

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Analisi sperimentale e modellazione del coefficiente di resistenza per array di cilindri in moto permanente

Relatore

Prof. Davide POGGI

Candidata

Livia MECUCCI

Dicembre 2023

ABSTRACT

Nei flussi in canali a superficie libera, la presenza di vegetazione emergente o sommersa influenza drasticamente le caratteristiche idrodinamiche come la velocità dell'acqua, l'attrito e le forze di resistenza. In questo studio, come spesso accade in letteratura, la vegetazione viene riprodotta in laboratorio tramite *array* di cilindri rigidi disposti uniformemente lungo il canale sperimentale ed in configurazione *staggered*. Le prove sono state condotte nel laboratorio di idraulica "G. Bidone" del Politecnico di Torino.

Per la stima del coefficiente di drag C_d sono state realizzate prove con valori di pendenza del canale di 0%, 1%, 2% e 3%, in condizioni di vegetazione emergente o completamente sommersa. Sono stati utilizzati due metodi di calcolo di C_d : il primo attraverso la *friction slope*; il secondo, invece, attraverso la misura diretta delle forze di drag tramite celle di carico. In entrambi i casi sono stati utilizzati sensori ad ultrasuoni per determinare il tirante.

Dall'analisi dell'andamento del tirante lungo il canale è emerso che i sensori ad ultrasuoni risultano di scarsa efficacia in alcune condizioni di prova, soprattutto a causa alle increspature presenti sulla superficie del flusso. Questa problematica si è dimostrata particolarmente significativa durante le prove sperimentali che hanno coinvolto elevate pendenze. Di conseguenza, si è valutata l'adozione di sistemi di misura meno suscettibili a gradienti spaziali elevati del tirante e comunque non intrusivi. A tale scopo è stato riprogettato l'apparato sperimentale al fine di implementare tecniche di acquisizione del tirante attraverso videocamere.

Infine, è stato riscontrato che la corrispondenza migliore tra i valori del coefficiente di drag calcolati e le formule presenti in letteratura si ottiene a seguito della misura diretta delle forze di resistenza. Questo risultato è maggiormente evidente nella condizione di pendenza nulla del canale, mentre, all'aumentare della pendenza si nota una riduzione di C_d .

INDICE

CAPITOLO 1 – INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 2 – RASSEGNA DELLA LETTERATURA.....	3
2.1 POGGI (2004).....	3
2.2 TANINO E NEPF (2008)	6
2.3 CHENG E NGUYEN (2011).....	8
2.4 CHENG (2013)	11
2.5 ETMINAN (2017).....	15
CAPITOLO 3 – SETUP SPERIMENTALE	18
3.1 DESCRIZIONE DEL CANALE	18
3.2 STRUMENTI DI MISURA E CALIBRAZIONI	21
3.2.1 MISURATORE DI PORTATA	22
3.2.2 CELLE DI CARICO	23
3.2.3 SENSORI AD ULTRASUONI.....	29
CAPITOLO 4 – PROVE SPERIMENTALI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DRAG...32	
4.1 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE PROVE	32
4.2 MISURAZIONE DEL TIRANTE E DELLA VELOCITÀ.....	34
4.3 APPROCCI METODOLOGICI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DRAG	35
4.3.1 DETERMINAZIONE DELLA FRICTION SLOPE TRAMITE SENSORI AD ULTRASUONI	35
4.3.2 MISURA DIRETTA DELLE FORZE DI DRAG CON L’UTILIZZO DELLE CELLE DI CARICO.....	37
CAPITOLO 5 – ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI.....	40
5.1 TIRANTI E VELOCITÀ.....	40
5.2 COEFFICIENTE DI DRAG.....	46
CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE DELL’AMPLIAMENTO DEL SETUP SPERIMENTALE.....	51

6.1	DIMENSIONAMENTO DEI CONDOTTI	52
6.1.1	VALUTAZIONE DELLE PERDITE DI CARICO.....	53
6.1.2	PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE.....	53
6.1.3	PERDITE DI CARICO CONCENTRATE.....	56
6.1.4	CONFRONTO CON LA PREVALENZA DELLA POMPA	58
6.1.5	VARIAZIONI NEL CASO DI CONDOTTO IN PVC SPIRALATO	61
6.2	DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA.....	62
CAPITOLO 7 – CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI.....		66
INDICE DELLE FIGURE.....		68
INDICE DELLE TABELLE		71
BIBLIOGRAFIA.....		72

CAPITOLO 1 – INTRODUZIONE

La presenza di vegetazione, parzialmente o completamente sommersa, nei fiumi e corsi d'acqua influenza i processi fisici e biologici [1]–[5]. I flussi in canali aperti vegetati sono caratterizzati non solo da forze di taglio al fondo che riducono la velocità del flusso in prossimità del letto [6], [7], ma anche dalla resistenza indotta dagli steli e dal fogliame. Questa può modificare i profili di velocità [8], ridurre le portate e l'entità delle piene e la deposizione dei sedimenti [9]. La resistenza indotta dalla vegetazione è influenzata dalla geometria del canale e dalla disposizione e caratteristiche della vegetazione stessa [10].

All'interno degli alvei fluviali e in prossimità degli argini, la vegetazione svolge un ruolo cruciale agendo come un meccanismo di smorzamento delle onde. Inoltre, favorisce il potenziamento dell'ecosistema fluviale e contribuisce ad accrescere la stabilità degli argini [11], [12]. Il fenomeno di attenuazione delle onde è indotto principalmente dalla forza di resistenza fornita dalla vegetazione in risposta al moto dell'acqua [13].

La vegetazione acquatica influenza anche il trasporto di materiale disciolto ed inquinanti. Ad esempio, nei canali con vegetazione sommersa, il trasporto di solidi si riduce a causa dell'abbassamento dello sforzo di taglio agente sul fondo [14]. È stato notato, inoltre, che la presenza di vegetazione può promuovere condizioni favorevoli per la rimozione delle particelle, con la possibilità di ridurre la concentrazione totale di solidi sospesi fino al 90% [15]. Comprendere l'interazione delle varie condizioni idrodinamiche con il destino e il percorso degli inquinanti all'interno del corso d'acqua è essenziale per prevenire i potenziali rischi ambientali derivanti dall'inquinamento delle acque. Di conseguenza, l'analisi dei fenomeni di trasporto in presenza di vegetazione acquatica concorre alla mitigazione delle sfide associate al trasporto dell'inquinamento, rendendolo un argomento ampiamente studiato [16].

Numerosi studi hanno indagato gli effetti della vegetazione sulla propagazione dell'onda di piena in caso di rottura di una diga. Anche in questo caso entra in gioco la resistenza fornita dalla vegetazione nei confronti del flusso. Analisi sperimentali hanno mostrato che la presenza della vegetazione provoca una significativa diminuzione della

profondità dell'acqua quando l'onda di piena si propaga verso valle e riduce notevolmente il suo impatto sugli insediamenti [17].

La maggior parte delle ricerche disponibili in letteratura definisce gli impatti della vegetazione attraverso l'impiego di un coefficiente di resistenza, o coefficiente di drag, il quale è influenzato dalla velocità del flusso e dalla densità e morfologia degli elementi che compongono la flora [18].

Il presente studio si concentra sulla modellazione del coefficiente di drag al fine di comprendere meglio i processi derivanti dalla presenza di vegetazione negli alvei, come l'attenuazione delle onde e delle piene, la deposizione dei sedimenti e la mitigazione del trasporto di inquinanti nei corsi d'acqua.

CAPITOLO 2 – RASSEGNA DELLA LETTERATURA

Negli anni sono stati condotti numerosi studi circa le resistenze indotte dalla vegetazione all'interno di alvei fluviali aperti. La maggior parte delle analisi sperimentali sono state eseguite in laboratorio utilizzando canali con forma trapezoidale e in condizioni di moto permanente, in cui la vegetazione veniva simulata attraverso *canopy* di bacchette. In questo capitolo vengono presentati gli studi più rilevanti che si concentrano sulla descrizione della resistenza, soffermandosi sulla definizione del coefficiente di drag al variare della densità di vegetazione e del numero di Reynolds, in situazioni di sommergenza totale o parziale.

2.1 POGGI (2004)

Lo studio condotto da Poggi nel 2004 propone una nuova formulazione fenomenologica della lunghezza di mescolamento presente nel modello di chiusura del secondo ordine per la turbolenza all'interno di vegetazione rigida. Inoltre, ha utilizzato esperimenti indipendenti per determinare il coefficiente di resistenza C_d .

Le prove sperimentali sono state condotte in un canale rettangolare con, all'interno, un *canopy* di lunghezza 0,12 m, costituito da bacchette verticali in acciaio di diametro 0,004 m disposte secondo uno schema regolare. I test sono stati realizzati in condizioni di moto permanente, completa sommergenza della vegetazione e con densità di vegetazione pari a 67, 134, 268, 538 e 1027 bacchette per metro quadro. La velocità dell'acqua è stata misurata attraverso un anemometro laser Doppler (LDA) i cui vantaggi, dati dal suo piccolo volume e la sua natura non intrusiva, consentono di misurare la velocità dell'acqua vicino ai cilindri e al fondo del canale. La misurazione è avvenuta in 11 diversi punti distanziati in modo non uniforme; le posizioni sono state scelte in modo tale che il campionamento fosse più denso all'interno delle regioni in cui il flusso ha mostrato la massima variabilità spaziale.

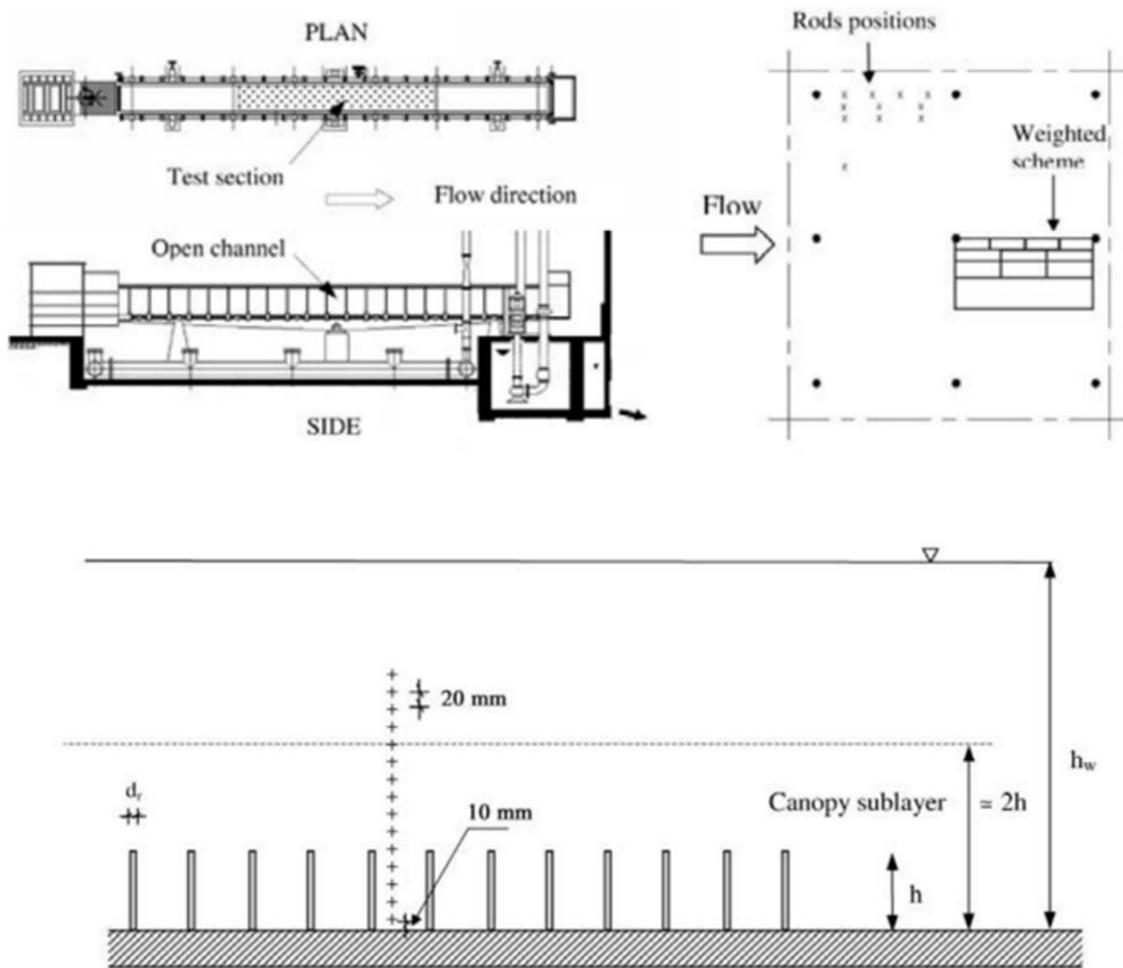


Figura 1 – Vista delle tre scale gerarchiche dell'esperimento: l'impianto di flusso del canale e la sezione di lavoro (in alto a sinistra), vista in pianta dei punti di campionamento spaziale (in alto a destra) e vista in sezione dei punti di misura in relazione alle dimensioni del canopy (in basso).

Per la stima del coefficiente di drag è stata utilizzata l'equazione derivante dall'equilibrio della quantità di moto mediata sulla turbolenza:

$$C_d = \left(\frac{d(\overline{u'w'})}{dz} + \frac{d\bar{p}}{dz} \right) (a\bar{u}^2)^{-1} \quad (2.1)$$

dove con $\overline{u'w'}$ viene indicata la tensione di Reynolds, \bar{p} è la pressione cinematica media, \bar{u} rappresenta la velocità media nella direzione del flusso ed a è l'indice di area frontale, pari alla superficie frontale delle bacchette per unità di volume della corrente ($a = 1/m$).

In *Figura 2* si possono visualizzare i valori di C_d in funzione del numero di Reynolds $Re_d = d_r \bar{u} / \nu$, dove d_r è il diametro delle bacchette.

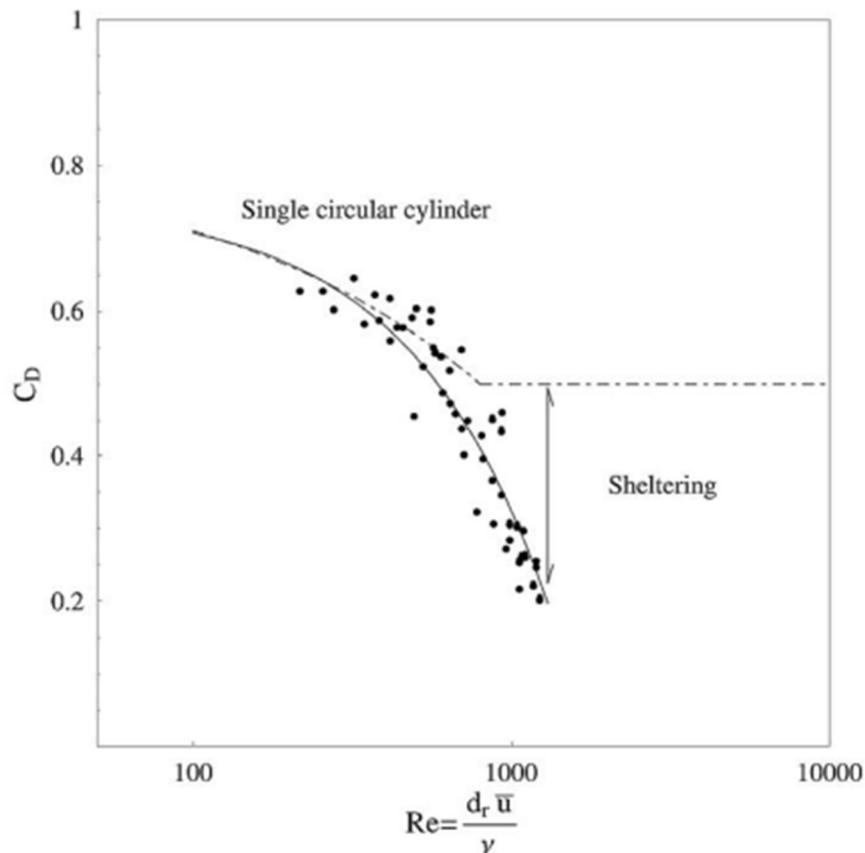


Figura 2 – Variazione del coefficiente di resistenza misurato in funzione del numero di Reynolds su tutte le altezze e per le 5 densità di vegetazione in esame

A bassi numeri di Reynolds, C_d è coerente con il comportamento classico che si avrebbe nel caso di un cilindro isolato. All'aumentare del numero di Reynolds, i valori di C_d diminuiscono monotonicamente. Emerge dal grafico una chiara reazione che è stata così approssimata:

$$C_d \approx \frac{1}{2} [1,5 - 8,5 \times 10^{-4} Re_d] \quad (2.2)$$

2.2 TANINO E NEPF (2008)

Tanino e Nepf hanno pubblicato uno studio nel 2008 nel quale viene analizzata la resistenza esercitata da cilindri regolari emergenti, rigidi e con diametro uniforme d . I cilindri sono distribuiti in modo casuale, con una densità costante m (numero di cilindri per unità di lunghezza orizzontale), la cui corrispondente frazione di volume solido ϕ è così definita:

$$\phi = m\pi \frac{d^2}{4} \quad (2.3)$$

Sebbene molti studi precedenti [5], [19]–[24], riportati in *Tabella 1*, abbiano analizzato la resistenza in svariati modelli di *canopies*, non sono disponibili dati nel caso di $\phi > 0,05$ per $Re_p > 100$ o $\phi < 0,05$ per $Re_p < 1.000$. Il numero di Reynolds è dato dalla formula $Re_p = \langle \bar{u} \rangle d / \nu$, dove ν è la viscosità cinematica e $\langle \bar{u} \rangle$ la velocità media al netto della vegetazione $\langle \bar{u} \rangle = Q / [bh(1 - \phi)]$. Lo studio di Tanino e Nepf si concentra su valori di frazione di volume solido pari a $\phi = 0,091 - 0,35$ e $Re_p = 25 - 685$, dove Re_p è stato calcolato usando la *pore velocity* media U_p , ossia la velocità media nella sezione trasversale di $\langle \bar{u} \rangle$.

Tabella 1 – Riassunto degli studi che hanno raccolto dati sul drag in array emergenti

Source	Array	Configuration	ϕ	Reynolds number
Ayaz and Pedley 1999	Rigid cylinders (N)	Square	0.13	$\leq 40.00 / (1 - \phi)$
			0.35	
			0.50	
			0.59	
Koch and Ladd 1997	Rigid cylinders (N)	Random	0.05	≤ 37
			0.10	≤ 33
			0.20	≤ 100
			0.40	≤ 67
		Square, staggered	0.2	57–210
Lee et al. 2004	Sawgrass (L; F)	N/A	0.4	82–320
			N/A	0–200 (L)
				70–10 ⁴ based on depth (F)
Mazda et al. 1997	Two tidal mangrove swamps (F)	N/A	0.05–0.45 (depth dependent)	N/A
Nepf 1999	Rigid cylinders (L)	Random	0.006	4,000–10,000
			0.02	
			0.06	
Petryk 1969	Rigid cylinders (L)	Random	0.015	$(0.6 - 5) \times 10^4$
			0.027	$(3 - 9) \times 10^4$
Stone and Shen 2002	Rigid cylinders (L)	Staggered	0.0055	$O(250 - 8,000)$ assuming $\nu = 0.009 \text{ cm}^2/\text{s}$
			0.0220	
			0.0610	
Wu et al. 1999	Flexible horsehair mattress (L)	N/A	N/A	20–3,000 based on depth and $U_p(1 - \phi)$

In *Tabella 1* (N), (F), (L) indicano rispettivamente i risultati numerici, sul campo e di laboratorio, mentre N/A le informazioni non disponibili. I numeri di Reynolds sono basati sul diametro del cilindro d e velocità U_p se non diversamente indicato.

Da un punto di vista analitico, il coefficiente di resistenza C_d viene formulato utilizzando due coefficienti adimensionali, α_0 e α_1 , che considerano rispettivamente gli effetti viscosi e inerziali. Attraverso questi parametri, C_d risulta essere inversamente proporzionale al numero di Reynolds Re_p .

$$C_d = 2 \left(\frac{\alpha_0}{Re_p} + \alpha_1 \right) \quad (2.4)$$

Le caratteristiche specifiche di ciascuna prova effettuata, quali la frazione di volume solido ϕ , i coefficienti di parametrizzazione α_0 e α_1 , il coefficiente di correlazione r , la numerosità del campione n ed il range relativo al numero di Reynolds Re_p , sono riportate in *Tabella 2*.

Tabella 2 – Coefficienti dell'Eq.(2.2) stimati da una regressione lineare sulle attuali misure di laboratorio e sulle misure di laboratorio di Petryk (1969)

Source	ϕ	α_0	α_1	r	n	Re_p range
Petryk 1969	0.015	$(3.0 \pm 1.2) \times 10^3$	0.49 ± 0.04	0.975	10	$(0.6-5) \times 10^4$
	0.027	$(3.2 \pm 2.4) \times 10^3$	0.66 ± 0.04	0.993	5	$(3-9) \times 10^4$
Present study	0.091	25 ± 12	0.74 ± 0.03	0.985	18	148-685
	0.15	84 ± 14	1.12 ± 0.06	0.969	26	87-396
	0.20	85 ± 5	1.15 ± 0.02	0.996	37	29-482
	0.27	82 ± 2	1.58 ± 0.01	0.999	20	25-294
	0.35	84 ± 6	1.72 ± 0.03	0.997	19	40-305
Koch and Ladd 1997	0.05	11	0.97			5-37
	0.1	17	1.0			6-33
	0.2	40	1.2			6-100
	0.4	167	2.6			8-67

I risultati ottenuti in termini di coefficienti di resistenza sono stati riportati in *Figura 3*. Questi sono rappresentati al variare del numero di Reynolds Re_p e per diverse densità di vegetazione ϕ .

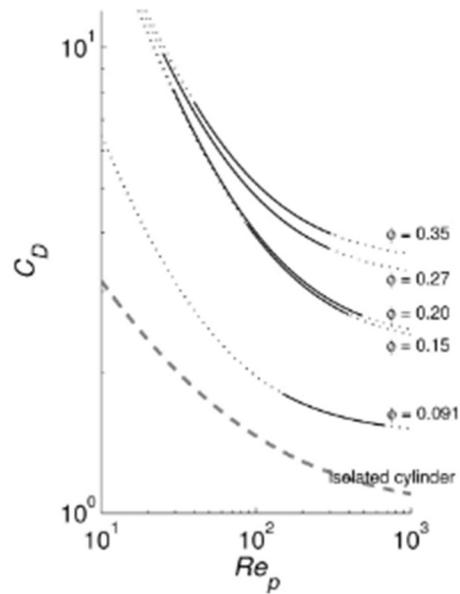


Figura 3 – C_d in funzione di Re_p per $\phi = 0,091, 0,15, 0,20, 0,27, e 0,35$ nella forma dell'Eq. (2.4) con i coefficienti adattati (linee continue) e valori estrapolati (linee tratteggiate)

In figura è presente, inoltre, una linea tratteggiata che indica l'andamento di C_d in caso di cilindro isolato, secondo il modello empirico proposto da White nel 1991:

$$C_d \approx 1 + 10 Re_p^{-2/3} \quad (2.5)$$

2.3 CHENG E NGUYEN (2011)

Lo studio realizzato da Cheng e Nguyen nel 2011 si concentra sulle analogie tra i flussi nei condotti e quelli nei canali vegetati, proponendo una nuova funzione di attrito (*friction function*) con il numero di Reynolds, sulla base del concetto di raggio idraulico legato alla vegetazione. La nuova relazione è utile per consolidare diverse prove sperimentali condotte al variare della densità di vegetazione.

