

Indice

1. Introduzione.....	1
2. Background: Acque di Pioggia in Area Urbana.....	3
2.1 Introduzione	3
2.2 Effetti dell'urbanizzazione sulle acque di scorrimento superficiale.....	4
2.2.1 <i>Sedimenti</i>	11
2.2.1.1 Distribuzione Γ applicata alla distribuzione dimensionale delle particelle.....	17
2.2.2 <i>Azoto e fosforo</i>	20
2.2.3 <i>Metalli</i>	21
2.2.4 <i>Composti organici</i>	25
2.2.5 <i>Ulteriori inquinanti</i>	27
2.3 Strategie per la regolazione quali-quantitativa delle acque di pioggia....	29
2.3.1 <i>Best Management Practices (BMPs)</i>	33
2.3.1.1 BMPs strutturate.....	34
2.3.1.2 BMPs non strutturate	38
2.3.2 <i>Casi studio</i>	39
2.4 Quadro Normativo di riferimento.....	44
2.4.1 <i>La Normativa negli Stati Uniti</i>	45
2.4.2 <i>La Normativa in Giappone</i>	45
2.4.3 <i>La Normativa in Europa</i>	46
2.4.3.1 <i>La Normativa in Francia</i>	47
2.4.3.2 <i>La Normativa in Inghilterra e Scozia</i>	48
2.4.3.3 <i>La Normativa in Germania</i>	49
2.4.3.4 <i>La Normativa in Italia</i>	50
Bibliografia.....	54
Riferimenti web.....	59
Indice Figure.....	60
Indice Tabelle	62
3. Trattamento delle Acque di Pioggia	63
3.1 Introduzione	63

3.2 Il processo di sedimentazione	65
3.2.1 <i>Sedimentazione discreta di particelle isolate (tipo I)</i>	67
3.2.1.1 Sedimentazione in regime laminare	69
3.2.1.2 Sedimentazione in regime di transizione.....	69
3.2.1.3 Sedimentazione in regime turbolento.....	70
3.2.1.4 Applicazioni della teoria della sedimentazione libera.....	70
3.2.1.5 Descrizione sperimentale del processo di sedimentazione libera	78
3.2.2 <i>Sedimentazione per flocculazione (tipo II)</i>	84
3.2.3 <i>Test su colonna di sedimentazione</i>	85
3.2.4 <i>Panoramica dei test su colonna di sedimentazione in letteratura</i>	88
3.2.4.1 Metodo di Berthouex e Stevens (1982).....	88
3.2.4.2 Metodo di San (1989).....	89
3.2.4.3 Metodo di Özer (1994).....	91
3.3 Il processo di filtrazione	92
3.3.1 <i>Filtrazione in volume</i>	93
3.3.2 <i>Filtrazione superficiale</i>	96
3.3.3 <i>Filtrazione su membrana</i>	96
3.3.4 <i>Moto dei fluidi nei mezzi porosi</i>	98
3.3.5 <i>Progettazione di sistemi filtranti</i>	101
3.3.5 <i>Tipologie di filtri</i>	104
3.3.5.1 Antracite.....	105
3.3.5.2 Perlite.....	105
3.3.5.3 Terra di diatomee.....	107
3.3.5.4 Sabbia verde di manganese.....	108
Bibliografia	111
Riferimenti web	113
Indice Figure	114
Indice Tabelle	115
4. Test di Laboratorio	116
4.1 Introduzione	116
4.2 Dispositivo per la Sperimentazione: Colonna di Sedimentazione	117
4.2.1 <i>Prove Sperimentali su Colonna di Sedimentazione e Applicazione del Metodo Grafico Tradizionale</i>	118

4.2.1.1 Stima dell'Efficienza di Rimozione dei TSS per le Acque del Bacino del Canale Liguori Mediante il Metodo Grafico Tradizionale	122
4.2.2 <i>Metodi Matematici di Letteratura per l'Analisi dei Risultati dei Test su Colonna</i>	126
4.2.3 <i>Nuova Standard Operating Procedure (SOP) per l'Analisi dei Risultati dei Test su Colonna</i>	128
4.2.4 <i>Metodologia per la Determinazione del Campione Caratteristico</i>	144
4.2.4.1 Determinazione del Campione Caratteristico per le Acque del Bacino del Canale Liguori	145
4.2.5 <i>Confronto tra i Modelli Matematici di Letteratura e la Standard Operating Procedure (SOP)</i>	146
4.2.6 <i>Variazione dell'Efficienza di Sedimentazione in Funzione della Profondità ...</i>	152
4.3 Dispositivo per la Sperimentazione: Unità di Filtrazione	155
4.3.1 <i>Individuazione dei Materiali Filtranti</i>	155
4.3.2 <i>Prove Sperimentali sul Prototipo dell'Unità di Filtrazione</i>	159
Bibliografia	170
Riferimenti web	172
Indice Figure	173
Indice Tabelle	176
5. Impianto di Trattamento Pilota	177
5.1 Introduzione	177
5.2 Aspetti Progettuali dell'Unità di Trattamento	178
5.2.1 <i>Vasca di Sedimentazione</i>	179
5.2.1.1 Vasca di Sedimentazione con Pianta Circolare	179
5.2.1.2 Vasca di Sedimentazione con Pianta Rettangolare	181
5.2.1.3 Sistema di Pulizia con Idro-Eiettore.....	183
5.2.2 <i>Sistema di Filtrazione</i>	185
5.2.2.1 Filtri Convenzionali a Flusso Discendente.....	189
5.2.2.2 Filtri Profondi a Flusso Discendente.....	189
5.2.2.3 Filtri Profondi a Flusso Ascendente con Controlavaggio in Continuo	189
5.2.2.4 Filtri a Letto Pulsante.....	191
5.2.2.5 Filtri a Ponte Mobile	191

5.2.2.6 Filtri con Mezzo Sintetico	191
5.2.2.7 Numero e Dimensioni delle Unità di Filtrazione	192
5.3 Inquadramento Territoriale.....	192
5.4 Soluzione Progettuale.....	193
5.4.1 <i>Pozzetto Ripartitore</i>	195
5.4.2 <i>Paratoia</i>	196
5.4.3 <i>Canale di Misura</i>	197
5.4.4 <i>Vasca di Sedimentazione</i>	199
5.4.5 <i>Unità di Filtrazione</i>	202
5.4.6 <i>Canale di Scarico</i>	203
Bibliografia.....	205
Riferimenti web.....	206
Indice Figure.....	207
Indice Tabelle	209
6. Conclusioni.....	210

ALLEGATI

Allegato 1

Piro P., Carbone M., Mancuso A., **Penna N.**, Tomei G. e Perrone F. (2011). Partizione dimensionale del carico inquinante nelle acque meteoriche di dilavamento. 32° Corso di Aggiornamento in Tecniche per la Difesa del Suolo dall’Inquinamento, Guardia Piemontese Terme, Italia.

Allegato 2

Piro P., Carbone M., **Penna N.** e Mancuso A. (2012). Idraulica urbana sostenibile: un caso studio in un bacino altamente urbanizzato. XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, Italia.

Allegato 3

Piro P., Carbone M., Tomei G. e **Penna N.** (2010). Efficienza nei processi di sedimentazione per il trattamento delle acque di drenaggio urbano. L’Acqua, 5, CD-ROM.

Allegato 4

Piro P., Carbone M., **Penna N.** e Marsalek J. (2011). Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system. *Water Research*, 45(20):6615-6624.

Allegato 5

Piro P., Carbone M., **Penna N.** e Tomei G. (2012). Analysis of Parameters Influencing the Removal Efficiency of Settling Tanks. IWA World Congress on Water, Climate and Energy, Dublin, Ireland.

Allegato 6

Piro P., Carbone M., **Penna N.** e Tomei G. (2012). Settling Efficiency of Urban Particulate Matter Transported by Stormwater Runoff. 9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrade, Serbia.

TAVOLE

- | | |
|-------------------|--|
| Tavola I | Inquadramento Territoriale. |
| Tavola II | Schema Progettuale dell’Impianto di Trattamento delle Acque Meteoriche di Dilavamento del Bacino Sperimentale Vermicelli. |
| Tavola III | Pianta e Sezioni della Soluzione Progettuale per l’Impianto di Trattamento delle Acque Meteoriche di Dilavamento del Bacino Sperimentale Vermicelli. |

Capitolo 1

Introduzione

Con l'aumento dell'urbanizzazione, i problemi riguardanti il dilavamento delle superfici impermeabili ad opera delle acque di pioggia sono diventati sempre più significativi; il deflusso di tali acque infatti comporta un elevato carico di materiale particolato, universalmente riconosciuto come una delle principali cause di degrado dei corpi idrici ricettori. Al fine di ridurre l'impatto ambientale generato dalle acque di dilavamento sui corsi d'acqua, nel corso degli anni sono state proposte varie tecnologie di trattamento per rimuovere buona parte delle principali sostanze inquinanti che aderiscono alle particelle solide (Total Suspended Solids, TSS). Tra queste, la sedimentazione e la filtrazione sono quelle maggiormente utili allo scopo, poiché permettono la separazione tra fase solida e la soluzione acquosa e, per tale motivo, sono state individuate, nel presente lavoro di tesi, come soluzioni tecnologiche che devono essere necessariamente adottate in un impianto di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento.

Il modo più appropriato per comprendere e osservare direttamente gli effetti del processo di sedimentazione e assicurare che una determinata configurazione di filtrazione funzioni correttamente è quello di condurre una serie di prove di laboratorio.

In particolare, la determinazione delle caratteristiche di sedimentazione di una sospensione e la valutazione dell'efficienza di rimozione globale dei TSS conseguibile mediante l'uso di una vasca di sedimentazione richiedono l'impiego di una colonna di sedimentazione. Mentre, la determinazione dell'efficienza idraulica e di rimozione dei TSS conseguibile mediante un pacchetto di materiali filtranti, richiede l'impiego di un prototipo per la filtrazione in scala 1:1.

Il presente progetto di dottorato, sulla base dei risultati ottenuti grazie alle sperimentazioni condotte sui modelli di laboratorio presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici dell'Università della Calabria, è stato pertanto rivolto all'individuazione di una nuova metodologia speditiva per la progettazione di unità di trattamento mediante sedimentazione e filtrazione e di una particolare configurazione del pacchetto filtrante. Si è voluto, inoltre, fornire una soluzione progettuale per il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento del bacino sperimentale Vermicelli (Università della Calabria, Rende), che prevede l'uso di una vasca che assolve la funzione di accumulo e di sedimentazione di parte del carico inquinante, e di un'unità di filtrazione a cui si affida la rimozione delle particelle solide, di piccole dimensioni, sfuggite al trattamento di sedimentazione.

Pertanto, nel Capitolo 1 del presente lavoro di tesi sono stati brevemente definiti i principali obiettivi del progetto di ricerca. Il Capitolo 2 fornisce, invece, sulla base di un'intensa ricerca bibliografica, importanti informazioni sulle soluzioni sostenibili adottate per far fronte alle problematiche connesse all'idrologia urbana, contesto nel quale rientra la ricerca. Nel Capitolo 3, attraverso la descrizione dei due processi individuati per la rimozione dei TSS (sedimentazione e filtrazione), sono state analizzate le principali metodologie finora utilizzate per l'interpretazione dei risultati dei test su colonna di sedimentazione e le caratteristiche basilari dei filtri e dei materiali più comunemente impiegati nei processi di filtrazione. Il Capitolo 4 riguarda le sperimentazioni condotte in laboratorio sulla colonna di sedimentazione e sul prototipo dell'unità filtrante. In particolare, viene descritta la nuova metodologia proposta per l'individuazione dell'efficienza di rimozione dei TSS conseguibile con una vasca di sedimentazione e viene mostrata l'efficienza idraulica e di rimozione dei TSS conseguibile con un innovativo pacchetto filtrante. Nel Capitolo 5, sulla base delle indagini di laboratorio effettuate e descritte nel Capitolo 4, viene descritta una soluzione progettuale per il trattamento mediante sedimentazione e filtrazione delle acque meteoriche di dilavamento del bacino Vermicelli. Infine, nel Capitolo 6 vengono descritte le conclusioni sul progetto di ricerca svolto.

Capitolo 2

Background: Acque di Pioggia in Area Urbana

2.1 Introduzione

Uno dei principali problemi legati al fenomeno dell'urbanizzazione è che il sistema idrologico urbano deve far fronte ad una quantità molto variabile di acque di scorrimento superficiale (White, 2002). Con l'aumento dell'urbanizzazione, ci si aspetta che in futuro tale problematica possa avere ulteriori conseguenze. Infatti, dagli studi condotti dalle Nazioni Unite (2008), si prevede che nel 2050 l'Europa raggiunga un livello di urbanizzazione dell'84%, mentre Nord America, Australia e Nuova Zelanda del 90%. Il risultato dello sviluppo di nuove aree popolate e l'espansione di quelle già esistenti sarà la sostituzione di zone naturali con aree impermeabili (strade, edifici, pavimentazioni, parcheggi), che impedendo l'infiltrazione nel sottosuolo, favoriscono l'aumento delle acque di scorrimento superficiale (VanWoert et al., 2005). Tali aree, con le loro attività diversificate, gli insediamenti industriali e le infrastrutture per i servizi di trasporto, costituiscono ambienti molto complessi che generano rilevanti quantità di inquinanti. Infatti, numerosi studi (Sartor et al., 1974; Ellis e Revitt, 1982; Lygren et al., 1984; Muschack, 1990; Tong, 1990; Ball et al., 1998; Deletic e Maksimovic, 1998; Irish et al., 1998; Sansalone et al., 1998; Sansalone et al., 2002; Vaze e Chiew, 2002) hanno evidenziato

come le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle aree impermeabili siano molto contaminate e possano determinare un notevole impatto negativo sulla qualità dei corpi idrici ricettori.

Inoltre, le previsioni sui cambiamenti climatici suggeriscono che in futuro si verificheranno eventi di pioggia sempre più intensi nella maggior parte di Nord America, Europa e Asia (Tebaldi et al., 2006; Stahre, 2008). Pertanto, l'effetto combinato di urbanizzazione e cambiamenti climatici comporterà una maggiore vulnerabilità delle aree urbane, dal momento che aumenteranno i carichi inquinanti (Olguin et al., 2000; Sutherland et al., 2002) e gli allagamenti attribuibili alle acque di scorrimento superficiale (Niezgoda e Johnson, 2005).

Nasce, dunque, la necessità di sviluppare e implementare tecnologie sostenibili per il trattamento quali-quantitativo delle acque (Chocat et al., 2007; Roy et al., 2009). Per questo motivo, concetti come Water Sensitive Urban Design (WSUD), Low Impact Development (LID) e Sustainable Urban Drainage System (SUDS) sono stati introdotti nell'ambito dell'Ingegneria Idraulica allo scopo di ripristinare il ciclo idrologico nelle aree antropizzate, attraverso l'utilizzo di particolari dispositivi strutturali e non, riportandolo a quello antecedente lo sviluppo urbano (Dietz, 2007; Walsh et al., 2005; Bedan e Clausen, 2009).

2.2 Effetti dell'urbanizzazione sulle acque di scorrimento superficiale

Il progressivo e intenso processo di urbanizzazione, che il territorio ha subito negli anni più recenti, comporta che una quantità sempre maggiore di acqua meteorica, anziché infiltrarsi nel terreno, scorra sulle superfici impermeabili o semi-impermeabili delle urbanizzazioni.

Southworth e Ben-Joseph (1995), attraverso un censimento condotto su scala nazionale, hanno documentato che nel 1904 il 93% delle strade americane non erano pavimentate. Solo all'inizio del XX secolo con l'avvento dell'automobile e la realizzazione di un sistema di infrastrutture viario, che ha inoltre permesso lo sviluppo dei centri suburbani, sono comparse le prime strade asfaltate. Da allora, l'impermeabilità del suolo è diventata sinonimo della presenza dell'attività dell'uomo, come dimostrato da diversi studi che mettono in relazione la densità della popolazione con la percentuale di area impermeabile di un determinato sito (Stankowski, 1972).

L'impermeabilità del suolo non indica soltanto il livello di urbanizzazione, ma rappresenta anche il contributo principale all'impatto ambientale provocato dall'urbanizzazione. Infatti, è ormai noto che dal momento in cui una zona naturale viene pavimentata hanno inizio

una serie di effetti (Figura 2.1) che, attraverso l'alterazione del ciclo idrologico, sfociano nel degrado ecologico dei corpi idrici ricettori (Arnold e Gibbons, 1996).

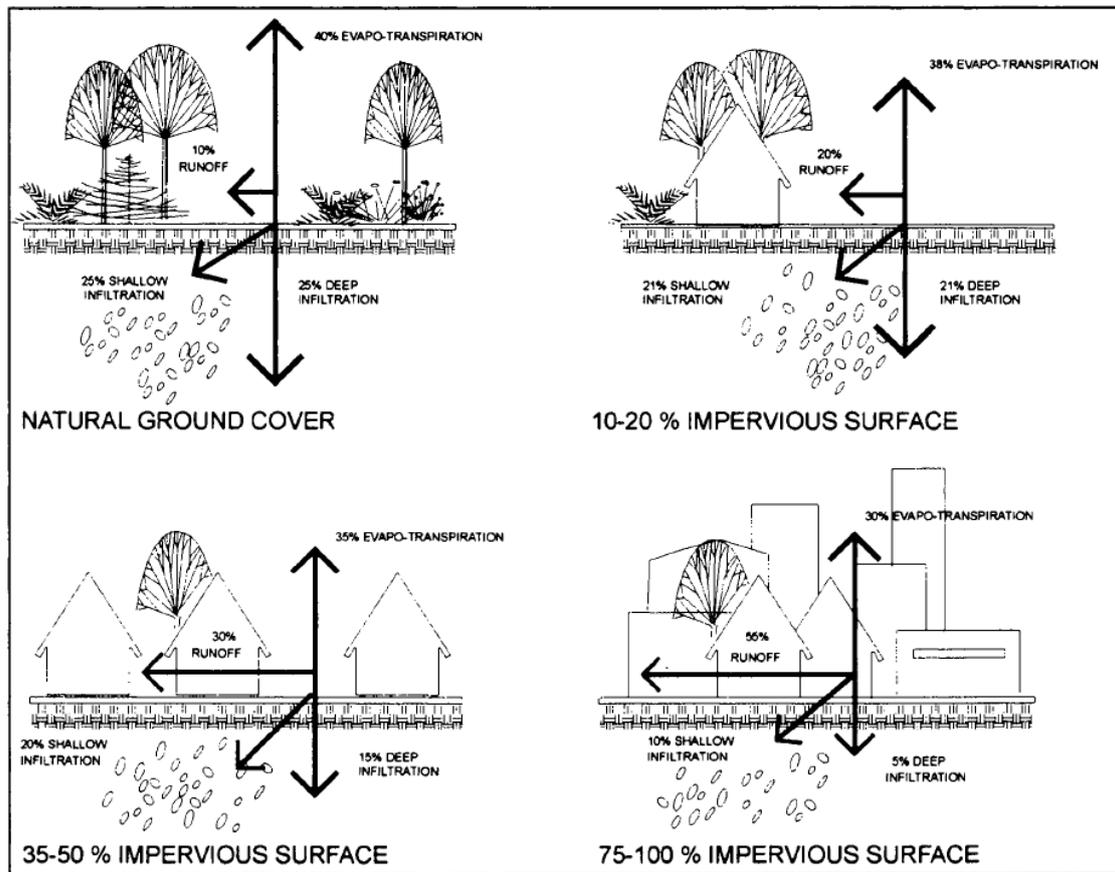


Figura 2.1: Cambiamenti nel ciclo idrologico dovuti all'incremento dell'urbanizzazione (EPA, 1993).

In condizioni naturali, circa il 10% della precipitazione scorre lungo le superfici sottoforma di runoff, mentre il 50% si infiltra nel terreno andando a ricaricare la falda sotterranea. Il restante 40%, invece, viene captato dalla vegetazione e restituito al ciclo idrologico grazie al fenomeno dell'evapotraspirazione. Quando le condizioni naturali cambiano a causa dell'incremento del grado di impermeabilizzazione, si verifica una diminuzione dell'infiltrazione (15%) e dell'evapotraspirazione (30%), e conseguentemente un aumento della quantità di acque di scorrimento superficiale (55%), che attraverso le caditoie vengono scaricate in fognatura.

In riferimento all'idrogramma relativo alla condizione di un sito prima dello sviluppo urbano (Figura 2.2), è possibile notare che a seguito dell'urbanizzazione il nuovo idrogramma risulta essere caratterizzato da un incremento del volume di runoff e della portata di picco e da una diminuzione del tempo di concentrazione (Wong et al., 2000; Rose e Peters, 2001; Goonetilleke et al., 2005; Roy et al., 2009). Ciò comporta una

maggiore vulnerabilità dei bacini urbani, i quali saranno esposti al rischio di allagamenti (Figura 2.3) caratterizzati da forte intensità e breve durata (Wong et al., 2000).

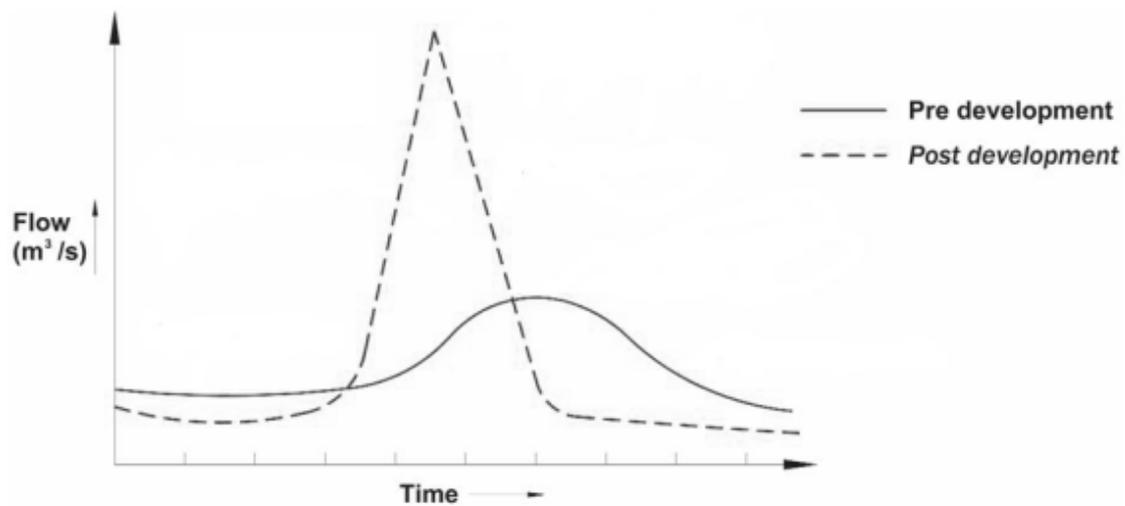


Figura 2.2: Idrogrammi relativi alle condizioni di un sito prima (Pre development) e dopo (Post development) lo sviluppo urbano (Woods-Ballard et al., 2007; Skilton D., 2010).



Figura 2.3: Allagamento dovuto al sovraccarico della rete fognaria presso Buckley, Stati Uniti (Grey & Osborne Inc., 2008).

L'urbanizzazione ha anche un'importante influenza sulla qualità delle acque di scorrimento superficiale. Ciò è dovuto alla presenza di notevoli quantità di inquinanti generati dalle diverse attività antropiche svolte in ambiente urbano.

La tipologia e le concentrazioni degli agenti inquinanti dipendono principalmente dall'uso del suolo (Goonetilleke et al., 2005), perché da questo dipende a sua volta la percentuale di area impermeabile (Figura 2.4). Infatti, le zone residenziali generano un carico inquinante nettamente inferiore rispetto a quello che deriva da usi del suolo di tipo commerciale e industriale (Karlsson, 2009). In particolare, numerosi studi (Sansalone e Buchberger, 1997; Viklander, 1998; Marsalek et al., 1999; Davis et al., 2001; Lau e Stenstrom, 2005; Christensen et al., 2006; Tuccillo, 2006; Jartun et al., 2008; Kayhanian et al., 2008; Ballo et al., 2009; Kang et al., 2009; Joshi e Balasubramanian, 2010; Zhang et al., 2011) hanno dimostrato che la principale fonte di inquinamento è rappresentata da strade e parcheggi, in quanto su tali superfici si depositano materiali prodotti dalla combustione del petrolio e dai gas espulsi, dalle perdite del sistema di lubrificazione e dalla degradazione del sistema frenante delle automobili, dai sistemi di pulizia e dall'abrasione delle strade stesse.

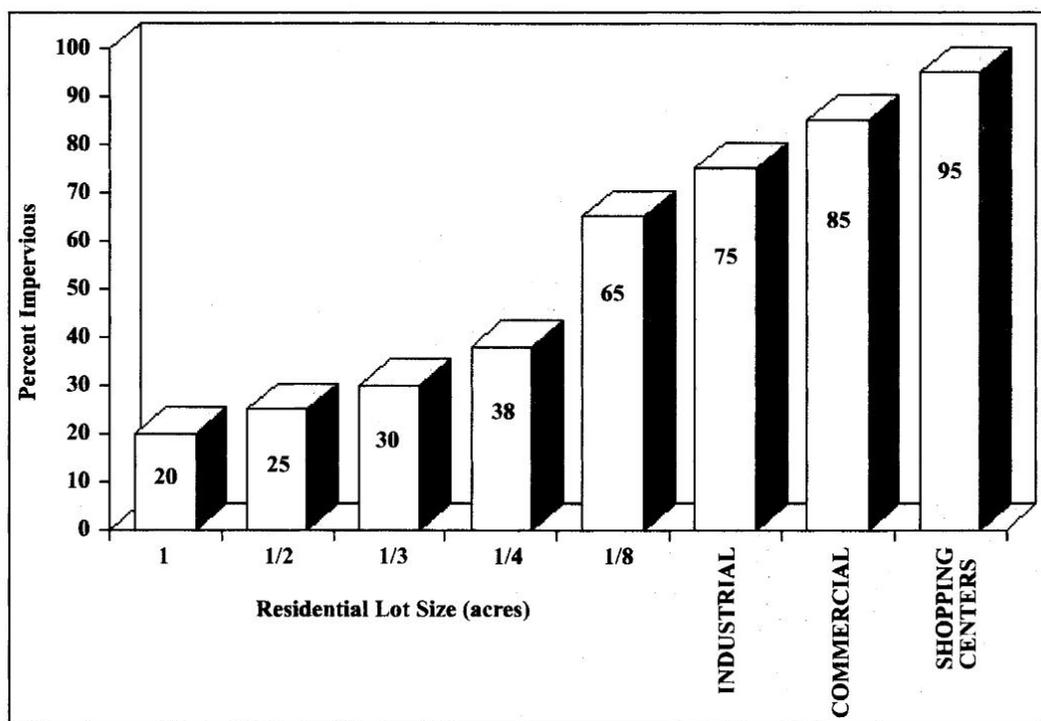


Figura 2.4: Percentuale di area impermeabile in funzione dell'uso del suolo (Soil Conservation Service, 1975).

Di conseguenza, ci si aspetta che un'area fortemente industrializzata e trafficata produca una maggiore quantità di inquinanti rispetto ad un'area rurale e poco trafficata (Hvitved-

Jacobson e Yousef, 1991). Un'indicazione sui diversi inquinanti e sulle relative sorgenti di emissione è mostrata in Tabella 2.1 (Karlsson, 2009).

Tabella 2.1: Agenti inquinanti delle superfici stradali e sorgenti di emissione (Karlsson, 2009).

<i>Inquinanti</i>	<i>Sorgenti di emissione</i>
Sedimenti	Consumo della pavimentazione Deposizione atmosferica Manutenzione stradale
Azoto e Fosforo	Deposizione atmosferica Fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada
Piombo	Gas di scarico Consumo freni Olii lubrificanti Grassi Consumo cuscinetti
Zinco	Usura dei pneumatici Olio motore Grassi Corrosione dei guard-rail
Ferro	Usura della parti meccaniche dei veicoli Corrosione delle carrozzerie Strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)
Rame	Usura freni Carrozzeria veicoli Usura della parti meccaniche Insetticidi e anticrittogamici
Cadmio	Usura pneumatici
Cromo	Carrozzeria veicoli Consumo freni e frizione
Nichel	Combustione a diesel Olii lubrificanti Carrozzerie Asfalto Consumo freni
Manganese	Usura parti meccaniche
Sodio, calcio, cloro, zolfo	Prodotti antigelo
Petrolio	Perdite dai motori Asfalti Bitume
Bromo	Gas di scarico dei motori
Gomma	Consumo pneumatici
Amianto	Consumo freni e frizione

In Figura 2.5 sono presentate le leggi di accumulo dei rifiuti stradali per metro di strada trovate da Sartor et al. (1974) per diversa zonizzazione urbana. In particolare, si evince come l'accumulo sulla superficie tenda ad un valore asintotico al passare del tempo dopo l'ultimo evento di pioggia che ha prodotto un radicale lavaggio delle superfici impermeabili.

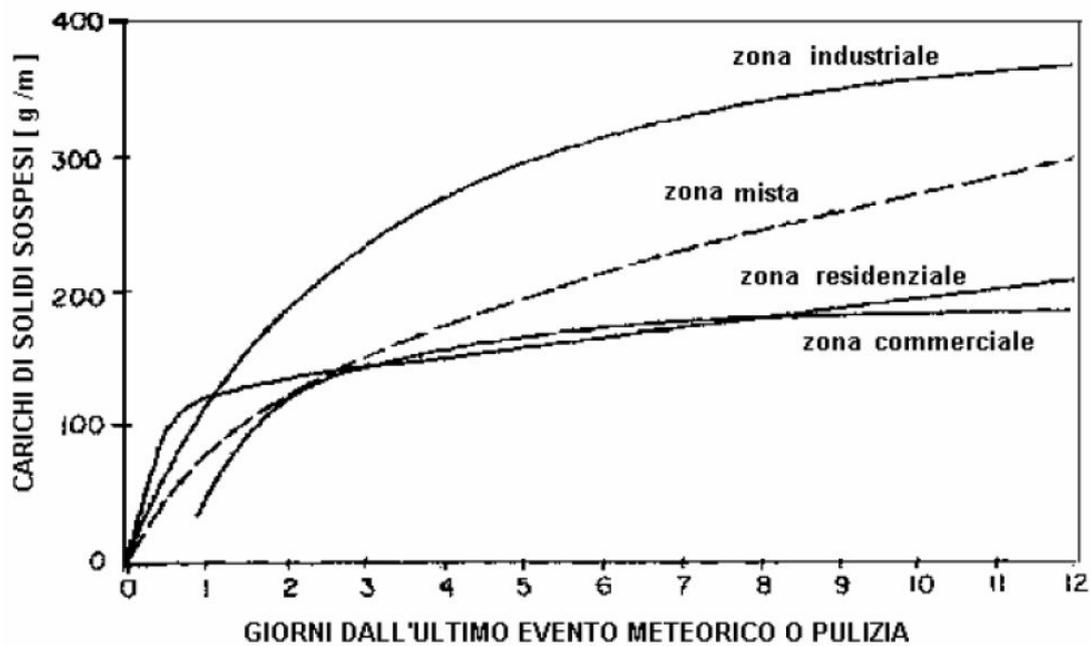


Figura 2.5: Leggi di accumulo dei rifiuti stradali per diversa zonizzazione urbana (Sartor et al., 1974).

Quindi, durante gli eventi meteorici, l'acqua di pioggia raccoglie nel suo percorso sia le sostanze inquinanti presenti nell'atmosfera (dilavamento atmosferico), sia quelle che si depositano in superficie nei periodi di tempo secco antecedenti (dilavamento superficiale), trascinandole nei sistemi di drenaggio urbano.

I maggiori effetti derivanti dallo scarico di tali sostanze nei corpi idrici ricettori risultano:

- la tossicità delle acque e dei sedimenti, e, attraverso la catena alimentare, la bioaccumulazione nelle specie acquatiche;
- la crescita di alghe, con conseguente riduzione della limpidezza, abbassamento del livello di ossigeno disciolto e soffocamento degli habitat naturali;
- impatti negativi sulla respirazione dei pesci (Lin et al., 2009).

Ciononostante, le acque di dilavamento sono nella maggioranza dei casi convogliate tramite la rete di drenaggio fognaria, e scaricate direttamente nei ricettori senza ricevere alcun trattamento nel caso di sistemi separati; mentre nel caso dei sistemi misti (Figura 2.6), contando sull'effetto di diluizione operato dall'acqua meteorica, vengono dimensionati scaricatori di piena (Combined Sewer Overflows, CSOs) assegnando alla portata di inizio

sfioro un valore pari ad un multiplo, in genere compreso tra 2 e 5, della portata media di tempo asciutto (AA.VV., 1997).

L'impatto che le acque di dilavamento hanno sui corpi idrici ricettori dipende ovviamente dalla concentrazione degli inquinanti, ma questa deve essere messa in relazione alle dimensioni e alla capacità di autopurificazione dei corpi idrici stessi, dal momento che essi possono tollerare una certa quantità di carico inquinante senza compromettere il loro stato di qualità (Tabella 2.2). Il problema nasce quando questo "livello di tolleranza" viene superato. Alcuni studi indicano che tale situazione si verifica soprattutto nei piccoli torrenti urbani (Marsalek, 2002).

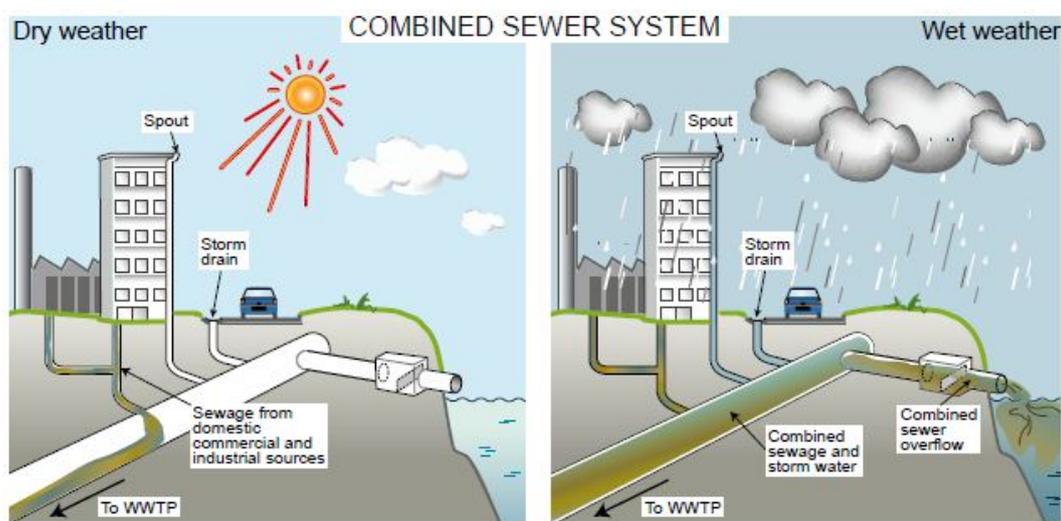


Figura 2.6: Condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato nel caso di un sistema fognario di tipo misto (<http://www.grundfos.com>).

Tabella 2.2: Impatto sulla qualità dei corpi idrici ricettori (EPA, 2004).

Receiving Water	Sediment	Pathogens	Metal and Hydrocarbon Toxicity	Nutrients/ Eutrophication	Pesticide / Herbicide	Chloride	MTBE
Lakes	▶	▶	▶	●	▶	●	●
Reservoirs	▶	▶	▶	●	▶	●	●
Aquifers	○	○	▶	○	▶	●	●
Wetlands	▶	○	▶	○	▶	●	?
Streams	●	▶	▶	▶	●	▶	▶
Shellfish	▶	●	▶	▶	▶	○	?
Beaches	▶	●	▶	○	○	○	○
Estuaries	▶	▶	▶	●	▶	▶	●
Sea grasses	▶	○	▶	●	?	○	?

● Standard violation concerns / significant concern / loss of beneficial use
 ▶ Occasional Standard violation / site specific concerns
 ○ Rarely affects receiving area
 ? Insufficient data

2.2.1 Sedimenti

I sedimenti sono considerati tra i principali costituenti delle acque di dilavamento e responsabili di numerosi effetti sulla qualità dei corpi idrici ricettori:

- trasporto di inquinanti, dal momento che essi aderiscono ai sedimenti;
- aumento della torbidità;
- riduzione della penetrazione dei raggi solari negli specchi d'acqua, il che causa interferenze al fenomeno della fotosintesi;
- cambiamento dell'habitat dei pesci e di altri micro-organismi.

In particolare, si definiscono con il termine di solidi totali (Total Solids, TS) la somma dei solidi sospesi e disciolti presenti nelle acque. I solidi sospesi totali (Total Suspended Solids, TSS) e i solidi disciolti totali (Total Dissolved Solids, TDS) vengono distinti eseguendo la filtrazione di un volume noto di campione su filtro, preferibilmente realizzato in fibra di vetro, con dimensione dei pori di 0.45 μm (APHA, 1998).

I sedimenti presenti nelle acque di dilavamento vengono classificati generalmente in base alla loro dimensione. I solidi sospesi, però, sono un parametro aggregato, infatti questa misura non fornisce informazioni sulla natura delle particelle e sulla loro distribuzione dimensionale (Piro et al., 2009).

Diverse metodiche sono proposte per la stima delle dimensioni e distribuzione delle particelle solide presenti in una soluzione acquosa e possono essere classificate in due categorie principali:

- metodi basati sull'osservazione e la misura;
- metodi basati sulla separazione e successiva analisi.

Tra le tecniche più diffusamente impiegate, si ritrovano (Metcalf e Eddy, 2006):

- la filtrazione sequenziale;
- la conta elettronica delle particelle;
- l'osservazione diretta mediante microscopio.

Nei metodi di filtrazione sequenziale, il campione viene fatto fluire attraverso una serie di filtri e/o setacci caratterizzati da aperture dei pori circolari di diametro decrescente, come mostrato in Figura 2.7.

La conta elettronica delle particelle viene effettuata per diluizione di un campione e successivo passaggio di questo attraverso un orifizio calibrato oppure davanti a un raggio laser. Nel loro moto di attraversamento dell'apertura, le particelle solide inducono una variazione della conducibilità del fluido nel quale sono immerse. Tale variazione è rapportata alle dimensioni di una sfera equivalente. Allo stesso modo, quando una particella

passa di fronte a un raggio laser, l'intensità di questo diminuisce a causa della diffusione del raggio luminoso. Il fenomeno è evidenziato in Figura 2.8, rappresentante uno schema di funzionamento del granulometro laser tipo Malvern. Anche in questo caso, è possibile mettere in relazione la diminuzione di intensità del raggio e le dimensioni della particella che lo attraversa. Tale metodo consente di suddividere le particelle in diverse classi dimensionali (per esempio da 0.5 a 2, da 2 a 5 e da 5 a 20 μm). Successivamente, può essere calcolata la frazione in volume appartenente a ciascuna classe dimensionale.



Figura 2.7: Setacci metallici e filtri a membrana (Allegato 1).

L'analisi quantitativa può essere effettuata elaborando le informazioni ottenute attraverso l'impiego di un microscopio, mediante il metodo dell'analisi di immagine. Esso prevede che il campione venga posto su un vetrino da microscopio e che le diverse immagini di questo vengano acquisite da una videocamera interfacciata a un computer dotato di un opportuno software per l'elaborazione delle immagini. In generale il software è in grado di fornire informazioni relative al valore medio, massimo e minimo del diametro delle particelle, al rapporto tra lunghezza e larghezza di queste, alla circonferenza, alla superficie, al volume, nonché al centroide della distribuzione delle diverse particelle presenti. Nonostante le potenzialità questo metodo trova ancora scarsa applicazione a causa dei costi delle apparecchiature e del software di elaborazione, ad oggi proibitivi per laboratori di analisi di modeste dimensioni (Piro et al., 2009).

Dagli studi di letteratura, è stato riscontrato che i solidi che si depositano lungo le superfici impermeabili presentano una grande variabilità nelle dimensioni, in funzione del sito, dell'uso del suolo e dell'intensità di traffico.

Per quanto esposto, risulta fondamentale il ruolo che ricopre l'analisi dimensionale delle particelle solide presenti nelle acque di dilavamento.

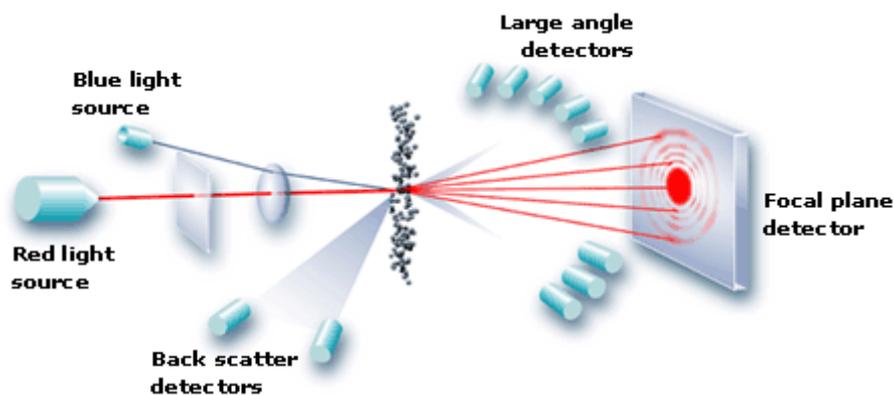


Figura 2.8: Schema di funzionamento di un diffrattore laser tipo Malvern (<http://www.malvern.co.uk>).

A titolo di esempio, in Figura 2.9 si riportano tre curve di distribuzione granulometrica (Particle Size Distributions, PSDs) dei sedimenti depositati sul bacino urbano di Bergen (80-100% di area impermeabile) in Norvegia, ottenute da Jartun et al. (2008). In particolare, si evince che i sedimenti trasportati dalle acque di dilavamento presentano una granulometria abbastanza eterogenea, dal momento che un primo campione è caratterizzato prevalentemente da una granulometria fine e un altro da particelle grossolane.

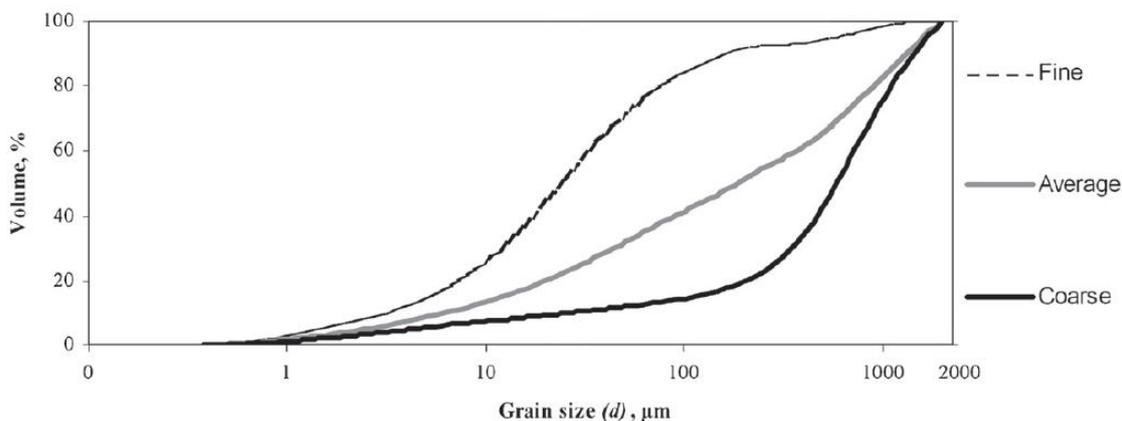


Figura 2.9: Curve di distribuzione granulometrica di tre campioni di sedimenti depositati sul bacino urbano di Bergen in Norvegia (Jartun et al., 2008).

Nelle Figure 2.10 e 2.11 si riportano, invece, le PSD di sedimenti depositati lungo quattro differenti strade (con e senza marciapiedi) del bacino urbano di Luleå in Svezia, ottenute da Viklander (1998). In particolare, si nota (Figura 2.10) che la distribuzione granulometrica dei sedimenti è molto simile per le due strade nella zona residenziale (H1 e H2) e per quella nella zona commerciale (C2), anche se l'intensità del traffico veicolare è molto diversa. Ciò potrebbe essere dovuto al fatto che la macchina utilizzata per la pulizia delle strade sia in

grado di rimuovere solo particelle superiori ad una determinata dimensione. Mentre in Figura 2.11 si può notare che la distribuzione granulometrica dei sedimenti di una strada con marciapiede (C1) è differente da quella relativa a una strada senza marciapiede (H2), anche se il traffico veicolare è sostanzialmente lo stesso (4500 veicoli/giorno per il primo caso e 5000 veicoli/giorno per il secondo). Inoltre, la strada H2 presenta una percentuale maggiore di particelle fini: 78% di particelle inferiori a 4000 μm contro il 55% relativo alla strada C1. Quindi, il marciapiede funge da barriera per le particelle grossolane; di conseguenza le acque di dilavamento trasportano per prime le particelle più fini in fognatura.

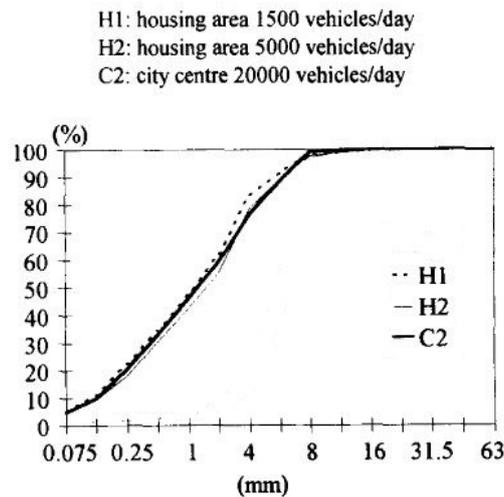


Figura 2.10: PSD dei sedimenti depositati lungo tre strade senza marciapiede del bacino urbano di Luleå in Svezia (Viklander, 1998).

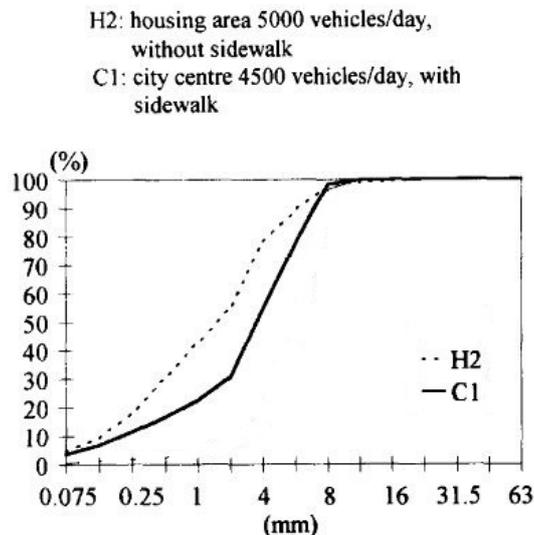


Figura 2.11: PSD dei sedimenti depositati lungo due strade con (C1) e senza (H2) marciapiede del bacino urbano di Luleå in Svezia (Viklander, 1998).

La Figura 2.12 mostra i risultati ottenuti dallo studio di Lau e Stenstrom (2005) nella città di Santa Monica (USA). In questo caso, le PSD sono state messe a confronto con l'uso del suolo. Si riscontra una più abbondante frazione di particelle fini nelle aree industriale e residenziale-unifamiliare. Inoltre, si può notare come quest'ultima sia caratterizzata da sedimenti che presentano una grande variabilità nelle dimensioni.

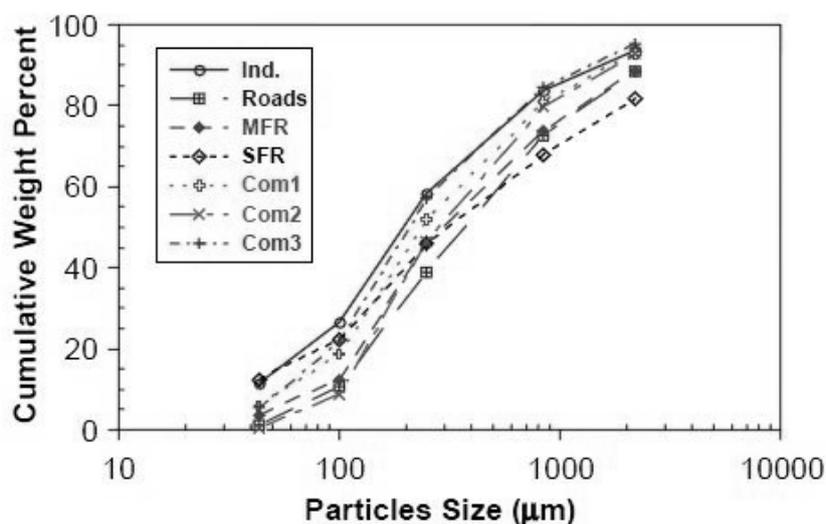


Figura 2.12: PSD dei sedimenti depositati nel bacino urbano di Santa Monica (USA) in funzione dell'uso del suolo. Categorie: Ind. = industriale; Roads = strade; MFR = residenziale-multifamiliare; SFR = residenziale-unifamiliare; Com.1, Com.2, Com.3 = tre aree commerciali differenti (Lau e Stenstrom, 2005).

La Figura 2.13 mette, invece, a confronto le PSD dei sedimenti depositati su bacini urbani australiani (Ball and Abustan, 1995; Drapper, 1998; Lloyd and Wong, 1999) con quelle relative a bacini europei e americani (Wong et al., 2000). I risultati mostrano che meno del 25% dei solidi sospesi in Europa e Stati Uniti presenta diametri inferiori a 100 µm, a differenza dell'Australia per la quale si ha una percentuale pari a 65%.

Le Figure 2.14 e 2.15 mostrano i risultati ottenuti dalla campagna sperimentale condotta per l'analisi qualitativa delle acque di dilavamento del bacino urbano Liguori (Cosenza). In particolare, la caditoia "A" è posta in prossimità di un parcheggio, mentre la caditoia "B" in prossimità di un incrocio molto trafficato; per entrambe sono stati effettuati una serie di campionamenti in concomitanza di dieci eventi meteorici verificatisi tra febbraio e marzo 2010 (Allegato 1). Le particelle trasportate in rete dal deflusso superficiale hanno prevalentemente dimensioni comprese fra 3 e 45 µm così come evidenziato nei box plot contenuti in Figura 2.14. In entrambi i casi risulta evidente che, mediamente, il 90% delle particelle presenta dimensioni superiori a 3 µm, come mostrato dalla Figura 2.15. Tali

risultati sono stati ottenuti mediante il metodo “classico” della filtrazione sequenziale. In particolare sono stati utilizzati 6 diversi filtri, di cui 3 setacci metallici e 3 filtri a membrana (Figura 2.7) aventi maglie con le seguenti dimensioni:

- Setacci metallici: $d = 106 \mu\text{m}$;
 $d = 75 \mu\text{m}$;
 $d = 45 \mu\text{m}$.
- Filtri a membrana: $d = 3 \mu\text{m}$;
 $d = 1.2 \mu\text{m}$;
 $d = 0.45 \mu\text{m}$.

Il filtro meno permeabile utilizzato è stato quello a maglie di $0.45 \mu\text{m}$, che, come indicato dalle norme APAT IRSA/CNR (2003) trattiene tutti i solidi sospesi e lascia passare solo i solidi disciolti.

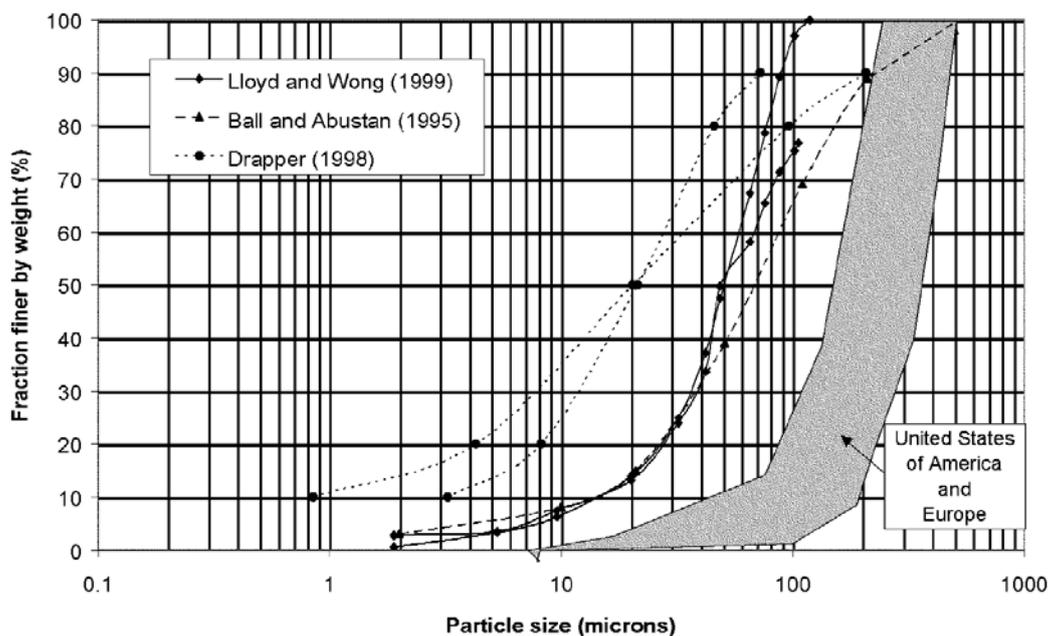


Figura 2.13: Confronto tra le PSD relative a bacini australiani, americani ed europei (Wong et al., 2000).

In Figura 2.16 è invece rappresentata la curva di distribuzione granulometrica dei sedimenti raccolti presso una caditoia di un parcheggio asfaltato (39 veicoli/giorno) del bacino Vermicelli (Rende). Tali risultati (Allegato 6) sono stati ottenuti mediante l'utilizzo del Malvern Mastersizer 2000, con una precisione da 0.02 a $2,000 \mu\text{m}$. Data la notevole eterodispersività, la PSD del campione analizzato è stata modellata mediante la funzione di distribuzione Gamma (Γ). Infatti, diversi studi hanno dimostrato che le curve di distribuzione granulometrica possono essere interpretate da tale funzione (Kim e

Sansalone, 2008; Lin et al., 2009; Piro et al., 2009; Piro et al., 2010). In particolare, il risultato ottenuto per il campione del bacino Vermicelli, presenta un coefficiente di determinazione maggiore del 99%, e quindi conferma che esiste un'ottima interpolazione dei dati se si utilizza la distribuzione Γ . Quindi, emerge come l'informazione completa sulle caratteristiche di distribuzione dimensionale delle particelle possa essere sintetizzata nella conoscenza di soli due parametri (α e γ), e quindi possa essere facilmente utilizzabile nei modelli matematici (Piro et al., 2009).

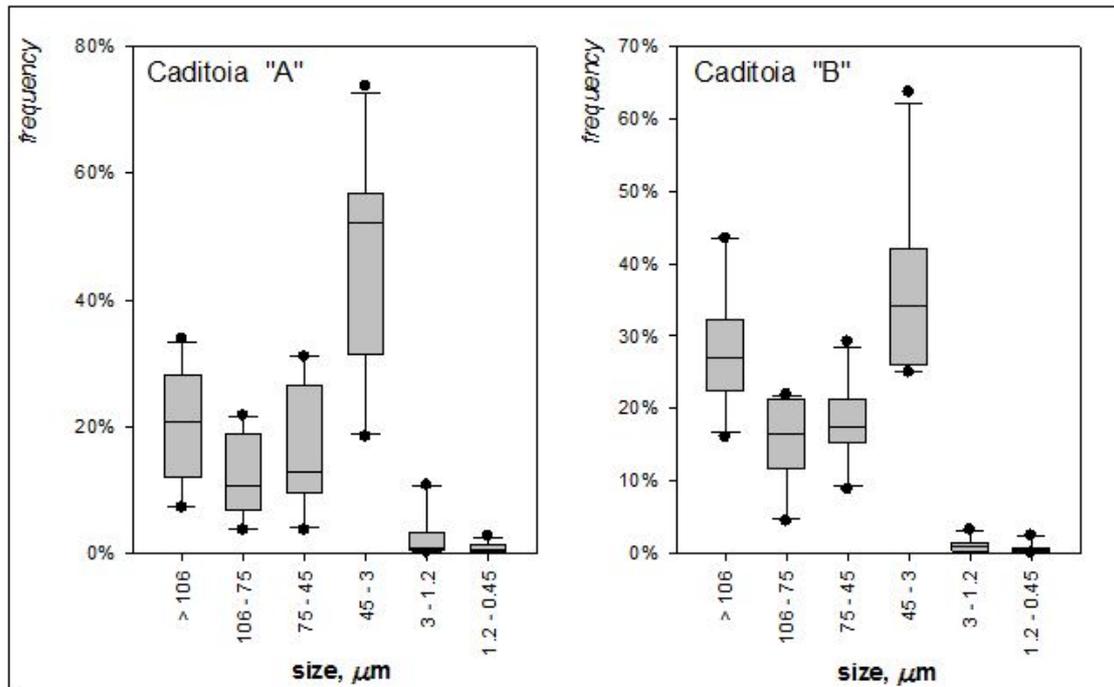


Figura 2.14: Distribuzione dimensionale delle particelle misurata per le caditoie A e B del bacino urbano Liguori a Cosenza (Allegato 1).

2.2.1.1 Distribuzione Γ applicata alla distribuzione dimensionale delle particelle

Fra le diverse distribuzioni presenti in letteratura (Maione e Moisello, 2003), quella che meglio si adatta alle curve di distribuzione granulometrica che presentano una chiara eterodispersività è la distribuzione di tipo Γ .

La distribuzione Gamma, o distribuzione di Pearson del III tipo, è limitata inferiormente e illimitata superiormente e caratterizzata da due o tre parametri, a seconda che il limite inferiore coincida o meno con zero (Maione e Moisello, 2003).

Questa distribuzione è detta Gamma perché dipende dalla funzione gamma, la quale data una costante $p \in (0, +\infty)$ è definita dall'integrale:

$$\Gamma(p) = \int_0^{+\infty} x^{p-1} e^{-x} dx \quad (2.1)$$

Che integrato per parti per $p > 1$:

$$\Gamma(p) = \int_0^{+\infty} x^{p-1} e^{-x} dx = \left[x^{p-1} e^{-x} \right]_0^{+\infty} + (p-1) \int_0^{+\infty} x^{p-2} e^{-x} dx \quad (2.2)$$

Cioè:

$$\Gamma(p) = (p-1)\Gamma(p-1) \quad (2.3)$$

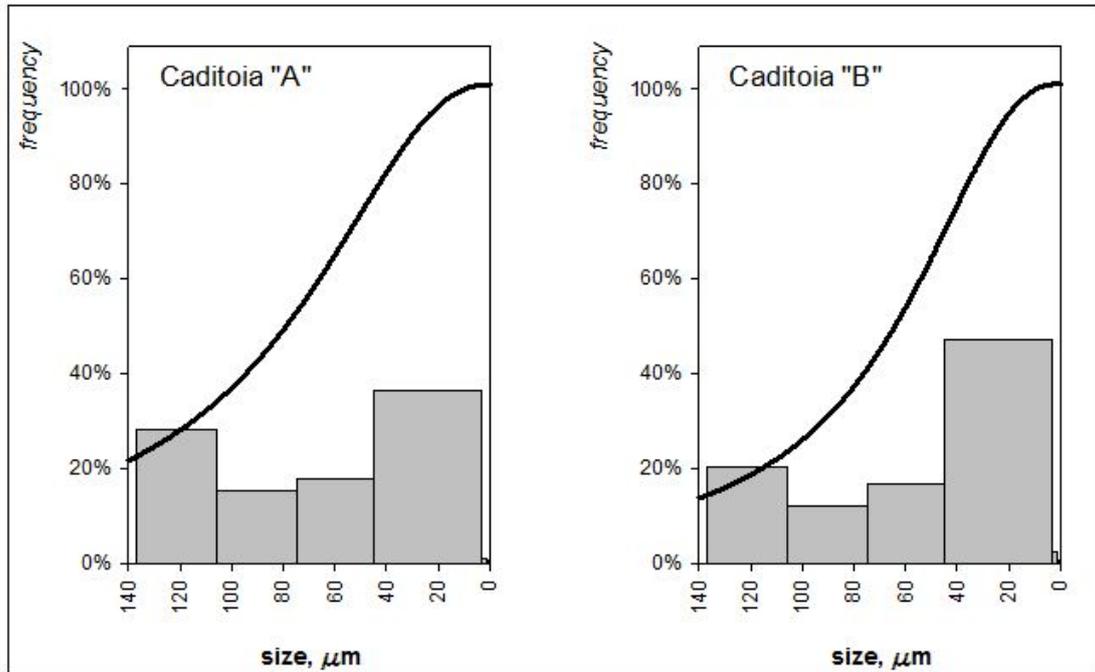


Figura 2.15: PSD dei valori medi dei sedimenti depositati presso la caditoia A e la caditoia B del bacino urbano Liguori a Cosenza (Allegato 1).

Applicando successivamente la relazione (2.3) si ricava per intero l'espressione:

$$\Gamma(p) = (p-1)(p-2)\dots(1) = (p-1)! \quad (2.4)$$

Nel caso della distribuzione dimensionale delle particelle essendo il limite inferiore uguale a zero, si utilizza la distribuzione a due parametri (Piro et al., 2009). In questo caso l'espressione che descrive la funzione di densità di probabilità di questa distribuzione è:

$$p(x; \alpha, \gamma) = \frac{\alpha^\gamma x^{\gamma-1} e^{-\alpha x}}{\Gamma(\gamma)} \quad (2.5)$$

Nella quale α e γ sono i due parametri caratteristici della distribuzione.

La funzione di probabilità è quindi rappresentata dall'espressione:

$$P(x; \alpha, \gamma) = \int_0^x \frac{\alpha^\gamma x^{\gamma-1} e^{-\alpha x}}{\Gamma(\gamma)} dx \quad (2.6)$$

Quando il parametro γ è superiore a uno la moda della distribuzione gamma è fornita dall'espressione:

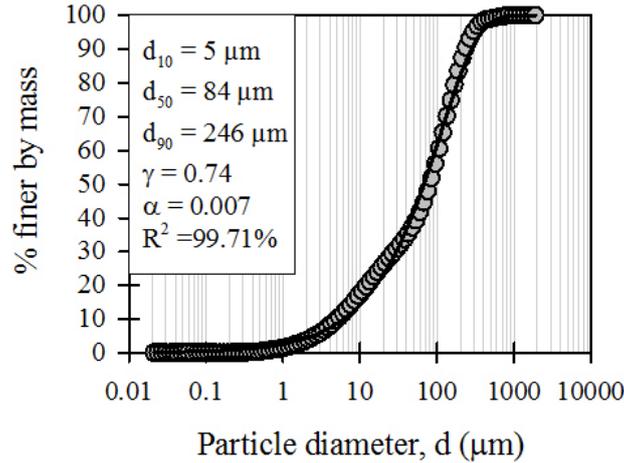


Figura 2.16: PSD dei sedimenti depositati presso una delle caditoie di un parcheggio del bacino Vermicelli a Rende (Allegato 6).

$$\tilde{x} = \frac{\gamma - 1}{\alpha} \quad (2.7)$$

Quando il parametro γ diventa uguale a uno la distribuzione si riduce a una distribuzione esponenziale, caratterizzata dalla funzione di densità di probabilità:

$$p(x; \alpha) = \alpha e^{-\alpha x} \quad (2.8)$$

e la moda coincide con il limite inferiore zero.

Quando, infine, il parametro γ diventa inferiore a uno la densità di probabilità tende a infinito al tendere di x a zero. I due parametri α e γ possono essere espressi in funzione della media $\mu(x)$ e dello scarto quadratico medio $\sigma(x)$ per mezzo delle relazioni:

$$\alpha = \frac{\mu(x)}{\sigma^2(x)} \quad (2.9)$$

$$\gamma = \frac{\mu^2(x)}{\sigma^2(x)} \quad (2.10)$$

dalle quali appare chiaramente che entrambi i parametri crescono al crescere della media $\mu(x)$, mentre entrambi decrescono al crescere dello scarto quadratico medio $\sigma(x)$.

Da queste relazioni si ricava anche facilmente che al crescere del parametro γ sia la media $\mu(x)$ sia lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ crescono; mentre al contrario, al crescere del parametro α sia la media $\mu(x)$ sia lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ diminuiscono (Maione e Moisello, 2003).

La funzione di probabilità $P(x)$, come sopra definita, è facilmente calcolabile con un comune elaboratore elettronico per mezzo di normali programmi di libreria. Questo

approccio consente di calcolare quindi, per ogni campione, la relativa curva di distribuzione gamma (Piro et al., 2009).

2.2.2 Azoto e fosforo

L'azoto e il fosforo presenti nelle acque di dilavamento sono dovuti principalmente all'uso di fertilizzanti e al fenomeno della deposizione atmosferica. In particolare, il fosforo si trova sottoforma di particelle (Correll, 1999), dal momento che lo ione fosfato aderisce ai sedimenti (Blecken, 2010).

Se scaricate nei corpi idrici ricettori senza essere trattate, le acque di dilavamento che presentano significative concentrazioni di azoto e fosforo sono causa del fenomeno dell'eutrofizzazione, e della conseguente crescita di alghe e degradazione dell'ecosistema acquatico (Marsalek, 2002).

Ballo et al. (2009) hanno messo in relazione la variazione della concentrazione di fosforo (Total Phosphorus, TP) e la variazione di tre forme di azoto (ione ammonio, nitrati e nitriti: $\text{NH}_4^+\text{-N}$, $\text{NO}_3^-\text{-N}$, $\text{NO}_2^-\text{-N}$) in funzione dell'uso del suolo (zona trafficata, zona residenziale, zona commerciale e zona industriale). I risultati sono riportati nelle Figure 2.17 e 2.18 e mostrano come la concentrazione di TP e delle diverse forme di azoto vari a seconda della tipologia di zona urbana considerata. In particolare, si evince come la concentrazione di TP rimanga irregolare per tutta la durata dell'evento meteorico. Inoltre, per tutte le zone campionate, si può notare come la forma di azoto presente in maggiore quantità sia rappresentata da $\text{NH}_4^+\text{-N}$ e che l'area trafficata generi maggiori quantità di composti NO_x . È da precisare che i valori ottenuti da Ballo et al. (2009) risultano essere superiori rispetto a quelli di altri studi di letteratura (Geiger, 1987; Stanley, 1996) riportati in Tabella 2.3.

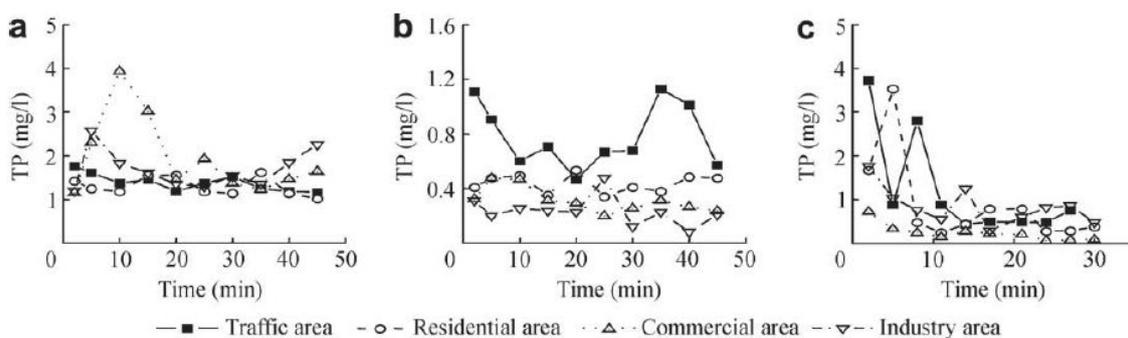


Figura 2.17: Variazione temporale della concentrazione di TP in funzione dell'uso del suolo. a) marzo, b) maggio e c) giugno (Ballo et al., 2009).

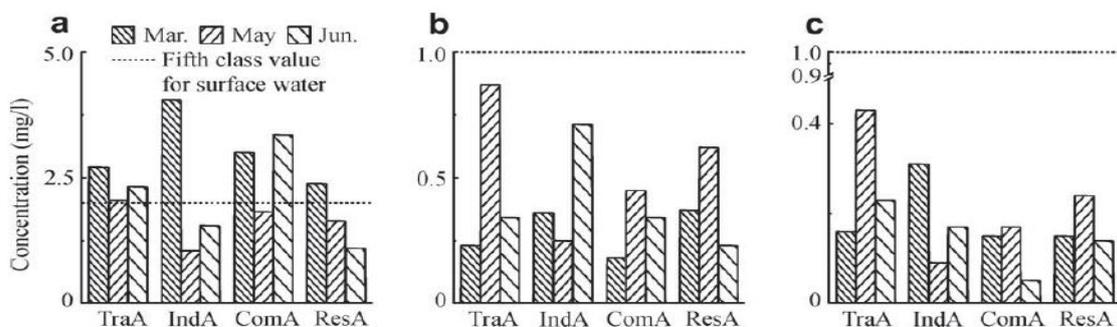


Figura 2.18: Variazione della concentrazione di a) $\text{NH}_4^+\text{-N}$, b) $\text{NO}_3^-\text{-N}$ e c) $\text{NO}_2^-\text{-N}$ in funzione dell'uso del suolo. TraA: area trafficata; IndA: area industriale; ComA: area commerciale; ResA: area residenziale (Ballo et al., 2009).

Tabella 2.3: Confronto risultati di letteratura espressi in mg/l.

Luogo	$\text{NH}_4^+\text{-N}$	$\text{NO}_3^-\text{-N}$	$\text{NO}_2^-\text{-N}$	Fonte
Shanghai	2.35	0.64	0.25	Ballo et al. (2009)
Atlanta	0.18	0.25	-	Stanley (1996)
Washington	0.26	0.48	-	Stanley (1996)
Germany	0.90	-	-	Geiger (1987)

2.2.3 Metalli

I metalli pesanti sono di particolare interesse nello studio della qualità delle acque di dilavamento a causa della loro tossicità e al fatto che essi non possono essere né trasformati e né eliminati (Davis et al., 2001). Numerosi studi (Ellis e Revitt, 1982; Randall et al., 1982; Dempsey et al., 1993; de Groot, 1995; Greb e Bannerman, 1997; Sansalone e Buchberger, 1997; Viklander, 1998; Davis et al., 2001; Sörme e Lagerkvist, 2002; Lau e Stenstrom, 2005; Tuccillo, 2006; Jartun et al., 2008; Kang et al., 2009; Joshi e Balasubramanian, 2010) sono stati condotti allo scopo di stimare l'origine e il contenuto di metalli presenti nelle acque di pioggia provenienti dalle aree urbane.

Le principali fonti di metalli pesanti in area urbana sono elencate in Tabella 2.4 (Makepeace et al., 1995; Wong et al., 2000).

In particolare, Davis et al. (2001) mostrano come siano distribuiti i metalli pesanti tra le diverse sorgenti di emissione, per quanto attiene un'area residenziale (Figura 2.19).

In Tabella 2.5 si riportano i risultati ottenuti da Pitt et al. (1995), i quali mostrano che le acque di dilavamento delle strade sono le maggiori fonti di inquinamento dovuto a metalli pesanti (a causa dell'elevata presenza di veicoli). Inoltre, le concentrazioni di cadmio, rame, cromo, piombo e nichel risultano essere maggiori nei campioni non-filtrati; ciò vuol dire

che i metalli pesanti sono associati prevalentemente ai solidi sospesi. Soltanto lo zinco risulta essere trasportato sia in forma di particolato e sia in soluzione (Wong et al., 2000).

Tabella 2.4: Principali fonti di metalli presenti nelle acque di dilavamento (Makepeace et al., 1995; Wong et al., 2000).

Source	Cd	Cr	Cu	Ni	Pb	Zn
Wear of vehicle tyre and brake pads	√		√			√
Corrosion of metal objects						√
Petrol additives					√	
Lubrication oil	√					
Metal industry and domestic products	√	√	√	√		
Pesticides, fertilisers & agricultural chemicals	√	√				
Dye and paint		√				
Engine parts		√		√		
Paper		√				

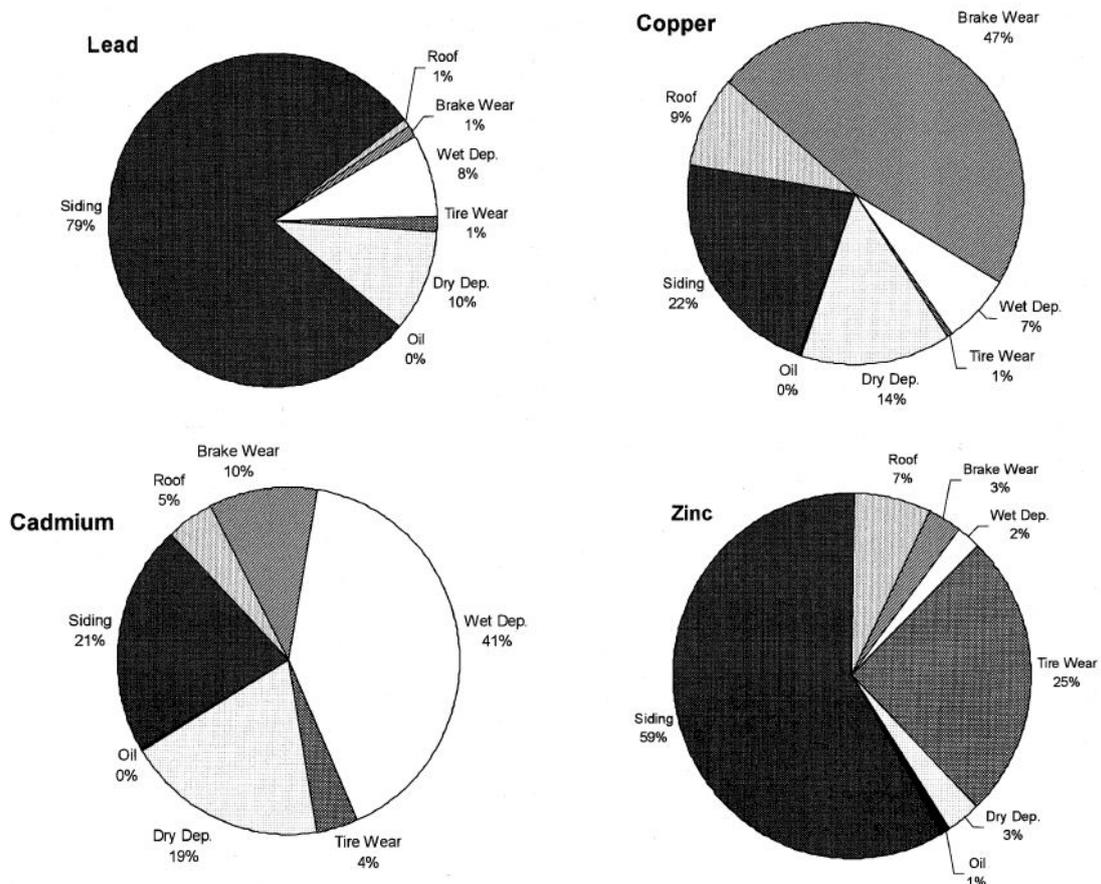


Figura 2.19: Contributi delle diverse sorgenti di emissione alla produzione di metalli pesanti. Carichi totali annuali: Pb = 0.069 kg/ha/yr; Cu = 0.038 kg/ha/yr; Cd = 0.0012 kg/ha/yr; Zn = 0.646 kg/ha/yr (Davis et al., 2001).

Tabella 2.5: Concentrazioni di metalli pesanti presenti nelle acque di dilavamento di superfici impermeabili (Pitt et al., 1995, Wong et al., 2000).

Mean metal concentration ($\mu\text{g/l}$)	Parking lots		Street runoff		Vehicle service areas	
	NF	F	NF	F	NF	F
Cadmium	6.3	0.6	37	0.3	9.2	0.3
Copper	116	11	280	3.8	74	2.5
Chromium	56	2.3	9.9	1.8	74	2.5
Zinc	110	86	58	31	105	73
Lead	46	2.1	43	2	63	2.4
Nickel	45	5.1	17	-	42	31

NF - Non-filtered samples

F - Filtered samples: suspended solids removed

Sulla base dei dati disponibili in letteratura si osserva, quindi, come la concentrazione degli inquinanti metallici cresca al diminuire delle dimensioni delle particelle (Ellis e Revitt, 1982; Sansalone e Buchberger, 1997). In Figura 2.20 sono riportati i risultati ottenuti da Viklander (1998). Si evince che per la zona residenziale (5000 veicoli al giorno) e per la zona commerciale (4500 veicoli al giorno) le particelle a granulometria più fine presentano una più alta concentrazione di metalli (Cd, Cu, Pb e Zn). Ciò non avviene per cadmio e piombo della zona commerciale caratterizzata da 20000 veicoli al giorno.

La Tabella 2.6 mostra la massa di metalli pesanti (Cu, Ni, Zn, Cr, Pb e Cd), raccolti dalla sede stradale, in funzione dell'uso del suolo e della distribuzione dimensionale (Lau e Stenstrom, 2005). In particolare, si può notare che in questo caso la quantità di metalli risulta essere maggiore per la classe dimensionale 100-250 μm e per tutti i tipi di zona considerati, tranne la zona residenziale-unifamiliare (classe $<43 \mu\text{m}$). Ciò si spiega a causa della più alta percentuale di particelle a granulometria fine presente in quest'area (Figura 2.12).

Negli studi citati si mette in evidenza, quindi, come le più elevate concentrazioni di metalli pesanti siano associate a frazioni di particelle con dimensioni comunque inferiori a 250 μm . Tali particelle risultano infatti caratterizzate da una maggiore capacità di scambio ionico favorita dalla maggiore area specifica della singola particella e, quindi, dalla maggiore disponibilità di siti di legame.

La presenza di cadmio nei corpi idrici ricettori può produrre elevata tossicità sia per gli umani che per gli animali. Infatti, effetti cronici sono stati riscontrati nei mammiferi, nei

pesci e negli uccelli a causa dell'accumulo di cadmio negli organismi. Effetti che ostacolano la crescita di microorganismi e piante in ambiente acquatico si registrano in corrispondenza di una concentrazione di cadmio pari a 250 µg/l.

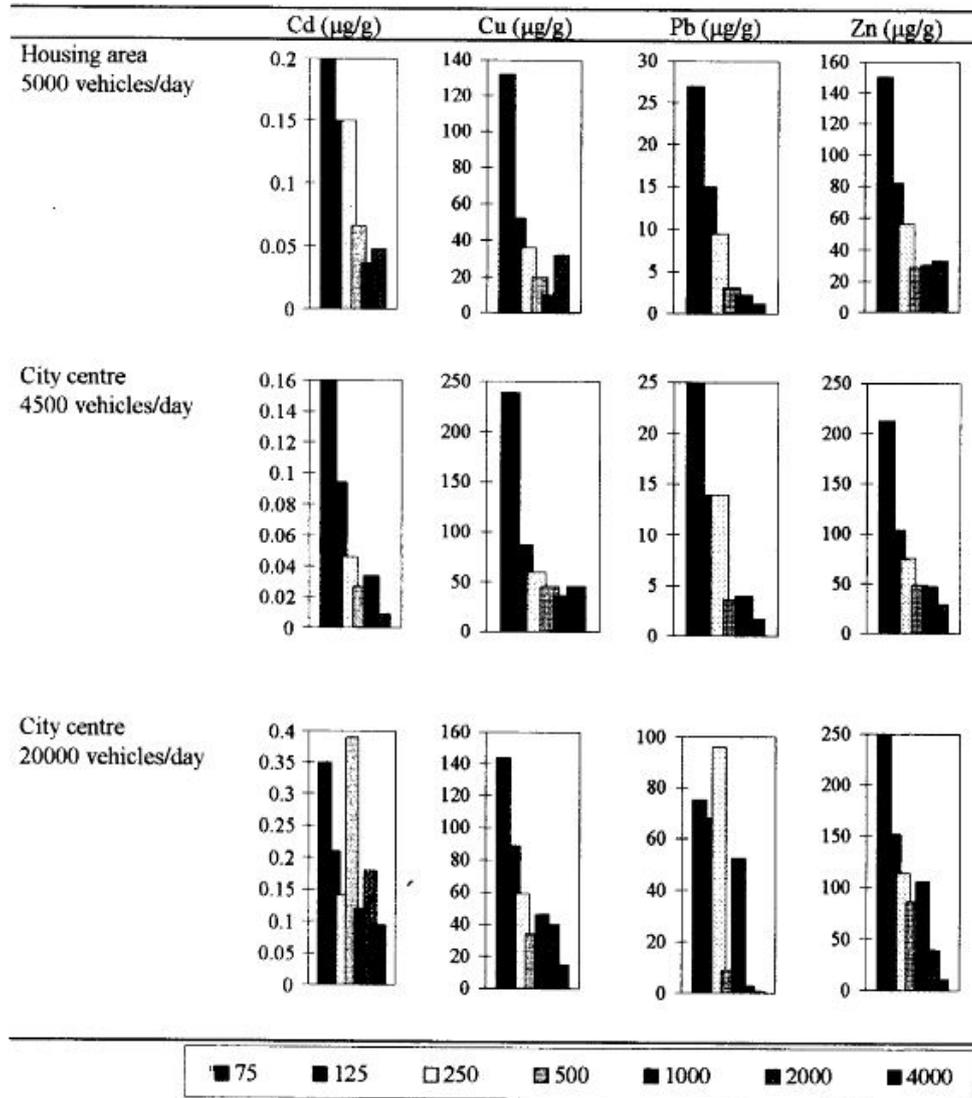


Figura 2.20: Contenuto di metalli per le diverse classi dimensionali (Viklander, 1998).

Il cromo può provocare reazioni allergiche nell'uomo. Se presente in grandi quantità può essere cancerogeno; nonostante ciò risulta essere anche un importante nutriente.

Il rame come il cromo è un nutriente essenziale, anche se può essere altamente tossico, specialmente per gli organismi acquatici.

Il piombo attacca il sistema nervoso dell'uomo e può provocare la perdita di capacità di apprendimento e disturbi comportamentali a causa del suo accumulo nelle ossa. Alte concentrazioni di piombo possono provocare anche avvelenamenti. Inoltre, può essere la

causa di effetti cronici e acuti negli animali, piante e microorganismi, inibendo la degradazione della sostanza organica.

Lo zinco, invece, rappresenta un nutriente per l'ambiente ed è tossico per l'uomo solo per elevate concentrazioni. Esso può influire sulla riproduzione e le caratteristiche biochimiche, fisiologiche e comportamentali di una grande varietà di organismi acquatici (Bentzen, 2008).

Tabella 2.6: Metalli pesanti per unità di area di superficie stradale (Lau e Stenstrom, 2005).

Metals (mg/m ²) and size fraction (µm)		Landuse							
		Industrial	Roads	Multi-family	Single-family	Commercial	Area 1	Area 2	Area 3
Cu	<841	2.682	2.628	0.559	0.701		5.770	4.960	1.559
	250-841	1.301	1.247	0.130	0.075		0.370	0.877	0.534
	100-250	0.745	1.028	0.279	0.193		3.759	3.241	0.577
	43-100	0.376	0.319	0.102	0.176		1.163	0.769	0.346
	<43	0.260	0.034	0.048	0.257		0.478	0.082	0.102
Ni	<841	3.925	0.291	0.365	0.461		1.137	0.667	0.177
	250-841	0.147	0.036	0.133	0.052		0.150	0.155	0.017
	100-250	2.715	0.179	0.117	0.143		0.501	0.387	0.101
	43-100	0.752	0.066	0.085	0.103		0.313	0.112	0.042
	<43	0.311	0.010	0.030	0.163		0.173	0.013	0.017
Zn	<841	6.436	4.212	3.924	3.679		28.383	18.722	3.022
	250-841	1.170	0.764	0.874	0.384		4.694	4.476	0.427
	100-250	2.502	2.191	2.226	1.261		11.389	10.350	1.373
	43-100	1.504	1.108	0.577	0.775		4.919	3.514	0.943
	<43	1.260	0.149	0.247	1.259		2.381	0.382	0.279
Cr	<841	0.420	0.327	0.239	0.371		1.485	0.848	0.197
	250-841	0.061	0.068	0.050	0.040		0.529	0.201	0.021
	100-250	0.170	0.170	0.138	0.137		0.592	0.491	0.101
	43-100	0.108	0.082	0.037	0.083		0.268	0.143	0.051
	<43	0.081	0.007	0.014	0.111		0.096	0.013	0.024
Pb	<841	2.813	1.641	1.244	1.485		8.246	3.605	0.881
	250-841	0.477	0.234	0.223	0.195		2.796	0.731	0.214
	100-250	1.437	0.939	0.728	0.516		3.417	2.195	0.398
	43-100	0.501	0.415	0.203	0.258		1.341	0.615	0.202
	<43	0.398	0.053	0.090	0.516		0.692	0.064	0.067
Cd	<841	0.033	0.017	0.018	0.018		0.108	0.044	0.008
	250-841	0.006	0.002	0.004	0.002		0.009	0.011	0.001
	100-250	0.010	0.008	0.010	0.006		0.071	0.023	0.003
	43-100	0.012	0.006	0.003	0.005		0.021	0.009	0.003
	<43	0.005	0.001	0.001	0.005		0.007	0.001	0.001

2.2.4 Composti organici

Negli ultimi vent'anni, nuovi composti organici sono stati introdotti nella società e i loro effetti sull'ambiente non sono ancora del tutto noti. Secondo Ericsson et al. (2005), più di 650 composti organici xenobiotici possono essere contenuti nelle acque di pioggia. Tra questi, gli idrocarburi policiclici aromatici (Polycyclic Aromatic Hydrocarbons, PAH) possono risultare particolarmente tossici per l'uomo e l'ambiente. Essi possono essere

suddivisi in diversi gruppi di idrocarburi, in base alle loro proprietà fisiche, chimiche e biologiche. Alcuni esempi di PAH sono rappresentati in Figura 2.21: la naftalina presenta due anelli aromatici e si può trovare sia in acqua che nelle particelle solide; il pirene ha quattro anelli aromatici e si trova nella fase solida; il benzopirene ha cinque anelli aromatici e anch'esso si trova nella fase solida (Karlsson, 2009).

Generalmente, gli idrocarburi hanno una bassa solubilità e una grande affinità con il carbonio organico; per tale motivo, aderiscono alle particelle solide (Simon e Sobieraj, 2006).

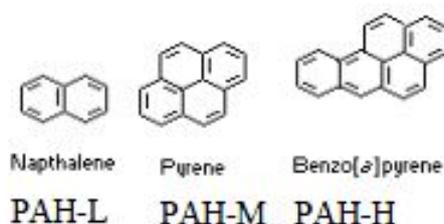


Figura 2.21: Esempi di PAH dei gruppi a basso peso molecolare (PAH-L), medio peso molecolare (PAH-M), alto peso molecolare (PAH-H), (Karlsson, 2009).

Infatti, Schorer (1997) trovò che i PAH erano associati principalmente alla materia organica, e più specificatamente alla composizione chimica dei materiali organici.

La Tabella 2.7 evidenzia un incremento significativo di PAH nelle strade urbane rispetto alle strade di una zona rurale (Smith, 1995; Wong et al., 2000).

Tabella 2.7: Confronto tra i livelli di PAH nelle strade urbane rispetto alle strade di una zona rurale (Smith, 1995; Wong et al., 2000).

Pollutant	Rural runoff	Road runoff
Naphthalene	8.7	300
Acenaphthylene	3	610
Phenanthrene	72	1600
Anthracene	7.7	360
Flouranthene	156	4100
Pyrene	63	2800
Chrysene	123	2000
Benzo(b)Flouranthene	66	1460
Dibenz(a,h)anthracene	33	490
Benzo(g,h,i)perylene	88	3250

Dai risultati ottenuti da Lau e Stenstrom (2005) sulla determinazione della massa di PAH in funzione dell'uso del suolo e della distribuzione dimensionale, si evince che la zona

residenziale-unifamiliare presenta la più bassa concentrazione di PAH rispetto alle altre zone. I PAH con basso peso molecolare, come la naftalina, si trovano in minore concentrazione. Ciò potrebbe essere dovuto al fatto che tali composti sono più volatili degli altri, e quindi possono perdersi nell'atmosfera. Inoltre, dalla Figura 2.22 si evince che gli idrocarburi sono concentrati maggiormente nelle particelle a granulometria fine (concentrazioni circa 10 volte superiori a quelle registrate per le particelle grossolane), ad eccezione della zona industriale.

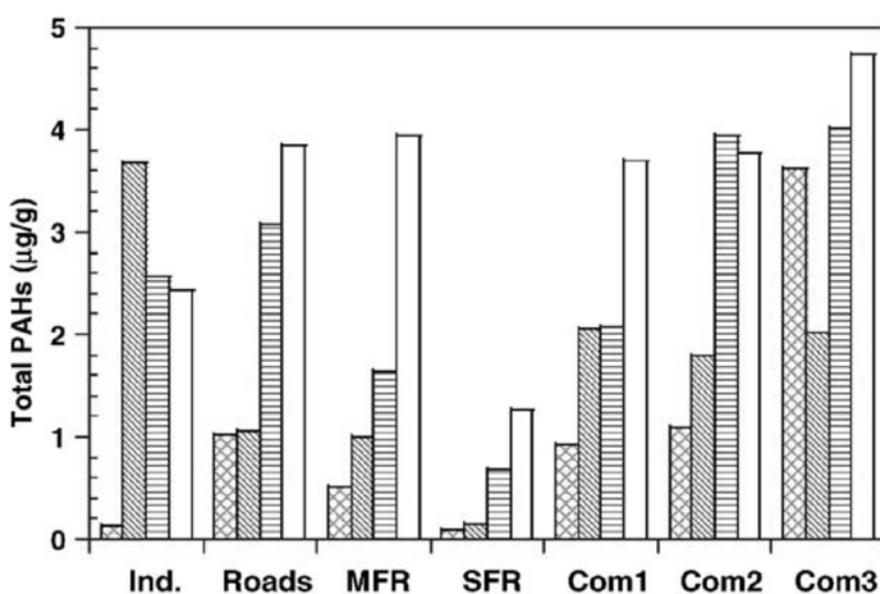


Figura 2.22: Concentrazioni di PAH per le differenti classi dimensionali (▨ 250–841 µm; ▤ 100–250 µm; ▥ 43–100 µm; □ <43 µm) in funzione dell'uso del suolo. Categorie: Ind. = industriale; Roads = strade; MFR = residenziale-multifamiliare; SFR = residenziale-unifamiliare; Com.1, Com.2, Com.3 = tre aree commerciali differenti (Lau e Stenstrom, 2005).

2.2.5 Ulteriori inquinanti

Nelle acque meteoriche la presenza di ossigeno disciolto garantisce l'attività metabolica dei microorganismi patogeni (Butler e Davies, 2004), i quali possono ridurre la presenza di diversi tipi di inquinanti, dal momento che sono in grado di rompere il legame di complessi composti organici (Karlsson, 2009). Come misura indiretta della sostanza organica, la richiesta chimica di ossigeno (Chemical Oxygen Demand, COD) viene utilizzata per determinare la quantità equivalente di ossigeno richiesta per ossidare per via chimica le sostanze organiche presenti nel campione in esame (Metcalf e Eddy, 2006). L'incremento dei microorganismi patogeni, però, produce un maggior consumo di ossigeno disciolto e la concentrazione di ossigeno può divenire, quindi, un parametro critico.

Secondo Sartor et al. (1974) la richiesta chimica di ossigeno è così suddivisa nelle classi dimensionali: 22.7% per particelle inferiori a 43 μm ; 57.4% per particelle comprese tra 43 e 246 μm ; 19.9% per particelle superiori a 246 μm .

Per le acque di dilavamento del bacino urbano Liguori di Cosenza (Allegato 1), invece, per quanto attiene la distribuzione del carico organico in funzione della dimensione delle particelle, si è osservato come il COD risulti concentrato per circa il 70% sulle particelle di dimensione superiore a 45 μm (Figure 2.23 e 2.24).

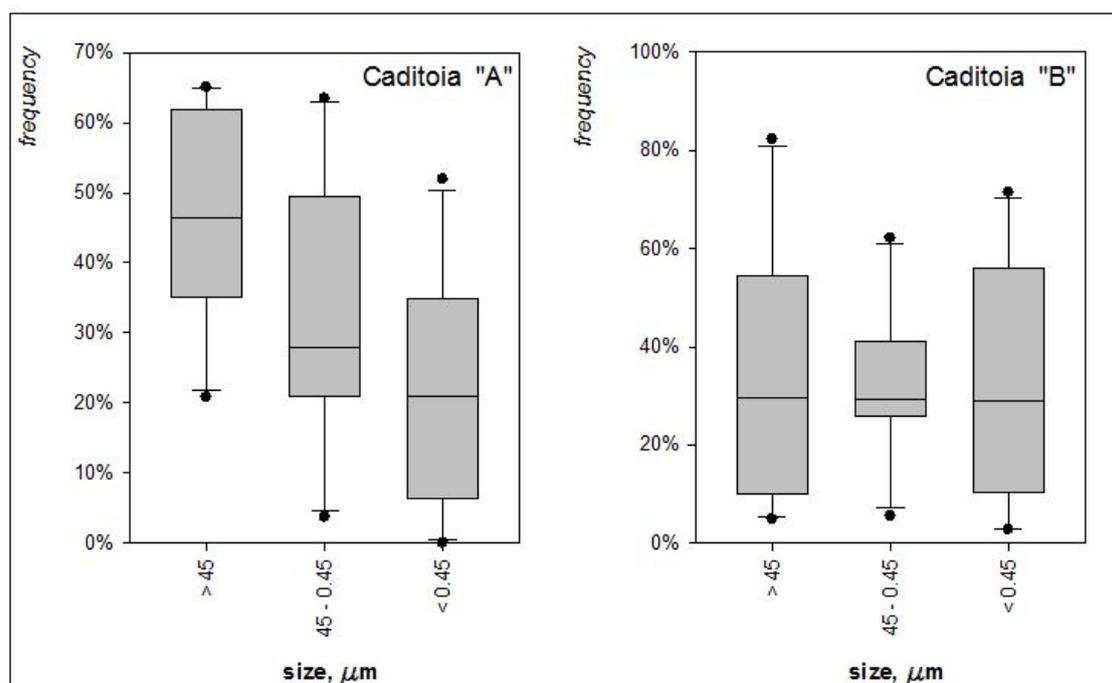


Figura 2.23: Distribuzione dimensionale del COD misurata per le caditoie A e B (Allegato 1).

Un altro parametro da tenere in considerazione nello studio della qualità delle acque di pioggia è il pH, in quanto risulta essere particolarmente importante per la solubilità dei metalli (Makepeace, 1995). Generalmente il pH varia da 4.1 a 8.3, con un valore medio di circa 7 secondo Duncan (1999), anche se in letteratura non si trovano significative differenze tra i pH dei diversi bacini urbani studiati.

Inoltre, nelle stagioni invernali in zone caratterizzate da clima freddo è pratica comune utilizzare il cloruro di sodio (NaCl) per sciogliere la neve ed evitare la formazione di ghiaccio. Quindi, con il verificarsi degli eventi meteorici, vengono a formarsi acque di dilavamento che contengono alte percentuali di sale disciolto. Ciò fa sì che la vegetazione venga compromessa e che il fenomeno della corrosione dei veicoli e delle strade aumenti, con un conseguente incremento del carico inquinante (Karlsson, 2009; Blecken, 2010).

