



**REALIZZAZIONE DEL PRIMO STRALCIO
DELLA RETE DI MONITORAGGIO SU TRE
CORSI D'ACQUA DELLA REGIONE
TOSCANA**

Committente: Regione Toscana - Servizio Idrologico Regionale

**RELAZIONE TECNICA
PARTE I - METODOLOGIE**

Responsabile della Ricerca:

Prof. Ing. Enio Paris

Gruppo di lavoro:

*Prof. Ing. Enio Paris
Dott. Ing. Giulio Bechi
Dott. Ing. Francesco Canovaro
Dott. Ing. Simona Francalanci
Dott. Ing. Beatrice Mengoni
Dott. Ing. Luca Solari
Sig. Fabrizio Vannacci*

Retignano di Stazzema (LU), Novembre 2008

INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE I.....	5
1 INTRODUZIONE	5
2 METODOLOGIE IMPIEGATE NELLA FASE DI CAMPO E NELLA FASE DI LABORATORIO	6
2.1 FASE DI CAMPO.....	6
2.1.1 <i>Definizione delle verticali di misura</i>	6
2.1.2 <i>Misura della velocità del flusso e della portata liquida.....</i>	7
2.1.3 <i>Misura del trasporto solido in sospensione.....</i>	9
2.1.4 <i>Misura del trasporto solido al fondo.....</i>	10
2.2 FASE DI LABORATORIO	11
2.2.1 <i>Analisi dei campioni di trasporto solido in sospensione.....</i>	12
2.2.2 <i>Setacciatura dei campioni di trasporto solido al fondo</i>	15
3 METODOLOGIE IMPIEGATE NELLA FASE DI ELABORAZIONE DEI DATI.....	19
3.1 ELABORAZIONE DELLE PORTATE LIQUIDE E SOLIDE.....	19
3.1.1 <i>Metodologia per la stima della portata liquida</i>	19
3.1.2 <i>Metodologia per la stima della portata solida al fondo.....</i>	21
3.1.3 <i>Metodologia per la stima della portata solida in sospensione.....</i>	21
3.2 MODELLAZIONE MATEMATICA DELLE PORTATE LIQUIDE E SOLIDE	22
3.2.1 <i>Il modello idraulico a fondo fisso.....</i>	22
3.2.2 <i>Il modello idro-morfodinamico a fondo mobile</i>	24
3.2.3 <i>La stima delle condizioni di incipiente trasporto.....</i>	27
3.2.4 <i>Criteri per la stima del trasporto solido al fondo</i>	37
3.2.5 <i>Criteri per la stima del trasporto solido in sospensione</i>	46
3.2.6 <i>Criteri per la stima del trasporto solido totale</i>	54
3.2.7 <i>Metodologia di calcolo della scala di deflusso per il Fiume Versilia</i>	57
3.2.8 <i>Metodologia di calcolo della scala di deflusso per il Fiume Serchio</i>	62
4 CONSIDERAZIONI RIEPILOGATIVE.....	66

PREMESSA

In data 13 ottobre 2006 la Regione Toscana – Servizio Idrologico Regionale- stipulava con il CERAFRI (Centro per la Ricerca e l'Alta Formazione per il Rischio Idrogeologico) un contratto di fornitura per la realizzazione del primo stralcio della rete di monitoraggio su tre corsi d'acqua della Regione.

In particolare all'interno di tale contratto venivano indicati due distinti contributi:

- 1) la misura e la raccolta di dati per la stima della portata liquida e della portata solida in tre stazioni di monitoraggio situate nell'area Toscana Nord, individuate sui fiumi Serchio, Versilia e Camaiore (Art. 2, comma I).
- 2) attività di addestramento ed aggiornamento del personale dipendente della Regione Toscana coinvolto nel progetto monitoraggio, attraverso attività teoriche e pratiche rivolte in particolare a tecnici coordinatori ed operatori addetti alle misure (Art. 2, comma II).

Il CERAFRI ha già adempiuto al succitato comma II mediante la realizzazione di due distinti corsi di formazione, tenutisi al CERAFRI nei periodi ottobre-novembre 2006 e ottobre 2007. In particolare il primo corso è stato rivolto a tecnici coordinatori ed è consistito in 30 ore di lezioni teoriche, dove sono stati affrontati gli argomenti individuati nel contratto di fornitura citato, ed in 10 ore di esercitazioni pratiche con impiego di attrezzature specifiche per la misura del trasporto solido. Il secondo corso è stato rivolto a operatori addetti alle misure, per un totale di 25 ore di lezioni teoriche e 25 di esercitazioni pratiche, secondo quanto stabilito nel contratto di fornitura.

Stante quanto sopra affermato, nella presente relazione verranno presentati i risultati ottenuti mediante le misure delle portate liquide e solide (Art. 2, comma I).

Le attività sopraccitate sono state eseguite dal gruppo di lavoro, costituito da:

- Prof. Ing. Enio Paris, Responsabile della Ricerca, Professore Ordinario presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze;
- Dott. Ing. Giulio Bechi, Dottorando di Ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze;
- Dott. Ing. Francesco Canovaro, Ricercatore presso il CERAFRI;
- Dott. Ing. Simona Francalanci, Ricercatore presso il CERAFRI;
- Dott. Ing. Beatrice Mengoni, Ricercatore presso il CERAFRI;

- Dott. Ing Luca Solari, Ricercatore presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze;
- Sig. Fabrizio Vannacci, Tecnico del laboratorio di Sedimentologia e Geologia Applicata dell'Università di Firenze.

La presente relazione risulta articolata in tre parti principali come segue:

- *PARTE I - METOLOGIE*: dove vengono descritti i concetti di base, gli strumenti e tecniche di analisi e le metodologie impiegate nelle diverse fasi in cui è stato articolato il lavoro. In particolare vengono descritte le metodologie impiegate nella fase di campo, di laboratorio e di analisi ed elaborazione dei dati.
- *PARTE II – SCALE DI DEFLUSSO*: dove vengono illustrate le diverse fasi operative che hanno condotto alla determinazione delle scale di deflusso delle portate liquide e solide, comprendendo quindi la fase preparatoria dei siti individuati per le operazioni di misura (rilievi delle sezioni, verticali di misura, aspetti organizzativi) la fase di misura vera e propria (eventi monitorati, misure effettuate), la fase di analisi ed elaborazione dati (analisi di laboratorio, interpretazione delle misure di campo tramite modellistica matematica, derivazione delle scale di deflusso).
- *PARTE III – ALLEGATI*: dove vengono riportate le schede di campo, le schede di laboratorio, le curve granulometriche dei campioni di sedimenti.

PARTE I

1 INTRODUZIONE

Nella prima parte della presente relazione viene descritta in dettaglio la metodologia seguita per ottenere le scale di deflusso del trasporto solido in ciascuna stazione di monitoraggio.

La metodologia si articola secondo le seguenti fasi:

- fase di campo: la quale prevede la realizzazione di una serie di misure idrauliche e di trasporto solido relative ad un certo numero di eventi di piena significativi;
- fase di laboratorio: finalizzata all'analisi qualitativa e quantitativa dei campioni di sedimenti raccolti durante la fase di campo di misura del trasporto solido, da effettuarsi in idonei laboratori di sedimentologia;
- fase di elaborazione dei dati: finalizzata alla stima delle portate solide e liquide in funzione delle grandezze direttamente misurate. In questa fase verranno inoltre individuate le scale di deflusso delle portate solide in funzione delle corrispondenti portate liquide.

I capitoli successivi sono così strutturati:

- nel capitolo 2 “Metodologie impiegate nella fase di campo e di laboratorio” vengono descritte le tecniche generali di misura impiegate, le tecniche di integrazione ed interpretazione dei dati di campo per la stima delle portate liquide e solide, le tecniche utilizzate in laboratorio;
- nel capitolo 3 “Metodologie impiegate nella fase di elaborazione dati ” vengono descritti gli schemi interpretativi del trasporto solido e le modellazioni adottate per la definizione delle scale di deflusso liquide e solide.

2 METODOLOGIE IMPIEGATE NELLA FASE DI CAMPO E NELLA FASE DI LABORATORIO

2.1 FASE DI CAMPO

L'attività di campo, per ciascuna stazione di misura, consisterà in quattro fasi operative principali:

1. definizione delle verticali di misura;
2. misura della velocità del flusso;
3. prelievo dei campioni di torbida;
4. prelievo dei campioni di materiale trasportato al fondo.

2.1.1 Definizione delle verticali di misura

L'ubicazione ed il numero delle verticali di misura sono condizionati da tre fattori principali:

- il livello idrometrico;
- la forma della sezione trasversale di misura;
- la presenza di eventuali ostacoli (pile di ponti, protezioni di sponda, ecc.) o irregolarità (affioramenti rocciosi, vegetazione spontanea, ecc.).

Una volta che si è in possesso del rilievo topografico accurato della sezione trasversale è possibile valutare se la sua forma è omogenea, se presenta delle irregolarità e la loro entità, se il profilo e la pendenza delle sponde variano in maniera rilevante ai fini della determinazione della larghezza effettiva dell'alveo attivo. Come regola generale l'intervallo tra le verticali non dovrebbe superare il 5-10% della larghezza totale; se però il canale ha una geometria uniforme un numero inferiore di verticali può essere sufficiente. Bisogna inoltre tenere conto degli elementi di scabrezza sulle sponde e la presenza di eventuali pile dei ponti che contribuiscono a ridurre la larghezza effettiva dell'alveo. Elementi di scabrezza macroscopici come alberi e cespugli contribuiscono in maniera significativa alla riduzione della larghezza effettiva poiché con il loro effetto di resistenza al flusso fanno sì che, soprattutto in prossimità delle sponde, la velocità del flusso idrico tenda praticamente a zero con annullamento, quindi, anche della portata solida. Diversa è invece la situazione in presenza di pile di ponti. Queste, infatti, suddividono la sezione principale di misura in sottosezioni, per ciascuna delle quali è necessario ripetere il procedimento analitico di cui sopra per la

definizione di verticali di misura il cui intervallo può anche essere diverso tra le varie sottosezioni. Se i pilastri hanno una forma regolare e non vi è accumulo di vegetazione tale da disturbare in maniera rilevante il flusso, l'effetto di scabrezza delle pile è scarso e possono essere ubicate verticali anche nelle loro vicinanze, con relativo guadagno nell'accuratezza delle misure di portata. La procedura di definizione delle verticali normalmente si riferisce ad un determinato livello d'acqua che sottintende pertanto una corrispondente forma della sezione idraulica. Al mutare dello stato d'acqua la procedura di ubicazione delle verticali va ovviamente ripetuta dall'inizio, partendo dalla misura della larghezza effettiva della sezione e delle eventuali sottosezioni. La ripetizione della procedura di definizione delle verticali di misura può, peraltro, essere evitata nel caso che le variazioni del livello idrometrico non comportino modifiche significative nella geometria della sezione e/o delle sottosezioni.

Nelle sezioni di misura individuate si procederà secondo i criteri sopra descritti per l'ubicazione delle verticali lungo le quali verranno effettuate tutte le misure previste di velocità del flusso, trasporto solido in sospensione e trasporto solido al fondo. In pratica, all'inizio di ogni campagna di misure si è definita la larghezza effettiva del canale e delle eventuali sottosezioni. L'intera sezione, o le eventuali sottosezioni, saranno suddivise in un numero congruo di verticali separate da intervalli di lunghezza costante. In questo modo ogni verticale risulta in posizione assiale e rappresentativa di una porzione di sezione di forma sub-rettangolare la cui base è equivalente alla distanza tra le verticali e la cui altezza corrisponde alla profondità media del flusso in quel intorno. La profondità del flusso in corrispondenza di ogni verticale può essere ricavata, in prima approssimazione, dalla lettura dell'asta idrometrica e dal rilievo topografico della sezione stessa. Però, poiché la mobilità dei sedimenti di fondo può indurre delle deformazioni altimetriche dell'alveo anche rilevanti, la prima operazione di misura presso ogni verticale consiste nel rilievo diretto della profondità del flusso ottenuta utilizzando un sensore di fondo integrato nel peso del mulinello (vedi descrizione delle attrezzature).

2.1.2 Misura della velocità del flusso e della portata liquida

La velocità del flusso in una corrente a pelo libero non è costante lungo una verticale. Il profilo di velocità è infatti deformato in maniera significativa nella parte bassa, a causa dell'attrito con gli elementi di scabrezza del fondo, ed in maniera praticamente trascurabile nella parte superiore, in corrispondenza dell'interfaccia acqua-aria, a causa del modesto attrito con quest'ultima. In condizioni ideali, trascurando l'attrito con l'aria ed in presenza di una scabrezza di fondo uniforme, la variazione di velocità con la profondità tende ad assumere un profilo di tipo

logaritmico con la velocità massima in corrispondenza del pelo libero dell'acqua e velocità tendenti a zero in prossimità del fondo. In un profilo di questo tipo ad una profondità di circa 0.6 H (con H uguale alla profondità totale) si osserva una velocità che corrisponde alla velocità media del flusso. Gli strumenti di misura della velocità del flusso che sono attualmente disponibili su mercato sono tutti di tipo puntuale, ovverosia rilevano soltanto la velocità in un punto. Teoricamente, per ottenere la velocità lungo una verticale basterebbe quindi misurare la velocità alla profondità 0.6 H. Purtroppo, l'osservazione di situazioni reali ha mostrato che il profilo di velocità di un corso d'acqua naturale si può discostare anche sensibilmente dal profilo teorico ed è pertanto stato suggerito di ovviare a questo inconveniente effettuando due misure puntuali, rispettivamente a 0.2 H e 0.8 H, e facendo poi la media matematica dei valori rilevati per ottenere la velocità media del flusso, riferita alla verticale considerata. Nel caso di profondità molto elevate i punti di misura possono essere elevati fino a cinque (in prossimità della superficie, a 0.2 H, 0.6 H, 0.8 H e in prossimità del fondo) per aumentare l'affidabilità delle misure, mentre in condizione di flussi molto poco profondi rispetto alle dimensioni del mulinello, e tali quindi da non consentire le misure a 0.2 H (l'elica del mulinello fuoriesce dall'acqua) e 0.8 H (l'asse del mulinello appoggiato sul fondo è ad una profondità minore di 0.8 H), si deve necessariamente ricorrere alla sola misura alla profondità di 0.6 H.

I criteri ora descritti sono largamente diffusi e saranno adottati integralmente per il presente studio. In pratica si procede nel modo seguente: una volta posizionato il carrello con il braccio e l'argano in corrispondenza della verticale di misura, è stato abbassato il mulinello fino a raggiungere il pelo libero dell'acqua. A questo punto viene azzerato il contatore metrico dell'argano e fatto scendere ulteriormente il mulinello fino a raggiungere il fondo, il cui contatto è segnalato da un sistema acustico. Determinata in questo modo la profondità della verticale si procede al posizionamento dell'asse del mulinello alle profondità programmate e si esegue una misura diretta di velocità del flusso che viene rilevata dopo uno stazionamento di 30" sul display del contascatti collegato elettricamente con il mulinello.

Una volta ottenuta la velocità media per ogni verticale con la procedura descritta si può procedere al calcolo della portata di ogni settore di sezione attraverso l'equazione di continuità:

$$Q_i = A_i V_i$$

In cui Q_i è la portata liquida in $m^3 s^{-1}$, V_i la velocità media in $m s^{-1}$ e A_i è l'area in m^2 del settore considerato, uguale al prodotto dell'altezza della verticale per la lunghezza dell'intervallo tra le

verticali. La portata totale Q , relativa dell'intera sezione d'asta fluviale, deriva dalla somma delle portate dei singoli settori per cui

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

Dove i pedici 1, 2... ed n indicano i vari settori in cui è stata scomposta la sezione.

2.1.3 Misura del trasporto solido in sospensione

La portata dei solidi trasportati in sospensione si misura attraverso i valori di concentrazione dei sedimenti sospesi presenti nell'acqua. I dati di concentrazione si possono ottenere in forma indiretta, utilizzando il grado di attenuazione di un qualche segnale (ottico, ultrasuoni, raggi gamma, ecc.) oppure attraverso il prelievo di campioni di torbida significativi e rappresentativi, sia della variabilità laterale che verticale della concentrazione dei solidi sospesi la quale viene, successivamente, stimata da personale qualificato in un laboratorio sedimentologico secondo procedure standard.

I vantaggi e gli svantaggi di ciascuna delle due procedure sono riportati di seguito.

Strumenti per la misura diretta della concentrazione

Vantaggi:

- misura in tempo reale della concentrazione;
- ove si disponga di dati di portata liquida in tempo reale, si può risalire ai valori di portata solida in sospensione, seguendone l'evoluzione durante il passaggio di un evento di piena;
- acquisizione dati direttamente su personal computer;
- funzionamento autonomo (solo per alcuni strumenti).

Svantaggi:

- affidabilità del dato non sempre costante;
- necessità di frequenti tarature e controlli dello strumento;
- frequente manutenzione delle sonde per rimuovere sporco o altre ostruzioni nelle installazioni fisse;
- efficienza non uniforme per tutti i campi di concentrazione;
- funzionamento non autonomo (solo per alcuni strumenti);
- uso di radiazioni talora pericolose (raggi gamma);
- impossibilità di ottenere dati granulometrici attendibili;

- alto costo della strumentazione.

Strumenti per la misura indiretta della concentrazione

Vantaggi:

- massima affidabilità del dato;
- possibilità di ottenere dati granulometrici attendibili;
- semplicità d'uso dei campionatori;
- capacità di operare su un vastissimo campo di concentrazioni;
- nessuna manutenzione per i campionatori manuali;
- funzionamento autonomo (solo per alcuni strumenti);
- basso costo degli strumenti (soprattutto di quelli manuali).

Svantaggi:

- impossibilità di avere dati in tempo reale;
- funzionamento non autonomo (campionatori manuali).

Nonostante lo sviluppo delle moderne tecnologie, i torbidimetri che basano il loro funzionamento sulla misura diretta della concentrazione, non hanno ancora raggiunto un soddisfacente grado di affidabilità. La ristrettezza dei campi di applicazione e i problemi ambientali connessi con alcuni tipi di radiazioni emesse ne hanno limitato molto l'utilizzazione pratica. Gli strumenti campionatori quindi si fanno preferire ai torbidimetri in quanto, prelevando una piccola quantità di acqua e sedimenti, consentono di minimizzare gli errori strumentali e, comunque, di disporre di un campione fisico rappresentativo su cui poter effettuare delle precise determinazioni di laboratorio. Inoltre quasi tutti i tipi di torbidimetro hanno bisogno periodicamente di essere sottoposti a taratura di verifica, e questa può essere fatta solo utilizzando i campionatori di torbida manuali.

