



Università della
Calabria



Politecnico di Bari



Università degli Studi
della Basilicata



Università del
Salento

*Dottorato di Ricerca in Ingegneria Idraulica per l'Ambiente e il
Territorio – Ciclo XXII*

Settore scientifico-disciplinare ICAR/01

Dissertazione per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

*ANALISI DELL'EROSIONE DI FONDO IN
MATERIALE COESIVO*

Giorgia Massaro

Coordinatore

Prof. Ing. Francesco Macchione

Tutor

Prof. Ing. Francesco Calomino

Cosenza, Novembre 2009

INDICE

INTRODUZIONE	1
1. ORIGINE E PROPRIETÀ DEI SEDIMENTI	3
1.1. INTRODUZIONE	3
1.2. ORIGINE E DEPOSITO DEI SEDIMENTI	3
1.3. CARATTERISTICHE DEI SEDIMENTI	6
1.3.1. Caratteristiche geometriche	6
1.3.2. Caratteristiche gravimetriche e volumetriche	11
1.3.3. Caratteristiche meccaniche	12
1.3.4. Caratteristiche chimiche e mineralogiche	13
1.3.5. Caratteristiche termiche	15
1.4. PROPRIETÀ DELL'AMMASSO	16
1.4.1. Definizioni di base	16
1.4.2. Angolo di riposo	18
1.4.3. Struttura di un deposito	18
1.4.4. Distribuzione granulometrica	21
1.4.5. Limiti di Atterberg	28
1.5. SISTEMI DI CLASSIFICAZIONE	33
2. ANALISI DEI DEPOSITI COESIVI	36
2.1. TIPOLOGIE DI TERRENI	36
2.2. INTERAZIONE SOLUZIONI NATURALI E SUPERFICIE DELLE PARTICELLE MINERALI	44
2.2.1. Interfaccia fluido-solido e la sua natura	44
2.2.2. Forze repulsive	45

2.2.3. <i>Forze attrattive</i>	49
2.2.4. <i>Teoria DLVO</i>	52
2.2.5. <i>Effetti del ph e della concentrazione degli ioni sulla carica superficiale della particella solida</i>	53
2.3. <i>STRUTTURA DEI DEPOSITI DI SOLI SEDIMENTI COESIVI</i>	56
2.4. <i>STRUTTURA DEI DEPOSITI DI SEDIMENTI COESIVI E INCOERENTI</i>	61
3. <i>EROSIONE DEI LETTI DI SEDIMENTI COESIVI</i>	65
3.1. <i>INTRODUZIONE</i>	65
3.2. <i>CORRENTI A SUPERFICIE LIBERA</i>	67
3.2.1. <i>Generalità</i>	67
3.2.2. <i>Tensione tangenziale</i>	69
3.2.3. <i>Strati Di una corrente</i>	75
3.2.4. <i>Distribuzione di velocità</i>	78
3.3. <i>PROCESSO DI EROSIONE NEI DEPOSITI COESIVI</i>	81
3.3.1. <i>Introduzione</i>	81
3.3.2. <i>Modalità di erosione</i>	82
3.3.3. <i>Moto incipiente nei depositi coesivi</i>	83
3.3.4. <i>Tasso di erosione</i>	85
3.4. <i>STATO DELL'ARTE SUL PROCESSO DI EROSIONE DI SEDIMENTI COESIVI</i>	87
3.4.1. <i>Condizioni di moto incipiente per miscele di sedimenti coesivi e incoerenti</i>	87
3.4.2. <i>Fattori che influenzano lo sforzo tangenziale critico di moto incipiente</i>	93
3.4.3. <i>Modelli empirici per la stima del tasso di erosione</i>	101
4. <i>INSTALLAZIONE SPERIMENTALE E CARATTERISTICHE DEI SEDIMENTI</i>	108
4.1. <i>INTRODUZIONE</i>	108

<i>4.2. INSTALLAZIONE SPERIMENTALE</i>	109
<i>4.3. STRUMENTI DI MISURA</i>	113
4.3.1. <i>Asta idrometrica</i>	113
4.3.2. <i>Stramazzo Thomson</i>	114
4.3.3. <i>Scanner Laser 3D</i>	116
<i>4.4. CARATTERISTICHE DEL FONDO ERODIBILE</i>	119
5. ESPERIMENTI	122
5.1. <i>CLASSIFICAZIONE DELLE PROVE</i>	122
5.2. <i>ESECUZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI</i>	123
5.2.1. <i>Operazioni preliminari</i>	123
5.2.2. <i>Esecuzione della prova</i>	126
5.2.3. <i>Rilievo della superficie erosa</i>	127
5.3. <i>RISULTATI</i>	132
5.3.1. <i>Determinazione della superficie erosa</i>	140
5.4. <i>ANALISI DEI DATI</i>	204
CONCLUSIONI	219

Introduzione

Lo studio dei processi di erosione riguardanti i depositi coesivi ha avuto inizio nella prima metà degli anni '60.

Le ricerche sono state condotte, inizialmente, su depositi costituiti interamente da materiali coesivi, composti prevalentemente da argilla, mettendo in luce come le loro dinamiche di erosione differivano da quelle osservate per gli ammassi granulari. Le incertezze aumentarono notevolmente quando si prendevano in considerazione depositi costituiti da miscele di materiale incoerente e coesivo, quali miscele di sabbia, limo e argilla.

Le modalità di erosione, dovute alle azioni idrodinamiche di trascinamento, che generano uno sforzo tangenziale al fondo maggiore dei fattori di resistenza del deposito, dapprima risultavano uniformi lungo tutta la superficie mobile, caratterizzate dall'asportazione di singole particelle solide dal fondo (*erosione di superficie*); per azioni di trascinamento di intensità maggiore, invece, si osservava l'asportazione locale di parti di materiale solido di notevoli dimensioni, composti da flocculi e aggregati di singole particelle (*erosione di massa*).

Indagando sulle diverse modalità di erosione, molti autori riuscirono a dimostrare che il processo erosivo nei depositi coesivi e, quindi, la loro resistenza a erosione, oltre a dipendere dalle caratteristiche del flusso idrico, sono fortemente influenzate dalla configurazione strutturale del deposito stesso, ossia dallo sviluppo del processo di formazione, e dalle grandezze fisico-chimiche, biologiche e organiche delle particelle solide che lo costituiscono.

Gli studi attualmente presenti in letteratura, di sola natura sperimentale, sono concentrati su due principali aspetti del processo erosivo.

Il primo riguarda l'individuazione di un valore soglia di sforzo tangenziale che si ha al passaggio da erosione nulla a erosione di massa o di superficie, e l'analisi dei diversi fattori che lo influenzano. Il secondo interessa la stima del materiale mediamente asportato dal flusso idrico nel tempo, al variare della tensione tangenziale al fondo, tramite un parametro detto *tasso di erosione*, definito come la massa o il volume di materiale eroso nell'unità di tempo e nell'unità di superficie.

I modelli proposti per la stima dei valori soglia e del tasso di erosione, presenti attualmente in letteratura, si sono rivelati limitativi, incerti e, in alcuni casi, inadeguati. Nessun tipo di studio riporta l'effettivo andamento della superficie coesiva erosa, che si sviluppa nel tempo, ma nella gran parte dei casi si limitano a fornire le profondità medie di scavo. Né tanto meno esiste in letteratura un confronto tra il comportamento a erosione di sedimenti coesivi, ancora non ben definito, e quello di sedimenti incoerenti, ampiamente studiato e conosciuto.

Dopo aver riassunto i principali risultati sperimentali di letteratura riguardo all'erosione dei depositi coesivi e delle miscele di sedimenti coesivi e incoerenti, è stato svolto uno studio sperimentale di laboratorio su una miscela coesiva composta da sabbia e limo finalizzato a:

1. osservare le modalità con cui i depositi di miscele vengono erosi dalla corrente;
2. quantificare il materiale asportato da una corrente idrica di caratteristiche note.

La conoscenza di tali fenomeni assume una rilevante importanza per la progettazione di opere fluviali nei tratti vallivi dei corsi d'acqua, qualora interessati dalla presenza di materiali coesivi, oltre che negli ambienti di estuario; essa, in aggiunta, può rivelarsi utile anche per la previsione delle dinamiche di erosione che si sviluppano in ambienti costieri, nelle zone di interazione tra le acque fluviali e quelle marine, nonché nelle fognature.

1. Origine e proprietà dei sedimenti

1.1 Introduzione

Innumerevoli sono le tipologie di sedimenti che possono interessare le problematiche dell'ingegneria. L'accumulo di essi porta alla formazione di depositi, le cui caratteristiche variano nello spazio e nel tempo. La particella solida rappresenta, perciò, un elemento unitario per la modellazione di fenomeni di erosione di un deposito. Le sue proprietà dipendono dal tipo di roccia da cui ha avuto origine e dalle modalità di trasporto e di sedimentazione.

Nel presente capitolo sono descritti non solo i concetti che stanno alla base della formazione dei sedimenti e quindi dei depositi, ma anche i principali parametri che si adottano per caratterizzare sia le singole particelle solide, sia gli ammassi costituiti da esse.

1.2 Origine e deposito dei sedimenti

I sedimenti di provenienza, composizione e dimensioni variabili, sono il risultato del processo di disgregazione delle rocce (*weathering*). Tale processo è dovuto ad azioni di tipo chimico-fisico e biologico operate da diversi agenti erosivi che insistono sulla superficie terrestre.

I *processi fisici* sono principalmente quelli che generano fratture nell'ammasso roccioso originario senza però modificarne la composizione chimica e mineralogica. Sono dovuti essenzialmente all'azione dell'acqua che infiltrandosi nelle fessure e congelando per effetto delle basse temperature ingrandisce le fratture disgregando la roccia circostante (*crioclastismo*). Anche le forti variazioni di temperatura, che generano nel terreno cicli di espansione e di contrazione, provocano l'esfoliazione del terreno (*termoclastismo*).

I *processi chimici*, che portano a cambiamenti nella composizione della roccia e nelle sue proprietà con perdita dei caratteri originari, risultano preponderanti soprattutto nel caso di sedimenti di piccole dimensioni, a causa della loro maggiore superficie specifica, e sono principalmente causati dall'interazione tra i componenti della roccia e l'acqua e le sostanze in essa disciolte.

I *processi biologici* hanno una notevole influenza sull'alterazione, favorendo sia i fenomeni fisici che i fenomeni chimici, e sono dovuti alla presenza di vegetazione all'interno delle fratture già esistenti nella roccia.

Come conseguenza dell'alterazione delle rocce si formano i sedimenti, costituiti da minerali primari residui (costituenti originali della roccia), da minerali secondari (minerali argillosi a granulometria molto fine), derivati dai primari in seguito a processi chimici, e da materiale in soluzione (ioni alcalini, alcalino-terrosi, ecc.).

Il materiale così alterato viene solitamente trasportato in altri ambienti (*depositi trasportati*) o permane nelle zone in cui si è formato (*depositi residuali*).

Il trasporto dei sedimenti può avvenire per gravità, a opera dei ghiacciai, del vento e soprattutto delle acque dilavanti e dei fiumi.

Le modalità di trasporto e di sedimentazione dal luogo di origine a quello di deposito finale, nel caso di depositi trasportati, influenzano l'assortimento delle particelle nonché il loro grado di arrotondamento.

Infatti la loro deposizione è strettamente legata alla forza che l'agente di trasporto ha per continuare a trattenerli in sospensione. Un esempio di questa differenziazione può essere l'azione di un corso d'acqua che, avendo inizialmente carattere torrentizio, riesce a trasportare sedimenti di dimensioni anche importanti; andando verso valle perderà parte della sua energia e i primi sedimenti a essere depositati saranno quelli di dimensioni maggiori, cioè principalmente le ghiaie. Successivamente si andranno a depositare sedimenti di dimensioni sempre minori, in virtù della sempre minore forza del mezzo, quindi sabbie, limi e argille.

L'azione di trasporto, oltre alla granulometria dei depositi, modifica la forma dei sedimenti, a causa della reciproca abrasione delle particelle in sospensione durante il movimento. Tale è la ragione per cui i sedimenti trasportati dall'acqua e dal vento tendono ad assumere una forma più arrotondata, poiché caratterizzati da una distanza di trasporto piuttosto elevata, generando quindi dei depositi caratterizzati da un alto grado di omogeneità granulometrica; i sedimenti trasportati dai ghiacciai, invece, sono interessati da una forma piuttosto spigolosa, poiché la distanza di trasporto risulta relativamente modesta, dando origine a depositi generalmente assortiti.

Una volta depositi, i sedimenti vanno incontro ai processi di *diagenesi*, ovvero a quel complesso di trasformazioni chimico-fisiche che avviene una volta conclusa la sedimentazione. Tali fenomeni in gran parte sono costituiti dalla *litificazione*, che

trasforma i sedimenti in un ammasso roccioso compatto e coerente, formando così la dura roccia sedimentaria. La litificazione avviene attraverso due meccanismi: la *compattazione*, dovuta al carico dei sedimenti sovrastanti, che induce una diminuzione della porosità e l'espulsione dell'acqua dagli interstizi, e la *cementazione*, dovuta al fatto che le acque circolanti nei sedimenti contengono sostanze cementanti naturali, come il carbonato di calcio o l'ossido di silicio, che, depositandosi tra i granuli, forma un legante naturale capace di unire saldamente le particelle sedimentarie.

1.3 Caratteristiche dei sedimenti

1.3.1 Caratteristiche geometriche

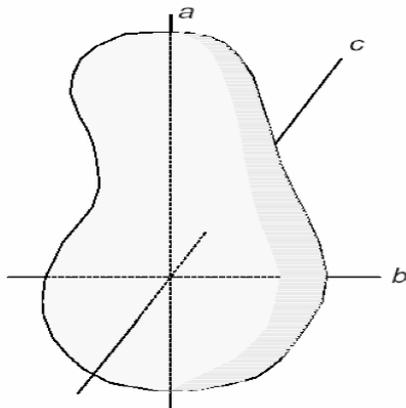
La geometria delle particelle solide influenza la massima compattezza che può raggiungere un deposito e quindi anche la permeabilità e la sensibilità all'erosione.

Per poter caratterizzare geometricamente una particella solida, bisogna valutarne la forma e la dimensione.

Forma

I sedimenti presentano diverse forme, in funzione appunto del loro processo di formazione. Possono essere assimilati a sfere, dischi, ellissi, cilindri o assumere una forma completamente irregolare.

Supponendo di poter rappresentare la forma di una particella come un ellissoide e individuando tre assi perpendicolari tra loro, tali che si abbia $a > b > c$ (fig.1.1), *McNown* (1951) ha proposto i seguenti fattori di forma (*shape factors*):



$$SF = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \quad (1.1)$$

$$SF = \sqrt[3]{\frac{c^2}{\sqrt{a \cdot b}}} \quad (1.2)$$

Figura 1.1 - Terna cartesiana di un ellissoide

Per una particella di forma tonda, avente le dimensioni secondo la terna cartesiana paragonabili fra di loro, il fattore di forma di *McNown* assume un valore pari all'unità, mentre assume valori inferiori all'unità per forme man mano differenti.

Un altro modo per caratterizzare la forma di una particella solida è la *sfericità*, definita come il rapporto tra l'area di una sfera avente stesso volume della particella considerata e l'area della particella stessa (*Raudkivi*, 1991):

$$Sfericit\grave{a} = \frac{S_{sfera}}{S_{part.}} \quad (1.3)$$

In tab.1.1 sono riportati alcuni valori della sfericit\grave{a} in funzione della forma di una particella.

Tabella 1.1 – Valori della sfericit\grave{a} assunti da particelle di forma diversa

Forma	Sfericit\grave{a}
Sferica	1,000
Sferoidale	0,820
Cubica	0,806
Angolare	0,660
Appiattita	0,540
Laminare	0,220

La *circularit\grave{a}*, anch'essa parametro di forma, \u00e8 definita come il rapporto tra il perimetro di un cerchio equivalente alla particella (ossia avente pari area) e il perimetro della stessa:

$$Circularit\grave{a} = \frac{P_{cerchio}}{P_{part.}} \quad (1.4)$$

Un altro modo per caratterizzare la forma di una particella solida pu\u00f2 avvenire valutando l'*ellitticit\grave{a}*. Nel caso bidimensionale, quando cio\u00e8 la particella presenta due dimensioni prevalenti rispetto alla terza, l'ellitticit\grave{a} si determina attraverso la valutazione dell'*eccentricit\grave{a}*, il rapporto tra la distanza del fuoco dal centro dell'ellisse e il semiasse maggiore, e della *snellezza*, data dal rapporto tra la massima e la minima dimensione, come illustrato in tab.1.2.

Tabella 1.2 – Caratterizzazione dell'ellitticit\grave{a} di una particella bidimensionale (Santamarina, 2001)

Forma					
Eccentricit\grave{a}	5,0	2,5	1,67	1,25	1,0
Snellezza	0,67	0,43	0,25	0,11	0,0

Nel caso tridimensionale, per valutare l'ellitticità si tiene conto dell'*elongazione*, data dal rapporto tra il valore massimo e quello intermedio del diametro di Feret (cfr. § 1.3.1 *Dimensione*), e la *piattezza*, data dal rapporto tra il valore intermedio e quello minimo del suddetto diametro. In fig.1.2 viene riportata la caratterizzazione della forma di una particella solida in funzione dei suddetti parametri.

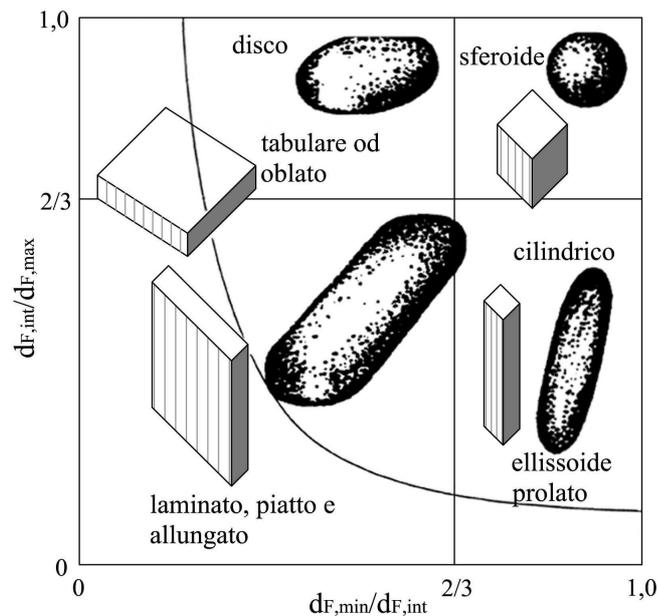


Figura 1.2 - Caratterizzazione dell'ellitticità: elongazione e piattezza di una particella tridimensionale (Santamarina, 2001)

Un altro parametro che caratterizza la forma di una particella è il *grado di arrotondamento*, ovvero il grado di curvatura degli angoli della particella solida.

Il grado di arrotondamento o di rotondità è un indice bidimensionale che si ricava, disponendo le particelle in modo da avere in proiezione l'area massima, dal rapporto tra il raggio medio dei vertici e degli spigoli e il raggio del cerchio massimo inscrivibile nell'immagine ottenuta (fig.1.3).

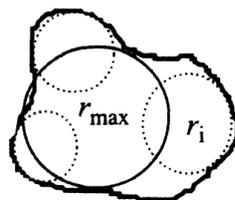


Figura 1.3 – Raggi di curvatura di una particella solida di forma irregolare

L'arrotondamento dipende dalla litologia del granulo (litologie "soffici" tendono, durante il trasporto, ad arrotondarsi maggiormente rispetto a litologie "dure"), dalle sue dimensioni (maggiore è la dimensione del granulo, maggiore è il suo potenziale di arrotondamento), nonché dal tipo e dalla durata dei processi di trasporto.

In base al grado di arrotondamento, che tende all'unità quanto più la particella è rotonda, si distinguono particelle a spigoli *vivi*, *rotondeggianti*, *arrotondati* e *molto arrotondati*.

In tab.1.3 è riportata la classificazione delle particelle in funzione del grado di arrotondamento.

Tabella 1.3 –*Classificazione dei sedimenti in funzione della rotondità (Powers, 1953)*

Tipo di particella	Rotondità
<i>Molto angolare</i>	0,12÷0,17
<i>Angolare</i>	0,17÷0,25
<i>Sub angolare</i>	0,25÷0,35
<i>Sub arrotondata</i>	0,35÷0,49
<i>Arrotondata</i>	0,49÷0,70
<i>Ben arrotondata</i>	0,70÷1,00

Generalmente i sedimenti di dimensione maggiore hanno forma più regolare e più vicina a quella sferica, rispetto a quelli microscopici che invece sono caratterizzati da una forma più appiattita con una dimensione minore delle altre due.

Dimensione

Vista l'irregolarità della forma che caratterizza un sedimento risulta necessario, per la determinazione delle sue dimensioni, far riferimento a criteri convenzionali. Ipotizzando che la forma del sedimento sia assimilabile a quella di una sfera, vengono definiti i seguenti diametri convenzionali:

- *Diametro nominale*: diametro di una sfera avente stesso volume e densità della particella
- *Diametro di volume*: diametro di una sfera avente stesso volume della particella.
- *Diametro di superficie*: diametro di una sfera avente stessa area della superficie della particella.

- *Diametro triassiale*: diametro dato dalla media aritmetica delle dimensioni usate per definire il fattore di forma:

$$D_t = \frac{a+b+c}{3} \quad (1.5)$$

Tale diametro viene spesso adoperato per caratterizzare i massi o i ciottoli.

- *Diametro di vagliatura*: diametro della minima apertura del vaglio attraverso la quale la particella passa. Tale diametro viene spesso adoperato per caratterizzare la sabbia o la ghiaia.
- *Diametro di Feret*: diametro pari al valore medio della distanza tra due parallele tangenti al contorno proiettato della particella.
- *Diametro di Martin*: diametro dato dalla lunghezza media della corda del contorno proiettato della particella.
- *Diametro dell'area proiettata*: diametro di una circonferenza avente la stessa area della proiezione della particella.
- *Diametro del perimetro*: diametro di una circonferenza avente lo stesso perimetro della proiezione della particella.
- *Diametro di caduta*: diametro di una sfera di quarzo avente peso specifico pari a $25,986 \text{ kN/m}^3$ e la stessa velocità di caduta in acqua a 24° C della particella.
- *Diametro di sedimentazione*: diametro di una sfera avente lo stesso peso specifico e la stessa velocità di caduta della particella nello stesso fluido.

La scelta tra le tecniche usate per la valutazione delle dimensioni di una particella solida viene fatta in base all'ordine di grandezza del diametro della stessa (tab.1.4).

Tabella 1.4 – *Tecniche di misurazione del diametro delle particelle solide (Santamarina, 2001)*

Tecniche di misurazione	Intervalli di misura del diametro (μm)
<i>Setacciatura</i>	5÷100
<i>Sedimentazione</i>	0,1÷100
<i>Coulter Counter</i>	0,5÷100
<i>Microscopio laser</i>	>1
<i>Microscopio elettronico a scansione (SEM)</i>	>0,1
<i>Microscopio elettronico a trasmissione (TEM)</i>	>0,001
<i>Diffusione laser</i>	0,1÷1000
<i>Raggi-X</i>	<0,1

Per esempio, nel caso di massi e ciottoli si adoperano tecniche di misura diretta, per ghiaie e sabbie si adotta la setacciatura e per la frazione più fine (limi e argille) si usa il processo di sedimentazione (cfr. § 1.4.4).

La setacciatura avviene con l'ausilio di setacci a maglia quadrata e di dimensione nota, e permette di classificare i terreni in cui le particelle costituenti hanno un diametro maggiore di 0,075 mm. Per le particelle avente diametro inferiore a 0,075 mm si effettua la sedimentazione; in tal caso le dimensioni delle particelle vengono determinate indirettamente, misurandone il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro contenente fluido.

1.3.2 Caratteristiche gravimetriche e volumetriche

Porosità e indice dei vuoti

La porosità di una particella solida è definita come il rapporto tra il volume dei vuoti presenti all'interno della particella e il suo volume totale:

$$n_{part.} = \frac{V_{v,part.}}{V_{part.}} \quad (1.6)$$

L'indice dei vuoti è invece dato dal rapporto tra il volume dei vuoti e il volume della sola parte solida della particella:

$$e_{part.} = \frac{V_{v,part.}}{V_{s,part.}} \quad (1.7)$$

Densità, peso specifico e gravità specifica

La densità di una particella solida è data dal rapporto tra la sua massa e il rispettivo volume:

$$\rho_s = \frac{M_{part.}}{V_{part.}} \quad (1.8)$$

Il peso specifico di una particella solida è definito come il rapporto tra il suo peso e il rispettivo volume:

$$\gamma_s = \frac{P_{part.}}{V_{part.}} \quad (1.9)$$

La gravità specifica è il rapporto tra il peso specifico della particella solida e quello dell'acqua, pari a $\gamma_w = 9806 \text{ N/m}^3$ alla temperatura di 15°C :

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (1.10)$$

Per una particella solida immersa in acqua sono importanti anche la densità assoluta alleggerita, il peso specifico alleggerito e la gravità specifica alleggerita:

$$\begin{aligned} \rho'_s &= \rho_s - \rho_w \\ \gamma'_s &= \gamma_s - \gamma_w \\ \Delta &= \frac{\rho'_s}{\rho_w} = \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} = G_s - 1 \end{aligned} \quad (1.11)$$

1.3.3 Caratteristiche meccaniche

Le caratteristiche meccaniche di una particella solida sono strettamente legate alla propria geometria e alla loro composizione chimica.

Durezza

La durezza è definita come la resistenza di un materiale alla penetrazione di un corpo più duro.

È una proprietà anisotropa, ossia può variare secondo la direzione, poiché dipende dalla densità di legame tra gli elementi costituenti il reticolo cristallino.

Per valutare la durezza relativa dei minerali viene usata la scala di Mohs (tab.1.5), la quale assume come riferimento la durezza di dieci minerali numerati progressivamente da 1 a 10 e tali che ciascuno è in grado di scalfire quello che lo precede ed è scalfito da quello che lo segue. Al diamante, il minerale con la durezza più elevata in natura, è stato assegnato il valore 10, mentre al talco il valore 1. Per determinare la durezza di un campione non si fa altro che provare quali elementi della scala riesce a scalfire e da quali viene scalfito.

Tabella 1.5 – Scala di Mohs

Materiale	Durezza
<i>Teneri</i>	
<i>Talco</i>	1
<i>Gesso</i>	2
<i>Semiduri</i>	
<i>Calcite</i>	3
<i>Fluorite</i>	4
<i>Apatite</i>	5
<i>Duri</i>	
<i>Ortoclasio</i>	6
<i>Quarzo</i>	7
<i>Topazio</i>	8
<i>Corindone</i>	9
<i>Diamante</i>	10

Elasticità

L'elasticità è la proprietà di un materiale di deformarsi sotto l'azione di uno stato di sollecitazione imposto, ma di riacquistare poi la sua forma originale al cessare della causa sollecitante.

L'elasticità trova spiegazione, a livello microscopico, nelle forze di interazione tra le particelle che compongono il materiale. La variazione di tali forze fa variare la distanza reciproca tra le particelle, producendo a livello macroscopico una deformazione.

A partire dalla configurazione naturale di riposo, l'elasticità rappresenta solo la fase iniziale del comportamento di un materiale, per un valore limitato del livello di sollecitazione, detto *limite di elasticità*, sopra cui cessa di esibire un comportamento elastico e manifesta fenomeni anelastici.

1.3.4 Caratteristiche chimiche e mineralogiche

La composizione chimica e la struttura cristallina di un materiale influenza notevolmente il comportamento dell'ammasso granulare di cui fa parte. Una sostanziale differenza si può osservare tra depositi di minerali argillosi e depositi di minerali non argillosi.

Minerali non argillosi

Il principale minerale non argilloso è il *quarzo*. Esso è un costituente comune delle rocce sialiche; è abbondante anche come componente delle rocce sedimentarie, preferenzialmente nelle arenarie a causa della sua elevata resistenza alla degradazione chimica da parte agenti atmosferici e alla sua insolubilità all'acqua. Il quarzo solidifica formando cristalli di dimensioni estremamente variabili e presenta una struttura cristallina costituita da tetraedri silicio-ossigeno uniti tra loro per i 4 vertici a formare delle spirali.

Minerali argillosi

I minerali argillosi costituiscono una parte rilevante dei prodotti derivanti dai fenomeni di *weathering* delle rocce e la loro presenza nel suolo influenza in modo significativo le proprietà chimico-fisiche di questo mezzo.

I minerali argillosi hanno una composizione chimica definita e sono caratterizzati da una ben precisa struttura cristallina.

L'importanza dei minerali argillosi è soprattutto legata alla capacità di scambio ionico che hanno nei confronti delle soluzioni circolanti nel suolo. Le superfici di questi elementi cristallini possono, infatti, legare con varie modalità e più o meno fortemente ioni, per poi eventualmente rilasciarli in dipendenza delle caratteristiche delle soluzioni con cui vengono in contatto.

La maggior parte dei minerali argillosi appartiene ai fillosilicati e presenta il reticolo cristallino formato dalla ripetizione di due unità strutturali caratteristiche (*cella unitaria*): il tetraedro silicatico, costituito da due strati di atomi di ossigeno contenenti silicio in coordinazione tetraedrica; l'ottaedro silicatico, formato da due strati di atomi di ossigeno o di ossidrilici, ai quali sono legati Al, Mg e Fe in coordinazione ottaedrica.

Quando il legame tra questi due tipi di strati è particolarmente forte, la geometria delle particelle solide, nell'interazione con altri elementi, rimane invariata; al contrario, se i legami sono molto deboli, il volume delle particelle solide varia notevolmente.

In base alle differenti combinazioni degli strati tetraedrici e ottaedrici, i minerali argillosi vengono classificati in tre gruppi principali (*Santamarina, 2001*):

- la *caolinite*: caratterizzata da un rapporto tra strati di tetraedri e ottaedri 1:1. La microstruttura è fortemente legata attraverso legami a idrogeno, con la presenza

di atomi di ossigeno connessi tra due strati successivi. I depositi costituiti da caolinite, perciò, presentano un grado di rigonfiamento nullo;

- l'*illite*: ha un rapporto tra strati tetraedrici e ottaedrici 2:1. Gli elementi si legano tra di loro tramite ioni di potassio e i depositi che costituiscono hanno un grado di rigonfiamento medio;
- la *montmorillonite*: ha anch'essa un rapporto tra strati tetraedrici e ottaedrici 2:1. Tuttavia, i legami tra i vari strati sono particolarmente deboli e perciò il grado di rigonfiamento dei depositi di montmorillonite è molto elevato.

La composizione chimica dei minerali argillosi, essendo formata da cristallini particolarmente piccoli ($< 4 \mu\text{m}$), risulta studiabile solo attraverso metodi di approccio piuttosto sofisticati, ricorrendo cioè all'impiego dei raggi X, all'analisi termica (DTA) o alla microscopia elettronica.

1.3.5 Caratteristiche termiche

Le proprietà termiche che influenzano il comportamento dei materiali sono le seguenti:

- capacità termica
- dilatazione termica
- conducibilità termica

La capacità termica è definita come il rapporto tra la quantità di calore assorbito (dQ) e la variazione di temperatura osservata (dT) su una massa M .

La conducibilità termica definisce l'attitudine di un materiale a trasferire energia termica da un sistema ad alta temperatura a uno a bassa temperatura.

La dilatazione termica è dovuta a un aumento della distanza media fra i costituenti del reticolo (atomi, ioni, molecole) rispetto alle loro posizioni di equilibrio ed è inversamente proporzionale alla forza di legame.

1.4 Proprietà dell'ammasso

Un ammasso di sedimenti è un sistema costituito da particelle indipendenti provenienti dalla disgregazione di ammassi rocciosi.

Esso è composto da una fase solida, una liquida e una aeriforme: la *fase solida* è composta dalle particelle terrose e dagli organismi viventi presenti nel terreno; la *fase liquida* è composta dalla soluzione circolante, in altri termini dall'acqua e dai sali minerali in essa disciolti; la *fase aeriforme* è composta da gas e vapore acqueo.

Un ammasso, in definitiva, è costituito da un sistema multifase che include un insieme di particelle occupante parte del volume complessivo e un sistema di vuoti in comunicazione tra loro, riempiti da uno o più fluidi allo stato liquido o aeriforme.

Facendo riferimento a un certo volume di terreno e immaginando per comodità la separazione delle suddette tre fasi (fig.1.4) si possono definire una serie di relazioni quantitative tra pesi e volumi fondamentali per individuare le proprietà e quindi il comportamento di un ammasso di particelle (*Lambe-Whitman, 1969*).

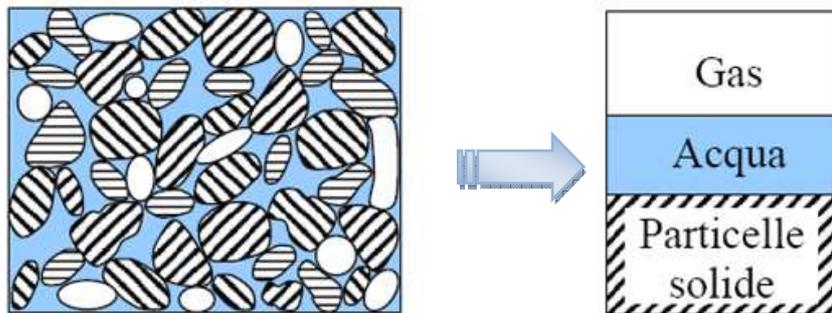


Figura 1.4 – Rappresentazione del terreno come materiale multifase

1.4.1 Definizioni di base

Il volume totale di un ammasso di particelle solide è dato dalla somma del volume occupato dalla parte solida e il volume occupato dai vuoti:

$$V_t = V_s + V_v \quad (1.12)$$

dove il volume dei vuoti è la somma del volume occupato dall'acqua e di quello occupato dai gas:

$$V_v = V_w + V_g \quad (1.13)$$

Analogamente, si definisce il peso totale dell'ammasso come la somma del peso dovuto alla parte solida e di quello dovuto all'acqua interstiziale:

$$W_t = W_s + W_w \quad (1.14)$$

Al fine di effettuare una prima classificazione di un deposito di sedimenti, è necessario definire la porosità, data dal rapporto tra il volume dei vuoti e il volume totale dell'ammasso:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (1.15)$$

nonché l'indice dei vuoti, definito come il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume della sola parte solida:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.16)$$

e il grado di saturazione (percentuale), dato dal rapporto tra il volume di acqua interstiziale e il volume dei vuoti:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 (\%) \quad (1.17)$$

Il contenuto d'acqua è dato dal rapporto (percentuale) tra il peso dell'acqua e il peso della parte solida:

$$W = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100 (\%) \quad (1.18)$$

Tra i parametri che mettono in relazione il peso e il volume, ricordiamo il peso specifico del deposito bagnato, definito come il rapporto tra il peso totale e il volume totale:

$$\gamma = \frac{P_t}{V_t} \quad (1.19)$$

il peso specifico del deposito asciutto, dato dal rapporto tra il peso della sola parte solida e il volume totale:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t} \quad (1.20)$$

e il peso specifico del deposito saturo, dato da:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w \quad (1.21)$$

In tab.1.6 sono riportati, per differenti depositi, i valori assunti dai parametri suddetti.

Tabella 1.6 – Valori del peso specifico, porosità, indice dei vuoti e contenuto d'acqua per diversi depositi (Santamarina, 2001)

	γ (kN/m ²)	n (%)	e	W (%) per S=1
Sabbia uniforme non addensata	18,9	46	0,85	32
Sabbia uniforme addensata	20,9	34	0,51	19
Sabbia assortita addensata	21,6	30	0,43	16
Argilla tenera	17,7	45	0,82	45
Argilla consistente	20,7	37	0,59	22
Argilla montmorillonitica	12,7	84	5,25	94

1.4.2 Angolo di riposo

L'angolo di riposo è definito come l'angolo massimo che un determinato ammasso forma con l'orizzontale quando è disposto in mucchio (Lancellotta, 1992). È funzione della dimensione e della forma delle particelle e ancor di più del contenuto d'acqua; si avrà perciò un angolo alla base tanto maggiore quanto minore è la fluidità dell'ammasso.

Generalmente l'angolo di riposo per differenti ammassi particellari varia da un minimo di 15° a un massimo di 42°.

1.4.3 Struttura di un deposito

Per *struttura* di un deposito si intende la proprietà derivata dall'aggregazione delle particelle e dalla reciproca disposizione spaziale. La struttura del terreno è fondamentale

per comprendere e simulare al meglio il comportamento dei terreni sciolti e pertanto ha significativi riflessi sulle proprietà fisiche, meccaniche e chimiche del terreno.

A differenza della resistenza delle singole particelle, che è ipoteticamente infinita, quella del deposito, e quindi del sistema di particelle, è finita e dipende sostanzialmente dalla resistenza allo scorrimento tra particella e particella. Essa è quindi funzione della forma e del grado di arrotondamento dei singoli granuli, oltre che dello stato di addensamento del terreno.

Un modo semplificato per studiare le proprietà di un sistema di particelle è quello di assimilare ciascuna di esse a una particella perfettamente sferica. Il modello più semplice è di assumere che il sistema sia uniforme, cioè che tutte le particelle abbiano lo stesso diametro.

Queste possono presentare una struttura, cioè una configurazione spaziale, molto variabile. Pertanto, il terreno può assumere un assetto molto *sciolto* (fig.1.5a), cioè caratterizzato da un elevato volume dei vuoti, o molto *addensato*, cioè caratterizzato da un ridotto volume dei vuoti (fig.1.5b).

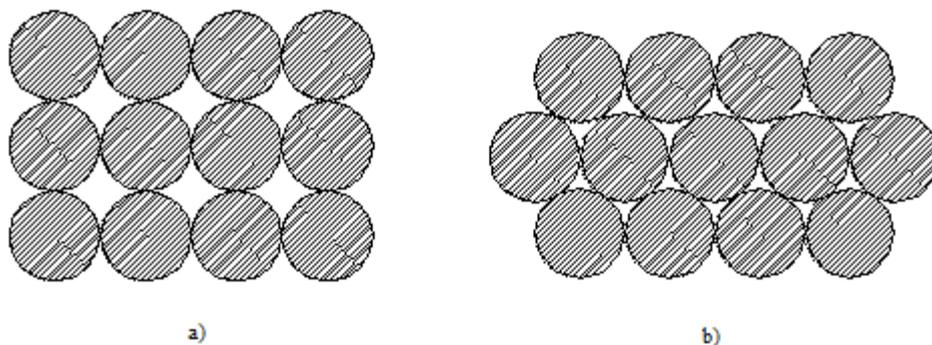


Figura 1.5- Sistema particellare sferico monodimensionale: a) struttura sciolta; b) struttura addensata

Nel caso di particelle sferiche tutte uguali, *Slichter* (1905) ha mostrato che il massimo volume che può essere occupato dai vuoti è il 48% del totale, in una struttura caratterizzata da particelle ciascuna delle quali presenta sei punti di contatto con altre particelle (struttura *cubica*), mentre il minimo volume possibile dei vuoti è il 26% del totale, con ciascuna particella che ne tocca altre otto (struttura *romboedrica*).

È interessante osservare che tali valori percentuali dei vuoti, massimo e minimo, sono indipendenti dalla dimensione delle particelle.

È intuitivo, quindi, come la struttura influenza le proprietà del sistema di particelle, che nel caso di configurazione sciolta è molto più deformabile, meno resistente e più permeabile ai fluidi, rispetto al caso di configurazione addensata.

Se il sistema di particelle è costituito da due classi di sferette, con una classe con diametro molto più piccolo della precedente, la struttura che il terreno può assumere cambia, poiché le particelle più piccole possono occupare i vuoti lasciati da quelle più grandi (fig.1.6). La massima e la minima percentuale dei vuoti possono quindi cambiare, e con esse le proprietà del sistema di particelle. In particolare, per un'opportuna configurazione dell'insieme di particelle, il sistema può risultare molto più addensato che nel caso precedente, quindi meno deformabile, più resistente e meno permeabile.

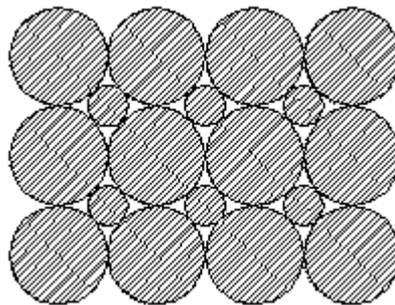


Figura 1.6 – *Sistema particellare sferico bidimensionale: struttura molto addensata*

Questo, naturalmente, è solo un esempio, poiché la struttura che il terreno può possedere è estremamente variabile e dipende dalle modalità con cui si formano i depositi o vengono messi in opera i terreni.

La situazione si modifica ulteriormente se cresce il numero di classi di particelle che costituiscono il sistema in considerazione.

La struttura interna di un ammasso di particelle può essere anche caratterizzata avvalendosi del *numero di coordinazione*.

Il numero di coordinazione viene utilizzato per indicare il numero di atomi o molecole legati a un singolo atomo centrale, nell'ambito di una definita struttura interna. In relazione al tipo di atomo legato e al numero di leganti, può generarsi un complesso anionico, cationico o neutro (*Santamarina, 2001*).

Il numero di coordinazione medio di un deposito indica la stabilità posseduta dallo stesso. Generalmente, maggiore è il numero di coordinazione, maggiore è la stabilità del

deposito. A tal proposito, è possibile valutare il minimo valore del numero di coordinazione, $c_{n,\min}$, necessario affinché un ammasso di particelle, soggetto ad azioni esterne, sia stabile.

Consideriamo un ammasso costituito da n_p particelle solide sulle quali agiscono n_f forze esterne e supponiamo che il problema sia staticamente determinato, vale a dire che il numero di equazioni di equilibrio n_e sia uguale al numero di forze esterne agenti sul sistema n_f . Il minimo valore del numero di coordinazione necessario per fornire stabilità al deposito dovrà perciò essere tale che:

$$\frac{n_p \cdot c_{n,\min}}{2} = n_e \cdot n_p \quad (1.22)$$

da cui risulta:

$$c_{n,\min} = 2 \cdot n_e \quad (1.23)$$

Nel caso bidimensionale di un deposito costituito da circonferenze si ha $c_{n,\min} = 4$, mentre per un deposito costituito da particelle ellittiche si ha $c_{n,\min} = 6$. Per problemi tridimensionali, invece, si ha $c_{n,\min} = 6$ nel caso di sfere, mentre per particelle ellittiche si ha $c_{n,\min} = 12$.

1.4.4 Distribuzione granulometrica

La granulometria è la caratterizzazione in termini statistici delle dimensioni delle particelle solide costituenti la miscela. La necessità di valutare la distribuzione granulometrica è dettata dal fatto che un deposito naturale si presenta caratterizzato da una grande variabilità di sedimenti ciascuno con dimensioni differenti.

Dalle caratteristiche della distribuzione granulometrica dipendono le proprietà del deposito, quali la permeabilità, la porosità e la compressibilità.

La distribuzione granulometrica di un sistema di particelle sferiche potrebbe essere facilmente determinata individuando il numero di particelle della stessa dimensione e diagrammando la curva di *frequenza relativa* di questa, in cui sull'asse delle ascisse è riportato il diametro delle particelle e sull'asse delle ordinate il numero di particelle con quello stesso diametro. La curva di frequenza relativa ha un andamento di solito a campana, ma può presentare più picchi, indicativi della presenza contemporanea di diverse frazioni granulometriche tra di loro disgiunte (es. massi-ciottoli e sabbia).

Dalla curva di frequenza relativa è possibile definire il *massimo* e il *minimo diametro* delle particelle che costituiscono il sistema e diversi parametri quali la *moda* e la *media*. Dalla curva di frequenza relativa è possibile ricavare poi la curva di *frequenza cumulata* o *curva granulometrica*, in cui ciascuna ordinata rappresenta la somma del numero di particelle di dimensione minore o uguale di quella indicata in ascissa. È in altre parole l'integrazione della curva di frequenza relativa in termini discreti.

La curva di frequenza cumulata ha un andamento crescente, che parte da 0 e termina a 100 %, con punto di flesso in corrispondenza del valore modale. Da essa si ricavano i *diametri percentili* e il *modulo di uniformità* di Kramer.

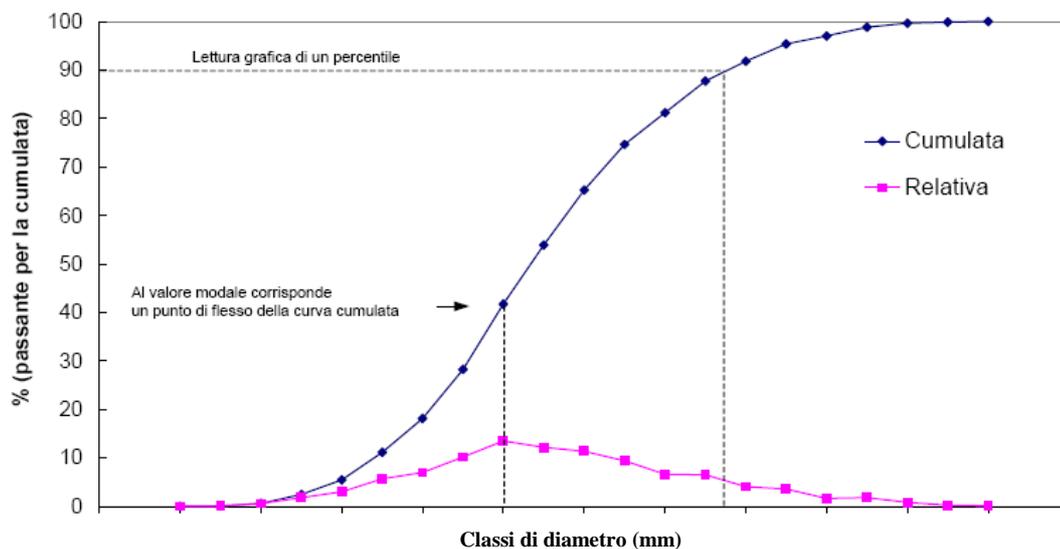


Figura 1.7 – Curva di frequenza relativa e curva di frequenza cumulata

La curva di frequenza cumulata può essere rappresentata, piuttosto che in scala millimetrica lineare, in scala logaritmica tramite l'indice ϕ (Krumbein, 1934):

$$\phi = -\log_2(D) \quad (1.24)$$

dove D rappresenta il diametro dei sedimenti in millimetri.

Passando ai depositi naturali, è evidente la difficoltà di definire le dimensioni di ciascuna particella. È pertanto necessario stabilire un criterio convenzionale per individuare la dimensione e passare dalla nozione di dimensione di ciascuna di esse a quella di *classi* di dimensioni, caratterizzate da un minimo e un massimo, sufficientemente vicini tra loro, caratteristici di ciascuna classe (fig.1.7).

Il problema viene risolto in maniera diversa, secondo le dimensioni delle particelle che caratterizzano il terreno da classificare.

Per terreni costituiti da materiale grossolano di dimensione maggiore o uguale a 0,062mm (ghiaie e sabbie) si procede mediante un sistema di crivelli o stacci. I primi sono dei contenitori con fondo metallico a maglie circolari aventi stesso diametro, mentre i secondi sono contenitori con fondo costituito da una rete metallica a maglie quadrate di dimensioni uguali (*Lancellotta, 1992*).

Crivelli e stacci vengono posti gli uni sugli altri, in modo che più in alto siano posizionati quelli con le aperture più grandi. Il campione di terreno viene deposto sul crivello o staccio ubicato più in alto. Il sistema viene poi agitato in modo da forzare le particelle ad attraversare quei contenitori che presentino aperture aventi dimensioni maggiori delle particelle medesime. Su ciascun crivello o staccio si raccoglie così una certa quantità di materiale. Il peso secco del trattenuto su ciascuno di essi, rapportato al peso totale del campione, fornisce la frequenza relativa di particelle con “dimensione” compresa tra quella che caratterizza il crivello o lo staccio che la trattiene e quella superiore. La misura del peso va effettuata dopo essiccamento in stufa alla temperatura di 105°C.

Nel caso di terreni costituiti da sedimenti fini di diametro inferiore a 0,062 mm (limi e argille), le dimensioni delle particelle vengono determinate indirettamente con metodi che si basano sulla velocità di sedimentazione (*Lancellotta, 1992*).

La velocità di sedimentazione delle particelle dipende dal diametro delle stesse, dalla viscosità del fluido e dal rapporto tra le densità delle particelle e del fluido (legge di Stokes). La prova consiste nel porre il materiale fine in un recipiente contenente acqua e deflocculante. Attraverso un densimetro opportunamente tarato, si misura la variazione di densità della miscela, dalla quale si risale alla velocità di sedimentazione, vale a dire al tempo che la singola particella impiega per percorrere una determinata distanza.

I parametri rappresentativi che si ottengono dalla curva di frequenza cumulata, vengono detti *diametri percentili* e vengono indicati con D_i , dove il pedice rappresenta la percentuale in peso del campione con particelle di dimensione inferiore a D_i .

I percentili si possono calcolare in maniera approssimata per via grafica (come indicato in fig. 1.7), o analiticamente tramite interpolazione lineare dei dati di frequenza cumulata.

I depositi naturali generalmente non si presentano con granulometrie perfettamente uniformi; per tale ragione non basta solo il diametro a caratterizzarli, ma si fa riferimento anche ai seguenti parametri:

- tendenza centrale della curva di frequenza;
- ampiezza della distribuzione;
- simmetria della distribuzione.

Per valutare la tendenza centrale della curva granulometrica relativa al campione analizzato si fa riferimento: alla *moda*, che indica la classe di diametro con frequenza relativa maggiore; alla *media*, che rappresenta il baricentro della curva di frequenza relativa, e quindi può essere calcolata come una media ponderata; alla *mediana*, che è il centro della distribuzione cumulata (divide l'area sottesa dalla curva in due parti uguali), ovvero il diametro percentile D_{50} . Moda, media e mediana coincidono tra loro solo nel caso di una distribuzione perfettamente simmetrica.

L'ampiezza della curva di frequenza relativa indica quanto più o meno il deposito di sedimenti ha caratteristiche di omogeneità e uniformità; se, infatti, il deposito risulta omogeneo, uniforme e classato (per classazione o “*sorting*” si intende il grado di variabilità del diametro medio delle particelle), la curva di frequenza relativa presenta un picco più elevato e un'ampiezza limitata (fig.1.8);

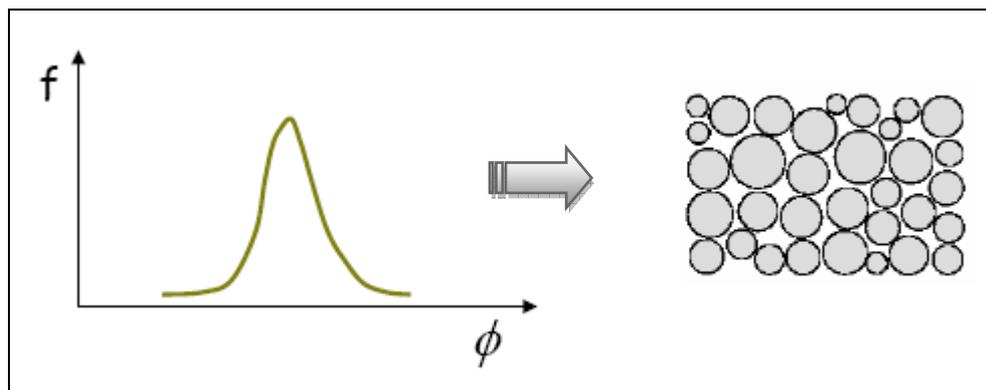


Figura 1.8 – Curva di frequenza relativa di un deposito omogeneo, uniforme e classato

Al contrario, se il deposito si presenta eterogeneo, non uniforme e non classato, la curva di frequenza relativa ha un picco meno elevato e un'ampiezza maggiore (fig.1.9).

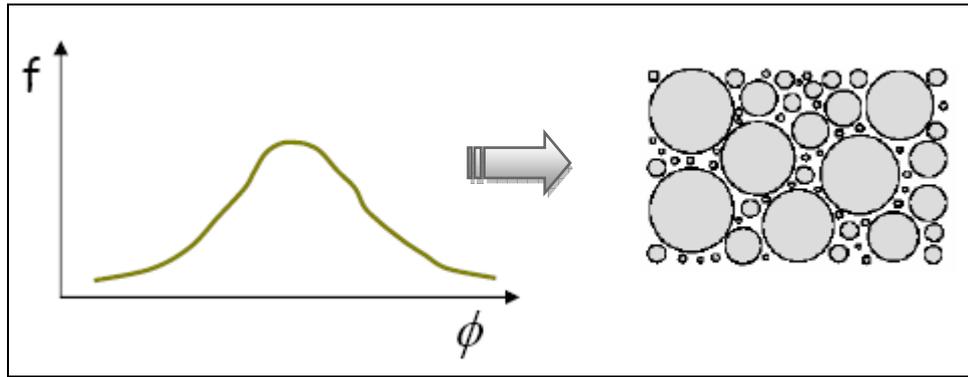


Figura 1.9 – Curva di frequenza relativa di un deposito eterogeneo, non uniforme e non classato

I parametri di riferimento generalmente usati per la valutazione dell'ampiezza della distribuzione granulometrica sono i seguenti:

- *deviazione standard*: indica la dispersione dei dati rispetto al valore medio (momento del secondo ordine della distribuzione) e viene stimata con la seguente relazione:

$$\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^n (D_i - D_m)^2 f_i} \quad (1.25)$$

dove f_i è la frequenza relativa del diametro i -esimo, n il numero delle classi o dei differenti D_i considerati e D_m il diametro medio del campione;

- *coefficiente di uniformità*: indica quanto uniforme è il deposito in considerazione ed è dato dal rapporto tra il diametro percentile D_{60} e quello D_{10} :

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.26)$$

Per valori del coefficiente di uniformità maggiori di 4 si ha un deposito ben assortito, composto da sedimenti di diversa dimensione, dove i sedimenti di dimensione maggiore tendono a formare la struttura principale e quelli più fini a occupare gli spazi interstiziali; si forma quindi un deposito potenzialmente addensato. Per valori di coefficiente di uniformità pari a 1 si ha un deposito composto da sedimenti di uguale dimensione, quindi potenzialmente sciolto (Lancellotta, 1992);

- *coefficiente di classazione* (Folk e Ward, 1957): indica il grado di cernita sedimentaria a cui è stato sottoposto il deposito durante la fase di trasporto. È indipendente dal diametro medio, mentre fa riferimento ai percentili della distribuzione corrispondenti al diametro del trattenuto relativo, nella curva cumulativa, a una percentuale del 5%, 16%, 84% e 95%.

$$s = \left| \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} \right| + \left| \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6.6} \right| \quad (1.27)$$

Il coefficiente di classazione è abbastanza preciso, poiché risulta sensibile alle “code” della distribuzione. Più piccolo è il coefficiente di classazione, migliore è il grado di cernita del materiale e viceversa. In tab.1.7 sono riportati i valori che può assumere il coefficiente di classazione nei diversi depositi naturali, e alcuni esempi sono riportati in fig.1.10.

Tabella 1.7 – Valori assunti dal coefficiente di classazione (Folk e Ward, 1957)

Coefficiente di classazione	Grado di classazione
>4	<i>estremamente basso</i>
2÷4	<i>molto basso</i>
1÷2	<i>basso</i>
0,71÷1	<i>moderato</i>
0,50÷0,71	<i>moderatamente elevato</i>
0,35÷0,50	<i>elevato</i>
<0,35	<i>molto elevato</i>

Per valutare la simmetria della distribuzione granulometrica si fa riferimento al *coefficiente di asimmetria*, *sk* (*skewness*), dato dalla seguente relazione (Folk e Ward, 1957):

$$sk = \frac{\phi_{84} - \phi_{50}}{\phi_{84} - \phi_{16}} - \frac{\phi_{50} - \phi_5}{\phi_{95} - \phi_5} \quad (1.28)$$

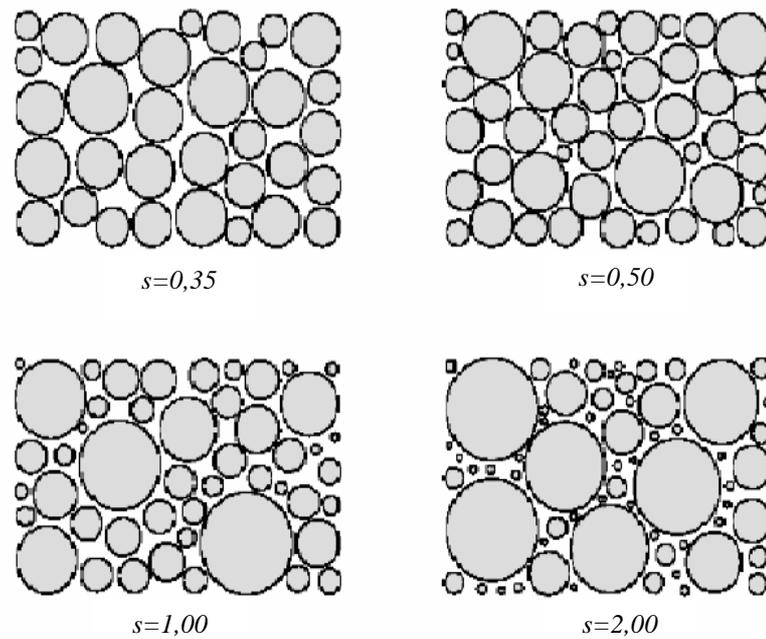


Figura 1.10 – Depositi caratterizzati da differenti gradi di classazione (Folk e Ward, 1957)

Tale coefficiente evidenzia l'omogeneità della granulometria, cioè quanto i valori sono distribuiti equamente da una parte a dall'altra del baricentro della curva granulometrica (fig.1.11).

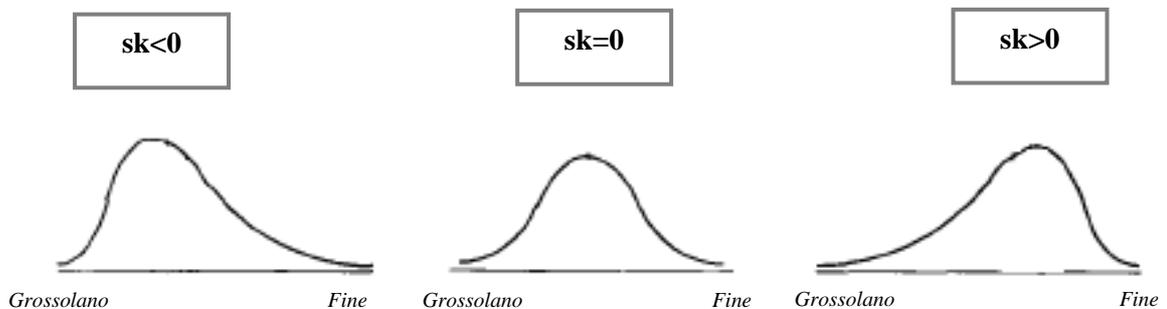


Figura 1.11 – Distribuzioni caratterizzate da differenti coefficienti di asimmetria (Folk e Ward, 1957)

Essa ha segno positivo se la curva ha una coda verso i diametri fini, segno negativo se la curva ha la coda verso i diametri grossolani; una curva perfettamente simmetrica ha asimmetria zero.

L'asimmetria è dovuta ad aggiunte o sottrazioni di materiale nelle code della curva granulometrica originaria. Per esempio, nelle sabbie di fiume e di duna l'asimmetria è generalmente positiva (coda di materiale fine); infatti, i due mezzi di trasporto (il fiume

e il vento) sono in grado di trasportare sedimenti molto sottili, ma non sedimenti grossolani; mentre nelle sabbie di spiaggia l'asimmetria è generalmente negativa (coda di materiale grossolano), per l'allontanamento delle frazioni sottili da parte del moto ondoso.

In tab.1.8 sono riportati i valori che può assumere il coefficiente di asimmetria nei diversi depositi naturali.

Tabella 1.8 – Valori assunti dal coefficiente di asimmetria (Folk e Ward, 1957)

Coefficiente di classazione	Grado di classazione
-0,3 ÷ -1	molto asimmetrica verso il fine
-0,1 ÷ 0,3	asimmetrica verso il fine
-0,1 ÷ 0,1	quasi simmetrica
0,1 ÷ 0,3	asimmetrica verso il grossolano
0,3 ÷ 1	molto asimmetrica verso il grossolano

1.4.5 Limiti di Atterberg

I limiti di consistenza, meglio noti come limiti di Atterberg, rappresentano i contenuti d'acqua corrispondenti ai limiti di separazione tra i differenti stati fisici del terreno. Vengono valutati esclusivamente sui terreni a grana fine (argille, limi e sabbie fini).

I terreni sono caratterizzati da tre limiti (Lancellotta, 1992):

- *limite liquido*: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno scorre per effetto di una piccola pressione e si comporta come un fluido viscoso;
- *limite plastico*: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno può essere deformato plasticamente senza frantumarsi;
- *limite di ritiro*: contenuto d'acqua sotto cui il terreno non subisce più riduzione di volume se essiccato.

La fig. 1.12 rappresenta schematicamente quelli che sono i possibili stati fisici, in base al contenuto d'acqua, dei terreni a grana fine.

Il contenuto d'acqua richiesto per il passaggio da uno stato all'altro è funzione delle caratteristiche delle particelle solide che compongono il deposito; per tale motivo i limiti di Atterberg possono essere utilizzati per l'identificazione e la classificazione degli stessi.

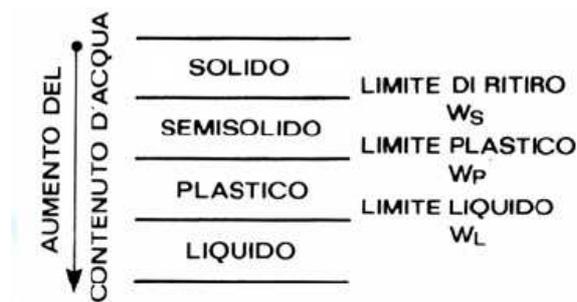


Figura 1.12 – Limiti di Atterberg

Per la determinazione in laboratorio del *limite liquido* viene posto un campione di terreno di circa 1 N, prelevato dalla porzione passante al setaccio n. 40 e appositamente lavorato in un cucchiaio aggiungendo acqua distillata (Lancellotta, 1992). Dopo aver tracciato su di esso un solco, il materiale viene sollecitato con dei colpi secondo una procedura standard; la prova viene conclusa quando il solco si chiude per una lunghezza di 10 mm.

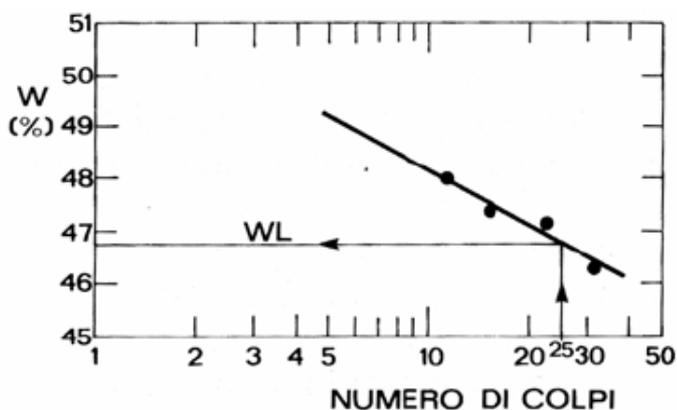


Figura 1.13 – Determinazione del limite di liquidità (Lancellotta, 1992)

La prova viene ripetuta su altri campioni aventi diverso contenuto d'acqua, in modo da poter ottenere più coppie di punti (w, N_c), essendo N_c il numero di colpi.

Le coppie di punti vengono poi riportate in un diagramma semilogaritmico e interpolate linearmente, in modo da ricavare il contenuto d'acqua relativo a $N_c=25$ (fig.1.13).

Il *limite plastico* viene determinato formando, con il terreno in esame, dei bastoncini dello spessore di 3,2 mm; questi inizieranno a fessurarsi in corrispondenza del raggiungimento del limite plastico.

Generalmente come limite plastico si assume la media di tre determinazioni effettuate su tre campioni differenti.

Il *limite di ritiro* viene determinato essiccando progressivamente il provino, avendo cura di misurare di volta in volta il volume e il contenuto d'acqua (fig.1.14).

A differenza dei precedenti limiti, che vengono ricavati su campioni rimaneggiati, il limite di ritiro si determina sul campione indisturbato.

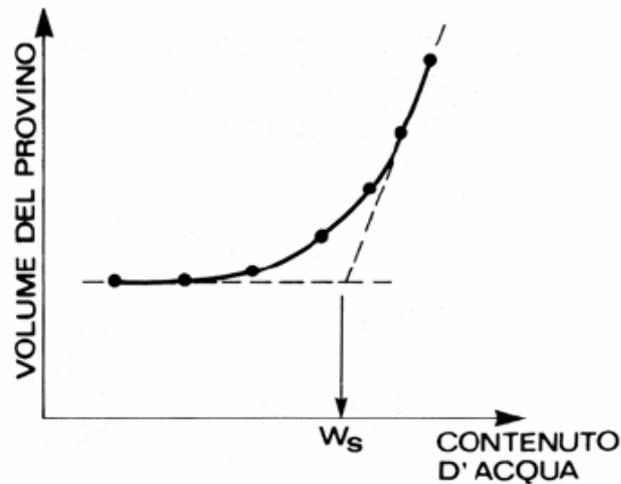


Figura 1.14 – *Determinazione del Limite di Ritiro (Lancellotta, 1992)*

Dalla conoscenza dei limiti di Atterberg si possono ricavare una serie di indici:

- *indice di plasticità;*
- *indice di attività;*
- *indice di liquidità;*
- *indice di consistenza.*

L'indice di plasticità è definito come segue:

$$PI = w_L - w_P \quad (1.29)$$

Esso indica il campo di variazione del contenuto d'acqua all'interno del quale il terreno ha un comportamento plastico, e può quindi essere rimaneggiato o deformato senza variazione di volume e senza fessurarsi (Lancellotta, 1992). In un dato campione, il valore assunto dall'indice di plasticità dipende dal contenuto d'argilla, dal tipo d'argilla e dalla natura dei cationi da essa assorbiti. Esso assume valori bassi per terreni non plastici e valori elevati per terreni plastici (tab.1.9).

Tabella 1.9 – Valori dell'indice di plasticità per differenti terreni

PI	
<i>Non Plastico</i>	0÷5
<i>Poco plastico</i>	5÷15
<i>Plastico</i>	15÷40
<i>Molto plastico</i>	>40

L'indice di plasticità cresce all'aumentare del contenuto d'argilla, seguendo una legge lineare con pendenza che varia in funzione del minerale argilloso. Tale pendenza rappresenta l'*indice di attività* (Skempton, 1953), definito come segue:

$$AI = \frac{PI}{P_{arg}} \quad (1.30)$$

dove P_{arg} indica la frazione argillosa in peso (%) presente nel terreno.

L'indice di attività fornisce informazioni sulla capacità delle argille a legare tra loro e varia in funzione della natura mineralogica; in base al valore assunto da tale indice un terreno si definisce attivo, normalmente attivo o inattivo (tab.1.10).

Per esempio la caolinite ha un indice di attività medio pari a 0,5, mentre la montmorillonite ha un indice di attività compreso tra 1 e 7.

Tabella 1.10 - Valori dell'indice di attività per differenti terreni

Terreni	AI
<i>inattivi</i>	<0,75
<i>normalmente attivi</i>	0,75÷1,25
<i>attivi</i>	>1,25

L'*indice di liquidità* è definito come segue:

$$LI = \frac{w - w_p}{PI} \quad (1.31)$$

con w il contenuto d'acqua del deposito. Tale indice dà un'idea della consistenza del terreno: se tende a uno, il terreno presenta una consistenza più bassa di un terreno per il quale l'indice di liquidità tenda a zero.

L'indice di consistenza è definito come segue:

$$I_C = \frac{w_L - w}{PI} \quad (1.32)$$

Il valore di I_C può fornire una stima delle proprietà meccaniche (resistenza e compressibilità) di un dato terreno: a un aumento di I_C corrispondono un incremento della resistenza a taglio e una riduzione della compressibilità. È interessante notare l'analogia tra tale parametro per terreni a grana fine e la densità relativa per terreni a grana grossa (cfr. § 2.1). Una classificazione dei terreni in funzione dell'indice di consistenza è riportata in tab.1.11.

Tabella 1.11 - Valori dell'indice di consistenza per differenti terreni

Consistenza	I_C
<i>fluida</i>	<0
<i>fluido - plastica</i>	0÷0,25
<i>molle - plastica</i>	0,25÷0,50
<i>plastica</i>	0,50÷0,75
<i>solido - plastica</i>	0,75÷1
<i>semisolida</i>	>1 ($w > w_s$)
<i>solida</i>	>1 ($w < w_s$)

In tab.1.12 sono riportati i limiti di Atterberg per alcune argille.

Tabella 1.12 – Valori tipici dei limiti di Atterberg di alcune argille (Lancellotta, 1992)

Argilla	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
caolinite	300÷700	55÷100	200÷650
illite	95÷120	45÷60	50÷65
montmorillonite	40÷60	30÷40	10÷25

1.5 Sistemi di classificazione

Considerando la vasta varietà dei depositi naturali e le differenti esigenze pratiche che spingono a una loro classificazione, esistono vari sistemi, basati sulle proprietà descritte nei paragrafi precedenti, per identificare un campione di terreno.

Una prima classificazione può essere fatta in funzione delle dimensioni delle particelle solide, come si può vedere dalla tab.1.13.

Tabella 1.13 – Sistemi di classificazione granulometrica (Lancellotta, 1992)

Sistema	Ghiaia (d in mm)	Sabbia (d in mm)	Limo (d in mm)	Argilla (d in mm)
MIT (1931)	60÷2	2÷0,06	0,06÷0,002	< 0,2
AASHTO (1970)	75÷2	2÷0,075	0,075÷0,002	
AGI	> 2	2÷0,02	0,02÷0,002	
CP 2001 (1957)	60÷2	2÷0,06	0,06÷0,002	

Esiste una classificazione dei sedimenti, proposta dall'*American Geophysical Union* (AGU), in cui si evidenziano le classi diametriche attribuibili ai diversi tipi di sedimento: masso (*boulder*), ciottolo (*cobble*), ghiaia (*gravel*), limo (*silt*) e argilla (*clay*). La classificazione dei diametri è basata sulla scala di Wentworth (tab.1.14), per la quale il valore $D=2$ mm separa convenzionalmente il sedimento fine (sabbia, limo e argilla) da quello grossolano (ghiaia, ciottoli e massi).

Tabella 1.14 – Classificazione dei terreni basata sulla scala di Wentworth (1922)

dimensioni del grano o ciottolo [mm]	denominazione dei clasti del sedimento sciolto	denominazione del sedimento sciolto prima della diagenesi	denominazione della roccia dopo la diagenesi del sedimento
> 64	ciottoli	ghiaia grossolana	conglomerato
4 ÷ 64		ghiaia media	
2 ÷ 4		ghiaia fine	
1 ÷ 2	grani	sabbia molto grossolana	arenaria (arenite)
1/2 - 1		sabbia grossolana	
1/4 ÷ 1/2		sabbia media	
1/8 ÷ 1/4		sabbia fine	
1/16 ÷ 1/8		sabbia molto fine	
1/32 ÷ 1/16	grani	silt grossolano	siltite
1/64 ÷ 1/32		silt medio	
1/128 ÷ 1/64		silt fine	
1/256 ÷ 1/128		silt molto fine	
< 1/256	grani	argilla	argilla (argillite)

Un'altra classificazione è quella proposta da *Shepard* (1954) della quale viene riportato in fig.1.15 il diagramma triangolare.

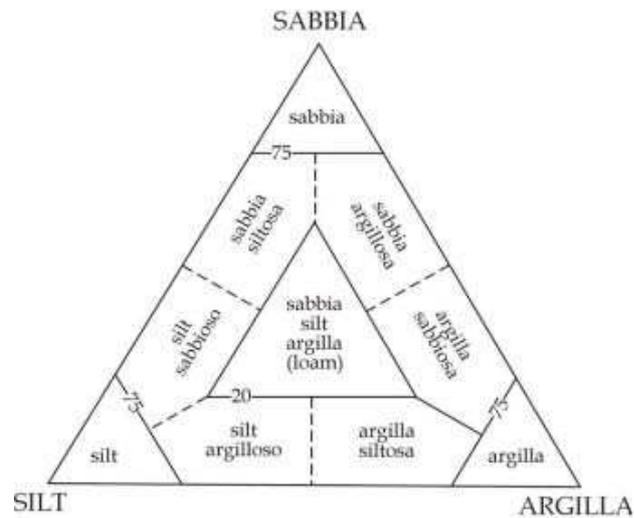


Figura 1.15 – Diagramma triangolare di Shepard (1954)

Il terreno viene denominato generalmente con il nome della frazione granulometrica più abbondante, seguito dai nomi delle frazioni secondarie. La denominazione della frazione secondaria è: preceduta dalla congiunzione “con” se compresa tra il 25% e il 50%; seguita dal suffisso “oso” se compresa tra il 10% e il 25%; seguita dal suffisso “oso” e preceduta da “debolmente” se compresa tra il 5% e il 10%.

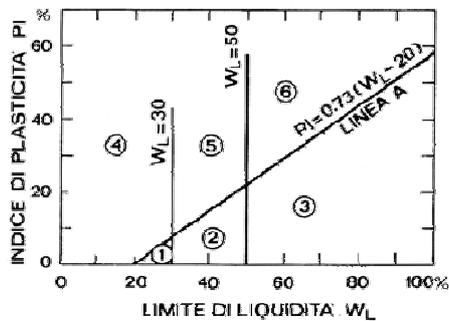
Nel caso di terreni coesivi, costituiti da limi e argille, le proprietà non dipendono tanto dalle dimensioni delle particelle, quanto dalla loro costituzione mineralogica e dalle sue caratteristiche di plasticità. Non è solito, quindi, fondare un sistema di classificazione di queste terre solo sulla granulometria, ma si utilizza la classificazione di Casagrande basata sui limiti di Atterberg (*Lancellotta*, 1992).

La *carta di Casagrande* (fig.1.16) presenta sull’asse delle ascisse il limite liquido e sull’asse delle ordinate l’indice di plasticità. Essa è suddivisa in 6 regioni dalla retta A di equazione:

$$PI = 0,73(w_L - 20) \quad (1.33)$$

e da due rette verticali di equazione $w_L=30$ e $w_L=50$.

I terreni che ricadono sotto la retta A possono essere limi inorganici, argille organiche e limi organici, quelli che ricadono sopra di essa sono argille inorganiche con diversa plasticità.



- 1) Limi inorganici di bassa compressibilità
- 2) Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- 3) Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- 4) Argille inorganiche di bassa plasticità
- 5) Argille inorganiche di media plasticità
- 6) Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 1.16 – Carta di plasticità di Casagrande (Lancellotta, 1992)

La distinzione tra i terreni inorganici e quelli organici può essere effettuata anche tenendo conto del contenuto d'acqua misurato su due campioni appartenenti allo stesso deposito, di cui uno essiccato preliminarmente; l'essiccazione provoca cambi irreversibili nei costituenti organici e riduce il contenuto d'acqua.

Se il campione essiccato ha un contenuto d'acqua inferiore al 75% di quello relativo al campione originario non essiccato, esso può essere considerato organico.

2. Analisi dei depositi coesivi

2.1 Tipologie di terreni

Le dimensioni e la costituzione mineralogica delle particelle possono essere molto varie e differenziano notevolmente il comportamento dei diversi terreni.

Si distinguono perciò i *terreni a grana grossa* (ghiaie e sabbie) costituiti da frammenti di roccia o, nel caso delle particelle più piccole, da singoli minerali o da frammenti di minerali caratterizzati da una forma sub-sferica e i *terreni a grana fine* (limi e argille) costituiti da particelle aventi forma appiattita o lamellare, nei quali i singoli grani non sono visibili a occhio nudo poiché di dimensioni inferiori al micron.

I primi vengono detti “incoerenti” mentre i secondi vengono detti “coesivi”.

La distinzione tra i due tipi di terreni sopra citati può essere fatta facendo riferimento, in primo luogo, a valori di diametro limite.

Per terreni costituiti da particelle uniformi, secondo *Metha & Lee* (1994) il limite tra i terreni coesivi e quelli incoerenti è dato dalle particelle di dimensioni intorno a 20 μm .

Considerando particelle solide di diametro inferiore a 2 mm, *Van Rijn* (2007) propone una suddivisione dei terreni in cinque classi:

- *sabbia grossolana incoerente* per $0,5 < d < 2 \text{ mm}$
- *sabbia fine incoerente* per $0,062 < d < 5 \text{ mm}$
- *limo leggermente coesivo* per $32 < d < 62 \mu\text{m}$
- *limo fine abbastanza coesivo* per $8 < d < 32 \mu\text{m}$
- *argilla e limo molto fine molto coesivo* per $d = 8 \mu\text{m}$

dalla quale è possibile individuare il valore limite di diametro pari a 62 μm .

In realtà è difficile stabilire un confine netto per classificare un tipo di terreno nella categoria dei materiali coesivi o incoerenti. Questo è spiegato dal fatto che i terreni naturali generalmente consistono in una miscela eterogenea di più tipi di terreno appartenenti alle due suddette categorie; a questo va considerata inoltre l'eventuale presenza di sostanza organica che potrebbe rendere coesivo anche un deposito costituito interamente da particelle solide incoerenti (*Williamson*, 1991; *Paterson*, 1994).

Per tale ragione, quando occorre trattare con ammassi eterogenei e organici, è importante poter individuare le percentuali delle particelle solide di diverso diametro che lo compongono, oltre all'eventuale contenuto organico. Qualora le suddette percentuali risultasse inferiore a un determinato valore critico, sarebbe lecito supporre che il terreno sia coesivo o incoerente.

A tal proposito *Van Rijn* (2007) distingue i depositi di materiale coesivo in funzione della percentuale di sabbia, limo, argilla e materiale organico, proponendo sei diverse classi (tab.2.1).

Tabella 2.1 – *Classificazione dei depositi coesivi secondo Van Rijn (2007)*

Tipo di miscela	Materiale Organico (%)	Argilla e Limo fine <8 µm (%)	Limo 8÷62 µm (%)	Sabbia >62µm (%)
<i>Sabbia (incoerente)</i>	0	0	0	100
<i>Sabbia Fangosa (debolmente incoerente)</i>	0÷10	0÷5	20÷40	60÷80
<i>Fango Sabbioso (coesivo)</i>	0÷10	5÷10	30÷60	60÷30
<i>Fango (coesivo)</i>	0÷20	10÷20	50÷70	0÷10
<i>Fango Limoso (coesivo)</i>	0÷20	10÷40	60÷80	0
<i>Fango Argilloso (coesivo)</i>	0÷20	40÷60	40÷60	0

Come già detto le dimensioni e la composizione mineralogica delle particelle solide costituenti un terreno influenzano notevolmente il comportamento di quest'ultimo.

Il comportamento dei terreni a grana grossa dipende soprattutto dalle dimensioni, dalla forma, dalla distribuzione granulometrica e dallo stato di addensamento dei grani.

Il parametro rappresentativo lo stato di addensamento di un terreno granulare è la densità relativa definita come:

$$Dr = \frac{e_{\max} \cdot e_0}{e_{\max} \cdot e_{\min}} \quad (2.1)$$

dove e_0 è l'indice dei vuoti del terreno allo stato naturale mentre e_{\max} ed e_{\min} sono rispettivamente gli indici dei vuoti corrispondenti al minimo e al massimo stato di addensamento (fig.2.1), determinati sperimentalmente mediante procedure standard.

La densità relativa rappresenta un parametro importante per i terreni a grana grossa e può assumere valori compresi tra $0 \div 0,35$ per terreni non addensati, $0,35 \div 0,65$ per terreni mediamente addensati e $0,65 \div 1$ per terreni molto addensati.

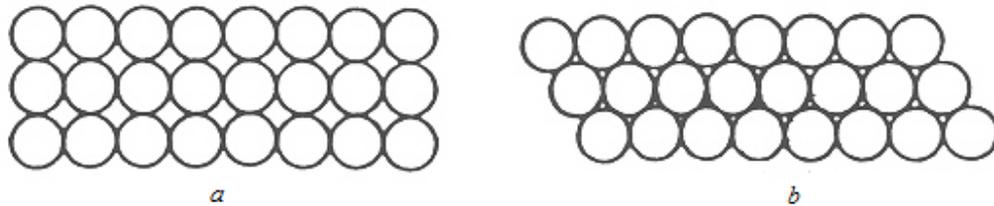


Figura 2.1 – a) Il valore massimo dell'indice dei vuoti è relativo a una configurazione di minimo addensamento per il materiale; b) Il valore minimo dell'indice dei vuoti è relativo a una configurazione di massimo addensamento per il materiale

Nel caso dei terreni a grana fine, invece, le informazioni relative alla distribuzione e alle caratteristiche granulometriche sono meno significative per comprendere il loro comportamento.

La maggioranza delle argille risultano costituite da aggregati di particelle colloidali di forma lamellare, appartenenti al gruppo dei fillosilicati, che risultano dalla combinazione di molecole (o unità elementari).

Le unità elementari sono rappresentate da tetraedri, con atomo di silicio al centro e ossigeno ai vertici (fig.2.2), o ottaedri, con atomi di alluminio o magnesio al centro e ossidrili ai vertici (fig.2.3).

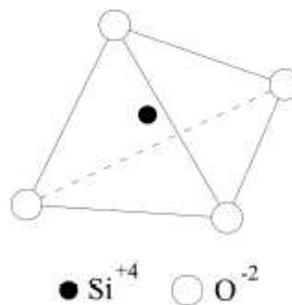


Figura 2.2 – Unità tetraedrica silicio-ossigeno (Santamarina, 2001)

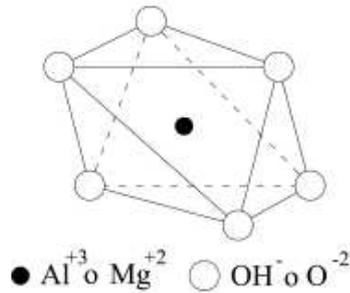


Figura 2.3 - Unità ottaedrica di alluminio o magnesio (Santamarina, 2001)

Tali unità elementari si combinano tra loro per formare reticoli piani o pacchetti elementari; successive combinazioni dei pacchetti elementari danno origine alle diverse tipologie di argilla (fig.2.4).

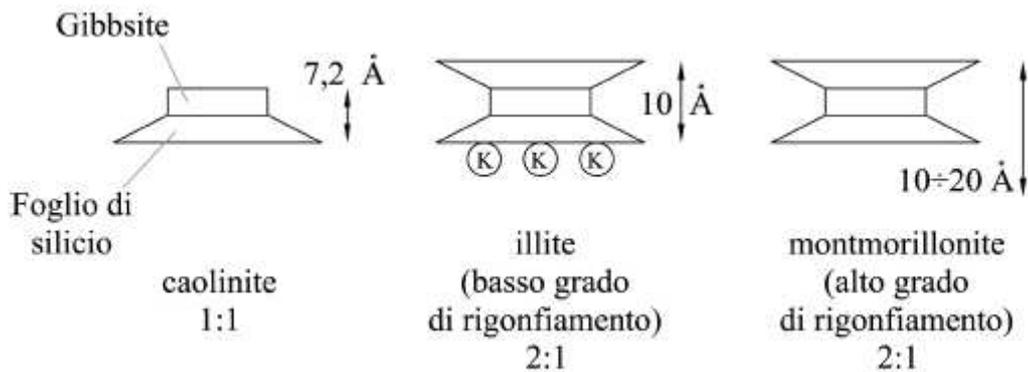


Figura 2.4 – Disposizione degli strati di silicio e gibbsite in tre diversi minerali argillosi (Santamarina, 2001)

In relazione al tipo di legame esistente tra i diversi strati elementari, le particelle di argilla possono avere uno spessore più o meno elevato e i terreni possono presentare un comportamento meccanico molto diverso tra loro.