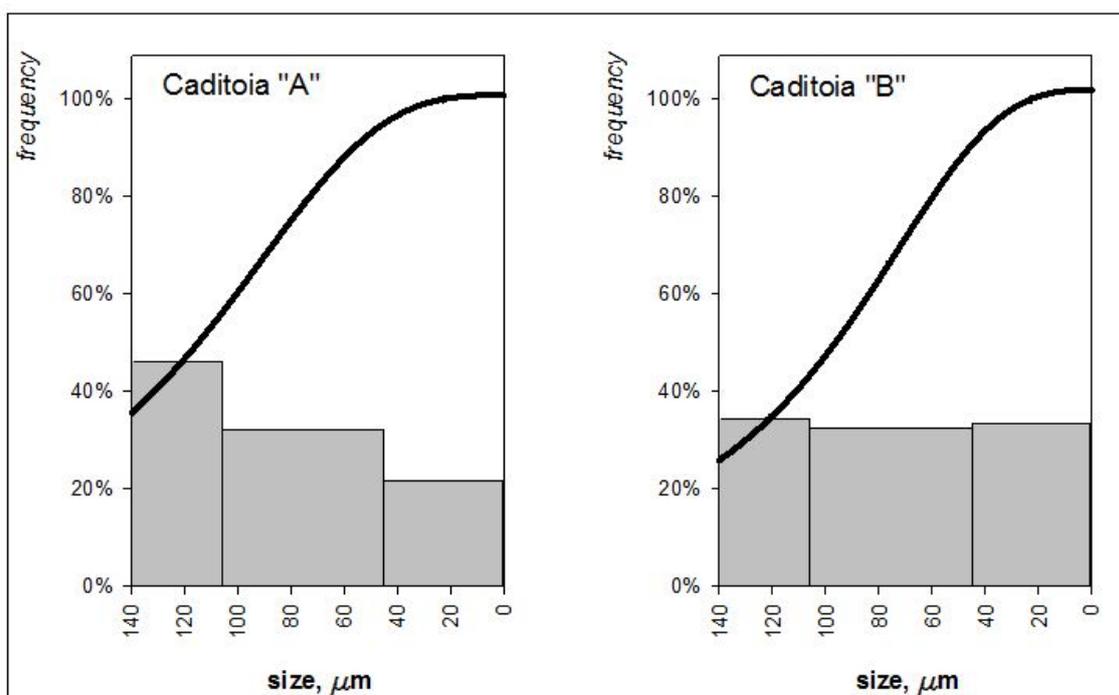


Figura 2.24: Distribuzioni dimensionali cumulate dei valori medi di COD misurati per la caditoia A e la caditoia B (Allegato 1).

2.3 Strategie per la regolazione quali-quantitativa delle acque di pioggia

Nel corso degli anni diverse strategie sono state messe a punto al fine di ridurre l'impatto che le superfici impermeabili generano sui bacini urbani.

Una delle strategie più tradizionali consisteva nel limitare la quantità totale di area impermeabile (Total Impervious Area, TIA) in un dato bacino. Schueler (1994) sviluppò il modello ICM (Impervious Cover Model), grazie al quale è stato possibile capire che una percentuale di impermeabilità di un bacino pari al 10% genera un impatto negativo sul corpo idrico ricettore; mentre al di sopra del 25% la qualità del corpo idrico non supporta la vita acquatica. Alcuni governi locali hanno recepito tale studio allo scopo di preservare la qualità delle acque; per esempio, la Georgia Planning Act limita l'area impermeabile dei propri bacini urbani al 25% (Georgia DNR, 2005). Limitare la quantità totale di area urbanizzabile, però, non rappresenta una soluzione fattibile, dal momento che l'uso del suolo nei centri urbani spesso supera il limite imposto e che tale strategia potrebbe causare gravi problemi di tipo economico (Carter e Jackson, 2007). Inoltre, il modello TIA tratta tutte le superfici come se avessero la stessa destinazione d'uso. Alcuni ricercatori, quindi, svilupparono il concetto di area impermeabile effettiva (Effective Impervious Area, EIA) per descrivere in modo più appropriato gli aspetti relativi ad una superficie impermeabile che viene drenata da una rete fognaria di tipo separata (Alley e Veenhuis, 1983).

Negli anni '90, invece, fu introdotto per la prima volta il concetto dello sviluppo sostenibile (Figura 2.25).

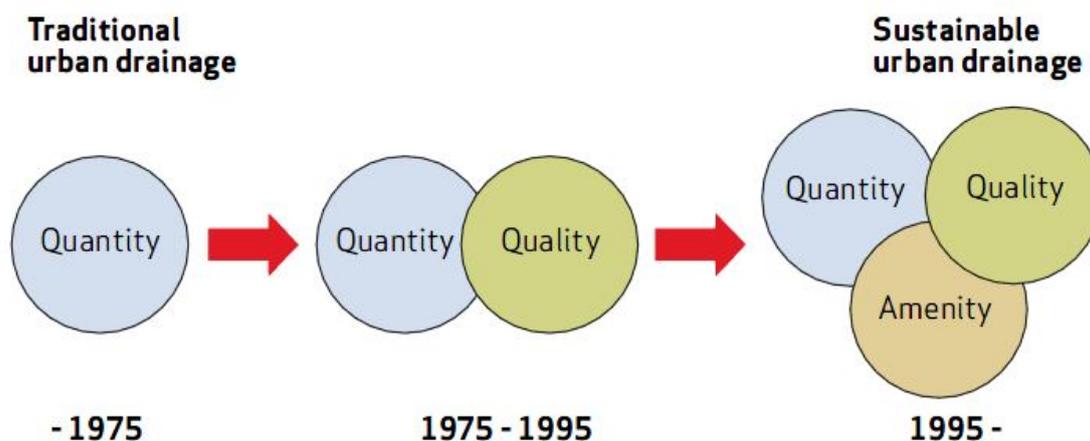


Figura 2.25: Schema illustrativo del passaggio da un approccio tradizionale ad un approccio sostenibile (Stahre, 2008).

Gli aspetti fondamentali di questa nuova strategia riguardano la quantità, la qualità delle acque reflue e altri aspetti sociali legati al drenaggio urbano. In particolare, si incoraggia l'implementazione di tecnologie sostenibili per il trattamento quali-quantitativo delle acque, che prevedono non solo la riduzione delle aree asfaltate per il contenimento dei volumi delle acque di pioggia, ma anche la conservazione della vegetazione naturale di un sito e la riduzione degli inquinanti trasportati in fognatura e quindi scaricati nei corpi idrici ricettori (Figura 2.26). Tale approccio è entrato ormai a far parte delle strategie sostenibili per il drenaggio urbano di tutto il mondo (Fryd et al., 2010), dalla Svezia (Stahre, 2008) alla Bulgaria e alla Malesia (Marsalek e Chocat, 2002), attraverso nazioni come Australia (Wong, 2006), Germania (Mehler e Ostrowski, 1999), Paesi Bassi (Beenen e Boogaard, 2007), Regno Unito (Jefferies et al., 1999) e Stati Uniti (Echols e Pennypacker, 2008).

La terminologia che viene utilizzata per la definizione di tale approccio quindi varia a seconda del Paese.

Infatti, negli Stati Uniti con il termine LID (Low Impact Development) si indica un metodo innovativo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento che si basa sull'utilizzo di misure di controllo uniformemente distribuite sul territorio. L'obiettivo principale è quello di riportare il ciclo idrologico in un determinato sito a quello antecedente lo sviluppo urbano. Infatti, le tecniche previste dal LID si basano sul presupposto che è preferibile adottare soluzioni strutturali di piccole dimensioni e integrate

nel paesaggio urbano, anziché utilizzare grandi e costosi impianti di trattamento posti a valle della rete di drenaggio (<http://www.lid-stormwater.net>).

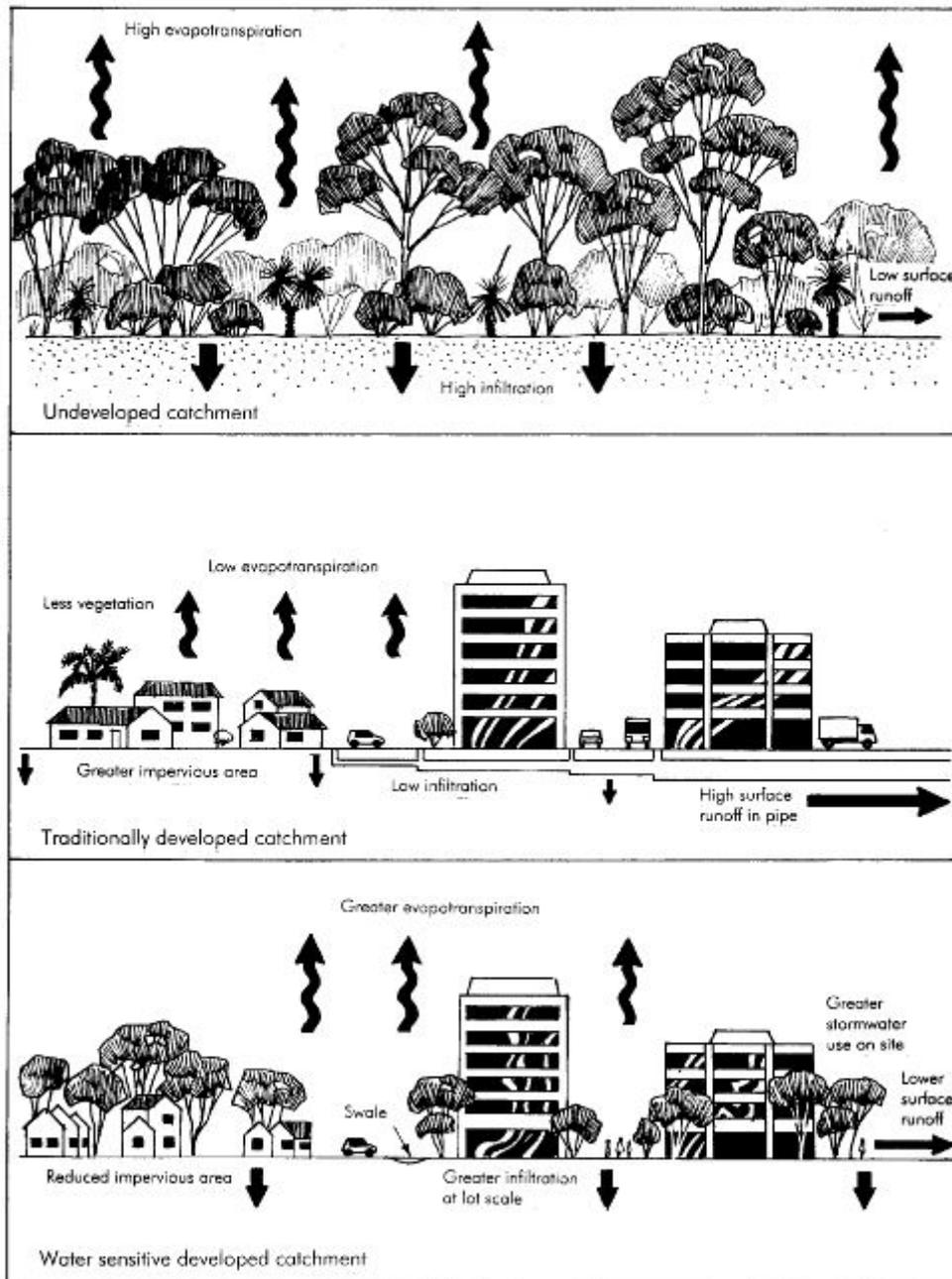


Figura 2.26: Effetti dello sviluppo urbano nei casi di sito naturale, urbanizzato e urbanizzato con implementazione dell'approccio sostenibile (Monk e Till, 2006).

Nel Regno Unito con il nome di Sustainable Urban Drainage System (SUDS) ci si propone nella fattispecie di ridurre il potenziale impatto dei nuovi insediamenti e di quelli già esistenti implementando una serie di pratiche di gestione, strutture di controllo e strategie volte a drenare in modo efficiente e sostenibile le acque di scorrimento superficiale,

riducendo al minimo l'inquinamento e il suo effetto sulla qualità delle acque dei corpi idrici ricettori (<http://www.ciria.org.uk>).

In Australia, invece, l'espressione generale Water Sensitive Urban Design (WSUD) è usata per indicare l'integrazione della gestione del ciclo idrologico nella pianificazione e progettazione urbana (EPA et al., 2006). Gli aspetti principali del WSUD sono: protezione dei sistemi naturali; integrazione nel territorio dei dispositivi per il trattamento delle acque; tutela della qualità dell'acqua; riduzione dei volumi di runoff e dei picchi di portata; riduzione dei costi per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento (<http://wsud.melbournewater.com.au>).

Tutti gli approcci sopra descritti si basano sulle cosiddette BMPs (Best Management Practices), cioè tutti quei sistemi, strutturali e non, che possono essere adottati sia per ridurre i deflussi di pioggia sia per contenere l'impatto inquinante delle acque di pioggia (EPA, 2004).

Diversi studi (Sieker e Klein, 1998; Hottenroth et al., 1999; Mehler e Ostrowski, 1999; Ellis et al., 2002; Dunnet e Kingsbury, 2004; Villareal et al., 2004; Carter e Jackson, 2006; Deletic e Fletcher, 2006; Frame e Vale, 2006; Mentens et al., 2006; Dietz, 2007; Stahre, 2008; Bedan e Calusen, 2009; Buccola e Spolek, 2011) hanno evidenziato l'importanza dell'implementazione delle BMPs nei contesti urbani, ma la quantità di spazio disponibile nelle aree fortemente antropizzate da destinare esclusivamente a tali dispositivi strutturali è limitata; si crea così la necessità di un uso del suolo che serva a scopi multipli. Si tratta di progettare soluzioni che non solo abbiano la funzione di gestione delle acque meteoriche, ma che rispondano alle esigenze della popolazione (Carter e Jackson, 2007). A tal fine, recentemente è stato introdotto il concetto di Blue-Green Corridors (BGCs): corridoi blu-verdi che connettono tra loro BMPs dislocate sul territorio urbano (Figura 2.27), in modo da ridurre i rischi di inondazione, oltre a fornire una serie di altri benefici ambientali (miglioramento della qualità delle acque meteoriche, comodità e valorizzazione estetica del contesto locale) (Skilton, 2010). Tuttavia, è importante sottolineare che per il successo di tale metodologia è comunque necessaria la partecipazione coordinata di tutti i soggetti coinvolti nella programmazione e pianificazione territoriale e urbanistica di un intero bacino. Ciò significa che bisogna coinvolgere esperti di differenti discipline (ingegneri idraulici, ingegneri trasportisti, pianificatori per l'urbanistica, architetti paesaggisti) nelle Amministrazioni comunali per la pianificazione e progettazione dei dispositivi per la riduzione del carico inquinante e dei volumi di acque di scorrimento superficiale (Stahre, 2008).

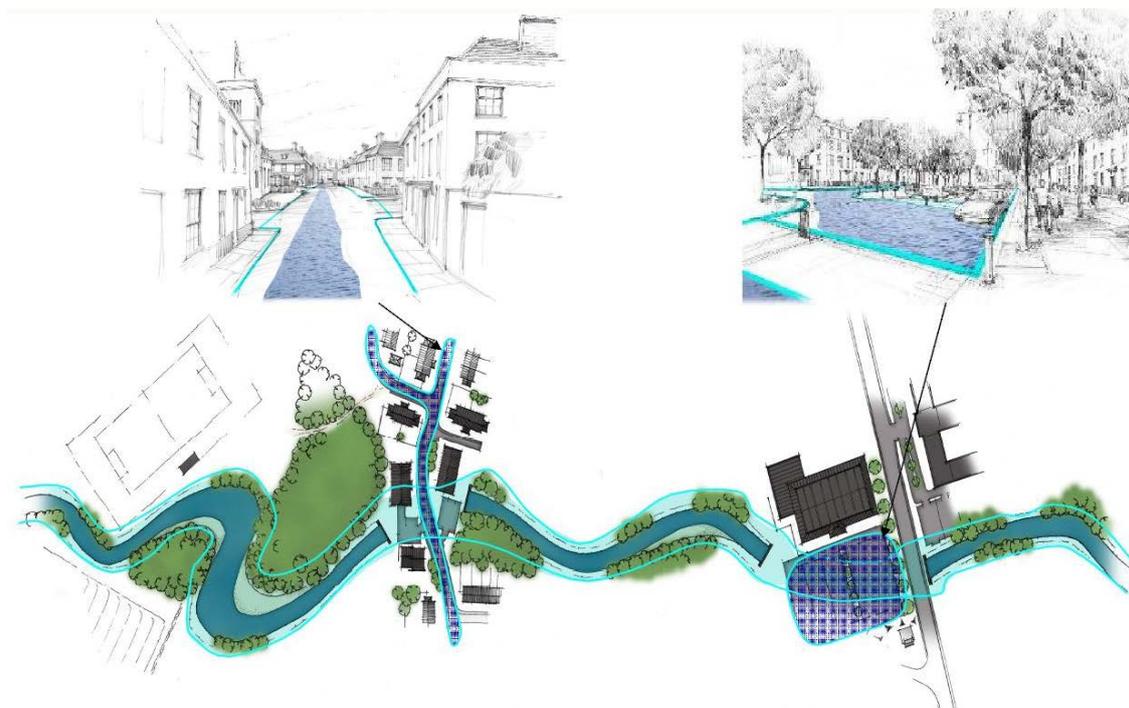


Figura 2.27: Blue-Green Corridors (URS Scott Wilson, 2011).

2.3.1 Best Management Practices (BMPs)

Con l'acronimo BMPs (Best Management Practices) s'intendono tutti quei sistemi che possono essere adottati sia per ridurre i deflussi di pioggia sia per contenere l'impatto inquinante delle acque di prima pioggia (EPA, 2004). Solitamente non richiedono grandi investimenti di capitali, quanto piuttosto un notevole impegno nelle opere di manutenzione.

Le BMPs possono essere classificate in due categorie: di prevenzione e di controllo della quantità e della qualità delle acque meteoriche. Le BMPs di prevenzione sono attività volte a limitare la fonte inquinante, quindi riguardano tecniche gestionali atte a ridurre l'esposizione alle precipitazioni atmosferiche di manufatti e prodotti antropici, limitando la quantità di inquinanti dilavati, sciolti e trasportati dalle acque di pioggia. Le BMPs di controllo della qualità e della quantità delle acque di prima pioggia sono delle soluzioni progettate per il controllo dei flussi di portata e per la rimozione e riduzione delle sostanze inquinanti. Inoltre, le BMPs possono essere ancora suddivise in due sottocategorie: BMPs non strutturate e strutturate. Le BMPs non strutturate non richiedono costruzioni estensive perché riescono a ridurre gli inquinanti agendo alla loro sorgente. Queste sono tecniche e sistemazioni che hanno lo scopo di istituire misure che includono anche attività educative per la popolazione, in modo da ridurre e prevenire il deposito di inquinanti sul territorio urbano. I sistemi di BMPs di tipo strutturato, invece, sono realizzati per il temporaneo

immagazzinamento e il trattamento delle acque di prima pioggia. Inoltre, sono in grado di funzionare senza l'intervento diretto dell'uomo durante i periodi di pioggia (Urbonas, 1999). Le due tipologie di BMPs sono spesso usate contemporaneamente perché consentono di ottenere una riduzione maggiore del carico inquinante. In ogni caso, possono esserci anche delle varianti per le singole BMPs in relazione alla loro funzione, alle condizioni locali, allo spazio disponibile e ai costi (Karlsson, 2009).

2.3.1.1 BMPs strutturate

Diverse tipologie di BMPs strutturate possono essere implementate sia alla sorgente e sia allo scarico delle acque di dilavamento, in modo da ridurre il volume e i carichi inquinanti che vengono sversati nei corpi idrici ricettori. In particolare, la rimozione degli inquinanti avviene mediante i processi di sedimentazione, filtrazione, infiltrazione, flottazione e adsorbimento. In base a tali processi, l'Environmental Protection Agency (EPA) fornisce la seguente classificazione delle BMPs (EPA, 1999).

- *Sistemi ad infiltrazione*

I sistemi ad infiltrazione sono progettati allo scopo di captare un determinato volume di acque di dilavamento per poi infiltrarlo nel terreno. I vantaggi che si ottengono dall'adozione di questa soluzione includono sia la regolazione della quantità che della qualità delle acque; mentre gli svantaggi sono legati ai possibili fenomeni di intasamento e contaminazione dei terreni e delle falde sotterranee. Fanno parte di questi sistemi: bacini ad infiltrazione (Figura 2.28), pavimentazioni drenanti (Figura 2.29) e trincee drenanti (Figura 2.30).



Figura 2.28: Bacino di infiltrazione presso Vernon, Canada (<http://savesilverstarpark.org>).



Figura 2.29: Pavimentazione drenante presso Xcel Energy Center a Saint Paul negli Stati Uniti (<http://www.extension.umn.edu>).



Figura 2.30: Trincea drenante presso Rhode Island, USA (<http://www.ristormwatersolutions.org>).

- *Sistemi di detenzione*

I sistemi di detenzione sono progettati allo scopo di captare un determinato volume di acque di dilavamento per poi rilasciarlo gradualmente al corpo idrico ricettore. Tali sistemi non sono realizzati per trattenere volumi di acque durante due eventi meteorici consecutivi; quindi vengono principalmente utilizzati per la regolazione dei volumi delle acque di dilavamento. Fanno parte di questa categoria: bacini di detenzione (Figura 2.31) e vasche sotterranee (Figura 2.32).

- *Sistemi di ritenzione*

I sistemi di ritenzione sono progettati allo scopo di captare un determinato volume di acque di dilavamento per poi rilasciarlo prima del successivo evento meteorico. Tali sistemi vengono, quindi, realizzati sia per la regolazione della quantità che della qualità delle acque. Fanno parte di questa categoria gli stagni (Figura 2.33) e le vasche sotterranee.



Figura 2.31: Bacino di detenzione presso Vodskov, Danimarca (Bentzen, 2008).



Figura 2.32: Vasca sotterranea presso Hamm, Germania (<http://www.f-e.de>).



Figura 2.33: Sistema di tre stagni presso Kirkcaldy in Scozia, Regno Unito (<http://sudsnet.abertay.ac.uk>).

- Aree umide

Le aree umide presentano caratteristiche simili ai sistemi di detenzione e ritenzione, ad eccezione del fatto che le superfici sono ricoperte di vegetazione. Fanno parte di questi sistemi i bacini e i canali umidi (Figura 2.34).

- Sistemi filtranti

I sistemi filtranti usano il terreno, materiale organico e membrane come strati per la rimozione degli inquinanti presenti nelle acque di dilavamento (Figura 2.35). Quindi vengono realizzati soltanto per la regolazione della qualità delle acque.



Figura 2.34: Sistema di bacini e canali umidi presso Hong Kong (<http://www.wetlandpark.com>).



Figura 2.35: Sistema filtrante a sabbia (<http://enviroline.homestead.com>).

- Sistemi vegetati

I sistemi vegetati sono progettati allo scopo di trattare, far defluire e/o infiltrare le acque di dilavamento con l'ausilio di piante e vegetazione in generale. Fanno parte

di questi sistemi i biofiltri (Figura 2.36), le fasce filtro (Figura 2.37) e i tetti verdi (Figura 2.38).



Figura 2.36: Biofiltri presso Sydney, Australia (<http://www.monash.edu.au>).



Figura 2.37: Fascia filtro in Virginia, Stati Uniti (<http://vwrrc.vt.edu>).

2.3.1.2 BMPs non strutturate

Le BMPs non strutturate permettono di ridurre le fonti di inquinanti per le acque di dilavamento, in modo da rendere in alcuni casi anche non necessarie le BMPs strutturate (Karlsson, 2009).

La pulizia delle strade (Figura 2.39), in particolare, rappresenta una soluzione efficace per la rimozione di particelle e altri materiali dalle strade, come dimostrato largamente in numerosi studi (Ellis e Revitt, 1982; Viklander, 1998; German, 2001; Tobin e Brinkmann, 2002).



Figura 2.38: Tetti verdi presso Vienna, Austria (<http://greenapple.ca>).



Figura 2.39: Pulizia delle strade nella città di San Mateo in California, Stati Uniti (<http://www.co.sanmateo.ca.us>).

Altre tipologie di BMPs sono riportate in Tabella 2.8 e, nello specifico, sono volte alla definizione di programmi educativi per la popolazione.

2.3.2 Casi studio

Bedan e Clausen (2009) hanno messo a confronto le risposte di due aree A1 e A2, rispettivamente con e senza BMPs (fasce filtro, biofiltri e pavimentazioni permeabili), appartenenti ad uno stesso bacino della città di Waterford, Connecticut (USA). Mentre i volumi e i picchi di portate relativi alle acque di scorrimento superficiale aumentavano drasticamente all'aumentare dell'area urbanizzata (area A2), è stata notata una sostanziale

diminuzione delle grandezze idrologiche investigate nell'area A1. Inoltre, la quantità di metalli generata dall'area A1 risultava essere nettamente inferiore a quella dell'area A2, ma le concentrazioni di fosforo e azoto erano più basse nell'area A2 rispetto all'area A1. Ciò potrebbe essere dovuto ai fertilizzanti utilizzati per le fasce filtro e i biofiltri nell'area caratterizzata dalla presenza delle soluzioni strutturali, e per tale motivo è stata evidenziata la necessità di adottare ulteriori misure per la riduzione dei nutrienti.

Tabella 2.8: Alcune tipologie di BMPs non strutturate (Lloyd et al., 2002).

<i>BMPs non strutturate</i>	<i>Commenti</i>
Sviluppo di politica ambientale ed economica	Incoraggiare la politica di sviluppo ecologicamente diffusa; adozione di pratiche di sviluppo sostenibile.
Considerazioni ambientali sui siti	Una non corretta gestione di costruzione può peggiorare fortemente la qualità dello scorrimento superficiale. Piani di gestione dei siti: strategia utile per ridurre al minimo la produzione di inquinanti.
Programmi educativi: Governo locale, Industrie ed Economia	Programmi di educazione tra cui la formazione del personale per fornire gli strumenti necessari per consentire di pianificare le future attività.
Programmi comunitari	I programmi comunitari in materia di istruzione per affrontare problematiche di gestione nel promuovere il cambiamento sociale. Cambiamenti nei comportamenti individuali.
Esecuzione dei programmi	Informazione e pressione sul governo locale, l'industria e le imprese ad essere responsabili per il loro impatto ambientale. Le sanzioni pecuniarie sono potenzialmente un deterrente efficace per ridurre le attività che comportano l'inquinamento.

Dagli studi effettuati da Deletic e Fletcher (2006), invece, si può osservare come adottando una fascia filtro si possa ottenere una sostanziale diminuzione della concentrazione dei TSS (Figura 2.40). In particolare, è stato osservato che le particelle più grossolane venivano catturate nella prima parte della fascia filtro, mentre solo una piccola percentuale di particelle al di sotto di 5.8 μm venivano trattenute dalla BMP. Questo indica che la conoscenza della curva di distribuzione granulometrica delle particelle trasportate dalle acque di meteoriche di dilavamento all'ingresso dell'unità di trattamento risulta essere di particolare importanza ai fini della stima dell'efficienza della BMP utilizzata. I risultati fanno riferimento a prove eseguite sul campo nella città di Aberdeen in Scozia (Figura 2.41).

In Figura 2.42 vengono riportati i risultati ottenuti da Pettersson (1998) sull'efficienza di rimozione degli inquinanti di un bacino di detenzione a Göteborg (Svezia). Nello specifico, grazie al processo di sedimentazione che si instaura all'interno del bacino, si raggiungono efficienze di rimozione pari al 58, 36 e 47% rispettivamente per TSS, Zn e Pb.

Dalle simulazioni effettuate da Villareal et al. (2004) si evince, invece, l'importanza di adottare delle BMPs per evitare fenomeni di allagamenti. Infatti nello studio emerge il fatto che l'implementazione di soluzioni strutturali, come tetti verdi, stagni e canali a cielo aperto, permette non solo una gestione ottimale delle acque di scorrimento superficiale, ma anche un potenziamento dell'efficienza dei sistemi di drenaggio di tipo misto (dovendo essi far fronte soltanto alle acque reflue domestiche).

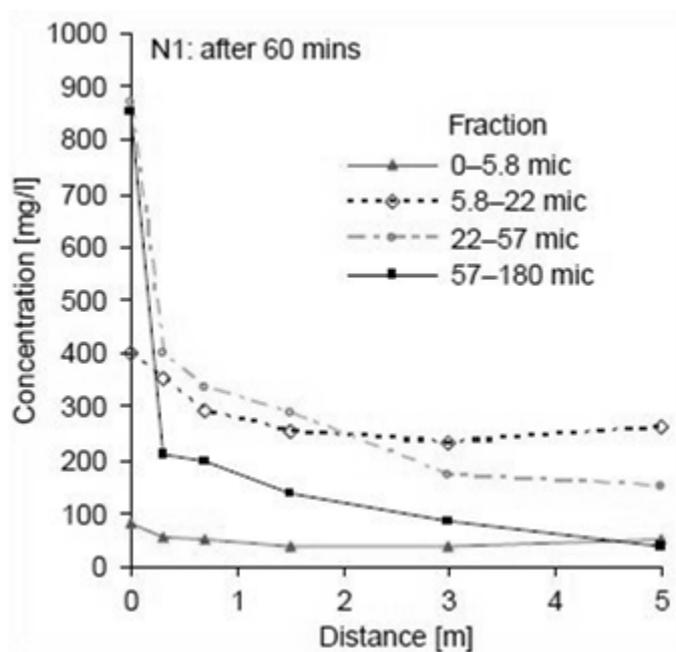


Figura 2.40: Concentrazioni di TSS lungo la fascia filtro dopo 60 minuti dall'inizio della prova (Deletic e Fletcher, 2006).



Figura 2.41: Sito sperimentale ad Aberdeen, Scozia (Deletic e Fletcher, 2006).

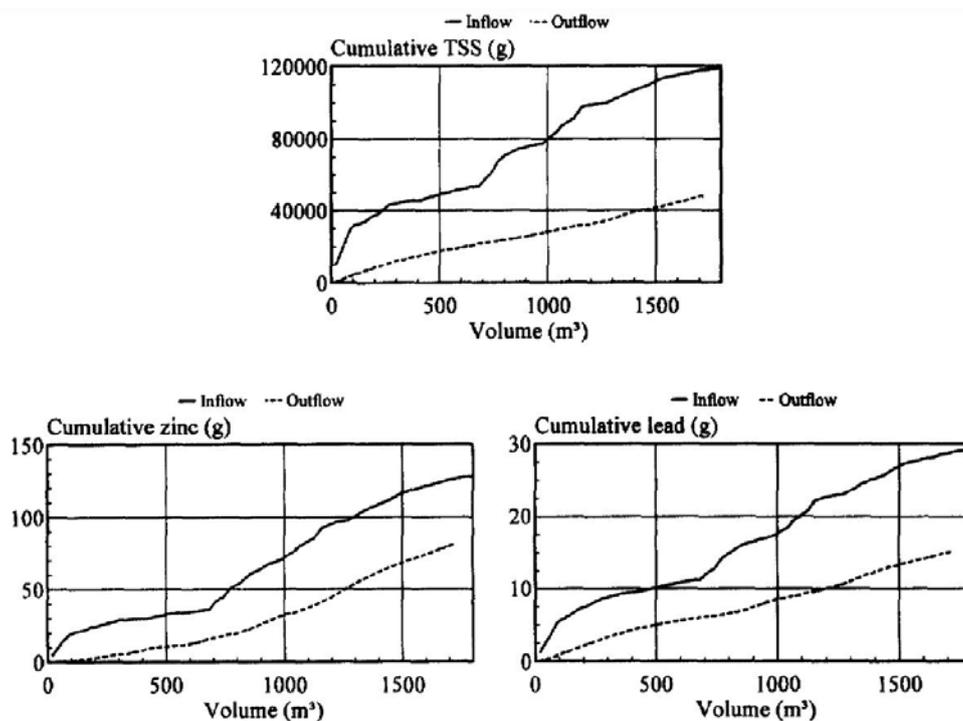


Figura 2.42: Curve cumulative di TSS, Zn e Pb in funzione del volume di pioggia, stimate all'ingresso e all'uscita del bacino di detenzione (Pettersson, 1998).

In Figura 2.43 si riportano invece gli idrogrammi ottenuti simulando la realizzazione di un network di elementi blu-verdi nel bacino sperimentale del Canale Liguori (Cosenza). In particolare, al fine di valutare la fattibilità dell'implementazione dei BGCs, le coperture degli edifici situati in una zona altamente urbanizzata del bacino sono state sostituite con tetti verdi; mentre un piazzale, attualmente adibito a parcheggio, è stato trasformato in un parco ricreativo. Tali elementi "verdi" sono stati collegati ai componenti "blu" del sistema (il canale Liguori e due vasche sotterranee) attraverso delle pavimentazioni permeabili (Figura 2.44). Le simulazioni riguardano nove eventi storici di precipitazione caratterizzati da diversa intensità e durata e quattro diversi e possibili scenari:

- Scenario 0: stato attuale (senza alcun intervento);
- Scenario 1: introduzione di nuove superfici permeabili (pavimentazioni drenanti e tetti verdi);
- Scenario 2: introduzione di due vasche sotterranee poste lungo la direttrice di drenaggio principale del bacino;
- Scenario 3: combinazione di superfici permeabili (scenario 1) e vasche sotterranee (scenario 2).

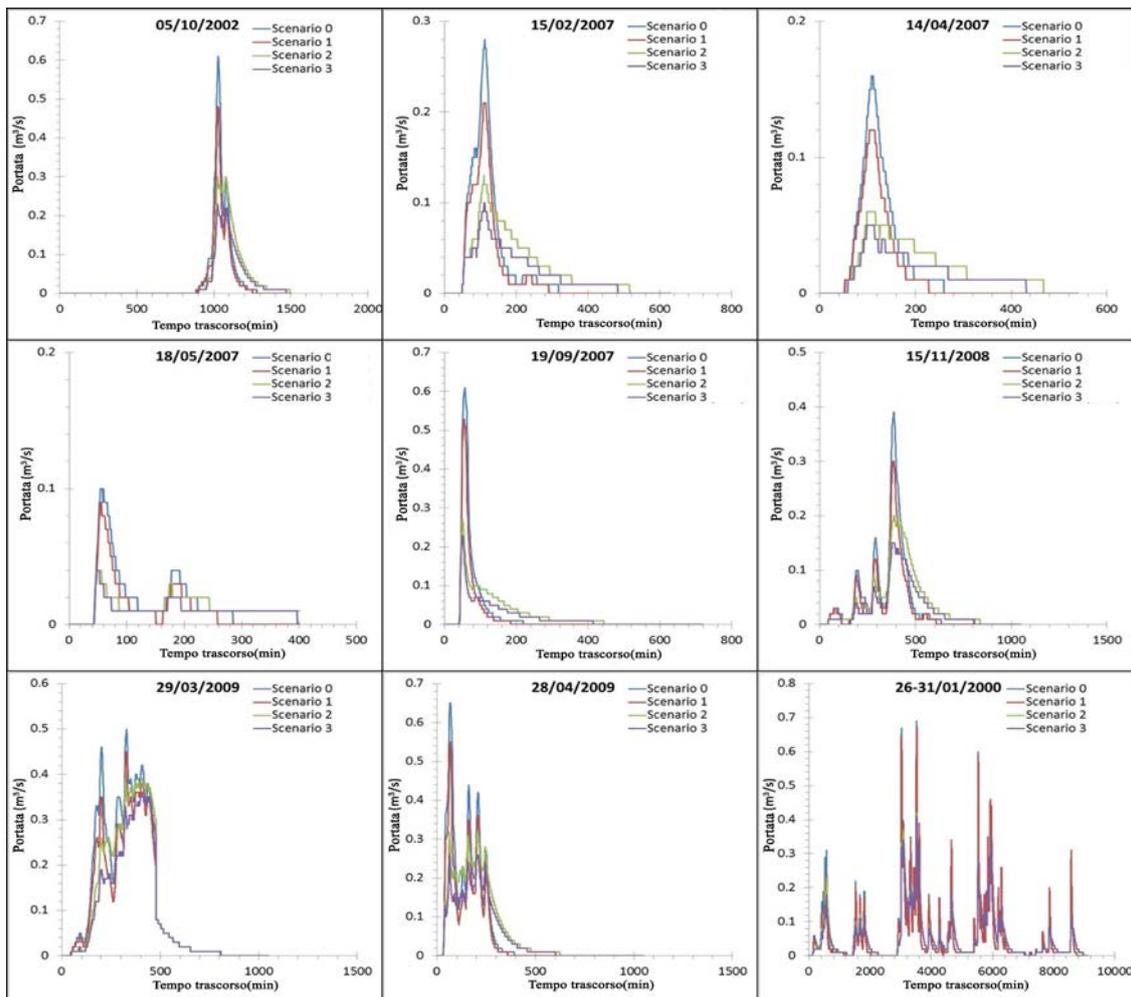


Figura 2.43: Idrogrammi ottenuti per ogni evento meteorico e scenario analizzato per l'area di studio del bacino del Canale Liguori (Allegato 2).

I risultati ottenuti dimostrano come l'adozione dei BGCs rappresenti una soluzione sostenibile nella pianificazione urbana. Infatti, l'attuazione del piano proposto per l'area di interesse mostra come si possa ottenere una sostanziale riduzione dei picchi e dei volumi delle acque di scorrimento superficiale (Tabella 2.9).

Infine, viene confermato che, mentre i tetti verdi e le pavimentazioni permeabili rappresentano soluzioni efficaci nel ridurre i volumi di deflusso, non sono altrettanto utili nella riduzione dei picchi (Mentens et al., 2006). Ne consegue che il solo aumento di superficie permeabile non consentirà mai di risolvere pienamente il problema della gestione delle acque di scorrimento superficiale in ambito urbano e, quindi, dovrà essere sempre accompagnato da altre misure di controllo, come le vasche sotterranee da integrare nel verde urbano. Si evidenzia, quindi, come solo un approccio integrato di opere, coordinato in una scelta pianificatoria attenta, possa dare risposte di gestione efficienti dei volumi di deflusso conseguenti a eventi di pioggia intensi.



Figura 2.44: Area di studio situate nel bacino del Canale Liguori, Cosenza (Allegato 2).

Tabella 2.9: Valori del volume e dei picchi di runoff per ogni evento meteorico e scenario analizzato (Allegato 2).

Data	Volume di Deflusso (m ³)				Portata di Picco (m ³ /s)			
	Scenario	Scenario	Scenario	Scenario	Scenario	Scenario	Scenario	Scenario
	0	1	2	3	0	1	2	3
05/10/02	2918	2209	2918	2179	0.61	0.48	0.30	0.23
15/02/07	1100	828	1100	802	0.28	0.21	0.13	0.10
14/04/07	620	466	620	434	0.16	0.12	0.06	0.05
18/05/07	380	284	380	256	0.10	0.09	0.04	0.04
19/09/07	1103	828	1103	794	0.61	0.53	0.27	0.23
15/11/08	2426	1834	2426	1792	0.39	0.30	0.20	0.15
29/03/09	7304	6256	7304	5423	0.50	0.45	0.39	0.36
28/04/09	4099	3202	4099	3166	0.65	0.55	0.32	0.26
26-31/01/00	29445	27841	29445	27696	0.69	0.67	0.42	0.41

2.4 Quadro Normativo di riferimento

Le Normative dei Paesi europei ed extraeuropei in materia di gestione delle acque meteoriche di dilavamento possono essere suddivise in base al criterio adottato per lo scarico delle acque:

- a) limitazione della quantità scaricata;
- b) limitazione imposta sia da valori di quantità che dal carico inquinante;
- c) limitazione basata sulla qualità dell'acqua scaricata.

Tutti i Paesi europei adottano il criterio a), con l'eccezione della Germania che usa il modello c) e dell'Inghilterra e della Scozia che seguono invece il modello b). Quest'ultimo

viene utilizzato anche negli Stati Uniti. Il Giappone adotta il modello c) nelle regioni dei laghi dove le acque subiscono anche un processo di potabilizzazione; mentre nelle zone estremamente urbanizzate (ad esempio nella città di Tokyo e Osaka) viene regolata anche la quantità delle acque scaricate, vista l'esigenza di limitare i danni provocati dalle inondazioni in area urbana. In alcuni Paesi del Medio Oriente, invece, lo scarico delle acque di dilavamento nella rete fognaria è proibito.

2.4.1 La Normativa negli Stati Uniti

Negli Stati Uniti la prima legge federale emanata allo scopo di regolare lo scarico degli inquinanti nei corpi idrici ricettori (laghi, fiumi, torrenti e zone costiere) è la Clean Water Act (CWA) del 1972. Originariamente la CWA si riferiva soltanto alle acque di scarico provenienti da processi industriali, ma nel 1987 con la Water Quality Act (WQA), a seguito dello studio denominato Nationwide Urban Runoff Program (NURP), grazie al quale è stata documentata la contaminazione degli scarichi delle acque di pioggia provenienti da aree residenziali, commerciali ed industriali, sono state incluse anche le acque meteoriche di dilavamento.

L'obiettivo principale della CWA è quello di certificare che gli scarichi siano in linea con le politiche nazionali di contrasto all'inquinamento delle acque. In particolare, nella sezione 402 della CWA viene introdotto il cosiddetto National Pollutant Discharge Elimination System (NPDES), cioè un sistema di permessi gestito dall'Environmental Protection Agency (EPA) per controllare lo scarico puntuale di inquinanti. Per tale motivo si chiede ad ogni organo di giurisdizione (governi statali, tribali e locali) di dimostrare mediante report biennali (meglio noti come report 303(d), 305(b) e 314) quale sia lo stato di qualità dei corpi idrici ricettori della loro area. Tali report dovranno poi essere approvati dall'EPA. Nello specifico, nel report 303(d) si definisce il parametro TMLD (Total Maximum Daily Load, ovvero carico totale ammissibile giornalmente) che indica la quantità di un determinato inquinante che un corpo idrico può assorbire su base giornaliera, senza compromettere lo stato di qualità. Gli organi di giurisdizione hanno l'obbligo di implementare tale parametro per ogni corpo idrico identificando i limiti allo scarico. I report 305(b) e 314, invece, sono rispettivamente delle relazioni generali sullo stato di fiumi e laghi.

2.4.2 La Normativa in Giappone

In Giappone, data la scarsità idrica nei centri urbani, la normativa relativa alle acque meteoriche prevede il riutilizzo delle acque piovane e delle acque di scarico attraverso

impianti di recupero. La progettazione e la definizione degli interventi per il recupero delle acque meteoriche devono essere supportati da uno studio di fattibilità che consideri:

- leggi e decreti previsti dall'amministrazione competente;
- volumi di acque interessate al riutilizzo;
- fattori igienico sanitari ed economici;
- progettazione degli interventi strutturali;
- riduzione dei carichi inquinanti presenti nelle acque e quindi dell'impatto ambientale.

Gli interventi per il riutilizzo devono, quindi, necessariamente considerare la qualità e i volumi delle acque meteoriche coinvolte attraverso stime analitiche e oggettivamente dimostrabili. Le acque meteoriche vengono prelevate prevalentemente dai tetti delle abitazioni ed eventualmente trattate in caso di importante inquinamento. La qualità delle acque è definita attraverso parametri quali COD, BOD, TSS e vengono prevalentemente utilizzate per lo scarico del WC, per l'innaffiamento delle piante, nelle fontane pubbliche, per la pulizia dei pavimenti o ancora per spegnere gli incendi.

Per la raccolta dell'acqua piovana sono previsti sistemi di protezione dall'intasamento dovuto alla presenza di foglie e detriti vari che possono ostruire le tubazioni, oltre che la previsione del quantitativo di acqua attraverso calcoli statistici sulla base delle precipitazioni annue e del coefficiente di deflusso superficiale, per un adeguato dimensionamento. Per rendere soddisfacente la qualità delle acque meteoriche destinate al riutilizzo vengono adottati sistemi che prevedono la grigliatura, manufatti per la regolarizzazione e lo stoccaggio, la sedimentazione e il trattamento delle acque (<http://www.acquadiprimapioggia.it>).

2.4.3 La Normativa in Europa

Allo scopo di uniformare e disciplinare la Normativa dei vari Stati europei in ambito di acque reflue urbane, la Comunità Europea ha emanato la Direttiva CEE 91/271 del 21 maggio 1991, riguardante il trattamento delle acque reflue urbane (modificata dalla Direttiva 98/15/CE della Commissione del 27 febbraio 1998).

Tale Direttiva riguarda la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque reflue urbane, nonché il trattamento e lo scarico delle acque reflue originate dai settori industriali. In particolare, si dispone che le acque reflue industriali che confluiscono in reti fognarie e le acque reflue urbane e i fanghi provenienti dagli impianti di trattamento siano soggette a

regolamentazione e/o ad autorizzazioni specifiche da parte delle autorità competenti e siano monitorate conformemente alle specifiche disposizioni della Direttiva.

Nello specifico, la Direttiva definisce le acque reflue urbane come “acque reflue domestiche oppure il miscuglio di acque reflue domestiche, acque reflue industriali e/o acque meteoriche di dilavamento” e indica modalità e termini per il trattamento delle stesse, prescrivendo in sostanza il trattamento secondario. Si fa chiara, con questa legge, la volontà di separare le acque miste da quelle esclusivamente pluviali.

Nell'allegato I, “Requisiti relativi alle acque reflue urbane”, tra le prescrizioni relative al trattamento delle acque reflue viene indicata la necessità di tenere conto in particolare:

- del volume e delle caratteristiche delle acque reflue urbane;
- della prevenzione di eventuali fuoriuscite;
- dalla limitazione dell'inquinamento delle acque recipienti, dovuto a tracimazioni causate da piogge violente.

Inoltre, si precisa che poiché non è possibile costruire reti fognarie e impianti di trattamento in modo che tutte le acque reflue possano essere trattate in situazioni come quelle determinate da piogge singolarmente abbondanti, gli Stati membri devono decidere le misure per contenere l'inquinamento da tracimazioni dovute a piogge violente. Questi provvedimenti possono essere basati sui tassi di diluizione o sulla capacità rispetto alla portata di tempo asciutto oppure possono specificare un numero accettabile di tracimazioni all'anno. Quindi, si rende ancora più evidente la volontà di assoggettare le acque miste al trattamento previsto per le acque reflue urbane, con l'ammissibilità di sversamenti occasionali e controllati (Calomino et al., 2003).

Inoltre, si stabilisce uno scadenziario che gli Stati membri devono rispettare per attrezzare gli agglomerati urbani, che corrispondono ai criteri stabiliti, con reti fognarie e sistemi di trattamento delle acque reflue. È compito, quindi, degli Stati membri elaborare, in base alle disposizioni dell'Allegato II, gli elenchi delle zone sensibili e meno sensibili che ricevono le acque trattate, poiché il trattamento delle acque urbane varia in funzione della sensibilità dei corpi idrici ricettori.

Gli Stati membri diventano, così, responsabili del controllo degli scarichi provenienti da impianti di trattamento e dei corpi idrici ricettori.

2.4.3.1 La Normativa in Francia

In Francia si fa riferimento alla legge del 3 gennaio 1992, meglio conosciuta come Loi sur l'eau. La legge stabilisce il principio che “l'acqua è parte del patrimonio comune della

nazione”. I suoi obiettivi principali sono: la conservazione degli ecosistemi acquatici; la tutela della qualità delle acque; la gestione delle risorse idriche; l’uso dell’acqua come risorsa economica.

La legge sulle acque prevede l’istituzione in ogni bacino o gruppo di bacini di un piano di gestione delle risorse idriche (Schéma Directeur d’Aménagement et de Gestion des Eaux, SDAGE), in modo da definire le linee guida base. È da precisare che tuttavia non viene stabilito nessun obbligo generale di raccogliere o di trattare le acque pluviali. Infatti, l’articolo 641 del Codice Civile prevede che “ogni proprietario abbia il diritto di usare e di disporre delle acque pluviali che cadono sul suo fondo”. Per tale ragione anche il Comune può decidere di lasciar defluire naturalmente le acque meteoriche che precipitano sui suoi terreni, oppure di raccoglierele per riutilizzarle. Quando però il ruscellamento delle acque pluviali sulle coperture, sulle aree di stoccaggio, sulle vie di circolazione, sulle aree di parcheggio o sulle altre superfici impermeabili presenta un elevato rischio di trasmissione dell’inquinamento o quando l’ambiente naturale risulta particolarmente sensibile, con l’articolo 9 dell’ordinanza del 2 febbraio 1998, è previsto che venga pianificata una rete di collettamento da raccordare ad una o più vasche in grado di raccogliere le acque di prima pioggia. Le acque così raccolte non possono essere scaricate nei corpi idrici ricettori se non in seguito ad un controllo della loro qualità, ed eventualmente dopo essere state sottoposte ad un appropriato trattamento di depurazione.

2.4.3.2 La Normativa in Inghilterra e Scozia

L’approccio utilizzato in Inghilterra e Scozia tiene conto sia della qualità che della quantità di quanto viene scaricato nei corpi idrici ricettori, ma anche del valore estetico delle aree interessate dai corpi idrici stessi o dalle strutture per il drenaggio. In particolare, con il progetto CIRIA PR664 Model Agreements for Sustainable Water Management Systems è stata proprio focalizzata l’attenzione sull’applicazione di una gestione sostenibile delle acque di pioggia comprendente anche il riutilizzo delle stesse.

Per i nuovi insediamenti viene valutata l’incidenza che essi hanno sul corpo idrico ricettore e, quindi, grazie ad un’analisi sulle precipitazioni e utilizzando dei modelli matematici si stima l’aliquota delle acque meteoriche che per legge deve essere sottoposta al trattamento.

La relazione che viene generalmente utilizzata per tali scopi è la seguente:

$$V_t = 10Ph_{5-60} \left(\frac{f_p}{2} + 1 \cdot \left(1 - \frac{f_p}{2} \right) \right) \quad (2.11)$$

dove V_t rappresenta il volume di trattamento per unità di superficie del bacino (m^3/ha), h_{5-60} è l'altezza di precipitazione avente durata 60 minuti e tempo di ritorno 5 anni (mm), f_p è un indice della capacità di infiltrazione potenziale invernale del suolo, definita per le superfici permeabili secondo la classificazione del WARP (Water Resources Action Programme), I l'impermeabilità media del bacino e P è la frazione di precipitazione da trattenere (generalmente variabile tra 0.75 e 0.90).

2.4.3.3 La Normativa in Germania

In Germania la Normativa generale sulle acque è dettata a livello nazionale e comprende le seguenti leggi:

- Wasserhaushaltsgesetz (WHG): legge sul bilancio delle acque;
- Abwasserabgabengesetz (AbwAG): legge sullo scarico delle acque nere;
- Wasserverbandsgesetz (WVG): legge sui gestori delle acque;
- Abwasserverordnung (AbwV): ordinamento sulle acque reflue;
- Grundwasserverordnung (GwV): ordinamento sulle acque sotterranee.

Le Normative tecniche invece sono emanate dalla Abwassertechnischen Vereinigung (ATV), attraverso standard (Arbeitsblatt) e fogli di consultazione (Merkblatt), allo scopo di fornire regole tecniche uniformi e un contributo significativo alla protezione effettiva ed economica dell'ambiente. In particolare la ATV-DVWK-A 105 (Scelta dei sistemi di drenaggio) riguarda l'assorbimento locale delle acque di pioggia. Tali sistemi minimizzano gli svantaggi della canalizzazione e si riavvicinano al naturale ciclo dell'acqua. Nella ATV-DVWK-M 153 (Raccomandazioni per il trattamento delle acque di pioggia) viene analizzato il bilancio idrologico e vengono fornite misure per uno smaltimento ecologico delle acque. I concetti della ATV-DVWK-A 128 (Normativa di indirizzo per il calcolo e la progettazione delle opere di sgravo delle fognature miste) sono stati, invece, ripresi dalla ATV-DVWK-M 177 (Calcolo e progetto degli scolmatori nelle reti fognarie miste – Spiegazioni ed esempi) del giugno 2001. Il principio ispiratore è la minimizzazione degli afflussi di acque di pioggia nella fognatura, da considerarsi per la costruzione di opere di sfioro nelle fognature miste.

La Norma determina, attraverso un percorso guidato e l'utilizzo di diagrammi, quale sia la percentuale delle acque che possono essere scaricate su base annuale. Successivamente per definire i volumi delle vasche presenti normalmente in corrispondenza degli sfioratori si utilizza o un metodo semplificato o modelli più complessi.

Se risultasse necessario un volume superiore ai 40 m³/ha secondo la Norma occorre attuare le misure per ridurre alla fonte le acque meteoriche mediante infiltrazione, scarico diretto di acque poco inquinate nei corpi idrici, limitazione delle acque di scorrimento superficiale lungo le aree impermeabili, riutilizzo delle acque piovane.

2.4.3.4 La Normativa in Italia

L'Italia ha recepito la Direttiva CEE 91/271 attraverso il Decreto Legislativo n.152/99, la quale detta disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento.

Il decreto aveva le finalità di:

- prevenire e ridurre l'inquinamento e attuare il risanamento dei corpi idrici inquinati;
- conseguire il miglioramento dello stato delle acque e adeguate protezioni di quelle destinate a particolari usi;
- perseguire usi sostenibili e durevoli delle risorse idriche, con priorità per quelle potabili;
- mantenere la capacità di autodepurazione dei corpi idrici, nonché la capacità di tutelare comunità animali e vegetali ampie ben diversificate.

L'impostazione che caratterizzava la precedente legge 319/76 (legge Merli), basata sostanzialmente solo sulla definizione dei limiti allo scarico, fu quindi cambiata spostando l'attenzione dal controllo del singolo scarico all'insieme degli eventi che determinano l'inquinamento del corpo idrico.

Il Decreto n.152, infatti, è caratterizzato da un approccio combinato costituito da un doppio sistema di obiettivi di qualità:

- un obiettivo riguardante particolari funzioni o destinazioni d'uso a cui sono destinati specifici corpi idrici;
- un obiettivo di qualità ambientale relativo a tutti i corpi idrici significativi.

Il Decreto stabiliva che le Regioni dovevano identificare, per ciascun corpo idrico significativo, la classe di qualità corrispondente. In relazione a tale classificazione, con la predisposizione dei Piani di Tutela, le Regioni dovevano stabilire e adottare le misure necessarie al raggiungimento o al mantenimento degli obiettivi di qualità ambientale, tenendo conto del carico massimo ammissibile. Quest'ultimo, legato alla capacità di autodepurazione del corpo idrico, ossia alla capacità di sostenere i carichi applicati, siano essi derivanti da fonti puntuali o diffuse, veniva fissato sulla base delle indicazioni delle Autorità di Bacino.

In particolare, era previsto entro il 2016 il mantenimento o il raggiungimento per i corpi idrici significativi superficiali dell'obiettivo di qualità "buono" e il mantenimento, ove esistente, dello stato "elevato". Per tutti gli altri corpi idrici veniva disposto il conseguimento dello stato "sufficiente" entro il 2008.

Solitamente, per determinati parametri ritenuti rappresentativi della qualità delle acque (BOD₅, COD, azoto ammoniacale, ecc.) il valore del carico massimo ammissibile veniva stabilito avvalendosi di stime effettuate su concentrazioni medie di serie storiche misurate in sezioni strategiche del corpo idrico. Quindi, favorendo l'approccio combinato tra obiettivi di qualità e valori limite di emissione, il decreto prevedeva pertanto che, in presenza di corpi idrici caratterizzati da minore capacità di autodepurazione, dovevano essere fissati limiti più restrittivi rispetto a quelli stabiliti su scala nazionale (Metcalf e Eddy, 2006).

Il decreto 152/99 riprendeva alla lettera l'articolato della direttiva 271/91 nella definizione di acque reflue urbane. Infatti, venivano definite come tali le acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue civili, di acque reflue industriali ovvero meteoriche di dilavamento. Ciò, da una parte, sembrerebbe non considerare come acque reflue urbane le acque delle fognature pluviali separate, mentre dall'altra impone il trattamento secondario delle acque miste (art.31), il che sembrerebbe escludere il ricorso a scaricatori di piena. La disciplina degli scarichi era comunque tale che essi dovevano essere conformi all'Allegato 5, tab.1, per lo scarico in acque superficiali, e cioè:

- BOD₅ = 25 mg/l;
- COD = 125 mg/l;
- TSS = 35 mg/l.

L'estensione della legge è stata poi precisata dal Decreto Legislativo n. 258/2000, che innanzitutto ha variato la definizione di acque reflue urbane. Infatti, vengono definite acque reflue urbane le acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue domestiche, acque reflue industriali ovvero meteoriche di dilavamento convogliate in reti fognarie, anche separate, e provenienti da agglomerato. Tale definizione includeva senz'altro anche le acque meteoriche, purché raccolte in una rete fognaria, anche separata, e proveniente da un centro abitato. Come tali, quindi, dovevano essere soggette a trattamento secondario, come stabiliva l'art.31.

Un'altra variazione introdotta rispetto al Decreto n.152/99 è la definizione di fognatura separata. Infatti, si definiva fognatura separata la rete fognaria costituita da due condotte, una che canalizza le sole acque meteoriche di dilavamento e che può essere dotata di

dispositivi per la raccolta e la separazione delle acque di prima pioggia, l'altra che canalizza le altre acque reflue unitamente alle eventuali acque di prima pioggia.

Per quanto riguarda le competenze, alle Regioni veniva demandata la specifica disciplina degli scarichi di reti fognarie provenienti da agglomerati a forte fluttuazione stagionale degli abitanti.

Tuttavia, all'art. 39, il decreto specificava che le Regioni dovevano disciplinare il trattamento delle acque di dilavamento provenienti da reti fognarie separate, le cui immissioni potevano essere sottoposte a particolari prescrizioni e soggette ad autorizzazione. Lo stesso articolo delegava alle Regioni il trattamento delle acque di prima pioggia.

Una volta recepite le indicazioni delle autorità di Bacino e sentite le Province, le Regioni dovevano redigere e approvare, secondo il D. Lgs. n. 258/00, entro il 31 Dicembre 2004, il Piano di Tutela delle Acque, strumento amministrativo unitario di pianificazione del risanamento e della prevenzione, nel quale vengono individuati gli obiettivi ambientali e di destinazione dei corpi idrici, gli interventi e le altre misure di prevenzione dall'inquinamento.

Il Piano di Tutela rappresenta un piano stralcio di settore del Piano di Bacino, i cui vincoli obbligano immediatamente amministrazioni ed enti pubblici (statali e regionali), i quali sono tenuti ad osservarli e ad operare di conseguenza.

Con riferimento alla disciplina degli scarichi, in particolare, le Regioni potevano prevedere deroghe rispetto ai valori limite fissati dal decreto.

Il Decreto n.152/99 è stato successivamente inserito all'interno del D. Lgs. n.152 del 3 aprile 2006 recante "Norme in Materia Ambientale", che per quanto riguarda la tutela delle acque non apporta sostanziali differenze rispetto al precedente decreto.

Dal punto di vista pratico, le Regioni hanno in generale ritardato il recepimento del Decreto Legislativo 152/06 ad eccezione della Lombardia, la cui Normativa risale addirittura al 1985. Pertanto la Legge Regionale n.62 del 27/05/1985 e la successiva Deliberazione del Consiglio Regionale Lombardia n.IV/1946 del 21/03/2003 hanno costituito un importante riferimento normativo a livello regionale.

2.4.3.4.1 La Normativa della Regione Lombardia

La direttiva comunitaria venne recepita inizialmente dalla regione Lombardia con un documento del 1991, concernente la "Revisione e integrazione dei criteri di pianificazione delle fognature".

Già nel 1985 la regione aveva promulgato una Legge, la n. 62, sulla disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature. Proprio in questa legge venivano definite per la prima volta le acque di prima pioggia. Infatti, venivano considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate si stabiliva che tale valore si verificasse in 15 minuti.

Nel documento del '91, invece, si proponeva di ridurre drasticamente le portate meteoriche drenate nelle reti sia separate che miste, prevedendo una raccolta separata delle acque di pioggia non suscettibili di essere contaminate e il loro smaltimento sul suolo. Solo in via subordinata potevano essere scaricate nei corsi d'acqua superficiali.

Per quanto riguarda i sistemi di fognatura unitari, la portata nera diluita da addurre direttamente alla depurazione senza preventiva raccolta in vasche di accumulo veniva posta pari al massimo tra i due valori:

- apporto di 750 l/d per abitante equivalente, uniformemente distribuito nelle 24 ore;
- rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera degli apporti civili e come media su 12 ore degli scarichi industriali.

La portata con diluizione superiore doveva essere addotta a vasche di accumulo e, alla fine dell'evento meteorico, reimpressa in fognatura. Quindi, il volume di queste vasche veniva fissato tra i 25 e i 100 m³/ha a seconda dell'area drenata e dalle caratteristiche del ricettore.

La portata eccedente il volume delle vasche di accumulo doveva essere sottoposta ad un trattamento di decantazione (40 minuti) o di staccatura e, in alcuni casi, di disoleatura.

Non si prevedeva, per il conseguente eccessivo onere finanziario, la sostituzione dei sistemi unitari esistenti con sistemi separati.

Anche per le fognature pluviali veniva prevista l'adozione di scaricatori di piena, nel senso di scaricatori di acque di prima pioggia, e di vasche di accumulo in corrispondenza degli stessi. Nello specifico, si stabiliva che durante l'evento meteorico gli scaricatori dovevano immettere nella rete nera una portata non superiore ad 1 l/s per ettaro di superficie drenante, mentre per le vasche di accumulo venivano fissati gli stessi volumi delle fognature miste. Alla fine dell'evento meteorico, le portate pluviali dovevano essere reimmesse nella fognatura nera. In ogni caso, il sistema di alimentazione delle vasche doveva essere realizzato in modo tale da escludere le stesse a riempimento avvenuto.

Il tutto con un ragionevole limite alle portate meteoriche da trattare, che si poneva uguale a quello previsto per il dimensionamento dei collettori, e cioè un tempo di ritorno di 10 anni (Calomino et al., 2003).

Bibliografia

- AA.VV. (1997). Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione. Hoepli, Milano.
- Alley W.M. e Veenhuis J.E. (1983). Effective impervious area in urban runoff modeling. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(2):313–319.
- APAT IRSA/CNR (2003). Metodologie Analitiche per il controllo della qualità delle acque, Manual 29/2003, ISBN 88-448-0083-7.
- APHA (1998). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. American Public Health Association, New York.
- Arnold C.L. e Gibbons J. (1996). Impervious Surface Coverage: The Emergence of a Key Environmental Indicator. *Journal of the American Planning Association*, 62(2):243-258.
- Ball J.E., Jenks R. e Aubourg D. (1998). An assessment of availability of pollutant constituents on road surfaces. *Science of the Total Environment*, 209(2-3):243-254.
- Ballo S., Liu M., Hou L. e Chang J. (2009). Pollutants in stormwater runoff in Shanghai (China): Implications for management of urban runoff pollution. *Progress in Natural Science*, 19(7):873-880.
- Bedan E.S. e Clausen J. (2009). Stormwater runoff quality and quantity from traditional and low impact development watersheds. *Journal of the American Water Resources Association*, 45(4):998-1008.
- Beenen A.S. e Boogaard F.C. (2007). Lessons from 10 years storm water infiltration in the Dutch Delta. In: Proceedings of the 6th international conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Novatech 2007, 25–28 June 2007 Lyon. 1139–1146.
- Bentzen T.R. (2008). Accumulation of pollutants in highway detention ponds. Ph.D. dissertation, Aalborg University: Department of Civil Engineering Water and Soil. Aalborg, Denmark.
- Blecken G.T. (2010). Biofiltration Technologies for Stormwater Quality Treatment. Ph.D. dissertation, Luleå University of Technology: Department of Civil, Mining and Environmental Engineering. Luleå, Sweden.
- Buccola N. e Spolek G. (2011). A Pilot-Scale Evaluation of Greenroof Runoff Retention, Detention, and Quality. *Water, Air & Soil Pollution*, 216(1-4):83-92.
- Butler D. e Davies J.W. (2004). Urban Drainage. Spon Press, London, United Kingdom.
- Calomino F., Piro P., Frega F. e Palma G. (2003). Sversamento di acque miste in un corso d'acque ricettore. Il caso del Canale Liguori a Cosenza. In: 24° Corso di aggiornamento in Tecniche per la difesa dall'inquinamento, Guardia Piemontese, Giugno 2003.
- Carter T. e Jackson C.R. (2007). Vegetated roofs for stormwater management at multiple spatial scales. *Landscape and Urban Planning*, 80(1-2):84–94.
- Chocat B., Ashley R., Marsalek J., Matos M.R., Rauch W. e Schilling W. (2007). Toward the Sustainable Management of Urban Storm-Water. *Indoor and Built Environment*, 16(3):273-285.
- Christensen A.M., Nakajima F. e Baun A. (2006). Toxicity of water and sediment in a small urban river (Store Vejleå, Denmark). *Environmental Pollution*, 144(2):621-625.
- Correll D.L. (1999). Phosphorus: A rate limiting nutrient in surface waters. *Poultry Science*, 78(5):674-682.
- Davis A.P., Shokouhian M. e Ni S. (2001). Loading estimates of lead, copper, cadmium, and zinc in urban runoff from specific sources. *Chemosphere*, 44(5):997-1009.
- de Groot A.J. (1995). Metals and sediment: a global perspective. In: Metal Contaminated Aquatic Sediments, Ann Arbor Press, Chelsea, Michigan.
- Deletic A. e Fletcher T. (2006). Performance of grass filters used for stormwater treatment – a field and modeling study. *Journal of Hydrology*, 317(3-4):261-275.
- Deletic A. e Maksimovic C.T. (1998). Evaluation of water quality factors in storm runoff from paved areas. *Journal of Environmental Engineering*, 124(9):869-879.

- Dempsey B.A., Tai Y.L. e Harrison S.G. (1993). Mobilization and removal of contaminants associated with urban dust and dirt. *Water Science and Technology*, 28(3-5):225-230.
- Dietz M.E. (2007). Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water, Air & Soil Pollution*, 186(1):351-363.
- Duncan H.P. (1999). Urban stormwater quality: A statistical overview. Report 99/3 Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology. Melbourne, Australia.
- Dunnett N. e Kingsbury N. (2004). *Planting Green Roofs and Living Walls*. Portland: Timber Press.
- Echols S. e Pennypacker E. (2008). From stormwater management to artful rainwater design. *Landscape Journal*, 27(2):268-290.
- Ellis B. e Revitt D. (1982). Incidence of heavy metals in street surface sediments: Solubility and grainsize studies. *Water, Air & Soil Pollution*, 17(1):87-100.
- Ellis J.B., D'Arcy B.J. e Chatfield P.R. (2002). Sustainable Urban-Drainage Systems and Catchment Planning. *Water and Environment Journal*, 16(4):286-291.
- Environmental Protection Agency, EPA (1993). *Guidance Specifying Management Measures for Sources of Nonpoint Source Pollution in Coastal Waters*. United States, Washington, DC.
- Environmental Protection Agency, EPA (1999). *Preliminary data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices*. United States, Washington, DC.
- Environmental Protection Agency, EPA (2004). *Stormwater Best Management Practice Design Guide: Volume 1 General Considerations*. United States, Cincinnati, OH.
- Environmental Protection Agency, Melbourne Water Corporation, Department of Natural Resources and Environment e Municipal Association of Victoria (2006). *Urban Stormwater: Best Practice Environmental Management Guidelines*. Electronic Edition, CSIRO Publishing. Collingwood, Australia.
- Eriksson E., Baun A., Mikkelsen P.S. e Ledin A. (2005). Chemical hazard identification and assessment tool for evaluation of stormwater priority pollutants. *Water Science and Technology*, 51(2):47-55.
- Frame B. e Vale R. (2006). Increasing Uptake of Low Impact Urban Design and Development: The Role of Sustainability Assessment Systems. *Local Environment*, 11(3):287-306.
- Fryd O., Bergen Jensen M., Toft Ingvertsen S., Jeppesen J. e Magid J. (2010). Doing the first loop of planning for sustainable urban drainage system retrofits: A case study from Odense, Denmark. *Urban Water Journal*, 7(6):367-378.
- Geiger W. (1987). Flushing effects in combined sewer systems. In: *Proceedings of 4th International Conference on Urban Drainage*, Lausanne, Switzerland.
- Georgia Department of Natural Resources (2005). *Ga. Comp. R. & Regs r. 391-3-16*.
- Goonetilleke A., Thomas E., Ginn S. e Gilbert D. (2005). Understanding the role of land use in urban stormwater quality management. *Journal of Environmental Management*, 74(1):31-42.
- Gray & Osborne Inc. (2008). *Stormwater Management Comprehensive Plan*. City of Buckley.
- Greb S.R. e Bannerman R.T. (1997). Influence of particle size on wet pond effectiveness. *Water Environment Research*, 69(6):1134-1138.
- Hamilton R.S. e Harrison R.M. (1991). *Highway Pollution*, Elsevier Science Publishing Company Inc., New York.
- Hottenroth D., Harper C. e Turner J. (1999). Effectiveness of integrated stormwater management in a Portland, Oregon, watershed. *Journal of the American Water Resources Association*, 35(3):633-641.
- Hvtived-Jacobson T. e Yousef Y.A. (1991). Highway runoff quality, environmental impacts and control. In: *Highway Pollution*, Elsevier Science Publishing Company Inc., New

- York.
- Irish L.B., Barret M.E., Malina J.F. e R.J. Charbeneau (1998). Use of Regression Models for Analyzing Highway Storm-Water Loads. *Journal of Environmental Engineering*, 124(10):987-993.
- Jartun M., Ottesen R.T., Steinnes E. e Volden T. (2008). Runoff of particle bound pollutants from urban impervious surfaces studied by analysis of sediments from stormwater traps. *Science of the Total Environment*, 396(2-3):147-163.
- Jefferies C., Aitkin A., McLean N., MacDonald K. e McKissock G. (1999). Assessing the performance of urban BMPs in Scotland. *Water Science and Technology*, 39(12):123-131.
- Joshi U.M. e Balasubramanian R. (2010). Characteristics and environmental mobility of trace elements in urban runoff. *Chemosphere*, 80(3):310-318.
- Kang J.H., Lee Y.S., Ki S.J., Lee Y.G., Cha S.M., Cho K.H. e Kim J.H. (2009). Characteristics of wet and dry weather heavy metal discharges in the Yeongsan Watershed, Korea. *Science of the Total Environment*, 407(11):3482-3493.
- Karlsson K. (2009). Characterisation of Pollutants in Stormwater Treatment Facilities. Ph.D. dissertation, Luleå University of Technology: Department of Civil, Mining and Environmental Engineering. Luleå, Sweden.
- Kayhanian M., Stransky C., Bay S., Lau S.L. e Stenstrom M.K. (2008). Toxicity of urban highway runoff with respect to storm duration. *Science of the Total Environment*, 389(2-3):386-406.
- Kim J.Y. e Sansalone J.J. (2008). Event-based size distributions of particulate matter transported during urban rainfall-runoff events. *Water Research*, 42(10-11):2756-2768.
- Lau S.L. e Stenstrom M.K. (2005). Metals and PAHs adsorbed to street particles. *Water Research*, 39(17):4083-4092.
- Lin H., Ying G. e Sansalone J.J. (2009). Granulometry of noncolloidal particulate matter transported by urban rainfall-runoff. *Water, Air & Soil Pollution*, 198(1-4):269-284.
- Lloyd S.D., Wong T.H.F. e Chesterfield C.J. (2002). Water sensitive urban design: a stormwater management perspective. Report 02/10. Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology.
- Lygren E., Gjessing E. e Berglund L. (1984). Pollution transport from a highway. *Science of the Total Environment*, 33(1-4):147-159.
- Maione U. e Moisello U. (2003). Elementi di statistica per l'idrologia. La Goliardica Pavese, Pavia.
- Makepeace D.K., Smith D.W. e Stanley S.J. (1995). Urban Stormwater Quality: Summary of Contaminant Data. Critical Reviews in *Environmental Science and Technology*, 25(2):93-139.
- Marsalek J. (2002). Overview of urban stormwater impacts on receiving waters. In: Proceedings of the Urban Water management: Science, Technology and Delivery. NATO Advanced Research Workshop, Borovetz, Bulgaria.
- Marsalek J. e Chocat B. (2002). International Report: Stormwater management. *Water Science and Technology*, 46(6-7):1-17.
- Marsalek J., Rochfort Q., Brownlee B., Mayer T. e Servos M. (1999). An exploratory study of urban runoff toxicity. *Water Science and Technology*, 39(12):33-39.
- Mehler R. e Ostrowski M.W. (1999). Comparison of the Efficiency of Best Stormwater Management Practices in Urban Drainage Systems. *Water Science and Technology*, 39(9):269-276.
- Mentens J., Raes D. e Hermy M. (2006). Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century? *Landscape and Urban Planning*, 77(3):217-226.
- Metcalf e Eddy (2006). Ingegneria delle acque reflue. Trattamento e riuso. McGraw-Hill, Milano, Italy.

- Monk E. e Till B. (2006). Quantity is the road to quality. In: Proceedings of the 2006 Public Works Engineering State Conference, 8-10 March 2006.
- Muschack W. (1990). Pollution of street run-off by traffic and local conditions. *Science of the Total Environment*, 93:419-431.
- Niezgoda S.L. e Johnson P.A. (2005). Improving the urban stream restoration effort: identifying critical form and processes relationships. *Environmental Management*, 35(5):579-592.
- Olguin H.F., Salibian A. e Puig A. (2000). Comparative sensitivity of *Scenedesmus acutus* and *Chlorella pyrenoidosa* as sentinel organisms for aquatic ecotoxicity assessment: Studies on a highly polluted urban river. *Environmental Toxicology*, 15(1):14-22.
- Pettersson T.J.R. (1998). Water Quality Improvement in a Small Stormwater Detention Pond. *Water Science and Technology*, 38(10):115-122.
- Piro P., Carbone M. e Garofalo G. (2009). Indagine sperimentale per lo studio della distribuzione dimensionale dei sedimenti nelle acque di drenaggio urbano. *L'Acqua*, 3.
- Piro P., Carbone M., Garofalo G. e Sansalone J.J. (2010). Size Distribution of Wet Weather and Dry Weather Particulate Matter Entrained in Combined Flows from an Urbanizing Sewershed. *Water, Air & Soil Pollution*, 206(1-4):83-94.
- Pitt R., Field R., Lalor M. e Brown M. (1995). Urban Stormwater Toxic Pollutants: Assessment, Sources, and Treatability. *Water Environment Research*, 67(3): 260-275.
- Randall, Ellis K., Grizzard T.J. e Knocke W.R. (1982). Urban runoff pollutant removal by sedimentation. Paper presented at the *Stormwater Detention Facilities - Planning, Design, Operation, and Maintenance*, Henniker, New Hampshire, 205-219.
- Rose S. e Peters N.E. (2001). Effects of urbanization on streamflow in the atlanta area (Georgia, USA): A comparative hydrological approach. *Hydrological Processes*, 15(8):1441-1457.
- Roy A.H., Purcell A.H., Walsh C.J. e Wenger S.J. (2009). Urbanization and stream ecology: Five years later. *The North American Benthological Society*, 28(4):908-910.
- Sansalone J.J. e Buchberger S.G. (1997). Partitioning and First Flush of Metals in Urban Roadway Storm Water. *Journal of Environmental Engineering*, 123(2):134:143.
- Sansalone J.J., Calomino F., Singh V. e Zheng T. (2002). In situ storm water eco-treatment and recharge through Infiltration: quality and quantity attenuation. Proceedings of *2nd International Conference New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life: Ecocompatible Solutions for Aquatic Environments*, Capri, Italy, 24-28 June 2002.
- Sansalone J.J., Koran J.M., Smithson J.A. e Buchberger S.G. (1998). Particle characteristics of urban roadway solids transported during rain events. *Journal of Environmental Engineering*, 124(5):427-440.
- Sartor G.B., Boyd F.J. e Agardy F.J. (1974). Water pollution aspects of street surface contaminants. *Journal of Water Pollution Control Federation*, 46(3):458-467.
- Schueler T. (1994). The importance of imperviousness. *Watershed Protection Technology*, 3:551-596.
- Sieker H. e Klein M. (1998). Best Management Practices for Stormwater-Runoff with Alternative Methods in a Large Urban Catchment in Berlin, Germany. *Water Science and Technology*, 38(10):91-97.
- Simon J.A. e Sobieraj J.A. (2006). Contributions of Common Sources of Polycyclic Aromatic Hydrocarbons to Soil Contamination. *Remediation Journal*, 16(3):25-35.
- Skilton D. (2010). Implementation of Blue-Green Corridors in Urban Environments. Ph.D. dissertation, Imperial College London: Department of Civil and Environmental Engineering. London, England.
- Soil Conservation Service (1975). Urban Hydrology for Small Watersheds. USDA Soil Conservation Service Technical Release No. 55. Washington, DC.
- Sörme L. e Lagerkvist R. (2002). Sources of heavy metals in urban wastewater in

- Stockholm. *Science of the Total Environment*, 298(1-3):131-145.
- Southworth M. e Ben-Joseph E. (1995). Street Standards and the Shaping of Suburbia. *Journal of the American Planning Association*, 61(1):65-81.
- Stahre P. (2008). Blue-green Fingerprints in the City of Malmö, Sweden, Malmö: VA SYD.
- Stankowski S.J. (1972). Population Density as An Indirect Indicator of Urban and Suburban Land-surface Modifications. *U.S. Geological Survey Professional Paper*, 800B:B219-B224.
- Stanley D.W. (1996). Pollutant removal by stormwater dry detention pond. *Water Environment Research*, 68(6):1076-1083.
- Sutherland A.B., Meyer J.L. e Gardiner E.P. (2002). Effects of land cover on sediment regime and fish assemblage structure in four southern Appalachian streams. *Freshwater Biology*, 47(9):1791–1805.
- Tebaldi C., Hayhoe K., Arblaster J.M. e Meehl G.A. (2006). Going to the extremes – An intercomparison of model-simulated historical and future changes in extreme events. *Climatic Change*, 79(3-4):185-211.
- Tong S.T.Y. (1990). Roadside dusts and soils contamination in Cincinnati, Ohio, USA. *Journal of Environmental Management*, 14(1):107-113.
- Tuccillo M.E. (2006). Size fractionation of metals in runoff from residential and highway storm sewers. *Science of the Total Environment*, 355(1-3):288-300.
- United Nations (2008). World Urbanization Prospect: The 2007 Revision, United Nations Publication ST/ESA/SER.A/276.
- Urbonas B. (1999). Assessment of Stormwater Best Management Practice Effectiveness. In: Innovative urban wet-water flow management systems. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. EPA/600/R-99/029., 7.1-7.46.
- URS Scott Wilson (2011). FD2619 Developing Urban Blue Corridors Scoping Study. Final Report.
- VanWoert N.D., Rowe D.B., Andresen J.A. e Rugh C.L. (2005). Green Roof Stormwater Retention: Effects of Roof Surface, Slope, and Media Depth. *Journal of Environmental Quality*, 34(3):1036-1044.
- Vaze J. e Chiew F.H.S. (2002). Experimental study of pollutant accumulation on an urban road surface. *Urban Water*, 4(4):379-389.
- Villareal E.L., Semadeni-Davies A. e Bengtsson D.L. (2004). Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecological Engineering*, 22(4-5):279-298.
- Viklander M. (1998). Particle Size Distribution and Metal Content in Street Sediments. *Journal of Environmental Engineering*, 124(8):761-766.
- Walsh C.J., Roy A.H., Feminella J.W., Cottingham P.D., Groffman P.M. e Morgan R.P. (2005). The urban stream syndrome: Current knowledge and the search for a cure. *The North American Benthological Society*, 24(3):706-723.
- White R. (2002). Building the Ecological City. Cambridge: Woodhead Publication.
- Wong T.H.F. (2006). An overview of water sensitive urban design practices in Australia. *Water Practice and Technology*, doi: 10.2166/WPT.2006018.
- Wong T.H.F., Breen P.F. e Lloyd S.D. (2000). Water sensitive road design - design options for improving stormwater quality of road runoff. *Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology*. Technical Report.
- Woods-Ballard B., Kellagher R., Martin P., Jefferies C., Bray R. e Shaffer P. (2007). The SUDS Manual C697. London, CIRIA.
- Zhang W., Ye Y., Tong Y., Ou L., Hu D. e Wang X. (2011). Modeling time-dependent toxicity to aquatic organisms from pulsed exposure of PAHs in urban road runoff. *Environmental Pollution*, 159(2):503-508.

Riferimenti web

<http://enviroline.homestead.com>
<http://greenapple.ca>
<http://savesilverstarpark.org>
<http://sudsnet.abertay.ac.uk>
<http://vwrrc.vt.edu>
<http://wsud.melbournewater.com.au>
<http://www.acquadiprimapioggia.it>
<http://www.ciria.org.uk>
<http://www.co.sanmateo.ca.us>
<http://www.extension.umn.edu>
<http://www.f-e.de>
<http://www.grundfos.com>
<http://www.lid-stormwater.net>
<http://www.malvern.co.uk>
<http://www.monash.edu.au>
<http://www.ristormwatersolutions.org>
<http://www.wetlandpark.com>

Indice Figure

Figura 2.1: Cambiamenti nel ciclo idrologico dovuti all'incremento dell'urbanizzazione (EPA, 1993).....	5
Figura 2.2: Idrogrammi relativi alle condizioni di un sito prima (Pre development) e dopo (Post development) lo sviluppo urbano (Woods-Ballard et al., 2007; Skilton D., 2010).....	6
Figura 2.3: Allagamento dovuto al sovraccarico della rete fognaria presso Buckley, Stati Uniti (Grey & Osborne Inc., 2008).....	6
Figura 2.4: Percentuale di area impermeabile in funzione dell'uso del suolo (Soil Conservation Service, 1975).....	7
Figura 2.5: Leggi di accumulo dei rifiuti stradali per diversa zonizzazione urbana (Sartor et al., 1974).....	9
Figura 2.6: Condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato nel caso di un sistema fognario di tipo misto (http://www.grundfos.com).....	10
Figura 2.7: Setacci metallici e filtri a membrana (Allegato 1).....	12
Figura 2.8: Schema di funzionamento di un diffrattore laser tipo Malvern (http://www.malvern.co.uk).....	13
Figura 2.9: Curve di distribuzione granulometrica di tre campioni di sedimenti depositati sul bacino urbano di Bergen in Norvegia (Jartun et al., 2008).....	13
Figura 2.10: PSD dei sedimenti depositati lungo tre strade senza marciapiede del bacino urbano di Luleå in Svezia (Viklander, 1998).....	14
Figura 2.11: PSD dei sedimenti depositati lungo due strade con (C1) e senza (H2) marciapiede del bacino urbano di Luleå in Svezia (Viklander, 1998).....	14
Figura 2.12: PSD dei sedimenti depositati nel bacino urbano di Santa Monica (USA) in funzione dell'uso del suolo. Categorie: Ind. = industriale; Roads = strade; MFR = residenziale-multifamiliare; SFR = residenziale-unifamiliare; Com.1, Com.2, Com.3 = tre aree commerciali differenti (Lau e Stenstrom, 2005).....	15
Figura 2.13: Confronto tra le PSD relative a bacini australiani, americani ed europei (Wong et al., 2000).....	16
Figura 2.14: Distribuzione dimensionale delle particelle misurata per le caditoie A e B del bacino urbano Liguori a Cosenza (Allegato 1).....	17
Figura 2.15: PSD dei valori medi dei sedimenti depositati presso la caditoia A e la caditoia B del bacino urbano Liguori a Cosenza (Allegato 1).....	18
Figura 2.16: PSD dei sedimenti depositati presso una delle caditoie di un parcheggio del bacino Vermicelli a Rende (Allegato 6).....	19
Figura 2.17: Variazione temporale della concentrazione di TP in funzione dell'uso del suolo. a) marzo, b) maggio e c) giugno (Ballo et al., 2009).....	20
Figura 2.18: Variazione della concentrazione di a) $\text{NH}_4^+\text{-N}$, b) $\text{NO}_3^-\text{-N}$ e c) $\text{NO}_2^-\text{-N}$ in funzione dell'uso del suolo. TraA: area trafficata; IndA: area industriale; ComA: area commerciale; ResA: area residenziale (Ballo et al., 2009).....	21
Figura 2.19: Contributi delle diverse sorgenti di emission alla produzione di metalli pesanti. Carichi totali annuali: Pb = 0.069 kg/ha/yr; Cu = 0.038 kg/ha/yr; Cd = 0.0012 kg/ha/yr; Zn = 0.646 kg/ha/yr (Davis et al., 2001).....	22
Figura 2.20: Contenuto di metalli per le diverse classi dimensionali (Viklander, 1998).....	24
Figura 2.21: Esempi di PAH dei gruppi a basso peso molecolare (PAH-L), medio peso molecolare (PAH-M), alto peso molecolare (PAH-H), (Karlsson, 2009).....	26
Figura 2.22: Concentrazioni di PAH per le differenti classi dimensionali (■ 250–841 μm ; ▣ 100–250 μm ; ▢ 43–100 μm ; □ <43 μm) in funzione dell'uso del suolo. Categorie: Ind. = industriale; Roads = strade; MFR = residenziale-multifamiliare; SFR = residenziale-unifamiliare; Com.1, Com.2, Com.3 = tre aree commerciali differenti (Lau e Stenstrom, 2005).....	27

Figura 2.23: Distribuzione dimensionale del COD misurata per le caditoie A e B (Allegato 1).	28
Figura 2.24: Distribuzioni dimensionali cumulate dei valori medi di COD misurati per la caditoia A e la caditoia B (Allegato 1).....	29
Figura 2.25: Schema illustrativo del passaggio da un approccio tradizionale ad un approccio sostenibile (Stahre, 2008).....	30
Figura 2.26: Effetti dello sviluppo urbano nei casi di sito naturale, urbanizzato e urbanizzato con implementazione dell'approccio sostenibile (Monk e Till, 2006)..	31
Figura 2.27: Blue-Green Corridors (URS Scott Wilson, 2011).	33
Figura 2.28: Bacino di infiltrazione presso Vernon, Canada (http://savesilverstarpark.org).	34
Figura 2.29: Pavimentazione drenante presso Xcel Energy Center a Saint Paul negli Stati Uniti (http://www.extension.umn.edu).....	35
Figura 2.30: Trincea drenante presso Rhode Island, USA (http://www.ristormwatersolutions.org).....	35
Figura 2.31: Bacino di detenzione presso Vodskov, Danimarca (Bentzen, 2008).	36
Figura 2.32: Vasca sotterranea presso Hamm, Germania (http://www.f-e.de).	36
Figura 2.33: Sistema di tre stagni presso Kirkcaldy in Scozia, Regno Unito (http://sudsnet.abertay.ac.uk).	36
Figura 2.34: Sistema di bacini e canali umidi presso Hong Kong (http://www.wetlandpark.com).....	37
Figura 2.35: Sistema filtrante a sabbia (http://enviroline.homestead.com).....	37
Figura 2.36: Biofiltri presso Sydney, Australia (http://www.monash.edu.au).....	38
Figura 2.37: Fascia filtro in Virginia, Stati Uniti (http://vwrrc.vt.edu).....	38
Figura 2.38: Tetti verdi presso Vienna, Austria (http://greenapple.ca).....	39
Figura 2.39: Pulizia delle strade nella città di San Mateo in California, Stati Uniti (http://www.co.sanmateo.ca.us).....	39
Figura 2.40: Concentrazioni di TSS lungo la fascia filtro dopo 60 minuti dall'inizio della prova (Deletic e Fletcher, 2006).	41
Figura 2.41: Sito sperimentale ad Aberdeen, Scozia (Deletic e Fletcher, 2006).....	41
Figura 2.42: Curve cumulative di TSS, Zn e Pb in funzione del volume di pioggia, stimate all'ingresso e all'uscita del bacino di detenzione (Pettersson, 1998).	42
Figura 2.43: Idrogrammi ottenuti per ogni evento meteorico e scenario analizzato per l'area di studio del bacino del Canale Liguori (Allegato 2).	43
Figura 2.44: Area di studio situate nel bacino del Canale Liguori, Cosenza (Allegato 2).	44

Indice Tabelle

Tabella 2.1: Agenti inquinanti delle superfici stradali e sorgenti di emissione (Karlsson, 2009).....	8
Tabella 2.2: Impatto sulla qualità dei corpi idrici ricettori (EPA, 2004).....	10
Tabella 2.3: Confronto risultati di letteratura espressi in mg/l.	21
Tabella 2.4: Principali fonti di metalli presenti nelle acque di dilavamento (Makepeace et al., 1995; Wong et al., 2000).	22
Tabella 2.5: Concentrazioni di metalli pesanti presenti nelle acque di dilavamento di superfici impermeabili (Pitt et al., 1995, Wong et al., 2000).....	23
Tabella 2.6: Metalli pesanti per unità di area di superficie stradale (Lau e Stenstrom, 2005).	25
Tabella 2.7: Confronto tra i livelli di PAH nelle strade urbane rispetto alle strade di una zona rurale (Smith, 1995; Wong et al., 2000).....	26
Tabella 2.8: Alcune tipologie di BMPs non strutturate (Lloyd et al., 2002).	40
Tabella 2.9: Valori del volume e dei picchi di runoff per ogni evento meteorico e scenario analizzato (Allegato 2).....	44

Capitolo 3

Trattamento delle Acque di Pioggia

3.1 Introduzione

L'inquinamento indotto dagli scarichi non controllati delle acque di pioggia, anche se brevi e discontinui, possono causare gravi conseguenze e un impatto ancora più negativo sull'ambiente, rispetto allo scarico continuo relativo ad un tradizionale impianto di trattamento per acque reflue. È infatti noto che buona parte delle sostanze inquinanti presenti sulle superfici urbane aderisce alle particelle solide (TSS), in quantità e con modalità che variano in base alla granulometria delle particelle stesse (Capitolo 2).

Ne consegue che la rimozione dei TSS è un'operazione necessaria per la riduzione del carico inquinante sversato nei corpi idrici ricettori (Peavy et al., 1985; James, 2003), da ottenere mediante l'utilizzo di BMPs, nelle quali si verificano processi come sedimentazione, adsorbimento, filtrazione, infiltrazione, biodegradazione e bioaccumulazione, nitrificazione e denitrificazione, volatilizzazione e fitodepurazione.

La scelta del processo di trattamento più idoneo richiede un esame dettagliato dei diversi fattori che devono essere presi in considerazione nel valutare le operazioni e i processi unitari nonché altri metodi di trattamento idonei al raggiungimento degli obiettivi di

trattamento attuali e futuri. Il principale fattore da tenere in considerazione è comunque l'applicabilità del processo che dipende essenzialmente dal contesto in cui si opera (disponibilità di spazio, tipologia e uso del suolo del sito e l'efficienza di trattamento che si vuole raggiungere).

In particolare, l'adozione di BMPs di detenzione e di ritenzione (Capitolo 2), come le vasche di pioggia sotterranee, rappresenta una soluzione efficace per la riduzione del carico inquinante, grazie all'effetto di sedimentazione che si instaura al loro interno. Se posizionate strategicamente, tali soluzioni strutturali permettono un migliore utilizzo del sistema fognario esistente, consentendo una gestione intelligente delle portate meteoriche, e inoltre un notevole risparmio negli investimenti infrastrutturali (dal momento che oltre ad agire sulla qualità delle acque di pioggia, permettono, durante gli eventi di piena, un immagazzinamento temporaneo del volume d'acqua che potrebbe mettere in crisi il sistema fognario esistente).

Occorre però evidenziare come i requisiti imposti dalla Normativa sull'efficienza di trattamento stiano diventando progressivamente sempre più stringenti in termini di valori limite di concentrazione degli inquinanti nel corpo idrico ricettore. Infatti, un'acqua meteorica considerata come scarico deve rientrare nei limiti tabellari imposti dalla legge sulla tutela delle acque (D. Lgs. n° 152/99 approvato nella versione aggiornata con il D. Lgs. n° 258/2000), conformemente agli obiettivi di qualità fissati dalle Direttive Europee 2000/60/CEE (direttiva quadro nel settore delle risorse idriche) e 91/271/CEE (concernente il trattamento delle acque reflue urbane). Ovvero deve rispettare:

- l'Allegato 5, Tabella 3: valori limite di emissione in acque superficiali e in fognatura;
- l'Allegato 5, Tabella 4: valori limite di emissione per le acque reflue urbane ed industriali che recapitano sul suolo.

Il rispetto di tali limiti spesso impone negli impianti la modifica delle unità di trattamento esistenti e l'introduzione di nuove unità di trattamento avanzato.

Tra le diverse tecnologie di rimozione degli inquinanti, sviluppate negli ultimi vent'anni, la filtrazione risulta essere quella maggiormente utilizzata, in quanto consente di rimuovere solidi colloidali e sospesi di natura sia organica che inorganica. Pertanto viene utilizzata essenzialmente per la regolazione della qualità delle acque.

3.2 Il processo di sedimentazione

La rimozione del materiale in sospensione e colloidale dalle acque per mezzo della separazione per gravità rappresenta una delle più diffuse operazioni unitarie nell'ambito dei processi depurativi (Metcalf e Eddy, 2006).

La sedimentazione è il processo secondo il quale i corpi solidi sospesi in una fase liquida, e aventi peso specifico superiore a quello della fase liquida stessa, tendono a depositarsi per effetto della forza di gravità, con moto più o meno veloce, sul fondo del volume liquido.

La maggior parte dei processi di trattamento dei fluidi include quasi sempre tale tecnica di separazione e anche da un punto di vista storico la sedimentazione, continua o discontinua, può ritenersi il primo trattamento utilizzato per la rimozione dei solidi contenuti nelle acque (Sirini, 2002). Infatti, la prima consiste nell'immettere il refluo in una vasca, lasciandolo riposare, finché non siano depositate tutte le sostanze sospese; successivamente, si allontana il refluo chiarificato, e si provvede ad asportare anche manualmente i fanghi sedimentati sul fondo. Nella seconda, invece, il refluo entra da un'estremità della vasca, la attraversa con moto sufficientemente lento per permettere di depositare le sostanze sospese, ed esce chiarificata dall'estremità opposta. I fanghi vengono estratti meccanicamente (Sigmund, 2005).

Sostanzialmente, da un punto di vista idrodinamico ed in funzione del comportamento dei solidi durante la sedimentazione, si riconoscono quattro modi in cui le particelle solide possono sedimentare (McCabe e Eckenfelder, 1958; Weber, 1972; Eckenfelder, 1989; Sirini, 2002; Sigmund, 2005; Metcalf e Eddy, 2006; Gregory e Edzwald, 2011):

- sedimentazione discreta di particelle isolate (di tipo I);
- sedimentazione per flocculazione (di tipo II);
- sedimentazione ostacolata o a zona (di tipo III);
- sedimentazione per compressione (di tipo IV).

In funzione del contenuto di solidi e della natura delle particelle è possibile determinare anche graficamente quale tipologia di processo di sedimentazione potrà verificarsi per una data soluzione (Figura 3.1).

La sedimentazione di particelle isolate, detta anche sedimentazione libera o di tipo I, riguarda particelle in grado di sedimentare all'interno di un mezzo fluido sotto l'azione della forza peso, senza che vi sia alcuna interazione tra le singole particelle. In pratica, ogni particella sedimenta all'interno del fluido come se fosse da sola e senza interferire in alcun modo sul moto delle particelle limitrofe.

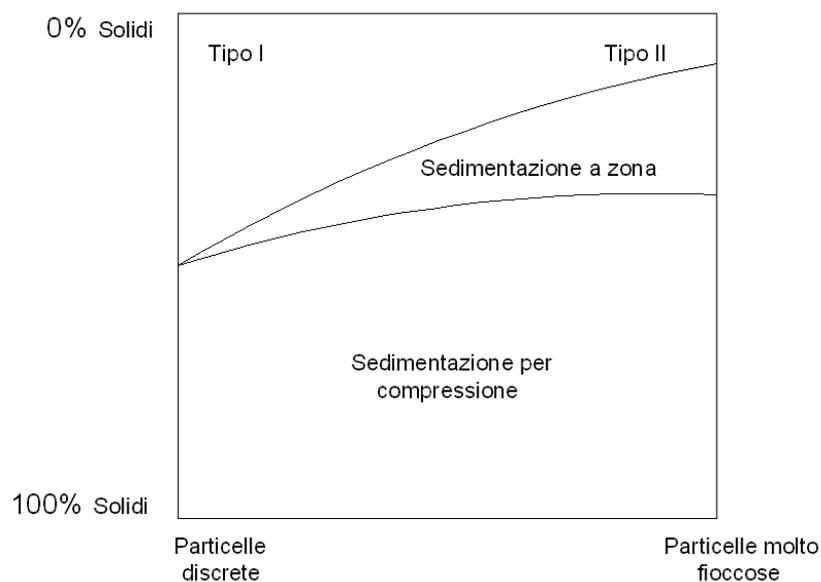


Figura 3.1: Tipologie di fenomeni di sedimentazione (Weber, 1972; Palermo e Thackston, 1988).

