

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI
"FEDERICO II"
FACOLTA' DI INGEGNERIA**



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA IDRAULICA, GEOTECNICA ED
AMBIENTALE

DOTTORATO IN INGEGNERIA DEI SISTEMI IDRAULICI, DI TRASPORTO E
TERRITORIALI
(XXI CICLO)

**"L'EFFICIENZA DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA NELLA
RIDUZIONE DELL'IMPATTO SUI CORPI IDRICI RICETTORI"**

Relatori:

Ch.mo Prof. Ing. GIUSEPPE DE MARTINO

Ch.mo Prof. Ing. NICOLA FONTANA

Candidato:

Dott. Ing. ANTONIO RANUCCI

Controrelatore:

Ch.mo Prof. Ing. GUELFO PULCI DORIA

Coordinatore:

Ch.mo Prof. Ing. BRUNO MONTELLA

Alla mia famiglia e

a Roberta.

INTRODUZIONE

Nel corso di un evento piovoso molto prolungato, specialmente dopo un periodo di assenza di precipitazioni, i primi apporti che dilavano le superfici più o meno impermeabili generano acque reflue più concentrate in inquinanti degli apporti successivi. Per tale ragione, soprattutto negli ultimi anni, la ricerca ha rivolto maggiore attenzione alle cosiddette “acque di prima pioggia”, che hanno così assunto il carattere di un fenomeno tipico delle aree fortemente antropizzate e urbanizzate. Durante la pioggia, infatti, l’acqua di scorrimento determina il dilavamento delle superfici urbane, trasportando in fognatura sostanze inquinanti, tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici e/o inorganici), elementi nutritivi, batteri, oli, grassi e metalli pesanti (Cu, Zn, Cd, etc.). Tale portata contaminata, in caso di copiose precipitazioni, viene recapitata direttamente nel ricettore (per effetto, ad esempio, di uno scaricatore di piena). Per tale ragione, il fenomeno del first-flush (primo dilavamento) è ormai riconosciuto come una delle maggiori cause di alterazione della qualità dei corpi idrici.

Alla luce di tali considerazioni, la presente tesi di dottorato, focalizzerà l’attenzione su tale problematica.

Nel Capitolo 1, in particolare, sono analizzati gli aspetti quali-quantitativi delle acque di prima pioggia alla luce delle numerose ricerche sperimentali nazionali ed internazionali, di cui verranno illustrate le principali risultanze.

Nel successivo Capitolo 2 vengono esaminate le normative ed alcune ricerche, sia a livello nazionale che internazionale, proponenti criteri per il dimensionamento degli interventi strutturali maggiormente utilizzati per l'abbattimento del carico inquinante delle acque di meteoriche di dilavamento: scaricatori di piena e vasche di prima pioggia.

Nel Capitolo 3 è valutata l'efficienza di tali manufatti, inseriti in un sistema di drenaggio "tipico" della realtà urbana italiana, mediante calcolazioni numeriche. In particolare, sono state effettuate simulazioni continue quali-quantitative della trasformazione degli afflussi meteorici, mediante l'applicazione del codice di calcolo SWMM, con riferimento a registrazioni di pioggia, su più anni, in 27 diverse località campane. Si è indagato, successivamente, sul grado di rimozione del carico inquinante conseguibile, prima mediante l'adozione del solo scaricatore di piena e poi mediante l'utilizzo combinato di scaricatore di piena e vasca di prima pioggia (sia disposta in linea che fuori linea, sia di transito che di cattura) attraverso l'ausilio di un altro programma, appositamente compilato in linguaggio Fortran, in grado di simularne il funzionamento.

Nel Capitolo 4, alla luce dei risultati ottenuti, vengono proposti due diversi approcci semplificati per il calcolo dell'efficienza di un particolare sistema, senza dover ricorrere alle numerose simulazioni in continuo. Il primo consente di determinare il rendimento "medio" di rimozione del carico di solidi sospesi η e dei volumi idrici inviati al ricettore θ , in funzione della sola portata di taglio dello

scaricatore o del volume specifico della vasca; attraverso il secondo approccio, invece, si ottengono stime di η e θ più vicine a quelle ricavate mediante le simulazioni numeriche, tenendo altresì in conto della particolare pluviometria dell'area oggetto di studio.

Infine, nel Capitolo 5 è riportato un riepilogo generale dei risultati ottenuti, nonché alcune osservazioni conclusive scaturite confrontando tra loro gli andamenti medi di η e θ , nei vari schemi impiantistici analizzati.

Alla tesi è, altresì, allegata un'Appendice, suddivisa in tre parti.

In particolare, nell'Appendice A si è proceduto ad un ampio inquadramento normativo, concernente sia i sistemi di drenaggio urbano che le acque di prima pioggia; nell'Appendice B, invece, si sono analizzati alcuni aspetti costruttivi e gestionali relativi ad interventi strutturali e non strutturali atti a mitigare l'impatto negativo sullo stato di qualità ambientale dei corpi idrici ricettori.

Nell'Appendice C, infine, sono riportate le figure e le tabelle (non inserite nel corpo della Tesi per motivi di spazio) relative a tutte le simulazioni numeriche effettuate, con particolare riferimento alle configurazioni con vasca di prima pioggia (in linea, fuori linea di transito e di cattura) e portata di taglio dello scaricatore pari a $3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$.

CAPITOLO 1

LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA: DEFINIZIONI E CARATTERIZZAZIONE QUALI-QUANTITATIVA

1.1 PREMESSA

Lo studio delle acque meteoriche di dilavamento superficiale che, raccolte dalle reti di drenaggio urbano, specialmente dopo un periodo di assenza di precipitazioni, vengono poi sversate direttamente nei corpi idrici ricettori, rappresenta una tematica di rilevante interesse, soprattutto in relazione alla loro caratterizzazione quali-quantitativa.

Dai dati acquisiti nel corso di campagne di misura effettuate, soprattutto alla luce delle numerose ricerche a livello internazionale [USEPA, 1983; Foundation for Water Research, 1998] e di studi sperimentali nazionali [Artina e Maglionico, 2003; Artina et al., 2005; Barco et al., 2004; Beretta e Gnecco, 2003; Bonomo et al., 1993; Calabrò et al., 2003; Milano et al., 2002], emerge che le acque meteoriche provenienti dallo scorrimento superficiale in ambito urbano, soprattutto nei primi minuti dall'inizio della precipitazione, possono avere potere inquinante anche superiore a quello delle cosiddette "acque reflue".

L'inquinamento indotto da tali acque di dilavamento, conseguenza della crescente espansione delle aree urbane ed industriali, e le problematiche ambientali ad esso connesse hanno reso sempre più pressante la necessità di provvedere ad una adeguata gestione dei sistemi di drenaggio ai fini della tutela della qualità dei corpi idrici ricettori [De Martino et al., 2004].

La dinamica del fenomeno di accumulo e propagazione degli inquinanti nei bacini urbani coinvolge molteplici aspetti, i principali dei quali possono essere considerati i seguenti:

- assorbimento degli inquinanti eventualmente presenti in atmosfera;
- accumulo degli inquinanti sulle superfici del bacino drenato;
- dilavamento delle superfici scolanti;
- accumulo degli inquinanti in elementi particolari del sistema di drenaggio (caditoie, pozzetti, dispositivi di invaso, ecc.);
- deposito e rimozione degli accumuli presenti all'interno delle canalizzazioni;
- immissione degli inquinanti nel corpo idrico ricettore mediante scaricatori di piena a servizio di fognature miste, oppure scarico delle acque meteoriche di sistemi separati.

Al fine di perseguire il miglioramento dei livelli di qualità ambientale, molteplici proposte sono state avanzate circa gli interventi di tipo strutturale o non strutturale da adottare per adeguare i sistemi fognari esistenti.

Purtroppo, a tutt'oggi non esistono linee di indirizzo progettuale che possano essere praticamente adottate, stante la continua evoluzione del quadro conoscitivo su questo tipo di problematica.

A tale riguardo, nell'Appendice A alla presente Tesi, è stato predisposto un sintetico stato dell'arte dei principali provvedimenti normativi e delle indicazioni progettuali vigenti sia a livello internazionale che nazionale.

Come risulta evidente, il quadro normativo risulta frammentario e disorganico sul territorio nazionale. La materia è, infatti, demandata alle Regioni e, inoltre, laddove non sono state adottate specifiche discipline regionali, le Province titolari delle competenze per il controllo degli scarichi delle acque reflue possono seguire svariate linee di comportamento. Quindi le Province si ritrovano nella necessità di valutare caso per caso il comportamento da adottare nei confronti di scarichi derivanti da fenomeni di dilavamento; ciò, però, può comportare disuniformità di trattamento per gli insediamenti dove si svolgono le medesime attività.

1.2 LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La problematica della gestione delle acque di prima pioggia è oramai divenuta un tema fondamentale nell'ambito della protezione ambientale ed in particolare della tutela dei corpi idrici ricettori. In molti casi, infatti, le concentrazioni delle sostanze inquinanti (solidi sospesi, azoto, fosforo, piombo, metalli, ecc.) sversate in corrispondenza delle fasi iniziali degli eventi di pioggia,

superano quelle degli impianti di depurazione e delle stesse acque reflue in tempo asciutto.

Il fenomeno che determina il dilavamento e il trasporto della maggior quantità di carico inquinante operato dal primo volume di acqua ruscellata è noto con il nome di *first flush*.

Come indicano in modo più esplicito le normative regionali (vedi Appendice A) in materia di trattamento di acque di prima pioggia o, più in generale, di reflui urbani, possono essere considerate acque di prima pioggia i primi 2,5–5,0 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio; ai fini dei calcoli delle portate transitanti nel sistema di drenaggio stesso si considera che tale quantità di pioggia sia caduta in un intervallo di tempo di 15 minuti. Il corrispondente volume d'acqua sarà di 25-50 m³ per ettaro di superficie impermeabile considerata. Infine, perché possano essere considerate “di prima pioggia”, le acque meteoriche devono essere associate ad un evento di pioggia preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto.

Al fine di poter proporre una strategia gestionale di tali acque e dei provvedimenti ingegneristici atti a mitigarne l'impatto, è necessario innanzitutto migliorare la conoscenza sulle sostanze in esse veicolate e sui fattori idrologici e morfologici che stanno alla base dei processi di dilavamento delle superfici in funzione dei diversi utilizzi del territorio.

Le aree urbane (con le loro attività diversificate, gli insediamenti industriali e le infrastrutture per i servizi dei trasporti) rappresentano ambienti molto complessi che generano rilevanti impatti inquinanti al suolo e ai corpi idrici

superficiali e sotterranei. Tali aree, pur essendo in genere dotate di estese infrastrutture dedicate alla raccolta, al confinamento e al trattamento di reflui da sorgenti puntuali e diffuse, presentano tuttavia ampie zone in cui le emissioni e gli scarichi non sono intercettati e si disperdono direttamente nell'ambiente generando impatti sui recettori finali. Gli inquinanti presenti nell'aria, sicuramente in quantità più rilevante nelle zone ove la popolazione è più concentrata, producono per ricaduta e per trascinarsi da parte delle acque meteoriche un impatto sul suolo che, tramite percolamenti e dilavamenti, si trasmette ai corpi idrici superficiali e sotterranei [Fabiani et al., 2006].

Sicuramente la mancata filtrazione delle acque fa perdere al suolo (diventato impermeabile) una delle sue funzioni principali cioè quella di scambio tra lo strato più basso dell'atmosfera ed il sottosuolo. Ciò favorisce il dilavamento delle superfici e il trascinarsi (a volte anche la concentrazione) di inquinanti che confluiscono e impattano soprattutto sulle acque superficiali.

La genesi delle "acque di prima pioggia" coinvolge, pertanto, molteplici fattori, sia ambientali che antropici. Si parte dalle precipitazioni che, impattando sul suolo (caratterizzato da un particolare uso e una conformazione, più o meno modificata, rispetto a quella naturale, a causa di attività antropiche), generano una portata liquida che trasporta le sostanze depositatesi lungo il percorso fino al recapito finale, il più delle volte (soprattutto in caso di copiose precipitazioni) rappresentato da un corpo idrico ricettore.

1.2.1 LE PRECIPITAZIONI

Come anticipato nel paragrafo precedente, uno degli aspetti che maggiormente caratterizza il fenomeno “acque di prima pioggia” sono le precipitazioni, il cui regime (frequenza, durata, intensità) assume caratteri peculiari nell’atmosfera delle aree urbane dove, negli ultimi decenni, l’intensa attività antropica ha causato sostanziali alterazioni [Fabiani et al., 2006]. Queste alterazioni, che influiscono direttamente sugli impatti provocati dalle acque di prima pioggia, afferiscono a due differenti aspetti:

- maggiore piovosità nelle città rispetto alle circostanti aree rurali;
- maggior numero di eventi piovosi violenti negli ambienti urbani, dove è più probabile che le piogge assumano carattere di rovescio o nubifragio (con un’intensità di pioggia maggiore, rispettivamente, di 10 mm/h e 30 mm/h).

E’ particolarmente negativo il secondo aspetto di tale alterazione, che può essere inquadrato in un contesto più generale di cambiamenti climatici che interessano tutto il territorio nazionale e che sono probabilmente dovuti al crescente livello di inquinamento atmosferico (negli ultimi anni in tutto il paese è aumentata la frequenza di eventi piovosi di breve durata e forte intensità) [Giuliaci, 2005].

Un fenomeno certamente influenzante l’intensità delle piogge, in ambiente urbano, è quello dell’ “isola di calore”. Essa è, infatti, una cappa d’aria surriscaldata dello spessore di circa 200-300 m, che ristagna all’interno dei centri urbani, causata: dal particolare tessuto urbano (che essendo costituito da asfalto,

calcestruzzo, mattoni e cemento, assorbe mediamente il 10% in più della radiazione solare incidente rispetto alle circostanti zone rurali); dall'assetto geometrico dell'ambiente urbano, caratterizzato dalla preponderanza di superfici verticali (pareti di grattacieli, palazzine e altri edifici) rispetto a quelle orizzontali (strade e tetti degli edifici), che catturano una maggiore quantità di radiazione solare, intrappolata dalle numerose riflessioni; dalla continua immissione nell'aria del calore generato dalla combustione degli idrocarburi per il riscaldamento domestico, il trasporto e gli usi industriali; dalla scarsa presenza nelle aree urbane di superfici evaporanti quali specchi d'acqua, prati e superfici alberate in grado di sottrarre calore all'atmosfera attraverso l'evaporazione.

Tale surriscaldamento dell'atmosfera urbana rende più intensi che nella vicina campagna i moti ascensionali di tipo convettivo, i quali, come noto, sono la causa primaria, nelle ore pomeridiane della stagione calda, della genesi di nuvole cumuliformi, come i temporaleschi cumulonembi [Giuliaci, 2005]. Ma più la velocità ascensionale è elevata, tanto maggiore sarà ovviamente la quantità di vapore acqueo condensata nell'unità di tempo e, di conseguenza, anche la probabilità di piogge di forte intensità.

La crescente urbanizzazione ha quindi determinato negli ultimi decenni un'intensificazione delle "isole di calore", con un corrispondente aumento della frequenza dei temporali violenti sulle metropoli. Tale relazione di causa-effetto tra l'intensificazione dell'isola di calore e la violenza delle piogge trova una conferma in una indagine effettuata dal Servizio Meteorologico dell'Aeronautica Militare su 7 nostre città (Torino, Milano, Bologna, Roma, Napoli, Bari, Palermo), nella quale sono state messe a confronto le frequenze dei casi di pioggia superiori

a 50 millimetri al giorno osservate nei due distinti periodi 1961-1975 e 1976-1990. Da questa indagine è risultato che la percentuale di giorni con piogge violente è cresciuta negli anni recenti in tutte le città sopra indicate: 380% a Milano, 250% a Bari, 220% a Napoli, 200% a Roma, 190% a Bologna e Torino, 150% a Palermo. E tutto ciò è avvenuto nonostante la diminuzione, soprattutto in estate, del numero totale di episodi piovosi in tutta la penisola. In conclusione, nelle nostre città in estate piove meno che una volta ma, quando piove, spesso si rischia il nubifragio. Ed i violenti acquazzoni cittadini sono, a loro volta, responsabili dei sempre più frequenti allagamenti di strade, scantinati e sottopassi, perché il suolo urbano è caratterizzato, rispetto alle aree rurali, da una minore capacità di assorbimento delle acque piovane e, quindi, da un più intenso scorrimento superficiale (run-off), caratteristiche che influiscono negativamente sugli impatti provocati dalle acque di prima pioggia nelle aree urbane [Fabiani et al., 2006].

1.2.2 IMPERMEABILIZZAZIONE DEI SUOLI

Sui suoli impermeabilizzati e lisci, il particolato si deposita continuamente senza possibilità di assorbimento o di digestione. La pioggia opera ivi un dilavamento totale e, quindi, rende maggiormente carica di sostanze inquinanti l'acqua di dilavamento superficiale.

Inoltre, a causa della cementificazione dei suoli, le falde idriche sotterranee tendono a ridursi, in quanto non è più assicurata la loro ricarica attraverso la percolazione dell'acqua meteorica. In pratica, l'urbanizzazione modifica l'idrologia di un bacino idrografico aumentando il fenomeno del "run-off" e

diminuendo i fenomeni di evapotraspirazione e infiltrazione superficiale e profonda. Le acque di pioggia che in condizioni naturali si infiltravano nel terreno, nelle città vengono convogliate nelle canalette stradali, nelle caditoie delle aree asfaltate e raccolte dalle fognature miste o separate che siano [Fabiani et al., 2006].

Nella Figura 1.1 viene sintetizzato lo schema dell'alterazione del ciclo idrologico sul suolo urbano.



Figura 1.1-Bilancio idrologico di un'area prima e dopo l'insediamento urbano [Grillo e Signoretti, 2004].

In definitiva l'impermeabilizzazione dei suoli: aumenta la velocità e la quantità dell'acqua di scorrimento superficiale; intensifica la frequenza delle inondazioni e dei fenomeni erosivi, soprattutto in presenza di precipitazioni irregolari; peggiora la qualità delle acque superficiali, ed in particolare incide sulla vita acquatica, perché aumenta sia l'apporto solido delle acque di scorrimento (dilavamento dei suoli), sia il carico inquinante delle stesse (inquinamento delle superfici di scorrimento); aumenta il carico dei depuratori che, in presenza di un sistema fognario misto, devono far fronte anche all'afflusso delle acque

meteoriche canalizzate; ostacola la ricarica delle falde idriche sotterranee diminuendo la quantità d'acqua di percolazione; contribuisce, infine, a far diventare il clima più caldo e secco poiché viene perso l'apporto umido dell'evapotraspirazione vegetale, mentre aumentano le superfici con un alto coefficiente di rifrazione del calore [Fabiani et al., 2006].

1.3 ASPETTI QUALITATIVI DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

I flussi delle acque di pioggia hanno due caratteristiche singolari: variano moltissimo in quantità nel tempo e si trasformano repentinamente in qualità in rapporto alle superfici su cui cadono e scorrono.

In particolare, tra le fonti inquinanti si possono distinguere due componenti: una “dinamica”, che può essere asportata dalla pioggia, dalla pulizia stradale o dal vento, e una “permanente”, funzione delle condizioni della superficie stradale.

Lo studio della qualità delle acque dei corpi idrici ricettori necessita ovviamente della conoscenza del carico inquinante, e all'uopo diversi organismi ed enti stranieri hanno finanziato complessi programmi di ricerca, nell'intento di mettere a punto metodologie e procedure per il controllo degli aspetti qualitativi dei deflussi meteorici. Si elencano di seguito alcuni di tali programmi di ricerca:

- il National Urban Runoff Program, posto in essere dalla Environmental Protection Agency (E.P.A.) degli Stati Uniti d'America;
- l'Urban Pollution Management Program, predisposto dal governo inglese;

- il French National Program on Runoff Pollution, promosso dal governo francese.

In particolare, l'E.P.A. ha individuato i principali inquinanti che caratterizzano i deflussi meteorici provenienti da aree urbane, che rappresentano gli apporti di solidi, composti che richiedono ossigeno, nutrienti e metalli pesanti:

- Solidi Sospesi Totali (SST),
- Richiesta di Ossigeno Biochimico (BOD),
- Richiesta di Ossigeno Chimico (COD),
- Fosforo Totale (TP).
- Azoto Totale (TN),
- Metalli, quali ad esempio: Arsenico, Cadmio, Cromo, Mercurio, Piombo, Rame, Zinco.

Ovviamente la stima degli apporti e delle concentrazioni dei suddetti inquinanti è resa particolarmente difficoltosa dalla complessità del fenomeno di dilavamento delle superfici da parte delle portate di ruscellamento. Inoltre, notevole influenza hanno le già evidenziate caratteristiche peculiari del bacino drenato (morfologia, tipologia degli insediamenti, ecc.), oltre che i fattori idrologici e climatici: se, infatti, si prende in considerazione la qualità dei deflussi da aree urbane, si osserva un sensibile peggioramento lungo il percorso (Tabella 1.1).

Parametro	Precipitazioni e dilavamento tetti	Acqua "bianca" da fognatura separata	Acqua di primo sfioro da fognatura mista
PH	5	7	7,5
SST (mg/l)	15	100	300
COD (mg/l)	2	20	500
Azoto N (mg/l)	0,3-1	4	20
Fosforo P (mg/l)	0,1-0,5	1	5
Piombo Pb (mg/l)	0,01-0,05	1,5	1,5
Zinco Zn (mg/l)	0,02-0,05	0,4	0,4
Coliformi (ufc)	10-1000	100000	1000000

Tabella 1.1-Classificazione qualitativa delle acque di pioggia (valori orientativi riscontrabili in letteratura).

Per tali motivi, gli studi mirati a valutare le caratteristiche qualitative delle acque di dilavamento devono necessariamente essere condotti per via essenzialmente sperimentale, mediante l'allestimento di bacini urbani, attrezzati con dispositivi per la misura qualitativa e quantitativa dei deflussi all'interno del sistema di drenaggio. In Italia tali studi hanno avuto origine in tempi relativamente recenti, quando sono stati intrapresi i primi programmi di ricerca in alcuni bacini attrezzati in collaborazione con le autorità locali.

Le varie esperienze condotte sui bacini urbani sperimentali, in Italia ed all'estero, hanno consentito di costruire una folta casistica sulla qualità delle acque di dilavamento nei contesti più disparati. Tuttavia, la eterogeneità dei dati e la loro continua evoluzione non consentono di giungere ad una caratterizzazione sistematica delle massime concentrazioni di inquinanti presenti.

1.3.1 QUALITÀ DEGLI SCARICHI DI RETI MISTE E UNITARIE: INDAGINI SPERIMENTALI

Al fine di caratterizzare dal punto di vista qualitativo le acque di scarico provenienti da reti miste e unitarie, a servizio di bacini urbani, si propongono nel presente paragrafo i risultati di una serie di indagini sperimentali condotte sia in bacini italiani che esteri.

Di notevole interesse sono i risultati ottenuti dalle sperimentazioni effettuate in due bacini dell'Inghilterra nord occidentale, Great Harwood e Clayton-le-Moors.

Questo studio ha permesso lo sviluppo di equazioni che descrivono le relazioni tra il carico di solidi sospesi durante il first-flush e i diversi parametri idrologici. Inoltre è stato dimostrato che i parametri che influenzano maggiormente questo fenomeno sono la massima intensità di pioggia, la durata dell'evento di precipitazione ed il periodo antecedente di tempo asciutto [Gupta e Saul, 1996].

Presso il Dipartimento d'Ingegneria dell'Università di Aberdeen, è stato condotto un ulteriore studio che ha evidenziato la dipendenza del first-flush dalle caratteristiche specifiche del sito [Deletic, 1998]. Sono stati confrontati i dati ottenuti dal campionamento di due bacini urbani asfaltati situati a Belgrado, Jugoslavia [Tomanovic e Makcimovic, 1996; Deletic et al., 1997], e presso l'Università di Lund, Svezia [Spongerg e Niemczynowicz, 1993], selezionati in quanto presentano caratteristiche simili. Dai risultati emerge che nel bacino di Miljacovac (Belgrado), il first-flush sia maggiormente influenzato dalla durata

dell'evento meteorico e dal volume di acqua di scorrimento superficiale, mentre nel bacino di Lund, dalla massima intensità di pioggia e dall'istante in cui essa si manifesta.

Nel 1998, a Parigi, si è avviato un programma di ricerca con lo scopo di caratterizzare il carico inquinante causato dal dilavamento dei tetti, strade e giardini in un'area urbana [Gromaire-Mertz et al., 1999]. Dall'analisi delle concentrazioni di SS, VSS, COD, BOD₅, idrocarburi e metalli pesanti è stato notato come il quantitativo di metalli pesanti derivante dai tetti superi di 4-6 volte quello proveniente da strade e giardini; gli standard di qualità sono superati per il piombo e lo zinco. È stata dimostrata quindi la necessità di trattare le acque di scorrimento superficiale. Riguardo tale trattamento è stata studiata l'efficienza della sedimentazione nella rimozione degli inquinanti tipici di un tessuto urbano. Ulteriori risultati sono stati ottenuti da ricerche condotte in Germania [Geiger, 1987], Francia [Saget et al., 1996], Svezia [He et al., 2001].

Si riportano i dati di qualità delle acque di dilavamento provenienti da varie superfici di un bacino urbano del Michigan (USA) [Steuer et al., 1997]. I dati, riportati nella Tabella 1.2, sono riferiti a 550 campioni prelevati nel corso di 12 eventi. La Tabella mostra che le acque di dilavamento di aree a parcheggio sono quelle che presentano la maggiore concentrazione di idrocarburi, mentre quelle che dilavano i tetti presentano la maggiore concentrazione di zinco; del tutto analoghe fra loro risultano invece le concentrazioni delle acque di dilavamento delle varie aree per quanto riguarda gli inquinanti convenzionali (BOD₅ e nutrienti).

Tipologia superficie dilavata	Concentrazione media di tutti gli eventi					
	HC tot (µg/l)	Zn solubile (µg/l)	Cu solubile (µg/l)	Fosforo (mg/l)	Azoto (mg/l)	BOD ₅ (mg/l)
Parcheggio zona commerciale	75,6	64	10,7	0,2	1,94	10,5
Strada alto traffico	15,2	73	11,2	0,31	2,95	14,9
Strade medio traffico	11,4	44	7,3	0,23	1,62	11,6
Strade basso traffico	1,72	24	7,5	0,14	1,17	5,8
Tetti zona commerciale	2,1	263	17,8	0,09	2,09	17,5
Tetti zona residenziale	0,6	188	6,6	0,06	1,46	9
Viali accesso zona residenziale	1,8	27	11,8	0,35	2,1	13
Prati zona residenziale	n.a	n.a	n.a	2,33	9,7	22,6

Tabella 1.2-Qualità delle acque di dilavamento provenienti da varie superfici di un bacino urbano del Michigan [Steuer et al., 1997].

Anche a livello nazionale, la comunità scientifica ha avviato numerose campagne di misura sperimentali per la caratterizzazione quali-quantitativa delle prime acque di dilavamento superficiale.

Alcuni studi [Artina et al., 1997], in una indagine sulle acque di tempo di pioggia della fognatura unitaria di Bologna, hanno rilevato concentrazioni degli inquinanti massime in corrispondenza o poco prima del picco di portata. Un esempio è mostrato nella Figura 1.2, in cui sono indicati gli andamenti dei rapporti ai rispettivi valori massimi della portata e della concentrazione dei diversi inquinanti. Inoltre, sulla base di un modello tarato con dati osservati, hanno mostrato che circa i due terzi della massa totale di solidi sospesi transita prima del picco di portata.

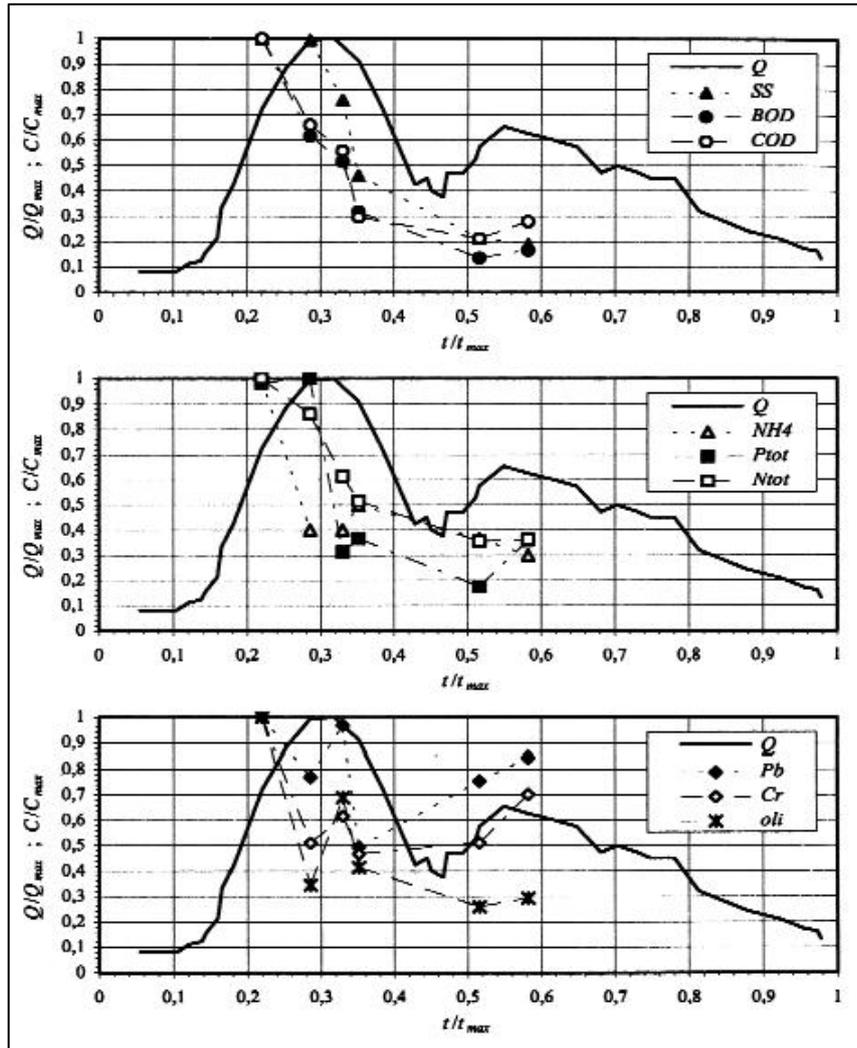


Figura 1.2-Andamento della portata Q e delle concentrazioni C di diversi inquinanti in rapporto ai rispettivi valori massimi Q_{max} e C_{max} [Artina e al., 1997].

Come si evince dalla Figura 1.2, durante la prima parte dell'evento meteorico viene a concentrarsi il trasporto della maggior parte degli inquinanti dilavati dalle superfici interessate, causando valori particolarmente elevati delle concentrazioni. Tale fenomeno (first-flush) trae origine dalla concomitanza di una serie di fattori, quali ad esempio:

- accumulo prolungato di inquinanti sulle superfici scolanti per effetto di lunghi periodi di tempo asciutto;

- presenza di portate di ruscellamento di entità tali da rimuovere in maniera improvvisa e tenere in sospensione le quantità di inquinanti depositatesi all'interno del sistema di drenaggio.

La Tabella 1.3 riguarda la qualità delle acque meteoriche defluenti in una fognatura separata del bacino sperimentale di Picchianti (Livorno), che ha un'area di 43 ettari ed è a carattere prevalentemente industriale [Milano et al., 2002]. I dati di qualità delle acque prelevate nel corso di 14 eventi confermano l'elevato grado di inquinamento, in termini di solidi sospesi e di COD, di acque che, raccolte e fatte defluire in una fognatura solo pluviale, non subiscono alcuna contaminazione da parte degli scarichi di acque reflue di origine non meteorica.

Evento N°	Data	Tempo secco antecedente [giorni]	Solidi sospesi			COD		
			media [mg/l]	max [mg/l]	Carico [kg]	media [mg/l]	max [mg/l]	Carico [kg]
1	19/03/00	95	568	2360	264	243	576	113
2	28/03/00	8.6	283	480	10	187	251	6
3	23/04/00	5.5	66	98	45	27	34	19
4	20/09/00	18	190	888	83	267	628	117
5	10/10/00	2	95	254	34	111	209	40
6	15/10/00	5	105	724	70	77	612	52
7	31/10/00	2	282	440	158	148	306	83
8	02/11/00	1	83	164	59	69	216	49
9	09/11/00	2.2	442	614	158	93	128	33
10	14/11/00	1.7	249	498	157	72	80	45
11	24/02/01	14.5	69	146	6	138	411	11
12	28/02/01	2	26	43	6	31	56	7
13	24/01/02	10	368	534	132	265	452	95
14	24/01/02	0.5	207	236	13	63	81	4

Tabella 1.3-Qualità dell'acqua di dilavamento raccolta da una fognatura solo pluviale in un bacino a carattere industriale [Milano et al., 2002].

Per il bacino sperimentale in esame sono state inoltre elaborate le curve $M(V)$ (massa cumulata di inquinante riferita alla massa totale dell'evento in funzione del volume cumulato espresso in percentuale del volume totale) relative ai SST e al COD. Innanzitutto si osserva che le variazioni da un evento ad un altro sono molto significative; inoltre solo alcuni eventi, caratterizzati da piogge intense, rispecchiano il fenomeno del first flush, cioè presentano un carico inquinante nel primo volume di acqua ruscellata in proporzione maggiore rispetto al carico della rimanente parte dell'evento, mentre gli altri eventi si discostano poco da un andamento costante della concentrazione. Le curve medie per i SST e il COD sono quasi coincidenti, nonostante la distribuzione delle masse durante i singoli eventi sia diversa per i due inquinanti. Si osserva, in particolare, che in media la prima metà del deflusso trasporta circa il 65% del carico totale.

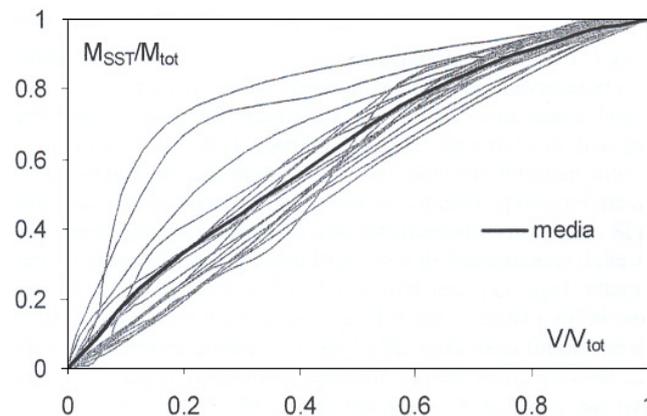


Figura 1.3-Variazione della massa di SST in funzione del volume di deflusso [Milano et al., 2002].

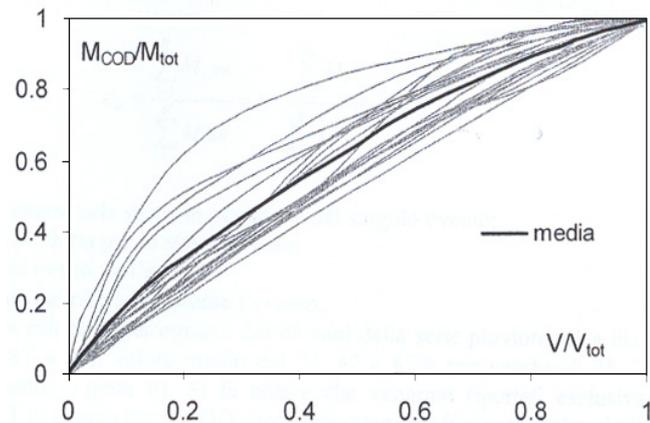


Figura 1.4-Variazione della massa di COD in funzione del volume di deflusso [Milano et al., 2002].

La successiva Tabella 1.4, invece, si riferisce ad una ricerca, svolta a Pavia, relativa alle acque meteoriche in una fognatura unitaria nel bacino sperimentale di Cascina Scala [Ciaponi et al., 2002c]. Il bacino, di tipo residenziale, copre un'area di 11 ettari ed è stato oggetto di due campagne di acquisizione di dati di qualità e quantità delle acque defluenti nella rete di drenaggio di tipo unitario durante 14 eventi pluviometrici, nel corso dei quali sono stati prelevati 162 campioni. In questo bacino si riscontra un elevato grado di inquinamento nelle acque meteoriche di dilavamento per ciò che riguarda BOD₅, COD, idrocarburi, solidi totali, azoto totale, piombo e zinco.

Parametro	Unità di misura	Valore Medio	Valore Minimo	Valore Massimo
Conducibilità specifica	$\mu\text{s}/\text{cm}$	219,60	86,00	747,00
COD	mg/l	483,70	28,00	2434,00
BOD ₅	mg/l	280,60	8,00	1780,00
Idrocarburi	mg/l	3,87	0,13	38,40
Solidi totali	mg/l	502,30	20,00	2360,00
Solidi sedimentabili	mg/l	18,20	0,800	100,00
Azoto totale	mg/l	22,81	1,510	86,60
Azoto ammoniacale	mg/l	8,36	0,450	39,60
Fosforo	mg/l	2,70	0,220	13,10
Piombo	mg/l	0,32	0,001	13,10
Zinco	mg/l	0,54	0,010	4,92

Tabella 1.4-Campo di variabilità e valori medi dei parametri di qualità per campioni prelevati in tempo di pioggia in un bacino residenziale servito da una fognatura unitaria [Ciaponi et al., 2002c].

Anche in questo caso sono state riportate in forma adimensionale le masse transitate in funzione dei volumi di deflusso, ricavate sulla base degli idrogrammi e degli associati pollutogrammi degli eventi rilevati nel 2000-2001 e nel 2003 (Figure 1.5 e 1.6). Esse mostrano che la massa di inquinante dilavata è rilevante all'inizio dell'evento e tende poi ad attenuarsi con il progredire della precipitazione.

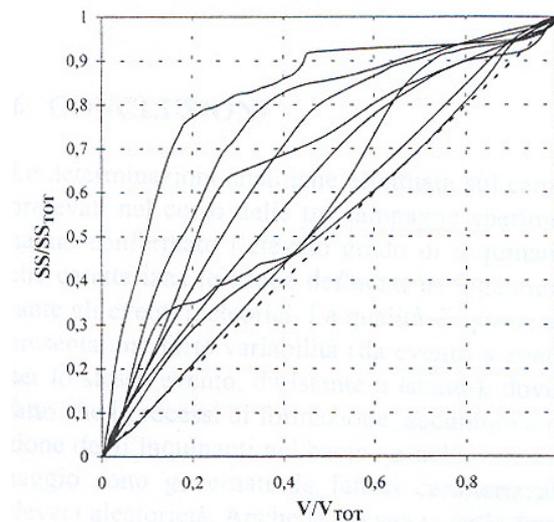


Figura 1.5-Fenomeno del first flush , eventi registrati nel 2000-2001 [Ciaponi et al., 2002c].

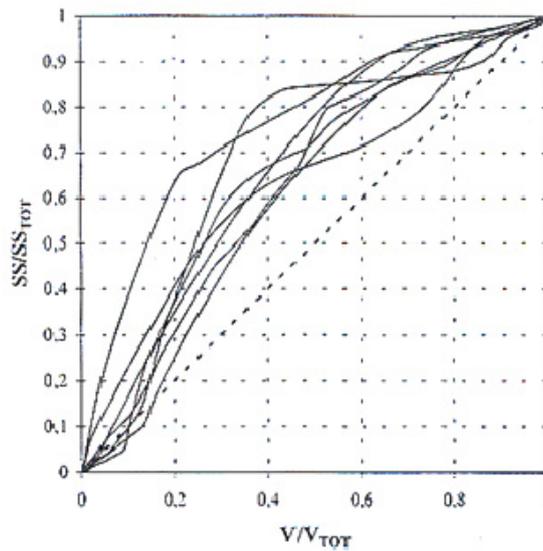


Figura 1.6-Fenomeno del first flush, eventi registrati nel 2003 [Ciaponi et al., 2004].

Sempre relativamente al bacino di Cascina Scala, la Figura 1.7 mostra l'idrogramma di piena e le concentrazioni di alcuni inquinanti rilevate nei singoli campioni per l'evento del 11/04/2003 e la portata di inizio sfioro, assunta pari a 5 volte la portata media di tempo secco.

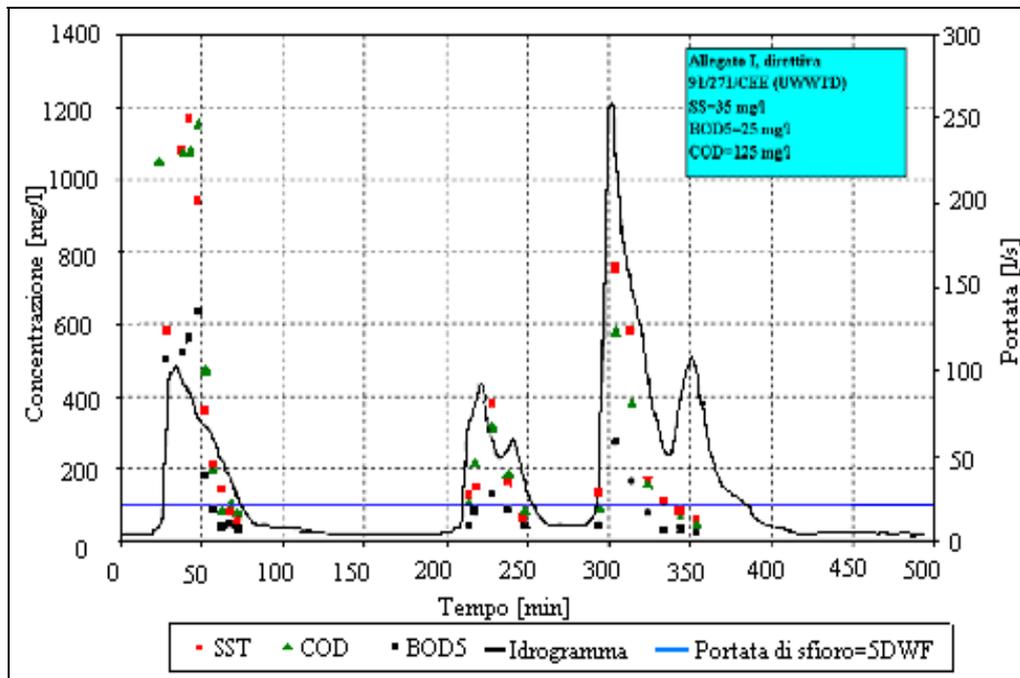


Figura 1.7-Andamento dell'idrogramma e delle concentrazioni dei SS di BOD₅ e di COD al variare del tempo [Papiri e Barco, 2003].

La Figura mostra in modo evidente che l'efficacia dello scaricatore di piena sul controllo delle masse e delle concentrazioni di inquinanti scaricate nel ricettore è modesta anche per valori elevati della portata di soglia.

Anche l'Università di Genova ha avviato da tempo uno studio sperimentale per la caratterizzazione delle acque di prima pioggia dilavanti differenti tipologie di superfici al fine di comprendere i meccanismi che regolano la formazione, l'accumulo ed il trasporto di inquinanti per l'individuazione delle portate interessate dal fenomeno del first-flush. Lo studio ha previsto l'installazione e l'attivazione di due stazioni per il monitoraggio separato delle acque di dilavamento del manto stradale e delle superfici a tetto nell'area residenziale di Albaro presso la Facoltà di Ingegneria di Genova (Villa Cambiaso). In particolare l'area in esame, di circa 2800 m², comprende l'edificio della Villa e la zona circostante adibita a parcheggio. Il sito in esame è dotato di una centralina meteorologica che consente la caratterizzazione pluviometrica del sito, molto importante nello studio dei processi di accumulo e dilavamento del carico inquinante tipico delle acque di prima pioggia. Il sistema progettato per il monitoraggio delle acque di prima pioggia [Beretta e Gnecco, 2003] è costituito da una canaletta di raccolta delle acque meteoriche a monte dell'immissione in fognatura e di un autocampionatore accoppiato ad un dispositivo di tipo volumetrico a vaschette basculanti per la misura della portata. La campagna di monitoraggio che ha interessato i mesi da gennaio a dicembre 2002, ha previsto l'analisi dei seguenti parametri: Solidi Sospesi, COD, pH, Azoto ammoniacale e metalli pesanti quali Cadmio, Rame, Cromo, Nichel, Piombo e Zinco. L'elaborazione dei dati monitorati in questo studio ha consentito di analizzare la

variazione della massa inquinante in funzione del volume delle acque di scolo in termini dimensionali mediante le cosiddette “curve M(V)” [Bertrand-Krajewski et al., 1998]. Tale rappresentazione fornisce la variazione percentuale della cumulata della massa inquinante rispetto alla variazione percentuale della cumulata del volume di acqua di ruscellamento. Se durante l’evento meteorico la concentrazione rimane costante, la massa dell’inquinante è proporzionale al volume e la curva M(V) coincide con la bisettrice. Quando la curva si trova al di sopra della bisettrice si evidenzia l’insorgere del fenomeno di first-flush e l’entità del fenomeno cresce all’aumentare della pendenza iniziale della curva. Le curve M(V) consentono di valutare il volume delle acque di prima pioggia che dovrà essere sottoposto al trattamento per assicurare un abbattimento efficace del carico inquinante e conseguentemente di dimensionare in maniera ottimale il sistema di trattamento. Per quanto concerne la stazione di monitoraggio 1, la curva M(V) ottenuta dall’elaborazione dei dati corrispondenti all’evento meteorico del 6 marzo e rappresentata in Figura 1.8, evidenzia un significativo fenomeno del first-flush; in particolare per quanto concerne il COD è stato registrato un dilavamento del 55% della massa inquinante nel primo 30% di volume di acqua meteorica di scorrimento defluita in fognatura. Confrontando gli eventi del 6 e del 14 marzo (Figure 1.8 e 1.9), che si differenziano per il tempo di secco antecedente, si può notare che l’entità del fenomeno del first-flush cresce con tale fattore. Tuttavia nell’evento del 23 gennaio (Figura 1.10), caratterizzato da un lungo periodo di secco antecedente non si evidenzia un rilevante fenomeno di first-flush a causa della modestissima portata defluita in rete nella fase iniziale della precipitazione,

insufficiente per innescare il processo di dilavamento degli inquinanti [Beretta et al., 2003].

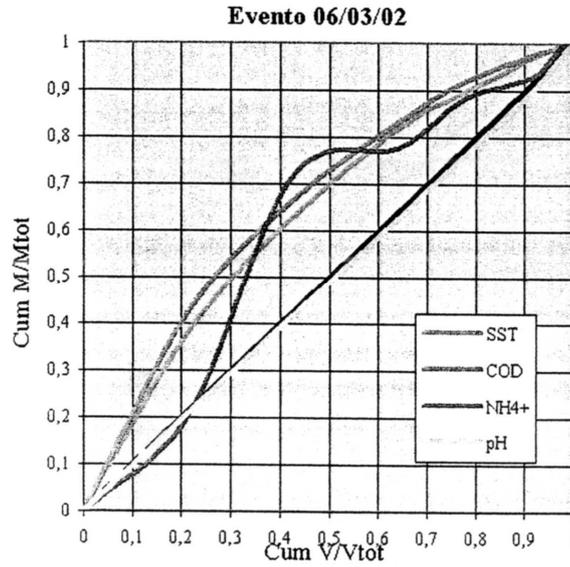


Figura 1.8-Curva M(V) per SST, COD, NH4+, e ioni H+ corrispondenti ai campionamenti del 6 marzo [Beretta et al., 2003].

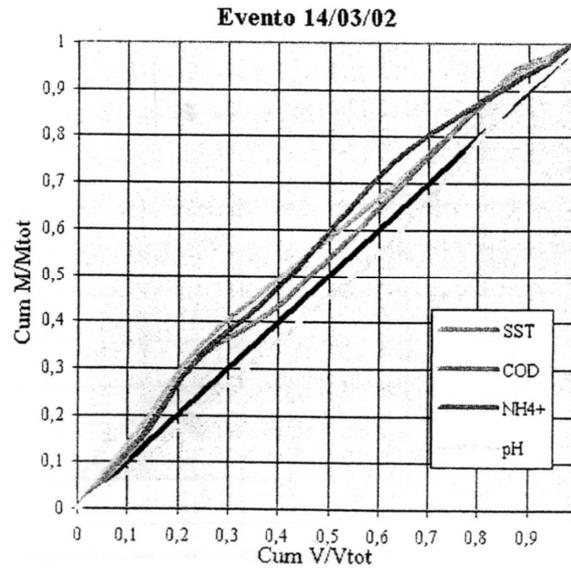


Figura 1.9-Curva M(V) per SST, COD, NH4+, e ioni H+ corrispondenti ai campionamenti del 14 marzo [Beretta et al., 2003].

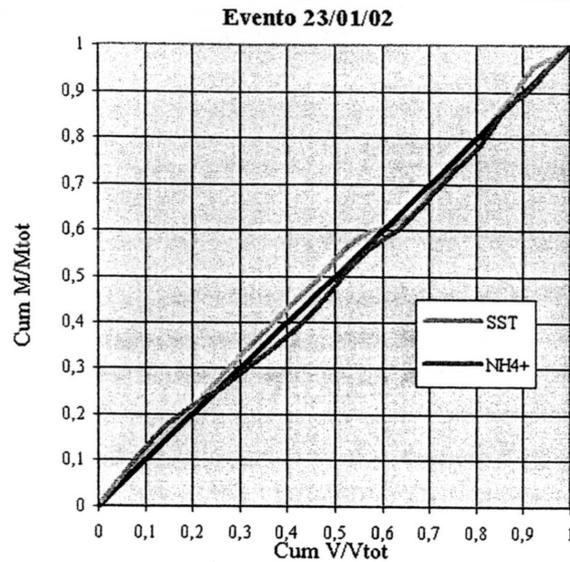


Figura 1.10-Curva M(V) per SST, COD, NH₄⁺, e ioni H⁺ corrispondenti ai campionamenti del 23 gennaio [Beretta et al., 2003].

Per quanto concerne la seconda stazione di monitoraggio, l'evento più significativo è quello del 12 novembre (Figura 1.11), in cui si è evidenziato un apprezzabile fenomeno del first-flush per i metalli cadmio, rame e zinco. Confrontando le curve M(V) di tale evento con quelle degli eventi del 14 marzo e del 19 settembre (figure 1.12 e 1.13), si deduce l'importanza dell'intensità dell'evento meteorico e quindi la portata massima di acqua di scolo defluita in fognatura durante la fase di campionamento, nel dilavamento dei metalli disciolti.

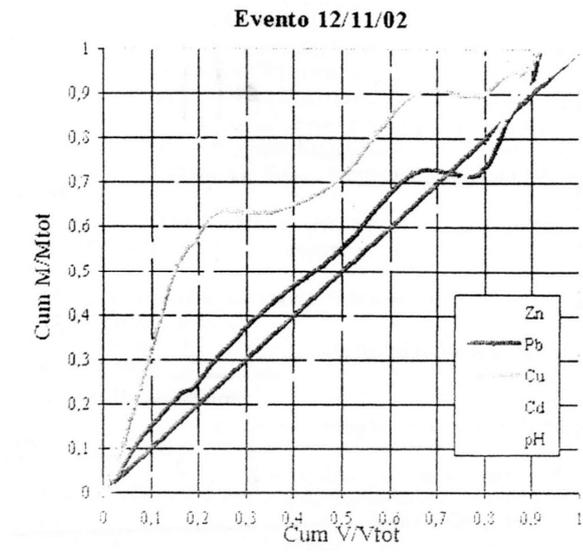


Figura 1.11-Curva M(V) per SST, Zn, Cu, Pb, Cd e ioni H⁺ corrispondenti ai campionamenti del 12 novembre [Beretta et al., 2003].

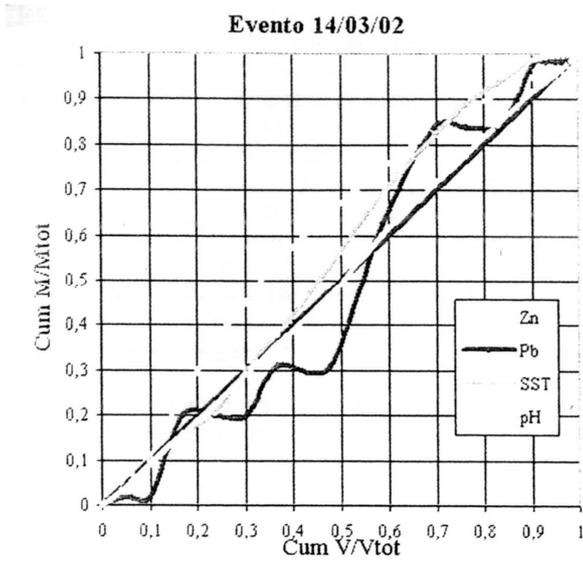


Figura 1.12-Curva M(V) per SST, Zn, Cu, Pb, Cd e ioni H⁺ corrispondenti ai campionamenti del 14 marzo [Beretta et al., 2003].

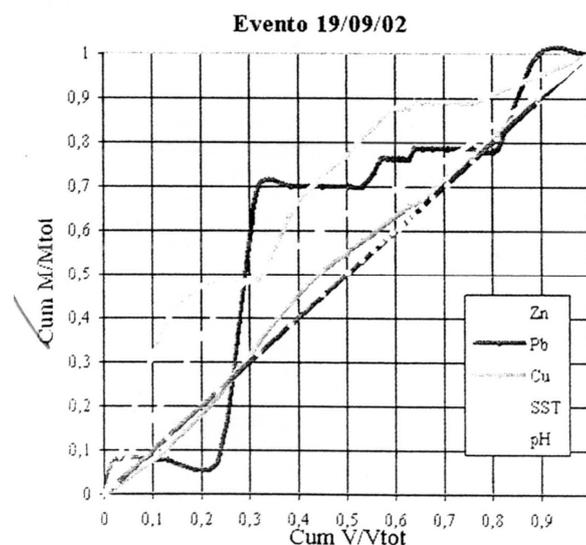


Figura 1.13-Curva M(V) per SST, Zn, Cu, Pb, Cd e ioni H⁺ corrispondenti ai campionamenti del 19 settembre [Beretta et al., 2003].

In definitiva, l'elaborazione dei risultati ottenuti dall'analisi chimico-fisiche dei prelievi effettuati durante il monitoraggio ha consentito di osservare che:

- l'occorrenza del fenomeno del first-flush si manifesta principalmente per i solidi sospesi, il COD, l'azoto ammoniacale, Zn, Pb, Cu;
- per quanto riguarda il manto stradale, il fenomeno del first-flush è più pronunciato al crescere del periodo di tempo secco antecedente e l'occorrenza del fenomeno è funzione della portata delle acque di prima pioggia e quindi dell'intensità di precipitazione negli istanti iniziali dell'evento;
- per quanto riguarda le superfici a tetto, l'entità del first-flush per i metalli disciolti dipende soprattutto dall'intensità e dall'altezza di pioggia oltre che dalle condizioni atmosferiche antecedenti

l'evento, mentre l'occorrenza del first-flush per i solidi sospesi è principalmente funzione del periodo di tempo secco antecedente che ne regola l'accumulo [Beretta et al., 2003].

Da diversi anni, presso il Dipartimento di Costruzioni Idrauliche dell'Università di Bologna, sono in corso attività sperimentali finalizzate all'acquisizione di dati per lo studio del comportamento dei sistemi fognari con particolare attenzione agli aspetti qualitativi. In particolare, l'obiettivo è quello di comprendere la tipologia e l'entità delle sostanze inquinanti che si possono ritrovare e di calibrare i modelli matematici con cui studiare gli aspetti qualitativi.

Per valutare l'accumulo di inquinanti su di una strada urbana in tempo secco sono state eseguite alcune campagne sperimentali in due strade ad alto traffico nella città di Bologna. La prima strada è Via Togliatti nella periferia ovest della città, la seconda è via Lenin nella periferia est.

Il tratto di via Togliatti scelto per l'indagine è stato suddiviso in sei parti, ognuno di lunghezza pari a 10 m e con una larghezza media di 1 m.

Oltre ai molteplici elementi precedentemente elencati, un altro aspetto essenziale che controlla la quantità di sostanze accumulate è costituito dall'efficienza e dalla frequenza della pulizia stradale operata dai mezzi meccanici degli Enti pubblici preposti. Durante il periodo di campionamento nell'area di indagine è stata sospesa la normale attività di pulizia stradale. Il prelievo del materiale è stato effettuato con un aspirapolvere a bidone di circa 1500 W di potenza, azionato manualmente, alimentato da un generatore portatile a benzina e dotato all'interno di un sacchetto di carta per la raccolta. I campionamenti sono

stati effettuati ogni tre giorni, procedendo in successione dal primo al sesto e ritornando al tratto iniziale dopo circa 14 giorni. Su ogni tratto l'operazione di raccolta è stata eseguita tre volte. L'aspirazione del materiale è stata effettuata per una striscia di strada di circa 1 metro a ridosso del marciapiede in quanto Sartor e Boyd [1972] hanno evidenziato che in tale fascia si trova circa il 95% di tutto il materiale presente sulla strada. I valori dei depositi raccolti sono stati pertanto espressi in termini di massa per unità di lunghezza di marciapiede (Figura 1.14) [Artina e Maglionico, 2003].

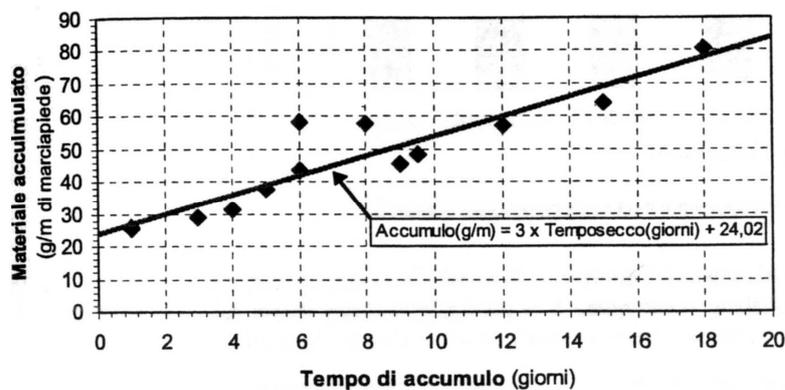


Figura 1.14-Andamento dei dati raccolti e linea di tendenza (via Togliatti).
[Artina e Maglionico, 2003].

Pur essendo possibile approssimare i dati sperimentali raccolti con diverse curve (che, magari, tengano in conto il raggiungimento, col passare del tempo asciutto, della situazione di equilibrio in cui la massa accumulata non aumenta più), gli autori hanno scelto di effettuare l'interpolazione mediante una retta con l'andamento riportato sul grafico di Figura 1.14. Si può notare che la retta intercetta l'asse delle ordinate ad un valore pari a 24,02 g/m: ciò significa che è presente un carico residuo fisso, in accordo con gli studi di Pitt [1979], imputabile all'efficienza dello strumento utilizzato per la raccolta dei campioni e anche per il

fatto che è campionata una striscia di strada della larghezza di 1 metro e non l'intera carreggiata. Dividendo il valore trovato per la lunghezza della strada si ottiene un carico residuo permanente pari a circa 45,75 g/m². E' possibile anche notare che il tasso di accumulo risulta pari a 3 g/m/giorno. Tale quantità espressa in termini di unità di superficie risulta pari a 5,71 kg/ha/giorno [Artina e Maglionico, 2003]. Il materiale è stato, altresì, classificato secondo diverse classi granulometriche, a seguito di vagliatura. Nel grafico di Figura 1.15 sono rappresentate le dimensioni di tutto il materiale raccolto nel periodo di campionamento.

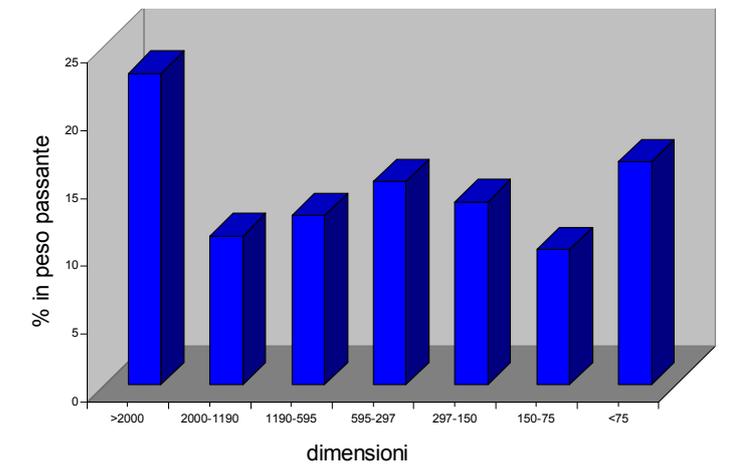


Figura 1.15-Rappresentazione granulometrica dei dati raccolti in via Togliatti [Artina e Maglionico, 2003].

Si sottolinea che le analisi sopra descritte hanno evidenziato il tasso di accumulo di materiale non distinguendo la tipologia di materiale raccolto; occorre però ricordare che i veicoli contribuiscono direttamente alla produzione dei solidi e di inquinanti attraverso le emissioni degli scarichi dei motori ed i resti di parti meccaniche, oltre che al disfacimento del manto stradale. Gli pneumatici rilasciano per usura idrocarburi, Piombo e Zinco; Rame e Nichel sono invece

collegati all'usura della frizione ed al rivestimento dei freni. Il Nichel inoltre, insieme al Cromo, può provenire dalla degradazione dei paraurti delle automobili e dalla piombatura dei vetri. Il Piombo è anche un comune costituente delle condutture e di altri componenti del motore e del telaio. Le pastiglie dei freni e l'usura degli pneumatici causate dalle rapide decelerazioni dei veicoli contribuiscono alla concentrazione del Rame e dello Zinco [Artina e Maglionico, 2003].

Una campagna sperimentale è stata realizzata anche lungo via Lenin (caratterizzata da un transito giornaliero di circa 40.000). In Figura 1.16 è rappresentato l'andamento di tutti i punti misurati (accumulo totale senza tener conto della granulometria) in funzione del tempo secco antecedente la raccolta.

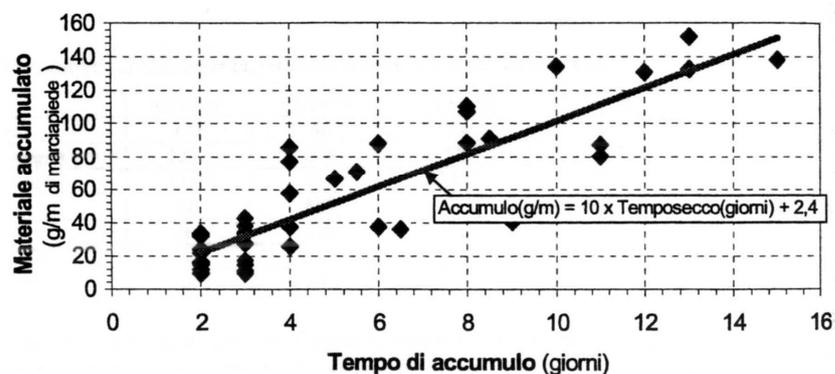


Figura 1.16-Accumulo dei dati raccolti e linea di tendenza (via Lenin) [Artina e Maglionico, 2003].

Si è quindi osservato come il coefficiente di accumulo risulta pari a circa 10 g/m/giorno. Per ottenere un valore relativo alla superficie, e non alla lunghezza del cordolo del marciapiede, occorre dividere il valore ottenuto per la lunghezza della strada. In tal modo si ha un coefficiente di accumulo pari a circa 12

kg/ha/giorno. Questo valore risulta circa il doppio di quello riscontrato lungo via Togliatti. Ciò evidenzia quindi la necessità di eseguire indagini sperimentali, sia per la variabilità dei coefficienti di accumulo individuati da sito a sito, sia perché possono contribuire ad elaborare linee guida per mitigare l'impatto degli inquinanti presenti sulla sede stradale gestendo in modo più efficace la pulizia di tali zone [Artina e Maglionico, 2003].

Una ulteriore indagine su una caditoia lungo via Togliatti è stata condotta analizzando un maggior numero di parametri, i cui risultati sono riportati in Tabella 1.5.

Parametro	Unità	Valore minimo	Valore massimo
pH		6	6.2
Conducibilità a 20 °C	$\mu S / cm$	195	271
Solidi Sospesi totali	mg / l	292	434
COD	mg / l	232	319
Nitrati	mg / l	3.5	7.1
Solfati	mg / l	12.1	24.7
Cloruri	mg / l	6.7	9.38
TOC	mg / l	15	24.9
Cadmio (Cd)	mg / l	0.00011	0.00051
Nichel (Ni)	mg / l	0.003	0.005
Piombo (Pb)	mg / l	0.0035	0.0109
Platino (Pt)	mg / l	<0.0001	<0.0001
Rame (Cu)	mg / l	0.029	0.045
Palladio (Pd)	mg / l	<0.0001	<0.0001
Rodio (Rh)	mg / l	0.0001	0.0001
Vanadio (V)	mg / l	0.004	0.005
Zinco (Zn)	mg / l	0.089	0.122

Tabella 1.5-Concentrazioni rilevate in ingresso ad una caditoia in Via Togliatti a Bologna il 26/08/02 [Artina e Maglionico, 2003].

I dati si riferiscono a 6 campioni raccolti nella medesima caditoia durante un evento pluviometrico avvenuto il 26 agosto 2002 caratterizzato da un tempo secco antecedente di circa una settimana e intensità di pioggia massima pari a circa 50 mm/h. Il campionamento è stato effettuato mediante un campionatore dotato di 6 bottiglie da un litro che si riempivano in sequenza, dall'inizio della pioggia. Pertanto per l'evento considerato il riempimento di tutte le bottiglie è avvenuto nei primi 4 minuti di pioggia.

Sono state realizzate altre campagne sperimentali di monitoraggio su una rete fognaria separata a servizio di un'area di estensione pari a circa 6 ettari di cui l'80% impermeabile costituita da una strada ad alto traffico nella periferia ovest di Bologna. Le acque raccolte dal sistema di drenaggio confluiscono all'interno di una vasca in cui è presente un impianto di sollevamento che consente di inviare le acque verso il fiume Reno.

La vasca, in cemento armato, ha una capacità di circa 450 m³. L'impianto di sollevamento è dotato di tre elettropompe della portata di 350 l/s ciascuna. L'adescamento è comandato da tre galleggianti e fa in modo che la pompa si possa avviare quando in vasca si raggiunge un livello di 1,5 m; in sequenza, a quote superiori, si avviano le altre due pompe. Le pompe si spengono al raggiungimento di un metro d'acqua in vasca. Sono stati, altresì, installati: un pluviometro, un misuratore di livello piezoresistivo sul fondo della vasca, un campionatore automatico a 24 bottiglie collegato agli strumenti precedenti per la memorizzazione dei dati e per il campionamento dell'acqua presente in vasca, un torbidimetro per la misura in continuo della torbidità. In Figura 1.17 si riporta la registrazione relativa all'evento del 12/04/02 caratterizzato da tempo di secco

antecedente di circa 2 giorni. In particolare, nel grafico è riportato l'andamento del livello dell'acqua nella vasca (in cui sono evidenti gli attacchi e gli stacchi della pompa che variano tra 1 e 1,5 m), della torbidità (che evidenzia alcuni picchi proprio in corrispondenza di quelli della pioggia, dovuti sia al dilavamento del materiale presente sulla superficie del bacino, sia al rimescolamento del materiale già accumulato nella vasca) e il valore dei Solidi in Sospensione Totali nelle 24 bottiglie raccolte con il campionatore automatico con intervallo temporale di 5 minuti [Artina e Maglionico, 2003].

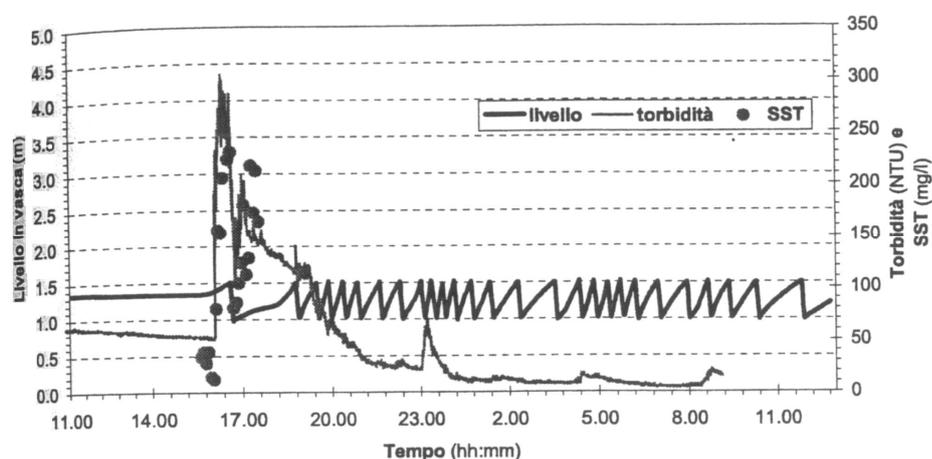


Figura 1.17-Evento registrato nella vasca di Via Togliatti a Bologna il 12/08/02 [Artina e Maglionico, 2003].

L'inquinamento conseguente al dilavamento di aree a servizio di insediamenti produttivi (per esempio stazioni di servizio e centri di riparazione delle automobili) contiene una concentrazione di inquinanti che può arrivare fino a 600 volte quella riscontrata in aree urbane. La risoluzione del problema legato alla depurazione degli scarichi da insediamenti produttivi riguarda da vicino i privati e le loro molteplici attività che, per la natura dei servizi offerti alla collettività, sono ubicate necessariamente nel tessuto urbano. Risulta pertanto

prioritaria la caratterizzazione delle acque di dilavamento o di lavaggio dei piazzali relativi, finalizzata alla realizzazione di impianti di trattamento che siano potenzialmente efficienti e al tempo stesso economici.

Nella Tabella 1.6 si riportano i dati relativi agli inquinanti riscontrati in tre tipologie di attività analizzate in uno Studio condotto dalla società PX ingegneria di Roma, nel settembre 2002.

Parametro	Unità	Piazzale rifiuti recuperabili (carta, plastica, legno, ferro)*	Piazzale recupero rottami metallici*	Piazzale solo transito automezzi**	d.lgs 152/99***
colore		grigio	Giallo pallido	Giallo pallido	Non percettibile
odore		sulfureo	assente	assente	Non deve essere causa di molestie
pH		6,70	7,14	7,03	5,5-9,5
Solidi sospesi totali	mg/l	44450	586	173	<80
COD	mg/l	4604	331	16,9	<160
Idrocarburi totali	mg/l	1,4	assenti	assenti	<5
Ferro	mg/l	19,11	7,58	0,13	<2
piombo	mg/l	assente	assente	assente	<0,2 ((0,05 Lombardia)
zinco	mg/l	0,05	0,03	0,16	<0,5
* Pozzetto a valle dello scarico **Pozzetto a monte dello scarico ***Limiti di emissione in acque superficiali					

Tabella 1.6-Inquinanti tipici trovati in acque di dilavamento di piazzali produttivi non depurate (acque di prima pioggia) [Grillo e Signoretti, 2004].

I limiti presi a riferimento sono quelli della Tabella 3 dell'allegato 5 del decreto 152/99 (vedi Appendice A) relativa ai valori soglia di emissione in acque superficiali. Analizzando i dati, si riscontra che gli inquinanti rinvenuti nelle acque di piazzale sono da ricondursi a oli minerali, metalli pesanti, solidi sospesi. Bisogna tenere conto che qualora dai piazzali si dilavassero sostanze organiche sarebbe opportuno prevedere per il trattamento dei reflui una sezione dell'impianto atta alla rimozione di tale substrato. Spesso il costo di un impianto che depuri più

substrati può risultare oneroso, per cui è preferibile prevedere una sezione dell'impianto atta alla rimozione di tale substrato da smaltire come rifiuto essendo divenuto a tutti gli effetti un rifiuto identificabile con un codice CER (fanghi da fosse settiche).

Ancora, il manuale "Unichim" n.198/2004 riporta i risultati analitici relativi alla caratterizzazione sperimentale di acque di dilavamento di 7 punti vendita (PV) di carburanti a seguito di un evento meteorico del 2002 in cui viene rilevato che la concentrazione media degli inquinanti non è particolarmente elevata e comunque non è dissimile da quella delle acque di dilavamento di superfici stradali ad alto traffico. Le caratteristiche dei punti vendita presi in esame sono state definite in dimensioni (m^2), area dilavata (m^2), volume vasca (m^3), riempimento vasca (%), data evento meteorico 2002, evento precedente (gg); i risultati analitici sui relativi reflui sono riportati nella Tabella 1.7.

Parametri	Unità misura	Punti vendita						
		1	2	3	4	5	6	7
Conducibilità elettrica 20°C	ms/cm	85	185	5270	110	235	9510	340
Materiali in sospensione	mg/l	14,0	17,0	100	<5,00	35,0	100,0	10,0
Azoto ammoniacale	mg/l	0,3	2,0	0,3	2,90	6,50	7,10	1,00
Azoto nitrico	mg/l	0,5	0,1	0,2	0,70	<0,10	1,90	2,40
Azoto nitroso	mg/l	0,03	0,02	0,03	0,60	<0,02	0,45	0,08
Azoto organico	mg/l	11,3	6,9	8,7	4,60	8,40	8,30	2,40
Azoto totale*	mg/l	12,13	9,02	9,23	8,80	14,90	17,75	5,88
BOD ₅	mg/l	<5	7	12	21	35	48	<10
COD	mg/l	<10	25	40	47	70	110	23
Fosforo totale	mg/l	0,1	0,3	0,2	0,45	0,40	0,70	1,10
Zinco	mg/l	0,026	0,24	0,050	0,08	0,12	0,09	0,10
Nichel	mg/l	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.	0,02	0,02	0,05
Piombo	mg/l	n.r.	n.r.	0,010	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.
Rame	mg/l	0,009	0,007	0,008	0,01	0,03	0,02	0,02
Idrocarburi totali	mg/l	<1	<1	1,0	<0,10	0,16	0,11	0,20

* Azoto totale: somma di azoto ammoniacale, nitrico, nitroso e organico.

Tabella 1.7-Risultati analitici sui reflui dei 7 PV presi in esame [manuale UNICHIM, n° 198/2004]

I risultati analitici consentono di effettuare qualche confronto con i dati di letteratura. Il cromo e il cadmio sono risultati al di sotto del livello di rilevabilità dei metodi utilizzati, che risulta di 0,01 mg/l per il cromo e di un valore che varia da 0,01 a 0,05 mg/l per il cadmio. Il piombo è risultato presente in un solo reflu; ciò può dipendere dal fatto che da tempo nei carburanti non vengono aggiunti più piomboalchili come antidetonanti. Lo zinco è presente sempre e in concentrazioni dello stesso ordine di grandezza riscontrate in aree di parcheggio in zona commerciale.

Nel periodo compreso tra novembre 2003 e luglio 2004 è stata svolta una campagna sperimentale su un'area sita ad Angola dell'Emilia (Bo). Essa si trova all'interno di una zona commerciale-industriale, adibita alla sosta e al transito di numerosi mezzi pesanti. Tale ubicazione amplifica e concentra le cause che

stanno alla base dell'accumulo di inquinanti sulla superficie stradale durante i periodi di tempo secco, quali l'usura dei mezzi meccanici e del manto stradale, la combustione dei carburanti e la perdita di olio. Il sistema di drenaggio raccoglie le acque cadute su una porzione di un ampio piazzale totalmente asfaltato e su una piccola parte delle coperture degli edifici presenti, per un totale di circa 1.15 ha, immettendole in una vasca di prima pioggia il cui volume utile è circa pari a 35m³. Lo studio, durato 8 mesi, ha consentito di isolare 57 eventi di pioggia (> 1 mm) di diversa durata e intensità. Solo per 5 eventi piovosi, i campioni registrati sono stati sottoposti ad analisi chimiche. I risultati completi delle analisi sono riportati in Tabella 1.8.

Data e ora	pH	SST	COD	SO ₄	Cl	N NO ₃	Cd	Ni	Pb	Cu	Vd	Zn	Vibrio fischeri	Vibrio fischeri
		mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	% imb15'	% imb30'
22/12/03 01.35	7.63	21	19	209.0	18.7	3.16	<0.0001	<0,002	0.0029	0.0090	0.0310	0.0840	-23.35	-34.19
22/12/03 02.20	7.56	21	18	199.0	19.4	2.85	<0.0001	0.007	0.0024	0.0100	0.0310	0.0520	-17.28	-26.12
22/12/03 02.55	7.62	18	37	182.0	18.2	2.81	<0.0001	0.006	0.0044	0.0100	0.0310	0.0630	-14.25	-26.23
22/12/03 03.25	7.60	143	25	192.0	18.4	2.69	<0.0001	<0,002	0.0026	0.0100	0.0300	0.0430	-15.27	-23.89
17/01/04 12.46	7.69	163	216	44.8	23.9	1.45	0.0002	0.0180	0.0181	0.0330	0.0280	0.2720	-23.79	-29.97
17/01/04 12.51	7.76	260	196	36.2	21.5	1.26	0.0001	0.0250	0.0167	0.0310	0.0280	0.2540	-31.81	-35.10
17/01/04 12.56	7.81	180	196	36.8	24.9	1.34	0.0002	0.0200	0.0154	0.0310	0.0250	0.2550	1.31	4.69
17/01/04 13.01	7.81	215	167	31.7	20.2	1.18	0.0002	0.0170	0.0148	0.0330	0.0230	0.2760	15.68	19.36
17/01/04 13.06	7.81	160	167	30.1	20.2	1.16	0.0001	0.0170	0.0147	0.0300	0.0240	0.2570	5.39	10.67
17/01/04 13.11	7.83	197	186	26.8	17.8	1.13	0.0001	0.0560	0.0136	0.0290	0.0220	0.2610	23.38	28.03
17/01/04 13.16	7.84	190	176	26.8	16.8	1.13	0.0001	0.0310	0.0129	0.0290	0.0200	0.2390	12.77	13.91
17/01/04 13.21	7.85	163	167	26.1	17.1	1.13	0.0001	0.0160	0.0133	0.0270	0.0210	0.2500	9.96	13.69
17/01/04 13.26	7.87	200	191	26.6	16.7	1.11	0.0001	0.0170	0.0131	0.0270	0.0220	0.2730	16.58	24.31
17/01/04 13.36	7.83	235	120	26.8	17.9	1.12	0.0002	0.0360	0.0168	0.0280	0.0220	0.2840	11.95	17.44
17/01/04 14.11	7.85	182	135	24.7	16.3	1.06	0.0001	0.0180	0.0153	0.0340	0.0200	0.2690	15.57	20.54
17/01/04 14.41	7.85	196	140	24.3	16.0	1.09	0.0001	0.0230	0.0145	0.0250	0.0200	0.2360	8.44	15.17
28/05/04 14.59	7.58	5	56	52.4	17.1	0.57	<0.0001	0.0019	0.0003	0.0099	0.0043	0.0152	-46.84	-40.12
28/05/04 15.11	7.61	4	24	62.8	18.4	0.65	<0.0001	0.0036	0.0004	0.0105	0.0044	0.0224	-44.78	-43.52
28/05/04 15.20	7.53	2	21	65.9	18.8	0.64	<0.0001	0.0019	0.0001	0.0096	0.0043	0.0134	-29.27	-25.93
28/05/04 15.23	7.53	51	31	94.3	14.8	1.47	0.0001	0.0075	0.0105	0.0198	<0.0001	0.1230	-30.35	-28.92
28/05/04 15.26	7.45	114	136	57.2	11.9	0.57	0.0002	0.0125	0.0119	0.0373	<0.0001	0.2380	-24.05	-15.76
28/05/04 15.29	7.14	168	342	27.1	8.4	0.07	0.0002	0.0135	0.0123	0.0453	<0.0001	0.3840	12.30	16.60
28/05/04 15.32	7.13	133	379	22.1	7.2	0.13	0.0003	0.0137	0.0139	0.0424	<0.0001	0.3930	17.05	24.17
28/05/04 15.35	7.18	117	294	30.2	9.4	0.12	0.0002	0.0120	0.0090	0.0379	<0.0001	0.3080	5.78	12.78
28/05/04 15.38	7.24	83	301	23.3	7.4	0.08	0.0002	0.0104	0.0070	0.0381	<0.0001	0.2580	24.01	29.51
28/05/04 15.41	7.33	100	260	18.6	6.1	0.18	0.0002	0.0104	0.0074	0.0379	<0.0001	0.2560	17.64	23.88
28/05/04 15.50	7.28	67	270	23.1	7.1	0.22	0.0002	0.0095	0.0312	0.0373	<0.0001	0.2360	22.66	23.91
28/05/04 15.59	7.24	60	203	15.1	5.4	0.19	0.0001	0.0087	0.0068	0.0388	<0.0001	0.2310	15.90	16.20
28/05/04 16.08	7.32	53	456	15.4	5.1	0.12	0.0002	0.0076	0.0082	0.0375	<0.0001	0.1950	16.89	21.08
13/06/04 05.39	7.13	34	36	39.2	5.0	0.49	<0.0001	0.0071	0.0046	0.0239	<0.0001	0.1640	6.73	10.28
13/06/04 05.42	7.19	824	372	45.0	6.0	1.02	0.0006	0.0574	0.0392	0.0884	0.0376	0.8300	7.05	8.80
13/06/04 05.48	7.37	410	311	10.4	2.5	0.50	0.0003	0.0248	0.0206	0.0443	0.0052	0.5980	-2.44	9.51
13/06/04 05.54	7.69	248	184	4.7	1.2	0.37	0.0004	0.0388	0.0163	0.0349	<0.0001	0.5000	8.36	11.22
13/06/04 06.00	7.78	118	79	2.8	0.8	0.31	0.0001	0.0143	0.0096	0.0184	<0.0001	0.2420	0.49	9.31
13/06/04 06.12	7.55	32	45	2.6	0.6	0.26	<0.0001	0.0124	0.0038	0.0106	<0.0001	0.1180	7.89	13.64
13/06/04 06.30	7.31	15	19	3.3	0.8	0.29	0.0001	0.0065	0.0024	0.0078	<0.0001	0.0861	7.52	13.41
13/06/04 06.48	7.30	20	21	3.3	0.8	0.28	<0.0001	0.0064	0.0037	0.0085	<0.0001	0.0952	14.56	16.32
24/07/04 20.16	7.37	35	106	6.2	2.8	0.04	<0.0001	0.0021	0.0003	0.0106	0.0058	0.0720	7.36	-9.11
24/07/04 20.27	7.14	210	293	31.4	6.0	0.11	<0.0001	0.0145	0.0071	0.0438	0.015	0.2890	10.45	7.02
24/07/04 20.39	6.96	130	240	25.0	11.4	0.24	<0.0001	0.0077	0.0024	0.0299	0.0117	0.1420	14.55	7.40
24/07/04 20.51	6.93	76	157	19.5	12.3	0.61	<0.0001	0.0075	0.0036	0.0285	0.0126	0.1320	13.19	5.31
24/07/04 21.03	6.78	27	136	24.7	18.3	0.90	<0.0001	0.0079	8E-05	0.0202	0.0114	0.1330	9.98	2.66
24/07/04 21.15	6.8	26	139	16.4	24.4	1.06	<0.0001	0.0059	0.0005	0.0233	0.0125	0.1200	26.54	21.75

Tabella 1.8-Risultati delle analisi chimiche di laboratorio effettuate sui campioni prelevati durante la campagna sperimentale [Artina et al., 2005].

Al termine di tale studio, sono state riscontrate buone correlazioni tra le concentrazioni di SST e quelle dei metalli pesanti, evidenziando come la maggior parte di inquinante risulti adsorbita ai Solidi Sospesi Totali. Sono state condotte anche analisi sulla torbidità ed è stato osservato che l'andamento in continuo delle curve di torbidità appare analogo a quello delineato dai valori puntuali dei campionamenti per i SST. Purtroppo non è stato possibile definire un rapporto di proporzionalità stabile tra le due grandezze [Artina et al., 2005].

L'insieme degli esempi considerati evidenzia da un lato la complessità del fenomeno, ma consente dall'altro di identificare alcune sostanze tipiche da prendere in considerazione nel valutare l'impatto inquinante delle acque di prima pioggia.

1.4 ANALISI DELLA CORRELAZIONE TRA ALCUNI PARAMETRI INQUINANTI.

Numerosi studi hanno simulato la dinamica degli inquinanti veicolati in tempo di pioggia nel sistema bacino-rete fognaria adottando, come unico parametro rappresentativo dell'inquinamento, i solidi sospesi totali (SST) [Artina et al., 1996; Maglionico, 1998; Ciaponi et al., 2002a]. Tuttavia, l'assunzione che i SST possano essere rappresentativi del comportamento degli altri parametri inquinanti è lecita se le correlazioni esistenti tra i SST e le altre forme di inquinamento, sono strette. A questo proposito, alcuni autori hanno mostrato che esiste un legame piuttosto forte tra i SST e gli altri principali parametri inquinanti [Artina et al., 1997; Ciaponi et al., 2002b].

Nel corso di tre campagne sperimentali condotte sul bacino di Cascina Scala (PV) nell'arco temporale 2000-2003 sono state campionate le acque defluenti nella rete di drenaggio in occasione di 23 eventi meteorici per un totale di 271 campioni prelevati. Le concentrazioni dei parametri relativi ai campioni prelevati in tempo di pioggia sono analizzate per evidenziare il grado di correlazione esistente tra di essi. A tale scopo, sono state interpolate linearmente le concentrazioni delle possibili coppie di parametri inquinanti e sono stati valutati i coefficienti di correlazione lineare.

La Tabella 1.9 mostra questi coefficienti con riferimento a: conducibilità specifica SC, richiesta chimica di ossigeno COD, richiesta biochimica di ossigeno BOD₅, Solidi Sospesi SS, Solidi Sedimentabili SetS, Azoto totale TV, Fosforo P, Piombo Pb e Zinco Zn.

	SC	COD	BOD ₅	SS	SetS	TN	P	Pb	Zn
SC	1	0,67	0,69	0,59	0,63	0,70	0,67	0,10	0,10
COD	0,67	1	0,94	0,87	0,79	0,70	0,88	0,10	0,25
BOD ₅	0,69	0,94	1	0,84	0,82	0,71	0,87	0,10	0,23
SS	0,59	0,87	0,84	1	0,71	0,66	0,85	0,06	0,25
SetS	0,63	0,79	0,82	0,71	1	0,65	0,77	0,08	0,14
TN	0,70	0,70	0,71	0,66	0,65	1	0,71	0,14	0,12
P	0,67	0,88	0,87	0,85	0,77	0,71	1	0,07	0,21
Pb	0,10	0,10	0,10	0,06	0,08	0,14	0,07	1	0,03
Zn	0,10	0,25	0,23	0,25	0,14	0,12	0,21	0,03	1

Tabella 1.9 –Coefficienti di correlazione tra parametri inquinanti [Ciaponi et al., 2002c].

Il BOD₅ e il COD, che costituiscono due parametri per la stima indiretta della sostanza organica presente in un campione, sono ben correlati tra di loro (R=0,94) ed entrambi presentano un buon legame con SS, SetS e P. Le correlazioni tra le concentrazioni di azoto totale e degli altri parametri inquinanti presentano invece una dispersione abbastanza elevata perché il TN è

essenzialmente associato alle acque nere e, quindi, la concentrazione rilevata è fortemente dipendente dal grado di diluizione del liquame.

Per quanto riguarda i metalli pesanti (Piombo e Zinco), si osserva un'evidente tendenza della loro concentrazione ad aumentare con quella dei solidi sospesi [Ciaponi et al., 2002c], a conferma che questi metalli sono essenzialmente legati alla matrice solida. Il legame fra i parametri non è però definibile in termini statisticamente significativi. Valori particolarmente elevati che si discostano fortemente dalla distribuzione media possono trovare una spiegazione nella disomogeneità del mezzo campionato associata al piccolo valore del volume campionato.

Le concentrazioni di idrocarburi misurate nei campioni del 2000 e del 2001 non presentano legami statisticamente significativi con gli altri parametri inquinanti [Ciaponi et al., 2002c].

1.4.1 ANALISI DEL LEGAME TRA SS E BOD₅

L'importanza del BOD₅ quale parametro normalmente utilizzato per rappresentare l'inquinamento di origine organica ha suggerito di approfondire l'analisi sui rapporti tra BOD₅ e SS.

La Tabella 1.10 mostra, insieme alle principali caratteristiche degli eventi oggetto di monitoraggio (H: altezza totale di precipitazione, TSA: tempo secco antecedente, T_{mTSA} : temperatura media del tempo secco antecedente), le concentrazioni medie (EMC), minime e massime di SS e BOD₅ per ciascun evento. I valori di concentrazione di SS e BOD₅ sono stati analizzati per

evidenziare il legame esistente tra essi. A tale scopo, dapprima si è ricercato il legame statistico tra le concentrazioni dell'intera serie di dati, mentre successivamente è stata condotta l'analisi di due diverse serie di dati relative a differenti periodi temporali. Questo esame separato costituisce un elemento di novità rispetto agli studi condotti in altri bacini sperimentali dove, peraltro, l'esiguo numero dei dati acquisiti non ha mai consentito, per lo stesso bacino, l'analisi disgiunta di diverse serie temporali.

Il legame statistico tra le concentrazioni di BOD₅ e SS relative a tutti i campioni (Figura 1.18) è espresso dalla seguente legge di regressione:

$$BOD_5 = 0,512 \times SS \quad R=0,84 \quad (1.1)$$

Dividendo, invece, i punti sperimentali BOD₅-SS in due gruppi, quello degli eventi primaverili e autunnali (T_{mTSA}=3-12°C) e quello degli eventi estivi (T_{mTSA}=18-26°C), le rette di regressione risultano sensibilmente diverse e le correlazioni sono migliori:

$$BOD_5 = 0,639 \times SS \quad R=0,90 \quad (\text{primavera e autunno}) \quad (1.2)$$

$$BOD_5 = 0,400 \times SS \quad R=0,89 \quad (\text{estate}) \quad (1.3)$$

Evento	Data	n. campioni	H [mm]	TSA [d]	T _{mTSA} [°C]	SS		BOD ₅	
						EMC [mg/l]	C _{min} C _{max} [mg/l]	EMC [mg/l]	C _{min} C _{max} [mg/l]
1	10/06/2000	1	12,8	4,2	21,6	-	2120	-	1150
2	11/06/2000	5	35,4	0,4	18,2	-	60-290	-	16-271
3	11/06/2000	3	11,8	0,5	19,0	-	40-160	-	8-105
4	13/06/2000	1	2,0	0,8	22,7	-	270	-	247
5	23/06/2000	18	16,4	10,8	22,0	364	80-890	163	29-765
6	28/06/2000	12	15,6	4,8	20,3	669	280-1360	156	70-400
7	08/07/2000	8	7,0	3,3	25,9	1430	800-2960	318	160-550
8	10/07/2000	12	11,0	1,8	25,8	242	40-1000	54	18-380
9	11/07/2000	4	10,6	0,9	23,5	-	40-180	-	55-120
10	12/03/2001	12	3,8	0,3	8,7	-	50-840	-	50-600
11	17/03/2001	24	26,2	3,9	10,4	108	20-1280	64	24-880
12	28/03/2001	24	18,6	11,0	11,6	434*	80-2360	372*	64-1780
13	10/04/2001	16	8,4	3,3	10,7	420	120-1440	244	55-900
14	20/04/2001	22	15,8	0,0	6,9	377	50-1190	203	23-2120
15	02/03/2003	7	4,8	0,6	7,1	748	180-2430	615	320-1300
16	09/04/2003	5	18,0	5,7	6,1	-	450-1000	-	220-720
17	11/04/2003	19	23,4	1,2	5,8	195	20-1400	69	28-500
18	28/06/2003	20	38,8	29,9	25,3	378	70-1605	185	70-1000
19	24/07/2003	12	12,6	25,9	24,3	442	116-1770	175	85-700
20	31/07/2003	20	16,2	6,8	24,0	213	36-1470	108	34-850
21	24/09/2003	9	8,6	14,2	18,0	365	198-3880	177	115-720
22	27/10/2003	5	10,4	1,6	3,3	-	266-680	-	85-150
23	30/10/2003	22	39,8	1,6	4,0	168*	40-320	98*	45-560

- impossibile valutare EMC
* valutazione condotta con riferimento alla prima parte dell'evento dove sono stati prelevati i campioni

Tabella 1.10–Caratteristiche degli eventi e concentrazioni di SS e BOD₅[Ciapioni et al., 2006]

Le Figure 1.18 e 1.19 mostrano tali legami.

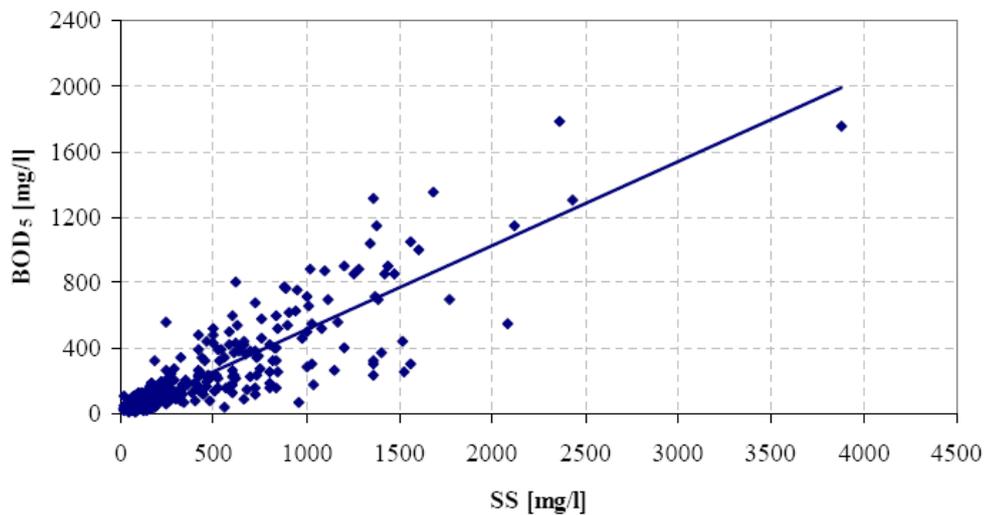


Figura 1.18-Regressione lineare tra le concentrazioni di BOD₅ e SS (serie completa dei dati) [Ciapioni et al.,2006].

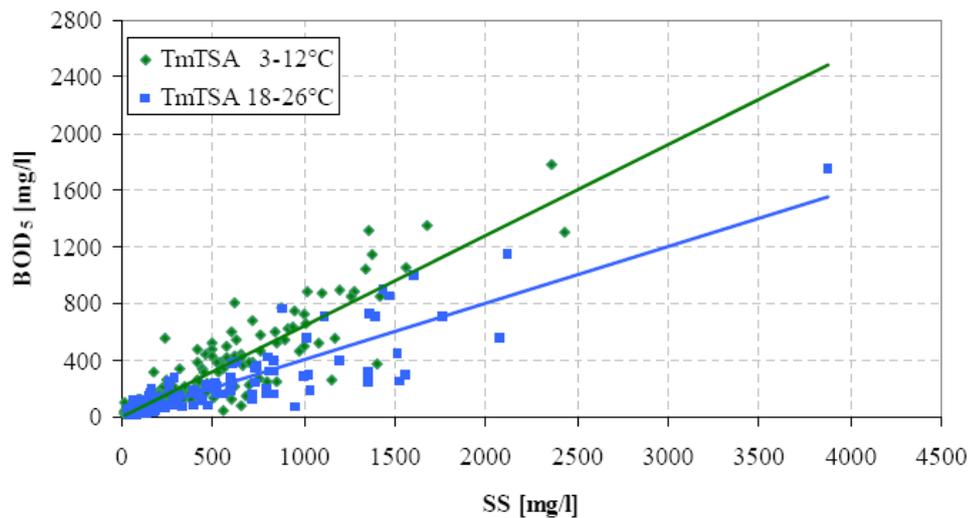


Figura 1.19-Regressione lineare tra le concentrazioni di BOD₅ e SS ($T_{mTSA}=3-12^{\circ}\text{C}$: 155 campioni; $T_{mTSA}=18-26^{\circ}\text{C}$: 125 campioni) [Ciaponi et al.,2006].

Le risultanze della ricerca sperimentale condotta presso il bacino urbano sperimentale di Cascina Scala a Pavia consentono una buona definizione del livello di correlazione tra vari parametri inquinanti e i solidi sospesi.

1.5 METODI PER LA STIMA DEL CARICO INQUINANTE ANNUO

Si descrivono nel seguente paragrafo alcune metodologie per la stima del carico totale annuo ovvero delle massime concentrazioni relative agli inquinanti di maggiore impatto. Si dà per inteso, sulla scorta di quanto detto in precedenza, che le indicazioni di seguito riportate non hanno alcuna pretesa di essere esaustive, essendo fondamentalmente vincolate ai particolari contesti nei quali sono state dedotte.

In fase di programmazione può essere senz'altro utile stimare i carichi inquinanti che si accompagnano ai deflussi meteorici. Di seguito si illustrano due

metodologie messe a punto dall'USGS (United States Geological Survey) e dall'EPA (Environmental Protection Agency) che consentono di valutare il carico annuale medio per diversi tipi di inquinanti [De Martino et al.,2004].

1.5.1 METODO DELL'USGS

L'USGS [Driver e Tasker, 1990] ha fornito la seguente relazione di regressione che fornisce il carico annuale Y prodotto da un bacino urbano, che per un generico inquinante può essere espresso (in kg) come:

$$Y = 0.454 \cdot N \cdot BCF \cdot 10^{(a+b\sqrt{DA}+c \cdot IA+d \cdot MAR+e \cdot MJT+f \cdot X^2)} \quad (1.4)$$

essendo:

- N il numero medio annuo di eventi meteorici significativi (eventi caratterizzati da almeno 13 mm di altezza di pioggia e con almeno sei ore di periodo asciutto antecedente),
- BCF fattore di correzione (Tabellato in funzione dell'inquinante considerato),
- D estensione del bacino drenato (ha),
- IA la percentuale di bacino impermeabile (%),
- MAR la altezza di pioggia media annua (cm),
- MJT il valore medio della temperatura minima nel mese di Gennaio (°C),

- X_2 un indicatore di uso del territorio, che viene posto pari a uno se più del 75% dell'area è impegnata per uso commerciale o industriale, ovvero pari a zero in caso contrario,
- a, b, c, d, e, f le costanti di regressione, il cui valore dipende dallo specifico tipo di inquinante considerato.

Nella Tabella 1.11 seguente si riportano i valori di BCF e delle costanti di regressione per i vari inquinanti per i quali la relazione è stata calibrata [De Martino et al., 2004].

Y	a	b	c	d	e	f	BCF
COD	1.1174	0.1427	0.0051	-	-	-	1.298
SST solidi sospesi totali	0.5926	0.0988	-	0.0104	-0.0535	-	1.521
SD solidi disciolti	1.1025	0.1583	-	-	-0.0418	-	1.251
NT azoto totale	-0.2433	0.1018	0.0061	-	-	-0.4442	1.345
AN azoto ammoniacale	-1.4002	0.1002	0.0064	0.00890	-0.0378	-0.4345	1.277
PT fosforo totale	-2.0700	0.1294	-	0.00921	-0.0383	-	1.314
PD fosforo disciolto	-1.3661	0.0867	-	-	-	-	1.469
CU Rame	-1.9336	0.1136	-	-	-0.0254	-	1.403
PB Piombo	-1.9679	0.1183	0.0070	0.00504	-	-	1.365
ZN Zinco	-1.6302	0.1267	0.0072	-	-	-	1.322

Tabella 1.11–Valori di BCF e costanti di regressione per ogni inquinante [De Martino et al., 2004].

1.5.2 METODO DELL'EPA

Analogamente a quanto fatto dall'USGS, anche l'EPA ha sviluppato una formula empirica per esprimere il carico di inquinante che mediamente viene convogliato dai deflussi meteorici urbani. In particolare, la relazione suggerita si applica per aree urbane dotate di sistema fognario separato ed è riferita al carico M_s (espresso in kg di inquinante prodotto annualmente per ettaro di superficie) convogliato dalla sola fognatura bianca:

$$M_s = 0.0442 \cdot \alpha \cdot P \cdot f \cdot s \quad (1.5)$$

dove:

- α è un coefficiente numerico il cui valore dipende dallo specifico inquinante considerato (vedi Tabella 1.12);

<i>Tipologia dell'area</i>	<i>BOD₅</i>	<i>SST</i> solidi sospesi	<i>SV</i> solidi volatili	<i>PO₄</i> fosfati	<i>N</i> azoto
Residenziale	0.799	16.3	9.4	0.0336	0.131
Commerciale	3.200	22.2	14.0	0.0757	0.296
Industriale	1.210	29.1	14.3	0.0705	0.277
Altro	0.113	2.7	2.6	0.0099	0.060

Tabella 1.12–Valori del coefficiente α [De Martino et al., 2004]

- P è la precipitazione media annua (cm),

- f è una funzione della densità della popolazione D (ab/ha), espressa come:

- $f = 0.142 + 0.134 \cdot D^{0.134}$

(1.6)

- s è un coefficiente che tiene conto della cadenza N_s degli interventi di pulizia delle strade, che assume valore pari a uno se N_s è inferiore a 20 giorni, ovvero pari a $N_s/20$ nel caso in cui N_s risulti superiore a 20.

Come evidenziato dai risultati delle ricerche esposte, risulta evidente quanto sia elevato, nella maggior parte dei casi, il carico inquinante delle acque di drenaggio urbano di origine meteorica.

Occorre, pertanto, provvedere a limitare l'impatto di tali acque sui ricettori attraverso accorgimenti tecnico-progettuali mirati, nelle reti di drenaggio urbano.

Nel Capitolo successivo si focalizzerà l'attenzione su due tipologie di intervento strutturale, generalmente adottate nella pratica progettuale: gli scaricatori di piena e le vasche di prima pioggia. Verranno illustrate, in particolare, alcune disposizioni normative per il dimensionamento nonché i principali risultati di alcune ricerche, sia nazionali che internazionali, proponenti metodologie per la stima dell'efficacia e dell'efficienza di tali dispositivi, al fine di ridurre il carico inquinante posseduto dalle acque di prima pioggia.

Per maggiori indicazioni e dettagli concernenti le caratteristiche costruttive ed impiantistiche si rimanda all'Appendice B.

CAPITOLO 2

SCARICATORI DI PIENA E VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

2.1 PREMESSA

Gli scaricatori di piena (Figura 2.1) sono manufatti atti a deviare in tempo di pioggia, verso i ricettori finali, le portate meteoriche eccedenti le portate nere diluite definite come compatibili con l'efficienza degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane. Essi, quindi, costituiscono dispositivi di notevole importanza per il controllo della qualità e della quantità delle acque scaricate (da una rete fognaria unitaria o separata) nei ricettori superficiali.

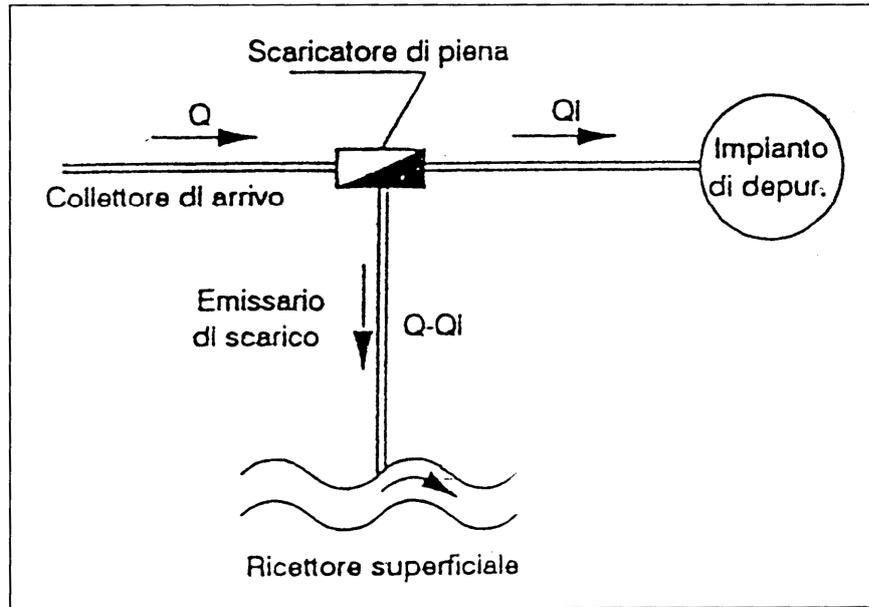


Figura 2.1–Schema di funzionamento di uno scaricatore di piena e nomenclatura utilizzata.
[Bonomo et al., 1993]

La progettazione di questi manufatti deve corrispondere alla duplice esigenza:

- di assicurare, dal punto di vista idraulico, una buona efficienza ai vari regimi di funzionamento, in modo da ridurre convenientemente le portate inviate alla depurazione e, conseguentemente, le dimensioni ed i costi dei collettori;
- di garantire, dal punto di vista ambientale, che lo sversamento delle acque sfiorate non si traduca in una fonte di inquinamento tale da attenuare sensibilmente i presunti vantaggi ipotizzati all’atto dell’impostazione progettuale della fognatura e dell’impianto di depurazione.

Gli scaricatori di piena (sfioratori laterali, scaricatori a salto, deviatori frontali, ecc.) sono frequentemente utilizzati nelle reti di drenaggio urbano di tipo

misto per realizzare la suddivisione delle portate reflue e di prima pioggia da quelle, di origine prevalentemente meteorica, che affluiscono dal bacino, assicurando che la portata addotta all'impianto di trattamento rientri in un predefinito intervallo di valori. Al contrario, nei sistemi separati, stanti le caratteristiche fortemente inquinanti delle prime acque di pioggia, si rende indispensabile convogliare all'impianto i deflussi meteorici generati nella parte iniziale dell'evento, scaricando nel corpo ricettore solo portate sufficientemente diluite.

Le "vasche di prima pioggia", invece, come mostrato in Figura 2.2, sono dei manufatti a tenuta adibiti alla raccolta ed al contenimento del volume di acque meteoriche di dilavamento corrispondente a quello delle acque di prima pioggia, che, in quanto particolarmente inquinato, deve necessariamente essere assoggettato a trattamento appropriato prima di essere scaricato nel corpo idrico ricettore.

Generalmente il funzionamento di tali dispositivi dovrebbe essere tale da consentire lo sversamento della portata meteorica verso il ricettore solo dopo che la vasca di prima pioggia si sia riempita e si possa, quindi, ritenere che le ulteriori portate in arrivo siano meno inquinate.