Il coefficiente di drag è generalmente una funzione del numero di Reynolds. Tuttavia, in letteratura esistono molte definizioni del numero di Reynolds, che prevedono diverse scale di lunghezza e velocità. In *Tabella 3* sono riportate le formule utilizzate negli studi recenti.

Tabella 3 – Varie definizioni del numero di Reynolds per flussi in canale aperto soggetti a vegetazione emergente

Investigator	Reynolds number	Characteristic velocity	Characteristic length	Note
Wu et al. (1999)	Vh/ν	Bulk velocity, V	Flow depth, h	$V = Q/(Bh)$; $V_v = V/(1 - \lambda)$; $r_v = (\pi/4)[(1 - \lambda)/\lambda]d$
Ishikawa et al. (2000)	Vd/ν	Bulk velocity, V	Stem diameter, d	
Lee et al. (2004)	Vh/ν ; Vs/ν ; Vd/ν	Bulk velocity, V	Flow depth, h ; stem spacing, s ; stem diameter, d	
Tanino and Nepf (2008)	$V_v d/\nu$	Average pore velocity, V_v	Characteristic plant width or stem diameter, d	
Kothiyari et al. (2009)	$V_v d/\nu$	Average pore velocity, V_v	Characteristic plant width or stem diameter, d	
Present study	$V_v r_v/\nu$	Average pore velocity, V_v	Vegetation-related hydraulic radius, r_v	

In questo studio, il numero di Reynolds assume la seguente forma:

$$R_v = \frac{V_v r_v}{\nu} \quad (2.6)$$

dove V_v è la *pore velocity* media attraverso la vegetazione ($V_v = Q/(Bh)/(1 - \lambda)$). La novità consiste nell'introduzione di r_v , che rappresenta il raggio idraulico legato alla vegetazione:

$$r_v = \frac{\pi}{4} \frac{1 - \lambda}{\lambda} d \quad (2.7)$$

Come mostrato in seguito, r_v si comporta meglio di altre scale di lunghezza, come h , d e s , per il confronto dei dati sul coefficiente di resistenza.

Gli esperimenti di laboratorio sono stati eseguiti in un canale di lunghezza pari a 12 m e larghezza 0,3 m. Come mostrato in *Figura 4*, la vegetazione è stata simulata tramite cilindri rigidi circolari con 3 diversi diametri ($d = 3,2, 6,6$ e $8,3$ mm), in condizioni di vegetazione emergente, casuale e sfalsata. In questo caso, l'altezza effettiva della vegetazione è uguale alla profondità h e la configurazione della vegetazione è regolata esclusivamente dal diametro del fusto d e dalla densità λ .

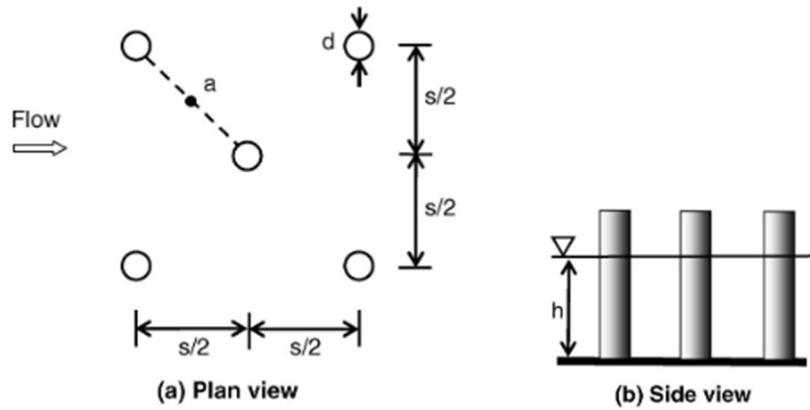


Figura 4 – Vista dall’alto e laterale della vegetazione emergente simulata attraverso bacchette cilindriche. Il punto (a) corrisponde al punto medio tra due aste adiacenti

La velocità del flusso è stata misurata nel punto medio tra due aste adiacenti utilizzando un misuratore di corrente elettromagnetico.

Studi precedenti [25]–[27] suggeriscono che la dipendenza del coefficiente di resistenza dal numero di Reynolds varia sempre con la densità della vegetazione. Gli stessi dati, se presentati in funzione di r_v , dimostrano che C_D diminuisce monotonicamente all’aumentare di r_v , come mostrato in Figura 5.

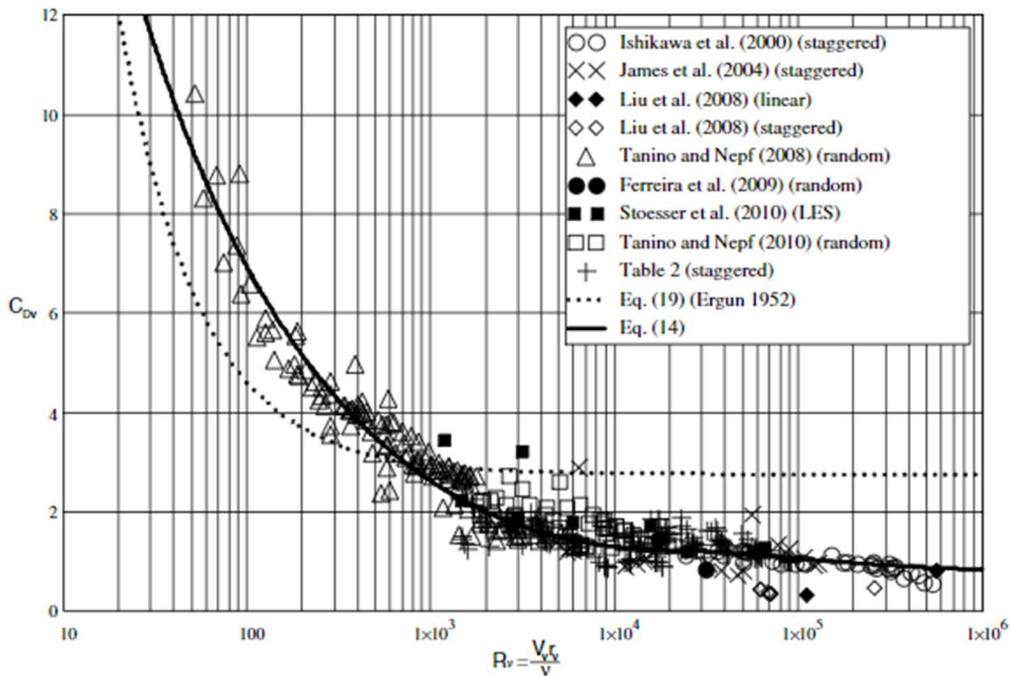


Figura 5 – Variazione di C_D con R_v

È stato dimostrato che i coefficienti di resistenza in un ampio intervallo di densità del fusto collassano in un'unica curva utilizzando il nuovo numero di Reynolds. Per descrivere empiricamente la relazione tra C_D e R_v , è stata proposta una funzione valida per $R_v = 52 - 5,6 \times 10^5$:

$$C_D = \frac{50}{R_v^{0.43}} + 0,7 \left[1 - \exp \left(-\frac{R_v}{15.000} \right) \right] \quad (2.8)$$

2.4 CHENG (2013)

Nel suo studio pubblicato nel 2008, Cheng si pone come obiettivo di estendere l'analisi di Cheng e Nguyen (2011) analizzando le variazioni del coefficiente di drag di un singolo cilindro isolato in relazione alla presenza di altri cilindri nelle vicinanze. Propone, inoltre, un nuovo metodo per parametrizzare il coefficiente in funzione del numero di Reynolds basato sul concetto di pseudofluido, secondo il quale viene fatta un'analogia tra la resistenza di resistenza indotta dai cilindri in un flusso in canale aperto e quella indotta dai cilindri in condizioni di flusso stazionario.

Per applicare il modello proposto, in questo studio sono state utilizzate 396 serie di dati che includono le misurazioni di laboratorio riportate in molti studi realizzati in precedenza [1], [10], [25], [27]–[29]. In *Tabella 4* si nota come queste prove differiscano tra loro per la frazione vegetata λ , la disposizione del *canopy* (*straggered* o *random*), il diametro delle bacchette d ed il numero di Reynolds R_a .

Tabella 4 – Sintesi dei dati sperimentali raccolti in precedenza

Investigator	Number of datasets	Vegetation fraction, λ	Stem arrangement	Stem diameter, d (mm)	$R_a(V_i d/\nu)$
Ishikawa et al. (2000)	30	0.00314–0.0126	Staggered	4; 6.4	910–4,570
James et al. (2004)	23	0.0035–0.0314	Staggered	5	240–870
Liu et al. (2008)	9	0.0031–0.0160	Staggered; in-line	6.35	1,280–2,200
Tanino and Nepf (2008)	116	0.090–0.35	Random	6.4	25–690
Ferreira et al. (2009)	2	0.022–0.038	Random	11	1,190–1,450
Tanino and Nepf (personal communication, 2010)	73	0.031–0.056	Staggered	6.4	110–830
Cheng and Nguyen (2011)	143	0.0043–0.119	Staggered	3.2; 6.6; 8.3	200–1,540

L'analisi si concentra dapprima sul caso di cilindro isolato che, quando soggetto ad un flusso trasversale uniforme, può indurre una variazione alla resistenza di trascinamento, che dipende dal suo diametro d , dalla velocità del flusso V e dalla viscosità cinematica

del fluido v . Questa variazione è funzione di diversi fenomeni di separazione del flusso che avvengono attorno al cilindro [30]–[33]. In letteratura il coefficiente di drag è definito nella forma $C_D = 2F_D/(\rho dV^2)$, dove F_D è la forza media esercitata sul cilindro per unità di lunghezza.

Le formule riportate in studi precedenti, che mostrano il coefficiente di drag in funzione del numero di Reynolds, si applicano solo per una gamma limitata di numeri di Reynolds, come, ad esempio, la formula di Clift et al. (1978) si applica per $0,1 < R < 400$ e quella di Lamb (1945) è utilizzata per $R < 1$. Viene, quindi, proposta una formula empirica in grado di descrivere il valore del coefficiente di drag per un intervallo più ampio di numeri di Reynolds ($R = 0,02 - 2 \times 10^5$).

$$C_{D,th} = 11R^{-0.75} + 0.9 \left[1 - \exp\left(-\frac{1000}{R}\right) + 1.2 \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{R}{4500}\right)^{0.7}\right) \right] \right] \quad (2.9)$$

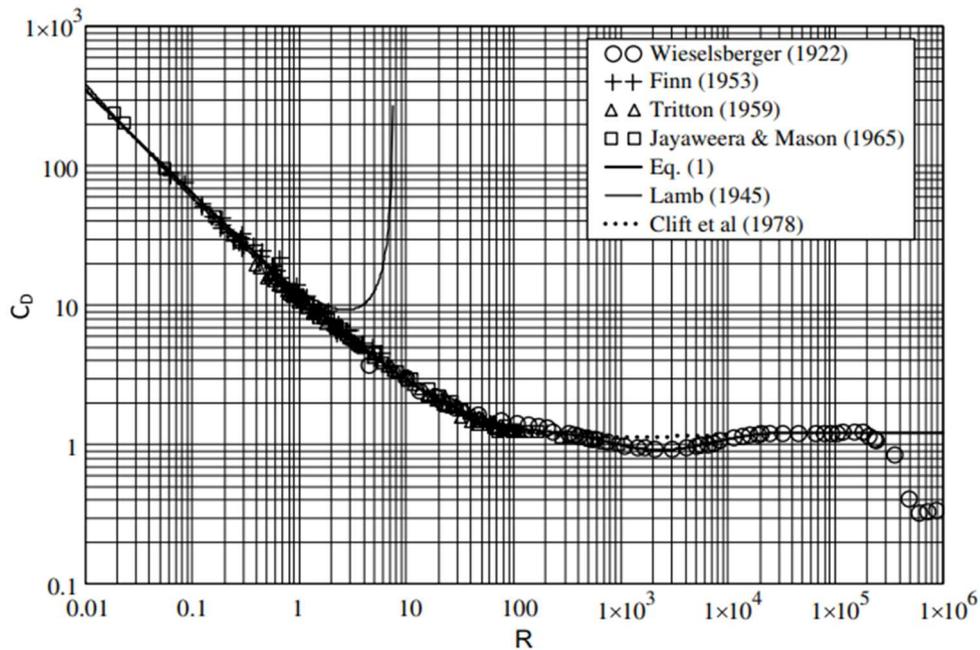


Figura 6 – Variazione del coefficiente di drag C_D in funzione del numero di Reynolds per un cilindro singolo isolato soggetto a flusso trasversale

Nel caso di *canopy* di bacchette, la definizione del coefficiente di drag C_{Da} è data in funzione della cadente piezometrica S_f :

$$C_{Da} = \frac{2F_{Da}}{\rho d U_v^2} = \frac{\pi g d S_f}{2\lambda U_v^2} \quad (2.10)$$

La componente F_{Da} che compare nella formula, nel caso di cilindro isolato era descritta come la forza di drag per unità di lunghezza, mentre ora corrisponde al valore medio tra i singoli elementi del *canopy*. Viene poi introdotta la velocità al netto della vegetazione $U_v = U/(1 - \lambda)$, dove λ è la densità della vegetazione e U la velocità media del flusso nella sezione.

In *Figura 7* sono stati riportati i valori di C_{Da} ottenuti per ciascuna prova in esame in funzione del numero di Reynolds $R_a = U_v d / \nu$. Quando la vegetazione diventa rada, C_{Da} e R_a si riducono rispettivamente a C_D e R ; altrimenti, la relazione $C_{Da} - R_a$ varia con la densità della vegetazione.

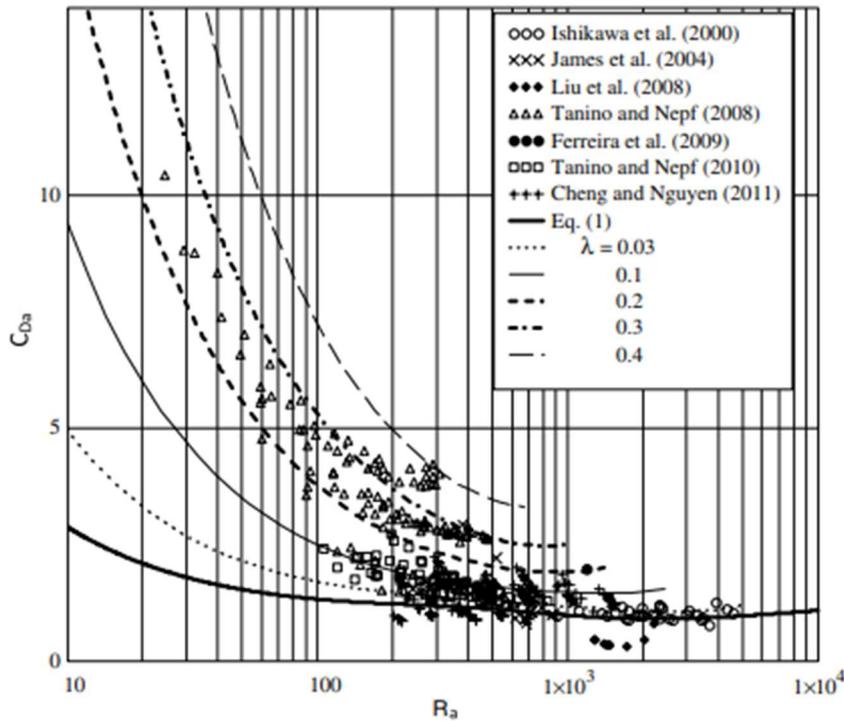


Figura 7 – Variazione del coefficiente di drag C_D in funzione del numero di Reynolds R_a e della densità di vegetazione λ

Nel modello pseudofluido, la coppia di parametri adimensionali C_{Da} e R_a vengono sostituiti con le rispettive forme generalizzate C_D' e R' :

$$C_D' = \frac{1 - \lambda}{1 + S_f} C_{Da} \quad (2.11)$$

$$R' = \frac{1 + S_f}{1 - 80\lambda} R_a \quad (2.12)$$

È stato dimostrato che la relazione funzionale (2.9) che intercorre tra $C_D - R$ nel caso di cilindro isolato è applicabile anche per $C_D' - R'$. I dati riassunti nella *Tabella 4* sono utilizzati per calcolare C_D' e R' applicando rispettivamente le equazioni (2.11) e (2.12). I risultati sono rappresentati in *Figura 8*.

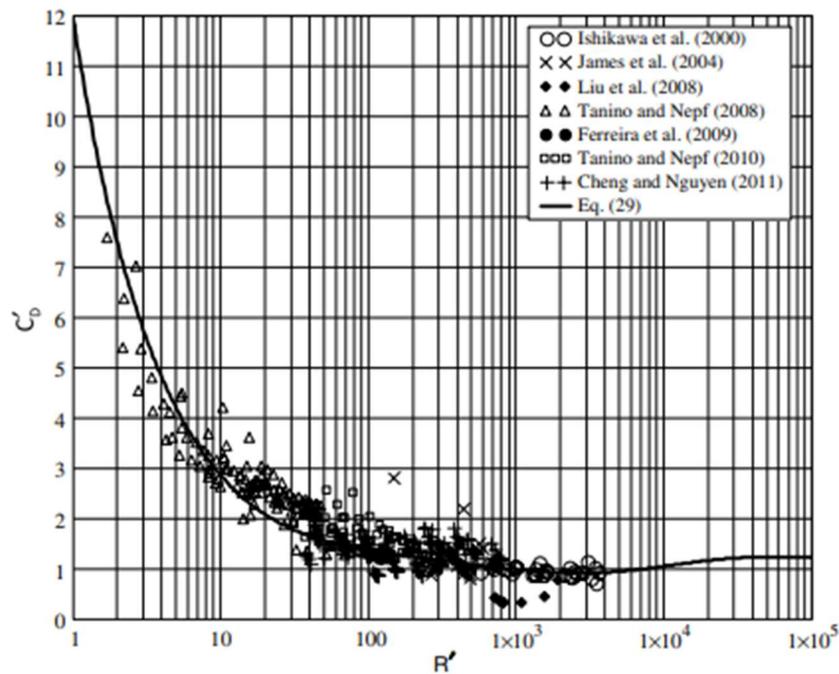


Figura 8 – Relazione generalizzata tra coefficiente di resistenza C_D' in funzione del numero di Reynolds R' per diverse configurazioni di vegetazione

Dall'analisi di questi risultati emerge che la relazione tra C_D' e R' , entrambi parametri ricavati con la considerazione di pseudofluido, è applicabile sia ad un cilindro isolato che ad un *array* di cilindri. In aggiunta è stato notato che il coefficiente di resistenza C_{Da} per un *array* di cilindri può essere calcolato utilizzando la relazione $C_D - R$.

2.5 ETMINAN (2017)

Etminan nel 2017 ha condotto uno studio nel quale dimostra che i coefficienti di resistenza degli elementi della vegetazione all'interno di un *canopy* sono significativamente diversi dal valore consolidato per un singolo elemento isolato. La ricerca ha come obiettivo indagare i meccanismi che determinano la resistenza al flusso del *canopy* e propone un nuovo modello per prevedere i coefficienti di resistenza. È stata utilizzata la *Large Eddy Simulations* per studiare l'idrodinamica all'interno del *canopy* emergente, caratterizzato da densità di vegetazione k compresa tra 0,016 e 0,25.

Lo studio propone di sostituire la velocità media della corrente U_b con velocità di riferimento alternative al fine di migliorare le previsioni dei coefficienti di resistenza. Sono state confrontate la velocità di separazione U_s e la velocità della sezione trasversale ristretta U_c , rappresentate in *Figura 9*.

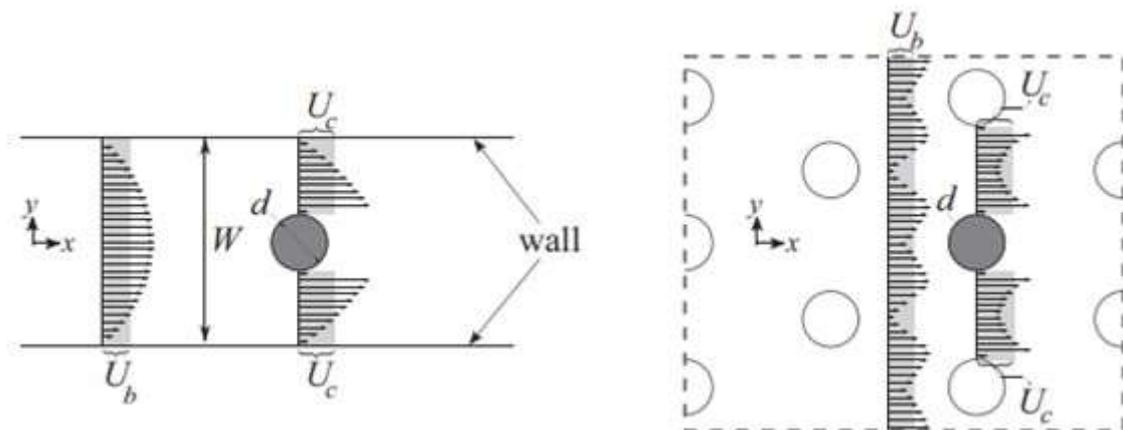


Figura 9 – Rappresentazione grafica delle velocità U_b e U_c in un flusso confinato a parete per un singolo cilindro (sinistra) e in un flusso su canopy (destra)

La velocità U_s rappresenta la velocità del flusso al confine della regione di scia ed è così definita:

$$U_s = U_b \sqrt{1 - C_{p,b}} \quad (2.13)$$

dove $C_{p,b}$ è il coefficiente di pressione di base calcolato effettuando la media lungo la regione di separazione del flusso causata dal cilindro. La velocità U_c , invece, è calcolabile tramite la conservazione della massa:

$$U_c = \frac{1 - \lambda}{1 - \sqrt{\frac{2\lambda}{\pi}}} U_p \equiv \frac{1 - \lambda}{1 - \sqrt{\frac{2\lambda}{\pi}}} U_b \quad (2.14)$$

dove U_p indica la velocità U_b al netto della frazione volumica occupata, quindi $U_p = U_b/(1 - \lambda)$.

Etminan esegue le prove all'interno di un *canopy* composto da cilindri sfalsati e con una densità di vegetazione variabile, tale da riprodurre la densità di un'ampia gamma di vegetazione acquatica ($\lambda = 0,016, 0,04, 0,08, 0,12, 0,20, 0,25$). Per ciascuna densità del *canopy* sono state eseguite prove con quattro numeri di Reynolds $Re_p = 200, 500, 1000, 1340$.

Nei grafici in *Figura 10* e *Figura 11* sono riportati i risultati ottenuti da Etminan. Con $C_{d,p}$, $C_{d,b}$ e $C_{d,c}$ ci si riferisce al coefficiente di drag calcolato rispettivamente con le velocità U_p , U_b e U_c .

