

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in INGEGNERIA CIVILE

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

***Analisi sperimentale dell'idromorfodinamica intorno alla
pila di un ponte***

*Experimental analysis of the hydromorphodynamics around
a bridge pier*

RELATORE:

Prof. Corvaro Sara

TESI DI LAUREA DI:

Carletti Eleonora

CORRELATORE:

Dott. Rocchi Stefania

Anno Accademico 2023-2024

“A mio figlio e mio nonno.

Al passato che è stato, al presente che è ed al futuro che sarà”

Sommario

1. INTRODUZIONE	5
1.1 Scopo della tesi.....	5
1.2 Sintesi dei capitoli.....	6
2. I MODELLI IDRAULICI IN SCALA RIDOTTA	8
2.1 I modelli fisici.....	8
2.1.1 Scala modello e scala prototipo.....	9
3. I PRINCIPI DI SIMILITUDINE	10
3.1 Il concetto di similitudine: geometrica, cinematica e dinamica.....	10
3.1.1 La similitudine idraulica	11
3.2 La similitudine completa	13
3.2.1 La similitudine di Froude	14
3.2.2 La similitudine di Reynolds	15
3.3 Scelta del criterio di similitudine	15
4. CORRENTI IN ALVEI FLUVIALI.....	18
4.1 Introduzione	18
4.2 Caratteristiche energetiche della corrente: Energia specifica	20
4.3 Leggi e parametri che governano le correnti a pelo libero	23
4.3.1 L'equazione di continuità e la formula di Manning	24
4.3.2 L'equazione di Bernoulli	25
4.3.3 Caratteristiche cinematiche della corrente	26
5. IDRODINAMICA IN PRESENZA DI UNA PILA DA PONTE.....	28
5.1 Introduzione	28
5.1.1 La pressione idrostatica ed idrodinamica	29
5.2 Analisi idrodinamica nel canale in presenza di una pila da ponte	31
5.2.1 La forza di drag	33
5.3 Fenomeni locali: formazione di vortici ed erosione al fondo.....	35
6. STRUMENTI E METODI	40
6.1 Strumentazione adottata	40
6.1.1 Canale idraulico	40
6.1.2 Strumenti di misurazione nel dettaglio	46
6.2 Modelli idrodinamici a fondo fisso e mobile	51
6.2.1 Configurazione prove con fondo fisso	53

6.3 Campagna sperimentale con modello idrodinamico a fondo fisso.....	59
7. CENNI SU MODELLI A FONDO MOBILE	67
7.1 Introduzione	67
7.2 Regime di scavo	67
7.3 Definizioni e tipologie di scavo	71
7.4 Scavo localizzato.....	73
7.4.1 Parametri che influenzano l'erosione	74
7.4.2 Formula Richardson e Davis (2001)	77
7.4.3 Evoluzione dello scavo localizzato nel tempo.....	83
8. RISULTATI	86
8.1 Analisi dei risultati	86
8.1.1 Analisi dei risultati del Test 1	87
8.1.2 Analisi dei risultati del Test 2	99
8.1.3 Analisi dei risultati del Test 3	108
8.1.4 Analisi dei risultati del Test 4	113
8.1.5 Analisi dei risultati del Test 5	119
8.1.6 Analisi dei risultati del Test 6	124
8.2 Variabilità del coefficiente di Drag con il Numero di Froude e il Numero di Reynolds	127
8.3 Valutazione del gradiente di pressione intorno al palo	133
8.4 Stima dello scavo teorico.....	135
9. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	146
BIBLIOGRAFIA.....	148

1. INTRODUZIONE

1.1 Scopo della tesi

L'interazione tra le strutture idrauliche e il flusso d'acqua è un tema di fondamentale importanza nell'ingegneria civile, in particolare nell'ambito della progettazione e della gestione di opere idrauliche come i ponti. La comprensione approfondita dei fenomeni idrodinamici che si instaurano intorno alle pile di un ponte è cruciale per garantire la sicurezza e la durabilità di queste infrastrutture. *Questo implica che non è sufficiente considerare gli effetti del flusso sulla struttura ma anche gli effetti della struttura sul flusso.*

In particolare, lo studio dell'idromorfodinamica intorno alle pile di un ponte si focalizza sull'analisi delle interazioni tra corrente fluviale e la pila del ponte e tra la corrente ed il fondo dell'alveo, con particolare attenzione ai fenomeni di erosione e sedimentazione. Questi fenomeni possono avere un impatto significativo sulla stabilità delle fondazioni delle pile e, di conseguenza, sulla sicurezza dell'intera struttura.

L'obiettivo principale di questa tesi è presentare i risultati di una campagna sperimentale volta a esaminare l'idromorfodinamica intorno alla pila di un ponte, attraverso la realizzazione di modelli idraulici in scala ridotta nel canale del Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) dell'Università Politecnica delle Marche (An). Nello specifico, si intende:

- Analizzare il campo di moto intorno alla pila in condizioni di fondo fisso, al fine di caratterizzare la cinematica ed identificare le principali zone di turbolenza e di separazione del flusso con conseguente formazione di vortici.

- Valutare l'influenza di diversi parametri, quali la portata, la velocità del flusso, il tirante idrico e la geometria della pila, sui fenomeni osservati.
- Caratterizzare quantitativamente la pressione attorno alla pila e la forza esercitata su di essa dalla corrente.
- Studiare il fenomeno dell'erosione localizzata alla base della pila in modo da porre le basi per future sperimentazioni su fondo mobile, al fine di approfondire la comprensione dei meccanismi di interazione tra la corrente e il sedimento.

1.2 Sintesi dei capitoli

Nella prima parte dell'elaborato sarà illustrato il modello fisico come strumento efficace per lo studio e la progettazione di opere idrauliche. L'analisi della modellazione fisica si concentrerà in particolare sulle problematiche connesse alla riduzione in scala delle dimensioni del prototipo, note come effetti di scala. Il modello fisico è a fondo fisso al fine di avere una geometria del fondo stabile nel tempo a diverse condizioni di portata e condizioni al contorno di valle. L'attenzione sarà posta inoltre sulla definizione dei principi di similitudine e in particolare si prenderanno in considerazione la similitudine di Reynolds e la similitudine di Froude, scelta per la sperimentazione.

La seconda parte dell'elaborato si focalizza sullo studio dell'idrodinamica intorno alla pila di un ponte, con particolare attenzione ai fenomeni locali che si instaurano. Tra i principali effetti la modifica della direzione della corrente che incontra la pila, la formazione di vortici e l'erosione al fondo (in presenza di fondo mobile).

La terza parte dell'elaborato offre una presentazione dettagliata del canale di laboratorio utilizzato per le sperimentazioni, della strumentazione impiegata per la misurazione delle

grandezze idrauliche e delle metodologie di analisi dei dati. Nel canale del Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche sono stati installati tre sensori di livello, un sensore di portata, un misuratore di velocità tridimensionale, una cella di carico e quattro sensori di pressione lungo una stessa verticale della pila. Nella presente sezione vengono presentate le indagini condotte su modello idraulico a fondo fisso in presenza ed in assenza di pedane in acciaio inox sul fondo del canale che ne coprono quasi tutta la lunghezza. Le pedane sono state appesantite per evitare lo spostamento ed il galleggiamento dovuto alla spinta dell'acqua e sono state predisposte al fine di poter ospitare a metà del canale una sezione sabbiosa, utile per le future sperimentazioni a fondo mobile.

L'ultima sezione dell'elaborato riguarda la sintesi dei risultati più significativi, la valutazione dei limiti dello studio e le proposte per future ricerche, con particolare riferimento alle sperimentazioni su fondo mobile. La presenza di un fondo mobile aumenta la complessità dei fenomeni e rende più difficile prevedere l'evoluzione dell'erosione. Da cui l'utilizzo di un fondo sabbioso permetterà di simulare in modo più realistico le condizioni di un corso d'acqua naturale e di approfondire la comprensione dei meccanismi di interazione tra il flusso e il sedimento. Si farà riferimento alle condizioni che portano all'instaurarsi di un regime di scavo localizzato alla base della pila e condizioni necessarie per la formazione dei vortici responsabili dello scavo.

2. I MODELLI IDRAULICI IN SCALA RIDOTTA

2.1 I modelli fisici

“Un modello è una rappresentazione di un sistema fisico (prototipo) che può essere utilizzato per predire il comportamento del sistema in relazione ad alcune sue caratteristiche”.

I modelli idraulici in scala ridotta, noti anche come modelli fisici, hanno un ruolo storico e fondamentale nell'ingegneria idraulica, specialmente quando non è possibile utilizzare modelli numerici per descrivere il sistema reale (prototipo). Ciò accade nei casi in cui le leggi che governano i fenomeni siano poco note, i contorni del campo di moto difficili da definire numericamente o le ipotesi dei modelli numerici poco affidabili. Questi modelli sono ideali per studiare fenomeni localizzati, come erosioni vicino a manufatti, interazioni tra correnti fluviali e infrastrutture complesse, o condizioni difficili da modellare numericamente.

Per essere rappresentativi, i modelli fisici devono rispettare criteri di similitudine, analoghi alle assunzioni dei modelli numerici. Tuttavia, l'utilizzo di grandi scale può comprometterne l'affidabilità, rendendo cruciale l'individuazione delle condizioni corrette. Sebbene la loro realizzazione richieda attrezzature adeguate, la letteratura scientifica offre un vasto supporto basato su oltre un secolo di esperienza.

Questi modelli devono garantire sia un'accurata rappresentazione dei fenomeni principali, limitando la rilevanza di quelli secondari, sia una corrispondenza chiara e convincente tra

fenomeni reali e riprodotti. Eccessive semplificazioni o filtraggi rischiano di compromettere l'affidabilità e la capacità di convincere progettisti e committenti¹.

2.1.1 Scala modello e scala prototipo

Un modello idraulico in scala ridotta è una rappresentazione fisica, di dimensioni inferiori rispetto al reale, di un sistema idraulico (un fiume, un canale, un bacino, ecc.). Viene utilizzato per studiare e prevedere il comportamento di un sistema idraulico reale, semplificando l'analisi e consentendo la sperimentazione in condizioni controllate.

- Prototipo: È il sistema idraulico reale, ovvero l'oggetto di studio nella sua dimensione e complessità originali.
- Modello: È la rappresentazione ridotta del prototipo, dove tutte le dimensioni lineari (lunghezze, larghezze, altezze) sono ridotte di un fattore di scala λ_L .

¹ Prof. Alberto Montanari, *Modelli idraulici in scala ridotta* in UNIBO Magazine, Università di Bologna, 1999

3. I PRINCIPI DI SIMILITUDINE

3.1 Il concetto di similitudine: geometrica, cinematica e dinamica

I principi di similitudine consentono di trasferire i risultati ottenuti su un modello in scala a un sistema reale di dimensioni maggiori, distinguendo tre tipi di similitudine: geometrica, cinematica e dinamica.

- **Similitudine geometrica:** riguarda la forma del modello, che è geometricamente simile al prototipo se tutte le lunghezze lungo le tre coordinate scelte mantengono lo stesso rapporto di scala (λ_G), preservando angoli e direzioni.

$$l_{x_i,m} = \lambda_G l_{x_i,p} \text{ con } \lambda_G < 1$$

- **Similitudine cinematica:** richiede che ogni punto del modello abbia un vettore velocità proporzionale (λ_C) a quello del corrispondente punto del prototipo. È possibile ottenerla fissando le scale di lunghezze e tempi e presuppone la similitudine geometrica.

$$v_{x_i,m} = \lambda_C v_{x_i,p} \text{ con } \lambda_C \geq 1$$

- **Similitudine dinamica:** si verifica quando le forze agenti sul modello mantengono lo stesso rapporto di scala (λ_D) rispetto a quelle del prototipo. Essa richiede scale costanti di lunghezze, tempi e masse, con le forze definite dalle dimensioni $[F] = [M][L][T]^{-2}$. La similitudine dinamica necessita di condizioni di similitudine geometrica e cinematica.

$$F_m = \lambda_D F_p \text{ con } \lambda_D \geq 1$$

In questo contesto, il rapporto tra le forze omologhe di qualsiasi natura rimane costante.

3.1.1 La similitudine idraulica

La similitudine idraulica è un'applicazione specifica della similitudine dinamica, focalizzata sui fluidi e, in particolare, sull'acqua. Per stabilire una similitudine idraulica tra un modello in scala e il sistema reale è necessario soddisfare tre condizioni: geometrica, cinematica e dinamica. La verifica di tale similitudine è eseguita usando specifici numeri adimensionali, tra cui: il numero di Reynolds (Re) e il numero di Froude (Fr).

- Il numero indice di Reynolds deve il nome a Osborne Reynolds (1842-1912), fisico ed ingegnere britannico, il quale studiò il moto dei fluidi reali.

Tale numero è definito come:

$$Re = \frac{\rho V L}{\mu}$$

Dove ρ è la densità del fluido, μ è la viscosità dinamica del fluido, V è la velocità del flusso e L è una lunghezza caratteristica del fenomeno considerato.

Dall'equazione precedente moltiplicando e dividendo per $\frac{VL^2}{L}$ si ricava che:

$$Re = \frac{\rho V L}{\mu} = \frac{\rho V L \frac{VL^2}{L}}{\mu \frac{VL^2}{L}} = \frac{\rho L^3 (V^2/L)}{\mu \frac{V}{L} L^2} = \frac{[forze d'inerzia]}{[forze viscosi]}$$

Pertanto, il numero di Reynolds può essere interpretato come il quoziente tra le forze d'inerzia e le forze viscosi agenti su un fluido in movimento. Questo parametro adimensionale riveste un'importanza cruciale in tutti i flussi, sia a superficie libera

che confinati, nei quali i fenomeni dissipativi di natura viscosa giocano un ruolo determinante.

- Il numero indice di Froude deve il nome a William Froude (1810-1879), ingegnere idrodinamico e architetto navale britannico, il quale formulò delle leggi attendibili sulla resistenza dell'acqua sulle navi².

Tale numero è definito come:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Dove V indica la velocità del flusso, g l'accelerazione gravitazionale e L una lunghezza di riferimento.

Dall'equazione precedente moltiplicando e dividendo per ρL^3 (con ρ densità del fluido) si ricava che:

$$Fr^2 = \frac{V^2}{gL} = \frac{\rho L^3 (V^2/L)}{\rho L^3 g} = \frac{[forza\ d'inerzia]}{[forza\ peso]}$$

Pertanto, il numero di Froude, in quanto rapporto tra le forze d'inerzia e la forza peso, riveste un'importanza fondamentale nell'analisi di tutti quei fenomeni idraulici in cui gli effetti gravitazionali sono preponderanti. Tale parametro adimensionale trova ampia applicazione nello studio di flussi a superficie libera, quali quelli in canali, e nell'analisi della propagazione delle onde.

² Michele Mossa e Antonio Felice Petrillo, *Idraulica*, 2013, pag. 282

3.2 La similitudine completa

Definite le varie forme di similitudine, è possibile ricavare le leggi principali che le regolano. Quando si studia un fenomeno fisico, lo si può descrivere attraverso una relazione generale tra parametri adimensionali, nota come equazione dei numeri π , che può essere espressa come:

$$\phi = (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_n) = 0$$

Questa relazione può essere ottenuta adimensionalizzando le equazioni che governano il fenomeno (se note) o applicando il teorema di Buckingham³.

Esplicitandola separatamente per il prototipo e il modello, si ricavano le seguenti equazioni:

$$\pi_{1p} = f(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})$$

$$\pi_{1m} = f(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})$$

Queste relazioni indicano che il parametro adimensionale dipendente π_1 è funzione degli altri $n-1$ parametri adimensionali indipendenti. Poiché la funzione f è la stessa per il modello e il prototipo, si conclude che, affinché un particolare numero adimensionale sia uguale per entrambi (ad esempio $\pi_{1p} = \pi_{1m}$), devono essere uguali anche i parametri indipendenti corrispondenti:

$$\pi_{2p} = \pi_{2m}; \pi_{3p} = \pi_{3m}; \dots; \pi_{np} = \pi_{nm}$$

In presenza di queste uguaglianze, si ottiene la *similitudine completa* tra modello e prototipo. Ciò significa che il comportamento fisico del sistema reale può essere rappresentato

³ Il teorema di Buckingham, noto anche come teorema π , ci permette di ridurre il numero di variabili necessarie a descrivere un fenomeno fisico, raggruppandole in termini di numeri adimensionali.

correttamente dal modello, garantendo che tutti i numeri adimensionali (e quindi le grandezze fisiche coinvolte) siano uguali per entrambi i casi.

3.2.1 La similitudine di Froude

Nei modelli idraulici in similitudine di Froude, affinché si possa stabilire un'analogia tra modello e prototipo, deve verificarsi l'uguaglianza:

$$Fr_p = Fr_m$$

Con i pedici che indicano rispettivamente le grandezze connesse al prototipo (p) e al modello (m).

Fissata la scala geometrica λ_L , che rappresenta il rapporto tra una lunghezza caratteristica del modello e la corrispondente lunghezza caratteristica del prototipo ($\frac{L_m}{L_p}$), è possibile ricavare le scale delle altre grandezze fisiche coinvolte nel problema, quali la velocità, la forza, ecc.

A titolo d'esempio si riporta la definizione della scala delle velocità in funzione della scala delle lunghezze:

$$\frac{V_p}{\sqrt{gL_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{gL_m}} \rightarrow \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} \rightarrow \lambda_v = \lambda_L^{1/2}$$

Dove, ipotizzato lo stesso fluido per modello e prototipo, l'accelerazione di gravità (g) resta invariata. Inoltre si può osservare che la scala delle velocità è uguale alla radice quadrata della scala delle lunghezze.

3.2.2 La similitudine di Reynolds

Nei modelli idraulici in similitudine di Reynolds, affinché si possa stabilire un'analogia tra modello e prototipo, deve verificarsi l'uguaglianza:

$$Re_p = Re_m$$

Da cui fissata la scala geometrica λ_L (come spiegato al paragrafo 3.2.1) è possibile ricavare le scale delle altre grandezze fisiche coinvolte nel problema.

Anche in questo caso a titolo di esempio si riporta la definizione della scala delle velocità in funzione della scala delle lunghezze:

$$\frac{\rho L_p V_p}{\mu} = \frac{\rho L_m V_m}{\mu} \rightarrow \frac{V_m}{V_p} = \frac{L_p}{L_m} \rightarrow \lambda_v = 1/\lambda_L$$

Dove, ipotizzato lo stesso fluido per modello e prototipo, le densità e le viscosità dinamiche sono analoghe. Inoltre si può osservare che la scala delle velocità è uguale al reciproco della scala delle lunghezze.

3.3 Scelta del criterio di similitudine

Non sempre è possibile costruire modelli che replichino esattamente le condizioni del sistema reale a causa delle difficoltà nel trovare materiali con le proprietà desiderate. Si ricorre pertanto a modelli distorti, dove il sistema di equazioni adimensionali non è completamente soddisfatto.

Poiché se si vuole rispettare l'analogia di Froude, $Re_p \neq Re_m$, a meno che non si utilizzi una scala geometrica unitaria ($\lambda_L = 1$), ovvero si costruisca un modello a grandezza naturale.

Mentre se si vuole rispettare l'analogia di Reynolds, $Fr_p \neq Fr_m$, a meno che anche in questo caso non si usi una scala geometrica unitaria.

Da cui se è richiesta la verifica contemporanea di entrambe le analogie la scelta sarà connessa o sul realizzare un modello in scala 1:1 (non sempre possibile) o usare fluidi diversi tra modello e prototipo (può risultare pericoloso e in taluni casi impossibile).

Tuttavia, numerosi studi ci dimostrano che non è possibile riprodurre perfettamente tutti gli aspetti del fenomeno reale su una scala ridotta. Pertanto, nel caso di modelli che richiedessero sia l'analogia di Reynolds che di Froude, ci si dovrà accontentare di una similitudine incompleta. Questo significa che si dovrà fare una scelta e privilegiare alcuni aspetti rispetto ad altri, in base alle caratteristiche specifiche del problema in esame. Ovviamente l'utilizzo di una similitudine incompleta comporta inevitabilmente una perdita di precisione nei risultati ottenuti.

La costruzione di un modello richiede una scelta accurata dei fattori da considerare. Nel caso delle correnti a pelo libero, la gravità e le forze d'inerzia emergono come le grandezze dominanti. Mantenendo costante il loro rapporto, garantiamo la similitudine tra modello e realtà. Questa scelta, che si traduce nella scala di Froude, è cruciale per ottenere risultati affidabili.

$$Fr_p = Fr_m \quad (\lambda_{Fr} = 1)$$

Fissata dunque la scala geometrica ($\lambda_L = \lambda$) e mantenuto invariato il fluido ($\rho_p = \rho_m$ e $\mu_p = \mu_m$), poiché raramente si adottano liquidi diversi dall'acqua a causa delle grandi quantità spesso necessarie, seguono in Tabella 1 le scale delle diverse grandezze:

GRANDEZZE	DIMENSIONE	RAPPORTO DI SCALA
<i>Lunghezza</i>	$[L]$	$\lambda_L = \lambda$
<i>Velocità</i>	$[LT^{-1}]$	$\lambda_V = \lambda^{1/2}$
<i>Accelerazione</i>	$[LT^{-2}]$	$\lambda_a = 1$ ($\lambda_a = \lambda_{gravità} = 1$)
<i>Area</i>	$[L^2]$	$\lambda_A = \lambda^2$
<i>Portata</i>	$[L^3T^{-1}]$	$\lambda_Q = \lambda^{5/2}$
<i>Tempo</i>	$[T]$	$\lambda_t = \lambda^{1/2}$
<i>Massa</i>	$[M]$	$\lambda_M = \lambda^3$
<i>Forza</i>	$[MLT^{-2}]$	$\lambda_F = \lambda^3$
<i>Pressione</i>	$[ML^{-1}T^{-2}]$	$\lambda_p = \lambda$
<i>Reynolds</i>	$[-]$	$\lambda_{Re} = \lambda^{3/2}$

Tabella 1 Scala delle diverse grandezze fisiche fissata la scala geometrica in similitudine di Froude

4. CORRENTI IN ALVEI FLUVIALI

4.1 Introduzione

Le correnti in alvei fluviali sono a pelo libero. Le correnti a pelo libero (o flussi a superficie libera) sono un tipo di flusso in cui la superficie superiore è esposta direttamente all'atmosfera e non confinata da una parete rigida, come avviene invece nei tubi o nei canali chiusi; per cui la pressione atmosferica agisce direttamente su di essa. Questi flussi sono governati principalmente dalla gravità e sono comuni in numerosi contesti naturali e artificiali, come fiumi, canali, torrenti, acquedotti e sistemi di drenaggio.

Il principale fattore che guida il movimento del fluido è la gravità. Inoltre la pendenza del fondo del canale influenza la velocità e il comportamento del flusso. Il livello del fluido può cambiare nel tempo o nello spazio a seconda delle condizioni di portata e condizioni al contorno. La velocità è massima vicino alla superficie libera e diminuisce verso il fondo a causa dell'attrito con il letto del canale. Questo profilo di velocità dipende anche dalla scabrezza del fondo e pareti dell'alveo e dal tirante idrico.

Un regime di flusso laminare avviene quando la velocità è molto bassa e le particelle del fluido si muovono in modo ordinato mantenendosi in strati paralleli, se invece la velocità è elevata, con mescolamenti caotici delle particelle del fluido, si parla di regime di flusso turbolento (Fig. 4.1.a). La transizione tra un regime e l'altro dipende dal numero di Reynolds: il moto è laminare se $Re < 1.500-2.000$; se $2.000 < Re < 4.000$ si ha la zona di transizione; il moto è turbolento se $Re > 5.000$ e pienamente turbolento se $Re > 100.000$.

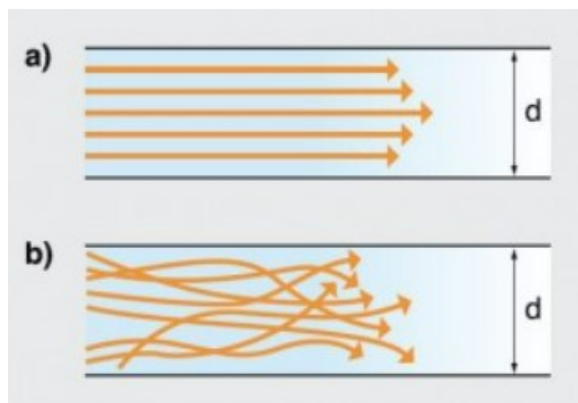


Fig. 4.1.a Regime di moto laminare (a) e turbolento (b) all'interno di un condotto cilindrico⁴

La separazione dello strato limite laminare, indotta da perturbazioni del campo di moto causate dalla presenza di ostacoli, è all'origine della formazione di turbolenze come si osserva dalla Figura 4.1.b (elemento cilindrico). Si nota invece come il comportamento sia laminare quando la forma dell'ostacolo da superare è aerodinamica.

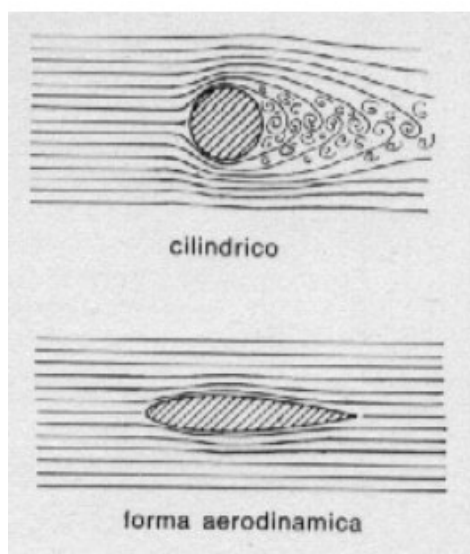


Fig. 4.1.b Confronto del comportamento del flusso in presenza di ostacoli

⁴ Il Numero di Reynolds ne Il Giornale del Termoidraulico, 22 Ottobre 2013

Si possono instaurare tre tipologie di moto:

- *Moto uniforme*: La velocità media della corrente non varia nel tempo e nello spazio. Anche la profondità e la portata rimangono costanti per tutta la lunghezza del canale. Questo è il comportamento tipico dei canali in cui non persistono variazioni di sezione, di direzione e di inclinazione; inoltre il flusso non è perturbato dalla presenza di ostacoli (traverse, pile di ponte) o da immissione e/o derivazione di portata.
- *Moto vario*: Si esplica a seguito della variazione di livello del pelo libero. Si ha un flusso gradualmente variato se le condizioni cambiano lentamente lungo il canale (es. rallentamento del flusso per un ampliamento graduale del letto); si ha un flusso bruscamente variato se ci sono cambiamenti repentini di velocità o profondità, come nel caso delle rapide o delle cascate.
- *Moto permanente*: Il profilo liquido è ascendente o discendente, e la velocità media varia a seconda della sezione trasversale considerata. Se il moto è permanente le condizioni del flusso non variano nel tempo.

In generale il moto di un fluido è variabile nello spazio e nel tempo, quindi si parla di moto vario. Se si introducono condizioni stazionarie, quindi si impone che la velocità non vari nel tempo, si passa da moto vario a permanente. Se infine si assume l'ipotesi di invariabilità nel tempo e nello spazio, si raggiunge la condizione di moto uniforme.

4.2 Caratteristiche energetiche della corrente: Energia specifica

Consideriamo una sezione trasversale di una corrente fluida generica. Supponiamo che questa corrente vari gradualmente lungo il suo percorso e che le sue sezioni trasversali siano

verticali. Il moto del fluido potrebbe essere variabile nel tempo (non stazionario) o permanente (stazionario), e in alcuni casi anche uniforme.

Definiamo una grandezza che chiamiamo energia specifica E . L'energia specifica rappresenta l'energia meccanica totale per unità di peso del fluido in una determinata sezione della corrente. Matematicamente, l'energia specifica E può essere espressa come:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

dove

- ~ h è l'altezza della superficie libera del fluido rispetto a un riferimento arbitrario (es. il fondo del canale)
- ~ v è la velocità media del fluido nella sezione considerata.
- ~ g è l'accelerazione di gravità.
- ~ Q è la portata della corrente.
- ~ A è l'area della sezione trasversale della corrente.

In condizioni di moto permanente, l'energia specifica ci indica quanta energia meccanica è associata a una porzione di fluido in una determinata sezione della corrente. Questa energia è composta da due termini:

- *Energia potenziale*: rappresentata dal termine h , dipende dall'altezza del tirante idrico rispetto al fondo alveo.
- *Energia cinetica*: rappresentata dal termine $\frac{Q^2}{2gA^2}$, dipende dalla portata e dalla sezione della corrente.

È osservabile che a parità di portata Q , l'energia specifica può variare al variare dell'altezza h . In altre parole, la stessa quantità di fluido può avere un'energia diversa a seconda della sua posizione nel canale. Inoltre l'energia specifica tende all'infinito quando l'altezza h tende a zero o a infinito. Questo significa che se la profondità del fluido è molto piccola o molto grande, l'energia specifica diventa molto grande.

L'andamento dell'energia specifica in funzione dell'altezza h può essere rappresentato graficamente (Fig. 4.2.a). In genere, si ottiene una curva con un minimo, che corrisponde alla condizione di energia specifica minima per una data portata.

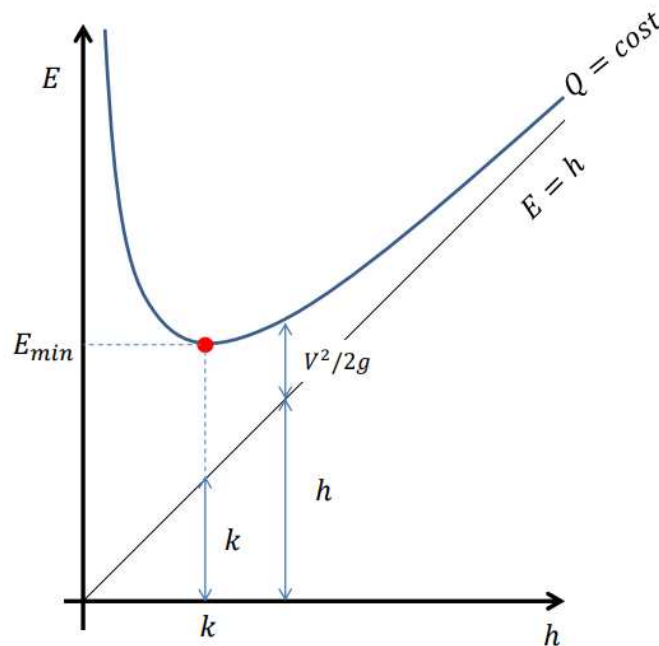


Fig. 4.2.a Andamento dell'energia specifica E al variare dell'altezza d'acqua h di una corrente gradualmente variata di portata Q .

Esiste quindi un valore di altezza d'acqua k al quale corrisponde il minimo di energia. Per trovare il valore dell'altezza di minima energia, detta "altezza critica", occorre imporre l'annullamento della derivata totale dell'energia rispetto all'altezza d'acqua, ovvero⁵:

$$\frac{dE}{dh} = 0 \rightarrow \frac{A^3}{B} = \frac{Q^2}{g}$$

Per sezioni rettangolari di larghezza B , si ricava:

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

Dove k rappresenta il valore di tirante per cui risulta minima l'energia specifica, definita come segue:

$$E_{min} = \frac{3}{2}k$$

4.3 Leggi e parametri che governano le correnti a pelo libero

Di seguito vengono descritte le leggi ed i parametri che governano le correnti a pelo libero, in particolare: l'equazione di continuità, la formula di Manning e l'equazione di Bernoulli. Si presenta inoltre una descrizione delle caratteristiche cinematiche della corrente che sono funzione del numero di Froude.

⁵ Prof. Alberto Montanari, *Richiami di meccanica dei fluidi* in UNIBO Magazine, Università di Bologna, 20 Giugno 2020

4.3.1 L'equazione di continuità e la formula di Manning

L'equazione di continuità, fondamento della dinamica dei fluidi, esprime la conservazione della massa in un fluido incompressibile. Essa lega la portata Q di un fluido (volume che attraversa una sezione nell'unità di tempo) alla sua velocità (v) e all'area (A) della sezione stessa: $Q = v * A$

In sostanza, la quantità di fluido che entra in una regione in un dato intervallo di tempo deve essere esattamente uguale a quella che ne esce nello stesso intervallo.

$$Q_{entrante} = Q_{uscente} = Q = cost$$

$$AV_{entrante} = AV_{uscente} = AV = cost$$

In tale espressione la velocità può essere descritta dall'equazione di Manning che lega la velocità media del flusso (v) alla pendenza del canale (i), al raggio idraulico ($R_h=A/P$, con A area della sezione bagnata e P perimetro bagnato) e al coefficiente di Gauckler-Strickler (k_s)⁶, così descritta:

$$v = k_s * R_h^{2/3} * i^{1/2}$$

Nel caso delle correnti a pelo libero, per definire la portata, si adotta spesso la formula di Chezy:

$$Q = Av = A\chi\sqrt{R_hJ}$$

⁶ Il coefficiente di Gauckler-Strickler è un parametro fondamentale nell'ambito dell'idraulica, utilizzato per descrivere la scabrezza di un condotto o di un canale aperto. Ci fornisce un'indicazione della rugosità delle pareti interne di una tubazione o del fondo di un canale, influenzando in modo significativo il moto dell'acqua al suo interno.

Con $\chi = k_s * R_h^{\frac{1}{6}}$ che indica il coefficiente di resistenza di Chezy; mentre J indica la cadente del carico totale, ovvero misura la dissipazione energetica lungo il canale dovuta all'attrito con le pareti e al moto turbolento ($J = i$, pendenza del canale, se si assume moto uniforme).

Quindi sostituendo nella precedente equazione, la portata è descritta come:

$$Q = A * k_s * R_h^{\frac{1}{6}} \sqrt{R_h J} = A * k_s * R_h^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}}$$

Dove l'area della sezione bagnata (A) si può esprimere per un alveo rettangolare come il prodotto tra l'altezza del pelo libero (y) e la larghezza dell'alveo rettangolare (b).

$$Q = b * k_s * y^{\frac{5}{3}} * J^{\frac{1}{2}}$$

Si può concludere che più il coefficiente di Strickler è alto, minore è la rugosità e maggiore sarà la velocità dell'acqua, a parità di pendenza. Infatti una superficie liscia offre meno resistenza al movimento dell'acqua rispetto ad una ruvida; questo si traduce in una portata maggiore.

4.3.2 L'equazione di Bernoulli

Il teorema di Bernoulli è una legge fondamentale della fluidodinamica che descrive il comportamento di un fluido in movimento. Esso stabilisce una relazione tra la pressione, la velocità e l'altezza di un fluido ideale (incomprimibile e privo di viscosità) lungo una linea di flusso. Il teorema afferma che all'aumentare della velocità di un fluido, la sua pressione diminuisce e viceversa. Questo principio si basa sul principio di conservazione dell'energia: l'energia totale di un fluido (somma dell'energia cinetica, potenziale e di pressione) rimane costante lungo una linea di flusso.