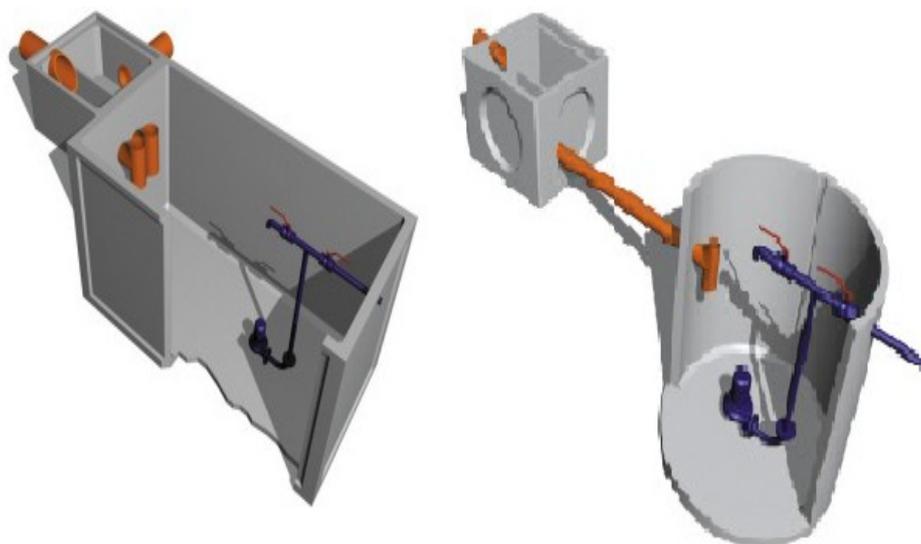


Figura 2.2-Vasche di prima pioggia a sezione rettangolare e circolari [Musilli SpA]

Nella pratica progettuale l'invio all'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia così accumulate viene realizzato mediante una luce di fondo, presente nella vasca ed opportunamente tarata, ovvero mediante impianto di sollevamento.

Per una più dettagliata trattazione sugli aspetti costruttivi e funzionali di tali manufatti, si rimanda all'Appendice B.

2.2 IL DIMENSIONAMENTO DEGLI SCARICATORI DI PIENA E DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

2.2.1 LA NORMATIVA

Nel presente paragrafo si riporta una rapida panoramica delle indicazioni normative adottate in varie nazioni e, in particolare, nella realtà italiana per quanto

concerne il dimensionamento degli scaricatori di piena e delle vasche di prima pioggia (maggiori indicazioni sono riportate in Appendice A).

Dalla ricerca effettuata emerge che gli indirizzi progettuali forniti dai vari enti ed organismi variano da nazione a nazione, essendo inevitabilmente condizionati dalle particolari realtà locali nelle quali vengono realizzate le opere per il controllo quali-quantitativo dei deflussi.

Nel panorama internazionale, sulla specifica problematica, sono stati presentati numerosi spunti ed indicazioni che, però, rivestono quasi sempre carattere di indicazione progettuale piuttosto che disposizione normativa. In tale ambito, uno degli organismi di maggior riferimento è sicuramente rappresentato dall'EPA (Environmental Protection Agency) americana, la quale ha predisposto una serie di manuali e rapporti contenenti pratiche indicazioni per il dimensionamento di vari manufatti e diverse tipologie di interventi strutturali.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, l'EPA ha predisposto la seguente Tabella che riassume i parametri per il calcolo del volume da assegnare alle capacità di accumulo dei primi deflussi meteorici [USEPA, 2005].

Inquinanti	Superficie del bacino	Esempi di industria	Livello di pioggia che deve essere contenuto
Sostanze facilmente asportabili, come materiali solubili, polveri fini e limi	Impermeabile: asfalto, cemento, bitume	Impianti di confezionamento di calcestruzzo	10 mm
Sostanze difficili da rimuovere come olii, grassi, e altri idrocarburi non volatili	Impermeabile: asfalto, cemento, bitume	Impianti petrolchimici, autofficine, industrie chimiche, impianti di produzione di bitume, parcheggi e strade	15 mm
Tutti i tipi di inquinanti	Superfici permeabili (comprese superfici naturali) delle quali i depositi di inquinante non vengono facilmente asportati	Mercati, aree a verde attrezzato	20 mm

Tabella 2.1-Criteri di dimensionamento per i sistemi di contenimento delle acque di prima pioggia [USEPA, 2005].

In Europa, invece, le indicazioni normative più dettagliate sono certamente quelle predisposte dalla ATV (ente normatore tedesco per le acque reflue) che fornisce le seguenti disposizioni [ATV, 1992]:

- Il volume di accumulo per le vasche di prima pioggia deve essere stimato considerando una altezza totale di pioggia (variabile a seconda dei casi tra 1.5 e 4 mm) equivalente a $15 \div 40 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ del bacino drenato.
- Per quanto concerne il dimensionamento degli sfioratori, gli effetti del fenomeno di first flush sono considerati rilevanti solo per piccoli bacini, caratterizzati da tempi di corrvazione inferiori a quindici minuti. Infatti in grossi sistemi fognari, soprattutto se di

tipo unitario, i valori delle concentrazioni sono poco variabili nell'arco del generico evento, in quanto comincia a diventare prevalente l'effetto di abbattimento dei picchi di concentrazione dovuto alle capacità di invaso proprio del sistema ed ai lunghi tempi di trasferimento delle masse.

La normativa nazionale vigente non fornisce indicazioni precise sui valori di progetto da assegnare al coefficiente di diluizione per il dimensionamento degli scaricatori di piena, tanto meno definisce in maniera univoca i volumi di prima pioggia in base ai quali proporzionare le vasche di prima pioggia.

Un'indicazione è contenuta nel D.P.C.M. del 4 marzo 1996 (Disposizioni in materia di risorse idriche) che nell'Allegato 8 al punto 8.3. cita testualmente: *“Gli scarichi delle acque di fognatura immesse nel corpo ricettore debbono essere conformi ai requisiti di qualità fissati dalle vigenti normative. Nel caso di fognature miste l'obbligo è esteso agli scarichi delle acque meteoriche fino al limite di diluizione stabilito in convenzione, espresso come multiplo della portata media di tempo asciutto, che consente il rispetto dei limiti normativi”*.

Tale limite, non può essere inferiore a tre volte la portata media di tempo asciutto.

Per quanto riguarda le direttive tecniche proposte da normativa di carattere regionale, il D.C.R. 15 gennaio 2002 (N. VII/402) della Regione Lombardia *“Piano regionale di risanamento delle acque settori funzionali pubblici servizi acquedotto, fognatura, collettamento e depurazione (l.r. 32/80 e l.r. 58/84)”*, al punto 2 dell'allegato 2 regola i parametri di dimensionamento degli scaricatori di piena, delle vasche di accumulo e, quindi, delle portate meteoriche

da sottoporre a trattamento. Si riporta di seguito lo stralcio della normativa regionale della Lombardia con specifico riferimento ai criteri di progetto dei suddetti interventi di tipo strutturale: *“Nel caso di sistemi di fognatura unitari, la portata nera diluita da addurre direttamente alla depurazione senza preventiva raccolta in vasche di accumulo viene assunta pari al più elevato dei valori derivanti dai seguenti criteri:*

- a) apporto pro capite di 750 l per abitante equivalente al giorno, uniformemente distribuito nelle 24 ore. Il valore viene incrementato a 1000 l quando le acque sfiorate non vengono avviate alla vasche di pioggia di cui ai punti seguenti e sono recapitate nei laghi, ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo;*
- b) rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera per quanto attiene gli apporti civili e come media su 12 ore per quanto attiene gli scarichi industriali.*

Nel caso gli apporti industriali in termini di abitanti equivalenti superino il 50% del totale tale rapporto viene incrementato a 2.5. Tutte le reti fognarie unitarie debbono inoltre essere dotate di vasche di accumulo a perfetta tenuta per evitare infiltrazioni nel suolo, da costruire in corrispondenza degli scaricatori di piena, onde trattenere l'aliquota delle acque sfiorate”.

Le dimensioni da assegnare alle vasche sono riportate nella Tabella 2.2.

VOCE	Ricettore delle acque sfiorate	
	Corsi d'acqua di classe A e B, laghi (scarico diretto) o suolo/strati superficiali del sottosuolo	Corsi d'acqua di classe C e D
Volume (m ³ /ha _{imp})	50	25
VOCE	Ricettore delle acque sfiorate	
	Corsi d'acqua di classe A e B, laghi (scarico diretto) o suolo/strati superficiali del sottosuolo	Corsi d'acqua di classe C e D
Superficie controllata ¹	80%	50%

Tabella 2.2-Dimensionamento delle vasche di accumulo per le acque di pioggia nel caso di fognature unitarie [D.C.R. Lombardia, 2002].

Analogamente ai sistemi unitari, anche i dispositivi di controllo sui sistemi separati sono normati da apposite indicazioni di seguito riportate: *“Anche per le reti di fognatura destinate esclusivamente alle acque meteoriche (fognature bianche) dovrà prevedersi la adozione di scaricatori di piena e vasche di accumulo in corrispondenza degli stessi. Durante l’evento meteorico gli scaricatori dovranno consentire di avviare alla rete nera una portata meteorica pari a 1 l/s·ha. Le vasche di pioggia saranno dimensionate secondo le indicazioni di Tabella, relative al recapito in corsi d’acqua di classe C e D”*.

¹ Le vasche vanno realizzate possibilmente in corrispondenza di tutti gli scaricatori di rete ed in ogni caso presso:

- lo scaricatore in testa all’impianto di depurazione;
- gli scaricatori che consentono comunque di controllare complessivamente almeno il 50% della superficie servita dalla rete, nel caso di recapito in corsi d’acqua di classe C e D ed almeno l’80%, nel caso di recapito in corsi d’acque di classe A e B o diretto nei laghi.

Ad ogni modo, per entrambi i sistemi, unitario e separato, le vasche devono essere progettate in modo da escludere l'arrivo di ulteriori portate allorché avviene il riempimento delle vasche stesse.

Gli scaricatori di piena e le vasche di accumulo non sono da prevedere nei seguenti casi:

- reti di fognatura bianca a servizio di aree di ampliamento e di espansione residenziale, per le quali non è configurabile un'apprezzabile contaminazione delle acque meteoriche;
- reti di fognatura bianca a servizio di aree di ampliamento e di espansione industriale. In questo caso, sebbene da non prevedere nella progettazione della rete pubblica, gli scaricatori di piena e le relative vasche di accumulo devono essere realizzati da parte dei privati.

Inoltre le vasche di accumulo non sono richieste nel caso di reti, sia unitarie che bianche, a servizio di centri con popolazione inferiore ai 500 abitanti equivalenti.

Più di recente, sempre per quanto concerne la Lombardia, il Regolamento regionale 24 marzo 2006 - n. 3: "Disciplina e regime autorizzatorio degli scarichi di acque reflue domestiche e di reti fognarie", in attuazione dell'art. 52, comma 1, lettera a) della L.R. 12/12/2003 n. 26" indica, all'Art. 16, i casi in cui sono richieste le vasche di prima pioggia e i criteri per il loro dimensionamento. In particolare, al Comma 3, viene prescritta la costruzione di vasche da $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ nel caso di recapito in corpi idrici significativi (PTUA) o sul suolo; vasche da 25

m^3/ha_{imp} nel caso di recapito in corpi idrici non significativi. Il Comma 4, invece, specifica ove ubicare le vasche: in testa all'impianto di depurazione; presso gli scaricatori di piena che sottendono agglomerati con oltre 10.000 a. e.; presso gli scaricatori di piena che sottendono almeno l'80% della superficie servita dalla rete, nel caso di recapito in corpi idrici significativi o sul suolo, e il 50%, nel caso di recapito in corpi idrici non significativi, richiamando, sostanzialmente, quanto prescritto in precedenza (vedi Tabella 2.2).

La regione Emilia Romagna, già nel Documento Preliminare del Piano di Tutela delle Acque (ex art. 25 L.R. 20/2000) pubblicato nel settembre 2003, all'articolo 3 delle Norme, dispone quanto segue: *“acque meteoriche di dilavamento delle superfici impermeabili (strade, piazzali, aree esterne di pertinenza di insediamenti industriali e commerciali, coperture piane utilizzate), trasportano carichi inquinanti che possono comportare rischi idraulici e ambientali rilevanti, in particolare per i corpi idrici superficiali nei quali hanno recapito. Si definiscono acque di prima pioggia le acque corrispondenti ai primi 2,5–5 mm di acqua uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante, corrispondente a 25-50 m³ per ettaro di superficie contribuyente. Le acque di prima pioggia, che raccolgono la maggior quota di carico inquinante, accumulate nelle vasche di accumulo, sono inviate gradualmente agli impianti di trattamento.”*

Nel caso specifico della regione Campania, il Presidente della Giunta Regionale è stato individuato come Commissario di Governo per l'Emergenza Rifiuti, Bonifiche e Tutela delle Acque nella Regione Campania (delegato ex O.P.C.M. 2425/96 e s.m.i.). In particolare, per quanto riguarda gli scaricatori di

piena e le vasche di prima pioggia, il Commissariato, con specifico riferimento alla tutela delle acque, indica la seguente procedura: *“dovrà essere afferita agli impianti di depurazione la totalità dei reflui civili e industriali gravitanti sulle reti degli agglomerati urbani superiori o uguali a 2000 abitanti, con la possibilità, per i sistemi unitari, di collettare in tempo di pioggia sino a cinque volte la portata nera di tempo secco, nonché, per tutti i tipi di rete, un volume di prima pioggia di almeno 25 m³/ha riferito alle superfici stradali direttamente connesse con i sistemi fognari”*.

Altre Regioni (vedi Appendice A) hanno disciplinato la materia fornendo, tuttavia, indicazioni alquanto generali.

In definitiva si può constatare come il quadro normativo risulti frammentario e disorganico sul territorio nazionale; essendo, infatti, la materia demandata alle Regioni e, inoltre, non essendo state adottate specifiche discipline regionali, le Province titolari delle competenze per il controllo degli scarichi delle acque reflue possono adottare le più varie linee di comportamento. Queste ultime, quindi, si ritrovano nella necessità di valutare caso per caso il comportamento da adottare nei confronti di scarichi derivanti da fenomeni di dilavamento.

E' evidente che occorre che tutte le istituzioni in qualche modo interessate alla materia si coordinino e lavorino insieme affinché si superi questa fase di incertezza.

2.2.2 LA RICERCA

Gli aspetti ambientali connessi all'adozione di tali manufatti in un sistema di drenaggio e la caratterizzazione delle acque da essi sversate nei corpi idrici ricettori rappresentano da decenni una tematica di rilievo anche per la comunità scientifica.

Già a partire dai primi anni '70, uno studio condotto dall'American Public Work Association [1970] ha consentito di caratterizzare quali-quantitativamente le portate in alcuni sistemi fognari a servizio di numerosi bacini urbani in Stati Uniti e Canada. In tal modo è stato possibile ricavare informazioni utili per la progettazione e la gestione di manufatti per la regolazione di portata (tra cui gli scaricatori di piena) al fine di minimizzare la quantità e di massimizzare la qualità degli scarichi nei ricettori.

In Italia, Maione e Paoletti [1979] hanno messo a punto un modello numerico per l'analisi quali-quantitativa delle acque reflue compiendo una serie di simulazioni sulla scorta delle registrazioni pluviografiche registrate a Pavia dal 1961 al 1970. Dalla loro ricerca è scaturito che l'incremento del rapporto di diluizione al di là dei valori tipicamente utilizzati (in genere da 3 a 6 volte la portata media nera) non garantirebbe benefici ambientali significativi.

Con l'obiettivo di effettuare una accurata analisi dei caratteri quantitativi degli scaricatori, è stato, altresì, condotto uno studio [Mignosa et al., 1991] sulla base della pluviometria milanese registrata dal Comune di Milano. I dati di pioggia utilizzati sono stati quelli accuratamente registrati presso il pluviografo di via Monviso e coprono un arco temporale che va dal 1971 al 1987. Trascurando

l'influenza del fenomeno del first flush ed utilizzando un modello lineare di tipo cinematico (modello della corrivazione), considerando tempi di corrivazione caratteristici dei bacini urbani variabili tra 5 e 60 minuti, si è notato come l'influenza del tempo di corrivazione sui volumi sversati sia modesta. Per cui, una valutazione condotta solo sulla base delle precipitazioni senza trasformazioni (tempo di corrivazione nullo) non condurrebbe ad errori sensibili, come, per altro, già verificato da altri Autori [Sifalda, 1977; Horler, 1986]. Inoltre è stato evidenziato che, con le normali densità abitative e dotazioni idriche, per i valori della portata di soglia con cui vengono usualmente dimensionati gli scaricatori di piena, il volume medio annuo scaricato nel recapito finale è ancora troppo elevato, pari al 90/70 % del volume di precipitazione. Per ridurlo significativamente, sarebbe necessario progettare gli scaricatori con elevati valori della portata di soglia. Ciò comporterebbe un maggior costo del collettamento delle acque così trattenute nella rete e delle portate non compatibili con un efficiente funzionamento degli attuali impianti di depurazione. Per questa ragione, l'unica soluzione che consente di mantenere inalterati i dimensionamenti delle opere di collettamento e degli impianti di depurazione e, contemporaneamente, di ridurre l'impatto sui corpi idrici recettori, è l'inserimento di vasche di prima pioggia tra la rete e lo scaricatore [Mignosa et al., 1991].

Papiri e Barco [2003], attraverso una simulazione quali-quantitativa in continuo degli afflussi meteorici registrati nel 1997 nel bacino di Cascina Scala (Pavia), hanno constatato, per una rete di drenaggio urbano di tipo misto, la modesta influenza apportata dall'aumento della portata di sfioro di uno scaricatore di piena sulla concentrazione di solidi sospesi allo scarico, soprattutto in presenza

di depositi in rete (fenomeno frequente nei centri urbani pianeggianti), evidenziando la sostanziale inadeguatezza degli usuali metodi di dimensionamento adottati nella pratica tecnica.

Tuttavia, già sulla scorta degli studi condotti dall'EPA [USEPA, 1986] negli anni '80, l'adozione di vasche e bacini di ritenzione si è mostrata come una delle soluzioni più efficace ai fini del controllo dei carichi inquinanti contenuti nelle acque reflue urbane. Tale indirizzo è stato, altresì, confermato anche da numerose ricerche sia nazionali [Bonomo et al., 1993; Oliveri et al., 2001; Paoletti e Papiri, 2007; Veltri, 1988] che estere [Krejci et al., 1986; Dohoman et al., 1986; Stotz e Krauth, 1986; Ten Hove et al., 1985].

Anche il dimensionamento di tali dispositivi, purtroppo, presenta ancora oggi alcune incertezze. Infatti i criteri normalmente adottati fissano un'altezza costante di precipitazione da intercettare (i primi 2.5÷5.0 mm di pioggia, così come indicato generalmente dalla norma), senza, però, tener in debita considerazione né le caratteristiche peculiari del bacino né le problematiche connesse alla gestione di tali dispositivi [Bacchi et al., 2006].

A tale scopo, negli ultimi anni sono stati presentati numerosi studi, essenzialmente a carattere sperimentale, aventi l'obiettivo di approfondire e di chiarire tali problematiche anche alla luce delle numerose variabili che influenzano il fenomeno di accumulo e dilavamento di sostanze dalle superfici.

Gupta e Saul [1996] hanno proposto un semplice approccio per la stima del volume di una vasca di prima pioggia. Utilizzando i dati provenienti da campagne di misura effettuate (nell'ambito del programma U.K. Urban Pollution

Management del 1994) in due siti del nord del Regno Unito, hanno trovato delle relazioni empiriche che legano la concentrazione di inquinanti nelle acque reflue (in particolare i SST) alla pioggia di progetto (intensità, durata e periodo asciutto antecedente).

Guo [1999] ha riproposto, invece, il metodo di dimensionamento delle vasche di detenzione della Federal Aviation Administration (basato sulla conservazione del volume in ingresso ed in uscita) per piccoli bacini urbani, apportando, però, una correzione per quanto concerne la determinazione della portata in uscita dal sistema, relazionandola al tempo di corrivazione del bacino e alla durata della pioggia di progetto.

Guo e Urbonas [1996; 2002], facendo riferimento a registrazioni pluviografiche continue di 30-40 anni su sette aree metropolitane statunitensi, hanno ricavato una curva di cattura per la definizione del volume da assegnare ad una vasca. Tale curva rappresenta l'andamento, in funzione del rapporto tra il volume della vasca e l'altezza media di pioggia relativa al periodo di osservazione, della percentuale del volume di deflusso captato dall'opera (ovvero della probabilità di avere un evento che produca un volume di deflusso minore di quello della vasca). Naturalmente, maggiore è il volume della vasca, minore risulta il rischio di sfioro, anche se l'impiego di capacità del sistema oltre certi valori assicura incrementi della percentuale trattenuta sempre più bassi, come confermato da diversi studi [Artina e Maglionico, 2001; Calomino et al., 2005; Calabrò e Viviani, 2006].

Bornatici et al. [2004b] con riferimento a due serie annuali di eventi meteorici registrati presso il bacino di Cascina Scala (PV), utilizzando un modello

basato sull'invaso lineare, hanno realizzato una serie di simulazioni per un sistema di drenaggio di tipo separato dotato di scaricatore di piena e vasca di accumulo. Lo studio ha mostrato, tra l'altro, che si ottengono riduzioni della massa inquinante scaricata nel ricettore pari a circa l'80% fissando una portata di soglia di $2 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{imp}})$ e un volume utile pari a $25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$; lo stesso rendimento è conseguibile mediante uno scaricatore con una portata di soglia pari a $0.5 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{imp}})$ accoppiato ad una vasca di prima pioggia di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. Utilizzare altri valori all'interno di tale intervallo può essere frutto di una scelta del progettista sulla base di osservazioni circa la compatibilità delle portate meteoriche rispetto all'impianto di depurazione e il beneficio che si intende conseguire in termini di riduzione dell'impatto sui ricettori [Bornatici et al., 2004b]. Inoltre è stato evidenziato come capacità superiori a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ portino a benefici piuttosto marginali.

Anche la frequenza e/o il volume degli sfiori viene spesso utilizzato come indicatore di performance del sistema di drenaggio nei confronti della qualità delle acque ricettrici [Lau et al., 2002].

Qualora, infatti, non si dovessero avere a disposizione dati per la simulazione continua del trasporto di contaminanti, l'efficienza della vasca può essere valutata attraverso indici derivanti dalla simulazione continua degli scarichi di pioggia (ad esempio il numero e la durata degli eventi di sfioro annui), che sono strettamente correlati all'efficacia di trattenuta di SST [Calabrò e Viviani, 2006; Paoletti e Papiri, 2007].

Tuttavia, se si vuole limitare il numero di eventi di sfioro a qualche unità all'anno, occorrerebbe utilizzare delle capacità normalmente stimate dell'ordine di

200-300 m³/ha di superficie impermeabile [Bonomo et al., 1993; Calomino et al., 2005], ben maggiori dei valori normalmente utilizzati, pari a 25-50 m³/ha_{imp}.

L'efficacia delle vasche di prima pioggia, oltre che dal volume utile, è altresì influenzata dalla posizione che esse occupano all'interno del sistema fognario (in linea o fuori linea) e dalle modalità gestionali relative al loro svuotamento.

Relativamente alla posizione, alcuni studi [Calabrò e Viviani, 2006] hanno mostrato che i migliori risultati si ottengono nel caso di vasche fuori linea di cattura rispetto a quelle in linea, almeno per quanto concerne la riduzione della massa di SST scaricata nel ricettore.

Ciaponi et al. [2004], invece, con riferimento ad una vasca fuori linea inserita in un sistema fognario di tipo separato, hanno evidenziato come il funzionamento intermittente consenta, a parità di efficacia, una sensibile riduzione dei volumi recapitati alla depurazione rispetto ad una vasca in linea con svuotamento in continuo, pur presentando quest'ultima volumi minori di accumulo.

Analogamente, un'analisi numerica condotta da Oliveri et al. [2001] su una fognatura unitaria, utilizzando i dati di pioggia registrati nei due bacini sperimentali di Parco d'Orlèans (Palermo) e Fossolo (Bologna) per ricostruire gli ietogrammi di progetto, ha evidenziato un rendimento maggiore delle vasche di cattura (che si svuotano per sollevamento a fine evento) nel caso in cui i pollutogrammi in ingresso alla rete di drenaggio siano caratterizzati da un significativo effetto di first flush; al contrario, le vasche di transito (che sfiorano il surplus di portata in ingresso qualora dovessero esaurire la propria capacità di accumulo) sono più efficaci nel caso in cui ci sia l'effetto del last flush. Inoltre, a

parità di rendimento, i volumi delle vasche di cattura necessari sono nettamente inferiori rispetto a quelle di transito.

In simulazioni numeriche effettuate sulla base di eventi meteorici misurati nel bacino di Cascina Scala (Pavia), sono stati valutati, tra l'altro, i rendimenti di diverse tipologie di installazioni impiantistiche (vasche in linea, vasche fuori linea di transito e di cattura). E' stato dimostrato quanto influenzi, sensibilmente, la tipologia di vasca, in termini di masse scaricate nel ricettore. A parità di volume utile, infatti, il comportamento delle vasche in linea e fuori linea di transito è analogo; nettamente superiore è l'efficienza delle vasche fuori linea di cattura. Inoltre, tale ricerca ha messo in evidenza che, con gli usuali criteri di dimensionamento di scaricatori ($3 Q_{mn} < C < 5 Q_{mn}$) e vasche ($25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}} < V < 50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$), l'impatto sul ricettore risulta analogo sia per il sistema misto che per quello separato [Paoletti e Papiri, 2007].

Anche il frazionamento del volume utile della vasca può, in alcuni casi, incrementare l'efficienza del sistema. A tal proposito, Piro et al. [2007], con riferimento ad un bacino di drenaggio urbano di tipo misto nel Comune di Cosenza, hanno effettuato delle analisi numeriche e sperimentali al fine di valutare l'efficienza di una vasca di prima pioggia, di dimensioni pari a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, sia nel caso che essa sia presente in un unico punto (sistema concentrato), sia che la sua capacità di accumulo venga divisa in tre piccole vasche disposte in serie (sistema distribuito). Le simulazioni effettuate hanno evidenziato, per altezze di pioggia maggiori di 17 mm, la maggiore efficienza del sistema distribuito rispetto a quello concentrato. Il frazionamento delle capacità di accumulo, peraltro, può risultare una necessità più che una scelta ponderata del

progettista, rendendosi necessari volumi molto elevati anche per territori relativamente modesti, generalmente di difficile collocazione e, quasi sempre, di costo elevato. Ciò finisce per rendere, in prospettiva, attraente la diffusione di micro-vasche nel territorio urbanizzato, ad esempio imponendone la realizzazione nelle opere di nuova costruzione [Datei, 1998].

La regolazione degli sfiori può, altresì, avvenire in tempo reale attraverso il controllo di sfioratori, pompe e luci di efflusso, facendo uso di un sistema di telemetria/telecontrollo, come, ad esempio, nel caso di parte della rete di drenaggio urbano di Barcellona, in cui è attivo dal 1994 un sistema di telecontrollo ed acquisizione dati (SCADA) con un controllo in tempo reale applicato alle vasche e alle paratoie. Uno studio di Cembrano et al. [2004] ha permesso di evidenziare i vantaggi conseguiti dall'adozione di un sistema di controllo in tempo reale della rete, sia in termini di volumi sfiorati che di volumi trattati.

Una recente ricerca di Papiri et al. [2008] ha, altresì, individuato i benefici ottenibili dotando il sistema di drenaggio di una linea di depurazione di tipo chimico-fisico parallela a quella delle acque di tempo asciutto che agisca sulla frazione più consistente delle portate in afflusso in tempo di pioggia [Papiri et al., 2008].

Pertanto, da questa rassegna bibliografica, risulta evidente quanto siano quasi del tutto assenti criteri consolidati per la stima dell'impatto di un limitatore di portata o di un sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia sulla qualità di un corpo idrico ricettore.

Tuttavia, risulta preferibile, soprattutto per sistemi complessi, affrontare il problema specifico con la simulazione numerica (che non sempre risulta di immediata e semplice applicazione), mediante opportuni modelli matematici, dei processi di accumulo degli inquinanti sul bacino durante il tempo secco (buildup) e di dilavamento (washoff), tenendo soprattutto in conto della variabilità della pioggia e della sua intensità [Choi et al. 2006; Field e O'Connor, 1997; Guo, 1996; Stallard et al., 1998].

Alla luce di tali considerazioni, nel Capitolo successivo, verranno illustrati i risultati di numerose simulazioni numeriche effettuate al fine di valutare l'efficacia e l'efficienza, sia in termini qualitativi che quantitativi, di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia nei confronti dell'abbattimento del carico inquinante, nonché l'influenza del regime pluviometrico, con particolare riferimento a stazioni pluviografiche campane.

CAPITOLO 3

EFFICIENZA DI SCARICATORI DI PIENA E VASCHE DI PRIMA PIOGGIA. SIMULAZIONI NUMERICHE

3.1 PREMESSA

Gli interventi strutturali, come anticipato nel precedente Capitolo, sono principalmente attuati nei sistemi di drenaggio urbano, misti e separati, mediante l'impiego di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia. Con riferimento a queste due tipologie di intervento, sono state condotte delle simulazioni numeriche al fine di valutare sia la loro effettiva efficacia nei confronti dell'abbattimento del carico inquinante, sia l'influenza del regime pluviometrico sulla frazione di inquinanti che viene sversata nel corpo idrico ricettore.

Le calcolazioni sono state effettuate con riferimento ad un bacino urbano "virtuale" avente, tuttavia, caratteristiche tali da renderlo assimilabile a quelli riscontrabili nella realtà italiana. Inoltre, per quanto concerne i parametri utilizzati per la caratterizzazione dei fenomeni di deposito e dilavamento da parte della pioggia sulle superficie di tale bacino, sono stati utilizzati quelli calibrati nell'ambito di uno studio sperimentale di Papiri [2001]. Tale scelta è scaturita dal fatto che tali valori sono medi o, comunque, contenuti negli intervalli individuati a

partire da una ricerca bibliografica (confronta Paragrafo 3.2.1) su campagne sperimentali simili effettuate sia in Italia che all'estero.

Tra i diversi modelli disponibili in letteratura per la simulazione dei processi di trasformazione degli afflussi in deflussi, dell'accumulo degli inquinanti sul bacino e in fognatura durante il tempo secco, della rimozione e della propagazione degli inquinanti nella rete di drenaggio durante gli eventi di pioggia, si è fatto riferimento al modello SWMM (Storm Water Management Model) fornito dall'EPA (Environmental Protection Agency) [USEPA, 2005]. Tale software, oltre che essere distribuito gratuitamente e, quindi, facilmente reperibile in rete, è stato scelto in quanto, in molti studi e ricerche di settore, è risultato essere quello maggiormente utilizzato. In particolare, è servito per ricostruire gli idrogrammi ed i pollutogrammi in ingresso al sistema, che sono stati, successivamente, elaborati da un altro codice di calcolo (implementato in linguaggio Fortran), appositamente messo a punto per simulare il comportamento quali-quantitativo dello scaricatore e delle vasche nelle varie configurazioni impiantistiche esaminate.

3.2 MODELLO EPA S.W.M.M. (STORM WATER MANAGEMENT MODEL)

Il codice di calcolo EPA SWMM 5 è un modello dinamico di simulazione della trasformazione afflussi-deflussi e della quantità e qualità delle acque di scolo in bacini urbani, ricadente nella classe dei modelli fisicamente basati. Il modello presenta un'interfaccia grafica per l'inserimento dei parametri caratterizzanti il bacino oggetto di studio e per la definizione delle superfici scolanti e della rete di

drenaggio. Risulta altresì possibile l'inserimento della serie temporale degli eventi meteorici.

La trasformazione afflussi-deflussi è modellata tramite le equazioni di De Saint Venant (semplificazione cinematica), schematizzando il bacino come una falda piana rettangolare (Figura 3.1);

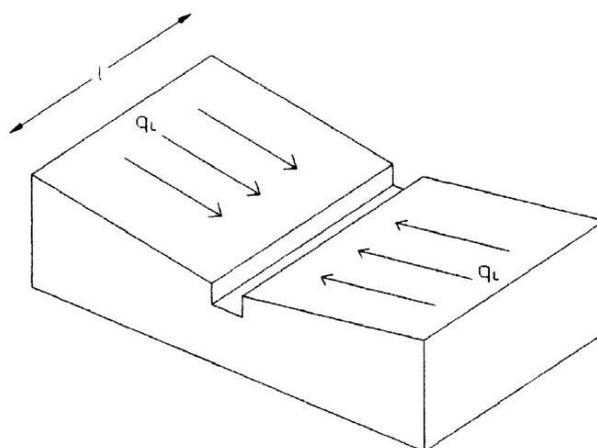


Figura 3.1-Schematizzazione del bacino nel programma S.W.M.M. [USEPA, 2005]

Il codice di calcolo consente l'inserimento, in maniera relativamente semplice, una rete fognaria nel suo complesso attraverso l'immissione di condotti fognari, nodi (pozzetti), eventuali dispositivi (scolmatori, vasche di accumulo, regolatori di portata, pompe, ecc.), aree scolanti e gli afflussi meteorici nel tempo. Un esempio delle potenzialità del codice è riportato in Figura 3.2.

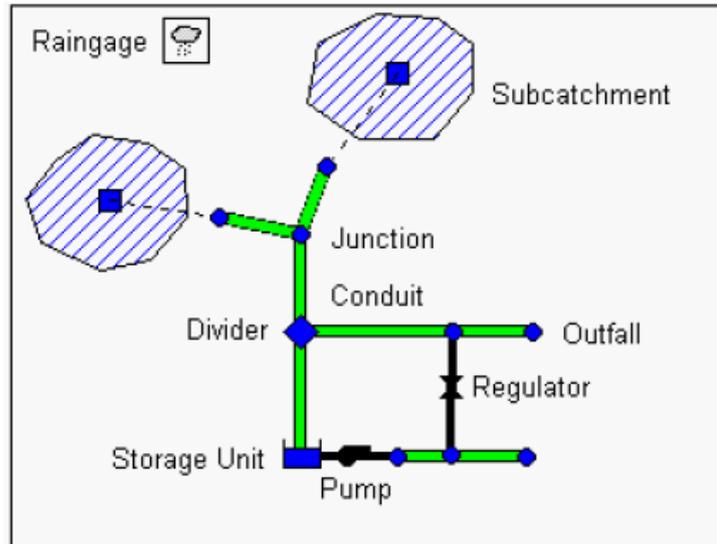


Figura 3.2-Schematizzazione di un sistema fognario con il modello SWMM [USEPA, 2005]

I processi idraulici che si svolgono all'interno dei canali possono essere studiati utilizzando un approccio fisico, basato su equazioni monodimensionali di conservazione della massa e della quantità di moto. Le equazioni sono quelle del De Saint Venant, nelle seguenti ipotesi:

- alveo cilindrico con pendenza del fondo piccola, in modo tale che le sezioni trasversali della corrente possano ritenersi verticali;
- corrente gradualmente variata, così che lungo la verticale la distribuzione delle pressioni possa ritenersi di tipo idrostatico;
- portata laterale entrante od uscente dal canale in direzione ortogonale alla corrente, in modo che il flusso di quantità di moto entrante o uscente dovuto alla portata laterale abbia componente nulla nella direzione del moto.

Il sistema drenante è visto come una serie di elementi formati da nodi e condotti, nei quali il moto dell'acqua è rappresentato dall'equazione di

conservazione della quantità di moto (3.1) e dall'equazione di continuità (3.2) (equazioni di De Saint Venant):

$$\frac{dh}{dx} + \frac{v}{g} \left(\frac{dv}{dx} \right) + \frac{1}{g} \left(\frac{dv}{dt} \right) = i_0 + i_f \quad (3.1)$$

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{dA}{dT} = 0 \quad (3.2)$$

Con:

- h, tirante idrico [m];
- v, velocità media [m/s];
- x, distanza lungo la condotta [m];
- t, tempo [s];
- i_0 , pendenza della condotta;
- i_f , cadente piezometrica;
- Q, portata [m^3/s];
- A, sezione idrica [m^2].

Il modello utilizza una versione semplificata dell'equazione (3.1) (modello cinematico), ignorando i termini al primo membro ed ottenendo:

$$i_0 = i_f \quad (3.3)$$

Dall'equazione di Manning si ricava:

$$i_f = \frac{Q^2}{\left[\left(\frac{A}{n} \right)^2 R_H^{4/3} \right]} \quad (3.4)$$

per cui sostituendo nella (3) si ottiene:

$$Q = \left(\frac{A}{n} \right) R_H^{2/3} \sqrt{i_0} \quad (3.5)$$

Essenzialmente Q risulta funzione del tirante idrico h, in quanto A ed R_H dipendono da essa. La condizione di moto in dipendenza dal tirante dell'acqua impedisce al programma di simulare il flusso in pressione. I nodi vengono trattati molto semplicemente ponendo le portate in uscita pari alla somma di quelle entranti. L'equazione di continuità è approssimata alle differenze finite, dove le incognite sono la portata e la sezione idrica trasversale del deflusso all'estremità terminale della condotta.

3.2.1 LA MODELLAZIONE QUALITATIVA: I RISULTATI DEGLI STUDI SPERIMENTALI

Per studiare le soluzioni ingegneristiche più idonee per controllare l'inquinamento indotto dalle acque di prima pioggia nei corpi idrici ricettori è indispensabile conoscere le fasi della formazione e della propagazione degli inquinanti nelle reti di drenaggio.

La modellazione degli aspetti qualitativi consta di tre fasi:

- accumulo delle sostanze inquinanti sulla superficie del bacino ed in fognatura nei periodi di tempo secco;
- dilavamento della superficie durante gli eventi di pioggia e l'ingresso in fognatura delle sostanze inquinanti;
- trasporto nella rete fognaria, con gli aspetti di deposito ed erosione dei sedimenti e la trasformazione degli stessi per reazione chimica.

È importante valutare la quantità di sostanze inquinanti che si accumula sulle superfici stradali e sui tetti durante i periodi di tempo secco, fenomeno che in letteratura è noto come *build-up*. Il valore del *build-up* dipende dal trasporto e dalla deposizione di sedimenti, dalla deposizione di emissioni legate al traffico veicolare (gas di scarico, oli, degradamento dei pneumatici), dalla deposizione di emissioni da impianti industriali e termici, dall'applicazione di fertilizzanti e pesticidi, dallo spargimento di sostanze antigelo, dalla deposizione di materiale grossolano sulle superfici (spazzatura, residui organici), nonché dall'efficienza e dalla frequenza della pulizia stradale operata dai mezzi meccanici degli Enti pubblici preposti.

Con il termine *wash-off* si indica, invece, il processo di rimozione del materiale accumulato sulla superficie del bacino durante gli eventi pluviometrici. L'entità del fenomeno è strettamente legato all'intensità della pioggia, alla sua durata, ma dipende anche dalla granulometria, dalla densità e dalla coesione del materiale depositato sul bacino.

In particolare, le simulazioni qualità, oggetto della presente tesi, sono state effettuate con riferimento ai solidi sospesi totali (SST), ritenendo questi ultimi un indice rappresentativo del livello di inquinamento. Alcuni studi, infatti, [Artina et al., 2005; Barco et al., 2004; Beretta et al., 2003; Ciaponi et al., 2006] hanno messo in evidenza la correlazione esistente tra i solidi sospesi totali (SST), presenti nelle acque di dilavamento superficiale, ed altri parametri inquinanti (BOD₅, COD, metalli pesanti), come anche evidenziato al Capitolo 1.

Entrando nel dettaglio della fenomenologia, per quanto concerne la modellazione dell'accumulo dei solidi sospesi sul bacino (buildup) si fa riferimento, in genere, ad una funzione esponenziale del tipo:

$$Ma = \frac{\text{Accu}}{\text{Disp}} \cdot (1 - e^{-\text{Disp} \cdot t}) \quad (3.6)$$

dove Ma [kg/ha] rappresenta la massa di solidi depositatasi sull'unità di area di bacino, t il tempo secco antecedente [giorno], Accu il coefficiente di accumulo [kg/ha/giorno] e Disp il coefficiente di scomparsa [giorno⁻¹].

Già Sartor e Boyd [1972], attraverso l'analisi sperimentale di una serie di campioni di acqua prelevati da sistemi di drenaggio urbano di dodici diverse città, hanno evidenziato molte caratteristiche peculiari di tale fenomenologia di deposito. E' emerso che il tasso di accumulo è sempre maggiore nei primi giorni che seguono una pioggia o una pulizia stradale, ma l'evoluzione del fenomeno varia, all'aumentare del periodo asciutto, per ciascuna zona, così come è possibile osservare dalla Figura 3.3. Gli autori stessi ritengono, altresì, che il fenomeno sia influenzato in maniera cospicua sia dal tipo di uso del suolo (industriale, residenziale, commerciale) sia, con particolare riferimento alle strade, dal materiale costituente la superficie e dallo stato di usura, pur riconoscendo che molti altri sono i fattori che possono avere peso diverso caso per caso (stagione, densità abitativa, intensità di traffico, pulizia per manutenzione ordinaria della superficie stradale, ecc.).

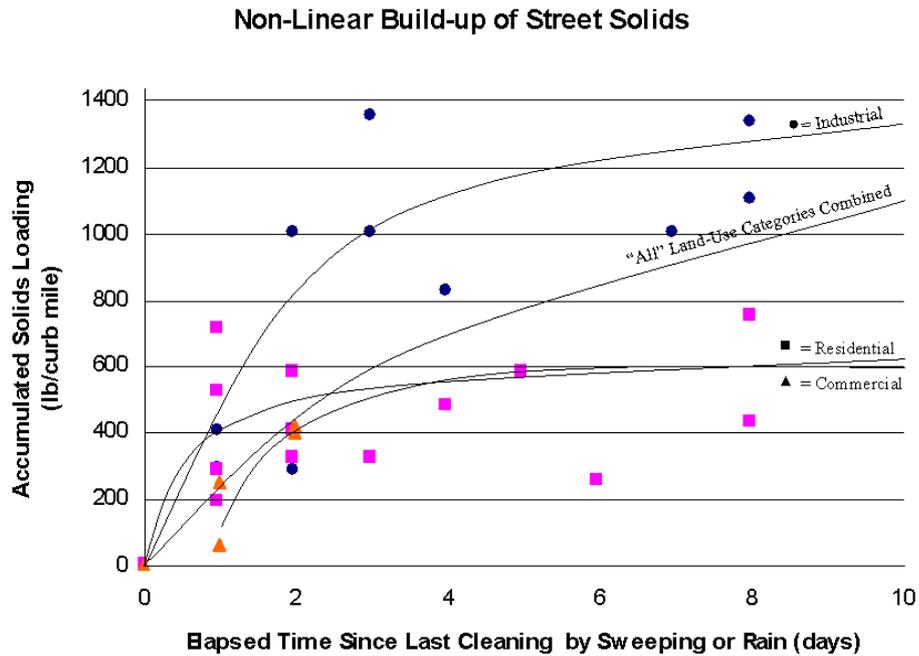


Figura 3.3-Build up [Sartor e Boyd, 1972]

Milano et al. [2002] hanno compiuto uno studio sulla qualità e quantità delle acque di ruscellamento superficiale di origine meteorica nel bacino urbano di Picchianti, a Livorno. Ivi è stata installata una stazione di misura quali-quantitativa delle acque collettate. Il bacino sperimentale ha un'estensione di 43 ettari ed è, prevalentemente, di tipo industriale (anche se non manca una piccola zona residenziale ricoprente circa il 10% della superficie). Dal 2000 al 2002 sono stati monitorati 14 eventi meteorici e i relativi pollutogrammi. Delle risultanze di tale studio, riguardo la caratterizzazione qualitativa delle acque campionate, si è già parlato al Capitolo 1 (paragrafo 1.3.1). Per quanto concerne, invece, i parametri per la modellazione numerica del fenomeno di accumulo dei SST, ne è stata effettuata la calibrazione. In particolare i valori ottenuti sono stati: $Accu=4$ kg/ha/giorno; $Disp=0.08$ giorno⁻¹.

Calabrò et al. [2003] hanno riportato i risultati di una serie di calibrazioni effettuate nell'ambito di studi realizzati su un bacino sperimentale di Reggio Calabria. In particolare sono state eseguite misure in due bacini ricadenti all'interno del perimetro urbano della città. Il primo (Sito A) è il cortile di un Istituto Tecnico, il secondo (Sito B) è un tratto di strada a intenso traffico, alla periferia. Le misure sono state eseguite in un periodo di tempo durante il quale non sono intervenute operazioni di rimozione dei depositi (pulizia diretta o pioggia). Gli effetti di rimozione dovuti al traffico ed al vento sono, quindi, gli unici limitanti il fenomeno di accumulo. I valori di Accu che meglio interpolano le misure eseguite sono pari a 4.5 kg/ha/giorno sul cortile e 28.5 kg/ha/giorno sulla strada. Si può osservare come il basso valore relativo al primo sito è dovuto all'uso privato a cui l'area è destinata; inoltre l'elevato valore trovato per il secondo sito può essere giustificato dalla circostanza che è principalmente costituito da una superficie stradale, mentre i dati generalmente riscontrabili in letteratura sono in genere ottenuti in aree urbane sede di carreggiate stradali ed anche di superfici pavimentate (terrazze e tetti), dove è inferiore il deposito di solidi [Calabrò et al., 2003]. Per Disp non viene effettuata una calibrazione ma considerato a priori un valore di letteratura pari a 0.08 giorno^{-1} . Le curve di accumulo per i due bacini sono riportate in Figura 3.4.

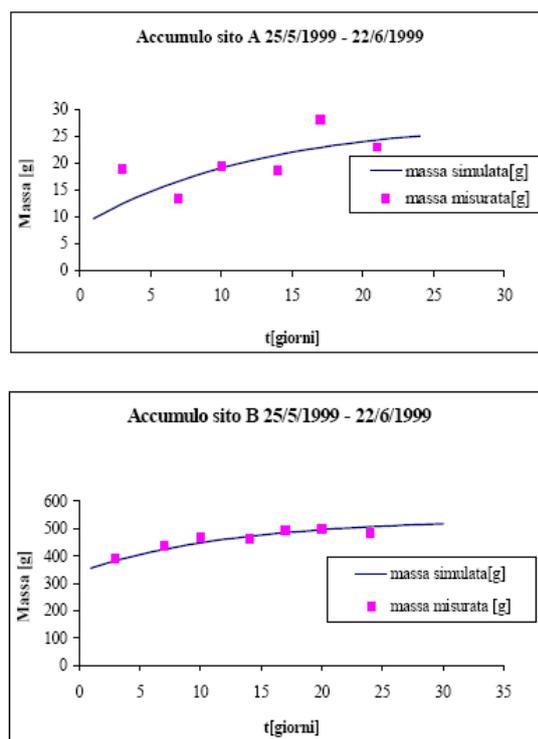


Figura 3.4-Curve di accumulo ottenute nei bacini di Reggio C. [Calabrò et al., 2003]

Anche Artina e Maglionico [2003] hanno calibrato il parametro Accu su due strade intensamente trafficate della città di Bologna (vedi Capitolo 1, paragrafo 1.3.1), ottenendo i valori di 5.71 kg/ha/giorno e di 12 kg/ha/giorno, senza tener conto della diversa granulometria del materiale. Inoltre, in tale campagna sperimentale su superfici stradali, l'aspirazione del materiale per il campionamento è stata effettuata su una striscia della strada larga un metro a ridosso del marciapiede. Infatti, gli stessi Sartor e Boyd [1972] hanno evidenziato come in tale fascia si depositi circa il 95% di tutto il materiale presente sulla strada.

Per quanto riguarda, invece, la modellazione del dilavamento dei solidi sospesi operato dalle precipitazioni meteoriche (washoff), esso si ottiene integrando l'equazione:

$$\frac{dMa}{dt} = -Rcoefx \cdot r^{Washpo} \cdot Ma \quad (3.7)$$

dove r è l'intensità di pioggia netta [mm/ora], $Washpo$ è l'esponente dell'intensità di pioggia e $Rcoefx$ è il coefficiente di lavaggio ($Rcoefx = Rcoef/3600 [(mm/ora)^{-Washpo} \cdot s^{-1}]$).

I primi studi di tipo sperimentale sono stati compiuti, tra il 1962 e il 1974, in un'area residenziale di 6.9 ettari con una attività commerciale di modesta importanza nel quartiere Mt. Washington di Cincinnati (Ohio). Analizzando i dati raccolti, Burdoin ha trovato un valore di $Rcoef$ pari a 4.6 in^{-1} (0.181 mm^{-1}) con $Washpo$ pari a 1, ipotizzando che una pioggia uniforme di intensità pari a 0.5 in/ora (12.7 mm/ora) riuscisse a dilavare in 1 ora il 90% dell'inquinante accumulatosi su di una superficie impermeabile [Sutherland e Jelen, 2003]. Tale valore di $Rcoef$ viene spesso fissato a priori in molti studi e sulla base di esso si calibrano gli altri parametri. Tale assunzione, facendo riferimento ad un caso particolare e, quindi, non generalizzabile, non rappresenta, comunque, una valida alternativa alla calibrazione del parametro stesso.

Sonnen [1980], partendo dalla stessa espressione usata da Burdoin e facendo riferimento alla teoria del trasporto solido, ha compiuto una serie di calcolazioni in relazione alla (3.7), ipotizzando un esponente dell'intensità di pioggia pari ad 1. In Tabella 3.1 sono riportati i valori di $Rcoef$ trovati al variare dell'intensità di pioggia, della superficie scolante e del diametro delle particelle dilavate. Come è

possibile osservare dalla Figura 3.5 (tabella riportata nel lavoro di Sonnen del 1980), i valori sono compresi tra 0.052 e 6.6 in^{-1} . Inoltre si nota come Rcoef aumenti al diminuire del diametro delle particelle depositate e dell'intensità di pioggia, a parità di area; lo stesso accade al diminuire dell'area del bacino interessata dal fenomeno.

Particelle diametro, <i>d</i> , in milli- meters (1)	<i>a</i> = 1 acre		<i>a</i> = 100 acres		<i>a</i> = 1,000 acres	
	<i>i</i> , in inches per hour (millimeters per hour) (2)	<i>K</i> ₁ per inch (millimeter) (3)	<i>i</i> , in inches per hour (millimeters per hour) (4)	<i>K</i> ₁ per inch (millimeter) (5)	<i>i</i> , in inches per hour (millimeters per hour) (6)	<i>K</i> ₁ per inch (millimeter) (7)
0.01	11.01 (279.7)	0.21 (0.0082)	1.10 (27.9)	2.1 (0.082)	0.348 (8.84)	6.6 (0.26)
0.10	18.43 (468.1)	0.12 (0.0049)	1.84 (46.7)	1.2 (0.049)	0.582 (14.78)	3.96 (0.16)
0.50	26.44 (671.6)	0.087 (0.0034)	2.64 (67.1)	0.87 (0.034)	0.836 (21.23)	2.75 (0.108)
1.00	30.88 (784.4)	0.075 (0.0029)	3.09 (78.5)	0.75 (0.029)	0.977 (24.82)	2.36 (0.093)
2.00	36.06 (915.9)	0.064 (0.0025)	3.61 (91.7)	0.64 (0.025)	1.140 (28.96)	2.02 (0.080)
5.00	44.26 (1,124.2)	0.052 (0.0020)	4.43 (112.5)	0.52 (0.020)	1.400 (35.56)	1.64 (0.065)

Note: 1 acre = 0.405 ha.

Figura 3.5-Valori di Rcoef in funzione del diametro dei sedimenti dilavati, dell'intensità di pioggia e dell'area del bacino [Sonnen, 1980]

Alley [1980], da una serie di misure effettuate su un'area urbanizzata nel sud della Florida, con un'estensione di 5.9 ettari, conclude che i coefficienti del dilavamento variano notevolmente con l'evento meteorico (in particolare trovò per Rcoef valori variabili da -0.15 in^{-1} a 9.2 in^{-1} con riferimento alle piogge considerate).

Sartor e Boyd [1972] hanno condotto esperimenti a Bakersfield (California) su strade a diversa tessitura (due di asfalto e una di calcestruzzo), simulando due eventi meteorici di intensità diversa (0.2 in./hr – 0.8 in./hr). I risultati sono riportati in Figura 3.6.

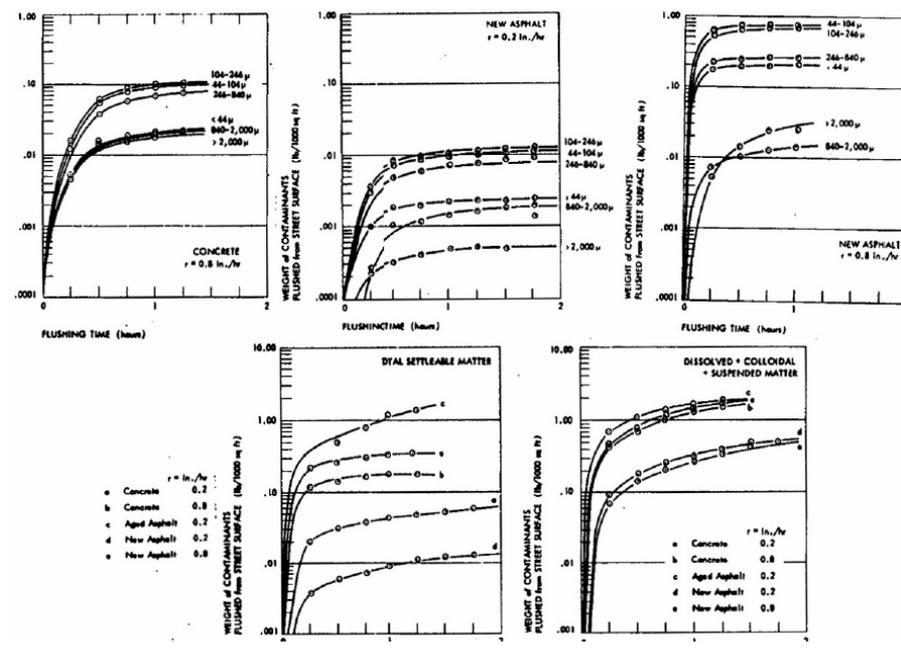


Figura 3.6- Dati sperimentali sui campionamenti relativi ai solidi dilavati sulle strade [Sartor e Boyd, 1972]

Anche la loro sperimentazione prova chiaramente che il dilavamento dei SST dipende dalla dimensione delle particelle e dal tipo di superficie.

Secondo Huber e Dickinson [1988], il parametro R_{coef} varia, in relazione al diverso uso del suolo del bacino, in un range tra 0.1 e 0.7 $[(in/ora)^{Washpo} \cdot s^{-1}]$ e il coefficiente $Washpo$ tra 1.7 e 2.5.

Analogamente Milano et al. [2002], con riferimento alla sperimentazione effettuata nel bacino sperimentale di Picchianti (prima accennata), notando come il modello assunto per rappresentare il fenomeno del washoff fosse particolarmente sensibile alle variazioni di $Washpo$, hanno calibrato quest'ultimo parametro assumendo per R_{coef} il valore di letteratura pari a 0.18 mm^{-1} . La calibrazione ha portato ad un valore di $Washpo$ pari a 2.5.

Pur se l'indagine bibliografica consente di evidenziare le differenze, talora anche marcate, dei valori dei parametri che compaiono nelle (3.6) e (3.7), e soprattutto di rilevare le numerose variabili da cui i fenomeni di accumulo e di dilavamento dipendono, le esperienze citate consentono tuttavia di individuare, per bacini con assegnate caratteristiche di uso del suolo, un intervallo di valori piuttosto definito.

In particolar modo, nella presente tesi, si è fatto riferimento ai parametri utilizzati da Papiri [2001] per il bacino residenziale di Cascina Scala (PV), definiti sulla scorta dei valori ricavati per il bacino urbano di Fossolo (BO) [Maglionico, 1998].

In maggior dettaglio, per il modello di accumulo sono stati utilizzati i valori di Accu pari a 8 kg/ha/giorno e di Disp pari a 0.08 giorno^{-1} , tra l'altro congruenti con quelli proposti in letteratura per zone residenziali a densità abitativa media. Mentre per il dilavamento si è fatto riferimento ai valori di 1.5 e 0.181 [$\text{mm}^{-\text{Washpo}}$ ora^{Washpo-1}] rispettivamente per Washpo e Rcoefx.

Pur non essendo tali valori direttamente trasferibili a contesti urbani differenti, va tuttavia evidenziato che essi coincidono con i valori medi o ricadono nell'intervallo dei parametri ricavati nell'ambito di ricerche sperimentali su bacini con analoghe caratteristiche sia in Italia che all'estero, a cui si è fatto cenno in precedenza. Pertanto se ne ritiene pertinente l'impiego, dal momento che l'obiettivo della presente tesi è quello di fornire un'indicazione di massima circa l'abbattimento del carico di SST inviati al corpo idrico ricettore al variare delle caratteristiche dello scaricatore di piena e del regime pluviometrico.

Qualora quest'ultima fosse necessaria, viceversa, non si potrà prescindere dalla raccolta di dati peculiari del sito e dalla calibrazione dei relativi parametri [De Martino et al., 2008a].

3.2.2 DEFINIZIONE DEL BACINO DI STUDIO

Nelle simulazioni si è considerato un bacino urbano “virtuale”, di superficie pari a 4 ettari, servito da una tubazione circolare di lunghezza 200 metri, pendenza dell'1% e DN pari a 1 metro. Un tale diametro, probabilmente esuberante per un bacino urbano di tali caratteristiche, tuttavia, consente di collettare le portate meteoriche relative agli eventi meteorici estremi (con riferimento alle stazioni esaminate nel presente lavoro) con gradi di riempimento sempre inferiori al 60%-65%.

La fognatura è stata supposta, inizialmente, di tipo separato, facendo dunque riferimento a quella di tipo esclusivamente pluviale; in un secondo momento è stata supposta di tipo unitario, simulando l'ingresso in fognatura anche delle acque nere.

I parametri richiesti permettono di descrivere il comportamento idrologico del bacino e, nel loro insieme, determinano la risposta idrologica calcolata dal modello.

Per ogni superficie scolante bisogna definire:

- il nodo in cui la superficie scarica la portata di pioggia;
- l'estensione della superficie in ettari;

- l'ampiezza del bacino, definita dal rapporto tra la superficie del bacino ed il massimo percorso dell'acqua, in metri;
- la pendenza della superficie scolante in percentuale;
- la percentuale di superficie impermeabile;
- il valore della scabrezza espressa con il coefficiente di Manning per le parti permeabili ed impermeabile del bacino;
- altezza delle depressioni superficiali nelle parti impermeabili del bacino, in mm (d_{p-imp}).
- altezza delle depressioni superficiali nelle parti permeabili del bacino, in mm (d_{p-perm}).

I valori utilizzati nelle simulazioni sono riportati nella successiva Tabella 3.1:

Area	Ampiezza bacino (m)	Pendenza	Sup. Imperm.	n imp.	n perm.	d_{p-perm}	d_{p-imp}
4 ha	150	0,50%	75%	0,025	0,04	5 mm	1 mm

Tabella 3.1-Valori di parametri adottati per il bacino

Tali parametri sono stati scelti in quanto ritenuti caratteristici di un bacino urbano residenziale italiano ed, in particolare, campano.

Nella frazione permeabile, il modello di infiltrazione utilizzato è il Metodo del Curve Number del Soil Conservation Service [Soil Conservation Service, 1972]. Tale metodo prevede la sottrazione dell'afflusso meteorico, dell'immagazzinamento superficiale e del massimo quantitativo di acqua immagazzinabile nel terreno. La restante parte rappresenta il quantitativo d'acqua che lascia il bacino per scorrimento superficiale. L'applicazione del metodo richiede di valutare il Curve Number individuando inizialmente il tipo di suolo

che riceve le precipitazioni, distinto in base alla capacità di attivare il deflusso. Successivamente, in base alle condizioni d'uso del suolo (prato, coltivo, seminativo, urbano sparso, urbano industriale ed altri), si determina il valore di CN. Si è assunto, per il bacino di tipo “urbano” in esame, un CN costante pari a 80. Di seguito (Tabella 3.2) si riportano alcuni valori del CN in relazione alle aree urbane [Soil Conservation Service, 1975].

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ^{2'}	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas (vegetation established)</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ^{3'} :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ^{4'}		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acres	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ^{5'}					
	77	86	91	94	

Tabella 3.2 - Valori di CN per aree urbane [Soil Conservation Service, 1975].

Per quanto riguarda il calcolo delle portate di tempo asciutto (acque nere), si è considerata una densità abitativa di 250 ab/ha, cui corrisponde una portata media nera pari a 0.5 l/s/ha (e quindi una dotazione idrica pari a circa 200 l/ab/giorno) ed una concentrazione di SST di 300 mg/l.

Per tener conto della variabilità degli afflussi nel corso della giornata si è fatto riferimento al diagramma di Figura 3.7, che riporta i valori del coefficiente orario di portata $C_i = q_i/q_m$ nell'arco della giornata.

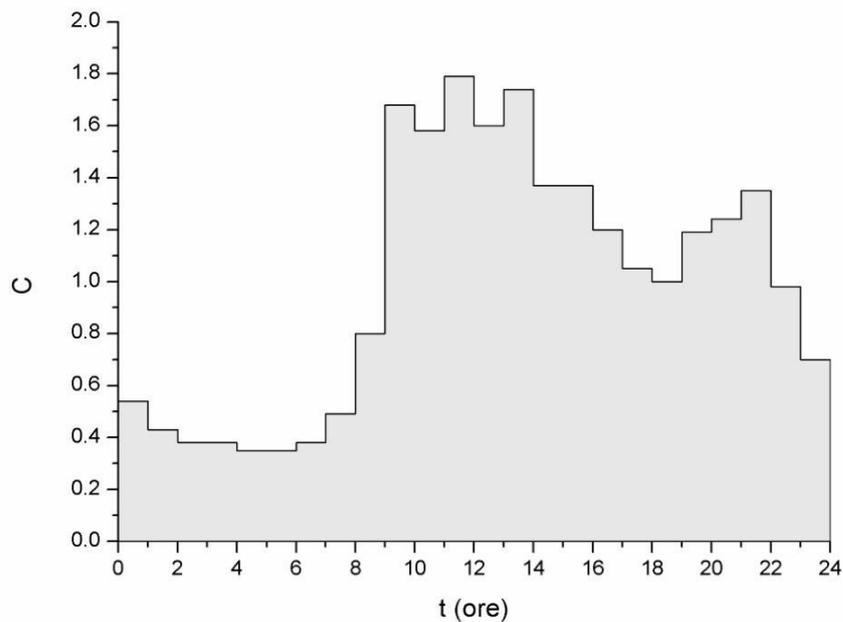


Figura 3.7-Andamento dei coefficienti di portata orari nel corso della giornata [Masotti, 2002].

5.2.3 DATI DI PIOGGIA

Poiché, come già detto in precedenza, i fenomeni di deposito e dilavamento sono influenzati dal regime pluviometrico [Gupta e Saul, 1996; Deletic, 1998], le simulazioni sono state condotte con riferimento a registrazioni di pioggia relative a 27 località ricadenti nel territorio regionale campano.

Tali dati sono stati forniti (a seguito di esplicita richiesta del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale di Napoli) dal Dipartimento della

Protezione Civile della Regione Campania e le stazioni sono state scelte in modo da coprire quanto più possibile il territorio regionale.

Le registrazioni pluviografiche (altezze di pioggia misurate in decimi di millimetro) presentano una frequenza di acquisizione pari a 10 minuti. La scelta di una tale scansione temporale ha avuto l'obiettivo di ottenere una precisa rappresentazione del fenomeno piovoso, rendendo, di conseguenza, maggiormente attendibili i risultati delle simulazioni, essendo i primi minuti di un evento meteorico maggiormente significativi nel dilavamento superficiale dei solidi sospesi.

I dati restituiti, inoltre, contenendo alcuni valori errati o mancanti a causa di malfunzionamenti degli strumenti in alcuni periodi, sono stati sottoposti ad un controllo preliminare. In particolare, gli anni che contenevano errori di misura superiori al 5% rispetto ai dati totali sono stati scartati.

L'intervallo di tempo tra due eventi consecutivi e indipendenti tra di loro è stato assunto pari a 6 ore, come anche suggeriscono anche studi dell'EPA [USEPA, 1986].

Nella Tabella 3.3 è riportato, per ciascuna delle stazioni prese in esame, l'intervallo di tempo consecutivo a cui si riferiscono le precipitazioni considerate nelle simulazioni e la quota della stazione riferita al livello medio del mare; in Figura 3.8 ne viene riportata l'ubicazione geografica.

Stazioni Pluviografiche		Provincia	Periodo di funzionamento		Quota [m s.l.m.m.]
1	Auletta	SA	01/08/1998	30/04/2006	204
2	Bellosguardo	SA	01/08/1998	31/12/2004	551
3	Benevento	BN	01/08/1998	30/04/2006	105
4	Castel Volturno	CE	01/01/2002	30/04/2006	11
5	Castelluccio	SA	01/08/1998	31/10/2006	428
6	Cervinara	AV	17/10/2000	30/04/2006	364
7	Cetronico	SA	01/08/1998	31/10/2006	288
8	Colle Sannita	BN	21/11/2001	30/04/2006	764
9	Grazzanise	CE	16/05/1998	30/04/2006	4
10	Massa Lubrense	NA	19/10/2000	31/10/2006	405
11	Mercogliano	AV	30/11/2000	30/04/2006	647
12	Monte Epomeo	NA	19/10/2000	31/10/2006	350
13	Montella	AV	01/08/1998	31/12/2004	501
14	Montemarano	AV	01/08/1998	31/10/2006	874
15	Napoli Camaldoli	NA	18/10/2000	31/10/2006	384
16	Napoli Capodimonte	NA	16/10/2000	30/04/2006	176
17	Ottaviano	NA	01/10/2000	31/10/2006	186
18	Paduli	BN	01/08/1998	31/12/2004	320
19	Persano Sele	SA	01/08/1998	30/04/2006	35
20	Pietramelara	CE	01/10/2000	31/10/2006	164
21	Pontecamerelle	SA	01/08/1998	31/10/2006	112
22	Pozzuoli	NA	19/10/2000	31/10/2006	166
23	Salerno	SA	11/10/2000	31/12/2005	28
24	San Castrese	CE	28/11/2001	30/04/2006	6
25	San Mauro	SA	01/08/1998	30/04/2006	37
26	San Pietro	AV	01/08/1998	31/10/2006	241
27	Senerchia	AV	01/08/1998	30/04/2006	582

Tabella 3.3 - Elenco stazioni pluviografiche prese in esame.

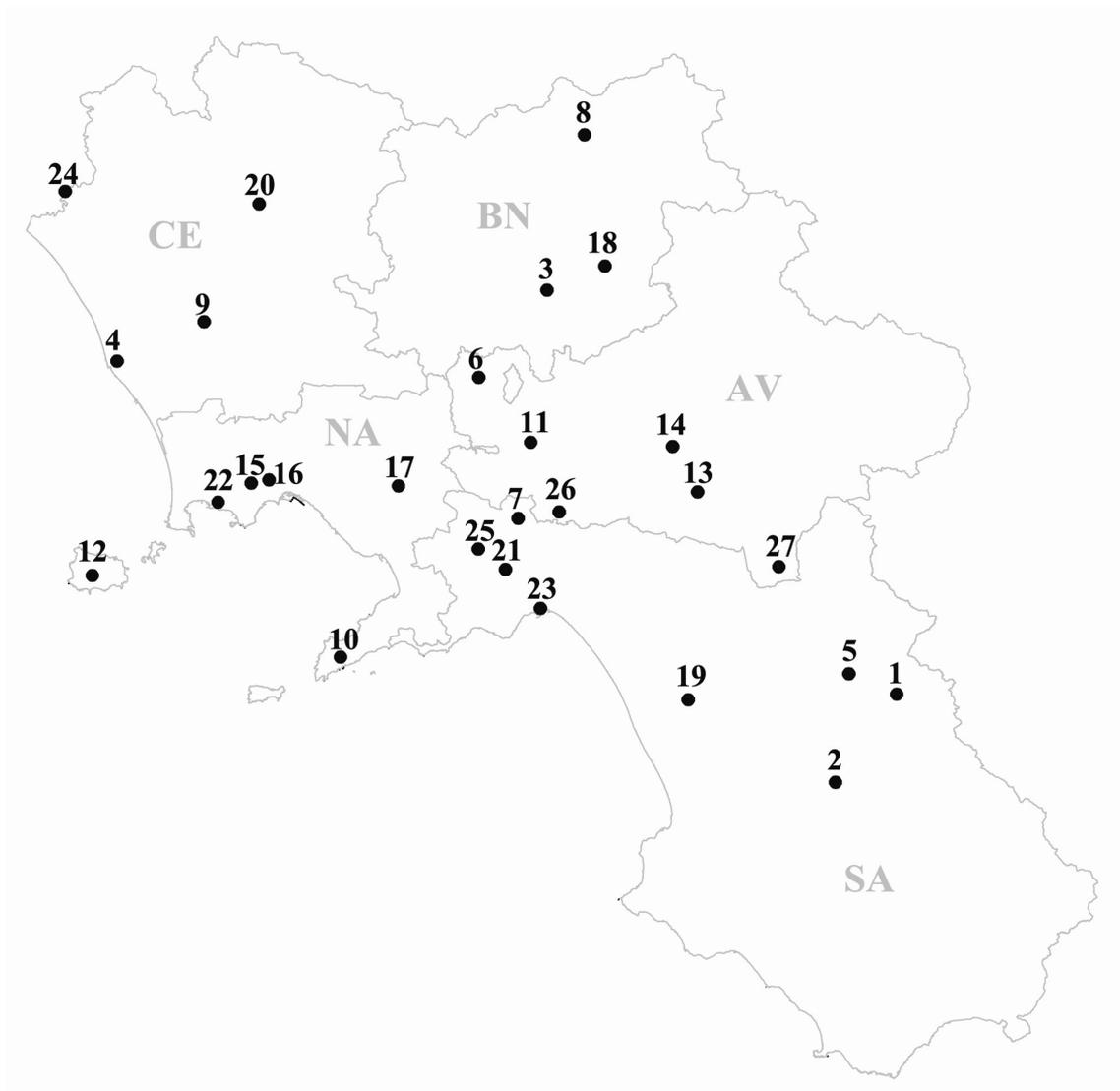


Figura 3.8 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche esaminate.

In Figura 3.9 si riporta, a titolo di esempio, l'andamento delle intensità di pioggia in funzione del tempo ricavata, per la stazione di Napoli Camaldoli, a partire dai dati (in altezze di pioggia cumulate) forniti dalla Protezione Civile.

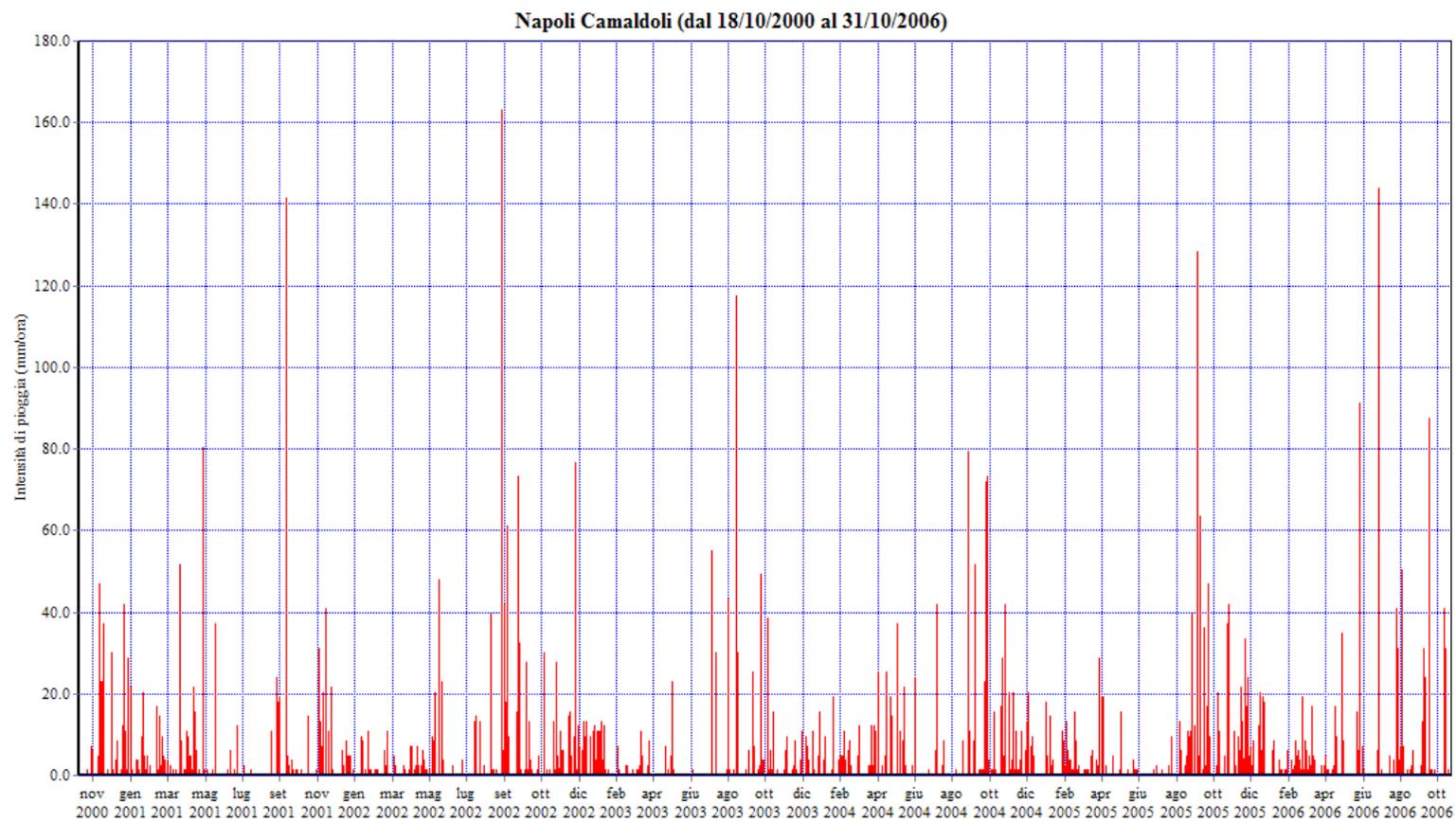


Figura 3.9-Andamento dell'intensità di pioggia durante il periodo di osservazione, per la stazione di Napoli Camaldoli (dati forniti dalla Protezione Civile).

3.3 SIMULAZIONI NUMERICHE

Una volta definito il bacino, si è proceduto alle simulazioni numeriche per la valutazione dell'efficienza, ai fini della riduzione dei carichi inquinanti sversati nei corpi idrici ricettori, conseguibile sia mediante l'adozione di soli scaricatori di piena sia mediante l'uso combinato di scaricatori e vasche di prima pioggia. Come già detto, le simulazioni sono state condotte con riferimento a pluviogrammi registrati in diverse località della regione Campania, al fine di valutare anche l'influenza del regime pluviometrico sull'efficienza delle diverse tipologie di intervento.

Nelle simulazioni, in particolare, si è stimata l'influenza della portata di soglia dello scaricatore C (nel caso di sistema dotato di solo scaricatore di piena), o quella del volume specifico della vasca di prima pioggia V (nel caso di sistema accoppiato scaricatore-vasca), sul rendimento η di rimozione del carico inquinante, così definito:

$$\eta_{\text{scaricatore}} = 1 - \frac{M_r}{M_b} \quad (3.8)$$

dove M_r rappresenta la massa totale di SST scaricata nel corpo idrico ed M_b quella totale accumulatasi sul bacino. In particolare M_b è stato definito considerando solamente i carichi dovuti al dilavamento delle superfici del bacino, senza tenere in conto, nel caso di un sistema unitario, dei carichi dovuti alle acque nere.

E' stata anche valutata l'influenza della portata di inizio sfioro dello scaricatore o del volume della vasca sull'efficacia del sistema in termini di volumi liquidi avviati al corpo idrico ricettore, così definita :

$$g_{\text{scaricatore}} = \frac{V_r}{V_b} \quad (3.9)$$

dove V_r rappresenta il volume scaricato nel ricettore e V_b il volume complessivo di origine meteorica in ingresso al sistema.

In dettaglio, attraverso SWMM sono stati ricostruiti gli idrogrammi e i pollutogrammi in ingresso al sistema di drenaggio. Successivamente, utilizzando un altro programma (appositamente compilato in linguaggio Fortran, in grado di simulare il funzionamento degli scaricatori e delle vasche in tutti gli schemi impiantistici analizzati) è stata calcolata la quantità di volume idrico e massa di SST recapitata al ricettore e all'impianto di trattamento.

Le configurazioni analizzate, in particolare, sono di seguito riportate:

- fognatura pluviale munita di solo *scaricatore* di piena;
- fognatura unitaria munita di solo *scaricatore* di piena;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;

- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di transito*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;

- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *in linea*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*;
- fognatura pluviale munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*;
- fognatura unitaria munita di scaricatore di piena (con portata di soglia pari a $7 Q_{mn}$) e *vasca* di prima pioggia *fuori linea, di cattura*.

Nei successivi paragrafi verranno illustrati i risultati delle simulazioni numeriche relative a ciascuna delle configurazioni sopra elencate ed esposte alcune osservazioni in merito.

3.3.1 FOGNATURA PLUVIALE E UNITARIA CON SOLO SCARICATORE

Lo schema inizialmente analizzato è quello di fognatura separata con solo scaricatore, la cui schematizzazione utilizzata è riportata nella Figura 3.10.

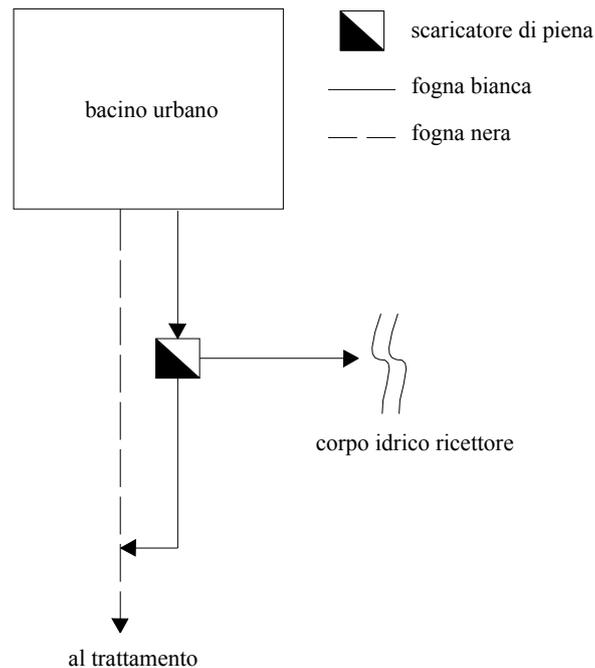


Figura 3.10- Schema di fognatura separata con solo scaricatore.

Attraverso le simulazioni effettuate si è ricavata, per tutte le stazioni esaminate, la legge di variazione del rendimento di rimozione del carico inquinante η (Figura 3.11) e della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore θ (Figura 3.12) al variare della portata di soglia dello scaricatore C da 2 a 20. Tale intervallo è stato esteso anche a valori molto alti di C (tecnicamente improponibili) in modo da rendere maggiormente evidente l'andamento asintotico del fenomeno.

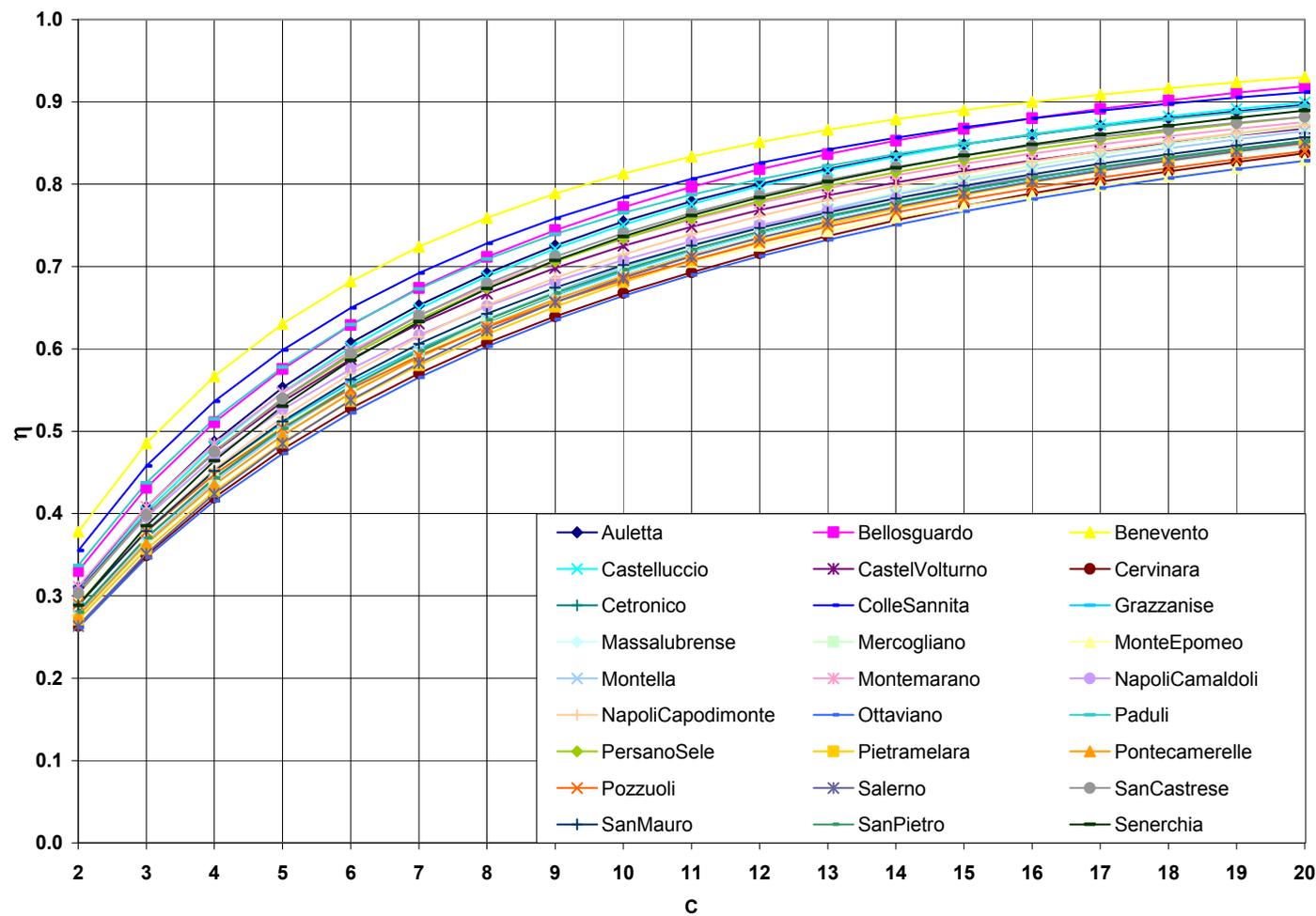


Figura 3.11-Legge di variazione del rendimento di rimozione del carico inquinante al variare della portata di soglia dello scaricatore C (da 2 a 20)

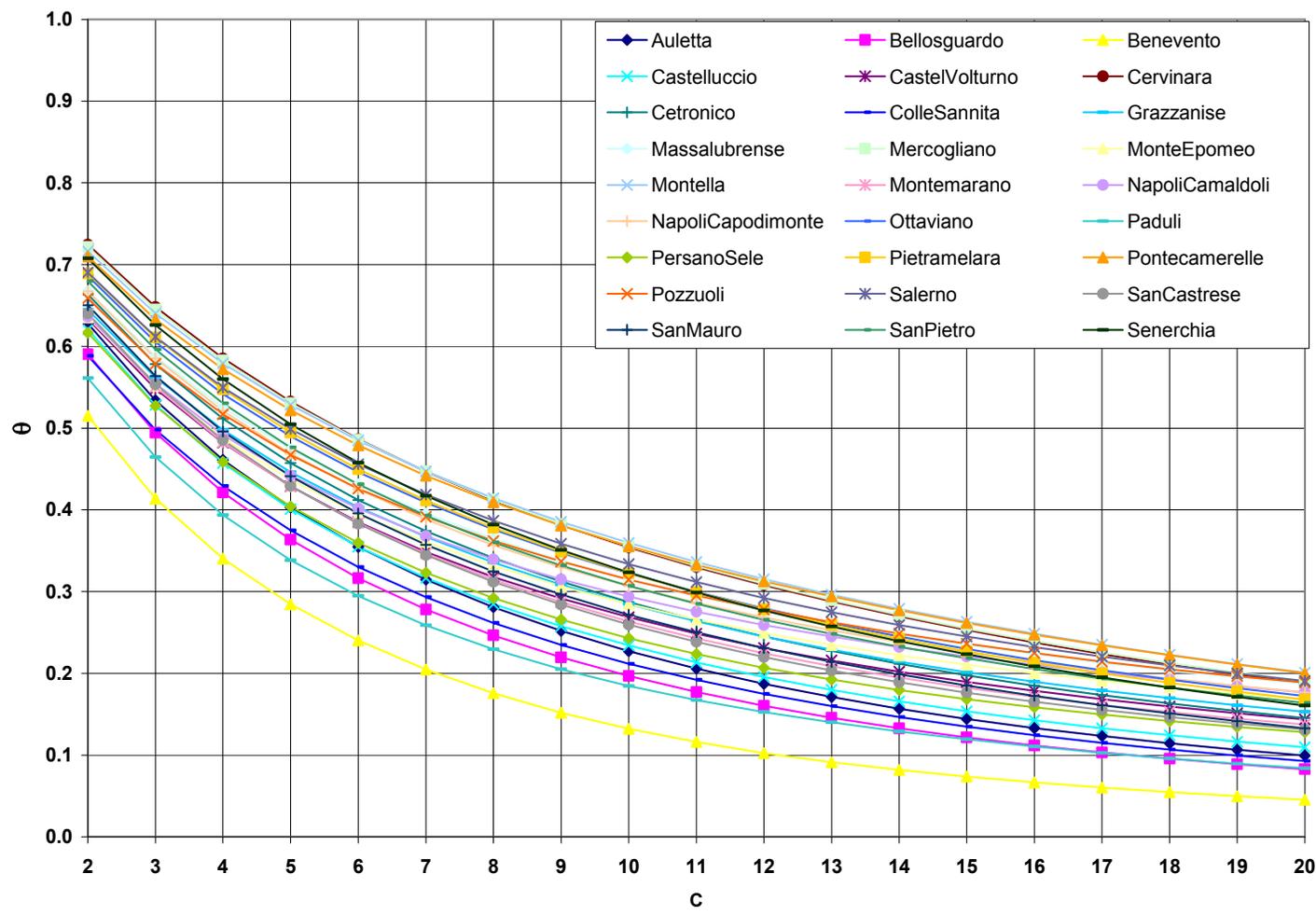


Figura 3.12-Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore al variare della portata di soglia dello scaricatore C (da 2 a 20)

Le calcolazioni effettuate consentono di osservare che:

- al crescere della portata di sfioro C la curva di rendimento η , rappresentativa dell'aliquota di inquinante inviata all'impianto di depurazione, cresce in modo non lineare fino a tendere chiaramente ad un valore asintotico unitario, con una legge di variazione che è analoga per le diverse località esaminate;
- i volumi idrici recapitati al corpo idrico ricettore, valutabili attraverso il rapporto θ , vanno diminuendo, tendendo ad un valore nullo, all'aumentare di C ;
- le curve relative alle stazioni di Benevento e Ottaviano, nel caso di η , e di Benevento e Cervinara, nel caso di θ , rappresentano i comportamenti estremi e, pertanto, individuano un fuso all'interno del quale sono comprese tutte le altre curve;
- l'influenza del regime pluviometrico su η e θ risulta, con riferimento ai valori medi dei fusi, generalmente limitata, indipendentemente dalla portata di taglio dello scaricatore. Essa, tuttavia, è più marcata per i volumi idrici che per i SST, come evidenza, a parità di C , la maggiore dispersione dei valori di θ rispetto a quelli di η ;
- stazioni caratterizzate da maggiore piovosità (come ad esempio Cervinara, Ottaviano e Montella), sono caratterizzate, a parità di C , da valori più bassi di η , rispetto a stazioni (come quella di Benevento) con minore piovosità; viceversa accade per θ .

Successivamente si è analizzato lo schema di fognatura mista con solo scaricatore. Lo schema considerato (Figura 3.13) è lo stesso preso in esame nel caso precedente di fognatura separata con l'immissione di una portata che simula l'ingresso in fognatura delle portate nere ($Q_{mn}=2$ l/s), la cui caratterizzazione è stata anticipata illustrata precedentemente.

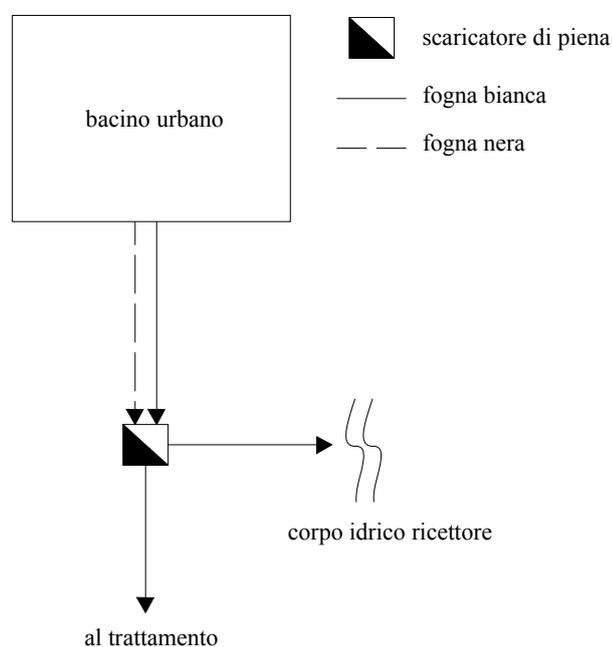


Figura 3.13- Schema di fognatura mista con solo scaricatore.

Anche in questo caso si è calcolata per ogni stazione la legge di variazione del rendimento di rimozione del carico inquinante e della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore al variare della portata di soglia dello scaricatore.

I risultati delle simulazioni effettuate sono riportati in Figura 3.14, per η , ed in Figura 3.15, per θ .

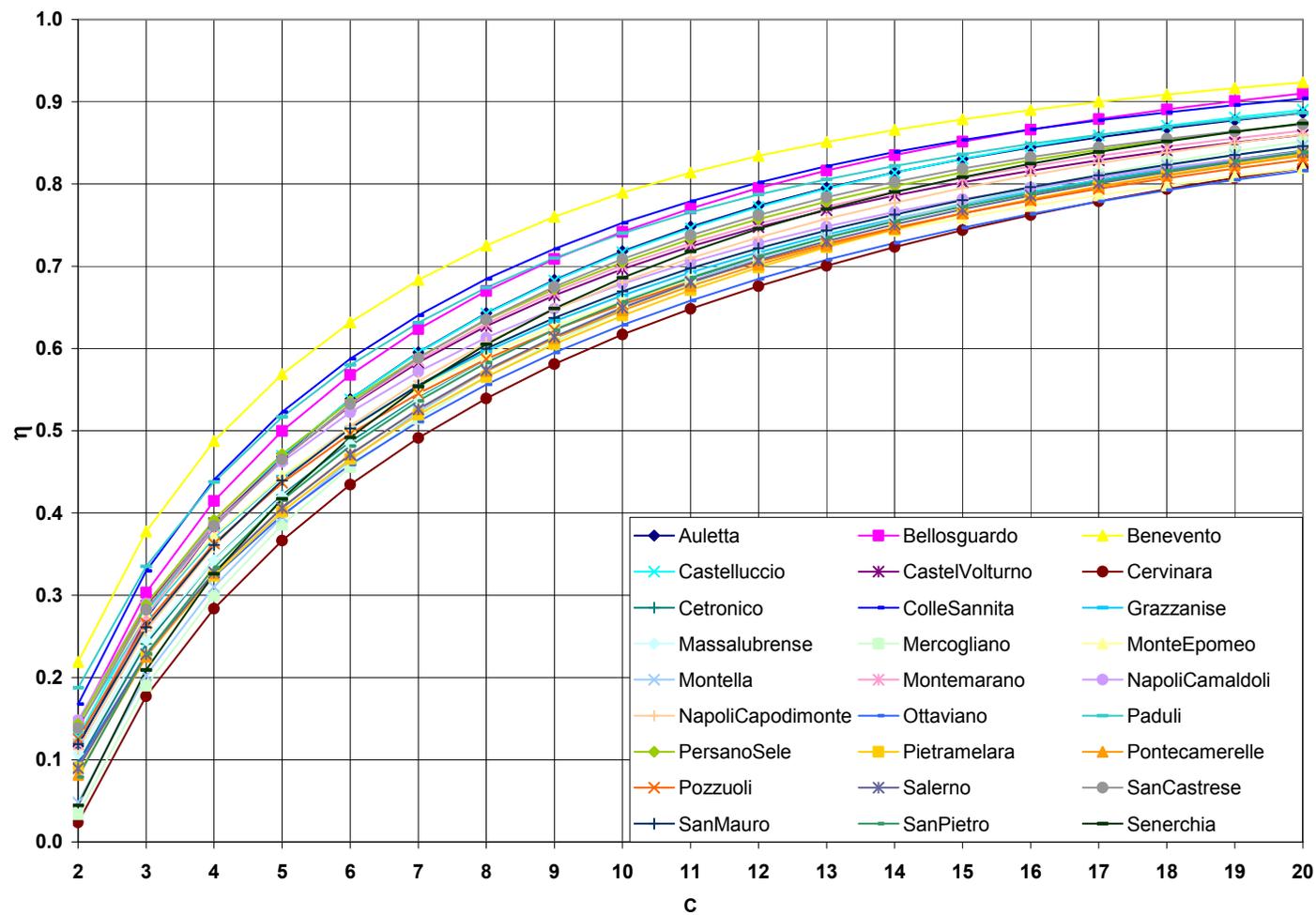


Figura 3.14-Legge di variazione del rendimento di rimozione del carico inquinante al variare della portata di soglia dello scaricatore C (da 2 a 20)

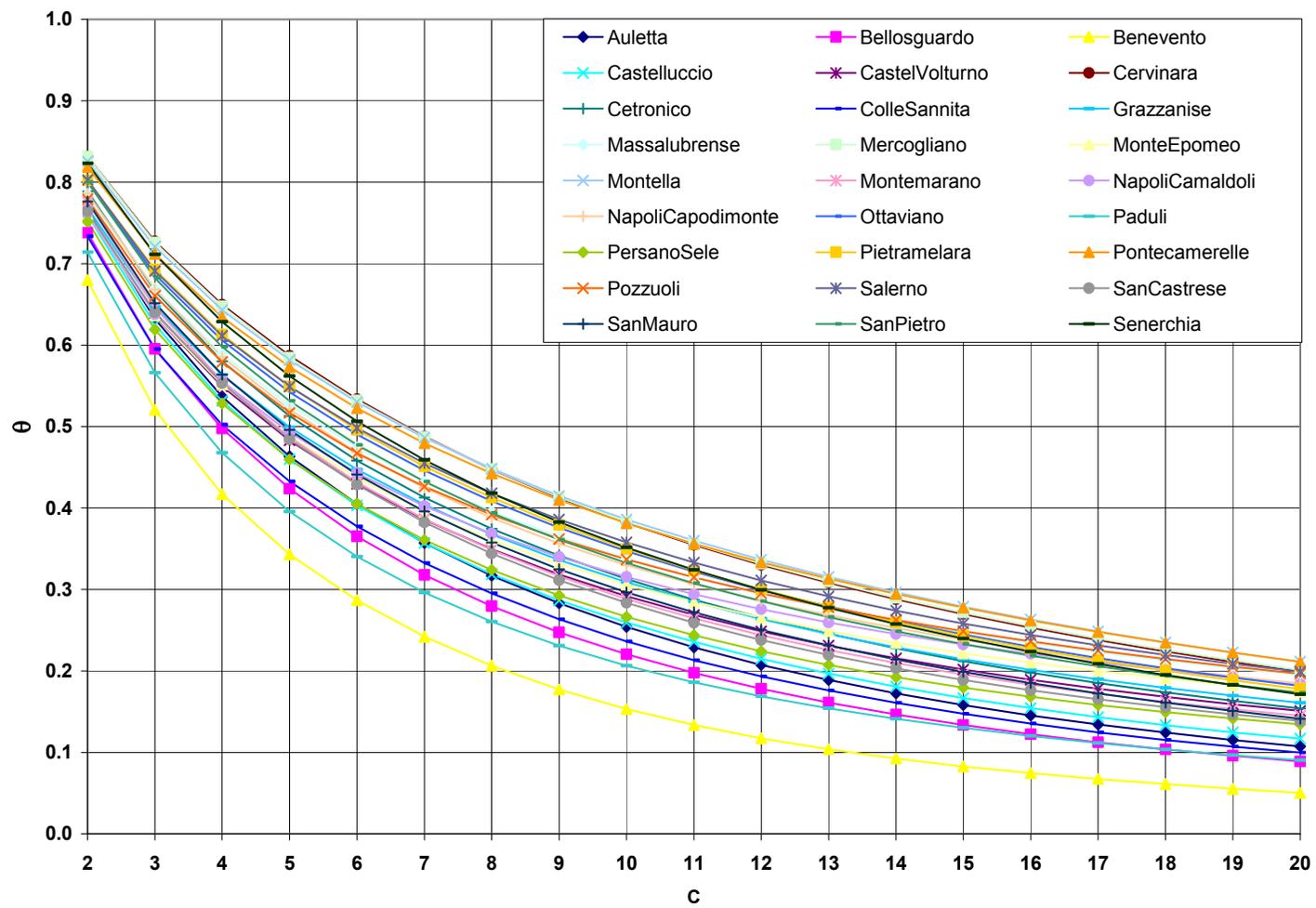


Figura 3.15-Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore al variare della portata di soglia dello scaricatore C (da 2 a 20)

Le calcolazioni effettuate consentono di osservare che:

- al crescere della portata di sfioro C la curva di rendimento η , rappresentativa dell'aliquota di inquinante inviata all'impianto di depurazione, cresce in modo non lineare fino a tendere chiaramente ad un valore asintotico unitario, con una legge di variazione che è analoga per le diverse località esaminate;
- i volumi idrici recapitati al corpo idrico ricettore, valutabili attraverso il rapporto θ vanno diminuendo, tendendo ad un valore nullo, all'aumentare di C ;
- le curve relative alle stazioni di Benevento e Cervinara rappresentano i comportamenti estremi, sia in termini di η che di θ e, pertanto, individuano un fuso all'interno del quale sono comprese tutte le altre curve;
- l'influenza del regime pluviometrico su η e θ risulta, con riferimento ai valori medi dei fusi, generalmente limitata, indipendentemente dalla portata di taglio dello scaricatore.
- come visto nel caso di sistema separato, stazioni caratterizzate da maggiore piovosità (come ad esempio Cervinara, Ottaviano e Montella), sono caratterizzate, a parità di C , da valori più bassi di η , rispetto a stazioni (come quella di Benevento) con minore piovosità; viceversa accade per θ ;

- dal confronto tra le Figure 3.11 e 3.14 risulta che, nel caso di sistema misto e con riferimento ai valori più bassi di C , η assume valori minori rispetto a quelli del sistema separato. Ciò è dovuto al fatto che la portata in arrivo da monte è caratterizzata da una maggiore quantità di solidi sospesi a causa della presenza delle acque nere che, nel caso di sistema separato, sono assenti.

Infine, i risultati delle simulazioni, sia per il sistema separato che per quello misto, sono in sostanziale accordo con le conclusioni di alcuni studi [Maione e Paoletti, 1979; De Martino et al., 2008a], secondo cui gli incrementi di rendimento diventano irrilevanti al di là di valori di C maggiori di 6, come evidenzia il rapido decremento dei gradienti delle curve per valori elevati di C .

3.3.2 FOGNATURA PLUVIALE E UNITARIA CON SCARICATORE ($5Q_{MN}$) E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI TRANSITO

Risulta chiaramente dalle simulazioni compiute che, almeno per i regimi pluviometrici caratterizzanti la regione Campania, il controllo quali-quantitativo dello scarico nei corpi idrici, basato esclusivamente sull'utilizzo nelle reti urbane di scaricatori di piena, dimensionati secondo i criteri usuali, è talvolta insufficiente; con il clima italiano non è possibile limitare efficacemente né il numero di scarichi annui, né le masse di inquinanti scaricate, né le concentrazioni degli inquinanti allo scarico neppure adottando valori elevati del rapporto di diluizione, che comunque

comporterebbe elevati oneri di investimento sia per le reti di drenaggio che per gli impianti di trattamento e problemi gestionali di questi ultimi [Papiri, 2001].

Nasce, dunque, la convinzione che il controllo degli scarichi di origine meteorica possa essere conseguito attraverso l'impiego combinato di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia, atte all'immagazzinamento temporaneo dei volumi idrici in arrivo con i relativi carichi inquinanti per poi convogliarli alla depurazione. Si è ritenuto opportuno, dunque, investigare sull'efficacia di interventi strutturali così concepiti.

In particolare, si è fissata, in un primo tempo, l'attenzione sulle cosiddette vasche "fuori linea" di "transito".

Esse (vedi Appendice B) sono alimentate, solo nel momento in cui la portata in arrivo supera un valore limite di soglia, dal canale emissario di uno scaricatore di piena. Risultano quindi differenti dalle cosiddette vasche "in linea", le quali vengono attraversate da tutta la portata defluente in fognatura.

Esso prevede il collettamento delle acque del bacino precedentemente illustrato mediante una tubazione circolare all'estremità della quale è disposto uno scaricatore di piena dimensionato per una portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$.

In particolare, nelle simulazioni è stato previsto lo svuotamento della vasca al termine dell'evento meteorico, attraverso una pompa con portata costante pari a $3 Q_{mn}$. Essa si arresta non appena la vasca si svuota o la portata in ingresso supera il valore di $2 Q_{mn}$, in modo da garantire che la portata inviata al trattamento non sia mai superiore al valore limite di $5 Q_{mn}$.

La scelta di uno svuotamento intermittente per una vasca fuori linea è

scaturita dall'analisi dei risultati di alcuni studi effettuati [Bornatici et al., 2004a; Calomino et al., 2005; Ciaponi et al., 2004; Datei, 1998; Paoletti e Papiri, 2007] che hanno confermato come il sollevamento a fine evento garantisca una maggiore efficienza rispetto a quello continuo nella riduzione dei SST recapitati nel corpo idrico ricettore.

Tali risultati concordano, tra l'altro, anche con quanto messo in evidenza da Datei [1998], il quale, riconoscendo la necessità di provvedere all'invaso delle acque di prima pioggia per migliorare la qualità dei corpi idrici ricettori, individua la soluzione ottimale nelle vasche fuori linea, in cui la portata in arrivo, dopo che ha avuto luogo un processo di sedimentazione delle particelle solide contenute nelle acque di drenaggio urbano, viene avviata direttamente al trattamento. E' opportuno precisare che lo studio di Datei, pur riguardando aspetti tecnico-gestionali di impianti a servizio di estensioni territoriali piccolissime, pone l'accento su problemi che interessano anche le realtà territoriali più ampie [Datei, 1998].

Nel sistema simulato, inoltre, qualora la capacità di accumulo della vasca dovesse esaurirsi ancor prima che sia cominciato lo svuotamento, i volumi vengono sfiorati attraverso uno scaricatore posto in fregio alla stessa e inviati al ricettore.

Sebbene non sia stata portata in conto la simulazione della sedimentazione degli inquinanti all'interno della vasca, l'ipotesi adottata di miscelazione completa è da ritenersi a vantaggio di sicurezza, in quanto viene sovrastimata la quantità di solidi sospesi presenti nei volumi sfiorati recapitati nel ricettore.

Per ciascuna stazione considerata, è stato valutato l'andamento del rendimento di rimozione del carico inquinante (definito dalla stessa espressione

3.8), nonché efficacia del sistema in termini di volumi liquidi avviati al corpo idrico ricettore (definita dalla 3.9), al variare del volume utile della vasca V [$\text{m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$] (in particolare le simulazioni sono state effettuate ipotizzando volumetrie variabili da 0 a $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$, con scansione di $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$).

Il sistema integrato di drenaggio urbano, ipotizzato inizialmente separato, preso in esame nelle simulazioni, è rappresentato in Figura 3.16.

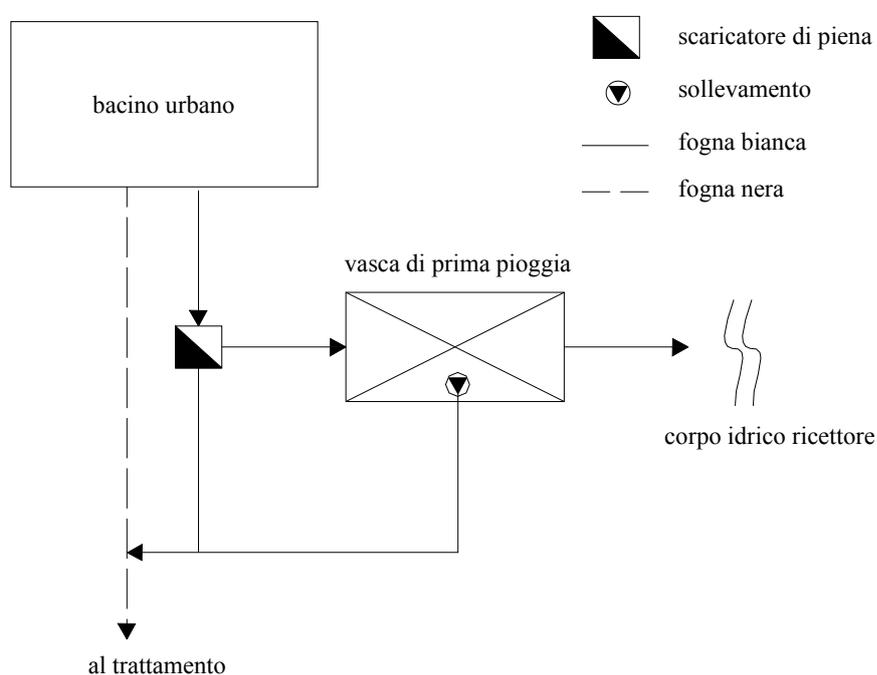


Figura 3.16–Schema di fognatura separata con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di transito.

Nella Figura 3.17 e Figura 3.18 sono riportate le curve relative, ad η e θ , per il sistema separato.