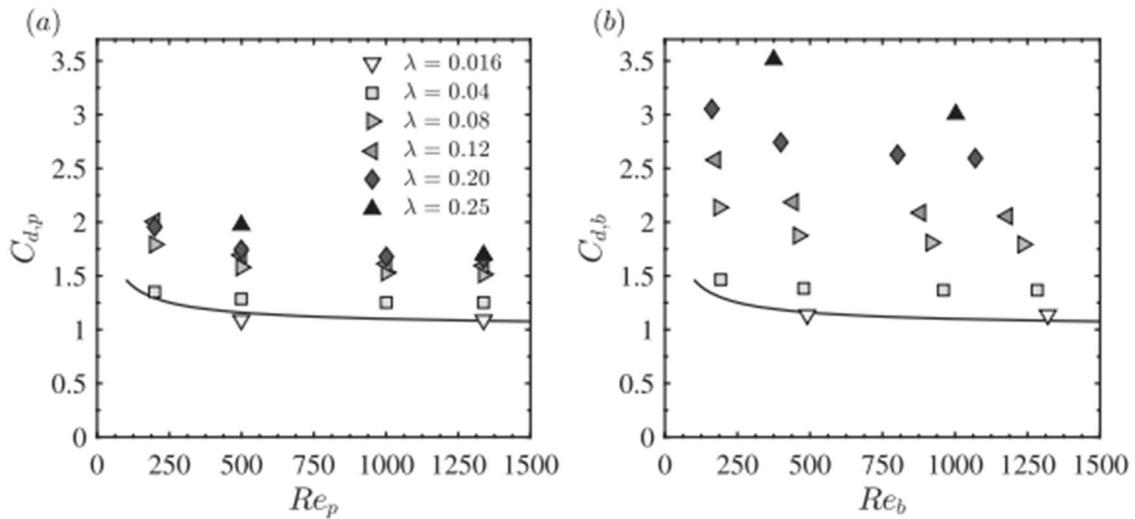


Figura 10 – Variazione del coefficiente di drag $C_{d,p}$ e $C_{d,b}$ con il numero di Reynolds e la densità del canopy, calcolati con le rispettive velocità di riferimento

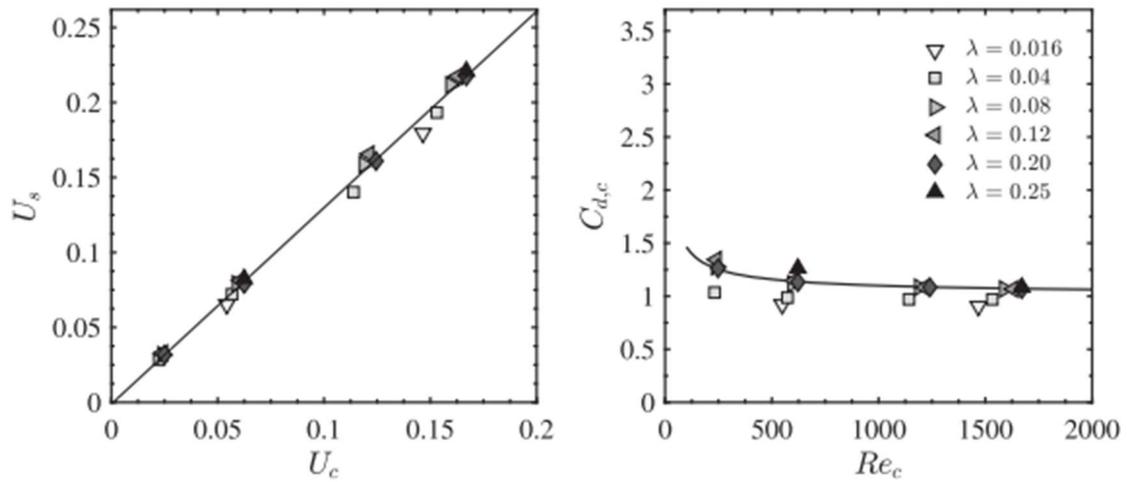


Figura 11 – Da sinistra: correlazione tra U_s e U_c . Variazione del coefficiente di drag $C_{d,c}$ con il numero di Reynolds e la densità del canopy, utilizzando U_c come velocità di riferimento

I risultati sono stati confrontati con la formula (2.3) proposta da White nel 1991 relativa al caso di cilindro isolato. Dai grafici si nota immediatamente che i valori di $C_{d,p}$ e $C_{d,b}$ aumentano considerevolmente con la densità e non giacciono sulla curva. Al contrario, l'adozione della velocità di riferimento U_c porta alla sovrapposizione dei dati sulla curva, conferendo a questa velocità maggiore efficacia nel calcolo del coefficiente di resistenza C_d .

CAPITOLO 3 – SETUP SPERIMENTALE

In questa sezione viene descritto il setup strumentale utilizzato per condurre le prove in oggetto. Nello specifico viene descritto il canale, gli strumenti di misura impiegati e la loro calibrazione, i software utilizzati e la modalità di esecuzione delle prove.

3.1 DESCRIZIONE DEL CANALE

Gli esperimenti sono stati condotti in un canale sito nel laboratorio di idraulica “G. Bidone”, all’interno del Dipartimento di Ingegneria dell’Ambiente del Territorio e delle Infrastrutture presso il Politecnico di Torino. Si tratta di un canale in acciaio avente sezione rettangolare di lunghezza complessiva pari a 11,6 m, larghezza di 0,5 m e altezza delle sponde di 0,6 m, caratterizzato nella parte centrale da pareti finestrate realizzate con lastre di vetro e intelaiatura in acciaio per una lunghezza di 6 m a partire da 2,7 m dal fondo. In caso di pendenza nulla, il fondo dista da terra 1,27 m. Nella zona a monte del canale è presente un manubrio, come rappresentato in *Figura 12*, la cui rotazione consente al canale di abbassarsi al fine di ottenere diverse pendenze del fondo. L’intero sistema è chiuso e permette il riutilizzo dell’acqua. Questa si trova inizialmente ad un livello inferiore al piano del pavimento, viene pompata per poi confluire in una tubazione di mandata posta al di sotto del canale. Raggiunto il canale stesso, l’acqua scorre da destra verso sinistra e, infine, viene restituita nella vasca di scarico per essere successivamente riutilizzata. La tubazione di mandata è dotata di un misuratore di portata, meglio descritto in seguito, che permette di visualizzare in tempo reale il valore di portata che transita nel condotto.

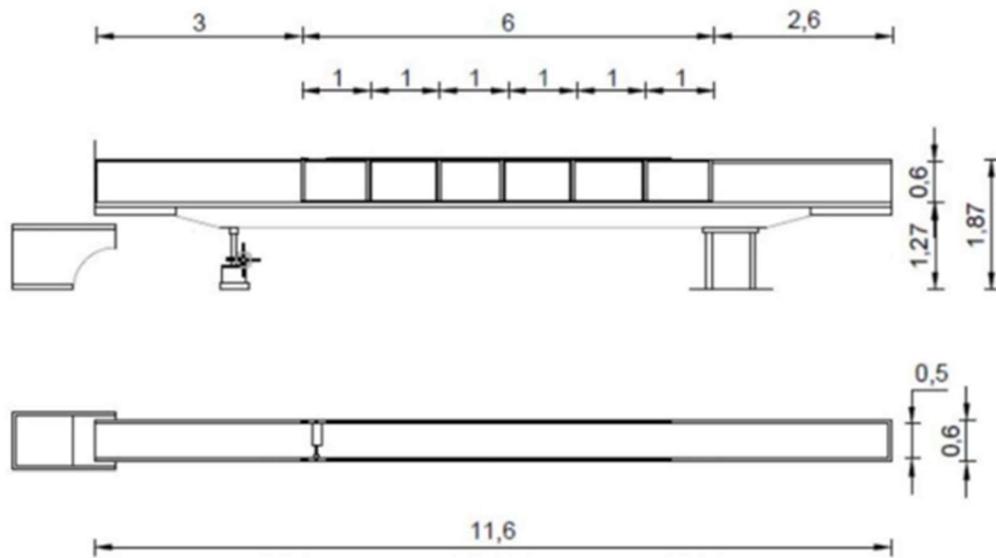


Figura 12 – Pianta e prospetto laterale del canale, quote in m

Il fondo originale in calcestruzzo è ricoperto da pannelli plastici di Plexiglass poggiati su un telaio in acciaio inossidabile, il che determina un'altezza aggiuntiva di 7 cm. Al fine di simulare la presenza della vegetazione, lungo l'intero sviluppo del canale sono state poste sul fondo bacchette in acciaio (*canopy*) di diametro pari a 0,6 cm e caratterizzate da un'altezza di 15 cm. Quest'ultime sono disposte per file sfalsate parallele alla sezione: in ogni fila le bacchette distano le une dalle altre 10 cm, mentre le file hanno una distanza di 5,15 cm tra loro; ne consegue una densità di 194 bacchette per metro quadro.



Figura 13 – Particolare del setup sperimentale: vista laterale del canopy e delle celle di carico

Oltre al sistema appena descritto, è presente una struttura in alluminio sulla quale sono alloggiati le celle di carico utilizzate per la misura della forza esercitata dalla corrente. La struttura è composta da due telai piani larghi 1,78 m di altezza pari a 3,00 m perpendicolari all'asse del canale, collegati da travi secondarie di lunghezza pari a 2,82 m, le quali possono essere posizionate ad altezza variabile; su di esse poggiano tre traverse in alluminio sulle quali sono fissate le celle. Le tre traverse possono traslare nella direzione dell'asse del canale così da poter posizionare i piani strumentati in una qualsiasi sezione.

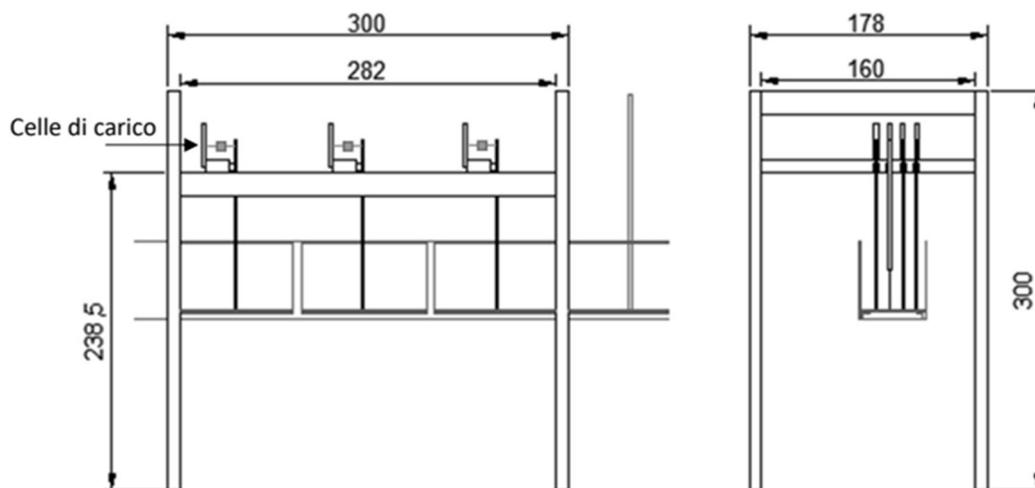


Figura 14 – Prospetti della struttura di supporto delle celle di carico

La misura puntuale del tirante idraulico è garantita da otto sensori ad ultrasuoni posizionati su traversine di alluminio lungo l'asse del canale e solidali con esso. I valori del tirante compresi tra queste sezioni sono stati calcolati successivamente tramite interpolazione. Di seguito viene riportato il posizionamento dei sensori, il cui numero corrisponde a quello visualizzato sul software LabVIEW, e la relativa distanza calcolata dal fondo del canale.

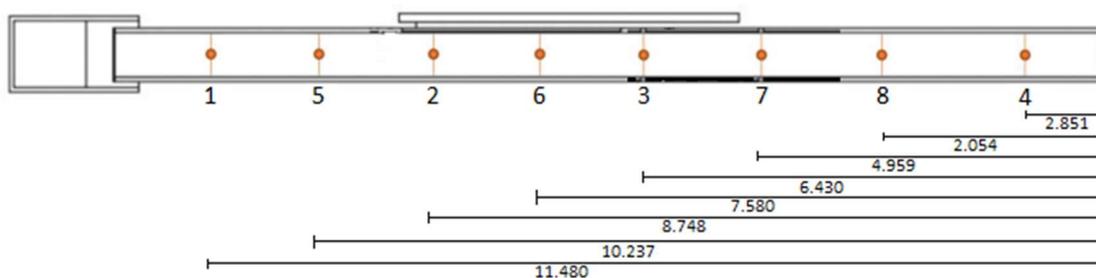


Figura 15 – Posizionamento dei sensori ad ultrasuoni, misure in m

3.2 STRUMENTI DI MISURA E CALIBRAZIONI

Come già accennato, per effettuare le misure sono state utilizzate tre diverse apparecchiature: il misuratore di portata, le celle di carico e i sensori ad ultrasuoni. Il misuratore di portata, posto nella tubazione di mandata, quantifica la portata che arriva al canale e le celle di carico valutano le spinte idrodinamiche agenti sulle bacchette. I

sensori ad ultrasuoni, invece, permettono di individuare il livello dell'acqua in ogni sezione del canale. Di seguito viene descritta nel dettaglio la strumentazione, la relativa calibrazione e le misurazioni effettuate.

3.2.1 MISURATORE DI PORTATA

Il misuratore di portata utilizzato è di tipo elettromagnetico, modello Proline Promag 10 D65-5CGA1AA0A5AA+M2 (10D65-1123/101) di Endress+Hauser. L'intervallo di misura è tra 60 e 2.000 l/min, la pressione massima sopportata è di 16 bar e la precisione di misura $\pm 0,5\%$.



Figura 16 – Misuratore di portata Endress+Hauser

Il principio alla base della misurazione è la legge dell'induzione di Faraday, la quale afferma che viene indotta una tensione in un conduttore che si muove in un campo magnetico. Nel caso in esame l'acqua che transita nella tubazione corrisponde al conduttore in movimento. Il campo magnetico è generato da due bobine alimentate in corrente continua a polarità alternata.

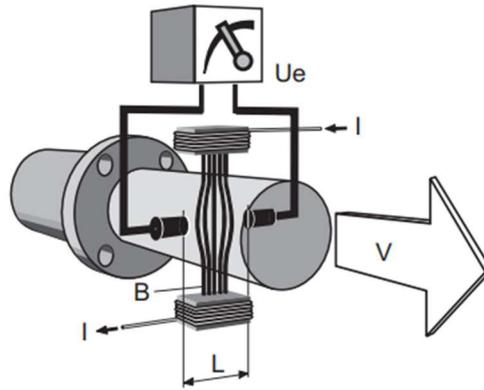


Figura 17 – Principio di funzionamento del misuratore di portata. – U_e : tensione indotta (f.e.m.) – B : induzione magnetica – v : velocità di deflusso dell'acqua – I : intensità di corrente

La f.e.m. indotta U_e è proporzionale alla velocità di deflusso v e all'induzione magnetica B . La tensione viene trasmessa all'amplificatore tramite due elettrodi di misura che si trovano tra loro ad una distanza L .

$$U_e = B \cdot L \cdot v \quad (3.1)$$

La portata Q è calcolata in funzione della velocità e della sezione del tubo A :

$$Q = A \cdot v \quad (3.2)$$

Lo schermo presente sul misuratore fornisce la lettura istantanea della portata che transita nella tubazione in l/s e in m^3/s . Ogni misura di portata è stata ottenuta mediando 10 valori registrati manualmente nell'arco temporale di 10 secondi.

3.2.2 CELLE DI CARICO

Le celle di carico utilizzate sono di tipo a trazione ed hanno permesso la misurazione della forza esercitata dall'acqua sulle bacchette. Sono state posizionate sulle traverse in alluminio, precedentemente descritte, lungo 3 sezioni con 4 celle ognuna, per un totale di 12 celle di misura. Ogni cella di carico è posizionata orizzontalmente, con asse parallelo alla direzione della corrente; l'estremità di valle è incernierata alla struttura tramite uno snodo sferico, mentre quella di monte è incernierata con uno snodo uguale

ad un'asta di misura. Quest'ultima, a sua volta vincolata per mezzo di una cerniera rotazionale composta da una coppia di cuscinetti a sfera, si costituisce di un profilato di alluminio a sezione quadrata 20x20 mm di 98 cm di lunghezza culminante in una bacchetta del medesimo diametro delle bacchette sul fondo del canale per una lunghezza di 30 cm. È proprio l'asta di misura che permette al carico esercitato dalla corrente di trasferirsi in punta alla cella di carico all'estremo opposto, in quanto la forza idrostatica moltiplicata per il braccio dell'asta fornisce un momento all'estremità della stessa. Data la geometria dell'asta, questa applica un fattore di amplificazione di circa 10 volte il carico applicato, in funzione del tirante e del posizionamento delle celle. L'amplificazione consente di rendere il carico applicato alla cella confrontabile con il range di misura dello strumento.

Sono state utilizzate due differenti celle di carico:

- Celle Leane, modello DBBSM-1kg-003-000 che permettono di misurare un carico nominale massimo di 1 kgf a trazione e compressione. Garantiscono, inoltre, un livello di accuratezza pari a 0,03%/FS. Sono celle alimentabili in un range di 2- 15 V con output gain di 2.7 mV/V.



Figura 18 – Da sinistra: cella di carico Leane DBBSM-1kg-003-000, amplificatore Mantracourt Electronics SGA-D

In *Figura 18* sono rappresentate la cella di carico ed il relativo amplificatore di segnale utilizzato, cioè il modello SGA-D della Mantracourt Electronics. Quest'ultimo è stato calibrato per funzionare con output in voltaggio +/- 10 V, filtro in frequenza 1000 Hz, gain di 2,63 mV/V e alimentazione a 18-24 V.

- Celle *Instrumentation Devices*, modello kD40s. Consentono di rilevare un carico nominale massimo FS di 10N a trazione e compressione ed un carico operativo del 400% di FS. Con questa tipologia di celle l'accuratezza raggiunta è dello 0,1%. Si tratta di celle alimentabili in un range da 1 a 10 V con output range di 0.5 mV/V/FS.



Figura 19 – Da sinistra: Cella di carico Instrumentation Devices kD402, amplificatore ME- Meßsysteme GSV-1H

Anche in questo caso sono riportate in *Figura 19* le foto della cella di carico *Instrumentation Devices* e del relativo amplificatore di segnale. In questo caso si tratta di un modello GSV-1H della ME-Meßsysteme, con output in corrente 12 +/- 8 mA, filtro in frequenza a 250 Hz ed alimentazione a 11-28 V. L'output in corrente 4-20 mA è stato convertito con resistenze da 220 ohm in un range in tensione 88- 440 mV.

In entrambi i casi il segnale derivante dal sistema cella-amplificatore viene registrato tramite una scheda di acquisizione della National Instruments modello USB-6353. I dati ottenuti vengono mostrati attraverso il software LabVIEW ad una frequenza di 1 kHz.

Il passaggio successivo consiste nel calibrare le celle di carico, ossia associare i valori in volt ottenuti con la strumentazione a quelli di spinta fornita dall'acqua su ogni asta. L'obiettivo è ricavare una relazione lineare, ma è bene notare che il punto di applicazione della spinta varia in funzione del tirante, rendendo perciò impossibile determinare a priori una relazione sempre valida. Per ovviare al problema si fa riferimento al valore di momento che si genera in ogni cella in seguito alla spinta dell'acqua sull'asta. Come prima cosa vengono applicate all'asta diverse intensità di forza per mezzo di un dinamometro. Nel frattempo, si acquisiscono i valori istantanei in

volt di ogni cella con l'utilizzo di un'interfaccia apposita tramite il software LabVIEW. Una volta realizzate le prove per un arco di tempo definito, si procede al salvataggio dei dati in un file Excel in cui le letture sono disposte su diverse colonne.



Figura 20 – Calibrazione delle celle di carico con l'utilizzo del dinamometro

Noti i valori di carico, per il calcolo del momento è necessario definire per ogni cella il braccio di applicazione della forza, partendo dalla lunghezza complessiva dell'asta (L_1) e la distanza del punto di applicazione dal fondo del canale (L_2). È necessario sottolineare che la calibrazione va ripetuta ogni volta in cui si effettua un cambio di pendenza del canale; di seguito sono riportati i valori ottenuti con pendenza 0%. Nella seguente tabella sono ricapitolati i valori in volt registrati per i diversi carichi applicati e i relativi momenti risultanti, nei due casi esaminati.

Tabella 5 – Riepilogo dei risultati della calibrazione delle celle di carico, nella situazione di canale con pendenza 0%

Prova	Cella 1 – I.D.			Cella 2 – I.D.			Cella 3 – I.D.		
	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom
	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]
1	7.258	0.000	0.000	2.017	0.000	0.000	7.247	0.000	0.000
2	6.925	0.160	0.121	1.775	0.114	0.086	6.688	0.260	0.196
3	6.712	0.262	0.198	1.468	0.261	0.198	6.516	0.341	0.257
4	6.388	0.419	0.317	1.363	0.309	0.234	6.349	0.419	0.316
5	6.209	0.506	0.383	1.143	0.415	0.314	6.118	0.525	0.396
L₁, L₂ [m]	1.003	0.247		1.004	0.247		1.001	0.247	
x, y [m]	6.068	0.174		6.068	0.074		7.125	0.074	
m, q	-0.365	2.646		-0.359	0.725		-0.351	2.544	
R²		1.000			1.000			1.000	

Prova	Cella 4 – I.D.			Cella 5 - Leane			Cella 6 - Leane		
	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom
	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]
1	7.241	0.000	0.000	3,682	0,000	0,000	-1.280	0.000	0.000
2	6.863	0.180	0.135	4,634	0,095	0,072	0.067	0.136	0.103
3	6.693	0.263	0.198	5,023	0,131	0,099	0.825	0.208	0.157
4	6.353	0.427	0.321	5,827	0,203	0,153	2.037	0.324	0.245
5	5.897	0.646	0.485	6,951	0,302	0,228	3.238	0.438	0.332
L₁, L₂ [m]	0.998	0.247		1,003	0,247	1,003	1.004	0.247	
x, y [m]	8.160	0.074		6,068	0,274	6,068	6.068	0.374	
m, q	-0.361	2.616		0,070	-0,253	0,070	0.073	0.096	
R²		1.000			0,999			1.000	

Prova	Cella 7 - Leane			Cella 8 - Leane			Cella 9 - Leane		
	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom	Volt	Load	Mom
	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]	[V]	[N]	[N·m]
1	4,664	0,000	0,000	1,427	0,000	0,000	0,806	0,000	0,000
2	4,760	0,014	0,011	1,505	0,010	0,008	0,965	0,021	0,016
3	4,845	0,027	0,020	1,742	0,040	0,030	1,115	0,035	0,026
4	5,008	0,053	0,040	1,831	0,051	0,038	1,314	0,055	0,041
5	4,949	0,042	0,032	1,698	0,029	0,022	1,230	0,041	0,031
6	4,708	0,005	0,004	1,672	0,024	0,018	1,095	0,024	0,018
L₁, L₂ [m]	1,003	0,247		1,001	0,247		0,999	0,247	
x, y [m]	7,125	0,174		7,125	0,274		7,125	0,374	
m, q	0,116	-0,543		0,094	-0,136		0,081	-0,067	
R²		0,999			0,988			0,981	

Prova	Cella 10 - Leane			Cella 11 - Leane			Cella 12 - Leane		
	Volt [V]	Load [N]	Mom [N·m]	Volt [V]	Load [N]	Mom [N·m]	Volt [V]	Load [N]	Mom [N·m]
1	1,076	0,000	0,000	1,629	0,000	0,000	1,302	0,000	0,000
2	1,255	0,021	0,016	1,772	0,022	0,017	1,396	0,012	0,009
3	1,371	0,035	0,026	1,908	0,042	0,032	1,484	0,024	0,018
4	1,506	0,050	0,038	2,014	0,054	0,041	1,672	0,050	0,038
5	1,437	0,041	0,031	1,884	0,030	0,023	1,583	0,038	0,029
6	1,367	0,031	0,023	1,777	0,013	0,010	1,439	0,017	0,013
7	1,247	0,016	0,012	1,685	0,000	0,000	1,391	0,010	0,008
L₁, L₂ [m]	1,001	0,247		1,000	0,247		0,998	0,247	
x, y [m]	8,160	0,174		8,160	0,274		8,160	0,374	
m, q	0,088	-0,096		0,113	-0,187		0,103	-0,135	
R²		0,999			0,973			1,000	

Volt: valori di voltaggio letti tramite LabVIEW [V] - Load: carico applicato all'asta con il dinamometro [N] - Mom: momento generato nella cella, prodotto del carico applicato per il braccio di applicazione [N · m] - L1: lunghezza complessiva dell'asta [m] - L2: distanza del punto di applicazione della forza dal fondo del canale [m] - x, y: coordinate delle celle [m] - m, q: l'intercetta e il coefficiente angolare della retta voltaggio-livello - R2: coefficiente di determinazione

Nella Tabella 5 per ogni sensore sono stati riportati anche i valori delle coordinate che ne identificano la posizione: la x è stata calcolata in riferimento al fondo del canale e la y invece ha come origine il lato sinistro, orientandosi verso monte. I parametri m e q sono rispettivamente l'intercetta e il coefficiente angolare della retta voltaggio - livello, mentre il coefficiente di determinazione R^2 valuta la correlazione tra la varianza dei dati e la stima data dal modello statistico utilizzato, in questo caso la regressione lineare. Questo valore varia tra $-\infty$ e 1: è minore di 0 quando il modello rappresenta i dati peggio del valore medio; pari a 1 quando, invece, li rappresenta perfettamente, come nei casi in esame relativi agli *Instrumentation Devices*.

