sub>L</sub>, Figura 4.5.



Figura 4.5 Andamento di  $\left(\frac{\Delta U_l}{U}\right)_{max}$  in funzione di FrL e H/h sul fondo

L'altezza dell'accumulo di detriti, e quindi la costrizione della sezione che esso comporta, definisce dei maggiori incrementi di velocità, che si risentono sul fondo con differenze anche del 10% per bassi valori di  $Fr_L$ . Gli andamenti in funzione di H/h sono ben approssimabili con l'Equazione 4.8 per H/h=0.3 e con l'Equazione 4.9 per H/h=0.2.

$$\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max} = -0.229 \ln(FrL) - 0.1565 \qquad (4.8)$$

$$\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max} = -0.213 \ln(FrL) - 0.1682 \qquad (4.9)$$

Dall'analisi dei "contour plots" realizzati, Appendice II, è stato possibile dedurre la distanza dalla pila in cui si registra la massima differenza di velocità, sia per la zona immediatamente al di sotto dei detriti che sul fondo della canaletta. La posizione assunta dal valore massimo è stata normalizzata in funzione del diametro della pila (D), mantenuta costante e pari a 10 cm per tutti gli esperimenti condotti, e della lunghezza totale dell'accumulo (K), variabile in funzione delle condizioni di flusso secondo le relazioni derivate da Panici & de Almeida, (2018). I dati sono stati plottati in funzione di Fr<sub>L</sub>, Figura 4.6 e Figura 4.7.



Figura 4.6 Posizione di  $\left(\frac{\Delta U_l}{U}\right)_{max}$  scalata rispetto al diametro della pila, in funzione di Fr<sub>L</sub>



Figura 4.7 Posizione di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  scalata rispetto alla lunghezza totale dell'ammasso detritico, in funzione di Fr<sub>L</sub>

A parità di  $Fr_L$  si osserva, sia per i dati scalati con D, Figura 4.6, che per i dai scalati con K, Figura 4.7, come la differenza massima di velocità al fondo si trovi a maggiore distanza dalla pila rispetto a quella appena al di sotto dei detriti, Tabella 4.2 e Tabella 4.3. Tale comportamento evidenzia che, sul fondo, l'effetto che l'accumulo induce sulle velocità, si estende maggiormente a monte della pila, incrementando così la superficie soggetta ad erosione locale. Tale distanza diminuisce, però, con l'aumentare di FrL, in quanto le correnti più veloci portano la zona di disturbo ad essere molto vicino alla pila ed inoltre, dato che per Fr<sub>L</sub> superiori a 0.35, il  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$  è prossimo allo zero, Figura 4.4, si deduce che tale disturbo sia quasi esclusivamente dovuto alla presenza della pila e non più anche a quella dei detriti. L'andamento dei dati di Figura 4.6, che presenta il trend di Equazione 4.10, suggerisce che la posizione di  $\left(\frac{\Delta U_i}{U}\right)_{max}$ , scali meglio in funzione della dimensione caratteristica della pila, che risulta cosi essere, il fattore che più influenza la posizione della massima differenza di velocità che si misura al fondo.

$$\left(\frac{x}{D}\right)_{max} = -0.616\ln(Fr_l) - 0.1965$$
 (4.10)

| Test | Frl  | L log | K(m) | h(m) | Q(m3/s) | ΔUi/U(max) | x/D (max) | x/K (max) |
|------|------|-------|------|------|---------|------------|-----------|-----------|
| 1    | 0.20 | 0.15  | 0.15 | 0.17 | 0.03    | 0.353      | 0.222     | 0.148     |
| 2    | 0.25 | 0.15  | 0.12 | 0.21 | 0.04    | 0.228      | 0.318     | 0.265     |
| 3    | 0.30 | 0.15  | 0.10 | 0.26 | 0.06    | 0.174      | 0.200     | 0.200     |
| 4    | 0.35 | 0.15  | 0.09 | 0.29 | 0.07    | 0.154      | 0.237     | 0.263     |
| 5    | 0.40 | 0.15  | 0.08 | 0.32 | 0.10    | 0.152      | 0.007     | 0.009     |
| 6    | 0.45 | 0.15  | 0.08 | 0.35 | 0.12    | 0.097      | 0.163     | 0.204     |
| 8    | 0.25 | 0.15  | 0.12 | 0.14 | 0.03    | 0.392      | 0.074     | 0.062     |
| 9    | 0.30 | 0.15  | 0.10 | 0.17 | 0.04    | 0.599      | 0.200     | 0.200     |
| 10   | 0.35 | 0.15  | 0.09 | 0.20 | 0.05    | 0.654      | 0.178     | 0.197     |
| 11   | 0.40 | 0.15  | 0.08 | 0.22 | 0.07    | 0.358      | 0.096     | 0.120     |
| 12   | 0.45 | 0.15  | 0.08 | 0.24 | 0.08    | 0.272      | 0.111     | 0.139     |
| 13   | 0.20 | 0.20  | 0.20 | 0.22 | 0.04    | 0.264      | 0.264     | 0.132     |
| 14   | 0.25 | 0.20  | 0.16 | 0.28 | 0.06    | 0.238      | 0.289     | 0.180     |
| 15   | 0.30 | 0.20  | 0.13 | 0.34 | 0.09    | 0.461      | 0.192     | 0.148     |
| 16   | 0.35 | 0.20  | 0.12 | 0.40 | 0.12    | 0.568      | 0.111     | 0.093     |
| 19   | 0.20 | 0.20  | 0.20 | 0.15 | 0.02    | 0.328      | 0.126     | 0.063     |
| 20   | 0.25 | 0.20  | 0.16 | 0.19 | 0.04    | 0.713      | 0.215     | 0.134     |
| 21   | 0.30 | 0.20  | 0.13 | 0.23 | 0.06    | 0.708      | 0.133     | 0.102     |
| 22   | 0.35 | 0.20  | 0.12 | 0.26 | 0.08    | 0.606      | 0.089     | 0.074     |
| 23   | 0.40 | 0.20  | 0.11 | 0.29 | 0.10    | 0.250      | 0.141     | 0.128     |
| 24   | 0.45 | 0.20  | 0.10 | 0.32 | 0.12    | 0.116      | 0.141     | 0.141     |