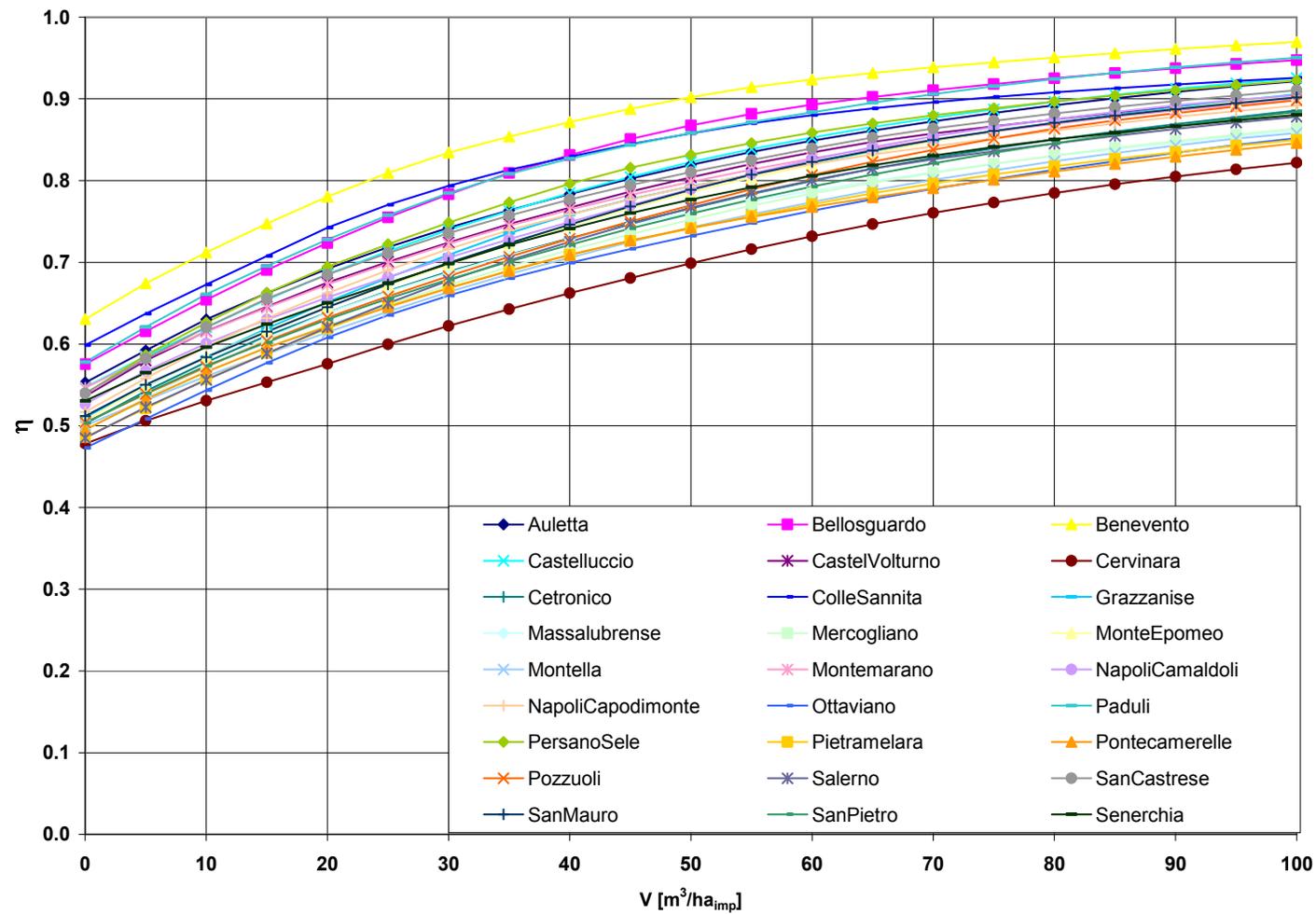


Figura 3.17 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

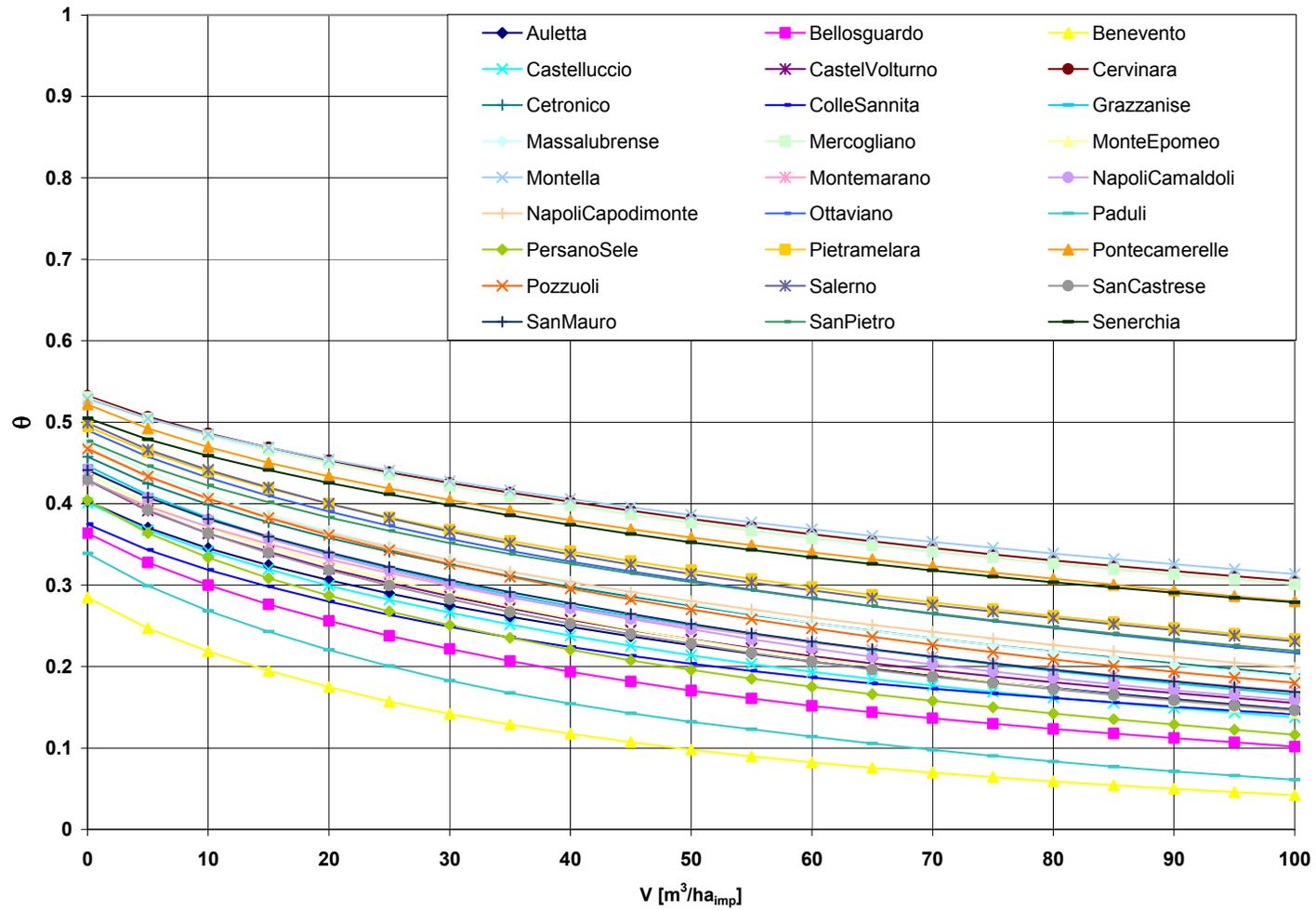


Figura 3.18 - $\theta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

Le elaborazioni svolte hanno evidenziato quanto segue:

- al crescere del volume specifico della vasca, la curva di rendimento η , rappresentativa dell'aliquota di inquinante inviata all'impianto di depurazione, cresce in modo non lineare fino a tendere chiaramente ad un valore asintotico unitario, con una legge di variazione che è analoga per le diverse località esaminate;
- i volumi idrici recapitati al corpo idrico ricettore, valutabili attraverso il rapporto θ , vanno diminuendo, tendendo ad un valore nullo, all'aumentare di V ;
- le curve relative alle stazioni di Benevento e Cervinara rappresentano i comportamenti estremi, in termini di η , mentre quelle di Benevento e Montella in termini di θ ; in entrambi i casi, pertanto, si individuano dei fusi all'interno dei quali sono comprese tutte le altre curve;
- i valori di η e θ relativi ad un volume nullo ($V=0 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$) della vasca corrispondono a quelli ricavati nelle precedenti simulazioni relative al sistema separato dotato di solo scaricatore di piena, per una portata di taglio dello scaricatore pari a $5 Q_{\text{mn}}$;
- l'influenza del regime pluviometrico su η risulta, con riferimento ai valori medi dei fusi, generalmente limitata, indipendentemente dal volume specifico della vasca, sia pur con valori leggermente più

dispersi di quanto riscontrato nel caso di sistema con solo scaricatore;

- stazioni caratterizzate da maggiore piovosità (come ad esempio Cervinara), sono caratterizzate, a parità di V , da valori più bassi di η , rispetto a stazioni (come quella di Benevento) con minore piovosità; viceversa accade per θ ;
- l'incremento di η nel caso di configurazione scaricatore-vasca rispetto al sistema munito di solo scaricatore risulta ancor più evidente dal confronto con i risultati ottenuti in quest'ultimo caso. Infatti, se per una portata dello scaricatore pari a $5 Q_{mn}$ si ottengono valori di η compresi tra 0.48 e 0.63, per il sistema accoppiato, a parità di portata di taglio, si ottengono valori compresi tra 0.70 e 0.90 per un volume utile della vasca pari a 50 mc/ha_{imp} , che rappresenta il valore generalmente adottato per il dimensionamento dei volumi di invaso;
- analogamente, per le stesse condizioni i volumi liquidi recapitati al ricettore (θ) si riducono passando dal sistema dotato di solo scaricatore ($0.28 < \theta < 0.53$) a quello accoppiato ($0.10 < \theta < 0.39$).

Analoghe simulazioni sono state condotte anche per un bacino servito da una fognatura unitaria munita di scaricatore di piena e vasca di prima pioggia (Figura 3.19).

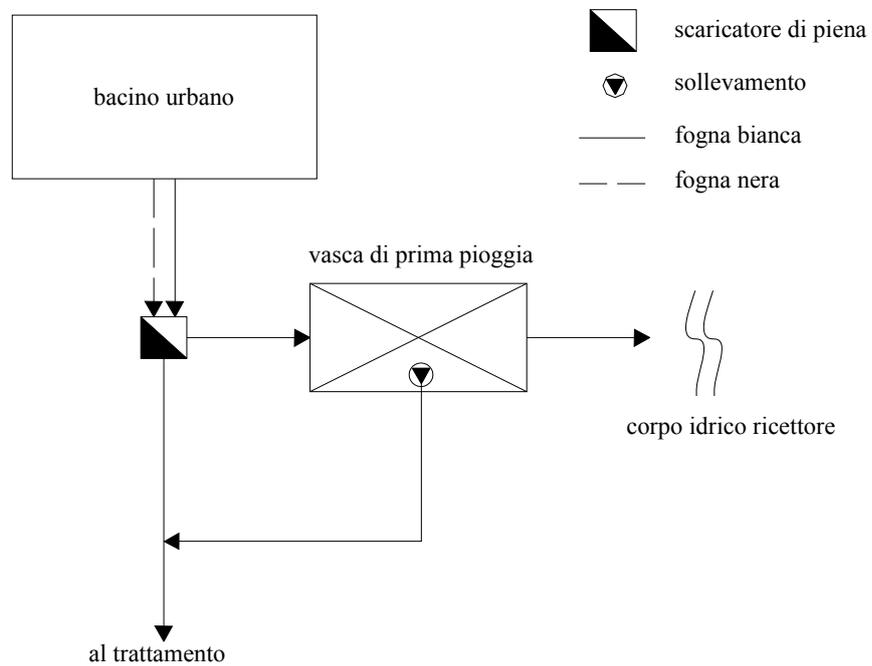


Figura 3.19–Schema di fognatura mista con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di transito.

Di seguito si riportano i grafici relativi al rendimento di rimozione del carico inquinante (Figura 3.20) e dell’aliquota di volume liquido scaricato nel ricettore (Figura 3.21) al variare della capacità della vasca V .

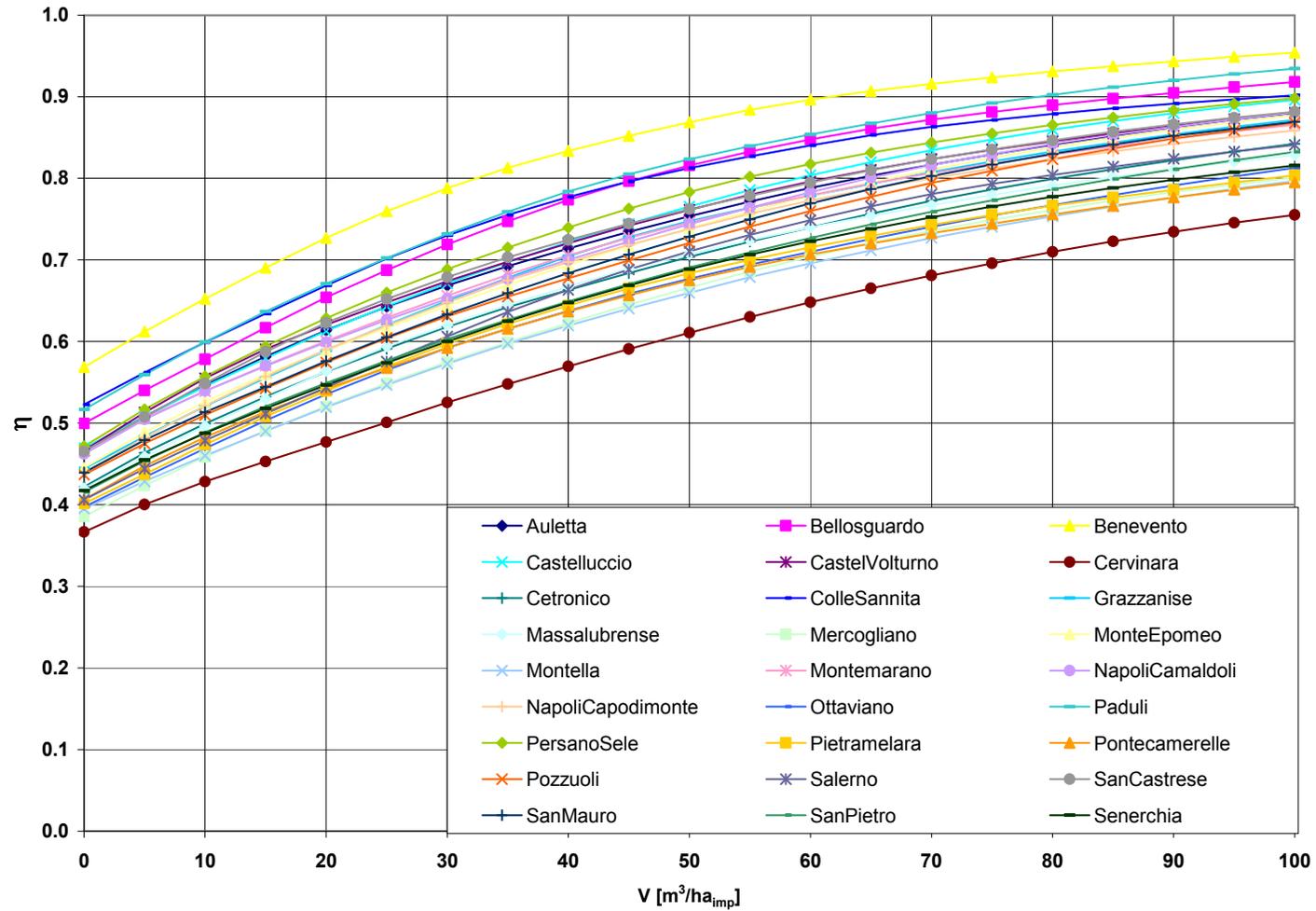


Figura 3.20 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

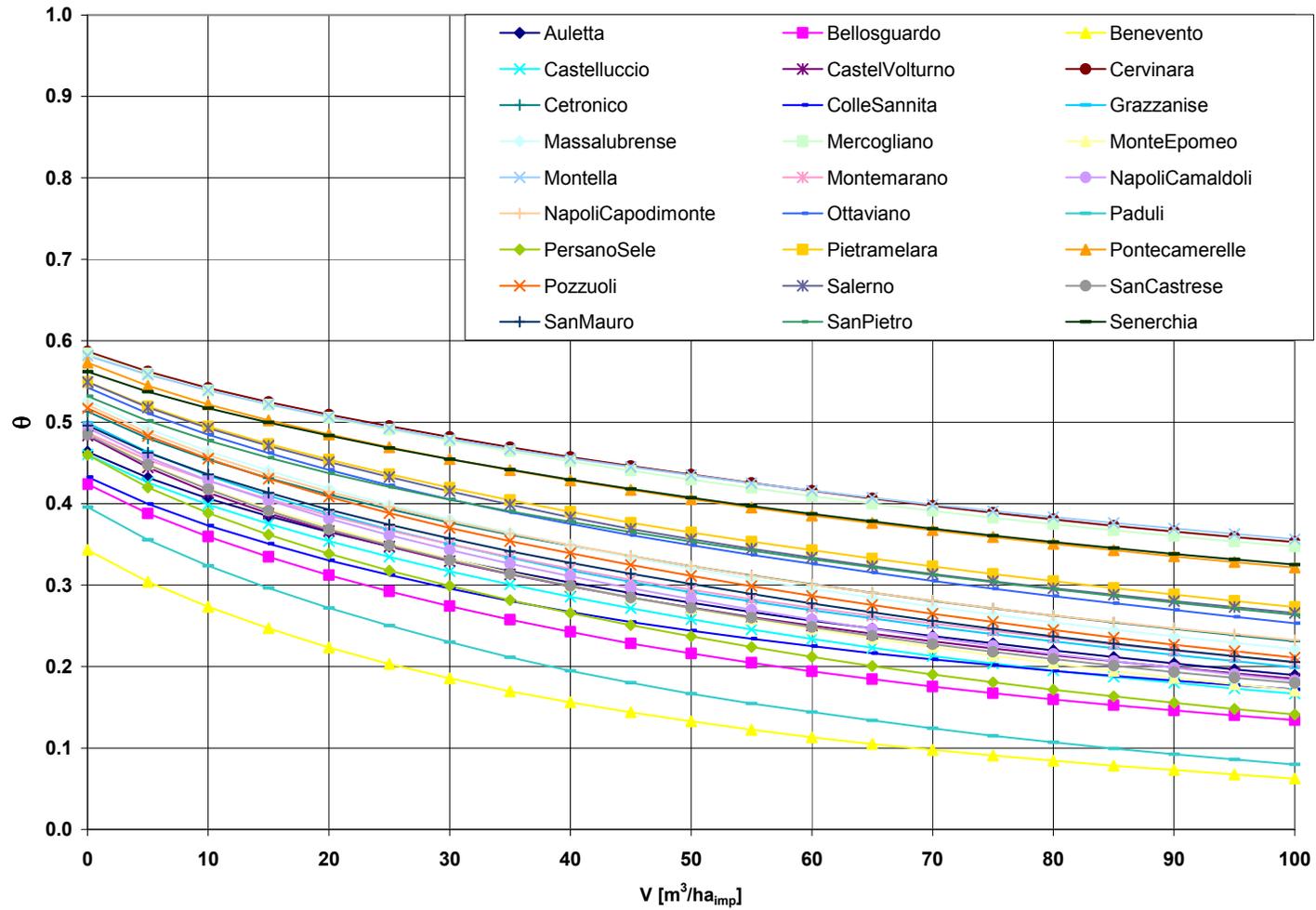


Figura 3.21 - $\theta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

Le elaborazioni svolte hanno evidenziato quanto segue:

- al crescere del volume specifico della vasca, la curva di rendimento η , rappresentativa dell'aliquota di inquinante inviata all'impianto di depurazione, cresce in modo non lineare fino a tendere chiaramente ad un valore asintotico unitario, con una legge di variazione che è analoga per le diverse località esaminate;
- i volumi idrici recapitati al corpo idrico ricettore, valutabili attraverso il rapporto θ , vanno diminuendo, tendendo ad un valore nullo, all'aumentare di V ;
- le curve relative alle stazioni di Benevento e Cervinara rappresentano i comportamenti estremi, sia in termini di η che di θ e, pertanto, individuano un fuso all'interno del quale sono comprese tutte le altre curve;
- i valori di η e θ relativi ad un volume nullo ($V=0 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$) della vasca corrispondono a quelli ricavati nelle precedenti simulazioni relative al sistema unitario dotato di solo scaricatore di piena, per una portata di taglio dello scaricatore pari a $5 Q_{\text{mn}}$;
- per il sistema misto può osservarsi un andamento sostanzialmente analogo al caso di fognatura pluviale, evidenziando i grafici ancora l'influenza generalmente limitata del regime pluviometrico sul rendimento del sistema, con scostamenti che risultano sempre maggiori per θ che per η ;

- stazioni caratterizzate da maggiore piovosità (come ad esempio Cervinara), sono caratterizzate, a parità di V , da valori più bassi di η , rispetto a stazioni (come quella di Benevento) con minore piovosità; viceversa accade per θ ;
- l'incremento di η nel caso di configurazione scaricatore-vasca rispetto al sistema munito di solo scaricatore risulta ancor più evidente dal confronto con i risultati ottenuti in quest'ultimo caso. Infatti, se per una portata dello scaricatore pari a $5 Q_{mn}$ si ottengono valori di η compresi tra 0.37 e 0.57, per il sistema accoppiato, a parità di portata di taglio, si ottengono valori compresi tra 0.61 e 0.87 per un volume utile della vasca pari a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, che rappresenta il valore generalmente adottato per il dimensionamento dei volumi di invaso;
- analogamente, per le stesse condizioni i volumi liquidi recapitati al ricettore (θ) si riducono passando dal sistema dotato di solo scaricatore ($0.34 < \theta < 0.58$) a quello accoppiato ($0.13 < \theta < 0.44$);
- dal confronto tra le Figure 3.17 e 3.20 risulta che, nel caso di sistema misto, η assume valori minori rispetto a quelli del sistema separato. Ciò è dovuto al fatto che la portata in arrivo da monte è caratterizzata da una maggiore quantità di solidi sospesi a causa della presenza delle acque nere che, nel caso di sistema separato, sono assenti.

I risultati sono altresì in sostanziale accordo con quanto riscontrato in studi precedenti [Artina e Maglionico, 2001; Calomino et al., 2005; Calabrò e Viviani, 2006; De Martino et al., 2008b], riscontrandosi, soprattutto nel caso di sistema separato, che gli incrementi di rendimento diventano irrilevanti al di là di un valore del volume utile della vasca pari a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$. Ovviamente, i valori di η ottenibili attraverso l'utilizzo di uno scaricatore di piena accoppiato ad una vasca di prima pioggia possono essere ottenuti per un sistema di drenaggio dotato di solo scaricatore, ammettendo valori maggiori della portata di soglia, a volte improponibili in fase progettuale.

Ad esempio, da un confronto con i risultati ottenuti nelle simulazioni con solo scaricatore di piena, con riferimento ai regimi pluviometrici relativi alle località di Cervinara e Benevento, che definiscono il campo dei valori assunti da η per tutte le stazioni prese in esame, ed ai valori comunemente adottati nella pratica tecnica (portata di soglia dello scaricatore pari a $5 Q_{\text{mn}}$ e volume specifico della vasca di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$), si è ricavato che per la prima occorrerebbe dotare il sistema di drenaggio di uno scaricatore con un coefficiente C pari a circa 12 nel caso di sistema separato e circa 10 per quello misto. Per Benevento, invece, i valori C risultano pari rispettivamente a circa 16 e 14.

3.3.3 FOGNATURA PLUVIALE E UNITARIA CON SCARICATORE (A $3Q_{MN}$ E $7Q_{MN}$) E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI TRANSITO

Per maggiore completezza, sono state esaminate le configurazioni del sistema accoppiato, considerando quale portata di taglio dello scaricatore anche i valori estremi dell'intervallo generalmente preso a riferimento nella pratica progettuale (vedi Appendice B). Sono state, quindi, effettuate ulteriori simulazioni utilizzando, in un primo momento, uno scaricatore con un valore della portata di taglio pari a $3 Q_{mn}$, e, successivamente pari a $7 Q_{mn}$.

Ovviamente, le modalità di svuotamento intermittente del bacino di accumulo risultano essere diverse da quella precedente.

In particolare, nel caso sia presente lo scaricatore con portata di soglia pari a $3 Q_{mn}$, al superamento di essa, le portate in eccesso alimentano la vasca di prima pioggia, il cui svuotamento avviene sollevando, al termine dell'evento, una portata pari a $1 Q_{mn}$. La pompa si arresta non appena la vasca si svuota o la portata in ingresso supera il valore di $2 Q_{mn}$, in modo da garantire che la portata inviata al trattamento non sia mai superiore al valore limite di $3 Q_{mn}$. Per il caso in cui C sia $7 Q_{mn}$, invece, lo svuotamento della vasca è ipotizzato avvenire al termine dell'evento meteorico, attraverso una pompa con portata costante pari a $5 Q_{mn}$. Essa si arresta a svuotamento completo della vasca o non appena la portata in ingresso superi il valore di $2 Q_{mn}$ (in tale modo la portata trattata non ecceda mai il limite di $7 Q_{mn}$).

Le curve di η e θ , con riferimento ad entrambi i sistemi (misto e separato) e ad i valori di C ($3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$), vengono riportate in Appendice C, da Figura C.1 a

Figura C.8.

Dai grafici è possibile osservare, sia per η che per θ , comportamenti sostanzialmente analoghi a quelli evidenziati e descritti con riferimento alle simulazioni precedenti con portata di soglia dello scaricatore pari a $5 Q_{mn}$.

Anche in questo caso, l'incremento di η nel caso di configurazione scaricatore-vasca rispetto al sistema munito di solo scaricatore risulta ancor più evidente dal confronto con i risultati ottenuti in quest'ultimo caso.

Infatti, se per una portata di taglio pari a $3 Q_{mn}$ si ottengono, per il sistema con solo scaricatore di tipo separato, valori di η compresi tra 0.35 e 0.49 ($0.18 < \eta < 0.38$ per il sistema di tipo misto), a parità di portata di taglio, si ottengono valori compresi tra 0.58 e 0.83 per il sistema accoppiato di tipo separato ($0.44 < \eta < 0.75$ per il sistema accoppiato di tipo misto) per un volume utile della vasca pari a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, che rappresenta il valore generalmente adottato per il dimensionamento dei volumi di invaso; analogamente, per le stesse condizioni i volumi liquidi recapitati al ricettore (θ) si riducono passando dal sistema dotato di solo scaricatore ($0.41 < \theta < 0.65$ per il sistema separato e $0.52 < \theta < 0.72$ per il sistema misto) a quello accoppiato ($0.18 < \theta < 0.50$ per il sistema separato e $0.25 < \theta < 0.58$ per il sistema misto).

In un sistema separato dotato di solo scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$ si ottengono valori di η compresi tra 0,57 e 0.72 ($0.49 < \eta < 0.68$ per il sistema misto); per un sistema accoppiato, invece, a parità di portata di taglio, si ottengono valori compresi tra circa 0.77 e 0.93 ($0.71 < \eta < 0.92$ per il sistema misto) per un volume utile della vasca pari a $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, che rappresenta il valore generalmente adottato

per il dimensionamento dei volumi di invaso. Analogamente, per le stesse condizioni i volumi liquidi recapitati al ricettore (θ) si riducono passando dal sistema dotato di solo scaricatore ($0.20 < \theta < 0.45$ sistema separato; $0.24 < \theta < 0.49$ sistema misto) a quello accoppiato ($0.07 < \theta < 0.32$ sistema separato; $0.08 < \theta < 0.36$ sistema misto).

I fusi individuati dalle curve estreme di η consentono di osservare, a parità di V , rendimenti maggiori passando dalla configurazione accoppiata con scaricatore con $C = 3 Q_{mn}$ a quella con $C = 5 Q_{mn}$ e $C = 7 Q_{mn}$ com'era ovvio attendersi. Ciò si spiega considerando che una maggiore portata di soglia dello scaricatore rende l'acqua sfiorata e, quindi, recapitata nella vasca, meno carica di inquinanti, ed in particolare di SST, grazie all'incremento di diluizione. Inoltre, a parità di stazione, per ottenere lo stesso rendimento η occorrerebbero volumetrie minori della vasca all'aumentare della portata di taglio dello scaricatore (osservazioni di maggior dettaglio sono riportate nel Capitolo 5, con riferimento al confronto tra gli andamenti medi di η).

Per quanto concerne θ , invece, per uno stesso valore di V , i volumi liquidi complessivamente scaricati al ricettore diminuiscono al crescere di C . Invece, per uno stesso valore della portata di taglio dello scaricatore, passare da un sistema separato ad uno misto comporta un aumento, sebbene limitato, del volume degli scarichi nel ricettore, a parità di volume specifico della vasca. Ciò è intuibile considerando i maggiori volumi transitanti nella rete mista per la presenza delle acque nere, rispetto a quella separata.

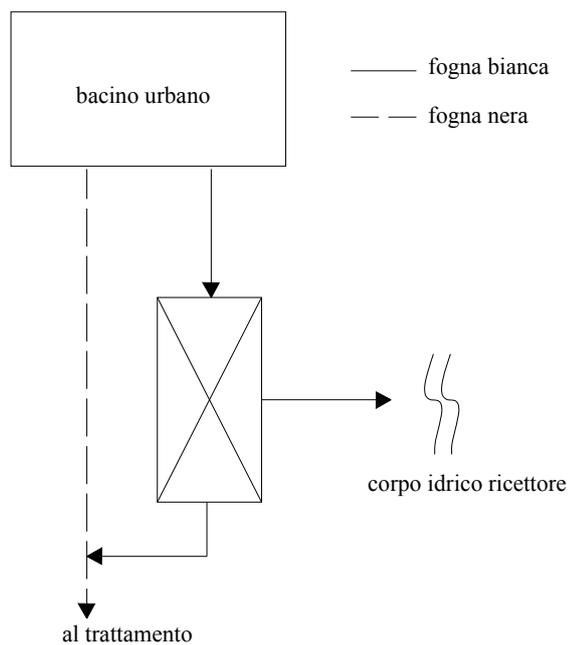
3.3.4 FOGNATURA PLUVIALE E UNITARIA CON VASCA DI PRIMA PIOGGIA IN LINEA

E' stato, successivamente, esaminato anche lo schema con vasca di prima pioggia in linea.

In particolare, come anche indicato in Appendice B, la portata in ingresso in tali vasche coincide con quella proveniente dal sistema di drenaggio di monte. Una luce di efflusso a battente (dimensionata per una certa portata massima ammissibile per il sistema di valle) consente il transito delle portate che verranno recapitate al depuratore per essere ivi trattate. All'aumentare della portata in ingresso alla vasca, i volumi idrici defluibili attraverso tale luce, cominciano ad invasarsi. A completo riempimento, la portata eccedente viene scaricata nel ricettore grazie ad uno sfioratore posto in fregio alla vasca stessa.

In Figura 3.22 è riportato lo schema esaminato di vasca il linea, sia per il sistema separato (Figura 3.22 a) che per quello separato (Figura 3.22 b).

a) Sistema separato



b) Sistema misto

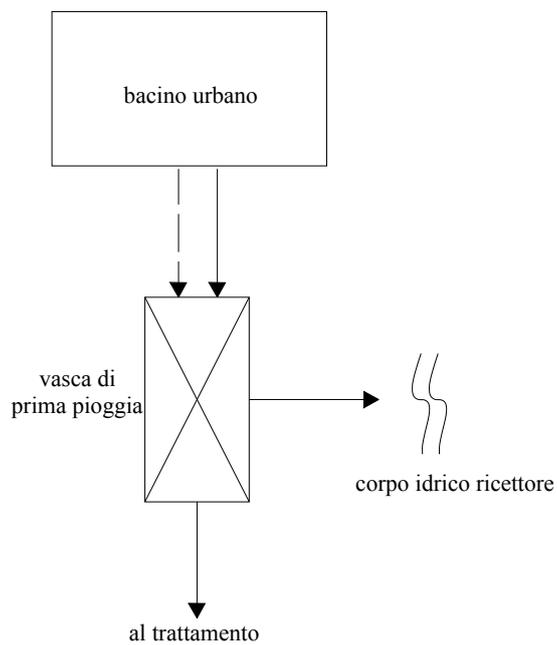


Figura 3.22 – Sistema con vasca in linea

Anche per tale configurazione sono state effettuate le simulazioni per valori del volume V variabili da $0 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ a $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

Nelle figure seguenti sono riportati i grafici dei calcoli di η e θ con riferimento sia al sistema separato (rispettivamente Figura 3.23 e Figura 3.24) che per quello misto (rispettivamente Figura 3.25 e Figura 3.26), per un valore della portata di dimensionamento della bocca di efflusso pari a $5 Q_{mn}$ (i risultati concernenti le elaborazioni a $3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$, sono riportati in Appendice C, dalla Figura C.9 alla Figura C.16).

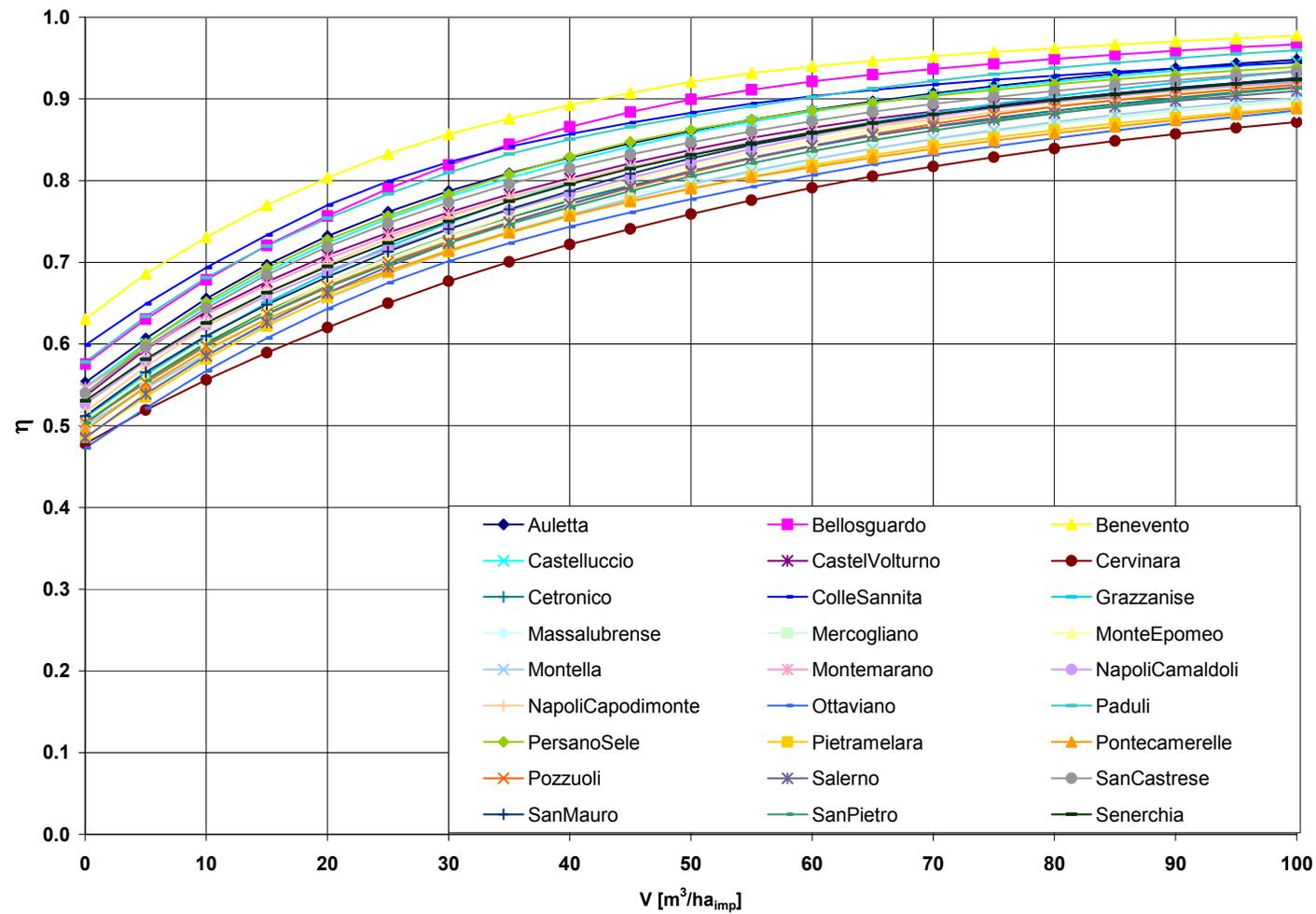


Figura 3.23 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{\text{mn}}$) e vasca in linea. Sistema separato.

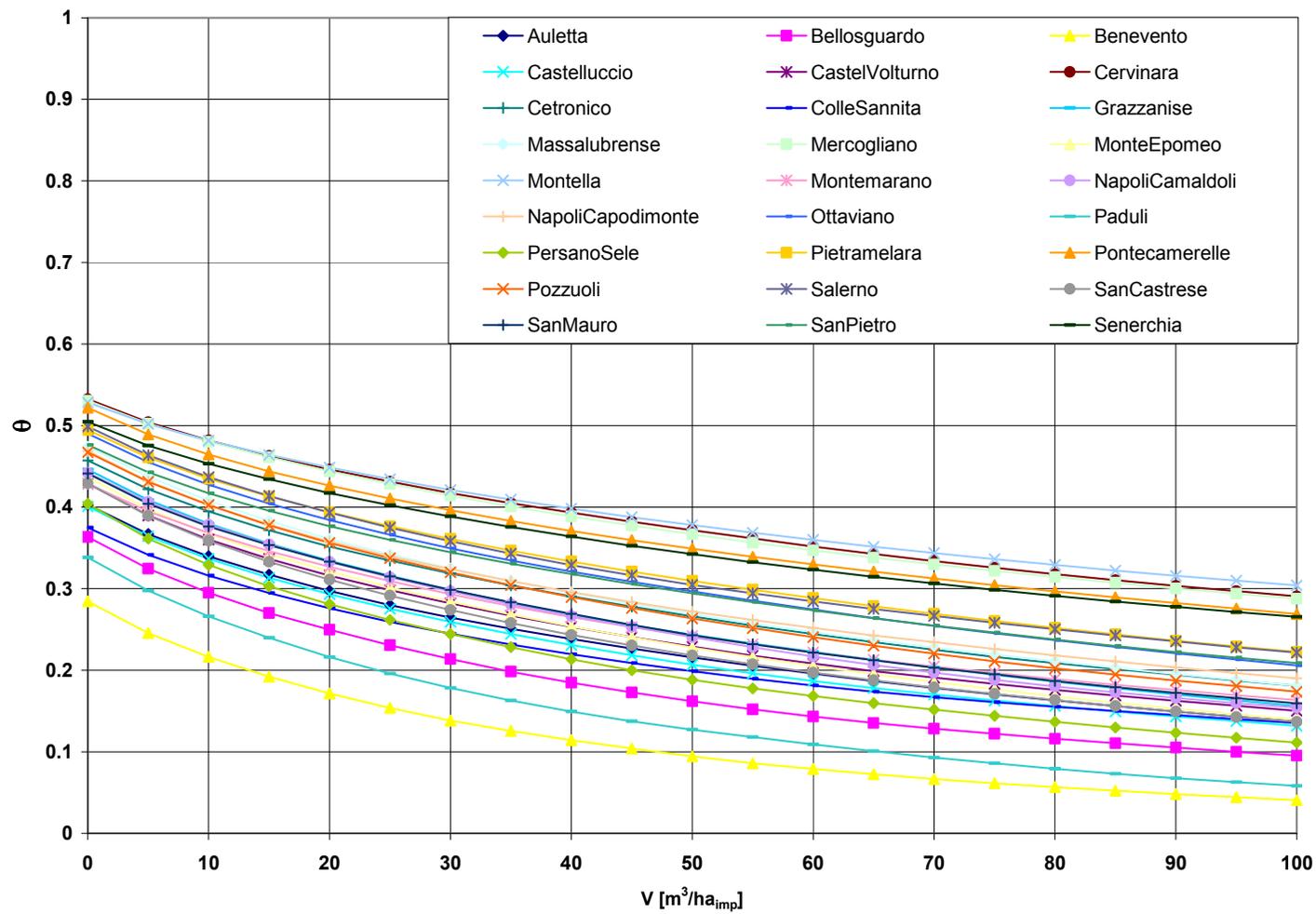


Figura 3.24 - $\theta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca in linea. Sistema separato.

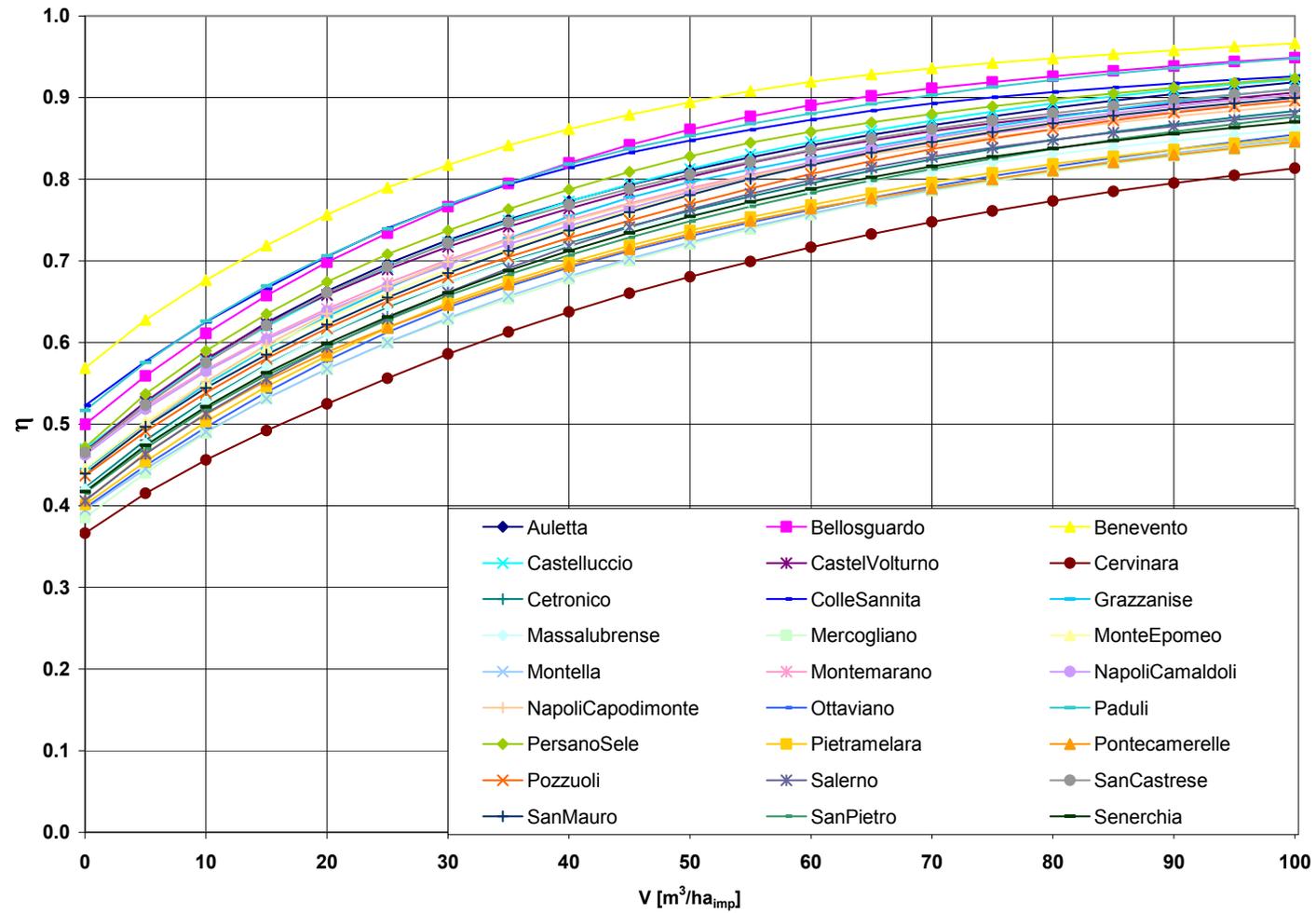


Figura 3.25 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{\text{mn}}$) e vasca in linea. Sistema misto.

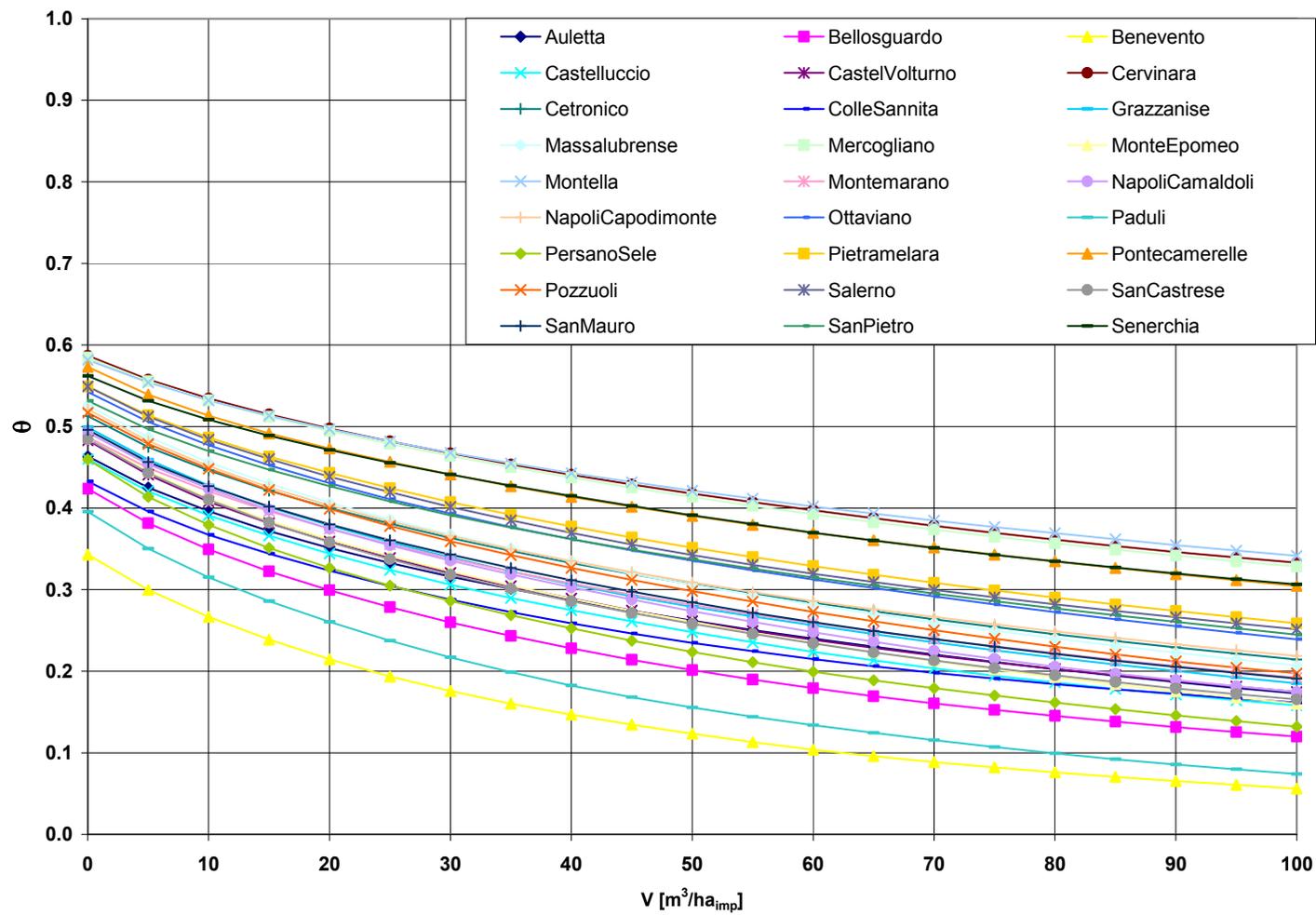


Figura 3.26 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca in linea. Sistema misto.

Anche in questo caso è possibile osservare comportamenti simili a quelli già evidenziati in precedenza, nel caso di vasca fuori linea di transito.

E', altresì, possibile osservare che le curve estreme dei fusi individuati sono sempre quelle relative alle stazioni di Benevento e Cervinara, tranne che per quanto concerne θ e C pari a $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$, sia per sistema misto che separato, ove la curva superiore è quasi prevalentemente quella della stazione di Montella.

Inoltre, a parità di portata massima defluibile all'impianto di trattamento, i valori medi degli estremi, sia per quanto riguarda η che θ , nelle due diverse configurazioni di vasca in linea e vasca fuori linea di transito, risultano abbastanza prossimi tra loro, seppure con valori di η leggermente maggiori nel caso di disposizione in linea. Maggiori osservazioni in merito al rendimento medio verranno esposte al Capitolo 4 ed al Capitolo 5.

3.3.5 FOGNATURA PLUVIALE E UNITARIA CON SCARICATORE E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI CATTURA.

L'ultima configurazione esaminata è stata quella relativa ad un sistema di drenaggio urbano dotato di scaricatore di piena e vasca di prima pioggia, disposta fuori linea e di cattura. Con tale soluzione, l'efficacia delle vasche di prima pioggia risulta ottimale: si raggiunge, infatti, la massima riduzione della frequenza, del volume degli scarichi nel ricettore e del carico inquinante in esso sversato, come evidenziano alcuni studi effettuati [De Martino et al., 2008b; Paoletti e Papiri, 2007; Papiri et al., 2008].

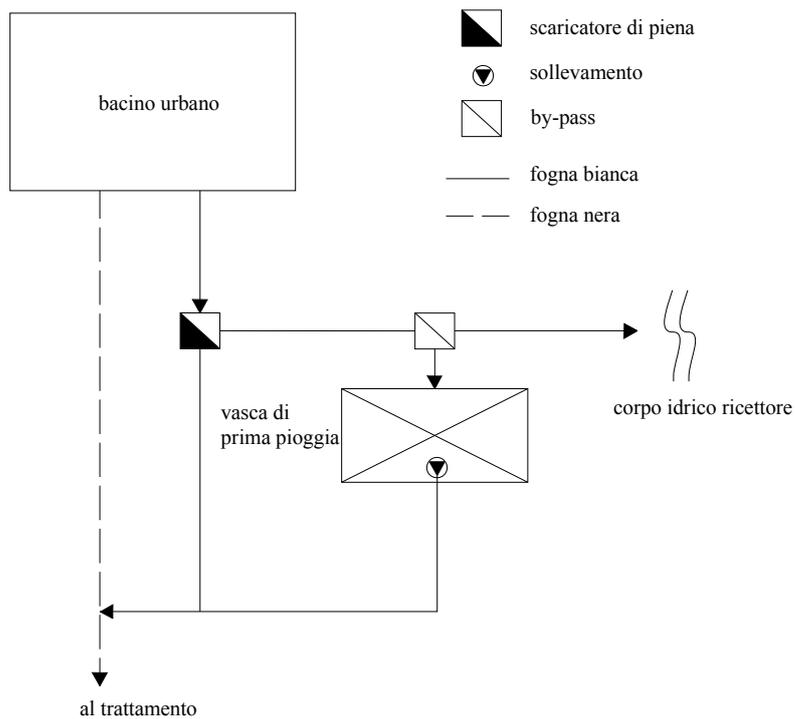
In questa particolare configurazione (la cui descrizione è riportata in Appendice B), il sistema di alimentazione della vasca, infatti, è munito di un

dispositivo che consente di escluderla (by-pass) a riempimento avvenuto. In questo modo si evita la miscelazione dell'acqua invasata all'inizio dell'evento (e, quindi, maggiormente contaminata) con i successivi volumi di dilavamento, generalmente meno inquinati [Paoletti e Papiri, 2007].

Raggiunto il completo riempimento della vasca, la portata eccedente rispetto a quella inviata alla depurazione viene scaricata nel ricettore attraverso lo scaricatore di piena che, grazie al by-pass, viene, in questa fase, direttamente collegato ad esso. La vasca viene svuotata solo al termine dell'evento e le acque sollevate vengono inviate a trattamento.

Lo schema funzionale utilizzato nelle simulazioni è riportato in Figura 3.27, sia per il sistema separato (Figura 3.27 a) che per quello misto (Figura 3.27 b).

a) sistema separato



b) sistema misto

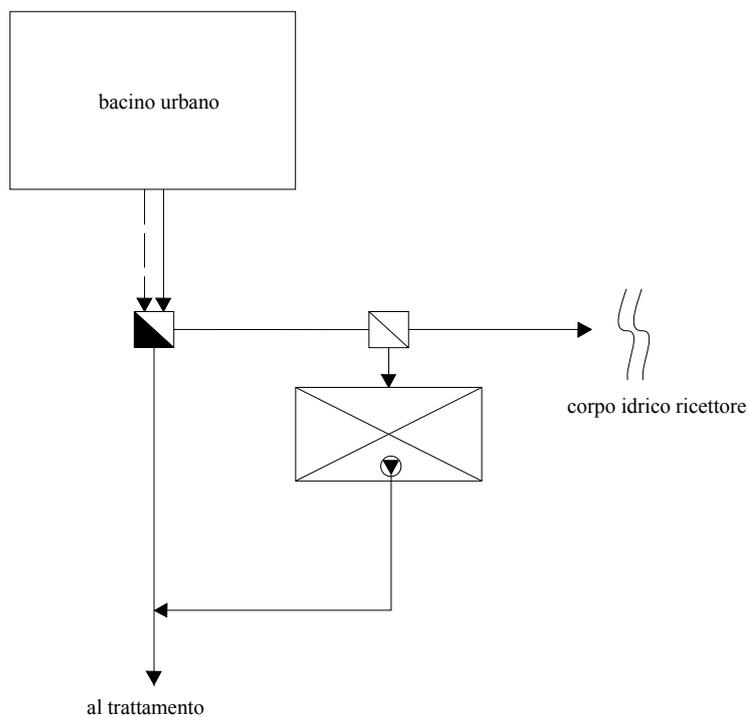


Figura 3.27 - Schema funzionale del sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di cattura.

Di seguito sono riportati gli andamenti di η e θ relativamente al sistema separato (rispettivamente Figura 3.28 e Figura 3.29) e a quello misto (Figura 3.30 e Figura 3.31) , considerando uno scaricatore con portata di soglia pari a $5 Q_{mn}$.

I risultati con $C = 3 Q_{mn}$ e $C = 7 Q_{mn}$ sono riportati in Appendice C (da Figura C.17 a Figura C.24).

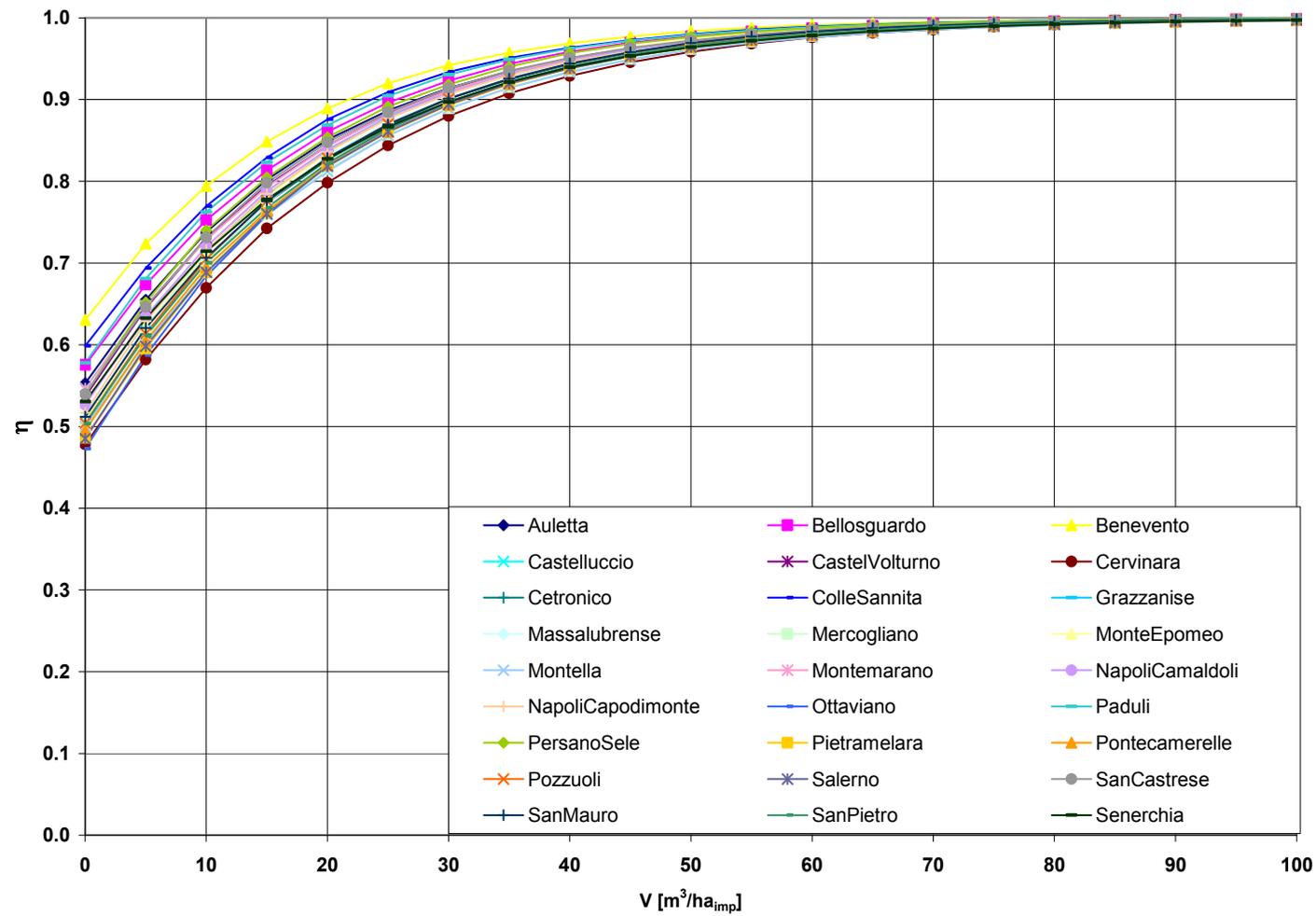


Figura 3.28 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

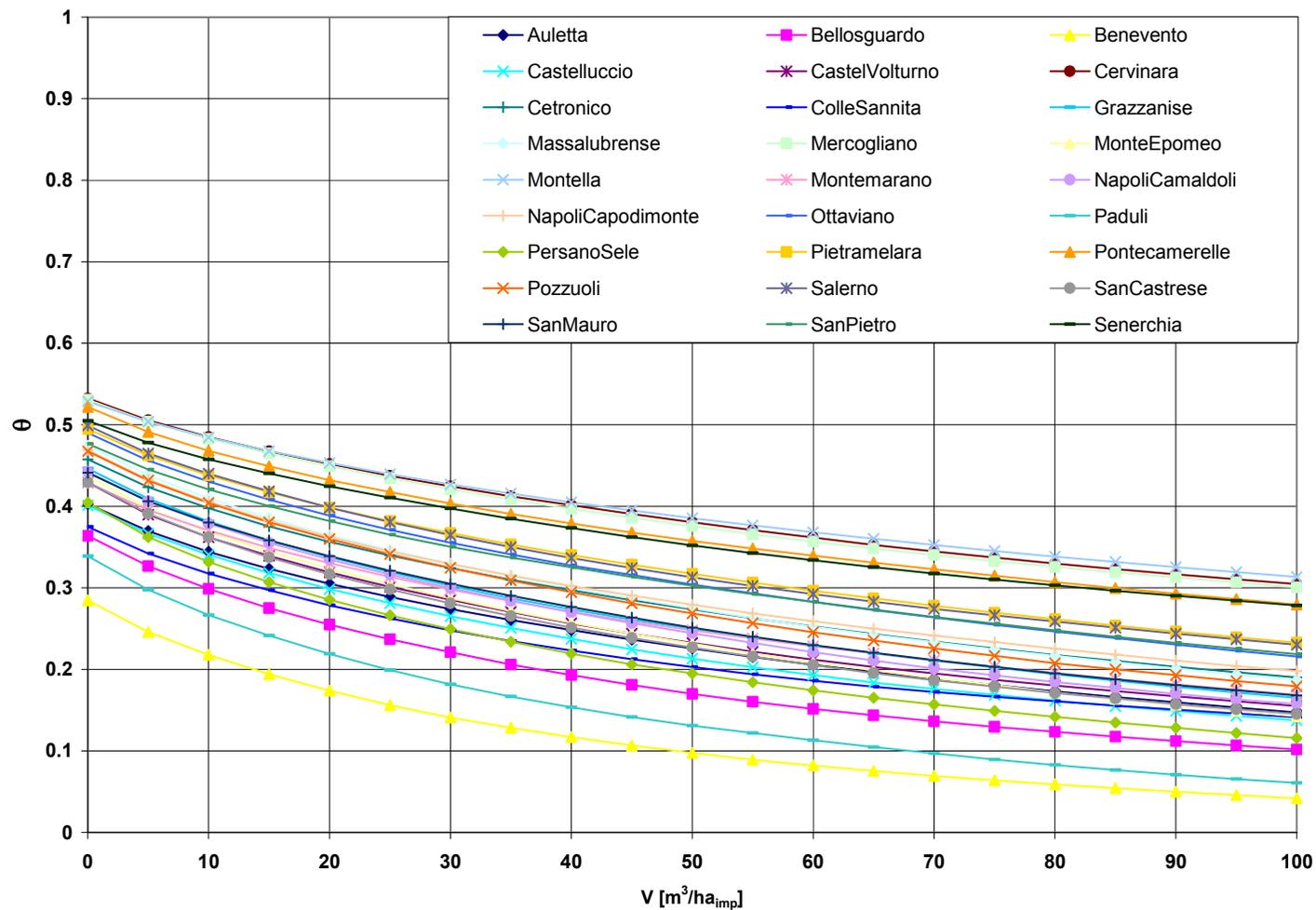


Figura 3.29 - $\theta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

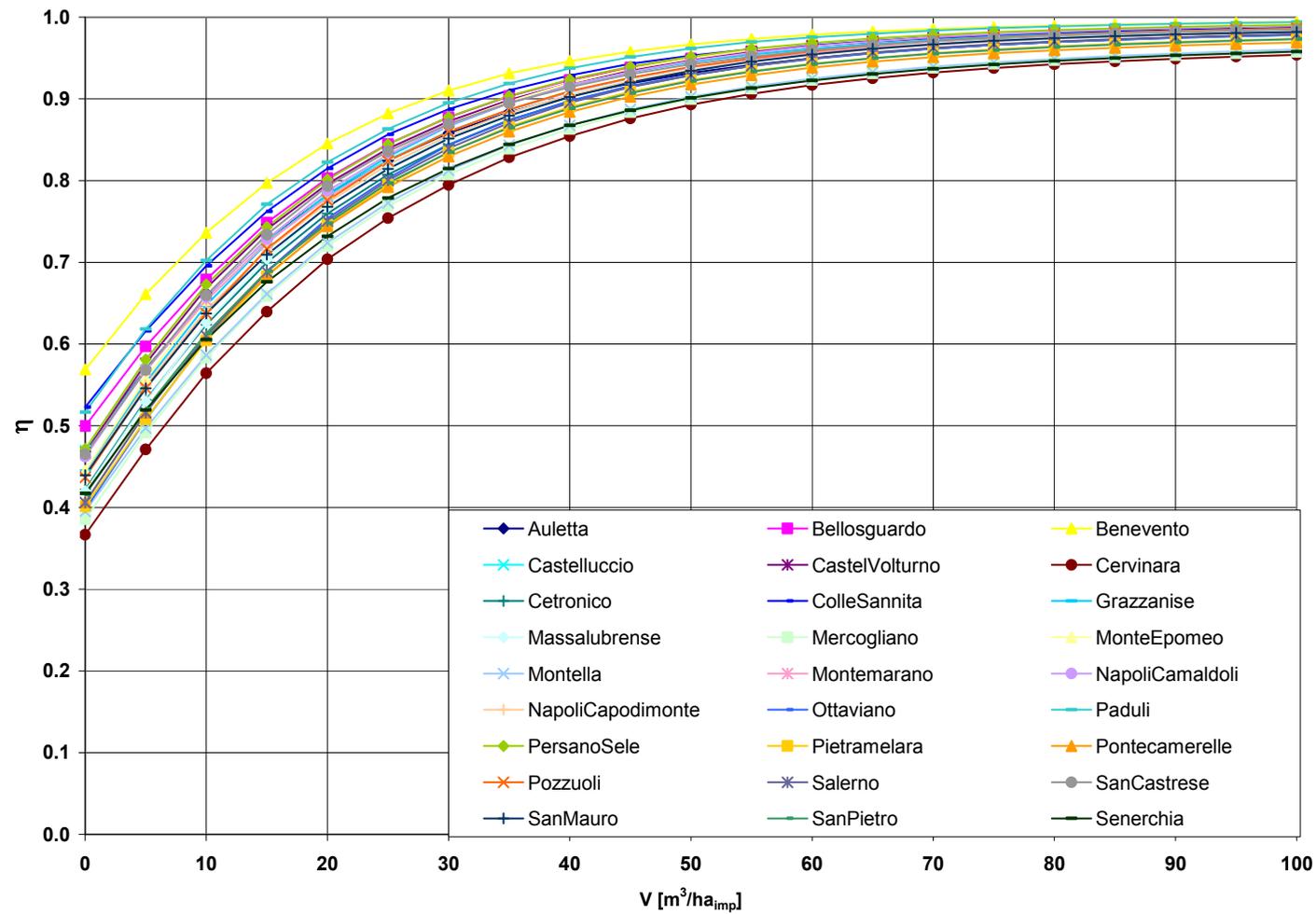


Figura 3.30 - $\eta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{\text{mn}}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

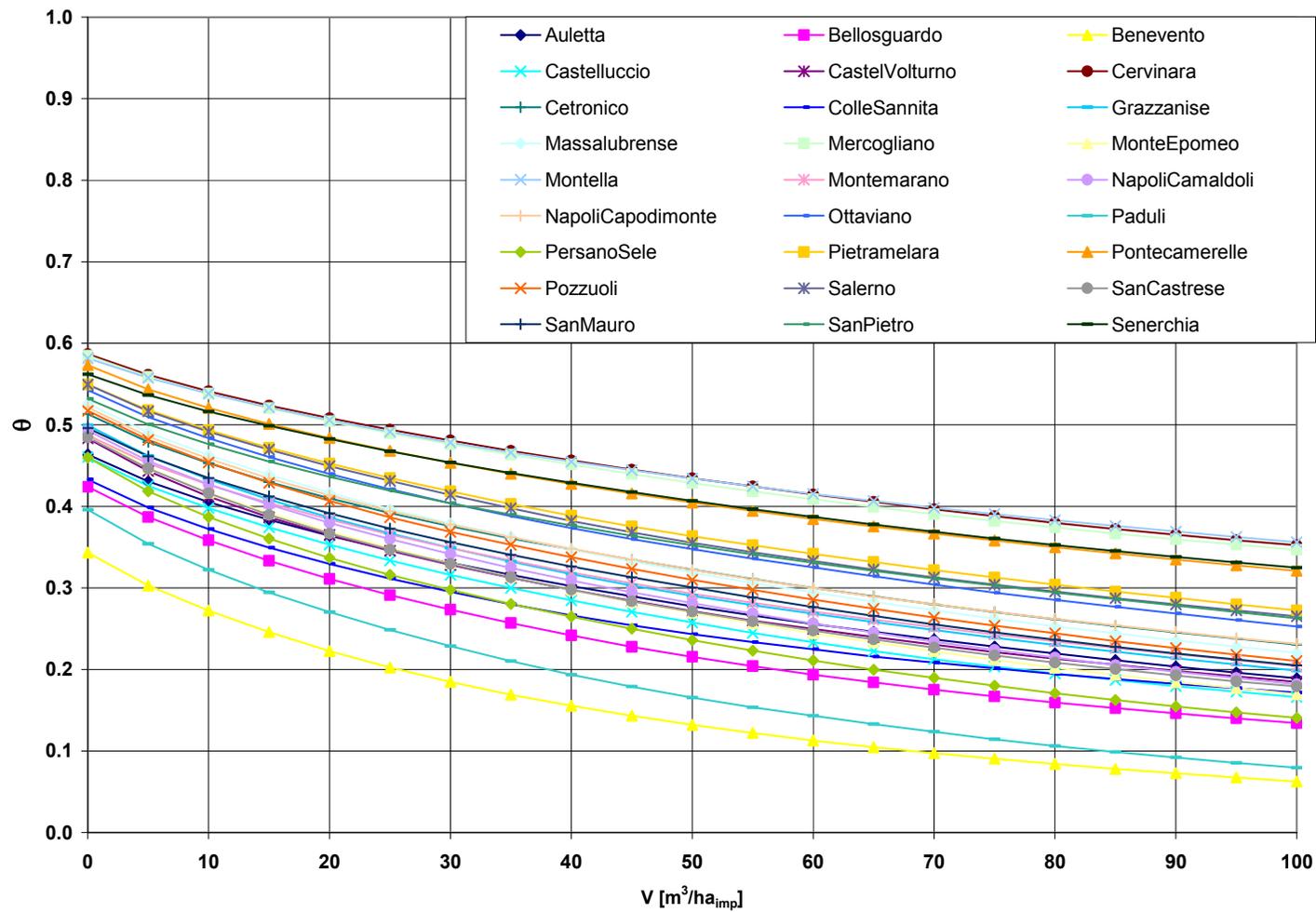


Figura 3.31 - $\theta(V)$ per il sistema con scaricatore ($C=5Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

Gli andamenti di η e θ sono simili a quelli ritrovati con le simulazioni precedenti.

Tuttavia occorre notare come la maggiore dispersione dei valori di θ rispetto a quelli di η , sia rappresentativa della maggiore influenza del regime pluviometrico sui volumi liquidi totali scaricati nel ricettore che non sulle masse di solidi sospesi.

Ciò trova spiegazione nel fatto che le vasche di cattura, proprio per il loro particolare funzionamento, consentono di “catturare” ed “isolare” durante l’evento proprio quelle prime acque di dilavamento (first-flush) che sono caratterizzate dall’aver un elevato carico inquinante, senza consentire che quelle successive, meno inquinate, possano mescolarsi ad esse prima di essere scaricate nel ricettore.

E’ altresì possibile evidenziare come, anche in questo caso, i punti simulati siano compresi all’interno dei fusi delimitati dalle curve di Benevento e Cervinara, sia per η che per θ . Tuttavia occorre precisare che per θ , in alcuni casi, (sistema separato e C paria a $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$; sistema misto e $C = 7 Q_{mn}$), la curva superiore è rappresentata prevalentemente dalla stazione di Montella e non Cervinara (pure essendo i rispettivi valori di θ molto vicini tra loro).

Dai risultati ottenuti, è evidente quanto più grande risulti il rendimento medio η del sistema con vasca di cattura che non quello delle altre due configurazioni, a parità di C e V ; tuttavia i valori medi di θ , sempre per uno stesso valore della portata di soglia, risultano pressoché coincidenti per tutti e tre i sistemi con vasca. Maggiori indicazioni in merito al confronto tra gli schemi, al variare di C , verranno fornite successivamente (Capitolo 5).

Nel Capitolo 4 verranno illustrati, invece, i risultati di ulteriori calcolazioni numeriche aventi l'obiettivo di ritrovare delle espressioni semplificate per il calcolo di η e di θ , sia considerando il comportamento medio dei sistemi nelle varie località, sia tenendo in conto anche del regime pluviometrico peculiare dell'area oggetto di studio.

CAPITOLO 4

APPROCCI SEMPLIFICATI PER IL CALCOLO DI η E θ

4.1 INTRODUZIONE

I risultati delle simulazioni illustrati nel Capitolo precedente, hanno consentito di evidenziare come, per ogni configurazione del sistema di drenaggio analizzata, i punti rappresentativi dell'efficienza di rimozione del carico di solidi sospesi (η) e quelli relativi alla percentuale del volume idrico, globalmente prodotto, scaricata nel corpo idrico (θ) sono sempre contenuti all'interno di una fascia limitata dai valori relativi alle stazioni aventi comportamenti idrologici estremi, almeno con riferimento alle 27 stazioni campane esaminate.

Per tale ragione si sono ricercate, in un primo momento, le espressioni relative alle curve “medie” di tali fusi. Ciò al fine di ottenere, attraverso il loro utilizzo, un ordine di grandezza dell'efficienza di un particolare sistema, senza dover ricorrere alle simulazioni numeriche.

In un secondo momento, invece, attesa la non sempre trascurabile influenza del regime pluviometrico sul funzionamento degli scaricatori e delle vasche di

prima pioggia, si sono ricercate altre espressioni, più precise delle precedenti, che portassero in conto anche dell'altezza di pioggia.

4.2 PRIMO APPROCCIO SEMPLIFICATO: LE CURVE “MEDIE”

Per ogni configurazione del sistema indagata si è ricercata una semplice espressione analitica della media dei valori estremi di η e di θ .

4.2.1 SISTEMA CON SOLO SCARICATORE

In particolar modo, per quanto concerne la configurazione del sistema di drenaggio che preveda la presenza del solo scaricatore di piena, sono state proposte le seguenti espressioni:

$$\eta = a \cdot \ln C + b \quad (4.1)$$

$$\theta = \frac{1}{(d + e \cdot C)} \quad (4.2)$$

dove a , b , d ed e sono coefficienti numerici, calcolati minimizzando lo scarto quadratico medio rispetto ai valori medi effettivi.

Per il calcolo di tali espressioni si sono trascurati i valori della portata di taglio dello scaricatore superiori a 10, essendo difficilmente proponibili dal punto di vista progettuale.

In Tabella 4.1 sono indicati i valori delle costanti, ricavate (con coefficienti di correlazione prossimi all'unità) sia per il sistema misto che per quello separato.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.26	0.36
b	0.13	-0.12
d	1.00	0.70
e	0.30	0.30

Tabella 4.1 - Valori dei coefficienti a, b, d ed e delle espressioni (4.1) e (4.2)

Nelle Figure 4.1 e 4.2 sono riportati, rispettivamente, le curve di η e θ per il sistema separato; in Figura 4.3 e Figura 4.4 le curva di η e θ .

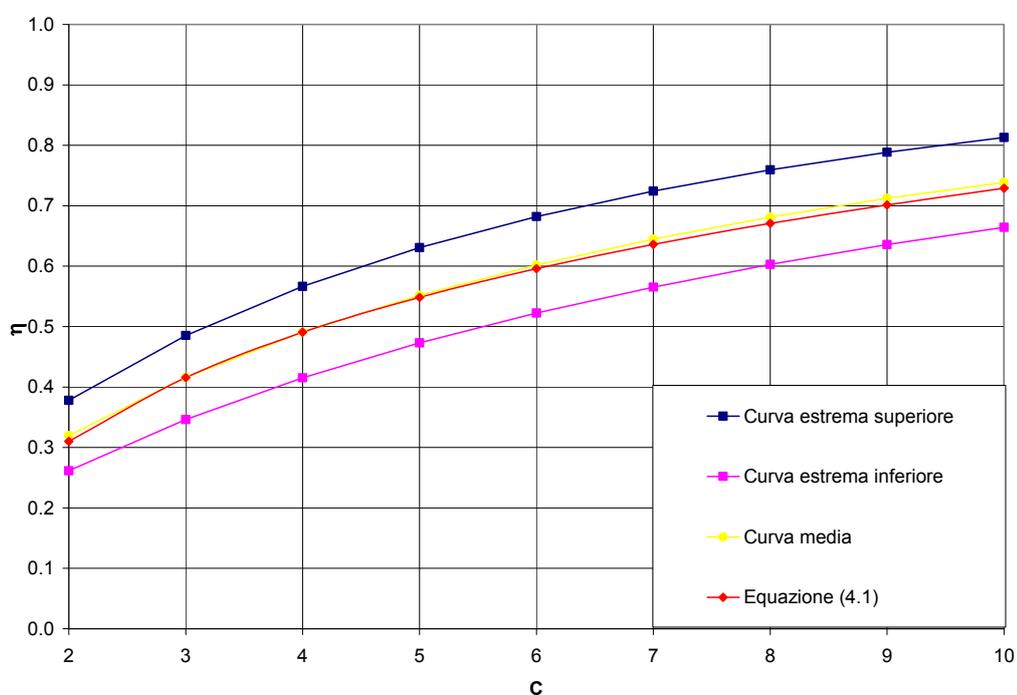


Figura 4.1 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato.

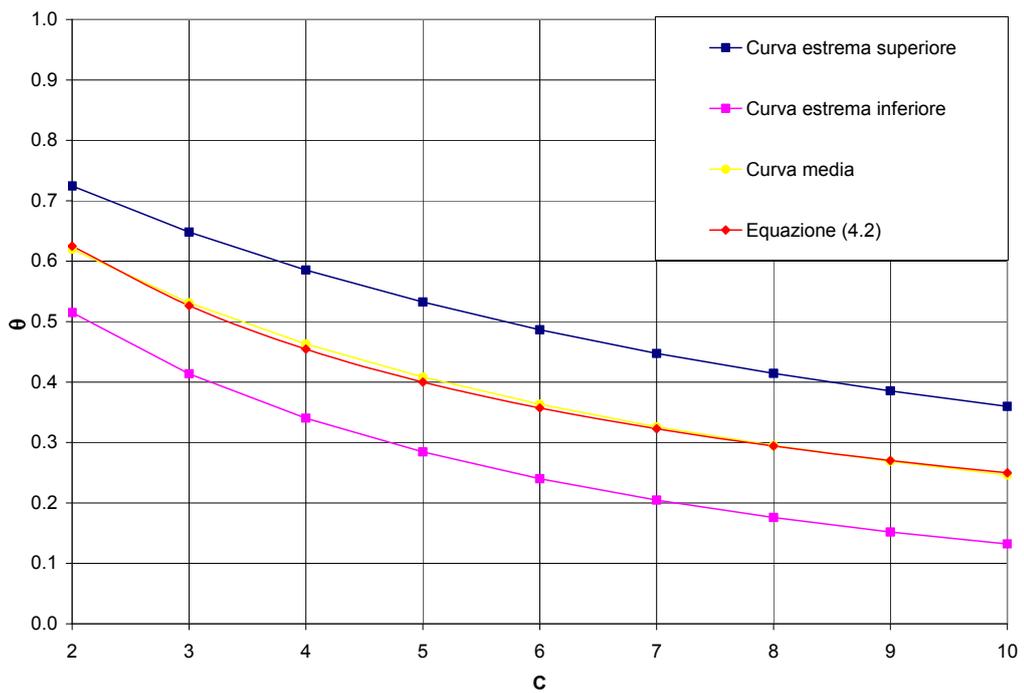


Figura 4.2 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato.

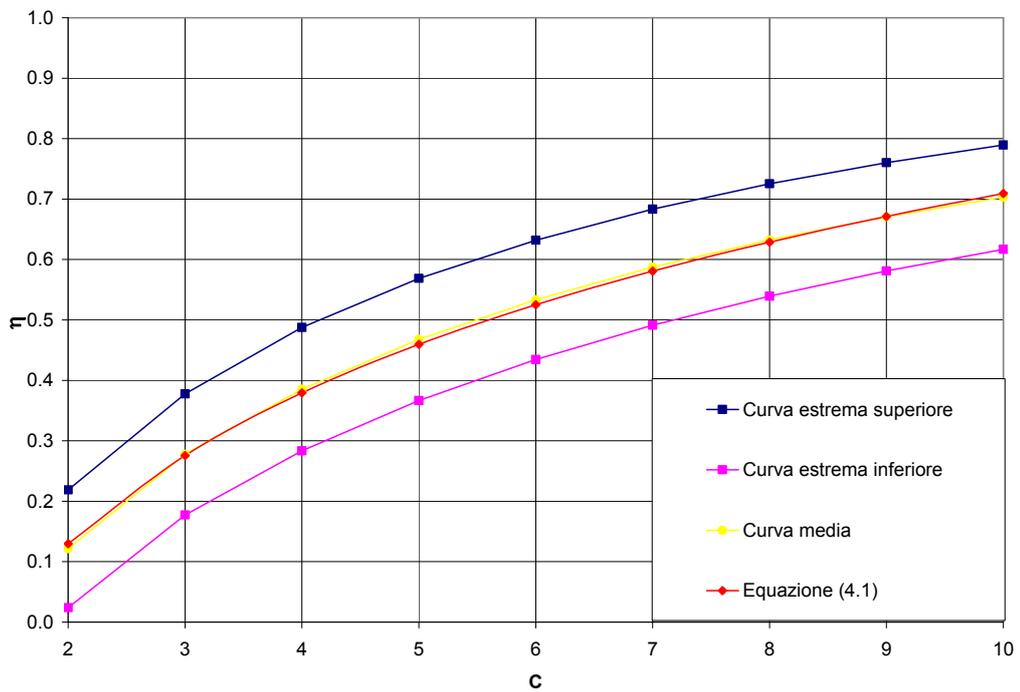


Figura 4.3 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto.

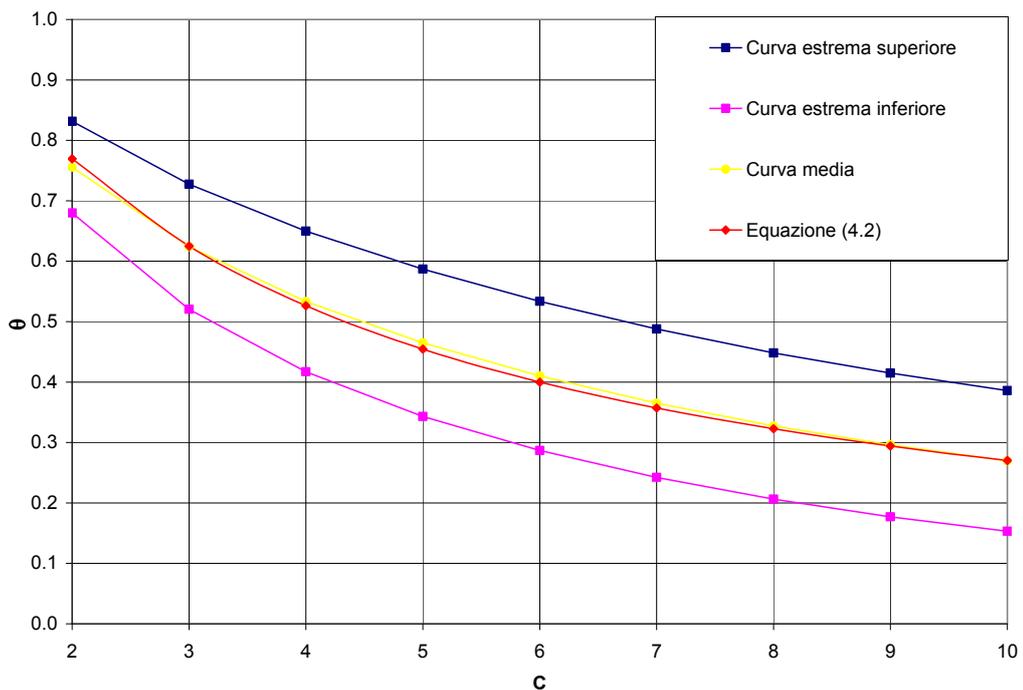


Figura 4.4 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto.

E' possibile notare come le espressioni semplificate risultino praticamente sovrapposte alla spezzata unente i valori mediani.

In particolare, per il sistema separato, il calcolo di η attraverso la (4.1) dà luogo ad uno scostamento massimo pari a 0.09, mentre l'impiego della (4.2) conduce ad uno scostamento massimo dei valori di θ pari a 0.13. Per il sistema misto, invece, il calcolo di η attraverso la (4.1) porta ad uno scostamento massimo pari a 0.11, mentre esso risulta pari a 0.13 impiegando la (4.2).

4.2.1 SISTEMA CON SCARICATORE E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI TRANSITO

Anche nel caso di sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di transito si è ricercata una semplice espressione analitica della media dei valori estremi di $\eta(V)$ e di $\theta(V)$.

In particolare, le espressioni proposte sono le seguenti:

$$\eta(V) = a \cdot [b - \exp(c \cdot V)] \quad (4.3)$$

$$\theta(V) = \frac{1}{(d + e \cdot V)} \quad (4.4)$$

dove a, b, c, d ed e sono coefficienti numerici, calcolati minimizzando lo scarto quadratico medio rispetto ai valori medi effettivi.

La scelta di tali particolari espressioni è dovuta al fatto che esse riescono a descrivere bene, in tutti i casi esaminati, l'andamento dei punti mediani dei fusi con coefficienti di correlazione molto prossimi all'unità.

Le Tabelle 4.2, 4.3 e 4.4 riportano i valori di tali coefficienti, nel caso di portata di taglio dello scaricatore rispettivamente pari a $3 Q_{mn}$, $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$, sia per il sistema separato che per quello misto.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.508	0.605
b	1.821	1.463
c	-0.017	-0.015
d	1.971	1.665
e	0.020	0.015

Tabella 4.2 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=3 Q_{mn}$)

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.404	0.474
b	2.365	1.982
c	-0.019	-0.017
d	2.541	2.197
e	0.031	0.026

Tabella 4.3 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=5 Q_{mn}$)

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.323	0.369
b	2.997	2.588
c	-0.020	-0.019
d	3.189	2.819
e	0.039	0.034

Tabella 4.4 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=7 Q_{mn}$)

Nei grafici seguenti sono riportate le curve relative alle equazioni (4.3) e (4.4), unitamente a quelle dei valori mediani e quelli estremi, per i C pari a $5 Q_{mn}$, sia per il sistema misto che per quello separato. Quelli relativi alle portate di taglio di $3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$ sono riportate in Appendice C da Figura C.25 a Figura C.32.

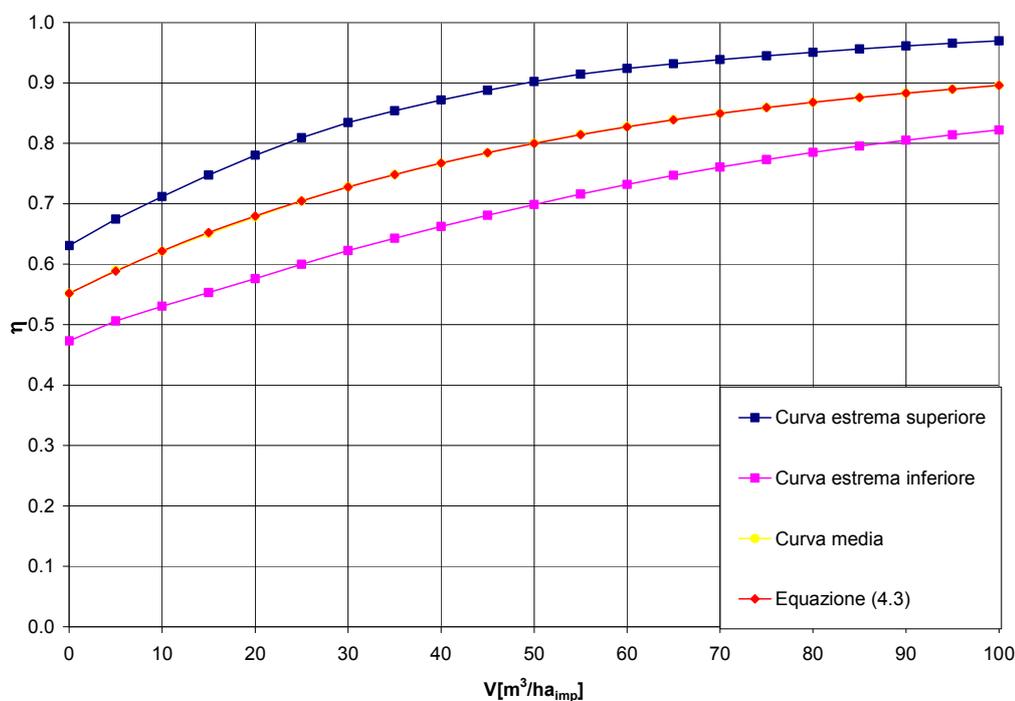


Figura 4.5 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=5 Q_{mn}$)

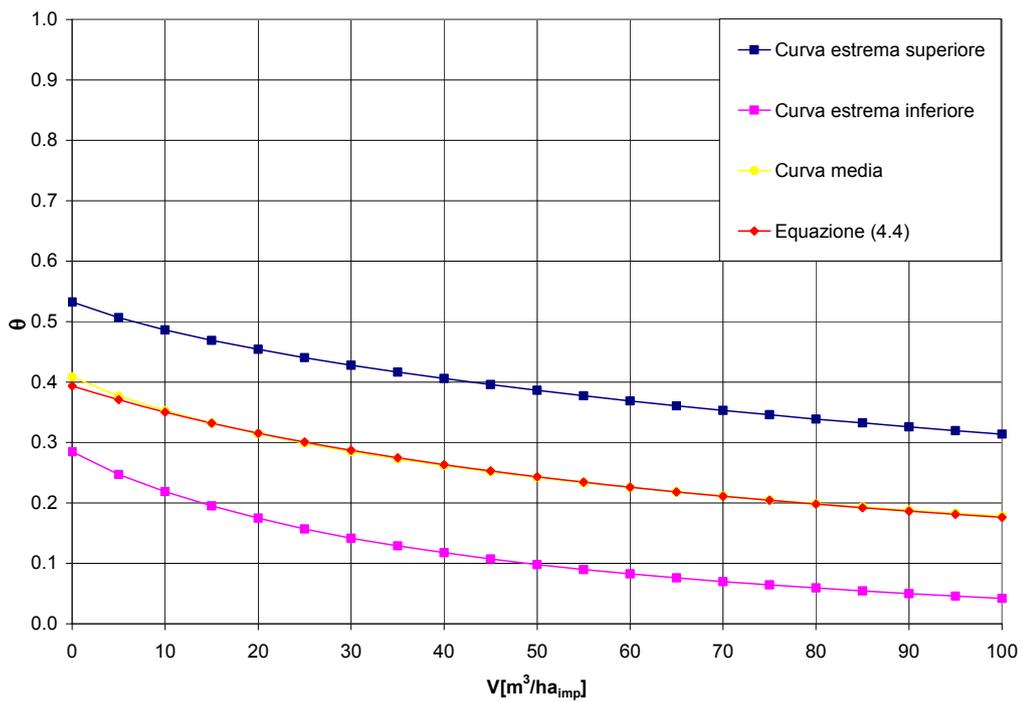


Figura 4.6 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=5 Q_{mn}$)

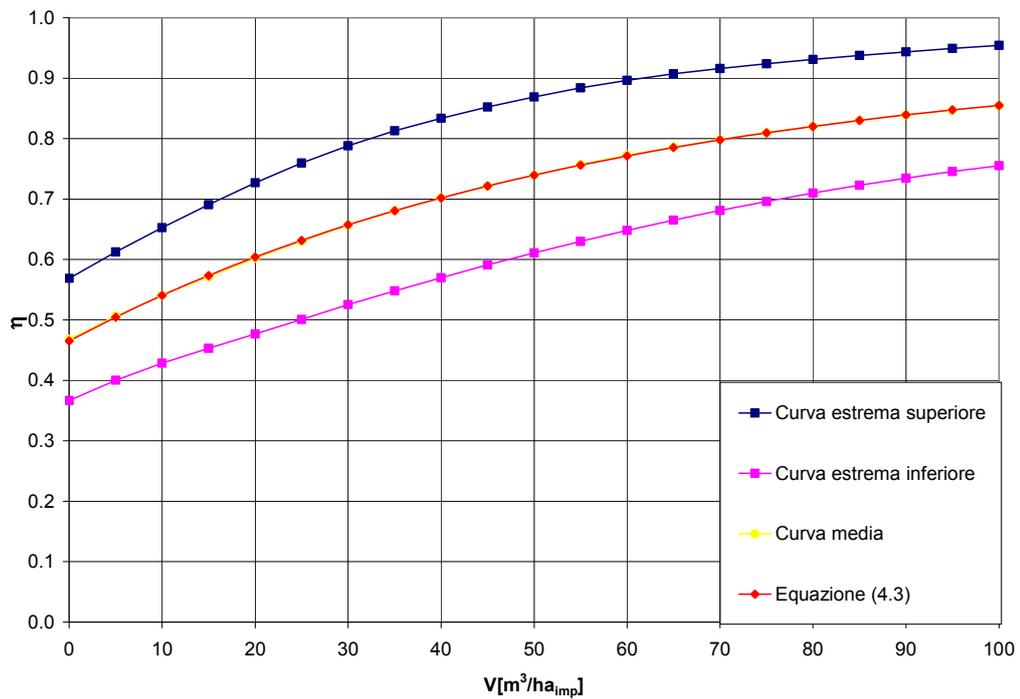


Figura 4.7 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=5 Q_{mn}$)

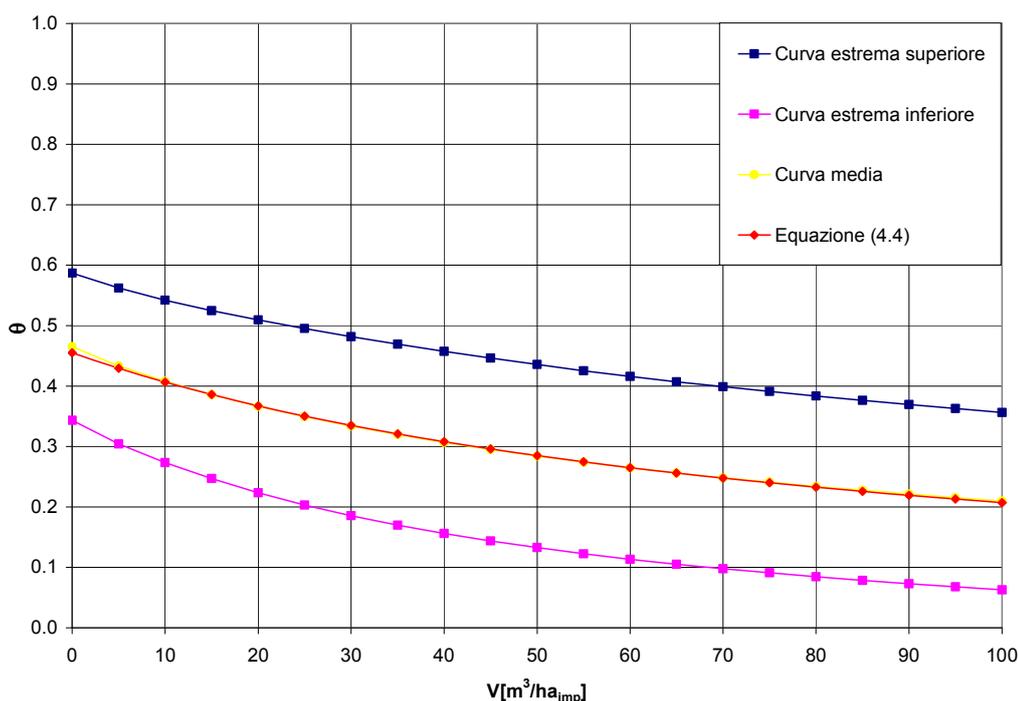


Figura 4.8 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=5 Q_{mn}$)

La stima di $\eta(V)$ attraverso l'equazione (4.3) e di $\theta(V)$ attraverso la (4.4) porta agli scostamenti massimi (Δ) rispetto ai valori ottenibili attraverso la simulazione numerica per le due stazioni estreme, riportati in Tabella 4.5.

	$C = 3 Q_{mn}$	$C = 5 Q_{mn}$	$C = 7 Q_{mn}$
$\Delta\eta$ (sistema separato)	0.12	0.11	0.09
$\Delta\theta$ (sistema separato)	0.17	0.15	0.13
$\Delta\eta$ (sistema misto)	0.16	0.13	0.12
$\Delta\theta$ (sistema misto)	0.18	0.15	0.14

Tabella 4.5 – Massimi scostamenti in valore assoluto rispetto ai valori estremi. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea.

4.2.2 SISTEMA CON VASCA DI PRIMA PIOGGIA IN LINEA

Le espressioni (4.3) e (4.4) sono state utilizzate anche per descrivere il comportamento medio nel caso di sistema di drenaggio dotato di vasca di prima

pioggia in linea. Le Tabelle 4.6, 4.7 e 4.8 riportano, sia per sistema misto che separato, i valori dei parametri a, b, c, d ed e, per la vasca avente una bocca di efflusso in grado di smaltire una portata pari a, rispettivamente, $3 Q_{mn}$, $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.526	0.619
b	1.799	1.459
c	-0.020	-0.018
d	1.942	1.657
e	0.023	0.017

Tabella 4.6 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$)

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.401	0.466
b	2.385	2.009
c	-0.025	-0.023
d	2.548	2.222
e	0.033	0.029

Tabella 4.7 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$)

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.316	0.362
b	3.050	2.628
c	-0.028	-0.027
d	3.216	2.862
e	0.042	0.037

Tabella 4.8 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$)

Le Figure seguenti, invece, riportano la rappresentazione grafica delle equazioni semplificate, unitamente a quella dei valori medi ed estremi, per la configurazione $C = 5 Q_{mn}$ (le Figure in Appendice C dalla C.33 alla C.40 sono relative alle configurazioni con portata di soglia dello scaricatore pari a $3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$).

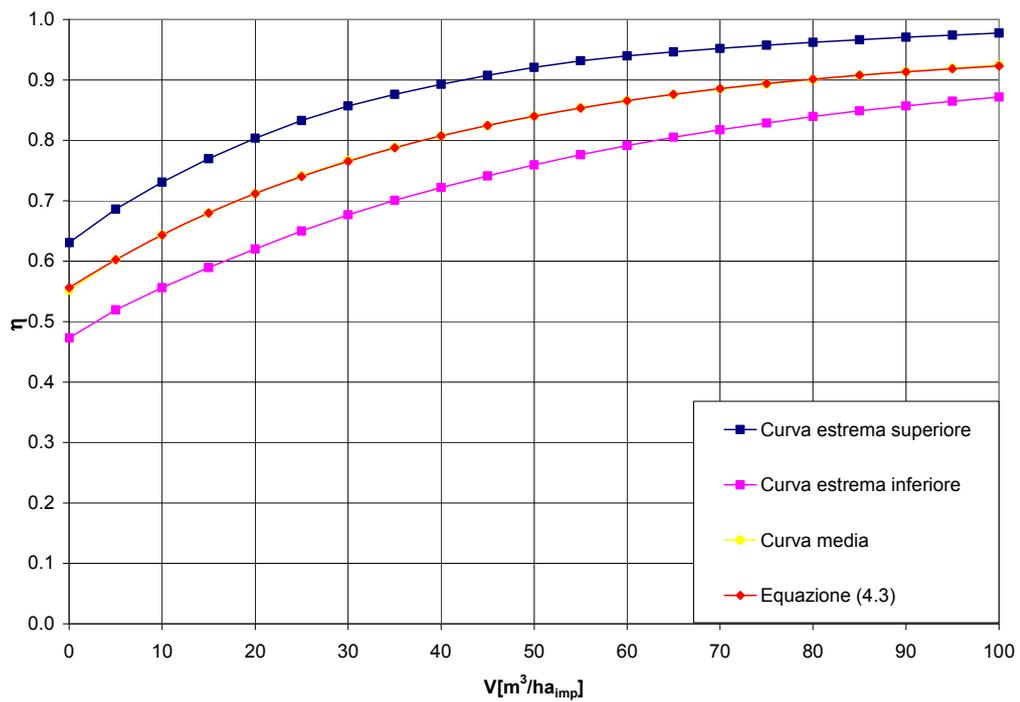


Figura 4.9 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$)

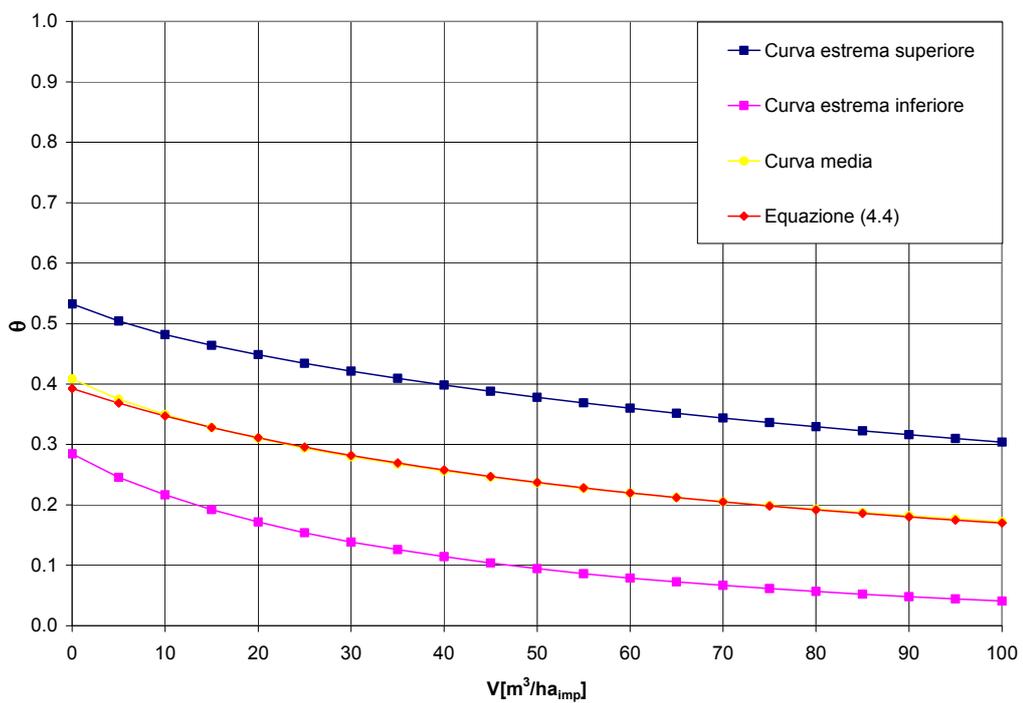


Figura 4.10 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$)

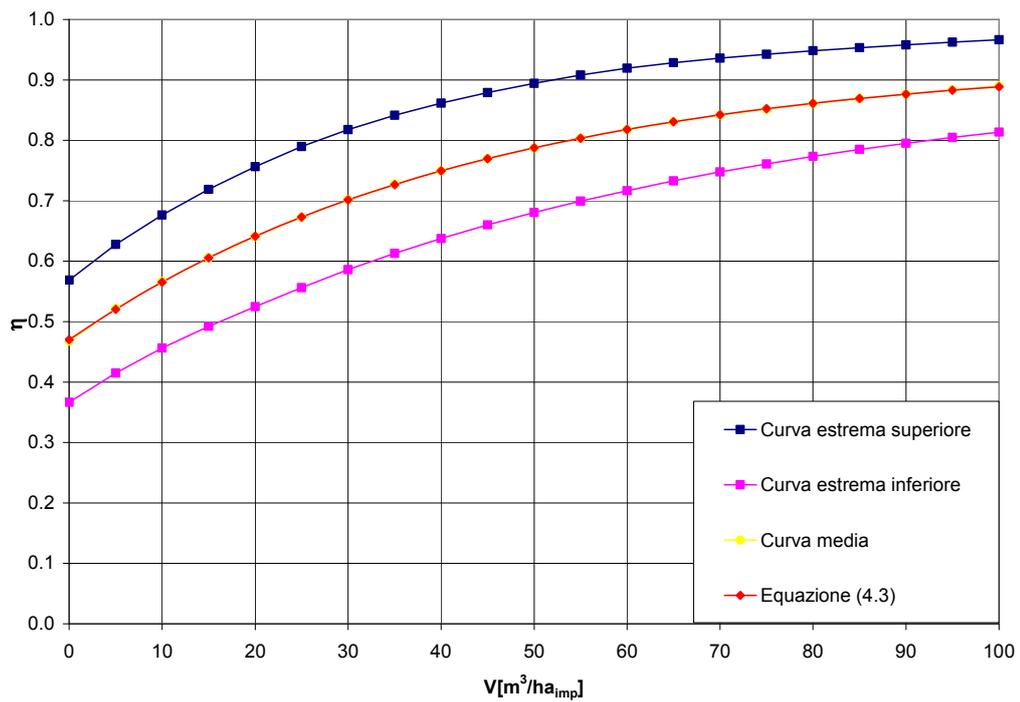


Figura 4.11 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$)

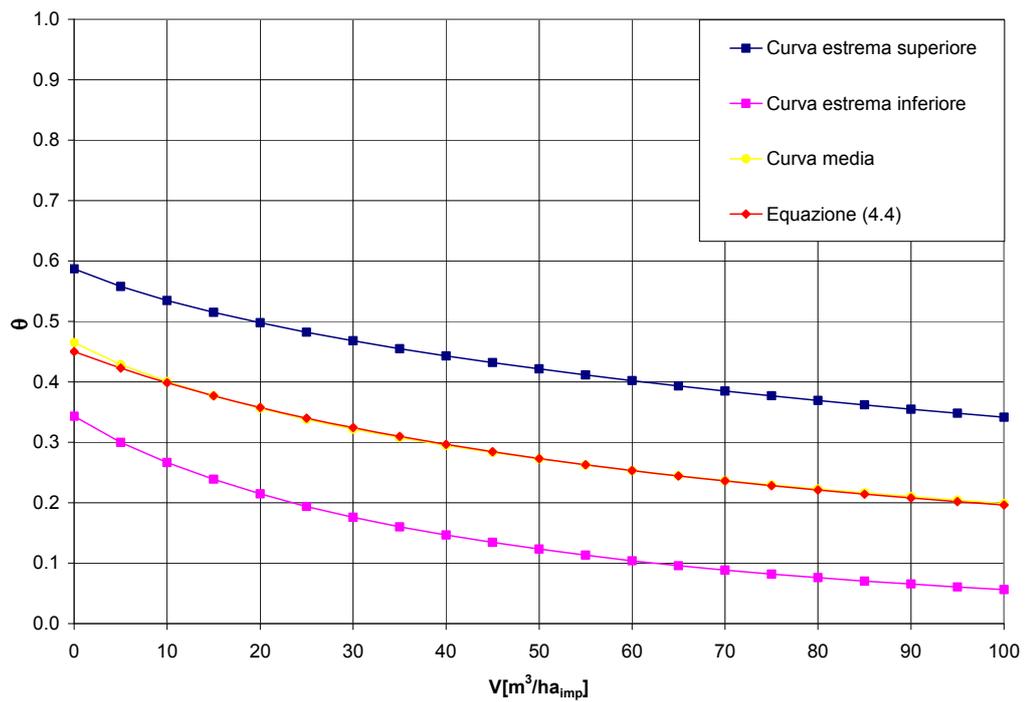


Figura 4.12 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$)

La stima di $\eta(V)$ attraverso l'equazione (4.3) e di $\theta(V)$ attraverso la (4.4) porta agli scostamenti massimi (Δ) rispetto ai valori ottenibili attraverso la

simulazione numerica per le due stazioni estreme, riportati in Tabella 4.9.