Per ogni prova, il momento generato dalla cerniera in corrispondenza della cella di carico è stato calcolato registrando la tensione in uscita dalle celle di carico sia a canale vuoto che al raggiungimento della stazionarietà. Definendo V_0 come valore medio di tensione in assenza di acqua nel canale e V valore medio a stazionarietà raggiunta, è stata ricavata la coppia M applicata all'asta di misura indotta dalla forza di drag tramite:

$$M = m \cdot (V - V_0) \quad (3.3)$$

con m che rappresenta la pendenza della curva di calibrazione della singola cella di carico.

Per visualizzare immediatamente la corretta calibrazione delle celle di carico, sono state realizzate le curve di calibrazione. A titolo esemplificativo sono riportate in *Figura 21* le curve relative a 2 celle di carico per ogni tipologia di strumento: riferite alle celle numero 1 e 2 *Instrumentation Devices* e alle celle Leane numero 5 e 6.

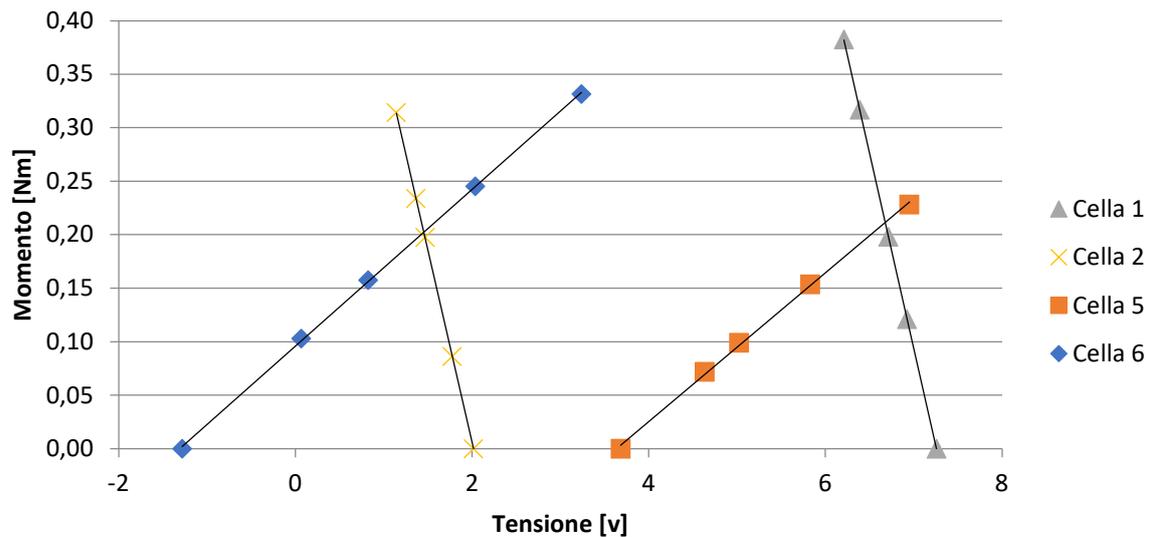


Figura 21 – Curve di calibrazione delle celle di carico numero 1 ,2, 5, 6 con canale a pendenza 0%

Dal grafico si evince che, in tutti i casi, i valori di momento sono perfettamente aderenti al segmento di tendenza lineare, in accordo con quanto espresso dal coefficiente di determinazione R^2 .

3.2.3 SENSORI AD ULTRASUONI

I sensori acustici a ultrasuoni, o misuratori di livello, sono strumenti non intrusivi in grado rilevare il livello dell'acqua. Quelli utilizzati sono di tipo Balluff BUS004W con campo di misura massimo da 65 mm a 600 mm dalla sonda, posti ad una distanza di 550 mm dal fondo.



Figura 22 – Sensore ad ultrasuoni Balluff BUS004W

Per eseguire la misurazione, i sensori inviano impulsi sonori ad alta frequenza che si diffondono sottoforma di cono e si riflettono appena colpiscono la superficie dell'acqua. Il sensore acquisisce una serie di valori di tiranti relativi all'intera superficie e ne calcola una media. L'acquisizione del segnale avviene tramite la scheda di acquisizione *National Instruments*, utilizzata anche per le celle di carico, alla medesima frequenza di campionamento di 1 kHz.

A differenza della calibrazione delle celle di carico, quella dei sensori ad ultrasuoni non è necessario venga ripetuta per le diverse pendenze del canale, in quanto i sensori sono solidali ad esso. In questo caso la calibrazione è stata effettuata manualmente ponendo il canale in posizione orizzontale riempito a 5 diverse altezze. Per ciascuna situazione è stato correlato il valore in volt registrato tramite il software LabVIEW, come nel caso delle celle di carico, e il rispettivo tirante nel canale. Successivamente sono stati determinati per ogni sonda l'intercetta m e il coefficiente angolare q della retta derivante dall'interpolazione lineare.

Tabella 6 – Calibrazione dei sensori ad ultrasuoni nel caso di canale a pendenza nulla

Livello [cm]	Sens 1 [V]	Sens 2 [V]	Sens 3 [V]	Sens 4 [V]	Sens 5 [V]	Sens 6 [V]	Sens 7 [V]	Sens 8 [V]
35.5	0.975	1.202	1.215	1.136	1.297	1.099	1.065	1.079
56	1.353	1.583	1.592	1.521	1.680	1.421	1.439	1.450
84.5	1.865	2.093	2.097	2.035	2.197	1.857	1.958	1.961
100.5	2.148	2.384	2.395	2.317	2.483	2.100	2.245	2.244
68.5	1.566	1.800	1.815	1.752	1.896	1.611	1.660	1.676
m	55.42	55.12	55.30	55.07	54.83	64.98	55.04	55.78
q	-18.65	-30.89	-31.80	-27.49	-35.75	-36.12	-23.11	-24.82
R²	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Valori di voltaggio registrati per i diversi tiranti [V] - m , q : l'intercetta e il coefficiente angolare della retta voltaggio - livello - R^2 : coefficiente di determinazione

Anche in questo caso, come per la calibrazione delle celle di carico, in *Tabella 6* per ogni sensore sono stati riportati anche i valori del coefficiente di determinazione R^2 , che risultano pari a 1, segnale che la regressione lineare fornisce un'ottima rappresentazione dei dati.

Nella figura che segue vengono rappresentate le curve di calibrazione per ogni cella rapportando i valori di tirante con quelli della relativa tensione misurata.

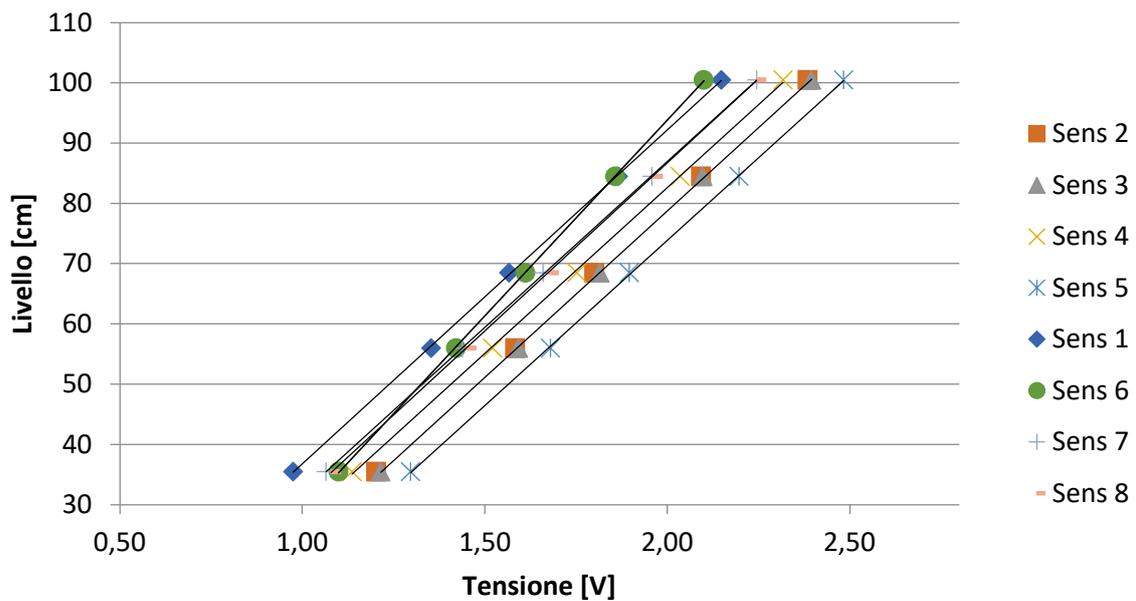


Figura 23 – Curve di calibrazione ottenute per gli 8 sensori ad ultrasuoni, pendenza del canale 0%

Dal grafico è immediato notare che la regressione lineare rappresenta bene l'incremento di tensione all'aumentare del livello dell'acqua per tutti i sensori utilizzati.

CAPITOLO 4 – PROVE SPERIMENTALI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DRAG

Le prove, realizzate al fine di determinare il coefficiente di drag, sono state condotte per quattro differenti valori di pendenza del canale: dapprima 0% e successivamente 1%, 2% e 3%. In totale sono state eseguite un totale di 60 prove in condizioni di vegetazione emergente o completamente sommersa.

4.1 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE PROVE

Prima dell'inizio delle prove, il canale è stato posto alla pendenza desiderata e tutte le celle sono state montate e calibrate, come precedentemente illustrato, al fine di ottenere le curve di calibrazione. È importante sottolineare che ogni volta che si è intervenuti sulla pendenza del canale è stato necessario smontare preventivamente tutte le celle di carico e le relative bacchette. Solo a quel punto è stato possibile variare la pendenza e successivamente rimontare le celle nella loro disposizione standard, con le aste posizionate in modo perpendicolare al fondo del canale e sollevate di 1 mm dallo stesso, garantendone libertà di movimento. Le aste, una volta posizionate correttamente, possono essere agganciate alle celle di carico e si prosegue con la calibrazione.

Concluse le operazioni preliminari viene avviata la pompa e l'acqua inizia a confluire nella condotta di mandata per poi arrivare al canale. La regolazione della portata avviene attraverso una valvola a saracinesca posta all'imbocco della condotta di mandata; la presenza della valvola permette, inoltre, di mantenere una portata costante durante l'intera esecuzione della prova. La lettura della portata che transita nella condotta la si può rilevare tramite un misuratore di portata posto sulla stessa.

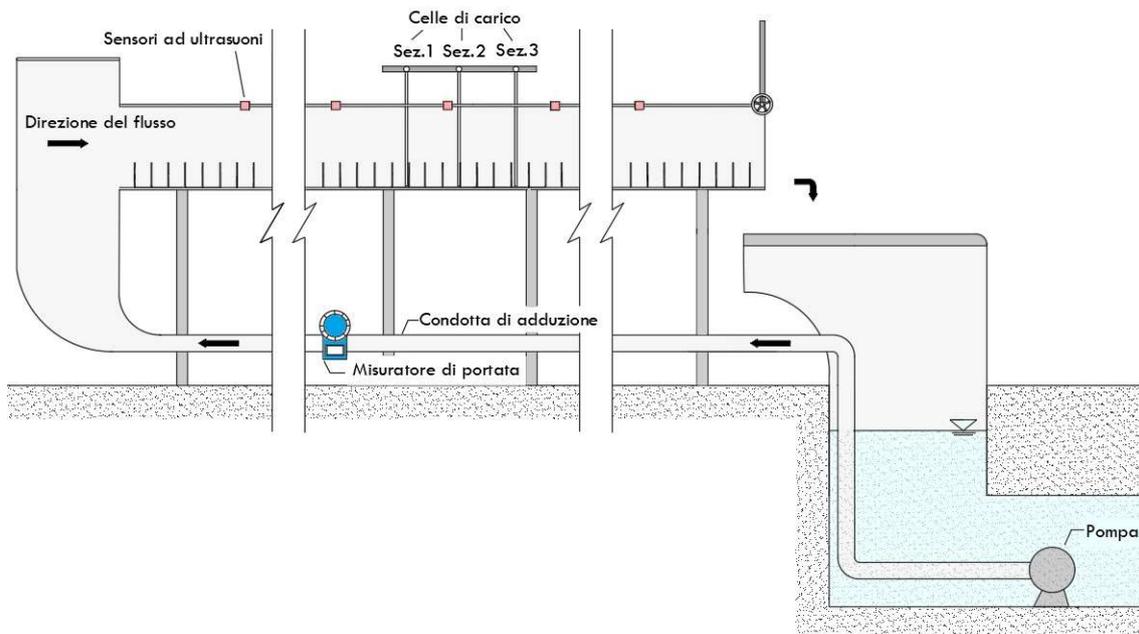


Figura 24 – Schema di funzionamento del sistema sperimentale, non in scala

Non appena l'acqua ricopre il fondo del canale ed investe le aste delle celle di carico, queste ricevono una sollecitazione e i sensori ad ultrasuoni iniziano a rilevare la superficie libera. L'andamento delle frequenze si può visualizzare tramite l'apposita interfaccia del software LabVIEW: da una parte vengono riportati i valori numerici istantanei per ogni strumento, dall'altra la rappresentazione grafica del segnale nel tempo.

Al fine di raggiungere la condizione di moto permanente ed ottenere la massima stabilità nella corrente, si è rivelato sufficiente aspettare 5 minuti prima di avviare la registrazione della prova. L'acquisizione dei dati, avvenuta grazie al software LabVIEW con il comando "Log and read", ha avuto una durata di 2 minuti per ciascuna prova. Al termine della registrazione il software crea autonomamente un file le cui colonne contengono i valori di tensione in volt acquisiti da ogni sensore. Questi vengono convertiti tramite il software aggiuntivo *TDMS Convert* in un file con estensione *txt*, necessario per i successivi utilizzi in MATLAB.

Per la rilevazione della portata viene utilizzato l'apposito misuratore posto in corrispondenza della condotta di adduzione. Questo monitora in tempo reale il flusso che transita e, per ogni prova, sono stati registrati 5 valori di portata che sono stati successivamente mediati. Diverse portate sono state realizzate per incrementi successivi fino alla completa sommersione del *canopy*.

4.2 MISURAZIONE DEL TIRANTE E DELLA VELOCITÀ

Per poter calcolare il coefficiente di drag, è stato necessario misurare preliminarmente il tirante e la velocità del flusso in ogni punto del canale. Entrambe le grandezze sono state definite a partire dall'acquisizione dei dati effettuata dai sensori ad ultrasuoni.

I valori di tensione registrati sono stati opportunamente scalati attraverso i valori di m e q derivanti dalle calibrazioni, ottenendo così i tiranti medi puntuali. Questi, sono stati poi interpolati linearmente al fine di ottenere il profilo del pelo libero dell'acqua da monte a valle del canale. È stata, inoltre, calcolata l'energia specifica E misurata rispetto al fondo dell'alveo, ottenuta dalla somma del carico piezometrico con la componente cinematica dell'acqua nel canale secondo la seguente formula [34]:

$$E = h + \frac{V_v^2}{2 \cdot g} \quad (4.1)$$

dove:

- E : energia specifica misurata rispetto al fondo dell'alveo [m];
- h : carico piezometrico [m];
- V_v : velocità media del flusso attraverso la vegetazione emergente [m/s];
- g : costante gravitazionale [m^2/s].

Nella (4.1) la velocità del flusso attraverso il *canopy* (*pore velocity*) è stata determinata utilizzando l'equazione proposta da Cheng [35]:

$$V_v = \frac{Q}{B \cdot h \cdot (1 - \lambda)} \quad (4.2)$$

dove:

- V_v : velocità del flusso [m/s];
- Q : portata caratteristica della prova [m^3/s];
- B : larghezza del canale [m];
- h : altezza puntuale del tirante [m];
- λ : densità della vegetazione [-].

La densità della vegetazione λ è definita come la frazione dell'area del letto occupata dal fusto dei cilindri:

$$\lambda = m \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \quad (4.3)$$

dove m rappresenta il numero di bacchette presenti nel canale per unità di superficie e d il diametro dei cilindri del *canopy*. Nel caso in esame m è pari a 194 e si ottiene, perciò, un valore di $\lambda = 0,0055$.

4.3 APPROCCI METODOLOGICI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DRAG

Per calcolare il valore del coefficiente di drag per ciascuna delle prove condotte, sono stati impiegati due distinti approcci metodologici. Il primo metodo comporta la determinazione preliminare della *friction slope*, o pendenza di attrito, attraverso l'utilizzo dei soli sensori ad ultrasuoni, mentre il secondo si basa sull'analisi delle forze di drag che agiscono nel flusso d'acqua. Il secondo metodo ha richiesto l'utilizzo delle celle di carico; queste hanno permesso di registrare i valori di momento dovuti alla spinta idrodinamica del flusso d'acqua, da cui successivamente sono state calcolate le forze di drag.

Entrambi i casi, analizzati nel dettaglio in seguito, implicano l'uso dei sensori ad ultrasuoni per determinare il tirante h e la *pore velocity* V_v lungo l'intero sviluppo del canale.

4.3.1 DETERMINAZIONE DELLA *FRICTION SLOPE* TRAMITE SENSORI AD ULTRASUONI

In questo sottoparagrafo, viene esaminato il primo dei due metodi impiegati per calcolare il coefficiente di drag. L'obiettivo è determinare il coefficiente C_d attraverso la valutazione della pendenza di attrito (*friction slope*), definita come la perdita di energia causata dalla presenza di cilindri lungo il canale.

In quasi tutte le applicazioni, la legge utilizzata per descrivere S_f si basa su un flusso localmente stabile e uniforme [36]–[38]. In questo studio, considerare il flusso stazionario al di sopra e all'interno del *canopy*, ha permesso di adottare la formula utilizzata da Melis et al (2019):

$$S_f = \left(\frac{C_d m d \alpha_s}{1 - \alpha_s \lambda} \right) \frac{V_v^2}{2g} \quad (4.4)$$

dove:

- S_f : pendenza di attrito, *friction slope* [m];
- C_d : coefficiente di drag [-];
- m : densità del *canopy* per unità di superficie, ($m = 194$);
- d : diametro della bacchetta [m];
- α_s : coefficiente funzione della presenza di cilindri emergenti ($\alpha_s = 1$) o sommersi ($\alpha_s < 1$);
- V : velocità del flusso in corrispondenza del canopy [m/s].

La (4.4) deriva dal considerare preponderante nel flusso la forza di resistenza attraverso gli elementi del *canopy*, rispetto alle sollecitazioni dovute alla presenza di attrito di fondo e laterale [39].

Avendo, quindi, definito analiticamente S_f in funzione di C_d , si è passati alla misurazione della *friction slope* attraverso l'utilizzo dei sensori ad ultrasuoni. Questa è stata valutata in ciascun intervallo tra due successive sezioni strumentate e calcolata attraverso le equazioni de De Saint-Venant. In forma generale:

$$\begin{cases} \frac{\partial Y}{\partial x} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = i_f - J \\ \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \end{cases} \quad (4.5)$$

Che nelle ipotesi di moto permanente si traduce in:

$$\frac{dh}{dx}(1 - F_r^2) = S_0 - S_f \quad (4.6)$$

dove:

- dh/dx : pendenza della superficie libera calcolata derivando l'interpolazione con una *function* dedicata di MATLAB (comando *differentiate*);
- S_0 : pendenza del fondo del canale;
- S_f : pendenza di attrito, *friction slope*;
- $F_r = \frac{V_v}{\sqrt{g \cdot h}}$: numero di Froude valutato con la *pore velocity* V_v .

Riscrivendo la (4.6) in funzione della *friction slope*:

$$S_f = S_0 - \frac{dh}{dx}(1 - F_r^2) \quad (4.7)$$

Quest'ultima formulazione ha permesso di calcolare fisicamente la *friction slope* grazie all'utilizzo dei sensori ad ultrasuoni. Quest'ultimi, infatti, sono stati essenziali al fine di determinare per ciascuna prova il tirante h e il numero di Froude presenti nella (4.7).

A questo punto, noto il valore di S_f e la correlazione con il coefficiente di drag nella (4.4), è stato possibile calcolare C_d semplicemente invertendo quest'ultima. Il che ha condotto alla seguente formulazione:

$$C_d = \frac{2g(1 - \lambda)S_f}{m d V_v^2} \quad (4.8)$$

4.3.2 MISURA DIRETTA DELLE FORZE DI DRAG CON L'UTILIZZO DELLE CELLE DI CARICO

A differenza di quanto appena vista circa la determinazione del coefficiente di drag attraverso l'uso esclusivo dei sensori ad ultrasuoni, nel presente paragrafo viene trattato un metodo alternativo, che include la definizione delle forze di resistenza utilizzando le celle di carico.

Una nota formulazione del coefficiente di drag C_d lo definisce in funzione della forza di resistenza F_d e della velocità media in prossimità dello stelo V_v :

$$C_d = \frac{2 F_d}{\rho A V_v^2} \quad (4.9)$$

dove ρ rappresenta la densità dell'acqua e $A = h \cdot d$ è la misura del valore dell'area frontale del cilindro investita dal flusso di corrente.

Considerando nota la V_v , calcolata tramite i sensori ad ultrasuoni come visto in precedenza, si procede con il calcolo della forza di drag F_d . In via preliminare è necessario paragonare la struttura cella di carico-asta ad un sistema isostatico in cui la trave (asta) è vincolata in testa da una cerniera (cella di carico) e alla base da un carrello che ne consente la traslazione orizzontale. L'applicazione di una forza orizzontale sull'asta, come quella esercitata dal flusso di acqua che scorre nel canale, determina la nascita di un momento risultante M_c in corrispondenza della cerniera. Questo si può considerare come una somma di tre diversi contributi:

$$M_c = M_d + M_l + M_0 \quad (4.10)$$

dove:

- $M_c = R_c \cdot l_c$: momento generato dalla cerniera in corrispondenza della cella di carico;
- $M_d = F_d \cdot l_d$: momento indotto alle forze idrodinamiche nella direzione del moto;
- M_l : momento risultante delle forze di lift.