Per i motivi su esposti gli strumenti che verranno adottati per il presente studio saranno i campionatori automatici aspiranti ed i campionatori manuali isocinetici.

2.1.4 Misura del trasporto solido al fondo

Se, come si è visto, la misura del trasporto solido in sospensione è complessa e presenta numerose difficoltà, quella del trasporto al fondo è di gran lunga più ardua ed impegnativa. Le ragioni di ciò sono molteplici e risiedono soprattutto nelle modalità di trasporto, nell'entità del fenomeno e nelle dimensioni dei sedimenti di fondo al cui aumento delle dimensioni corrispondono maggiori difficoltà di misura.

Gli strumenti che si possono usare dipendono infine dalle dimensioni dell'alveo e dalle finalità dei rilievi che si vogliono eseguire. Le caratteristiche idrauliche e sedimentologiche dei corsi d'acqua oggetto del presente studio hanno suggerito l'adozione di una metodologia di misura basata sull'impiego di strumenti campionatori. I migliori campionatori di trasporto al fondo sono considerati quelli così detti "a differenza di pressione", in cui lo svasamento della parte posteriore favorisce la sedimentazione, ed alcuni tipi di trappole mobili. Ambedue vengono adagiati sul fondo rimanendovi per un tempo sufficiente alla raccolta di un campione significativo.

Del primo tipo esistono diversi tipi simili per caratteristiche costruttive; quello più noto ed usato, soprattutto per le misure in campagna, è il campionatore di fondo Helley-Smith che verrà impiegato nella presente attività. Questo strumento è costituito da una parte frontale metallica con una bocca a sezione quadrata, di lato variabile tra 7.5 e 15 cm, alla quale viene fissato un sacco in tessuto di nylon con maglia di 0.25 mm. Il campionatore può essere usato manualmente, manovrandolo e mantenendolo in posizione di campionamento tramite un'asta rigida, fissata alla sommità della testa metallica; oppure, come nel caso del presente studio, può essere impiegato a sospensione. In quest'ultimo caso dalla testa del campionatore partono tre bracci che si uniscono posteriormente ad una coda munita di grandi pinne stabilizzatrici.

Date le caratteristiche tecniche che lo contraddistinguono, il campionatore Helley-Smith è adatto soprattutto per corsi d'acqua con materiali di fondo compresi tra le sabbie e le ghiaie medio-fini e tassi di trasporto non molto elevati.

L'elevato peso e la presenza di ampie pinne stabilizzatrici permettono l'utilizzo di questo tipo di campionatore anche in condizioni di velocità della corrente relativamente alta, ma necessita di un braccio e di un argano meccanici o di altre installazioni fisse più complesse per poter essere manovrati adeguatamente ed in sicurezza del personale addetto.

Il campionatore viene utilizzato posizionandolo sul fondo, in corrispondenza delle stesse verticali individuate per la misura di velocità del flusso e di trasporto solido in sospensione, e viene mantenuto in posizione di campionamento per un tempo sufficiente ad ottenere un campione rappresentativo del materiale trasportato al fondo.

2.2 FASE DI LABORATORIO

Le attività di analisi di laboratorio dei campioni raccolti sono consistite in:

- analisi dei campioni di miscuglio acqua e sedimenti in sospensione tramite essiccazione, pesatura e analisi al sedigrafo per la caratterizzazione granulometrica del residuo solido;
- analisi dei campioni di trasporto al fondo tramite pesatura, quartatura, setacciatura e caratterizzazione granulometrica;

Le analisi sono state condotte da personale qualificato in un laboratorio di sedimentologia appositamente allestito con le attrezzature specifiche necessarie.

In particolare, si sono mostrate essere di una certa complessità le operazioni di laboratorio necessarie alla stima del trasporto solido in sospensione; di seguito vengono minuziosamente descritte le metodologie utilizzate per l'analisi dei campioni di trasporto solido in sospensione e per la setacciatura dei campioni di trasporto solido al fondo.

2.2.1 Analisi dei campioni di trasporto solido in sospensione

La stima della misura del trasporto solido in sospensione si effettua sulla base dei campioni di torbida raccolti con il campionatore integratore che danno una concentrazione media su ogni verticale di misura della sezione fluviale. Il materiale presente in sospensione ha due componenti: wash-load e bed-material.

Il primo arriva nel corso d'acqua dal dilavamento dei versanti del bacino idrografico e la sua portata solida risulta essere indipendente dalle condizioni idrodinamiche; il secondo è vero e proprio materiale d'alveo. Quindi ha senso parlare di formula di stima del trasporto solido, intesa come formula che lega la portata solida alle condizioni idrodinamiche e le caratteristiche delle particelle, solo per la frazione di bed-material.

Per questo si è resa necessaria una procedura di laboratorio sui campioni di trasporto solido in sospensione (t.s.s.) che distinguesse le due componenti. Una volta ottenuta la percentuale di bed material si può stimare la portata solida in sospensione come il prodotto tra la portata liquida stimata e la concentrazione depurata dalla componente in wash - load.

$$Q_{SS} = Q_{liq} \times C_{\text{Bed material}}$$

“Doppia Filtrazione” - Procedura utilizzata su filtri essiccati contenenti wash-load e bed-material

Tale procedimento si è dovuto eseguire per poter disgregare i grumi che si sono formati durante l'essiccazione dei filtri di carta con maglia usati per raccogliere il materiale contenuto nei campioni di trasporto solido in sospensione.



Figura 2-1 - Filtri contenenti wash-load e bed-material

La cementazione tra i granuli più fini e la carta del filtro già utilizzato in precedenza falserebbe altrimenti la misura del campione (Figura 2-1): tale cementazione è dovuta ai legami coesivi di limo e l'argilla presenti nel campione. La procedura è riassunta di seguito e riportata in Figura 2-2:

1. Si preleva, in un cilindro, un campione di acqua distillata pari a 500 ml.
2. Si disciolgono 30 g di disgregante (polifosfato di sodio), così da avere una concentrazione di disgregante di 60 g/l.
3. Si miscelano i componenti fino a che il disgregante non si miscela completamente in soluzione.
4. Si mette a bagno un filtro alla volta e dopo aver fatto agire il disgregante per circa 30 min, si rimuove tramite un'apposita spatolina il residuo del campione ormai privo di legami coesivi.
5. Si rimuove il filtro cartaceo e si agita la miscela così da ottenere una soluzione torbida.
6. Si pesa con una bilancia di precisione il setaccio con dimensione di maglia 0,062 mm (preventivamente sottoposto ad un soffio d'aria compressa per eliminare i granuli residui delle pesate precedenti) per avere la tara iniziale di riferimento.
7. Ipotizzando di non avere più materiale aggregato, si procede alla vagliatura ad umido, avendo l'accortezza di usare sempre dell'acqua distillata così da poter escludere un eventuale apporto di granuli di calcare esterno al campione originale. Infatti, date le esigue quantità di campione in gioco in tali misure, anche pochi granuli potrebbero influire sul grado di precisione richiesto.
8. Si essicca il composto senza toglierlo dal setaccio.

9. Si determina tramite la bilancia di precisione il peso del complesso vaglio-materiale e per differenza dalla pesata della tara si ottiene il peso del materiale. Si determina la percentuale di bed material e per complementarità la percentuale di wash-load.



Figura 2-2 - Fasi di lavoro durante l'analisi dei filtri ottenuti da misure di trasporto solido in sospensione.

“Doppia filtrazione” - Procedura elaborata da applicare per l'analisi dei campioni di trasporto in sospensione

La procedura è articolata nelle seguenti fasi:

1. Una volta estratta la bottiglia dal campionatore, vi si aggiunge del disgregante in quantità molto minore rispetto alla procedura precedente; si fa agire per circa 30 min.
2. Si procede ad una doppia filtrazione: si fa colare il campione su di un setaccio di maglia appoggiato su di un sostegno contenente un imbuto con un filtro di carta (Figura 2-3).
3. Si procede alla vagliatura a umido del materiale trattenuto dal vaglio.
4. Si essicca il composto senza toglierlo dal setaccio, ed in parallelo, anche il filtro contenente a questo punto solo wash-load.
5. Si determina tramite la bilancia di precisione il peso del complesso vaglio-materiale e, per differenza dalla pesata della tara, si ottiene il peso del materiale.
6. Sempre tramite la bilancia di precisione si determina il peso del materiale contenuto nel filtro.
7. Si determina la percentuale di bed material e quella di wash-load.



Figura 2-3 - Fasi della procedura di lavoro durante l'analisi dei campioni di trasporto solido in sospensione.

2.2.2 Setacciatura dei campioni di trasporto solido al fondo

Di seguito si riportano i dettagli delle analisi di laboratorio che sono state condotte sui campioni di trasporto al fondo prelevati:

- la setacciatura a secco, che può essere eseguita sia sul materiale grossolano che su quello fine ($-5 \leq \Phi \leq 4$);
- la setacciatura a umido, che può essere eseguita solo sulla parte fine ($\Phi \geq 0,5$).

Setacciatura a secco

Il campione portato in laboratorio, ed eventualmente quartato, con diametri compresi tra $-5 \leq \Phi \leq 4$, viene sottoposto alla seguente procedura:

1. *Essiccamento* - Il materiale viene essiccato per mezzo di lampade a infrarossi per un tempo di circa 24-36 ore.
2. *Vibrazione* - Il campione essiccato viene disposto in una pila costituita da una serie di setacci (a maglia circolare-quadrata) con aperture di diverse dimensioni in relazione al tipo di materiale da analizzare. I setacci vengono disposti uno sull'altro, con apertura delle maglie decrescente verso il basso (Tab. 2.1).

DIAMETRI DEI SETACCI													
Φ	-5	-4,5	-4	-3,5	-3	-2,5	-2	-1,5	-1	-0,5	0	0,5	1
	1,5	2	2,5	3	3,5	4							
<i>D</i>	32	22,6	16	11,3	8	5,65	4	2,83	2	1,41	1	0,71	
(mm)	0,5	0,35	0,25	0,18	0,12	0,01	0,06						

Tabella 2.1 - Setacci

Tutta la pila viene poi fatta vibrare con agitazione meccanica, in modo da favorire il passaggio del materiale dalle maglie dei vari setacci. Al termine della fase di agitazione, sarà passato da ciascun setaccio il materiale con diametro inferiore a quello delle relative maglie.

3. *Pesatura* - Il materiale trattenuto dai vari setacci viene pesato con una bilancia di precisione e moltiplicato per il numero **Q** determinato sul campo.
4. *Ricerca della curva granulometrica* - I dati ottenuti dalla fase 3 vengono utilizzati per costruire le curve di frequenza cumulata e relativa per il sottostrato.

Le fasi di lavoro sono schematizzate in fig. 2-4.



Figura 2-4 - Fasi di lavoro durante setacciatura a secco

Setacciatura a umido

Tale procedimento viene usato per disgregare i grumi che tendono a formarsi durante l'essiccazione per effetto della cementificazione tra i granuli più fini, il limo e l'argilla presenti nel campione.

La procedura si articola nelle seguenti fasi:

1. Si preleva un campione di materiale fine (1 kg) dal totale raccolto in sito.
2. Si dispone il campione in un setaccio con dimensione di maglia pari a 0,062 mm.
3. Si sistema il setaccio su un lavabo e si apre l'acqua corrente.
4. Si maneggia il composto così da ottenere una miscela torbida, che andrà via via a chiarificarsi man mano che viene filtrata l'acqua contenente i limi e le argille presenti nel campione iniziale. Tale procedimento si arresta quando l'acqua in uscita dal vaglio sarà limpida.
5. Il materiale rimasto nel setaccio viene sottoposto nuovamente alla setacciatura a secco, con l'accortezza di non togliere il composto dal setaccio durante l'essiccamento.
6. Si procede al calcolo della curva granulometrica.

Le fasi di lavoro sono schematizzate in fig. 2-5.

Tale metodo è valido per materiale prevalentemente sabbioso; per misture grossolane bisogna trattare il campione con del disgregante prima di applicare la suddetta procedura.



Figura 2-5 - Fasi di lavoro durante la setacciatura a umido

3 METODOLOGIE IMPIEGATE NELLA FASE DI ELABORAZIONE DEI DATI

3.1 ELABORAZIONE DELLE PORTATE LIQUIDE E SOLIDE

Le attività di elaborazione dei dati consisteranno nell'archiviazione, analisi e applicazione di algoritmi di calcolo finalizzati ai seguenti obiettivi:

- determinazione della portata liquida;
- determinazione della portata solida al fondo e delle sue caratteristiche granulometriche;
- determinazione della portata solida in sospensione e delle sue caratteristiche granulometriche.

Sulle base di queste elaborazione sarà possibile effettuare la taratura della scala di deflusso del trasporto solido in ciascuna stazione di misura individuata.

3.1.1 Metodologia per la stima della portata liquida

La stima della portata liquida in transito durante l'evento di piena monitorato, viene effettuata integrando le misure dell'altezza d'acqua e della velocità puntuale della corrente attraverso il 'metodo delle aree di competenza'. Questo metodo prevede di suddividere la sezione liquida in un numero di sotto-sezioni liquide a ciascuna delle quali compete una determinata misura di velocità; la portata liquida complessiva Q è ottenuta sommando i contributi elementari di portata che afferiscono alle sotto-sezioni liquide individuate.

Di seguito si riportano le fasi di applicazione del metodo, le quali sono illustrate anche in Figura 3-1:

1. Si posizionano graficamente le verticali di misura della velocità sul rilievo topografico della sezione trasversale oggetto di misura. Se in una campata sono presenti più verticali di misura, si procede ad un'ulteriore suddivisione dell'area.
2. Si posizionano i punti di misura delle velocità e si tracciano delle linee intermedie ogni due punti di misura appartenenti ad una stessa verticale.
3. Si ottengono così le rispettive aree di competenza, ad ognuna della quale compete il valore di velocità del punto di misura al suo interno.
4. Si calcola la superficie di ogni area di competenza
5. Si stima la portata liquida secondo la seguente formula:

$$Q_{liquida} = \sum_i Q_i = \sum_i \sum_j v_{ij} \cdot A_{ij}$$

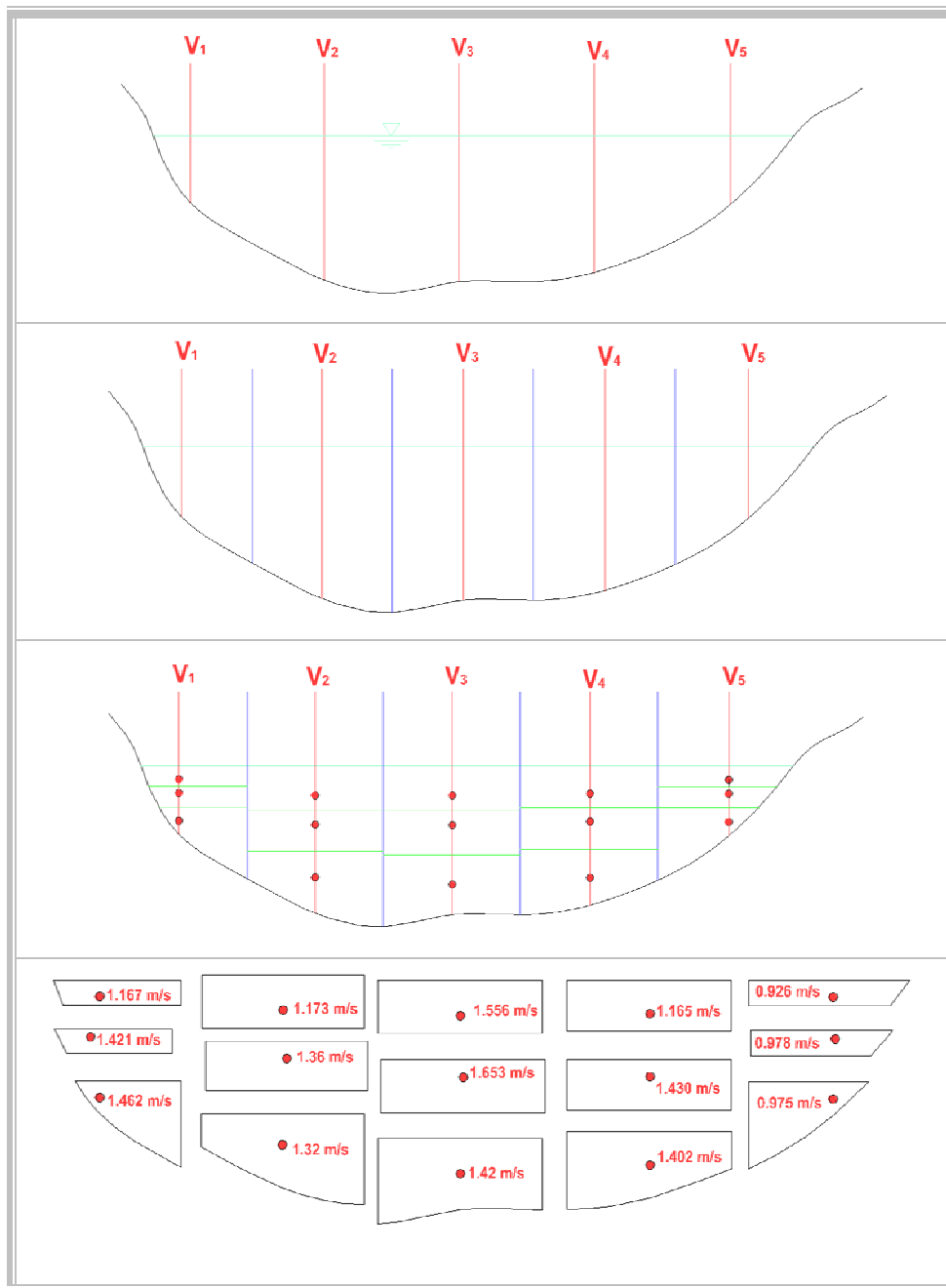


Figura 3-1. Fasi di applicazione del metodo delle aree di competenza.

3.1.2 Metodologia per la stima della portata solida al fondo

La stima della portata solida al fondo Q_{sf} è stata effettuata attraverso un procedimento simile a quello utilizzato per la stima della portata liquida, dove anziché utilizzare aree bagnate di competenza vengono utilizzati segmenti del contorno bagnato di competenza.

Il metodo prevede che il peso dei sedimenti raccolto su una larghezza pari a quella della bocca del campionario venga ridistribuito nel relativo segmento del contorno bagnato di competenza. Nel caso di un campionario caratterizzato da efficienza pari al 100%, la portata solida al fondo Q_{sf} viene calcolata come segue:

$$Q_{sf} = \sum_i \left(\frac{p_i}{t_i} \right) \cdot \left(\frac{B_i^*}{l} \right)$$

in cui p_i è il peso del campione di sedimenti raccolto sulla i -esima verticale, t_i è il tempo di campionamento associato alla i -esima verticale, B_i^* è la larghezza efficace dell' i -esimo tratto di fondo, l è la larghezza della bocca del campionario.

