

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

**SVILUPPO E VALIDAZIONE DI UNA NUOVA
FORMULA PER LA STIMA DELLO SCAVO
LOCALIZZATO ATTORNO A PILE DI PONTE**

Relatore

Prof. Costantino Manes

Candidato

Federico Mana – S253232

Marzo 2020

Sommario

RINGRAZIAMENTI.....	5
LISTA DEI SIMBOLI.....	7
1.0 INTRODUZIONE	10
1.1 Obiettivi	12
2.0 STATO DELL'ARTE.....	15
2.1 Lo scavo localizzato alla base delle pile del ponte.....	16
2.2 Clear-water & live-bed	18
2.3 Fattori che influenzano lo scavo localizzato	20
2.4 Principali studi e formule presenti in letteratura	23
3.0 LA NUOVA FORMULA.....	29
3.1 Il lavoro MB15	30
3.1.1 Condizione clear-water	30
3.1.2 Condizione live-bed	32
3.1.3 Validazione.....	33
3.1.4 Conclusioni.....	37
3.2 Il lavoro CMG20	38
3.2.1 Rivisitazione del lavoro MB15.....	39
3.2.2 Formula finale e conclusioni	41
4.0 ESTENSIONE AL CASO LIVE-BED	45
4.1 Rivisitazione e adattamento dei lavori MB15 e CMG20.....	45
4.2 Conclusioni.....	48
5.0 ESTENSIONE AL CASO DI SEDIMENTI NON UNIFORMI	51
5.1 Condizione clear-water	52

5.1.1 Reperimento dati	53
5.1.2 Analisi.....	64
5.1.3 Conclusioni.....	68
5.2 Condizione live-bed	69
5.2.1 Reperimento dati.....	70
5.2.2 Analisi.....	74
5.2.3 Conclusioni.....	78
6.0 LA FORMULA FINALE.....	81
6.1 Confronto.....	82
6.2 Analisi di sensitività.....	90
7.0 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	98
BIBLIOGRAFIA.....	100

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare, in primo luogo, il professore Costantino Manes, relatore della mia tesi, per avermi accolto all'interno del suo gruppo di lavoro e avermi guidato, con preziosi consigli e disponibilità, durante lo svolgimento del presente elaborato.

Un grande ringraziamento va alla mia famiglia, per avermi supportato con ogni mezzo in ogni mia scelta e anche per avermi sopportato durante questi intensi anni di studio.

Un ringraziamento speciale alla mia ragazza, Rachele, per il suo costante supporto e per essermi stata vicina in ogni momento. Senza i suoi consigli, non ce l'avrei mai fatta.

Desidero infine ringraziare tutti i miei amici, sia quelli di vecchia data con cui ho condiviso momenti di svago, sia quelli conosciuti al poli che hanno alleggerito le mie giornate di studio e con cui ho piacevolmente condiviso diversi lavori di gruppo.

LISTA DEI SIMBOLI

- a = diametro della pila [m]
- C_d = coefficiente di resistenza [-]
- d = diametro del sedimento [m]
- d_{16} = diametro del sedimento corrispondente al 16% del passante della curva granulometrica [m]
- d_{50} = diametro del sedimento corrispondente al 50% del passante della curva granulometrica [m]
- d_{84} = diametro del sedimento corrispondente al 84% del passante della curva granulometrica [m]
- E = errore relativo [%]
- f = funzione generica [-]
- F_1 = parametro di compensazione [-]
- F_r = numero di Froude [-]
- g = accelerazione di gravità [m/s^2]
- h = profondità del flusso [m]
- R_e = numero di Reynolds [-]
- S = scala caratteristica di lunghezza dei vortici di grosse dimensioni [m]
- S_e = funzione di scavo [-]
- S'_e = funzione di scavo [-]
- $S_{e,cw}$ = funzione di scavo [-]
- $S_{e,lb}$ = funzione di scavo [-]
- U = velocità media del flusso d'acqua [m/s]

- U_c = velocità critica [m/s]
- V = scala caratteristica di velocità dei vortici di grosse dimensioni [m]
- y_{se} = profondità di scavo [m]
- η = scala di lunghezza di Kolmogorov [m]
- η_1 = scala di lunghezza di Kolmogorov approssimata [m]
- ν = viscosità cinematica dell'acqua [m²/s]
- ρ = densità dell'acqua [kg/m³]
- ρ_s = densità del sedimento [kg/m³]
- σ_g = deviazione standard del materiale [-]
- τ = tensione di taglio [N/m²]
- τ_c = tensione di taglio critica [N/m²]

1.0 INTRODUZIONE

Il presente elaborato di tesi ha il principale scopo di fornire una formula che permetta di calcolare lo scavo alla base delle pile da ponte nel caso di sedimenti non uniformi. Essa verrà ricavata estendendo l'applicabilità di una nuova formula da poco presente in letteratura, ovvero quella ottenuta dai Professori Coscarella F., Manes C., Gaudio R. (2020). Tale formula è stata ricavata sulla base di un precedente lavoro, ovvero quello effettuato da Manes C. e Brocchini M. (2015) e si differenzia dalle altre espressioni ricavate in passato in quanto si basa principalmente su dei fondamenti fisici, oltre che empirici, come verrà discusso nei successivi capitoli.

Lo scavo è un fenomeno naturale causato dall'azione erosiva del flusso d'acqua a contatto con il letto e gli argini dei fiumi, e consiste nella rimozione dei sedimenti attorno agli elementi costruttivi intercettati dal corso d'acqua. Nei casi più estremi la rimozione dei sedimenti può mettere in luce le fondazioni stesse e causare dei cedimenti, con la conseguente perdita della capacità iniziale della struttura stessa.

La sviluppo di tale lavoro deriva dalla necessità, in particolare da parte della Regione Piemonte, della creazione di un modello di rischio utile per identificare gli attraversamenti fluviali più vulnerabili in caso di evento alluvionale. Per la creazione di tale modello occorreranno diversi dati di input, e uno di questi deve necessariamente essere la stima dello scavo che si può avere alla base delle pile, in quanto un elevato valore di scavo comporta una maggiore vulnerabilità della struttura stessa.

È ormai risaputo che gli eventi alluvionali sul nostro territorio causano elevati danni dal punto di vista ingegneristico, sia a causa della notevole artificializzazione e sia a causa dei problemi causati dal cambiamento climatico. Tutte le principali alluvioni avvenute nella nostra Regione hanno messo in evidenza il problema delle erosioni che avvengono sia alla base delle pile da ponte e sia in corrispondenza delle spalle degli attraversamenti fluviali. Tale problema si manifesta attraverso asportazioni totali o parziali di componenti del ponte stesso, attraverso dei cedimenti in corrispondenza dei punti di maggiore erosione e attraverso l'esposizione delle fondazioni (basti pensare che solamente durante l'alluvione del 13-16 ottobre 2000 più di 50 ponti accusarono danni di questo tipo, come riportato dal relativo Rapporto della Regione Piemonte). Può quindi risultare utile stimare l'entità di tali erosioni in modo tale da individuare i punti critici così da intervenire e prevenire i danni che si potrebbero causare durante gli eventi eccezionali.

Il fenomeno dello scavo alla base delle pile da ponte è già stato abbondantemente studiato a partire dalla prima metà del ventesimo secolo, per cui sono già presenti in letteratura numerose formule per la stima sia nel caso di sedimenti uniformi che non uniformi. La precisione di tali formule risulta essere più elevata principalmente per quanto riguarda i sedimenti fini e di pezzatura uniforme.

In seguito a delle ricerche ed interviste effettuate è stato appurato che i corsi d'acqua del territorio Piemontese sono in larga parte caratterizzati da sedimenti non uniformi di grossa o media pezzatura, in particolare quelli presenti nel territorio montano e pedemontano che risultano abbondantemente soggetti a danni di natura alluvionale. Si è quindi constatato che le formule presenti in letteratura risultano poco affidabili per predire i valori dello scavo per tali situazioni.

La formula di partenza utilizzata in questo lavoro di tesi risulta essere particolarmente innovativa in quanto, diversamente da quelle già proposte in letteratura, tiene maggiormente in conto dei fenomeni fisici presenti nel problema, e non risulta quindi una formula prettamente di natura empirica. Tale approccio ha consentito di ottenere dei risultati notevolmente più precisi per quanto riguarda i sedimenti

uniformi di pezzatura più grossolana. Si evince quindi la bontà di tale formula come base per lo sviluppo di una nuova espressione, valida per sedimenti non uniformi, in grado di soddisfare le esigenze dei corsi d'acqua del territorio Piemontese.

Il presente lavoro di tesi si articolerà in diversi capitoli con i seguenti contenuti:

- stato dell'arte, con la descrizione generale del fenomeno dello scavo alla base delle pile da ponte, elencando la differenza tra il caso di condizione "clear-water" e condizione "live-bed" e fornendo delle informazioni riguardo alle formule già presenti in letteratura;
- breve riassunto su come è stata ricavata la formula di riferimento, partendo dall'iniziale lavoro del 2015 fino ad arrivare alla formula finale del 2020;
- estensione della nuova formula al caso "live-bed", facendo riferimento al lavoro effettuato da Coscarella, Manes & Gaudio (2020);
- estensione della nuova formula al caso di sedimenti non uniformi, sia per quanto riguarda la condizione "clear-water" che la condizione "live-bed";
- riepilogo della formulazione finale, con analisi di sensitività e confronto con altre formule;
- conclusioni e sviluppi futuri.

1.1 Obiettivi

Gli obiettivi di questo lavoro di tesi sono:

1 - Primo su tutti, il più importante, **si vuole estendere l'applicabilità della nuova formula CMG20 al caso in cui si è in presenza di sedimenti non uniformi** (nel capitolo successivo verrà ben chiarita la definizione di non uniformità dei sedimenti).

2 - Lo scopo appena elencato presenta al suo interno un ulteriore obiettivo, che consiste nel **mettere a disposizione della letteratura questa nuova formula, con il termine dovuto alla non uniformità.**

3 - Prima di estendere l'applicabilità al caso di sedimenti non uniformi occorre effettuare **l'estensione dell'espressione CMG20 al caso di condizione live-bed**, in quanto, per ora, essa risulta valida solamente nella condizione clear-water.

4 - Infine, si vuole anche **effettuare un'analisi di sensitività su tale formula**, andando a vedere quali sono i parametri che, se inseriti erroneamente, producono i maggiori errori sul valore dello scavo finale.

2.0 STATO DELL'ARTE

Nel presente capitolo si farà riferimento al fenomeno dello scavo localizzato alla base delle pile da ponte, elencando i concetti teorici che stanno alla base della formazione della buca di scavo e spiegando la differenza tra le due condizioni in cui il fenomeno avviene. Verrà fatto, inoltre, un cenno sugli studi eseguiti in passato con le relative formule disponibili in letteratura.

Lo studio dei fenomeni di scavo che si generano tra i corsi d'acqua e le strutture vide la sua nascita circa un centinaio di anni fa, per avere completo sviluppo nella seconda metà del millenovecento.

In questi ultimi anni tale problema sta riscuotendo un notevole interessamento da parte dei ricercatori, in seguito ai numerosi eventi alluvionali che stanno interessando gran parte del territorio, come affermato da Barth & Montanari (2000). Questo interesse presenta, tra i vari scopi, quello di quantificare la vulnerabilità delle strutture che sono a diretto contatto con le correnti idriche, in particolare gli attraversamenti fluviali. La quantificazione della vulnerabilità risulta di notevole importanza in quanto molte strutture presenti sul territorio, specialmente quelle più datate, sono state progettate senza tenere adeguatamente in considerazione l'effetto di scavo che può essere generato dalla corrente o, addirittura, hanno già superato il periodo di vita utile per il quale sono state progettate. La stima dello scavo localizzato assume inoltre un ruolo rilevante anche nelle fasi di progetto di una nuova struttura, per un corretto dimensionamento delle fondazioni delle pile stesse.

2.1 Lo scavo localizzato alla base delle pile del ponte

Il fenomeno dello scavo localizzato alla base delle pile del ponte risulta essere una delle principali cause di danneggiamento o di crollo parziale degli attraversamenti fluviali, in seguito all'asportazione del materiale alla base delle fondazioni dovuta all'azione erosiva della corrente idrica.

Un esempio di tale danneggiamento viene riportato nella seguente figura (Barth & Montanari, 2000), in cui è presente un ponte danneggiato in seguito ad un evento alluvionale.



Figura 1 - Esempio di ponte danneggiato a causa del fenomeno dello scavo localizzato

Quando il flusso d'acqua si imbatte su una struttura cilindrica rigida (la pila del ponte), si generano dei vortici comunemente detti "a ferro di cavallo" (horseshoe vortex) alla base a monte della pila, dei vortici ad asse verticale (o vortici di scia) a valle della pila (wake vortex) e dei vortici minori superficiali a monte (surface roller), come affermato da Dey (2014), Ettema et al. (2011) e Melville & Coleman (2000) e come riportato nella figura sottostante (Coscarella, Manes & Gaudio, 2020).

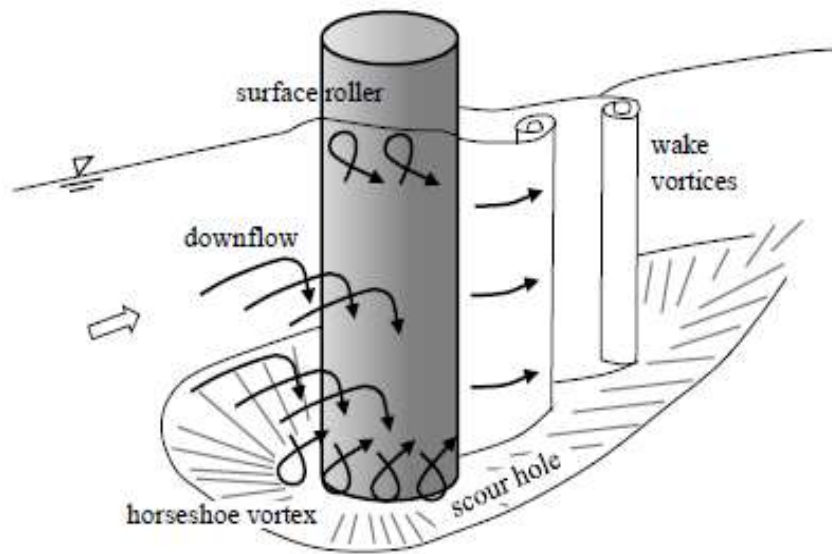


Figura 2 - Vortici che si generano a causa dello scavo

Lo scavo è principalmente dovuto dai vortici a ferro di cavallo, che si creano in seguito al gradiente delle pressioni di ristagno che arrestano la corrente a monte della pila generando un flusso d'acqua verticale verso la base della struttura (Breusers & Raudkivi, 1991). Si ha quindi un significativo incremento della tensione di taglio alla base della pila, che supera la tensione critica dei sedimenti in maniera tale da provocarne la rimozione (Ettema et al., 2011). Con l'aumentare dell'asportazione dei sedimenti, ovvero dello scavo, l'energia tenderà a diminuire, fino a raggiungere una condizione di equilibrio tale da arrestare il fenomeno dell'erosione.

I wake vortex contribuiscono anch'essi allo scavo facilitando la rimozione del materiale dalla buca di scavo e provocando una più leggera erosione a valle della pila. La loro intensità tende a diventare più lieve tanto più si allontanano dalla pila stessa, causando il deposito del materiale di scavo poco più a valle del ponte.

I surface roller risultano, infine, quelli meno influenti soprattutto nel caso di profondità d'acqua elevate, siccome non contribuiscono allo sviluppo della buca di scavo. Dalla letteratura (Melville & Coleman, 2000; Ettema et al., 2011) si evince che l'influenza di tali vortici assume un ruolo significativo solamente nel caso di acque basse, specialmente quando la profondità del flusso raggiunge valori inferiori o uguali alla larghezza della pila.

Lo scavo localizzato può avvenire in due differenti condizioni, ovvero clear-water oppure live-bed, che verranno meglio analizzate nel punto successivo, ma per entrambi i casi lo scavo risulta generato dai vortici a ferro di cavallo, come descritto precedentemente.

2.2 Clear-water & live-bed

Come è stato accennato in precedenza, lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte si può generare in due differenti condizioni, clear-water o live-bed, le quali dipendono dalla velocità del flusso d'acqua.

La condizione clear-water (acque chiare) si presenta nei casi in cui si è in assenza di trasporto solido, ovvero qualora la velocità media dell'acqua risulti inferiore della velocità critica. Per velocità critica si intende quel valore di velocità necessario per innescare il moto dei sedimenti. Nel caso di acque chiare non si ha quindi un ingresso di sedimenti all'interno della buca di scavo, e la condizione di equilibrio si raggiunge quando la tensione di taglio alla base dello scavo eguaglia la tensione di taglio critica associata al sedimento che giace sul fondo del corso d'acqua (Ettema et al., 2011).

La condizione live-bed (letto vivo) si presenta invece quando si è in presenza di trasporto solido, ovvero con velocità maggiori della velocità critica. In tale condizione si è in presenza di un flusso di sedimenti sia in entrata che in uscita nella buca di scavo, per cui, come affermato da Melville (1984), la condizione di equilibrio si raggiunge quando il flusso di sedimenti in entrata eguaglia quello in uscita.

Per il calcolo della velocità critica risulta accettabile fare riferimento al d_{50} dei sedimenti, assumendo che se la velocità dell'acqua risulta minore della velocità critica riferita al d_{50} si è in presenza di condizione clear-water, altrimenti si è in condizione di live-bed.

Per entrambi i casi la massima profondità di scavo viene definita come la distanza tra il livello indisturbato del letto del corso d'acqua e il punto più profondo all'interno della buca di scavo (Manes & Brocchini, 2015).

Un'importante differenza tra le due condizioni sopra descritte riguarda l'evoluzione nel tempo della profondità di scavo.

Nella condizione live-bed, come affermato da Manes & Brocchini (2015), l'equilibrio viene raggiunto molto rapidamente, e il valore y_s della massima profondità di scavo subirà delle oscillazioni a causa del passaggio delle forme di fondo.

Nel caso clear-water, invece, la condizione finale di equilibrio risulta ancora tutt'oggi non chiaramente definita. Alcuni autori (Melville & Chiew, 1999; Kothyari, Hager & Oliveto, 2007) sostengono che il valore massimo di y_s venga raggiunto in un periodo di tempo definito, mentre altri (Sheppard, Odeh & Glasser, 2004; Lança, 2013) credono che lo scavo raggiunga un valore massimo solamente a tempo infinito, in maniera asintotica. Risulta ben chiaro che, in questa condizione, un valore ben approssimato di y_s si raggiunge dopo un tempo nettamente maggiore rispetto a quello necessario per il caso live-bed. Gli esperimenti di laboratorio, infatti, vengono eseguiti per dei tempi scelti a discrezione di chi li esegue: possono durare un numero di ore predefinito indipendentemente dal valore dei parametri in gioco (ad esempio 24 ore), possono essere stoppati seguendo determinati criteri (uno su tutti quello di Melville & Chiew, 1999), oppure possono durare anche centinaia di ore, fino a quando non si riscontrano variazioni della profondità della buca di scavo.

La differenza elencata tra i due casi risulta ben descritta dalla seguente figura (Manes & Brocchini, 2015), con il tempo sull'asse delle ascisse e il valore della profondità di scavo su quello delle ordinate.

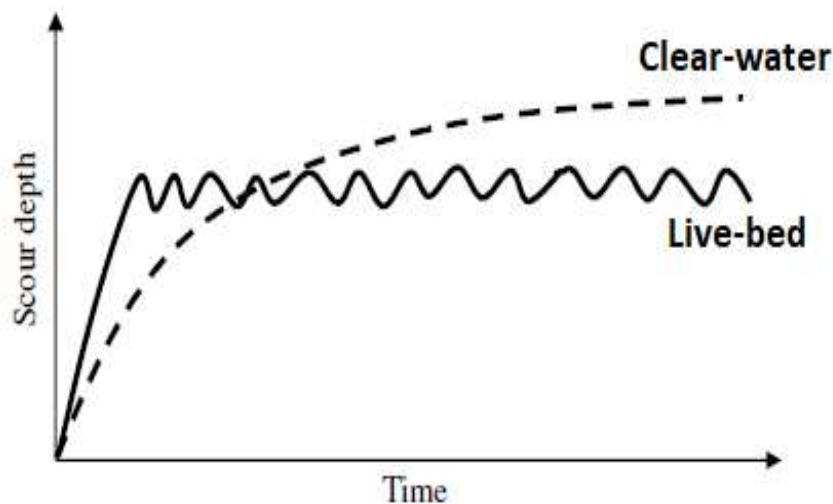


Figura 3 - Andamento dello scavo in funzione del tempo nelle due diverse condizioni

Come si può notare, l'altezza massima della buca di scavo risulta maggiore quando si è in assenza di trasporto solido. Dalla letteratura (Richardson & Davis, 1995) si ha conferma che tale differenza risulta essere di circa il 10%.

2.3 Fattori che influenzano lo scavo localizzato

Come è stato dimostrato dagli studi effettuati da Ettema (1980) per la condizione clear-water e da Chiew (1984) per la condizione live-bed, sono numerosi i fattori che vanno ad influenzare il valore massimo y_s della buca di scavo. Tali fattori riguardano principalmente la velocità del flusso d'acqua, la profondità della corrente idrica e la dimensione dei sedimenti e della pila.

Per quanto riguarda la velocità dell'acqua, è già stato spiegato nel punto precedente come il valore della velocità critica vada ad influenzare la condizione del flusso.

Ipotizzando di essere nel caso clear-water, lo studio effettuato da Ettema (1980) ha dimostrato come lo scavo dipenda dal rapporto tra la velocità e la velocità critica; in particolare, lo scavo raggiungerà il suo massimo valore per U/U_c il più vicino possibile all'unità, mentre per U/U_c inferiori a 0,5 lo scavo assumerà valori molto bassi, quasi trascurabili. Questa osservazione risulta ben visibile dalla figura 4 (Ettema, 1980),

dove viene rappresentato lo scavo (sull'asse delle ordinate) in funzione del rapporto tra le velocità di taglio, che risultano essere proporzionali alle velocità stesse.

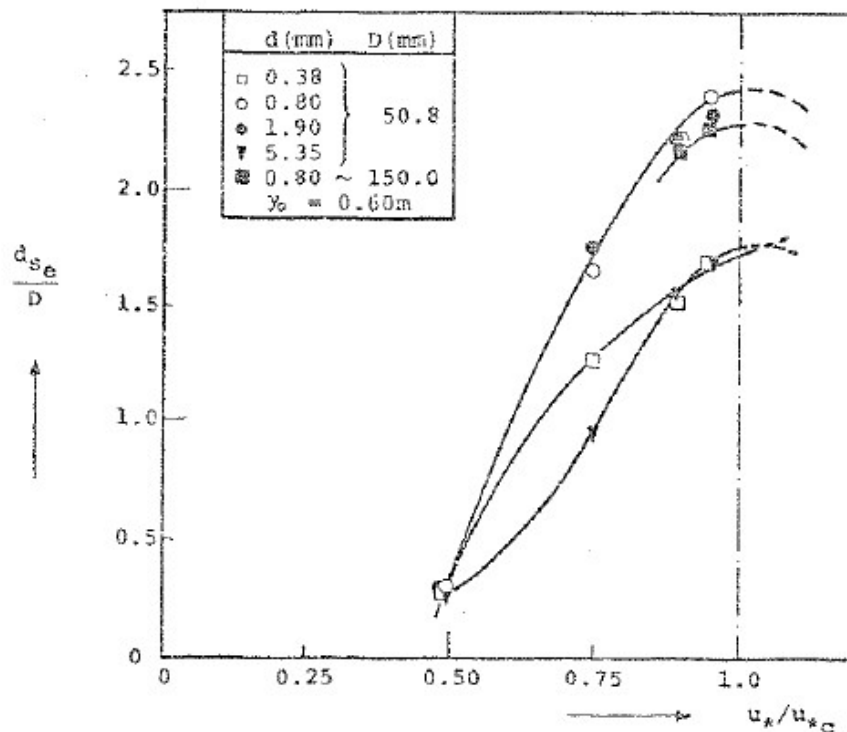


Figura 4 - Andamento dello scavo in funzione della velocità nella condizione clear-water

Chiew (1984), ha invece messo in evidenza la dipendenza della velocità nel caso live bed. Ne risulta che lo scavo raggiungerà un doppio valore di picco in funzione di U/U_c . La prima condizione di picco si ha in corrispondenza di U/U_c pari a 1, successivamente si ha una diminuzione del valore medio dello scavo dovuta al passaggio delle forme di fondo e alla quantità di sedimenti richiesta da esse, ed infine si ha un successivo aumento del valore medio della buca per alti valori di U/U_c , con successiva formazione delle antidune. Si noti come la fluttuazione massima dei valori dello scavo si ha in corrispondenza dei valori minori dello scavo medio stesso (figura 5; Chiew, 1984).

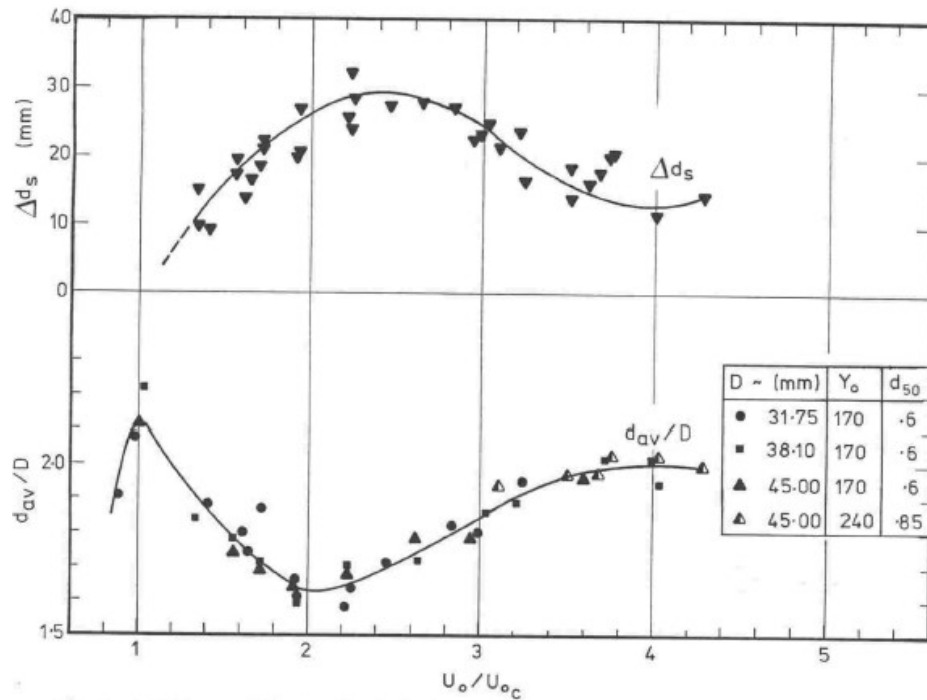


Figura 5 - Andamento dello scavo in funzione della velocità nella condizione live-bed

Entrambi gli studi hanno inoltre documentato come il valore massimo della buca diminuisca al diminuire della profondità dell'acqua, a causa del calo di energia all'interno dello scavo. In aggiunta, anche la dimensione e la forma della pila contribuiscono alle dimensioni dello scavo: pile di larghezza maggiori comportano scavi anch'essi maggiori e viceversa, mentre per quanto riguarda la forma, essa è tenuta in considerazione in molte formule mediante dei coefficienti correttivi.

Anche la dimensione dei sedimenti contribuisce al valore finale dello scavo. Sedimenti di grandezza maggiore produrranno uno scavo minore in quanto occorre maggiore energia per spostarli, e viceversa. Particolare attenzione deve essere rivolta all'uniformità dei sedimenti: essi si definiscono uniformi se la loro dimensione, ovvero il loro diametro, risulta quasi costante. La non uniformità dei sedimenti si rappresenta attraverso un parametro σ_g chiamato deviazione standard, e definito come segue.

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (2.1)$$

Dove d_{50} risulta essere il diametro medio delle particelle, d_{84} e d_{16} i diametri tali per cui l'84% e il 16% dei sedimenti hanno un diametro minore di d_{84} e d_{16} . Tali valori si ottengono in seguito all'analisi della curva granulometrica.

Se il valore di σ_g risulta maggiore di 1,5 allora si è in presenza di sedimenti non uniformi. La non uniformità dei sedimenti produce la formazione di uno strato protettivo di corazzamento all'interno della buca, tale per cui i sedimenti più grandi formeranno una sorta di protezione per i sedimenti più piccoli con conseguente diminuzione del valore della buca di scavo.

Tale problema risulta uno dei principali oggetti di studio del presente lavoro di tesi da applicare alla nuova formula CMG20.

2.4 Principali studi e formule presenti in letteratura

Come detto in precedenza, il fenomeno dello scavo alla base delle pile da ponte è già stato abbondantemente studiato in passato da numerosi ricercatori e autori, per cui, in letteratura, sono disponibili diverse decine di formule utili a fornire una stima del massimo valore della buca di scavo.

Queste formule sono state ricavate facendo riferimento principalmente ad esperimenti di laboratorio, ma in alcuni casi anche a dati di campo.

Una caratteristica che li accomuna è la solida base empirica presente in ognuna di esse, che deriva dalle osservazioni effettuate sugli esperimenti a cui fanno riferimento. Si nota infatti che molte formule sono in grado di approssimare abbastanza bene gli scavi degli esperimenti effettuati per ricavarle, mentre forniscono risultati completamente discrepanti se applicate a test eseguiti da altri autori. Risulta quindi possibile ottenere risultati di scavo completamente diversi pur utilizzando gli stessi dati necessari per ricavarlo.

Tale constatazione risulta ben comprensibile dalla seguente figura (Richardson & Davis, 2001), dove, per un valore costante del numero di Froude assegnato a priori, vengono riportati i valori dello scavo (adimensionalizzato rispetto al diametro della pila) fornito da diverse formule in funzione dell'altezza del livello idrico, anch'esso adimensionalizzato rispetto al diametro della pila.