Nella (4.10) l'apporto dato da M_l si può trascurare, in quanto la componente normale alla forza di reazione idrodinamica è di molto inferiore rispetto alle altre forze in gioco. Si può, quindi, riassumere $M_d = M_c - M_0$, ricordando che il momento M_d generato dalla cerniera è stato precedentemente determinato tramite la curva di calibrazione delle celle di carico. Si ottiene:

$$F_d = \frac{M_d}{l_d} = \frac{M_d}{l_a - h_d} \quad (4.11)$$

dove l_a è la lunghezza complessiva nota dell'asta e h_d è la distanza dal punto di applicazione della spinta idrodinamica al fondo del canale. Il valore di h_d risulta essere incognito e andrebbe calcolato tramite l'equazione:

$$h_d = \frac{1}{F_d} \int_0^h \frac{1}{2} D C_d(z) \bar{u}^2 z \, dz \quad (4.12)$$

Questa implica la dipendenza di h_d dal coefficiente $C_d(z)$ e dalla forza di drag F_d e dalla velocità del flusso \bar{u} . Ciononostante, si può semplificare drasticamente il problema ipotizzando C_d non più funzione di z , ma costante lungo la verticale e considerando \bar{u} pari alla velocità media del flusso ad esclusione della zona in prossimità del fondo del canale. Attraverso queste approssimazioni si ottiene $h_d = h/2$, per cui sostituendo nella (4.11) si definisce F_d come:

$$F_d = \frac{M_d}{l_a - \frac{h}{2}} \quad (4.13)$$

In termini pratici, quindi, la forza di drag F_d agente nella direzione opposta al moto del fluido, è stata valutata come il rapporto tra la coppia agente nella cella di carico e la metà del carico piezometrico in prossimità dell'asta di misura.

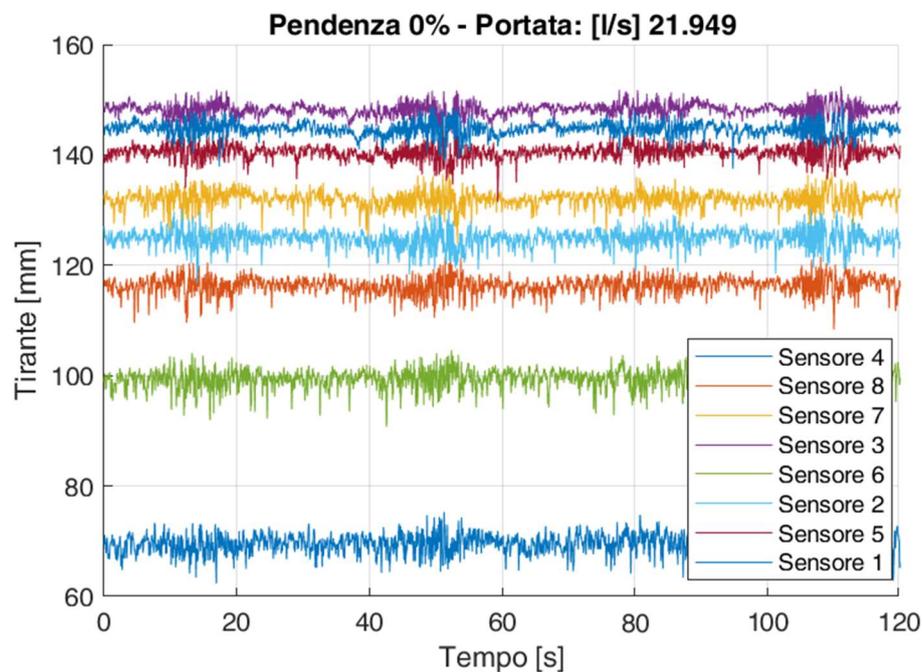
In conclusione, è stato calcolato per ogni prova il coefficiente di drag grazie alla (4.9), sostituendo il valore di F_d relativo a ciascuna cella di carico.

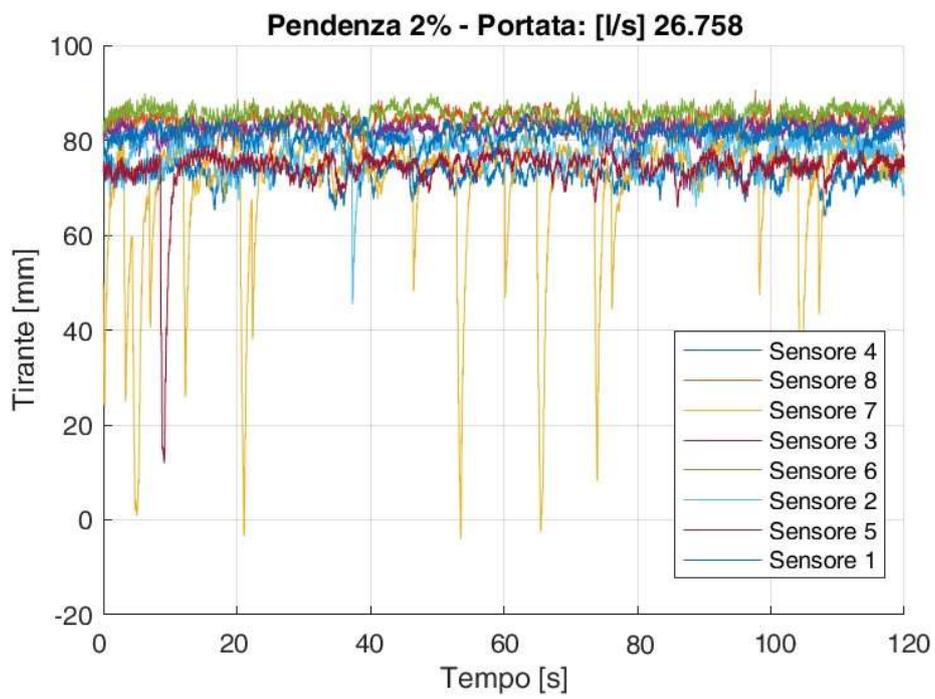
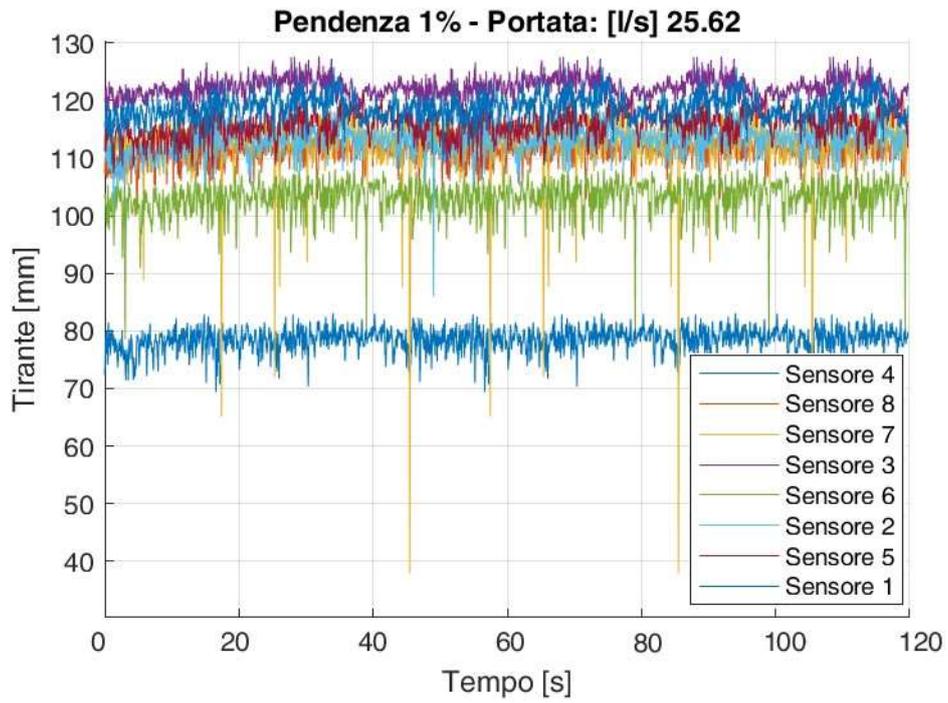
CAPITOLO 5 – ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

A seguito della realizzazione delle prove e dell'acquisizione dei dati da parte dei sensori, è stata realizzata una fase di post elaborazione che ha coinvolto principalmente l'utilizzo del software MATLAB. Sono stati dapprima determinati per ogni prova il tirante e la velocità del flusso lungo il canale e, successivamente, si è proceduto al calcolo del coefficiente di drag tramite i due differenti approcci metodologici precedentemente descritti.

5.1 TIRANTI E VELOCITÀ

Per tutte le 60 prove effettuate sono stati analizzati i valori di tirante puntuali registrati dai sensori per l'intera durata di ciascuna prova, che è pari a 2 minuti. A titolo esemplificativo, sono riportate di seguito le registrazioni di 4 diverse prove, ciascuna corrispondente ad una delle pendenze studiate e con valori di portata simili tra loro.





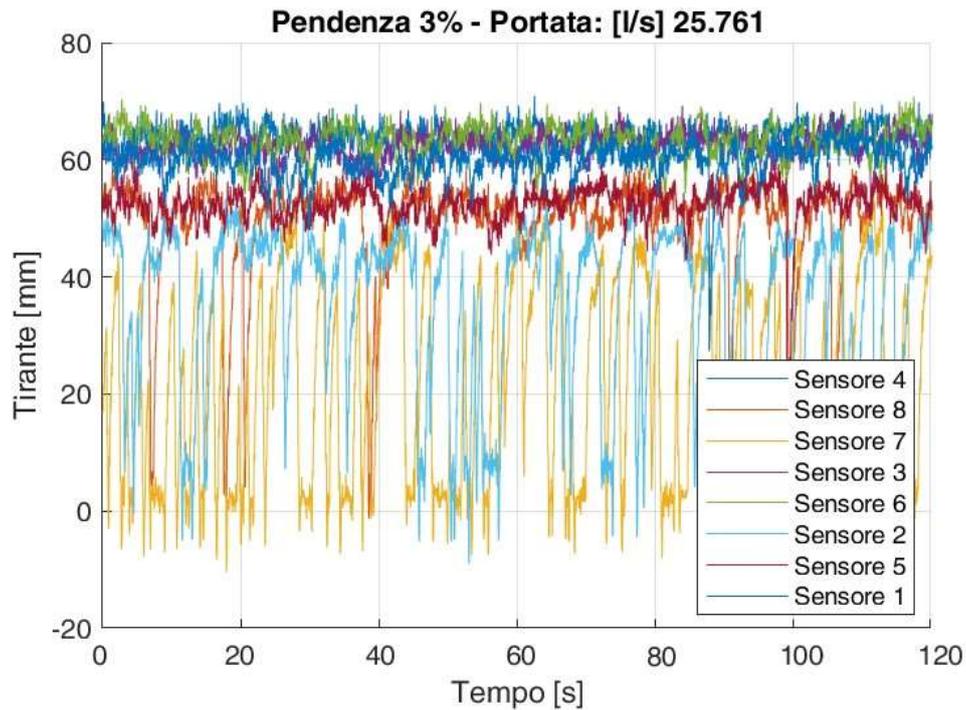


Figura 25 – Regrazioni dei valori di tirante di 4 diverse prove con pendenza 0%, 1%, 2% e 3%, effettuate dai sensori ad ultrasuoni durante l'intera esecuzione della prova ($t=2s$)

Dall'osservazione dei grafici in *Figura 25* emergono numerose fluttuazioni del tirante; quelle di minore entità sono attribuibili al rumore strumentale. La misurazione eseguita, infatti, è sensibile ad interferenze ambientali, come rumori acustici, echi e oggetti riflettenti, e alla presenza di ostacoli lungo la linea di rilevamento. In aggiunta, va considerato che la superficie dell'acqua in movimento non è uniforme, in particolar modo nell'area dov'è presente il *canopy*. Ogni qual volta l'impulso sonoro emesso dal sensore ad ultrasuoni colpisce la superficie increspata non si verifica la riflessione del segnale e, di conseguenza, non viene registrato alcun dato. Questo fenomeno, riconoscibile nei grafici sotto forma di *spike*, tende a manifestarsi maggiormente nelle prove eseguite a pendenze elevate.

La presenza di irregolarità nelle misurazioni è risultata ancora più evidente in *Figura 26* in cui sono rappresentati gli andamenti dei tiranti relativi alle stesse prove appena osservate. Con il colore blu sono riportati i valori di tirante puntuali registrati dai sensori ad ultrasuoni, opportunamente scalati tramite i valori m e q derivanti dalle calibrazioni. La linea rossa indica l'andamento della piezometrica h , ottenuta tramite interpolazione lineare, e quella tratteggiata l'energia specifica lungo il canale.

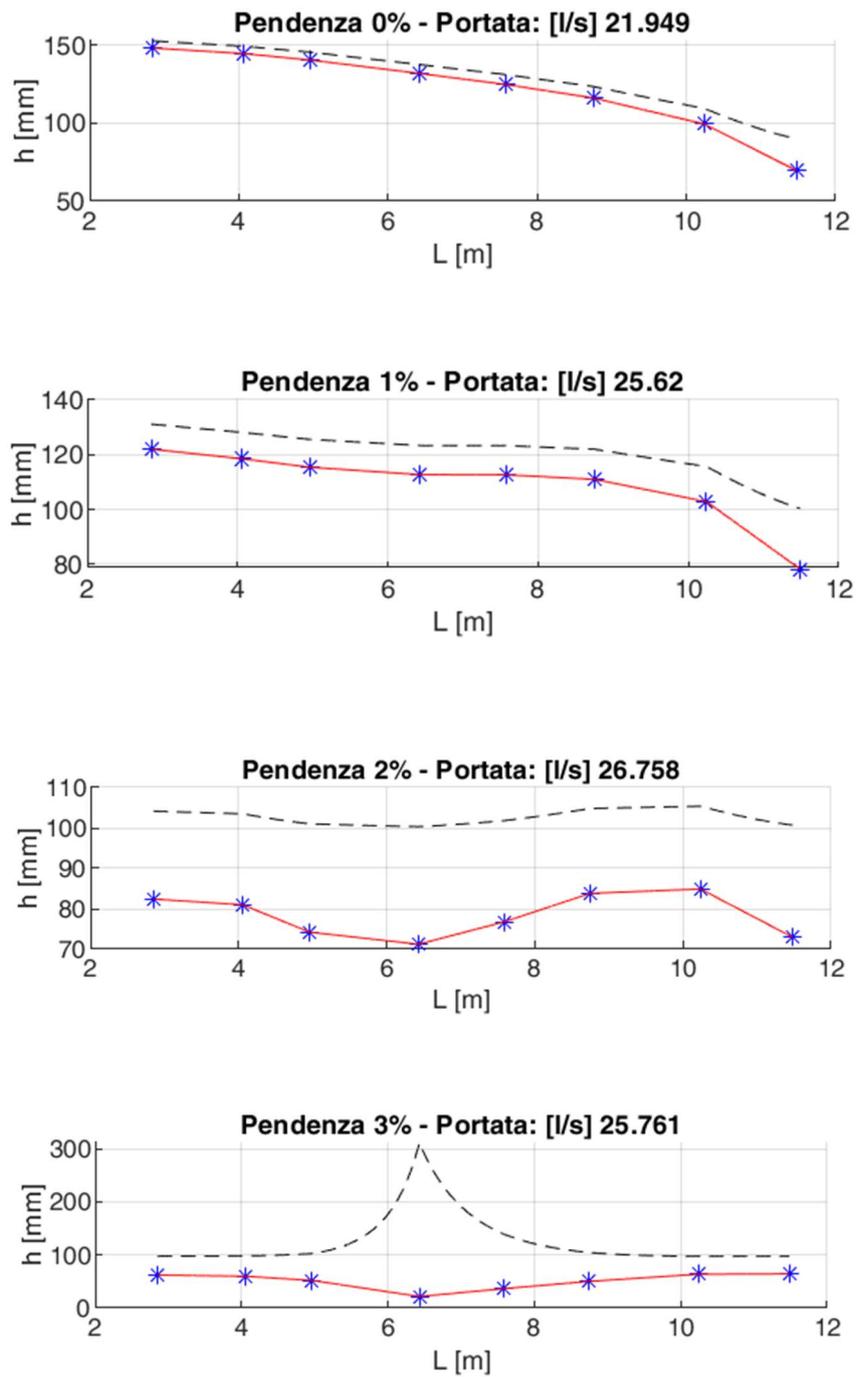


Figura 26 – Profili dei tiranti (in rosso) determinati tramite interpolazione di valori puntuali (in blu) per prove a pendenza 0%, 1%, 2% e 3% e rispettivi andamenti dell'energia specifica (linee tratteggiate)

Osservando i diversi profili dei tiranti in *Figura 26* si nota che quelli relativi alle prove con pendenze 0% e 1% hanno un andamento coerente con la realtà, in quanto il livello dell'acqua diminuisce da monte verso valle avvicinandosi allo sbocco del canale. Al contrario, le prove realizzate con pendenze del canale al 2% e 3% hanno mostrato dei profili del tutto irrealistici, con andamenti del tirante irregolari in più punti. Questo risultato è coerente con le aspettative, secondo quanto già evidenziato in *Figura 25*, poiché le irregolarità tendono ad esser più rilevanti all'aumentare della pendenza della prova.

Per assicurare la qualità del campione di prove destinato al calcolo del coefficiente di resistenza, sono state escluse le misurazioni il cui valore di coefficiente di variazione *CV*, quindi il rapporto tra deviazione standard e media, fosse superiore al 10%. È emerso, quindi, che per pendenze di 2% e 3% la totalità dei risultati presenta un valore di *CV* superiore alla soglia, motivo per cui sono stati scartati. Per quanto riguarda le altre pendenze, invece, risultano accettabili il 92% delle prove effettuate con pendenza 0% ed il 30% di quelle con pendenza 1%.

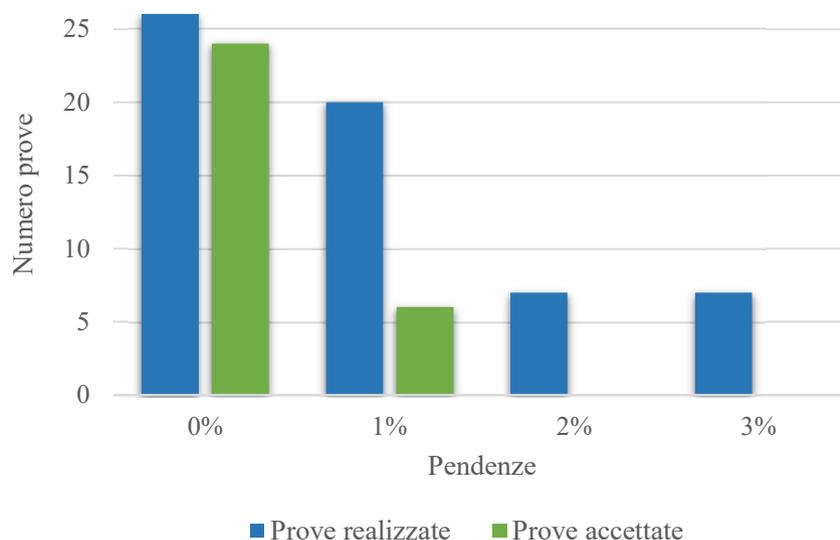


Figura 27 – Confronto tra numero di prove realizzate e accettate per ciascuna pendenza del canale in esame (0%, 1%, 2%, 3%)

Nel grafico riportato in *Figura 27* è evidente che sono state eseguite un numero maggiore di prove con pendenze 0% e 1% poiché queste hanno mostrato risultati

migliori rispetto agli altri due casi in esame. Ciò ha permesso di avere una quantità adeguata di prove per la successiva determinazione del coefficiente di drag.

Si è proceduto successivamente all'analisi delle sole prove effettuate con pendenze del canale pari a 0% e 1%; per ciascuna di esse è stato riportato il tirante, così come visibile in *Figura 28*. È stato utilizzato il colore verde per rappresentare i risultati associati alle prove accettate, mentre il colore rosso è stato adottato per evidenziare gli andamenti relativi alle prove rifiutate.

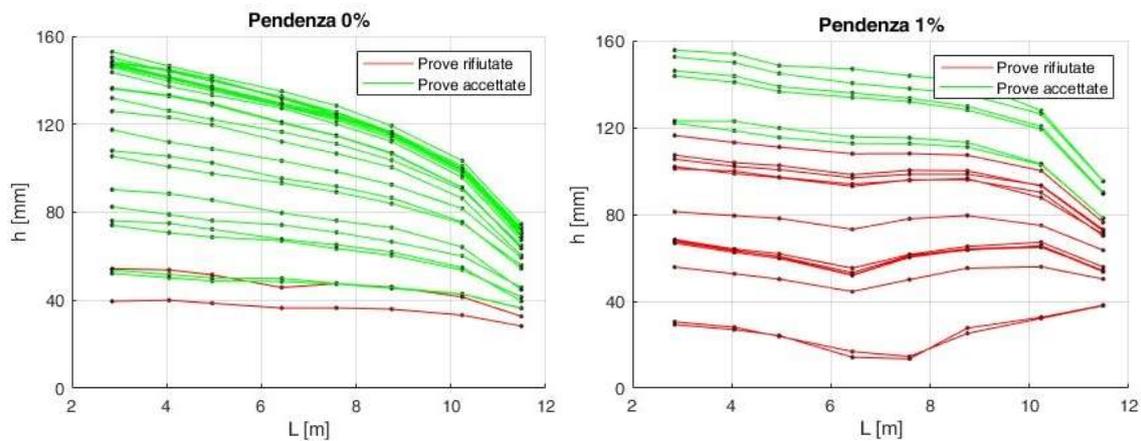


Figura 28 – Profili dei tiranti relativi alle prove a pendenza 0% e 1%. In rosso quelli considerati anomali e in verde quelli corretti

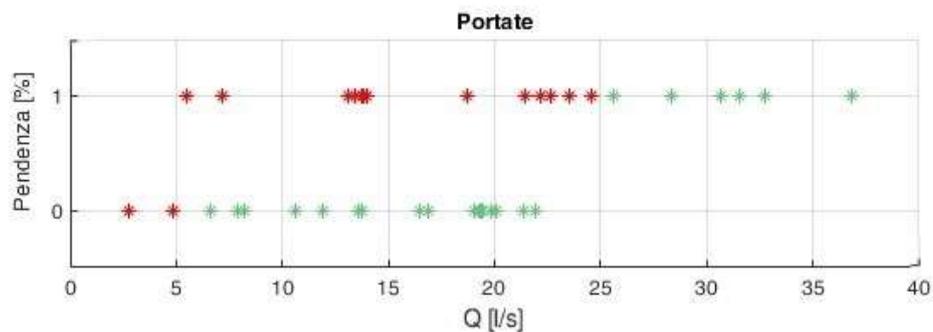


Figura 29 – Portate relative alle prove a pendenza 0% e 1%

In entrambi i grafici in *Figura 28* gli andamenti irregolari sono caratterizzati da valori di tirante generalmente più bassi rispetto di quelli relativi a profili regolari. Tra le prove effettuate con il canale posto in posizione orizzontale, notiamo che le uniche due rifiutate sono quelle con valori di tirante molto basso, compreso tra i 35 e i 50 mm. In questo range il flusso risente delle condizioni di scabrezza del fondo del canale e ne

deriva un'elevata irregolarità della superficie libera. Per quanto riguarda i test eseguiti con pendenza del canale pari a 1%, è evidente che quelli caratterizzate da valori di tirante inferiore a 120 mm sono state rifiutate. In queste prove la velocità del flusso è più elevata rispetto al caso con pendenza nulla, causando maggiori increspature della superficie libera. Inoltre, con questi valori di tirante, il *canopy* risulta parzialmente sommerso, di conseguenza le bacchette emergenti sono fonte di disturbo per la rilevazione del profilo libero da parte dei sensori ad ultrasuoni.