La sedimentazione per flocculazione si riferisce, invece, al caso di sospensioni piuttosto diluite in cui le particelle danno luogo a coalescenza, oppure flocculano, durante il processo di separazione. A seguito della coalescenza, le particelle aumentano di dimensioni e quindi di massa, e pertanto sedimentano a velocità più elevata.

La sedimentazione ostacolata si riferisce a quelle sospensioni in cui la concentrazione delle particelle solide assume valori intermedi, e pertanto le interazioni tra le particelle sono di entità tale da ostacolare la sedimentazione delle particelle adiacenti. Le particelle tendono a mantenere invariata la loro posizione reciproca, e conseguentemente la massa delle particelle sedimenta come una singola unità. A seguito della progressiva sedimentazione, si forma una superficie di interfaccia fra liquido e solidi sulla sommità di tale massa.

Infine, la sedimentazione per compressione si riferisce alla sedimentazione di particelle in concentrazione così elevata da dare origine alla formazione di una struttura piuttosto compatta; la sedimentazione avviene quindi unicamente per compressione di tale struttura. In particolare, la compressione è dovuta al peso esercitato dalle particelle che sedimentano all'interno del liquido depositandosi al di sopra di quelle sedimentate in precedenza e costituenti la suddetta struttura (Metcalf e Eddy, 2006).

In Figura 3.2 si riportano graficamente le possibili interazioni tra le particelle di una soluzione acquosa.

In realtà, all'interno delle unità di trattamento, data la natura delle particelle trasportate dalle acque di scorrimento superficiale, si verificano principalmente processi di sedimentazione di tipo I e di tipo II.

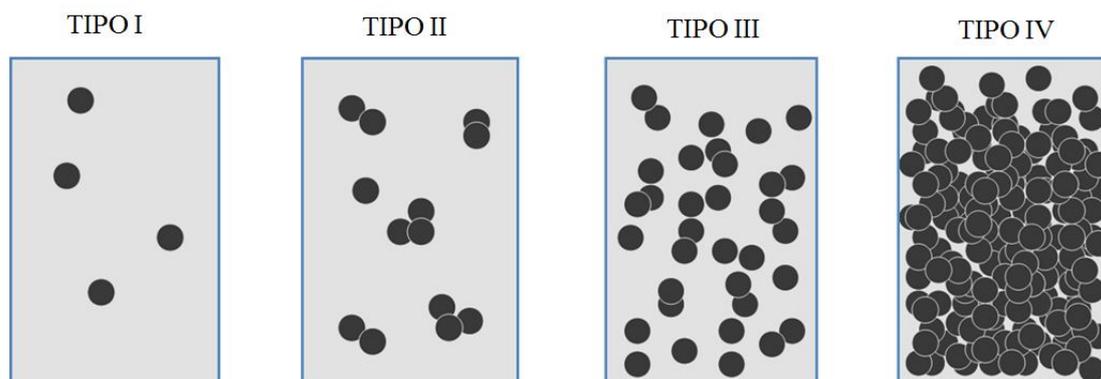


Figura 3.2: Interazione tra particelle per ogni tipologia di processo di sedimentazione.

3.2.1 Sedimentazione discreta di particelle isolate (tipo I)

La sedimentazione di particelle isolate, detta anche sedimentazione libera o di tipo I, può essere analizzata a mezzo delle classiche leggi della sedimentazione elaborate da Newton e Stokes. Infatti, in questo caso il fenomeno della sedimentazione di una particella non è influenzato dalla presenza di altre particelle ed è, pertanto, funzione soltanto delle proprietà del fluido e della natura della particella stessa (Weber, 1972).

La legge di Newton, in particolare, conduce alla formulazione della velocità terminale della particella imponendo l'uguaglianza fra la forza di gravità e la forza di attrito esercitata dal mezzo fluido in cui ha luogo la sedimentazione. La forza di gravità è data dalla seguente relazione:

$$F_G = (\rho_p - \rho_w)gV_p \quad (3.1)$$

dove F_G è la forza di gravità, ρ_p la densità della particella, ρ_w la densità dell'acqua, g l'accelerazione di gravità (9.81 m/s^2), V_p il volume della particella.

La forza di attrito dipende dalla velocità e dal diametro della particella, dalla densità e dalla viscosità del fluido, dal coefficiente di attrito C_d (adimensionale), e può quindi essere formulata nel seguente modo:

$$F_d = \frac{C_d A_p \rho_w v_p^2}{2} \quad (3.2)$$

dove F_d è la forza di attrito, A_p è la sezione trasversale o proiezione dell'area della particella in direzione perpendicolare al flusso, v_p la velocità di sedimentazione della particella.

Se si impone l'uguaglianza tra la forza di gravità e la forza di attrito nel caso di particelle sferiche, si ottiene la legge di Newton, espressa come segue:

$$v_{p(t)} = \sqrt{\frac{4g}{3C_d} \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p} \approx \sqrt{\frac{4g}{3C_d} (sg_p - 1) d_p} \quad (3.3)$$

dove $v_{p(t)}$ è la velocità ultima di sedimentazione della particella, d_p il diametro della particella, sg_p la densità relativa della particella.

Il coefficiente di attrito C_d assume valori diversi in funzione del tipo di regime di flusso nell'intorno della particella, a seconda che questo risulti laminare oppure turbolento. In Figura 3.3 viene mostrato l'andamento del coefficiente di attrito per particelle di forma diversa, in funzione del numero di Reynolds, Re . In particolare, è possibile distinguere tre regioni, più o meno separate tra loro, in funzione del valore assunto dal numero di Reynolds: laminare ($Re < 1$), di transizione ($Re = 1-2000$), e turbolento ($Re > 2000$). Sebbene la forma della particella influenzi il valore del coefficiente di attrito, tuttavia se le particelle possono essere assimilate a particelle sferiche, le curve di Figura 3.3 possono essere rappresentate analiticamente in forma approssimata attraverso la seguente equazione (limite superiore $Re = 10^4$):

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad (3.4)$$

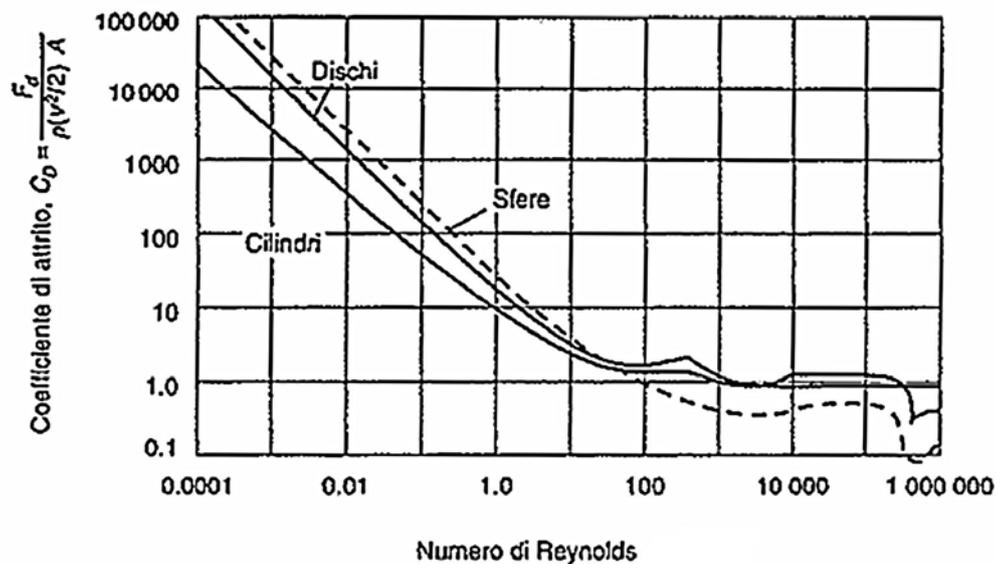


Figura 3.3: Andamento del coefficiente di attrito in funzione del numero di Reynolds (Metcalf e Eddy, 2006).

Il numero di Reynolds per particelle soggette a sedimentazione viene così definito:

$$Re = \frac{v_p d_p \rho_w}{\mu} = \frac{v_p d_p}{\nu} \quad (3.5)$$

dove μ è la viscosità dinamica e ν la viscosità cinematica.

Nel caso di particelle non sferiche l'equazione 3.3 deve essere modificata. Gregory et al. (1999) hanno proposto di riscrivere in questo caso la relazione nella seguente forma:

$$v_{r(t)} = \sqrt{\frac{4g}{3C_d\phi} \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p} \approx \sqrt{\frac{4g}{3C_d\phi} (sg_p - 1) d_p} \quad (3.6)$$

dove ϕ è il fattore di forma, che assume valore uguale a 1 nel caso di particelle sferiche, 2 per grani di sabbia e fino a 20 e oltre per fiocchi di forma frattale. Il fattore di forma risulta particolarmente importante nell'ambito dei trattamenti delle acque reflue, dove la maggior parte delle particelle assume una forma diversa da quella sferica. Il fattore di forma, inoltre, deve essere considerato anche ai fini del calcolo del valore del numero di Reynolds.

3.2.1.1 Sedimentazione in regime laminare

Per valori del numero di Reynolds inferiori a 1, il processo di sedimentazione viene controllato prevalentemente dalla viscosità, e la relazione 3.4 può essere approssimata dal solo primo termine al secondo membro, essendo questo maggiore rispetto al secondo e al terzo. Nell'ipotesi che le particelle siano sferiche, sostituendo nella relazione 3.3 al coefficiente di attrito il primo termine della relazione 3.4, si ottiene la legge di Stokes:

$$v_p = \frac{g(\rho_p - \rho_w)d_p^2}{18\mu} \approx \frac{g(sg_p - 1)d_p^2}{18\nu} \quad (3.7)$$

In condizione di flusso laminare, Stokes trovò che la forza di attrito può essere posta pari a:

$$F_D = 3\pi\mu v_p d_p \quad (3.8)$$

La legge di Stokes può essere ricavata anche ponendo l'uguaglianza tra la forza di attrito, nella forma riportata da Stokes, e il peso effettivo della particella solida, rappresentato a mezzo della relazione 3.1.

3.2.1.2 Sedimentazione in regime di transizione

In regime di transizione, al fine di determinare la velocità di sedimentazione si deve fare uso della forma completa dell'equazione rappresentativa del coefficiente di attrito (relazione 3.4). A causa della natura della suddetta relazione, la determinazione della velocità di sedimentazione necessita di un processo di tipo iterativo. Per favorire la visualizzazione del processo di sedimentazione in regime di transizione, si può fare riferimento alla Figura 3.4, la quale mostra l'andamento della velocità di sedimentazione in funzione del diametro della particella.

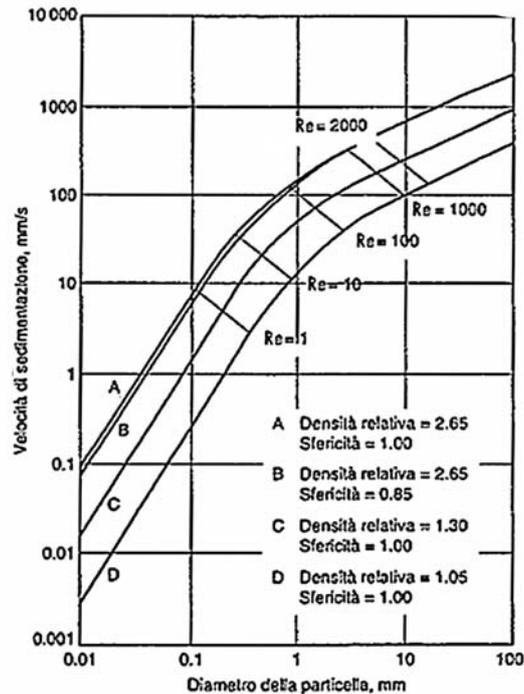


Figura 3.4: Andamento della velocità di sedimentazione in funzione del diametro delle particelle per diversi regimi di flusso 20 °C (Crites e Tchobanoglous, 1998).

3.2.1.3 Sedimentazione in regime turbolento

In regime turbolento, il processo di sedimentazione viene controllato dalle forze inerziali, e il terzo termine al secondo membro della relazione 3.4 risulta predominante rispetto ai primi due. In tal caso, per il coefficiente di attrito si assume un valore pari a 0.4. Se tale valore viene sostituito al termine C_d nella relazione 3.7, si ottiene la seguente equazione che esprime la velocità di sedimentazione nel caso di regime di flusso di tipo turbolento, valida per particelle sferiche ($\Phi=1$):

$$v_p = \sqrt{3.33g \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p} \approx \sqrt{3.33g (sg_p - 1) d_p} \quad (3.9)$$

3.2.1.4 Applicazioni della teoria della sedimentazione libera

Si consideri il caso dei separatori a flusso longitudinale continuo, ovvero di unità di forma prismatica attraversate da una portata volumetrica costante Q (Figura 3.5).

Le ipotesi poste alla base delle successive considerazioni sono le seguenti:

- la velocità longitudinale, ovvero in direzione y , del fluido all'interno del comparto risulta essere costante lungo tutte le sezioni di area $\sigma = BH = \text{cost.}$ trasversali al moto, e pari al rapporto tra la portata volumetrica costante Q e l'area σ ; il moto del

- fluido all'interno del dispositivo è dunque uniforme e con profilo rettangolare delle velocità lungo l'altezza;
- la componente orizzontale della velocità della particella da rimuovere è sempre uguale alla velocità media sopra definita;
 - la componente verticale della velocità delle particelle da rimuovere è pari alla velocità limite di sedimentazione;
 - non si ha risospensione da parte del fluido delle particelle rimosse;
 - le particelle in ingresso risultano essere uniformemente distribuite sull'intera sezione trasversale σ e dunque lungo tutto l'altezza H del dispositivo.

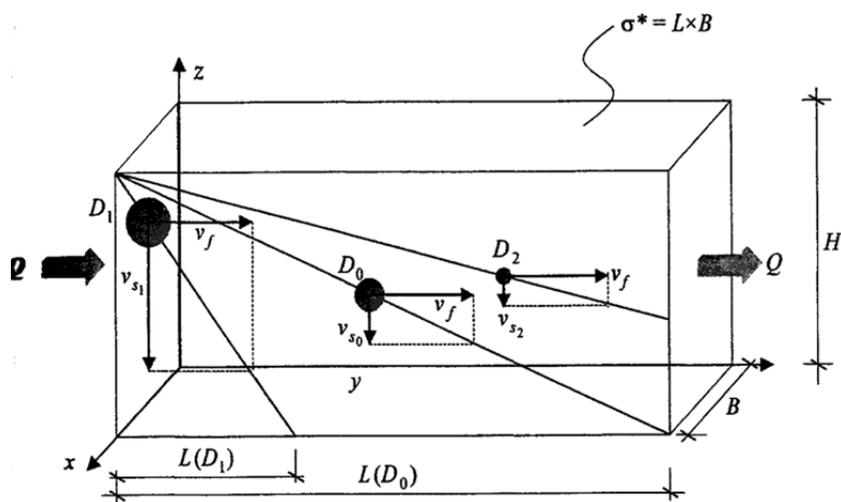


Figura 3.5: Separatore a flusso longitudinale (Sirini, 2002).

Si suppone dunque che una particella di diametro D_0 immersa nel fluido si trovi alla quota H nella sezione di ingresso del dispositivo, di cui non risulta ancora definito lo sviluppo longitudinale L . Se Q è la portata volumetrica influente, allora la componente orizzontale della velocità del fluido, e dunque per ipotesi della particella, risulta (Hazen, 1904; Camp, 1946):

$$v_f = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{BH} \quad (3.10)$$

La componente verticale della velocità risulterà definita in relazione alle caratteristiche della particella (densità, diametro) e del fluido (temperatura, e dunque viscosità dinamica e densità), e seguirà una delle leggi ricavate per la velocità limite di sedimentazione in relazione al valore assunto dal numero di Reynolds. Senza togliere generalità al problema, si

può dire che per fissate caratteristiche del fluido e della particella, la velocità limite di sedimentazione si può considerare una funzione del solo diametro, sicché si può scrivere:

$$v_s = v_s(d^\alpha) \quad (3.11)$$

Per esempio nel caso in cui la particella ricadesse nel campo di applicabilità della legge di Stokes, si avrebbe:

$$v_s = \frac{g(\rho_s - \rho_f)D_0^2}{18\mu} = v_s(D_0^2) \quad (3.12)$$

La traiettoria percorsa dalla particella di diametro D_0 risulterà dunque dalla composizione di due vettori velocità, costanti, e sarà dunque rettilinea, staccando alla quota $z = 0$ un segmento di lunghezza $L(D_0)$ che dipende appunto dal diametro della particella. Assunto tale valore come dimensione longitudinale del dispositivo, si osserva come particelle che entrano alla stessa quota H , ma di diametro $D_1 > D_0$, ricadranno all'interno del dispositivo entro una lunghezza $L(D_1) < L(D_0)$ e dunque verranno rimosse dal fluido, mentre particelle che presentano diametro $D_2 < D_0$ usciranno dal dispositivo senza essere rimosse dal fluido da trattare.

Se si considerano particelle che si trovano a quote $z < H$ nella sezione di ingresso al dispositivo, si avrà altresì che particelle con diametro $D_1 > D_0$ verranno comunque rimosse in quanto le traiettorie intersecheranno il tratto $L(D_0)$, mentre per quelle di diametro $D_2 < D_0$ potrà essere definita un'altezza $h(D_2)$ (Figura 3.6) discriminante la quota parte di particelle di diametro D_2 che verranno rimosse dalle altre (Sirini, 2002).

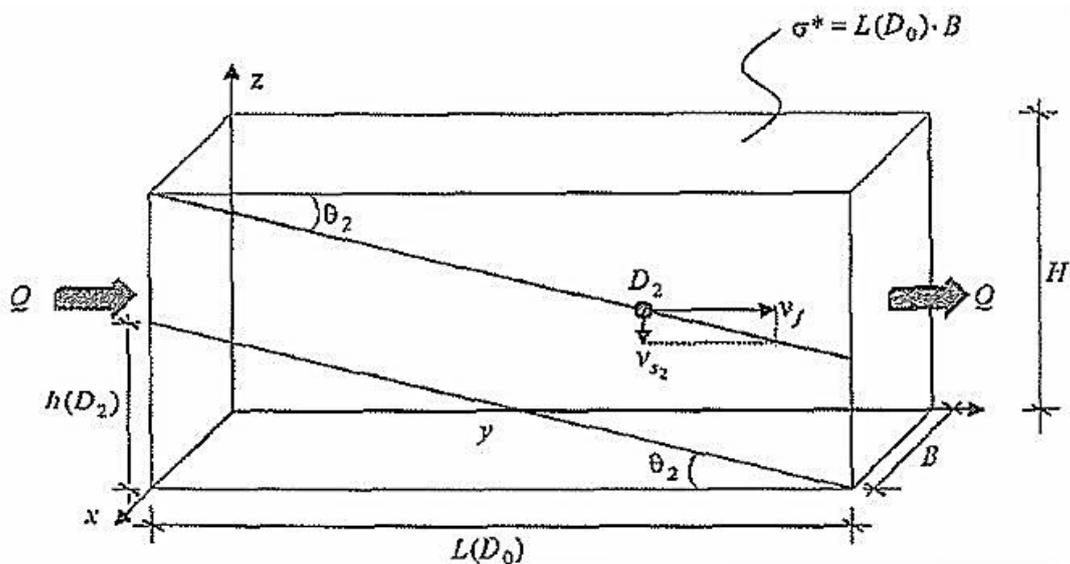


Figura 3.6: Determinazione del rapporto di rimozione (Sirini, 2002).

Tale altezza $h(D_2)$ è ovviamente una funzione del diametro e , dall'ipotesi di uniforme distribuzione delle particelle lungo l'altezza, è possibile definire il corrispondente rapporto di rimozione, dato da:

$$r_2 = r(D_2) = \frac{h(D_2)}{H} \quad (3.13)$$

che rappresenta, per ogni fissato diametro $D_j < D_0$, la percentuale di particelle di diametro D_j rimosse, rispetto al totale delle stesse.

Si osserva che la particella di diametro D_0 che entra a quota H permane nel dispositivo, prima di essere rimossa, un tempo pari al tempo di residenza idraulica θ_H , che risulta pari a:

$$\theta_H = \frac{L(D_0)}{v_f} = \frac{H}{v_s(D_0)} \quad (3.14)$$

Per cui considerando v_f si ha che:

$$v_s(D_0) = \frac{H}{L(D_0)} \cdot \frac{Q}{BH} = \frac{Q}{BL(D_0)} = \frac{Q}{\sigma^*} \quad (3.15)$$

Tale espressione mostra come, note che siano le dimensioni planimetriche dell'unità di trattamento ($L(D_0)$ e B), possa essere definito un valore della velocità di sedimentazione che, per ogni valore della portata volumetrica, risulta essere caratteristico del dispositivo; a tale valore della velocità di sedimentazione può altresì essere associato, con le condizioni poste in precedenza, un preciso valore D_0 del diametro delle particelle: in tal modo particelle con diametro maggiore di D_0 verranno a essere completamente rimosse, mentre particelle con diametro D_j inferiore verranno rimosse in quota parte secondo il rapporto $r_j = h(D_j)/H$.

Tale valore caratteristico della velocità di sedimentazione prende il nome di carico idraulico superficiale o velocità di overflow, v_0 , e risulta così definito:

$$v_0 = \frac{Q}{BL} \quad (3.16)$$

Nota che sia dunque la curva di distribuzione granulometrica (PSD) delle particelle contenute nel fluido da trattare, che fornisce per ogni valore del diametro la percentuale di particelle con diametro uguale o inferiore al diametro considerato, è possibile associare a questa la Curva di Velocità di Sedimentazione (CVS), come mostrato nella Figura 3.7. La CVS è ottenuta dalla CDD associando a ogni diametro, per condizioni al contorno fissate (temperatura, densità del fluido e delle particelle), il corrispondente valore della velocità limite di sedimentazione calcolata con le espressioni ricavate in precedenza. In tal modo la CVS consente di ricavare, per ogni assegnato valore della velocità di sedimentazione, e

dunque per il corrispondente diametro, la percentuale di particelle che presentano velocità di sedimentazione uguale o inferiore al valore considerato (Sirini, 2002).

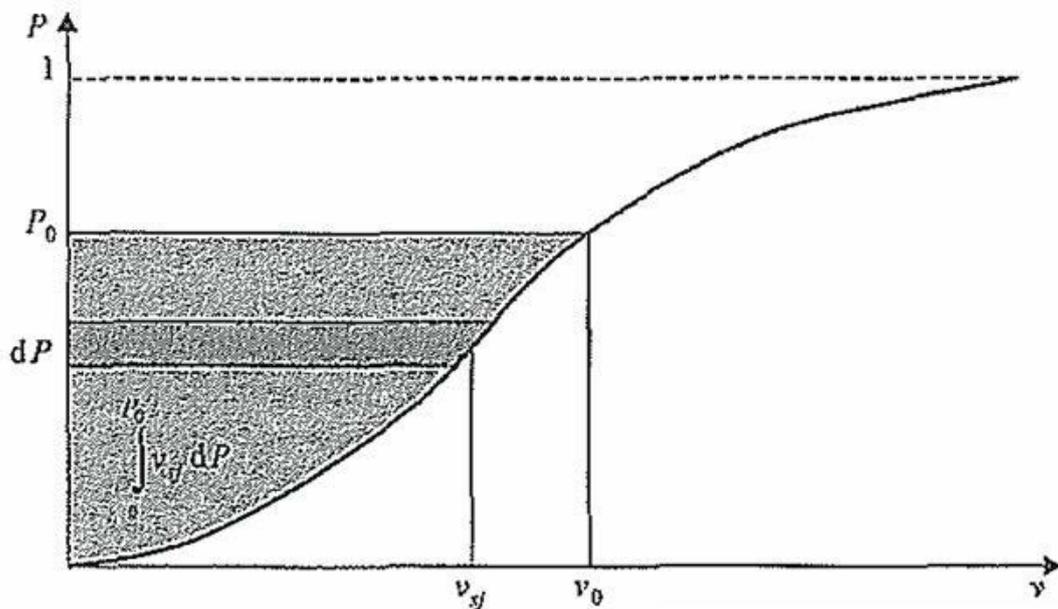


Figura 3.7: Curva di Velocità di Sedimentazione (Sirini, 2002).

Detto ciò può essere ricavata, per data CVS e per assegnate dimensioni del dispositivo, nota che sia la portata volumetrica influente, l'efficienza globale E di rimozione. Determinato infatti il valore della velocità di overflow v_0 , attraverso la CVS è possibile individuare la percentuale P_0 di particelle con velocità di sedimentazione inferiore o uguale a v_0 ; in tal modo la quantità $(1-P_0)$ risulterà pari alla frazione di particelle completamente rimosse dal dispositivo.

Per la restante frazione, atteso che per ogni diametro D_j è nota dalla PSD la percentuale ΔP_j di particelle aventi diametro nell'intorno di D_j , e che per tale percentuale la rimozione risulta nel rapporto $r_j = h(D_j)/H$, dovrà essere considerata la sommatoria dei termini $r_j \Delta P_j$ nell'intervallo $[0, P_0)$, per cui in definitiva l'efficienza globale di rimozione risulta:

$$E = (1 - P_0) + \sum_{j=1}^N r_j \Delta P_j \quad (3.17)$$

dove N è pari al numero degli intervalli in cui è stato suddiviso l'intervallo $[0, P_0)$.

Osservando che:

$$r_j = \frac{h(D_j)}{H} = \frac{\theta_{Hv_s}(D_j)}{\theta_{Hv_s}(D_0)} = \frac{v_{sj}}{v_0} \quad (3.18)$$

ed essendo la velocità di overflow costante, risulta:

$$E = (1 - P_0) + \frac{1}{v_0} \sum_{j=1}^N v_{sj} \Delta P_j \quad (3.19)$$

Ovvero per distribuzioni dimensionali continue:

$$E = (1 - P_0) + \frac{1}{v_0} \int_0^{P_0} v_{sj} \Delta P \quad (3.20)$$

il cui significato fisico è mostrato nella Figura 3.7.

Nel caso in cui tutte le particelle siano dello stesso diametro D inferiore a quello corrispondente alla velocità di overflow, l'espressione dell'efficienza globale di rimozione assume una forma particolarmente semplice, spesso utile nella pratica applicativa. In tal caso infatti nell'espressione dell'efficienza di rimozione la quantità $(1 - P_0)$ risulta nulla e la sommatoria si riduce ad un solo termine, per cui risulta:

$$E = \frac{v_s(D)}{v_0} = \frac{v_s(D)}{Q} L B = \frac{v_s(D)L}{v_f H} \quad (3.21)$$

In particolare, nel caso in cui possa essere applicata l'espressione valida per la velocità limite di sedimentazione, si ha:

$$E = \frac{v_s(D)L}{v_f H} = \frac{(\rho_s - \rho_f)gD^2L}{18\mu v_f H} \quad (3.22)$$

Il modello utilizzato per ricavare la relazione dell'efficienza di rimozione si basa sull'assunzione che il flusso idraulico e dunque le particelle in esso contenute non subiscano rimescolamento alcuno; in tal caso dunque le particelle di diametro assegnato danno luogo all'interno del dispositivo a una superficie di separazione (la cui traccia a-a sul piano y-z ha pendenza v_s/v_f come si può rilevare nella Figura 3.8), al disopra della quale non vi sono particelle mentre al disotto la concentrazione di queste rimane costante sezione per sezione (modello Block – Flow, BFM).

Con riferimento alla Figura 3.8, si può dunque osservare come la relazione dell'efficienza di rimozione si sarebbe potuta ricavare considerando che il valore incrementale della frazione rimossa dE relativamente ad un tratto infinitesimo dy risulta essere sempre pari a:

$$dE = \frac{dh}{H} \quad (3.23)$$

ed essendo $dh = (v_s/v_f)dy$, la precedente risulta:

$$dE = \frac{dh}{H} = \frac{v_s}{v_f H} dy \quad (3.24)$$

che integrata tra gli estremi $E = 0$ per $y = 0$, $E = E_{BF}$ per $y = L$,

prodotto della prima per la frazione incrementale di rimozione, ancora pari, per le ipotesi fatte, a dh/H , per cui si avrà:

$$dC(y) = -C(y) \frac{dh}{H} \quad (3.27)$$

in cui il segno meno rende conto del valore negativo della $dC(y)$. Considerato che risulta quindi sempre $dh = (v_s/v_f)dy$, si ha:

$$\frac{dC(y)}{C(y)} = -\frac{v_s}{v_f H} dy \quad (3.28)$$

la quale, dette C_i e C_u le concentrazioni rispettivamente in ingresso e in uscita dall'unità di trattamento, può essere integrata come segue:

$$\int_{C_i}^{C_u} \frac{dC(y)}{C(y)} = -\int_0^L \frac{v_s}{v_f H} dy \quad (3.29)$$

da cui:

$$\ln \frac{C_u}{C_i} = -\frac{v_s L}{v_f H} \quad (3.30)$$

e dunque:

$$\frac{C_u}{C_i} = e^{-\frac{v_s L}{v_f H}} \quad (3.31)$$

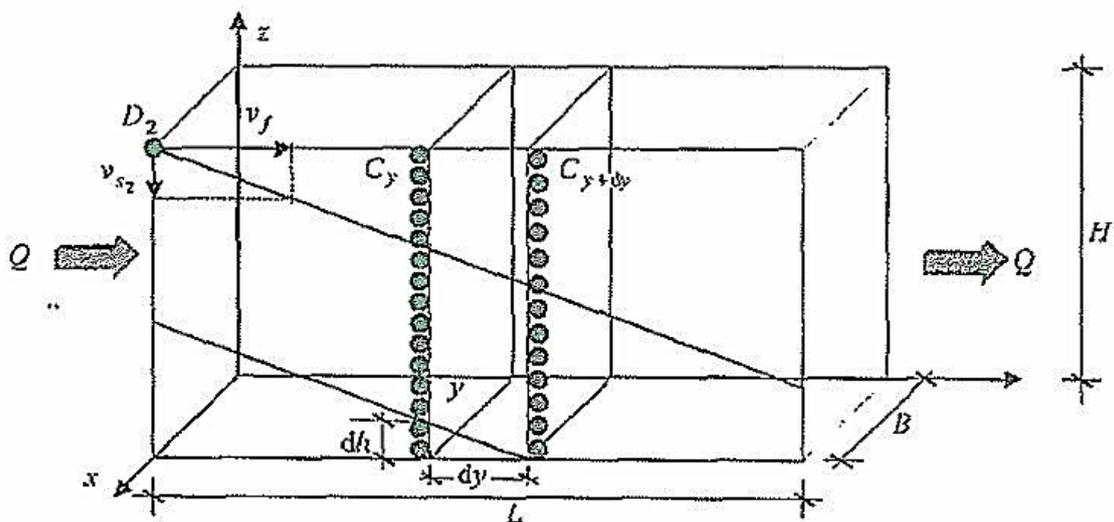


Figura 3.9: Modello concettuale Mixed – Flow, MFM (Sirini, 2002).

L'efficienza globale di rimozione E_{MF} ottenibile con il dispositivo risulta dunque in tal caso:

$$E_{MF} = \frac{C_i - C_u}{C_i} = 1 - e^{-\frac{v_s L}{v_f H}} \quad (3.32)$$

Dal confronto di questa relazione con quella che definisce E_{BF} si ricava che:

$$E_{MF} = 1 - e^{-E_{BF}} \quad (3.33)$$

Si può osservare come per diametri sufficientemente piccoli i due modelli diano luogo agli stessi valori di efficienza, mentre al crescere delle dimensioni delle particelle il MFM fornisca efficienze globali di rimozione inferiori; l'applicazione dei due modelli rende conto altresì di un diverso accumulo delle particelle rimosse in senso longitudinale sul fondo del dispositivo (Sirini, 2002).

3.2.1.5 Descrizione sperimentale del processo di sedimentazione libera

Benché si sia dimostrato come il processo di sedimentazione libera possa essere descritto in maniera analitica, risulta particolarmente utile indicare come le considerazioni precedentemente esposte possano essere ricavate anche sulla base di prove sperimentali.

A tale scopo, si fa riferimento ad una prova di tipo batch condotta in una colonna di sedimentazione, supponendo che all'istante iniziale $t=0$ la concentrazione all'interno della colonna sia uniforme. Si immagini inoltre di discretizzare il problema considerando un numero finito di strati all'interno della colonna di sedimentazione, ipotizzando (Figura 3.10) che per ciascuno di tali strati la distribuzione dimensionale delle particelle sia tale che per cui siano presenti cinque particelle aventi rispettivamente diametro D_1, D_2, D_3, D_4 e D_5 , a cui corrispondono altrettante velocità limite di sedimentazione v_1, v_2, v_3, v_4 e v_5 , tali che:

$$v_2 = 2v_1, v_3 = 3v_1, v_4 = 4v_1, v_5 = 5v_1 \quad (3.34)$$

Se la particella avente diametro D_1 compie nell'intervallo di tempo Δt uno spazio h_1 , nello stesso intervallo di tempo la particella avente diametro D_2 percorrerà uno spazio $h_2 = 2h_1$, quella avente diametro D_3 uno spazio $h_3 = 3h_1$, e così via.

Quindi, se si considera l'istante $t = \Delta t$, alla profondità h_3 (misurata a partire dalla sommità della colonna) saranno presenti soltanto particelle con diametro $D \leq D_3$, e le particelle di ciascun diametro saranno in numero pari a quello iniziale. Si conclude che all'interno della colonna all'istante $t = \Delta t$ e alla profondità h_3 saranno state rimosse tutte le particelle con diametro superiore a D_3 (le quali, essendo di dimensioni maggiori, si ritroveranno nella colonna a profondità superiori).

È possibile pertanto definire per $t = \Delta t$ e $h = h_3$ un'efficienza di rimozione delle particelle, la quale verrà indicata con E_3 . È d'altra parte evidente che allo stesso istante di tempo si osserveranno all'interno della colonna efficienze di rimozione $E > E_3$ per profondità $h < h_3$ ed efficienze di rimozione $E < E_3$ per profondità $h > h_3$.

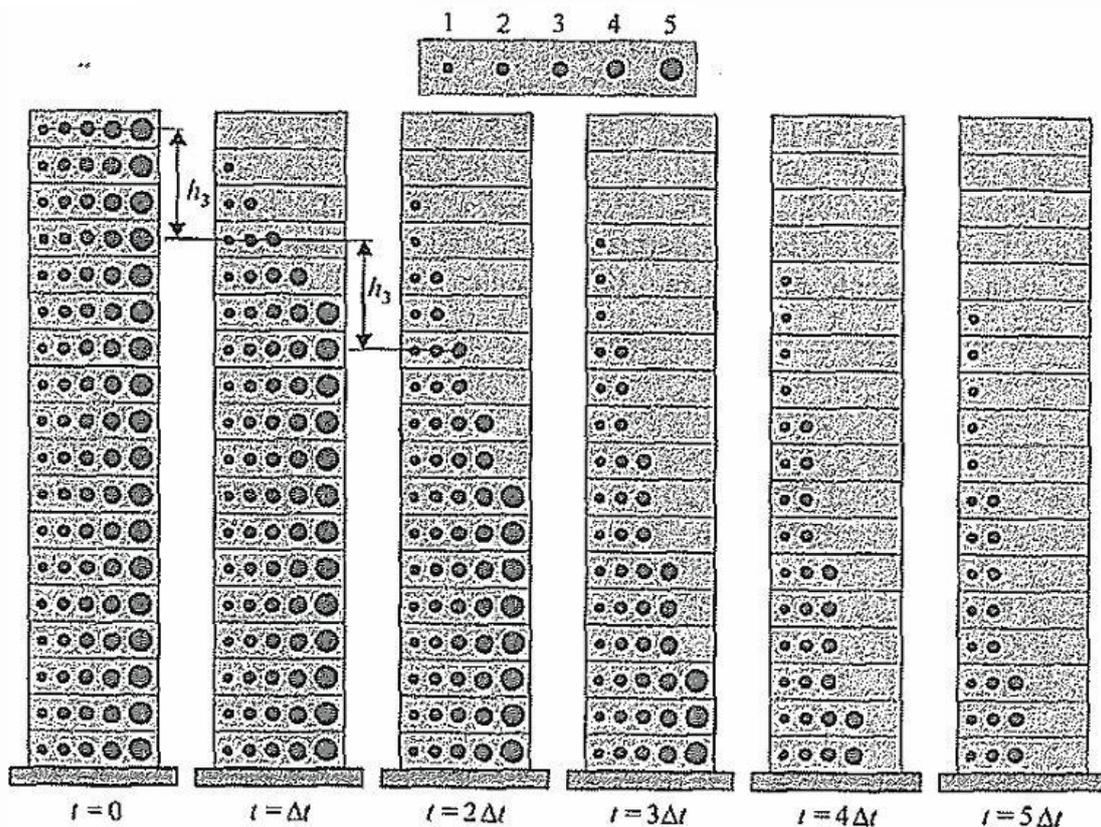


Figura 3.10: Evoluzione di una prova su colonna di sedimentazione (Sirini, 2002).

Se ora si ripete un analogo ragionamento per l'istante $t = 2\Delta t$, in corrispondenza del quale la particella di diametro D_3 avrà percorso uno spazio complessivo pari a $2h_3$, si osserverà che da tale profondità saranno state rimosse le particelle di diametro $D > D_3$, per cui l'efficienza di rimozione sarà anche in tal caso pari a E_3 .

Evidentemente le stesse considerazioni possono essere svolte per l'istante $3\Delta t$ e la profondità $3h_3$, per l'istante $3\Delta t$ e la profondità $4h_3$, ecc. Si conclude pertanto che, se si considera il piano tempo-profondità, la curva che unisce i punti caratterizzati dalla stessa efficienza di rimozione E_3 è necessariamente una retta, così come mostrato in Figura 3.11.

In base alle modalità secondo le quali tale retta è stata ricavata, si può inoltre affermare che essa ha pendenza pari alla velocità di sedimentazione v_3 della particella considerata.

Se si esaminano poi le rette caratterizzate da valori dell'efficienza di rimozione diversi da E_3 , è facile riconoscere come a particelle di diametro superiore a D_3 sarà associato un valore inferiore dell'efficienza di rimozione. È pertanto immediato concludere che le rette che rappresentano valori dell'efficienza di rimozione $E < E_3$ sono caratterizzate da una pendenza superiore a v_3 . Analogamente, le rette caratterizzate da efficienze di rimozione $E > E_3$ avranno pendenze inferiori a v_3 .

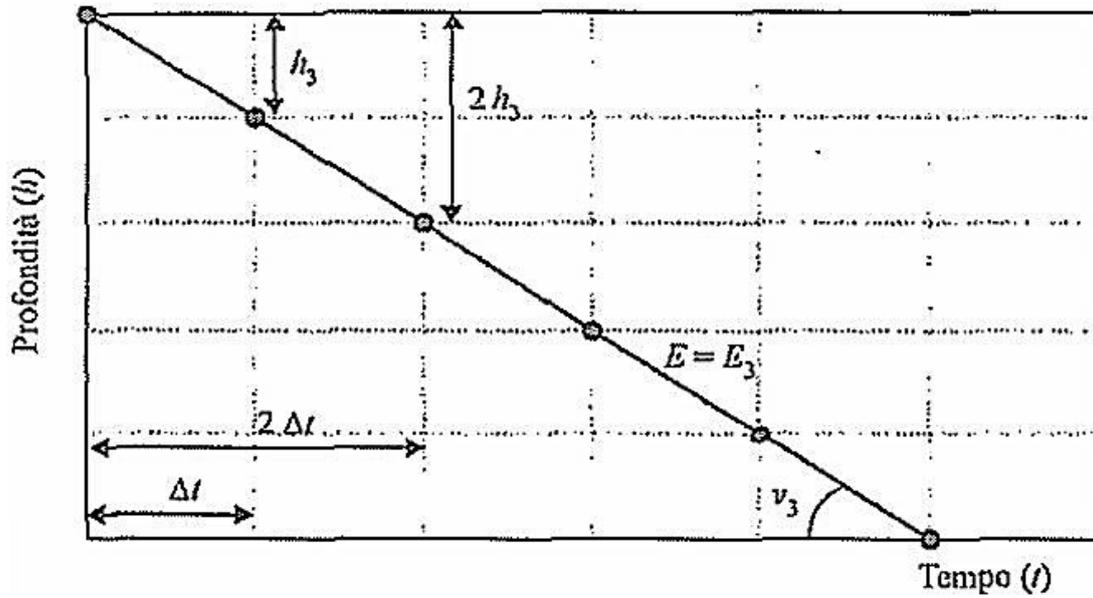


Figura 3.11: Andamento delle curva a uguale efficienza di rimozione (Sirini, 2002).

È allora possibile formulare il primo risultato ottenuto da tale approccio sperimentale, ovvero che punti a uguale efficienza di rimozione sono disposti lungo una retta, ovvero ancora che ogni retta uscente dall'origine rappresenta una curva a uguale efficienza di rimozione.

Nella Figura 3.12 sono riportate le curva a uguale efficienza di rimozione per una determinata distribuzione di particelle.

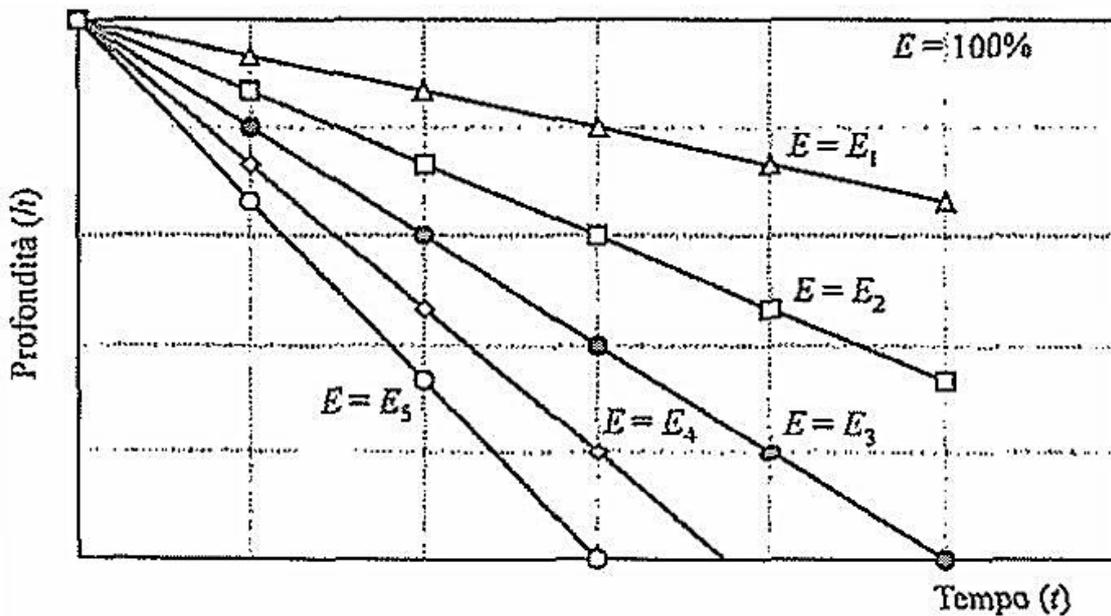


Figura 3.12: Andamento delle curve a uguale efficienza di rimozione (Sirini, 2002).

Si è affermato che in corrispondenza di un punto generico sulla retta E_3 , a essa associata, sono state rimosse tutte le particelle di diametro maggiore di D_3 . La percentuale di particelle con diametro $D > D_3$ può d'altra parte essere desunta dalla PSD delle particelle considerate, ovvero dalla CVS, precedentemente definite. Se si fa riferimento alla Figura 3.13 e si indica con P_3 il passante cumulato percentuale corrispondente alla velocità v_3 , la quantità E_3 sarà evidentemente pari a $(100 - P_3)$.

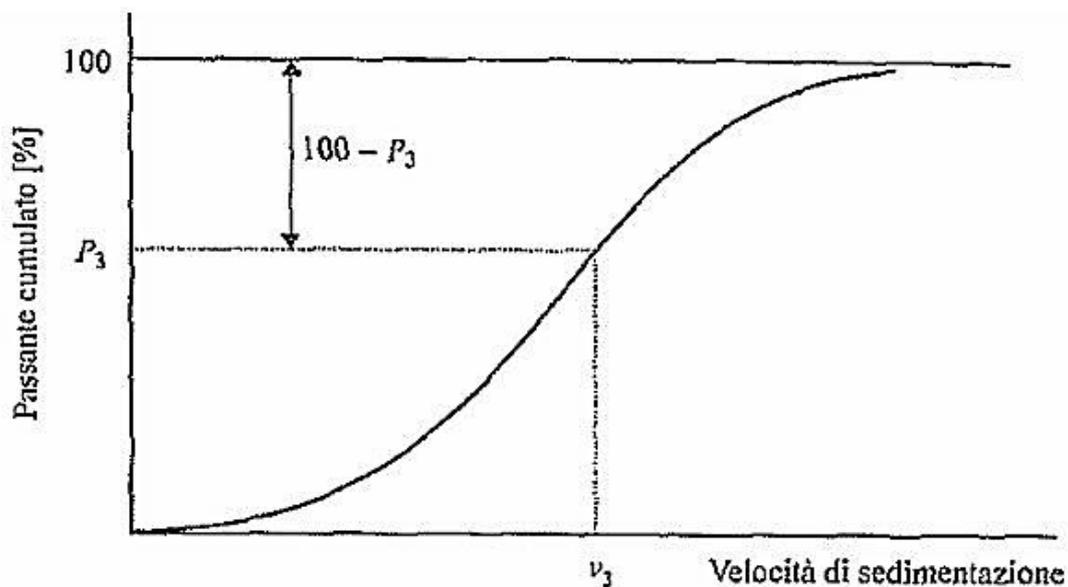


Figura 3.13: Efficienza di rimozione desunta dalla curva di velocità (Sirini, 2002).

Si può dunque affermare che l'efficienza di rimozione E_3 indica la percentuale di particelle aventi velocità di sedimentazione superiore alla pendenza v_3 delle rette E_3 , ovvero che, facendo riferimento alla distribuzione iniziale delle particelle, una percentuale di queste pari a E_3 presenta una velocità di sedimentazione superiore a v_3 . In altre parole, si può affermare, ancora con riferimento alla distribuzione iniziale delle particelle, che $(100 - E_3)$ rappresenta la percentuale di particelle con velocità di sedimentazione inferiore o uguale a v_3 .

Quindi, note le curve a uguale efficienza di rimozione, è immediato ricavare la curva di velocità di sedimentazione per la sospensione considerata.

Con riferimento alla Figura 3.14, se si considera la situazione che si osserva all'interno della colonna in corrispondenza dell'istante $t = \bar{t}$, si può notare che a tale istante le particelle di diametro D_1 sono state rimosse dalla colonna solo per profondità inferiori a quella del punto A, le particelle di diametro D_2 sono state rimosse dalla colonna solo per profondità

inferiori a quella del punto B, e così via; soltanto le particelle con $D \geq D_5$ (ovvero con $v \geq v_5$) risultano interamente rimosse dalla colonna.

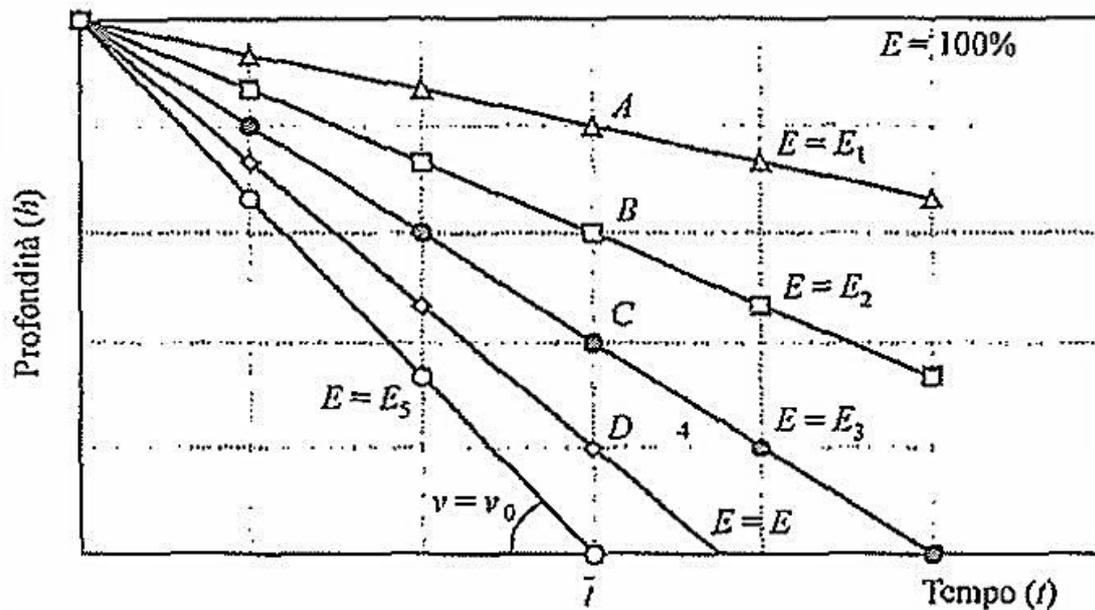


Figura 3.14: Definizione della velocità di overflow (Sirini, 2002).

Da tali considerazioni discende che ogni qualvolta si fissa un istante di tempo $t = \theta_H$, risulta automaticamente determinata la retta a uguale efficienza di rimozione $E = E(\theta_H)$ che incontra l'asse delle ascisse in corrispondenza di tale istante. Pertanto, fissato un istante $t = \theta_H$, risulta univocamente determinata la frazione di particelle che verranno interamente rimosse dalla colonna.

La velocità di sedimentazione che discrimina tra particelle rimosse completamente e particelle rimosse soltanto parzialmente, rappresentata dalla pendenza della retta passante $E = E(\theta_H)$, può essere considerata come la velocità di overflow v_0 precedentemente definita. Pertanto, fissato un istante $t = \theta_H$, risulta univocamente determinata la velocità di overflow v_0 .

È altresì evidente che per $t = \theta_H$ la percentuale complessiva di particelle rimosse dalla colonna risulterà superiore a $E(\theta_H)$, in quanto si dovrà tener conto anche delle particelle aventi velocità inferiore a v_0 , le quali vengono rimosse soltanto parzialmente. Si pone dunque il problema di determinare il valore dell'efficienza globale di rimozione. Si considera allo scopo il caso illustrato nella Figura 3.15.

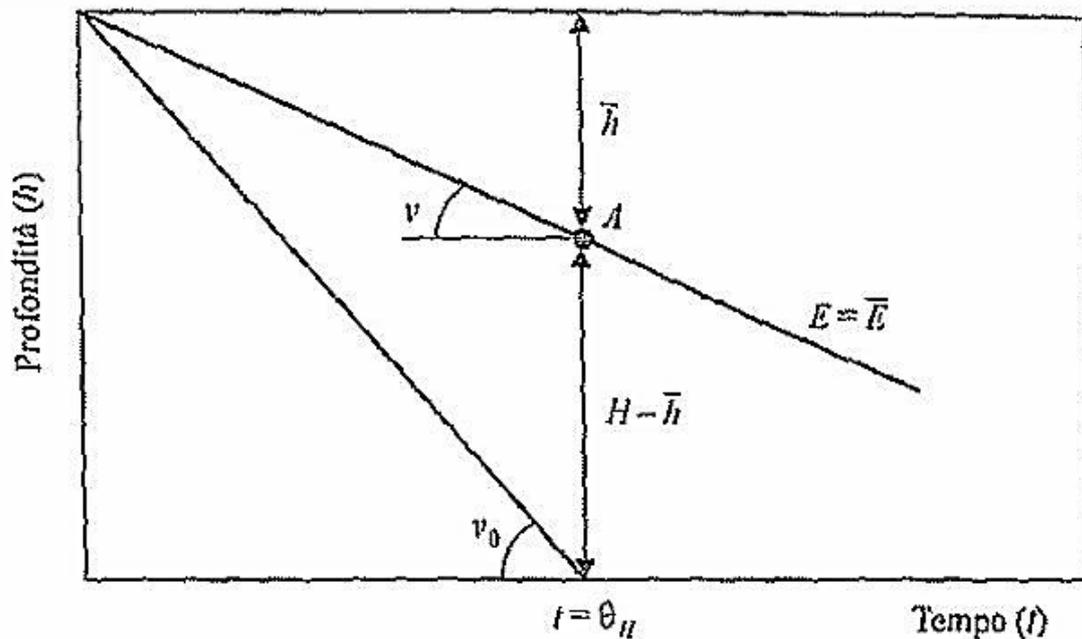


Figura 3.15: Determinazione del rapporto di rimozione (Sirini, 2002).

All'istante $t = t_H$ si ha che:

- per $h = \bar{h}$ l'efficienza di rimozione è pari a \bar{E} e sono presenti particelle di diametro inferiore o uguale a \bar{D} ;
- per $h < \bar{h}$ l'efficienza di rimozione è superiore a \bar{E} e sono presenti particelle di diametro inferiore a \bar{D} ;
- per $h > \bar{h}$ l'efficienza di rimozione è inferiore \bar{E} e sono presenti particelle aventi diametro compreso tra \bar{D} e il diametro D_0 corrispondente a v_0 (Figura 3.15).

Ne consegue che, rispetto alla distribuzione iniziale, le particelle di diametro superiore a \bar{D} (presenti inizialmente in percentuale pari a \bar{E}) sono state rimosse dalla colonna esclusivamente nel tratto \bar{h} , per cui, avendo ipotizzato una distribuzione iniziale uniforme, il rapporto di rimozione a esse associato sarà pari a \bar{h}/H . La quantità di particelle con $D > \bar{D}$ complessivamente rimossa sarà pertanto $(\bar{E} \cdot \bar{h})/H$.

Analoghe considerazioni possono essere svolte per particelle aventi diametro diverso da \bar{D} . È evidente dunque che se si dispone di un numero discreto di rette a uguale efficienza di rimozione, è possibile assegnare alle particelle con diametro intermedio tra quelli corrispondenti a due rette contigue una curva fittizia, come mostrato in Figura 3.16.

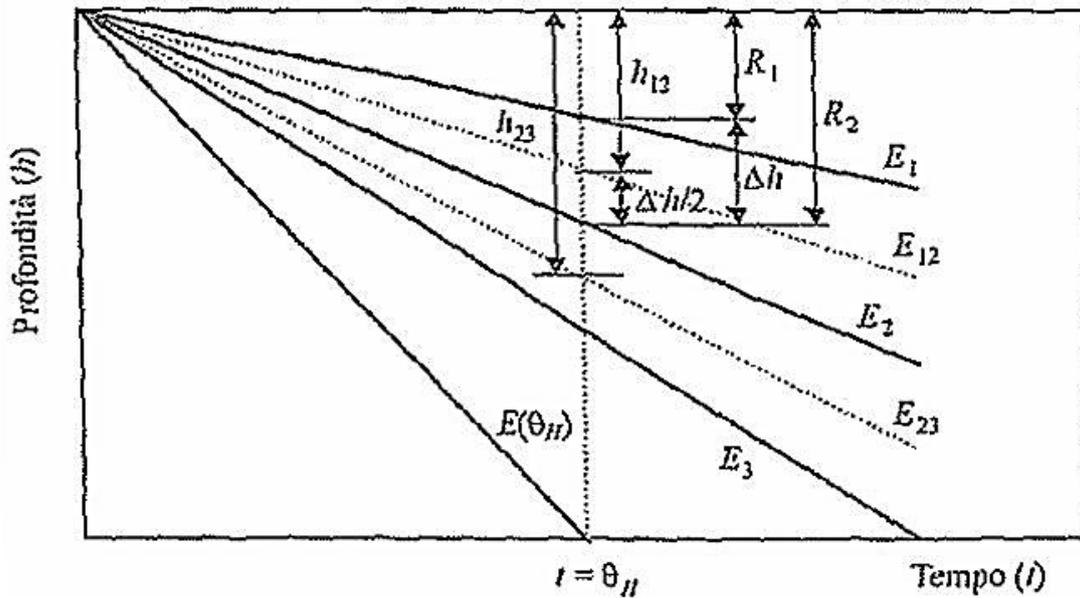


Figura 3.16: Determinazione dell'efficienza globale di rimozione (Sirini, 2002).

Se infatti si considerano le rette tracciate per $E = E_1$ ed $E = E_2$, alle particelle con $D = D_1$ e $D = D_2$ può essere attribuito un rapporto di rimozione pari rispettivamente a h_1/H e h_2/H ; in altre parole, alle particelle di diametro D_1 compete globalmente un'efficienza di rimozione $E_1 h_1/H$ lungo la colonna, mentre a quelle di diametro D_2 compete globalmente un'efficienza di rimozione $E_2 h_2/H$.

Nel caso di distribuzione dimensionale continua, alle particelle con diametri compresi tra D_1 e D_2 , le quali sono inizialmente presenti in percentuale pari a $(E_1 - E_2)$, può essere attribuita la curva fittizia E_{12} , ricavata secondo il criterio illustrato nella Figura 3.16. È dunque possibile associare a tali particelle un rapporto di rimozione pari a h_{12}/H , per cui la quantità di particelle con diametri compresi tra D_1 e D_2 complessivamente rimossa dalla colonna sarà pari a $(E_1 - E_2) h_{12}/H$.

Sommando i singoli contributi corrispondenti agli intervalli tra i diversi diametri, si ottiene per l'efficienza globale di rimozione (Sirini, 2002):

$$E_{tot} = E(\theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot \frac{h_{i,i+1}}{H} \quad (3.35)$$

3.2.2 Sedimentazione per flocculazione (tipo II)

Le particelle presenti generalmente nelle acque reflue domestiche e industriali (Weber, 1972; Eckenfelder, 1989), nonché nelle acque meteoriche di dilavamento, non agiscono come particelle discrete ma danno luogo a coalescenza durante la sedimentazione. A causa della coalescenza o della flocculazione, la massa delle particelle aumenta, e

conseguentemente esse sedimentano più velocemente. Il grado di flocculazione varia in funzione delle opportunità di contatto fra le particelle, che a loro volta sono funzione della velocità di overflow, della profondità del bacino, dei gradienti di velocità presenti nel sistema, della concentrazione delle particelle e della distribuzione granulometrica delle stesse (Weber, 1972; Metcalf e Eddy, 2006). Quindi, al contrario di quanto esposto nel caso della sedimentazione libera, per il meccanismo di sedimentazione di tipo II risulta complesso fornire una descrizione analitica del fenomeno. In tal caso, per la descrizione del processo di sedimentazione si fa allora ricorso a prove di tipo sperimentale in batch, le quali sono in grado di fornire indicazioni sull'efficienza globale di rimozione delle particelle conseguibile in un sedimentatore a flusso continuo.

Facendo riferimento ai risultati delle prove di sedimentazione in colonna (Figura 3.17), si può notare che in tal caso le curve a eguale efficienza di rimozione non saranno caratterizzate da una pendenza costante. Poiché, come si è detto, la pendenza di tali curve rappresenta istante per istante la velocità di sedimentazione, esse saranno caratterizzate da una pendenza crescente dipendentemente dalla legge con la quale variano le dimensioni (ed eventualmente il peso dell'unità di volume) delle particelle.

È evidente che se si fissa un tempo $t = \theta_H$ e si individua la curva a eguale efficienza di rimozione che interseca l'asse delle ascisse in corrispondenza di tale istante, la sua pendenza in tale punto può essere riguardata come l'analoga di una velocità di overflow v_0 . La frazione di particelle rimosse può essere ricavata sulla base di considerazioni analoghe a quelle che hanno consentito di ricavare la relazione 3.35. Pertanto, anche in questo caso l'efficienza globale di rimozione può essere calcolata mediante la 3.35.

3.2.3 Test su colonna di sedimentazione

Al fine di determinare le caratteristiche di sedimentazione di una sospensione e per misurare la velocità di sedimentazione di particelle discrete in sospensioni diluite, Camp (1946) ha proposto l'utilizzo di un metodo indiretto basato sul concetto dei test di laboratorio su colonna di sedimentazione. Tale metodologia è stata successivamente descritta in maggiore dettaglio nei comuni manuali di ingegneria sanitaria e ambientale (Weber, 1972; Eckenfelder, 1989; Sigmund, 2005).

Diversi tipi di colonne di sedimentazione possono essere utilizzati per i test, ma quello più diffuso consiste in un cilindro dotato di rubinetti di prelievo per tutta la sua lunghezza. Le altre tipologie differiscono solo per i metodi utilizzati nella miscelazione del campione prima dell'inizio della prova (Pisano, 1996).

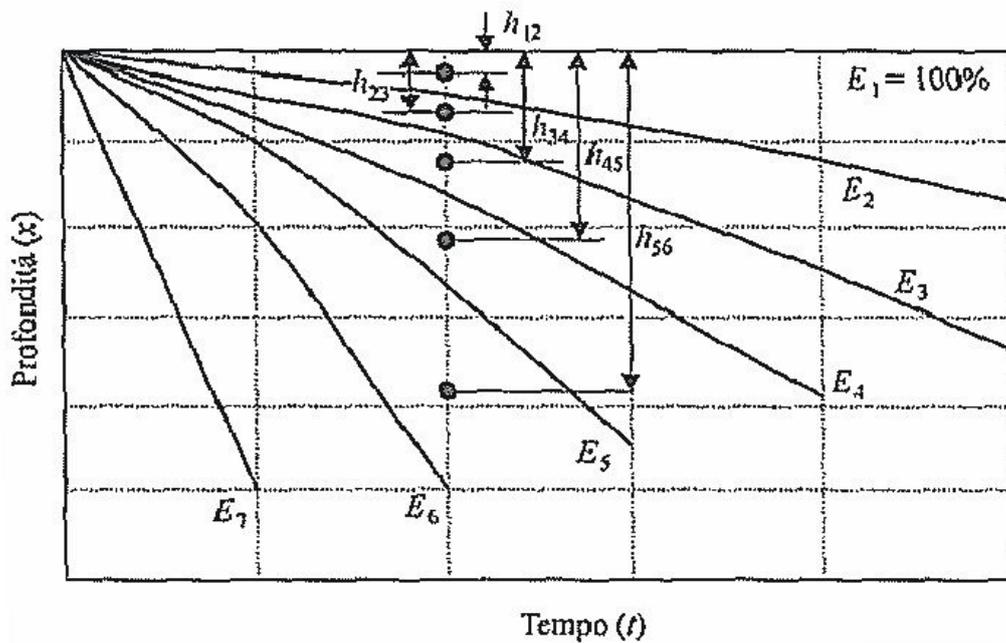


Figura 3.17: Andamento delle curve a uguale efficienza di rimozione e determinazione dell'efficienza globale di rimozione (Sirini, 2002).

In particolare, nei test viene impiegato un cilindro di altezza pari all'altezza liquida H_{sed} prevedibile per la vasca di sedimentazione e di diametro tale da non risentire degli effetti delle pareti della colonna. Dagli studi di Zanoni e Blomquist (1975) si evince infatti che gli effetti del disturbo provocato dalle pareti sono molto più pronunciati nelle colonne di piccolo diametro (50 mm), rispetto a colonne con diametri di 100 o 150 mm. Pertanto si consiglia l'adozione di un diametro di almeno 127 mm (Eckenfelder, 1989). Un'altra variabile è rappresentata dal numero di rubinetti di prelievo posti lungo la colonna. Ciò evidentemente determina il numero di analisi di laboratorio per la determinazione dei TSS, influenzando di conseguenza la durata del singolo test e i costi per l'esecuzione delle analisi stesse. Zanoni e Blomquist (1975) hanno dimostrato che non si commettono molti errori nei risultati se si utilizzano tre porte di campionamento anziché sette (Figura 3.18). Inoltre, la durata del test deve essere uguale al tempo di detenzione previsto per la vasca di sedimentazione (Sigmund, 2005).

La procedura da utilizzare è la seguente:

- si versa la fase liquida con la sospensione a concentrazione omogenea nota;
- si agita delicatamente per mantenere la sospensione uniformemente distribuita sul volume del cilindro;
- quando il liquido non presenta più vortici dovuti all'agitazione, si inizia il test (tempo zero);

- a intervalli di tempo regolari (da 5 a 10 minuti circa) vengono prelevati da ciascun rubinetto dei campioni di fase liquida con la sospensione;
- vengono analizzati tutti i campioni prelevati in termini di solidi sospesi presenti, seguendo le indicazioni del rapporto APAT e IRSA-CNR (2003) in accordo al protocollo 2540D sviluppato da APHA et al. (2005);
- si valuta il contenuto dei solidi sospesi presenti ovvero la relativa percentuale rimossa rispetto a quella iniziale registrata al tempo zero;
- si segnano su un apposito grafico, in corrispondenza della profondità del rubinetto h_i (dal pelo liquido dentro il cilindro) e dell'intervallo di tempo t_i (dal tempo zero) i valori dell'efficienza di rimozione calcolati per ciascun campione;
- su tale piano vengono quindi tracciate le curve a efficienza di rimozione costante riportate in Figura 3.19;
- si valuta l'efficienza di rimozione globale dei TSS mediante la relazione 3.35.

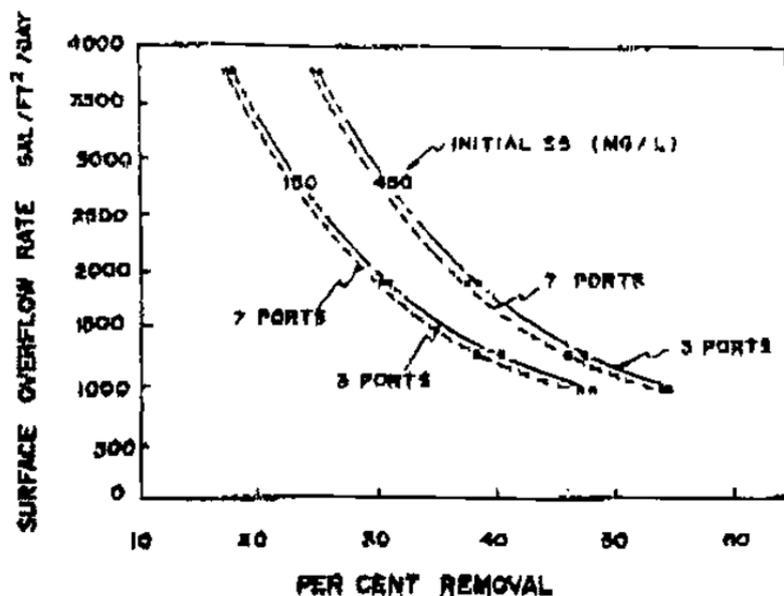


Figura 3.18: Effetto del numero di porte per il campionamento sulla rimozione dei solidi sospesi utilizzando una colonna di diametro pari a 102 mm (Zanoni e Blomquist, 1975).

Dal momento che le analisi di laboratorio simulano la condizione di sedimentazione ideale, occorre considerare dei fattori che tengano in conto gli effetti della turbolenza ed eventuali perdite all'ingresso e all'uscita dei reali dispositivi per la sedimentazione. Ciò comporta infatti una diminuzione della velocità di overflow ed un aumento dei tempi di detenzione del refluo rispetto ai risultati di laboratorio. In particolare, secondo Eckenfelder (1989)

sarebbe necessario ridurre la velocità di overflow utilizzando un fattore variabile da 1.25 a 1.75; mentre per la correzione dei tempi di detenzione un fattore che varia da 1.50 a 2.00.

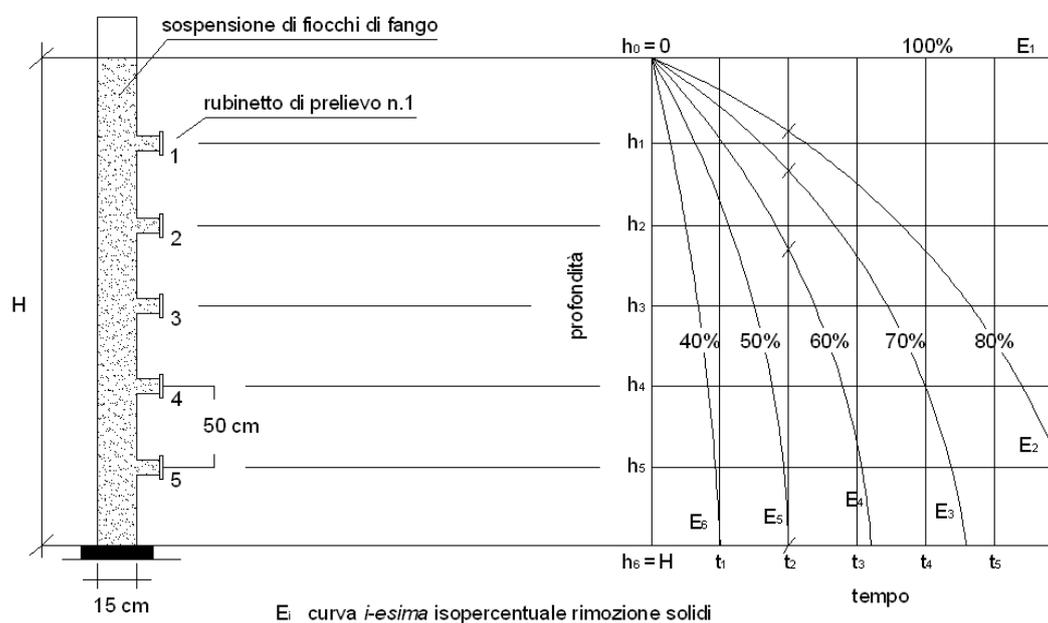


Figura 3.19: Cilindro con rubinetti per il prelievo dei campioni e risultato grafico del test su una sospensione di tipo fioccoso (Sigmund, 2005).

3.2.4 Panoramica dei test su colonna di sedimentazione in letteratura

Il metodo grafico tradizionale, ampiamente descritto nei paragrafi precedenti, rappresenta un procedimento molto dispendioso in termini di tempo e soggettivo nell'interpretazione dei dati stessi (Berthouex e Stevens, 1982; Ong, 1985; San, 1989; Özer, 1994; Je e Kim, 2002; Je e Chang, 2004; Overcamp, 2006), per la definizione dell'efficienza di rimozione globale dei solidi sospesi. Diversi metodi sono stati sinora studiati allo scopo di analizzare i dati ottenuti dai test su colonna di sedimentazione e fornire, quindi, un metodo più semplice da utilizzare rispetto a quello grafico.

Di seguito si riportano le principali metodologie trovate in letteratura che hanno come obiettivo principale l'interpretazione matematica del fenomeno di sedimentazione sulla base dei risultati delle prove su colonna.

3.2.4.1 Metodo di Berthouex e Stevens (1982)

Il metodo proposto da Berthouex e Stevens (1982) si basa sulla definizione matematica della variazione della concentrazione dei solidi sospesi in funzione della profondità e del tempo di detenzione nel caso di sedimentazione di tipo II, secondo il polinomio:

$$C(z,t) = b_0 + b_1t + b_2t^2 + b_3z \quad (3.36)$$

dove t è il tempo di detenzione; z la profondità di sedimentazione; $C(z,t)$ la concentrazione dei solidi sospesi alla profondità z e al tempo t ; b_0 , b_1 , b_2 e b_3 delle costanti empiriche.

Se necessario, l'equazione può essere modificata aggiungendo o eliminando dei termini. Infatti, per migliorare di poco il valore numerico, potrebbero essere aggiunti i termini b_4z^2 e b_5zt . Mentre nel caso di sedimentazione di tipo I la funzione 3.36 diventa:

$$C(z,t) = b_0 + b_1t \quad (3.37)$$

Una volta stabiliti i valori dei coefficienti empirici mediante l'utilizzo di un software di statistica, è possibile determinare l'efficienza di rimozione dei solidi sospesi:

$$E(t) = 1 - \frac{1}{ZC_0} \int_0^Z C(z,t) dz \Big|_{t=T} \quad (3.38)$$

dove C_0 è la concentrazione dei solidi sospesi al tempo $t = 0$ e Z è la profondità della colonna di sedimentazione.

Se i dati a disposizione, relativi alla prova su colonna, si riferiscono a numerosi intervalli di tempo potrebbe essere difficile ottenere un'unica funzione che approssima l'intero set di dati. In tal caso, per avere un risultato più accurato è consigliato suddividere in sotto intervalli i dati e utilizzare più funzioni interpolanti. Per ovviare a questa limitazione, Ong (1985) ha studiato l'effetto dei tempi e delle profondità di campionamento sulla stima dell'efficienza di sedimentazione. Infatti dagli studi effettuati si evince che è sufficiente eseguire campionamenti a due profondità e a tre intervalli di tempo diversi. In particolare i tre intervalli di tempo scelti devono comunque coprire il tempo di detenzione del refluo nella futura vasca di sedimentazione e il primo campionamento non deve essere effettuato nei primi minuti dall'inizio del test. Mentre per quanto riguarda la profondità non ci sono particolari condizioni che pregiudicano un'adeguata stima dell'efficienza di rimozione.

3.2.4.2 Metodo di San (1989)

Il metodo proposto da San (1989) si basa sulla definizione matematica delle curve di iso-rimozione, secondo la seguente relazione:

$$P = \frac{T^b}{aH^k + T^b} \quad (3.39)$$

dove P è la percentuale di rimozione che caratterizza la curva di iso-rimozione, variabile da 0 a 1; T è il tempo di sedimentazione; H è la profondità; a , b e k sono dei parametri specifici che devono essere determinati per una data sospensione. In particolare, nel caso di sedimentazione di tipo II k assume valori più bassi rispetto al parametro b ; mentre per la

sedimentazione di tipo I b e k assumono valori simili (b/k=1). Di conseguenza, le curve di iso-rimozione nel caso di sedimentazione di particelle discrete possono essere descritte in funzione della velocità di sedimentazione, $v=H/T$; in questo caso:

$$P = \frac{1}{1 + av^k} \quad (3.40)$$

Inoltre, dal momento che il rapporto k/b per le particelle discrete è prossimo all'unità e quello per le particelle fiocose è minore di uno, mediante la seguente relazione, può essere definito un coefficiente di flocculazione α :

$$\alpha = 1 - \frac{k}{b} \quad (3.41)$$

Ovviamente α è pari a 0 nel caso di sedimentazione di tipo I. Per le soluzioni fiocose la relazione 3.39 può essere riscritta sottoforma di espressione multilineare:

$$\ln\left(\frac{1}{P} - 1\right) = \ln a - b \ln T + k \ln H \quad (3.42)$$

Se l'equazione 3.39 viene risolta per H e derivata rispetto a P, si ha che:

$$dH = \left[\frac{P_0}{(1-P_0)} \right]^k \frac{P}{k} \left(\frac{1}{P} - 1 \right)^{k-1} \left(-\frac{dP}{P^2} \right) \quad (3.43)$$

Quindi, considerando che l'efficienza di rimozione globale viene definita come:

$$R = \frac{1}{H_0} \int_0^{H_0} P dH \quad (3.44)$$

dove H_0 è la profondità della colonna e quindi della vasca, l'equazione 3.41 si sostituisce nella 3.42 e si risolve l'integrale:

$$R = P_0 \left[1 + \frac{1!(1-P_0)^1}{\left(1 + \frac{1}{k}\right)} + \frac{2!(1-P_0)^2}{\left(1 + \frac{1}{k}\right)\left(2 + \frac{1}{k}\right)} + \frac{3!(1-P_0)^3}{\left(1 + \frac{1}{k}\right)\left(2 + \frac{1}{k}\right)\left(3 + \frac{1}{k}\right)} + \dots \right] \quad (3.45)$$

È stato dimostrato che la serie dell'equazione 3.43 è convergente. L'errore che deriva nel considerare n termini può essere calcolato come segue:

$$E_r < \frac{(n+1)!(1-P_0)^{n+1}}{\left(1 + \frac{1}{k}\right)\left(2 + \frac{1}{k}\right)\left(3 + \frac{1}{k}\right) \dots \left[(n+1) + \frac{1}{k}\right] P_0} < \frac{(1-P_0)^{n+1}}{(n+2)P_0} \quad (3.46)$$

Il numero di termini n necessari per il calcolo dell'efficienza globale di rimozione dei TSS con un dato errore può essere determinato utilizzando la relazione 3.44 con una procedura del tipo "trial and error".

In conclusione l'efficienza globale di rimozione dei solidi sospesi per una determinata soluzione può essere calcolata mediante l'equazione 3.45 secondo il seguente algoritmo:

1. determinare i coefficienti a, b e k utilizzando la relazione 3.42;
2. calcolare le curve di iso-rimozione con percentuale P_0 attraverso la relazione 3.39, utilizzando i valori T_0 e H_0 ;
3. assumere un grado di errore E_r per l'efficienza R;
4. assegnare i seguenti valori iniziali alle variabili dell'equazione 3.45:
 - a) step numero $i = 1$;
 - b) termine di moltiplicazione $f(k_0) = 1$;
 - c) somma cumulativa dei termini, $f(P_0)_0 = 0$;
5. calcolare i seguenti termini:
 - a) $f(k)_i = f(k)_{i-1} \frac{i(1-P_0)}{i + \frac{1}{k}}$;
 - b) $f(P_0)_i = f(P_0)_{i-1} + f(k)_{i-1}$;
 - c) se $f(k)_i/P_0 < E_r$ andare al punto 5(f);
 - d) se $f(k)_i/P_0 > E_r$ aumentare il numero dello step: $i = i+1$;
 - e) ritornare al punto 5(a) per il calcolo di un nuovo termine;
 - f) calcolare efficienza di rimozione globale come: $R = P_0[1 + f(P_0)_i]$.

3.2.4.3 Metodo di Özer (1994)

Il metodo proposto da Özer (1994) si basa sulla definizione matematica delle curve di iso-rimozione, secondo la seguente relazione:

$$P = aH^bT^d \quad (3.47)$$

dove a, b e d sono dei parametri che dovranno essere determinati per ogni set di dati di una prova su colonna; P è la percentuale di concentrazione che corrisponde al tempo T; H è il rapporto tra la concentrazione C di un campione e la concentrazione iniziale C_0 .

In particolare, l'autore ha usato l'analogia delle curve di iso-rimozione con le curve di intensità-durata-frequenza (Intensity-Duration-Frequency, IDF) delle precipitazioni.

Se si considerano le proprietà dei logaritmi è possibile ricavare dalla relazione 3.47 un'espressione multilineare:

$$\ln P = \ln a + b \ln H + d \ln T \quad (3.48)$$

Per ottenere un miglior fitting dei dati relativi alle prove su colonna, Özer propone una modifica nell'equazione 3.47:

$$1 + P = AH^B T^D \quad (3.49)$$

che nella forma logaritmica diventa:

$$\ln(1 + P) = \ln A + B \ln H + D \ln T \quad (3.50)$$

dove A, B e D sono i parametri del modello matematico.

Dal momento che l'efficienza di rimozione globale è data da:

$$R = 1 - \frac{1}{H_0} \int_0^{H_0} P dH \quad (3.51)$$

dove H_0 è la profondità della colonna, sostituendo la 3.47 e la 3.49 si hanno rispettivamente le seguenti relazioni:

$$R_0 = 1 - \frac{aH_0^b T_0^d}{b+1} \quad (3.52)$$

$$R_0 = 2 - \frac{AH_0^B T_0^D}{B+1} \quad (3.53)$$

Özer suggerisce che la scelta del modello più appropriato per un determinato set di dati deve essere fatta mettendo a confronto i coefficienti di correlazione.

3.3 Il processo di filtrazione

Per rimuovere i solidi in sospensione che non si sono depositati nell'unità di sedimentazione o per aumentare l'efficienza di un impianto già esistente, il trattamento mediante filtrazione è una precondizione essenziale nei moderni impianti di trattamento delle acque.

È possibile però effettuare una distinzione tra (1) filtrazione in volume, (2) filtrazione superficiale e (3) filtrazione su membrana. Nei processi di filtrazione in volume la rimozione del materiale sospeso ha luogo all'interno e sulla superficie del letto di materiale filtrante, mentre nella filtrazione superficiale e in quella su membrana il materiale sospeso viene rimosso attraverso un meccanismo di staccatura esplicito da una superficie filtrante (per esempio una tela filtrante) o da una sottile membrana montata su di un supporto.

Grazie a più strati calibrati di materiali filtranti, la filtrazione permette, quindi, di rimuovere dal liquido tutte quelle particelle sospese che ne aumentano la torbidità e che influirebbero negativamente sulla qualità del corpo idrico ricettore nel quale viene sversato (Metcalf e Eddy, 2006)

3.3.1 Filtrazione in volume

Si definisce filtrazione in volume un processo in cui la rimozione dei solidi, operata utilizzando un mezzo poroso filtrante, costituito da materiale granulare o compressibile, avviene all'interno del mezzo stesso (Figura 3.20).

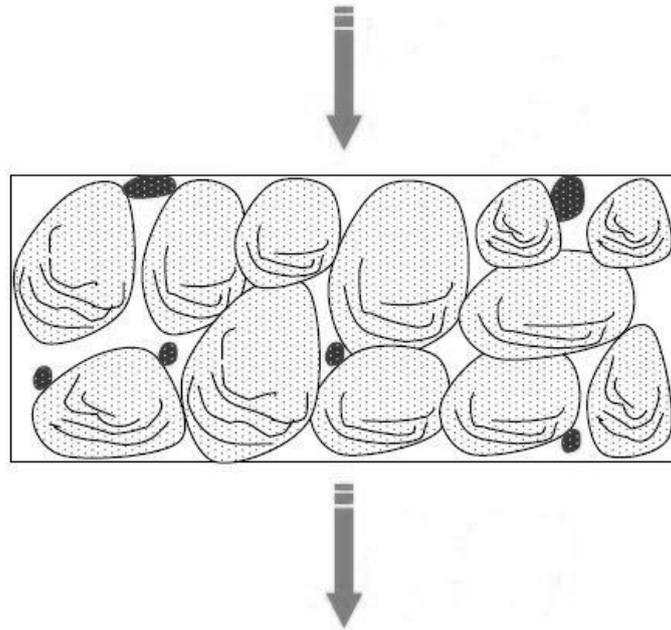


Figura 3.20: Schematizzazione del processo di filtrazione in volume.

Le dimensioni dei grani del materiale filtrante rappresentano la caratteristica che maggiormente influenza il funzionamento di un filtro, in quanto esse intervengono sia sul valore della perdita di carico a vuoto sia sull'andamento delle perdite di carico durante il funzionamento del filtro. Nel caso in cui il materiale selezionato sia caratterizzato da dimensioni dei grani eccessivamente ridotte gran parte del carico idraulico associato al fluido in ingresso viene perso per vincere la forza di attrito esercitata dal letto filtrante; la scelta di un materiale filtrante di dimensioni troppo elevate comporta invece il passaggio di gran parte delle particelle più piccole attraverso il filtro.

Un mezzo poroso esplica azione di filtrazione in volume, nei riguardi dei solidi sospesi contenuti all'interno di un liquido, nel senso che può produrre, con meccanismi diversi, la loro rimozione dalla corrente fluida. I meccanismi alla base del fenomeno assumono importanza relativa diversa in funzione, essenzialmente, delle dimensioni e della densità dei solidi da rimuovere.

La filtrazione in volume è sostanzialmente costituita da tre meccanismi:

- il trasporto;

- l'attacco;
- il distacco.

Il meccanismo di trasporto, a sua volta, è influenzato dall'interazione di cinque forze:

- gravitazionale - sedimentazione con velocità dipendente dalla dimensione e dal peso specifico dei solidi sospesi nel fluido;
- inerziale - tendenza al proseguimento del moto rettilineo uniforme per effetto della massa inerziale posseduta dalle particelle sospese, a cambiamenti direzionali delle linee di flusso;
- idrodinamica - moto di rotazione, impresso per gradiente di velocità all'interno dei meati, che tende ad avvicinare le particelle sospese nel fluido ai granuli del mezzo filtrante (Figura 3.21);
- elettrostatica - modificazione della posizione relativa fra le particelle solide sospese;
- diffusionale - energia termica di moto (Browniano) posseduta dalle molecole del fluido.

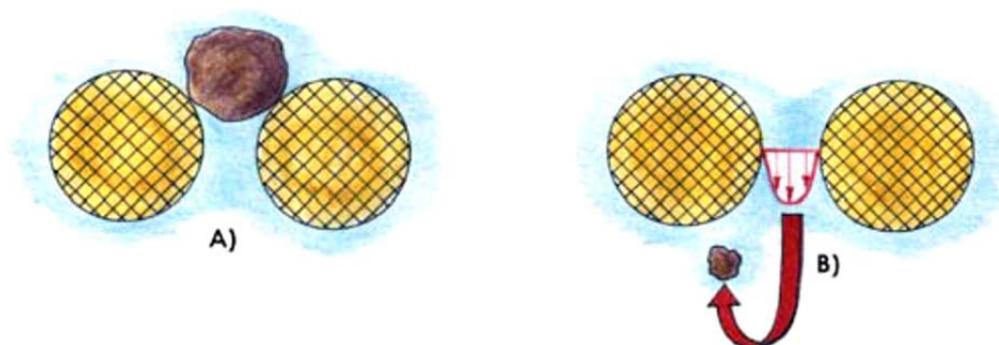


Figura 3.21: Interazioni: A) di staccatura e B) idrodinamiche, nei meati del filtro (Fanizzi, 2006).

Da un punto di vista operativo, risulta estremamente difficile valutare l'importanza relativa delle diverse forze; in ogni caso, si può affermare che per diametri estremamente piccoli ($< 1 \mu\text{m}$), il meccanismo di rimozione più importante è la "diffusione", mentre per particelle di diametro maggiore ruolo determinante lo assume il meccanismo di "staccatura" ossia la semplice occlusione dei pori (tale intercettazione interviene quando il raggio della particella da rimuovere risulta superiore alla distanza tra la superficie del granulo di materiale filtrante e la linea di flusso relativa alla particella sospesa; vedi Figura 3.21).

La combinazione delle cinque forze rende conto, inoltre, di una comune constatazione sperimentale ossia dell'esistenza di un minimo d'efficienza filtrativa, per particelle di dimensioni di circa $2 \mu\text{m} \div 4 \mu\text{m}$ (Figura 3.22). Questo minimo è determinato, come già

evidenziato, dalla prevalenza delle forze di diffusione per le particelle più piccole (l'aumento del moto disordinato rende più probabile la loro collisione con la superficie dei granuli filtranti) e delle forze gravitazionali per quelle di dimensioni maggiori.

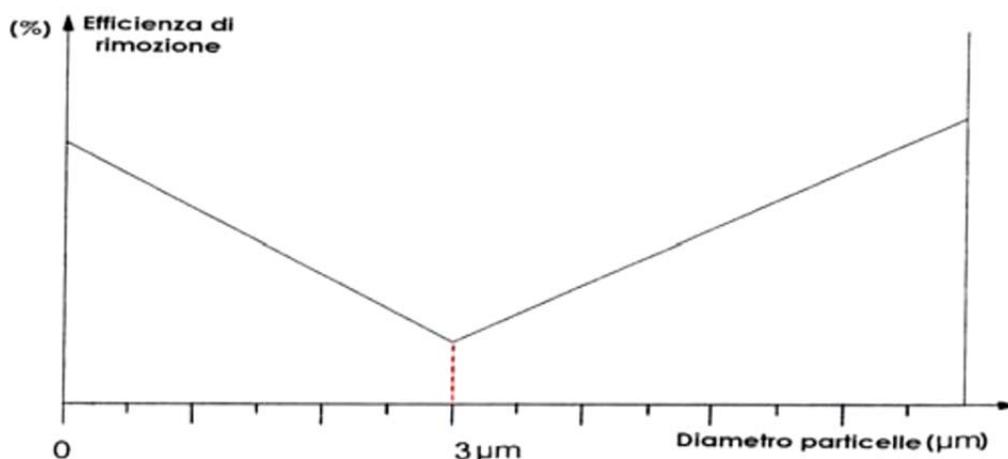


Figura 3.22: Efficienza di rimozione, delle sostanze sospese, in funzione delle dimensioni dei grani filtranti (Fanizzi, 2006).

Il meccanismo d'attacco, invece, è alquanto più complesso, in quanto fortemente modificabile mediante un condizionamento chimico di coagulazione e flocculazione (modifica delle dimensioni del fiocco e variazione temporale della fase d'intasamento). Le forze di attacco, infatti, sono prevalentemente di natura chemio-fisica e comprendono le forze di Van der Waals, interazioni elettrocinetiche superficiali e di adsorbimento (Fanizzi, 2006).

Infine il meccanismo del distacco è essenzialmente descritto mediante (Coccagna e Lasagna, 2005):

- effetto valanga (Avalanche Effect), cioè particelle già trattenute dal mezzo filtrante sono rimosse a causa della collisione contro di esse di altre particelle;
- forza di taglio (Shear Force) che consiste nell'aumento della velocità dell'acqua attraverso gli spazi interstiziali, a mano a mano che questi diminuiscono di dimensione e, quindi, nell'asportazione dello sporco precedentemente trattenuto.

Il termine del ciclo di funzionamento del filtro viene raggiunto quando la concentrazione di solidi sospesi nell'effluente comincia a crescere (punto di rottura o breakpoint). Una volta raggiunta questa condizione, la fase di filtrazione viene interrotta e il filtro deve essere sottoposto a un'operazione di pulizia (controlavaggio) per rimuovere le particelle solide accumulate all'interno del letto di materiale granulare. Tale operazione viene realizzata invertendo la direzione del flusso all'interno del filtro e inviando una quantità di liquido

sufficiente a provocare l'espansione del letto con una conseguente azione di abrasione reciproca delle particelle di materiale granulare (Metcalf e Eddy, 2006).

3.3.2 Filtrazione superficiale

Nella filtrazione in superficie le particelle solide vengono separate dal liquido utilizzando idonei supporti in grado di arrestare, nella parte sommitale, i solidi stessi; ciò dà luogo alla formazione di uno strato di particelle (cake) che aumenta di spessore durante l'evolvere del processo di filtrazione (Figura 3.23). A tale strato di spessore variabile nel tempo può essere associato un effetto di filtrazione svolto nei riguardi del fluido da trattare.

Le caratteristiche del supporto filtrante svolgono un ruolo importante sia nella fase iniziale di formazione del cake sia sulle modalità di accrescimento dello stesso. Con il procedere della filtrazione, l'aumento dello spessore del cake dovuto alla continua deposizione di particelle solide comporta in generale una variazione continua delle perdite di carico e della portata volumetrica trattata.

Nel caso in cui il cake mostri nel tempo un coefficiente di permeabilità (k_c) costante, si può affermare che la concentrazione di solidi all'interno di tale strato rimane costante; è stato infatti osservato come k_c dipenda dalle caratteristiche del fluido a mezzo del coefficiente di permeabilità assoluto K , che tiene conto a sua volta di alcune proprietà caratteristiche del mezzo quali porosità e distribuzione dimensionale dei granuli. Un valore di permeabilità del cake costante durante il procedere della filtrazione indica dunque che l'accrescimento dello strato di particelle rimosse può essere caratterizzato da una porosità e distribuzione dimensionale di queste costante, e dunque che all'interno del cake la concentrazione di solidi si mantiene invariata. Per quanto detto si può ulteriormente concludere che il cake, proprio in virtù del valore costante della concentrazione di solidi, risulta essere incompressibile (Sirini, 2002).

3.3.3 Filtrazione su membrana

Le membrane utilizzate nei processi di trattamento sono costituite da materiali in grado di impedire il passaggio di particolari tipi di molecole presenti nel liquido e trattenerne altre (Cheryan, 1998). Nel processo di filtrazione su membrana l'intervallo di valori delle dimensioni delle particelle che possono essere rimosse viene ampliato così da comprendere anche i costituenti disciolti (con dimensioni generalmente comprese tra 0.0001 e 1.0 μm).

I processi di filtrazione su membrana sono rappresentati in Figura 3.24 e comprendono microfiltrazione (MF), ultrafiltrazione (UF), nanofiltrazione (NF) e osmosi inversa (RO).

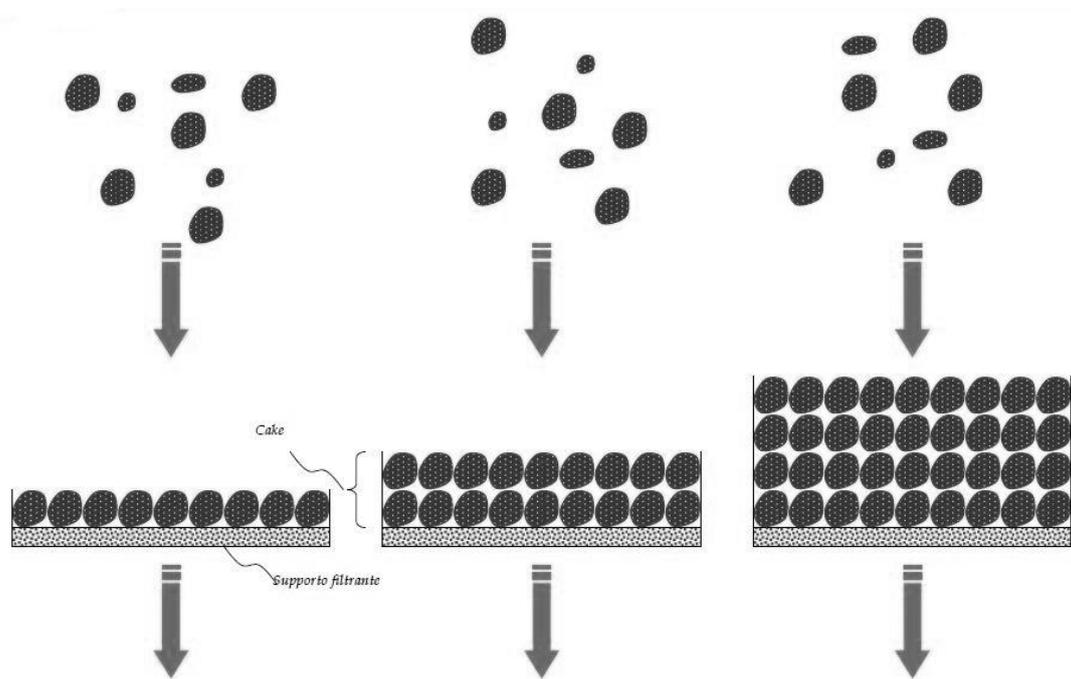


Figura 3.23: Evoluzione temporale del processo di filtrazione in superficie (Sirini, 2002).

La microfiltrazione consente la rimozione di particelle con dimensioni comprese tra 0.1 e 1 μm , quali per esempio i colloidali di dimensioni maggiori. Viene impiegata per la rimozione di specie batteriche e solidi sospesi, con pressioni applicate di 0.7 bar.

Il processo di ultrafiltrazione consente la separazione di macromolecole con dimensioni variabili tra $20 \div 1000 \text{ \AA}$ e 0.1 μm . Le applicazioni riguardano la rimozione di colloidali, proteine e molecole organiche con pesi molecolari relativamente elevati. Le pressioni applicate variano nel campo $1 \div 7$ bar.

La nanofiltrazione consente la rimozione di specie caratterizzate da dimensioni pari a circa 20 \AA , ovvero delle specie con peso molecolare superiore a $200 \div 400$. Le applicazioni riguardano la rimozione del colore e del TOC (Total Organic Carbon) dalle acque superficiali, la rimozione della durezza delle acque e la riduzione dei solidi totali disciolti. Le pressioni di esercizio variano tra 3.5 e 16 bar.

L'osmosi inversa, invece, consente la rimozione di sali e specie organiche disciolte, nonché di specie organiche con peso molecolare superiore a 100. La pressione di esercizio è compresa tra 20 e 100 bar.