Tabella 4.2 Valori di  $\left(\frac{\Delta U_l}{U}\right)_{max}$ , di  $\left(\frac{x}{D}\right)_{max}$ , di  $\left(\frac{x}{K}\right)_{max}$  per le misurazioni effettuate "under debris"

| Test | Frl  | L log | K(m)  | h(m)  | Q(m3/s) | ΔUi/U(max) | x/D (max) | x/K (max) |
|------|------|-------|-------|-------|---------|------------|-----------|-----------|
| 1    | 0.20 | 0.15  | 0.150 | 0.170 | 0.030   | 0.207      | 0.740     | 0.493     |
| 2    | 0.25 | 0.15  | 0.120 | 0.210 | 0.040   | 0.098      | 0.673     | 0.561     |
| 3    | 0.30 | 0.15  | 0.100 | 0.260 | 0.060   | 0.037      | 0.540     | 0.540     |
| 4    | 0.35 | 0.15  | 0.090 | 0.290 | 0.070   | 0.014      | 0.614     | 0.682     |
| 5    | 0.40 | 0.15  | 0.080 | 0.320 | 0.100   | 0.090      | 0.407     | 0.509     |
| 6    | 0.45 | 0.15  | 0.080 | 0.350 | 0.120   | 0.023      | 0.229     | 0.287     |
| 8    | 0.25 | 0.15  | 0.120 | 0.140 | 0.030   | 0.181      | 0.607     | 0.506     |
| 9    | 0.30 | 0.15  | 0.100 | 0.170 | 0.040   | 0.085      | 0.414     | 0.414     |
| 10   | 0.35 | 0.15  | 0.090 | 0.200 | 0.050   | 0.084      | 0.429     | 0.477     |
| 11   | 0.40 | 0.15  | 0.080 | 0.220 | 0.070   | 0.123      | 0.170     | 0.213     |
| 12   | 0.45 | 0.15  | 0.080 | 0.240 | 0.080   | 0.063      | 0.252     | 0.315     |
| 13   | 0.20 | 0.20  | 0.200 | 0.220 | 0.040   | 0.130      | 0.836     | 0.418     |
| 14   | 0.25 | 0.20  | 0.160 | 0.280 | 0.060   | 0.156      | 0.807     | 0.504     |
| 15   | 0.30 | 0.20  | 0.130 | 0.340 | 0.090   | 0.031      | 0.747     | 0.575     |
| 16   | 0.35 | 0.20  | 0.120 | 0.400 | 0.120   | 0.107      | 0.488     | 0.407     |
| 19   | 0.20 | 0.20  | 0.200 | 0.150 | 0.020   | 0.256      | 0.777     | 0.389     |
| 20   | 0.25 | 0.20  | 0.160 | 0.190 | 0.040   | 0.149      | 0.533     | 0.333     |
| 21   | 0.30 | 0.20  | 0.130 | 0.230 | 0.060   | 0.075      | 0.503     | 0.387     |
| 22   | 0.35 | 0.20  | 0.120 | 0.260 | 0.080   | 0.056      | 0.377     | 0.315     |
| 23   | 0.40 | 0.20  | 0.110 | 0.290 | 0.100   | 0.035      | 0.437     | 0.397     |
| 24   | 0.45 | 0.20  | 0.100 | 0.320 | 0.120   | 0.132      | 0.392     | 0.392     |

Tabella 4.3 Valori di  $\left(\frac{\Delta U_l}{U}\right)_{max}$ , di  $\left(\frac{x}{D}\right)_{max}$ , di  $\left(\frac{x}{K}\right)_{max}$  per le misurazioni effettuate al "bottom"

Il fenomeno dell'erosione localizzata al piede della pila, con la comparsa dei vortici a ferro di cavallo, si sviluppa a causa della presenza della struttura, che ostacola il libero deflusso delle particelle liquide, e non per la presenza dell'accumulo di detriti. La presenza di elementi legnosi ammassati sulla pila genera un considerevole aumento della velocità di attraversamento in tutta la sezione. Questo aumento di velocità è notevole anche al fondo, soprattutto per correnti più lente, incrementando molto il potenziale erosivo della corrente.

L'analisi del campo di moto ci ha permesso di trovare la differenza massima di velocità che causa l'accumulo di detriti, per ciascun test condotto. Con i dati raccolti e dedotti dallo studio del campo di moto si è cercato di valutare in maniera empirica l'incremento della profondità di scavo che comporta tale differenza di velocità.

Nei mesi precedenti a questo lavoro di tesi, l'University of Southampton ha condotto, sempre all'interno del progetto di ricerca DEBRIEF, dei test di laboratorio per la stima delle dimensioni e della profondità dello scavo al piede delle pile indotto dagli ammassi detritici. Diciassette esperimenti portati a termine nel laboratorio di idraulica di Chilworth, Tabella 4.4, hanno indagato l'attività erosiva per correnti con un numero di Froude variabile tra 0.18 e 0.36, con un modello cilindrico di pila di 0.1 m di diametro e delle particelle solide uniformi di 1.42 mm di diametro, Figura 4.8, che compongono il fondo di un canale lungo 23 m, largo 1.38 m e profondo 0.6 m. I modelli di accumulo di detriti utilizzati in questa campagna sperimentale sono stati realizzati attraverso l'utilizzo di elementi di legno di dimensioni uniformi collegati tra di loro, attraverso del filo metallico, in modo tale da realizzare un accumulo che rispettasse le dimensioni derivate dallo studio sperimentale di Panici & de Almeida (2018), Paragrafo 2.2.

Tabella 4.4 Esperimenti iniziali condotti nel laboratorio di Chilworth per la stima della dimensione e della profondità dello scavo erosivo alla base della pila