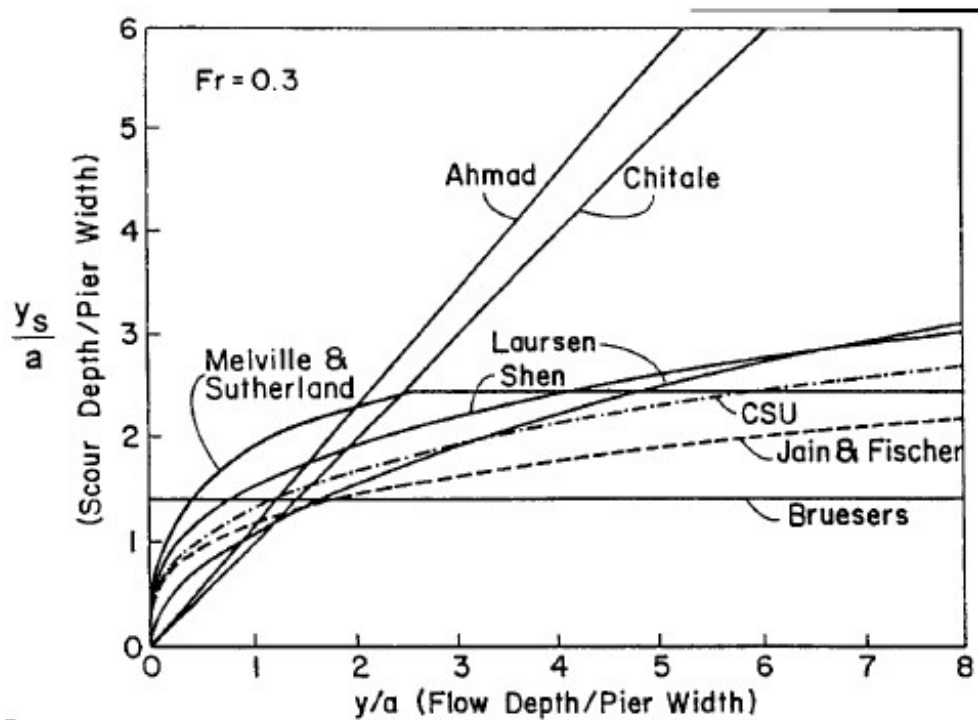


Figura 6 - Confronto tra varie formule disponibili in letteratura con Fr costante

Tra le prime formule ricavate in passato si citano quelle di Inglis (1949), Ahmad (1953) e Chitale (1962), ricavate in seguito a misurazioni effettuate su canali di irrigazione in India, come specificato da Sheppard & Demir (2011).

Inglis (1949)	$\frac{y_s + y_1}{a} = 1.70 \left[\frac{q^{2/3}}{a} \right]^{0.78}$	q = average discharge intensity upstream from the bridge (ft^2/s) a = pier width
---------------	--	---

Figura 7 - Formula di Inglis (1949)

Ahmad (1953)	$y_s + y_1 = 0.45 K_s q_2^{2/3}$	q_2 = local discharge intensity in contracted channel (ft^2/s)
--------------	----------------------------------	--

Figura 8 - Formula di Ahmad (1953)

Chitale (1962)	$\frac{y_s}{y_1} = 6.65 Fr - 0.51 - 5.49 Fr^2$	Fr = Froude Number of the approach flow $= V_1/(gy_1)^{0.5}$
----------------	--	---

Figura 9 - Formula di Chitale (1962)

Come si può notare da tali formule i fattori che entrano in gioco risultano essere limitati, sintomo di una ricerca ancora non totalmente sviluppata. Inoltre, intervengono diversi coefficienti numerici che stanno a significare la presenza del forte carattere empirico all'interno di tali espressioni.

Col passare degli anni sono state sviluppate diverse altre formule, fino ad arrivare alle pubblicazioni di Melville (1997) e di Sheppard & Miller (2006) che presentano al loro interno diversi coefficienti correttivi che tengono in conto delle casistiche e dei fattori che possono influenzare il fenomeno dello scavo. Anche tali formule, riportate nelle seguenti figure (Sheppard & Demir, 2011), presentano solide basi di natura empirica.

	$y_s = K_{ya} K_I K_D K_s K_\theta$
	$K_{ya} = 2.4a$ for $a / y_1 < 0.7$
	$K_{ya} = 2(y_1 a)^{0.5}$ for $0.7 < a / y_1 < 5$
	$K_{ya} = 4.5y_1$ for $a / y_1 > 5$
	$K_I = \frac{V_1 - (V_{lp} - V_c)}{V_c}$ for $\frac{V_1 - (V_{lp} - V_c)}{V_c} < 1.0$
	$K_I = 1$ for $\frac{V_1 - (V_{lp} - V_c)}{V_c} \geq 1.0$
	$K_D = 0.57 \log_{10} \left(2.24 \frac{a}{D_{50}} \right)$ for $\frac{a}{D_{50}} \leq 25$
	$K_D = 1$ for $\frac{a}{D_{50}} > 25$
Melville (1997)	

Figura 10 - Formula di Melville (1997)

Sheppard and Miller (2006)	$\frac{y_s}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3 \quad \text{for } 0.47 < \frac{V_1}{V_c} < 1.0$ $\frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{lp}}{V_c} - 1} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{\frac{V_{lp}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{lp}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{for } 1 < \frac{V_1}{V_c} < \frac{V_{lp}}{V_c}$ $\frac{y_s}{a^*} = 2.2 f_1 \quad \text{for } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{lp}}{V_c}$ $f_1 = \tanh \left[\left(\frac{y_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$ $f_2 = \left\{ 1 - 1.75 \left[\ln \left(\frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$ $f_3 = \left[\frac{\left(\frac{a^*}{D_{50}} \right)}{0.4 \left(\frac{a^*}{D_{50}} \right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a^*}{D_{50}} \right)^{-0.13}} \right]$ $V_{lp1} = 0.8 \sqrt{g y_0}$ $V_{lp2} = 29.31 u_{*c} \log_{10} (4 y_1 / D_{90})$ $V_{lp} = \begin{cases} V_{lp1} & \text{for } V_{lp1} \geq V_{lp2} \\ V_{lp2} & \text{for } V_{lp2} > V_{lp1} \end{cases}$	a^* = effective diameter = projected width * shape factor Shape factor = 1, circular = $0.86 + 0.97 \left(\alpha - \frac{\pi}{4} \right)^4$, square α = flow skew angle in radians
--	--	--

Figura 11 - Formula di Sheppard & Miller (2006)

Degna di nota risulta, infine, la formula di Richardson & Davis (2001). Come riportato da Sheppard & Demir (2011), tale formula è stata ricavata da diversi dati di esperimenti di laboratorio eseguiti con pile circolari, tra cui i dati della Colorado State University (CSU). Essa risulta ben nota ed importante in quanto viene raccomandata dalla FHWA (Federal Highway Administration), ovvero dal ramo del trasporto autostradale del Dipartimento dei trasporti americano. Tale formula si trova anche con il nome HEC-18, in riferimento all'Hydraulic Engineering Circular No. 18.

Richardson and Davis (2001)	$\frac{y_s}{a} = 2 K_s K_\theta K_3 K_4 K_w \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0.35} Fr^{0.43}$	K_3 = factor for mode of sediment transport K_4 = factor for armoring by bed material K_w = factor for very wide piers after Johnson and Torrico (1994) $y_{s(max)} = 2.4b$ for $Fr \leq 0.8$ $y_{s(max)} = 3b$ for $Fr > 0.8$
---	--	---

Figura 12 - Formula di Richardson & Davis (2001)

Oltre alla forte dipendenza empirica queste formule presenti in letteratura spesso soffrono anche il problema dell'effetto scala (come affermato da Ettema & Muste, 2004), tipico di quando si fa utilizzo di modelli idraulici. Questo effetto è dovuto all'utilizzo di esperimenti di laboratorio e a parametri come la viscosità, la forza di gravità e l'inerzia del flusso d'acqua e consiste in una divergenza dell'errore all'aumentare delle dimensioni del modello su cui si vuole misurare lo scavo localizzato.

In generale, come riportato da Melville & Coleman (2000), per il caso di pila circolare e sedimento uniforme, lo scavo localizzato alla base della pila (normalizzato con il diametro della pila stessa, a) può essere descritto come funzione dei seguenti fattori adimensionali:

$$\frac{y_s}{a} = F\left(\frac{h}{a}, \frac{a}{d}, \frac{U}{U_c}, Fr, Re, \frac{\rho_s}{\rho}\right) \quad (2.2)$$

Dove h è la profondità della corrente, d il diametro dei sedimenti, U e U_c sono rispettivamente la velocità dell'acqua e la velocità critica, $Fr = U/\sqrt{g * a}$ il numero di Froude, $Re = U * a/\nu$ il numero di Reynolds (con ν viscosità cinematica dell'acqua), ρ_s e ρ la densità dei sedimenti e del fluido.

3.0 LA NUOVA FORMULA

La nuova formula presente in letteratura e oggetto di studio di questo lavoro di tesi offre la possibilità di stimare lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte nel caso di condizione clear-water e sedimenti uniformi come segue:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{f\left(\frac{d}{\eta_1}, \frac{a}{d}\right)} \quad (3.1)$$

Con

$$f\left(\frac{d}{\eta_1}, \frac{a}{d}\right) = F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} + 0,12 \exp \left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} \right] \right\} [1 + 6 \exp \left(-0,18 \frac{a}{d} \right)] \quad (3.2)$$

Dove i singoli termini non ancora noti verranno descritti in seguito.

Questa formula, come già riportato in precedenza, si differenzia dalle altre in quanto oltre alla componente empirica presenta notevoli fondamenti fisici.

I passaggi ed i ragionamenti effettuati per derivarla sono contenuti in due differenti pubblicazioni, ovvero quella di Manes & Brocchini (2015), MB15, e quella di Coscarella, Manes & Gaudio (2020), CMG20.

Esse verranno riassunte nei seguenti sotto capitoli, fino ad arrivare alla formula finale sopra riportata.

3.1 Il lavoro MB15

Il lavoro effettuato da Manes & Brocchini (2015) non ebbe l'intenzione di fornire una nuova formula alla letteratura bensì fu eseguito con lo scopo di tentare un nuovo approccio allo studio del problema dello scavo localizzato. Questo approccio consiste nel limitare il più possibile la componente empirica a favore di maggiori fondamenti fisici (in particolare la teoria della turbolenza), in modo da eliminare le incertezze e rimuovere il problema dell'effetto scala.

Il lavoro è stato eseguito suddividendo la condizione clear-water da quella live-bed, per poi effettuare una validazione dei risultati ottenuti utilizzando dati sperimentali ricavati da altri autori.

3.1.1 Condizione clear-water

Come affermato da Manes & Brocchini (2015), il punto di massimo scavo è normalmente situato alla base della buca in prossimità della faccia di monte della struttura, e in quei dintorni la pendenza locale del letto di sedimenti è mantenuta pari a zero. La tensione critica di taglio τ_c è quindi indipendente dagli effetti dalla pendenza locale, e quindi la condizione di equilibrio può essere espressa, secondo Shields (1936), come segue:

$$\tau \leq \tau_c \sim (\rho_s - \rho) g d \quad (3.3)$$

Dove τ è la tensione di taglio nel punto di massimo scavo e d il diametro dei sedimenti.

Per ricavare una formula che lega lo scavo all'equilibrio con semplici proprietà misurabili dal flusso d'acqua, dai sedimenti e dalle geometrie presenti, Manes &

Brocchini (2015) presero ispirazione dai lavori di Gioia & Bombardelli (2005) e Bombardelli & Gioia (2006) che si basarono sul fenomeno della turbolenza completamente sviluppata per ricavare lo scavo localizzato generato da getti turbolenti. Lo scopo fu quindi quello di utilizzare la teoria della turbolenza di Kolmogorov per ricavare un'espressione di τ come risultato di interazioni che si generano tra i vortici che si imbattono sulla superficie della buca di scavo.

Così facendo, svolgendo alcuni passaggi teorici, ottennero la seguente espressione per la tensione di taglio:

$$\tau \sim \rho V^2 \left(\frac{d}{S} \right)^{1/3} \quad (3.4)$$

Dove V e S sono le scale caratteristiche di velocità e lunghezza dei vortici di grandi dimensioni (presumibilmente i vortici a ferro di cavallo).

Manes & Brocchini (2015) affermarono che alla condizione di equilibrio i vortici a ferro di cavallo risultano totalmente contenuti all'interno della buca di scavo. Risultò quindi ragionevole approssimare il valore di S con il valore della profondità di scavo all'equilibrio y_{se} , ($S \sim y_{se}$).

In seguito, ricavarono il valore di V (l'unico parametro ancora incognito) basandosi su dei principi energetici, ottenendo la seguente espressione:

$$V \sim U \left(\frac{C_d a}{S} \right)^{1/3} \quad (3.5)$$

Con U velocità media del flusso d'acqua, C_d coefficiente di resistenza aerodinamica e a diametro della pila.

Unendo la (3.4) con la (3.5) ne risultò quindi:

$$\tau \sim \rho U^2 \left(\frac{C_d a}{S} \right)^{2/3} \left(\frac{d}{S} \right)^{1/3} \quad (3.6)$$

Ricordando che ($S \sim y_{se}$) e che la condizione di equilibrio si raggiunge quando la tensione di taglio raggiunge il valore della tensione di taglio critica ($\tau \approx \tau_c$), svolgendo alcuni passaggi matematici si ottiene:

$$S \sim y_{se} \sim \left(\frac{U^2}{g} \right) \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right) (C_d)^{2/3} \left(\frac{a}{d} \right)^{2/3} \quad (3.7)$$

Oppure:

$$\frac{y_{se} g}{U^2} \sim \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right) (C_d)^{2/3} \left(\frac{a}{d} \right)^{2/3} \quad (3.8)$$

Si è quindi ricavata un'espressione in grado di fornire una stima di y_s in funzione delle caratteristiche della corrente, della geometria e dei materiali presenti nel corso d'acqua.

3.1.2 Condizione live-bed

Nel caso live-bed la condizione di equilibrio si raggiunge quando il flusso dei sedimenti in entrata nella buca di scavo eguaglia quello in uscita (Melville, 1984). A causa delle difficoltà nella predizione del flusso dei sedimenti all'interno dello scavo, la condizione tale per cui $Q_{in} = Q_{out}$ non risulta sviluppabile per derivare un'espressione necessaria alla stima di y_{se} .

Manes & Brocchini (2015) hanno quindi proceduto facendo riferimento alla teoria del trasporto dei sedimenti, affermando che la portata solida dei sedimenti per unità di larghezza risulta funzione del rapporto tra la velocità media del flusso d'acqua e la velocità critica (U/U_c).

Siccome le ipotesi utilizzate per derivare l'espressione della condizione clear-water risultano valide anche nella condizione live-bed, si può definire la funzione di scavo S_e come:

$$S_e = \frac{y_{se} g}{U^2} / \left[\left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right) (C_d)^{2/3} \left(\frac{a}{d} \right)^{2/3} \right] \quad (3.9)$$

Come affermato da Manes & Brocchini (2015) il valore di S_e deve dipendere dalla portata solida che è funzione di U/U_C , per cui, nella condizione live-bed, la funzione di scavo è legata al rapporto tra le velocità dalla seguente equazione:

$$S_e = \Phi\{U/U_C\} \quad (3.10)$$

Dove la funzione Φ verrà ricavata facendo riferimento a dati sperimentali.

3.1.3 Validazione

Prima di effettuare la validazione dei risultati ottenuti, Manes & Brocchini (2015) hanno discusso le incertezze associate alle assunzioni e alla teoria precedentemente affrontata. In particolare, hanno affermato che l'assunzione della turbolenza completamente sviluppata è tipica solamente nei casi di sedimenti come ghiaia e sabbia grossolana, cosa che non sempre è presente in natura. Le scale proposte per la stima delle tensioni di taglio possono quindi non reggere completamente, perché entrambe dovrebbero essere dipendenti dalla viscosità. L'aver trascurato la viscosità comporta quindi delle incertezze, che possono causare degli errori relativi fino ad un massimo del $\pm 36\%$.

Nella condizione clear-water, prima della validazione, è stato inoltre definito il campo di validità teorico della teoria proposta. Svolgendo dei passaggi teorici, rispettando la teoria di Kolmogorov utilizzata, si può affermare che l'espressione ricavata precedentemente in grado di fornire la stima di y_{se} risulta valida all'interno del seguente intervallo:

$$1 \ll \frac{a}{d} \ll Re^{3/4} \quad (3.11)$$

La validità di tale espressione è quindi stata testata attraverso dati sperimentali ottenuti da altri autori, in particolare Ettema (1980), Sheppard (2004), Ettema (2006) e Lança (2013). Questi dati sono stati utilizzati anche per confermare o restringere l'intervallo di validità limite precedentemente ricavato. Nella tabella sottostante (Manes & Brocchini, 2015) vengono riportati i vari range di tali dati, ricordando che, essendo nella condizione clear-water, la condizione di scavo all'equilibrio risulta arbitraria e può non coincidere tra i vari esperimenti. Infatti, negli esperimenti di Ettema (1980) ed Ettema (2006) la condizione di equilibrio viene considerata raggiunta quando non viene osservata una variazione nella profondità di scavo per un tempo minimo pari a quattro ore, mentre negli esperimenti di Sheppard (2004) e Lança (2013) la condizione di equilibrio viene assunta come asintotica.

Source	a/B	y_1/a	Fr_a	a/d	Fr	$Re \times 10^4$
Ettema <i>et al.</i> (2006)	0.02–0.13	2.5–15.6	0.30–0.58	61–387	0.15	3–19
Lança <i>et al.</i> (2013)	0.02–0.91	0.5–5.0	0.10–0.47	58–4155	0.07–0.38	1–43
Ettema (1980)	0.02–0.15	0.2–21.0	0.17–2.53	4–1000	0.07–1.00	1–26
Sheppard <i>et al.</i> (2004)	0.01–0.15	0.19–11.5	0.10–0.39	136–414	0.07–0.38	3.2–69
	$V_1 \text{ (m s}^{-1}\text{)}$	$a \text{ (m)}$	$d \text{ (mm)}$	$y_1 \text{ (m)}$		
Ettema <i>et al.</i> (2006)	0.46	0.06–0.4	1.00	1.00		
Lança <i>et al.</i> (2013)	0.27–0.47	0.05–0.91	0.22–0.86	0.05–1.81		
Ettema (1980)	0.18–1.34	0.02–0.24	0.24–7.8	0.02–0.60		
Sheppard <i>et al.</i> (2004)	0.29–0.70	0.11–0.91	0.22–2.9	0.17–1.90		

Figura 13 - Range dei dati sperimentali utilizzati per la validazione da Manes & Brocchini (2015)

Per ogni esperimento i valori sono stati graficizzati, su assi logaritmici, inserendo sulle ascisse il valore di a/d e sulle ordinate $y_{se} g/U^2$, ottenendo i grafici presenti nella seguente figura (Manes & Brocchini, 2015).

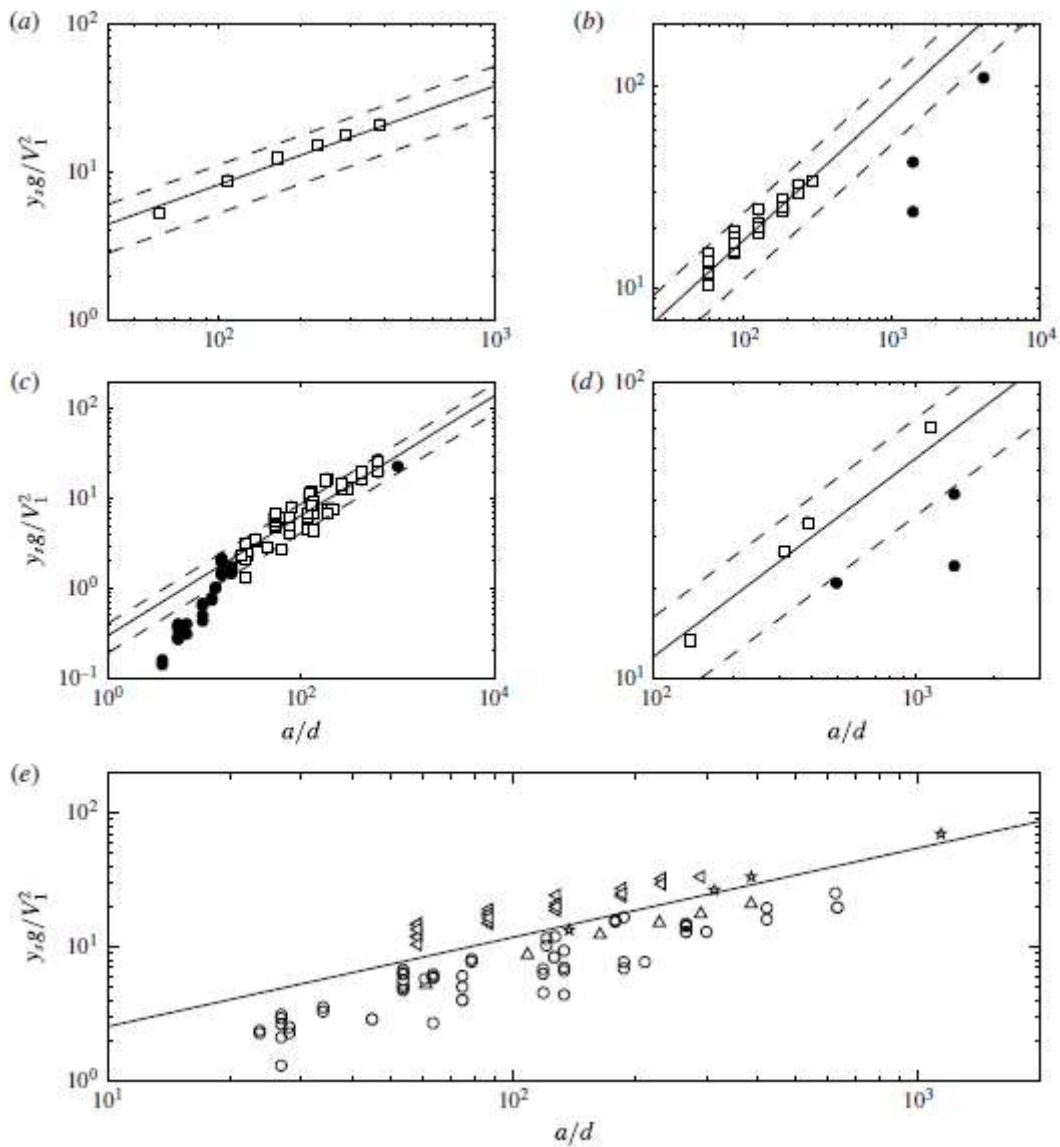


Figura 14 - Dati sperimentali in funzione di a/d ; (a) dati di Ettema (2006); (b) dati di Lança (2013); (c) dati di Ettema (1980); (d) dati di Sheppard (2004); (e) tutti i dati entro i limiti ricavati in seguito

Dalla figura si può notare come molti dati rispettino bene la legge di potenza alla $2/3$ del parametro a/d anche se restano da definire meglio i limiti superiore ed inferiore di validità.

Per quanto riguarda il limite inferiore, esso risulta facilmente individuabile dal grafico (c) con i valori di Ettema (1980), in quanto si può notare come la presente teoria sovrastimi il valore dello scavo per $a/d < 20$. Come affermato da Manes & Brocchini (2015), questo si ha in quanto aumenta la scabrezza all'interno dello scavo con la conseguente diminuzione dell'ampiezza della buca di scavo.

Il limite superiore viene invece individuato dai dati di Sheppard (2004) e Lança (2013). La teoria proposta non viene rispettata per quei punti sperimentali in cui il diametro dei sedimenti risulta essere inferiore a cinque volte la scala di lunghezza di Kolmogorov ($d/\eta < 5$), dove η è definito come segue:

$$\eta \sim \left(\frac{\nu^3 a}{C_d U^3} \right)^{1/4} \quad (3.12)$$

Come affermato da Manes & Brocchini (2015), questo significa che la tensione di taglio risulta notevolmente influenzata dalla viscosità, per cui i vortici di grandezza pari a d non riescono a dominare a lungo il momento turbolento trasferito, e ciò va in contrasto con la teoria proposta. Tale osservazione si può ricondurre ad un limite superiore pari a $0,2Re^{3/4}$.

Per la condizione clear-water il limite di validità della teoria proposta da Manes & Brocchini (2015) risulta quindi essere:

$$20 \ll \frac{a}{d} \ll 0,2Re^{3/4} \quad (3.13)$$

I dati di Ettema (2006) risultano essere gli unici completamente contenuti all'interno dell'intervallo ricavato, come è possibile notare dal grafico (c).

Per quanto riguarda la condizione live-bed, la teoria proposta è stata testata mediante 167 dati sperimentali ottenuti da Chiew (1984) e Sheppard & Miller (2006) e riassunti nella seguente figura (Manes & Brocchini, 2015).

Source	a/B	y_1/a	Fr_a	a/d	Fr	$Re \times 10^4$
Chiew (1984)	0.07–0.12	3.3–7.6	0.35–2.80	10–186	0.17–1.25	0.8–8.3
Sheppard & Miller (2006)	0.14	1.3–3.2	0.14–1.77	181–563	0.08–1.26	2.6–33
	$V_1 \text{ (m s}^{-1}\text{)}$	$a \text{ (m)}$	$d \text{ (mm)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$V_c \text{ (m s}^{-1}\text{)}$	
Chiew (1984)	0.22–1.84	0.03–0.05	0.24–3.20	0.17–0.34	0.27–0.73	
Sheppard & Miller (2006)	0.17–0.21	0.15	0.27–0.84	0.3–0.43	0.25–0.4	

Figura 15 - Range dei dati sperimentali utilizzati per la validazione da Manes & Brocchini (2015)

In questa condizione la funzione di scavo S_e definita dalla formula (3.9) è stata plottata in funzione di U/U_c in maniera tale da ricavare la funzione ϕ , come si può notare dalla figura sottostante (Manes & Brocchini, 2015).

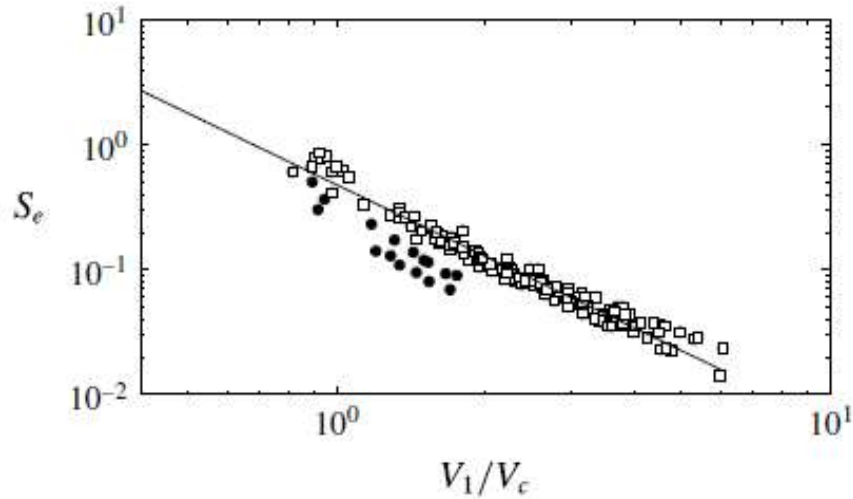


Figura 16 – “ S_e ” in funzione di “ U/U_c ”

Come si può notare, la maggior parte dei punti collassa perfettamente attorno ad una legge di potenza, definita da Manes & Brocchini (2015) come segue:

$$\Phi = \beta \left(\frac{U}{U_c} \right)^\theta \quad (3.14)$$

Con $\beta = 0,47$ e $\theta = -1,89$.

Gli unici punti che non rispettano tale legge risultano essere quelli associati ad $a/d < 20$ (indicati nel grafico tramite pallini pieni), in maniera analoga a quanto riscontrato per la condizione clear-water.

3.1.4 Conclusioni

L’approccio proposto da Manes & Brocchini (2015) ha permesso di ricavare due ragionevoli espressioni valide sia nella condizione clear-water che nella condizione live-bed in grado di fornire una stima della massima profondità di scavo. Esse contengono tutti i parametri indicati come necessari per la stima dello scavo

localizzato e facilmente misurabili nella realtà. Si basano inoltre sulle solide basi fisiche della teoria della turbolenza di Kolmogorov, anche se restano ancora da chiarire alcuni aspetti legati alla viscosità e alla scabrezza relativa che necessitano di essere introdotti per perfezionare tali formule.

Il successivo lavoro di Coscarella, Manes & Gaudio (2020) porterà ad introdurre tali parametri in modo da ricavare una nuova formula utilizzabile in letteratura.

3.2 Il lavoro CMG20

Il lavoro effettuato da Coscarella, Manes & Gaudio (2020) ebbe lo scopo di fornire una nuova formula valida nella condizione clear-water e nel caso di sedimenti uniformi, nota come formula CMG20.

Tale espressione è stata ricavata sulla base del lavoro MB15 precedentemente descritto, andandolo ad integrare studiando gli effetti che la viscosità e la scabrezza relativa producono sullo scavo all'equilibrio, in maniera tale da estendere i limiti di applicabilità ricavati da Manes & Brocchini (2015).

In particolare, come descritto da Coscarella, Manes & Gaudio (2020), questo studio andò a mitigare due ipotesi effettuate nel precedente lavoro, ovvero:

- La dimensione dei sedimenti doveva essere decisamente maggiore della scala di lunghezza di Kolmogorov ($d > 5\eta$) e minore del diametro della pila a ;
- L'ipotesi che la tensione critica di taglio τ_c assunta proporzionale a $(\rho_s - \rho)gd$ fu valida solamente per valori di d/η e a/d tendenti a infinito nella condizione di incipiente mobilitazione.

Si è quindi proceduto con una rivisitazione del lavoro MB15 considerando gli effetti della viscosità (mediante il fattore d/η) e della scabrezza relativa (tramite a/d).

3.2.1 Rivisitazione del lavoro MB15

In maniera analoga a quanto visto nel lavoro precedente, si è definita la condizione di equilibrio come la condizione tale per cui la tensione di taglio eguaglia quella critica all'interno della buca di scavo (Ettema, 2011).

Inserendo all'interno dell'espressione le considerazioni di Ali & Dey (2018) e Bonetti (2017), e considerando gli effetti della viscosità e della scabrezza relativa, sempre rispettando i fondamenti fisici della teoria di Kolmogorov, Coscarella, Manes & Gaudio (2020) sono giunti alla seguente formulazione:

$$f_1 \left(\frac{d}{\eta_1} \right) f_2 \left(\frac{a}{d} \right) = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g y_{se}} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} \quad (3.15)$$

Dove f_1 e f_2 rappresentano le due funzioni correttive che tengono conto, rispettivamente, di d/η e a/d .

La funzione f_1 è stata ricavata facendo riferimento ai dati sperimentali ottenuti da Ettema (1980), Ettema (2006), Pandey (2018), Dey (1995), Melville (1997), Melville & Chiew (1999) e Sheppard (2004), per un totale di 191 test. Sono stati presi in considerazione quei dati tali per cui il fattore a/d risulti ininfluente, ovvero $a/d > 20$, come visto nel lavoro precedente.

È stata quindi plottata la funzione f_1 in relazione al parametro d/η_1 , dove d risulta essere il diametro dei sedimenti e η_1 la scala di lunghezza di Kolmogorov approssimata, così espressa:

$$\eta_1 = \left(\frac{\nu^3 a}{C_d U^3} \right)^{1/4} \quad (3.16)$$

Con ν viscosità cinematica dell'acqua, a diametro della pila, C_d coefficiente di resistenza aerodinamica e U velocità media del flusso d'acqua.