3.1.3 Metodologia per la stima della portata solida in sospensione

La stima della portata solida in sospensione Q_{ss} si basa sulla determinazione della concentrazione dei sedimenti in ciascun campione di mistura raccolto tramite il campionario integratore. Si noti che la portata dei sedimenti in sospensione è costituita dalla somma di due contributi che derivano:

- i) dalla sospensione dei sedimenti di tipo sabbioso presente nell'alveo (sospensione da *bed-material*)
- ii) dalla componente più fine (limo e argilla) proveniente dall'azione di dilavamento dei versanti (sospensione da *wash-load*).

Ai fini della determinazione delle scale di deflusso della portata solida è necessario stimare la concentrazione dei sedimenti in sospensione depurata dalla componente in *wash-load*, poiché quest'ultima non partecipa alla dinamica evolutiva dell'alveo.

Risulta pertanto:

$$Q_{ss} = Q \cdot C_{bed}$$

in cui C_{bed} è la concentrazione dei sedimenti in sospensione da *bed-material* nel campione di mistura raccolto. La separazione tra la componente in sospensione *wash-load* e la componente in

sospensione da *bed material* è stata effettuata durante la fase di laboratorio attraverso la separazione del materiale sabbioso dal materiale limoso e argilloso (tecnica della “*doppia filtrazione*”).

3.2 MODELLAZIONE MATEMATICA DELLE PORTATE LIQUIDE E SOLIDE

3.2.1 Il modello idraulico a fondo fisso

Il pacchetto software HEC-RAS 3.1.3 (Hydrologic Engineering Center’s River Analysis System), elaborato dall’*U.S. Army Corps of Engineers* è uno strumento di calcolo idraulico monodimensionale dalla consolidata affidabilità, ampiamente utilizzato in campo internazionale e nazionale. HEC-RAS permette di condurre l’analisi idraulica monodimensionale sia in moto permanente che in moto vario. L’interfaccia utente (Figura 3-2), permette un agevole inserimento di dati, una pronta analisi dei risultati e la possibilità di georeferenziare le sezioni introdotte permette una intuitiva rappresentazione grafica dei risultati.

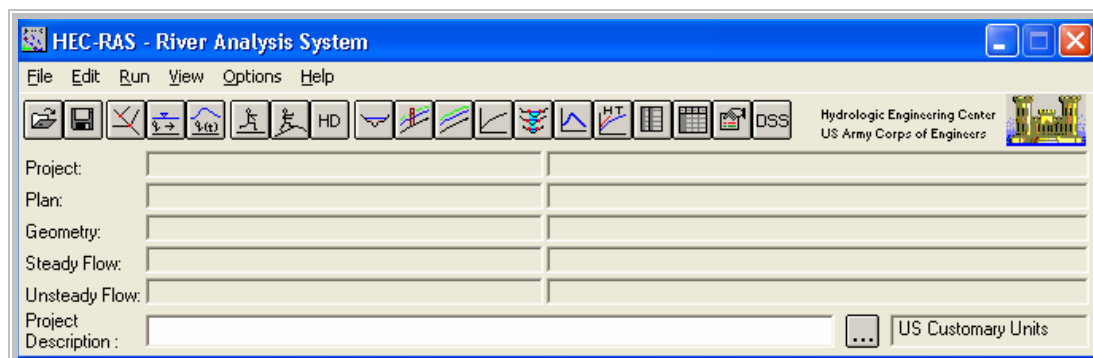


Figura 3-2- Interfaccia utente di Hec-Ras 3.1.3

Il modello di moto permanente, permette di valutare tutte le grandezze idrauliche di interesse per una corrente gradualmente variata in regime subcritico, supercritico o misto.

Tale codice è basato essenzialmente sull’integrazione, alle differenze finite, dell’equazione dell’energia di una corrente. Le perdite di energia sono valutate mediante il coefficiente di scabrezza di Manning per le perdite distribuite e mediante i coefficienti di contrazione ed espansione della corrente per valutare le perdite concentrate dovute alla variazione della sezione trasversale. Nella simulazione del moto vario il modello utilizza il motore di calcolo UNET il quale risolve le equazioni complete di De St. Venant utilizzando uno schema di risoluzione implicito alle differenze finite. Tale schema di calcolo è stato sviluppato per il moto vario in corrente subcritica.

Lo schema di risoluzione utilizza il metodo iterativo di Newton-Raphson per risolvere equazioni non lineari. Tale codice di calcolo, comunque, pur utilizzando una soluzione linearizzata,

per una corrente subcritica fornisce risultati affidabili e stabili, avendo l'accortezza di utilizzare intervalli di calcolo sufficientemente ridotti. Permette inoltre di simulare in modo efficace le singularità introdotte nel modello: ponti, tratti tombinati, invasi in linea e in derivazione, sfioratori in linea, sfioratori laterali, luci a battente.

I profili di corrente sono calcolati risolvendo, mediante procedura iterativa (*standard step method*) la seguente equazione del bilancio dell'energia fra due sezioni:

$$y_2 + Z_2 + \alpha_2 \cdot \frac{u_2^2}{2g} = y_1 + Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{u_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

y_1, y_2 : Altezze idriche in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

Z_1, Z_2 : Quote dei punti di thalweg in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

u_1, u_2 : Velocità medie

α_1, α_2 : Coefficienti di perdita

g : Accelerazione di gravità

h_e : Perdite fra le sezioni calcolate con la seguente espressione.

Con il supporto del software HEC-RAS, è possibile calcolare, in tutte le sezioni di interesse del modello, le principali caratteristiche della corrente sia in moto permanente che vario. I dati necessari per la costruzione del modello sono i dati geometrici relativi alle sezioni, le distanze fra le sezioni, coefficienti di scabrezza, coefficienti di espansione e contrazione, la descrizione geometrica ed i parametri idraulici di eventuali strutture aggiuntive (ponti, traverse, sfioratori).

Nell'inserimento dei dati relativi alla geometria, HEC-RAS permette di georeferenziare sia il tracciato dell'asta fluviale, sia le sezioni fluviali, permettendo così la costruzione di una visualizzazione prospettica del modello e dei suoi risultati in termini di livelli idrici.

Il programma permette anche di definire, per ciascuna sezione, una porzione della stessa che non partecipa attivamente al deflusso; in tali aree, soggette comunque ad allagamento, la velocità di deflusso è molto prossima allo zero. Il volume invasato è incluso nell'equazione di continuità, ma la porzione di perimetro bagnato relativo a tali aree non partecipa al calcolo delle perdite distribuite.

È inoltre possibile fissare una quota di disattivazione di tali aree; ovvero quando il livello idrico nella sezione raggiunge o supera tale valore la porzione di sezione viene attivata e partecipa al deflusso.

3.2.2 Il modello idro-morfodinamico a fondo mobile

Si consideri un sistema di assi cartesiani ortogonali, (x,y,z) , di versori $(\bar{i}, \bar{j}, \bar{k})$, con l'asse z verticale positivo ascendente e l'asse x orizzontale, coincidente con la proiezione della linea del thalweg sul piano $z = 0$, e positivo verso valle. Considerando valori trascurabili per la pendenza del fondo, le sezioni trasversali del corso d'acqua si assumono ortogonali all'asse x . La corrente, come d'uso nello schema unidimensionale, risulta rettificata in pianta.

Il volume di controllo V , in corrispondenza della cella j -esima, è definito dal tratto di canale delimitato dalle due sezioni trasversali j e $j+1$, ortogonali all'asse x . La superficie di controllo S è composta rispettivamente dalla sezione trasversale di monte S_j , dalla sezione trasversale di valle S_{j+1} , dalla superficie bagnata S_l , delimitata da S_j e da S_{j+1} , e dalla superficie del pelo libero S_{pl} .

L'equazione della quantità di moto, applicata al volume di controllo V e proiettata sull'asse orizzontale x , porge:

$$\rho \frac{\partial}{\partial t} \int_{x_j}^{x_{j+1}} Q dx + S_{tj+1} - S_{tj} + \int_{S_l} (p\bar{n} - \bar{\tau}) \cdot \bar{i} dS_l = 0$$

dove ρ = densità dell'acqua; Q = portata liquida; p = pressione; \bar{n} = versore uscente normale a S ; $\bar{\tau}$ = tensioni tangenziali (viscose + turbolente); \bar{S}_{tj} è la spinta totale definita come segue:

$$\bar{S}_{tj} = \int_{S_j} (p + \rho v^2) \cdot \bar{i} dS$$

In accordo con Catella & Solari (2005), l'equazione della quantità di moto si può scrivere come segue:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \int_{x_j}^{x_{j+1}} Q dx + \left[\beta \frac{Q|Q|}{A} + gI_1 \right]_{x_j}^{x_{j+1}} + \\ & - g \left[A_{j+1} (h_m - z_{gj+1}) - A_j (h_m - z_{gj}) \right] + \\ & + \frac{\Delta x_j}{2} \left[B_{j+1} \left(\frac{Q|Q|}{(CA)^2} \right)_{j+1} + B_j \left(\frac{Q|Q|}{(CA)^2} \right)_j \right] = 0 \end{aligned}$$

dove β = coefficiente di ragguglio delle quantità di moto; A = area della sezione liquida; g = accelerazione di gravità; I_l = momento statico dell'area della sezione liquida rispetto alla superficie del pelo libero; h_m = altezza media della superficie libera all'interno della cella j -esima; z_g = quota del baricentro dell'area della sezione liquida; Δx_j = distanza tra le sezioni trasversali j -esima e $j+1$ -esima; B = perimetro bagnato; e C = coefficiente adimensionale di Chézy.

L'equazione di continuità scritta in forma integrale, assumendo che non sia presente alcun afflusso o deflusso laterale della portata, risulta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{x_j}^{x_{j+1}} A dx + [Q]_{x_j}^{x_{j+1}} = 0$$

Infine, la forma integrale dell'equazione di continuità per i sedimenti, sempre assumendo che non vi siano apporti laterali, può essere scritta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{x_j}^{x_{j+1}} z_b dx + \frac{1}{(1-\lambda)b_m} [Q_s]_{x_j}^{x_{j+1}} = 0$$

dove z_b = la quota del fondo del corso d'acqua; λ = la porosità del materiale del letto; b_m = larghezza media del pelo libero all'interno della cella j -esima; e Q_s = portata solida.

La chiusura delle equazioni di governo è ottenuta individuando un legame tra le caratteristiche idrodinamiche della corrente ed il trasporto solido. Nel presente lavoro si è assunta l'ipotesi di adattamento immediato, cioè che il trasporto solido sia in grado di saturare la capacità di trasporto, adattandosi istantaneamente a moderate variazioni della corrente sia spaziali che temporali. La capacità di trasporto è stata valutata applicando, nella presente analisi, la formula di *Meyer-Peter e Müller* (1948) e la formula di *Parker* (1990).

Introducendo l'usuale discretizzazione:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{x_j}^{x_{j+1}} G dx \cong \frac{G_m^{n+1} - G_m^n}{\Delta t^n} \Delta x_j$$

(dove G è una variabile arbitraria, G_m è il suo valore medio dentro la cella j -esima, ed n è il passo temporale) si ottengono $3(N-1)$ equazioni nelle $3(N-1)$ variabili A_m , Q_m e Δz_{bm} valori dell'area della sezione liquida A , della portata liquida Q e della variazione di quota del fondo Δz_b in ognuna delle $N-1$ celle, definite da una discretizzazione dell'intera lunghezza del tratto di corso d'acqua per mezzo di una griglia di N nodi con passo spaziale variabile.

La soluzione del presente sistema di equazioni è determinata seguendo una procedura di tipo disaccoppiato.

In un primo tempo, assumendo il fondo fisso, vengono integrate l'equazione di continuità per la corrente e l'equazione della quantità di moto, applicando uno schema esplicito a due passi del tipo *predictor-corrector* basato su un metodo ai volumi finiti (Catella & Solari, 2005). La tecnica proposta è composta da una sequenza di due passi temporali nei quali le derivate spaziali sono prese nella stessa direzione, essendo le variabili conservative del sistema, area A_m e portata Q_m , valutate all'interno di ciascuna cella:

$$\mathbf{U}_j^P = \mathbf{U}_j^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_j} [\mathbf{F}_{j+1}^n - \mathbf{F}_j^n] + \Delta t^n \mathbf{S}(\mathbf{U}^n, x)$$

$$\mathbf{U}_j^c = \mathbf{U}_j^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_j} [\mathbf{F}_{j+1}^P - \mathbf{F}_j^P] + \Delta t^n \mathbf{S}(\mathbf{U}^P, x)$$

dove gli apici p e c indicano i passi *predictor* e *corrector*, mentre \mathbf{U} , \mathbf{F} ed \mathbf{S} sono rispettivamente i vettori delle variabili conservative, dei flussi e dei termini sorgente.

La soluzione al nuovo istante temporale $n+1$ è valutata come media tra i valori delle variabili ottenuti ai passi predictor e corrector.

Nel presente modello, la portata liquida Q è sempre assegnata attribuendo Q_m al nodo di valle a partire dalla condizione al contorno di monte. Per assegnare la sezione liquida A , è stato applicato un criterio basato sul valore del numero di Froude della corrente media nelle celle di monte e di valle rispetto al nodo da assegnare, oltre ad un'appropriata condizione al contorno all'estremità di valle o di monte del canale rispettivamente nel caso di corrente lenta o veloce. In particolare, al nodo $j+1$ A assume il valore A_{mj+1} , se la corrente media nelle celle j e $j+1$ è subcritica, viceversa, nel caso in cui si abbiano entrambe le correnti medie supercritiche, A assume il valore A_{mj} . Se le correnti medie nelle celle j e $j+1$ sono rispettivamente subcritiche e supercritiche, al nodo $j+1$ viene assegnato il valore critico, mentre nel caso opposto, è applicato un criterio basato su considerazioni relative alle rispettive spinte totali.

Successivamente l'equazione di continuità per i sedimenti viene integrata per mezzo di uno schema esplicito, basato su un metodo ai volumi finiti, utilizzando i valori delle variabili idrauliche precedentemente determinati:

$$\Delta z_{bmj}^{n+1} = -\frac{\Delta t^n}{\Delta x_j} \frac{1}{(1-\lambda)b_m} [Q_{sj+1}^{n+1} - Q_{sj}^{n+1}]$$

Per assegnare Δz_b viene nuovamente applicato un criterio basato sul valore del numero di Froude della corrente media nelle celle poste rispettivamente a monte e a valle del nodo considerato. In particolare Δz_b al nodo $j+1$ assume il valore Δz_{bmj} , se la corrente media nelle celle j e $j+1$ è subcritica, viceversa, se in entrambe le celle la corrente media è supercritica, Δz_b assume il valore Δz_{bmj+1} . In accordo con *de Vries* (1965), nell'ipotesi di soluzione continua del modello iperbolico, si è assunto che le perturbazioni del fondo si propagano verso valle se la corrente è in condizioni subcritiche (numero di Froude < 0.8), e verso monte se la corrente è in condizioni supercritiche (numero di Froude > 1.2).

Se le correnti medie nelle celle j e $j+1$ sono rispettivamente subcritica e supercritica, al nodo $j+1$ è assegnato lo stato critico e pertanto Δz_b assume il valore medio tra Δz_{bmj} e Δz_{bmj+1} . Nel caso opposto, al nodo $j+1$ può essere assegnato un regime di corrente supercritica o subcritica per effetto del criterio di assegnazione delle aree medie basato sulle spinte totali. Nel primo caso Δz_b ai nodi $j+1$ e $j+2$ assume il valore $\Delta z_{bmj+1}/2$, nel secondo caso Δz_b ai nodi j e $j+1$ assume il valore $\Delta z_{bmj}/2$. Infatti, in regime transcritico, in accordo con *Sieben* (1999), le perturbazioni della quota del letto del corso d'acqua si propagano sia verso monte che verso valle, inducendo una deformazione del fondo più o meno simmetrica.

Per la stabilità del presente schema esplicito, il numero di Courant-Friederich-Lewy N_{CFL} deve soddisfare la seguente relazione:

$$N_{CFL} = \Delta t \cdot \frac{\max_i \left[\left| \frac{Q}{A} \right|_i \right] + \max_i \left[\sqrt{\frac{g \cdot A}{\alpha \cdot b}} \right]_i}{\min_i [\Delta x_i]} < 1 \quad 1 \leq i \leq N$$

dove α = coefficiente di Coriolis.

3.2.3 La stima delle condizioni di incipiente trasporto

I primi contributi al problema della definizione di condizioni critiche per il trasporto di fondo, in correnti turbolente, risalgono a *Brahms* (1753), ma il primo approccio sistematico al problema è dovuto a *Shields* (1936).

Osservazioni dettagliate del processo attraverso cui le particelle giacenti sul fondo vengono mobilitate dalla corrente, rivelano che il meccanismo è intermittente e casualmente distribuito nello spazio e nel tempo. La definizione di condizioni critiche può essere data quindi solo in termini statistici, facendo riferimento cioè al valor medio della tensione che una corrente turbolenta uniforme deve esercitare su un fondo granulare affinché le particelle possano essere mobilitate.

Sono state valutate le condizioni di incipiente movimento secondo tre criteri diversi per avere un confronto tra le varie teorie in regime di moto uniforme.

Criterio di Shields (1936)

Shields ha studiato il fenomeno di inizio del moto rilevando sperimentalmente la dipendenza della portata solida volumetrica trasportata dalla corrente con la tensione media al fondo: estrapolando tale curva, per un valore della portata solida tendente a zero ha quindi determinato la tensione critica per il trasporto di fondo τ_{cr} . I risultati di Shields furono espressi in forma adimensionale, introducendo il parametro adimensionale (detto appunto *di Shields*):

$$\vartheta = \tau^* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} = \frac{\rho \cdot u_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D}$$

dove:

τ_0 è la tensione tangenziale media al fondo (alveo attivo)

γ_s è il peso specifico secco

$\gamma = \rho \cdot g$ è il peso specifico dell'acqua

D è diametro della particella, in genere si prende il D_{50} diametro mediano della curva granulometrica espresso in *metri*

$$u_* = \sqrt{g \cdot R_{idr} \cdot J} = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad \text{è la velocità d'attrito}$$

J è la pendenza della linea dei carichi totali

R_{idr} è il raggio idraulico

Il significato fisico di tale parametro è una misura del rapporto fra azione idrodinamica della corrente sulla particella (destabilizzante) e peso sommerso del granulo (stabilizzante) (Fig. 3-3). L'ordine di grandezza della prima è infatti data dal prodotto della tensione tangenziale τ_0 per una misura dell'area occupata dalla particella, assunta sferica, $\pi \cdot D^2 / 4$; il peso sommerso del granulo,

cioè la differenza fra peso del granulo P e spinta di Archimede A agente su di esso, vale naturalmente $\pi \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot D^3 / 6$.