Le membrane utilizzate per il trattamento delle acque reflue sono generalmente costituite da uno strato sottile caratterizzato da uno spessore di circa $0.20 - 0.25 \mu\text{m}$ supportato da una struttura più porosa di circa $100 \mu\text{m}$ di spessore. Molte membrane commerciali vengono prodotte in forma di fogli piani, di fibre cave fini o in forma tubolare, e sono in

genere di natura organica; le tipologie principali sono costituite da polipropilene, acetato di cellulosa, poliammidi aromatiche e materiali compositi a film sottile.

Ovviamente, la scelta del tipo di membrana e della configurazione del sistema di filtrazione deve essere effettuata al fine di minimizzare i fenomeni di intasamento e deterioramento della membrana stessa, in genere sulla scorta di risultati da prove di laboratorio.

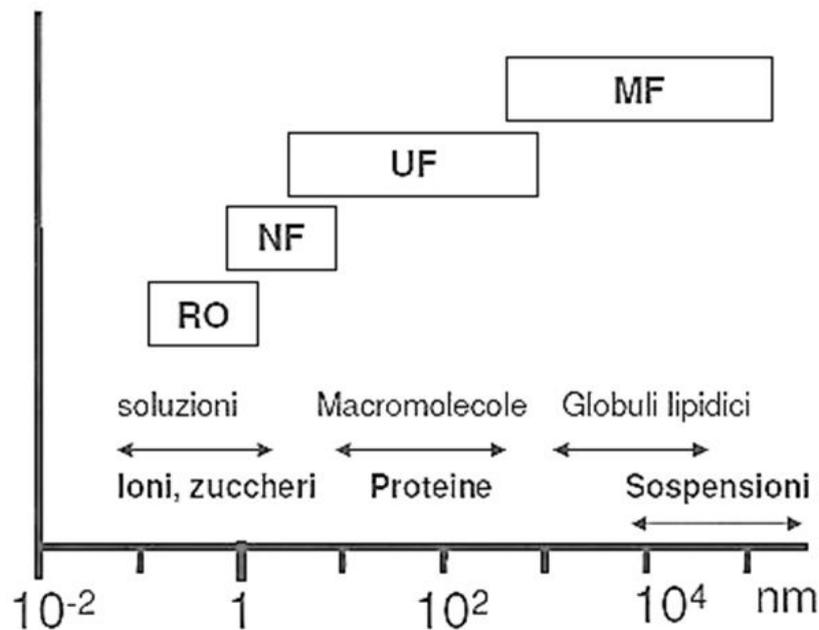


Figura 3.24: Intervallo operativo per i processi di separazione su membrana.

3.3.4 Moto dei fluidi nei mezzi porosi

Lo studio del moto dei fluidi attraverso i mezzi porosi saturi è descritto a mezzo della legge di Darcy che, nel caso di flusso monodimensionale e con riferimento alla Figura 3.25, esprime una relazione di proporzionalità tra la velocità (v) e la cadente piezometrica (J):

$$v = -kJ = -k \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (3.54)$$

dove il segno meno è dovuto al fatto che la variazione di carico risulta negativa nel verso del moto, mentre k è la costante di proporzionalità.

Pertanto la portata volumetrica Q attraverso il mezzo poroso risulta:

$$Q = -k \cdot A \cdot \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (3.55)$$

dove A rappresenta la sezione trasversale del mezzo e Δs lo spessore del mezzo poroso.

La permeabilità del mezzo poroso è rappresentata attraverso la costante k , nota come coefficiente di permeabilità di Darcy. Essa varia in un intervallo di valori che va da 1 (cm/s) a meno di 10^{-7} (cm/s). Tale costante dipende a sua volta dalla natura del fluido che

attraversa il mezzo poroso mediante un coefficiente di permeabilità specifico o assoluto, K , secondo la seguente relazione:

$$k = K \frac{\rho g}{\mu} \quad (3.56)$$

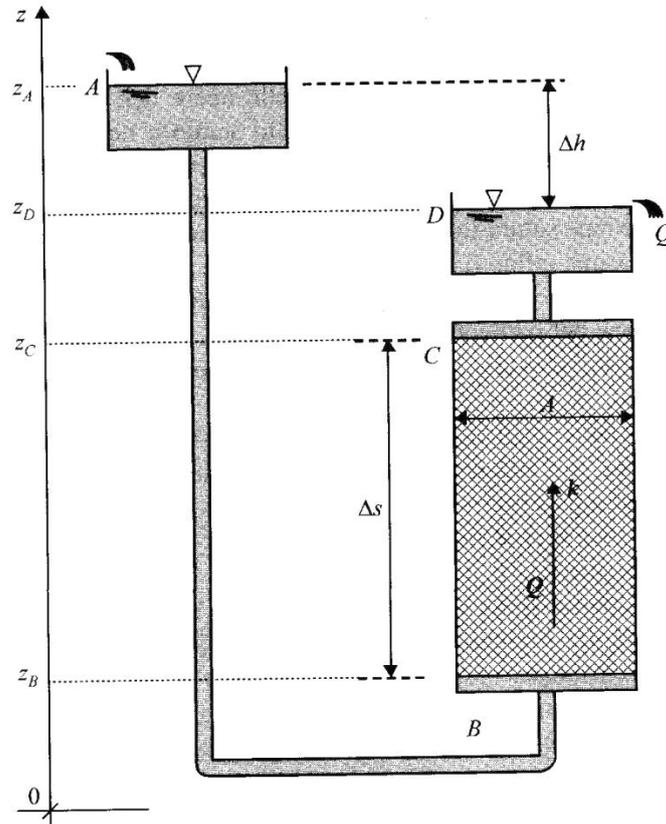


Figura 3.25: Schematizzazione di un mezzo poroso saturo (Sirini, 2002).

La costante K tiene conto di alcune proprietà che caratterizzano il mezzo tra cui la porosità e la distribuzione dimensionale dei granuli. Tali osservazioni rendono conto del fatto che ad un mezzo poroso non si può associare un valore del coefficiente di permeabilità di Darcy, senza che vengano definiti natura e temperatura del fluido, e proprietà del mezzo (ad esempio un valore del diametro da assumere come caratteristico, e il valore della porosità). Definite le seguenti grandezze:

- la porosità totale o semplicemente porosità, n , che rappresenta la proprietà di un mezzo poroso o fessurato di essere dotato di vuoti interconnessi e viene espressa dal rapporto tra il volume dei vuoti, V_v , ed il volume totale, V , di un campione:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.57)$$

- l'indice dei vuoti di un terreno, che rappresenta una grandezza scalare propria dei materiali multifase e viene espresso dal rapporto tra il volume dei vuoti, V_v , e il volume della fase solida, V_s , di un campione:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.58)$$

valgono le seguenti relazioni:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (3.59)$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (3.60)$$

Confrontando le grandezze appena descritte con il coefficiente di permeabilità di Darcy, si osserva in generale che ad un aumento dell'indice dei vuoti, ovvero della porosità, corrisponde un incremento numerico più o meno marcato del valore di k a parità del mezzo poroso considerato.

La velocità di Darcy, come detto, esprime il rapporto tra la portata volumetrica Q filtrante in condizioni stazionarie e l'area della sezione trasversale totale A . Infatti, anche se dimensionalmente tale rapporto equivale ad una velocità, questa non deve essere confusa con l'effettiva velocità del fluido attraverso il mezzo poroso. Infatti, l'osservazione del fenomeno a livello macroscopico, senza cioè considerare l'effettivo percorso delle particelle fluide all'interno del mezzo poroso, porta a concludere che la velocità altro non è che la portata volumetrica specifica del fluido (ovvero per unità di area). Essendo l'area della sezione trasversale del campione costituita da spazi occupati dai grani, non disponibili al moto del fluido, e spazi vuoti utilizzati per il moto stesso, con riferimento alla Figura 3.26 si può scrivere:

$$vA = v_{eff}A_v \quad (3.61)$$

in cui v rappresenta la velocità di Darcy; v_{eff} la velocità media effettiva del fluido all'interno dei meati (detta anche velocità di filtrazione); A l'area della sezione trasversale del mezzo; A_v l'area della sezione trasversale dei vuoti disponibili al moto del fluido.

Nel caso in cui il mezzo sia omogeneo e isotropo, le sue caratteristiche non variano lungo la profondità, per cui, considerato uno spessore H dello stesso, la relazione 3.61 può essere riscritta nel modo seguente:

$$vAH = v_{eff}A_vH \quad (3.62)$$

ovvero:

$$vV = v_{eff}V_v \quad (3.63)$$

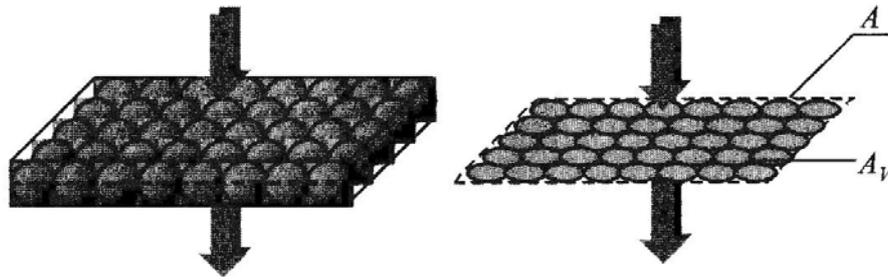


Figura 3.26: Sezioni trasversali di interesse ai fini del calcolo della velocità (Sirini, 2002).

Per cui:

$$v_{eff} = \frac{V}{V_v} v \quad (3.64)$$

E dunque:

$$v_{eff} = \frac{v}{n} \quad (3.65)$$

Dalla precedente relazione si osserva che la velocità media effettiva del fluido attraverso i meati risulta superiore alla velocità di Darcy, essendo la porosità minore dell'unità.

Di fatto la velocità media effettiva non rappresenta appunto un valore medio del campo di velocità all'interno del mezzo poroso, atteso che il percorso delle particelle di liquido in cui si può pensare di discretizzare il flusso volumetrico varierà, anche in condizioni stazionarie, da punto a punto all'interno del mezzo. In definitiva, dunque, considerando un mezzo poroso saturo sottoposto a condizioni di flusso stazionario, come mostrato nella Figura 3.27, la velocità di Darcy, v , rappresenta il rapporto tra la portata volumetrica fluente e la sezione trasversale totale del campione (quale si avrebbe quindi in ideale assenza del mezzo poroso, Figura 3.27a); la velocità media effettiva, v_{eff} , risulta invece la velocità media reale all'interno del mezzo, ovvero quella che si calcolerebbe nel caso in cui tutto lo spazio occupato dal solido risultasse separato idealmente da quello occupato dai vuoti, come rapporto tra lo stesso valore della portata volumetrica e l'area dei vuoti (Figura 3.27b); la velocità reale del fluido all'interno dei meati risulta variabile all'interno del mezzo saturo su scala microscopica (Figura 3.27c).

3.3.5 Progettazione di sistemi filtranti

Sebbene le informazioni fornite possano essere utili ai fini della comprensione delle caratteristiche di un processo di filtrazione applicato ad acque pluviali, è opportuno sottolineare come non esista nella realtà un approccio di validità generale per la progettazione di un'unità di filtrazione a piena scala (Metcalf e Eddy, 2006). La ragione

principale di ciò è dovuta all'estrema variabilità delle caratteristiche dei solidi sospesi contenuti nell'influenza da sottoporre a filtrazione. Infatti, il grado di flocculazione dei TSS nell'unità di sedimentazione che precede quella di filtrazione, influenza le dimensioni delle particelle e la loro distribuzione nell'effluente, il che a sua volta incide sull'efficienza del processo di filtrazione. Inoltre, nel dimensionamento di un sistema filtrante occorre considerare anche il tempo di funzionamento desiderato prima della sua pulizia e/o della sua sostituzione.

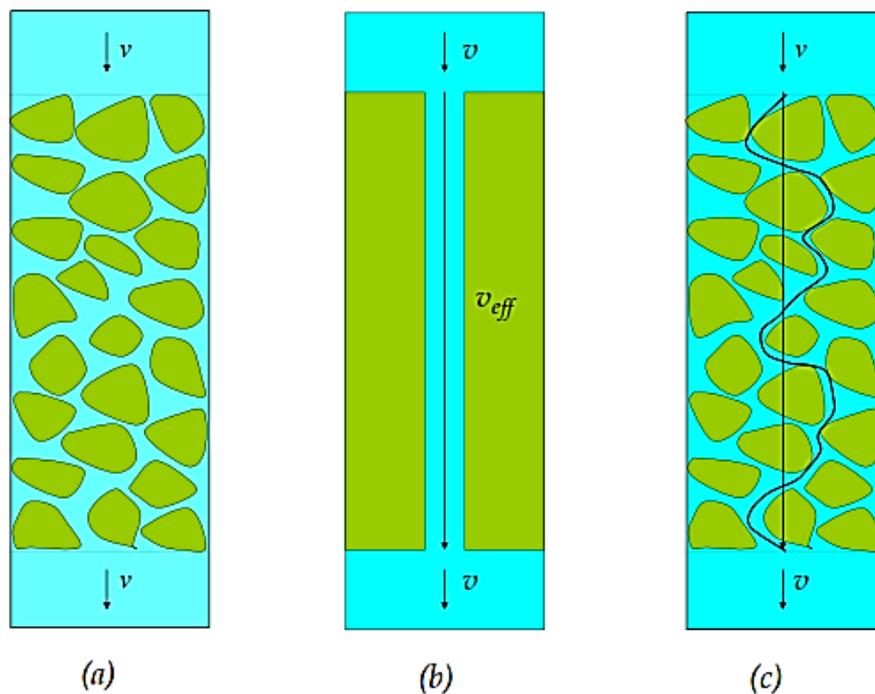


Figura 3.27: Schema concettuale per la definizione della velocità di filtrazione (Sirini, 2002).

Si deduce che il modo più appropriato per assicurare che una determinata configurazione di filtrazione funzioni correttamente è quello di condurre una serie di prove in laboratorio sui materiali comunemente utilizzati e su nuovi materiali che presentano ottime capacità di filtrazione.

In particolare, per il trattamento delle acque di pioggia sono stati da sempre utilizzati filtri in sabbia, terriccio e torba. Recentemente in una ricerca condotta dall'Università dell'Alabama (UA) sono state testate le capacità di questi mezzi tradizionali ed altri che presentavano buone capacità di rimozione degli inquinanti (carbone attivo, zeolite, fibre di cotone e fibre che derivano dalla lavorazione di prodotti agricoli), sia in laboratorio e sia sul campo (Pitt, 2003). In Tabella 3.1 si riportano le efficienze di rimozione dei solidi sospesi di una serie di filtri sui quali sono stati eseguiti 12 test con acque di pioggia raccolte da un

ampio parcheggio dell'UA e altri 12 test su acque pretrattate mediante sedimentazione (da 1 a 3 giorni in un serbatoio di 1 m di profondità).

Tabella 3.1: Efficienza di rimozione dei solidi sospesi totali (Pitt, 2003).

Ranked Media	Percent TSS Reduction (Pretreated) (Avg. Influent TSS = 10 mg/L)	Percent TSS Reduction (Avg. Influent TSS = 30 to 60 mg/L)
Sand	>50%	>90%
Carbon-Sand		>90%
Zeolite-Sand	20 - 50%	>90%
Filter Fabrics		10%
Peat-Sand	<10 %	80-90%
Enretech-Sand		>90%
Compost-Sand		80%

In Tabella 3.2 e Tabella 3.3 sono, invece, riportate le percentuali di rimozione degli inquinanti dalle acque di dilavamento (rispettivamente non pretrattate e pretrattate) a seguito del loro passaggio attraverso i pacchetti filtranti. Durante l'esecuzione dei test è stato possibile notare che l'efficienza di rimozione aumentava per tutti i filtri una volta entrati a regime, poiché si veniva a creare un biofilm sullo strato filtrante che consentiva un'ulteriore rimozione degli inquinanti.

In particolare si possono notare riduzioni di TSS e inquinanti più significative per i campioni senza previo trattamento di sedimentazione rispetto a quelli pretrattati.

Tabella 3.2: Rimozione degli inquinanti per le acque non pretrattate, TSS=30 – 50 mg/l (Pitt, 2003).

Media	Additional Comments
Carbon-Sand	Reduced toxicity (>95%), color (60%), alkalinity (30 to 50%), nitrate (95%), potassium (45%), suspended and volatile solids (50 to 80%), COD (50%), while increasing sulfate concentration in effluent.
Peat-Sand	Reduced toxicity (60%), fluoride (<10%), hardness and alkalinity (60%), while increasing turbidity, color, COD, and small particle concentrations in effluent. Lowered pH 1 unit.
Zeolite-Sand	Reduced toxicity (50 to 80%), potassium (35%), solids (15 to 50%), with minimal deterioration of effluent.
Sand	Reduced solids (10 to 70%), with minimal degradation of effluent.
Enretech-Sand	Reduced toxicity (< 10%), with minimal degradation of effluent.
Compost-Sand	Reduced toxicity (70 to >95%), large particle sizes (<30%), while increasing color and potassium concentration in effluent.
Filter Fabrics	Reduced solids (<30%), with minimal degradation of effluent.

Si deduce che l'efficienza di un pacchetto filtrante dipende principalmente dalle caratteristiche qualitative dell'influente. Infatti, generalmente, la maggior parte dei filtri per acque di dilavamento vengono progettati in base alla concentrazione dei solidi sospesi dell'influente e all'efficienza di rimozione desiderata. Tuttavia occorre considerare che il comportamento di un filtro, selezionato in base a questi criteri, può cambiare quando la

concentrazione dei solidi sospesi è molto bassa, quando il pH è molto lontano dall'essere neutro e/o quando la forza ionica è elevata, dal momento che i materiali filtranti sono anche materiali a scambio ionico: quando gli ioni vengono rimossi dalla soluzione, altri ioni vengono rilasciati nell'effluente. Nella maggior parte dei casi questi ioni non rappresentano un problema per i corpi idrici ricettori, ma è essenziale conoscere cosa viene rilasciato dal pacchetto filtrante durante il processo di filtrazione.

Tabella 3.3: Rimozione degli inquinanti per le acque pretrattate, TSS=10 mg/l (Pitt, 2003).

Media	Additional Comments
Carbon-Sand	Reduced toxicity (80%), color (25%), alkalinity (>95%), zinc (50 to 75%), COD (85 to 95%), 2,4-dinitrophenol (40%), bis(2-ethylhexyl) phthalate (90%), with minimal effluent degradation.
Peat-Sand	Reduced toxicity (60%), alkalinity and hardness (50 to 100%), chloride (<20%), large solids (<50%), zinc (60 to 70%), 2,4-dinitrophenol (35%), di-n-butyl phthalate (65%), bis(2-ethylhexyl) phthalate (20%), dieldrin (70%), while adding color, turbidity, and reducing pH (1-2 units).
Zeolite-Sand	Reduced toxicity (>90%), chloride (<10%), potassium (40%), calcium (15%), zinc (60 to 75%), bis(2-ethylhexyl) phthalate (80%), pentachlorophenol (90%), with minimal effluent degradation.
Enretech-Sand	Reduced volatile solids (20%), zinc (65 to 75%), 2,4-dinitrophenol (30%), pentachlorophenol (85%), with minimal effluent degradation.
Forest-Sand	Reduced zinc (75 to 80%), pentachlorophenol (90%), with minimal effluent degradation.
Sand	Reduced volatile solids (<10%), zinc (75 to 80%), bis(2-ethylhexyl) phthalate (100%), with minimal effluent degradation.
Compost-Sand	Reduced zinc (75 to 80%), while adding color to effluent.
Filter Fabrics	Reduced COD (20 to 50%), with minimal effluent degradation. Gunderboom reduced 2,4-dinitrophenol (75 to 80%) and di-n-butyl phthalate (75 to 80%).

In particolare, per il filtro in carbone attivo esaminato durante le prove condotte da Pitt (2003) lo ione scambiato è risultato essere principalmente lo ione solfato, mentre per il filtro composto di foglie e sabbia lo ione potassio. La Zeolite testata, invece, sembrava rilasciare sodio e alcuni cationi bivalenti (indice dell'aumento della durezza dell'acqua).

Dagli studi di Pitt (2003) si deduce, quindi, che per il trattamento delle acque mediante filtrazione sarebbe più opportuno adottare una combinazione di più strati di materiali filtranti. Le miscele di sabbia-torba e sabbia-terriccio forniscono un'eccellente rimozione della maggior parte degli inquinanti, ma rilasciano dei componenti che potrebbero essere potenzialmente dannosi per i corpi idrici ricettori. Con l'aggiunta di carbone attivo nella miscela sabbia-torba viene migliorata la capacità di rimozione degli inquinanti senza compromettere lo stato di qualità dell'effluente (Tabella 3.2 e Tabella 3.3).

3.3.5 Tipologie di filtri

Di seguito si riportano le principali tipologie di materiali drenanti disponibili in commercio e che possono essere impiegati nella realizzazione di un'unità di filtrazione.

3.3.5.1 Antracite

L'antracite è usata come materiale filtrante per la rimozione di solidi sospesi (Figura 3.28). La sua eccezionale azione filtrante è dovuta alla forma irregolare dei granuli tra i quali si formano dei vuoti che consentono di ottenere alte velocità di filtrazione con basse perdite di pressione che favoriscono la disposizione di grosse quantità di materiale. La sovrapposizione di diversi strati di antracite con diversa granulometria, permette di trattenere solidi sospesi di diversa dimensione. L'antracite granulare è ottimale per completare, nei sistemi a doppio strato, i filtri a sabbia. L'antracite è usata in filtri aperti o chiusi, mono o multistrato. La velocità di filtrazione e l'altezza del letto filtrante, variano in base al contenuto di sostanze sospese presenti nell'acqua da trattare.



Figura 3.28: Antracite (<http://www.lenntech.it>).

L'antracite si ottiene dal carbone naturale di antracite che viene estratto da miniere e macinato; le impurezze e le rocce estranee vengono quindi rimosse per poi permettere l'essiccamento, la vagliatura e la raffinazione del prodotto stesso in base alle necessità applicative. La Tabella 3.4 riassume le principali caratteristiche chimiche dell'antracite.

3.3.5.2 Perlite

La perlite è utilizzata per la rimozione dei solidi sospesi nell'acqua, in alternativa o in miscelazione con le diatomee (Figura 3.29).

La perlite è una varietà di riolite, roccia magmatica effusiva silicea con un contenuto di SiO_2 maggiore del 68% (ossidiana). Le rioliti vengono eruttate a temperature in genere comprese tra 700 e 850 °C. Queste rocce possono assumere aspetti molto diversi a seconda delle

modalità con cui vengono eruttate: eruzioni esplosive possono portare alla formazione di pomice, mentre eruzioni effusive favoriscono la formazione dell'ossidiana.

Tabella 3.4: Caratteristiche chimiche dell'antracite (Coccagna e Lasagna, 2005).

<i>ANTRACITE</i>	
Aspetto	Granuli irregolari di colore nero lucido
Densità assoluta	1350 - 1600 kg/m ³
Densità apparente compattata	670 - 1020 kg/m ³
Densità apparente non compattata	650 - 1000 kg/m ³
Caratteristiche chimiche	
Carbonio (senza acqua e ceneri)	≥ 90%
Ceneri	≤ 7 %
Sostanze volatili	≤ 10%
SiO ₂	≤ 3%
Fe ₂ O ₃	≤ 1%
CaO	≤ 1%
K ₂ O	≤ 1%
Na ₂ O	≤ 1%



Figura 3.29: Perlite (<http://www.chinavermiculite.com>).

La perlite, una volta estratta, è frantumata in particelle di dimensione inferiore a 1 mm e viene sottoposta ad un processo di riscaldamento in fiamma. Ciò favorisce l'evaporazione dell'acqua presente e la parziale fusione della roccia stessa. La volatilizzazione istantanea dell'acqua e l'espansione del vapore, favoriscono la formazione di cenosfere che vengono rapidamente raffreddate fuori dalla fiamma. Dato che il raffreddamento è molto rapido, non sono presenti prodotti cristallini, quali quarzo o cristobalite, e la perlite rimane vitrea. Le cenosfere vengono quindi frantumate e suddivise, per mezzo di un flusso d'aria, in base alla permeabilità.

La Tabella 3.5 riassume le principali caratteristiche chimiche della perlite.

Tabella 3.5: Caratteristiche chimiche della perlite (Coccagna e Lasagna, 2005).

PERLITE	
Aspetto	Granuli di colore variabile da bianco a grigio
Densità assoluta	2200 kg/m ³
Densità apparente non compattata	200 - 700 kg/m ³
Densità del cake	< 0.25 g/cm ³
Permeabilità del cake	1 - 5 darcy
Caratteristiche chimiche	
SiO ₂	≥ 70%
Ossidi di alluminio (Al ₂ O ₃)	≥ 10%
Ossidi di Na e K	≥ 5%
pH	6.5 - 8.0

3.3.5.3 Terra di diatomee

La terra di diatomee viene utilizzata come mezzo filtrante in quanto presenta un'alta porosità, una tipica struttura a nido d'ape ed inoltre, essendo composta da silice, è chimicamente inerte (Figura 3.30). In particolare, la terra di diatomee è utilizzata nel trattamento delle acque superficiali con bassi livelli di torbidità e di microrganismi, o come stadio iniziale di un processo di potabilizzazione classico. La filtrazione avviene su uno strato di 2 - 3 mm di terra di diatomee depositato su un setto o su un altro supporto rigido. Questo sottile strato viene continuamente alimentato da altra terra di diatomee miscelata con l'acqua grezza. La materia aggiunta si mescola con la materia filtrata mantenendo la permeabilità del filtro, mentre il suo spessore aumenta; raggiunta la perdita di carico massima tollerabile, è necessario ripristinare il filtro rimuovendo lo strato impaccato e preparandone uno nuovo. L'efficienza del trattamento di rimozione di torbidità e contaminanti microbiologici dipende dalla granulometria della terra di diatomee impiegata e dalla velocità di filtrazione. La velocità tipica di filtrazione è compresa tra 1.2 e 5 m/ora; la granulometria della terra di diatomee è di solito compresa tra 5 e 20 µm.

La terra di diatomee ha origine dall'accumulo dei resti degli scheletri silicei delle diatomee (alghe) sul fondo del corpo d'acqua dove queste vivevano. Infatti, le diatomee sono organismi unicellulari che estraggono silice dall'acqua per formare il loro guscio composto da una singola cella. Questi organismi vivono sia in acque dolci che salate, come singoli individui o in colonie.

La Tabella 3.6 riassume le principali caratteristiche chimiche della terra di diatomee.



Figura 3.30: Terra di diatomee (<http://www.alizoopet.it>).

Tabella 3.6: Caratteristiche chimiche della terra di diatomee (Coccagna e Lasagna, 2005).

<i>TERRA DI DIATOMEE</i>	
Aspetto	Polvere di colore bianco (calcinato a flusso), rosa (calcinato) o da bianco a verde (naturale)
Densità assoluta	2200 kg/m ³
Densità apparente non compattata	150 - 550 kg/m ³
Densità del cake	0.40 g/cm ³
Permeabilità del cake	0.5 – 15 darcy

3.3.5.4 Sabbia verde di manganese

La funzione primaria della sabbia verde rivestita di biossido di manganese è la rimozione di ferro, manganese e acido solfidrico dall'acqua; si possono ottenere contenuti di ferro e manganese residui rispettivamente inferiori a 0.2 mg/l e 0.05 mg/l. La sabbia verde rivestita di biossido di manganese ha inoltre la capacità di rimuovere il radio e l'arsenico (Figura 3.31). Valori ottimali di pH sono quelli compresi tra 7.5 e 9 in quanto favoriscono la reazione di ossidazione con permanganato di potassio. Per pH inferiori a 6.2 è necessario attuare una correzione di tale parametro in testa alla filtrazione. La sabbia verde rivestita di biossido di manganese possiede dunque un'attività ossidante e catalitica nelle reazioni di ossidazione ed una capacità filtrante in grado di rimuovere i precipitati che si formano a causa di dette reazioni di ossidazione. La sabbia verde rivestita di biossido di manganese è comunemente usata in filtri a pressione verticali oppure in sistemi di filtraggio a gravità aperti.

I possibili modi di applicazione sono:

- con rigenerazione continua;
- con rigenerazione discontinua.



Figura 3.31: Sabbia verde di manganese (<http://www.redflint.com>).

La rigenerazione continua comporta l'aggiunta in continuo di permanganato di potassio ed è consigliata soprattutto per la rimozione del ferro, in presenza o meno di manganese. La rigenerazione discontinua consiste nella rigenerazione del substrato con una dose prestabilita di permanganato di potassio, dopo che un volume definito di acqua è stato trattato; tale pratica è adatta per la rimozione del solo manganese o in presenza di piccole quantità di ferro. La sabbia verde rivestita di biossido di manganese è un catalizzatore dell'ossidazione che teoricamente ha vita illimitata, ma che in pratica è strettamente connessa con l'invecchiamento dovuto alla possibile abrasione, allo stress fisico e alle incrostazioni calcaree. Benché le terre verdi siano in grado di rimuovere anche i solfuri, è consigliabile che questi vengano preventivamente rimossi con altri sistemi, quali il degasaggio, in quanto per la loro ossidazione chimica sono necessarie grandi quantità di ossigeno. Dato che il prodotto è venduto nella forma non rigenerata, è consigliabile prima dell'uso rigenerarlo con una soluzione di permanganato di potassio (concentrazione della soluzione 4 g/L e tempo di contatto 4 ore).

La sabbia verde rivestita di biossido di manganese si ottiene dalla zeolite naturale (glauconite) e dal biossido di manganese. Le zeoliti consistono in alluminosilicati dalla caratteristica struttura tetraedrica ad alveare (Figura 3.32). I depositi di zeolite si sono formati per alterazione termica dei depositi di ceneri vulcaniche dovuta ad acque termali.

La Tabella 3.7 riassume le principali caratteristiche chimiche della sabbia verde di manganese.



Figura 3.32: Zeolite (<http://www.koimano.com>).

Tabella 3.7: Caratteristiche chimiche della sabbia verde di manganese (Coccagna e Lasagna, 2005).

<i>SABBIA VERDE DI MANGANESE</i>	
Aspetto	Granuli di colore nero per la presenza di una patina di biossido di manganese.
Densità assoluta	2400 kg/m ³
Densità apparente compattata	1400 kg/m ³
Densità apparente non compattata	1300 kg/m ³
Caratteristiche chimiche	
Ossidi di Manganese	0.8%
SiO ₂	52.6%
Al ₂ O ₃	8%
Fe ₂ O ₃	16.9%
K ₂ O	7%
FeO	3.2%
MgO	3.4%

Bibliografia

- APAT e IRSA-CNR (2003). Metodi analitici per le acque. Manuali e linee guida 29.
- APHA, AWWA e WEF (2005). Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater, 21st ed. American Public Health Association, Washington, DC.
- Berthouex P.M. e Stevens D.K. (1982). Computer Analysis of Settling Test Data. *Journal of the Environmental Engineering Division*, 108(5):1065-1069.
- Camp T.R. (1946). Sedimentation and the design of settling tanks. *Transaction ASCE*, 111:895-958.
- Cheryan M. (1998). Ultrafiltration and Microfiltration Handbook. Technomic Publishing Co., Lancaster, PA.
- Coccagna L. e Lasagna C. (2005). I materiali filtranti granulari. Editore Franco Angeli, Milano, Italy.
- Crites R. e Tchobanoglous G. (1998). Small and Decentralized Wastewater Management Systems. McGraw-Hill, New York.
- Eckenfelder W.W. (1989). Industrial water pollution control. 2nd edition. McGraw – Hill, New York, NY.
- Edzwald J.K. (2011). Water Quality & Treatment: A Handbook of Drinking Water. McGraw – Hill, United States of America.
- Fanizzi L. (2006). La filtrazione in volume operata su materiali inerti granulari naturali. *L'Ambiente*, 3:10-15.
- Gregory R., Zabel T.F. e Edzwald J.K. (1999). Water Quality and Treatment. American Water Works Association. Denver, CO.
- Hazen A. (1904). On Sedimentation. *Transaction ASCE*, 53:45-88.
- James R.B. (2003). TSS-A Viable Measure of Storm Water Pollutants? In: Proceedings Stormcon 2003, San Antonio, Texas, July 2003.
- Je C.H. e Chang S. (2004). Simple approach to estimate flocculent settling velocity in a dilute suspension. *Environmental Geology*, 45(7):1002-1009.
- Je C.H. e Kim K.S. (2002). Evaluation of Mathematical Models for Analyzing Flocculent Settling Data. *Environmental Progress*, 21(4):255-264.
- McCabe J. e Eckenfelder W.W. (1958). Biological Treatment of Sewage and Industrial Wastes. Reinhold Publishing Corporation, New York.
- Metcalf e Eddy (2006). Ingegneria delle acque reflue. Trattamento e riuso. McGraw-Hill, Milano, Italy.
- Oke I.A., Oladepo K.T., Olajumoke A.M. e Ajayi E.O. (2006). Settlement properties of solids in a domestic-institutional wastewater. *Journal of Applied Sciences Research*, 2(7):385-390.
- Ong S.L. (1985). Least-squares analysis of settling data under discrete settling conditions. *Water SA*, 11(4):185-188.
- Overcamp T.J. (2006). Type II Settling Data Analysis. *Journal of Environmental Engineering*, 132(1):137-139.
- Özer A. (1994). Simple Equations to Express Settling Column Data. *Journal of Environmental Engineering*, 120(3):677-682.
- Palermo M.R. e Thackston E.L. (1988). Refinement of column settling test procedures for estimating the quality of effluent from confined dredged material disposal areas. Technical Report. Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps
- Peavy H.S., Rowe D.R. e Tchobanoglous G. (1985). Environmental Engineering. International Edition. McGraw-Hill, New York, NY.
- Pisano W.C. (1996). Summary: United States “sewer solids” settling characterization methods, results, uses and perspective. *Water Science & Technology*, 33(9):109-115.
- Pitt R. (2003). Stormwater Quality Controls in WinSLAMM. On-line Version.
- San H.A. (1989). Analytical Approach for Evaluation of Settling Column Data. *Journal of*

- Environmental Engineering*, 115(2):455-461.
- Sigmund C. (2005). Teoria e pratica della depurazione delle acque reflue. Procedure di smaltimento e progettazione. Dario Flaccovio Editore, Palermo, Italy.
- Sirini P. (2002). Ingegneria sanitaria-ambientale. Principi, teorie e metodi di rappresentazione. McGraw-Hill, Milano, Italy.
- Weber W.J. (1972). Physicochemical processes for water quality control. 1st edition Wiley-Interscience, New York, NY.
- Zanoni A.E. e Blomquist M.W. (1975). Column settling tests for flocculent suspensions. *Journal of Environmental Engineering*, 101(3):309-318.

Riferimenti web

<http://www.alizoopet.it>

<http://www.chinavermiculite.com>

<http://www.koimano.com>

<http://www.lenntech.it>

<http://www.redflint.com>

Indice Figure

Figura 3.1: Tipologie di fenomeni di sedimentazione (Weber, 1972; Palermo e Thackston, 1988).....	66
Figura 3.2: Interazione tra particelle per ogni tipologia di processo di sedimentazione.....	67
Figura 3.3: Andamento del coefficiente di attrito in funzione del numero di Reynolds (Metcalf e Eddy, 2006).....	68
Figura 3.4: Andamento della velocità di sedimentazione in funzione del diametro delle particelle per diversi regimi di flusso 20 °C (Crites e Tchobanoglous, 1998).....	70
Figura 3.5: Separatore a flusso longitudinale (Sirini, 2002).....	71
Figura 3.6: Determinazione del rapporto di rimozione (Sirini, 2002).....	72
Figura 3.7: Curva di Velocità di Sedimentazione (Sirini, 2002).....	74
Figura 3.8: Modello concettuale Block – Flow, BFM (Sirini, 2002).....	76
Figura 3.9: Modello concettuale Mixed – Flow, MFM (Sirini, 2002).....	77
Figura 3.10: Evoluzione di una prova su colonna di sedimentazione (Sirini, 2002).....	79
Figura 3.11: Andamento delle curve a uguale efficienza di rimozione (Sirini, 2002).....	80
Figura 3.12: Andamento delle curve a uguale efficienza di rimozione (Sirini, 2002).....	80
Figura 3.13: Efficienza di rimozione desunta dalla curva di velocità (Sirini, 2002).....	81
Figura 3.14: Definizione della velocità di overflow (Sirini, 2002).....	82
Figura 3.15: Determinazione del rapporto di rimozione (Sirini, 2002).....	83
Figura 3.16: Determinazione dell'efficienza globale di rimozione (Sirini, 2002).....	84
Figura 3.17: Andamento delle curve a uguale efficienza di rimozione e determinazione dell'efficienza globale di rimozione (Sirini, 2002).....	86
Figura 3.18: Effetto del numero di porte per il campionamento sulla rimozione dei solidi sospesi utilizzando una colonna di diametro pari a 102 mm (Zanoni e Blomquist, 1975).....	87
Figura 3.19: Cilindro con rubinetti per il prelievo dei campioni e risultato grafico del test su una sospensione di tipo fioccoso (Sigmund, 2005).....	88
Figura 3.20: Schematizzazione del processo di filtrazione in volume.....	93
Figura 3.21: Interazioni: A) di staccatura e B) idrodinamiche, nei meati del filtro (Fanizzi, 2006).....	94
Figura 3.22: Efficienza di rimozione, delle sostanze sospese, in funzione delle dimensioni dei grani filtranti (Fanizzi, 2006).....	95
Figura 3.23: Evoluzione temporale del processo di filtrazione in superficie (Sirini, 2002).....	97
Figura 3.24: Intervallo operativo per i processi di separazione su membrana.....	98
Figura 3.25: Schematizzazione di un mezzo poroso saturo (Sirini, 2002).....	99
Figura 3.26: Sezioni trasversali di interesse ai fini del calcolo della velocità (Sirini, 2002).....	101
Figura 3.27: Schema concettuale per la definizione della velocità di filtrazione (Sirini, 2002).....	102
Figura 3.28: Antracite (http://www.lenntech.it).....	105
Figura 3.29: Perlite (http://www.chinavermiculite.com).....	106
Figura 3.30: Terra di diatomee (http://www.alizoopet.it).....	108
Figura 3.31: Sabbia verde di manganese (http://www.redflint.com).....	109
Figura 3.32: Zeolite (http://www.koimano.com).....	110

Indice Tabelle

Tabella 3.1: Efficienza di rimozione dei solidi sospesi totali (Pitt, 2003).	103
Tabella 3.2: Rimozione degli inquinanti per le acque non pretrattate, TSS=30 – 50 mg/l (Pitt, 2003).	103
Tabella 3.3: Rimozione degli inquinanti per le acque pretrattate, TSS=10 mg/l (Pitt, 2003).	104
Tabella 3.4: Caratteristiche chimiche dell'antracite (Coccagna e Lasagna, 2005).	106
Tabella 3.5: Caratteristiche chimiche della perlite (Coccagna e Lasagna, 2005).	107
Tabella 3.6: Caratteristiche chimiche della terra di diatomee (Coccagna e Lasagna, 2005).	108
Tabella 3.7: Caratteristiche chimiche della sabbia verde di manganese (Coccagna e Lasagna, 2005).	110

Capitolo 4

Test di Laboratorio

4.1 Introduzione

Tradizionalmente le acque di pioggia sono state sempre gestite con lo scopo di evitare fenomeni di allagamento e, per questo motivo, tramite sistemi di fognatura misti o separati, vengono sversate nei corpi idrici ricettori. È stato, però, ampiamente evidenziato come tali scarichi, se incontrollati o poco controllati, rappresentino una delle maggiori fonti di inquinamento per i corpi idrici stessi (Capitolo 2). Si tratta, infatti, di acque cariche di sostanze inquinanti, presenti ad alte concentrazioni e associate principalmente ai solidi sospesi totali (TSS). Le sorgenti che causano l'alterazione della qualità delle acque meteoriche di dilavamento possono essere distinte in sorgenti diffuse sul territorio (rete stradale, parcheggi, etc.) e sorgenti puntuali come nodi infrastrutturali e piazzali di siti produttivi, nelle quali la tipologia di carico inquinante è fortemente vincolata alla specifica attività svolta.

In relazione alle caratteristiche delle particelle solide e della loro concentrazione nelle acque di dilavamento, possono essere adoperati diversi meccanismi per la rimozione dei TSS, quali sedimentazione, coagulazione, flocculazione e filtrazione (Capitolo 3).

Nei casi in cui l'applicabilità di uno di questi processi di trattamento a una determinata situazione risulti incognita ma siano stati individuati alcuni potenziali benefici, si individua la necessità di effettuare studi in scala di laboratorio o su un impianto pilota, allo scopo di valutare le prestazioni del processo in termini di efficienze conseguibili e di ottenere altresì dati di progetto da utilizzare ai fini del dimensionamento del processo in piena scala.

In particolare, tra le tecniche di rimozione dei TSS, la sedimentazione e la filtrazione sono quelle maggiormente utili allo scopo poiché permettono la separazione tra fase solida e la soluzione acquosa e, per tale motivo, sono state individuate nel presente lavoro di tesi come soluzioni tecnologiche da adottare in un impianto di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento. Per lo studio del processo di sedimentazione e la stima dell'efficienza conseguibile con una vasca di sedimentazione si è fatto ricorso ai test di laboratorio su colonna di sedimentazione; mentre, per quanto concerne l'unità di filtrazione si è fatto uso di un prototipo in scala 1:1 per l'individuazione di un pacchetto di materiali filtranti in grado di consentire una efficiente rimozione dei solidi sospesi che non vengono trattenuti nell'unità di sedimentazione a monte della filtrazione (Capitolo 3).

Si fa presente che i fattori che dovrebbero essere presi in considerazione nell'esecuzione di uno studio di laboratorio sono indicati in Tabella 4.1. L'importanza relativa dei fattori dipende dalla specifica applicazione in esame e dalle motivazioni che hanno condotto all'esecuzione della sperimentazione (Metcalf e Eddy, 2006).

4.2 Dispositivo per la Sperimentazione: Colonna di Sedimentazione

La determinazione delle caratteristiche di sedimentazione di una sospensione e la valutazione dell'efficienza di rimozione globale dei TSS conseguibile mediante l'uso di una vasca di sedimentazione richiedono l'impiego di una colonna di sedimentazione.

La colonna utilizzata nel presente lavoro di tesi (Figura 4.1) è situata all'interno del Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (presso l'Università della Calabria) ed è stata realizzata tenendo conto degli standard discussi nel Capitolo 3 (par. 3.2.3). Si tratta di un cilindro in PVC caratterizzato da un'altezza di 3 metri, fissata come altezza H caratteristica per la vasca di sedimentazione, e da un diametro di 150 mm (in modo da evitare fenomeni di disturbo dovuti alle pareti). Sulla colonna sono stati predisposti cinque rubinetti di prelievo, posti ad un interasse l'uno dall'altro di 50 cm sulla verticale, e un dispositivo di scarico sul fondo.

Tabella 4.1: Aspetti da considerare nell'impostazione di un programma di sperimentazione (Metcalf e Eddy, 2006).

VOCE	ASPETTI DA CONSIDERARE
<i>Motivazioni per l'esecuzione della sperimentazione</i>	Studiare un processo nuovo. Simulare un processo differente. Prevedere l'efficienza di trattamento del processo. Documentare l'efficienza di trattamento del processo. Ottimizzare il progetto del sistema. Soddisfare i requisiti imposti dagli enti di controllo. Soddisfare i requisiti di ordine legale.
<i>Dimensioni dell'impianto sperimentale</i>	Modello in scala di laboratorio. Prove in scala pilota. Prove su prototipo o in piena scala.
<i>Fattori di dimensionamento di tipo non fisico</i>	Tempo, denaro e forza lavoro disponibili. Grado di innovazione e motivazioni coinvolte. Caratteristiche dell'acqua o del refluo. Localizzazione delle apparecchiature. Complessità del processo. Esperienze da prove analoghe. Variabili dipendenti e indipendenti.
<i>Fattori di dimensionamento di tipo fisico</i>	Fattori di scala. Dimensioni del prototipo. Variazioni attese di portata. Strutture e attrezzature richieste e loro installazione. Materiali da costruzione.
<i>Impostazione del programma di sperimentazione</i>	Variabili dipendenti e loro variazioni. Variabili indipendenti e loro variazioni. Tempo richiesto. Attrezzature per l'esecuzione della prove. Protocolli per l'esecuzione delle prove. Programma di acquisizione dati.

4.2.1 Prove Sperimentali su Colonna di Sedimentazione e Applicazione del Metodo Grafico Tradizionale

La procedura adottata per il test è stata quella classica, introdotta inizialmente da Camp (1946), per come descritta in dettaglio nella maggior parte dei testi comunemente usati in ingegneria sanitaria e ambientale (Weber, 1972; Eckenfelder, 1989; Sigmund, 2005) e di seguito illustrata.

Il primo obiettivo del test è quello di garantire nel campione una concentrazione iniziale omogenea; per cui, affinché tale vincolo risulti rispettato, il refluo viene avviato ad una vasca e sottoposto ad agitazione continua per almeno un'ora. Terminata tale fase si versa la fase liquida, contenente la sospensione, all'interno della colonna in modo tale che la concentrazione dei solidi risulti uniforme in tutto il volume liquido disponibile nel cilindro. Verificata l'assenza di vortici dovuti all'agitazione del refluo, al "tempo zero" vengono prelevati dei provini dalle cinque porte di campionamento e successivamente, a intervalli di tempo regolari di 5 minuti, utilizzando bottiglie a bocca larga in PVC da 100 ml. Dal

momento che il tempo di residenza idraulica di una vasca di pioggia è relativamente modesta (intorno ai 30 minuti), la durata della prova può variare dai 30 ai 45 minuti.



Figura 4.1: Colonna di sedimentazione presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (Università della Calabria).

Occorre sottolineare che, essendo la procedura sperimentale, per il presente lavoro sono stati necessari una serie di tentativi di prova prima di stabilire quale fosse la durata opportuna della stessa, per ottenere risultati significativi dalle analisi.

Terminata la prova su colonna i provini prelevati vengono analizzati per la determinazione del contenuto di TSS, seguendo le indicazioni del rapporto APAT del 2003 (APAT e IRSA-CNR, 2003) in accordo al protocollo 2540D sviluppato da APHA (2005), mediante la tecnica della filtrazione a vuoto. Questa operazione è stata effettuata presso il Laboratorio di Acquedotti e Fognature (Università della Calabria). In particolare, per la determinazione dei TSS è necessario utilizzare filtri con aperture nominali dei pori di $0.45 \mu\text{m}$ (Figura 4.2),

preventivamente essiccati in stufa per circa 1 ora alla temperatura di 105 °C (Figura 4.3), allo scopo di eliminare qualsiasi contenuto di umidità, e quindi pesati (Figura 4.4).

Successivamente, il filtro viene collocato nell'apparato di filtrazione dove viene versato il campione da analizzare (Figura 4.5). Al termine del processo, il filtro viene essiccato nuovamente nella stufa, alla temperatura di 105°C per 1 ora, e viene pesato.



Figura 4.2: Filtri con aperture nominali dei pori di 0.45 µm.



Figura 4.3: Stufa da laboratorio presso il Laboratorio di Acquedotti e Fognature.

È possibile quindi stabilire il contenuto dei solidi sospesi di ogni singolo provino (C), secondo la seguente relazione:

$$C_{ij} = \frac{[(M_1 - M_0) \cdot 1000]}{\left(\frac{V}{1000}\right)} \quad (4.1)$$

dove i indica l'intervallo di tempo in corrispondenza del quale è stato prelevato il provino; j è la profondità alla quale è stato prelevato il provino; M_1 (gr) è il peso del filtro e del

residuo dopo essiccamento; M_0 (gr) il peso del filtro prima della filtrazione e V (ml) il volume del campione sottoposto a filtrazione.



Figura 4.4: Bilancia di precisione per la pesatura dei filtri.



Figura 4.5: Apparecchi utilizzati per la determinazione dei TSS.

Quindi, la percentuale di TSS rimossi al tempo i -esimo e alla profondità j -esima può essere calcolata come segue:

$$E_{ij} = \left(1 - \frac{C_{ij}}{C_0}\right) \cdot 1000 \quad (4.2)$$

dove E_{ij} è l'efficienza di rimozione dei TSS al tempo i -esimo e alla profondità j -esima e C_0 è la concentrazione iniziale dei TSS all'interno della colonna.

Una volta stimato il contenuto dei solidi sospesi e la relativa percentuale rimossa, si segnano su un apposito piano tempo-profondità i valori dell'efficienza di rimozione calcolati per ciascun campione. Su tale piano vengono quindi tracciate graficamente, per interpolazione dei valori numerici calcolati, le cosiddette curve di iso-rimozione, cioè curve a efficienza di rimozione costante (Zanoni e Blomquist, 1975).

Il passo conclusivo è la determinazione dell'efficienza di rimozione globale delle particelle, che può essere ricavata attraverso l'espressione 3.35.

4.2.1.1 Stima dell'Efficienza di Rimozione dei TSS per le Acque del Bacino del Canale Liguori Mediante il Metodo Grafico Tradizionale

L'esecuzione dell'indagine sperimentale ha richiesto il prelievo del refluo fognario in corrispondenza della stazione di misura installata in corrispondenza dello scarico del bacino del Canale Liguori (CL) e ubicata a Cosenza in via Popilia nei pressi della rampa di accesso alla S.S. 107.

Originariamente realizzato come fognatura pluviale, a causa della crescente urbanizzazione e dei numerosi allacci di fognatura nera, oggi il CL funziona come un collettore di fognatura mista a servizio di un'area ad alta densità di popolazione, con un bacino di 414 ha, di cui il 51.4% naturale e con la restante parte urbanizzata (Figura 4.6). La lunghezza dell'asta principale del bacino naturale è pari a 1.6 km con pendenza media pari a 5.3% (Piro et al., 2010). Immediatamente a monte della confluenza con il Crati, un collettore intercetta le acque nere e le dirotta all'impianto di depurazione di Montalto. Ma, durante particolari eventi di pioggia, un'aliquota delle acque miste è sversata direttamente nel fiume Crati tramite uno sfioro.

La campagna di campionamento alla quale si fa riferimento è compresa tra l'autunno del 2007 e l'autunno del 2009. Nello specifico, sono stati analizzati 15 eventi sia in condizioni di tempo di pioggia (Wet Weather, WW) e sia in condizioni di tempo asciutto (Dry Weather, DW).

Durante la campagna sperimentale, le operazioni di campionamento sono state effettuate manualmente, utilizzando una pompa alla quale sono stati collegati un tubo d'aspirazione e uno di mandata. Il tubo di aspirazione è stato introdotto all'interno del canale, mentre il tubo di mandata è stato collegato direttamente ad una cisterna, nella quale è stato raccolto l'intero campione (Piro et al., 2011).

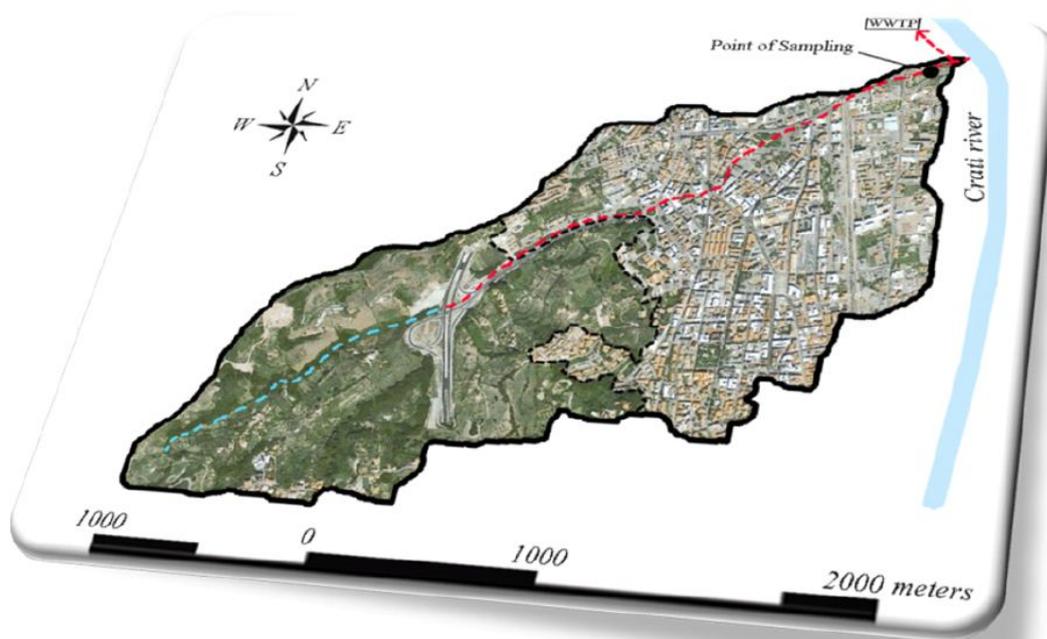


Figura 4.6: Bacino sperimentale del Canale Liguori (Allegato 3).

I risultati delle prove condotte hanno consentito una serie di osservazioni utili alla caratterizzazione del processo di sedimentazione per le acque reflue del CL sia in condizioni di tempo asciutto e sia in condizioni di tempo bagnato. Come è possibile osservare dai grafici riportati nelle Figura 4.7 e Figura 4.8 la prima considerazione che scaturisce dalle analisi sperimentali è l'evidente variabilità nel tempo delle curve a uguale efficienza di rimozione tipica nei processi di sedimentazione di tipo II.

In particolare è possibile distinguere tre diverse regioni per quasi tutte le curve:

- un primo tratto dove la pendenza si mantiene pressoché costante;
- un secondo tratto, compreso tra le profondità 0.5 m e 2 m, dove si evidenzia una brusca e importante variazione di pendenza;
- un tratto finale dove la pendenza ritorna nuovamente costante.

Poiché, come è noto, la pendenza della curva rappresenta istante per istante la velocità di sedimentazione delle particelle solide, è possibile ipotizzare che nel tratto iniziale e finale tali sostanze si comportino come particelle discrete (sedimentazione tipo I), mentre nel tratto intermedio manifestino dei comportamenti flocculanti che portano a dei processi di sedimentazione di tipo II. In pratica le particelle inizialmente sedimentano in maniera autonoma le une dalle altre (sedimentazione tipo I); man mano che la prova va avanti, tra le profondità 0.5 m e 2 m, cominciano ad interagire tra di loro e tendono ad agglomerarsi

sotto forma di fiocchi, aumentando di dimensioni e quindi di massa, e pertanto si spostano con velocità più elevate (sedimentazione tipo II). Una volta raggiunte le massime dimensioni possibili, i fiocchi sono sufficientemente distanti tra di loro, per cui si depositano sul fondo con velocità costante secondo un meccanismo di sedimentazione di tipo I.

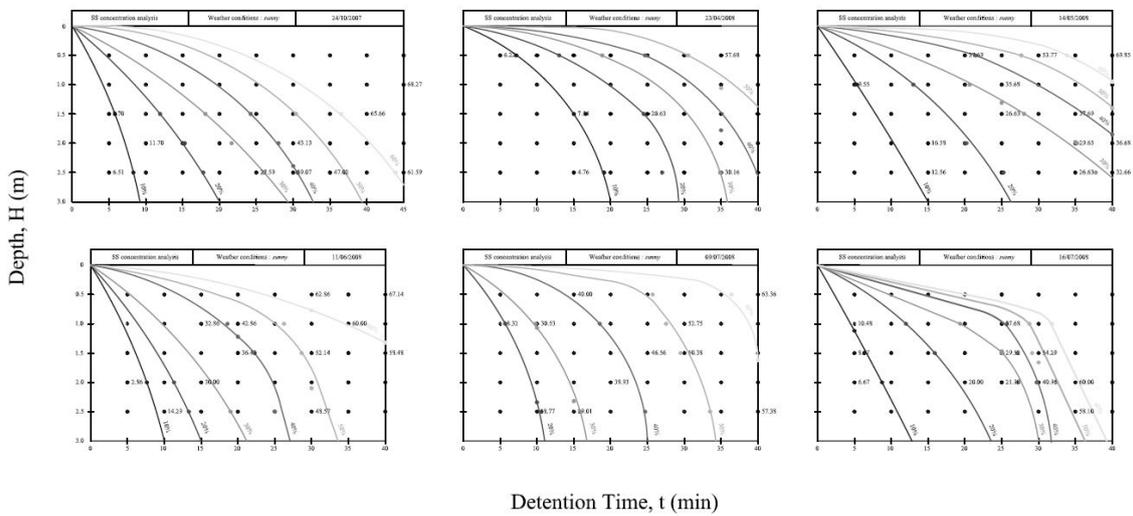


Figura 4.7: Curve di iso-rimozione ottenute mediante il metodo grafico per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto (DW).

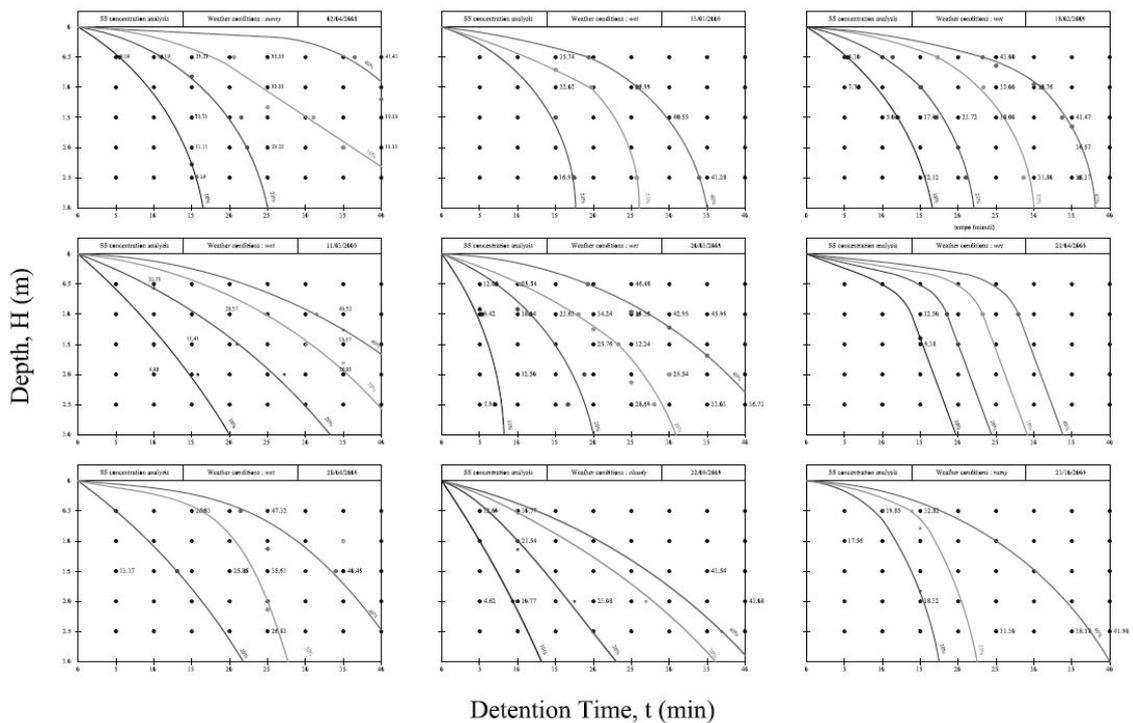


Figura 4.8: Curve di iso-rimozione ottenute mediante il metodo grafico per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato (WW).

Per ogni prova è stata, quindi, calcolata l'efficienza globale di rimozione dei TSS, mediante l'equazione 3.35 con un passo di 5 minuti. I risultati ottenuti sono riportati nelle Tabella 4.2 e Tabella 4.3.

Tabella 4.2: Efficienza globale di rimozione dei TSS al variare del tempo di detenzione per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto (DW).

	24/10/2007	23/04/2008	14/05/2008	11/06/2008	09/07/2008	16/07/2008
Time	E	E	E	E	E	E
5	15.01%	9.04%	12.29%	15.98%	20.97%	14.92%
10	23.98%	11.89%	17.46%	27.18%	28.50%	22.56%
15	31.20%	16.03%	23.13%	36.57%	36.25%	29.91%
20	38.81%	22.14%	28.67%	43.69%	42.29%	35.97%
25	46.87%	28.34%	33.94%	50.78%	48.11%	42.34%
30	55.68%	38.49%	39.22%	58.55%	52.82%	53.83%
35	64.04%	47.40%	45.36%	64.19%	59.18%	67.37%
40	76.81%	57.86%	52.71%	67.68%	70.11%	80.15%
45	77.97%	-	-	-	-	-

Tabella 4.3: Efficienza globale di rimozione dei TSS al variare del tempo di detenzione per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato (WW).

	02/04/2008	13/01/2009	18/02/2009	11/03/2009	20/03/2009	21/04/2009	28/04/2009	22/09/2009	23/10/2009
Time	E	E	E	E	E	E	E	E	E
5	10.07%	18.18%	10.27%	10.58%	13.20%	9.60%	17.40%	14.27%	16.52%
10	13.65%	21.92%	14.42%	15.02%	22.44%	12.23%	21.76%	22.76%	22.45%
15	18.85%	26.47%	20.58%	20.44%	28.09%	16.67%	25.15%	31.72%	29.09%
20	25.01%	33.39%	28.90%	26.82%	35.29%	25.02%	30.19%	39.22%	39.71%
25	30.24%	37.93%	36.67%	33.18%	41.59%	36.22%	37.81%	46.54%	48.00%
30	34.06%	44.74%	43.66%	39.56%	48.68%	45.77%	45.09%	53.67%	53.72%
35	38.08%	50.45%	49.98%	46.51%	55.59%	56.43%	51.50%	61.25%	60.80%
40	44.13%	58.93%	58.96%	53.48%	62.59%	71.38%	59.95%	68.86%	70.00%

Se si confrontano le quantità globali dei solidi rimossi al tempo $t=40$ min, si osserva come nel caso di DW la percentuale di rimozione sia maggiore rispetto a quella di WW. Questo fenomeno può essere spiegato considerando due fattori che producono una maggiore flocculazione nei campioni di DW rispetto a quelli di WW: (1) alta percentuale di particelle a granulometria fine e (2) alto contenuto di sostanza organica. Infatti, dallo studio di Piro et al. (2010) sulle PSDs delle acque del CL in condizioni di tempo bagnato è stata verificata la presenza di alte percentuali di particelle a granulometria fine. Inoltre, lo stesso studio conferma la presenza di un maggiore contenuto di sostanza organica nelle acque di tempo asciutto, il che esalta l'aggregazione tra particelle, le quali quindi tendono a sedimentare più velocemente. In particolare si evince che per tempi di detenzione di 40 min si raggiungono in media efficienze di rimozione di circa il 60%, con punte dell'80% in condizioni di DW e minimi del 45% in condizioni di WW.

4.2.2 Metodi Matematici di Letteratura per l'Analisi dei Risultati dei Test su Colonna

Il metodo grafico tradizionale rappresenta un procedimento molto dispendioso in termini di tempo e soggettivo nell'interpretazione dei dati stessi per la definizione dell'efficienza di rimozione globale dei solidi sospesi.

Nel par. 3.2.4 del Capitolo 3 sono stati descritti tre metodi proposti in letteratura per l'analisi dei risultati dei test su colonna che prevedono l'uso di particolari funzioni matematiche.

Berthouex e Stevens (1982) hanno definito matematicamente la variazione della concentrazione dei solidi sospesi in funzione della profondità (z) e del tempo di detenzione (t):

$$C(z, t) = b_0 + b_1t + b_2t^2 + b_3z \quad (4.3)$$

Dall'applicazione del metodo ai dati di Berthouex e Stevens (Tabella 4.4), mediante il software MINITAB®, è stato possibile constatare che questo è un metodo time-consuming, quindi non conveniente da un punto di vista di semplicità di calcolo. Infatti, per la risoluzione dell'equazione proposta è necessario scegliere l'intervallo temporale più opportuno sul quale effettuare la regressione, il che rende il metodo non oggettivo. In particolare, considerando l'intervallo di tempo da 0 a 120 minuti si ottiene la seguente relazione:

$$C = 394 - 11.2t + 21.6z + 0.0679t^2 - 1.6z^2 - 0.042tz \quad (4.4)$$

Tale funzione non fornisce risultati sufficientemente simili a quelli sperimentali (differenze che si aggirano attorno ai 30 mg/l). Se invece si considera l'intervallo temporale tra 20 e 120 minuti si ottiene una funzione che restituisce buoni risultati:

$$C = 152 - 2.74t + 20.9z + 0.0143t^2 - 1.12z^2 - 0.0804tz \quad (4.5)$$

In entrambi i casi, non si riesce a stimare la concentrazione iniziale dei TSS all'inizio della prova, nonostante il coefficiente b_0 dell'equazione dovrebbe essere proprio pari a C_0 .

Tabella 4.4: Dati sperimentali di Berthouex e Stevens (1982).

<i>Suspended Solids Concentration at Time, in minutes</i>	
<i>Depth from top, in feet</i>	0 10 20 40 60 120
2	560 230 135 90 75 48
4	560 280 170 110 90 53
6	560 290 180 126 96 60

Quindi seguendo la procedura di Berthouex e Stevens, è possibile calcolare la rimozione globale dei TSS a diverse profondità e intervalli di tempo. A titolo di esempio, per la profondità di 8 ft e un tempo di 18 minuti si ha un'efficienza pari a 71.0%.

L'aggiornamento di questa procedura (Ong, 1985), per ovviare al problema della scelta dell'intervallo temporale da considerare, non rende utilizzabile il metodo di Berthouex e Stevens (1982) nel caso in cui non siano disponibili tutti i risultati del test su colonna, cioè tutti i valori di concentrazione per ogni tempo *i*-esimo e profondità *j*-esima.

San (1989) ha invece definito matematicamente le curve di iso-rimozione, secondo la seguente relazione:

$$P = \frac{T^b}{aH^k + T^b} \quad (4.6)$$

dove P è la percentuale di rimozione che caratterizza la curva di iso-rimozione, variabile da 0 a 1; T è il tempo di sedimentazione; H è la profondità; a, b e k sono dei parametri specifici che devono essere determinati per una data sospensione.

Dall'applicazione del metodo ai dati di Berthouex e Stevens (Tabella 4.4), mediante il software MINITAB®, è stato possibile constatare che questo è un metodo semplice e facilmente convergente. In particolare, i parametri a, b e k della (4.6) assumo i seguenti valori:

$$\begin{aligned} a &= 3.743 \\ b &= 0.844 \\ k &= 0.329 \end{aligned} \quad (4.7)$$

Quindi sostituendo i parametri nell'equazione 4.6 e seguendo la procedura di San, la rimozione globale dei TSS è facilmente calcolabile a diverse profondità e intervalli di tempo. A titolo di esempio, per la profondità di 8 ft e un tempo di 18 minuti si ha un'efficienza pari a 67.7% (circa il 3% in meno rispetto al valore ottenuto con il metodo di Berthouex e Stevens).

Il metodo proposto da Özer (1994) si basa anch'esso sulla definizione matematica delle curve di iso-rimozione, secondo una delle seguenti relazioni:

$$P = aH^bT^d \quad (4.8)$$

$$1 + P = AH^BT^D \quad (4.9)$$

dove a, b, d, A, B e D sono dei parametri che devono essere determinati per ogni set di dati di una prova su colonna; P è la percentuale di concentrazione che corrisponde al tempo T; H è il rapporto tra la concentrazione C di un campione e la concentrazione iniziale C₀. La scelta di una o dell'altra relazione dipende dai valori del coefficiente di determinazione.

Dall'applicazione del metodo ai dati di Berthouex e Stevens (Tabella 4.4), mediante il software MINITAB®, è stato possibile constatare che questo è un metodo troppo semplicistico, e il suo utilizzo per piccoli intervalli di tempo comporterebbe errori non del tutto trascurabili nella stima dell'efficienza di rimozione dei TSS. In particolare, i parametri a , b e d assumono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} a &= 1.4477 \\ b &= 0.244 \\ d &= -0.631 \end{aligned} \tag{4.10}$$

Mentre i parametri A , B e D risultano essere:

$$\begin{aligned} A &= 1.7718 \\ B &= 0.0447 \\ D &= -0.117 \end{aligned} \tag{4.11}$$

I coefficienti di determinazione corrispondenti alle due funzioni 4.8 e 4.9 sono rispettivamente 99.6% e 94.8%. Quindi utilizzando l'equazione 4.8 e seguendo la procedura di Özer, è possibile calcolare la rimozione globale dei TSS a diverse profondità e intervalli di tempo. Per la profondità di 8 ft e un tempo di 18 minuti si ha un'efficienza pari a 68.8%.

4.2.3 Nuova Standard Operating Procedure (SOP) per l'Analisi dei Risultati dei Test su Colonna

Da quanto esposto nel paragrafo 4.2.2 è facilmente intuibile che i tre metodi applicati consistono in una semplice regressione matematica, che viene estesa ai valori di concentrazione ottenuti in laboratorio dall'analisi dei campioni prelevati durante il test su colonna di sedimentazione. Pertanto non si tratta di modelli fisicamente basati che permettono di ottenere utili informazioni sui fenomeni in atto durante il processo di sedimentazione.

Nel presente lavoro si è quindi ritenuto necessario formulare una nuova procedura (Standard Operating Procedure, SOP) fisicamente basata, semplice da applicare, time-saving e in grado di interpretare in maniera ottimale i risultati ricavati con il metodo grafico tradizionale. La SOP consiste infatti nella definizione matematica delle curve di iso-rimozione, mediante una funzione fisicamente basata, e nel calcolo speditivo dell'efficienza di rimozione globale dei TSS.

Come mostrato dalle Figura 4.7 e Figura 4.8, quando l'efficienza di rimozione dei TSS viene messa graficamente in relazione al tempo di detenzione e alla profondità, le curve di iso-rimozione che ne derivano possono essere interpolate da una funzione del tipo potenza:

$$h = at^b \quad (4.12)$$

dove h è la profondità, t il tempo di detenzione (chiamato anche di residenza idraulica o di sedimentazione), a e b due parametri empirici che devono essere stimati per ogni curva di iso-rimozione di una data sospensione. In particolare, il parametro a rappresenta la velocità di sedimentazione di particelle discrete, e ciò può essere dimostrato derivando la 4.12 rispetto al tempo:

$$\frac{dh}{dt} = abt^{b-1} \quad (4.13)$$

e assumendo $b=1$ (che corrisponde alla condizione di sedimentazione di tipo I), si ha che:

$$\frac{dh}{dt} = a \quad (4.14)$$

cioè la velocità di sedimentazione di particelle discrete.

Mentre il parametro b rappresenta il fattore di flocculazione:

- se $b=1$, le curve di iso-rimozione diventano delle linee rette, il che è caratteristico della sedimentazione discreta;
- se $b>1$, si verifica il fenomeno della flocculazione e le curve di iso-rimozione assumono una traiettoria curvilinea.

Il metodo è stato applicato, mediante il software SigmaPlot, ai dati delle prove su colonna di sedimentazione relativi ai campioni del CL. Le Figura 4.9 e Figura 4.10 mostrano le curve di iso-rimozione ottenute per i test effettuati in condizioni di DW e WW.

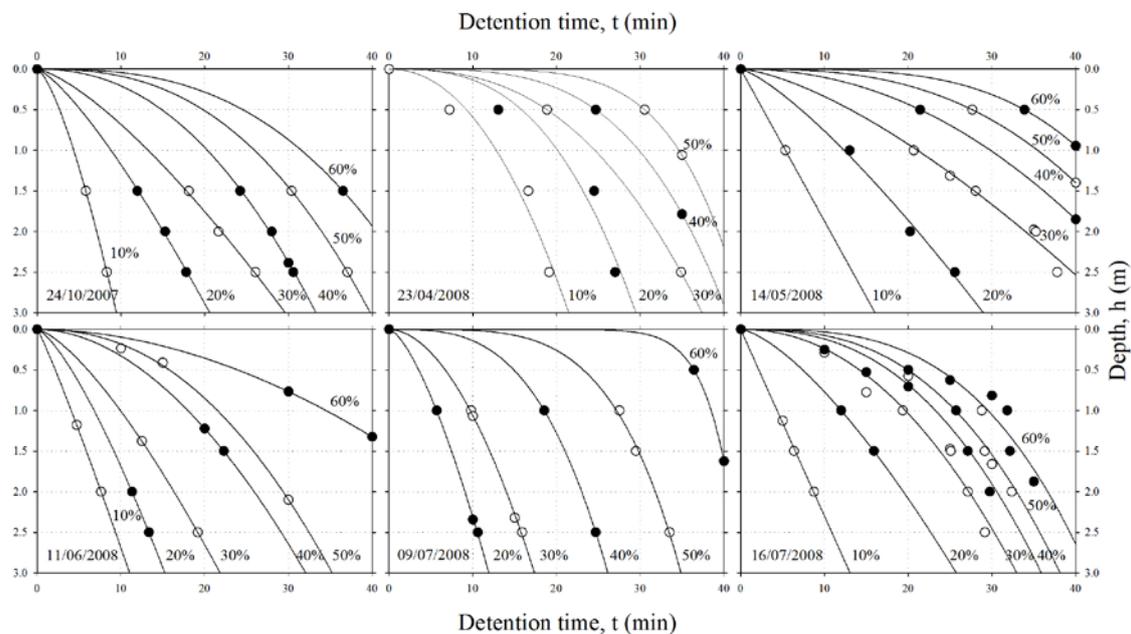


Figura 4.9: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto dal CL (Allegato 4).

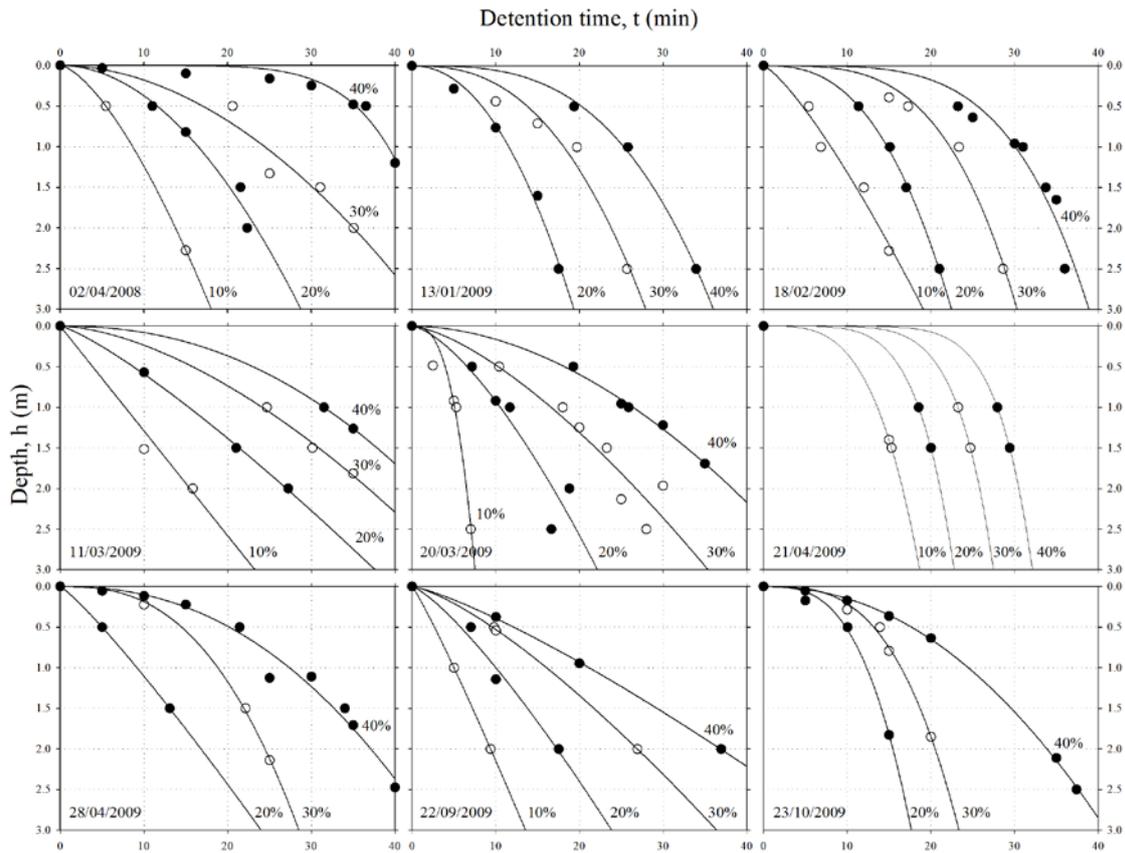


Figura 4.10: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato dal CL (Allegato 4).

I risultati ottenuti confermano che le curve di iso-rimozione possono essere approssimate matematicamente in modo eccellente da una funzione potenza. Infatti, i coefficienti di determinazione (R^2) delle curve di ogni set di dati sono in genere maggiori di 0.95 (Tabella 4.5). Inoltre, sono stati calcolati i residui dei tempi di detenzione come differenza tra i tempi osservati (sperimentali) e quelli simulati mediante la SOP. I valori medi dei residui calcolati per ogni curva di ogni set di dati sono riportati in Tabella 4.6 e indicano che l'incertezza causata dall'uso della funzione potenza è molto bassa (lo scostamento massimo di 2.9 minuti si registra per la curva di iso-rimozione del 50% del test 11/06/2008).

Le Figura 4.11 e Figura 4.12 mostrano la variazione dell'efficienza di rimozione dei TSS (E) in funzione dei parametri a e b , rispettivamente per le condizioni DW e WW. Dall'analisi di tali figure emerge che l'efficienza aumenta all'aumentare del fattore di flocculazione, ma diminuisce all'aumentare della velocità di sedimentazione di particelle discrete. Questa tendenza può essere spiegata dal fatto che nella progettazione delle vasche di sedimentazione la velocità di overflow V ($V=Q/A$, dove Q è la portata di progetto e A l'area della vasca) è posta pari alla velocità di sedimentazione della particelle più piccola che

deve essere fatta sedimentare, V_c ($V_c=Q/A$), e quindi ad un'elevata velocità di sedimentazione corrisponde una superficie più piccola da assegnare alla vasca e, di conseguenza, una bassa efficienza di rimozione. Alte efficienze di rimozione si verificano, invece, con la cattura delle particelle più piccole a basse velocità di sedimentazione; allo stesso tempo, però, il fenomeno della flocculazione aumenta, e aumentano anche dimensioni e velocità di sedimentazione delle particelle fiocose. I risultati confermano, quindi, che nella fase iniziale del processo di sedimentazione le particelle si comportano come particelle discrete e solo successivamente mostrano tendenze alla flocculazione. Una volta che i fiocchi hanno raggiunto la loro dimensione massima, al di là della quale iniziano a disintegrarsi in particelle più piccole (Krishnappan e Marsalek, 2002), sono sufficientemente distanti tra di loro, per cui si depositano sul fondo con velocità costante (sedimentazione di tipo I).

L'applicabilità della funzione potenza per l'interpretazione matematica e fisica delle curve di iso-rimozione è stata testata anche su sei set di dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006). La Figura 4.13 mostra le curve calcolate per ogni set di dati. I relativi valori dei coefficienti di determinazione sono riportati nella Tabella 4.7. In particolare, è possibile notare che in media si ha un valore di R^2 pari a 0.986 (± 0.012); di conseguenza, si evince che la funzione potenza proposta per la SOP è valida non solo per le acque reflue del bacino del CL, ma anche per acque che provengono da bacini caratterizzati da diversi usi del suolo, densità di popolazione e intensità di traffico.

Tabella 4.5: Coefficiente di determinazione (R^2) per le curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati dal CL in condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato (Allegato 4).

Test	Weather Conditions	R^2					
		10%	20%	30%	40%	50%	60%
24/10/2007	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
23/04/2008	DW	0.97	0.96	0.99	0.99	0.99	-
14/05/2008	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
11/06/2008	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
09/07/2008	DW	-	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
16/07/2008	DW	0.99	0.99	0.96	0.94	0.94	0.99
02/04/2008	WW	0.99	0.97	0.95	0.96	-	-
13/01/2009	WW	-	0.99	0.97	0.99	-	-
18/02/2009	WW	0.98	0.99	0.98	0.93	-	-
11/03/2009	WW	0.98	0.99	0.99	0.99	-	-
20/03/2009	WW	0.96	0.90	0.91	0.99	-	-
21/04/2009	WW	0.99	0.99	0.99	0.99	-	-
28/04/2009	WW	-	0.99	0.99	0.98	-	-
22/09/2009	WW	0.99	0.98	0.99	0.99	-	-
23/10/2009	WW	-	0.99	0.99	0.99	-	-

Tabella 4.6: Valori medi dei residui dei tempi di detenzione calcolati come differenza tra valori osservati e simulati mediante la SOP (Allegato 4).

Test	Weather Conditions	Residuals (min)					
		10%	20%	30%	40%	50%	60%
24/10/2007	DW	0.00	0.15	0.26	0.23	1.83	0.00
23/04/2008	DW	1.27	1.66	1.40	0.00	0.00	-
14/05/2008	DW	0.00	0.66	0.91	0.12	0.00	0.00
11/06/2008	DW	0.00	0.00	0.00	1.19	2.91	0.08
09/07/2008	DW	-	0.06	0.10	0.00	0.79	0.00
16/07/2008	DW	0.11	0.00	0.80	1.85	2.77	1.84
02/04/2008	WW	0.01	0.77	1.99	0.72	-	-
13/01/2009	WW	-	0.42	1.06	0.48	-	-
18/02/2009	WW	0.95	0.22	0.77	1.24	-	-
11/03/2009	WW	1.04	0.29	0.58	0.47	-	-
20/03/2009	WW	0.11	1.34	1.87	0.61	-	-
21/04/2009	WW	0.49	0.00	0.00	0.00	-	-
28/04/2009	WW	0.00	0.81	1.93	0.46	-	-
22/09/2009	WW	0.00	0.85	0.13	0.06	-	-
23/10/2009	WW	-	0.47	1.32	0.12	-	-

Inoltre, il trend della variazione dell'efficienza di rimozione dei TSS in funzione dei parametri a e b , segue lo stesso andamento di quello relativo ai campioni del LC (Figura 4.14): all'aumentare della velocità di sedimentazione di particelle discrete l'efficienza diminuisce, ma aumenta il fattore di flocculazione.

La conoscenza della funzione analitica che descrive le curve di iso-rimozione permette di calcolare agevolmente l'efficienza di rimozione globale dei TSS; infatti, se si considera l'espressione 3.35 valida per il metodo grafico tradizionale, si può scrivere:

$$E_{tot} = E(\theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot \frac{h_i + h_{i+1}}{2H} \quad (4.15)$$

Sostituendo la 4.12 nella precedente relazione, è possibile calcolare l'efficienza di rimozione globale in funzione del tempo di detenzione:

$$E_{tot} = E(\theta_H) + \frac{1}{2H} \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot (a_i \theta_H^{b_i} + a_{i+1} \theta_H^{b_{i+1}}) \quad (4.16)$$

dove i parametri a_i e b_i riflettono la variabilità del processo di sedimentazione in funzione delle caratteristiche dell'effluente.

Dal momento che per un tempo $t \rightarrow 0$, cioè in corrispondenza dell'immissione del refluo all'interno di una vasca di sedimentazione, l'efficienza di rimozione dei solidi sospesi totali è praticamente nulla e che per un tempo $t \rightarrow \infty$ essa è pari al 100%, è stato possibile determinare la funzione in grado di interpolare i valori di efficienza calcolati mediante la 4.16. Si tratta di una funzione esponenziale limitata:

$$E_{tot}(t) = 1 - \exp(-kt) \quad (4.17)$$

dove t è il tempo di detenzione e k è la costante di velocità del primo ordine. Infatti, se si considera che:

$$R(t) = \exp(-kt) \quad (4.18)$$

dove $R(t)$ è il rapporto tra la concentrazione dei TSS che rimangono in sospensione, $C(t)$, e C_0 , e quindi:

$$C(t) = C_0 \exp(-kt) \quad (4.19)$$

è possibile assumere come velocità di reazione una cinetica di primo ordine:

$$r = \frac{dC}{dt} = -kC \quad (4.20)$$

dove r è la velocità di reazione, dC/dt la variazione della concentrazione dei TSS nel tempo e C la concentrazione dei TSS.

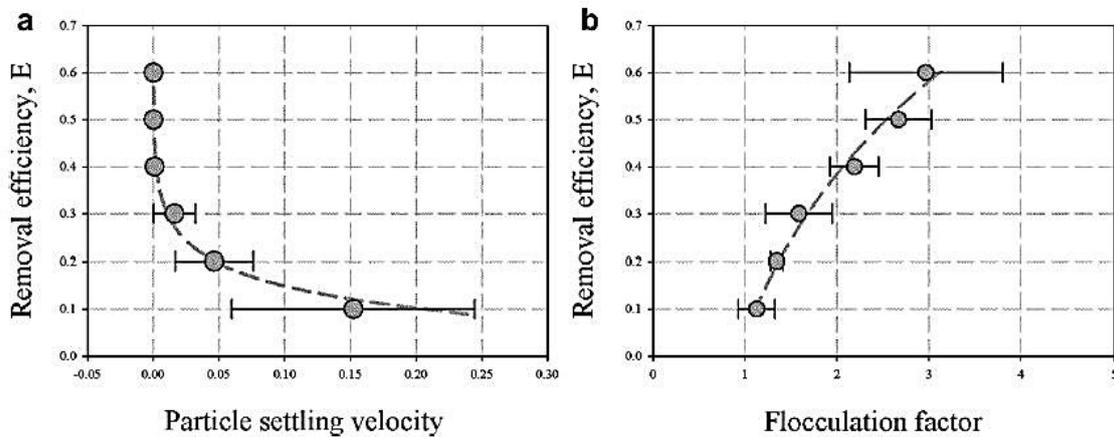


Figura 4.11: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i campioni prelevati dal CL in condizioni DW (Allegato 4).

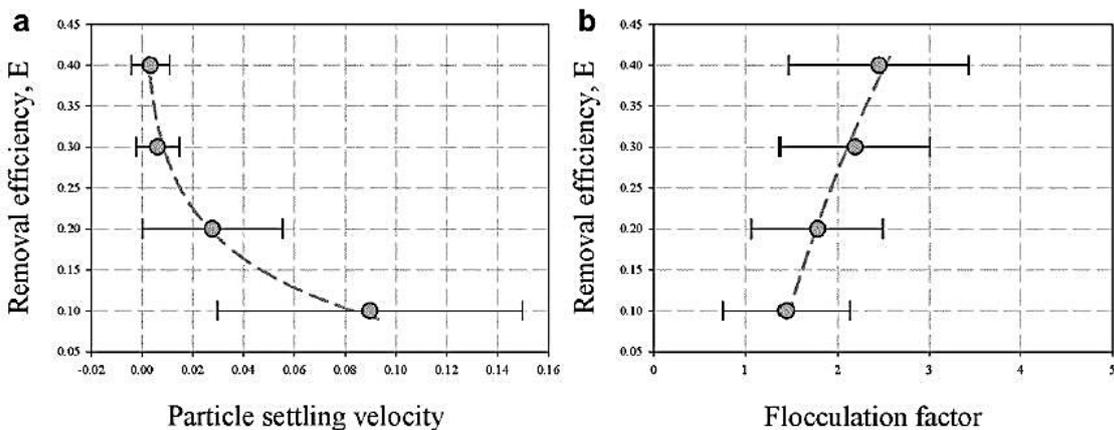


Figura 4.12: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i campioni prelevati dal CL in condizioni WW (Allegato 4).

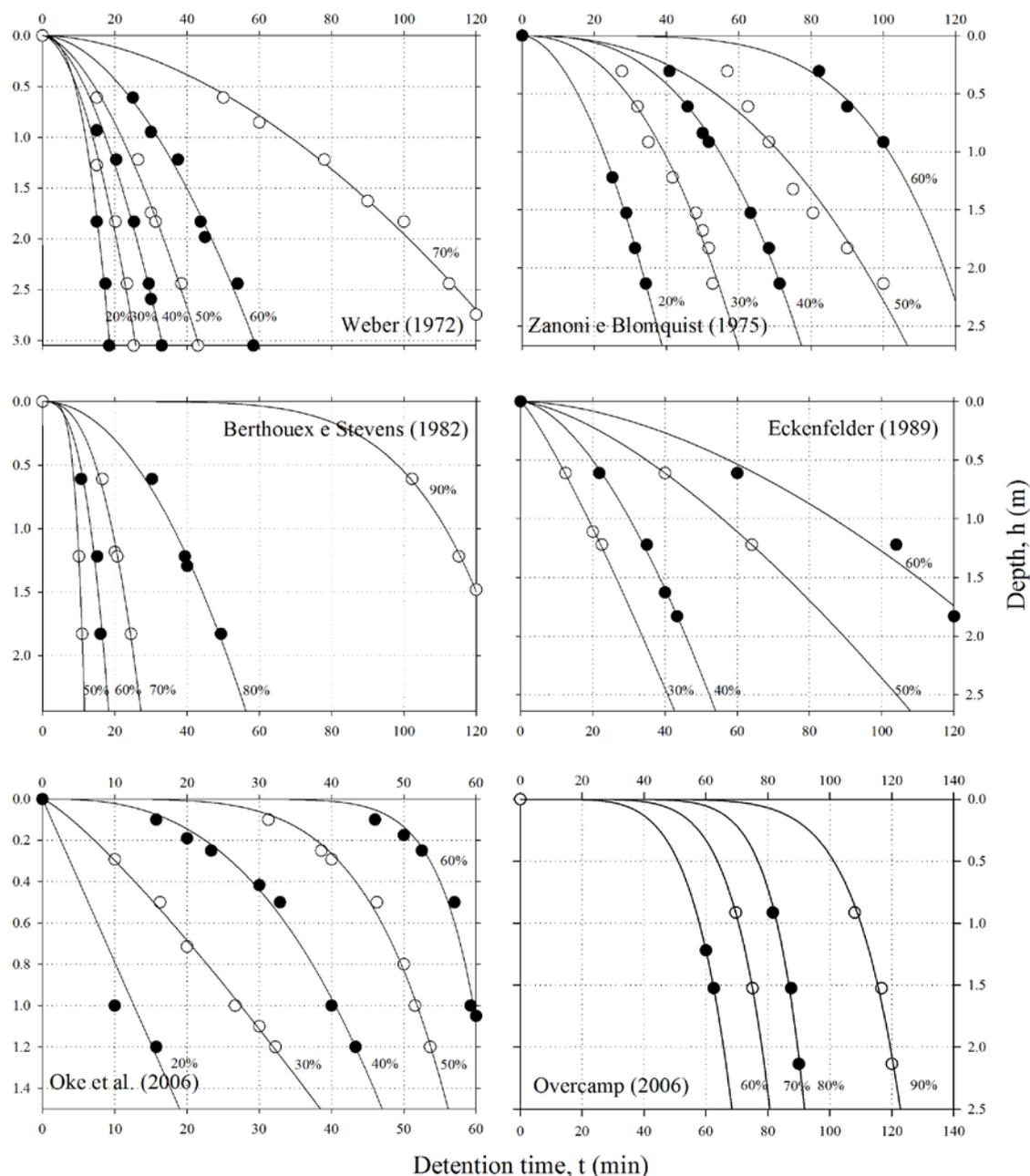


Figura 4.13: Curve di iso-rimozione ottenute per dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).

Tabella 4.7: Coefficiente di determinazione (R^2) per le curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).

Data source	R^2								
	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
Weber (1972)	-	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	-	-
Zanoni e Blomquist (1975)	-	0.99	0.98	0.99	0.95	0.99	-	-	-
Berthouex e Stevens (1982)	-	-	-	-	0.99	0.96	0.99	0.99	0.99
Eckenfelder (1989)	-	-	0.99	0.99	0.99	0.98	-	-	-
Oke et al. (2006)	-	0.94	0.99	0.99	0.99	0.98	-	-	-
Overcamp (2006)	-	-	-	-	-	0.99	0.99	0.99	0.99

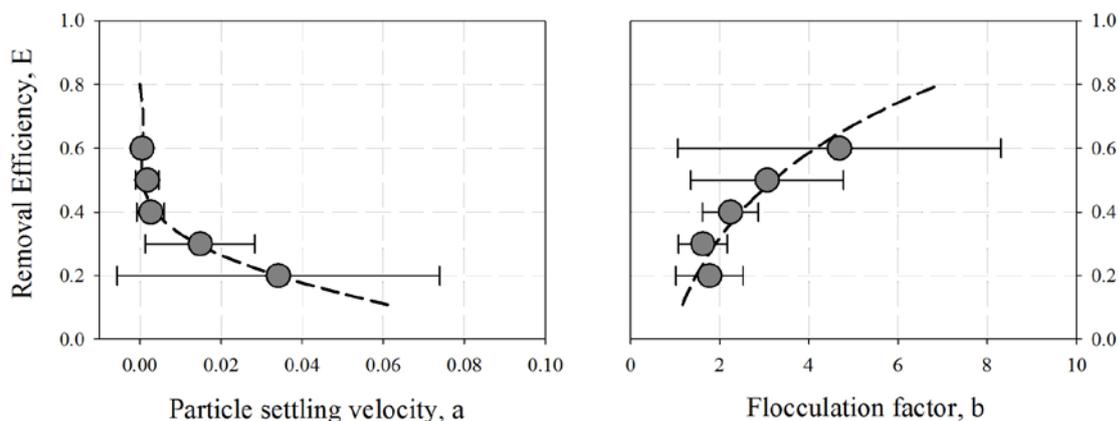


Figura 4.14: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).

Nelle Tabella 4.8 e Tabella 4.9 si riportano i valori della costante di velocità del primo ordine rispettivamente per i campioni prelevati dal CL, in condizioni DW e WW, e per i dati di letteratura.

La costante di velocità del primo ordine risulta essere un valore “pseudo-costante”, che dipende da numerosi fattori (USEPA, 1979). Quindi il passo successivo della ricerca è stato focalizzato sull’individuazione di tali grandezze, mediante la strategia della Regressione Polinomiale Evolutiva (Evolutionary Polynomial Regression, EPR), sviluppata da Giustolisi e Savic (2006, 2009). Si tratta una tecnica modellistica ibrida di tipo data-driven che integra i vantaggi della regressione numerica in un algoritmo genetico per la ricerca della forma matematica del modello. Con questa tecnica è possibile ottenere uno strumento sintetico e al tempo stesso accurato per l’individuazione delle relazioni esistenti tra le variabili del problema (knowledge discovery), ogni qualvolta si mira a definire un legame formale fra le grandezze che caratterizzano o quantificano un prefissato fenomeno e tutte le grandezze che lo influenzano o determinano. Le relazioni che si ottengono sono sostanzialmente costituite da un certo numero di termini moltiplicati per coefficienti, come riportato di seguito:

$$\hat{Y} = a_0 + \sum_{j=1}^m a_j \cdot (X_1)^{ES(j,1)} \cdot \dots \cdot (X_k)^{ES(j,k)} \times f\left((X_1)^{ES(j,k+1)} \cdot \dots \cdot (X_k)^{ES(j,2k)}\right) \quad (4.21)$$

dove m è il numero massimo di termini coinvolti nell’espressione, X_i e \hat{Y} le variabili di input e output del modello, f il tipo di funzione scelta, $ES(j,i)$ gli esponenti delle variabili.

I termini che costituiscono la struttura matematica dei modelli si ottengono per mezzo di un algoritmo genetico che seleziona gli esponenti, mentre i parametri vengono stimati mediante una classica regressione numerica.

In particolare, è stata sviluppato un aggiornamento dell'EPR, denominato EPR MOGA, che include una strategia di ottimizzazione multiobiettivo, dove vengono massimizzate accuratezza della riproduzione dei dati e parsimonia. L'accuratezza viene valutata per mezzo del coefficiente di determinazione (Coefficient of Determination, CoD), definito come segue:

$$CoD = 1 - \frac{\sum_N (\hat{y} - y_{exp})^2}{\sum_N (y_{exp} - avg(y_{exp}))^2} \quad (4.22)$$

dove N è il numero di dati, \hat{y} il valore simulato dal modello e $avg(y_{exp})$ il valore medio dei valori osservati (calcolata sul numero di dati N). La parsimonia si riferisce invece al numero di variabili e/o termini coinvolti nell'espressione matematica.