L'equazione di Bernoulli, che esprime matematicamente questo principio, è la seguente:

$$p + \frac{1}{2}\rho v^2 + \rho gh = cost$$

dove

- ~ p è la pressione del fluido
- ~ ρ è la densità del fluido
- ~ v è la velocità del fluido
- ~ g è l'accelerazione di gravità
- ~ h è l'altezza del fluido rispetto a un riferimento

Per cui l'energia totale è data dalla somma dell'energia potenziale (contributo legato all'altezza), cinetica (contributo legato alla velocità) e di pressione. Tuttavia, nei flussi a pelo libero, si considera soprattutto il contributo della gravità e della velocità.

Il teorema di Bernoulli risulta valido solo per fluidi ideali. Nei fluidi reali, la viscosità e la compressibilità possono influenzare il flusso e far deviare i risultati dalle previsioni teoriche.

4.3.3 Caratteristiche cinematiche della corrente

Il comportamento di un fluido in movimento può essere classificato in base al suo regime di flusso, che dipende principalmente dalla velocità del fluido rispetto alla velocità di propagazione di un'onda superficiale. Questo parametro adimensionale è noto come numero di Froude (rif. par. 3.1.1).

A seconda del valore del numero di Froude, possiamo distinguere tre principali tipi di flusso (Fig. 4.3.a):

- *Flusso Subcritico ($Fr < 1$):* Il flusso è dominato dalla gravità. La velocità del fluido è inferiore alla velocità delle onde gravitazionali. La superficie libera del fluido è relativamente stabile e forma un profilo regolare. Tale flusso è tipico dei fiumi a bassa pendenza e canali aperti con profondità d'acqua elevata.
- *Flusso Critico ($Fr = 1$):* Si verifica quando la velocità del fluido eguaglia la velocità delle onde gravitazionali. La superficie libera del fluido presenta una leggera ondulazione. È una condizione di transizione tra flusso subcritico e supercritico. Tali flussi sono rari in natura, ma possono verificarsi in punti specifici di un corso d'acqua, come ad esempio in corrispondenza di una strozzatura.
- *Flusso Supercritico ($Fr > 1$):* Il flusso è dominato dall'inerzia. La velocità del fluido è superiore alla velocità delle onde gravitazionali. La superficie libera del fluido è instabile e forma onde di lunghezza d'onda corta. Tale flusso è tipico delle cascate, rapide e canali a forte pendenza.

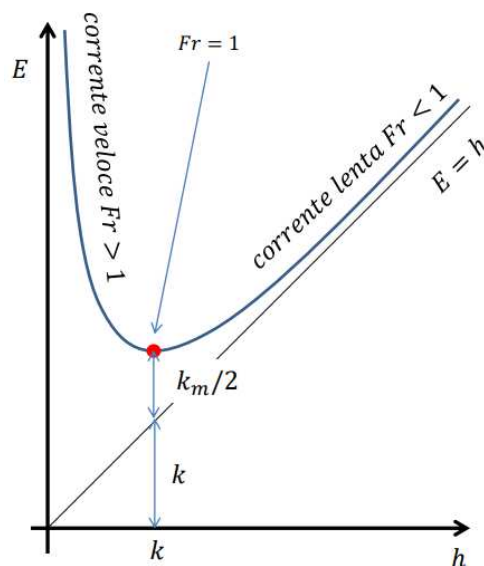


Fig. 4.3.a Andamento dell'energia specifica E al variare dell'altezza d'acqua h di una corrente gradualmente variata di portata Q con riferimento alla variabilità del numero di Froude. La corrente in stato supercritico ($Fr > 1$) si dice corrente veloce, mentre la corrente subcritica ($Fr < 1$) si dice corrente lenta.

5. IDRODINAMICA IN PRESENZA DI UNA PILA DA PONTE

5.1 Introduzione

Il flusso dell'acqua in un canale a pelo libero è un fenomeno complesso, governato dalle leggi della meccanica dei fluidi. In condizioni ideali, il moto può essere considerato uniforme e stazionario. Tuttavia, la presenza di ostacoli, come le pile di un ponte, introduce delle perturbazioni nel flusso, modificando la distribuzione delle pressioni e delle velocità.

Di fatto, in un canale a pelo libero, la pressione varia principalmente lungo la profondità dell'acqua, aumentando con essa a causa del peso della colonna d'acqua sovrastante. Sulla superficie libera, la pressione è praticamente costante ed uguale alla pressione atmosferica.

La velocità, invece, non è costante su tutta la sezione. Generalmente, è maggiore nella parte centrale del canale e minore vicino alle pareti a causa degli attriti. La distribuzione della velocità dipende dalla forma della sezione del canale, dalla rugosità delle pareti e dalla portata. Tuttavia, in condizioni ideali, ovvero in assenza di variazioni significative della sezione del canale e della portata, si ha un moto uniforme. In questo caso, la velocità media dell'acqua è costante in ogni sezione del canale.

In ultimo la portata, ovvero il volume d'acqua che attraversa una sezione del canale nell'unità di tempo, è una grandezza fondamentale in idraulica. In un canale a pelo libero, la portata si mantiene costante lungo il canale in condizioni di regime permanente, a meno che non ci siano immissioni o prelievi d'acqua (rif. par. 4.3.1).

Introducendo, sulle basi della presente sperimentazione, una pila da ponte nel canale, si generano una serie di perturbazioni nel flusso dell'acqua (contrazione del flusso, aumento

della pressione, formazione di vortici, variazione del pelo libero, spiegati nei paragrafi successivi) che possono causare erosione delle sponde, depositi di sedimenti e vibrazioni della pila.

5.1.1 La pressione idrostatica ed idrodinamica

La pressione esercitata da un fluido può manifestarsi in due forme principali: *statica e dinamica*. Entrambe sono importanti per comprendere fenomeni naturali e applicazioni ingegneristiche.

La *pressione idrostatica* è dovuta esclusivamente al peso del fluido sopra un certo punto, si verifica in un fluido in quiete o nel caso di un fluido in moto in cui le traiettorie si mantengono sensibilmente rettilinee e parallele. La sua intensità dipende dal tirante idrico e dalla densità del fluido, oltre che dall'accelerazione gravitazionale. La formula che la descrive è la legge di Stevino⁷:

$$p_{statica} = \rho * g * \eta$$

dove

- ~ ρ è la densità del fluido ($\cong 1000 \text{ kg/m}^3$ alla pressione di 1 atm e alla temperatura di 4°C)
- ~ g è l'accelerazione di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- ~ η è l'affondamento (m)

⁷ La legge di Stevino afferma che la pressione esercitata da un fluido incompressibile in quiete su un punto qualsiasi è direttamente proporzionale alla densità del fluido, all'accelerazione di gravità e alla profondità del punto considerato rispetto alla superficie libera del fluido stesso.

In condizioni statiche:

- La pressione è uniforme in tutte le direzioni a una stessa profondità.
- Non dipende dalla forma del contenitore, ma solo dalla profondità.

La *pressione idrodinamica*, invece, si verifica in un fluido in movimento ed è associata all'energia cinetica del fluido stesso. Essa è parte della pressione totale ed è descritta dall'equazione di Bernoulli (rif. par. 4.3.2):

$$P_{tot} = P_{statica} + P_{dinamica}$$

Dove la pressione dinamica è:

$$P_{dinamica} = \frac{1}{2} \rho v^2$$

in cui

- ~ ρ è la densità del fluido (kg/m³)
- ~ v è la velocità del fluido (m/s)

In condizioni dinamiche:

- La pressione totale è influenzata dalla velocità del fluido.
- Aumentando la velocità del fluido, la pressione dinamica aumenta, mentre la pressione statica diminuisce (principio di conservazione dell'energia).

Perciò la pressione idrostatica è legata all'affondamento e alla densità del fluido ed agisce in tutte le direzioni su un punto all'interno del fluido, mentre la pressione idrodinamica è legata alla velocità e alla densità ed agisce nella direzione del flusso. Entrambe contribuiscono alla pressione totale esercitata da un fluido, ma in situazioni diverse. In un

fluido in quiete, la pressione è esclusivamente idrostatica. In un fluido in movimento, entrambe le pressioni sono presenti ed interagiscono tra loro.

5.2 Analisi idrodinamica nel canale in presenza di una pila da ponte

L'analisi idrodinamica di un canale in presenza di una pila da ponte rappresenta un tema di fondamentale importanza nell'ingegneria civile, in particolare per la progettazione di opere idrauliche e per la valutazione della sicurezza di infrastrutture esistenti. La pila, agendo come un ostacolo al flusso, induce una serie di fenomeni complessi che modificano il campo di moto del fluido e si manifestano in variazioni di velocità e pressione (Fig. 5.2.a).

➤ Sezione a monte della pila:

- ~ Il flusso d'acqua, prima di incontrare la pila, è indisturbato. La pressione e la velocità sono relativamente costanti su tutta la sezione del canale. In particolare, la pressione è pari a quella idrostatica.

➤ Superficie di monte della pila:

- ~ Noto come punto di ristagno, in cui l'acqua incontra l'ostacolo e viene deviata dalla pila, creando una zona di alta pressione. Questo aumento di pressione è dovuto all'energia cinetica dell'acqua che viene convertita in pressione.
- ~ La velocità aumenta nella zona centrale della sezione, dove le linee di flusso si concentrano per superare l'ostacolo. Ai bordi della pila, la velocità diminuisce a causa della formazione di vortici.
- ~ La portata rimane costante in accordo con il principio di conservazione della massa.

➤ *Superficie di valle della pila:*

- ~ La pressione diminuisce rispetto al valore a monte, a causa della divergenza delle linee di flusso. Questa condizione comporta la formazione di vortici di scia ad asse verticale nella parte retrostante la pila.
- ~ La velocità aumenta nella zona centrale della sezione, ma in misura minore rispetto alla superficie di monte. Ai lati della pila, si formano zone di ricircolo con basse velocità.
- ~ La portata rimane costante.

➤ *Superficie laterale della pila:*

- ~ La pressione varia lungo la superficie laterale della pila, con valori minimi nelle zone di massima velocità e massimi nelle zone di ricircolo.
- ~ La velocità è massima nei punti di stacco della corrente dalla superficie della pila e minima nelle zone di ricircolo.

➤ *Sezione a valle della pila:*

- ~ Dopo la contrazione del flusso, la corrente decelera e la pressione aumenta gradualmente che l'acqua si ricongiunge dietro alla pila.

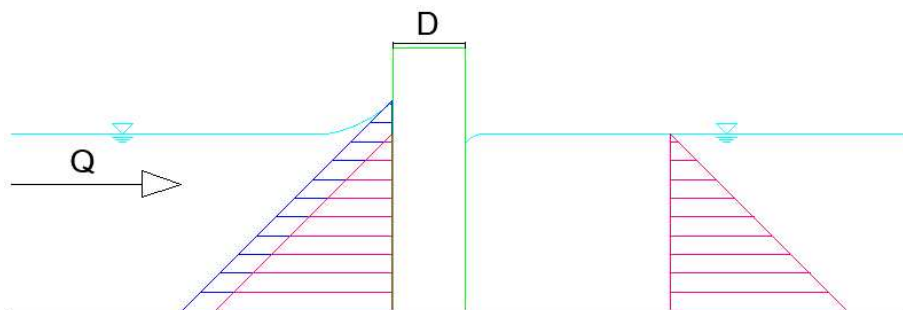


Fig. 5.2.a Schema delle pressioni intorno alla pila

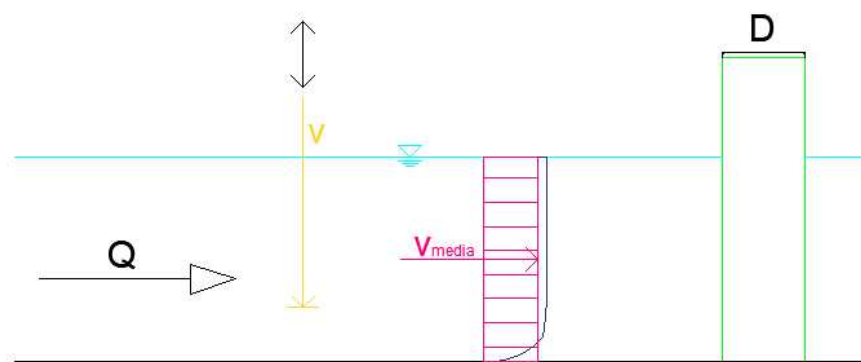


Fig. 5.2.b Schema delle velocità e velocità media lungo la sezione trasversale

5.2.1 La forza di drag

Per permettere di ottimizzare la progettazione e sviluppare forme più idrodinamiche delle pile, nonché ridurre le forze esercitate dall'acqua, si può eseguire una misurazione accurata, attraverso l'uso di celle di carico, delle forze di Lift e di Drag che si vengono a generare per l'impatto della corrente sulla pila e sull'impalcato di un ponte. Tali forze vengono definite di seguito.

La *forza di Lift (portanza)* è la componente della forza risultante esercitata dall'acqua sull'impalcato e pila che agisce perpendicolarmente (verticalmente) alla direzione della corrente. In altre parole, è la forza che tende a sollevare l'impalcato e la pila verso l'alto. I fattori che influenzano tale forza sono molteplici: a determinarne l'aumento sono le velocità maggiori e un diametro del palo maggiore; la profondità a cui è immersa la pila e una sezione non circolare influiscono sulla distribuzione delle pressioni e quindi indirettamente sulla forza di Lift.

La *forza di Drag (resistenza)* è la componente più significativa della forza esercitata dall'acqua sulla pila che agisce parallelamente alla direzione del flusso principale. È la forza che si oppone al moto della pila e tende a frenarla. La forza di Drag è causata principalmente

dall'attrito tra l'acqua e la superficie della pila e dalla formazione di vortici a valle della pila. I fattori che influenzano tale forza sono molteplici: a determinarne l'aumento anche in questo caso sono le velocità maggiori (si nota dall'equazione che la forza di Drag dipende dal quadrato della velocità) e le superfici ruvide o con asperità che generano una maggiore resistenza all'avanzamento dell'acqua. Non di minore importanza la forma della sezione trasversale della pila, che, se presenta spigoli vivi genera maggiore resistenza. L'equazione che descrive la forza di Drag è:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho v^2 C_D A$$

dove

- ~ F_D è la forza di drag.
- ~ ρ è la densità del fluido.
- ~ v è la velocità del flusso.
- ~ C_D è il coefficiente di drag (funzione di Reynolds e forma del corpo).
- ~ A è l'area frontale del cilindro ($A = Dh$, con D diametro e h altezza del cilindro immerso, ovvero il livello, Fig. 5.2.c).

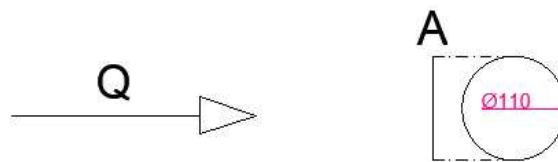


Fig. 5.2.c Schema della sezione di impatto del flusso sulla pila, $A = D \cdot h$

Il coefficiente di drag C_D è funzione di numerosi parametri, tra i quali abbiamo, ad esempio, la forma dell'ostacolo, la sua scabrezza ed altri parametri adimensionali come il numero di Reynolds. Il valore varia ampiamente tra diversi regimi di flusso (rif. par. 4.1):

- In regime laminare, quindi per bassi valori nel numero di Reynolds ($Re < 10^3$):

$$C_D \propto 1/Re$$

- In regime turbolento, quindi per alti valori nel numero di Reynolds ($Re > 10^5$):

C_D si riduce e tende a stabilizzarsi, a causa del ritardo nella separazione del flusso.

Il coefficiente di Drag assume valori nel range 0.5-2.0.

5.3 Fenomeni locali: formazione di vortici ed erosione al fondo

Le pile per strutture idrauliche come ponti sono spesso costruite in canali aperti. Generalmente, l'ingegnere strutturale è interessato all'aspetto delle pile in relazione alle caratteristiche circostanti, mentre l'ingegnere idraulico è interessato alla misura in cui le pile causano un'ostruzione al flusso, influenzando così il modello di flusso e dissipando l'energia.

La base scientifica della progettazione strutturale dei ponti è altamente avanzata, ma una teoria unificata per stimare la profondità dell'erosione alle pile (e alle spalle) è ancora in una fase di sviluppo, nonostante la notevole quantità di ricerche presenti in letteratura, principalmente a causa della natura complessa del problema.

Negli ultimi anni sono apparsi numerosi articoli che trattano aspetti dell'erosione alla base delle pile dei ponti. La maggior parte degli articoli, basati su dati di laboratorio, descrive il modello comportamentale dell'erosione dei ponti attorno alle pile cilindriche, evitando gli effetti di forma e allineamento. Questa sezione esamina i modelli di flusso generali e il

meccanismo di erosione attorno ad una pila di un ponte come osservato da precedenti ricerche⁸.

La presenza della pila può indurre fenomeni locali, come la formazione di vortici e l'erosione del fondo (Fig. 5.3.a – 5.3.b). Quando la corrente (flow) si avvicina alla pila, è costretta ad una decelerazione per superare l'ostacolo e questo provoca un cambio di direzione della corrente verso il basso (downflow), dato che l'unica direzione che le rimane consentita è quella verticale. In particolare, la corrente si muove verso il basso perché sulla facciata della pila è presente una pressione di ristagno decrescente con la profondità e questo seppur debole gradiente costringe l'acqua a muoversi verso il fondo del fiume. Il downflow arriva al fondo dell'alveo come un getto verticale e tende a generare un solco alla base della pila, che poi, sviluppandosi, dà luogo ad una fossa di erosione.

Il contributo maggiore all'erosione localizzata è però dato dai vortici a forma di ferro di cavallo (horeshoe vortices) che si sviluppano alla base delle pile a seguito delle correnti downflow e che Raudkivi (1986) definisce come “*una conseguenza dell'erosione e non la sua causa*”⁹. La corrente verticale, infatti, arriva sul fondo dell'alveo e si trova nuovamente costretta a cambiare direzione di propagazione perché ogni ulteriore movimento verso il basso è impedito. Questi vortici si propagano quindi verso valle e diminuiscono rapidamente di intensità, ma danno comunque un importante contributo all'erosione (agiscono come “aspirapolveri”, risucchiando i sedimenti dal letto dell'alveo). Siccome all'aumentare della

⁸ H.M. Ali Kamil e K. Othman, *Simulation of flow around piers* in Journal of Hydraulic Research, Marzo 2002, pag. 161

⁹ A.J. Raudkivi, *Functional trends of scour at bridge piers* in Journal of Hydraulic Engineering, 1986

profondità dello scavo tali vortici tendono a diminuire è facile che si raggiunga una profondità di equilibrio per la fossa di erosione.

Un terzo contributo all'erosione è poi fornito dai vortici a scia (wake vortices), che si formano sul retro della pila per l'intera altezza della corrente. Sono generati dalla separazione del flusso di corrente ai due lati della pila e vengono portati verso valle da una debole corrente. Siccome questi vortici hanno intensità sempre più debole allontanandosi dalla pila è possibile che, a seguito dell'erosione in prossimità della pila si abbia un deposito di materiale immediatamente a valle.

Infine, a causa della pressione di ristagno sulla facciata della pila, il pelo libero si alza e quindi si generano piccoli vortici circolari denominati surface rollers.

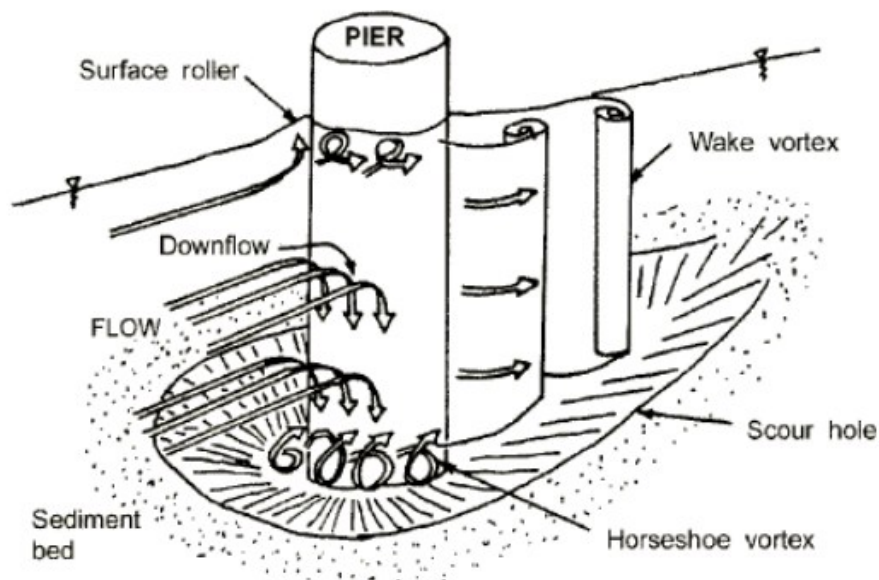


Fig. 5.3.a Schema dei fenomeni locali che interessano una pila da ponte con particolare riferimento alla formazione di vortici e all'erosione alla base della pila (Melville et al.)¹⁰

¹⁰ A. Keshavarzi, B.W. Melville e J. Ball, *Three-dimensional analysis of coherent turbulent flow structure around a single circular bridge pier*, 17 Gennaio 2014, pag. 2

Come accennato in precedenza, sono molti gli studi inerenti al tema dell'erosione locale in prossimità delle pile da ponte, fenomeno che si sviluppa quando il campo di flusso locale vicino ai pilastri è abbastanza forte da rimuovere il materiale d'alveo. La profondità dell'erosione è direttamente correlata alla dimensione dell'ostacolo (la pila) e dipende dal tempo, poiché si raggiunge gradualmente un equilibrio tra la capacità erosiva del flusso e la resistenza del materiale del fondo alveo.

La Figura 5.3.b è simile alla Figura 5.3.a, riporta lo schema del flusso in corrispondenza di una pila cilindrica secondo lo studio sui modelli di flusso mutevoli intrapreso da Melville (1977) durante un processo di scavo, ma riporta inoltre lo stesso comportamento in sezione longitudinale.

Come si può osservare l'erosione inizia ai lati del pilastro e si propaga verso valle lungo il perimetro del cilindro fino a incontrarsi sulla linea centrale. Si forma così una cavità poco profonda, concentrica con il cilindro, ma non nella regione della scia. Il flusso discendente agisce come un getto verticale erodendo una trincea di fronte al pilastro. Durante le prime fasi di sviluppo, il fronte della trincea è molto ripido e quasi verticale. La trincea si attenua o scompare completamente quando l'erosione raggiunge la profondità di equilibrio. L'escavazione della trincea indebolisce il pendio della buca di erosione soprastante, che crolla in piccole frane, mantenendo l'angolo di pendenza. Il materiale crollato viene espulso dalla trincea dal flusso discendente e trasportato a valle dalla corrente, dove si forma un banco. La parte superiore della buca di erosione ha la forma di un tronco di cono

rovesciato, con un angolo di pendenza pari all'angolo di riposo del materiale del letto in condizioni di erosione¹¹.

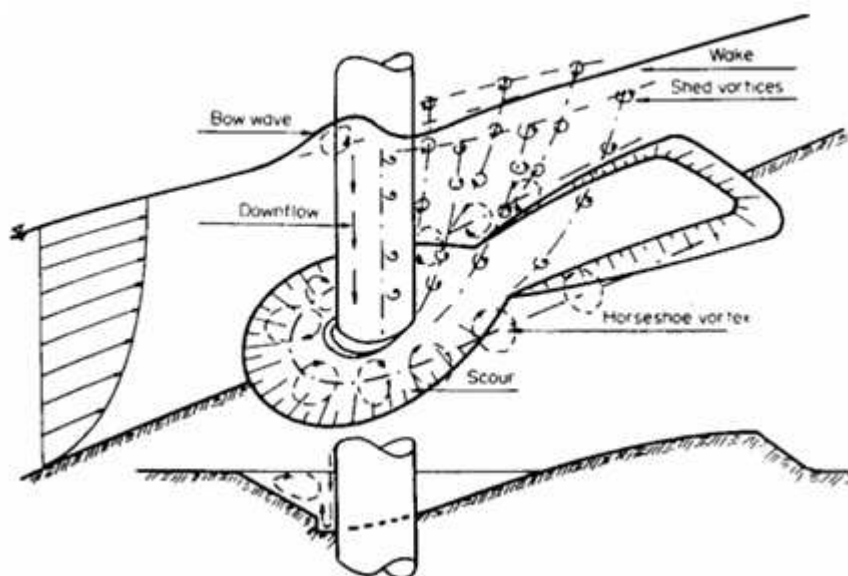


Fig. 5.3.b Schema del flusso in corrispondenza di una pila cilindrica (dopo Raudkivi)

¹¹ H.M. Ali Kamil e K. Othman, *Simulation of flow around piers* in Journal of Hydraulic Research, Marzo 2002, pag. 162

6. STRUMENTI E METODI

6.1 Strumentazione adottata

Il presente capitolo è dedicato alla descrizione dettagliata del canale idraulico e della strumentazione utilizzata per condurre le analisi sperimentali presentate in questa tesi. In particolare, verranno descritte le caratteristiche tecniche, il principio di funzionamento e le modalità operative del sensore di portata, del sensore di livello ad ultrasuoni, del misuratore di velocità e dei pressurimetri. L'accuratezza e la riproducibilità dei risultati ottenuti dipendono in larga misura dalla corretta scelta e calibrazione degli strumenti analitici. Pertanto, la conoscenza approfondita della strumentazione è fondamentale per comprendere i limiti e le potenzialità delle analisi svolte.

Tutti i dati acquisiti sono stati registrati e elaborati tramite il software WaveLogger, che ha permesso di configurare i parametri di acquisizione, visualizzare in tempo reale i segnali e salvare i dati in formato digitale per successive analisi.

6.1.1 Canale idraulico

Gli esperimenti sono stati condotti nel Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche (An).

Il canale utilizzato ha una lunghezza complessiva di 15 m, una larghezza di 0,60 m e un'altezza di 0,60 m (Fig. 6.1.a – 6.1.b).



Fig. 6.1.a Canale Idraulico situato nel Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche (vista valle – monte)



Fig. 6.1.b Canale Idraulico situato nel Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche (vista monte – valle)

Il canale è provvisto di un serbatoio riempito d'acqua posto nella zona di imbocco. L'acqua defluisce attraverso la sezione di apertura dentro il canale, scorrendo da sinistra verso destra (dal serbatoio verso valle). Al termine del canale l'acqua defluisce dalla sezione di uscita attraverso uno sfioro e viene convogliata all'interno della vasca di raccolta, dove per mezzo di una condotta è convogliato nel serbatoio in cui sono presenti le due pompe sommerse (Fig. 6.1.b – 6.1.c). Una volta riempito il serbatoio d'acqua, il canale è completamente autonomo per l'approvvigionamento del liquido. Inoltre, grazie alla presenza di un galleggiante nella vasca in cui sono posizionate le pompe, è costantemente controllato il livello di riempimento, poiché nel caso in cui l'acqua non sia sufficiente a permettere il funzionamento delle pompe queste si spengono automaticamente.



Fig. 6.1.c Porzione centrale del canale idraulico che mostra, in prossimità della griglia a terra, la vasca di raccolta in cui sono posizionate le pompe 1 e 2 (visibile anche la postazione di controllo)



Fig. 6.1.d Vista della condizione di valle del canale idraulico

La portata è regolabile selezionando la pompa 1 e/o la pompa 2 e impostando un valore manualmente (Fig. 6.1.e). Una pompa da sola può sostenere un massimo di 50 Hz, che corrisponde a circa 50 l/s perciò per portate superiori si azionano entrambe le pompe. Il livello dell'acqua nella sezione di uscita è regolabile attraverso una paratia mobile (Fig. 6.1.d). Dalla sezione di uscita l'acqua defluisce nel serbatoio di scarico per poi essere rimessa in circolo dalle pompe (Fig. 6.1.b – 6.1.c – 6.1.d).



Fig. 6.1.e Sistema di controllo per l'azionamento delle pompe posto in testa al canale idraulico

I vetri che compongono le pareti laterali del canale sono fissati alla struttura metallica con dei montanti. Nel telaio superiore della sezione di misura è montato un binario di alluminio sul quale scorrono dei carrelli per la movimentazione e il posizionamento della strumentazione necessaria (Fig. 6.1.f).

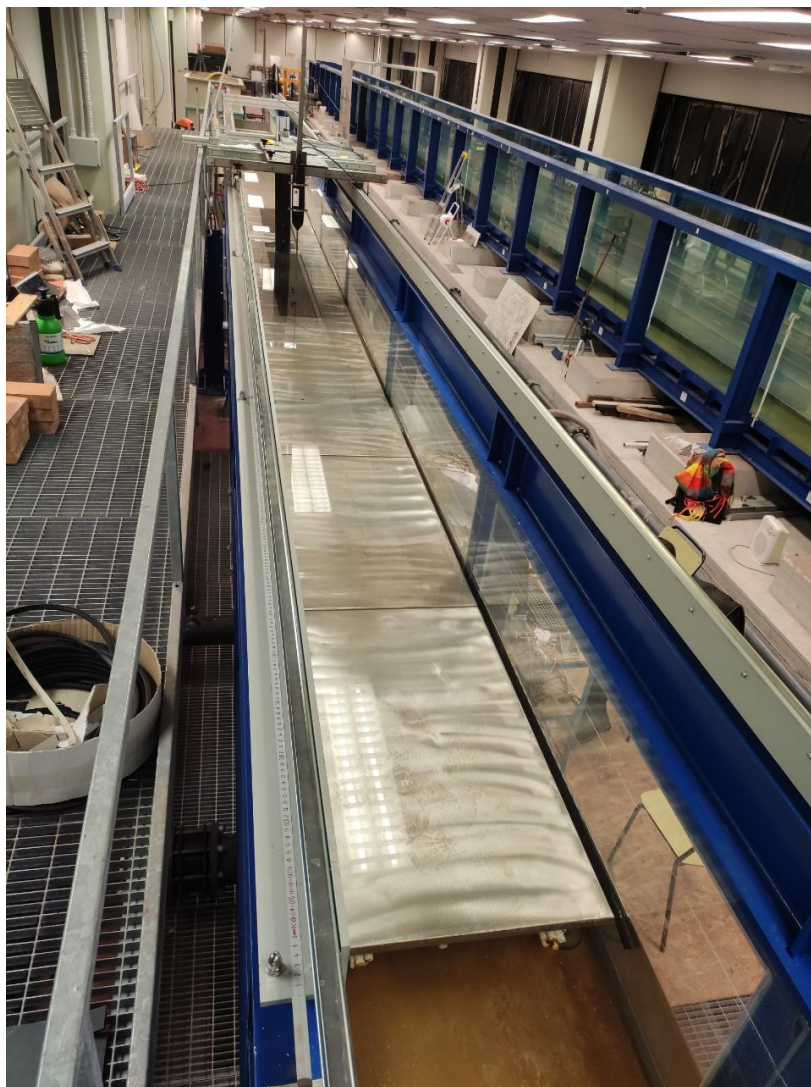


Fig. 6.1.f Canale idraulico visto dall'alto

Il canale è sorretto da due supporti. Il supporto più vicino all'imbocco è fisso, l'altro è mobile. Il supporto mobile è dotato di un sistema a pistone di sollevamento che permette l'inclinazione del canale (Fig. 6.1.b). L'inclinazione è motorizzata, premendo un interruttore si può regolare da 0% a 2% facendo riferimento ad una scala millimetrica posizionata lungo il supporto.

6.1.2 Strumenti di misurazione nel dettaglio

Come riportato in precedenza, nel canale fluviale, al fine di eseguire le prove sperimentali, sono stati collocati i diversi strumenti di misura:

- *Sensori di portata:* per misurare la portata nel canale è stato adottato il misuratore di portata elettromagnetico Proline Promag W 400 (Fig. 6.1.g) il cui principio di funzionamento si basa sulla legge di induzione elettromagnetica. In pratica, il misuratore genera un campo magnetico perpendicolare alla direzione del flusso del fluido. Quando un fluido conduttivo (come l'acqua) attraversa questo campo magnetico, al suo interno si induce una tensione elettrica proporzionale alla velocità del fluido. Lo strumento legge il valore di portata in l/s e il range di acquisizione va da un minimo di 0 ad un massimo di 150 l/s.



Fig. 6.1.g Sensore di portata Proline Promag W 400

- *Sensori di livello:* per misurare la distanza e, di conseguenza, il livello nel canale sono stati adottati i sensori di livello Baumer UR18.DA0.2-UAMJ.9SF (Fig. 6.1.h). Questi sensori utilizzano onde sonore ad alta frequenza (ultrasuoni) per effettuare le misurazioni. Il sensore emette un impulso ultrasonico che si propaga nell'ambiente

fino ad incontrare una superficie (ad esempio, il livello liquido). L'onda sonora viene riflessa dalla superficie e torna al sensore. Misurando il tempo impiegato dall'impulso per andare e tornare, il sensore calcola la distanza tra sé e la superficie e di conseguenza il livello liquido. Lo strumento legge la distanza in mm e il range di acquisizione va da un minimo di 20 ad un massimo di 1000 mm.

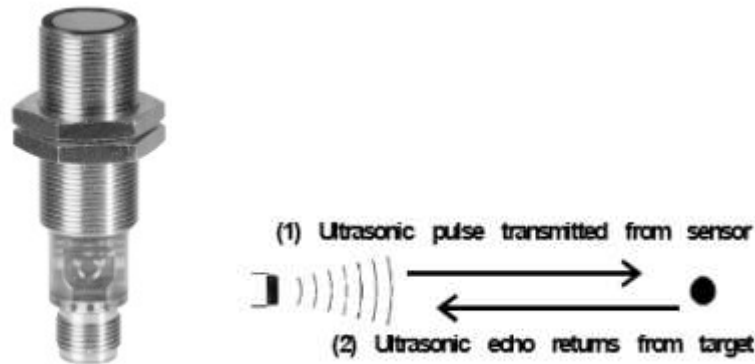


Fig. 6.1.h Sensore di livello ad ultrasuoni Baumer UR18.DA0.2-UAMJ.9SF e relativo funzionamento

- *Sensori di pressione:* per misurare la pressione intorno al palo sono stati adottati due trasmettitori di pressione relativa Keller 23SY (Fig. 6.1.i) e due trasduttori di pressione assoluta miniaturizzati e resistenti Kulite XTL-190S (Fig. 6.1.j). Entrambi i sensori utilizzano il principio della piezoresistività per convertire una variazione di pressione in un segnale elettrico. Al loro interno, è presente un elemento sensibile alla pressione che, quando viene sottoposto a una forza, varia la sua resistenza elettrica. Misurando questa variazione di resistenza, è possibile determinare con precisione il valore della pressione applicata. Oltre alla dimensione una differenza sostanziale tra i due sensori è la frequenza di risposta che risulta molto più rapida con i Kulite. Entrambi gli strumenti restituiscono la pressione in mbar e il range di

acquisizione è 0 – 200 mbar per i pressurimetri Keller e 0 – 1200 mbar per i pressurimetri Kulite che misurano la pressione assoluta.