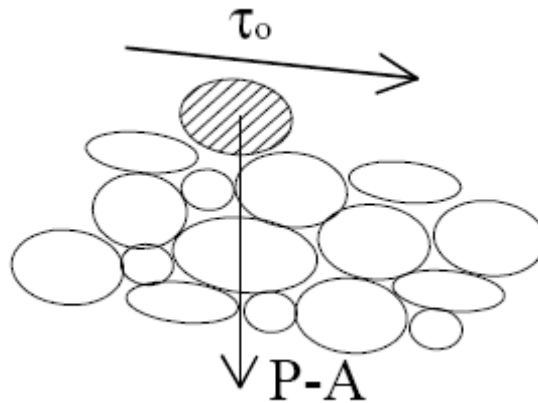


Figura 3-3 - Forze agenti sul granulo immerso

Il valore critico del parametro di Shields θ_{cr} fu correlato da Shields con un numero di Reynolds d'attrito Re_* definito nella forma:

$$Re_* = \frac{u_* \cdot D}{\nu}$$

dove ν è la viscosità cinematica.

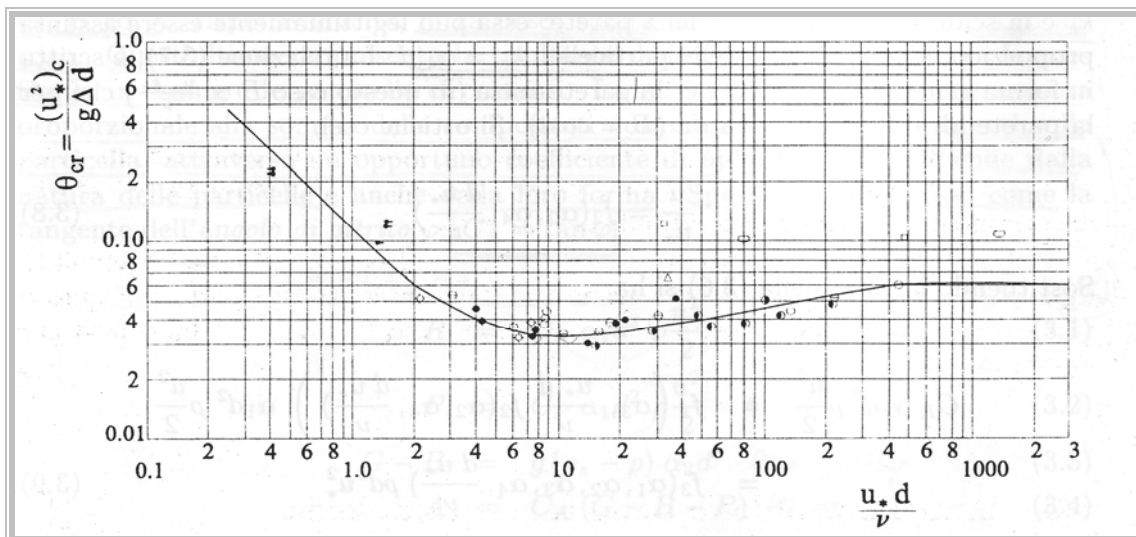


Figura 3-4- Diagramma di Shields

In altre parole, Shields (1936) propose una relazione fra i due suddetti parametri adimensionali, che rappresentò graficamente nel piano (θ_{cr}, Re_*) individuando una fascia di valori di θ_{cr} per ogni valore di Re_* (Figura 3-4).

Fu Rouse (1939) a ridurre la fascia di Shields ad un'unica curva. Tuttavia tale curva risultava di difficile utilizzo poiché il valore critico della velocità di attrito u_{*cr} figura in entrambi i parametri θ_{cr} e Re_{*cr} .

Solo nel 1972, Yalin osservò che il problema poteva semplificarsi considerando che Re_* può essere espresso in funzione di θ . Infatti, dopo alcuni passaggi si ottiene:

$$Re_* = \sqrt{g} \cdot Re_p$$

avendo definito il numero di Reynolds della particella Re_p nella forma:

$$Re_p = \frac{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D^3}}{\nu}$$

con $s = \gamma_s / \gamma$ gravità specifica.

Un'approssimazione della funzione di incipiente movimento è stata proposta da Brownlie (1981). Nello studio effettuato, si è utilizzato la formula di Brownlie modificata da Parker et al. (2003):

$$\theta_{cr} = 0,5 \cdot [0,22 \cdot Re_p^{-0,6} + 0,06 \cdot 10^{(-7,7 \cdot Re_p^{-0,6})}]$$

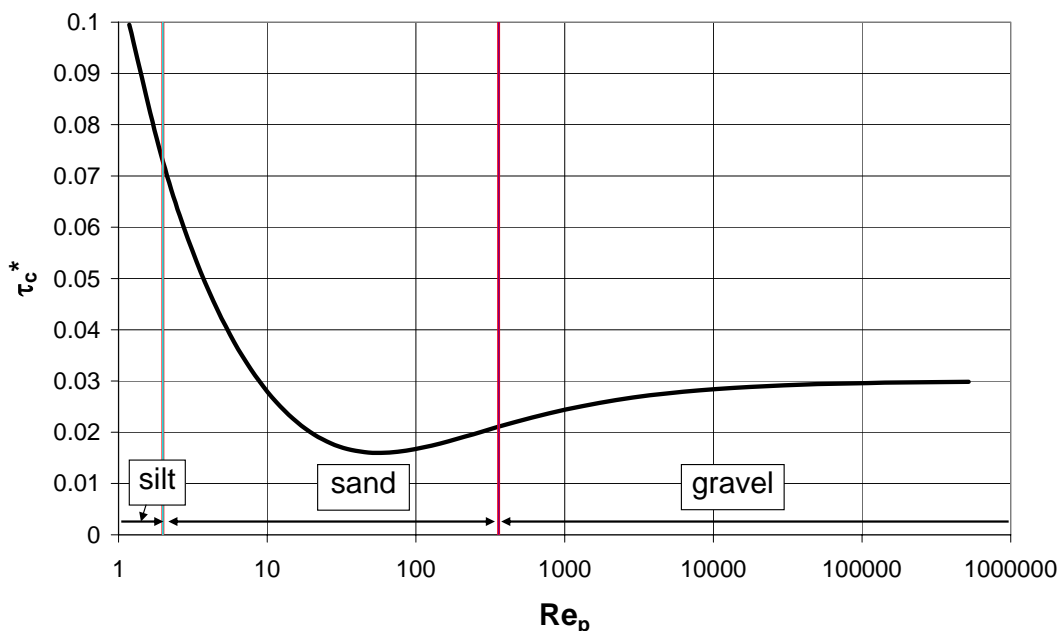


Figura 3-5 - Diagramma di Shields modificato

Per valori grandi di Re_p (alvei in materiale grossolano) il valore limite di θ_{cr} è prossimo a 0,03, invece che al valore di 0,06 predetto dalla relazione originaria di Brownlie.

Il diagramma relativo alle condizioni di moto incipiente (Fig. 3-5) in funzione di Re_p è simile al diagramma caratteristico di Shields.

Criterio di Ackers & White (1973)

Gli autori Ackers & White, sulla base della teoria di Shields, propongono le seguenti formule per la ricerca del parametro adimensionale θ_{cr} :

$$\theta_{cr} = \begin{cases} \left(0,23/\sqrt{D_{gr}} + 0,14\right)^2 & 1 \leq D_{gr} \leq 60 \\ 0,029 & D_{gr} > 60 \end{cases}$$

con

$$D_{gr} = \sqrt[3]{\frac{(s-1) \cdot g \cdot D_{50}^3}{\nu^2}} \text{ diametro adimensionale.}$$

Criterio di Schoklitsch (1963)

Schoklitsch preferisce esprimere, invece, le condizioni critiche di inizio del moto in termini della portata critica attraverso la seguente espressione:

$$Q_{cr} = 0,6 \cdot B \cdot \frac{(D_{40})^{1,5}}{S^{7/6}}$$

dove

B è la larghezza dell'alveo attivo

D_{40} è il diametro caratteristico della granulometria d'alveo rispetto al quale il 40% del materiale è più fine

S è la pendenza locale dell'alveo.

Il valore del θ_{cr} può essere calcolato con l'ausilio del modello idraulico. Si fornisce al programma la Q_{cr} e poi in corrispondenza della sezione di studio, posta a monte della stazione di misura del trasporto solido, si va a leggere la tensione media nell'alveo attivo τ_0 (Shear main channel). Si può ricavare la θ_{cr} con la formula:

$$g_{cr} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{50}}$$

Effetto della disomogeneità del materiale

Nei corsi d'acqua reali difficilmente si ha granulometria del fondo omogenea. In questa situazione le condizioni di moto incipiente delle singole particelle sono sensibilmente influenzate dalla non uniformità delle dimensioni del materiale (Fig. 3-6).

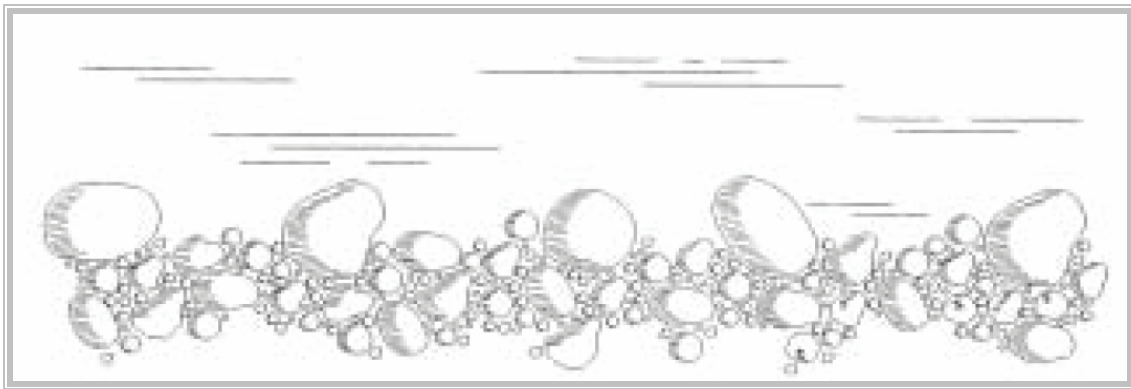


Figura 3-6. Effetto di nascondimento in alvei composti da miscele di granulometria non uniforme

Quello che accade è che le particelle di dimensione minore sono “protette” da quelle di dimensione maggiore, per cui la loro mobilità individuale è ridotta, mentre di conseguenza le particelle di dimensione maggiore, a causa della vicinanza di particelle di dimensione minore, possono essere messe in movimento con sforzi tangenziali minori perciò subiscono un aumento di mobilità.

Il risultato finale è che i diametri più piccoli risultano avere, rispetto alla condizione di materiale uniforme, un valore critico più alto del parametro di Shields; viceversa, le particelle più grosse tendono ad avere valori di θ_{cr} più bassi.

Per considerare il fenomeno del “nascondimento” sono stati seguiti due approcci diversi proposti da Ashida & Michiue (1972) e Parker et al. (1982).

Espressioni di Ashida & Michiue (1972) e Parker et al. (1982)

La tensione critica di Shields relativa ai granuli di diametro D_i , con i % di materiale appartenente alla curva granulometrica più fine di quel diametro, può essere espressa nella forma (Egiazaroff, 1965):

$$g_{cr}(D_i) = g_{cr}(D_{50}) \cdot G \cdot \left(\frac{D_i}{D_{50}} \right)$$

$$G = \begin{cases} \left[1 + 0,782 \cdot \log_{10} \cdot \left(\frac{D_i}{D_{50}} \right) \right]^{-2} & \frac{D_i}{D_{50}} \geq 0,4 \\ 0,843 \cdot \frac{D_{50}}{D_i} & \frac{D_i}{D_{50}} < 0,4 \end{cases} \quad \text{Ashida \& Michiue (1972)}$$

Si può notare che per D_i piccoli, ovvero per $\frac{D_i}{D_{50}} < 0,4$ si ha:

$$g_{cr}(D_i) = 0,843 \cdot g_{cr}(D_{50})$$

indipendentemente dal diametro del granulo.

Il parametro G può essere anche espresso come segue:

$$G = \left(\frac{D_{50}}{D_i} \right)^{0,9} \quad \text{Parker et al. (1982)}$$

Tramite la formula di Shields, nota $g_{cr}(D_i)$, si ricava $\tau_0(D_i)$:

$$g_{cr}(D_i) = \frac{\tau_0(D_i)}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_i} \quad \Rightarrow \quad \tau_0(D_i) = g_{cr}(D_i) \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot D_i.$$

Curva di incipiente movimento al fondo

La curva di incipiente movimento è un grafico che mette in relazione ciascun diametro caratteristico D_i della curva granulometrica, con le portate liquide che garantiscono l'incipiente movimento per quel granulo. Tale portata è detta portata liquida critica, indicata con Q_{cr} .

La curva è stata determinata per *l'armour layer* e per il *sublayer* con la procedura seguente.

Procedura per determinare la curva di inizio del moto al fondo (D_i, Q_{cr})

Viene di seguito illustrata la procedura per ottenere la curva di incipiente trasporto:

1. Si calcola il valore del parametro di Shields critico per il diametro mediano con le formule precedentemente descritte.
2. Si determina, tramite il fattore di “nascondimento”, il valore del θ_{cr} per le corrispondenti frazioni granulometriche appartenenti alla mistura.
3. Si ricava la tensione critica $\tau_0(D_i)$ per ogni frazione granulometrica.
4. Tramite il modello idraulico, per via iterativa, si ricerca la portata critica che fornisce nella sezione in esame, una tensione tangenziale al fondo pari alla $\tau_0(D_i)$ precedentemente calcolata.
5. Se, come nei casi esaminati, la sezione in cui si studia il trasporto solido non coincide con quella di misura, ai valori di Q_{cr} trovati si possono correlare, le altezze d'acqua (water surface) nella sezione di misura (ponte) nell'ipotesi di conservazione della massa.

Condizioni di incipiente trasporto in sospensione

All' aumentare degli sforzi tangenziali al fondo la tensione adimensionale di Shields θ supera una seconda soglia critica θ_s (Figura 3-7). Fino a quel momento ($\theta < \theta_s$), le particelle sono in moto a stretto contatto con il letto; successivamente ($\theta > \theta_s$) tendono a distaccarsi dal fondo e muoversi nel nucleo della corrente, trasportate in sospensione. Il fenomeno, sia nel suo innesco che nel suo mantenimento, è influenzato essenzialmente dalle caratteristiche turbolente della corrente. Nel caso di materiale non uniforme, le frazioni fini si muovono prevalentemente in sospensione, mentre quelle grossolane si muovono al fondo.

Ricapitolando, si possono verificare le seguenti situazioni:

- $\theta < \theta_{cr}$ nessun tipo di trasporto;
- $\theta > \theta_{cr}$ trasporto al fondo;
- $\theta > \theta_s$ trasporto in sospensione.

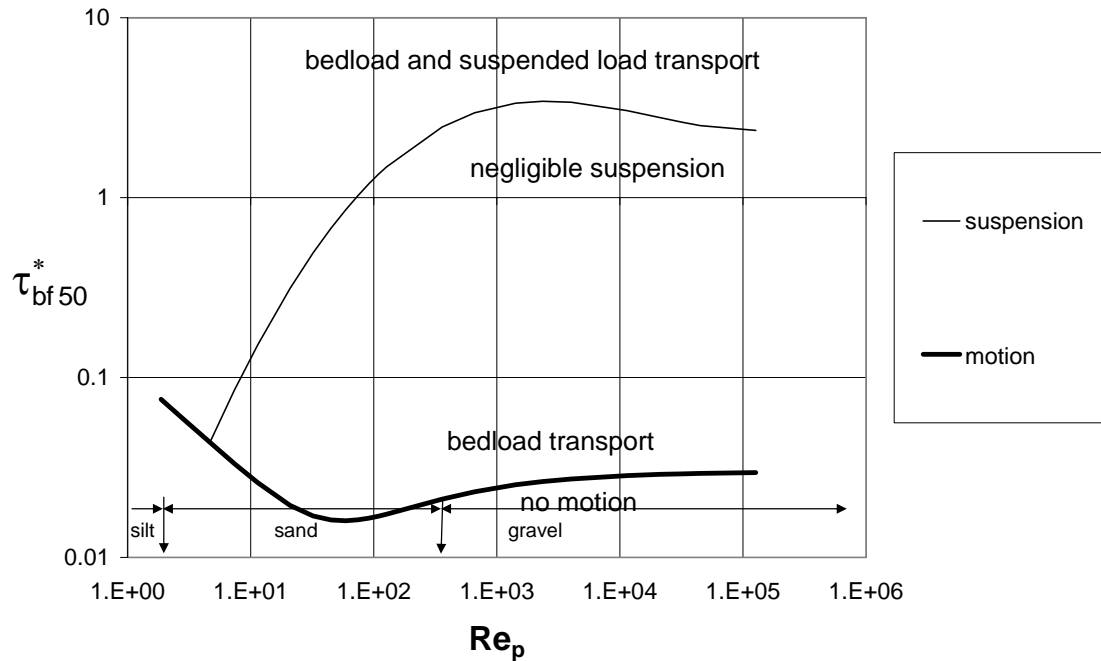


Figura 3-7- Soglie critiche di incipiente movimento

Secondo il criterio empirico proposto da Bagnold (1966), la condizione per il verificarsi del trasporto in sospensione si esprime nella forma:

$$Fr_* = \frac{u_*}{W_s} \geq 1$$

dove:

u_* è la velocità d'attrito

W_s è la velocità di sedimentazione.

In condizioni di incipiente trasporto in sospensione si ha che:

$$u_{*S} = W_s$$

Per determinare la velocità di sedimentazione si è fatto riferimento alla teoria di Dietrich (1982) in cui il parametro adimensionale di velocità di caduta R_f , che si dimostra essere funzione del numero di Reynolds di grano Re_p , viene così definito:

$$R_f = \exp\left\{-b_1 + b_2 \cdot \ln(Re_p) - b_3 \cdot [\ln(Re_p)]^2 - b_4 \cdot [\ln(Re_p)]^3 + b_5 \cdot [\ln(Re_p)]^4\right\}$$

in cui

$$Re_p = \frac{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D^3}}{\nu}$$

D è il diametro della particella [m]

ν è la viscosità cinematica

b_1	2.891394
b_2	0.95296
b_3	0.056835
b_4	0.002892
b_5	0.000245

Tabella 3-1 - Coefficienti di Dietrich

Allora:

$$R_f = \frac{W_s}{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D}} \Rightarrow W_s = R_f \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D}$$

I diametri presi in considerazione sono stati quelli delle particelle appartenenti al sublayer.