Per esempio la caolinite, che ha uno spessore tipico di circa 1 μm , è composta da strati di tetraedri alternati a strati di ottaedri ed è un'argilla stabile poiché presenta legami piuttosto forti e comportamento meccanico buono; la montmorillonite, invece, che ha uno spessore di pochi nm (1 nm = 10 Armstrong = 10^{-3} μm), è composta da uno strato ottaedrico posto tra due strati tetraedrici, ha deboli legami tra i pacchetti elementari ed è caratterizzata da un comportamento meccanico scadente e sensibile al disturbo.

Il comportamento dei terreni a grana fine è fortemente condizionato anche dalle azioni che i granuli si scambiano in funzione dell'attività chimico-fisica svolta dai minerali

costituenti e dalle condizioni ambientali al contorno (tensioni agenti, ph dell'acqua, temperatura).

Generalmente i terreni sono costituiti da particelle minerali che, insieme all'aria e all'acqua presenti negli interstizi, formano un sistema multifase.

Possiamo facilmente immaginare, quindi, che in questa miscela esistano due tipi di interazione:

– *interazione di tipo meccanico*, dovuta alle forze di massa o di volume

– *interazione di tipo chimico*, dovuta alle forze di superficie.

Sulla superficie esterna di ogni granulo esistono, infatti, delle cariche elettriche che lo portano a interagire con gli altri granuli e con l'acqua interstiziale. Quindi, se la superficie esterna è piccola in relazione alla massa, anche le azioni superficiali sono modeste e quindi prevalgono le interazioni di tipo meccanico (in tal caso si parla di *granuli inerti*), se invece la superficie è grande anche le azioni superficiali, e quindi le interazioni di tipo chimico, possono diventare importanti, addirittura più importanti di quelle di volume (in tal caso si parla di *granuli attivi*). Esiste, naturalmente un caso intermedio dove sia le forze di volume che le forze di superficie caratterizzano il comportamento di un terreno.

Queste forze di superficie, agenti tra le particelle costituenti i terreni, sono di tipo elettrostatico e dipendono dalla natura mineralogica dei granuli e dall'estensione della loro superficie.

Di conseguenza, l'elemento distintivo tra la prevalenza delle forze di volume o delle forze di superficie è legato essenzialmente alla geometria dei granuli, ovvero alla superficie riferita all'unità di massa, che si definisce superficie specifica, calcolata come:

$$S_{sp} = \frac{S}{M} = \frac{S}{\rho \cdot V} \quad (2.2)$$

dove S è la superficie del grano, M la massa, V il volume e ρ la densità.

Se, per esempio, prendiamo un grammo di sabbia e sviluppiamo tutte le superfici esterne dei grani in esso contenuti, otteniamo che il valore della superficie specifica è dell'ordine di $10^{-3} \div 10^{-4} \text{ m}^2$, se invece prendiamo un grammo di argilla “molto attiva” si

ha che la somma delle aree laterali di tutti gli elementi solidi che questo contiene può essere dell'ordine di 800 m².

In particolare, tra tutti i materiali argillosi, la montmorillonite è il materiale caratterizzato da una più elevata superficie specifica, poiché riesce a adsorbire una maggior quantità di acqua rispetto ad altri materiali.

In realtà lo spessore dello strato di acqua adsorbita è praticamente lo stesso per la montmorillonite e per la caolinite, ma cambiano le dimensioni del cristallo e la proporzione di acqua presente. Questo si traduce, per la montmorillonite, in una maggiore attività, una maggiore plasticità ed un più elevato potere di rigonfiamento.

Per la stima dell'area specifica esistono diverse tecniche di misura (tab.2.2).

Tabella 2.2 – *Tecniche di misura dell'area specifica (Santamarina, 2001)*

Metodo di misura	Descrizione
<i>Stima attraverso la dimensione delle particelle</i>	Dalla misura dei valori medi della dimensione e del peso delle particelle solide
<i>Stima attraverso la dimensione dei pori</i>	Si ricostruisce la struttura solida attraverso la conoscenza della dimensione e della distribuzione dei pori, da ricavare tramite apposite tecniche di misura.
<i>Studio di permeabilità</i>	La permeabilità dipende dalla superficie dei pori e dalla viscosità della superficie solida. Essa può essere una misura dell'area specifica (teoria di Kozeny-Carman).
<i>Assorbimento di molecole da una soluzione</i>	Si usano soluzioni di acidi grassi o colorati cationici come il metilene blu.
<i>Tecnica di assorbimento</i>	Si misura la quantità di gas assorbita dalla superficie solida. I gas maggiormente usati sono l'azoto, il vapore acqueo o i glicoli e i gliceroli (teoria isoterma di Langmuir).
<i>Altre tecniche</i>	Sfruttano le proprietà termiche delle particelle solide, il tasso di solubilità di alcune sostanze, la diffusione dei raggi X o le proprietà elettriche del solido.

I valori assunti dall'area specifica per uno stesso campione variano al variare della tecnica adottata; per esempio, la tecnica di assorbimento di gas è adatta per i campioni asciutti, mentre la tecnica di assorbimento di metilene blu per i campioni imbibiti di acqua.

Valori tipici della dimensione media e della superficie specifica di sabbie e argille sono riportati in tab.2.3.

La conseguenza di quanto detto sopra è che nei materiali come le sabbie l'interazione tra i granuli è esclusivamente di tipo meccanico, mentre nelle argille le azioni sono quasi esclusivamente di tipo chimico-fisico.

Le eventuali azioni coesivi in un terreno, a parità di altre condizioni, possono essere influenzate anche dalle caratteristiche chimiche possedute dall'acqua interstiziale.

Tabella 2.3 – Dimensione media e superficie specifica di sabbie e argille

	<i>Dimensione Media</i> (mm)	<i>Superficie Specifica</i> (m ² /g)
Sabbia (forma sub-sferica)	2	2x10 ⁻⁴
Minerali Argillosi (forma lamellare):		
Montmorillonite	10 ⁻⁶	fino a 840
Illite	(0,03÷0,1)x10 ⁻³	65÷200
Caolinite	(0,1÷4)x10 ⁻³	10÷20

Le principali caratteristiche da considerare sono il ph della soluzione, la concentrazione dei sali e quella totale degli ioni. Con concentrazione di ioni si indica la concentrazione complessiva dei cationi e degli anioni come per esempio Na⁺, Ca⁺, Mg⁺, Cl⁻, SO₄⁻ presenti nella soluzione acquosa.

Ulteriori parametri che concorrono alla caratterizzazione di un terreno coesivo possono essere la porosità o la densità nonché la variazione delle stesse lungo lo spessore del deposito, fornendo un indice del grado di stratificazione dello stesso. La stratificazione di un deposito è strettamente legata ai processi che riguardano la propria formazione, ovvero l'aggregazione e la flocculazione delle particelle in sospensione, la sedimentazione e il grado di consolidazione. Anche questi processi, a loro volta sono influenzati dalle caratteristiche chimiche dell'acqua e dalle azioni interparticellari.

Un elenco completo, riportato in tab. 2.4, che prende in considerazione tutti i parametri che influenzano il comportamento dei depositi coesivi è stato proposto da *Winterwerp et al.* (1990) e *Berlamont et al.* (1993). I parametri proposti dagli autori non si riferiscono a un particolare caso di studio, per cui in funzione del fenomeno che occorre analizzare parte di essi possono essere trascurati.

Tabella 2.4 – Parametri per classificare un deposito coesivo proposti da Winterwerp et al. (1990) e Berlamont et al. (1993)

PROPRIETA' FISICO-CHIMICO DEL FLUIDO IN MOTO AL DI SOPRA DEL DEPOSITO	<i>Clorinità</i>
	<i>Temperatura</i>
	<i>Contenuto di ossigeno disciolto</i>
	<i>Potenziale Redox</i>
	<i>Ph</i>
	<i>Ioni Na⁺, K⁺, Mg²⁺, Ca²⁺, Fe²⁺, Al³⁺</i>
	<i>SAR</i>
PROPRIETA' FISICO-CHIMICO DEL DEPOSITO	<i>Concentrazione dei sedimenti in sospensione</i>
	<i>Clorinità</i>
	<i>Temperatura</i>
	<i>Contenuto di ossigeno disciolto</i>
	<i>Potenziale Redox</i>
	<i>Ph</i>
	<i>Ioni Na⁺, K⁺, Mg²⁺, Ca²⁺, Fe²⁺, Al³⁺</i>
	<i>Contenuto di materiale organico</i>
	<i>Presenza di gas</i>
	<i>Capacità di scambio cationico</i>
	<i>Densità e stratificazione</i>
	<i>Area specifica</i>
	<i>Composizione mineralogica</i>
	<i>Distribuzione granulometrica e contenuto di sabbia</i>
CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DEL DEPOSITO	<i>Consolidazione</i>
	<i>Parametri reologici</i>
	<i>Limiti di Atterberg</i>
INTERAZIONE ACQUA-SEDIMENTI	<i>Velocità di sedimentazione</i>
	<i>Tensione critica di sedimentazione</i>
	<i>Tensione critica di erosione</i>
	<i>Tasso di erosione</i>

2.2 Interazione soluzioni naturali e superficie delle particelle minerali

L'acqua si trova normalmente a contatto diretto con i minerali. Le precipitazioni che cadono sulle terre emerse, infatti, percolando attraverso il suolo e fluendo lungo i corsi d'acqua vengono a interagire con le particelle solide minerali che incontrano inevitabilmente nel loro percorso.

2.2.1 Interfaccia fluido-solido e la sua natura

L'interfaccia tra una particella minerale ed una soluzione acquosa individua e segna una notevole discontinuità per quanto riguarda la struttura, la densità e la composizione delle due fasi. Il minerale, infatti, presenta ioni ben ordinati nello spazio secondo precise regole geometriche, la soluzione acquosa, invece, è costituita da molecole polari (H_2O) in libero movimento.

Nella zona d'interfaccia delle due fasi avvengono reazioni importanti che conducono a una riorganizzazione, su scala atomica, delle due sostanze.

Per di più, quando una qualunque superficie minerale viene a formarsi, può succedere che gli ioni presenti sulla stessa, dopo lo stress subito, vadano incontro a rilasci di tensione che possono modificare i legami così da avere lunghezze ed angoli diversi da quelli propri della struttura. Per tale ragione si può avere che gli ioni in superficie possono migrare in nuove posizioni di equilibrio diverse da quelle originarie.

La superficie di un frammento minerale, su scala microscopica, appare abbastanza complessa ed articolata per la presenza di un gran numero di gradini, cavità ed irregolarità; tale irregolarità diffusa ha un riscontro speculare anche su scala atomica.

Come diretta conseguenza di quanto ora detto, le superfici delle particelle minerali non sono elettricamente neutre ma solitamente portatrici di una carica elettrica (*carica netta*) positiva o negativa.

Per alcuni minerali, come i fillosilicati con struttura semplice (es. i minerali argillosi del gruppo della caolinite) la carica netta è prossimo allo zero, mentre per altre strutture più complesse, come i fillosilicati del tipo della montmorillonite, si ha una carica netta negativa.

Per questi minerali è possibile calcolare la quantità molare (generalmente espressa in mol kg^{-1} di minerale) della carica netta; per le montmorilloniti tale quantità si colloca tra $-0,7 \div -1,7$, mentre per le illiti tra $-1,9 \div -2,8$.

Si deve ora considerare il fatto che una carica netta, all'interfaccia tra particella minerale e soluzione acquosa, può essere generata attraverso reazioni chimiche che hanno luogo tra gli ioni in soluzione e quelli sulla superficie solida.

Una reazione sicuramente importante, che può formarsi con una certa facilità all'interfaccia solido-soluzione di molte specie minerali, è quella che vede come protagonisti gli ossidrili (OH^-), che si formano per reazione tra le molecole d'acqua e i cationi presenti sulla superficie delle particelle.

La formazione di gruppi ossidrili all'interfaccia solido-soluzione ha conseguenze importanti, poiché questi vengono a costituire "siti" molto reattivi che permettono lo scambio di H^+ tra la soluzione e la superficie della particella.

Tali reazioni di scambio, favorite in ambiente acido, contribuiscono alla carica netta positiva della particella minerale. Al contrario, in soluzioni basiche il contributo alla carica netta del minerale è di segno negativo.

A causa delle reazioni suddette la carica netta di una particella solida in sospensione può cambiare di segno, da positiva a negativa, al variare del pH . In questa progressione vi sarà un momento in cui la carica netta della particella sarà pari a zero. Questo valore del pH è solitamente indicato come il "*point of zero charge*" o anche pH_{PZC} . In conclusione, per valori del pH inferiori a pH_{PZC} la particella presenta carica netta positiva e per valori superiori carica negativa.

Il valore del pH_{PZC} varia per da sostanza a sostanza, per esempio nel caso di montmorillonite assume un valore pari a 2,5, mentre per la caolinite 4,6.

2.2.2 Forze repulsive

Il comportamento dei minerali argillosi, per quanto detto, è fortemente condizionato dalla loro interazione con il fluido interstiziale, che in genere è acqua.

La natura e l'entità delle interazioni che avvengono all'interfaccia minerale-soluzione sono funzione della reattività della superficie della particella solida e della composizione e del pH della soluzione in contatto.

Le unità fondamentali, tetraedri e ottaedri, che costituiscono i minerali argillosi, pur essendo complessivamente neutri, hanno carica positiva all'interno e negativa sulla superficie esterna. Questa caratteristica le porta a stabilire legami più o meno forti con le molecole d'acqua che sono attratte elettricamente verso la superficie delle particelle di argilla.

L'acqua che si trova immediatamente a contatto con le particelle diventa perciò parte integrante della loro struttura ed è definita *acqua adsorbita* (fig.2.5).

La spiegazione di questo fenomeno è che essendo l'acqua una molecola bipolare ed essendo in fase liquida le sue molecole si possono orientare.

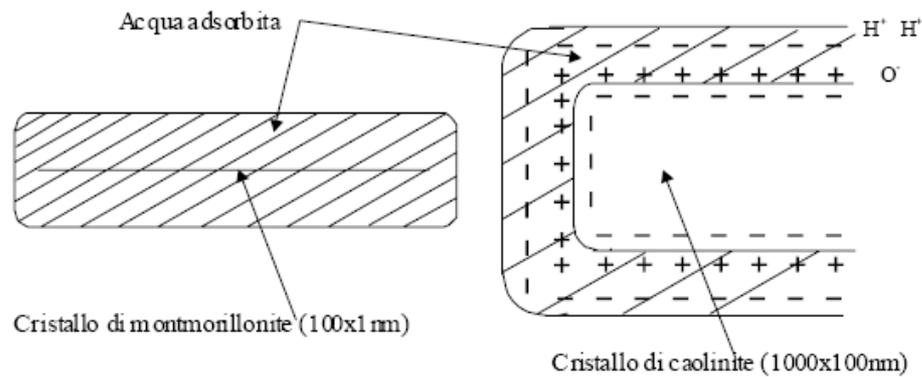


Figura 2.5 – Spessore dell'acqua adsorbita per differenti minerali argillosi

In particolare il loro polo positivo viene attratto dalla carica negativa presente sulla superficie delle particelle solide attorno alle quali si forma, quindi, una pellicola di liquido (fig.2.6).



Figura 2.6 – Orientamento delle molecole d'acqua intorno alla superficie della particella solida

L'acqua immediatamente a contatto con le particelle solide presenta dunque legami chimici così forti con la fase solida, da non poter essere separata da essa tramite semplice azione meccanica.

A causa dei suddetti legami l'acqua adsorbita può essere allontanata solo mediante essiccamento in forno a temperature superiori a 100 °C.

I legami di adsorbimento tendono a decrescere all'aumentare della distanza dalla superficie solida, poiché la particella risente meno dell'attrazione da parte delle

molecola d'acqua; l'acqua perciò assume le caratteristiche di *acqua libera* o *acqua interstiziale* (fig.2.7).

C'è da notare che, a parità di altre condizioni, lo spessore di acqua adsorbita è approssimativamente lo stesso per tutti i minerali argillosi, ma a causa delle differenti dimensioni delle particelle, il comportamento meccanico dell'insieme risulta molto diverso.

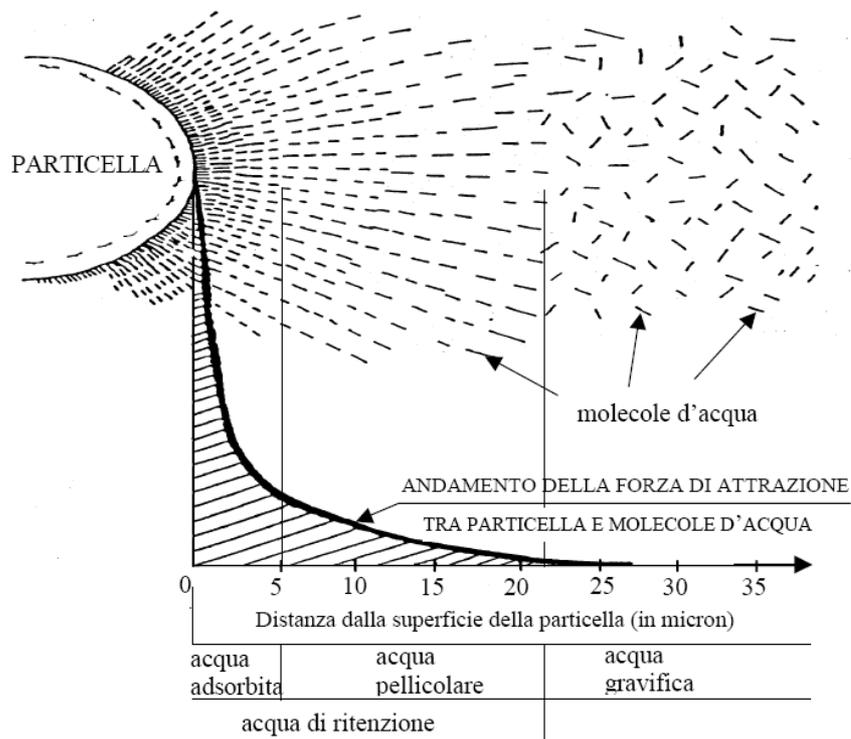


Figura 2.7 - Schema dell'interazione tra particelle minerale e molecole d'acqua

In conclusione si ha che lo strato liquido, in cui sono presenti gli ioni che circondano la superficie solida, dà luogo al *doppio strato elettrico* (fig.2.8), composto da due zone.

La zona interna è nota come *strato stazionario* o *strato di Stern* e si presenta aderente alla superficie della particella e omogeneamente carica positivamente; in essa gli ioni sono fortemente uniti da legami elettrostatici alla superficie della particella.

La zona esterna è nota come *strato diffusivo* o *strato di Gouy-Chapman* ed è caratterizzato, a causa della carica esistente sullo strato stazionario (che richiama cariche di segno opposto), da una distribuzione di cariche non uniforme; in essa le interazioni risultano man mano più deboli e gli ioni liberi di muoversi in soluzione.

Nella fig.2.8 si evidenzia come varia il potenziale elettrico per una generica particella carica in funzione della distanza dalla sua superficie. Si può facilmente vedere che il

potenziale elettrico diminuisce rapidamente all'interno dello strato stazionario, più lentamente all'interno dello strato diffuso per poi annullarsi all'infinito.

In particolare, poiché la carica negativa intrinseca sulla superficie della particella è schermata dalle cariche positive dello strato stazionario, le interazioni fra particelle saranno ovviamente regolate proprio dal potenziale presente sulla superficie di questo strato.

A tal proposito va evidenziato che, a differenza di quello che succede nei terreni a grana grossa dove le particelle solide sono necessariamente a contatto tra loro e formano un vero e proprio "scheletro solido", nei terreni a grana fine le particelle possono anche essere non in diretto contatto tra loro, pur conservando il materiale caratteristiche di continuità.

Questo perché le suddette cariche elettriche e quindi la presenza di molecole adsorbite sulla superficie delle particelle comportano un certo *ingombro sterico* che equivale a un effetto repulsivo, poiché si oppone all'eccessivo avvicinamento di due particelle solide.

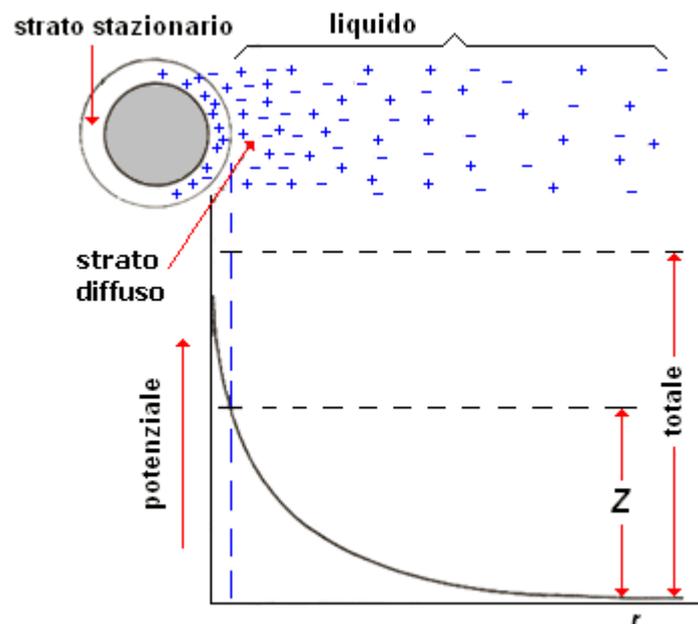


Figura 2.8 – Doppio strato elettrico

Il punto Z (fig.2.8), che corrisponde alla frontiera fra lo strato stazionario e lo strato diffuso, prende il nome di potenziale zeta (ζ).

Si può notare, inoltre, che mentre lo strato di Stern, costituito da gli ioni adsorbiti sulla superficie della particella, presenta confini ben definiti, lo strato di *Gouy-Chapman*

costituito dai controioni, è invece diffuso, poiché a una sua localizzazione netta si oppongono fenomeni come l'agitazione termica.

La distanza tra l'interfaccia minerale-soluzione e il punto in cui giace il baricentro della carica nello strato di *Gouy-Chapman* (usualmente indicata con il simbolismo K^{-1}) è proporzionale alla radice quadrata della forza ionica (*ionic strength*) della soluzione e viene valutata secondo il modello di *Debye-Huckel* (*Santamarina, 2001*).

Questa distanza è di molto maggiore per le soluzioni diluite (mediamente dell'ordine di $K^{-1}=10$ nm) mentre risulta particolarmente piccola per le soluzioni saline (es. per l'acqua di mare si ha $K^{-1} \approx 0.4$ nm).

2.2.3 *Forze attrattive*

Le cariche elettriche dovute al doppio strato elettrico appena trattate, che agiscono come forze repulsive tra le particelle solide appartenenti a un deposito, vengono controbilanciate con forze di tipo attrattivo.

Le principali forze intermolecolari attrattive agenti tra entità discrete come atomi o molecole sono le interazioni di Van der Waals.

Le interazioni di *Van der Waals* sono forze di attrazione a corto raggio di natura elettrostatica, che si instaurano tra le molecole (*F. Veniale, 1972*). Si suddividono in tre categorie:

- dipolo permanente - dipolo permanente
- dipolo permanente - dipolo indotto
- dipolo istantaneo - dipolo indotto (o forze di London)

Un dipolo è costituito da molecole polari che, essendo caratterizzate da una distribuzione asimmetrica della carica elettrica, presentano al loro interno due distinte polarità. Al contrario, le molecole che presentano una distribuzione simmetrica della carica elettrica vengono dette molecole apolari.

L'interazione dipolo-dipolo avviene quando due atomi generici differenti (A, B) sono legati chimicamente. A causa della loro differente capacità di attrarre gli elettroni, si instaura tra loro una differenza di posizione tra il baricentro delle cariche positive (+) e quelle negative (-) generando un dipolo elettrico (fig.2.9).

I due dipoli elettrici vicini tendono ad orientarsi in modo che il baricentro del primo dipolo (+) sia vicino a quello del secondo dipolo (-) con la conseguente attrazione elettrica.



Figura 2.9 - Interazione dipolo-dipolo tra due molecole

L'interazione dipolo-dipolo indotto avviene, invece, quando una molecola polare si avvicina a una non polare e induce in quest'ultima un dipolo elettrico di minore intensità che persiste fintanto che le due molecole restano vicine (fig.2.10).

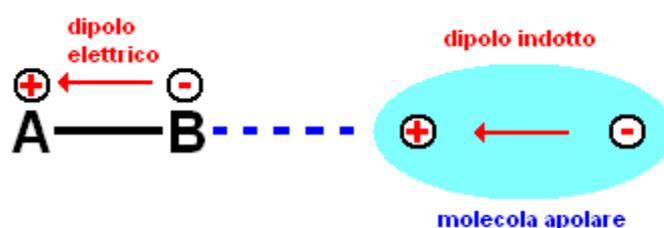


Figura 2.10- Interazione dipolo-dipolo indotto tra due molecole

Infine, l'interazione dipolo istantaneo - dipolo indotto, detta forza di dispersione di London, è dovuta a dipoli istantanei, generati dalla fluttuazione degli elettroni che si muovono continuamente attorno a un nucleo, variabili nel tempo e mediamente nulli.

Ciascun dipolo istantaneo genera un campo elettrico che polarizza le particelle circostanti, creando dei dipoli istantanei continuamente variabili; tra il dipolo istantaneo e il dipolo indotto nascono così forze di attrazione (fig.2.11).

L'intensità delle forze di London è generalmente debole e dipende dalla facilità con cui la nuvola elettronica di un atomo o di una molecola può venire distorta (*polarizzata*) dal dipolo istantaneo di un atomo o molecola adiacente. Più alta è la polarizzabilità dell'atomo o della molecola, più le forze di dispersione sono elevate. In genere atomi e molecole grandi sono più facilmente polarizzabili di atomi e molecole di piccole dimensioni.

Le forze attrattive finora discusse dipendono dal potenziale che si genera tra due atomi, che a sua volta può essere espresso in funzione della loro distanza di separazione. La relazione empirica maggiormente usata per la valutazione del potenziale su scala molecolare è quella di *Lennard-Jones*.

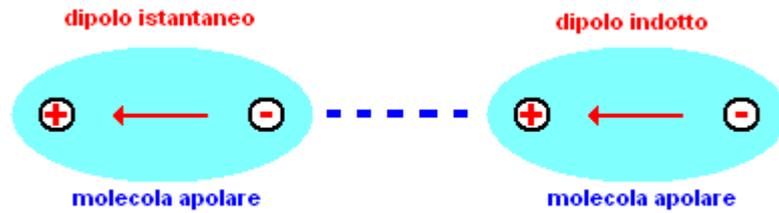


Figura 2.11 - *Interazione dipolo istantaneo-dipolo indotto tra due molecole*

Nel caso in cui siano presenti due corpi composti da più molecole o atomi, ovvero due corpi macroscopici identificabili come due particelle solide, la forza attrattiva di superficie si ottiene considerando i singoli contributi derivanti dalle diverse coppie di molecole che interagiscono tra loro.

In questo caso il potenziale che si genera può essere espresso come segue:

$$\Phi(r) = -\frac{C}{z^6} \quad (2.3)$$

dove z è la distanza che separa le due singole molecole e C è una costante di interazione o di London, che varia al variare del tipo di molecole o atomi di cui è composto il corpo.

La forza di attrazione che si esplica tra una singola coppia di atomi è rappresentata, dal gradiente del potenziale:

$$f(r) = -\nabla[\Phi(z)] \quad (2.4)$$

La risultante della forza di attrazione tra due corpi, di forma generica, con valori di densità e volume rispettivamente di ρ_1 , V_1 e ρ_2 , V_2 è data dalla seguente relazione:

$$F_{vdw} = \rho_1 \cdot \rho_2 \cdot \int_{V_1} \int_{V_2} f(z) \cdot dV_2 \cdot dV_1 \quad (2.5)$$

Tale relazione è stata ricavata da *Hamaker* avanzando le ipotesi di sovrapposizione degli effetti e di continuità e uniformità dei corpi.

2.2.4 Teoria DLVO

La teoria che descrive l'interazione tra le particelle solide e la soluzione che le circonda è definita teoria DLVO per via del contributo ad essa fornito da *Derjaguin, Landau, Verwey e Overbeek* negli anni '40 (*Santamarina, 2001*).

Il maggiore contributo alle azioni interparticellari, nel caso in cui la distanza tra due particelle solide supera $10\div 20 \text{ \AA}$, è dato dalle forze repulsive del doppio strato elettrico e da quelle attrattive di Van der Waals.

Il legame qualitativo, fornito dalla teoria DLVO, tra le forze per unità di superficie e la mutua distanza tra le particelle solide è illustrato in fig.2.12.

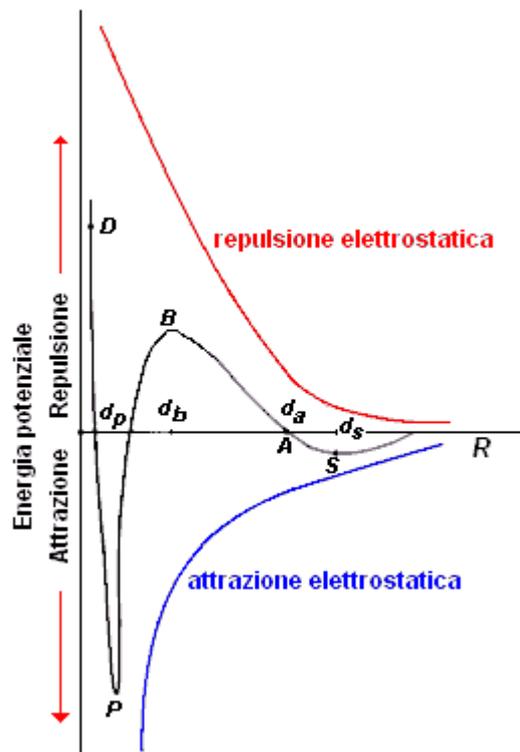


Figura 2.12 – Forze interparticellari per unità di superficie fornite dalla teoria DLVO

Come si può notare dal grafico, l'energia potenziale elettrostatica repulsiva del sistema costituito dalle due particelle aumenta man mano che queste si avvicinano reciprocamente; al contrario l'energia potenziale elettrostatica attrattiva diminuisce. Sommando algebricamente le due curve relative alle due differenti energie, si ottiene l'energia potenziale elettrostatica totale per un sistema costituito da due particelle, rappresentata dalla curva risultante *DPBA*.

Per comprendere il significato della teoria DLVO è necessario fissare l'attenzione sulla curva risultante, piuttosto che considerare le singole energie attrattive e repulsive.

Consideriamo, perciò, due particelle identiche con una piccola carica uguale e disperse in una soluzione acquosa.

Queste particelle sono soggette a una collisione causata dai moti browniani; in particolare, allorché le due particelle si avvicinano l'una all'altra, le nuvole di controioni che le circondano iniziano a compenetrarsi o sovrapporsi al punto A corrispondente alla distanza d_a .

Questo produce una netta energia repulsiva in quanto il lavoro speso nel distorcere il doppio strato diffuso e nell'espellere molecole di acqua e controioni aumenta all'avvicinarsi delle particelle.

Se le particelle continuano ad avvicinarsi l'una all'altra si raggiunge il massimo positivo (punto B).

Se l'altezza della barriera di energia potenziale, B , è maggiore dell'energia cinetica delle particelle che si avvicinano, esse non supereranno la distanza d_b , ma si allontaneranno l'una dall'altra, rendendo la dispersione stabile.

D'altra parte, se l'energia cinetica superano la barriera di energia potenziale, B , le particelle continuano ad avvicinarsi oltre la distanza d_b , dove le forze di Van der Waals incrementano molto più significativamente rispetto alle forze di repulsione elettrostatica.

Di conseguenza, l'energia potenziale d'interazione tende a zero e quando diventa negativa fa sì che le particelle si riuniscano strettamente insieme.

Quando le particelle raggiungono la distanza d_p si ha il minimo nell'energia potenziale, che corrisponde a una struttura nella quale le particelle aderiscono tra loro con la maggior stabilità possibile; tuttavia, questa situazione è improbabile in quanto difficilmente le particelle disperse posseggono abbastanza energia cinetica per superare la barriera di energia potenziale B .

Qualsiasi ulteriore avvicinamento delle due particelle, tale da ridurre la distanza d_p , comporta un rapido aumento dell'energia potenziale lungo PD in quanto le particelle solide dovrebbero compenetrarsi reciprocamente in modo da sovrapporre i loro orbitali.

2.2.5 Effetti del pH e della concentrazione degli ioni sulla carica superficiale della particella solida

Le particelle di minerali argillosi immerse in una soluzione acquosa presentano, come suddetto, una carica netta sulla loro superficie. In particolare se il rapporto tra gli strati di silicio e gibbsite è 1:1 le particelle possiedono una delle facce, il cui strato esterno è di gibbsite, composta da ioni OH^- e l'altra, il cui strato esterno è di silicio, composta da O^{2-} , mentre lungo i bordi sono presenti entrambi gli ioni (fig.2.13).

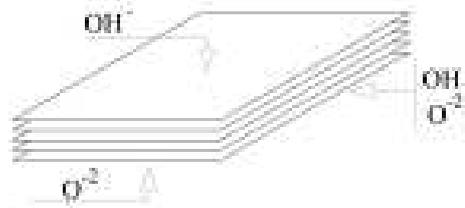


Figura 2.13 – Distribuzione degli ioni lungo la superficie di una particella di minerali argillosi di struttura con rapporto 1:1 (Santamarina, 2001)

Se, invece, il rapporto tra gli strati di silicio e gibbsite è 2:1 le particelle possiedono su entrambe le facce, il cui strato è di silicio, composta da O^{2-} , mentre lungo i bordi continuano ad essere ioni O^{2-} e OH^- (fig.2.14).

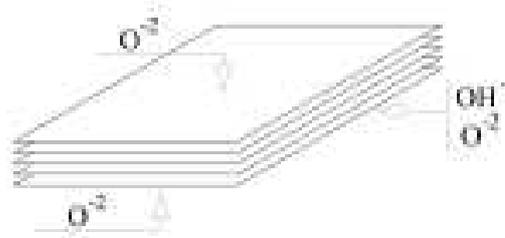


Figura 2.14 - Distribuzione degli ioni lungo la superficie di una particella di minerali argillosi di struttura con rapporto 2:1 (Santamarina, 2001)

La carica netta posseduta superficialmente dalla particella viene compensata dalle cariche degli ioni adsorbiti.

A causa, infatti, della presenza degli ioni OH^- si ha, tramite il processo definito *protonazione*, l'assorbimento di ioni H^+ , che apporta cariche positive alla superficie solida. Nella realtà non tutti gli ioni OH^- subiscono tale adsorbimento a causa della presenza di forze di tipo repulsivo e di oscillazioni termiche.

Altri tipi di ioni possono essere adsorbiti dalla particella solida, per esempio sugli strati superficiali aventi una prevalenza di ioni O^2 si ha l'assorbimento dei cationi.

In conclusione, per soddisfare la condizione di superficie elettricamente neutra deve essere verificata la seguente relazione di equilibrio:

$$q_0 + (q_H + q_A) = 0 \quad (2.6)$$

dove q_0 è la carica iniziale presente sulla superficie solida della particella, q_H è la carica derivante il processo di protonazione e q_A la carica delle altre tipologie di ioni adsorbiti. I fattori che influenzano maggiormente i fenomeni di adsorbimento suddetti sono il pH e la concentrazioni degli ioni presenti nella soluzione acquosa.

In fig.2.15 si riporta il legame qualitativo esistente tra il potenziale zeta (ζ), il pH e la concentrazione degli ioni e l'andamento delle cariche superficiali in funzione del pH .

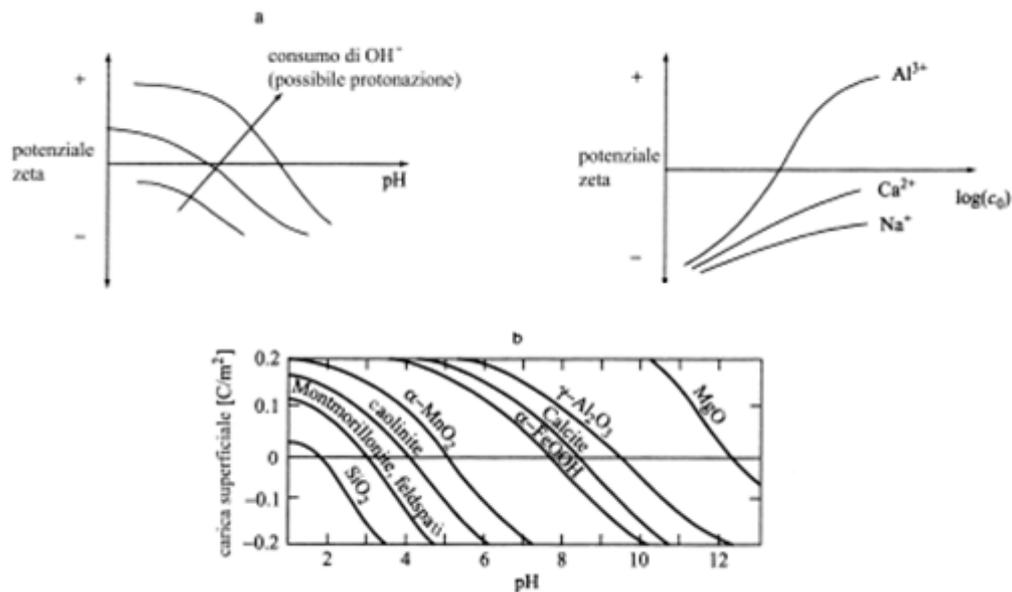


Figura 2.15 – a) effetti del pH e della concentrazione degli ioni sul potenziale zeta; b) segno della carica netta superficiale al variare del pH per diversi minerali (Santamarina, 2001)

Le argille aventi struttura caratterizzata da un rapporto 2:1 tra lo strato di silicio e quello di gibbsite, come la montmorillonite e la mica, sono meno sensibili alla variazione di pH rispetto alle argille con rapporto 1:1, come la caolinite.

2.3 Struttura dei depositi di soli sedimenti coesivi

Le forze di repulsione e attrazione elettrostatica, quindi la struttura di un deposito argilloso, dipendono dalla concentrazione ionica, dal pH della soluzione acquosa, dallo spazio interparticellare e da altri fattori più complessi.

Se lo spessore dello strato adsorbito è elevato, le forze di repulsione sono rilevanti rispetto a quelle di Van der Waals, per cui la risultante è decisamente una forza di repulsione e il contatto tra particelle pressoché assente (*struttura dispersa*). Al contrario, se lo strato adsorbito è relativamente sottile la forza risultante sarà pressoché nulla o di tipo attrattivo, determinando dei movimenti casuali delle particelle sufficienti a portarle in contatto; si formeranno così gruppi di particelle che si aggregano in sospensione (*struttura flocculata*).

La struttura di un deposito argilloso è fortemente influenzata anche dal pH della soluzione acquosa circolante.

A tal proposito si tenga presente che le particelle minerali argillose si presentano in natura con una forma piatta esagonale (fig.2.16) le cui facce parallele (F) di maggiore superficie risultano essere piane e con carica negativa permanente, mentre le superfici ortogonali ad esse (E) presentano cariche elettriche positive per bassi valori di pH , che tendono a divenire negative quando si passa in ambienti caratterizzati da alti valori di pH (cfr. §2.2.1).

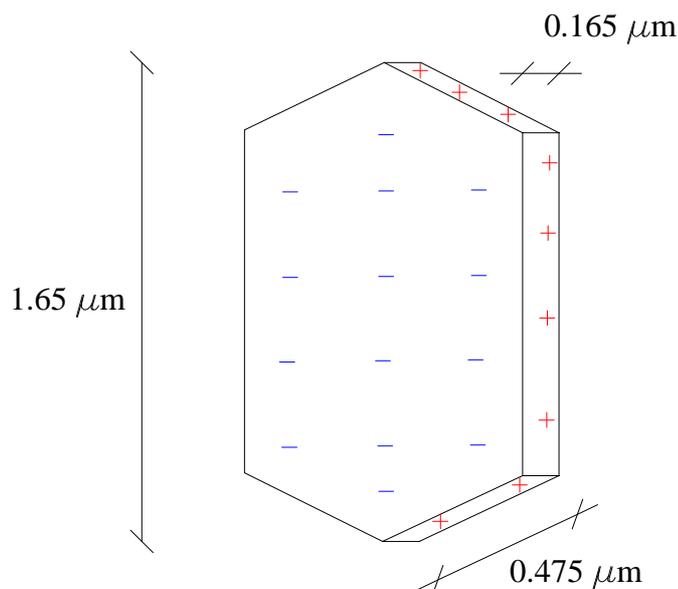


Figura 2.16 – Forma e dimensione tipiche di una particella di caolinite (Mahmood et al., 2001)

A questo ne consegue che se la soluzione acquosa circolante presenta bassi valori del pH , i bordi della particella argillosa risultano caricati positivamente e quindi le forze elettrostatiche repulsive predominano su quelle attrattive, favorendo forti legami di tipo F-E; al contrario se la soluzione acquosa circolante presenta alti valori del pH , i bordi della particella argillosa risultano caricati negativamente e quindi le forze elettrostatiche attrattive predominano su quelle repulsive, favorendo forti legami di tipo F-F. Il legame di tipo E-E è proprio di una condizione intermedia.

Nel primo caso si ottiene un deposito che presenta maggiore volume e bassa densità a causa dell'elevato spazio che occupano gli aggregati, nel secondo caso si ha un deposito più denso e compatto.

In fig.2.17 sono riportati i diversi tipi di interazione ipotizzati da *Van Olphen (1977)* e *Hillier (1995)*.

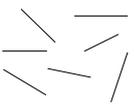
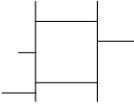
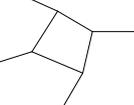
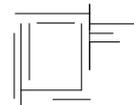
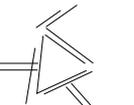
Singole particelle di argilla.				Particelle disperse in sospensione
Esempio di associazione tra singole particelle	Flocculazione tipo F-E 	Flocculazione tipo E-E 	Aggregazione tipo F-F 	
Unione tra più flocculi e particelle.	Flocculazione tipo F-E e aggregazione tipo F-F 	Flocculazione tipo E-E e aggregazione tipo F-F 	Flocculazione tipo E-E e E-F e aggregazione tipo F-F 	

Figura 2.17 – Modalità di associazioni interparticellari di argilla (*Van Olphen,1977 e Hillier,1995*)

Mahmood et al. (2001) valutando sperimentalmente, a parità di condizioni chimiche, la relazione tra le forze interparticellari e l'effettiva forma delle particelle di argilla, arrivarono alla conclusione che per legami di tipo F-F le azioni attrattive risultano predominanti rispetto a quelle repulsive, mentre per legami di tipo F-E e E-E tale predominanza tende a ridursi di intensità. I massimi valori delle azioni repulsive e attrattive, inoltre, furono ottenuti per pH prossimo a 5.

I fattori che possono determinare la formazione di una struttura flocculata o dispersa sono riassunti in tab.2.5.

Le differenti strutture che si vengono a determinare condizionano ovviamente il comportamento meccanico ed idraulico dell'argilla.

Tabella 2.5 – *Influenza delle caratteristiche del fluido interstiziale sullo spessore del doppio strato elettrico e sulla struttura del terreno argilloso (Evans et al., 1985)*

	parametro relativo al fluido interstiziale	spessore doppio strato diffuso	struttura del terreno
concentrazione dell'elettrolita	+	-	F
	-	+	D
valenza dello ione	+	-	F
	-	+	D
costante dielettrica	+	+	D
	-	-	F
temperatura	+	+	D
	-	-	F
dimensione dello ione idratato	+	+	D
	-	-	F
pH	+	+	D
	-	-	F
adsorbimento dell'anione	+	+	D
	-	-	F

(+) aumento; (-) diminuzione; (F) struttura flocculata; (D) struttura dispersa

In fig.2.18 e in fig.2.19 sono riportati rispettivamente le variazioni della conducibilità idraulica dovute alla presenza di cationi di sodio e di calcio nell'acqua adsorbita e gli effetti della densità e del contenuto d'acqua sulla permeabilità di un deposito di argilla compatta.

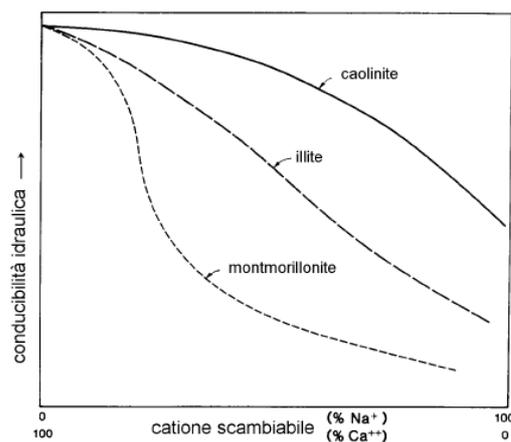


Figura 2.18 – *Variazioni della conducibilità idraulica dovute alla presenza di cationi di sodio e di calcio nell'acqua adsorbita (Yong e Warkentin, 1975)*

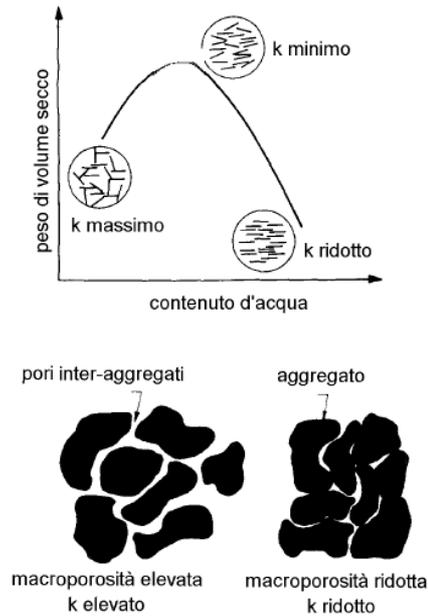


Figura 2.19 – Effetti della densità e del contenuto d'acqua sulla permeabilità di un'argilla compatta (Benson e Daniel, 1990)

Le variazioni della conducibilità idraulica che si registrano, facendo filtrare attraverso l'argilla fluidi diversi dall'acqua, sono essenzialmente da attribuire a modifiche sia della *microstruttura* che della *macrostruttura* del materiale, in quanto possono essere soggette a fenomeni di contrazione/espansione del doppio strato diffuso e quindi di variazione nelle forze di attrazione-repulsione tra le particelle.

In particolare, durante la percolazione del fluido interstiziale, può accadere da una parte che la struttura del materiale muti da dispersa a flocculata, per cui la distribuzione dei pori interaggregati cambia, dall'altra che si abbia una riduzione di volume con fenomeni di ritiro e con la formazione di crepe o fessure all'interno del terreno.

Il ritiro che si sviluppa ad esempio quando una soluzione contenente NaCl permea un materiale argilloso è collegato al processo di consolidazione osmotica; la riduzione delle forze di repulsione porta ad una contrazione degli aggregati e all'incremento della resistenza al taglio al contatto tra gli stessi, per cui la struttura del terreno tende ad irrigidirsi (Favaretti e Moraci, 1995). In tal modo la riduzione globale di volume del terreno è sensibile, ma inferiore all'entità della contrazione all'interno dei singoli aggregati; ciò comporta una maggiore apertura dei pori e la nascita di nuove porosità interaggregati o di fessurazioni vere e proprie.

Qualora la soluzione salina venga utilizzata come fluido interstiziale si osserva una consolidazione del deposito e l'indice dei vuoti complessivo diminuisce (Favaretti e

Moraci, 1997). Nello stesso tempo, però, il fenomeno del ritiro e la conseguente apertura di pori interaggregati fa sì che la porosità effettiva, attraverso cui si ha il flusso principale, cresca e quindi la conducibilità idraulica può aumentare anche se l'indice dei vuoti mediamente si è ridotto.

2.4 Struttura dei depositi di sedimenti coesivi e incoerenti

Le considerazioni fin qui fatte riguardano depositi costituiti solamente da particelle argillose (limo, argilla). Il problema diviene molto più complesso se ai sedimenti coesivi si va ad aggiungere una percentuale di sedimenti incoerenti (sabbia), così da ottenere un deposito “*bigranulare*”.

In tal caso bisogna valutare, oltre alle interazioni di tipo coesivo, anche le interazioni tra la frazione fine e quella incoerente, per poter stabilire la configurazione strutturale e quindi il comportamento del deposito stesso.

Gli studi fin qui condotti risultano così esigui che non portano a stabilire con esattezza quali siano i parametri che governano il problema, poiché parte di quelli validi per i depositi costituiti da sola argilla potrebbero essere trascurati e sostituiti con ulteriori fattori.

Una prima caratterizzazione strutturale di un deposito bigranulare è quella di valutare la presenza o meno di forze coesive, tramite la stima delle percentuali di sabbia, limo, argilla e carico organico (Van Rijn, 2007).

Van Ledden et al. (2004) hanno proposto una caratterizzazione delle miscele basandosi sul contenuto d’acqua e sui limiti di Atterberg, adottando anche una precisa classificazione delle diverse frazioni di materiale costituenti il deposito (tab.2.6).

Tabella 2.6 – *Classificazione delle particelle solide proposta da Van Ledden et al. (2004)*

<i>Materiale</i>	<i>Dimensioni (mm)</i>
<i>Sabbia</i>	0,063÷2
<i>Limo</i>	0,004÷0,063
<i>Argilla</i>	<0,004

Il problema è stato formulato in riferimento ai fenomeni di erosione dovuti alle correnti idriche nelle seguenti ipotesi: il comportamento all’erosione delle miscele è influenzato solamente da fattori fisici e non da parametri di tipo chimico-biologico, la coesione è dovuta alla sola frazione di argilla, il deposito è saturo e aumenta la sua resistenza all’erosione al diminuire del contenuto d’acqua, la miscela è uniforme in profondità ed è disposta su una superficie piana a pendenza nulla, la velocità media della corrente idrica risulta minore di 1 m/s, cioè tale da considerare solo l’erosione superficiale.

Gli autori hanno utilizzato la relazione proposta da *Mitchell* (1976), che mette in relazione l'indice di plasticità e l'indice di attività (cfr. § 1.4.5):

$$PI = A(p_{p,arg} - p_{p,offset}) \quad (2.7)$$

dove $p_{p,arg}$ è pari al rapporto tra il peso della componente argillosa e il peso totale della miscela, mentre $p_{p,offset}$ è la percentuale in peso di argilla detta di compensazione pari alla minima quantità di argilla necessaria affinché la miscela assuma comportamento plastico; generalmente $p_{p,offset}$ assume valori compresi tra $0,05 \div 0,10$ (*Mitchell*, 1976).

Secondo gli autori la percentuale di compensazione non è altro che il contenuto critico di argilla che segna il passaggio da miscele incoerenti a miscele coesive: nel primo caso risulta $p_{p,offset} > p_{p,arg}$, mentre nel secondo $p_{p,offset} < p_{p,arg}$.

Al variare del contenuto d'acqua e delle diverse porzioni dei materiali, sono state stimate tre tipologie di struttura della miscela:

- *struttura predominante di sabbia*, se la percentuale di volume di sabbia rispetto al volume totale della miscela risultava $p_{v,sab} \geq 0,4 \div 0,5$
- *struttura predominante di limo*, se la percentuale di volume di limo rispetto al volume dei pori formati tra la sabbia risultava $p_{v,lim} / (1 - p_{v,sab}) \geq 0,4 \div 0,5$
- *struttura predominante di argilla*, se la percentuale di volume di argilla $p_{v,arg} \geq i \cdot p_{v,off}$, dove $i > 1$.

Si è dimostrato, inoltre che la struttura persisteva solo se il contenuto d'acqua non superava un certo valore soglia. A tal proposito, consideriamo un deposito ben compatto costituito da particelle di sabbia aventi stesse dimensioni e presenti in quantità nettamente maggiori a quelle dell'acqua (fig.2.20a). Se aumentiamo quest'ultimo la superficie di contatto tra le singole particelle solide tende a ridursi (fig.2.20b) fino a raggiungere una condizione critica superata la quale si ha il distacco delle particelle solide e quindi la fluidizzazione del deposito (fig.2.20c).

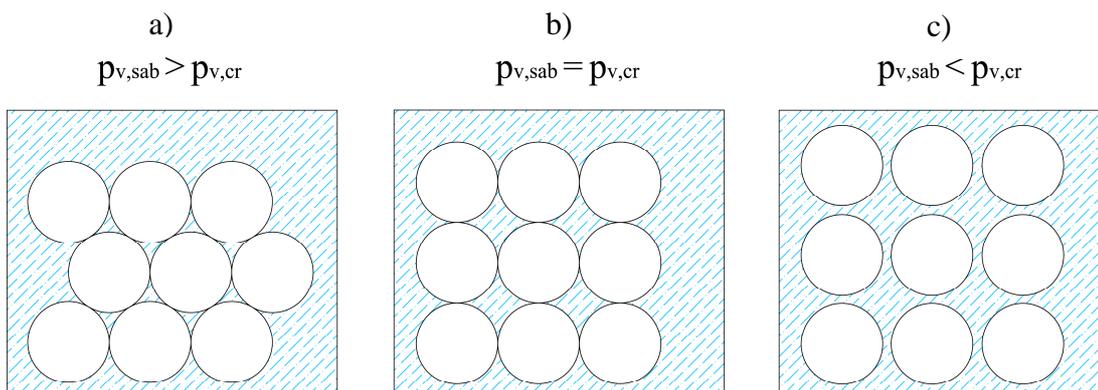


Figura 2.20 – Struttura di un deposito per diverse percentuali di sabbia (Van Ledden et al., 2004)

In base a le suddette considerazioni, Van Ledden et al. (2004) proposero di classificare da un punto di vista strutturale le miscele secondo il diagramma in fig.2.21.

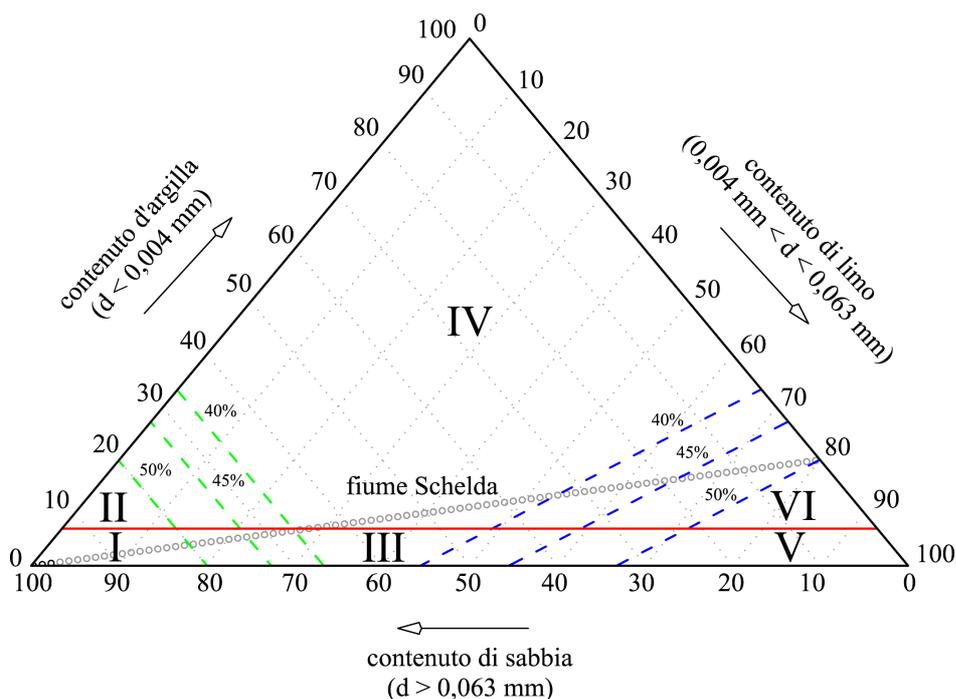


Figura 2.21 – Caratterizzazione strutturale di una miscela (Van Ledden et al., 2004)

La retta continua orizzontale di colore rosso separa il campo delle miscele incoerenti da quelle coesive e corrisponde a una percentuale di peso dell'argilla pari a 0,075. Tale valore non è niente altro che la media aritmetica dei limiti di intervallo in cui varia

$p_{p,offset}$; più precisamente si ha una miscela incoerente se $p_{p,arg} < 0,05$, una miscela semicoerente se $0,05 < p_{p,arg} < 1$ e una miscela coesiva se $p_{p,arg} < 1$.

Le rette oblique tratteggiate in verde, sulla sinistra del diagramma, delimitano le zone in cui ricadono le miscele aventi struttura predominante di sabbia, in funzione del contenuto d'acqua.

Le rette oblique tratteggiate in blu, sulla destra del diagramma, delimitano analogamente le zone in cui ricadono le miscele aventi struttura predominante di limo, sempre in funzione del contenuto d'acqua.

In definitiva, le miscele vengono classificate in base alla loro struttura in IV classi; in particolare, nella zona I e II prevalgono le miscele costituite prevalentemente da sabbia, alla zona III fanno parte le miscele in cui non esiste una frazione che prevale sulle altre, nella zona IV prevalgono le miscele costituite prevalentemente da argilla e, infine, nelle zone V e VI prevalgono le miscele costituite prevalentemente da limo.

Inoltre, alle zone I, III e V appartengono le miscele incoerenti, mentre alle zone II, IV e VI quelle coesive.

Van Ledden et al (2004) applicarono la loro classificazione ai dati sperimentali di *Torfs* (1995) relativi a miscele di sabbia, caratterizzate da un $d_{50}=0,23$ mm e minerali argillosi (caolinite e montmorillonite, e limo).

Torfs (1995) giunse alla conclusione che le miscele assumono carattere coesivo quando la percentuale di materiale fine (caolinite più limo) supera il 7÷13%; limite leggermente superiore di quello proposto da *Van Ledden* (2004).

L'analisi dei dati sperimentali ha dimostrato che, al variare della percentuale di argilla, le miscele composte da caolinite presentano una struttura in cui predomina la sabbia, mentre quelle composte da montmorillonite passano da una struttura in cui predomina la sabbia a un'altra in cui predomina l'argilla.

3. Erosione dei letti di sedimenti coesivi

3.1 Introduzione

L'interazione tra la corrente idrica di un corso d'acqua naturale e il relativo alveo genera l'innescò di fenomeni quali l'erosione, il trasporto solido e la formazione di depositi.

L'evoluzione di tali fenomeni dipende sostanzialmente dalle proprietà possedute sia dalla corrente defluente che da quelle caratterizzanti l'ammasso di sedimenti costituenti l'alveo.

Il comportamento dei depositi composti esclusivamente da sedimenti incoerenti (sabbia e ghiaia), sotto le sollecitazioni idrodinamiche legate all'azione della corrente idrica, è stato ampiamente studiato nel corso degli anni e può essere espresso sulla base di considerazioni di equilibrio delle forze agenti su un singolo grano di materiale. Il diagramma di *Shields* (1936) risulta a tutt'oggi il riferimento per la valutazione dell'erodibilità e, quindi, delle condizioni di moto incipiente dei materiali incoerenti. Su tali basi numerosi studi, che hanno approfondito l'argomento apportando differenti modifiche ai risultati di *Shields*, sono riportati in letteratura (*Van Rijn*, 1990; *Yalin*, 1977).

Si hanno, invece, maggiori incertezze quando si parla di depositi costituiti interamente da sedimenti coesivi o da miscele di materiale coesivo e incoerente, le cui proprietà biochimiche e meccaniche regolano i processi di mobilitazione ed erosione, che perciò si differenzino notevolmente da quelli relativi ai materiali incoerenti.

I meccanismi erosivi coinvolgono, infatti, non tanto le singole particelle solide bensì gli aggregati di sedimenti, denominati fiocchi, che tendono a formarsi in differenti stadi (*Krone*, 1984; *Stone & Krishnappan*, 2003; *Lick*, 2004). È quindi necessario includere nell'analisi anche gli effetti stabilizzanti imputabili alle forze coesive che si manifestano sia tra le particelle costituenti i fiocchi di sedimento che tra i fiocchi stessi (*Graf*, 1984). Le proprietà coesive, infatti, sono responsabili di un aumento della resistenza a erosione; tale fenomeno è legato alla formazione di legami tra le particelle sabbiose e il materiale fine, che secondo *Mitchener e Torfs* (1996) aumentano al crescere del contenuto di materiale fine fino a raggiungere un valore massimo per poi decrescere.

Altre osservazioni hanno, tuttavia, mostrato che, una volta raggiunta la mobilità dei sedimenti, le proprietà coesive tendono ad annullarsi a causa della rottura dei legami all'interno della matrice solida (Nalluri & Alvarez, 1992).

È necessario, inoltre, tenere conto anche dell'ulteriore effetto stabilizzante delle forze di adesione interparticellari dovute ai film adesivi di diversa natura che si sviluppano sulla superficie delle singole particelle e tra i fiocchi (Dade, 1992; Black, 1997; Lick, 2004).

L'entità delle suddette azioni coesive e adesive è tuttavia di difficile valutazione, in quanto tali forze sono governate non solo da fattori elettrochimici propri della matrice solida, ma anche da parametri biologici non trascurabili.

Un altro fattore che influenza l'erodibilità di un letto di sedimenti è il processo di consolidamento a cui esso è sottoposto. Una volta che uno strato di sedimenti si è depositato, infatti, l'acqua presente nei pori viene gradualmente espulsa e il materiale viene a formare una struttura di più difficile erodibilità, essendo più densa e caratterizzata da una maggiore resistenza di snervamento (Papiri & Todeschini, 2007).

Nel presente capitolo, dopo un breve richiamo alle caratteristiche delle correnti idriche a superficie libera, si riportano i principali risultati sperimentali a oggi ottenuti nello studio dell'erosione, in condizioni di moto permanente, dei depositi coesivi e delle miscele di coesivi e incoerenti.

L'analisi sarà finalizzata allo studio delle condizioni di moto incipiente necessarie per poter individuare le caratteristiche delle correnti idriche che designano il passaggio tra lo stato di erosione nulla a quello di presenza del fenomeno. Questo viene fatto generalmente in riferimento ad un valore limite dello sforzo tangenziale medio esercitato dalla corrente al fondo detto *sforzo tangenziale critico di moto incipiente*.

Una volta stabilita la presenza o meno di erosione e individuata la modalità con la quale l'erosione si sviluppa, si valuterà quantitativamente il materiale asportato dalla corrente idrica di caratteristiche note attraverso la stima del tasso di erosione (*Erosion Rate*), definito come la quantità di massa o di volume eroso nell'unità di tempo e per unità di superficie; la superficie cui si fa riferimento è quella data dalla proiezione del fondo erodibile sopra un piano ad esso parallelo.

3.2 Correnti a superficie libera

3.2.1 Generalità

Le correnti idriche che interessano i processi di erosione di letti mobili in ambito fluviale e fognario vengono dette correnti a superficie libera e presentano la superficie superiore a diretto contatto con l'atmosfera.

Il deflusso idrico generalmente può avvenire in *canali*, caratterizzati da una sezione aperta di forma regolare, o in *alvei naturali*, che presentano una sezione aperta di forma generica. Inoltre, entrambi sono definiti *prismatici* se le caratteristiche geometriche, quali pendenza longitudinale e scabrezza del fondo e delle pareti, possono ritenersi costanti nello spazio.

Nella trattazione delle correnti a superficie libera investono notevole importanza le caratteristiche riguardanti le traiettorie dei filetti fluidi e la pendenza del fondo del canale. In particolare, se le traiettorie dei filetti sono rettilinee e parallele e se la pendenza del fondo del canale rispetto all'orizzontale è trascurabile, in modo da poter ritenere le sezioni trasversali piane e verticali, allora siamo nel caso di *correnti lineari*.

C'è da dire che l'ipotesi di pendenza trascurabile, nella maggior parte dei corsi d'acqua naturali, risulta ben accettabile, dal momento che si hanno pendenze dell'ordine di qualche unità per mille e, più raramente, di qualche unità per cento (*Citrini & Nosedà, 1987*).

In definitiva, una corrente lineare è caratterizzata da una distribuzione idrostatica delle pressioni lungo la normale alla linea di fondo. In ogni sezione è quindi possibile individuare una *linea piezometrica*, che coincide con il profilo del pelo libero, di equazione $h = z + p/\gamma$ e una *linea dei carichi totali*, che si ottiene riportando verticalmente sopra ogni punto della piezometrica un segmento di lunghezza pari all'altezza cinetica, di equazione $H = h + \alpha V^2/2g$, dove α rappresenta il coefficiente di Coriolis (o coefficiente di ragguglio della potenza cinetica) e indica il rapporto tra la potenza cinetica della corrente e la potenza cinetica di una corrente con stessa portata e velocità media costante.

L'andamento della linea dei carichi totali dipende sostanzialmente dal tipo di moto instauratosi nel canale; in particolare, se il moto è *uniforme*, essa è parallela al pelo libero della corrente, se il moto è *accelerato* si allontana dal pelo libero procedendo

verso valle e se, infine, il moto è *ritardato* si avvicina al pelo libero sempre procedendo verso valle.

È importante far notare che la linea dei carichi totali è sempre discendente verso valle, poiché essa rappresenta l'energia meccanica totale dell'unità di peso del liquido e, come appare ovvio, non può diminuire nel senso del moto.

In fig.3.1 è riportata la sezione trasversale e longitudinale di un generico alveo, indicando con i_f la pendenza longitudinale del fondo, i il profilo della superficie libera e J la pendenza della linea dei carichi totali detta anche *cadente*.

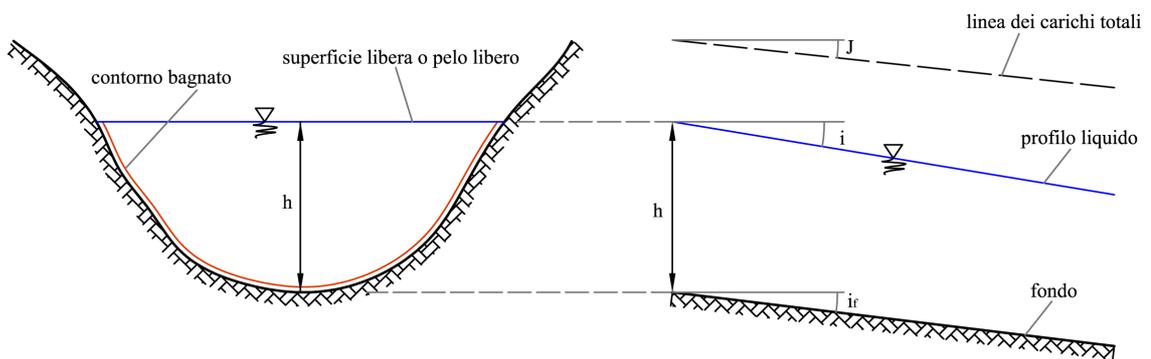


Figura 3.1 – Sezione trasversale e profilo longitudinale di una corrente a superficie libera.

La quota del pelo libero, misurata in riferimento al fondo della sezione trasversale della corrente (A), viene definita *tirante idrico* (h), mentre il contorno della sezione trasversale dell'alveo posto a diretto contatto con l'acqua viene definito *contorno bagnato* (P) (fig.3.1).

Per un dato valore di tirante idrico si può, quindi, definire il *raggio idraulico*, dato dal rapporto tra sezione trasversale della corrente e il contorno bagnato.

Il deflusso di una corrente a superficie libera può avvenire con diverse modalità, in funzione delle caratteristiche geometriche dell'alveo e delle caratteristiche cinematiche della corrente stessa. Si possono avere, perciò, correnti in moto uniforme, in moto permanente o in moto vario.

Il *moto uniforme* è un movimento caratterizzato da una velocità che non è funzione né del tempo né dello spazio. Si intende, quindi, un tipo di movimento le cui caratteristiche si mantengono identiche in ogni punto della traiettoria, pur potendo essere differenti da una traiettoria a un'altra. In tali condizioni la pendenza del fondo alveo, il profilo del pelo libero e il profilo dei carichi totali coincidono tra loro. Questo tipo di moto, a rigore, può verificarsi solo negli alvei prismatici, dove le caratteristiche idrauliche e

geometriche sono tali da corrispondere a una cadente e, quindi, a una pendenza del pelo libero uguale alla pendenza del fondo. In condizione di moto uniforme la velocità media della corrente è legata alle caratteristiche dell'alveo quali profondità, raggio idraulico e area della sezione bagnata (Citrini & Nosedà, 1987).

Il *moto permanente* è un movimento caratterizzato da grandezze cinematiche che non dipendono dal tempo, ma sono esclusivamente funzione dello spazio; in tali condizioni è sufficiente che la portata assumi un valore costante (Citrini & Nosedà, 1987).

Il *moto vario* è un tipo di movimento caratterizzato da grandezze cinematiche funzioni dello spazio e del tempo. Il moto vario nelle correnti a superficie libera si presenta sotto forma di un'onda di piena. Le modalità con le quali l'onda di piena si propaga lungo le aste fluviali dipende sostanzialmente dalle forze agenti che governano il moto dell'acqua (Citrini & Nosedà, 1987).

3.2.2 Sforzo tangenziale

Il moto di una corrente, in riferimento alla tipologia delle forze che prevalgono, può essere distinto in laminare o turbolento.

In fluidodinamica si parla di regime laminare quando il moto del fluido avviene con scorrimento di strati infinitesimi gli uni sugli altri senza alcun tipo di rimescolamento degli stessi. Il moto, in tal caso, è governato dalle forze viscosive ed è costante nel tempo.

Il concetto di regime laminare è stato introdotto, con una esperienza di tipo scientifico, da Osborne Reynolds nel 1883.

L'esperimento di Reynolds consisteva nell'osservare visivamente il moto di un filetto fluido distinto dal liquido circostante grazie ad un colorante. Se la velocità del fluido era sufficientemente bassa, si notava che il filetto fluido colorato non si mescolava con il fluido circostante, si era perciò in presenza di moto in *regime laminare* (fig.3.2a).

All'aumentare della velocità del fluido circostante si vedeva, invece, come il fluido colorato rimaneva confinato solo per un breve tratto, per poi evidenziare un progressivo sfaldamento e mescolamento con il fluido circostante. Questo mescolamento aveva inizialmente l'aspetto di piccole ondulazioni delle pareti del filetto colorato che, procedendo, diventavano vortici prima piccoli e poi di maggiori dimensioni; in tal caso, si era in presenza di un *regime turbolento* (fig.3.2b), in cui i fenomeni inerziali, prevalgono sui fenomeni viscosi e svolgono un'azione di mescolamento dei filetti fluidi tra loro, rompendone l'originario parallelismo.

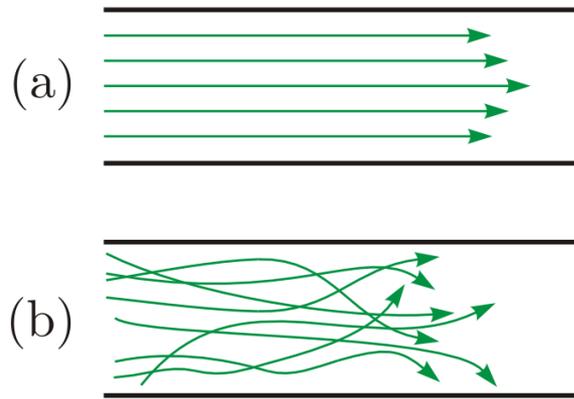


Figura 3.2 – a) Andamento dei filetti fluidi nel moto laminare, b) Andamento dei filetti fluidi nel moto turbolento

Il passaggio tra il moto laminare e quello turbolento dipende dal valore del numero di Reynolds, definito come:

$$R_e = \frac{uR}{\nu} \quad (3.1)$$

dove R rappresenta il raggio idraulico, u la velocità media nella sezione trasversale e ν la viscosità cinematica.

Esiste un valore critico del numero di Reynolds per il quale al di sotto di questo il moto può essere considerato in regime laminare, mentre al di sopra il deflusso evolve gradualmente in turbolento. In linea generale si considera indicativamente il fluido in regime laminare se $Re < 2000$, regime turbolento se $Re > 10000$ e *regime di transizione* se il valore del numero di Reynolds ricade nel suddetto intervallo (Citrini & Noseda, 1987).

Un altro parametro che, insieme al numero di Reynolds, occupa un ruolo rilevante nello studio delle correnti a superficie libera è lo *sforzo tangenziale*.

Lo sforzo tangenziale di natura viscosa, che si genera tra due strati successivi di fluido in moto laminare, è esprimibili con la legge di Newton:

$$\tau_v = \mu \frac{du(z)}{dz} \quad (3.2)$$

dove μ è la viscosità dinamica dell'acqua pari a $1,002 \times 10^{-3}$ Pascal, alla temperatura di 20°C , e $u(z)$ rappresenta la velocità locale della corrente idrica nella direzione del moto alla quota z , quest'ultima misurata lungo l'asse ortogonale alla direzione del moto.

Come già detto, quando la velocità media della corrente supera un certo valore critico, le traiettorie delle particelle fluide non si mantengono più parallele, ma si rompono in una moltitudine di percorsi casuali e caotici, generando così un moto turbolento dove le forze d'inerzia prevalgono su quelle viscosi (*Citrini & Nosedà, 1987*).

In tale moto di agitazione, le forze d'inerzia prevalgono su quelle viscosi e le caratteristiche della corrente, quali velocità e pressione, fluttuano in modo irregolare nel tempo.

Generalmente, il moto turbolento si verifica sia nei corsi d'acqua naturali, vista la conformazione irregolare che li caratterizza, sia nei canali artificiali dove, pur avendo caratteristiche geometriche prismatiche, non si stabilisce il moto uniforme a causa della presenza di dispositivi di controllo e di regolazione.

Nella trattazione delle correnti a superficie libera in moto turbolento è necessario descrivere l'andamento nel tempo di ciascuna grandezza idrodinamica, considerata in un dato punto del campo di moto, separando la componente media da quella fluttuante. In riferimento alla velocità locale, la componente di velocità nella direzione del moto x può essere vista come la somma di un valore medio e uno fluttuante secondo la seguente espressione (fig.2.3):

$$u(t) = \bar{u} + u'(t) \quad (3.3)$$

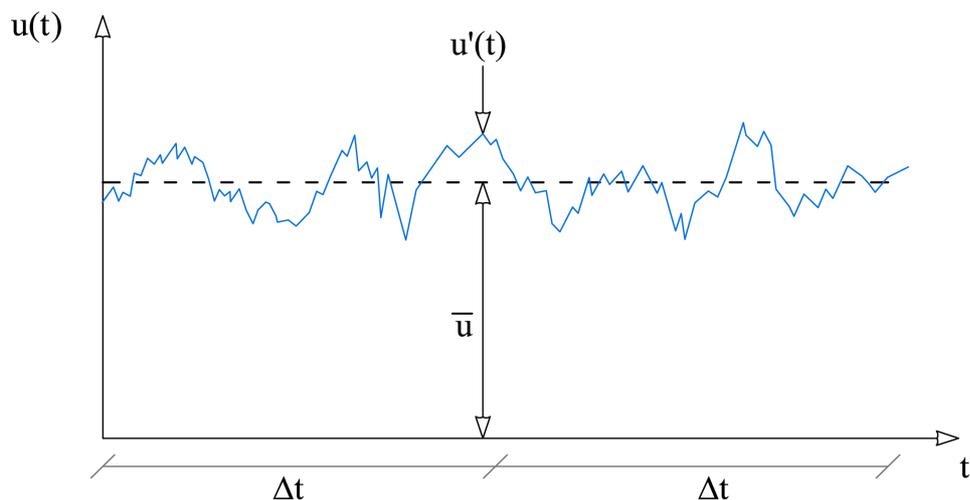


Figura 2.3 – Andamento nel tempo delle velocità locale in condizioni di moto turbolento

Considerando, quindi, un sistema di assi cartesiani (x,y,z) , con x la direzione del moto, y la direzione trasversale al moto e z l'asse verticale, le tre componenti di velocità della corrente sono rappresentate dal seguente sistema:

$$\begin{cases} u(t) = \bar{u} + u'(t) \\ v(t) = \bar{v} + v'(t) \\ w(t) = \bar{w} + w'(t) \end{cases} \quad (3.4)$$

Il valore medio temporale è valutato in funzione di un intervallo di tempo Δt , definito *periodo della turbolenza*, necessario affinché la media della componente fluttuante risulti nulla, secondo la seguente espressione:

$$\bar{u} = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} u(t) dt \quad (3.5)$$

dove t_0 rappresenta l'istante iniziale arbitrario (Citrini & Nosedà, 1987). Per le correnti a superficie libera il periodo della turbolenza Δt è dell'ordine di qualche secondo.

Nel moto turbolento, la formazione di vortici comporta scambi di quantità di moto tra le masse fluide, che si mescolano e determinano un maggiore attrito rispetto al moto puramente viscoso e, quindi, una maggiore dissipazione di energia. In altre parole, l'energia del fluido viene spesa sia per mantenere il moto nella direzione principale che per la formazione del moto vorticoso.

Questo fa sì che lo sforzo tangenziale totale agente su un elemento fluido sia pari alla somma tra lo sforzo dovuto agli scambi di quantità di moto e lo sforzo viscoso:

$$\tau = \tau_v + \tau_t \quad (3.6)$$

dove τ_v rappresenta lo sforzo che prevale nel moto laminare e τ_t quello che prevale nel moto turbolento.

In particolare, lo sforzo tangenziale in moto laminare viene espresso tramite la relazione di Newton (3.2), mentre quello dovuto al moto turbolento viene valutato tramite la seguente relazione:

$$\tau_t = \rho_w \overline{u'v'} \quad (3.7)$$

dove ρ_w rappresenta la densità dell'acqua, mentre $\overline{u'v'}$ è il valore medio temporale del rapporto tra la componente fluttuante in direzione parallela e quella in direzione normale al moto.

La risultante degli sforzi tangenziali che si generano lungo il contorno del canale, in cui defluisce la corrente, è detta *azione di trascinamento* e può essere valutata attraverso una analisi globale del fenomeno.

L'azione di trascinamento, nel caso di moto uniforme in canale prismatico, può essere definita, attraverso l'applicazione dell'equazione globale di equilibrio dinamico, come la componente nella direzione del moto della spinta esercitata dalla corrente sulla parete del canale (Citrini & Nosedà, 1987).

Applicando l'equazione globale a un tronco di corrente avente sezione trasversale di area A e lunghezza longitudinale l si ottiene la seguente espressione:

$$F_t = \gamma_w A l J = \gamma_w W J \quad (3.8)$$

dove γ_w rappresenta il peso specifico dell'acqua pari a 9806 N/m^3 alla temperatura di 15°C , W è il volume del fluido contenuto nel tronco di canale considerato e J la cadente. Lo sforzo tangenziale alla parete si ottiene, perciò, suddividendo la (3.8) per l'intera superficie sulla quale agisce:

$$\tau = \frac{F_t}{lP} = \gamma_w R J \quad (3.9)$$

Tale espressione rappresenta il valore medio dell'azione tangenziale esercitata dalla corrente idrica sul contorno della sezione, assumendo una distribuzione di tipo uniforme in un canale prismatico simmetrico.

La (3.8) e la (3.9) sono valide sia in condizioni di moto laminare che in moto turbolento, poiché sono state ricavate dall'applicazione dell'equazione globale, la quale prescinde dai fenomeni che avvengono all'interno della massa fluida.

Generalmente, i canali o gli alvei, lungo il contorno bagnato della sezione trasversale, non presentano un unico valore di scabrezza, perciò si generano degli sforzi tangenziali al fondo (τ_b) e sulla parete (τ_w) differenti da quelle ricavabili con la (3.9).

Un esempio pratico può essere un canale rettangolare, utilizzato per studi sperimentali in laboratorio, caratterizzato da pareti in plexiglass e da un fondo costituito da materiale granulare. In tali condizioni, è intuitivo pensare che lo sforzo tangenziale medio su tutto il contorno della sezione trasversale valutato con la (3.9) differisce dagli sforzi tangenziali al fondo e sulla parete.

È necessario, perciò, applicando il metodo della *separazione delle sezioni* proposto da *Vanoni e Brooks* (1957), per poter determinare le due componenti tangenziali.

Il metodo si basa sull'ipotesi di poter suddividere idealmente la sezione trasversale della corrente in due porzioni di fluido, una influenzata dalla scabrezza che caratterizza il fondo (A_b) e l'altra da quella delle pareti (A_w), e sull'ipotesi di assumere la velocità media V e la cadente J uniche per l'intera sezione trasversale (*Citrini & Nosedà*, 1987).

Dalla nota formula di Darcy Weisbach si possono valutare gli indici di resistenza al moto relativi sia all'intera sezione trasversale che al fondo e alla parete dalle seguenti espressioni:

$$f = \frac{8 g R J}{V^2} = \frac{8 g A J}{V^2 P} \quad (3.10a)$$

$$f_b = \frac{8 g R_b J}{V^2} = \frac{8 g A_b J}{V^2 P_b} \quad (3.10b)$$

$$f_w = \frac{8 g R_w J}{V^2} = \frac{8 g A_w J}{V^2 P_w} \quad (3.10c)$$

dalle quali si ricava che:

$$\frac{V^2}{J} = \frac{8 g A}{f P} = \frac{8 g A_b}{f_b P_b} = \frac{8 g A_w}{f_w P_w} \quad (3.11)$$

Nel caso particolare di un canale a sezione rettangolare di larghezza B e scabrezze differenti tra fondo e pareti, essendo $A=A_b+A_w$ e $P=P_b+P_w$, applicando la (3.11) si ottiene:

$$f P = f_b P_b + f_w P_w \quad (3.12)$$

dalla quale è possibile ricavare, note le caratteristiche cinematiche della corrente e quelle geometriche del canale, l'indice di resistenza al moto relativo al fondo:

$$f_b f P = \frac{f P - f_w P_w}{P_b} \quad (3.13)$$

Per la determinazione di f_w , considerando il numero di Reynolds e applicando la (3.1) per l'intera sezione, per il fondo e per le pareti del canale si ottiene:

$$\frac{R_e}{f} = \frac{R_{eb}}{f_b} = \frac{R_{ew}}{f_w} \quad (3.14)$$

dalla quale, noto il rapporto R_e/f , si può determinare f_w o tramite il grafico proposto da Vanoni e Brooks (1957), ricavato per il moto in parete liscia, o analiticamente dalla teoria della turbolenza tramite la legge di Prandtl-Von Karman.

In definitiva, nota la geometria del canale e note le principali grandezze idrauliche, il metodo delle sezioni separate permette di valutare lo sforzo tangenziale al fondo come segue:

$$\tau_b = \rho u_{*b}^2 \quad (3.15)$$

dove:

$$u_{*b} = \sqrt{g R_b J} \quad (3.16)$$

3.2.3 Strati di una corrente idrica

Com'è noto, anche in condizioni di moto turbolento, esiste un sottile strato di fluido, in prossimità delle pareti, caratterizzato da un regime laminare; tale strato viene chiamato *substrato laminare*.

Per bassi numeri di Reynolds, il substrato laminare copre completamente la scabrezza del contorno solido e il moto viene influenzato esclusivamente dalla viscosità del substrato (fig.3.4). Questo è il regime dei tubi lisci investigato da Blasius.