| Test | FrL  | Fr   | Llog (m) | W (m) | H (m) | L (m) | H/h  | h    | Uc   | U/Uc | U    |
|------|------|------|----------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|
| 1    | 0.15 | 0.18 | 0.375    | 0.98  | 0.05  | 0.49  | 0.20 | 0.26 | 0.60 | 0.48 | 0.29 |
| 2    | 0.20 | 0.24 | 0.375    | 0.85  | 0.08  | 0.37  | 0.30 | 0.27 | 0.61 | 0.63 | 0.38 |
| 3    | 0.26 | 0.37 | 0.375    | 0.74  | 0.11  | 0.28  | 0.59 | 0.19 | 0.58 | 0.86 | 0.50 |
| 4    | 0.18 | 0.23 | 0.375    | 0.91  | 0.07  | 0.42  | 0.30 | 0.22 | 0.59 | 0.57 | 0.34 |
| 5    | 0.10 | 0.21 | 0.375    | 1.14  | 0.02  | 0.69  | 0.20 | 0.09 | 0.51 | 0.37 | 0.19 |
| 6    | 0.13 | 0.22 | 0.375    | 1.05  | 0.04  | 0.58  | 0.30 | 0.12 | 0.54 | 0.44 | 0.24 |
| 7    | 0.15 | 0.22 | 0.375    | 0.98  | 0.05  | 0.49  | 0.30 | 0.17 | 0.57 | 0.50 | 0.29 |
| 8    | 0.20 | 0.19 | 0.275    | 0.62  | 0.06  | 0.27  | 0.20 | 0.30 | 0.62 | 0.53 | 0.33 |
| 9    | 0.23 | 0.21 | 0.275    | 0.59  | 0.07  | 0.24  | 0.22 | 0.31 | 0.62 | 0.59 | 0.37 |
| 10   | 0.23 | 0.25 | 0.275    | 0.59  | 0.07  | 0.24  | 0.30 | 0.23 | 0.60 | 0.62 | 0.37 |
| 11   | 0.23 | 0.34 | 0.275    | 0.59  | 0.07  | 0.24  | 0.58 | 0.12 | 0.54 | 0.68 | 0.37 |
| 12   | 0.25 | 0.26 | 0.275    | 0.55  | 0.08  | 0.21  | 0.30 | 0.26 | 0.60 | 0.68 | 0.41 |
| 13   | 0.15 | 0.25 | 0.375    | 0.98  | 0.05  | 0.49  | 0.40 | 0.13 | 0.55 | 0.52 | 0.29 |
| 14   | 0.18 | 0.26 | 0.375    | 0.91  | 0.07  | 0.42  | 0.40 | 0.17 | 0.57 | 0.59 | 0.34 |
| 15   | 0.20 | 0.27 | 0.375    | 0.85  | 0.08  | 0.37  | 0.40 | 0.20 | 0.59 | 0.65 | 0.38 |
| 16   | 0.23 | 0.28 | 0.275    | 0.59  | 0.07  | 0.24  | 0.40 | 0.17 | 0.57 | 0.65 | 0.37 |
| 17   | 0.20 | 0.32 | 0.375    | 0.85  | 0.08  | 0.37  | 0.58 | 0.14 | 0.55 | 0.69 | 0.38 |



Figura 4.8 Esempio di un esperimento condotto all'Università di Southampton per calcolare l'impatto degli accumuli di detriti sullo scavo al piede delle pile in alveo mobile.

Il confronto tra i dati sperimentali con e senza i detriti, rivela un incremento medio della profondità di scavo del 50% per tutti gli esperimenti, fino ad un massimo del 75%, approssimativamente, Figura 4.9.



Figura 4.9 Confronto tra la profondità di scavo localizzato per i Test 1-17 con e senza gli accumuli di detriti e con le linee di deviazione per ± 25%, ±50% e ±75%.

La profondità dello scavo localizzato è stata calcolata attraverso la formula empirica di Equazione 4.11.

$$\frac{d_s}{D} = \varepsilon ln\left(\frac{T^*}{10}\right) \qquad (4.11)$$

 $d_s$ = profondità di scavo;

D= diametro della pila;

 $\varepsilon$ = grado di evoluzione della profondità di scavo;

 $T^*$ = parametro a-dimensionale del tempo ( $T^* = hUt/A_b$ );

 $A_b$ =area di bloccaggio (Pagliara, 2010b).

Lo studio condotto riporta che nelle condizioni critiche, utilizzando accumuli di detriti dipendenti dalle caratteristiche del flusso, la profondità di scavo localizzato è tra 1.25 volte ed 1.75 volte più grade rispetto allo scavo localizzato in assenza di detriti ammassati sulla pila.

Tramite l'Equazione 4.7, derivata dallo studio del campo di moto in questo lavoro di tesi, si sono trovati i valori massimi di  $\frac{\Delta U_i}{U}$  per i numeri di Fr<sub>L</sub> utilizzati nella sperimentazione condotta nel laboratorio di Chilworth.

Si è stimata la profondità di scavo all'equilibrio con il metodo della "CSU equation" (Richardson, 2001), Equazione 4.13, e con il metodo di Sheppard and Melville (Sheppard, 2006), Equazione 4.14, per il caso senza i detriti e per il caso con i detriti. L'effetto dei detriti è stato considerato attraverso l'utilizzo di una velocità della corrente equivalente, pari alla velocità indisturbata della corrente incrementata del valore massimo di  $\Delta U_i$ , Equazione 4.12, derivato dall'Equazione 4.7, per ciascun test di Tabella 4.4.

$$U^* = U + (\Delta U_i)_{max} \qquad (4.12)$$

$$\frac{y_s}{D} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left(\frac{y_1}{D}\right)^{0.35} Fr^{0.43}$$
(4.13)

 $y_s$  = profondità di scavo (ys\* nel caso di presenza di detriti);

D= diametro della pila;

 $K_1$  = fattore di correzione per la forma anteriore della pila (1 per pila cilindrica);

 $K_2$ = fattore di correzione per angolo di attacco della corrente (1 se angolo uguale a 0°);

 $K_3$ = fattore di correzione per la condizione del fondo (variabile tra 1.1 e 1.3);

 $K_4$ = fattore di correzione per la dimensione delle particelle che compongono il fondo;

 $K_w$  = fattore di correzione per D/d<sub>50</sub>>50;

 $d_{50}$  = dimensione del passante al 50% del materiale che compone il fondo.

$$\frac{y_s}{D^*} = 2.5f_1\left(\frac{h}{D^*}\right)f_2\left(\frac{U}{U_c}\right)f_3\left(\frac{D^*}{d_{50}}\right)$$
(4.14)

 $D^*$  = diametro effettivo dell'ostacolo;

*U*= velocità indisturbata della corrente;

 $U_c$  = velocità critica della corrente.

dove:

$$f_{1} = tanh\left[\left(\frac{h}{D^{*}}\right)^{0.4}\right] \quad (4.15)$$

$$f_{2} = \left\{1 - 1.2\left[ln\left(\frac{U}{U_{c}}\right)\right]^{2}\right\} \quad (4.16)$$

$$f_{3} = \left[\frac{\left(\frac{D^{*}}{d_{50}}\right)}{0.4\left(\frac{D^{*}}{d_{50}}\right)^{1.2} + 10.6\left(\frac{D^{*}}{d_{50}}\right)^{-0.13}}\right] \quad (4.17)$$

Il metodo di Sheppard and Melville (2006) tiene in considerazione il rapporto  $U/U_c$ , che separa i casi da "clear water" ( $0.4 < U/U_c > 1$ ) e "live bed" ( $1 < U/U_c > U_{lp}/U_c$ ), quando l'intensità della corrente è tale da riuscire a trasportare parte delle particelle del fondo durante il suo tragitto. I casi analizzati in Tabella 4.4 corrispondono alla condizione di "clear water", tranne per il test numero 5, per il quale non si è applicato tale metodo.