Si è quindi ottenuto il seguente grafico (Coscarella, Manes & Gaudio, 2020):

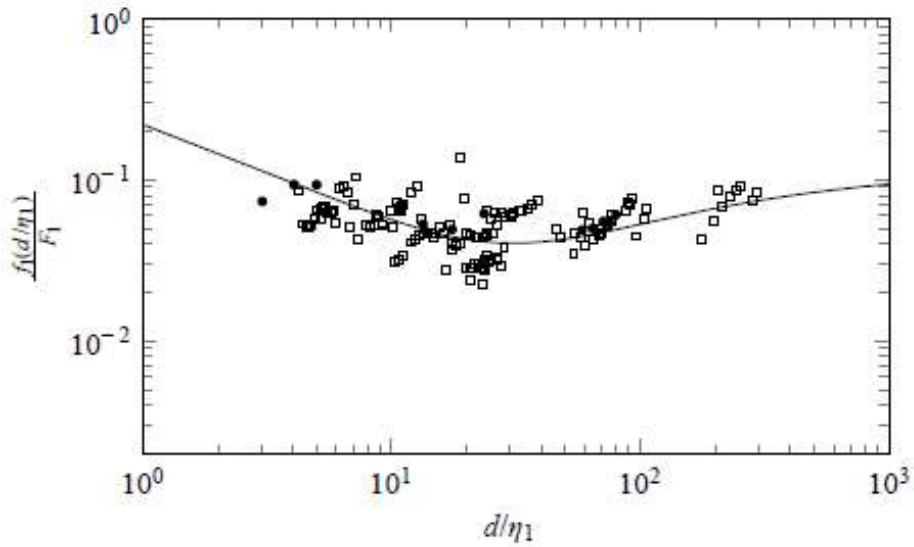


Figura 17 - Andamento dei dati sperimentali per ottenere la funzione f_1

La curva che approssima tali dati risulta ben descritta dalla seguente funzione:

$$f_1 = F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1} \right)^{-0,6} + 0,12 \exp \left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1} \right)^{-0,6} \right] \right\} \quad (3.17)$$

Dove F_1 risulta essere un parametro necessario a compensare la diversa definizione di scavo all'equilibrio utilizzata nei vari esperimenti. Esso, infatti, assume un valore pari a 28 qualora la condizione di equilibrio venga considerata raggiunta quando non si riscontrano variazioni di scavo per un periodo di ore prefissato, come negli esperimenti di Ettema (1980), Ettema (2006), Pandey (2018), Dey (1995), Melville (1997), Melville & Chiew (1999); assume invece un valore pari a 22 quando la condizione di equilibrio viene considerata come asintotica a tempo infinito, come negli esperimenti di Sheppard (2004).

Nota la funzione f_1 , la funzione f_2 è stata ricavata attraverso i dati sperimentali di Ettema (1980), Ettema (2006), Pandey (2018), Dey (1995), Melville (1997), Melville & Chiew (1999), per un totale di 179 esperimenti. Tale funzione è stata graficizzata in

relazione al parametro a/d , come si può notare nella seguente figura (Coscarella, Manes & Gaudio, 2020).

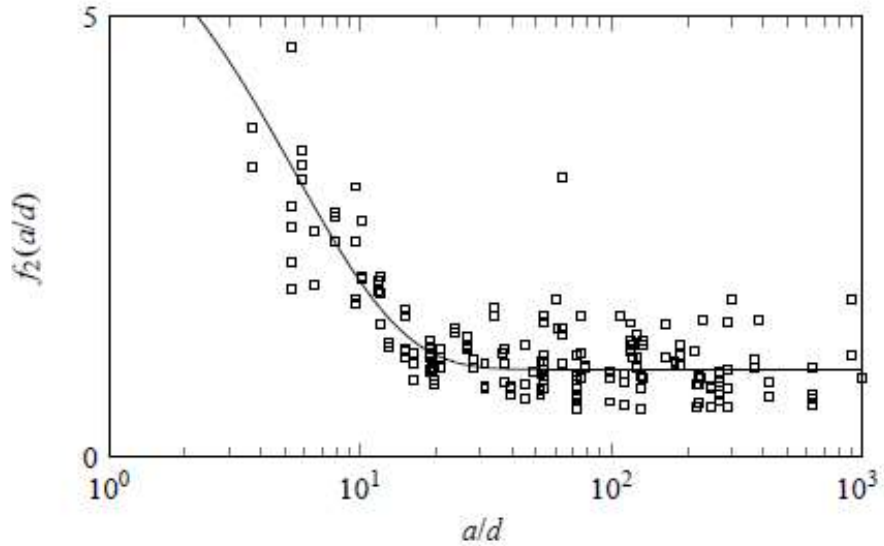


Figura 18 - Andamento dei dati sperimentali per ottenere la funzione f_2

Come si può notare tali dati si attestano ad un valore quasi costante per $a/d > 20$, come ci si poteva aspettare, e risultano ben interpolati dalla seguente funzione:

$$f_2 = 1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right) \quad (3.18)$$

3.2.2 Formula finale e conclusioni

Avendo ricavato le due funzioni f_1 ed f_2 ci si è ricondotti alla nuova formula, unendo le espressioni (3.1) e (3.2) riportate all'inizio del capitolo.

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} + 0,12 \exp\left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6}\right] \right\} [1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right)]} \quad (3.19)$$

Questa nuova formula risulta valida solamente nella condizione clear-water e nel caso di sedimenti uniformi, per cui il suo utilizzo risulta ancora limitato.

È importante notare, come affermato da Coscarella, Manes & Gaudio (2020), che la formula mantiene la sua validità anche nel caso di acque basse, con errori che risultano trascurabili.

Per provare la bontà del lavoro svolto, nella seguente figura la formula ricavata è stata messa a confronto con altre formule presenti in letteratura, ovvero con l'espressione ricavata da Manes & Brocchini (2015), con la formula di Richardson (1993) e con la formula di Sheppard & Miller (2006). Per ogni grafico vengono riportati sull'asse delle ascisse i valori dello scavo misurato, $y_{se,m}$ e sull'asse delle ordinate i valori dello scavo calcolato, $y_{se,c}$. Tutti i grafici presentano assi logaritmici, e la linea continua nera rappresenta il perfetto allineamento corrispondente ad un errore pari a zero, mentre le linee tratteggiate fanno riferimento ad un errore relativo pari al 30%.

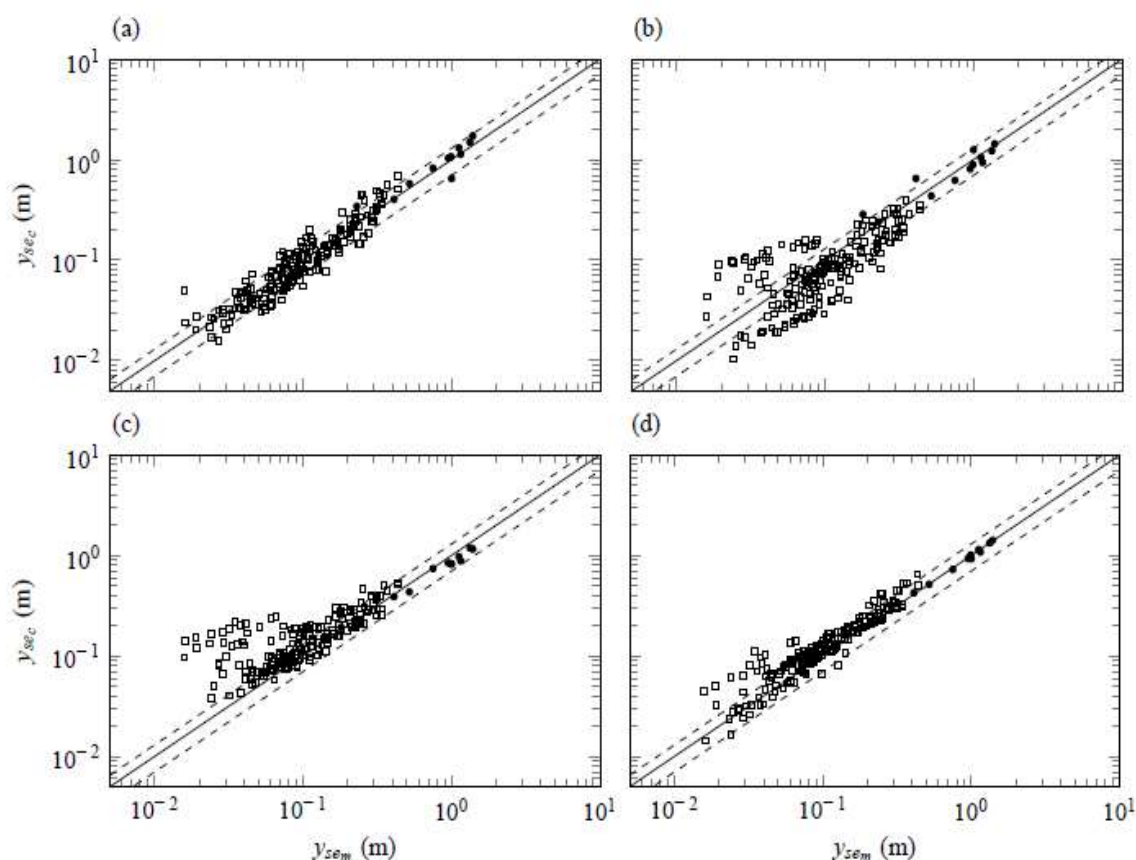


Figura 19 - Valori di scavo misurato in funzione dello scavo calcolato con diverse formule; (a) uova formula CMG20; (b) formula MB15; (c) formula di Richardson (1993); (d) formula di Sheppard & Miller (2006)

Si può facilmente notare come la nuova formula CMG20, tra tutte, sia quella che meglio approssima i dati sperimentali (sono gli stessi utilizzati per ricavare le funzioni f_1 ed f_2), in particolare in quella zona di grafico dove si hanno bassi valori di scavo (che spesso coincide con pezzature di sedimento più grossolane). Come dichiarato da Coscarella, Manes & Gaudio (2020), essa presenta un errore relativo medio pari al 23%, mentre la formulazione originale di Manes & Brocchini (2015) presenta un errore relativo medio del 50%, Richardson (1993) del 75% e Sheppard & Miller (2006) del 28%. L'errore relativo è stato calcolato per ogni singolo test con la seguente formula:

$$E = \frac{|y_{se,c} - y_{se,m}|}{y_{se,m}} \quad (3.20)$$

Contrariamente alle formule presenti in letteratura, quella proposta da Coscarella, Manes & Gaudio (2020) è stata ricavata facendo riferimento a fenomeni fisici oltre che empirici, presentando una minore influenza dell'effetto scala e una minore dipendenza da test sperimentali. Sarebbe ora necessario estendere l'applicabilità della nuova formula CMG20, in particolare al caso di sedimenti non uniformi (facilmente riscontrabili nella realtà) e alla condizione live-bed. Questo lavoro verrà presentato nei capitoli successivi e sarà il fulcro di questo elaborato di tesi.

4.0 ESTENSIONE AL CASO LIVE-BED

La formula ricavata da Coscarella, Manes & Gaudio (2020), il cui lavoro è stato descritto nel capitolo precedente, risulta, per ora, valida solamente nella condizione clear-water. Prima di estendere la sua applicabilità al caso di sedimenti non uniformi, si è deciso di prendere in considerazione il caso di condizione live-bed, in quanto, durante un evento alluvionale (o comunque quando si è in presenza di portate con elevati tempi di ritorno), è molto probabile che il corso d'acqua presenti fenomeni di trasporto solido, con conseguente ricaduta nella condizione live-bed.

4.1 Rivisitazione e adattamento dei lavori MB15 e CMG20

Il lavoro eseguito da Manes & Brocchini (2015) ha dimostrato come, nella condizione live-bed, il valore della massima profondità di scavo sia relazionato ad una funzione ϕ che dipende dal rapporto tra la velocità della corrente e la velocità critica di riferimento. L'andamento di tale funzione è stato inoltre ricavato mediante 167 dati sperimentali ottenuti da Chiew (1984) e Sheppard & Miller (2006), come si può notare dalla figura 16 nel precedente capitolo. La maggior parte di essi tendono a collassare lungo una legge di potenza, definita dall'espressione (3.14) e nuovamente riportata:

$$\Phi = \beta \left(\frac{U}{U_c} \right)^\theta \quad (4.1)$$

Con $\beta = 0,47$ e $\theta = -1,89$.

Manes & Brocchini (2015) hanno quindi definito la seguente espressione per la stima dello scavo localizzato alla base delle pile da ponte nella condizione live-bed:

$$y_{se} = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} \beta \left(\frac{U}{U_c} \right)^\theta \quad (4.2)$$

Meglio espressa attraverso la funzione di scavo S_e :

$$S_e = \frac{y_{se} g}{U^2} \left/ \left[\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} \right] \right. = \Phi\{U/U_c\} \quad (4.3)$$

Si è deciso di calibrare meglio la funzione ϕ attraverso la consultazione di ulteriori dati sperimentali, ovvero quelli ottenuti da Shen (1969) e reperiti dalle appendici del lavoro di Sheppard & Demir (2011), per un totale di 186 dati sperimentali, anziché 167.

Plottando quindi la funzione di scavo S_e in relazione al rapporto tra velocità e velocità critica si ottiene il grafico presente in figura 20.

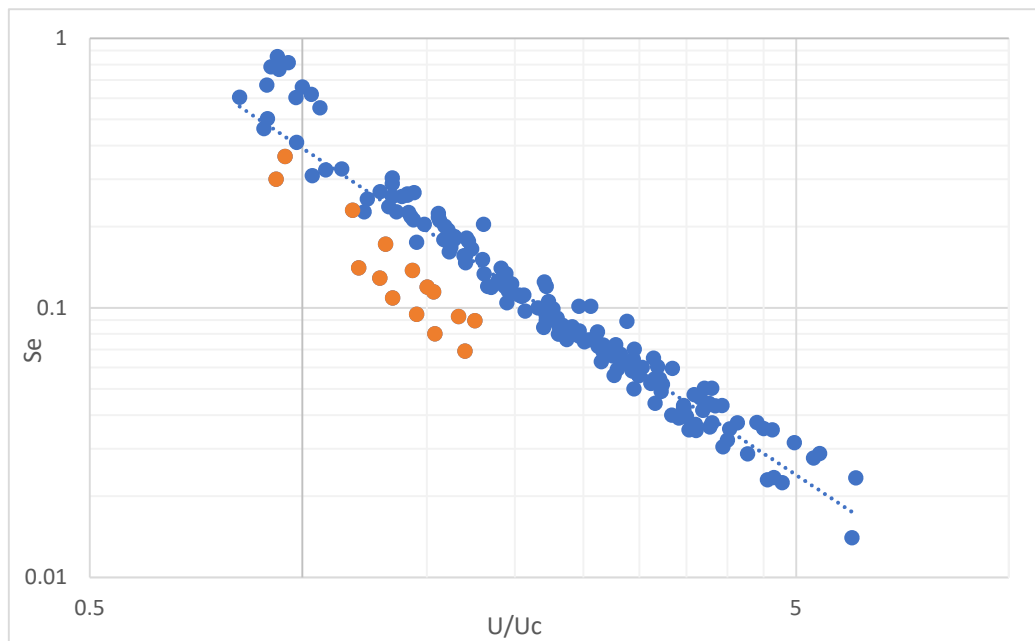


Figura 20 - Relazione tra funzione di scavo "Se" e "U/Uc". I punti arancio sono relativi ad $a/d < 20$

Come si può notare (e come già ricavato in precedenza), i punti color arancio corrispondenti ad $a/d < 20$ non seguono correttamente la legge proposta. La formulazione di Manes & Brocchini (2015) non risulta quindi valida per ogni dato, e necessita dell'inserimento di un fattore correttivo per la scabrezza relativa, in modo tale da allineare in maniera più precisa i dati sperimentali con $a/d < 20$.

Per quanto riguarda la funzione correttiva si fa riferimento al lavoro svolto da Coscarella, Manes & Gaudio (2020). Come si è visto nel capitolo precedente, essi hanno sviluppato una formula valida nella condizione clear-water partendo dall'espressione di Manes & Brocchini (2015), inserendo delle funzioni correttive f_1 ed f_2 che tengono in conto della viscosità e della scabrezza relativa (indicata attraverso il parametro a/d). Siccome nella condizione live-bed si è in presenza di mobilitazione di materiale solido all'interno del flusso d'acqua con conseguenti valori elevati del numero di Reynolds, si assume come accettabile l'approssimazione della funzione f_1 all'unità (ciò significa trascurare gli effetti della viscosità). La funzione correttiva f_2 viene invece applicata alla condizione live-bed così come ricavata per la condizione clear-water, ottenendo una nuova funzione di scavo S_e' :

$$S_e' = \left[\frac{\gamma_{se} g}{U^2} f_2 \left(\frac{a}{d} \right) \right] / \left[\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} \right] = \Phi\{U/U_C\} \quad (4.4)$$

Con $f_2 \left(\frac{a}{d} \right)$ riportata nell'espressione (3.18):

Plottando nuovamente la funzione di scavo S_e' in relazione al rapporto tra velocità e velocità critica si ottiene il grafico presente nella figura sottostante, con i punti color arancio che indicano i dati sperimentali caratterizzati da $a/d < 20$, come riportato in precedenza.

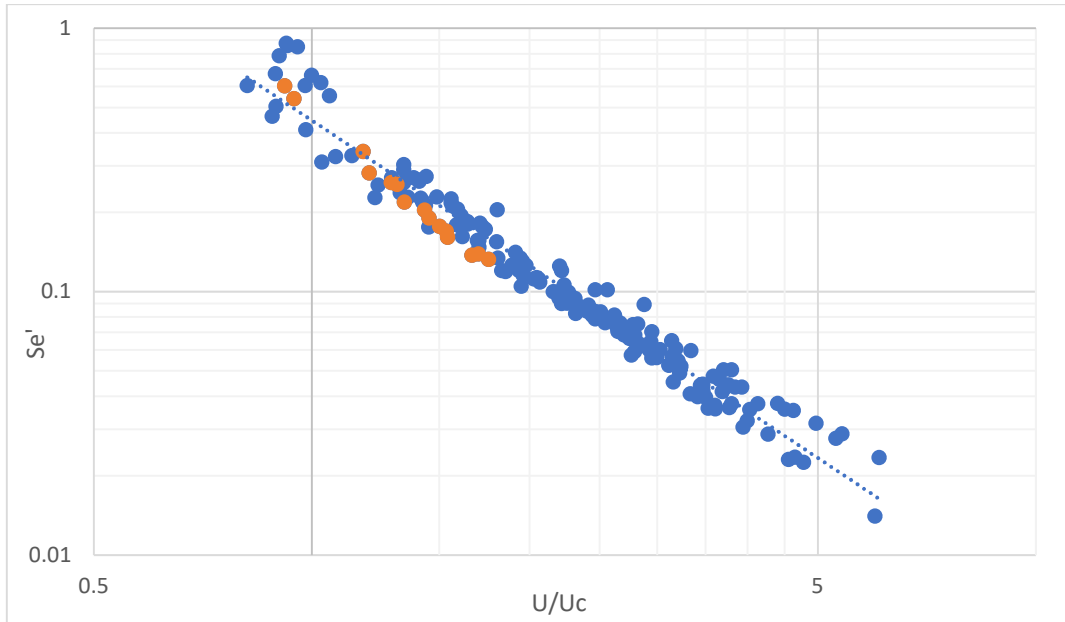


Figura 21 - Relazione tra funzione di scavo "Se' " e "U/Uc". I punti arancio sono relativi ad $a/d < 20$

Come si può notare dalla figura 21, in seguito all'applicazione della funzione correttiva f_2 ricavata da Coscarella, Manes & Gaudio (2020), tutti i punti sperimentali collassano lungo la stessa legge di potenza ϕ , che mantiene la stessa formulazione ricavata da Manes & Brocchini (2015) ma con una correzione dei parametri β e θ , che ora valgono, rispettivamente, 0,45 e -1,83.

4.2 Conclusioni

La formula finale, valida nella condizione live-bed, è stata quindi derivata applicando la correzione ricavata da Coscarella, Manes & Gaudio (2020) relativa al fattore a/d alla formulazione dedotta da Manes & Brocchini (2015). Si è quindi ottenuto la seguente espressione per la stima dello scavo localizzato alla base delle pile da ponte nella condizione live-bed:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{f_2\left(\frac{a}{d}\right)} \Phi\{U/U_C\} \quad (4.5)$$

Con:

$$f_2\left(\frac{a}{d}\right) = 1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right) \quad (4.6)$$

$$\Phi\left\{\frac{U}{U_c}\right\} = 0,45 \left(\frac{U}{U_c}\right)^{-1,83} \quad (4.7)$$

Per verificare la bontà di tale formula, si riporta nella seguente figura un grafico avente sull'asse delle ascisse il valore dello scavo misurato e su quello delle ordinate il valore dello scavo calcolato con la nuova formula per ognuno dei 187 dati sperimentali sopra citati. Le linee tratteggiate esterne corrispondono ad un errore relativo del 30%, mentre quella centrale corrisponde al perfetto allineamento (quindi ad una perfetta corrispondenza tra scavo calcolato e misurato).

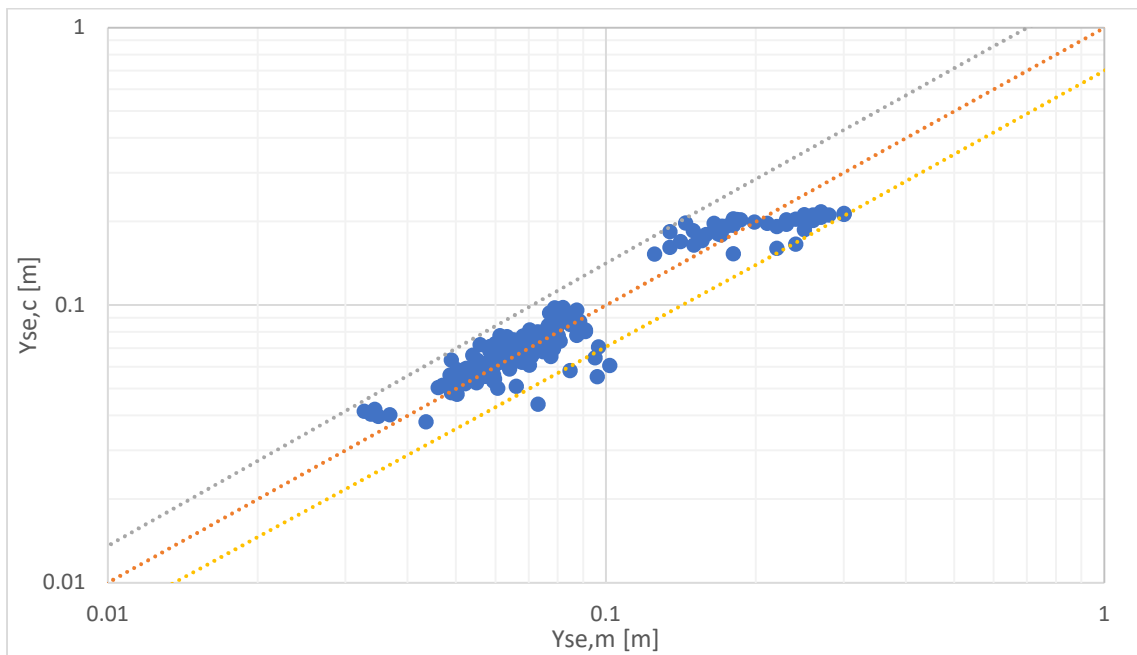


Figura 22 - Scavo calcolato vs misurato

Come si può notare, si ha un ottimo allineamento tra i due valori di scavo, sintomo di un buon funzionamento della formula proposta. L'errore relativo medio risulta essere pari al 12,3 %, addirittura inferiore a quello ricavato per la formula in condizioni clear-water.

5.0 ESTENSIONE AL CASO DI SEDIMENTI NON UNIFORMI

Nel presente capitolo, punto cruciale di questo lavoro di tesi, si va ad estendere l'applicabilità delle formule sopra riportate al caso di sedimenti non uniformi, sia per quanto riguarda la condizione live-bed che la condizione clear-water.

Per non uniformità dei sedimenti si intende, sostanzialmente, che le singole particelle di sedimento che compongono il letto del corso d'acqua presentano dimensioni differenti. Il grado di non uniformità si quantifica attraverso un parametro σ_g chiamato deviazione standard, definita dalla formula (2.1) e nuovamente riportata in seguito.

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (5.1)$$

Dove d_{50} risulta essere il diametro medio delle particelle e d_{84} e d_{16} i diametri tali per cui l'84% e il 16% dei sedimenti hanno un diametro minore di d_{84} e d_{16} . Se $\sigma_g \geq 1,5$ allora si è in presenza di sedimenti non uniformi.

Questo lavoro risulta molto importante in quanto, nella realtà, è molto probabile ricadere in situazioni di corsi d'acqua che presentano non uniformità dei sedimenti. Basti pensare ai torrenti di montagna caratterizzati contemporaneamente sia da

massi di notevoli dimensioni che da ghiaia più fine, oppure anche ai fiumi della pianura che sovente, grazie al trasporto solido, si portano dietro sedimenti più grossolani provenienti da altitudini maggiori. Inoltre, la quasi totalità delle formule presenti in letteratura sono state sviluppate sulla base di esperimenti con sedimenti uniformi, per cui presentano una scarsa precisione se applicate a corsi d'acqua che non presentano uniformità.

Dalla letteratura (Ettema, 1980; Chiew, 1984) si evince che all'aumentare del parametro σ_g , ovvero all'aumentare del grado di non uniformità, il valore dello scavo localizzato tende a diminuire a causa dello svilupparsi del fenomeno del corazzamento, in cui le particelle di sedimento con diametri maggiori tendono a proteggere, creando un effetto “scudo”, le particelle con diametro minore, impedendo che vengano trasportate all'esterno della buca di scavo.

Gli studi eseguiti in condizione clear-water da Ettema (1980) hanno dimostrato come accettabile il fatto di ritenere che la diminuzione del valore dello scavo dipenda solamente dal parametro σ_g ; gli studi effettuati da Chiew (1984) in condizione live-bed hanno invece dimostrato la dipendenza, oltre che di σ_g , anche del rapporto tra la velocità della corrente idrica e la velocità critica, U/U_c .

Per estendere l'applicabilità al caso di sedimenti non uniformi si è quindi proceduto in due maniere differenti, studiando separatamente le due condizioni, come riportato nei successivi sotto-capitoli.

5.1 Condizione clear-water

L'idea di fondo consiste nell'osservare come varia la formula proposta da Coscarella, Manes & Gaudio (2020) in presenza di dati di scavo con sedimenti non uniformi, per poi andarla a calibrare attraverso una funzione correttiva dipendente dal parametro σ_g .

Si è quindi proceduto mediante il reperimento di dati sperimentali eseguiti in condizione clear-water con sedimenti non uniformi, per poi graficizzare il valore dello scavo misurato (adimensionalizzato attraverso la formulazione CMG20) in funzione del corrispettivo valore di deviazione standard, in modo tale da ricavare un andamento medio e quindi una funzione correttiva da aggiungere alla formula valida in condizione di sedimento uniforme.

5.1.1 Reperimento dati

I dati sperimentali necessari per l'analisi sono stati ottenuti da lavori eseguiti nel passato e reperibili in letteratura. Come ci si poteva aspettare, gli esperimenti eseguiti in condizione di sedimenti non uniformi risultano essere in numero decisamente minore rispetto a quelli eseguiti nella condizione di uniformità dei sedimenti, in quanto, gli ultimi, riscontrano maggiore utilità per quanto riguarda l'analisi generale del fenomeno dello scavo e per la calibrazione di nuove formule. Inoltre, effettuare sperimentazioni con diversi valori di σ_g (e quindi con diversi mix di sedimenti) comporta maggiori tempistiche oltre ad essere più complicato ed oneroso. Ciò ha comportato una maggiore difficoltà nella ricerca e nell'ottenimento di un numero sufficiente di dati.

In totale sono stati reperiti 119 dati sperimentali di laboratorio provenienti da cinque diverse fonti, che verranno ora descritte.

- Ettema (1976)

Ettema, nel 1976, eseguì una serie di esperimenti in condizioni clear-water con sedimenti non uniformi per studiare il comportamento dello scavo in presenza di non uniformità, per poi dedurre come il fenomeno del corazzamento tenda a far diminuire lo scavo finale all'aumentare del parametro σ_g . Questa serie di esperimenti, come affermato dall'autore stesso, è stata eseguita in condizioni simili alle prove di laboratorio effettuate da Ettema (1980) nel caso di sedimenti uniformi.

Si tratta, in totale, di 19 esperimenti eseguiti sotto diverse condizioni (facendo variare il d_{50} , la velocità del flusso oppure il grado di non uniformità) da cui sono stati scartati quelli aventi un σ_g inferiore a 1,5 in quanto ricadono nella condizione di sedimenti uniformi, fino ad ottenere 12 esperimenti utilizzabili nell'analisi finale.

Tutte le prove sono state eseguite in un canale artificiale di larghezza pari a 1,52 m, profondo 1,22 m e con una lunghezza totale di circa 45 m, con delle pareti trasparenti. Un sistema di due pompe e una paratia a valle governano l'entità del flusso e la velocità dell'acqua, in modo da non oltrepassare il limite con il rapporto tra velocità e velocità critica così da mantenere la condizione clear water (figura 23; Ettema, 1980).