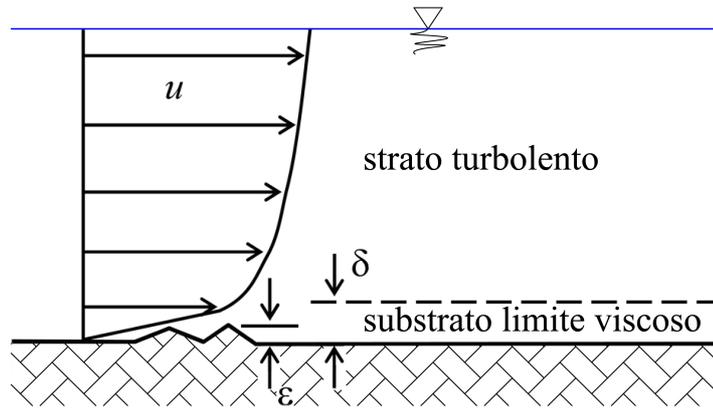


Figura 3.4 – Sezione longitudinale di una corrente a superficie libera in regime di tubi lisci (Dey, 2006)

Lo spessore del substrato laminare non è però costante, ma decresce all'aumentare del numero di Reynolds, permettendo alle scabrezze maggiori di protendersi nella corrente. Il moto è perciò influenzato, in questo caso, sia dalla viscosità sia dalla scabrezza delle pareti; questa è la *zona di transizione*.

All'aumentare ancora del numero di Reynolds, si ha praticamente la scomparsa del substrato laminare e la scabrezza delle pareti diventa l'unico fattore influente sulle resistenze al moto. Questa è la zona dei tubi scabri investigata da Nikuradse (fig.3.5) detta *strato turbolento logaritmico*.

Infine si ha uno strato esterno caratterizzato da una distribuzione di velocità costante a causa della presenza di grandi vortici turbolenti che producono una miscelazione consistente della corrente idrica. Quest'ultimo strato ha uno spessore pari all'80÷90% dell'altezza idrica complessiva.

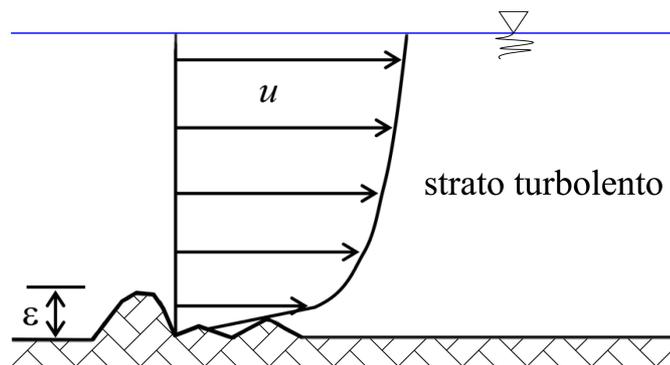


Figura 3.5 – Sezione longitudinale di una corrente a superficie libera in regime di tubi scabri (Dey, 2006)

In fig.3.6 è riportata la rappresentazione grafica dei diversi strati di una corrente a superficie libera (Dey, 2006).

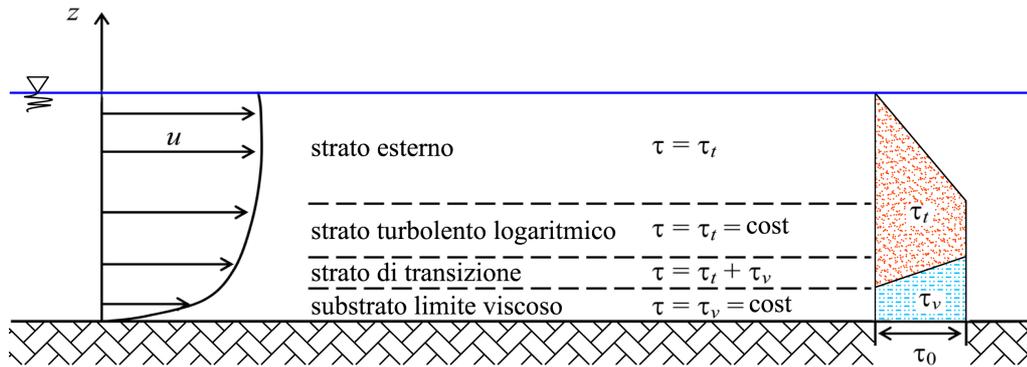


Figura 3.6 – Classificazione dei diversi strati di una corrente a superficie libera (Dey, 2006)

I primi due strati rappresentano la regione interna (*inner region*), mentre i restanti compongono la regione esterna (*outer region*) (Dey, 2006).

Nikuradse (1933) propose di valutare lo spessore del substrato laminare tramite la seguente relazione:

$$\delta = 11,5 \frac{\nu}{u_*} \quad (3.17)$$

dove u_* è la velocità d'attrito definita come:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{g R J} \quad (3.18)$$

L'autore, inoltre, considera una grandezza rappresentativa delle asperità presenti sulle pareti, detta *scabrezza equivalente* (ε), tale che:

- per $\varepsilon \leq (1/3 \div 1)\delta$ la scabrezza delle pareti non fuoriesce dal substrato limite; siamo in condizioni di moto in parte liscia.
- Per $\varepsilon \geq (6 \div 18)\delta$ la scabrezza risulta elevata da produrre vortici turbolenti anche in prossimità del fondo; siamo in condizioni di moto in parte scabra.
- Per $(1/3 \div 1)\delta \leq \varepsilon \leq (6 \div 18)\delta$ siamo in condizioni di moto di transizione.

Le diverse condizioni di moto suddette possono essere valutate attraverso il numero di Reynolds d'attrito definito come:

$$\text{Re}_* = \frac{\varepsilon u_*}{\nu} \quad (3.19)$$

dove ε è la scabrezza, u_* la velocità d'attrito e ν la viscosità cinematica.

In funzione del valore che assume tale parametro si ha che:

- per $Re_* \leq 4 \div 12$ siamo in condizioni di moto in parte liscia,
- per $4 \div 12 \leq Re_* \leq 70 \div 200$ siamo in condizioni di moto di transizione,
- per $Re_* \geq 70 \div 200$ siamo in condizioni di moto in parete scabra.

3.2.4 Distribuzione di velocità

L'andamento della componente di velocità locale $u(z)$ non si mantiene costante lungo la verticale, ma presenta un andamento differente in ciascuno dei suddetti strati della corrente.

In corrispondenza del substrato limite viscoso, lo sforzo tangenziale, come visto, può essere espresso tramite la legge di Newton (3.2) che, assieme alla definizione di velocità di attrito (3.18), consente di porre:

$$du = \frac{u_*^2}{\nu} dz \quad (3.20)$$

Integrando la (3.20), con la condizione al contorno $u|_{z=0} = 0$, si ottiene la seguente distribuzione di velocità valida per $0 < (u_* z)/\nu \leq 5$:

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{u_* z}{\nu} \quad (3.21)$$

Nello strato turbolento la corrente idrica è, invece, caratterizzata da una distribuzione di velocità di tipo logaritmico, data dalla teoria di Prandtl-Von Karman. Tale teoria è basata sostanzialmente su due ipotesi: la *similitudine turbolenta* e il *percorso di mescolamento* (Citrini & Nosedà, 1987).

Una corrente in moto turbolento è caratterizzata da un insieme di vortici aventi dimensioni differenti tra loro; tuttavia secondo l'ipotesi di similitudine turbolenta si può ritenere che tali vortici, ad una certa distanza dalla causa che li ha creati, risultano simili tra loro. Questo permette di dire che le componenti di agitazione turbolenta u' e v' stanno in rapporto fisso:

$$k_1 = \frac{v'}{u'} \quad (3.22)$$

Consideriamo ora di assimilare una corrente, in moto turbolento mediamente uniforme, a un insieme di strati di fluido aventi velocità media \bar{u} . Per effetto della turbolenza, una particella fluida, acquistate le componenti di agitazione u' e v' , tenderà a spostarsi dallo strato fluido di velocità media \bar{u} a quello avente velocità media pari a $\overline{\bar{u} + u'}$, percorrendo una distanza detta percorso di mescolamento (l) tale che:

$$u' = \frac{du}{dz} l \quad (3.23)$$

Sostituendo nell'espressione dello sforzo tangenziale turbolento (3.7) la (3.22) e la (3.23) si ottiene:

$$\tau_t = \rho K_1 \left(\frac{d\bar{u}}{dz} \right)^2 l^2 \quad (3.24)$$

Assumendo inoltre che il rapporto tra il percorso di mescolamento l e la dimensione dei vortici sia costante, si trova che:

$$l = \frac{K_2}{K_3} \frac{d\bar{u}/dz}{d^2\bar{u}/d^2z} \quad (3.25)$$

dove k_2 e k_3 sono delle costanti che dipendono dalla forma dei vortici e dalla loro velocità angolare.

Sostituendo, infine, l'espressione del percorso di mescolamento nella (3.24) e integrando due volte si ottiene:

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{k} \ln z + \text{cost} \quad (3.26)$$

dove $k = 0,4$ rappresenta la costante universale di Von Karman e u_* la velocità d'attrito. La costante d'integrazione che compare nella (3.26) è definita *costante di parete* e dipende dalle caratteristiche del moto della corrente.

Nel caso di moto in parete liscia, ponendo come condizione al contorno $\bar{u} = 0$ per $z = \delta/100$, si ottiene:

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = 5,75 \log\left(\frac{z u_*}{\nu}\right) + 5,5 \quad (3.27)$$

Mentre, nel caso di moto in parete scabra, ponendo la condizione al contorno $\bar{u} = 0$ per $z = \varepsilon/30$ si ottiene:

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = 5,75 \log\left(\frac{z}{\varepsilon}\right) + 8,5 \quad (3.28)$$

La (3.27) e la (3.28) rappresentano le *leggi logaritmiche* di distribuzione di velocità lungo la verticale z e possono essere accorpate in un'unica relazione adatta a descrivere anche il moto di transizione:

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.29)$$

dove:

$$z_0 = 0,11 \left(\frac{\nu}{u_*}\right) + 0,033 \varepsilon \quad (3.30)$$

In fig.3.7 sono rappresentate graficamente le distribuzioni di velocità nei diversi strati di una corrente idrica.

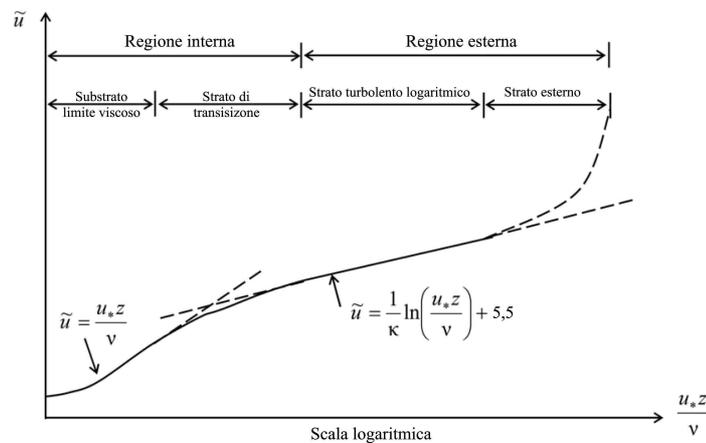


Figura 3.7 – Distribuzione di velocità nei diversi strati della corrente idrica (Dey, 2006)

3.3 Processo di erosione nei depositi coesivi

3.3.1 Introduzione

Un fenomeno erosivo si registra quando le azioni idrodinamiche indotte dalla corrente idrica, dipendenti dalla velocità media della corrente, dalla pendenza del canale, dall'altezza idrica e dalla scabrezza, prevalgono sulla risultante delle forze resistenti.

Nel caso di depositi costituiti da materiale incoerente, la resistenza a erosione deriva maggiormente dalla forma e dalla dimensione dei sedimenti, dalla curva granulometrica del deposito e dalla densità dello stesso.

Nel caso, invece, di materiale coesivi i fattori che influenzano la resistenza a erosione aumentano e possono essere di diversa natura quale elettrica, chimica e biologica.

L'approccio di base generalmente adottato nello studio del processo erosivo di depositi coesivi è di tipo sia qualitativo che quantitativo. L'analisi, infatti, non solo ha l'obiettivo di valutare, sotto determinate condizioni idrauliche, se si registra o meno l'erosione ed eventualmente con quale modalità questa si verifichi, ma anche quello di stimare la quantità di materiale eroso del deposito in esame.

L'eventuale presenza e la modalità del processo erosivo vengono analizzati, generalmente, mediante la stima di un parametro critico, espresso in termini di velocità o di sforzo tangenziale al fondo, mentre la quantificazione del materiale eroso viene fatta attraverso la valutazione del tasso di erosione e della sua variazione nel tempo.

Per i depositi coesivi è molto diffusa l'analisi basata sull'interpolazione dei dati sperimentali relativi al legame tra il tasso erosivo e lo sforzo tangenziale medio al fondo, al fine di assumere come parametro critico quel valore di sforzo tangenziale per il quale il tasso erosivo risulta essere nullo, secondo una relazione del tipo:

$$\tau_c = \tau(E = 0) \quad (3.31)$$

Tuttavia, l'osservazione diretta dell'inizio del moto risulta molto più ardua che nel caso di depositi costituiti da materiale incoerente, poiché i sedimenti coesivi una volta erosi ritornano in sospensione e si disperdono, perciò, nella corrente idrica.

A tal proposito, alcuni autori (*Lee et al.*, 1981) hanno pensato di assumere come condizione critica l'istante in cui si osserva un aumento della concentrazione di

particelle solide in sospensione, altri invece (*Kamphuis & Hall, 1981*) hanno assunto come condizione critica l'istante in cui la superficie del fondo, originariamente piana, inizia a presentare, a causa dell'asportazione di parte del materiale, delle irregolarità.

3.3.2 Modalità di erosione

Nel caso di depositi costituiti da sedimenti coesivi, la modalità d'erosione dipende dai processi chimico-fisici che avvengono sotto determinate condizioni idrauliche e dalle caratteristiche mineralogiche della miscela solida.

In accordo con *Partheniades (1965)* esistono due modalità di erosione relative ai depositi costituiti da materiale coesivo:

- *erosione superficiale* del letto di sedimenti, ovvero l'asportazione di singole particelle o flocculi di piccole dimensioni che, a seguito del distacco dalla superficie del deposito, si disperdono nella corrente idrica;
- *erosione di massa* del letto di sedimenti, ovvero l'asportazione di veri e propri ammassi di particelle di dimensioni elevate rispetto a quelle dei singoli flocculi.

L'erosione superficiale avviene quando le azioni idrodinamiche della corrente prevalgono sulle forze stabilizzanti del deposito, quali forza peso della particella immersa in acqua e forze elettriche interparticellari. L'erosione di massa, invece, avviene solo per valori di sforzo tangenziale di molto maggiori, tali da superare la resistenza a taglio lungo un piano del deposito, in corrispondenza del quale, una volta avvenuta la rottura, si crea un vero e proprio scorrimento tra la parte superiore del deposito asportata dalla corrente e quella inferiore rimasta integra (*Zreik et al., 1998*).

L'erosione superficiale è maggiore quando il fluido che defluisce sul letto di sedimenti ha una concentrazione di sali disciolti più bassa rispetto a quella del fluido che occupa i pori del deposito (*Kandiah, 1974; Arulanandan et al., 1975*), poiché la diffusione di sali all'interno della corrente idrica indebolisce i legami esistenti tra le particelle solide superficiali. L'erosione di massa, invece, avviene generalmente nei depositi soffici (*Zreik et al., 1998*).

Mehta (1991), alle già citate modalità di erosione, ne aggiunge una terza detta *fluidizzazione*, che avviene nel caso particolare in cui la miscela coesiva non risulta completamente depositata sul fondo. Tale condizione si verifica, generalmente, quando la densità della matrice solida risulta inferiore a un valore limite, tale da mantenere le singole particelle o gli aggregati delle stesse in sospensione. La miscela, tuttavia, pur

non depositandosi sul fondo, va a occupare la parte inferiore della sezione trasversale, rimanendo ferma rispetto alla corrente idrica superiore. Si ha quindi una superficie di separazione al di sotto della quale si trovano le particelle solide e al di sopra la corrente idrica. Appena la corrente idrica sovrastante aumenta la sua velocità, si generano delle agitazioni turbolente capaci di irrompere la superficie di separazione e asportare le particelle solide.

In definitiva, la modalità con cui un deposito costituito da sedimenti coesivi viene eroso dipende non solo dalle caratteristiche idrodinamiche della corrente, quali velocità media e sforzo tangenziale al fondo, ma anche dalle caratteristiche chimico-fisiche della miscela.

3.3.3 Moto incipiente nei depositi coesivi

La mobilità di una singola particella solida presente sul fondo alveo, conseguente alla sua interazione con la corrente, è un fenomeno che avviene con una certa gradualità. Esso coinvolge inizialmente poche particelle, poi sempre più numerose con il crescere dell'agitazione turbolenta, fino al passaggio in sospensione dei sedimenti con il coinvolgimento dell'intero deposito.

Tuttavia, il tradizionale approccio seguito per affrontare il problema dell'erosione di un letto di sedimenti considera uno schema a soglia per il quale le particelle solide, un attimo prima sono completamente ferme e posate sul fondo alveo, per poi mettersi in moto tutte insieme contemporaneamente.

Nel caso di depositi di sedimenti coesivi è intuitiva la necessità di dover individuare due valori critici di moto incipiente differenti: uno riguardante il fenomeno di erosione superficiale e l'altro riferito all'erosione di massa.

Partendo, quindi, da una situazione nella quale le caratteristiche idrodinamiche della corrente non sono sufficienti a innescare un fenomeno erosivo, se si aumenta la velocità media, e quindi lo sforzo tangenziale al fondo, si raggiungerà una condizione nella quale singole particelle o piccoli aggregati di esse tenderanno a essere erose. Il valore critico di moto incipiente potrebbe essere rappresentato dallo sforzo tangenziale al fondo, generalmente indicato come τ_s , che innesca la mobilità del letto superficiale. In tal caso, l'andamento del tasso erosivo potrà essere determinato tramite la differenza tra lo sforzo tangenziale della corrente e quello critico ($\tau - \tau_s$).

Aumentando ulteriormente lo sforzo tangenziale indotto sul fondo dalla corrente idrica, si stabilisce, attraverso il raggiungimento di un secondo valore critico indicato con τ_m , il passaggio tra l'erosione superficiale e l'erosione di massa. In tal caso, l'andamento del tasso di erosione sarà funzione di $(\tau - \tau_m)$.

L'erosione superficiale è tipica negli ambienti di estuario o negli alvei naturali dove la corrente idrica non ha un'elevata capacità erosiva, mentre l'erosione di massa si verifica nelle correnti caratterizzate da notevoli velocità, come in fognatura a seguito di un evento piovoso particolarmente intenso (Mehta et al., 1989).

Metha (1988) ha fornito un'espressione di natura empirica per valutare lo sforzo tangenziale critico τ_{cr} [N/m^2] per l'erosione superficiale in funzione della densità del sedimento ρ_b [g/cm^3]:

$$\tau_{cr} = \eta (\rho_b - 1) \quad (3.32)$$

dove n varia da 9 a 37 per miscugli di fango e sabbia, al passare del contenuto di sabbia da 18 al 53% (Ockenden & Delo, 1988).

Alcune prove di laboratorio (Alvarez, 1990; Nalluri & Alvarez, 1992; Torfs, 1995) hanno fornito i seguenti valori di sforzo tangenziale al fondo per l'erosione dei sedimenti coesivi: $2,5 \text{ N/m}^2$ per il materiale più in superficie e $6\div 7 \text{ N/m}^2$ per depositi granulari consolidati.

In riferimento a un deposito naturale costituito da sedimenti coesivi e dal 40% di materiale organico, la fig.3.8 distingue, in funzione dello sforzo tangenziale critico e della densità del deposito, tre situazioni possibili: assenza di erosione, erosione superficiale e erosione di massa (Abbott & Price, 1993; Hwang & Mehta, 1989). In essa, inoltre, si può notare che al di sotto del limite della densità 1065 kg/m^3 l'unica modalità di erosione che può verificarsi è la fluidizzazione.

In fig.3.9 si può osservare come l'andamento qualitativo del tasso di erosione varia notevolmente passando da un fenomeno di erosione superficiale a uno di erosione di massa. Si distinguono, inoltre, i valori critici di moto incipiente per le due diverse modalità di erosione e il valore dello sforzo critico di sedimentazione, per il quale si verifica la sedimentazione del materiale in sospensione (Huang et al., 2002).

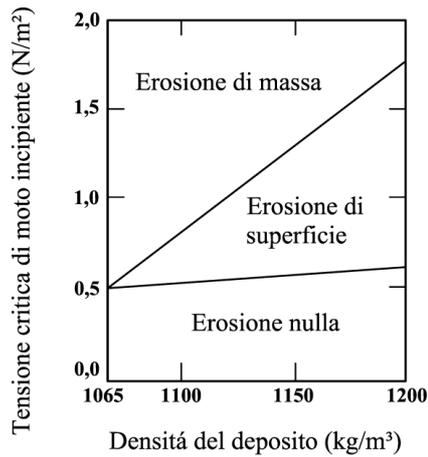


Figura 3.8 – Modalità di erosione in funzione dello sforzo tangenziale critico e della densità del deposito (Hwang & Mehta, 1989)

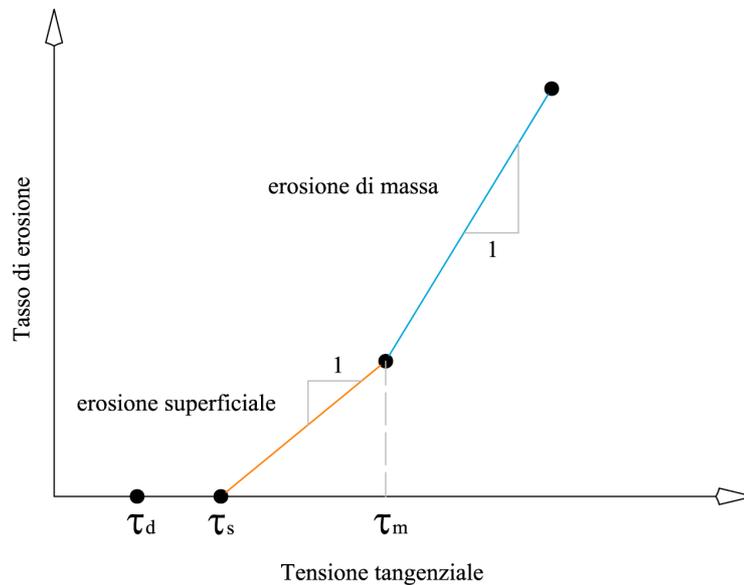


Figura 3.9 – Andamento qualitativo del tasso di erosione, dove τ_d , τ_s e τ_m sono rispettivamente lo sforzo tangenziale critico di sedimentazione, di erosione superficiale e di erosione di massa (Huang et al., 2002)

3.3.4 Tasso di erosione

La stima quantitativa del materiale asportato sotto l'azione di una corrente idrica di caratteristiche idrodinamiche note, avviene attraverso la determinazione del tasso di erosione. La valutazione del tasso di erosione deve essere preceduta da un'analisi preliminare atta alla caratterizzazione del deposito erodibile da studiare, alla determinazione dei valori soglia, τ_s e τ_m , e all'individuazione della presenza o meno e della tipologia di erosione.

Il tasso di erosione, E , è definito come la massa di materiale solido erosa dalla corrente idrica nell'unità di tempo e per unità di superficie, con struttura dimensionale $[ML^{-2}T^{-1}]$. Alcuni studiosi preferiscono esprimere tale parametro in termini volumetrici, E_v ; in questo caso, il tasso di erosione è pari al volume di materiale eroso nell'unità di tempo e per unità di superficie, e ha le dimensioni di una velocità $[LT^{-1}]$.

La quantificazione del materiale asportato avviene esclusivamente attraverso l'uso di modelli empirici, costituiti da relazioni che legano il tasso di erosione con l'eccesso di sforzo tangenziale, espresso in funzione dei valori critici di erosione di superficie o di erosione di massa, e una serie di parametri che influenzano il processo erosivo.

In letteratura sono riportati diversi modelli empirici, ciascuno dei quali trova applicazione per una determinata tipologia di letto coesivo. Al riguardo, così come avviene per la determinazione dei valori critici, risulta necessaria la distinzione tra i depositi interamente costituiti da materiale coesivo e depositi composti da miscele di materiale coesivo e incoerente.

La maggioranza delle relazioni presenti in letteratura per la stima del tasso erosivo prende in considerazione letti costituiti solamente da materiale coesivo, interessati da processi di erosione di superficie, tuttavia, spesso le stesse relazioni vengono estese sia al caso di erosione di massa, cambiando opportunamente dei coefficienti che influenzano il fenomeno (*Hwang e Mehta*, 1989), sia al caso in cui si ha un letto erodibile costituito da una miscela di materiale coesivo e incoerente (*Bradford & Blanchard*, 1999; *Aberle et al.*, 2004, 2006; *Debnath et al.*, 2007).

Per i letti interamente coesivi, inoltre, viene spesso accettata l'ipotesi di presenza di solo trasporto solido in sospensione, in modo tale da poter correlare il tasso di erosione direttamente alla variazione nel tempo della concentrazione delle particelle solide in sospensione, attraverso un opportuno bilancio di massa. Ipotesi, questa, non accettabile quando si tratta di letti costituiti da miscele, poiché la quantità di materiale solido trasportato sul fondo, costituito da sabbia incoerente o da aggregati di sabbia e materiale fine, non risulta trascurabile (*Nalluri & Alvarez*, 1992; *De Sutter et al.*, 2000).

Nel paragrafo successivo si riportano i diversi modelli empirici sviluppati per la stima del tasso di erosione e dei valori critici di sforzo tangenziale al fondo, nonché si descrivono alcuni principali risultati sperimentali presenti in letteratura, utili per chiarire il legame esistente tra i diversi fattori che influenzano il fenomeno erosivo.

3.4 Stato dell'arte sul processo di erosione di sedimenti coesivi

3.4.1 Condizioni di moto incipiente per miscele di sedimenti coesivi e incoerenti

Lo studio sperimentale del processo di erosione relativo a depositi costituiti da materiale coesivo o miscele di materiale incoerente e coesivo è stato approfondito negli ultimi 50 anni.

La mobilità dei sedimenti, nel caso di depositi costituiti da miscele di sabbia più argilla e limo, dipende da diversi fattori. In uno studio condotto da *Kamphuis e Hall* (1983) si è osservato che la quantità di materiale eroso diminuisce con il contenuto di sedimenti coesivi.

Ockenden e Delo (1988) studiarono il comportamento di una miscela composta da sabbia uniforme, avente $d_{50}=230 \mu\text{m}$, e materiale fine.

Per la stima della massa erosa si misurava la concentrazione delle particelle solide in sospensione sino a quando, ottenuta una condizione di equilibrio, questa si manteneva costante nel tempo.

Dall'andamento della concentrazione delle particelle solide in sospensione si risaliva al legame $E(\tau)$ e, dalla interpolazione dei dati sperimentali, allo sforzo critico di moto incipiente per l'erosione di superficie. L'errore sulla misura dello sforzo tangenziale medio (τ) era stimato intorno al 10%. Seguendo la suddetta procedura, gli autori ricavarono uno sforzo critico di moto incipiente pari a $0,1 \text{ N/m}^2$, costante per percentuali di sabbia comprese tra lo 0% e l'11% in peso della miscela, mentre per frazioni di sabbia superiori o uguali al 20% la resistenza a erosione superficiale si duplicava, ottenendo valori dello sforzo critico pari a $0,2 \text{ N/m}^2$.

Considerazioni di natura concettuale, sulla variazione dello sforzo critico di moto incipiente al variare della frazione di materiale fine, furono avanzate anche da *Torfs* (1994), in base a degli studi sperimentali eseguiti su un ammasso di sabbia uniforme avente $d_{50}=230 \mu\text{m}$ con l'aggiunta di particelle coesive di diversa natura.

Dalle prove sperimentali si osservava che lo sforzo critico di moto incipiente variava da $0,35 \text{ N/m}^2$, nel caso di deposito composto solo da sabbia, a $2,6 \text{ N/m}^2$, per la miscela avente il 15% in peso di caolinite.

Dalla fig.3.10 si può osservare come l'aumento dello sforzo critico di moto incipiente, all'aumentare della percentuale di materiale fine presente nella miscela, avveniva con gradiente diverso per i differenti quattro tipi di ammassi coesivi utilizzati.

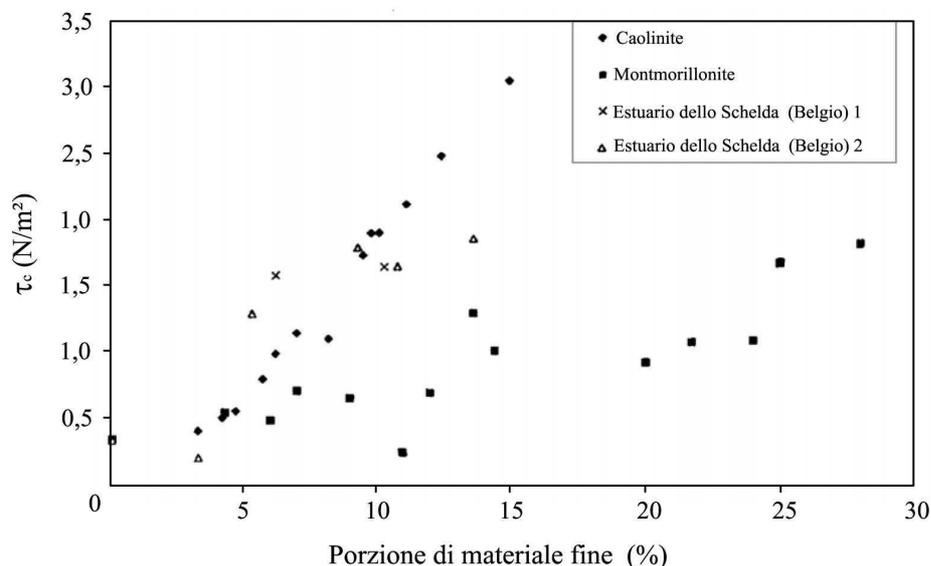


Figura 3.10 – Andamento dello sforzo critico di moto incipiente, per erosione superficiale, e la percentuale in peso di diverse tipologie di sedimenti coesivi (Torfs, 1994).

Inoltre, è interessante notare come le miscele di caolinite e fango d'estuario presentavano una resistenza a erosione maggiore di quella riscontrata sulle miscele di montmorillonite. Tale comportamento veniva attribuito dagli autori alle minori dimensioni che caratterizzano le particelle di caolinite e al contenuto organico presente nel fango d'estuario, pari al 10-13% del peso dell'ammasso.

Mitchener e Torfs (1995) hanno osservato, in base a studi sperimentali eseguiti su una miscela costituita da sabbia e materiale fine di diametro inferiore a 62,5 μm , che lo sforzo tangenziale critico del letto erodibile aumentava all'aumentare del materiale coesivo, fino a raggiungere un valore massimo in corrispondenza di una percentuale in peso di materiale fine pari a 30÷50%, con un conseguente incremento dello sforzo critico di moto incipiente di un ordine di grandezza rispetto al medesimo valore riferito allo 0% di frazione coesiva presente nella miscela (fig.3.11).

In prossimità dei suddetti valori percentuali, infatti, le particelle di minore dimensione, insinuandosi nei pori dell'ammasso, si distribuiscono lungo la superficie dei granuli di sabbia e garantiscono un solido collegamento tra le stesse, noto in letteratura con il termine *space filling*.

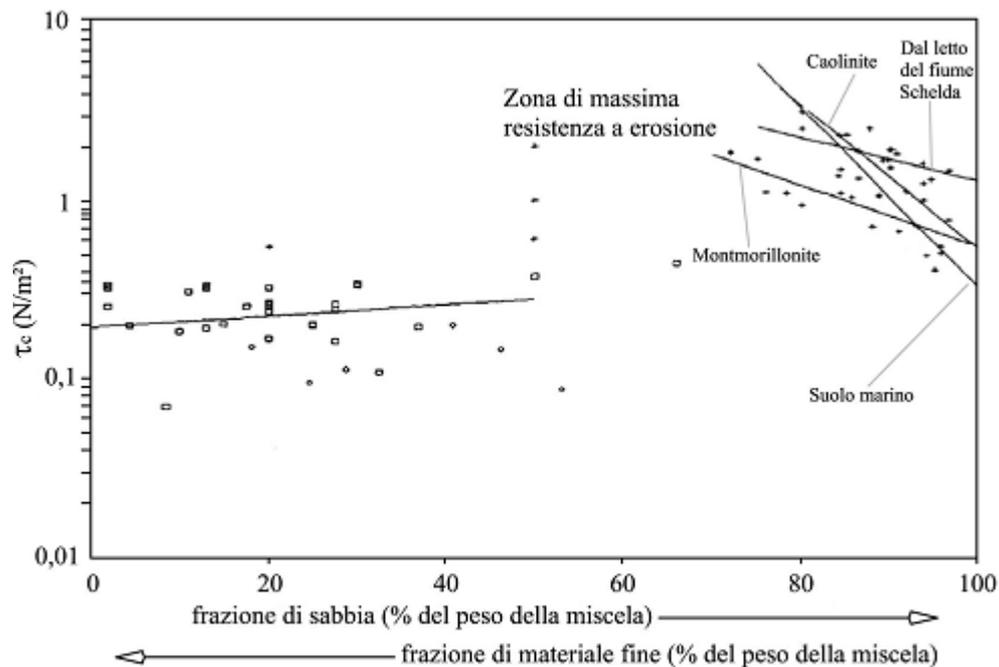


Figura 3.11 – Legame tra lo sforzo critico, per erosione superficiale, e la percentuale in peso di materiale coesivo e sabbia (Mitchener & Torfs, 1995)

Per percentuali di sabbia comprese tra lo 0% e il 50%, nonostante l'elevata dispersione dei dati sperimentali, è possibile notare un lieve incremento dello sforzo critico all'aumentare della sabbia. La dispersione dei dati è da attribuire alle diverse caratteristiche chimico-fisiche e mineralogiche dei diversi depositi analizzati. La maggior parte dei dati che ricadono in tale zona sono relativi a letti di sedimenti sovraconsolidati e erosi sotto l'azione di sforzi tangenziali critici pari a $0,02 \div 0,14 \text{ N/m}^2$.

Per percentuali di sabbia comprese tra il 50% e il 70%, si hanno notevoli incertezze dovute alla ridotta quantità di dati sperimentali, tuttavia è apparso che in tale intervallo si potrebbe verificare un massimo valore dello sforzo tangenziale critico e, quindi, un'elevata resistenza a erosione.

Anche nella zona relativa a percentuali di sabbia comprese tra il 70% e il 100%, un'aggiunta di materiale fine pari a $0 \div 30\%$ comporta un notevole aumento dello sforzo tangenziale critico.

Le informazioni dedotte dai risultati sperimentali di *Mitchener e Torfs* (1995), tuttavia, potrebbero rivelarsi poco attendibili, poiché lo sforzo critico di moto incipiente è stato misurato al variare, oltre che delle percentuali di materiale fine e incoerente presenti nella miscela, anche della struttura e di ulteriori parametri di natura chimico-fisica dei

depositi analizzati. Maggiori indicazioni, al riguardo, potrebbero essere ottenute mantenendo costanti i suddetti parametri e analizzando, per un determinato deposito, l'andamento dello sforzo critico di moto incipiente al variare delle sole percentuali di materiale fine e di sabbia.

Gli autori ritengono, inoltre, che l'aumento della resistenza a erosione si verifica anche aggiungendo, a parità di altre condizioni, una determinata porzione di sabbia in un deposito costituito interamente da materiale coesivo. In questo caso, l'aumento di resistenza a erosione è da attribuire a un cambiamento locale della struttura del deposito.

Il contenuto di materiale, al quale corrisponde un notevole aumento della resistenza a erosione, valutato da *Mitchener e Torfs* (1995) risulta leggermente differente da quello proposto da *Berlamont e Torfs* (1996). Gli autori, facendo riferimento ai lavori di *Torfs* (1994) e *Williamson e Torfs* (1995), dedussero l'andamento qualitativo della resistenza a erosione al variare del contenuto di materiale fine di diametro inferiore a $63 \mu\text{m}$ (fig.3.12).

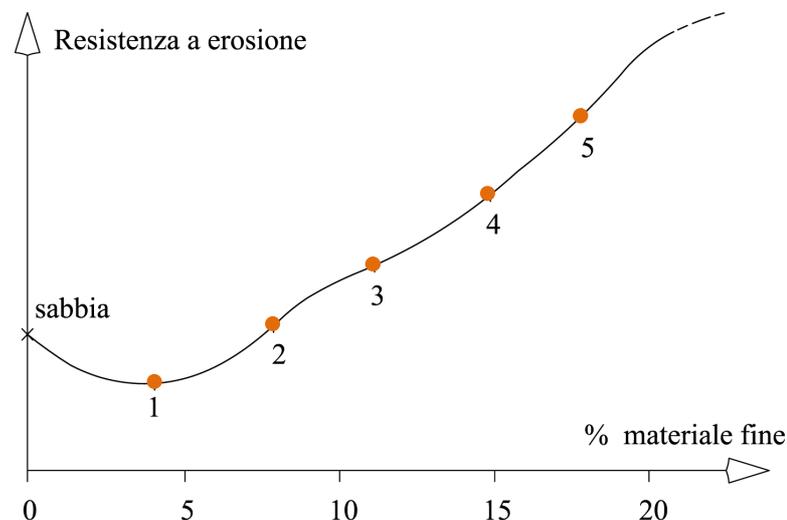


Figura 3.12 – Resistenza a erosione di una miscela in funzione del contenuto di sabbia e materiale fine
(Berlamont & Torfs, 1996)

La figura mostra che quando viene aggiunta una bassa percentuale di materiale fine, in un letto costituito da sola sabbia, si verifica una diminuzione della resistenza a erosione (punto 1). In tal caso le azioni coesive sono trascurabili e l'asportazione della porzione di materiale fine presente sulla superficie del letto avviene rapidamente per bassi valori di sforzo tangenziale medio al fondo.

Aumentando il contenuto del materiale fine, questo andrà a occupare gli spazi vuoti presenti tra le particelle di sabbia e renderà la struttura del deposito più compatta, tale da richiedere uno sforzo al fondo maggiore affinché si verifichi erosione (punto 2); si generano perciò le prime azioni interparticellari tra i sedimenti di sabbia e le particelle coesive.

Continuando ad aumentare la percentuale di materiale fine all'interno del letto si crea una vera e propria rete coesiva, tale da far crescere notevolmente la resistenza a erosione (punti 3-4-5).

Secondo gli autori, il contenuto di materiale critico, in corrispondenza del quale non si ha più il contatto tra le particelle di sabbia, le quali, perciò, presentano sulla superficie esterna una matrice coesiva che genera un effetto di cementazione nella miscela, in percentuale è pari a 10÷20% mentre in termini di concentrazione volumetrica è del 5%. Tale contenuto critico dipende dalla natura mineralogica e dalle caratteristiche chimico-fisiche del materiale coesivo, dalla frazione argillosa presente, dall'eventuale contenuto di sostanza organica, nonché dalla forma, dalla densità e dalla distribuzione granulometrica delle particelle solide incoerenti.

Berlamont e Torfs (1996) hanno anche mostrato come cambia il comportamento a erosione, a parità di altre condizioni, in base alla forma della sezione trasversale del canale. Infatti, nel caso di sezione trasversale rettangolare, lo sforzo tangenziale al fondo risulta pressoché costante e presenta un massimo in prossimità del centro del canale; si ha quindi un fenomeno erosivo abbastanza uniforme su tutto il letto. Nel caso invece di canale semicircolare, lo sforzo al fondo presenta generalmente un massimo in prossimità delle pareti, generando forti processi di erosione all'intersezione tra le pareti del canale e il letto di sedimenti.

Risultati simili erano stati già dimostrati da *Nalluri e Alvarez (1992)*, eseguendo degli studi in laboratorio su canali di sezione trasversale circolare, aventi letti costituiti da sedimenti coesivi e incoerenti. Lo studio sperimentale è stato effettuato su quattro canali differenti per condizioni di portata e per valori del rapporto $(h_u+s)/D_i$ variabili tra 0,47 e 1, dove h_u indica l'altezza di moto uniforme, s lo spessore del letto erodibile e D_i il diametro del canale.

L'obiettivo principale degli autori riguardava la simulazione dei fenomeni che si instaurano nelle fognature, ponendo l'attenzione maggiormente sull'influenza apportata ai processi erosivi dalla forma della sezione trasversale del canale.

L'influenza della forma della sezione trasversale era tenuta in considerazione tramite la ricostruzione del profilo di velocità media locale, la cui misura veniva fatta mediante l'utilizzo combinato di un tubo di Pitot, un micromulinello e un velocimetro laser-doppler (LDV). L'area della sezione trasversale della corrente idrica variava notevolmente al variare dell'altezza di moto uniforme e dello spessore di strato erodibile (fig.3.13).

Gli autori, inoltre, nota la distribuzione di velocità, hanno ricavato la distribuzione dello sforzo tangenziale lungo l'asse trasversale della sezione del canale nelle diverse condizioni di prova (fig.3.14).

L'andamento risulta essere influenzato dalla forma della sezione trasversale, in particolare, nel caso in cui $(h_u+s)/D_i \leq 1/2$, mostra un picco in prossimità della mezzeria della sezione, mentre nel caso in cui $(h_u+s)/D_i \leq 1/2$, presenta due massimi laterali.

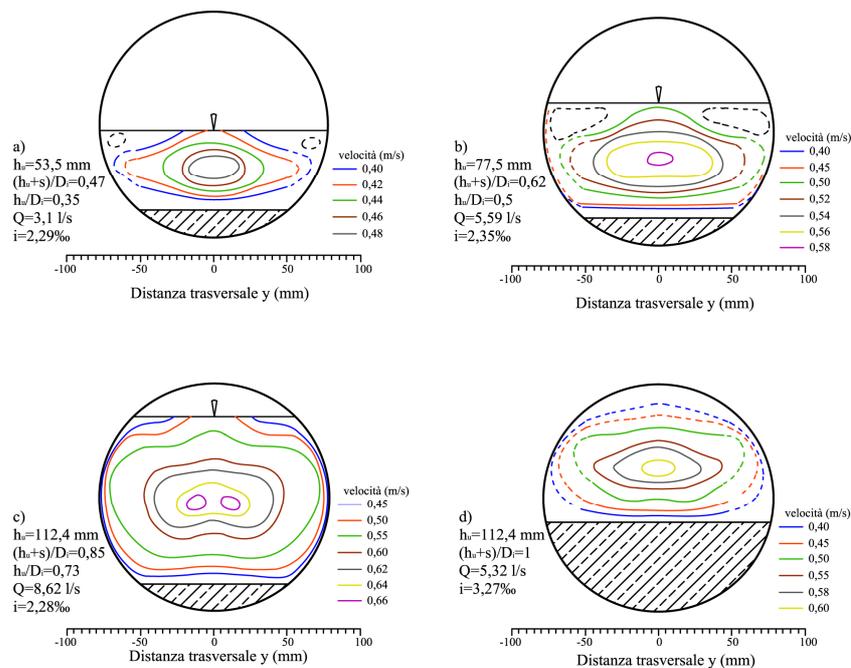


Figura 3.13 – Rappresentazione delle isotachie su un canale di sezione trasversale circolare (Nalluri e Alvarez, 1992)

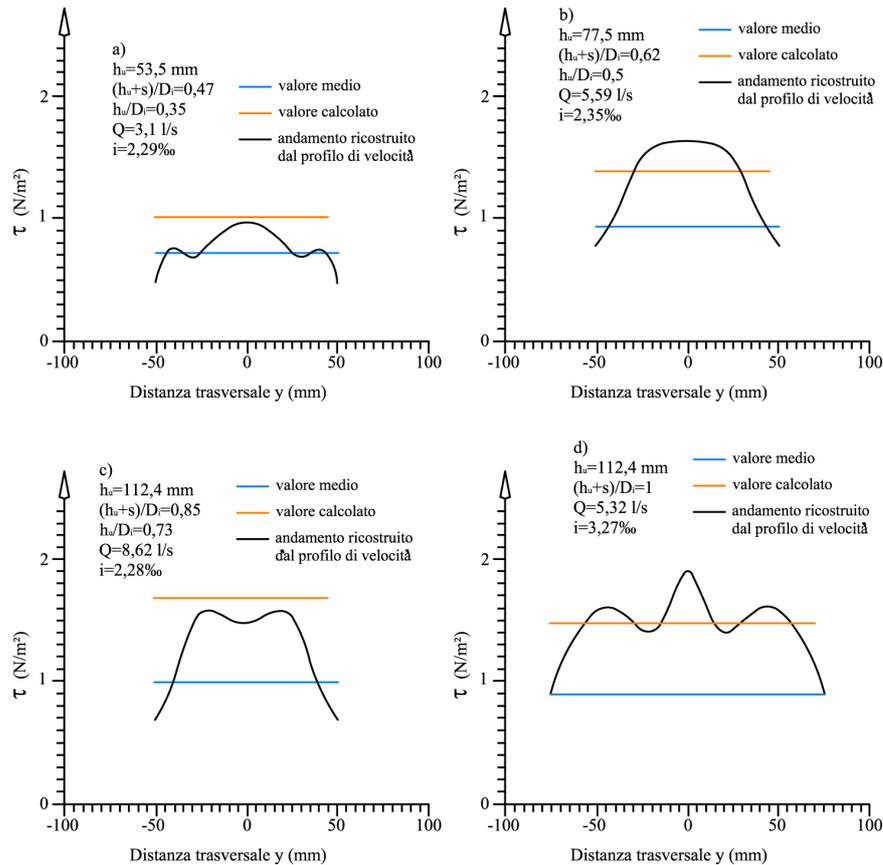


Figura 3.14 - Rappresentazione dello sforzo tangenziale medio lungo l'asse del canale di sezione trasversale circolare nelle quattro differenti condizioni (Nalluri e Alvarez, 1992)

3.4.2 Fattori che influenzano lo sforzo tangenziale critico di moto incipiente

La resistenza a erosione di un deposito coesivo è condizionata da una molteplicità di parametri, per tale ragione la letteratura fornisce solo relazioni empiriche e grandezze critiche valide sotto specifiche condizioni presenti in situ o in laboratorio.

Le definizioni di velocità e sforzo tangenziale critico assumono, quindi, un carattere arbitrario e la loro valutazione avviene esclusivamente da una diretta osservazione sperimentale del fenomeno. Questo grado di soggettività, anche se ridotto negli anni, non risulta del tutto estinto per via delle diverse definizioni che dal punto di vista concettuale si attribuiscono alla condizione critica di moto incipiente.

Tra i primi studi per la valutazione del fenomeno erosivo si ricorda quello di *Partheniades* (1965), il quale analizzò il comportamento di un deposito, costituito da argilla contenente tracce di materiale organico, osservando l'influenza sul processo di erosione da parte di parametri come la concentrazione di particelle solide in sospensione, le caratteristiche chimiche dell'acqua e le caratteristiche strutturali del deposito stesso.

Tramite una prova di taglio diretto, erano note lo sforzo tangenziale di snervamento e quello di rottura (rispettivamente pari a 527 N/m^2 e 1245 N/m^2) del provino di argilla, mentre per la valutazione dei parametri di resistenza a taglio lungo lo spessore del deposito, durante le prove sperimentali, si utilizzava un penetrometro.

Il deposito erodibile si estendeva longitudinalmente per tutto il fondo di un canale di sezione trasversale rettangolare e l'acqua che defluiva su di esso possedeva caratteristiche chimiche simili a quella degli oceani.

Lo studio sperimentale aveva l'obiettivo di osservare il comportamento a erosione di tre differenti configurazioni strutturali del deposito.

Nella prima, il fondo erodibile era costituito dal campione di argilla inalterato, di elevata densità e con spessore di circa 3 cm. Nella seconda, il letto erodibile era costituito dal materiale trasportato in sospensione durante la prova relativa alla prima configurazione e lasciato depositare; al termine della deposizione veniva asportata la crosta formatasi superficialmente, apportando, quindi, una modifica alla struttura del letto; inoltre prima dell'inizio della prova il deposito veniva lasciato consolidare in acqua per 15 giorni, al termine dei quali non si riscontrava nessun rigonfiamento o contrazione. In tal modo, la resistenza a taglio del deposito si riduceva del $25 \div 40\%$ e il contenuto idrico aumentava del $110 \div 120\%$. Nella terza configurazione, infine, il deposito era ottenuto dalla sedimentazione diretta del materiale eroso durante le prove precedenti.

In fig.3.15 vengono riportate le resistenze a taglio per i tre depositi analizzati.

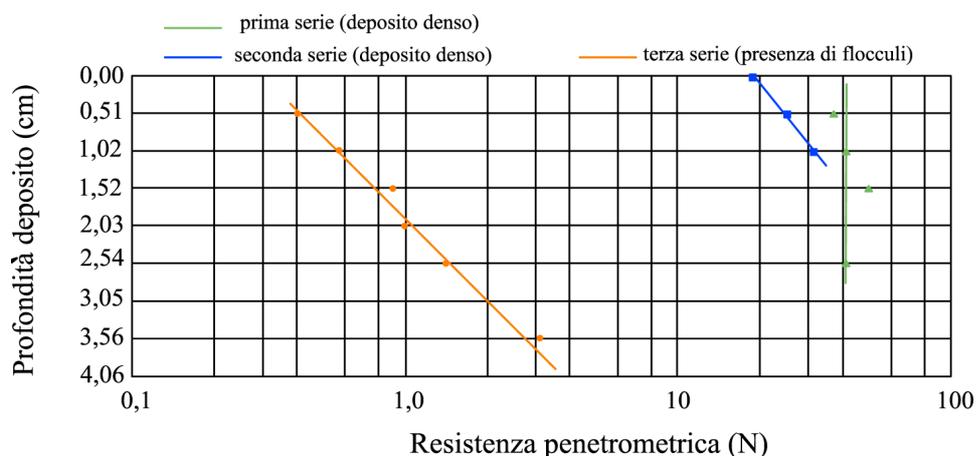


Figura 3.15 – Resistenze a taglio per i tre differenti depositi (Partheniades, 1965)

Nella prima serie di prove si iniziò a registrare un aumento nella concentrazione di materiale solido in sospensione, quindi una condizione di moto incipiente, per valori dello sforzo critico al fondo pari a $\tau_c \approx 0,06 \div 0,11 \text{ N/m}^2$, nella seconda serie di prove lo sforzo critico al fondo risultava pari a $\tau_c \approx 0,06 \div 0,10 \text{ N/m}^2$, infine, nella terza si osservava un fenomeno di erosione di massa per $\tau_c \approx 0,57 \text{ N/m}^2$.

Partheniades (1965) non trovò alcun legame tra la resistenza a taglio del deposito e i valori di sforzo tangenziale critico, ma riconobbe la formazione di più modalità di erosione per i depositi di natura coesiva. In queste prime indagini è evidente il tentativo di legare la resistenza a erosione superficiale con le caratteristiche meccaniche e macroscopiche del deposito coesivo.

West (1972) ha condotto degli esperimenti per analizzare l'influenza dello scambio cationico delle argille sul processo di erosione. L'autore utilizzava tre campioni costituiti prevalentemente da montmorillonite, lasciati lisciviare con una soluzione di cloruro di sodio, fin quando l'acqua interstiziale raggiungeva una data concentrazione di sali.

Dopo un processo di consolidazione, tramite l'applicazione di una pressione costante nel tempo, due campioni venivano immersi, separatamente, in una soluzione di cloruro di magnesio e cloruro di calcio per la durata di 24 ore, e quindi sottoposti a prove erosive, mentre il terzo campione era dapprima provato a erosione, poi lasciato per 24 ore in una soluzione di NH_4Cl , quindi sottoposto nuovamente alla prova erosiva.

I risultati dimostravano chiaramente come lo sforzo tangenziale critico di moto incipiente aumentava quando i cationi multivalenti sostituivano quelli monovalenti, facendo ridurre anche il rigonfiamento del deposito.

Kamphuis e Hall (1983) fecero degli studi per valutare l'influenza sul processo di erosione di parametri di diversa natura, quali la resistenza a taglio e a compressione del deposito, il grado di consolidazione, l'indice di plasticità, il limite di liquidità e il contenuto d'acqua.

Gli autori condussero le prove sperimentali su una argilla limosa, facendo variare lo sforzo tangenziale medio tra 0,2 e 18,4 N/m^2 .

Nella prima serie di prove veniva usato un campione di argilla opportunamente miscelato con acqua, fino a raggiungere un dato limite di liquidità. Questo era poi sottoposto a una fase di consolidazione, al termine della quale veniva lasciato a rigonfiare per 6÷24 ore, fino a raggiungere il 95% di consolidazione. Analoga procedura

di preparazione veniva, poi, ripetuta per un altro campione costituito dalla medesima argilla ma con l'aggiunta di sabbia fine costituita da silicio di $d_{50}=0,105$ mm.

Le prove furono condotte in un canale sezione trasversale rettangolare, munito di due tubi di Pitot per la misura del profilo di velocità.

Prima iniziare la prova, il campione veniva lasciato nel canale per 4 ore sotto l'azione di acqua in quiete e, inoltre, venivano misurate la temperatura e il pH della stessa.

Dall'osservazione diretta del fenomeno, si valutava la condizione critica di moto incipiente e quindi si misurava la rispettiva velocità media locale a 3mm dal fondo (v_{3c}).

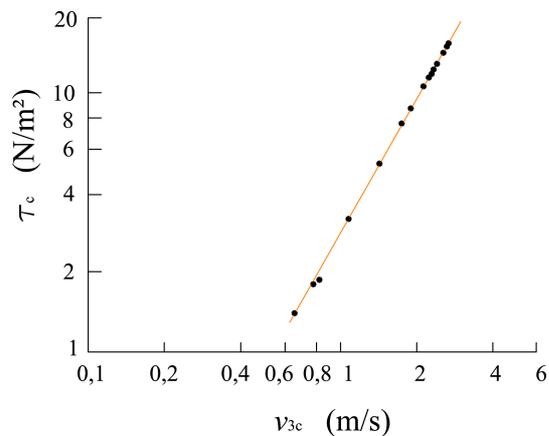


Figura 3.16 – Andamento dello sforzo critico in funzione della velocità della corrente
(Kamphuis e Hall, 1983)

Gli autori, dall'elaborazione dei dati sperimentali ottenuti (fig.3.16), proposero il legame tra lo sforzo critico di moto incipiente e il suddetto valore di velocità, dato dalla seguente espressione:

$$\tau_{cr} = 2,93 v_{3c}^{1,75} \quad (3.33)$$

Dai risultati sperimentali, inoltre, gli autori suggerirono, per qualsiasi tipo di deposito avente un elevato grado di consolidazione e non contenente argille rigonfianti, il seguente legame lineare tra lo sforzo critico di moto incipiente e la resistenza del provino a compressione (q_u) e a taglio (S_v):

$$\begin{cases} \tau_{cr} = 7,1 + 0,145 \frac{q_u}{10^3} \\ \tau_{cr} = 3,8 + 0,55 \frac{S_v}{10^3} \end{cases} \quad (3.34)$$

Gli autori osservarono anche che la resistenza a erosione aumentava all'aumentare dell'indice di plasticità e del grado di consolidazione, tuttavia, a causa della notevole dispersione dei dati sperimentali, non riuscirono a ricavare delle relazioni interpolanti tra i suddetti parametri e lo sforzo critico.

Un ulteriore fattore che influenza l'erodibilità di un letto di sedimenti è l'attività biologica dovuta alla presenza, nel deposito di sedimenti, di sostanza organica. Questa concorre strutturalmente a formare aggregati e deriva dalla sedimentazione di materiale organico lungo la colonna d'acqua (*Hakanson & Jansson, 1983*).

L'attività biologica, all'interno dei depositi di sedimenti, apporta agli stessi due tipi di contributi: un contributo stabilizzante (*biostabilization*), quindi un aumento di coesione e adesione, dovuto alla secrezione di biopolimeri, e un contributo destabilizzante (*biodestabilization*), quindi una diminuzione della resistenza a erosione, dovuto allo sviluppo di processi anaerobici all'interno della struttura del deposito (*Black et al., 2002*).

L'interfaccia tra la superficie del letto di sedimenti e la corrente che defluisce su di esso è ampiamente popolata da microrganismi, in particolare si hanno circa $10^9 \div 10^{12}$ cellule per ogni grammo di fango secco (*Black et al., 2002*). È stato ampiamente provato, inoltre, che tale comunità di organismi è responsabile della formazione di biofilm superficiali in grado di produrre biopolimeri extracellulari naturali (EPS), che ricoprono la superficie delle particelle solide e condizionano, quindi, gli effetti adesivi, la capacità di aggregazione tra le singole particelle e gli sforzi tangenziali critici di disgregazione e risospensione (*Unterwood & Paterson, 1993; Perkins et al., 2004*).

La sostanza extracellulare polimerica (ESP) risulta flessibile e viscosa, se opportunamente idratata, e inoltre ricca di aggregati organici capaci di assorbire energia turbolenta (*Jenkinson et al., 1991*). Per tale ragione, migliora la rete esistente delle forze interparticellari di coesione e aumenta, quindi, la resistenza a erosione del deposito.

L'importanza della sostanza extracellulare polimerica (ESP), nel modificare le proprietà idrauliche dei sedimenti, è stata dimostrata da numerosi studi. *Dade et al. (1996)*

dimostrarono un aumento del 60% dello sforzo tangenziale critico, necessario per innescare il moto dei sedimenti, nel caso di deposito di sedimenti all'interno del quale era presente sostanza extracellulare polimerica.

D'altro canto, durante l'attività biologica dei suddetti organismi, viene sia consumato ossigeno disciolto sia rilasciata anidride carbonica sotto forma di bolle; questo può alterare la struttura del deposito e quindi provocare un processo contrario di *biodestabilizzazione* (Vollertsen & Hvitved-Jacobsen, 2000). Infatti, il consumo di ossigeno disciolto e la continua formazione di ESP, tendono a ostacolare il passaggio di nutrienti e quindi a favorire lo sviluppo di processi anaerobici all'interno della struttura del deposito. Tale metabolismo anaerobico perturba i legami interparticellari, inoltre diminuisce la densità e la compattezza del deposito, con il conseguente aumento della permeabilità e del contenuto d'acqua, e quindi causa una diminuzione della resistenza a erosione del deposito (Black et al., 2002).

Studi sperimentali, atti a investigare il processo di erosione di depositi costituiti da miscele coesive in reti fognarie e l'influenza sullo stesso di un dato contenuto di sostanza organica, sono stati eseguiti da Tait et al. (1998). Il tipo di miscela scelta dagli autori voleva simulare il comportamento di un deposito di tipo A definito da Crabtree (1998), cioè un deposito costituito da una miscela di sabbia fine con l'aggiunta di un significativo contenuto di sostanza organica, capace di aumentare la coesione nel deposito.

Gli esperimenti sono stati condotti su un canale in plexiglass inclinabile, munito di misuratori di portata e di livello, al fine di poter valutare lo sforzo tangenziale al fondo indotta dalla corrente idrica.

La quantità di materiale trasportata dalla corrente veniva recuperata, e quindi misurata, tramite una trappola per trasporto solido posta sul fondo del canale. Inoltre, mediante una serie di quattro tubi di Pitot, atti a effettuare un campionamento durante la prova, veniva misurata la concentrazione dei solidi sospesi con l'uso di uno spettrofotometro, al fine di valutare non solo il suddetto trasporto solido di fondo, ma anche il materiale trasportato in sospensione dalla corrente.

I sedimenti organici utilizzati per la miscela erano il prodotto della frantumazione di noccioli di oliva, già usati in passato per studiare la sedimentazione nelle reti fognarie (Saul & Ellis, 1992).

La miscela era costituita dal 10% di sabbia fine, avente $d_m=0,525$ mm, e dal 90% di noccioli di oliva, avente un $d_{50}=47$ μm .

Gli autori misero a confronto il comportamento a erosione del deposito costituito dalla suddetta miscela con quello costituito dai soli noccioli di oliva, eseguendo tre prove su ciascuno di essi per tre diversi valori di portata (3,0-4,0-8,0 l/s).

In ciascuna delle prove, si registrava un trasporto di solidi sospesi particolarmente elevato nella fase iniziale, per poi osservare una rapida diminuzione fino a un valore pressoché stabile (fig.3.17).

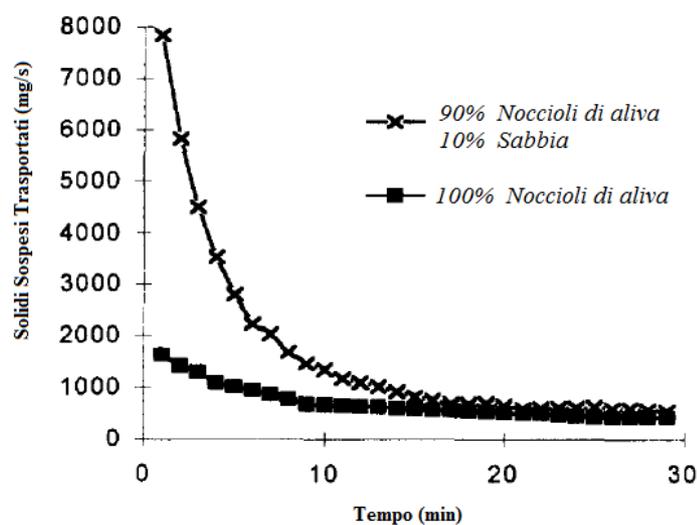


Figura 3.17 – Andamento dei solidi sospesi trasportati dalla corrente nel tempo (Tait et al., 1998)

La fig.17 mostra che, per la miscela costituita da sabbia e noccioli di oliva, si registra un picco di materiale trasportato in sospensione più elevato del 250÷550% rispetto al corrispondente esperimento eseguito sul letto di soli noccioli di oliva.

Gli autori, inoltre, notarono che durante la prova sul letto costituito da soli di noccioli di oliva, la quantità di materiale raccolto all'interno della "bedload trap" risultava particolarmente trascurabile; al contrario, durante la prova sul letto costituito dalla miscela di sabbia e noccioli di oliva, il materiale raccolto non risultava trascurabile ed era costituito prevalentemente da sabbia, con un contenuto di noccioli di oliva spesso più basso del 3%.

L'idea degli autori era che l'aumento di erosione, registrato nel deposito costituito dalla miscela, era dovuto a una abrasione della superficie del letto da parte dei granelli di sabbia in movimento su di esso, concludendo, quindi, che la presenza di una piccola

quantità di sabbia in un deposito costituito esclusivamente da materiale coesivo causa una diminuzione notevole della resistenza a erosione.

Studi simili sono stati eseguiti da *Banasiak et al.* (2005), per la valutazione degli effetti dovuti ai processi biologici sul comportamento a erosione del deposito, focalizzando l'attenzione anche sui tempi di consolidazione degli stessi. Sono state utilizzate due tipi di miscele, una costituita dall'80% di sabbia e il 20% di noccioli di oliva, e l'altra dal 70% di sabbia, il 20% di noccioli di oliva e il 10% di argilla. Entrambe le miscele erano sottoposte a diversi tempi di consolidazione, inoltre, per favorire i processi biologici, era previsto un sistema di somministrazione di ossigeno disciolto a una temperatura di $18\div 22^{\circ}\text{C}$. Gli autori hanno osservato che i depositi caratterizzati da tempi di consolidazione pari a un giorno presentavano una resistenza a erosione molto più alta di quelli consolidati per diversi giorni, nei quali i processi biologici avevano avuto tempi sufficienti per modificare la struttura del deposito. Allo stesso risultato sono giunti *Banasiak & Verhoeven* (2006), concludendo che quando un deposito di sedimenti ha un'elevata densità e compattezza, essendo i vuoti all'interno della matrice solida ridotti al minimo, presenta un'alta resistenza a erosione. Tuttavia, la presenza di vuoti, essendo essi stessi riempiti di acqua o bolle gas, durante processi di consolidazione a lungo termine, causa una riduzione della resistenza a erosione.

De Sutter et al. (2000), per la valutazione dei processi di erosione su depositi costituiti da miscele coesive e sostanza organica, hanno eseguito due tipologie di prove sperimentali, una nella quale veniva usato un deposito costituito da una miscela di sabbia e argilla, e l'altro costituito da sabbia, argilla e sedimenti organici artificiali ottenuti dalla macinazione di noccioli di oliva.

L'argilla utilizzata era la caolinite con $d_{50} = 6 \mu\text{m}$, i noccioli di oliva era caratterizzati da un $d_{50} = 47 \mu\text{m}$, mentre per la sabbia si sono utilizzati due differenti tipi aventi diametro medio pari a 0,23 mm e 0,32 mm.

Le condizioni idrauliche e la procedura di prova erano simili in entrambi i casi, tali quindi da ottenere risultati direttamente confrontabili.

Il canale adoperato per le prove sperimentali aveva sezione trasversale semicircolare e presentava le pareti e il fondo fisso ricoperti con una carta abrasiva, composta da granuli di dimensioni uniformi di scabrezza equivalente pari a 0,5mm.

Il fondo mobile, dove era alloggiata la miscela erodibile e al termine del quale era installato un intercettatore di materiale solido, veniva mantenuto per circa 24 ore sotto l'azione di acqua in quiete per poterne garantire la completa saturazione.

Per ciascuna prova, eseguita a portata costante, si stimava lo sforzo tangenziale medio esplicato dalla corrente idrica sul fondo e il relativo tasso di erosione, tramite le misure nel tempo del trasporto solido di fondo e di quello in sospensione; quest'ultimo stimato con uno spettrofotometro.

Lo sforzo tangenziale critico misurato nel deposito contenete noccioli di oliva, raggiungeva i $0,5 \text{ N/m}^2$ e non variava al variare della percentuale di materiale organico. Nel caso del deposito costituito solo dalla miscela di sabbia e argilla, invece, il valore dello sforzo critico aumentava notevolmente e risultava fortemente influenzato dalla quantità della componente minerale coesiva presente.

A tal proposito, in fig.3.18 è rappresentato l'andamento dello sforzo tangenziale critico di moto incipiente in funzione della percentuale di argilla. La massima resistenza a erosione, a parità di altre condizioni, si otteneva in corrispondenza del 20÷30% di contenuto di argilla.

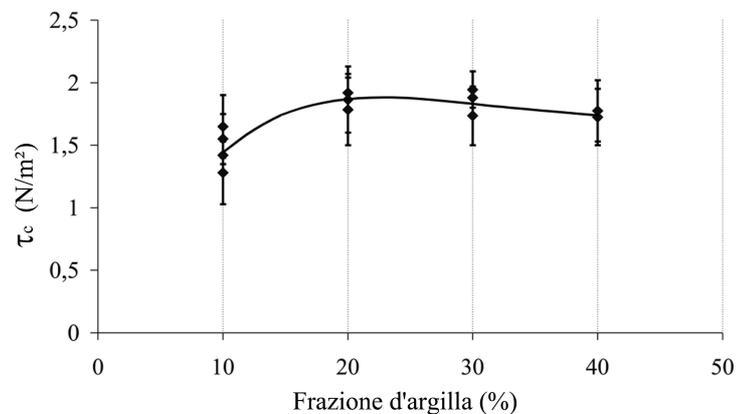


Figura 3.18 – Andamento dello sforzo critico di moto incipiente in funzione della percentuale in peso di argilla nella miscela (De Sutter et al.,2000)

3.4.3 Modelli empirici per la stima del tasso di erosione

Il primo studio finalizzato alla stima del tasso di erosione, basato anche su considerazioni di natura probabilistica, in funzione dello sforzo tangenziale al fondo e delle proprietà coesive dei depositi, venne eseguito da *Partheniades* (1965).

L'autore si riferiva a depositi coesivi soggetti a erosione superficiale, considerando un equilibrio locale tra le forze destabilizzanti, che tendono a mobilitare le particelle solide,

e quelle stabilizzanti, che portano le particelle solide a rimanere in contatto con la superficie del deposito cui fanno parte.

Le forze destabilizzanti venivano ricavate tramite la valutazione dello sforzo tangenziale locale istantaneo al fondo indotta dalla corrente idrica, mentre quelle stabilizzanti, dovute alla presenza di azioni coesive tra le particelle solide, venivano valutate nell'ipotesi in cui la distribuzione spaziale delle forze interparticellari si manteneva costante lungo tutto lo spessore del deposito

A seguito di tali considerazioni e tenendo conto della probabilità che la singola particella solida ha di essere erosa nell'unità di tempo, Partheniades (1965) propose la seguente relazione per la stima del tasso di erosione, il cui andamento è rappresentato in fig.3.19:

$$E = \frac{A d_{50} \gamma_s}{t(\tau_0)} \cdot \left[1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{\frac{c'}{k\tau_0\eta_0}}^{\frac{c'}{k\tau_0\eta_0} + \frac{1}{\eta_0}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx \right] \quad (3.35)$$

dove il prodotto $Ad_{50}\gamma_s$ indica il peso della singola particella solida, $t(\tau_0)$ il tempo compreso tra l'istante in cui viene applicata una sforzo tangenziale costante τ_0 e l'istante in cui si registra l'asportazione della prima particella solida, c' la coesione, η_0 un coefficiente, che nell'ipotesi di moto turbolento a parete scabra, assume il valore 2,75 e x la variabile d'integrazione.

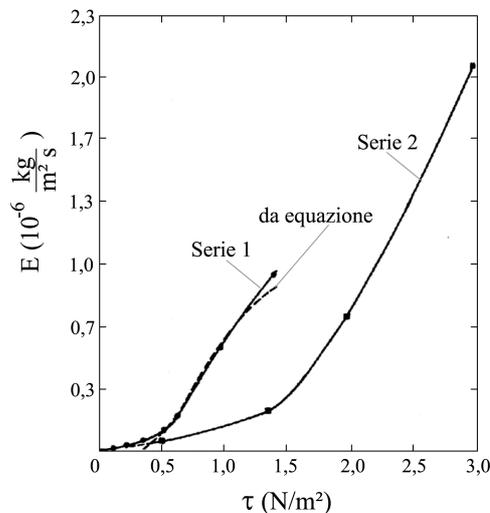


Figura 3.19 – Andamento del tasso di erosione in funzione della sforzo media al fondo
(Partheniades, 1965)

Meno complessa risulta la struttura della relazione proposta da *Ariathurai* (1974):

$$E = M_{s,1} \frac{\tau - \tau_s}{\tau_s} \quad (3.36)$$

dove il coefficiente $M_{s,1}$, definito *costante di erosione*, prende in considerazione i diversi fattori che possono influenzare il processo erosivo. Tale costante ha le stesse dimensioni del tasso di erosione, risulta inversamente proporzionale alla resistenza a erosione e può essere definito come quel valore di tasso di erosione che si genera, in un deposito di caratteristiche note, quando risulta $\tau = 2\tau_s$.

A causa dell'elevato numero di fattori dai quali dipende la costante di erosione, gli studi sperimentali condotti finora per la sua valutazione, su diversi depositi coesivi, hanno fornito valori molto variabili, compresi tra $1,3 \times 10^{-7}$ kg/(m²s) e 0,2827 kg/(m²s) (*Huang et al.*, 2006).

Hwang e Mehta (1989) proposero di legare la costante di erosione di superficie con la densità del deposito non drenato, tramite la seguente relazione:

$$\log(M_{s,1}) = 0,23 \exp \frac{0,198}{\rho_{d,b} - 1,0023} \quad (3.37)$$

Per quanto riguarda invece l'erosione di massa, *Hwang e Mehta* (1998) proposero un valore della costante di erosione pari a 224 mg/(cm²h); tale valore risulta costante al variare della densità del deposito non drenato.

L'andamento della costante d'erosione, per l'erosione di superficie e l'erosione di massa, al variare della densità del deposito non drenato, è riportato in fig.3.20.

Per la stima del tasso di erosione, in letteratura esistono relazioni del tipo:

$$E = M_{s,2} (\tau - \tau_s)^n \quad (3.38)$$

dove i coefficienti $M_{s,2}$ e n variano al variare delle caratteristiche dei depositi in esame.

Al riguardo, *Joahnsen et al.* (1997), in riferimento a depositi coesivi in acqua salata e per diversi gradi di consolidazione, ricavarono che $M_{s,2} = 0,3753 \div 2,8612 \text{ m}^{-1}$ e $n = 3,1415 \div 4,1504$.

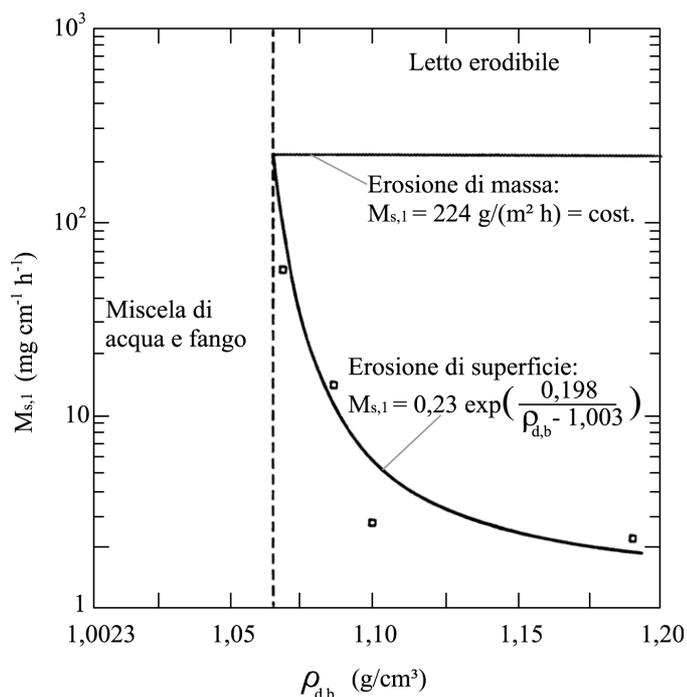


Figura 3.20 – Legame sperimentale tra la costante di erosione, per erosione superficiale e erosione di massa, e la densità del deposito in condizioni non drenate (Hwang e Mehta, 1998)

Ravens e Gschwend (1999), invece, per una miscela costituita dal 12% d'argilla, il 51% di limo e dalla restante parte da sabbia, in acqua salata, ottennero $M_{s,2} = 0,0032 \text{ m}^{-1}$ e $n = 1$.

Esistono anche alcuni studi sperimentali, come quelli effettuati da Roberts *et al.* (1998), in cui non si è adottato il concetto di condizione critica, ma la stima del tasso erosivo avviene solo in riferimento alle caratteristiche del deposito tramite la seguente relazione:

$$E = \frac{k}{\mu g} \cdot \frac{\rho_{\max} - \rho_b}{\rho_s - \rho_w} \cdot \tau^2 \quad (3.39)$$

dove k è un coefficiente che dipende dalla struttura del deposito, μ e ρ rispettivamente la viscosità e la densità dell'acqua, ρ_{\max} la densità massima del deposito, ρ_s la densità delle particelle solide e ρ_b la densità attuale del deposito. Tale relazione è stata ricavata da uno studio sperimentale eseguito su un deposito, costituito da diverse miscele di quarzo aventi $d_m = 1,35 \div 5,7 \text{ N/m}^2$, sottoposto a uno sforzo tangenziale al fondo pari a $\tau = 0,2 \div 3,2 \text{ N/m}^2$.

Meno approfondito risulta lo studio sull'erosione delle miscele di materiale coesivo e incoerente, per le quali non sono presenti attualmente relazioni che consentono la stima del tasso di erosione.

De Sutter et al. (2000) ipotizzarono la presenza di un trasporto solido di fondo, relativo alla sola porzione di materiale granulare della miscela, e un trasporto solido in sospensione, relativo alla frazione fine. Tale suddivisione si basava sull'ipotesi che la quantità di materiale fine trasportata sul fondo dalla corrente, aderendo alle superfici delle particelle grossolane, risultava trascurabile; ipotesi non valida nel caso in cui sia presente un elevato grado di flocculazione e aggregazione.

Per la stima della portata solida in sospensione, *De Sutter et al. (2000)* proposero una relazione del tipo:

$$G = M'_{s,s} \cdot (\tau - \tau_c)^{n_3} \quad (3.40)$$

dove i coefficienti $M'_{s,s}$ e n_3 , che dipendono dalle caratteristiche della frazione fine e dalla composizione della miscela coesiva, generalmente, diminuiscono all'aumentare delle azioni resistenti di natura coesiva.

Mentre, per la stima della portata solida di fondo, *De Sutter et al. (2000)* proposero la seguente relazione:

$$G = M'_{s,f} \cdot \left(\frac{F_{gr}}{A_{gr}} - 1 \right)^{n_5} \quad (3.41)$$

dove i coefficienti $M'_{s,f}$ e n_5 dipendono dalle caratteristiche della miscela coesiva, F_{gr} è un parametro adimensionale, definito *numero di mobilità dei sedimenti*, dato dal rapporto tra le forze destabilizzanti, rappresentate dalla spinta idrodinamica, e quelle stabilizzanti, rappresentate dalla sola forza peso, essendo tale parametro riferito alla singola particella, e, infine A_{gr} , è un parametro anch'esso adimensionale che tiene conto delle caratteristiche della sola frazione incoerente.

I coefficienti presenti nella (3.40) e nella (3.41) sono stati valutati dagli autori attraverso prove sperimentali eseguite su miscele di sabbia e argilla e su miscele di sabbia e noccioli di oliva (fig.3.21, fig.3.22).

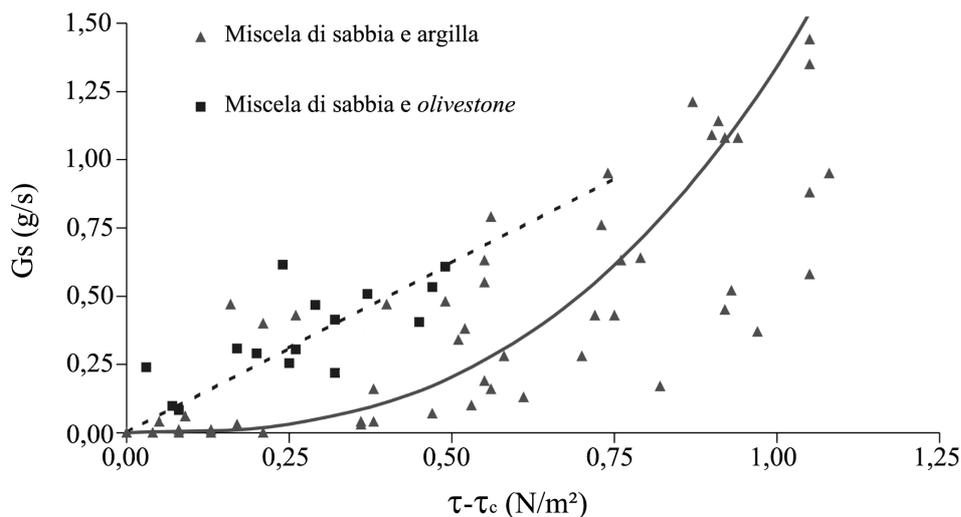


Figura 3.21 – Andamento della portata solida in sospensione al variare dell'eccesso di sforzo tangenziale (De Sutter et al., 2000)

La fig.3.21 mostra che la miscela costituita da sabbia e argilla presenta una maggiore resistenza a erosione e quindi una bassa portata solida, per valori di sforzo tangenziale al fondo prossimi a quello critico, per poi aumentare notevolmente in corrispondenza di azioni sul fondo di elevata intensità. Al contrario, per la miscela costituita da sabbia e noccioli di oliva il legame tra la portata solida e lo sforzo tangenziale risulta di tipo lineare.

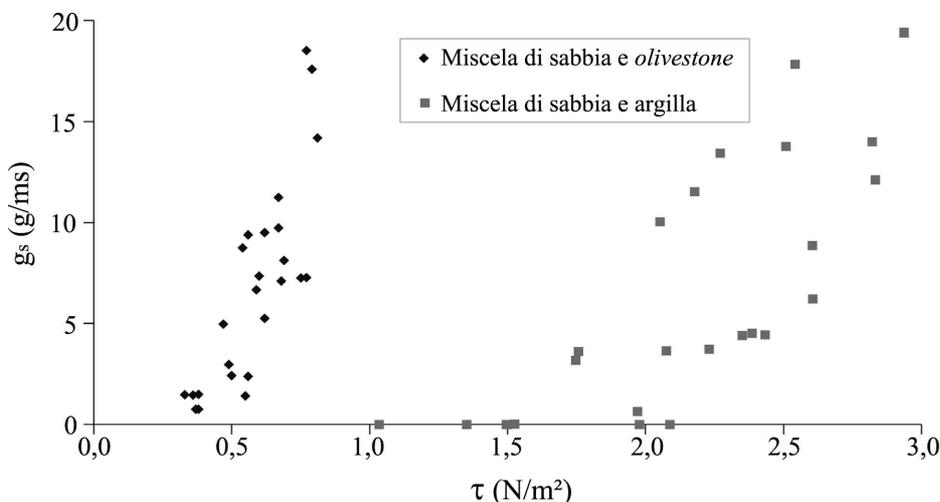


Figura 3.22 - Andamento della portata solida al fondo al variare dello sforzo tangenziale medio (De Sutter et al., 2000)

La fig.3.22 mostra che lo sforzo tangenziale medio con cui si ottiene una portata solida di fondo relativa alla miscela costituita da sabbia e argilla è notevolmente minore rispetto a quello con cui si ottiene la stessa portata solida relativa alla miscela di sabbia

e noccioli di oliva. Questo vuole dire che il trasporto solido di fondo, pur interessando esclusivamente la frazione grossolana, risulta influenzato dalle proprietà coesive possedute dalla porzione di materiale fine.

4. Installazione sperimentale e caratteristiche dei sedimenti

4.1 Introduzione

La parte sperimentale della tesi di dottorato è stato condotta presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici del Dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone” dell’Università della Calabria.

Lo studio era finalizzato a osservare il comportamento a erosione di un deposito coesivo, composto da sabbia e limo, sotto l’azione di una corrente idrica di caratteristiche idrauliche note, con particolare riferimento ai profili di scavo e alla loro evoluzione temporale, nonché all’influenza sul processo di erosione, delle forze di coesione che si generano tra le particelle solide.

A tal proposito, ci si è avvalsi non solo di strumenti di misura tradizionali, ma anche di una tecnica laser 3D, basata sul principio della triangolazione, capace di ricostruire accuratamente la superficie erosa dalla corrente idrica nelle varie fasi delle prove. Infatti, tramite la tecnica laser e, successivamente, l’elaborazione dei dati con dei codici di calcolo, appositamente realizzati in Matlab 7.1, è stato possibile ricavare informazioni, finora non completamente chiare in letteratura, sull’effettiva forma che un fondo coesivo assume se sottoposto ad un processo di erosione.

Di seguito vengono riportati i diversi componenti dell’apparato sperimentale e le caratteristiche della miscela coesiva utilizzata nello studio.

4.2 Installazione sperimentale

Gli esperimenti sono stati eseguiti in una canaletta di sezione trasversale rettangolare, inserita in un circuito chiuso a carico costante, nel quale era possibile instaurare una corrente idrica in moto permanente. L'acqua viene inviata nel canale tramite una pompa sommersa, posta su un piano inferiore, e regolata mediante una saracinesca munita di volantino manuale.

La canaletta, all'imbocco della quale è posta una piccola vasca di carico, si sviluppa in lunghezza per 10 m e ha una sezione trasversale larga 48,5 cm e alta 50 cm. Esso poggia su una trave reticolare in acciaio inclinabile, appositamente realizzata, ed è munito a monte di due martinetti manuali a vite disposti lateralmente e a valle da una cerniera.

Le pareti della canaletta sono una in vetro, precisamente quella alla sinistra idraulica, e l'altra in PVC; mentre il fondo, originariamente in PVC, è stato reso scabro incollando sulla sua superficie uno strato di sabbia uniforme di $d_{50}=1$ mm.

A una distanza di 6 m dalla sezione d'imbocco del canale, è stato praticato un controfondo, largo quanto tutta la sezione e lungo 50 cm, di profondità pari a circa 15 cm, dove veniva alloggiata la miscela erodibile in esame (fig.4.1); il tutto è stato realizzato garantendo la continuità geometrica del fondo del canale e, quindi, riducendo al minimo eventuali fenomeni di disturbo localizzati.