Curva di incipiente trasporto in sospensione

Come già descritto precedentemente per il trasporto al fondo, la curva di incipiente trasporto in sospensione è un grafico che mette in relazione, ciascun diametro D della curva granulometrica, con le portate liquide che ne garantiscono l'incipiente trasporto. Tale portata è detta portata liquida critica, indicata con Q_{cr} .

Procedura per determinare la curva di inizio del moto in sospensione (D_i, Q_{cr})

Viene di seguito illustrata la procedura per ottenere la curva di incipiente trasporto:

1. Si calcola, sulla base della teoria di Dietrich, prima il parametro adimensionale R_f e di conseguenza la velocità di sedimentazione per ciascun diametro delle particelle appartenenti alla curva granulometrica presa in esame (*Sublayer*).
2. Applicando la teoria di Bagnold si determina il valore della velocità di attrito critica u_{s*} oltre la quale le particelle tendono a muoversi in sospensione.
3. Nota u_{s*} si ricava, con la teoria di Shields, il valore del parametro adimensionale θ_s e la tensione tangenziale media al fondo critica τ_s associata, sempre per ciascun diametro.
4. Attraverso il modello idraulico, per via iterativa si ricerca la portata critica che fornisce nella sezione in esame, una tensione tangenziale al fondo uguale a τ_s , precedentemente calcolata.

5. Se la sezione in cui si studia il trasporto solido non coincide con quella di misura, ai valori di Q_{cr} trovati si possono correlare, leggendole sul modello idraulico, le altezze d'acqua (water surface) nella sezione di misura (ponte) nell'ipotesi di conservazione della massa.

Il risultato, nel piano (D, Q_{cr}) , è una curva monotona crescente che divide la regione in due zone: quella sovrastante la curva è di trasporto in sospensione, mentre la regione sottostante è di non trasporto in sospensione.

3.2.4 Criteri per la stima del trasporto solido al fondo

L'intensità del trasporto di fondo si calcola attraverso relazioni di natura empirica o semiempirica che forniscono la portata volumetrica di materiale solido, per unità di larghezza, in funzione della tensione tangenziale esercitata sul fondo dal fluido. In termini dimensionali tali relazioni istituiscono un legame tra la portata solida volumetrica dimensionale e la tensione di Shields.

Per la stima del trasporto al fondo si è fatto riferimento a delle teorie specifiche per materiale d'alveo eterogeneo: Parker (1990), Wilcock e Crowe (2003), Powell, Reid e Laronne (2001).

Nell'applicazione delle varie formule esposte nel seguito, si è fatto riferimento ai seguenti valori per i parametri caratteristici:

$\gamma_s [N \cdot m^{-3}]$	26500
$\gamma [N \cdot m^{-3}]$	9810
$\frac{\gamma_s}{\gamma} = s$	2,701
$R = s - 1$	1,071
$\rho_s [Kg \cdot m^{-3}]$	2700
$\rho [Kg \cdot m^{-3}]$	1000
$g [m \cdot s^{-2}]$	9,81
$\nu(20^\circ C) [m^2 \cdot s^{-1}]$	10^{-6}

Tabella 3-2: Parametri impiegati per la stima del trasporto solido

Stima del trasporto solido al fondo per materiale eterogeneo

Nota la curva granulometrica relativa al *sub-layer* dell'alveo oggetto di studio, i diametri D_i con i % del materiale più fine in corrispondenza di quel diametro, le frequenze relative F_{D_i} delle varie frazioni granulometriche caratteristiche e la larghezza B del pelo libero per una data portata liquida, si definisce:

- q_{bD_i} portata solida volumetrica relativa alla frazione D_i per unità di larghezza [$m^3 / s \cdot m$];
- $q_{bT} = \sum_i q_{bD_i}$, $i = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$ portata solida volumetrica totale per unità di larghezza;
- $Q_{bD_i} = B \cdot q_{bD_i}$ portata solida volumetrica relativa alla frazione D_i [m^3 / s];
- $Q_{bT} = B \cdot \sum_i q_{bD_i}$ portata solida volumetrica totale;
- $P_i = \frac{q_{bD_i}}{q_{bT}}$ frequenza della portata solida relativa alla frazione D_i sul totale trasportato al fondo.

Moltiplicando la portata solida volumetrica per la densità di massa del materiale secco, si può esprimere il trasporto in termini di portata in massa [Kg / s].

Poi si introducono i parametri fondamentali per il calcolo del trasporto nel caso di miscele, cioè:

- $\tau^*_{D_i} = \theta(D_i)$, $i = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$ parametro di Shields per la frazione caratteristica D_i ;
- $q^*_{bD_i}$ numero di Einstein specifico per la frazione granulometrica presente nella miscela;
- $W^*_{D_i}$ trasporto al fondo adimensionale relativo alla frazione D_i .

Questi parametri sono definiti come:

$$\tau^*_{D_i} = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_i} \quad \text{con } \tau_b = \tau_0 \text{ tensione tangenziale media al fondo}$$

$$q^*_{bD_i} = \frac{q_{bD_i}}{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D_i \cdot D_i \cdot F_{D_i}}}$$

$$W_{D_i}^* \equiv \frac{q_{bD_i}^*}{(\tau_{D_i}^*)^{3/2}}$$

3.2.4.1 Relazione di Parker (1990)

Questa relazione può essere applicata per determinare il trasporto solido al fondo per le varie frazioni granulometriche in corsi d'acqua di tipo ghiaioso.

Parker ipotizza che soltanto il materiale grossolano della curva granulometrica relativa al *sub-layer* si muove al fondo, mentre la componente più fine si muove esclusivamente in sospensione. Pertanto, nota la curva granulometrica originaria, si deve eseguire una rinormalizzazione della curva escludendo da essa tutta la frazione fine $D \leq 1,41 \text{ mm}$ facendo in modo che, successivamente, alla fine la somma delle frequenze relative ritorni al valore 1.

Trovata la curva granulometrica depurata della sabbia, si devono ricalcolare i diametri caratteristici D_i e le frequenze relative F_{D_i} . Il diametro D_x si trova approssimando linearmente la curva granulometrica tra i due punti corrispondenti al diametro dei setacci che precede e segue il diametro incognito (Figura 3-8).

Sia D_x il diametro incognito con x % percentuale di materiale più fine:

$$f_{f,D_i} \leq \frac{x}{100} \leq f_{f,D_{i+1}}$$

dove f_{f,D_i} è la frequenza cumulata in D_i diametro standard del setaccio i -esimo che precede il punto incognito; qui diventa $x = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$.

Allora interpolando per ψ_x si ha:

$$\psi_{D_x} = \psi_{b,D_i} + \frac{\psi_{b,D_{i+1}} - \psi_{b,D_i}}{f_{f,D_{i+1}} - f_{f,D_i}} \left(\frac{x}{100} - f_{f,D_i} \right)$$

Successivamente si calcola il diametro D_x in mm:

$$D_x = 2^{\psi_x}.$$

Le frequenze relative si calcolano approssimando a una retta la curva delle frequenze relative (gaussiana) tra due punti corrispondenti al diametro dei setacci che precede e segue il diametro a frequenza incognita (Figura 3-9).

Sample Grain Size Distribution (with Extrapolation)

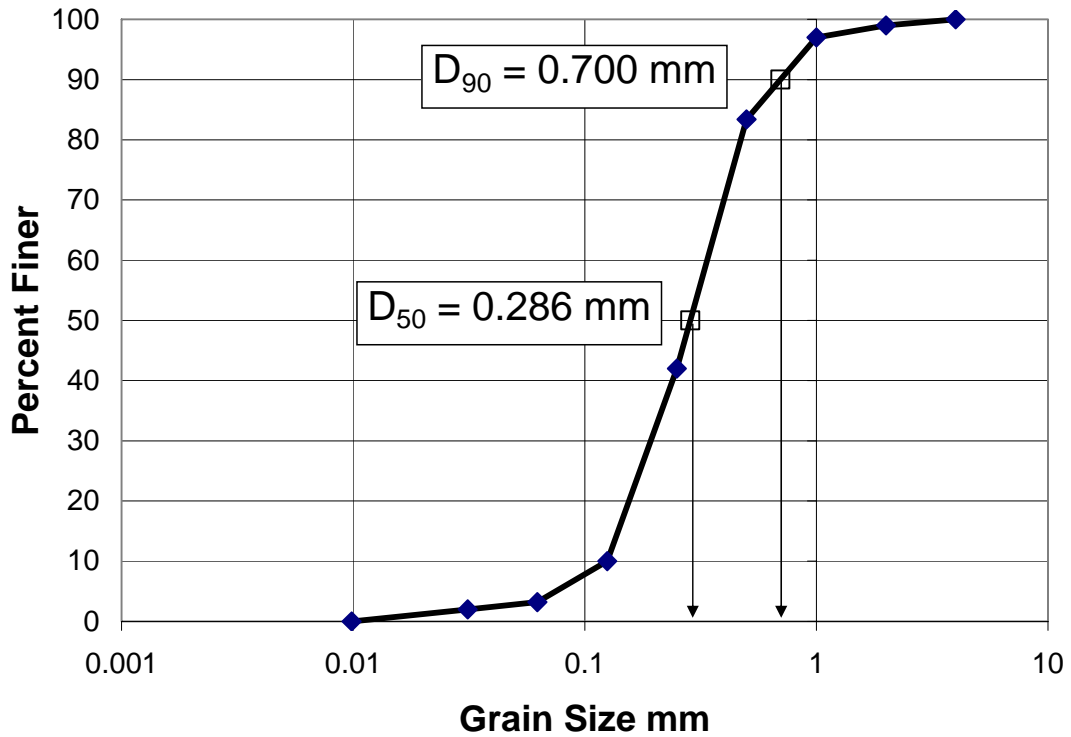


Figura 3-8 - Esempio di curva granulometrica linearizzata

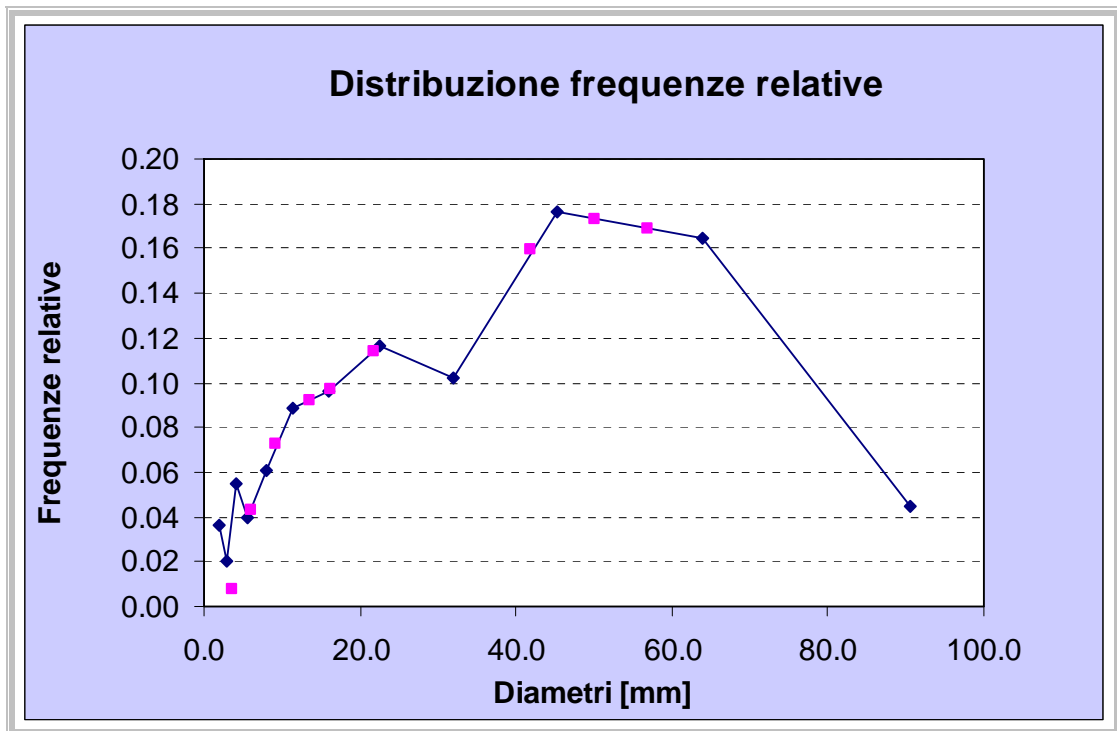


Figura 3-9 - Distribuzione delle frequenze relative F_{D_x}

Sia F_{D_x} la frequenza incognita con x % percentuale di materiale più fine:

$$F_{D_i} \leq F_{D_x} \leq F_{D_{i+1}}$$

dove F_{D_i} è la frequenza relativa per D_i . Allora interpolando per ψ_x si ha:

$$F_{D_x} = F_{D_i} + \frac{F_{D_{i+1}} - F_{D_i}}{|\psi_{D_{i+1}} - \psi_{D_i}|} \cdot |\psi_{D_x} - \psi_{D_i}|$$

con $x = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$.

Nota la frequenza del materiale trattenuto nei setacci di diametro D_i si calcola il diametro medio e la varianza nel seguente modo:

$$D_{sg} = 2\bar{\psi}_s, \quad \bar{\psi}_s = \sum_{i=1}^N \psi_{D_i} F_{D_i}, \quad \sigma_s^2 = \sum_{i=1}^N (\psi_{D_i} - \bar{\psi}_s)^2 F_{D_i}$$

Trovate le caratteristiche della nuova curva granulometrica e fissata una portata liquida, si passa al calcolo del trasporto solido al fondo per ogni frazione granulometrica.

In questo caso, D_i è il diametro caratteristico con $i = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$.

Parker (1990) definisce il trasporto solido al fondo adimensionale nel seguente modo:

$$W_{D_i}^* = 0,00218 \cdot G(\phi_{D_i})$$

La funzione ϕ_{D_i} è scritta così:

$$\phi_{D_i} = \omega \cdot \phi_{sgo} \left(\frac{D_i}{D_{sg}} \right)^{-0.0951}$$

dove:

$$\phi_{sgo} = \frac{\tau_{sg}^*}{\tau_{ssrg}^*}, \quad \tau_{sg}^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{sg}}, \quad \tau_{ssrg}^* = 0.0386$$

$$\omega = 1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_o(\phi_{sgo})} [\omega_o(\phi_{sgo}) - 1].$$

Le funzioni σ_0 e ω_0 sono descritte in Figura 3-10.

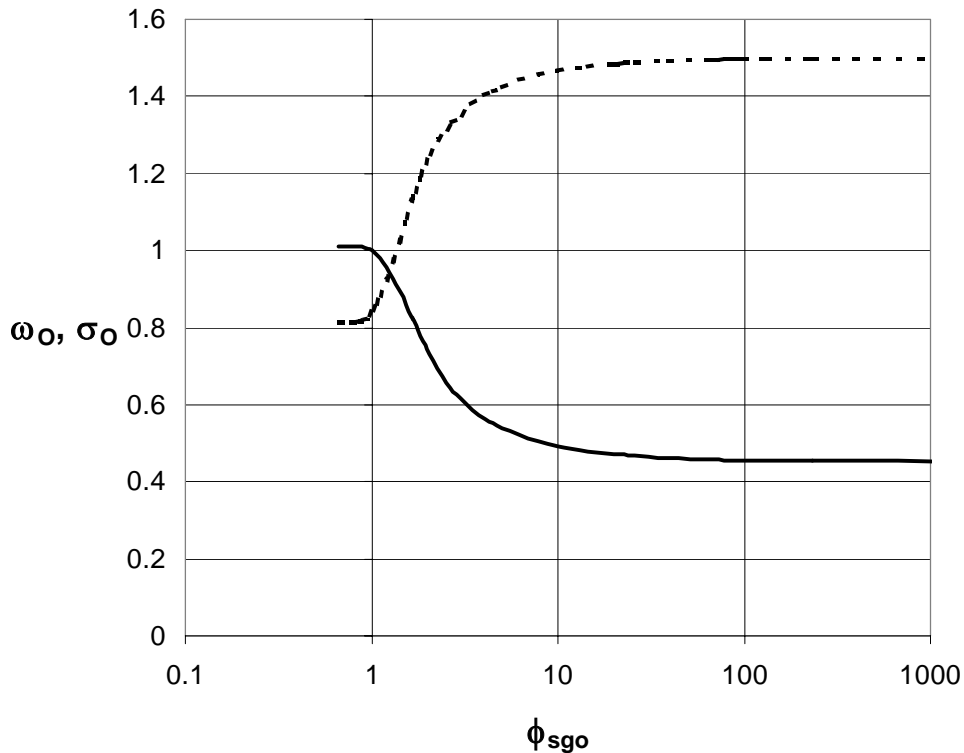


Figura 3-10 - Funzioni σ_0 (linea tratteggiata) e ω_0 (linea continua), Parker [1990]

La funzione $G(\phi_{Di})$ è definita così:

$$G(\phi_{Di}) = \begin{cases} 5474 \cdot \left(1 - \frac{0,853}{\phi_{Di}}\right)^{4,5} & \phi_{Di} > 1,59 \\ \exp[14,2 \cdot (\phi_{Di} - 1) - 9,28 \cdot (\phi_{Di} - 1)^2] & 1 \leq \phi_{Di} \leq 1,59 \\ \phi_{Di}^{14,2} & \phi_{Di} < 1 \end{cases}$$

Trovato W_{Di}^* , si determina il numero di Einstein specifico per la frazione granulometrica dalla relazione

$$q_{bDi}^* = W_{Di}^* \cdot (\tau_{Di}^*)^{3/2}$$

e la portata solida al fondo per unità di larghezza:

$$q_{bD_i} = q_{bD_i}^* \cdot D_i \cdot F_{D_i} \cdot \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D_i} .$$

Sapendo la larghezza B dell'alveo attivo si ricava la portata solida al fondo per la frazione i -esima presente nella mistura

$$Q_{bD_i} = B \cdot q_{bD_i}$$

Il trasporto totale al fondo sarà uguale a:

$$Q_{bT} = B \cdot \sum_i q_{bD_i}$$

3.2.4.2 Relazione di Wilcock & Crowe (2003)

In questo caso, rispetto al modello di Parker, la sabbia non viene esclusa dalla granulometria originaria pertanto i parametri caratteristici della curva granulometrica non devono essere ricalcolati.

Il metodo è basato sul diametro medio D_{sg} e sulla frazione di sabbia F_s presente nel *sublayer*.