| Test | ΔU/U | U* (m/s) | <b>D</b> (m) | d50 (m) | ys*/ys |
|------|------|----------|--------------|---------|--------|
| 1    | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 1.27   |
| 2    | 0.19 | 0.46     | 0.10         | 0.00139 | 1.54   |
| 3    | 0.13 | 0.57     | 0.10         | 0.00139 | 1.78   |
| 4    | 0.22 | 0.41     | 0.10         | 0.00139 | 1.46   |
| 5    | 0.33 | 0.26     | 0.10         | 0.00139 | 1.16   |
| 6    | 0.29 | 0.31     | 0.10         | 0.00139 | 1.27   |
| 7    | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 1.37   |
| 8    | 0.19 | 0.39     | 0.10         | 0.00139 | 1.42   |
| 9    | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.49   |
| 10   | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.53   |
| 11   | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.54   |
| 12   | 0.14 | 0.47     | 0.10         | 0.00139 | 1.59   |
| 13   | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 1.38   |
| 14   | 0.22 | 0.41     | 0.10         | 0.00139 | 1.48   |
| 15   | 0.19 | 0.46     | 0.10         | 0.00139 | 1.56   |
| 16   | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.54   |
| 17   | 0.19 | 0.45     | 0.10         | 0.00139 | 1.58   |

Tabella 4.5 Velocità equivalente e rapporto di profondità d scavo per gli esperimenti di Tabella 4.4, calcolati con Richardson and Davis (2001)



Figura 4.10 Rapporto delle profondità di scavo stimate con il metodo di Richardson and Davis (2001)

I dati attenuti tramite l'Equazione 4.13, sono stati rappresentati in funzione del numero di Froude, relativo alla lunghezza media degli elementi che compongono l'accumulo, poiché si sono mantenute le stesse condizioni di flusso per gli esperimenti con e senza i detriti e il rapporto delle profondità di scavo derivate non è più funzione del numero di Froude della corrente. Si nota che i dati si dispongono entro un intervallo compreso tra 1.2 e 1.8. La

profondità di scavo localizzato in presenza di detriti è tra il 20% e l'80% superiore rispetto al caso senza i detriti.

I dati, analizzati considerando l'effetto de detriti attraverso l'uso di una velocità equivalente U\*, secondo il metodo della "CSU equation", sono coerenti con quanto è stato trovato nella sperimentazione condotta a Chilworth, Figura 4.9.

| Test No | ΔU/U | U* (m/s) | <b>D</b> (m) | d50 (m) | ys*/ys |
|---------|------|----------|--------------|---------|--------|
| 1       | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 1.95   |
| 2       | 0.19 | 0.46     | 0.10         | 0.00139 | 1.44   |
| 3       | 0.13 | 0.57     | 0.10         | 0.00139 | 1.16   |
| 4       | 0.22 | 0.41     | 0.10         | 0.00139 | 1.65   |
| 6       | 0.29 | 0.31     | 0.10         | 0.00139 | 1.97   |
| 7       | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 2.12   |
| 8       | 0.19 | 0.39     | 0.10         | 0.00139 | 1.70   |
| 9       | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.45   |
| 10      | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.40   |
| 11      | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.32   |
| 12      | 0.14 | 0.47     | 0.10         | 0.00139 | 1.29   |
| 13      | 0.25 | 0.36     | 0.10         | 0.00139 | 1.99   |
| 14      | 0.22 | 0.41     | 0.10         | 0.00139 | 1.59   |
| 15      | 0.19 | 0.46     | 0.10         | 0.00139 | 1.40   |
| 16      | 0.16 | 0.43     | 0.10         | 0.00139 | 1.36   |
| 17      | 0.19 | 0.45     | 0.10         | 0.00139 | 1.36   |

Tabella 4.6 Velocità equivalente e rapporto di profondità d scavo per gli esperimenti di Tabella 4.4, calcolati con Sheppard and Melville (2006)



Figura 4.11 Rapporto delle profondità di scavo stimate con il metodo di Sheppard and Melville (2006)

I dati attenuti tramite l'Equazione 4.14, sono stati rappresentati in funzione del numero di Froude, relativo alla lunghezza media degli elementi che compongono l'accumulo, poiché si sono mantenute le stesse condizioni di flusso per gli esperimenti con e senza i detriti e il rapporto delle profondità di scavo derivate non è più funzione del numero di Froude della corrente. Si nota che i dati si dispongono entro un intervallo compreso tra 1.2 e 2.1. La profondità di scavo localizzato in presenza di detriti è tra il 20% e l'110% superiore rispetto al caso senza i detriti.

I dati, analizzati considerando l'effetto de detriti attraverso l'uso di una velocità equivalente U\*,secondo il metodo proposto da Sheppard and Melville (2006), sono simili con quanto è stato trovato nella sperimentazione condotta a Chilworth, Figura 4.9.

Tuttavia, l'Equazione 4.14 considera una dimensione effettiva dell'ostacolo, che non conosciamo per la sperimentazione condotta, e per questo motivo i dati risultano essere in parte sottostimati e assumono, in funzione di  $Fr_L$ , un andamento contrario rispetto a quello ottenuto con il metodo sviluppato da Richardson and Davis (2001), Equazione 4.13, che rispecchia meglio i risultati attesi. Tuttavia, la limitata quantità di dati e la variabilità del fenomeno dello scavo al piede delle pile rispetto alle condizioni del fondo, dei detriti e della corrente, non permette di estrapolare specifiche dipendenze dai dati che abbiamo, nonostante la loro disposizione evidenzi un trend. In maniera conservativa, per evitare deduzioni azzardate e non consistenti, ci siamo limitati a definire soltanto degli intervalli di variabilità.

Le stime della profondità di equilibrio dello scavo localizzato, eseguite considerando l'effetto indotto dall'accumulo di detriti attraverso l'utilizzo di una velocità equivalente, corrispondono a quanto è stato misurato in studi sperimentali, validando così la metodologia usata per la stima. Questo nuovo metodo si aggiunge a tutti quelli sviluppati ed utilizzati negli anni precedenti, Paragrafo 2.4, ma per la prima volta l'effetto dei detriti è considerato all'interno di una grandezza che si modifica anche nella realtà: la velocità della corrente al fondo con cui il flusso supera la sezione contratta.