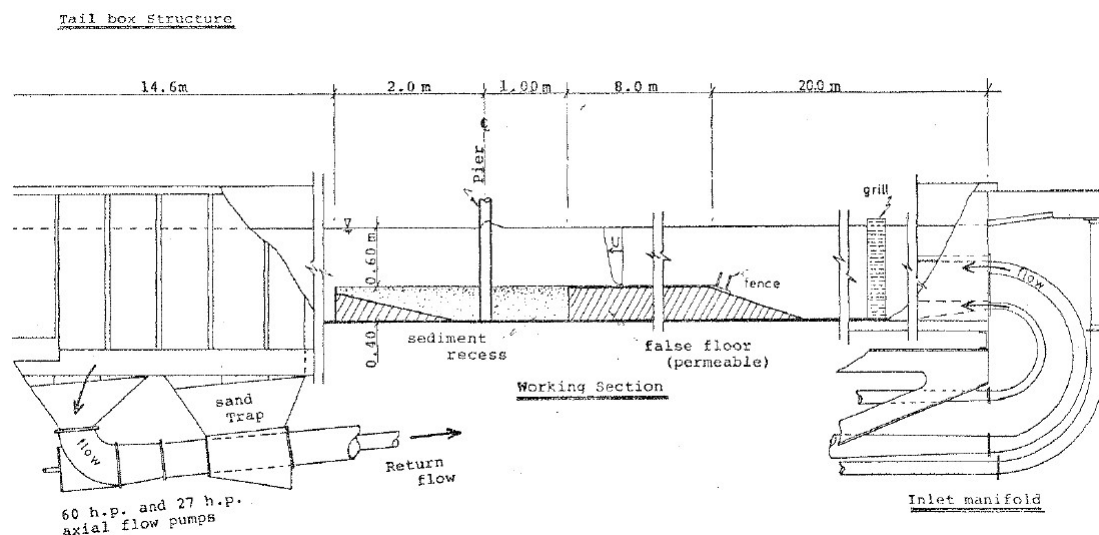


Figura 23 - Canale artificiale utilizzato per le prove sperimentali da Ettema (1976) ed Ettema (1980)

Ogni esperimento è stato eseguito con una profondità dell'acqua costante pari a 0,6 m e utilizzando la stessa pila, di forma circolare, avente un diametro pari a 0,1 m, immersata al centro del canale all'interno di un recipiente contenente il mix di sedimenti. La velocità media del flusso è stata ricavata mediante appositi strumenti a più profondità, per far riferimento ad una velocità finale mediata lungo la verticale.

Sono stati utilizzati quattro diversi valori di d_{50} da cui si sono ricavate 19 diverse distribuzioni granulometriche non uniformi di cui 12 aventi $\sigma_g \geq 1,5$, come si può osservare dalla seguente figura (Ettema, 1980).

d_{50} mm	Standard Deviation σ_I					
0.55	1.29	1.35	1.55	2.09	2.91	4.55
0.85	1.24	2.00	2.12	2.94	3.29	
1.90	1.16	1.32	1.84	2.00	2.64	
4.10	1.17	1.34	1.59			

Figura 24 – Diametri dei sedimenti e deviazioni standard utilizzati negli esperimenti

Tutti gli esperimenti, inoltre, sono stati eseguiti mantenendo un rapporto tra la velocità di taglio media e la velocità critica di taglio compreso tra 0,95 e 1, quindi al limite della condizione clear-water. Siccome si è in presenza di non uniformità, la velocità critica è stata riferita al d_{50} del mix di sedimenti per ogni prova effettuata.

La massima profondità di scavo è stata misurata con appositi strumenti ed è stata riferita come il punto più profondo della buca di scavo nei pressi della pila stessa. Gli esperimenti sono conclusi quando non si è più registrata alcuna variazione della massima profondità di scavo per un periodo minimo di quattro ore. Questa scelta risulta importante per la scelta del fattore F_1 all'interno della formula CMG20, che per queste prove assume un valore pari a 28.

Tutti i 12 dati utilizzati vengono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1 - Dati sperimentali di Ettema (1976)

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Depth (h) [m]	d_{50} [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Ettema(1976)	0,100	0,351	0,600	0,55	1,60	0,220
Ettema(1976)	0,100	0,351	0,600	0,55	2,10	0,150
Ettema(1976)	0,100	0,351	0,600	0,55	2,90	0,090
Ettema(1976)	0,100	0,351	0,600	0,55	4,60	0,045
Ettema(1976)	0,100	0,421	0,600	0,85	2,00	0,170
Ettema(1976)	0,100	0,421	0,600	0,85	2,20	0,110
Ettema(1976)	0,100	0,421	0,600	0,85	2,90	0,075
Ettema(1976)	0,100	0,421	0,600	0,85	3,30	0,040
Ettema(1976)	0,100	0,683	0,600	1,90	1,80	0,130
Ettema(1976)	0,100	0,683	0,600	1,90	2,00	0,105
Ettema(1976)	0,100	0,683	0,600	1,90	2,60	0,075
Ettema(1976)	0,100	0,957	0,600	4,10	1,60	0,175

- Sheppard et al. (2004)

Si tratta di una serie di 14 esperimenti utilizzati per lo studio necessario a ricavare la formula di Sheppard & Miller (2006), di cui solamente 3 sono stati effettuati in condizione clear-water con sedimenti non uniformi (anche se si avvicinano molto all'uniformità, siccome presentano un σ_g pari a 1,51).

Queste prove di laboratorio sono state eseguite mediante un canale artificiale di larghezza pari a 6,1 m, con una profondità di 6,4 m e avente una lunghezza di 38,4 m, come riportato nella figura sottostante (Sheppard et al., 2004).

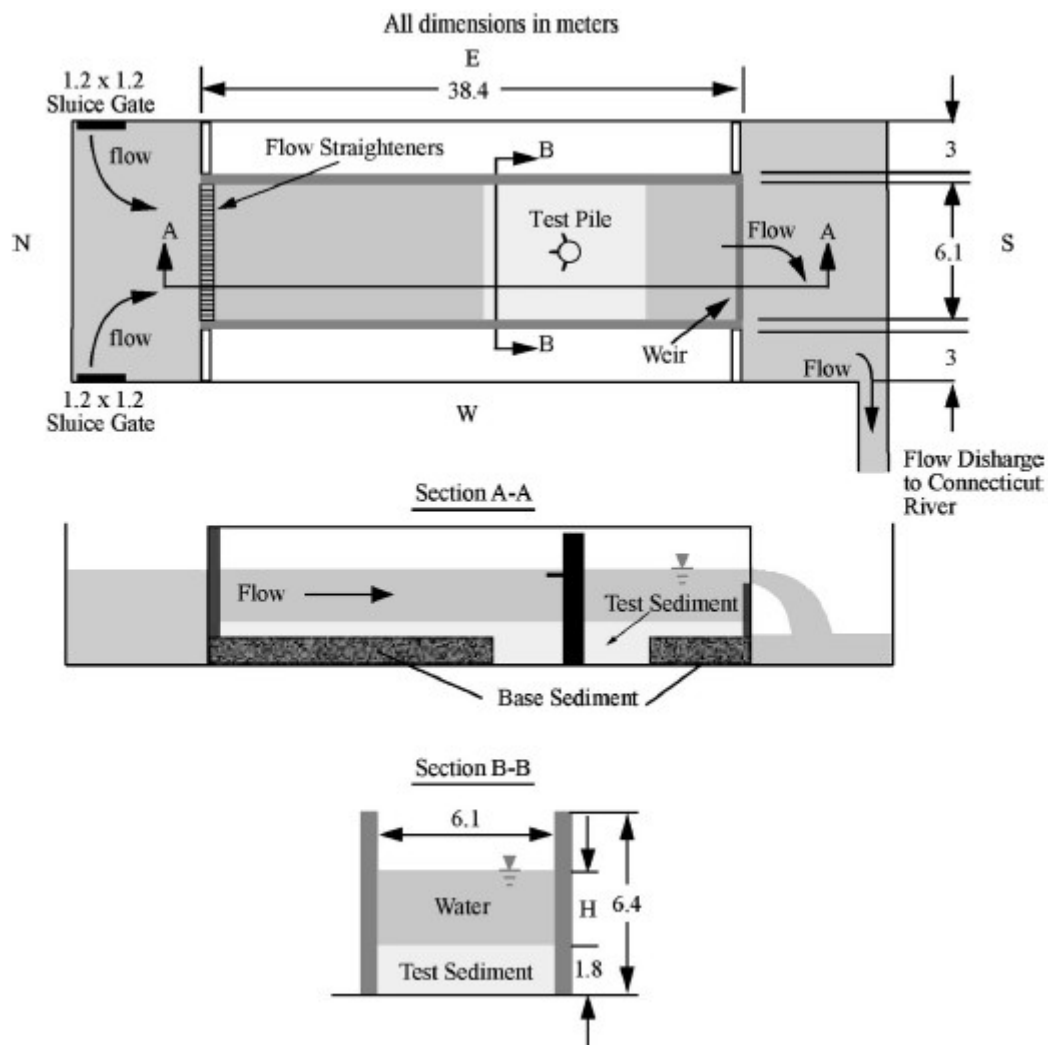


Figura 25 - Canale utilizzato da Sheppard et al. (2004)

Sono state utilizzate tre diverse pile circolari, aventi rispettivamente un diametro pari a 0,11 m, 0,31 m e 0,91 m immorsate in un'apposita vasca contenente il mix di

sedimenti da testare. La profondità e la velocità del flusso d'acqua (calcolata come la media sull'intero profilo) sono state controllate attraverso una speciale briglia a valle del canale, in modo tale da mantenere la condizione clear-water.

Il valore della massima profondità di scavo è stato costantemente monitorato sia attraverso speciali camere situate all'interno della pila (realizzata con materiali trasparenti) e sia mediante strumenti acustici montati sulla pila stessa. Gli esperimenti sono stati interrotti seguendo il criterio di Melville & Chiew (1999), ovvero quando la variazione della massima profondità di scavo non superava il 5% del diametro della pila durante un periodo di 24 ore. Successivamente, una volta noto il valore dello scavo misurato (y_s), gli autori hanno estrapolato il valore dello scavo all'equilibrio y_{se} attraverso la seguente formula, in modo da ricavare il valore asintotico a tempo infinito.

$$y_s(t) = a \left[1 - \frac{1}{1 + a b t} \right] + c \left[1 - \frac{1}{1 + c d t} \right] \quad (5.2)$$

Con a , b , c , d coefficiente ricavati dalla legge di evoluzione nel tempo del valore dello scavo e t che indica il tempo, in ore (figura 26; Sheppard et al., 2004).

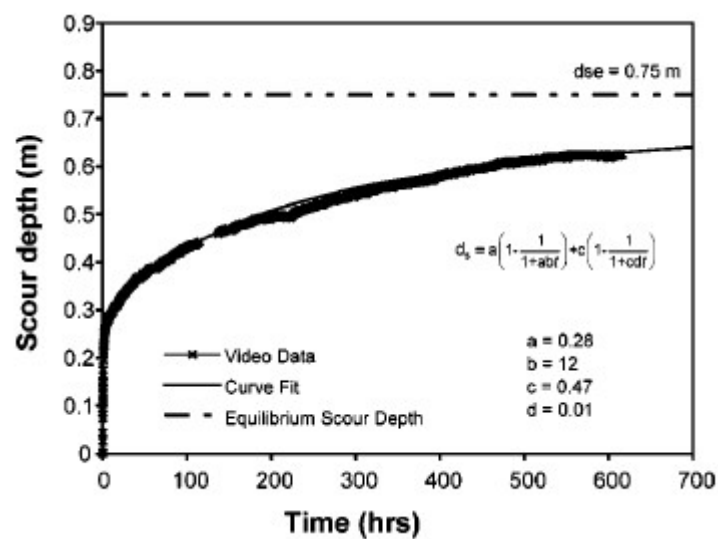


Figura 26 - Evoluzione dello scavo nel tempo con legge asintotica, per uno dei 14 esperimenti eseguiti da Sheppard et al. (2004)

Siccome il valore dello scavo fa riferimento ad una condizione a tempo infinito, il fattore F_1 all'interno della formula CMG20 assume un valore pari a 22.

I tre esperimenti di Sheppard et al. (2004) utilizzati nell'analisi vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 2 - Dati sperimentali di Sheppard et al. (2004)

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Depth (h) [m]	d50 [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Sheppard&al(2004)	0,114	0,287	1,186	0,22	1,51	0,170
Sheppard&al(2004)	0,305	0,305	1,190	0,22	1,51	0,410
Sheppard&al(2004)	0,915	0,305	1,810	0,22	1,51	0,970

- Guo et al. (2012)

Questi dati consistono in una serie di 10 esperimenti eseguiti nel laboratorio situato al Turner-Fairbank Highway Research Center (TFHRC) negli Stati Uniti e utilizzati dagli autori stessi per uno studio dello scavo in condizioni clear-water con materiali non uniformi.

Le prove sperimentali sono state eseguite su un canale artificiale di larghezza 1,8 m, profondo 0,55 m e lungo circa 21 m (figura 27; Guo et al., 2012).

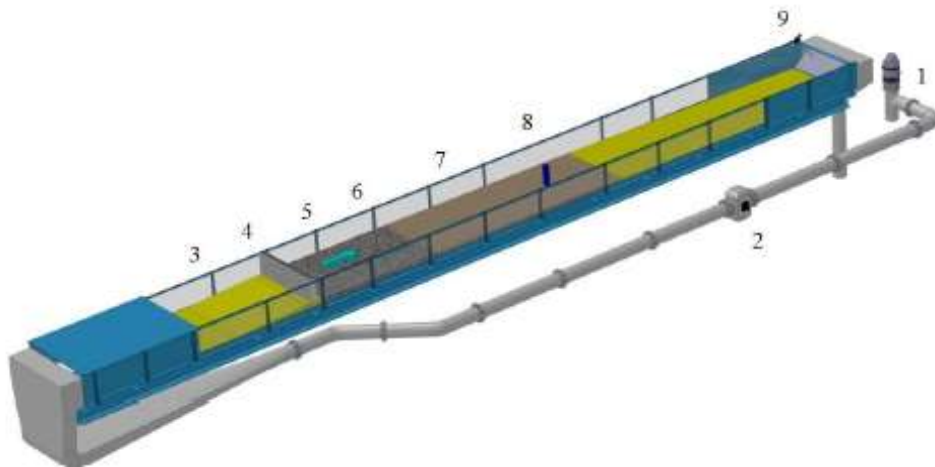


Figura 27 - Canale utilizzato da Guo et al. (2012)

Gli elementi costituenti dell'impianto consistono in una pompa (1), un misuratore di portata (2), un bacino di sedimentazione (3), una rete di trattenuta (4), la direzione del flusso (5), il letto di sedimenti da testare con il relativo recipiente (6) e (7), la pila circolare (8) e la paratoia di valle per regolare il flusso (9). Dalla seguente figura si può notare la sezione di test contenente i sedimenti (appositamente livellati prima dell'inizio di ogni esperimento) in cui viene immorsata la pila.



Figura 28 - test section (Guo et al., 2012)

Sono stati testati due diversi mix di sedimenti, aventi rispettivamente d_{50} pari a 0,89 mm e 0,46 mm con σ_g di 2,5 e 2,1. Sono inoltre state utilizzate cinque diverse pile circolari, con due valori di velocità media ottenuta regolando il flusso (entrambe minori della velocità critica riferita al d_{50}). La profondità è stata invece mantenuta costante per ogni esperimento ad un valore pari a 0,2 m.

Ogni esperimento ha avuto una durata pari a 24 ore, indipendentemente dai parametri in gioco, considerando che la condizione di equilibrio venisse raggiunta dopo un breve periodo di tempo. Lo scavo è poi stato misurato come il massimo valore di profondità all'interno della buca ottenuta dopo quel periodo di tempo. In base al metodo di misurazione adottato, il fattore F_1 all'interno della formula CMG20 assume un valore pari a 28.

I dieci esperimenti di Guo et al. (2012) utilizzati nell'analisi vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 3 – Dati sperimentali di Guo et al. (2012)

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Depth (h) [m]	d50 [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Guo et al. (2012)	0,140	0,381	0,201	0,89	2,50	0,079
Guo et al. (2012)	0,113	0,381	0,201	0,89	2,50	0,070
Guo et al. (2012)	0,088	0,381	0,201	0,89	2,50	0,061
Guo et al. (2012)	0,061	0,381	0,201	0,89	2,50	0,043
Guo et al. (2012)	0,034	0,381	0,201	0,89	2,50	0,024
Guo et al. (2012)	0,140	0,280	0,201	0,46	2,10	0,125
Guo et al. (2012)	0,113	0,280	0,201	0,46	2,10	0,116
Guo et al. (2012)	0,088	0,280	0,201	0,46	2,10	0,104
Guo et al. (2012)	0,061	0,280	0,201	0,46	2,10	0,082
Guo et al. (2012)	0,034	0,280	0,201	0,46	2,10	0,046

- Molinas (2003)

Molinas (2003) svolse una serie di esperimenti con lo scopo di apportare una correzione alla formula di Richardson & Davis in merito al caso di sedimenti non uniformi. Dalla serie di dati ottenuti sono stati estrapolati quelli aventi dei rapporti tra velocità e velocità critica inferiori all'unità e in condizioni di non uniformità dei sedimenti, fino ad ottenere un totale di 70 esperimenti utilizzabili.

Questi 70 esperimenti sono stati effettuati in due diversi canali artificiali. I primi 45 sono stati eseguiti in un canale di larghezza 2,4 m, profondità 1,2 m per una lunghezza totale di 60 m; mentre gli ultimi 25 in un canale largo 6 m, profondo 0,9 m e avente una lunghezza complessiva di 30 m. Per entrambe le configurazioni erano presenti delle pompe e delle paratoie a valle in modo tale da regolare il flusso d'acqua nella sezione di interesse.

I test eseguiti nel primo canale descritto presentano un diametro medio dei sedimenti d_{50} pari a 0,75 mm, con pile circolari di diametro 0,18 m. I valori della non uniformità, della velocità media del flusso e della profondità risultano invece variare tra un esperimento e l'altro.

Gli ultimi 25 esperimenti presentano invece sette diversi tipi di pile circolari, un d_{50} pari a 0,55 mm, un σ_g di 2,24 e diversi valori di velocità media e profondità del flusso d'acqua.

Tutti gli esperimenti effettuati da Molinas (2003) sono stati stoppati quando non si è più registrata alcuna variazione della massima profondità di scavo per un periodo minimo di quattro ore, e la massima profondità di scavo è stata misurata con appositi strumenti ed è stata riferita come il punto più profondo della buca di scavo nei pressi della pila stessa. Siccome la condizione di scavo all'equilibrio si misura dopo un breve periodo di tempo, il fattore F_1 all'interno della formula CMG20 assume un valore pari a 28.

I 70 esperimenti di Molinas (2003) utilizzati nell'analisi vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 4 - Dati sperimentali di Molinas (2003)

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Depth (h) [m]	d50 [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Molinas(2003)	0,180	0,201	0,399	0,75	2,43	0,034
Molinas(2003)	0,180	0,204	0,396	0,75	2,43	0,037
Molinas(2003)	0,180	0,213	0,384	0,75	2,43	0,037
Molinas(2003)	0,180	0,290	0,378	0,75	2,43	0,046
Molinas(2003)	0,180	0,293	0,344	0,75	2,43	0,046
Molinas(2003)	0,180	0,296	0,354	0,75	2,43	0,046
Molinas(2003)	0,180	0,296	0,341	0,75	2,43	0,040
Molinas(2003)	0,180	0,302	0,381	0,75	2,43	0,049
Molinas(2003)	0,180	0,302	0,375	0,75	2,43	0,049
Molinas(2003)	0,180	0,329	0,335	0,75	2,43	0,079
Molinas(2003)	0,180	0,332	0,335	0,75	2,43	0,088
Molinas(2003)	0,180	0,332	0,335	0,75	2,43	0,082
Molinas(2003)	0,180	0,335	0,320	0,75	2,43	0,091
Molinas(2003)	0,180	0,335	0,311	0,75	2,43	0,079
Molinas(2003)	0,180	0,338	0,293	0,75	2,43	0,067
Molinas(2003)	0,180	0,341	0,305	0,75	2,43	0,079
Molinas(2003)	0,180	0,341	0,293	0,75	2,43	0,067
Molinas(2003)	0,180	0,347	0,287	0,75	2,43	0,076
Molinas(2003)	0,180	0,387	0,326	0,75	2,43	0,134
Molinas(2003)	0,180	0,390	0,326	0,75	2,43	0,134

Molinas(2003)	0,180	0,396	0,323	0,75	2,43	0,146
Molinas(2003)	0,180	0,411	0,326	0,75	2,43	0,183
Molinas(2003)	0,180	0,405	0,293	0,75	2,43	0,143
Molinas(2003)	0,180	0,405	0,290	0,75	2,43	0,143
Molinas(2003)	0,180	0,421	0,323	0,75	2,43	0,183
Molinas(2003)	0,180	0,421	0,287	0,75	2,43	0,168
Molinas(2003)	0,180	0,442	0,320	0,75	2,43	0,186
Molinas(2003)	0,180	0,457	0,326	0,75	2,43	0,186
Molinas(2003)	0,180	0,460	0,317	0,75	2,43	0,183
Molinas(2003)	0,180	0,469	0,332	0,75	2,43	0,195
Molinas(2003)	0,180	0,482	0,384	0,75	2,43	0,201
Molinas(2003)	0,180	0,479	0,329	0,75	2,43	0,198
Molinas(2003)	0,180	0,491	0,335	0,75	2,43	0,207
Molinas(2003)	0,180	0,503	0,363	0,75	2,43	0,198
Molinas(2003)	0,180	0,494	0,320	0,75	2,43	0,207
Molinas(2003)	0,180	0,256	0,311	0,75	2,43	0,049
Molinas(2003)	0,180	0,280	0,329	0,75	2,43	0,082
Molinas(2003)	0,180	0,302	0,329	0,75	2,43	0,091
Molinas(2003)	0,180	0,390	0,323	0,75	2,43	0,155
Molinas(2003)	0,180	0,451	0,329	0,75	2,43	0,213
Molinas(2003)	0,180	0,210	0,338	0,75	3,40	0,012
Molinas(2003)	0,180	0,241	0,329	0,75	3,40	0,015
Molinas(2003)	0,180	0,299	0,335	0,75	3,40	0,021
Molinas(2003)	0,180	0,378	0,329	0,75	3,40	0,052
Molinas(2003)	0,180	0,436	0,332	0,75	3,40	0,085
Molinas(2003)	0,019	0,219	0,212	0,550	2,24	0,018
Molinas(2003)	0,032	0,266	0,194	0,550	2,24	0,022
Molinas(2003)	0,032	0,305	0,237	0,550	2,24	0,038
Molinas(2003)	0,057	0,250	0,194	0,550	2,24	0,036
Molinas(2003)	0,057	0,235	0,219	0,550	2,24	0,035
Molinas(2003)	0,057	0,276	0,237	0,550	2,24	0,032
Molinas(2003)	0,089	0,238	0,212	0,550	2,24	0,066
Molinas(2003)	0,089	0,240	0,238	0,550	2,24	0,037
Molinas(2003)	0,089	0,276	0,239	0,550	2,24	0,073
Molinas(2003)	0,089	0,270	0,255	0,550	2,24	0,077
Molinas(2003)	0,152	0,253	0,210	0,550	2,24	0,069
Molinas(2003)	0,152	0,282	0,214	0,550	2,24	0,081
Molinas(2003)	0,152	0,274	0,224	0,550	2,24	0,089
Molinas(2003)	0,152	0,307	0,224	0,550	2,24	0,111
Molinas(2003)	0,152	0,280	0,237	0,550	2,24	0,088
Molinas(2003)	0,152	0,316	0,244	0,550	2,24	0,116
Molinas(2003)	0,152	0,361	0,247	0,550	2,24	0,191
Molinas(2003)	0,165	0,265	0,194	0,550	2,24	0,065
Molinas(2003)	0,165	0,246	0,219	0,550	2,24	0,049
Molinas(2003)	0,165	0,307	0,237	0,550	2,24	0,088

Molinas(2003)	0,216	0,255	0,212	0,550	2,24	0,060
Molinas(2003)	0,216	0,244	0,238	0,550	2,24	0,045
Molinas(2003)	0,216	0,257	0,239	0,550	2,24	0,072
Molinas(2003)	0,216	0,290	0,246	0,550	2,24	0,120
Molinas(2003)	0,216	0,272	0,255	0,550	2,24	0,079

- Raikar & Dey (2005)

Tale lavoro consiste in una serie di esperimenti eseguiti sia in condizione di sedimenti uniformi che non uniformi utilizzati per studiare il comportamento dello scavo in presenza di granulometrie più grossolane (fino a 14 mm). Dai vari esperimenti sono stati estrapolati quelli aventi un valore di σ_g tale da ricadere nella condizione di non uniformità, per un totale di 24 dati.

I vari test sono stati eseguiti su un canale artificiale avente lunghezza, larghezza e profondità pari rispettivamente a 12 m, 0,6 m e 0,7 m. Sono state utilizzate due differenti tipologie di pile, una circolare e una quadrata. Ciò comporta un diverso valore del coefficiente C_d all'interno della formula finale, in quanto assumerà un valore di 1,2 per pile circolari e 2 per pile quadrate. I sedimenti utilizzati presentano un d_{50} compreso tra 4,10 mm e 14,25 mm mentre il rapporto tra velocità e velocità critica (sempre riferita al diametro medio) risulta essere di poco al di sotto dell'unità. Il grado di non uniformità risulta invece compreso tra 1,5 e 3 per ognuno dei 24 test selezionati.

Ogni esperimento è stato protratto per una durata di 18-36 ore all'interno della quale la condizione di equilibrio è stata raggiunta. Lo scavo è poi stato misurato come il massimo valore di profondità all'interno della buca ottenuta dopo quel periodo di tempo. In base al metodo di misurazione adottato, il fattore F_1 all'interno della formula CMG20 assume un valore pari a 28.

I 24 esperimenti di Raikar & Dey (2005) utilizzati nell'analisi vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 5 - Dati sperimentali di Raikar & Dey (2005)

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Depth (h) [m]	d50 [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	1,51	0,152
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	1,95	0,061
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	2,67	0,027
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,833	0,25	5,530	2,03	0,063
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,833	0,25	5,530	2,32	0,033
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	1,51	0,107
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	2,07	0,057
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	2,93	0,026
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,01	0,25	10,250	1,94	0,053
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,01	0,25	10,250	2,51	0,028
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,102	0,25	14,250	1,63	0,072
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,102	0,25	14,250	1,83	0,063
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	1,51	0,185
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	1,95	0,104
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,761	0,25	4,100	2,67	0,070
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,833	0,25	5,530	2,03	0,087
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,833	0,25	5,530	2,32	0,078
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	1,51	0,145
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	2,07	0,074
Raikar&Dey(2005)	0,077	0,905	0,25	7,150	2,93	0,058
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,01	0,25	10,250	1,94	0,054
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,01	0,25	10,250	2,51	0,045
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,102	0,25	14,250	1,63	0,081
Raikar&Dey(2005)	0,077	1,102	0,25	14,250	1,83	0,074

5.1.2 Analisi

Lo scopo è quello di osservare il comportamento della formula ricavata da Coscarella, Manes & Gaudio (2020) in relazione ai 119 dati sperimentali per sedimenti non uniformi sopra riportati. Riprendendo la formula (3.19) si ha:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} + 0,12 \exp \left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} \right] \right\} [1 + 6 \exp \left(-0,18 \frac{a}{d} \right)]} \quad (5.3)$$

Da cui, esprimendo il denominatore come $f\left(\frac{a}{d}, \frac{d}{\eta_1}\right)$, si può definire una funzione di scavo adimensionalizzato in condizioni clear-water, $S_{e,cw}$:

$$S_{e,cw} = \frac{y_{se} f\left(\frac{d}{\eta_1}, \frac{a}{d}\right)}{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}} \quad (5.4)$$

L'idea è quella di andare a graficizzare la funzione di scavo adimensionalizzato in relazione al parametro σ_g per ogni dato sperimentale reperito, inserendo al posto di y_{se} il valore dello scavo effettivamente misurato.

All'interno della funzione di scavo, oltre ai rispettivi valori di velocità della corrente idrica (U), del diametro della pila (a) e dello scavo misurato ($y_{se,m}$), si vanno ad inserire i seguenti valori:

- $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ densità dell'acqua, uguale per ogni esperimento;
- $\rho_s = 2650 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ densità dei sedimenti, uguali per ogni esperimento;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2 \rightarrow$ accelerazione di gravità;
- $C_d \rightarrow$ coefficiente di resistenza, pari ad 1,2 per pile circolari e pari a 2 per pile quadrate;
- $d \rightarrow$ diametro medio per ogni esperimento, ovvero d_{50} ;
- $F_1 \rightarrow$ fattore che può valere 22 o 28 in funzione a come si è determinato lo scavo all'equilibrio;
- $\eta_1 = \left(\frac{\nu^3 a}{C_d U^3}\right)^{1/4} \rightarrow$ scala di lunghezza di Kolmogorov, con ν viscosità cinematica dell'acqua pari a $1\text{E-}0,6 \text{ m}^2/\text{s}$.

Ricavando quindi la funzione di scavo per ognuno dei 119 esperimenti, si ottiene il grafico semilogaritmico presente nella seguente figura con σ_g sull'asse delle ascisse e $S_{e,cw}$ sull'asse delle ordinate, da cui si andrà a studiare il comportamento per estendere la formula iniziale al caso di sedimenti non uniformi.

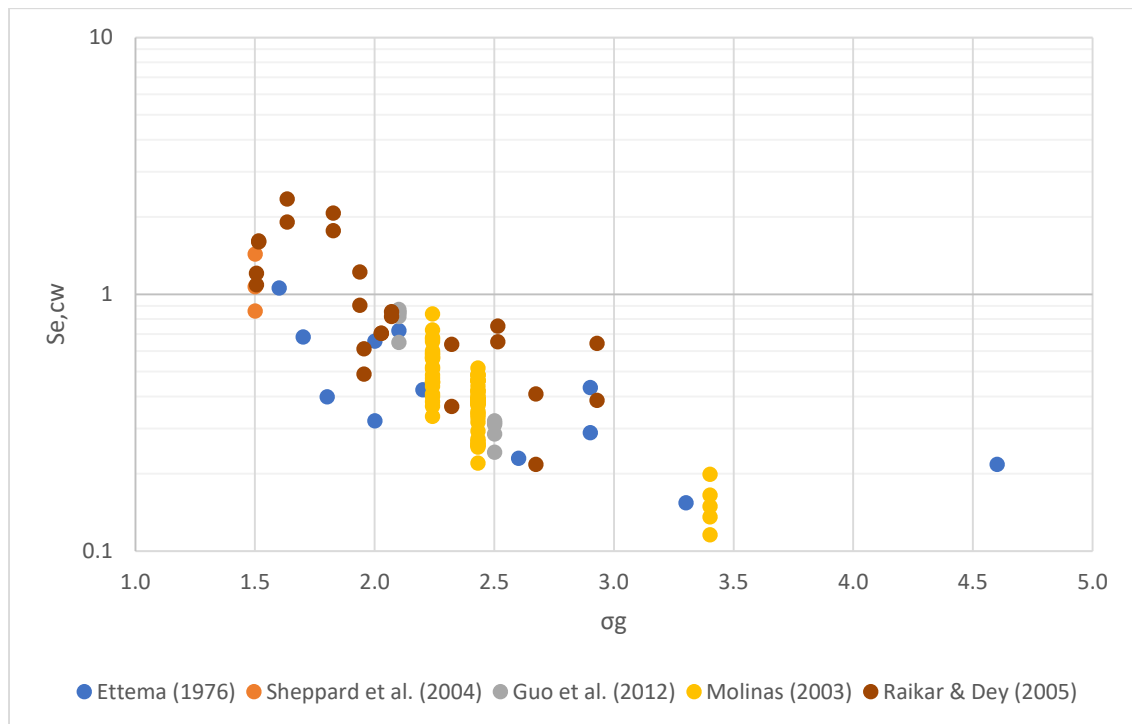


Figura 29 - Funzione di scavo in relazione a σ_g

Dalla figura 29 si osserva un andamento tale per cui lo scavo misurato risulta diminuire all'aumentare della non uniformità dei sedimenti. Questo risultato era ciò che ci si aspettava, in seguito all'insorgere del fenomeno del corazzamento definito da Ettema (1980). Si può ben notare, infatti, come per valori di σ_g di poco superiori a 1,5 la funzione proporzionale allo scavo misurato assuma ancora valori vicino all'unità, per poi andare diminuendo fino a raggiungere valori pari a circa il 20% dello scavo calcolato per σ_g di 3,5. Le uniche anomalie risultano i quattro valori ottenuti da Raikar & Dey (2005) aventi σ_g compreso tra 1,5 e 2 in cui lo scavo misurato risulta essere quasi il doppio di quello calcolato (dato che $S_{e,cw}$ assume valori vicino a 2), probabilmente a causa della grossa dimensione dei sedimenti in quanto delle piccole mobilitazioni di materiale possono causare notevoli variazioni nella profondità di scavo.