	$C = 3 Q_{mn}$	$C = 5 Q_{mn}$	$C = 7 Q_{mn}$
$\Delta\eta$ (sistema separato)	0.11	0.09	0.08
$\Delta\theta$ (sistema separato)	0.16	0.14	0.14
$\Delta\eta$ (sistema misto)	0.14	0.12	0.10
$\Delta\theta$ (sistema misto)	0.17	0.15	0.14

Tabella 4.9 – Massimi scostamenti in valore assoluto rispetto ai valori estremi. Sistema con vasca in linea.

4.2.3 SISTEMA CON SCARICATORE E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI CATTURA

Analogamente a quanto visto in precedenza si è proceduto per il sistema con scaricatore e vasca di cattura fuori linea.

Le Tabelle 4.10, 4.11 e 4.12 riportano, sia per sistema misto che separato, i valori dei parametri a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4), per la vasca avente una bocca di efflusso in grado di smaltire una portata pari a, rispettivamente, $3 Q_{mn}$, $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.592	0.687
b	1.688	1.386
c	-0.046	-0.039
d	1.976	1.668
e	0.020	0.015

Tabella 4.10 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con scaricatore ($C=3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.456	0.522
b	2.194	1.874
c	-0.054	-0.047
d	2.551	2.205
e	0.031	0.026

Tabella 4.11 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con scaricatore ($C=5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

	Sistema separato	Sistema misto
a	0.359	0.407
b	2.785	2.424
c	-0.060	-0.054
d	3.205	2.830
e	0.039	0.034

Tabella 4.12 - Valori dei coefficienti a, b, c, d ed e delle equazioni (4.3) e (4.4). Sistema accoppiato con scaricatore ($C=7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

Le Figure seguenti, invece, riportano la rappresentazione grafica delle equazioni semplificate, unitamente a quella dei valori medi ed estremi, solo con riferimento al sistema con una portata di taglio dello scaricatore pari a $5 Q_{mn}$. I grafici per $C = 3Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$ sono riportati in Appendice C, dalla Figura C.41 alla Figura C.48.

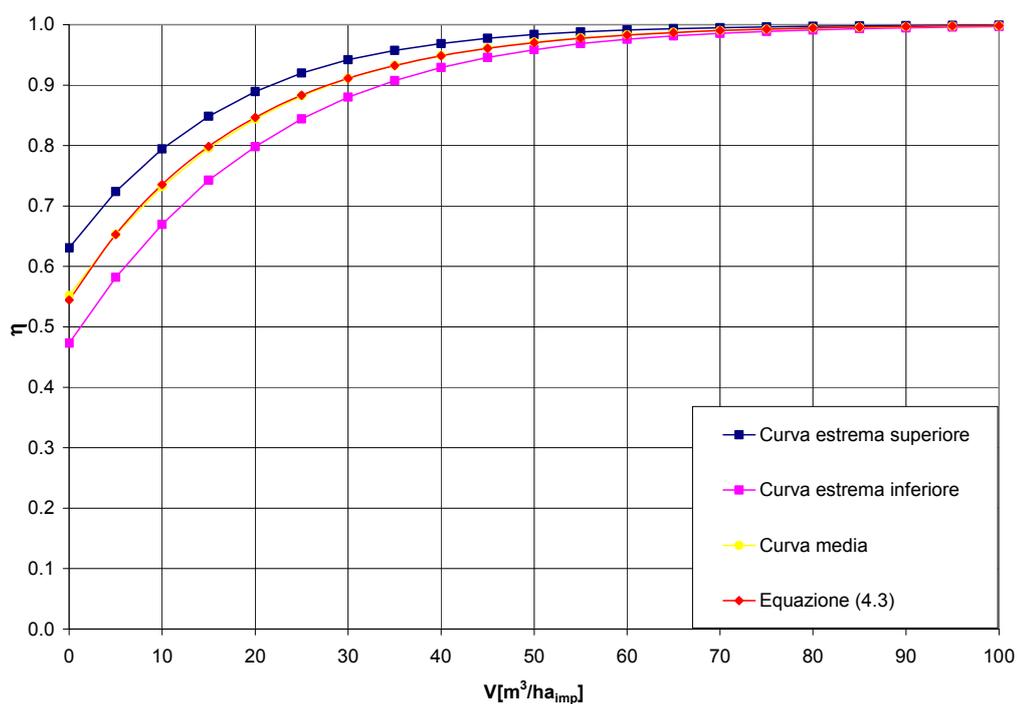


Figura 4.13 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

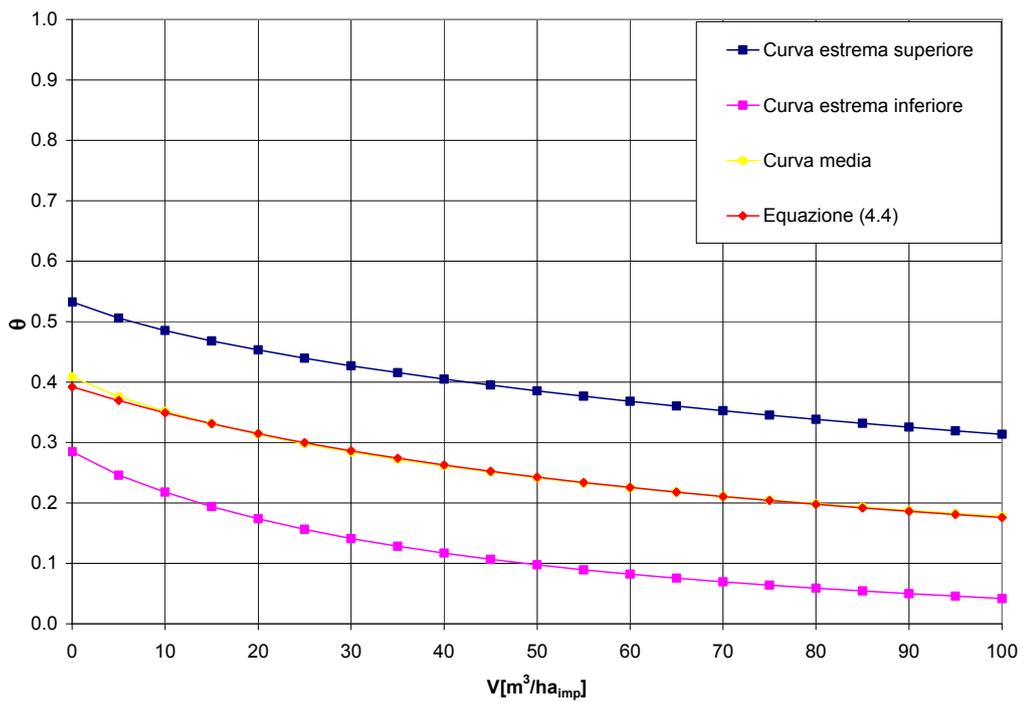


Figura 4.14- Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

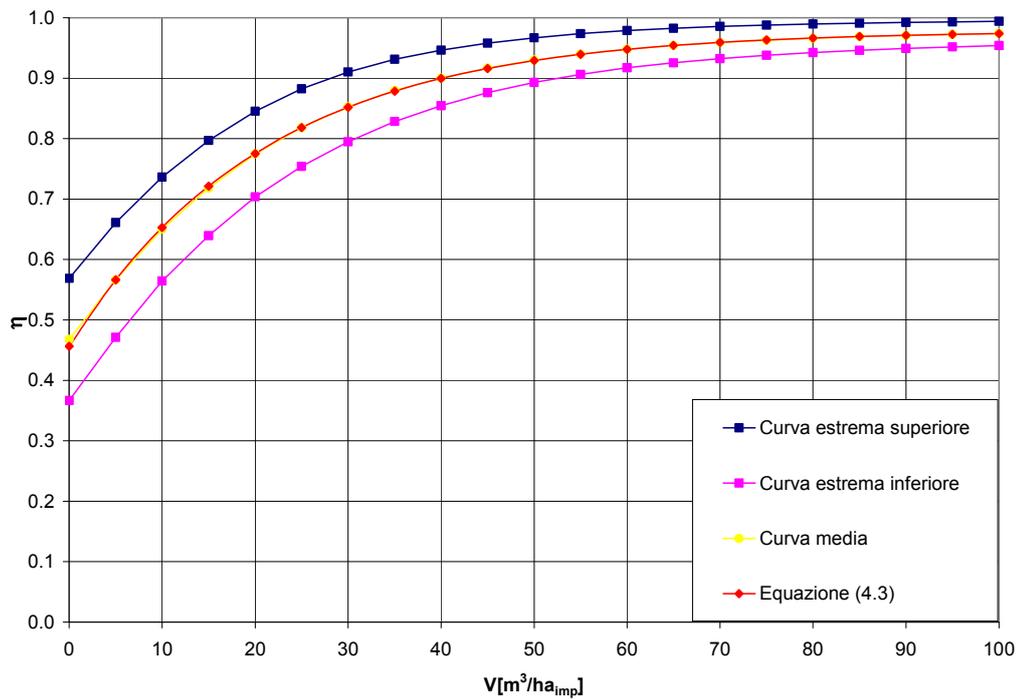


Figura 4.15 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

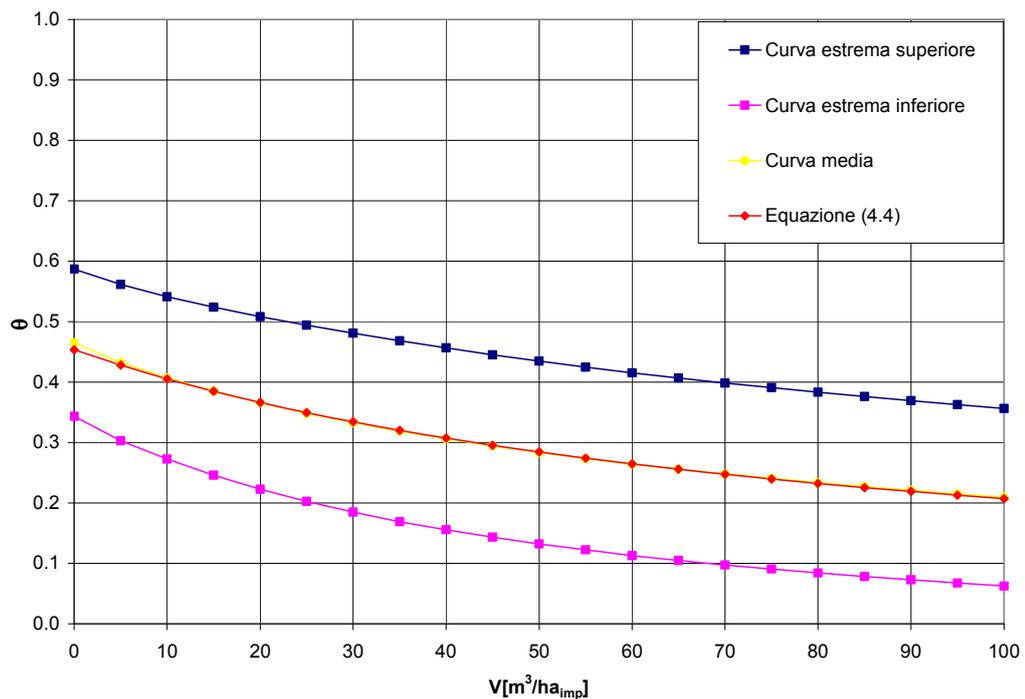


Figura 4.16 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

La stima di $\eta(V)$ attraverso l'equazione (4.3) e di $\theta(V)$ attraverso la (4.4) porta agli scostamenti massimi (Δ) rispetto ai valori ottenibili attraverso la simulazione numerica per le due stazioni estreme, riportati in Tabella 4.13.

	$C = 3 Q_{mn}$	$C = 5 Q_{mn}$	$C = 7 Q_{mn}$
$\Delta\eta$ (sistema separato)	0.08	0.09	0.08
$\Delta\theta$ (sistema separato)	0.17	0.15	0.14
$\Delta\eta$ (sistema misto)	0.11	0.11	0.10
$\Delta\theta$ (sistema misto)	0.18	0.15	0.14

Tabella 4.13 – Massimi scostamenti in valore assoluto rispetto ai valori estremi. Sistema accoppiato con scaricatore e vasca fuori linea di cattura.

Alla luce dei risultati esposti nei paragrafi precedenti, è evidente quanto modesti risultino gli scostamenti tra i valori estremi e quelli ricavabili attraverso le relazioni semplificate proposte nelle varie configurazioni. Per tale ragione, si ritiene, quindi, che la (4.1) e (4.2) siano sufficientemente attendibili ai fini della

valutazione quali-quantitativa dell'efficienza del sistema (sia con solo scaricatore che accoppiato) e, pertanto, utilizzabili per una stima preliminare dei volumi e del quantitativo di SST scaricati in un corpo riceettore nel caso di bacini campani.

4.3 SECONDO APPROCCIO SEMPLIFICATO: L' ALTEZZA MEDIA PER GIORNO PIOVOSO

Sebbene la dipendenza di η e θ dal regime pluviometrico risulti generalmente modesta, appare, tuttavia, evidente che in alcuni casi non risulta trascurabile. Per tale ragione non si potrà prescindere dal considerare anche tale influenza, qualora si richiedesse uno studio di maggior dettaglio.

Ciò ha suggerito di ricercare altre espressioni che consentissero di ricavare direttamente η e θ senza dover realizzare simulazioni numeriche, tenendo altresì in considerazione la pluviometria dell'area oggetto di studio.

In particolar modo, dai dati di pioggia di ciascuna delle stazioni esaminate, è stata ricavata una grandezza ritenuta rappresentativa del regime pluviometrico: l'altezza di pioggia per giorno piovoso (h_{gp}). Essa è stata ottenuta, per ogni località, rapportando l'altezza media di pioggia annua cumulata (h_{annua}) al numero medio annuo di giorni piovosi (n_{gp}). E' considerato "giorno piovoso" quello caratterizzato da un'altezza di pioggia cumulata nelle 24 ore maggiore di 1 mm.

Nella Tabella 4.14 vengono riportati, per ciascuna stazione e per ogni anno in cui si hanno dati pluviometrici a disposizione, il numero di giorni piovosi e l'altezza di pioggia cumulata annua.

Nella Tabella 4.15, invece, per ciascuna stazione è riportata l'altezza di pioggia media annua nel periodo di osservazione, il numero medio annuo di giorni piovosi e l'altezza media per giorno piovoso (h_{gp}) data dal rapporto tra le due grandezze precedenti.

	1999		2000		2001		2002		2003		2004		2005	
	g.p.	h [mm]												
Auletta	98.0	1041.0	81.0	863.2	91.0	772.4	92.0	925.8	86.0	932.2	97.0	1107.2	100.0	1301.8
Bellosguardo	87.0	816.2	60.0	479.8	81.0	763.4	97.0	953.4	81.0	872.0	92.0	964.8		
Benevento	79.0	683.4	61.0	439.4	65.0	369.4	67.0	415.0	71.0	541.6	92.0	673.2	96.0	757.2
Castelluccio	91.0	960.4	77.0	781.4	90.0	744.4	92.0	946.2	83.0	852.2	95.0	968.6	98.0	1166.2
CastelVolturno									66.0	581.6	100.0	966.0	94.0	1027.8
Cervinara					82.0	1189.0	103.0	1297.8	93.0	1604.2	115.0	1776.6	119.0	1865.4
Cetronico	112.0	1220.8	82.0	900.4	83.0	932.0	106.0	1053.4	83.0	1065.2	100.0	1345.4	118.0	1326.6
ColleSannita							92.0	811.6	82.0	831.4	106.0	924.8	106.0	929.2
Grazzanise	90.0	865.2	68.0	737.0	56.0	551.4	83.0	865.2	73.0	754.4	92.0	971.2	63.0	730.2
Massalubrense					79.0	890.2	82.0	934.2	62.0	715.6	97.0	1221.0	102.0	1147.6
Mercogliano					104.0	1345.6	119.0	1463.2	97.0	1649.2	116.0	1959.0	134.0	1849.2
MonteEpomeo					70.0	647.8	72.0	725.2	60.0	573.0	95.0	859.0	95.0	1073.4
Montella	118.0	2170.4	93.0	1328.4	106.0	1194.4	111.0	1283.2	108.0	1614.8	117.0	1744.2		
Montemarano	104.0	1276.0	82.0	989.2	101.0	823.8	104.0	869.0	99.0	1115.0	105.0	1208.2	113.0	1186.6
NapoliCamaldoli					73.0	694.4	85.0	711.2	66.0	687.4	91.0	868.8	99.0	1099.4
NapoliCapodimonte					78.0	886.2	84.0	823.8	70.0	851.4	101.0	1167.8	102.0	1350.0
Ottaviano					81.0	981.6	84.0	975.6	69.0	908.0	97.0	1238.8	100.0	1360.6
Paduli	83.0	751.6	67.0	554.6	85.0	587.0	88.0	585.0	74.0	626.2	90.0	696.6		
PersanoSele	85.0	811.4	74.0	700.0	71.0	742.0	87.0	769.6	69.0	725.0	84.0	893.8	90.0	865.2
Pietramelara					72.0	870.8	94.0	955.6	77.0	983.4	103.0	1493.8	104.0	1274.0
Pontecamerelle	77.0	1456.8	103.0	1314.6	101.0	1499.6	87.0	1030.2	86.0	1093.4	102.0	1195.2	83.0	1386.2
Pozzuoli					77.0	774.0	78.0	717.6	68.0	750.6	85.0	870.6	91.0	1167.0
Salerno					81.0	977.6	91.0	969.6	78.0	1182.2	96.0	1251.2	106.0	1378.8
SanCastrese							81.0	748.6	74.0	716.0	98.0	1162.4	98.0	1155.4
SanMauro	96.0	993.4	81.0	779.0	75.0	846.6	94.0	895.8	70.0	969.6	95.0	1298.6	102.0	1049.8
SanPietro	111.0	1479.4	86.0	979.2	88.0	1056.8	113.0	1153.2	91.0	1340.0	106.0	1471.0	122.0	1615.2
Senerchia	117.0	1887.4	88.0	1256.4	113.0	1329.2	110.0	1556.0	105.0	1606.2	112.0	1639.6	123.0	1835.2

Tabella 4.14 – Altezza di pioggia cumulata annua e numero di giorni piovosi

Stazioni pluviografiche		h_{annua} [mm]	n_{gp}	h_{gp} [mm]
1	Auletta	991.9	92.1	10.8
2	Bellosguardo	808.3	83.0	9.7
3	Benevento	554.2	75.9	7.3
4	CastelVolturno	858.5	86.7	9.9
5	Castelluccio	917.1	89.4	10.3
6	Cervinara	1546.6	102.4	15.1
7	Cetronico	1120.5	97.7	11.5
8	Colle Sannita	874.3	96.5	9.1
9	Grazzanise	782.1	75.0	10.4
10	Massa Lubrense	981.7	84.4	11.6
11	Mercogliano	1653.2	114.0	14.5
12	Monte Epomeo	775.7	78.4	9.9
13	Montella	1555.9	108.8	14.3
14	Montemarano	1066.8	101.1	10.5
15	Napoli Camaldoli	812.2	82.8	9.8
16	Napoli Capodimonte	1015.8	87.0	11.7
17	Ottaviano	1092.9	86.2	12.7
18	Paduli	633.5	81.2	7.8
19	Persano Sele	786.7	80.0	9.8
20	Pietramelara	1115.5	90.0	12.4
21	Pontecamerelle	1282.3	91.3	14.0
22	Pozzuoli	856.0	79.8	10.7
23	Salerno	1151.9	90.4	12.7
24	San Castrese	945.6	87.8	10.8
25	San Mauro	976.1	87.6	11.1
26	San Pietro	1299.3	102.4	12.7
27	Senerchia	1587.1	109.7	14.5

Tabella 4.15 – Altezza media per giorno piovoso per le stazioni considerate

In particolare, partendo dai risultati ottenuti con le simulazioni effettuate, sono state ricavate delle espressioni semplificate per il calcolo dell'efficienza di un intervento strutturale, sia in termini di carico di SST che di volumi liquidi recapitati nel ricettore, utilizzando solamente i dati di pioggia della particolare area di studio (ed in particolare l' h_{gp}), senza dover far ricorso alle simulazioni numeriche.

4.3.1 SISTEMA CON SOLO SCARICATORE DI PIENA

Con riferimento alle simulazioni per il sistema di drenaggio dotato di solo scaricatore di piena, per ogni valore della portata di taglio C (variabile da 2 a 20) sono riportati i punti η , ricavati attraverso le simulazioni con SWMM, in funzione delle h_{gp} relative alla stazione cui si riferiscono, sia per il sistema misto che per quello separato.

Essi, come è possibile osservare dalle Figure 4.17 (sistema separato) e Figura 4.18 (sistema misto), risultano disposti lungo delle direttrici preferenziali che, al variare della portata di taglio, sono sostanzialmente parallele tra loro, traslando verso l'alto all'aumentare di C .

In Figura 4.17 e Figura 4.18 vengono rappresentati i valori di η in funzione di h_{gp} rispettivamente per il sistema separato e quello misto.

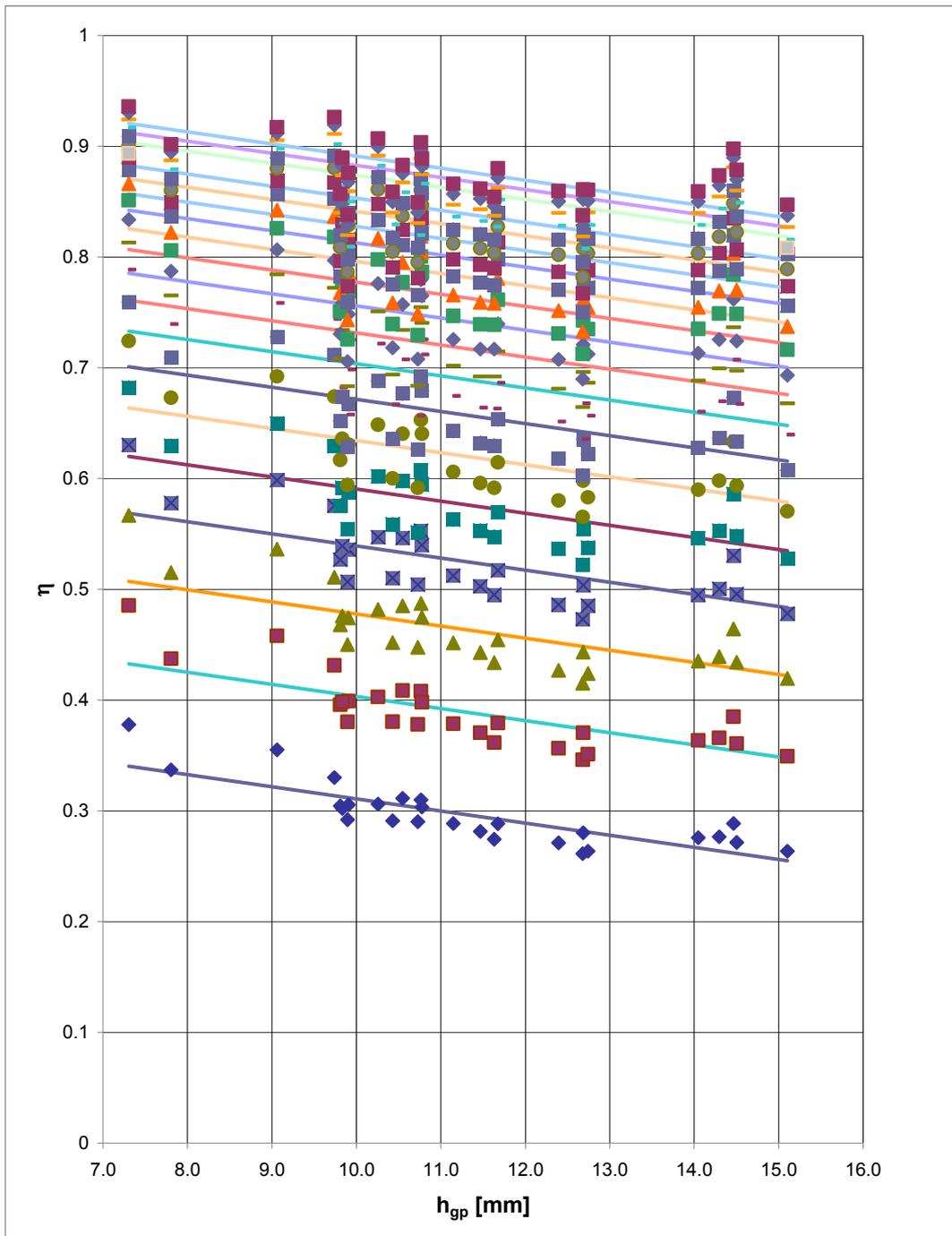


Figura 4.17 - $\eta(h_{gp})$ per il sistema separato. Sistema con solo scaricatore

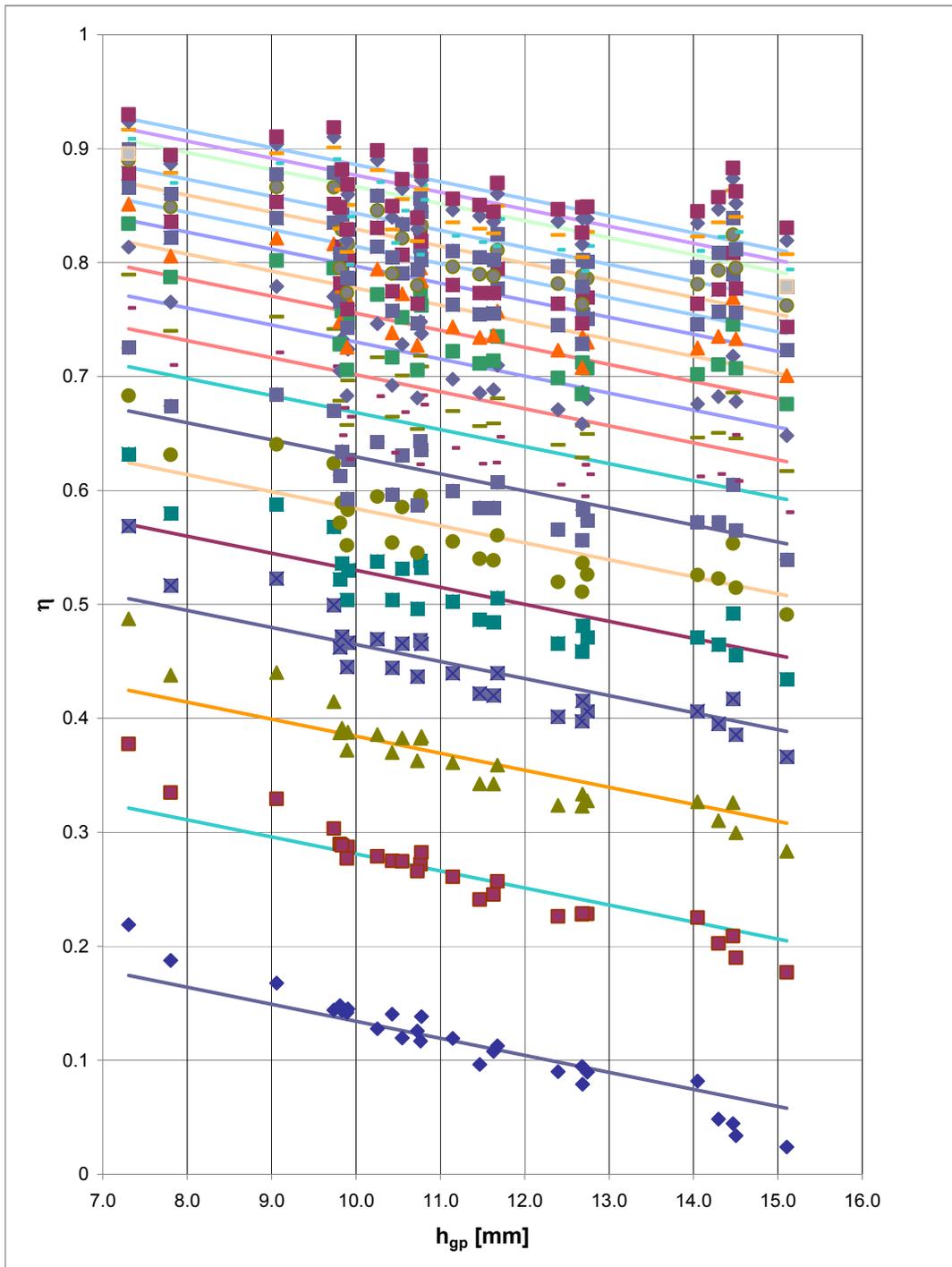


Figura 4.18 - $\eta(h_{gp})$ per il sistema misto. Sistema con solo scaricatore

Le espressioni di tali rette sono state ricavate attraverso una regressione lineare dei valori simulati a parità di C, minimizzando lo scarto quadratico medio rispetto alla totalità dei dati.

L'espressione utilizzata è

$$\eta(h_{gp}) = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma C})] + \lambda \cdot h_{gp} \quad (4.5)$$

dove λ è il coefficiente angolare ed α , β e γ i parametri della funzione esponenziale triparametrica utilizzata per esprimere il termine noto in funzione della portata di taglio C.

Osservazioni analoghe possono essere fatte per $\theta(h_{gp})$ e l'espressione utilizzata per la regressione, simile alla (4.5), è la seguente

$$\theta(h_{gp}) = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma C})] + \lambda \cdot h_{gp} \quad (4.6)$$

In Figura 4.19 e Figura 4.20 sono riportati i valori di θ in funzione di h_{gp} per il sistema separato e quello misto. In questo caso, sono i punti in basso ai diagrammi quelli relativi ai valori più alti di C.

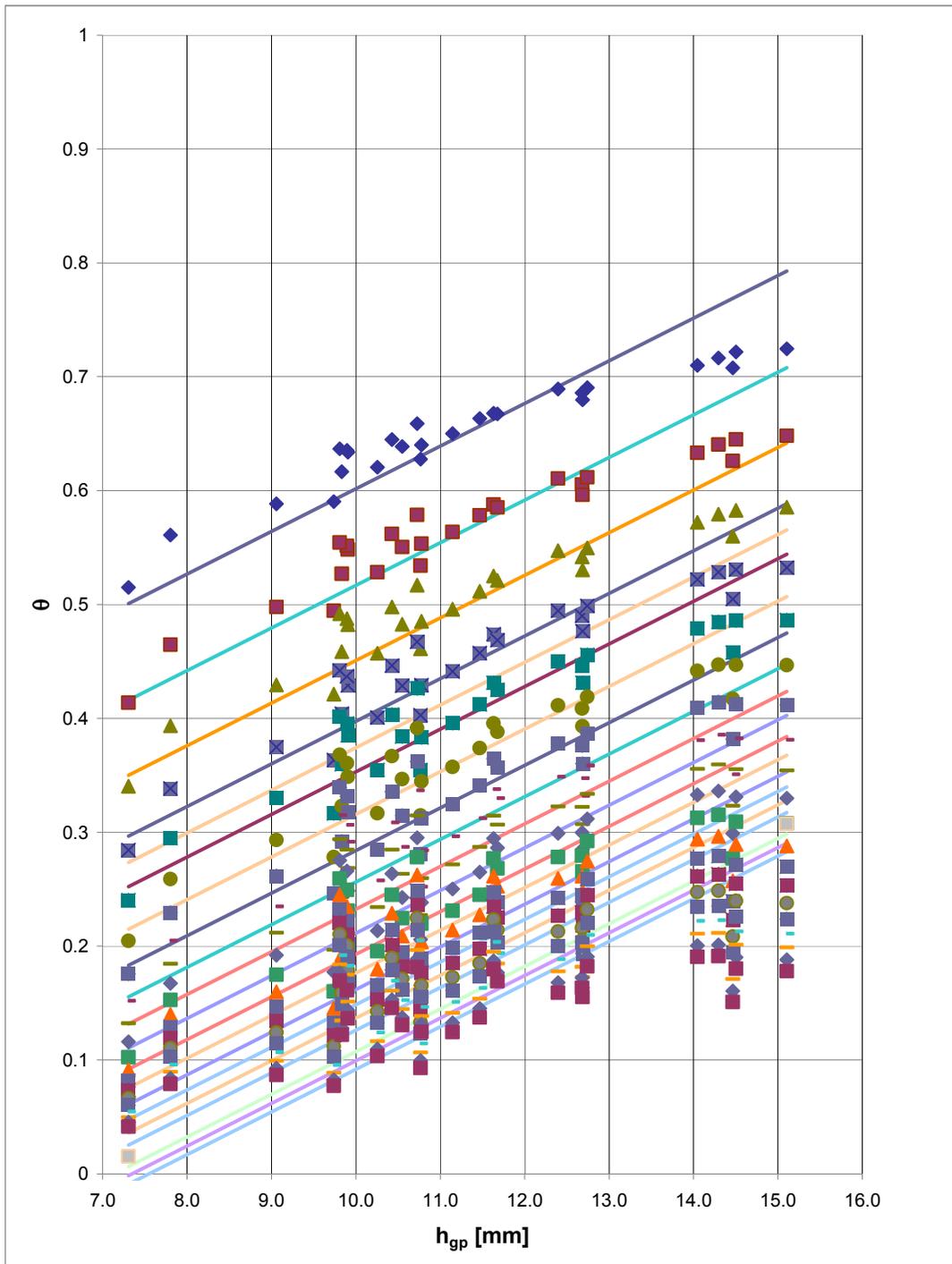


Figura 4.19 - $\theta(h_{gp})$ per il sistema separato. Sistema con solo scaricatore

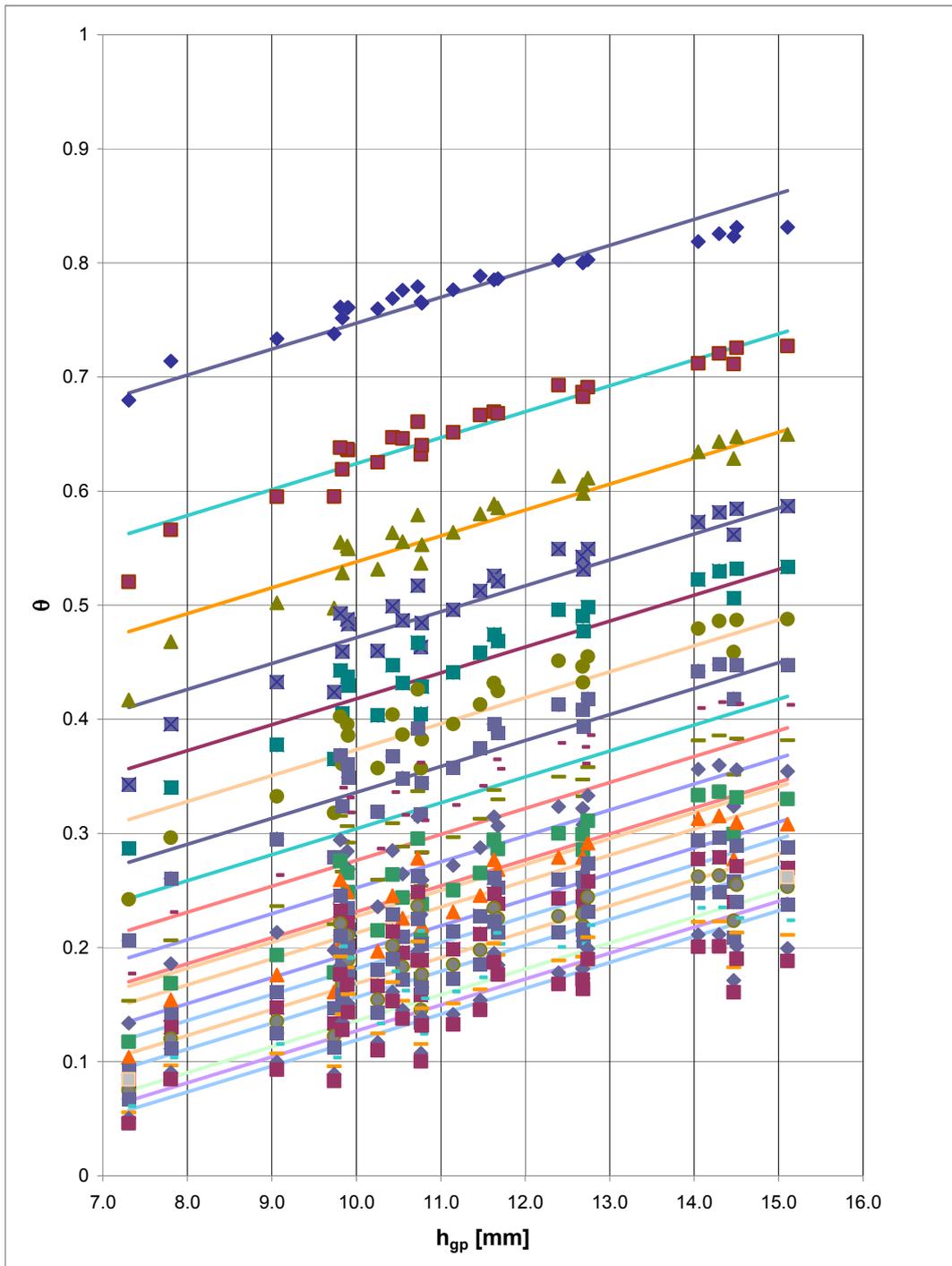


Figura 4.20 - $\theta(h_{gp})$ per il sistema misto. Sistema con solo scaricatore

I valori dei coefficienti α , β , γ e λ trovati, sia per $\eta(h_{gp})$ che per $\theta(h_{gp})$, vengono riportati in Tabella 4.16.

Sistema solo scaricatore	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.805	1.280	0.146	-0.011
θ (sistema separato)	-0.702	0.438	0.146	0.037
η (sistema misto)	1.046	1.007	0.168	-0.015
θ (sistema misto)	-0.867	0.143	0.165	0.023

Tabella 4.16 –Valori dei parametri α , β , γ e λ .

Pertanto, fissando C ed utilizzando i valori riportati in Tabella 4.16, attraverso la (4.5) e la (4.6) è possibile risalire alle espressioni rispettivamente di $\eta(h_{gp})$ e $\theta(h_{gp})$.

Come è possibile osservare, inoltre, le rette, in ogni caso, interpolano in maniera soddisfacente i dati simulati.

A conferma di ciò si nota (Figura 4.21) che la differenza massima tra valori stimati e valori calcolati è con buona approssimazione tutta contenuta nel 10%.

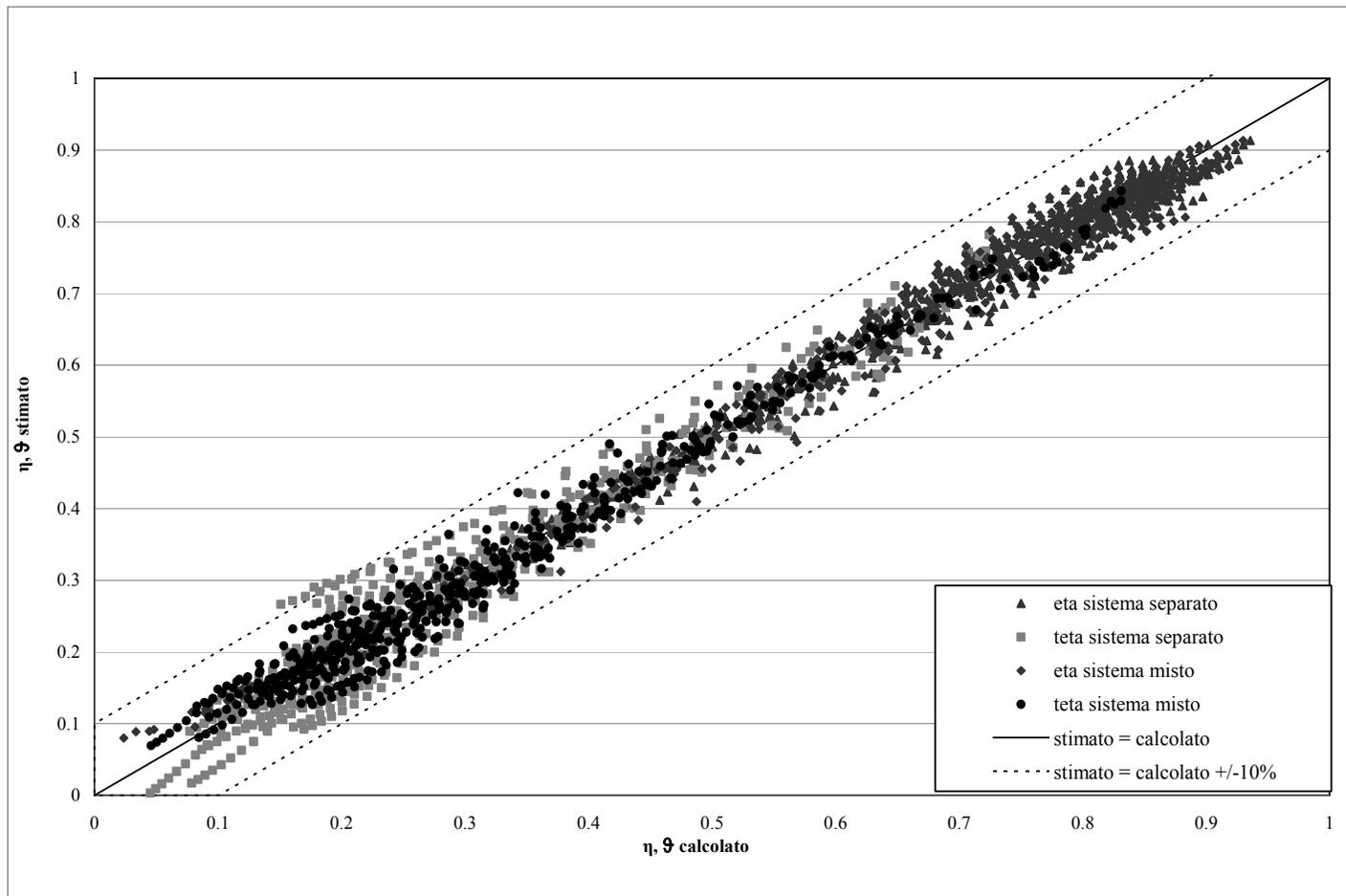


Figura 4.21 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate

Inoltre, come si evince dalla Tabella 4.17, i valori della deviazione standard e della media degli scarti percentuali (entrambi calcolati sia a parità di portata di taglio C che considerando complessivamente tutti i dati) risultano alquanto bassi. In particolare, per ogni valore dell' h_{gp} , lo scarto percentuale è stato stimato rapportando la differenza, in valore assoluto, tra il valore (di η o di θ) calcolato con le formule semplificate e quello simulato, rispetto a questo ultimo.

C			2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	Totale		
sistema separato	η	media scarti	0.015	0.016	0.018	0.020	0.021	0.022	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.022	0.022	0.021	0.021	0.021	0.020	0.020	0.020	0.021	
		dev. standard	0.010	0.013	0.016	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015
	θ	media scarti	0.028	0.022	0.022	0.023	0.024	0.024	0.025	0.026	0.027	0.029	0.030	0.031	0.033	0.034	0.036	0.037	0.038	0.039	0.041	0.041	0.041	0.031
		dev. standard	0.016	0.018	0.018	0.019	0.019	0.020	0.021	0.022	0.023	0.024	0.025	0.026	0.026	0.027	0.027	0.028	0.029	0.029	0.029	0.030	0.030	0.030
sistema misto	η	media scarti	0.024	0.014	0.018	0.018	0.018	0.019	0.020	0.021	0.022	0.023	0.023	0.023	0.022	0.022	0.022	0.021	0.021	0.021	0.022	0.023	0.023	0.021
		dev. standard	0.014	0.014	0.018	0.018	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.016	0.015	0.016	0.016	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016
	θ	media scarti	0.022	0.012	0.016	0.017	0.018	0.019	0.020	0.021	0.022	0.022	0.022	0.022	0.021	0.021	0.021	0.020	0.021	0.022	0.023	0.024	0.024	0.020
		dev. standard	0.012	0.010	0.017	0.018	0.017	0.016	0.015	0.015	0.016	0.016	0.016	0.016	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017

Tabella 4.17 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard

4.3.2 SISTEMA CON SCARICATORE DI PIENA E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI TRANSITO

Analoghe calcolazioni sono state effettuate anche per il sistema dotato di scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di transito, per i diversi valori della portata di taglio dello scaricatore ($C=3 Q_{mn}$; $C=5 Q_{mn}$; $C=7 Q_{mn}$)

Dai grafici ottenuti disponendo i punti simulati di η e di θ in funzione dell' h_{gp} , sia per il sistema misto che per quello separato, è stato possibile osservare come fossero disposti attorno a delle rette parallele tra loro al variare del volume specifico della vasca V (da 0 a 100 m³ per ettaro di superficie impermeabile).

E' stata operata anche in questo caso una regressione lineare dei vari punti sperimentali utilizzando le seguenti espressioni

$$\eta(h_{gp}) = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma V})] + \lambda \cdot h_{gp} \quad (4.7)$$

$$\theta(h_{gp}) = [\alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma V})] + \lambda \cdot h_{gp} \quad (4.8)$$

I valori dei parametri ricavati vengono riportati nelle Tabelle 4.18, 4.19, 4.20 relativamente alle tre diverse configurazioni dello scaricatore.

Sistema accoppiato (scaricatore $C=3 Q_{mn}$)	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.552	2.162	0.016	-0.022
θ (sistema separato)	-0.339	0.608	0.017	0.037
η (sistema misto)	0.647	1.956	0.014	-0.031
θ (sistema misto)	-0.376	0.424	0.016	0.038

Tabella 4.18 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a $C=3 Q_{mn}$.

Sistema accoppiato (scaricatore $C=5 Q_{mn}$)	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.441	2.652	0.018	-0.018
θ (sistema separato)	-0.305	0.804	0.018	0.034
η (sistema misto)	0.515	2.402	0.016	-0.025
θ (sistema misto)	-0.342	0.727	0.016	0.036

Tabella 4.19 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a $C=5 Q_{mn}$.

Sistema accoppiato (scaricatore $C=7 Q_{mn}$)	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.351	3.239	0.020	-0.015
θ (sistema separato)	-0.255	0.907	0.018	0.030
η (sistema misto)	0.402	2.961	0.018	-0.020
θ (sistema misto)	-0.282	0.871	0.017	0.032

Tabella 4.20 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a $C=7 Q_{mn}$.

Nelle successive Figure sono rappresentate le rette $\eta(h_{rd})$ e $\theta(h_{rd})$ utilizzando la (4.7) e la (4.8) con i valori della Tabella 4.19 (quindi con riferimento a $C = 5 Q_{mn}$); unitamente vengono riportati i punti ricavati dalle simulazioni con SWMM. Nei grafici, a parità di h_{gp} , i valori di η più alti sono quelli relativi alle volumetrie maggiori (viceversa accade per θ). Per quanto, invece, riguarda le risultanze grafiche relative a $C = 3 Q_{mn}$ e $C = 7 Q_{mn}$ sono riportate in Appendice C, da Figura C.49 a Figura C.56.

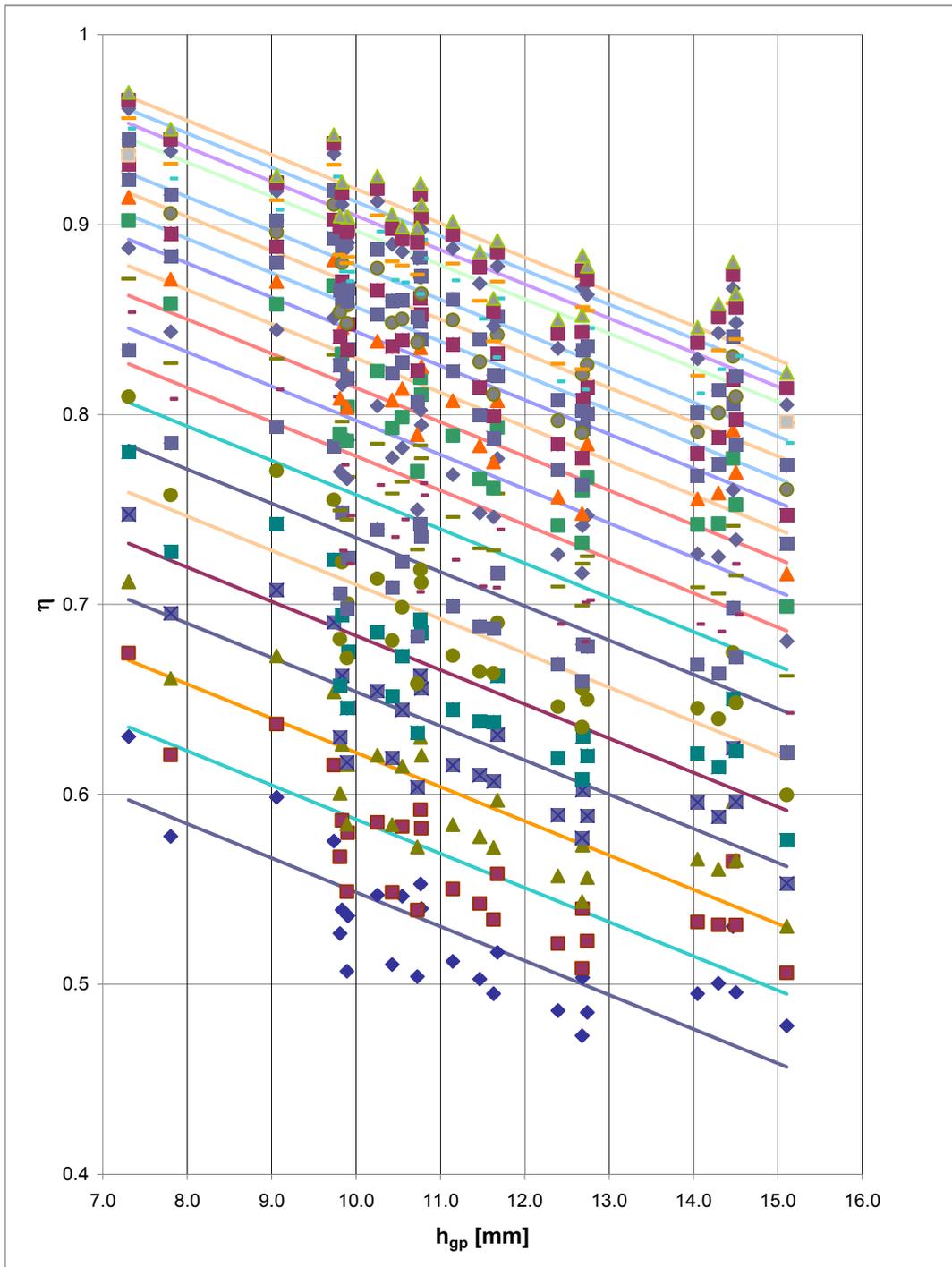


Figura 4.21 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

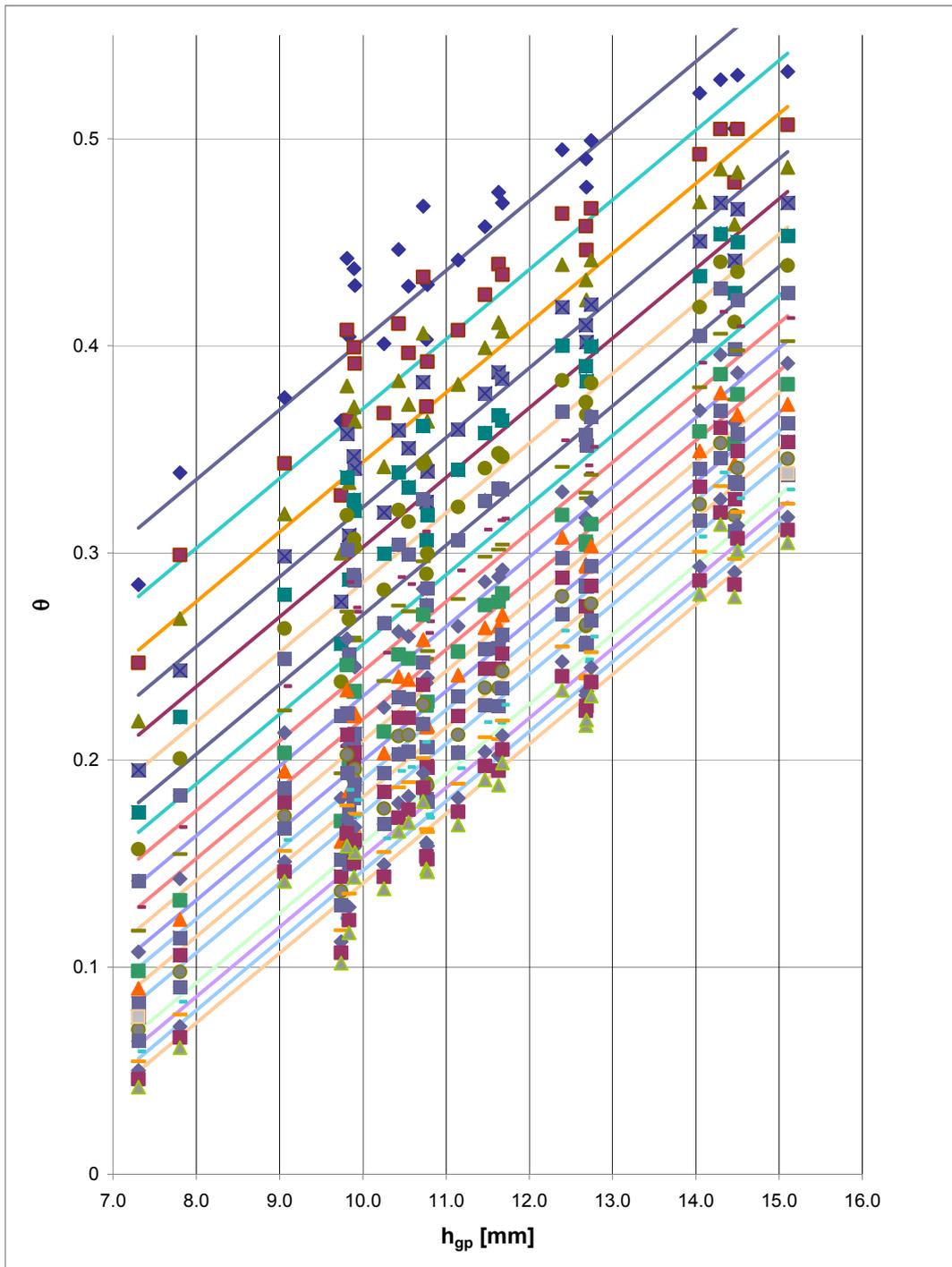


Figura 4.22 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

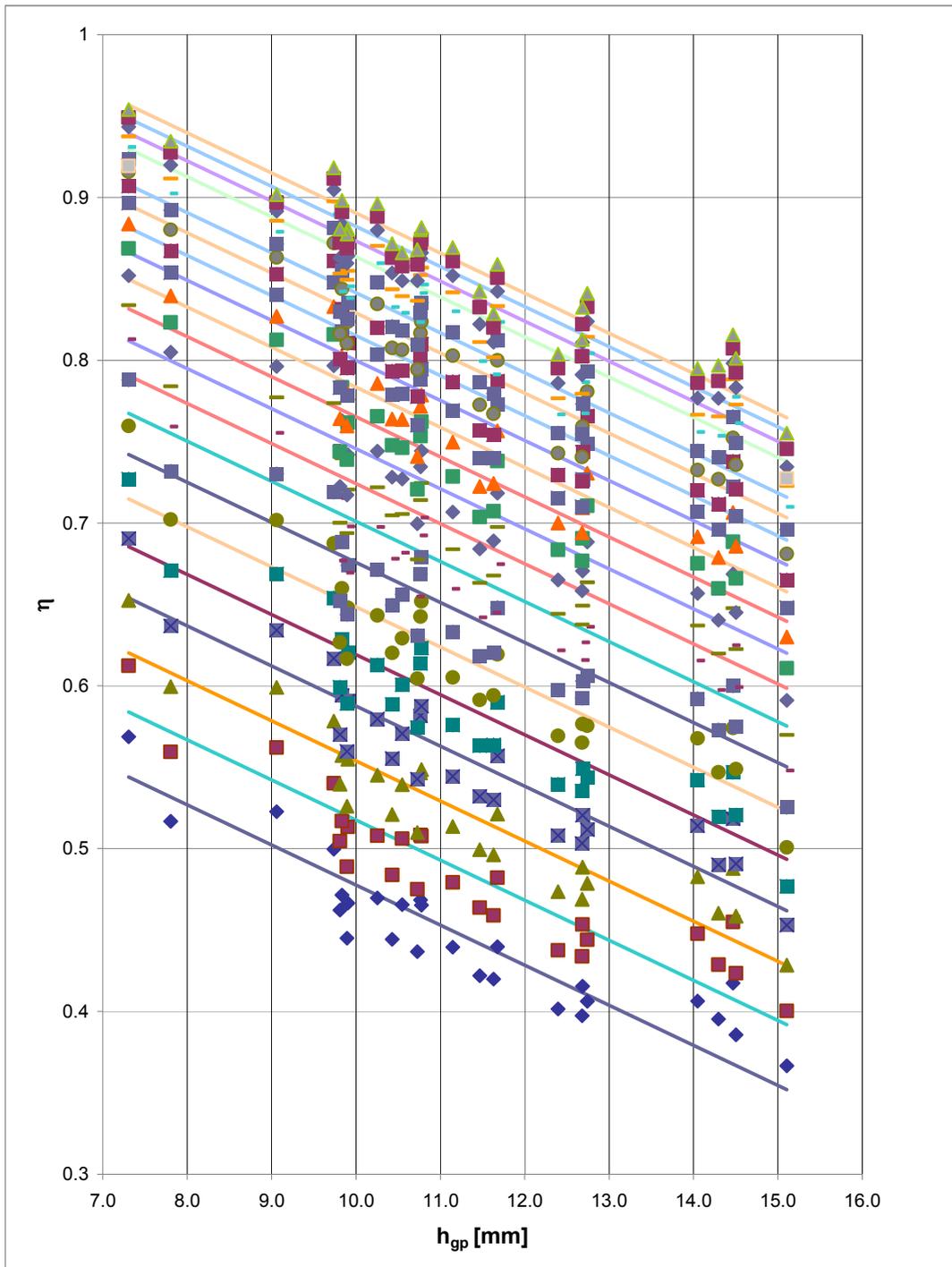


Figura 4.23 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

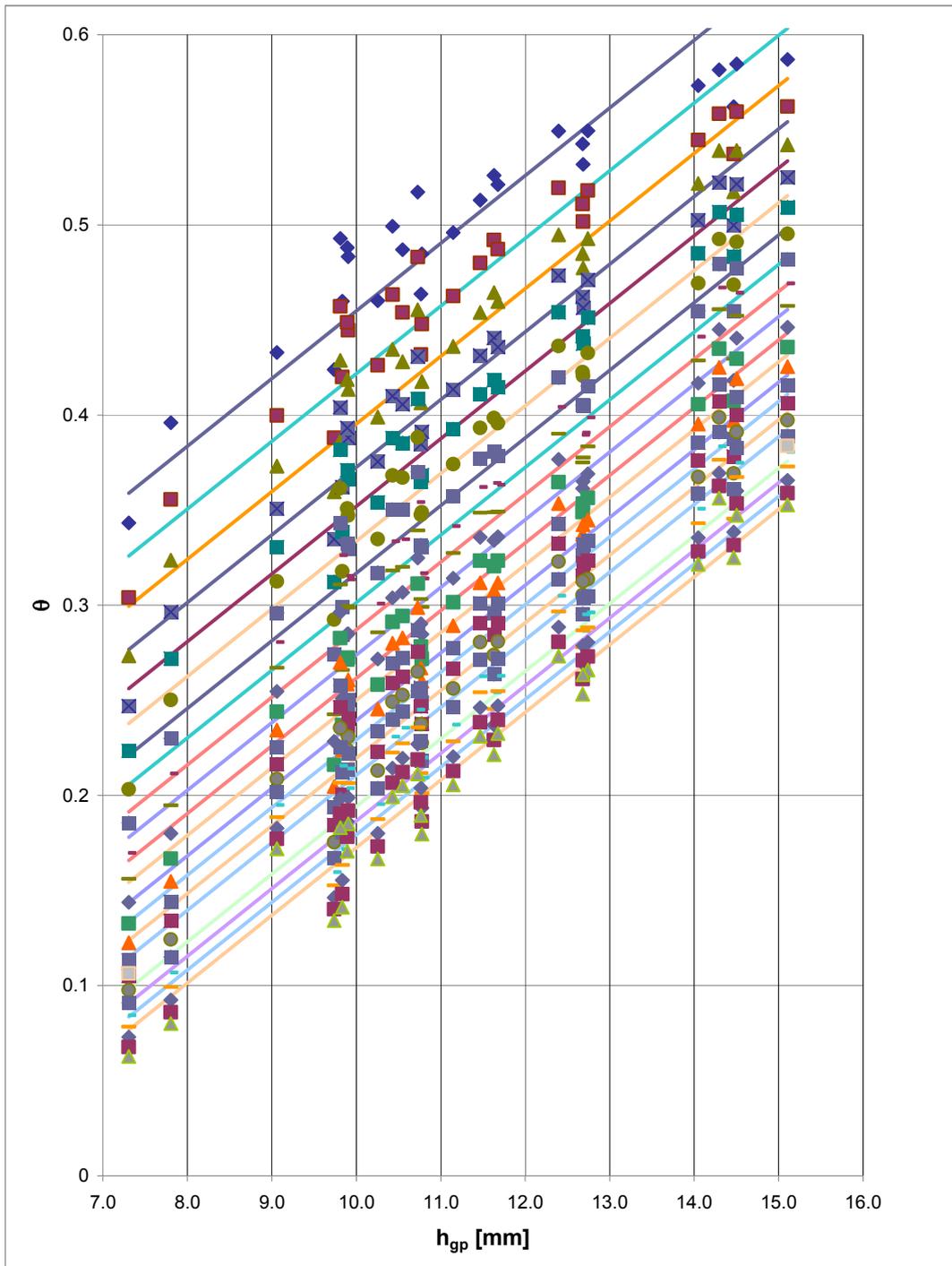


Figura 4.24 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

Anche in questo caso, le espressioni trovate descrivono abbastanza bene il fenomeno simulato. A conferma di ciò si può notare dalla Figura 4.25, analoga alla Figura 4.21, la buona corrispondenza tra valori stimati e valori

simulati. La differenza massima tra valori stimati e valori calcolati è con buona approssimazione tutta contenuta nel 5%.

Inoltre, nella Tabella 4.21 sono altresì riportati alcuni parametri statistici caratteristici che confermano la validità dell'approccio semplificato anche nel caso di sistema accoppiato con vasca fuori linea di transito.

Le Figure e le Tabelle analoghe alla Figura 4.25 e alla Tabella 4.21, riferite però al caso $C = 3 Q_{mn}$ e $C = 7 Q_{mn}$, sono riportate in Appendice C (Figura C.57 e Figura C.58; Tabella C.1 e Tabella C.2).

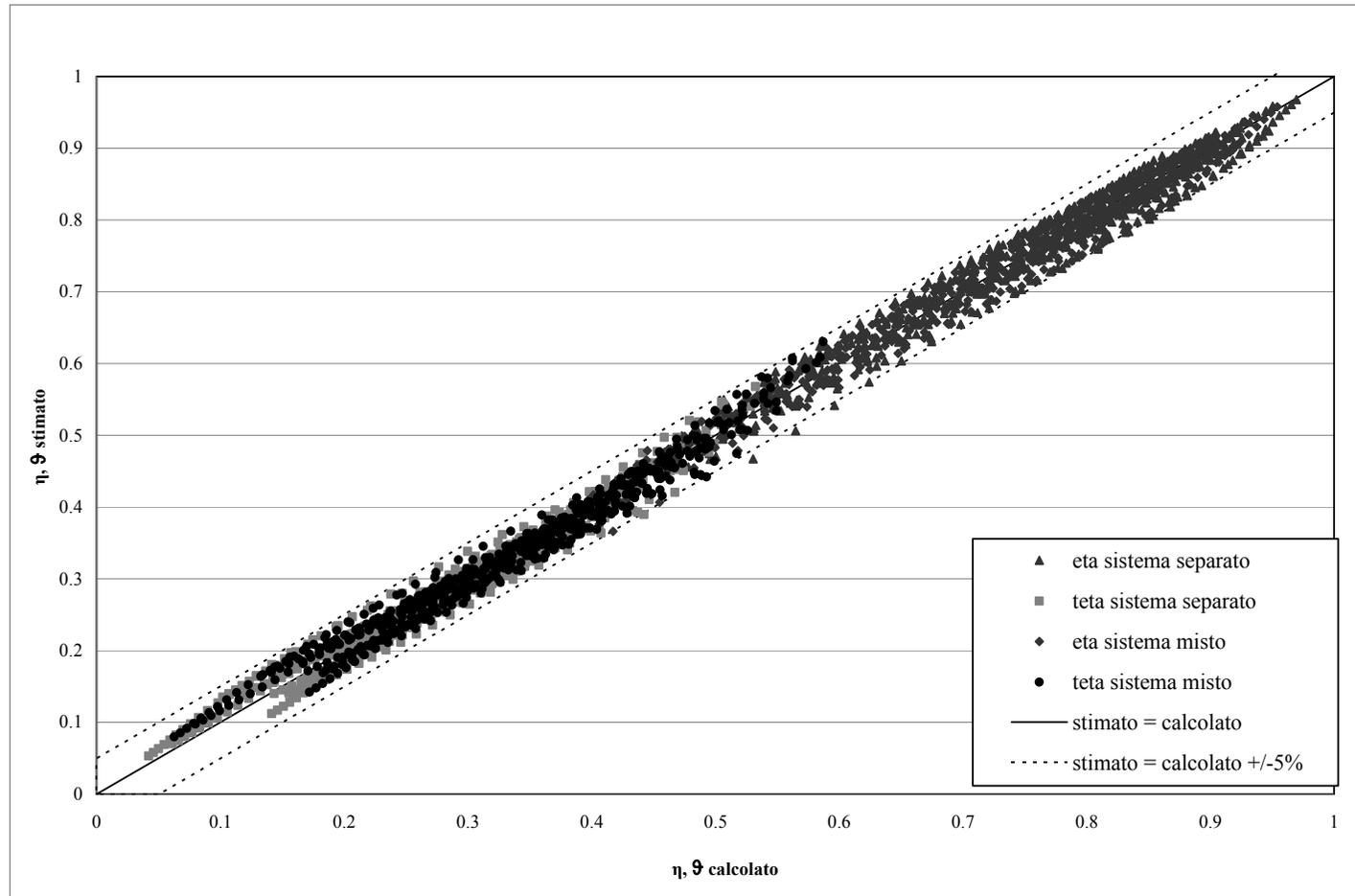


Figura 4.25 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $5 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di transito).

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																									
		scarti	0.021	0.020	0.019	0.020	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.020	0.019	0.018	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.018
	θ	dev.																									
		standard	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.013
	θ	media																									
		scarti	0.021	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.015
		dev.																									
		standard	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.010
sistema misto	η	media																									
		scarti	0.016	0.016	0.015	0.016	0.017	0.017	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.016
	θ	dev.																									
		standard	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.010
			media																								
			scarti	0.021	0.018	0.016	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.014	0.014
		dev.																									
		standard	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010

Tabella 4.21 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a 5 Q_{mn} e vasca fuori linea di transito)

4.3.3 SISTEMA CON VASCA DI PRIMA PIOGGIA IN LINEA

La dipendenza dall' h_{gp} è stata evidenziata altresì nel caso di sistema dotato di vasca di prima pioggia in linea. Anche per tale configurazione si sono ricercati i parametri delle espressioni (4.7) e (4.8) che meglio riuscissero a rappresentare i punti simulati.

Nelle Tabelle 4.22, 4.23 e 4.24 sono riportati i valori dei parametri, nel caso di portata di dimensionamento della bocca di efflusso della vasca pari rispettivamente a $3 Q_{mn}$, $5 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$, sia per il sistema misto che per quello separato.

Vasca in linea	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.558	2.074	0.020	-0.018
θ (sistema separato)	-0.378	0.623	0.017	0.037
η (sistema misto)	0.651	1.903	0.018	-0.029
θ (sistema misto)	-0.413	0.468	0.016	0.038

Tabella 4.22 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$).

Vasca in linea	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.428	2.611	0.025	-0.014
θ (sistema separato)	-0.308	0.781	0.018	0.033
η (sistema misto)	0.493	2.388	0.023	-0.021
θ (sistema misto)	-0.343	0.708	0.018	0.035

Tabella 4.23 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema con vasca in linea ($C=5 Q_{mn}$).

Vasca in linea	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.338	3.222	0.028	-0.011
θ (sistema separato)	-0.255	0.866	0.019	0.029
η (sistema misto)	0.386	2.937	0.026	-0.016
θ (sistema misto)	-0.280	0.822	0.019	0.031

Tabella 4.24 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$).

Come è possibile osservare dalle Figure seguenti (da Figura 4.26 a Figura 4.30) e dai valori della Tabella 4.25, nel caso di $C = 5 Q_{mn}$, le espressioni semplificate ricercate rappresentano abbastanza bene l'andamento dei punti simulati con SWMM. Per tale ragione, anche nel caso di sistema con vasca di prima pioggia in linea, esse possono essere utilizzate per il calcolo del rendimento di rimozione di solidi sospesi e dei volumi idrici scaricati nel ricettore, ottenendo risultati molto prossimi a quelli ottenibili dalle simulazioni numeriche.

Stesse considerazioni possono essere fatte nel caso di $C = 3 Q_{mn}$ e $C = 5 Q_{mn}$; Figure e Tabelle sono riportate in Appendice C (Figure da C.59 a C.68; Tabelle C.3 e C.4).

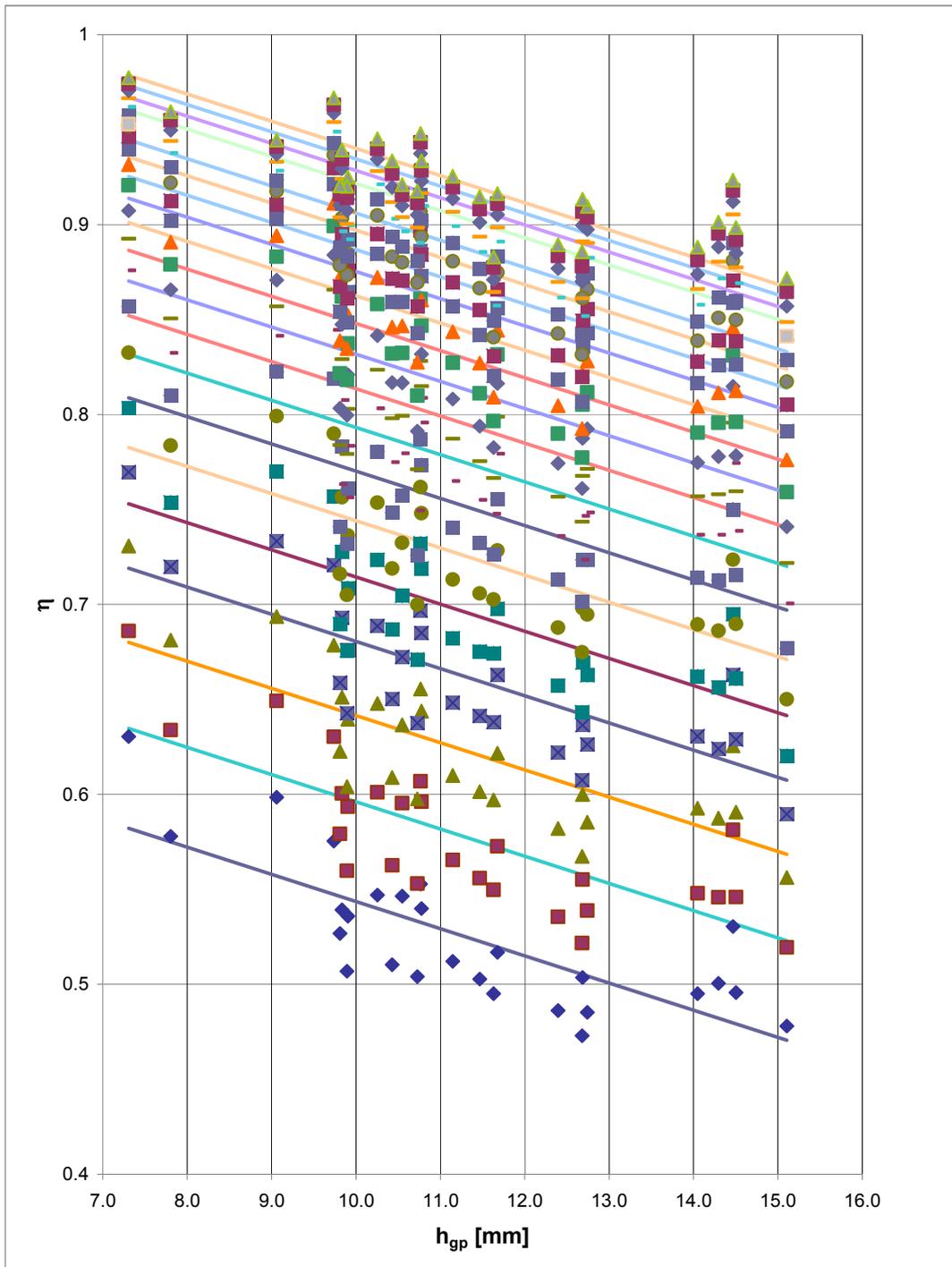


Figura 4.26- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 5 Q_{mn}$). Sistema separato.

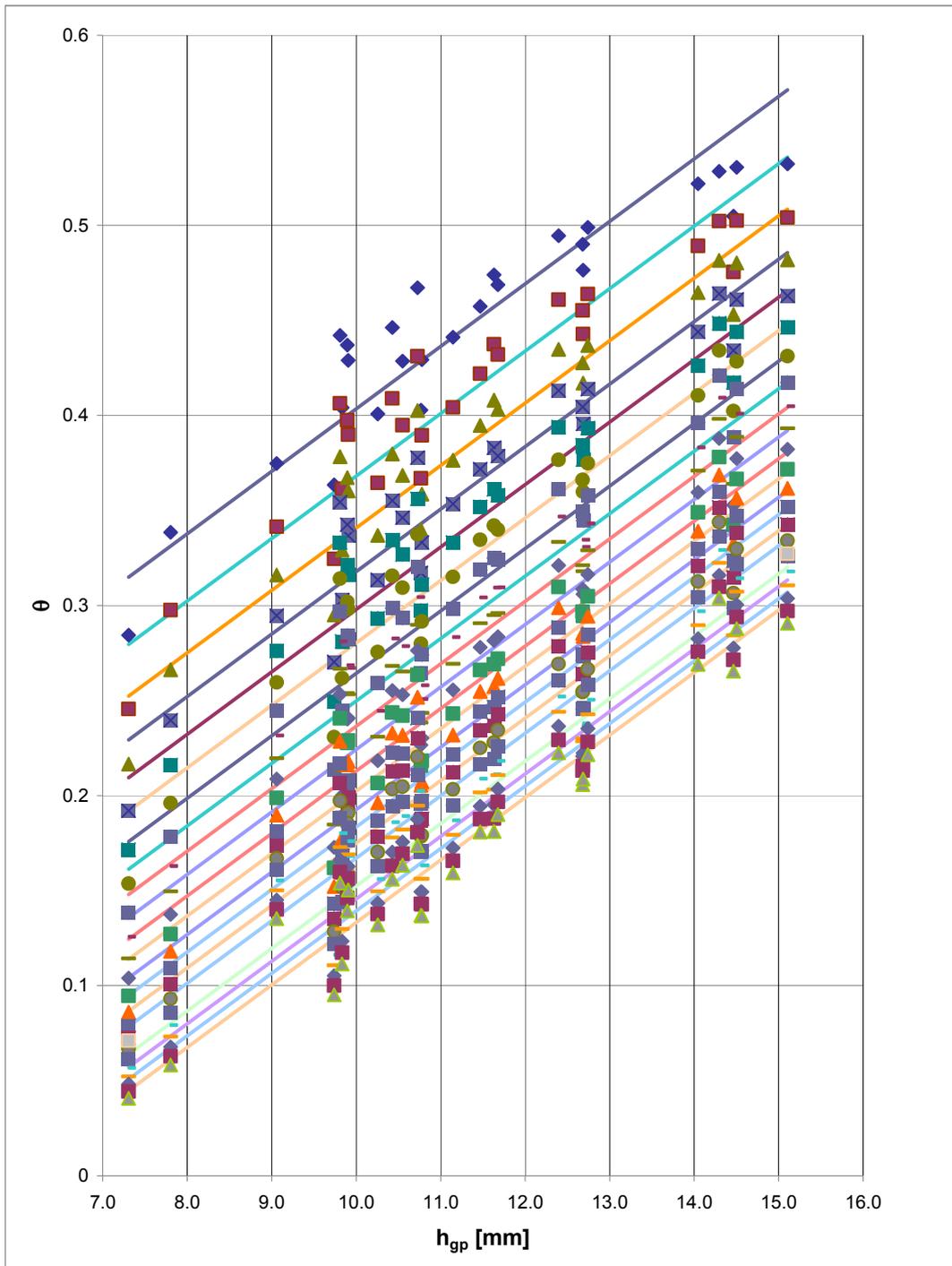


Figura 4.27- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 5 Q_{mn}$). Sistema separato.

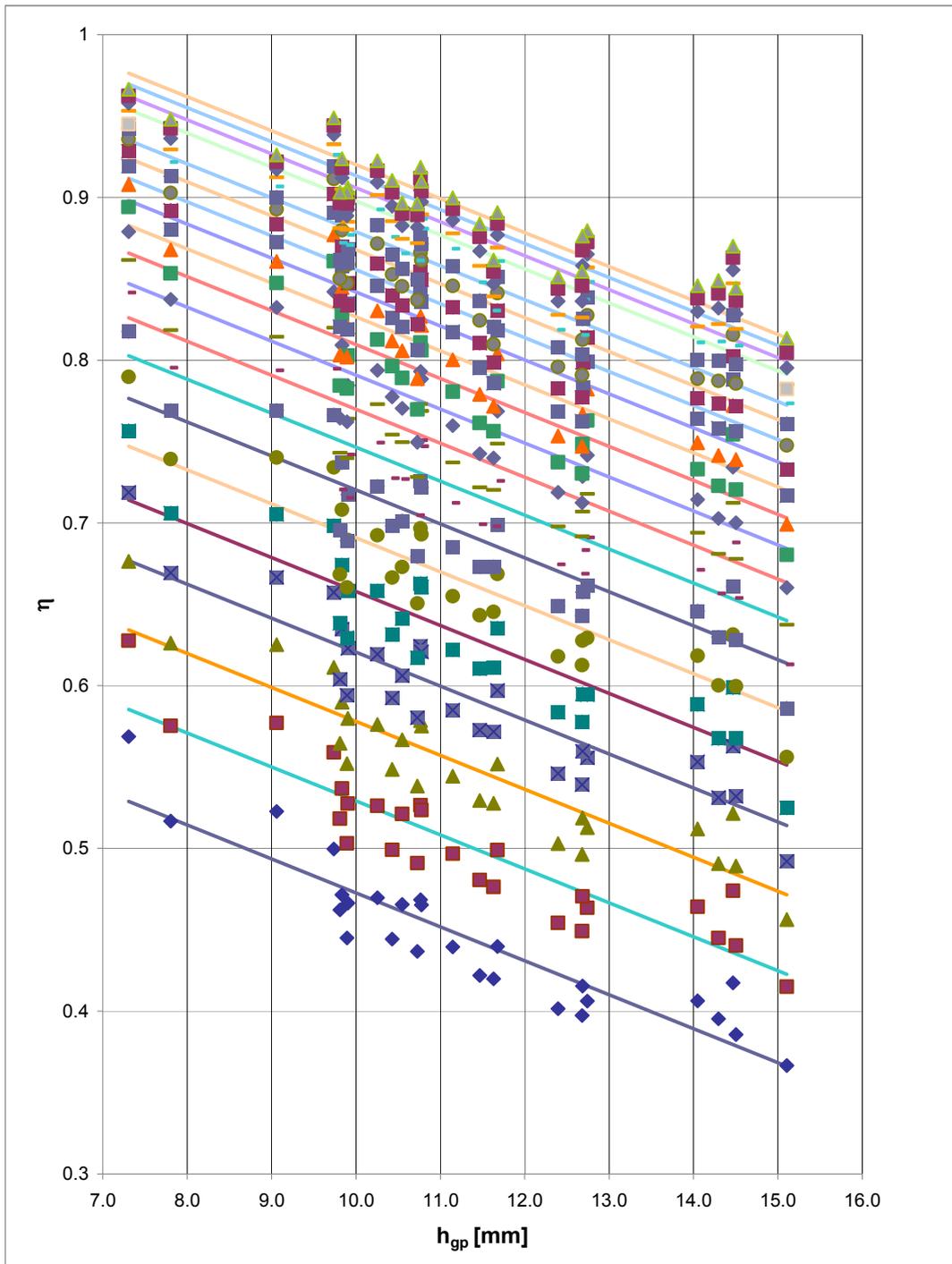


Figura 4.28- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 5 Q_{mn}$). Sistema misto.

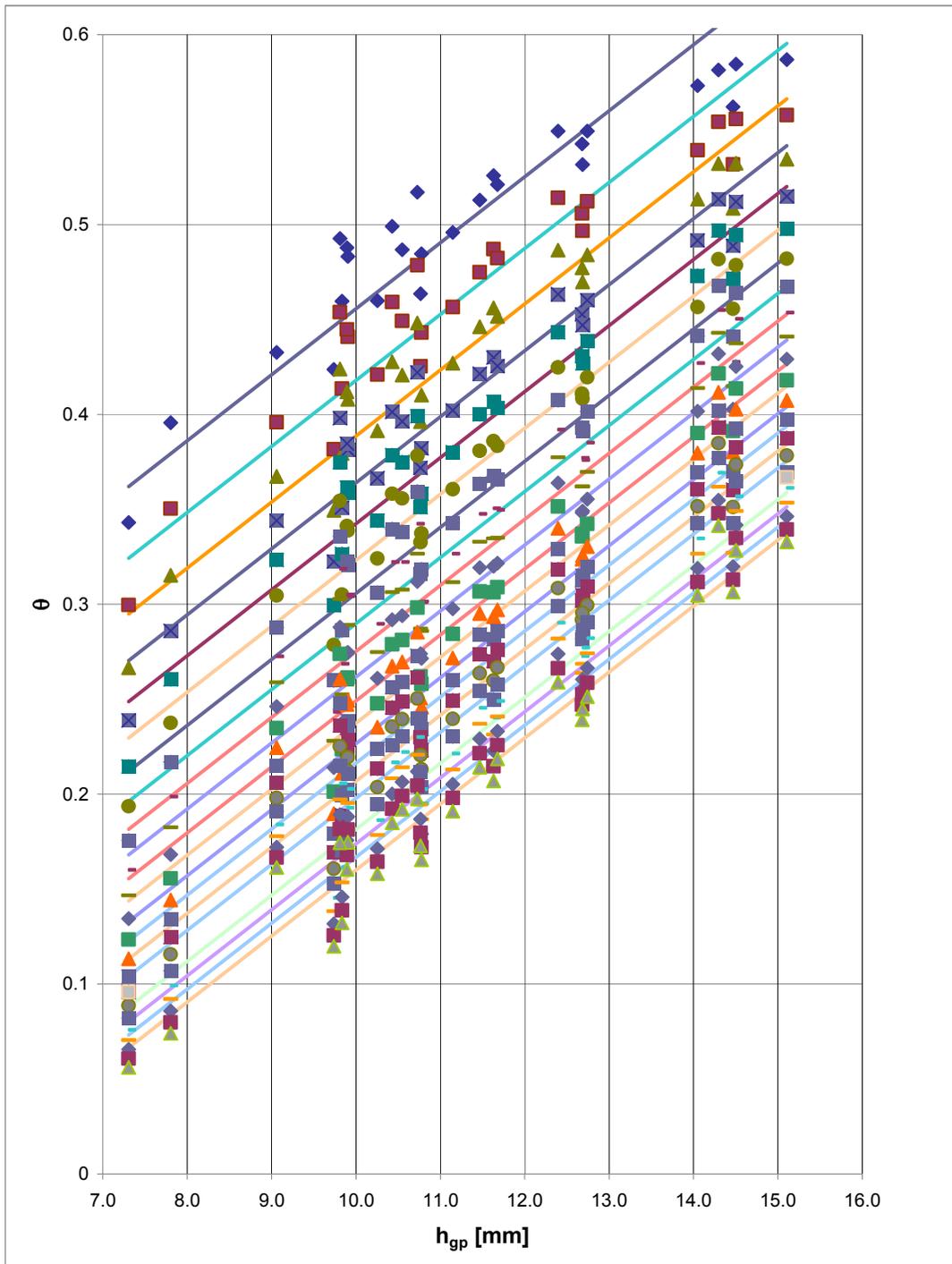


Figura 4.29- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 5 Q_{mn}$). Sistema misto.

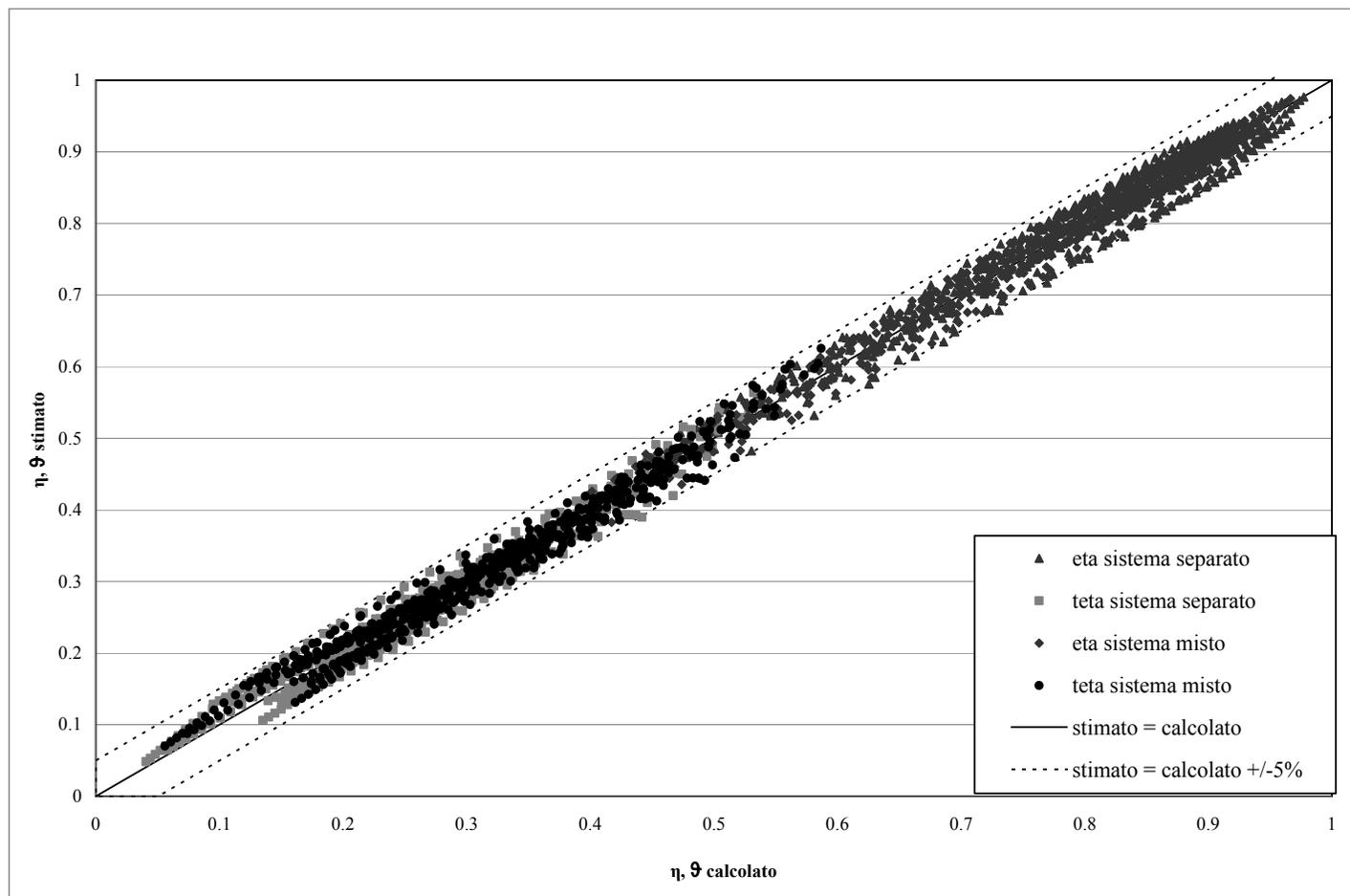


Figura 4.30 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema con vasca in linea a $5 Q_{mn}$).

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale			
sistema separato	η	media																										
		scarti	0.020	0.020	0.020	0.021	0.021	0.021	0.020	0.020	0.019	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.017	
	θ	dev. standard	0.014	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.014	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.013	
		media																										
	sistema misto	η	scarti	0.020	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.015
			dev. standard	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.011
θ		media																										
		scarti	0.015	0.015	0.016	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.015	
sistema misto	θ	dev. standard	0.011	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.011	
		media																										
sistema misto	θ	scarti	0.021	0.017	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.015	
		dev. standard	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	

Tabella 4.25 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard ($C = 5 Q_{mn}$)

4.3.4 SISTEMA CON SCARICATORE E VASCA DI PRIMA PIOGGIA FUORI LINEA DI CATTURA

Ripetendo le stesse calcolazioni anche per il sistema dotato di scaricatore e vasca di prima pioggia del tipo fuori linea di cattura, è possibile osservare comportamenti analoghi a quelli visti in precedenza per $\theta(h_{gp})$, per cui si utilizzerà ancora una volta l'espressione (4.8).

Per quanto concerne i valori di η , invece, diagrammandoli in funzione di h_{gp} , si osserva come i punti non siano più allineati lungo delle direttrici parallele tra loro. Per tale ragione, in tal caso, si farà riferimento ad un'equazione diversa dalla (4.7) ma sempre a 4 parametri:

$$\eta(h_{gp}) = 1 + \alpha \cdot (\beta - e^{-\gamma V}) \cdot (\lambda + h_{gp}) \quad (4.9)$$

I valori dei parametri ricavati vengono riportati nelle Tabelle 4.26, 4.27, 4.28 relativamente alle tre diverse configurazioni dello scaricatore.

Sistema accoppiato (scaricatore $C=3 Q_{mn}$)	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.019	0.002	0.0451	20.534
θ (sistema separato)	-0.337	0.613	0.0175	0.038
η (sistema misto)	0.033	-0.054	0.0383	10.296
θ (sistema misto)	-0.373	0.355	0.0162	0.036

Tabella 4.26 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a $C=3 Q_{mn}$.

Sistema accoppiato (scaricatore C=5 Q_{mn})	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.019	0.004	0.0533	13.956
θ (sistema separato)	-0.303	0.805	0.0178	0.034
η (sistema misto)	0.025	-0.033	0.0467	10.332
θ (sistema misto)	-0.339	0.728	0.0163	0.036

Tabella 4.27 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a C=5 Q_{mn}.

Sistema accoppiato (scaricatore C=7 Q_{mn})	α	β	γ	λ
η (sistema separato)	0.017	0.003	0.0598	10.966
θ (sistema separato)	-0.253	0.908	0.0182	0.030
η (sistema misto)	0.025	-0.024	0.0536	5.802
θ (sistema misto)	-0.280	0.872	0.0170	0.032

Tabella 4.28 - Valori dei parametri α , β , γ e λ , per il sistema accoppiato con scaricatore a C=7 Q_{mn}.

Nelle successive Figure sono rappresentate le rette $\eta(h_{rd})$ e $\theta(h_{rd})$ utilizzando la (4.9) e la (4.8) con i valori della Tabella 4.27 (C = 5 Q_{mn}); unitamente vengono riportati i punti ricavati dalle simulazioni con SWMM.

I grafici relativi ai casi in cui lo scaricatore venga dimensionato a 3 Q_{mn} o a 7 Q_{mn} sono riportati in Appendice C (da Figura C.69 a Figura C.76).

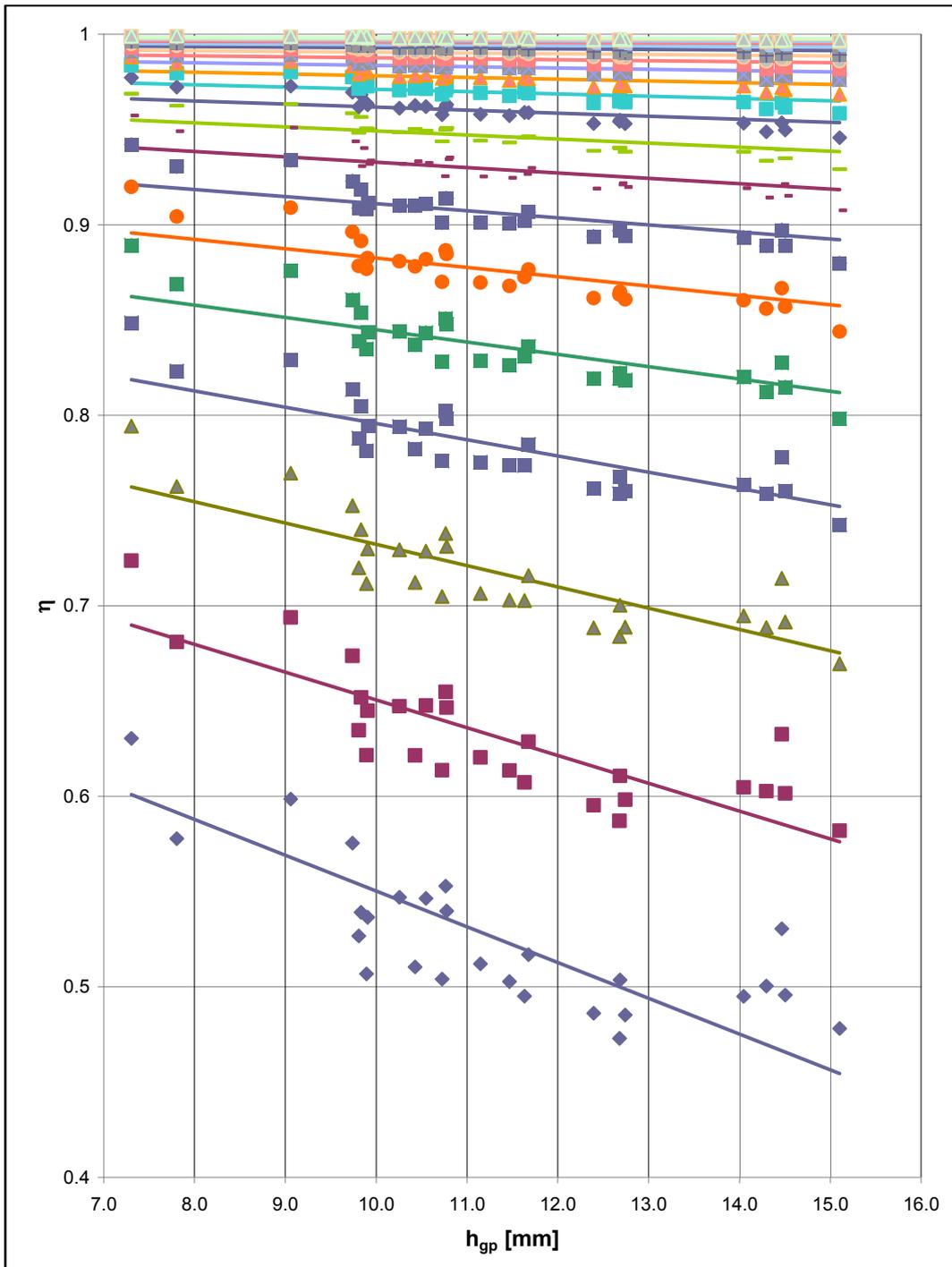


Figura 4.31 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

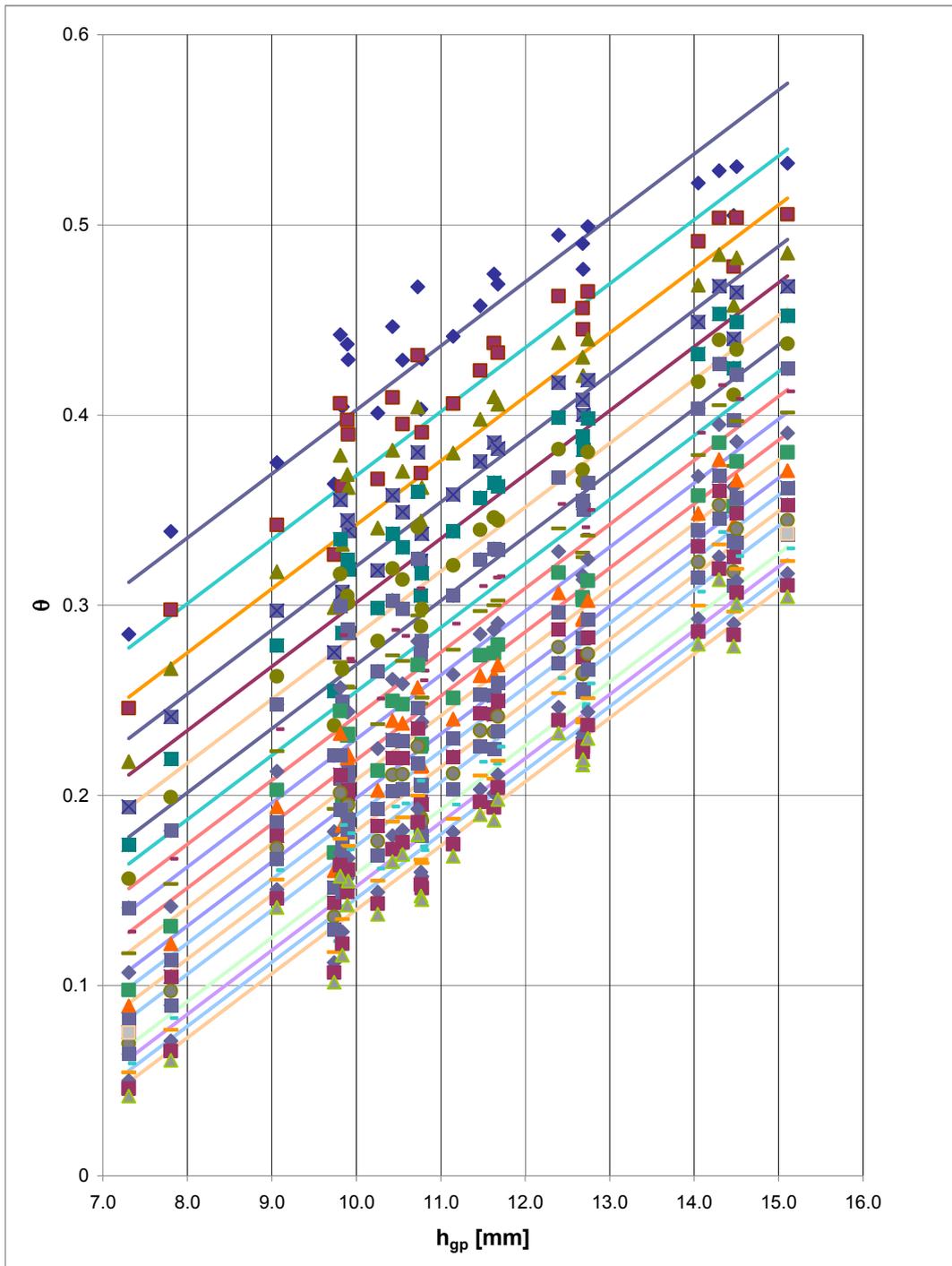


Figura 4.32 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

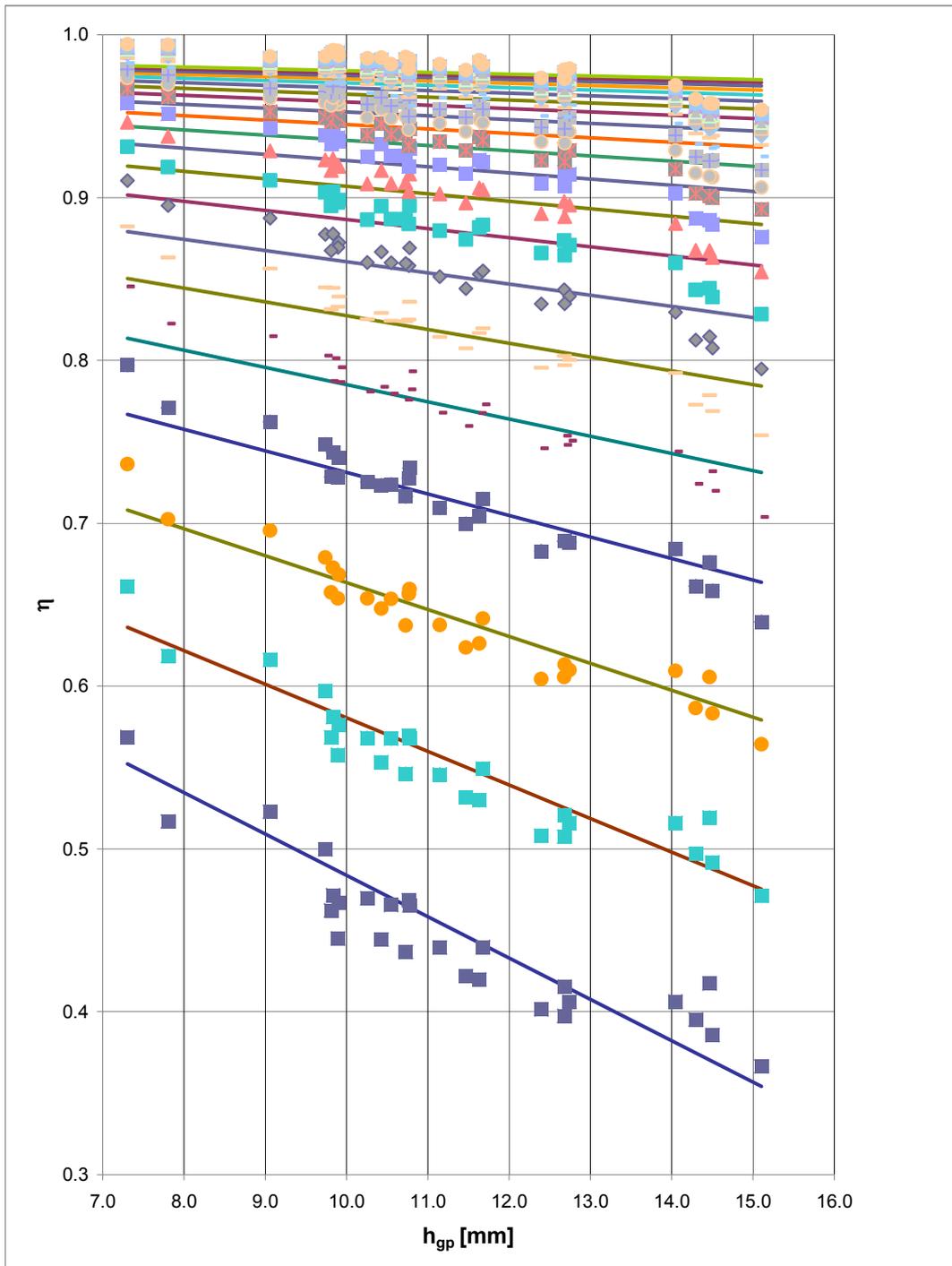


Figura 4.33 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

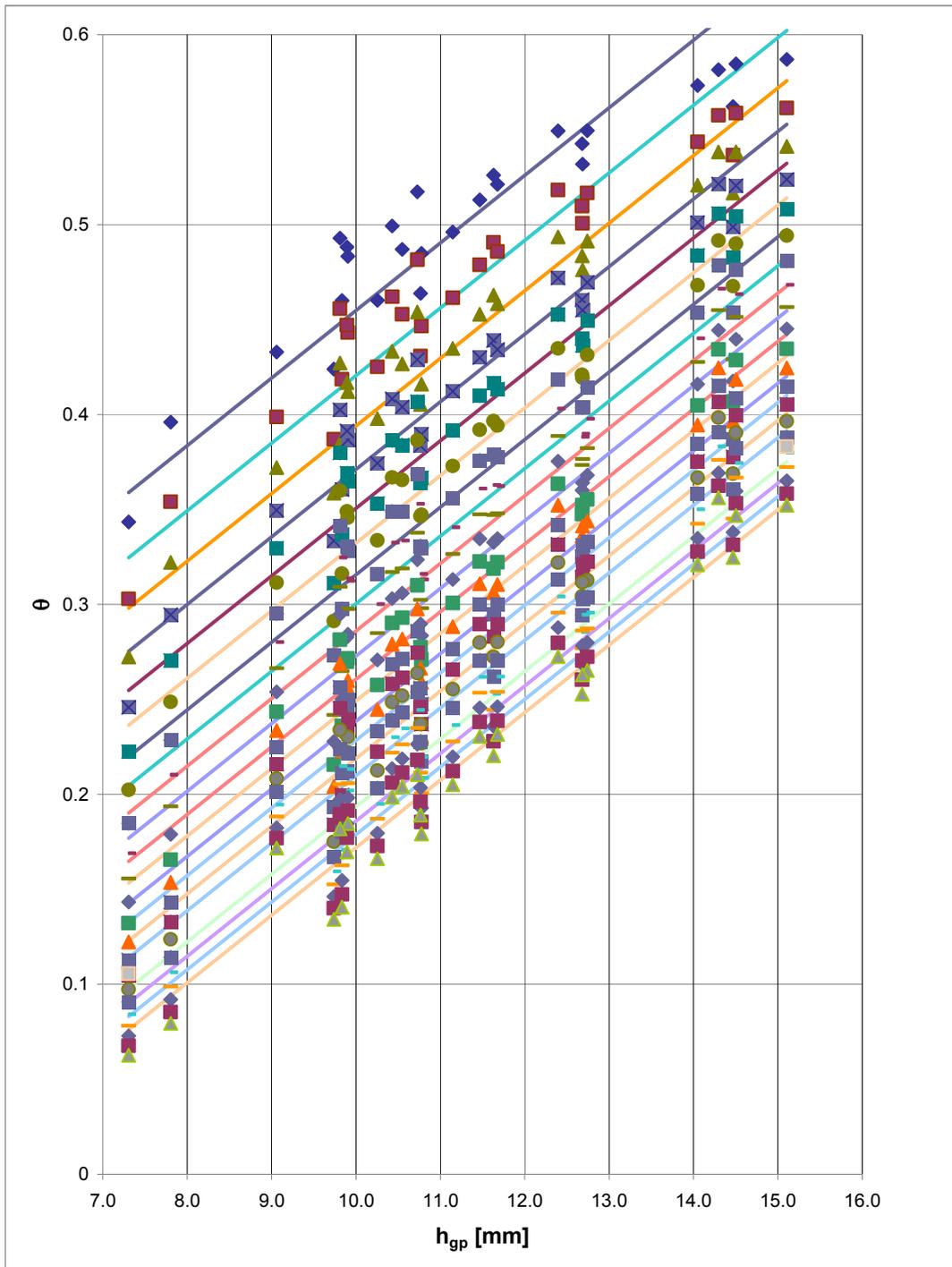


Figura 4.34 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $5 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

Anche in questo caso, le espressioni trovate descrivono abbastanza bene il fenomeno simulato. A conferma di ciò si può notare dalla Figura 4.35 la buona corrispondenza tra valori stimati e valori simulati.