Fig. 6.1.i Sensore di pressione Keller 23SY



Fig. 6.1.j Sensore di pressione Kulite XTL-190S

- *ADV, Acoustic Doppler Velocimeter*: è un velocimetro acustico ad alta risoluzione impiegato per misurare le tre componenti (x, y, z) di velocità dell'acqua utilizzando quattro ricevitori tutti focalizzati sullo stesso volume di campionamento (Fig. 6.1.k e 6.1.l). Per questo particolare tipo di strumento con 4 trasduttori di ricezione, viene emessa una velocità z extra, quindi sono lette sia le velocità in verticale verso l'alto (z_1) che quelle verticali verso il basso (z_2). La direzione positiva delle x è di solito identificata da un segno rosso posto su uno dei ricevitori.

Il Vectrino prodotto dalla Nortek utilizza il principio dell'effetto Doppler per effettuare le sue misurazioni. In pratica, emette impulsi ultrasonori e misura la frequenza con cui questi impulsi vengono riflessi dalle particelle in movimento

all'interno del fluido (come ad esempio bolle d'aria o particelle sospese). Lo strumento legge la velocità in m/s e il range di acquisizione va da un minimo di -1 ad un massimo di 1 m/s (mutato a $\pm 0,30$ m/s in assenza di pedane e per portate inferiori a 60 l/s). Inoltre la frequenza di acquisizione impostata per la campagna sperimentale è di 100 Hz.



Fig. 6.1.k ADV, Acoustic Doppler Velocimeter, dotato di trasmettitore, ricevitore e sensore di temperatura in prossimità della testa dello strumento

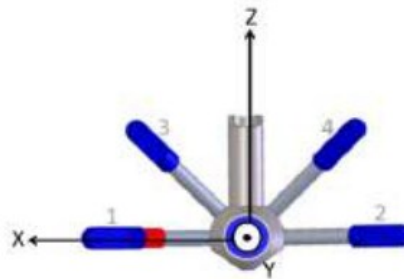


Fig. 6.1.l ADV, Acoustic Doppler Velocimeter, sistema di coordinate

- *Cella di carico*: è un trasduttore, ovvero un dispositivo che converte una grandezza fisica (in questo caso, una forza) in un segnale elettrico misurabile (Fig. 6.1.m). In pratica, è un sensore che misura la forza applicata su di esso, deformandosi leggermente sotto carico. Questa deformazione provoca una variazione di resistenza elettrica in degli estensimetri integrati nella cella che misurano le variazioni di lunghezza, generando un segnale elettrico proporzionale alla forza applicata. Tale segnale viene poi elaborato da un sistema di misura (ad esempio, un amplificatore e

un convertitore analogico-digitale) per ottenere un valore numerico corrispondente alla forza applicata. Il trasmettitore di peso adottato per convertire il segnale analogico (continuo) proveniente dalla cella in segnale digitale (discreto) è il TLB4 (Fig. 6.1.n). Lo strumento misura la forza in grammi, successivamente convertita in Newton per il confronto con la forza di drag calcolata.

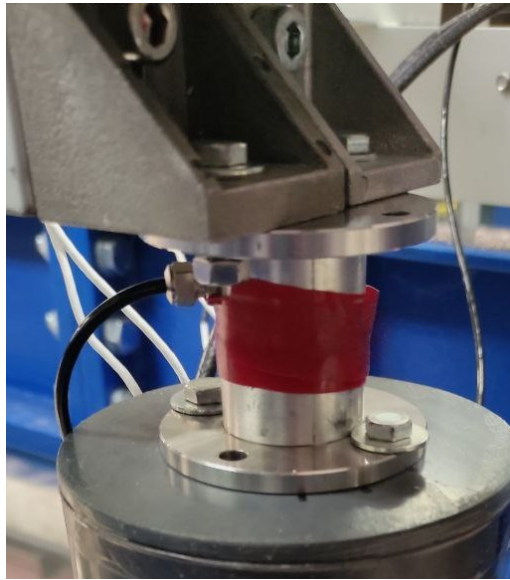


Fig. 6.1.m Cella di carico posizionata in testa al palo



Fig. 6.1.n TBL4 trasmettitore di peso a 4 canali di lettura indipendenti con visualizzazione del peso totale

È stato inoltre adottato NI-MAX (National Instruments Measurement & Automation Explorer), un software sviluppato da National Instruments per la configurazione, gestione e diagnostica dei dispositivi hardware utilizzati nei sistemi di acquisizione dati (DAQ) e controllo. Funziona come un'interfaccia centralizzata che consente di rilevare i dispositivi collegati, configurarne i parametri operativi e testarne il funzionamento. Ad esso, infatti, sono stati connessi i diversi strumenti in modo da avere misure sincrone e per ognuno sono state definite le scale di acquisizione al fine di controllarne la corretta operatività.

6.2 Modelli idrodinamici a fondo fisso e mobile

Nel canale del Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche sono state condotte delle prove sperimentali per lo studio dell'idromorfodinamica intorno alla pila di un ponte di forma cilindrica. Quelle in esame hanno riguardato un modello con fondale rigido in presenza di un palo per valutare la forza totale esercitata dalla corrente sullo stesso e il campo di velocità, con particolare attenzione alla pressione generata sulla superficie laterale del palo.

La campagna sperimentale futura riguarderà un modello fisico a fondo mobile al fine di studiare in presenza di un palo non solo l'idrodinamica ma anche la variazione nella morfologia del fondo indotta dal flusso.

I canali in base alla natura del fondo, si distinguono in due tipologie principali:

- **Modelli a fondo fisso:** In questi canali, il fondo è costituito da un materiale solido e non deformabile, come il calcestruzzo o la roccia. La geometria del fondo rimane quindi invariata nel tempo, a meno che non si verifichino eventi eccezionali come

terremoti o erosioni particolarmente intense. I modelli in laboratorio riproducono tali condizioni.

- **Modelli a fondo mobile:** Al contrario, in questi canali il fondo è costituito da materiale sedimentario, come sabbia o ghiaia, che può essere facilmente eroso e depositato dall'azione dell'acqua. La geometria del fondo, quindi, è soggetta a continue modifiche nel tempo, in base alla portata dell'acqua, alla velocità del flusso e alla granulometria del materiale di fondo. Inoltre anche le grandezze idrodinamiche sono influenzate continuamente dalle variazioni del fondale, per cui negli studi a fondo mobile tutte le grandezze variano nel tempo fino a che non si raggiunge una condizione di equilibrio nel fondo.

Le differenze principali dei due modelli sono riportate in Tabella 2:

CARATTERISTICA	FONDO FISSO	FONDO MOBILE
<i>Materiale del fondo</i>	Solido e non deformabile	Sedimentario
<i>Geometria del fondo</i>	Stabile nel tempo	Soggetta a continue modifiche
<i>Vantaggi</i>	Maggiore stabilità, minore manutenzione, maggior controllo delle grandezze idrodinamiche.	Maggiore capacità di adattamento alle variazioni di portata. Maggiore rappresentatività della condizione reale.

CARATTERISTICA	FONDO FISSO	FONDO MOBILE
<i>Svantaggi</i>	Minore flessibilità, minore rappresentatività della condizione reale.	Maggiore difficoltà di progettazione e gestione, rischio di sedimentazione.

Tabella 2 Confronto fondo fisso e fondo mobile

Individuare le differenze tra i due modelli è utile al fine di una corretta progettazione.

6.2.1 Configurazione prove con fondo fisso

Per simulare le interazioni tra le strutture in alveo e il flusso dell'acqua in un canale, è stato allestito nel Laboratorio di Idraulica dell'Università un modello idraulico a fondo fisso. La scelta di un fondo fisso ha permesso di isolare l'effetto del palo sul flusso, evitando le complicazioni dovute al movimento dei sedimenti tipico dei fondali fluviali/marini.

Il canale presente in laboratorio ha le seguenti dimensioni: lunghezza 15 m, larghezza 0,60 m, altezza 0,60 m come precedentemente descritto. Gli strumenti adottati per le acquisizioni sono: il misuratore di velocità (Nortek vectrino), quattro sensori di pressione (due Keller e due Kulite), tre sensori di livello e un sensore di portata. In questa sezione viene presentato il layout del modello fisico.

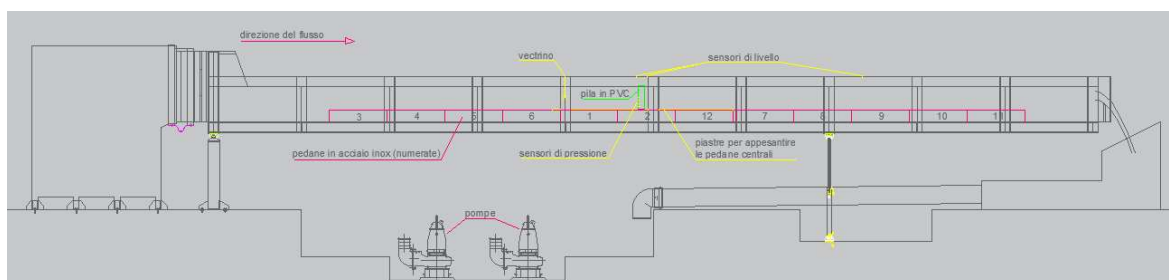


Fig. 6.2.a Configurazione del canale a fondo rigido

Come si evince dall'immagine (Fig. 6.2.a – 6.2.b) all'interno del canale sono collocate 12 pedane (numerate) di altezza 0,22 m e un cilindro verticale in PVC del diametro di 0,11 m (che rappresenta la pila a sezione circolare di un ponte). Le pedane sono state disposte in serie a partire da 1,88 m dall'inizio del canale. Dato che *“un corpo immerso in un fluido riceve una spinta dal basso verso l'alto pari al peso della quantità di fluido spostato”*¹², è stato valutato che per evitare il galleggiamento delle pedane queste devono essere appesantite con un peso di almeno 13 kg. Perciò tutte le pedane sono state appesantite. Quelle centrali, numerate 1, 2 e 12, sono state appesantite con delle piastre per evitarne il galleggiamento in fase di acquisizione, in quanto successivamente saranno spostate (Fig. 6.2.b); rispettivamente la 1 e 2 a monte e la 12 a valle per le analisi su modello idrodinamico con fondo mobile.

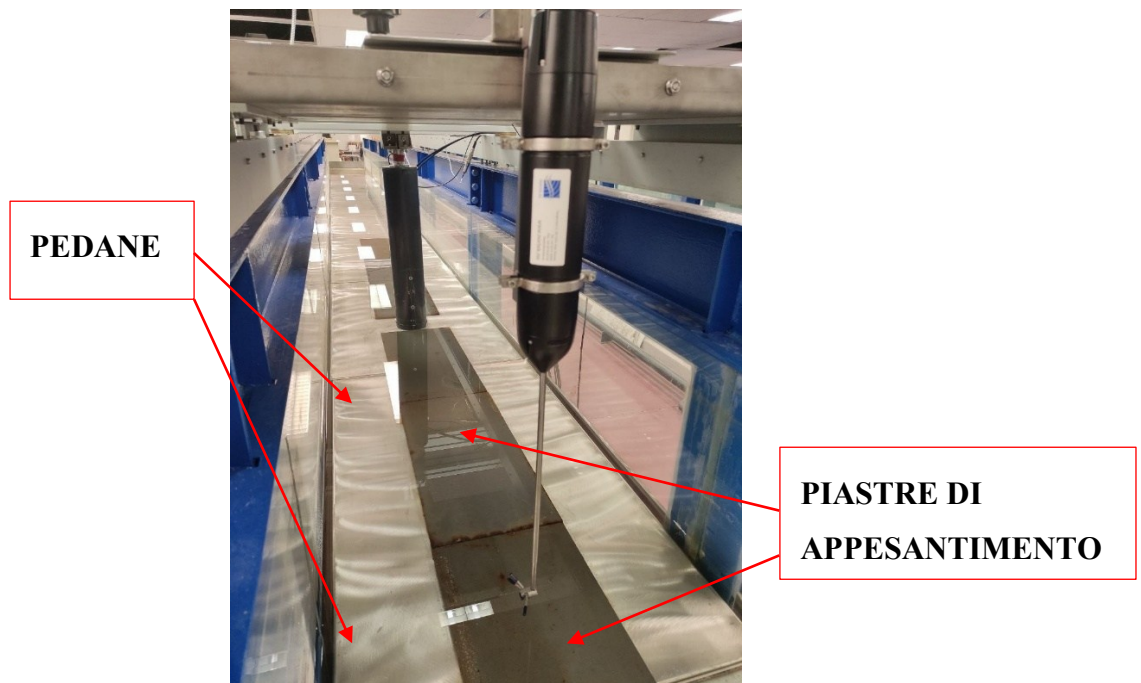


Fig. 6.2.b Configurazione del canale a fondo rigido, con vista delle pedane, delle piastre di appesantimento, del vetricino e del palo (nonché della cella di carico posta in testa)

¹² Principio di Archimede, riguarda i corpi immersi nei fluidi (come acqua e gas)

L'altezza della paratia a valle è stata posta a 0,30 m questo implica che essendo l'altezza delle pedane 0,22 m la differenza ci definisce il massimo tirante che possiamo avere in condizioni di acqua ferma è pari a 0,08 m. Successivamente è stata alzata a 0,40 m in modo da avere un tirante di 0,18 m.

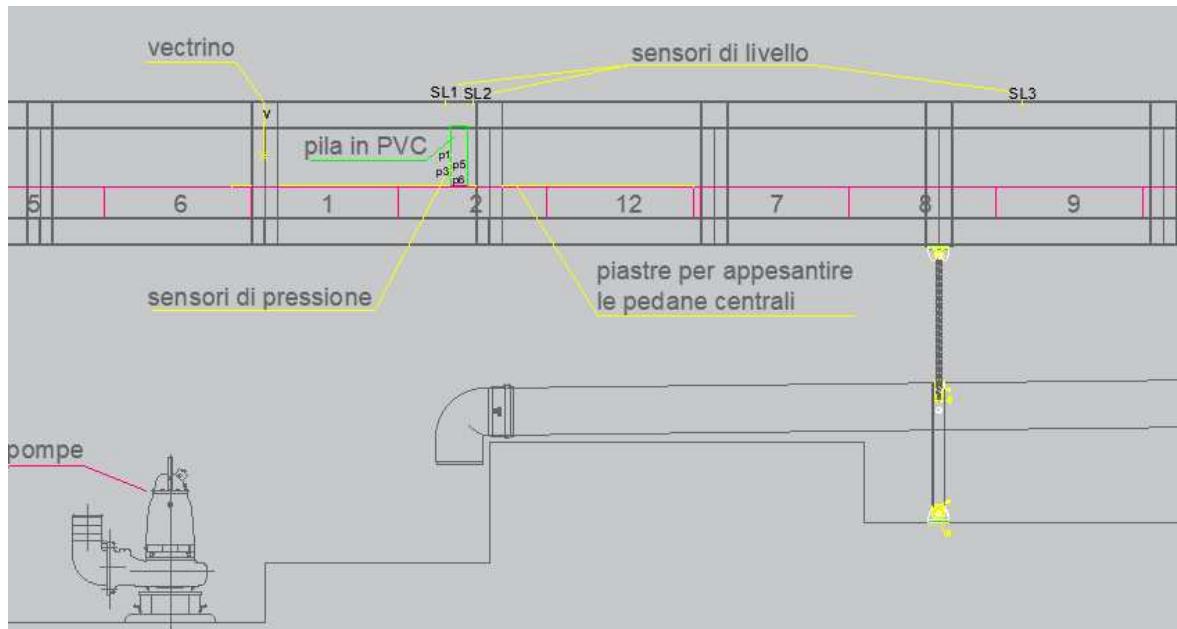


Fig. 6.2.c Zoom del canale che mostra la collocazione degli strumenti di misura

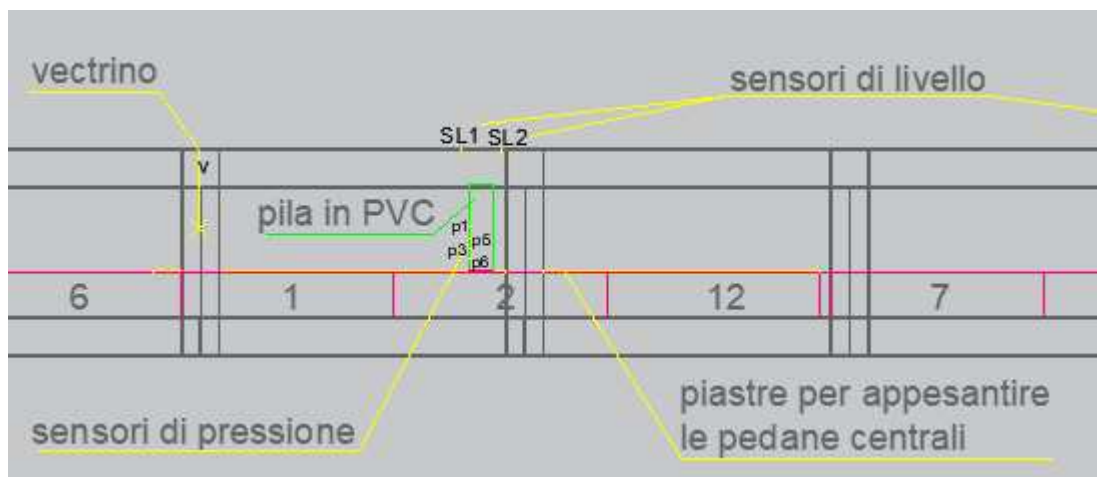


Fig. 6.2.d Zoom della porzione centrale del canale che mostra gli strumenti disposti nel contorno della pila

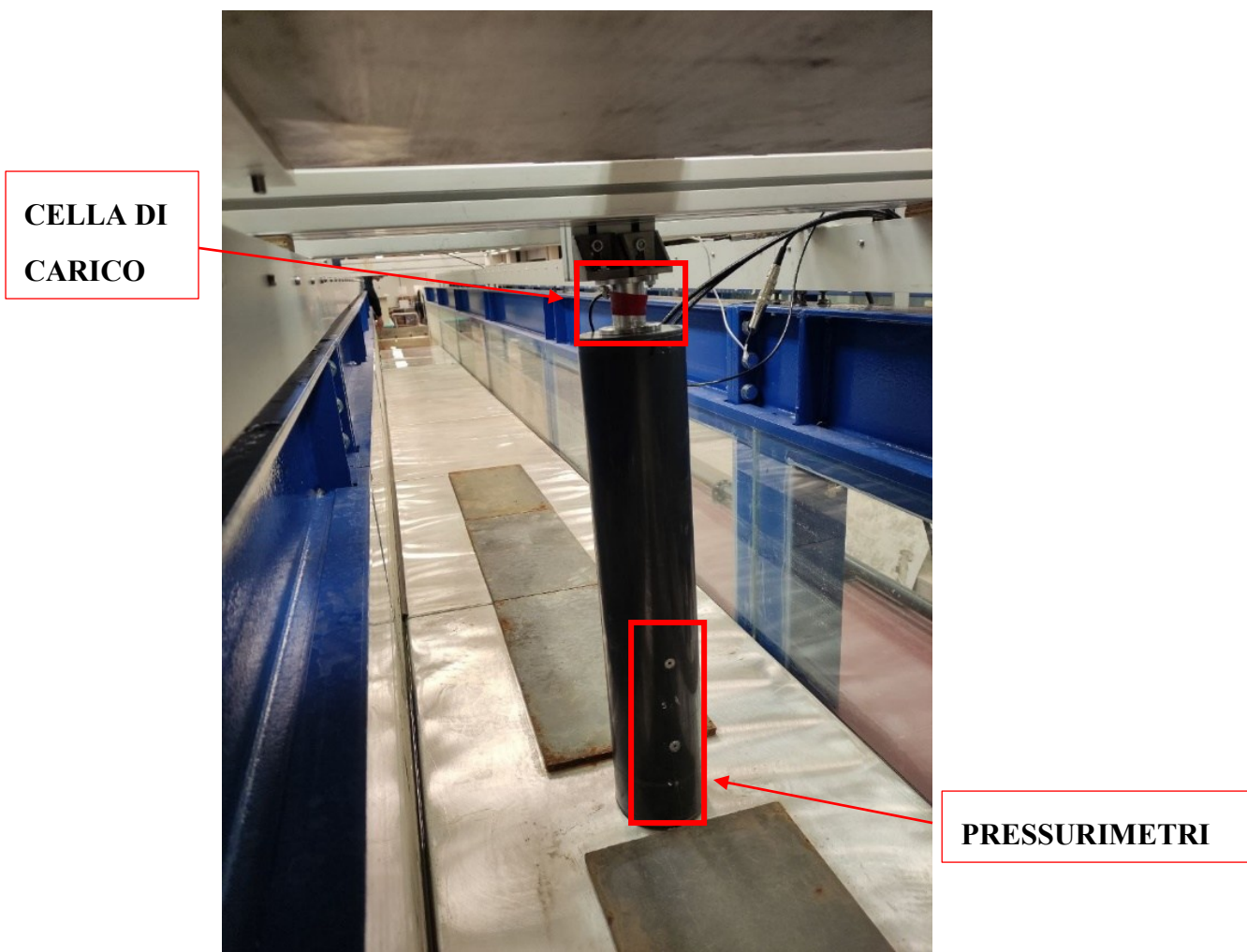


Fig. 6.2.e Configurazione del palo per la prova con vista della collocazione dei pressurimetri e della cella in testa

Il cilindro (come mostrato in Fig. 6.2.c – 6.2.d – 6.2.e) è stato equipaggiato con quattro trasduttori di pressione (nominati p1, p3, p5 e p6), disposti lungo una linea verticale e rivolti inizialmente nella direzione di provenienza del flusso, per misurare le pressioni a diverse profondità. In seguito il palo è stato ruotato di 60, 120 e 180 gradi dalla configurazione iniziale, per analizzare nel dettaglio come varia la pressione lungo la superficie laterale del palo. I trasduttori sono stati collocati in maniera alternata: p6 a 5.5 cm dal fondo (Kulite XTL-190SM), p3 a 10.4 cm (Keller 23SY), p5 a 15.5 cm (Kulite XTL-190SM) e p1 a 20.7

cm (Keller 23SY). Il cilindro è stato vincolato in testa con viti e bulloni in modo da evitarne il movimento sotto l'azione del flusso. Alla sommità del cilindro è stata installata una cella di carico Deltatech P500.BIAX-S/400N per misurare la forza totale esercitata dal flusso sul palo.



Fig. 6.2.f Configurazione del primo e secondo sensore di livello posti a monte e a valle del palo e vista del supporto del palo



Fig. 6.2.g Configurazione del terzo sensore di livello posto più a valle del palo

Sono stati collocati tre sensori di livello (rif. Fig. 6.2.c – 6.2.f – 6.2.g), posizionati con la faccia attiva rivolta perpendicolarmente rispetto al flusso e al centro del canale:

- Il primo sensore di livello è stato collocato a monte della pila a 7,12 m dall'inizio del canale. Tale sensore è stato posizionato in modo tale da valutare il sovrizzo ovvero l'innalzamento del livello dell'acqua. Tale fenomeno nasce in presenza di un ostacolo, per cui l'acqua viene costretta a rallentare e ad innalzarsi per poterlo oltrepassare.

- Il secondo sensore di livello è stato collocato in mezz'acqua del canale, a valle della pila, a 7,30 m dall'inizio del canale. In questo caso siamo dietro alla pila quindi le misure dei livelli che si possono ricavare sono inferiori al primo sensore dato che non si ha sovrallzo.
- Il terzo sensore è stato collocato nella zona più a valle del canale, a 10,97 m dall'inizio del canale, sufficientemente distante dallo sfioro al fine di non risentirne il disturbo.

Il secondo sensore di livello posizionato dietro al palo (considerando il verso della corrente) è stato adottato come riferimento principale per il livello dell'acqua e per la sincronizzazione dei diversi test.

L'analisi della velocità del flusso è stata effettuata tramite il misuratore di velocità ADV (Acoustic Doppler Velocimeter), posizionato nel canale a 5,9 m dall'inizio (Fig. 6.2.b – 6.2.c – 6.2.d). L'ADV è stato collocato davanti al cilindro per ottenere una distribuzione della velocità rappresentativa del flusso che impatta sul cilindro, ma non così vicina da essere influenzata dalla sua presenza ($>2D$, secondo Sumer et al., 1997).

6.3 Campagna sperimentale con modello idrodinamico a fondo fisso

La campagna sperimentale, condotta presso il canale fluviale, è stata concepita per comprendere appieno in che modo la presenza di un palo in un canale possa influire sull'idromorfodinamica.

Il canale ha pendenza variabile, nel particolare si sono adottati lo 0% e l'1%. La portata minima è di 25 l/s e la massima può raggiungere i 100 l/s, per la sperimentazione non

abbiamo superato i 90 l/s poiché la vasca non ha una capacità tale da ospitare quantità maggiori.

Conoscendo la portata massima e minima che può transitare nel canale si è potuto calcolare il tirante idrico (k) in entrambe le condizioni adottando l'equazione vista in precedenza al paragrafo 4.2:

- $k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{0,1^2}{g0,6^2}} = 0,74 \text{ m}$ con $Q_{\max} = 100 \text{ l/s} = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ e $B = 0,6 \text{ m}$
- $k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{0,025^2}{g0,6^2}} = 0,056 \text{ m}$ con $Q_{\min} = 25 \text{ l/s} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$ e $B = 0,6 \text{ m}$

Ricavando poi la velocità dalla formula di Strickler e di conseguenza la portata (rif. par. 4.3.1), è stato possibile descrivere quest'ultima funzione del tirante critico:

$$Q = v * A = k_s * Rh^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * A = k_s * \left(\frac{By}{B + 2y} \right)^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * B * y$$

$$= k_s * \left(\frac{0,6y}{0,6 + 2y} \right)^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * 0,6 * y$$

Quindi impostata la pendenza del fondo (i) e il coefficiente di Gauckler-Strickler ($k_s \sim 30-40$), lavorando per tentativi si può ricavare il tirante critico per avere la portata richiesta. Determinare questo parametro è necessario al fine di stimare le altezze massime raggiungibili dall'acqua durante eventi di piena, consentendo di individuare le zone a rischio di allagamento; inoltre dato che il tirante critico segna il passaggio da un regime a superficie libera di corrente lenta a uno rapido è importante nello studio del fenomeno di erosione a livello del fondo del corso d'acqua.

Per permettere una visione più uniforme dei risultati le prove sono state condotte prima in assenza e poi in presenza delle pedane sul fondo del canale nei mesi di ottobre, novembre,

dicembre e gennaio. Le prime prove sono state condotte per tarare gli strumenti e per comprendere la condizione al contorno di valle più opportuna. Una volta calibrati gli strumenti sono state invece condotte le prove modificando la condizione al contorno di valle, ponendola a 29,2 cm variabile fino a 33,7 cm. Anche in questo caso si sono eseguite prove a pendenza nulla o dell'1%. Successivamente sono state inserite le pedane sul fondo. Questa volta sono state adottate paratie a valle di 30 e 40 cm, purtroppo insufficienti a mantenere i sensori di pressione sommersi in condizione d'acqua ferma. Per cui, in tale condizione, sono state eseguite sia misurazioni con tutti i pressurimetri fuori acqua sia con due sensori fuori e due sommersi. Premesso che sarebbe più opportuno averli tutti in acqua, al fine di eseguire le correzioni sulla pressione misurata, si è preferito adottare la seconda acquisizione in cui almeno due su quattro sono sommersi.

Gli strumenti sono stati disposti nel canale come già descritto nel paragrafo 6.2.1. Nel particolare la cella di carico, posizionata sulla sommità della pila, misura la forza totale esercitata dall'acqua sulla pila. In aggiunta e per confronto la forza dinamica è descrivibile come l'integrale delle pressioni lungo una sezione. Nelle considerazioni conclusive verrà proposto un confronto tra la forza così definita, la forza misurata con la cella di carico e la forza di drag determinata dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1.

Allo scopo di monitorare le caratteristiche idrodinamiche e cinematiche del flusso intorno al palo sono state eseguite più acquisizioni mantenendo la pendenza del canale e la condizione di valle inalterate. Il palo è stato ruotato di prova in prova di 60° per avere le misure di pressione non solo lungo la verticale in fronte al palo, ma anche lateralmente (a 60° e a 120° rispetto alla direzione principale della corrente) e dietro al palo (180°), come mostrato in Figura 6.3.a.

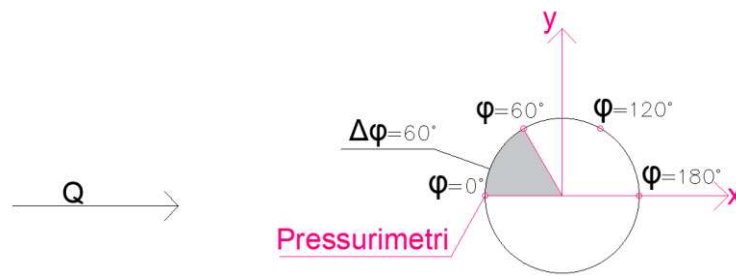


Fig. 6.3.a Schema delle rotazioni dei sensori di pressione

In primis si è eseguita una misura ad acqua ferma utile per le successive correzioni della pressione, poi è stato effettuato un test a gradini di portata, partendo da un valore iniziale di 25 l/s e incrementando la portata di 5 l/s ad ogni step, fino a raggiungere un valore finale di 90 l/s; nella prova in presenza di pedane ci siamo fermati a 75 l/s dato che la capacità del canale era ridotta. Ad ogni acquisizione sono state lette le velocità, le pressioni e i livelli (ricavati dalla misura eseguita con sensori di livello).

Inoltre, per caratterizzare la velocità lungo la sezione trasversale del canale è stato necessario muovere in verticale il misuratore di velocità (dal fondo 6,5 cm – 12,5 cm – 18,5 cm). In tal modo è stato possibile ricavare per ogni portata la velocità alle tre profondità, così da descriverne il comportamento e determinare un valore medio. Di seguito, in Figura 6.3.b, si riporta uno schema rappresentante lo spostamento concesso al misuratore e il sistema di riferimento cartesiano con cui restituisce la misura della velocità.

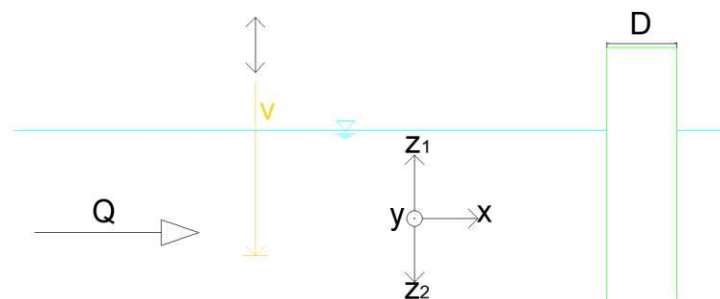


Fig. 6.3.b Schema movimentazione del misuratore di velocità e relativo sistema di riferimento

Attraverso il software Wave Logger è stata possibile analizzare simultaneamente più misure in tempo reale, infatti tutti i canali configurati vengono campionati contemporaneamente alla frequenza specifica. L'analisi viene avviata impostando acquisizione continua con frequenza di 20 Hz e fermata manualmente (perciò si è cercato di attendere circa 2 minuti prima di spegnere l'acquisizione step by step). Inoltre i dati acquisiti vengono visualizzati in tempo reale su grafici personalizzabili che riportano in ordinata la grandezza in esame e in ascissa il tempo. I file salvati sono organizzati in modo chiaro e comprensibile e possono essere aperti come file excel. Di seguito si riporta a carattere esplicativo uno screen dell'output tipo che si ottiene dal software Wave Logger (Fig. 6.3.c).

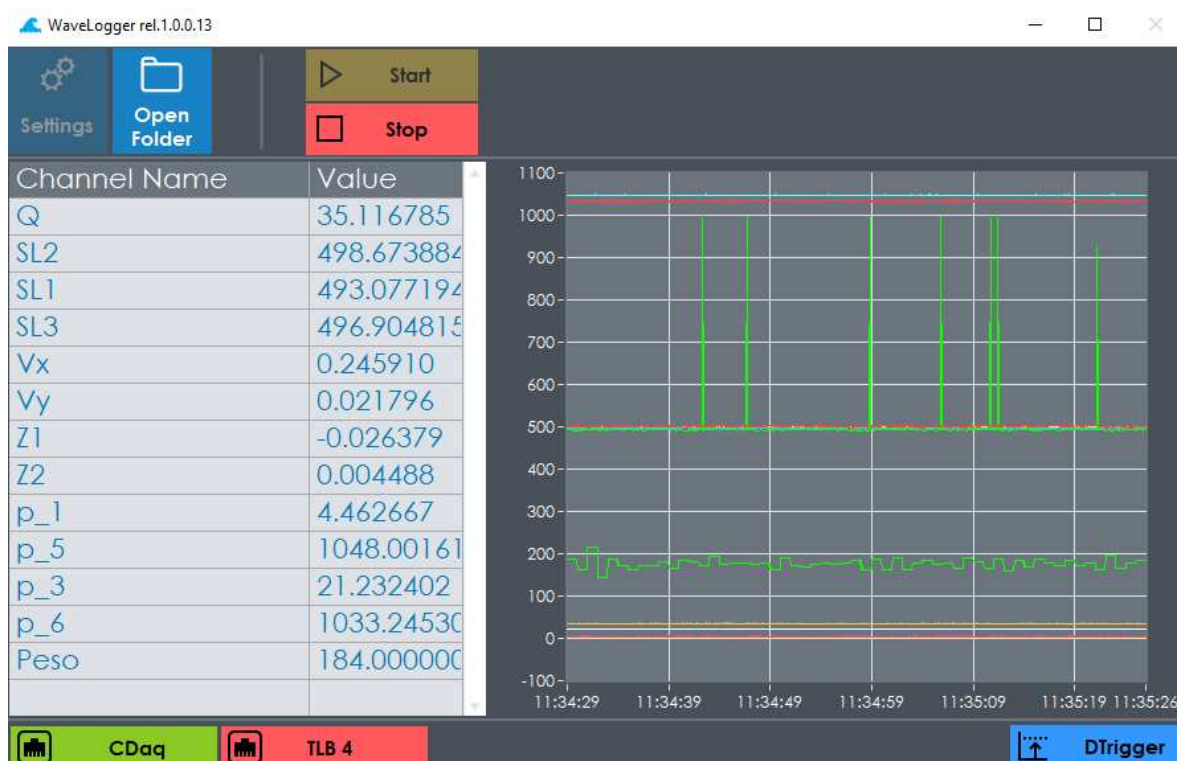


Fig. 6.3.c Output tipo dell'acquisizione tramite software Wave Logger

Il primo importante step di analisi prevedeva la valutazione di eventuali errori presenti nei dati; per esempio nella misura eseguita con sensori di livello spesso si sono osservati valori

elevati sopra soglia (fuori al range di misura massimo di 1000 mm, rif. par. 6.1.2 ed osservabile dalla linea verde chiaro in Fig. 6.3.c), specialmente in prossimità del sensore disposto a monte nel canale, dovuti probabilmente alla presenza di schiuma nella zona di imbocco che ha interferito con l'acquisizione. A tal proposito è stato necessario eliminare tali dati (de-spike) per poi eseguire una media dei restanti valori al fine di ricavare per ogni contributo di portata le misure medie della velocità, della pressione, dei livelli e della forza. Dalla Figura 6.3.c si nota anche che la cella di carico acquisisce con una frequenza diversa rispetto agli altri strumenti, ovvero pari a 1 Hz invece di 20 Hz come da impostazione.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alla fase di acquisizione.