Per valori di σ_g inferiori a 1,5 si ricade nel campo dei sedimenti uniformi (non riportati in questa analisi), in cui la funzione di scavo adimensionalizzata assume valori vicini o uguali a 1, sintomo del buon funzionamento della formula ricavata da Coscarella, Manes & Gaudio (2020).

Appurato il fatto che la formula in esame funziona bene per $\sigma_g < 1,5$ e sovrastima lo scavo per i sedimenti non uniformi, occorre ricavare una nuova funzione correttiva, dipendente dalla deviazione standard, in grado di mantenere inalterata la stima per i sedimenti uniformi e correggerla in presenza di non uniformità

Visto l'andamento ottenuto in figura 29, si è deciso di ricavare la funzione correttiva come quella che meglio interpola i dati di laboratorio analizzati, come riportato nella seguente figura.

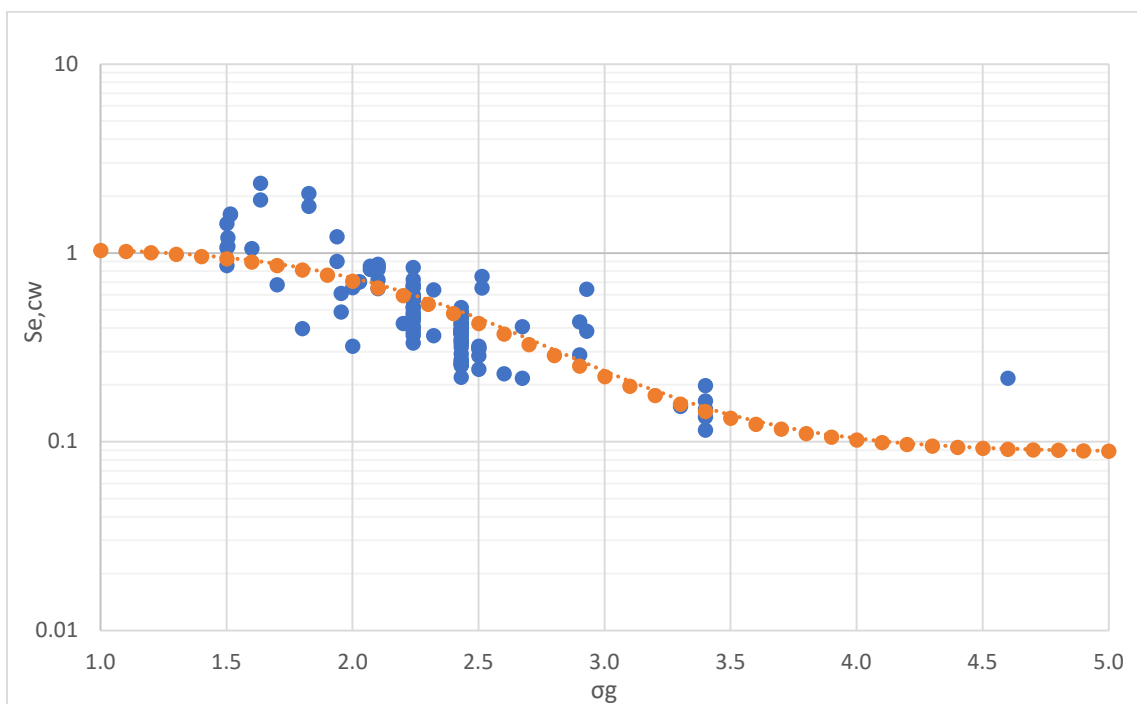


Figura 30 - Funzione correttiva (linea arancio tratteggiata)

Una buona interpolazione dei dati, rappresentata in figura 30 dalla funzione tratteggiata color arancio, è rappresentata dalla seguente equazione:

$$f(\sigma_g) = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\sigma_g - a}{b}\right)} + c \quad (5.5)$$

Con a, b, c coefficienti ottenuti riducendo al minimo lo scarto tra $f(\sigma_g)$ e i dati sperimentali, e assumono i seguenti valori: $a = 2,211$; $b = 0,423$; $c = 0,088$.

Si noti come tale funzione correttiva assuma valori pari ad 1 per σ_g inferiori a 1,5 siccome si è in presenza di sedimenti uniformi e la formulazione iniziale non necessita di variazioni.

5.1.3 Conclusioni

Applicando la funzione correttiva $f(\sigma_g)$ alla formula iniziale (5.3), si ottiene la seguente espressione valida in condizioni clear-water per la stima dello scavo localizzato alla base delle pile da ponte:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3} \left[\frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\sigma_g - 2,211}{0,423}\right)} + 0,088 \right]}{F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} + 0,12 \exp\left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6}\right] \right\} [1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right)]} \quad (5.6)$$

Tale formula risulta essere valida sia con sedimenti uniformi (in quanto $f(\sigma_g)$ assume valori pari all'unità) e sia nel caso di sedimenti non uniformi, andando a provocare una riduzione rispetto al valore che si otterrebbe con l'iniziale formulazione.

Risulta importante, inoltre, far notare l'incertezza della funzione correttiva per valori di $\sigma_g > 3,5$ vista la scarsa disponibilità di dati. Si è assunto, infatti, un andamento quasi orizzontale tendente al valore di 0,1 ritenendo come accettabile il fatto che per alti gradi di non uniformità lo scavo finale valga circa il 10% dello scavo calcolato con la formulazione iniziale CMG20, ipotizzando quindi un'elevata diffusione del fenomeno del corazzamento.

Per provare la bontà della nuova formulazione si riporta nella seguente figura un grafico avente sull'asse delle ascisse il valore dello scavo misurato e su quello delle ordinate il valore dello scavo calcolato con la nuova formula per ognuno dei 119 dati sperimentali sopra citati. Le linee tratteggiate esterne corrispondono ad un errore relativo del 30%, mentre quella centrale corrisponde al perfetto allineamento (quindi ad una perfetta corrispondenza tra scavo calcolato e misurato).

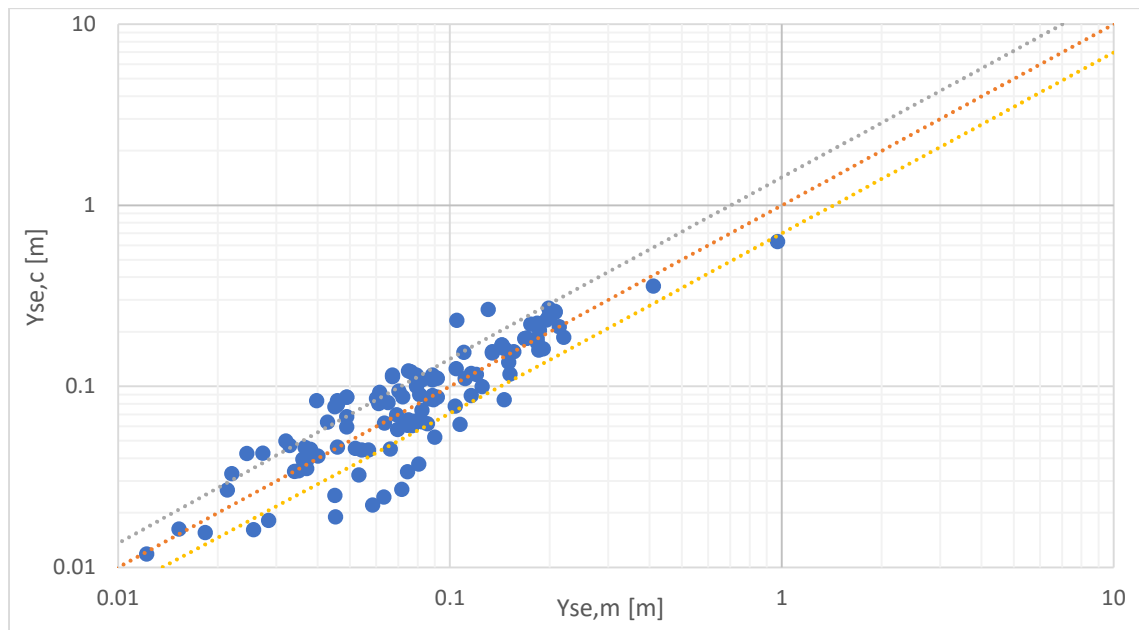


Figura 31 - Scavo calcolato vs misurato

Come si può notare dalla figura 31, nel caso di sedimenti non uniformi si hanno maggiori incertezze rispetto al caso di sedimenti uniformi, a causa della maggiore complessità ed imprevedibilità del problema. Si riesce comunque ad ottenere una buona precisione in quanto l'errore relativo riferito agli esperimenti condotti con non uniformità assume un valore del 30%, pienamente in linea con le aspettative della nuova formulazione.

5.2 Condizione live-bed

Nella condizione live-bed il problema della non uniformità è dipendente, oltre che dal fattore σ_g , dal rapporto tra la velocità e la velocità critica (U/U_c), in quanto si è in presenza di trasporto solido.

Anche in questo caso si vanno a reperire dalla letteratura dati sperimentali condotti nella condizione in esame, per poi effettuare un'analisi del comportamento della formula ottenuta nel Capitolo 4 in relazione ai fattori citati precedentemente.

5.2.1 Reperimento dati

Gli esperimenti condotti nella condizione live-bed con sedimenti non uniformi sono risultati molto difficile da ritrovare in letteratura, siccome richiedono un elevato grado di difficoltà nell'esecuzione e in quanto si è ritenuto accettabile che la non uniformità influenzasse poco il problema viste le elevate velocità in gioco e il moto dei sedimenti.

Gli unici dati reperiti sono stati quelli ottenuti da Chiew (1984), il quale ha effettuato 105 esperimenti in condizione live-bed con sedimenti non uniformi, oltre a 3 dati ottenuti da Shen (1969) e riportati da Sheppard & Demir (2011), per un totale di 108 esperimenti eseguiti nella condizione in analisi.

Tali esperimenti sono stati realizzati insieme ad altri in condizione di sedimenti uniformi per studiare il problema dello scavo localizzato nella condizione live-bed. È stato utilizzato un canale artificiale di larghezza pari a 0,44 m, profondo 0,38 m e avente una lunghezza di 11,8 m (figura 32; Chiew, 1984).

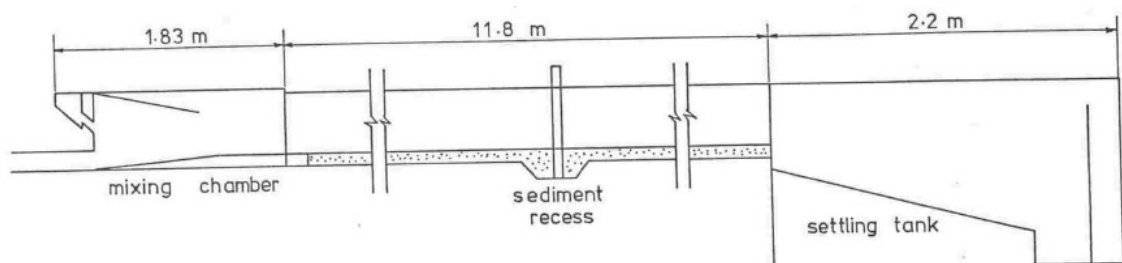


Figura 32 - Canale utilizzato da Chiew (1984)

Il flusso dell'acqua e dei sedimenti è stato regolato tramite apposite pompe e paratoie, in modo tale da assicurare costantemente la condizione live-bed durante tutta la durata degli esperimenti.

Le proprietà dei materiali e del flusso d'acqua utilizzati durante i test in condizione di non uniformità vengono riassunti nella seguente figura (Chiew 1984), In cui la velocità critica fa riferimento al diametro medio dei sedimenti.

	NON-UNIFORM SEDIMENTS			
	M1	M2	M3	M4
d_{50} (mm)	0.6	0.8	0.6	1.45
d_{84} (mm)	1.2	2.2	3.3	6.2
σ_g	2.0	2.8	5.5	4.3
u_{*c} (m/s)	0.0186	0.021	0.0186	0.028
U_{oc} (m/s)	0.34	0.37	0.34	0.45

Figura 33 - Caratteristiche dei materiali e del flusso d'acqua utilizzate nei vari esperimenti

La velocità media della corrente idrica è stata ripetutamente variata tra i vari test, in modo da ottenere diversi rapporti tra velocità e velocità critica. Tutte le pile utilizzate, invece, presentano una forma circolare con dei diametri compresi tra 31,75 e 70 mm.

Il valore dello scavo misurato per ogni esperimento fa riferimento al relativo valore medio, siccome nella condizione live-bed il valore dello scavo massimo viene raggiunto dopo un breve periodo di tempo dopo il quale non si mantiene costante ma tende ad oscillare attorno ad un valore medio (vedi figura 3).

I 108 esperimenti utilizzati nell'analisi live-bed vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 6 - Dati sperimentali in condizioni live-bed

Data source	Pile diameter (a) [m]	Velocity (U) [m/s]	Critical Velocity (U_c) [m/s]	Depth (h) [m]	d_{50} [mm]	σ_g [-]	Scour depth measured Yse [m]
Chiew (1984)	0,03175	0,35	0,34	0,17	0,6	2	0,065
Chiew (1984)	0,03175	0,55	0,34	0,17	0,6	2	0,052
Chiew (1984)	0,03175	1,28	0,34	0,17	0,6	2	0,062
Chiew (1984)	0,03175	0,67	0,34	0,17	0,6	2	0,056
Chiew (1984)	0,03175	0,82	0,34	0,17	0,6	2	0,057
Chiew (1984)	0,03175	0,98	0,34	0,17	0,6	2	0,059
Chiew (1984)	0,03175	1,11	0,34	0,17	0,6	2	0,064
Chiew (1984)	0,03175	0,45	0,34	0,17	0,6	2	0,048
Chiew (1984)	0,03175	0,50	0,34	0,17	0,6	2	0,055

Chiew (1984)	0,03175	0,67	0,34	0,17	0,6	2	0,054
Chiew (1984)	0,03175	0,98	0,34	0,17	0,6	2	0,058
Chiew (1984)	0,03175	0,85	0,34	0,17	0,6	2	0,056
Chiew (1984)	0,04	0,35	0,34	0,17	0,6	2	0,082
Chiew (1984)	0,04	0,45	0,34	0,17	0,6	2	0,072
Chiew (1984)	0,04	0,45	0,34	0,17	0,6	2	0,066
Chiew (1984)	0,04	0,55	0,34	0,17	0,6	2	0,076
Chiew (1984)	0,04	1,33	0,34	0,17	0,6	2	0,079
Chiew (1984)	0,04	0,99	0,34	0,17	0,6	2	0,072
Chiew (1984)	0,04	0,63	0,34	0,17	0,6	2	0,071
Chiew (1984)	0,04	0,79	0,34	0,17	0,6	2	0,069
Chiew (1984)	0,04	1,12	0,34	0,17	0,6	2	0,074
Chiew (1984)	0,045	0,35	0,34	0,17	0,6	2	0,076
Chiew (1984)	0,045	1,28	0,34	0,17	0,6	2	0,083
Chiew (1984)	0,045	0,56	0,34	0,17	0,6	2	0,080
Chiew (1984)	0,045	0,81	0,34	0,17	0,6	2	0,078
Chiew (1984)	0,045	1,09	0,34	0,17	0,6	2	0,081
Chiew (1984)	0,045	0,68	0,34	0,17	0,6	2	0,078
Chiew (1984)	0,045	0,54	0,34	0,17	0,6	2	0,079
Chiew (1984)	0,045	0,81	0,34	0,17	0,6	2	0,076
Chiew (1984)	0,045	1,02	0,34	0,17	0,6	2	0,082
Chiew (1984)	0,045	0,67	0,34	0,17	0,6	2	0,074
Chiew (1984)	0,03175	0,49	0,37	0,17	0,8	2,8	0,039
Chiew (1984)	0,03175	0,41	0,37	0,17	0,8	2,8	0,028
Chiew (1984)	0,03175	0,58	0,37	0,17	0,8	2,8	0,039
Chiew (1984)	0,03175	0,68	0,37	0,17	0,8	2,8	0,038
Chiew (1984)	0,03175	0,85	0,37	0,17	0,8	2,8	0,038
Chiew (1984)	0,03175	1,07	0,37	0,17	0,8	2,8	0,045
Chiew (1984)	0,03175	1,44	0,37	0,17	0,8	2,8	0,055
Chiew (1984)	0,03175	1,66	0,37	0,17	0,8	2,8	0,059
Chiew (1984)	0,03175	1,45	0,37	0,17	0,8	2,8	0,057
Chiew (1984)	0,03175	1,75	0,37	0,17	0,8	2,8	0,060
Chiew (1984)	0,045	0,48	0,37	0,17	0,8	2,8	0,055
Chiew (1984)	0,045	0,37	0,37	0,17	0,8	2,8	0,031
Chiew (1984)	0,045	0,59	0,37	0,17	0,8	2,8	0,058
Chiew (1984)	0,045	1,33	0,37	0,17	0,8	2,8	0,077
Chiew (1984)	0,045	0,79	0,37	0,17	0,8	2,8	0,060
Chiew (1984)	0,045	0,91	0,37	0,17	0,8	2,8	0,060
Chiew (1984)	0,045	1,68	0,37	0,17	0,8	2,8	0,090
Chiew (1984)	0,045	1,45	0,37	0,17	0,8	2,8	0,084
Chiew (1984)	0,045	1,15	0,37	0,17	0,8	2,8	0,073
Chiew (1984)	0,045	1,60	0,37	0,17	0,8	2,8	0,087
Chiew (1984)	0,045	1,11	0,37	0,17	0,8	2,8	0,072
Chiew (1984)	0,03175	0,37	0,34	0,17	0,6	5,5	0,015
Chiew (1984)	0,03175	0,50	0,34	0,17	0,6	5,5	0,027

Chiew (1984)	0,03175	0,79	0,34	0,17	0,6	5,5	0,031
Chiew (1984)	0,03175	0,92	0,34	0,17	0,6	5,5	0,033
Chiew (1984)	0,03175	1,40	0,34	0,17	0,6	5,5	0,048
Chiew (1984)	0,03175	0,65	0,34	0,17	0,6	5,5	0,039
Chiew (1984)	0,03175	1,26	0,34	0,17	0,6	5,5	0,049
Chiew (1984)	0,03175	1,03	0,34	0,17	0,6	5,5	0,035
Chiew (1984)	0,03175	1,22	0,34	0,17	0,6	5,5	0,044
Chiew (1984)	0,03175	1,67	0,34	0,17	0,6	5,5	0,055
Chiew (1984)	0,03175	1,54	0,34	0,17	0,6	5,5	0,053
Chiew (1984)	0,045	0,35	0,34	0,17	0,6	5,5	0,022
Chiew (1984)	0,045	0,48	0,34	0,17	0,6	5,5	0,039
Chiew (1984)	0,045	0,61	0,34	0,17	0,6	5,5	0,055
Chiew (1984)	0,045	0,72	0,34	0,17	0,6	5,5	0,052
Chiew (1984)	0,045	1,25	0,34	0,17	0,6	5,5	0,067
Chiew (1984)	0,045	0,80	0,34	0,17	0,6	5,5	0,050
Chiew (1984)	0,045	0,88	0,34	0,17	0,6	5,5	0,054
Chiew (1984)	0,045	1,02	0,34	0,17	0,6	5,5	0,057
Chiew (1984)	0,045	1,41	0,34	0,17	0,6	5,5	0,078
Chiew (1984)	0,045	1,54	0,34	0,17	0,6	5,5	0,080
Chiew (1984)	0,045	1,72	0,34	0,17	0,6	5,5	0,081
Chiew (1984)	0,07	1,59	0,34	0,17	0,6	5,5	0,110
Chiew (1984)	0,07	1,38	0,34	0,17	0,6	5,5	0,107
Chiew (1984)	0,07	1,17	0,34	0,17	0,6	5,5	0,094
Chiew (1984)	0,07	0,95	0,34	0,17	0,6	5,5	0,083
Chiew (1984)	0,07	0,79	0,34	0,17	0,6	5,5	0,088
Chiew (1984)	0,07	0,61	0,34	0,17	0,6	5,5	0,089
Chiew (1984)	0,07	1,46	0,34	0,17	0,6	5,5	0,104
Chiew (1984)	0,07	1,55	0,34	0,17	0,6	5,5	0,110
Chiew (1984)	0,07	1,73	0,34	0,17	0,6	5,5	0,116
Chiew (1984)	0,07	1,92	0,34	0,17	0,6	5,5	0,114
Chiew (1984)	0,07	1,89	0,34	0,17	0,6	5,5	0,116
Chiew (1984)	0,07	1,91	0,34	0,17	0,6	5,5	0,118
Chiew (1984)	0,03175	0,53	0,45	0,17	1,45	4,3	0,022
Chiew (1984)	0,03175	0,68	0,45	0,17	1,45	4,3	0,029
Chiew (1984)	0,03175	0,45	0,45	0,17	1,45	4,3	0,011
Chiew (1984)	0,03175	0,46	0,45	0,17	1,45	4,3	0,031
Chiew (1984)	0,03175	0,99	0,45	0,17	1,45	4,3	0,029
Chiew (1984)	0,03175	1,18	0,45	0,17	1,45	4,3	0,031
Chiew (1984)	0,03175	1,60	0,45	0,17	1,45	4,3	0,037
Chiew (1984)	0,03175	1,38	0,45	0,17	1,45	4,3	0,032
Chiew (1984)	0,03175	1,39	0,45	0,17	1,45	4,3	0,035
Chiew (1984)	0,03175	1,76	0,45	0,17	1,45	4,3	0,038
Chiew (1984)	0,045	0,50	0,45	0,17	1,45	4,3	0,021
Chiew (1984)	0,045	0,68	0,45	0,17	1,45	4,3	0,050
Chiew (1984)	0,045	1,82	0,45	0,17	1,45	4,3	0,056

Chiew (1984)	0,045	1,63	0,45	0,17	1,45	4,3	0,057
Chiew (1984)	0,045	1,38	0,45	0,17	1,45	4,3	0,053
Chiew (1984)	0,045	1,22	0,45	0,17	1,45	4,3	0,050
Chiew (1984)	0,045	0,98	0,45	0,17	1,45	4,3	0,047
Chiew (1984)	0,045	0,85	0,45	0,17	1,45	4,3	0,053
Chiew (1984)	0,045	0,46	0,45	0,17	1,45	4,3	0,023
Shen (1969)	0,153	0,38	0,30	0,18	0,46	2,2	0,166
Shen (1969)	0,915	0,66	0,35	0,67	0,46	2,2	0,671
Shen (1969)	0,915	0,50	0,35	0,61	0,46	2,2	0,549

5.2.2 Analisi

Dallo studio effettuato da Chiew (1984) si evince che, per alti valori di U/U_c , indipendentemente dal grado di non uniformità, tutti i sedimenti (anche quelli di pezzatura maggiore) risultano movimentati dal flusso d'acqua, con la conseguenza che le particelle all'interno della buca di scavo non risentono del fenomeno del corazzamento. Equivale a dire che, per U/U_c alte, è come se non ci fosse alcuna distinzione tra un letto di sedimenti uniformi e non uniformi, con un analogo sviluppo della buca di scavo. Questo discorso è ragionevole in quanto, con velocità decisamente maggiori della velocità critica, anche i sedimenti di dimensioni maggiori sono soggetti al fenomeno del trasporto solido, pertanto non riescono a creare l'effetto "scudo" sulle particelle più piccole provocando l'annullamento del fenomeno del corazzamento.

Occorre quindi capire qual è il valore limite di U/U_c superato il quale la formula del Capitolo 4 mantiene la sua validità e che comportamento assumono i sedimenti al di sotto di tale limite.

Si ipotizza di procedere in maniera analoga a quanto effettuato nel Capitolo 4, andando a riportare la funzione di scavo S_e' in relazione al rapporto tra le velocità.

$$S_e' = \left[\frac{y_{se} g}{U^2} f_2 \left(\frac{a}{d} \right) \right] / \left[\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} \right] = \Phi \{ U/U_c \} \quad (5.7)$$

La funzione S_e' viene graficizzata per ogni dato sperimentale in funzione a U/U_c , andando ad inserire al posto di y_{se} il valore dello scavo effettivamente misurato e al posto di d il valore del diametro medio. Si è deciso di mantenere anche i dati provenienti da sedimenti uniformi per avere un punto di riferimento e osservare quali esperimenti condotti in condizioni di non uniformità si comportano come quelli condotti in condizioni di uniformità (figura 34).

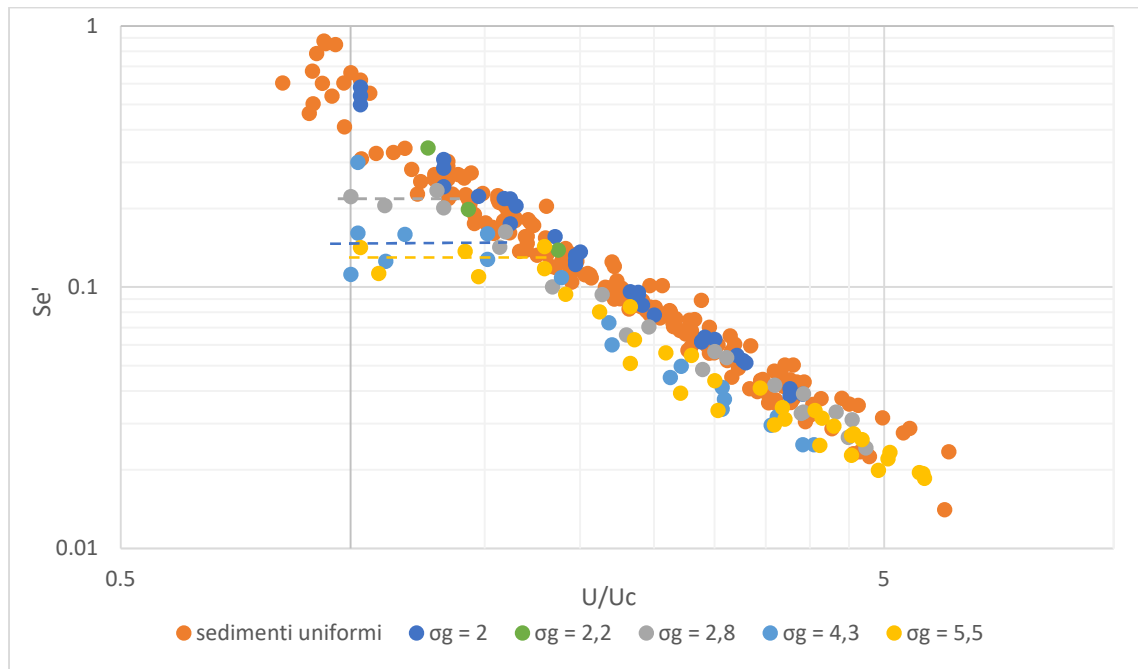


Figura 34 - Funzione di scavo in relazione a U/U_c

Come si può notare dalla figura 34, molti dati di sedimenti non uniformi, soprattutto quelli con σ_g più bassi, si sovrappongono ai dati ottenuti da sedimenti uniformi (quelli color arancio), come prova di un analogo comportamento. Le maggiori discrepanze si hanno in corrispondenza di U/U_c bassi, sintomo del fatto che quei test sono soggetti al fenomeno del corazzamento e quindi a scavi minori di quelli stimati dalla formulazione originale (si nota infatti, per quei valori, una tendenza all'allineamento orizzontale dei dati, evidenziata dalle linee tratteggiate).

Tenendo conto del fatto che se si supera la velocità critica riferita al d_{84} risulta accettabile affermare che la totalità dei sedimenti entra in moto, si è deciso di far riferimento al il valore di U/U_c riferito al d_{84} per capire quando si annulla il fenomeno del corazzamento e, quindi, quando la formula ricavata nel Capitolo 4 mantiene la

sua validità. In particolare, per $U/U_C (d_{84}) > 1$ si ipotizza che il moto dei sedimenti interessi tutte le particelle presenti, e, viceversa, per $U/U_C (d_{84}) < 1$ si considera che il corazzamento faccia diminuire il valore dello scavo. Per dimostrare tali ipotesi si introduce una nuova funzione di scavo in condizioni live-bed, $S_{e,lb}$, che si basa su quella scritta precedentemente (S_e') ma che ingloba al suo interno il fattore correttivo ricavato per la non uniformità in condizione clear-water ($f(\sigma_g)$), per capire se può funzionare anche per i sedimenti non uniformi in condizioni live bed con $U/U_C (d_{84})$ minori dell'unità.

$$S_{e,lb} = \left[\frac{\gamma_{se} g}{U^2} f_2 \left(\frac{a}{d} \right) \right] / \left[\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \left(\frac{C_d a}{d} \right)^{2/3} f(\sigma_g) \right] \quad (5.8)$$

Graficizzando tale funzione in relazione a $U/U_C (d_{84})$ si ottiene il grafico presente nella seguente figura.