Inoltre, nella Tabella 4.29 sono altresì riportati i parametri statistici che confermano la validità dell'approccio semplificato anche nel caso di sistema accoppiato con vasca fuori linea di cattura e scaricatore a $C = 5 Q_{mn}$.

Lo stesso comportamento può osservarsi per $C = 3 Q_{mn}$ e $C = 7 Q_{mn}$ ed i risultati sono riportati in Appendice C (Figura C.77, Figura C.78, Tabella C.5 e Tabella C.6).

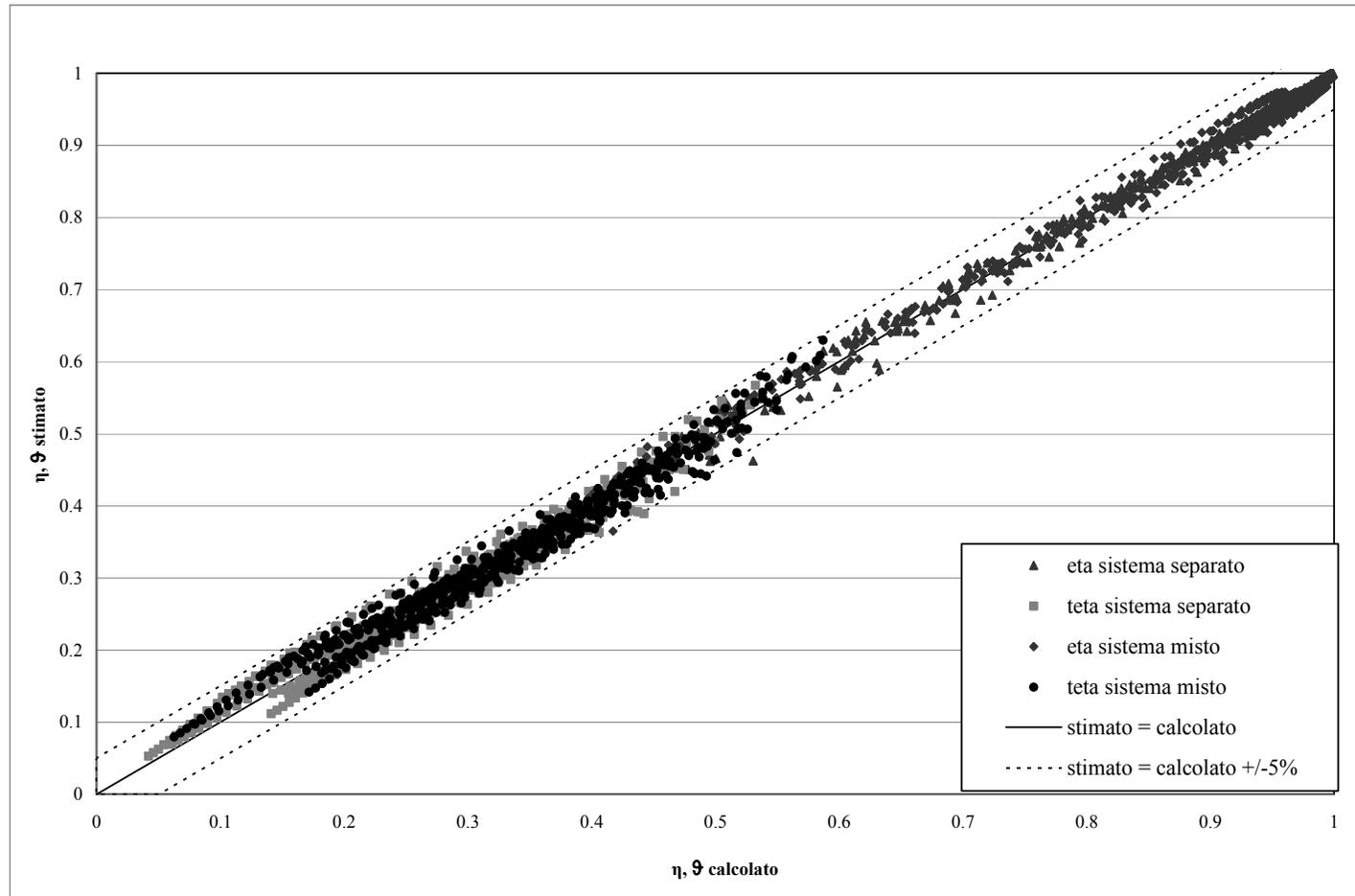


Figura 4.35 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $5 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di cattura).

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																									
		scarti	0.022	0.016	0.013	0.010	0.009	0.007	0.006	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005
	θ	dev. standard	0.014	0.012	0.009	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
		media																									
	θ	scarti	0.021	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.015
		dev. standard	0.014	0.014	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.010
sistema misto	η	media																									
		scarti	0.017	0.013	0.011	0.010	0.009	0.010	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.010	
	θ	dev. standard	0.011	0.009	0.007	0.007	0.008	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.007
		media																									
	θ	scarti	0.021	0.017	0.016	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014
		dev. standard	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010

Tabella 4.29 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a 5 Q_{mn} e vasca fuori linea di cattura)

Il Capitolo successivo sarà dedicato ad una ricapitolazione dei risultati più salienti a cui si è pervenuti in tale studio (confrontando le curve semplificate medie dei vari sistemi, ottenute con il primo approccio presentato in questo Capitolo) e saranno esposte alcune considerazioni conclusive.

CAPITOLO 5

SINTESI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

5.1 INTRODUZIONE

Nella prima parte del presente Capitolo, sarà illustrata una breve sintesi dello studio numerico già ampiamente descritto in precedenza.

Successivamente, verrà operato il confronto tra le varie configurazioni impiantistiche analizzate, con particolare riferimento alle efficienze “medie” nei diversi regimi pluviometrici; verranno, infine, presentate delle conclusioni di carattere generale.

5.2 GLI SCHEMI IMPIANTISTICI ESAMINATI

Nel presente lavoro di tesi è stato effettuato uno studio di tipo numerico finalizzato alla valutazione dell'efficacia ed efficienza di particolari interventi di tipo strutturale (quali scaricatori di piena, accoppiati o meno a vasche di prima pioggia) generalmente utilizzati nei sistemi di drenaggio urbano, al fine di mitigare

l'impatto inquinante sui corpi idrici ricettori degli scarichi incontrollati in tempo di pioggia. I codici di calcolo impiegati sono stati: SWMM (distribuito dall'E.P.A.), per la ricostruzione degli idrogrammi e pollutogrammi in ingresso al sistema; un codice, appositamente implementato nel linguaggio Fortran, in grado di simulare il funzionamento dei vari sistemi esaminati, a partire dai dati di output di SWMM.

Le calcolazioni sono state eseguite con riferimento ad un bacino urbano "virtuale" avente, però, caratteristiche tali da renderlo rappresentativo della realtà urbana italiana.

I parametri utilizzati per descrivere i fenomeni di deposito e accumulo di solidi sospesi sulla superficie urbana dilavata sono stati ricavati a partire dai risultati di numerose calibrazioni effettuate su bacini, con analoghe caratteristiche, nell'ambito di alcune ricerche sperimentali, sia italiane che estere. In particolare tali valori (desunti da una nota di Papiri del 2001, sulla base di dati sperimentali sul bacino di Fossolo [Maglionico,1998]) sono mediani o, comunque, ricadono all'interno degli intervalli individuati nella ricerca bibliografica effettuata, i cui risultati salienti sono riportati nel Capitolo 3.

I dati di pioggia utilizzati come input per il modello sono quelli relativi a registrazioni effettuate su più anni in 27 località campane, distribuite in maniera uniforme su tutto il territorio regionale. Tali dati, forniti dal Dipartimento di Protezione Civile della Regione Campania, sono stati ottenuti da pluviografi con frequenza di acquisizione pari a 10 minuti e coprono, generalmente, l'arco temporale che va dal 1998 al 2006. Le simulazioni sono state realizzate con riferimento ai solidi sospesi totali, in quanto, come anche dimostrato in molti studi

sperimentali, possono essere ritenuti rappresentativi del livello medio di inquinamento presente negli scarichi.

L'obiettivo è stato quello di valutare l'efficienza di rimozione di solidi sospesi scaricati nel corpo idrico, attraverso il calcolo di un parametro η , dato dal rapporto tra la massa di SST recapitata al trattamento e quella globalmente depositatasi sul bacino durante tutto il periodo di simulazione; è stato, inoltre, stimato un secondo parametro, θ , rappresentativo della percentuale di volume idrico complessivamente scaricato nel corpo idrico.

In particolare, per ognuno di 27 diversi regimi pluviometrici, sono state effettuate le calcolazioni facendo variare la portata di soglia dello scaricatore di piena (da $2 Q_{mn}$ a $20 Q_{mn}$), nel caso in cui fosse presente solo tale tipologia di manufatto, e il volume specifico della vasca di prima pioggia (da $0 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ a $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$), nel caso di sistema accoppiato (sia nell'ipotesi di vasca in linea che fuori linea, sia di cattura che di transito). Per le configurazioni scaricatore-vasca è stata considerata una portata di soglia fissa dello scaricatore stesso (o della bocca di efflusso, nel caso di vasca in linea), inizialmente, pari a $5 Q_{mn}$ e, successivamente, a $3 Q_{mn}$ e $7 Q_{mn}$ (in modo da valutarne l'efficienza anche per i valori estremi di C dell'intervallo generalmente adottato nella pratica progettuale). Inoltre tutte le calcolazioni sono state eseguite sia ipotizzando il sistema di drenaggio di tipo misto, che separato.

Di seguito verrà, brevemente, descritto il funzionamento dei vari schemi considerati.

Nel sistema con solo scaricatore, al superamento della portata di soglia dello stesso, il surplus di volume liquido viene scaricato direttamente nel ricettore (Figura 5.1).

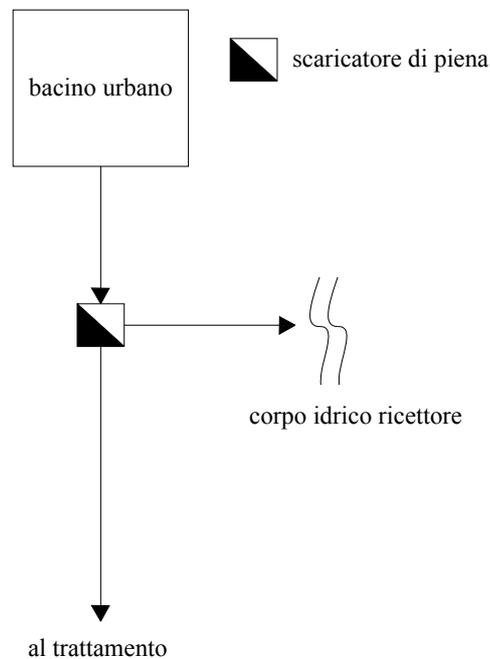


Figura 5.1 – Sistema con solo scaricatore di piena

Nel sistema con vasca in linea (Figura 5.2), invece, l'acqua proveniente dal bacino entra nella stessa e viene recapitata all'impianto di trattamento grazie ad una bocca di efflusso presente sul fondo, fin quando il valore della portata si mantiene al di sotto di quella di dimensionamento della luce stessa. In caso di pioggia, i maggiori volumi liquidi in ingresso riempiono la vasca e, qualora dovesse esaurirsi la propria capacità di accumulo, si attiva lo scarico (attraverso, ad esempio, una soglia di sfioro ubicata in fregio alla stessa) nel ricettore.

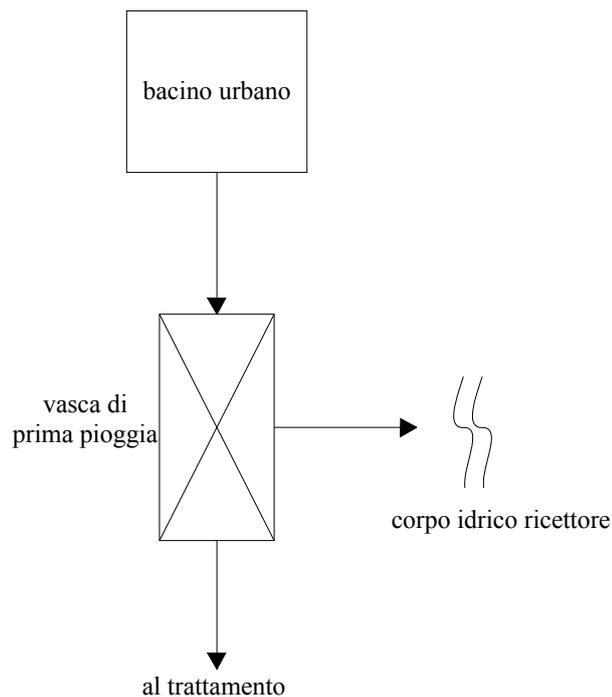


Figura 5.2 – Sistema con vasca in linea

Nel sistema accoppiato con vasca fuori linea di transito (Figura 5.3), invece, al superamento della portata di soglia dello scaricatore i volumi idrici vengono recapitati alla vasca stessa, consentendone il riempimento. Anche in questo caso, uno sfioratore posto in fregio ad essa consente lo scarico nel ricettore a completo riempimento. Lo svuotamento (non essendo presente, in tal caso, la bocca di efflusso sul fondo, come nel caso di vasca in linea) avviene grazie ad una pompa che solleva una portata costante all'impianto di trattamento a fine evento meteorico.

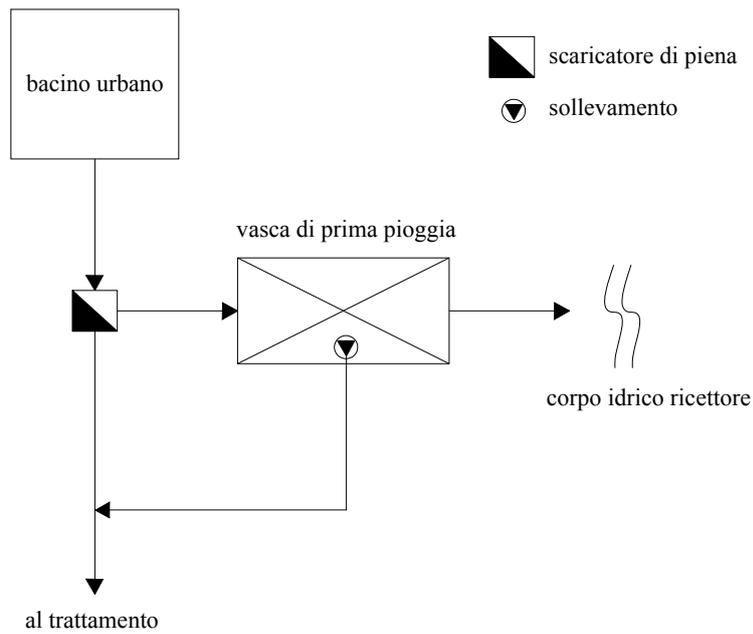


Figura 5.3 – Sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di transito

Nel sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di cattura (Figura 5.4), un by-pass presente a monte della vasca la esclude una volta che sia avvenuto il suo completo riempimento. In tal caso, l'acqua che proviene dallo scaricatore viene tutta inviata al corpo idrico ricettore, senza miscelarsi a quella già presente nella vasca. Anche in questo caso, lo svuotamento avviene a fine evento, grazie ad una pompa a portata costante.

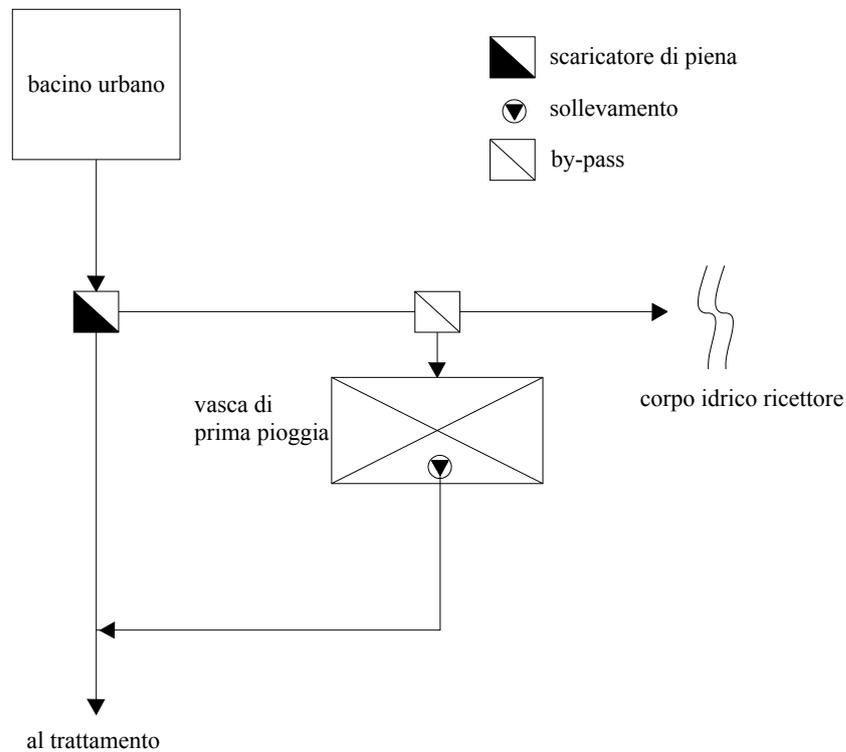


Figura 5.4 – Sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di cattura

5.3 ELABORAZIONI NUMERICHE

5.3.1 I RISULTATI DELLE SIMULAZIONI

Dai diagrammi ricostruiti a partire dalle simulazioni numeriche è stato possibile osservare, in generale, un andamento relativo al rendimento di rimozione dei solidi sospesi recapitati nel ricettore (η) simile per tutte le stazioni esaminate e crescente all'aumentare della portata di sfioro dello scaricatore o del volume utile della vasca. Viceversa, i volumi idrici complessivamente scaricati nel corpo idrico

(θ) diminuiscono all'aumentare del volume o della portata di taglio dello scaricatore.

A parità di configurazione impiantistica e di stazione, i rendimenti η del sistema misto sono più bassi di quello separato, a causa del maggior inquinamento indotto dalle acque nere.

Il confronto tra sistema con solo scaricatore e sistema accoppiato (scaricatore-vasca) ha portato ad osservare, principalmente, che i valori di η elevati, raggiunti mediante l'utilizzo di vasche con le volumetrie generalmente adottate ($25-50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$), sarebbero ottenibili con sistemi dotati di solo scaricatore solo con grandi valori della portata di taglio di quest'ultimo, certamente improponibili dal punto di vista tecnico (Capitolo 3).

5.3.2 LE ESPRESSIONI “MEDIE”

Per ognuna delle configurazioni esaminate, sono state, successivamente, ricavate delle espressioni semplificate per il calcolo del rendimento medio di rimozione del carico inquinante e dei volumi liquidi recapitati nel ricettore, con riferimento ai valori “mediani” delle curve relative alle 27 stazioni (Capitolo 4).

In particolare, in questo paragrafo, si concentrerà l'attenzione sulle configurazioni esaminate con vasca di prima pioggia (sia essa in linea che accoppiata ad uno scaricatore di piena), essendo proprio grazie a tali capacità di accumulo che si ottengono i maggiori rendimenti in termini di rimozione di carico inquinante nell'acqua sfiorata.

Per un più immediato confronto, nelle Figure seguenti verranno riportate, a parità di sistema (sia esso misto che separato) e portata di taglio ($3 Q_{mn}$, $5 Q_{mn}$ e 7

Q_{mn}) le curve medie di $\eta(V)$ e $\theta(V)$ relative alle tre diverse configurazioni impiantistiche con vasca di prima pioggia.

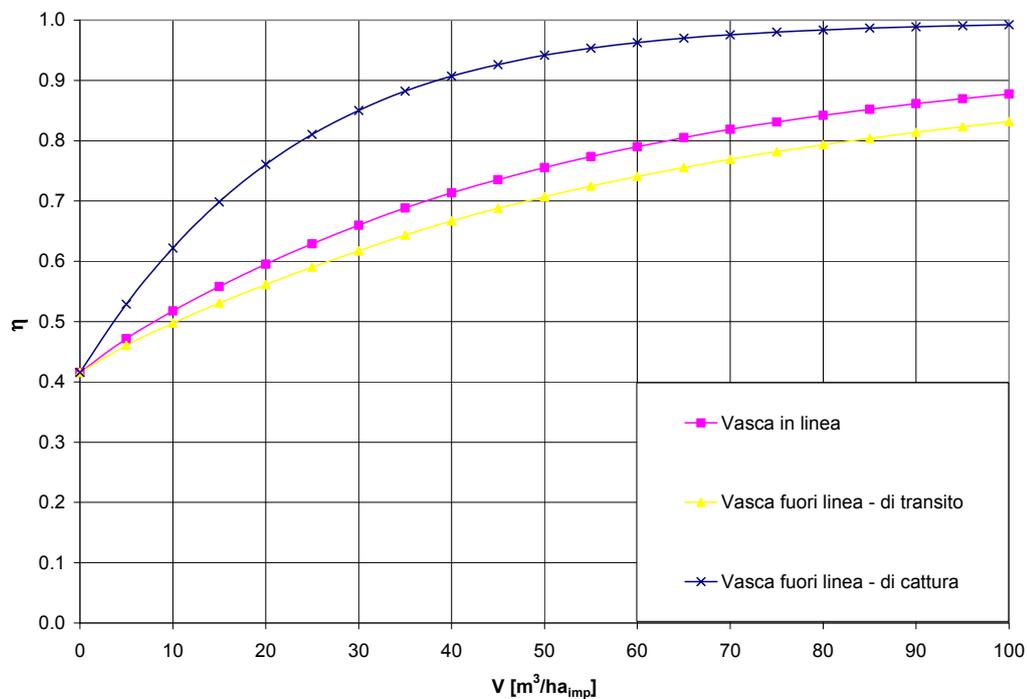


Figura 5.5 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema separato ($C = 3 Q_{mn}$)

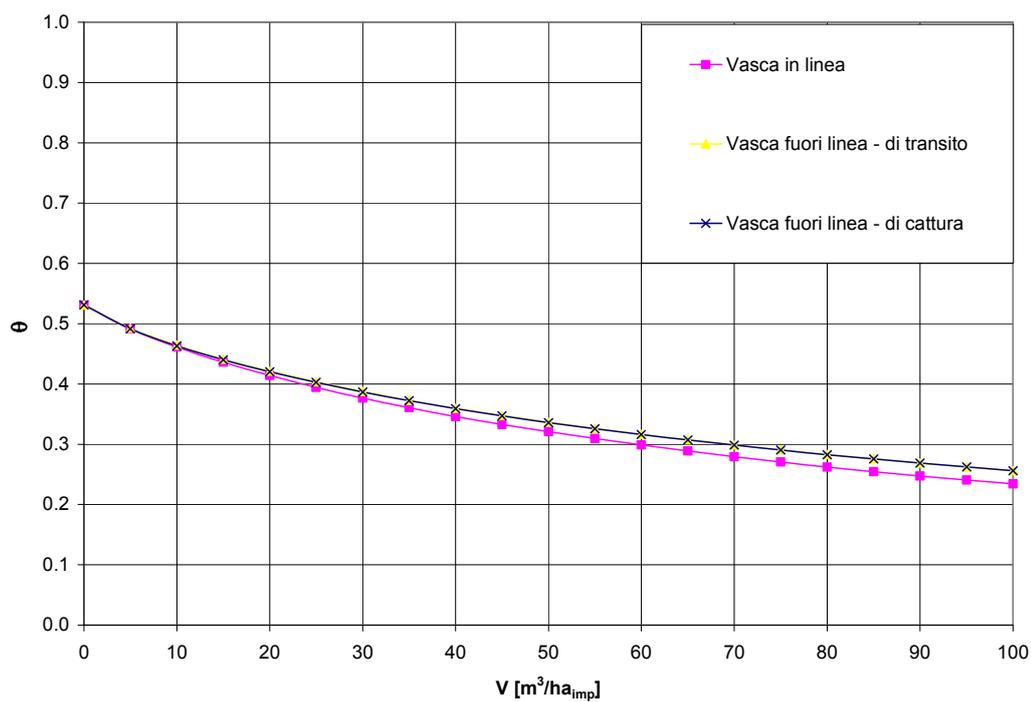


Figura 5.6 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema separato ($C = 3 Q_{mn}$)

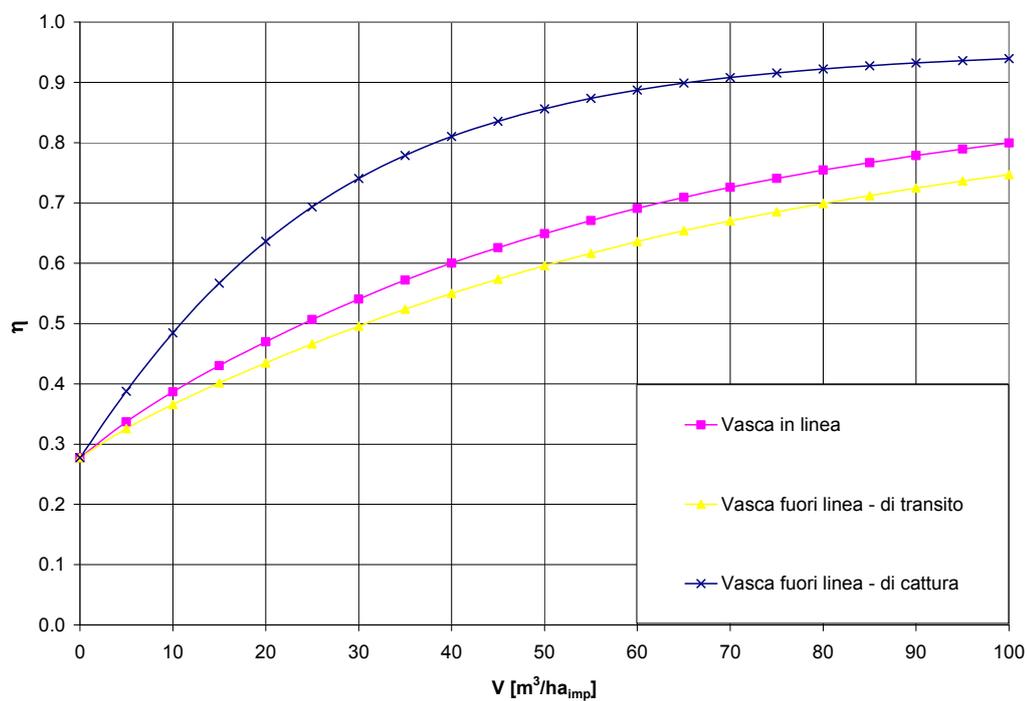


Figura 5.7 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema misto ($C = 3 Q_{mn}$)

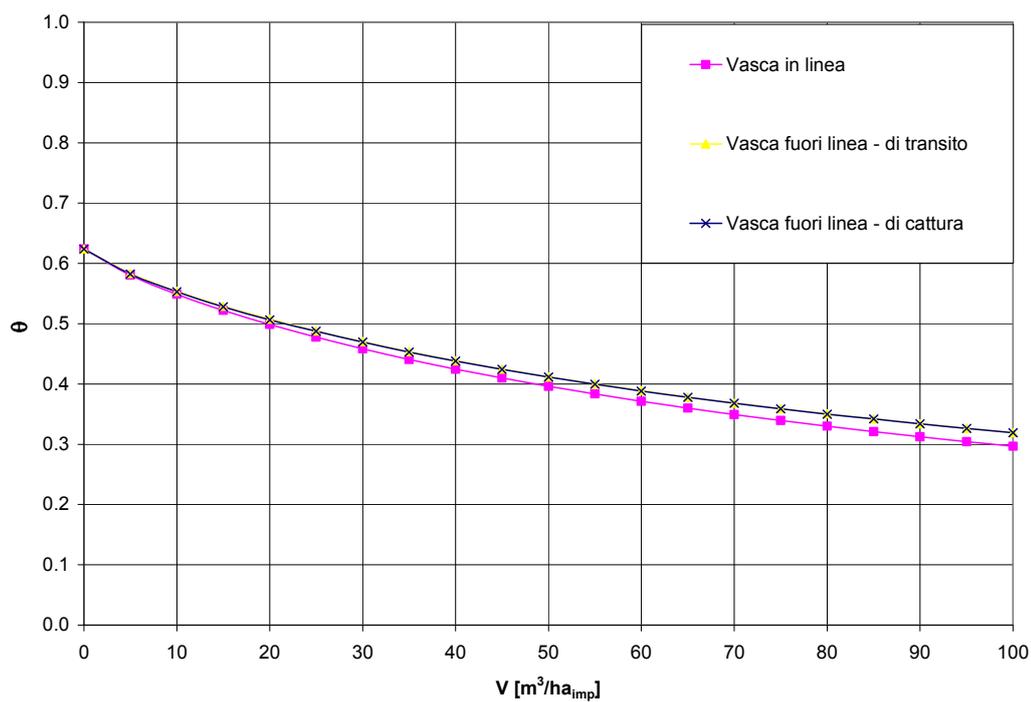


Figura 5.8 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema misto ($C = 3 Q_{mn}$)

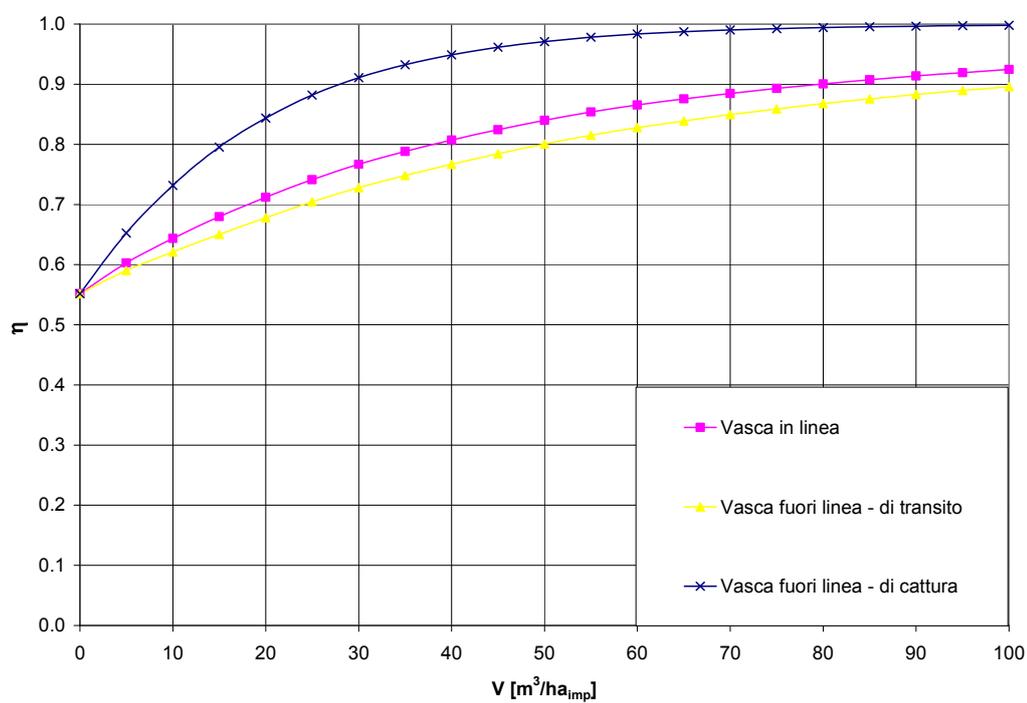


Figura 5.9 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema separato ($C = 5 Q_{mn}$)

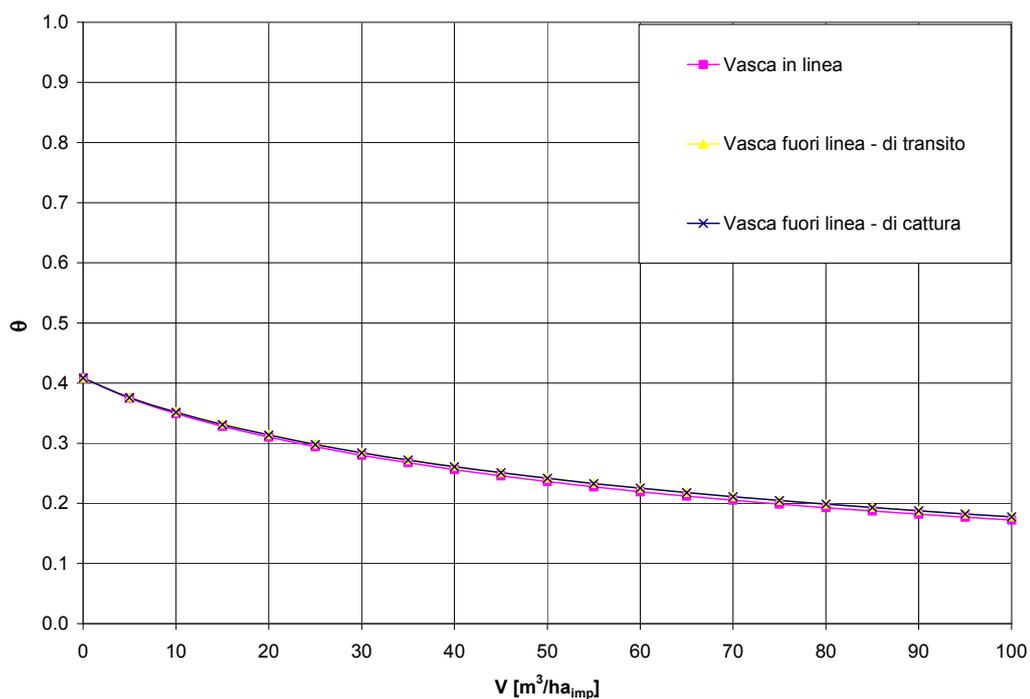


Figura 5.10 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema separato ($C = 5 Q_{mn}$)

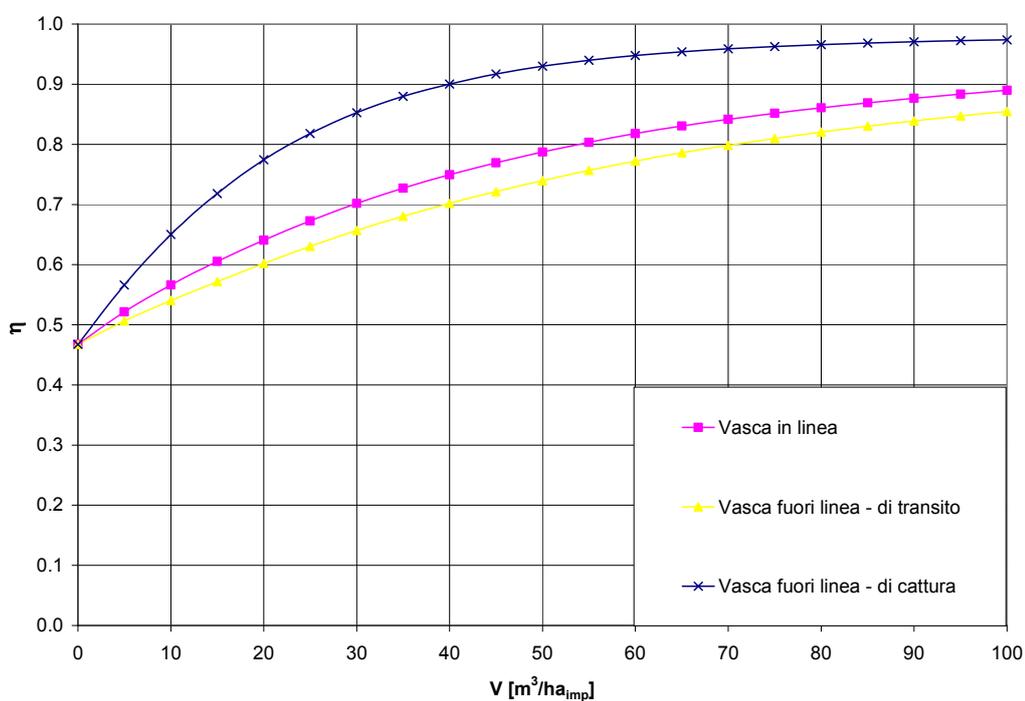


Figura 5.11 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema misto ($C = 5 Q_{mn}$)

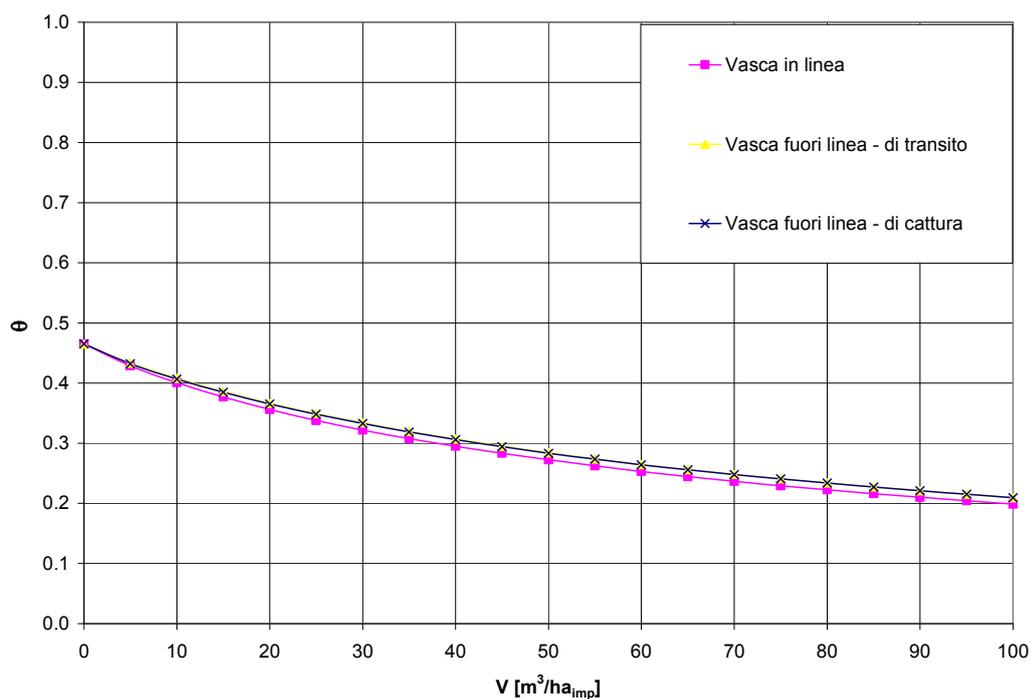


Figura 5.12 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema misto ($C = 5 Q_{mn}$)

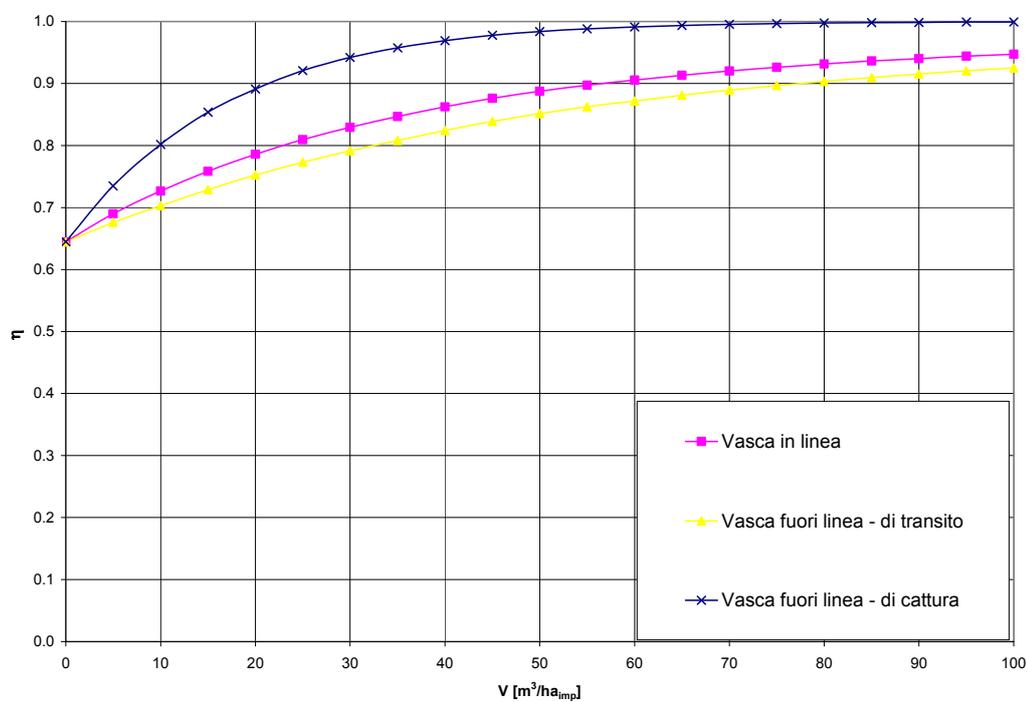


Figura 5.13 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema separato ($C = 7 Q_{mn}$)

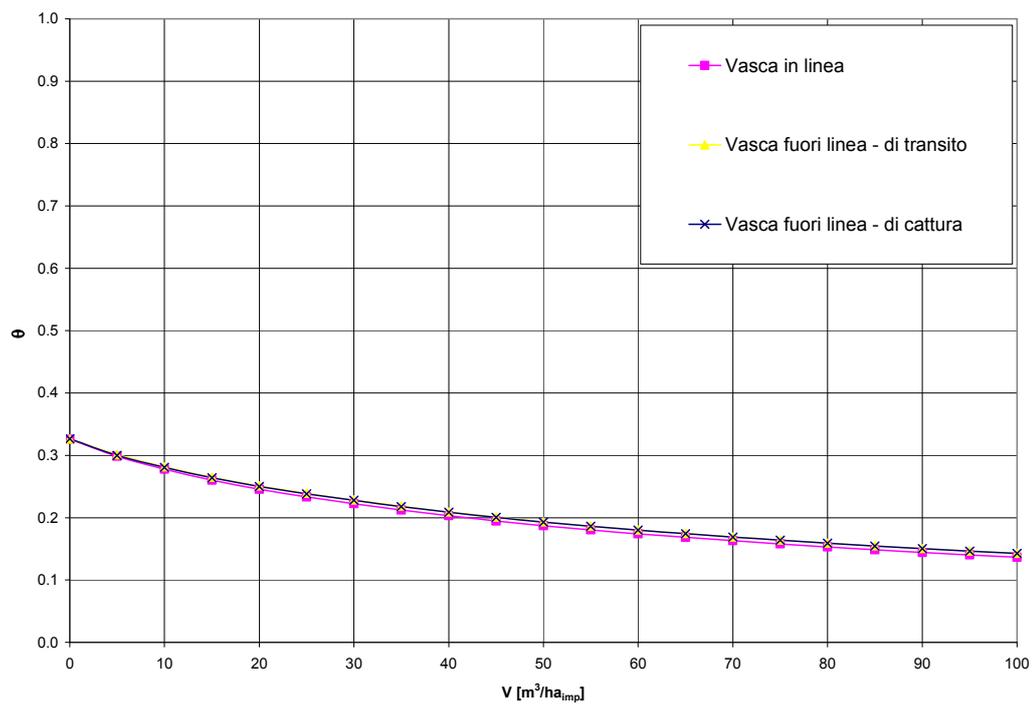


Figura 5.14 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema separato ($C = 7 Q_{mn}$)

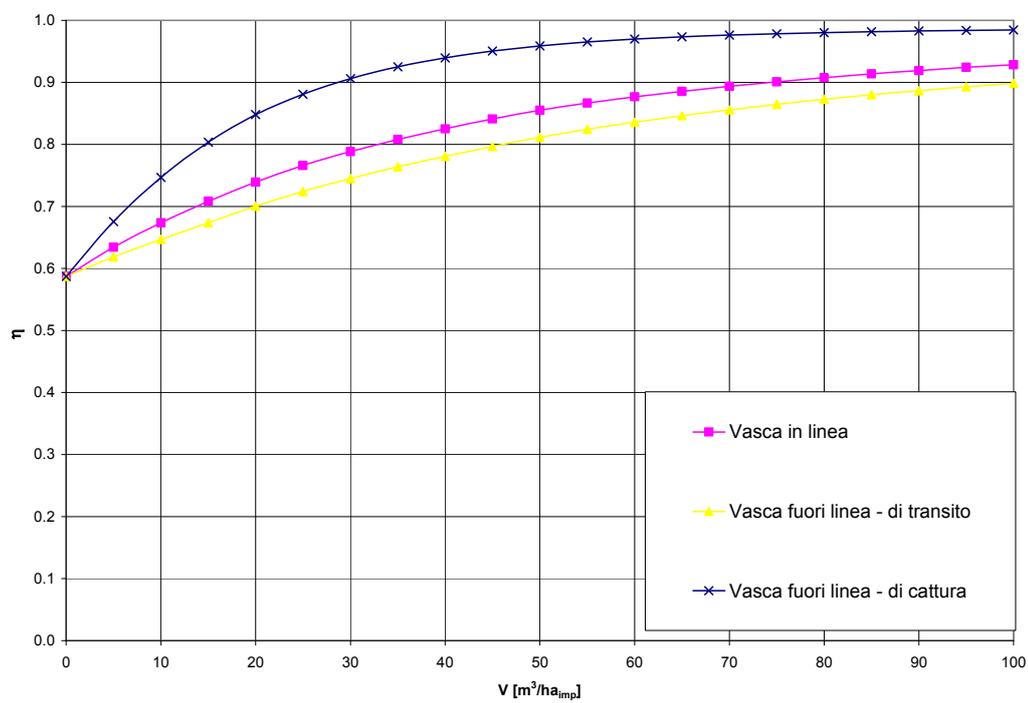


Figura 5.15 – Curve medie $\eta(V)$. Sistema misto ($C = 7 Q_{mn}$)

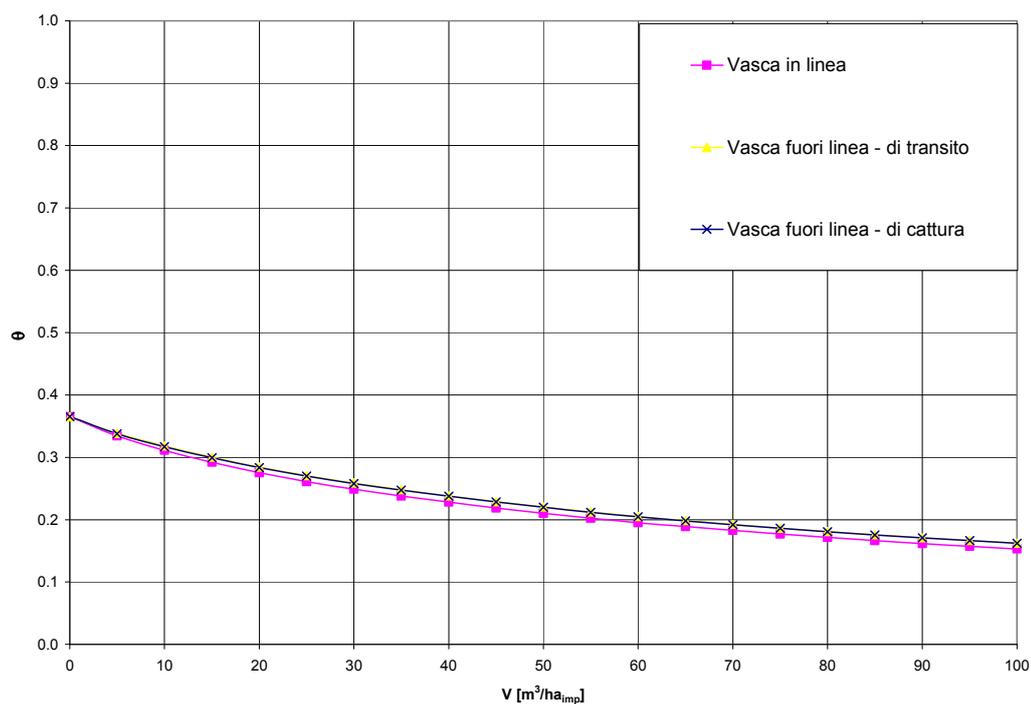


Figura 5.16 – Curve medie $\theta(V)$. Sistema misto ($C = 7 Q_{mn}$)

Dalla sovrapposizione dei diagrammi mediani di $\eta(V)$ si nota come, a parità di V , il sistema con vasca fuori linea di cattura abbia rendimenti maggiori rispetto a quelli ottenibili attraverso vasche di cattura il linea o fuori linea di transito.

In particolare, nella Tabella 5.1 sono riportati i valori medi di η per i diversi sistemi analizzati, considerando una volumetria della vasca di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ (valore generalmente consigliato dalle normative regionali). I numeri tra parentesi, invece, rappresentano gli incrementi percentuali, a parità di C e tipo di sistema, rispetto alla configurazione con vasca fuori linea di transito (che ha i rendimenti medi η più bassi).

Sistema accoppiato ($V = 50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$)	$C = 3 Q_{mn}$		$C = 5 Q_{mn}$		$C = 7 Q_{mn}$	
	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto
Vasca in linea	0.76 (7.0%)	0.65 (10.2%)	0.84 (5.0%)	0.79 (6.7%)	0.89 (4.7%)	0.85 (4.9%)
Vasca fuori linea di transito	0.71	0.59	0.80	0.74	0.85	0.81
Vasca fuori linea di cattura	0.94 (32.4)	0.86 (45.7)	0.97 (21.2%)	0.93 (25.7%)	0.98 (15.3%)	0.96 (18.5%)

Tabella 5.1 – Valori medi di η per il sistema accoppiato con $V = 50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$

Tra l'altro, le configurazioni con vasca in linea e fuori linea di transito, presentano curve medie $\eta(V)$ molto prossime tra loro. Questo comportamento analogo in termini di efficacia, a parità di volume specifico, è confermato anche da altre ricerche [Bornatici et al., 2004a; Paoletti e Papiri, 2007]. Ciò ha suggerito di ricercare un'unica espressione interpolante, per i diversi valori della portata di taglio dello scaricatore. In particolare, l'equazione utilizzata è la (4.3), sotto richiamata, ed i valori dei parametri sono riportati in Tabella 5.2.

$$\eta(V) = a \cdot [b - \exp(c \cdot V)] \quad (4.3)$$

	$C = 3 Q_{mn}$		$C = 5 Q_{mn}$		$C = 7 Q_{mn}$	
	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto
a	0.515	0.608	0.401	0.467	0.317	0.363
b	1.812	1.462	2.380	2.003	3.039	2.619
c	-0.019	-0.017	-0.022	-0.020	-0.024	-0.023

Tabella 5.2 – Valori dei parametri a, b e c per l'equazione $\eta(V) = a \cdot [b - \exp(c \cdot V)]$

Osservando, altresì, gli andamenti medi delle curve $\theta(V)$, è possibile notare come le tre diverse configurazioni impiantistiche, a parità di portata di taglio dello scaricatore, consentano lo scarico nel ricettore della stessa percentuale di volume

liquido complessivamente entrante nel sistema di drenaggio. Per tale ragione, anche in questo caso, si è ricercata un'unica espressione per $\theta(V)$, utilizzando la (4.4) del Capitolo 4. I valori dei parametri individuati sono riportati in Tabella 5.3.

$$\theta(V) = \frac{1}{(d + e \cdot V)} \quad (4.4)$$

	C = 3 Q_{mn}		C = 5 Q_{mn}		C = 7 Q_{mn}	
	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto	Sistema separato	Sistema misto
d	1.930	1.640	2.503	2.185	3.020	2.794
e	0.022	0.016	0.033	0.027	0.041	0.036

Tabella 5.3 – Valori dei parametri d ed e per l'equazione $\theta(V) = \frac{1}{(d + e \cdot V)}$

Utilizzare una vasca di prima pioggia in linea o fuori linea di transito, con volume specifico pari a 50 m³/ha_{imp} consente di raggiungere gli stessi rendimenti ottenibili, a parità di portata di taglio dello scaricatore, con vasche fuori linea di cattura dotate, però, di volumetrie molto più piccole, circa un terzo di una vasca di transito (poco più di 15 m³/ha_{imp} per il sistema separato e poco meno di 20 m³/ha_{imp} per il sistema misto).

5.3.3 INFLUENZA DELLA PORTATA DI SOGLIA: VASCA DI CATTURA

Altre considerazioni possono essere fatte sovrapponendo i diagrammi delle curve delle espressioni semplificate mediane di $\eta(V)$ relative alla configurazione con vasca fuori linea di cattura, per le varie portate di taglio dello scaricatore (3 Q_{mn}, 5 Q_{mn}, 7 Q_{mn}).

In Figura 5.17 sono rappresentate le curve relative al sistema separato e in Figura 5.18 quelle del sistema misto.

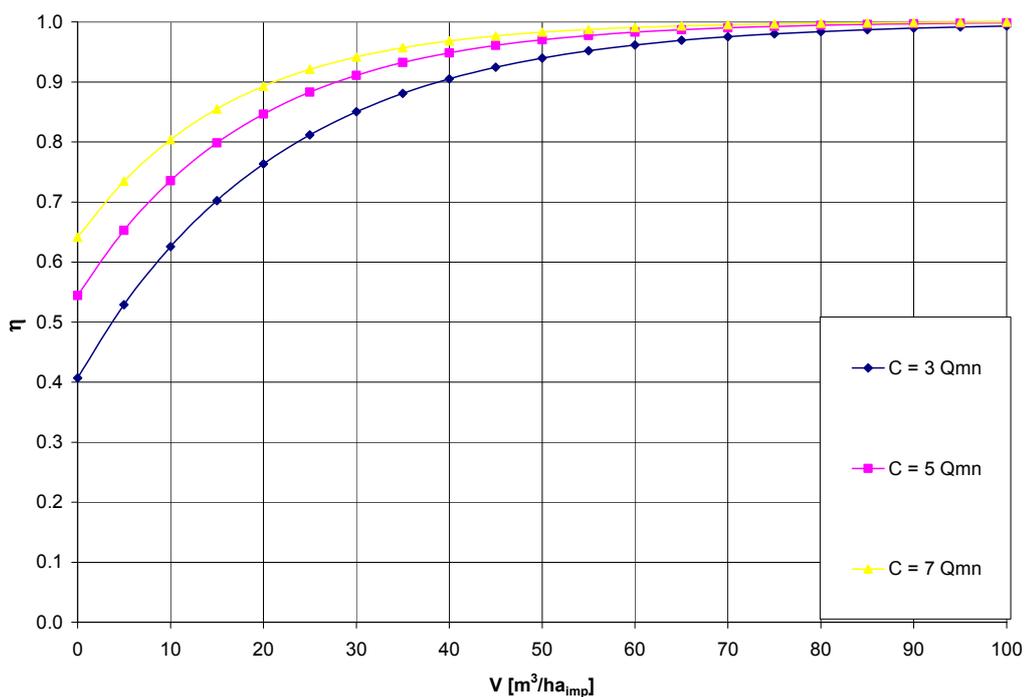


Figura 5.17 – $\eta(V)$. Sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

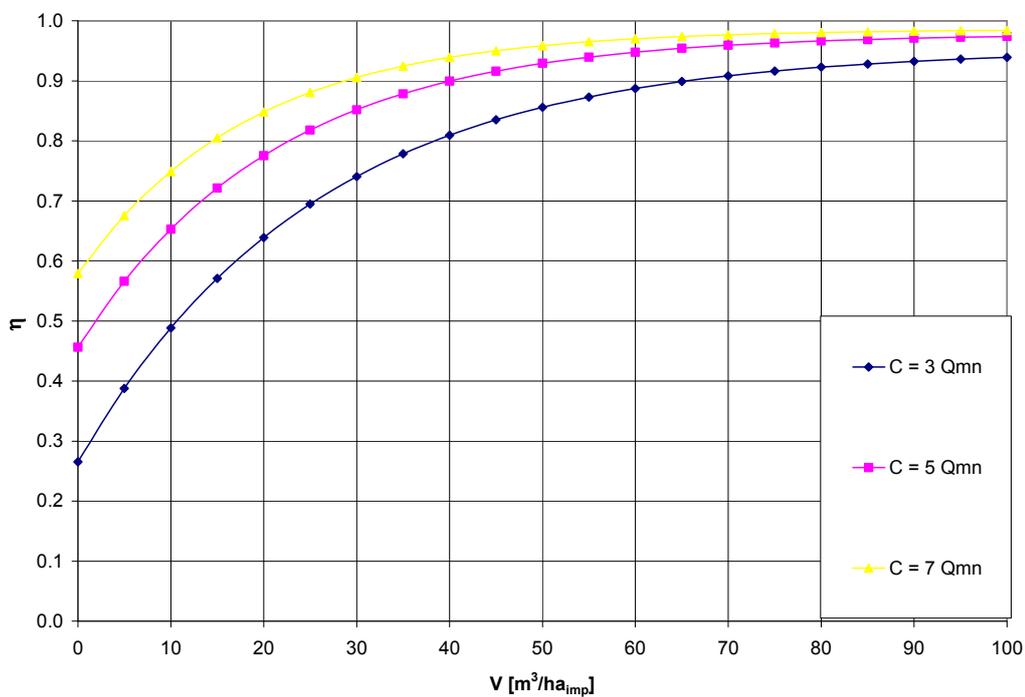


Figura 5.18 – $\eta(V)$. Sistema accoppiato scaricatore-vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

Prima di tutto si può notare, come era ovvio attendersi, un incremento di rendimento a parità di volume della vasca e di portata di taglio dello scaricatore, passando da sistema misto a sistema separato (a causa della presenza dei SST provenienti dagli scarichi delle acque nere).

Inoltre, all'aumentare della portata di soglia dello scaricatore, gli incrementi di rendimento $\eta(V)$ risultano maggiori per il sistema misto che non per quello separato. All'uopo si prendano in considerazione i volumi della vasca a cui, generalmente, si fa riferimento nella pratica progettuale, ovverosia $25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ e $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$.

Per un volume specifico pari a $25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$ si può osservare come, passando dalla portata di soglia dello scaricatore $3 Q_{\text{mn}}$ a $5 Q_{\text{mn}}$, si abbia un incremento di rendimento pari al 9% nel sistema separato e al 19% in quello misto. Da $5 Q_{\text{mn}}$ a $7 Q_{\text{mn}}$, invece, si riduce l'aumento di rendimento, attestandosi intorno all' 4.5% per il sistema separato ed al 7.3% per quello misto.

E' evidente, quindi, come la portata di soglia dello scaricatore abbia maggiore influenza sul rendimento di rimozione dei SST nel caso di sistema misto che non in quello separato; inoltre, l'esiguo aumento di beneficio ottenibile passando da $5 Q_{\text{mn}}$ a $7 Q_{\text{mn}}$, probabilmente non sarebbe giustificato dalla maggiore di spesa da sostenere sia per la realizzazione di canali con maggiore diametro, sia per la costruzione dell'impianto di trattamento.

Dalle Figure è altresì possibile osservare come, a parità di rendimento η , una maggiore portata di taglio dello scaricatore comporti un decremento del volume specifico della vasca. Ad esempio, nel caso di sistema separato, utilizzando un

sistema accoppiato con scaricatore a $7 Q_{mn}$ e vasca a $40 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, è possibile ottenere lo stesso rendimento di uno stesso sistema dotato di scaricatore con portata di soglia di $5 Q_{mn}$ e vasca di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$. Nel caso di sistema misto, invece, lo stesso rendimento di un sistema con scaricatore a $5 Q_{mn}$ e vasca di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ viene raggiunto con uno scaricatore a $7 Q_{mn}$ e una vasca avente un volume di $35 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$.

5.3.4 INFLUENZA DELLA PORTATA DI SOGLIA: VASCA DI TRANSITO E IN LINEA

Le stesse considerazioni possono essere fatte anche nel caso di sistema con vasca fuori linea di transito o vasca in linea, aventi comportamenti simili per quanto concerne l'abbattimento di SST nel ricettore. Le Figure mostrano la sovrapposizione delle curve medie $\eta(V)$, sia per il sistema separato (Figura 5.19) che misto (Figura 5.20), per i tre valori di C dello scaricatore (con riferimento ai valori di Tabella 5.2).

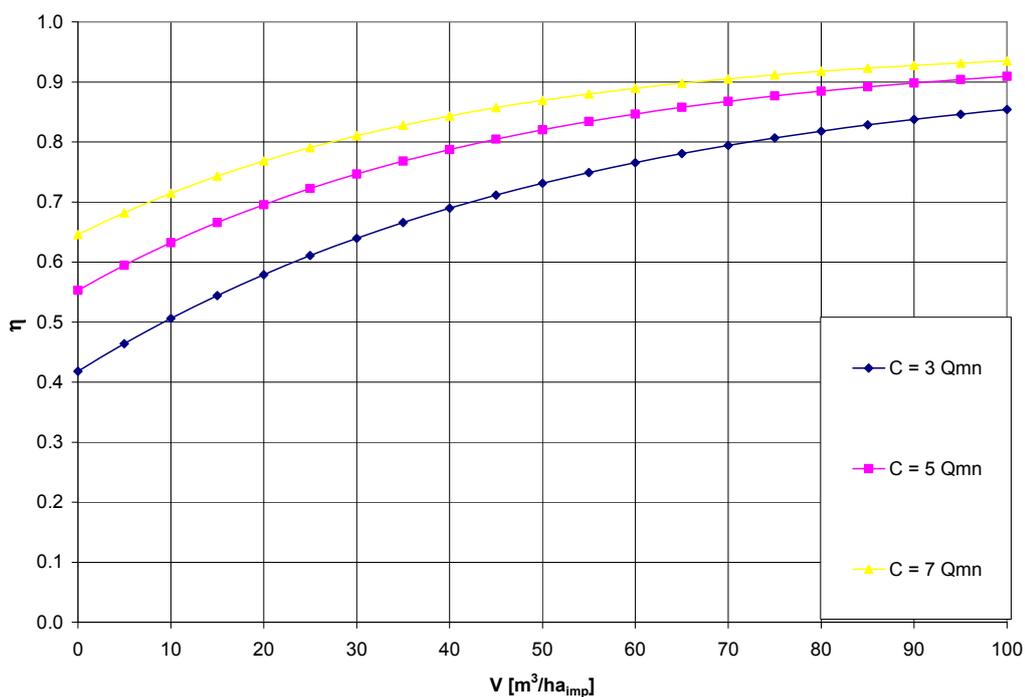


Figura 5.19 – $\eta(V)$. Sistema scaricatore-vasca fuori linea di transito o sistema con vasca in linea. Sistema separato.

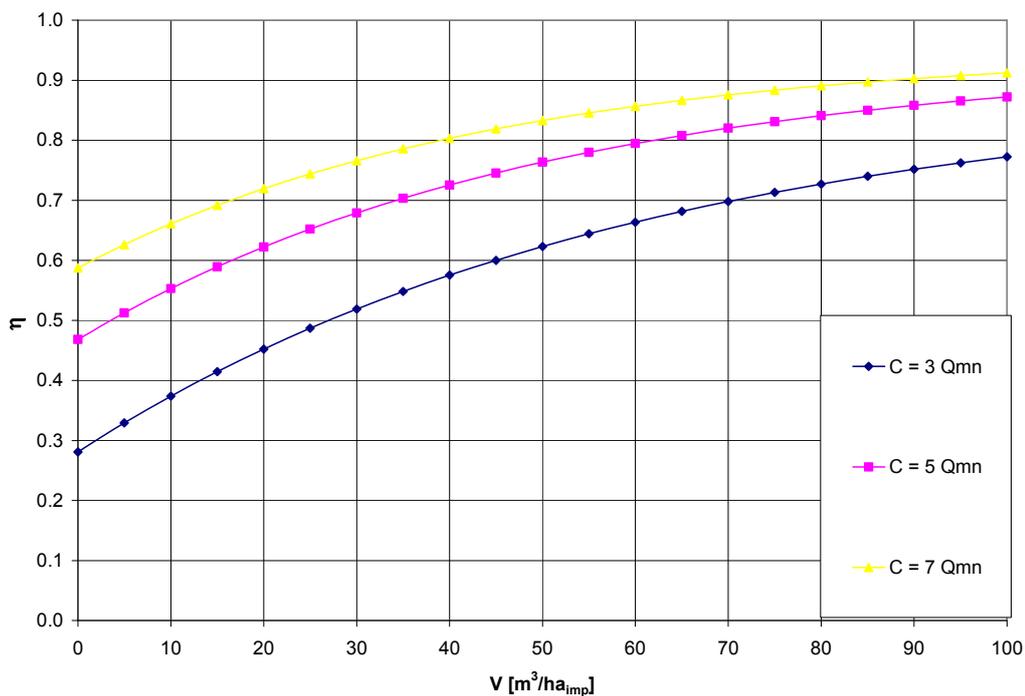


Figura 5.20 – $\eta(V)$. Sistema scaricatore-vasca fuori linea di transito o sistema con vasca in linea. Sistema misto.

In tal caso, l'influenza della portata di soglia dello scaricatore è ancora maggiormente evidente.

Nel caso di sistema separato, passare da una configurazione con $C = 3 Q_{mn}$ ad una a $C = 5 Q_{mn}$, a parità di volume della vasca ($50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$), porta ad un incremento di rendimento pari al 12.3 % (che raggiunge il 22.6% nel sistema misto). Passare da $C=5 Q_{mn}$ a $C=7 Q_{mn}$, comporta, invece, un aumento di η del 6% (9.2% nel caso di sistema misto).

Inoltre, occorre evidenziare che anche in questo caso, a parità di rendimento η , aumentare la portata di taglio dello scaricatore comporta un decremento del volume specifico della vasca, maggiore di quanto non accadesse per il sistema con vasca di cattura. Infatti lo stesso η ottenibile con $C = 5 Q_{mn}$ e vasca di $50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$ si raggiunge con un $C = 7 Q_{mn}$ e una vasca di circa $30 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$, sia nel caso di sistema separato che misto.

5.4 CONCLUSIONI

Al termine del presente lavoro di Tesi è possibile concludere sottolineando l'attendibilità delle relazioni semplificate (sia quelle medie che quelle funzione dell' h_{gp} , ampiamente descritte nel quarto Capitolo) nello studio degli interventi strutturali a servizio di bacini urbani campani. Esse, infatti, consentono di avere un ordine di grandezza circa l'efficienza di scaricatori e vasche. Possono, pertanto, essere utilizzate dal progettista durante la fase di pianificazione di un intervento, consentendo di operare un confronto critico circa la maggiore o minore convenienza di una particolare opera, soprattutto alla luce di un'analisi costi-benefici che, in fase preliminare, risulta di fondamentale importanza.

Certamente un sistema accoppiato con vasca di cattura consente di ottenere, in ogni situazione, rendimenti di rimozione del carico inquinante più alti, a parità di

volume specifico della vasca, rispetto agli altri sistemi. Tuttavia, la maggiore complicazione impiantistica dovuta al controllo del by-pass, potrebbe risultare, in qualche caso, onerosa dal punto di vista economico (a causa delle non trascurabili spese da sostenere per gli strumenti di controllo) e gestionale (per le numerose manutenzioni ordinarie da dover effettuare per scongiurare malfunzionamenti del sistema, maggiormente probabili a causa della sua elevata complessità).

Le vasche in linea o fuori linea di transito hanno rendimenti confrontabili (pur se leggermente maggiori nel caso “in linea”) ma, comunque, minori rispetto al sistema di cattura; potrebbero, tuttavia, risultare la soluzione più economica. Occorre però, anche, tenere in considerazione il fatto che disporre una capacità di accumulo in linea ad un collettore, rende necessaria una certa disponibilità di spazio; tuttavia, qualora si necessitasse di limitati ingombri, è possibile distribuire il volume complessivo in vasche più piccole in serie (ciascuna delle quali avente minore volume) ottenendo, così come alcuni studi hanno evidenziato [Piro et al., 2007], addirittura incrementi di rendimento. In alternativa, è possibile sempre utilizzare una vasca fuori linea di transito.

Tali considerazioni, comunque, possono essere particolarizzate per un certo bacino oggetto di studio, ricostruendo le curve rappresentative di η e di θ , attraverso uno dei due approcci semplificati proposti nel Capitolo 4. Naturalmente, le relazioni semplificate che utilizzano come unica variabile indipendente l'altezza media di pioggia per giorno piovoso (h_{gp}), caratteristica del regime pluviometrico di un'area, consentono di ricavare, in maniera diretta e con risultati molto prossimi a quelli ottenuti dalle simulazioni, il rendimento di uno scaricatore e di una vasca di prima pioggia, in tutte le configurazioni indagate. Per altro, la stima dell' h_{gp} è

facilmente desumibile anche dagli Annali Idrologici e l'utilizzo delle (4.5), (4.6) e (4.9) può, almeno in una fase preliminare, evitare le lungaggini temporali derivanti dalle laboriose simulazioni numeriche.



A chiusura del mio lavoro di tesi, non potevo non ringraziare il prof. Giuseppe De Martino, il mio “autore” durante questi tre anni di Dottorato, nonché il prof. Nicola Fontana, l'ing. Francesco De Paola e l'ing. Gustavo Marini, per tutto l'aiuto e il supporto, non solo materiale, che mi hanno donato. Grazie di cuore.

APPENDICE A

QUADRO NORMATIVO SUI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO E LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

A.1 RETI DI DRENAGGIO URBANO

Gli impianti di fognatura sono definiti dalla Delibera del Comitato Interministeriale del 4/2/77 come *“il complesso di canalizzazioni generalmente sotterranee atte a raccogliere ed allontanare da insediamenti civili e/o produttivi, le acque reflue provenienti dalle attività umane in genere”*.

Per le acque reflue, il Decreto Legislativo 152/99, all'art. 2, fa una distinzione tra acque reflue industriali e acque reflue urbane: le prime sono definite come *“qualsiasi tipo di acque reflue scaricate da edifici od installazioni in cui si svolgono attività commerciali o di produzione di beni, diverse dalle acque reflue domestiche e dalle acque meteoriche di dilavamento”*, mentre le seconde come *“le acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue domestiche, di acque reflue industriali, ovvero meteoriche di dilavamento convogliate in reti fognarie, anche*

separate, e provenienti da agglomerati”. Le acque meteoriche di dilavamento, a loro volta, per poter essere comprese nella categoria delle acque reflue urbane devono rispondere a due requisiti:

- essere convogliate in reti fognarie, anche separate;
- provenire da un agglomerato: area in cui la popolazione ovvero le attività economiche sono sufficientemente concentrate da rendere possibile la raccolta e il convogliamento delle acque reflue urbane verso un sistema di trattamento di acque reflue urbane o verso un punto di scarico finale.

Un sistema di drenaggio urbano, in genere, è formato dalle opere di drenaggio superficiale (caditoie e cunette, allacciamenti privati), dalle canalizzazioni destinate al convogliamento delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque reflue di origine civile e produttiva, dagli eventuali manufatti di controllo idraulico e ambientale (scaricatori di piena, vasche di prima pioggia e vasche volano), dalle eventuali stazioni di sollevamento, dai manufatti di scarico e dall’impianto di trattamento. Ovviamente tutto il sistema deve essere concepito in maniera unitaria e coerente per evitare le disfunzioni che, invece, insorgono proprio quando reti di drenaggio e impianto di trattamento sono progettati indipendentemente l’uno dall’altro [Artina et al., 1997]. Si riporta di seguito la terminologia usata per le opere suddette:

- *Fogne*. Con tale termine si intendono quelle canalizzazioni elementari che raccolgono le acque provenienti da fognoli di allacciamento e/o da caditoie, convogliandole ai collettori.

- *Collettori.* Si tratta di quelle canalizzazioni che costituiscono l'ossatura principale della rete, che raccolgono le acque provenienti dalle fogne e, allorché conveniente, quelle ad essi direttamente addotte da fognoli e/o caditoie. Le loro dimensioni sono ovviamente maggiori di quelle delle fogne servite; la loro giacitura deve risultare tale da consentire che le acque convogliate dalle fogne possano immettersi in essi agevolmente. I collettori a loro volta confluiscono in un emissario.
- *Emissario.* Per esso si intende il canale che, partendo dal termine della rete vera e propria, adduce le acque raccolte al recapito finale (fiume, torrente, alveo, inghiottitoio, lago, mare, ecc.) dove le acque addotte vengono definitivamente versate previo adeguato trattamento. Nel caso si tratti di emissario consortile, questo può ricevere in punti definiti le acque provenienti da altre reti.
- *Impianto di depurazione.* Per esso si intende l'insieme delle unità operatrici destinate a trattare le acque, tenuto conto dei loro caratteri secondo le modalità e nella misura richieste dalle condizioni del recipiente e/o di un eventuale reimpiego ed in osservanza delle disposizioni emanate dalle competenti Autorità.

A.2 TIPOLOGIA DELLE RETI DI DRENAGGIO URBANO

L'allontanamento delle acque di un agglomerato urbano può avvenire mediante un'unica rete per le acque bianche e per quelle nere. Si ha allora il

cosiddetto *sistema unitario*, spesso denominato anche *sistema misto*. Tale sistema di drenaggio è costituito da collettori unici che convogliano all'impianto di trattamento ovvero al ricettore finale le acque reflue urbane intese anche come miscela di acque reflue domestiche e industriali (eventualmente pretrattate), nonché le acque meteoriche di dilavamento in occasione di precipitazioni. Il loro dimensionamento, pertanto, sarà basato sulle portate delle acque meteoriche che risultano prevalenti anche rispetto alle portate delle altre acque reflue in occasione dei massimi eventi previsti in progetto.

Si può, invece, provvedere separatamente al trasporto delle acque di pioggia con una rete pluviale o rete di acque bianche e al trasporto degli scarichi domestici e di quelli delle industrie con una rete di acque nere. Il sistema prende allora il nome di *sistema doppio* o *separato*.

La scelta del tipo di sistema fognario da adottare è notevolmente complessa in quanto condizionata da molteplici fattori di tipo tecnico, ambientale e, non meno importanti, economico. Fino a qualche tempo addietro, specialmente per piccoli abitati, si provvedeva solamente all'allontanamento delle acque bianche, oppure solamente a quelle delle acque nere, oppure ancora ad allontanare le acque di pioggia solo nelle strade più importanti, lasciando che nelle strade minori esse defluissero superficialmente nelle cunette stradali. Tali scelte non vengono, però, più prese in esame, dal momento che gli interventi operativi vengono di norma effettuati con la doppia finalità di provvedere al contempo sia alla salvaguardia idraulica che a quella igienico-sanitaria e devono, pertanto, interessare nella loro generalità tutte le aree urbane prese in considerazione.

Le recenti disposizioni legislative sembrano propendere per il sistema separato, considerando, quindi, che lo scarico diretto, ossia senza trattamento delle acque meteoriche di dilavamento, non comporti in genere gravi problemi per il corpo idrico ricettore. Nell'Allegato del Decreto della Presidenza del Consiglio dei Ministri 4 marzo 1996 "Disposizioni in materia di risorse idriche", infatti, si legge: *"Nelle zone di nuova urbanizzazione e nei rifacimenti di quelle esistenti si deve di norma, salvo ragioni tecniche, economiche ed ambientali, prevedere il sistema separato. In tali zone si prevede l'avvio delle acque di prima pioggia nella rete nera se compatibile con il sistema di depurazione adottato"*. Ancora l'art. 25 del Decreto Legislativo 11 maggio 1999, n. 152 "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relative alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato da nitrati provenienti da fonti agricole", impone alle Regioni di prevedere norme e misure volte a favorire la riduzione dei consumi e l'eliminazione degli sprechi ed in particolare a: *"realizzare nei nuovi insediamenti sistemi di collettamento differenziati per le acque piovane e per le acque reflue"*. Infine, il comma 3 dell'articolo 27 (Reti fognarie) del Capo III (Tutela qualitativa della risorsa: disciplina degli scarichi), della stessa 152/99 raccomanda quanto segue: *"la progettazione, la costruzione e la manutenzione delle reti fognarie si effettuano adottando le tecniche migliori che non comportino costi eccessivi ...omissis..."*

Tale giudizio sembra derivare dal fatto che la migliore protezione ambientale si consegue evitando la miscelazione delle acque meteoriche di dilavamento con quelle reflue di origine civile e produttiva, in quanto:

- si evita lo sfioro di acque miste inquinate dagli scaricatori di piena nei corpi idrici ricettori durante gli eventi meteorici;
- si riserva alle sole acque reflue il trattamento negli impianti di depurazione per la maggiore costanza dei carichi idraulici e di massa in ingresso.

Nonostante tale convinzione, negli ultimi tempi è andato sempre più affermandosi, per le fognature urbane, l'utilizzazione del sistema misto. Le principali motivazioni di tale tendenza consistono:

- nei sempre maggiori carichi inquinanti raccolti dalle acque pluviali che le fanno assimilare in larga misura a quelle nere (specie nelle aree dove più intenso è l'insediamento urbano o dove sono concentrati i maggiori complessi produttivi) tanto che il loro scarico tal quale è sovente inaccettabile per i ricettori;
- nella difficoltà di realizzazione e manutenzione nel tempo di un'effettiva e completa separazione delle reti fognarie (soprattutto quando si vuole trasformare un sistema esistente misto in separato);
- nei costi più contenuti derivanti dalla realizzazione di una sola sezione anziché di due;
- nella presenza nel sistema separato di un'aliquota in genere non trascurabile di allacciamenti scorretti.

Gli studi specifici di settore, come verrà illustrato nei capitoli successivi, indicano che le soluzioni progettuali basate sul sistema di tipo unitario non sono assolutamente da scartare a priori, poiché nella maggior parte dei casi garantiscono prestazioni superiori, sia sotto l'aspetto della fattibilità tecnica, sia con riferimento

alla tutela dell'ambiente e, soprattutto, in termini di oneri economici di realizzazione e di gestione. Infatti si può dimostrare come un sistema unitario, se dotato di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia correttamente progettati, offra normalmente una protezione ambientale dei corpi idrici ricettori del tutto paragonabile a quella conseguibile con un sistema separato ben progettato. Ad ogni modo, si può senz'altro affermare che la migliore scelta progettuale resta affidata come al solito al buon senso dei tecnici e degli enti preposti, sulla base di studi di dettaglio che consentano di individuare la soluzione definitiva in virtù delle peculiarità dell'area di intervento, ossia in seguito ad un'analisi delle condizioni ingegneristiche, ambientali ed economiche legate alla specifica situazione. Una buona soluzione si potrebbe, infatti, ottenere con entrambe le tipologie, unitarie o separate, di sistemi fognari, perché entrambe siano dotate delle moderne tecnologie di invaso e scarico.

La quasi totalità della rete al Nord è del tipo unitario, con un solo condotto posto al centro della sede stradale che raccoglie sia le acque usate e di rifiuto che le acque piovane. Fanno eccezione solo le reti di alcuni centri abitati minori e di alcuni abitati di recente edificazione dove esistono reti separate per le acque usate e quelle meteoriche. I sistemi separati sono più diffusi al Centro-Sud. C'è poi il sistema separatore-misto, dove le acque meteoriche di prima pioggia, a causa del loro elevato carico inquinante, vengono avviate a depurazione.

Sulle reti di tipo misto, per impedire sovrappressioni, sono installati gli scolmatori di pioggia, cioè una sorta di valvola di sicurezza che entra in funzione quando l'ingresso di acque meteoriche nella rete mista eccede una certa soglia, considerata pericolosa per la fognatura. Le acque in eccesso, miste ai liquami civili

e industriali che afferiscono alla rete, vengono quindi recapitati ad un corpo idrico superficiale. Naturalmente, qualora si verifichi l'evento, i liquami vengono scaricati senza trattamento depurativo, salvo per quella quota che ha raggiunto il depuratore e che può essere passata almeno per un sistema di grigliatura-decantazione. In acque superficiali giungono pertanto molti degli inquinanti prodotti dalle attività industriali e artigianali del bacino servito.

Nella Tabella A.1, di seguito riportata, sono stati richiamati i principali vantaggi e svantaggi delle due tipologie, derivati dalla analisi delle situazioni reali e dalla esperienza maturata durante decenni di studi sui sistemi di drenaggio urbano.

Tipologia sistema	Vantaggi	Svantaggi
Unitario o misto	Realizzazione di un unico sistema di canalizzazioni	Accumulo di depositi durante prolungati periodi di tempo asciutto
	Semplificazione negli allacciamenti al sistema	Necessità di predisporre opportuni accorgimenti nel ciclo di trattamento dei reflui
	Minore esigenza di spazio nella sezione stradale e contenute intersezione con altre reti	Difficoltà operative in aree pianeggianti dove necessitano impianti di sollevamento
	Minori costi di realizzazione e di gestione del sistema fognario	Necessità di accorgimenti e pretrattamenti per le immissioni da aree industriali

Separato	Maggiore omogeneità delle caratteristiche dei reflui inviati all'impianto di depurazione	Doppio sistema di canalizzazione con problemi di allacciamenti ed interferenze con altri sottoservizi
	Disponibilità di acque di definite caratteristiche qualitative, ai fini del riuso dei reflui depurativi	Necessità di avere a disposizione recapiti rappresentati da sistemi separati
	Maggiore facilità di lavaggio della fogna nera	Elevate probabilità di immissioni nere nella fogna pluviale
	Applicazione in comprensori fortemente industrializzati o in zone pianeggianti	Maggiori oneri di costruzione e di gestione del sistema fognario

Tabella A.1-Vantaggi e svantaggi delle due tipologie di fognature. [De Martino et al., 2004]

A.3 DISCIPLINA NORMATIVA INTERNAZIONALE E NAZIONALE IN MATERIA DI ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per quanto concerne la normativa in campo internazionale, il problema relativo alle acque di prima pioggia risulta un argomento in continua evoluzione.

In particolare, le due diverse filosofie che sono alla base dei diversi indirizzi normativi riguardano la limitazione della quantità d'acqua scaricata (Giappone e Germania) ovvero del carico inquinante (Paesi Europei con l'esclusione dell'Inghilterra e della Scozia), oppure di entrambi (Inghilterra, Scozia, Stati Uniti).

In alcuni paesi del Medio Oriente (Giordania, Arabia Saudita, Egitto ed altri), lo scarico nella rete fognaria delle acque meteoriche di dilavamento è proibito.

La normativa statunitense, getta le sue basi nel 1972 con il Clean Water Act [USEPA, 1972] finalizzato al ripristino e al mantenimento dell'integrità chimica, fisica e biologica delle acque degli Stati Uniti. Inoltre, l'U.S. EPA ha finanziato la

“Nationwide Urban Runoff Program” (NURP) e altri studi (1977-82) e ha dimostrato che gli scarichi delle acque di pioggia provenienti da aree residenziali, commerciali ed industriali erano contaminate [USEPA, 1983], ponendo le basi per la U.S. EPA Regulation for Storm Water. In particolare, già nel CWA si cita il National Pollutant Discharge Elimination System (NPDES), un programma nato nel 1972 per controllare lo scarico degli inquinanti in punti definiti, centrato inizialmente solo sull’acqua di scarico dei processi industriali. Solo con un emendamento del 1987 vengono incluse anche le acque di pioggia [Candelpergher e Grossi, 2005].

A livello Europeo si cita la direttiva CE 91/271 sul trattamento delle acque reflue urbane e la direttiva CE 2000/60 che traccia in linee generali il tema di gestione delle acque. A livello tecnico si ricorda la norma del 1997 UNI EN 752, sostituita dalla UNI EN 752:2008 (“Connessioni di scarico e collettori di fognatura all’esterno degli edifici”) che accenna qualcosa sulla determinazione della frequenza delle precipitazioni e sul dimensionamento.

Per quel che riguarda la Scozia e l’Inghilterra si ricorda il CIRIA PR664 “Model Agreements for sustainable water management systems” che tratta in maniera specifica la gestione sostenibile delle acque di prima pioggia, anche con riferimento ad un loro possibile riutilizzo. In particolare oltre alla qualità e quantità dello scarico, si tiene conto del valore estetico delle aree interessate da corpi idrici o da strutture per il drenaggio. Infatti, per quanto concerne le aree di nuovo insediamento, stabilita l’incidenza del corpo idrico sulla edificazione, mediante modelli matematici, viene stabilita la quantità d’acqua meteorica da trattare obbligatoriamente (volume del trattamento): si tratta di un approccio basato non su

una media annuale o giornaliera, così come proposto da altri paesi, bensì sull'evento [Candelpergher e Grossi, 2005].

Anche in Germania la normativa tratta in maniera specifica il problema delle acque meteoriche. La Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, DWA, sotto la sigla ATV-DVWK, è l'associazione tedesca che si occupa di tutti gli aspetti legati all'acqua. Essa definisce regole attraverso standards e fogli di consultazione. Sul tema delle acque meteoriche, in particolare, sono state emanate alcune norme tecniche tra le quali si ricorda la ATV-DVWK-A 128 "Normativa di indirizzo per il calcolo e la progettazione delle opere di sgravo delle fognature miste", il cui principio ispiratore è la minimizzazione degli afflussi di acque di pioggia nelle fognature.

La normativa ambientale nazionale che definisce le politiche di tutela e gestione sostenibile delle acque si pone l'obiettivo strategico di conseguire un buono stato ecologico per tutti i corpi idrici entro il 2016. Questo obiettivo deve essere incluso nei piani di gestione dei bacini idrici e nei relativi piani stralcio di tutela delle acque. Questi piani quindi dovranno considerare anche la prevenzione e la riduzione degli effetti inquinanti sui corpi idrici derivanti dalla presenza di significative aree urbane metropolitane nei bacini suddetti.

A livello nazionale si è trascurato per lungo tempo il delicato problema riguardante il trattamento delle acque di prima pioggia. Basti pensare che la legge del 10 maggio 1976 n. 319 (meglio nota come legge Merli), che ha per oggetto proprio la *"disciplina degli scarichi di qualsiasi tipo (...) in tutte le acque superficiali e sotterranee (...) nonché in fognature, nel suolo e nel sottosuolo e l'organizzazione dei pubblici servizi di acquedotto, fognature e depurazione"* (art.

1), non menziona nemmeno le acque meteoriche. Nell'articolo 16 fa genericamente riferimento alle *“acque di rifiuto decadenti dalle superfici e dai fabbricati privati e pubblici, ivi inclusi stabilimenti e opifici industriali, a qualunque uso adibiti”*, specificando che per *“i servizi relativi alla raccolta, l'allontanamento, la depurazione e lo scarico (...) spetta ai comuni o ai consorzi intercomunali il pagamento di un canone e diritto secondo apposita tariffa. La tariffa è formata dalla somma di due parti corrispondenti rispettivamente al servizio di fognatura ed a quello di depurazione. La prima parte è determinata in rapporto alla quantità di acqua effettivamente scaricata, incluse le eventuali acque di pioggia calcolate in base all'area e alla natura delle superfici scolanti. La seconda parte è determinata in rapporto alla quantità ed alla qualità delle acque scaricate”* Tali tariffe sono state successivamente eliminate dal decreto legge del 28 febbraio 1981 n. 38, convertito nella legge del 23 aprile 1981 n. 153.

Con l'emanazione del Decreto Legislativo n. 152 del 11/05/1999 (Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole), successivamente integrato dal D.Lgs.258/00, il legislatore affronta, per la prima volta, nello specifico il problema delle acque meteoriche di dilavamento e del trattamento delle acque di prima pioggia [De Martino et al. 2004] all'art. 39, che viene di seguito integralmente riportato:

1 Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le Regioni disciplinano:

a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;

b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

2 Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma precedente non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dal presente decreto.

3 Le Regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari casi nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento dalle superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.

4 È comunque vietato lo scarico di acque meteoriche nelle acque sotterranee.

Il D.Lgs. 152/99 (art. 2) distingue le acque meteoriche dalle “acque reflue industriali”, definite come “qualsiasi tipo di acque reflue scaricate da edifici od installazioni in cui si svolgono attività commerciali o di produzione di beni, diverse dalle acque reflue domestiche e dalle acque meteoriche di dilavamento”. Invece ammette le acque meteoriche come componenti delle “acque reflue urbane” perché per esse “s'intendono le acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue

domestiche, di acque reflue industriali, ovvero meteoriche di dilavamento convogliate in reti fognarie, anche separate, e provenienti da agglomerato”.

Il legislatore demanda alle Regioni la regolamentazione dei casi in cui le acque meteoriche di dilavamento, di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate, raccolte e depurate, in relazione alle attività svolte, qualora vi sia rischio di inquinamento da sostanze pericolose o comunque da sostanze che possano influire negativamente al raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici (art. 39, comma 3). Resta comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche in corpi idrici sotterranei (art. 39, comma 4). Invece le acque meteoriche non soggette alla disciplina regionale non sono soggette a vincoli o prescrizioni.

Anche il successivo Decreto Legislativo n°152 del 3 aprile 2006, già citato in precedenza, nella sezione relativa alle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia afferma che queste vanno disciplinate “ai fini della prevenzione dai rischi idraulici ed ambientali”, demandando la regolamentazione a livello regionale.

La regione Lombardia, ancor prima del D.Lgs 152/99, con l'emanazione della Legge Regionale n. 62 del 27 maggio 1985, relativa alla “disciplina degli scarichi degli insediamenti civili delle fognature pubbliche e tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento”, affronta l'argomento in maniera approfondita, fornendo utili indicazioni per lo smaltimento delle acque meteoriche. In particolare, la normativa si mostra attenta alla necessità di evitare il depauperamento delle falde idriche sotterranee, che nel tempo si sono progressivamente ridotte a causa dell'impermeabilizzazione crescente delle superfici filtranti e dello sfruttamento

sempre più intenso, e a quella di conservarne la qualità. E' proprio per rispondere a queste esigenze che la L.R. n. 62 distingue le acque meteoriche dalle acque di prima pioggia, definite nell'articolo 20 *“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 stabilisce che tale valore si verifichi in 15 minuti; i coefficienti di afflusso delle rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate ed impermeabilizzate, e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate”*.

Dal punto di vista qualitativo, le acque di prima pioggia sono certamente le più insidiose, in quanto dilavano superfici asciutte e non beneficiano della diluizione. Per questo il loro smaltimento richiede tecniche più sofisticate rispetto alle acque meteoriche, per le quali la normativa prevede lo scarico nel suolo. In particolare si legge nell'articolo 19 che *“i nuovi insediamenti di cui al precedente articolo 14 possono recapitare sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo le acque meteoriche, previa separazione delle acque di prima pioggia (...) purché esse siano convogliate e recapitate con opere di smaltimento indipendenti e tali da consentire il prelevamento di campioni ai fini di quanto disposto dal successivo articolo 23”*.

Il Consiglio regionale della Lombardia ha individuato, con la deliberazione della Giunta Regionale del 24 giugno 1986 n. 4/10562, gli insediamenti che, in relazione all'attività svolta, debbono obbligatoriamente assoggettare a trattamento le acque di prima pioggia. Essi sono:

- stazioni di distribuzione carburante, autofficine, carrozzerie, autolavaggi, depositi di mezzi di trasporto pubblico;
- lavanderie a umido e tintorie;
- studi e laboratori fotografici e radiografici;
- depositi di rifiuti, centri di cernita e/o trasformazione degli stessi, depositi di rottami, depositi di veicoli destinati alla demolizione;
- depositi all'ingrosso di sostanze liquide e/o solide;
- mercati all'ingrosso di carne, pesce, frutta, verdura e fiori;
- macelli annessi ai negozi di vendita carne.

L'articolo 20 specifica inoltre le norme di smaltimento delle acque di prima pioggia: *“Previa realizzazione d’opere di convogliamento e smaltimenti indipendenti, nelle zone non servite da pubbliche fognature e non ubicate in prossimità di corpi d’acqua superficiali, le acque di prima pioggia e quelle di lavaggio delle superfici, quali pavimenti, cortili, piazzali e di qualsiasi altra area interna ed esterna agli insediamenti di cui al precedente articolo 14 possono essere recapitate sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, nel rispetto delle disposizioni di cui alla legge 10 maggio 1976, n. 319 e successive modificazioni, nonché di quelle emanate dal Consiglio regionale e di quelle del successivo articolo 23. Quest’ ultimo impone controlli diretti sui terreni e sulle opere utilizzate per la dispersione degli scarichi al fine di accertare l’eventuale presenza di “sostanze che possano, per tipo o quantità, risultare dannose o pericolose per le acque sotterranee” (art. 23).*

Non tutte le acque di prima pioggia necessitano, però, dei medesimi trattamenti: secondo il citato articolo 20 spetta, infatti, al Consiglio Regionale

individuare quegli insediamenti che, in relazione all'attività svolta, *“debbono assoggettare a trattamento le acque di prima pioggia, stabilendo gli obiettivi del trattamento e le modalità dello smaltimento, nonché i termini di adeguamento per gli insediamenti esistenti”*. Il Consiglio Regionale Lombardo ha, infatti, approvato in data 21 marzo 1990 la deliberazione n. IV/1946 che individua le categorie di insediamenti produttivi e civili da sottoporre alla disciplina dell'articolo 20.

Il trattamento delle acque di prima pioggia, che deve essere attuato per *“eventi meteorici che si succedono a distanza, l'uno dall'altro, non inferiore a 48 ore”*, deve portare al conseguimento dei limiti di accettabilità indicati nella Tabella 3 dell'Allegato 5: *“Limiti di emissioni degli scarichi idrici”* della legge 152/99, riportato in Tabella A.2:

Numero parametro	Sostanze	Unità di misura	Scarico in acque superficiali	Scarico in fognatura pubblica*
1	pH		5,5-9,5	5,5-9,5
2	temperatura	°C	(1)	(1)
3	colore		non percettibile con diluizione 1:20	non percettibile con diluizione 1:40
4	odore		non deve essere causa di molestie	non deve essere causa di molestie
5	materiali grossolani		assenti	assenti
6	solidi sospesi totali (2)	mg/l	≤80	≤200
7	BOD ₅ (come O ₂) (2)	mg/l	≤40	≤250
8	COD (come O ₂) (2)	mg/l	≤160	≤500
9	alluminio	mg/l	≤1	≤2,0
10	arsenico	mg/l	≤0,5	≤0,5
11	bario	mg/l	≤20	-
12	boro	mg/l	≤2	≤4
13	cadmio	mg/l	≤0,02	≤0,02
14	cromo totale	mg/l	≤2	≤4
15	cromo VI	mg/l	≤0,2	≤0,2
16	ferro	mg/l	≤2	≤4
17	manganese	mg/l	≤2	≤4
18	mercurio	mg/l	≤0,005	≤0,005
19	nichel	mg/l	≤2	≤4
20	piombo	mg/l	≤0,2	≤0,3
21	rame	mg/l	≤0,1	≤0,4
22	selenio	mg/l	≤0,03	≤0,03
23	stagno	mg/l	≤10	-
24	zinco	mg/l	≤0,5	≤1,0
25	cianuri totali (come CN)	mg/l	≤0,5	≤1,0
26	cloro attivo libero	mg/l	≤0,2	≤0,3
27	solfori (come S)	mg/l	≤1	≤2
28	solfiti (come SO ₂)	mg/l	≤1	≤2
29	solfati (come SO ₃) (3)	mg/l	≤1000	≤1000
30	cloruri (3)	mg/l	≤1200	≤1200
31	fluoruri	mg/l	≤6	≤12
32	fosforo totale (come P) (2)	mg/l	≤10	≤10
33	azoto ammoniacale (come NH ₄) (2)	mg/l	≤15	≤30
34	azoto nitroso (come N) (2)	mg/l	≤0,6	≤0,6
35	azoto nitrico (come N) (2)	mg/l	≤20	≤30
36	grassi e oli animali/vegetali	mg/l	≤20	≤40
37	idrocarburi totali	mg/l	≤5	≤10
38	fenoli	mg/l	≤0,5	≤1
39	aldeidi	mg/l	≤1	≤2
40	solventi organici aromatici	mg/l	≤0,2	≤0,4
41	solventi organici azotati (4)	mg/l	≤0,1	≤0,2
42	tensioattivi totali	mg/l	≤2	≤4
43	pesticidi fosforati	mg/l	≤0,10	≤0,10
44	pesticidi totali (esclusi i fosforati) (5)	mg/l	≤0,05	≤0,05
45	- aldrin	mg/l	≤0,01	≤0,01
46	- dieldrin	mg/l	≤0,01	≤0,01
47	- endrin	mg/l	≤0,002	≤0,002
48	- isodrin'	mg/l	≤0,002	≤0,002
49	solventi clorurati (5)	mg/l	≤1	≤2
50	<i>Escherichia coli</i> (6)	UFC/100ml	nota	
51	saggio di tossicità acuta (7)		il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è ≥ del 50% del totale	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è ≥ del 80% del totale

Tabella A.2-Valori limite di emissione in acque superficiali e in fognatura [all. 5 al d.lgs. 152/99].

Altre indicazioni circa lo smaltimento delle acque meteoriche, in particolare delle acque di prima pioggia, sono fornite dalla Regione Emilia Romagna mediante l'approvazione della Delibera di Giunta Regionale. n. 286 del 14/02/2005, in cui sono definite le acque di prima pioggia come "i primi 2.5-5 mm di acqua meteorica

di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio. Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si considerano pari a 1 per le superfici lastricate od impermeabilizzate. Restano escluse dal computo suddetto le superfici eventualmente coltivate.”

La Regione Emilia Romagna con la Delibera di Giunta Regionale N. 1860 del 18 Dicembre 2006 ha emanato le “Linee Guida di indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia in attuazione della D.G.R. N. 286 del 14 /02/ 2005”.

Tali Linee Guida sono finalizzate a fornire orientamenti tecnici, criteri di riferimento e modalità operative agli operatori del settore (progettisti, tecnici delle Province e dei Comuni ed operatori degli Organi di controllo) per la realizzazione dei sistemi di gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia (opere di collettamento, manufatti di scarico e di trattamento), nonché a garantire l’uniformità ed omogeneità di applicazione in ambito regionale delle disposizioni della Delibera della Giunta Regionale del febbraio 2005 n. 286 “*Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne.*”

Nella presente delibera sono definite:

Acque di lavaggio: *acque comunque approvvigionate (attinte o recuperate) utilizzate per il lavaggio delle superfici scolanti di cui alla lettera c) e qualsiasi altra acqua di origine non meteorica che interessi direttamente o indirettamente dette superfici;*

Evento meteorico: una o più precipitazioni atmosferiche, anche tra loro temporaneamente distanziate, di altezza complessiva almeno pari a 5 mm, che si verifichino o si susseguano a distanza di almeno 72 ore da un precedente e analogo evento;

- *Superficie scolante: l'insieme di strade, cortili, piazzali, aree di carico e scarico e di ogni altra superficie scoperta alle quali si applicano le disposizioni previste dalla direttiva di cui alla deliberazione della Giunta regionale n. 286/2005;*
- *Acque pluviali: le acque meteoriche di dilavamento dei tetti, delle pensiline e dei terrazzi degli edifici e delle installazioni;*
- *Coefficienti di afflusso (alla rete): coefficiente per il calcolo del volume di acqua di prima pioggia derivante dalla superficie scolante;*
- *Acque reflue di dilavamento: acque meteoriche di dilavamento derivanti da superfici scolanti nelle quali il dilavamento permane per la durata dell'evento meteorico. Esse si qualificano a tutti gli effetti come "acque di scarico".*

La Regione Toscana, con l'emanazione della Legge Regionale n. 20 del 31/05/06 "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento" afferma che:

"lo scarico di acque meteoriche dilavanti non contaminate in pubblica fognatura mista e nella condotta bianca delle fognature separate è ammesso e non necessita di autorizzazione nel rispetto delle seguenti condizioni:

- a) compatibilità della rete fognaria dal punto di vista idraulico con la portata immessa nella medesima;*

b) caratteristiche tali da non compromettere l'efficienza depurativa dell'impianto di depurazione a servizio della fognatura ricevente;

c) comunicazione preventiva al gestore da effettuarsi solo per i nuovi stabilimenti.

È' comunque vietato lo scarico di acque meteoriche dilavanti non contaminate nella condotta nera delle fognature separate."

Altre indicazioni si ritrovano nel Piano Direttore a stralcio del piano di tutela delle acque della Regione Puglia, in cui le acque di prima pioggia vengono definite come *"le prime acque meteoriche di dilavamento fino ad un'altezza di precipitazione massima di 5 mm, relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, uniformemente distribuite sull'intera superficie scolante"*. Tali acque insieme a quelle di lavaggio delle aree esterne che dilavano dalle pertinenze di stabilimenti industriali, nonché da strade e piazzali destinati alla movimentazione e deposito di mezzi e materiali, anche se chiusi, in appositi contenitori, che possono dar luogo al rilascio di sostanze di cui alla Tabella 3 dell'all. 5 del D.Lgs. 152/99, devono essere raccolte in vasca a tenuta stagna e sottoposte ad un trattamento depurativo appropriato in loco, tale da consentire il rispetto dei limiti di emissione previsti dalla Tabella 3 per le immissioni in fogna e nelle acque superficiali, ovvero nel rispetto dei limiti previsti nella Tabella 4 nel caso di immissioni sul suolo. Mentre le acque di seconda pioggia, diversamente da quanto disciplinato dalla Lombardia e dall'Emilia Romagna, devono essere sottoposte prima del loro smaltimento ad un trattamento di grigliatura, sedimentazione e disoleazione. Nelle more di attuazione dei piani di tutela ai sensi

dell'art. 44 del d.lgs. 152/99, gli scarichi e le immissioni negli strati superficiali del sottosuolo non possono avvenire a meno di 500 m da opere di captazione di acqua potabile e a meno di 250 m da opere di captazione per uso irriguo [Fabiani et al., 2006].

Nella Regione Campania, il Vice Commissario di Governo, con riferimento alla tutela delle acque, indica la seguente procedura: *“dovrà essere afferita agli impianti di depurazione la totalità dei reflui civili e industriali gravitanti sulle reti degli agglomerati urbani superiori o uguali a 2000 abitanti, con la possibilità, per i sistemi unitari, di collettare in tempo di pioggia sino a cinque volte la portata nera di tempo secco, nonché, per tutti i tipi di rete, un volume di prima pioggia di almeno 25 m³/ha riferito alle superfici stradali direttamente connesse con i sistemi fognari”*.

La Regione Lazio, con la L.R. n.14 del 6 agosto 1999, ha recepito le indicazioni del Decreto Legislativo 152/99. In tale Legge si specificano i compiti della Regione stessa in materia di inquinamento delle acque. Con la successiva D.C.R. n.112 del 10 luglio 2002, nell'ambito del Piano di gestione di rifiuti, vengono definite le prescrizioni relative alla gestione delle acque di pioggia per varie tipologie di impianto, quali impianti di selezione e pretrattamento dei rifiuti ed impianti di compostaggio aerobico e anaerobico. Viene imposto l'obbligo di realizzare reti separate per le acque meteoriche. Inoltre, mentre per le acque provenienti dai tetti viene consentito lo scarico diretto in fognatura pluviale, per le acque di ruscellamento provenienti dai piazzali è prescritto lo stoccaggio, con eventuale avvio al trattamento, in vasche aventi un volume minimo pari al prodotto tra la superficie scolante e un'altezza di pioggia convenzionale di 5 millimetri.

Con il Piano di Tutela delle Acque (Dicembre 2004), la Regione Veneto individua gli strumenti per la protezione e la conservazione della risorsa idrica. In particolare, nelle Norme tecniche di Attuazione, vengono distinte le aree esterne adibite ad attività produttive (aree scoperte in cui vi sia il rischio di dilavamento di sostanze indesiderate) e quelle non adibite a tali attività (quali strade pubbliche e private, piazzali di sosta di automezzi, parcheggi di aree industriali). Nel primo caso, le acque di dilavamento sono considerate acque reflue industriali e, pertanto, *“sono soggette al rilascio dell’autorizzazione allo scarico ed al rispetto dei limiti di emissione”*; per la seconda tipologia di aree, le reti fognarie *“sono sempre autorizzate e possono scaricare anche al suolo”*. Per le acque di pioggia, esse devono essere stoccate in serbatoi o aree allagabili durante il momento di massimo afflusso per poi essere recapitate a trattamento. In mancanza di depuratore, tali acque devono essere opportunamente pretrattate *“tramite sistemi di sedimentazione accelerata”*. I volumi da pretrattare sono calcolati considerando le acque che dilavano le superficie nei primi 15 minuti di precipitazione (che producono una lama d’acqua di almeno 5 mm uniformemente distribuita su tutta la superficie). Gli eventi di pioggia separati sono considerati quelli fra i quali intercorre un intervallo temporale di almeno 48 ore. Inoltre viene prescritto che i Regolamenti Edilizi Comunali debbano limitare la realizzazione di superfici urbane impermeabilizzate. E’ inoltre vietata *“la realizzazione di nuove superfici scoperte di estensione superiore a 1000 mq che siano totalmente impermeabili; viceversa devono essere previsti sistemi di pavimentazione che consentano l’infiltrazione delle acque meteoriche sul suolo”*.