La strategia dell'EPR MOGA consiste nella ricerca di possibili espressioni per i modelli sulla base della scelta effettuata dall'utente delle struttura base dell'espressione matematica, dell'ordine degli esponenti e dal numero di variabili.

Nel presente lavoro si è fatto ricorso alla strategia EPR MOGA implementata nella piattaforma Microsoft® Office® Excel®, con il nome di EPR MOGA XL (<http://www.hydroinformatics.it>). In Figura 4.15 si riporta l'interfaccia dell'EPR MOGA XL.

Tabella 4.8: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i campioni prelevati dal CL in condizioni DW e WW.

Data	Weather Conditions	k (min ⁻¹)
24/10/2007	DW	0.027
23/04/2008	DW	0.019
14/05/2008	DW	0.016
11/06/2008	DW	0.029
09/07/2008	DW	0.026
16/07/2008	DW	0.026
02/04/2008	WW	0.013
13/01/2009	WW	0.020
18/02/2009	WW	0.022
11/03/2009	WW	0.017
20/03/2009	WW	0.023
21/04/2009	WW	0.019
28/04/2009	WW	0.019
22/09/2009	WW	0.024
23/10/2009	WW	0.026

Tabella 4.9: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).

Data Source	k (min ⁻¹)
Weber (1972)	0.024
Zanoni e Blomquist (1975)	0.010
Berthouex e Stevens (1982)	0.064
Eckenfelder (1989)	0.012
Oke et al. (2006)	0.018
Overcamp (2006)	0.024

Figura 4.15: Interfaccia EPR MOGA XL.

Utilizzando come dati i risultati ottenuti dalle prove su colonna di sedimentazione sui campioni prelevati dal CL in condizioni WW, con l'ausilio della strategia EPR MOGA, la costante di velocità del primo ordine è stata messa in relazione con la concentrazione iniziale dei TSS e alcuni parametri idrologici caratteristici di un evento meteorico e semplici da determinare, quali i giorni di tempo secco antecedenti l'evento meteorico (Previous Dry Days, PDD), intensità di pioggia media (i_{avg}), intensità massima di pioggia registrata durante l'evento (i_{max}) e altezza di pioggia (h_p). La Tabella 4.10 mostra i valori delle grandezze oggetto di indagine, mentre nella Tabella 4.11 si riportano i cinque modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL (si indicano con a_0 e a_1 i parametri di calibrazione di ogni modello), il numero di termini coinvolti nelle espressioni matematiche e i relativi coefficienti di determinazione. In Figura 4.16 è stato rappresentato il fronte di Pareto relativo alle soluzioni individuate.

Tabella 4.10: Grandezze oggetto di indagine per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 5).

EVENT	DATE (mm/dd/yyyy)	k (min ⁻¹)	TSS (mg/l)	PDD	i _{avg} (mm/h)	i _{max} (mm/h)	h _p (mm)
1	04/02/2008	0.013	49.5	5	1.13	3.0	3.4
2	01/13/2009	0.020	138.5	2	2.13	7.4	36.2
3	02/18/2009	0.022	86.0	1	1.73	3.2	13.8
4	03/11/2009	0.017	82.0	4	1.56	3.2	17.2
5	03/20/2009	0.023	237.0	4	2.58	6.2	20.6
6	04/21/2009	0.019	32.0	1	1.67	3.6	5.0
7	04/28/2009	0.019	102.5	1	2.45	9.4	36.8
8	09/22/2009	0.024	65.0	1	0.30	0.4	0.6
9	10/23/2009	0.026	131.0	1	0.49	1.0	3.4

Tabella 4.11: Modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL sui dati riportati in Tabella 4.10 (Allegato 5).

MODEL	EXPRESSION	Number of Terms	CoD (%)
1	$k = a_0$	0	0.0
2	$k = a_0 + a_1 \cdot \text{PDD}^{-0.5}$	1	33.3
3	$k = a_0 + a_1 \cdot \text{TSS}^2 \cdot \text{PDD}^{-1.5}$	2	78.0
4	$k = a_0 + a_1 \cdot \text{TSS}^2 \cdot i_{\text{avg}}^{-0.5} \cdot \text{PDD}^{-1}$	3	83.7
5	$k = a_0 + a_1 \cdot \text{TSS}^{1.5} \cdot i_{\text{max}}^{0.5} \cdot h_p^{-0.5} \cdot \text{PDD}^{-1}$	4	90.9

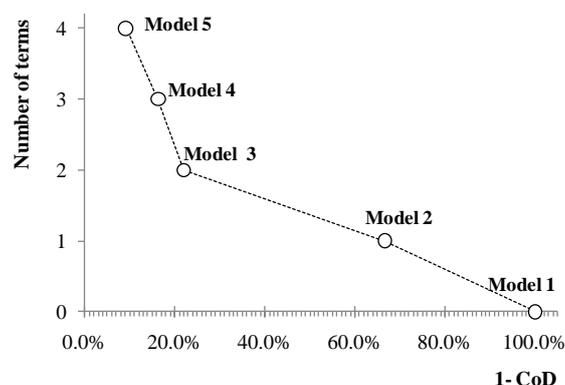


Figura 4.16: Fronte di Pareto relativo ai modelli ottenuti tramite la strategia EPR MOGA per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 5).

Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince che la costante di velocità del primo ordine dipende dalla concentrazione iniziale dei solidi sospesi e dai giorni di tempo secco antecedenti l'evento meteorico. Infatti, dalla Figura 4.16 si può notare come il modello 3 (caratterizzato da 2 termini: TSS e PDD) risulti essere il miglior compromesso tra accuratezza e parsimonia, dal momento che si trova sul ginocchio del fronte di Pareto. In particolare, l'aumento dei termini relativi ai modelli 4 e 5 consiste sostanzialmente in un miglioramento del solo valore numerico e non della descrizione del fenomeno fisico. Ciò si evince dal fatto che nel modello 4 k risulta essere funzione di TSS, PDD e i_{avg} ; mentre, nel

modello 5 scompare la dipendenza dall'intensità di pioggia media e nell'espressione matematica compaiono, invece, l'intensità di pioggia massima, i_{max} , e l'altezza di pioggia, h_p . Tali risultati sono stati ottenuti senza considerare la distribuzione granulometrica dei sedimenti in sospensione, nonostante questo sia un fattore che sicuramente incide sui processi di sedimentazione. Di conseguenza, è stato ritenuto necessario affrontare una nuova campagna sperimentale per l'individuazione di una possibile relazione tra efficienza di sedimentazione (quindi della costante di velocità del primo ordine), concentrazione iniziale dei solidi sospesi e la loro dimensione (in termini di PSD).

I nuovi test su colonna di sedimentazione sono stati effettuati su "campioni di laboratorio", ottenuti miscelando acqua e sedimenti di granulometria nota. In particolare, i test H sono stati effettuati utilizzando materiale eterogeneo (sabbia), a differenza dei test M, per i quali è stato utilizzato del materiale monogranulare, ottenuto setacciando la sabbia con dei setacci di apertura 75 μm e 45 μm . Inoltre, sono stati eseguiti anche dei test su "campioni reali" (test R), utilizzando del materiale direttamente raccolto dalla pavimentazione di un parcheggio (39 veicoli/giorno) del bacino Vermicelli (Università della Calabria), nei pressi di una caditoia (Figura 4.17).

Quindi, in una prima fase, sono state misurate le PSDs dei materiali utilizzati mediante il granulometro laser Malvern Mastersizer 2000 (con una risoluzione da 0.02 a 2000 μm), e successivamente sono state modellate mediante la distribuzione Γ (Figura 4.18).



Figura 4.17: 1° Sito di campionamento all'interno del bacino Vermicelli (BV).

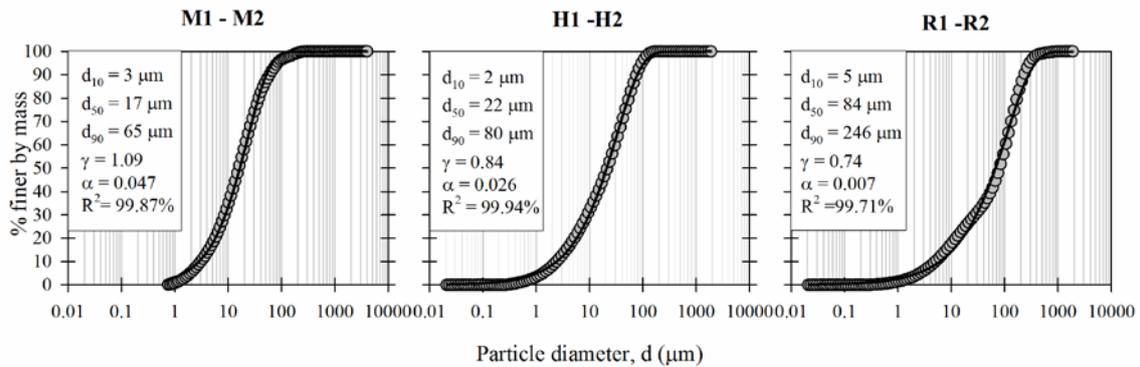


Figura 4.18: PSDs e modellazione tramite la distribuzione Γ (Allegato 6).

Dalla Figura 4.18 si può notare che il d_{90} dei campioni M è $65 \mu\text{m}$, dal momento che è stata utilizzata la sabbia dei campioni H ($d_{90}=80 \mu\text{m}$) e setacciata tra 45 e $75 \mu\text{m}$. Inoltre, si evince che i campioni R presentano una più grande eterogeneità rispetto ai campioni M e H, poiché in questo caso è stato utilizzato del materiale realmente presente sulla sede stradale. I coefficienti di determinazione mostrati in figura sono maggiori del 99%, il che conferma che la distribuzione gamma interpreta in modo eccellente le curve di distribuzione granulometrica.

La Figura 4.19 mostra, invece, le curve di iso-rimozione ricavate mediante la SOP e relative ai test su colonna effettuati con i campioni M, H e R (per ogni campione sono state eseguite due prove su colonna di sedimentazione). Mettendo a confronto i risultati ottenuti è possibile notare che per lo stesso tempo di detenzione pari a 40 min si hanno maggiori efficienze per i test R1 e R2. Ciò può essere spiegato dal fatto che vi è una presenza maggiore di particelle a granulometria fine nei campioni R, che favoriscono il fenomeno della flocculazione.

Successivamente per ogni test e per differenti intervalli di tempo è stata calcolata l'efficienza di rimozione globale dei TSS e, quindi, per interpolazione dei dati ottenuti (mediante SigmaPlot) è stata ricavata la relazione 4.17. In Tabella 4.12 si riportano i valori della costante di velocità di primo ordine, k , e i coefficienti di determinazione ottenuti per ogni curva $E_{\text{tot}}(t)$. In particolare, si evince che ogni test è caratterizzato da una propria curva $E_{\text{tot}}(t)$ e la variabilità di queste curve è notevole; infatti, le curve presentano valori della costante di velocità del primo ordine molto diversi. Ciò significa che anche se si usa lo stesso materiale per effettuare due prove (per esempio i test M1 e M2 si riferiscono al materiale di tipo M), l'efficienza di sedimentazione sarà sicuramente funzione della concentrazione iniziale dei TSS, e, quindi, questo è un fattore che deve essere necessariamente preso in considerazione nello studio della variazione dell'efficienza di

sedimentazione. Inoltre, è possibile notare che i coefficienti di determinazione dei test H sono più bassi rispetto ai test M e R; anche se essendo maggiori di 0.5 possono essere considerati accettabili (Santhi et al., 2001; Van Liew et al., 2007). Questo risultato è dovuto al fatto che le curve di iso-rimozione dei test H (Figura 4.19) sono rappresentate da un fascio di curve molto stretto, che corrisponde a tempi di detenzione molto vicini tra loro e, comunque, superiori a 40 minuti (reale durata dei test). Ciò implica che i valori di efficienza calcolati mediante la relazione 4.16 graficamente risultano essere dei punti molto vicini gli uni agli altri. Quindi la variazione dell'efficienza in funzione del tempo non può essere definita in maniera ottimale. La ragione di questo comportamento sta nel fatto che per i test H è stato utilizzato materiale eterogeneo, con una percentuale di particelle a granulometria fine ($d_{10}=2 \mu\text{m}$) più alta rispetto ai campioni M e R utilizzati per gli altri test (per i test M: $d_{10}=3 \mu\text{m}$; per i test R: $d_{10}=5 \mu\text{m}$), e quindi per i test H non si ha sedimentazione di tipo I, ma solo sedimentazione per flocculazione.

Utilizzando come dati i risultati ottenuti dalle prove su colonna di sedimentazione sui “campioni di laboratorio”, con l'ausilio della strategia EPR MOGA, la costante di velocità del primo ordine è stata messa in relazione con la concentrazione iniziale dei TSS, i diametri caratteristici di una distribuzione granulometrica (d_{10} , d_{50} e d_{90}) e i parametri della distribuzione gamma usata per la modellazione delle PSD (γ e α). La Tabella 4.13 mostra i valori delle grandezze oggetto di indagine, mentre nella Tabella 4.14 si riportano i sei modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL, il numero di termini coinvolti nelle espressioni matematiche e i relativi coefficienti di determinazione. In Figura 4.20 è stato rappresentato il fronte di Pareto relativo alle soluzioni individuate. Come si può notare, il modello 3 rappresenta un ottimo compromesso tra parsimonia e accuratezza, dal momento che si trova sul ginocchio della curva. Questo modello è caratterizzato da due termini che permettono di stabilire che k dipende dalla concentrazione dei solidi sospesi e dal diametro d_{50} della PSD. Inoltre, ciò dimostra che la concentrazione iniziale dei TSS è un fattore necessario per la completa caratterizzazione del processo di sedimentazione. Per tale motivo e a causa della scarsa accuratezza, i modelli 1 e 2 non dovrebbero essere presi in considerazione. I modelli 4, 5 e 6 potrebbero, invece, apparire come delle ottime soluzioni per l'interpretazione del fenomeno, ma se vengono confrontati con il modello 3 essi presentano un numero maggiore di termini, e ciò li rende non convenienti dal punto di vista della parsimonia.

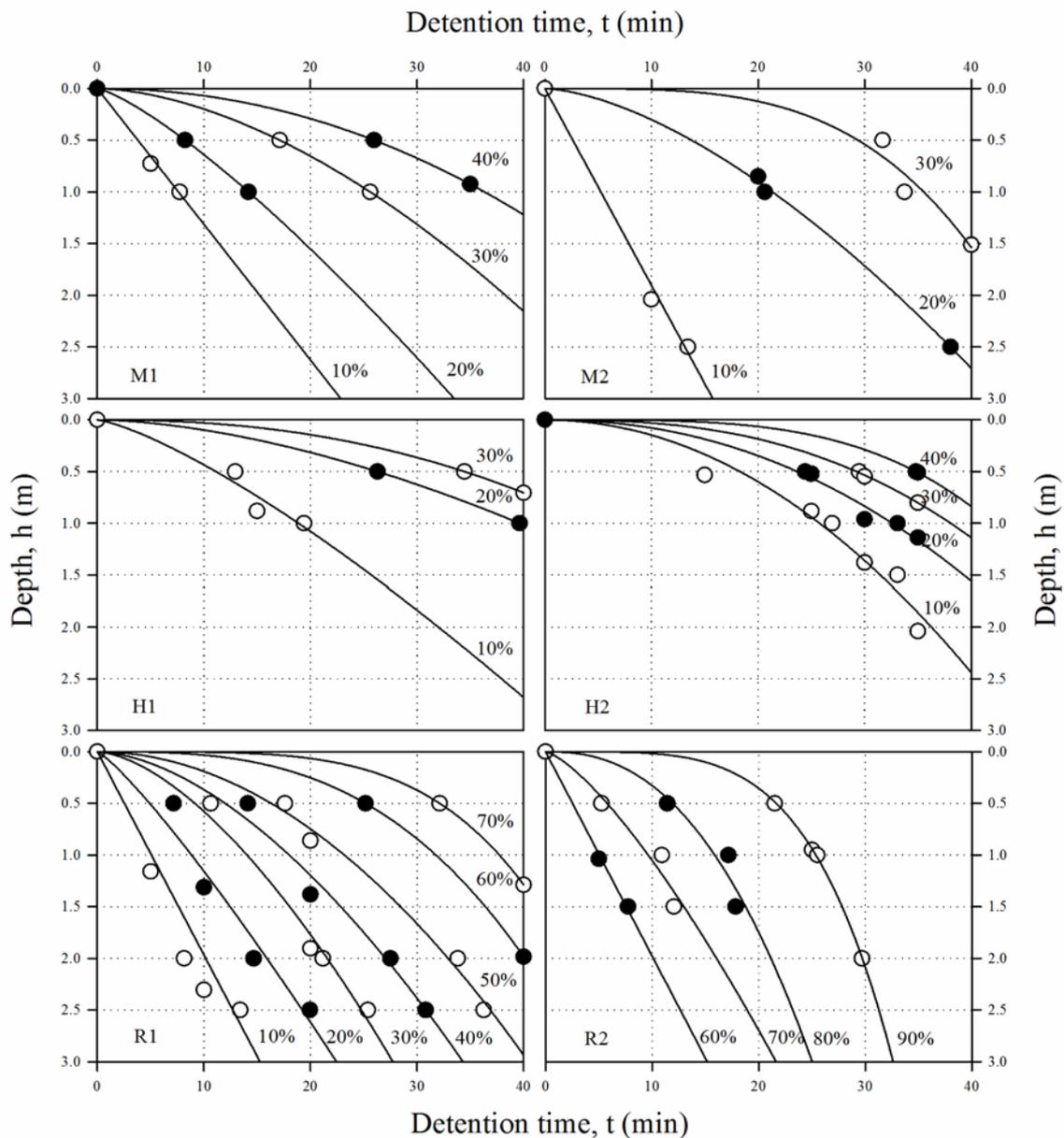


Figura 4.19: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni di laboratorio (Allegato 6).

Tabella 4.12: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i campioni di laboratorio e coefficienti di determinazione ottenuti per ogni curva $E_{tot}(t)$ (Allegato 6).

Tests	k (min ⁻¹)	R^2 (%)
M1	0.017	95.0
M2	0.018	90.9
H1	0.010	85.1
H2	0.015	64.4
R1	0.029	90.5
R2	0.088	98.6

Tabella 4.13: Grandezze oggetto di indagine per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 6).

TEST	k (min ⁻¹)	TSS (mg/l)	d ₁₀ (μm)	d ₅₀ (μm)	d ₉₀ (μm)	γ	α
M1	0.017	50.2	3	17	66	1.09	0.047
M2	0.018	550.4	3	17	66	1.09	0.047
H1	0.010	609.2	2	23	80	0.84	0.026
H2	0.015	616.8	2	23	80	0.84	0.026
R1	0.029	34.8	5	85	247	0.74	0.007
R2	0.088	233	5	85	247	0.74	0.007

Tabella 4.14: Modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL sui dati riportati in Tabella 4.13 (Allegato 6).

MODEL	EXPRESSION	Number of Terms	CoD (%)
1	$k = k_0$	0	0.00
2	$k = f(d_{10})$	1	59.28
3	$k = f(TSS, d_{50})$	2	97.75
4	$k = f(TSS, d_{50}, \alpha)$	3	98.90
5	$k = f(TSS, d_{10}, d_{50}, \alpha)$	4	98.93
6	$k = f(TSS, d_{10}, d_{50}, \alpha, \gamma)$	5	98.94

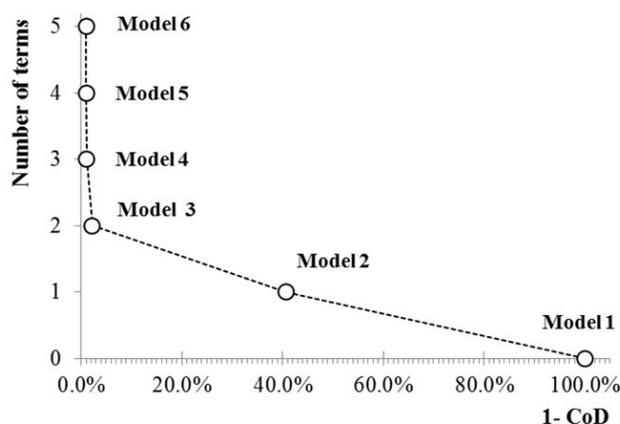


Figura 4.20: Fronte di Pareto relativo ai modelli ottenuti tramite la strategia EPR MOGA per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 6).

L'obiettivo finale ha quindi riguardato l'individuazione della formula matematica esatta per la descrizione della dipendenza della costante di velocità del primo ordine dalla concentrazione iniziale dei solidi sospesi e dal diametro d_{50} della PSD, mediante l'utilizzo della strategia EPR MOGA. Nella Tabella 4.15 si riportano le tre equazioni ottenute dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL. In Figura 4.21 è stato rappresentato il fronte di Pareto relativo alle soluzioni individuate. In particolare, l'equazione 2 si trova sul ginocchio del fronte di Pareto, risultando quindi la soluzione ottimale in termini di parsimonia e accuratezza. Ne consegue che la sola conoscenza della concentrazione iniziale dei TSS e del

d_{50} consente di definire l'efficienza di rimozione dei TSS in funzione del tempo, attraverso la costante di velocità del primo ordine.

Tabella 4.15: Espressioni matematiche ottenute dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL (Allegato 6).

MODEL	EXPRESSION	Number of Coefficients	CoD (%)
1	$k = 0.0295$	0	0.00
2	$k = 0.01 + 7.25 \cdot 10^{-8} \cdot d_{50}^{2.5} \cdot TSS^{0.5}$	1	95.3
3	$k = 82.83 \cdot d_{50}^{-3} + 8.51 \cdot 10^{-8} \cdot d_{50}^{2.5} \cdot TSS^{0.5}$	2	99.2

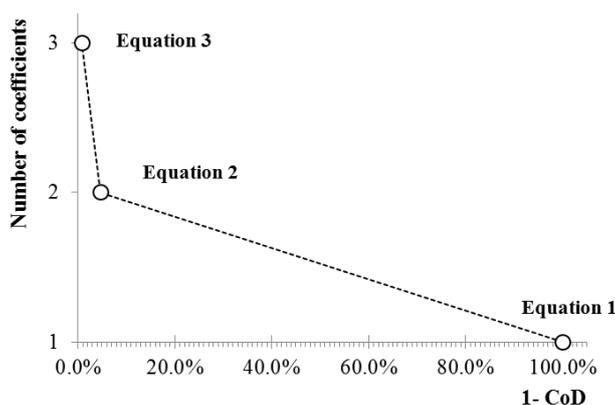


Figura 4.21: Fronte di Pareto relativo alle equazioni matematiche ottenute tramite la strategia EPR MOGA (Allegato 6).

Occorre sottolineare che i risultati ottenuti mettendo in relazione k con i parametri caratteristici delle PSDs non contraddicono quelli ottenuti dagli studi sulle acque del CL, ma al contrario estendono la loro validità a condizioni per le quali non erano stati direttamente esaminati.

4.2.4 Metodologia per la Determinazione del Campione Caratteristico

Se si dispone di un numeroso set di eventi campionati per uno stesso sito, sui quali sono state effettuate delle prove su colonna di sedimentazione, nella progettazione di un'unità di trattamento può essere necessario, per semplicità di calcolo, riferirsi ad un unico campione. In teoria, a tale scopo, potrebbe essere calcolato un campione medio, cioè un campione che presenta efficienze di rimozione (E_{ij}) ottenute come media dei valori di tutta la serie di eventi analizzati. Dal momento che questo è un campione fittizio, risulta essere più realistico riferirsi al campione caratteristico, definito come il campione reale che presenta curve di iso-rimozione che meglio approssimano le curve di iso-rimozione medie.

Nel presente lavoro, il metodo che è stato proposto per determinare il campione caratteristico si basa sul metodo utilizzato in idrologia per calcolare la curva di durata di un corso d'acqua (Da Deppo et al., 2004).

In particolare, per la j-esima curva di iso-rimozione di un determinato test, viene calcolata la radice quadrata dell'errore quadratico medio (Root Mean Square Error, RMSE) tra i tempi di detenzione del generico test e quelli del campione medio, secondo la seguente relazione:

$$t_{Rj} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (t_{i,j} - \bar{t}_{i,j})^2}{N}} \quad (4.22)$$

dove j indica la curva di iso-rimozione, e N il numero totale delle profondità i-esime per le quali sono stati calcolati i valori medi dei tempi di detenzione per la curva j-esima, $\bar{t}_{i,j}$.

Successivamente, per ogni test, viene calcolato l'errore medio:

$$\overline{Err} = \frac{\sum_{j=1}^M t_{Rj}}{M} \quad (4.23)$$

dove M è il numero di curve di iso-rimozione del test considerato.

Il campione caratteristico è quello per cui l'errore medio presenta il suo valore minimo.

4.2.4.1 Determinazione del Campione Caratteristico per le Acque del Bacino del Canale Liguori

Per dimostrare l'applicabilità del metodo proposto nel paragrafo 4.2.4, è stato determinato il campione caratteristico per le acque del CL sia in condizioni di tempo asciutto e sia in condizioni di tempo bagnato.

La Tabella 4.16 mostra i valori di RMSE calcolati mediante la relazione 4.22 per tutti i campioni del CL.

Dal momento che il campione caratteristico è quello per cui l'errore medio presenta il suo valore minimo, dall'analisi della Tabella 4.16 è possibile dedurre che per le condizioni WW il campione caratteristico risulta essere quello relativo all'evento del 18/02/2009. Per le condizioni di tempo asciutto, invece, si hanno due eventi che presentano più o meno lo stesso valore di errore medio (24/10/2007 e 16/07/2008). In particolare, come campione caratteristico è stato scelto quello relativo all'evento del 24 ottobre 2007, dato che presenta una deviazione standard del RMSE più bassa rispetto a quella del 16 luglio 2008.

In Figura 4.22 si riportano le curve di iso-rimozione dei due campioni caratteristici individuati.

Tabella 4.16: (a) RMSE(s) in minuti per ogni test e curva di iso-rimozione rispetto ai tempi di detenzione del campione medio, t_{Rj} , (b) RMSE medio (Err), e (c) deviazione standard (Allegato 4).

Test	Weather Conditions	t_{Rj}						\overline{Err}	Standard Deviation
		10%	20%	30%	40%	50%	60%		
24/10/2007	DW	2.8	1.8	2.9	3.1	1.4	3.1	2.5	0.75
23/04/2008	DW	6.9	7.9	9.1	5.7	4.8	-	6.9	1.69
14/05/2008	DW	0.8	3.6	7.7	8.8	8.0	5.5	5.7	3.08
11/06/2008	DW	2.4	4.8	7.4	5.4	7.5	5.6	5.5	1.85
09/07/2008	DW	-	6.6	9.0	6.9	3.5	4.6	6.1	2.12
16/07/2008	DW	1.7	2.2	2.7	1.1	0.9	6.0	2.4	1.87
02/04/2008	WW	0.8	3.6	6.7	9.4	-	-	5.1	3.72
13/01/2009	WW	-	2.7	2.6	4.2	-	-	3.2	0.92
18/02/2009	WW	1.0	1.4	2.1	2.3	-	-	1.7	0.59
11/03/2009	WW	2.5	6.4	7.5	4.7	-	-	5.3	2.15
20/03/2009	WW	5.1	2.5	2.7	2.4	-	-	3.2	1.29
21/04/2009	WW	5.2	4.4	3.6	5.3	-	-	4.6	0.78
28/04/2009	WW	-	3.2	2.1	1.2	-	-	2.2	1.03
22/09/2009	WW	3.2	2.6	3.1	5.9	-	-	3.7	1.50
23/10/2009	WW	-	3.4	7.1	3.6	-	-	4.7	2.05

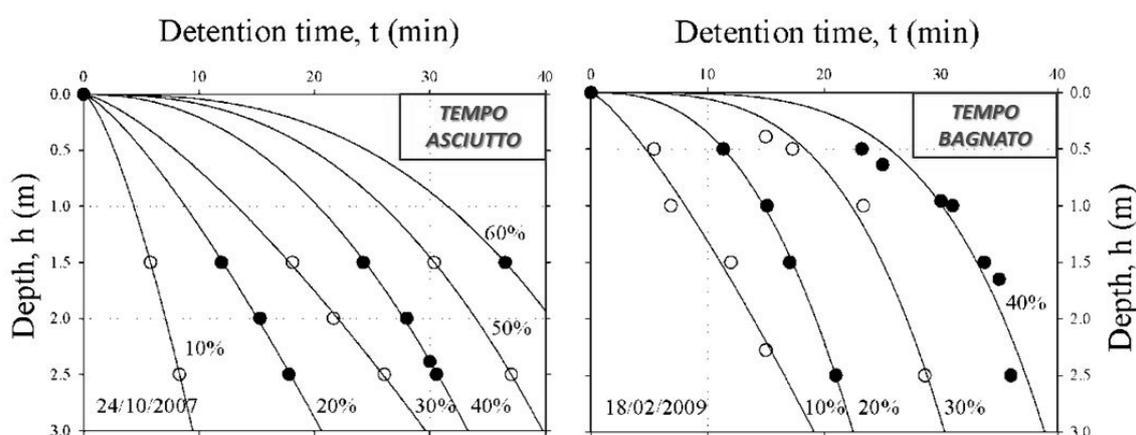


Figura 4.22: Curve di iso-rimozione dei campioni caratteristici individuati.

4.2.5 Confronto tra i Modelli Matematici di Letteratura e la Standard Operating Procedure (SOP)

I modelli matematici di letteratura (Berthouex e Stevens, 1982; San, 1989; Özer, 1994) sono stati applicati ai campioni caratteristici delle condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato delle acque del CL, in modo da confrontarli e dimostrare, di conseguenza, l'efficacia della Standard Operating Procedure, proposta nel presente lavoro, per l'analisi dei risultati di una prova su colonna di sedimentazione.

Per l'applicazione del metodo di Berthouex e Stevens (1982) è stata considerata dapprima l'equazione generale:

$$C(z, t) = b_0 + b_1 t + b_2 t^2 + b_3 z + b_4 z^2 + b_5 z t \quad (4.24)$$

nella quale compaiono anche i termini b_4z^2 e b_5zt , utilizzati allo scopo di migliorare la soluzione in termini numerici, come previsto dalla metodologia. In seguito, le regressioni sono state eseguite eliminando i due termini aggiuntivi. Inoltre, dal momento che è necessario scegliere l'intervallo temporale sul quale estendere la regressione, sono stati considerati gli intervalli da 5 a 45 min e da 10 a 45 min per il campione caratteristico delle condizioni DW; invece, per il campione caratteristico delle condizioni WW gli intervalli da 5 a 40 min e da 10 a 40 min. La Tabella 4.17 mostra i risultati ottenuti mediante l'utilizzo del software statistico MINITAB®. Dall'analisi delle informazioni disponibili, quali coefficiente di determinazione (R^2) e somma dei quadrati dei valori residui, le funzioni scelte per interpretare i dati relativi ai due campioni caratteristici sono rappresentate rispettivamente dai modelli 5 e 10. Come ci si aspettava, infatti, i risultati ottenuti dalle regressioni sugli intervalli 5 – 45 e 5 – 40 minuti non forniscono risultati sufficientemente simili a quelli sperimentali (valori della somma dei quadrati dei valori residui maggiori rispetto agli altri intervalli di tempo). In particolare, per le condizioni DW, il modello 5 è stato preferito al modello 4, in quanto nel 5 nonostante si abbia un parametro in meno nell'equazione finale, il risultato in termini di R^2 e somma dei quadrati dei valori residui è simile a quello del modello 4; ciò permette di aumentare la parsimonia. Inoltre, si può notare come nessuno dei modelli ricavati è in grado di restituire il valore della concentrazione iniziale dei TSS (per $t=0$ e $z=0$, in condizioni DW e WW si dovrebbe avere una concentrazione rispettivamente pari a 75.5 e 86 mg/l).

Tabella 4.17: Metodo di Berthouex e Stevens (1982) applicato ai campioni caratteristici delle acque del CL in condizioni di tempo asciutto (DW) e tempo bagnato (WW).

Sample	Time interval (min)	Model	FUNCTION	R^2 (%)	Residual Sum of Squares
DW	5 - 45	1	$C = 105-1.04t-0.00823t^2-33.4z+8.65z^2+0.141zt$	99.3	20.6
DW	5 - 45	2	$C = 68.6-0.985t-0.00373t^2+3.27z+0.031zt$	98.7	37.3
DW	5 - 45	3	$C = 66.5-0.923t-0.00376t^2+4.31z$	98.7	37.9
DW	10 - 45	4	$C = 99.9-1.31t+0.0004t^2-27.2z+8.6z^2+0.007zt$	99.5	8.14
DW	10 - 45	5	$C = 25.3-0.554t+0.00953t^2+28.7z-0.559zt$	99.4	9.58
DW	10 - 45	6	$C = 69.2-1.27t+0.00197t^2+5.34z$	98.2	28.1
WW	5 - 40	7	$C = 73.5-1.53t+0.00621t^2+21.0z-4.99z^2+0.0437zt$	98.0	62.1
WW	5 - 40	8	$C = 80.4-1.52t+0.00973t^2+8.76z-0.078zt$	95.5	137.9
WW	5 - 40	9	$C = 82.1-1.51t+0.00717t^2+6.65z$	95.4	142.0
WW	10 - 40	10	$C = 67.5-1.36t+0.00530t^2+25.8z-5.76z^2-0.029zt$	98.0	43.11
WW	10 - 40	11	$C = 86.7-1.89t+0.0149t^2+7.24z-0.034zt$	94.1	129.3
WW	10 - 40	12	$C = 88.5-1.96t+0.01517t^2+6.24z$	94.1	129.6

Quindi seguendo la procedura di Berthouex e Stevens (1982), mediante la relazione 3.38, è stato possibile calcolare la rimozione globale dei TSS alla profondità di 3 m e ad intervalli di tempo regolari (Tabella 4.18), in modo da confrontare i risultati con quelli derivanti dal metodo grafico tradizionale, altri metodi matematici di letteratura e SOP.

Tabella 4.18: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di Berthouex e Stevens (1982).

Time (min)	DW	WW
	E (%)	E (%)
5	18.38	4.38
10	26.65	11.85
15	34.30	19.01
20	41.31	25.87
25	47.69	32.41
30	53.44	38.65
35	58.56	44.58
40	63.05	50.20
45	66.91	-

Per l'applicazione del metodo di San (1989) è stata, invece, considerata l'equazione 3.39 e quindi la sua trasformata nella forma multilineare (relazione 3.42). A questo scopo è stato utilizzato il software MINITAB®, che ha restituito come soluzione per il campione in condizioni DW la seguente funzione:

$$\ln\left(\frac{1}{P}-1\right) = 4.38 - 1.38 \ln T + 0.757 \ln H \quad (4.25)$$

caratterizzata da un coefficiente di determinazione pari a 97.1% e da una somma dei quadrati dei valori residui pari a 0.41.

Per quanto concerne il campione in condizioni WW, invece, si ha:

$$\ln\left(\frac{1}{P}-1\right) = 5.21 - 1.44 \ln T + 0.592 \ln H \quad (4.26)$$

La relazione 4.26 è caratterizzata da un coefficiente di determinazione pari a 92.6% e da una somma dei quadrati dei valori residui pari a 1.08.

Quindi seguendo la procedura di San (1989), mediante la relazione 3.45, è stato possibile calcolare la rimozione globale dei TSS alla profondità di 3 m e ad intervalli di tempo regolari (Tabella 4.19) per i due campioni caratteristici del CL.

Per l'applicazione del metodo di Özer (1994), infine, sono state considerate le due equazioni 3.48 e 3.50. In particolare, tramite il software MINITAB®, per i campioni

caratteristici delle condizioni DW e WW sono state ricavate le relazioni riportate in Tabella 4.20.

Tabella 4.19: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di San (1989).

	DW	WW
Time (min)	E (%)	E (%)
5	11.69	5.92
10	23.53	13.79
15	33.51	21.53
20	41.81	28.68
25	48.62	35.10
30	54.34	40.80
35	59.11	45.87
40	63.11	50.34
45	66.46	-

Tabella 4.20: Metodo di Özer (1994) applicato ai campioni caratteristici delle acque del CL in condizioni di tempo asciutto (DW) e tempo bagnato (WW).

Sample	Model	FUNCTION	R ² (%)	Residual Sum of Squares
DW	1	$\ln P = 0.333 + 0.456 \ln H - 0.391 \ln T$	88.1	0.18
DW	2	$\ln(1+P) = 0.833 + 0.134 \ln H - 0.148 \ln T$	90.7	0.02
WW	3	$\ln P = 0.601 + 0.182 \ln H - 0.341 \ln T$	89.0	0.10
WW	4	$\ln(1+P) = 0.931 + 0.070 \ln H - 0.140 \ln T$	91.0	0.01

Dall'analisi delle informazioni riportate in Tabella 4.20, è stato possibile scegliere le funzioni più idonee ad interpretare i dati relativi ai due campioni caratteristici, rappresentate rispettivamente dai modelli 2 e 4. In particolare, si può notare come i coefficienti di determinazione siano piuttosto bassi; di conseguenza ci si aspetta che le relazioni non siano molto adatte al calcolo dell'efficienza di rimozione.

Considerando la relazione 3.53 proposta da Özer (1994), è stato possibile calcolare la rimozione globale dei TSS alla profondità di 3 m e ad intervalli di tempo regolari (Tabella 4.21) per i due campioni caratteristici del CL.

In Tabella 4.22 si riportano, invece, i valori di efficienza in funzione del tempo di detenzione calcolati mediante la SOP (descritta nei paragrafi precedenti) per i campioni caratteristici del CL. In particolare, i le costanti di velocità calcolate per i due campioni per le condizioni DW e WW sono rispettivamente pari a 0.027 e 0.022 min⁻¹.

Tabella 4.21: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di Özer (1994).

	DW	WW
Time (min)	E (%)	E (%)
5	14.80	-4.41
10	32.86	14.49
15	42.59	24.73
20	49.15	31.65
25	54.05	36.83
30	57.94	40.94
35	61.14	44.34
40	63.86	47.22
45	66.21	-

Tabella 4.22: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo SOP.

	DW	WW
Time (min)	E (%)	E (%)
5	12.63	10.42
10	23.66	19.75
15	33.30	28.11
20	41.73	35.60
25	49.08	42.31
30	55.51	48.31
35	61.13	53.70
40	66.04	58.52
45	70.33	-

Nelle Figure 4.23 e 4.24 si riportano, quindi, i valori di efficienza relativi ai due campioni caratteristici e calcolati secondo il metodo grafico, la SOP e i metodi matematici di letteratura in funzione del tempo di detenzione. In particolare, si può notare come per il campione del 24/10/2007, la SOP rappresenti il metodo che più si avvicina alla soluzione calcolata con il metodo grafico tradizionale. Un'altra ottima soluzione è rappresentata dall'utilizzo del metodo di San; anche se all'aumentare del tempo di detenzione aumenta lo scarto rispetto ai valori sperimentali. Mentre i metodi meno precisi risultano essere quello di Berthouex e Stevens e quello di Özer. Ciò è evidenziato anche dall'analisi della Tabella 4.23 nella quale si riportano i residui tra valori sperimentali (metodo grafico tradizionale) e i valori simulati con i metodi proposti. Per quanto riguarda, invece, il campione del 18/02/2009, si può notare che anche in questo caso i metodi più affidabili sono la SOP e il metodo di San; mentre l'uso del metodo di Özer per piccoli intervalli di tempo

comporterebbe errori non del tutto trascurabili nella stima dell'efficienza di rimozione dei TSS.

Detto ciò, dal momento che le vasche di sedimentazione vengono generalmente dimensionate per tempi di detenzione variabili dai 30 ai 45 minuti, è opportuno sottolineare come l'utilizzo del metodo di San comporterebbe un'eccessiva sottostima della reale efficienza di sedimentazione. Per tale motivo e, soprattutto, visto che a differenza degli altri è un metodo fisicamente basato, si consiglia l'utilizzo del metodo della Standard Operating Procedure.

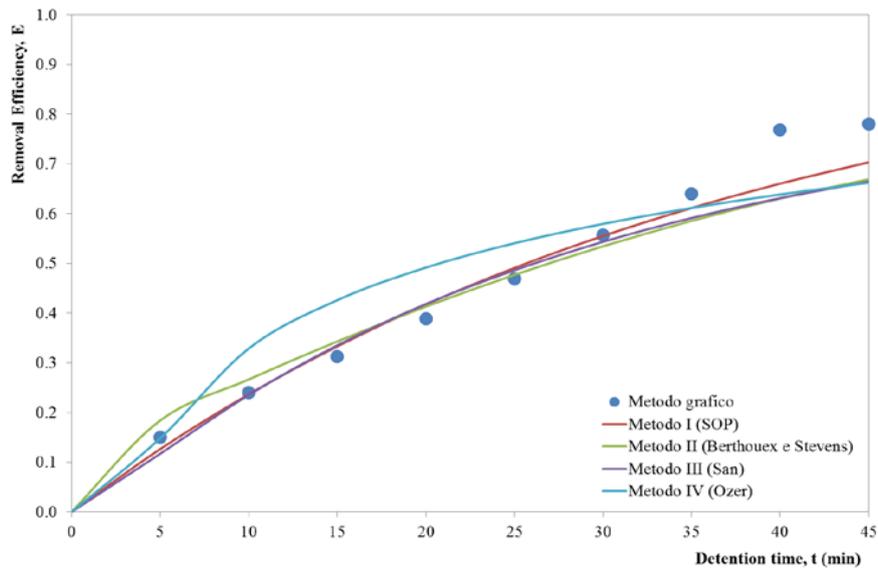


Figura 4.23: Confronto tra i metodi applicati al campione del 24/10/2007 caratteristico delle condizioni di DW delle acque del CL.

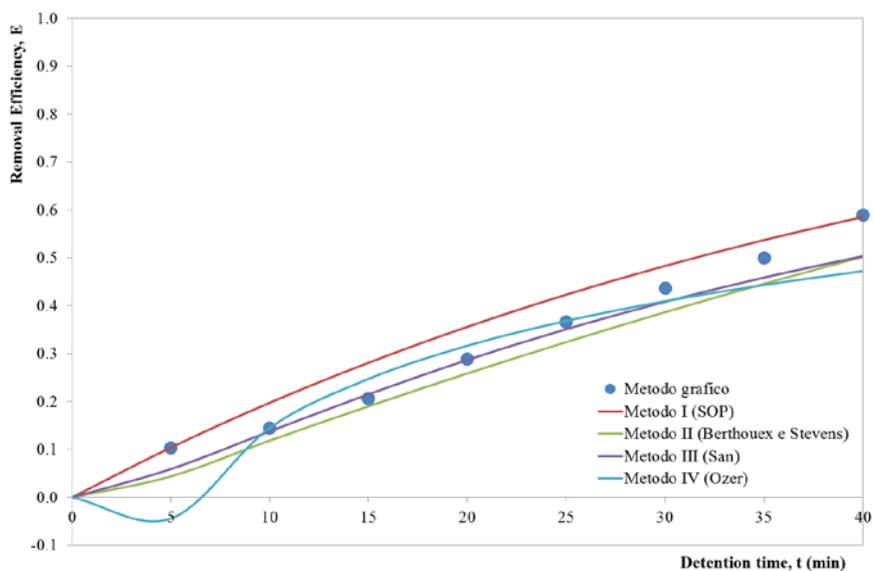


Figura 4.24: Confronto tra i metodi applicati al campione del 18/02/2009 caratteristico delle condizioni di WW delle acque del CL.

Tabella 4.23: (a) Scarti tra valori sperimentali (metodo grafico tradizionale) e i valori simulati con i metodi proposti; (b) somma dei quadrati dei valori residui.

Time (min)	DW				WW			
	SOP	Berthouex e Stevens	San	Özer	SOP	Berthouex e Stevens	San	Özer
5	0.024	-0.034	0.033	0.002	-0.001	0.059	0.044	0.002
10	0.003	-0.027	0.004	-0.089	-0.053	0.026	0.006	-0.089
15	-0.021	-0.031	-0.023	-0.114	-0.075	0.016	-0.009	-0.114
20	-0.029	-0.025	-0.030	-0.103	-0.067	0.030	0.002	-0.103
25	-0.022	-0.008	-0.018	-0.072	-0.056	0.043	0.016	-0.072
30	0.002	0.022	0.013	-0.023	-0.047	0.050	0.029	-0.023
35	0.029	0.055	0.049	0.029	-0.037	0.054	0.041	0.029
40	0.108	0.138	0.137	0.129	0.004	0.088	0.086	0.129
45	0.076	0.111	0.115	0.118				
Residual Sum of Squares	0.0206	0.0382	0.0375	0.0687	0.0197	0.0202	0.0122	0.0417

4.2.6 Variazione dell'Efficienza di Sedimentazione in Funzione della Profondità

Finora l'attenzione è stata focalizzata soltanto sulla stima dell'efficienza di rimozione globale dei TSS per una data profondità (pari all'altezza della colonna di sedimentazione). In realtà, nel caso di sedimentazione per flocculazione, l'efficienza varia anche in funzione della profondità alla quale viene valutata, dal momento che maggiore è la profondità e più alta dovrebbe essere la probabilità che le particelle entrino in contatto tra loro (Weber, 1972). Per verificare tale assunto, seguendo la procedura SOP, e variando di volta in volta il valore della profondità H della relazione 4.16, è stata calcolata l'efficienza di rimozione globale dei TSS per i campioni caratteristici delle condizioni DW e WW delle acque del Canale Liguori e per i "campioni di laboratorio", a diverse altezze della colonna (0.5, 1, 1.5, 2, 2.5 e 3 m). Le Figure 4.25 e 4.26 mostrano, quindi, la variazione dell'efficienza in funzione del tempo e della profondità.

A differenza di quanto ci si aspettava, a parità di tempo di detenzione, l'efficienza di rimozione dei TSS diminuisce all'aumentare della profondità fino a quando si raggiunge una distanza di 2 m dall'origine, valore al di là del quale l'efficienza si mantiene costante. Ciò è dovuto al fatto che il volume di refluo (e quindi la quantità di TSS) considerato per la stima dell'efficienza alla profondità di 0.5 m è ovviamente minore rispetto a quello considerato per la valutazione dell'efficienza a 3 m. Ma raggiunti i 2 metri di profondità, l'efficienza che si ottiene non dipende più dal volume da trattare, poiché essa si mantiene pressoché costante.

DW - 24/10/2007

WW - 18/02/2009

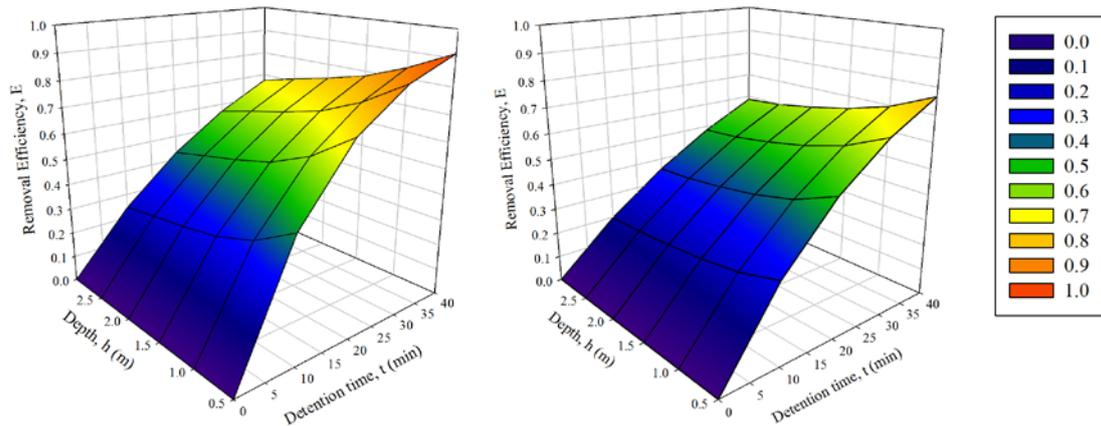


Figura 4.25: Curve di efficienza di rimozione globale dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per i campioni caratteristici delle condizioni DW e WW delle acque del CL.

Quindi, dato che il volume è pari al prodotto tra superficie e altezza della vasca di sedimentazione ($V=S \cdot h$) e tenuto conto che il tempo di detenzione è dato da:

$$t = \frac{V}{Q} \quad (4.27)$$

dove Q è la portata che affluisce all'unità di trattamento, sostituendo la 4.27 nella 4.17 si ha che:

$$E_{tot}(t) = 1 - \exp\left(-k \cdot \frac{V}{Q}\right) \quad (4.28)$$

e quindi:

$$E_{tot}(t) = 1 - \exp\left(-k \cdot \frac{S \cdot h}{Q}\right) \quad (4.29)$$

Dalla precedente relazione è possibile determinare la superficie da assegnare alla vasca, nota la portata, l'altezza della vasca e la costante di velocità del primo ordine che ne deriva (da determinare mediante la SOP):

$$S = \frac{Q}{-h \cdot k \cdot \ln(1 - E_{tot})} \quad (4.30)$$

Ciò comporta che una volta definita la profondità, si debba stabilire quale efficienza raggiungere (quindi il tempo di detenzione) e da questa dipenderà poi la superficie della vasca di sedimentazione.

A titolo di esempio si riporta in Tabella 4.24 per il calcolo della superficie della vasca di pioggia per le acque del CL (condizioni WW).

In particolare, ipotizzando una portata di $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ e volendo raggiungere un'efficienza di rimozione dei TSS pari al 50%, tramite la relazione 4.30 sono state calcolate le superfici corrispondenti alle profondità di 1, 2 e 3 metri, le quali risultano essere rispettivamente pari a 29, 18 e 13 m^2 . Inoltre, l'efficienza di rimozione scelta viene raggiunta rispettivamente per i seguenti tempi di detenzione: 23, 29 e 32 min.

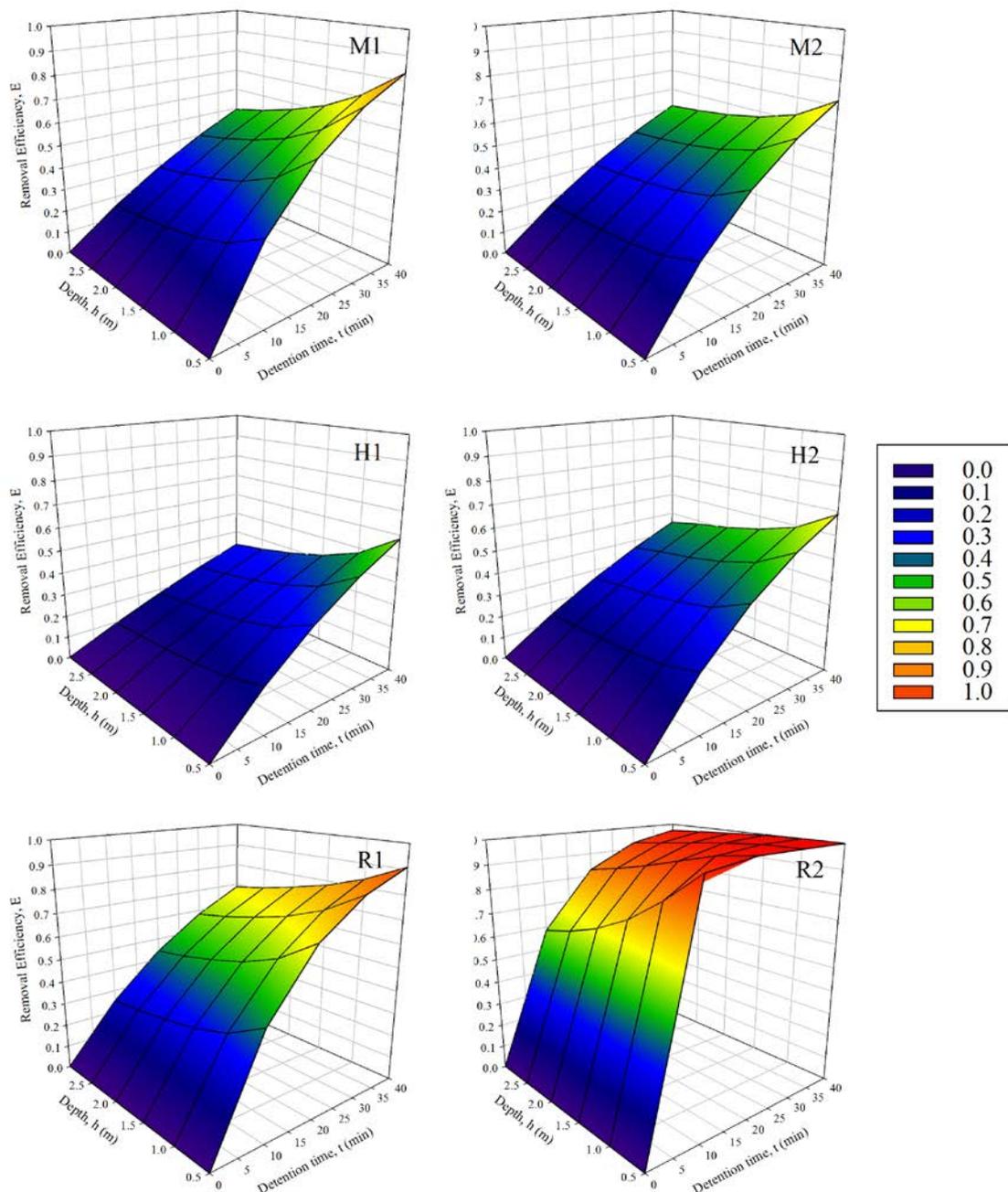


Figura 4.26: Curve di efficienza di rimozione globale dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per i campioni di laboratorio.

Tabella 4.24: Efficienze di rimozione dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per le acque del CL in condizioni WW.

	H = 1 m	H = 2 m	H = 3 m
	k = 0.0297	k = 0.024	k = 0.022
Time (min)	E	E	E
0	0.00	0.00	0.00
5	0.14	0.11	0.10
10	0.26	0.21	0.20
15	0.36	0.30	0.28
20	0.45	0.38	0.36
25	0.52	0.45	0.42
30	0.59	0.51	0.48
35	0.65	0.57	0.54
40	0.70	0.62	0.59

4.3 Dispositivo per la Sperimentazione: Unità di Filtrazione

La determinazione dell'efficienza idraulica e di rimozione dei TSS conseguibile mediante un pacchetto di materiali filtranti, da porre a valle del trattamento primario (mediante sedimentazione), richiedono l'impiego di un prototipo per la filtrazione in scala 1:1. Infatti, il modo più appropriato per assicurare che una determinata configurazione di filtrazione funzioni correttamente è quello di condurre una serie di prove di laboratorio.

Il prototipo utilizzato nel presente lavoro di tesi (Figura 4.27), situato all'interno del Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (presso l'Università della Calabria), presenta una superficie di 0.3 x 0.3 cm². Alla base è stata inserita una griglia in grado di sostenere il pacchetto filtrante posto all'interno dell'unità stessa (Figura 4.28).

4.3.1 Individuazione dei Materiali Filtranti

L'efficienza di filtrazione dipende essenzialmente dal materiale drenante impiegato. Di conseguenza, tenuto conto dei materiali disponibili in commercio e analizzati nel paragrafo 3.3.5, per la realizzazione di un'unità di filtrazione tecnologicamente innovativa si è fatto ricorso al pacchetto di filtrazione riportato in Figura 4.29, caratterizzato da uno spessore totale di 71 mm. Il primo strato filtrante del pacchetto è costituito da una spugna in grado di assorbire oli e grassi che possono derivare dal decantatore a monte (40 mm di spessore); al secondo strato con spessore pari a 30 mm, costituito da una miscela di sabbia di quarzo (70%) e zelbrite (30%), è affidato il compito della filtrazione in volume (sia meccanica che chimica); il terzo strato, invece, è costituito da un tessuto – non tessuto per il contenimento del materiale granulare sovrastante (1 mm di spessore).



Figura 4.27: Prototipo dell'unità di filtrazione presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (Università della Calabria).



Figura 4.28: Griglia alla base dell'unità filtrante.

In particolare, la spugna impiegata per le prove di laboratorio è in poliuretano (Figura 4.30), del tipo Filtren TM 24450 prodotto da Åkesson (<http://www.b-akesson.se>), e viene comunemente utilizzata in diversi campi di applicazione per la filtrazione delle acque. Per quanto riguarda, invece, lo strato di materiale granulare, si è fatto ricorso ad una miscela di sabbia di quarzo e zelbrite (Figura 4.31). In particolare, la sabbia di quarzo è stata

impiegata per la filtrazione meccanica delle particelle; la zelbrite, invece, è un particolare tipo di zeolite (prodotta da Zeolite Australia P/L), in grado di effettuare una sorta di filtrazione chimica, che si aggiunge a quella fisica propria della sabbia. Infatti, l'elevata qualità di filtrazione della zelbrite (fino ad $1\ \mu\text{m}$ di diametro) è dovuta al fatto che lo sporco non viene trattenuto solamente tra un granulo e l'altro, come nel caso della quarzite, ma anche all'interno della struttura microporosa, così come succede nel caso della diatomea e del carbone attivo. In pratica, la zelbrite aumenta l'efficacia della filtrazione rispetto alla classica sabbia quarzifera (<http://www.zelbrite.com>).

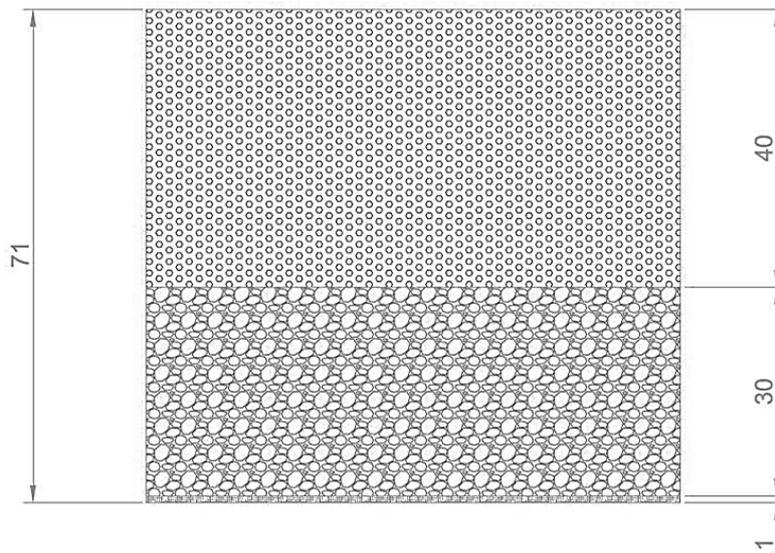


Figura 4.29: Pacchetto di materiali filtranti utilizzato nelle prove di laboratorio (le misure sono espresse in mm).



Figura 4.30: Spugna del tipo Filtren TM 24450 prodotto da Åkesson (<http://www.b-akesson.se>).

La PSD della miscela granulare utilizzata, e ottenuta mediante setacciatura (Figura 4.32), è rappresentata in Figura 4.33. Si precisa che per ottenere una corretta filtrazione (Figura 4.34) è stata effettuata una setacciatura del materiale in modo che le particelle del letto filtrante avessero tutte la stessa dimensione (letto filtrante monogranulare). Infatti, si può notare come la curva di distribuzione granulometrica sia concentrata nel fuso 1 – 2 μm .



Figura 4.31: a) Sabbia di quarzite; b) zelbrite (prodotta da Zeolite Australia P/L).



Figura 4.32: Determinazione della PSD della miscela quarzite e zelbrite mediante setacciatura.

Inoltre, per quanto concerne l'ultimo strato, allo scopo di contenere il materiale granulare sovrastante è stato impiegato un telo filtrante tessuto – non tessuto del tipo Medifilter MF1 (Figura 4.34) prodotto da Harpo (<http://www.harpogroup.it>), con le seguenti caratteristiche:

- resistenza a punzonamento statico (UNI EN ISO 12236) pari a 1250 N,
- penetrazione dinamica del cono (EN 918) pari a 29 mm,
- resistenza alla trazione (UNI EN ISO 10319) pari a 9 kN/m,
- resistenza a trazione al 5% di deformazione non inferiore a 4 kN/m (UNI EN ISO 10319);
- apertura caratteristica dei pori O90 tra 0.10 - 0.20 mm (UNI EN ISO 12956), indice velocità $V_{IH50} \geq 50 \cdot 10^{-3}$ m/s (EN ISO 11058).

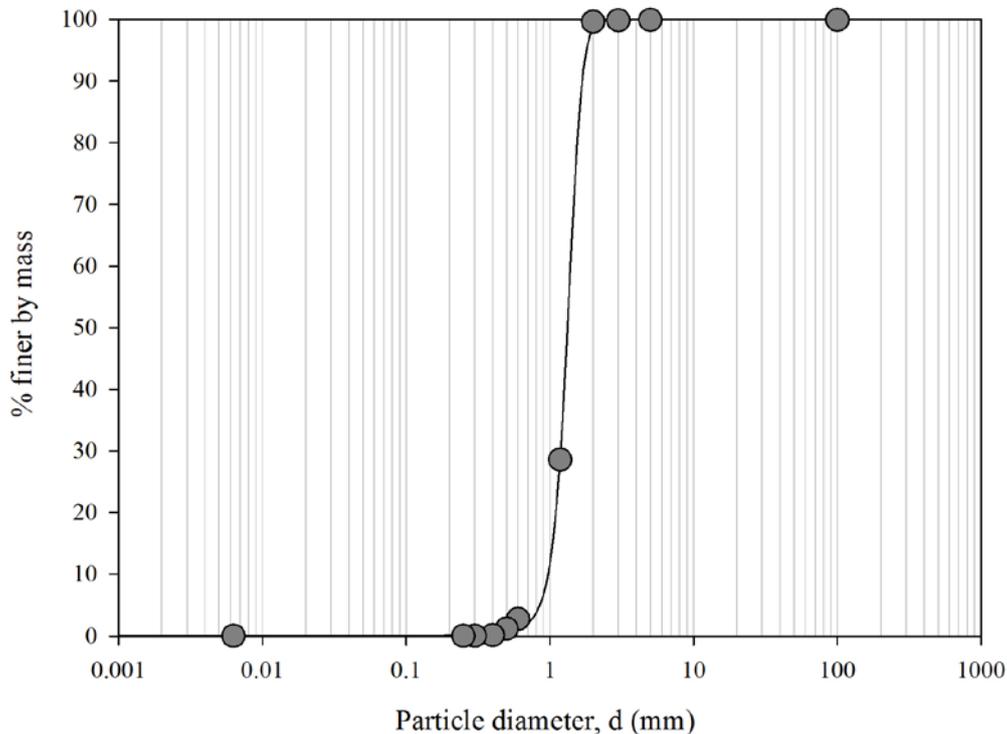


Figura 4.33: PSD della miscela di quarzite e zelbrite.

4.3.2 Prove Sperimentali sul Prototipo dell'Unità di Filtrazione

Le prove sperimentali sono state condotte sul prototipo di filtrazione con lo scopo di verificare l'efficienza idraulica e di rimozione dei TSS del pacchetto filtrante individuato.

In particolare, in una prima fase, l'attenzione è stata focalizzata sull'individuazione dell'indice di resistenza del pacchetto filtrante e quindi sulla sua risposta sia in condizioni di pacchetto nuovo (Clean Filter Media, CFM) e sia in condizioni di pacchetto usato (Dirty

Filter Media, DFM), in quanto la condizione peggiore di esercizio si verifica con il tempo, quando si ha un naturale intasamento del pacchetto, e quindi un aumento delle perdite di carico, con il rischio che in questa condizione si possa creare rapidamente la situazione di overflow dall'unità di filtrazione. A tale scopo, facendo variare di volta in volta la portata (Q) in ingresso al sistema, mediante un misuratore di livello (Figura 4.35) sono stati misurati i tiranti (Δh) che venivano a crearsi al di sopra del pacchetto filtrante (in condizioni CFM e DFM), una volta raggiunta la condizione di stazionarietà.

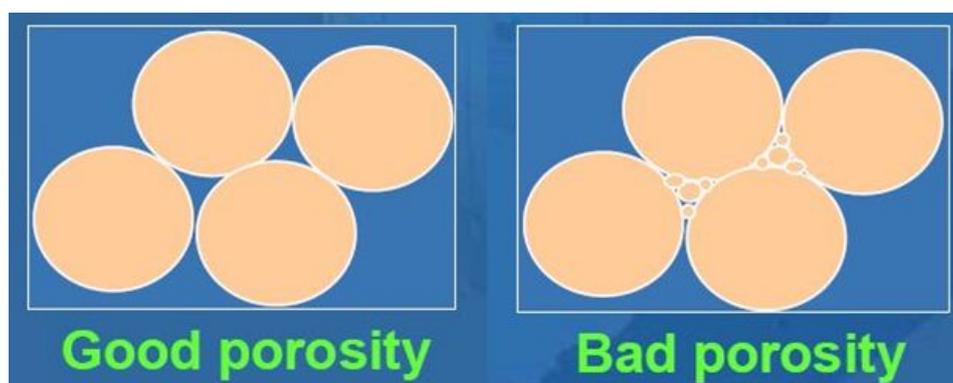


Figura 4.34: Scelta della granulometria dei sedimenti da adottare per il material filtrante (Taj, 2005).



Figura 4.35: Telo filtrante Medifilter MF1 prodotto da Harpo (<http://www.harpogroup.it>).

I risultati ottenuti dalle prove idrauliche sono riportati in Tabella 4.25. Come ci si aspettava, nei test effettuati in condizione di DFM, fissata una determinata portata, l'intasamento del pacchetto provoca un aumento dei tiranti rispetto a quelli registrati per le condizioni di CFM. Ovverosia, se si considera una portata di 0.113 l/s nel caso di CFM si ha un tirante di appena 12 mm, mentre per una portata di poco inferiore (pari a 0.097 l/s), in condizioni di DFM, si ha un tirante di 98 mm. Ciò si evince anche dal fatto che se si considera uno stesso

tirante di 177 mm si hanno due portate nettamente diverse per le due condizioni: 0.247 l/s per il test CFM e 0.163 l/s per il test DFM.

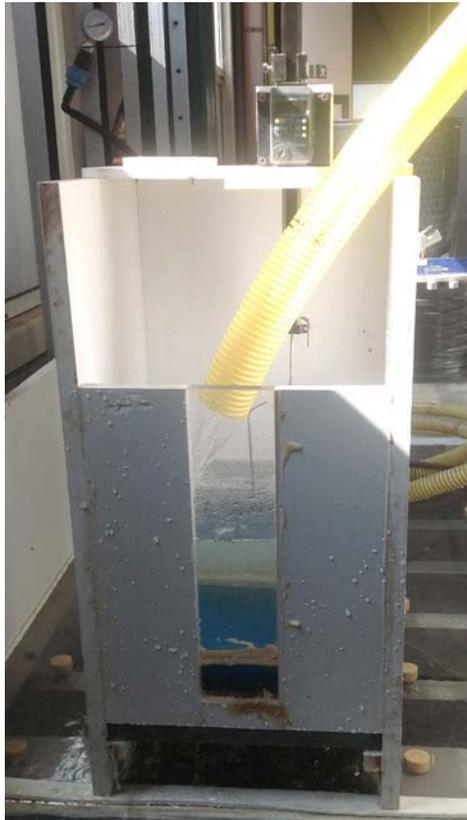


Figura 4.36: Prove sperimentali per la stima dell'efficienza idraulica del pacchetto filtrante.

Inoltre, tenuto conto della legge di Darcy (relazione 3.54), la portata per unità di superficie (S) può essere espressa come:

$$\frac{Q}{S} = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \quad (4.31)$$

dove k è l'indice di resistenza e L lo spessore del pacchetto filtrante. Quindi, utilizzando la seguente relazione:

$$\frac{Q \cdot L}{S} = k \cdot \Delta h \quad (4.32)$$

è possibile definire su un piano ($Q \cdot L/S; \Delta h$), il legame tra portata e tirante. In Figura 4.36 si riportano i punti sperimentali e le rette interpolanti tali valori, per le condizioni di CFM e DFM. In particolare, le rette interpolanti sono del tipo:

$$y = ax + b \quad (4.33)$$

dove a rappresenta l'indice di resistenza e mentre b rappresenta la portata limite per unità di superficie e spessore del pacchetto filtrante. Effettuate le dovute trasformazioni, in Tabella

4.26 si riportano i valori dell'indice di resistenza e della portata limite sia per il pacchetto filtrante nuovo e sia per il pacchetto filtrante usato.

Tabella 4.25: Risultati delle prove idrauliche condotte sul pacchetto filtrante.

TEST	Q (l/s)	Δh (mm)
CFM	0.113	12
CFM	0.192	115
CFM	0.205	135
CFM	0.229	152
CFM	0.247	177
DFM	0.076	25
DFM	0.083	80
DFM	0.097	98
DFM	0.144	153
DFM	0.163	177

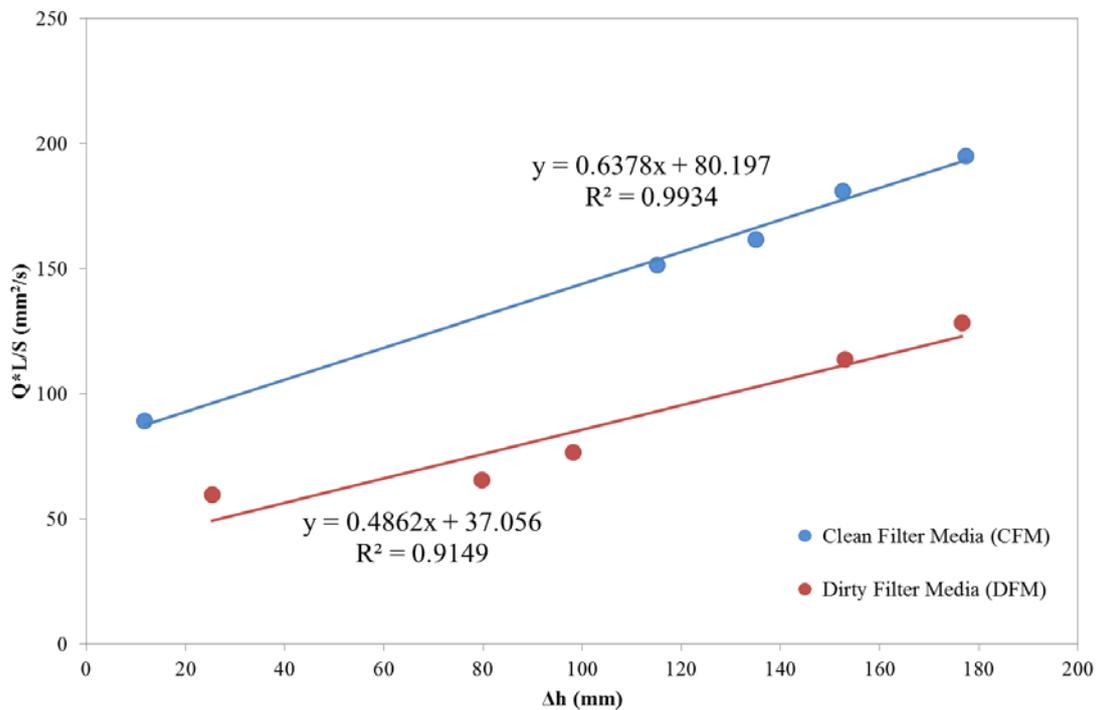


Figura 4.37: Legame tra portata e tirante per le condizioni di CFM e DFM.

Tabella 4.26: Indice di resistenza (k) e portata limite (Q_{lim}) per il pacchetto filtrante in condizioni di CFM e DFM.

TEST	k (mm/s)	Q_{lim} (l/s)
CFM	0.638	0.10
DFM	0.486	0.05

In particolare, la portata limite rappresenta il valore di portata a partire dal quale inizia a formarsi un tirante al di sopra del pacchetto filtrante. Quindi, se si ha un pacchetto filtrante usato (durante la fase di esercizio), a causa dell'intasamento del filtro (fenomeno di clogging) dovuto all'accumulo dei solidi sospesi al suo interno, la portata limite si riduce di circa il 50%, passando da 0.10 l/s a 0.05 l/s, mentre l'indice di resistenza si riduce di circa il 25%, passando da 0.64 mm/s a 0.49 mm/s. Il fenomeno di clogging, quindi, da una parte provoca un eccessivo aumento delle perdite di carico e l'interruzione della filtrazione; dall'altra, invece, fa aumentare le forze di taglio provocando il rilascio dei granuli del letto filtrante nell'effluente (Kiely, 1997).

Si fa presente che i risultati ottenuti nella campagna sperimentale possono essere ritenuti accettabili, in quanto la concentrazione di TSS totale (circa 7 g/l) utilizzata per "sporcare" il filtro è di gran lunga superiore a quella che si avrebbe all'ingresso di un'unità filtrante (circa 100 volte maggiore), posta a valle di un trattamento primario mediante sedimentazione, come previsto dal presente lavoro. La scelta di adottare concentrazioni molto elevate è stata dettata dal fatto che si voleva valutare il comportamento idraulico del filtro in situazioni estreme, forzando il fenomeno di clogging, e verificare lo stato di qualità di acque altamente inquinate all'uscita dell'unità filtrante.

Infatti, contestualmente sono state condotte delle prove per verificare l'efficienza di filtrazione per la rimozione dei TSS operata dal pacchetto filtrante individuato, sia in condizioni di CFM che DFM. Nello specifico, per l'esecuzione delle prove è stata adottata la metodologia mostrata in Figura 4.38, e sono stati impiegati dei "campioni di laboratorio", ottenuti miscelando acqua (10 l) e solidi sospesi (in quantità crescente) raccolti dalla pavimentazione di un parcheggio (Figura 4.39) del bacino Vermicelli (Università della Calabria) e setacciati tra 106 e 75 μm , in modo da avere particelle con dimensioni il più possibile simili a quelli che si avrebbero all'ingresso dell'unità filtrante.

La singola prova consiste quindi nell'immissione all'interno dell'unità filtrante del campione appositamente preparato, e nel contemporaneo prelievo di 200 ml di acqua all'ingresso e all'uscita del sistema (100 ml per la stima dei TSS e 100 ml per la determinazione delle relative PSDs mediante il granulometro laser).

Per l'analisi del contenuto dei TSS è stata seguita la stessa procedura discussa nel paragrafo 4.2.1.

In Tabella 4.27 e in Figura 4.40 sono riportati i risultati ottenuti per la prima sperimentazione, relativa alla condizione di pacchetto filtrante nuovo, e mostrano come l'efficienza di rimozione sia, in tutti i casi, maggiore del 70%. Infatti, anche se la

concentrazione di TSS viene incrementata notevolmente dalla prova 1 alla prova 5, aumenta anche la concentrazione in uscita, ma l'efficienza di rimozione si mantiene elevata. Si può facilmente notare che il picco di efficienza, pari al 91%, si raggiunge in corrispondenza della prova 3.

Nella Figura 4.41, invece, si riportano le PSDs relative ai campioni all'ingresso e all'uscita dell'unità filtrante. Anche in questo caso, le PSDs sono state modellate in modo eccellente mediante la funzione Γ (i parametri della distribuzione e i coefficienti di determinazione di ogni curva sono riportati nella medesima figura).

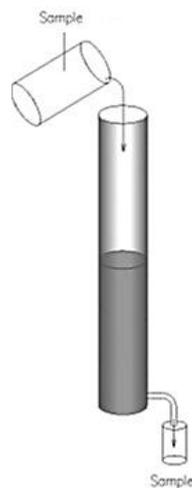


Figura 4.38: Metodologia utilizzata per l'esecuzione della prova (Meyer, 2004).



Figura 4.39: 2° Sito di campionamento all'interno del bacino Vermicelli (BV).

Tabella 4.27: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativi alla prima sperimentazione.

TEST	CAMPIONE	C (mg/l)
1	IN	503
	OUT	84
2	IN	1058
	OUT	141
3	IN	1775
	OUT	183
4	IN	1852
	OUT	405
5	IN	1876
	OUT	505

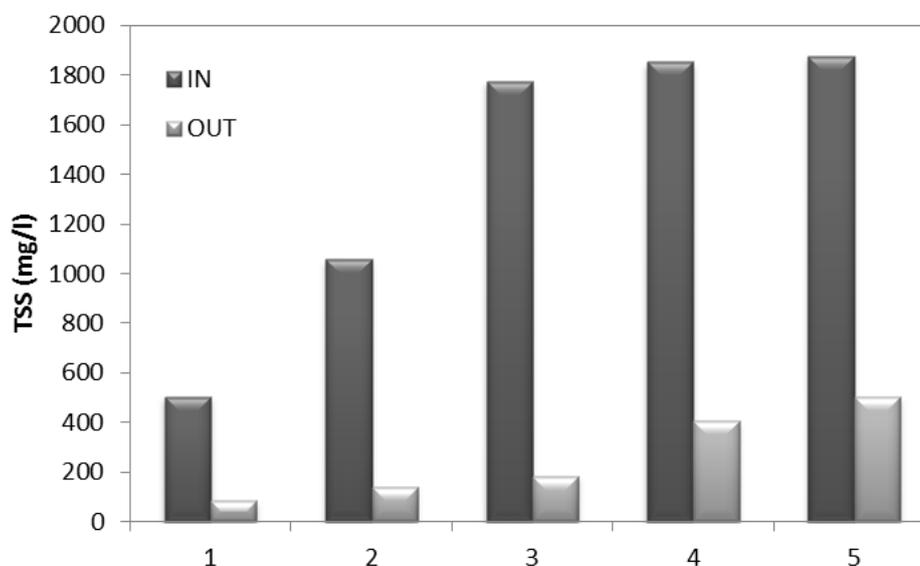


Figura 4.40: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativo alla prima sperimentazione.

Dall'analisi di Figura 4.41 è possibile notare l'effetto generato dalla zelbrite sui TSS. Infatti, l'impiego di questo materiale innovativo permette di rimuovere dalle acque da trattare il 98% delle particelle con dimensioni inferiori a 6 μm . In particolare, tra 2 e 6 μm si rimuove solo il 65%, mentre tra 1 e 2 μm il 95% delle particelle. Si ricorda, a questo proposito, che gli inquinanti sono associati principalmente alle particelle di piccole dimensioni; quindi l'uso della zelbrite all'interno del pacchetto filtrante consente un cospicuo abbattimento del carico inquinante delle acque da trattare.

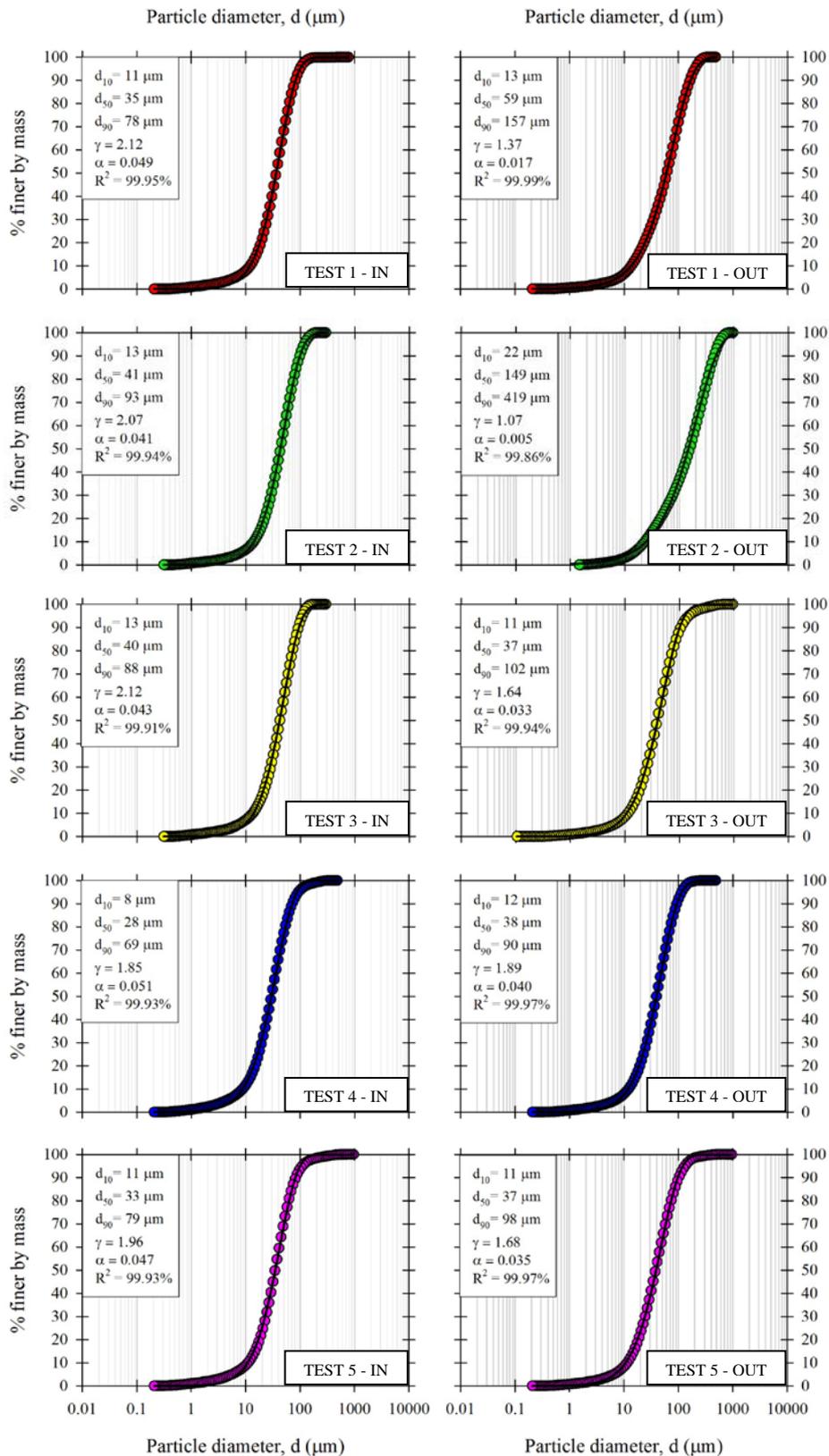


Figura 4.41: PSDs e modellazione tramite la distribuzione Γ dei campioni impiegati per le prove sul pacchetto di filtrazione.

Allo scopo di verificare il comportamento del pacchetto filtrante mostrato durante la prima sperimentazione, ne è stata eseguita una seconda con le stesse modalità, sempre in condizioni di CFM. I risultati sono riportati in Tabella 4.28 e Figura 4.42 e confermano che, anche se la concentrazione dei solidi sospesi viene incrementata dalla prova 1 alla prova 6, aumenta la concentrazione in uscita, ma l'efficienza di rimozione si mantiene elevata (maggiore dell'80%). In particolare, il picco di efficienza si raggiunge in corrispondenza della prova 4 (91%).

Tabella 4.28: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativi alla seconda sperimentazione.

TEST	CAMPIONE	C (mg/l)
1	IN	330
	OUT	55
2	IN	955
	OUT	115
3	IN	1163
	OUT	146
4	IN	2012
	OUT	180
5	IN	2349
	OUT	561
6	IN	3352
	OUT	582

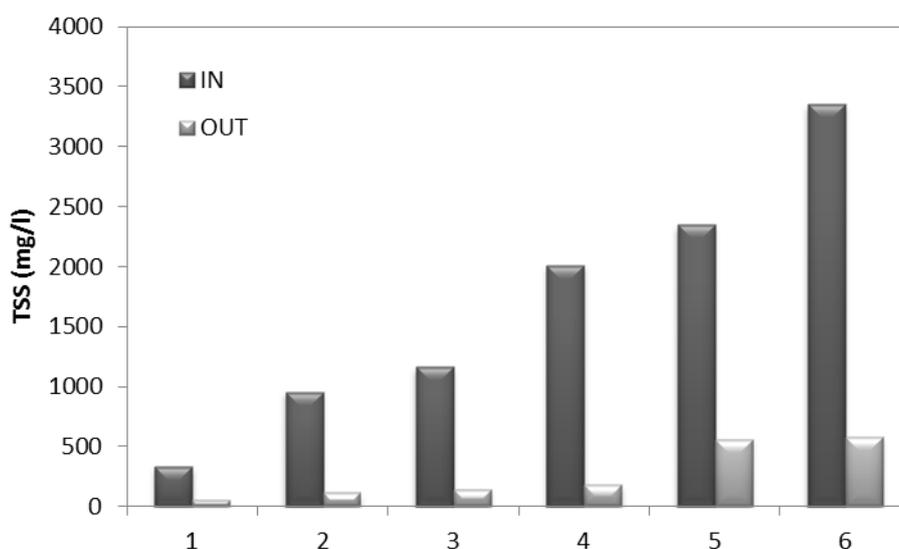


Figura 4.42: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativo alla seconda sperimentazione.

Successivamente, mediante una terza sperimentazione, è stato analizzato il comportamento del pacchetto filtrante in condizioni DFM. Le prove sono state condotte utilizzando la stessa metodologia, e i risultati, in termini di concentrazione di TSS, sono riportati in Tabella 4.29 e Figura 4.43. In particolare, dal momento che la terza sperimentazione è stata eseguita subito dopo la seconda, nella medesima figura, per maggiore chiarezza, sono stati riportati i risultati relativi a entrambe le prove (la seconda sperimentazione dal test 1 al test 6; la terza sperimentazione dal test 7 al test 12). Dall'analisi della Figura 4.43 è possibile notare come il comportamento del pacchetto filtrante in condizioni di DFM, vari rispetto alle condizioni di CFM. Infatti, pur confermando che si ha un sostanziale abbattimento del carico inquinante associato ai TSS, non si ha una risposta regolare del filtro; ovvero, all'aumentare della concentrazione di solidi sospesi in ingresso, non si ha un aumento della concentrazione in uscita. Tale comportamento può essere spiegato considerando la Figura 4.44. Infatti, una volta terminate le prove, si è potuto constatare che, probabilmente a causa della distribuzione non omogenea della portata sul pacchetto, i solidi sospesi risultavano essere concentrati in una determinata zona del filtro, nella quale si è evidentemente creato il fenomeno del clogging. Ciò ha provocato un parziale rilascio nell'effluente di particelle che erano state trattenute dal filtro stesso. Quindi, per scongiurare il verificarsi di tale condizione, si fa presente la necessità di distribuire in modo omogeneo la portata all'interno dell'unità filtrante.

Tabella 4.29: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni DFM e relativi alla terza sperimentazione.

TEST	CAMPIONE	C (mg/l)
1	IN	437
	OUT	326
2	IN	1042
	OUT	225
3	IN	1788
	OUT	208
4	IN	2183
	OUT	376
5	IN	2675
	OUT	252
6	IN	2553
	OUT	515

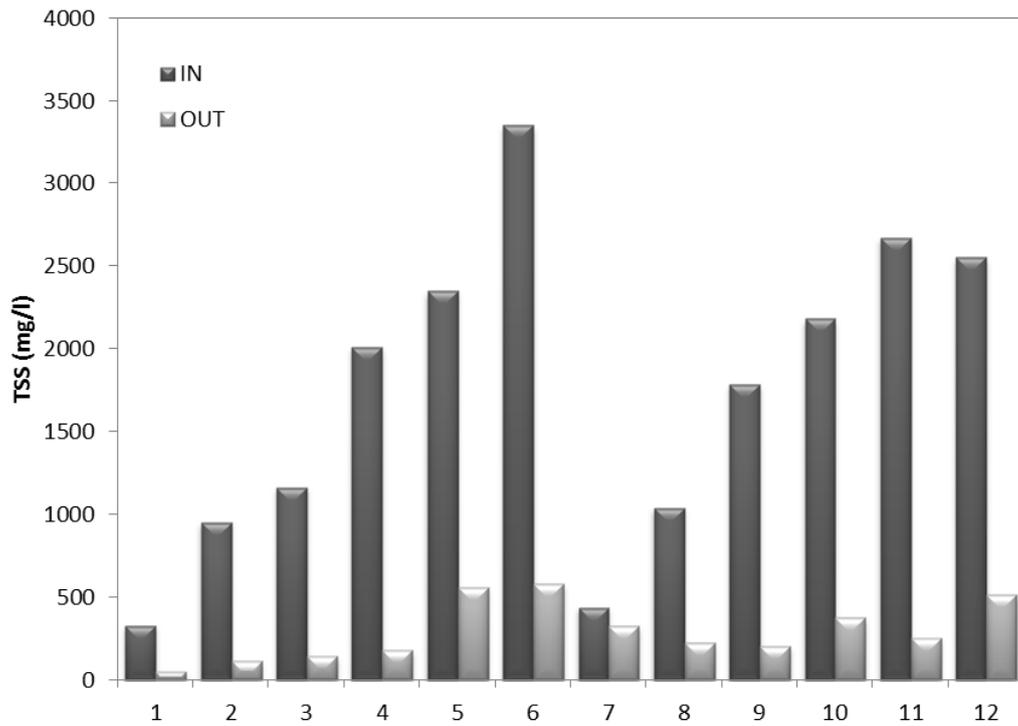


Figura 4.43: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM (dal test 1 al test 6) e in condizioni DFM (dal test 7 al test 12).

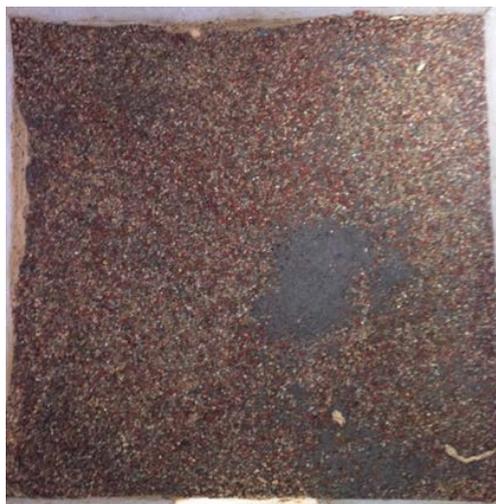


Figura 4.44: Formazione del fenomeno di clogging.

Bibliografia

- APAT e IRSA-CNR (2003). Metodi analitici per le acque. Manuali e linee guida 29.
- APHA, AWWA e WEF (2005). Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater, 21st ed. American Public Health Association, Washington, DC.
- Berthouex P.M. e Stevens D.K. (1982). Computer Analysis of Settling Test Data. *Journal of the Environmental Engineering Division*, 108(5):1065-1069.
- Camp T.R. (1946). Sedimentation and the design of settling tanks. *Transaction ASCE*, 111:895-958.
- Da Deppo L., Datei C. e Salandin P. (2004). Sistemazione dei corsi d'acqua. 5^a ed. Cortina, Padova, Italy.
- Eckenfelder W.W. (1989). Industrial water pollution control. 2nd edition. McGraw – Hill, New York, NY.
- Giustolisi O. e Savic D.A. (2006). A symbolic data-driven technique based on evolutionary polynomial regression. *Journal of Hydroinformatics*, 8(3):207–222.
- Giustolisi O. e Savic D.A. (2009). Advances in Data-Driven Analyses and Modelling Using EPR-MOGA. Special Issue on Advances in Hydroinformatics, *Journal of Hydroinformatics*, 11(3):225–236.
- Kiely G. (1997). Environmental Engineering. McGraw-Hill.
- Krishnappan B.G. e Marsalek J. (2002). Modelling of flocculation and transport of cohesive sediment from an on-stream stormwater detention pond. *Water Research*, 36(15):3849-3859.
- Metcalf e Eddy (2006). Ingegneria delle acque reflue. Trattamento e riuso. McGraw-Hill, Milano, Italy.
- Oke I.A., Oladepo K.T., Olajumoke A.M. e Ajayi E.O. (2006). Settlement Properties of Solids in a Domestic-institutional Wastewater. *Journal of Applied Sciences Research*, 2(7):385-390.
- Ong S.L. (1985). Least-squares analysis of settling data under discrete settling conditions. *Water SA*, 11(4):185-188.
- Overcamp T.J. (2006). Type II Settling Data Analysis. *Journal of Environmental Engineering*, 132(1):137-139.
- Özer A. (1994). Simple Equations to Express Settling Column Data. *Journal of Environmental Engineering*, 120(3):677-682.
- Piro P., Carbone M., Garofalo G. e Sansalone J.J. (2010). Size distribution of wet weather and dry weather particulate matter entrained in combined flows from an urbanizing sewershed. *Water, Air & Soil Pollution*, 206(1-4):83-94.
- Piro P., Carbone M. e Tomei G. (2011). Assessing settleability of dry and wet weather flows in an urban area serviced by combined sewers. *Water Air & Soil Pollution*, 214(1):107-117.
- San H.A. (1989). Analytical Approach for Evaluation of Settling Column Data. *Journal of Environmental Engineering*, 115(2):455-461.
- Santhi C., Arnold J.C., Williams J.R., Dugas W.A., Srinivasan R. e Hauck L.M. (2001). Validation of the SWAT model on a large river basin with point and nonpoint sources. *Journal of American Water Resources Association*, 37(5):1169-1188.
- Sigmund C. (2005). Teoria e pratica della depurazione delle acque reflue. Procedure di smaltimento e progettazione. Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- Taj E. (2005). Filter media processing for water & wastewater treatment. In: Delmon Co. Ltd Sawea Workshop, 29th-30th November 2005.
- USEPA (1979). Process design manual, sludge treatment and disposal. EPA-625/1-79-011, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- Van Liew M.W., Veith T.L., Bosch D.D. e Arnold J.C. (2007). Suitability of SWAT for the conservation effects assessment project: A comparison on USDA-ARS experimental

- watersheds. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(2):173-189.
- Weber W.J. (1972). Physicochemical processes for water quality control. 1st edition Wiley-Interscience, New York, NY.
- Zanoni A.E. e Blomquist M.W. (1975). Column settling tests for flocculent suspensions. *Journal of Environmental Engineering*, 101(3):309-318.