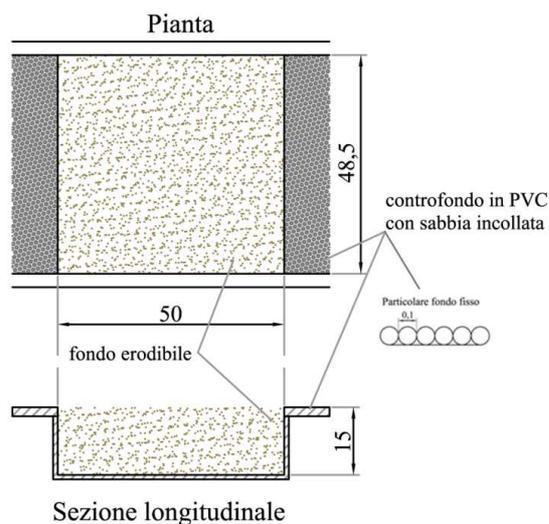


Figura 4.1 - Particolare controfondo praticato nel canale (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

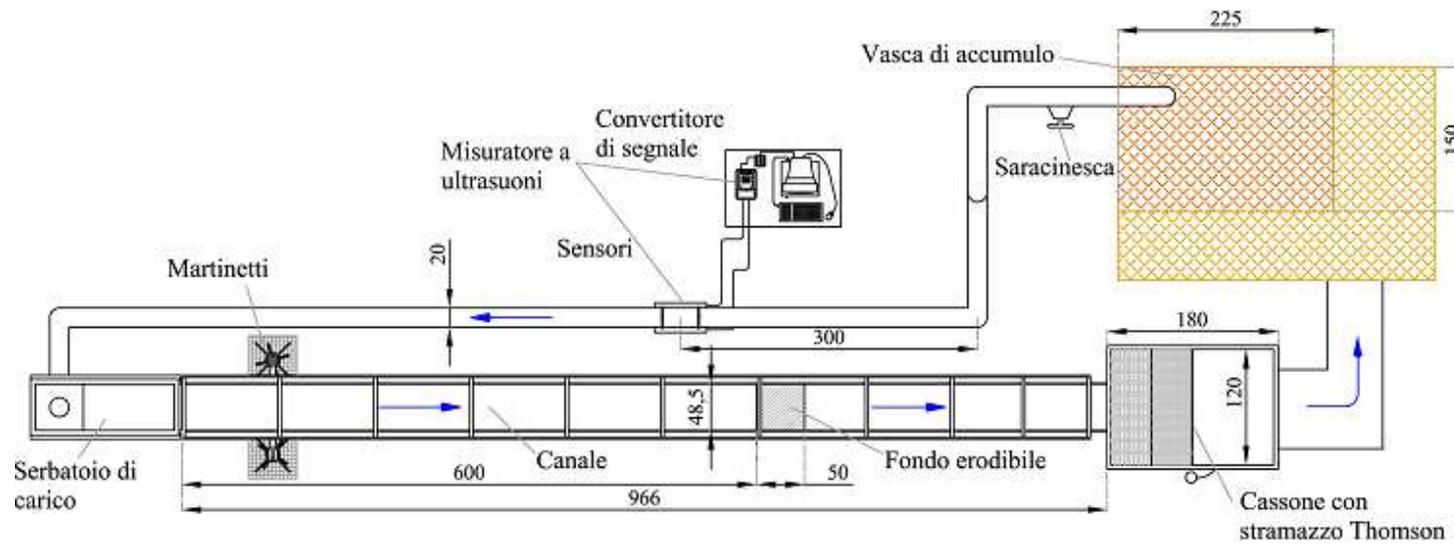


Figura 4.2 – Pianta dell'apparato sperimentale (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

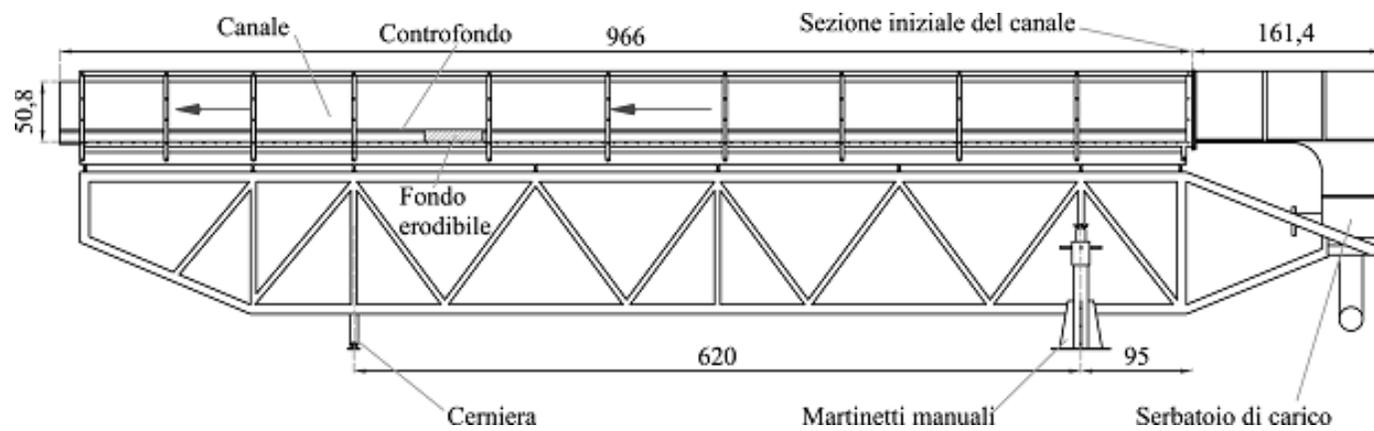


Figura 4.3 – Prospetto dell'apparato sperimentale (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

Sulle pareti della canaletta sono stati montati due carrelli, capaci di scorrere liberamente su due binari, con pendenza longitudinale coincidente a quella del fondo.

Su di uno è stata montata un'asta idrometrica con punta ad ago, necessaria per la misura di livello della corrente idrica durante l'esecuzione delle prove. Questa, collegata a un circuito elettro-meccanico e munita di display digitale, poteva traslare sia in senso longitudinale che in senso trasversale alla direzione del moto; in tal modo era possibile effettuare misure di livello in tutto il campo di moto. Sul secondo carrello, invece, è stato alloggiato il laser scanner 3D, necessario per il rilievo della superficie erosa del letto, anch'esso in modo da poter traslare longitudinalmente e trasversalmente alla corrente. Per la misura della portata, a valle della sezione di sbocco del canale è stato posto un cassone metallico munito di uno stramazzo Thomson, con un'asta idrometrica con punta ad ago (foto 4.1) e dotato di un piezometro all'interno del quale alloggia un'altra asta idrometrica anch'essa con punta ad ago dotata di nonio decimale (foto 4.2). Per la regolazione della saracinesca si ricorreva a una rapida misura della portata effettuata con un misuratore ultrasonico posto sulla condotta di mandata.

In figura 2 e 3 sono riportate rispettivamente la pianta e il prospetto dell'intero apparato sperimentale.



Foto 4.1 – Cassone munito di stramazzo Thomson (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

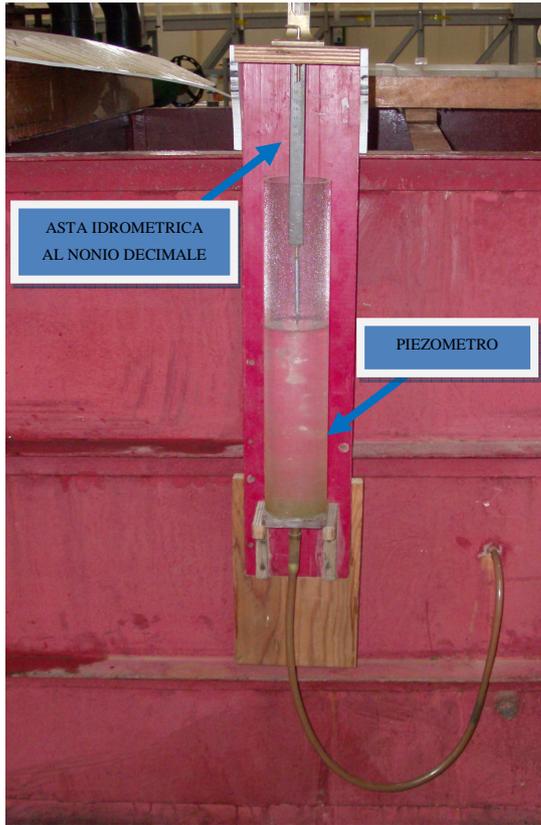


Foto 4.2 – *Piezometro dotato di asta idrometrica al nonio decimale*

4.3 Strumenti di misura

4.3.1 Asta idrometrica

La misura del livello idrico all'interno della canaletta avveniva attraverso l'uso di un'asta idrometrica collegata ad un dispositivo elettromeccanico.

L'asta, come già detto, era alloggiata su un carrello scorrevole libero di muoversi sia in direzione longitudinale, lungo i binari solidali alle pareti del canale, sia in direzione trasversale. Inoltre, tramite due aste graduate, una posta lungo le pareti del canale e l'altra posta sul carrello stesso in direzione trasversale, era possibile conoscere esattamente le coordinate del punto in cui si effettuava la misura del livello idrico (fig.4.4). Questo sistema, perciò, garantiva la possibilità di misurare il livello idrico in qualsiasi punto del canale.

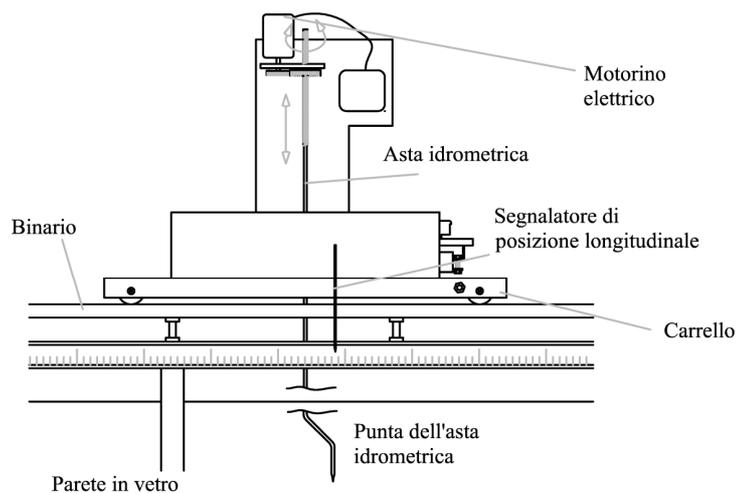


Figura 4.4 – Carrello di sostegno dell'asta idrometrica usata per la misura del livello idrico
(Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

Lo spostamento verticale dell'asta era reso possibile da un motore elettrico collegato ad un dispositivo di controllo munito di display digitale. L'asta, perciò, si muoveva verticalmente fino quando la punta non entrava in contatto con la superficie liquida; tale contatto, infatti, causava l'istantanea chiusura del circuito elettrico e, contemporaneamente, la visualizzazione sul display digitale della lettura di livello.

Con tale sistema, la misura del tirante idrico della corrente immessa nel canale avveniva tramite la differenza di due differenti letture. La prima, che rappresenta lo “zero di taratura”, veniva effettuata sul fondo del canale preliminarmente all’inizio della prova; la seconda, invece, la si ripeteva nella stessa posizione, ma questa volta quando la corrente defluiva nel canale.

L’errore che si commetteva sulla singola lettura risultava pari a 0,1 mm, mentre quello relativo alla misura del livello idrico, considerando la propagazione degli errori (Taylor, 2000), risultava pari a 0,2 mm.

4.3.2 Stramazzo Thomson

Lo stramazzo Thomson, adoperato per la misura della portata all’interno del circuito, era installato sulla parete di valle di un cassone di forma rettangolare, lungo 1,7 m, largo 1,2 m e profondo 1m. Le caratteristiche geometriche dello stramazzo Thomson sono riportate in fig. 4.5.

All’interno del cassone erano presenti due griglie, per garantire che l’acqua raggiungesse indisturbata lo stramazzo (fig.4.6).

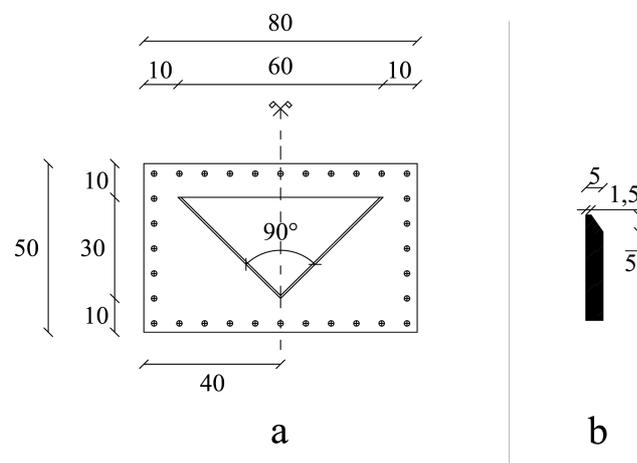


Figura 4.5 – a) Caratteristiche geometriche dello stramazzo Thomson; b) Particolare dello spigolo (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

Per la misura del livello idrico nel cassone, sono state utilizzate un’asta idrometrica con punta ad ago munita di nonio decimale e posizionata all’interno di un piezometro, il cui foro di presa è posto all’interno del cassone, e un’asta idrometrica con punta ad ago, installata su un carrello scorrevole all’interno dello stesso (fig.4.6).

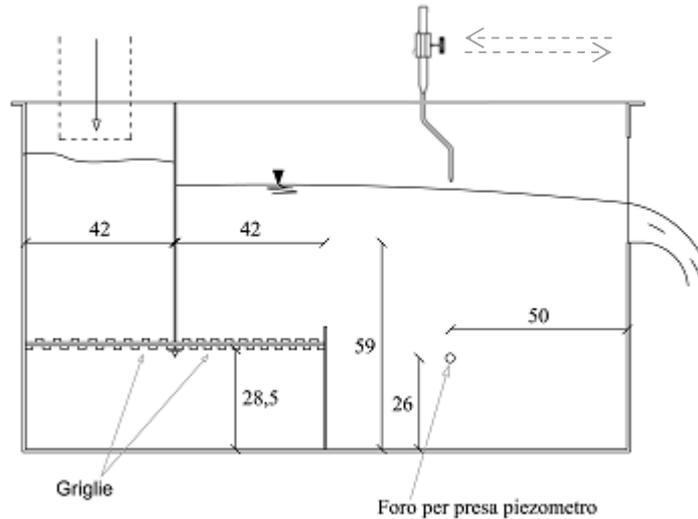


Figura 4.6 – Sezione longitudinale del cassone (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

La suddetta configurazione fu studiata presso il Laboratorio dell'Università della Calabria da *Calomino et al.* (1988), i quali proposero la seguente relazione per la stima del coefficiente d'efflusso:

$$\mu_T = \left(\mu_0 + \frac{\alpha_T}{h_T} \right) \cdot \left[1 + \frac{h_T^4}{r_A \cdot B_T^2 \cdot (h_T + p)^2} \right] \quad (4.1)$$

dove h_T è l'altezza idrica della corrente a monte dello stramazzo, in condizione di moto permanente, valutata rispetto al vertice inferiore dello stramazzo stesso; r_A è un fattore di riduzione dell'area liquida nel cassone pari a 0,17 in presenza di due griglie di calma; p rappresenta il petto dello stramazzo; B è la larghezza del cassone; μ_0 e α_T sono due coefficienti stimati dagli autori rispettivamente pari a 0,296 e 0,0022.

In definitiva, la determinazione della portata effluente dallo stramazzo avveniva tramite la relazione:

$$Q_T = \mu_T \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_T^{5/2} \quad (4.2)$$

L'errore relativo sulla portata risulta quindi pari a 2,5 volte l'errore relativo sul livello.

4.3.3 Scanner Laser 3D

Il rilievo della superficie erosa, al termine di ciascuna prova, veniva eseguito con il laser scanner 3D, installato su un carrello in modo tale che il suo piano di base fosse parallelo al fondo del canale.

Come già detto, tale carrello è libero di scorrere, in direzione longitudinale, lungo i binari solidali alle pareti del canale, e in direzione trasversale grazie a delle apposite staffe guida; in tal modo era possibile effettuare il rilievo dell'intera superficie del letto erosa (fig.4.7).

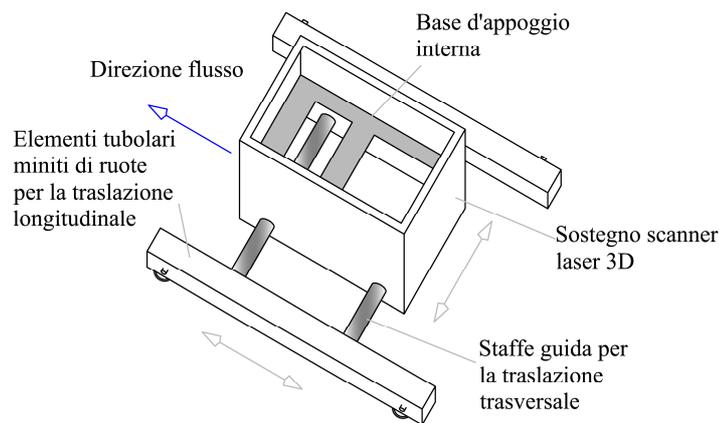


Figura 4.7 - Carrello di sostegno del Laser Scanner 3D usato per il rilievo della superficie erosa
(Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

Il laser scanner consente di individuare l'esatta posizione di un qualunque punto appartenente alla superficie del letto in un dato sistema di riferimento (x, y, z) .

Il suo principio di funzionamento si basa su un sistema ottico a triangolazione, capace, tramite dei raggi luminosi proiettati sulla superficie da rilevare, di ricostruire l'immagine della superficie stessa (fig.4.8).

Uno dei maggiori limiti di tale tecnica consiste nella ridotta efficacia di rilevare superfici particolarmente riflettenti o trasparenti; in tal caso, infatti, non sarebbe garantita la riflessione sulla superficie dei raggi luminosi con intensità sufficiente da poter essere rilevata.

Questa tecnica consente di ottenere un alto grado di accuratezza e tempi d'acquisizione contenuti.

L'accuratezza è fortemente influenzata dalla variazione della distanza che intercorre tra la superficie da rilevare e lo scanner. Da questa, infatti, dipendono sia le dimensioni dell'area acquisita, sia il numero dei punti rilevato.

Il laser scanner permette di acquisire oggetti posti ad una distanza compresa tra $0,55\text{ m}$ e $1,2\text{ m}$. Nel primo caso, la risoluzione in direzione x e y è pari a $0,95\text{ mm}$ e in direzione z a $0,45\text{ mm}$. Nel secondo caso, invece, in direzione x e y è di $1,91\text{ mm}$ e in direzione z è di 1 mm .

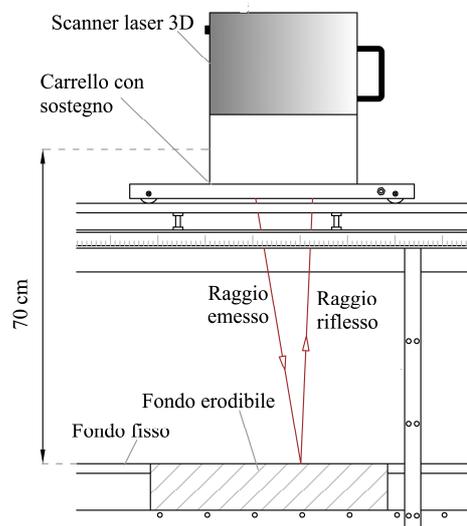


Figura 4.8 – *Installazione adoperata per il rilievo della superficie erosa (Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)*

L'area di acquisizione del laser scanner è quadrata ed è tanto più grande quanto maggiore è la distanza tra l'apparecchio e la superficie; in particolare, è un quadrato di lato pari a $1,85\text{ mm}$, se le condizioni di distanza sono le minime, in caso contrario è pari a 395 mm .

Inoltre, il numero di punti acquisiti, che diminuisce al crescere della distanza, passa da circa 20000 nella condizione di distanza minima, a 400 nella condizione di distanza massima.

In definitiva, tanto migliore è la risoluzione quanto minore è la distanza tra il laser scanner e la superficie da rilevare.

Nel caso particolare del seguente lavoro, la distanza che intercorreva tra la superficie del letto e il laser scanner, pari a 70 cm , era stata scelta in modo da ottenere la massima accuratezza nelle misure, senza però dover ridurre notevolmente l'area di rilievo (tab.4.1).

Tabella 4.1 – Parametri del Laser Scanner 3D in base ad una distanza di acquisizione pari a 70cm
(Laboratorio Grandi Modelli Idraulici-Università della Calabria, 2009)

DISTANZA TRA LASER SCANNER E SUPERFICIE PARI A 70 cm	
Area d'acquisizione	23,5x23,5 cm
Accuratezza in direzione x e y	1,2 mm
Accuratezza in direzione z	0,6 mm
Numero dei punti acquisiti	15500

Le caratteristiche generali dello strumento sono riportate in tabella 4.2.

Una volta avvenuta la scansione della superficie del letto, l'elaborazione dei dati avveniva tramite l'utilizzo del software di gestione *Polygon Editing Tool*.

Tabella 4.2 – Caratteristiche tecniche del Laser Scanner 3D

Nome modello	VIVID 300/VI-300
Distanza focale	12 mm
Massima potenza del laser	7 MW
Angolo di apertura di diffusione del laser laser	orizzontale 23,7°. verticale 0,1°
Metodo di scansione laser	Specchio di Galvano
Distanza da oggetto	0,55 ÷ 1,2 m
Lato del dominio di rilievo (quadrato)	185 ÷ 395 mm
Massima profondità rilevabile	395 mm
Tempo di acquisizione	0,6 s
Tempo di trasferimento dati al computer	≤ 2 s
Condizioni illuminazione dell'ambiente	≤ 500 lx
Riproduzione immagini	dati 3D: 1/2-inch CCD (380000 elementi); dati a colori: 1/2-inch CCD a colore (380000 elementi). 1/2-inch CCD a colore (380000 elementi)
Dati in uscita	dati 3D: 200 × 200; dati a colori: 400 × 400
Formato dati in uscita	dati 3D: formato originale (convertito in dati 3D dal software VI-S1); dati a colori: RGB 24-bit immagine raster.
Porte	SCSI II. monitor a colori NTSC terminal
Potenza	100 ÷ 240 V
Fusibile	tipo T2A da 250 V
Dimensioni	165 (lunghezza) × 406 (altezza) × 320 (larghezza) mm
Peso	8 kg
Temperatura per funzionamento	10 ÷ 35 °C (85% di umidità relativa massima. assenza di condensazione a 35 °C)
Temperatura per conservazione	-20 ÷ 50 °C (85% di umidità relativa massima. assenza di condensazione a 35 °C)

4.4 Caratteristiche del fondo erodibile

Per l'esecuzione delle prove sono state utilizzate due tipologie differenti di letti erodibili. Una costituita dal 100% di sabbia e l'altra composta da sabbia limosa con l'87% di sabbia e il 13% di materiale fine (11,5 % limo e 1,5 % argilla).

In questo modo, si voleva osservare, a seguito di un confronto diretto, come cambiava il comportamento a erosione del letto in base alle caratteristiche dei sedimenti che lo costituivano.

Tramite le analisi granulometriche di stacciatura, per la sabbia, e di sedimentazione, per la frazione di materiale fine, si sono potute ricavare le curve di distribuzione granulometriche riportate in fig. 4.9 e 4.10.

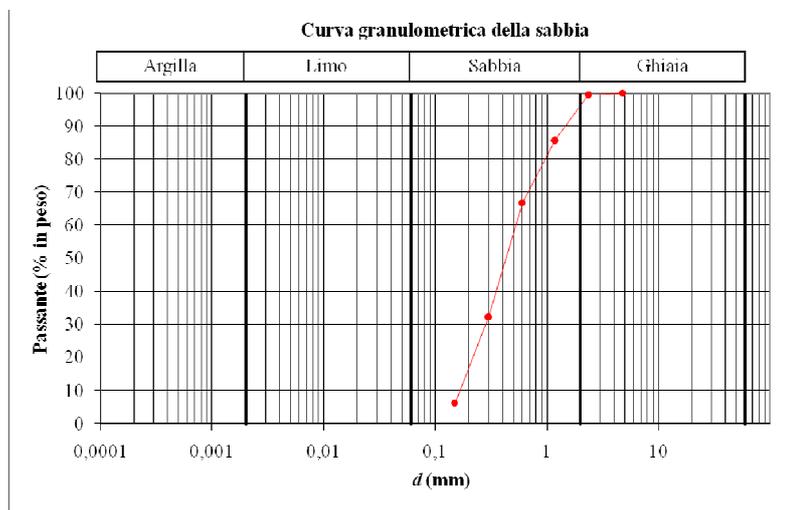


Figura 4.9 – Curva granulometrica della sabbia

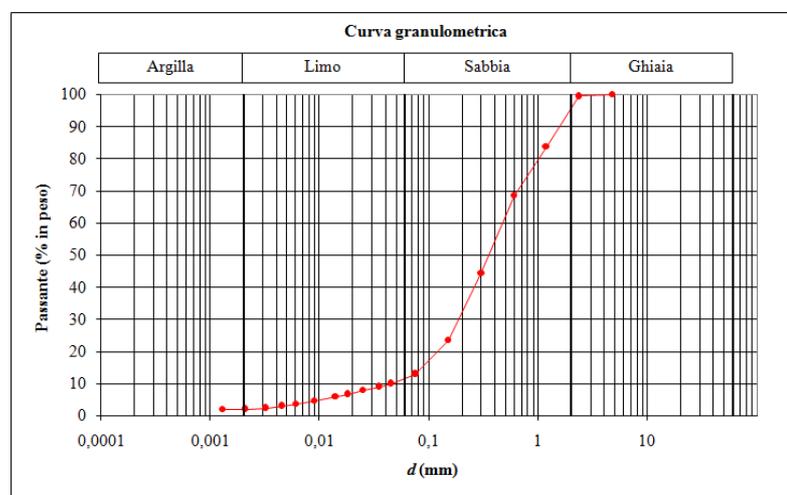


Figura 4.10 – Curva granulometrica della miscela coesiva

I principali parametri fisici della frazione fine costituente la miscela sono stati ricavati nel Laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Difesa del Suolo “Vincenzo Marone” dell’Università della Calabria.

Le analisi hanno permesso di determinare i limiti di Atterberg e il contenuto d’acqua, potendo quindi adottare le classificazioni di Casagrande e dell’Unified Soil Classification System (cfr. §1.4.5.).

Il limite di liquidità, che indica il contenuto d’acqua relativo a 25 colpi (fig.4.11), è risultato essere pari a 21,85 %, il limite di plasticità pari a 16,82 % e l’indice di plasticità pari a 5,03 %.

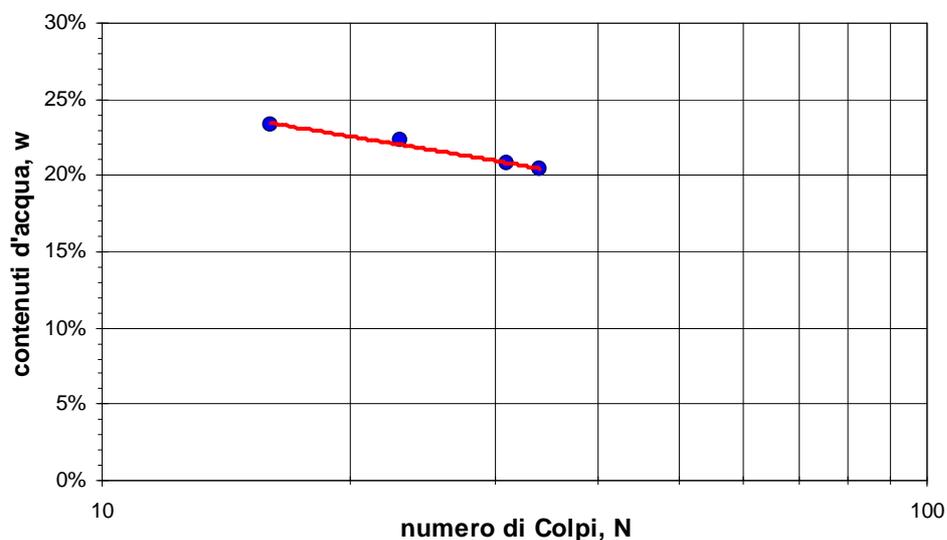


Figura 4.11 – *Determinazione del limite di liquidità*

Tramite, inoltre, la carta di plasticità di Casagrande (fig.4.12), che mette in relazione l’indice di plasticità con il limite di liquidità, è stato possibile classificare il materiale fine analizzato come un limo inorganico di media compressibilità, ovvero, come limo inorganico secondo le definizioni dell’USCS.

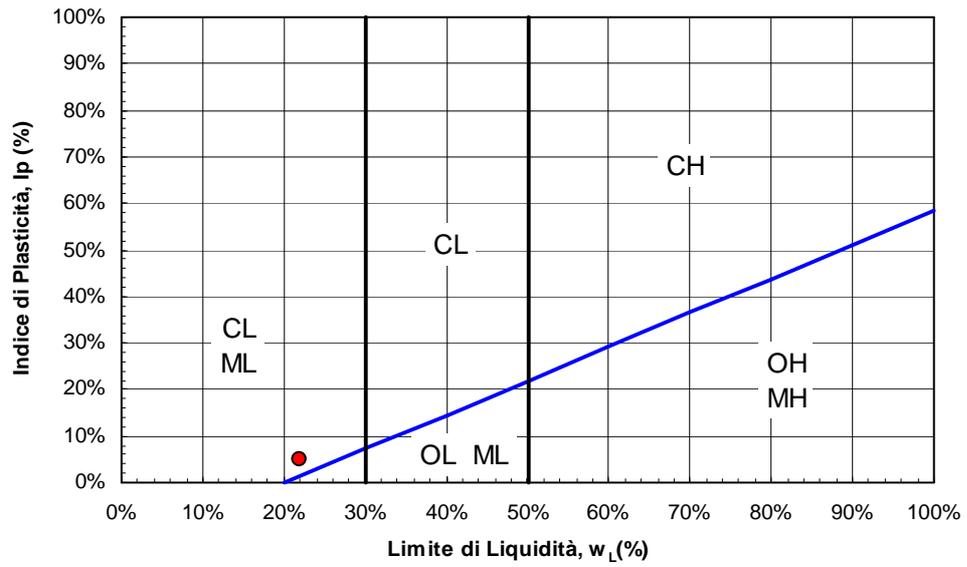


Figura 4.12 - Classificazione del materiale fine secondo la carta di plasticità di Casagrande

5. Esperimenti

5.1 Classificazione delle prove

L'attività sperimentale è stata svolta nel Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici del Dipartimento di Difesa del Suolo "V. Marone" dell'Università della Calabria. Sono state eseguite quattro serie di cinque prove ciascuna, per un totale di 20 prove, al variare delle caratteristiche della corrente e del fondo mobile. In particolare, le serie I e II sono state eseguite con portata media $Q=25,1$ l/s, mentre le serie III e IV con portata $Q=40,1$ l/s, cui corrispondevano sforzi tangenziali al fondo pari a $\tau=2,84\div 3,05$ Pa (I serie) e $\tau=3,78\div 4,14$ Pa (II serie), sia per il fondo costituito dalla sola sabbia (serie II e IV), sia per quello costituito dalla miscela coesiva (serie I e III), in modo da permettere il confronto dei risultati per fondo mobile non coesivo e coesivo.

In ciascuna serie di prove veniva mantenuta costante la pendenza longitudinale del canale, che risultava pari allo 0,5%.

Nella medesima serie, il fondo eroso non veniva ricostituito all'inizio della prova successiva, in modo da osservare l'evoluzione temporale del fenomeno erosivo a partire dallo stadio raggiunto nella prova precedente. Pertanto, le prove di una stessa serie erano caratterizzate da differenti durate: per le serie I e II ($Q=25,1$ l/s), esse erano pari a 1, 1, 2, 4 e 7 h (durata complessiva di 15 h), mentre per le serie III e IV ($Q=40,1$ l/s) le durate erano di 1, 1, 2, 4 e 4 h (durata complessiva di 12 h).

Le grandezze misurate durante le suddette prove erano finalizzate a valutare le caratteristiche idrauliche della corrente idrica e del fondo eroso, al fine di caratterizzare i profili di scavo e il tasso erosivo. A tal proposito, tramite la strumentazione in dotazione al canale (cfr. § 4.3.) venivano misurate la portata e la profondità d'acqua e veniva rilevata la superficie erosa del letto mobile.

5.2 Esecuzione delle prove sperimentali

5.2.1 Operazioni preliminari

All'inizio di ciascuna prova veniva effettuata la lettura dello "zero" all'interno del cassone posto a valle del canale. Tale lettura avveniva quando il livello idrostatico in esso si trovava alla stessa quota del vertice dello stramazzo.

A tal fine, tramite l'asta idrometrica con punta ad ago, installata su un carrello scorrevole, venivano eseguite due letture di livello (fig.5.1): una relativa al vertice inferiore dello stramazzo (h'_v) e l'altra sul pelo libero dell'acqua, circa 50 cm a monte del vertice (h'_{50}).

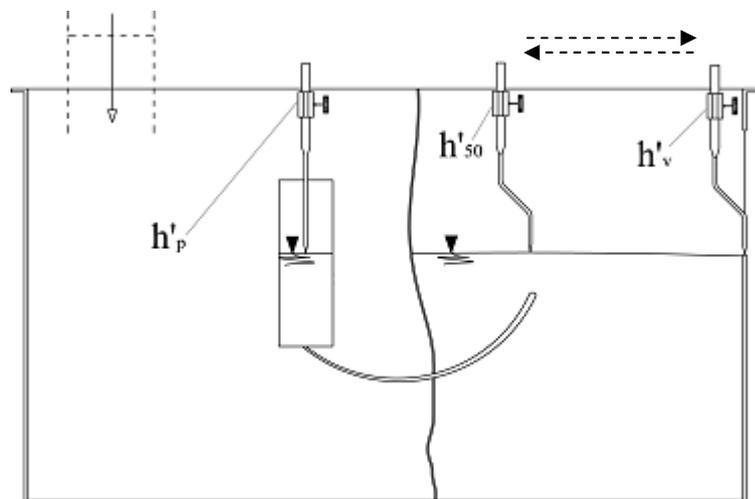


Figura 5.1 – Misure di livello all'interno del cassone per la determinazione di h_{ZERO}

Veniva, inoltre, effettuata una terza lettura tramite l'asta idrometrica posta all'interno del piezometro, h'_p . (fig.5.1).

Per la valutazione dello "zero", quindi, veniva utilizzata la seguente relazione:

$$h_{ZERO} = h'_p + h'_v - h'_{50} \quad (5.1)$$

Per la determinazione del livello idrico della corrente durante l'esecuzione delle prove, veniva eseguita la lettura della quota del fondo del canale (h'_i). Il rilievo, effettuato subito a monte del fondo erodibile, come indicato in figura 5.2, avveniva tramite l'asta

idrometrica installata sul carrello scorrevole posto sulle pareti del canale. Tale valore, misurato rispetto a un'origine intrinseca allo strumento, rappresentava il riferimento per la determinazione del livello idrico della corrente.

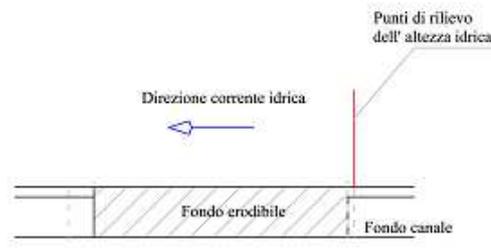


Figura 5.2 – Misura della quota del fondo fisso

Al termine delle suddette operazioni preliminari, veniva eseguita la preparazione del deposito erodibile.

La miscela coesiva e la sabbia erano ottenute mescolando a secco, manualmente e con uniformità, le diverse frazioni dei sedimenti in una vasca di apposite dimensioni.

In particolare, la sabbia era stata ricavata tramite essiccazione e successiva vagliatura della miscela coesiva recuperata al termine di ciascuna prova.

Per la preparazione del fondo, all'inizio di ciascuna serie di prove venivano disposti i sedimenti asciutti nell'apposito vano realizzato nel canale, strato dopo strato, mescolandoli uniformemente con acqua (fig.5.3a), fin quando il piano superiore del deposito superava di circa 5 mm quello del fondo fisso (fig.5.3b).

Successivamente, la superficie del letto veniva lavorata con un foglio di PVC, sino a portarla alla stessa quota del fondo fisso.

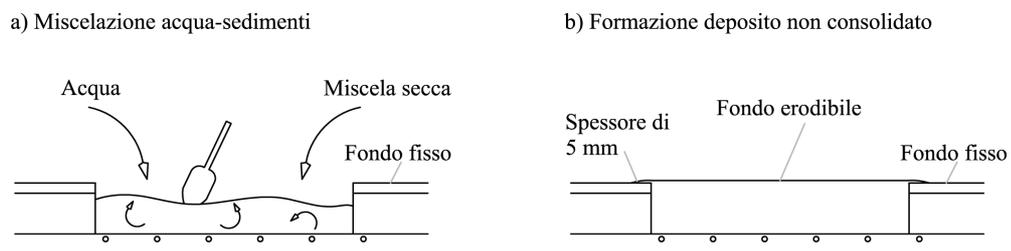


Figura 5.3 – Fasi seguite per la preparazione della miscela

Durante la preparazione del fondo erodibile, inoltre, veniva posto a valle di esso un gabbione di protezione alto 5 cm, largo quanto la sezione del canale e lungo 10 cm

(fig.5.4), per contrastare l'erosione localizzata al passaggio tra fondo mobile e fondo fisso di valle.

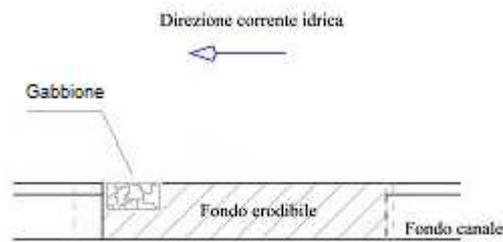


Figura 5.4 – Gabbione di protezione posto a valle del fondo erodibile

Il gabbione era costituito da una rete metallica al cui interno erano posti dei sedimenti grossolani di granulometria pressoché uniforme (foto 5.1).



Foto 5.1 – Gabbione di protezione posto a valle del fondo erodibile

Terminata la preparazione del fondo mobile, si disponeva su di esso una lamiera metallica, larga circa quanto la sezione trasversale del canale, lunga 60 cm e avente uno spessore di 2 mm (fig.5.5).

La lamiera permetteva di proteggere il fondo erodibile dall'erosione che si poteva generare all'avvio della corrente idrica, cioè durante il moto transitorio presente prima del raggiungimento della condizione di moto permanente. Il peso della lamiera era tale da garantire la protezione dall'erosione del fondo, senza alterarne in alcun modo la struttura.

Si sollevava, quindi, la paratoia posta allo sbocco del canale e si inviava, tramite la pompa sommersa e la saracinesca munita di volantino manuale, una portata d'acqua sufficientemente bassa.

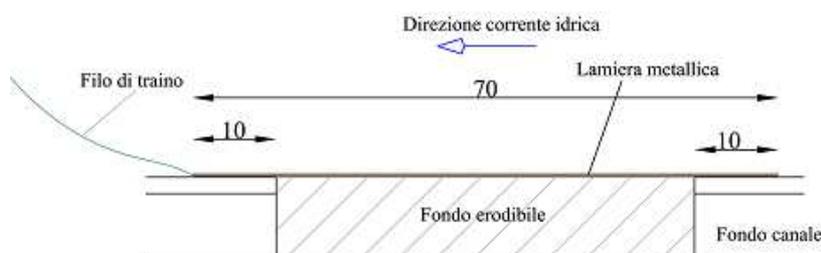


Figura 5.5 – Lamiera utilizzata per la protezione del fondo erodibile nella fase iniziale della prova

Raggiunta la condizione idrostatica, cui corrispondeva un'altezza idrica di circa 4 cm (fig.5.6), veniva rimossa la lamiera di protezione e il fondo mobile risultava completamente sommerso d'acqua.

Tale configurazione si manteneva convenzionalmente per circa 1 h, al fine di far saturare il fondo.

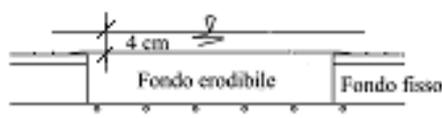


Figura 5.6 – Processo di saturazione e consolidazione del letto erodibile

5.2.2 Esecuzione della prova

Avendo cura di abbassare gradualmente la paratoia posta a valle del canale, veniva avviata la prova e il fenomeno di erosione aveva inizio.

La portata che defluiva all'interno del canale veniva misurata con lo stramazzo Thomson, posto a valle dello sbocco, a intervalli regolari di 5÷10 min, per poter verificare il mantenimento della condizione di moto permanente all'interno del circuito. Nel corso della prova si misurava la profondità della corrente a monte del fondo mobile, nello stesso punto in cui era stata determinata la quota del fondo (fig.5.2).

La lettura sul display collegato tramite circuito elettrico all'asta idrometrica, riferita al livello della superficie libera, h' , consentiva di ricavare l'altezza della corrente idrica, h , all'interno del canale.

Le misure del livello idrico e della portata venivano ripetute più volte in una stessa prova. La durata di quest'ultima era misurata attraverso un orologio digitale di accuratezza pari a 1 min.

Al termine della prova, la saracinesca veniva chiusa in pochi secondi (15÷30 s), in modo tale da far innalzare bruscamente l'altezza idrica e far diminuire la velocità e gli sforzi tangenziali, sicché la massa del materiale eroso in tale transitorio potesse ritenersi trascurabile rispetto a quella asportata durante l'intera durata della prova.

Il canale veniva quindi svuotato, mentre il fondo erodibile in esame veniva lasciato drenare per circa 15 h, tramite degli appositi tubi montati sul fondo del canale. Il drenaggio era indispensabile per evitare che le riflessioni della superficie erosa ne impedissero il rilievo col laser scanner. Durante la fase di drenaggio, tuttavia, si ipotizzava che il fondo non subisse cedimenti o alterazioni strutturali rilevanti, ossia che le quote si mantenessero invariate.

Al termine della fase di drenaggio, si procedeva con il rilievo della superficie del fondo mobile tramite il laser scanner 3D, disposto su un carrello scorrevole rispetto alle pareti del canale (cfr. §4.3.3.).

5.2.3 Rilievo della superficie erosa

Per il rilievo della superficie erosa, al termine di ciascuna prova, veniva utilizzato il laser scanner 3D, gestito attraverso il software *Polygon Editing Tool (PET*, versione 1.22), fornito dalla *Minolta*.

Il software di gestione dello scanner consentiva di effettuare un rilievo della superficie, durante il quale la stessa e il laser scanner rimanevano reciprocamente fissi.

Nel caso in esame, poiché la superficie da rilevare aveva un'estensione maggiore del campo di acquisizione dello strumento, la suddetta procedura di acquisizione veniva ripetuta più volte, variando la posizione relativa tra lo scanner e il fondo mobile. L'intera superficie, perciò, era il risultato di un assemblaggio di diverse porzioni di area. In questo caso, dunque, era necessario fissare dei punti (*markers*), cui fare riferimento per la successiva sovrapposizione delle diverse acquisizioni.

La fase di acquisizione veniva preceduta dal settaggio dei due parametri sui quali era possibile operare: la distanza intercorrente tra la superficie da rilevare e il laser scanner e la potenza del laser stesso.

La distanza, posta pari a 70 cm, era scelta in modo da ottenere la massima accuratezza nelle misure, senza, però, ridurre notevolmente l'area di rilievo (cfr. §4.3.3.), che avrebbe portato a un aumento del numero di acquisizioni da effettuare al termine di ciascuna prova.

La potenza del laser, invece, era stabilita in funzione del potere riflettente posseduto dalla superficie da rilevare; più precisamente doveva essere ridotta all'aumentare dei fenomeni di riflessione. L'errata impostazione della potenza, oltre a fornire una scorretta posizione dei punti della superficie maggiormente riflettenti, poteva provocare delle distorsioni lungo il contorno del rilievo.

Nel caso in esame, la scelta della potenza del laser avveniva, in ciascun rilievo, attraverso l'uso del software *Polygon Editing Tool*.

Al termine del processo erosivo, la superficie d'interesse, che si sviluppava lungo un unico piano medio parallelo a quello di riferimento del laser scanner, poteva essere completamente rilevata con quattro diverse acquisizioni.

La procedura di rilievo del fondo richiedeva, perciò, la scansione di quattro superfici, variando la posizione del laser scanner rispetto al fondo attraverso apposite tacche di riferimento praticate sulla sede del dispositivo di misura, e quindi la costruzione di un unico profilo tridimensionale.

Ciascuna delle superfici rilevate copriva un'area di circa 24,5×22,5 cm e conteneva una striscia di rilievo comune alle due superfici adiacenti. Questo risultava necessario per rendere possibile l'individuazione di riferimenti durante la sovrapposizione delle quattro scansioni.

L'area complessivamente rilevata risultava circa pari a 44×40 cm e doveva essere tale da contenere il dominio di calcolo relativo alla valutazione del volume eroso, che era stato scelto in modo da escludere le porzioni di superfici erose influenzate dagli effetti di parete e quelle più a valle influenzate dai vortici provocati al passaggio tra fondo erodibile e fondo fisso (fig.5.7).

Disposto il laser scanner nella posizione di rilievo, tramite il software *Polygon Editing Tool*, si avviava la scansione del fondo eroso. Nella finestra di scansione veniva raffigurata in anteprima un'area leggermente maggiore di quella da rilevare. La durata della scansione era di pochi secondi.

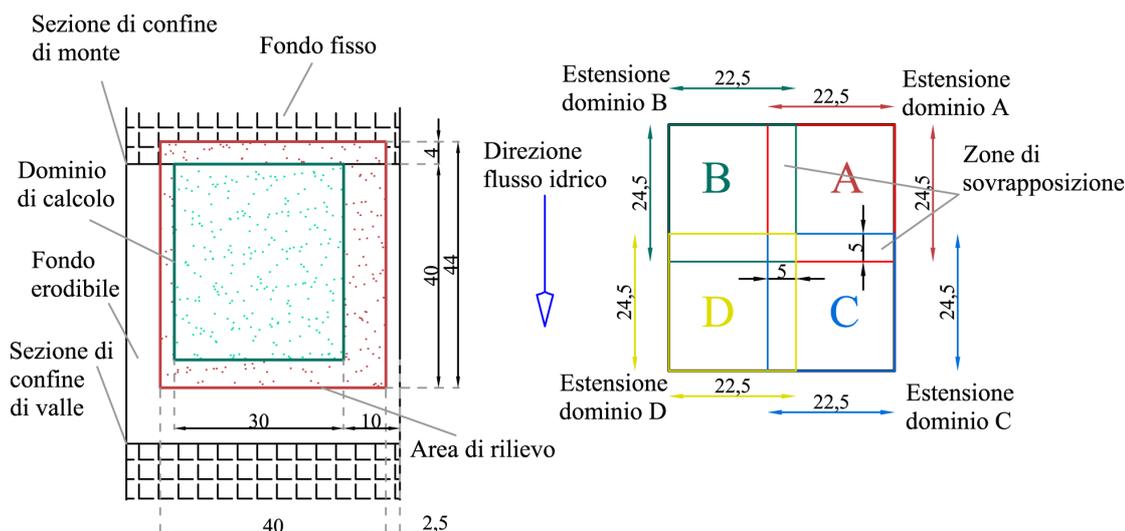


Figura 5.7 – Rappresentazione del dominio di calcolo per il rilievo tridimensionale della superficie erosa

I dati potevano essere salvati nel formato “.cam” e l’operazione poteva essere ripetuta riposizionando il laser scanner in prossimità della successiva porzione di superficie da rilevare. I singoli rilievi potevano essere graficamente osservati nella facciata principale del software, come illustrato in fig.5.8.

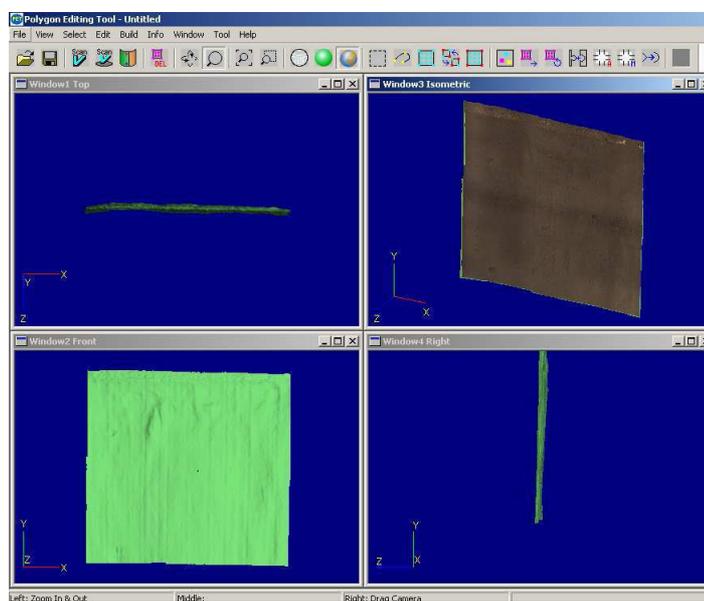


Figura 5.8 – Finestra di scansione del software Polygon Editing Tool

La rappresentazione grafica poteva riguardare sia la distribuzione dei singoli punti rilevati, uniti linearmente tra loro in modo da formare una rete a maglie quadrate, sia l’immagine a colori della superficie effettivamente rilevata.

A rilievo ultimato, si procedeva con la sovrapposizione delle diverse scansioni, considerando di volta in volta due singole porzioni di superfici (fig. 5.9).

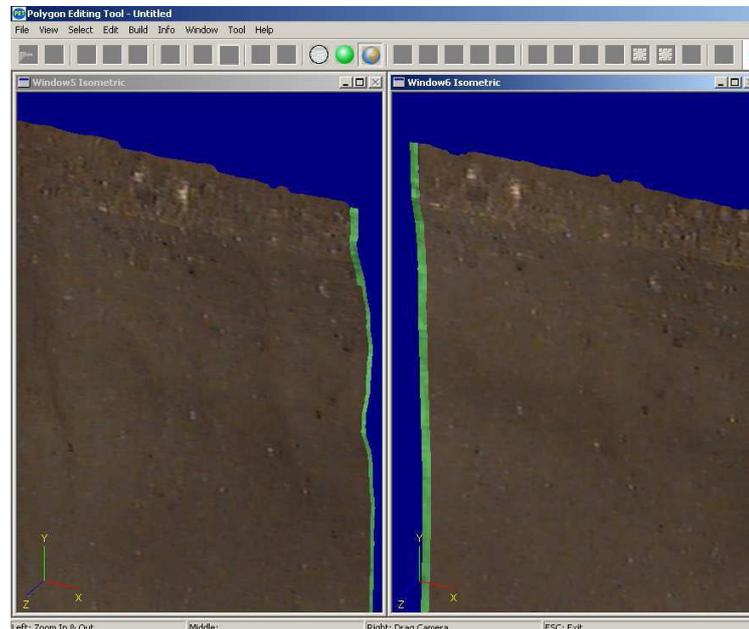


Figura 5.9 – Sovrapposizione delle superfici scansionate con il software *Polygon Editing Tool*

Tramite il software di gestione, venivano affiancate le foto a colori delle due superfici rilevate, aventi una porzione di area in comune, così da individuare facilmente punti in comune tra le due; tanto più erano i punti, tanto più precisa era la sovrapposizione delle superfici rilevate.

Inoltre, per minimizzare ulteriormente l'errore di sovrapposizione, le coppie dei punti venivano scelti in modo da non risultare tra loro allineati su una stessa retta. Nel caso in esame, il numero di coppie di punti da associare in ciascuna sovrapposizione era circa $10 \div 15$, ottenendo un errore medio pari a $0,218 \div 0,361$ e una deviazione standard di $0,18 \div 0,257$.

In definitiva, la superficie totale del fondo mobile era rappresentata da circa 102000 coordinate di punti, rispetto al sistema di riferimento intrinseco dello strumento (fig.5.10), la cui origine variava sensibilmente nelle diverse scansioni.

La continua variazione dell'origine del sistema di riferimento intrinseco allo scanner, rendeva necessaria l'individuazione di un punto di riferimento sulla superficie rilevata, la cui posizione era da noi nota.

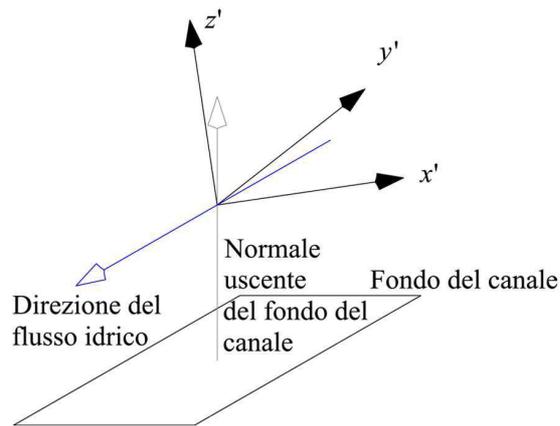


Figura 5.10 – Sistema di riferimento del laser scanner

Per tale motivo, era stato praticato un punto di spessore inferiore al millimetro, con inchiostro indelebile, sul bordo di confine di monte tra il fondo fisso e il deposito erodibile a 10 cm dalla parete di sinistra idraulica. La distanza tra il *marker* e la parete del canale era stata acquisita attraverso un calibro di accuratezza pari a 0,2 mm.

La posizione di tale punto (x , y , z), rispetto al sistema di riferimento del laser scanner, poteva essere valutata attraverso il software di gestione a sovrapposizione avvenuta.

L'elaborazione dei dati veniva effettuata, successivamente, attraverso l'uso di algoritmi di calcolo appositamente realizzati, con il software *Matlab 7.1*.

5.3 Risultati

Le prove condotte nel presente lavoro sperimentale sono suddivise in quattro serie da cinque prove, in base alle caratteristiche idrauliche della corrente e ai sedimenti che costituivano il fondo mobile oggetto di studio.

Nello specifico, sono state eseguite due serie di prove, caratterizzate da valori di portata media pari a 25,1 l/s, con sforzo tangenziale medio compreso tra 2,84 e 3,05 Pa, e 40,1 l/s, con sforzo tangenziale medio compreso tra 3,78 e 4,14 Pa, sia per il fondo costituito dalla sola sabbia, sia per quello costituito dalla miscela coesiva.

In ciascuna serie di prove venivano mantenute costanti la pendenza longitudinale del canale, pari a 0,5%, e la pendenza trasversale, nulla.

Ciascuna prova di una stessa serie era caratterizzata da una durata differente. In particolare, per le serie di prove con portata media pari a 25,1 l/s, le durate erano pari a 1, 1, 2, 4 e 7 h, per una durata complessiva di 15 h, mentre per le serie di prove con portata media pari a 40,1 l/s, le durate erano di 1, 1, 2, 4 e 4 h, per una durata complessiva di 12 h (tab.5.1).

Tra le diverse prove di una stessa serie, il fondo erodibile non veniva né rimaneggiato né alterato, al fine di osservare il fenomeno erosivo partendo dal fondo eroso ottenuto con la precedente prova.

Le grandezze misurate durante le suddette prove erano finalizzate a valutare le caratteristiche idrauliche della corrente idrica e le variabili erosive, quali profilo di scavo e tasso di erosione.

Ciascuna variabile spaziale era riferita a un sistema di riferimento (x, y, z), avente origine nel centro della sezione trasversale posta immediatamente a monte del fondo eroso (fig.5.11).

Le grandezze idrauliche misurate durante le prove sperimentali erano relative al carico sullo stramazzo Thomson, tramite il quale era possibile determinare la portata defluente attraverso la 4.2, e alla profondità d'acqua a monte del fondo mobile, h_m (fig.5.2).

I valori della portata e le rispettive letture effettuate tramite le aste idrometriche installate nel canale (cfr. §5.2.1.), sono riportati in tabella 5.2.

Tabella 5.1 – Caratterizzazione delle diverse prove sperimentali eseguite

Serie	Fondo Erodibile	Durata (h)
$Q=25,1 \text{ l/s}$	I SERIE <i>Miscela Coesiva</i>	1
		2
		4
		8
		15
	II SERIE <i>Sabbia</i>	1
		2
		4
		8
		15
$Q=40,1 \text{ l/s}$	III SERIE <i>Miscela Coesiva</i>	1
		2
		4
		8
		12
	IV SERIE <i>Sabbia</i>	1
		2
		4
		8
		12

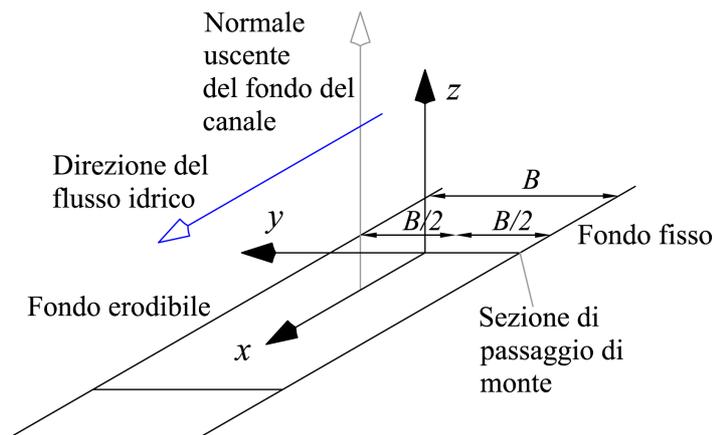


Figura 5.11 – Sistema di riferimento adottato durante lo studio sperimentale

La portata e la profondità d'acqua di ciascuna prova erano calcolate come media aritmetica dei valori rilevati a intervalli di 15÷30 min. Per ciascuna prova, dunque, è

stato possibile ricavare i valori medi temporali della portata e della profondità d'acqua e i relativi scarti quadratici medi. Tali valori sono riportati in tabella 5.3.

Tabella 5.2 – Misure effettuate all'inizio di ciascuna prova

	Durata (h)	h'_v	h'_{50}	h'_p	$zero_T$
I SERIE <i>Miscela Coesiva</i> $Q=25,1$ l/s	1	24,10	24,20	21,02	1,10
	2	24,06	24,20	21,01	2,14
	4	24,10	24,20	21,06	4,10
	8	24,05	24,10	20,96	20,91
	15	24,00	24,20	21,06	15,20
II SERIE <i>Sabbia</i> $Q=25,1$ l/s	1	24,06	24,10	20,96	1,04
	2	24,08	24,25	21,14	20,97
	4	24,02	24,08	21,00	20,94
	8	24,00	24,09	21,04	20,95
	15	24,09	23,93	20,73	20,89
III SERIE <i>Miscela Coesiva</i> $Q=40,1$ l/s	1	24,03	24,08	21,00	20,95
	2	24,05	24,10	21,00	20,95
	4	24,03	24,08	21,00	20,95
	8	24,09	24,04	20,93	20,98
	12	24,09	24,04	20,93	20,98
IV SERIE <i>Sabbia</i> $Q=40,1$ l/s	1	24,09	24,31	21,16	20,94
	2	24,05	24,08	21,00	20,97
	4	24,08	24,25	21,12	20,95
	8	24,05	24,23	21,10	20,92
	12	24,05	24,23	21,10	20,92

Tabella 5.3 – Valori medi di portata e profondità d'acqua, con relativo scarto quadratico medio

		Q	h_m
I SERIE	Media	25,1	81,0
	Dev. Standard	0,0581	2,6710
II SERIE	Media	25,1	79,7
	Dev. Standard	0,0680	2,5384
III SERIE	Media	40,1	121,9
	Dev. Standard	0,1006	2,0366
IV SERIE	Media	40,1	109,0
	Dev. Standard	0,0510	1,2323

A partire dai valori di portata e della profondità d'acqua, nota la geometria del canale e la distribuzione granulometrica del fondo, per ciascuna prova è stato possibile

determinare l'area della sezione trasversale della corrente, il raggio idraulico, la velocità media della corrente, il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, il numero di Froude, il numero di Reynolds, la velocità d'attrito, il numero di Reynolds d'attrito, lo sforzo tangenziale medio esplicato dalla corrente sul contorno bagnato e, applicando il metodo della separazione delle sezioni di *Vanoni e Brooks* (1957) (cfr. §3.2.2.), lo sforzo tangenziale relativo al fondo e alle pareti.

Per i calcoli, ricordando che la larghezza del canale è pari a 48,5 cm e la pendenza longitudinale allo 0,5%, si è assunto $g = 9,806 \text{ m/s}^2$, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 1,307 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (alla temperatura di 10°C) e $k = 3,4$ per canali larghi (*Yen*, 2002). I risultati sono riportati nelle tabelle 5.4÷5.7.

Tabella 5.4 – Grandezze idrauliche relative alla I serie di prove

CARATTERISTICHE IDRODINAMICHE						
Durata	(h)	1	2	4	8	15
Q	(l/s)	25,12	25,01	24,98	25,00	25,05
Q	(m³/s)	0,0251	0,0250	0,0250	0,0250	0,0251
h_m	(mm)	81,17	76,34	82,25	82,70	82,53
h_m	(m)	0,081	0,076	0,082	0,083	0,083
B/h_m	(-)	5,98	6,35	5,90	5,86	5,88
A	(m²)	0,039	0,037	0,040	0,040	0,040
R	(m)	0,061	0,058	0,061	0,062	0,062
V	(m/s)	0,64	0,68	0,63	0,62	0,63
K_s	(m^{1/3}/s)	58,35	63,71	56,89	56,47	56,76
u*	(m/s)	0,055	0,053	0,055	0,055	0,055
Re	(-)	118760,38	120031,52	117705,75	117636,98	117933,91
Re*	(-)	62,67	61,23	62,98	63,11	63,06
Fr	(-)	0,72	0,78	0,70	0,69	0,70
τ	(Pa)	2,982	2,847	3,011	3,024	3,019
RISULTATI DEL METODO DI SEPARAZIONE DELLE SEZIONI						
k	(-)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
f	(-)	0,05859	0,04991	0,06144	0,06226	0,06167
P	(m)	0,647	0,638	0,650	0,650	0,650
R_e/f	(-)	2027120,5	2404871,7	1915917,9	1889343,0	1912471,5
fw	(-)	0,0027	0,0026	0,0027	0,0027	0,0027
P_w	(m)	0,162	0,153	0,165	0,165	0,165
f_b	(-)	0,077	0,065	0,081	0,083	0,082
R_b	(m)	0,080	0,075	0,081	0,082	0,082
A_b	(m²)	0,039	0,037	0,039	0,040	0,040
A_w	(m²)	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004
R_w	(m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
K_{Sb}	(m^{1/3}/s)	48,51	53,54	47,18	46,78	47,04
K_{Sw}	(m^{1/3}/s)	454,38	451,14	455,45	455,71	455,48
R_{eb}	(-)	156682,6	155812,6	155866,2	156004,8	156304,8
u_{*b}	(m/s)	0,063	0,061	0,063	0,063	0,063
R_{e*b}	(-)	71,9820	69,7663	72,4725	72,6737	72,5961
τ_b	(Pa)	3,93	3,70	3,99	4,01	4,00

Tabella 5.5 - Grandezze idrauliche relative alla II serie di prove

CARATTERISTICHE IDRODINAMICHE						
Durata	(h)	1	2	4	8	15
Q	(l/s)	25,08	25,1	25,07	25,03	24,98
Q	(m³/s)	0,0251	0,0251	0,0251	0,0250	0,0250
h_m	(mm)	79,67	84,00	78,67	77,64	78,29
h_m	(m)	0,080	0,084	0,079	0,078	0,078
B/h_m	(-)	6,09	5,77	6,16	6,25	6,19
A	(m²)	0,039	0,041	0,038	0,038	0,038
R	(m)	0,060	0,062	0,059	0,059	0,059
V	(m/s)	0,65	0,62	0,66	0,66	0,66
K_s	(m^{1/3}/s)	59,91	55,39	61,04	62,16	61,26
u*	(m/s)	0,054	0,055	0,054	0,054	0,054
Re	(-)	119123,33	117637,27	119446,59	119639,70	119158,77
Re*	(-)	58,08	59,24	57,81	57,52	57,70
Fr	(-)	0,73	0,68	0,75	0,76	0,75
τ	(Pa)	2,940	3,059	2,912	2,883	2,902
RISULTATI DEL METODO DI SEPARAZIONE DELLE SEZIONI						
k	(-)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
f	(-)	0,05583	0,06447	0,05397	0,05221	0,05364
P	(m)	0,644	0,653	0,642	0,640	0,642
R_e/f	(-)	2133562,9	1824696,4	2213313,1	2291570,8	2221599,3
fw	(-)	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027
P_w	(m)	0,159	0,168	0,157	0,155	0,157
f_b	(-)	0,073	0,086	0,071	0,068	0,070
R_b	(m)	0,079	0,083	0,078	0,077	0,077
A_b	(m²)	0,038	0,040	0,038	0,037	0,038
A_w	(m²)	0,000459	0,000443	0,000463	0,000466	0,000461
R_w	(m)	0,00288	0,00264	0,00294	0,00300	0,00295
K_{Sb}	(m^{1/3}/s)	49,97	45,76	51,02	52,08	51,25
K_{Sw}	(m^{1/3}/s)	453,41	456,38	452,72	452,06	452,65
R_{eb}	(-)	156379,8	156662,9	156278,2	155991,0	155713,2
u*_b	(m/s)	0,062	0,064	0,062	0,061	0,062
R_e*_b	(-)	66,5481	68,3672	66,1209	65,6787	65,9602
τ_b	(Pa)	3,86	4,07	3,81	3,76	3,79

Tabella 5.6 - Grandezze idrauliche relative alla III serie di prove

CARATTERISTICHE IDRODINAMICHE						
Durata	(h)	1	2	4	8	15
Q	(l/s)	40,24	40,08	40,13	39,98	40,19
Q	(m³/s)	0,0402	0,0401	0,0401	0,0400	0,0402
h_m	(mm)	124,82	113,37	129,87	128,30	113,38
h_m	(m)	0,125	0,113	0,130	0,128	0,113
B/h_m	(-)	3,89	4,28	3,73	3,78	4,28
A	(m²)	0,061	0,055	0,063	0,062	0,055
R	(m)	0,082	0,077	0,085	0,084	0,077
V	(m/s)	0,66	0,73	0,64	0,64	0,73
K_s	(m^{1/3}/s)	49,64	56,83	46,76	47,41	56,98
u*	(m/s)	0,064	0,062	0,064	0,064	0,062
Re	(-)	167636,20	172341,85	164910,72	164989,94	172809,98
Re*	(-)	72,95	70,63	73,90	73,61	70,63
Fr	(-)	0,60	0,69	0,56	0,57	0,69
τ	(Pa)	4,040	3,788	4,147	4,114	3,788
RISULTATI DEL METODO DI SEPARAZIONE DELLE SEZIONI						
k	(-)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
f	(-)	0,07315	0,05703	0,08173	0,07973	0,05673
P	(m)	0,735	0,712	0,745	0,742	0,712
R_e/f	(-)	2291546,6	3022010,8	2017847,1	2069453,7	3046154,8
fw	(-)	0,0027	0,0026	0,0027	0,0027	0,0026
P_w	(m)	0,250	0,227	0,260	0,257	0,227
f_b	(-)	0,109	0,082	0,124	0,120	0,082
R_b	(m)	0,123	0,112	0,128	0,127	0,112
A_b	(m²)	0,060	0,054	0,062	0,061	0,054
A_w	(m²)	0,000749	0,000795	0,000725	0,000727	0,000798
R_w	(m)	0,00300	0,00351	0,00279	0,00283	0,00352
K_{Sb}	(m^{1/3}/s)	37,95	44,44	35,41	36,00	44,56
K_{Sw}	(m^{1/3}/s)	452,07	446,75	454,46	453,99	446,59
R_{eb}	(-)	250782,3	249256,9	250312,9	249335,8	249924,4
u_{*b}	(m/s)	0,078	0,074	0,079	0,079	0,074
R_{e*b}	(-)	89,2251	84,9443	91,0514	90,4919	84,9452
τ_b	(Pa)	6,04	5,48	6,29	6,22	5,48

Tabella 5.7 - Grandezze idrauliche relative alla IV serie di prove

CARATTERISTICHE IDRODINAMICHE						
Durata	(h)	1	2	4	8	15
Q	(l/s)	40,03	40,13	40,14	40,15	40,15
Q	(m³/s)	0,0400	0,0401	0,0401	0,0402	0,0402
h_m	(mm)	111,85	128,03	128,81	129,42	126,98
h_m	(m)	0,112	0,128	0,129	0,129	0,127
B/h_m	(-)	4,34	3,79	3,77	3,75	3,82
A	(m²)	0,054	0,062	0,062	0,063	0,062
R	(m)	0,077	0,084	0,084	0,084	0,083
V	(m/s)	0,74	0,65	0,64	0,64	0,65
K_s	(m^{1/3}/s)	57,89	47,73	47,33	47,02	48,32
u*	(m/s)	0,061	0,064	0,064	0,064	0,064
Re	(-)	172865,20	165729,64	165422,71	165192,54	166283,45
Re*	(-)	65,62	68,66	68,79	68,90	68,47
Fr	(-)	0,70	0,58	0,57	0,57	0,58
τ	(Pa)	3,753	4,108	4,125	4,137	4,086
RISULTATI DEL METODO DI SEPARAZIONE DELLE SEZIONI						
k	(-)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
f	(-)	0,05514	0,07869	0,07993	0,08090	0,07691
P	(m)	0,709	0,741	0,743	0,744	0,739
R_e/f	(-)	3135134,0	2106102,7	2069620,3	2042019,0	2162011,4
fw	(-)	0,0026	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027
P_w	(m)	0,224	0,256	0,258	0,259	0,254
f_b	(-)	0,079	0,119	0,121	0,123	0,116
R_b	(m)	0,110	0,127	0,127	0,128	0,125
A_b	(m²)	0,053	0,061	0,062	0,062	0,061
A_w	(m²)	0,000801	0,000732	0,000729	0,000727	0,000737
R_w	(m)	0,00358	0,00286	0,00283	0,00281	0,00290
K_{Sb}	(m^{1/3}/s)	45,40	36,27	35,91	35,63	36,79
K_{Sw}	(m^{1/3}/s)	446,04	453,67	454,00	454,26	453,18
R_{eb}	(-)	248869,3	250242,1	250333,7	250418,3	250322,5
u*_b	(m/s)	0,074	0,079	0,079	0,079	0,078
R_{e*_b}	(-)	78,7359	84,3652	84,6268	84,8307	84,0111
τ_b	(Pa)	5,40	6,20	6,24	6,27	6,15

5.3.1 Determinazione della superficie erosa

Le coordinate dei punti rilevati con il laser scanner 3D, che costituiscono la superficie erosa, venivano memorizzate in un file di estensione ASCII.

Il passo con il quale lo strumento rilevava i diversi punti sul piano $x' y'$ (fig.5.10) risultava mediamente pari a 0,5 mm, non essendo però costante. Infatti, ponendo:

$$\Delta x_j' = x_{i+1}' - x_i' \quad (5.2a)$$

$$\Delta y_j' = y_{i+1}' - y_i' \quad (5.2b)$$

dove x_i' e y_i' indicano le coordinate del punto i -esimo rilevato e x_{i+1}' e y_{i+1}' quelle del punto $i+1$ -esimo, risultava:

$$\Delta x_{j+1}' \neq \Delta x_j' \quad \forall j \geq 0 \quad (5.3a)$$

$$\Delta y_{j+1}' \neq \Delta y_j' \quad \forall j \geq 0 \quad (5.3b)$$

$$\Delta x_j' \neq \Delta y_j' \quad \forall j \geq 0 \quad (5.3b)$$

È stato, quindi, necessario sviluppare ulteriori procedure di calcolo, atte alla ricostruzione del profilo tridimensionale della superficie erosa. A tal fine si sono implementati una serie di algoritmi attraverso l'uso del software *Matlab 7.1*.

Il primo obiettivo era quello di definire un dominio di calcolo costituito da punti distribuiti con un intervallo spaziale $\Delta x' = \Delta y' = \text{costante}$, da riferire, successivamente, al sistema di coordinate (x, y, z) (fig.5.11). Ciò è stato possibile dopo aver costruito una griglia regolare di punti, attraverso l'applicazione di un'interpolazione di superficie, avvalendosi del software *Matlab 7.1*.

Un confronto tra la distribuzione dei punti rilevati dal laser scanner e quella adottata per il calcolo e riportata in fig.5.12.

Un primo rilievo è stato effettuato sul deposito non ancora eroso, per individuare la disposizione del sistema di coordinate intrinseco allo strumento.

Dall'interpolazione dei dati ricavati attraverso il laser scanner 3D si è, quindi, ricavata la superficie di fig.5.13.

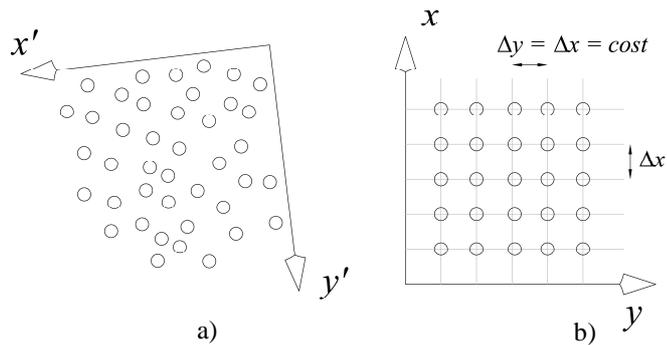


Figura 5.12 – a) Distribuzione dei punti rilevati dal laser scanner nel piano (x', y') ; b) distribuzione dei punti nel piano (x, y) adottato

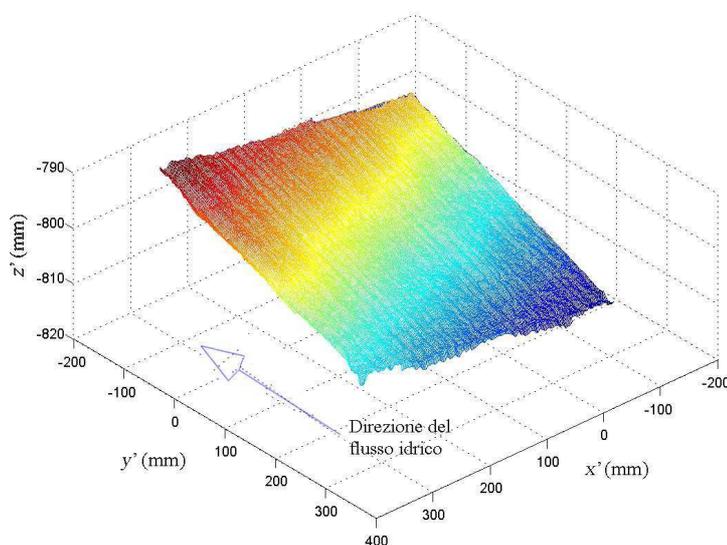


Figura 5.13 – Superficie del fondo mobile prima dell'avvio del fenomeno erosivo

In figura 5.13 è evidente che la terna di assi (x', y', z') , assunta dallo strumento di misura, è ruotata rispetto a quella (x, y, z) , adottata nello studio in esame (fig.5.11).

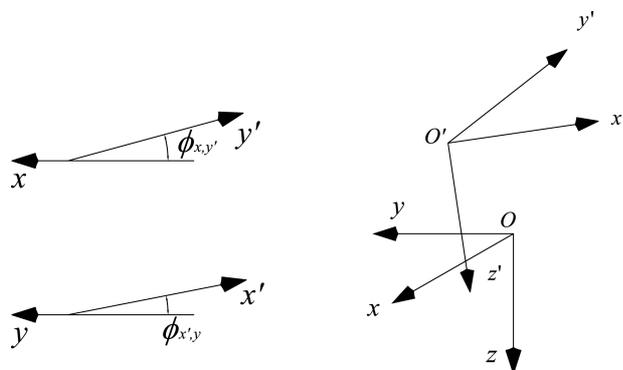


Figura 5.14 – Mutuo orientamento tra il sistema di riferimento intrinseco del laser scanner e quello adottato

Per individuare il mutuo orientamento (fig.5.14) dei due sistemi di riferimento si è determinata la pendenza longitudinale e trasversale del rilievo di fig.5.13.

Al riguardo, attraverso l'interpolazione di superfici lineari, sono state determinate, tramite un algoritmo, più serie di punti (y',z') per $x' = \text{cost.}$ e (x',z') per $y' = \text{cost.}$ Successivamente, per ciascuna serie di punti, si è effettuata una regressione lineare con il metodo dei minimi quadrati, stimando le relative incertezze dei coefficienti della retta di regressione, nell'ipotesi che le incertezze nelle misure di x' e y' fossero trascurabili rispetto a quelle di z' e che queste ultime rimanessero costanti al variare della profondità. L'analisi, dunque, ha consentito di ricavare la pendenza e la relativa incertezza di più rette di regressione longitudinali (y',z') per $x' = \text{cost.}$ e trasversali (x',z') per $y' = \text{cost.}$, distanziate tra loro di 0,5 mm, della superficie rappresentata in fig.5.13.

Complessivamente sono stati ottenuti 893 valori in direzione longitudinale e 861 in direzione trasversale, dalla cui media aritmetica sono state ricavate le pendenze e le incertezze di tabella 5.8.

Tabella 5.8 – Pendenza longitudinale e trasversale, con relative incertezze, della superficie piana rilevata rispetto al sistema di riferimento del laser scanner

S_L	4,065
S_L	-1,733
δ_{SL}	0,008
δ_{ST}	0,16
$\delta_{z'} (\text{mm})$	0,306

dove S_L e S_T indicano rispettivamente le pendenze medie in direzione longitudinale e trasversale, con δS_L e δS_T i rispettivi valori medi delle incertezze e con $\delta z'$ l'incertezza media su z' .

Dai dati di tabella 8, con riferimento alla figura 14, è stato possibile ricavare $\phi_{x,y'} = 2,3^\circ$ e $\phi_{x',y} = 1^\circ$, e, quindi, il cambio di coordinate della superficie erosa.

In definitiva, i punti rilevati con il laser scanner in ciascuna prova, hanno consentito di ricostruire, nel dominio di calcolo (fig.5.7), le superfici del fondo mobile eroso.

In tabella 5.9 sono riportati gli errori medi e la deviazione standard commessi nella sovrapposizione delle quattro superfici scansionate costituenti il fondo mobile (cfr. §5.2.3.).

Tabella 5.9 – *Errore medio e deviazione standard commessi nella sovrapposizione delle quattro superfici scansionate con il laser scanner costituenti il fondo mobile*

Prova	Durata (h)	ϵ_{medio}	σ
I SERIE	1	0,298	0,240
	2	0,261	0,196
	4	0,294	0,244
	8	0,247	0,186
	15	0,218	0,189
II SERIE	1	0,290	0,214
	2	0,301	0,235
	4	0,250	0,196
	8	0,361	0,236
	15	0,232	0,181
III SERIE	1	0,256	0,234
	2	0,239	0,18
	4	0,299	0,257
	8	0,235	0,184
	12	0,239	0,182
IV SERIE	1	0,25	0,19
	2	0,291	0,23
	4	0,234	0,198
	8	0,255	0,203
	12	0,226	0,18

Di seguito vengono riportate le superfici erose relative alle quattro serie di prove.