#### 4.2.2. Afflusso

La presenza di una singolarità geometrica in un corso d'acqua, quale un restringimento o un ostacolo, come per esempio la pila di un ponte, genera modifiche considerevoli nel livello idrico che si instaura a monte dell'ostacolo (Da Deppo, 1997). La conoscenza dei livelli idrici è fondamentale per una corretta pianificazione degli interventi strutturali e non strutturali da apportare al territorio e, in maniera particolare, per conoscere e gestire al meglio il rischio

alluvionale. Modifiche locali ai livelli idrometrici nei corsi d'acqua sono tra le principali cause delle inondazioni e delle tracimazioni arginali che investono particolari aree territoriali.

Risulta chiaro come l'accumulo di detriti legnosi, se pur porosi, modifichi localmente il flusso idrico, facendo risentire molto di più l'effetto della singolarità geometrica sui territori a monte.

L'obbiettivo della seconda fase della sperimentazione condotta in questo lavoro di tesi è la stima delle differenze dei livelli idrici che un ammasso di detriti alla pila di un ponte impone in un determinato tipo di flusso.

Con la strumentazione di laboratorio, definita nel Paragrafo 3.1.3, e la metodologia di acquisizione dei dati espressa nel Paragrafo 3.3.1, si sono misurati i livelli idrici a monte dell'ostacolo con e senza l'accumulo di detriti, Tabella 4.7.

Tabella 4.7 Valori dei livelli idrici a monte dell'ostacolo, misurati nella campagna sperimentale condotta nel laboratorio di Boldrewood, con e senza l'accumulo di detriti.

| Test | FrL  | Fr   | H/h  | W(m) | H(m) | L(m) | h(m) | $Q(m^3/s)$ | <b>Δh no deb</b> | Δh deb |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------------|------------------|--------|
| 1    | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.34 | 0.03 | 0.15 | 0.17 | 0.03       | 0.0013           | 0.0014 |
| 2    | 0.25 | 0.21 | 0.20 | 0.30 | 0.04 | 0.12 | 0.21 | 0.04       | 0.0014           | 0.0030 |
| 3    | 0.30 | 0.22 | 0.20 | 0.27 | 0.05 | 0.10 | 0.26 | 0.06       | 0.0019           | 0.0042 |
| 4    | 0.35 | 0.25 | 0.20 | 0.24 | 0.06 | 0.09 | 0.29 | 0.07       | 0.0032           | 0.0066 |
| 5    | 0.40 | 0.28 | 0.20 | 0.22 | 0.07 | 0.08 | 0.32 | 0.10       | 0.0043           | 0.0111 |
| 6    | 0.45 | 0.30 | 0.20 | 0.21 | 0.07 | 0.08 | 0.35 | 0.12       | 0.0063           | 0.0123 |
| 8    | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.30 | 0.04 | 0.12 | 0.14 | 0.03       | 0.0005           | 0.0014 |
| 9    | 0.30 | 0.28 | 0.30 | 0.27 | 0.05 | 0.10 | 0.17 | 0.04       | 0.0021           | 0.0050 |
| 10   | 0.35 | 0.30 | 0.30 | 0.24 | 0.06 | 0.09 | 0.20 | 0.05       | 0.0032           | 0.0079 |
| 11   | 0.40 | 0.34 | 0.30 | 0.22 | 0.07 | 0.08 | 0.22 | 0.07       | 0.0050           | 0.0093 |
| 12   | 0.45 | 0.36 | 0.30 | 0.21 | 0.07 | 0.08 | 0.24 | 0.08       | 0.0057           | 0.0122 |
| 13   | 0.20 | 0.19 | 0.20 | 0.45 | 0.04 | 0.20 | 0.22 | 0.04       | 0.0009           | 0.0018 |
| 14   | 0.25 | 0.21 | 0.20 | 0.40 | 0.06 | 0.16 | 0.28 | 0.06       | 0.0013           | 0.0034 |
| 15   | 0.30 | 0.23 | 0.20 | 0.36 | 0.07 | 0.13 | 0.34 | 0.09       | 0.0029           | 0.0068 |
| 16   | 0.35 | 0.25 | 0.20 | 0.33 | 0.08 | 0.12 | 0.40 | 0.12       | 0.0038           | 0.0105 |
| 19   | 0.20 | 0.23 | 0.30 | 0.45 | 0.04 | 0.20 | 0.15 | 0.02       | 0.0012           | 0.0028 |
| 20   | 0.25 | 0.26 | 0.30 | 0.40 | 0.06 | 0.16 | 0.19 | 0.04       | 0.0016           | 0.0050 |
| 21   | 0.30 | 0.28 | 0.30 | 0.36 | 0.07 | 0.13 | 0.23 | 0.06       | 0.0021           | 0.0064 |
| 22   | 0.35 | 0.31 | 0.30 | 0.33 | 0.08 | 0.12 | 0.26 | 0.08       | 0.0049           | 0.0137 |
| 23   | 0.40 | 0.33 | 0.30 | 0.30 | 0.09 | 0.11 | 0.29 | 0.10       | 0.0064           | 0.0145 |
| 24   | 0.45 | 0.35 | 0.30 | 0.28 | 0.09 | 0.10 | 0.32 | 0.12       | 0.0066           | 0.0165 |

In letteratura esistono molte formule sperimentali per calcolare il sovralzo rispetto all'altezza propria della corrente indisturbata. Per i moti sub-critici, Fr<1, come quelli analizzati in Tabella 4.7, la formula di Yarnell, Equazione 4.17, è la più conosciuta ed utilizzata.

$$\frac{\Delta h}{h} = K_Y (K_Y - 0.6 + 5Fr_2^2) [1 - r + 15(1 - r)^4] Fr_2^2 \qquad (4.17)$$

 $\Delta h$ = valore del sovralzo;

h= altezza della corrente indisturbata;

 $K_Y$  = coefficiente di forma delle pile (1.05 per pile cilindriche);

1 - r = grado di restringimento;

 $Fr_2$ = numero di Froude della corrente a valle dell'ostacolo.

Il grado di restringimento è definito dal rapporto espresso dall'Equazione 4.18.

$$1 - r = \frac{(b_0 - b_1)}{b_0} \tag{4.18}$$

 $b_0$  = distanza tra le pile, misurata rispetto al loro baricentro;

 $b_1$ =larghezza della sezione libera tra 2 pile affiancate.