Riferimenti web

<http://www.b-akesson.se>

<http://www.harpogroup.it>

<http://www.hydroinformatics.it>

<http://www.zelbrite.com>

Indice Figure

Figura 4.1: Colonna di sedimentazione presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (Università della Calabria).	119
Figura 4.2: Filtri con aperture nominali dei pori di 0.45 μm	120
Figura 4.3: Stufa da laboratorio presso il Laboratorio di Acquedotti e Fognature.	120
Figura 4.4: Bilancia di precisione per la pesatura dei filtri.	121
Figura 4.5: Apparecchi utilizzati per la determinazione dei TSS.	121
Figura 4.6: Bacino sperimentale del Canale Liguori (Allegato 3).	123
Figura 4.7: Curve di iso-rimozione ottenute mediante il metodo grafico per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto (DW).	124
Figura 4.8: Curve di iso-rimozione ottenute mediante il metodo grafico per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato (WW).	124
Figura 4.9: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto dal CL (Allegato 4).	129
Figura 4.10: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato dal CL (Allegato 4).	130
Figura 4.11: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i campioni prelevati dal CL in condizioni DW (Allegato 4).	133
Figura 4.12: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i campioni prelevati dal CL in condizioni WW (Allegato 4).	133
Figura 4.13: Curve di iso-rimozione ottenute per dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).	134
Figura 4.14: Efficienza di rimozione dei TSS in funzione della velocità di sedimentazione di particelle discrete (a) e del fattore di flocculazione (b) per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).	135
Figura 4.15: Interfaccia EPR MOGA XL.	137
Figura 4.16: Fronte di Pareto relativo ai modelli ottenuti tramite la strategia EPR MOGA per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 5).	138
Figura 4.17: 1° Sito di campionamento all'interno del bacino Vermicelli (BV).	139
Figura 4.18: PSDs e modellazione tramite la distribuzione Γ (Allegato 6).	140
Figura 4.19: Curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni di laboratorio (Allegato 6).	142
Figura 4.20: Fronte di Pareto relativo ai modelli ottenuti tramite la strategia EPR MOGA per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 6).	143
Figura 4.21: Fronte di Pareto relativo alle equazioni matematiche ottenute tramite la strategia EPR MOGA (Allegato 6).	144
Figura 4.22: Curve di iso-rimozione dei campioni caratteristici individuati.	146
Figura 4.23: Confronto tra i metodi applicati al campione del 24/10/2007 caratteristico delle condizioni di DW delle acque del CL.	151
Figura 4.24: Confronto tra i metodi applicati al campione del 18/02/2009 caratteristico delle condizioni di WW delle acque del CL.	151
Figura 4.25: Curve di efficienza di rimozione globale dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per i campioni caratteristici delle condizioni DW e WW delle acque del CL.	153

Figura 4.26: Curve di efficienza di rimozione globale dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per i campioni di laboratorio.	154
Figura 4.27: Prototipo dell'unità di filtrazione presso il Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici (Università della Calabria).	156
Figura 4.28: Griglia alla base dell'unità filtrante.	156
Figura 4.29: Pacchetto di materiali filtranti utilizzato nelle prove di laboratorio (le misure sono espresse in mm).	157
Figura 4.30: Spugna del tipo Filtren TM 24450 prodotto da Åkesson (http://www.bakesson.se).	157
Figura 4.31: a) Sabbia di quarzite; b) zelbrite (prodotta da Zeolite Australia P/L).	158
Figura 4.32: Determinazione della PSD della miscela quarzite e zelbrite mediante setacciatura.	158
Figura 4.33: PSD della miscela di quarzite e zelbrite.	159
Figura 4.34: Scelta della granulometria dei sedimenti da adottare per il material filtrante (Taj, 2005).	160
Figura 4.35: Telo filtrante Medifilter MF1 prodotto da Harpo (http://www.harpo-group.it).	160
Figura 4.36: Prove sperimentali per la stima dell'efficienza idraulica del pacchetto filtrante.	161
Figura 4.37: Legame tra portata e tirante per le condizioni di CFM e DFM.	162
Figura 4.38: Metodologia utilizzata per l'esecuzione della prova (Meyer, 2004).	164
Figura 4.39: 2° Sito di campionamento all'interno del bacino Vermicelli (BV).	164
Figura 4.40: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativo alla prima sperimentazione.	165
Figura 4.41: PSDs e modellazione tramite la distribuzione Γ dei campioni impiegati per le prove sul pacchetto di filtrazione.	166
Figura 4.42: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativo alla seconda sperimentazione.	167
Figura 4.43: Andamento della concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM (dal test 1 al test 6) e in condizioni DFM (dal test 7 al test 12).	169
Figura 4.44: Formazione del fenomeno di clogging.	169

Indice Tabelle

Tabella 4.1: Aspetti da considerare nell'impostazione di un programma di sperimentazione (Metcalf e Eddy, 2006).....	118
Tabella 4.2: Efficienza globale di rimozione dei TSS al variare del tempo di detenzione per i campioni prelevati in condizioni di tempo asciutto (DW).....	125
Tabella 4.3: Efficienza globale di rimozione dei TSS al variare del tempo di detenzione per i campioni prelevati in condizioni di tempo bagnato (WW).....	125
Tabella 4.4: Dati sperimentali di Berthouex e Stevens (1982).....	126
Tabella 4.5: Coefficiente di determinazione (R^2) per le curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i campioni prelevati dal CL in condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato (Allegato 4).....	131
Tabella 4.6: Valori medi dei residui dei tempi di detenzione calcolati come differenza tra valori osservati e simulati mediante la SOP (Allegato 4).....	132
Tabella 4.7: Coefficiente di determinazione (R^2) per le curve di iso-rimozione ottenute mediante la SOP per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).....	134
Tabella 4.8: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i campioni prelevati dal CL in condizioni DW e WW.....	136
Tabella 4.9: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i dati di letteratura (Weber, 1972; Zanoni e Blomquist, 1975; Berthouex e Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Overcamp, 2006).....	137
Tabella 4.10: Grandezze oggetto di indagine per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 5).....	138
Tabella 4.11: Modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL sui dati riportati in Tabella 4.10 (Allegato 5).....	138
Tabella 4.12: Valori della costante di velocità del primo ordine calcolati mediante la SOP per i campioni di laboratorio e coefficienti di determinazione ottenuti per ogni curva $E_{tot}(t)$ (Allegato 6).....	142
Tabella 4.13: Grandezze oggetto di indagine per l'individuazione dei fattori che influiscono sulla costante di velocità del primo ordine (Allegato 6).....	143
Tabella 4.14: Modelli matematici ottenuti dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL sui dati riportati in Tabella 4.13 (Allegato 6).....	143
Tabella 4.15: Espressioni matematiche ottenute dall'analisi mediante l'EPR MOGA XL (Allegato 6).....	144
Tabella 4.16: (a) RMSE(s) in minuti per ogni test e curva di iso-rimozione rispetto ai tempi di detenzione del campione medio, t_{R_i} , (b) RMSE medio (Err), e (c) deviazione standard (Allegato 4).....	146
Tabella 4.17: Metodo di Berthouex e Stevens (1982) applicato ai campioni caratteristici delle acque del CL in condizioni di tempo asciutto (DW) e tempo bagnato (WW).....	147
Tabella 4.18: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di Berthouex e Stevens (1982).....	148
Tabella 4.19: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di San (1989).....	149
Tabella 4.20: Metodo di Özer (1994) applicato ai campioni caratteristici delle acque del CL in condizioni di tempo asciutto (DW) e tempo bagnato (WW).....	149
Tabella 4.21: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo di Özer (1994).....	150
Tabella 4.22: Efficienze di rimozione globale dei TSS per le acque del CL in condizioni DW e WW calcolate mediante il metodo SOP.....	150

Tabella 4.23: (a) Scarti tra valori sperimentali (metodo grafico tradizionale) e i valori simulati con i metodi proposti; (b) somma dei quadrati dei valori residui.....	152
Tabella 4.24: Efficienze di rimozione dei TSS in funzione del tempo di detenzione e della profondità per le acque del CL in condizioni WW.....	155
Tabella 4.25: Risultati delle prove idrauliche condotte sul pacchetto filtrante.....	162
Tabella 4.26: Indice di resistenza (k) e portata limite (Q_{lim}) per il pacchetto filtrante in condizioni di CFM e DFM.....	162
Tabella 4.27: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativi alla prima sperimentazione.....	165
Tabella 4.28: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni CFM e relativi alla seconda sperimentazione.....	167
Tabella 4.29: Valori di concentrazione dei solidi sospesi delle acque in ingresso (IN) e in uscita (OUT) dal pacchetto in condizioni DFM e relativi alla terza sperimentazione.....	168

Capitolo 5

Impianto di Trattamento Pilota

5.1 Introduzione

I processi di sedimentazione e filtrazione rappresentano due delle principali tecniche di trattamento delle acque reflue, in quanto permettono la separazione tra fase solida (solidi sospesi ai quali vengono associati i principali inquinanti) e soluzione acquosa. Per tale motivo, sono state individuate nel presente lavoro di tesi come soluzioni tecnologiche da adottare in un impianto di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento.

In particolare, sulla base delle indagini di laboratorio effettuate, e descritte nel Capitolo 4, è stato possibile individuare una soluzione progettuale per il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento del bacino sperimentale Vermicelli (Università della Calabria, Rende).

L'impianto sperimentale è costituito da un pozzetto ripartitore delle acque provenienti dalle tubazioni di drenaggio del bacino in esame, dal quale solo una parte (acque di prima pioggia) prosegue verso l'impianto; la portata eccedente, infatti, viene convogliata allo scarico. Il pozzetto è collegato ad un canale, posto a monte dell'unità di sedimentazione, che consente di controllare la portata afferente alla vasca. Tra il pozzetto e il canale, inoltre, è stata prevista l'installazione di una paratoia, grazie alla quale è possibile regolare la portata

in ingresso al sistema di trattamento. Subito a valle del canale è stata posta la vasca di pioggia, che assolve la funzione di accumulo e di sedimentazione di parte del carico inquinante, e quindi l'unità di filtrazione a cui si affida la rimozione delle particelle solide, di piccole dimensioni, sfuggite al trattamento primario.

5.2 Aspetti Progettuali dell'Unità di Trattamento

Qualora si verifichi durante l'evento meteorico il cosiddetto fenomeno del "first flush", e dunque una concentrazione di materia organica e inorganica, che si deposita lungo le superfici impermeabili di un bacino (tetti, strade e zone asfaltate) durante i periodi di tempo secco, più alta nei primi minuti dell'evento rispetto alla durata totale dello stesso, è possibile pensare alla realizzazione di vasche a capacità limitata, tali da trattenere solo una parte del volume defluito e, quindi, una parte preponderante del carico inquinante.

Le vasche di prima pioggia vengono classificate in base alla loro posizione rispetto alla rete fognaria. Le vasche collegate in serie con il sistema di drenaggio vengono dette in linea, mentre quelle collegate in parallelo sono denominate vasche fuori linea (Figura 5.1).

Nel primo caso l'invaso è costituito da un tronco fognario di sezione maggiorata rispetto a quella normale della fognatura. Nel secondo caso l'invaso è realizzato separatamente dalla rete e viene interessato dalla corrente solo quando la portata supera un prefissato valore e sfiora da un apposito manufatto ripartitore ubicato a monte dell'invaso. È opportuno segnalare che gli invasi fuori linea sono maggiormente consigliabili, anche se non mancano numerose realizzazioni di schemi in linea. Le vasche fuori linea consentono, infatti, una maggiore efficacia ecologica, in quanto una volta riempite non vengono più interessate dalle portate in arrivo e dalla conseguente miscelazione con acque meno cariche di sostanze inquinanti (AA.VV., 1997).

Le funzioni principali che una vasca di pioggia deve assumere sono:

- accumulare temporaneamente le prime acque meteoriche;
- permettere, durante il loro temporaneo stoccaggio, la sedimentazione delle particelle solide.

Nel caso in cui interessi particolarmente salvaguardare il corpo idrico ricettore, però, si ha necessità di introdurre nuove unità di trattamento avanzato. Tra le diverse tecnologie di rimozione degli inquinanti residui dai trattamenti primari, sviluppate negli ultimi vent'anni, la filtrazione risulta essere quella maggiormente utilizzata, in quanto consente di rimuovere solidi colloidali e sospesi di natura sia organica che inorganica.

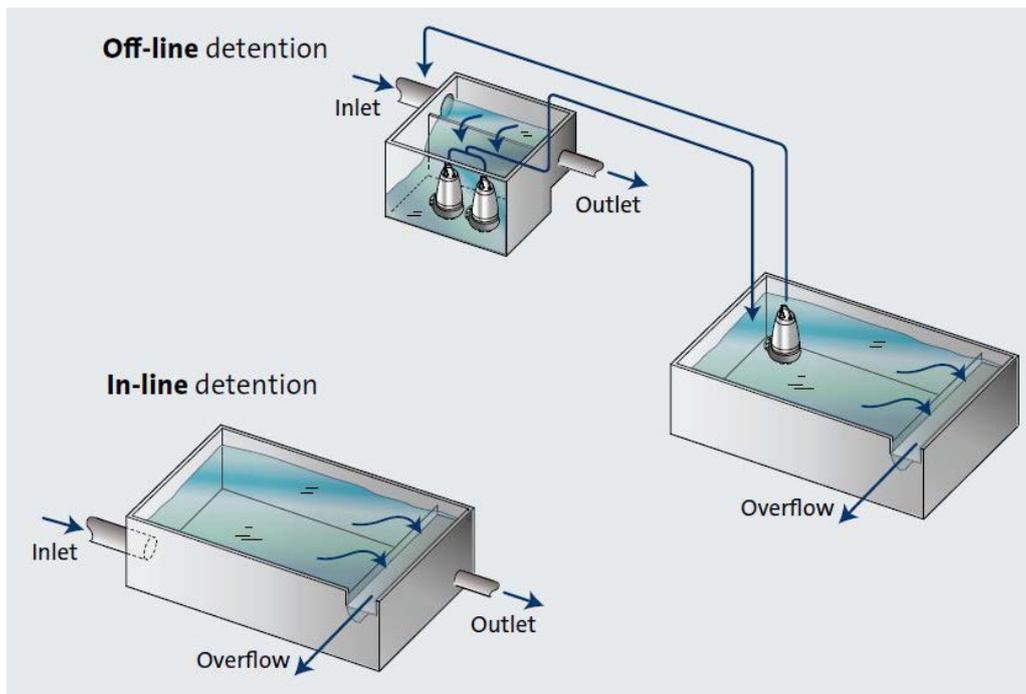


Figura 5.1: Vasche in linea e vasche fuori linea (<http://www.grundfos.com>).

5.2.1 Vasca di Sedimentazione

I comparti per la sedimentazione sono generalmente costituiti da vasche circolari o rettangolari in calcestruzzo armato, calcestruzzo precompresso o vetroresina, dotate di fondo leggermente in pendenza verso una tramoggia, dove il fango sedimentato viene convogliato e successivamente estratto meccanicamente o con sistemi di pulizia più avanzati (Sirini, 2002). Dunque, quando si pensa alla progettazione fisica non è sufficiente considerare solo le dimensioni, il volume totale della vasca e la durata della struttura in cemento armato, ma altrettanto importante è la conformazione del fondo della vasca, nonché della tramoggia.

La scelta della tipologia di unità di sedimentazione da utilizzare deve essere condotta sulla base di considerazioni legate alla dimensione del bacino idrografico afferente alla vasca, alle prescrizioni fornite dalle autorità di controllo e all'esperienza e alla discrezionalità del progettista.

5.2.1.1 Vasca di Sedimentazione con Pianta Circolare

Nelle vasche circolari l'affluente viene immesso in un distributore posizionato al centro della vasca. In corrispondenza del centro della vasca, le acque fluiscono all'interno di un anello cilindrico la cui funzione è quella di distribuire il flusso omogeneamente in tutte le direzioni (Figura 5.2). Esso è caratterizzato da un diametro compreso in genere tra il 15-20% del diametro della vasca e da un'altezza immersa compresa tra 1 e 2.5 metri; deve

essere inoltre realizzato in maniera tale da consentire di dissipare la componente tangenziale della velocità del fluido. Il dispositivo di dissipazione dell'energia agisce raccogliendo l'influenza proveniente dalla tubazione centrale verticale e immettendolo tangenzialmente nella porzione superiore (0.5-0.7 m) dell'anello cilindrico. Le aperture di uscita vengono realizzate in maniera tale da produrre una velocità minore o uguale a 0.75 m/s a portata massima e compresa tra 0.30 e 0.45 m/s a portata media. Il cappello cilindrico dovrebbe essere dimensionato per far sì che la massima velocità discendente risulti inferiore a 0.75 m/s; la sua altezza dovrebbe estendersi fino a circa 1 m al di sotto delle aperture per la dissipazione dell'energia (Randall, 1992).

Nelle vasche circolari di diametro compreso tra 3.6 e 9 m, il sistema per il convogliamento dei fanghi è supportato da tralicci che interessano l'intero diametro della vasca, mentre le vasche di diametro maggiore (10.5 m e oltre) sono dotate di un supporto centrale nel quale è alloggiato il meccanismo e che può essere raggiunto mediante un ponte o una passerella.

Il fondo della vasca ha una pendenza di 1:12 così da realizzare una forma a cono rovescio e il fango viene raccolto all'interno di una tramoggia di accumulo di dimensioni relativamente ridotte posizionata in prossimità del centro della vasca (Metcalf e Eddy, 2006).

Nel caso in cui siano previste più vasche in parallelo, queste vengono in genere organizzate in gruppi di due o quattro. La portata influente viene suddivisa tra le vasche mediante un partitore di portata, generalmente posto tra le vasche. I fanghi, invece, vengono di solito prelevati a mezzo di pompe e avviati alle successive unità di trattamento.



Figura 5.2: Vasca di Sedimentazione con Pianta Circolare (<http://www.mgbsrl.com>).

5.2.1.2 Vasca di Sedimentazione con Pianta Rettangolare

Nel caso di vasche rettangolari (Figura 5.3) i solidi sedimentati sul fondo della vasca vengono convogliati in tramogge di accumulo (nel caso di vasche di piccole dimensioni) o in canalette laterali (nel caso di vasche di dimensioni maggiori).

La struttura del fondo vasca è un parametro critico per un'efficace rimozione dei solidi. In particolare, nel caso in cui si preveda la pulizia automatica con idro-eiettori, la piastra di base deve avere una pendenza di circa 1-4% verso la tramoggia nella quale sono installate le apparecchiature di estrazione dei fanghi. Oltre alla pendenza anche la struttura del fondo vasca è importante. Infatti, la piastra deve essere adeguata per ridurre al minimo la scabrezza e per evitare depressioni localizzate nelle quali l'acqua potrebbe scorrere e imporre ulteriore resistenza al flusso.

Inoltre, negli angoli o dove le pareti della vasca incontrano il fondo, la velocità del flusso diminuisce significativamente a causa delle perdite per attrito (Figura 5.4). Ciò farà aumentare l'effetto di sedimentazione in questi punti, favorendo l'accumulo di materiale. Per ovviare a questo problema, si consiglia l'uso di una superficie inclinata (bench) negli angoli e per tutto il perimetro della vasca (Figura 5.5).



Figura 5.3: Vasca di Sedimentazione con Pianta Rettangolare (<http://www.valbeservizi.it>).

L'impiego di stramazzi, benché efficace ai fini della distribuzione del flusso lungo la larghezza della vasca, dà luogo a una componente verticale della velocità all'interno della tramoggia di raccolta che può provocare la risospensione delle particelle solide sedimentate. Il ricorso a luci sotto battente può consentire una buona distribuzione del flusso lungo la larghezza della vasca se la velocità del liquido viene mantenuta nell'intervallo (3-9 m/min). L'utilizzo di setti risulta infine efficace ai fini della riduzione delle elevate velocità iniziali e della distribuzione del flusso sulla maggiore superficie trasversale possibile; nei casi in cui vengano previsti setti lungo l'intera larghezza della vasca, essi dovrebbero estendersi da 150 mm al di sotto della superficie a 300 mm al di sotto dell'apertura di entrata.

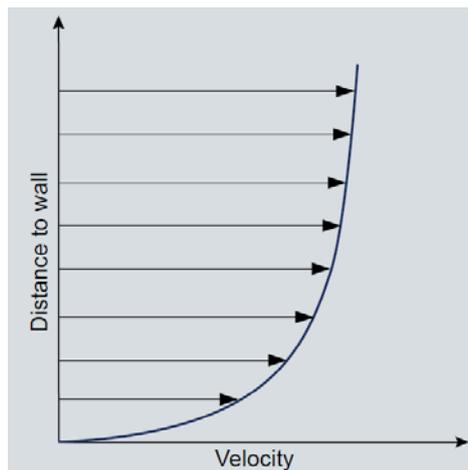


Figura 5.4: Profilo della velocità di un fluido in corrispondenza di una parete (<http://www.grundfos.com>).

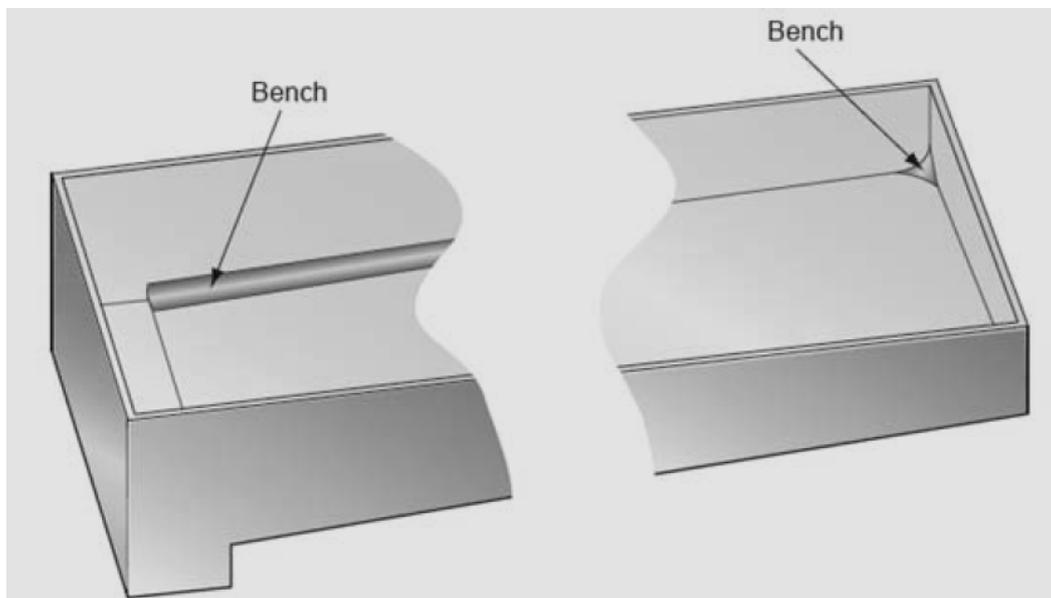


Figura 5.5: Superfici inclinate (bench) per minimizzare le perdite per attrito (<http://www.grundfos.com>).

L'impiego di vasche di sedimentazione rettangolari implica minori ingombri complessivi rispetto al caso delle vasche di forma circolare e trova dunque applicazione nei casi in cui sia necessario limitare le richieste di spazio. L'utilizzo di vasche rettangolari consente inoltre una maggiore flessibilità relativamente alla possibilità di una loro integrazione con successive unità di trattamento, riducendo in tal modo anche i costi di costruzione.

I sedimentatori rettangolari vengono altresì in genere utilizzati nei casi in cui è necessario realizzare comparti dotati di copertura. Infatti, possono essere strutture aperte o chiuse. Scegliere l'una o l'altra configurazione sarà un equilibrio tra diversi fattori, che determineranno la posizione del serbatoio. Alcuni aspetti da considerare quando si sceglie una delle due configurazioni sono descritti di seguito.

Le vasche aperte offrono la possibilità di controllare facilmente le condizioni al loro interno, offrono semplice ispezione del processo di pulizia, e un accesso relativamente semplice. La ventilazione per rimuovere i gas tossici o esplosivi è quindi garantita, anche se dipende dalla profondità. Tuttavia, ci sono anche degli inconvenienti dovuti a rumori e odori che interessano le aree circostanti, e al fatto che il serbatoio aperto richiede una recinzione con una barriera di sicurezza, per garantire l'incolumità delle persone e degli animali.

I serbatoi chiusi o coperti offrono invece la possibilità di ridurre i problemi dovuti al rumore e all'odore per le zone limitrofe, evitando inconvenienti estetici, e possono quindi essere collocati in aree urbane senza apporre recinzioni di sicurezza. Inoltre, essi possono essere progettati in modo da essere integrati all'ambiente circostante. Coprire la vasca, tuttavia, ha come conseguenza l'impossibilità di effettuare un controllo visivo delle condizioni all'interno del serbatoio. Per risolvere tale problema è necessaria l'installazione di pozzetti che consentano la manutenzione e forniscano l'accesso all'intero serbatoio.

5.2.1.3 Sistema di Pulizia con Idro-Eiettore

Se lo scarico è posto sulla parete di una vasca, si crea, di fatto, una difficoltà nella rimozione delle impurità.

In questi casi è necessario portare i solidi in sospensione mediante un meccanismo di flussaggio, in modo da mettere in rotazione l'intera massa liquida nel serbatoio, agitando i depositi sedimentati e sospendendoli nuovamente nel liquido presente in vasca. Grazie alla miscelazione dell'intero volume del serbatoio, si ottiene una distribuzione uniforme degli inquinanti nel sistema, anziché accumuli degli stessi sul fondo della vasca. L'obiettivo può essere facilmente raggiunto mediante l'utilizzo di idro-eiettori.

In Figura 5.6 vengono mostrate le fasi del funzionamento di un idro-eiettore.

Quando la vasca comincia a svuotarsi, il livello dell'acqua è ancora alto e i solidi sono in sospensione grazie alla turbolenza creata dagli eiettori (Fase 1: Miscelazione). L'azione di flussaggio (Fase 2: Flussaggio) inizia non appena le unità rimangono scoperte. L'entità del getto aumenta considerevolmente poiché questo scorre sopra l'acqua che ancora copre il pavimento inclinato della vasca, consentendogli di raggiungere l'estremità remota della vasca trasportando i solidi verso lo scarico. Con un corretto dimensionamento e la scelta dell'eiettore adatto, il getto comincia ad oscillare rimuovendo i solidi dagli angoli opposti. Nell'ultima fase (Fase 3: Flussaggio finale) il fondo vasca risulta quindi essere parzialmente o totalmente privo di liquame. La pulizia avviene tramite il flusso di ritorno che si crea grazie alla pendenza della vasca. L'ottenimento di un'efficace pulizia delle vasche di sedimentazione, dipende dalla corretta posizione delle apparecchiature in relazione al punto di scarico ed alla geometria della vasca stessa, come mostrato in Figura 5.10.

In particolare, a seconda della lunghezza della vasca e alla posizione della tramoggia, l'idro-eiettore dovrebbe essere posizionato all'estremità o al centro della vasca (Figure 5.8 e 5.9).

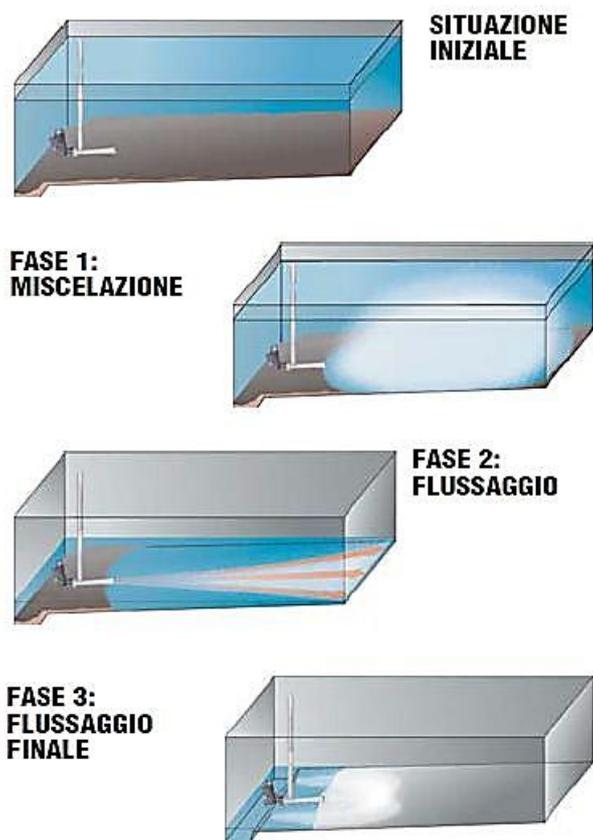


Figura 5.6: Ciclo di funzionamento degli idro-eiettori (<http://www.xyleminc.com>).

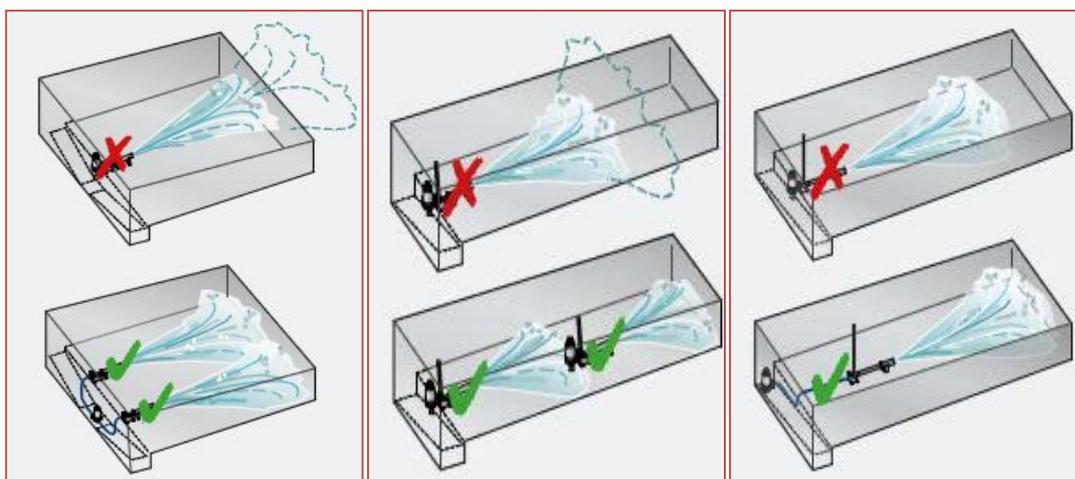


Figura 5.7: Scelta del posizionamento dell'idro-eiettore in base al rapporto lunghezza-larghezza della vasca (<http://www.grundofs.com>).

Mentre, per ottimizzare l'efficienza del sistema di pulizia, è necessario garantire una pendenza del fondo verso la tramoggia tra l'1 e il 2% (Figura 5.10).

5.2.2 Sistema di Filtrazione

Storicamente i filtri con mezzo granulare nei quali il ciclo completo di filtrazione (filtrazione e controlavaggio) ha luogo in maniera sequenziale sono stati utilizzati piuttosto di frequente. Tuttavia, negli ultimi venti anni sono stati sviluppati alcuni nuovi tipi di tecnologie di filtrazione che risultano a oggi tra le alternative disponibili per i trattamenti di filtrazione di reflui trattati.

Le principali tipologie di filtri in volume impiegate sono indicate in Tabella 5.1 e illustrate nelle Figure 5.11 e 5.12. Come indicato dalla Tabella 5.1, dal punto di vista delle loro caratteristiche operative i filtri possono essere classificati in semicontinui o continui; i filtri del primo tipo sono quelli per i quali le operazioni di controlavaggio richiedono la temporanea messa fuori servizio del filtro, mentre i filtri del secondo tipo sono quelli per i quali le operazioni di filtrazione vera e propria e di controlavaggio hanno luogo simultaneamente. Nell'ambito di tale classificazione esistono diversi tipi di filtri a seconda della profondità del letto filtrante (per esempio filtri poco profondi, convenzionali o profondi), del tipo di materiale filtrante utilizzato (filtri con mezzo filtrante singolo, doppio o multiplo), dal fatto che il mezzo filtrante risulti stratificato o meno, dalle condizioni di flusso (ascendente o discendente) e del tipo di accumulo dei solidi (in superficie o interno). Nel caso di filtri semicontinui con mezzo filtrante singolo o doppio può essere effettuata un'ulteriore classificazione in base al funzionamento del processo di filtrazione (per esempio a gravità o in pressione) (Metcalf e Eddy, 2006).

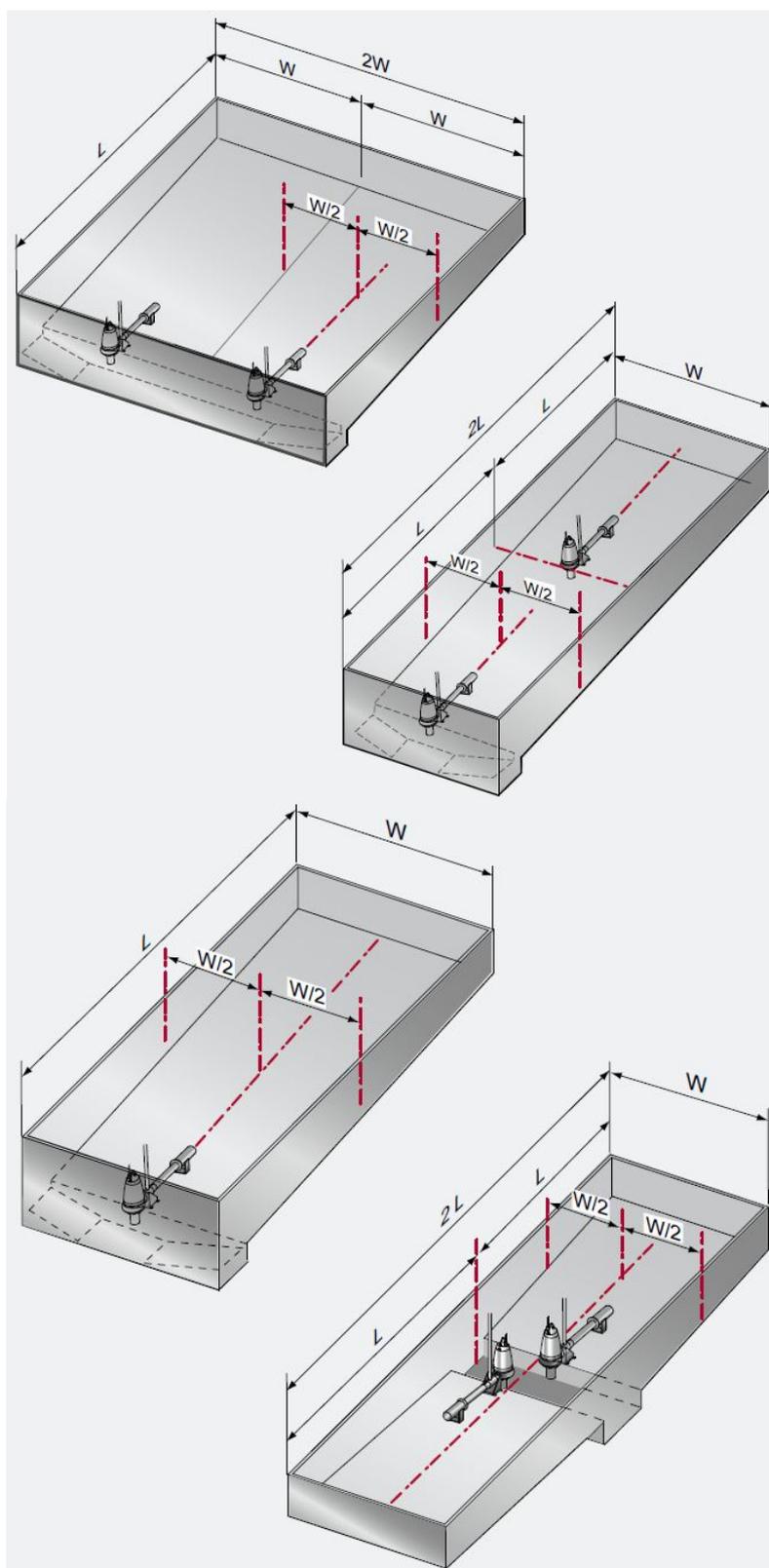


Figura 5.8: Principi da rispettare per il posizionamento degli idro-eiettori nelle vasche con pianta rettangolare (<http://www.grundofs.com>).

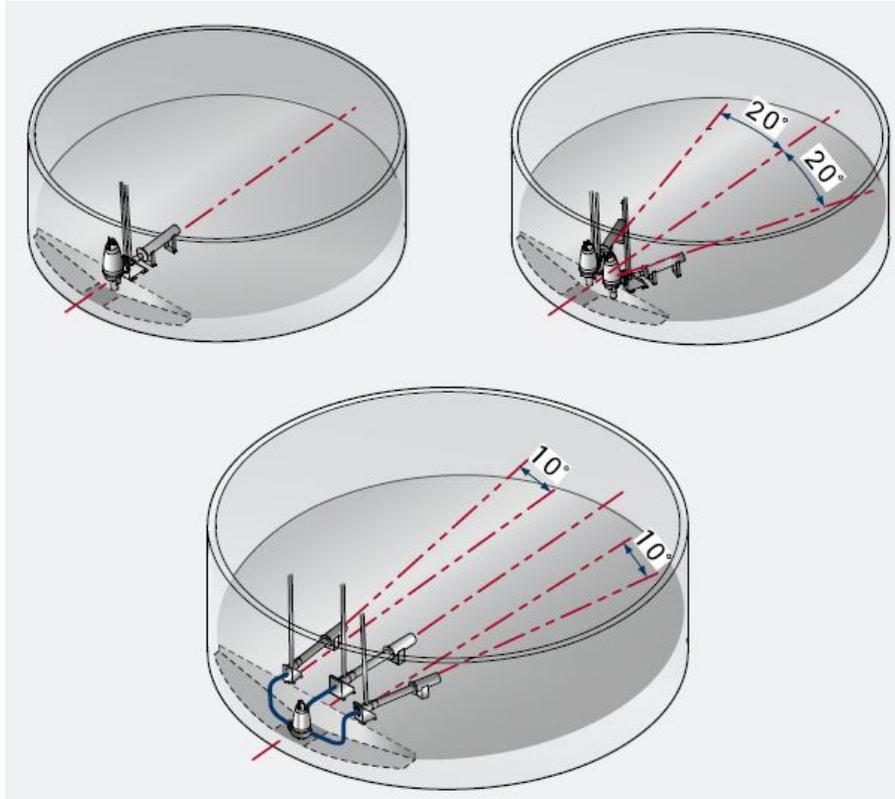


Figura 5.9: Principi da rispettare per il posizionamento degli idro-eiettori nelle vasche con pianta circolare (<http://www.grundofs.com>).

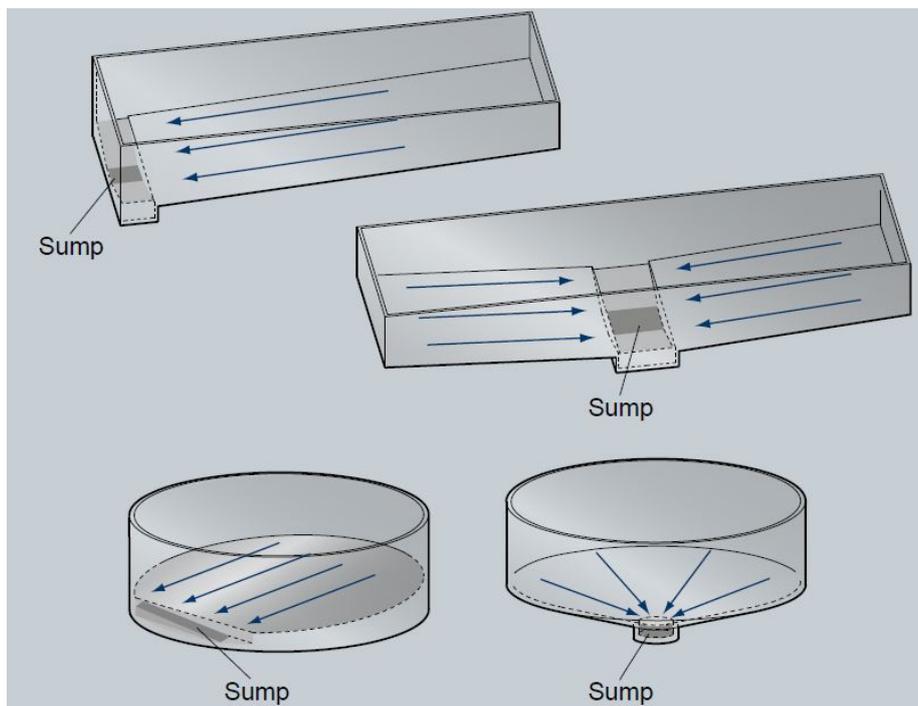


Figura 5.10: Pendenza del fondo vasca da garantire verso la tramoggia (sump) (<http://www.grundofs.com>).

Tabella 5.1: Confronto tra le principali tipologie di filtri con mezzo filtrante granulare (Metcalf e Eddy, 2006).

Tipo di filtro	Tipo di funzionamento	Tipo di letto filtrante	Direzione del flusso	Controlavaggio	Portata	Modalità di accumulo dei solidi
Convenzionale	Semicontinuo	A singolo mezzo filtrante	Discendente	Discontinuo	Costante/Variabile	In superficie e nelle parte superiore del letto
Convenzionale	Semicontinuo	A doppio mezzo filtrante	Discendente	Discontinuo	Costante/Variabile	Interno
Convenzionale	Semicontinuo	A letto filtrante multiplo	Discendente	Discontinuo	Costante/Variabile	Interno
Profondo	Semicontinuo	A singolo mezzo filtrante	Discendente	Discontinuo	Costante/Variabile	Interno
Profondo	Semicontinuo	A singolo mezzo filtrante	Ascendente	Discontinuo	Costante	Interno
Profondo	Continuo	A singolo mezzo filtrante	Ascendente	Continuo	Costante	Interno
A letto pulsante	Semicontinuo	A singolo mezzo filtrante	Discendente	Discontinuo	Costante	In superficie e nelle parte superiore del letto
A mezzo compressibile	Semicontinuo	A singolo mezzo filtrante	Ascendente	Discontinuo	Costante	Interno
A ponte mobile	Continuo	A singolo mezzo filtrante	Discendente	Semicontinuo	Costante	In superficie e nelle parte superiore del letto
A ponte mobile	Continuo	A doppio mezzo filtrante	Discendente	Semicontinuo	Costante	In superficie e nelle parte superiore del letto

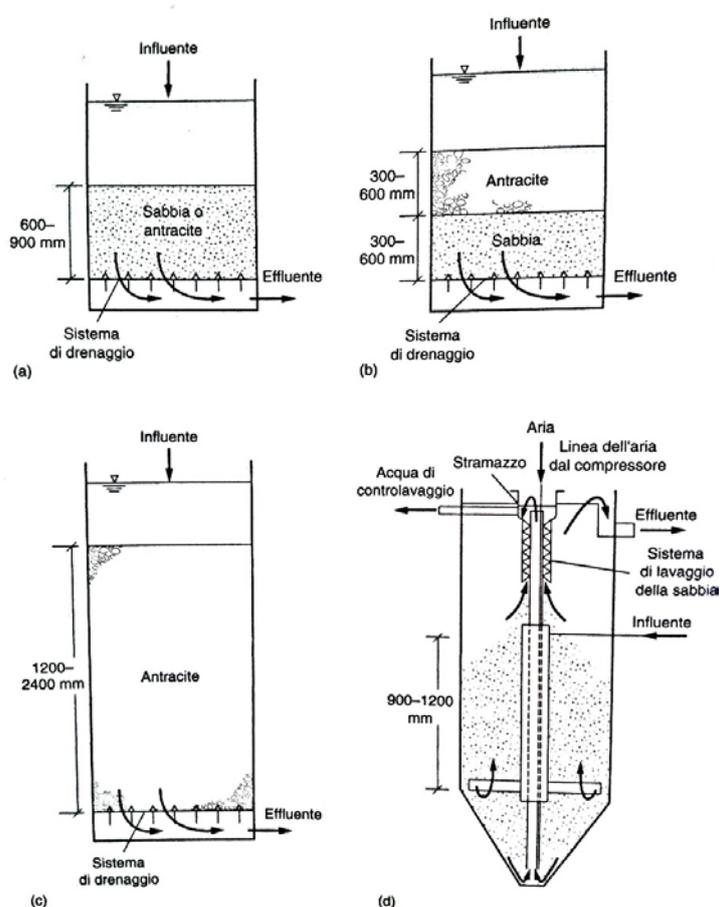


Figura 5.11: Schema delle tipologie principali di filtri con mezzo granulare: (a) filtri convenzionali a mezzo filtrante singolo a flusso discendente; (b) filtri convenzionali a mezzo filtrante doppio a flusso discendente; (c) filtri profondi a mezzo filtrante singolo a flusso discendente; (d) filtri profondi a flusso ascendente con controlavaggio in continuo (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.1 Filtri Convenzionali a Flusso Discendente

I filtri convenzionali a flusso discendente possono essere realizzati con mezzo filtrante singolo, doppio o multiplo (Figure 5.11a e 5.11b).

Tali filtri sono stati sviluppati al fine di consentire il passaggio dei solidi sospesi presenti nel liquido da trattare verso gli strati inferiori del letto filtrante, così da sfruttarne in maniera migliore la capacità di accumulo delle particelle solide. Il fatto che le particelle solide possano raggiungere profondità maggiori all'interno del letto filtrante consente inoltre durate maggiori del ciclo di filtrazione a causa del fatto che l'entità delle perdite di carico risulta ridotta.

In genere la pulizia del filtro con acqua unitamente al lavaggio della superficie o il lavaggio con acqua e aria costituiscono i metodi principali adottati ai fini del controlavaggio di letti filtranti con mezzo singolo, doppio e multiplo (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.2 Filtri Profondi a Flusso Discendente

I filtri profondi a flusso discendente (Figura 5.11c) sono simili a quelli convenzionali a eccezione del fatto che, rispetto a questi, la profondità del letto filtrante e le dimensioni delle particelle del materiale filtrante risultano maggiori. Ciò comporta che tali filtri sono caratterizzati da una maggiore capacità di accumulo dei solidi all'interno del letto filtrante e da una durata superiore della fase di filtrazione. La dimensione massima delle particelle del mezzo filtrante utilizzato in tale tipologia di filtri risulta condizionata dalla possibilità di effettuare efficacemente le operazioni di controlavaggio. Per garantire un'efficace pulizia del letto filtrante il controlavaggio viene di regola effettuato impiegando acque e aria (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.3 Filtri Profondi a Flusso Ascendente con Controlavaggio in Continuo

Nei filtri di questo tipo (Figura 5.11d), il liquido da trattare viene alimentato dal fondo dell'unità, convogliato da una serie di tubazioni di risalita e distribuito in maniera uniforme sul letto di sabbia attraverso i fori di un sistema di distribuzione. Il liquido fluisce verso l'alto all'interno del letto di sabbia che si muove verso il basso. Il liquido filtrato viene raccolto mediante uno stramazzo di uscita e successivamente scaricato dal filtro. Contemporaneamente le particelle di sabbia, insieme ai solidi in essa intrappolati, vengono richiamate verso il basso dal condotto di aspirazione di una tubazione del tipo airlift posizionata al centro del filtro.

In particolare, le impurità vengono rimosse dalle particelle di sabbia per effetto di un'azione di abrasione durante il moto turbolento di risalita (Metcalf e Eddy, 2006).

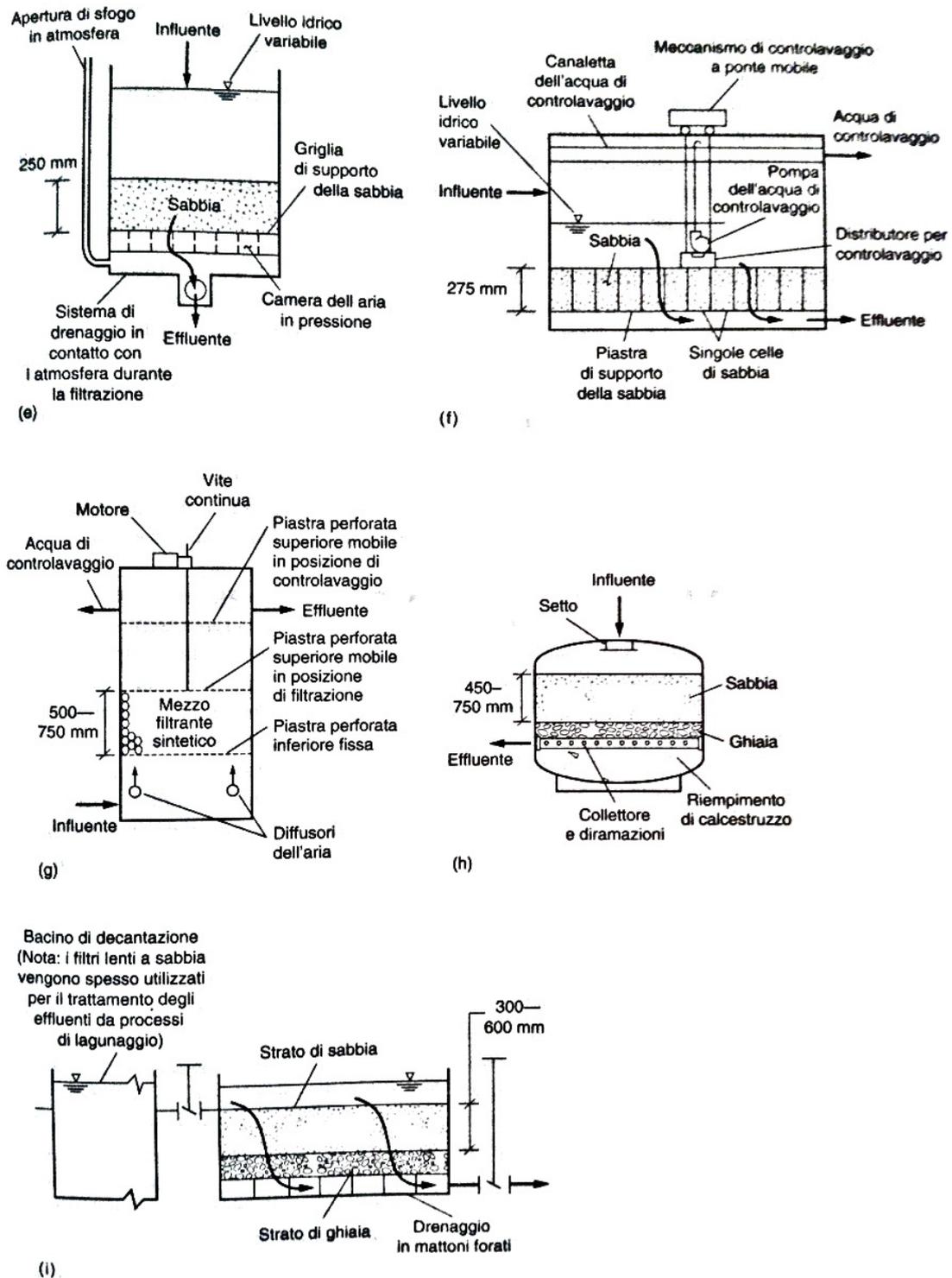


Figura 5.12: Schema delle tipologie principali di filtri con mezzo granulare: (e) filtri a letto pulsante; (f) filtri a ponte mobile; (g) filtri con mezzo sintetico; (h) filtri in pressione; (i) filtri lenti a sabbia (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.4 Filtri a Letto Pulsante

I filtri a letto pulsante sono filtri a gravità a flusso discendente dotati di un letto di sabbia fine poco profondo non stratificato quale mezzo filtrante (Figura 5.12e). Tale letto viene utilizzato per l'accumulo dei solidi, a differenza di altri filtri poco profondi nei quali tale accumulo avviene essenzialmente sulla superficie. Una caratteristica insolita di questo tipo di filtri è rappresentata dall'utilizzo di un getto d'aria al fine di dislocare le particelle sulla superficie del letto di sabbia favorendo in tal modo la migrazione dei solidi verso la parte inferiore del letto (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.5 Filtri a Ponte Mobile

I filtri a ponte mobile sono sistemi di filtrazione con mezzo granulare di tipo continuo a flusso discendente, a controlavaggio automatizzato e a basso carico (Figura 5.12f). Il letto filtrante viene diviso in senso orizzontale in unità di filtrazione lunghe tra loro indipendenti, ciascuna delle quali contiene uno spessore di circa 280 mm di mezzo filtrante. Il liquido fluisce attraverso il mezzo per gravità e viene avviato verso il pozzetto di raccolta dell'effluente a mezzo di un sistema di drenaggio inferiore costituito da una piastra porosa in polietilene. Ciascuna unità di filtrazione viene separatamente sottoposta a controlavaggio a mezzo di un'attrezzatura superiore costituita da un ponte mobile, mentre le altre unità continuano a funzionare. L'acqua utilizzata per le operazioni di controlavaggio viene pompata attraverso il letto direttamente dal pozzetto di raccolta dell'effluente e inviata in uscita a una canaletta di raccolta. Durante il ciclo di controlavaggio il liquido viene sottoposto a filtrazione nelle altre unità in funzione (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.6 Filtri con Mezzo Sintetico

I filtri con mezzo di riempimento sintetico (Figura 5.12g), originariamente sviluppati in Giappone, stanno trovando applicazione nel trattamento delle acque reflue. Il mezzo filtrante è costituito da un materiale sintetico molto poroso quale il polivinilidene caratterizzato da dimensioni dei grani di circa 30 mm. Alcune caratteristiche insolite dei filtri di tale tipologia sono rappresentate dal fatto che (1) la porosità del letto filtrante può essere modificata mediante compattazione e (2) lo spessore del letto filtrante viene incrementato in maniera meccanica per il controlavaggio del filtro. Il mezzo filtrante utilizzato in tale tipologia di filtri si differenzia inoltre da quelli convenzionali per il fatto che il fluido da trattare fluisce attraverso le singole particelle del letto filtrante anziché intorno a esse come accade invece nei comuni filtri a sabbia (Metcalf e Eddy, 2006).

5.2.2.7 Numero e Dimensioni delle Unità di Filtrazione

Una delle prime scelte da effettuare nella progettazione di un sistema di filtrazione in volume consiste nel determinare il numero e le dimensioni delle singole unità di filtrazione richieste. In particolare, la superficie orizzontale richiesta è funzione dei valori della velocità di filtrazione e della portata, da determinare per una data tipologia di filtri sui risultati di studi di laboratorio.

Come criterio generale, si deve considerare che il numero delle singole unità di filtrazione dovrebbe essere il minimo possibile per ridurre i costi di realizzazione complessivi e quelli delle connessioni idrauliche tra le diverse unità, ma deve d'altro canto essere sufficiente ad assicurare che le portate di controlavaggio non risultino eccessivamente elevate. In ogni caso, è necessario comunque prevedere un numero minimo di due unità di filtrazione così da disporre di una riserva ai fini del trattamento.

Le dimensioni delle singole unità di filtrazione dovrebbero risultare compatibili con quelle delle apparecchiature utilizzate per i sistemi di drenaggio, per le canalette di raccolta delle acque di lavaggio e per i sistemi di lavaggio delle superfici. In genere il rapporto larghezza/lunghezza per filtri a gravità progettati individualmente variano da 1:1 a 1:4. Una limitazione di ordine pratico alla superficie orizzontale di un filtro (o di una singola unità di filtrazione) risulta dell'ordine di 100 m^2 , sebbene in alcuni casi siano stati realizzati filtri di dimensioni anche superiori (Metcalf e Eddy, 2006).

5.3 Inquadramento Territoriale

Il sito sperimentale (Tavola I) è situato nei pressi dell'Università della Calabria (Figura 5.13) e fa parte del Bacino Vermicelli, BV (Figura 5.14), sito nel comune di Rende e servito da una rete di drenaggio di tipo separata. Il BV copre una superficie di 27.80 ha ed è attualmente caratterizzato, nella parte bassa, dalla presenza di edifici, strade e parcheggi (30% dell'area totale). La parte più alta del bacino può considerarsi, al contrario, prevalentemente di tipo naturale (70% dell'area del bacino). Inoltre, il bacino presenta una pendenza media approssimativamente del 2.4% e un'altitudine media di 251.97 m s.l.m.; è caratterizzato da un dislivello di 62 m, essendo posto tra una quota di 272 m s.l.m. e una quota, nella sezione di chiusura del bacino, di 210 m s.l.m.

In particolare, l'area di intervento (di circa 170 m^2) per la realizzazione dell'unità di trattamento si trova a valle della sezione di chiusura del BV (Figura 5.15) ed è rappresentata in Figura 5.16.

In particolare, buona parte del terreno dell'area di interesse è costituito da materiale di riporto ottenuto durante gli scavi per la realizzazione dei pali di fondazione su cui poggia il ponte Bucci dell'Università della Calabria.

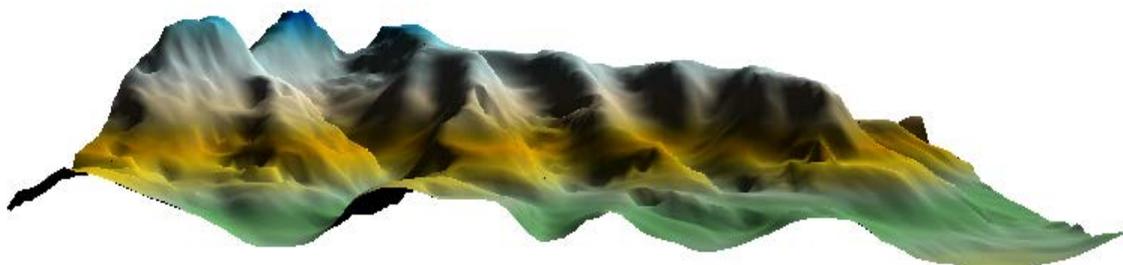


Figura 5.13: DTM (Digital Terrain Model) del territorio nei pressi dell'Università della Calabria.

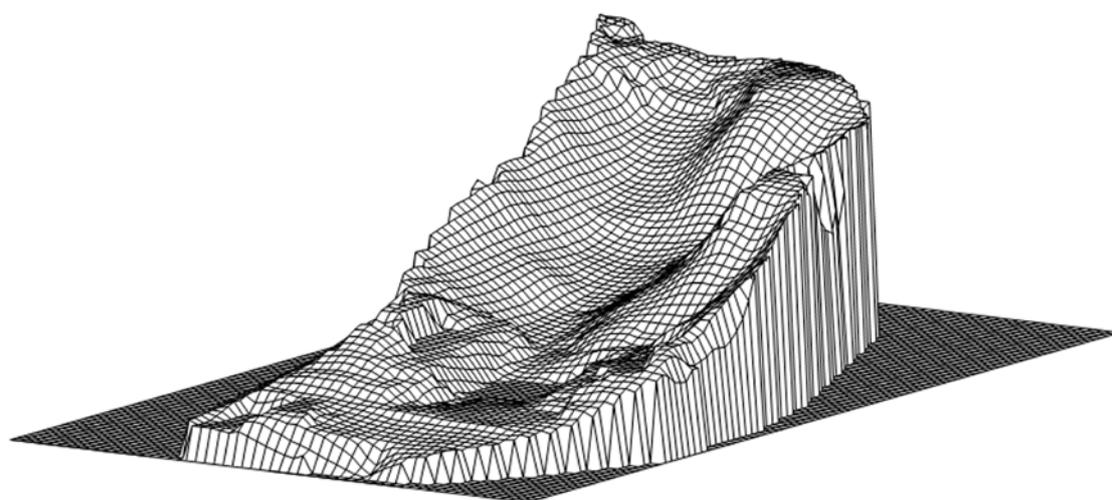


Figura 5.14: DTM del Bacino Vermicelli.

5.4 Soluzione Progettuale

La soluzione progettuale proposta prevede l'uso di una vasca, per l'accumulo e la sedimentazione di parte del carico inquinante delle acque meteoriche di dilavamento, e di un'unità di filtrazione a cui si affida la rimozione delle particelle solide, di piccole dimensioni, sfuggite al trattamento di sedimentazione.

In particolare, l'impianto è costituito da un pozzetto ripartitore delle acque provenienti dalle tubazioni di drenaggio del BV, dal quale solo le acque di prima pioggia vengono convogliate verso l'impianto; la portata eccedente, infatti, viene inviata allo scarico. Il pozzetto è collegato ad un canale, posto a monte dell'unità di sedimentazione, che consente di controllare la portata afferente alla vasca. Tra il pozzetto e il canale, inoltre, è stata

prevista l'installazione di una paratoia, grazie alla quale è possibile regolare la portata in ingresso al sistema di trattamento. Subito a valle del canale è stata posta la vasca di pioggia e quindi l'unità di filtrazione. Lo schema progettuale dell'impianto di trattamento è rappresentato nella Tavola II.



Figura 5.15: Sezione di chiusura del Bacino Vermicelli in corrispondenza dello scarico della rete di drenaggio delle acque meteoriche di dilavamento.



Figura 5.16: Area di intervento per la realizzazione dell'unità di trattamento.

5.4.1 Pozzetto Ripartitore

Il pozzetto ripartitore (Figura 5.17), nel quale scaricano le due tubazioni di drenaggio del BV (Figura 5.18), ha dimensioni 2.60x1.90x1.50 m ed è stato realizzato in cls armato. In particolare, il pozzetto presenta due aperture: la prima laterale necessaria a convogliare le acque di pioggia verso l'impianto di trattamento (Figura 5.19) e la seconda frontale per l'invio della portata eccedente verso lo scarico (Figura 5.20).

Per il convogliamento della portata in arrivo verso l'impianto di trattamento è stata assegnata una pendenza dell'1% al fondo del pozzetto verso l'apertura laterale.

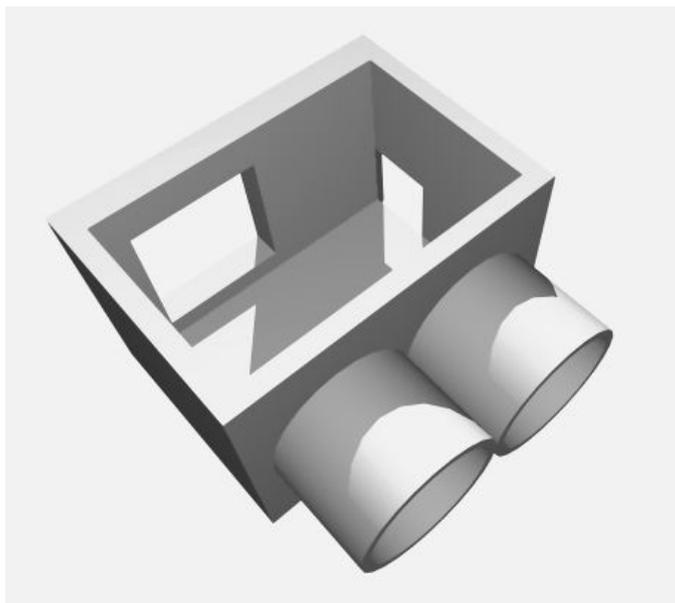


Figura 5.17: Pozzetto ripartitore dell'impianto di trattamento.

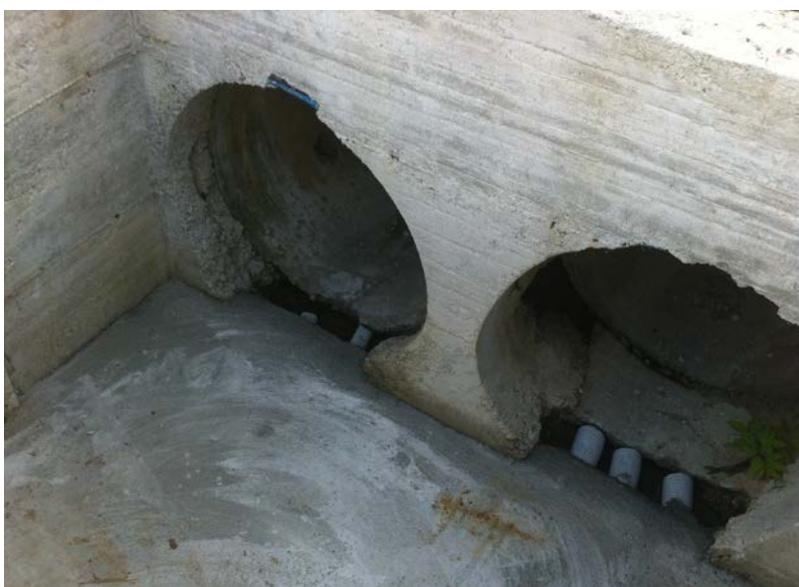


Figura 5.18: Tubazioni di drenaggio delle acque meteoriche del Bacino Vermicelli.



Figura 5.19: Apertura laterale necessaria a convogliare le acque di pioggia verso l'impianto di trattamento.



Figura 5.20: Apertura frontale per l'invio della portata meteorica eccedente verso lo scarico.

5.4.2 Paratoia

A monte delle vasche di pioggia è sempre consigliabile prevedere una paratoia di calma in modo da regolare la portata affluente e in modo da non disturbare, all'interno della vasca stessa, la sedimentazione per gravità delle sostanze solide.

Quindi si è ritenuto necessario installare subito a valle dell'apertura laterale del pozzetto ripartitore una paratoia (Figura 5.21). In particolare, si tratta di una paratoia in acciaio Inox

a luce quadrangolare ad azionamento manuale mediante volantino e con telaio autoportante da tassellare a parete.



Figura 5.21: Paratoia di calma.

5.4.3 Canale di Misura

A valle del pozzetto ripartitore è stato realizzato un canale (Figura 5.22) per la misura della velocità e della portata afferente l'unità di trattamento, avente le dimensioni 16.0x0.70x0.60 m. In particolare, il canale presenta una sezione rettangolare ed è composto da elementi prefabbricati in c.a.v. (due elementi di lunghezza 6.0 m ciascuno e due elementi di lunghezza 2.0 m ciascuno).

Nella parte terminale del canale di misura, dal momento che in sede di realizzazione dell'impianto la posizione della vasca è stata arretrata in modo da avere una superficie maggiore da destinare all'impianto di filtrazione, si è creata una disconnessione, come mostrato in Figura 5.23. Si è reso, quindi, necessario realizzare un collegamento tra canale di misura e vasca di sedimentazione mediante un canale in acciaio Inox (Figura 5.24).



Figura 5.22: Canale prefabbricato per la misura della velocità e della portata afferente l'unità di trattamento.



Figura 5.23: Disconnessione tra canale di misura e vasca di sedimentazione.



Figura 5.24: Collegamento tra canale di misura e vasca di sedimentazione mediante un canale in acciaio Inox.

5.4.4 Vasca di Sedimentazione

Per quanto concerne l'unità di sedimentazione è stata utilizzata una vasca prefabbricata in c.a.v. monoblocco costruita in un unico getto e con pianta rettangolare (Figura 5.25). Le dimensioni da assegnare alla vasca sono state stabilite a seguito delle numerose sperimentazioni condotte in laboratorio con l'impiego della colonna di sedimentazione (Capitolo 4) sui campioni del bacino del Canale Liguori. In particolare, si è tenuto conto del campione caratteristico delle condizioni WW per il quale, adottando una vasca con profondità di 2.5 m e volendo raggiungere un'efficienza di rimozione dei TSS del 65%, è stata ricavata una superficie di 25 m². Quindi, le dimensioni assegnate alla vasca sono 10.0x2.5 m per un'altezza di 2.5 m (Tavola III).



Figura 5.25: Vasca di sedimentazione dell'unità di trattamento presso il Bacino Vermicelli.

Si tratta di una vasca fuori linea, nella quale l'influenza viene convogliato mediante uno stramazzo. La vasca è dotata di fondo leggermente in pendenza (1%), ottenuta mediante la platea di fondazione (Figura 5.26), verso una tramoggia (Figura 5.27), dove il fango sedimentato viene convogliato e successivamente estratto mediante una pompa e con l'aiuto di un idro-eiettore. All'interno della tramoggia è stato posizionato un cassone in acciaio Inox (Figura 5.28), in modo da ancorare gli apparecchi per la pulizia. La copertura della vasca è stata realizzata con solette di prefabbricate in c.a.v. carrabili e con un grigliato

(Figura 5.29) in corrispondenza degli apparecchi utilizzati per la pulizia della vasca stessa (in modo da agevolarne la manutenzione).



Figura 5.26: Platea di fondazione con pendenza dell'1% verso la tramoggia.



Figura 5.27: Tramoggia all'interno della vasca di sedimentazione.



Figura 5.28: Cassone in acciaio Inox all'interno della tramoggia per il posizionamento delle apparecchiature per la pulizia della vasca.



Figura 5.29: Copertura in grigliato per in corrispondenza degli apparecchi utilizzati per la pulizia della vasca.

Il refluo quindi viene destinato successivamente al trattamento secondario, basato sul processo di filtrazione, attraverso sei tubazioni collocate nei sei fori presenti sulla parete della vasca opposta all'ingresso dell'influente (Figura 5.25).

5.4.5 Unità di Filtrazione

L'unità di filtrazione è stata realizzata in sito in cls armato (Figura 5.30). Presenta una pianta rettangolare (dimensioni 5.15x4.20 m) e una profondità di circa 1.30 m (Tavola III). Grazie ad un sistema di setti (Figura 5.31), l'unità filtrante è stata suddivisa in quattro settori con dimensioni 1.15x4.50x1.00 m, in ognuno dei quali è prevista l'installazione del pacchetto filtrante analizzato nel Capitolo 4, a meno dell'ultimo settore previsto per eventi eccezionali (0.40x4.95x1.00 m). I settori, in base alle portate in arrivo, vengono via via allagati (in condizione di overflow) e possono quindi contribuire al trattamento delle acque.



Figura 5.30: Unità di filtrazione dell'impianto di trattamento delle acque di dilavamento del Bacino Vermicelli.



Figura 5.31: Sistema di setti all'interno dell'unità filtrante.

In particolare, il pacchetto filtrante opera per gravità e, grazie a più strati calibrati di materiali filtranti, permette di rimuovere dal liquido tutte quelle particelle sospese che ne aumentano la torbidità.

Il primo strato filtrante del pacchetto è costituito da una spugna in grado di assorbire oli e grassi che derivano dal decantatore a monte; al secondo strato, costituito da una miscela di sabbia di quarzite (70%) e zelbrite (30%), è affidato il compito della filtrazione in volume (sia meccanica che chimica); il terzo strato, invece, è costituito da un geotessile tessuto – non tessuto per il contenimento del materiale granulare sovrastante.

A seguito del passaggio attraverso il filtro, le acque trattate vengono convogliate attraverso delle feritoie in un canale di scolo (0.40x4.00x1.05 m) (Figura 5.32), e quindi inviate allo scarico.



Figura 5.32: Canale di scolo delle acque all'uscita del pacchetto filtrante.

5.4.6 Canale di Scarico

Il canale di scarico è costituito da sette elementi prefabbricati in c.a.v. adiacenti (Figura 5.33), di dimensioni 2.00x2.36x2.00 m, per una lunghezza totale di 14.0 m.

Nel canale di scarico, quindi, a monte vengono inviate le acque in eccesso che non possono essere convogliate nell'unità di trattamento e a valle, invece, le acque in uscita dall'unità di filtrazione.



Figura 5.33: Canale di scarico.

Bibliografia

- AA.VV. (1997). Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione. Hoepli, Milano.
- Metcalf e Eddy (2006). Ingegneria delle acque reflue. Trattamento e riuso. McGraw-Hill, Milano, Italy.
- Randall C.W., Barnard J.L. e Stensel H.D. (1992). Design and Retrofit of Wastewater Treatment Plants for Biological Nutrient Removal. Technomic Publishing Co., Lancaster.
- Sirini P. (2002). Ingegneria sanitaria-ambientale. Principi, teorie e metodi di rappresentazione. McGraw-Hill, Milano, Italy.

Riferimenti web

<http://www.grundfos.com>

<http://www.mgbsrl.com>

<http://www.valbeservizi.it>

<http://www.xyleminc.com>

Indice Figure

Figura 5.1: Vasche in linea e vasche fuori linea (http://www.grundfos.com).....	179
Figura 5.2: Vasca di Sedimentazione con Pianta Circolare (http://www.mgbsrl.com).....	180
Figura 5.3: Vasca di Sedimentazione con Pianta Rettangolare (http://www.valbeservizi.it).	181
Figura 5.4: Profilo della velocità di un fluido in corrispondenza di una parete (http://www.grundfos.com).....	182
Figura 5.5: Superfici inclinate (bench) per minimizzare le perdite per attrito (http://www.grundfos.com).....	182
Figura 5.6: Ciclo di funzionamento degli idro-eiettori (http://www.xyleminc.com).	184
Figura 5.7: Scelta del posizionamento dell'idro-eiettore in base al rapporto lunghezza- larghezza della vasca (http://www.grundfos.com).	185
Figura 5.8: Principi da rispettare per il posizionamento degli idro-eiettori nelle vasche con pianta rettangolare (http://www.grundfos.com).....	186
Figura 5.9: Principi da rispettare per il posizionamento degli idro-eiettori nelle vasche con pianta circolare (http://www.grundfos.com).....	187
Figura 5.10: Pendenza del fondo vasca da garantire verso la tramoggia (sump) (http://www.grundfos.com).....	187
Figura 5.11: Schema delle tipologie principali di filtri con mezzo granulare: (a) filtri convenzionali a mezzo filtrante singolo a flusso discendente; (b) filtri convenzionali a mezzo filtrante doppio a flusso discendente; (c) filtri profondi a mezzo filtrante singolo a flusso discendente; (d) filtri profondi a flusso ascendente con controlavaggio in continuo (Metcalf e Eddy, 2006).	188
Figura 5.12: Schema delle tipologie principali di filtri con mezzo granulare: (e) filtri a letto pulsante; (f) filtri a ponte mobile; (g) filtri con mezzo sintetico; (h) filtri in pressione; (i) filtri lenti a sabbia (Metcalf e Eddy, 2006).....	190
Figura 5.13: DTM (Digital Terrain Model) del territorio nei pressi dell'Università della Calabria.....	193
Figura 5.14: DTM del Bacino Vermicelli.....	193
Figura 5.15: Sezione di chiusura del Bacino Vermicelli in corrispondenza dello scarico della rete di drenaggio delle acque meteoriche di dilavamento.	194
Figura 5.16: Area di intervento per la realizzazione dell'unità di trattamento.....	194
Figura 5.17: Pozzetto ripartitore dell'impianto di trattamento.....	195
Figura 5.18: Tubazioni di drenaggio delle acque meteoriche del Bacino Vermicelli.....	195
Figura 5.19: Apertura laterale necessaria a convogliare le acque di pioggia verso l'impianto di trattamento.....	196
Figura 5.20: Apertura frontale per l'invio della portata meteorica eccedente verso lo scarico.	196
Figura 5.21: Paratoia di calma.	197
Figura 5.22: Canale prefabbricato per la misura della velocità e della portata afferente l'unità di trattamento.	198
Figura 5.23: Disconnessione tra canale di misura e vasca di sedimentazione.	198
Figura 5.24: Collegamento tra canale di misura e vasca di sedimentazione mediante un canale in acciaio Inox.	198
Figura 5.25: Vasca di sedimentazione dell'unità di trattamento presso il Bacino Vermicelli.	199
Figura 5.26: Platea di fondazione con pendenza dell'1% verso la tramoggia.	200
Figura 5.27: Tramoggia all'interno della vasca di sedimentazione.	200
Figura 5.28: Cassone in acciaio Inox all'interno della tramoggia per il posizionamento delle apparecchiature per la pulizia della vasca.	201

Figura 5.29: Copertura in grigliato per in corrispondenza degli apparecchi utilizzati per la pulizia della vasca.....	201
Figura 5.30: Unità di filtrazione dell'impianto di trattamento delle acque di dilavamento del Bacino Vermicelli.....	202
Figura 5.31: Sistema di setti all'interno dell'unità filtrante.	202
Figura 5.32: Canale di scolo delle acque all'uscita del pacchetto filtrante.....	203
Figura 5.33: Canale di scarico.....	204

Indice Tabelle

Tabella 5.1: Confronto tra le principali tipologie di filtri con mezzo filtrante granulare (Metcalf e Eddy, 2006).....	188
--	-----

Capitolo 6

Conclusioni

La rimozione dei solidi sospesi dalle acque meteoriche di dilavamento è un'operazione necessaria per la riduzione del carico inquinante sversato nei corpi idrici ricettori. In particolare, è stato dimostrato da diversi studi di letteratura come tale obiettivo possa essere raggiunto mediante l'uso di apposite Best Management Practices (BMPs), come vasche di detenzione e sistemi filtranti, che sfruttano rispettivamente i processi di sedimentazione e di filtrazione per trattare le acque di pioggia.

Nel presente lavoro, utili informazioni per la progettazione delle unità di trattamento che si basano sul processo di sedimentazione sono state ottenute dai test su colonna di sedimentazione (esperimenti di laboratorio sulle acque da trattare), i quali rappresentano il metodo più adeguato allo scopo, a causa dei bassi costi e tempi di esecuzione richiesti. I risultati hanno permesso di definire un nuovo approccio (Standard Operating Procedure, SOP) per l'analisi dei dati ottenuti dai test su colonna. Infatti, mediante questo metodo, è stato possibile definire matematicamente una funzione in grado di descrivere le curve a uguale efficienza di rimozione dei TSS (curve di iso-rimozione) e, quindi, di stimare in modo speditivo l'efficienza di rimozione globale di una vasca di sedimentazione ideale. La ricerca è stata successivamente focalizzata sulla determinazione di una possibile dipendenza

della costante di velocità di reazione, che interviene durante il processo di sedimentazione, da parametri fisici caratteristici dell'evento di pioggia e dalla granulometria delle particelle che sedimentano, utilizzando come supporto la strategia Evolutionary Polynomial Regression.

Per quanto concerne l'unità filtrante, sono state eseguite delle prove sperimentali su un prototipo in scala 1:1 per l'individuazione di un innovativo pacchetto di materiali filtranti, in grado di trattenere tutti quei solidi sospesi che non vengono rimossi nell'unità di sedimentazione. In particolare, il pacchetto proposto presenta un primo strato filtrante in spugna in grado di assorbire oli e grassi; un secondo strato, costituito da una miscela di sabbia di quarzite (70%) e zelbrite (30%), responsabile della filtrazione in volume (sia meccanica che chimica); un terzo strato, invece, costituito da un geotessile tessuto – non tessuto per il contenimento del materiale granulare sovrastante.

Grazie alle indagini sperimentali e alle nuove metodologie proposte, è stata quindi individuata una soluzione progettuale per il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento del bacino sperimentale Vermicelli, presso l'Università della Calabria. L'unità di trattamento prevede l'uso di una vasca che assolva la funzione di accumulo e di sedimentazione di parte del carico inquinante, e di un'unità di filtrazione a cui si affida la rimozione delle particelle solide, di piccole dimensioni, sfuggite al trattamento di sedimentazione. In particolare, l'impianto sperimentale è costituito da un pozzetto ripartitore delle acque provenienti dalle tubazioni di drenaggio del bacino, dal quale solo una parte (acque di prima pioggia) prosegue verso l'impianto; la portata eccedente, infatti, viene convogliata allo scarico. Il pozzetto è collegato ad un canale, posto a monte dell'unità di sedimentazione, che consente di controllare la portata afferente alla vasca. Tra il pozzetto e il canale, inoltre, è stata prevista l'installazione di una paratoia, grazie alla quale è possibile regolare la portata in ingresso al sistema di trattamento. Subito a valle del canale è stata posta la vasca di pioggia e quindi l'unità di filtrazione.

Con il presente progetto di ricerca, quindi, si è voluto offrire un contributo alla sostenibilità globale di interventi strutturali adottabili per gestire le acque di dilavamento in ambiente urbano, in particolare chiarendo alcuni aspetti rilevanti, non solo in termini di carichi inquinanti inviati al ricettore finale, ma eventualmente anche di carichi inquinanti inviati agli impianti di depurazione delle acque reflue civili.

Allegato 1

Piro P., Carbone M., Mancuso A., Penna N., Tomei G. e Perrone F. (2011)

Partizione dimensionale del carico inquinante nelle acque meteoriche di dilavamento

32° Corso di Aggiornamento in Tecniche per la Difesa del Suolo
dall'Inquinamento, Guardia Piemontese Terme, Italia

PARTIZIONE DIMENSIONALE DEL CARICO INQUINANTE NELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO

P. Piro, M. Carbone, A. Mancuso, N. Penna, G. Tomei, F. Perrone

Università della Calabria – Dipartimento di Difesa del Suolo

SOMMARIO

Numerosi studi condotti hanno evidenziato come le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle pavimentazioni delle strade urbane ed extraurbane, nonché delle loro aree di pertinenza siano molto contaminate e possano determinare un rilevante impatto negativo sulla qualità del corpo idrico ricettore.

Il presente lavoro di ricerca è stato pertanto finalizzato a valutare la qualità delle acque meteoriche di dilavamento di un bacino urbano prima dell'ingresso in rete, allo scopo di verificare se la rimozione degli inquinanti presenti possa essere effettuata attraverso la progettazione di una serie di dispositivi di trattamento da localizzare a monte della rete di drenaggio.

A tal fine sono stati effettuati da due caditoie una serie di campionamenti in tempo di pioggia, al fine di determinare la distribuzione del carico inquinante in funzione della dimensione delle particelle.

È stato possibile, dunque, constatare se trattamenti depurativi di tipo fisico, realizzabili tramite caditoie stradali dotate di opportune unità filtranti, possano essere utili o meno ai fini del trattamento delle acque meteoriche di dilavamento.

1. Introduzione

Studi di letteratura hanno evidenziato come le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle pavimentazioni delle strade urbane ed extraurbane, nonché delle loro aree di pertinenza (aree a parcheggio, aree di servizio, aree di caselli a pedaggio, ecc.) siano molto contaminate e possano determinare un rilevante impatto negativo sulla qualità del corpo idrico recettore (Sartor e Boyd, 1974; Ellis e Revitt, 1982; Lygren et al., 1984; Muschack, 1990; Tong, 1990; Hamilton e Harrison, 1991; Ball et al., 1998; Deletic e Mahsimovic, 1998; Irish et al., 1998; Sansalone et al., 1998; Sansalone et al., 2002; Vaze e Chiew, 2002).

Durante gli eventi meteorici, infatti, l'acqua di pioggia raccoglie nel suo percorso sia le sostanze inquinanti presenti nell'atmosfera (dilavamento atmosferico), sia quelle che si depositano in superficie nei periodi di tempo secco antecedenti (dilavamento superficiale).

Un'indicazione dei diversi inquinanti presenti è mostrata nella Tab. 1 (Ball et al., 1998).

<i>Inquinante</i>	<i>Sorgente</i>
Particolato	Consumo della pavimentazione, deposizione atmosferica, manutenzione stradale
Azoto e fosforo	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada
Piombo	Gas di scarico, consumo freni, oli lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti
Zinco	Usura dei pneumatici, olio motore, grassi, corrosione dei guard-rail
Ferro	Usura della parti meccaniche dei veicoli, corrosione delle carrozzerie, strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)
Rame	Usura freni, carrozzeria veicoli, usura della parti meccaniche, insetticidi e anticrittogamici
Cadmio	Usura pneumatici
Cromo	Carrozzeria veicoli, consumo freni e frizione
Nichel	Combustione a diesel, oli lubrificanti, carrozzerie, asfalto, consumo freni
Manganese	Usura parti meccaniche
Sodio, calcio, cloro, zolfo	Prodotti antigelo
Petrolio	Perdite dai motori, asfalti e bitume
Bromo	Gas di scarico dei motori
Gomma	Consumo pneumatici
Amianto	Consumo freni e frizione

Tab. 1 - *Agenti inquinanti delle superfici stradali e sorgenti di emissione (da Ball et al., 1998)*

I maggiori effetti derivanti da tali sostanze risultano:

- la tossicità delle acque e dei sedimenti, e, attraverso la catena alimentare, la bioaccumulazione nelle specie acquatiche;

- la crescita di alghe, con conseguente riduzione della limpidezza, abbassamento del livello di ossigeno disciolto e soffocamento degli habitat naturali;
- impatti negativi sulla respirazione dei pesci (Lin et al., 2009).

Ciononostante, le acque di dilavamento sono nella maggioranza dei casi convogliate tramite la rete di drenaggio fognaria, e scaricate direttamente nei ricettori senza ricevere alcun trattamento nel caso di sistemi separati; mentre nel caso dei sistemi misti, contando sull'effetto di diluizione operato dall'acqua meteorica, vengono dimensionati scaricatori di piena assegnando alla portata di inizio sfioro un valore pari ad un multiplo, in genere compreso tra 2 e 5, della portata media di tempo asciutto (AA.VV., 1997).

È chiaro, ormai da tempo, come il controllo ambientale conseguibile mediante simili approcci si dimostri inadeguato a garantire la qualità dei corpi idrici recettori (Mignosa et al., 1991; Papiri, 2001).

Tale problematica è stata riconosciuta anche a livello normativo: infatti nel recepimento a livello nazionale della Direttiva CEE 91/271, il D. Lgs. 152/1999, successivamente integrato dal D.Lgs. 258/2000 (oggi all'interno del T.U. Ambientale n. 152/2006), ai fini della prevenzione di rischi idraulici e ambientali, ha previsto che le regioni disciplinino le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate e i casi in cui può essere richiesto che le acque di dilavamento siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione.

Inoltre, con il Decreto legislativo 116/2008 di recepimento della direttiva 2006/7/CE, relativa alla gestione della qualità delle acque di balneazione, è stata ulteriormente evidenziata l'importanza del controllo ambientale delle acque. In particolare uno dei principali obiettivi del programma di sorveglianza e monitoraggio deve essere l'esatta conoscenza, sia sotto il profilo microbiologico, sia sotto quello fisico-chimico, dello stato delle acque marine, lacustri e fluviali e, quindi, l'identificazione sia delle situazioni di degrado ambientale che di situazioni, anche solo potenzialmente, pericolose.

Il presente lavoro di ricerca è stato pertanto finalizzato a valutare la qualità delle acque meteoriche di dilavamento di un bacino urbano prima dell'ingresso in rete, allo scopo di verificare se la rimozione degli inquinanti presenti possa essere effettuata o meno attraverso la progettazione di una serie di dispositivi di trattamento da localizzare a monte della rete di drenaggio. Simili soluzioni progettuali sono, infatti, preferibili nel caso dei centri urbani esistenti a dispetto di opere idrauliche tradizionali, quali le vasche di prima pioggia da realizzare a valle della rete di drenaggio, che sono suggerite invece nel caso di nuovi insediamenti (Beretta et al., 2008).

Ad esempio si potrebbe pensare di dotare le caditoie stradali di opportune unità filtranti (Fig. 1): questi sistemi, infatti, permetterebbero di trattenere tutte le particelle caratterizzate da una dimensione superiore rispetto a quella scelta per il filtro, e quindi di rimuovere tutti gli inquinanti adesi a tali particelle.

L'efficienza di rimozione teorica di un simile sistema di trattamento dipende da diversi fattori, in particolare la partizione del carico inquinante tra fase disciolta e particolata, e tra particelle fini e grossolane (Meyer et al., 1995; Barret et al., 1998; Deletic, 2001). Per cui lo studio ha previsto la determinazione delle

curve di distribuzione dimensionale delle particelle di una serie di campioni prelevati in tempo di pioggia da due caditoie, selezionate in maniera tale da soddisfare una serie di requisiti che saranno descritti in maniera più approfondita nel seguito. Tramite le curve di distribuzione granulometrica (PSD – Particle Size Distribution) è stato possibile valutare successivamente la partizione dimensionale del carico inquinante e quindi stabilire la dimensione del filtro in grado di permettere il raggiungimento di livelli soddisfacenti di rimozione degli inquinanti.

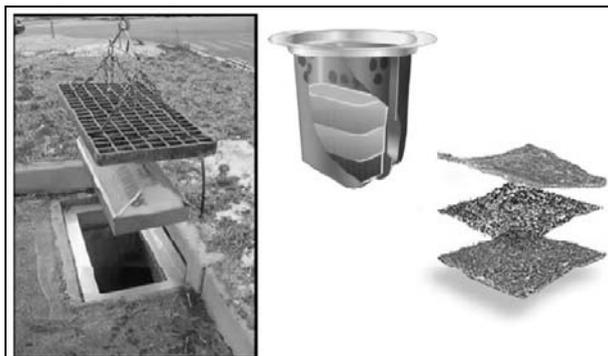


Fig. 1 - *Caditoia con filtro incorporato (Viviani, 2009)*

2. Metodologia

2.1 Sito sperimentale

Il bacino preso in esame per l'applicazione della procedura è relativo al canale Liguori (CS), da diversi anni oggetto di accurate e approfondite ricerche da parte del Dipartimento di Difesa del Suolo dell'Università della Calabria (Calomino et al., 2000) (Fig. 2). All'interno del bacino è presente una stazione di misura costituita da un sensore a ultrasuoni per la misurazione dei livelli idrici nel canale fognario e da un pluviografo a vaschetta basculante. Inoltre dal 2004 è in corso anche una campagna sperimentale finalizzata a caratterizzare le condizioni di qualità delle acque reflue durante i periodi di tempo secco e di pioggia (Piro, 2007).

Il bacino, di circa 414 ha, è posto tra una quota di 431 m s.l.m. e una quota di 205 m s.l.m. con un dislivello complessivo di 226 m. La lunghezza dell'asta principale del bacino naturale è pari a 1.6 km con pendenza media pari a 5.3%.

2.2 Raccolta dei dati e tecniche di campionamento

L'analisi qualitativa dei deflussi meteorici ha richiesto inizialmente l'individuazione dei siti di campionamento tenendo in conto:

- il volume del traffico veicolare dell'area limitrofa;
- l'accessibilità;

- la tipologia dell'ambiente circostante: sono state escluse le caditoie site a valle di sorgenti puntuali di sostanze solide, come, ad esempio, aiuole caratterizzate da cordoli fessurati; durante l'evento di pioggia, infatti, tali situazioni avrebbero condizionato fortemente i risultati delle analisi.

Sulla base delle suddette indicazioni, sono state infine individuate due caditoie (Fig. 2): la caditoia "A" è posta in prossimità di un parcheggio, mentre la caditoia "B" in prossimità di un incrocio molto trafficato; per entrambe sono stati effettuati una serie di campionamenti in concomitanza di dieci eventi meteorici verificatisi tra febbraio e marzo 2010.

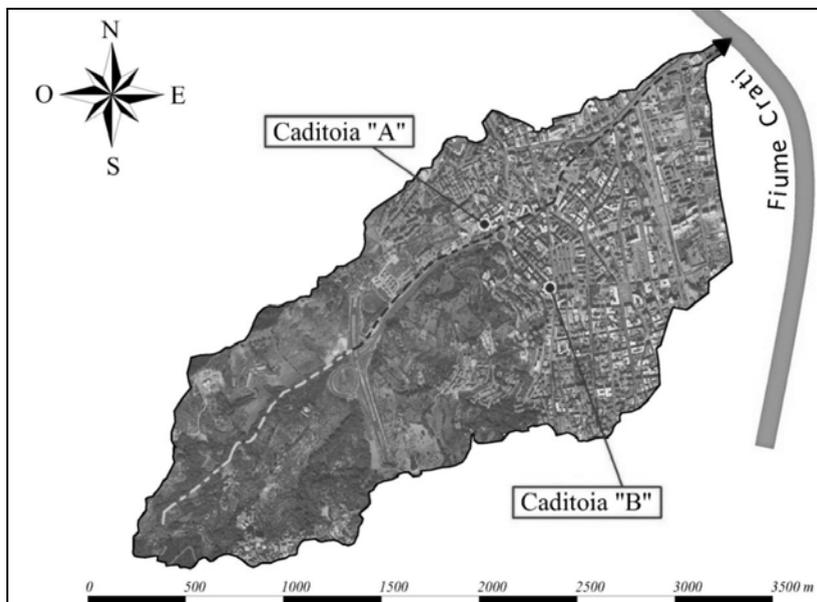


Fig. 2 - Posizione punti di campionamento

2.3 Analisi di laboratorio

Terminate le operazioni di prelievo i campioni sono stati analizzati presso il laboratorio di Acquedotti e Fognature del Dipartimento di Difesa del Suolo.

Per ogni campione sono stati valutati:

- la concentrazione di solidi, misurata come solidi sospesi totali (TSS);
- la concentrazione di sostanza organica, misurata come domanda chimica di ossigeno (COD);
- la conducibilità elettrica;
- il pH.

Per risalire alla distribuzione dimensionale delle particelle, nonché alla concentrazione dei TSS e valutare la partizione dimensionale dei parametri qualitativi misurati, è stato utilizzato il metodo "classico" della filtrazione sequenziale, secondo il quale il campione di refluo viene fatto fluire attraverso

una serie di filtri caratterizzati da aperture dei pori circolari di diametro decrescente.

In particolare sono stati utilizzati 6 diversi filtri, di cui 3 setacci metallici e 3 filtri a membrana (Fig. 3) aventi maglie con le seguenti dimensioni:

$$\begin{array}{l} \text{Setacci metallici} \left\{ \begin{array}{l} - d = 106 \mu\text{m}; \\ - d = 75 \mu\text{m}; \\ - d = 45 \mu\text{m}; \end{array} \right. \\ \\ \text{Filtri a membrana} \left\{ \begin{array}{l} - d = 3 \mu\text{m}; \\ - d = 1.2 \mu\text{m}; \\ - d = 0.45 \mu\text{m}; \end{array} \right. \end{array}$$

Il filtro meno permeabile utilizzato è stato quello a maglie di 0.45 μm , che, come indicato dalle norme APAT IRSA/CNR (2003) trattiene tutti i solidi sospesi e lascia passare solo i solidi disciolti.



Fig. 3 - *Setacci metallici e filtri a membrana*

La valutazione del COD, della conducibilità elettrica e del pH è stata invece effettuata in tre diverse fasi:

- prima della filtrazione (misurazione del parametro associata alla frazione di particelle con diametro superiore a 45 μm);
- dopo la filtrazione con i tre setacci metallici (misurazione del parametro associata alla frazione di particelle con diametro compreso tra 45 μm e 0.45 μm);
- al termine della filtrazione col filtro a membrana più piccolo (misurazione del parametro associata alla frazione di particelle con diametro inferiore a 0.45 μm).

3. Risultati e discussione

Le particelle trasportate in rete dal deflusso superficiale hanno prevalentemente dimensioni comprese fra 3 e 45 μm così come evidenziato nei box plot contenuti nella figura 4.

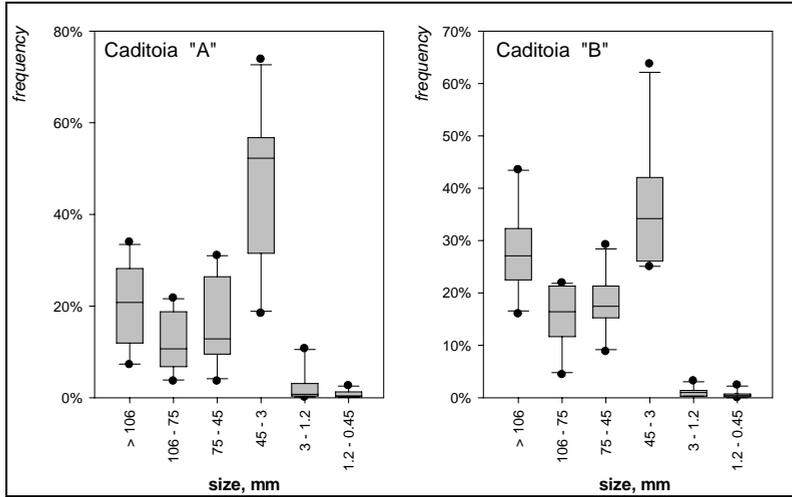


Fig. 4 – Distribuzione dimensionale delle particelle misurata per le caditoie A e B

In entrambi i casi risulta evidente che, mediamente, il 90% delle particelle presenta dimensioni superiori a 3 μ m, come mostrato dalla figura 5.

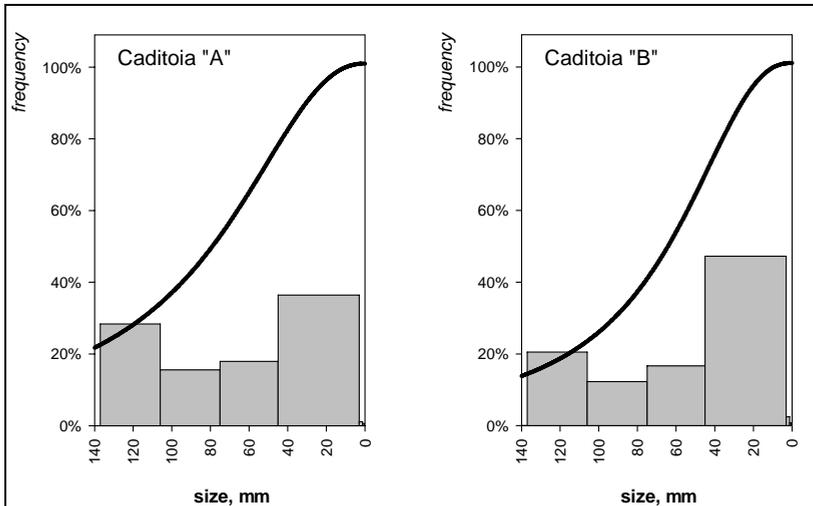


Fig. 5 – Distribuzioni dimensionali cumulate dei valori medi di TSS misurati per la caditoia A e la caditoia B

Tale risultato permette di osservare come l'eventuale disposizione di un'unità filtrante in caditoia, in grado di trattenere tutte le particelle con dimensione superiore a 3 μ m, sarebbe in grado di garantire un'efficienza di rimozione dei solidi sospesi totali pari a circa il 90%.

Per quanto attiene invece la distribuzione del carico organico in funzione della dimensione delle particelle, si è osservato come il COD risulti concentrato per circa il 70% sulle particelle di dimensione superiore a 45 μm (Fig. 6 e Fig. 7).