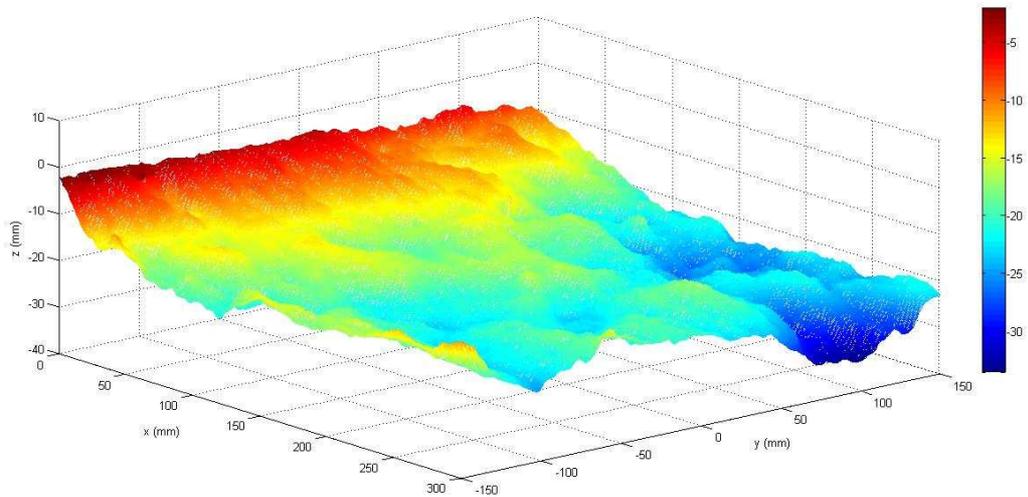


Figura 5.15 – *Superficie erosa al tempo t=1 h relativa alla I serie di prove*

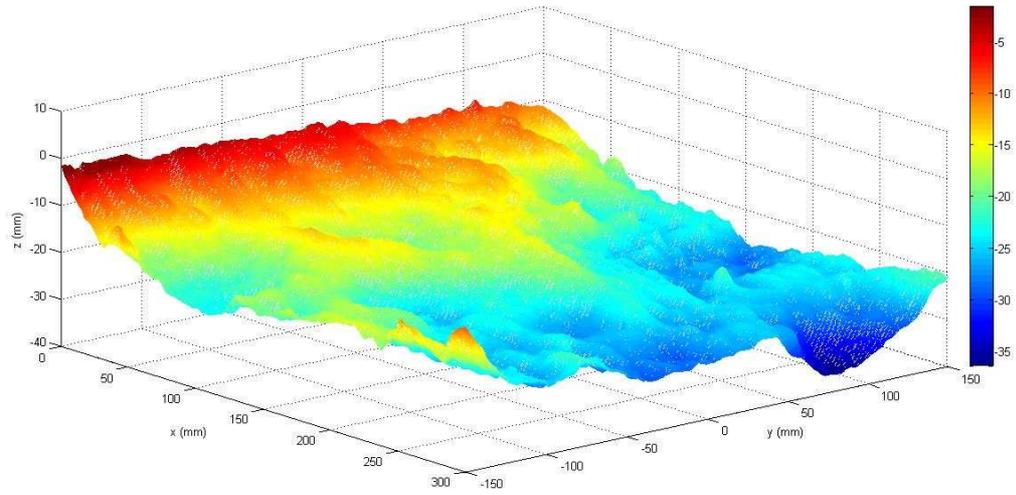


Figura 5.16 - Superficie erosa al tempo $t=2$ h relativa alla I serie di prove

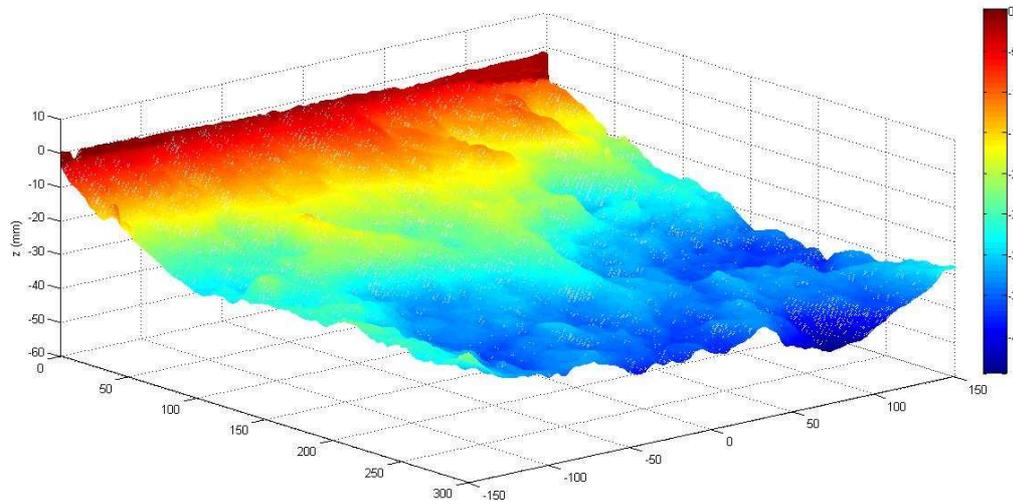


Figura 5.17 - Superficie erosa al tempo $t=4$ h relativa alla I serie di prove

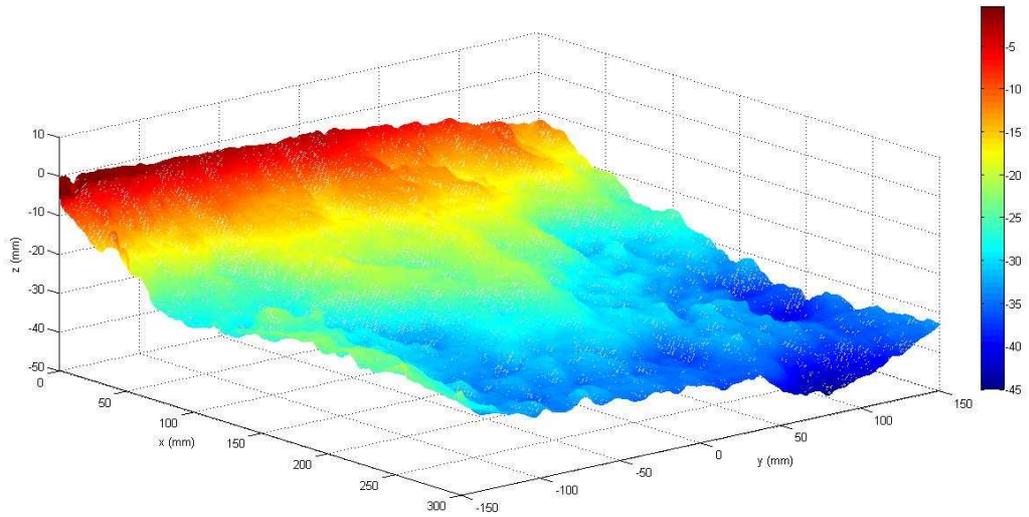


Figura 5.18 - Superficie erosa al tempo $t=8$ h relativa alla I serie di prove

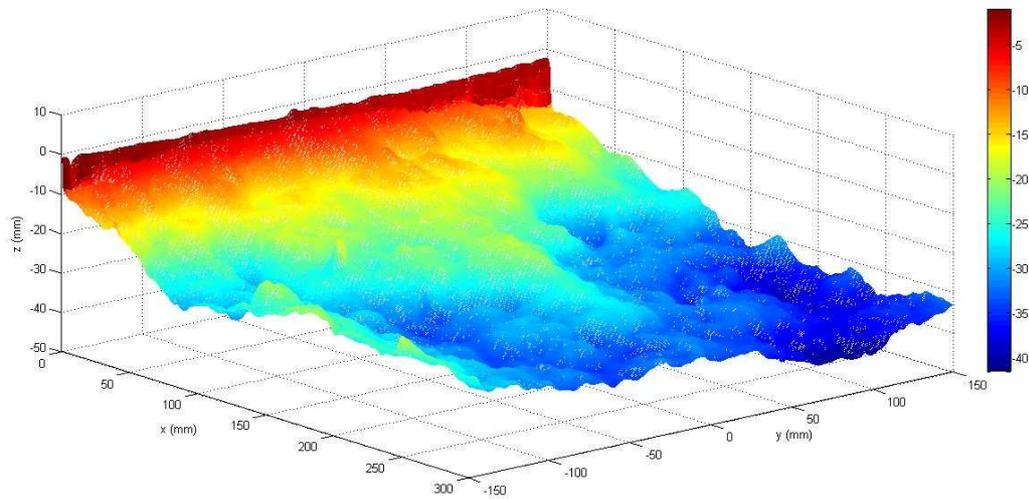


Figura 5.19 - Superficie erosa al tempo $t=15$ h relativa alla I serie di prove

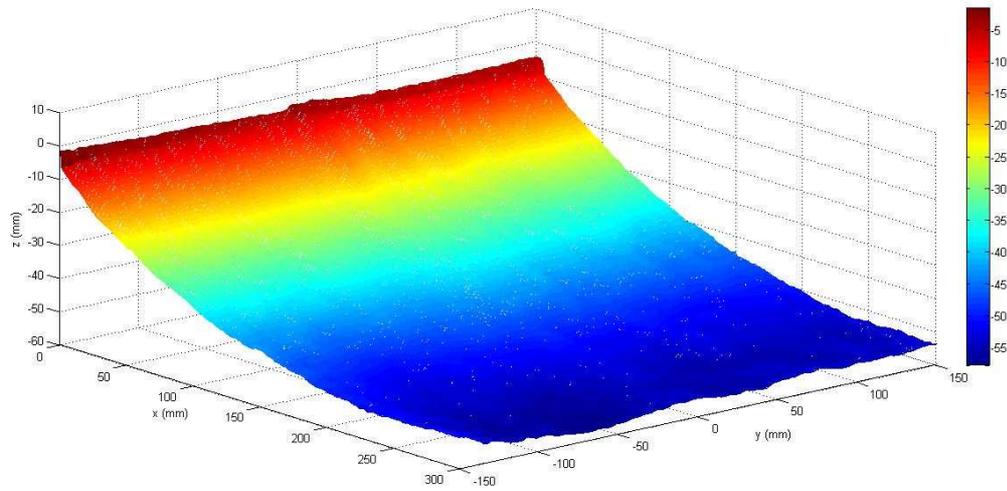


Figura 5.20 - Superficie erosa al tempo $t=1$ h relativa alla II serie di prove

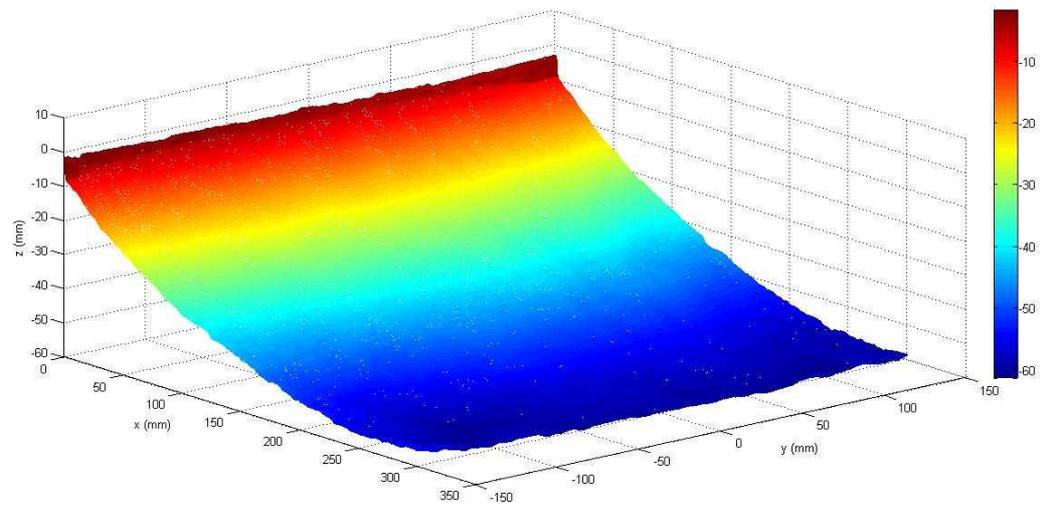


Figura 5.21 - Superficie erosa al tempo $t=2$ h relativa alla II serie di prove

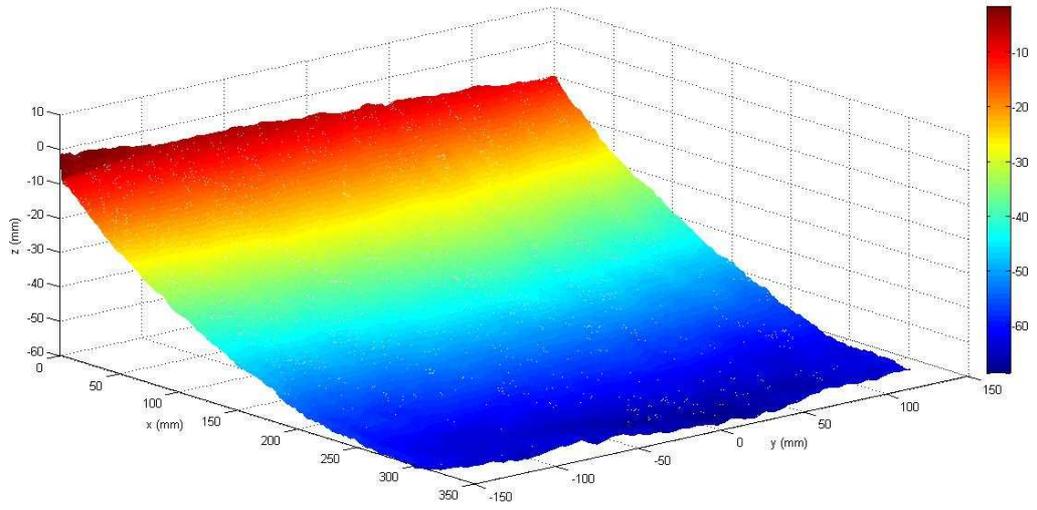


Figura 5.22 - *Superficie erosa al tempo $t=4$ h relativa alla II serie di prove*

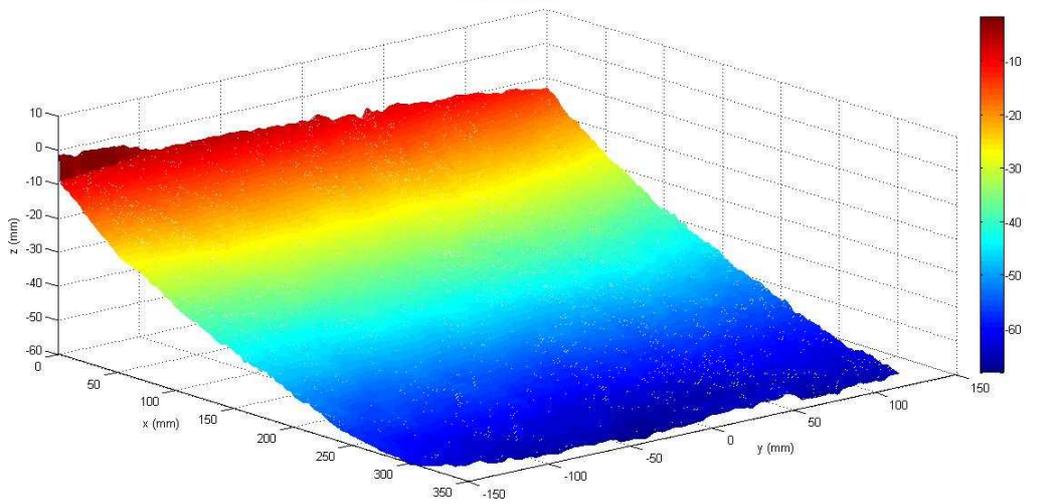


Figura 5.23 - *Superficie erosa al tempo $t=8$ h relativa alla II serie di prove*

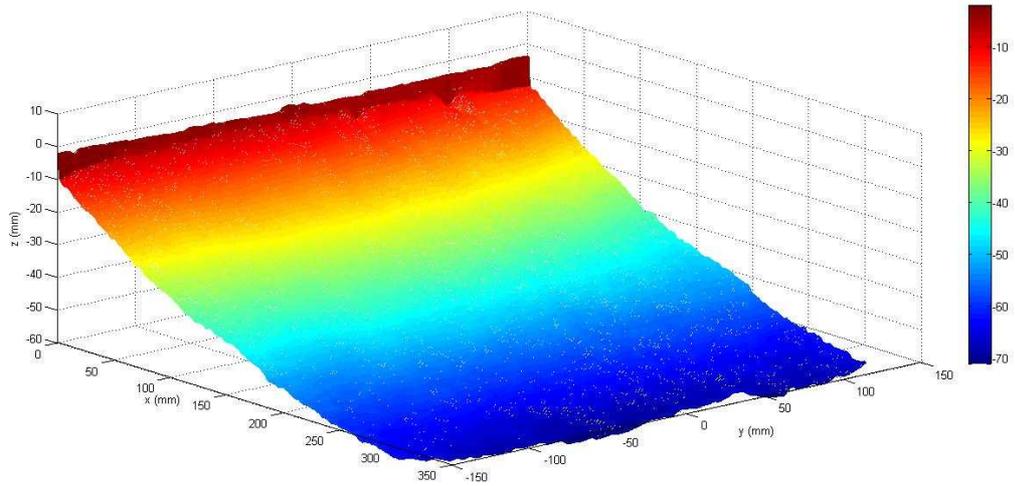


Figura 5.24 - *Superficie erosa al tempo $t=15$ h relativa alla II serie di prove*

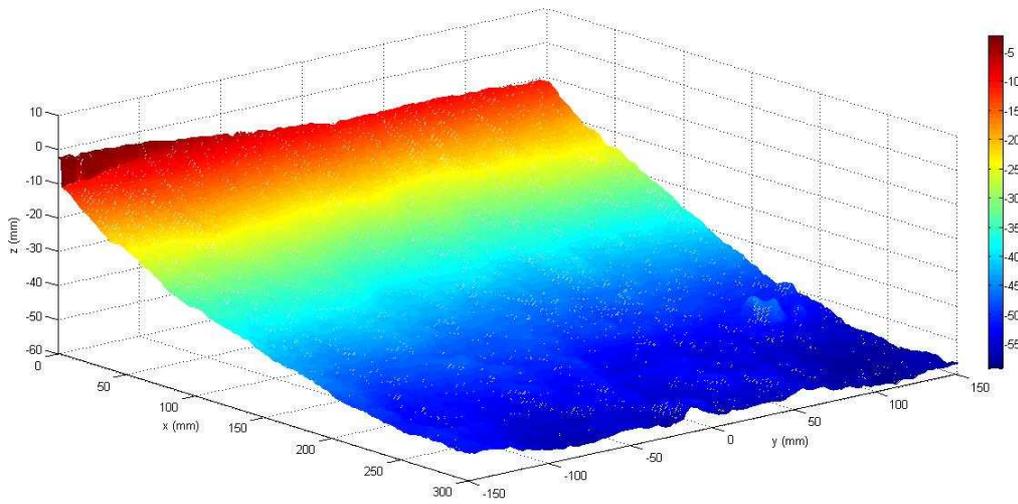


Figura 5.25 - *Superficie erosa al tempo $t=1$ h relativa alla III serie di prove*

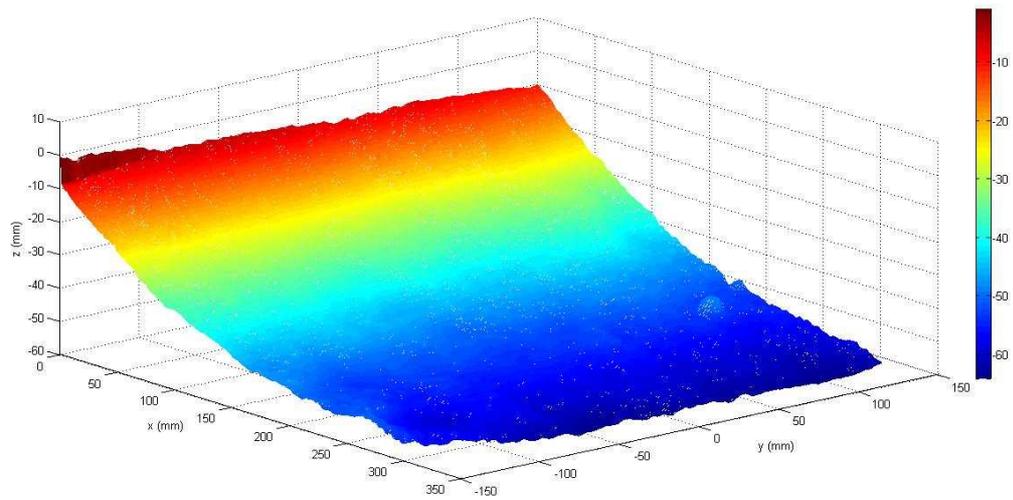


Figura 5.26 - Superficie erosa al tempo $t=2$ h relativa alla III serie di prove

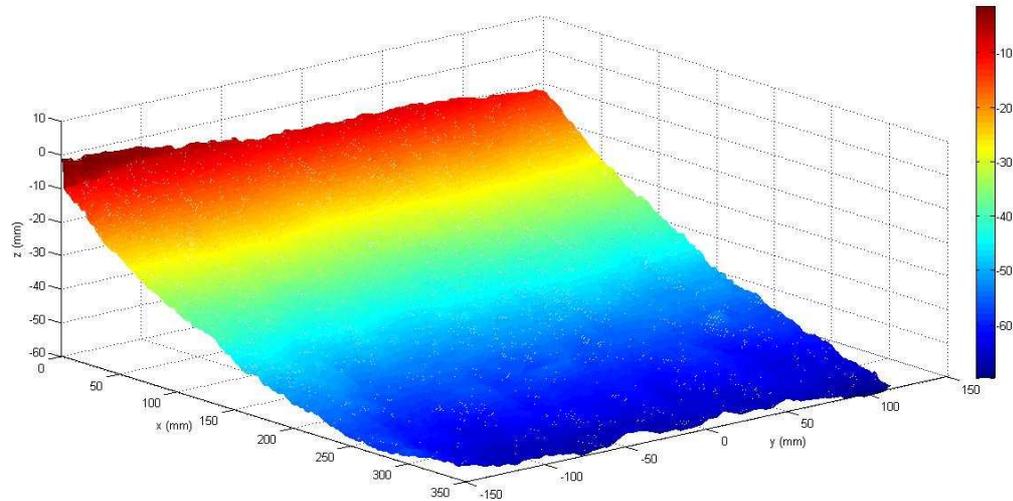


Figura 5.27 - Superficie erosa al tempo $t=4$ h relativa alla III serie di prove

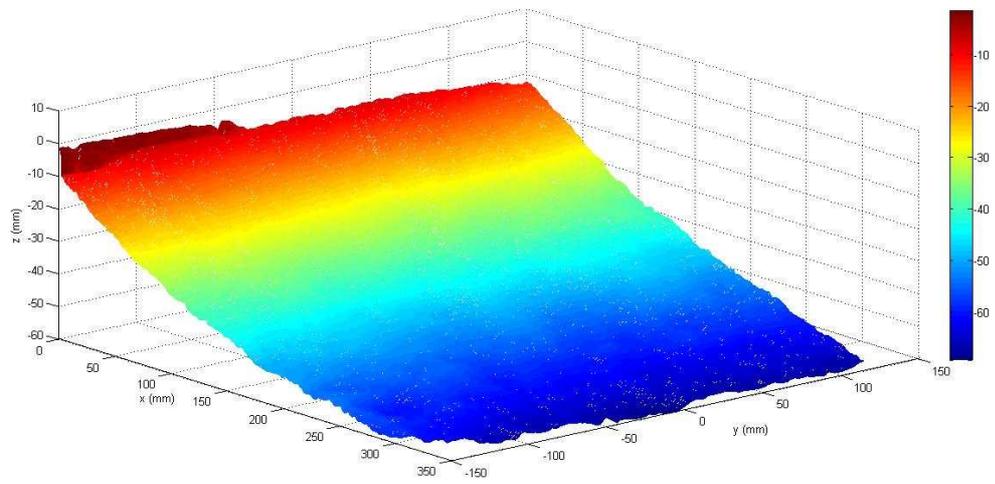


Figura 5.28 - *Superficie erosa al tempo $t=8$ h relativa alla III serie di prove*

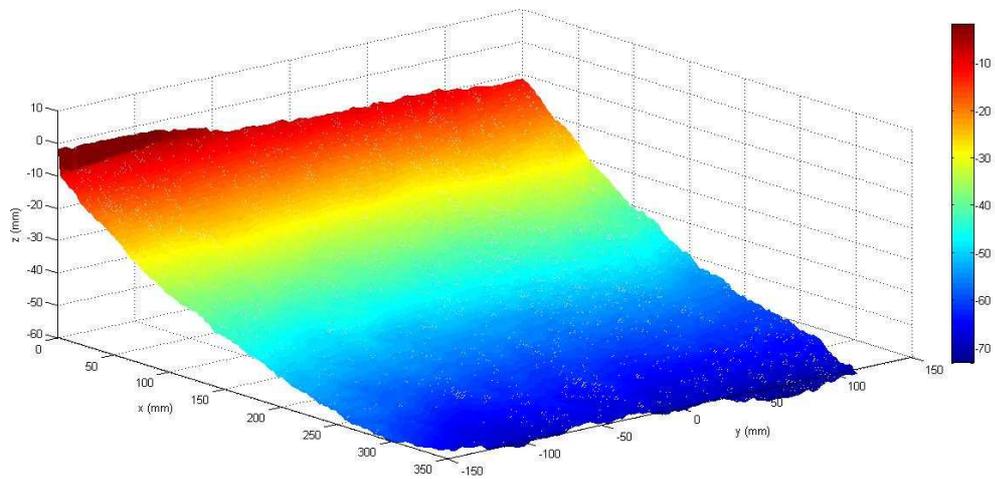


Figura 5.29 - *Superficie erosa al tempo $t=12$ h relativa alla III serie di prove*

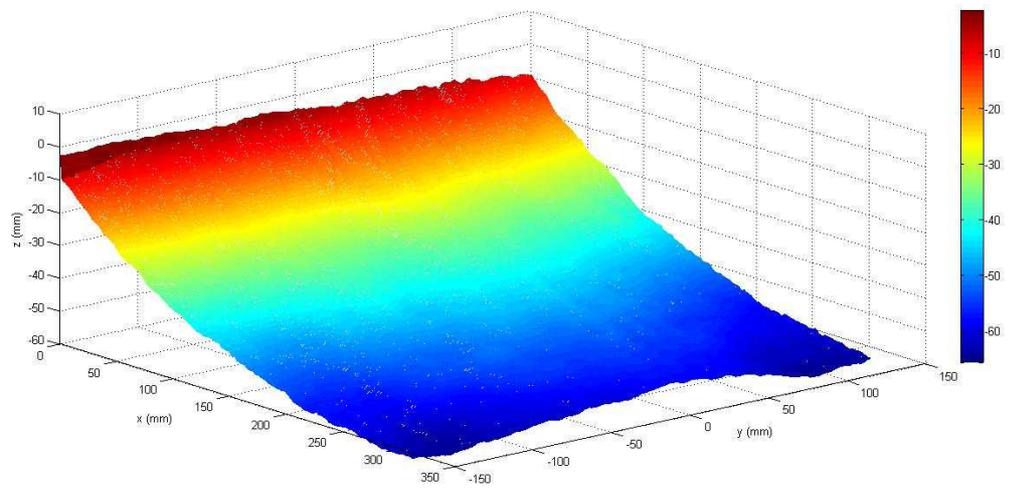


Figura 5.30 - *Superficie erosa al tempo $t=1$ h relativa alla IV serie di prove*

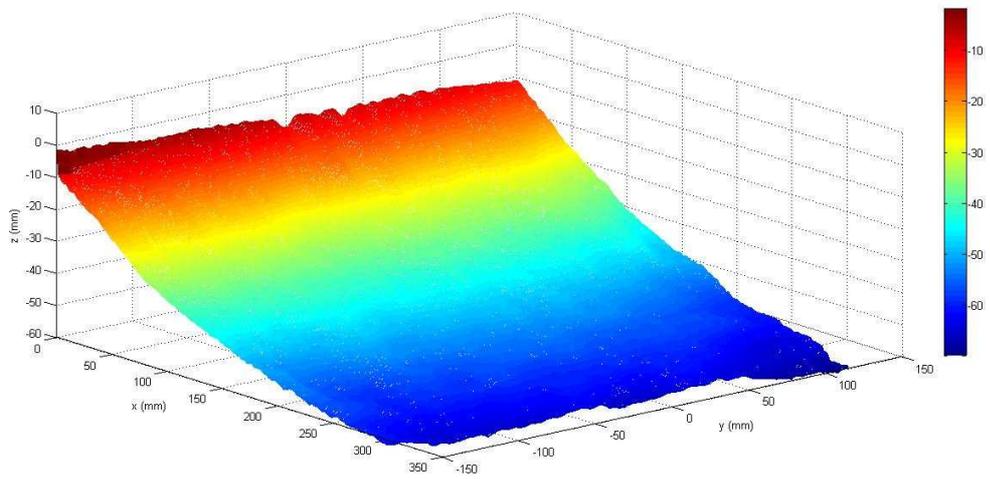


Figura 5.31 - *Superficie erosa al tempo $t=2$ h relativa alla IV serie di prove*

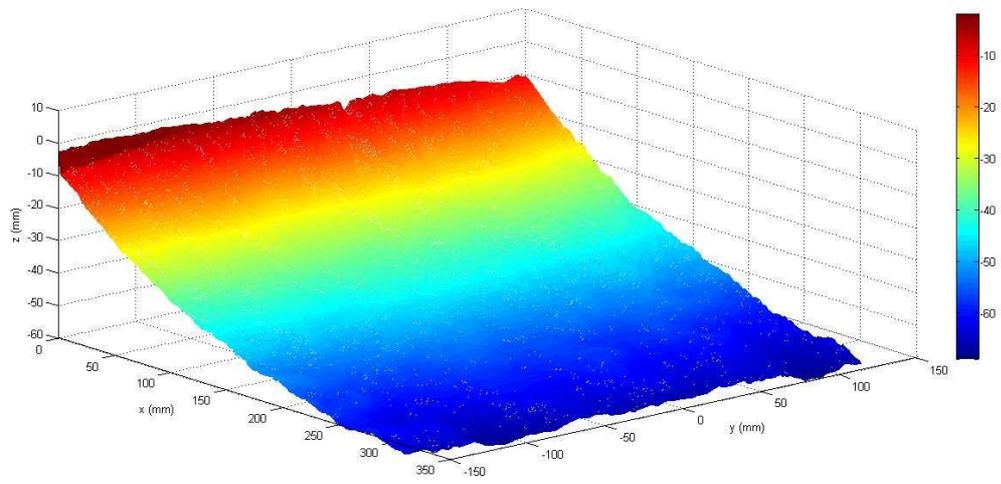


Figura 5.32 - *Superficie erosa al tempo $t=4$ h relativa alla IV serie di prove*

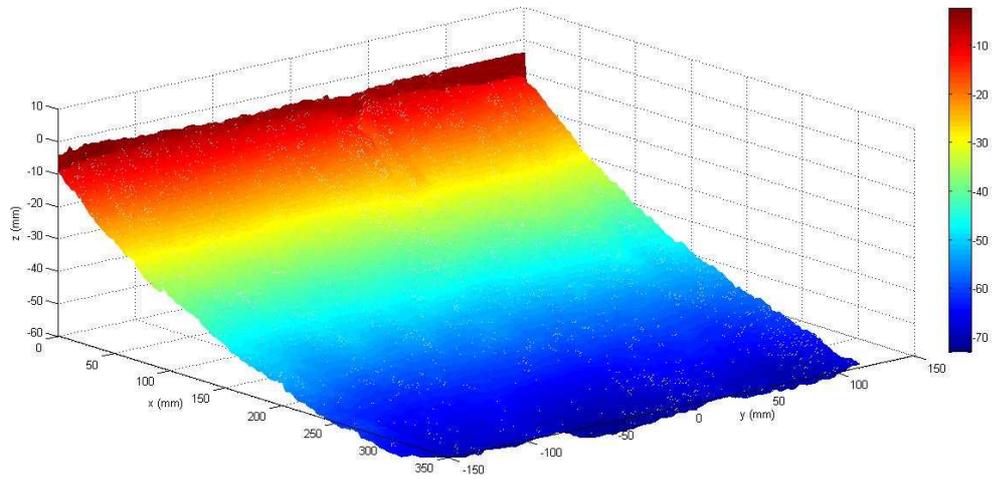


Figura 5.33 - *Superficie erosa al tempo $t=8$ h relativa alla IV serie di prove*

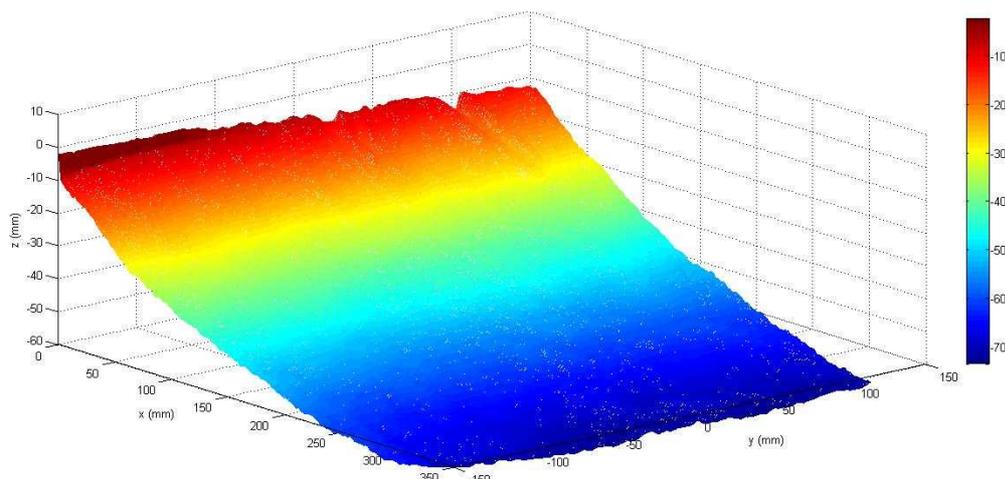


Figura 5.34 - Superficie erosa al tempo $t=12$ h relativa alla IV serie di prove

Dalle superfici rilevate con il laser scanner 3D, si nota l'evidente presenza di una maggiore erosione nella zona immediatamente a valle del fondo mobile e, in alcuni casi, anche in prossimità delle pareti. In tali zone, infatti, si osservava la formazione di fenomeni di escavazione localizzata.

La superficie erosa, inoltre, mostra chiaramente il differente comportamento del fondo mobile costituito da una miscela di sedimenti coesivi più sabbia rispetto a quello costituito dalla sola sabbia.

Nel primo caso, infatti, il fenomeno erosivo risulta essere tridimensionale, con andamento fortemente irregolare della superficie erosa, per il quale i profili longitudinali risultano variabili se ci si sposta dalla mezzeria verso le pareti. Nel secondo caso, invece, il fenomeno erosivo risulta essere bidimensionale, ossia il profilo longitudinale di scavo in mezzeria può essere assunto come rappresentativo dell'intera sezione.

Questo risulta particolarmente evidente se si confrontano i risultati ottenuti per la I e la II serie di prove ($Q=25,1$ l/s; $\tau_b=3,69\div 4,07$ Pa) (figg.5.15÷5.24).

In essi si nota, inoltre, come le proprietà coesive del fondo relativo alla I serie di prove, sono responsabili di un aumento della resistenza a erosione e quindi di una diminuzione di materiale asportato nel tempo.

A tal proposito, in riferimento ai dati sperimentali riportati in tabella 10, si nota come il volume eroso dal letto di sedimenti coesivi, a parità di portata e di sforzo tangenziale al fondo, risulta inferiore del 40% circa rispetto a quello del letto sabbioso.

Se, invece, si osserva il comportamento dei due differenti tipi di letto in esame per $Q=40,1$ l/s e $\tau_b=5,47\div 6,29$ Pa (III e IV serie), si nota come il processo erosivo è pressoché simile in termini di volume eroso e modalità (figg.5.25÷5.34).

Infatti, sempre in riferimento ai dati sperimentali riportati in tabella 10, si osserva che il volume eroso dal letto di sedimenti coesivi risulta inferiore del 6% circa rispetto a quello del letto sabbioso. Questo, probabilmente, è da attribuire allo sforzo tangenziale medio che la corrente esplica al fondo, per $Q=40,1$ l/s, per ambedue i letti erodibili.

Pertanto, si deve ritenere che, una volta raggiunta la condizione di moto incipiente dei sedimenti, le proprietà coesive tendano a non influenzare significativamente la resistenza a erosione, come osservato da *Nalluri e Alvarez* (1992), i quali, a seguito di studi sperimentali, mostrarono che, una volta mobilitati i sedimenti, le proprietà coesive tendono ad annullarsi, a causa della rottura dei legami all'interno della matrice solida.

Le suddette osservazioni trovano conferma anche negli andamenti delle sezioni trasversali, di cui si mostrano di seguito come esempio quelle riferite all'ascissa $x=50$, 100, 200 e 300 mm, per le diverse serie di prove, in riferimento al sistema (x,y,z) adottato (fig.5.11). Nelle sezioni trasversali del fondo eroso è stata rappresentata graficamente anche la quota media, per poter meglio osservare l'evoluzione spaziale del processo erosivo. A tal proposito, nelle figg. 5.35÷5.130, è possibile notare come il valore medio delle profondità di scavo trasversali tenda a ridursi al diminuire della larghezza del dominio di calcolo, poiché in tal caso si riduce l'effetto dell'influenza delle maggiori escavazioni presenti alle pareti e al fondo fisso di valle.

Vengono riportati anche i profili longitudinali dello scavo medio (figg. 5.131÷5.134) e massimo (figg. 5.135÷5.138) trasversale e la distribuzione in pianta di quest'ultimo (figg. 5.139÷5.142).

Inoltre, rispetto alla sezione di mezzeria del fondo eroso ($y=0$, fig.5.11), sono stati ricostruiti gli andamenti dei profili della superficie libera della corrente e del fondo eroso all'istante finale di ciascuna prova (figg. 5.143÷5.162). In essi si nota come in corrispondenza del fondo eroso si verifichi un rigonfiamento del pelo libero della corrente.

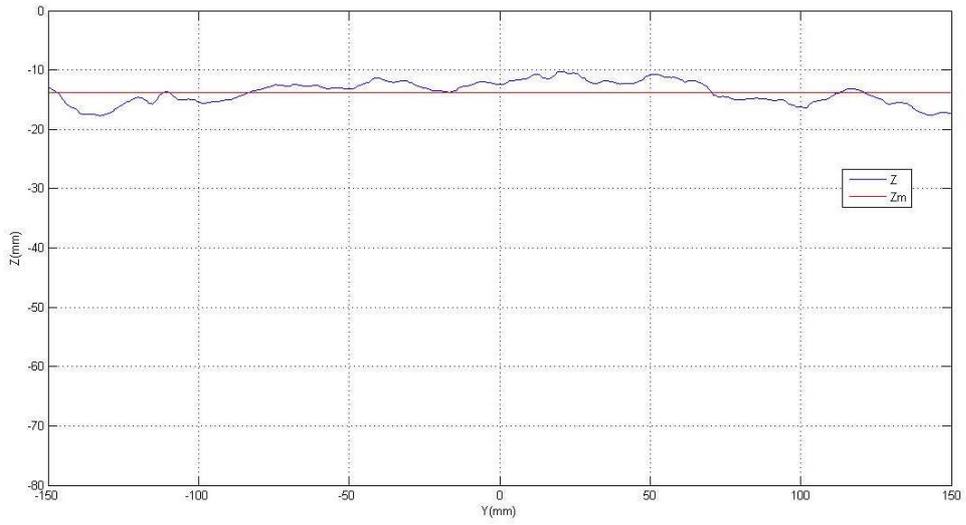


Figura 5.35 – Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=1$ h (I serie)

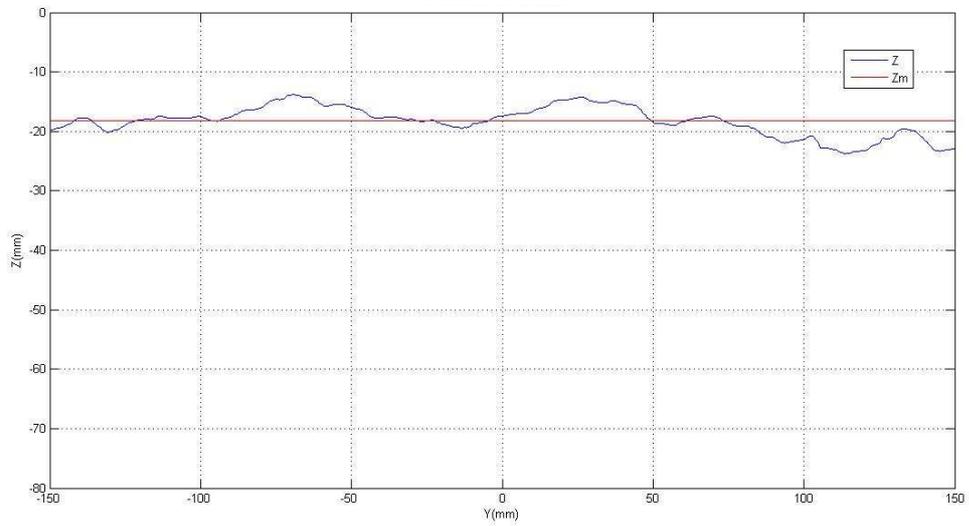


Figura 5.36 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=1$ h (I serie)

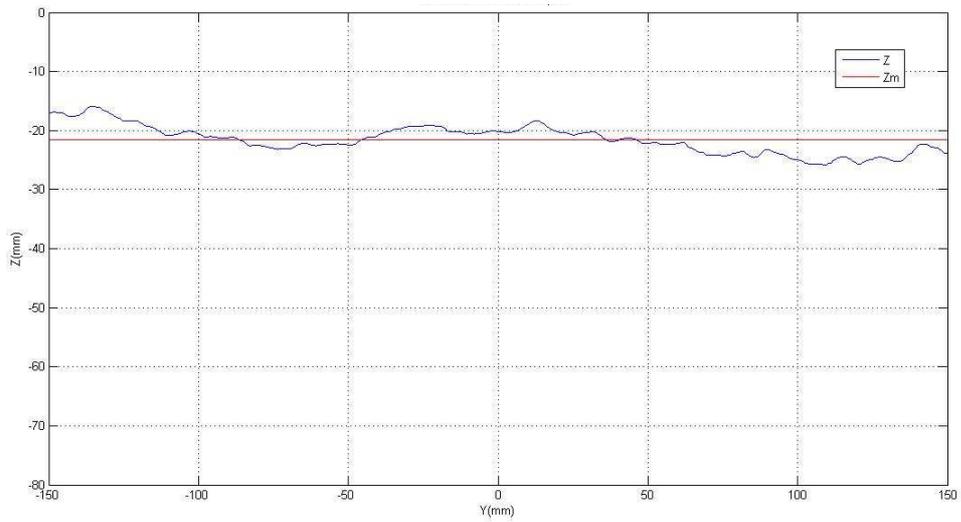


Figura 5.37 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=1$ h (I serie)

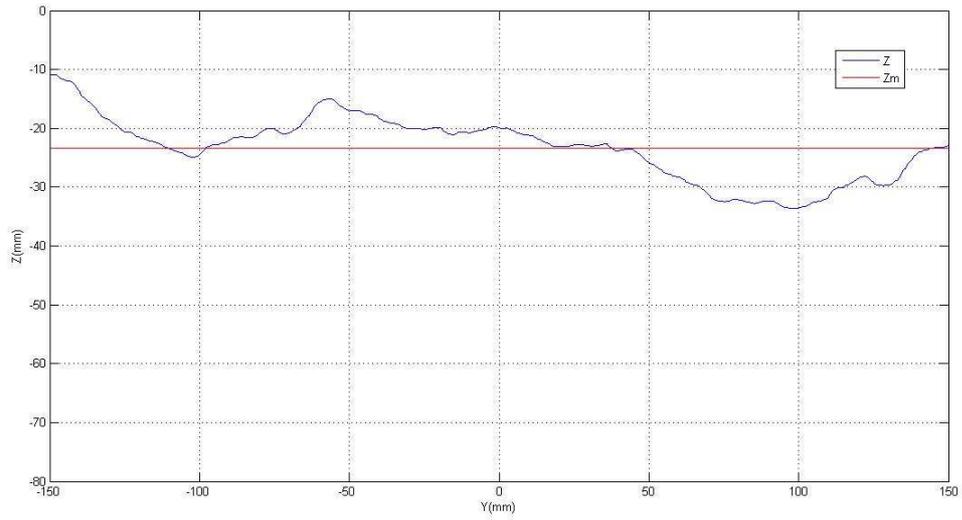


Figura 5.38 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=1$ h (I serie)

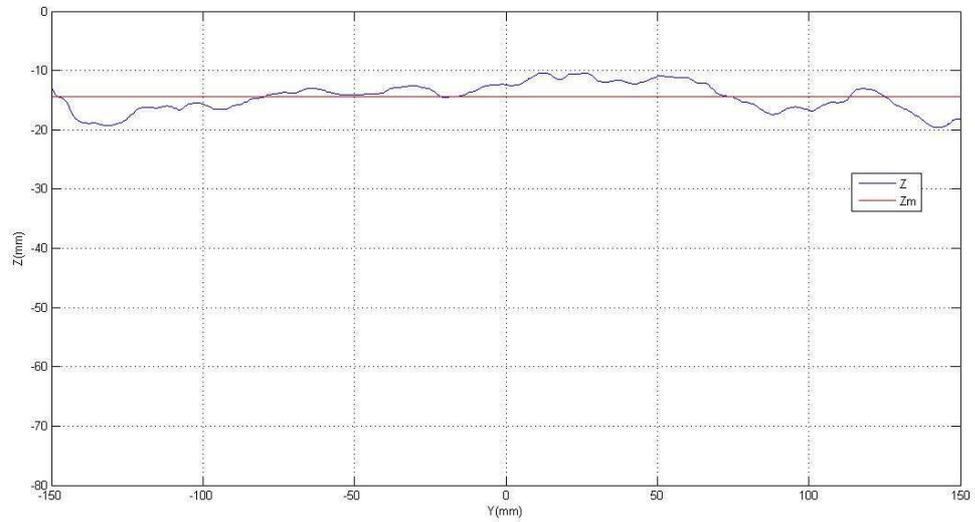


Figura 5.39 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=2$ h (I serie)

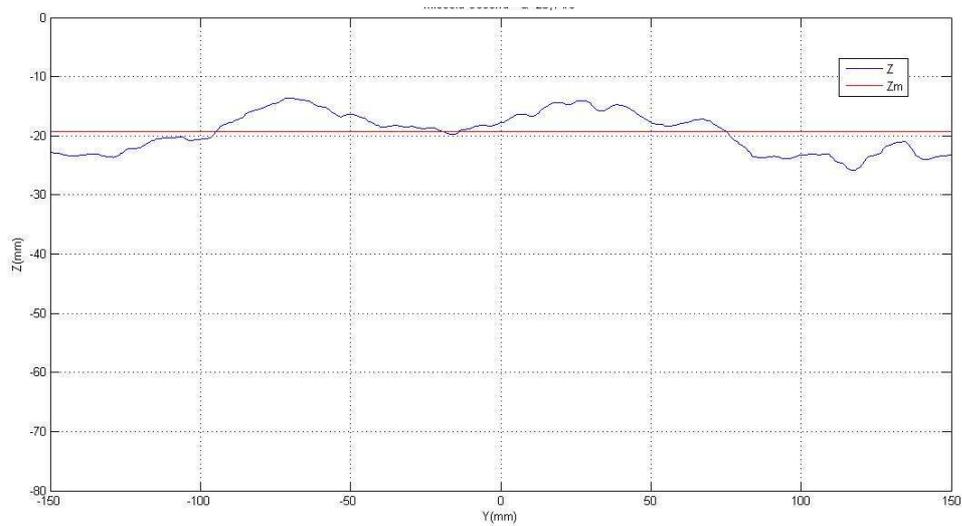


Figura 5.40 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=2$ h (I serie)

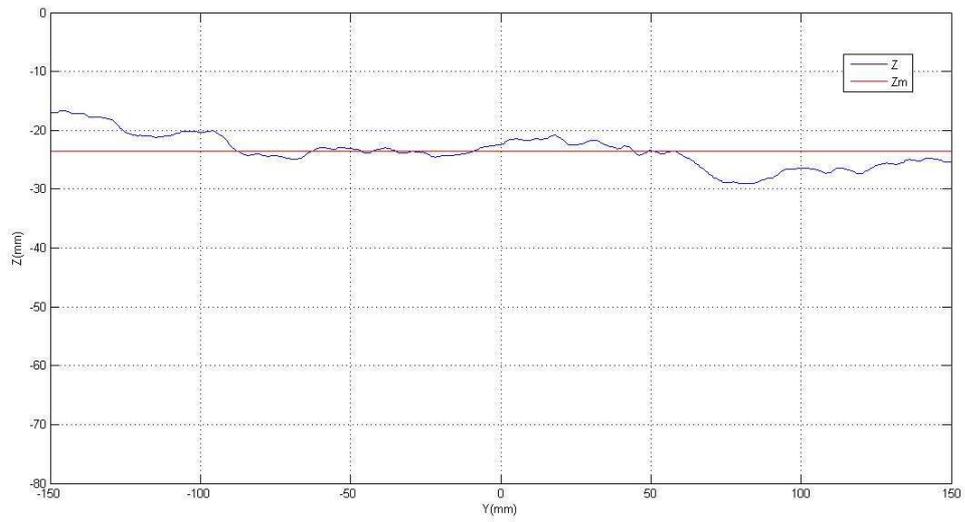


Figura 5.41 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=2$ h (I serie)

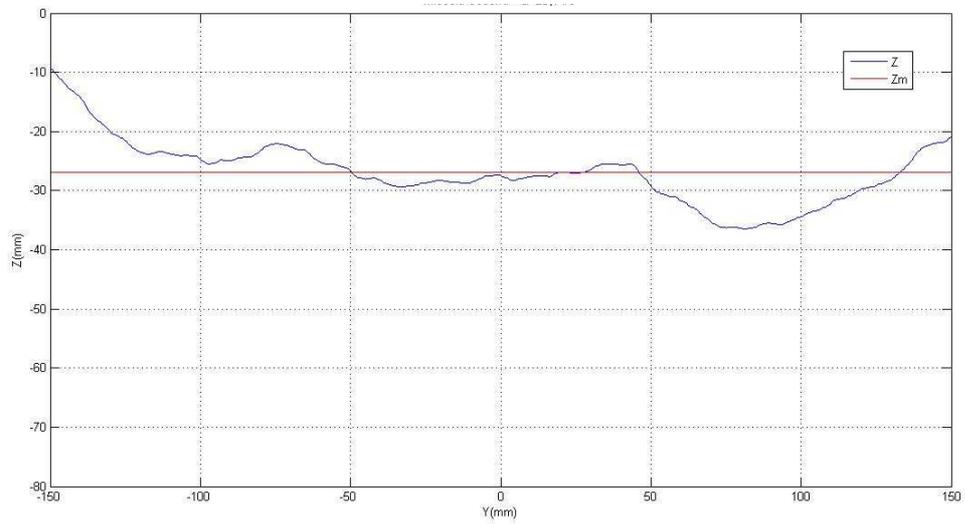


Figura 5.42 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=2$ h (I serie)

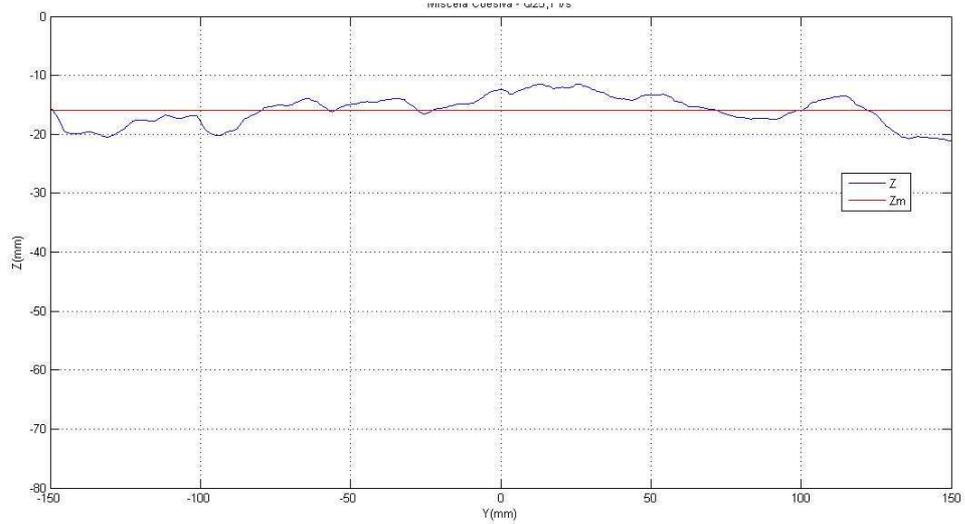


Figura 5.43 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=4$ h (I serie)

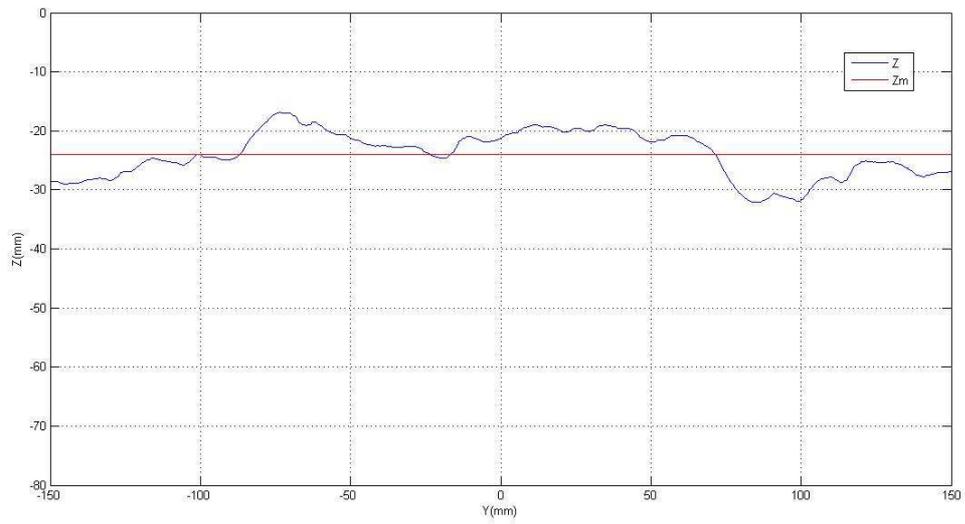


Figura 5.44 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=4$ h (I serie)

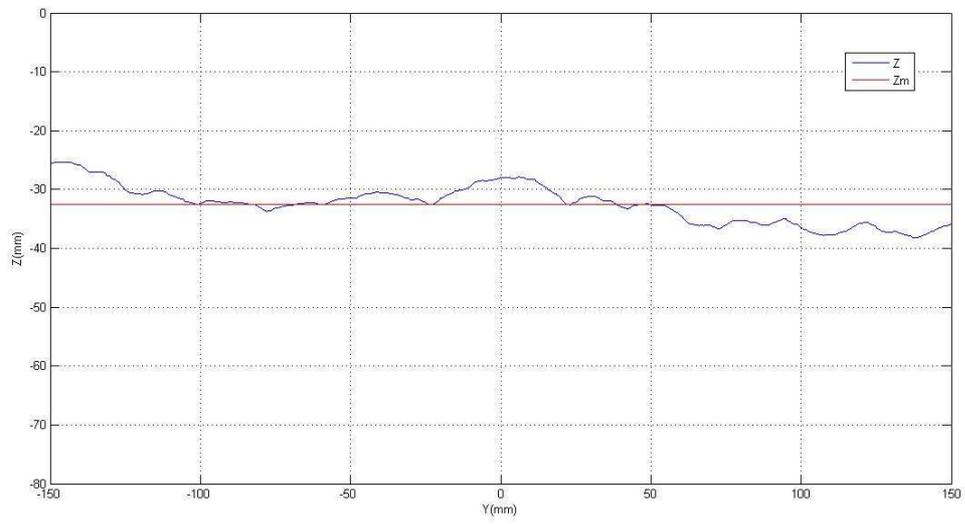


Figura 5.45 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=4$ h (I serie)

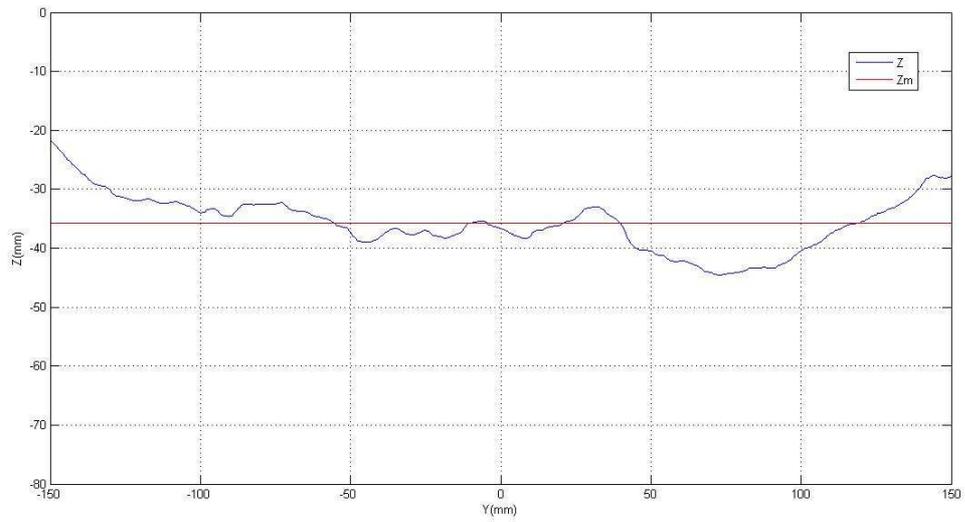


Figura 5.46 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=4$ h (I serie)

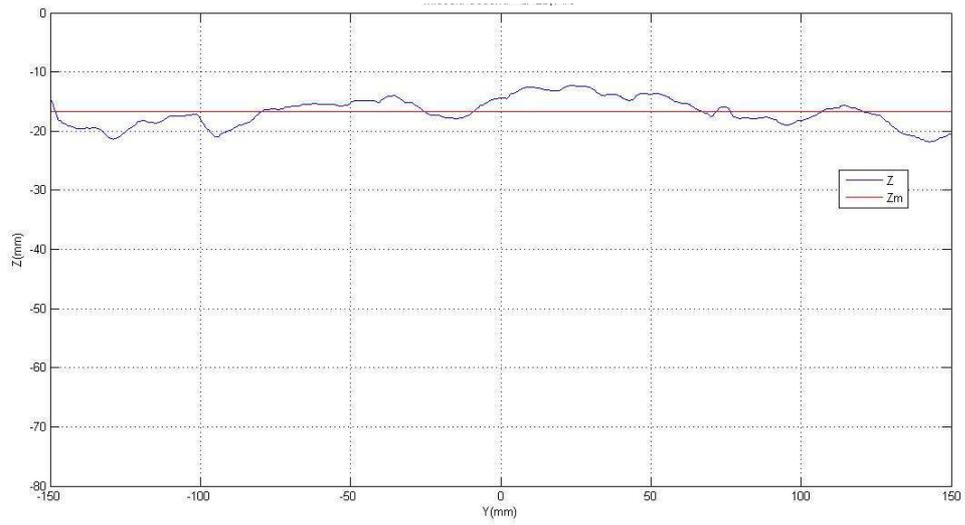


Figura 5.47 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=8$ h (I serie)

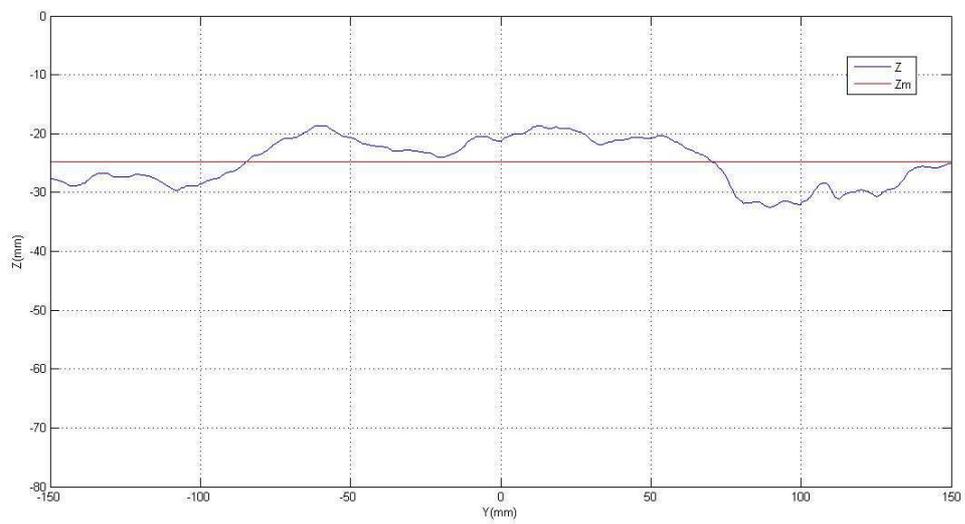


Figura 5.48 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=8$ h (I serie)

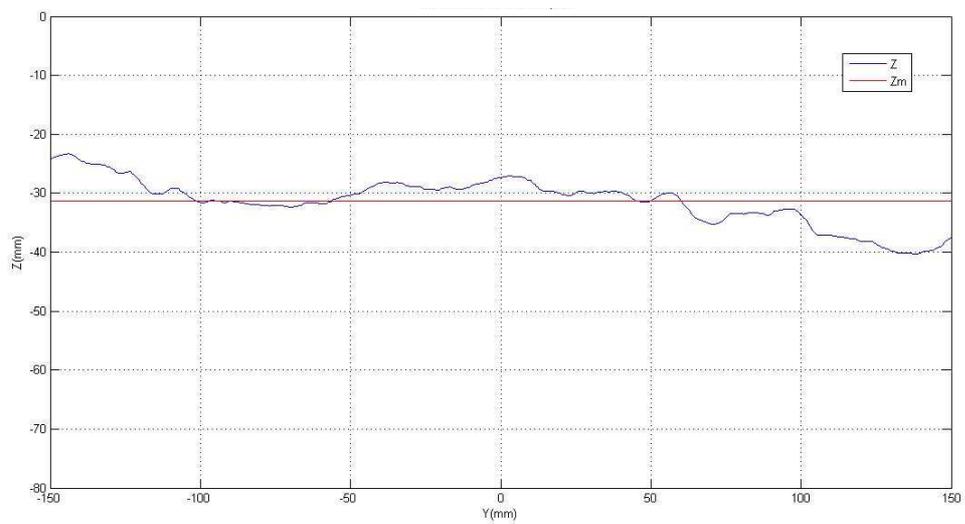


Figura 5.49 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=8$ h (I serie)

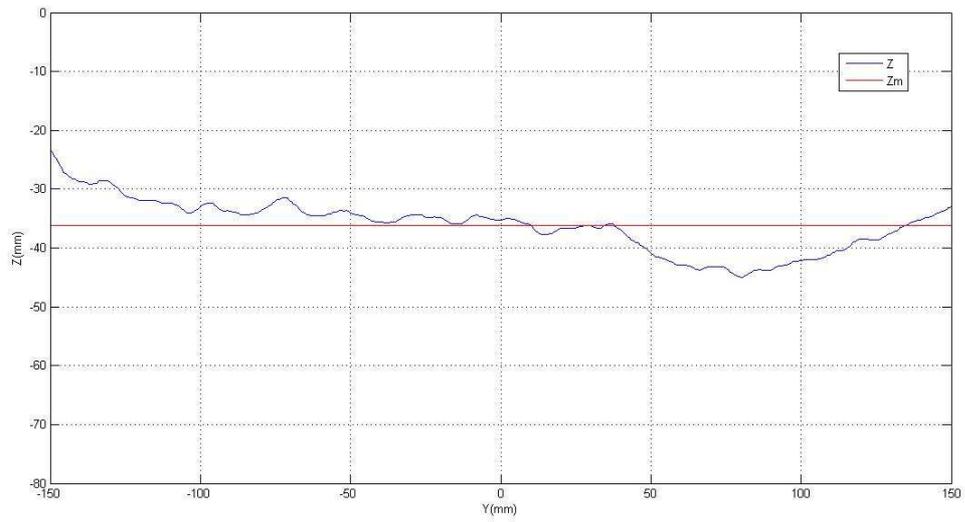


Figura 5.50 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=8$ h (I serie)

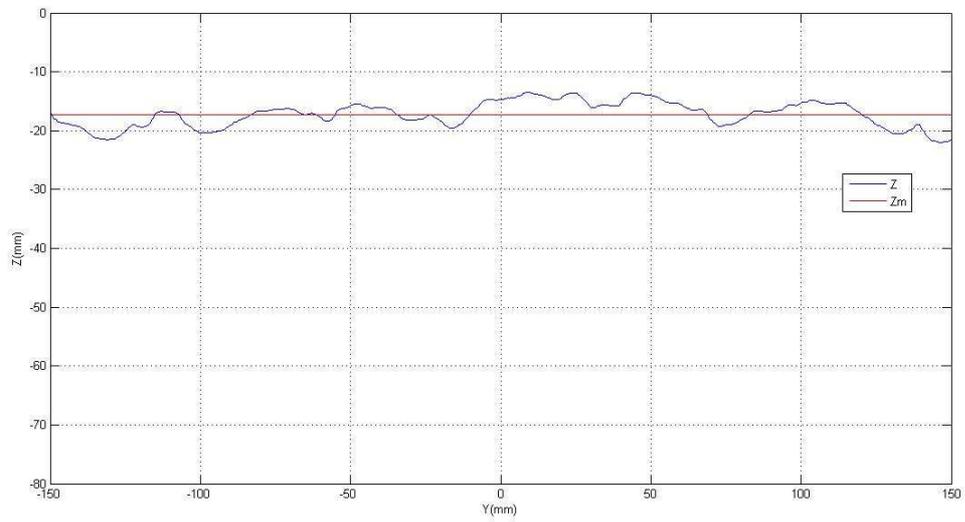


Figura 5.51 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=15$ h (I serie)

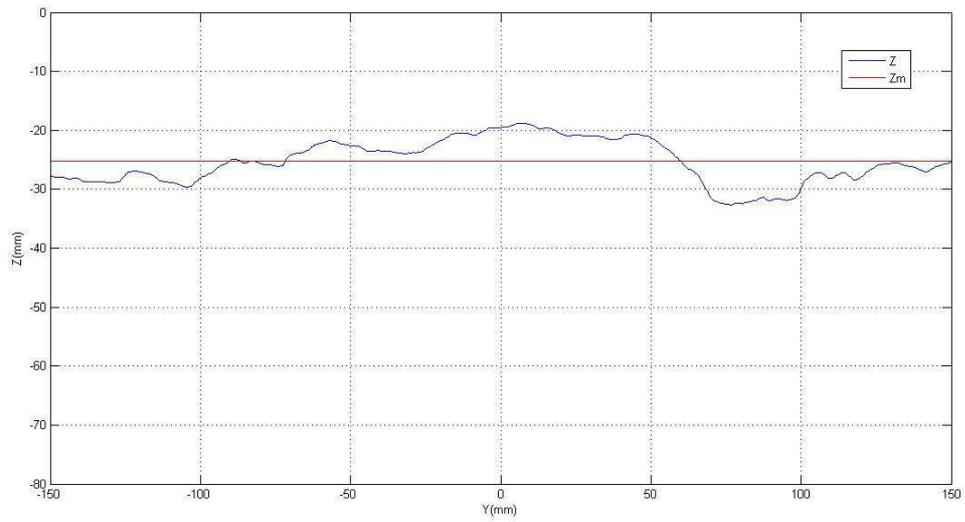


Figura 5.52 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=15$ h (I serie)

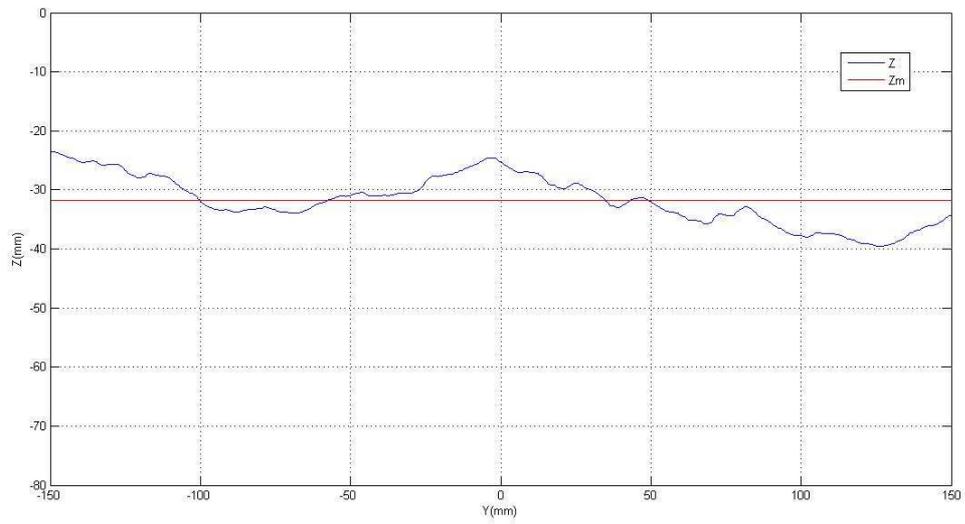


Figura 5.53 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=15$ h (I serie)

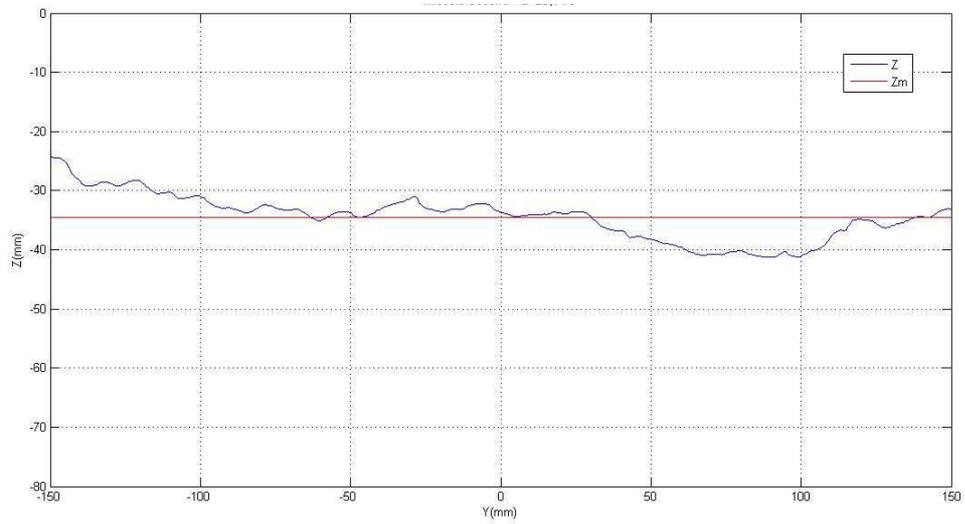


Figura 5.54 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=15$ h (I serie)

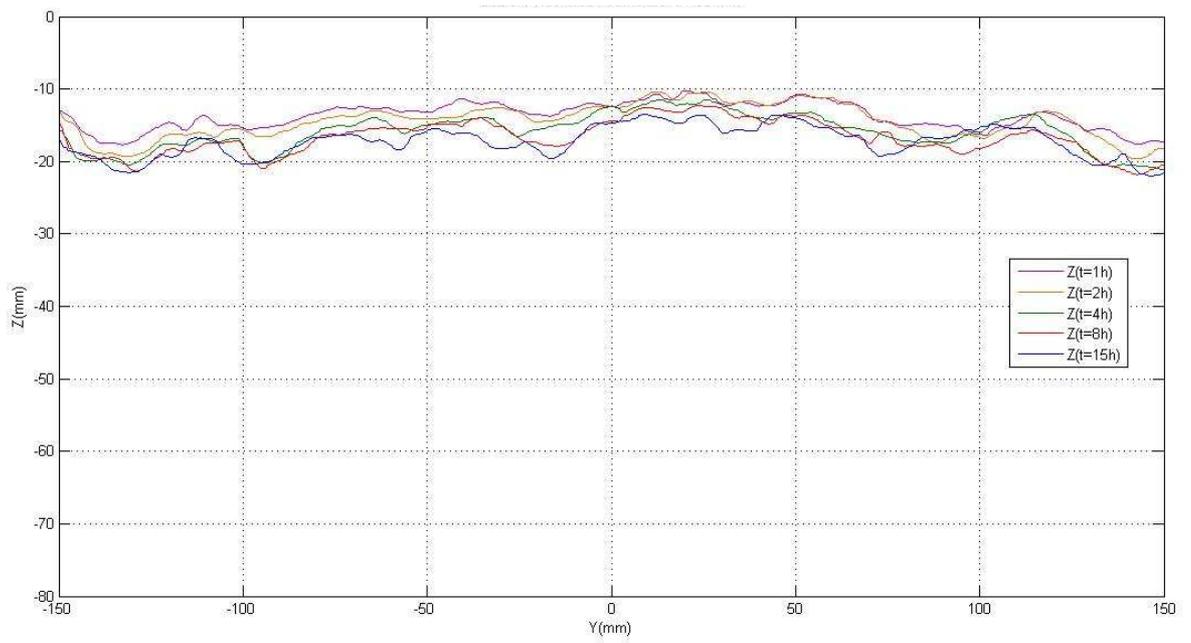


Figura 5.55 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=50$ mm (I serie)

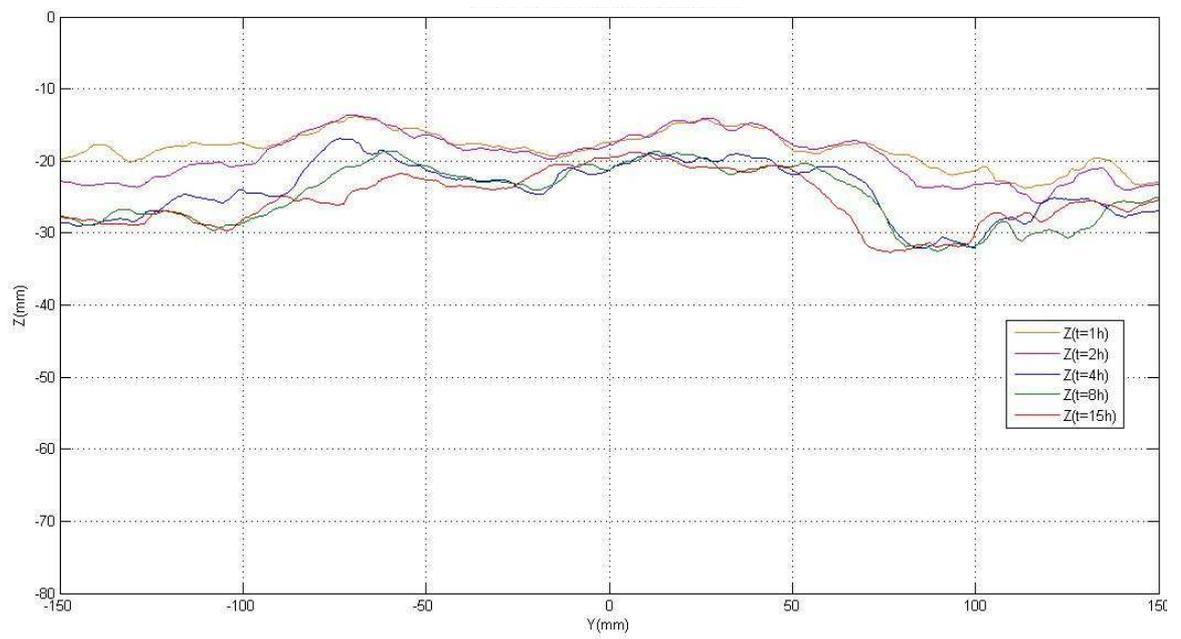


Figura 5.56 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=100$ mm (I serie)

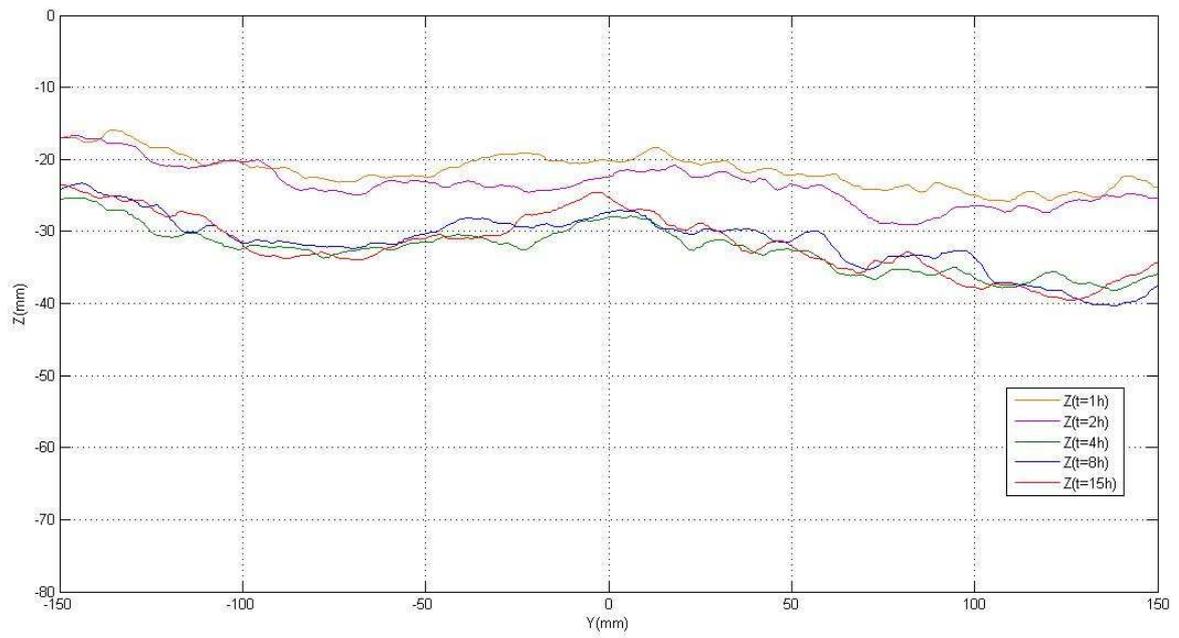


Figura 5.57 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=200$ mm (I serie)

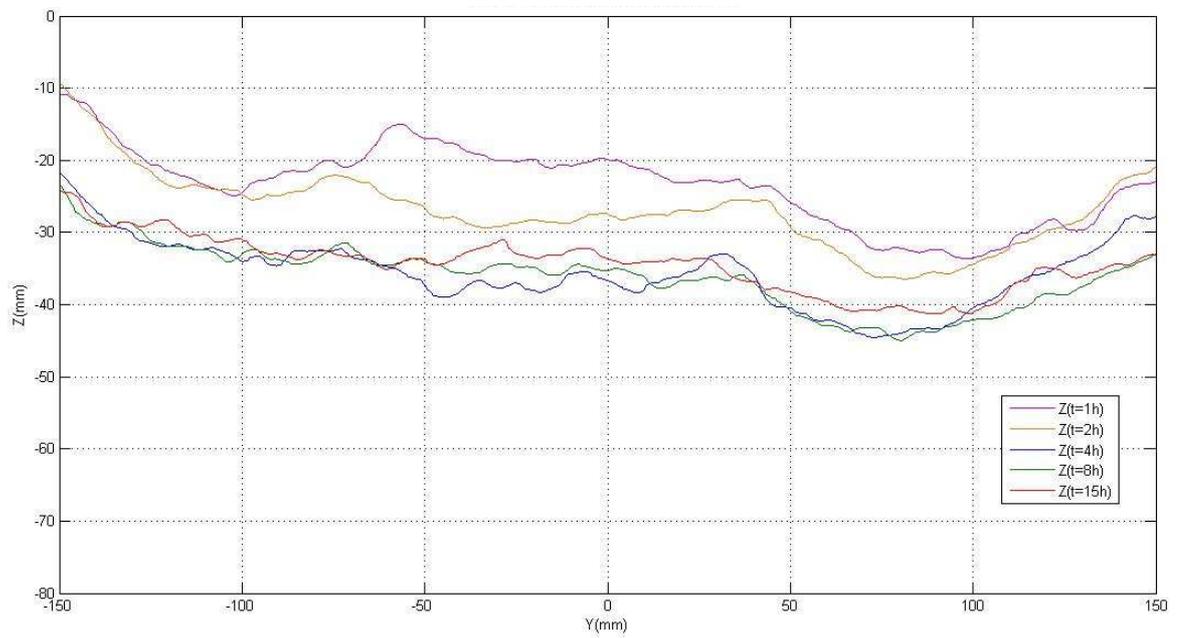


Figura 5.58 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=300$ mm (I serie)

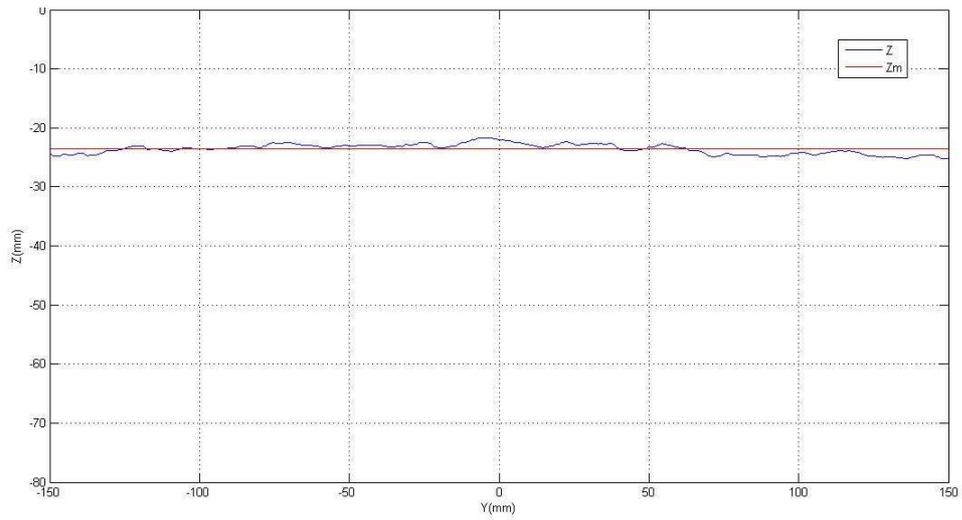


Figura 5.59 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=1$ h (II serie)

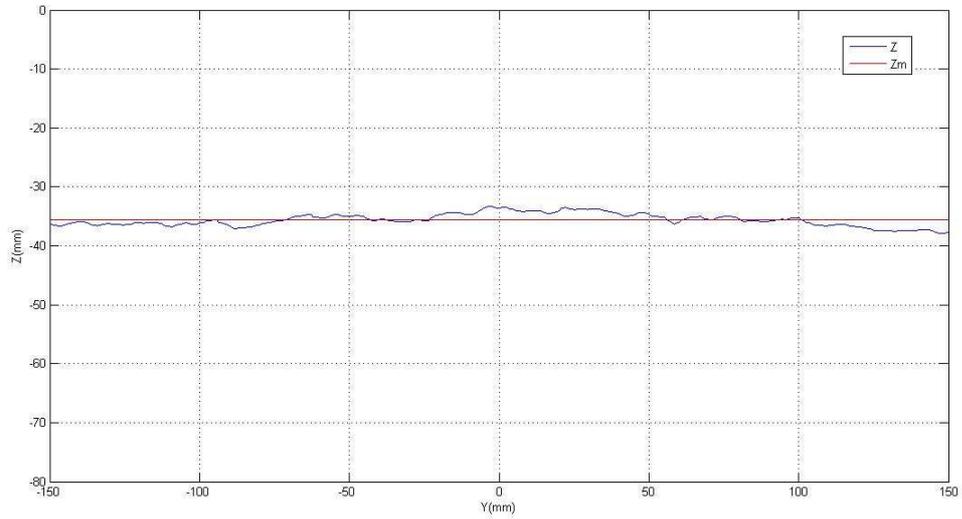


Figura 5.60 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=1$ h (II serie)

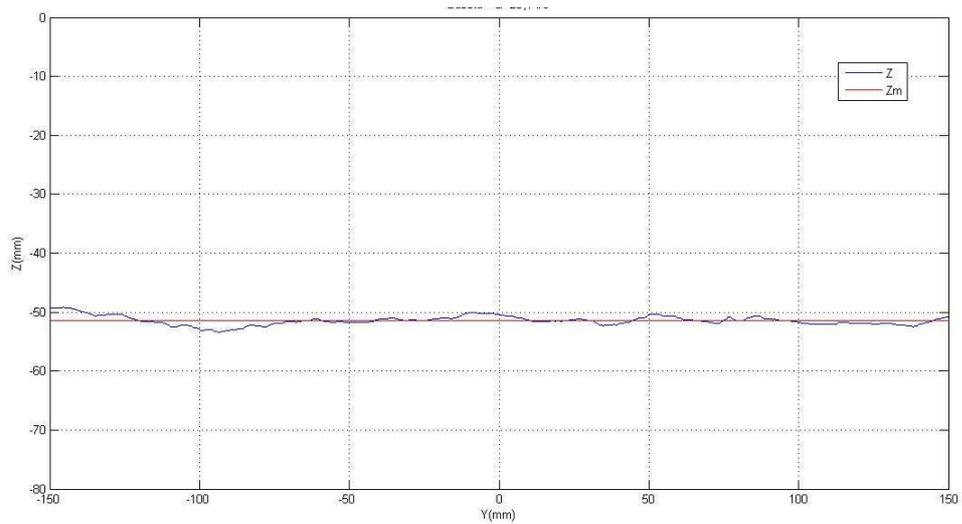


Figura 5.61 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=1$ h (II serie)

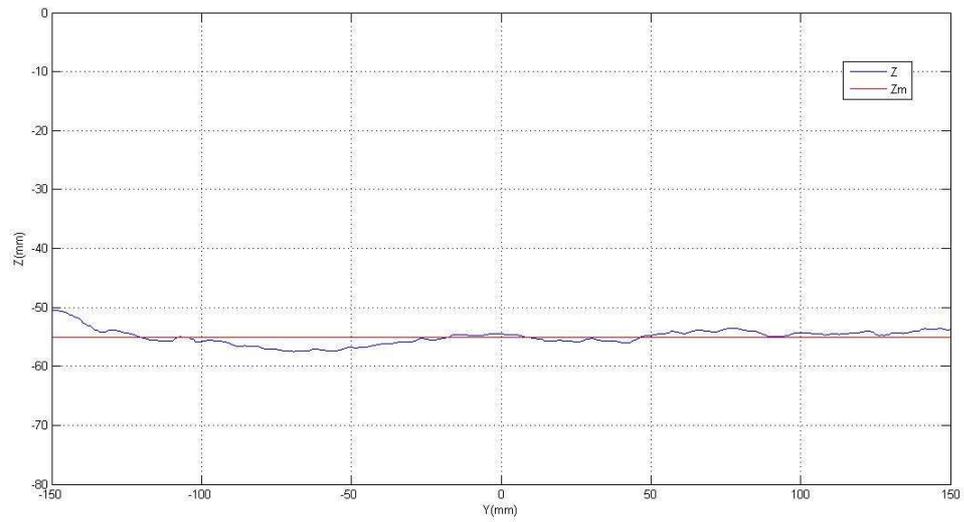


Figura 5.62 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=1$ h (II serie)