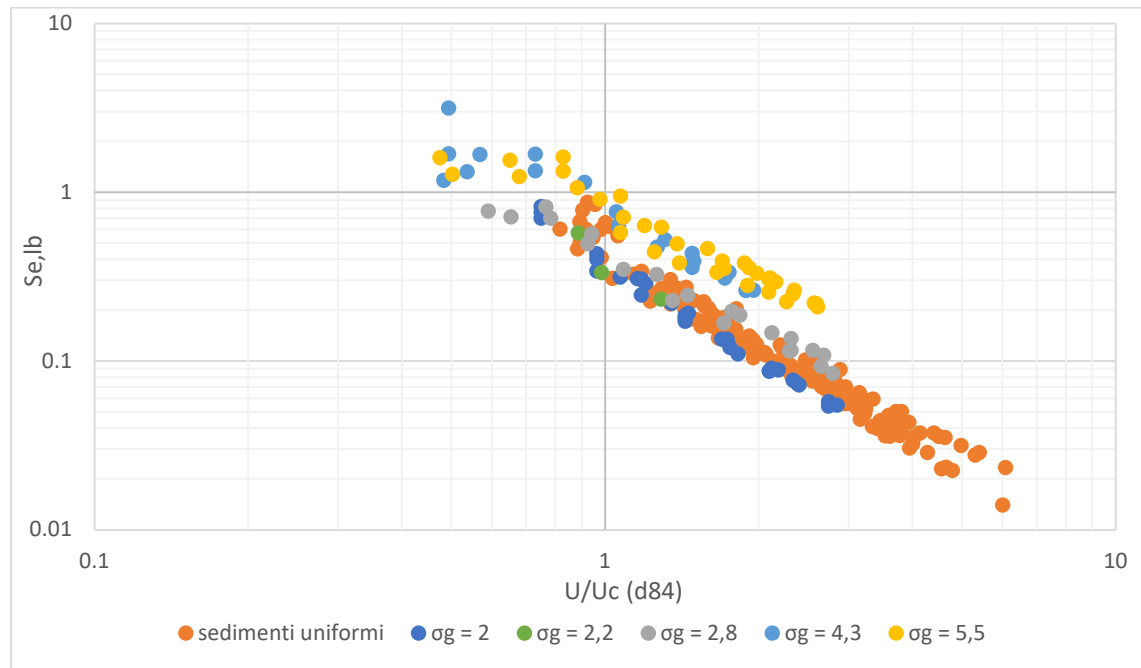


Figura 35 - Funzione di scavo in relazione a $U/U_C(d_{84})$

Dal grafico di figura 35 si ottiene un risultato fisico molto interessante, ovvero che la funzione di scavo $S_{e,lb}$ (molto simile a quella ricavata in condizione clear-water a meno della funzione correttiva riguardante la viscosità) risulta in grado di

approssimare egregiamente i dati di sedimenti non uniformi in condizione live bed con $U/U_C (d_{84})$ minori di 0,9 in quanto tale funzione assume valori vicini all'unità. Per ogni grado di non uniformità si può notare come per valori di $U/U_C (d_{84})$ maggiori di 0,9 l'andamento dei dati sperimentali passi da orizzontale ad obliquo, a prova del fatto che da quel punto in poi il corazzamento viene annullato e la velocità del flusso idrico è talmente elevata da non risentire della non uniformità dei sedimenti.

Le ipotesi effettuare precedentemente risultano quindi in parte rispettate, in quanto come valore limite di $U/U_C (d_{84})$ occorre assumere 0,9 anziché 1.

Per esperimenti con $U/U_C (d_{84}) > 0,9$ si assume quindi come valida la formula (4.5) ricavata in condizioni live bed nel capitolo 4. Per verificare tale assunzione si graficizza la funzione di scavo S_e' in relazione a U/U_C (questa volta riferito al diametro medio), mantenendo i dati con i sedimenti uniformi per osservare se gli andamenti coincidono.

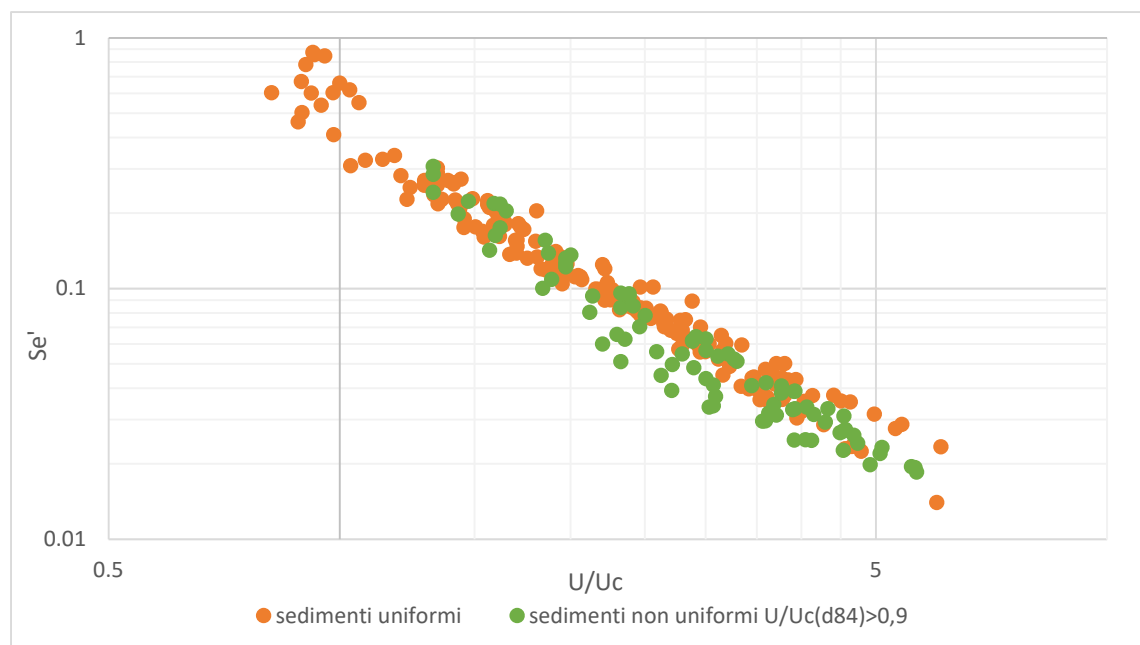


Figura 36 - Funzione di scavo per sedimenti non uniformi con $U/U_C(d_{84}) > 0,9$

Come si può osservare dalla figura 36, risulta accettabile affermare che gli andamenti dei dati con sedimenti uniformi e non uniformi con $U/U_c (d_{84}) > 0,9$ coincidono, in modo tale da poter confermare l'assunzione riportata precedentemente.

5.2.3 Conclusioni

Nella condizione live-bed, nel caso di sedimenti non uniformi, occorre quindi distinguere due casistiche, riportate in seguito.

Per $U/U_c (d_{84}) < 0,9$ lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte si calcola con la seguente formula:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3} \left[\frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\sigma_g - 2,211}{0,423}\right)} + 0,088 \right]}{1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right)} \quad (5.9)$$

Che risulta essere simile a quella ricavata in condizione clear-water ma senza il fattore correttivo dipendente dalla viscosità, in quanto si è comunque in condizione di trasporto solido con numeri di Reynolds elevati.

Per $U/U_c (d_{84}) > 0,9$ lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte si calcola con la seguente formula:

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{1 + 6 \exp\left(-0,18 \frac{a}{d}\right)} \left[0,45 \left(\frac{U}{U_c}\right)^{-1,83} \right] \quad (5.10)$$

Che risulta essere analoga a quella ricavata nella condizione live-bed con sedimenti uniformi, in quanto le alte velocità in gioco movimentano tutti i sedimenti annullando l'effetto del corazzamento.

Per provare la bontà della nuova formulazione si riporta nella seguente figura un grafico avente sull'asse delle ascisse il valore dello scavo misurato e su quello delle ordinate il valore dello scavo calcolato con la nuova formula per ognuno dei 108 dati sperimentali sopra citati. Le linee tratteggiate esterne corrispondono ad un errore relativo del 30%, mentre quella centrale corrisponde al perfetto allineamento (quindi ad una perfetta corrispondenza tra scavo calcolato e misurato).

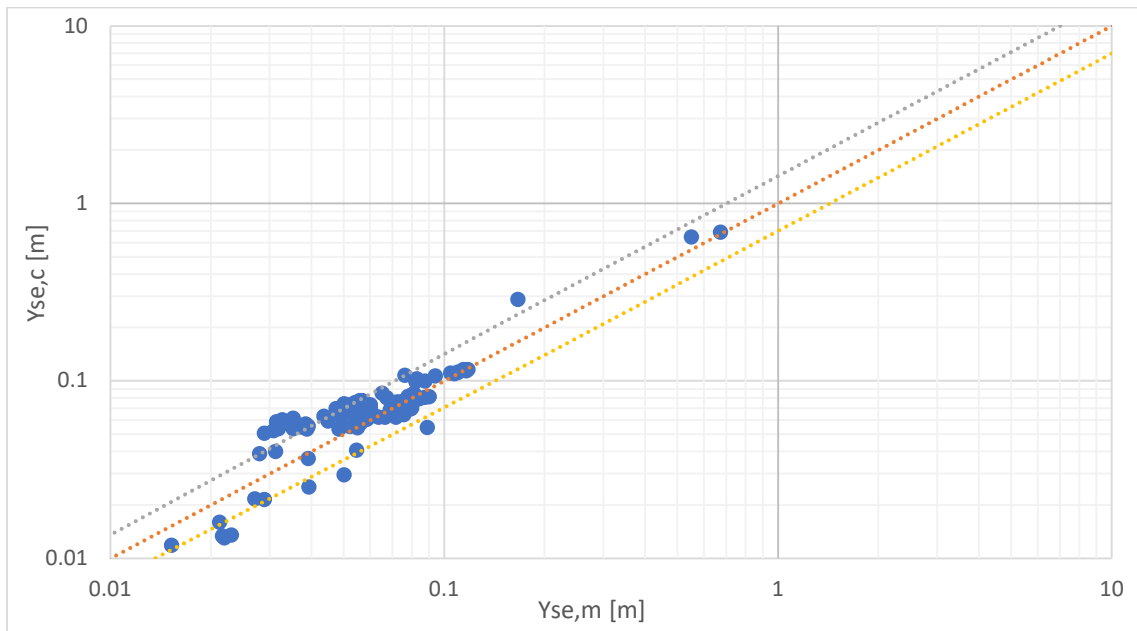


Figura 37 - Scavo calcolato vs misurato

Come si può notare dalla figura 37, la formulazione proposta presenta un ottimo allineamento, producendo un errore relativo totale pari al 23,2%.

6.0 LA FORMULA FINALE

Ricapitolando i risultati ottenuti nei capitoli precedenti, si è giunti alla formulazione riportata in seguito, utilizzabile in condizione clear-water, live-bed e con sedimenti uniformi e non uniformi. Verranno inoltre eseguiti un confronto con altre due formule presenti in letteratura e un'analisi di sensitività in riferimento a due parametri difficili da misurare con precisione nella realtà, ovvero la velocità della corrente idrica e il diametro medio dei sedimenti. Sintetizzando le funzioni correttive come segue:

$$f\left(\frac{d}{\eta_1}\right) = F_1 \left\{ 0,22 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} + 0,12 \exp \left[-17,77 \left(\frac{d}{\eta_1}\right)^{-0,6} \right] \right\} \quad (6.1)$$

$$f\left(\frac{a}{d}\right) = 1 + 6 \exp \left(-0,18 \frac{a}{d} \right) \quad (6.2)$$

$$f(\sigma_g) = \frac{1}{1 + \exp \left(\frac{\sigma_g - 2,211}{0,423} \right)} + 0,088 \quad (6.3)$$

$$f\left(\frac{U}{U_c}\right) = 0,45 \left(\frac{U}{U_c}\right)^{-1,83} \quad (6.4)$$

Si può affermare che risulta possibile calcolare lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte come segue.

- Condizione clear-water ($U/U_c \leq 1$ riferita al d_{50})

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{f\left(\frac{d}{\eta_1}\right) f\left(\frac{a}{d}\right)} f(\sigma_g) \quad (6.5)$$

- Condizione live-bed ($U/U_c > 1$ riferita al d_{50})

Per $U/U_c (d_{84}) \leq 0,9$

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{f\left(\frac{a}{d}\right)} f(\sigma_g) \quad (6.6)$$

Per $U/U_c (d_{84}) > 0,9$

$$y_{se} = \frac{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{U^2}{g} \left(\frac{C_d a}{d}\right)^{2/3}}{f\left(\frac{a}{d}\right)} f\left(\frac{U}{U_c}\right) \quad (6.7)$$

Si noti che per sedimenti uniformi ($\sigma_g < 1,5$) si ha che $U/U_c (d_{50}) \approx U/U_c (d_{84})$.

6.1 Confronto

La formula finale ricavata è stata confrontata con altre due formule presenti in letteratura e molto utilizzate nella realtà, ovvero quella di Sheppard & Miller (2006) e quella di Richardson & Davis (2001). Tutte le tre formule sono state applicate ai test sperimentali utilizzati per arrivare alla formulazione finale, per un totale di circa 600 dati. Nei grafici seguenti, aventi lo scavo misurato ($y_{se,m}$) sull'asse delle ascisse e quello calcolato ($y_{se,c}$) sull'asse delle ordinate, verrà effettuato il confronto per ogni condizione analizzata, per poi arrivare al grafico finale contenente tutti i dati. Le linee tratteggiate esterne corrispondono ad un errore relativo del 30%, mentre quella centrale corrisponde al perfetto allineamento (quindi ad una perfetta corrispondenza tra scavo calcolato e misurato).

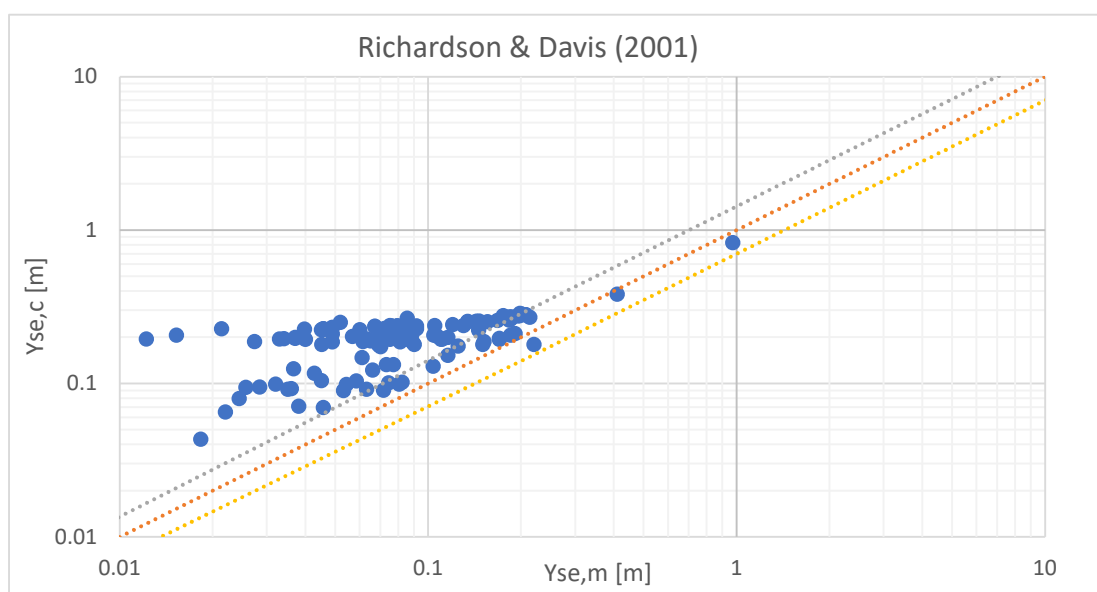
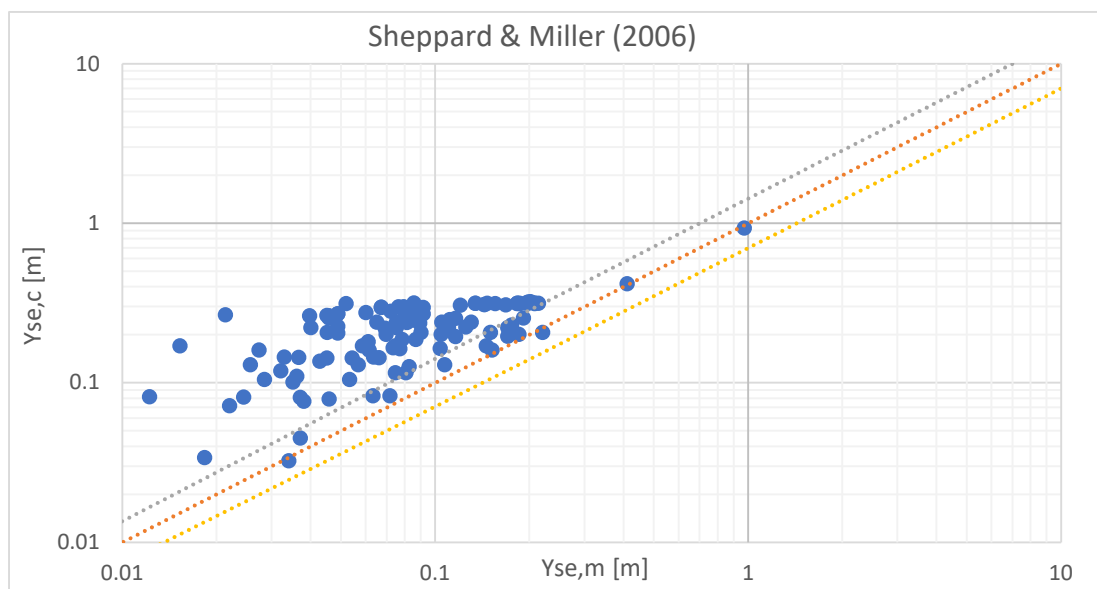
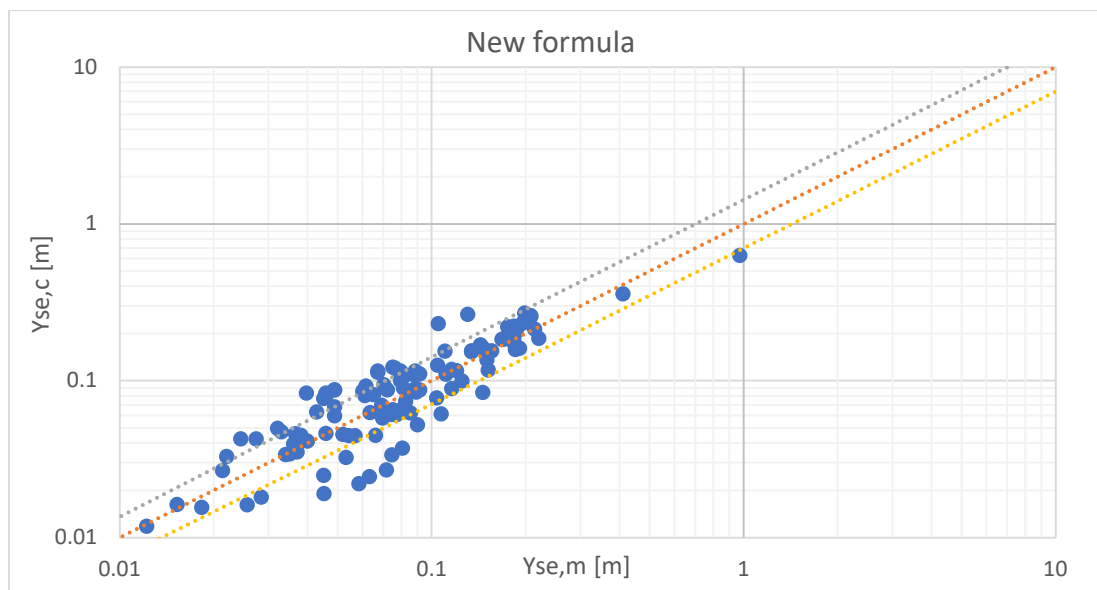


Figura 38 - Scavo calcolato vs misurato, condizione clear-water con sedimenti non uniformi

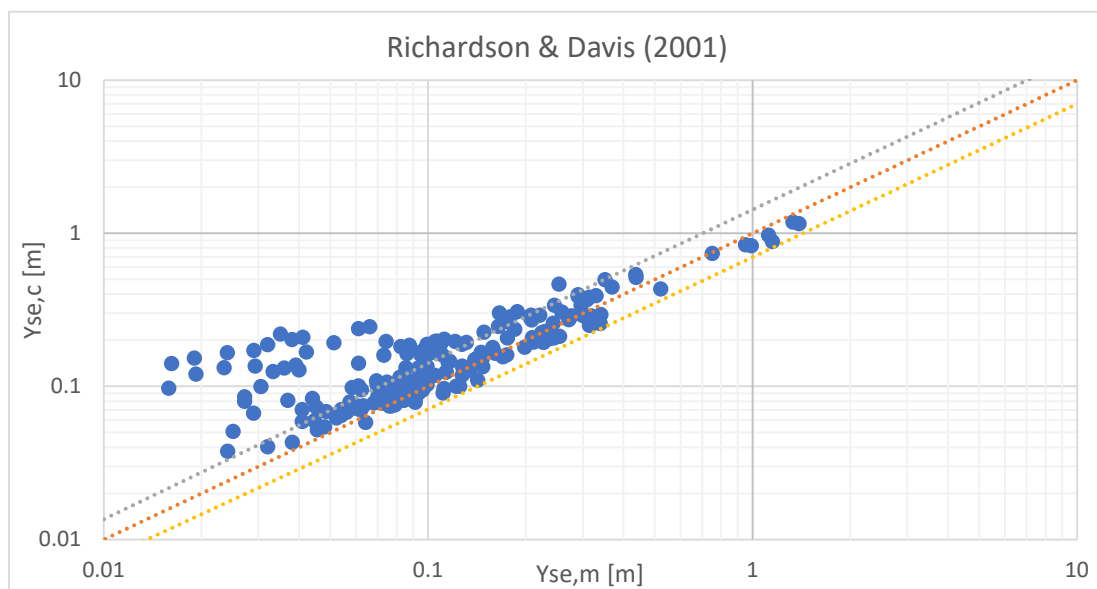
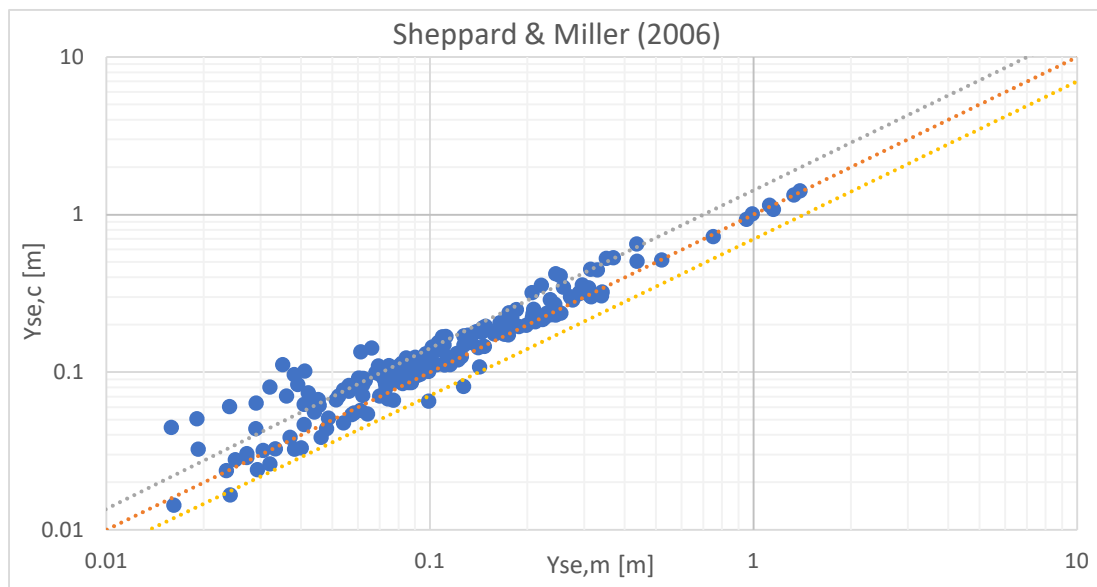
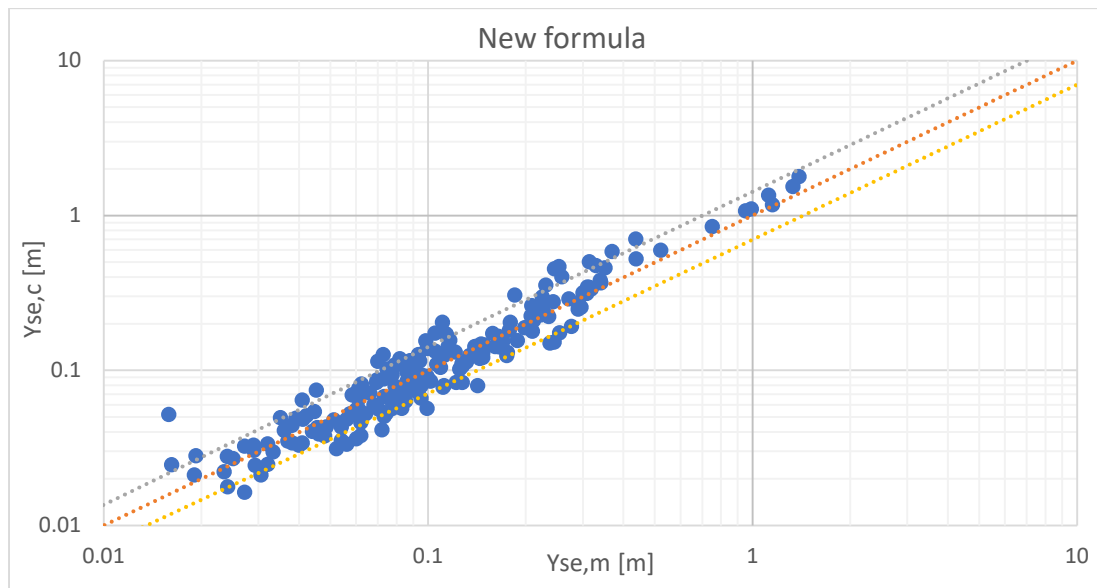


Figura 39 - Scavo calcolato vs misurato, condizione clear-water con sedimenti uniformi

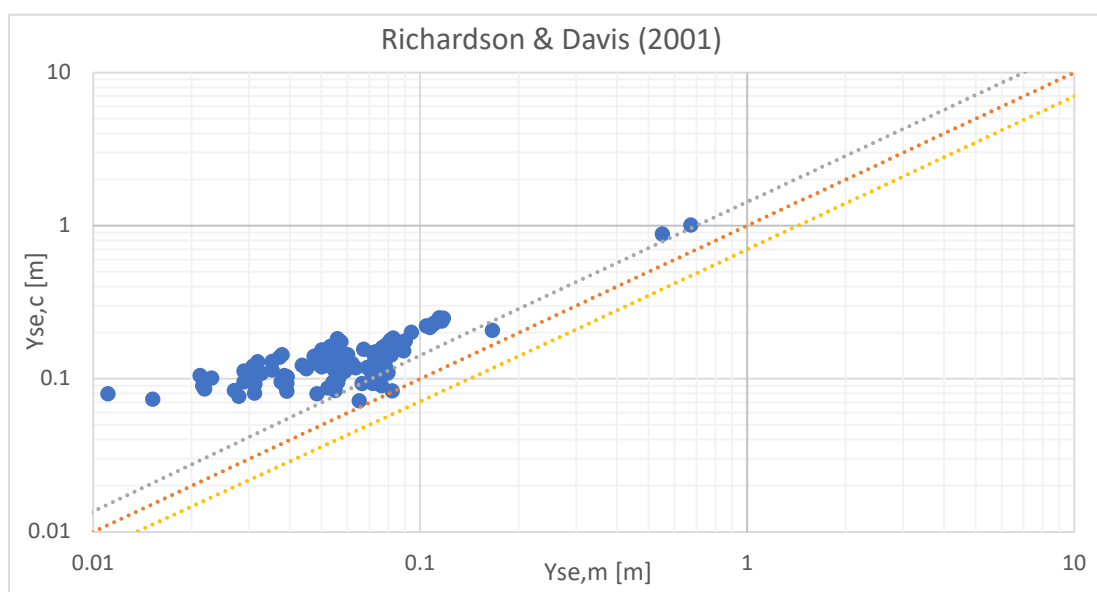
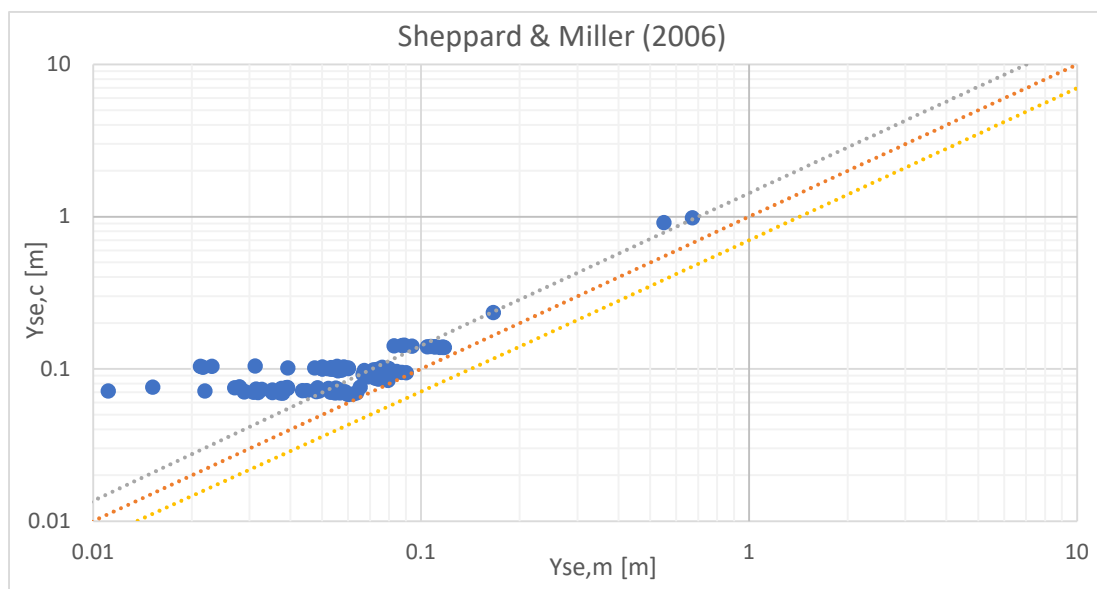
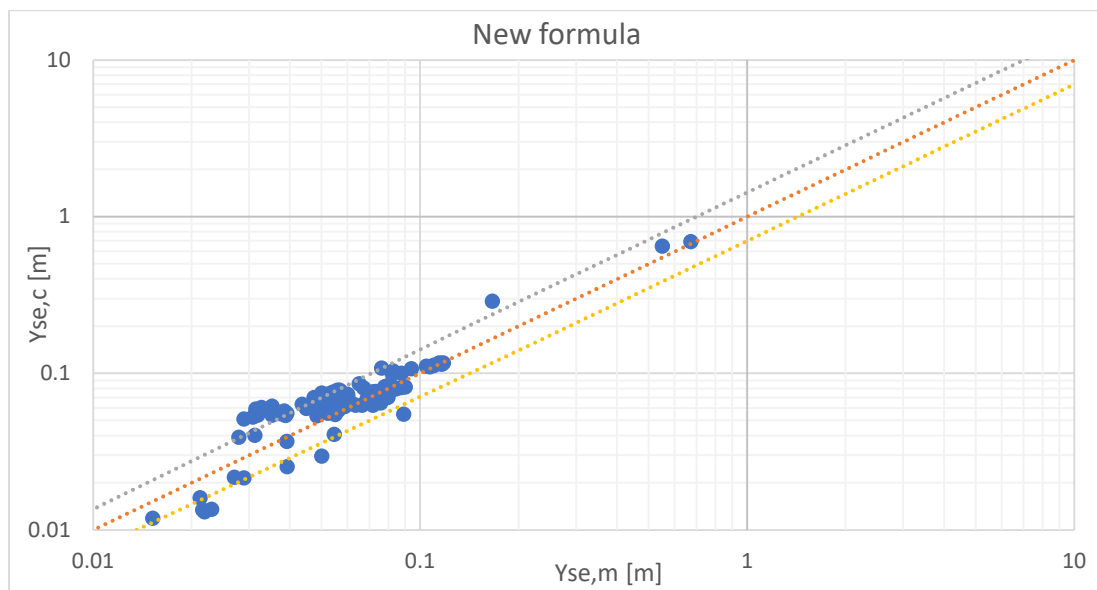