Gli autori definiscono il trasporto solido al fondo adimensionale nel seguente modo:

$$W_{D_i}^* = G(\phi_{D_i})$$

La funzione $G(\phi_{D_i})$ è definita così:

$$G(\phi_{D_i}) = \begin{cases} 0,002 \cdot \phi_{D_i}^{7,5} & \phi_{D_i} < 1,35 \\ 14 \cdot \left(1 - \frac{0,894}{\phi_{D_i}^{0,5}} \right)^{4,5} & \phi_{D_i} \geq 1,35 \end{cases}$$

dove:

$$\tau_{sg}^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{sg}}$$

$$b = \frac{0.67}{1 + \exp(1.5 - D_i / D_{sg})}$$

$$\tau_{ssrg}^* = 0,021 + 0,015 \cdot \exp(-20 \cdot F_s)$$

La funzione τ_{ssrg}^* , dipendente dalla frazione di sabbia F_s presente nel *sublayer*, è rappresentata in Figura 3-11.

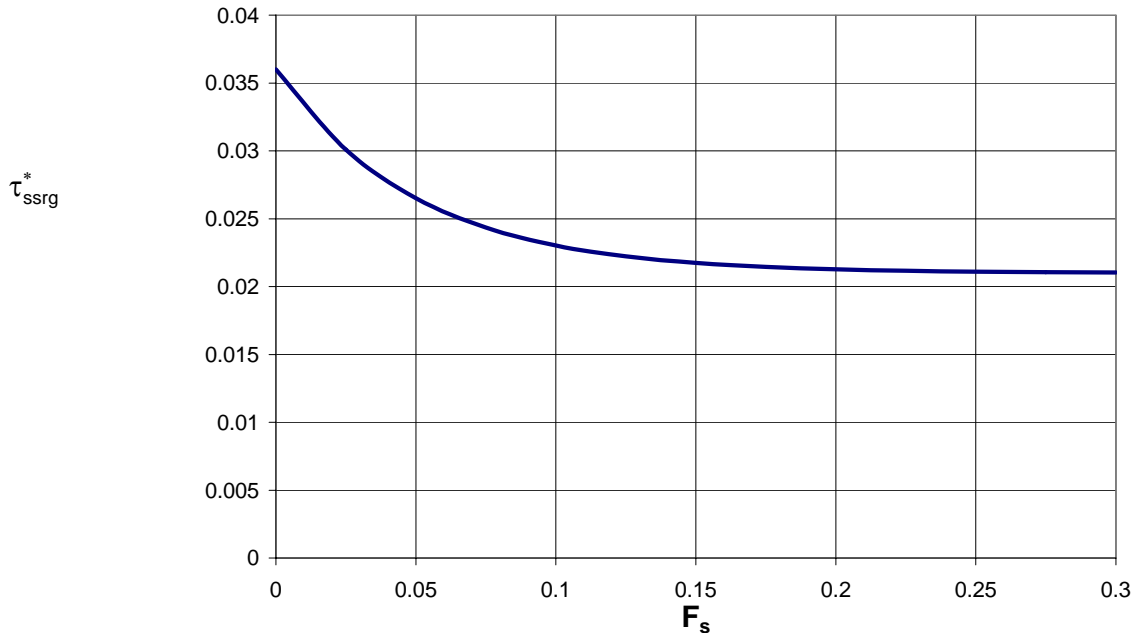


Figura 3-11 - Relazione tra τ_{ssrg}^* e F_s

Trovato $W_{D_i}^*$ (per ogni frazione granulometrica presente nella mistura e per ogni portata liquida), per determinare la portata solida al fondo, si procede come descritto nella procedura di Parker, al paragrafo precedente.

3.2.4.3 Relazione di Powell, Reid & Laronne (2001)

Il metodo proposto da Powell, Reid & Laronne è simile a quello di Parker in quanto gli autori escludono dalla granulometria originaria tutta la sabbia.

Questa relazione, valida per il calcolo del trasporto solido al fondo, è basata sul diametro mediano della curva modificata D_{s50} .

Gli autori definiscono il trasporto solido adimensionale nel seguente modo:

$$W_{D_i}^* = 11,2 \cdot \left(1 - \frac{1}{\phi_{D_i}} \right)^{4,5}$$

La funzione ϕ_{D_i} è definita così:

$$\phi_{D_i} = \frac{\tau_{D_i}^*}{\tau_{sc_i}^*}$$

dove

$$\tau_{D_i}^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_i} \quad \text{parametro di Shields per la frazione } D_i \text{ presente nella mistura}$$

$$\frac{\tau_{sc_i}^*}{\tau_{sc50}^*} = \left(\frac{D_i}{D_{s50}} \right)^{-0.74}$$

$$\tau_{sc50}^* = 0,03$$

Trovato $W_{D_i}^*$ (per ogni frazione granulometrica presente nella mistura e per ogni portata liquida), per determinare la portata solida al fondo, si procede come descritto nella procedura di Parker.

3.2.5 Criteri per la stima del trasporto solido in sospensione

Il modello utilizzato per lo studio del trasporto in sospensione nelle applicazioni dell'ingegneria si fonda su le seguenti ipotesi fondamentali:

1. La sospensione deve essere sufficientemente diluita affinché possano essere ignorate le interazioni materiali (collisioni) ed idrodinamiche fra le particelle; inoltre, così facendo, il moto della fase fluida può considerarsi sostanzialmente non influenzato dalla presenza della fase solida.
2. La fase solida viene trattata come un continuo: i valori delle grandezze che la caratterizzano rappresentano quindi medie effettuate su una scala spaziale sufficientemente grande da contenere un numero di particelle tale da rendere l'operazione di media significativa, ma ad un tempo sufficientemente piccola rispetto alla scala (la profondità della corrente) su cui variano le caratteristiche medie della sospensione.
3. Le particelle devono essere sufficientemente piccole affinché la loro dinamica differisca da quella della fase fluida solo per l'effetto della sedimentazione indotta dal loro eccesso di densità. In altre parole, la dinamica della fase solida è semplicemente descritta dalla relazione vettoriale:

$$\bar{v}_p = \bar{v} - W_s \bar{k}$$

dove \bar{v}_p è la velocità istantanea e locale della fase solida, \bar{v} è la velocità istantanea e locale della fase fluida, W_s è la velocità di sedimentazione e \bar{k} è il versore verticale.

Nell'ambito dello schema precedente è possibile definire la concentrazione istantanea e locale dei sedimenti $c(x,t)$ funzione della posizione (individuata, rispetto ad un riferimento cartesiano, dal vettore x) e del tempo t , come segue:

$$c = \lim_{\delta V \rightarrow 0} \frac{\delta V_s}{\delta V}$$

avendo indicato con δV un volume di miscuglio e con δV_s il volume di sedimenti in esso contenuto (Figura 3-12). Inoltre l'operazione di limite va intesa nel senso del modello continuo precedentemente enunciato.

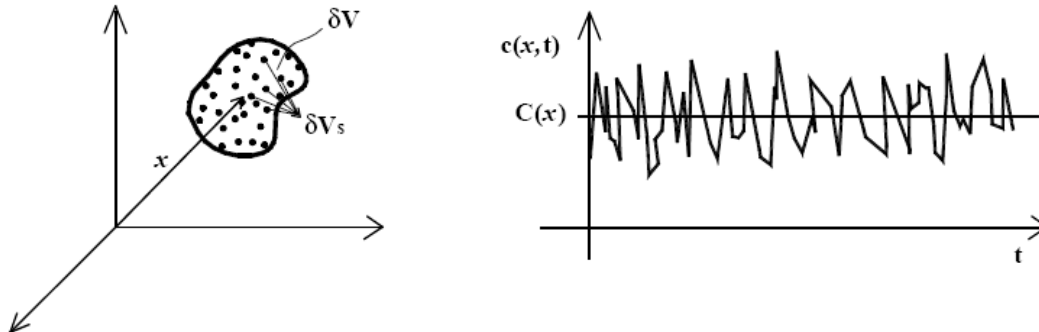


Figura 3-12 - Schema che illustra le nozioni di concentrazione istantanea e concentrazione media in sospensione

Le correnti a superficie libera di rilievo per l'ingegneria sono tipicamente turbolente. Ciò implica che, come le grandezze idrodinamiche, anche la concentrazione locale istantanea c fluttua intorno ad un valor medio C .

3.2.5.1 Stima tramite integrazione del profilo di integrazione

La portata solida Q_{SS} trasportata in sospensione che attraversa la generica sezione Ω di una corrente uniforme può porsi nella forma

$$Q_{SS} = \int_{\Omega} c \cdot u d\Omega$$

dove c è la concentrazione volumetrica media nel generico punto della sezione, cioè il valor medio del rapporto fra volume del contenuto di sedimenti e volume di miscela in un intorno del punto considerato, mentre u è la velocità media rispetto alle fluttuazioni turbolente nel punto generico della sezione.

In particolare nel caso di sezioni molto larghe, Q_{SS} è bene approssimabile dalla relazione

$$Q_{SS} = B \cdot q_{SS}$$

dove B è la larghezza della sezione e q_{SS} la portata solida in sospensione per unità di larghezza definita nella forma:

$$q_{SS} = \int_a^Y c(y) \cdot u(y) dy$$

con Y profondità della corrente e a quota di riferimento: a tale quota corrisponde la concentrazione di riferimento c_a che fornisce una misura della concentrazione volumetrica in prossimità del fondo.

Il calcolo di q_{SS} richiede dunque la conoscenza delle distribuzioni di velocità $u(y)$ e di concentrazione $c(y)$. Rouse (1937) ha determinato $c(y)$ come soluzione dell'equazione di continuità dei sedimenti.

Omettendo i passaggi per arrivare alla soluzione di Rouse si riporta direttamente il risultato di $c(y)$ (Figura 3-13):

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{Y-y}{y} \cdot \frac{a}{Y-a} \right)^Z$$

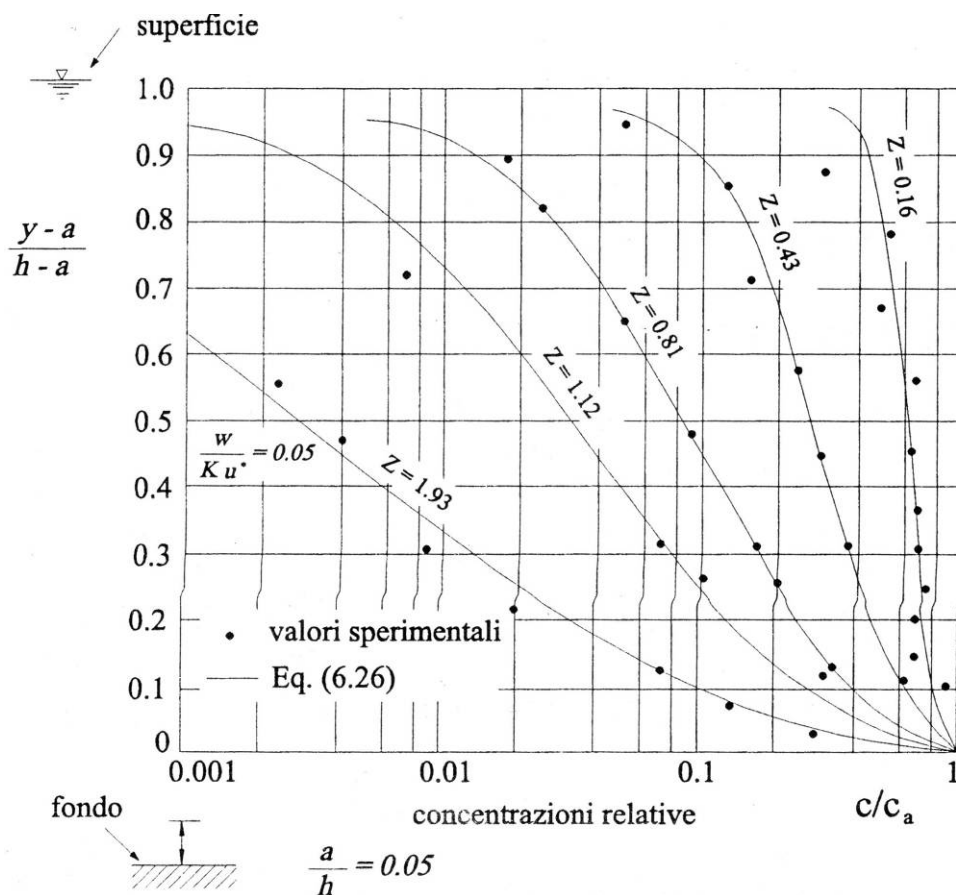


Figura 3-13 - Distribuzione della concentrazione di particelle in sospensione

imponendo che alla quota di riferimento $y = a$ sia $c = c_a$, con Z numero di Rouse definito nella forma

$$Z = \frac{W_s}{k \cdot u_*}$$

con $k = 0,4$ costante di Von Karman.

Per la distribuzione di velocità si può prendere quella valida per un moto piano turbolento in regime scabro:

$$u = \frac{u_*}{k} \cdot \ln\left(\frac{30 \cdot y}{\varepsilon}\right)$$

con ε scabrezza assoluta della parete.

3.2.5.1.1 La concentrazione di riferimento

Il calcolo di q_{SS} richiede la precisazione della quota a e della concentrazione di riferimento c_a , quantità per le quali sono state proposte numerose relazioni empiriche o semiempiriche. Per i calcoli, si è fatto riferimento a quelle più recenti che hanno fornito buoni risultati nel diretto confronto fra dati teorici e sperimentali.

Le teorie che verranno trattate sono quella di Van Rijn (1984) e Smith e McLean (1977).

3.2.5.1.1.1 Relazione di Van Rijn (1984)

Sulla base di un'estesa sperimentazione di laboratorio, Van Rijn suggerisce la seguente relazione:

$$c_a = 0,015 \cdot \frac{D}{a} \cdot \left(\frac{\theta'}{\theta_{cr}} - 1\right)^{1,5} \cdot \text{Re}_p^{-0,2}$$

$$a = \begin{cases} \varepsilon_e & \varepsilon_e \geq 0,01 \cdot Y \\ 0,01 \cdot Y & \varepsilon_e < 0,01 \cdot Y \end{cases}$$

con

ε_e valutato attraverso la relazione descritta nei precedenti paragrafi;

θ_{cr} valutato con le già citate formule di Brownlie o Ackers & White.

L'espressione è valida per $0.1 < D_{50} < 0.5$ [mm].

Nell'applicazione a materiali eterogenei è consigliabile, nella valutazione di c_a , riferirsi al D_{50} della curva granulometrica rinormalizzata dopo aver tolto le frazioni più grossolane non trasportate in sospensione.

3.2.5.1.1.2 Relazione di Smith e McLean (1977)

Gli autori propongono per il calcolo di c_a e a le seguenti relazioni:

$$c_a = 0,65 \cdot \frac{\gamma_o \cdot (\theta' / \theta_{cr} - 1)}{1 + \gamma_o \cdot (\theta' / \theta_{cr} - 1)}$$

$$a = 26,3 \cdot (\theta' - \theta_{cr}) \cdot D + \varepsilon$$

con

$$\gamma_o = 0,0024$$

$$\varepsilon = 3 \cdot D_{90}.$$

θ_{cr} valutato con le formule di Brownlie o Ackers & White.

Anche in questo caso, nell'applicazione a materiali eterogenei è consigliabile, nella valutazione di c_a far riferimento al D_{50} ed al D_{90} della curva granulometrica rinormalizzata dopo aver tolto le frazioni più grossolane non trasportate in sospensione.

3.2.5.1.2 La Soluzione di Van Rijn (1984)

Note la distribuzione verticale delle velocità, e la distribuzione verticale delle concentrazioni, la portata solida può essere calcolata integrando sul tirante idrico il prodotto di queste due distribuzioni. La portata solida per unità di larghezza q_{SS} è allora:

$$q_{SS} = \int_a^Y c(y) \cdot u(y) dy$$

$$q_{SS} = \int_a^Y c_a \left(\frac{Y-y}{y} \cdot \frac{a}{Y-a} \right)^Z \cdot \frac{u_*}{k} \cdot \ln \left(\frac{30 \cdot y}{\varepsilon} \right) dy$$

Dato che non si conosce un'espressione in forma chiusa dell'integrale, Van Rijn ha proposto la seguente espressione semplificata per risolvere l'equazione:

$$q_{SS} = F \cdot U \cdot Y \cdot c_a$$

dove:

$$F = \frac{\left(\frac{a}{Y}\right)^{Z'} - \left(\frac{a}{Y}\right)^{1,2}}{\left(1 - \frac{a}{Y}\right)^{Z'} \cdot (1,2 - Z')}$$

con:

$$Z' = \frac{W_s}{k \cdot u_*} + 2,5 \cdot \left(\frac{W_s}{u_*}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{c_a}{C_*}\right)^{0,4}$$

U è la velocità media della corrente

c_a e a valutate con le formule viste nel par. 5.4.3.1.1.2.

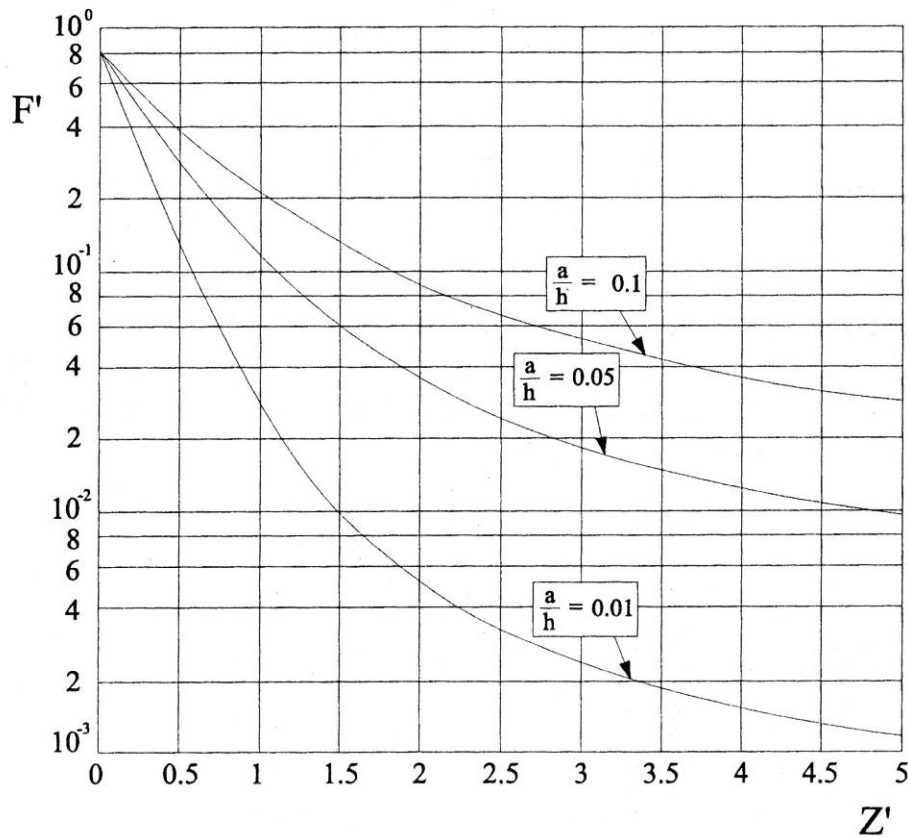


Figura 3-14 - Fattore F in funzione dell'esponente Z' , secondo Van Rijn [1984a]

Il parametro Z' rappresenta lo stesso descritto nel paragrafo precedente, modificato per tenere conto di alcuni effetti secondari non previsti dalla teoria di Rouse.