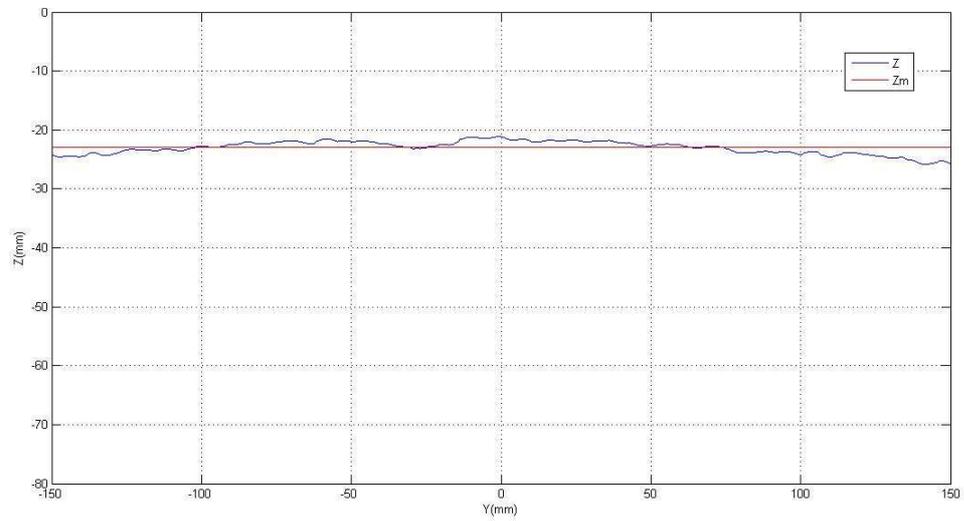


Figura 5.63 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=2$ h (II serie)

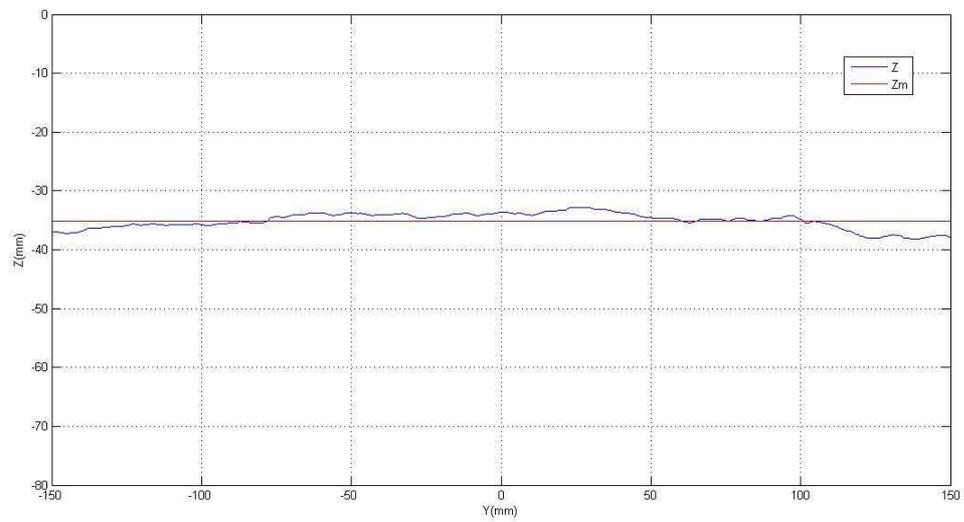


Figura 5.64 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=2$ h (II serie)

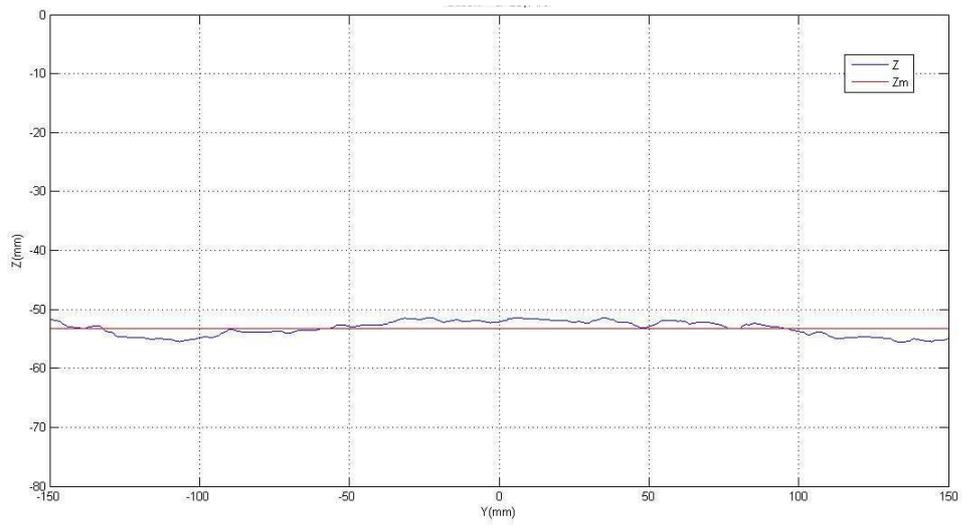


Figura 5.65 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=2$ h (II serie)

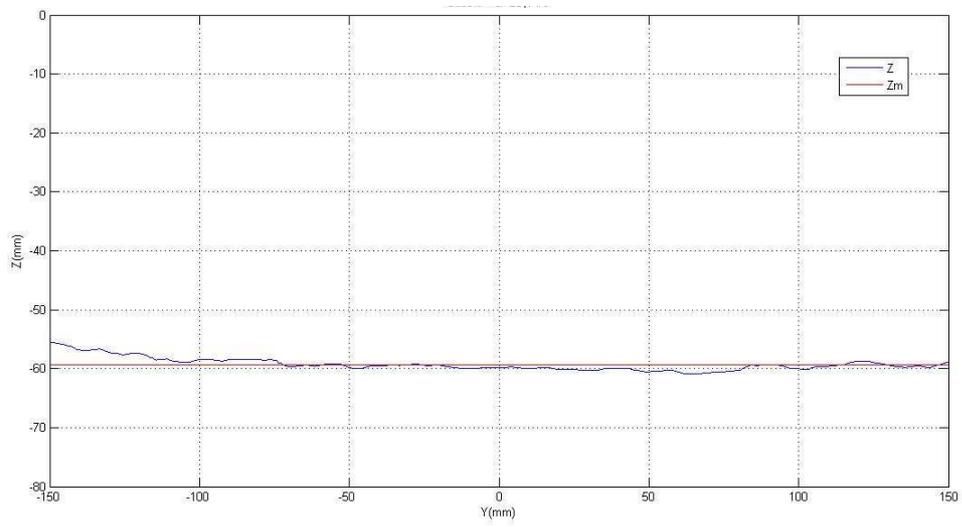


Figura 5.66 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=2$ h (II serie)

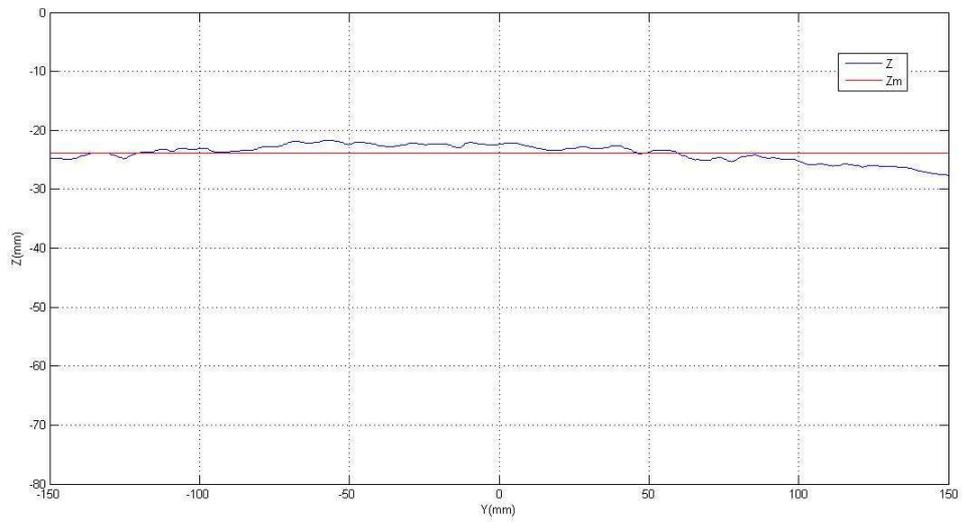


Figura 5.67 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=4$ h (II serie)

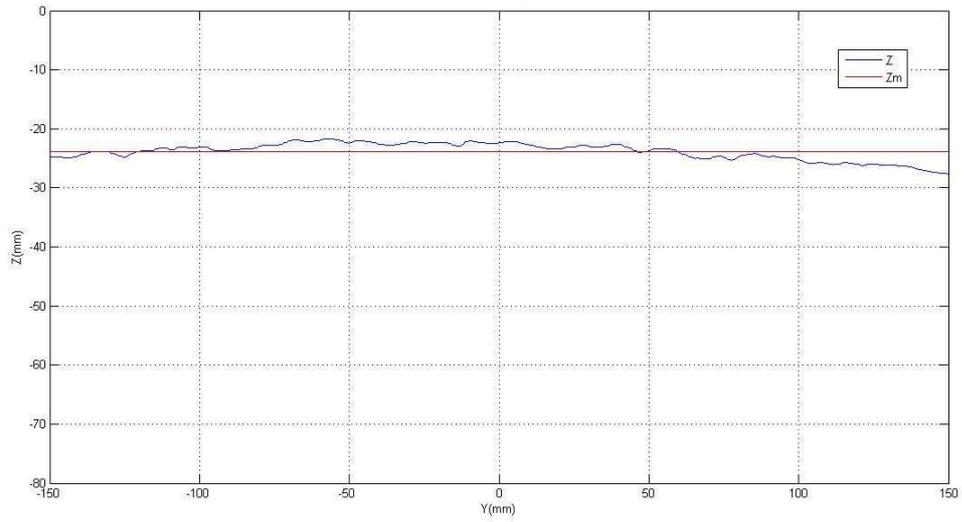


Figura 5.68 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=4$ h (II serie)

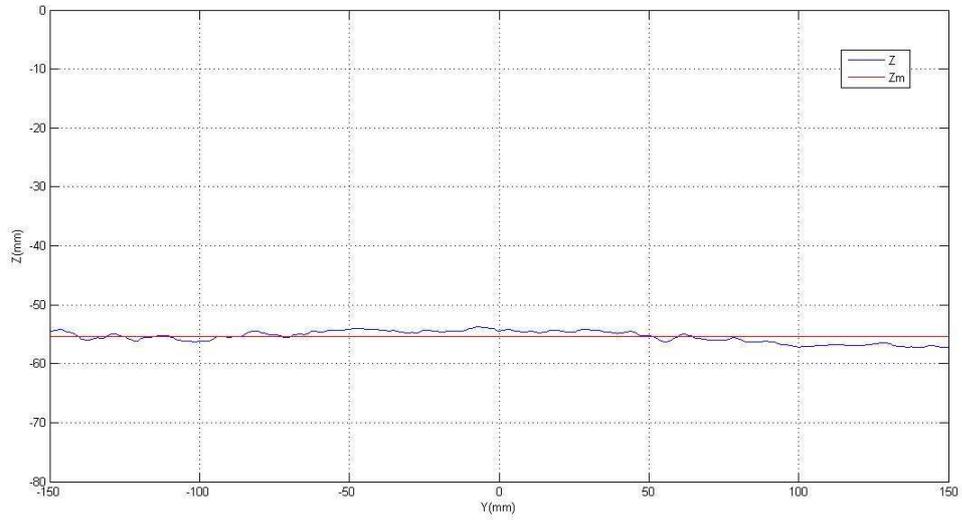


Figura 5.69 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=4$ h (II serie)

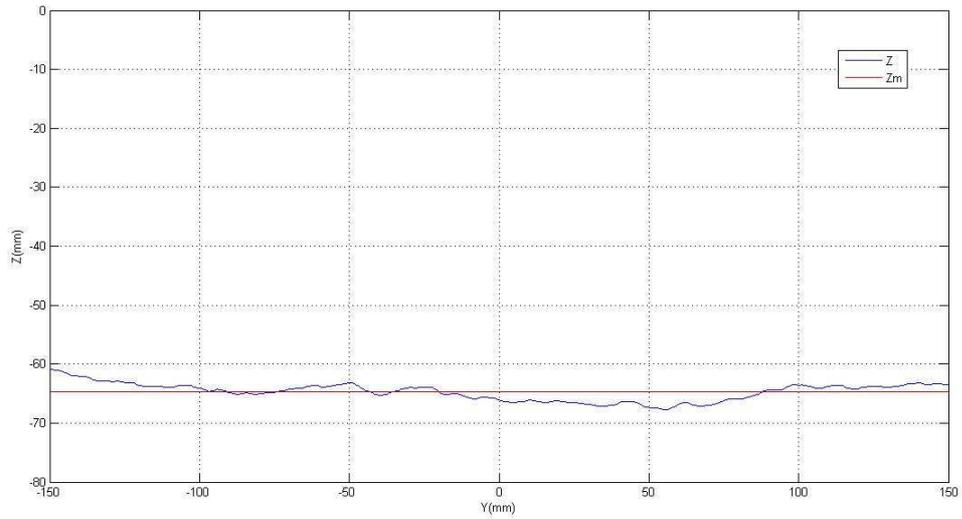


Figura 5.70 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=4$ h (II serie)

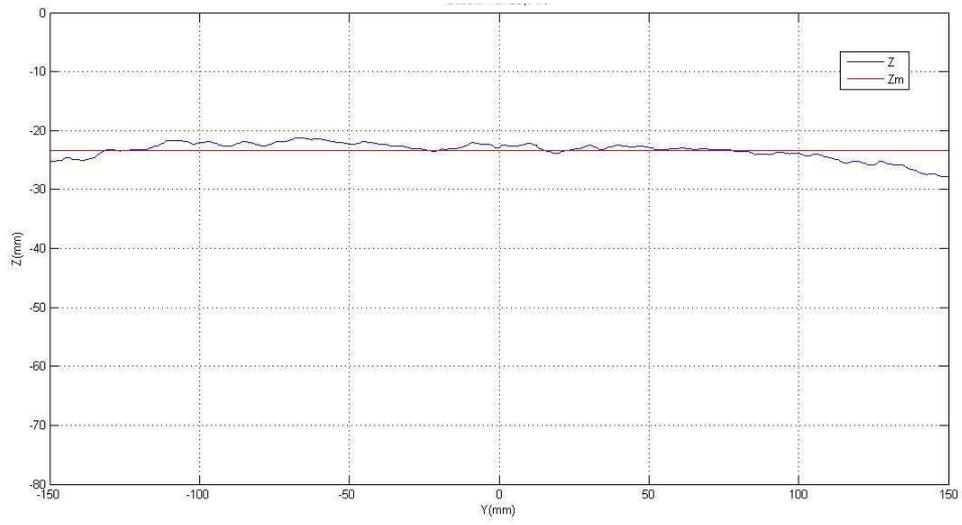


Figura 5.71 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=8$ h (II serie)

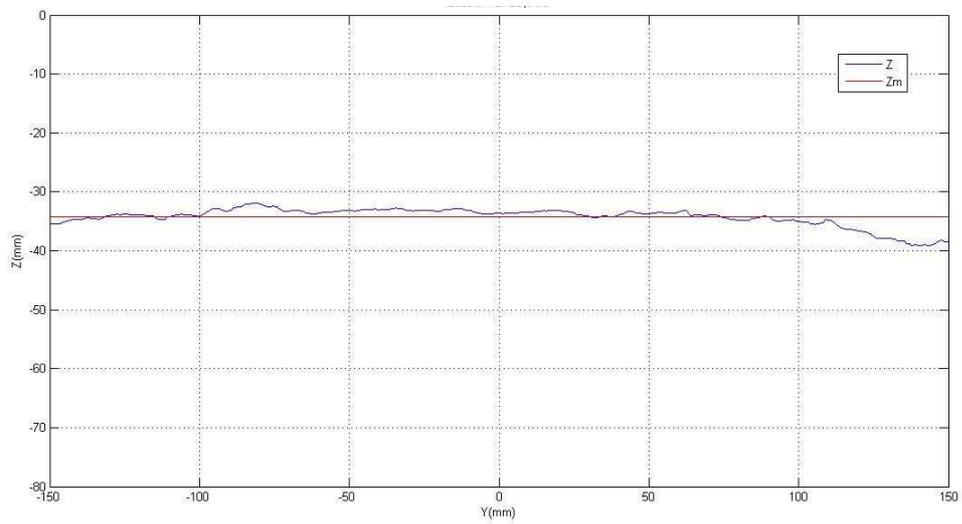


Figura 5.72 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=8$ h (II serie)

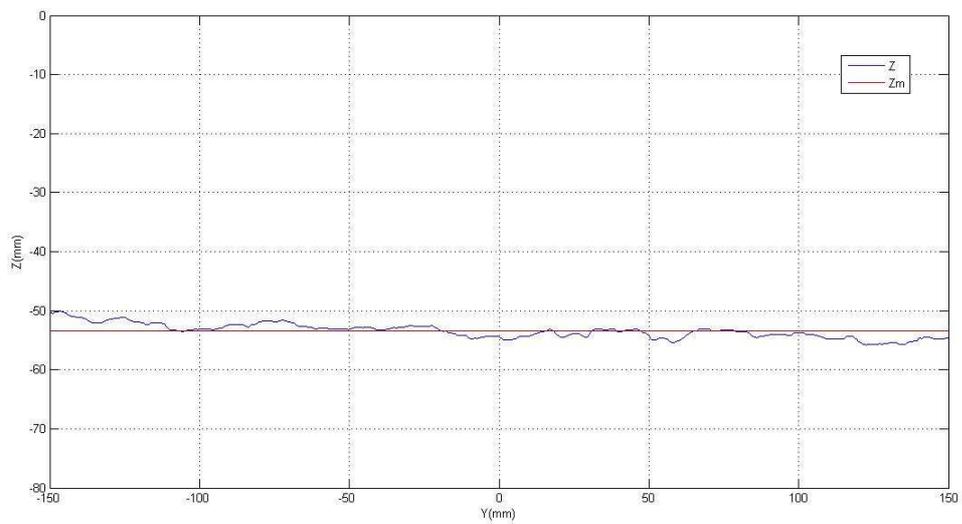


Figura 5.73 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=8$ h (II serie)

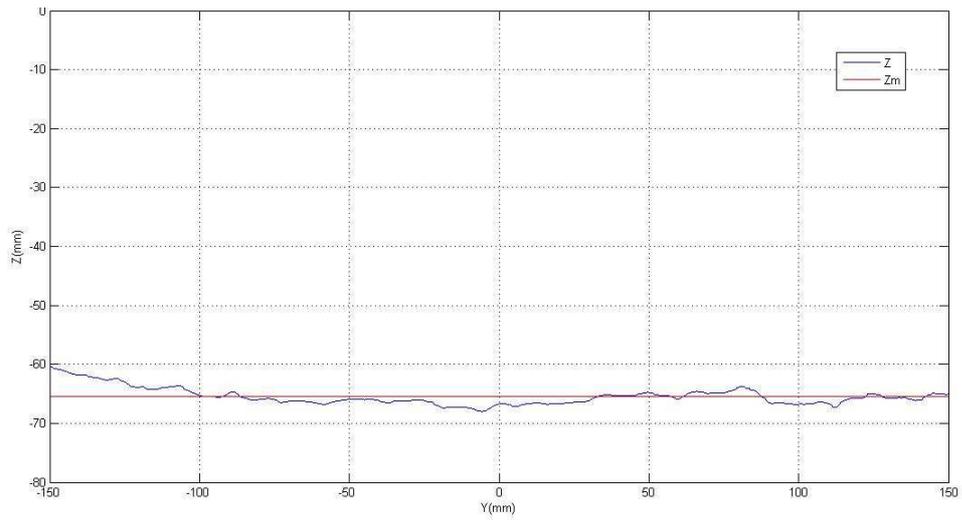


Figura 5.74 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=8$ h (II serie)

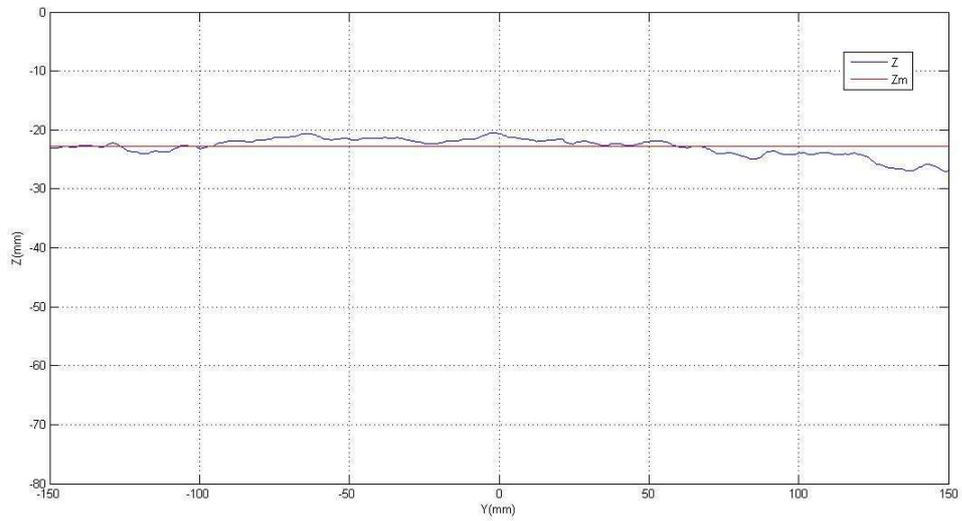


Figura 5.75 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=15$ h (II serie)

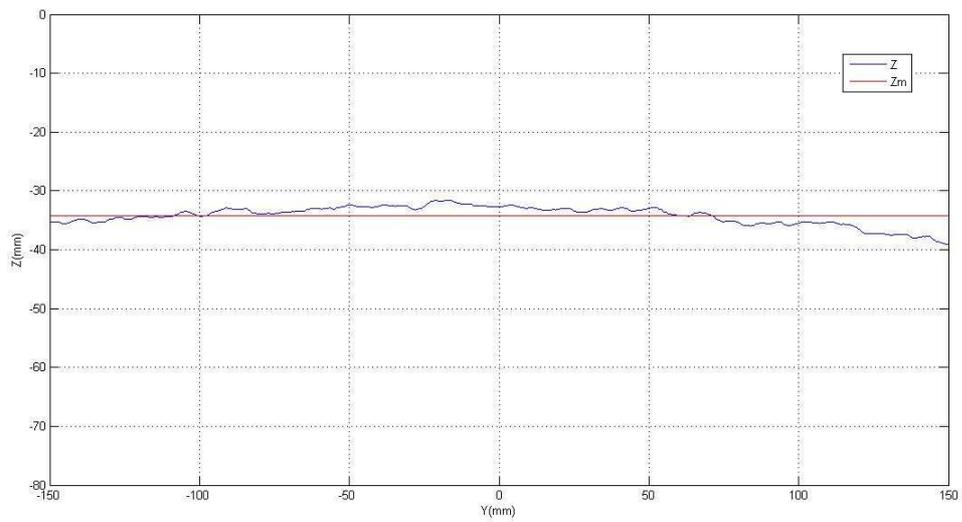


Figura 5.76 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=15$ h (II serie)

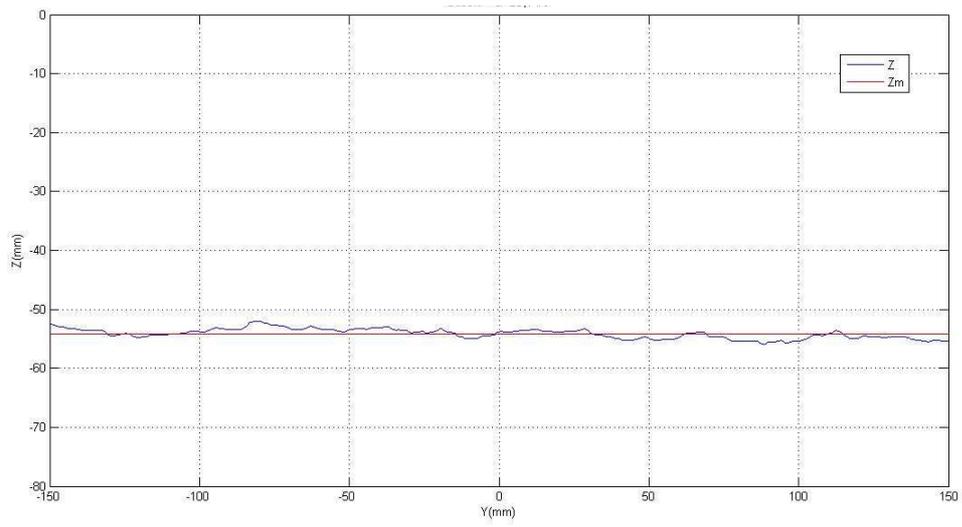


Figura 5.77 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=15$ h (II serie)

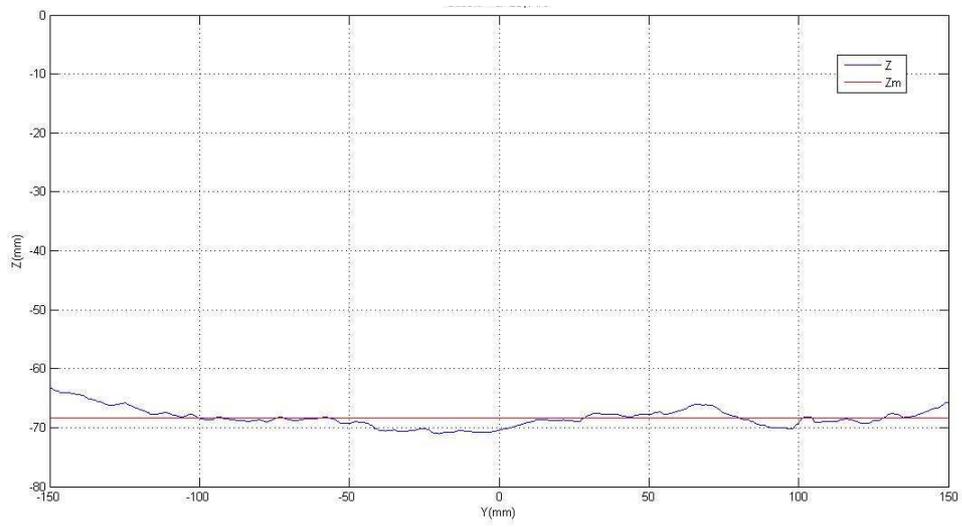


Figura 5.78 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=15$ h (II serie)

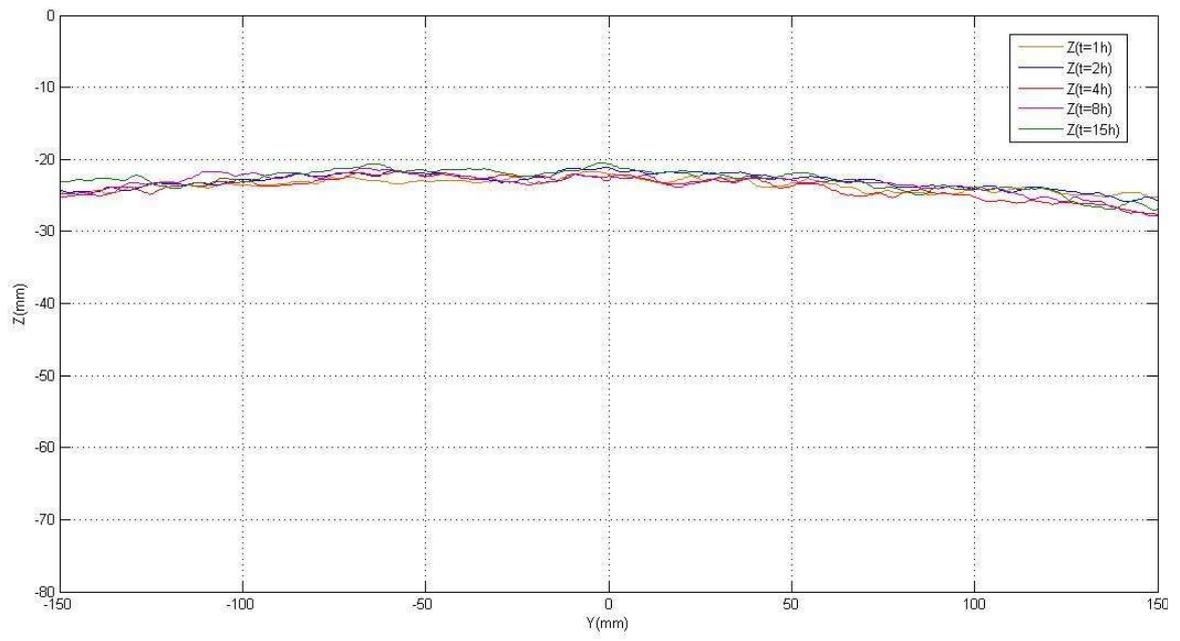


Figura 5.79 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=50$ mm (II serie)

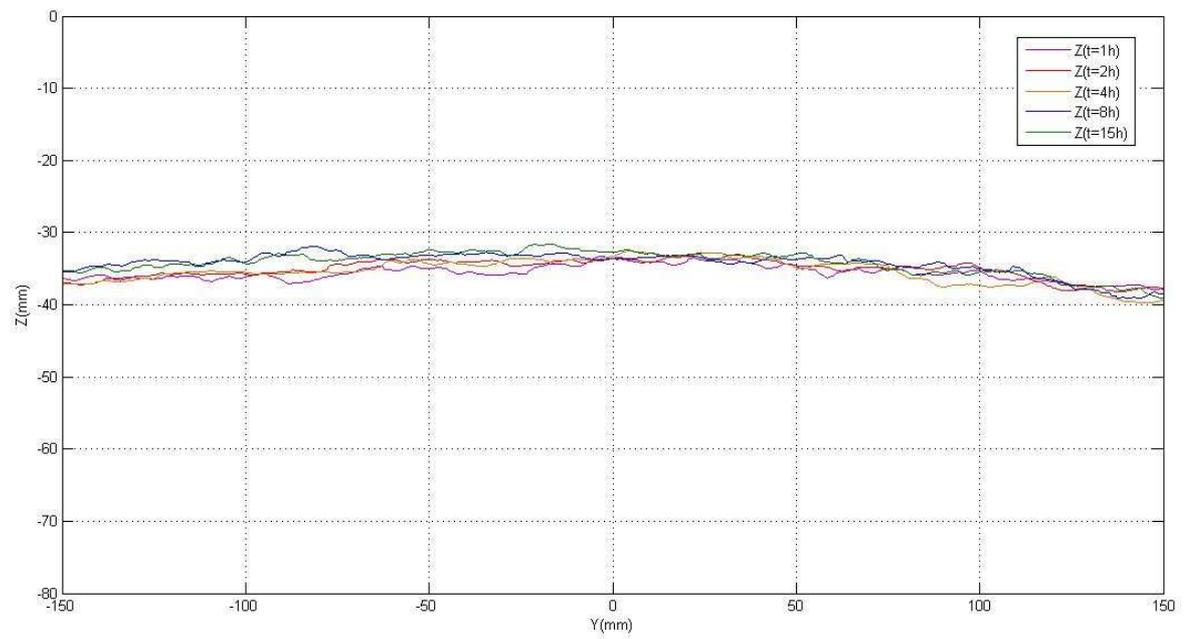


Figura 5.80 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=100$ mm (II serie)

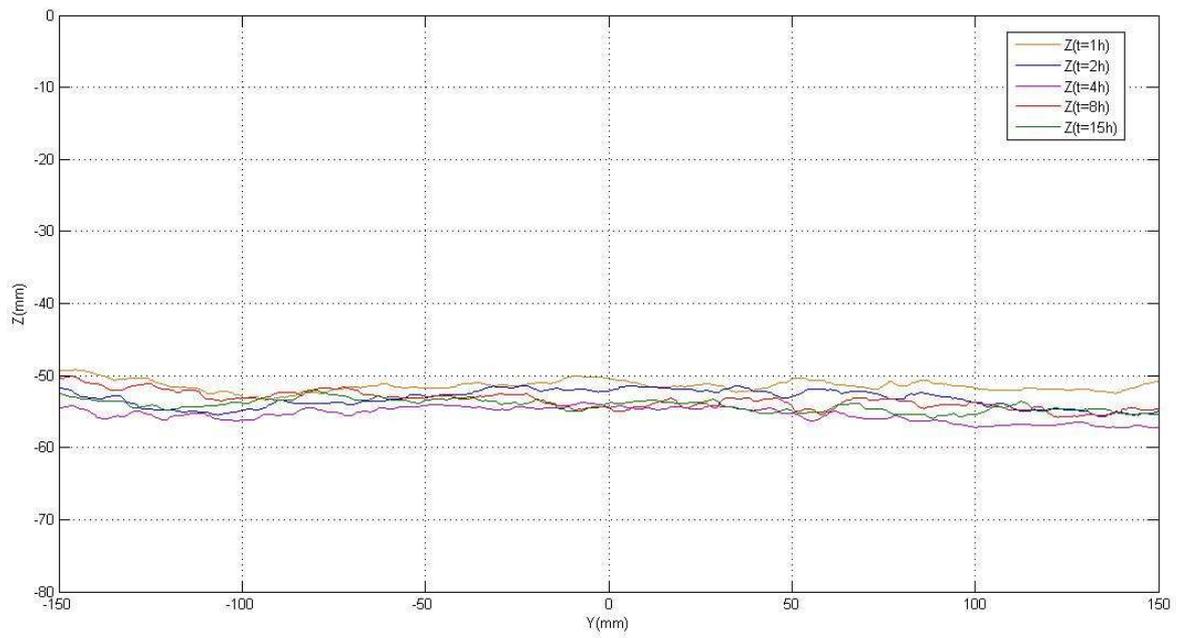


Figura 5.81 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=200$ mm (II serie)

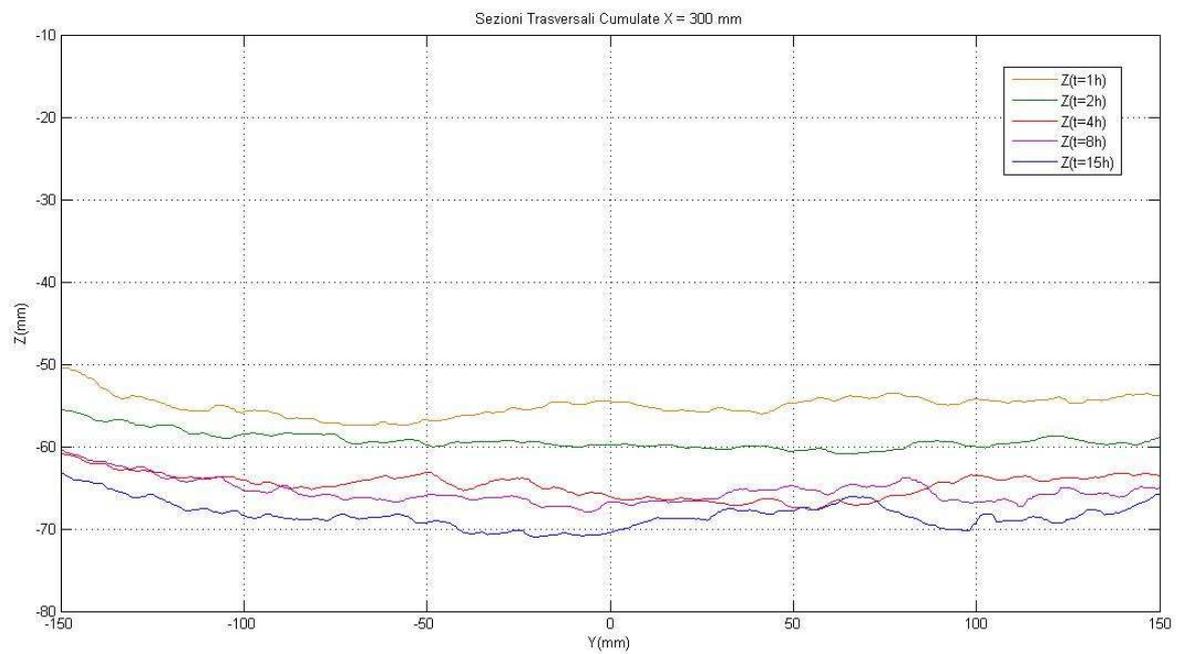


Figura 5.82 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=300$ mm (II serie)

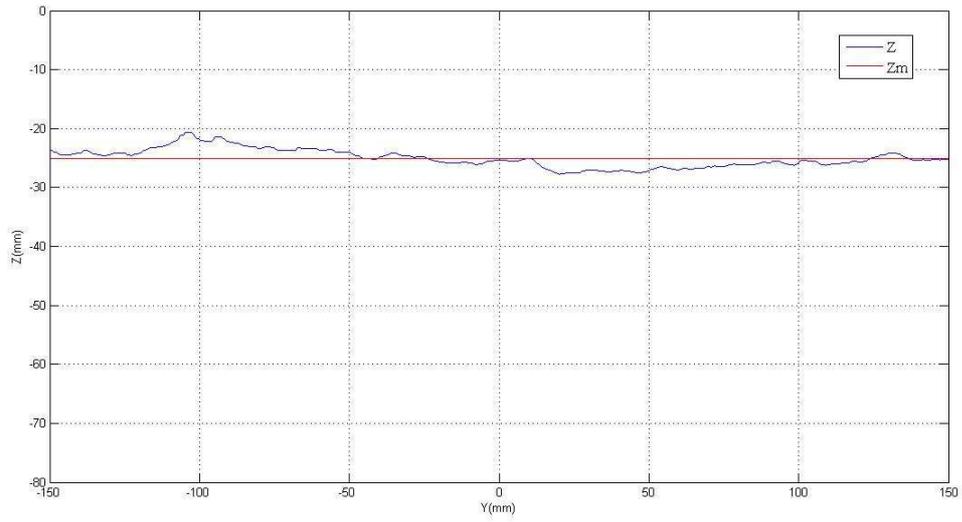


Figura 5.83 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=1$ h (III serie)

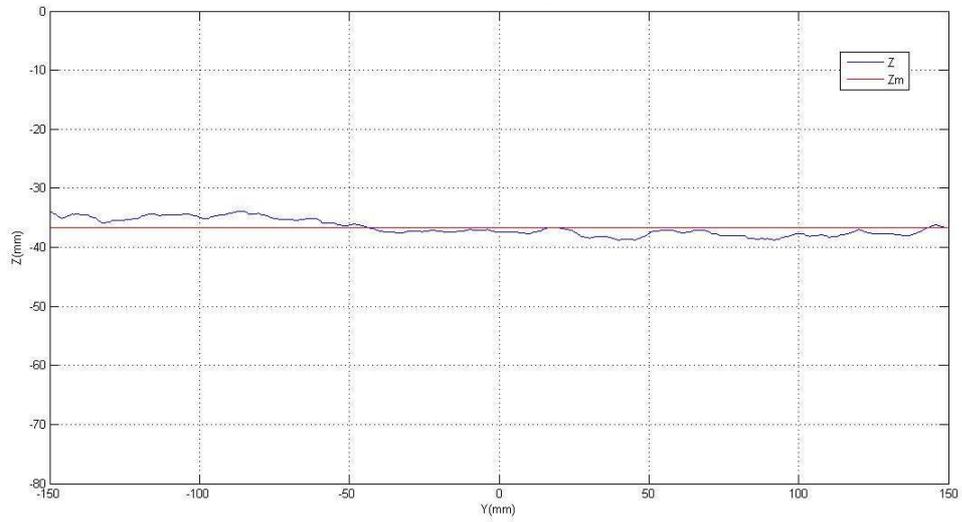


Figura 5.84 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=1$ h (III serie)

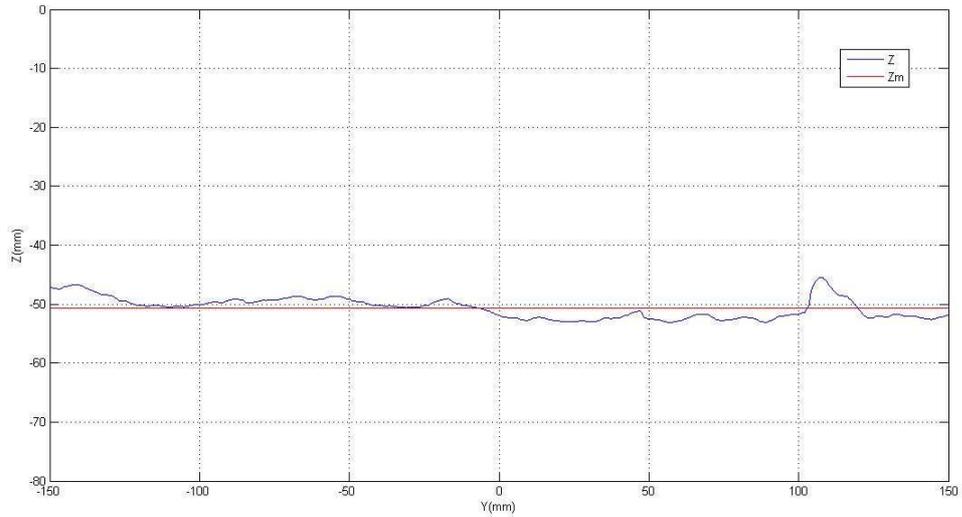


Figura 5.85 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=1$ h (III serie)

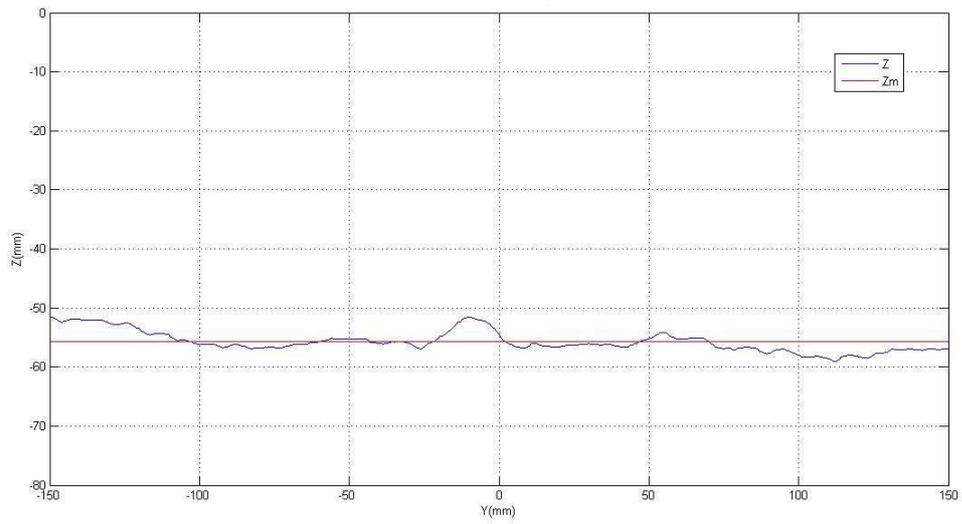


Figura 5.86 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=1$ h (III serie)

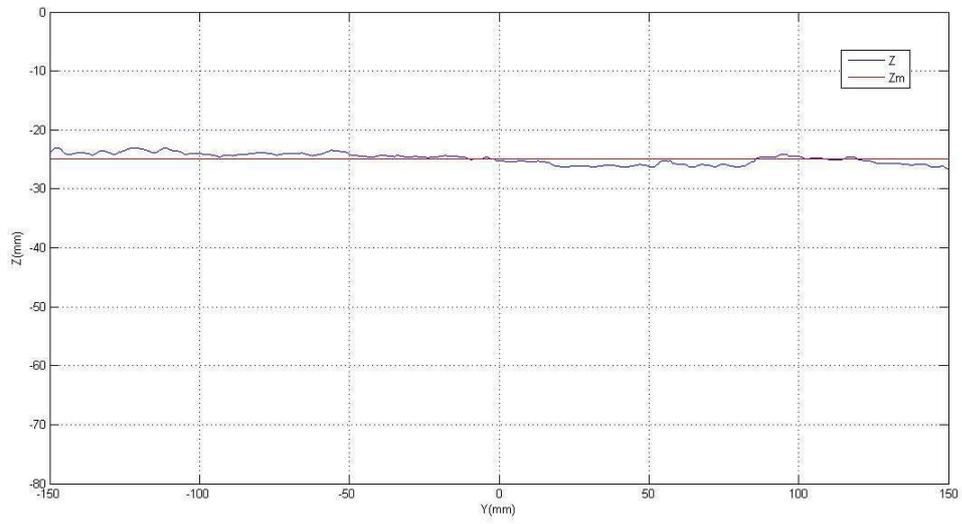


Figura 5.87 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=2$ h (III serie)

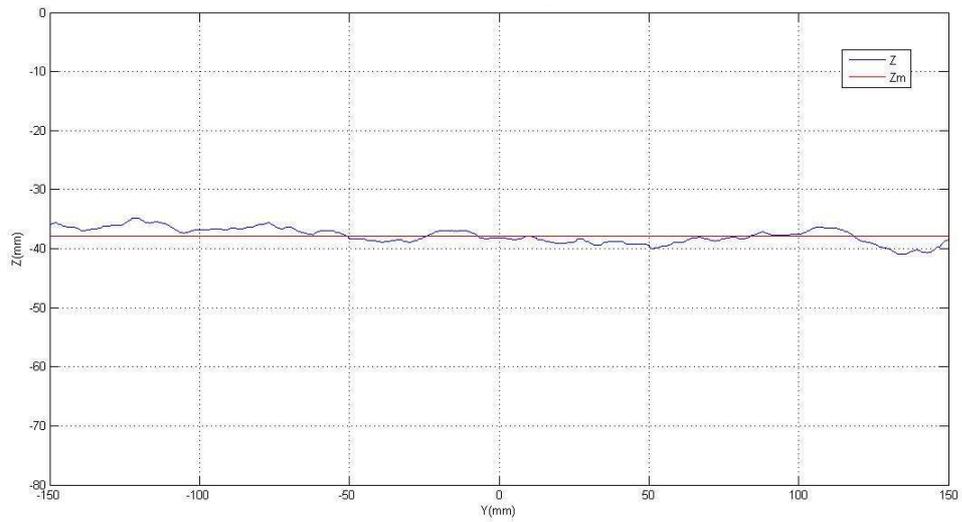


Figura 5.88 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=2$ h (III serie)

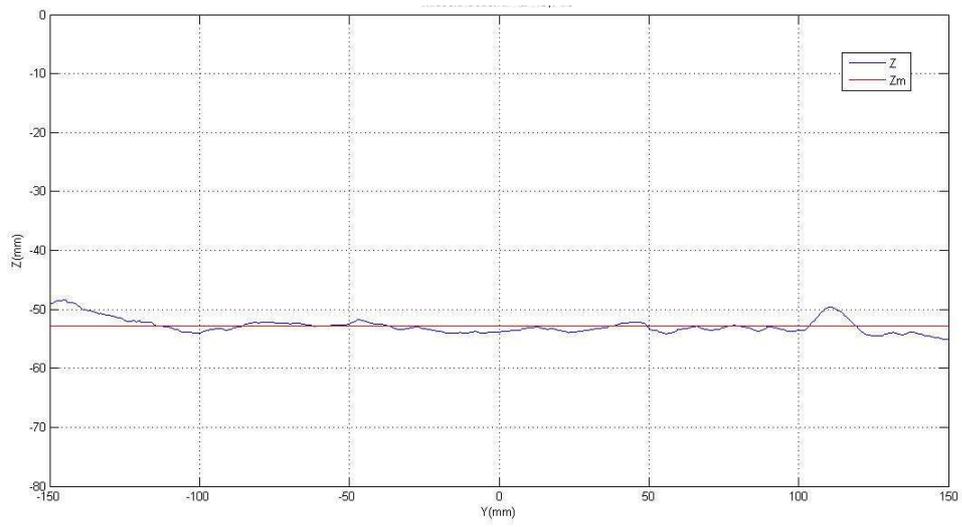


Figura 5.89 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=2$ h (III serie)

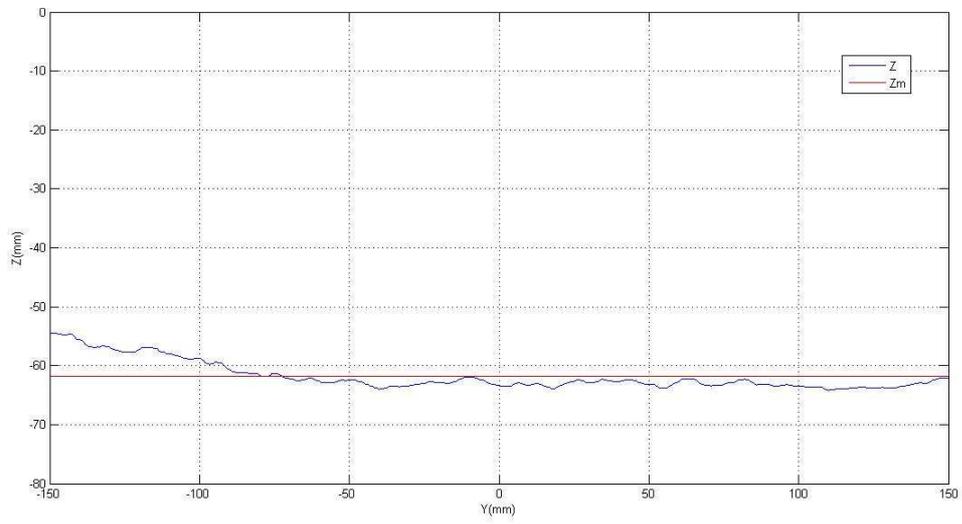


Figura 5.90 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=2$ h (III serie)

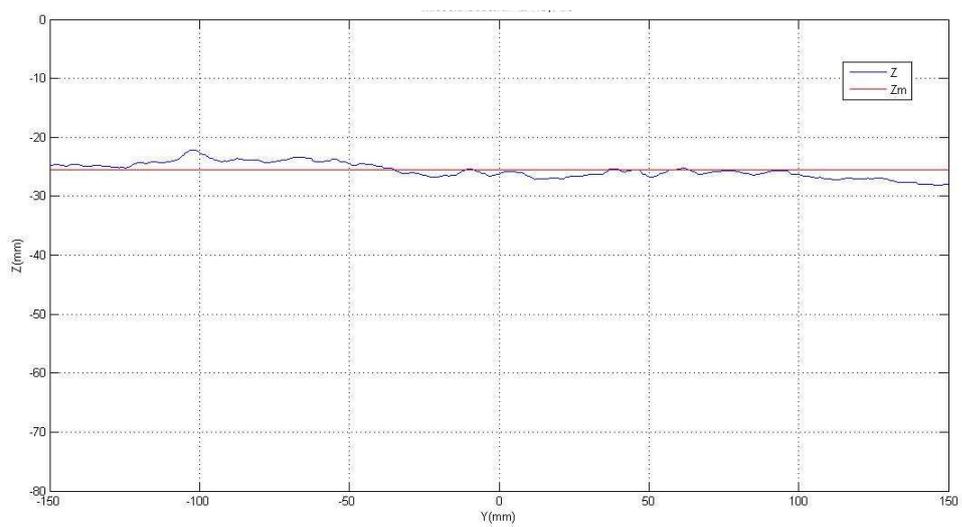


Figura 5.91 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=4$ h (III serie)

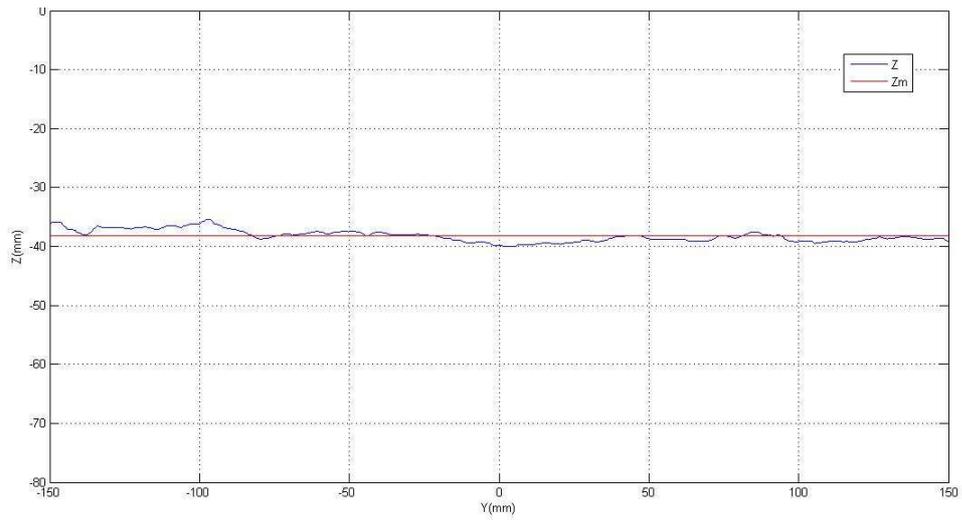


Figura 5.92 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=4$ h (III serie)

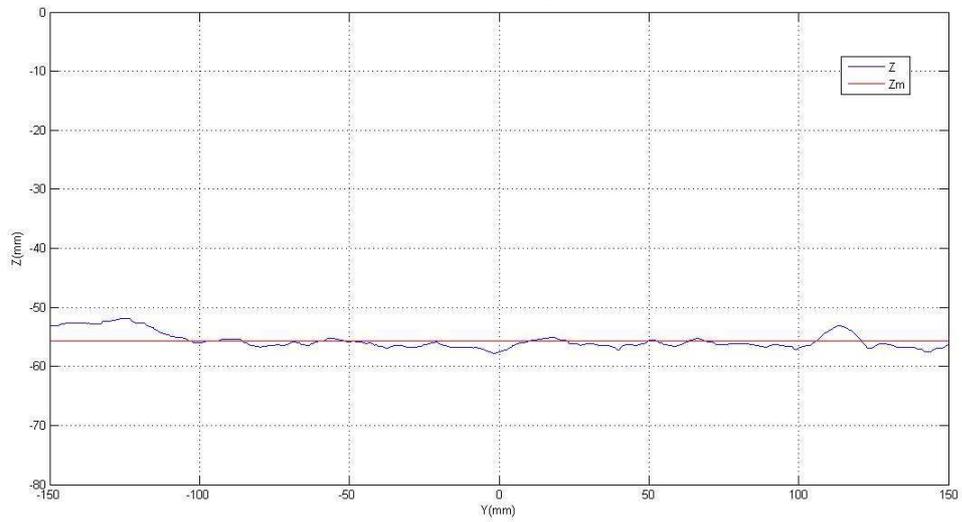


Figura 5.93 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=4$ h (III serie)

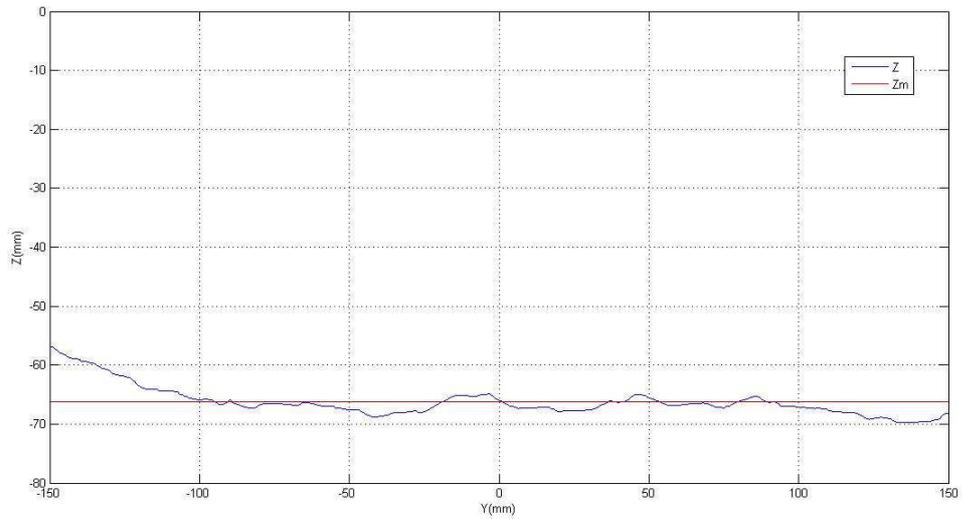


Figura 5.94 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=4$ h (III serie)

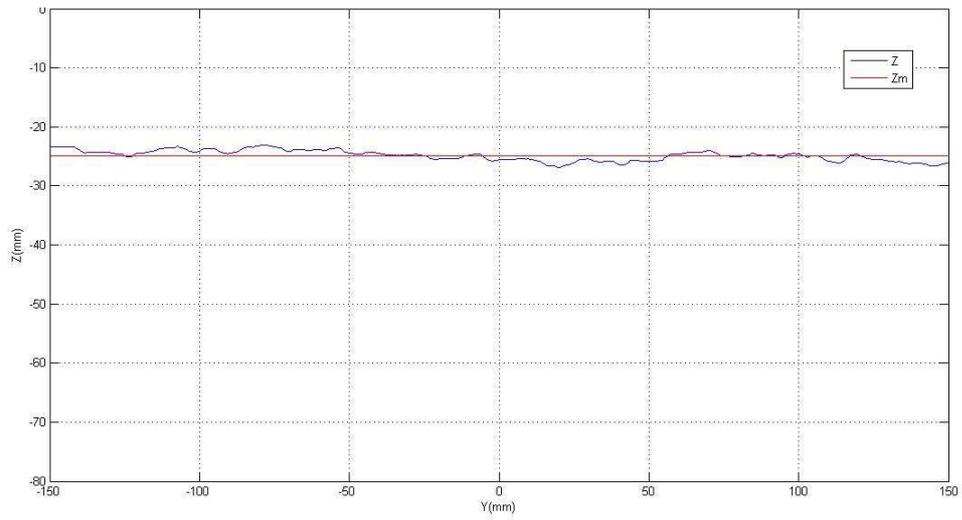


Figura 5.95 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=8$ h (III serie)

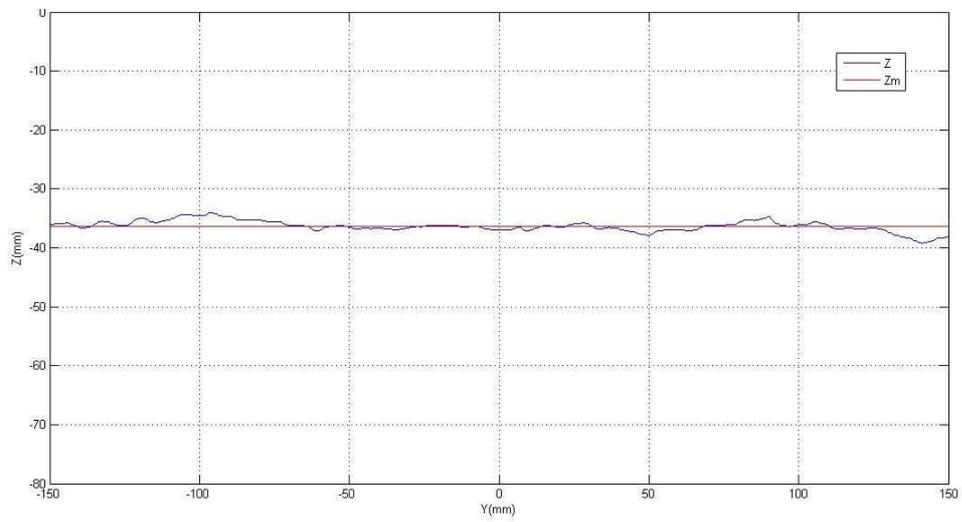


Figura 5.96 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=8$ h (III serie)

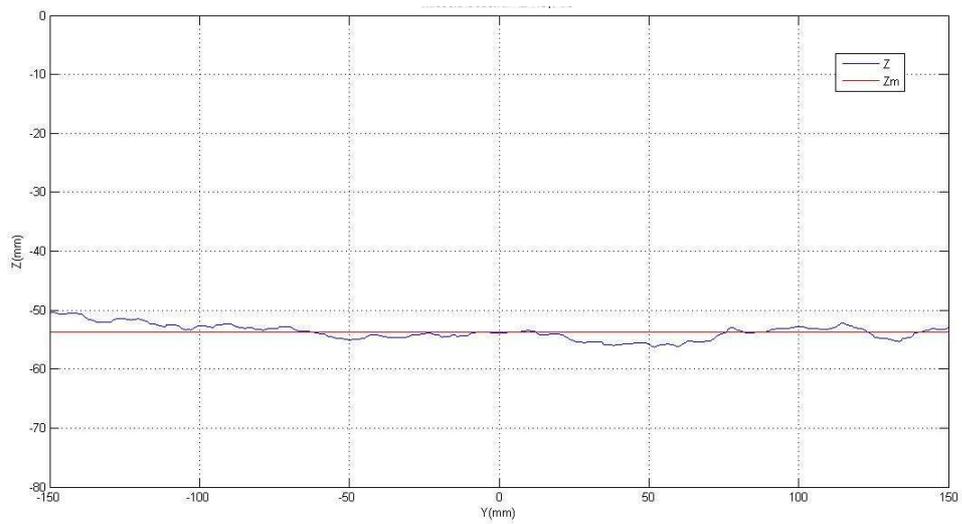


Figura 5.97 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=8$ h (III serie)

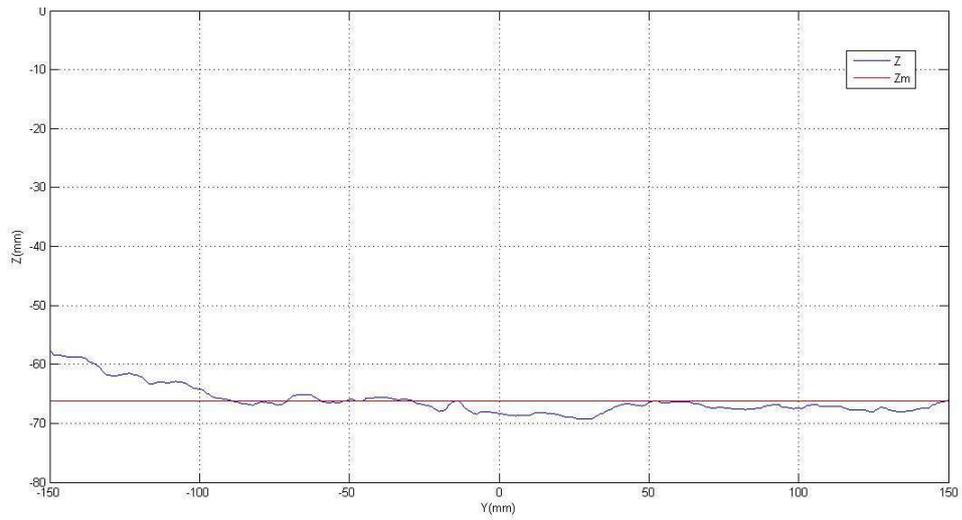


Figura 5.98 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=8$ h (III serie)

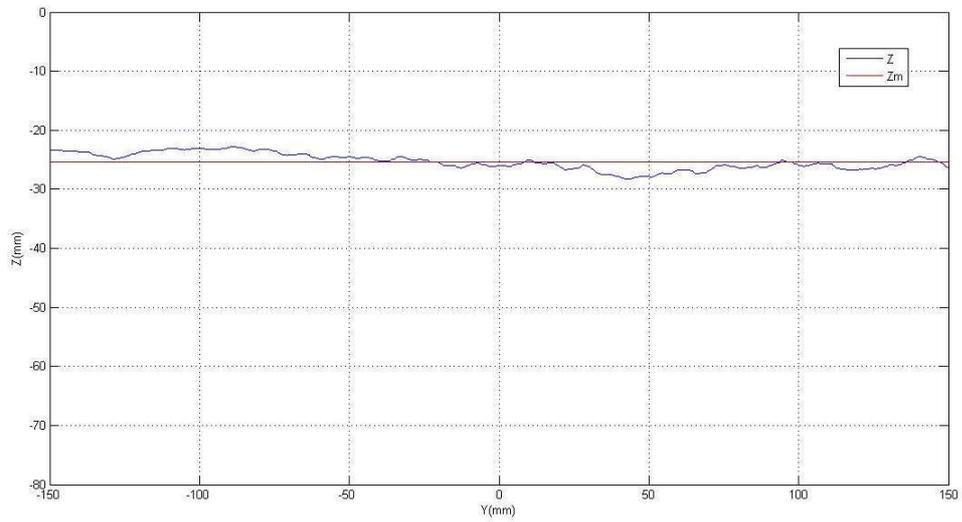


Figura 5.99 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=12$ h (III serie)

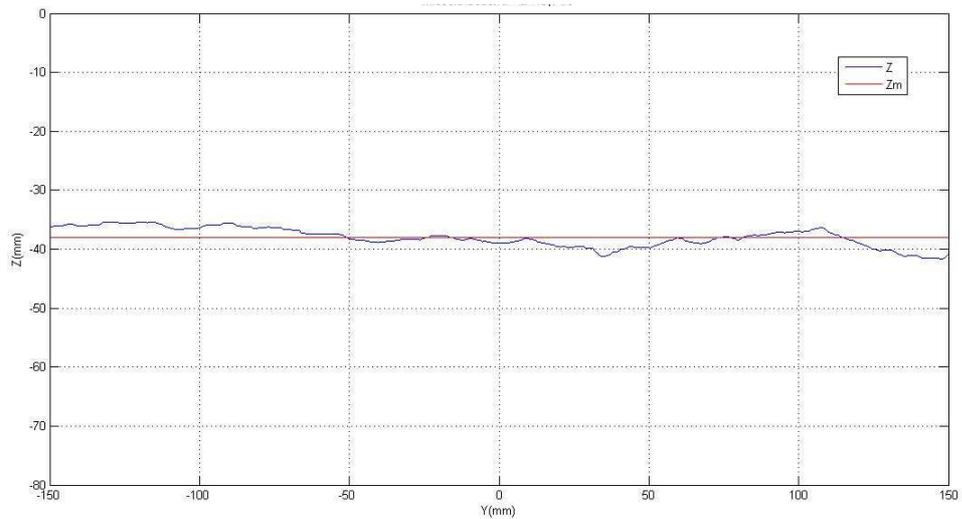


Figura 5.100 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=12$ h (III serie)

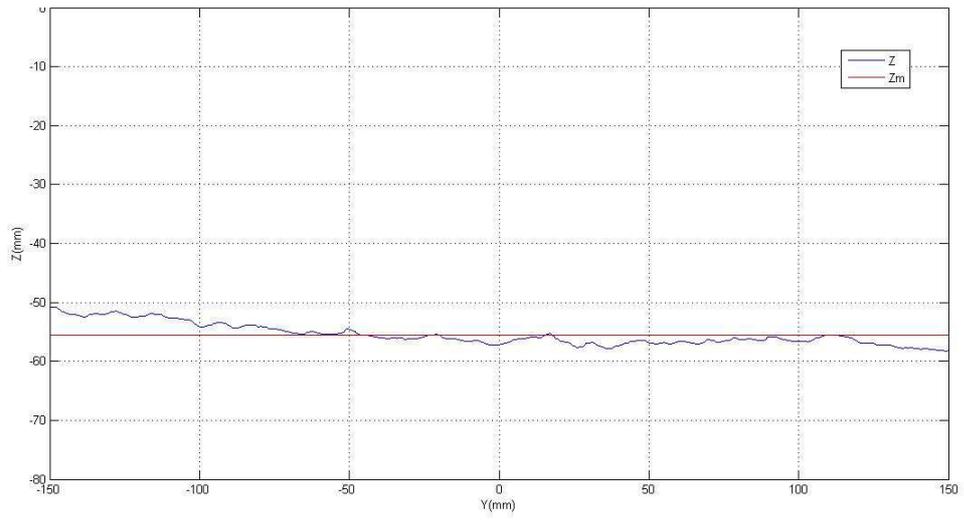


Figura 5.101 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=12$ h (III serie)

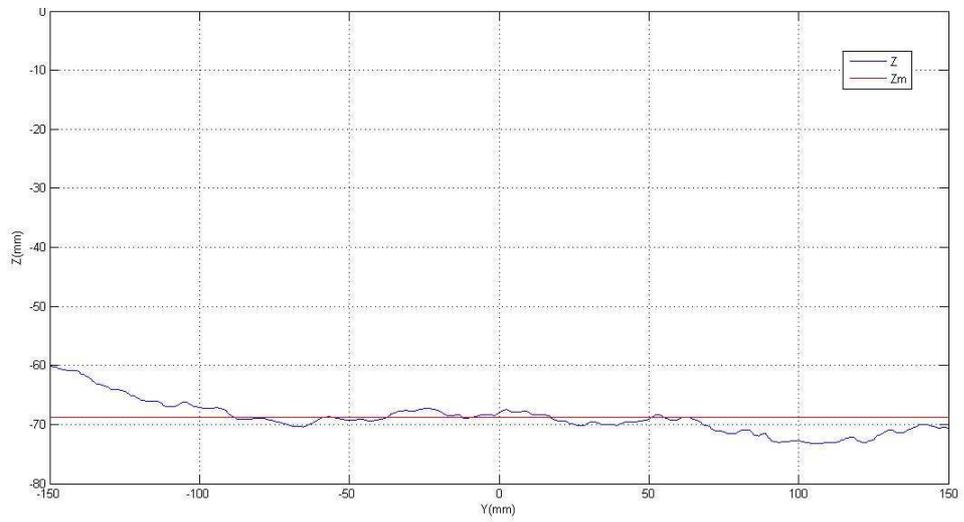


Figura 5.102 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=12$ h (III serie)

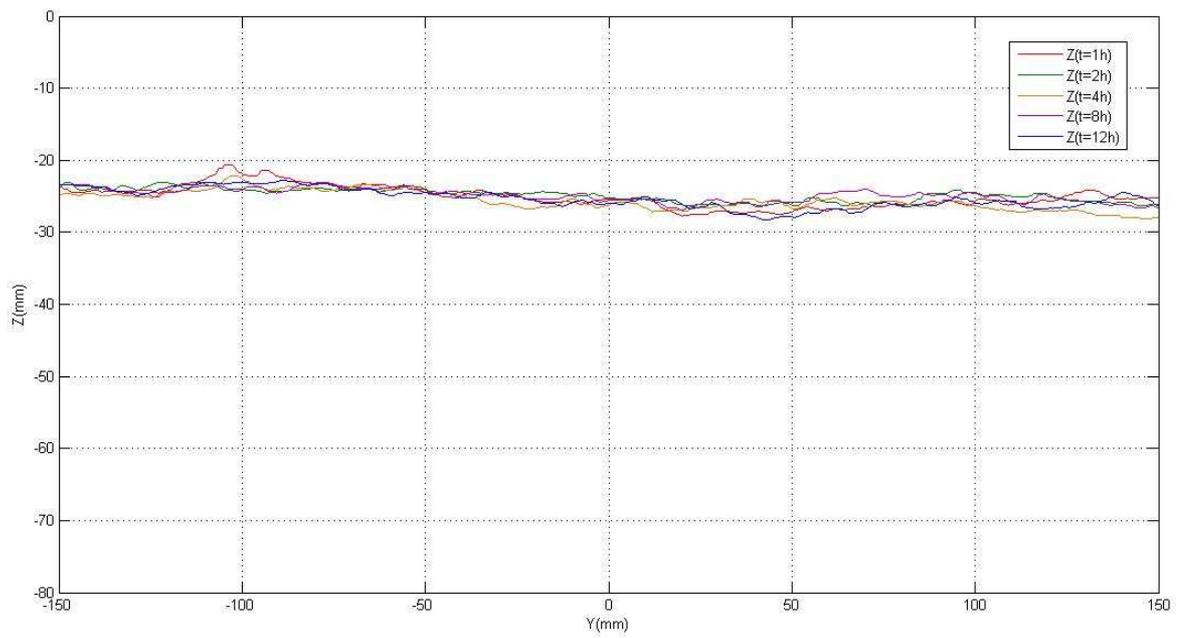


Figura 5.103 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=50$ mm (III serie)

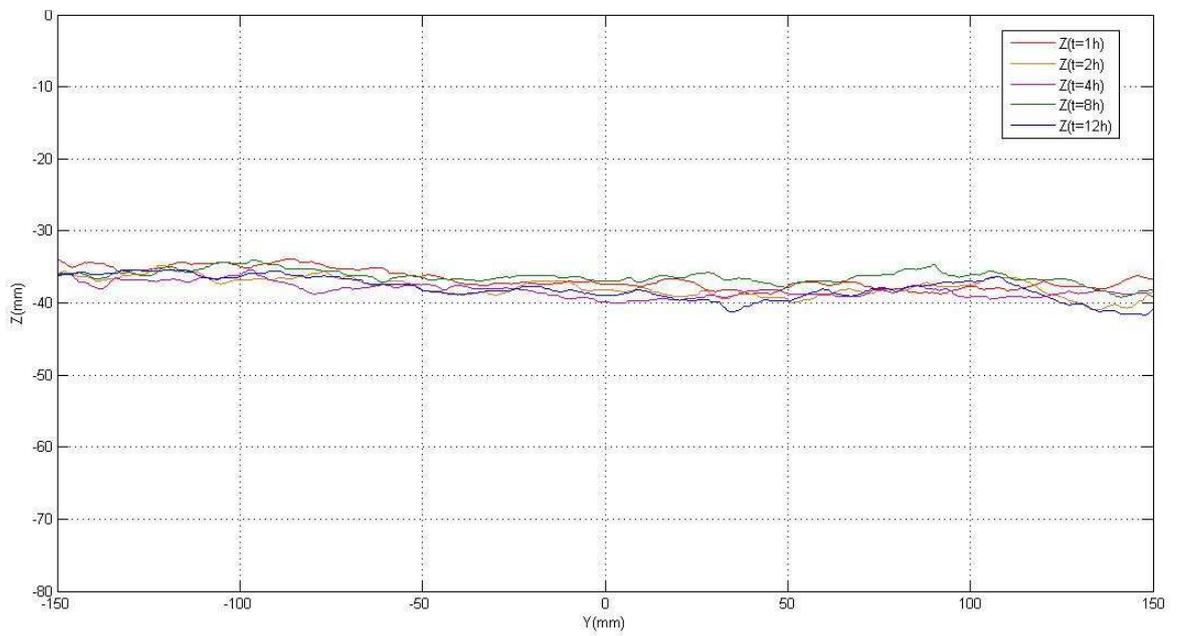


Figura 5.104 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=100$ mm (III serie)

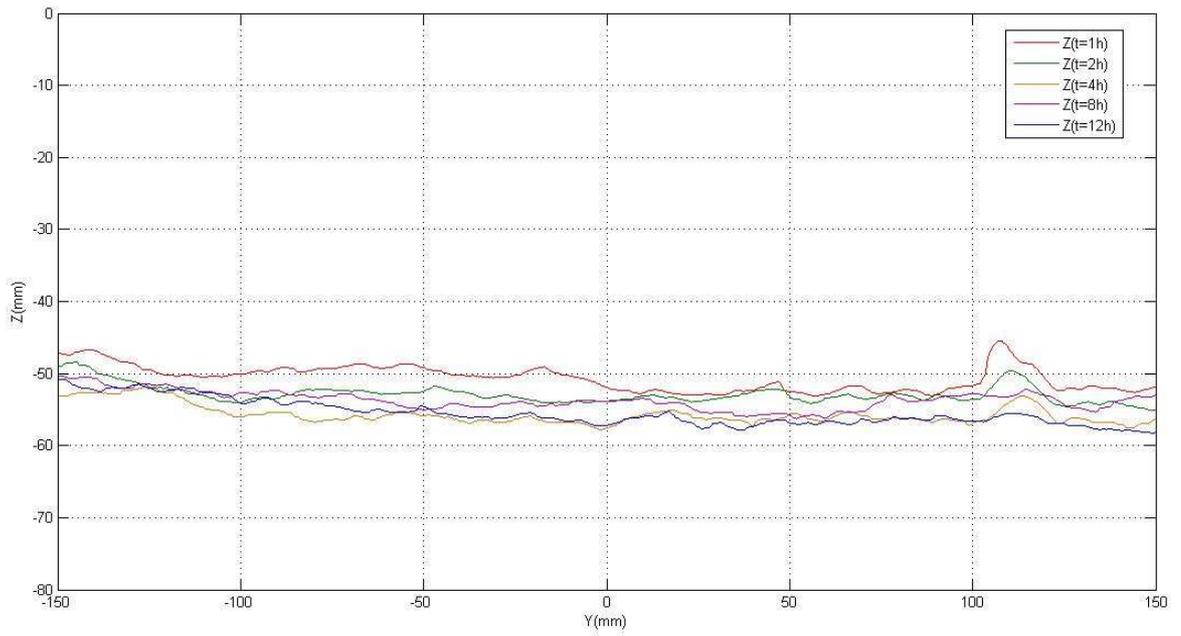


Figura 5.105 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=200$ mm (III serie)

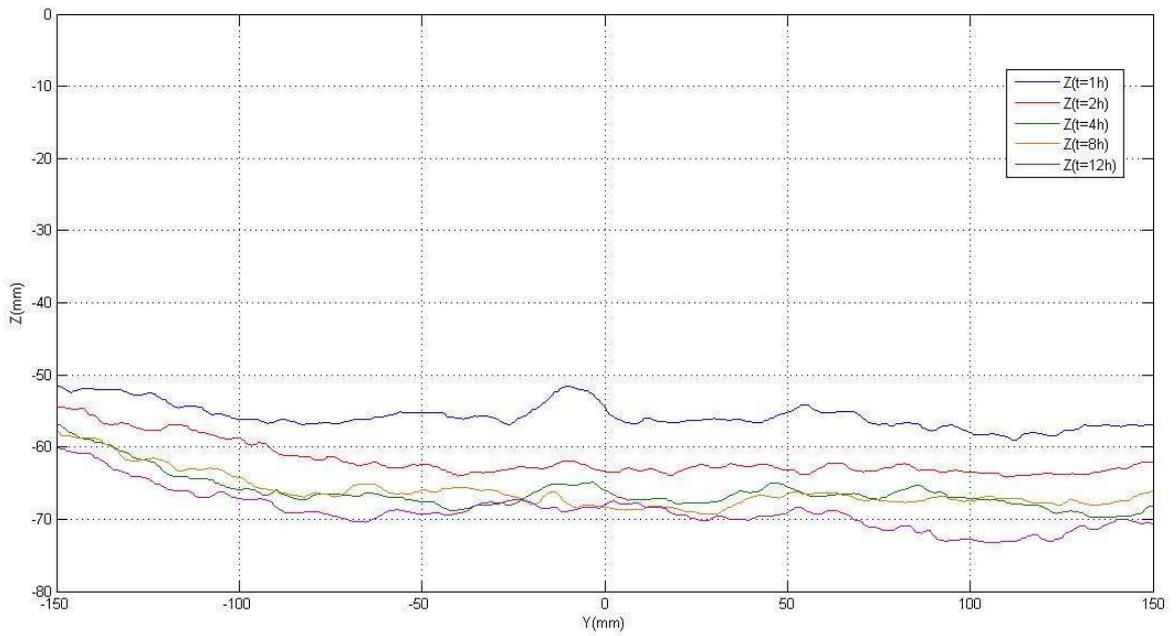


Figura 5.106 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=300$ mm (III serie)

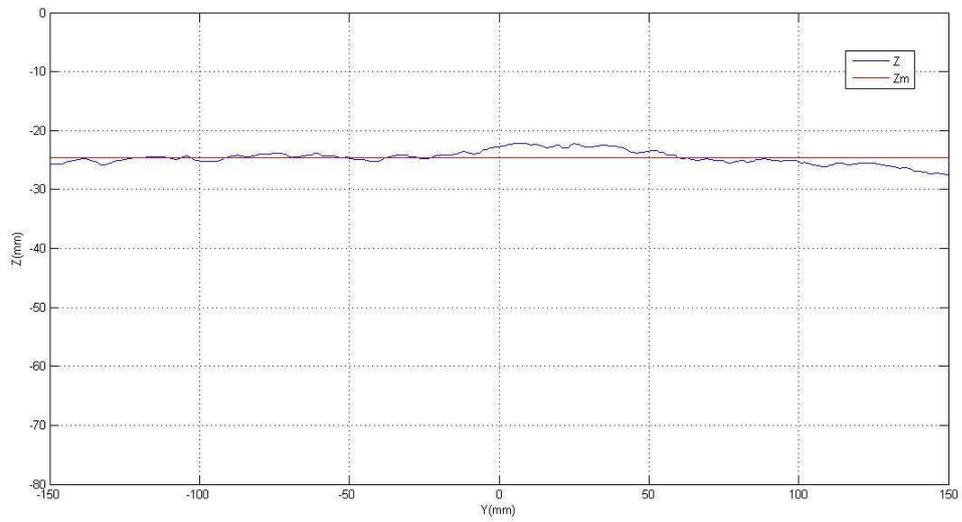


Figura 5.107 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=1$ h (IV serie)

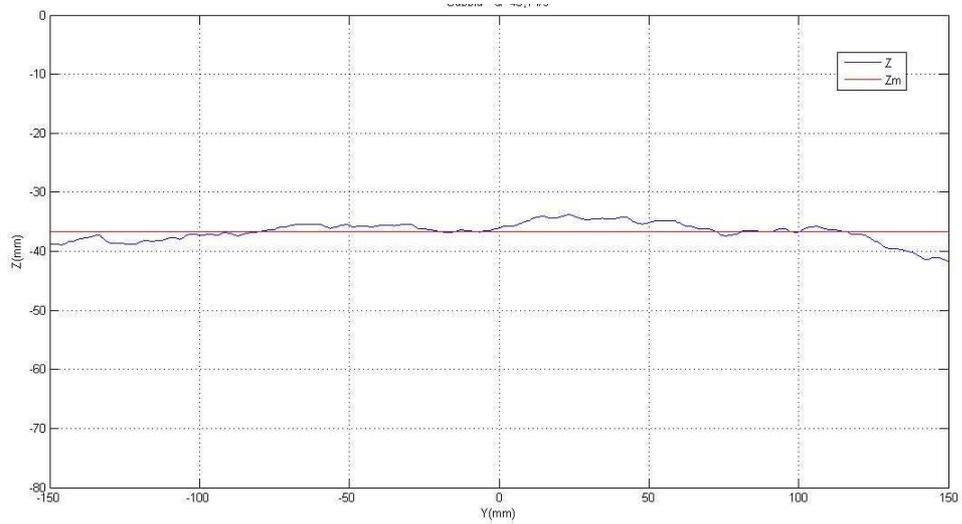


Figura 5.108 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=1$ h (IV serie)

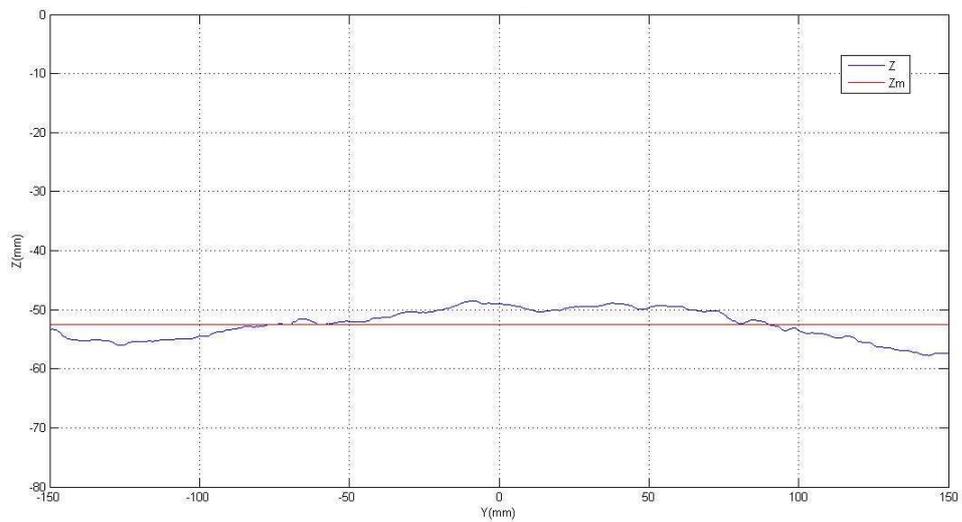


Figura 5.109 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=1$ h (IV serie)