Fig. 6.3.d Vista dall'alto della nascita di vortici di scia e a ferro di cavallo in prossimità della pila

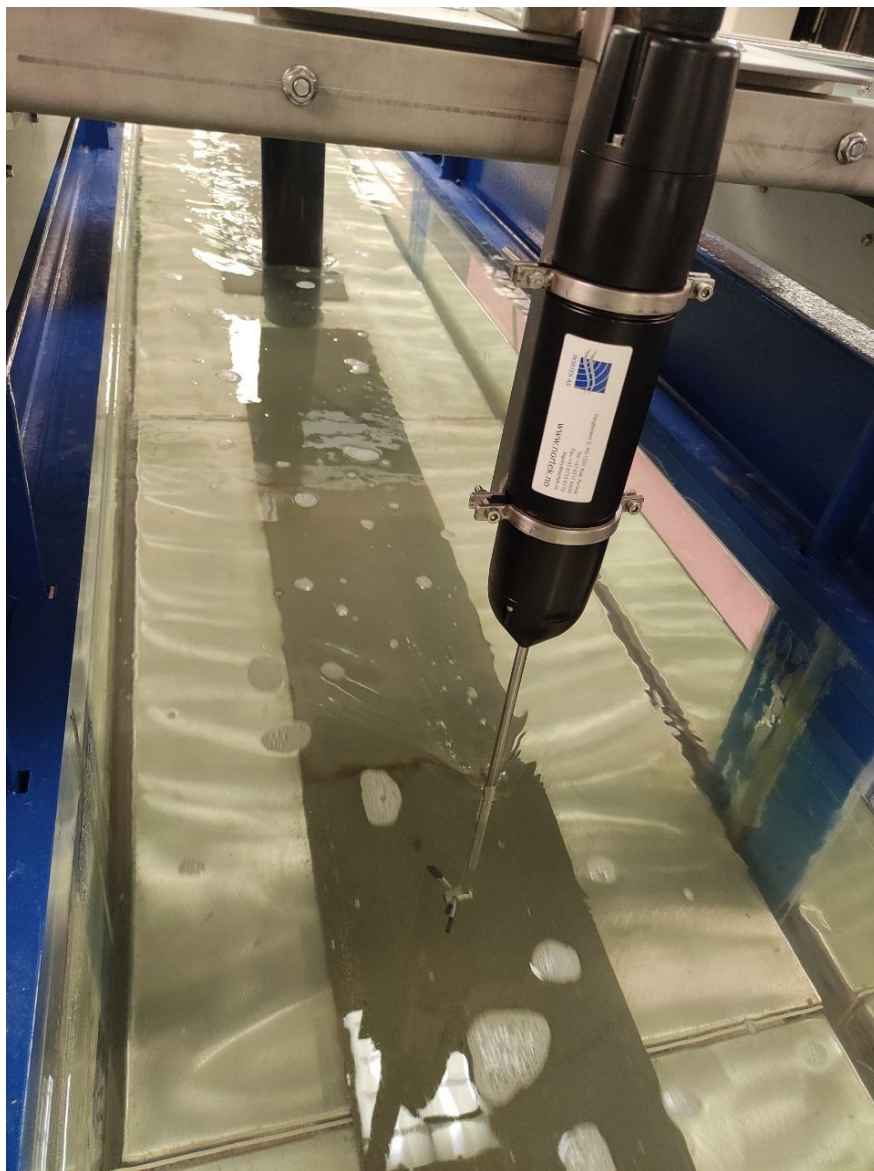


Fig. 6.3.e Vista del vectrino e del palo durante l'acquisizione, in presenza di acqua nel canale

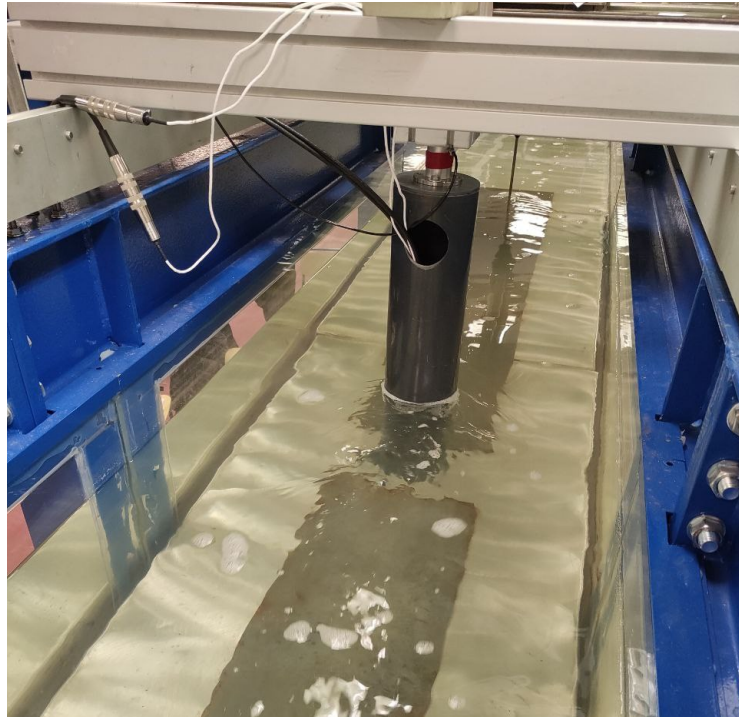


Fig. 6.3.f Vista dei vortici di scia a valle della pila



Fig. 6.3.g Vista dello sfioro a valle in presenza di una data portata

7. CENNI SU MODELLI A FONDO MOBILE

7.1 Introduzione

Il degrado dei ponti e dei viadotti italiani è una questione di vitale importanza che negli ultimi anni ha catturato l'attenzione di tecnici e politici. Un recente studio¹³ ha evidenziato che lo scalzamento delle fondazioni a causa dell'erosione causata dalle correnti d'acqua è responsabile della maggior parte dei crolli. Questo fenomeno, spesso sottovalutato, rappresenta una minaccia concreta per la sicurezza delle nostre infrastrutture. Capire come e quanto l'acqua erode le fondamenta dei ponti è fondamentale per valutare il rischio di crolli dei ponti e mettere in atto interventi di prevenzione.

In questa sezione vengono proposte successive campagne di sperimentazione di laboratorio condotte su modelli fisici a fondo mobile (rif. par. 6.2), al fine di prendere in considerazione il problema dello scavo localizzato in prossimità della pila di un ponte. In questa fase di studio, analizzata l'idrodinamica a fondo fisso, valuteremo lo scavo teorico per le diverse condizioni testate.

7.2 Regime di scavo

A seconda di come si muovono i sedimenti nel corso d'acqua durante uno scavo, possiamo distinguere due situazioni principali:

- Scavo in condizioni di *clear-water*: In questo caso, il movimento dei sedimenti sul fondo è molto limitato o addirittura assente. L'acqua ha una velocità troppo bassa, per cui la tensione tangenziale al fondo non è in grado di movimentare le particelle

¹³ Ing. Riccardo Pefano, *Lo scalzamento dei ponti: nuova emergenza* in Ingenio, 10 Marzo 2021

solide. Di conseguenza, non si ha un apporto di nuovo materiale all'interno della zona scavata. L'equilibrio si raggiunge quando la forza esercitata dall'acqua sul fondo dello scavo è bilanciata dalla resistenza del materiale presente.

- Scavo in condizioni di *live-bed*: Al contrario, quando la velocità dell'acqua è sufficientemente alta, i sedimenti sul fondo vengono messi in movimento e trasportati via. In questa situazione, si ha un continuo scambio di materiale tra il corso d'acqua e la zona scavata. L'equilibrio si raggiunge quando la quantità di sedimenti che entra è uguale a quella che esce.

Per determinare il tipo di scavo, si considera il diametro medio delle particelle che compongono il fondo del corso d'acqua (d_{50}) e si confronta la velocità dell'acqua con la velocità minima necessaria per muovere queste particelle (velocità critica).

- Se $V/V_c \leq 1$, ovvero la velocità della corrente è inferiore o uguale alla velocità critica, il trasporto solido non avviene: lo scavo avviene in acque chiare.
- Se $V/V_c > 1$, ovvero la velocità della corrente è superiore alla velocità critica, si manifesta il trasporto solido: lo scavo avviene con letto vivo.

Il grafico, sotto riportato (Fig. 7.2.a), mostra come lo scavo in un corso d'acqua sia strettamente legato alla velocità della corrente e alle caratteristiche dei sedimenti del fondo. La forma delle curve e la posizione dei picchi dipendono da diversi fattori, tra cui la granulometria dei sedimenti, la forma del letto del corso d'acqua e la presenza di ostacoli. Le curve più in alto rappresentano situazioni in cui il fondo del corso d'acqua è composto da sedimenti di dimensioni uniformi; mentre le curve più in basso rappresentano condizioni in cui il fondo è composto da sedimenti disomogenei. Il picco limite rappresenta la massima profondità relativa che può essere raggiunta per una data condizione di trasporto solido in

condizioni di clear-water. In corrispondenza del picco di live-bed, si ha la massima attività di erosione e deposizione del fondo, con una continua rimozione e deposizione di materiale. Infine il picco di corazzamento rappresenta la condizione in cui le particelle più fini vengono erose e trasportate, lasciando sul fondo le particelle più grossolane che formano una sorta di "corazza" che proteggono il fondo d'alveo dall'azione erosiva della corrente. Si nota come il picco di corazzamento coincide con il picco limite quando i sedimenti sono uniformi, mentre si sposta verso destra e in basso quando i sedimenti diventano sempre più disomogenei.

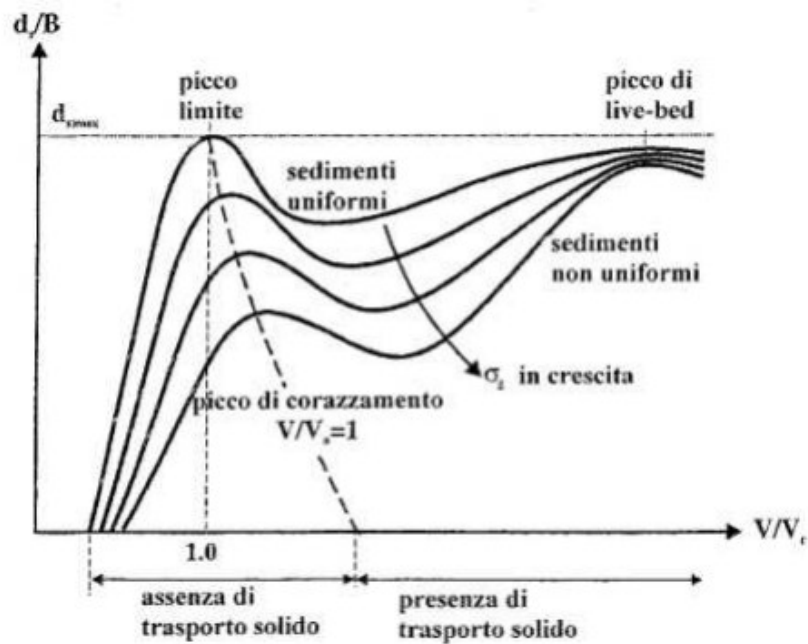


Fig. 7.2.a Andamento della profondità di erosione in funzione della velocità del flusso

La profondità di scavo di progetto, necessaria per dimensionare e posizionare le fondazioni, deve tener conto di tutti i possibili meccanismi di scavo (generale, da contrazione, locale), in quanto questi influenzano significativamente i cedimenti e le rotazioni delle pile.

La Figura 7.2.b illustra come la profondità di scavo evolva nel tempo in modo diverso a seconda delle condizioni di *live-bed* e *clear-water*. Riporta in ascissa il tempo e in ordinata il valore della profondità di scavo. Nel *live-bed*, l'interazione tra erosione e deposito porta ad un rapido raggiungimento di un equilibrio dinamico, caratterizzato da oscillazioni della profondità attorno ad un valore massimo. Al contrario, in *clear-water* l'aumento della profondità è più lento e l'equilibrio finale è meno chiaro. Numerosi studi (Melville e Chiew 1987; Yanmaz e Altinbilek 1990; Khosronejad, Kang e Sotiropoulos 2011) hanno proposto diverse interpretazioni riguardo al raggiungimento del massimo valore di scavo in *clear-water*, con alcuni autori che sostengono un tempo finito e altri un tempo infinito. È comunque evidente che la profondità massima in *clear-water* è superiore del 10% rispetto al *live-bed* e viene raggiunta in un tempo più lungo (Brocchini e Manes 2015).

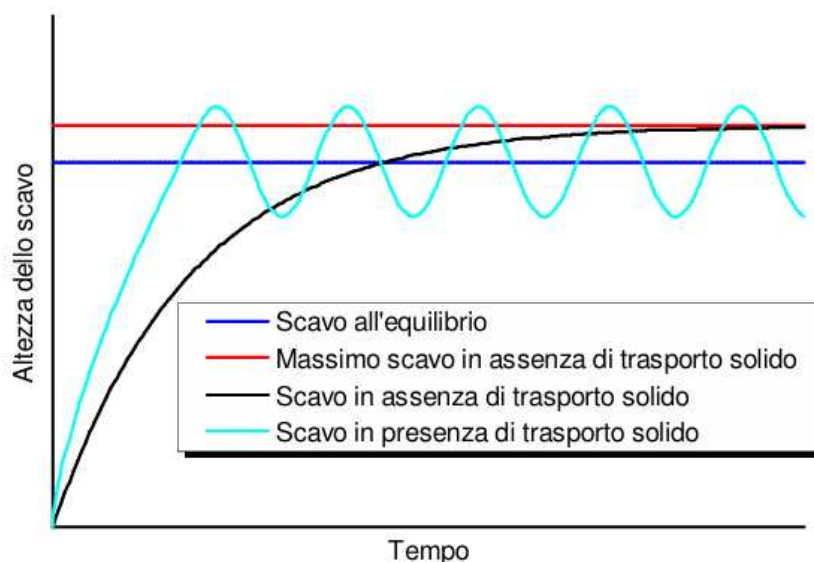


Fig. 7.2.b Evoluzione temporale dell'escavazione alla base delle pile dei ponti, in condizioni di *clear-water* (assenza di trasporto solido) e *live-bed* (presenza di trasporto solido)¹⁴

¹⁴ Prof. Ing. A. Brath, *La sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali*, Università degli Studi di Bologna, 2011-2015, pag. 5

Il grafico ci mostra che il trasporto solido ha un'influenza fondamentale sull'evoluzione del profilo di un alveo fluviale. L'asse delle ascisse rappresenta il tempo, mentre quello delle ordinate rappresenta l'altezza dello scavo, ovvero la profondità a cui il corso d'acqua erode il suo letto. Le curve rappresentano due scenari:

- *Linea nera:* Rappresenta l'evoluzione della profondità di scavo in assenza di trasporto solido. Inizialmente, lo scavo procede rapidamente, ma poi tende asintoticamente a un valore limite che rappresenta la massima profondità che l'alveo può raggiungere in assenza di trasporto di sedimenti, ovvero quando l'acqua non è in grado di asportare il materiale eroso.
- *Linea azzurra:* Rappresenta l'evoluzione della profondità di scavo in presenza di trasporto solido. Inizialmente, la curva è molto simile a quella tratteggiata, ma raggiunge più rapidamente un valore limite. Tuttavia, questo valore limite non è costante nel tempo, ma oscilla intorno ad un valore medio. Queste oscillazioni sono dovute al fatto che in presenza di trasporto solido, il profilo dell'alveo è soggetto a continue modifiche causate dal movimento dei sedimenti, dalla variazione della portata d'acqua e da altri fattori esterni.

7.3 Definizioni e tipologie di scavo

L'interazione tra il flusso d'acqua e le fondazioni dei ponti provoca fenomeni erosivi che possono intaccare la stabilità delle strutture. Questi fenomeni, definiti come scavi, si manifestano in tre forme principali (Fig. 7.3.a):

- *Scavo generalizzato:* Indotto da variazioni a larga scala delle condizioni idrauliche del corso d'acqua, come modifiche della portata o del trasporto solido, questo tipo di

scavo è influenzato da fattori geomorfologici del bacino e dell'alveo, come la vegetazione, il regime delle precipitazioni e la tipologia dei sedimenti (Melville e Coleman, 2000).

- *Scavo da contrazione*: Causato dalla riduzione della sezione fluviale in corrispondenza delle pile del ponte, questo scavo è determinato dall'aumento della velocità dell'acqua e delle tensioni di taglio nel letto del fiume. L'entità dello scavo è influenzata dal grado di restringimento della sezione e dalla presenza di detriti galleggianti.
- *Scavo localizzato*: Causato dall'interazione del flusso d'acqua con la pila, generando complessi sistemi di vortici (rif. Fig 5.3.a – 5.3.b – 6.3.d – 6.3.f): il vortice di superficie, generato dall'aumento della pressione a monte della pila, causa un rialzo del pelo libero; il vortice a ferro di cavallo, originato dalla separazione del flusso sul bordo dello scavo, contribuisce, insieme al flusso verso il basso indotto dal gradiente di pressione, a scavare un solco profondo adiacente alla pila; i vortici di scia, a valle della pila, aspirano e allontanano i sedimenti, contribuendo all'erosione.

L'intensità e la configurazione di questi vortici dipendono da numerosi fattori, tra cui la geometria della pila e le caratteristiche del flusso, influenzando significativamente la profondità e l'estensione dello scavo. Una corretta valutazione di questi fattori è fondamentale per una progettazione adeguata delle fondazioni dei ponti (Melville e Coleman, 2000; Richardson e Davis, 2001).

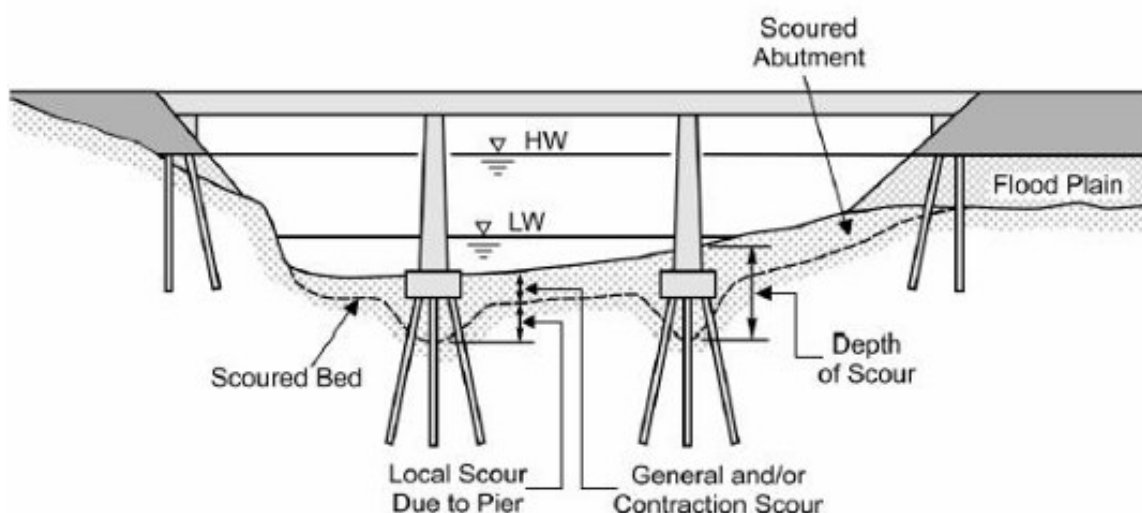


Fig. 7.3.a Tipologie di scavi

7.4 Scavo localizzato

La determinazione della profondità di scavo localizzato alle fondazioni dei ponti è un tema cruciale nella progettazione delle opere idrauliche. Numerosi studi, tra cui quelli di Melville (1997) e Richardson e Davis (2001), si sono concentrati sull'analisi dei fattori che influenzano questo fenomeno, con particolare attenzione alla forma delle pile. Richardson e Davis (2001), nel loro noto manuale HEC-18, introducono un fattore correttivo (K_1) per tenere conto dell'influenza della forma della pila sulla profondità di scavo. Similmente a Melville, essi osservano che la forma circolare delle pile minimizza il distacco della vena fluida e la formazione di vortici, riducendo così l'intensità dello scavo. Pertanto, per pile circolari, il valore di K_1 è unitario.

Tuttavia, Richardson e Davis sottolineano che per forme diverse, come quelle quadrate o rettangolari, il valore di K_1 aumenta, indicando un incremento della profondità di scavo. Ciò è dovuto al fatto che queste forme geometriche favoriscono la formazione di zone di ristagno e di vortici più intensi, intensificando l'erosione del fondale.

Un altro aspetto fondamentale considerato da Richardson e Davis è l'angolo di incidenza della corrente rispetto alla pila (anche preso in considerazione da Melville). Per pile circolari, l'angolo di incidenza non influisce significativamente sulla profondità di scavo, poiché la forma cilindrica garantisce una buona distribuzione delle pressioni. Al contrario, per pile con forme irregolari, l'angolo di incidenza può aumentare notevolmente la superficie di impatto della corrente, favorendo il distacco della vena fluida e intensificando lo scavo.

In conclusione, sia Melville (1997) e Richardson e Davis (2001), concordano sull'importanza della forma della pila nel determinare la profondità di scavo localizzato. Le pile circolari, grazie alla loro forma regolare, minimizzano l'intensità dei vortici e l'erosione del fondale, da cui risultano la geometria più sicura da adottare. Al contrario, le pile con forme irregolari, come quelle quadrate o rettangolari, sono soggette a maggiori profondità di scavo, soprattutto quando l'angolo di incidenza della corrente è elevato.

7.4.1 Parametri che influenzano l'erosione

Se prendiamo in considerazione una singola pila in alveo rettangolare percorso da una corrente monodimensionale, la profondità di scavo è influenzata da¹⁵:

1. Il tirante idrico

Il rapporto tra il tirante idrico e la larghezza della pila incide significativamente sulla classificazione delle fondazioni.

¹⁵ Lorenzo Fuschini, *Problemi idraulici e proposte progettuali relativi al nuovo intervento sul fiume Conca*, 2008, pag. 27-28

- Con pile profonde e strette si verifica un aumento proporzionale della profondità di erosione al crescere della larghezza della fondazione, indipendentemente dal tirante idrico.
- Con pile ampie, l'erosione dipende esclusivamente dal tirante idrico.
- Con fondazioni intermedie, entrambi i parametri devono essere considerati.

2. Dimensione dei sedimenti

La dimensione delle particelle di fondo influisce sulla profondità di erosione; se troppo grandi, come nel caso della ghiaia ($b/d < 50$), limitano l'erosione a causa della maggiore porosità del sedimento, che, agendo come fondo permeabile, dissipa l'energia della corrente.

3. Gradazione dei sedimenti

In prossimità delle condizioni critiche, la non uniformità dei sedimenti limita l'erosione, creando una sorta di "corazza" sul fondo dell'alveo. Al contrario, per elevati rapporti V/V_c , la corrente è in grado di trasportare sedimenti di diverse dimensioni, rendendo la disomogeneità dei sedimenti irrilevante ai fini della profondità di scavo.

4. Fattore di forma

La forma delle pile (circolare, rettangolare, quadrata, allungata) influisce significativamente sul flusso dell'acqua e, di conseguenza, sulla profondità di erosione. Ogni forma ostruisce il flusso in modo diverso, generando effetti idraulici specifici.

5. Fattore di allineamento

La profondità di erosione locale per pile non cilindriche è fortemente influenzata dall'angolo di attacco α della corrente. All'aumentare di α , cresce l'entità dell'erosione a causa dell'incremento della larghezza frontale esposta al flusso. L'utilizzo di pile cilindriche garantisce un allineamento costante, mitigando gli effetti delle variazioni angolari tipiche dei corsi d'acqua naturali, soprattutto in condizioni di piena.

6. Fattore di geometria

Gli esperimenti in laboratorio, condotti su canali a geometria semplice, forniscono dati utili per l'analisi dei corsi d'acqua naturali. Tuttavia, la complessità geometrica dei canali naturali (ramificazioni, meandri) richiede l'introduzione di fattori correttivi per adattare i risultati sperimentali alle condizioni reali.

7. Scala temporale

L'evoluzione temporale della profondità di scavo è significativamente influenzata dal trasporto solido. In assenza di trasporto, la profondità tende asintoticamente a un valore di equilibrio. Al contrario, in presenza di trasporto, il raggiungimento dell'equilibrio è più rapido, ma il valore di equilibrio può variare nel tempo a causa di fenomeni come la migrazione delle forme di fondo, le variazioni della corrente e altri fattori esterni (rif. Fig. 7.2.b, Brocchini e Manes 2015).

7.4.2 Formula Richardson e Davis (2001)

La formula di Richardson e Davis (2001)¹⁶ ha subito diverse modifiche nel tempo, l'equazione che consideriamo è:

$$\frac{y_s}{a} = 2K_1K_2K_3 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0,35} Fr^{0,43} K_w$$

Dove

- ~ y_s è lo scavo all'equilibrio (Fig. 7.4.a)
- ~ a è la larghezza della pila
- ~ y_1 è il tirante idrico a monte
- ~ $Fr = \frac{V}{\sqrt{gy_1}}$ è il Numero di Froude della corrente indisturbata a monte, con V velocità media della corrente a monte
- ~ K_1 è il fattore correttivo della forma della pila
- ~ K_2 è il fattore correttivo dell'inclinazione della pila rispetto al verso della corrente
- ~ K_3 è il fattore correttivo per la geometria dell'alveo
- ~ K_w è il fattore correttivo dipendente dal rapporto y_1/a , dalla dimensione della granulometria d'alveo e dalla condizione di corrente

¹⁶ La formula a cui si fa riferimento è riportata in HEC-18 (Hydraulic Engineering Circular No. 18), V Edizione (2012), valida sia in condizione di live-bed che in clear-water.

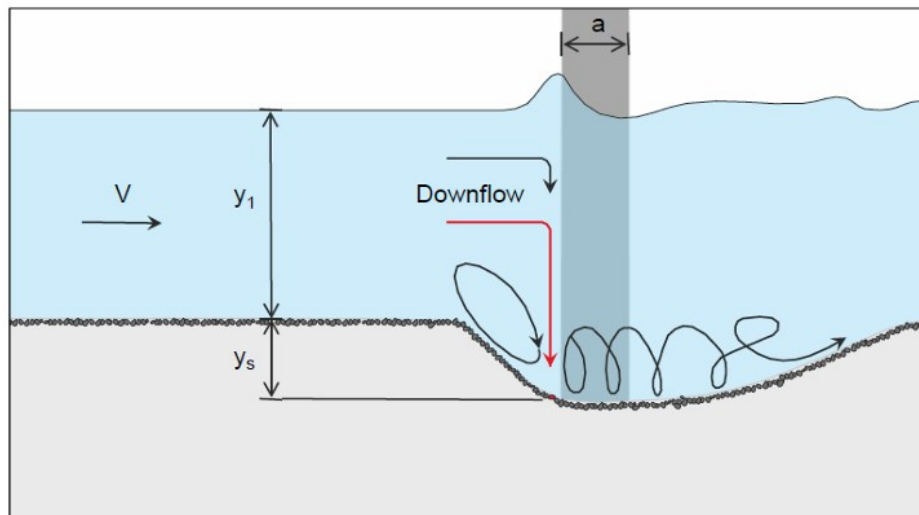


Fig. 7.4.a Schema di scavo

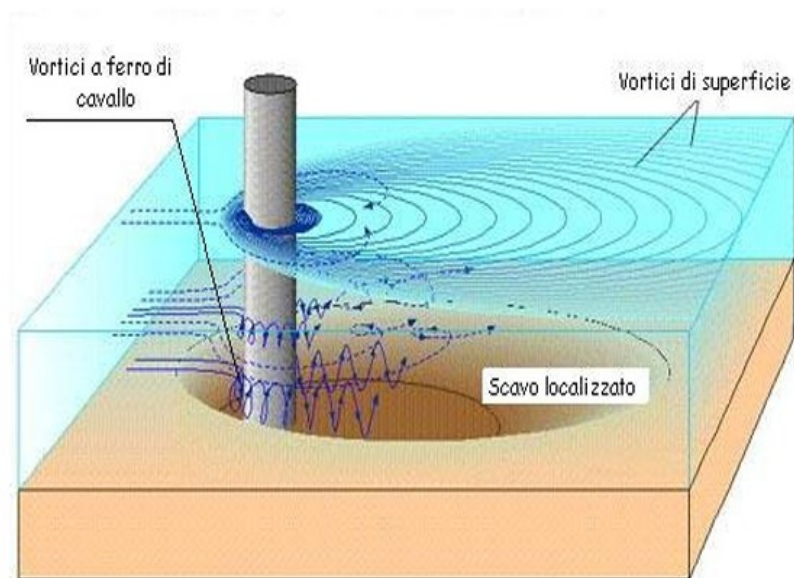


Fig. 7.4.b Schema di scavo tridimensionale

L'equazione di Richardson e Davis suggerisce che la profondità di scavo è direttamente proporzionale alla velocità del flusso e alla larghezza della struttura, mentre dipende in modo più complesso dai coefficienti empirici e dal numero di Froude.

Il disegno associato all'equazione (Fig. 7.4.a – 7.4.b) fornisce una rappresentazione visiva del fenomeno dello scavo, evidenziando la formazione di una vorticosità intensa nella zona a valle della struttura, dove si concentra l'azione erosiva.

La profondità massima dello scavo dipende principalmente dalla forma e dalle dimensioni delle pile (come mostrato in Fig. 7.4.c), dall'angolo di incidenza del flusso rispetto alle pile, dalla geometria generale dell'alveo e dalle condizioni medie di profondità e velocità dell'acqua a monte dell'ostacolo. Per tenere conto delle diverse forme delle pile, vengono introdotti dei fattori correttivi (K_1) riportati nella Tabella 3. Questi fattori tengono conto dell'influenza della forma della testa della pila sulla profondità di scavo. Se l'angolo di incidenza è inferiore a 5 gradi, il valore di K_1 può essere determinato direttamente dalla Tabella 3. Se l'angolo è superiore a 5 gradi, si assume $K_1 = 1$ e si utilizza invece il fattore K_2 .

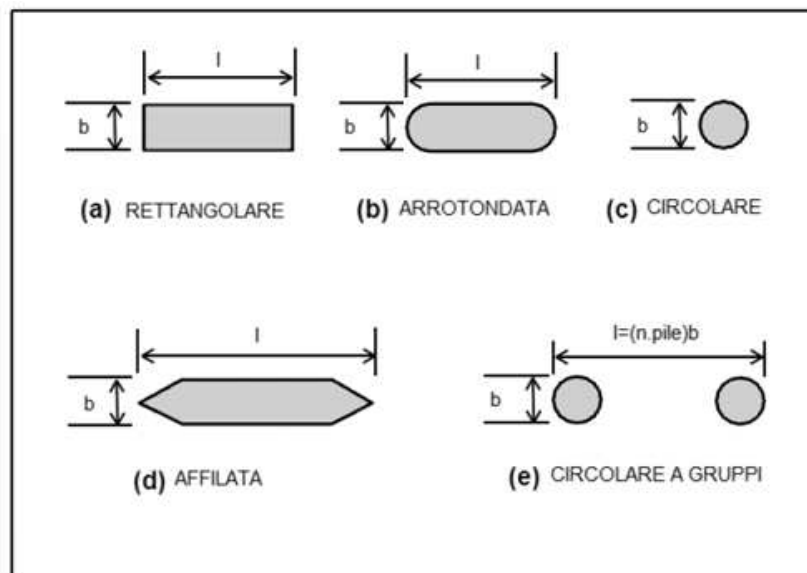


Fig. 7.4.c Comuni forme di pile (Arneson et al., 2012)

Forma pila	K₁
(a) Rettangolare	1.1
(b) Arrotondata	1.0
(c) Circolare	1.0
(d) Affilata	1.0
(e) Circolare a gruppi	0.9

Tabella 3 Fattore correttivo K₁ al variare della forma della pila (Arneson et al., 2012)

In sostanza, la forma della testa della pila ha un impatto sulla profondità della conca di scavo. Le pile con un fronte a spigolo vivo tendono a creare turbolenze maggiori e quindi a scavare di più rispetto a quelle con una forma arrotondata o cilindrica. I fattori correttivi servono per tenere conto di queste differenze nella progettazione delle opere idrauliche.

Il secondo importante fattore correttivo è K₂, il quale dipende sia dall'angolo di incidenza θ che dal rapporto tra la lunghezza della pila (L) e la sua larghezza (a). La Figura 7.4.d e la Tabella 4 forniscono valori di K₂ per diversi angoli e rapporti L/a (il valore massimo di tale rapporto è 12), se invece ci vuole eseguire calcoli più accurati si adotta l'equazione:

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{L}{a} \sin\theta \right)^{0,65}$$

che fornisce un valore di K₂ in funzione di coseno e seno dell'angolo di incidenza e del rapporto L/a.

Tuttavia, K_2 va applicato solo se l'intera pila è esposta all'angolo di incidenza del flusso. Se parte della pila è protetta o se il flusso viene deviato da altri ostacoli, il valore di K_2 deve essere ricalcolato considerando solo la parte della pila effettivamente esposta al flusso.