Il Piano di Tutela delle Acque della Regione Liguria (Ottobre 2004) , al paragrafo 4.4.1.1.2, parla della gestione delle acque meteoriche. In particolare vengono fornite indicazioni alquanto generali; si trova scritto, infatti, *che “il trattamento di tali acque viene di solito effettuato in vasche di sedimentazione/disoleazione che consentono la rimozione del materiale particolato, contenente residui incombusti, metalli pesanti, ecc., e la separazione degli oli e dei grassi che si accumulano nel tempo sul manto stradale. Generalmente le vasche vengono dimensionate in funzione delle superfici scolanti assumendo i primi 5 mm e tenendo conto degli eventuali tempi di corrivazione. Il dimensionamento è di solito largamente sufficiente per captare i prodotti liquidi pericolosi eventualmente sversati in caso di incidente, che devono essere interamente immagazzinati dal sistema per impedire la diffusione di contaminazione nel sottosuolo”*. Inoltre, al fine di valutare le migliori soluzioni perseguibili vengono individuate diverse tipologie di intervento *“in funzione delle caratteristiche del territorio, della densità di popolazione, della disponibilità di spazio e della sua agibilità, ecc.”*.

Il P.T.A. del Piemonte (D.C.R. n. 117-10731 del 13 marzo2007), all’ Art. 32 (Acque meteoriche di dilavamento e di lavaggio delle aree esterne) elenca le acque da assoggettare a disciplina ai sensi dell’articolo 113 del d.lgs. 152/2006. In particolare, per gli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da agglomerati urbani e collettate da reti fognarie separate occorre individuare *“gli interventi necessari al controllo e alla riduzione del carico complessivo. Tali interventi possono consistere nella realizzazione di vasche di prima pioggia, ovvero nell’adozione di appositi sistemi di trattamento o di accorgimenti finalizzati*

all'ottimizzazione della capacità di invaso del sistema fognario nel suo complesso, mediante sistemi di controllo a distanza, nonché mediante l'utilizzo di invasi aggiuntivi idonei allo scopo. Tali interventi sono affiancati da modalità gestionali del sistema viario e da interventi sul sistema edilizio ed urbano finalizzati a ridurre il carico inquinante connesso agli eventi piovosi, quali ad esempio la regolazione delle portate meteoriche drenate, la riduzione delle superfici urbane impermeabilizzate e la previsione di sistemi di ritenzione, rilascio ritardato e infiltrazione superficiale nel suolo delle acque meteoriche.”. Inoltre per le reti fognarie unitarie viene imposta la realizzazione o l'adeguamento funzionale degli scaricatori di piena delle acque miste; “Gli scaricatori sono ubicati e proporzionati per conseguire una significativa riduzione del carico inquinante rispetto alle esigenze di protezione del corpo ricettore e sono dotati di dispositivi idonei a garantirne la funzionalità.”

La Giunta Regionale della Regione Marche, con Delibera 07.02.2005, n. 157 (Bollettino Ufficiale Regionale 22 febbraio 2005, n. 19) Approvazione delle linee guida per le aree produttive ecologicamente attrezzate della Regione Marche (art. 26 D.Lgs. 112/98; artt. 16 e 19 L.R. 10/99; L.R. 20/03) affronta, nell'Allegato A, il problema concernente la gestione delle acque meteoriche. In particolare si fa riferimento alle aree industriali ove viene prescritto il trattamento delle acque di dilavamento e *“particolare attenzione dovrà essere poi posta a diminuire, all'interno dell'area industriale, la presenza di superfici impermeabili attraverso la realizzazione di spazi pavimentati con materiali alternativi al bitume od al cemento.”*. Tuttavia, viene consigliata una gestione sostenibile delle acque meteoriche attraverso tecniche alternative (i canali di bio filtrazione, i canali di bio infiltrazione, le fasce tampone, i bacini di infiltrazione, i pozzi di infiltrazione) che potrebbero comportare, oltre che

una riduzione del rischio di inquinamento, anche un vantaggio economico per le imprese insediate.

APPENDICE B

INTERVENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

Per ridurre il carico inquinante nei corpi idrici ricettori, non è sufficiente depurare le sole acque reflue, ma è necessario mettere in atto opportune strategie per il controllo degli scarichi di origine meteorica.

In linea generale, è possibile individuare due categorie principali d'interventi, che si distinguono a seconda che si punti a ridurre alla sorgente la produzione di sostanze inquinanti (*source control*) o che si scelga di trattare adeguatamente le acque di dilavamento contaminate (*treatment control*). Gli interventi di tipo *source control* sono definiti interventi non strutturali, mentre quelli di tipo *treatment control* sono noti come interventi strutturali [Paoletti, 2003].

B.1 INTERVENTI NON STRUTTURALI

Per interventi non strutturali possono intendersi quegli interventi che sono atti a controllare l'eventuale fonte contaminante, e quindi quelle tecniche gestionali

atte a ridurre l'esposizione alla pioggia delle possibili fonti di inquinamento, limitando di conseguenza la quantità di inquinante trasportabile dall'acqua. Tali pratiche implicano l'utilizzo di tecniche di gestione innovative, l'educazione del personale tecnico e gestionale, o anche la riprogettazione di strutture al fine di ridurre il potenziale di inquinamento. Peraltro tali misure preventive presentano un elevato rapporto costi/benefici, in quanto normalmente non richiedono un impegno supplementare di superfici e di costi di costruzione e possono essere raggiunte con un modico sforzo.

Tra gli interventi non strutturali è possibile annoverare le seguenti pratiche:

- Rimozione di detriti da aree impermeabilizzate;
- Programmi di educazione del personale impiegato nei lavori di immagazzinamento;
- Riduzione di esposizione alle piogge di materiali stoccati in piazzali;
- Riduzione e conversione dei potenziali inquinanti chimici utilizzati nelle applicazioni industriali ed agricole;
- Pulizia delle strade e delle aree di parcheggio con macchine spazzatrici;
- Sistemi secondari per la deviazione e la raccolta provvisoria delle acque di pioggia.

La riduzione delle fonti di inquinamento è la tipica pratica non strutturale per controllare il rilascio di inquinanti attraverso le acque di ruscellamento. La rimozione di questi inquinanti dal territorio urbano prima che avvengano le precipitazioni può effettivamente limitare la quantità di inquinanti contenute nelle acque. La riduzione di tali fonti può essere realizzata utilizzando diversi processi

quali: controllo dello spargimento di fertilizzanti, pesticidi o diserbanti; pulizia delle strade; raccolta degli sfalci; controllo degli scarichi abusivi di oli usati, detersivi, vernici nei collettori delle acque chiare; controllo dei possibili passaggi o infiltrazioni nelle fognature.

B.2 INTERVENTI STRUTTURALI

Gli interventi strutturali sono principalmente attuati nelle reti fognarie urbane mediante:

- Scaricatori di piena;
- Vasche di prima pioggia (capacità di accumulo o ritenzione);

secondo diversi schemi impiantistici che prevedono:

- l'impiego di soli scaricatori di piena;
- l'impiego congiunto di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia **in linea**;
- l'impiego congiunto di scaricatori di piena e vasche di prima pioggia **fuori linea**.

La progettazione di ciascuno degli interventi strutturali elencati dipende chiaramente dalla definizione delle portate e dei volumi che è necessario intercettare ed inviare ad un adeguato trattamento ed è, quindi, dettata dalla caratterizzazione delle acque di prima pioggia sia in termini qualitativi che quantitativi.

Si procede, nel seguito ad una descrizione essenziale degli interventi strutturali prima citati.

B.2.1 SCARICATORI DI PIENA

Gli scaricatori di piena sono manufatti atti a deviare in tempo di pioggia, verso i ricettori finali, le portate meteoriche eccedenti le portate nere diluite, definite come compatibili con l'efficienza degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane.

Durante gli eventi meteorici si verificano diluizioni spinte delle acque convogliate nelle reti miste di drenaggio urbano e diviene possibile, se necessario, smaltire parte delle acque in arrivo nell'emissario più vicino.

Il controllo delle portate defluenti verso valle è effettuato disponendo all'interno del sistema di drenaggio uno scolmatore o scaricatore di piena (Fig B.1) che:

- devia verso il recapito finale le portate eccedenti il valore limite ammesso nella rete di valle (scaricatori di alleggerimento);
- convoglia all'impianto di depurazione l'intera portata in arrivo fino quando essa non è sufficientemente diluita e tale da poter essere scaricata nel recapito finale più vicino (ricettore naturale).

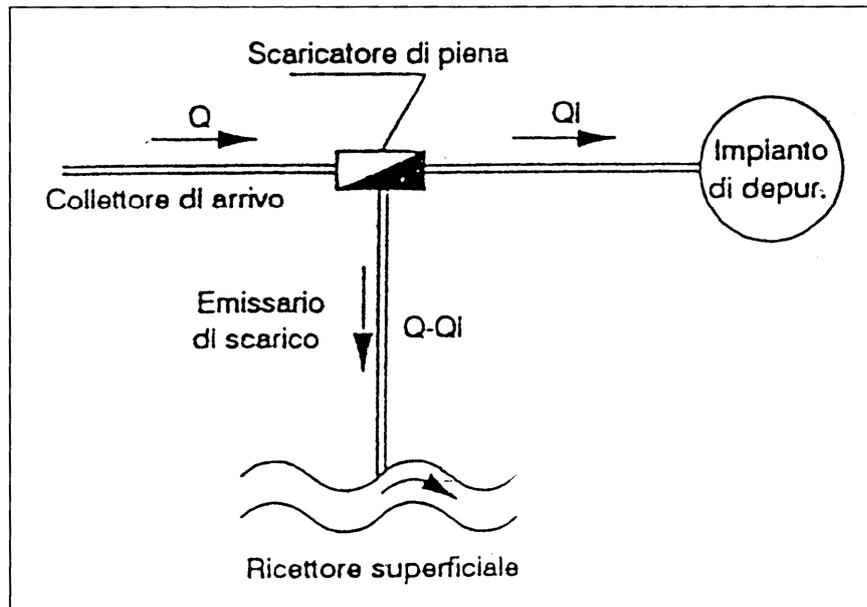


Figura B.1—Schema di funzionamento di uno scaricatore di piena e nomenclatura utilizzata.
[Bonomo et al., 1993]

In generale la progettazione dei manufatti ripartitori deve rispondere alla duplice esigenza:

- di assicurare, dal punto di vista idraulico, una buona efficienza ai vari regimi di funzionamento, in modo da ridurre convenientemente le portate immesse nel deviatore e conseguentemente le dimensioni e i costi dello stesso;
- di garantire, dal punto di vista ambientale, che lo scarico delle acque sfiorate verso il ricettore non si traduca in una fonte di inquinamento tale da attenuare sensibilmente i presunti vantaggi ipotizzati all'atto dell'impostazione progettuale della fognatura e degl'impianti di depurazione [Bonomo et al., 1993]

Il dimensionamento degli scaricatori di piena è legato alla determinazione della portata di soglia Q_{nd} (portata nera diluita) in rete unitaria, o Q_{bd} (portata bianca

diluita) in caso di rete esclusivamente pluviale, oltre la quale inizia lo sfioro verso il ricettore. Tale portata è definita in funzione di quella massima accettabile dalla rete di valle per gli scaricatori di alleggerimento, invece nel caso di scaricatori predisposti all'ingresso di un impianto di trattamento, in funzione delle dimensioni dell'impianto e conseguentemente della portata che può essere trattata nei periodi di pioggia.

Lo scaricatore divide la portata P in arrivo in quella derivata Q verso la depurazione e in quella $P-Q$ sfiorata verso il ricettore attraverso il canale emissario. Nella Figura B.2 vengono riportati gli schemi idraulici di funzionamento degli scaricatori di piena nei sistemi fognari separati e unitari, che consentono lo scarico nel ricettore, solo quando la portata supera un valore di soglia prefissato.

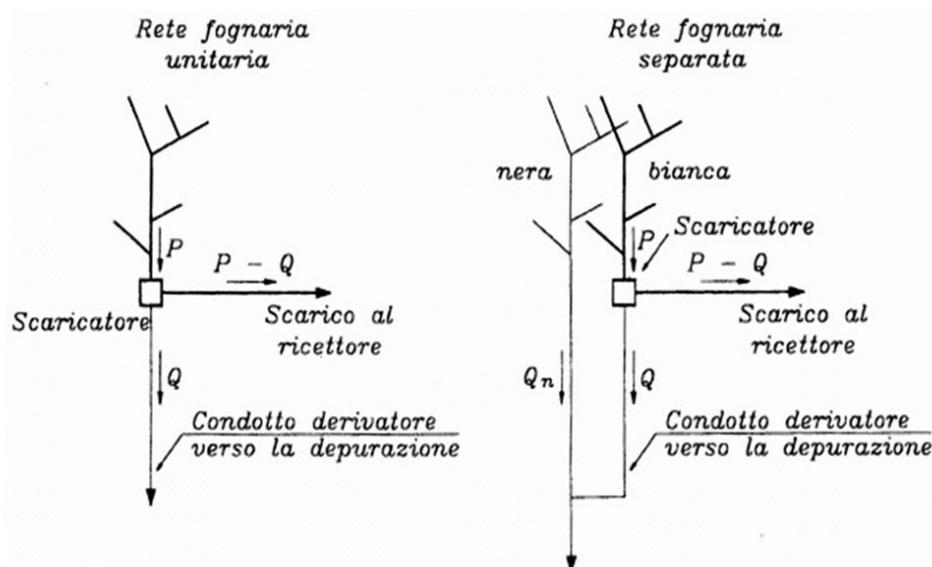


Figura B.2-Schemi di funzionamento dello scaricatore di piena per reti unitarie e separate [Artina et al.,1997].

Nel caso dei sistemi unitari, la portata Q dovrebbe essere costantemente uguale a quella di soglia Q_{nd} (portata nera diluita) espressa in funzione del rapporto di diluizione:

$$r = \frac{Q_{nd}}{Q_{nm}} \quad (B.1)$$

dove Q_{nm} è la portata mediana nera in tempo asciutto. Da tale definizione ne consegue:

$$Q_{nd} = r \cdot Q_{nm} = Q_{nm} + (r - 1) \cdot Q_{nm} \quad (B.2)$$

in cui $(r-1) Q_{nm}$ rappresenta il valore di soglia della portata meteorica (detta anche bianca) Q_b .

Quanto alle reti unitarie, facendo le ipotesi semplificative di :

- miscelazione completa tra la portata nera Q_n e quella bianca Q_b ;
- assenza di sedimentazione in rete;
- assenza di trasformazioni biochimiche delle sostanze convogliate;
- sostanze inquinanti presenti con le concentrazioni della portata nera c_n e della portata bianca c_b , sempre costanti durante l'evento;

la concentrazione media ponderale $c(t)$ al tempo t degli stessi inquinanti nella portata complessiva che si forma in fognatura è data da:

$$c(t) = \frac{c_n Q_n(t) + c_b Q_b(t)}{Q_n(t) + Q_b(t)} \quad (B.3)$$

Dal punto di vista ambientale lo sfioro potrebbe essere ammesso solo quando la diluizione determinata dalla portata Q_b è tale da ridurre c a valori compatibili con il ricettore.

Considerando la portata nera costante e pari al suo valore medio Q_{nm} , la concentrazione c_s nel momento in cui inizia lo sfioro è data da:

$$c_s = \frac{c_n Q_{nm} + c_b (r - 1) Q_{nm}}{r Q_{nm}} = \frac{c_n + c_b (r - 1)}{r} \quad (B.4)$$

noti i valori di c_n e c_b di ogni parametro inquinante d'interesse e fissato il corrispondente valore c_s ammissibile per il ricettore, con la relazione precedente, si calcola il rapporto r di progetto e quindi la portata Q_{nd} caratteristica del manufatto partitore. La scelta del valore Q_{nd} (o di r) da adottare nel progetto dello scaricatore fu demandata dalla *Legge Merli* (abrogata dal D.L. 152/99 e successivo D.L. 258/2000) alle Regioni, infatti nel D.L. 258/2000 non risulta presente alcuna indicazione circa il dimensionamento degli scaricatori di piena.

Misure effettuate su scarichi di fognature separate e miste di numerosi centri urbani di diverse nazioni hanno messo in luce un'estesissima varietà di situazioni ed un campo di variazione delle loro caratteristiche estremamente ampio. Ne consegue, che, pur essendo disponibile in letteratura un'abbondante quantità di osservazioni sperimentali, nella definizione dei parametri di progetto (coefficiente di diluizione) ci si trova in grande difficoltà potendo scegliere in un campo di valori tanto esteso da giustificare qualunque scelta progettuale.

La scelta del coefficiente di diluizione è influenzata da diversi parametri:

- parametri “urbanistici”: densità abitativa ed industriale, dotazione idrica della popolazione servita;
- parametri idrologici caratterizzanti le precipitazioni e la formazione della piena sulla superficie del bacino;
- parametri idraulici caratterizzanti la rete fognante;
- parametri biochimici e fisici delle acque piovane e delle acque nere.

Una corretta scelta progettuale del rapporto di diluizione di uno scolmatore di piena dovrebbe basarsi su un'analisi costi-benefici che confronti i vantaggi economici che si ottengono adottando minori rapporti di diluizione, con i maggiori

costi che in conseguenza derivano alla comunità per le maggiori quantità di inquinante scaricato. Nei diversi casi risulta quindi necessaria una raccolta di dati di natura differente da estendere a lunghi periodi di tempo ed in una grande varietà di situazioni locali. Questa raccolta, estremamente gravosa se condotta sperimentalmente, può essere agevolata dall'uso di modelli di simulazione opportunamente tarati sulla base di pochi dati sperimentali. Con tale finalità è stata avviata presso gli Istituti di Idraulica dell'Università di Pavia e del Politecnico di Milano una ricerca avente come obiettivo primario la determinazione delle caratteristiche delle acque smaltite dagli scaricatori di piena attraverso l'applicazione di schemi teorici. I risultati fin ora ottenuti ci consentono di individuare i valori limite del rapporto di diluizione. I valori di r pari a 2, 4 e 6 rispettivamente per i centri abitati ad alta, media e bassa densità abitativa, ottenuti prendendo in considerazione i dati pluviometrici registrati a Pavia nel decennio 1961/1970 sembrano sufficientemente indicativi e possono essere certamente utilizzati nella pianura lombarda, in cui il regime pluviometrico è abbastanza uniforme, ma anche in regioni diverse purchè le piogge abbiano caratteristiche (altezza media annua, giorni piovosi, curva di possibilità climatica) non molto differenti [Paoletti, 2003].

In ogni caso, in assenza di puntuali determinazioni (in genere affidate alle Regioni) il DPCM 4 marzo 1996 impone un valore minimo di r pari a 3.

Una significativa riduzione delle frequenze e dei volumi idrici sfiorati dagli scaricatori consente certamente di ridurre sensibilmente le quantità di inquinanti scaricate. Infatti, in alcuni paesi stranieri si è cercato di vincolare il progetto degli scaricatori non ad un particolare valore del rapporto di diluizione r o alla portata

massima Q_{nd} da addurre alla depurazione, bensì ad una frequenza media annua di scarico, definita come il numero di volte in cui mediamente in un anno si verifica lo sfioro dei volumi idrici dagli scaricatori. Il valore assunto per tale frequenza è pari a non più di qualche unità annua. La riduzione della suddetta frequenza non può essere ottenuta elevando semplicemente r o Q_{nd} , poiché questo comporterebbe la costruzione o la ricostruzione dei collettori con sezioni maggiorate che comunque non sarebbero compatibili con le caratteristiche degli impianti di depurazione.

È necessario invece ricorrere ad invasi in linea o fuori linea ove trattenere temporaneamente i volumi idrici e gli inquinanti in arrivo per avviarli successivamente alla depurazione.

Gli scaricatori di piena oltre ad avere il compito di partizione della portata in arrivo devono, specialmente nei casi di smaltimento nei ricettori con difficile ricambio idrico, operare un controllo dei carichi di inquinante smaltiti.

Pertanto gli stessi vanno suddivisi in :

- scaricatori con funzione di partizione della portata;
- scaricatori con funzione di ridurre i carichi inquinanti smaltiti con le portate eccedenti.

Gli scaricatori con funzione di partizione della portata che deviano la portata in eccesso nell'emissario in arrivo sono:

- sfioratori laterali a soglia bassa;
- sfioratori laterali a soglia inclinata;
- sifoni;

quelli che deviano nel deviatore le portate da avviare alla depurazione sono:

- scaricatori a salto;
- derivatori frontali;
- derivatori laterali.

Si preferisce in genere ricorrere a sfioratori laterali quando non si disponga di forti dislivelli lungo il percorso delle acque nere, mentre sono più efficaci i derivatori quando la rete è caratterizzata da forti dislivelli o, comunque, se la corrente è dotata di notevole energia cinetica.

Gli scaricatori con funzione di ridurre i carichi inquinanti smaltiti con le portate eccedenti sono:

- sfioratori laterali a soglia alta e limitatore di portata al fondo;
- scaricatore a bacino di calma;
- scaricatore a vortice.

B.2.1.1 SFIORATORI LATERALI A SOGLIA BASSA

Gli sfioratori laterali vengono utilizzati quando è ridotto il carico disponibile lungo il percorso delle acque nere. Durante i periodi di tempo asciutto, le acque nere e quelle di prima pioggia proseguono indisturbate lungo il loro percorso. Le acque smaltite, invece, superata la soglia vanno a ricadere in un canale di gronda (prima parte dell'emissario) che deve essere disposto più in basso del collettore per evitare, durante la piena, che la soglia sfiorante sia rigurgitata.

Gli sfioratori laterali a soglia bassa, come mostrato in Figura B.3, sono costituiti da una o due soglie tracimabili poste lateralmente all'ultimo tronco del collettore, opportunamente predisposto con debole pendenza. Il ciglio della soglia è posto al livello cui giunge, in moto uniforme, la portata $q_0 = r \cdot Q_{nm}$

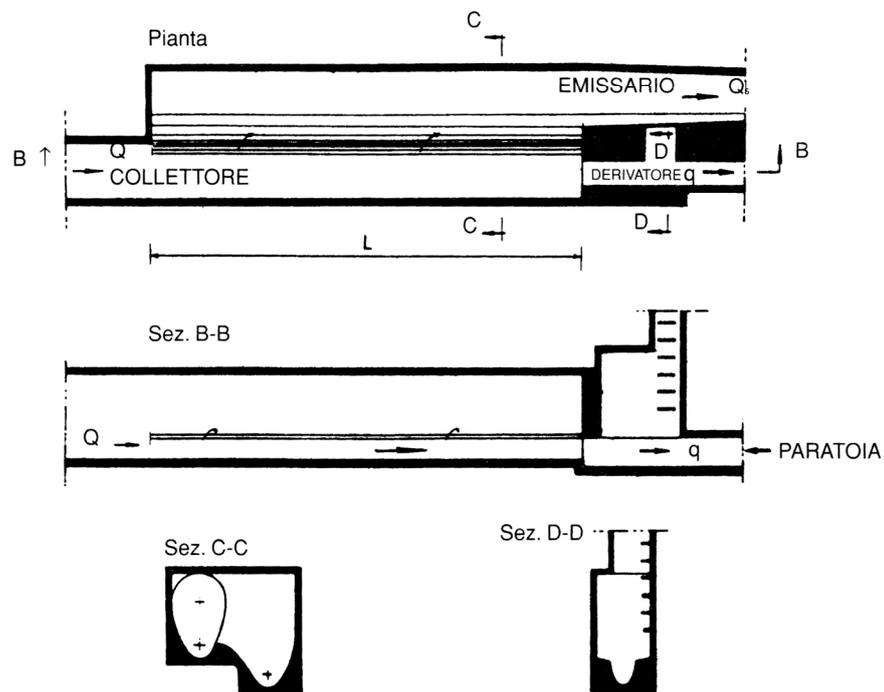


Figura B.3-Scaricatore a sfiro laterale con luce di fondo, realizzata mediante paratoia, interposta tra collettore e derivatore [Biggiero, 1969].

Quando la portata cresce oltre il valore q_0 , i tiranti idrici nel collettore aumentano ed inizia lo sfiro sulla soglia. Per portate poco maggiori di q_0 , si hanno tiranti idrici ridotti ed essendo la corrente lenta, lo sfiro è regolare con tiranti idrici che crescono da monte verso valle. Con l'aumento della portata l'efflusso avviene su soglia di altezza pari o inferiore allo spessore della vena stramazante con efflusso su soglia bassa. A monte della soglia la corrente in arrivo, lenta per il fenomeno di richiamo allo sbocco, accelera, attraversa la sezione di stato critico e quindi passa in corrente veloce con altezze d'acqua che si riducono lungo la soglia di sfiro. Nel derivatore, a debole pendenza, dovendo la portata defluire in corrente lenta, si viene a formare un risalto, la cui posizione dipenderà dalle caratteristiche geometriche del sistema. Per realizzare il risalto a valle della soglia, si dispone un

piccolo salto sul fondo del raccordo tra collettore e derivatore. In questo caso, la corrente risulterà veloce per tutta la lunghezza dello sfioro.

Il profilo della corrente adimensionale lungo lo sfioro, nelle coordinate $\frac{s}{h_c}$ e $\frac{h}{h_c}$ può ricavarsi dalle espressioni [Biggiero e Pianese, 1987]:

per sfioratori bilaterali :

$$\frac{h}{h_c} = \left[0.73 + 0.28 \cdot \left(\frac{c}{h_c} \right)^{0.73} \right] + \left[0.2 \cdot \left(\frac{c}{h_c} \right) - 0.21 \right] \cdot \frac{s}{h_c} \quad (4.5)$$

per sfioratori monolaterali:

$$\frac{h}{h_c} = 0.9 \cdot \left[1 + 0.63 \cdot \left(\frac{s}{h_c} \right) \right]^{0.763 - 0.997 \left(\frac{c}{h_c} \right)} \quad (4.6)$$

dove :

- c è l'altezza della soglia sfiorante;
- h_c è l'altezza di stato critico della portata Q in arrivo;
- s è l'ascissa.

Definito il profilo della corrente lungo lo sfioratore, la portata sfiorata da ogni soglia potrà essere determinata, come nel caso di un'unica soglia, suddividendo l'intera lunghezza di sfioro in n intervalli di uguale lunghezza, determinando nel punto medio di ciascuno di essi il tirante h_i , e valutando la portata sfiorata nel tratto Q_{si} a mezzo dell'equazione:

$$Q_{si} = \mu \sqrt{2g} \cdot (h_i - c)^{\frac{5}{2}} \quad (B.7)$$

in cui il coefficiente di afflusso μ è assunto pari a 0.38.

La soglia verrà prolungata fino a quando la portata $q = Q - \sum_i Q_{si}$, defluente verso l'impianto di depurazione, si discosti poco da q_o .

B.2.1.2 SFIORATORI LATERALI A SOGLIA INCLINATA

Gli sfioratori laterali a soglia inclinata sono frequentemente utilizzati perché raggiungono elevate efficienze. Le dimensioni del tratto in cui è disposta la soglia inclinata si riducono passando da quelle del collettore a quelle del deviatore come raffigurato in Figura B.4.

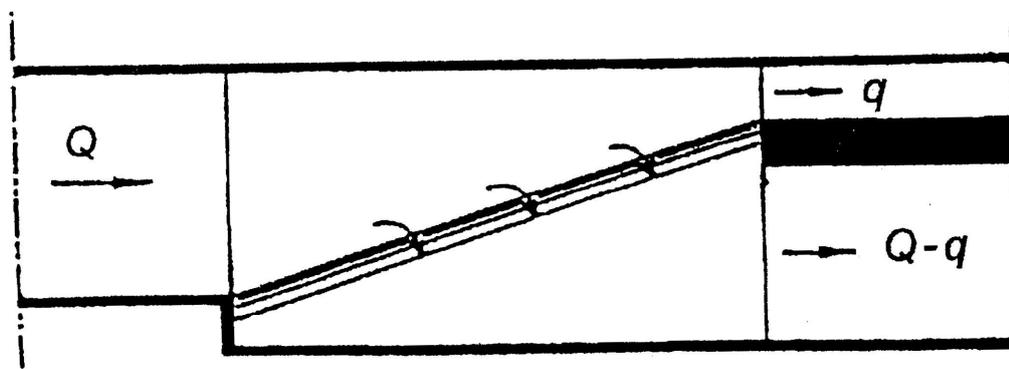


Figura B.4 Sfiatore laterale a soglia inclinata[Biggiero, 1969].

B.2.1.3 SIFONI

I sifoni autoadescanti (Figura B.5) consentono lo smaltimento di portate maggiori pur conservando modesti tiranti idrici. Tali dispositivi sono utilizzati solo quando la portata q da derivare si presenta come una grande aliquota della portata in arrivo Q_{\max} .

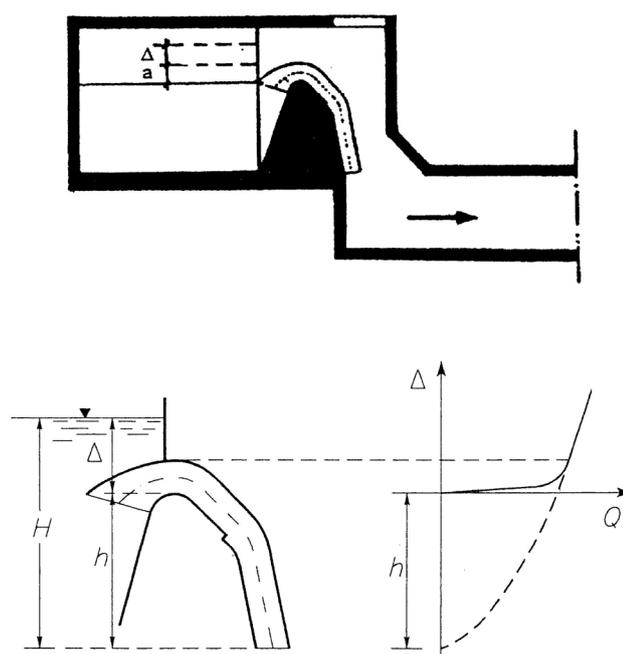


Figura B.5 Rappresentazione schematica e scala di deflusso di un sifone a cappa[Biggiero, 1969].

Durante l'evento meteorico poiché i livelli idrici possono oscillare sensibilmente, si possano manifestare fasi di adescamento e disadescamento con funzionamento discontinuo ed irregolare per effetto dell'ingresso dell'aria.

La portata smaltita si calcola con la relazione:

$$Q = \mu \cdot \Omega \cdot \sqrt{2gH} \quad (\text{B.8})$$

dove:

- Ω è la sezione del sifone;
- μ è il coefficiente di afflusso variabile in funzione del dislivello Δ tra la soglia del sifone e il pelo libero dell'acqua;
- $H = h + \Delta$.

B.2.1.4 DERIVATORI

I derivatori vengono utilizzati quando la corrente presenta un elevato valore dell'energia cinetica. Per un corretto funzionamento, sono necessari consistenti dislivelli sul percorso delle acque nere.

I derivatori frontali si realizzano disponendo al termine del collettore un setto orizzontale, parallelo al fondo del collettore, posto a quota poco superiore a quella cui giunge il pelo libero dell'acqua in corrispondenza della portata q_0 . La sezione dello speco, come rappresentato in Figura B.6, viene suddivisa dal setto orizzontale in due parti: quella inferiore che costituisce l'inizio del derivatore e la parte sovrastante, che costituisce la parte iniziale dell'emissario, limitata inferiormente dal setto. Per evitare rigurgiti da valle si dispone in genere un salto di fondo di dimensioni modeste sul derivatore e qualche volta anche sull'emissario.

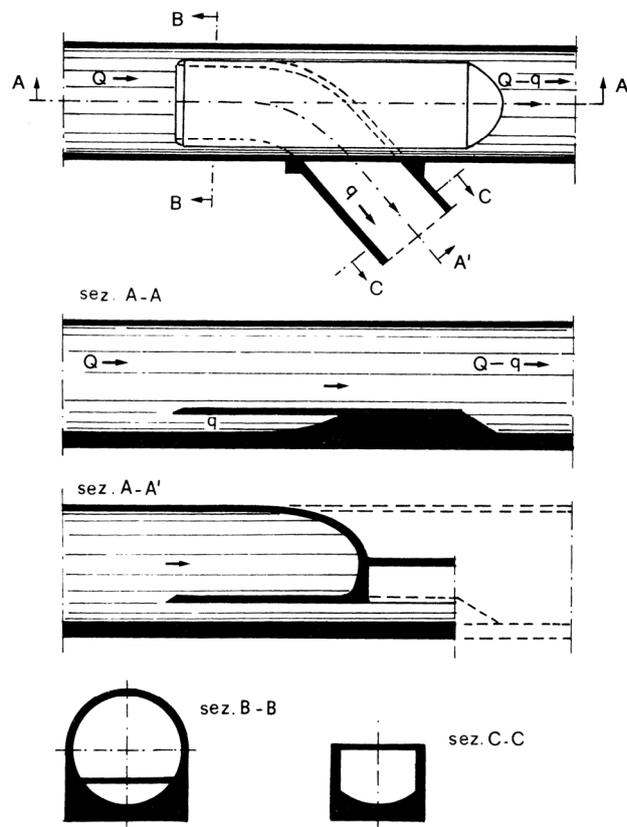


Figura B.6–Rappresentazione schematica di un derivatore frontale [Biggiero, 1969].

Per portate $Q > q_0$ si instaura, al di sotto del setto, un efflusso con vena ben aerata; al di sopra di esso la corrente che imbocca l'emissario, di norma, non risulta rigurgitata se questa ha la quota del fondo coincidente con quella del collettore, permanendo veloce se il collettore e l'emissario sono a forte pendenza e passando eventualmente attraverso lo stato critico se la pendenza è debole. Per evitare che possa rigurgitare la corrente che defluisce sopra al setto, il fondo dell'emissario viene abbassato.

Fissata la geometria del sistema e la tipologia delle correnti in arrivo dal collettore, sono state ricavate sperimentalmente le espressioni che individuano la partizione della portata.

Per collettori in arrivo rettangolari è utilizzabile la formula sperimentale [Biggiero, 1969]:

$$\frac{q}{Q} = 1.159 \left(\frac{Q}{B \cdot a \cdot \sqrt{g \cdot a}} \right)^{-0.646} \quad (\text{B.8})$$

se la corrente in arrivo è lenta;

$$\frac{q}{Q} = 1.415 \left(\frac{Q}{B \cdot a \cdot \sqrt{g \cdot a}} \right)^{-0.686} \quad (\text{B.9})$$

se la corrente in arrivo è veloce;

dove si indica con:

- a , la distanza del setto dal fondo, ovvero l'altezza della luce ;
- b , la larghezza del collettore;
- Q , la portata in arrivo;
- q , la portata derivata.

Per collettori in arrivo circolari, risultano valide le espressioni:

$$\frac{q}{Q} = \left(3 \cdot \frac{a}{d} + 0.50 \right) \cdot \left(\frac{Q}{\omega \cdot \sqrt{ga}} \right)^{-0.646} \quad (\text{B.10})$$

se la corrente in arrivo è lenta;

$$\frac{q}{Q} = \left(5.6 \cdot \frac{a}{d} + 16 \cdot i + 0.26 \right) \cdot \left(\frac{Q}{\omega \sqrt{ga}} \right)^{-0.686} \quad (\text{B.11})$$

se la corrente in arrivo è veloce;

dove si indica con:

- a , la distanza verticale tra il diaframma e la generatrice inferiore del collettore;

- i , la pendenza del canale;
- d , il diametro del collettore circolare;
- ω , la sezione compresa tra il diaframma e il fondo del collettore;
- Q , la portata in arrivo;
- q , la portata derivata.

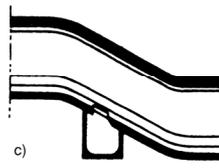
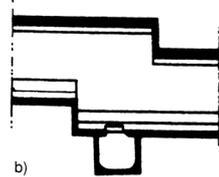
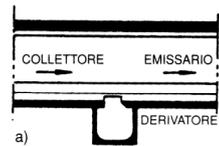
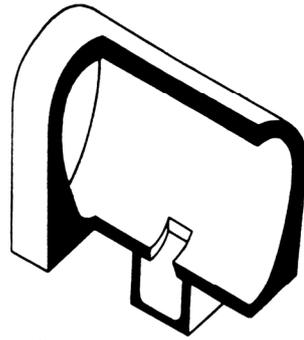
La portata q_0 non deve essere troppo modesta poiché comporterebbe un setto molto basso e quindi una luce che potrebbe occludersi.

I derivatori laterali consentono la limitazione dell'escursione della portata derivata q , con l'aumentare della portata in arrivo Q rispetto a q_0 , ponendo una luce di efflusso (limitatore) al termine di un prolungamento della cunetta del collettore, o al fondo di una vasca posta al lato del collettore e collegata ad esso a mezzo di feritoie orizzontali site nella parte inferiore di una delle pareti laterali del canale.

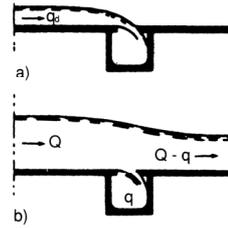
B.2.1.5 SCARICATORI A SALTO

Uno scaricatore a salto è costituito da una luce praticata sul fondo del canale che comunica con una condotta sottostante. In tempo asciutto e per eventi meteorici di modesta entità, tutta la portata q_0 cade liberamente nel canale sottostante (derivatore). Per portate superiori, la velocità aumenta, la vena che sorpassa l'orificio si deforma man mano tendendo sempre più ad imboccare direttamente l'emissario, ed i filetti fluidi della parte inferiore della vena tenderanno ad incidere sempre meno sulla luce.

Si distinguono tre tipi di scaricatori a salto, riportati nella Figura B.7.



a) Scaricatore a salto a fondo allineato
 b) Scaricatore a salto brusco
 c) Scaricatore a salto con scivolo di raccordo



Sistema di funzionamento di uno scaricatore a salto a fondo allineato:
 a) per $Q < q_d$; b) per $Q > q_d$

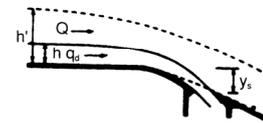
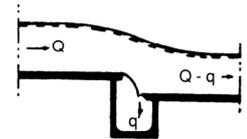


Figura B.7-Scaricatori a salto [Biggiero, 1969].

- *Scaricatori a salto con fondo allineato* - la luce di fondo è situata al termine del collettore che prosegue, per lo più invariato nella forma, nelle dimensioni e nella pendenza, nel successivo canale di scarico o emissario;
- *Scaricatori con salto brusco* - la luce di fondo è situata immediatamente a valle di un salto interposto tra collettore ed emissario;
- *Scaricatore a salto con scivolo di raccordo* - la luce è disposta lungo un breve scivolo di raccordo inserito tra collettore ed emissario.

Le dimensioni della luce devono garantire che non si occluda a causa del materiale solido trascinato al fondo del canale in arrivo. La luce di fondo nei canali a sezione rettangolare consente di derivare grosse portate. Infatti, la luce di derivazione avrà la larghezza del canale ed una lunghezza sufficiente per impedire l'occlusione.

Una migliore utilizzazione del dispositivo si ottiene per luci praticate sul fondo di sezioni sagomate (circolari ed ovoidali). L'incremento della portata derivata oltre il valore q_0 si può limitare accrescendo la velocità della corrente in arrivo. In questo modo lo scarto $q - q_0$ si riduce e quindi migliora l'efficienza. Vengono perciò inseriti nel tratto di derivazione salti o scivoli.

Mediante prove sperimentali, si sono ricavate le curve rappresentatrici dei profili inferiori e superiori delle vene in caduta libera generate da correnti caratterizzate da un assegnato valore del numero di Froude. Le curve sono, in Figura 3.8, riportate nelle coordinate adimensionali x/h e y/h , essendo x l'ascissa misurata a partire dalla sezione di sbocco, y l'ordinata, positiva verso l'alto, misurata a partire dalla quota del fondo dello sbocco, h il tirante della corrente in arrivo indisturbata dalla chiamata di sbocco e precisamente l'altezza critica h_c per le correnti lente, l'altezza di moto uniforme h_u per quelle veloci. La distanza orizzontale tra i profili (superiore e inferiore) della vena che cade, misurata alla quota di collocazione della luce, fornisce la lunghezza della bocca necessaria per poter derivare completamente la portata q_0 .

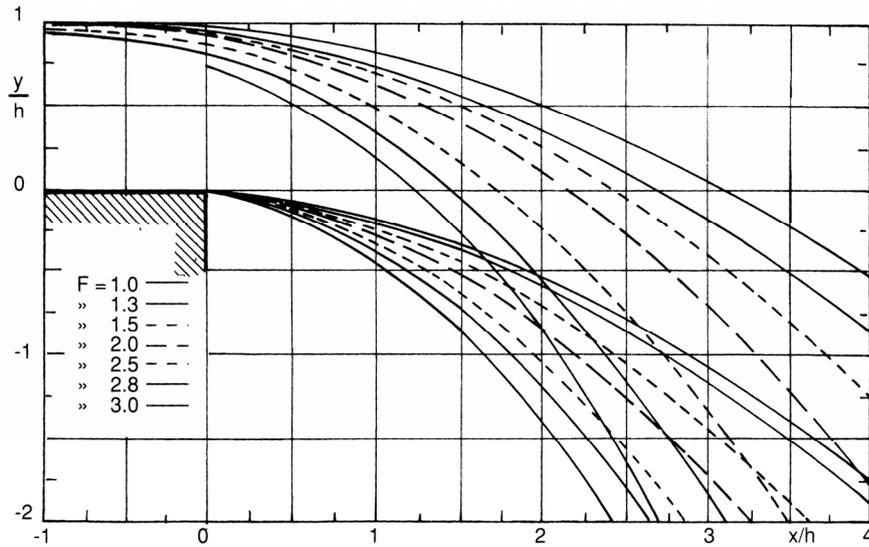


Figura B.8—Profili, in coordinate adimensionali delle vene in caduta libera nel canale semiovoidale, rilevati nel piano di simmetria [Biggiero, 1969].

In corrispondenza del valore di Freud F_r della corrente di portata q_0 è possibile ricavare la lunghezza L della luce, sul fondo allineato, per $\frac{y}{h} = 0$, utilizzando il grafico di Figura B.8.

La portata che effluisce nei periodi di piena attraverso la luce si può ricavare utilizzando la formula di efflusso per luci a battente:

$$q = \mu \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh} \tag{B.12}$$

dove:

- h è l'altezza della corrente di portata Q ;
- A_o è l'area della proiezione orizzontale della luce praticata sul fondo;
- μ è il coefficiente di portata valutato sperimentalmente e fissato pari a 0.69 per correnti lente e $0.69 - 0.09 F_r$ per correnti veloci.

Gli scaricatori a fondo allineato sono poco efficienti per portate $q > q_0$, anche se in misura minore per correnti veloci. Ponendo la luce a valle di un salto, si può ridurre la dimensione della luce stessa, poiché la vena in caduta libera contrae le sue dimensioni trasversali lungo il percorso. In questo modo si può migliorare l'efficienza.

Nel caso di scaricatori a salto brusco in collettori ovoidali, il deflusso sulla luce si presenta leggermente pulsante per il trascinamento di sacche d'aria intrappolate tra la vena ed il salto. Una stima della portata derivata può essere eseguita utilizzando la normale formula dell'efflusso:

$$q = \mu \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh} \quad (\text{B.13})$$

ponendo μ pari a 0.80, ed essendo h l'altezza della corrente di portata Q_{\max} indisturbata a monte e A_o l'area della proiezione orizzontale della luce praticata sul fondo. Per il dimensionamento della luce si possono utilizzare i profili di corrente adimensionali (Figura B.8) utilizzando valori negativi di y/h per $y = \Delta$.

Quanto agli scaricatori con scivolo di raccordo in collettori ovoidali, si sono mostrati molto efficienti in quanto, all'aumentare della portata in arrivo, il profilo inferiore della vena non incide più sulla luce. Se la luce è posta sullo scivolo in modo da essere tutta sopra la superficie liquida della corrente defluente nell'emissario, la portata derivata dipende unicamente dalla vena incidente e le dimensioni della luce si determinano nel modo già indicato, tenendo peraltro conto del salto relativo y_s/h (Figura B.9). Al crescere della portata in arrivo oltre q_0 ,

crece il tirante h della corrente e, di conseguenza, i profili si distendono sino a quando, raggiunta l'altezza h^* , la vena in caduta libera non incide più nella luce. Nel diagramma di Figura 3.9 sono forniti i valori dei tiranti relativi h^*/h in corrispondenza dei quali le correnti sorpassano la luce, in funzione del salto di fondo relativo y_s/h e del numero di Froude della corrente nel collettore.

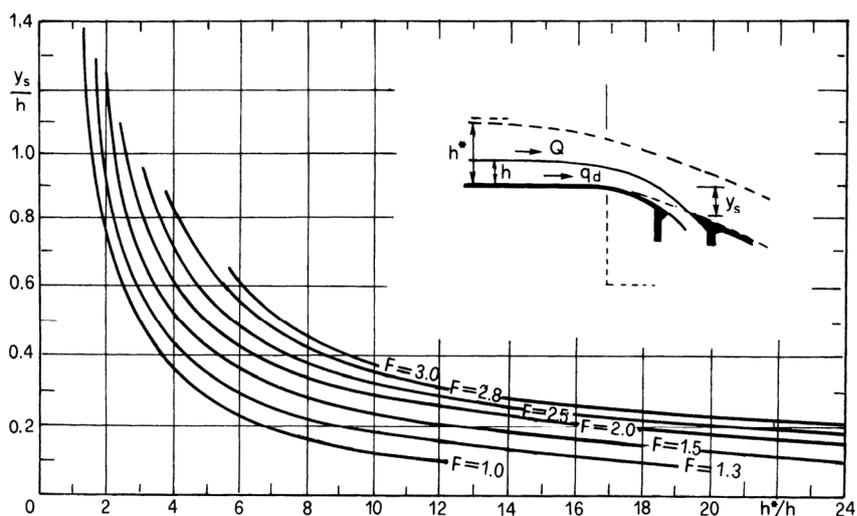


Figura B.9-Valori che, al variare del numero di Froude della corrente q_d , assume il rapporto h^*/h [Biggiero, 1969].

Dal valore del rapporto h^*/h possono dedursi i valori h^* e Q^* per i quali la corrente in arrivo sorpassa la luce e non si sversa più acqua nel derivatore. I maggiori vantaggi di questo tipo di scaricatore possono trarsi per le correnti caratterizzate da bassi valori del numero di Froude; comunque, risulta poco conveniente realizzare salti y_s molto alti.

Negli scaricatori a salto brusco, fino a valori delle portate in arrivo al più pari a q_0 , il processo di moto in corrispondenza della luce dipende unicamente dal numero di Froude e dal tirante h della corrente in arrivo. Allorquando, invece, si hanno portate in arrivo $Q > q_0$, la portata effluente attraverso la luce dipende, oltre

che dalla geometria del sistema (salto, distanza della luce dal salto) e dalle grandezze caratteristiche della corrente Q nel collettore, anche dalle condizioni che si instaurano nell'emissario e che competono alla corrente di portata $Q - q$.

B.2.1.6 SFIORATORI LATERALI A SOGLIA ALTA E LUCE DI FONDO

Gli sfioratori laterali a soglia alta (Figura B.10), accanto agli scaricatori a bacino di calma ed agli scaricatori vortice, sono dispositivi che agiscono sulla qualità delle acque da smaltire.

La distanza del fondo del canale dalla cresta della soglia di sfioro è superiore al tirante idrico in condizioni di stato critico della portata Q_{\max} .

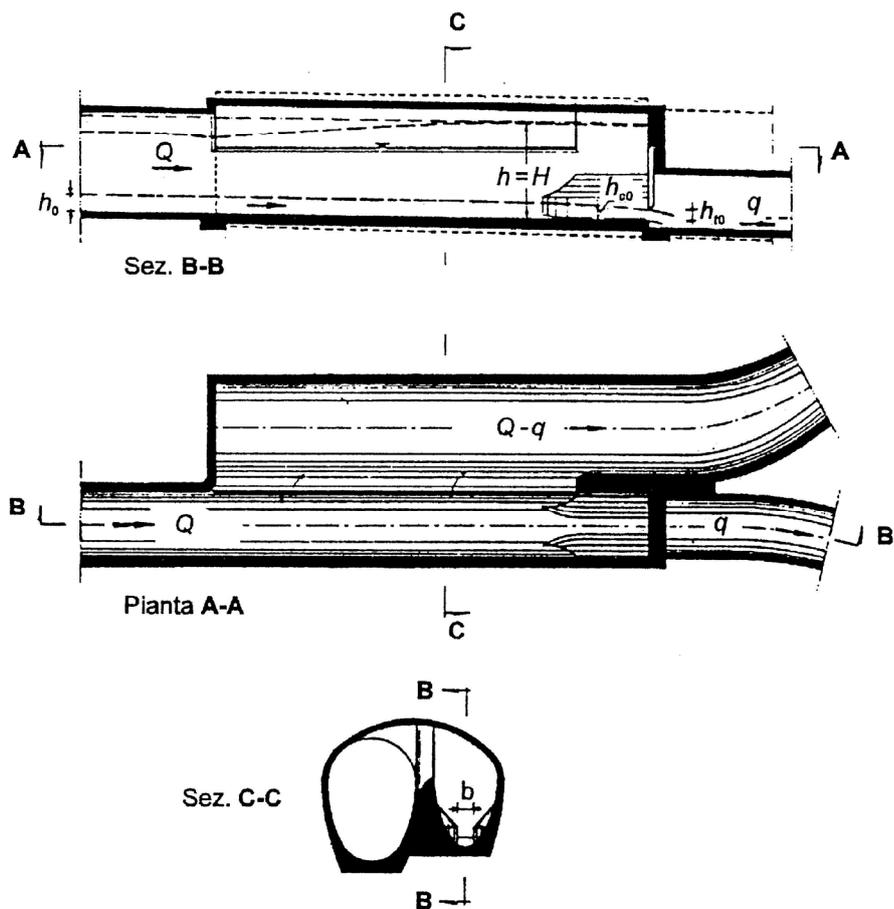


Figura B.10-Sfioratore laterale a soglia alta con venturimetro e luce di fondo[Biggiero, 1969].

La corrente in arrivo accelera senza passare per lo stato critico ed affronta lo sfioratore sempre in corrente lenta decelerando lungo lo sfioratore e quindi accrescendo il tirante idrico lungo la soglia. Per ridurre lo scarto tra la portata q che imbocca il derivatore e quella q_0 , viene disposta, tra il derivatore e l'ultimo tronco del collettore, che funge da sfioratore, una strozzatura venturimetrica a sezione rettangolare lungo la quale è sistemato un setto verticale.

B.2.1.7 SCARICATORI A BACINO DI CALMA

Gli scaricatori a bacino di calma sono costituiti da una camera di sedimentazione dalla quale, in condizioni di magra, l'efflusso avviene lungo un canale derivatore. In condizioni di piena la vasca si riempie fino al livello cui è posta una soglia sfiorante, protetta da un setto paraschiuma, dalla quale le portate eccedenti sono inviate all'emissario. La camera di sedimentazione si presenta come una vasca di dissabbiamento poiché le sue dimensioni sono utili per la sedimentazione del solo materiale granulare. Con tale dispositivo i volumi relativi alle prime acque di pioggia sono trattenuti in vasca ed inviati al derivatore.

Sperimentalmente è stato osservato che la massima efficienza del dispositivo, pari circa all'80%, si può ottenere fissando le seguenti dimensioni (Figura B.11):

- la lunghezza L_s della vasca pari a 6-8 volte il diametro minimo D_{\min} del canale in arrivo;
- la larghezza B della vasca pari a $2-3 D_{\min}$;
- la distanza O_s del setto della soglia di sfioro pari a $0.5 D_{\min}$;
- l'altezza H_s del setto del bordo della cunetta pari a $0.8 D_{\min}$;
- l'altezza H_w cui è posta lo sfioratore pari a $1.2 D_{\min}$;
- il diametro minimo D_{\min} si ricava dalla formula sperimentale $D_{\min} = \eta \cdot Q^{\frac{2}{5}}$ in cui η è un coefficiente compreso tra 0.815 e 0.848.

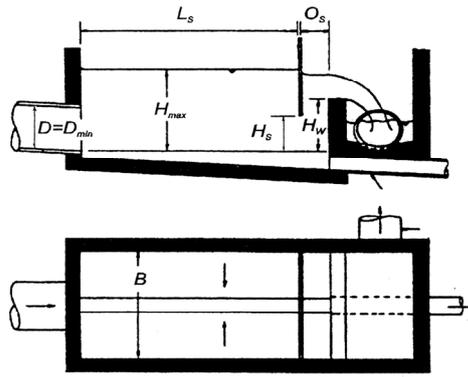


Figura B.11-Scaricatore a bacino di calma [Biggiero, 1969].

B.2.1.8 SCARICATORI A VORTICE

Gli scaricatori a vortice, rappresentati in Figura B.12, sono costituiti da una camera nella quale, quando la portata è minore di q_0 , le acque scorrono lungo una canaletta posta sul fondo e con tracciato a spirale che le convoglia al derivatore mediante una luce. Al crescere della portata la presenza della luce fa incrementare il livello idrico e l'immissione tangenziale comporta uno spostamento delle particelle verso la parete. Aumentando la portata l'acqua sfiora in un tubo coassiale alla camera.

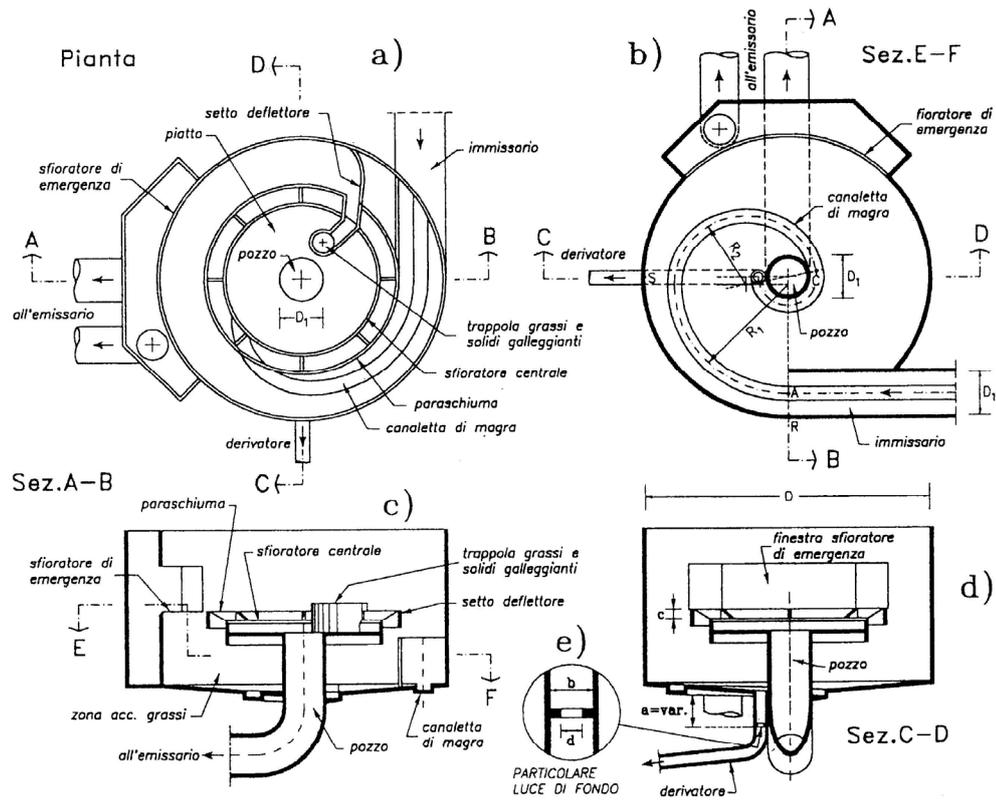


Figura B.12-Scaricatore a vortice [Artina et al, 1997].

B.2.2 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le vasche di prima pioggia sono costituite essenzialmente da serbatoi interrati in C.A., muratura o altro materiale, e sono idonee a stoccare entro pareti impermeabili il volume di acque meteoriche corrispondente alle acque di prima pioggia, con possibilità di svuotamento differito nella rete di fognatura o di invio al trattamento. Un esempio è riportato in Figura B.13:



Figura B.13-Vasca di prima pioggia a servizio di una infrastruttura stradale [Musilli SpA]

I manufatti devono rispettare le seguenti prescrizioni minime:

- capacità di accumulo fino al volume calcolato per le acque di prima pioggia;
- sfioro continuo e indisturbato delle acque di seconda pioggia che possono essere indirizzate allo smaltimento;
- svuotamento in fognatura entro 48 ore dalla fine della precipitazione, mediante pompaggio o a gravità.

B.2.2.1 TIPOLOGIE DI VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le vasche di prima pioggia si distinguono in base al diverso inserimento all'interno della rete fognaria in:

- vasche in linea;
- vasche fuori linea;

in funzione delle diverse modalità di alimentazione in:

- vasche di transito;
- vasche di cattura.

Le vasche si dicono in linea (Figura B.14 e B.15), quando l'invaso è realizzato in serie al collettore fognario. In tal caso, la portata in ingresso coincide sempre con la portata proveniente dal sistema di monte, mentre la portata in uscita è regolata da una bocca di efflusso, dimensionata in modo da limitare la portata al massimo valore ammesso q_{max} di valle.

Durante l'evento meteorico, la portata in arrivo eccedente q_{max} viene temporaneamente invasata in vasca e poi scaricata nel ricettore.

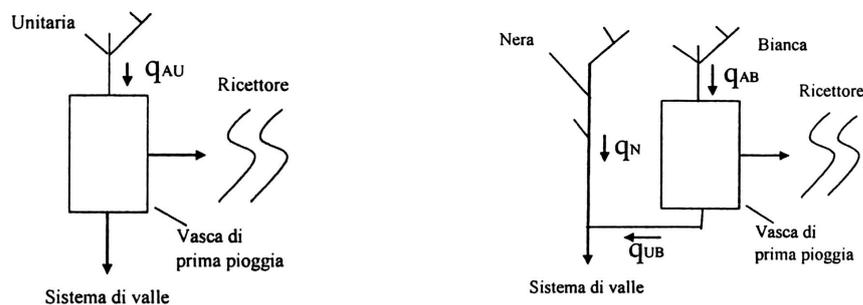


Figura B.14 Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia in linea in un sistema fognario unitario [Ciaponi et al., 2005]. **Figura B.15** Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia in linea in un sistema fognario separato [Ciaponi et al., 2005].

Le vasche, invece, si dicono fuori linea (Figura B.16, B.17, B.18 e B.19), quando l'invaso è realizzato in derivazione rispetto alla rete fognaria.

Nei sistemi unitari, la vasca è sempre accoppiata ad uno scaricatore di piena che alimenta la vasca quando la portata in arrivo da monte supera il valore di inizio sfioro q_0 . Lo scaricatore può essere associato ad un dispositivo di by-pass che esclude la vasca quando questa è piena.

Nelle fogne pluviali, invece, la vasca non deve essere necessariamente accoppiata ad uno scolmatore di piena. In tal caso, tutta la portata in arrivo da monte viene inviata nella vasca fino a quando è piena, dopo di che la portata viene scaricata nel ricettore mediante un dispositivo che consente di bypassare la vasca.

La presenza o l'assenza del by-pass che intercetta la portata quando la vasca è piena determina un'ulteriore distinzione delle vasche in "vasche di cattura" e "vasche di transito". Raggiunto il riempimento totale della vasca, la portata in ingresso viene scaricata nel ricettore attraverso il by-pass senza miscelarsi con il volume contenuto nella vasca nel caso di vasche di cattura (Fig B.16 e B.17), viceversa nelle vasche di transito (B.18 e B.19) la portata viene scaricata nel ricettore a mezzo di uno scaricatore posto nella vasca stessa. Ciò comporta una miscelazione della portata in arrivo con quella accumulata in vasca.

In definitiva, le vasche di cattura sono da preferire quando ci si attende un forte inquinamento iniziale dell'onda di piena conseguente al dilavamento dei collettori fognari, quelle di transito sono utilizzate per aree in cui la produzione di carico inquinante è piuttosto costante nel tempo [Ciaponi et al., 2005].

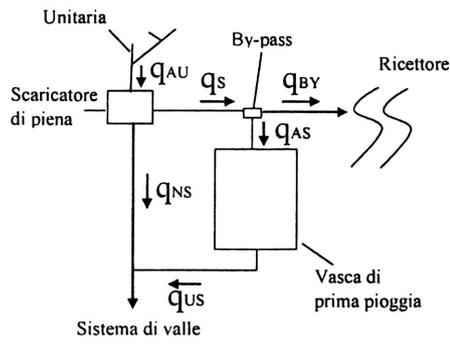


Figura B.16 Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia fuori linea da cattura in un sistema fognario unitario [Ciaponi et al., 2005].

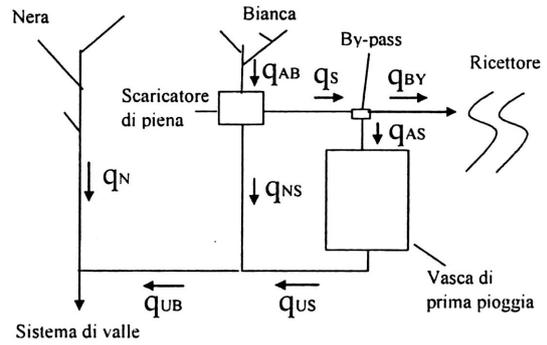


Figura B.17 Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia fuori linea di cattura in un sistema fognario separato [Ciaponi et al., 2005].

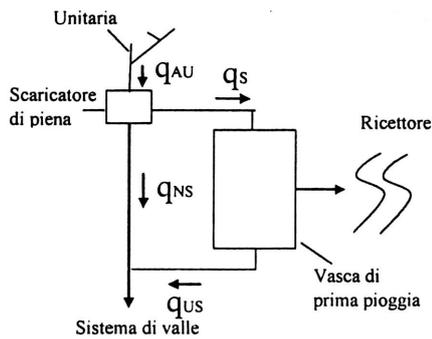


Figura B.18 Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia fuori linea di transito in un sistema fognario unitario [Ciaponi et al., 2005].

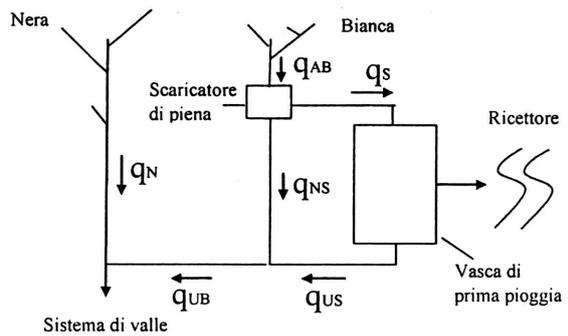


Figura B.19 Schema impiantistico di inserimento di una vasca di prima pioggia fuori linea di transito in un sistema fognario separato [Ciaponi et al., 2005].

B.2.2.2 CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Le vasche di accumulo sono costituite essenzialmente da serbatoi interrati in cemento armato, muratura o altro materiale, dotati di pareti impermeabili all'interno dei quali viene accumulato il volume di acqua meteorica corrispondente alle acque di prima pioggia.

I manufatti devono rispettare le seguenti prescrizioni:

- capacità di accumulo fino al volume calcolato per le acque di prima pioggia;
- sfioro continuo e indisturbato delle acque di seconda pioggia;
- svuotamento in fognatura entro 48 ore dalla fine della precipitazione, mediante pompaggio o a gravità.

Nelle figure B.20, B.21 e B.22, si distinguono le seguenti parti:

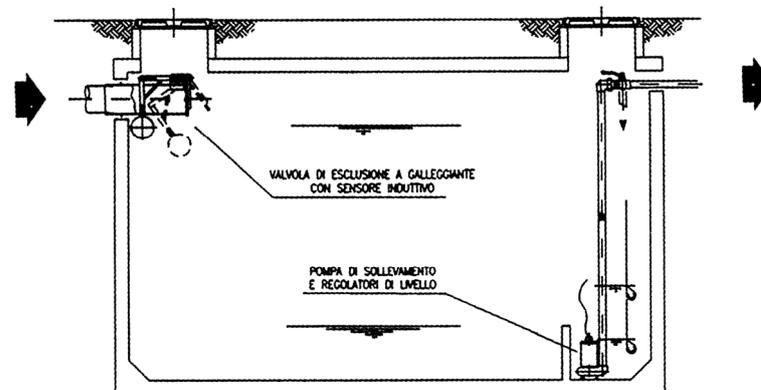


Figura B.20-Vasca di prima pioggia: sezione [Idrodepurazione srl, 2002].

Sezione d'ingresso:

all'ingresso della vasca una particolare valvola o paratoia ha il compito di impedire, una volta stoccate le acque di prima pioggia, l'immissione di ulteriori portate, così da impedire il rimescolamento tra di esse. È necessario realizzare un

pozzetto selezionatore, a monte della vasca di accumulo, che abbia la funzione di convogliare le acque di prima pioggia nella vasca di accumulo e, in seguito, le rimanenti direttamente nel recapito finale. All'interno di tale pozzetto deve essere installata una sonda pioggia, che segnali l'inizio e la fine della precipitazione.

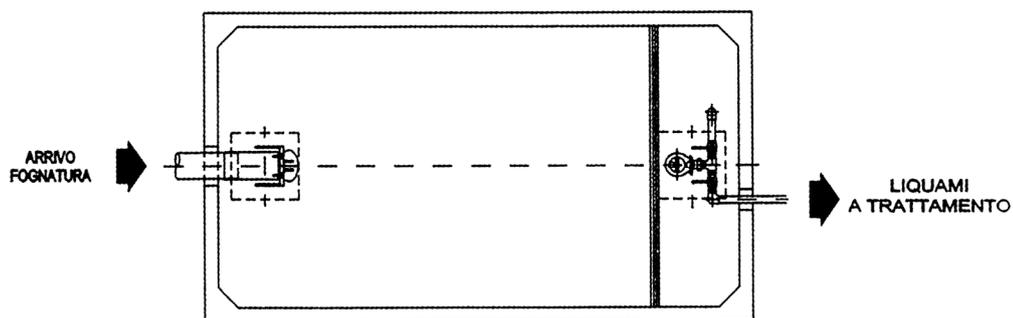


Figura B.21 -Vasca di prima pioggia: pianta [Idrodepurazione s.r.l., 2002].

Sezione di accumulo:

in questa zona si accumula il volume di prima pioggia proveniente dalla tubazione d'ingresso. Il dimensionamento delle vasche di prima pioggia è strettamente legato alla valutazione del volume di accumulo, che è funzione solo delle superfici scolanti a monte. Il calcolo, peraltro molto semplice, prevede l'applicazione della seguente formula:

$$V = S \cdot h \quad (B.13)$$

in cui:

V è il volume utile della vasca [m^3], compreso fra il livello minimo e massimo della sezione di accumulo, riferito all'area di base della stessa vasca;

S è la superficie scolante impermeabile servita dalla rete di drenaggio [m^2];

h è l'altezza di pioggia distribuita sull'intera superficie scolante [m].

Il volume di accumulo deve essere compreso fra un livello minimo, sempre presente in vasca, necessario per garantire l'immersione e l'innescio delle pompe, e un livello massimo, pari alla quota di fondo tubo del condotto in entrata. La forma e le dimensioni della camera di accumulo, per un dato volume, possono essere assai diverse poiché devono tener conto di eventuali condizionamenti dovuti allo spazio disponibile, alla natura dell'area, ecc. È opportuno che il fondo della vasca sia leggermente in pendenza, e che le pareti siano raccordate ad esso da smussi, in modo da limitare la formazione di depositi e sedimenti.

La sezione di accumulo, visto i tempi prolungati di stazionamento del liquame, svolge anche la funzione di dissabbiatore: essa separa dall'acqua le sostanze inerti sedimentabili, che vengono raccolte sul fondo della vasca.

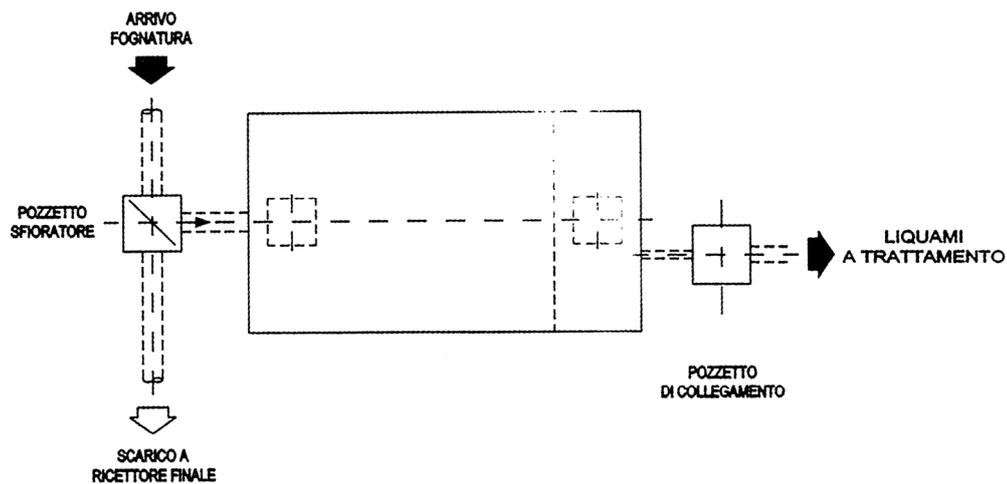


Figura B.22-Vasca di prima pioggia: disposizione collegamenti [Idrodepurazione srl, 2002].

Sezione di scarico:

dopo un certo tempo dalla fine dell'evento meteorico, le acque di prima pioggia sono rilanciate, con portata controllata e utilizzando elettropompe sommerse, alla fognatura o alla sezione di trattamento. È buona norma prevedere due pompe con funzionamento alternato in modo da poter assicurare le manutenzioni ordinarie e straordinarie senza l'interruzione del sistema, e da garantire un utilizzo efficiente dal punto di vista economico. E' opportuno che la sede delle pompe sia protetta da un gradino di altezza variabile, funzione delle dimensioni della vasca stessa e delle caratteristiche dell'acqua in arrivo, avente lo scopo di prevenire l'afflusso di sabbie nella zona di azione delle pompe, riducendo così i rischi di abrasione delle giranti. Il ciclo di funzionamento delle pompe viene impostato in modo tale che dopo 48 ore dalla fine dell'evento meteorico, così come previsto dalla L.R. 62/85 (Regione Lombardia), la vasca sia vuota e pronta a ricevere un nuovo flusso d'acqua.

Qualora inizi a piovere prima che siano trascorse le 48 ore, la sonda del pozzetto selezionatore riazzera i vari consensi a quadro, predisponendo lo stesso per un nuovo ciclo.

B.2.2.3 EFFETTO DI SEDIMENTAZIONE NELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le vasche di prima pioggia, se opportunamente dimensionate, possono svolgere anche una funzione di sedimentazione che contribuisce a ridurre il carico inquinante. La vasca immagazzina gli scarichi di acque pluviali o miste detenendoli per un certo tempo prima di riversarli nel ricettore. Essa è costituita dagli usuali comparti su definiti ed è caratterizzata da una geometria determinata dallo studio

della sedimentazione delle particelle. Poiché i volumi immagazzinati non vengono inviati alla depurazione è opportuno verificare che gli organi di scarico non trascino le particelle sedimentate. Sulla base di uno studio comparato sulla sedimentabilità di particelle solide riscontrate negli scarichi di fognature, la velocità di sedimentazione assunta per il dimensionamento è pari a 0.2 cm/s mentre la velocità orizzontale di trascinamento si assume pari a 0.1-0.3m/s in modo da poter abbattere circa l'80% del carico inquinante [Silvagni et al., 2002].

Il fenomeno di sedimentazione può essere studiato con la formula di Hazen [Luycks et al., 2004]. Per la valutazione dell'efficienza della sedimentazione, è opportuno:

$$\text{definire il carico idraulico } c_i = \frac{Q}{S} \quad (\text{B.14})$$

dove Q è la portata trattata e S è l'area della superficie orizzontale;

$$\text{porre il numero di Hazen } H_a = \frac{v_s}{c_i} \quad (\text{B.15})$$

dove v_s è la velocità di sedimentazione delle particelle. La velocità di sedimentazione è assunta pari 7.5 m/h per particelle leggere, 15.0 m/h per particelle medie e 30 m/h per particelle pesanti.

Sostituendo la (B.14) nella (B.15) si ottiene facilmente:

$$H_s = \frac{v_s \cdot S}{Q} = \frac{v_s \cdot V}{h \cdot Q} = \frac{v_s \cdot T}{h} \quad (\text{B.16})$$

da cui si ottiene:

$$T = \frac{h}{c_i} \quad (\text{B.17})$$

dove V è il volume della vasca, h è la profondità della vasca e T è il tempo di detenzione.

Secondo le esperienze mostrate da Luycks et al [2004] e riportate nella Figura B.23; su vasche di prima pioggia reali con effetto di sedimentazione si ottiene un'efficienza dell'80% con un valore di H_a pari a 3, del 70% con un valore di H_a pari a 2, del 60% con un valore di H_a pari a 1.5 e del 50% con un valore di H_a pari a 1.

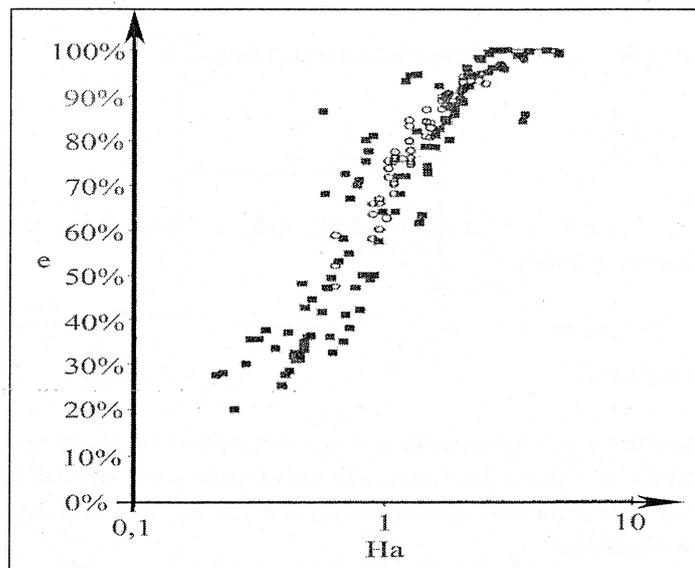


Figura B.23 Efficienza della sedimentazione [Luycks et al., 2004]

B.2.2.4 SVUOTAMENTO DELLE VASCHE

Si distinguono due differenti modalità di svuotamento delle vasche:

svuotamento in continuo;

svuotamento intermittente.

Lo svuotamento in continuo, molto utilizzato per le vasche in linea, non richiede specifici dispositivi di controllo, se non una bocca di efflusso in grado di limitare la portata in uscita al massimo valore ammissibile (q_{\max}) per il sistema posto a valle. In tempo di pioggia, la portata di deflusso eccedente q_{\max} viene temporaneamente accumulata in vasca; raggiunto il completo riempimento, le portate eccedenti q_{\max} vengono scaricate nel ricettore. Quando il deflusso torna ad essere inferiore a q_{\max} , la vasca si svuota sotto il controllo della bocca di efflusso: la portata in uscita dalla vasca, costituita dalla somma della portata in arrivo e della portata di svuotamento, resta pari a q_{\max} .

Il sistema di svuotamento in continuo è quello che consente, a parità di volume della vasca, l'accumulo e l'invio alla depurazione dei maggiori volumi di pioggia, in quanto man mano che la vasca si svuota si rendono disponibili nuovi volumi per l'accumulo delle acque in arrivo. In tal caso la vasca diviene un manufatto atto all'accumulo di tutte le portate che eccedono q_{\max} e non delle sole acque di prima pioggia.

Lo svuotamento ad intermittenza è di solito applicato agli schemi impiantistici con vasche fuori linea e comporta la definizione dell'istante di inizio

del processo di svuotamento e il controllo della portata q_{us} in uscita dalla vasca in funzione della portata q_{ns} defluente nel canale derivatore dello scaricatore di piena. Tale modalità di svuotamento richiede una serie di apparecchi tecnologici di misura e di controllo costituiti da misuratori di livello, sistemi logici di controllo e di comando ed attuatori in grado di azionare organi meccanici di manovra. La modalità di svuotamento ad intermittenza può consentire una sensibile riduzione dei volumi immessi nel sistema di valle e dei costi gestionali dell'impianto di depurazione. La definizione dell'istante di inizio del processo di svuotamento è strettamente connessa all'intervallo di tempo Δt di assenza di precipitazione, superato il quale il nuovo evento meteorico è considerato distinto dal precedente, per cui risulta nuovamente necessaria l'intercettazione delle acque di prima pioggia. Al crescere di Δt diminuisce il numero di eventi per i quali si intercettano le portate di prima pioggia, causando in questo modo un maggior impatto sul corpo idrico ricettore. Al contrario, quando Δt è minore, si ottiene una maggiore protezione ambientale del ricettore e di conseguenza oneri maggiori per la depurazione.

B.2.2.5 DISPOSITIVI DI PULIZIA DELLE VASCHE

Le vasche di raccolta delle acque di pioggia, soprattutto se disposte fuori linea, sono soggette a depositi ed incrostazioni di fango, in percentuale tanto maggiore quanto più debole è la portata di deflusso. Ciò dipende dal fatto che, durante la fase di riempimento, l'acqua trasporta sabbia, fango e sostanze organiche che si depositano sul fondo. Quando la vasca viene svuotata, la forza di trascinamento che si sviluppa non è sufficiente ad eliminare completamente i

depositi, i quali, a contatto con l'aria, imputridiscono rapidamente emanando poi cattivi odori. Questo problema riguarda esclusivamente il fondo vasca, in quanto sulle pareti i depositi si asciugano velocemente e quindi non hanno il tempo di imputridire. Una prima misura cautelativa per ridurre i depositi, da adottare in fase di progettazione, consiste nel modellare le pareti ed il fondo della vasca in modo da evitare l'adesione dei solidi trasportati dalle acque [Idrodepurazione srl, 2002]. Questo consente di ridurre la probabilità che si formino incrostazioni, ma non elimina completamente il problema, per cui risulta necessario predisporre dei dispositivi di pulizia artificiali.

Attualmente il dispositivo più utilizzato è la ribalta di pulizia, che raggiunge un'elevata efficienza in termini d'igiene e costi. Per le vasche in cui le ribalte non possono essere installate, si fa ricorso ad altri dispositivi di pulizia, quali agitatori, pulitori a spruzzo rotante e dispositivi a onda. Si espone di seguito una breve descrizione di tali dispositivi di pulizia.

Ribalta di pulizia

La ribalta di pulizia (Figura B.24) è un dispositivo metallico, a tramoggia o a canaletta, collegato ad una tubazione di erogazione dell'acqua e posto in posizione elevata rispetto alla vasca. Quando la vasca di pioggia si svuota, al termine di un evento meteorico, la tubazione di erogazione dell'acqua, grazie all'apertura di una elettrovalvola comandata dal regolatore di minimo livello, comincia a caricare la ribalta che, una volta riempitasi, si rovescia automaticamente riversando il suo intero contenuto nella vasca sotto forma di lunga onda d'acqua (Figura B.25). Le ribalte possono essere alimentate con acqua pulita, prelevata dal

sottosuolo, da sorgenti o da acquedotti, o con acque sporche, quali liquami e acque di scarico.

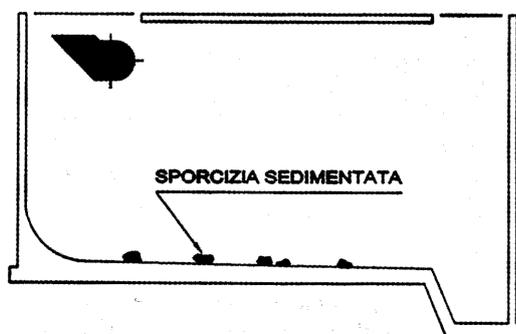


Figura B.24-Ribalta di lavaggio [Idrodepurazione srl, 2002].

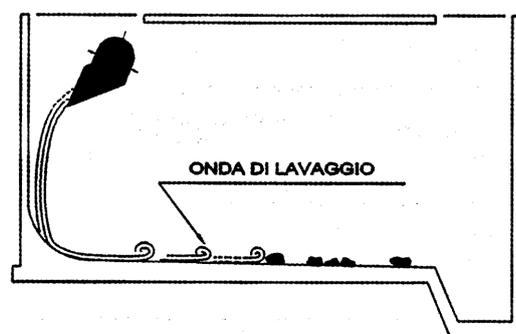


Figura B.25-Ribalta di lavaggio durante la fase di svuotamento [Idrodepurazione srl, 2002].

Normalmente, in vasche accuratamente progettate, due passaggi di lavaggio sono sufficienti per garantire una pulizia completa del fondo, mentre per vasche molto lunghe possono rendersi necessari fino a quattro passaggi. Affinché la pulizia raggiunga l'efficienza desiderata, occorre verificare in fase di progetto e realizzazione che l'altezza di caduta, la pendenza del fondo, la curvatura di passaggio e il canale di entrata soddisfino particolari condizioni:

Altezza di caduta

La lunghezza di lavaggio raggiungibile dipende anzitutto dall'altezza di caduta dell'acqua, che non deve mai essere inferiore ai tre metri. Si riportano, nella

Tabella B.1, le lunghezze di lavaggio raggiunte dall'acqua in funzione delle dimensioni della ribalta e dell'altezza di caduta.

Volume della ribalta	Altezze di caduta	Lunghezze di lavaggio raggiungibili
350 l/m	3,0 m	ca. 17 m
	4,5 m	ca. 21 m
	6,0 m	ca. 25 m
500 l/m	3,0 m	ca. 21 m
	4,5 m	ca. 25 m
	6,0 m	ca. 29 m
700 l/m	3,0 m	ca. 27 m
	4,5 m	ca. 31 m
	6,0 m	ca. 35 m
900 l/m	3,0 m	ca. 33 m
	4,5 m	ca. 37 m
	6,0 m	ca. 41 m
1050 l/m	3,0 m	ca. 40 m
	4,5 m	ca. 44 m
	6,0 m	ca. 48 m
1200 l/m	3,0 m	ca. 45 m
	4,5 m	ca. 50 m
	6,0 m	ca. 55 m
1400 l/m	3,0 m	ca. 50 m
	4,5 m	ca. 55 m
	6,0 m	ca. 60 m
2000 l/m	3,0 m	ca. 65 m
	4,5 m	ca. 70 m
	6,0 m	ca. 75 m

Tabella B.1-Lunghezze raggiungibili con applicazione di una ribalta di lavaggio [Idrodepurazione srl, 2002].

Pendenza del fondo

Il fondo della vasca deve essere progettato in modo da avere una pendenza longitudinale pari almeno al 2-3%; questo valore può essere portato fino al 4-5% laddove esista un'altezza di caduta inferiore a 3 metri. Qualora invece la posizione della vasca sia tale da consentire un'altezza di caduta di almeno 3-5 metri, la pendenza del fondo deve essere almeno del 0,5-1%. La vasca deve essere progettata in modo da evitare dislivelli trasversali. Qualora tale requisito non sia

soddisfatto, per esempio in vasche preesistenti, è necessario correggere il fondo con un getto in calcestruzzo.

Curvatura di passaggio

Lo spigolo della vasca sottostante la ribalta deve essere arrotondato in modo da minimizzare le perdite di carico. Il raggio di passaggio è funzione delle dimensioni e del volume della ribalta. In linea generale, comunque, maggiore è il raggio di passaggio minori sono le perdite di inversione e maggiore la lunghezza di lavaggio raggiunta.

Canale di entrata

Il canale o il bacino di entrata deve essere disposto obliquamente rispetto alla direzione di lavaggio. Inoltre esso deve avere un volume sufficientemente elevato al fine di evitare che l'acqua di lavaggio infangata, in esso contenuta, tracimi sul fondo della vasca. A questo scopo occorre che il canale di entrata abbia un volume pari a 1,5 volte il volume della ribalta, oppure 1,3 volte nel caso vengano disposte diverse ribalte di lavaggio scaglionate. Il grafico di Figura B.26, consente di dimensionare correttamente le vasche di ribaltamento in funzione dell'altezza di scarico e della lunghezza della vasca.

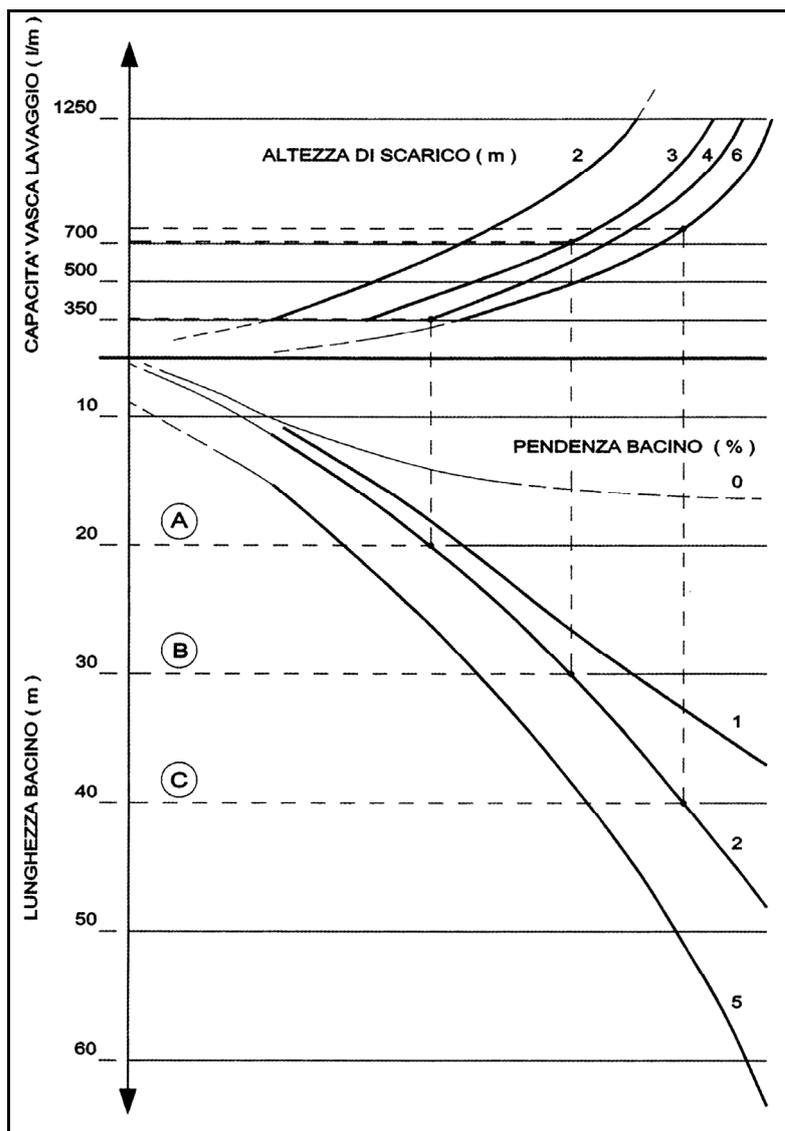


Figura B.26-Grafico per il dimensionamento vasche di lavaggio a ribalta [Idrodepurazione srl, 2002].

L'utilizzo delle ribalte di pulizia presenta, dunque, innumerevoli vantaggi: anzitutto il lavaggio dà risultati soddisfacenti anche nel caso di depositi persistenti e per vasche di qualunque forma e dimensione. L'effetto pulente può essere esattamente calcolato in fase di progettazione ed eventualmente modificato diminuendo la velocità di ribaltamento con inclinazioni opportune. Il meccanismo è automatico, in quanto la ribalta è messa in moto dallo spostamento del baricentro, e come tale non richiede manutenzione. Un ulteriore risparmio è dato dall'utilizzo di

acque di lavaggio non convenzionali, quali liquami. Infine, il procedimento di ribaltamento risulta abbastanza silenzioso, in quanto il rumore si limita a quello dell'acqua, il che rende il sistema idoneo ad essere posizionato anche in vasche all'aperto.

Pulitori a spruzzo rotante

Il sistema a spruzzo (Figura B.27) è stato sviluppato per vasche di forma circolare, nelle quali le ribalte risultano poco indicate e lo svuotamento a mezzo tubi si rivela poco efficace. Il dispositivo, realizzato in acciaio zincato a caldo, è costituito da un tubo di alimentazione dell'acqua, appeso al centro della vasca, nel quale è incorporato un giunto a cerniera sotto il quale sono posti due tubi ad ugello rastremati verso l'esterno. Il diametro nominale del tubo di alimentazione dell'acqua, in genere, è DN 65 per vasche con diametro fino a 11,5 metri e DN 80 per vasche più grandi. Il numero degli ugelli varia da 15 a 30 in funzione del diametro della vasca. Quando la vasca si svuota, un comando automatico apre gli ugelli, che cominciano così a spruzzare acqua sul fondo e sulle pareti della vasca. La pressione di alimentazione (3-4 bar) è tale da far ruotare automaticamente il dispositivo di spruzzo, favorendo così la pulizia di tutta la vasca. Inoltre, grazie alla particolare disposizione degli ugelli, che formano orbite involute, tutti i residui presenti sulle pareti e sul fondo sono inviati al canale di scarico tramite traiettorie a spirale.

Tale sistema a spruzzo può essere alimentato con acque sotterranee o potabili, in alternativa è possibile utilizzare acque industriali e di scarico, purché prive di particelle grosse, che provocherebbero l'intasamento degli ugelli.

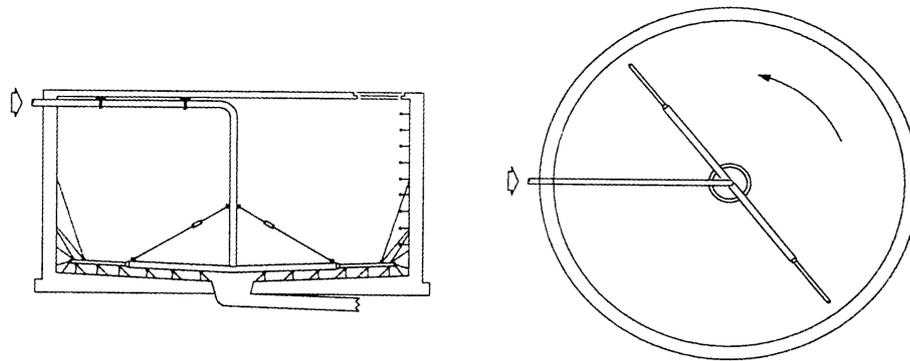


Figura B.27-Principio di funzionamento del pulitore a spruzzo [Idrodepurazione srl, 2002].

Condizione necessaria per il monitoraggio del dispositivo a spruzzo è che la vasca di pioggia, di forma circolare o poligonale, abbia un diametro inferiore ai 20 metri e non presenti colonne centrali. Inoltre, la profondità deve variare da 2 a 6 metri, mentre le pendenze di fondo devono essere comprese tra lo 0,5 e 3%.

I sistemi a spruzzo possono essere installati sia in vasche aperte che chiuse. Nel primo caso il dispositivo è montato su un supporto a griglia, nel secondo, invece, il sistema a spruzzo è fissato sulla copertura, per cui, in questo caso, risulta necessario prevedere una cavità per il passaggio del tubo di alimentazione dell'acqua di lavaggio.

Agitatori fissi

Gli agitatori fissi sono installati sul fondo o sulle pareti delle vasche, dove producono una corrente orizzontale in grado di contrapporsi all'effetto di sedimentazione proprio delle sostanze organiche. Essi sono costituiti da un motore sommerso provvisto di un'elica e di una cupola per la conduzione di corrente; il loro montaggio non richiede una preparazione particolare della vasca, ad eccezione dell'alimentazione elettrica, dell'attacco del quadro elettrico e dei cavi.

Attualmente sono disponibili diverse versioni di agitatore per diverse classi di potenza; al crescere della potenza motore aumenta il diametro dell'elica, il che implica che i grossi gruppi richiedono un disinserimento più veloce prima dell'emersione. Questo riduce notevolmente, in fase di svuotamento della vasca, il grado di efficacia degli agitatori; pertanto, anziché un solo agitatore di grosse dimensioni, è auspicabile installare un maggior numero di agitatori di dimensioni standard. Quando sono installati più gruppi, l'avviamento avviene per gradi e la manutenzione è effettuata controllando separatamente il funzionamento a secco di ogni agitatore.

Questi dispositivi si sono dimostrati validi soprattutto in bacini circolari e poligonali di diametro ridotto; esistono anche casi di installazione in bacini rettangolari, nei quali però essi hanno dato risultati meno soddisfacenti rispetto alle ribalte di lavaggio. L'applicazione degli agitatori è risultata proficua in vasche di pompaggio contenenti acque molto inquinate, dove facilmente si verificano cadute di fango, che comportano problemi di funzionamento alle pompe centrifughe.

La posizione della stazione di pompaggio è determinante per il corretto funzionamento degli agitatori: l'installazione ideale è quella in cui la stazione è posta al centro della vasca; meno favorevole è invece quella in cui essa è sulla parete, in quanto il fondo della vasca risulta inclinato verso il bacino di pompaggio. Con questa tipologia costruttiva gli agitatori lavorano meglio in contropendenza, e devono quindi essere disposti con l'elica verso la quota maggiore, così come indicato in Figura B.28.

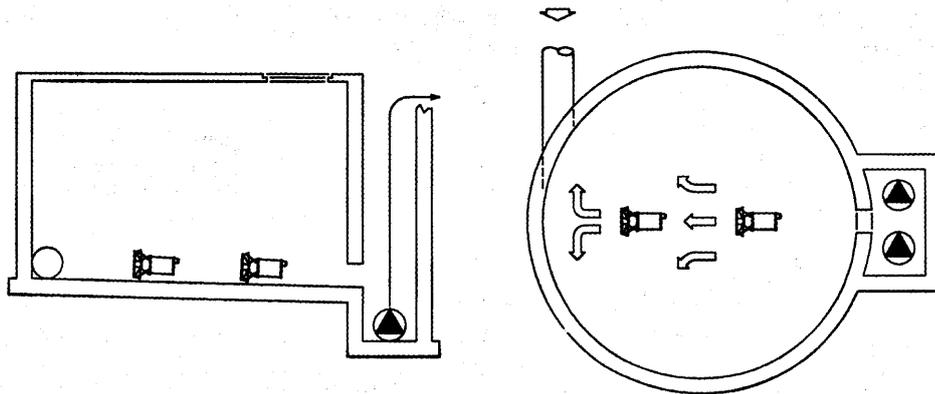


Figura B.28 -Disposizione degli agitatori in bacini circolari con fondo inclinato verso l'interno [Idrodepurazione srl, 2002].

Dispositivo di lavaggio fisso con paratoia a clapet

I dispositivi di lavaggio fissi con paratoia a clapet (Figura B.29) rappresentano una valida alternativa ai sistemi di pulizia classici, soprattutto per vasche rettangolari lunghe fino a 60 metri e canali di invaso lunghi fino a 100 metri. Essi rappresentano una tecnologia sicura, efficace ed estremamente economica, in quanto non richiedono manutenzione, utilizzano per il lavaggio le stesse acque di pioggia e hanno un consumo di energia minimo se non nullo.

Il sistema è costituito da un serbatoio per l'accumulo di acqua, in cemento o acciaio, munito di paratoia a clapet azionata elettro-idraulicamente o oleo-pneumaticamente. Durante un evento meteorico parte dell'acqua in arrivo è convogliata nel serbatoio, realizzato all'interno della vasca; al termine della pioggia, quando la vasca si svuota, la paratoia a clapet di lavaggio si apre istantaneamente, comandata da un sensore posto sul bacino di scarico, e l'acqua di lavaggio raccolta genera un'onda che pulisce il fondo della vasca. I depositi e le incrostazioni vengono quindi convogliati nel canale di scarico o nella vasca di pompaggio.

Il dispositivo di lavaggio descritto non funziona per precipitazioni scarse ed invaso parziale, ma solo quando l'invaso del bacino supera l'altezza del muro del serbatoio. Per il calcolo del volume d'acqua da accumulare è necessario valutare, in funzione della lunghezza della corsia che si vuole lavare, la velocità della corrente di lavaggio, che deve essere di almeno 2 m/s, al fine di consentire il trascinamento delle sostanze decantate.

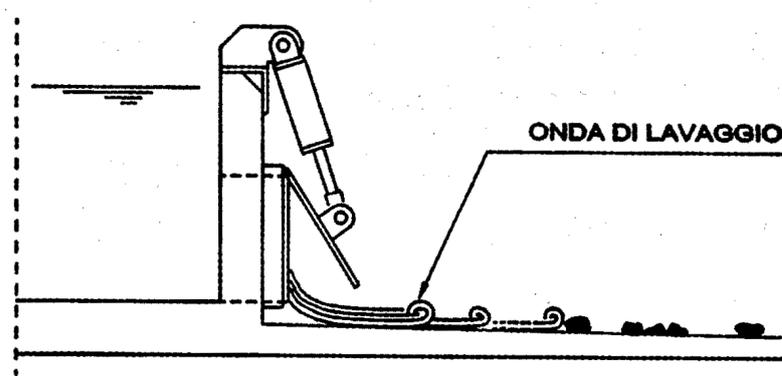


Figura B.29-Paratoia di lavaggio [Idrodepurazione srl, 2002].

B.3 ALTRI DISPOSITIVI

In contesti dove le caratteristiche del suolo e la vulnerabilità degli acquiferi lo consentono, è possibile ricorrere ad interventi che realizzino la dispersione sul suolo, ovvero l'immissione nel sottosuolo, delle portate meteoriche di prima pioggia. Tali dispositivi, molto sporadicamente utilizzati nella realtà italiana, consistono essenzialmente in:

- Bacini di ritenzione
- Stagni
- Sistemi vegetati

- Filtri
- Aree umide
- Sistemi ad infiltrazione

di cui, nelle pagine successive, sono riportate peculiarità e caratteristiche principali.

B.3.1 BACINI DI RITENZIONE (DETENTION BASIN)

I bacini di ritenzione sono strutture progettate per intercettare le acque di prima pioggia, contenerle temporaneamente per poi rilasciarle lentamente al termine dell'evento meteorico. Il principale obiettivo di questi bacini è il controllo quantitativo attraverso la riduzione dei picchi di piena provocati dalle piogge. Possono essere progettati per mantenere all'interno permanentemente un certo volume di acque (bacini umidi), ovvero in maniera da svuotarsi completamente nel giro di 24-48 ore (bacini di laminazione). La capacità di rimozione degli inquinanti normalmente si limita alla rimozione dei solidi sospesi associata alla sedimentazione all'interno del bacino. L'efficienza di rimozione può essere migliorata inserendo uno stagno di sedimentazione primaria all'ingresso del bacino che favorisca l'accumulo dei solidi più grossolani.

B.3.1.1 BACINI DI LAMINAZIONE (DRY DETENTION BASIN)

I bacini di laminazione vengono normalmente utilizzati per rimuovere sostanze inquinanti particolate e, nel contempo, ridurre le portate verso il corpo recettore finale. La qualità delle acque è migliorata dalla rimozione di sostanze sedimentabili e galleggianti e delle sostanze inquinanti ad esse associate. Sebbene le

strutture per il controllo delle portate abbiano esigenze progettuali diverse da quelle progettate per il miglioramento delle caratteristiche delle acque è tuttavia possibile, con particolari accorgimenti, raggiungere contemporaneamente entrambi gli obiettivi. Va inoltre evidenziato che tale sistema, per poter funzionare propriamente, richiede un'area sufficientemente vasta ed un idoneo battente idraulico.

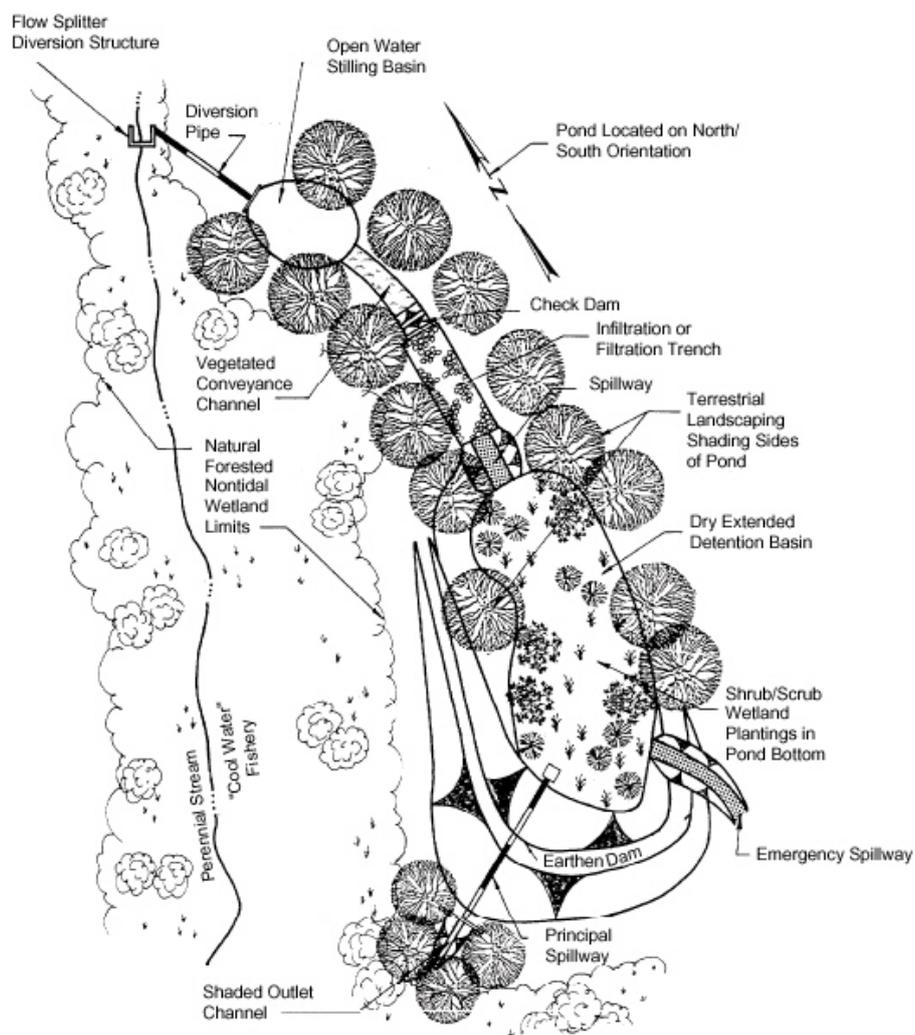


Figura B.30-Bacino di laminazione [Garuti, 2005].

B.3.1.2 BACINI A RITENZIONE PROLUNGATA (EXTENDED DETENTION BASINS)

I bacini a ritenzione prolungata sono bacini in grado di raccogliere le acque di pioggia scolanti e rilasciarle attraverso un sistema d'uscita a portata fissa. Questi bacini sono progettati per non avere acqua che ristagni all'interno, per cui sono asciutti per la maggior parte del tempo. Sono in grado di controllare i flussi di portata e, di conseguenza, riducono i problemi di erosione e di straripamento. Attraverso la sedimentazione dei solidi sospesi sono pure in grado di ridurre i carichi inquinanti, anche se le piogge successive possono provocare la risospensione dei solidi accumulati [Garuti, 2005].

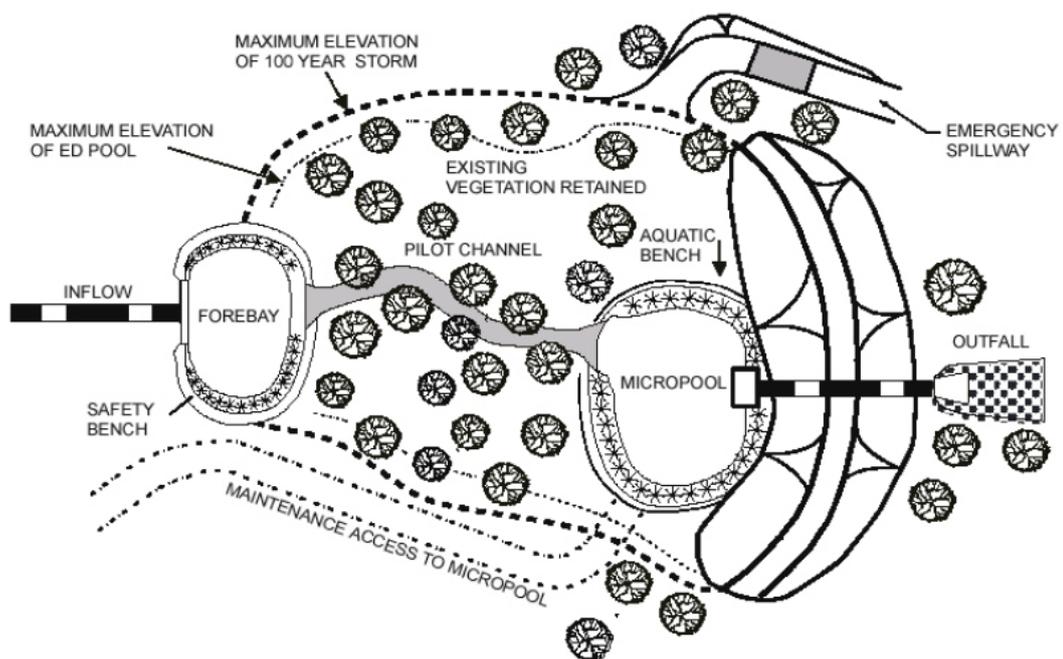


Figura B.31-Bacino a ritenzione prolungata [Garuti, 2005].

B.3.2 STAGNI (PONDS)

Sono dei bacini che rimangono sempre pieni di acqua, dimensionati e configurati per permettere una significativa rimozione degli inquinanti

provenienti dalle acque di prima pioggia. La capacità del bacino viene calcolata in funzione della concentrazione di solidi che si vogliono rimuovere e della superficie del bacino di raccolta delle acque.

B.3.2.1 STAGNI TEMPORANEI (DRY PONDS)

Gli stagni temporanei sono bacini che non hanno una vasca per la ritenzione permanente, ma ricevono le acque di pioggia e le trattengono per un breve periodo, per poi rilasciarle lentamente. Questi bacini possono avere diverse sistemazioni, in quanto, non essendo permanenti, possono essere inclusi in aree adibite per altre soluzioni, quali parcheggi, campi sportivi o spazi aperti, ecc.

Questo intervento ha soprattutto una valenza idraulica, in quanto lo stoccaggio temporaneo delle acque di prima pioggia limita i flussi di piena, inoltre gli stagni hanno la tendenza a risospendere i solidi depositatisi all'interno con le piene e, quindi, non costituiscono la soluzione migliore per quanto riguarda l'abbattimento degli inquinanti. Se si vuole migliorare anche questo aspetto occorre utilizzare soluzioni differenti, quali ad esempio, bacini a ritenzione prolungata.