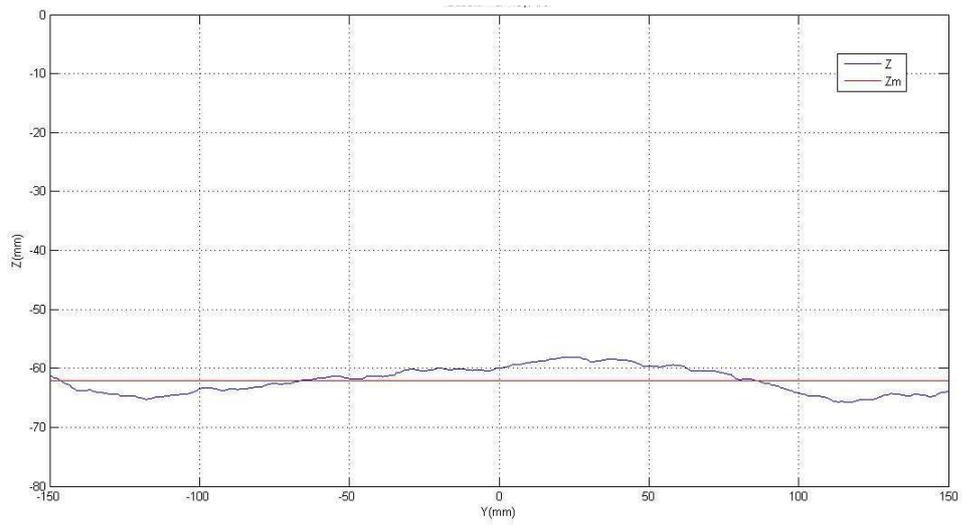


Figura 5.110 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=1$ h (IV serie)

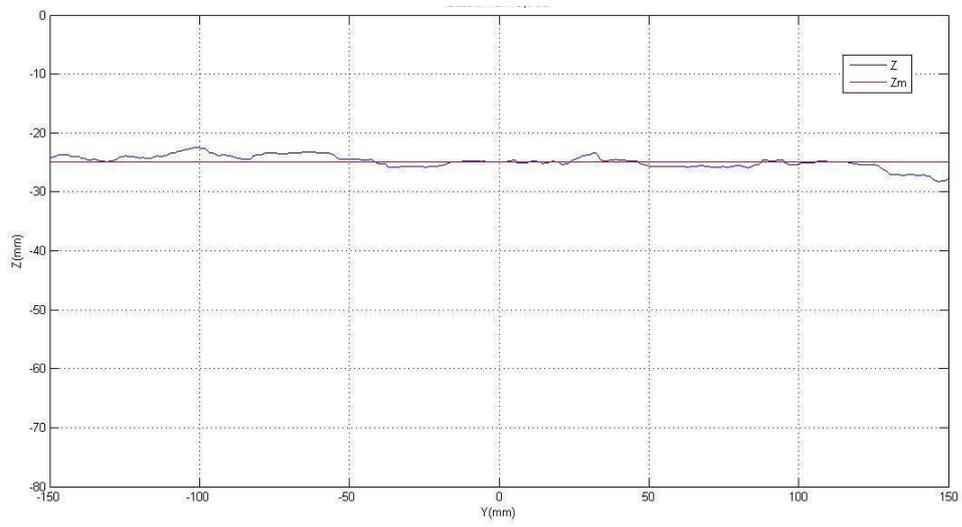


Figura 5.111 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=2$ h (IV serie)

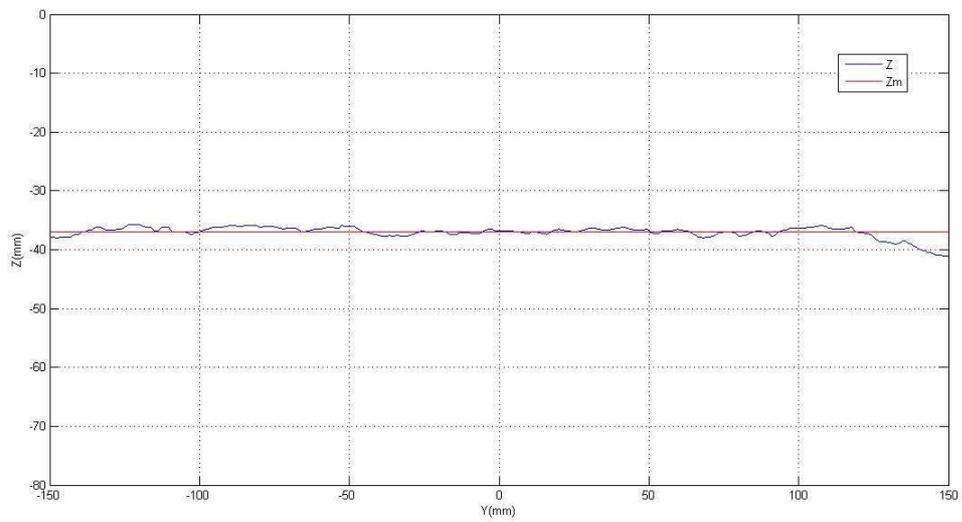


Figura 5.112 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=2$ h (IV serie)

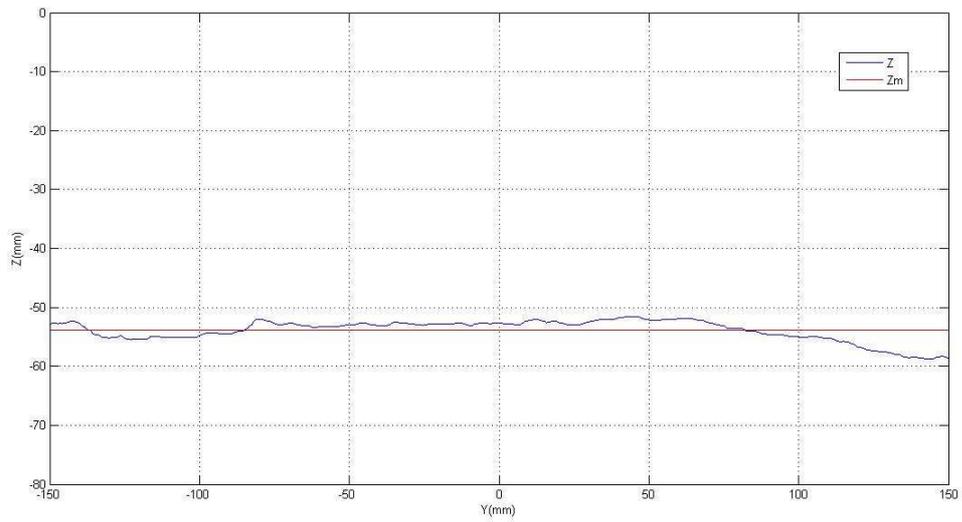


Figura 5.113 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=2$ h (IV serie)

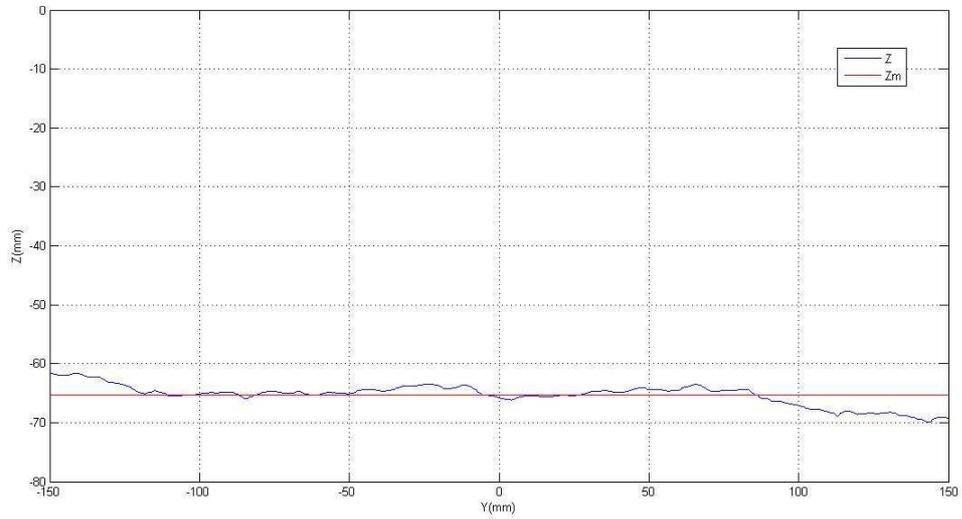


Figura 5.114 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=2$ h (IV serie)

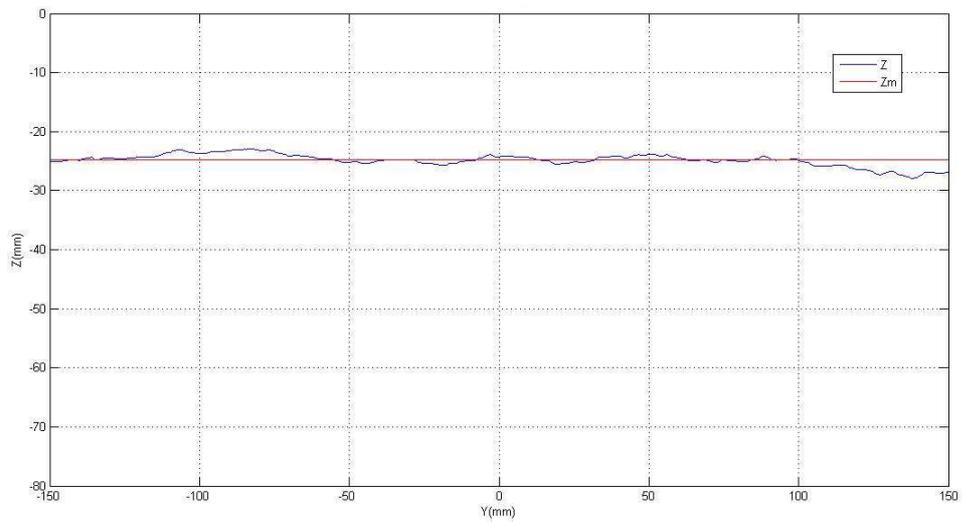


Figura 5.115- Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=4$ h (IV serie)

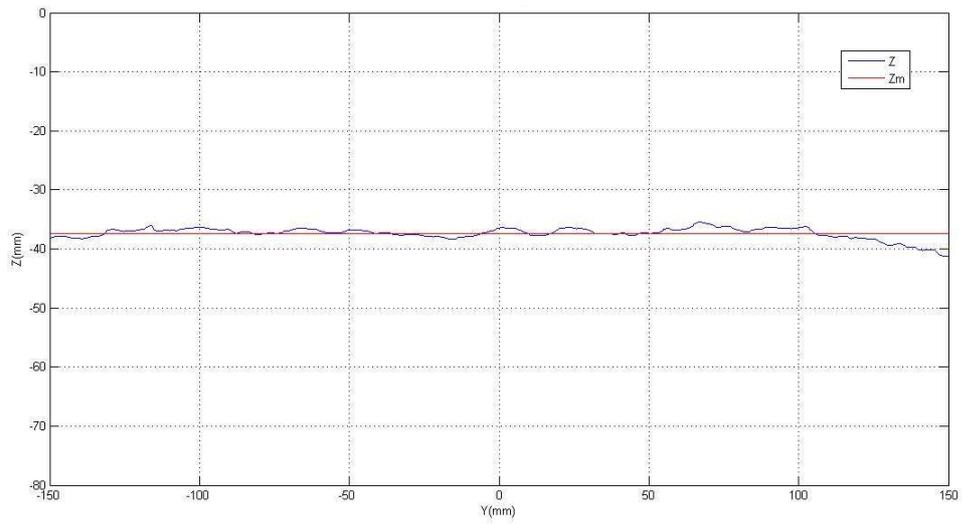


Figura 5.116 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=4$ h (IV serie)

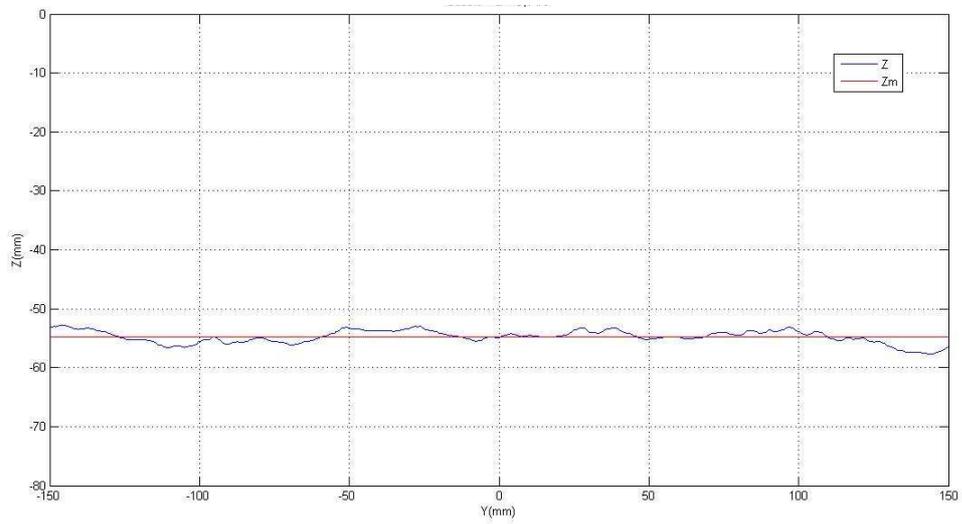


Figura 5.117 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=4$ h (IV serie)

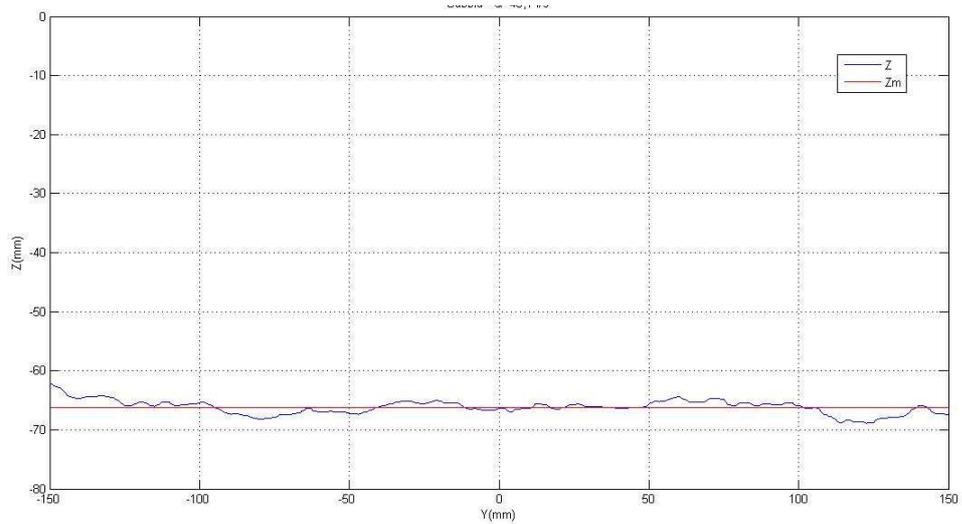


Figura 5.118 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=4$ h (IV serie)

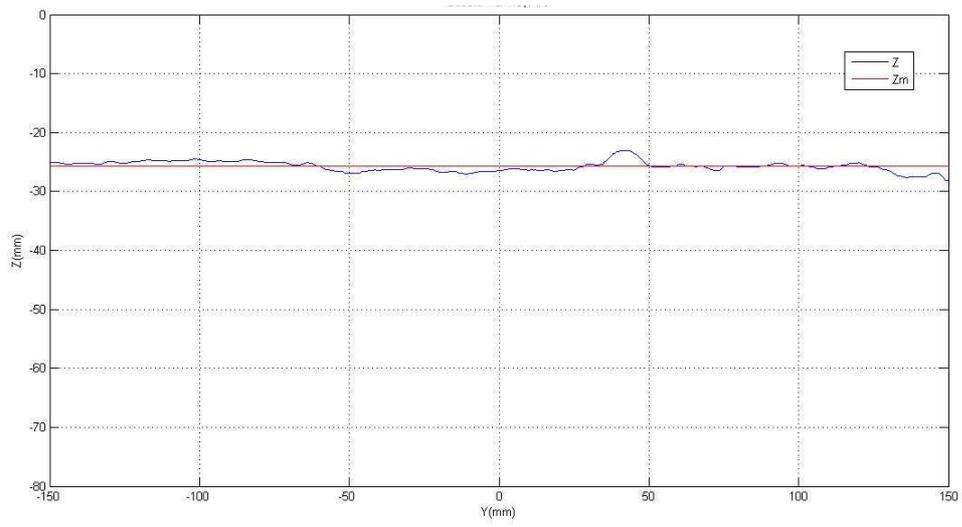


Figura 5.119 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=8$ h (IV serie)

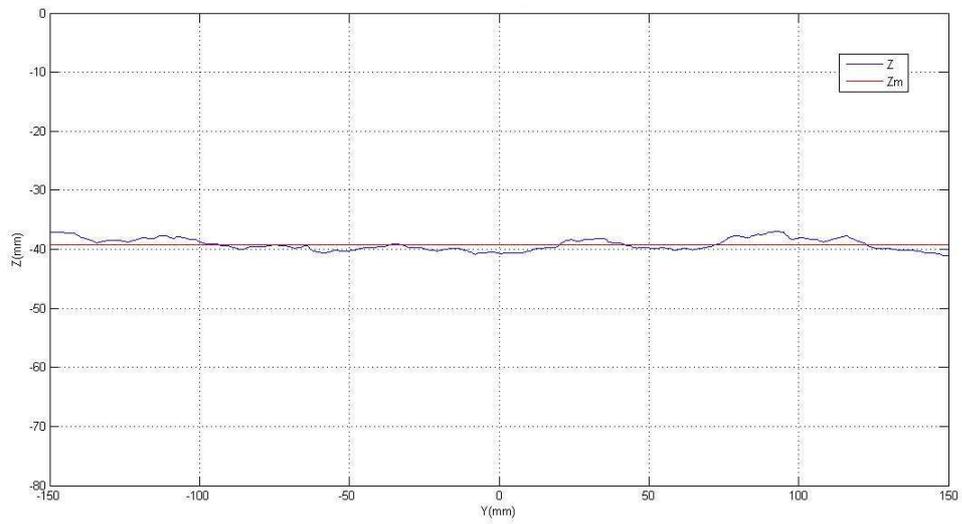


Figura 5.120 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=8$ h (IV serie)

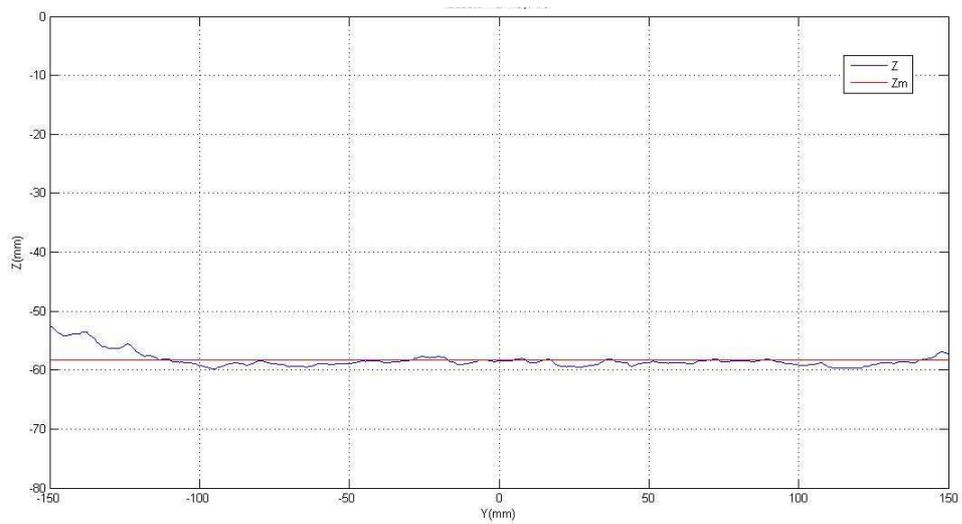


Figura 5.121 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=8$ h (IV serie)

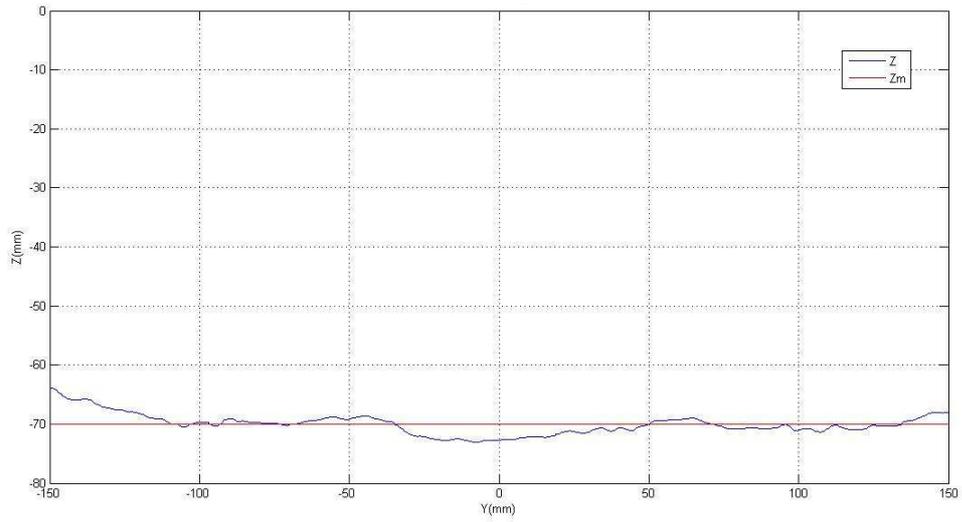


Figura 5.122 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=8$ h (IV serie)

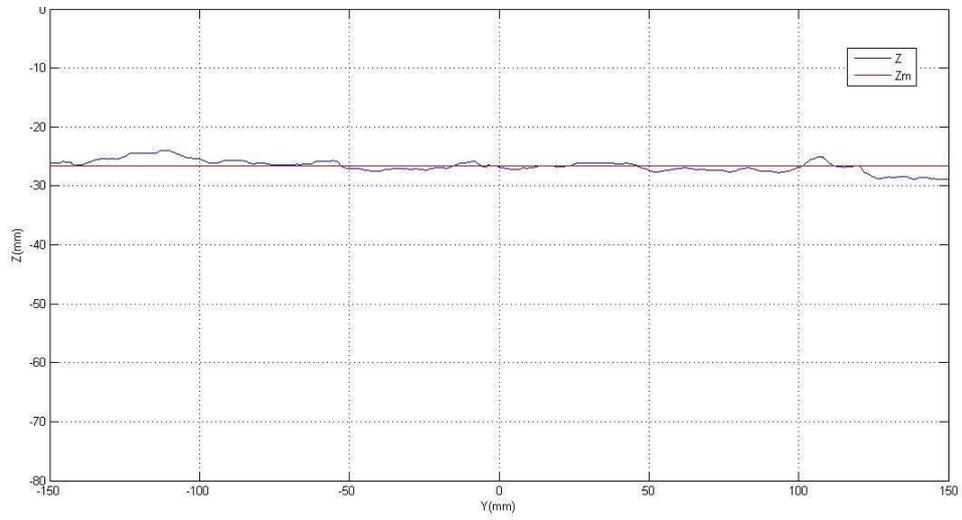


Figura 5.123 - Sezione trasversale per $x=50$ mm, al tempo $t=12$ h (IV serie)

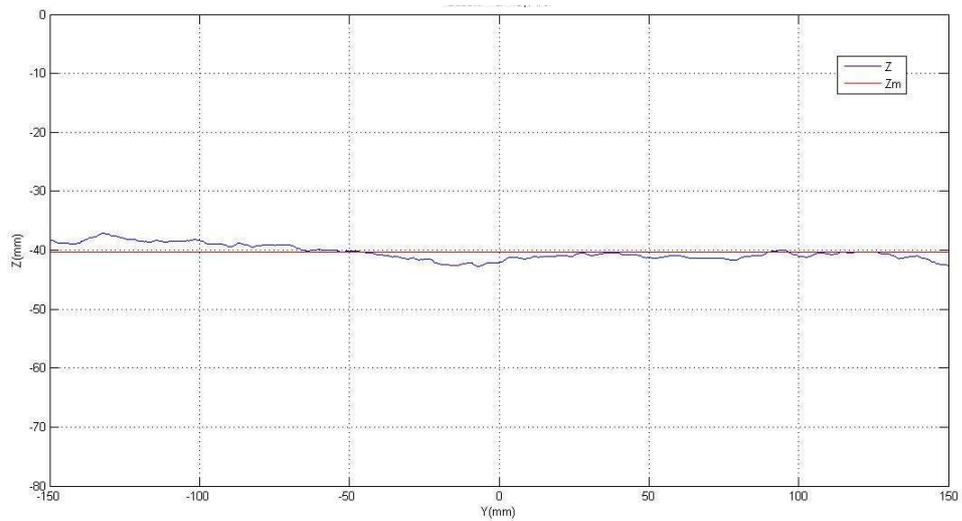


Figura 5.124 - Sezione trasversale per $x=100$ mm, al tempo $t=12$ h (IV serie)

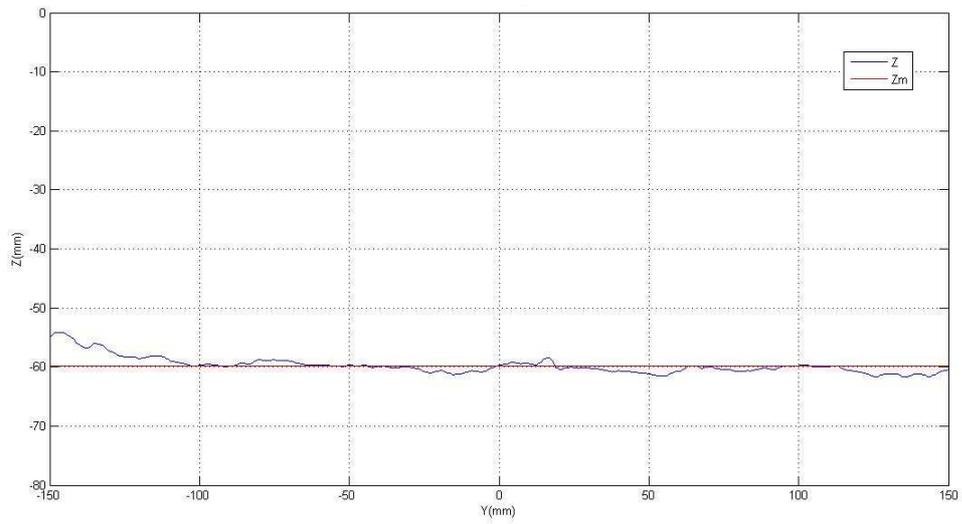


Figura 5.125 - Sezione trasversale per $x=200$ mm, al tempo $t=12$ h (IV serie)

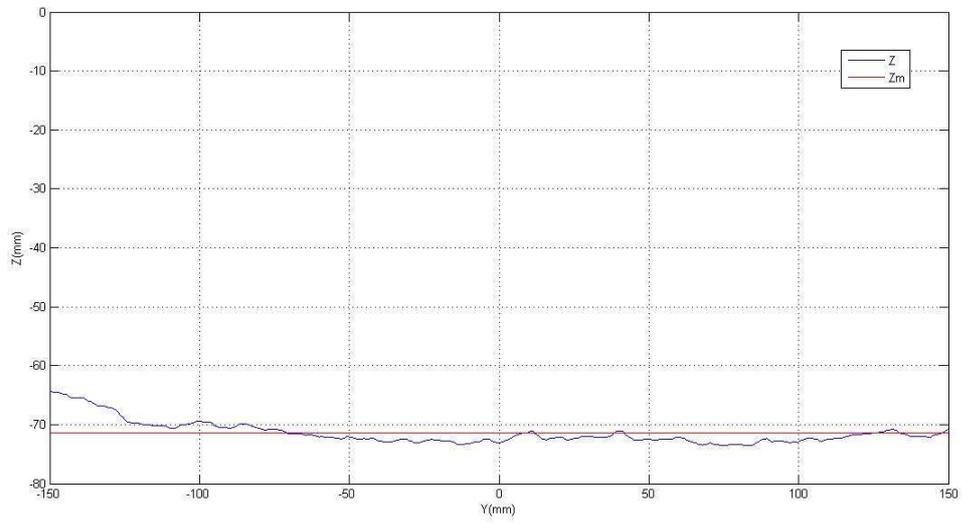


Figura 5.126 - Sezione trasversale per $x=300$ mm, al tempo $t=12$ h (IV serie)

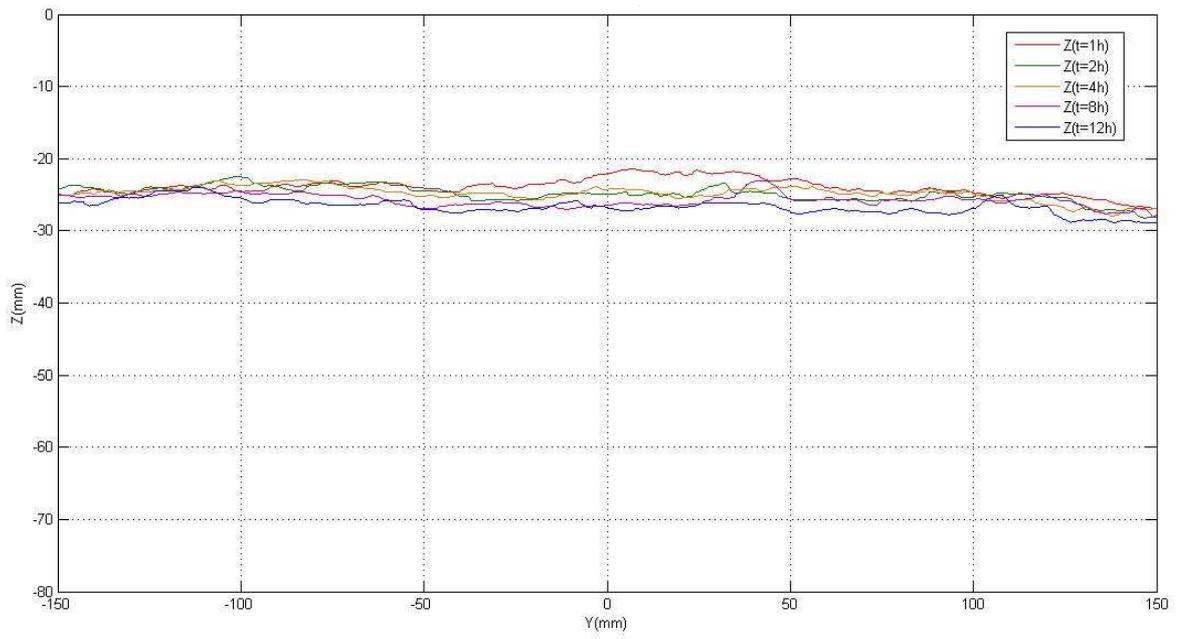


Figura 5.127 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=50$ mm (IV serie)

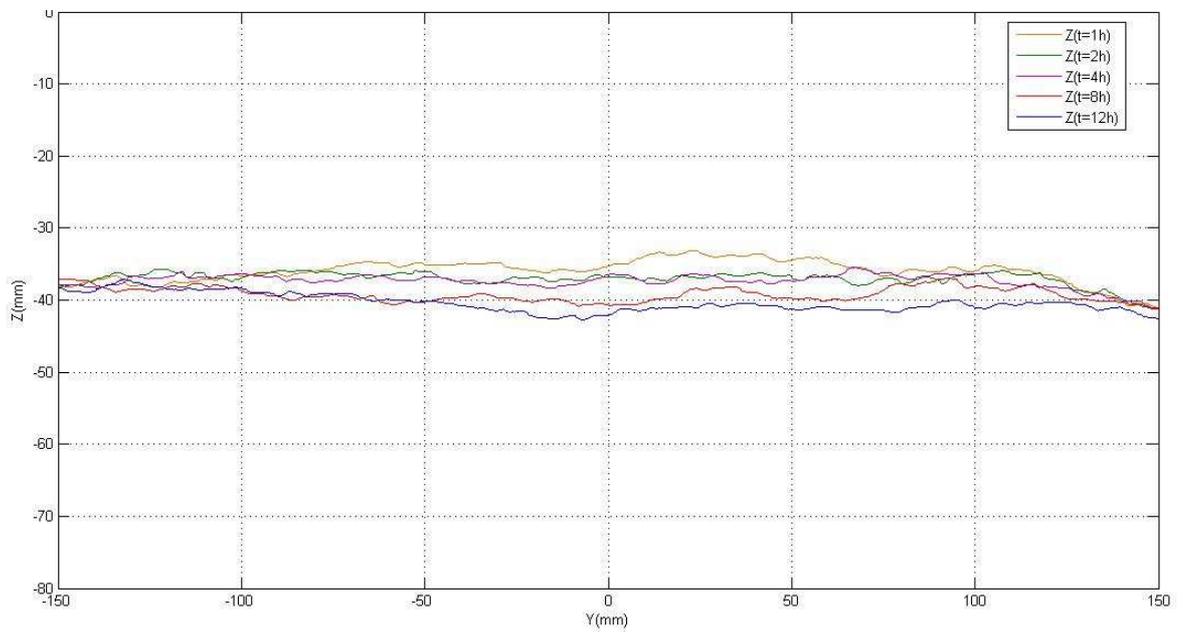


Figura 5.128 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=100$ mm (IV serie)

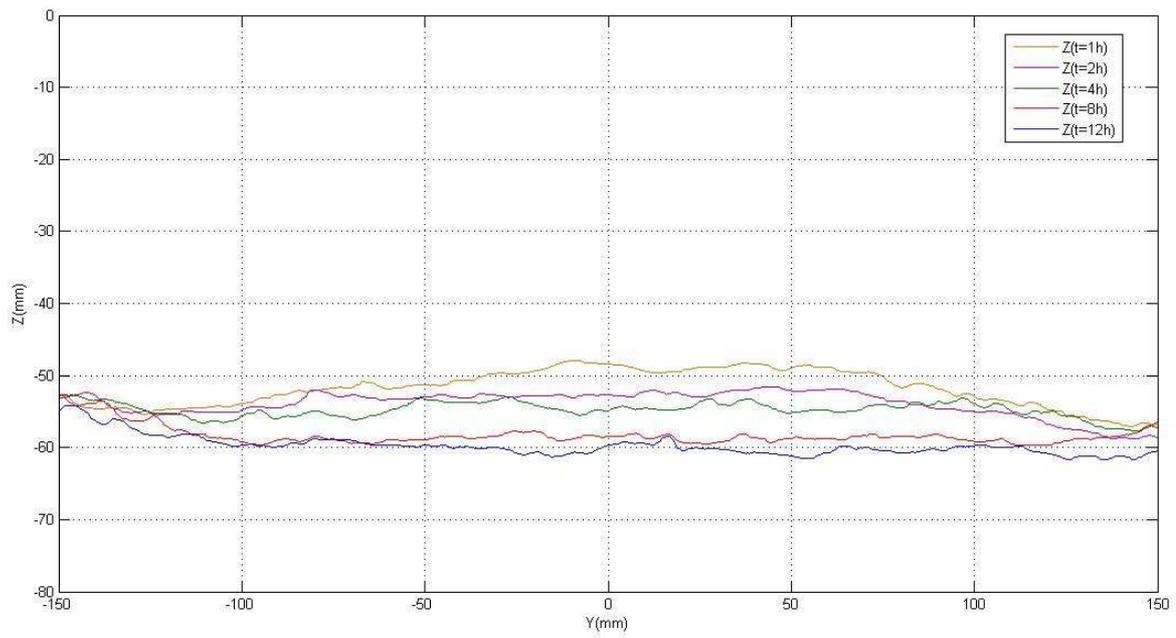


Figura 5.129 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=200$ mm (IV serie)

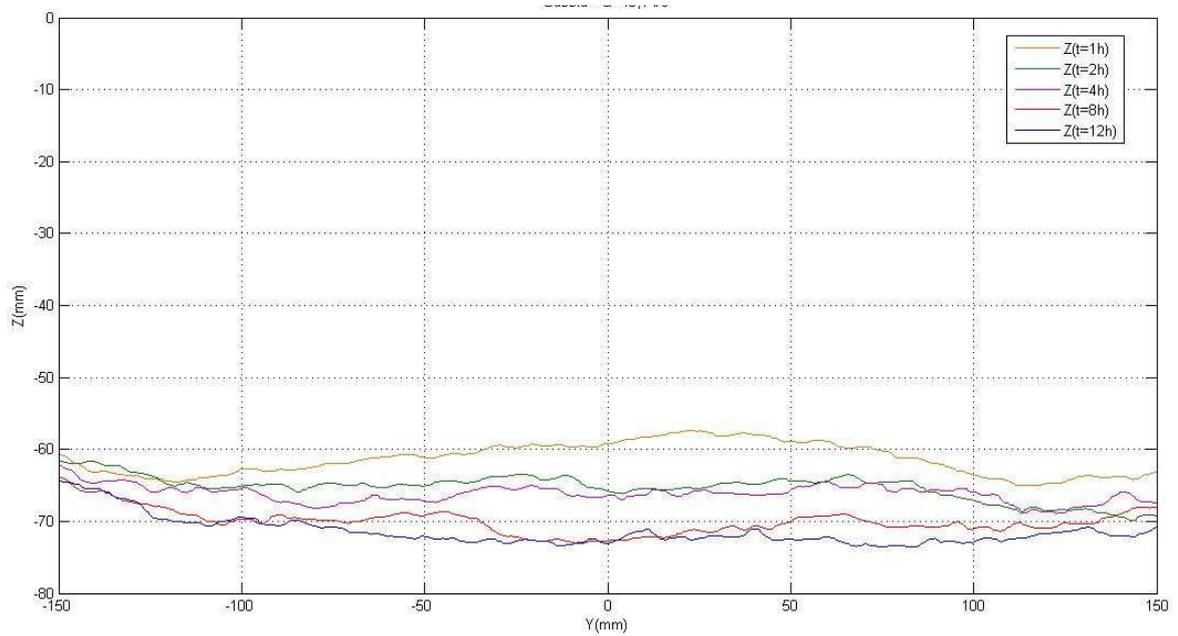


Figura 5.130 - Evoluzione temporale della sezione trasversale per $x=300$ mm (IV serie)

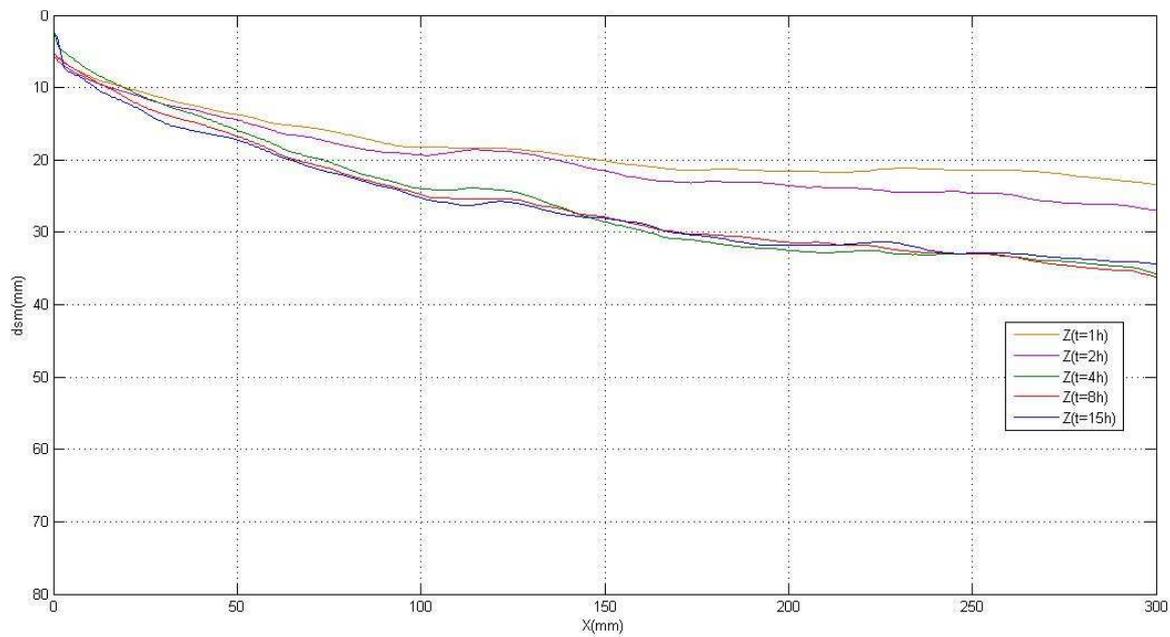


Figura 5.131 - Profili longitudinali (I serie)

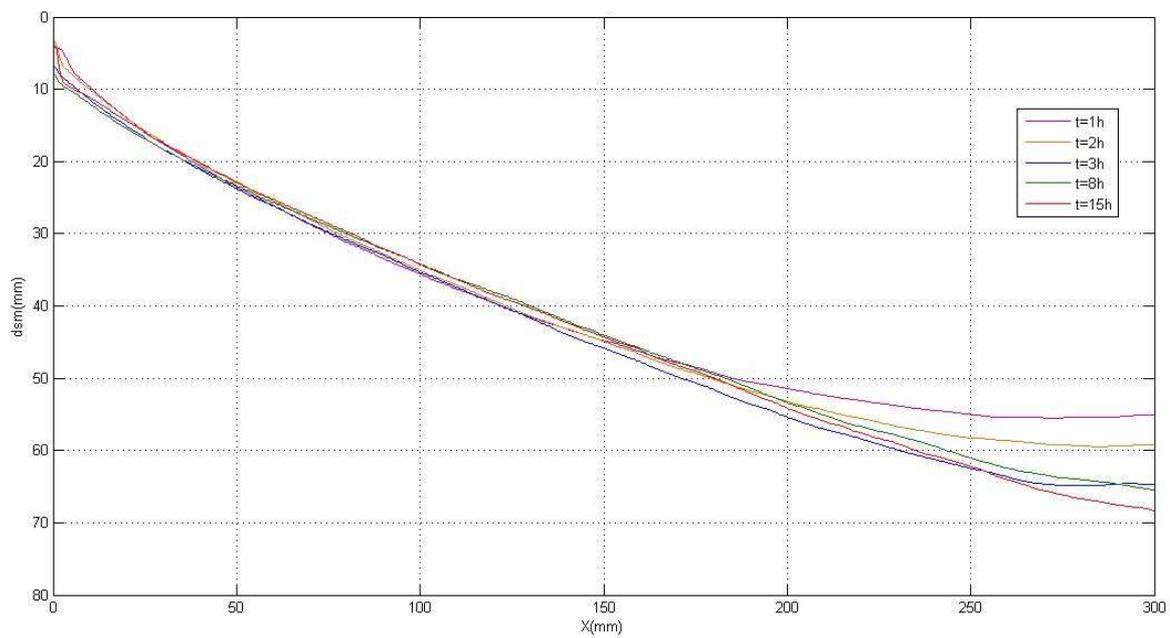


Figura 5.132 - Profili longitudinali (II serie)

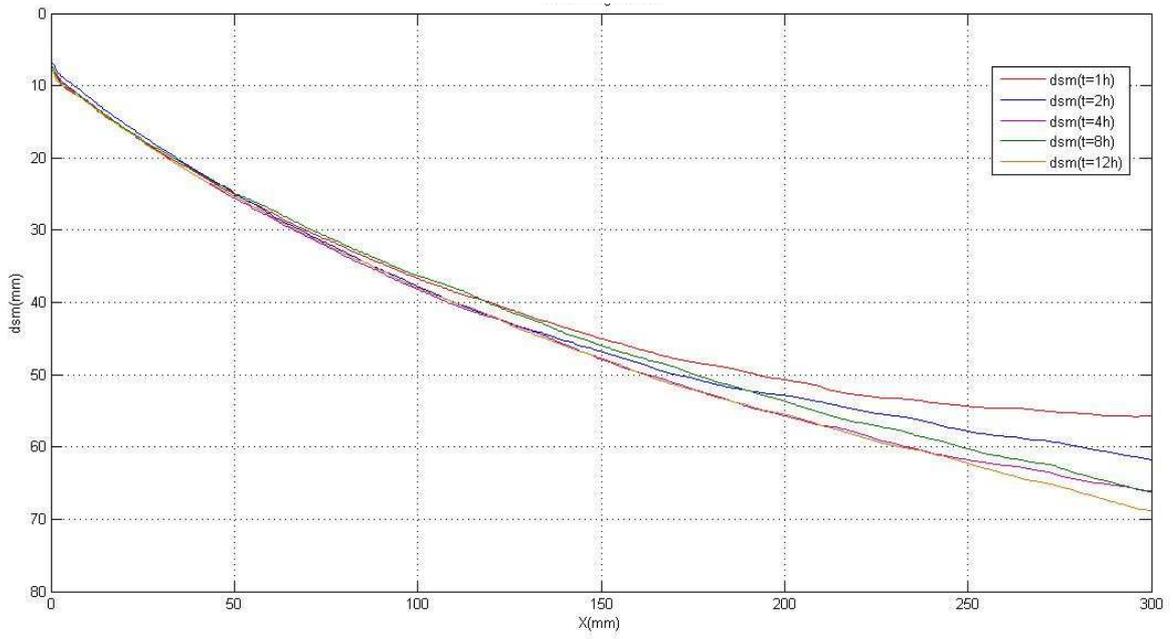


Figura 5.133 – Profili longitudinali (III serie)

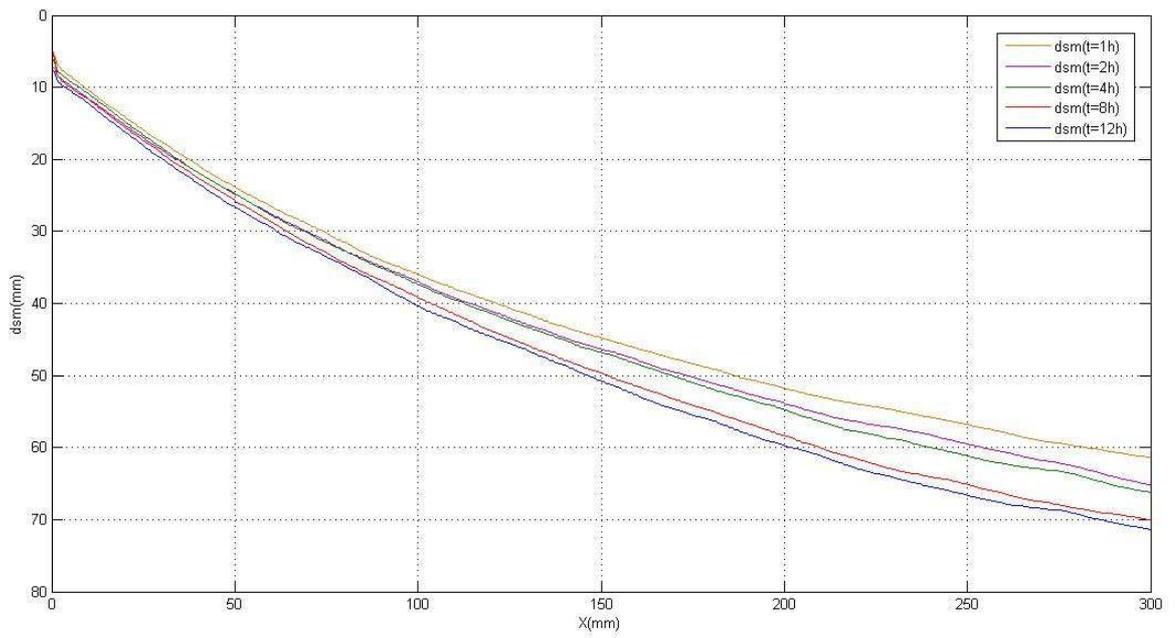


Figura 5.134 - Profili longitudinali (IV serie)

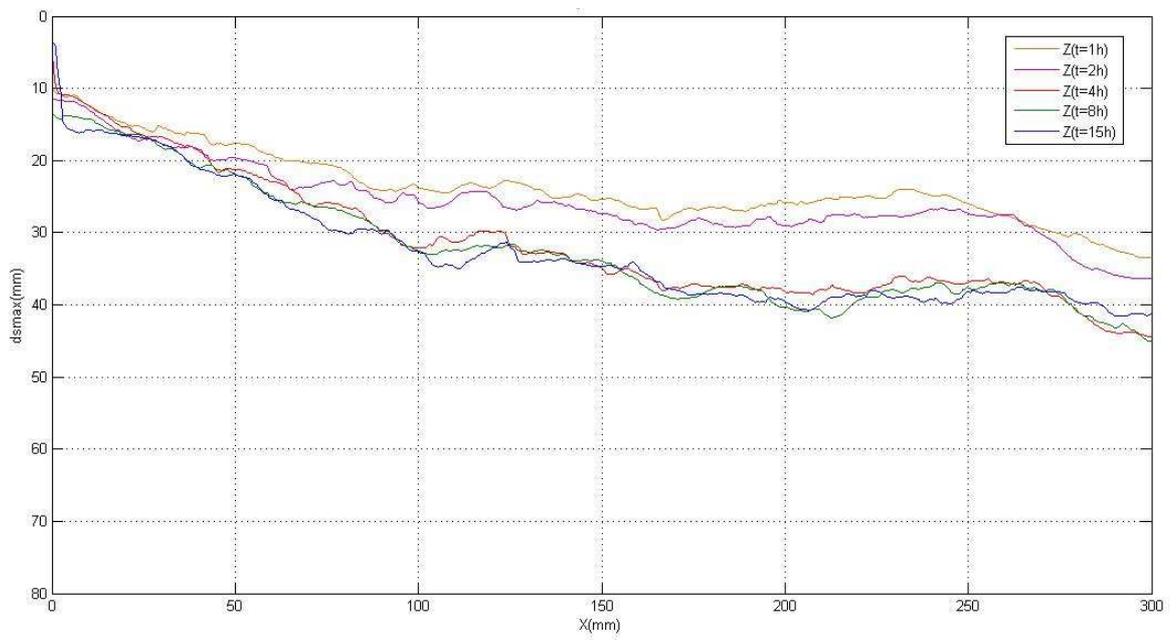


Figura 5.135 – Profili longitudinali massimi (I serie)

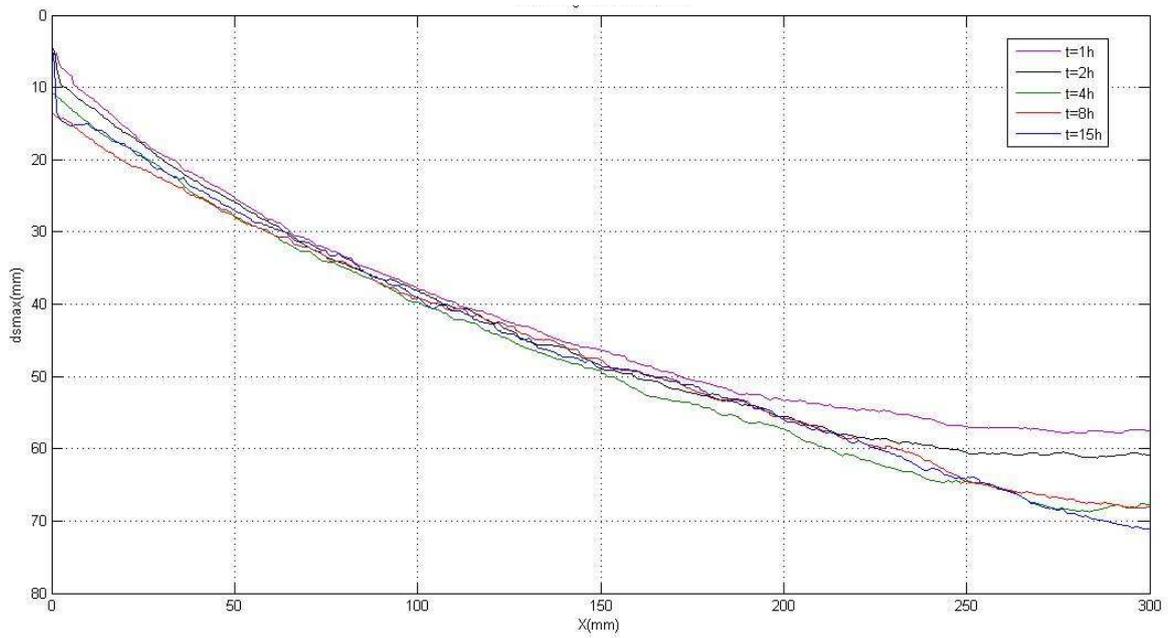


Figura 5.136 - Profili longitudinali massimi (II serie)

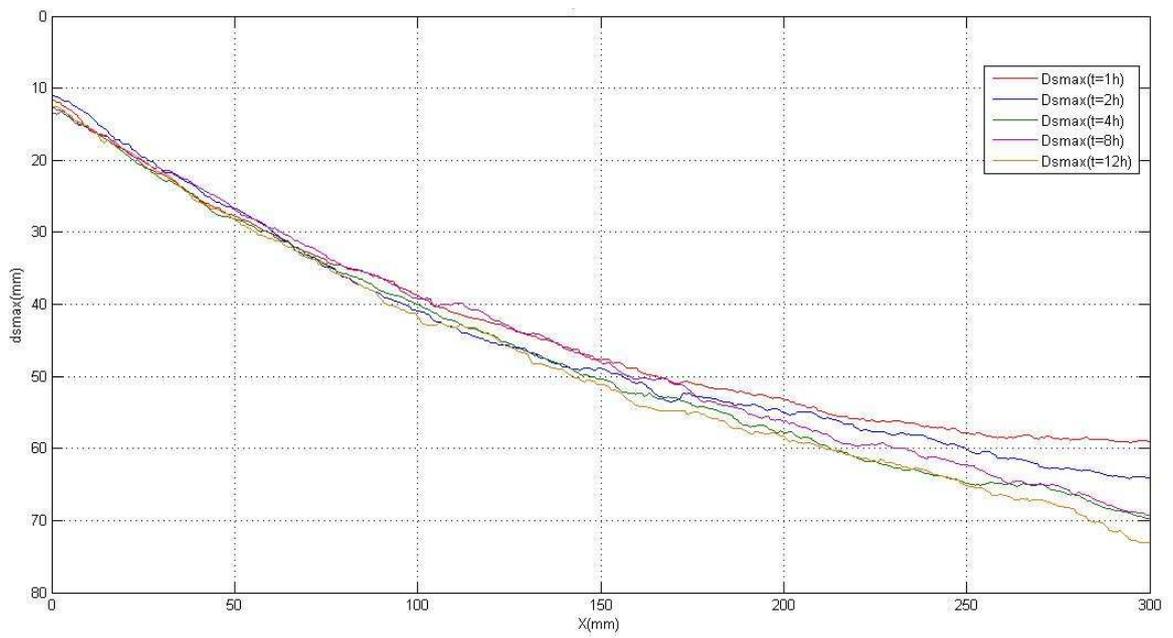


Figura 5.137 - Profili longitudinali massimi (III serie)

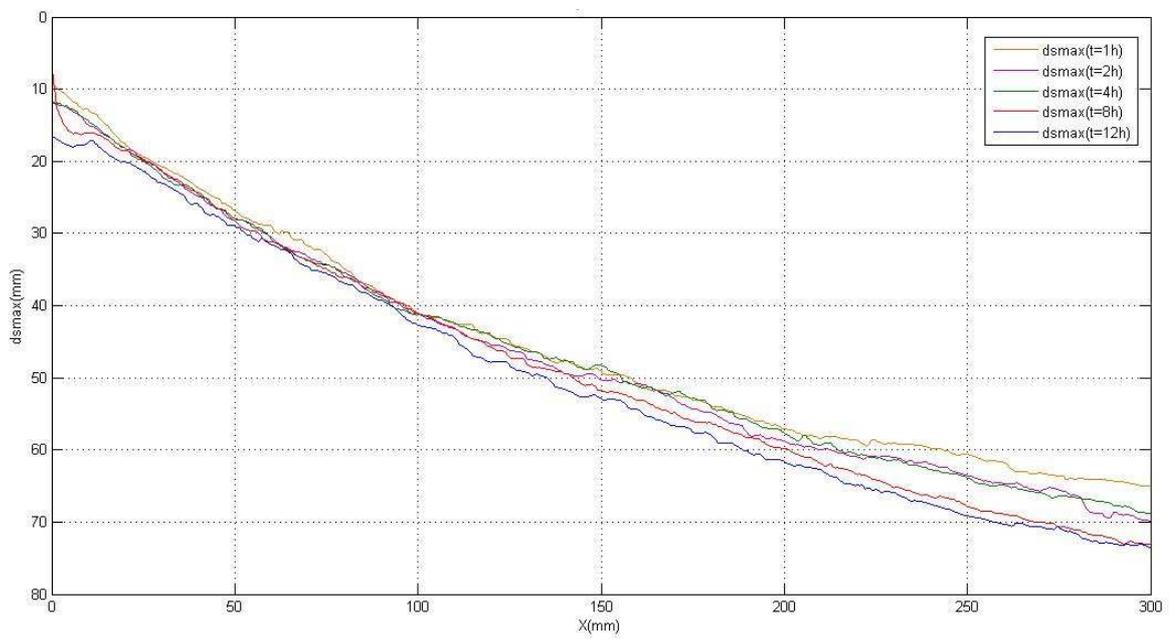


Figura 5.138 - Profili longitudinali massimi (IV serie)

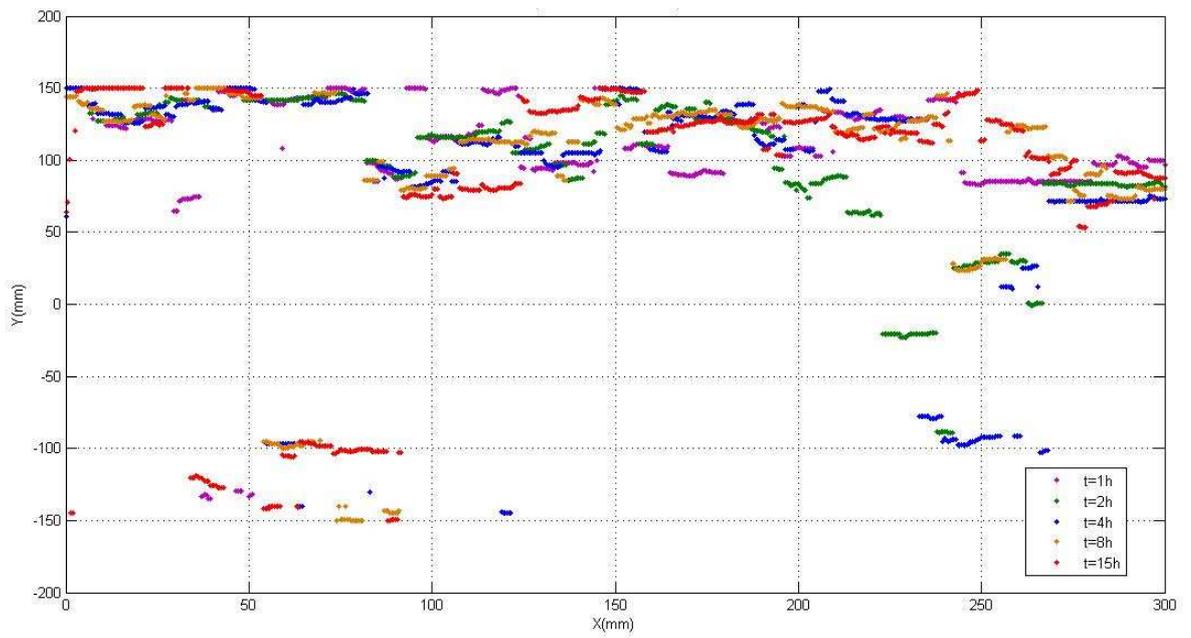


Figura 5.139 – *Distribuzione in pianta delle massime profondità di scavo (I serie)*

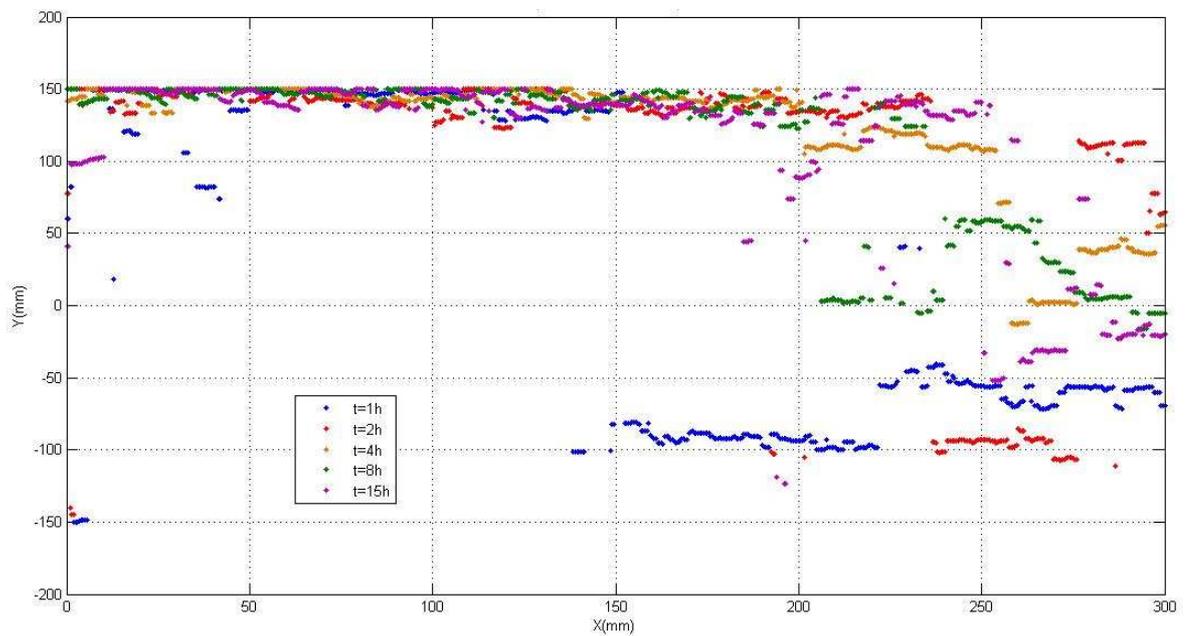


Figura 5.140 - *Distribuzione in pianta delle massime profondità di scavo (II serie)*

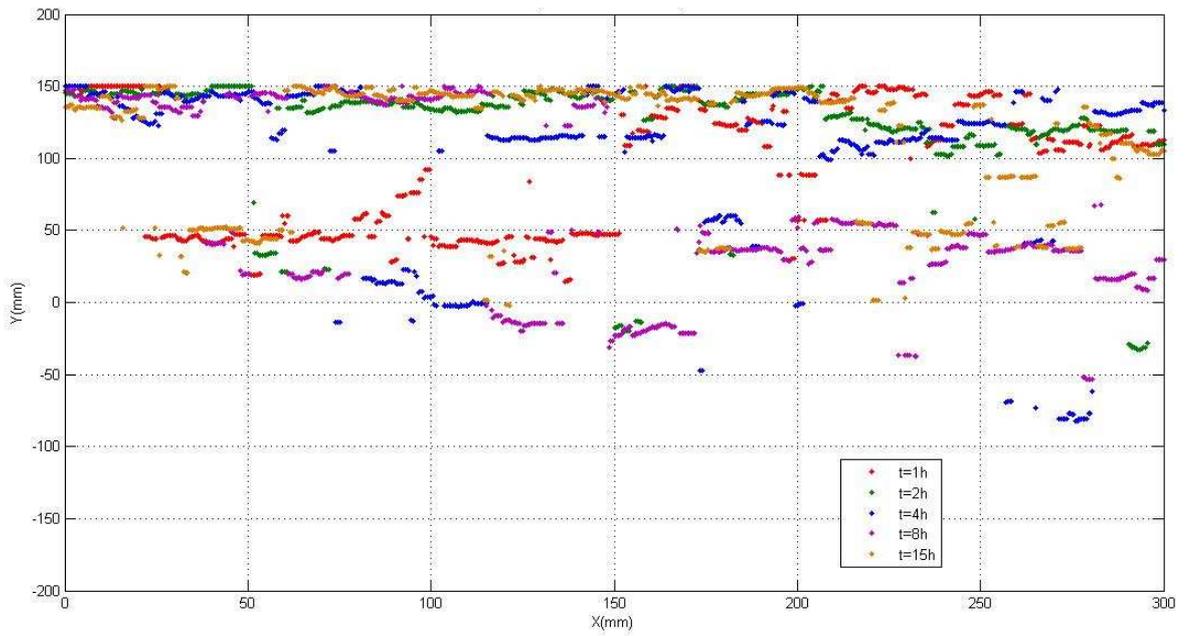


Figura 5.141 - Distribuzione in pianta delle massime profondità di scavo (III serie)

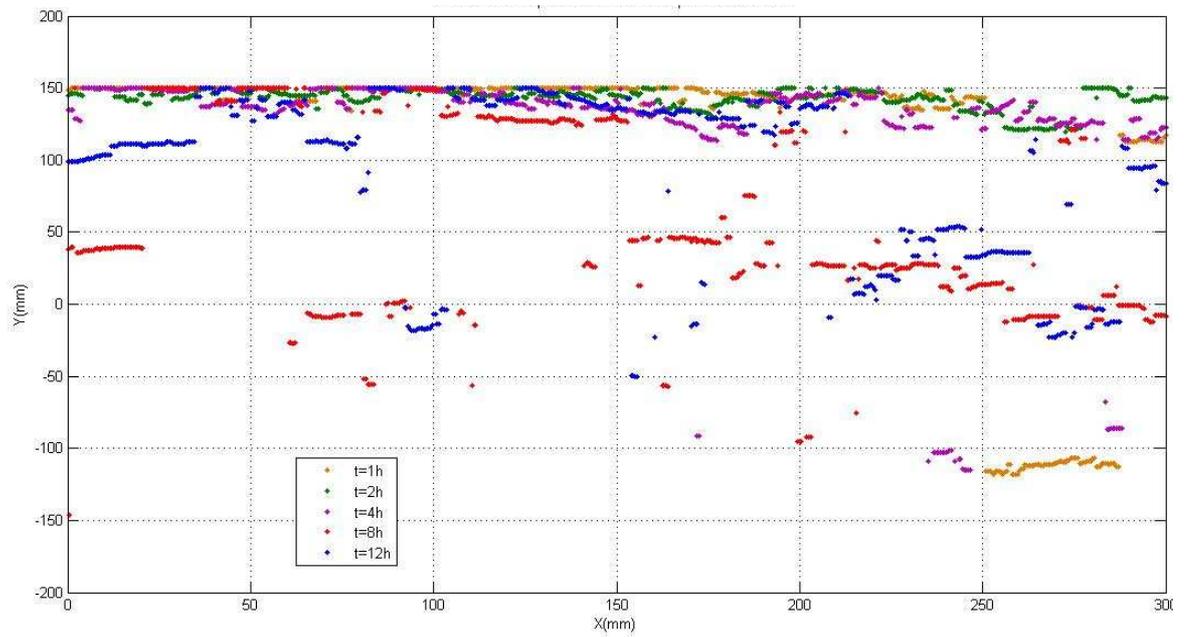


Figura 5.142 - Distribuzione in pianta delle massime profondità di scavo (IV serie)

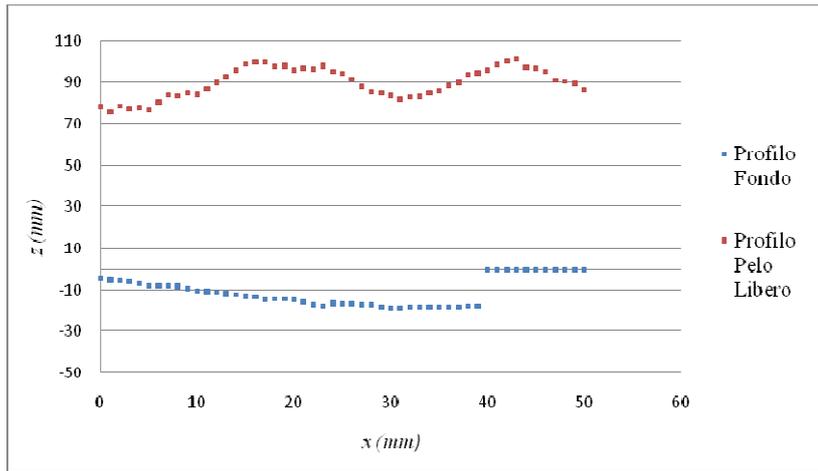


Figura 5.143 – Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=1$ h (I serie)

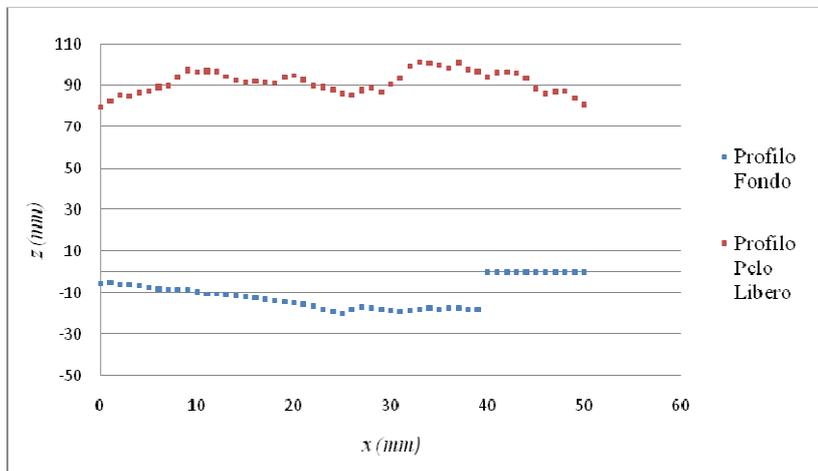


Figura 5.144 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=2$ h (I serie)

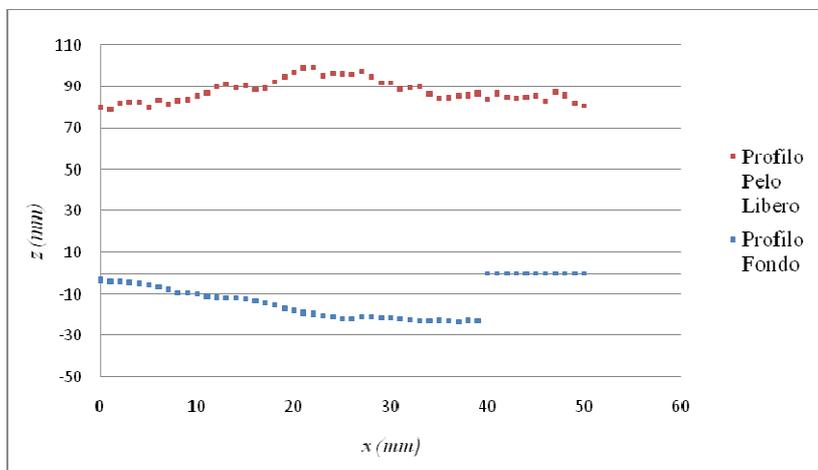


Figura 5.145 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=4$ h (I serie)

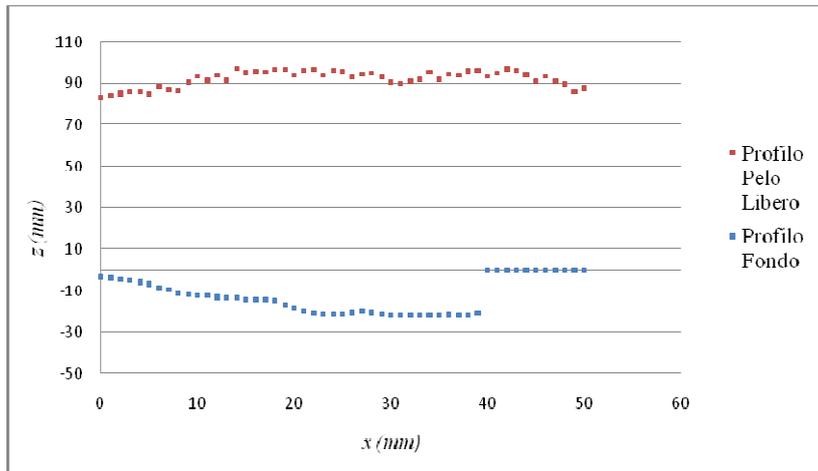


Figura 5.146 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=8$ h (I serie)

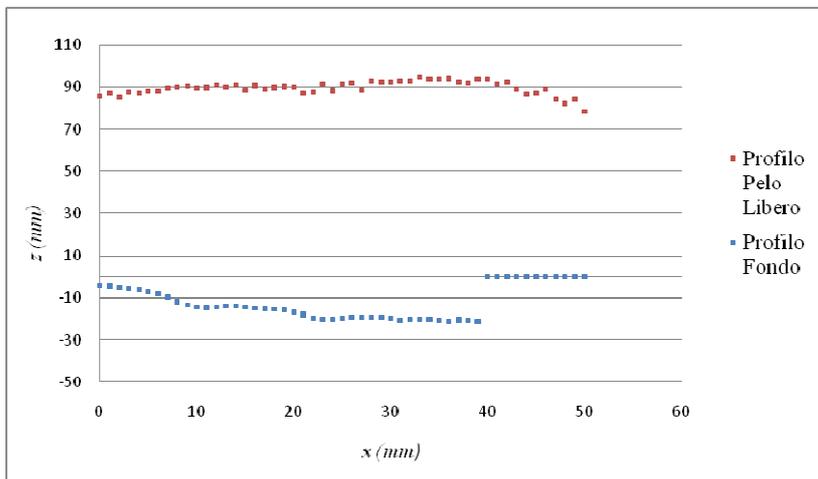


Figura 5.147 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=15$ h (I serie)

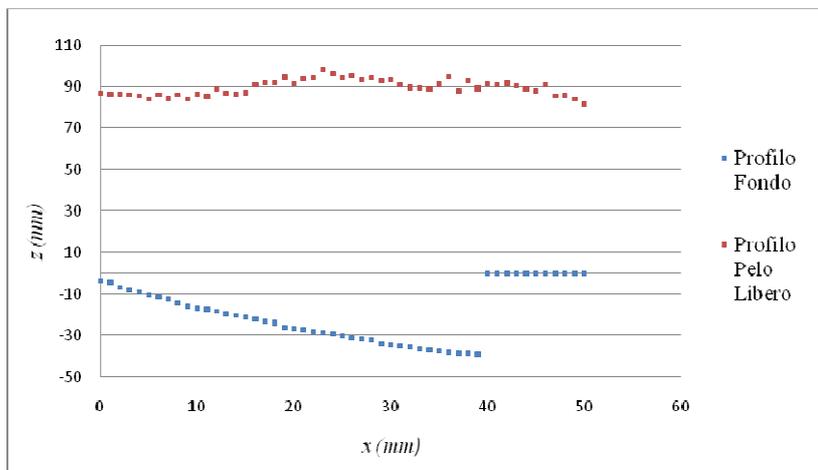


Figura 5.148 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=1$ h (II serie)

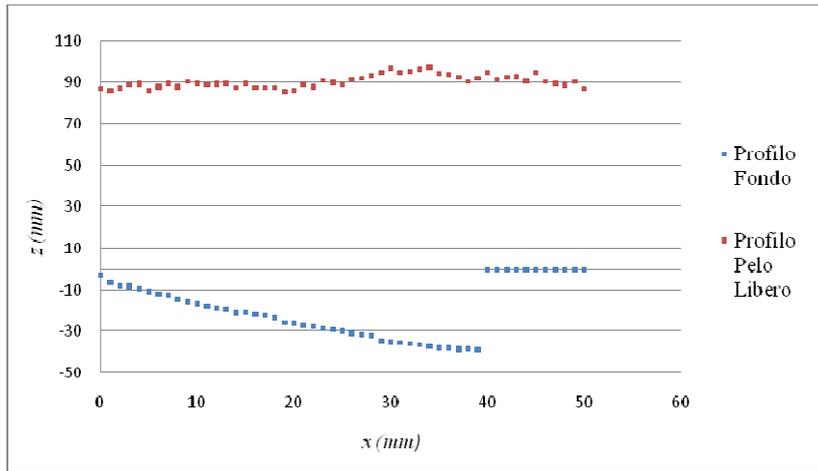


Figura 5.149 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=2$ h (II serie)

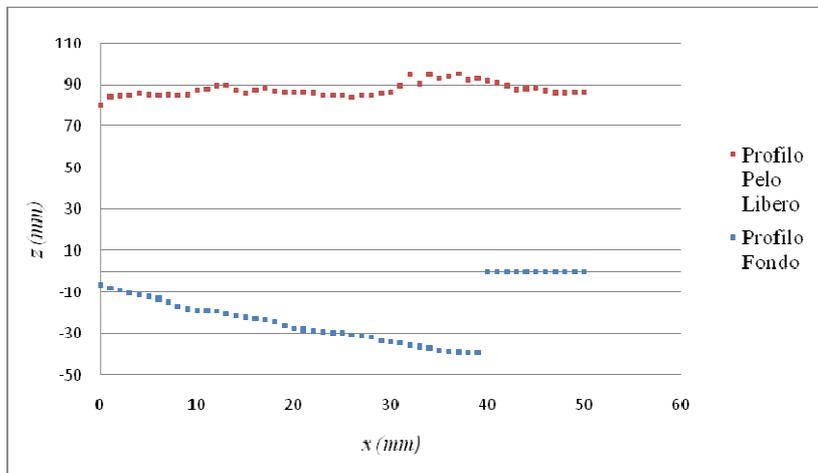


Figura 5.150 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=4$ h (II serie)

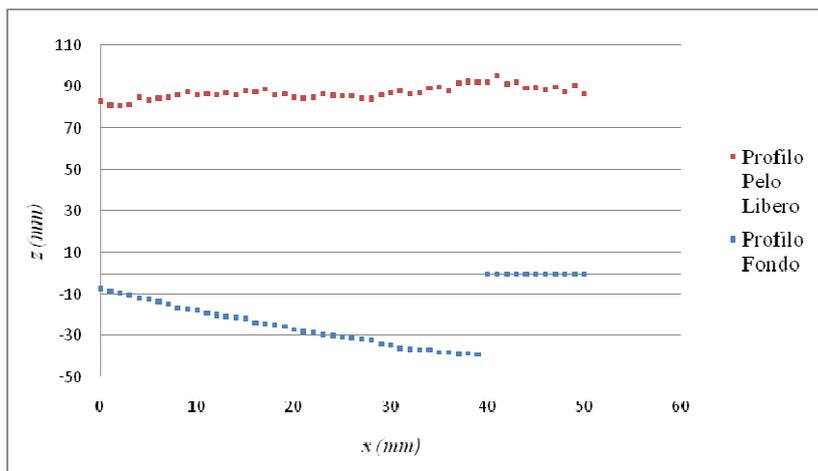


Figura 5.151 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=8$ h (II serie)

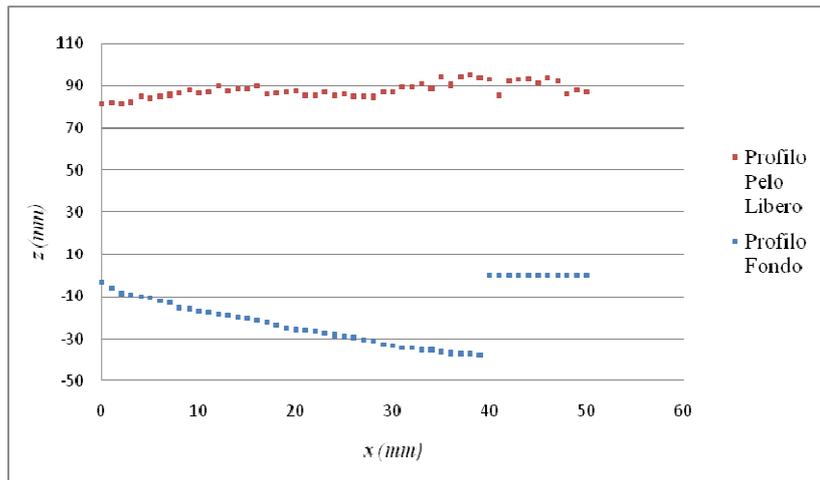


Figura 5.152 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=15$ h (II serie)

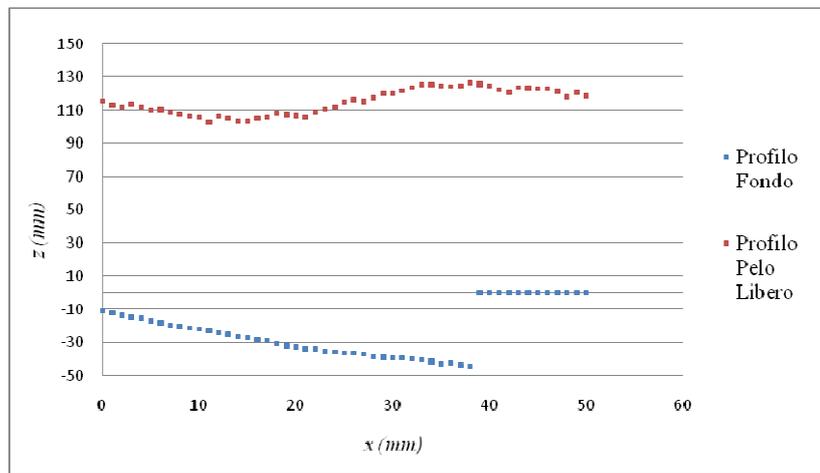


Figura 5.153 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=1$ h (III serie)

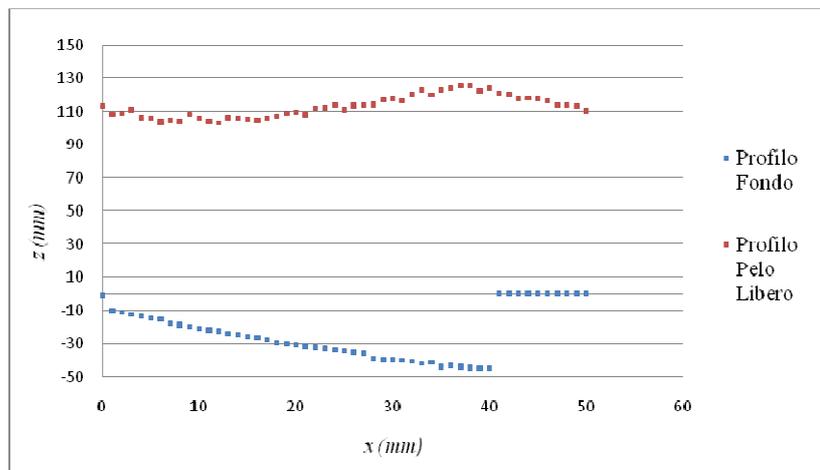


Figura 5.154 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=2$ h (III serie)

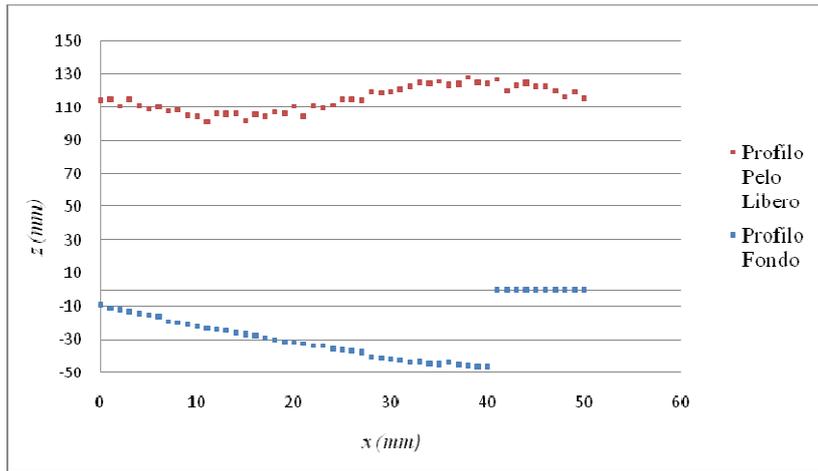


Figura 5.155 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=4$ h (III serie)

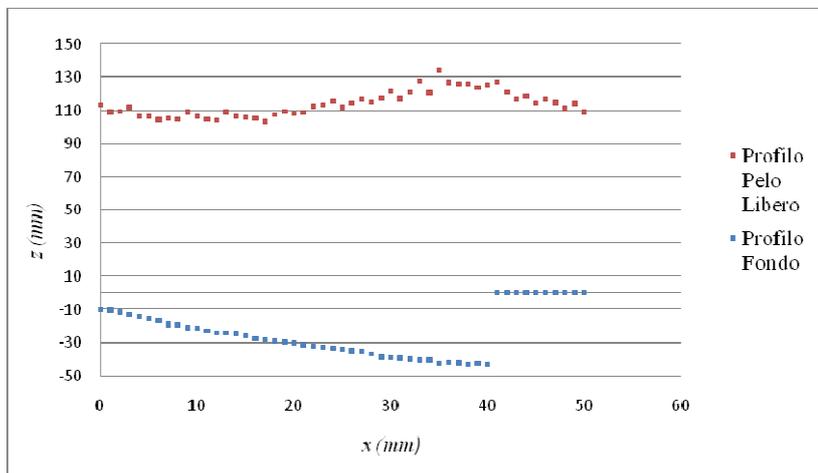


Figura 5.156 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=8$ h (III serie)

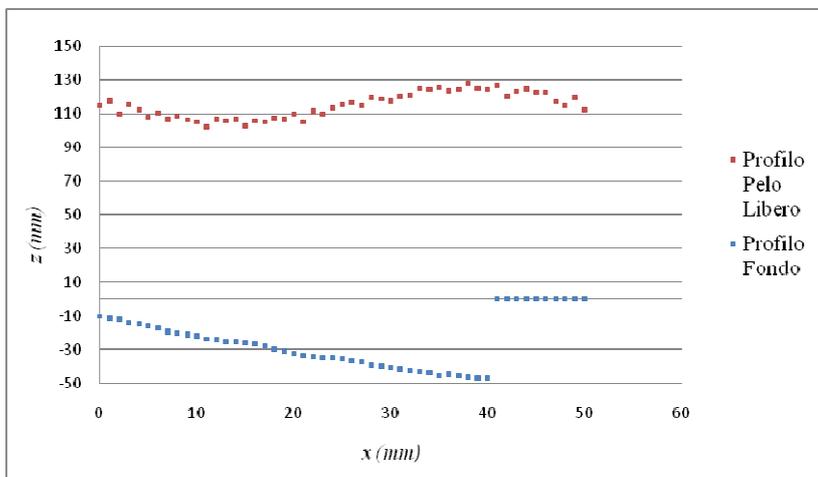


Figura 5.157 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=12$ h (III serie)

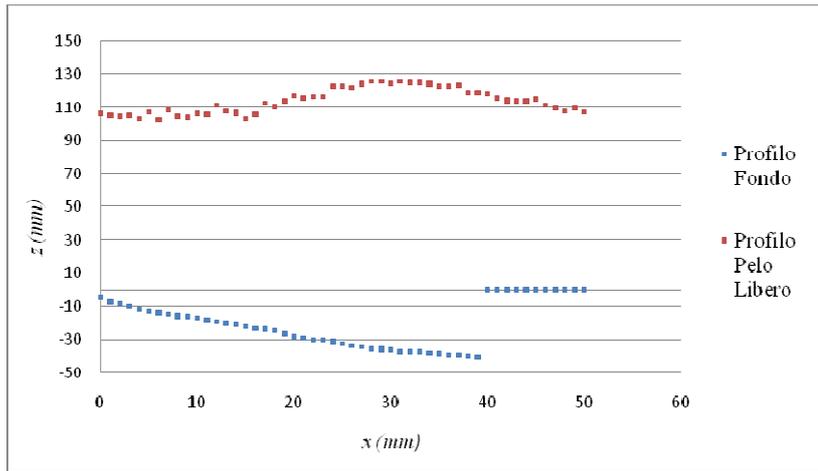


Figura 5.158 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=1$ h (IV serie)

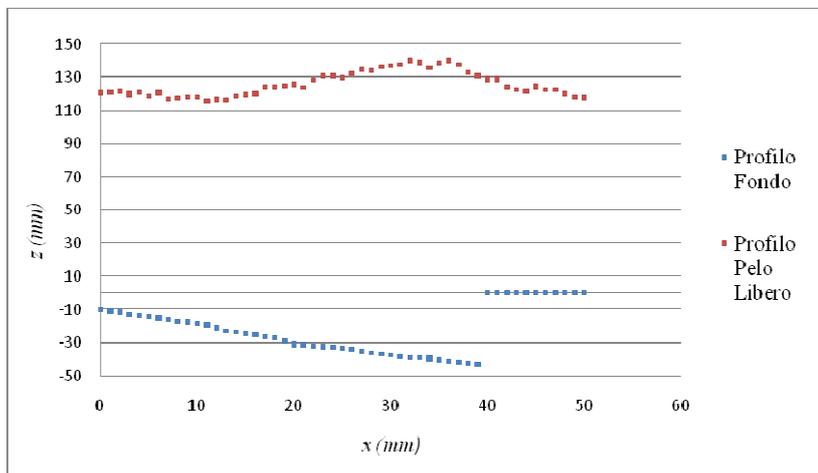


Figura 5.159 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=2$ h (IV serie)

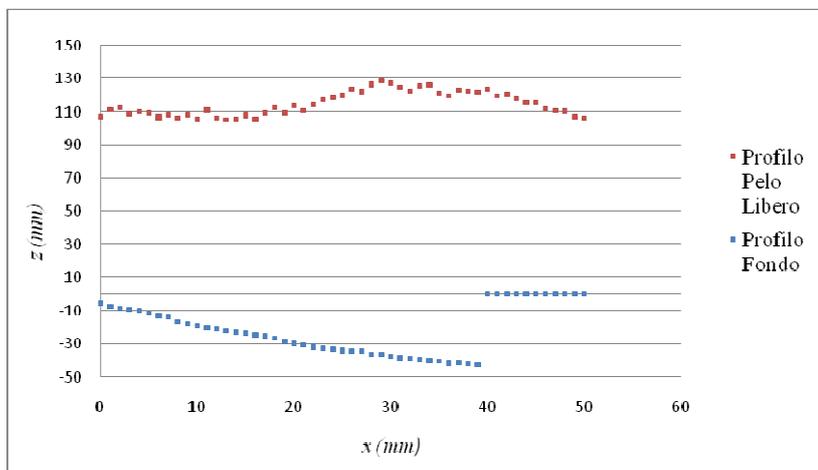


Figura 5.160 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=4$ h (IV serie)

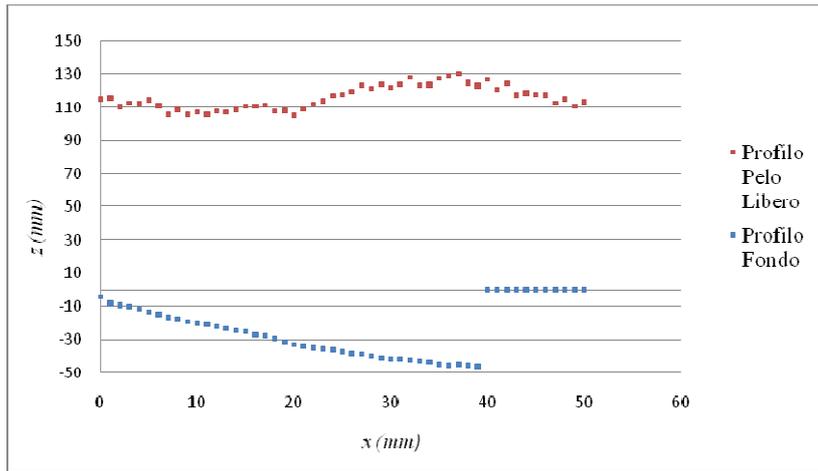


Figura 5.161 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=8$ h (IV serie)

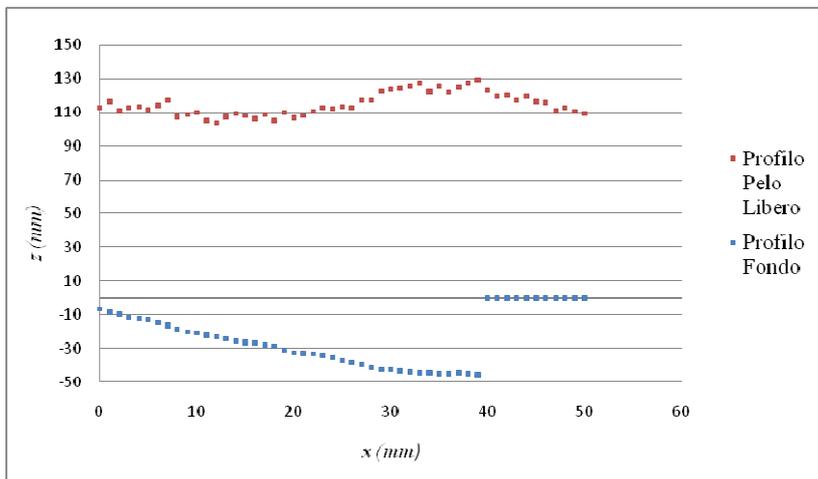


Figura 5.162 - Profili del fondo e della corrente idrica al tempo $t=12$ h (IV serie)

5.4 Analisi dei dati

Per la stima del volume eroso al termine di ciascuna prova, si era sviluppato un algoritmo atto a discretizzare, con un intervallo spaziale $\Delta x = \Delta y = 0,5$ mm, il dominio di calcolo totale in N_k elementi di volume.