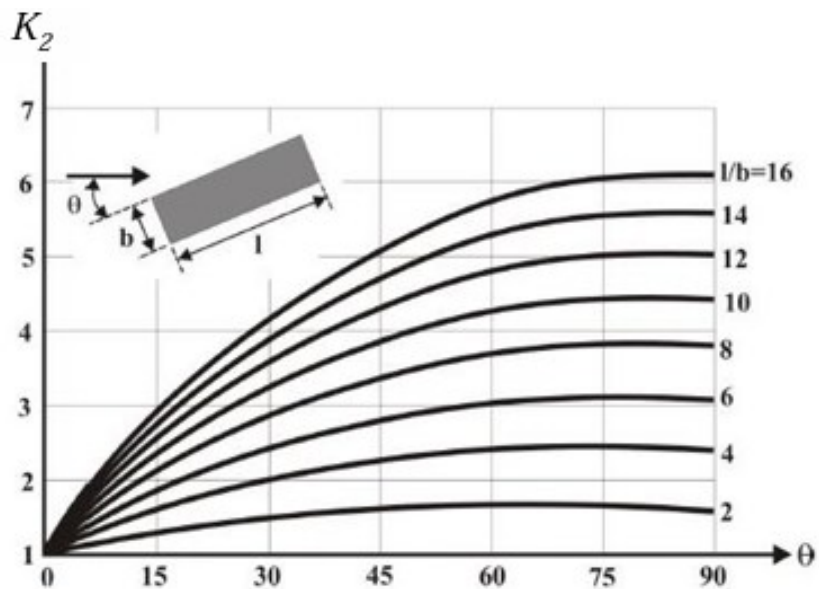


Fig. 7.4.d Variazione della profondità di scavo locale con l'allineamento della pila

Angolo	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.51	3.9	5.0

Tabella 4 Fattore correttivo K_2 funzione dell'angolo di incidenza del flusso e della dimensione della pila

Il terzo importante fattore correttivo è K_3 , il quale tiene conto del fatto che la formula di base per il calcolo della profondità di scavo è stata sviluppata considerando un letto d'alveo perfettamente piano. Tuttavia, nelle condizioni reali, è molto frequente la presenza di dune di diversa dimensione. Queste dune possono influenzare significativamente lo sviluppo dello scavo, incrementandolo dal 10% al 30% rispetto al caso di un letto piano (Tabella 5).

Condizione del letto	Altezza dune (ft)	K_3
Scavo in acque chiare	N/A	1.1
Letto piano e flusso antiduna	N/A	1.1
Dune piccole	$2 \leq H < 10$	1.1
Dune medie	$10 \leq H < 30$	1.1-1.2
Dune grandi	$H \geq 30$	1.3

Tabella 5 Fattore correttivo K_3 funzione delle condizioni dell'alveo

Il fattore correttivo K_w si applica quando risultano contemporaneamente verificate le tre condizioni seguenti:

- fondazioni di larghezza rilevante rispetto al tirante ($y/b < 0.8$);
- corrente lenta ($Fr < 1$);
- granulometria d'alveo limitata ($b/d_{50} > 50$);

altrimenti si pone pari a 1:

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{b}\right)^{0.34} Fr^{0.65} \text{ per } \frac{V}{V_{cr}} < 1$$

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y}{b}\right)^{0.13} Fr^{0.25} \text{ per } \frac{V}{V_{cr}} \geq 1$$

7.4.3 Evoluzione dello scavo localizzato nel tempo

Fasi dell'evoluzione dello scavo:

1. *Fase iniziale:* In questa fase, la corrente fluviale inizia a erodere il materiale del fondo attorno alla struttura, creando una concavità. La profondità dello scavo aumenta rapidamente a causa dell'azione diretta del getto d'acqua.
2. *Fase di equilibrio:* Con il progredire del tempo, la profondità dello scavo tende a stabilizzarsi, raggiungendo una condizione di equilibrio tra l'erosione e la deposizione dei sedimenti. La forma della cavità si arrotonda e si approfondisce lentamente.
3. *Fase di ripascimento:* In alcune condizioni, può verificarsi un processo di ripascimento del fondo, ovvero un accumulo di sedimenti all'interno della cavità, che tende a ridurre la profondità dello scavo. Questo fenomeno è più probabile in presenza di sedimenti fini e di basse velocità della corrente.

Melville e Chiew hanno considerato l'evoluzione temporale della profondità di escavazione locale in acqua limpida attorno a piloni cilindrici di ponti su letti sabbiosi uniformi e hanno proposto una formula per stimare il tempo necessario per raggiungere la profondità di escavazione di equilibrio. Melville et al. hanno diviso il processo di escavazione locale in tre stadi: stadio iniziale, stadio di escavazione principale e condizione di equilibrio. Per comprendere la durata richiesta per la prova di escavazione, la scala temporale

dell'escavazione attorno a un palo verticale di altezza uguale alla profondità dell'acqua viene calcolata in base alla seguente formula empirica proposta da Sumer et al.¹⁷:

$$S(t) = S_0(1 - \exp^{-\frac{t}{T}})$$

dove

- ~ S(t) è la profondità di escavazione
- ~ S₀ è la profondità di escavazione di equilibrio
- ~ t è il tempo
- ~ T è la scala temporale dell'escavazione.

Sumer et al. hanno scoperto che la scala temporale dell'escavazione attorno a un palo verticale sottile segue:

$$T = \frac{D^2}{[g(s-1)d_{50}^3]^{1/2}} T^* \text{ con } T^* = \frac{\delta}{2000D} \theta_s^{-2.2}$$

dove

- ~ D è la dimensione rappresentativa del palo verticale (diametro per un palo circolare o dimensione perpendicolare al flusso per un cilindro rettangolare)
- ~ δ è lo spessore dello strato limite
- ~ T* è la scala temporale adimensionale dell'escavazione
- ~ s è il peso specifico della sabbia
- ~ θ_s è il parametro di Shields

¹⁷ S. Wang, K. Wei, Z. Shen e Q. Xiang, *Experimental Investigation of Local Scour Protection for Cylindrical Bridge Piers Using Anti-Scour Collars* in Water Resources, 21 Luglio 2019, pag. 7

Il parametro critico di Shields indica quanto è forte la forza dell'acqua rispetto alla forza che tiene ferme le particelle di sabbia. Quando il parametro di Shields supera un certo valore critico, le particelle di sabbia iniziano a muoversi e vengono trascinate via dalla corrente. La formula empirica adottata per determinarlo è quella migliorata di Soulsby e Whitehouse:

$$\theta_{cr} = \frac{0.30}{1 + 1.2D^*} + 0.055[1 - \exp(-0.020D^*)]$$

dove la dimensione delle particelle adimensionale D^* è definita $D^* = [g(s - 1)/v^2]^{1/3}d_{50}$ con v ($=10^{-6}$ m²/s) che rappresenta la viscosità cinematica dell'acqua.

8. RISULTATI

8.1 Analisi dei risultati

Al fine di poter dare una visione d'insieme dei dati ricavati dalla sperimentazione di laboratorio, si riportano di seguito le procedure di analisi dei risultati delle prove condotte a dicembre e gennaio sul canale in presenza delle pedane sul fondo.

A tal proposito è bene richiamare i dati di input adottati:

- Diametro del palo: 0,11 m (Test 1, 2, 3, 4 e 5) e 0,063 m (Test 6);
- Peso per unità di volume dell'acqua (γ): 9810 N/m³
- Pressione atmosferica: 10⁵ N/m²
- Accelerazione gravitazionale (g): 9,81 m/s²
- Densità dell'acqua (ρ): 1000 kg/m³
- Pendenza al fondo: 0%
- Posizione dei pressurimetri rispetto al fondo (rif. par. 6.2.1):

(P6)	0,055 m
(P3)	0,104 m
(P5)	0,155 m
(P1)	0,207 m

L'unico dato che si è variato è l'altezza della paratoia di valle da 0,30 a 0,40 m così da avere per gli stessi contributi di portata diverse condizioni di velocità e tirante idrico.

Per semplicità sono state rinominate le prove come riportato in Tabella 6.

NOME	DATA	D (mm)	Condizione di valle (cm)	ϕ
TEST 1	19-dic	110	30	0
TEST 2	09-gen	110	40	0
TEST 3	14-gen	110	40	60

NOME	DATA	D (mm)	Condizione di valle (cm)	ϕ
TEST 4	15-gen	110	40	120
TEST 5	21-gen	110	40	180
TEST 6	23-gen	63	40	/

Tabella 6 Nome e caratteristiche delle varie prove

Successivamente è spiegata nel dettaglio l'analisi eseguita considerando separatamente le prove.

8.1.1 Analisi dei risultati del Test 1

L'analisi sperimentale condotta il 19 dicembre presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle pari a 30 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nelle Tabelle 7 e 8, dove:

- Q è la portata in l/s;
- SL1, SL2, SL3 indicano i sensori di livello e la misura della distanza è in mm;
- V_x, V_y, Z₁, Z₂ indicano le componenti della velocità nelle tre direzioni (quattro se si considerano le due componenti Z una rivolta verso il basso e una verso l'alto) misurata in m/s
- p₁, p₃, p₅, p₆ indicano i sensori di pressione (i primi due sono a pressione relativa e gli ultimi due sono a pressione assoluta) e la misura è in mbar;
- Peso indica la forza misurata dalla cella di carico in grammi.

Q	SL2	SL1	SL3	V _x	V _y	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
1.2	737.13	737.13	759.01	-0.99	-0.98	-0.98	-0.99
29.9	616.45	606.60	614.56	0.32	0.03	0.00	0.00
35.0	607.48	596.01	606.02	0.36	0.02	0.00	0.00
40.4	599.02	585.17	597.20	0.37	0.01	0.00	0.00

Q	SL2	SL1	SL3	Vx	Vy	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
45.4	591.46	575.62	589.09	0.42	0.01	-0.01	0.00
50.2	585.00	566.99	582.35	0.45	0.01	-0.01	0.00
55.4	577.71	557.62	574.54	0.47	0.01	0.00	0.00
60.2	571.39	549.65	568.21	0.50	0.00	0.00	0.00
65.2	565.03	541.13	561.32	0.53	0.00	0.00	0.00
70.1	558.91	533.30	554.76	0.57	-0.01	-0.01	0.00
75.2	553.29	524.95	548.62	0.58	-0.01	0.00	0.00

Tabella 7 Risultati della prova condotta il 19 dicembre

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
0.6427	1041.8	7.7	1001.9	55.0
0.4637	1041.1	11.0	1010.8	124.4
0.6196	1041.0	12.0	1007.2	134.7
0.6040	1020.6	13.0	1008.9	160.2
0.5788	1020.7	13.8	1010.4	180.9
0.6068	1021.2	14.6	1011.5	203.1
0.6420	1021.8	15.5	1012.4	234.8
0.6530	1022.8	16.3	1013.4	255.2
0.6578	1023.6	17.1	1014.2	285.0
1.2948	1024.0	17.8	1014.7	309.0
1.9844	1025.1	18.7	1015.5	339.5

Tabella 8 Continuo risultati della prova condotta il 19 dicembre

Come si può osservare dai dati (Tabella 7 e 8) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione in assenza di acqua. Inoltre in questa condizione la distanza misurata dai sensori di livello è quella complessiva tra sensore e fondo del canale (come fondo si intende la superficie delle pedane), quindi i pressurimetri sono tutti fuori acqua. Tali valori misurati dai sensori di pressione ci consentono di conoscere lo zero da cui partono i vari pressurimetri al fine di correggere la misura delle pressioni lette da ciascuno. Ovviamente in questa condizione non si ha una lettura della velocità poiché non c'è portata, invece è possibile

leggere lo zero della cella di carico pari a 55 g che sarà utilizzato per correggere la misura della forza alle varie portate.

Come accennato al paragrafo 6.3, l'analisi è stata condotta partendo da un valore iniziale di portata di 30 l/s poi incrementata di 5 l/s ad ogni step, fino a raggiungere un valore finale di 75 l/s.

È facile osservare come la velocità aumenti all'aumentare della portata, mentre per comprendere la misura dei sensori di pressione è utile ricavare i livelli alle varie portate al fine di comprendere se durante la prova i pressurimetri si trovano sommersi o fuori dall'acqua. Come già osservato in precedenza si adotta il sensore di livello 2 posto dietro alla pila rispetto alla direzione della corrente, poiché quello davanti risente di un po' di sovrizzo del profilo generato nell'impatto della corrente con la pila. Per ricavare i livelli si è partiti dal valore della distanza ricavato dalla misura senza acqua pari a 737.13 mm a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 9).

SL2 senza acqua (mm)	SL2 misurato (mm)	livelli (m)
737.13	616,45	0.121
	607,48	0.13
	599,02	0.138
	591,46	0.146
	585,00	0.152
	577,71	0.159
	571,39	0.166
	565,03	0.172
	558,91	0.178
	553,29	0.184

Tabella 9 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Da questa misura dei livelli è possibile osservare che, viste le posizioni rispetto al fondo dei vari pressurimetri, solo il 3 e il 6 sono sempre sommersi, mentre l'1 e il 5 no. Infatti il pressurimetro 1 si trova sempre fuori acqua dato che è disposto a 0,207 m dal fondo; invece il pressurimetro 5 essendo collocato a 0,155 m dal fondo è immerso per portate uguali e superiori a 55 l/s, prima si trova fuori acqua.

Fatte queste considerazioni è stata poi determinata la pressione idrodinamica misurata dai vari sensori di pressione. Partendo dalla pressione misurata si è eliminato il contributo di pressione registrato in assenza di acqua così da tenere in considerazione della misura dello “zero” degli strumenti (calibrazione post-processing) e si è poi tolto il contributo di pressione idrostatica misurata con la legge di Stevino (rif. par. 5.1.1) adottando $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ e $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$. Per applicare questa legge è necessario determinare l'affondamento dei vari sensori di pressione rispetto al livello idrico alle varie portate, che si ricava partendo dalla misura del livello e sottraendo la posizione rispetto al fondo dello strumento.

Quindi la pressione idrodinamica è stata ricavata come segue:

$$P_{idrodinamica} = P_{misurata} - P_{acqua_ferma} - P_{idrostatica}$$

Si riportano di seguito (Tabella 10) alcuni risultati inerenti alla prova:

Q=55,4 l/s v= 46,9 cm/s	P_{misurata} (N/m²)	P_{acqua ferma} (N/m²)	livello (m)	η (m)	P_{idrostatica} (N/m²)	P_{idrodinamica} (N/m²)
1	64.20	64.27	0.159	-0.048	-466.80	466.73
3	1550.13	769.75	0.159	0.055	543.63	236.76
5	102181.94	102059.15	0.159	0.004	43.32	79.48
6	101241.27	100194.17	0.159	0.104	1024.32	22.79

Q=60,2 l/s v= 49,9 cm/s	Pmisurata (N/m2)	Pacqua ferma (N/m2)	livello (m)	η (m)	Pidrostatica (N/m2)	Pidrodinamica (N/m2)
1	65.30	64.27	0.166	-0.041	-404.75	405.78
3	1631.79	769.75	0.166	0.062	605.68	256.37
5	102280.37	102059.15	0.166	0.011	105.37	115.85
6	101336.10	100194.17	0.166	0.111	1086.37	55.57

Q=65,1 l/s v= 53,4 cm/s	Pmisurata (N/m2)	Pacqua ferma (N/m2)	livello (m)	η (m)	Pidrostatica (N/m2)	Pidrodinamica (N/m2)
1	65.78	64.27	0.172	-0.035	-342.35	343.86
3	1710.72	769.75	0.172	0.068	668.08	272.90
5	102363.03	102059.15	0.172	0.017	167.77	136.12
6	101422.50	100194.17	0.172	0.117	1148.77	79.57

Tabella 10 Valori della portata idrodinamica ricavati per ciascun pressurimetro per portate di 55, 60 e 65 l/s

Dalla Tabella 10 è possibile osservare come cambiano i contributi di pressione idrodinamica nei vari pressurimetri. Come già evidenziato il pressurimetro 1 è permanentemente fuori acqua per cui la sua misura non viene presa in considerazione (affondamento negativo).

Per gli altri pressurimetri che si trovano sommersi (alle portate di 55, 60 e 65 l/s anche il p5 si trova in acqua), è osservabile un graduale aumento della pressione idrostatica con l'affondamento crescente e rispettivamente un aumento della pressione idrodinamica.

Successivamente i contributi di pressione idrodinamica ottenuti sono stati inseriti in un grafico pressione - velocità al fine di farne un confronto con la pressione teorica (Tabella 11). Questo dato è ricavabile in funzione della velocità di ciascuno step di prova dall'equazione:

$$P_{teorica} = \frac{1}{2} \gamma \frac{v^2}{g}$$

Dove v è la velocità del flusso, g è l'accelerazione gravitazionale e γ è il peso per unità di volume dell'acqua (9810 N/m³).

La componente delle velocità di nostro interesse è quella nella direzione del flusso, mentre le altre componenti sono trascurabili.

v	Pteorica
(m/s)	(N/m²)
0.319	50.92
0.355	63.17
0.367	67.18
0.421	88.74
0.451	101.74
0.469	110.13
0.499	124.48
0.534	142.82
0.573	164.17
0.584	170.41

Tabella 11 Valori della pressione teorica alle varie velocità

Il grafico di seguito riportato (Fig. 8.1.a) presenta una relazione tra la pressione (asse delle ordinate, espressa in N/m²) e la velocità (asse delle ascisse, espressa in m/s). Sono stati esclusi il pressurimetro 1, come detto sempre fuori acqua, e per il pressurimetro 5 sono stati escluse le prove per portate inferiori a 55 l/s (quando lo strumento è fuori acqua).

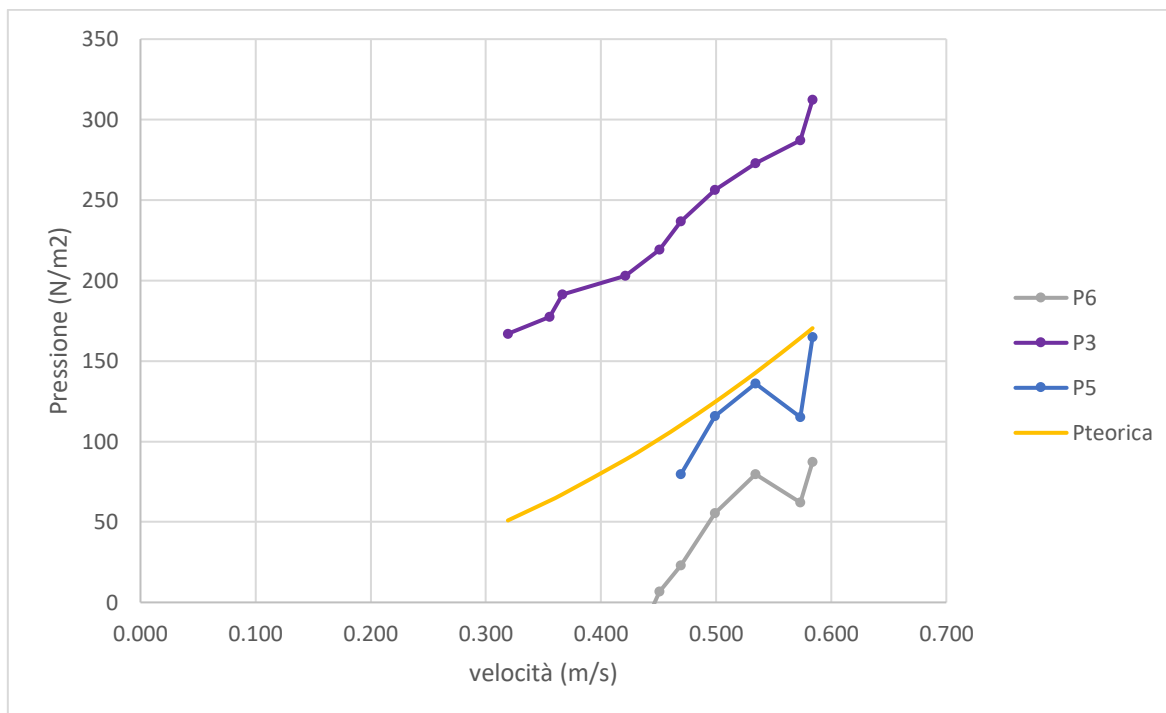


Fig. 8.1.a Grafico pressione (N/m^2) – velocità (m/s), in giallo la pressione teorica e in viola, azzurro e grigio la pressione misurata rispettivamente con i pressurimetri 3, 5 e 6

Si osserva che:

- 1- Tutte le curve mostrano una tendenza generale all'aumento della pressione dinamica al crescere della velocità. Questo è coerente con la teoria: un aumento della velocità di un fluido comporta un aumento dell'energia cinetica e, di conseguenza, un aumento della pressione dinamica.
- 2- Le curve relative alle pressioni misurate presentano comportamenti leggermente diversi, probabilmente dovuti alla diversa sensibilità e/o posizione dei sensori lungo la pila e alla diversa condizione iniziale per la correzione dello zero (acqua ferma o aria). Inoltre queste curve sono caratterizzate da una leggera non linearità che potrebbe essere causata da fenomeni di separazione della corrente in corrispondenza di determinate velocità.

Successivamente si è eseguita l'analisi delle forze agenti:

- Forza di cella: misurata direttamente da una cella di carico posizionata alla sommità del palo; rappresenta la forza totale esercitata dal fluido sul palo.
- Forza di Drag: calcolata teoricamente in base alla sezione di impatto del flusso sulla pila; tale forza è una stima della resistenza offerta dal fluido al moto del palo.
- Forza dinamica integrata dal diagramma delle pressioni: calcolata dal volume del diagramma delle pressioni intorno al palo; rappresenta la componente della forza totale dovuta alle pressioni agenti sulla superficie del palo.

In primis è stato necessario correggere la misura della forza eseguita dalla cella, dato che la misura è espressa in grammi è stata riportata in Newton come previsto dal Sistema Internazionale di unità di misura (SI). In più dal valore misurato alle varie portate è stato necessario togliere il contributo letto in assenza di acqua, pari a 55 g.

$$1 \text{ grammo} = 10^{-3} kg = 10^{-3} * 9,81 N$$

Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 55) * 9,81/1000$$

Poi si è determinata la forza di Drag, dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1 e considerando come sezione bagnata quella riportata in precedenza in Figura 5.2.c. Quindi l'area di impatto del flusso sulla pila è funzione del livello d'acqua ad una data portata (in questo caso si fa riferimento alla misura eseguita con il sensore di livello a monte della pila) e del diametro della pila (0,11 m). Per la stima della forza di Drag per pile circolari e regime di moto turbolento i valori riportati in letteratura variano da 0.4-0.5 a 1.2-1.33. Nel calcolo riportato nella presente tesi si è scelto di adottare un valore medio di 0.8.

A seguire è stata determinata la forza definita come l'integrale del diagramma delle pressioni intorno alla pila. Si è fatto prima riferimento all'altezza di afferenza di ogni pressurimetro, funzione della posizione lungo il palo e del livello idrico ai vari step di prova. La configurazione di partenza con tutti i pressurimetri sommersi è quella riportata di seguito (Fig. 8.1.b), che caso per caso va riformulata. Il contributo relativo ad h_3 ed h_6 dato che sono sempre in acqua non cambia, mentre subiranno variazioni gli altri.

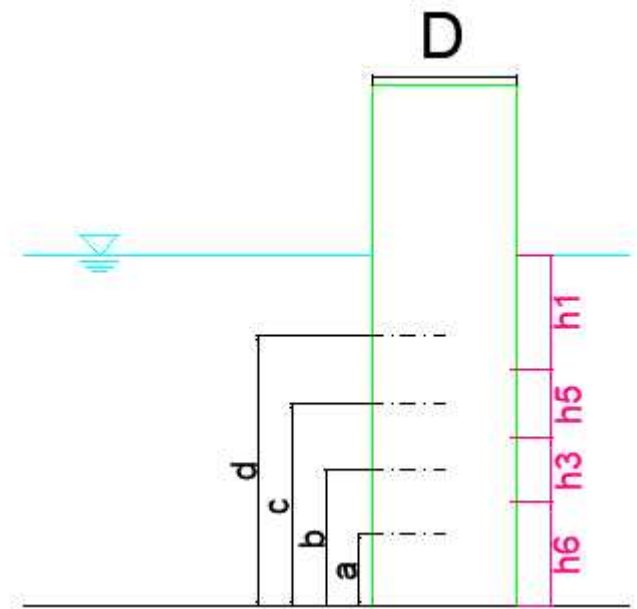


Fig. 8.1.b Configurazione delle altezze di afferenza con pressurimetri tutti sommersi

Nel caso della presente prova il pressurimetro 1 è sempre fuori acqua quindi la configurazione da cui partire è leggermente diversa (Fig. 8.1.c).

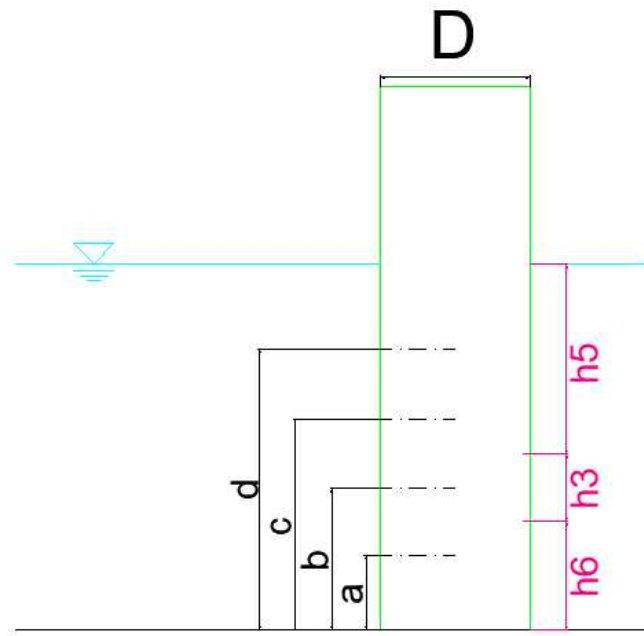


Fig. 8.1.c Configurazione delle altezze di afferenza con pressurimetro 1 fuori acqua

Le altezze di afferenza sono descritte come segue:

$$h_6 = a + \frac{b}{2}$$

$$h_3 = \frac{b}{2} + \frac{c}{2}$$

$$h_5 = \frac{c}{2} + \eta_5$$

Dove $a = 0,055$ m, $b = 0,104$ m, $c = 0,155$ m ed η_5 (affondamento del pressurimetro 5 rispetto il pelo libero).

Dalle altezze si sono poi determinate le aree di afferenza considerando come superficie laterale del cilindro $\pi D h_i / 4$. In questa prova non è stato ruotato il palo, per cui per la valutazione della forza idrodinamica si è ipotizzato che la pressione idrodinamica si esercita

unicamente in un'aliquota (1/4) della superficie laterale. Si assume inoltre che l'integrale della pressione idrostatica che si esercita intorno al palo produca una forza nulla sul palo.

Infine si è calcolata la forza dinamica come sommatoria dei prodotti tra le pressioni dinamiche i -esime e le aree di afferenza i -esime.

$$F_d = P_3 * A_3 + P_5 * A_5 + P_6 * A_6$$

Con i pedici che indica l' i -esimo sensore di pressione considerato.

La Tabella 12 che segue riporta i contributi di forza ottenuti.

Atot	Fdrag	Fcella	Fd
(m2)	N	N	N
0.0144	1.17	0.68	2.22
0.0155	1.88	0.78	-0.66
0.0167	2.16	1.03	0.18
0.0178	3.03	1.23	0.88
0.0187	3.66	1.45	1.42
0.0197	4.18	1.76	1.38
0.0206	4.93	1.96	1.85
0.0216	5.91	2.26	2.23
0.0224	7.07	2.49	2.15
0.0233	7.64	2.79	3.66

Tabella 12 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata), della forza misurata dalla cella di carico e della forza dinamica funzione delle pressioni i -esime

Il grafico seguente mostra una comparazione tra le tre forze (Fig. 8.1.d). Riporta in ordinata la forza, espressa in N ed in ascissa la velocità, espressa in m/s.

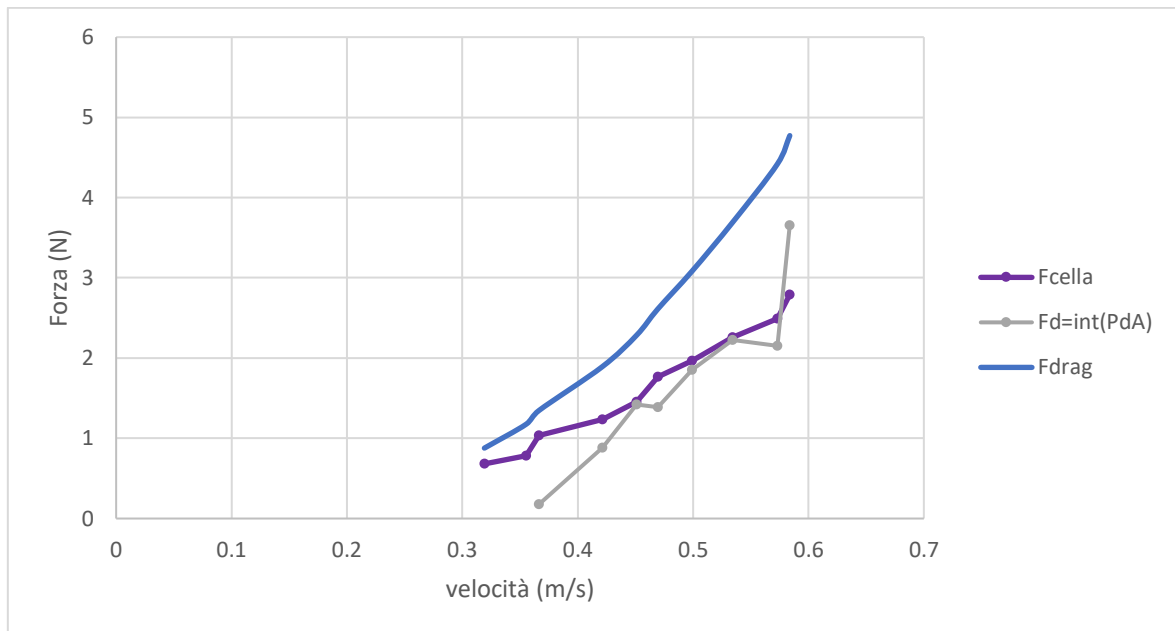


Fig. 8.1.d Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di drag ed in grigio la forza dinamica funzione delle pressioni sulla pila

Si osserva che:

- 1- Tutte e tre le curve mostrano una crescita della forza all'aumentare della velocità di flusso. Questo comportamento è coerente con la teoria fluidodinamica, in quanto la forza esercitata da un fluido su un corpo immerso aumenta con la velocità del flusso.
- 2- La forza di cella è minore della forza di drag calcolata teoricamente. Questa differenza può essere attribuita a diversi fattori, tra cui: la forma della pila e la presenza di irregolarità che possono influenzare la resistenza al flusso; fenomeni di separazione della corrente a determinate velocità che aumentano la resistenza; il fatto di non considerare la viscosità dell'acqua che contribuisce alla resistenza al moto; effetti scala, ecc.
- 3- La forza di cella e quella dinamica sono leggermente diverse, le cause possono essere: la distribuzione delle pressioni sulla superficie del palo non uniforme soprattutto in presenza di turbolenze o separazione della corrente; l'incertezza

introdotta dagli strumenti di misura nei valori di pressione e di forza; l'approssimazione nella valutazione della superficie in cui si esercita la pressione dinamica.

8.1.2 Analisi dei risultati del Test 2

L'analisi sperimentale condotta il 9 gennaio presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle di 40 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nelle Tabelle 13 e 14. In questa configurazione si sono osservate perdite nella sezione di sfioro dato che gli ultimi 10 cm della paratia non sono siliconati, essendo quest'ultima regolabile.

Q	SL2	SL1	SL3	Vx	Vy	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
0.3	592.64	589.85	591.33	0.006	0.014	-0.120	0.005
25.4	518.23	512.96	515.44	0.182	0.021	-0.018	0.004
30.0	509.01	502.99	505.91	0.210	0.019	-0.025	0.004
35.6	499.34	492.24	495.77	0.239	0.018	-0.030	0.004
40.2	491.53	483.36	487.50	0.261	0.016	-0.031	0.004
45.0	483.66	475.45	479.71	0.291	0.006	-0.044	0.004
50.1	476.12	466.39	471.91	0.314	0.010	-0.044	0.004
55.5	468.73	456.92	463.76	0.333	0.013	-0.044	0.004
60.1	461.95	449.68	457.20	0.352	0.010	-0.046	0.004
65.2	455.77	441.30	449.63	0.380	0.007	-0.055	0.004
70.2	449.36	434.28	442.95	0.402	0.003	-0.060	0.004
75.0	443.18	427.27	436.27	0.426	0.002	-0.064	0.004

Tabella 13 Risultati della prova condotta il 9 gennaio

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
1.009	1019.162	12.976	1009.890	52.9
2.920	1025.263	20.281	1016.779	86.9
3.891	1026.375	21.160	1017.761	100.2
4.947	1027.618	22.127	1018.810	115.6
5.814	1028.902	22.988	1019.928	132.9
6.580	1029.830	23.764	1020.885	139.3
7.493	1030.771	24.663	1021.521	163.2

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
8.429	1031.867	25.579	1022.489	187.6
9.146	1032.844	26.296	1023.391	207.2
9.972	1033.802	27.098	1024.334	229.6
10.625	1034.570	27.824	1025.095	246.2
11.303	1035.287	28.551	1025.774	253.7

Tabella 14 Continuo dei risultati della prova condotta il 9 gennaio

Come si può osservare dai dati (Tabelle 13 e 14) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione di acqua ferma, quindi dato che la portata è nulla, è nulla la velocità. In questo caso i sensori di livello misurano la distanza da sé al pelo libero, perciò conoscendo l'approfondimento dei vari pressurimetri è facile capire quali siano sommersi o meno. In questa condizione la cella di carico legge uno zero pari a 52.9 g che sarà utilizzato per correggere le misura della forza alle varie portate.

Come accennato al paragrafo 6.3, l'analisi è stata condotta partendo da un valore iniziale di 25 l/s poi incrementata di 5 l/s ad ogni step, fino a raggiungere un valore finale di 75 l/s.

Anche in questa prova è facile osservare come la velocità aumenti all'aumentare della portata e la misura dei livelli alle varie portate ci permette di comprendere se durante la prova i pressurimetri si trovano sommersi o fuori dall'acqua. Per l'analisi si adotta nuovamente il sensore di livello 2 come riferimento per la stima della pressione idrostatica. Per ricavare i livelli si è partiti dal valore della distanza ricavato dalla misura senza acqua pari a 737.13 mm a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 15).

SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli
(mm)	(mm)	(m)
737.13	518.23	0.219
	509.01	0.228
	499.34	0.238

SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli
(mm)	(mm)	(m)
	491.53	0.246
	483.66	0.253
	476.12	0.261
	468.73	0.268
	461.95	0.275
	455.77	0.281
	449.36	0.288
	443.18	0.294

Tabella 15 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Da questa misura dei livelli è possibile osservare che durante la prova tutti i pressurimetri sono sommersi. Invece come si nota dalla Tabella 13, nella condizione d'acqua ferma la misura del sensore di livello 2 è 592.64 mm, che evidenzia un livello a valle del palo di 0.144 m. Questo dato ci permette di concludere che viste le posizioni dei pressurimetri rispetto al fondo solo il 3 e il 6 risultano sommersi, perciò la correzione che si farà della pressione varia tra i due sensori fuori e i due sensori dentro l'acqua.

Fatte queste considerazioni è stata poi determinata la pressione idrodinamica misurata dai vari sensori di pressione. Per quanto riguarda i sensori 1 e 5 inizialmente fuori acqua, partendo dalla pressione misurata si è eliminato il contributo di pressione registrato ad acqua ferma così da tenere in considerazione la misura “zero” degli strumenti e si è poi tolto il contributo di pressione idrostatica misurata con la legge di Stevino (rif. par. 5.1.1) come mostrato al paragrafo 8.1.1. Mentre per i sensori 3 e 6 sommersi sin dall'inizio, partendo dalla pressione misurata ad acqua ferma si è eliminato il contributo di pressione statica iniziale (definito come il prodotto tra l'affondamento e il peso per unità di volume) per ottenere la misura “zero” dello strumento.

$$P_0 = P_{acqua_{ferma}} - P_{statica_0}$$

Dove

$$P_{statica_0} = \gamma \eta \text{ per il pressurimetro 3 (Keller, misura pressione relativa)}$$

$$P_{statica_0} = \gamma \eta + P_{atm} \text{ per il pressurimetro 6 (Kulite, misura pressione assoluta)}$$

A seguire si è determinata la pressione idrodinamica.

$$P_{idrodinamica} = P_{misurata} - P_0 - P_{idrostatica}$$

Si riportano di seguito (Tabella 16) alcuni risultati inerenti alla prova:

Q=55.5 l/s v= 33.3 cm/s	Pmisurata (N/m²)	Pacqua ferma (N/m²)	livello (m)	η (m)	Pidrostatica (N/m²)	Pidrodinamica (N/m²)
1	842.91	100.94	0.268	0.061	602.31	139.67
3	2557.89	900.41	0.268	0.164	1612.74	44.74
5	103186.67	101916.23	0.268	0.113	1112.43	158.02
6	102248.94	100111.13	0.268	0.213	2093.43	44.39

Q=60.1 l/s v= 35.2 cm/s	Pmisurata (N/m²)	Pacqua ferma (N/m²)	livello (m)	η (m)	Pidrostatica (N/m²)	Pidrodinamica (N/m²)
1	914.56	100.94	0.275	0.068	668.81	144.80
3	2629.62	900.41	0.275	0.171	1679.24	49.96
5	103284.44	101916.23	0.275	0.120	1178.93	189.28
6	102339.11	100111.13	0.275	0.220	2159.93	68.05

Q=65.2 l/s v= 37.9 cm/s	Pmisurata (N/m²)	Pacqua ferma (N/m²)	livello (m)	η (m)	Pidrostatica (N/m²)	Pidrodinamica (N/m²)
1	997.19	100.94	0.281	0.074	729.41	166.84
3	2709.82	900.41	0.281	0.177	1739.84	69.56
5	103380.21	101916.23	0.281	0.126	1239.53	224.45
6	102433.38	100111.13	0.281	0.226	2220.53	101.72

Tabella 16 Valori della portata idrodinamica ricavati per ciascun pressurimetro per portate di 55, 60 e 65 l/s

Dalla Tabella 16 è possibile osservare come cambiano i contributi di pressione idrodinamica nei vari pressurimetri. Per tutti i pressurimetri è osservabile un graduale aumento della

pressione idrostatica con l'affondamento crescente e rispettivamente un aumento della pressione idrodinamica.

Successivamente si è ricostruito il grafico pressione - velocità al fine di fare un confronto tra pressione misurata e pressione teorica (Tabella 17) ottenuta come per la prova precedente.

v	Pteorica
(m/s)	(N/m²)
0.182	16.57
0.210	22.13
0.239	28.53
0.261	34.14
0.291	42.28
0.314	49.32
0.333	55.60
0.352	61.88
0.380	72.08
0.402	80.63
0.426	90.73

Tabella 17 Valori della pressione teorica alle varie velocità

Il grafico di seguito riportato (Fig. 8.1.e) presenta una relazione tra la pressione (asse delle ordinate, espressa in N/m²) e la velocità (asse delle ascisse, espressa in m/s).

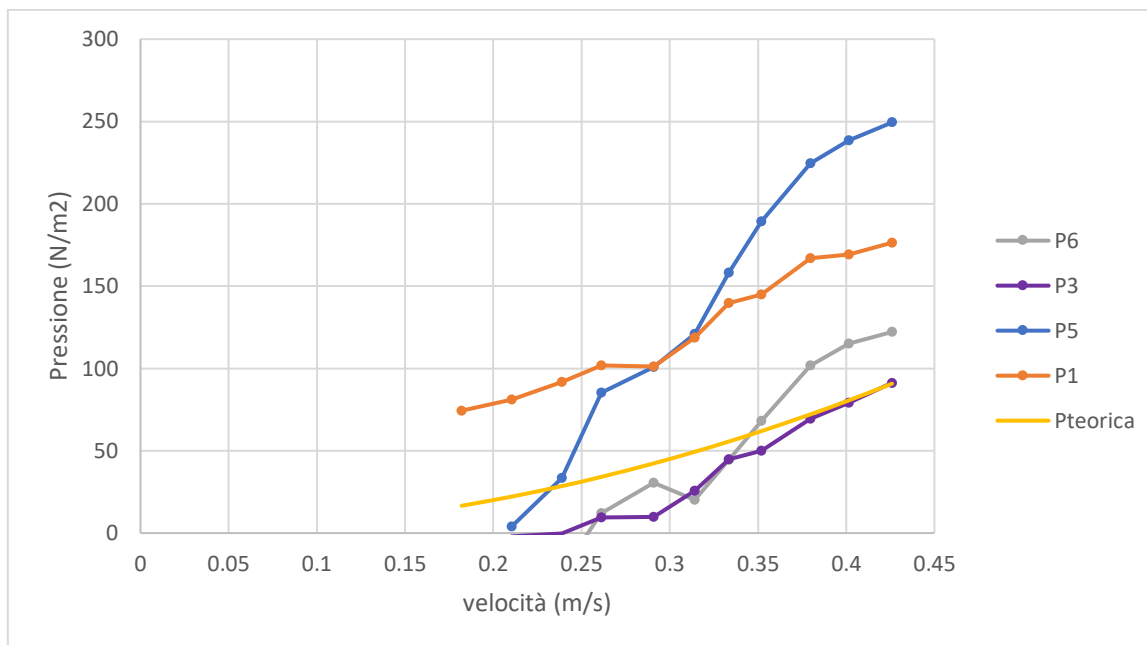


Fig. 8.1.e Grafico pressione (N/m^2) – velocità (m/s), in giallo la pressione teorica e in viola, azzurro, arancione e grigio la pressione misurata

Si osserva che:

- 1- Anche in questo caso tutte le curve mostrano una tendenza generale all'aumento della pressione al crescere della velocità.
- 2- Le curve relative alle pressioni misurate presentano comportamenti leggermente diversi per cause già descritte al paragrafo precedente e sono caratterizzate da una leggera non linearità. Si nota in particolare che il pressurimetro 5 ha un andamento molto più piccato dovuto probabilmente alla diversa tipologia di trasduttori a pressioni assolute (Kulite) e quindi alla minor sensibilità.

Successivamente è stata condotta l'analisi delle forze agenti. In primis anche in questo caso è stato necessario correggere la misura della forza eseguita dalla cella come specificato nella precedente prova, togliendo al valore misura il contributo letto in condizioni di acqua ferma, pari a 52.9 g. Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 52.9) * 9,81/1000$$

Poi si è determinata la forza di Drag, dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1, considerando come sezione bagnata l'area d'impatto del flusso sulla pila (Fig. 5.2.c).

A seguire è stata determinata la forza definita come l'integrale della pressione lungo la sezione di afferenza di ciascun pressurimetro. Si è fatto prima riferimento all'altezza di afferenza di ognuno funzione della posizione lungo il palo e del livello ai vari step di prova. In questo caso vale la configurazione con pressurimetri tutti sommersi (Fig. 8.1.b).

Da cui le altezze di afferenza sono descritte come segue:

$$h_6 = a + \frac{b}{2}$$

$$h_3 = \frac{b}{2} + \frac{c}{2}$$

$$h_5 = \frac{c}{2} + \frac{d}{2}$$

$$h_1 = \frac{d}{2} + \eta_1$$

Dove $a = 0,055$ m, $b = 0,104$ m, $c = 0,155$ m, $d = 0,207$ ed η_1 (affondamento del pressurimetro 1 rispetto il pelo libero).

Dalle altezze si sono poi determinate le aree di afferenza considerando come sezione laterale del cilindro $\pi D h_i / 6$. In questo caso sono state eseguite le prove ruotando il palo, per cui per la valutazione della forza idrodinamica si è ipotizzato che la pressione idrodinamica si esercita in un'aliquota (1/6) della superficie laterale per ogni configurazione (0° - 60° - 120° - 180°). Perciò, la forza dinamica alle varie portate si è calcolata come la sommatoria dei

prodotti tra le pressioni i-esime e le aree di afferenza i-esime determinate nelle quattro configurazioni. Di seguito si è riportato la formula utilizzata per la valutazione della forza agente sul palo in forma vettoriale e poi in forma scalare. In questo modo è stato possibile descrivere il contributo di forza dinamica totale intorno al palo considerando simmetrico il comportamento sull'altra porzione laterale (quindi si raddoppiano i contributi a 60° e 120°).

$$\begin{aligned}
 \overline{F_{dtot}} &= \overline{(F_d)_{0^\circ}} + 2\overline{(F_d)_{60^\circ}} + 2\overline{(F_d)_{120^\circ}} + \overline{(F_d)_{180^\circ}} \\
 &= \overline{(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{0^\circ}} + 2\overline{(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{60^\circ}} \\
 &\quad + 2\overline{(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{120^\circ}} \\
 &\quad + \overline{(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{180^\circ}} \\
 F_{dtot} &= (P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{0^\circ} + 2(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{60^\circ} * \cos(60^\circ) \\
 &\quad - 2(P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{120^\circ} \cos(60^\circ) \\
 &\quad - (P_1A_1 + P_3A_3 + P_5A_5 + P_6A_6)_{180^\circ}
 \end{aligned}$$

Con i pedici che indica l'i-esimo sensore di pressione considerato.

Atot	Fdrag	Fcella	Fd
(m2)	N	N	N
0.0247	0.33	0.33	1.00
0.0258	0.46	0.46	1.42
0.0269	0.61	0.62	2.51
0.0279	0.76	0.79	3.26
0.0288	0.97	0.85	4.54
0.0298	1.18	1.08	5.41
0.0308	1.37	1.32	5.31
0.0316	1.57	1.51	5.31
0.0325	1.88	1.73	7.81
0.0333	2.15	1.90	8.03
0.0341	2.47	1.97	7.10

Tabella 18 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata), della forza misurata dalla cella di carico e della forza dinamica totale intorno al palo

Dato che i sensori Kulite sono a minor sensibilità e la correzione dello “zero” risente della condizione iniziale (fuori acqua o immersi), si è anche valutata la forza F_{dtot} dall'integrale delle pressioni misurate dal sensore Keller p3 (sempre immerso anche nelle condizioni di acqua ferma), assumendo costante l'andamento della pressione dinamica sulla verticale. Ovviamente in questo caso l'area di afferenza del sensore p3 è data da $\pi D h_i / 6$ dove h_i è l'altezza della colonna d'acqua nelle diverse configurazioni (0° , 60° , 120° e 180°).

Il grafico seguente mostra una comparazione tra le tre forze (Fig. 8.1.f). Riporta in ordinata la forza, espressa in N ed in ascissa la velocità, espressa in m/s.

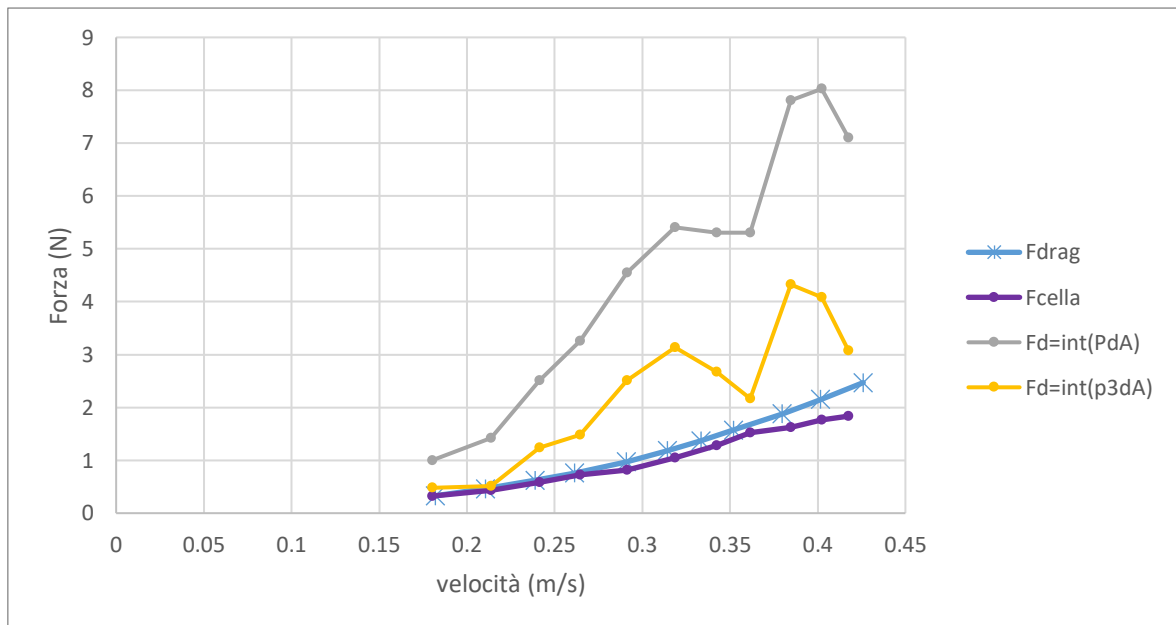


Fig. 8.1.f Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di Drag teorica, in grigio la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni ed in giallo la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni del sensore p3

Si osserva che:

- 1- Tutte le curve mostrano una crescita della forza all'aumentare della velocità di flusso.
- 2- La forza di cella è paragonabile alla forza di Drag.

- 3- La forza ottenuta dall'integrale delle pressioni intorno alla pila è superiore rispetto alle altre forze. Se si considera la forza ottenuta dalle misure effettuate dal solo sensore p3 (ritenuto il più attendibile) si nota come la forza abbia dei valori più vicini a quelli misurati dalla cella di carico o teorici. Una calibrazione più accurata insieme all'utilizzo di trasduttori ad elevata sensibilità potrebbero migliorare notevolmente la previsione della forza dinamica generata su una pila ottenuta dalla misura delle pressioni.

8.1.3 Analisi dei risultati del Test 3

L'analisi sperimentale condotta il 14 gennaio presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle di 40 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nelle Tabelle 19 e 20. In questa configurazione il palo è ruotato di 60° rispetto la direzione della corrente. Come per il Test 1 si sono osservate perdite nella sezione di sfioro.

Q	SL2	SL1	SL3	Vx	Vy	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
0.0	701.39	695.70	696.74	-0.004	0.015	0.003	0.004
25.1	520.59	513.58	516.41	0.177	0.021	-0.018	0.004
30.1	511.06	503.26	506.46	0.209	0.019	-0.023	0.004
35.3	503.53	493.33	497.04	0.237	0.021	-0.028	0.004
40.1	494.57	484.33	488.61	0.263	0.017	-0.033	0.004
45.1	491.16	475.52	480.25	0.291	0.009	-0.042	0.005
50.1	487.61	466.64	472.19	0.315	0.012	-0.041	0.004
55.3	474.35	457.30	464.15	0.332	0.015	-0.040	0.004
60.7	466.38	448.56	456.24	0.357	0.010	-0.047	0.004
65.0	465.46	442.01	450.03	0.381	0.008	-0.055	0.005
70.1	455.55	434.53	442.58	0.405	0.004	-0.061	0.004
75.2	441.16	427.24	435.94	0.423	0.002	-0.066	0.005

Tabella 19 Risultati della prova condotta il 14 gennaio

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
0.663	1033.180	7.447	1018.440	37.0
2.589	1044.210	19.261	1031.414	75.2
3.523	1045.390	20.147	1032.220	89.1
4.402	1046.286	20.976	1032.917	105.7
5.200	1047.265	21.746	1033.644	118.6
5.996	1048.225	22.523	1034.376	128.3
6.706	1049.298	23.164	1035.215	153.5
7.425	1050.527	23.790	1036.039	178.1
8.141	1051.451	24.468	1036.706	195.7
8.739	1052.688	25.022	1037.384	204.0
9.316	1054.397	25.620	1038.458	213.9
9.860	1055.290	26.196	1039.302	231.0

Tabella 20 Continuo risultati della prova condotta il 14 gennaio

Come si può osservare dai dati (Tabelle 19 e 20) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione di acqua ferma. In questa condizione la cella di carico legge uno zero pari a 37 g che sarà utilizzato per correggere le misura della forza alle varie portate.

Anche per questa prova sono state condotte acquisizioni da un valore iniziale di portata di 25 l/s ad un valore finale di 75 l/s. Si osserva nuovamente un aumento della velocità correlato ad un aumento di portata.

Per l'analisi si adotta sempre il sensore di livello 2 come riferimento per la stima della pressione idrostatica. Per ricavare i livelli si è partiti dal valore 737.13 mm (misura senza acqua dal Test 1) a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 21).

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
737.13	520.59	0.217	513.58	0.224
	511.06	0.226	503.26	0.234
	503.53	0.234	493.33	0.244
	494.57	0.243	484.33	0.253

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
	491.16	0.246	475.52	0.262
	487.61	0.250	466.64	0.270
	474.35	0.263	457.30	0.280
	466.38	0.271	448.56	0.289
	465.46	0.272	442.01	0.295
	455.55	0.282	434.53	0.303
	441.16	0.296	427.24	0.310

Tabella 21 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Da questa misura dei livelli è possibile osservare che durante la prova tutti i pressurimetri sono sommersi. Invece come si nota dalla Tabella 19, nella condizione d'acqua ferma la misura del sensore di livello 2 è 701.39 mm, che evidenzia un livello a valle del palo di 0.036 m. Questo dato ci permette di concludere che viste le posizioni dei pressurimetri rispetto al fondo tutti e quattro risultano fuori acqua, perciò la correzione che si farà della pressione sarà la medesima per ogni sensore (adottando come “zero” dello strumento il valore misurato ad acqua ferma).

Dai dati si osserva ancora una volta per tutti i pressurimetri un graduale aumento della pressione idrostatica con l'affondamento crescente e una leggera diminuzione della pressione idrodinamica.

Successivamente si è ricostruito il grafico pressione (N/m^2) - velocità (m/s) per capire come cambia la pressione lungo la superficie laterale del palo (Fig. 8.1.g).

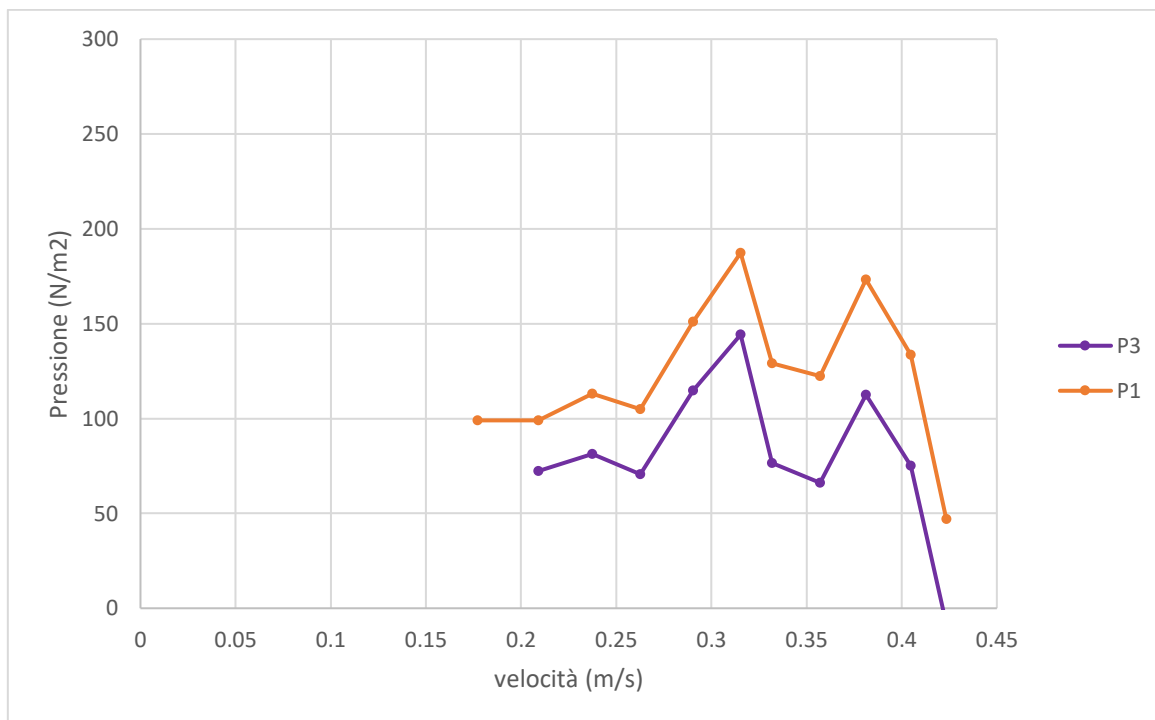


Fig. 8.1.g Grafico pressione (N/m²) – velocità (m/s), in viola e arancione la pressione misurata con sensori di pressione Keller

Si osserva che:

- 1- In questo caso si è scelto di omettere la rappresentazione delle curve relative ai pressurimetri Kulite, dato che essendo meno sensibili hanno un trend che differisce molto dai sensori Keller.
- 2- Le curve sono fortemente non lineari. Si nota comunque un valore tendenzialmente decrescente; questo implica che rispetto il Test 2 il valore della pressione misurato sulla superficie laterale del palo tende a diminuire coerentemente con ciò che ci si aspetta (dal punto di ristagno la pressione tende a ridursi per poi riaumentare).

A seguire è stata condotta l'analisi delle forze agenti. La misura della forza eseguita dalla cella è stata corretta togliendo al valore misura il contributo letto in condizioni di acqua ferma, pari a 37 g. Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 37) * 9,81/1000$$

Poi si è determinata la forza di Drag, dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1, considerando come sezione bagnata l'area d'impatto del flusso sulla pila (Fig. 5.2.c).

A seguire è stata determinata la forza definita come l'integrale della pressione lungo la sezione di afferenza di ciascun pressurimetro facendo riferimento per l'altezza di afferenza di ognuno la configurazione con pressurimetri tutti sommersi (Fig. 8.1.b). Per cui le altezze di afferenza sono definite come per il Test 2 (rif. par. 8.1.2), ma prendendo come livello l'interpolazione tra il valore di valle e di monte (Tabella 21). Allo stesso modo le aree di afferenza sono determinate come per il Test 2.

Atot	Fdrag	Fcella	Fd
(m2)	N	N	N
0.0246	0.46	0.37	1.00
0.0257	0.67	0.51	1.42
0.0268	0.91	0.67	2.51
0.0278	1.15	0.80	3.26
0.0288	1.46	0.90	4.54
0.0298	1.78	1.14	5.41
0.0308	2.04	1.38	5.31
0.0317	2.43	1.56	5.31
0.0325	2.83	1.64	7.81
0.0333	3.27	1.73	8.03
0.0341	3.67	1.90	7.10

Tabella 22 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata), della forza misurata dalla cella di carico e della forza dinamica totale intorno al palo

Il grafico seguente riporta la comparazione tra le forze (Fig. 8.1.h).

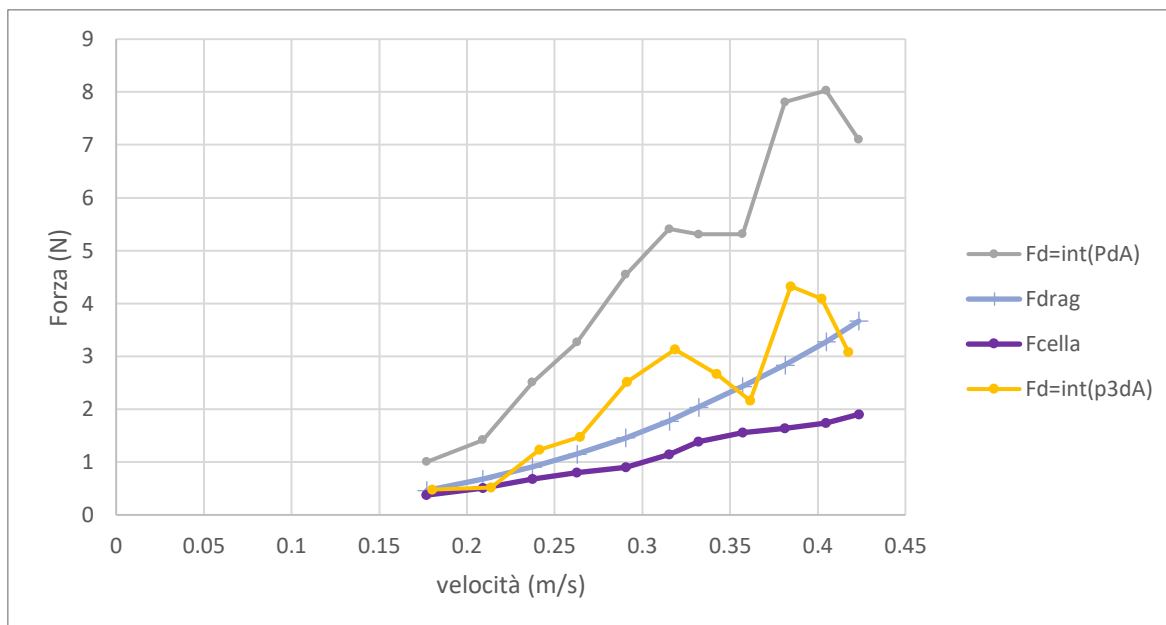


Fig. 8.1.h Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di Drag teorica, in grigio la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni ed in giallo la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni del sensore p3

Non ci sono osservazioni aggiuntive rispetto al grafico forza – velocità ricavato dal Test 2 (Fig. 8.1.e). Questo è spiegabile dal fatto che la forza di Drag è funzione della velocità che per condizioni al contorno invariate (pendenza nulla e altezza della paratia a valle di 40 cm) resta costante con la portata e cresce con essa. In egual modo la forza di cella, che misura la forza totale esercitata dal fluido sul palo, non cambia poiché le condizioni al contorno restano invariate e le portate che si considerano sono sempre le stesse.

8.1.4 Analisi dei risultati del Test 4

L'analisi sperimentale condotta il 15 gennaio presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle di 40 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nelle Tabelle 23 e 24. In questa configurazione il palo è ruotato di 120° rispetto la direzione della corrente. Come per il Test 2 si sono osservate perdite nella sezione di sfioro.

Q	SL2	SL1	SL3	Vx	Vy	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
0.2	603.23	602.35	603.42	-0.009	0.020	0.014	0.004
25.1	519.99	512.86	515.25	0.179	0.021	-0.018	0.004
30.2	511.42	502.90	505.72	0.211	0.019	-0.025	0.004
35.2	499.57	493.19	496.89	0.242	0.019	-0.029	0.004
40.1	490.84	484.17	488.29	0.262	0.015	-0.033	0.004
45.1	481.58	475.57	479.90	0.291	0.007	-0.043	0.004
50.0	476.03	467.22	472.36	0.315	0.011	-0.044	0.004
55.4	467.76	457.52	464.16	0.335	0.013	-0.043	0.004
60.1	465.39	449.55	457.25	0.348	0.012	-0.044	0.004
65.0	453.21	442.01	450.09	0.374	0.010	-0.050	0.005
70.3	446.20	434.23	442.45	0.401	0.004	-0.061	0.004
75.0	440.14	427.42	436.08	0.427	0.004	-0.068	0.005

Tabella 23 Risultati della prova condotta il 15 gennaio

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
0.682	1039.127	11.271	1027.187	117.0
2.702	1046.201	19.571	1031.922	150.2
3.628	1047.089	20.426	1032.492	164.4
4.504	1047.857	21.245	1033.022	178.2
5.316	1048.675	21.989	1033.384	193.3
6.074	1049.355	22.723	1034.247	202.4
6.761	1049.862	23.390	1034.700	225.2
7.529	1050.737	24.112	1035.495	248.3
8.154	1051.068	24.725	1035.832	272.7
8.772	1051.407	25.358	1036.636	292.3
9.467	1052.077	26.022	1037.407	304.8
10.033	1052.563	26.581	1038.152	319.0

Tabella 24 Continuo dei risultati della prova condotta il 15 gennaio

Come si può osservare dai dati (Tabelle 23 e 24) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione di acqua ferma. In questa condizione la cella di carico legge uno zero pari a 117g che sarà utilizzato per correggere le misura della forza alle varie portate.

Anche per questa prova sono state condotte acquisizioni da un valore iniziale di portata di 25 l/s ad un valore finale di 75 l/s. Si osserva nuovamente un aumento della velocità correlato ad un aumento di portata.

Per l'analisi si adotta sempre il sensore di livello 2 come riferimento per la stima della pressione idrostatica. Per ricavare i livelli si è partiti dal valore 737.13 mm (misura senza acqua dal Test 1) a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 25).

SL1 ed SL2 senza acqua (mm)	SL2 misurato (mm)	livelli SL2 (m)	SL1 misurato (mm)	livelli SL1 (m)
737.13	519.99	0.217	512.86	0.224
	511.42	0.226	502.90	0.234
	499.57	0.238	493.19	0.244
	490.84	0.246	484.17	0.253
	481.58	0.256	475.57	0.262
	476.03	0.261	467.22	0.270
	467.76	0.269	457.52	0.280
	465.39	0.272	449.55	0.288
	453.21	0.284	442.01	0.295
	446.20	0.291	434.23	0.303
	440.14	0.297	427.42	0.310

Tabella 25 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Da questa misura dei livelli è possibile osservare che durante la prova tutti i pressurimetri sono sommersi. Invece come si nota dalla Tabella 23, nella condizione d'acqua ferma la misura del sensore di livello 2 è 603.23 mm, che evidenzia un livello a valle del palo di 0.134 m. Questo dato ci permette di concludere che viste le posizioni dei pressurimetri rispetto al fondo solo il 3 e il 6 risultano sommersi, perciò la correzione che si farà della pressione varia tra i due sensori fuori e i due sensori dentro l'acqua (come per il Test 2, rif. par. 8.1.2).

Dai dati si osserva ancora una volta per tutti i pressurimetri un graduale aumento della pressione idrostatica con l'affondamento crescente e una diminuzione della pressione idrodinamica.

A seguire si è ricostruito il grafico pressione (N/m^2) - velocità (m/s) per capire come cambia la pressione lungo la superficie laterale del palo (Fig. 8.1.i).

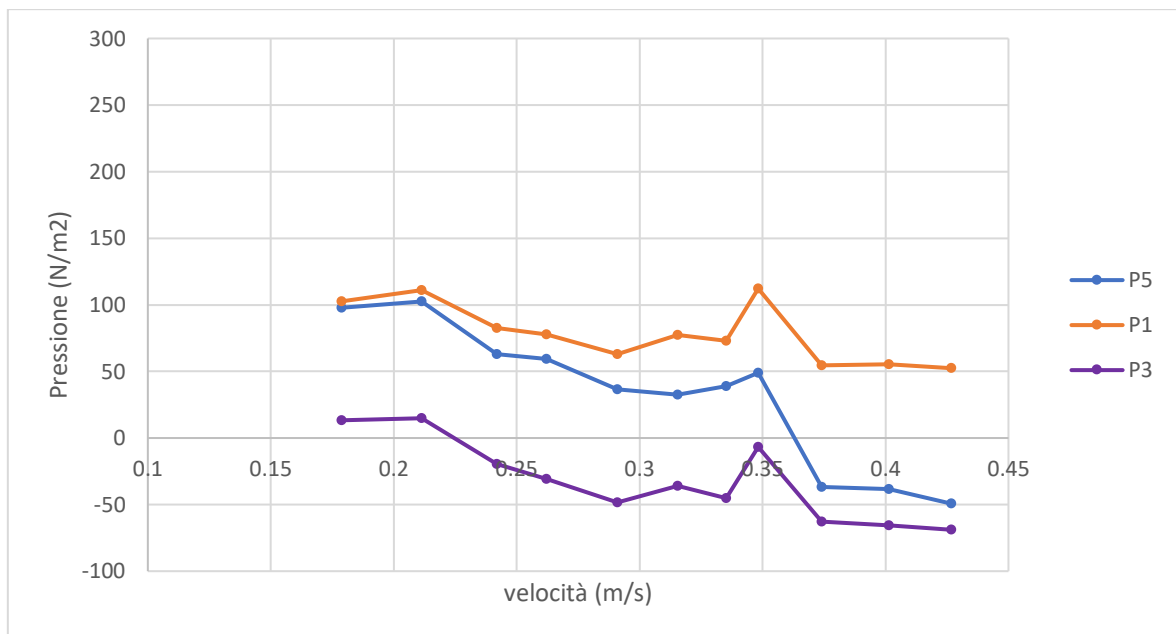


Fig. 8.1.i Grafico pressione (N/m^2) – velocità (m/s), in blu la pressione misurata con sensore di pressione Kulite e in arancione e viola la pressione misurata con sensori di pressione Keller

Si osserva che:

- 1- In questo caso si è scelto di omettere la rappresentazione della curva relativa al pressurimetro 6 (Kulite), dato che il trend differisce molto dagli altri. Questo può derivare dal fatto che la condizione iniziale in cui si trovano i pressurimetri non è la stessa, in quanto l'1 e il 5 sono fuori acqua e viene corretta la pressione con il valore letto ad acqua ferma, mentre il 3 ed il 6 sono sommersi, per cui la correzione si esegue diversamente ed è più affidabile la calibrazione effettuata già in condizioni di acqua

ferma. Per ricavare dati più attendibili sarebbe efficace che tutti i sensori di pressione si trovassero nelle stesse condizioni iniziali, così da poter applicare la medesima correzione.