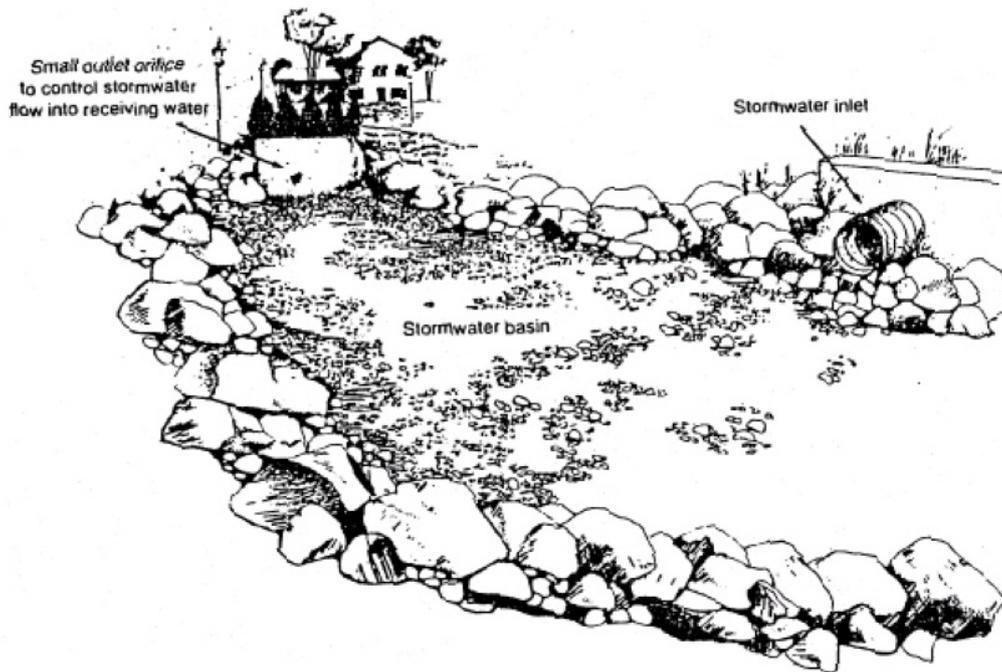


Figura B.32-Stagno temporaneo [Garuti, 2005].

B.3.2.2 STAGNI PERMANENTI (WET PONDS)

Uno stagno permanente è un sistema per il controllo delle acque di pioggia costituito da un bacino permanentemente allagato, soprattutto nei periodo piovosi. Il volume del bacino viene dimensionato in base alla capacità di ritenzione dei particolati inquinanti richiesta. Qualora si voglia provvedere ad una rimozione aggiuntiva di sostanze inquinanti, si prevede un'area umida all'interno del bacino stesso. Il controllo dei flussi viene realizzato controllando l'altezza del pelo libero nel bacino attraverso particolari apparati di scarico [Garuti, 2005].

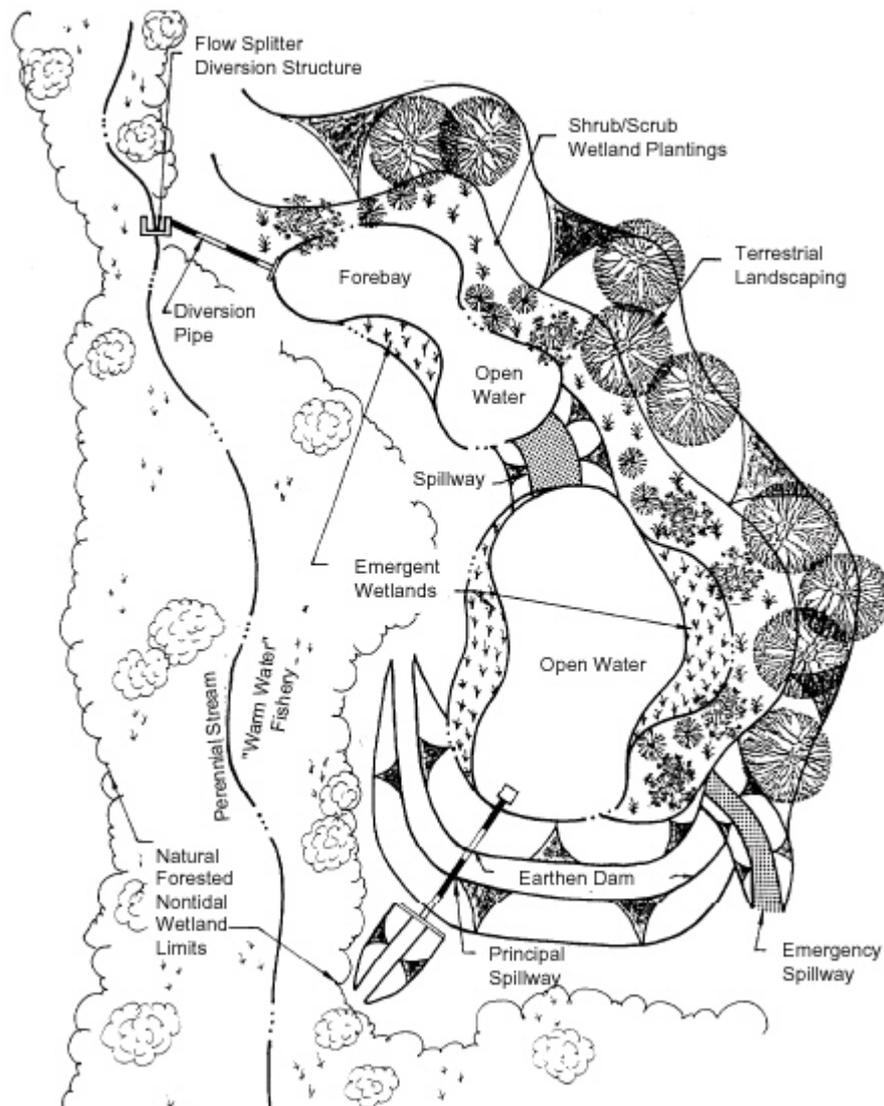


Figura B.33-Stagno permanente [Garuti, 2005]

B.3.3 SISTEMI VEGETATI (VEGETATED DEVICES)

B.3.3.1 FASCE FILTRO (VEGETATED FILTER STRIPS)

Le fasce filtro sono porzioni di terreno densamente vegetate, su cui vengono convogliate le acque di pioggia con flusso laminare da un'area urbanizzata adiacente. Inoltre, particolari sistemi di distribuzione possono venire

impiegati per favorire la distribuzione delle acque sull'intera superficie interessata. Le fasce filtro provvedono essenzialmente al miglioramento della qualità delle acque, mentre non hanno alcuna funzione di ritenzione o infiltrazione per la riduzione dei picchi di portata. Le fasce filtro, come riportato in Figura B.34, indirizzano le acque da trattare con flusso laminare attraverso superfici alberate o solamente inerbite. La riduzione della velocità di flusso risultante dal passaggio attraverso una superficie densamente vegetata determina la rimozione delle sostanze particulato inquinanti attraverso la sedimentazione, favorisce l'infiltrazione nel suolo e riduce la potenziale erosione dei canali. Ne consegue, quindi, che le fasce filtro possono contribuire anche alla riduzione dei volumi delle acque di pioggia ed alla ricarica delle falde. I migliori risultati in termini di qualità delle acque vengono ottenuti con fasce che contengono vegetazione autoctona sviluppatasi in maniera naturale.

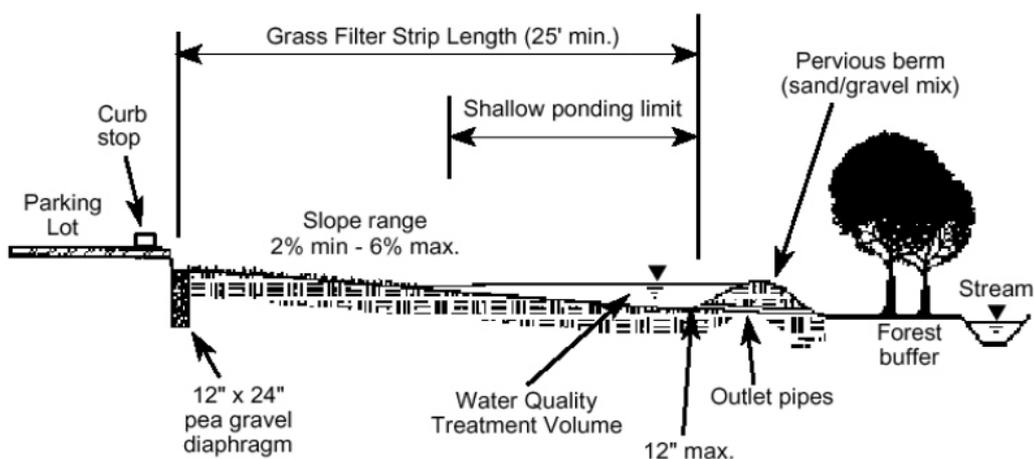


Figura B.34-Profilo di una fascia filtro [Garuti, 2005]

B.3.3.2 AREE TAMPONE (VEGETATED NATURAL BUFFERS)

Le aree tampone sono delle "barriere" naturali o artificiali costituite da una vegetazione perenne, gestite in modo da ridurre l'impatto di aree potenzialmente inquinanti sulla qualità delle acque in aree adiacenti. Sono utili nel separare utilizzi di territorio incompatibili tra loro, e nel ridurre l'impatto di attività che rappresentano una potenziale fonte di inquinamento per dei corpi recettori vicini. Le superfici possono essere costituite da strisce lineari, oppure avere forme libere che seguono il territorio. Le aree tampone servono soprattutto a migliorare la qualità delle acque, mentre non sono generalmente in grado di garantire un'adeguata ritenzione per la riduzione dei picchi di portata. Sono in grado, invece, di ridurre le velocità di scorrimento delle acque, favorendone l'infiltrazione nel terreno, contribuendo così alla ricarica delle falde. La riduzione delle velocità contribuisce alla rimozione di particolato inquinante attraverso la sedimentazione e riduce, nel contempo, la potenziale erosione o degradazione dei canali [Garuti, 2005].

B.3.3.3 CANALI INERBITI (GRASSED SWALES)

I canali inerbiti sono canali rivestiti da erba o piante resistenti all'erosione, costruiti per far defluire le acque di pioggia in maniera regolare, sfruttando la capacità della vegetazione di ridurre le velocità di flusso. Non vengono di norma progettati per la riduzione dei picchi di portata, per la quale vengono spesso utilizzati in combinazione con altri interventi strutturali. In applicazioni con pendenze eccessive, i canali ineriti possono presentare sul fondo delle

depressioni o delle piccole paratoie, allo scopo di rallentare ulteriormente i flussi ed aumentare la capacità di ritenzione idraulica. I canali inerbiti vengono utilizzati soprattutto per il convogliamento delle acque di prima pioggia senza che si abbiano quei fenomeni di erosione causati da elevate velocità di flusso. Gli inquinanti possono essere rimossi dalle acque attraverso processi di filtrazione legati alla vegetazione, per deposizione, oppure in alcuni casi per infiltrazione nel terreno dei nutrienti in forma solubile. Il grado di depurazione raggiungibile dipende soprattutto dal tempo di residenza delle acque nel canale e dal contatto di queste con la vegetazione e con la superficie del canale. La presenza di strutture come paratoie o depressioni, all'interno del letto, possono migliorare la capacità di rimozione aumentando i tempi di residenza.

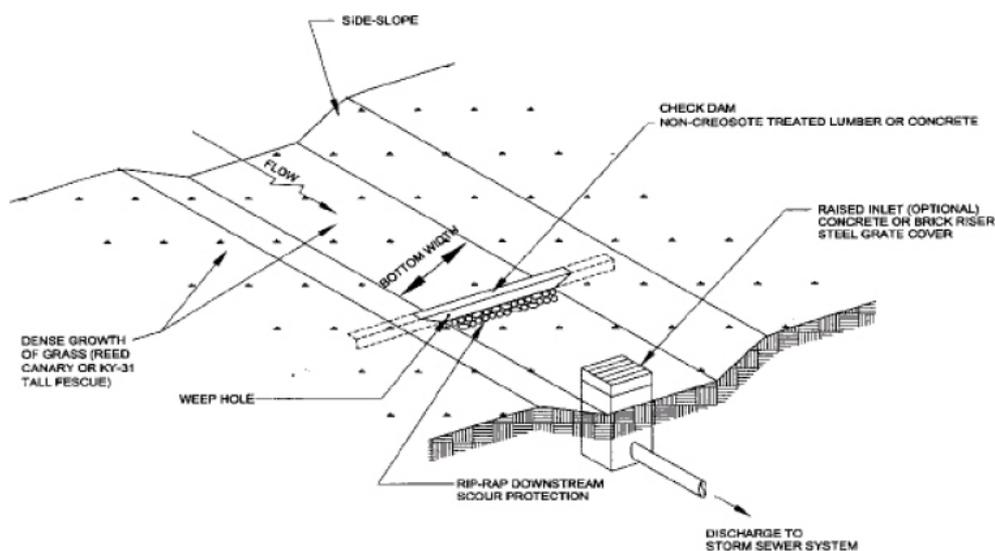


Figura B.35-Canale inerbito [USEPA, 2005]

B.3.3.4 FILTRI (FILTER SYSTEM)

Un sistema di filtrazione è una struttura che usa una matrice filtrante quale sabbia, ghiaia o torba in grado di rimuovere una quota dei composti inquinanti presenti nelle acque di pioggia. Esistono in commercio numerose varietà di sistemi

filtranti, soprattutto negli U.S.A., dove è presente un'estrema variabilità di progetti di matrici filtranti. I filtri sono soprattutto dei dispositivi di controllo della qualità delle acque, progettati per rimuovere gli inquinanti particolati. Possono includere pure un controllo quantitativo dei flussi, attraverso un sistema aggiuntivo di stoccaggio costituito da uno stagno o da un bacino, da una vasca posta al di sopra del filtro stesso, oppure trasformando un'area adiacente al filtro, come potrebbe essere un parcheggio, in bacino di stoccaggio prima del trattamento. I filtri vengono utilizzati per trattare le acque provenienti da piccole superfici, quali parcheggi o piccole aree urbanizzate, in aree industriali a rischio, e comunque dove il costo del terreno non permette l'utilizzo di sistemi strutturali a superfici elevate. I filtri vengono studiati per trattare solo le prime acque di pioggia, generalmente i primi 15-30 mm, mentre il resto dell'acqua di pioggia viene fatta by-passare dal filtro stesso. Un beneficio nell'utilizzo di questi filtri nelle aree estremamente urbanizzate è che questi possono essere piazzati sotto il livello stradale, limitando o eliminando completamente i costi di esproprio del terreno. Tuttavia il posizionamento di tali strutture lontano dalla vista può creare problemi in seguito, conseguenti alla mancata o limitata manutenzione o gestione del dispositivo stesso. Per aumentare la capacità e la vita del filtro si tende normalmente di dotarlo, in testa, di un sistema di sedimentazione in grado di rimuovere i solidi più grossolani prima della filtrazione. I tipi di filtro comunemente utilizzati comprendono:

- i filtri a sabbia superficiali
- i filtri tricamerati
- i filtri Delaware

ed essi comprendono, a loro volta, un numero notevole di varianti, così come estremamente variabili sono i profili delle matrici che li compongono.

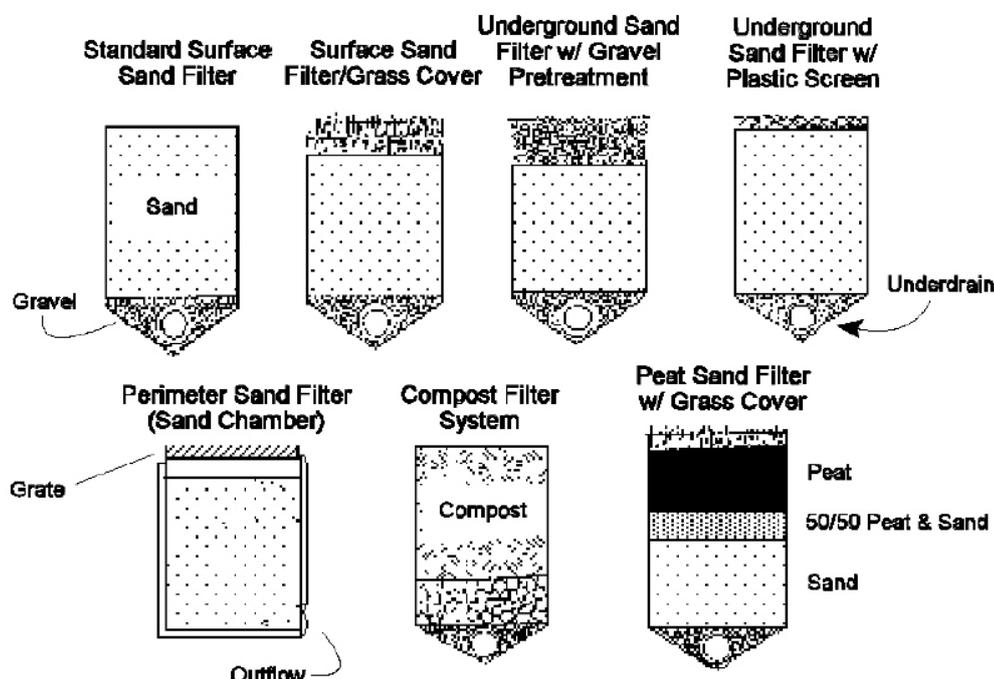


Figura B.36-Varie tipologie di filtri [Claytor and Schueler, 1996]

B.3.3.5 FILTRI A SABBIA SUPERFICIALI (SAND FILTERS)

I filtri a sabbia superficiali sono stati sviluppati in Florida a partire dal 1981, ubicati in luoghi dove non era possibile far infiltrare le acque di ruscellamento in falda, né era possibile prevedere un bacino di ritenzione. Questo tipo di filtro è costituito normalmente da 2 camere. L'acqua penetra in una vasca di sedimentazione dove il materiale più grossolano precipita per gravità, e successivamente, attraverso uno stramazzone, arriva al filtro vero e proprio. Il letto di filtrazione è costituito da sabbia e ghiaia con un tubo perforato sul fondo per il drenaggio delle acque trattate. La superficie del letto può essere inerbita. La configurazione a due camere consente di prevenire i pericoli di intasamento prematuro del letto dovuto ad un accumulo eccessivo di sedimenti.

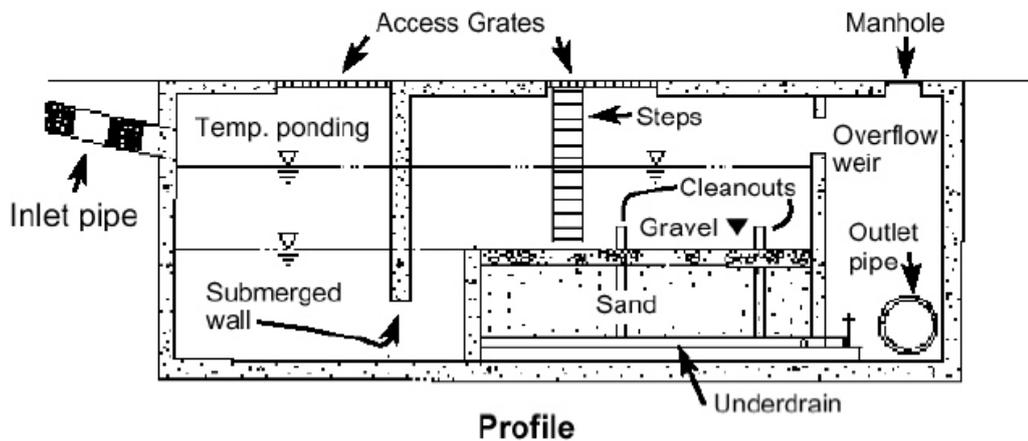


Figura B.37-Filtro a sabbia superficiale [Claytor e Schueler, 1996]

Una particolare tipologia di filtro a sabbia è il sistema Austin. Tipicamente i sistemi di filtrazione a sabbia di tipo Austin con sedimentazione completa vengono progettati per la gestione delle acque di dilavamento provenienti da bacini di drenaggio con superficie non superiore a 20 ettari. Tali sistemi sono costituiti da un bacino di sedimentazione ed uno di filtrazione posti in serie.

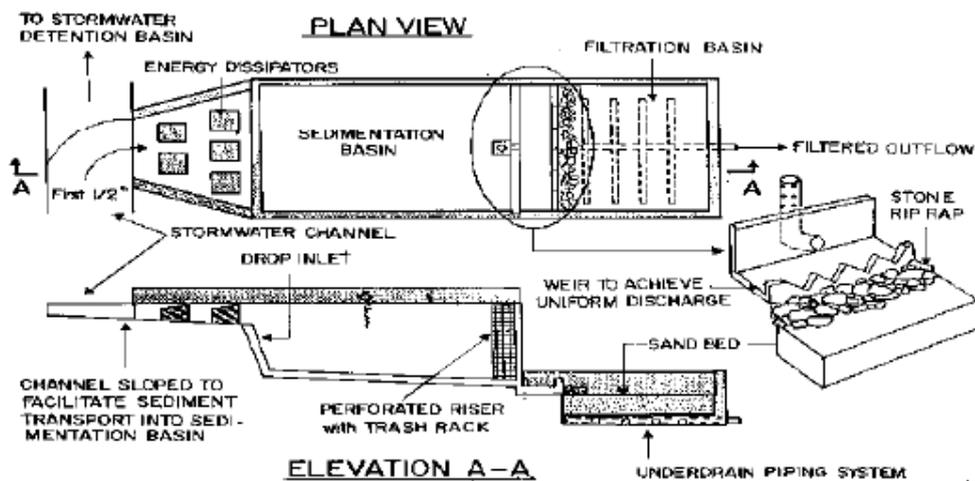


Figura B.38-Filtro a sabbia tipo Austin [Claytor e Schueler, 1996].

B.3.3.6 FILTRI A SABBIA TRICAMERALI (VAULT SAND FILTERS)

I filtri tricamerale sono costituiti da due camere iniziali di sedimentazione e filtrazione, collegate con un passaggio a gomito per permettere anche la separazione di sostanze oleose e flottanti. Tale sistemazione limita il passaggio di sostanze sedimentabili e grasse nel filtro, prolungandone la capacità e la durata. L'acqua filtrata viene convogliata nella terza camera, collegata al sistema di dispersione, attraverso un tubo di drenaggio rivestito di ghiaia. Come per tutti i sistemi di filtrazione a sabbia, anche in questo caso è preferibile una sistemazione off-line del sistema. Per quanto riguarda i flussi eventualmente eccedenti, questi possono essere direttamente convogliati attraverso uno sfioratore nella terza camera.

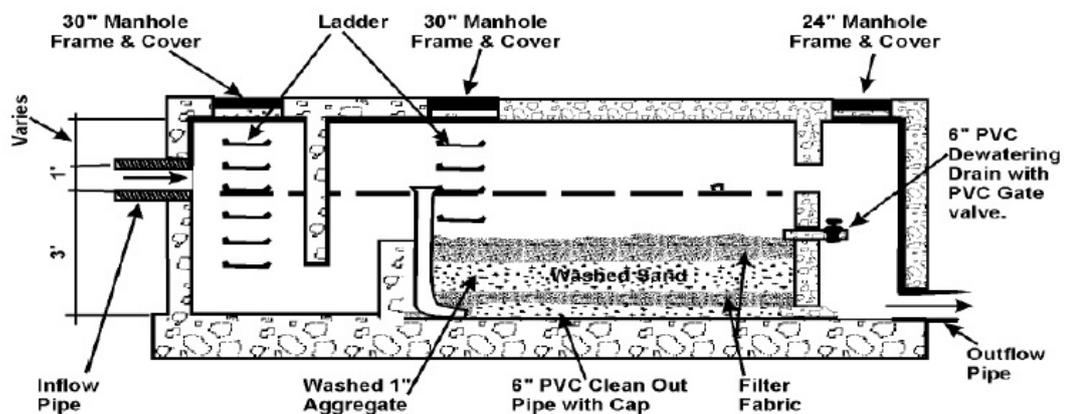


Figura B.39-Filtro a sabbia tricamerale [USEPA, 2005]

B.3.3.7 SISTEMI VEGETATI (BIORETENTION)

Questi sistemi sono studiati per simulare l'ecosistema di un bosco, con la combinazione di filtrazione del suolo e assorbimento da parte della vegetazione. La superficie vegetata nel sottosuolo comprende un sistema di drenaggio per la

raccolta delle acque che hanno attraversato il terreno e lo strato radicale, ed è progettata per apparire il più naturale possibile. Questo conferisce all'area un aspetto estremamente attraente. L'acqua di pioggia penetra nel sistema e viene momentaneamente stoccata in uno stagno poco profondo posto all'interno dell'area, dal quale l'acqua in parte filtra lentamente attraverso il terreno ed in parte viene assorbita dalle piante.

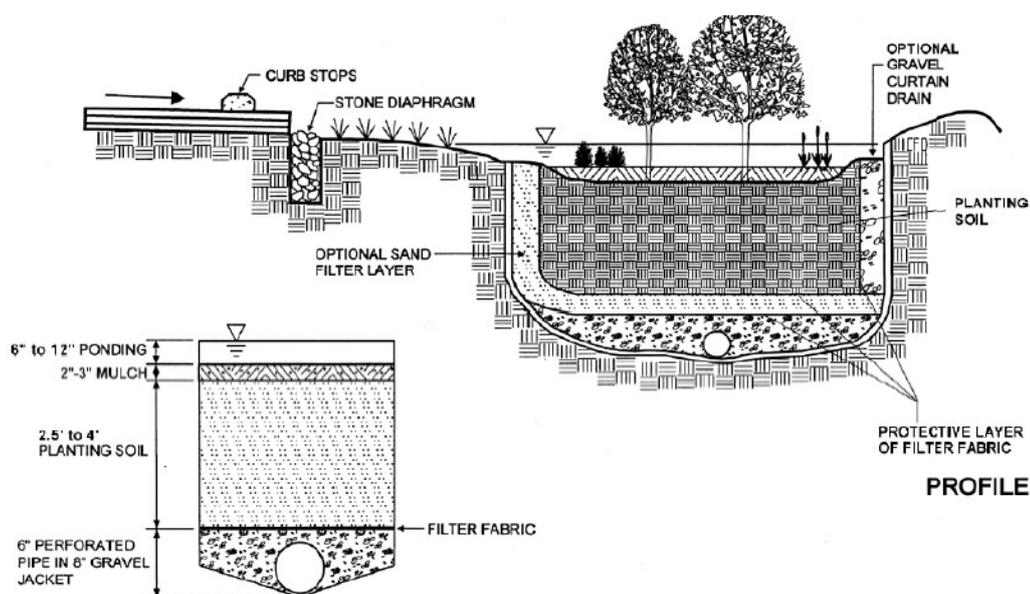


Figura B.40-Sistemi vegetati [Garuti, 2005]

B.3.4 AREE UMIDE (WETLAND)

B.3.4.1 SISTEMI DI FITODEPURAZIONE ESTENSIVI (CONSTRUCTED WETLAND)

I sistemi di fitodepurazione sono semplicemente dei bacini di laminazione che comprendono all'interno degli stagni e delle aree vegetate in grado di trattare le acque e migliorarne la qualità. Tali sistemi sono costituiti da appropriati bacini di

sedimentazione ed altre soluzioni progettuali, associate a soluzioni appropriate per uno adeguato sviluppo della vegetazione all'interno del bacino.

I SFE possono essere estremamente efficienti nella rimozione dei sedimenti e degli inquinanti ad essi associati (quali metalli pesanti, nutrienti ed idrocarburi), delle sostanze organiche e dei batteri presenti nell'influenta. La parte vegetata è inoltre in grado di provvedere alla rimozione di sostanze solubili e di quelle adsorbite nei sedimenti. Il sistema di vasche così articolato è inoltre in grado di rimuovere o trattare grossi volumi di acqua a basso carico inquinante con portate estremamente variabili e discontinue, quali le acque di pioggia o di sfioratori, oltre a consentire l'affinamento di acque trattate. La sedimentazione ed un'intensa attività biologica all'interno del bacino sono in grado, inoltre, di rimuovere una considerevole aliquota di sostanze nutrienti, anche se, come per la fitodepurazione tradizionale, occorre fare una certa attenzione nella progettazione e nella gestione di tali sistemi.

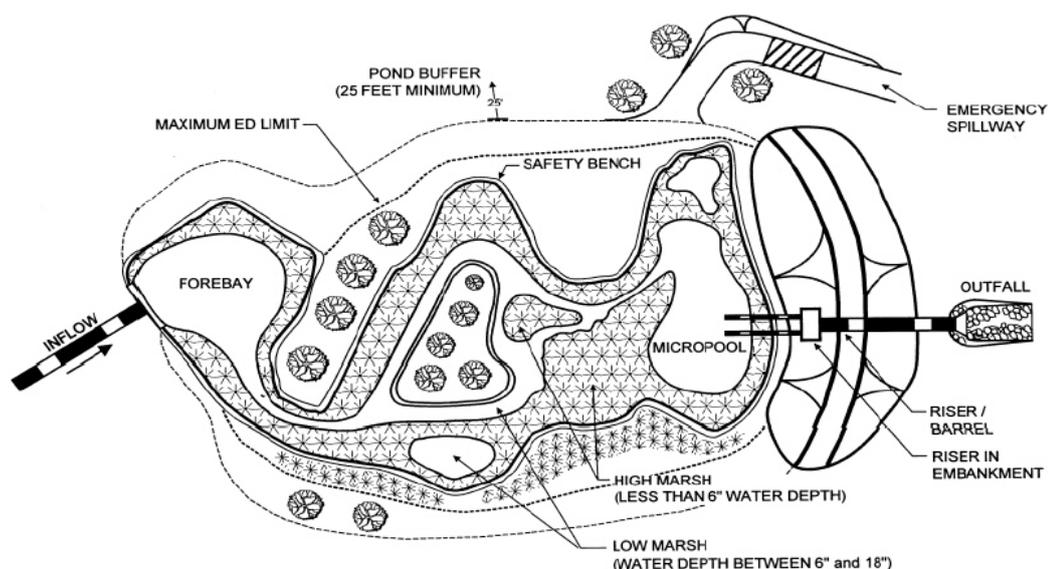


Figura B.41-Sistema di fitodepurazione [Garuti, 2005]

Capacità di rimozione

La capacità di rimozione degli inquinanti negli SFE dipende soprattutto dalle caratteristiche fisiche del sistema, quali il rapporto tra la superficie SFE e la superficie dell'area scolante, il tempo di residenza, portate e velocità di transito nei vari comparti. Generalmente, maggiore è il tempo di residenza migliore è la capacità di rimozione; tuttavia, è necessario fare attenzione alle possibili cortocircuitazioni interne al sistema ed all'accumulo di sedimenti. La rimozione degli inquinanti per via biologica è inoltre influenzata dalla temperatura, per cui si ottengono i migliori risultati di rimozione nei periodi più temperati.

Considerazioni urbanistiche

Sebbene tali sistemi siano molto efficienti nella rimozione degli inquinanti, occorre comunque considerare la possibilità che sostanze quali metalli pesanti od altro possano accumularsi nei sedimenti ed entrare nel ciclo biologico che caratterizza un'area umida. Per tale motivo occorre sempre prestare attenzione nella progettazione dei bacini di sedimentazione e prevedere semplici sistemi per l'estrazione dei sedimenti. Per aumentare ulteriormente il valore estetico dell'intervento è buona cosa circondare l'area con un'area di vegetazione tampone costituita da alberi e siepi. Tale realizzazione servirà inoltre a costituire una distanza di rispetto nei confronti delle possibili aree abitate adiacenti.

Consigli per la progettazione

Le linee guida per la progettazione degli SFE devono prevedere i seguenti elementi progettuali: dimensione, diversità del letto e delle sponde, tipo di suolo, essenze da impiegare, schemi di trattamento e sistemi di scarico.

Dimensioni dell'area umida

Le linee guida americane raccomandano un'area pari a 1-2% del bacino scolante, sicchè è evidente la difficoltà di creare un'area umida su un bacino scolante con superficie inferiore ai 10 ettari, in quanto la quantità di acqua scolante non sarebbe sufficiente a mantenere le condizioni di saturazione del sistema. L'area dovrà avere un rapporto minimo lunghezza:larghezza di 2:1, preferibilmente 3:1. La distanza tra ingresso ed uscita deve comunque essere massimizzata per accrescere il percorso di trattamento. Il percorso può essere comunque articolato con la costruzione di paratoie ed argini, in grado di creare percorsi più tortuosi e diverse profondità.

Letto e Bordi del Bacino

Gli argini dell'area devono essere costruiti in maniera da controllare ed evitare l'erosione e quindi dovranno avere una larghezza di 1-3 m, con una pendenza di 10:1. Quando l'area lo permette, dovrebbe comunque essere sempre preferita la larghezza di 3 metri. È buona norma cercare di creare un bacino che si adatti il più possibile ai contorni naturali del terreno prescelto, ma occorre comunque tenere in considerazione la possibilità che tale disegno possa favorire la formazione di “aree morte”. Generalmente la forma del bacino tende ad essere più sottile nella parte iniziale, fino ad allargarsi nella parte finale. Il bacino di sedimentazione posto all'ingresso dell'area umida dovrebbe avere comunque una profondità di 1.2-2.5 m, con una buona via di accesso ed un fondo che favorisca la pulizia (ad esempio in cemento). Occorrerà infine prevedere uno stagno finale in grado di ridurre la risospensione dei solidi più fini.

Terreno

I suoli su cui costruire le aree umide devono avere un tasso di infiltrazione molto basso, in modo da favorire il mantenimento di condizioni sature e uno stagno continuamente allagato. Se disponibile, è opportuno impiegare uno strato di terreno paludoso, che oltre ad avere delle ottime caratteristiche di impermeabilità, contiene al suo interno un elevato numero di semi e stoloni di piante igrofile.

Vegetazione

Come detto precedentemente, l'area può essere vegetata spandendo uno straterello di suolo paludoso sulla superficie del bacino. Tale suolo, essendo ricco di semi e stoloni, permette l'attecchimento di varie specie vegetali, tutte adattate. In alcune situazioni può però essere necessario provvedere alla diretta piantumazione della vegetazione. È comunque importante che la scelta e la messa a dimora delle piante sia effettuata da personale specializzato.

Le piante devono essere impiantate con una distanza massima tra loro di un metro. Se dopo un anno di sviluppo l'area coperta dalla vegetazione non copre il 70% occorrerà provvedere ad un ulteriore intervento di ripiantumazione.

Criteri di progettazione

La superficie dell'area umida può essere calcolata considerando il grado di impermeabilizzazione del bacino scolante e la superficie dello stesso, oppure considerando i tempi di detenzione richiesti, sulla base delle portate, nel caso di trattamento di effluenti di depurazione o scarichi di sfioratori.

Le aree a stagno, quelle sommerse e quelle sub-sommerse o emerse dovrebbero avere tutte più o meno, prese globalmente, la stessa superficie, intorno

al 35%. Si ricordi che per stagno si intende un'area con una profondità media di 1.5 m (1.2÷2 m), mentre per area sommersa un'area con una profondità media di 35 cm (20÷50cm). La capacità a livello dello sfioratore principale dovrà essere calcolata sull'evento di pioggia massimo nelle 24 ore con periodo di ritorno (T) 10 anni, viceversa, per lo sfioratore di emergenza il calcolo verrà fatto sull'evento di pioggia nelle 24 ore con T=100 anni. L'altezza degli argini dovrà comunque essere almeno 30 cm al di sopra del livello dello sfioratore di emergenza.

Aree umide

Le aree umide comprendono quelle sommerse (profondità di 0÷50cm), quelle sub-sommerse e quelle emerse e sono progettate per promuovere lo sviluppo delle piante emergenti. Costituiscono il 70% dell'area dell'intero sistema e sono divise in parti uguali tra aree sommerse e aree sub-sommerse ed emergenti. Le differenti altezze dell'acqua determinano lo sviluppo di essenze diverse. Normalmente vengono realizzati trasversalmente al flusso degli innalzamenti del fondo per favorire il flusso laminare e prevenire, di conseguenza, le cortocircuitazioni e la formazione di aree morte.

Aree a stagno

Sono le zone con maggiore profondità e sono costituite da un bacino di sedimentazione posto all'ingresso dell'area e da uno stagno finale posto nella zona di uscita.

Bacino di sedimentazione

Consente di ridurre la velocità di ingresso e di assicurare una sedimentazione preliminare dei solidi sospesi, minimizzando di conseguenza l'ingresso verso l'area

di trattamento. Ha una profondità variabile da 1.2 a 2.5m. Attraverso tale bacino la portata viene poi equalizzata ed immessa nell'area umida conseguente. La pulizia dei sedimenti raccolti sul fondo del bacino deve essere effettuata ogni 5-10 anni, a seconda del tipo di refluo in ingresso.

Lo scarico dell'influente deve avvenire all'altezza della capacità di invaso ed in modo da permettere la massima dissipazione di energia, evitando il più possibile l'erosione delle sponde.

Stagno finale

Lo stagno finale serve soprattutto a creare un volume sufficiente di detenzione delle acque scolanti e ad evitare la risospensione dei solidi verso l'uscita. Ha una profondità media di 1.5m e può avere anche la funzione di mantenimento di pesci divoratori di larve di zanzare.

Sistemi di scarico

L'uscita dell'effluente può avvenire attraverso tre tipi di uscita: lo scarico di fondo, lo sfioratore principale e lo sfioratore di emergenza.

B.3.4.2 BACINI E CANALI UMIDI (WETLAND BASINS AND WETLAND CHANNELS)

Sono quei sistemi che combinano i meccanismi presenti nelle aree umide naturali, in grado di controllare la quantità e migliorare la qualità delle acque. I canali sono delle strutture progettate per sviluppare una densa vegetazione e per convogliarla lentamente (di norma 0.5 m al secondo con il picco di piena di 2 anni), mentre i bacini umidi possono presentare al loro interno una vasca permanente con

una differenza rispetto agli stagni, legata alla presenza massiccia di piante radicate al suo interno (>50%). Quando non sono presenti vasche permanenti, i bacini sono molto simili a quelli di laminazione, con la differenza che al loro interno è presente una vegetazione tipicamente palustre adattata a suoli normalmente saturi. In queste condizioni la rimozione degli inquinanti avviene attraverso numerosi meccanismi, quali sedimentazione, filtrazione, volatilizzazione, adsorbimento, assorbimento, decomposizione biologica e assorbimento vegetale.

B.3.5 SISTEMI AD INFILTRAZIONE (INFILTRATION DEVICES)

I sistemi ad infiltrazione comprendono i bacini, le pavimentazioni porose, i canali e ed i pozzi. Un sistema di infiltrazione è progettato per trattenere un certo volume di acqua di pioggia e rilasciarla poi lentamente nel sottosuolo. Tra i vantaggi di tali dispositivi si deve considerare il fatto che tale pratica unisce al controllo della quantità pure quello della qualità. Il controllo della quantità viene esercitato raccogliendo le acque superficiali ed infiltrandole nel sottosuolo, che consente di ridurre le portate scaricate nei corpi recettori, riducendo alcuni dei potenziali impatti causati da portate eccessive. I sistemi di infiltrazione possono essere progettati per raccogliere le acque ed infiltrarle in falda con tempi che vanno da alcune ore ad alcuni giorni, a seconda della capacità drenante del suolo. L'infiltrazione presenta poi anche vantaggi secondari, quali la ricarica delle falde sotterranee e il conseguente incremento delle portate minime dei corsi d'acqua. Inoltre, la percolazione dell'acqua nel suolo comporta una rimozione degli inquinanti presenti: le sostanze particolate vengono intrappolate dal terreno, mentre i microrganismi in esso presenti contribuiscono alla rimozione delle sostanze

organiche. Ai già citati benefici bisogna però affiancare anche alcuni svantaggi. Innanzitutto la pratica dell'infiltrazione non è opportuna in quelle zone dove l'approvvigionamento idrico viene effettuato utilizzando le acque di falda, in quanto esiste la possibilità di un potenziale inquinamento. Questo è soprattutto da valutare quando le acque di pioggia provengono da aree commerciali o industriali ricche di sostanze inquinanti, quali metalli pesanti o composti organici. Inoltre, è evidente come la pratica dell'infiltrazione non possa essere applicata in presenza di terreni scarsamente permeabili. All'avvio degli impianti bisogna poi tenere conto dell'eventuale presenza di terreno di risulta, proveniente dalla costruzione del sistema stesso o di aree adiacenti, in quanto questo potrebbe causare un prematuro intasamento del letto stesso. Al fine di evitare tale inconveniente, è opportuno avviare l'impianto quando la superficie del bacino di raccolta presenta una copertura erbosa diffusa e densa.

B.3.5.1 BACINI DI INFILTRAZIONE (INFILTRATION BASIN)

I bacini di infiltrazione sono progettati per raccogliere un certo volume di acque di pioggia e di infiltrarlo poi nella falda nell'arco di alcuni giorni. Queste strutture sono generalmente off-line, e quindi in grado di intercettare solo una quota delle acque di scorrimento di un bacino, mentre il volume in eccesso viene bypassato. Il bacino può essere ricoperto di vegetazione, dal momento che le piante aiutano il sistema a trattenere gli inquinanti, mentre le radici favoriscono la permeabilità del suolo, per cui contribuiscono ad aumentare l'efficienza del bacino stesso. I bacini di infiltrazione non sono progettati per contenere acqua in maniera stabile. Il loro scopo principale è quello di trasformare un flusso d'acqua da

superficiale a sotterraneo e di rimuovere gli inquinanti attraverso i meccanismi legati alla filtrazione, l'adsorbimento e la conversione biologica, mentre l'acqua percola attraverso il suolo. Normalmente si prevede uno svuotamento completo di questi bacini nell'arco delle 72 ore per prevenire lo sviluppo di zanzare e di odori molesti e nel contempo per preparare il bacino ad accogliere un nuovo volume di acqua. Oltre a rimuovere gli inquinanti, tale sistema migliora le condizioni idrologiche del bacino, favorendo i flussi minimi dei corsi d'acqua ed evitando i picchi di piena, nonché promuove l'innalzamento della falda sotterranea.

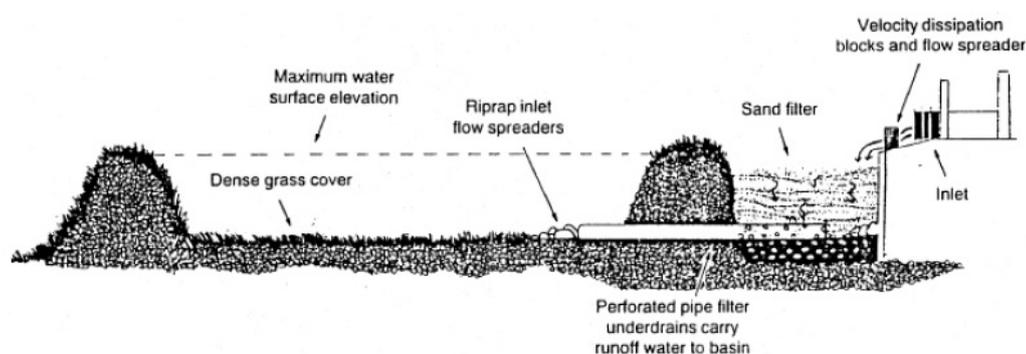


Figura B.42-Bacino di infiltrazione [Garuti, 2005]

B.3.5.2 CANALI INFILTRANTI (INFILTRATION TRENCHES)

Un canale filtrante è una trincea in grado di contenere temporaneamente le acque di pioggia. Le acque contenute nella trincea possono infiltrarsi attraverso il fondo nel sottosuolo mentre l'aliquota che non si infiltra può essere convogliata attraverso la trincea verso l'uscita e affluire in un altro sistema di ritenzione o trattamento. I canali di infiltrazione vengono normalmente impiegati nella raccolta temporanea e successiva infiltrazione delle acque di pioggia di aree urbanizzate. Queste soluzioni non solo possono ridurre i picchi di afflusso e riprodurre le condizioni idrologiche presenti prima dell'urbanizzazione, ma nello stesso tempo, rimuovere sostanze particolate fini e solubili attraverso lo stoccaggio e

l'infiltrazione nel terreno. I processi di rimozione sono legati ai fenomeni di adsorbimento, filtrazione e decomposizione microbica nel terreno. Tale soluzione, come per i bacini di infiltrazione, è in grado di ridurre il flusso di piena e i problemi di erosione ad esso collegati, mantenendo un flusso di portata minimo più elevato e più stabile nel tempo.

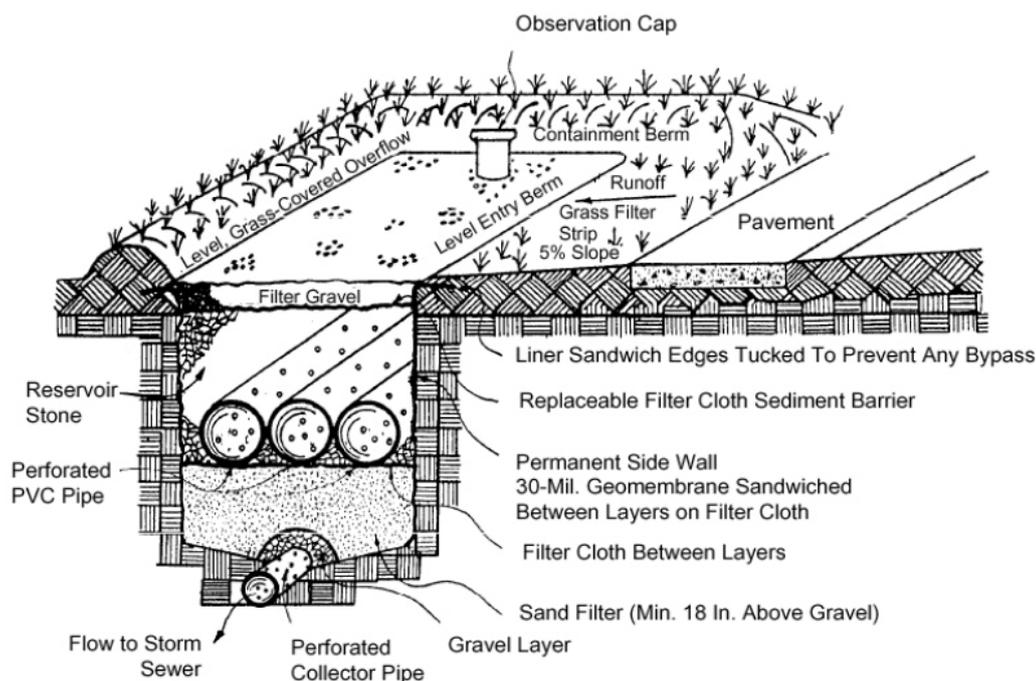


Figura B.43-Canale filtrante [Garuti, 2005]

B.3.5.3 POZZI ASCIUTTI (DRY WELLS)

I pozzi asciutti sono delle cavità utilizzate principalmente per raccogliere le acque di pioggia provenienti dai tetti di edifici residenziali o commerciali, anche se talvolta vengono utilizzati anche per raccogliere le acque di drenaggio di parcheggi. Questi pozzi hanno caratteristiche costruttive simili a quelle dei canali di infiltrazione e sono caratterizzati da uno strato di tessuto non tessuto riempito di ghiaia. L'interno della struttura, normalmente è in cemento, viene riempito con

ghiaia per favorire una certa resistenza strutturale; inoltre, alcuni pozzi sono dotati di un sistema di scarico collegato ad un sistema di drenaggio esterno.

Tale soluzione è in grado di ridurre notevolmente l'ammontare dei volumi delle acque di pioggia che fluiscono in corpi idrici superficiali, le quali possono anche essere riutilizzate, specie quando le acque raccolte si presumono relativamente pulite. I pozzi asciutti, favorendo l'infiltrazione, aiutano a ricaricare le falde, mantengono i flussi minimi nei corsi d'acqua e riducono i picchi di portata e gli effetti erosivi ad essi associati.

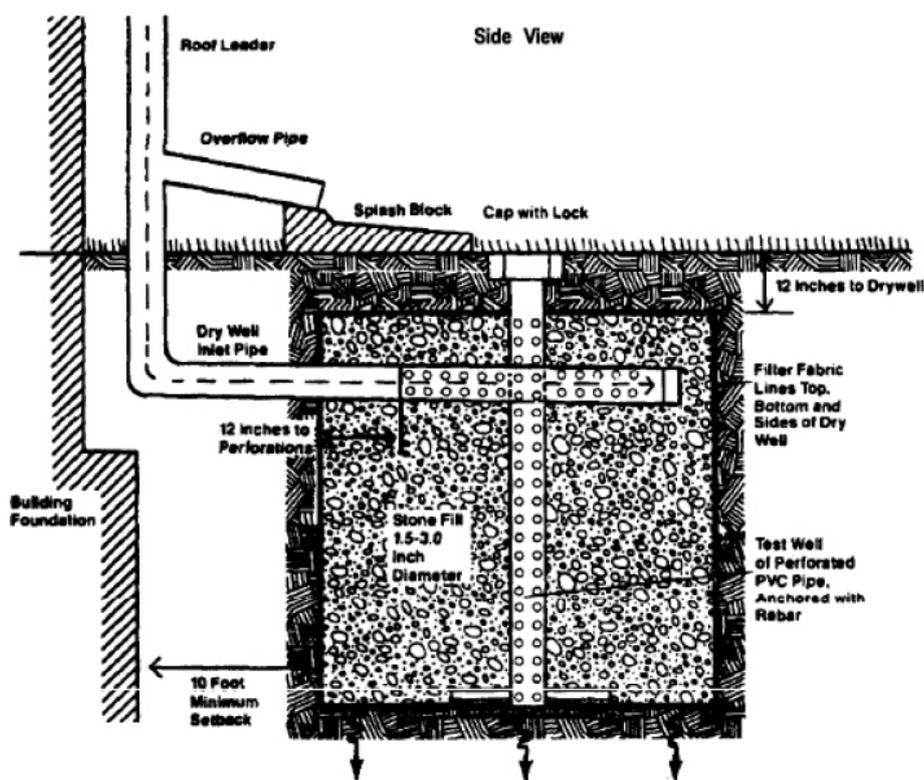


Figura B.44-Pozzo asciutto [Garuti, 2005]

APPENDICE C

GRAFICI E TABELLE RELATIVE ALLE SIMULAZIONI NUMERICHE CON $C = 3 Q_{MN}$ E $C = 7 Q_{MN}$

Nella presente Appendice alla Tesi saranno riportati i grafici e le tabelle relative ai risultati delle elaborazioni numeriche effettuate sia con riferimento alle configurazioni accoppiate con scaricatore avente portata di taglio pari a $3 Q_{mn}$, sia a quelle con $C = 7 Q_{mn}$.

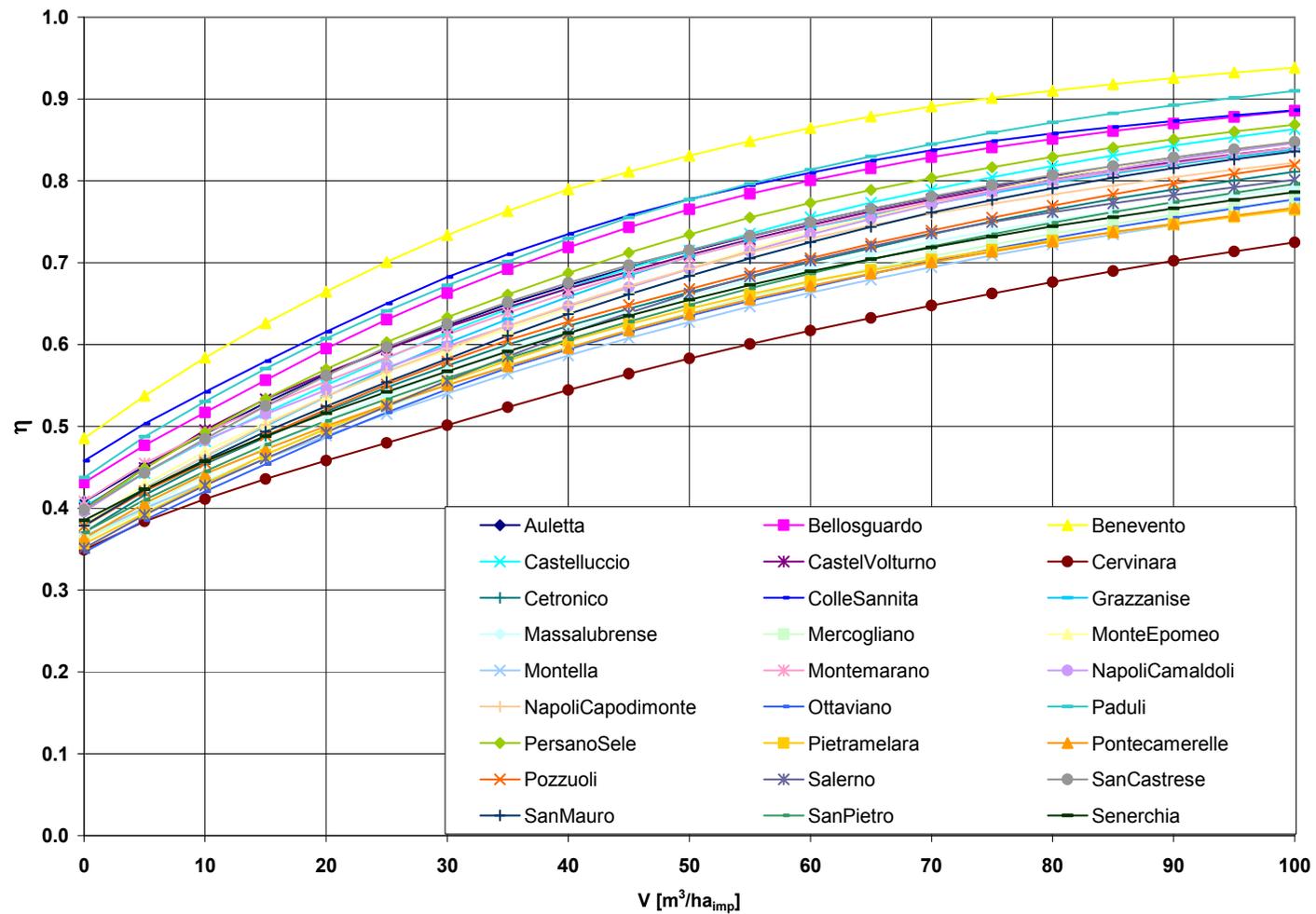


Figura C.1 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{\text{mn}}$). Sistema separato.

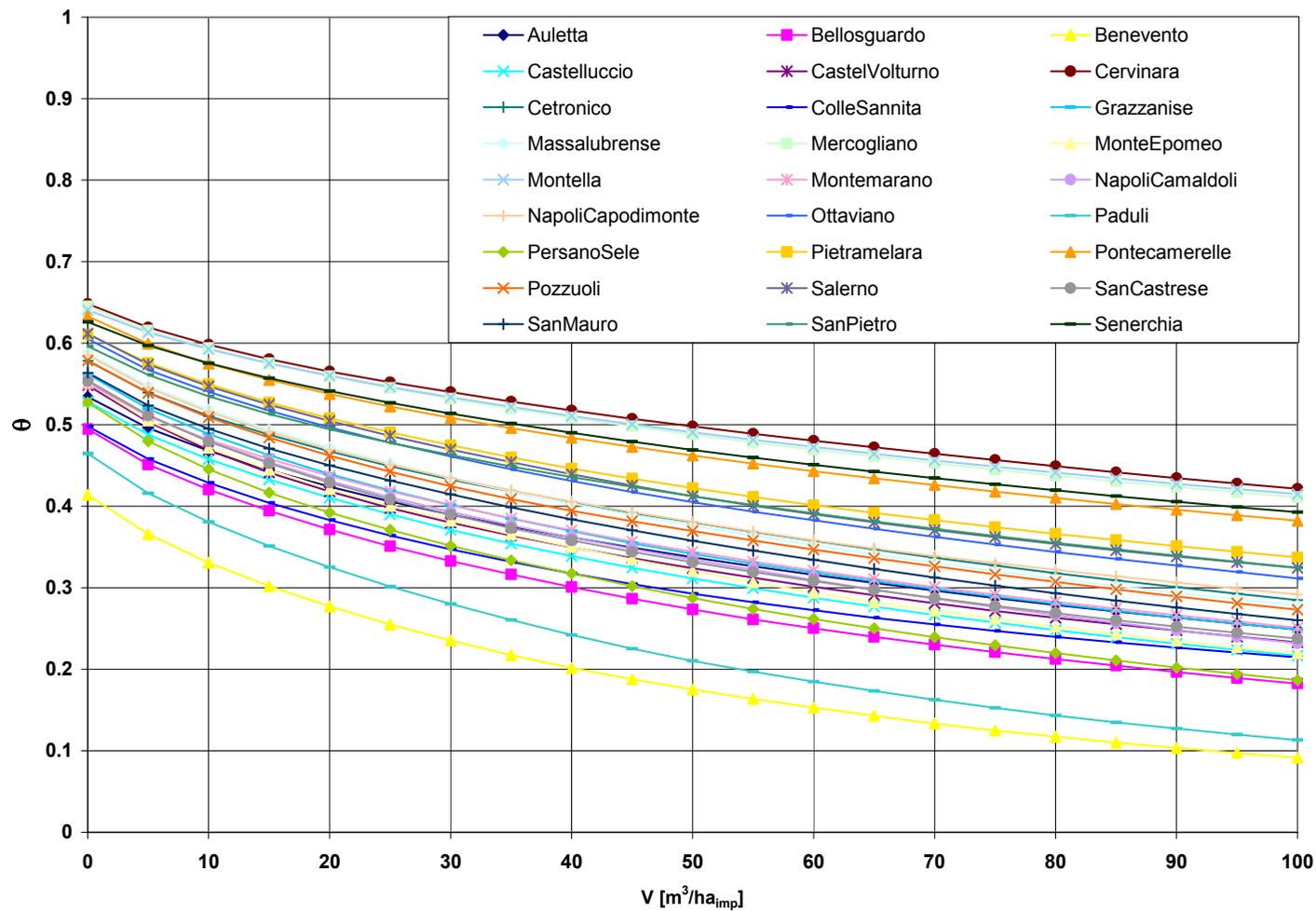


Figura C.2 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

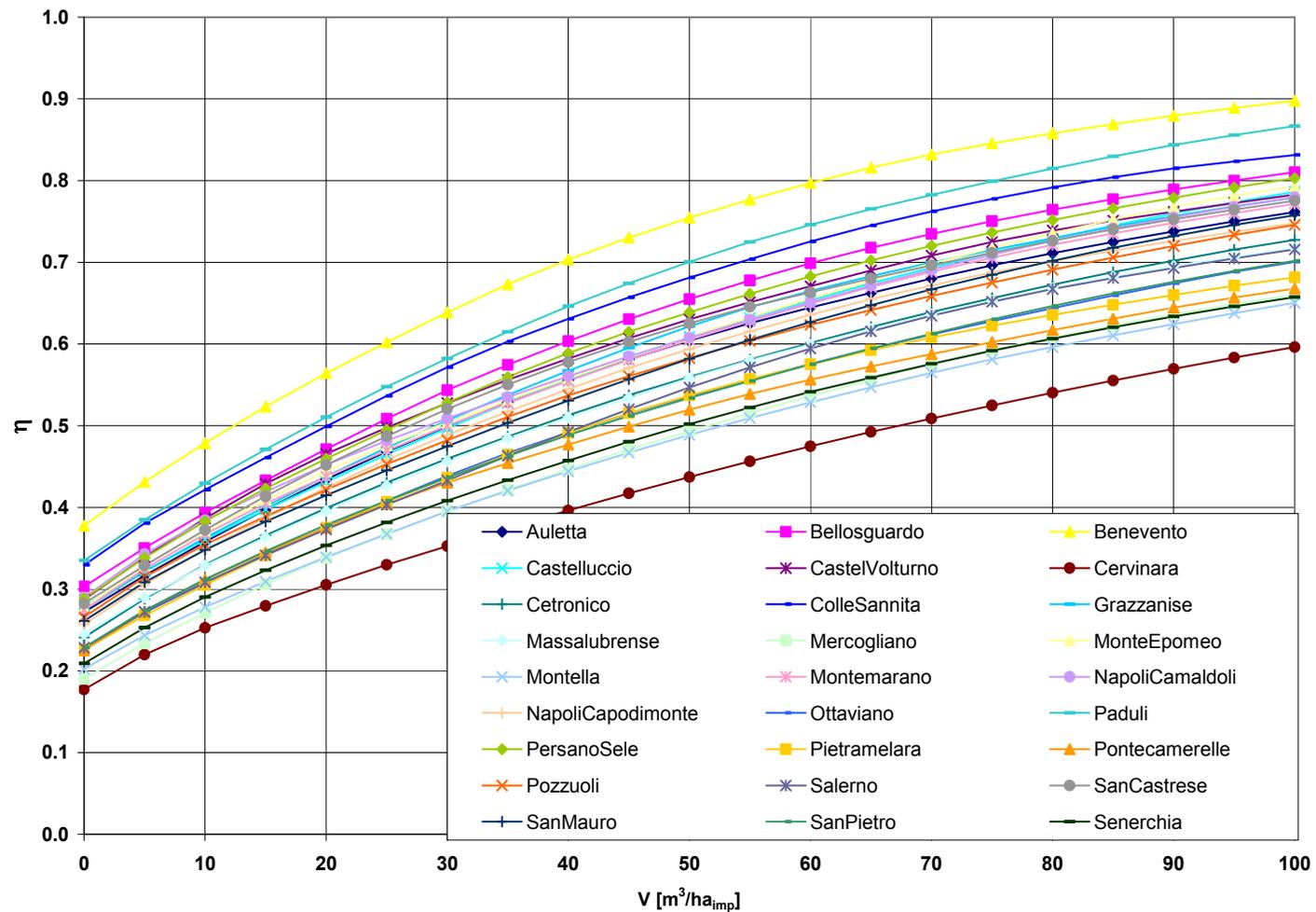


Figura C.3 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{mn}$). Sistema misto.

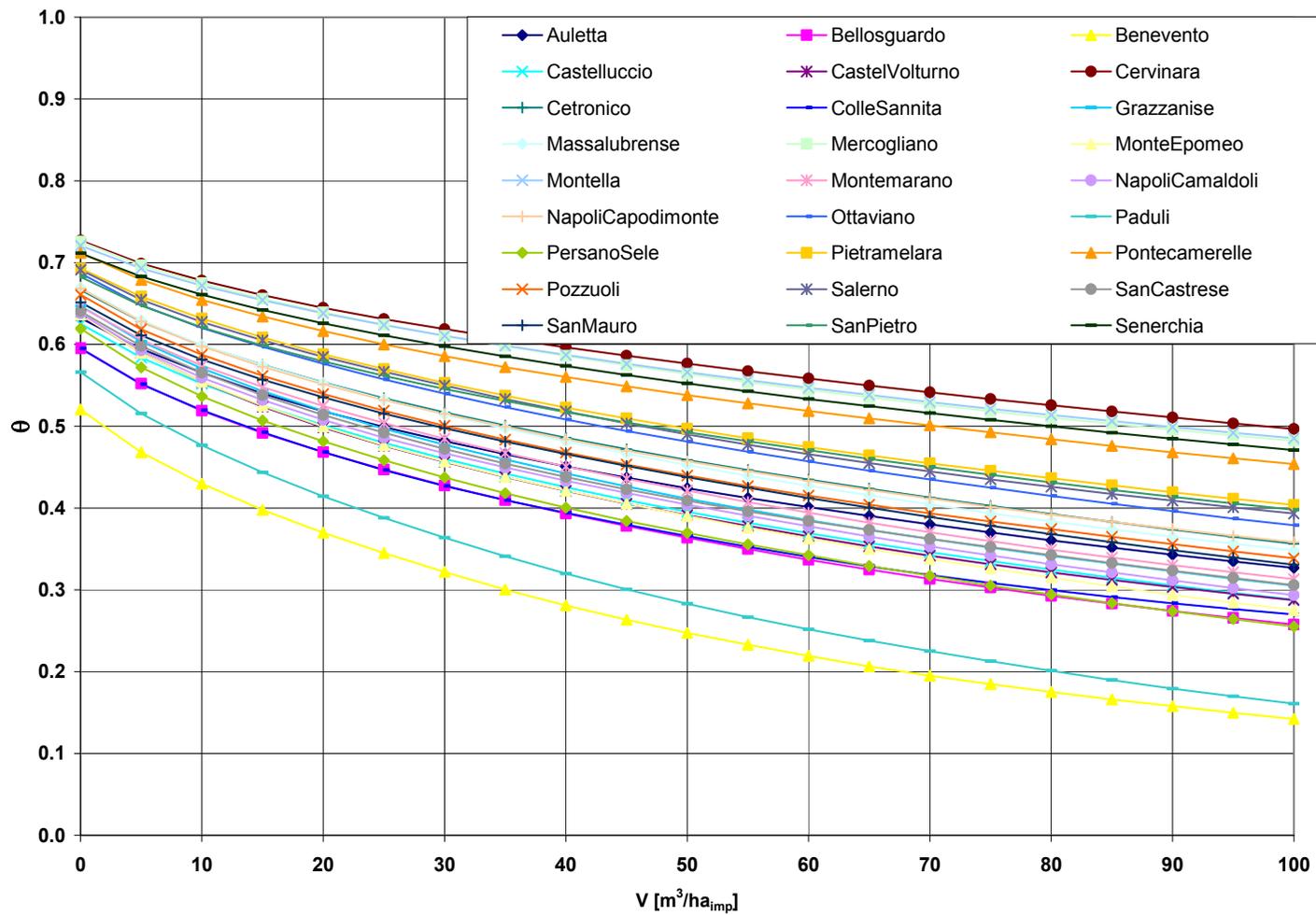


Figura C.4 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema misto.

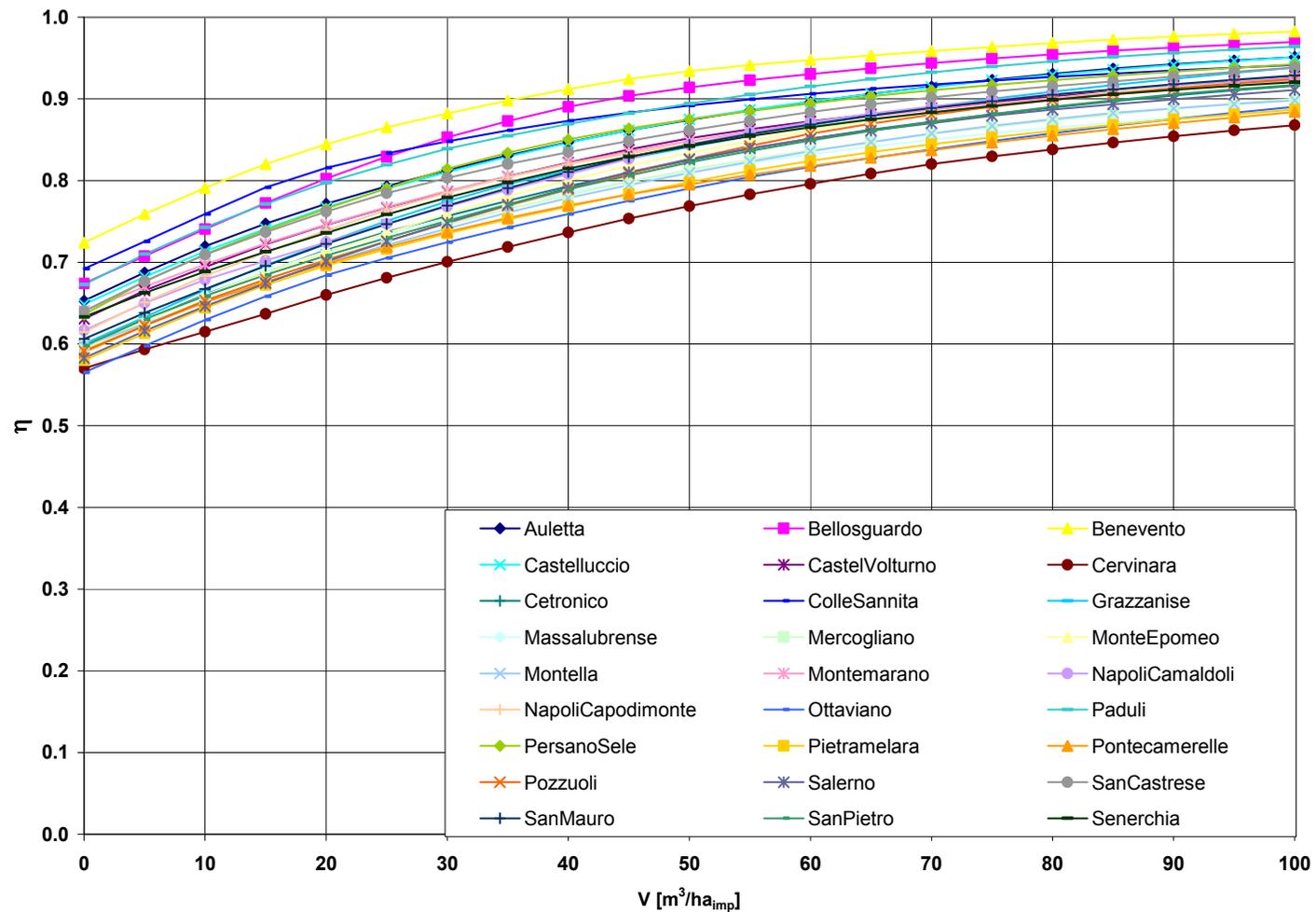


Figura C.5 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

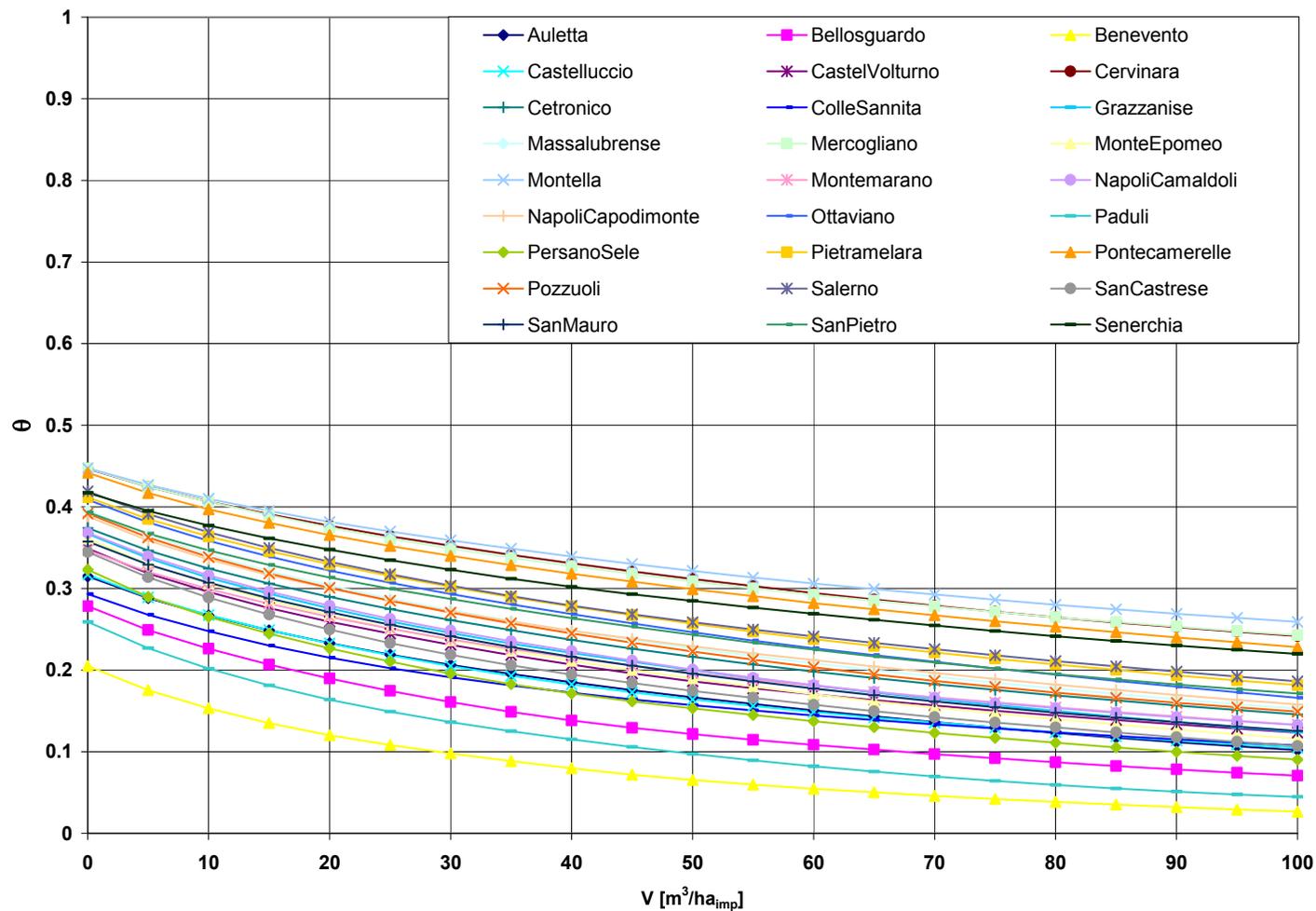


Figura C.6 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

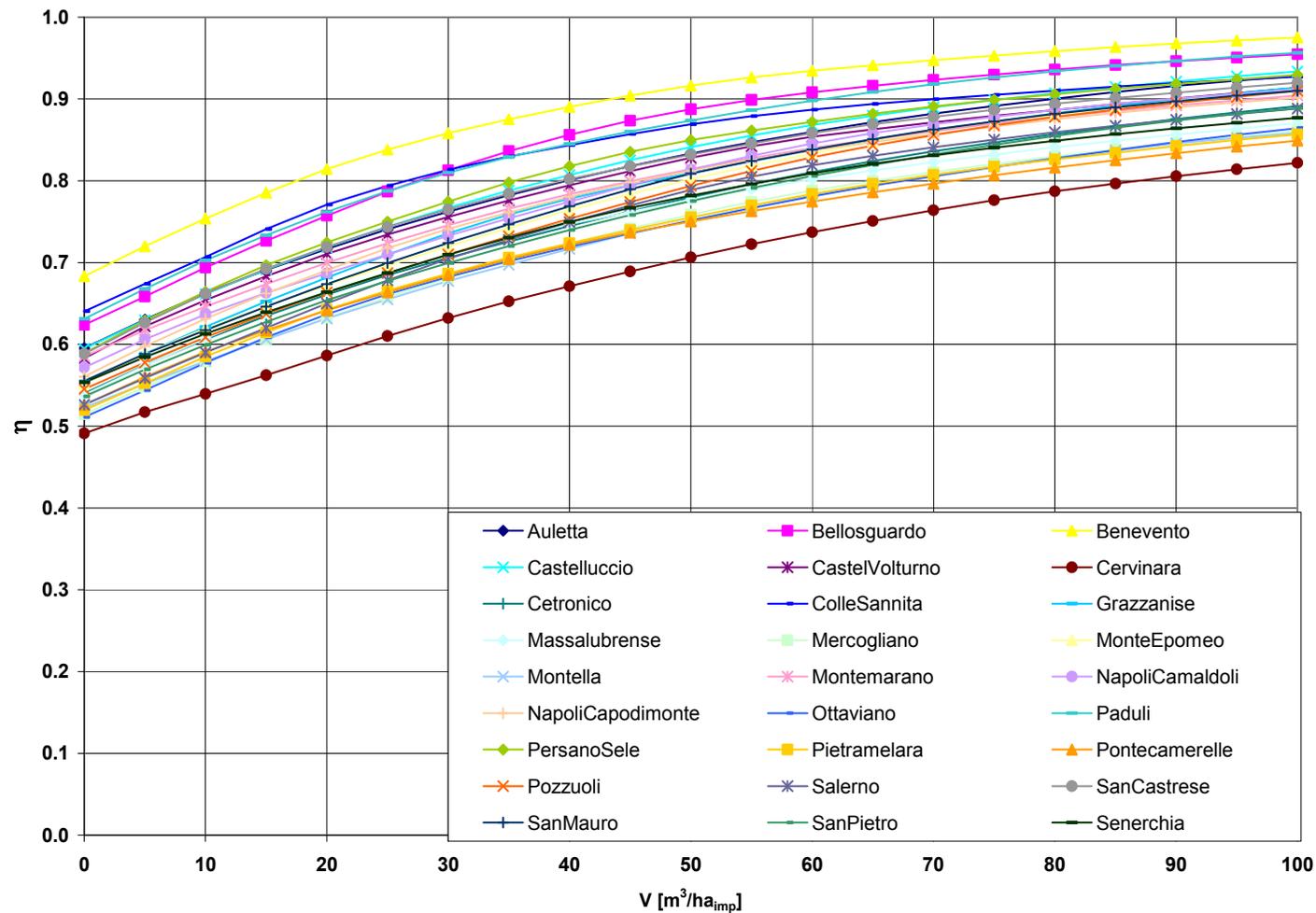


Figura C.7 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$). Sistema misto.

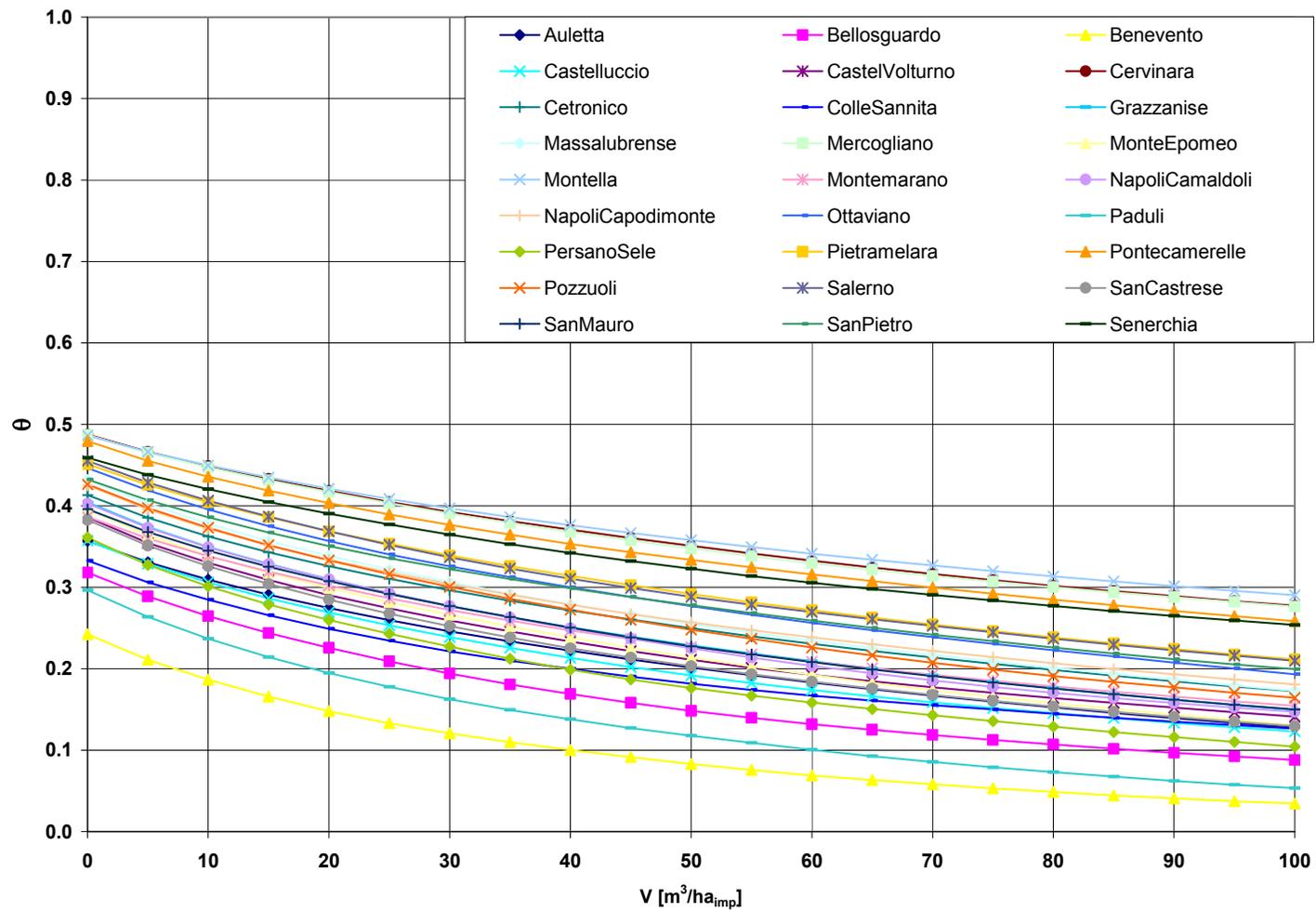


Figura C.8 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema accoppiato scaricatore-vasca di prima pioggia, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema misto.

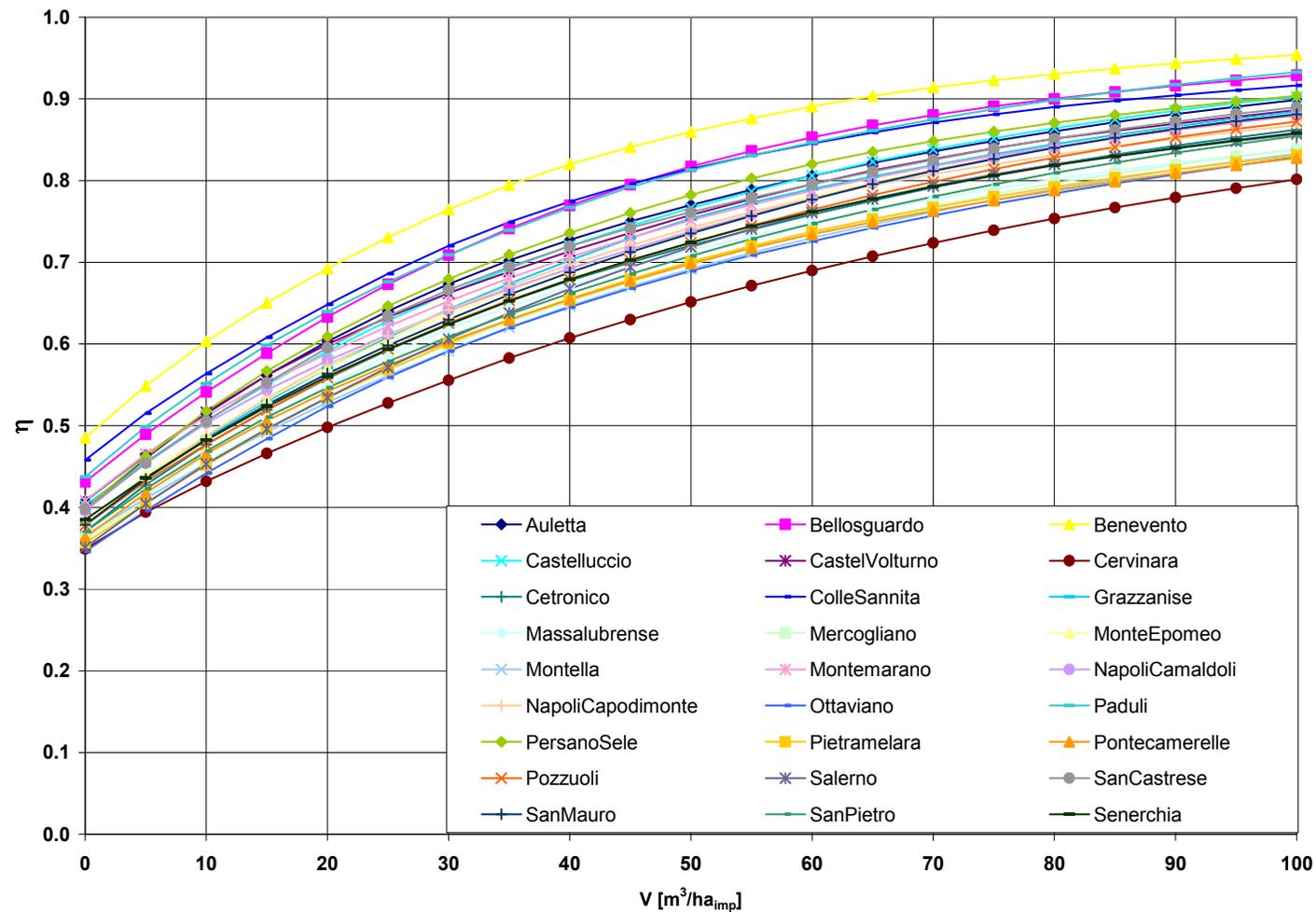


Figura C.9 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

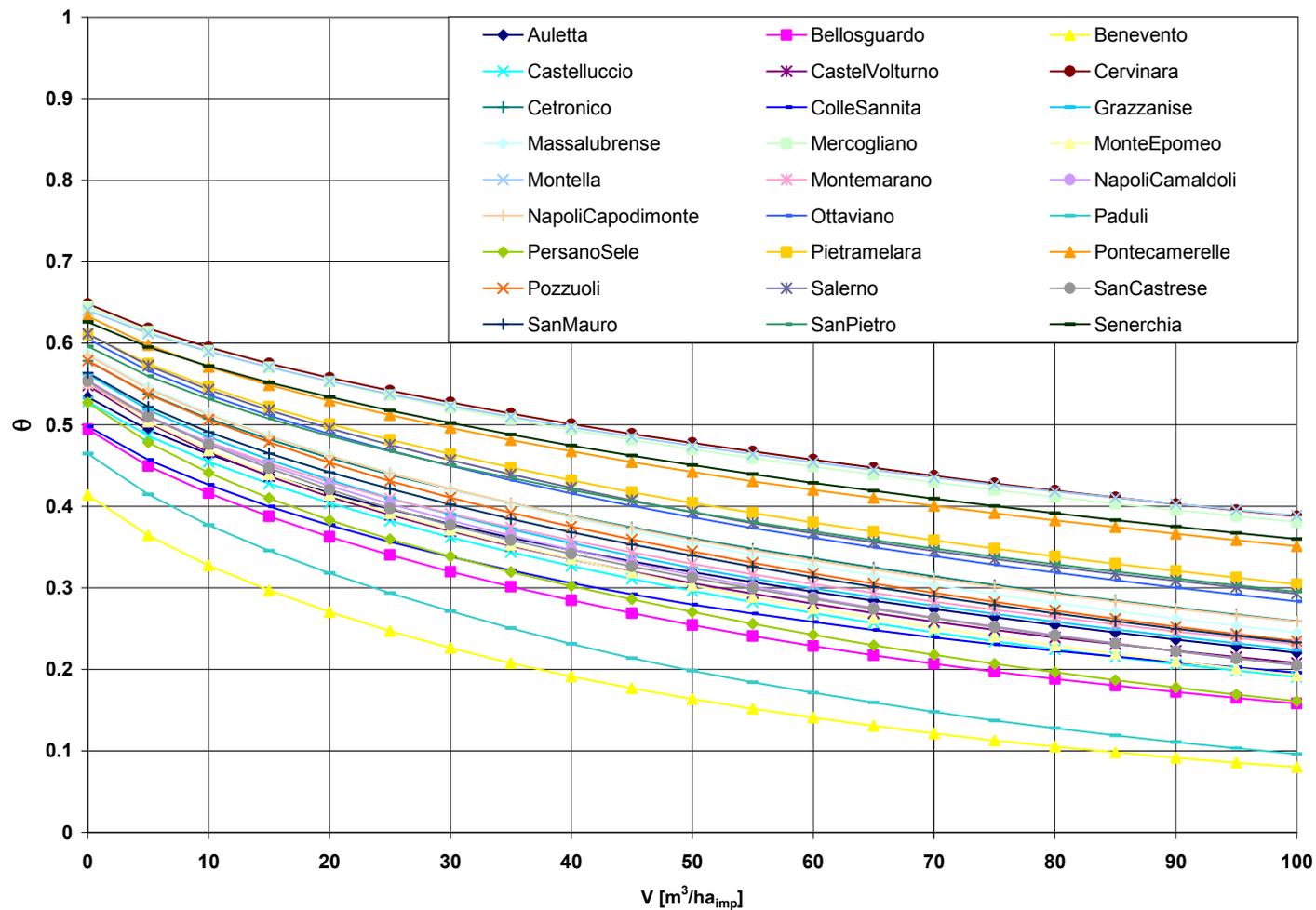


Figura C.10 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

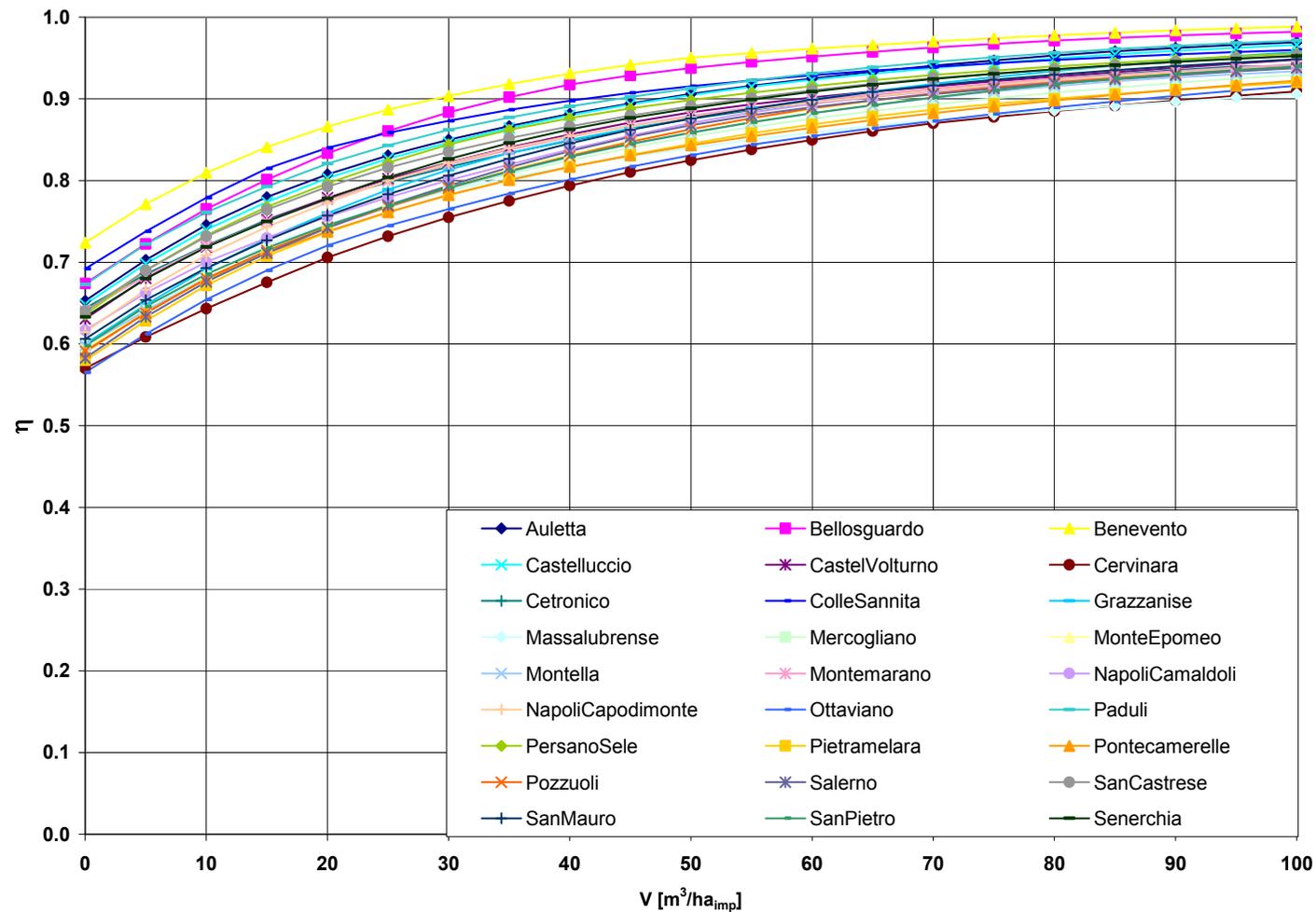


Figura C.11 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

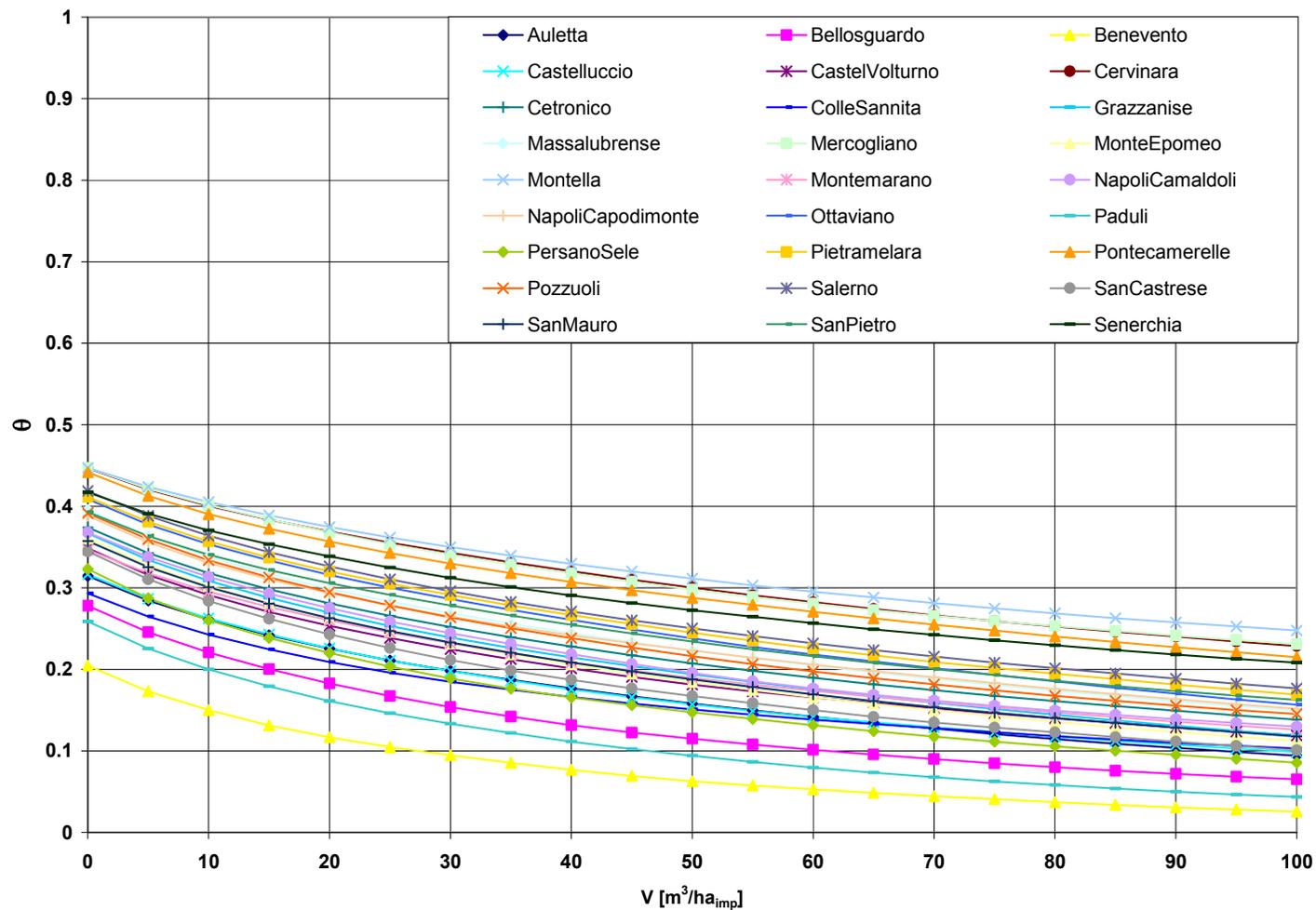


Figura C.12 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

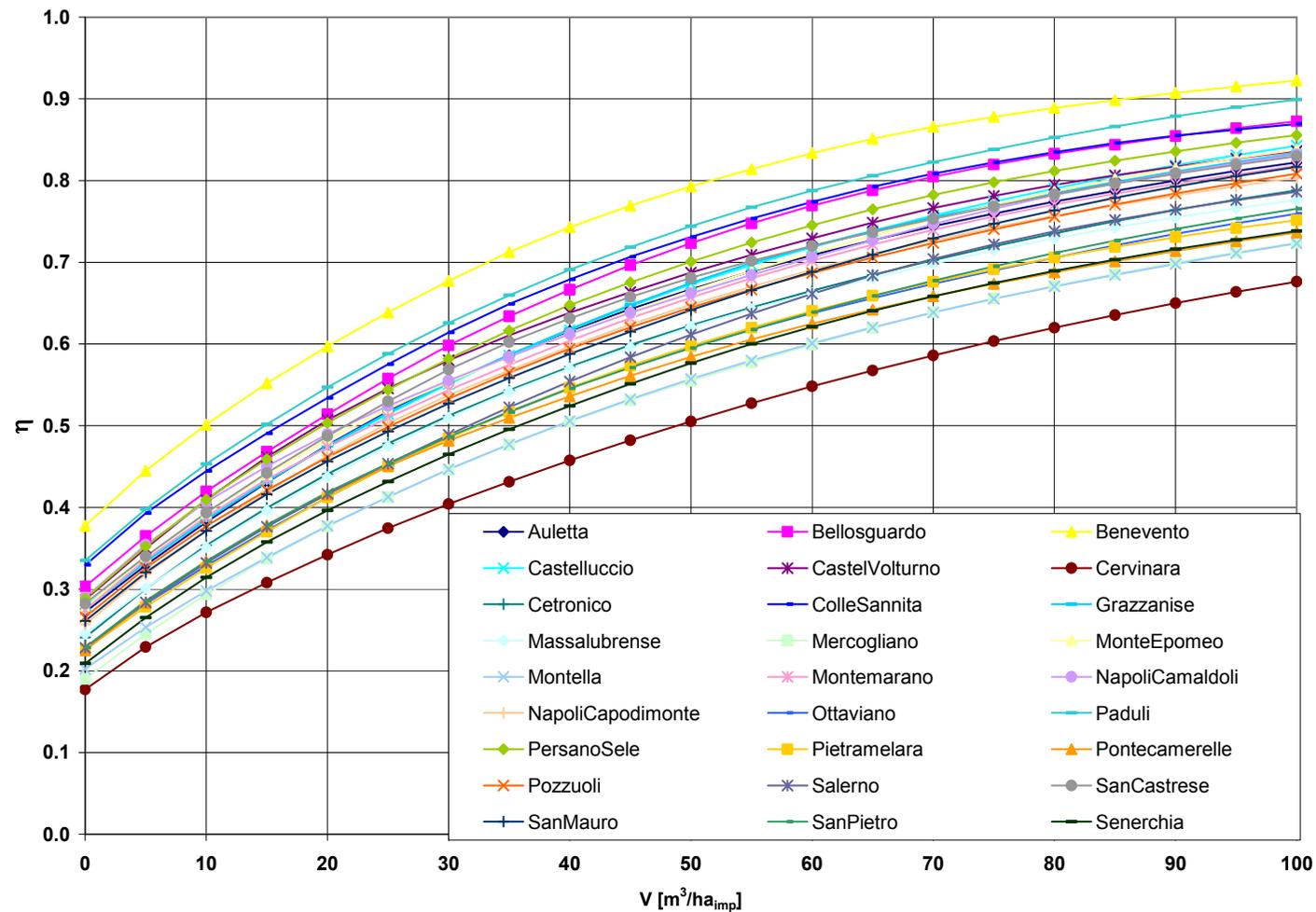


Figura C.13 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{mm}$). Sistema misto.

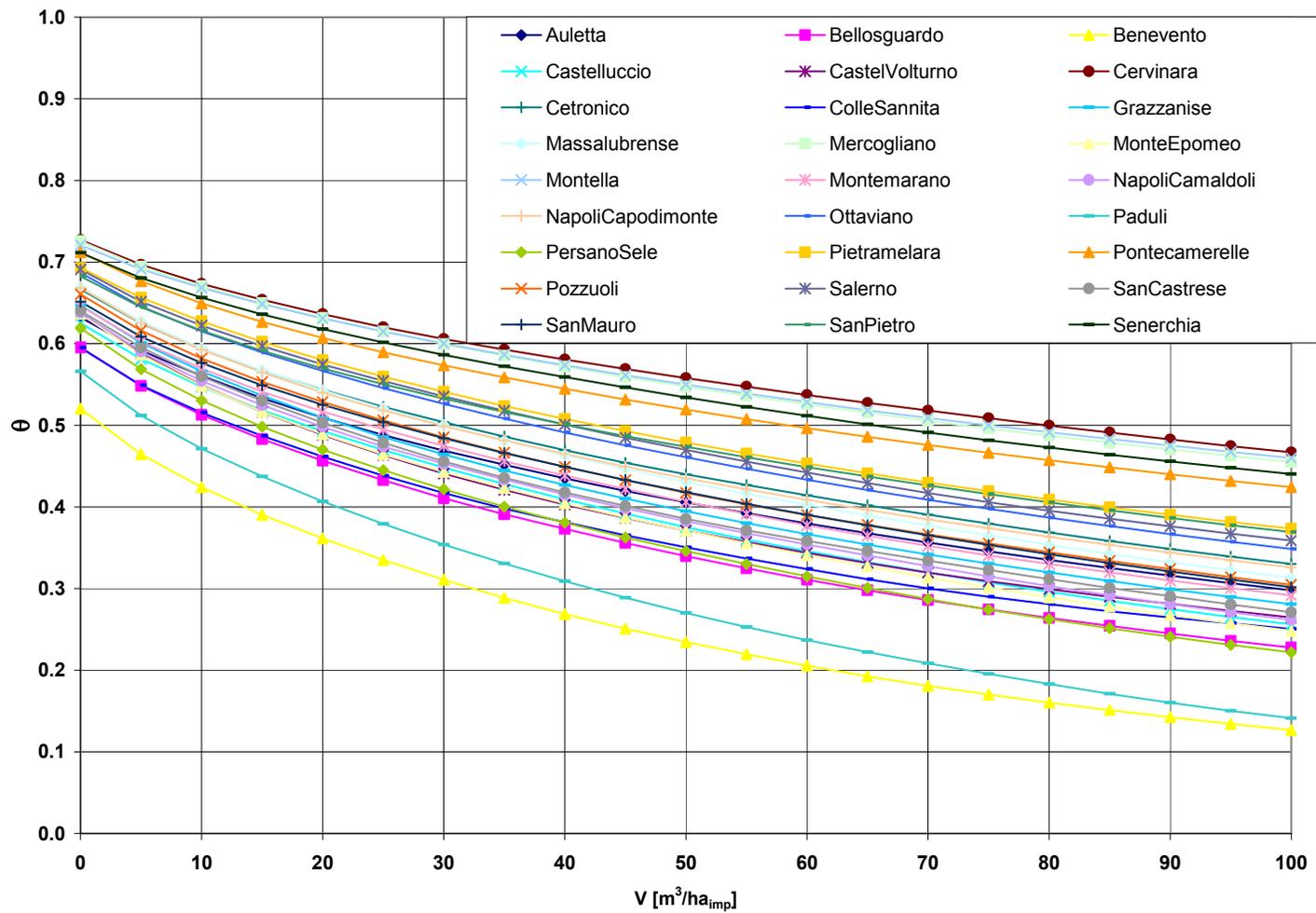


Figura C.14 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{\text{mn}}$). Sistema misto.

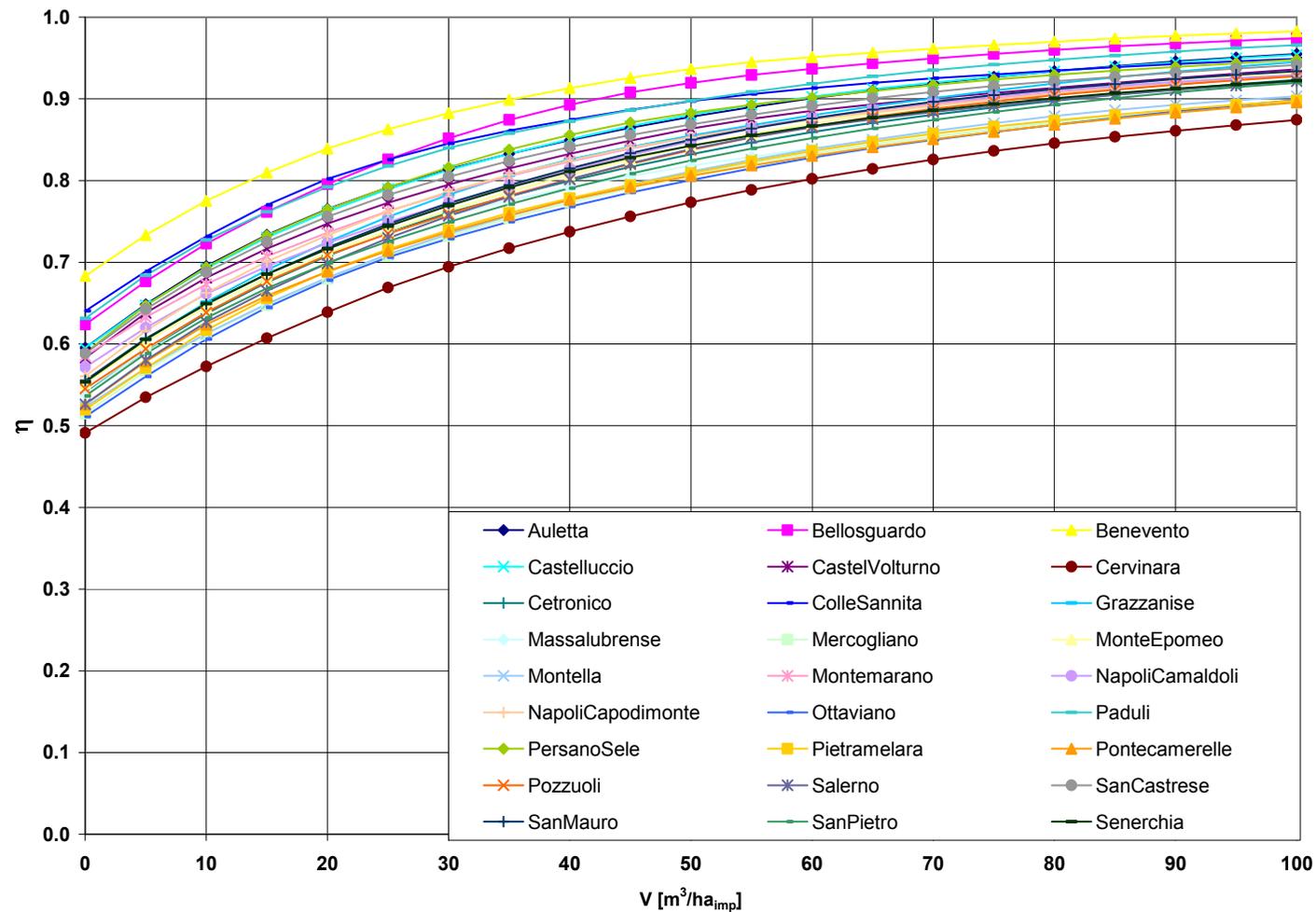


Figura C.15 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{\text{mm}}$). Sistema misto.