Figura 40 - Scavo calcolato vs misurato, condizione live-bed con sedimenti non uniformi

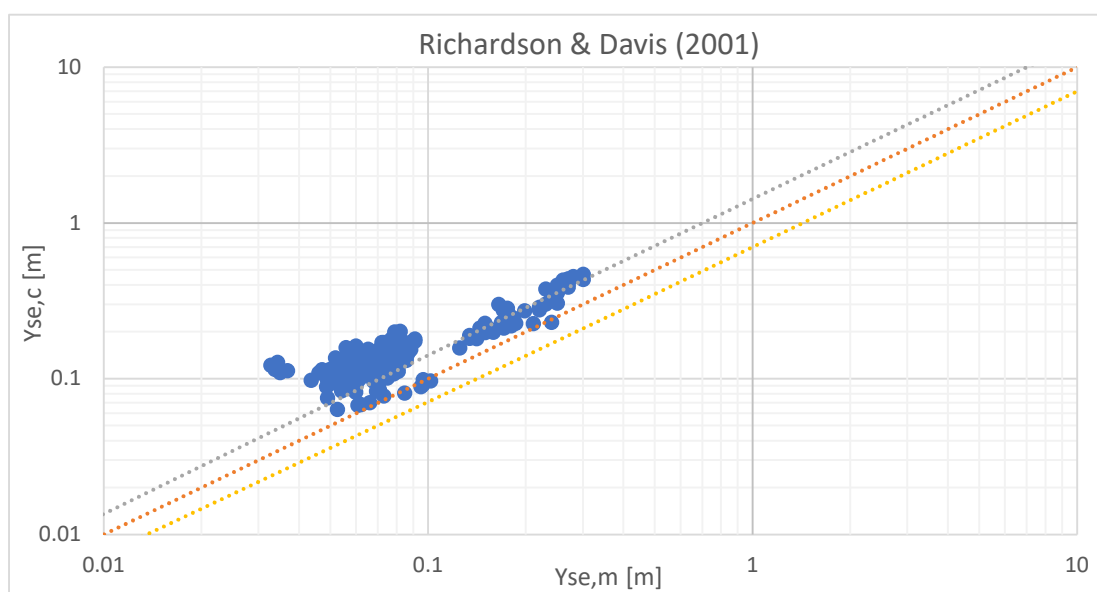
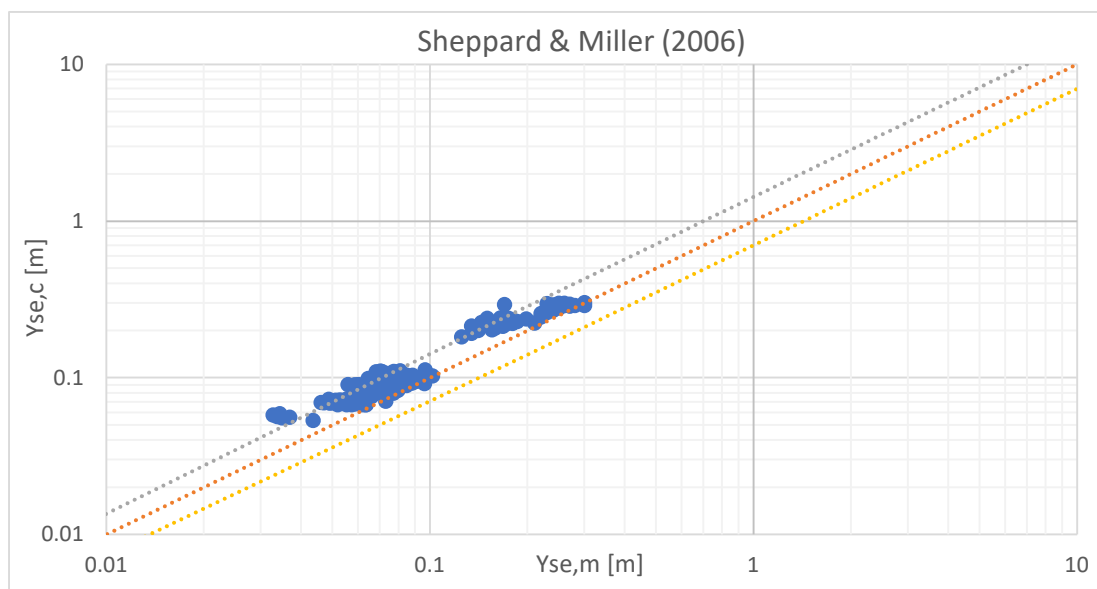
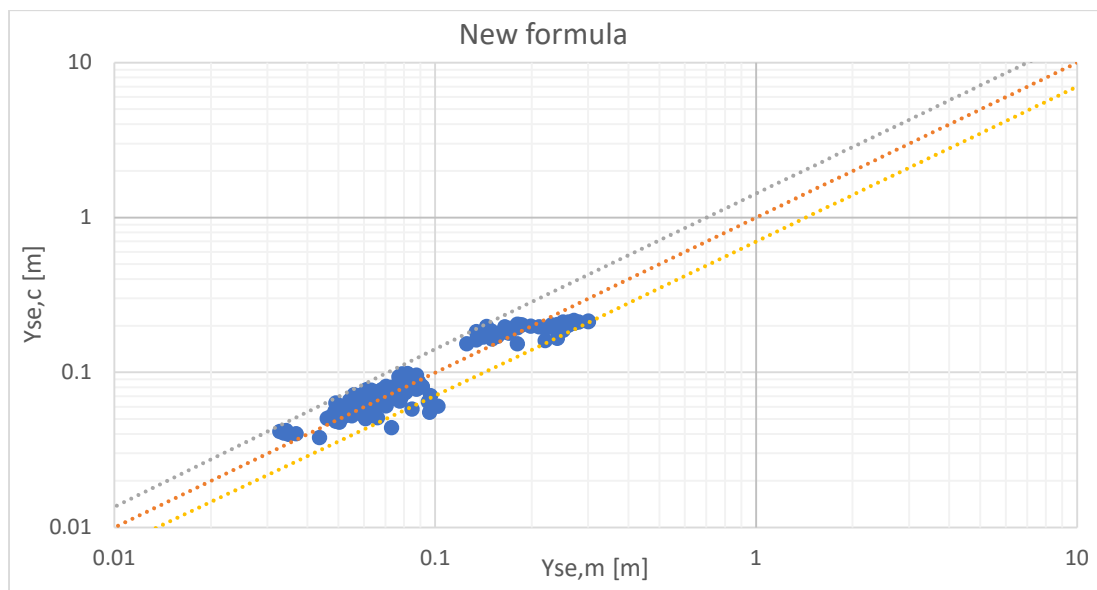


Figura 41 - Scavo calcolato vs misurato, condizione live-bed con sedimenti uniformi

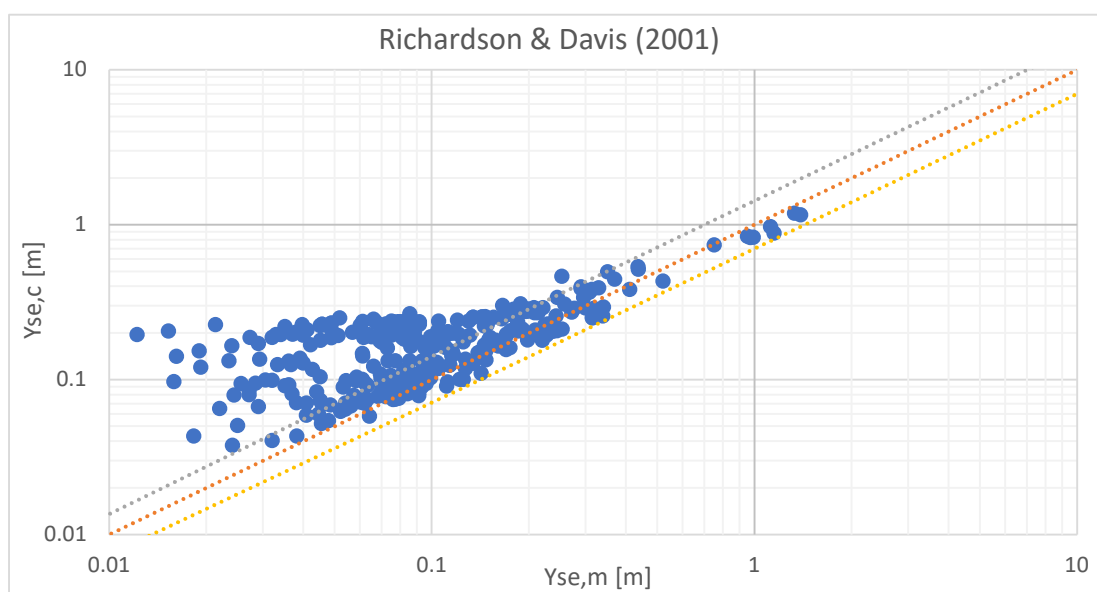
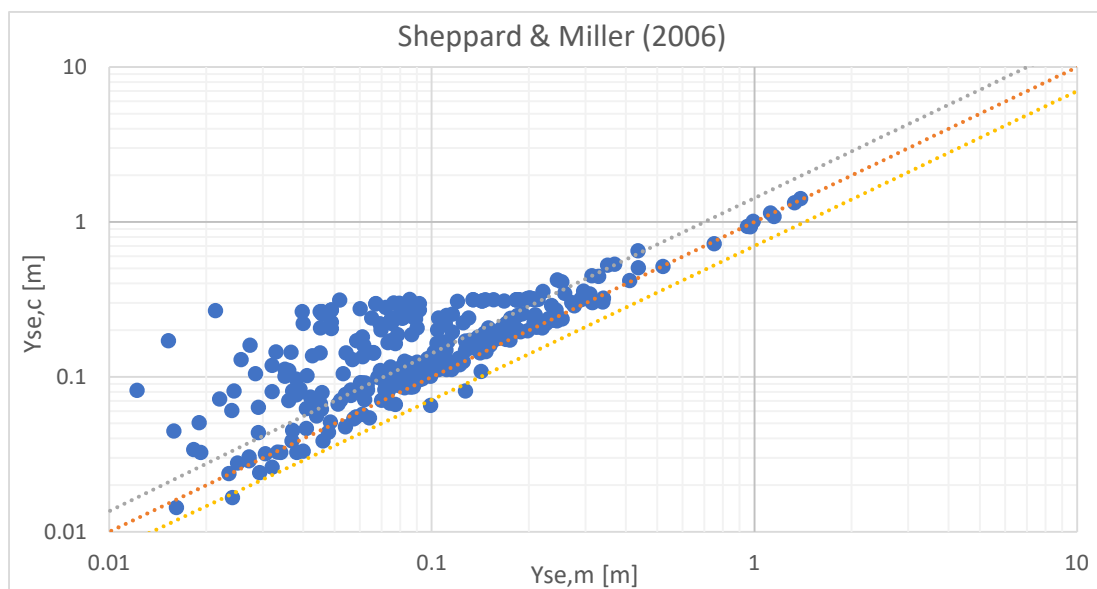
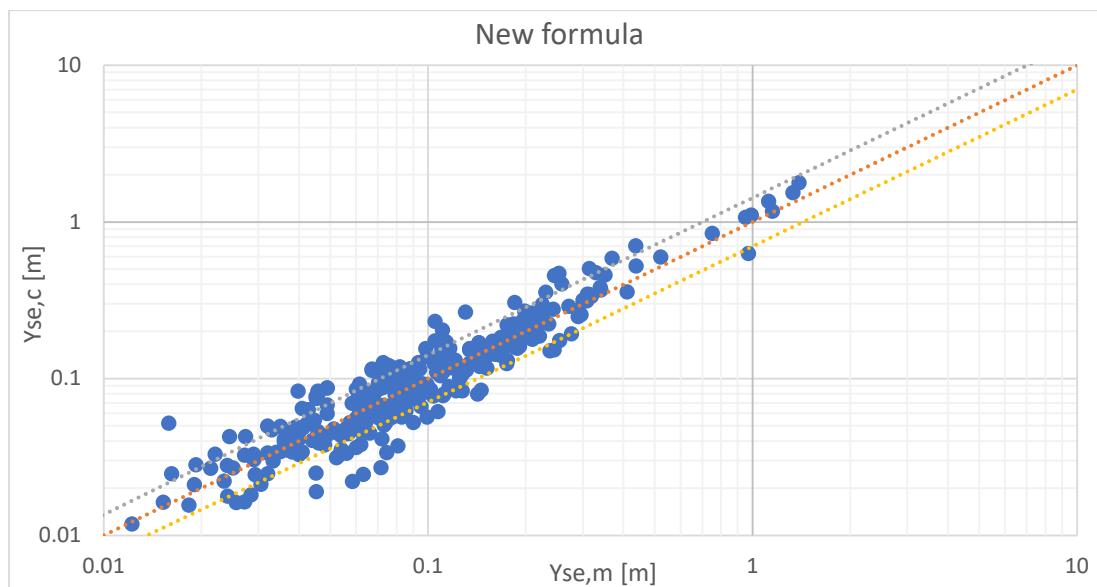


Figura 42 - Scavo calcolato vs misurato, condizione clear-water (tutti i dati)

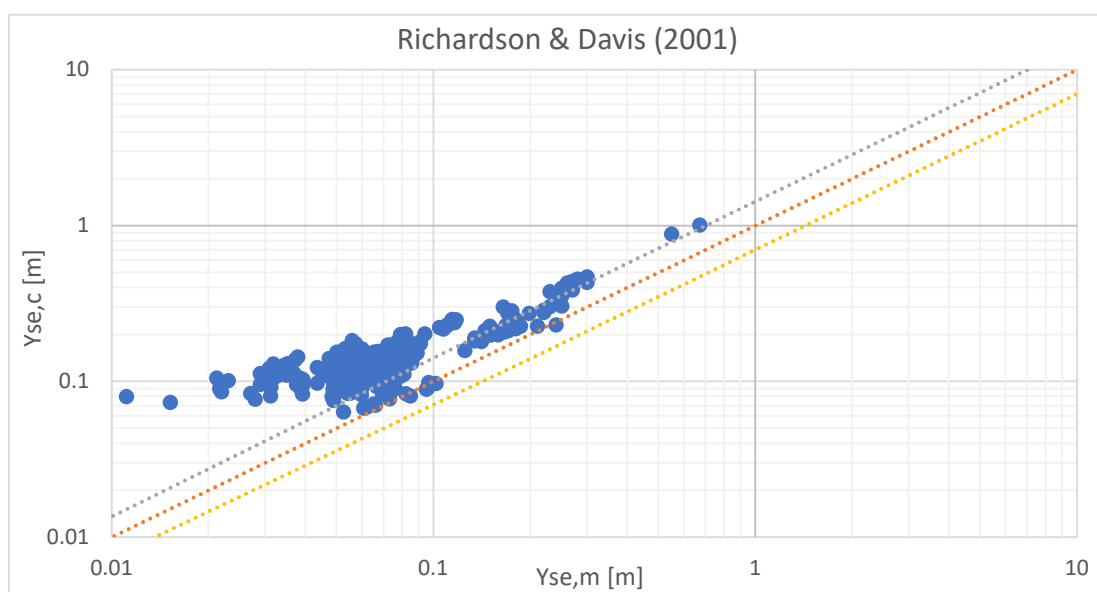
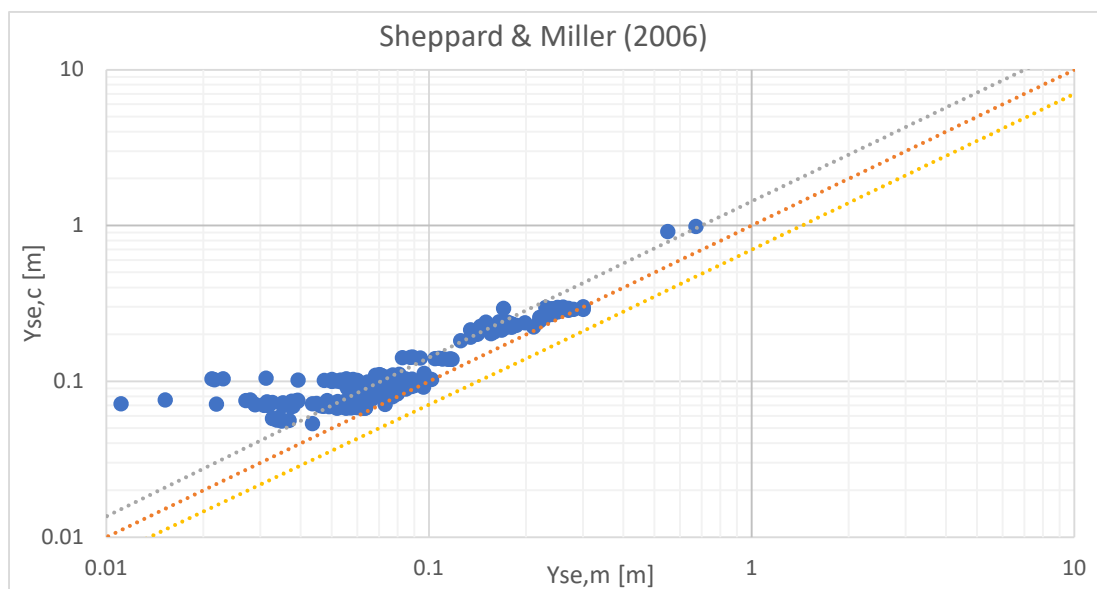
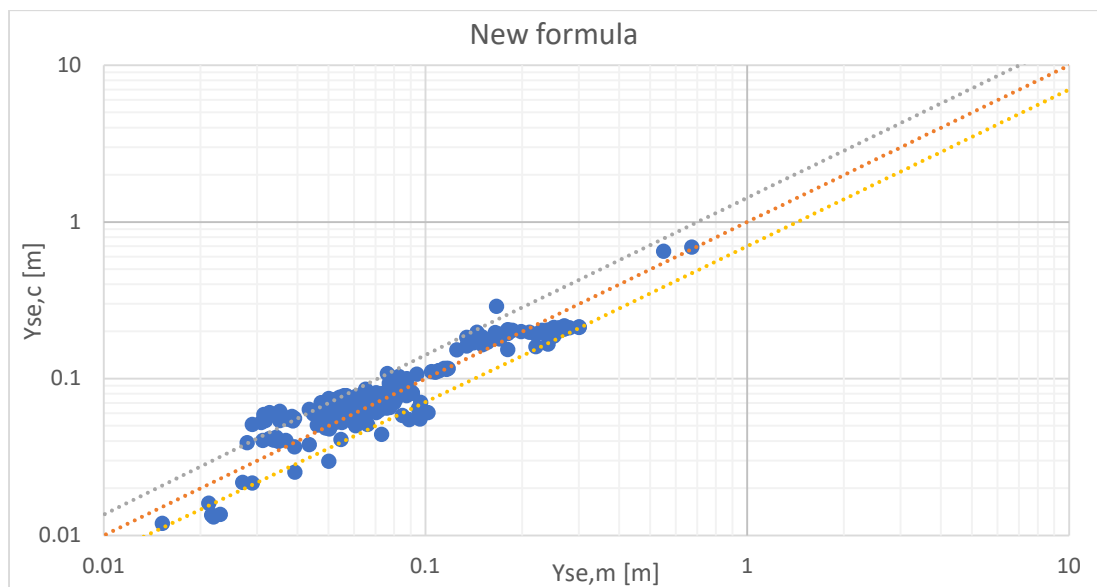


Figura 43 - Scavo calcolato vs misurato, condizione live-bed (tutti i dati)

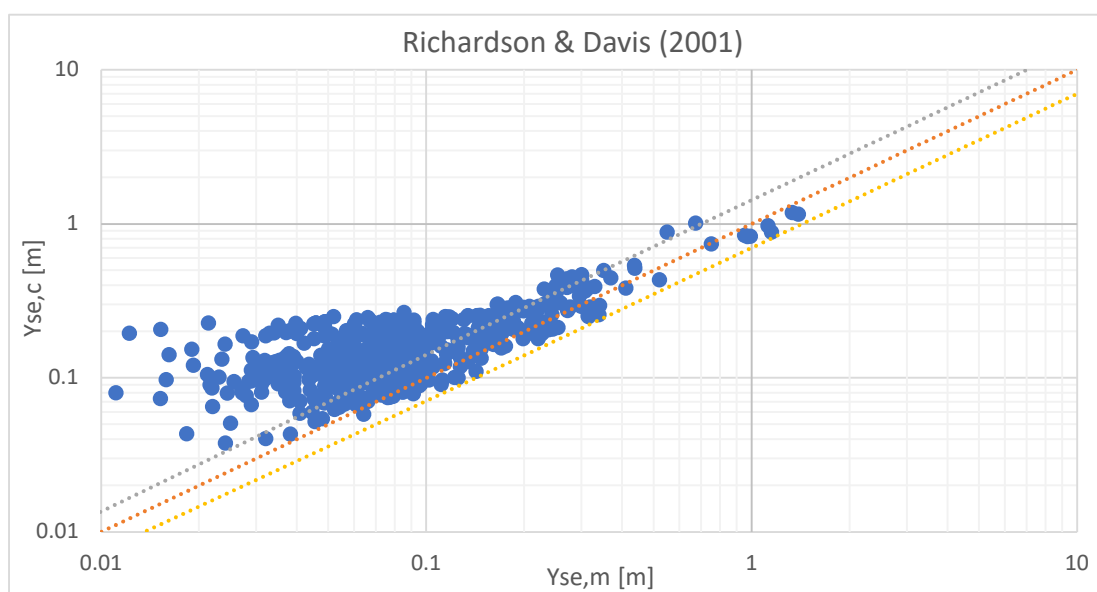
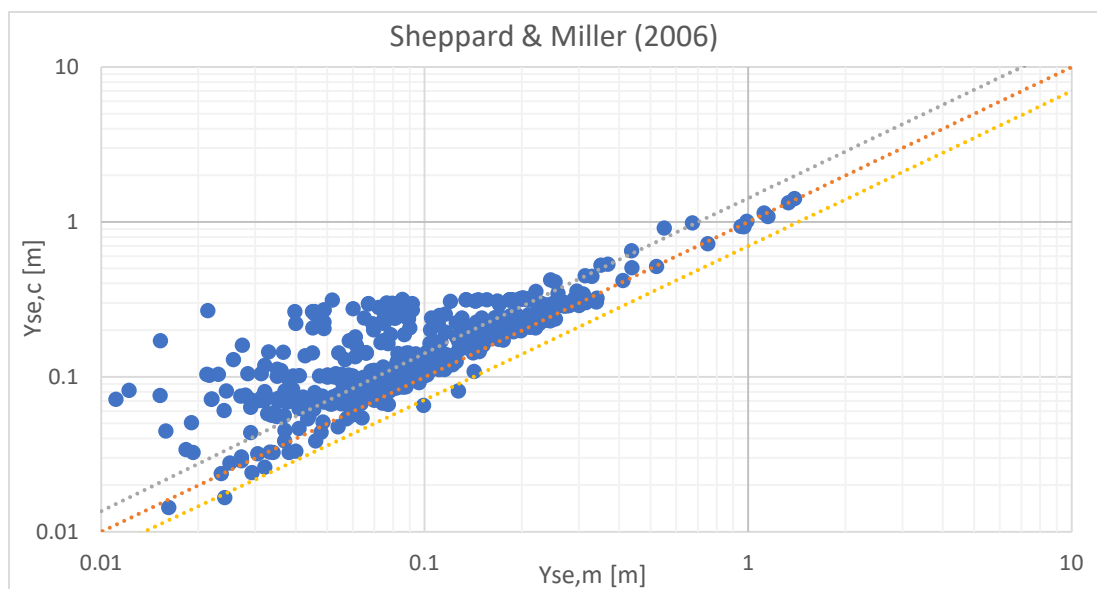
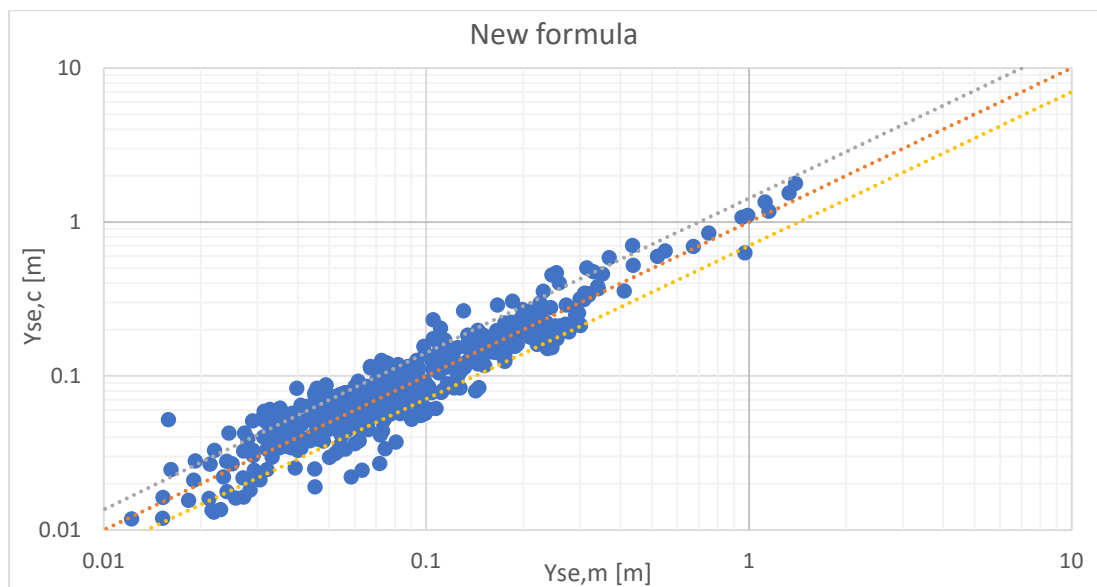


Figura 44 - Scavo calcolato vs misurato, tutti i dati

Gli errori relativi medi, calcolati per ogni dato con la formula (3.20), vengono riportati per ogni condizione graficizzata nella tabella sottostante.

Tabella 7 - Errori relativi medi

	Errore relativo medio [%]		
	New formula	Sheppard & Miller	Richardson & Davis
Clear-water non uniform	29,87	194,33	182,83
Clear-water uniform	23,59	28,42	76,06
Live-bed non uniform	23,19	75,35	138,86
Live-bed uniform	12,31	27,75	79,76
Clear-water	26,02	92,73	117,44
Live-bed	16,35	45,42	101,69
All data	21,31	69,71	109,78

Come si può notare dalla tabella e dai grafici precedenti, la nuova formulazione proposta presenta maggiori precisioni, soprattutto per quanto riguarda i sedimenti non uniformi e gli scavi inferiori ai 10 cm (in cui normalmente ricadono le granulometrie più grossolane).

A differenza delle formule di Sheppard & Miller (2006) e Richardson & Davis (2001) che sono state progettate per fornire risultati a favore di sicurezza (infatti, per alcuni dati, producono elevate sovrastime dello scavo), la nuova formula è stata ricavata per fornire un valore reale della profondità della buca di scavo. Si consiglia quindi di utilizzare un coefficiente di sicurezza pari a 1,2 qualora venisse utilizzata in fase di progetto, in modo da tendere a maggiori sovrastime anziché sottostime, così da porsi a favore della sicurezza (pur accettando un aumento dell'errore relativo, che dal 21% passa al 34%).

6.2 Analisi di sensitività

Sulla nuova formulazione è stata effettuata un'analisi di sensitività facendo riferimento a due parametri essenziali per la stima dello scavo e difficili da misurare con precisione nella realtà, ovvero la velocità della corrente idrica e il diametro medio dei sedimenti.

Essi risultano di difficile misurazione in quanto possono presentare delle variazioni nel tempo, sia a causa di fenomeni interni al corso d'acqua (come ad esempio il trasporto solido) e sia a causa degli eventi eccezionali che possono interessare il sito in esame. Le tecniche di misurazione sul campo, inoltre, risultano essere relazionate alla bravura degli operatori e alla precisione degli strumenti, con la conseguenza di un'elevata probabilità di errori commessi.

Si è quindi proceduto andando ad osservare la variazione di scavo calcolato che si ottiene facendo variare del $\pm 10\%$, $\pm 20\%$ e $\pm 30\%$ ognuno dei due parametri sopra elencati, sia per la formula in condizioni clear-water che live-bed (siccome cambiano le funzioni correttive). Come dati di partenza sono stati utilizzati quelli delle prove sperimentali utilizzati per ricavare la formula, da cui è stato calcolato lo scavo prima con i dati originali e poi con quelli variati, per osservare la differenza (in percentuale) che si può produrre in seguito ad un errore di misurazione del $\pm 10\%$, $\pm 20\%$ e $\pm 30\%$ prima sulla velocità e poi sul diametro medio.

Per quanto riguarda la variazione di velocità, nella condizione clear-water, si sono ottenuti i seguenti risultati.