- 2- Le curve sono leggermente non lineari ed è evidente che il valore tende a diminuire con l'aumentare della velocità; questo implica che rispetto al Test 2 e al Test 3 il valore della pressione misurato sulla superficie laterale del palo continua a diminuire coerentemente con ciò che ci si aspetta nel caso in cui le forzanti siano tali da generare una inversione del flusso nello strato limite alla parete della pila e quindi una separazione con formazione di vortici di scia. Tale condizione è più probabile che avvenga all'aumentare della velocità.

Successivamente si è eseguita l'analisi delle forze agenti. La misura della forza eseguita dalla cella è stata corretta togliendo al valore misura il contributo letto in condizioni di acqua ferma, pari a 110 g. Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 110) * 9,81/1000$$

Poi si è determinata la forza di Drag, dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1, considerando come sezione bagnata l'area d'impatto del flusso sulla pila (Fig. 5.2.c).

A seguire è stata determinata la forza dinamica facendo riferimento per l'altezza di afferenza di ogni pressurimetro la configurazione in cui sono tutti sommersi (Fig. 8.1.b). Per cui le altezze di afferenza sono definite come per il Test 3, prendendo come livello l'interpolazione tra il valore di valle e di monte (Tabella 25). Allo stesso modo le aree di afferenza sono determinate come per il Test 2.

Atot	Fdrag	Fcella	Fd
(m2)	N	N	N
0.0247	0.32	0.33	1.00
0.0258	0.47	0.47	1.42
0.0268	0.62	0.60	2.51
0.0278	0.77	0.75	3.26
0.0288	0.97	0.84	4.54
0.0297	1.20	1.06	5.41
0.0308	1.43	1.29	5.31
0.0316	1.65	1.53	5.31
0.0325	1.92	1.72	7.81
0.0333	2.15	1.84	8.03
0.0341	2.36	1.98	7.10

Tabella 26 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata), della forza misurata dalla cella di carico e della forza dinamica totale intorno al palo

Il grafico seguente riporta la comparazione tra le forze (Fig. 8.1.j).

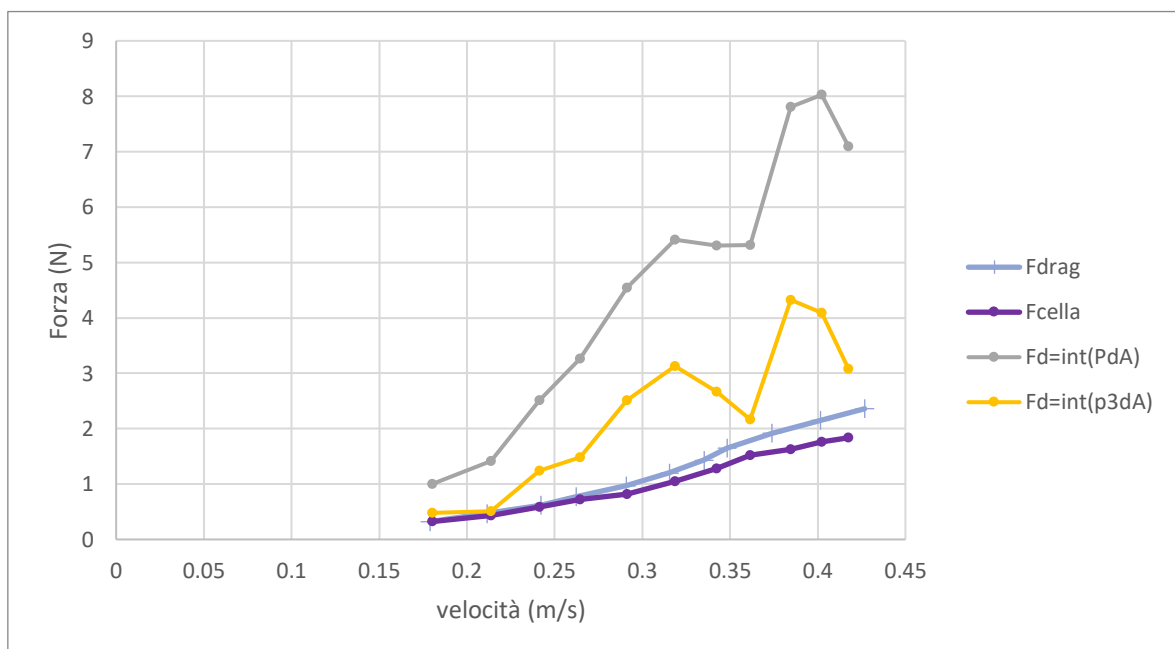


Fig. 8.1.j Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di Drag teorica, in grigio la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni ed in giallo la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni del sensore p3

Non ci sono osservazioni aggiuntive rispetto al grafico forza – velocità ricavato dai Test 2 e 3 (Fig. 8.1.e – 8.1.g) per i motivi già descritti al precedente paragrafo 8.1.3.

8.1.5 Analisi dei risultati del Test 5

L'analisi sperimentale condotta il 21 gennaio presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle di 40 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nelle Tabelle 27 e 28. In questa configurazione il palo è ruotato di 180° rispetto la direzione della corrente. Inoltre, a differenza delle prove precedenti, è stato alzato il misuratore di velocità in modo da leggere il dato a 12.5 cm dal fondo (non più a 6.5 cm) e caratterizzare così, in un nuovo punto, la velocità, per costruirne poi l'andamento lungo la sezione trasversale del canale. Come per il Test 2 si sono osservate perdite nella sezione di sfioro.

Q	SL2	SL1	SL3	Vx	Vy	Z1	Z2
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s
0.2	476.43	476.08	477.02	-0.071	0.011	0.016	0.005
25.1	517.83	514.79	516.98	0.180	0.016	-0.012	0.005
30.0	508.07	504.60	507.15	0.214	0.019	-0.019	0.005
35.1	498.88	494.81	497.47	0.241	0.019	-0.025	0.005
40.1	490.64	485.60	488.76	0.264	0.018	-0.029	0.005
45.3	482.09	476.48	480.14	0.291	0.016	-0.038	0.004
50.2	474.85	467.80	472.33	0.319	0.016	-0.040	0.005
55.2	468.07	458.95	464.77	0.342	0.015	-0.042	0.005
60.4	460.78	450.19	456.90	0.362	0.015	-0.048	0.005
65.2	453.93	442.70	449.87	0.385	0.014	-0.055	0.005
70.2	447.41	435.56	443.11	0.402	0.011	-0.061	0.005
74.9	441.24	429.00	436.64	0.418	0.008	-0.066	0.005

Tabella 27 Risultati della prova condotta il 21 gennaio

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
6.473	1038.221	23.908	1026.659	109.0
2.526	1034.482	20.120	1023.428	142.0
3.453	1035.301	20.980	1024.153	153.4
4.331	1035.877	21.821	1024.922	168.8

p1	p5	p3	p6	Peso
mbar	mbar	mbar	mbar	g
5.139	1036.462	22.592	1025.632	182.9
5.958	1037.096	23.379	1026.196	191.9
6.676	1037.550	24.055	1027.130	216.3
7.339	1038.025	24.689	1027.781	239.8
8.048	1038.626	25.328	1028.327	264.3
8.720	1039.232	25.938	1029.071	274.7
9.319	1039.849	26.527	1029.648	288.6
9.914	1040.139	27.075	1030.326	296.1

Tabella 28 Continuo dei risultati della prova condotta il 21 gennaio

Come si può osservare dai dati (Tabelle 27 e 28) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione di acqua ferma. In questa condizione la cella di carico legge uno zero pari a 109g che sarà utilizzato per correggere le misura della forza alle varie portate.

Anche per questa prova sono state condotte acquisizioni da un valore iniziale di portata di 25 l/s ad un valore finale di 75 l/s. Si osserva nuovamente un aumento della velocità correlato ad un aumento di portata.

Per l'analisi si adotta sempre il sensore di livello 2 come riferimento per la stima della pressione idrostatica. Per ricavare i livelli si è partiti dal valore 737.13 mm (misura senza acqua dal Test 1) a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 29).

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
737.13	517.83	0.219	514.79	0.222
	508.07	0.229	504.60	0.233
	498.88	0.238	494.81	0.242
	490.64	0.246	485.60	0.252
	482.09	0.255	476.48	0.261
	474.85	0.262	467.80	0.269
	468.07	0.269	458.95	0.278
	460.78	0.276	450.19	0.287
	453.93	0.283	442.70	0.294

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
	447.41	0.290	435.56	0.302
	441.24	0.296	429.00	0.308

Tabella 29 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Da questa misura dei livelli è possibile osservare che durante la prova tutti i pressurimetri sono sommersi. Invece come si nota dalla Tabella 27, nella condizione d'acqua ferma la misura del sensore di livello 2 è 476.43 mm, che evidenzia un livello a valle del palo di 0.261 m. Questo dato ci permette di concludere che viste le posizioni dei pressurimetri rispetto al fondo tutti e quattro risultano sommersi, perciò la correzione che si farà della pressione sarà la medesima per ogni sensore (adottando come “zero” dello strumento il valore ricavato come nel Test 2 per i pressurimetri 3 e 6).

Per cui la pressione “zero” è:

$$P_0 = P_{acqua_{ferma}} - P_{statica_0}$$

Dove

$$P_{statica_0} = \gamma \eta \text{ per il pressurimetro 1 e 3 (Keller)}$$

$$P_{statica_0} = \gamma \eta + P_{atm} \text{ per il pressurimetro 5 e 6 (Kulite)}$$

Anche per questa prova si osserva per tutti i pressurimetri un graduale aumento della pressione idrostatica con l'affondamento crescente e una leggera diminuzione della pressione idrodinamica.

Successivamente si è ricostruito il grafico pressione (N/m²) - velocità (m/s) per capire come cambia la pressione lungo la superficie laterale del palo (Fig. 8.1.k).

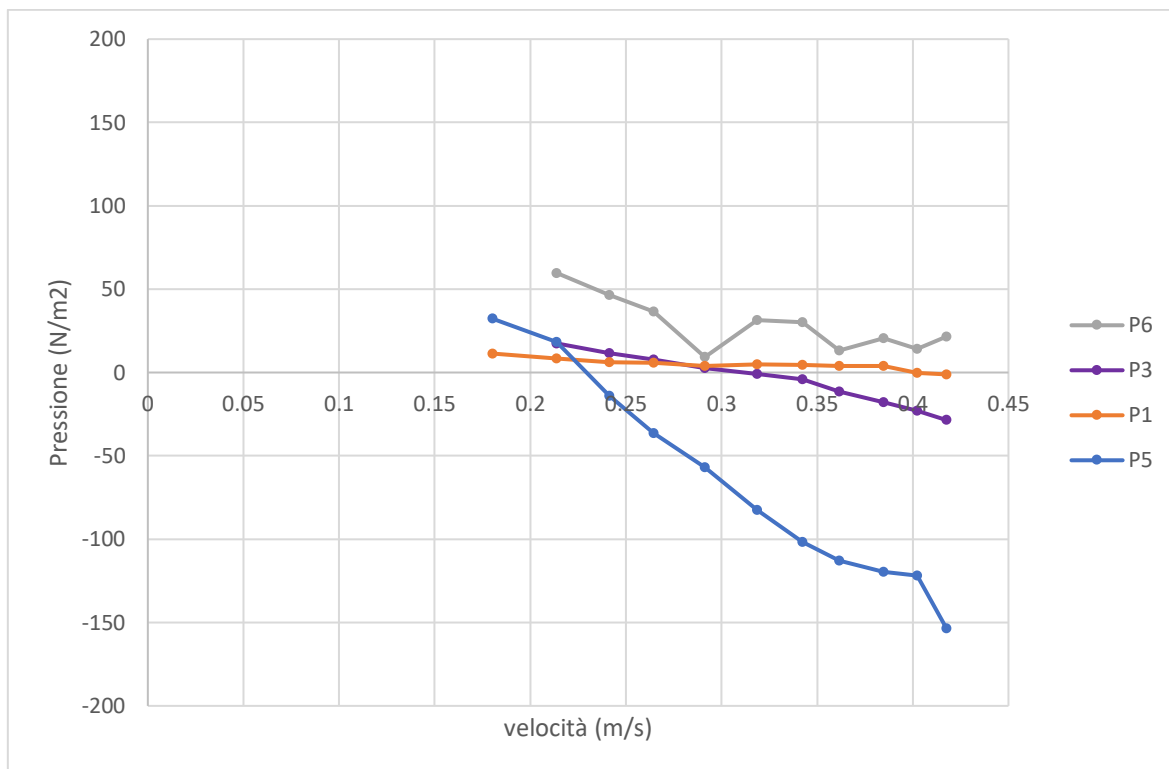


Fig. 8.1.k Grafico pressione (N/m^2) – velocità (m/s), in viola e arancione la pressione misurata con sensori di pressione Keller, in grigio e azzurro la pressione misurata con sensori di pressione Kulite

Si osserva che:

- 1- Le curve hanno un andamento moderatamente decrescente, fatta eccezione per il sensore di pressione 5 per cui l'andamento decresce più rapidamente.
- 2- Le curve sono leggermente non lineari. Si nota un graduale recupero della pressione dietro al palo, rispetto i Test 3 e 4. Infatti, dal punto di ristagno la pressione tende a ridursi all'aumentare della velocità per poi aumentare al diminuire della stessa, provocando la formazione di vortici di scia asse verticale della parte retrostante la pila.

A seguire è stata condotta l'analisi delle forze agenti. La misura della forza eseguita dalla cella è stata corretta togliendo al valore misura il contributo letto in condizioni di acqua ferma, pari a 109 g. Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 109) * 9,81/1000$$

Poi si è determinata la forza di Drag, dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1, considerando come sezione bagnata l'area d'impatto del flusso sulla pila (Fig. 5.2.c).

A seguire è stata determinata la forza dinamica facendo riferimento per l'altezza di afferenza di ogni pressurimetro la configurazione in cui sono tutti sommersi (Fig. 8.1.b). Per cui le altezze di afferenza sono definite come per il Test 2, prendendo però come livello quello misurato dal sensore di livello 1 posto a valle della pila (Tabella 29). Allo stesso modo le aree di afferenza sono determinate come per il Test 2.

Atot	Fdrag	Fcella	Fd
(m2)	N	N	N
0.0245	0.32	0.32	1.00
0.0256	0.47	0.44	1.42
0.0267	0.62	0.59	2.51
0.0277	0.77	0.72	3.26
0.0287	0.97	0.81	4.54
0.0296	1.20	1.05	5.41
0.0306	1.43	1.28	5.31
0.0316	1.65	1.52	5.31
0.0324	1.92	1.63	7.81
0.0332	2.15	1.76	8.03
0.0339	2.36	1.84	7.10

Tabella 30 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata), della forza misurata dalla cella di carico e della forza dinamica totale intorno al palo

Il grafico seguente riporta la comparazione tra le tre forze (Fig. 8.1.1).

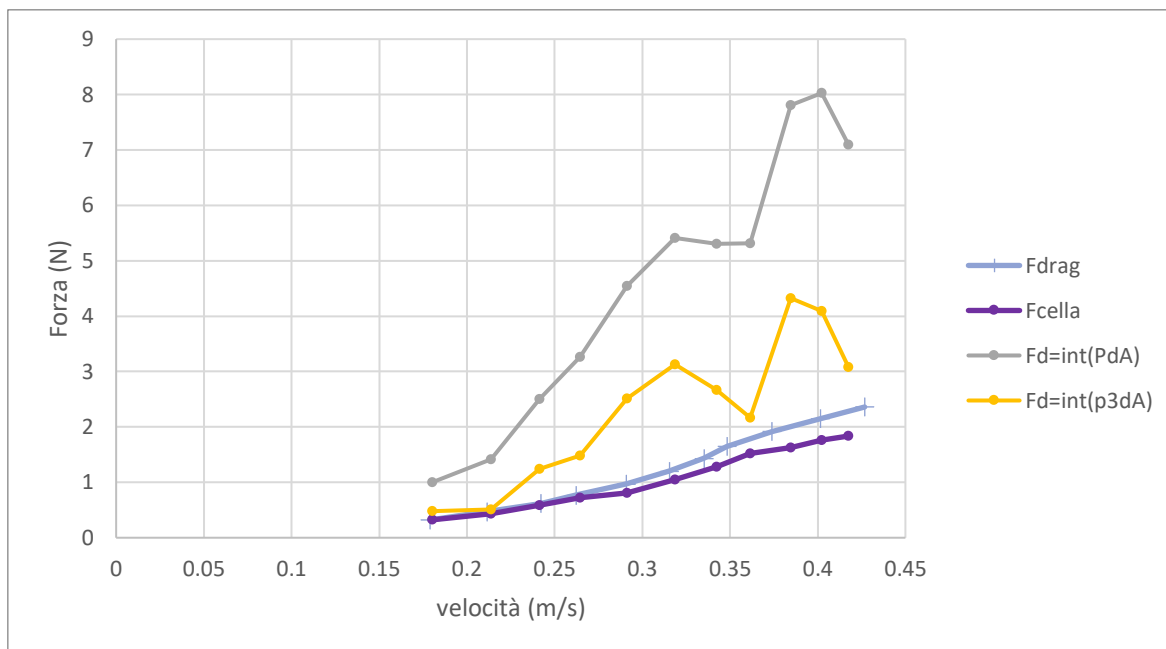


Fig. 8.1.1 Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di Drag teorica, in grigio la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni ed in giallo la forza dinamica valutata dall'integrale delle pressioni del sensore p3

Non ci sono osservazioni aggiuntive rispetto al grafico forza – velocità ricavato dai Test 2, 3 e 4 (Fig. 8.1.e – 8.1.g – 8.1.i) per i motivi già descritti al paragrafo 8.1.3.

8.1.6 Analisi dei risultati del Test 6

L'analisi sperimentale condotta il 23 gennaio presso il laboratorio di Idraulica, con condizione al contorno di valle di 40 cm, ha dato i seguenti risultati riportati nella Tabella 31. Il palo adottato ha un diametro minore, pari a 6,3 cm e servirà in seguito per le future sperimentazioni a fondo mobile (con diametro inferiore, circa pari ad 1/10 della larghezza del canale, risente meno dell'influenza delle pareti). In questa configurazione il palo non presenta i sensori di pressione, per cui sono state misurate la velocità, i livelli e la forza. Inoltre, il misuratore di velocità è stato alzato di altri 5,5 cm, quindi a 18 cm dal fondo rispetto al Test 5 per caratterizzare così, in un nuovo punto, la velocità, per costruirne poi

l'andamento lungo la sezione trasversale del canale a parità di condizioni di portata. Come per il Test 2 si sono osservate perdite nella sezione di sfioro.

Q	SL2	SL1	SL3	V_x	V_y	Z1	Z2	Peso
l/s	mm	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/s	g
1.1	612.43	610.73	612.32	-0.009	0.015	-0.011	0.005	1.0
24.9	516.15	515.46	517.17	0.171	0.010	-0.018	0.005	19.6
30.0	506.05	505.50	506.99	0.208	0.016	-0.022	0.005	26.2
35.0	496.16	496.12	497.44	0.235	0.016	-0.027	0.005	33.5
40.0	486.84	487.25	488.31	0.261	0.020	-0.029	0.005	40.5
45.1	478.06	478.35	479.79	0.276	0.029	-0.034	0.005	42.8
50.2	469.30	470.41	471.77	0.311	0.024	-0.038	0.005	55.1
55.0	460.96	463.52	464.38	0.338	0.020	-0.040	0.005	72.4
60.2	452.87	455.91	456.75	0.358	0.021	-0.043	0.005	80.1
64.9	445.32	448.79	449.90	0.381	0.022	-0.049	0.006	90.1
70.1	437.46	441.42	442.63	0.400	0.021	-0.054	0.005	98.0
74.9	431.11	435.41	436.53	0.417	0.019	-0.059	0.005	106.8

Tabella 31 Risultati della prova condotta il 23 gennaio

Come si può osservare dai dati (Tabella 31) la prima acquisizione si riferisce ad una condizione di acqua ferma. In questa condizione la cella di carico legge uno zero pari a 1 g che sarà utilizzato per correggere le misura della forza alle varie portate.

Anche per questa prova sono state condotte acquisizioni da un valore iniziale di portata di 25 l/s ad un valore finale di 75 l/s. Si osserva nuovamente un aumento della velocità correlato ad un aumento di portata.

Per ricavare i livelli si è partiti dal valore 737.13 mm (misura senza acqua dal Test 1) a cui è stata tolta la misura della distanza eseguita sempre dallo stesso sensore ma alle varie portate (Tabella 32).

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
737.13	515.46	0.222	516.15	0.221
	505.50	0.232	506.05	0.231

SL1 ed SL2 senza acqua	SL2 misurato	livelli SL2	SL1 misurato	livelli SL1
(mm)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
	496.12	0.241	496.16	0.241
	487.25	0.250	486.84	0.250
	478.35	0.259	478.06	0.259
	470.41	0.267	469.30	0.268
	463.52	0.274	460.96	0.276
	455.91	0.281	452.87	0.284
	448.79	0.288	445.32	0.292
	441.42	0.296	437.46	0.300
	435.41	0.302	431.11	0.306

Tabella 32 Valore dei livelli idrici alle varie portate

Dalla misura del livello a monte della pila (livelli SL1) è possibile ricavare l'area d'impatto del flusso sulla pila (Fig. 5.2.c) e quindi la forza di Drag dall'equazione descritta al paragrafo 5.2.1.

Anche in questo caso, la misura della forza eseguita dalla cella è stata corretta togliendo al valore misurato il contributo letto in condizioni di acqua ferma, pari a 1 g. Perciò la forza misurata dalla cella sarà così descritta in Newton:

$$F_{cella} = (F_{misurata} - 1) * 9,81/1000$$

Atot	Fdrag	Fcella
(m2)	N	N
0.0139	0.16	0.18
0.0146	0.25	0.25
0.0152	0.33	0.32
0.0158	0.43	0.39
0.0163	0.50	0.41
0.0169	0.65	0.53
0.0174	0.79	0.70
0.0179	0.92	0.78
0.0184	1.07	0.87
0.0189	1.21	0.95
0.0193	1.34	1.04

Tabella 33 Valori della forza di Drag (funzione dell'area della sezione bagnata) e della forza misurata dalla cella di carico

Il grafico seguente riporta la comparazione tra le due forze (Fig. 8.1.m). Per questa prova non avendo determinato le pressioni non è stato possibile definire la forza dinamica dall'integrale delle pressioni.

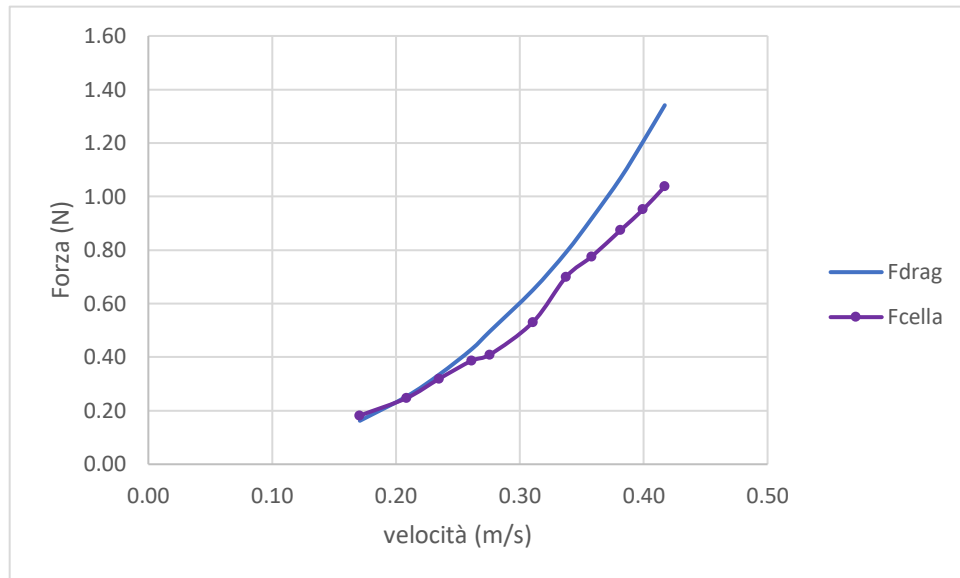


Fig. 8.1.m Grafico forza (N) – velocità (m/s), in viola la forza misurata dalla cella di carico, in azzurro la forza di Drag

Come per le prove precedenti si osserva che:

- 1- Le due curve mostrano una crescita della forza all'aumentare della velocità di flusso coerentemente con la teoria fluidodinamica.
- 1- La forza di cella è confrontabile con la forza di drag calcolata teoricamente (rif. par. 8.1.1).

8.2 Variabilità del coefficiente di Drag con il Numero di Froude e il Numero di Reynolds

Nel presente paragrafo si riporta un confronto del coefficiente di Drag calcolato dalla forza misurata dalla cella sia con il numero di Froude che con il numero di Reynolds. Si prendono

in considerazione i risultati relativi ai Test 4, 5 e 6, in quanto le analisi sono state condotte su pali di diverso diametro (rif. Tabella 6). Inoltre per ognuna il misuratore di velocità è stato collocato a differenti distanze dal fondo, in particolare a 6,5 cm per il Test 4, a 12,5 cm per il Test 5 e a 18 cm per il Test 6, così da ricostruire il profilo di velocità lungo la sezione trasversale e ricavare la velocità media della corrente.

Invertendo l'equazione utilizzata per il calcolo della forza di Drag, si ricava il C_D nella maniera seguente:

$$C_D = \frac{2F_{cella}}{A\rho v^2}$$

Con ρ = densità del fluido (1000 kg/m³), v = velocità media della corrente ed A = area frontale del cilindro (sezione di impatto della corrente sull'oggetto al variare del livello, Fig. 5.2.c)

Mentre il numero di Froude e di Reynolds sono ricavati dalle equazioni viste al paragrafo 3.1.1:

$$Re = \frac{\rho v L}{\mu}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Con ρ = densità del fluido (1000 kg/m³), μ = viscosità dinamica del fluido (0,001 Pa·s), v = velocità media della corrente, g = accelerazione gravitazionale (9,81 m/s²) ed L identifica il diametro della pila (rispettivamente 0,11 cm e 0,063 cm) nella formula di Reynolds, mentre indica il livello idrico nella formula di Froude (inteso come tirante idrico a monte della pila, misurato con il sensore di livello 1).

Partendo quindi dai valori della forza misurati dalla cella, dalla velocità media ricavata ad ogni portata (mediata tra le tre acquisizioni), dal livello misurato a monte della pila e dell'area definita come sezione di impatto del fluido sulla pila, è stato possibile ricavare il coefficiente di Drag, il numero di Reynolds e il numero di Froude (tutte grandezze adimensionali).

A seguire si riportano i dati relativi alle due prove al fine di confrontare graficamente i risultati.

Fcella	v	Atot	Cd	livello	Fr	Re
N	(m/s)	(m²)		m		
0.32	0.180	0.0245	0.81	0.2223	0.1221	19832.61
0.44	0.214	0.0256	0.74	0.2325	0.1415	23514.38
0.59	0.241	0.0267	0.76	0.2423	0.1565	26548.98
0.72	0.264	0.0277	0.75	0.2515	0.1684	29089.89
0.81	0.291	0.0287	0.67	0.2607	0.1821	32037.74
1.05	0.319	0.0296	0.70	0.2693	0.1961	35061.17
1.28	0.342	0.0306	0.72	0.2782	0.2072	37655.29
1.52	0.362	0.0316	0.74	0.2869	0.2155	39775.48
1.63	0.385	0.0324	0.68	0.2944	0.2264	42324.18
1.76	0.402	0.0332	0.66	0.3016	0.2338	44237.25
1.84	0.418	0.0339	0.62	0.3081	0.2402	45929.77

Tabella 34 Risultati del Test 4 con condizione al contorno di valle di 40 cm, palo di diametro 11 cm

Fcella	v	Atot	Cd	livello	Fr	Re
N	(m/s)	(m²)		m		
0.32	0.180	0.0245	0.81	0.2223	0.1221	19832.61
0.44	0.214	0.0256	0.74	0.2325	0.1415	23514.38
0.59	0.241	0.0267	0.76	0.2423	0.1565	26548.98
0.72	0.264	0.0277	0.75	0.2515	0.1684	29089.89
0.81	0.291	0.0287	0.67	0.2607	0.1821	32037.74
1.05	0.319	0.0296	0.70	0.2693	0.1961	35061.17
1.28	0.342	0.0306	0.72	0.2782	0.2072	37655.29
1.52	0.362	0.0316	0.74	0.2869	0.2155	39775.48
1.63	0.385	0.0324	0.68	0.2944	0.2264	42324.18
1.76	0.402	0.0332	0.66	0.3016	0.2338	44237.25
1.84	0.418	0.0339	0.62	0.3081	0.2402	45929.77

Tabella 35 Risultati del Test 5 con condizione al contorno di valle di 40 cm, palo di diametro 11 cm

Fcella	v	Atot	Cd	livello	Fr	Re
N	(m/s)	(m²)		m		
0.18	0.171	0.0139	0.90	0.221	0.1160	10758.60
0.25	0.208	0.0146	0.78	0.231	0.1385	13134.81
0.32	0.235	0.0152	0.76	0.241	0.1527	14794.04
0.39	0.261	0.0158	0.72	0.250	0.1667	16458.90
0.41	0.276	0.0163	0.66	0.259	0.1731	17383.63
0.53	0.311	0.0169	0.65	0.268	0.1916	19566.47
0.70	0.338	0.0174	0.71	0.276	0.2051	21264.65
0.78	0.358	0.0179	0.68	0.284	0.2144	22556.59
0.87	0.381	0.0184	0.65	0.292	0.2254	24022.44
0.95	0.400	0.0189	0.63	0.300	0.2330	25171.76
1.04	0.417	0.0193	0.62	0.306	0.2407	26272.45

Tabella 36 Risultati del Test 6 con condizione al contorno di valle di 40 cm, palo di 6.3 cm

Dai valori di velocità media ricavati per ogni portata alle diverse altezze all'interno della colonna d'acqua, si può ricavare il contributo di velocità media della corrente, successivamente graficato (Fig. 8.2.a). Si nota come la velocità assuma un valore pressoché costante lungo la verticale.

Q	v media
l/s	m/s
25	0.177
30	0.211
35	0.239
40	0.263
45	0.286
50	0.315
55	0.338
60	0.356
65	0.380
70	0.401
75	0.420

Tabella 37 Velocità media della corrente alle varie portate

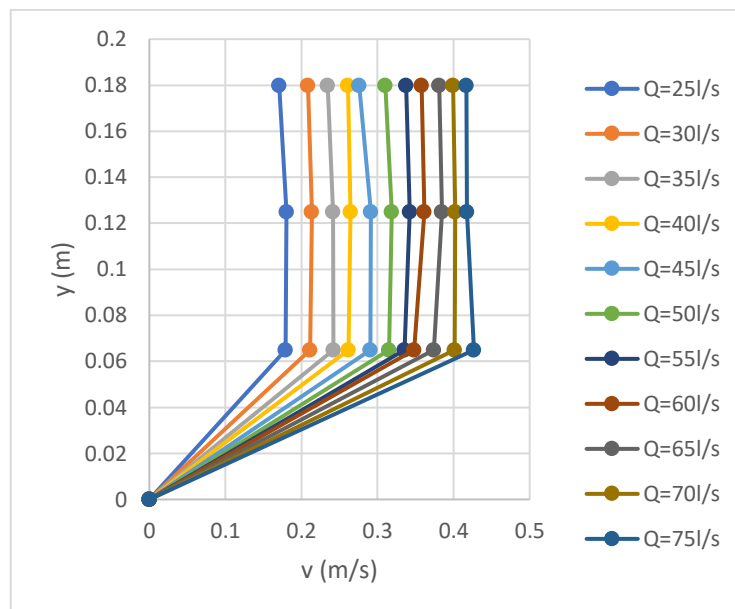


Fig. 8.2.a Andamento della velocità media alle varie portate lungo la sezione trasversale

Dai risultati tabellati (Tab. 34 – 35 – 36), si costruiscono i grafici coefficiente di Drag – numero di Reynolds ($C_D - Re$, Fig. 8.2.b) e coefficiente di Drag – numero di Froude ($C_D - Fr$, Fig. 8.2.c). L'andamento del coefficiente di $C_D - Re$ è stato effettuato evidenziando la diversa scabrezza relativa ε/D tra i due set di dati.