I dati misurati in laboratorio, per il caso senza l'accumulo di detriti, sono stati confrontati con i risultati derivanti dall'applicazione dell'Equazione 4.17, considerando un sistema di pile affiancate e distanti quanto la larghezza della canaletta utilizzata, Tabella 4.8.

| Test | FrL  | Fr   | h(m) | Ky   | b0   | b1   | 1-r  | <b>Δh no deb</b> |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------------------|
| 1    | 0.20 | 0.20 | 0.17 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0008           |
| 2    | 0.25 | 0.21 | 0.21 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0012           |
| 3    | 0.30 | 0.22 | 0.26 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0017           |
| 4    | 0.35 | 0.25 | 0.29 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0025           |
| 5    | 0.40 | 0.28 | 0.32 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0039           |
| 6    | 0.45 | 0.30 | 0.35 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0051           |
| 8    | 0.25 | 0.25 | 0.14 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0013           |
| 9    | 0.30 | 0.28 | 0.17 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0021           |
| 10   | 0.35 | 0.30 | 0.20 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0030           |
| 11   | 0.40 | 0.34 | 0.22 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0047           |
| 12   | 0.45 | 0.36 | 0.24 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0063           |
| 13   | 0.20 | 0.19 | 0.22 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0009           |
| 14   | 0.25 | 0.21 | 0.28 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0016           |
| 15   | 0.30 | 0.23 | 0.34 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0024           |
| 16   | 0.35 | 0.25 | 0.40 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0035           |
| 19   | 0.20 | 0.23 | 0.15 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0010           |
| 20   | 0.25 | 0.26 | 0.19 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0018           |
| 21   | 0.30 | 0.28 | 0.23 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0028           |
| 22   | 0.35 | 0.31 | 0.26 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0043           |
| 23   | 0.40 | 0.33 | 0.29 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0061           |
| 24   | 0.45 | 0.35 | 0.32 | 1.05 | 0.60 | 0.50 | 0.17 | 0.0080           |

Tabella 4.8 Valori del sovralzo stimati con la formula di Yarnell



Figura 4.12 Confronto dei dati di Ah misurati e stimati con la formula di Yarnell

Da Figura 4.12 si nota una totale sovrapposizione tra i dati misurati e stimati. La formula di Yarnell è ormai da anni considerata valida ed accurata e per ciò, possiamo considerare i valori misurati in laboratorio a loro volta validi ed accurati. Si sono realizzati i rapporti tra il  $\Delta$ h calcolato con l'accumulo di detriti e il  $\Delta$ h calcolato senza l'accumulo di detriti, entrambi per i valori misurati in laboratorio con le sonde acustiche. Le condizioni idrodinamiche della corrente sono state lasciate invariate per ciascun test, con e senza i detriti, e per ciò il rapporto tra le due grandezze non è più funzione del numero di Froude della corrente (Fr), ma soltanto di FrL che incorpora in sé l'effetto della presenza dell'accumulo sulla pila, Tabella 4.9 e Figura 4.13.

| Test | FrL  | <b>Δh no deb</b> | Δh deb | ∆h deb/∆h no deb |
|------|------|------------------|--------|------------------|
| 1    | 0.20 | 0.0013           | 0.0014 | 1.07             |
| 2    | 0.25 | 0.0014           | 0.0030 | 2.09             |
| 3    | 0.30 | 0.0019           | 0.0042 | 2.21             |
| 4    | 0.35 | 0.0032           | 0.0066 | 2.06             |
| 5    | 0.40 | 0.0043           | 0.0111 | 2.57             |
| 6    | 0.45 | 0.0063           | 0.0123 | 1.95             |
| 8    | 0.25 | 0.0005           | 0.0014 | 2.91             |
| 9    | 0.30 | 0.0021           | 0.0050 | 2.35             |
| 10   | 0.35 | 0.0032           | 0.0079 | 2.45             |
| 11   | 0.40 | 0.0050           | 0.0093 | 1.87             |
| 12   | 0.45 | 0.0057           | 0.0122 | 2.14             |
| 13   | 0.20 | 0.0009           | 0.0018 | 1.97             |
| 14   | 0.25 | 0.0013           | 0.0034 | 2.53             |
| 15   | 0.30 | 0.0029           | 0.0068 | 2.32             |
| 16   | 0.35 | 0.0038           | 0.0105 | 2.77             |
| 19   | 0.20 | 0.0012           | 0.0028 | 2.41             |
| 20   | 0.25 | 0.0016           | 0.0050 | 3.20             |
| 21   | 0.30 | 0.0021           | 0.0064 | 3.08             |
| 22   | 0.35 | 0.0049           | 0.0137 | 2.82             |
| 23   | 0.40 | 0.0064           | 0.0145 | 2.25             |
| 24   | 0.45 | 0.0066           | 0.0165 | 2.53             |

Tabella 4.9 Rapporto tra Δh con i detriti e Δh senza i detriti



Figura 4.13 Rapporto tra  $\Delta h$ , con e senza l'accumulo di detriti, rispetto a Fr<sub>L</sub>

Da Figura 4.13, non si evidenzia un particolare comportamento dei dati in funzione di  $Fr_L$ . Tuttavia, notiamo che i dati si dispongono tutti all'interno di un intervallo compreso tra 1 e 3.5. I livelli idrici che si raggiungono a monte della pila in presenza di accumuli di detriti risultano essere mediamente tra le 2 e le 3 volte superiori rispetto ai casi di pila libera ed indisturbata.

L'incremento generale del 200% o perfino del 350%, evidenziato in Figura 4.13, allerta quanto la presenza dei detriti accumulati alle pile dei ponti sia un fattore fondamentale e non sottovalutabile per la stima dei livelli idrici, soprattutto nei casi di piena. Il range di variazione del valore dell'afflusso è molto ampio e il limitato numero di esperimenti condotti non permette ancora la definizione di un valore sicuro e certo da poter utilizzare nella progettazione e nella valutazione del rischio alluvionale dei ponti.

#### 4.3. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Gli effetti dell'accumulo di detriti legnosi galleggianti sullo scavo localizzato al piede di una pila e sull' incremento dei livelli idrici a monte, sono stati indagati attraverso una serie di esperimenti, nei quali i modelli di accumulo aderiscono alle nuove relazioni scoperte da Panici & de Almeida (2018). Queste costituiscono ad oggi l'espressione più attendibile nella descrizione di accumuli di detriti legnosi galleggianti alle pile dei ponti. Per rappresentare la pila di un ponte è stato utilizzato un tubo in perspex di 10 cm di diametro, saldamente fissato in posizione verticale nella mezzeria della canaletta utilizzata

Le seguenti conclusioni possono essere dedotte da questo lavoro:

- La presenza di accumuli detritici non modifica l'intensità di turbolenza in prossimità della pila, lasciando invariata la dimensione degli "horshoe vortices", che risultano quindi essere influenzati dalla forma e dall'ingombro della pila piuttosto che dalle velocità con cui la corrente supera l'ostacolo. La presenza della pila e la sua geometria sono la principale causa della formazione dei vortici a ferro di cavallo che sono in parte gli autori dello scavo localizzato. I detriti ammassati creano delle condizioni di moto che non modificano i vortici a ferro di cavallo, ma intervengono solo sulle velocità.
- Gli accumuli di detriti incrementano le velocità con cui la corrente supera le sezione contratta, accelerando il flusso in prossimità dell'ostacolo. Nello spazio immediatamente al di sotto dell'accumulo si misurano le massime accelerazioni, tuttavia, la principale causa dell'aumento della capacità erosiva risulta essere l'aumento della velocità sul fondo.
- Utilizzando modelli di accumulo di detriti che dipendono dalle condizioni di flusso, l'incremento della profondità di scavo al piede della pila risulta essere tra 1.2 volte e 2 volte più grande rispetto allo scavo senza i detriti galleggianti.
- La stima della profondità di scavo al piede della pila in presenza di detriti può essere eseguita attraverso l'utilizzo di una velocità equivalente, funzione di Fr<sub>L</sub>, che incorpora in sé l'effetto che l'accumulo provoca sull'intero sistema, piuttosto che con l'utilizzo di un diametro equivalente dell'ostacolo. Questo nuovo metodo di valutazione risulta essere accurato quanto quelli che si sono utilizzati fino al giorno d'oggi, ma, non apportando irrealistiche modifiche alla geometria del sistema per

ottenere una stima veritiera della profondità di scavo, risulta essere molto più coerente con la natura del fenomeno.

• La presenza di accumuli di detriti alle pile dei ponti restringe molto la sezione libera al flusso, incrementando l'effetto dell'ostacolo sui livelli idrici, i quali risultano essere tra le 2 e le 3 volte superiori rispetto al caso di pila libera da qualsiasi altra ostruzione accumulata.

L'utilizzo di modelli di detriti conformi a quanto accade nella realtà, risulta essere di fondamentale importanza nello studio degli effetti che i detriti galleggianti causano sull'erosione locale e sull'afflusso. Questo lavoro di tesi ha indagato un limite ristretto di condizioni di flusso e si consiglia di ampliare ulteriormente il campo di analisi, soprattutto per numeri di  $Fr_L$  minori di 0.20. I risultati ottenuti necessitano di ulteriori studi ed indagini, sia per rafforzare le nuove teorie, dedotte da questo lavoro, sia per arrivare ad avere una conoscenza ed una quantità di dati sufficiente per derivare equazioni empiriche robuste e affidabili, che si possano utilizzare per la progettazione e per l'analisi del rischio sia delle nuove infrastrutture che di quelle esistenti.

### **BIBLIOGRAFIA**

Abbe, T. B. and Montgomery, D. R. 2003. Patterns and Processes of Wood Debris Accumulation in the Queets River Basin. *Geomorphology*. 2003, Vol. 51, pp. 81–107.

Benn, J. 2013. Railway bridge failure during flooding in the UK and Ireland. *Proceedings of the Institution of Civi lEngineers*. 2013, Vol. 166, pp. 163-170.

Bilby, R. E. and Ward, J. W. 1982. Changes in Characteristics and Function of Woody Debris with Increasing Size of Streams in Western Washington. *Transactions of the American Fisheries Society*. 1982, Vol. 11, pp. 368–378.

Bocchiola, D., Rulli, M., & Rosso, R. 2008. A flume experiment on the formation of wood jams in rivers. *Water Resources Research*. W02408, 2008, 44.

Braudrick, C. A. and Grant, G. E. 2001. Transport and Deposition of Large Woody Debris in Streams: A Flume Experiment. *Geomorphology*, *Vol. 41*. 2001, pp. 263–283.

Cantero-Chinchilla F. N., de Almeida G. M., Escarameia M. 2018. Assessing the effects of debris accumulations at river bridges. *NERC-ERIIP grant DEBRIEF (NE/R009015/1)*. 2018.

Chang, F. F. M. and Shen, H. W. 1979. Debris Problems in the River Environment. *FHWA RD*. 1979, pp. 62-79.

**Cook, W. 2014.** *Bridge failure rates, consequences, and predictive trends.* Utah State Univ., Logan, UT : Ph.D. thesis, 2014.

Cumbria Inteligence Observatory, C. 2010. Cumbria Floods November 2009: An Impact Assessment. 2010.

D'Aoust, S. G. and Millar, R. G. 2000. Stability of Ballasted Woody Debris Habitat Structures. *Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126, No. 11.* 2000, pp. 810–817.

**Da Deppo, Luigi Datei, Claudio Saladin, Paolo. 1997.** *Sistemazione dei corsi d'acqua*. [ed.] Istituto di idaulica " Giovanni Poleni ". Seconda edizione. Padova : Edizioni libreria cortina, 1997.

**Diehl, T. H. and Bryan, B. A. 1993.** Supply of Large Woody Debris in a Stream Channel. [ed.] American Society of Civil Engineers. *Proceedins of the 1993 National Conference oh Hydraulic Engineering.* 1993, Vol. 1, pp. 1055–1060.

**Diehl, T. H. 1997.** *Potential Drift Accumulation at Bridges.* Washington D.C., USA : Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, 1997.

**Douglas, J. F., Gasiorek, J. M., Swaffield, J. A., and Lynne, B. J. 2005.** *Fluid mechanics.* Harlow, England : s.n., 2005.

Fetherston, K. L., Naiman, R. J., and Bilby, R. E. 1995. Large Woody Debris, Physical Process, and Riparian Forest Development in Montane River Networks of the Pacific Northwest. *Geomorphology*. 1995, Vol. 13, pp. 133–144.

Kirby, A., Roca, M., Kitchen, A., Escarameia, M., and Chesterton, O. 2015. *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures, CIRIA.* 2015.

Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Zevenbergen, L. W., Spitz, W. J., and Girard, L. G. 2010. Effects of debris on bridge pier scour. [ed.] National Academies of Science Transportation Research Board. *NCHRP Report.* 2010, Vol. 653.

Lassettre, N. S. and Harris, R. R. 2001. *The Geomorphic and Ecological Influence of Large Woody Debris in Streams and Rivers*. University of California Cooperative Extension. 2001. paper presented at Large Woody Debris Recruitment Modeling Workshop, April 29.

Laursen, E. M. and Toch, A. 1956. Scour Around Bridge Piers and Abutments. [ed.] Iowa Institute of Hydraulic Research. *Iowa Highway Research Board Bulletin*. 1956, 4.