5.2 COEFFICIENTE DI DRAG

La valutazione del coefficiente di drag, relativa dalle sole prove accettate, è stata effettuata attraverso i due metodi di calcolo descritti nel capitolo precedente. I risultati sono stati oggetto di confronto con la formula empirica definita da Cheng (2013), che consente di determinare il valore teorico del coefficiente $C_{D,th}$ nel caso di cilindro isolato, al variare del numero di Reynolds R caratteristico del *canopy* [35]:

$$C_{D,th} = 11R^{-0.75} + 0.9 \left[1 - \exp\left(-\frac{1000}{R}\right) + 1.2 \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{R}{4500}\right)^{0.7}\right) \right] \right] \quad (5.1)$$

Adottando il primo metodo di calcolo, basato sulla definizione del coefficiente di drag in funzione della *friction slope*, quest'ultima è stata calcolata in ciascun intervallo tra due sezioni strumentate adiacenti in modo tale da avere l'intero andamento lungo il canale. Al fine di poter successivamente operare un confronto con i valori del coefficiente di drag ottenuti con il secondo metodo, ossia attraverso la misurazione diretta delle forze di resistenza tramite le celle di carico, sono stati calcolati i valori del coefficiente in corrispondenza delle sezioni strumentate. Questo ha permesso di ottenere per ogni prova 3 risultati di $C_d(S_f)$, riportati in *Figura 30* con simboli diversi per ciascuna sezione. Nel grafico, in scala logaritmica, sono mostrati i risultati delle prove relative ad entrambe le pendenze in esame, 0% e 1%, in funzione del rispettivo numero di Reynolds ($R = V_v d / \nu$).

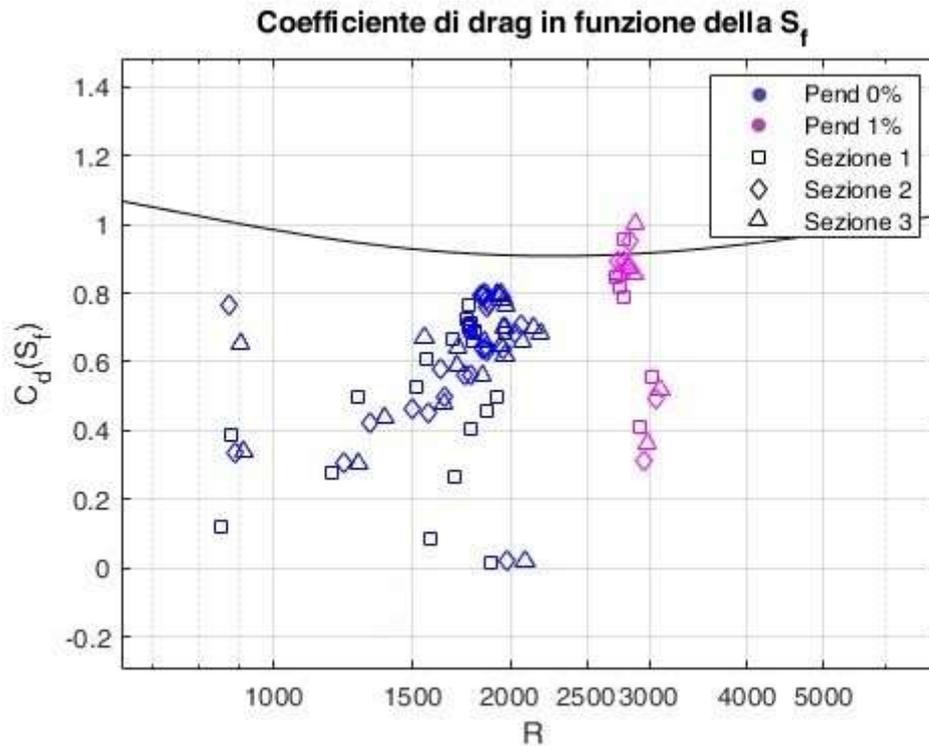


Figura 30 – Valori del coefficiente di drag, calcolati tramite la friction slope, in corrispondenza delle 3 sezioni strumentate. La curva nera rappresenta l'andamento teorico proposto da Cheng nel caso di cilindro isolato

Appare evidente che sia le prove effettuate a pendenza nulla, rappresentate in blu, che quelle con pendenza del canale dell'1%, in rosa, non sono disposte secondo l'andamento teorico definito da Cheng tramite la (5.1). Questa discrepanza è attribuibile al fatto che la formulazione si riferisce al caso di cilindro isolato, mentre nel presente studio è stato utilizzato un *array* di cilindri. Il range di variabilità dei valori si aggira da 0 a 0.8 per prove con pendenza 0% e da 0.2 a 1 per test condotti con l'1% di pendenza. Si sottolinea, inoltre, che non c'è una correlazione evidente tra l'errore e la variazione di sezione di misura.

I valori di coefficiente di drag ottenuti attraverso la misurazione diretta, invece, sono riportati nel grafico in *Figura 31*, anche in questo caso rappresentati in funzione del coefficiente di Reynolds e distinti in base alle diverse sezioni strumentate di riferimento.

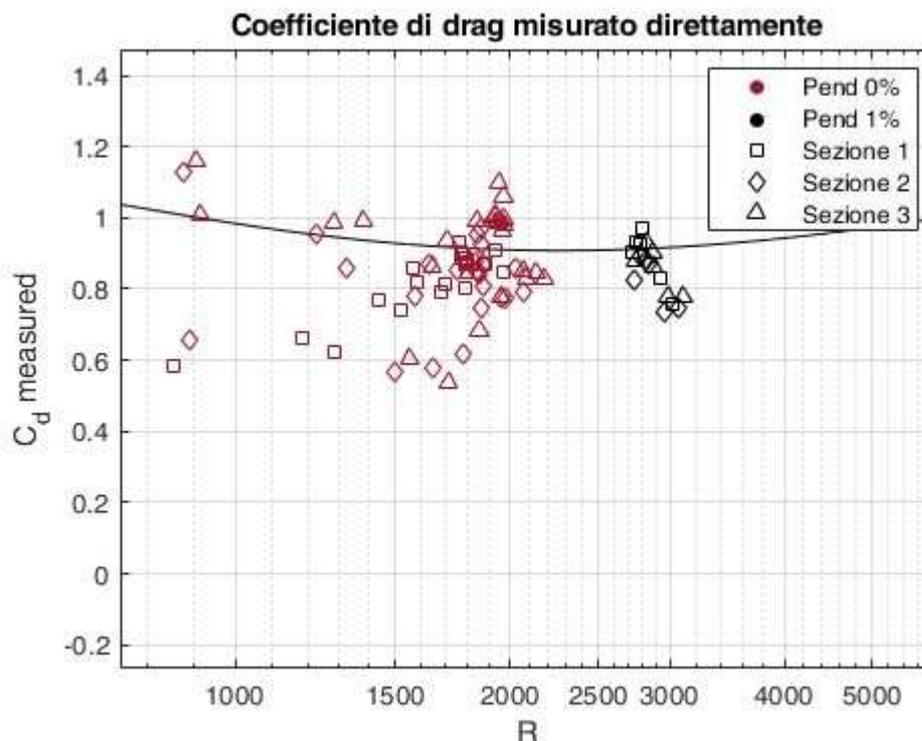


Figura 31 – Valori del coefficiente di drag, derivanti da misurazione diretta, in corrispondenza delle 3 sezioni strumentate. La curva nera rappresenta l'andamento teorico proposto da Cheng nel caso di cilindro isolato

In figura sono riportate in rosso le prove con pendenza 0% ed in nero quelle con pendenza del canale all'1%. Calcolando il coefficiente di drag attraverso la misurazione diretta si riscontra una minore variabilità dei valori rispetto a quanto visto in precedenza con l'utilizzo dell'altro metodo. Seppur neanche in questo caso l'andamento corrisponda perfettamente a quello proposto da Cheng, si osserva una disposizione dei dati che si avvicina alla curva di riferimento. Il range nel quale sono dispersi i valori varia da 0.5 a 1.2 nel caso di prove con pendenza 0% e tra 0.7 e 1 per quelle con pendenza 1%. In questo caso, come nel precedente, non è evidente alcuna relazione tra l'errore e la variazione della sezione di misura, né con la variazione di pendenza.

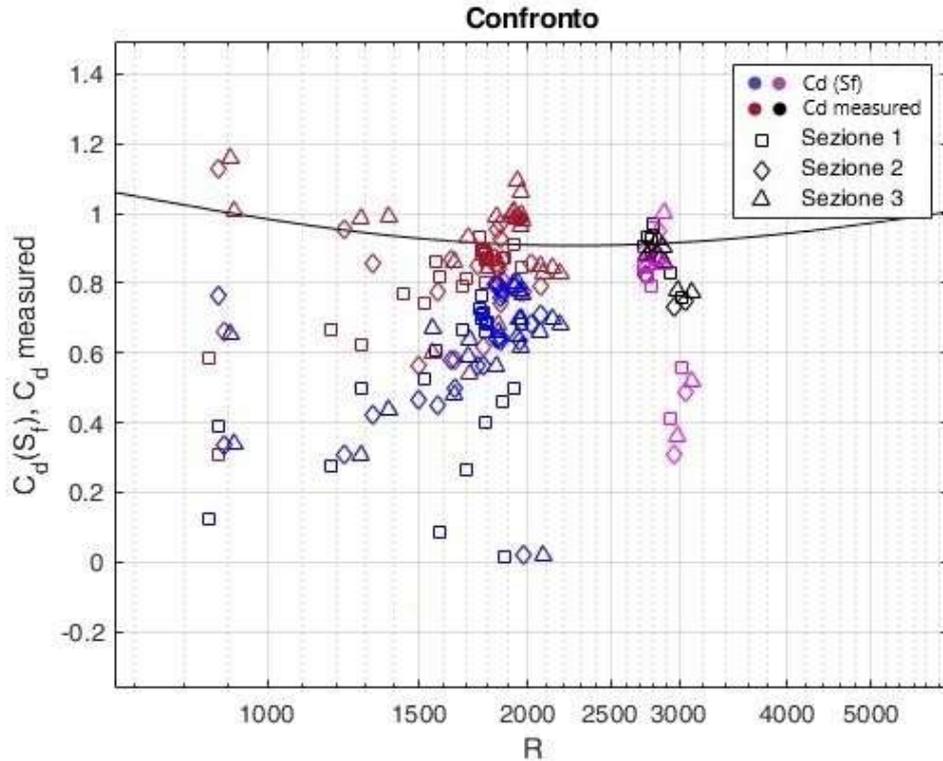


Figura 32 – Confronto tra i risultati ottenuti con i due metodi e per le due pendenze in esame

In Figura 32 sono stati confrontati tutti i valori di coefficiente di drag ricavati attraverso i due metodi e per entrambe le pendenze. Sia i test sperimentali condotti a pendenza nulla, rappresentati con il colore blu e rosso, che quelli condotti a pendenza 1%, rappresentati dai colori nero e rosa, sono caratterizzati da numeri di Reynolds tali per cui il flusso si può considerare in regime transitorio. In entrambi i casi i flussi presentano notevoli velocità che contribuiscono all'irregolarità della superficie. La qualità dei dati raccolti dai sensori ad ultrasuoni risulta compromessa da questo aspetto, con conseguente impatto negativo soprattutto sui valori di coefficienti di resistenza ottenuti attraverso la *friction slope* (in blu e rosa). Tale metodo, infatti, si basa esclusivamente sull'utilizzo di questi sensori. Come si evince chiaramente dal grafico, eseguendo la misurazione diretta del coefficiente di resistenza è possibile mitigare questo inconveniente ed ottenere valori di C_d compresi in un range di variabilità ridotto.

Di seguito è, inoltre, proposta una rappresentazione qualitativa dell'errore relativo sulla misura diretta delle forze di drag ($F_{d\text{measured}}$) e circa il calcolo della stessa tramite la *friction slope* $F_d(S_f)$.

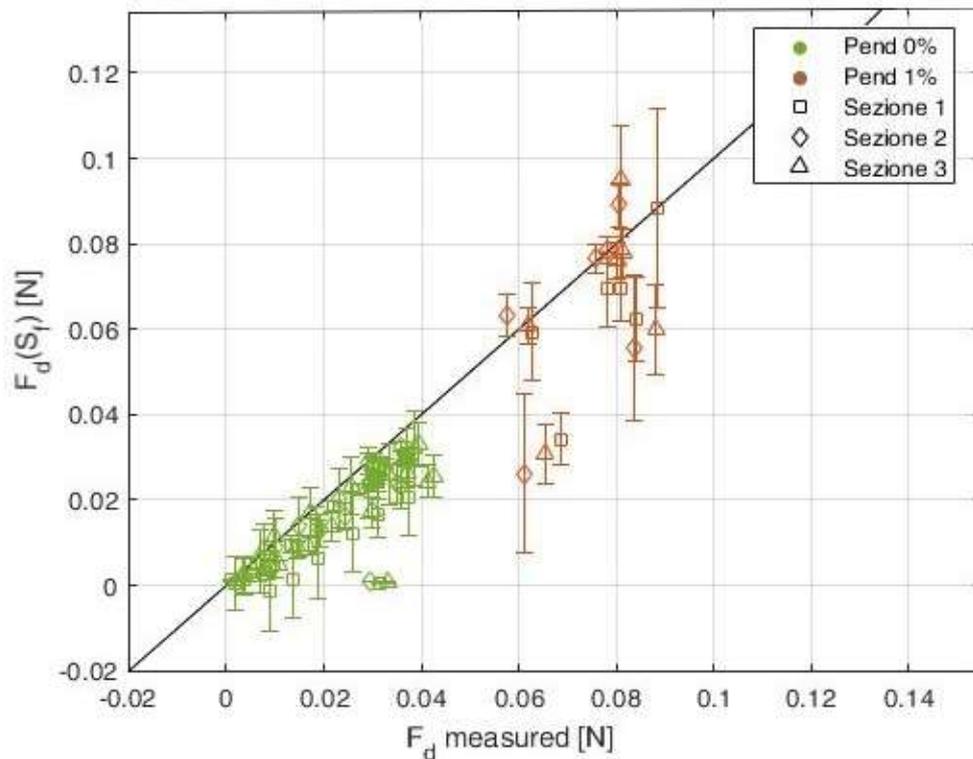


Figura 33 – Rappresentazione qualitativa dell'errore relativo tra F_d misurate e F_d calcolate attraverso la friction slope. L'entità dell'errore è espressa come dimensione della barra attorno al punto relativo alla singola prova. Forme e colori sono coerenti rispettivamente con la sezione e pendenza a cui la misura fa riferimento

Le forze, confrontate in *Figura 33*, presentano valori simili specialmente nel caso di prove con pendenza nulla. Ciononostante, è evidente che le forze di resistenza calcolate attraverso la *friction slope* risultano sottostimate rispetto alle forze misurate. Questo aspetto implica la determinazione di coefficienti di drag ridotti, in accordo con quanto visto precedentemente in *Figura 32*.

In aggiunta, si nota che la barra d'errore risulta significativamente ampia nei test effettuati a pendenza 1%, indicando un'elevata variabilità dei dati.

CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE DELL’AMPLIAMENTO DEL SETUP SPERIMENTALE

Come precedentemente anticipato, uno dei principali problemi riscontrati durante l’esecuzione delle prove è quello relativo alla mancata acquisizione dei dati da parte dei sensori ad ultrasuoni. Questo accade ogni qual volta il pelo libero dell’acqua risulti increspato e non avviene la riflessione del segnale, situazione che tipicamente insorge per elevati valori di pendenza. Per questo motivo è stata esaminata la possibilità di adottare una diversa categoria di sensori non invasivi, nello specifico l’impiego di videocamere. Il loro utilizzo è stato ampiamente valutato come altamente efficace in molte analisi sperimentali precedenti finalizzate alla determinazione del tirante.

L’inserimento di tali sensori all’interno del setup sperimentale esistente avrebbe implicato l’utilizzo di laser e di coloranti da dover aggiungere all’acqua utilizzata nelle prove al fine di identificare al meglio il profilo idrico. Il colorante, infatti, illuminato da fasci di luce derivanti da emettitori laser, produce una fluorescenza tale da evidenziare in modo netto la superficie libera rispetto al resto del flusso di acqua che circola nel canale.

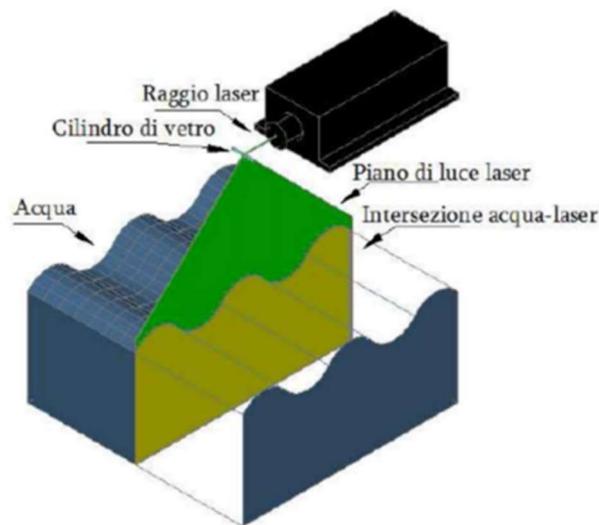


Figura 34 – Rappresentazione del funzionamento del laser

Dato che l'acqua all'interno del laboratorio circola attraverso un sistema chiuso, l'impiego del colorante per le prove in questione avrebbe inevitabilmente comportato la

colorazione di tutta l'acqua presente, senza possibilità di distinzione. Nel presente studio si è scelto, perciò, di non utilizzare questo metodo per la determinazione del tirante, avvalendosi esclusivamente dei sensori ad ultrasuoni. Ciononostante, in questo capitolo viene presentato il progetto di un sistema che permette di isolare l'acqua necessaria allo svolgimento delle prove e riutilizzarla creando un ricircolo continuo. Attualmente l'acqua che defluisce dal canale viene raccolta in una vasca posta a valle dello stesso e successivamente viene pompata nella condotta di adduzione. Il progetto prevede l'aggiunta di un apposito sistema comprensivo di pompa, tubazioni e vasche in grado di isolare l'acqua del canale.

6.1 DIMENSIONAMENTO DEI CONDOTTI

Il dimensionamento delle tubazioni è stato basato sulla minimizzazione delle perdite di carico: questo permetterà al sistema di funzionare con il più basso dispendio energetico possibile. Per far ciò si è operato un confronto tra le perdite che si avrebbero utilizzando tubi in PVC rigido o spiralato, ciascuno con tre diversi diametri.



Figura 35 – Da sinistra: tubo e gomito in PVC rigido, tubo flessibile in PVC spiralato

Entrambe le tipologie di tubi, infine, sono state rapportate alla curva caratteristica della pompa utilizzata. In questo modo si sono determinate le caratteristiche ed il diametro ottimali della tubazione da utilizzare nel sistema.

Successivamente si è passati al dimensionamento della vasca aggiuntiva, necessaria per raccogliere tutta l'acqua che confluisce nel canale.

6.1.1 VALUTAZIONE DELLE PERDITE DI CARICO

In primo luogo, sono state valutate le perdite di carico nel sistema al variare della dimensione dei condotti utilizzati. Con l'obiettivo di scegliere il diametro ottimale, si è optato per la soluzione che minimizza il dispendio energetico. Riducendo le perdite di carico, infatti, si può ottenere una maggiore portata di fluido attraverso il sistema senza dover aumentare la potenza del sistema di pompaggio.

È bene ricordare che le perdite di carico vengono suddivise in due categorie: distribuite e concentrate. Le prime derivano dalla resistenza generata dal fluido mentre scorre attraverso il tubo, ed esse sono presenti lungo tutto lo sviluppo del condotto. Le perdite concentrate, invece, sono localizzate in punti specifici lungo il percorso e sono causate da ostacoli puntuali come valvole, giunzioni, restringimenti, espansioni o curve del condotto.

Le perdite di carico totali, quindi, non sono altro che la somma delle componenti di perdite distribuite ΔH_d e concentrate ΔH_c , alle quali viene sommata la quantità corrispondente alla differenza di quota geodetica z tra il punto più a monte e a valle del sistema, nel caso specifico pari a 1,5 metri.

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_d + \Delta H_c + z \quad (6.1)$$

Nei sottoparagrafi successivi sono state analizzate le perdite di carico che si avrebbero utilizzando condotti rigidi in PVC di diversi diametri commerciali (100, 120 e 150 *mm*), considerando che al loro interno transiti una portata con valori compresi tra 5-55 *l/s*. È stato scelto questo intervallo poiché rappresenta il range di portata che la pompa a disposizione è in grado di sollevare.

6.1.2 PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE

Per quantificare le perdite di carico distribuite lungo l'intero condotto ΔH_d per ogni valore di portata Q nell'intervallo 5-55 *l/s* e per i tre diametri selezionati (100, 120 e 150 *mm*), è stata utilizzata la formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_d = L \cdot J = L \cdot \frac{\lambda U^2}{D 2 g} \quad (6.2)$$

dove:

- ΔH_d : perdite di carico distribuite [m];
- L : lunghezza della tubazione, nel caso in esame $L = 18 \text{ m}$;
- J : cadente piezometrica [m];
- λ : coefficiente d'attrito di Darcy;
- U : velocità media del flusso [m/s];
- D : diametro della tubazione [m].

È stato necessario, innanzitutto, calcolare la velocità media del flusso nella tubazione U in funzione della portata Q per ogni diametro considerato:

$$U = \frac{Q}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (6.3)$$

Questo ha permesso di definire il numero di Reynolds tramite la nota formula [34]:

$$Re = \frac{U * D}{\nu} \quad (6.4)$$

dove:

- Re : numero di Reynolds [–];
- U : velocità media del fluido [m/s];
- D : diametro interno del tubo [m];
- ν è la viscosità cinematica dell'acqua ($\nu = 8.9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$).

Altro parametro da determinare è il coefficiente di scabrezza ε , funzione del materiale e dello stato di usura della tubazione che si intende utilizzare. I valori sono stati ricavati da tabelle fornite dai produttori di materiali idraulici, come quella riportata di seguito a titolo esemplificativo.

Tabella 7 – Valori dei coefficienti di scabrezza forniti dall'azienda produttrice "Oppo"

Tubazione	ϵ mm
Tubi nuovi PE, PVC, PRFV, Rame, Acciaio Inox	0 - 0,02
Tubi nuovi Gres, Ghisa rivestita, Acciaio	0,05 - 0,15
Tubi in Cemento ordinario, tubi con lievi incrostazioni	0,10 - 0,4
Tubi con incrostazioni e depositi	0,6 - 0,8

È stato ipotizzato di utilizzare un tubo nuovo in PVC avente scabrezza pari a $\epsilon = 0,02 \text{ mm}$.

Il calcolo del coefficiente d'attrito di Darcy λ può avvenire graficamente oppure per via analitica. Nel primo caso lo si può definire utilizzando il diagramma di Moody in funzione del numero di Reynolds Re e del fattore di attrito f , mentre per via analitica con la formula empirica di Colebrook – White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon/D}{3.71} \right) \quad (6.5)$$

dove ϵ/D è la scabrezza relativa.

Sebbene la definizione del coefficiente λ attraverso il diagramma di Moody sia il metodo più immediato, dal punto di vista computazionale risulta più pratico implementare la formula di Colebrook in MATLAB. A causa della natura implicita dell'equazione, la determinazione del coefficiente d'attrito λ richiede alcune iterazioni.

Al termine della procedura di calcolo sono state rappresentate le perdite di carico distribuite che si ottengono al variare della portata per i tre diametri oggetto di studio.