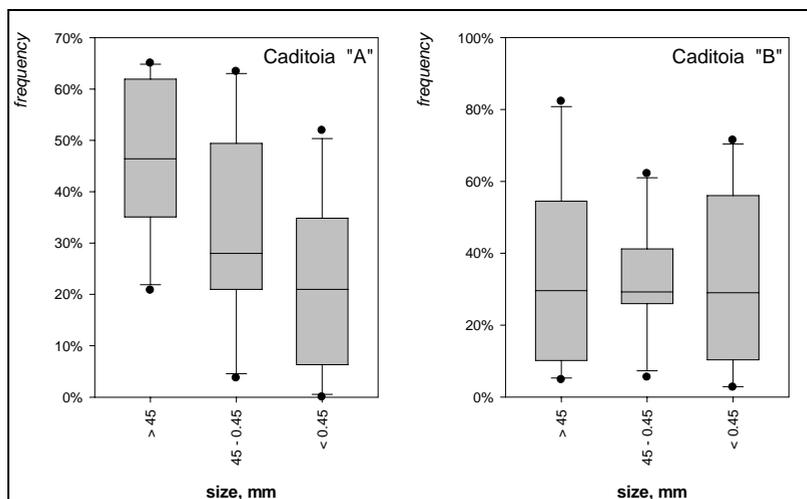


Fig. 6 – Distribuzione dimensionale del COD misurata per le caditoie A e B.

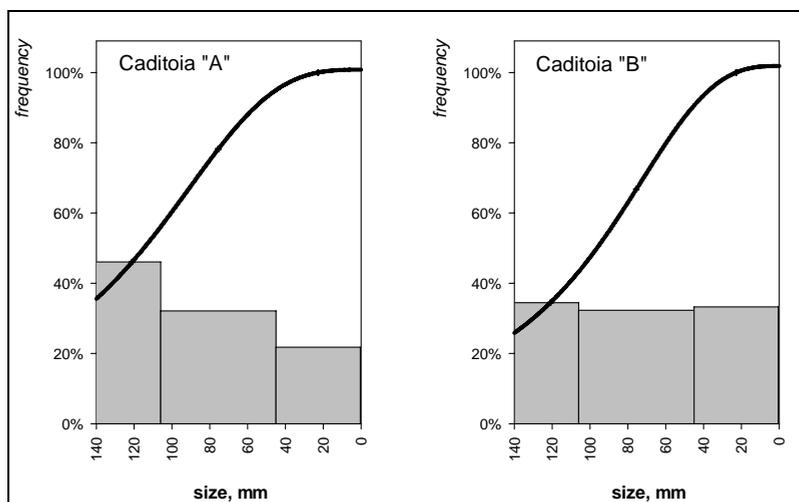


Fig. 7 – Distribuzioni dimensionali cumulate dei valori medi di COD misurati per la caditoia A e la caditoia B

Tale risultato dimostra come un sistema di trattamento in caditoia, in grado di bloccare particelle con diametro superiore a 45 μm , consentirebbe di raggiungere un'efficienza di rimozione del COD pari a circa il 70%. Una soluzione

progettuale del genere, quindi, per quanto poco efficace nei riguardi della rimozione dei solidi sospesi totali (eliminati all'incirca per il 55%), garantirebbe un abbattimento importante del carico inquinante mediante un dispositivo più semplice ed economico da realizzare rispetto al caso di unità filtrante a 3 μm .

Questa soluzione progettuale risulterebbe altresì efficace ai fini del trattamento di altre sostanze inquinanti, quali i metalli pesanti.

Sulla base dei dati disponibili in letteratura si osserva come la concentrazione degli inquinanti metallici cresca al diminuire delle dimensioni delle particelle (Ellis e Revitt, 1982; Sansalone e Buchberger, 1997). In entrambi gli studi si mette in evidenza, infatti, come le più elevate concentrazioni di zinco (Zn), rame (Cu) e piombo (Pb) siano associate a frazioni di particelle con dimensioni inferiori a 250 μm . Tali particelle risultano infatti caratterizzate da una maggiore capacità di scambio ionico favorita dalla maggiore area specifica della singola particella e, quindi, dalla maggiore disponibilità di siti di legame.

DeGroot (1995), Greb e Bannerman (1997), Randall et al. (1982) e Dempsey et al. (1993) entrano maggiormente in dettaglio al riguardo: infatti osservano come i metalli, i nutrienti ed i pesticidi si leghino molto più facilmente ai sedimenti caratterizzati da dimensioni inferiori a 74 μm (Tab. 2).

Contaminant	Percentage of pollutant in particle size finer than:				
	74 μm	105 μm	250 μm	840 μm	2000 μm
Lead (Pb)	14	34	56	88	95
Zinc (Zn)	25	62	90	100	100
Copper (Cu)	8	21	92	98	100
Total Phosphorus (TP)	13	35	58	69	83

Tab. 2 – *Distribuzione dimensionale di contaminanti metallici e fosforo (da Dempsey et al., 1993)*

Tali dati di letteratura sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche dei siti di studio; tuttavia il loro utilizzo può risultare utile al fine di ottenere indicazioni di massima relativamente alla rimozione dei contaminanti metallici per il caso di studio in esame. Infatti, in base ai dati contenuti nella tabella 1, è possibile ritenere che la progettazione di un sistema di caditoie, dotate di unità filtranti in grado di trattenere particelle con dimensioni superiori a 45 μm , permetterebbe di rimuovere:

- più del 90 % di piombo;
- più del 98 % di zinco;
- più del 99 % di rame;
- più del 87 % del fosforo totale.

È chiaro che tali deduzioni dovranno essere ovviamente suffragate dal riscontro sperimentale; tuttavia, allo stato attuale, le informazioni indicative desunte non fanno altro che confermare la bontà della soluzione progettuale proposta ai fini del trattamento delle acque meteoriche di dilavamento.

4. Conclusioni

Il lavoro riportato si è basato sulla caratterizzazione delle acque di dilavamento superficiale di una porzione del bacino del canale Liguori (Cs), allo scopo di ottenere informazioni utili ai fini della progettazione di opere di trattamento da localizzare a monte della rete di drenaggio. Nella fattispecie, nel caso in esame, è emerso che un sistema di caditoie, dotate di opportune unità filtranti in grado di bloccare particelle con diametro superiore a 45 μm , consentirebbe di raggiungere un'efficienza di rimozione teorica dei solidi sospesi totali pari al 55% e del COD pari al 70%. Tale soluzione progettuale, quindi, per quanto poco efficace nei riguardi della rimozione dei solidi sospesi totali, risulterebbe invece particolarmente adeguata ai fini dell'abbattimento del carico inquinante associato ai solidi stessi.

Inoltre, sulla base di dati di letteratura relativi alla distribuzione dimensionale dei contaminanti metallici, è stato possibile dedurre come la soluzione progettuale proposta risulterebbe efficiente anche nei riguardi della rimozione dei metalli pesanti e dei nutrienti. Questa seconda considerazione dovrà essere ovviamente suffragata dal riscontro sperimentale; tuttavia, allo stato attuale, permette di confermare la bontà del sistema di trattamento proposto.

È doveroso mettere in evidenza, infine, come la ricerca riportata rappresenti solamente un punto di partenza per uno studio più ampio che si intende proseguire. In particolare, la finalità effettiva della ricerca è quella di osservare come possano modificarsi le curve di distribuzione granulometrica, e quindi le concentrazioni degli inquinanti, all'interno della rete di drenaggio durante un medesimo evento meteorico. A tal fine saranno previste ulteriori campagne di campionamento su un numero maggiore di caditoie, disposte lungo tutta la rete di drenaggio, in modo da ottenere una caratterizzazione più dettagliata delle acque meteoriche di dilavamento su tutto il bacino. Così procedendo sarà possibile capire come avviene il trasporto delle sostanze solide in rete, e accertare quali siano effettivamente le soluzioni progettuali migliori da adottare all'interno del bacino per limitare il carico inquinante delle acque meteoriche.

Ringraziamenti. Il presente lavoro è cofinanziato con il sostegno della Commissione Europea, Fondo Sociale Europeo e della Regione Calabria. L'autore è il solo responsabile di questo lavoro e la Commissione Europea e la Regione Calabria declinano ogni responsabilità sull'uso che potrà essere fatto delle informazioni in essa contenute.

Bibliografia

1. AA.VV.: Sistemi di fognatura - Manuale di Progettazione, CSDU, Hoepli, Milano, 1997
2. APAT IRSA/CNR: Metodologie Analitiche per il controllo della qualità delle acque, Manual 29/2003, ISBN 88-448-0083-7, 2003
3. Ball, R. Jenks, D. Ausborg: An assessment of availability of pollutant constituents on road surfaces, *The Science of the Total Environment*, 209, 243-254, 1998
4. Barrett, P.M. Walsh, Jr. J.F. Malina, R.J. Charbeneau: Performance of vegetative controls for treating highway runoff, *J Environ Eng*, 124;1121- 8, 1998

5. Calomino, L. Galasso, F. Mordente, P. Piro, P. Veltri: Il bacino sperimentale del canale Liguori nella città di Cosenza - osservazioni sperimentali nel periodo 1994-1997, Ed. Bios, Cosenza, 2000
6. DeGroot: Metals and sediment: a global perspective, in A. E. Herbert (Ed.), Aquatic sediment (pp. 1-20), New York, Ann Arbor Press, 1995
7. Deletic C.T. Mahsimivic: Evaluation of water quality factors in storm runoff from paved areas, Journal of Environmental Engineering, 124(9), 869-879, 1998
8. Deletic: Modelling of water and sediment transport over grassed areas. J Hydrol, 248,168– 82, 2001
9. Dempsey, Y.L. Tai, S.G. Harrison: Mobilization and removal of contaminants associated with urban dust and dirt, Water Science and Technology, 28(3-5), pp. 225-230, 1993
10. Ellis, D.M. Revitt: Incidence of heavy metals in street surface sediments: solubility and grainsize studies, Water Air Soil Pollution, 17, 87-100, 1982
11. Greb, R.T. Bannerman: Influence of particle size on wet pond effectiveness, Wat. Env. Res, 69(6), pp. 1134-1138, 1997
12. Hamilton, R.M. Harrison: Highway Pollution, Elsevier Science Publishing Company Inc., New York, 1991
13. Irish, M.E. Barret, Jr J.F. Malina, R.J. Charbeneau: Use of regression models for analyzing highway storm-water loads, Journal of Environmental Engineering, 124(10), 987-993, 1998
14. Lin, G. Ying, J.J. Sansalone: Granulometry of noncolloidal particulate matter transported by urban rainfall-runoff, Water, Air and Soil Pollution, 198(1-4), 269-284, 2009
15. Lygren, E. Gjessing, L. Berglind: Pollution transport from a highway, The Science of the Total Environment, 33, 147-159, 1984
16. Meyer, S.M. Dabney, W.C. Harmon: Sediment-trapping effectiveness of stiff-grass hedges, Trans Am Soc Agric Eng, 38,809 – 15, 1995
17. Mignosa, A. Paoletti, G. Passoni: Carichi effluenti dagli scaricatori di piena di fognature unitarie, Idrotecnica, n. 3, pp. 231-246, 1991
18. Muschack: Pollution of street run-off by traffic and local conditions, The Science of the Total Environment, 93, 419-431, 1990
19. Papiri: *Gli scaricatori di piena nelle fognature miste alla luce dei risultati di una simulazione continua quali-quantitativa delle acque meteoriche nel bacino urbano sperimentale di Cascina Scala (Pavia)*, Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano, Palermo, La Loggia G. (a cura di), pp. 49-60, CSDU, Milano, 2001
20. Piro: Il bacino sperimentale urbano del Canale Liguori nella città di Cosenza. Osservazioni sperimentali quali-quantitative nel periodo 1995-2003, Editoriale BIOS, Cosenza, 2007
21. Randall, K. Ellis, T.J. Grizzard, W.R. Knocke: Urban runoff pollutant removal by sedimentation, Paper presented at the Stormwater Detention Facilities - Planning, Design, Operation, and Maintenance, Henniker, New Hampshire, pp. 205-219, 1982
22. Sansalone, F. Calomino, V. Singh, T. Zheng: In situ storm water eco-treatment and recharge through Infiltration: quality and quantity attenuation, Proceedings of 2nd International Conference New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life: Ecocompatible Solutions for Aquatic Environments, Capri, Italy, 24-28 June 2002
23. Sansalone, J.M. Koran, J.A. Smithson S.G. Buchberger: Particle characteristics of urban roadway solids transported during rain events, Journal of Environmental Engineering, 124(5), 427- 440, 1998
24. Sansalone, S.G. Buchberger: Characterization of solid and metal element distributions in urban highway stormwater, Water Sci Technol, 36,155– 60, 1997

25. Sartor, G.B. Boyd, F.J. Agardy: Water pollution aspects of street surface contaminants, Journal of Water Pollution Control Federation, 46(3), 458-667, 1974
26. Tong: Roadside dusts and soils contamination in Cincinnati, Ohio, USA, Journal of Environmental Management, 14(1), 107-113, 1990
27. Tong: Roadside dusts and soils contamination in Cincinnati, Ohio, USA, Journal of
28. Vaze, F.H.S. Chiew: Experimental study of pollutant accumulation on an urban road surface, Urban Water, 4, 379-389, 2002
29. Viviani: *Tecniche di mitigazione dell'impatto delle acque di pioggia*, in atti del convegno "Tecnologie innovative per la movimentazione e il trattamento dei fluidi", Catania 21 Maggio 2009

Allegato 2

Piro P., Carbone M., Penna N. e Mancuso A. (2012)

Idraulica urbana sostenibile: un caso studio in un bacino altamente urbanizzato

XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia,
Italia

IDRAULICA URBANA SOSTENIBILE: UN CASO STUDIO IN UN BACINO ALTAMENTE URBANIZZATO

P. Piro¹, M. Carbone², N. Penna³ & A. Mancuso⁴

- (1) Dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone”, Università della Calabria, Italia, e-mail: patrizia.piro@unical.it
- (2) Dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone”, Università della Calabria, Italia, e-mail: marco.carbone@unical.it
- (3) Dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone”, Università della Calabria, Italia, e-mail: nadia.penna@unical.it
- (4) Dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone”, Università della Calabria, Italia, e-mail: antonello.mancuso@unical.it

SOMMARIO

Un drenaggio sicuro ed efficiente delle acque meteoriche è di particolare importanza per la salute e la sicurezza pubblica, a causa del potenziale impatto delle inondazioni sulla vita e sui beni. Il presente lavoro si basa sul concetto di Blue-Green Corridors (BGCs) e sulla sua integrazione nella pianificazione territoriale per limitare la generazione di acque di scorrimento superficiale e mitigarne gli effetti in ambito urbano. Al fine di valutare la fattibilità della realizzazione dei BGCs, un network di elementi blu-verdi è stato implementato nel bacino del Canale Liguori (CL, Cosenza). In particolare, le coperture degli edifici situati in una zona altamente urbanizzata sono state sostituite con tetti verdi; mentre un piazzale, attualmente adibito a parcheggio, è stato trasformato in un parco ricreativo. Tali elementi “verdi” sono stati collegati ai componenti “blu” del sistema (CL e due vasche di laminazione) attraverso la realizzazione di pavimentazioni permeabili. Utilizzando ESRI ArcGIS, è stata eseguita un’analisi topografica del DTM (Digital Terrain Model) dell’area di studio (sulla base di dati LiDAR, Light Detection and Ranging). Successivamente, modellando ogni singolo elemento del network e sfruttando dati storici di precipitazione, sono state eseguite delle simulazioni idrologiche (mediante il software SWMM, Storm Water Management Model). I risultati ottenuti dimostrano come l’adozione dei BGCs rappresenti una soluzione sostenibile nella pianificazione urbana. Infatti, l’attuazione del piano proposto per l’area di interesse mostra come si possa ottenere una sostanziale riduzione dei picchi e dei volumi delle acque di scorrimento superficiale.

1 INTRODUZIONE

Uno dei principali problemi legati al fenomeno dell’urbanizzazione è che il sistema

idrologico urbano deve far fronte ad una quantità molto variabile di acque di scorrimento superficiale (White, 2002). Con l'aumento dell'urbanizzazione, ci si aspetta che in futuro tale problematica possa avere ulteriori conseguenze. Infatti, dagli studi condotti dalle Nazioni Unite (2008), si prevede che nel 2050 l'Europa raggiunga un livello di urbanizzazione dell'84%, mentre Nord America, Australia e Nuova Zelanda del 90%. Il risultato dello sviluppo di nuove aree popolate e l'espansione di quelle già esistenti sarà la sostituzione di zone naturali con aree impermeabili (strade, edifici, pavimentazioni, parcheggi), che impedendo l'infiltrazione nel sottosuolo, favoriscono l'aumento delle acque di scorrimento superficiale (VanWoert et al., 2005). Inoltre, le previsioni sui cambiamenti climatici suggeriscono che in futuro si verificheranno eventi di pioggia sempre più intensi nella maggior parte del Nord America, Europa e Asia (Tebaldi et al., 2006). Pertanto, l'effetto combinato di urbanizzazione e cambiamenti climatici comporterà una maggiore vulnerabilità delle aree urbane, dal momento che aumenteranno gli allagamenti attribuibili alle acque di scorrimento superficiale (runoff).

Allo scopo di ridurre l'impatto che la superfici impermeabili hanno sui bacini urbani sono state finora adottate soluzioni classiche (Carter & Jackson, 2007), quali serbatoi di laminazione o stagni, dove l'acqua può essere temporaneamente immagazzinata durante l'evento di piena (White, 2002). Se da una parte queste rappresentano delle soluzioni ottimali nella riduzione dei picchi, dall'altra presentano effetti di minore rilievo sul contenimento dei volumi di runoff. Ne conseguono scarsi benefici per le Amministrazioni locali, dal momento che esse devono far fronte ad elevati volumi di acque da trattare, e quindi a costi maggiori. Inoltre, la quantità di spazio disponibile nelle aree fortemente urbanizzate da destinare esclusivamente a tali dispositivi strutturali è limitata; si crea così la necessità di un uso del suolo che serva a scopi multipli. Si tratta di progettare soluzioni che non solo rispondano alle esigenze della popolazione, ma che assolvano anche la funzione di gestione delle acque meteoriche (Carter & Jackson, 2007). Infatti, al fine di promuovere l'infiltrazione e limitare il deflusso potrebbe essere incoraggiato l'uso di pavimentazioni permeabili per le reti di trasporto (strade, parcheggi, marciapiedi) e spazi verdi ricreativi per le piazze. Allo stesso modo, dal momento che gli edifici ricoprono circa il 40-50% delle superfici impermeabili in area urbana (Dunnett & Kingsbury, 2004), i tetti verdi (noti anche come giardini pensili o tetti vegetati o ancora tetti ecologici) rappresentano un'interessante alternativa alle coperture tradizionali (Mentens et al., 2006). Per collegare a scala di bacino questi spazi "verdi" con le tradizionali soluzioni "blu" (ad esempio serbatoi di laminazione e stagni) o corsi d'acqua naturali, il concetto di BGCs potrebbe essere promosso come strumento di pianificazione territoriale: corridoi blu-verdi che connettono tra loro BMPs (Best Management Practices) dislocate sul territorio urbano, in modo da ridurre i rischi di inondazione, oltre a fornire una serie di altri benefici ambientali (miglioramento della qualità delle acque meteoriche, comodità e valorizzazione estetica del contesto locale) (Skilton, 2010).

L'obiettivo di questo studio è quello di evidenziare il potenziale dei BGCs, esaminando gli effetti che essi hanno sui volumi e sui picchi delle acque di scorrimento superficiale in un bacino altamente urbanizzato. In particolare, per il caso studio in esame (CL), è stato proposto un piano per la gestione delle acque: un network di pavimentazioni permeabili, tetti verdi e aree verdi, collegato a vasche di laminazione, che attraversando il bacino del CL, è interconnesso al fiume Crati. Per verificare come i BGCs possano influenzare l'idrologia del bacino esaminato, utilizzando ESRI ArcGIS,

è stata eseguita un'analisi topografica del DTM dell'area di studio (sulla base di dati LiDAR). Successivamente, modellando ogni singolo elemento del network e sfruttando dati storici di precipitazione, sono state eseguite delle simulazioni idrologiche (mediante il software SWMM).

Questa strategia ha dimostrato che l'implementazione dei BGCs in un contesto urbano rappresenta una soluzione ottimale per utilizzare lo spazio disponibile e migliorare la gestione delle acque meteoriche. Tuttavia, è importante sottolineare che per il successo di tale approccio integrato è comunque necessaria la partecipazione coordinata di tutti i soggetti coinvolti nella programmazione e pianificazione territoriale e urbanistica dell'intero bacino (Stahre, 2008).

2 MATERIALI E METODI

2.1 Sito sperimentale

Il bacino del CL presenta un'area di 414 ha e una popolazione di circa 50,000 abitanti. Il 48% dell'area totale è densamente urbanizzato con un'alta impermeabilità del suolo; il resto (circa il 52%) è coperto per lo più da vegetazione. Il bacino del CL è drenato da una rete di fognatura di tipo misto, che convoglia l'intero volume di acque reflue all'impianto di depurazione di Montalto Uffugo. In corrispondenza di eventi meteorici molto intensi, la portata supera la capacità del sistema fognario e della struttura di trattamento; l'eccesso di portata viene scaricato direttamente nel fiume Crati, attraverso un manufatto di sfioro, senza ricevere alcun trattamento (Piro *et al.*, 2011a). Sulla base degli eventi meteorici registrati tra il 1996 e il 2003, si evince che la precipitazione media annua sul bacino del CL è di 780 mm e il volume medio annuo, stimato nella zona impermeabile, è di circa 1040 mm. Inoltre, il volume medio annuo del flusso di base (portata nera) è circa 480 mm, mentre il volume di runoff medio annuo è circa 560 mm. I dati di pioggia e di portata mostrano che, in base alle condizioni attuali di permeabilità, il volume da trattare è attribuibile a più del 50% del deflusso (Calomino *et al.*, 2005).

È in corso dal 2004 una campagna sperimentale al fine di ottenere, secondo prefissati campionamenti, utili informazioni sulle condizioni di qualità delle acque di drenaggio, durante periodi di tempo secco e di pioggia. Infatti, la caratterizzazione della soluzione è un passaggio necessario per la scelta delle BMPs da utilizzare per il trattamento delle acque di drenaggio. Le indagini riguardano la determinazione di solidi sospesi totali (TSS), distribuzione granulometrica (PSD, Particle Size Distribution) dei sedimenti trasportati in fognatura, richiesta chimica di ossigeno (COD, Chemical Oxygen Demand), pH, conducibilità, ferro e fosforo (Piro *et al.*, 2010; 2012). In particolare, come risultato dello studio delle PSD è stato osservato che la loro accentuata variabilità fa sì che sia necessario un trattamento delle acque basato su processi di sedimentazione (mediante coagulazione/flocculazione) e successiva filtrazione. Altri studi condotti sul sito sperimentale del CL (Piro *et al.*, 2011b) e basati sull'integrazione dei GIS con simulazioni idrauliche, invece, hanno permesso di sviluppare una metodologia per la definizione dell'efficienza delle reti di drenaggio, attraverso indici di performance locali e globali che sintetizzano le caratteristiche fisiche del sistema e il funzionamento dei diversi elementi della rete. La rappresentazione grafica dei diversi indici permette di localizzare gli elementi che a causa delle proprie

caratteristiche fisiche, possono causare criticità idrauliche.

Nuovi studi sono in corso e sono rivolti all'interazione tra il deflusso superficiale (legato a strade, marciapiedi e alle caratteristiche morfologiche del paesaggio urbano) e il sistema di drenaggio sotterraneo (canali e tubazioni). Lo scopo di queste ricerche è lo studio dei fenomeni di allagamento in area urbana, e consiste nella simulazione dell'interazione bidirezionale esistente tra il deflusso superficiale e il flusso in fognatura: tale approccio è chiamato in letteratura come "drenaggio duale" (Maksimović & Prodanović, 2001) e verrà applicato al bacino del CL.

2.2 Modellazione della rete di drenaggio

Inizialmente è stato effettuato uno studio del bacino tramite il software ArcGIS 9.3, in modo da valutare le caratteristiche fisiche del sistema necessarie per la successiva modellazione idraulica. In particolare, per questo studio è stato impiegato un LiDAR DTM con risoluzione orizzontale di 1 m, sottoposto ad una prima fase di processing al fine di rimuovere gli eventuali disturbi e altri potenziali errori (Wechsler, 2007) presenti nel DEM (Digital Elevation Model), quali *pits* o *sinks*. Questi possono infatti essere realmente presenti sulla superficie. Per esempio per data sets molto grandi, *ponds* e altri avvallamenti assumono grande importanza nella determinazione delle linee di scorrimento superficiale.

A causa della mancanza di informazioni relativamente alla posizione delle caditoie, il sistema è stato modellato utilizzando delle *caditoie fittizie*. Questo sistema è stato ottenuto dall'intersezione tra il tracciato della rete di fognatura a disposizione con la rete di deflussi superficiali generata considerando il LiDAR DTM precedentemente processato.

Sono stati individuati complessivamente 296 sottobacini, di cui 258 prevalentemente urbanizzati ($\% I_{mp} > 0.7$), 23 mediamente urbanizzati ($0.3 < \% I_{mp} < 0.7$) e la restante parte a destinazione naturale. Tutte le informazioni desunte per i diversi sottobacini e a disposizione per la rete di drenaggio sono state in seguito importate nello SWMM per la successiva modellazione idraulica della rete fognaria. La taratura del modello è stata condotta sulla base dei dati pluviometrici e idrometrici a disposizione, confrontando l'andamento degli idrogrammi simulati con quelli registrati attraverso il calcolo del coefficiente di Pearson (Tomei, 2011).

2.3 Implementazione dei BGCs

Studi di letteratura hanno dimostrato che l'attuazione dei BGCs costituisce un approccio sostenibile per la gestione delle acque di scorrimento superficiale e per la riduzione degli allagamenti (Skilton, 2010). I vantaggi che ne conseguono sono anche di diversa natura: miglioramento della qualità dell'acqua e incremento e valorizzazione della biodiversità.

Allo scopo di verificare i risultati di letteratura e fornire ulteriori indicazioni per la scelta e l'implementazione dei BGCs è stato realizzato un caso studio. In particolare, per la progettazione del nuovo piano di gestione delle acque di scorrimento superficiale, l'attenzione è stata focalizzata sull'utilizzo di misure di controllo distribuite e puntuali: tetti verdi, pavimentazioni drenanti e vasche di laminazione (Figura 1). Tale approccio ha permesso di ottenere una riduzione di circa il 25% dell'impermeabilità totale del bacino.

Sono state eseguite una serie di simulazioni utilizzando nove eventi storici di

precipitazione (Tabella 1), caratterizzati da diversa intensità e durata, e quattro diversi e possibili scenari:

- Scenario 0: stato attuale (senza alcun intervento);
- Scenario 1: introduzione di nuove superfici permeabili (pavimentazioni drenanti e tetti verdi);
- Scenario 2: introduzione di due vasche di laminazione poste lungo la direttrice di drenaggio principale del bacino;
- Scenario 3: combinazione di superfici permeabili (scenario 1) e vasche di laminazione (scenario 2).

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Per l'analisi e la discussione degli effetti dei BGCs e dei suoi componenti sul controllo e sulla gestione dei deflussi, quattro diversi scenari sono stati simulati su una porzione densamente urbanizzata del bacino del CL. In Figura 2 sono riportati, per ognuno dei quattro scenari analizzati, gli idrogrammi di piena calcolati alla sezione di chiusura del sottobacino considerato, relativamente ai nove eventi storici di pioggia. In Tabella 2, per ognuno dei quattro scenari, sono riportati la massima portata registrata e il volume defluito durante l'evento.

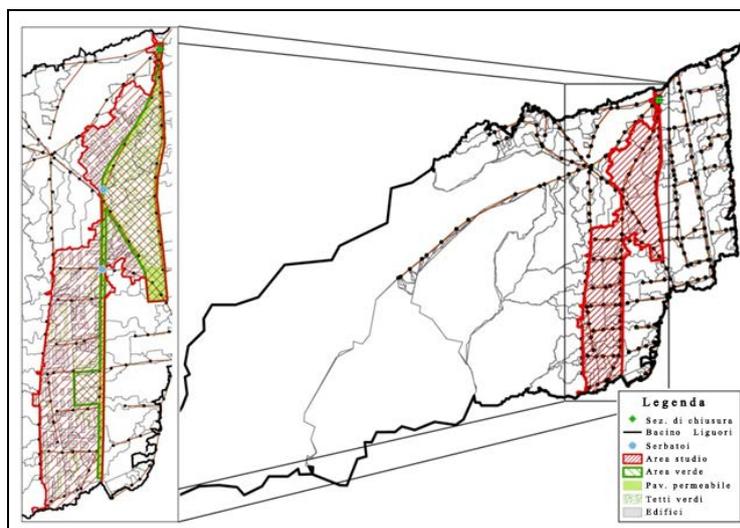


Figura 1. Area di studio.

La Tabella 3, per ognuno dei nove eventi analizzati, mostra invece i valori relativi alla massima intensità di pioggia, all'altezza di pioggia e agli effetti indotti dai diversi scenari sulle caratteristiche di deflusso, rappresentati come riduzione percentuale di volume defluito e riduzione percentuale della portata di picco.

In Figura 2 sono rappresentati gli andamenti della riduzione di volume e della riduzione della portata di picco in funzione rispettivamente dell'altezza di pioggia e della massima intensità di pioggia.

Data	Durata Evento Meteorico (ore:min)	Altezza di Pioggia (mm)	Massima Intensità di Pioggia (mm/h)	Intensità di Pioggia Media (mm)	Portata di Picco (m ³ /s)	Portata media (m ³ /s)	Volume (m ³)
05/10/02	05:37	9.80	12.00	1.75	0.61	0.08	2933
15/02/07	02:58	3.80	12.00	2.81	0.28	0.03	1124
14/04/07	01:41	2.20	4.00	1.78	0.16	0.02	640
18/05/07	02:20	1.40	24.00	2.90	0.10	0.02	391
19/09/07	00:54	3.80	48.00	8.44	0.61	0.03	1127
15/11/08	08:23	8.20	12.00	2.59	0.39	0.04	2454
29/03/09	07:32	23.20	12.00	3.53	0.50	0.25	6801
28/04/09	03:43	13.60	36.00	4.77	0.65	0.08	4119
26-31/01/00	116:37	91.20	48.00	0.78	0.69	0.06	29211

Tabella 1. Caratteristiche principali degli eventi meteorici storici utilizzati nelle simulazioni.

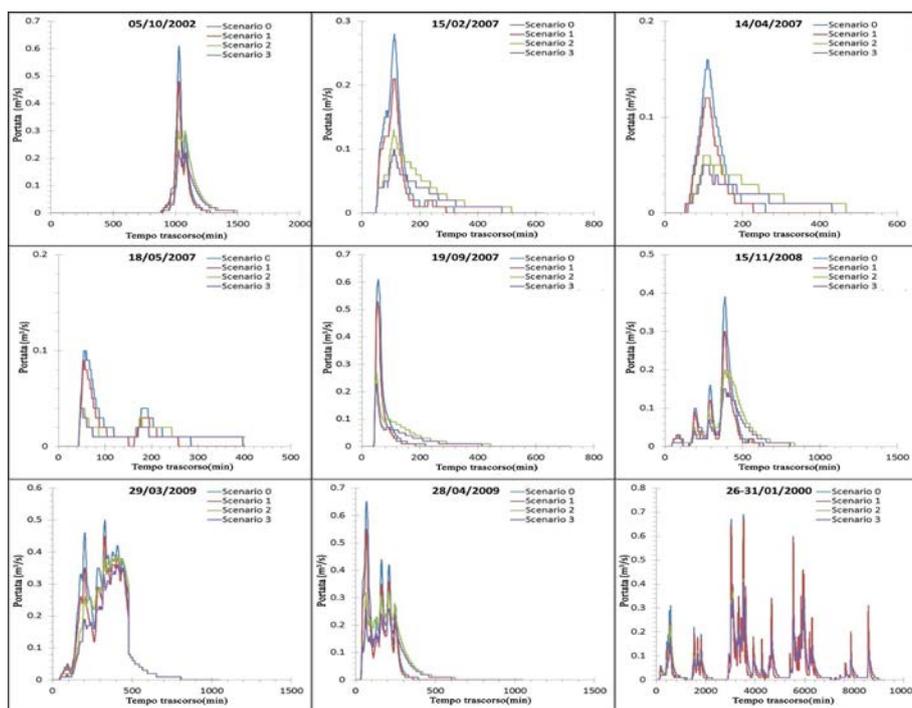


Figura 2. Idrogrammi ottenuti per ogni evento meteorico e scenario analizzato.

L'analisi di Tabella 2 e Figura 3 rivela chiaramente, per ognuno degli eventi, che l'aumento della superficie permeabile (scenario 1), ottenuta con l'uso di pavimentazioni drenanti e di coperture a verde, determina una riduzione dei volumi di deflusso, che si attesta mediamente al 21%. Meno evidenti sono invece le riduzioni indotte da questo scenario sulle portate di picco, misurate in media pari al 16%. In particolare, per lo scenario 1, l'analisi dei singoli eventi rivela una diversa risposta del bacino in funzione delle caratteristiche dell'evento piovoso. Infatti, per l'evento del 26-31/01/2000, per il

quale è stata registrata una precipitazione di 91.2 mm, la riduzione del volume di deflusso è pari al 5%; mentre per gli eventi con precipitazioni inferiori a 10 mm, sono state osservate le massime riduzioni percentuali. Si ricorda che tali diminuzioni sono dovute esclusivamente all'aumento delle superfici permeabili, e di conseguenza il deflusso è interamente attribuibile alla presenza di zone impermeabili. Diversamente, per eventi con afflussi maggiori, come ad esempio per l'evento del 29/03/2009 con una precipitazione di 23.2 mm, la riduzione di volume di deflusso è limitata (circa il 14%); ciò significa che viene raggiunto il limite di saturazione medio del terreno e, quindi, anche le superfici permeabili contribuiscono all'aumento del volume di runoff. La riduzione di volume di deflusso in rete, indotta dall'aumento delle superfici permeabili in un bacino urbano, si dimostra comunque importante ai fini della gestione del trattamento delle acque; infatti, anche per eventi per i quali la riduzione percentuale di deflusso è bassa (5%), si osserva che una certa aliquota di acque di scorrimento superficiale, infiltrandosi nel terreno, viene sottratta ai successivi e necessari processi di trattamento, con evidente risparmio sui costi di depurazione.

Data	Volume di Deflusso (m ³)				Portata di Picco (m ³ /s)			
	Scenario 0	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 0	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3
05/10/02	2918	2209	2918	2179	0.61	0.48	0.30	0.23
15/02/07	1100	828	1100	802	0.28	0.21	0.13	0.10
14/04/07	620	466	620	434	0.16	0.12	0.06	0.05
18/05/07	380	284	380	256	0.10	0.09	0.04	0.04
19/09/07	1103	828	1103	794	0.61	0.53	0.27	0.23
15/11/08	2426	1834	2426	1792	0.39	0.30	0.20	0.15
29/03/09	7304	6256	7304	5423	0.50	0.45	0.39	0.36
28/04/09	4099	3202	4099	3166	0.65	0.55	0.32	0.26
26-31/01/00	29445	27841	29445	27696	0.69	0.67	0.42	0.41

Tabella 2. Valori del volume e dei picchi di runoff per ogni evento meteorico e scenario analizzato.

Per come sopra evidenziato, l'introduzione di tetti verdi e superfici permeabili determina riduzioni delle portate di picco non superiori al 25% che, nel caso di eventi critici con maggiore piovosità e intensità, scendono a valori molto bassi (inferiori al 4%). Questi risultati evidenziano la necessità di ricorrere ad altri sistemi per l'abbattimento delle portate di picco. A tale scopo, nel presente lavoro si è fatto ricorso al metodo classico delle vasche di laminazione (scenario 2). L'analisi dei risultati evidenzia una riduzione media del picco di portata pari al 50%. Nello specifico, si evidenzia una riduzione massima (63%) per l'evento del 14/04/2007, caratterizzato da una bassa precipitazione e un picco d'intensità minimo. Per l'evento con maggiore precipitazione e maggiore intensità di pioggia (26-31/01/2000) è stata, invece, osservata una riduzione del picco di portata pari a circa il 39%, corrispondente a una riduzione di portata di circa 0.26 m³/s. Le vasche di laminazione, per il caso studio in esame, riescono quindi a contenere la portata entro valori inferiori a 0.4 m³/s, garantendo il controllo dei deflussi di piena nella rete a valle.

I risultati dell'indagine svolta, confermando l'efficienza delle vasche di laminazione nella gestione delle portate di picco, hanno comunque evidenziato la loro inutilità nella riduzione di volumi di deflusso in rete e quindi per l'abbattimento dei costi di depurazione. Ovviamente se anziché fare riferimento alle vasche di laminazione fossero

state utilizzate delle wetland, si sarebbe potuto ottenere anche l'ulteriore vantaggio della riduzione di volume di deflusso per infiltrazione; ma gli spazi limitati (se non praticamente assenti) nelle aree urbane e l'esigenza di realizzare opere multiscopo, spinge la tecnologia verso soluzioni integrate di più BMPs. Allo scopo di analizzare i vantaggi di una soluzione integrata, quale i BGCs, le simulazioni relative agli eventi meteorici esaminati sono state estese allo scenario 3 (che prevede la presenza contemporanea di vasche di laminazione e una maggiore percentuale di superfici permeabili). I risultati di queste simulazioni confermano l'importanza dell'approccio integrato. Infatti, si osservano per questo scenario valori medi di riduzione della portata di picco pari al 56% e di riduzione del volume di deflusso in rete del 25%. Nel caso dell'evento maggiormente critico (26-31/01/2000) si osserva una riduzione del picco pari a circa il 40% e del volume del 6%, che si traducono in una portata massima di 0.4 m³/s e di un volume infiltrato nel sottosuolo di circa 1600 m³.

Data	Massima Intensità di Pioggia (mm/h)	Altezza di Pioggia (mm)	Riduzione del Volume di Deflusso			Riduzione della Portata di Picco		
			Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3
05/10/02	12	9.8	24%	0%	25%	21%	51%	62%
15/02/07	12	3.8	25%	0%	27%	25%	54%	64%
14/04/07	4	2.2	25%	0%	30%	25%	63%	69%
18/05/07	24	1.4	25%	0%	33%	10%	60%	60%
19/09/07	48	3.8	25%	0%	28%	13%	56%	62%
15/11/08	12	8.2	24%	0%	26%	23%	49%	62%
29/03/09	12	23.2	14%	0%	26%	10%	22%	28%
28/04/09	36	16.6	22%	0%	23%	15%	51%	60%
26-31/01/00	48	91.2	5%	0%	6%	3%	39%	41%

Tabella 3. Valori relativi alle riduzioni di volume e dei picchi di runoff per ogni evento e scenario analizzato.

Dall'analisi di Figura 3, per ognuno degli scenari analizzati, appare evidente la relazione esistente fra volume di afflusso e le riduzioni di volume di deflusso e di portata di picco. Nello specifico, l'aumento del volume di afflusso determina una diminuzione esponenziale sia per la riduzione di volume defluito (quindi della capacità d'infiltrazione) e sia della riduzione della portata di picco. Mentre, il confronto fra l'intensità massima di pioggia e le riduzioni di volume e di portata di picco non evidenziano una chiara relazione (se non si considera il fatto che, anche in questo caso, si ha una generale tendenza alla diminuzione degli effetti di riduzione indotti in presenza di eventi ad elevata intensità di pioggia).

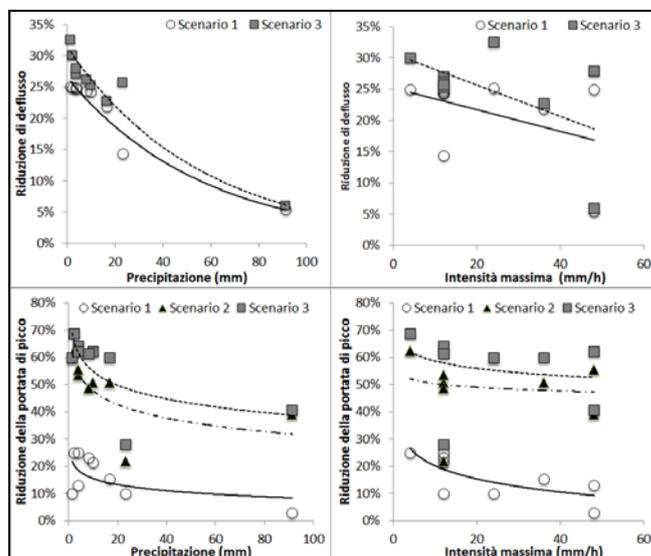


Figura 3. Relazioni tra la riduzione dei volume e delle portate di picco in funzione dell'altezza di pioggia e della massima intensità di pioggia.

Infine, i risultati ottenuti confermano che, mentre i tetti verdi e le pavimentazioni permeabili rappresentano soluzioni efficaci nel ridurre i volumi di deflusso, non sono altrettanto utili nella riduzione dei picchi (*Mentens et al., 2006*). Ne consegue che il solo aumento di superficie permeabile non consentirà mai di risolvere pienamente il problema della gestione delle acque di scorrimento superficiale in ambito urbano e, quindi, dovrà essere sempre accompagnato da altre misure di controllo, come le vasche di laminazione da integrare nel verde urbano.

4 CONCLUSIONI

Con il presente lavoro sono state date utili ed ulteriori indicazioni per la gestione degli eventi di piena in area urbana, volgendo particolare attenzione alla funzione e all'utilità specifica dei singoli interventi. In particolare si è evidenziato come solo un approccio integrato di opere, coordinato in una scelta pianificatoria attenta, possa dare risposte di gestione efficiente dei volumi di deflusso conseguenti a eventi di pioggia intensi.

Ulteriori studi che consentano di analizzare costi e benefici di opere di rinverdimento, combinate con opere di controllo dei picchi all'interno dei BGCs, sono necessari per definire BMPs in grado di ripristinare il ciclo idrologico antecedente lo sviluppo urbano nel rispetto della sostenibilità ambientale.

Ringraziamenti. Il presente lavoro è cofinanziato con il sostegno della Commissione Europea, Fondo Sociale Europeo e della Regione Calabria. L'autore è il solo responsabile di questo lavoro e la Commissione Europea e la Regione Calabria declinano ogni responsabilità sull'uso che potrà essere fatto delle informazioni in essa contenute.

BIBLIOGRAFIA

- Calomino, F., Piro, P., Carbone, M., & Palma, G. Osservazioni su un grande collettore urbano e mitigazione dei carichi inquinanti derivanti da sversamento di acque miste: il caso del F. Crati a Cosenza, in: *La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati - Atti dei seminari*, Parma (5-6 febbraio 2004) e Cosenza (13-15 dicembre 2004), ed. CSDU, ISBN 88-900282-3-8, 2005.
- Carter, T., & Jackson, J. R. Vegetated roofs for stormwater management at multiple spatial scales, *Landscape and Urban Planning*, 80(1-2), 84–94, 2007.
- Dunnnett, N., & Kingsbury, N. *Planting Green Roofs and Living*. Portland: Timber Press, 2004.
- Maksimović, Č., & Prodanović, D. Modelling of Urban Flooding - Breakthrough or Recycling of Outdated Concepts, *Specialty Symposium of the World Water and Environmental Resources Congress*, 2001.
- Martz, L.W., & Garbrecht, J. An outlet breaching algorithm for the treatment of closed depressions in a raster DEM, *Computers & Geosciences*, 25(7), 835-844, 1999.
- Mentens, J., Raes, D., & Hermy, M. Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century?, *Landscape and Urban Planning*, 77(3), 217–226, 2006.
- Piro, P., Carbone, M., Penna, N., & Marsalek, J. Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system, *Water Research*, 45(20), 6615-6624, 2011.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G., & Sansalone, J.J. Size Distribution of Wet Weather and Dry Weather Particulate Matter Entrained in Combined Flows from an Urbanizing Sewershed, *Water Air and Soil Pollution*, 206, 83-94, 2010.
- Piro, P., Carbone, M., & Sansalone, J.J. Delivery and Frequency Distributions of Combined Wastewater Collection System Wet and Dry Weather Loads, *Water Environment Research*, 84, 65-75, 2012.
- Piro, P., Ermini R., Sole, A., Carbone, M., Frega, F., & Tomei, G. Performance indicators and efficiency assessment of drainage networks, in: *CCWI 2011 Urban Water Management: Challenges and Opportunities, Proceedings of the 11th International Conference on Computing and Control for the Water Industry*, Centre for Water Systems, University of Exter, 2011b.
- Skilton, D. *Implementation of Blue-Green Corridors in Urban*, Ph.D. dissertation, Imperial College London: Department of Civil and Environmental Engineering, 2010.
- Stahre, P. *Blue-green Fingerprints in the City of Malmö*, Sweden, Malmö: VA SYD, 2008.
- Tebaldi, C., Hayhoe, K., Arblaster, J.M., & Meehl, G.A. Going to the extremes – An intercomparison of model-simulated historical and future changes in extreme events, *Climatic Change*, 79(3-4), 185-211, 2006.
- Tomei, G. *Urban Sewer Flooding: analysis of the behaviour of drainage systems during extreme rain events*, Ph.D. dissertation, Università della Calabria: Dipartimento di Difesa del Suolo “V.Marone”, 2011.
- United Nations (UN). *World Urbanization Prospect: The 2007 Revision*, United Nations Publication ST/ESA/SER.A/276, 2008.
- VanWoert, N.D., Rowe, D.B., Andresen, J.A., & Rugh, C.L. Green Roof Stormwater Retention: Effects of Roof Surface, Slope, and Media Depth, *Journal of Environmental Quality*, 34(3), 1036-1044, 2005.
- Wechsler, S. Uncertainties associated with digital elevation models for hydrologic applications: a review, *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 3, 2343-2384, 2007.
- White, R. *Building the Ecological City*. Cambridge: Woodhead Publication, 2002.

Allegato 3

Piro P., Carbone M., Tomei G. e Penna N. (2010)

Efficienza nei processi di sedimentazione per il trattamento delle acque di drenaggio urbano

L'Acqua, 5, CD-ROM

EFFICIENZA NEI PROCESSI DI SEDIMENTAZIONE PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI DRENAGGIO URBANO

P. Piro¹, M. Carbone¹, G. Tomei¹, N. Penna¹

(1) Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, ponte Bucci Cubo 42B, 87036 Rende (CS), Italia.

SOMMARIO

I problemi relativi al dilavamento delle superfici impermeabili ad opera dalle acque di pioggia diventano sempre più significativi, in quanto nei ricettori finali vengono immesse acque di prima pioggia sempre più inquinate (Phipps et al., 2005). Per ovviare a tali problematiche, nella progettazione delle reti fognarie si ritiene opportuno, tra l'altro, l'utilizzo delle vasche di pioggia. Tali opere possono essere utilizzate anche per il loro effetto di sedimentazione al fine di ridurre il carico inquinante presente all'interno delle acque di pioggia. A tale scopo, sono state eseguite delle prove su colonna di sedimentazione utili per la determinazione dei parametri necessari alla progettazione di tali vasche di trattamento. In particolare, l'esecuzione della prova su colonna ha richiesto il prelievo del refluo fognario in corrispondenza della stazione di misura del canale Liguori, e la sua successiva analisi presso il Laboratorio di Acquedotti e Fognature del Dipartimento di Difesa del Suolo "Vincenzo Marone" dell'Università della Calabria. Le prove condotte hanno permesso di caratterizzare il processo di sedimentazione per le acque reflue del canale Liguori, determinando le curve di efficienza globale di rimozione dei Solidi Sospesi Totali (TSS) in funzione del tempo di residenza idraulica, sia in condizioni di tempo asciutto (TA) che in condizioni di tempo bagnato (TB). Inoltre, è stato definito il campione rappresentativo in TA e in TB al fine di evidenziare eventuali comportamenti differenti nei processi di sedimentazione.

1 INTRODUZIONE

I regimi di vita dell'uomo moderno hanno prodotto un'elevata alterazione dell'ambiente naturale. Anche l'atmosfera ha subito le conseguenze dell'attività antropica in quanto in essa vengono riversati un grande numero di composti che derivano per lo più dalla combustione di prodotti petroliferi: composti dell'azoto (NO_x) e dello zolfo (SO_x), composti del carbonio (CO_x), idrocarburi e particolari solidi (Grillo & Signoretti, 2004).

Tali composti vengono catturati dalle acque meteoriche durante la loro discesa nella troposfera. Le piogge, di conseguenza, aumentano progressivamente il loro carico inquinante fino ad arrivare alla superficie con caratteristiche di qualità sicuramente inferiori a quelle originarie.

Un altro aspetto inerente le acque meteoriche riguarda l'energia cinetica che le piogge stesse sono in grado di sviluppare scorrendo in superficie. I risultati ottenuti

dall'analisi con modelli statistici dell'andamento delle precipitazioni registrate dalle stazioni meteorologiche di numerose città italiane hanno messo in evidenza come, negli ultimi anni, sia complessivamente cresciuta l'intensità di precipitazione, intesa come "pioggia nell'unità di tempo", soprattutto nel periodo autunnale. Praticamente, diminuisce la quantità totale delle piogge, ma cresce la loro intensità. Questo fenomeno, così come l'aumento della concentrazione delle piogge stesse solo in determinati periodi dell'anno, è quasi certamente imputabile alle trasformazioni in corso del clima del nostro pianeta (Grillo & Signoretti, 2004).

Con l'incremento dell'urbanizzazione, i problemi creati dal dilavamento delle superfici impermeabili da parte delle acque di pioggia sono diventati molto più significativi in termini di inquinamento (Phipps et al., 2005; McNeill & Olley, 1998; Hares & Ward, 1999; CIWEM/TWA, 2000; Ellis, 2000; Krein & Schorer, 2000; UKWIR, 2004).

Di conseguenza nei ricettori finali vengono immesse acque di prima pioggia fortemente inquinate.

Nello specifico, gli inquinanti particolati, in periodi di magra ed in periodi di piena, si possono accumulare sul fondo del letto compromettendo, giacché ricchi di sostanze organiche ed inorganiche tossiche, il ciclo vitale della flora e della fauna che popola il corpo idrico.

Per minimizzare lo scarico di inquinanti nei corpi idrici ricettori è frequentemente raccomandato, nella progettazione delle reti fognarie, l'utilizzo delle vasche di pioggia (Gupta & Saul, 1996). Infatti, in esse possono essere accumulate le prime acque di pioggia, alle quali è normalmente associata una frazione importante della massa di inquinanti.

Accoppiando gli scaricatori di piena con appositi sistemi di invaso, è possibile inviare al trattamento un'aliquota importante della massa di inquinanti veicolata dalle acque meteoriche di dilavamento, senza aumentare le portate usualmente addotte in tempo di pioggia agli impianti di depurazione (Chocat, 1997).

Le vasche di prima pioggia sono state realizzate, ad oggi, con una funzione essenzialmente di accumulo temporaneo delle acque di pioggia e successivo invio all'impianto di trattamento, per cui il dimensionamento ha seguito criteri legati alla frequenza dell'evento di piena e, quindi, ai volumi per ettaro di bacino urbano servito (Piro et al., 2009).

Negli ultimi anni sono stati perfezionati diversi dispositivi di trattamento, progettati con l'intenzione di rimuovere dalle acque di pioggia sia gli inquinanti flottabili che quelli sedimentati (Phipps et al., 2005).

Sotto questa nuova ottica, le vasche di prima pioggia rappresentano quindi un intervento strutturale molto efficace nell'ambito del controllo della qualità degli scarichi fognari in tempo di pioggia.

Tuttavia, attualmente, non esistono consolidati criteri di progettazione che consentano di mettere in relazione l'entità dei parametri di dimensionamento con l'efficacia che si intende conseguire in termini di riduzione del carico inquinante scaricato, anche con riferimento alle specifiche caratteristiche dell'area servita. Da letteratura (Phipps et al., 2005), è possibile seguire tre diverse procedure:

- simulazione sperimentale del comportamento della vasca di sedimentazione mediante colonna di sedimentazione;
- simulazione del comportamento della vasca di sedimentazione mediante

programmi che si basano sulla fluidodinamica computazionale;

- simulazione sperimentale tramite l'utilizzo di un modello fisico.

La realizzazione di un piccolo modello in scala può sembrare la soluzione migliore in quanto simula effettivamente le reali condizioni di esercizio del dispositivo. Tuttavia, spesso, risulta difficile rapportare i risultati sperimentali ottenuti al caso reale. Il secondo sistema è quello più dispendioso, in quanto necessita comunque di misurazioni sperimentali per poter essere calibrato; tuttavia, è quello che fornisce maggiori informazioni per la progettazione dei dispositivi. Le prove su colonna, invece, sono la metodologia più semplice da applicare per ottenere informazioni utili alla progettazione delle vasche.

Nei paragrafi successivi, in particolare, verrà descritta la procedura seguita all'interno della presente ricerca per eseguire quest'ultima tipologia di prove, ed infine verranno commentati i risultati ottenuti.

2 METODOLOGIA

2.1 Descrizione del sito di prelievo

L'esecuzione dell'indagine sperimentale ha richiesto il prelievo del refluo fognario in corrispondenza della stazione di misura installata sul canale Liguori e ubicata a Cosenza in via Popilia nei pressi della rampa di accesso alla S.S. 107.

Originariamente realizzato come fognatura pluviale, a causa della crescente urbanizzazione e dei numerosi allacci di fognatura nera, oggi il canale Liguori funziona come un collettore di fognatura mista a servizio di un'area ad alta densità di popolazione, con un bacino di 414 ha, di cui il 51.4% naturale e con la restante parte urbanizzata (Figura 1).

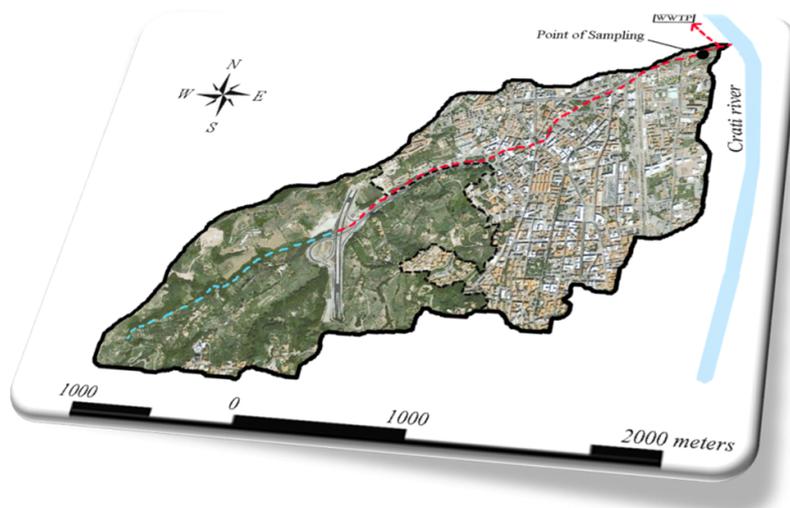


Figura 1. Bacino sperimentale del Canale Liguori

La lunghezza dell'asta principale del bacino naturale è pari a 1.6 km con pendenza media pari a 5.3% (Piro *et al.*, 2010).

Immediatamente a monte della confluenza con il Crati, un collettore intercetta le acque nere e le dirotta all'impianto di depurazione di Montalto. Ma, durante particolari eventi di pioggia, un'aliquota delle acque miste è sversata direttamente nel fiume Crati tramite uno sfioro.

2.2 Descrizione dell'attività sperimentale

La campagna di campionamento alla quale fa riferimento il presente lavoro di ricerca è compresa tra l'autunno del 2007 e la primavera del 2009. Nello specifico, sono stati analizzati 13 eventi sia in condizioni di tempo di pioggia e sia in condizioni di tempo asciutto.

Durante la campagna sperimentale, le operazioni di campionamento sono state effettuate manualmente, utilizzando una pompa alla quale sono stati collegati un tubo d'aspirazione e uno di mandata. Il tubo di aspirazione è stato introdotto all'interno del canale, mentre il tubo di mandata è stato collegato direttamente ad una cisterna, nella quale è stato raccolto l'intero campione (Piro *et al.*, 2009). La cisterna successivamente veniva predisposta per la centrifugazione continua del refluo, affinché il campione prelevato presentasse inizialmente una concentrazione omogenea, necessaria per lo svolgimento della prova.

In laboratorio la procedura adottata per il test è stata quella classica (Piro *et al.*, 2009), introdotta inizialmente da Camp (1946), per come descritta in dettaglio nella maggior parte dei testi attualmente usati in ingegneria sanitaria (Metcalf & Eddy, 2006; Sirini, 2002; Sigmund, 2005).

Il refluo veniva versato all'interno della colonna di sedimentazione e successivamente i campioni venivano prelevati ad intervalli regolari di tempo e a quote diverse della colonna stessa.

Terminata la prova su colonna i provini prelevati venivano analizzati per la determinazione del contenuto di TSS, seguendo le indicazioni del rapporto APAT del 2003 (APAT e IRSA-CNR, 2003) in accordo al protocollo 2540D sviluppato da APHA (1998).

Per ogni prova è stata calcolata l'efficienza globale di rimozione facendo riferimento alla seguente relazione, utilizzata anche in precedenti lavori (Piro *et al.*, 2009):

$$E_{tot} = E(\theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot \frac{h_{i,i+1}}{H} \quad (1)$$

Allo scopo di stabilire quale fosse la relazione tra i solidi sospesi rimossi e il tempo, tali valori sono stati interpolati attraverso una funzione logaritmica, secondo il metodo proposto da Oke *et al.* (2006):

$$E_{tot} = a + b \cdot \ln(t) \quad (2)$$

Successivamente, considerando che per un tempo $t \rightarrow 0$, cioè in corrispondenza dell'immissione del refluo all'interno della vasca di sedimentazione, l'efficienza di rimozione dei solidi sospesi totali è praticamente nulla e che per un tempo $t \rightarrow \infty$ essa è pari al 100%, è stata proposta ed utilizzata una funzione esponenziale limitata del tipo:

$$E_{tot} = 1 - e^{-k_1 t} \quad (3)$$

dove k_1 è il parametro di taratura caratteristico della funzione ed è indicativo del tasso di efficienza.

Le prove sono distinte in due categorie (Tabella 1):

- prove in condizioni di tempo asciutto (TA);
- prove in condizioni di tempo bagnato (TB).

TA	TB
24 Ottobre 2007	2 Aprile 2008
23 Aprile 2008	13 Gennaio 2009
14 Maggio 2008	18 Febbraio 2009
21 Maggio 2008	20 Marzo 2009
11 Giugno 2008	21 Aprile 2009
9 Luglio 2008	28 Aprile 2009
16 Luglio 2008	

Tabella 1. Suddivisione delle prove in condizioni di tempo asciutto e condizioni di tempo bagnato

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati delle 13 prove condotte hanno consentito di ottenere una serie di informazioni utili alla caratterizzazione del processo di sedimentazione per le acque reflue del Canale Liguori sia in condizioni di TA sia in condizioni di TB.

Nelle figure 2 e 3 sono riportate le curve delle efficienze di rimozione delle particelle solide in funzione del tempo di residenza idraulica. Per ogni evento si riporta la distribuzione sperimentale dei dati, le curve delle funzioni relative ai due approcci utilizzati, le formule e il grado di correlazione R^2 .

I risultati delle correlazioni effettuate mostrano come il legame tra le frazioni delle particelle rimosse e il tempo di residenza idraulica sia meglio interpretato da una relazione di tipo esponenziale più che da una di tipo logaritmico. In tabella 2 vengono riportati i gradi di correlazione relativi alle due funzioni utilizzate per ogni evento.

		R ²	
		$E_{tot} = a + b \cdot \ln(t)$	$E_{tot} = 1 - e^{-k_t t}$
T.A.	24-ott-07	90,2%	95,9%
	23-apr-08	79,4%	90,0%
	14-mag-08	90,1%	97,9%
	21-mag-08	98,8%	90,2%
	11-giu-08	97,2%	99,4%
	09-lug-08	91,7%	93,3%
	16-lug-08	83,2%	90,5%
T.B.	02-apr-08	91,5%	98,7%
	13-gen-09	86,6%	93,2%
	18-feb-09	88,3%	96,7%
	20-mar-09	92,9%	98,8%
	21-apr-09	78,9%	86,0%
	28-apr-09	92,9%	93,5%

Tabella 2. Grado di correlazione per ogni evento in condizioni di tempo asciutto e condizioni di tempo bagnato

L'analisi dei grafici, inoltre, evidenzia che ogni evento è caratterizzato da una propria curva $E(t)$, ma la variabilità di dette curve è abbastanza contenuta. Infatti, le funzioni interpolanti presentano dei valori del parametro k_t molto simili tra di loro (Tabella 3). A tale proposito si riporta un grafico (Figura 4) nel quale viene rappresentata la variabilità di tale parametro rispetto al valore medio, sia per le condizioni di TA e sia per le condizioni di TB.

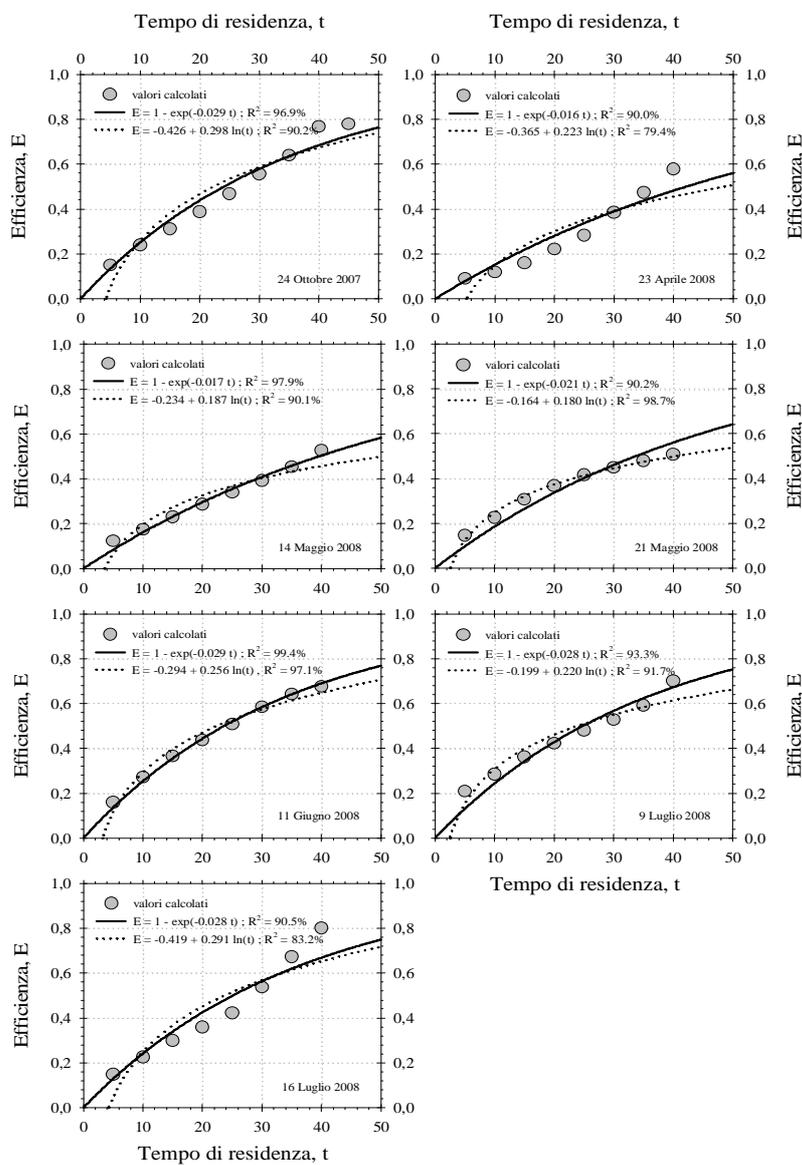


Figura 2. Efficienza di rimozione in funzione del tempo di residenza idraulica in condizioni di tempo asciutto

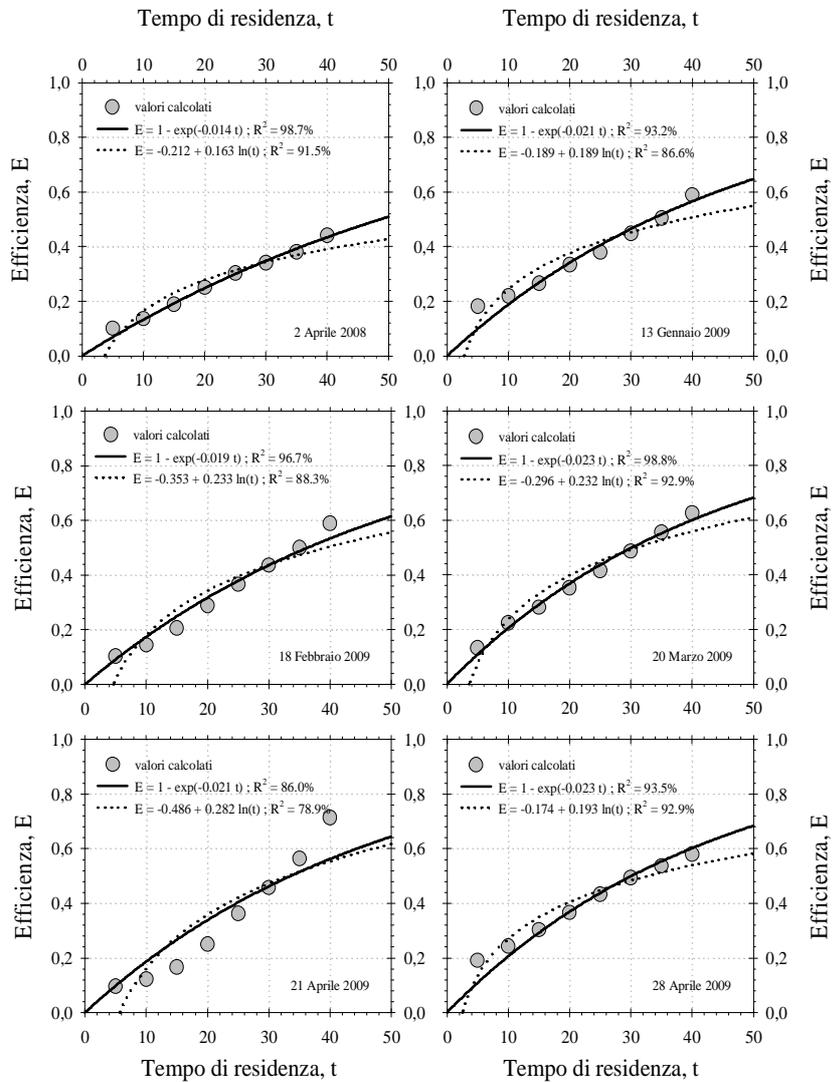


Figura 3. Efficienza di rimozione in funzione del tempo di residenza idraulica in condizioni di tempo bagnato

		$E_{tot} = 1 - e^{-k_1 t}$
		k_1
T.A.	24-ott-07	0,029
	23-apr-08	0,016
	14-mag-08	0,017
	21-mag-08	0,021
	11-giu-08	0,029
	09-lug-08	0,028
	16-lug-08	0,028
T.B.	02-apr-08	0,014
	13-gen-09	0,021
	18-feb-09	0,019
	20-mar-09	0,023
	21-apr-09	0,021
	28-apr-09	0,023

Tabella 3. Parametro k_1 calcolato per ogni evento

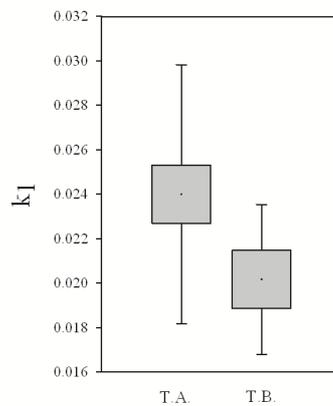


Figura 4. Variabilità del parametro k_1 della funzione esponenziale limitata

Il valore medio del parametro k_1 risulta essere maggiore in condizioni di TA rispetto alle condizioni di TB. Ciò è dovuto alle diverse caratteristiche granulometriche e potrebbe essere anche legato al diverso contenuto di sostanza organica presente nei campioni, maggiore in condizioni di TA rispetto alle condizioni di TB, come evidenziato da precedenti analisi sperimentali (Piro *et al.*, 2007).

Considerando la contenuta variabilità del parametro k_1 , al fine di ottenere per un qualsiasi tempo di residenza idraulica la corrispondente efficienza di rimozione dei TSS, è stato ritenuto utile definire il campione medio rappresentativo della condizione di TA e quello relativo alla condizione di TB.

In figura 5 si riportano i diagrammi rappresentativi delle due condizioni, ottenuti mediando le corrispondenti percentuali di rimozione relative al TA e al TB.

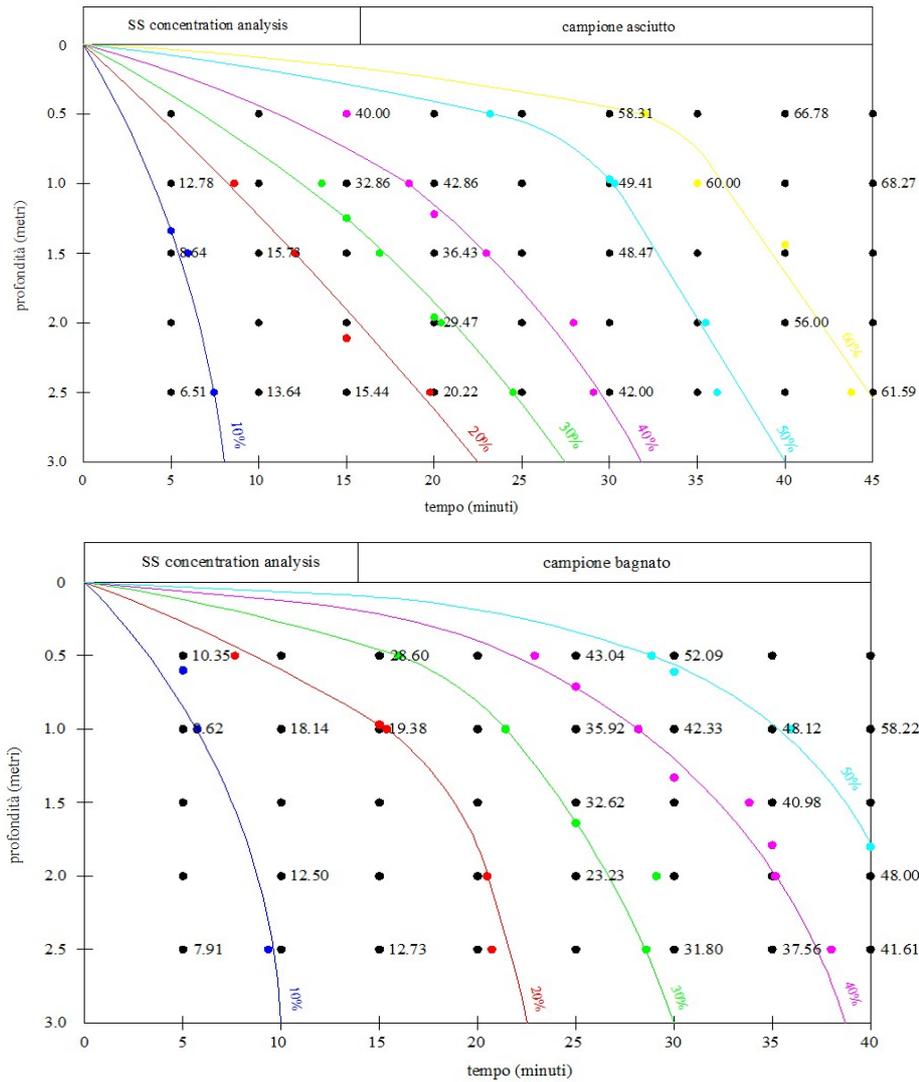


Figura 5. Curve di efficienza mediate rispettivamente per le prove di TA e di TB

È stata, inoltre, calcolata la media delle efficienze di rimozione relative ai singoli casi studiati. I valori calcolati per i campioni rappresentativi e quelli ottenuti mediante la media delle efficienze delle singole prove sono stati interpolati dalle due funzioni precedentemente discusse e anche in questo caso si può notare come detti valori vengano meglio interpretati dalla funzione esponenziale limitata, da preferire a quella

logaritmica per un maggiore rispetto del problema fisico con particolare attenzione verso le condizioni al contorno (Figure 6 – 7).

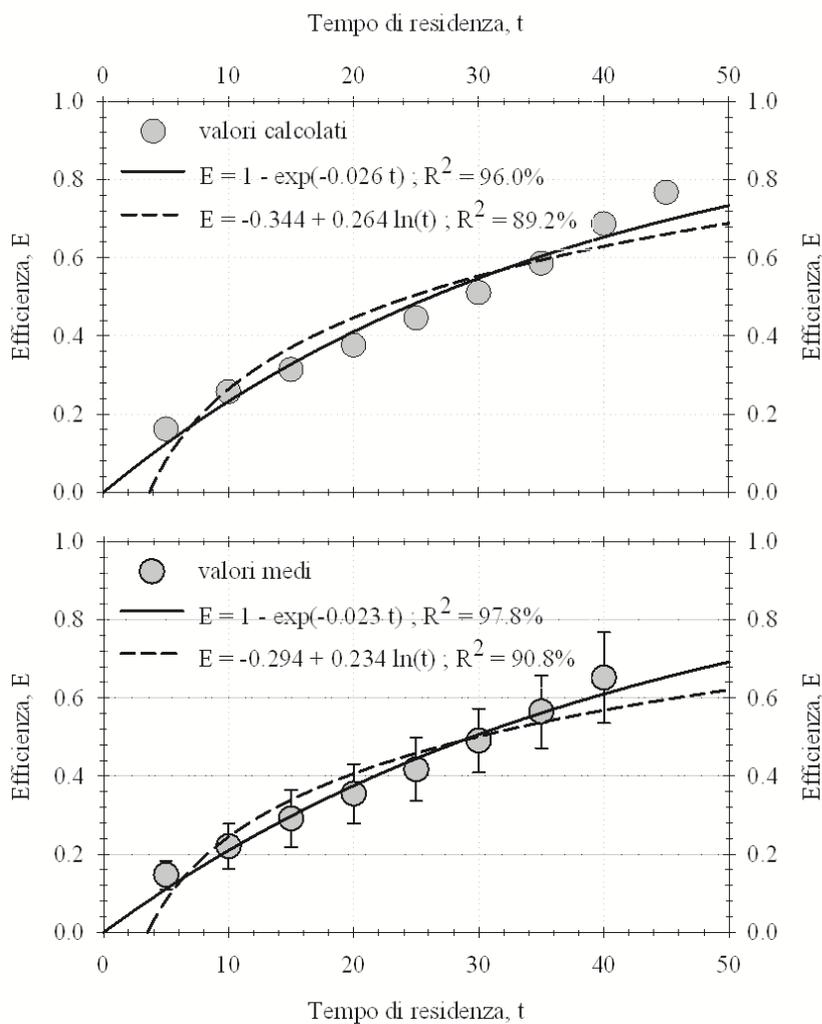


Figura 6. Efficienza di rimozione in funzione del tempo di residenza idraulica del campione medio relativo alle condizioni di tempo asciutto ricavata secondo i due metodi proposti

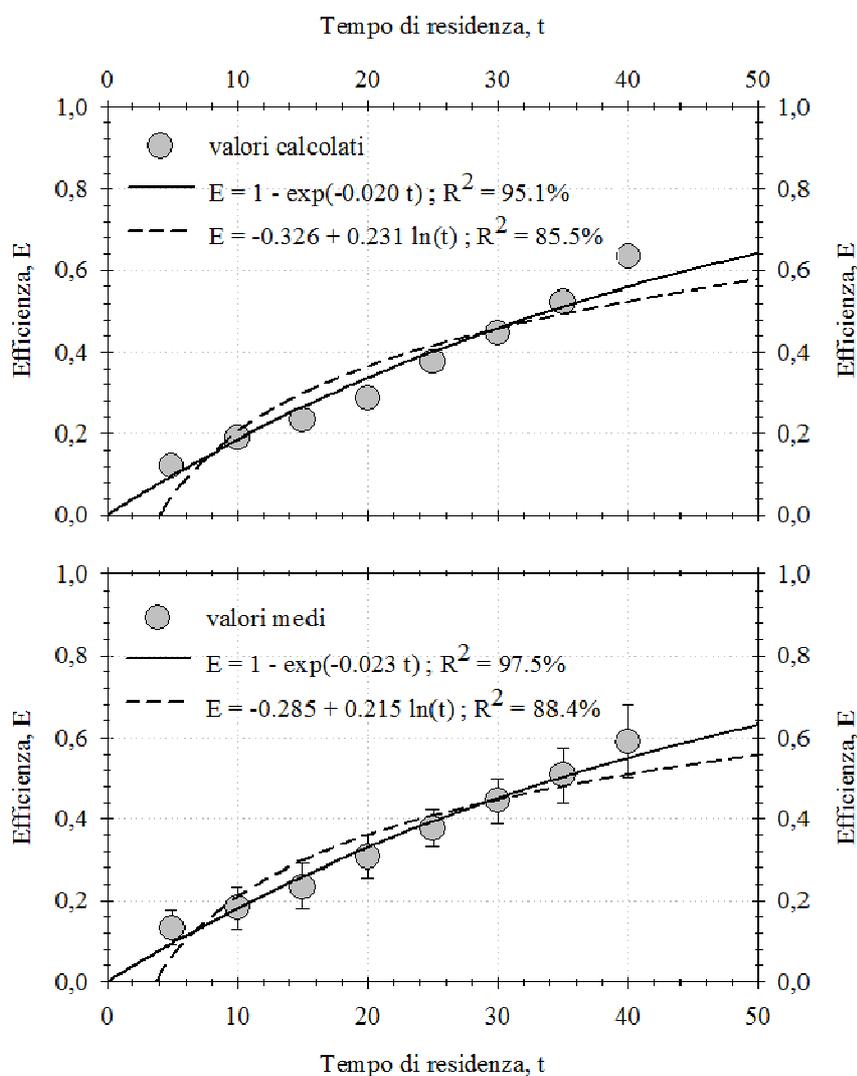


Figura 7. Efficienza di rimozione in funzione del tempo di residenza idraulica del campione medio relativo alle condizioni di tempo bagnato ricavata secondo i due metodi proposti

I risultati ottenuti mostrano come in entrambi i casi di TA e di TB le curve calcolate con i due metodi non differiscono molto tra di loro. In realtà sarebbero necessarie ulteriori indagini al fine di stabilire quale sia il criterio più opportuno per la definizione del campione medio.

Se si confrontano le quantità globali dei solidi rimossi con uno stesso tempo di

residenza idraulica, si osserva come nel caso di TA la percentuale di rimozione sia molto simile a quella di TB fino ad un tempo $t = 20$ min. Invece, per un tempo compreso tra 20 min e 40 min essa è maggiore in condizioni di TA rispetto alle condizioni di TB. Questo fenomeno potrebbe essere dovuto all'aumento dei fenomeni di flocculazione che si verificano nelle acque di TA a causa dell'elevata presenza di sostanza organica. Infatti, con una maggiore concentrazione di COD si esalta l'aggregazione tra particelle, le quali quindi tendono a sedimentare più velocemente.

In particolare si evince che per tempi di detenzione di 40 min si raggiungono in media efficienze di rimozione di circa il 60%, con punte dell'80% in condizioni di TA e minimi del 50% in condizioni di TB.

4 CONCLUSIONI

Alla luce di quanto esposto, risulta essere necessario caratterizzare le acque di pioggia in condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato, in modo da ottenere più informazioni possibili per la progettazione e la pianificazione di vasche di trattamento in ambiente urbano.

I risultati delle correlazioni effettuate mostrano che le frazioni delle particelle rimosse risultano meglio legate al tempo di residenza idraulica secondo una relazione di tipo esponenziale rispetto a quella di tipo logaritmico, usata in altri casi di letteratura (Oke *et al.*, 2006).

Inoltre, è stato possibile determinare il cosiddetto *campione medio*, relativo alle due condizioni di tempo asciutto e tempo bagnato, al fine di ottenere per un qualsiasi tempo di residenza idraulica la corrispondente efficienza di rimozione dei TSS. È stata anche calcolata la media di tali efficienze relative ai singoli casi studiati. I risultati ottenuti mostrano come le curve calcolate con i due metodi non differiscono molto tra di loro. Inoltre, si evince che con tempi di detenzione di 40 min si raggiungono in media efficienze di rimozione di circa il 60%, con punte dell'80% e minimi del 50%.

Certamente risulta essere indispensabile lavorare su un più ampio numero di eventi al fine di stabilire, in primo luogo, quale sia la metodologia più adatta alla definizione del campione medio. Inoltre, sarebbe utile effettuare anche un'analisi della distribuzione dimensionale delle particelle. Solo a questo punto, infatti, le considerazioni esposte si potrebbero generalizzare ed essere applicabili nella progettazione delle vasche di trattamento.

BIBLIOGRAFIA

- APAT e IRSA – CNR. Metodi analitici per le acque. Manuali e linee guida 29/2003.
APHA, AWWA, WEF. Standard methods for the examination of water and wastewater, 1998.
Camp, T. R. Sedimentation and the design of settling tanks. *Trans.*, ASCE, 111, 895-958, 1946.
Chocat B. (coord.), *Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine*, Lavoisier TEC&DOC, Lavoisier – Paris, 1997.
CIWEM / IWA. Diffuse pollution impacts: The environmental and economic impacts of diffuse pollution in the UK. Ed(s) B.J. D'Arcy, J.B. Ellis, R.C. Ferrier, A. Jenkins and R. Dils, Terence Dalton Ltd. Suffolk, U.K., 2000.
Ellis, J.B. Urban runoff quality in the UK: Problems, prospects and procedures. *Appl. Geog.*, 11, pp. 187-200, 1991.

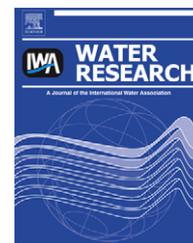
- Grillo, N.G. & Signoretti, D. Acque di prima pioggia da insediamenti produttivi. Maggioli Editore, 2004.
- Gupta, K. & Saul A.J. Suspended solids in combined sewer flows. *Wat. Sci. Tech.* Vol. 33, No. 9, pp. 93-99, 1996.
- Hares, R.J. & Ward, N.I. Comparison of heavy metal content of motorway stormwater following discharge into wet biofiltration and dry detention ponds along the London Orbital (M25) motorway. *Science of the Total Environment*, Vol 235, pp 169-178, 1999.
- Krein, A. & Schorer, M. Road runoff pollution by polycyclic aromatic hydrocarbons and its contribution to river sediments. *Wat. Res.* Vol. 34, No. 16, pp 4410-4415, 2000.
- McNeill, A. & Olley, S. The effects of motorway runoff on watercourses in South-West Scotland. *J.CIWEM*, Vol. 12, December, pp 433-439, 1998.
- Metcalf & Eddy. Ingegneria delle acque reflue: trattamento e riuso. McGraw – Hill, 2006.
- Ogunfowokan, A.O., Okoh, E.K., Adenuga, A.A. & Asubiojo, O.I. An assessment of the impact of point source pollution from a university sewage treatment oxidation pond on a receiving stream - A preliminary study. *Journal of Appl. Sci.*, 5: 36-43. 2005.
- Oke, I.A., Oladepo, K.T., Olajumoke A.M. & Ajayi, E.O. Settlement Properties of Solids in a Domestic-institutional Wastewater. Civil Engineering Department, Obafemi Awolowo University, Ile-Ife, Nigeria, 2006.
- Phipps, D.A., Alkhaddar, R.M. & Faram, M.G. Pollutants retention in stormwater treatment chambers. *10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen/Denmark, 21-26 August 2005*.
- Piro, P., Carbone, M. & Tomei, G. Processi di sedimentazione nelle acque di pioggia: prime indagini sperimentali. *L'Acqua*, 4 – 2009, p.p. 73, ISSN 1125-1255.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. & Sansalone, J. Size distribution of wet weather and dry weather particulate matter entrained in combined flows from an urbanizing sewershed. *Water, air & soil pollution*, 1-4 (206), 2010, p.p. 83-94.
- Piro, P., Il bacino sperimentale urbano del Canale Liguori nella città di Cosenza. Osservazioni sperimentali quali-quantitative nel periodo 1995-2003. Ed. Bios, Cosenza, 2007.
- Piro, P. & Sole, A. Analisi di reti di drenaggio urbano mediante l'uso dei Gis. Applicazione al bacino urbano del Liguori. Ed. Bios, Cosenza, 2001.
- Piro, P., Carbone, M. & Garofalo, G. Distribuzione dimensionale dei sedimenti nelle acque di drenaggio urbano: indagine sperimentale. In *Atti del 29° Corso di Aggiornamento in "TECNICHE PER LA DIFESA DALL'INQUINAMENTO"*, Guardia Piemontese, 18-21 giugno 2008, Ed. Bios, Cosenza, 2008.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. & Sansalone, J. CSO detention considerations: a comparison between concentrating volumetric control and a distributed volumetric control system. In *Atti del 32nd Congress of IAHR – Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics - 1-6 July 2007 – Venice – Italy*, 2007a.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. & Sansalone, J. CSO treatment strategy based on constituent index relationships in a highly urbanized catchment. *Water Science and Technology*, 56(12), 85-91, 2007b.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. & Sansalone, J. Management of combined sewer overflows based on observations from the urbanized Liguori catchment of Cosenza, Italy. *Water Science and Technology*, 2010.
- Sigmund, C. Teoria e pratica della depurazione delle acque reflue. Procedure di smaltimento e progettazione. Flaccovio Editore, 2005.
- Sirini, P. Ingegneria sanitaria – ambientale. Principi, teorie e metodi di rappresentazione. McGraw – Hill, 2002.
- UK Water Industry Research. Priority hazardous substances, trace organics and diffuse pollution (Water Framework Directive). Documents 04/WW/17/2 to 04/WW/17/5, 2004.

Allegato 4

Piro P., Carbone M., Penna N. e Marsalek J. (2011)
Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system
Water Research, 45(20):6615-6624

Available online at www.sciencedirect.com

SciVerse ScienceDirect

journal homepage: www.elsevier.com/locate/watres

Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system

P. Piro^{a,*}, M. Carbone^a, N. Penna^a, J. Marsalek^b

^a Department of Soil Conservation, University of Calabria, Italy

^b National Water Research Institute, Environment Canada, Burlington, Ontario, Canada L7R 4A6

ARTICLE INFO

Article history:

Received 20 January 2011

Received in revised form

24 June 2011

Accepted 14 September 2011

Available online 2 October 2011

Keywords:

Urban drainage

Water pollutants

CSO (Combined Sewer Overflow)

CSO settleability

Settling columns

Wastewater treatment

ABSTRACT

Among the methods used for determining the parameters necessary for design of wastewater settling tanks, settling column tests are used most commonly, because of their simplicity and low costs. These tests partly mimic the actual settling processes and allow the evaluation of total suspended solids (TSS) removal by settling. Wastewater samples collected from the Liguori Channel (LC) catchment in Cosenza (Italy) were subject to settling column tests, which yielded iso-removal curves for both dry and wet-weather flow conditions. Such curves were approximated well by the newly proposed power law function containing two empirical parameters, a and b , the first of which is the particle settling velocity and the second one is a flocculation factor accounting for deviations from discrete particle settling. This power law function was tested for both the LC catchment and literature data and yielded a very good fit, with correlation coefficient values (R^2) ranging from 0.93 to 0.99. Finally, variations in the settling tank TSS removal efficiencies with parameters a and b were also analyzed and provided insight for settling tank design.

© 2011 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

There is a large body of evidence that wet-weather pollution, comprising uncontrolled or inadequately treated combined sewer overflows (CSOs) and discharges of urban stormwater, represents one of the major causes of long-term persistence of poor water quality in receiving waters (Suàrez and Puertas, 2004). This impact is caused by a variety of pollutants present in urban wastewater and in the washoff of urban surfaces by rain, and in general, many such pollutants, including heavy metals, are associated with solid particles (Pettersson, 2002; Vaze and Chiew, 2004; Characklis et al., 2005; Vallet et al., 2010). Pollutant loads in washoff depend on such factors as catchment land use, population density, and traffic intensity (Butler and Davies, 2000), and their mitigation by common management measures is rather challenging.

Solid particles serving as carriers of pollutants are typically described as total suspended solids (TSS) and their concentrations are evaluated by standard laboratory tests (APHA et al., 2005). Among the TSS characteristics, the particle terminal settling velocity is the most important parameter for settling design and can be determined experimentally using a variety of experimental procedures and devices, which can be classified into two categories: (a) quiescent settling devices (i.e., various types of settling columns), with liquid at rest, and (b) dynamic settling devices, in which liquid may be flowing or is subject to mechanically generated turbulence (Marsalek et al., 2006). The removal of TSS is an essential step for reducing the pollution of receiving waters (Peavy et al., 1985) and can be accomplished by applying different treatment processes, including coagulation/flocculation, settling and filtration (Oke et al., 2006). Currently, settling tanks are one of

* Corresponding author.

E-mail address: patpiro@dds.unical.it (P. Piro).

0043-1354/\$ – see front matter © 2011 Elsevier Ltd. All rights reserved.

doi:10.1016/j.watres.2011.09.034

the best practices for management of wet weather pollution, because they provide both volumetric control of polluted flows and their treatment by settling.

The efficiency of settling tanks depends, to a great extent, on flow behaviour in the tank (Maus and Uhl, 2010) and on settling characteristics of TSS in the flow to be treated (Piro et al., 2011). Concerning the latter, the settleability of wet-weather flows can be described by the settling velocity of TSS particles (Chebbo et al., 1998) and this parameter is used as an input in the majority of models simulating TSS settling in tanks. Thus, the hydraulic design of CSO settling tanks relies on empirical approaches providing input to computer modelling, as demonstrated, e.g., by He et al. (2006) and others, who conducted laboratory studies in small-scale physical models to advance the understanding of settling processes and their modelling by computational fluid dynamics (CFD) models.

Several (CFD) models and a number of laboratory procedures (Klepiszewski et al., 2010) were used to evaluate the TSS settling velocity. CFD models simulate complex hydraulic conditions in settling tanks and help explain when and where sediments will settle. However, because of their complexity and computing time requirements, these models are not well suited for engineering practice (Vallet et al., 2010). At the same time, the essential design information can be obtained by laboratory experiments, such as settling column tests, which are relatively inexpensive. Assessments of settling column tests or of the relationship between experimental settling results and tank design criteria were reported by a number of researchers (Weber, 1972; Zanoni and Blomquist, 1975; Berthouex and Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006; Piro et al., 2011).

The main objective of this paper is to examine settling column data and propose a simple computational design methodology linking the treatment efficiency of CSO settling tanks to settling column test data. The proposed method can be applied quickly and produces results, which are equivalent to those obtained with the well-known conventional graphical methods for assessing the wastewater settleability.

2. Methodology

2.1. Study area

For experimental investigations, CSO samples were collected in the Liguori Channel (LC) catchment in Cosenza (Italy), which has an area of 414 ha and a population of 50,000 inhabitants. Forty-eight percent of the catchment area is densely urbanized with high imperviousness, but the rest (52%) is occupied by a pervious area, covered mainly by vegetation (Piro et al., 2011). A map of the catchment is shown in Fig. 1.

Further information on catchment characteristics can be found elsewhere (Piro and Sole, 2001). The catchment is drained by a combined sewer system that conveys dry weather flows to the wastewater treatment plant (WWTP) at Montalto Uffugo. During significant rainfall events, the sewer flow exceeds the hydraulic capacity of the sewer system and the WWTP, and the excess flow is discharged directly into the

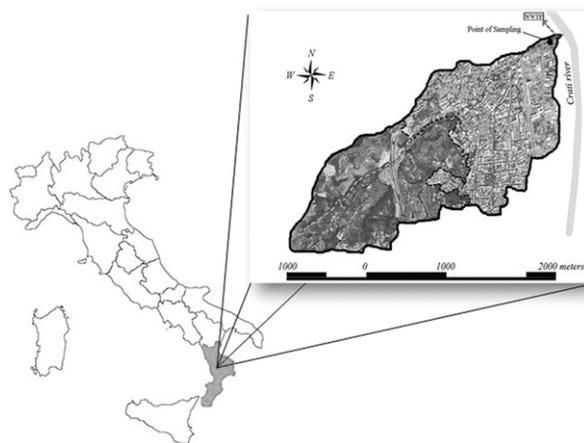


Fig. 1 – Experimental catchment of Liguori Channel (LC).

Crati River through overflow drop structures, without any treatment (Piro et al., 2011).

The LC catchment was instrumented in the 1990s by installing a monitoring station, which was equipped with a rain gauge and an ultrasonic sensor measuring water depths in the outfall sewer. Such depths were then used to calculate the corresponding discharges. The station also contains a datalogger recording rain and water level data every minute. Furthermore, since 2004, sewer flow samples have been collected to characterize flow quality during both dry and wet weather conditions at this site (Piro, 2007).

2.2. Methods of analysis

Settling is a natural method of removing suspended particles from wastewater. Inorganic solids are heavier than water and, therefore, gravity settling is the most common solid/liquid separation technique (Peavy et al., 1985). To determine the settling characteristics of a suspension and to measure the settling velocities of discrete particles in diluted suspensions, an indirect method was devised by Camp (1946), who had introduced for the first time the concept of the settling column test procedure, which was later described in detail in common handbooks of environmental engineering (e.g., Metcalf and Eddy, 2003).

Generally, various types of settling columns are used, with the first and most common type being a stationary settling column with side withdrawal ports along the column length. The other types of columns which are also frequently used are variations of the original design and differ only in various methods that are used to pre-mix the sample before the column test begins (Pisano, 1996). In order to determine settling characteristics of solids in dry- and wet-weather sewer flows in the catchment studied, settling column tests were employed.

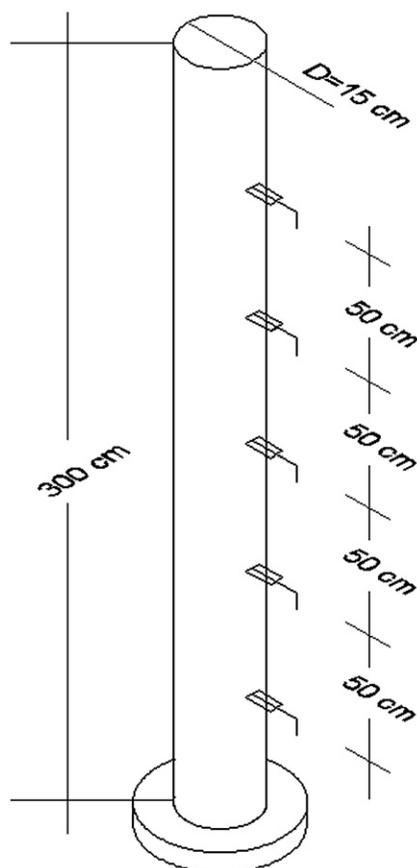
The sampling campaign, on which this research is based, was carried out for two years, starting in Oct. 2007, and yielded data for 15 events. These events can be divided into two categories (Table 1) corresponding to dry-weather conditions (DW) and wet-weather conditions (WW).

Table 1 – Division of the tests into dry and wet weather conditions.

DW	WW
24 October 2007	2 April 2008
23 April 2008	13 January 2009
14 May 2008	18 February 2009
11 June 2008	11 March 2009
9 July 2008	20 March 2009
16 July 2008	21 April 2009
	28 April 2009
	22 September 2009
	23 October 2009

Since a minimum column diameter of 127 mm is recommended to minimize wall effects (Eckenfelder, 1989), the column used in this study was a stationary settling column of 150 mm in diameter and 3 m in length, with 5 sampling ports equally spaced (Fig. 2). Theoretically, the depth of the column does not influence the analysis (Peavy et al., 1985), but the column depth was selected here as 3 m, which corresponds to a typical depth adopted in design of settling tanks (Piro et al., 2011).