C_* rappresenta la concentrazione volumetrica massima ammissibile per le particelle in quiete, concentrazione di massimo impaccamento che, secondo l'autore, per particelle naturali può essere assunta pari a 0,65.

Nell'applicazione a materiali eterogenei è consigliabile, nella valutazione di W_S fare riferimento al D_{50} della curva granulometrica rinormalizzata dopo aver tolto le frazioni più grossolane non trasportate in sospensione.

In Figura 3-14, è rappresentato il grafico che mette in relazione il fattore F con Z' .

3.2.5.2 Stima tramite frazionamento del trasporto totale

Tale procedura prevede che, il trasporto solido in sospensione sia calcolato come una frazione del trasporto solido totale.

Stimato il trasporto solido totale tramite le formule illustrate nel paragrafo successivo, successivamente si determina la concentrazione del materiale d'alveo trasportato dalla corrente con la relazione:

$$C = \frac{Q_T}{Q_L}$$

con Q_T espressa in [Kg/s] e Q_L in [m³/s].; la concentrazione risulta quindi in [gr/l].

Nota la C per ogni portata liquida, è stato valutato nel grafico di incipiente trasporto in sospensione, per quella sezione di misura, il diametro massimo mobilitato dalla corrente in sospensione. Poi, è stata cercata sulla curva granulometrica la percentuale cumulata F corrispondente al diametro massimo trasportato. Tale frazione indica la percentuale di curva granulometrica trasportata in sospensione.

Dai tabulati del trasporto solido totale, calcolato per le varie classi granulometriche, si conosce anche la frazione globale cumulata P di tutto il materiale mobilitato sia al fondo che in sospensione per ogni portata liquida.

Quando il trasporto totale ha mobilitato tutta la curva granulometrica si ha $P=I$, mentre F raggiunge al massimo il valore cumulato della percentuale di sabbia più grossolana mobilitata (1,4 mm).

Infatti, per trasportare diametri superiori a 1,4 - 2 mm occorrono portate liquide altissime che vanno al di là dei campi di applicabilità delle misure del trasporto solido e perdono di significatività.

Trovato F e P è stato possibile calcolare Q_{SS} nel modo seguente:

$$Q_{SS} = F \cdot P \cdot C \cdot Q_L \quad [\text{Kg/s}]$$

Trovato Q_{SS} per ogni portata liquida, si ha la scala di deflusso solida per il trasporto in sospensione.

3.2.6 Criteri per la stima del trasporto solido totale

Il trasporto solido totale è rappresentato dalla somma del trasporto solido al fondo e del trasporto in sospensione. Quest'ultimo comprende anche la componente di *wash – load* costituita da materiale fine non presente, in quantità significativa, nel materiale del letto e soprattutto, non direttamente correlabile con le caratteristiche idrauliche della corrente.

I criteri di stima del trasporto solido totale sono basati principalmente su esperienze di laboratorio, ove la componente di *wash - load* è assente. Pertanto le relazioni, che verranno trattate in seguito, sono da intendersi come stima del trasporto totale relativo al solo materiale del letto.

È possibile quantificare la componente di *wash - load* solo con misure di campo in particolari eventi di piena. Per via teorica è impossibile stimare a priori la portata di *wash – load* per un fissato corso d'acqua.

3.2.6.1 Relazione di Ackers & White (1973) modificato da White & Day (1982)

Gli autori assumono che, nel caso di materiale grossolano, il trasporto avviene prevalentemente al fondo e in tal caso, è la tensione effettiva che determina il movimento dei grani; viceversa, per materiale fine, per il quale il trasporto in sospensione è dominante rispetto a quello al fondo, occorre riferirsi alla tensione totale.

Sulla base di questa premessa, viene definito il parametro di mobilità generale F_{grDi} (fissata una certa portata liquida):

$$F_{grDi} = \frac{u_*^{n_{Di}}}{\sqrt{R \cdot g \cdot D_i}} \cdot \left(\frac{U}{5,65 \cdot \log(10,6 \cdot \frac{h_m}{D_i})} \right)^{1-n_{Di}}$$

dove:

U è la velocità media

D_i è il diametro caratteristico della curva granulometrica espresso in metri

$i = \{10, 16, 25, 35, 40, 50, 75, 84, 90\}$

$$R = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) = (s - 1)$$

$$u_* = \sqrt{g \cdot R_{idr} \cdot J} = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \text{ è la velocità d'attrito}$$

$$h_m = \frac{\Omega}{B} \text{ è l'altezza media della corrente}$$

$$n_{Di} = \begin{cases} 1 - 0,56 \cdot \log D_{grDi} & 1 \leq D_{grDi} \leq 60 \\ 0 & D_{grDi} > 60 \end{cases}$$

$$D_{grDi} = D_i \cdot \sqrt[3]{\frac{(s-1) \cdot g}{v^2}}$$

Il trasporto totale adimensionale $(G_{gr})_{Di}$ risulta definito dall'espressione:

$$(G_{gr})_{Di} = C_{Di} \cdot \left(\frac{F_{grDi}}{A_{Di}} - 1 \right)^{m_{Di}}$$

con:

$$C_{Di} = \begin{cases} 10^{2,86 \cdot \log D_{grDi} - (\log D_{grDi})^2 - 3,53} & 1 \leq D_{grDi} \leq 60 \\ 0,025 & D_{grDi} > 60 \end{cases}$$

$$m_{Di} = \begin{cases} \frac{9,66}{D_{grDi}} + 1,34 & 1 \leq D_{grDi} \leq 60 \\ 1,50 & D_{grDi} > 60 \end{cases}$$

$$\frac{A_{Di}}{A_r} = 0,4 \cdot \left(\frac{D_i}{D_r} \right)^{-0,5} + 0,6 \text{ fattore di nascondimento White \& Day (1982)}$$

$$A_r = \begin{cases} \frac{0,23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0,14 & 1 \leq D_{gr} \leq 60 \\ 0,17 & D_{gr} > 60 \end{cases} \text{ parametro critico di riferimento}$$

$$D_{gr} = D_r \cdot \sqrt[3]{\frac{(s-1) \cdot g}{v^2}}$$

$$D_r = D_{35}$$

Il numero di Einstein $q_{bD_i}^*$ è legato al parametro di mobilità $(G_{gr})_{D_i}$ attraverso la seguente relazione:

$$q_{bD_i}^* = (G_{gr})_{D_i} \cdot \frac{U}{\sqrt{R \cdot g \cdot D_i}} \cdot \left(\frac{U}{u_*} \right)^{n_{D_i}} = C_{D_i} \cdot \frac{U}{\sqrt{R \cdot g \cdot D_i}} \cdot \left(\frac{U}{u_*} \right)^{n_{D_i}} \cdot \left(\frac{F_{grD_i}}{A_{D_i}} - 1 \right)^{m_{D_i}}$$

ma per definizione sappiamo che il parametro di Einstein è

$$q_{bD_i}^* = \frac{q_{bD_i}}{\sqrt{R \cdot g \cdot D_i} \cdot D_i \cdot F_{D_i}}$$

dove F_{D_i} è la frequenza relativa della frazione D_i presente nella mistura.

Sostituendo a $q_{bD_i}^*$ la relazione sopra, si ottiene il trasporto totale per unità di larghezza per la frazione D_i -esima:

$$q_{tD_i} = (G_{gr})_{D_i} \cdot \left(\frac{U}{u_*} \right)^{n_{D_i}} \cdot U \cdot D_i \cdot F_{D_i}$$

Il trasporto solido totale volumetrico, fissata la portata liquida e nota la larghezza del pelo libero B , sarà dato da:

$$Q_T = B \cdot \sum_i q_{tD_i} \cdot$$

Nel caso particolare di alveo sabbioso, dove si instaurano le forme di fondo, per determinare il trasporto solido totale si fa riferimento ad un particolare diametro caratteristico della curva granulometrica; gli autori Ackers & White (1973) propongono di utilizzare il D_{35} come diametro rappresentativo della mistura.

La procedura di calcolo è uguale a quella descritta per materiale eterogeneo solo che non si ha più il fattore di nascondimento, $i = \{35\}$ e $F_{D35} = 1$.

La definizione delle scale di deflusso delle portate liquide e solide ha richiesto la conoscenza della topografia dell'alveo nei tratti in esame e della distribuzione dei sedimenti d'alveo.

3.2.7 Metodologia di calcolo della scala di deflusso per il Fiume Versilia

Per affrontare lo studio del trasporto liquido e solido del Fiume Versilia nel tratto compreso tra le località Ponterosso, Seravezza e Cinquale, Forte dei Marmi (Figura 3-15) sono state introdotte alcune ipotesi semplificative, di seguito elencate.

1. Il Fiume Versilia, per le sue caratteristiche geometriche, idrauliche e sedimentologiche, nel tratto compreso tra la sezione di misura e la sezione immediatamente a monte (detta "sezione fittizia per il calcolo del T.S."), può essere ragionevolmente considerato in condizioni di equilibrio. Il tratto in cui si suppone valida tale ipotesi ha una lunghezza complessiva di circa 130 m (Figura 3-15).

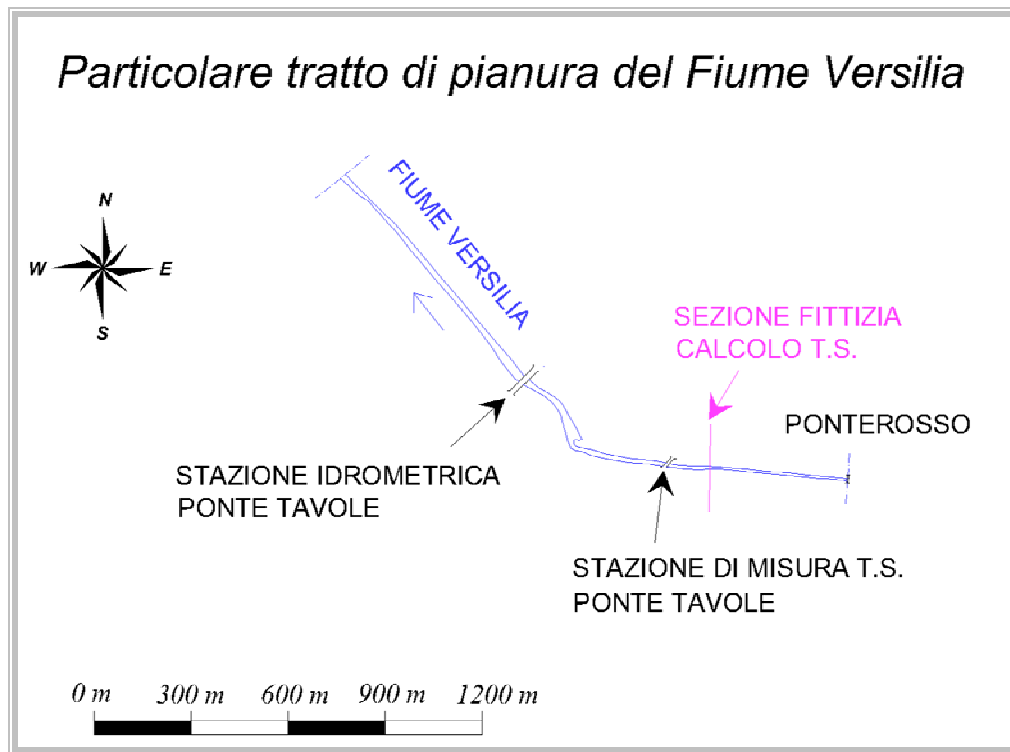


Figura 3-15- Planimetria del tratto del Fiume Versilia oggetto di monitoraggio e modellazione idraulica.

2. La stazione di misura è stata scelta in corrispondenza del ponte sulla SP9 in Loc. Ponte Tavole; qui a causa del brusco restringimento della sezione e del successivo allargamento, localmente non si hanno condizioni di moto uniforme, ma di moto permanente. Quindi, al fine di utilizzare le formule del trasporto solido, le quali per l'applicabilità richiedono condizioni di moto uniforme, si è scelto come sezione fittizia di calcolo sul modello idraulico quella immediatamente a monte la stazione di misura. In tale sezione, la quale è anche prossima al luogo di campionamento VE1 (granulometria impiegata nei calcoli di T.S.), è garantita la condizione richiesta di moto uniforme.

3. Nel tratto compreso tra la sezione fittizia e la stazione di misura, poiché si verifica la condizione di equilibrio, la portata solida totale si conserva. Pertanto si verifica la seguente condizione: $Q_{tot} (Sez. Fittizia) = Q_{tot} (Ponte Tavole)$ (Figura 3-16).
4. Si ipotizza inoltre che, tra le due sopraccitate sezioni, anche la portata solida al fondo si conservi. Pertanto si verifica la seguente: $Q_{fondo} (Sez. Fittizia) = Q_{fondo} (Ponte Tavole)$ (Figura 3-16).

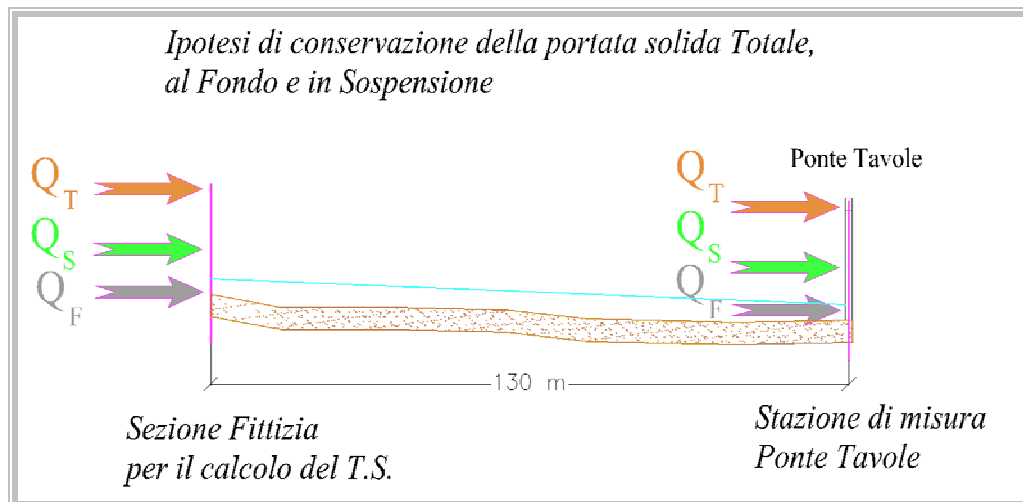


Figura 3-16 - Ipotesi di conservazione del trasporto solido su 130 m

5. Le portate liquide di incipiente trasporto al fondo (*armour layer* e *sublayer*) e in sospensione sono state ricavate nella sezione fittizia per poi essere relazionate alla stazione di misura posta a valle.
6. I livelli di inizio del trasporto sono stati ricavati direttamente tramite il modello numerico Hec-Ras in corrispondenza della stazione di misura per tutte le portate liquide critiche (calcolate nella sezione fittizia) associate a ciascun diametro presente nella mistura.
7. Il trasporto solido totale, al fondo ed in sospensione sono stati calcolati nella sezione fittizia utilizzando le caratteristiche idrauliche locali dove le condizioni sono gradualmente variate. Le scale di deflusso solide ottenute vengono pertanto riproposte alla stazione di misura.
8. Per il calcolo del trasporto solido al fondo, le tensioni tangenziali utilizzate sono quelle relative all'alveo inciso (*main channel*), poiché si tratta della zona in cui si manifesta prevalentemente il trasporto liquido e solido. Le tensioni, insieme alla larghezza del pelo libero sono state ottenute direttamente tramite il modello idraulico Hec - Ras.

Il tratto simulato con il programma Hec-Ras in regime di moto permanente, tra le Loc. Ponterosso e Cinquale situate rispettivamente nei comuni di Seravezza e Forte dei Marmi, è rappresentato in fig. 5-5. La distanza tra la prima sezione inserita nei pressi della foce e l'ultima è di circa 6 Km.

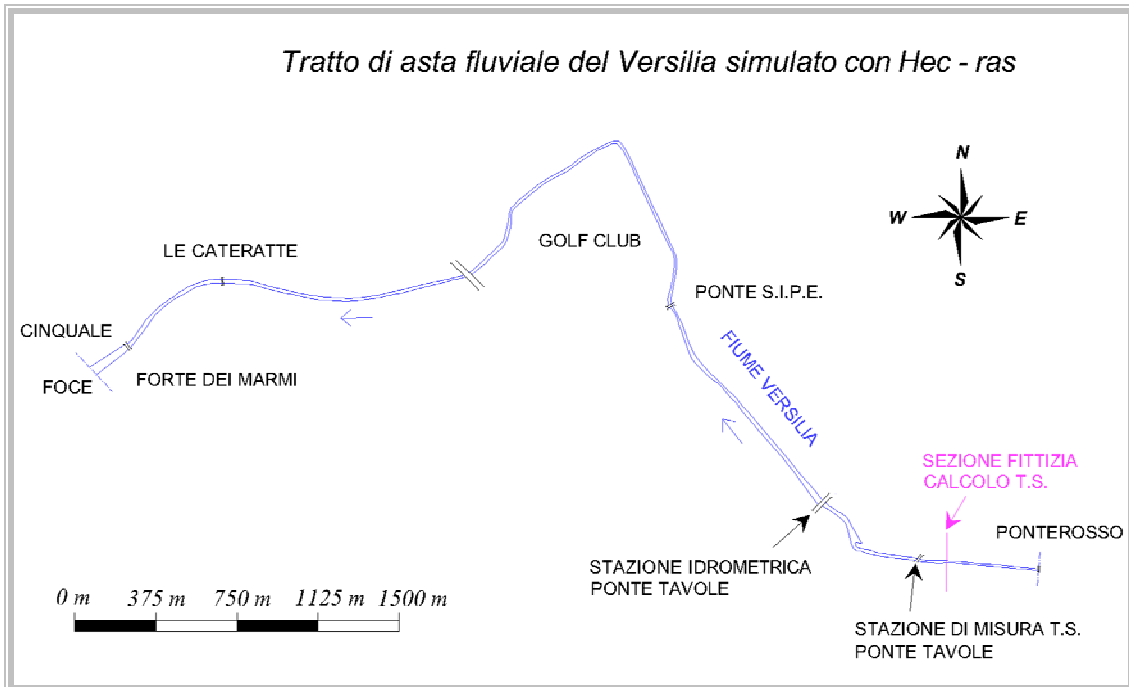


Figura 3-17-Tratto fluviale del Versilia simulato con Hec-Ras.