Ciascuno degli elementi di volume era delimitato superiormente dal piano orizzontale di quota $z = 0$ e inferiormente da quattro punti successivi della superficie erodibile ($P_{i,j}$, $P_{i+1,j}$, $P_{i,j+1}$, $P_{i+1,j+1}$) (fig.5.163).

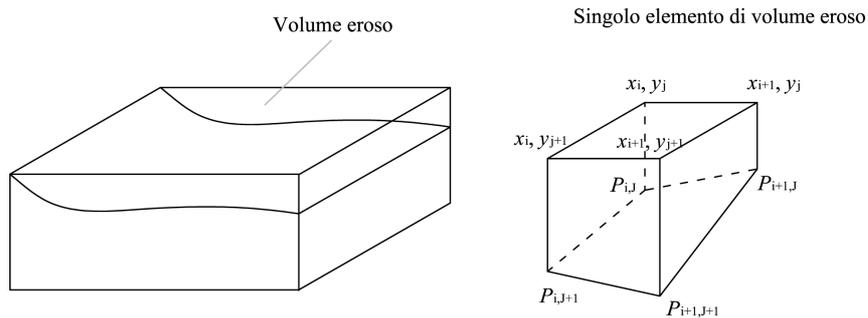


Figura 5.163 – Singolo elemento di volume eroso valutato per la stima del tasso di erosione

Per l'elemento di volume k-esimo, dunque, è stato possibile determinare la quota media come segue:

$$\bar{z}_k = \frac{|z_{i,j}| + |z_{i+1,j}| + |z_{i,j+1}| + |z_{i+1,j+1}|}{4} \quad (5.4)$$

e, quindi, il volume medio dato dalla relazione:

$$\Delta V_{E,k} = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \bar{z}_k \quad (5.5)$$

Considerando, dunque, il numero totale dei singoli elementi, il volume complessivamente eroso, V_E , relativo alla q-esima prova, risultava pari a:

$$V_{E,q} = \sum_{k=1}^{N_k} \Delta V_{E,k} \quad (5.6)$$

Noto, perciò, il volume totale eroso alla fine di ciascuna prova, in riferimento alla sua durata, si è potuta determinare la portata solida complessivamente asportata dal fondo mobile come segue:

$$Q_s = \sum_q V_{E,q} / t_q \quad (5.7)$$

Di seguito vengono riportati i dati sperimentali (tab.5.10) e l'andamento della portata solida nel tempo (fig.5.164).

Tabella 5.10 – Portata solida relativa a ciascuna serie di prove

	t	Δt	V_E (cm³)	Q_{si} (cm³/s)	ΣQ_{si} (cm³/s)
	(h)	(h)	(cm ³)	(cm ³ /s)	(cm ³ /s)
I SERIE	1	1	1652,683	0,459	0,459
	2	1	1811,91	0,252	0,711
	4	2	2314,83	0,161	0,871
	8	4	2336,56	0,081	0,953
	15	7	2348,58	0,043	0,996
II SERIE	1	1	3639,19	1,011	1,011
	2	1	3733,42	0,519	1,529
	4	2	3911,35	0,272	1,801
	8	4	3811,63	0,132	1,933
	15	7	3853,31	0,071	2,005
III SERIE	1	1	3735,51	1,038	1,038
	2	1	3844,13	0,534	1,572
	4	2	4009,63	0,278	1,850
	8	4	3387,24	0,118	1,968
	12	4	4034,97	0,093	2,061
IV SERIE	1	1	3786,71	1,052	1,052
	2	1	3888,81	0,540	1,592
	4	2	3942,36	0,274	1,866
	8	4	4181,03	0,145	2,011
	12	4	4272,89	0,099	2,110

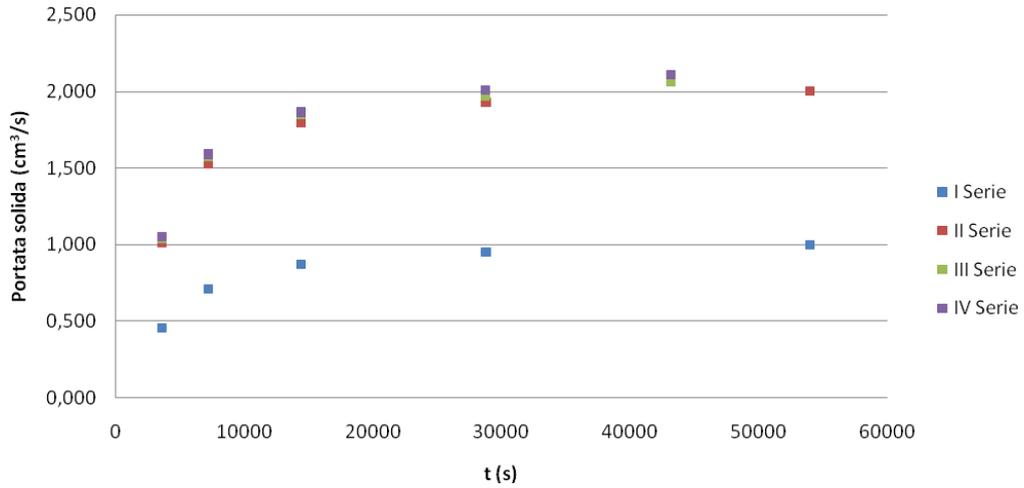


Figura 5.164 – *Andamento della portata solida nel tempo, per ciascuna serie di prove*

La figura 5.164 mostra come nella I serie di prove si registra una quantità di materiale asportato dal fondo mobile notevolmente minore rispetto quella delle serie II, III e IV. Si conferma, perciò, l'influenza delle proprietà coesive della frazione fine sul fenomeno erosivo. Tuttavia, in ciascuna serie, l'andamento nel tempo della portata solida è pressoché simile e il processo di erosione dopo 8 h tende all'equilibrio.

È stato, inoltre, determinato il tasso erosivo medio riferito alla durata complessiva di ciascuna prova (5.8) e il tasso erosivo medio alla generica durata t (5.9), tramite le seguenti relazioni:

$$E_{V,q} = \frac{V_{E,q}}{A_E \cdot t_q} \quad (5.8)$$

$$E_{Vi,q} = \frac{V_{E,q+1} - V_{E,q}}{A_E (t_{q+1} - t_q)} \quad (5.9)$$

dove A_E è l'area della superficie erosa proiettata sul piano (x,y), pari a quella del dominio di calcolo.

Per la determinazione della profondità media di scavo, relativa alla durata complessiva della serie di prove (5.10) e alla generica durata t (5.11), si sono utilizzate le seguenti relazioni, rispettivamente:

$$d_{s,q} = \frac{V_{E,q}}{A_E} \quad (5.10)$$

$$d_{si,q} = \frac{V_{E,q+1} - V_{E,q}}{A_E} \quad (5.11)$$

Di seguito vengono riportati i dati sperimentali (tab. 5.11) e i relativi andamenti nel tempo dei parametri caratterizzanti il processo di erosione, effettuando un confronto con i risultati sperimentali ottenuti da Ricca (2009), utilizzando la medesima miscela coesiva, sulla quale defluiva una corrente idrica di pari caratteristiche idrodinamiche.

Il confronto è stato mirato a verificare l'ipotesi che la procedura di preparazione del fondo erodibile non comportava sostanziali differenze in termini di erosione.

I risultati hanno dimostrato, tuttavia, che, per basse portate e sforzi tangenziali al fondo (fig.5.165,5.166), la ricostituzione del deposito coesivo all'inizio di ciascuna prova comportava una notevole variazione di resistenza a erosione. Si nota infatti come la differenza del volume eroso nelle due prove risulta del 94% circa. Nonostante che per alti valori di portata e di sforzo tangenziale al fondo (figg. 5.167, 5.168) il tasso erosivo risultasse completamente differente, specie nelle prime ore, tuttavia il volume totale eroso dal letto non differiva significativamente.

Ciascun andamento temporale è stato interpolato col metodo dei minimi quadrati, non tenendo però conto dei fenomeni transitori di deposito, da attribuire a fenomeni dinamici in cui le profondità di scavo variavano temporaneamente, per poi riassumere i precedenti valori e proseguire nello sviluppo del fenomeno erosivo (Clarke, 1962; Farhoudi & Smith, 1985; Mohamed & McCorquodale, 1992; Gaudio & Marion, 2003).

Tabella 5.11 – Volume eroso, tasso di erosione e profondità media di scavo relativi a ciascuna serie

	t	Δt	V _E	V _{E,i}	E _V	E _{V,i}	d _s	d _{s,i}
	(h)	(h)	(cm ³)	(cm ³)	(μm/s)	(μm/s)	(cm)	(cm)
I SERIE	1	1	1652,68	1652,68	5,101	5,101	1,836	1,836
	2	1	1811,91	159,227	2,796	0,491	2,013	0,177
	4	2	2314,83	502,92	1,786	0,776	2,572	0,559
	8	4	2336,56	21,73	0,901	0,017	2,596	0,024
	15	7	2348,58	12,02	0,483	0,005	2,610	0,013
II SERIE	1	1	3639,19	3639,19	11,232	11,232	4,044	4,044
	2	1	3733,42	94,23	5,761	0,291	4,148	0,105
	4	2	3911,35	177,93	3,018	0,275	4,346	0,198
	8	4	3811,63	-99,72	1,471	-0,077	4,235	-0,111
	15	7	3853,31	41,68	0,793	0,018	4,281	0,046
III SERIE	1	1	3735,51	3735,51	11,529	11,529	4,151	4,151
	2	1	3844,13	108,62	5,932	0,335	4,271	0,121
	4	2	4009,63	165,5	3,094	0,255	4,455	0,184
	8	4	3387,24	-622,39	1,307	-0,480	3,764	-0,692
	12	4	4034,97	647,73	1,038	0,500	4,483	0,720
IV SERIE	1	1	3786,71	3786,71	11,687	11,687	4,207	4,207
	2	1	3888,81	102,1	6,001	0,315	4,321	0,113
	4	2	3942,36	53,55	3,042	0,083	4,380	0,060
	8	4	4181,03	238,67	1,613	0,184	4,646	0,265
	12	4	4272,89	91,86	1,099	0,071	4,748	0,102

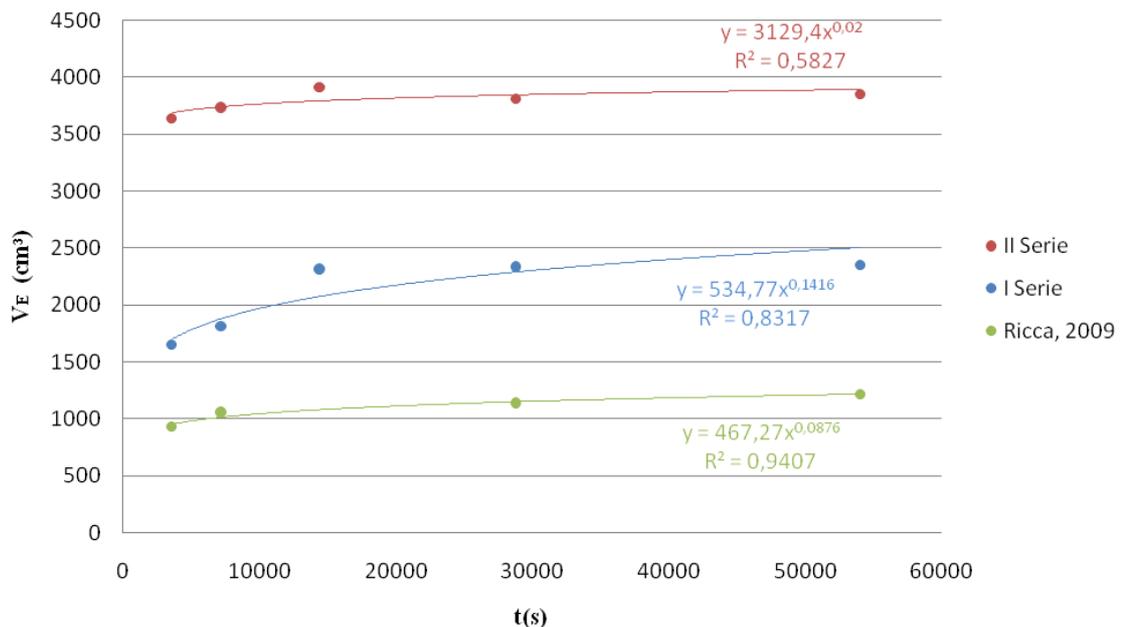


Figura 5.165 - Andamento del volume eroso medio totale nel tempo, per la I e II serie, e confronto con Ricca (2009)

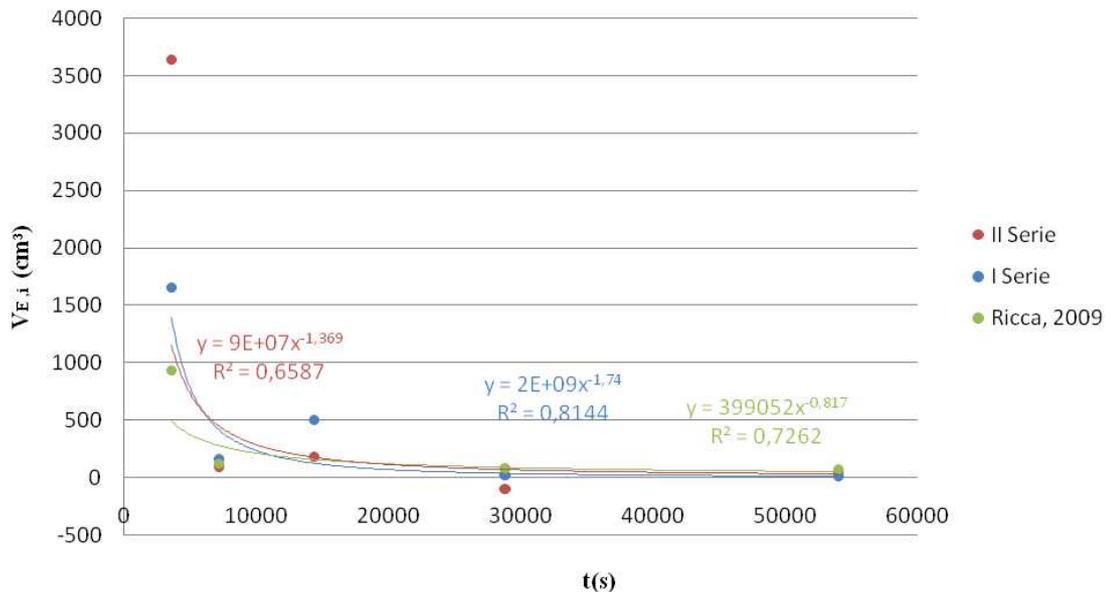


Figura 5.166 - Andamento del volume eroso medio parziale nel tempo, per la I e II serie, e confronto con Ricca (2009)

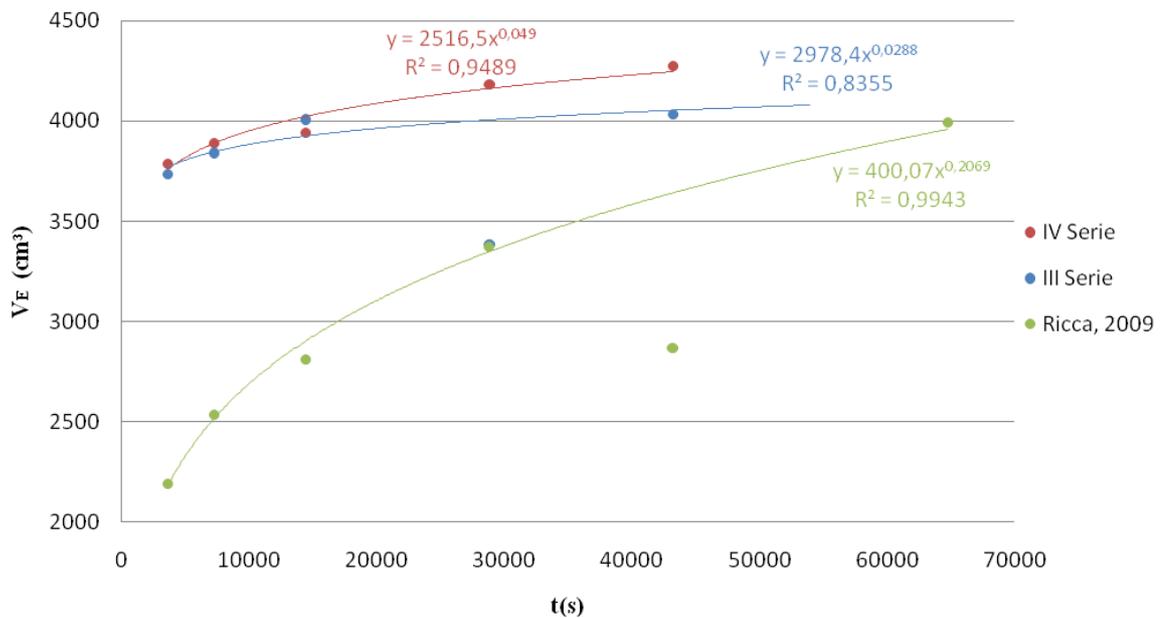


Figura 5.167 - Andamento del volume eroso medio totale nel tempo, per la III e IV serie, e confronto con Ricca (2009)

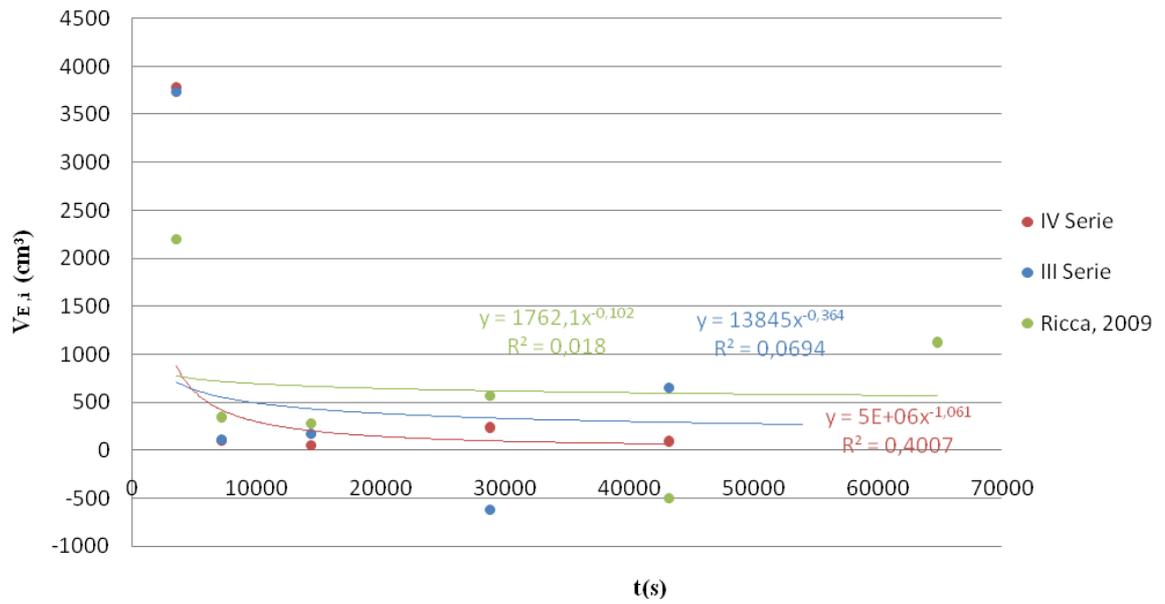


Figura 5.168 - Andamento del volume eroso medio parziale nel tempo, per la III e IV serie, e confronto con Ricca (2009)

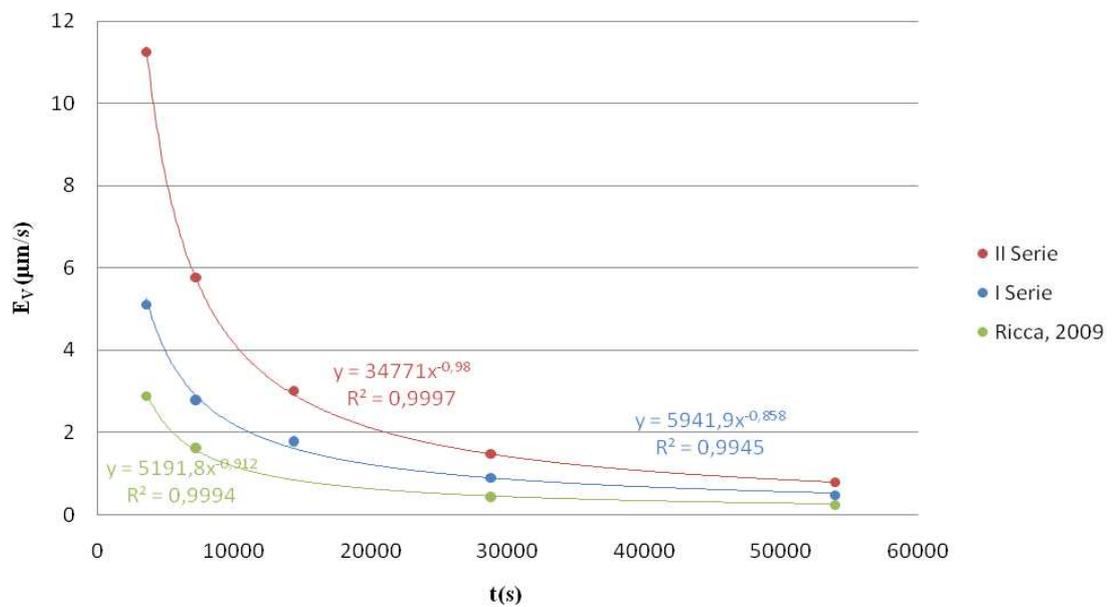


Figura 5.169 - Andamento del tasso erosivo medio totale nel tempo, per la I e II serie, e confronto con Ricca (2009)

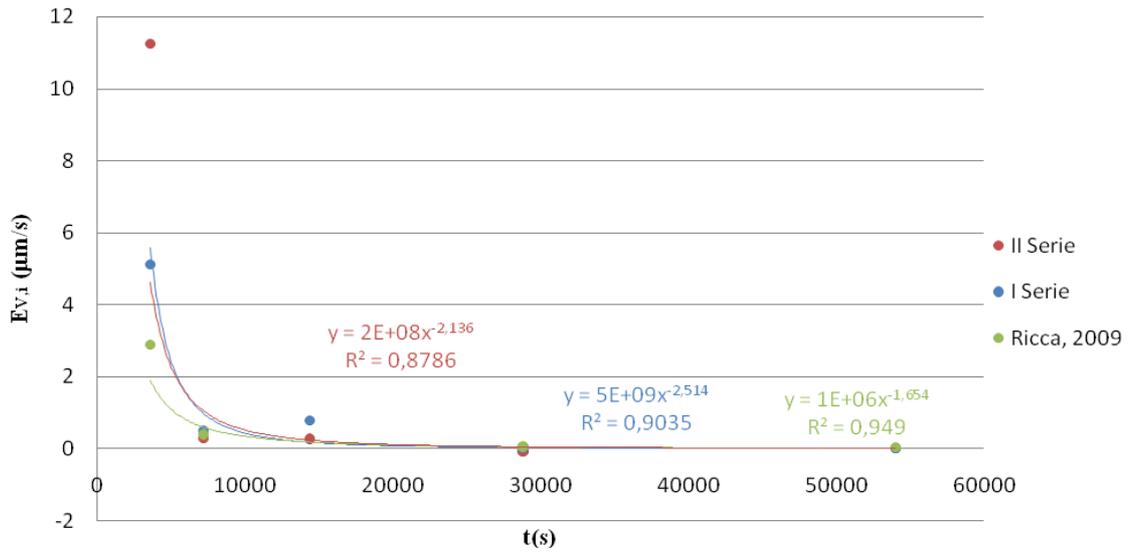


Figura 5.170 - Andamento del tasso erosivo medio parziale nel tempo, per la I e II serie, e confronto con Ricca (2009)

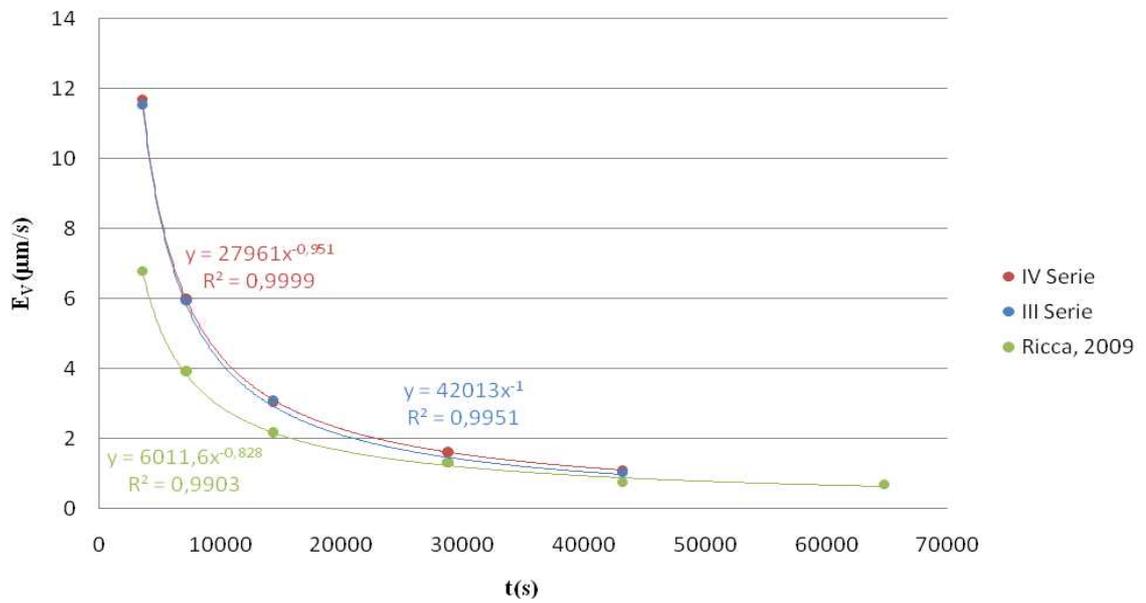


Figura 5.171 - Andamento del tasso erosivo medio totale nel tempo, per la III e IV serie, e confronto con Ricca (2009)

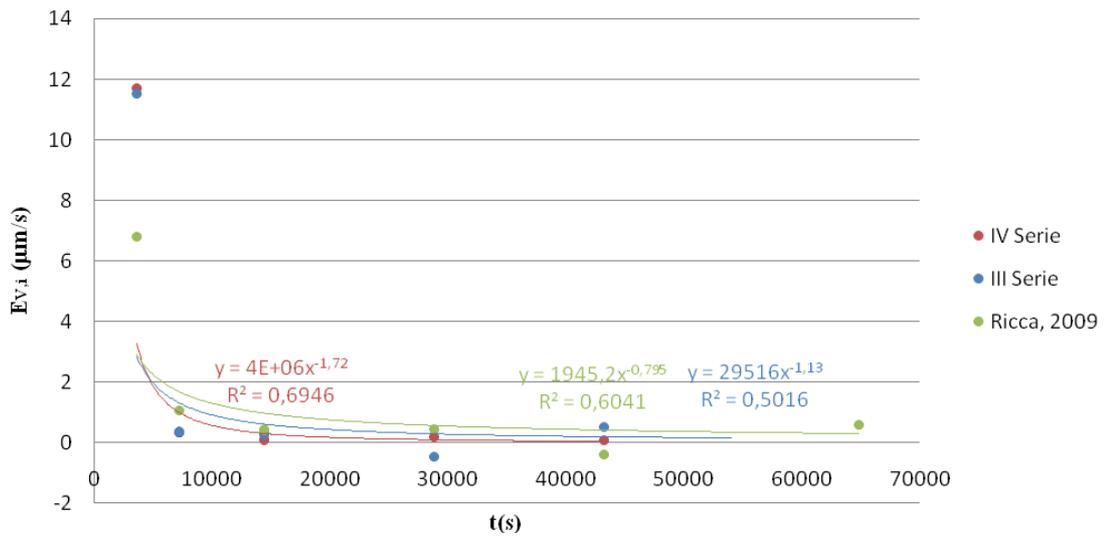


Figura 5.172 - Andamento del tasso erosivo medio parziale nel tempo, per la III e IV serie, e confronto con Ricca (2009)

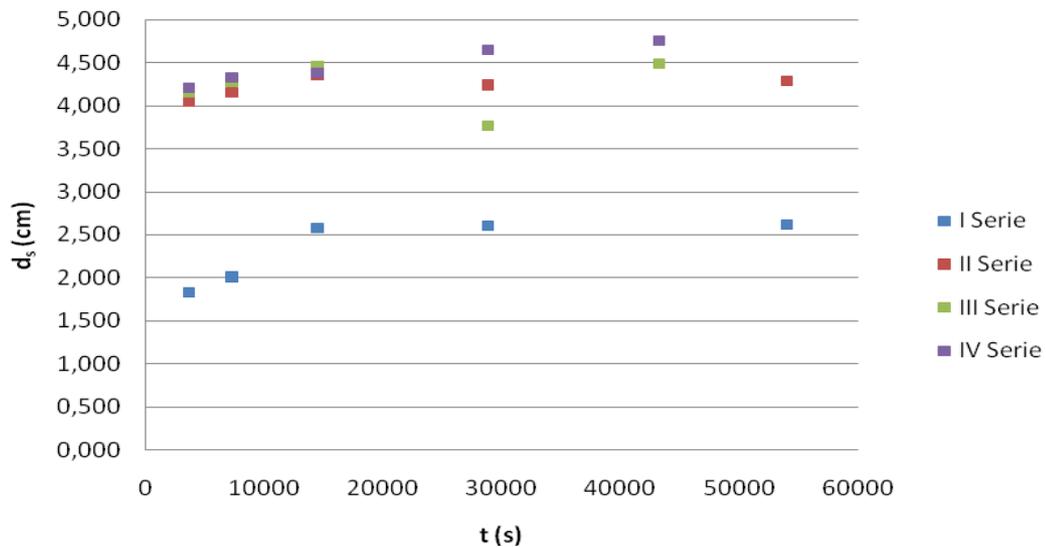


Figura 5.173 - Andamento della profondità media di scavo nel tempo, per ciascuna serie di prove

Nelle figure 5.174 e 5.175 viene rappresentato l'andamento temporale in forma adimensionale del rapporto tra il volume eroso parziale, osservato durante ciascuna prova, e il volume totale rispetto a t/t_{TOT} . Anche in questo caso si sono confrontati i risultati sperimentali in esame con quelli ottenuti da Ricca (2009).

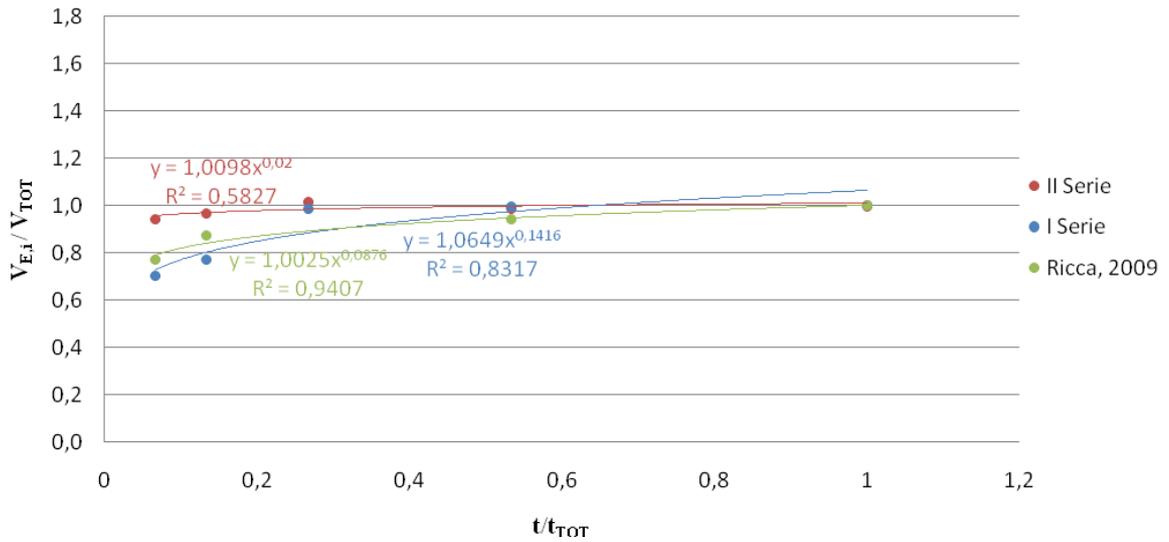


Figura 5.174 - Andamento del rapporto $V_{E,i}/V_{TOT}$ per la I e II serie, e confronto con Ricca (2009)

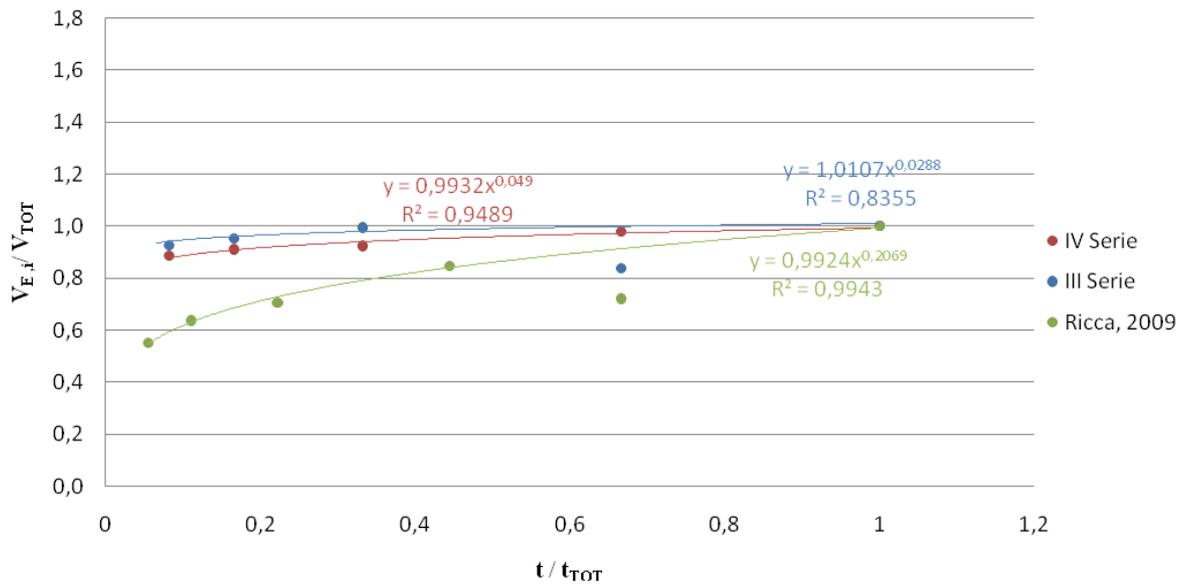


Figura 5.175 - Andamento del rapporto $V_{E,i}/V_{TOT}$ per la III e IV serie, e confronto con Ricca (2009)

Di seguito vengono riportati gli errori medi e la deviazione standard relativi alla regressione dei dati (tab.5.12).

Tabella 12 – Errori medi e deviazione standard relativi alle regressioni

	E_V		V_E		$V_{E,i}/V_{TOT}$	
	e_{med} (%)	σ (%)	e_{med} (%)	σ (%)	e_{med} (%)	σ (%)
I SERIE	5,268	3,280	5,183	3,335	5,174	3,345
II SERIE	1,181	1,231	1,264	1,116	1,442	0,815
III SERIE	3,762	2,717	0,878	0,911	1,062	0,812
IV SERIE	0,776	0,764	0,776	0,765	0,800	0,730

Sono state, inoltre, ricavate le variazioni del tasso erosivo (tab. 5.13÷5.14; figg. 5.176÷5.177) misurato nelle prove condotte con le miscele coesive rispetto a quello misurato nelle prove eseguite con la sabbia e, precedentemente, da Ricca (2009).

Tabella 5.13 – Variazioni percentuali del tasso erosivo misurato nella I serie rispetto a quello misurato nella II serie e da Ricca (2009)

t (s)	I serie	II serie	Ricca (2009)	Errori		
	E_V ($\mu\text{m/s}$)	E_V ($\mu\text{m/s}$)	E_V ($\mu\text{m/s}$)	e_{I-II} (%)	$e_{Ricca-II}$ (%)	e_{I-R} (%)
3600	5,101	11,232	2,878	54,6	74,4	43,6
7200	2,796	5,761	1,631	51,5	71,7	41,7
14400	1,786	3,018	/	40,8	/	/
28800	0,901	1,471	0,439	38,7	70,1	51,3
54000	0,483	0,793	0,249	39,1	68,6	48,5
			Errore Medio	44,9	71,2	46,2

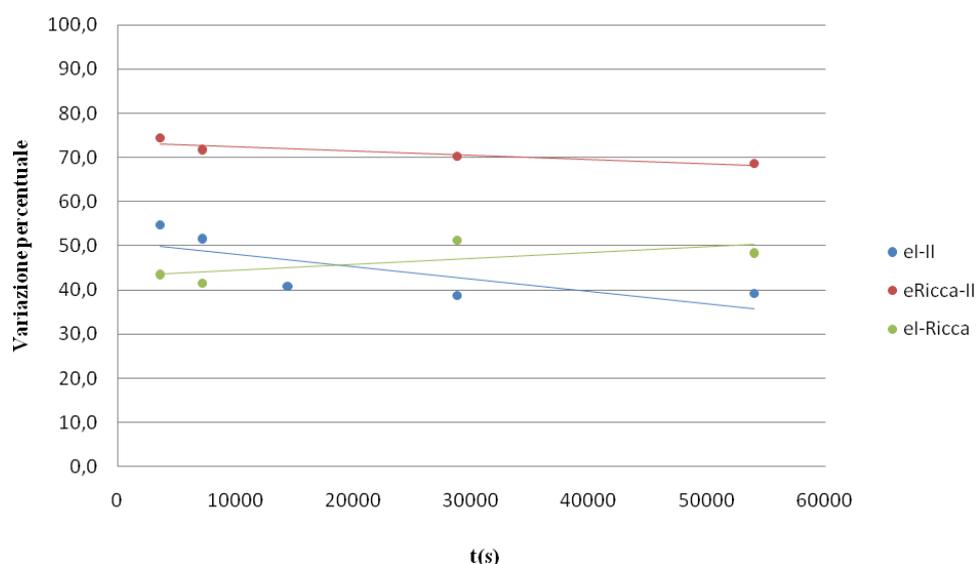


Figura 5.176 - Variazioni percentuali del tasso erosivo misurato nella I serie rispetto a quello misurato nella II serie e da Ricca (2009)

Tabella 5.14 - *Variazioni percentuali del tasso erosivo misurato nella III serie rispetto a quello misurato nella IV serie e da Ricca (2009)*

t (s)	III serie	IV serie	Ricca (2009)	Errori		
	E_V ($\mu\text{m/s}$)	E_V ($\mu\text{m/s}$)	E_V ($\mu\text{m/s}$)	$e_{\text{III-IV}}$ (%)	$e_{\text{Ricca-IV}}$ (%)	$e_{\text{III-R}}$ (%)
3600	11,529	11,687	6,774	1,4	42,0	41,2
7200	5,9323	6,001	3,913	1,1	34,8	34,0
14400	3,094	3,042	2,169	1,7	28,7	29,9
28800	1,307	1,613	1,302	19,0	19,3	0,4
54000	0,830	0,879	/	5,6	/	/
Errore Medio				5,8	31,2	26,4

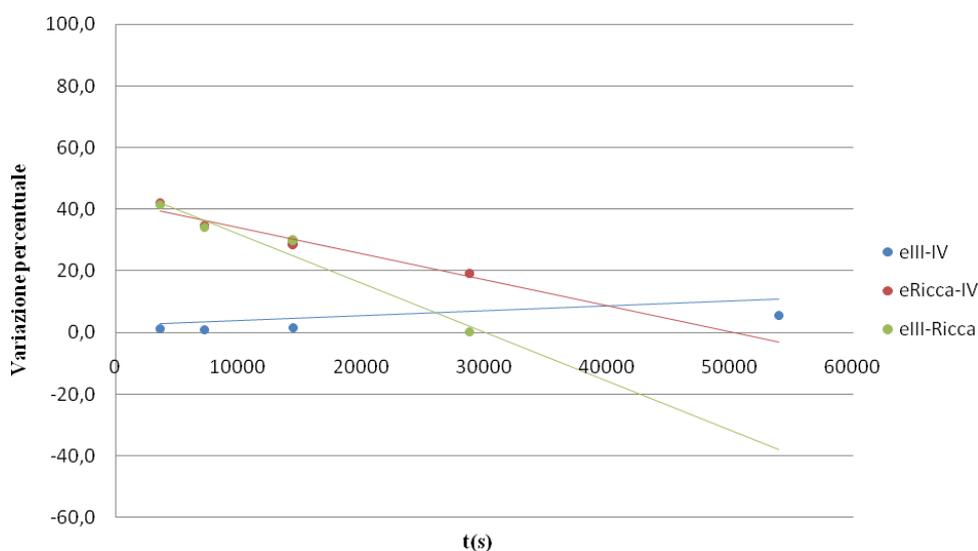


Figura 5.177 - *Variazioni percentuali del tasso erosivo misurato nella III serie rispetto a quello misurato nella IV serie e da Ricca (2009)*

Sono stati, inoltre, ricavati gli andamenti del tasso erosivo rispetto allo sforzo tangenziale al fondo (figg. 5.178÷5.181).

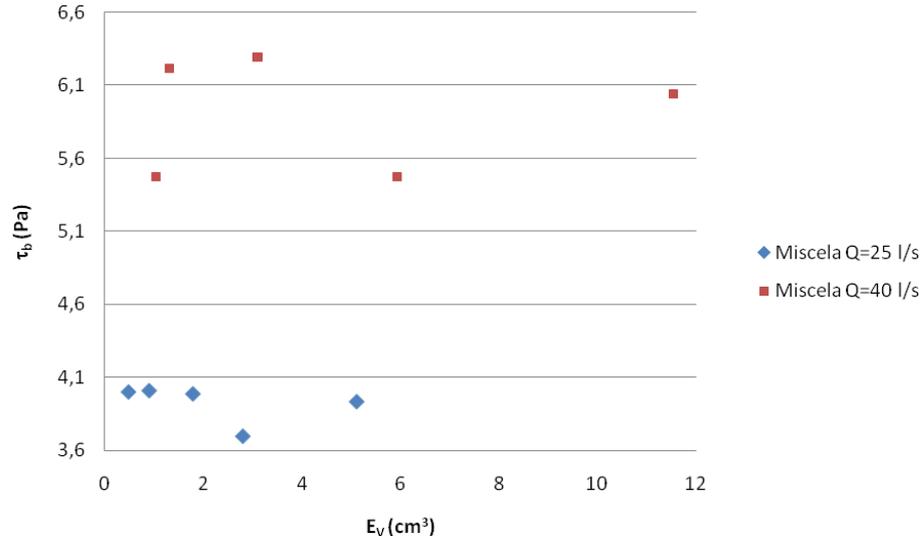


Figura 5.178 – Andamento tra lo sforzo tangenziale al fondo e il tasso erosivo (I e III serie)

In fig. 5.178 si nota come, a parità di fondo mobile coesivo, all'aumentare dello sforzo tangenziale medio al fondo, da circa 4 Pa a 6 Pa, il tasso erosivo aumenta del 126% circa. Questo, perché, le proprietà coesive, per elevati valori di sforzo tangenziale, tendono a annullarsi.

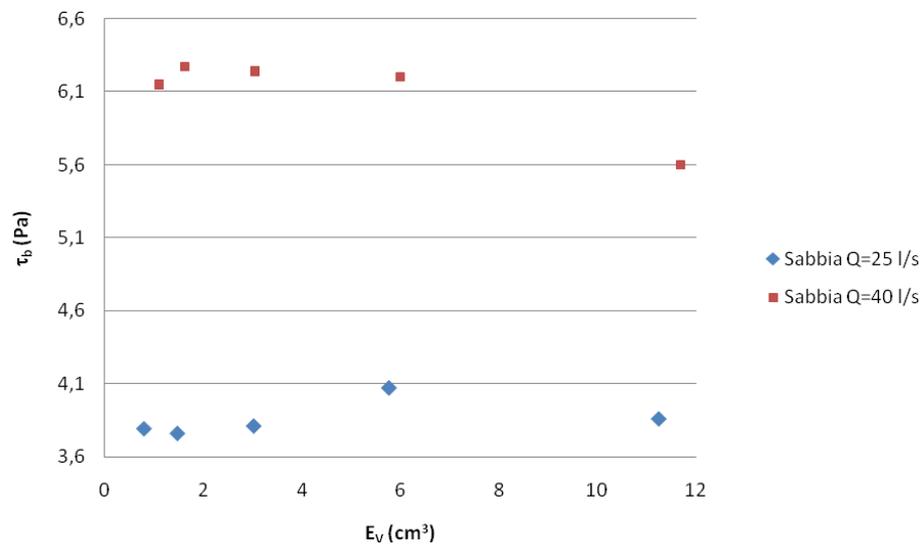


Figura 5.179 - Andamento tra lo sforzo tangenziale al fondo e il tasso erosivo (II e IV serie)

La fig.5.179 mostra come, a parità di fondo mobile sabbioso, all'aumentare dello sforzo tangenziale medio al fondo, da circa 4 Pa a 6 Pa, il tasso erosivo rimane pressoché costante.

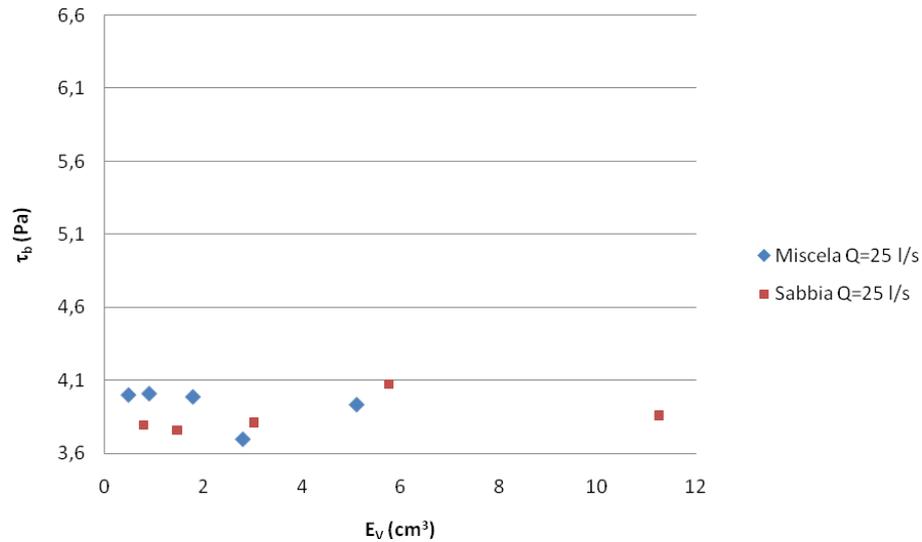


Figura 5.180 - Andamento tra lo sforzo tangenziale al fondo e il tasso erosivo (I e II serie)

In fig.5.180 si nota come, a parità di sforzo tangenziale medio al fondo, pari a 4 Pa circa, il tasso di erosione, nel caso di fondo coesivo, diminuisce del 120% circa rispetto a quello relativo al fondo sabbioso. Si evidenziano, perciò, le proprietà coesive della frazione fine costituente il fondo mobile ai fini della riduzione del fenomeno erosivo.

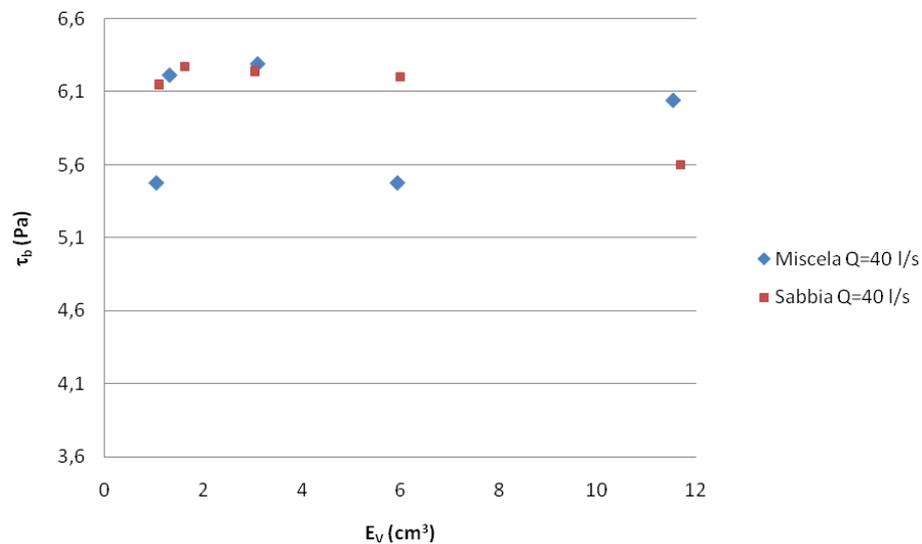


Figura 5.181 - Andamento tra lo sforzo tangenziale al fondo e il tasso erosivo (III e IV serie)

La fig.5.181 mostra come, a parità di sforzo tangenziale medio al fondo, pari a 6 Pa circa, il tasso di erosione nel caso di fondo coesivo è uguale rispetto a quello relativo al

fondo sabbioso. Anche in questo caso, è evidente come le proprietà coesive, per elevati valori di sforzo tangenziale, tendono a annullarsi.

Conclusioni

Il presente studio sperimentale ha riguardato il problema dell'erosione di un letto mobile costituito da una miscela di sedimenti coesivi e non coesivi (87% sabbia, 11,5 % limo e 1,5 % argilla).

Lo scopo dello studio è stato quello di chiarire alcuni concetti di base riguardanti il comportamento a erosione delle miscele coesive, di osservare l'evoluzione temporale del fenomeno in termini di superficie erosa, sezioni trasversali e profili longitudinali medi e massimi e tassi erosivi, operando anche un confronto con l'erosione di un deposito incoerente, costituito dalla sola sabbia facente parte della miscela.

Nello studio sperimentale ci si è avvalsi non solo di strumenti tradizionali per la misura di portata (stramazzo Thomson) e profondità d'acqua (asta idrometrica), ma anche di un moderno laser scanner 3D, operante secondo il principio della triangolazione e capace di ricostruire accuratamente la superficie erosa dalla corrente idrica nelle varie fasi delle prove. Tramite la tecnica laser e la successiva elaborazione dei dati con codici di calcolo appositamente realizzati in *Matlab 7.1*, è stato possibile ricavare informazioni, finora non completamente disponibili in letteratura, su diverse caratteristiche del processo erosivo della miscela coesiva analizzata.

Gli esperimenti, eseguiti nel Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici del Dipartimento di Difesa del Suolo "V. Marone" dell'Università della Calabria in una canaletta lunga 10 m e larga 48,5 cm, hanno evidenziato alcuni effetti delle proprietà coesive possedute dal limo sull'evoluzione temporale del processo erosivo.

L'analisi delle superfici erose nelle varie prove ha mostrato chiaramente il differente comportamento della miscela coesiva rispetto alla sola sabbia. Nel primo caso, infatti, il fenomeno erosivo risulta essere tridimensionale, con andamento fortemente irregolare della superficie, per il quale i profili longitudinali risultano variabili se ci si sposta dalla mezzeria verso le pareti. Nel secondo caso, invece, il fenomeno erosivo risulta essere bidimensionale, ossia il profilo longitudinale di scavo in mezzeria può essere assunto come rappresentativo dell'intera sezione trasversale.

Si è notato, inoltre, come le proprietà coesive del fondo relativo alla I serie di prove ($\tau=4$ Pa) siano responsabili di un aumento della resistenza a erosione e, quindi, di una diminuzione di materiale asportato nel tempo. Infatti, il volume eroso dal letto di

sedimenti coesivi è risultato inferiore del 40% circa rispetto a quello eroso dal letto di sabbia.

Osservando, invece, il comportamento dei due differenti tipi di letto in esame per $Q=40$ l/s (III e IV serie di prove), si è notato come il processo erosivo risulti pressoché simile in termini di volume eroso e modalità di erosione: il volume eroso dal letto di sedimenti coesivi risulta, infatti, inferiore del 6% circa rispetto a quello del letto di sabbia. Ciò, probabilmente, è da attribuire allo sforzo tangenziale medio al fondo, variabile tra 5 e 6 Pa, per ambedue i letti erodibili. Si deve ritenere, quindi, che una volta raggiunta la mobilità dei sedimenti, le proprietà coesive tendano a non influenzare significativamente la resistenza a erosione.

È stata, infine, osservata l'evoluzione temporale del tasso erosivo, la quale mostra che nella I serie di prove si registra una quantità di materiale asportata dal fondo notevolmente minore rispetto alle serie II, III e IV. Tuttavia, in ciascuna serie, l'andamento nel tempo del tasso erosivo è pressoché simile e il processo di erosione dopo 8 h tende all'equilibrio.

I dati sperimentali e i relativi andamenti nel tempo dei parametri caratterizzanti il processo di erosione, sono stati, inoltre, confrontati con i risultati sperimentali ottenuti da Ricca (2009), utilizzando la stessa miscela coesiva sulla quale defluiva una corrente idrica di medesime caratteristiche idrodinamiche. Il confronto era mirato a verificare l'ipotesi che durante la preparazione del fondo erodibile, all'inizio di ciascuna serie di prove, le caratteristiche dello stesso potessero ritenersi costanti. I risultati hanno mostrato che, per bassi valori di sforzo tangenziale, il rimaneggiamento del deposito comporta una notevole variazione di resistenza a erosione. Nonostante che per alti valori di portata il tasso erosivo risulti completamente differente, specie nelle prime ore, tuttavia il volume totale eroso dal letto risulta circa uguale, con differenze dell'1%.

Bibliografia

- [1] Aberle, Nikora, McLean, Doscher, McEwan, Green, Goring , Walsh (2003). Straight benthic flow-Through flume for in situ measurement of cohesive sediment dynamics. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 129 (1), pp.63-67.
- [2] Aberlea J., Nikora V., Walters R. (2004). Effects of bed material properties on cohesive sediment erosion. *Marine Geology*, (207) pp. 83-93.
- [3] Aberle J., Nikora V., Walters R. (2006). Data interpretation for in situ measurements of cohesive sediment erosion. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(6), pp. 581-588.
- [4] Aberle J., Nikora V., Walters R. (2006). Data interpretation for in situ measurements of cohesive sediment erosion. Dey S. (2006). Lecture Note on Sediment Transport and Scour.
- [5] Ahyerre M. Chebbo G., Saad M. (2000). Sources and erosion of organic solids in a combined sewer. *Urban Water*, 2, pp. 305-315.
- [6] Ahyerre M. Chebbo G., Saad M. (2001). Nature and dynamics of water sediment interface in combined sewers. *Journal of Environmental Engineering*, 127(3), pp. 233-239.
- [7] Ariathurai R., Arulanandan K. (1978). Erosion rates of cohesive soils. *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 104, pp. 279-283.
- [8] Arthur S., Ashley R. M. (1998). The influence of near bed solids transport on first foul flush in combined sewers. *Water Science Technology*, 37(1), pp. 131-138.
- [9] Arulanandan K. (1975). Fundamentals aspects of erosion of cohesive soils. *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 101(5), pp. 635-639.
- [10] Austen I., Andersen, T. J., Edelvang (1999). The Influence of Benthic Diatoms and Invertebrates on the Erodibility of an Intertidal Mudflat. *The Danish Wadden Sea, Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 49, pp. 99-111.
- [11] Banasiak R., Verhoeven R., De Sutter R., Tait S. (2005). The erosion behaviour of biologically active sewer sediment deposits: Observations from a laboratory study. *Water Research*, 39, pp.5221-5231.
- [12] Banasiak R., Verhoeven R. (2006). Quantification of the erosion resistance of undisturbed and remoulded cohesive sediments. *Water, Air and Soil Pollution*, 6 (2006) pp. 381-391.
- [13] Benson C.H., Daniel D.E. (1990). Influence of Clods on Hydraulic Conductivity of Compacted Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.113, n.12, pp.1432-1448.
- [14] Berlamont J.E., Ockenden M.C., Toorman E.A., Winterwerp J.C. (1993). The characterisation of cohesive sediment properties. *Coastal Engineering*, 21, pp.105-128.
- [15] Berlamont J., Torfs H. (1996). Modelling (partly) cohesive sediment transport in sewer system. *Water Science Technology*, Vol.33, n.9, pp.171-178.
- [16] Black K., Cramp A. (1995). A device to examine the in situ response of intertidal cohesive sediment deposits to fluid shear. *Continental shelf research*, 15(15), pp.1945-1954.
- [17] Black K., Tolhurst T., Paterson D., Hagerthey S. (2002). Working with Natural Cohesive Sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, Gennaio, pp. 2-8.
- [18] Bommanna G., Krishnappan G., Marsalek J. (2002). Modelling of flocculation and transport of cohesive sediment from an on-stream stormwater detention pond. *Water Research*, 36 (2002), pp.3849-3859.
- [19] Bungartz H., Wanner S. C. (2004). Significance of particle interaction to the modelling of cohesive sediment transport in rivers. *Hydrological processes*, 18, pp.1685-1702.

- [20] Calomino F., Fallico C., Piro P. (1988). Misure di portata con stramazzi in parete sottile. Atti del 9° Corso di aggiornamento in Tecniche per la difesa dall'inquinamento, 16-18 giugno 1988, Nicotera (VV), Editoriale Bios, 1998.
- [21] Calomino F., Fallico C., Piro P. (1988). Sul coefficiente d'efflusso di uno stramazzo Thomson a contrazione incompleta. Indagine sperimentale, Università della Calabria, Dipartimento di Difesa del Suolo, settembre 1988.
- [22] Campisano A., Creaco E., Modica C., Reitano S. (2006). Primi risultati di una indagine sperimentale sugli effetti di cacciate su sedimenti coesivi. *XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – IDRA 2006*.
- [23] Charlotte, Thompson & Amos (2004) - Effect of sand movement on a cohesive substrate. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 130 (11), pp.1123-1125.
- [24] Chapalain G., Sheng Y. P., Temperville A. T. (1994). About the specification of erosion flux for soft stratified cohesive sediments. *Math. Geol.*, 26, pp.651-676.
- [25] Citrini D. & Nosedà G. "Idraulica". Casa Editrice Ambrosiana, Milano (1987).
- [26] Crabtree R. W. (1989), Sediments in sewers, *Journal of Institute of Water and Environmental Management*, 3(3), pp.569-578.
- [27] Debnath K., Nikora V., Aberle J., Westrich B., Muste M. (2007). Erosion of cohesive sediments: resuspension, bed load, and erosion patterns from field experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 133(5), pp.508-520.
- [28] De Sutter R., Rushforth P. J., Tait S. J., Huygens M., Verhoeven R., Saul A. J. (2000). The erosion of cohesive mixed deposits: implication for sewer flow quality modelling. *Urban Water* 2, pp.285-294.
- [29] De Sutter R., Rushforth P., Tait S., Huygens M., Verhoeven R., Saul A. (2001). The erosion of cohesive mixed deposits: implications for sewer flow quality modeling. *Urban Water*, 2, pp.285-294.
- [30] Dey S., Westrich B. (2003). Hydraulics of submerged jet to change in cohesive bed geometry. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129, pp.44-67.
- [31] Dyer M., Christie C., Wright E. W. (2000). The classification of intertidal mudflats. *Continental Shelf Research*, 20, pp.1039-1060.
- [32] El Ganaoui O., Schaaff E., Boyer P., Amielh M., Anselmet F., Grenz C. (2004). The deposition and erosion of cohesive sediments determined by a multi-class model. *Estuarine Coastal and Shelf Science*, 4(60), pp.457-475.
- [33] El Ganaoui O., Schaaff E., Boyer P., Amielh M., Anselmet F., Grenz C. (2007). Erosion of the upper layer of cohesive sediments: characterization of some properties. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 133(9), pp.1087-1091.
- [34] Evans J.C., Fang H.Y., Kugelman I.J. (1985). Organic Fluid Effects on the Permeability of Soil-Bentonite Slurry Walls. Proc. National Conf. on "Hazardous Waste and Environmental Emergencies", Cincinnati, Ohio, Hazardous Materials Control Research Institute, Silver Spring, Maryland, pp.267-271.
- [35] Faulkner H., Alexander R., Wilson B. R. (2003). Changes to the dispersive characteristics of soils along an evolutionary slope sequence in the Vera badlands, southeast Spain: implications for site stabilisation. *Catena*, 50, pp.243-254.
- [36] Favaretti M., Moraci N. (1995). Effects of Leachate on the Behaviour of Sand-Clay Mixtures. 5th International Landfill Symposium, S.Margherita di Pula (Ca), Italy, vol.2, pp.259-270.
- [37] Favaretti M., Moraci N. (1996). Influenza del fluido interstiziale sulle proprietà geotecniche di miscele sabbia-bentonite. Memorie e Studi dell'Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica.

- [38] Favaretti M., N. Moraci (1997). Geotechnical Behaviour of Sand-Sodium Bentonite Mixtures. 6th International Landfill Symposium "Sardinia 97", S:Margherita di Pula (Ca), Italia.
- [39] Foth H. D., Turk L. M. (1972). *Fundamentals of Soil Science*, John Wiley & Sons Inc., pp. 468.
- [40] Glasstone S., Laidler K. J., Heyring H (1941). The theory of rate processes. Mc Graw-Hill, pp. 599.
- [41] Grodzka J., Pomianowski A. (2005). On the necessity of modifying the dlvo theory (in equilibrium systems). *Physicochemical Problems of Mineral Processing*, 39, pp.11-20.
- [42] Guan W. B., Wolanski E., Dong L. X. (1998). Cohesive Sediment Transport in the Jiaojiang River Estuary, China, Estuarine, *Coastal and Shelf Science*, 46, pp.861-871.
- [43] Houwing E., Van Rijn L. (1997). In Situ Erosion Flume (ISEF): determination of bed-shear stress and erosion of a kaolinite bed. *Journal of sea research*, 39, pp.243-253.
- [44] Houwing E. J. (1999). Determination of the Critical Erosion Threshold of Cohesive Sediments on Intertidal Mudflats Along the Dutch Wadden Sea Coast. Estuarine, *Coastal and Shelf Science*, 49, pp.545-555.
- [45] Huang J., Hilldale R. C., Greimann B. P. (2006). Erosion and sedimentation manual. Chapter 4: Cohesive sediment transport (USBR).
- [46] Israelachvili J. N. (1998). Intermolecular and surface forces. Academic press limited, London.
- [47] Jepsen R., Roberts J., Lick W. (1997). Effects of bulk density on sediment erosion rates. *Water air soil pollution*, 99, pp.21-31.
- [48] Kamphuis J.W., Hall K. R. (1983). Cohesive material erosion by unidirectional current. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 109(1), pp.49-60.
- [49] Kelly W. E., Gularte R. C., (1981). Erosion resistance of cohesive soils. *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 107(10), pp.1211-1224.
- [50] Krestenitis Y. N., Kombiadou K. D., Savvidis Y. G. (2007). Modelling the cohesive sediment transport in the marina enviroment: the case of Thermaikos Gulf. *Ocean Science*, 3, pp.91-104.
- [51] Krishnappan B. G. (1993). Rotating circular flume. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 119(6), pp.758-767.
- [52] Krone B. (1999). Effects of bed structure on erosion of cohesive sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, Dicembre 1999, 125(12), pp. 1297-1301.
- [53] Lambe T.W., Whitman R.V. (1969). *Soil Mechanics*, SI Version, 1978, John Wiley, New York, 32.
- [54] Lancillotta R. (1992). *Geotecnica*, Zanichelli, seconda edizione.
- [55] Lavelle J.W., Mofjeld H.O. (1987). Do critical stresses for incipient motion and erosion really exist. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 11(3), pp.370-385.
- [56] Lau Y. L., Krishnappan B. G. (1994). Does reentrainment occur during cohesive sediment settling. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 120(2), pp.236-244.
- [57] Lau Y. L., Droppo I. G. (2000). Influence of antecedent conditions on critical shear stress of bed sediment. (Research note) *Water Research*, 34(2), pp.663-667.
- [58] Lick W., Jin L., Gailani J. (2004). Initiation of movement of quartz particule. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 130(8), pp.755-761.
- [59] Lopes F. J., Dias J. M., Dekeyser I. (2006). Numerical modelling of cohesive transport in the Ria de Aveiro lagoon, Portugal. *Journal of Hydrology*, 319, pp.176-198.

- [60] Lucarelli C., Montinaro D., Righetti M., Bertola P. (2006). Gli effetti del carico organico e della stagionalità sulla stabilità dei sedimenti coesivi bentonici lacustri. *XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – IDRA 2006*.
- [61] Lumborg U., Pejrup M. (2005). Modelling of cohesive sediment transport in a tidal lagoon annual budget. *Marine Geology*, 218, pp.1-16.
- [62] Lundkvist M., Grue M., Friend P.L., Flindt M.R. (2007). The relative contributions of physical and microbiological factors to cohesive sediment stability. *Continental Shelf Research*, 27, pp.1143-1152.
- [63] Maggi F., Manning A. J., Winterwerp, J. C., (2006). Image separation and geometric characterisation of mud flocs. *Journal of Hydrology*, 326, pp.325-348.
- [64] Mahmood T., Amirtharajah A., Sturm T. W., Dennett K. E. (2001). A micromechanics approach for attachment and detachment of asymmetric colloidal particles. *Colloids and surfaces*, 177, pp.99-110.
- [65] Mehta A. J., Lee S. I. (1994). Problems in linking the threshold condition for the transport of cohesionless and cohesive sediment grain. *Journal of Coastal Research*, 10, pp.170-177.
- [66] Mehta A. J., Hayter E. J., Parker W. R., Krone R. B., Teeter A. M. (1989). Cohesive sediment transport. Part I: Process description. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 115(8), pp.1076-1093.
- [67] Mehta A. J., Hayter E. J., Parker W. R., Krone R. B., Teeter A. M. (1989). Cohesive sediment transport. Part II: Application. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 115(8), pp.1094-1112.
- [68] Miller M. C., Mc Cave I. N., Komar P. D. (1977). Threshold of sediment motion under unidirectional currents. *Sedimentology*, 24, pp.507-527.
- [69] Mitchell K. (1976). *Fundamentals of soil Behavior*. John Wiley & sons, Inc., pp.422.
- [70] Mitchell J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley e Sons Inc., Ney York, (437).
- [71] Mitchener H., Torfs H. (1995). Erosion of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29, pp.1-25.
- [72] Mitchener E., Torfs H. (1996). Erosion of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29, pp.1-25.
- [73] Mostafa T. S., Imran J, Chaudhry M. H., Khan I. B. (2008). Erosion resistance of cohesive soils. *Journal of Hydraulic Research*, 46(6), 777-787.
- [74] Nalluri C., Alvarez E. M. (1992). The influence of cohesion on sediment behaviour. *Wather Science Technology*, 25(8), pp.151-164.
- [75] Novak P., Nalluri C. (1984). Incipient motion of sediment particles over fixed beds. *Journal of hydraulic research*, 22(3), pp.181-197.
- [76] Oh J. H. (2004). The model study of erosion and deposition processes in the upper chesapeake bay, US. *Journal of ships and ocean engineering*, 37, pp.123-130.
- [77] Panagiotopoulos I., Voulgaris G., Collins M. B. (1997). The influence of clay on the treshold of movement of fine sandy bed. *Coastal Engineering*, 32, pp.19-43.
- [78] Papiri S., Todeschini S. (2007). Il controllo dei sedimenti nei sistemi fognari e sue applicazioni progettuali. *Acqua e Città - Convegno Nazionale di Idraulica Urbana*.
- [79] Parchure T. M., Mehta A. J. (1985). Erosion of soft cohesive sediment deposits. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 111(10), pp.1308-1326.
- [80] Partheniades E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 91(1), pp.105-139.

- [81] Paterson D.M., Tolhurst T.J., Kelly J.A., Honeywill C. , De Deckere E.M., Huet V., Shayler S.A., Black K.S., de Brouwer J., Davidson I. (2000). Variations in sediment properties, Skeffling mudflat, Humber Estuary, UK, *Continental Shelf Research*, 20, pp.1373-1396.
- [82] Polyakov V., Lal R. (2004). Modeling soil organic matter dynamics as affected by soil water erosion. *Environment International*, 30, pp.547-556.
- [83] Ravisangar V., Amirtharajah A. (2005). Influence of sediment structure on erosional strength and density of kaolinite sediment beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 131(5), pp.356-365.
- [84] Roberts J., Jepsen, J., Gotthard D., Lick, W. (1998). Effects of particle size and bulk density on erosion of quartz particles. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 124(12), pp.1261-1267.
- [85] Rushforth P. J., Tait S. J., Saul A. J., (1999). Importance of sediment composition on erosion of organic material from in-sewer deposits. Proceedings of the 8th ICUSD, Sidney, pp.515-521.
- [86] Rushforth P., Tait S., Saul A. (2003). Modelling the erosion of mixtures of organic and granular in - Sewer sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 129 (4), pp.308-315.
- [87] Sandford L. P., Maa J. P. Y. (2001). A unified erosion formulation for fine sediments. *Marine Geology*, 179, pp.9-23.
- [88] Santamarina J. C. (2001). Soil behaviour at the microscale: particle forces. Proc. Symp. Soil behavior and soft ground construction, in honor of Charles C. Ladd, MIT.
- [89] Santamarina J. C., Klein K. A., Fam M. A. (2001). Soils and Waves: Particulate Materials Behaviour, Characterization and Process Monitoring. John Wiley & sons, LTD, pp. 508.
- [90] Santamarina J.(2001). Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces. *Soil Behavior and Soft Ground Construction*, pp.1-32
- [91] Saul A. J., Skipworth P. J., Tait S. J., Rushforth P. J. (2003). Movement of total suspended solids in combined sewers. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 129(4), pp.298-307.
- [92] Shrestha P. L. (1996). Aggregation of cohesive sediments induced by internal shear rates with application to sedimentation. *Environment international*, 22(6), pp.717-727.
- [93] Shu-Qing Yang (2005). Formula for Sediment Transport in Rivers, Estuaries, and Coastal Waters. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 131(11), pp.968-979.
- [94] Skipworth P. J., Tait S. J., Saul A. J. (1999). Erosion of sediment beds in sewers: model development. *Journal of Environmental Engineering*, 125(6), pp.566-573.
- [95] Skipworth P.,Tait S., Saul A. (1999). Erosion of sediment beds in sewers: model development. *Journal of Hydraulic Engineering*, Giugno 1999, pp. 566-573.
- [96] Taylor J. R. (2000²). Introduzione all'analisi degli errori – Lo studio delle incertezze nelle misure fisiche. Zanichelli, Bologna.
- [97] Tait S. J., Rushforth P. J., Saul A. J. (1998). A laboratory study of the erosion and transport of cohesive-like sediment mixtures in sewers. *Water Science Technology*, 37(1), pp.163-170.
- [98] Tait S., Marion A., Camuffo G. (2003). Effect of environmental conditions on the erosional resistance of cohesive sediment deposits in sewers. *Water Science Technology*, Vol.47, n.4, pp.27-34.
- [99] Thompson C. E. L., Amos C. L. (2004). Effect of sand movement on a cohesive substrate. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 130(11), pp.1123-1125.
- [100] Tolhurst T. J., Black K. S. , Shayler S. A., Mather S. , Black I., Baker K., Paterson D. M. (1999). Measuring the in situ Erosion Shear Stress of Intertidal Sediments with the Cohesive Strength Meter (CSM), *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 49, pp.281-294.

- [101] Torfs H., Mitchener H., Huysentruyt H. , Toorman E. (1996). Settling and consolidation of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29, pp.27-45.
- [102] Van Ledden M., van Kesteren W.G.M., Winterwerp J.C. (2004). A conceptual framework for the erosion behaviour of sand-mud mixtures. *Continental Shelf Research*, 24, pp.1-11.
- [103] Van Rijn L. C., Martin W. C. Nieuwjaar, van der Kaay T., Nap E., van Kampen A. (1993). Transport of fine sands by currents and waves. *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*, 119(2), pp.123-143.
- [104] Van Rijn L. C. (2007). Unified view of sediment transport by currents and waves. I: initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 133(6), pp.649-667.
- [105] Van Rijn L. C. (2007). Unified view of sediment transport by currents and waves. II: suspended transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 133(6), pp.668-689.
- [106] Veniale F. (1972). Composizione, struttura, morfologia e proprietà di superficie dei minerali argillosi. Loro influenza sulle interazioni argilla-acqua. *Ceramurgia*, anno II, n.1, pp.6-21.
- [107] Watts C. W., Tolhurst T.J., Black K.S., Whitmore A.P. (2003). In situ measurements of erosion shear stress and geotechnical shear strength of the intertidal sediments of the experimental managed realignment scheme at Tollesbury, Essex, UK, Estuarine, *Coastal and Shelf Science*, 58, pp.611-620.
- [108] Widdows J., Brinsley M. D., Bowley N., Barrett C. (1998). A Benthic Annular Flume for In Situ Measurement of Suspension Feeding/Biodeposition Rates and Erosion Potential of Intertidal Cohesive Sediments, Estuarine, *Coastal and Shelf Science*, 46, pp.27-38.
- [109] Witt O., Westrich B. (2003). Quantification of erosion rates for undisturbed contaminated cohesive sediment cores by image analysis. *Hydrobiologia* 494, pp.271-276.
- [110] Yang R.Y., Zou R.P., Yu A.B., Choi S.K. (2006). Pore structure of the packing of fine particles. *Journal of Colloid and Interface Science*, 299, pp.719-725.
- [111] Yen B. C. (2002). Open Channel Flow Resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 128(1), pp.20-39.
- [112] Yong R.N., Warkentin B.P. (1975). Soil Properties and Behaviour. *Geotechnical Engineering*, Vol.5, Elsevier, N.Y., Usa, 449.
- [113] Zanke U. C. E. (2003). On the influence of turbulence on the initiation of sediment motion. *International journal of sediment research*, 17(1), pp.17-31.
- [114] Zhao Z., Lian J., Shi J. Z. (2006). Interactions among waves, current, and mud: Numerical and laboratory studies. *Advances in Water Resources*, 29, pp.1731-1744.
- [115] Zreik D. A., Krishnappan B. G., Germaine J. T., Madsen O. S., Ladd C. C. (1998). Erosional and mechanical strengths of deposited cohesive sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 124(11), pp.1076-1085.
- [116] Zreik A., Krishnappan G., Germaine J., Madsen S., Ladd C. (1998). Erosional and mechanical strengths of deposited cohesive sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, pp. 1076-1085.