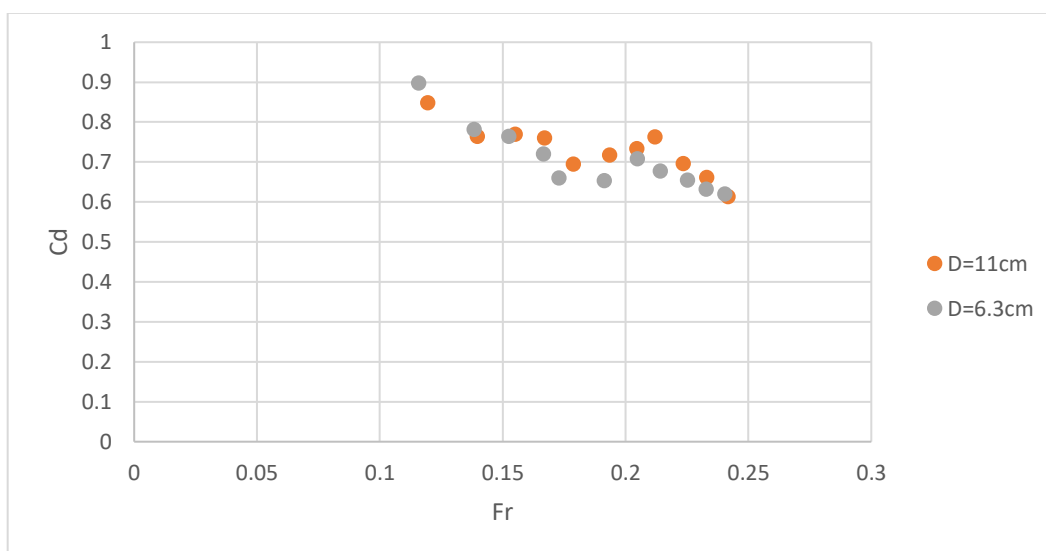


Fig. 8.2.b Confronto tra coefficiente di Drag – numero di Froude ($C_D - Fr$), in arancione il Test 5 condotto su palo di diametro 11 cm, in grigio il Test 6 condotto su palo di diametro 6,3 cm

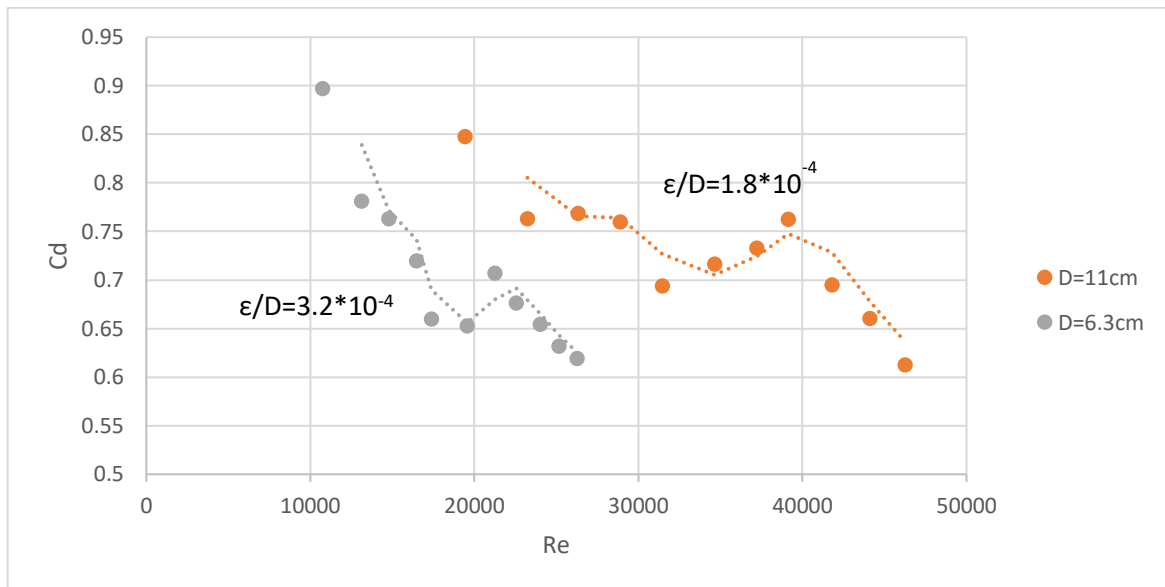


Fig. 8.2.c Confronto tra coefficiente di Drag – numero di Reynolds ($C_D - Re$), in arancione il Test 5 condotto su palo di diametro 11 cm, in grigio il Test 6 condotto su palo di diametro 6,3 cm

Dai grafici si osserva che:

- 1- Dal confronto tra il coefficiente di Drag e il numero di Froude (Fig. 8.2.b) si evidenzia che entrambe le prove mostrano una tendenza simile. Il coefficiente di Drag diminuisce all'aumentare del numero di Froude. Per valori di $Fr > 0.2$, i valori di C_D tendono a stabilizzarsi o diminuire in maniera meno marcata. La prova con palo inferiore mostra una transizione più fluida, indicando un comportamento più uniforme nel rapporto tra forza di resistenza (forza misurata dalla cella) ed inerzia del fluido.
- 2- Dal confronto tra il coefficiente di Drag e il numero di Reynolds (Fig. 8.2.c) si evidenzia che entrambe le prove mostrano una tendenza simile e per ciascuna è stato definito il contributo della scabrezza relativa ϵ/D , ovvero la scabrezza ϵ (scelta pari a 0.02 per un palo in pvc) diviso il diametro D . Si nota che le curve si spostano verso destra e verso il basso al ridursi della scabrezza relativa, coerentemente agli

andamenti di letteratura. Si evidenzia come il coefficiente di Drag diminuisce all'aumentare del numero di Reynolds. Per bassi valori di Reynolds ($Re < 30000$), il palo di diametro maggiore (11 cm) presenta valori di C_D leggermente superiori rispetto al palo di diametro minore (6.3 cm). Questo suggerisce che, a basse velocità, il palo più grande incontra una resistenza maggiore. Inoltre i dati relativi al palo di diametro inferiore mostrano una transizione più graduale e una riduzione più pronunciata del coefficiente di Drag con il numero di Reynolds. È infatti da tenere in considerazione che la maggiore area frontale di un palo con diametro più grande comporta un coefficiente di resistenza aerodinamica inizialmente più alto, riducendosi progressivamente man mano che il flusso diventa più turbolento.

- 3- Dal confronto tra C_D e Fr non si notano notevoli variazioni poiché nessuna delle due grandezze adimensionali dipende dal diametro del palo; mentre dal confronto tra C_D e Re si notano valori del numero di Reynolds decisamente maggiori con il palo di diametro più grande, proprio perché Re dipende direttamente dal diametro e cresce al crescere di questo.

8.3 Valutazione del gradiente di pressione intorno al palo

Nel presente paragrafo si riportano graficamente (Fig. 8.3.a) i contributi di pressione idrodinamica calcolati intorno al palo nelle 4 configurazioni (0° , 60° , 120° e 180°) per il solo sensore di pressione p_3 , ritenuto il più affidabile, come già scritto in precedenza. Tale sensore si trova a 15.5 cm dal fondo del canale ed è stato scelto perché è più sensibile (sensori Keller) e perché la correzione sulla pressione nelle varie prove è la stessa (condizioni sommerse ad acqua ferma). Nella valutazione dei gradienti di pressione è stato escluso il test

della configurazione a 60° per cui la pressione in quella posizione è stata stimata come media del contributo misurato a 0° e a 120° ed utilizzata solo nella mappa polare.

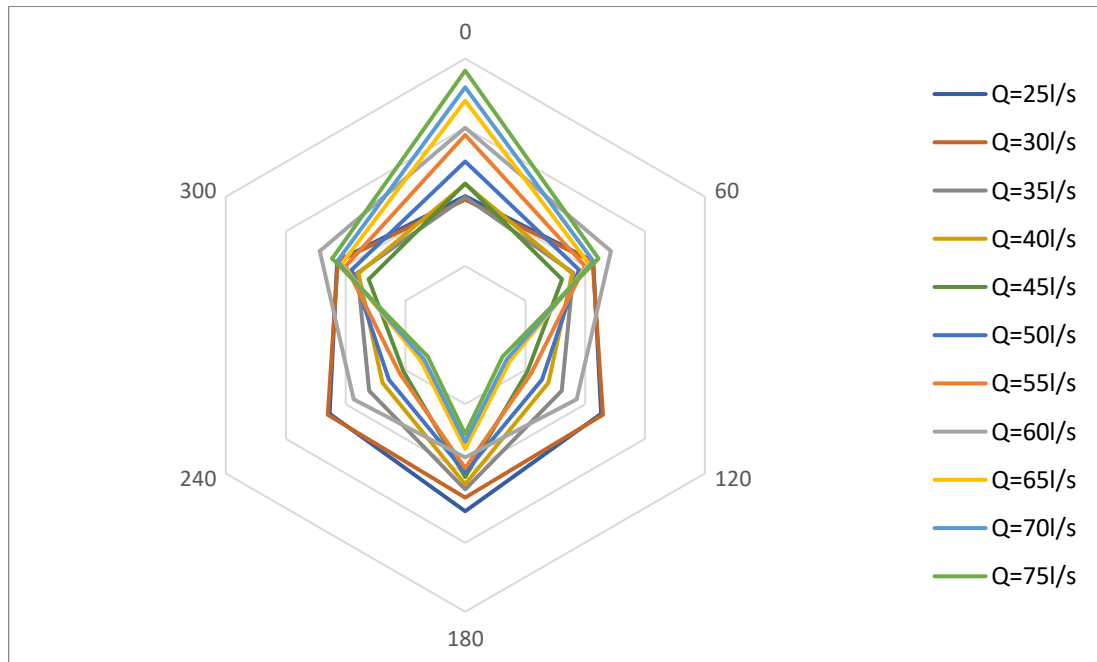


Fig. 8.3.a Andamento della pressione idrodinamica intorno al palo

Come è possibile osservare dal grafico la pressione idrodinamica è maggiore davanti alla pila e tende a diminuire passando da 0° a 120°. Successivamente tende a risalire dietro la pila passando da 120° a 180°; tale comportamento ci permette di leggere un gradiente positivo di pressione che è condizione necessaria per l'inversione del flusso all'interno dello strato limite alla parete della pila, separazione e formazione di vortici di scia ad asse verticale in questa zona.

Per validare quanto detto prima è stato definito l'andamento del gradiente di pressione per unità di lunghezza ($\Delta P/\Delta l$) alle varie portate, dove ΔP indica il gradiente di pressione misurato tra 0°-120° e tra 120°-180°, mentre Δl indica la lunghezza della superficie laterale del palo a cui ci riferiamo pari rispettivamente a $2\pi D/6$ e $\pi D/6$.

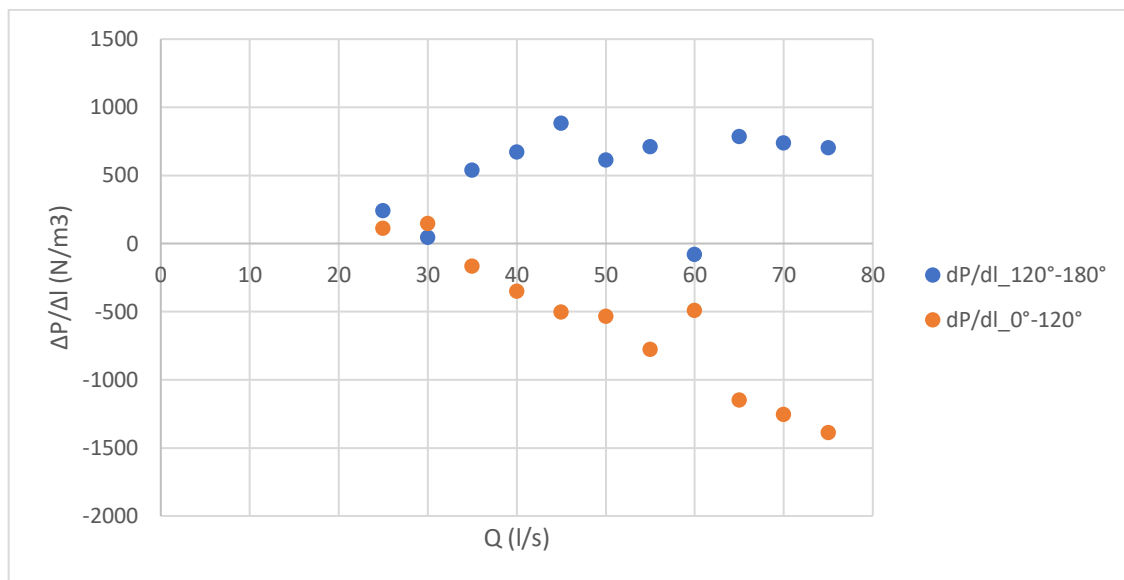


Fig. 8.3.b Andamento del gradiente di pressione per unità di lunghezza alle varie portate, in arancione i risultati tra 0° e 120° con $\Delta l = 2\pi D/6$ e in blu i risultati tra 120° e 180° con $\Delta l = \pi D/6$

Come già anticipato, si osserva un andamento decrescente passando dalla superficie a monte a quella laterale del palo (in arancione), in seguito si osserva un andamento moderatamente crescente passando dalla superficie laterale a quella a valle del palo (in blu), gradiente di pressione positivo che può portare alla separazione dello strato limite alla parete, alla formazione dei vortici di scia responsabili dello scavo dietro la pila.

8.4 Stima dello scavo teorico

Nel presente paragrafo si riportano alcune prove e stime eseguite al fine di progettare al meglio tale modello.

In primis sono state eseguite varie setacciature meccaniche al fine di trovare il materiale sedimentario migliore da poter adottare nella sperimentazione. La scelta è stata dettata soprattutto dall'aver minore materiale in sospensione possibile e considerare la scala adottata. La scelta è ricaduta su una sabbia già presente di laboratorio.

Per la separazione meccanica si utilizza un'apposita batteria di setacci con dimensioni delle maglie che diminuiscono verso il basso (Fig. 8.4.a). I setacci sono impilati su un setacciatore meccanico che mediante vibrazione e basculamento, favorisce il passaggio dei granuli (Fig. 8.4.b).

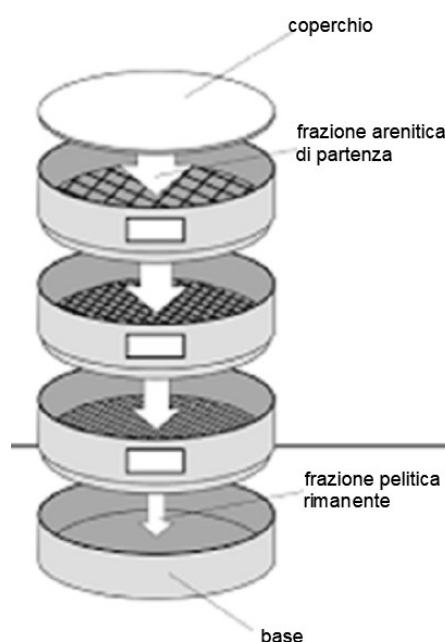


Fig. 8.4.a Schema pila di setacci con maglie che diminuiscono verso il basso



Fig. 8.4.b Separatore meccanico e pila di setacci

Il 12 novembre è stata eseguita una setacciatura meccanica (Tabella 38) su una sabbia non lavata di peso iniziale 2218 gr ed è stato definito il d_{50} che rappresenta la dimensione di quella particella tale che il 50% del campione ha un diametro inferiore e il restante 50% ha un diametro superiore:

<i>SETACCI</i>	<i>TRATTENUTO</i>		<i>PASSANTE</i>	
ϕ (mm)	PARZIALE	TOTALE	TOTALE	
	(gr.)	(gr)	(%)	(%)
2,000	0,0	0	0,00	100,00
1,400	70,0	70	3,15	96,85
1,000	214,6	284,6	12,79	87,21
0,710	794,0	1078,6	48,49	51,51
0,500	712,8	1791,4	80,53	19,47
0,250	410,4	2201,8	98,98	1,02
0,180	9,2	2211	99,40	0,60
0,125	8,0	2219	99,76	0,24
0,075	3,2	2222,2	99,90	0,10
0,063	0,6	2222,8	99,93	0,07
FONDO	1,6	2224,4	100,00	0,00

Tabella 38 Dati elaborati tramite analisi granulometrica con setacciatura meccanica condotta nel Laboratorio di Strade dell'Università Politecnica delle Marche

Infine è stato possibile costruire un diagramma semilogaritmico (Fig. 8.4.c) che riporta in ascissa, in scala logaritmica, il diametro dei granuli in mm e in ordinata, in scala lineare, il passante cumulativo percentuale.

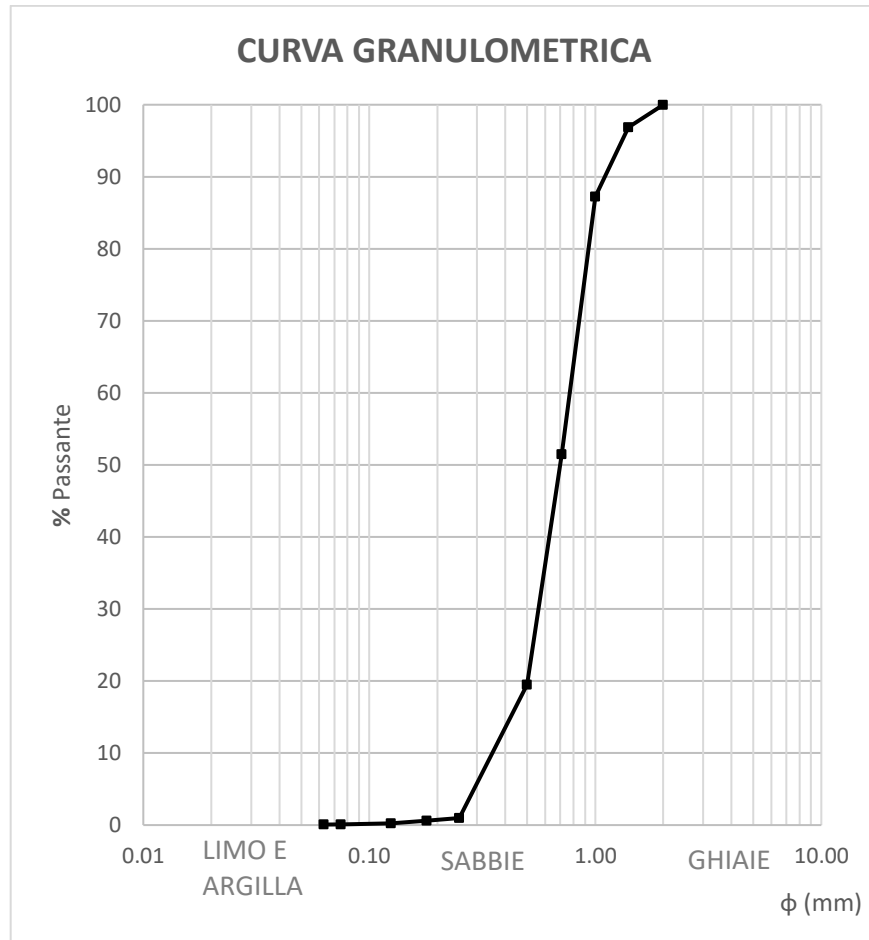


Fig. 8.4.c Curva Granulometrica del campione di sabbia non lavata

A questo punto sia attraverso la curva granulometrica che i dati numerici è possibile osservare che al diametro 0,710 mm il passante cumulativo percentuale è del 51,51% quindi possiamo dire di essere in prossimità del d_{50} a circa 0,700 mm.

Ricavato quindi il d_{50} ed impostata la scala delle lunghezze $\lambda_L = 40$, è possibile ricavare la velocità critica V_c dalla seguente relazione:

$$\frac{v_c}{u^*} = 5.75 \log_{10} \left(5.53 \frac{y_1}{d} \right)$$

Dove $u^* = 0.035d^{0.5} - 0.0065d^{-1}$, in cui d ($=d_{50}$) è in mm e u^* in m/s

Per le varie portate, ricavata la velocità media ed il livello idrico medio è stato possibile ricavare la velocità critica con l'equazione vista in precedenza e di conseguenza comprendere in che condizione ci troviamo (rif. par. 7.2): clear-water o live-bed (Tabella 39).

Q	v_media	livello_medio	vcr	condizione
l/s	m/s	m	m/s	
25	0.177	0.2236	0.356	clear water
30	0.211	0.2337	0.358	clear water
35	0.239	0.2437	0.360	clear water
40	0.263	0.2528	0.362	clear water
45	0.286	0.2614	0.364	clear water
50	0.315	0.2701	0.365	clear water
55	0.338	0.2795	0.367	clear water
60	0.356	0.2876	0.368	clear water
65	0.38	0.2951	0.370	live bed
70	0.401	0.3025	0.371	live bed
75	0.42	0.3094	0.372	live bed

Tabella 39 Calcolo della velocità critica alle varie portate ed individuazione della condizione di clear-water/live-bed

Come si può osservare dai risultati si ha una condizione di clear-water per portate da 25 a 60 l/s in quanto la velocità media a queste portate è inferiore alla velocità critica, mentre per portate superiori (65-75 l/s) si ha una condizione di live-bed in quanto la velocità media è maggiore della critica.

Fatte queste considerazioni è possibile stimare lo scavo dalla formula di Richardson e Davis alle varie portate dall'equazione vista al paragrafo 7.4.2.

$$\frac{y_s}{a} = 2K_1K_2K_3 \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0,35} Fr^{0,43} K_w$$

Dove

~ y_s è lo scavo all'equilibrio

- ~ a è la larghezza della pila (sia 0.063 m che 0.11 m)
- ~ y_1 è il tirante idrico a monte
- ~ $Fr = \frac{V}{\sqrt{gy_1}}$ è il Numero di Froude della corrente indisturbata a monte, con V velocità media della corrente a monte
- ~ $K_1 = 1$ per pila circolare
- ~ $K_2 = 1$, l'angolo tra la pila e la direzione della corrente è nullo
- ~ $K_3 = 1.1$, si considera letto d'alveo piano (nel caso in cui la velocità media è molto maggiore della velocità critica si può assumere $K_3 = 1.2$)
- ~ $K_w = 1$ poiché risultano soddisfatte solo 2 condizioni su 3 di quelle descritte al paragrafo 7.4.2 ($y_1/a > 0.8$, la larghezza della fondazione è rilevante considerando entrambi i diametri adottati).

Di seguito si riportando le tabelle relative ai risultati alle varie portate, ponendo per ognuna un confronto dello scavo ottenuto per i due diversi diametri.

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.025
y_1	m	0.2236
B	m	0.6
A	m ²	0.1342
V	m/s	0.177
a	m	0.063
Fr		0.120
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.087

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.025
y_1	m	0.2236
B	m	0.6
A	m ²	0.1342
V	m/s	0.177
a	m	0.11
Fr		0.120
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.124

Tabella 40 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=25\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.03
y ₁	m	0.2337
B	m	0.6
A	m ²	0.1402
V	m/s	0.211
a	m	0.063
Fr		0.139
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.094

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.03
y ₁	m	0.2337
B	m	0.6
A	m ²	0.1402
V	m/s	0.211
a	m	0.11
Fr		0.139
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.135

Tabella 41 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=30\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.035
y ₁	m	0.2437
B	m	0.6
A	m ²	0.1462
V	m/s	0.239
a	m	0.063
Fr		0.155
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.100

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.035
y ₁	m	0.2437
B	m	0.6
A	m ²	0.1462
V	m/s	0.239
a	m	0.11
Fr		0.155
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.143

Tabella 42 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=35\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.04
y ₁	m	0.2528
B	m	0.6
A	m ²	0.1517
V	m/s	0.263
a	m	0.063
Fr		0.167
h _{paratoia}	m	0.40

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.04
y ₁	m	0.2528
B	m	0.6
A	m ²	0.1517
V	m/s	0.263
a	m	0.11
Fr		0.167
h _{paratoia}	m	0.40

CLEAR WATER $V < V_c$		
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.104

CLEAR WATER $V < V_c$		
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.150

Tabella 43 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=40\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.045
y1	m	0.2614
B	m	0.6
A	m ²	0.1568
V	m/s	0.286
a	m	0.063
Fr		0.179
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.109

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.045
y1	m	0.2614
B	m	0.6
A	m ²	0.1568
V	m/s	0.286
a	m	0.11
Fr		0.179
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.156

Tabella 44 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=45\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.05
y1	m	0.2701
B	m	0.6
A	m ²	0.1621
V	m/s	0.315
a	m	0.063
Fr		0.194
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.114

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.05
y1	m	0.2701
B	m	0.6
A	m ²	0.1621
V	m/s	0.315
a	m	0.11
Fr		0.194
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.164

Tabella 45 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=50\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.055
y ₁	m	0.2795
B	m	0.6
A	m ²	0.1677
V	m/s	0.338
a	m	0.063
Fr		0.204
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.118

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.055
y ₁	m	0.2795
B	m	0.6
A	m ²	0.1677
V	m/s	0.338
a	m	0.11
Fr		0.204
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.169

Tabella 46 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=55\text{l/s}$

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.06
y ₁	m	0.2876
B	m	0.6
A	m ²	0.1726
V	m/s	0.356
a	m	0.063
Fr		0.212
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.121

CLEAR WATER $V < V_c$		
Q	m ³ /s	0.06
y ₁	m	0.2876
B	m	0.6
A	m ²	0.1726
V	m/s	0.356
a	m	0.11
Fr		0.212
h _{paratoia}	m	0.40
k ₁		1
k ₂		1
k ₃		1.1
k _w		1
ys	m	0.174

Tabella 47 Scavo stimato in condizioni di clear-water per $Q=60\text{l/s}$

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.065
y ₁	m	0.2951
B	m	0.6
A	m ²	0.1771
V	m/s	0.380
a	m	0.063
Fr		0.223
h _{paratoia}	m	0.40

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.065
y ₁	m	0.2951
B	m	0.6
A	m ²	0.1771
V	m/s	0.380
a	m	0.11
Fr		0.223
h _{paratoia}	m	0.40

LIVE BED $V > V_c$		
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.125

LIVE BED $V > V_c$		
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.179

Tabella 48 Scavo stimato in condizioni di live-bed per $Q=65l/s$

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.07
y1	m	0.3025
B	m	0.6
A	m ²	0.1815
V	m/s	0.401
a	m	0.063
Fr		0.233
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.128

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.07
y1	m	0.3025
B	m	0.6
A	m ²	0.1815
V	m/s	0.401
a	m	0.11
Fr		0.233
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.184

Tabella 49 Scavo stimato in condizioni di live-bed per $Q=70l/s$

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.075
y1	m	0.3094
B	m	0.6
A	m ²	0.1856
V	m/s	0.420
a	m	0.063
Fr		0.241
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.131

LIVE BED $V > V_c$		
Q	m ³ /s	0.075
y1	m	0.3094
B	m	0.6
A	m ²	0.1856
V	m/s	0.420
a	m	0.11
Fr		0.241
hparatoia	m	0.40
k1		1
k2		1
k3		1.1
kw		1
ys	m	0.189

Tabella 50 Scavo stimato in condizioni di live-bed per $Q=75l/s$

Dalle tabelle è possibile osservare che lo scavo aumenta all'aumentare della portata, in quanto aumentano sia velocità che livello idrico, passando da un valore di circa 9 cm a 13 cm nel caso del palo di 6.3 cm di diametro e da un valore di circa 12 cm a 19 cm nel caso del palo di 11 cm di diametro. Da questi risultati è facile osservare che lo scavo aumenta in funzione dell'aumentare del diametro poiché sono direttamente proporzionali.

9. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

L'analisi sperimentale condotta ha permesso di caratterizzare l'idromorfodinamica intorno alla pila di un palo, evidenziando le principali zone di turbolenza e separazione del flusso in condizioni di fondo fisso. I risultati ottenuti confermano che la cinematica e l'idrodinamica intorno alla pila sono fortemente influenzate dalla geometria della pila e dalle condizioni di flusso, in particolare la portata, pendenza del fondo e condizione di valle.

Le misurazioni eseguite con i sensori di pressione Keller si sono dimostrate più affidabili rispetto a quelle ottenute con i sensori di pressione Kulite, a minor sensibilità. I valori di pressione registrati con i sensori Keller sono stati corretti in modi differenti a seconda del test, tenendo conto delle condizioni iniziali in cui si trovavano i pressurimetri, al fine di garantire una maggiore precisione nell'analisi dei dati. I risultati indicano che la pressione idrodinamica aumenta con la velocità del flusso, seguendo l'andamento atteso dalla teoria.

L'analisi delle forze agenti sulla pila ha mostrato che la forza misurata dalla cella di carico e la forza di drag risultano sostanzialmente confrontabili, con leggere differenze attribuibili alla presenza di fenomeni di separazione del flusso e alla viscosità dell'acqua. La forza dinamica calcolata dall'integrazione del diagramma delle pressioni ha evidenziato un comportamento coerente con la distribuzione delle pressioni attorno alla pila, confermando che la resistenza offerta dalla pila al flusso può essere valutata in modo efficace attraverso l'analisi combinata delle misure sperimentali.

È stato valutato il coefficiente di Drag al variare del numero di Froude e del numero di Reynolds in funzione della scabrezza relativa: all'aumentare della scabrezza relativa le curve tendono a spostarsi verso l'alto e sinistra.

La distribuzione delle pressioni varia lungo la verticale passando da una configurazione ad un'altra, è stato osservato un gradiente di pressione negativo passando da 0° a 120° , mentre un gradiente di pressione positivo si è registrato nel passaggio da 120° a 180° . Il gradiente di pressione positivo è la condizione necessaria affinché possa avvenire una inversione del flusso all'interno dello strato limite alla parete, alla separazione del flusso e alla generazione dei vortici di scia, suggerendo che nelle condizioni di flusso tali da instaurare un significativo gradiente di pressione positivo si ha la formazione dei vortici con conseguenti fenomeni erosivi alla base della pila stessa.

Infine, lo studio condotto fornisce una solida base per future sperimentazioni su fondo mobile, in cui sarà possibile approfondire ulteriormente i meccanismi di interazione tra il flusso e il sedimento. L'analisi dell'erosione localizzata e delle variazioni morfologiche del fondo fluviale rappresenterà un passo essenziale per la progettazione di opere di protezione e mitigazione degli effetti erosivi sulle infrastrutture idrauliche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Michele Mossa e Antonio Felice Petrillo, *Idraulica*, 2013
- [2] Prof. V. Armenio, *Analisi dimensionale e modelli*, Università di Trieste, 2013
- [3] Prof. Alberto Montanari, *Modelli idraulici in scala ridotta* in UNIBO Magazine, Università di Bologna, 1999
- [4] Prof. Alberto Montanari, *Richiami di meccanica dei fluidi* in UNIBO Magazine, Università di Bologna, 20 Giugno 2020
- [5] A. Keshavarzi, B.W. Melville e J. Ball, *Three-dimensional analysis of coherent turbulent flow structure around a single circular bridge pier* in Environmental Fluid Mechanics, 17 Gennaio 2014
- [6] C. Baykal, B.M. Sumer, D.R. Fuhrman, N.G. Jacobsen e J. Fredsoe., *Numerical investigation of flow and scour around a vertical circular cylinder* in Royal Society, 4 Gennaio 2014
- [7] B.M. Sumer, N. Christiansen e J. Fredsoe, *The horseshoe vortex and vortex shedding around a vertical wall-mounted cylinder exposed to waves* in Journal of Fluid Mechanics, 1997
- [8] A.J. Raudkivi, *Functional trends of scour at bridge piers* in Journal of Hydraulic Engineering, 1986
- [9] A. Khosronejad, S. Kang e F. Sotiropoulos, *Experimental and computational investigation of local scour around bridge piers* in Water Resources, 25 Novembre 2011
- [10] Y.W. Chiew e B.W. Melville, *Local scour around bridge piers* in Journal of Hydraulic Research, Gennaio 1987
- [11] H.M. Ali Kamil e K. Othman, *Simulation of flow around piers* in Journal of Hydraulic Research, Marzo 2002
- [12] B.W. Melville e S.E. Coleman, *Bridge scour* in Water Resources, 2000
- [13] E.V. Richardson e S.R. Davis, *Evaluating Scour at Bridges*, HEC-18 4th Ed. Maggio 2001, Federal Highway Administration
- [14] C. Manes e M. Brocchini, *Local scour around structures and the phenomenology of turbulence* in Journal of Fluid Mechanics, 2015
- [15] S. Wang, K. Wei, Z. Shen e Q. Xiang, *Experimental Investigation of Local Scour Protection for Cylindrical Bridge Piers Using Anti-Scour Collars* in Water Resources, 21 Luglio 2019
- [16] B.W. Melville, *Pier and Abutment Scour: Integrated Approach* in Journal of Hydraulic Engineering, 1997
- [17] Prof. Ing. A. Brath, *La sicurezza idraulica degli attraversamenti fluviali*, Facoltà di Ingegneria - Università degli Studi di Bologna, 2011-2015

[18] Marco Campriani, *Formazione e crescita di accumuli detritici alle pile dei ponti ed influenza sull'erosione locale e l'allagamento*, Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio - Politecnico di Torino, 2017-2018

[19] Ing. Riccardo Pefano, *Lo scalzamento dei ponti: nuova emergenza* in Ingenio, 10 Marzo 2021

[20] Lorenzo Fuschini, *Problemi idraulici e proposte progettuali relativi al nuovo intervento sul fiume Conca*, Tesi di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio – Università di Bologna, 2008

RINGRAZIAMENTI

Anche questa volta vorrei poter ringraziare chi mi ha sostenuto e mi ha accompagnato nell'intero percorso, ma prima vorrei dedicare uno speciale ringraziamento a Me.

Voglio e devo ringraziare me stessa per aver raggiunto questo traguardo fatto di numerosi sali e scendi. A volte avrei voluto mollare, non credevo ne valesse davvero la pena, avevo bisogno di dimostrare a Me in primis che ce la potevo fare. Quest ultimo periodo ero a rischio esaurimento, i troppi impegni presi, le giornate frenetiche, stancanti. Avevo bisogno di evadere da quel “tutto” per tornare a respirare un po’.

Ringrazio me stessa per non aver mollato, per aver dimostrato che nulla è impossibile. Anche se la salita è stata dura, è meraviglioso poter vedere il panorama. Ed ora posso solo godermelo da quassù.

Un doveroso ringraziamento va al relatore Corvaro Sara per la disponibilità e per avermi fornito materiale utile alla stesura dell'elaborato. Vorrei inoltre ringraziare Rocchi Stefania per aver seguito con me ogni step delle procedure di analisi di laboratorio e per avermi insegnato ad adoperare varie strumentazioni.

Ora vorrei ringraziare chi mi ha sostenuto o meglio sopportato in questi due anni. Il primo in assoluto è Ettore a cui devo le mie scuse per essere stata a tratti assente, a tratti poco comprensiva, a tratti stanca ed irascibile. Grazie per i sorrisi che mi hai strappato nonostante tutto e all'amore che ci unisce.

Il secondo è Matteo, il mio timido tigrotto, grazie di essere stato paziente nei miei momenti di sconforto, di aver sopportato i miei sbalzi d'umore e di averli colti con scherzi e risate.

Ringrazio poi i miei genitori per la vita che mi hanno dato. Ringrazio mia madre per tutti i momenti "Grey's Anatomy", per tutte le confidenze fatte in macchina da sole, per gli abbracci, per i baci, per i pianti e le risate insieme. Ringrazio mio padre che mi ha sempre fatto tenere i piedi per terra e la testa sulle spalle; mi ha dimostrato che se vuoi qualcosa bastano un pizzico di fantasia, gli strumenti adatti e tutto può essere realizzato.

Ringrazio Zia Paola e Tata Vali da sempre le prime persone con cui mi sfogo di ogni cosa: dall'università al lavoro, dalla stanchezza alla rabbia. Grazie perché a volte so di essere noiosa e ripetitiva e so di parlare di 100 cose nel giro di 10 minuti, ma voi ci siete sempre e questo mi rende felice.

Ringrazio Nicoletta per il legame che ci unisce e vince la distanza, grazie perché non ti sei mai lamentata dei miei audio di 3-4 minuti che raccontano un'intera settimana in 2x. Grazie perché ti curi di me anche da lontano pur avendo mille impegni, per sempre grata.

Ringrazio Giorgia per le nostre lunghe chiacchierate che parlano di ieri, di oggi e di domani, per le risate e per l'intesa che c'è tra noi. Grazie perché con una parola o un piccolo gesto resti sempre al mio fianco.

In ultimo un pensiero all'Universo e all'infinità di stelle che lo abitano. Possiate sempre guidarmi, anche nelle notti più buie ed illuminare ogni mio passo nella scoperta del domani.

Eternamente grata a tutti voi, a tutta la mia famiglia, a tutti i parenti, ai miei angeli custodi...

...Alla vita, GRAZIE!