Le sezioni topografiche utilizzate per la modellazione idraulica, sono state fornite dalla Regione Toscana (Direzione generale delle politiche territoriali e ambientali - Ufficio regionale per la tutela del territorio di Lucca) rilevate in data 2/2/05 per il tratto compreso tra loc. Ponterosso (Seravezza) e la foce presso loc. Cinquale (Forte dei Marmi).

Inoltre, in corrispondenza della stazione di misura e della sezione idrometrica (Par.3.2) sono stati eseguiti in data 28/02/07 e 19/06/07 due nuovi rilievi della geometria della sezione al fine di avere un profilo del fondo aggiornato su cui basare i calcoli di trasporto al fondo e in sospensione.

Per quanto riguarda la scabrezza, per la stima del coefficiente di Manning, è stato impiegato un valor medio tra i valori ottenuti utilizzando le relazioni di Strickler e Henderson. In particolare il tratto di corso d'acqua è stato suddiviso in due parti:

- *monte* (Ponterosso - Ponte S.I.P.E) con scabrezza derivante dal rilievo sedimentologico VE1, 2 Km;
- *valle* (Ponte S.I.P.E - Cinquale) con scabrezza derivante dal rilievo sedimentologico VE2, 4 Km.

I valori assunti della scabrezza sono riassunti in Tabella 3-3.

Versilia - Coefficienti di Manning		
Monte		
D_i	D [mm]	n [$s \cdot m^{-1/3}$]
D50	28.39	0.0263
D90	104.98	0.0264
Media		0.0264
Valle		
D_i	D [mm]	n [$s \cdot m^{-1/3}$]
D50	0.1	0.011
D90	0.2	0.009
Media	-	0.01

Tabella 3-3- Fiume Versilia: scabrezza utilizzata per la modellazione idrodinamica

Il tratto del Fiume Versilia oggetto di studio è caratterizzato da una pendenza media nel tratto tra Ponte S.I.P.E. e Ponterosso pari a 0.24%, mentre nel tratto di valle tra Ponte S.I.P.E. e Cinquale di 0.05%. Sono state effettuate simulazioni in condizioni di regime sub-critico, imponendo una condizione al contorno di valle pari alla quota media del mare di (0,70 m) corrispondente, per sicurezza, alle condizioni maggiormente critiche (alta marea e vento di libeccio 50 Km/h).

Per ricavare le scale di deflusso liquide in corrispondenza della stazione di misura e della stazione idrometrica, sono state considerate delle portate crescenti fino a un valore massimo di circa $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (portata con tempo di ritorno duecentennale).

Cassa d'espansione ex Lago di Porta

Lungo il percorso simulato è presente in Loc. Pietrasanta, nei pressi del Golf Club, una cassa di espansione progettata per ridurre il rischio idraulico nella zona di Forte dei Marmi. La planimetria della cassa nell'assetto attuale è riportata in Figura 3-18, ove sono evidenziati gli argini perimetrali con sommità posta alla quota di 5,30 m s.l.m., l'ubicazione della soglia sfiorante, avente quota posta a 3,00 m s.l.m. e lunghezza di 100 metri.

La modellazione idrodinamica è stata pertanto condotta includendo anche la presenza della cassa di espansione la cui curva d'invaso è rappresentata in Figura 3-19.

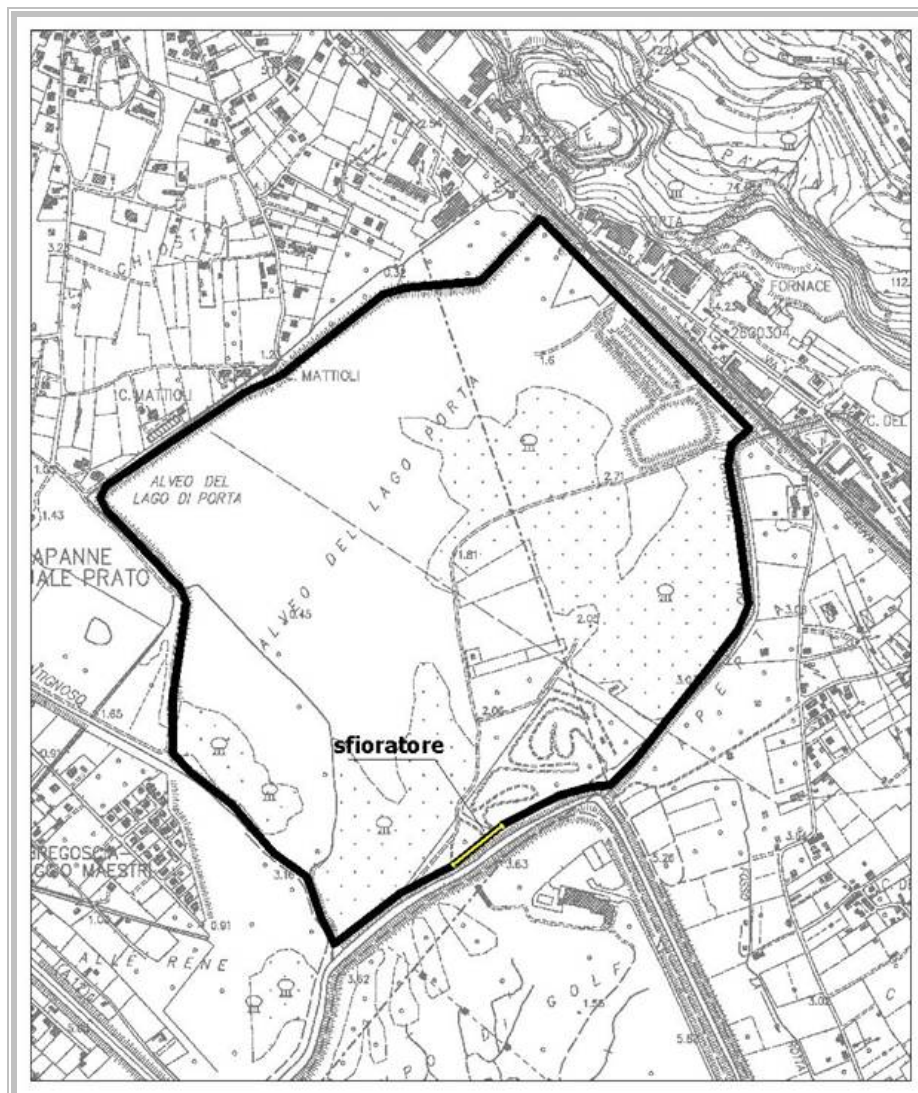


Figura 3-18: Cassa d'espansione ex Lago di Porta

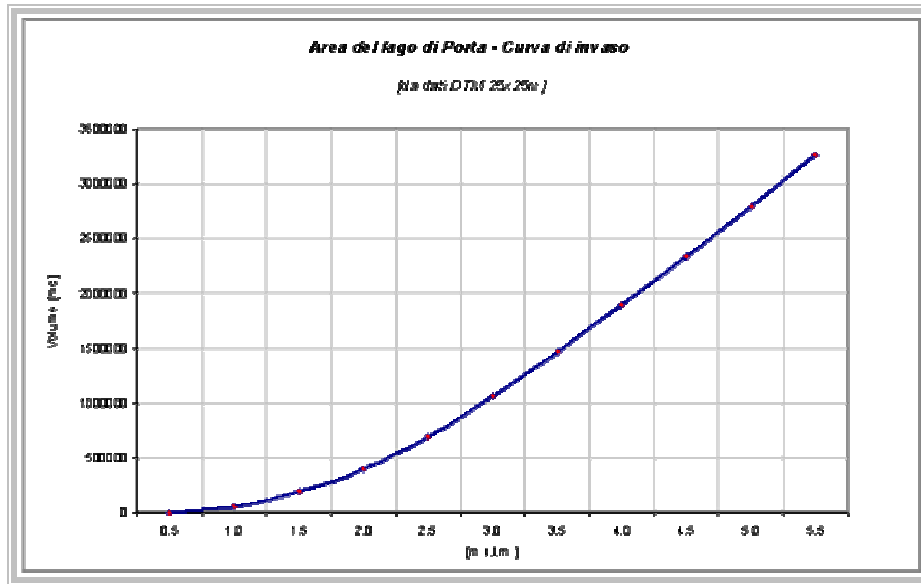


Figura 3-19: Curva d'invaso ex Lago di Porta

3.2.8 Metodologia di calcolo della scala di deflusso per il Fiume Serchio

Per affrontare lo studio del trasporto liquido e solido sul Fiume Serchio nel tratto simulato tra le Loc. Nozzano (Lu) e Ripafratta (Pi) (Fig. 3.20), sono state introdotte alcune ipotesi semplificative, di seguito descritte.

1. sulla base di considerazioni di tipo morfologico, si ipotizza che il Fiume Serchio, nel tratto oggetto di studio, sia in condizioni di equilibrio morfodinamico.
2. La stazione di misura è stata posta in corrispondenza del ponte di Ripafratta; in questa zona a causa del brusco restringimento della sezione e del successivo allargamento, localmente non si hanno condizioni di moto uniforme, ma di moto permanente. Quindi, al fine di utilizzare le formule del trasporto solido, le quali per l'applicabilità richiedono condizioni di moto uniforme, si è scelto come sezione fittizia di calcolo sul modello idraulico quella situata immediatamente a monte del tratto non-uniforme. In tale sezione, prossima al luogo di campionamento SE1 (granulometria impiegata nei calcoli di T.S.), è garantita la condizione richiesta di moto uniforme.

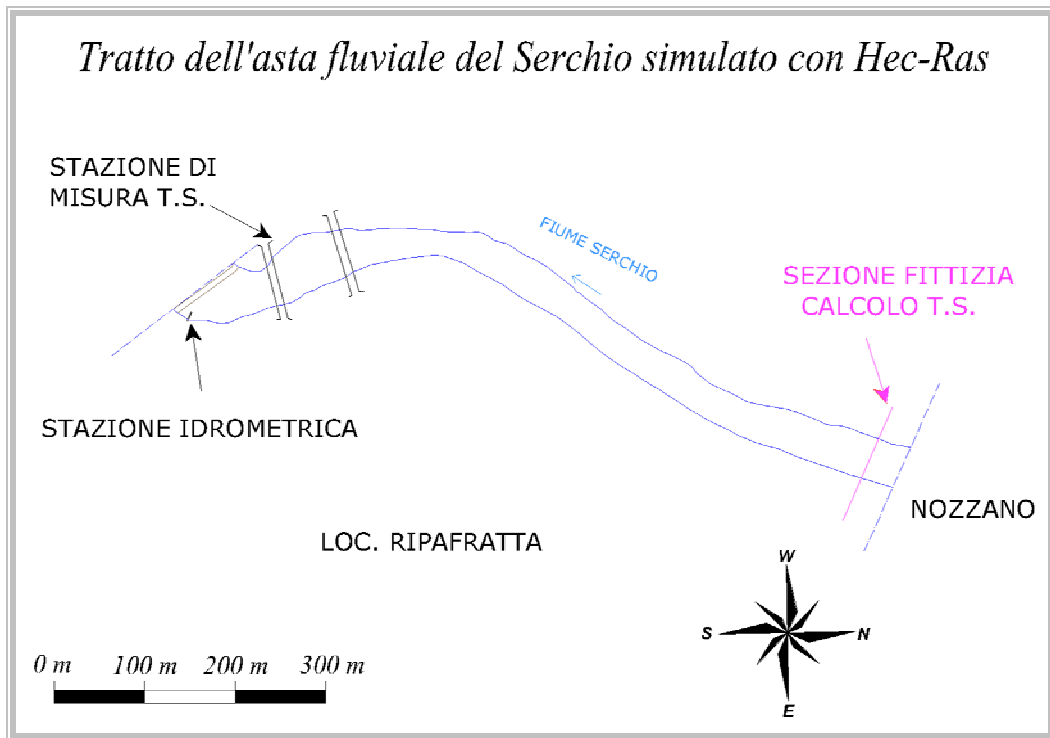


Figura 3-20: Planimetria del tratto del Fiume Serchio oggetto di monitoraggio e modellazione idraulica.

3. Nel tratto compreso tra la sezione fittizia e la stazione di misura, poiché si verifica la condizione di equilibrio introdotta al punto 1., la portata solida totale si conserva. Pertanto vale la seguente condizione: $Q_{tot} (Nozzano) = Q_{tot} (Ripafratta)$ (Figura 3-21).
4. Si ipotizza inoltre che, tra le due sopraccitate sezioni, anche la portata solida al fondo si conservi. Pertanto si verifica la seguente $Q_{fondo} (Nozzano) = Q_{fondo} (Ripafratta)$ (Figura 3-21).
Nella realtà tale ipotesi è valida solo per portate liquide basse; infatti, per portate alte si ha una differente ripartizione del trasporto tra monte e valle: nell'intorno della stazione di rilievo granulometrico, ove il materiale risulta essere grossolano, la portata al fondo sarà maggiore di quella in sospensione. In corrispondenza del ponte invece, data la presenza della traversa, il materiale risulta essere più fine e pertanto si muoverà prevalentemente in sospensione.



Figura 3-21: Ipotesi di conservazione della portata solida totale, al fondo e in sospensione

5. Le portate liquide di incipiente trasporto al fondo (*armour layer* e *sublayer*) e in sospensione sono state ricavate nella sezione fittizia per poi essere riproposte nella stazione di misura posta a valle tenendo presente che la parte più grossolana della curva granulometrica non è presente al ponte di Ripafratta.
6. I livelli di inizio del trasporto sono stati ottenuti direttamente tramite il programma Hec-Ras in corrispondenza della stazione di misura per tutte le portate liquide critiche (calcolate nella sezione fittizia) associate a ciascun diametro presente nella mistura.
7. Le scale di deflusso del trasporto solido totale e al fondo sono state calcolate nella sezione fittizia (Punto 2) utilizzando le caratteristiche idrauliche locali dove le condizioni sono gradualmente variate. Quindi, per l'ipotesi di equilibrio del tratto fluviale oggetto di studio, le scale di deflusso ottenute vengono considerate valide anche per la stazione di misura del trasporto solido (Ponte di Ripafratta) situata a valle della sezione fittizia (Nozzano).
8. Per il trasporto solido al fondo, le tensioni tangenziali, sono quelle relative all'alveo inciso (*main channel*), zona in cui si manifesta prevalentemente il trasporto. Le tensioni, insieme alla larghezza del pelo libero sono state ottenute direttamente tramite il modello idraulico Hec - Ras.

Le sezioni topografiche che sono state inserite nel modello, sono quelle fornite dalla Regione Toscana (Area Monitoraggio Idropluviometrico e Mareografico - Ufficio di Pisa) rilevate in data 3/06/03 per il tratto compreso tra Nozzano e la traversa di Ripafratta.

Inoltre, in corrispondenza della stazione di misura del T.S. (Par. 3.1), è stato eseguito in data 28/02/07 un nuovo rilievo della sezione al fine di avere un profilo del fondo aggiornato su cui basare i calcoli di trasporto al fondo e in sospensione.

Sulla base dei rilievi sedimentologici eseguiti sul tratto di fiume considerato, il coefficiente di Manning è stato calcolato con le seguenti formule:

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21} \quad [\text{Strickler, 1923}]$$

$$n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad [\text{Henderson, 1966}]$$

Serchio - Coefficiente di Manning		
Monte		
D_i	$D [mm]$	$n [s \cdot m^{-1/3}]$
D50	33.312	0.0270
D90	78.591	0.0252
Media	-	0.0261
Valle		
-	-	0.02

Tabella 3-4: Fiume Serchio: scabrezza utilizzata per la modellazione idrodinamica

Nel tratto a monte del ponte di Ripafratta è stata utilizzata la media dei valori ottenuti. Nel tratto a valle del ponte di Ripafratta, data la presenza della traversa, la corrente rallenta depositando il materiale più fine inducendo una granulometria differente rispetto a quella rilevata presso loc. Nozzano. Pertanto in questo tratto si è assunto un valore più basso del coefficiente di Manning per tener conto della presenza di materiale molto più fine. I valori assunti della scabrezza, vengono riportati in tabella 4.22.

Il tratto del Fiume Serchio oggetto di studio, è caratterizzato da una pendenza media di circa 0,25% con un deflusso che avviene totalmente in corrente lenta. Sono state, quindi, effettuate le simulazioni in condizioni di regime subcritico con una sola condizione al contorno di valle rappresentata dall'altezza critica poiché è la traversa la sezione di chiusura del tratto considerato.

Per ricavare le scale di deflusso liquide in corrispondenza della stazione di misura e della stazione idrometrica, sono state considerate delle portate crescenti fino a un valore massimo di circa $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ (successione di moti stazionari).

4 CONSIDERAZIONI RIEPILOGATIVE

Come esposto all'interno dell'introduzione, questa prima parte ha avuto lo scopo di palesare alla committenza sia l'impostazione sia le metodologie impiegate al fine di pervenire al risultato richiesto.

Di particolare importanza si sono rivelate tutte le operazioni propedeutiche alle vere e proprie campagne di misura in seguito effettuate. In questa parte si è infatti proceduto da un lato a definire le sezioni ottimali di misura sui corsi d'acqua coinvolti (Serchio, Versilia e Camaiore) e su queste la posizione ed il numero di verticali necessarie ad una corretta stima dei parametri misurati; dall'altro si sono definite le procedure logistiche ed operative, necessarie per l'ottenimento di misure tempestive e puntuali.

Di seguito si è proceduto, ad ogni evento significativo per la misura delle grandezze in esame, ad effettuare le 15 campagne di misura previste, all'interno delle quali si sono raccolti i valori di velocità, altezza del pelo libero, profondità della corrente, quantità del trasporto solido in sospensione ed al fondo, così come descritto all'interno della presente relazione. I campioni di materiale relativo al trasporto solido al fondo ed in sospensione sono stati poi analizzati in laboratorio, al fine di estrinsecarne le caratteristiche granulometriche e ponderali.

I dati di campo sono stati quindi analizzati al fine di determinare le scale di deflusso liquide e solide, oggetto della presente convenzione di ricerca, sia tramite metodologie tradizionali, sia impiegando modelli numerici di simulazione, in grado di riprodurre il naturale comportamento della dinamica del fondo alveo e della frazione liquida.

I risultati così ottenuti vengono esposti nella Parte II della presente relazione.