Lyn, D. A., Cooper, T., Yi, Y.-K., Sinha, R., and Rao, A. R. 2003b. *Debris Accumulation at Bridge Crossings: Laboratory and Field Studies*. School of Civil Engineering, Purdue University, Joint Transportation Research Program. 2003b. FHWA/IN/JTRP-2003/10.

Manners, R. B., Doyle, M. W., and Small, M. J. 2007. Structure and Hydraulics of Natural Woody Debris Jams. *Water Resources Research*. W06432, 2007, Vol. 43.

Melville, B. W., and Chiew, Y.-M. 1999. Time scale for local scour at bridge piers. J. Hydraul. Eng. 1999, Vol. 125, 1, pp. 59–65.

Melville, B. W., and Dongol, D. M. S. 1992. Bridge scour with debris accumulation. [ed.] ASCE, Hydr. Engrg. 1992, Vol. 118(9), pp. 1306-1310.

Nakamura, F. S. and Swanson, F. J. 1994. Distribution of Coarse Woody Debris in a Mountain Stream, Western Cascade Range, Oregon. [book auth.] Vol., 24 Canadian Journal of Forest Research. 1994, Vol. 24, pp. 2395–2403.

Pagliara, S. and Carnacina, I. 2011. Influence of large woody debris on sediment scour at bridge piers. *International Journal of Sediment Research*. 2011, Vol. 26, 2, pp. 121-136.

Pagliara, S., and Carnacina, I. 2010b. Temporal scour evolution at bridge piers: Effect of wood debris roughness and porosity. *J. Hydraul. Res.* 2010b, Vol. 48, 1, pp. 3-13.

Panici, D., and de Almeida, G. A. 2018. Formation, growth and failure of debris jams at bridge piers. *Water Resources Research*. 2018.

Parola, A. C., Apeldt, C. J., and Jempson, M. A. 2010. Debris forces on highway bridges. *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)*. 2010, Rep. No. 445.

Parola, A. C., Apeldt, C. J., and Jempson, M. A. 2000. Debris forces on highway bridges. *National Cooperative Highway Research Program.* 2000, Vol. 445.

Richardson, E. V. and Davis, S. R. 2001. Evaluating scour at bridges. [ed.] Federal Highway Administration. *FWHA*. 4, 2001.

**Richardson, E. V., and Davis, S. R. 1995.** *Evaluating scour at bridges.* s.l. : Publication FHWA-IP-90-017, 1995. Federal Highway Administration Hydraulic Engineering Circular No. 18.

**Robinson, B. A. 2003.** *Channel-Bank Conditions and Accumulations of Large Woody Debris along White River Between Anderson and Indianapolis.* Indiana : USGS Open File Report 03-186, 2003.

Rusyda, M.I., Hashimoto, H., and Ikematsu, S. 2014. Log jam formation by an obstruction in a river. *Proc. Fluvial Hydraul. RIVER FLOW 2014.* 2014, pp. 717–724.

Sheppard, D. M., and Miller, W. 2006. "Live-bed local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*. 2006, Vol. 132, pp. 635-642.

Sheppard, D. M., and Renna, R. 2005. *Bridge scour manual*. s.l. : Florida Department of Transportation, 2005. Vol. 605.

Sheppard, D. M., Melville, B., Demir, H. 2014. Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers. *J Hydraul Eng.* 2014, Vol. 140, 1, pp. 14–23.

Swanson, F. J., Gregory, S. V., Sedell, J. R., and Campbell, A. G. 1982. Land-Water Interactions: The Riparian Zone. [book auth.] R. L. Edmonds. *Analysis of Coniferous Forest Ecosystems in the Western U.S.* Stroudsberg, PA : Hutchison Ross, 1982, pp. 267–291.

Swanson, F. J., Lienkaemper, G. W., and Sedell, J. R. 1976. *History, Physical Effects, and Management Implications of Large Organic Debris in Western Oregon Streams*. U.S. Department of Agriculture. 1976. General Technical Report PNW-56, Forest Service.

# **APPENDICE I: INTENSITA' DI TURBOLENZA**

Si riportano le distribuzioni spaziali delle differenze di intensità di turbolenza per tutti i test eseguiti in questo lavoro di tesi, tra il caso con i detriti ammassati e il caso senza i detriti, nell'intero spazio al di sotto dell'accumulo.

0.9



Figura Appendice I 1 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°1



Figura Appendice I 3 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°3

0.8 0.7 0.6 -0.01 y/h+deltah 0.5 -0.02 0.4 Pila Delt 0.3 -0.03 0.2 -0.04 0.1 1.2 1.4 -0.2 0 02 04 0.6 0.8 1 x/D

Differenza di intensità turbolenta

0.01

Figura Appendice I 2 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°2



Figura Appendice I 4 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°4



Figura Appendice I 5 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°5



Figura Appendice I 7 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°8



Figura Appendice I 9 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°10



Figura Appendice I 6Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°6



Figura Appendice I 8 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°9



Figura Appendice I 10 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°11



Figura Appendice I 11 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°12



Figura Appendice I 13 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°14



Figura Appendice I 15 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°16



Figura Appendice I 12 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°13



Figura Appendice I 14 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°15



Figura Appendice I 16 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°19



Figura Appendice I 17 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°20



Figura Appendice I 19 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°22



Figura Appendice I 21 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°24



Figura Appendice I 18 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°21



Figura Appendice I 20 Distribuzione spaziale dell'intensità di turbolenza per il Test n°23

## **APPENDICE II: DIFFERENZE DI VELOCITA'**

Si riportano le distribuzioni spaziali delle differenze di velocità per tutti i test eseguiti in questo lavoro di tesi, tra il caso con i detriti ammassati ed il caso senza i detriti, nell'intero spazio al di sotto dell'accumulo.



Figura Appendice II 1 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°1



Figura Appendice II 3 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°3



Figura Appendice II 2 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°2



Figura Appendice II 4 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°4



Figura Appendice II 5 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°5



Figura Appendice II 7 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°8



Figura Appendice II 9 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°10



Figura Appendice II 6 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°6



Figura Appendice II 8 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test nº9



Figura Appendice II 10 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test nº11



Figura Appendice II 11 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°12



Figura Appendice II 13 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test nº14



Figura Appendice II 15 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test nº16



Figura Appendice II 12 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°13



Figura Appendice II 14 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test nº15



Figura Appendice II 16 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°19



Figura Appendice II 17 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°20



Figura Appendice II 19 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°22



Figura Appendice II 21 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°24



Figura Appendice II 18 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°21



Figura Appendice II 20 Distribuzione spaziale delle differenze di velocità per il Test n°23