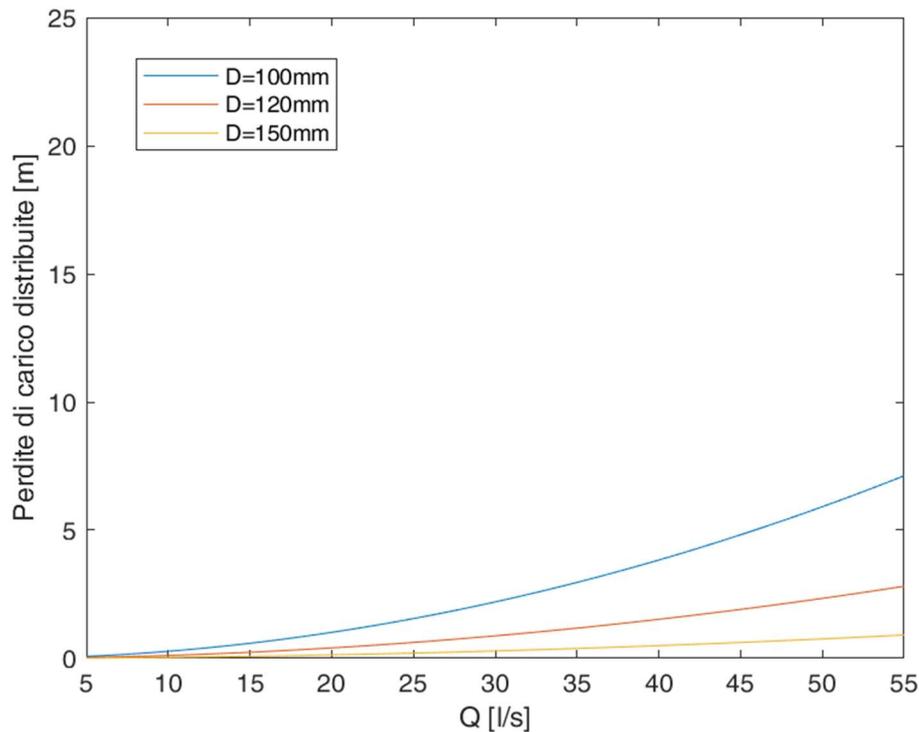


Figura 36 – Perdite di carico distribuite per tubazioni rigide in PVC con $D=100$ mm (blu), 120 mm (rosso), 150 mm (giallo), esaminate nell'intervallo di portata 5-55 l/s

Coerentemente con quanto riportato nella (6.2), in *Figura 36* si può notare come le perdite di carico distribuite aumentino all'aumentare della portata e per valori di diametro più piccoli. Dal punto di vista fisico, un incremento di portata genera un accrescimento della velocità del flusso, per cui le particelle di fluido interagiscono più frequentemente con le pareti del condotto. Questa interazione provoca attrito ed il conseguente aumento di perdite di carico. La stessa considerazione la si può applicare nel caso di diametri più piccoli, dove la velocità del flusso deve aumentare significativamente per mantenere la stessa portata. In condotti più stretti, inoltre, il flusso è generalmente più turbolento, incrementando così il dispendio energetico.

6.1.3 PERDITE DI CARICO CONCENTRATE

Le perdite di carico concentrate si verificano in punti specifici di un sistema di condotte e sono principalmente dovute a ostacoli o cambiamenti nella geometria del condotto.

Per quantificare le perdite sono stati dapprima individuati tutti i collegamenti, variazioni di sezione, presenza di valvole o gomiti presenti lungo il percorso e successivamente a

ciascuno di essi è stato associato il rispettivo coefficiente di resistenza localizzata K disponibile in letteratura [40]. In *Tabella 8* sono riportate le sole tipologie di discontinuità d'interesse per il presente studio.

Tabella 8 – Quantità di discontinuità e relativo valore del coefficiente di resistenza localizzata K lungo l'intera tubazione

Tipo di discontinuità	Q.tà	Coefficiente K [-]
Valvola a saracinesca, tutta aperta	1	0.26
Gomito a 90°	7	0.6
Snodo a T	1	0.4
Sbocco a spigolo vivo	1	1.0

Per ogni tipo di discontinuità rilevata lungo la tubazione, il coefficiente di resistenza localizzata K è stato moltiplicato per la componente cinetica del fluido U e le quantità sono state sommate tra loro al fine di ottenere le perdite di carico concentrate ΔH_c lungo tutto il percorso:

$$\Delta H_c = \sum K \frac{U^2}{2g} \quad (6.6)$$

È bene evidenziare che la mandata della pompa è DN 100 mm e nel caso di diametri di 120 mm e 150 mm è stato necessario considerare una componente aggiuntiva di perdita di carico concentrata ΔH dovuta al brusco allargamento in prossimità del collegamento pompa – condotto. Si è fatto riferimento alla formula:

$$\Delta H = \left[1 - \left(\frac{D}{d} \right)^2 \right]^2 \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (6.7)$$

dove:

- ΔH : perdita di carico concentrata dovuta al collegamento pompa – condotto [m];
- D : diametro del tubo (120 mm e 150 mm);
- d : il diametro della mandata della pompa ($d = 100 \text{ mm}$);

- U : velocità media della corrente nel tubo [m/s].

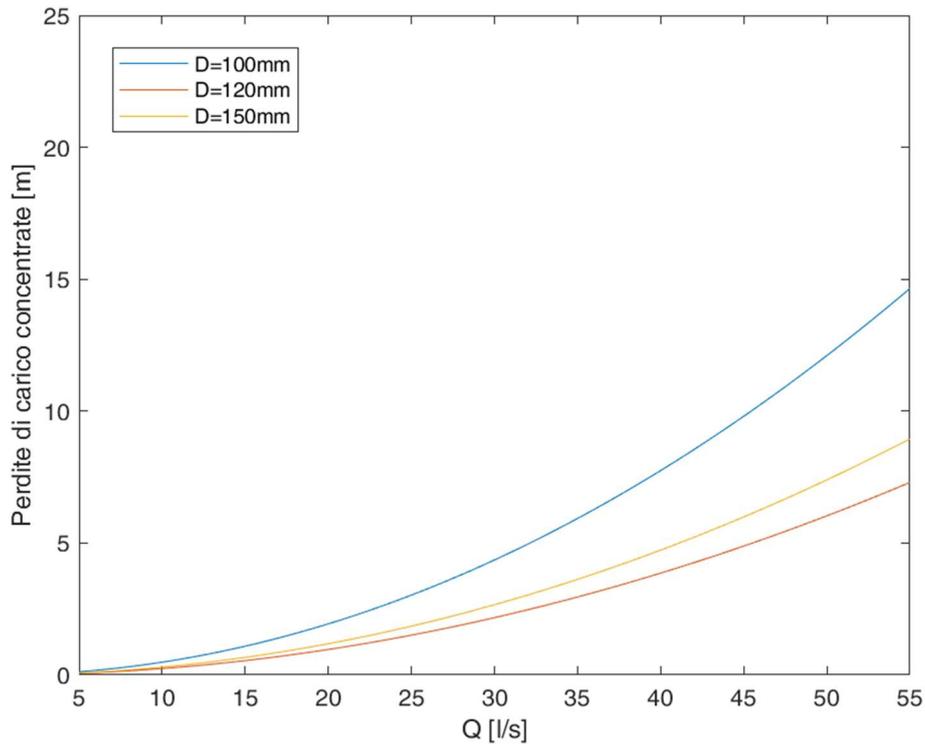


Figura 37 – Perdite di carico concentrate per tubazioni rigide in PVC con $D=100$ mm (blu), 120 mm (rosso), 150 mm (giallo), esaminate nell'intervallo di portata 5-55 l/s

Dalla Figura 37 si evince che le perdite di carico localizzate nel caso di tubazione con DN 120 e DN 150 risultano notevolmente ridotte rispetto al DN 100, pur contenendo una componente aggiuntiva di perdita di energia ΔH dovuta al collegamento pompa-condotto. Confrontando i due andamenti, rappresentati con una curva rossa per DN 120 e gialla per DN 150, si può notare graficamente la dipendenza delle perdite di carico dal diametro del condotto, così come espresso dalla (6.7).

6.1.4 CONFRONTO CON LA PREVALENZA DELLA POMPA

Come già anticipato, i risultati ottenuti, in termini di perdite di carico totali, sono stati confrontati con la curva caratteristica della pompa. Quest'ultima è specifica per ogni tipologia ed è reperibile sulla scheda tecnica fornita dal produttore.

La pompa che si intende utilizzare è in ghisa con girante monocanale, prodotta dalla società "Faggiolati Pumps" di tipo G409T1M1-P90AA0, serie 7C.

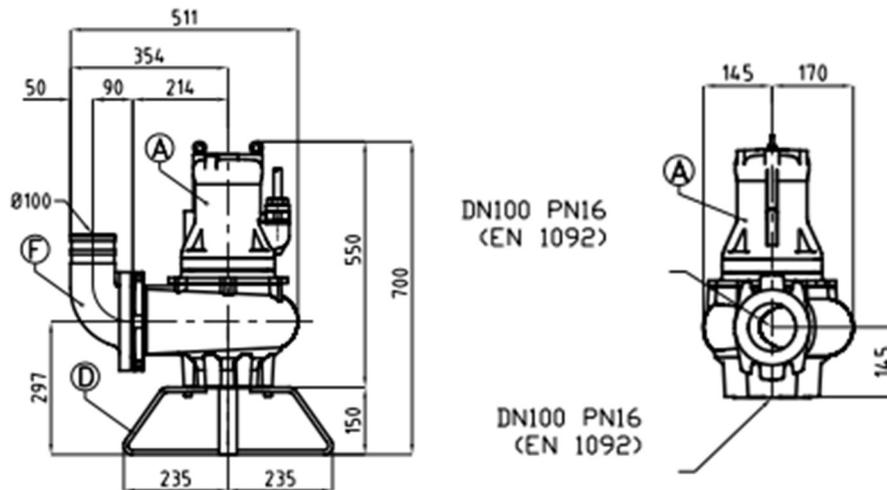


Figura 38 – Da sinistra: vista in sezione laterale e frontale della pompa. Quote in mm

La relativa curva caratteristica, mostrata in Figura 39, è la rappresentazione grafica della relazione tra la portata e la prevalenza, definita come l'altezza massima a cui la pompa può sollevare il fluido.

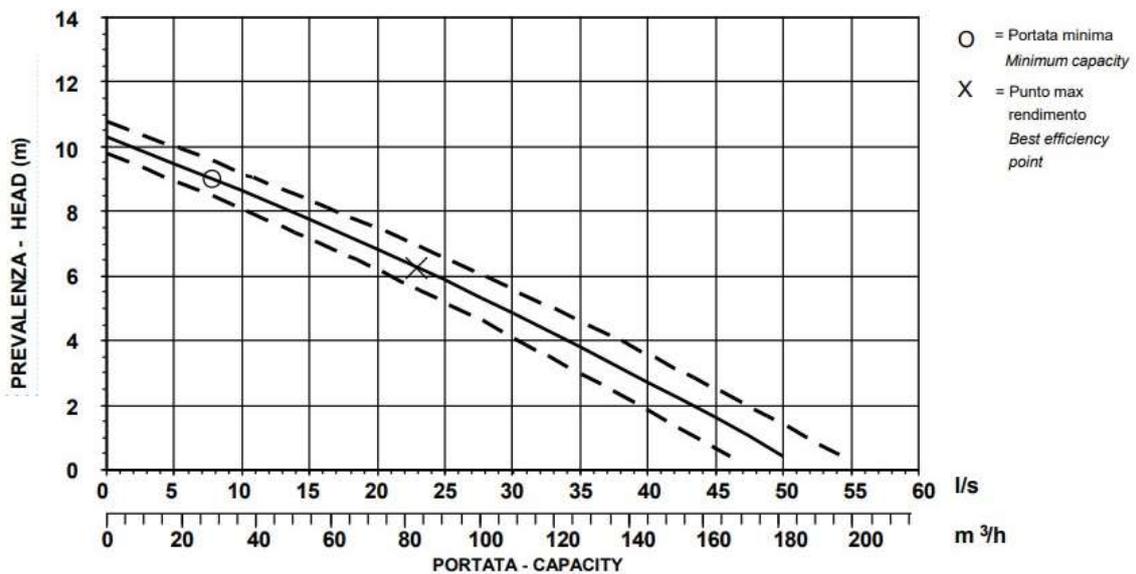


Figura 39 – Curva caratteristica della pompa estratta dalla scheda tecnica fornita dal produttore

Analizzando la curva si può notare che questa assume un andamento decrescente spostandosi lungo l'asse delle ascisse, indice del fatto che aumentando la portata sollevabile diminuisca l'altezza alla quale questa può arrivare.

Dal punto di vista operativo, la curva caratteristica è stata caricata in MATLAB tramite l'estensione *Grabit* e successivamente intersecata con le curve delle perdite di carico totali al fine di ottenere il punto di funzionamento della pompa per i diversi valori di diametro, cioè la portata ottimale da far circolare nel condotto.

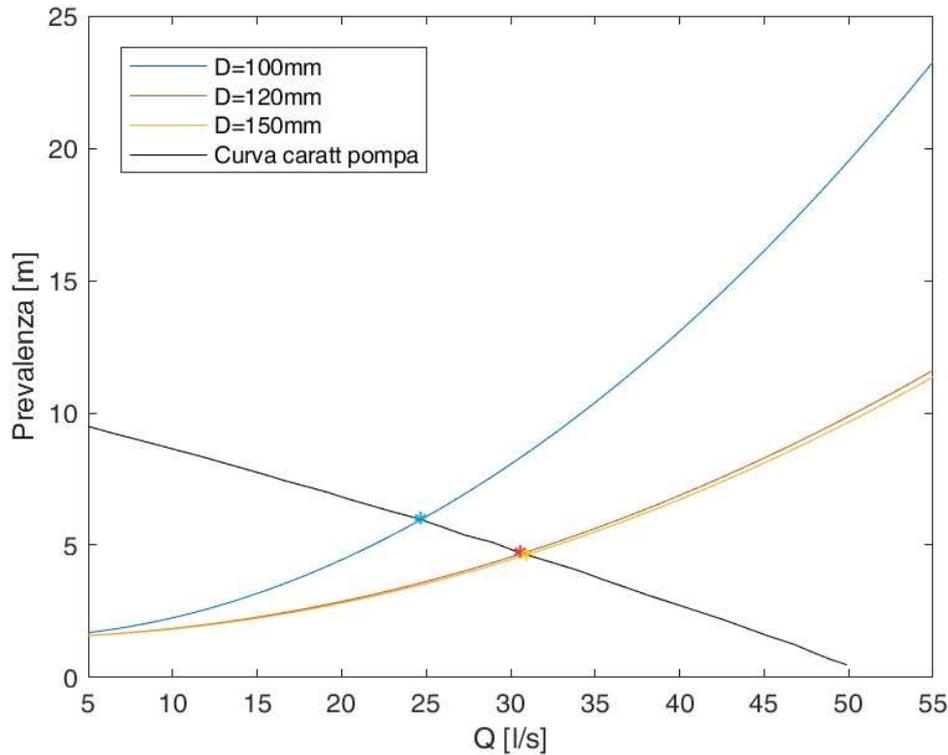


Figura 40 – Intersezione tra le curve che identificano le perdite di carico concentrate per i vari diametri e la curva caratteristica della pompa (nero), utilizzando tubazioni in PVC rigido

Il punto d'intersezione tra la curva che identifica le perdite di carico nella tubazione con quella caratteristica della pompa fornisce, per ciascun diametro, il valore di portata massima erogabile dalla pompa. In *Figura 40* si nota immediatamente che utilizzando tubi DN 100 si ottiene una portata inferiore rispetto a quella che si avrebbe con gli altri due diametri studiati, il che lo rende una scelta svantaggiosa. Il fatto che le curve relative ai diametri di 120 e 150 mm siano pressoché coincidenti è indice di parità di dispendio energetico e portata. Escludendo, perciò, notevoli differenze tra i due casi in termini di prestazioni, la scelta del diametro ottimale sarà fatta valutando i costi. Chiaramente acquistare un tubo di diametro maggiore è più dispendioso rispetto ad uno di diametro inferiore, motivo per cui la scelta che concilia al meglio le performance tecniche e l'aspetto economico è il DN 120.

In *Tabella 9* sono riportati i valori di portata ottenuti utilizzando un tubo rigido in PVC per ciascuno dei diametri in esame.

Tabella 9 – Portate ottimali ricavate per ogni DN oggetto di studio (100,120 e 150 mm) in caso di tubo in PVC rigido

	DN 100	DN 120	DN 150
Q [l/s]	24,69	30,76	31,01

6.1.5 VARIAZIONI NEL CASO DI CONDOTTO IN PVC SPIRALATO

Finora è stato analizzato il caso relativo all'utilizzo di un tubo in PVC rigido, che implicava, quindi, la presenza di gomiti ogni qual volta fosse necessario effettuare un cambio di direzione. Qualora si scegliesse di utilizzare un tubo in PVC spiralato, grazie alla sua caratteristica flessibilità, si possono trascurare le perdite di carico concentrate relative alla presenza dei gomiti. I restanti parametri e procedimenti di calcolo restano invariati, per cui si giunge alla fine a questo grafico:

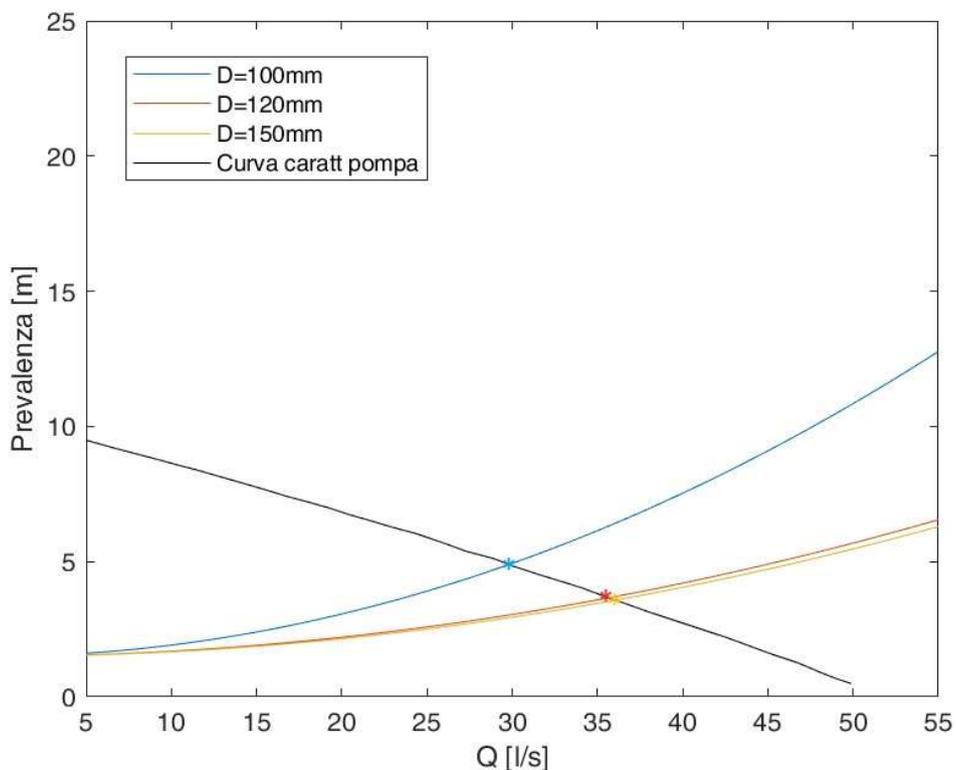


Figura 41 – Intersezione tra le curve che identificano le perdite di carico concentrate per i vari diametri e la curva caratteristica della pompa (nero), utilizzando tubazioni in PVC spiralato

Come nel caso precedente, a seguito della valutazione dei punti d'intersezione tra la curva caratteristica della pompa e le curve relative alle perdite di carico totali, sono stati ottenuti questi valori di portate:

Tabella 10 – Portate ottimali ricavate per ogni DN oggetto di studio (100,120 e 150 mm) in caso di tubo in PVC flessibile

	DN 100	DN 120	DN 150
Q [l/s]	29,75	35,53	35,93

Confrontando i valori relativi allo stesso diametro per le due diverse tipologie di condotto, si può notare che utilizzando un tubo spiralato si avrebbe un incremento di portata del 20,5% nel caso di DN 100, di 15,5% per DN 120 ed infine del 15,9% nel caso DN 150. L'ulteriore vantaggio di avere perdite di carico inferiori per ogni diametro, rende questa tipologia di condotto l'alternativa migliore tra le due.

Dall'analisi emerge, quindi, che la scelta ottimale è un tubo in PVC spiralato di diametro 120 mm. I motivi di tale scelta sono molteplici: minimizzare le perdite di carico, limitare la spesa e permettere alla pompa di lavorare al massimo delle sue prestazioni in termini di prevalenza.

6.2 DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA

Data l'esigenza di separare l'approvvigionamento d'acqua necessario per gli esperimenti da quello utilizzato nel laboratorio, è stato necessario valutare se la vasca esistente, già presente nel setup sperimentale, fosse sufficientemente capace.

A partire dalle dimensioni del canale, riportate schematicamente in *Figura 42*, è stato possibile determinare la quantità minima di acqua richiesta per il corretto funzionamento dell'apparato strumentale in un sistema di ricircolo chiuso.

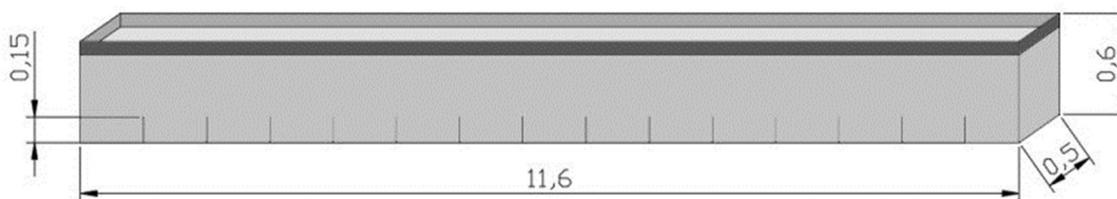


Figura 42 – Principali dimensioni del canale attualmente in uso. Non in scala. Quote in m

Considerando la situazione in cui è richiesta la maggior quantità di acqua per realizzare una prova, quindi in caso di completa sommersione del *canopy*, si è valutata un'altezza di tirante h pari a 15 cm. Da un semplice calcolo del volume $V = B \cdot L \cdot h$ si è ottenuto un valore pari a $0,88 \text{ m}^3$. Resta da considerare l'acqua che nel frattempo circola nella tubazione; dal precedente dimensionamento del condotto è emerso che il diametro ottimale è di 120 mm per una lunghezza di 18 m, il che implica un volume circa pari a $0,81 \text{ m}^3$. Per tener conto di eventuali perdite nel sistema, in via cautelativa si è deciso di incrementare del 5% il volume complessivo. Da ciò deriva, quindi, una quantità totale di acqua richiesta per l'esecuzione delle prove di $V_a = 1,77 \text{ m}^3$.

In *Figura 43* sono riportate le dimensioni dell'attuale vasca. Al fine di garantire la sicurezza all'interno del laboratorio e, quindi, evitare che si verifichino fuoriuscite di acqua tali da poter bagnare il pavimento e renderlo pericoloso, si è valutato l'inserimento di un troppopieno con sfioratore di sicurezza posto ad una distanza di 17 cm dal bordo superiore della vasca. Ogni qual volta il livello dell'acqua supera quello massimo previsto, lo sfioratore la riversa all'interno di una griglia apposita posta sul pavimento.