During the settling tests, samples are withdrawn from the settling column at certain time intervals and at several depths. In this study, 100-ml samples were withdrawn from each sampling port every 5 min for the total test duration of 40 min. This duration was established from the earlier

**Fig. 2 – Laboratory settling column (dimensions in metres).**

findings developed for the settling tank design in the LC catchment, as a part of the research studies conducted by the Department of Soil Conservation (University of Calabria) in addressing the problem of CSO treatment. In such studies, a minimum settling tank volume of 10,000 m³ was established in 2005. After the average flow through the unit had been calculated for a critical event selected from the database of locally observed rain events (Piro, 2007), the detention time was fixed at 40 min (Piro et al., 2011).

After finishing the settling tests, the collected samples were analyzed to determine TSS concentrations according to the APAT method (APAT and IRSA-CNR, 2003), which follows the protocol 2540D developed by APHA et al. (2005). These TSS concentrations are then used to compute the mass fraction removed at each depth and for each time, using the following expression:

$$E_{ij} = \left(1 - \frac{C_{ij}}{C_0}\right) \times 100 \quad (1)$$

where C_{ij} is the mass fraction, in percent, that is removed at the i th depth at the j th time interval, and C_0 is the initial TSS concentration.

The percent removals obtained from the test data are plotted at the appropriate depths and times, and the removal isolines are constructed by interpolating the plotted values (Fig. 3) (Zanoni and Blomquist, 1975). The curves thus drawn represent the limiting or maximum settling path for the indicated removal efficiency percentage (Eckenfelder, 1989). Further information on this traditional-graphical method can be found elsewhere (Piro et al., 2011).

As shown in Fig. 3, when the concentrations of TSS remaining in suspension (expressed in percent of the initial concentration) are plotted versus time for several sampling depths, the plotted curves can be approximated by a power law function described by the following equation:

$$h = at^b \quad (2)$$

where h is the depth, t is the residence time (also called detention or settling time), and a and b are two empirical parameters that will be determined for each curve of each set of column test data. In particular, parameter a represents the particle settling velocity, which can be demonstrated by differentiating Eq. (2) with respect to time (t):

$$\frac{dh}{dt} = abt^{b-1} \quad (3)$$

and assuming $b = 1$ (which corresponds to discrete settling), Eq. (3) becomes:

$$\frac{dh}{dt} = a \quad (4)$$

which is the settling velocity of a discrete particle. Parameter b represents the flocculation factor; when b equals 1 the iso-percentage removal curves become straight lines, which is an indicator of discrete settling, while if b is greater than 1, flocculent settling occurs, yielding a curvilinear settling path.

This new mathematical definition of the iso-removal curves using a simple function allows easy calculation of the removal efficiency of a settling unit. Such a method was

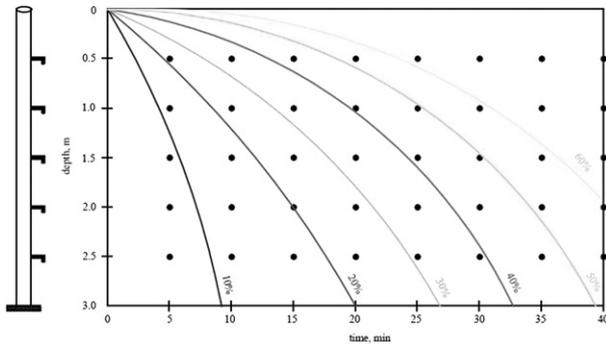


Fig. 3 – Iso-removal curves obtained from settling analysis.

applied to the experimental data from the LC catchment as well as to the literature data in order to test its more general applicability.

Furthermore, for sites where a number of events were sampled and the corresponding settling data sets were determined, a characteristic (typical) event sample can be determined. Theoretically, using an average sample (i.e., a sample possessing average TSS removals determined for the full set of analyzed events) might seem more appropriate, but such a sample is hypothetical, and thus it is more realistic to use the characteristic (actual) sample instead. It is defined as the actual event sample of which characteristics best approximate the average of all the samples. In some way this approach is analogous to using actual (rather than synthesized) design storms in urban drainage (WEF and ASCE, 1992).

The method adopted to determine the characteristic sample is based on the method used in hydrology to produce the flow duration curve of a water course (Da Deppo et al., 2004).

For the j th iso-removal curve of an individual event, the root mean square error (RMSE) for the detention times of any actual sample describing deviations from those of the average sample, t_{Rj} , can be calculated using the following equation:

$$t_{Rj} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (t_{ij} - \bar{t}_{ij})^2}{N}} \tag{5}$$

where j indicates the iso-removal curve, and N is the total number of the i th depths for which the average of the settling times for the j th iso-removal curve, \bar{t}_{ij} , is calculated.

Furthermore, for each event sample, a measure of the sample mean error was calculated as:

$$\bar{Err} = \frac{\sum_{j=1}^M t_{Rj}}{M} \tag{6}$$

where M is the number of iso-removal curves, and the sample with a minimum average RMSE (\bar{Err}) was adopted as the characteristic sample. The characteristic sample identified this way can be used in the design of settling facilities.

3. Results and discussion

The results of the 15 settling column tests conducted for the LC catchment produced useful information for characterizing mathematically the settling of the LC wastewater. Figs. 4 and 5 show the TSS iso-removal efficiency curves obtained for DW and WW sample tests.

When comparing the settling data in Figs. 4 and 5, for the same detention time of 40 min, it is possible to note greater efficiencies of settling in the dry weather than in wet-weather. This result can be explained by two factors promoting more intense flocculation in DW (wastewater) samples: a higher

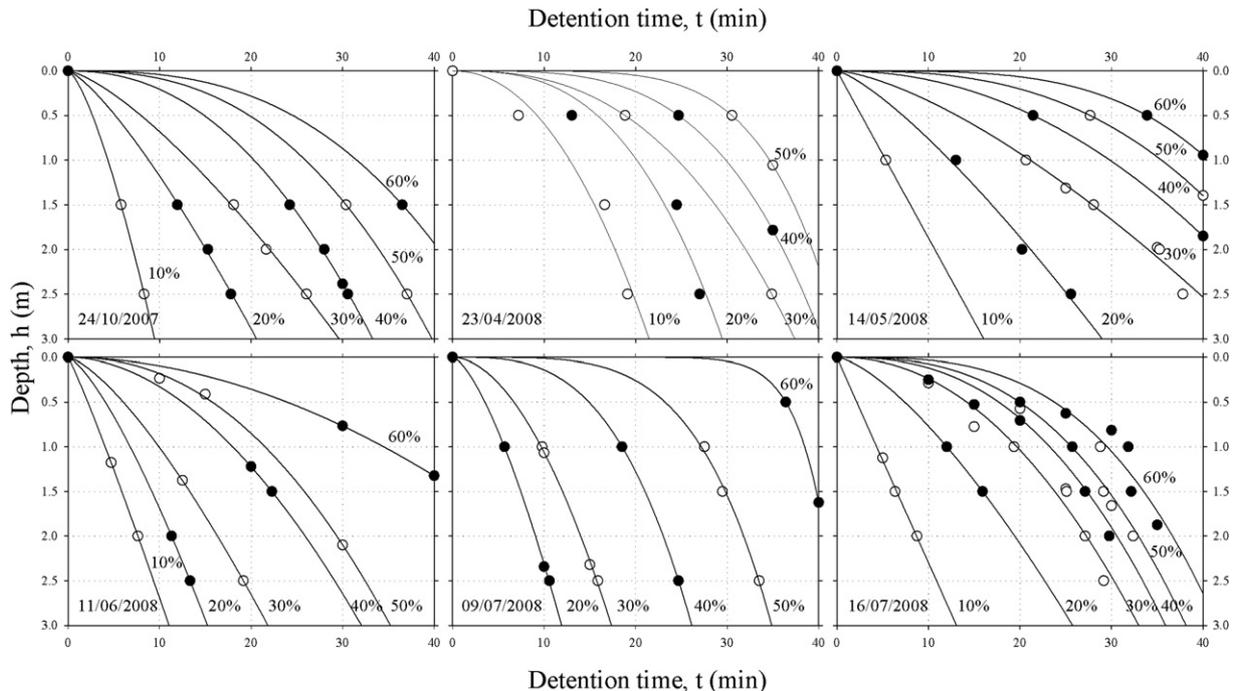


Fig. 4 – Curves of constant percent TSS removal obtained for DW sample tests.

presence of fine-grained particles and greater organic contents, when compared to the properties of WW (CSO) samples (Piro et al., 2011). More efficient settling of DW (wastewater) samples was confirmed earlier by the analysis of PSD (particle size distribution) curves for DW and WW samples from the study site, indicating greater concentrations of fine-grained particles in DW samples (Piro et al., 2010). The same study also confirmed greater organic contents in DW (wastewater) samples, because in WW (CSO) samples, wastewater is diluted by low organic content stormwater (Piro et al., 2011).

The results confirm that the iso-removal curves can be approximated mathematically by the power function (Eq. (2)). The correlation coefficients, R^2 , were calculated for each curve of all data sets (see Table 2) and were generally higher than 0.95. Thus, the choice of a power function is justified and provides an excellent approximation of the experimental data. The residual values of the detention (settling) times were also calculated as the difference between the observed and fitted values for each data set.

The average residual values of the detention time for individual iso-removal curves are given in Table 3 and indicate that the uncertainties caused by using the mathematical power function model rather than the traditional graphical procedure are relatively small, with the maximum residual being about 2.9 min.

Table 2 – Correlation coefficients (R^2) for curves fitted to all settling column test data.

Test	Weather conditions	R^2					
		10%	20%	30%	40%	50%	60%
24 Oct 2007	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
23 Apr 2008	DW	0.97	0.96	0.99	0.99	0.99	–
14 May 2008	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
11 Jun 2008	DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
09 Jul 2008	DW	–	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
16 Jul 2008	DW	0.99	0.99	0.96	0.94	0.94	0.99
02 Apr 2008	WW	0.99	0.97	0.95	0.96	–	–
13 Jan 2009	WW	–	0.99	0.97	0.99	–	–
18 Feb 2009	WW	0.98	0.99	0.98	0.93	–	–
11 Mar 2009	WW	0.98	0.99	0.99	0.99	–	–
20 Mar 2009	WW	0.96	0.90	0.91	0.99	–	–
21 Apr 2009	WW	0.99	0.99	0.99	0.99	–	–
28 Apr 2009	WW	–	0.99	0.99	0.98	–	–
22 Sep 2009	WW	0.99	0.98	0.99	0.99	–	–
23 Oct 2009	WW	–	0.99	0.99	0.99	–	–

Figs. 6 and 7 show variations in the TSS removal efficiency, E , with parameters a and b (from Eq. (2)), for both DW and WW conditions. As shown, E increased with the increasing values of the flocculation factor, but decreased with increasing

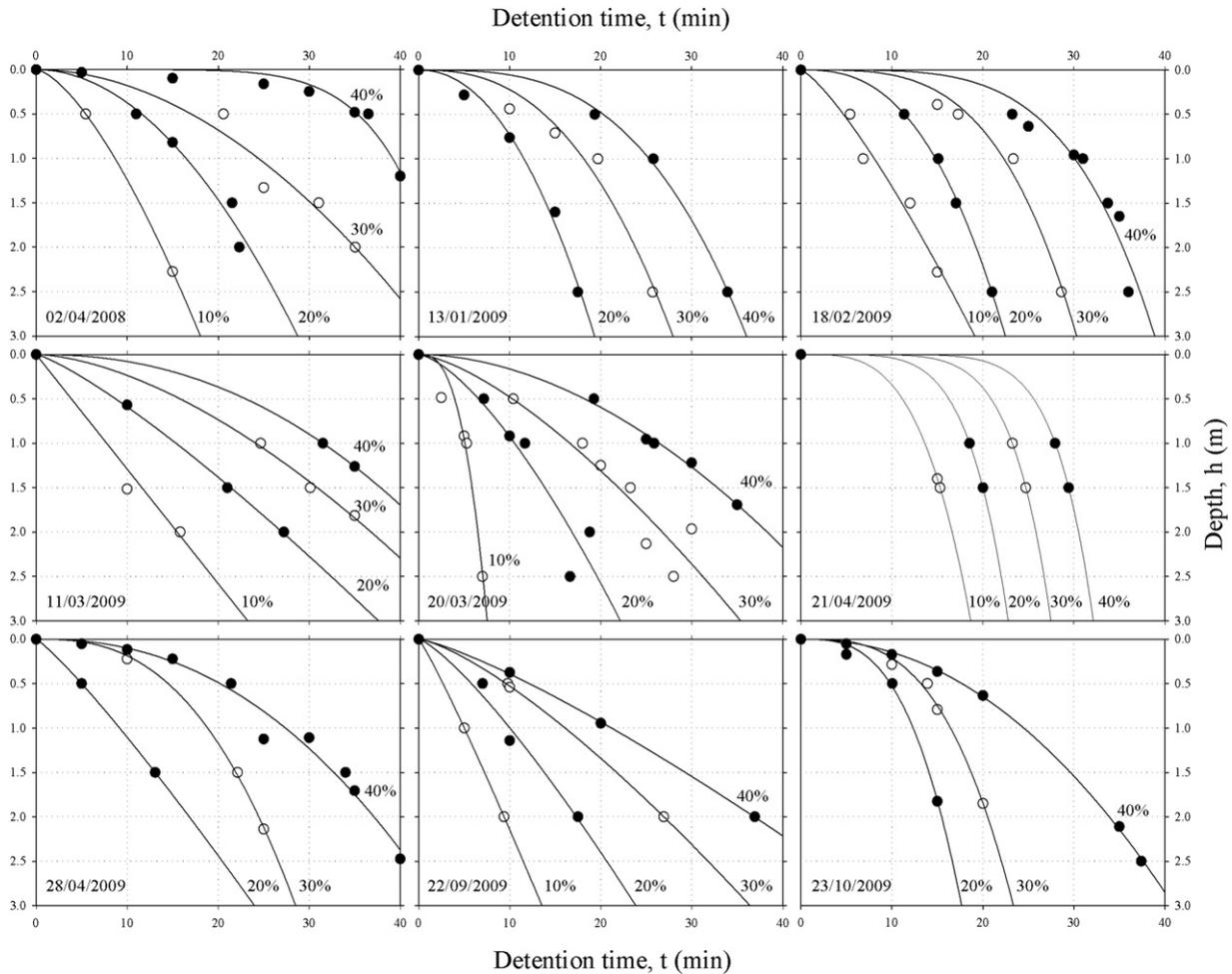


Fig. 5 – Curves of constant percent TSS removal obtained for WW sample tests.

Table 3 – Numerical values of the fitting residual (min) for each curve of each settling column test.

Test	Weather conditions	Residual					
		10%	20%	30%	40%	50%	60%
24 Oct 2007	DW	0.00	0.15	0.26	0.23	1.83	0.00
23 Apr 2008	DW	1.27	1.66	1.40	0.00	0.00	–
14 May 2008	DW	0.00	0.66	0.91	0.12	0.00	0.00
11 Jun 2008	DW	0.00	0.00	0.00	1.19	2.91	0.08
09 Jul 2008	DW	–	0.06	0.10	0.00	0.79	0.00
16 Jul 2008	DW	0.11	0.00	0.80	1.85	2.77	1.84
02 Apr 2008	WW	0.01	0.77	1.99	0.72	–	–
13 Jan 2009	WW	–	0.42	1.06	0.48	–	–
18 Feb 2009	WW	0.95	0.22	0.77	1.24	–	–
11 Mar 2009	WW	1.04	0.29	0.58	0.47	–	–
20 Mar 2009	WW	0.11	1.34	1.87	0.61	–	–
21 Apr 2009	WW	0.49	0.00	0.00	0.00	–	–
28 Apr 2009	WW	0.00	0.81	1.93	0.46	–	–
22 Sep 2009	WW	0.00	0.85	0.13	0.06	–	–
23 Oct 2009	WW	–	0.47	1.32	0.12	–	–

(design) particle settling velocity. The latter tendency can be explained by the fact that in the settling tank design, the tank overflow rate V ($V=Q/A$, where Q is the flow rate at which clarified water is produced and A is the surface area of the tank) is set equal to the settling velocity of the smallest particle to be captured, V_c ($V_c=Q/A$), and therefore the larger the settling velocity, the smaller the surface area (and the tank) and the overall settling efficiency. Thus, higher removal efficiencies correspond to designs targeting capture of smaller particles settling at lower velocities. At the same time, flocculation of fine particles may increase, to some extent, their size and settling velocity. The results indicate that in the initial phase of the settling process the particles behave as discrete particles and later begin to show flocculation tendencies. Once flocs have reached the maximum sustainable size, beyond which they start to break up (Krishnappan and Marsalek, 2002), they are sufficiently distant from each other and start settling again as discrete particles (Piro et al., 2011).

In order to characterize the settleability of wastewater (corresponding to the DW conditions) and CSOs

(corresponding to the WW conditions) at the LC experimental site, the characteristic samples were determined for both DW and WW conditions.

Table 4 shows the RMSE of individual event detention times compared to those corresponding to the average sample, t_{Rj} , as determined by Eq. (5). Thus, according to the condition of a minimum average RMSE (Eq. (6)), it is possible to deduce that the sample of February 18, 2009 is the characteristic sample for WW conditions. For DW conditions, two events have rather similar minimum average RMSE, on 24 October 2007 and 16 July 2008; the event on 24 October 2007 was selected as yielding the characteristic sample, because its standard deviation of RMSE was smaller than that of the July, 16 2008 event.

The applicability of the newly proposed power law function (Eq. (2)) used to approximate the iso-removal curves was also tested on the data found in five references (Weber, 1972; Zaroni and Blomquist, 1975; Berthouex and Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006). Fig. 8 illustrates the fitted curves for each data set.

The values of the correlation coefficients for each data set, including that from the LC site, are given in Table 5. For the 35 TSS removal curves listed, the goodness of fit was described by a mean value of correlation coefficient (R^2) of 0.983 (± 0.015), and consequently, the proposed power law function (Eq. (2)) approximates well the settling column data not only for the LC catchment, but generally for wastewater samples from different source catchments characterized by various land use, population density and traffic intensity.

Moreover, the trends in parameters a and b of the literature data are similar to those obtained for the LC catchment; the particle settling velocity decreases with the increasing removal efficiency, but the flocculation factor increases (Fig. 9).

The design of treatment of CSOs requires the knowledge of settling characteristics; when CSOs are retained for clarification, larger sediments and settleable particles are mainly influenced by gravitational forces, while the finer suspended particles are also subject to coagulation and flocculation phenomena (Metcalf and Eddy, 2003). It was reported that CSOs generally contain flocculating particles and therefore the Stoke's equation cannot be used to design clarifiers

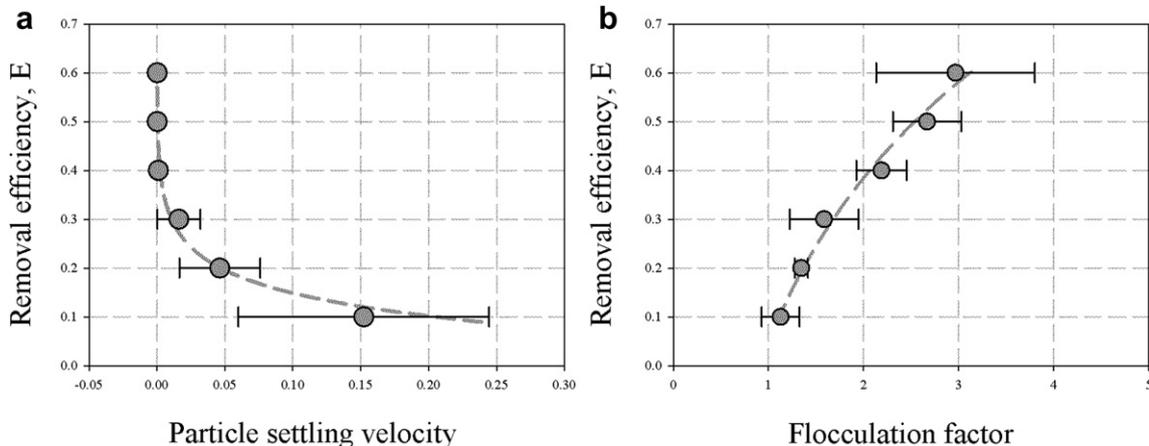


Fig. 6 – Particle settling velocity (a) and flocculation factor (b) vs. TSS removal efficiency, for DW conditions.

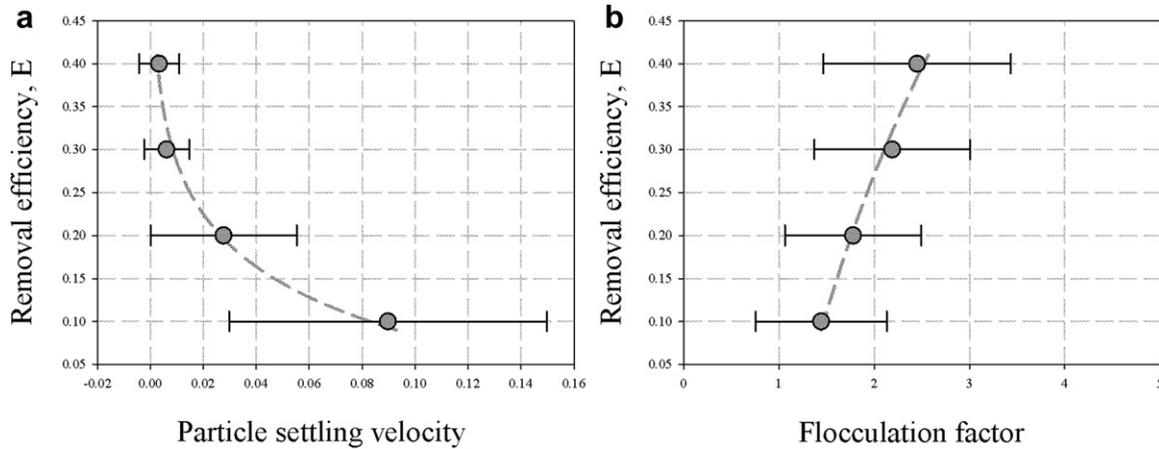


Fig. 7 – Particle settling velocity (a) and flocculation factor (b) vs. TSS removal efficiency, for WW conditions.

(Marsalek et al., 2006). Thus, the criteria adopted for design of clarifiers have evolved in both practice and theory in order to account for many factors contributing to the flocculation process. Most frequently, the settling column tests (Peavy et al., 1985) were used to estimate the removal efficiency of TSS and the detention (settling) time of the flocculating wastewater, but in the traditional graphically-based application of settling results, this approach may be time consuming and, therefore, expensive for practical design purposes.

The iso-removal curves allow determining the particle fractions that are completely removed from the water column, i.e. the particles with diameters $d \geq d_0$, for a given detention time $t = \theta_H$. Nevertheless the total removal efficiency will be greater because also some finer particles (with dimensions $d < d_0$ and settling velocity $v < v_0$) are partly removed. The results of the column tests can be used to assess the total removal efficiency (E_{tot}) of sedimentation process (Metcalf and Eddy, 2003), as:

$$E_{tot} = E(\theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \frac{h_{i,i+1}}{H} \tag{7}$$

where H is the column depth, $E(\theta_H)$ is the constant percent removal curve passing through point (θ_H, H) , E_i and E_{i+1} are the iso-removal efficiencies greater than $E(\theta_H)$ and $h_{i,i+1}$ is the depth of the middle point of the segment joining E_i and E_{i+1} curves at $t = \theta_H$.

It is evident that this approach is time consuming for practical design purposes, especially when taking into account the high variability of the settling process during individual events. The knowledge of the analytical relationships for each iso-removal curve (i.e. $h_i = a_i \times t^{b_i}$), allows expressing Eq. (7) as:

$$\begin{aligned} E_{tot} &= E(\theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \frac{h_i + h_{i+1}}{2H} \\ &= E(\theta_H) + \frac{1}{2H} \sum_i (E_i - E_{i+1}) (a_i \theta_H^{b_i} + a_{i+1} \theta_H^{b_{i+1}}) \end{aligned} \tag{8}$$

Table 4 – (a) RMSEs (in minutes) for individual event samples and iso-removal curves in relation to the average sample, t_{Rj} , (b) average RMSE (\bar{Err}), and (c) standard deviations (the characteristic tests are bolded).

Test	Weather conditions	t_{Rj}						\bar{Err}	Standard deviation
		10%	20%	30%	40%	50%	60%		
24 Oct 2007	DW	2.8	1.8	2.9	3.1	1.4	3.1	2.5	0.75
23 Apr 2008	DW	6.9	7.9	9.1	5.7	4.8	–	6.9	1.69
14 May 2008	DW	0.8	3.6	7.7	8.8	8.0	5.5	5.7	3.08
11 Jun 2008	DW	2.4	4.8	7.4	5.4	7.5	5.6	5.5	1.85
09 Jul 2008	DW	–	6.6	9.0	6.9	3.5	4.6	6.1	2.12
16 Jul 2008	DW	1.7	2.2	2.7	1.1	0.9	6.0	2.4	1.87
02 Apr 2008	WW	0.8	3.6	6.7	9.4	–	–	5.1	3.72
13 Jan 2009	WW	–	2.7	2.6	4.2	–	–	3.2	0.92
18 Feb 2009	WW	1.0	1.4	2.1	2.3	–	–	1.7	0.59
11 Mar 2009	WW	2.5	6.4	7.5	4.7	–	–	5.3	2.15
20 Mar 2009	WW	5.1	2.5	2.7	2.4	–	–	3.2	1.29
21 Apr 2009	WW	5.2	4.4	3.6	5.3	–	–	4.6	0.78
28 Apr 2009	WW	–	3.2	2.1	1.2	–	–	2.2	1.03
22 Sep 2009	WW	3.2	2.6	3.1	5.9	–	–	3.7	1.50
23 Oct 2009	WW	–	3.4	7.1	3.6	–	–	4.7	2.05

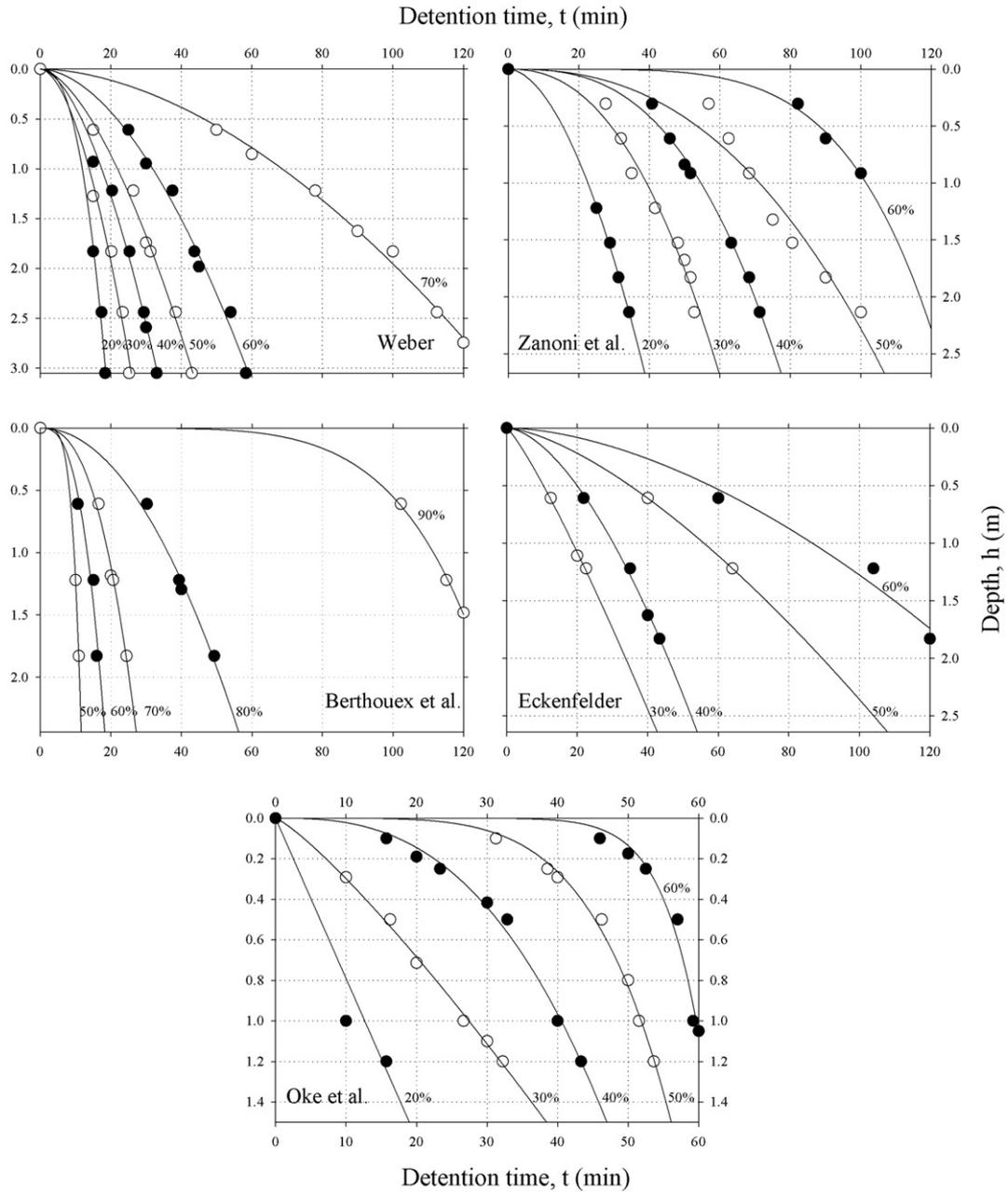


Fig. 8 – Curves of constant percent removal obtained for published data (Weber, 1972; Zanoni and Blomquist, 1975; Berthouex and Stevens, 1982; Eckenfelder, 1989; Oke et al., 2006).

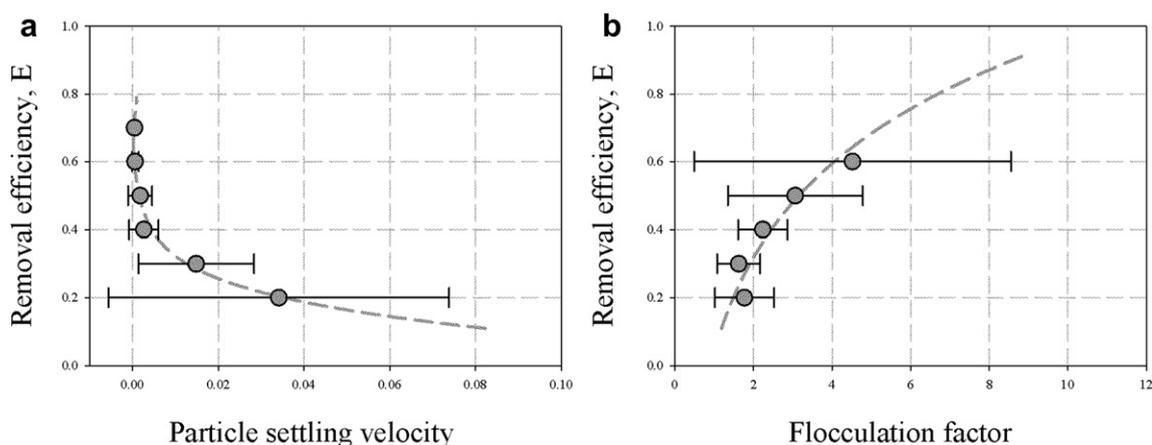
where the parameters a_i and b_i reflect the variability of the settling behaviour due to effluent characteristics.

In practical terms, the approximation of the TSS iso-removal curves by a mathematical function serves two purposes: (a) It provides a unifying model for settling of various wastewaters (as shown by the applicability of this model to various types of wastewaters in Table 5), and (b) It facilitates a quick calculation of the total TSS removal using Eq. (8). Furthermore, the newly proposed model is physically based and can be used in characterizing settleability of the wastewater to be treated, which depends not only on the design particle size, density and detention time, but also on the characteristic ability of the wastewater to flocculate. The

feasibility of describing wastewater settling parameters as well-defined physical quantities (velocity of sedimentation and flocculation capacity) for specific events also opens the possibility of stochastic analysis for the events observed at a specific site. Ultimately, this may lead to a better definition of the wastewater characteristic parameters in a probabilistic manner, thus providing more information about the characteristics of the wastewater to be treated and comprehensive information for design and the proper sizing of treatment units. Towards this end, further experiments are in progress at the experimental site of the University of Calabria, with the overall goal of further evaluating the characteristic settleability values at this site.

Table 5 – Correlation coefficients, R^2 , describing the goodness of fit of the power law function (Eq. (2)) for literature and LC data.

Data source	R^2								
	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
Weber (1972)	–	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	–	–
Zanoni and Blomquist (1975)	–	0.99	0.98	0.99	0.95	0.99	–	–	–
Berthouex and Stevens (1982)	–	–	–	–	0.99	0.96	0.99	0.99	0.99
Eckenfelder (1989)	–	–	0.99	0.99	0.99	0.98	–	–	–
Oke et al. (2006)	–	0.94	0.99	0.99	0.99	0.98	–	–	–
Piro et al. (2010) – DW	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	–	–	–
Piro et al. (2010) – WW	0.98	0.99	0.98	0.93	–	–	–	–	–

**Fig. 9 – Particle settling velocity (a) and flocculation factor (b) vs. TSS removal efficiency, for literature data.**

4. Conclusions

An experimental study was conducted in the context of a broader research project, which addresses the characteristics of WW and DW flows in combined sewers, with respect to the transport of pollutants and solids of specific particle size distributions. The aim of the study was to obtain empirical TSS settleability data and develop a simple methodology for design of sedimentation tanks. Towards this end, a novel method of analyzing settling column test data was presented in this paper. Using this method, it was possible to determine a mathematical function (power law) describing the iso-removal curves of TSS, for varying depths and detention times. This function is physically based, and both its fitted parameters, a and b , have physical meaning: a represents the particle settling velocity and b is a flocculation factor. The applicability of this equation was also tested on the literature data. For 35 TSS removal curves found in the literature, the goodness of fit was described by a mean value of correlation coefficient (R^2) of 0.983 (± 0.015). Thus, the proposed function appears to be valid not only for the LC catchment data, but generally for wastewater samples from different catchments with different characteristics. The fitted equation can be used to describe TSS iso-removal curves and to estimate the removal efficiency of an ideal settling tank. Furthermore,

where a number of events were sampled and the corresponding settling data sets are available, a single representative design (characteristic) event can be identified as an actual event with least deviation from the average removal curve for the whole event set. Future research will focus on probabilistic description of the parameters a and b , and their use in analysis of settleability of CSOs generated by long rainfall series.

REFERENCES

- APAT, IRSA-CNR, 2003. Metodi analitici per le acque. Manuali e linee guida 29 (in Italian: standard methods for the examination of water).
- APHA, AWWA, WEF, 2005. In: Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater, 21st ed. American Public Health Association, Washington, DC.
- Berthouex, P.M., Stevens, D.K., 1982. Computer analysis of settling test data. *J. Environ. Eng.* 108 (5), 1065–1069.
- Butler, D., Davies, J.W., 2000. In: *Urban Drainage*, first ed. E&FN SPON, London, pp. 489.
- Camp, T.R., 1946. Sedimentation and the design of settling tanks. *Trans. ASCE* 111, 895–958.
- Characklis, G.W., Dilts, M.J., Simmons III, O.D., Likirdopulos, C.A., Krometis, L.-A.H., Sobsey, M.D., 2005. Microbial partitioning to settleable particles in stormwater. *Water Res.* 39, 1773–1782.

- Chebbo, G., Lucas-Aiguier, E., Bertrand-Krajewski, J.L., Gagnè, B., Hedges, P., 1998. Analysis of the methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids. *Water Sci. Technol.* 37 (1), 53–60.
- Da Deppo, L., Datei, C., Salandin, P., 2004. In: *Sistemazione dei corsi d'acqua*, fifth ed. Cortina, Padova, Italy, p. 815.
- Eckenfelder, W.W., 1989. In: *Industrial Water Pollution Control*, second ed. McGraw-Hill, New York, NY, pp. 400.
- He, C., Marsalek, J., Rochfort, Q., Krishnappan, B.G., 2006. Case study: refinement of hydraulic operation of a complex CSO storage/treatment facility by numerical and physical modeling. *J. Hydraul. Eng., ASCE* 312 (2), 131–139.
- Klepiszewski, K., Teufel, M., Seiffert, S., Henry, E., 2010. Measurement of flow velocity profiles in tank structures using the prototype device OCM Pro LR. In: *Electronic Proceedings of the Seventh International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management*, Lyon, France, June 27–July 1, Distributed by GRAIE, Lyon, France, 9 pp.
- Krishnappan, B.G., Marsalek, J., 2002. Modelling of flocculation and transport of cohesive sediment from an on-stream stormwater detention pond. *Water Res.* 36, 3849–3859.
- Marsalek, J., Krishnappan, B.G., Exall, K., Rochfort, Q., Stephens, R.P., 2006. An elutriation apparatus for assessing settleability of combined sewer overflows (CSOs). *Water Sci. Technol.* 54 (6, 7), 223–230.
- Maus, C., Uhl, M., 2010. Tracer studies for the modelling of sedimentation tanks. In: *Electronic Proceedings of the Seventh International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management*, Lyon, France, June 27–July, Distributed by GRAIE, Lyon, France, 10 pp.
- Metcalf and Eddy, 2003. In: *Wastewater Engineering. Treatment and Reuse*, fourth ed. McGraw-Hill, New York, NY, pp. 1819.
- Oke, I.A., Oladepo, K.T., Olajumoke, A.M., Ajayi, E.O., 2006. Settlement properties of solids in a domestic-institutional wastewater. *J. Appl. Sci. Res.* 2 (7), 385–390.
- Peavy, H.S., Rowe, D.R., Tchobanoglous, G., 1985. *Environmental Engineering, International Edition*. McGraw-Hill, New York, NY, pp. 699.
- Pettersson, T.J.R., Sep. 8–13, 2002. Characteristics of suspended particles in a small stormwater pond. In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage*, Portland, OR. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Portland, OR, United States, pp. 1–12.
- Piro, P., Sole, A., 2001. Analisi di reti di drenaggio urbano mediante l'uso dei Gis. Applicazione al bacino urbano del Liguori. (Urban drainage network analysis through the use of GIS. Application to the urban catchment Liguori). In: *L'uso dei GIS per l'analisi e il controllo di problematiche territoriali* (in Italian; *The Use of GIS for Analysis and Control of Land Issues*). Bios Publishers, Cosenza, Italy, pp. 143.
- Piro, P., 2007. Il bacino sperimentale urbano del Canale Liguori nella città di Cosenza. Osservazioni sperimentali qualitative quantitative nel periodo 1995–2003. (An urban experimental catchment Canale Liguori near the City of Cosenza. Experimental observations of water quantity and quality during the period of 1995–2003). Bios Publishers, Cosenza, Italy, pp. 71.
- Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G., Sansalone, J., 2010. Size distribution of wet weather and dry weather particulate matter entrained in combined flows from an urbanizing sewer shed. *Water Air Soil Pollut.* 1–4 (206), 83–94.
- Piro, P., Carbone, M., Tomei, G., 2011. Assessing settleability of dry and wet weather flows in an urban area serviced by combined sewers. *Water Air Soil Pollut.* 214 (1), 107–117.
- Pisano, W.C., 1996. Summary: United States “sewer solids” settling characterization methods, results, uses and perspective. *Water Sci. Technol.* 33 (9), 109–115.
- Suàrez, J., Puertas, J., 2004. Determination of COD, BOD, and suspended solids loads during combined sewer overflow (CSO) events in some combined catchments in Spain. *Ecol. Eng.* 24, 201–219.
- Vallet, B., Muschalla, D., Lessard, P., Vanrolleghem, P.A., 2010. A new dynamic stormwater basin model as a tool for management of urban runoff. In: *Electronic Proceedings of the Seventh International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management*, Lyon, France, June 27–July 1, Distributed by GRAIE, Lyon, France, 10 pp.
- Vaze, J., Chiew, F.H.S., 2004. Nutrient loads associated with different sediment sizes in urban stormwater and surface pollutants. *J. Environ. Eng.* 130, 391–396.
- Water Environment Federation (WEF) and American Society of Civil Engineers (ASCE), 1992. *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE, New York, NY.
- Weber, W.J., 1972. In: *Physicochemical Processes for Water Quality Control*, first ed. Wiley-Interscience, New York, NY, pp. 640.
- Zanoni, A.E., Blomquist, M.W., 1975. Column settling tests for flocculent suspensions. *J. Environ. Eng.* 101 (3), 309–318.

Allegato 5

Piro P., Carbone M., Penna N. e Tomei G. (2012)

Analysis of Parameters Influencing the Removal Efficiency of Settling Tanks

IWA World Congress on Water, Climate and Energy, Dublin, Ireland

Analysis of Parameters Influencing the Removal Efficiency of Settling Tanks

Patrizia Piro¹, Marco Carbone¹, Nadia Penna¹, Giovanni Tomei¹

¹University of Calabria, Cosenza, Italy

Short Abstract

Settling column tests are one of the most common methods employed for determining the parameters necessary for the design of settling tanks. Therefore, wastewater samples were collected from the Liguori Catchment (LC) in Cosenza (Italy) and subject to such tests, which yielded some useful information for the estimation of the total suspended solids (TSS) removal efficiency. In particular, it was demonstrated that this latter is a function of the initial TSS concentration and of the previous dry days (PDD) before the rain event.

Keywords: Urban Drainage; Water Pollutant; Combined Sewer Overflow (CSO); Settling Column; Sedimentation Unit.

Introduction

Many urban centers are drained by combined sewer networks in which sanitary water is mixed with urban runoff water during wet weather [Gasperi et al., 2010; Passerat et al., 2011]. This combined flow is generally transferred to wastewater treatment plants (WWTP). Whereas, during intense rainfalls, if the inlet flow exceeds sewer system and WWTP capacity, overflows are directly discharged into receiving water bodies [Kim et al., 2007; Fu et al., 2009; Passerat et al., 2011]. Therefore, CSOs occur.

It has been widely recognized that CSOs discharges are a significant pollution source and can pose a serious impact on water quality of receiving waters and aquatic environment [Even et al., 2007; Kim et al., 2007; Fu et al., 2009; Sakrabani et al., 2009]. In fact, since they are composed of a mixture of surface runoff, sewer deposits and untreated sanitary sewer flow, they can contain various pollutants, including heavy metals, of very high concentrations, which are associated with solid particles [Piro et al., 2010a; Vallet et al., 2010; Piro et al.,

2011]. These latter are typically described as TSS.

For this reason, up to now many facilities, based on the removal of TSS, have been investigated in order to reduce the pollutant loading of CSOs.

One of CSO treatment methods is to separate suspended particles from the liquid by gravity [Piro et al., 2010b]. Consequently, sedimentation is one of the most frequently used unit operations for the clarification of wastewater [Martínez-González et al., 2009]. Although many advances proposed from 1851, when Stokes formulated for the first time the equation describing the sedimentation velocity [Bustos et al., 1999], nowadays there are not suitable equations to simulate the settling phenomenon in wastewater archetypes [Martínez-González et al., 2009]. For this purpose, several experimental measurements are required in order to obtain information which could be converted in useful mathematical expressions to facilitate the design of settling tanks.

Thus, the main objective of this study is to develop a simple mathematical method,

physically based, that enables the prediction of the treatment efficiency of CSO settling tanks, using laboratory tests in a quiescent settling device (settling column). This will be possible investigating the dependence between some physical aggregate information on the sampled event and the variables which are introduced in the mathematical method, using a data-driven method (EPR-MOGA XL) [Giustolisi and Savic, 2006; Giustolisi and Savic, 2009].

Methods

Experimental campaign was carried out at the outlet of an urban catchment (Liguori Catchment - LC) in Cosenza, Italy. The main characteristics of the study site are presented in Tab. 1.

Liguori Catchment (LC)	
Location	Cosenza
Total surface (ha)	414
Population	50,000
Impervious area (%)	48
Sewer type	Combined

Table. 1. Main characteristics of the study site.

The LC is drained by a combined sewer system that conveys dry weather flows to Montalto Uffugo WWTP. During strong rain events, when the sewer flow exceeds the capacity of sewer system and of WWTP, wastewater is discharged into the Crati river through CSO, without any treatment [Piro et al., 2010b].

Since 2004, sewer flow samples have been collected to characterize flow quality during both dry and wet weather conditions [Piro et al., 2011].

In a previous study [Piro et al., 2007], the variability of the chemical demand of the dissolved fraction for events observed in the LC provide relevant implications with

regards to treatment design. In particular, the results demonstrate that the selection of a treatment strategy that involves a physical unit operation is required in order to remove particulates through sedimentation and clarification [Carbone et al., 2011].

The sampling campaign, on which this research is based, started in April 2008 and yielded data for 9 events of wet weather (WW) conditions.

For each event, wastewater samples were collected at the outlet of LC. After sampling, they were fed into the settling column, as suggested in the literature [Weber, 1972; Zanoni and Blomquist, 1975; Eckenfelder, 1989]. The settling column is made of a PVC cylinder with a 150 mm internal diameter and it is 3 m high. Sampling ports are uniformly spaced along the length of the column. For each sample, the initial TSS concentration (C_0 at $t = 0$) was determined as the average of the concentrations in the two samples taken from the highest and the lowest ports. During the settling tests, samples were collected from each sampling point at 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40 min, and, then, analyzed in order to determine the change in TSS concentration against time and height [Song et al., 2000].

These TSS concentrations were used also to compute the mass fraction removed at each depth and each time interval (E_{ij}), using the following expression:

$$E_{ij} = \left(1 - \frac{C_{ij}}{C_0}\right) \cdot 100 \quad (1)$$

where C_{ij} is the mass fraction, in percent, that is collected at the i -th depth and at the j -th time interval.

The percent removals obtained from the test data were plotted at the appropriate depths and times, and the removal isolines were constructed by interpolating the plotted

values [Zanoni and Blomquist, 1975]. The curves thus drawn represent the limiting or maximum settling path for the indicated percentage [Eckenfelder, 1989]. Reference [Piro et al., 2011] recently states that these iso-removal curves can be approximated by a power law function described by the following equation:

$$h = at^b \quad (2)$$

where h is the depth, t the detention time, a the particle settling velocity and b the flocculation factor. Such analyses conducted in [Piro et al., 2011] demonstrated that (2) results into exceptionally accurate description of iso-removal curves on both experimental and literature data. In particular, those experiments were carried on samples coming from the LC, the same catchment considered herein during both wet weather (WW) and dry weather (DW) conditions [Carbone et al., 2011]. Moreover, the mathematical definition of the iso-removal curves allows easy calculation of the total removal efficiency of TSS and evaluation of a function which can describe the variation of the removal efficiency with respect to detention time. Therefore, for each test, knowing the equations of each iso-removal curves, it was possible to determine the overall percentage removed at fixed detention times ($t = \Theta_H$) using the equation below:

$$E_{tot} = E(\Theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot \left(\frac{h_{i,i+1}}{H} \right) \quad (3)$$

where H is the column depth; $E(\Theta_H)$ is the constant percent removal curve passing through point (Θ_H, H) ; E_i and E_{i+1} are curves of constant percent removal, with efficiency greater than $E(\Theta_H)$; and, $h_{i,i+1}$ is the depth of the middle point of the segment joining E_i and E_{i+1} curves.

Therefore, for each test, the relationship between the overall TSS removal and the detention time was approximated by a monoparametric exponential function [Piro et al., 2010b]:

$$E(t) = 1 - \exp^{-kt} \quad (4)$$

where k is a regression coefficient characteristic of the WW event.

Thus, the next step of the research focused on finding a possible dependence between some aggregate information on the sampled event and the parameter k . Such information pertains to some aggregate hydrological and pollution data which are supposed to affect either resuspension of solids during the runoff and settling in sedimentation tanks [Carbone et al., 2011]. Tab. 2 shows for each event the values of the hydrological and pollution aggregate variables chosen for the analysis: the initial concentration of TSS, which corresponds to C_0 ; the previous dry days before the rain event (PDD); the average rain intensity recorded during the rain event (i_{avg}); the maximum rain intensity recorded during the rain event (i_{max}); the rainfall depth (h_p).

This work has leveraged a data-mining approach. Nowadays a number of data-driven techniques are available for developing models from data; among them the Evolutionary Polynomial Regression (EPR) has been proved effective to identify patterns in various applications entailing the exploration of a combinatorial space of possible alternatives [Markus et al., 2010; Rezanian et al., 2010]. The analysis was performed by exploiting a recent variant of the EPR, a MS – Excel function based on Multi - Objective EPR technique (EPR-MOGA) [14], called EPR MOGA XL.

EVENT	DATE (mm/dd/yyyy)	TSS (mg/l)	PDD	i_{avg} (mm/h)	i_{max} (mm/h)	h_p (mm)
1	04/02/2008	49.5	5	1.13	3.0	3.4
2	01/13/2009	138.5	2	2.13	7.4	36.2
3	02/18/2009	86.0	1	1.73	3.2	13.8
4	03/11/2009	82.0	4	1.56	3.2	17.2
5	03/20/2009	237.0	4	2.58	6.2	20.6
6	04/21/2009	32.0	1	1.67	3.6	5.0
7	04/28/2009	102.5	1	2.45	9.4	36.8
8	09/22/2009	65.0	1	0.30	0.4	0.6
9	10/23/2009	131.0	1	0.49	1.0	3.4

Table. 2. Values of event specific aggregate variables.

It encompasses a multi-objective optimization strategy where accuracy of data reproduction and parsimony of model structures are simultaneously maximized [Giustolisi and Savic, 2006]. In particular, parsimony refers to the number of variables and/or additive terms involved in the mathematical expressions and its minimization is assumed to result into more general description of the phenomenon while allowing its physical readability. The advantages of the EPR-MOGA are the following: (1) it allows developing a Pareto set of models with different accuracy and parsimony in a unique modeling run; (2) the possible similarities between returned expressions allow for discussing and interpreting the description of the phenomenon; (3) the set of models is aimed at supporting the user to select that one suited for the peculiar intended analysis [Carbone et al., 2011].

Although the EPR-MOGA has been proved to be useful for developing models in different applications, this paper proposes exploiting its paradigm to analyze the relative influence of each variable in describing the output, without necessarily achieving a final model expression [Carbone et al., 2011].

To this end, suppose that a hypothetical model has to be developed made of one (polynomial) term only, as reported in the following expression:

$$\hat{Y} = a_0 + a_1 \cdot (\mathbf{X}_1)^{ES(1,1)} \cdot \dots \cdot (\mathbf{X}_k)^{ES(1,k)} \quad (5)$$

where X_i and \hat{Y} are model input and output variables, exponents of variables [Giustolisi and Savic, 2006] are selected from a set ES of candidates defined by the user, and a_j are coefficients.

Accordingly, a methodology to use the EPR for data-mining purposes rather than developing complete model expression is provided [Carbone et al., 2011].

Results

The results of the 9 tests conducted for LC produced useful information for characterizing mathematically the settling process for the LC wastewater.

For each event, Tab. 3 shows the coefficients k and the correlation coefficients, R^2 , of the equation of the curves obtained by (4) interpolating the experimental data obtained by (3). The analysis of Tab. 3 shows that each event is characterized by its own curve $E(t)$, but the variability of these curves is quite low. In fact, the interpolating functions have k values very similar to each other (Tab. 3).

In order to analyze the dependence of k on the physical parameters (TSS , PDD , i_{avg} , i_{max} , h_p), that are assumed characteristics of the event and are very simple to measure, it was used a data-driven analysis. In particular, the EPR-MOGA XL analysis allows returned 5 model expressions (6).

WW	k	R ² (%)
2 April 2008	0.0190	74.9
13 January 2009	0.0220	93.4
18 February 2009	0.0220	74.9
11 March 2009	0.0200	88.5
20 March 2009	0.0240	98.4
21 April 2009	0.0220	67.6
28 April 2009	0.0240	85.7
22 September 2009	0.0240	99.7
23 October 2009	0.0280	98.0

Table. 3. Coefficients k and correlation coefficients R^2 obtained by (4) for each event.

$$\begin{aligned}
 \text{MODEL 1: } & k = a_0 \\
 \text{MODEL 2: } & k = a_0 + a_1 \frac{1}{PDD^{0.5}} \\
 \text{MODEL 3: } & k = a_0 + a_1 \frac{TSS^2}{PDD^{1.5}} \\
 \text{MODEL 4: } & k = a_0 + a_1 \frac{TSS^2}{i_{avg}^{0.5} PDD} \\
 \text{MODEL 5: } & k = a_0 + a_1 \frac{TSS^{1.5} i_{max}^{0.5}}{h_p^{0.5} PDD}
 \end{aligned} \quad (6)$$

where a_0 and a_1 are calibration parameters of each model. These models are graphed by the Pareto front (Fig. 1), as a function of accuracy and parsimony. Accuracy is evaluated in terms of Coefficient of Determination (CoD):

$$CoD = 1 - \frac{\sum_{s=1}^C \sum_{Ns} (\hat{y}_s - y_{exp})^2}{\sum_N (y_{exp} - avg(y_{exp}))^2} \quad (7)$$

where N_s is the number of samples in the s -th case/experiment, C is the number of cases, \hat{y}_s is the model prediction using coefficients $a_{j,s}$ and y_{exp} is the corresponding observation. Instead, parsimony refers to the number of variables and/or additive terms involved in the mathematical expressions.

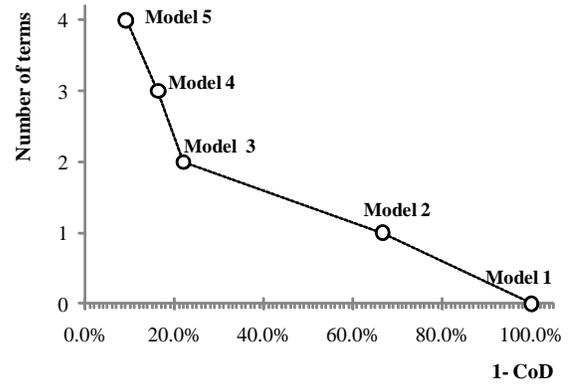


Fig. 1. Pareto front of models for regression coefficient k .

Discussion and Conclusions

The aim of the study was to develop a method, physically based, in order to define the efficiency of TSS removal of settling tank, used for the treatment of CSOs. The opportunity to express the correlation coefficient, k , of the efficiency formula (4) as a function of some physical parameters allows to assess the efficiency of sedimentation for a given rain event. In particular, it was demonstrated that the correlation coefficient depends on the concentration of TSS and PDD, which are two parameters characteristic of the event and easy to measure.

As shown in Fig. 1, model 3 is the optimum compromise between parsimony and accuracy, in fact it is located at the knee of the curve. This model has two terms which point out the dependence of k from TSS and PDD.

In particular, k is inversely proportional to PDD and directly proportional to TSS. The increasing of the terms (model 4 and 5) is configured in an improvement only of the numerical value and not in terms of the description of the physical phenomenon. This is highlighted and confirmed by the fact that, in model 4, k is a function of TSS, PDD and i_{avg} ; whereas in model 5 the dependence

of i_{avg} disappeared, and k is a function of i_{max} , h_p , TSS and PDD.

Moreover, Fig. 2 shows and confirms the closely dependence of the correlation coefficient k vs. TSS and PDD.

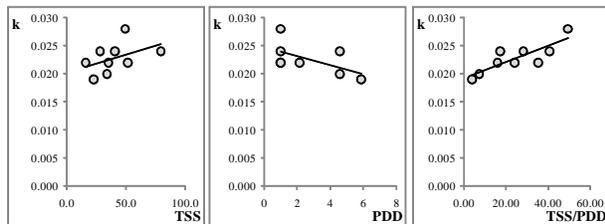


Fig. 2. Relationship between k vs. TSS and PDD.

In this direction, further research are moving. In fact other settling column tests are anticipated, together with the more detailed study of the phenomenon observed in LC, in order to generalize and apply the considerations made in this study to other experimental data obtained from other catchments.

References

Bustos M.C., Concha F., Bürguer R. and Tory E.M. (1999). Sedimentation and Thickening. Phenomenological Foundation and Mathematical Theory. *Kluwer Academic*, Dordercht, Holland, 150-210.

Carbone M., Berardi L., Laucelli D. and Piro P. (2011). Data-mining approach to investigate sedimentation features in combined sewer overflows. Accepted to publish in *Journal of Hydroinformatics*.

Eckenfelder, W.W. (1989). Industrial water pollution control. *McGraw – Hill*, New York, NY.

Even S., Mouchel J.M., Servais P., Flipo N., Poulin M., Blanc S., Chabanel M. and

Paffoni C. (2007). Modelling the impacts of Combined Sewer Overflows on the river Seine water quality. *Science of the Total Environment*, **375**(1-3), 140-151.

Fu G., Butler D. and Khu S.T. (2009). The impact of new developments on river water quality from an integrated system modelling perspective. *Science of the Total Environment*, **407**(4), 1257–1267.

Gasperi J., Gromaire M.C., Kafi M., Moilleron R. and Chebbo G. (2010). Contributions of wastewater, runoff and sewer deposit erosion to wet weather pollutant loads in combined sewer systems. *Water Research*, **44**(20), 5875-5886.

Giustolisi O. and Savic D.A. (2006). A Symbolic Data-driven Technique Based on Evolutionary Polynomial Regression. *Journal of Hydroinformatics*, **8**(3), 207-222.

Giustolisi O. and Savic D.A. (2009). Advances in Data-Driven Analyses and Modelling Using EPR-MOGA. *Special issue on Advances in Hydroinformatics, Journal of Hydroinformatics*, **11**(3-4), 225-236.

Kim G., Yur J. and Kim J. (2007). Diffuse pollution loading from urban stormwater runoff in Daejeon city, Korea. *Journal of environmental Management.*, **85**(1), 9–16.

Markus M., Hejazi M., Bajcsy P., Giustolisi O. and Savic D.A. (2010). Prediction of Weekly Nitrate-N Fluctuations in a Small Agricultural Watershed in Illinois. *Journal of Hydroinformatics*, **12**(3), 251-261.

Martínez-González G., Loría-Molina H., Taboada-López D., Ramírez-Rodríguez F., Navarrete-Bolaños J.L. and Jiménez-Islas H. (2009). Approximate Method for Designing

a Primary Settling Tank for Wastewater Treatment. *Industrial & Engineering Chemistry*, **48** (16), 7842-7846.

Passerat J., Ouattara N.K., Mouchel J.M., Rocher V. and Servais P. (2011). Impact of an intense combined overflow event on the microbiological water quality of the Seine River. *Water Research*, **45**(2), 893–903.

Piro P., Carbone M., Garofalo G. and Sansalone J. (2007). CSO treatment strategy based on constituent index relationships in a highly urbanized catchment. *Water Science and Technology*, **56**(12), 85-91.

Piro P., Carbone M., Garofalo G. and Sansalone J. (2010a). Size Distribution of Wet Weather and Dry Weather Particulate Matter Entrained in Combined Flows from an Urbanizing Sewershed. *Water, Air, & Soil Pollution*. **206**(1-4), 83-94.

Piro P., Carbone M. and Tomei G. (2010b). Assessing Settleability of Dry and Wet Weather Flows in an Urban Area Serviced by Combined Sewers. *Water, Air, & Soil Pollution*. **214**(1-4), 107-117.

Piro P., Carbone M., Penna N. and Marsalek J. (2011). Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system. Submitted to *Water Research*.

Rezania M., Javadi A.A. and Giustolisi O. (2010). Evaluation of liquefaction potential based on CPT results using Evolutionary Polynomial Regression. *Computers and Geotechnics*, **37**(1-2), 82-92.

Sakrabani R., Vollertsen J., Ashley R.M. and Hvitved-Jacobsen T. (2009). Biodegradability of organic matter associated with sewer sediments during first

flush. *Science of the Total Environment*, **407**(8), 2989-2995.

Song Z., Williams C.J. and Edyvean R.G.J. (2000). Sedimentation of tannery wastewater. *Water Research*, **34**(7), 2171-2176.

Vallet B., Muschalla D., Lessard P. and Vanrolleghem P.A. (2010). A new dynamic stormwater basin model as a tool for management of urban runoff. In: *Electronic Proceedings of the 7th International Conference on: Sustainable techniques and strategies in urban water management*. Lyon, France – June 27 – July 1st, (10 p). Distributed by GRAIE, Lyon, France.

Weber W.J. (1972). Physicochemical processes for water quality control. John Wiley & Sons/Wiley - Interscience, New York, NY. 1st Edition.

Zanoni A.E. and Blomquist M.W. (1975). Column settling tests for flocculent suspensions. *Journal of Environmental Engineering*, **101**(3), 309-318.

Allegato 6

Piro P., Carbone M., Penna N. e Tomei G. (2012)

Settling Efficiency of Urban Particulate Matter Transported by Stormwater Runoff

9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrade, Serbia



Settling Efficiency of Urban Particulate Matter Transported by Stormwater Runoff

Patrizia Piro¹, Marco Carbone², Giovanni Tomei³ and Nadia Penna⁴

¹ University of Calabria, Italy, patrizia.piro@unical.it

² University of Calabria, Italy, marco.carbone@unical.it

³ University of Calabria, Italy, ciupanno@gmail.com

⁴ University of Calabria, Italy, nadia.penna@unical.it

ABSTRACT

The main purpose of control measures for the pollution reduction in urban area is to detain particulate matter (PM) washed off by stormwater from impermeable surfaces. One of the mainly used process in these units is sedimentation. Experimental tests (settling column tests) have been performed to examine the settling efficiency (E), using mono-disperse and hetero-disperse PM, for which the particle size distribution (PSD) has been measured and modelled by a cumulative gamma distribution. In order to investigate the dependence of E from the PM, a variant of the Evolutionary Polynomial Regression (EPR), a MS – Excel function based on Multi-Objective EPR technique (EPR-MOGA), called EPR MOGA XL, has been used as data-mining strategy. The results from this study show that E is a function of the initial total suspended solids (TSS) concentration and of the d_{50} index, obtained from the PSDs of the samples.

KEYWORDS

Column settling tests, settling efficiency, PSD, gamma distribution

1 INTRODUCTION

Sediments and dusts transported and stored in the urban environment are well known to provide high loadings of solid particles to receiving waters. For this reason urban runoff has been identified as a major contributor to the degradation of water bodies. It appears clear that sediment removal, performed by stormwater treatment devices, can provide significant improvement of receiving water quality.

Many stormwater management practices depend on sedimentation as their primary removal mechanism.

Sedimentation is a process by which the removal of solid particles from a suspension is achieved through settling under gravity (Ong, 1985). Various types of sedimentation exist, but most of the suspended solids in stormwater and wastewater settle following two primary mechanisms:

- Discrete or type I settling: size, shape and specific gravity of particles do not change over time.
- Flocculation or type II settling: size, shape and, perhaps, specific gravity of particles change over time.

Many research efforts have been undertaken with the aim to simulate particle settling in a dilute suspension and, therefore, to discover the phenomena that influence the settling mechanisms. In general, these efforts have ignored flocculation settling effects because of the lack of computationally efficient flocculation models (Je and Chang, 2004). In fact, unlike the discrete settling, the settling behaviour of the flocculent suspension is not amenable to mathematical description (Martínez-González et al., 2009) using the laws of physics such as those of Newton and Stokes. In order to fill this gap, it is common practice to employ laboratory tests, in a quiescent settling device (settling column), to explain phenomena which manage the particle settling (Overcamp, 2006), in terms of removal efficiency (E) of suspended particles.

In particular, recent studies (Piro et al., 2012) carried on an urban catchment (Liguori Catchment - LC) have shown that E is directly proportional to the initial TSS concentration and inversely proportional to the previous dry days (PDD) the rain event. These results have been obtained by using settling column tests on samples collected from a combined sewer system. However, the particle size has not been considered in these studies, although it is a primary factor in particle settling.

Therefore, the main objective of the present study is to investigate the relationship between E, TSS and particle size, in terms of PSD.

Initially tests have been carried out using laboratory samples, obtained by mixing water and monogranular material, which is considerably different from those materials deposited on the roads during dry weather periods (leaves, dusts and particles produced by the erosion of the soil, by vehicle emissions, etc). Subsequently, in order to reproduce the real size of these latter, samples with adequately assorted materials have been used. The last step of this study has been focused on tests conducted on real samples of materials deposited on a sampling site (Vermicelli Catchment – VC) and then swept and collected with a brush.

2 MATERIALS AND METHODS

The experimental tests have been performed at the Laboratorio di Grandi Modelli Idraulici of the University of Calabria.

The experimental facility consists of a settling column, made up of a PVC cylinder with a 150 mm internal diameter and 3 m high. Sampling ports are uniformly spaced along the length of the column.

Tests H have been performed using sand samples to evaluate the settling efficiency in case of hetero-disperse material. Whereas, tests M have been carried out using mono-disperse sand, obtained sifting the sand between sieves with aperture of 75 μ m and 45 μ m. Further tests (Tests R) have been carried out using PM directly sampled from the pavement. This PM has been collected from an asphalt paved section of a parking lot (39 vehicles/day) in the VC. Solid materials have been collected with a brush very close to a gully pot, which has been monitored for a long time in previous studies.

Thus, in the first phase of this study, the PSDs of the used PM have been characterized. A Malvern Mastersizer 2000 has been utilised with a size resolution from 0.02 to 2,000 μ m for particles.

Previous research has demonstrated that PSDs can be modelled with a cumulative gamma distribution (Piro et al., 2010). The probability density function of a gamma distribution is expressed by the following equation (Eq.1), where d is the particle diameter (μm), γ a shape parameter, α a scaling parameter and $\Gamma_d(\gamma)$ the gamma cumulative distribution function (Maione and Moisello, 1993).

$$f(d) = \frac{(d/\alpha)^{\gamma-1} \cdot \exp(-d/\alpha)}{\alpha \cdot \Gamma_d(\gamma)} \quad (1)$$

Thus, the PSDs of the samples have been modelled with the gamma distribution.

Subsequently, for each test, tap water has been introduced into the column and then PMs placed in it; suspensions have been completely mixed by using compressed air, injected from the lowest port, and then allowed to settle quiescently. The initial TSS concentration (C_0 at $t=0$) have been determined as the average of the concentrations of all ports. During the settling tests, samples have been collected from each sampling port at 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40 min, and, then, analysed in order to determine the change in TSS concentration against time and height (Song et al., 2000).

These TSS concentrations have been used also to compute the mass fraction removed at each depth and each time interval (E_{ij}), using the following expression (Eq.2):

$$E_{ij} = \left(1 - \frac{C_{ij}}{C_0}\right) \cdot 100 \quad (2)$$

where C_{ij} is the mass fraction, in percent, that is collected at the i -th depth and at the j -th time interval.

Typically, the data obtained from a quiescent settling column test are analysed by the use of a graphical method. In fact, the percent removals obtained from the test could be plotted at the appropriate depths and times, and the removal isolines constructed by interpolating the plotted values (Zanoni and Blomquist, 1975). The curves thus drawn represent the limiting or maximum settling path for the indicated percentage (Eckenfelder, 1989).

Recently, Piro et al. (2011) have proposed an innovative approach whereby the settling data are analysed by using a mathematical method, which converts the traditional graphical isoremoval lines into lines described by a power law (Eq.3).

$$h = at^b \quad (3)$$

where h is the depth, t the detention time, a the particle settling velocity and b the flocculation factor. This approach allows easy calculation of the total removal efficiency of TSS (Carbone et al., 2011):

$$\begin{aligned} E_{tot} &= E(\Theta_H) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot \frac{h_i + h_{i+1}}{2H} = \\ &= E(\Theta_H) + \frac{1}{2H} \sum_i (E_i - E_{i+1}) \cdot (a_i \Theta_H^{b_i} + a_{i+1} \Theta_H^{b_{i+1}}) \end{aligned} \quad (4)$$

Where H is the column depth; $E(\Theta_H)$ is the constant percent removal curve passing through point (Θ_H, H) ; E_i and E_{i+1} are curves of constant percent removal, with efficiency greater than $E(\Theta_H)$; $h_{i,i+1}$ is the depth of the middle point of the segment joining E_i and E_{i+1} curves; and the parameters a_i and b_i are assumed to take charge of the variability of the settling behaviour due to effluent characteristics.

Therefore, for each test, the relationship between the overall TSS removal and the detention time have been approximated (Piro et al., 2011) using a monoparametric exponential function (Eq.5):

$$E(t) = 1 - \exp(-kt) \quad (5)$$

where k is the first-order decay coefficient. Considering that:

$$R(t) = \exp(-kt) \quad (6)$$

where $R(t)$ is the ratio between the TSS concentration remaining in suspension $C(t)$ and C_0 , and:

$$C(t) = C_0 \exp(-kt) \quad (7)$$

it has been possible to describe the kinetics reaction as a first order kinetics (Eq.8):

$$r = \frac{dC}{dt} = -kC \quad (8)$$

where r is the reaction velocity; dC/dt the rate of change of TSS concentration; and C the TSS concentration.

The first-order decay coefficient has been recognized as a “pseudocostant”, whose value is affected by many factors (USEPA, 1979).

Thus, the next step of the research has been focused on finding a possible dependence between k (and, therefore, E) and the PM characteristics, such as the TSS concentration and the PSDs indexes; since a primary factor in particle settling is the particle size.

In order to investigate on this possible relationship, this work has been based on a data-mining approach (Rezania et al., 2010). The analysis has been performed by exploiting a recent variant of the EPR, a MS – Excel function based on Multi - Objective EPR technique (EPR-MOGA), called EPR MOGA XL.

It encompasses a multi-objective optimization strategy where accuracy of data reproduction and parsimony of model structures are simultaneously maximized (Giustolisi and Savic, 2006). In particular, parsimony refers to the number of variables and/or additive terms involved in the mathematical expressions and its minimization is assumed to result into more general description of the phenomenon while allowing its physical readability (Carbone et al., 2011).

The practical implication of this approach is twofold: on one hand it investigates which are the most meaningful variables (if any) among those available; on the other hand, it permits to achieve a final model expression for the analysed phenomenon.

3 RESULTS AND DISCUSSIONS

This study is based on the results of 6 settling tests carried out by using 3 different types of PM at different initial TSS concentrations.

In the first step of this study, the PSDs of the PM used have been characterized by a Malvern Mastersizer 2000. Given the heterodispersivity of the measured PSDs, these latter have been modelled as a two-parameter cumulative gamma (Γ) distribution (Figure 1). As shown, the d_{90} of M samples is $65 \mu\text{m}$, since the PM has been obtained sifting the sand, which has been used for H tests ($d_{90}=80 \mu\text{m}$), between sieves with aperture of $75\mu\text{m}$ and $45\mu\text{m}$. Moreover, it is possible to note that samples R have a greater heterodispersivity if compared with M and H samples, because in this case the PM has been collected from a parking lot and it consists in pollutant-carrying particles of different sizes. The coefficients of determination shown in Figure 1 are generally higher than 99%. Thus, the results confirm that there is a good fitting of the PSDs data using the gamma distribution.

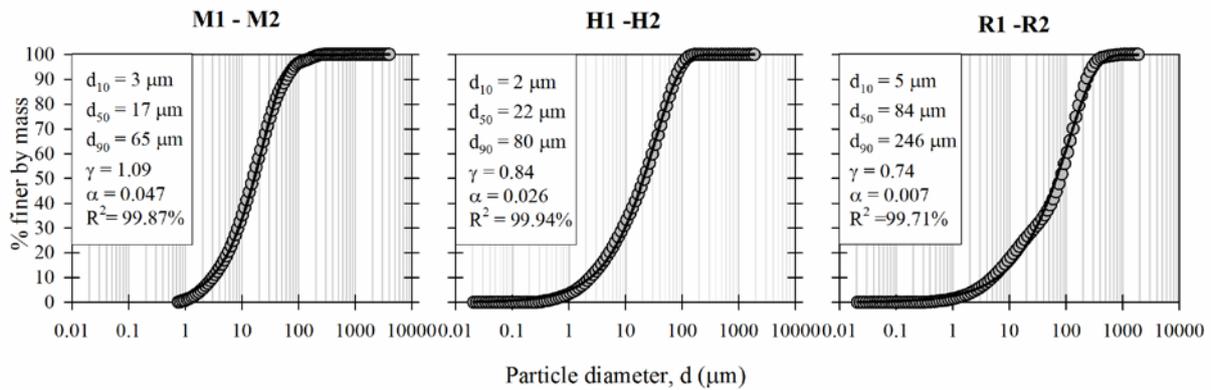


Figure 1. PSDs of the analysed samples and their modelling based on a cumulative gamma (Γ) distribution.

Figure 2 shows the TSS iso-removal efficiency curves obtained from the settling tests. When comparing the settling data, for the same detention time of 40 min, it is possible to note greater efficiencies of settling in tests R1 and R2. This result can be explained by the fact that there is a higher presence of coarse particles, which promotes more intense settling into such samples.

Thus, the TSS total removal efficiencies in all the tests for different detention times have been calculated (Eq. 4) and, then, interpolated with Eq. 5, in order to obtain their variation with respect to time. Table 1 shows the first-order decay coefficients, k , and the coefficients of determination, R^2 , of the equation of the efficiency curves obtained. The analysis of Table 1 shows that each test is characterized by its own curve $E(t)$, and the variability of these curves is significant. In fact, the interpolating functions have k values very different from each other. It means that even if the same materials have been used for two settling tests (i.e. M1 and M2 tests refer to particulate matter of M type), the settling efficiency will be surely a function of the initial TSS concentration, and therefore it must be taken into account in the analysis of the settling efficiency variability. Moreover, it is possible to note that the coefficients of determination of tests H are lower than those obtained for tests M and R; even if being greater than 0.5 they should be considered acceptable (Santhi et al., 2001; Van Liew et al., 2003). This result is due to the fact that the isoremoval curves of the tests H (Figure 6) are represented by very narrow beams of curves, which correspond to detention times very similar to each other and in any case more than 40 min (actual duration of the tests). This implies that the efficiency values calculated (Eq. 4) are represented graphically by points very close to each other. Therefore the variation of the efficiency as a function of time cannot be well defined. The reason behind this behaviour is that for tests H an heterogeneous material has been used, with a per-cent of fine particles ($d_{10}=2\mu\text{m}$) higher than the other two types of material used for the tests M and R (for tests M: $d_{10}=3\mu\text{m}$; for tests R: $d_{10}=5\mu\text{m}$). This means that for tests H there is no settling type I but only settling type II.

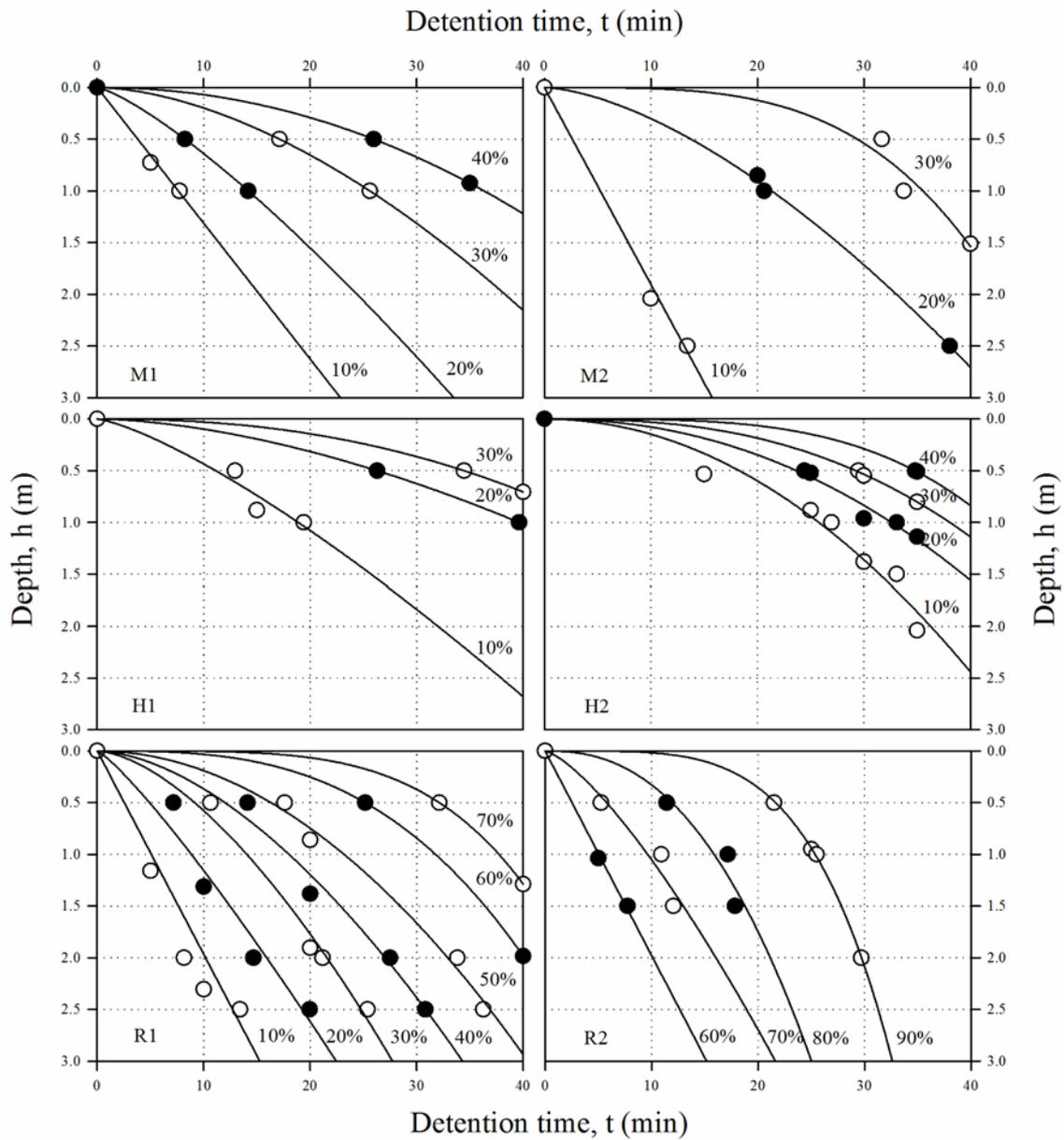


Figure 2. Iso-removal efficiency curves for each settling test.

Table 1. First-order decay coefficients, k , and coefficients of determination R^2 obtained by Eq. 5 for each test.

Tests	k	R^2 (%)
M1	0.017	95.0
M2	0.018	90.9
H1	0.010	85.1
H2	0.015	64.4
R1	0.029	90.5
R2	0.088	98.6

In order to investigate the dependence of k from the initial TSS concentration and PSD indexes (d_{10} , d_{50} , d_{90} , γ , α), which are shown in Table 2, a data-driven analysis has been used. In particular, the EPR-MOGA XL, working simultaneously on the six tests, has returned as output 6 model expressions:

$$\begin{aligned}
\text{MODEL 1: } & k = k_0 \\
\text{MODEL 2: } & k = f(d_{10}) \\
\text{MODEL 3: } & k = f(\text{TSS}, d_{50}) \\
\text{MODEL 4: } & k = f(\text{TSS}, d_{50}, \alpha) \\
\text{MODEL 5: } & k = f(\text{TSS}, d_{10}, d_{50}, \alpha) \\
\text{MODEL 6: } & k = f(\text{TSS}, d_{10}, d_{50}, \alpha, \gamma)
\end{aligned} \tag{9}$$

where k_0 is a constant value. These models, valid for each test, are graphed by the Pareto front (Figure 3a), as a function of accuracy and parsimony. Accuracy of each models is evaluated in terms of Coefficient of Determination (CoD):

$$\text{CoD} = 1 - \frac{\sum_{s=1}^C \sum_{N_s} (\hat{y}_s - y_{\text{exp}})^2}{\sum_N (y_{\text{exp}} - \text{avg}(y_{\text{exp}}))^2} \tag{10}$$

where N_s is the number of samples in the s -th observation, C is the total number of observations, \hat{y}_s is the model prediction and y_{exp} is the corresponding observation. Whereas, parsimony refers to the number of variables and/or additive terms involved in the mathematical expressions.

Table 2. TSS concentration and PSD indexes used for the data-driven analysis.

Tests	TSS (mg/l)	d_{10} (μm)	d_{50} (μm)	d_{90} (μm)	γ	α
M1	50.2	3	17	66	1.09	0.047
M2	550.4	3	17	66	1.09	0.047
H1	609.2	2	23	80	0.84	0.026
H2	616.8	2	23	80	0.84	0.026
R1	34.8	5	85	247	0.74	0.007
R2	233	5	85	247	0.74	0.007

As shown in Figure 3a, model 3 is the optimum compromise between parsimony and accuracy, in fact it is located at the knee of the curve. This model has two terms which point out the dependence of k from TSS and d_{50} . It demonstrates that the initial TSS concentration definitely affect the settling performance as shown above. For this reason and because of their very low accuracy, model 1 and model 2 must be rejected. Models 4, 5 and 6 could be other good solutions because the accuracy of the models are higher; but if compared to model 3, they have a greater number of terms.

Therefore, the final goal of the study has been the individuation of the mathematical formula which best represent the phenomenon. This aim has been achieved considering only the PM characteristics (TSS and d_{50}) which appear in model 3. Also in this case, the EPR-MOGA XL has been used and it has given three different equations:

$$\text{EQUATION 1: } k = 0.0295$$

$$\text{EQUATION 2: } k = 0.01 + 7.25 \cdot 10^{-8} d_{50}^{2.5} TSS^{0.5} \quad (11)$$

$$\text{EQUATION 3: } k = 82.83 d_{50}^{-3} + 8.51 \cdot 10^{-8} d_{50}^{2.5} TSS^{0.5}$$

These equations are graphed by the Pareto front (Figure 3b), as a function of accuracy and parsimony.

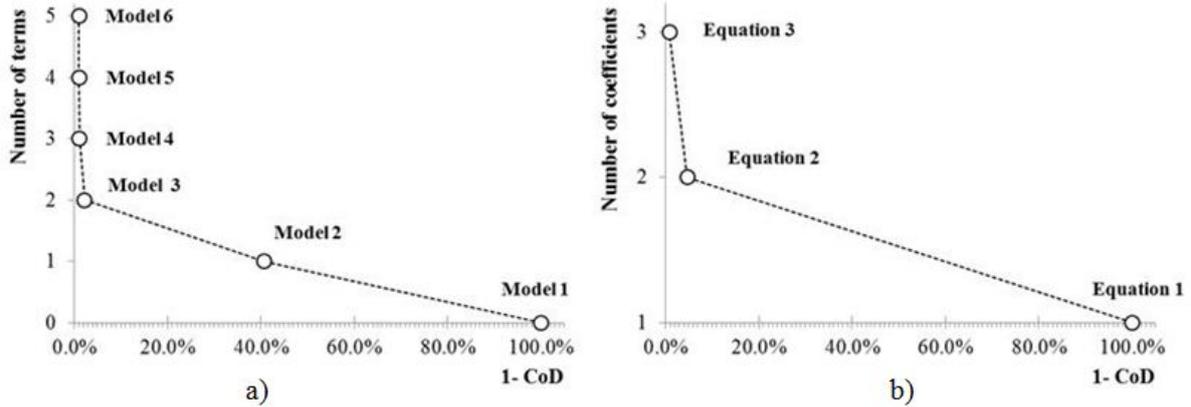


Figure 3. Pareto front of models (a) and equations (b) obtained from EPR-MOGA XL.

As shown in Figure 3b, equation 2 is located at the knee of the curve giving the optimum compromise between parsimony and accuracy. This equation has two coefficients and two terms. The increasing of the coefficients in equation 3 is configured only in an improvement of the numerical value of k , but it implicates a clear complication of the final mathematical formula. Therefore, it is not an excellent solution in terms of parsimony. Thus, it is possible to state that the first-order decay coefficient, k , should be linked to TSS and d_{50} , using equation 2.

It follows that the mere knowledge of the initial TSS concentration and of the d_{90} of the PM transported by stormwater allows us to characterize the settling efficiency of a treatment structure vs. time.

4 CONCLUSIONS

The experimental runs have had the goal to perform experimentally the settling phenomenon, through which the solid material washed off during rainfall from road surface is detained in some treatment structures.

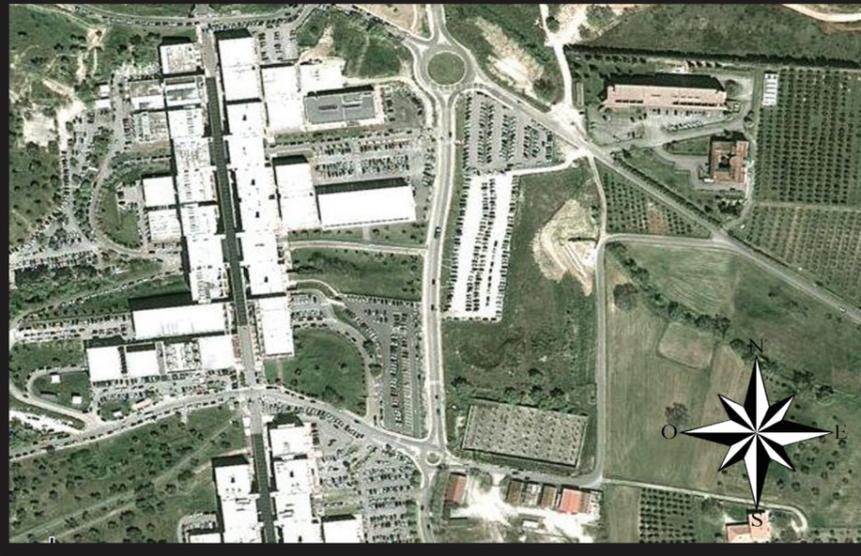
Among the analytical formulations found in literature for the evaluation of the settling efficiency, this study has focused on the one by Piro et al. (2011), which has been shown as a function of a first-order decay coefficient (k): a “pseudocostant”, whose value is affected by many factors. In particular, it has been demonstrated that k depends on the initial concentration of TSS and d_{50} of the PSDs of PM used in the laboratory tests.

It is possible to state that results obtained do not contradict those obtained by previous studies (Piro et al., 2012), but usefully extend their substantial validity also to conditions for which they had not been directly investigated.

In this direction, further research are anticipated. In fact other settling column tests are expected, in order to generalize and apply the considerations made in this study to other experimental data obtained by using particulate matters, deposited on different sampling sites characterized by different land uses, traffic intensity and density population.

5 REFERENCES

- Carbone M., Berardi L., Laucelli D. and Piro P. (2011). Data-mining approach to investigate sedimentation features in combined sewer overflows. *Journal of Hydroinformatics*, doi:10.2166/hydro.2011.003.
- Eckenfelder W. W. (1989). Industrial water pollution control. McGraw-Hill.
- Giustolisi O. and Savic D.A. (2006). A Symbolic Data-driven Technique Based on Evolutionary Polynomial Regression. *Journal of Hydroinformatics*, 8(3), 207-222.
- Je C. H. and Chang S. (2004). Simple approach to estimate flocculent settling velocity in a dilute suspension. *Environmental Geology*, 45, 1002-1009.
- Maione U. and Moisello, U. (1993). Elementi di statistica per l'idrologia (*Elements of statistical hydrology*). Pavia: La Goliardica Pavese.
- Martínez-González G., Loría-Molina H., Taboada-López D., Ramírez-Rodríguez F., Navarrete-Bolaños J.L. and Jiménez-Islas H. (2009). Approximate Method for Designing a Primary Settling Tank for Wastewater Treatment. *Industrial & Engineering Chemical Research*, 48(16), 7842-7846.
- Ong S. L. (1985). Least-squares analysis of settling data under discrete settling conditions. *Water SA*, 11(4), 185-188.
- Overcamp T. J. (2006). Type II Settling Data Analysis. *Journal of Environmental Engineering*, 132(1), 137-139.
- Piro P., Carbone C., Garofalo G. and Sansalone J. J. (2010). Size Distribution of Wet Weather and Dry Weather Particulate Matter Entrained in Combined Flows from an Urbanizing Sewershed. *Water, Air and Soil Pollution*, 206, 83-94.
- Piro, P., Carbone M., Penna N. and Marsalek J. (2011). Characterization of the settling process for wastewater from a combined sewer system. *Water Research*, 45(20), 6615-6624.
- Piro P., Carbone M., Penna N. and Tomei G. (2012). Analysis of Parameters Influencing the Removal Efficiency of Settling Tanks. In: IWA World Congress on Water, Climate and Energy. Dublin, Ireland, 13-17 May.
- Rezania M., Javadi A. A. and Giustolisi O. (2010). Evaluation of liquefaction potential based on CPT results using Evolutionary Polynomial Regression. *Geotech Computer System*, 37, 82-92.
- Santhi C., Arnold J. C., Williams J. R., Dugas W. A., Srinivasan R. and Hauck L. M. (2001). Validation of the SWAT model on a large river basin with point and nonpoint sources. *Journal of American Water Resources Association*, 37(5), 1169-1188.
- Song Z., Williams C. J. and Edyvean R. G. J. (2000). Sedimentation of tannery wastewater. *Water Research*, 34, 2171-2176.
- USEPA. (1979). *Process design manual, sludge treatment and disposal*. EPA-625/1-79-011, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- Van Liew M. W., Veith T. L., Bosch D. D. and Arnold J. C. (2007). Suitability of SWAT for the conservation effects assessment project: A comparison on USDA-ARS experimental watersheds. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(2), 173-189.
- Zanoni A.E. and Blomquist M.W. (1975). Column settling tests for flocculent suspensions. *Journal of Environmental Engineering*, 101, 309-318.



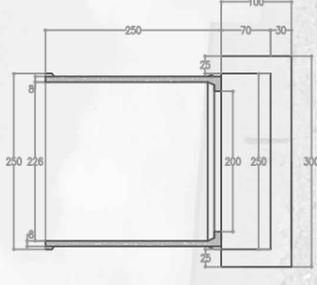
L'area di intervento (di circa 170 m²) per la realizzazione dell'unità di trattamento si trova nei pressi dell'Università della Calabria, in corrispondenza dello scarico della rete di drenaggio delle acque meteoriche del Bacino Vermicelli.



Sezione 1-1



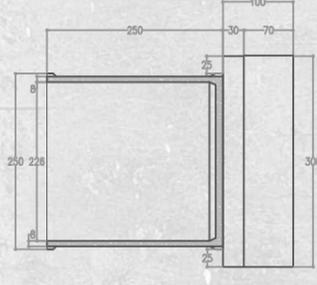
Sezione 3-3



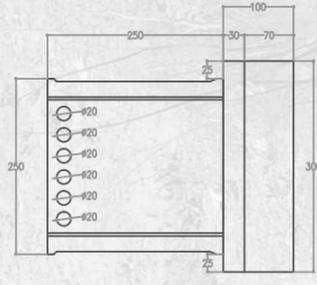
Sezione 2-2



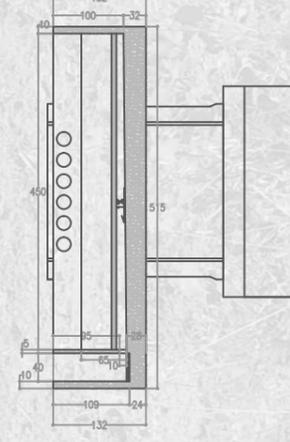
Sezione 4-4



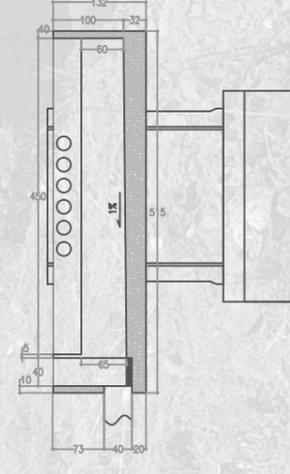
Sezione 5-5



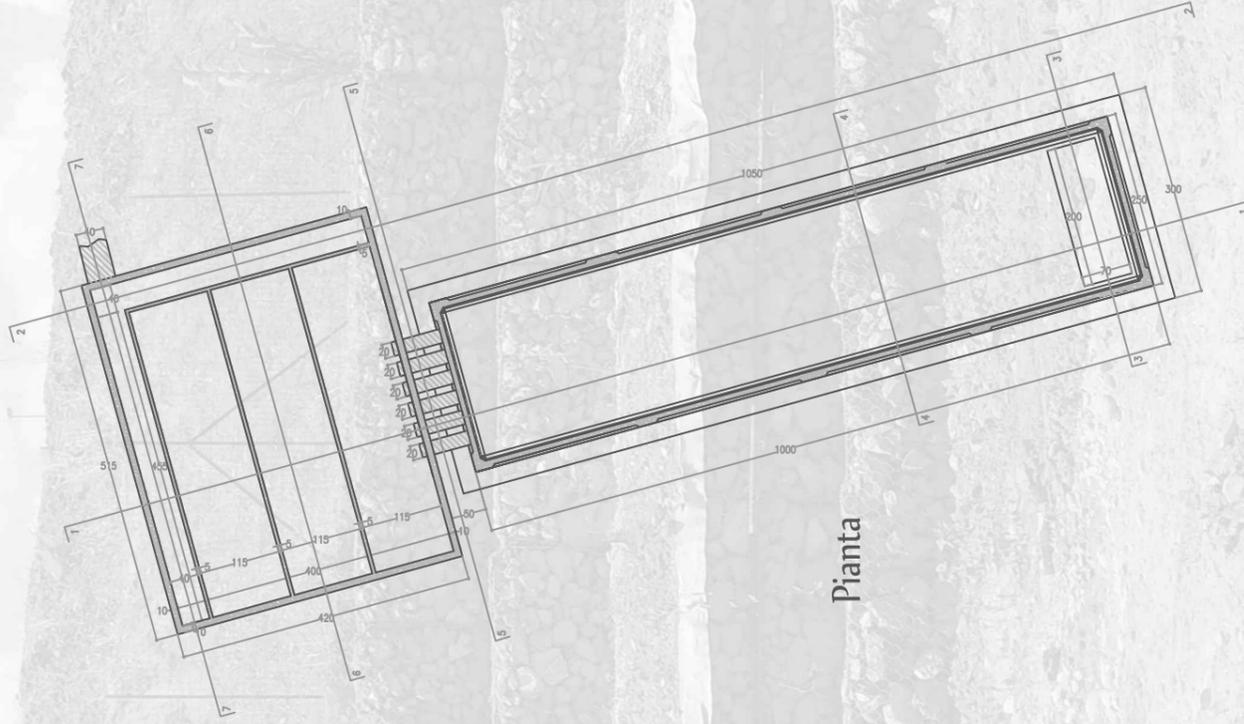
Sezione 6-6



Sezione 7-7



Pianta



Ringraziamenti

Vorrei ringraziare la Prof.ssa Patrizia Piro per avermi dato la possibilità di proseguire l'attività di ricerca iniziata con la tesi di Laurea Specialistica, per la sua disponibilità e per i consigli ricevuti in questi ultimi tre anni.

Ringrazio l'ing. Marco Carbone per l'incoraggiamento e la costante collaborazione in tutte le attività svolte nel corso del dottorato.

Ringrazio i miei colleghi e amici, Giovanni (detto J.) Tomei e Antonia (detta Antonella) Raso per il loro appoggio nei momenti meno favorevoli e, soprattutto, per le interminabili giornate passate insieme.

Ringrazio un "pezzo" dello studio...Luca Merenna, che anche se per poco, ha reso le giornate di lavoro meno pesanti.

Ringrazio l'ing. Fabio De Napoli e Salvatore Straticò perché senza di loro non avrei mai potuto affrontare le sperimentazioni in laboratorio.

Tra i ringraziamenti devo includere anche gli "Amici del Dipartimento" con i quali ho condiviso tante pause caffè e alcuni dei momenti più spensierati di questi tre anni: Maria Cristina, Francesco e Stefania.

Ringrazio ovviamente la mia famiglia che mi ha permesso di affrontare serenamente questo percorso e che continua a sostenermi anche ora che mi si presenta davanti un futuro tutt'altro che certo.

Infine, un ringraziamento speciale va a Danilo per avermi aiutato e sopportato con estrema pazienza durante gli ultimi tre anni e soprattutto nei periodi di stress più intensi...Grazie perché i tuoi incoraggiamenti sono stati davvero preziosi per riuscire a concludere questa esperienza!