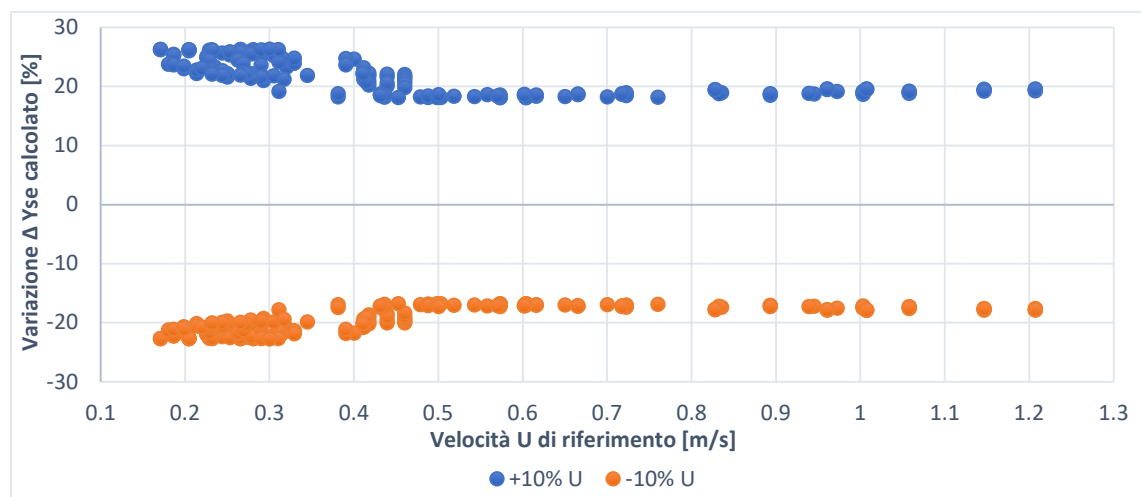


Figura 45 – Formula clear-water, variazione di velocità del 10%

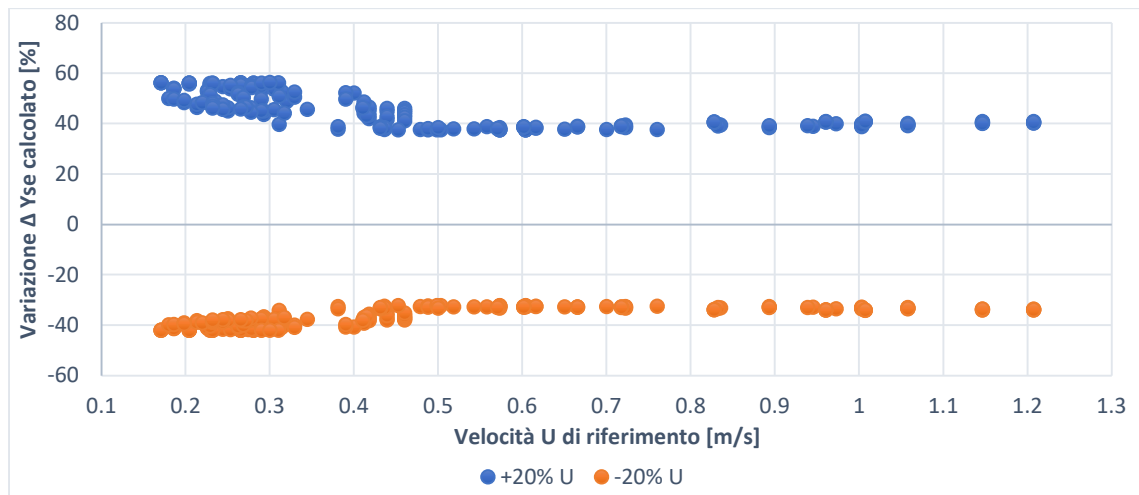


Figura 46 - Formula clear-water, variazione di velocità del 20%

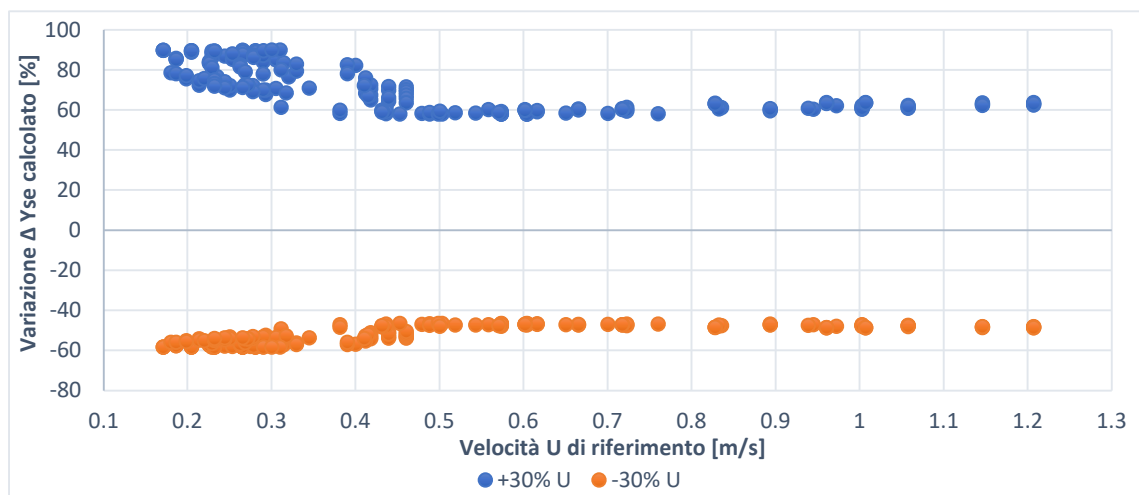


Figura 47 - Formula clear-water, variazione di velocità del 30%

Dalle figure riportate si evince che degli errori del 10% sulla misurazione corretta della velocità possono causare delle differenze nel valore di scavo di circa il 20%, per arrivare a delle differenze fino all'80% qualora si dovesse sovrastimare la velocità del 30%. Queste notevoli differenze sono dovute sia alla presenza del termine della velocità al numeratore della formula e sia all'interno del fattore correttivo dovuto alla viscosità, che contribuisce in maniera considerevole.

Per quanto riguarda la variazione del diametro medio, nella condizione clear-water, si sono ottenuti i seguenti risultati.

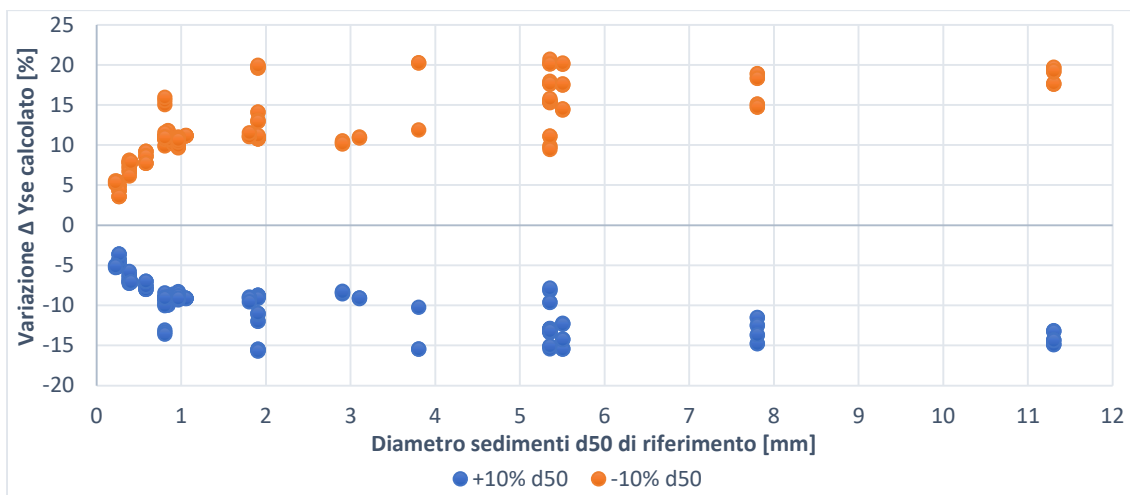


Figura 48 - Formula clear-water, variazione di diametro del 10%

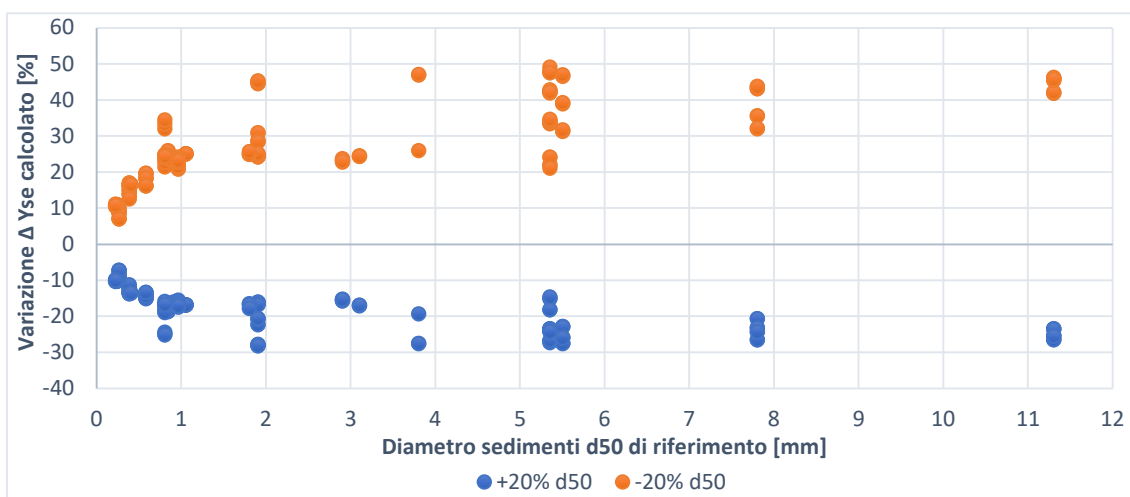


Figura 49 - Formula clear-water, variazione di diametro del 20%

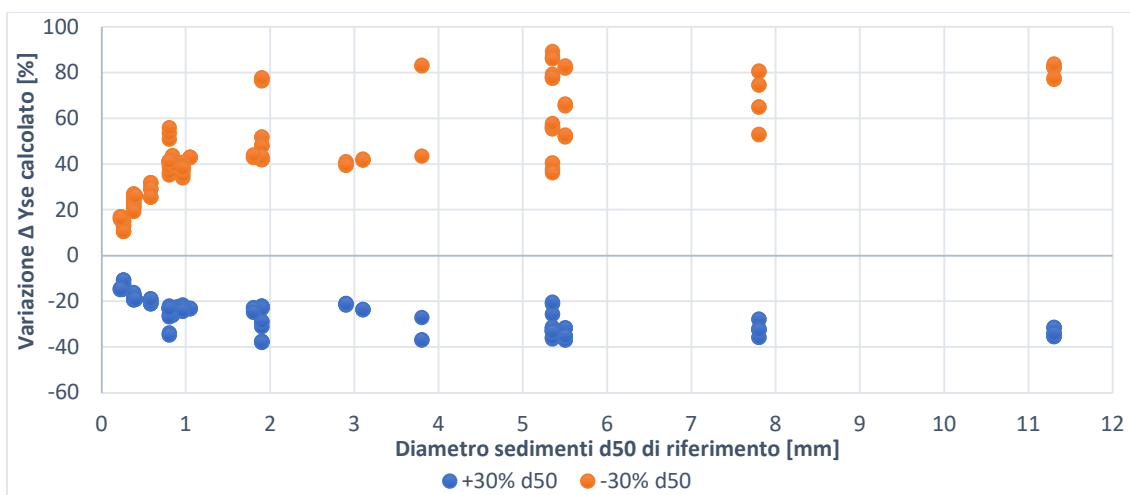


Figura 50 - Formula clear-water, variazione di diametro del 30%

Se ne deduce che i sedimenti con diametri minori di 1 mm producono gli errori minori in caso di errata misurazione, mentre per diametri più elevati, nel caso di sottostime

del 30%, si possono avere differenze sullo scavo misurato anche fino all'80%. Risulta importante far notare come, nel caso di errori di misurazione sul diametro medio, la differenza di scavo misurato viene considerevolmente influenzata anche dagli altri fattori in gioco (ad esempio, in figura 50, a parità di diametro si possono avere variazioni sullo scavo finale totalmente differenti).

Dalle figure precedenti è emerso che la formula in condizioni clear-water risulta molto sensibile alle variazioni di velocità o diametro, anche in piccole percentuali. Ciò è anche in parte dovuto alle funzioni correttive che contengono entrambi i parametri.

Per quanto riguarda la variazione di velocità, nella condizione live-bed, si sono ottenuti i seguenti risultati.

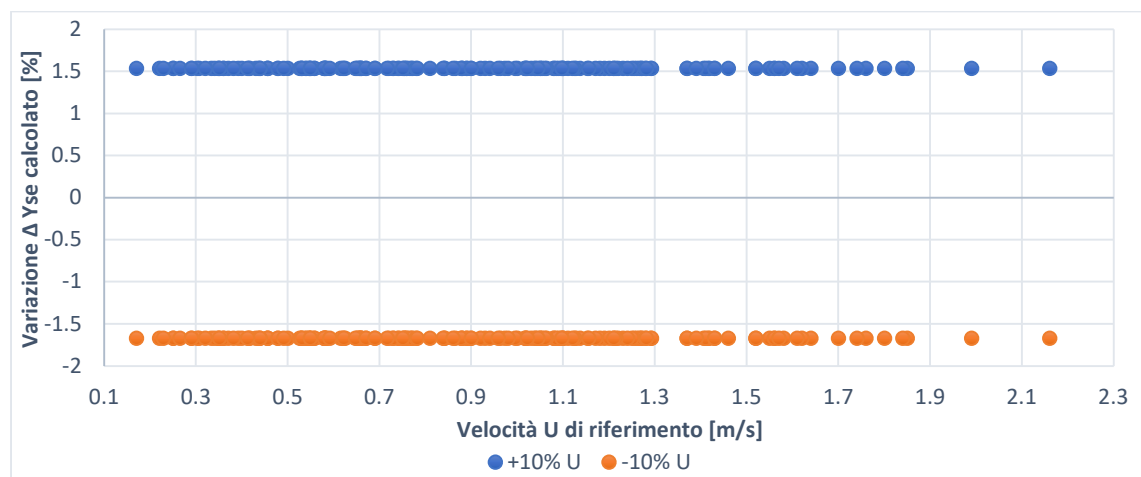


Figura 51 - Formula live-bed, variazione di velocità del 10%

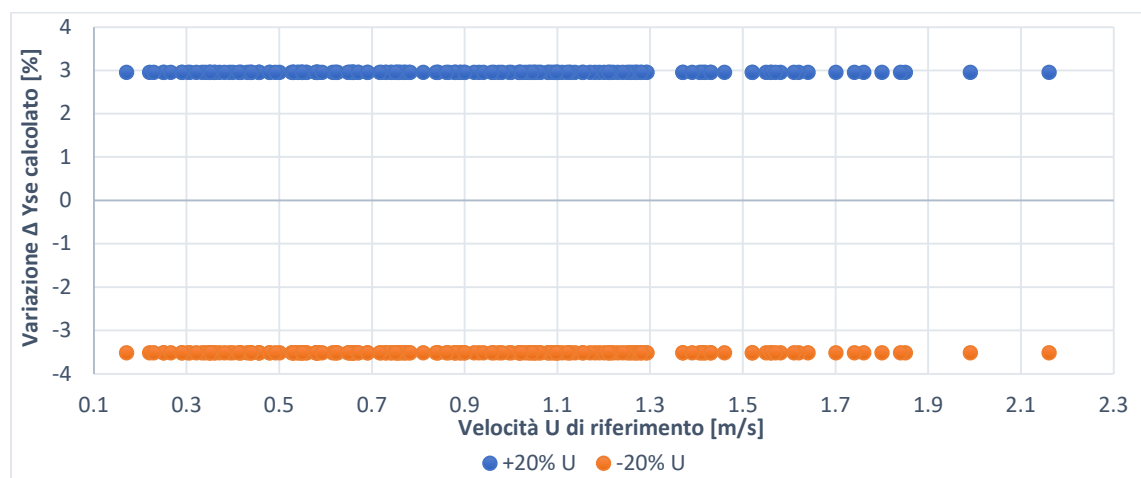


Figura 52 - Formula live-bed, variazione di velocità del 20%

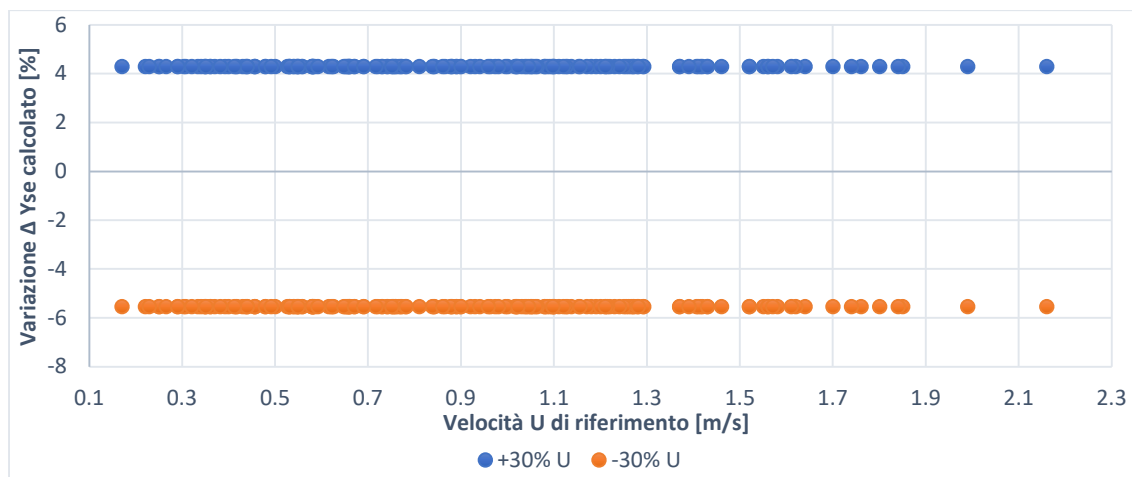


Figura 53 - Formula live-bed, variazione di velocità del 30%

Nella condizione live-bed, degli errori nella misurazione della velocità comportano piccole variazioni nello scavo calcolato. Ciò è dovuto sia alla mancanza della funzione correttiva dovuta alla viscosità e sia alla presenza della funzione correttiva dovuta al rapporto tra velocità e velocità critica, in quanto la U presente in quest'ultima funzione va a compensare quella situata nel numeratore della formula.

Per quanto riguarda la variazione del diametro medio, nella condizione live-bed, si sono ottenuti i seguenti risultati.

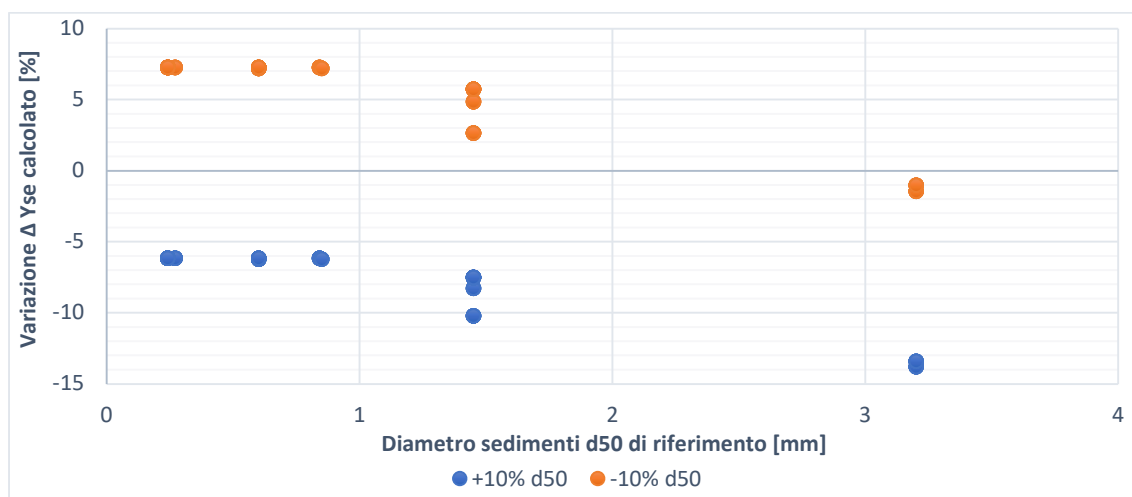


Figura 54 - Formula live-bed, variazione di diametro del 10%

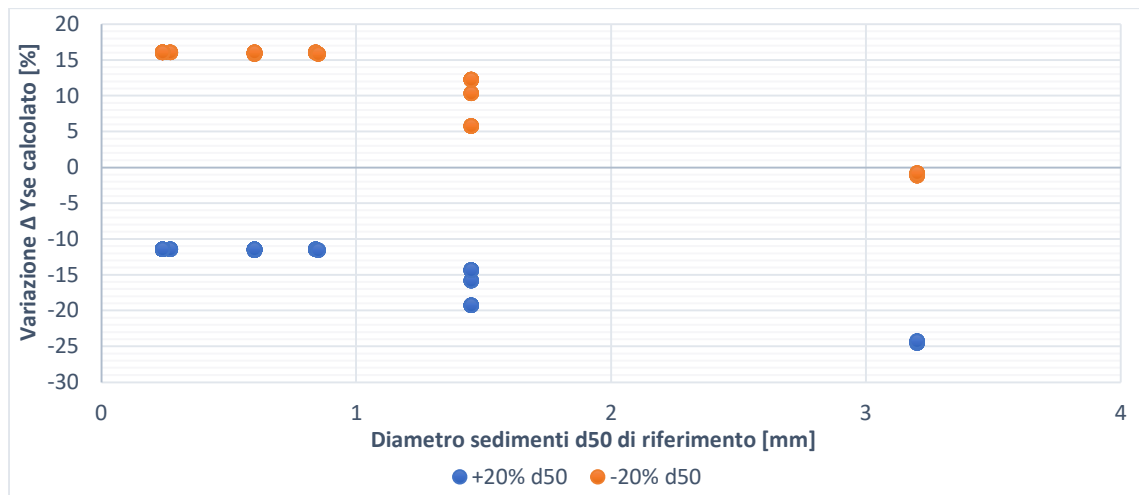


Figura 55 - Formula live-bed, variazione di diametro del 20%

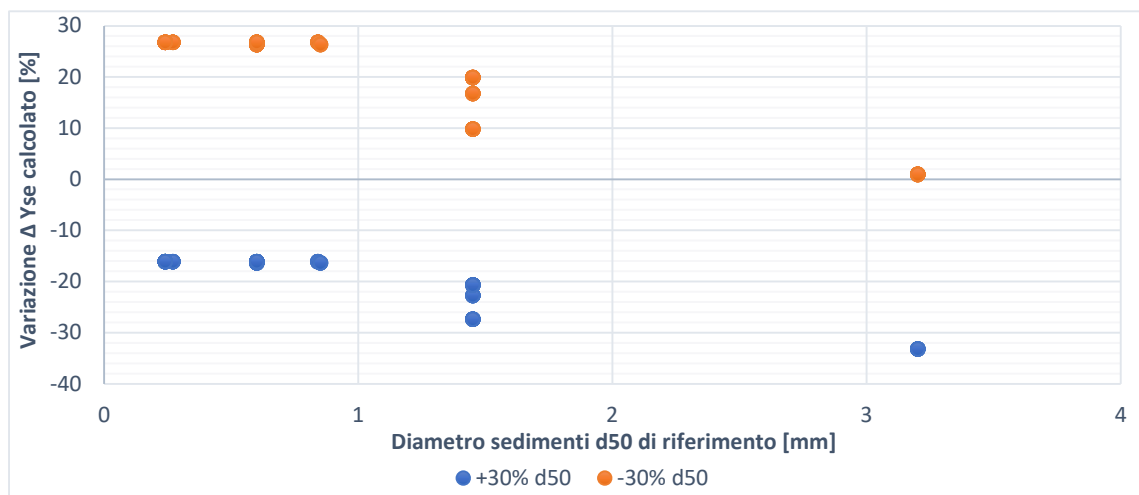


Figura 56 - Formula live-bed, variazione di diametro del 30%

Degli errori di misurazione del diametro comportano un diverso comportamento nella variazione dello scavo in condizione live-bed. In particolare, una sottostima comporta una variazione decrescente all'aumentare della dimensione del diametro, e viceversa una sovrastima. Questo è dovuto alla posizione dei vari fattori all'interno del numeratore e della funzione correttiva del rapporto a/d .

La formula in condizioni live-bed risulta molto meno sensibile agli errori di misurazione dei due parametri analizzati rispetto alla formula in condizione clear-water. Se ne deduce che la funzione correttiva della viscosità, non presente in condizione live-bed, è una delle maggiori cause dell'elevata sensibilità ai due parametri della formula in condizione clear-water.

7.0 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Dai risultati ottenuti nei capitoli precedenti si è ricavata una formula utilizzabile per la stima dello scavo alla base delle pile da porte valida sia nella condizione clear-water che nella condizione live-bed e sia in presenza di sedimenti uniformi che non uniformi. È emerso che tale formula presenta una precisione decisamente notevole, che fino ad ora non era mai stata ottenuta per qualsiasi espressione presente in letteratura. Presenta comunque due lievi difetti, entrambi superabili. Il primo consiste nel fatto che potrebbe produrre delle sottostime (seppur lievi) del valore dello scavo, ma che può essere migliorata tramite l'inserimento di un coefficiente di sicurezza da utilizzare nelle fasi progettuali. Il secondo riguarda la forte sensibilità della formulazione per la condizione clear-water alla variazione di due importanti parametri, ovvero la velocità dell'acqua e il diametro dei sedimenti.

Osservando la precisione che si ottiene per il caso di sedimenti non uniformi e di pezzatura più grossolana, si ritiene che la formulazione proposta possa essere soddisfacente per i corsi d'acqua del territorio piemontese, che presentano le caratteristiche citate pocanzi.

In un futuro, sarebbe interessante eseguire ulteriori esperimenti di laboratorio con sedimenti non uniformi, sia in condizione clear-water che live-bed, specialmente con elevati valori di non uniformità, in modo tale da poter ulteriormente confermare i risultati dedotti da questo lavoro di tesi ed eventualmente calibrare con maggiore precisione la funzione correttiva proposta per la non uniformità dei sedimenti.

BIBLIOGRAFIA

- Ahmad, M. (1953). Experiments on design and behavior of spur dikes. *International Hydraulics Convention*, 149-159.
- Ali, S. Z., & Dey, S. (2018). Impact of phenomenological theory of turbulence on pragmatic approach to fluvial hydraulics. *Physics of Fluids*.
- Barth, A., & Montanari, A. (2000). Vulnerabilità idraulica dei ponti. *L'Acqua*.
- Bombardelli, F. A., & Gioia, G. (2006). *Scouring of granular beds by jet-driven axisymmetric turbulent cauldrons*. *Phys. Fluids*.
- Bonetti, S., Manoli, G., Manes, C., Porporato, A., & Katul, G. G. (2017). Manning's formula & Strickler's scaling explained by a co-spectral budget model. *Journal of Fluid Mechanics*, 1189-1212.
- Breusers, H. N., & Raudkivi, A. J. (1991). *Scouring*. Rotterdam: Balkema.
- Chiew, Y. M. (1984). *Local scour at bridge piers*. Auckland, New Zealand: The University of Auckland.
- Chitale, S. V. (1962). Scour at bridge crossings. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 191-196.
- Coscarella, F., Manes, C., & Gaudio, R. (2020). Near-bed eddy scales and clear-water local scouring around vertical. *Journal of Hydraulic Research*.
- Dey, S. (2014). *Fluvial hydrodynamics*. Berlin, Heidelberg: Springer.
- Dey, S., Bose, S. K., & Sastry, G. L. (1995). Clear water scour at circular piers: a model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 869-876.

- Ettema, R. (1976). *Influence of Bed Gradation on Local Scour*. Auckland, New Zealand: The University of Auckland.
- Ettema, R. (1980). *Scour at bridge piers*. Auckland, New Zealand: The University of Auckland.
- Ettema, R., & Muste, M. (2004). Scale Effects in Flume Experiments on Flow around a Spur Dike in Flatbed Channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 635-646.
- Ettema, R., Costantinescu, G., & Melville, B. (2011). Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions. *NCHRP n. 175*.
- Ettema, R., Kirkil, G., & Muste, M. (2006). Similitude of large-scale turbulence in experiments on local scour at cylinders. *Journal of Hydraulic Engineering*, 33-40.
- Gioia, G., & Bombardelli, F. A. (2005). *Localized turbulent flows on scouring granular beds*.
- Guo, J., Suaznabar, O., Shan, H., & Shen, J. (2012). *Pier Scour in Clear-Water Conditions with Non-Uniform Bed Materials*. Federal Highway Administration.
- Inglis, S. C. (1949). Maximum depth of scour at heads of guide banks and groynes, pier noses, and downstream of bridges —The behavior and control of rivers and canals. *Indian Waterways Experimental Station, Poona, India*.
- Kothyari, U. C., Hager, W. H., & Oliveto, G. (2007). Generalized approach for clear-water scour at bridge foundation elements. *Journal of hydraulic engineering*, 1229-1240.
- Lança, R. M., Fael, C. S., Maia, R. J., Pego, J. P., & Cardoso, A. H. (2013). Clear-water scour at comparatively large cylindrical piers. *Journal of hydraulic engineering*, 1117-1125.

- Manes, C., & Brocchini, M. (2015). Local scour around structures and the phenomenology of turbulence. *Journal of Fluid Mechanics*, 309-324.
- Melville, B. (1984). Live-bed scour at bridge piers. *Journal of hydraulic engineering*, 1234-1247.
- Melville, B. W. (1997). Pier and abutment scour: Integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125-136.
- Melville, B., & Chiew, Y. M. (1999). Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of hydraulic engineering*, 59-65.
- Melville, B., & Coleman, S. (2000). Bridge scour. *Water Resources Publications*.
- Molinas, A. (2003). *ridge Scour in Nonuniform Sediment Mixtures and in Cohesive Materials: Synthesis Report*. Federal Highway Administration.
- Pandey, M., Sharma, P. K., Ahmad, Z., & Karna, N. (2018). Maximum scour depth around bridge pier in gravel bed streams. *Natural hazards*, 819-836.
- Regione Piemonte (2000). RAPPORTO SULL'EVENTO ALLUVIONALE DEL 13 - 16 OTTOBRE 2000.
- Raikar, R., & Dey, S. (2005). Clear-water scour at bridge piers in fine and medium gravel beds. *Journal of Civil Engineering*, 775-781.
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (1993). *Evaluating scour at bridges. Second Edition*. Federal Highway Administration, Washington, D.C.: Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18),.
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (1995). *Evaluating scour at bridges. Third Edition*. Federal Highway Administration, Washington, D.C.: Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18).

- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (2001). *Evaluating scour at bridges. Fourth Edition*. Federal Highway Administration, Washington, D.C.: Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18).
- Shen, H. W., Schneider, V. R., & Karaki, S. S. (1969). Local scour around bridge piers. *Journal of the Hydraulics Division*, 1919-1940.
- Sheppard, D. M., & Miller, W. (2006). Live-bed local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 635-642.
- Sheppard, D. M., Demir, H., & Melville, B. W. (2011). *Scour at wide piers and long skewed piers (Vol. 682)*. Transportation Research Board.
- Sheppard, D. M., Odeh, M., & Glasser, T. (2004). Large scale clear-water local pier scour experiments. *Journal of hydraulic engineering*, 957-963.
- Shields, A. (1936). *Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement*. California Institute of Technology.