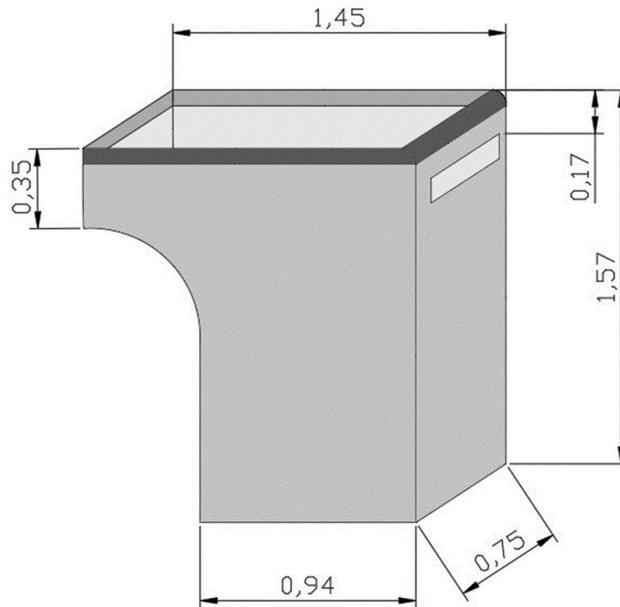


Figura 43 – Principali dimensioni della vasca attualmente in uso. Quote in m

Dalle dimensioni della vasca è stato possibile ricavare facilmente il volume massimo di acqua che questa può contenere in assenza della pompa, quindi $V_{v,tot} = 1,1 \text{ m}^3$. Tuttavia, è essenziale considerare la presenza della pompa e il relativo volume da essa occupato, secondo le dimensioni precedentemente illustrate in *Figura 38*. Si deve sottrarre al valore di capacità totale della vasca il volume occupato dalla pompa, pari a $V_p = 0,08 \text{ m}^3$. Inoltre, all'interno della scheda tecnica fornita dal produttore della pompa è indicato il valore minimo di altezza di acqua da garantire all'interno della vasca per il corretto funzionamento della pompa, che nel caso specifico è pari a 0,44 m, determinando un volume $V_f = 0,31 \text{ m}^3$.

Il volume di acqua che può effettivamente contenere la vasca, al netto delle due componenti sopracitate, quindi volume occupato dalla pompa V_p e quello necessario per il funzionamento della pompa V_f , è pari a:

$$V_v = V_{v,tot} - V_p - V_f = (1,1 - 0,08 - 0,31) \text{ m}^3 = 0,71 \text{ m}^3 \quad (6.8)$$

Paragonando questo dato con il precedente valore relativo alla quantità di acqua richiesta per l'esecuzione delle prove V_a , emerge chiaramente che il volume disponibile all'interno della vasca è inferiore. Risulta necessario, quindi, aggiungere un nuovo serbatoio collegandolo al primo tramite un tronchetto di tubazione posto alla base.

Le dimensioni della vasca supplementare possono essere adattate in base alle necessità logistiche del laboratorio, a condizione che conservi una capacità sufficiente per immagazzinare l'intera quantità d'acqua che non può essere contenuta nella prima vasca, ossia:

$$V_{v2} = V_a - V_v = (1,77 - 0,71) \text{ m}^3 = 1,06 \text{ m}^3 \quad (6.8)$$

CAPITOLO 7 – CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il presente studio è stato realizzato con lo scopo di identificare il metodo migliore per calcolare il coefficiente di drag in un canale in cui è presente un *canopy* di cilindri investiti da una corrente in moto permanente. I due approcci esaminati differiscono sia per la metodologia che per la strumentazione adottata: il primo implica la determinazione della *friction slope* tramite l'utilizzo di sensori ad ultrasuoni ($C_d(S_f)$); il secondo, invece, si basa sulla misura diretta delle forze di drag attraverso le celle di carico ($C_d\text{measured}$). Sono state eseguite un totale di 60 prove in condizioni di vegetazione emergente o completamente sommersa, per quattro differenti valori di pendenza del canale ($S_0 = 0\%, 1\%, 2\%, 3\%$).

I profili dei tiranti relativi alle prove con pendenza del canale 0% hanno mostrato un andamento generalmente più regolare rispetto a quelle eseguite con pendenze maggiori. Evidenti anomalie sono emerse nei soli casi in cui il livello dell'acqua era particolarmente basso (inferiore ai 50 mm), tanto da risentire della scabrezza del fondo. La totalità dei test svolti con pendenza 2% e 3%, invece, sono risultati inadeguati ai fini del calcolo del coefficiente di drag in quanto presentavano un valore del coefficiente di variabilità CV superiore alla soglia, imposta pari al 10%. Una condizione intermedia è quella in cui si pongono le prove eseguite con canale a pendenza 1%, in cui i soli tiranti con $h < 120\text{ mm}$ sono stati scartati dal campione poiché $CV > 10\%$. In queste la parziale sommergenza del *canopy* ha causato disturbi nella rilevazione del livello dell'acqua per opera dei sensori ad ultrasuoni.

Per quanto riguarda il calcolo del coefficiente di resistenza, i risultati hanno mostrato che i valori di $C_d\text{measured}$ si collocano grossomodo secondo l'andamento teorico proposto da Cheng. Risulta evidente, inoltre, una ridotta variabilità degli stessi rispetto a $C_d(S_f)$: i valori di $C_d\text{measured}$ variano tra 0.5 e 1.2, mentre quelli di $C_d(S_f)$ tra 0 e 1. Dal confronto effettuato tra le forze di drag, calcolate direttamente tramite le celle di carico e quelle determinate tramite la *friction slope*, quest'ultime presentano valori inferiori, coerentemente con quanto ottenuto per i coefficienti di resistenza.

Attraverso questa analisi si è dimostrato che, tra i due metodi oggetto di studio, è preferibile il calcolo diretto del coefficiente di drag. Un approccio diretto, infatti,

permette di evitare il calcolo della *friction slope* e, di conseguenza, di diminuire il rischio di incertezze nella stima.

Le prove esaminate, soprattutto quelle caratterizzate da elevate pendenze, hanno evidenziato la presenza di un limite nella misurazione dei tiranti da parte dei sensori ad ultrasuoni. Questi, infatti, hanno mostrato di non esser in grado di ricevere i dati in caso di elevata increspatura del pelo libero dell'acqua. Quindi, è stato suggerito per la determinazione del tirante, l'utilizzo di un sensore anch'esso non intrusivo, le videocamere. Con lo scopo di introdurre questo strumento, è stata proposta una modifica all'attuale setup sperimentale, che consiste nell'isolare la vasca posta a valle del canale e introdurre una tubazione di collegamento tra la vasca stessa e l'imbocco a monte del canale. La progettazione della tubazione ha portato alla definizione della tipologia e del diametro ottimale del condotto da utilizzare: un tubo in PVC spiralato di diametro 120 mm. Questa scelta è risultata essere la migliore al fine di minimizzare le perdite di carico, contenere i costi e consentire alla pompa di operare al massimo delle sue capacità in termini di prevalenza. Dopo aver determinato il volume d'acqua necessario per il corretto funzionamento dell'apparato strumentale, è emersa la necessità di integrare un'ulteriore vasca di stoccaggio. Le dimensioni di questa vasca dovranno essere tali da contenere un volume di 1,06 m³ d'acqua.

Il presente studio lascia ampi spazi a futuri miglioramenti. L'opzione già considerata in questo lavoro di tesi prevede l'ampliamento del setup strumentale e l'utilizzo delle videocamere per ridurre l'errore nella determinazione del tirante. Altre ipotesi coinvolgono l'utilizzo di formulazioni di velocità alternative alla *pore velocity* o la realizzazione di ulteriori prove variando la densità del *canopy*, al fine di ottenere valori di coefficienti di drag caratterizzati da minor variabilità.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Vista delle tre scale gerarchiche dell'esperimento: l'impianto di flusso del canale e la sezione di lavoro (in alto a sinistra), vista in pianta dei punti di campionamento spaziale (in alto a destra) e vista in sezione dei punti di misura in relazione alle dimensioni del canopy (in basso).....	4
Figura 2 – Variazione del coefficiente di resistenza misurato in funzione del numero di Reynolds su tutte le altezze e per le 5 densità di vegetazione in esame	5
Figura 3 – Cd in funzione di Rep per $\phi = 0,091, 0,15, 0,20, 0,27, e 0,35$ nella forma dell'Eq. (2.4) con i coefficienti adattati (linee continue) e valori estrapolati (linee tratteggiate).....	8
Figura 4 – Vista dall'alto e laterale della vegetazione emergente simulata attraverso bacchette cilindriche. Il punto (a) corrisponde al punto medio tra due aste adiacenti ...	10
Figura 5 – Variazione di CD con Rv.....	10
Figura 6 – Variazione del coefficiente di drag CD in funzione del numero di Reynolds per un cilindro singolo isolato soggetto a flusso trasversale	12
Figura 7 – Variazione del coefficiente di drag CD in funzione del numero di Reynolds Ra e della densità di vegetazione λ	13
Figura 8 – Relazione generalizzata tra coefficiente di resistenza CD' in funzione del numero di Reynolds R' per diverse configurazioni di vegetazione	14
Figura 9 – Rappresentazione grafica delle velocità Ub e Uc in un flusso confinato a parete per un singolo cilindro (sinistra) e in un flusso su canopy (destra)	15
Figura 10 – Variazione del coefficiente di drag Cd, p e Cd, b con il numero di Reynolds e la densità del canopy, calcolati con le rispettive velocità di riferimento	16
Figura 11 – Da sinistra: correlazione tra Us e Uc. Variazione del coefficiente di drag Cd, c con il numero di Reynolds e la densità del canopy, utilizzando Uc come velocità di riferimento	17
Figura 12 – Pianta e prospetto laterale del canale, quote in m.....	19
Figura 13 – Particolare del setup sperimentale: vista laterale del canopy e delle celle di carico	20
Figura 14 – Prospetti della struttura di supporto delle celle di carico	21
Figura 15 – Posizionamento dei sensori ad ultrasuoni, misure in m.....	21
Figura 16 – Misuratore di portata Endress+Hauser.....	22

Figura 17 – Principio di funzionamento del misuratore di portata. – U_e : tensione indotta (f.e.m.) – B : induzione magnetica – v : velocità di deflusso dell'acqua – I : intensità di corrente	23
Figura 18 – Da sinistra: cella di carico Leane DBBSM-1kg-003-000, amplificatore Mantracourt Electronics SGA-D	24
Figura 19 – Da sinistra: Cella di carico Instrumentation Devices kD402, amplificatore ME- Meßsysteme GSV-1H.....	25
Figura 20 – Calibrazione delle celle di carico con l'utilizzo del dinamometro.....	26
Figura 21 – Curve di calibrazione delle celle di carico numero 1 ,2, 5, 6 con canale a pendenza 0%.....	29
Figura 22 – Sensore ad ultrasuoni Balluff BUS004W	30
Figura 23 – Curve di calibrazione ottenute per gli 8 sensori ad ultrasuoni, pendenza del canale 0%.....	31
Figura 24 – Schema di funzionamento del sistema sperimentale, non in scala	33
Figura 25 – Registrazioni dei valori di tirante di 4 diverse prove con pendenza 0%, 1%, 2% e 3%, effettuate dai sensori ad ultrasuoni durante l'intera esecuzione della prova ($t=2s$).....	42
Figura 26 – Profili dei tiranti (in rosso) determinati tramite interpolazione di valori puntuali (in blu) per prove a pendenza 0%, 1%, 2% e 3% e rispettivi andamenti dell'energia specifica (linee tratteggiate)	43
Figura 27 – Confronto tra numero di prove realizzate e accettate per ciascuna pendenza del canale in esame (0%, 1%, 2%, 3%).....	44
Figura 28 – Profili dei tiranti relativi alle prove a pendenza 0% e 1%. In rosso quelli considerati anomali e in verde quelli corretti	45
Figura 29 – Portate relative alle prove a pendenza 0% e 1%	45
Figura 30 – Valori del coefficiente di drag, calcolati tramite la friction slope, in corrispondenza delle 3 sezioni strumentate. La curva nera rappresenta l'andamento teorico proposto da Cheng nel caso di cilindro isolato.....	47
Figura 31 – Valori del coefficiente di drag, derivanti da misurazione diretta, in corrispondenza delle 3 sezioni strumentate. La curva nera rappresenta l'andamento teorico proposto da Cheng nel caso di cilindro isolato.....	48
Figura 32 – Confronto tra i risultati ottenuti con i due metodi e per le due pendenze in esame	49

Figura 33 – Rappresentazione qualitativa dell'errore relativo tra F_d misurate e F_d calcolate attraverso la friction slope. L'entità dell'errore è espressa come dimensione della barra attorno al punto relativo alla singola prova. Forme e colori sono coerenti rispettivamente con la sezione e pendenza a cui la misura fa riferimento	50
Figura 34 – Rappresentazione del funzionamento del laser.....	51
Figura 35 – Da sinistra: tubo e gomito in PVC rigido, tubo flessibile in PVC spiralato	52
Figura 36 – Perdite di carico distribuite per tubazioni rigide in PVC con $D=100$ mm (blu), 120 mm (rosso), 150 mm (giallo), esaminate nell'intervallo di portata 5-55 l/s ..	56
Figura 37 – Perdite di carico concentrate per tubazioni rigide in PVC con $D=100$ mm (blu), 120 mm (rosso), 150 mm (giallo), esaminate nell'intervallo di portata 5-55 l/s ..	58
Figura 38 – Da sinistra: vista in sezione laterale e frontale della pompa. Quote in mm	59
Figura 39 – Curva caratteristica della pompa estratta dalla scheda tecnica fornita dal produttore	59
Figura 40 – Intersezione tra le curve che identificano le perdite di carico concentrate per i vari diametri e la curva caratteristica della pompa (nero), utilizzando tubazioni in PVC rigido.....	60
Figura 41 – Intersezione tra le curve che identificano le perdite di carico concentrate per i vari diametri e la curva caratteristica della pompa (nero), utilizzando tubazioni in PVC spiralato.....	61
Figura 42 – Principali dimensioni del canale attualmente in uso. Non in scala. Quote in m.....	63
Figura 43 – Principali dimensioni della vasca attualmente in uso. Quote in m	64

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Riassunto degli studi che hanno raccolto dati sul drag in array emergenti ..	6
Tabella 2 – Coefficienti dell'Eq.(2.2) stimati da una regressione lineare sulle attuali misure di laboratorio e sulle misure di laboratorio di Petryk (1969)	7
Tabella 3 – Sintesi dei dati sperimentali raccolti in precedenza.....	11
Tabella 4 – Riepilogo dei risultati della calibrazione delle celle di carico, nella situazione di canale con pendenza 0%	27
Tabella 5 – Calibrazione dei sensori ad ultrasuoni nel caso di canale a pendenza nulla	30
Tabella 6 – Valori dei coefficienti di scabrezza forniti dall'azienda produttrice "Oppo"	55
Tabella 7 – Quantità di discontinuità e relativo valore del coefficiente di resistenza localizzata K lungo l'intera tubazione	57
Tabella 8 – Portate ottimali ricavate per ogni DN oggetto di studio (100,120 e 150 mm) in caso di tubo in PVC rigido	61
Tabella 9 – Portate ottimali ricavate per ogni DN oggetto di studio (100,120 e 150 mm) in caso di tubo in PVC flessibile	62

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. A. J. C. S. James A. L. Birkhead and J. J. O’Sullivan, “Flow resistance of emergent vegetation,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 42, no. 4, pp. 390–398, 2004, doi: 10.1080/00221686.2004.9728404.
- [2] A. A. Jordanova and C. S. James, “Experimental Study of Bed Load Transport through Emergent Vegetation,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 129, no. 6, pp. 474–478, Jun. 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:6(474).
- [3] N. Kouwen, T. E. Unny, and H. M. Hill, “Flow Retardance in Vegetated Channels,” *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, vol. 95, no. 2, pp. 329–342, Jun. 1969, doi: 10.1061/JRCEA4.0000652.
- [4] M. Luhar, J. Rominger, and H. Nepf, “Interaction between flow, transport and vegetation spatial structure,” *Environmental Fluid Mechanics*, vol. 8, no. 5, pp. 423–439, 2008, doi: 10.1007/s10652-008-9080-9.
- [5] H. M. Nepf, “Drag, turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation,” *Water Resour Res*, vol. 35, no. 2, pp. 479–489, Feb. 1999, doi: 10.1029/1998WR900069.
- [6] S. J. Bennett, W. Wu, C. V. Alonso, and S. S. Y. Wang, “Modeling fluvial response to in-stream woody vegetation: implications for stream corridor restoration,” *Earth Surf Process Landf*, vol. 33, no. 6, pp. 890–909, May 2008, doi: 10.1002/esp.1581.
- [7] T. Tsujimoto, “Fluvial processes in streams with vegetation,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 37, no. 6, pp. 789–803, Nov. 1999, doi: 10.1080/00221689909498512.
- [8] N.-S. Cheng, H. T. Nguyen, S. K. Tan, and S. Shao, “Scaling of Velocity Profiles for Depth-Limited Open Channel Flows over Simulated Rigid Vegetation,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 138, no. 8, pp. 673–683, Aug. 2012, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000562.

- [9] U. C. Kothiyari, H. Hashimoto, and K. Hayashi, “Effect of tall vegetation on sediment transport by channel flows,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47, no. 6, pp. 700–710, Nov. 2009, doi: 10.3826/jhr.2009.3317.
- [10] N.-S. Cheng and H. T. Nguyen, “Hydraulic Radius for Evaluating Resistance Induced by Simulated Emergent Vegetation in Open-Channel Flows,” 2011, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.
- [11] T. Schaubroeck, “Nature-based solutions: sustainable?,” *Nature*, vol. 543, no. 7645, pp. 315–315, Mar. 2017, doi: 10.1038/543315c.
- [12] S. Keesstra *et al.*, “The superior effect of nature based solutions in land management for enhancing ecosystem services,” *Science of The Total Environment*, vol. 610–611, pp. 997–1009, Jan. 2018, doi: 10.1016/j.scitotenv.2017.08.077.
- [13] Z. Zhang, B. Huang, C. Tan, and X. Cheng, “A study on the drag coefficient in wave attenuation by vegetation,” *Hydrol Earth Syst Sci*, vol. 25, no. 9, pp. 4825–4834, Sep. 2021, doi: 10.5194/hess-25-4825-2021.
- [14] F. López and M. García, “open-channel flow through simulated vegetation: Suspended sediment transport modeling,” *Water Resour Res*, vol. 34, no. 9, pp. 2341–2352, Sep. 1998, doi: 10.1029/98WR01922.
- [15] R. L. Knight, R. H. Kadlec, and H. M. Ohlendorf, “The Use of Treatment Wetlands for Petroleum Industry Effluents,” *Environ Sci Technol*, vol. 33, no. 7, pp. 973–980, Apr. 1999, doi: 10.1021/es980740w.
- [16] M. G. Nipuni Odara and J. Pearson, “Longitudinal Mixing in Flows with Submerged Rigid Aquatic Canopies,” *Water (Switzerland)*, vol. 15, no. 17, Sep. 2023, doi: 10.3390/W15173021.
- [17] S. Oguzhan and A. O. Aksoy, “Experimental investigation of the effect of vegetation on dam break flood waves,” *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, vol. 68, no. 3, pp. 231–241, Sep. 2020, doi: 10.2478/johh-2020-0026.

- [18] H. M. Nepf, “Flow and Transport in Regions with Aquatic Vegetation,” *Annu Rev Fluid Mech*, vol. 44, no. 1, pp. 123–142, Jan. 2012, doi: 10.1146/annurev-fluid-120710-101048.
- [19] S. Petrys, “Drag on cylinders in open channel flow,” Colorado State Univ., Fort Collins, Colo, 1969.
- [20] D. L. Koch and A. J. C. Ladd, “Moderate Reynolds number flows through periodic and random arrays of aligned cylinders,” *J Fluid Mech*, vol. 349, pp. 31–66, Oct. 1997, doi: 10.1017/S002211209700671X.
- [21] Y. Mazda, E. Wolanski, B. King, A. Sase, D. Ohtsuka, and M. Magi, “Drag force due to vegetation in mangrove swamps,” *Mangroves and Salt Marshes*, vol. 1, no. 3, pp. 193–199, 1997, doi: 10.1023/A:1009949411068.
- [22] B. M. Stone and H. T. Shen, “Hydraulic Resistance of Flow in Channels with Cylindrical Roughness,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 128, no. 5, pp. 500–506, May 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:5(500).
- [23] F. Ayaz and T. J. Pedley, “Flow through and particle interception by an infinite array of closely-spaced circular cylinders,” *European Journal of Mechanics - B/Fluids*, vol. 18, no. 2, pp. 173–196, Mar. 1999, doi: 10.1016/S0997-7546(99)80021-1.
- [24] J. K. Lee, L. C. Roig, H. L. Jenter, and H. M. Visser, “Drag coefficients for modeling flow through emergent vegetation in the Florida Everglades,” *Ecol Eng*, vol. 22, no. 4–5, pp. 237–248, Jul. 2004, doi: 10.1016/j.ecoleng.2004.05.001.
- [25] Y. Ishikawa, K. Mizuhara, and S. Ashida, “Effect of Density of Trees on Drag Exerted on Trees in River Channels,” *Journal of Forest Research*, vol. 5, no. 4, pp. 271–279, Nov. 2000, doi: 10.1007/BF02767121.
- [26] U. C. Kothiyari, K. Hayashi, and H. Hashimoto, “Drag coefficient of unsubmerged rigid vegetation stems in open channel flows,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47, no. 6, pp. 691–699, Nov. 2009, doi: 10.3826/jhr.2009.3283.

- [27] Y. Tanino and H. M. Nepf, “Laboratory Investigation of Mean Drag in a Random Array of Rigid, Emergent Cylinders (2008)”, doi: 10.1061/ASCE0733-94292008134:134.
- [28] R. M. Ferreira, A. M. Ricardo, and M. J. Franca, “Discussion of ‘Laboratory Investigation of Mean Drag in a Random Array of Rigid, Emergent Cylinders’ by Yukie Tanino and Heidi M. Nepf,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 135, no. 8, pp. 690–693, Aug. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000021.
- [29] D. Liu, P. Diplas, J. D. Fairbanks, and C. C. Hodges, “An experimental study of flow through rigid vegetation,” *J Geophys Res Earth Surf*, vol. 113, no. F4, Dec. 2008, doi: 10.1029/2008JF001042.
- [30] P. K. Kundu and I. M. Cohen, “Fluid Mechanics,” *Elsevier Academic Press, Cambridge.*, 2004.
- [31] M. M. Zdravkovich, “Flow around Circular Cylinders; Volume 1. Fundamentals. Oxford Science Publications,” *J Fluid Mech*, vol. 350, pp. 375–378, 1997, doi: DOI: undefined.
- [32] H.-J. Niemann and N. Hölscher, “A review of recent experiments on the flow past circular cylinders,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 33, no. 1–2, pp. 197–209, Mar. 1990, doi: 10.1016/0167-6105(90)90035-B.
- [33] C. H. K. Williamson, “Vortex Dynamics in the Cylinder Wake,” *Annu Rev Fluid Mech*, vol. 28, no. 1, pp. 477–539, Jan. 1996, doi: 10.1146/annurev.fl.28.010196.002401.
- [34] G. Nosedà and D. Citrini, *Idraulica*, Seconda edizione. Milano, 1994.
- [35] N. S. Cheng, “Calculation of Drag Coefficient for Arrays of Emergent Circular Cylinders with Pseudofluid Model,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 139, no. 6, pp. 602–611, Jun. 2013, doi: 10.1061/(asce)hy.1943-7900.0000722.
- [36] L. A. LaRocque, J. Imran, and M. H. Chaudhry, “Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 139, no. 6, pp. 569–579, 2013, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705.

- [37] L. Begnudelli and B. F. Sanders, “Simulation of the St. Francis Dam-Break Flood,” *J Eng Mech*, vol. 133, no. 11, pp. 1200–1212, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:11(1200).
- [38] C. V Bellos and J. G. Sakkas, “1-D Dam-Break Flood-Wave Propagation on Dry Bed,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 113, no. 12, pp. 1510–1524, 1987, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:12(1510).
- [39] M. Melis, D. Poggi, G. O. D. Fasanella, S. Cordero, and G. G. Katul, “Resistance to Flow on a Sloping Channel Covered by Dense Vegetation following a Dam Break,” *Water Resour Res*, 2019, doi: 10.1029/2018WR023889.
- [40] Joyce Raymond, *Internal flow systems*, 2nd edition. Hardcovers, UK, 1996.