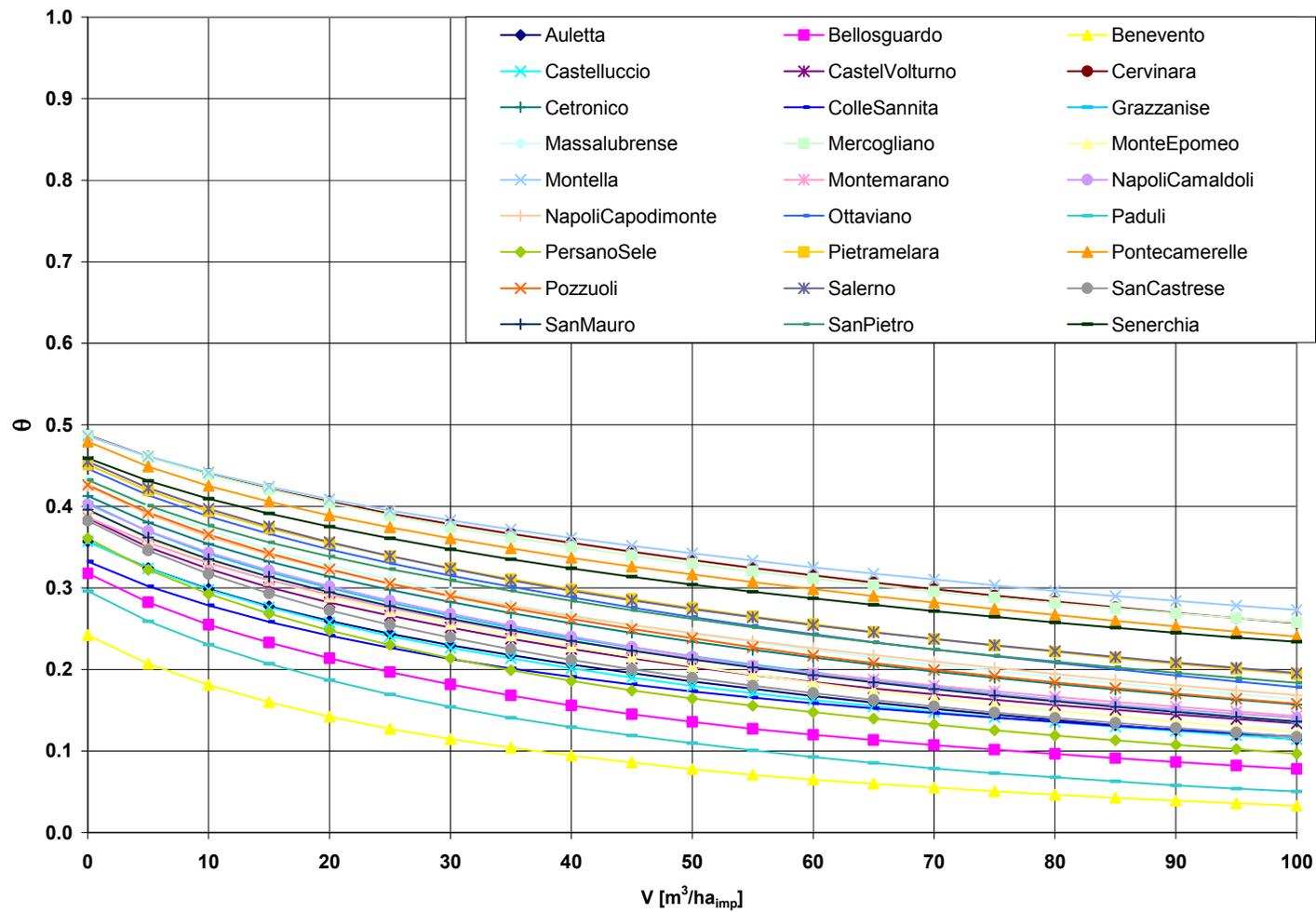


Figura C.16 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia in linea, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{\text{mn}}$). Sistema misto.

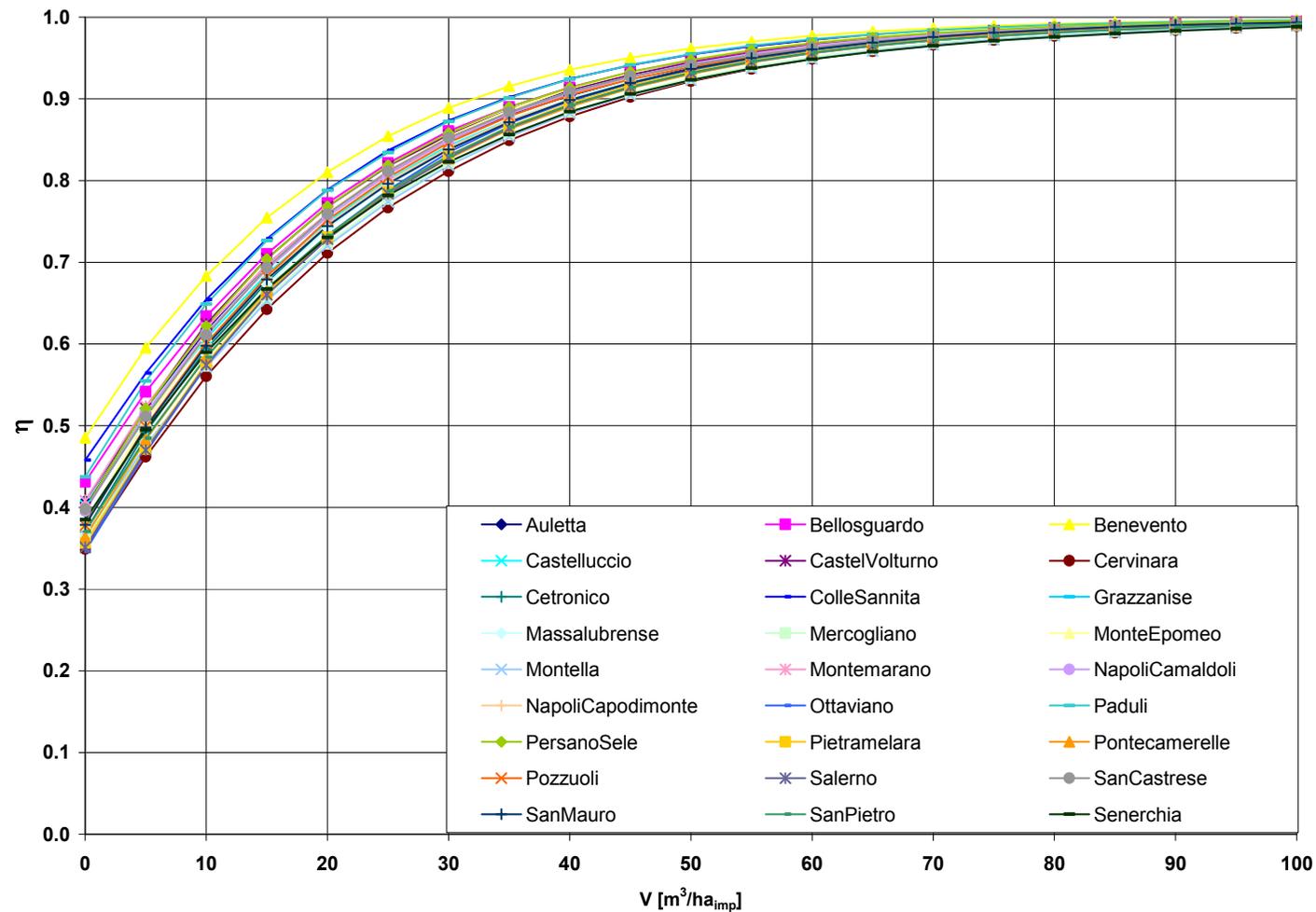


Figura C.17 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

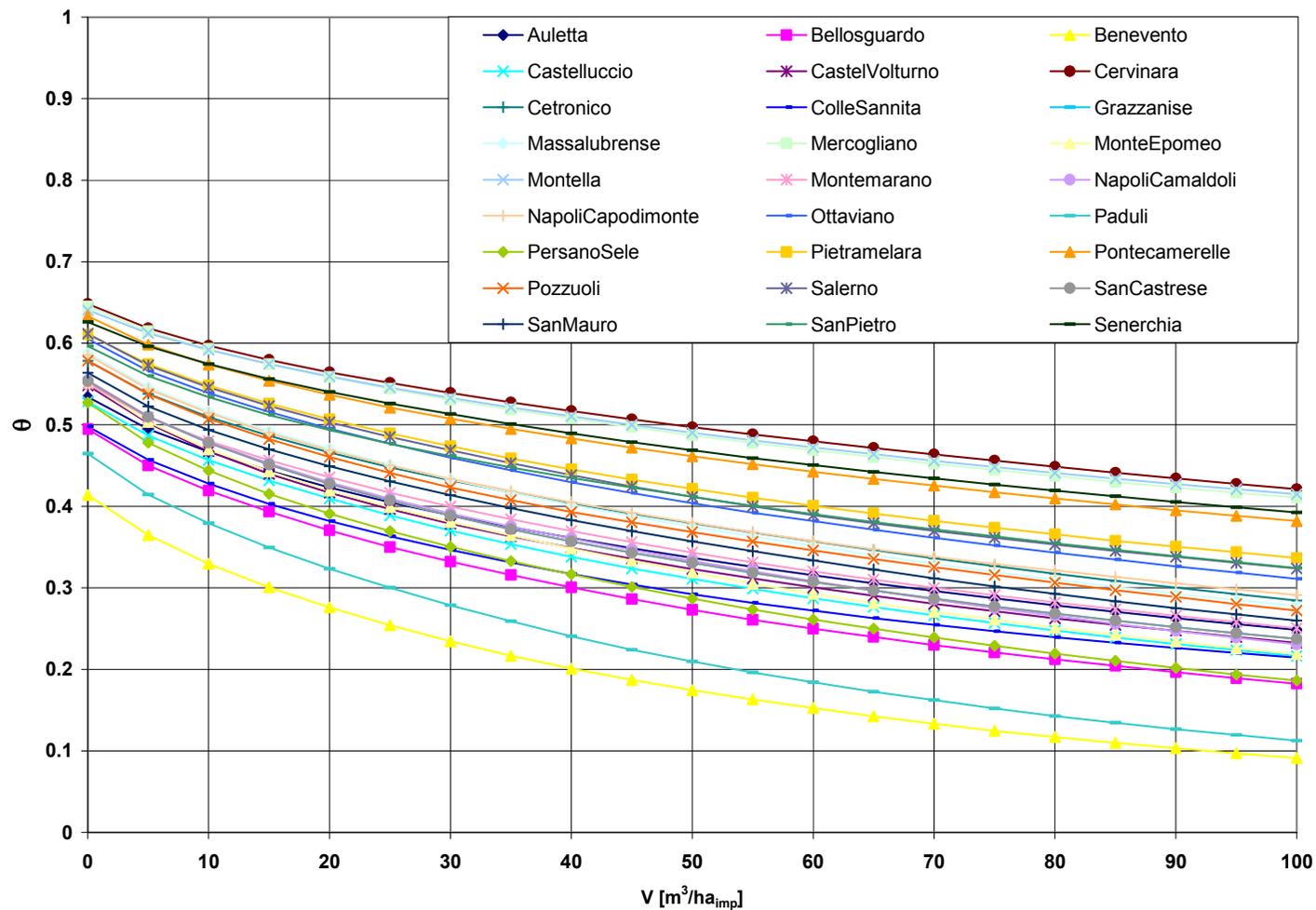


Figura C.18 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{\text{min}}$). Sistema separato.

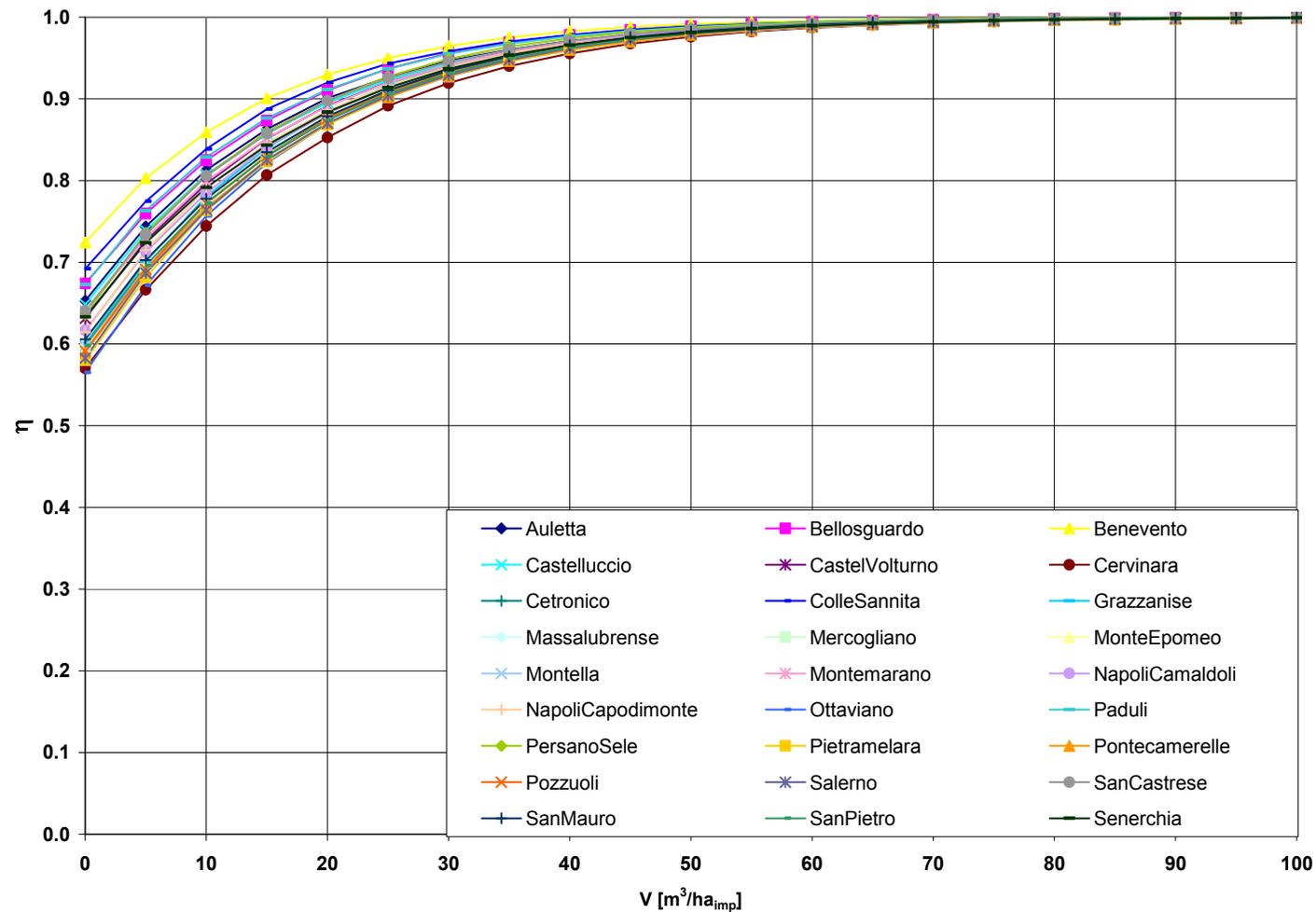


Figura C.19 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

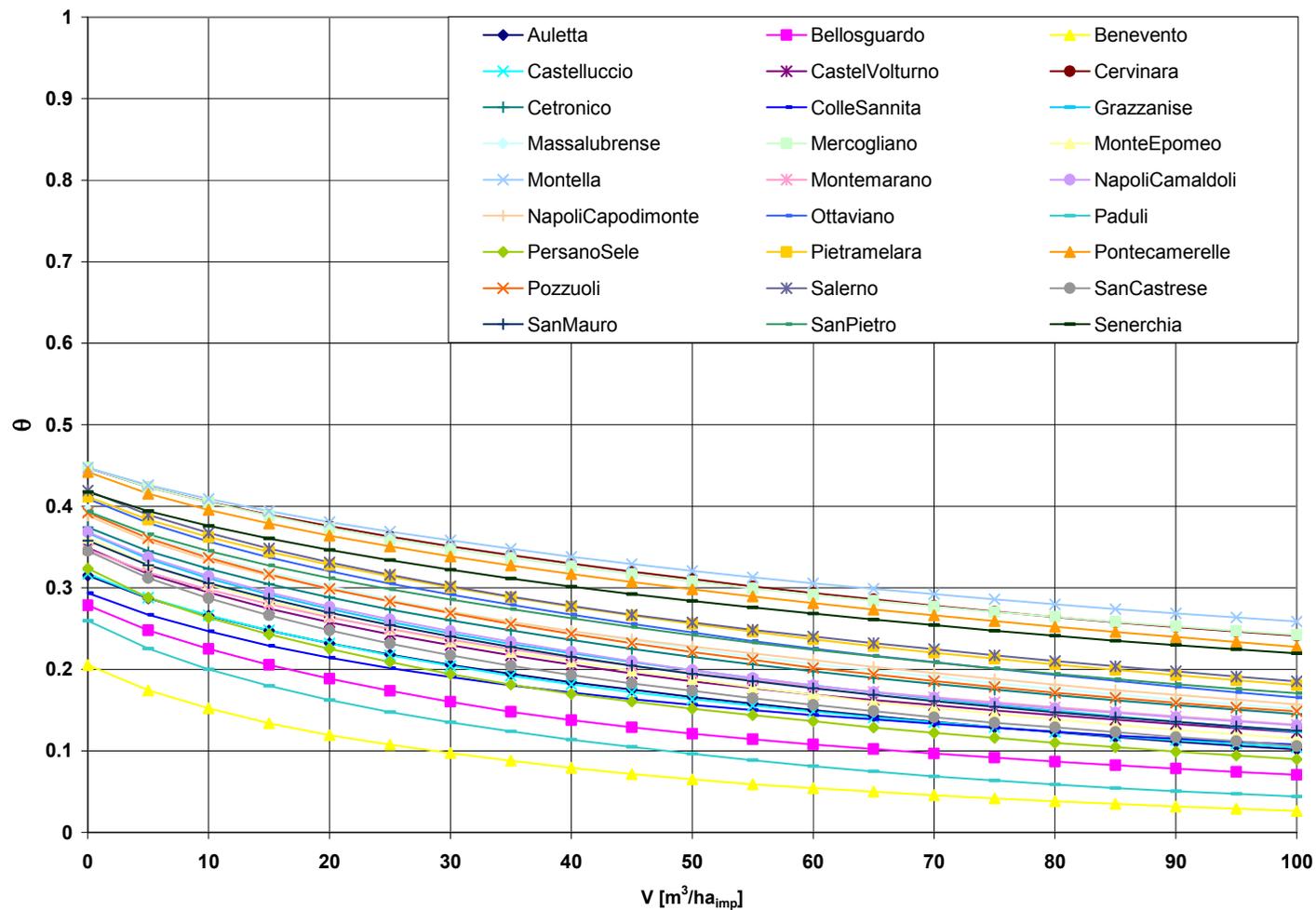


Figura C.20 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

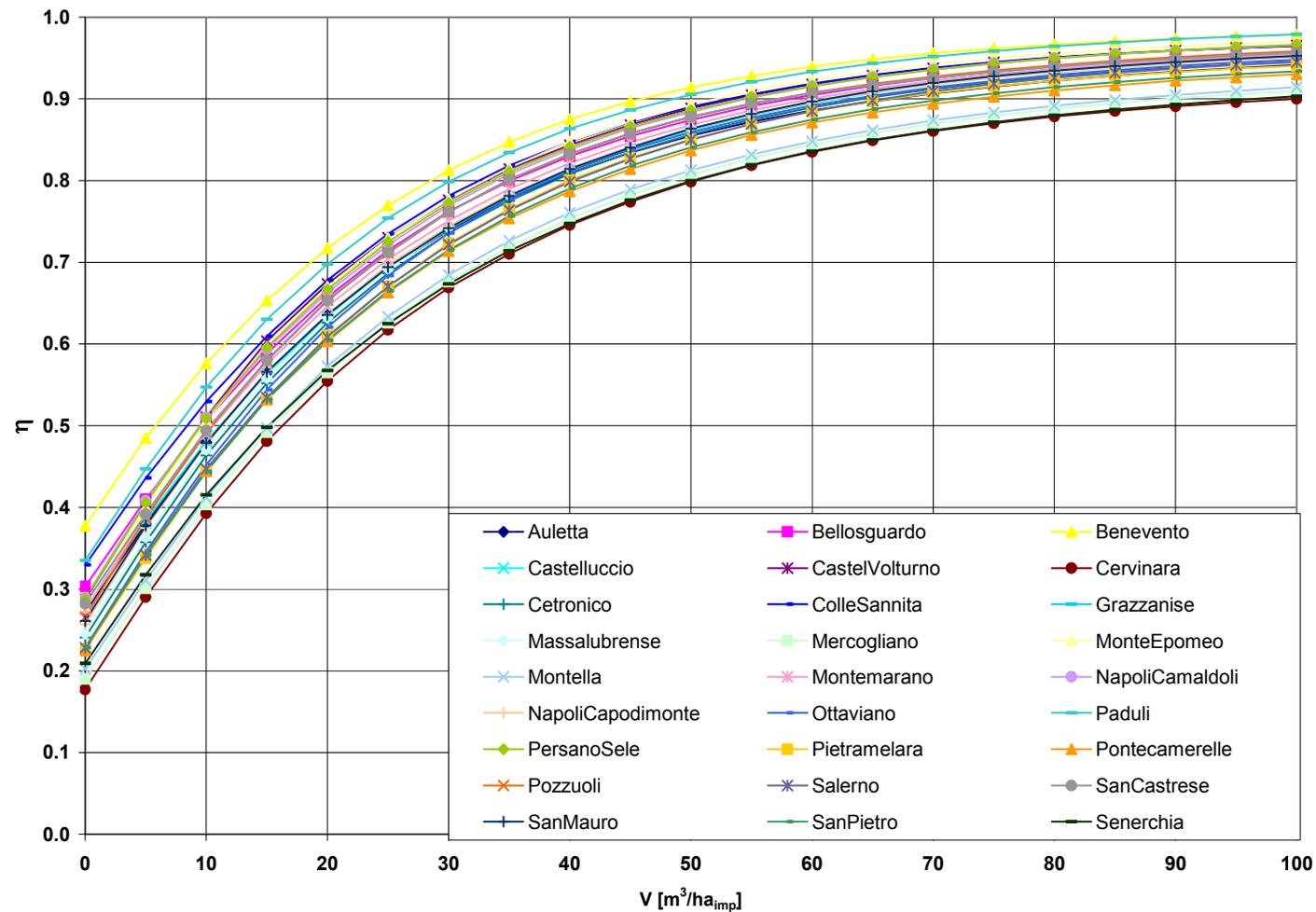


Figura C.21 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 3 Q_{mn}$). Sistema misto.

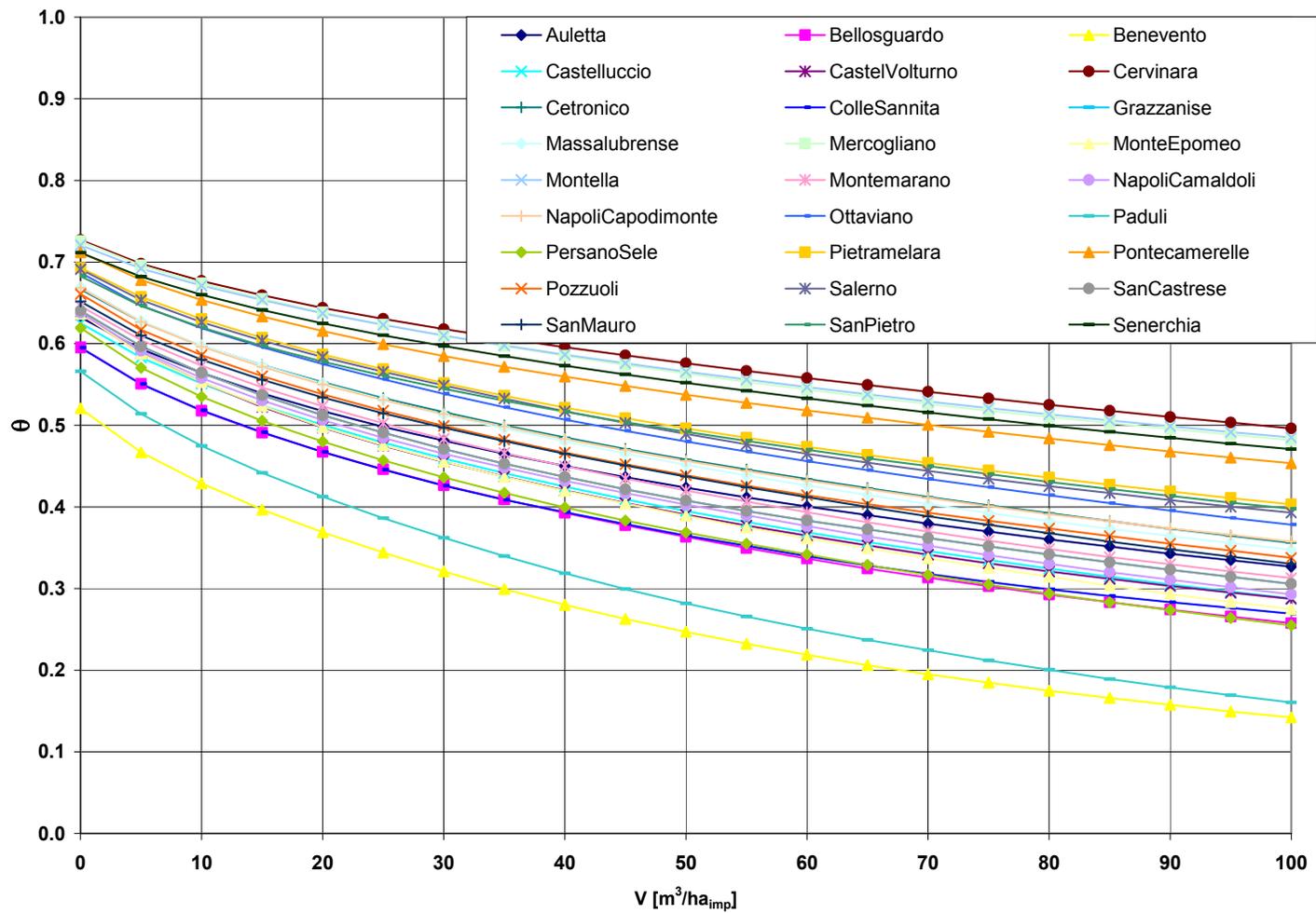


Figura C.22 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume utile della vasca ($C = 3 Q_{\text{min}}$). Sistema misto.

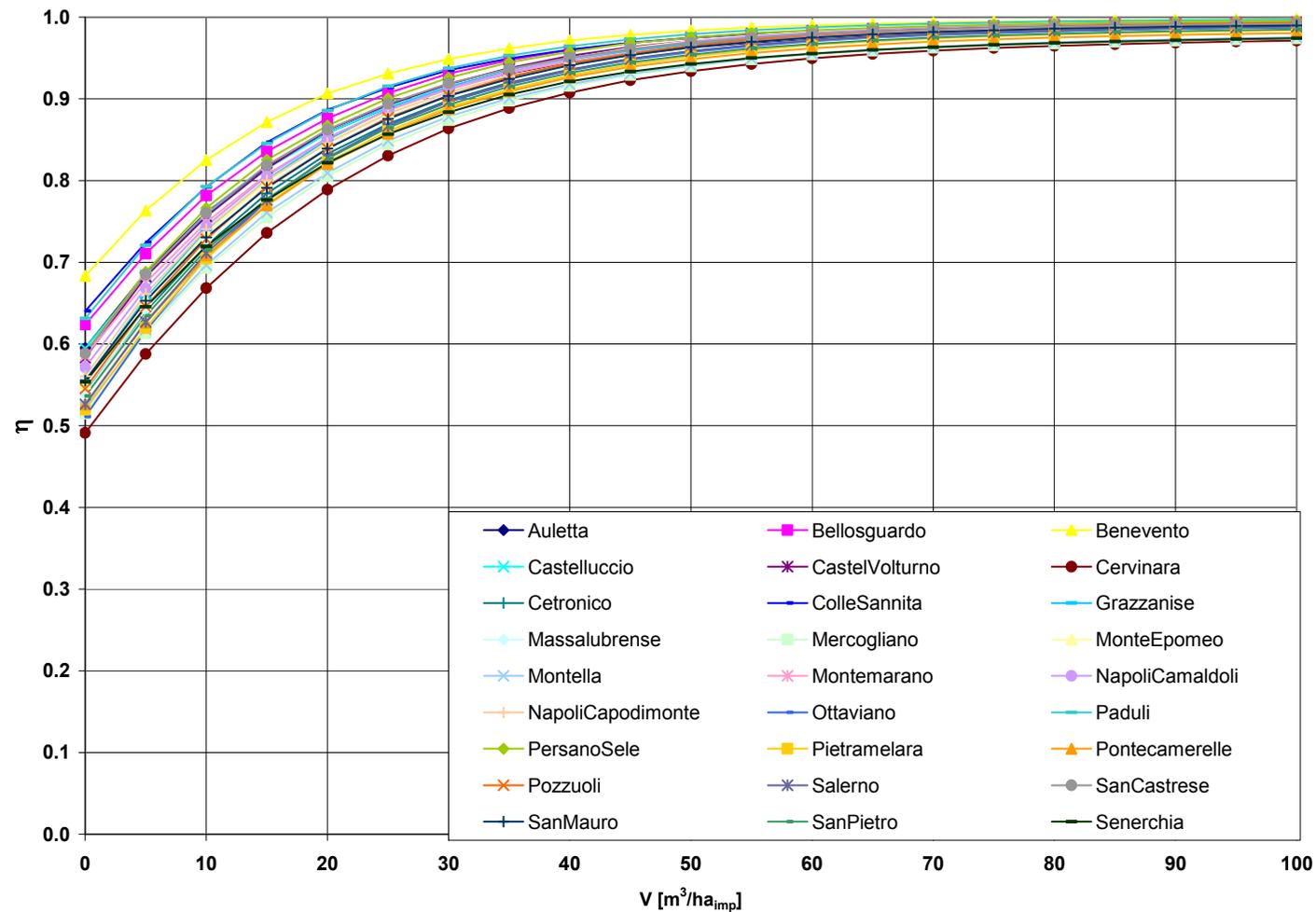


Figura C.23 - Legge di variazione del rendimento η di rimozione del carico inquinante per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume specifico della vasca (scaricatore con $C = 7 Q_{mn}$). Sistema misto.

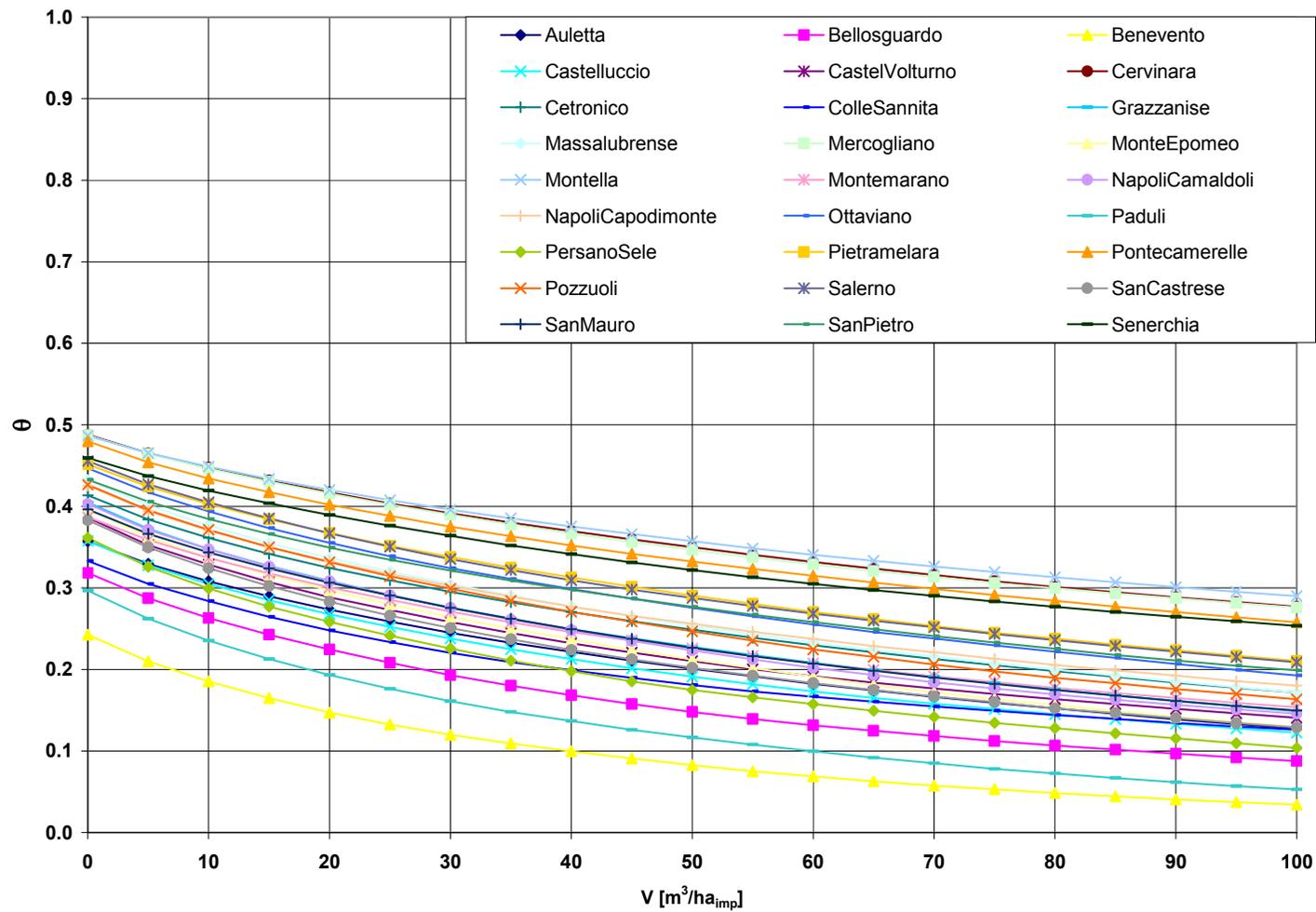


Figura C.24 - Legge di variazione della portata liquida scaricata direttamente nel ricettore per il sistema con vasca di prima pioggia fuori linea di cattura, al variare del volume utile della vasca ($C = 7 Q_{\text{mm}}$). Sistema misto.

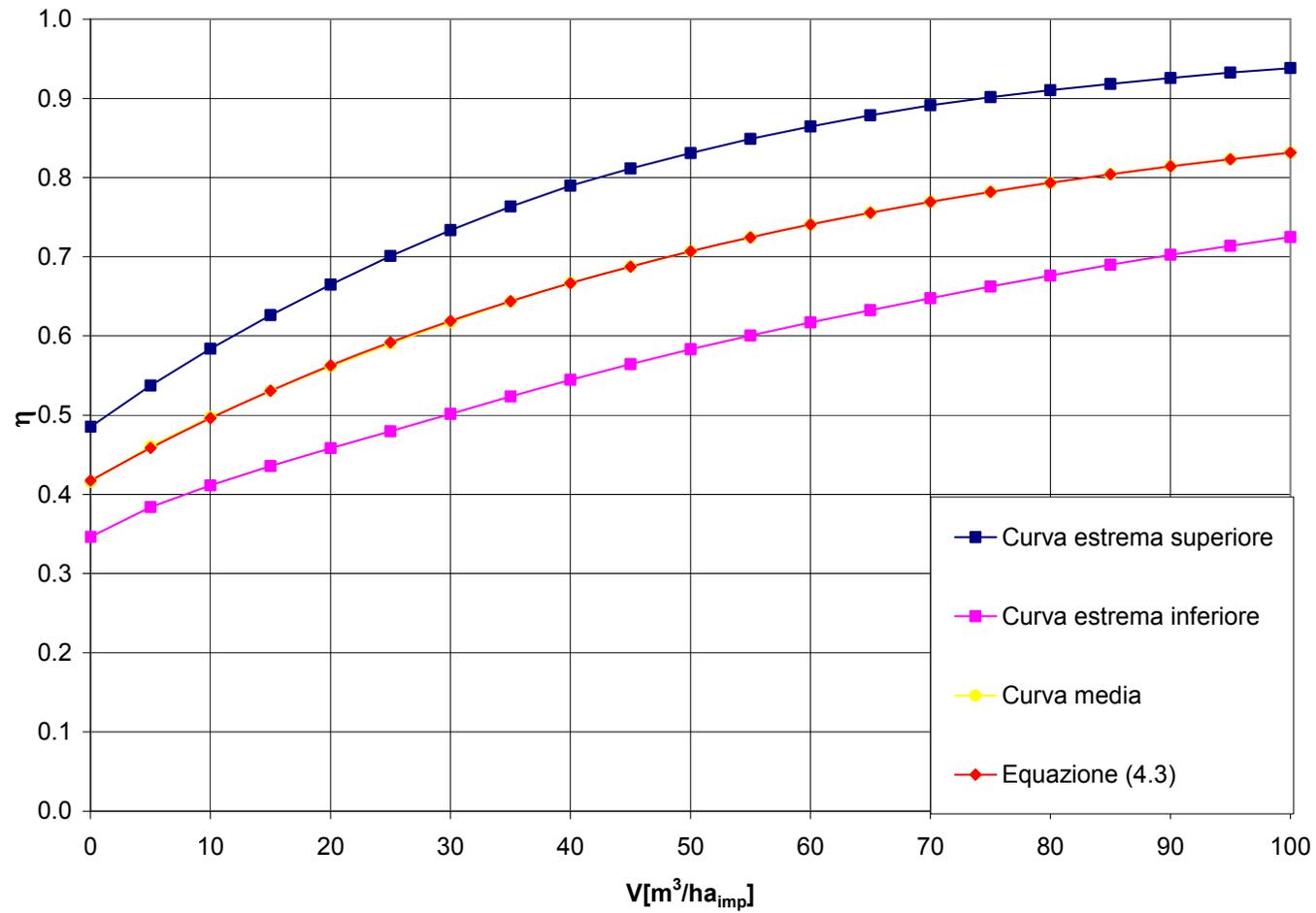


Figura C.25 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=3 Q_{mn}$)

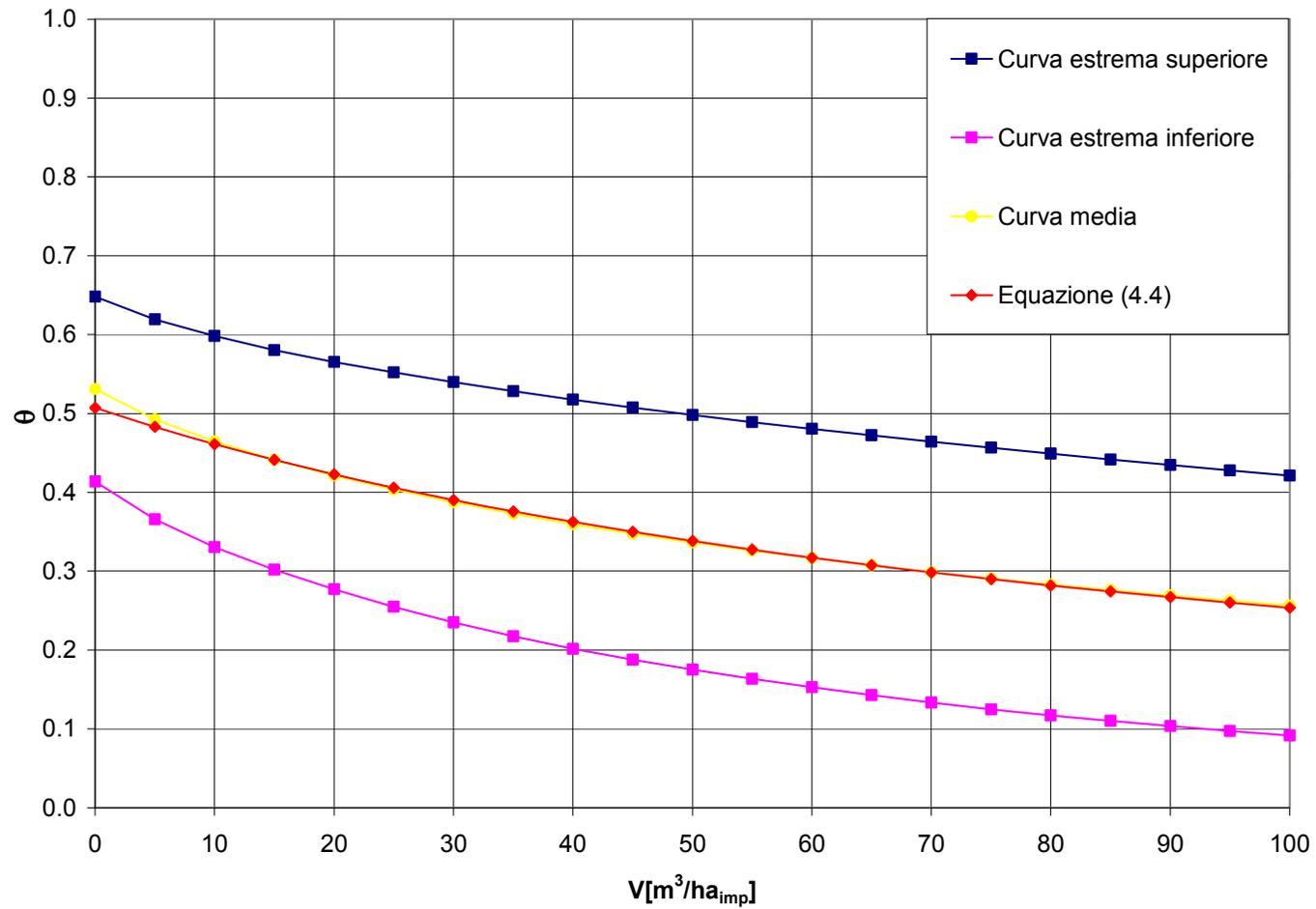


Figura C.26 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=3 Q_{mn}$)

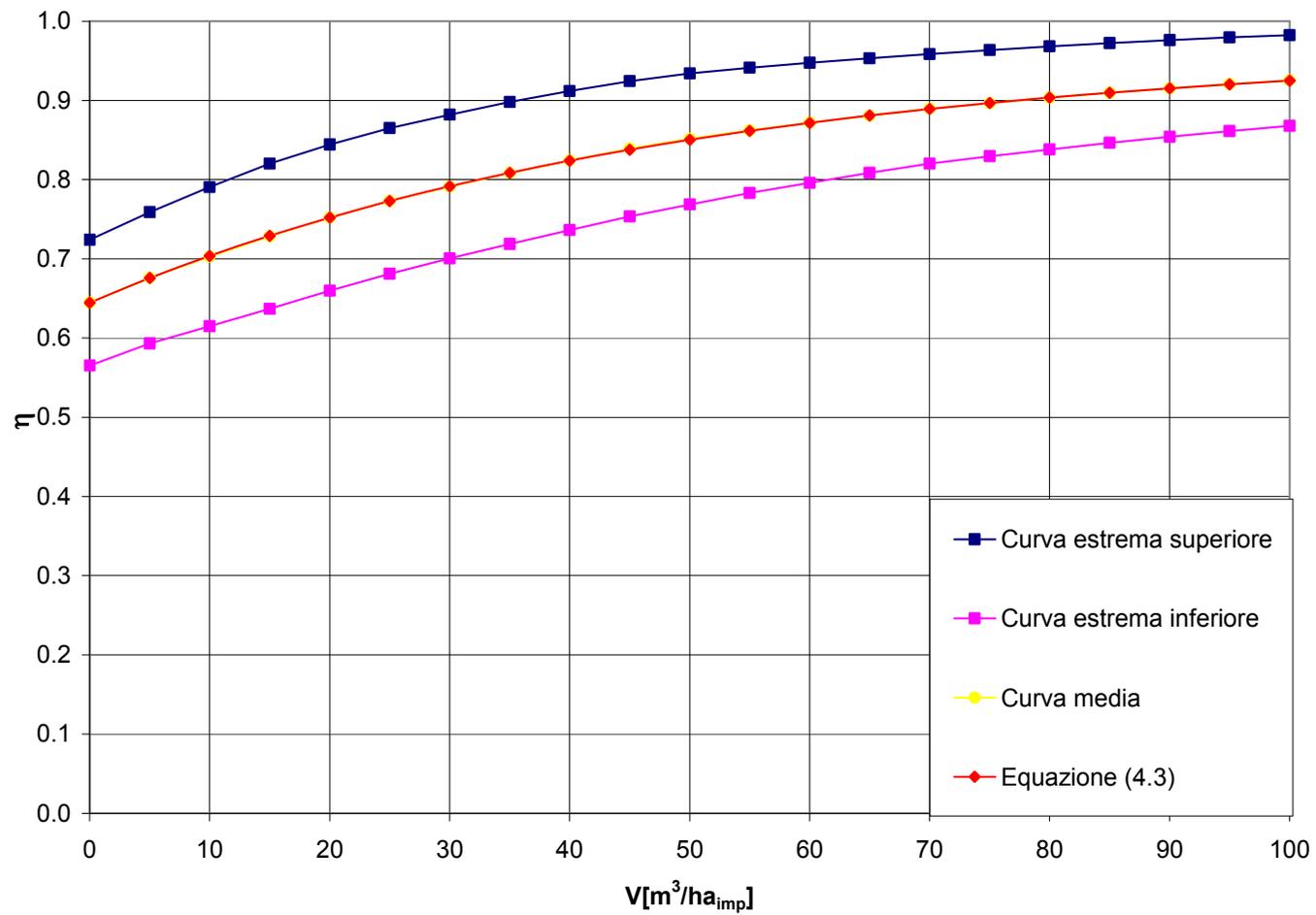


Figura C.27 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=7 Q_{mn}$)

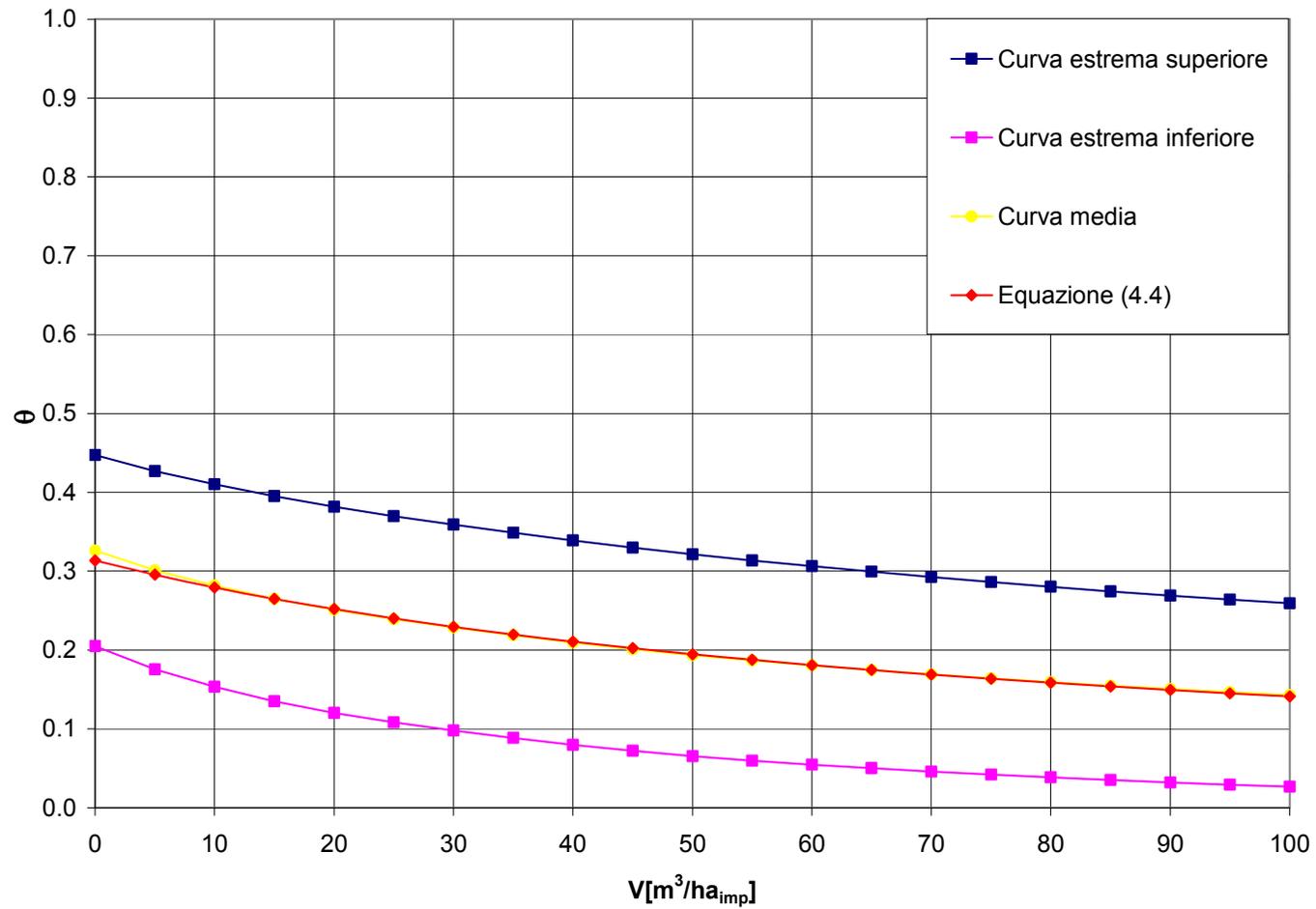


Figura C.28 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=7 Q_{\text{mn}}$)

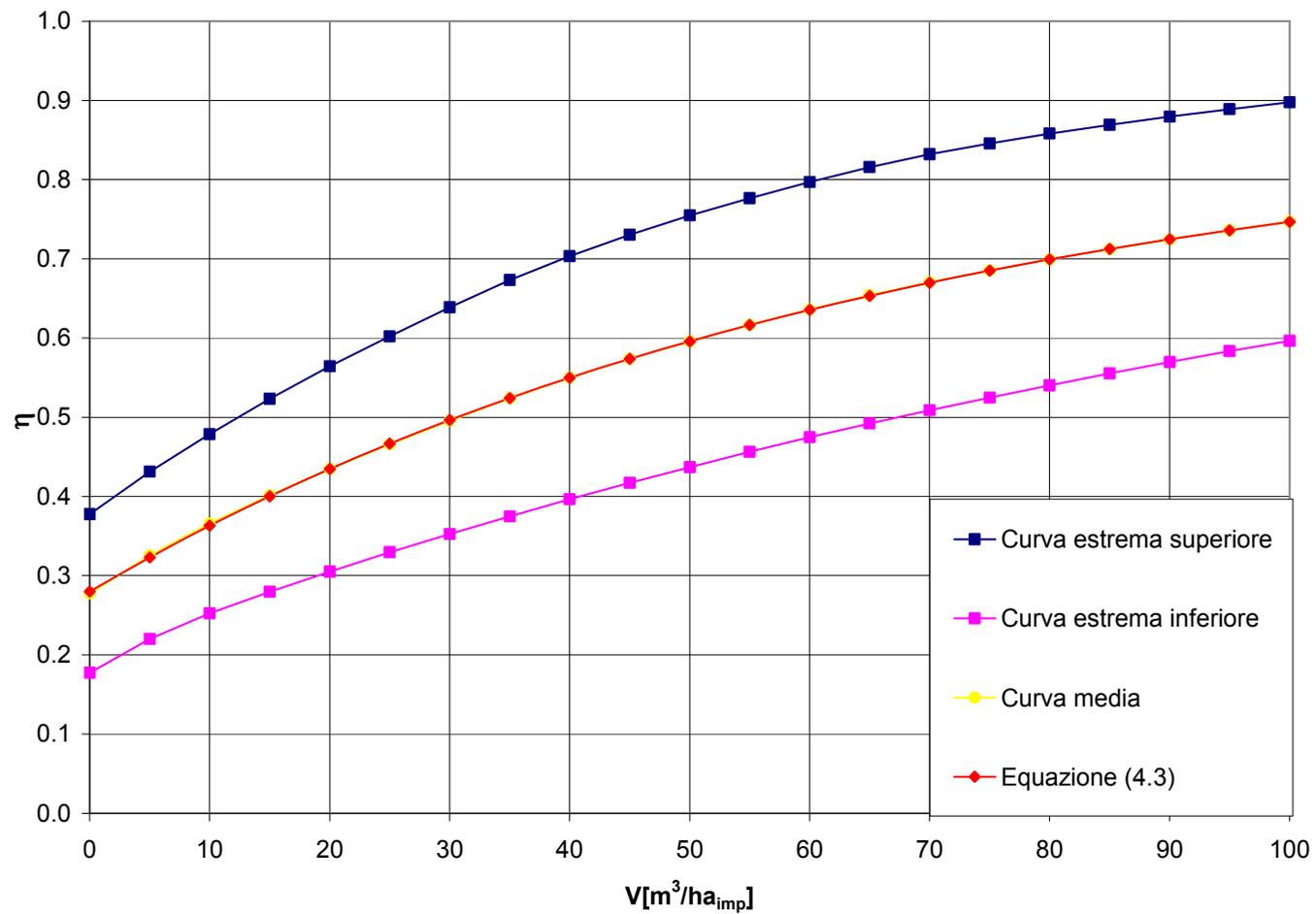


Figura C.29 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=3 Q_{mn}$)

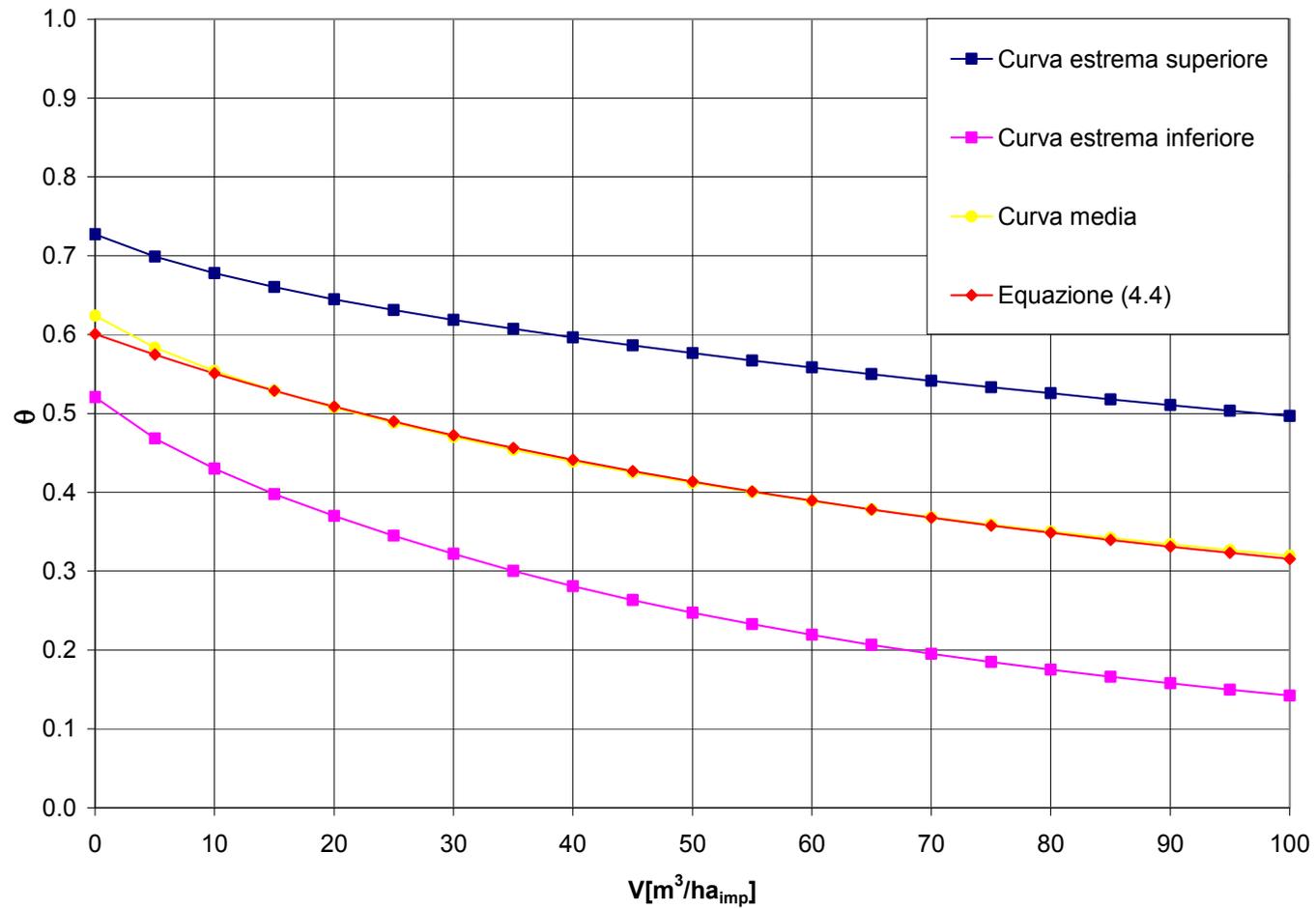


Figura C.30 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=3 Q_{mn}$)

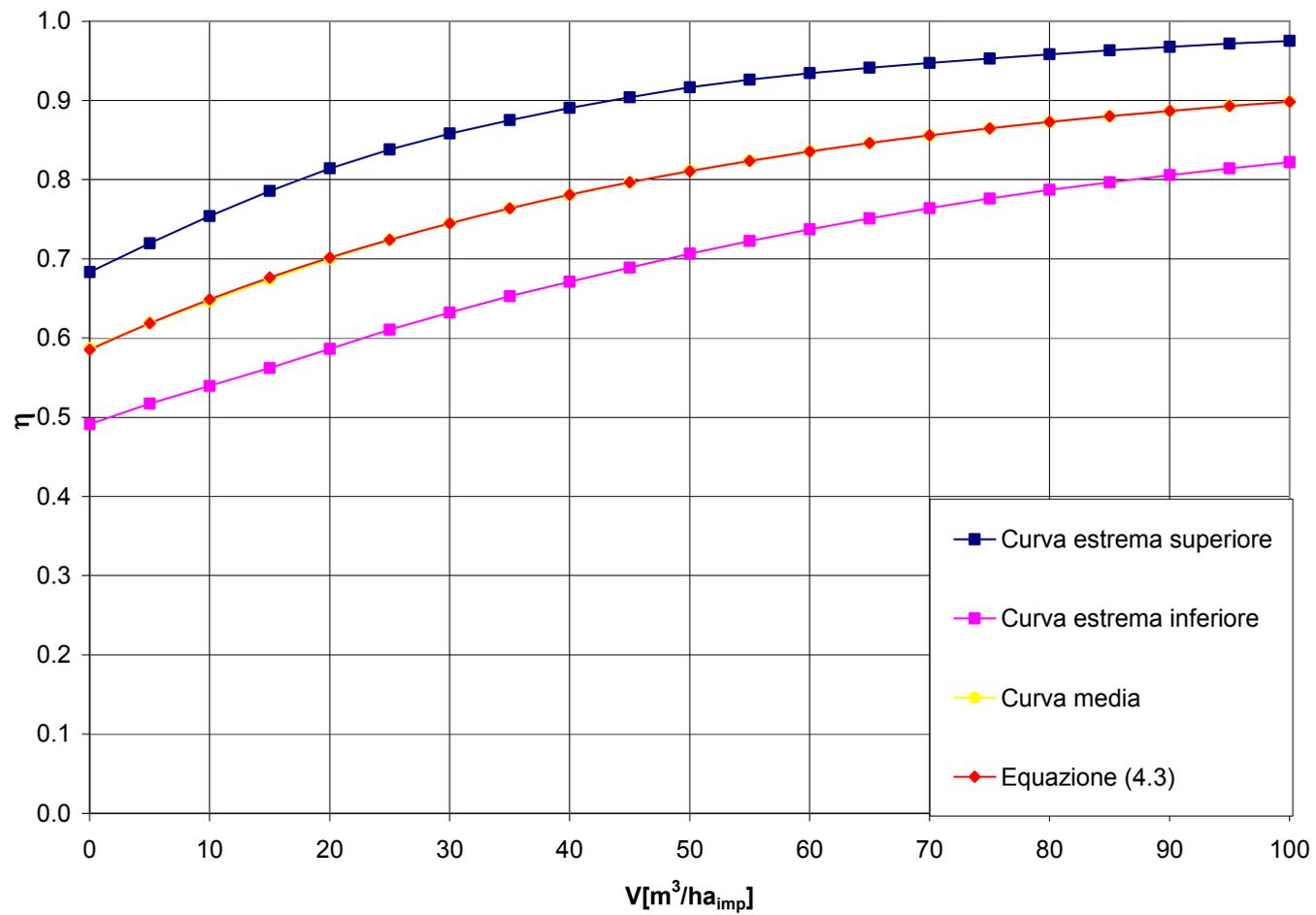


Figura C.31 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=7 Q_{mn}$)

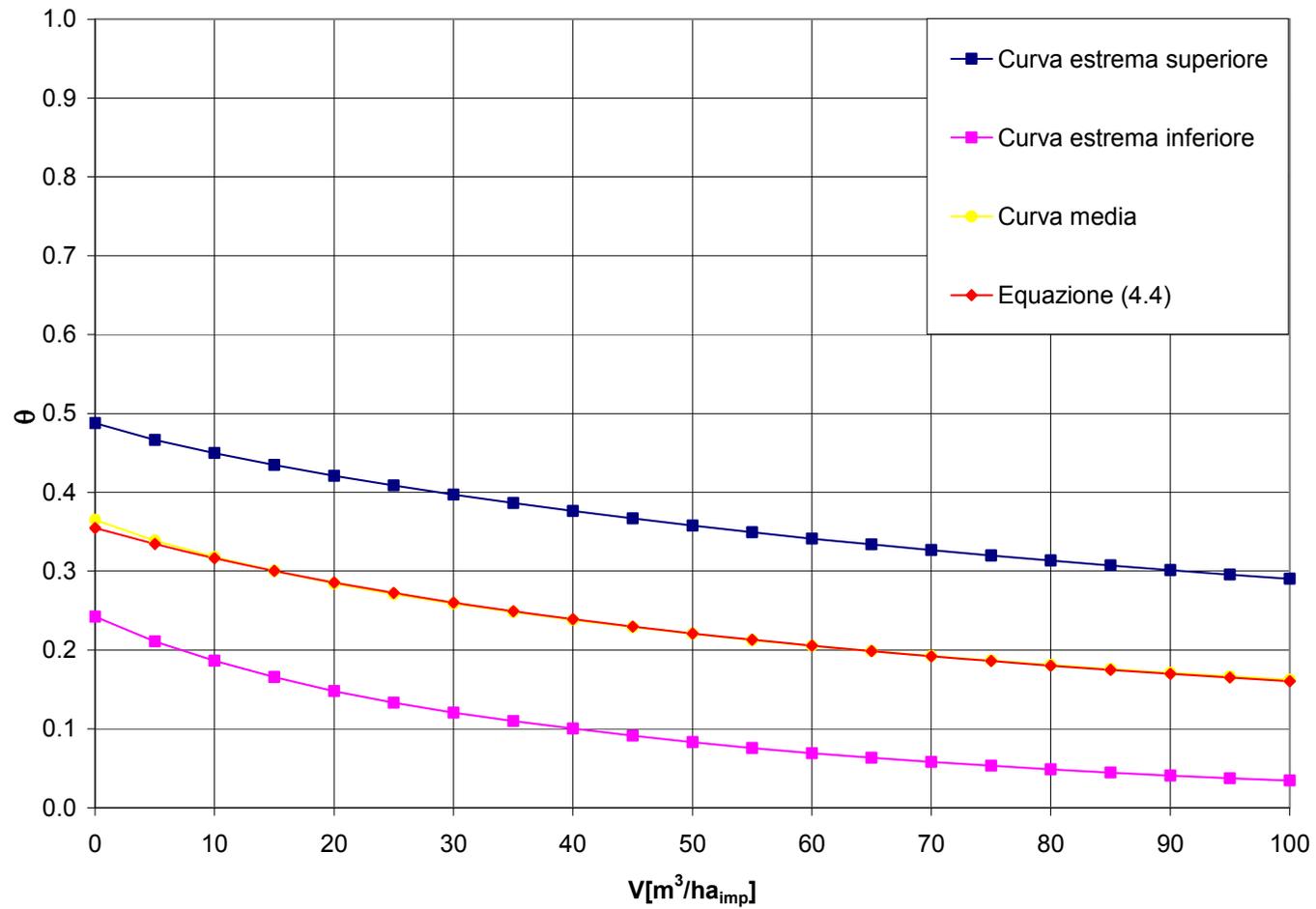


Figura C.32 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con vasca di transito fuori linea ($C=7 Q_{mn}$)

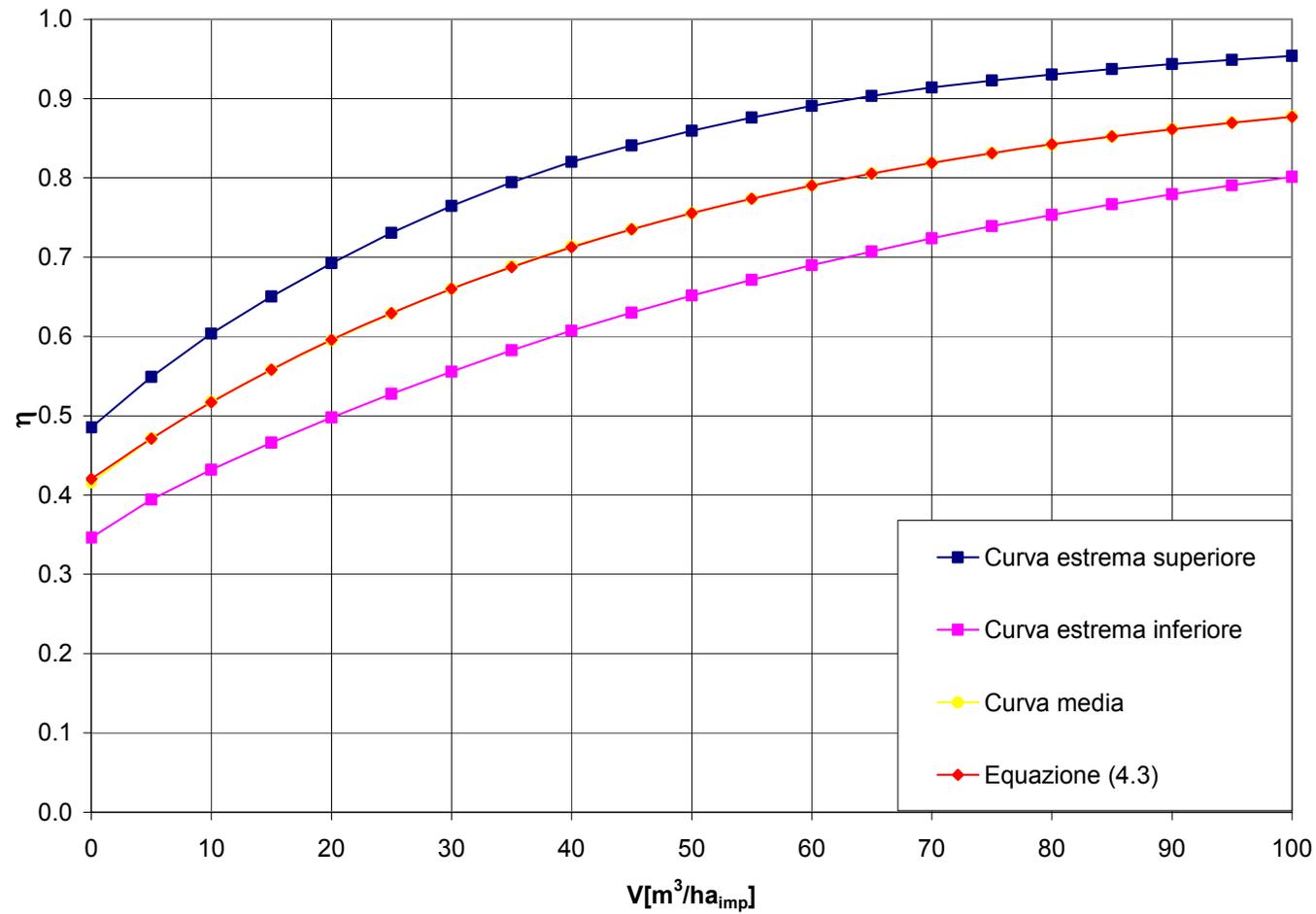


Figura C.33 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$)

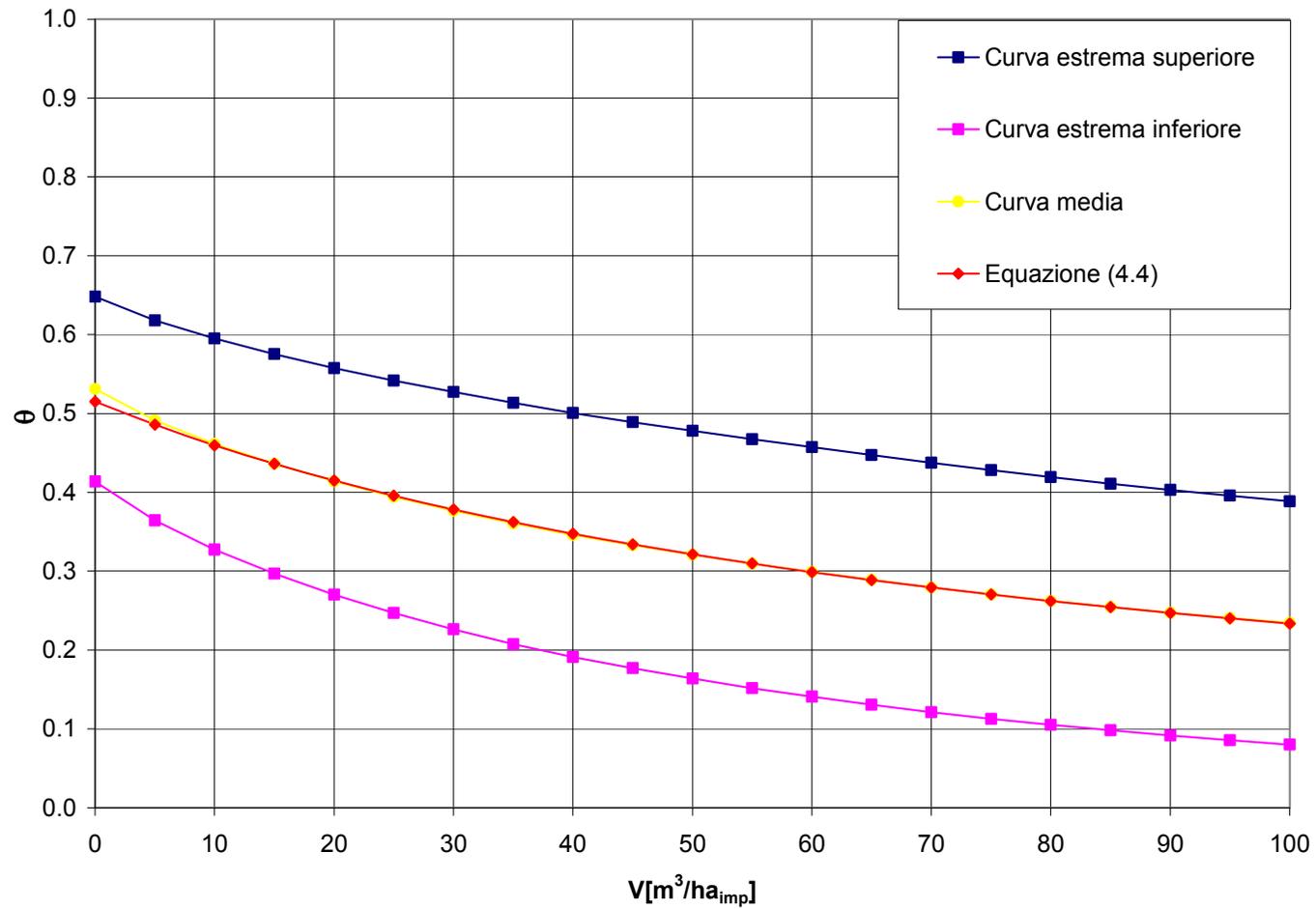


Figura C.34 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$)

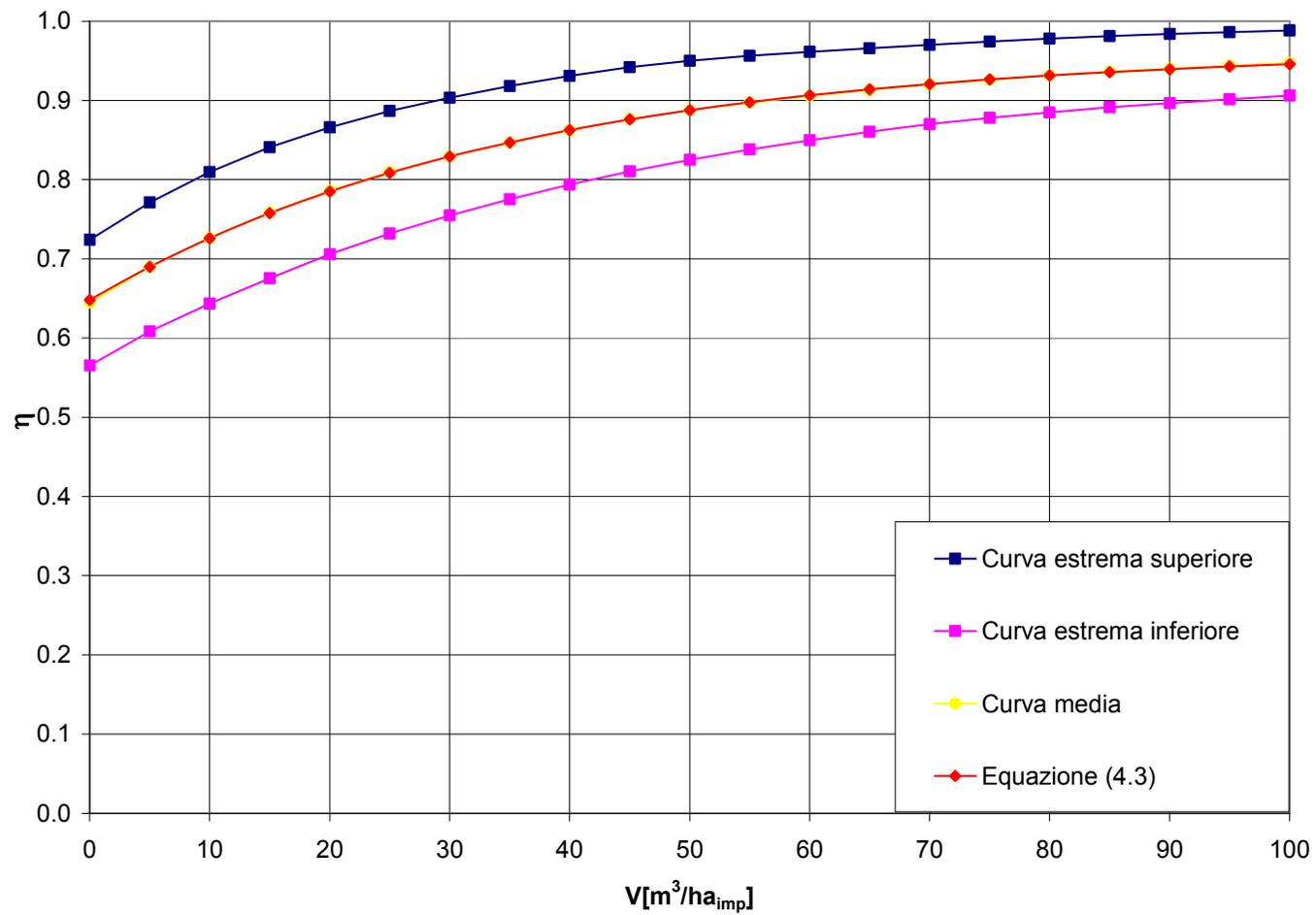


Figura C.35 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$)

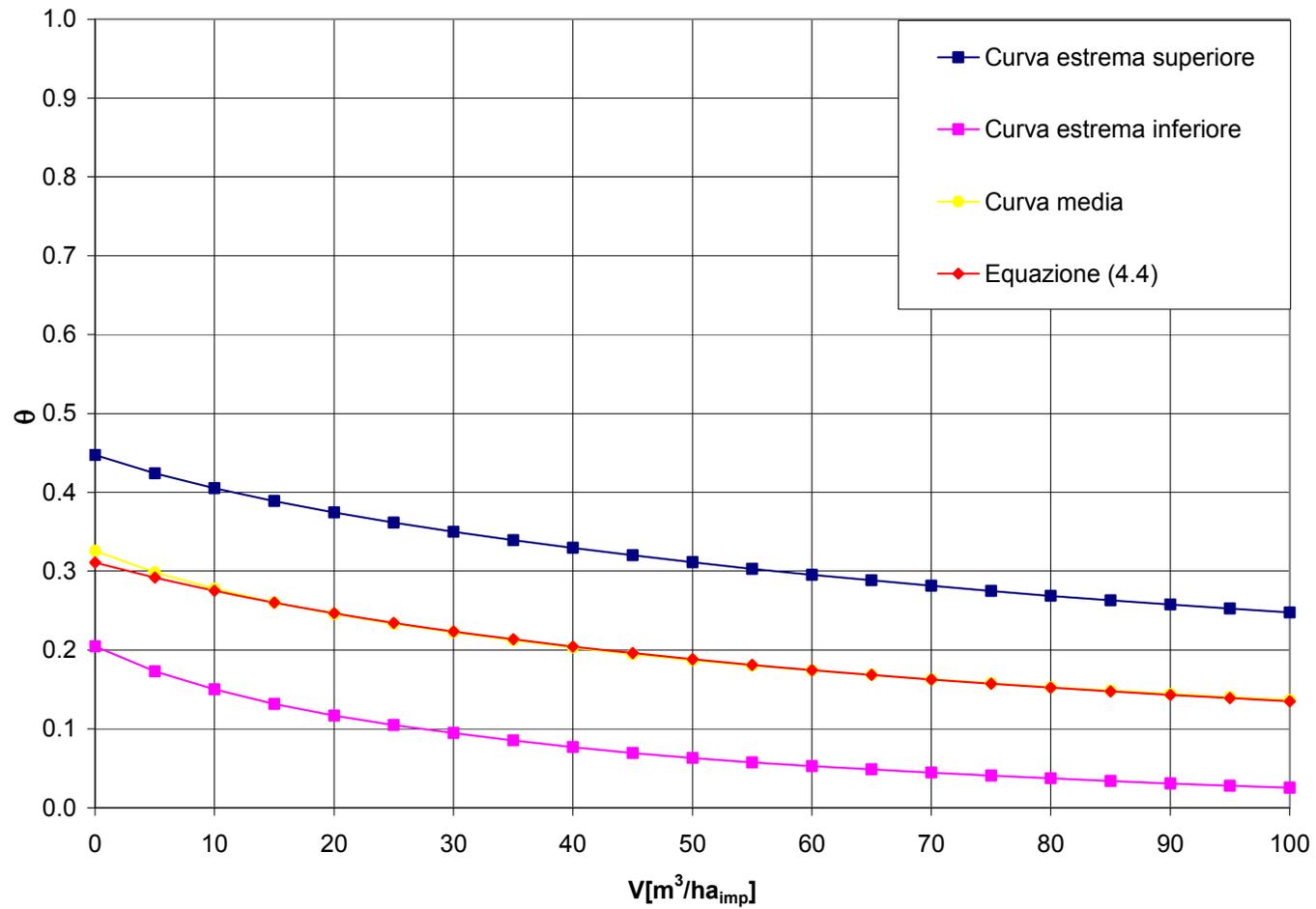


Figura C.36 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$)

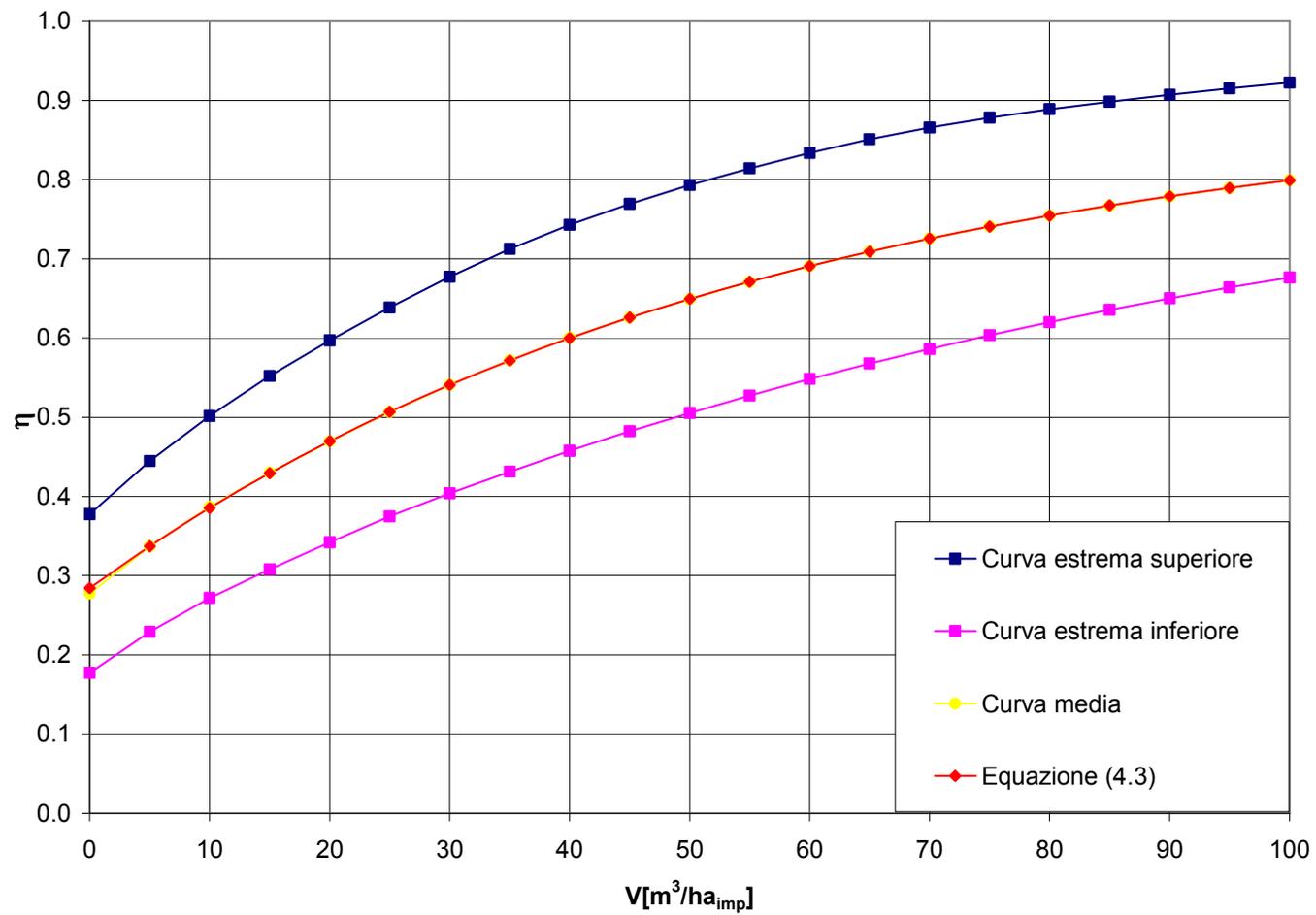


Figura C.37 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$)

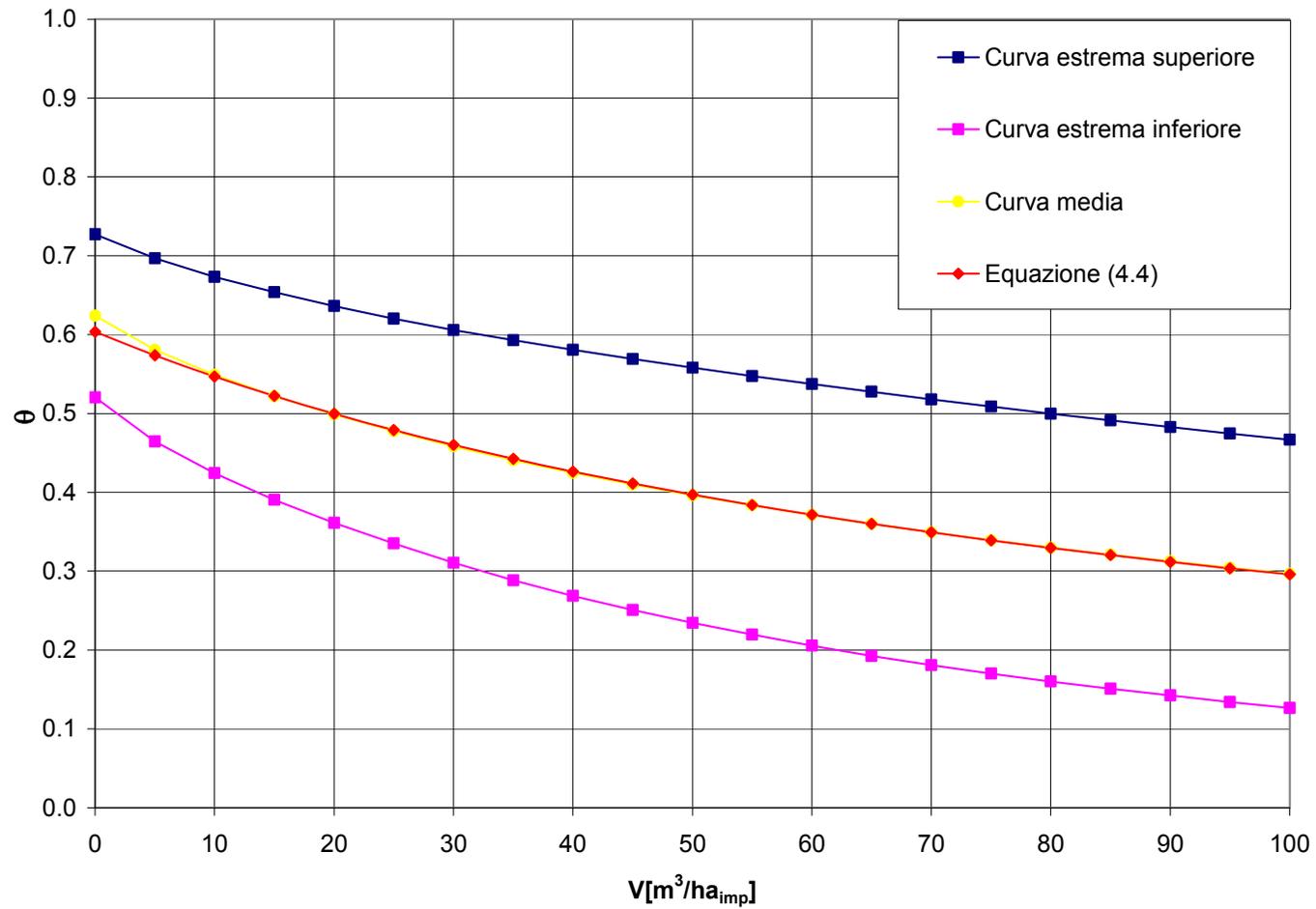


Figura C.38 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=3 Q_{mn}$)

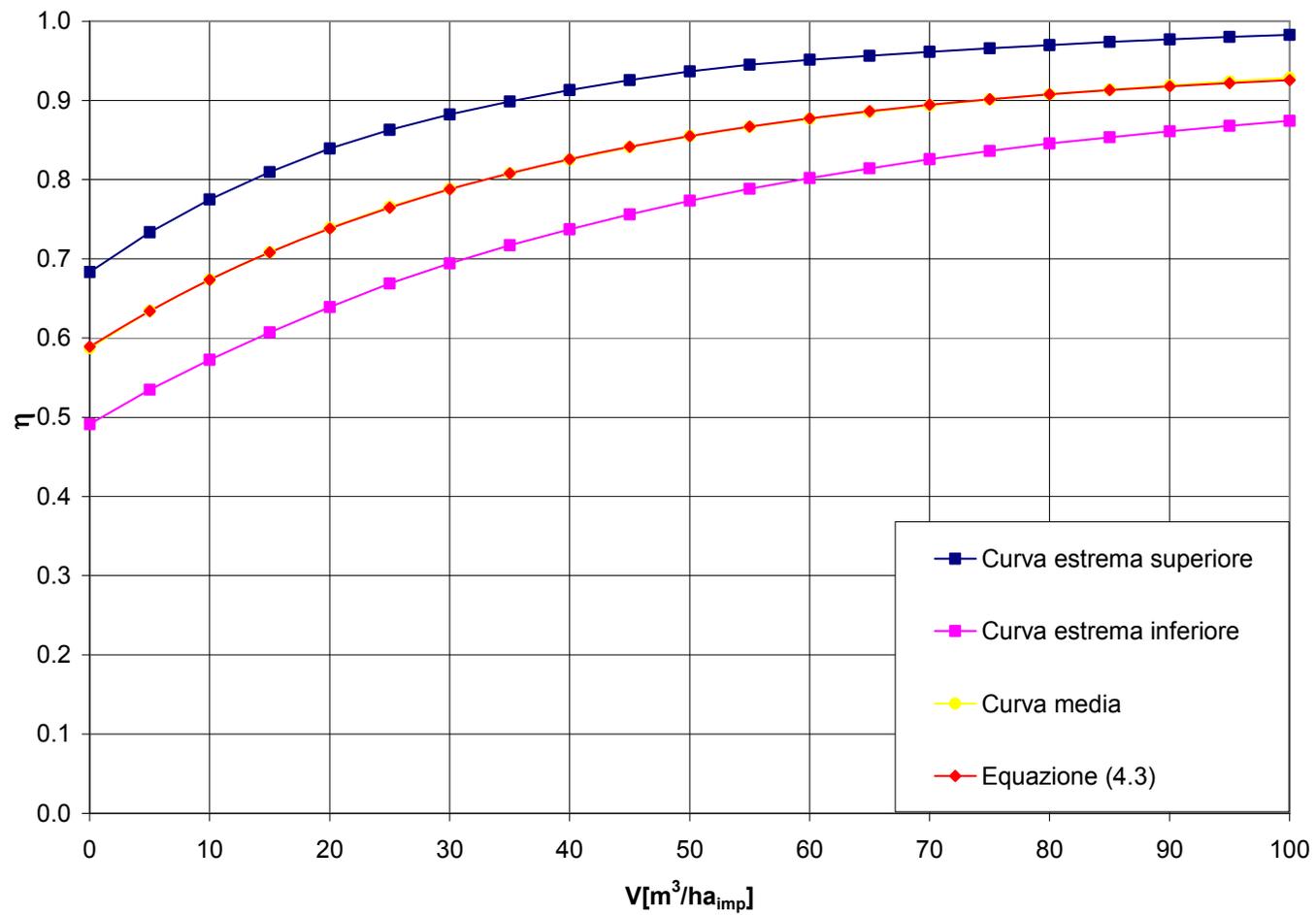


Figura C.39- Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$)

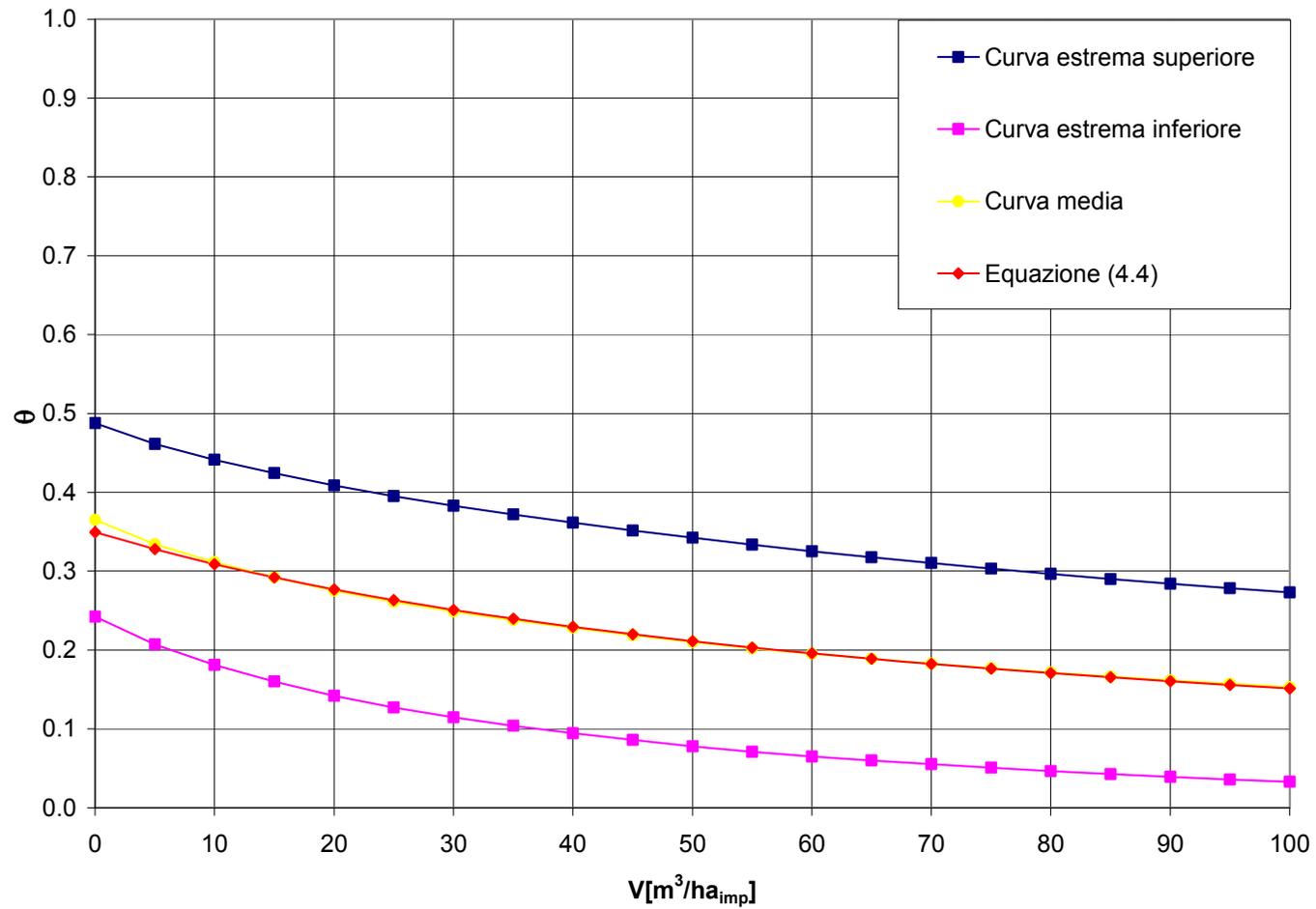


Figura C.40 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema con vasca in linea ($C=7 Q_{mn}$)

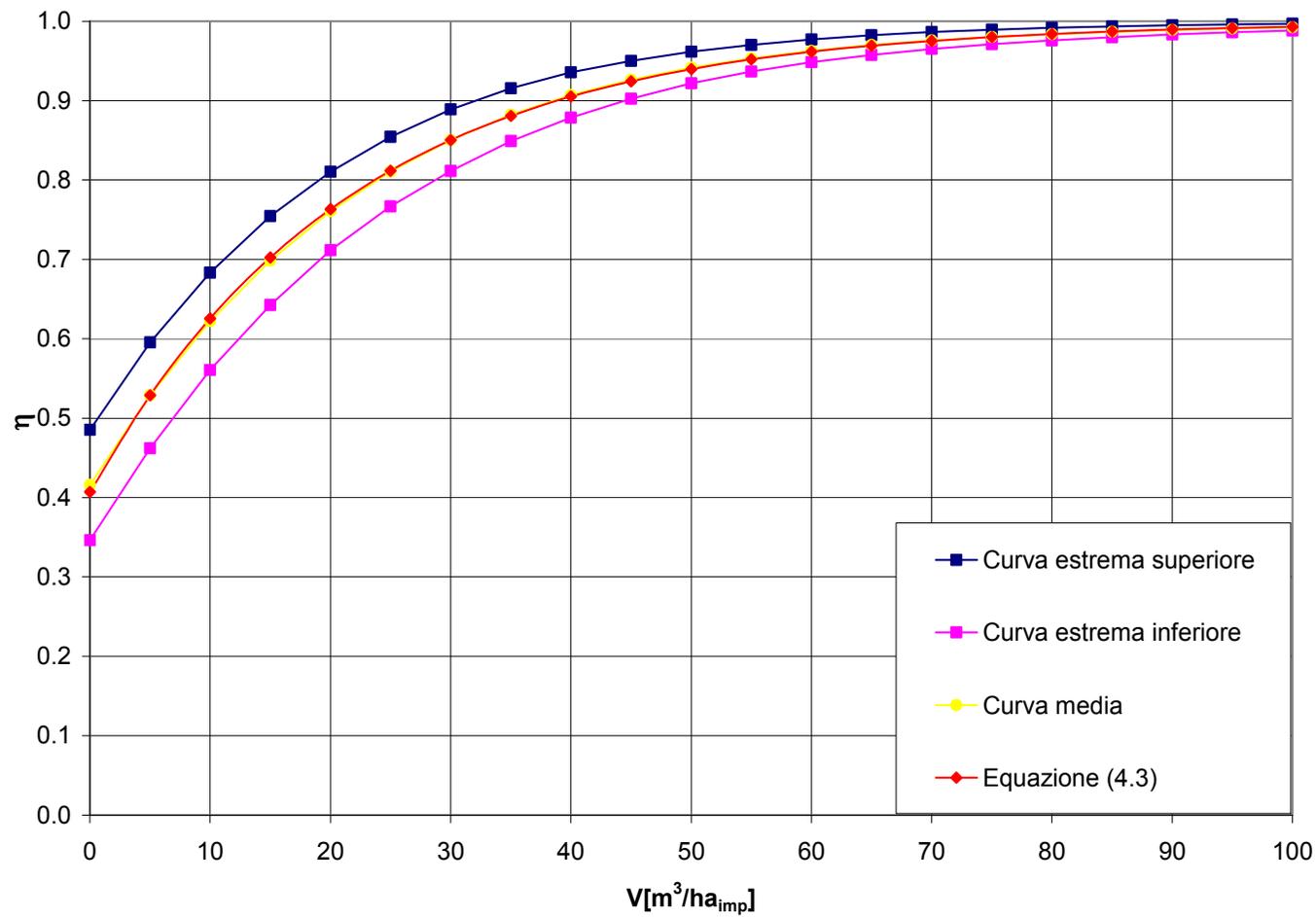


Figura C.41 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

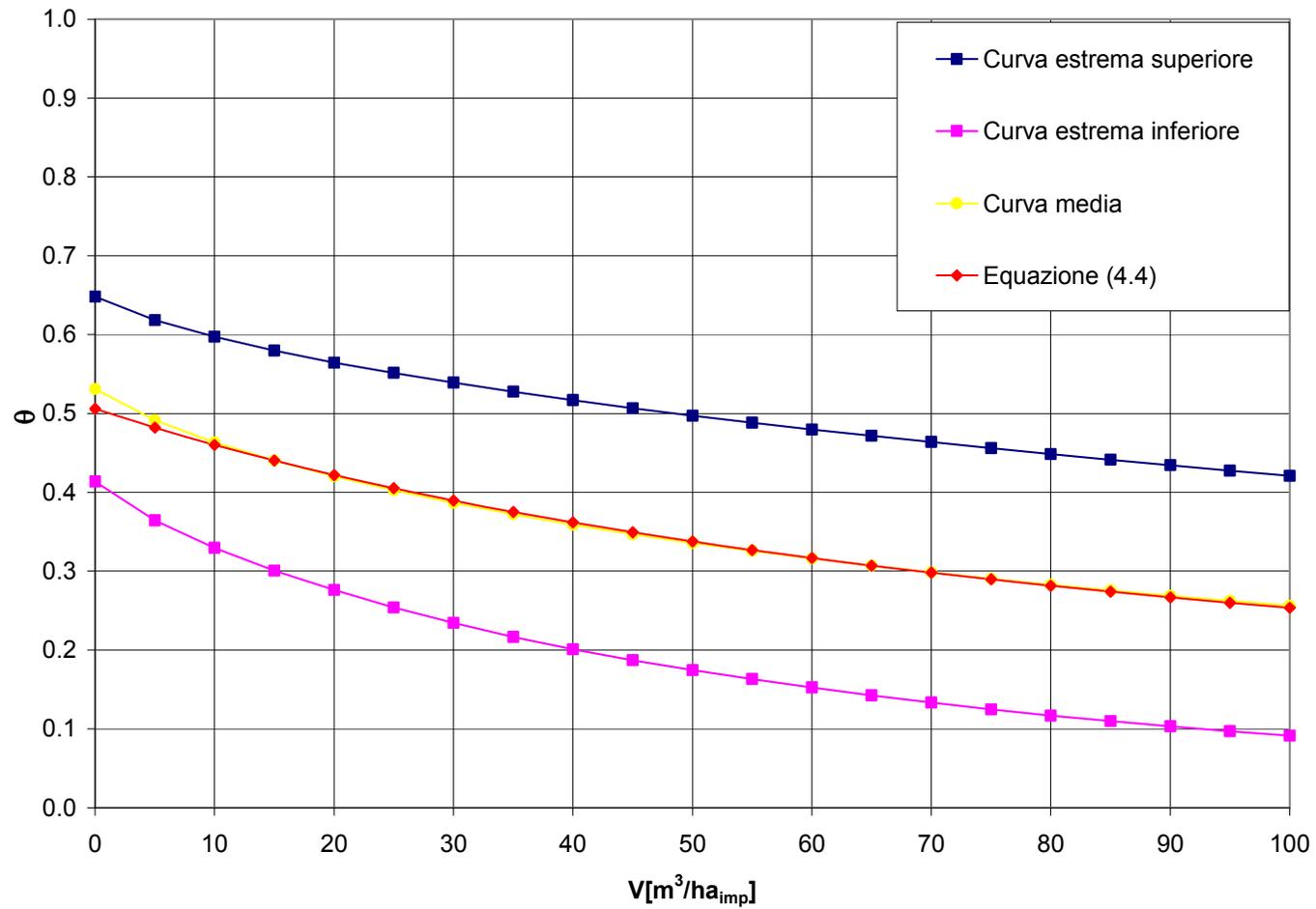


Figura C.42 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

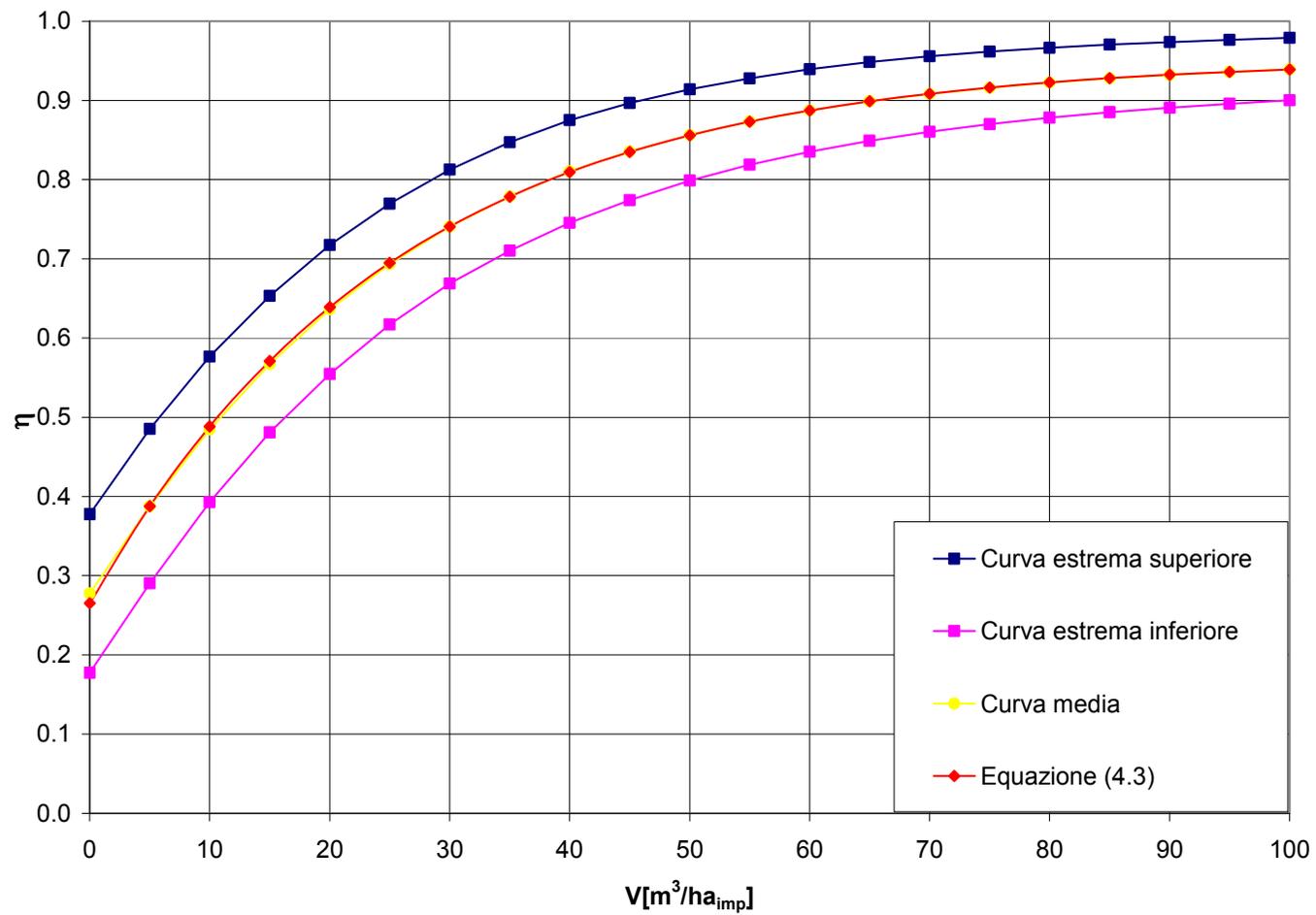


Figura C.43 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

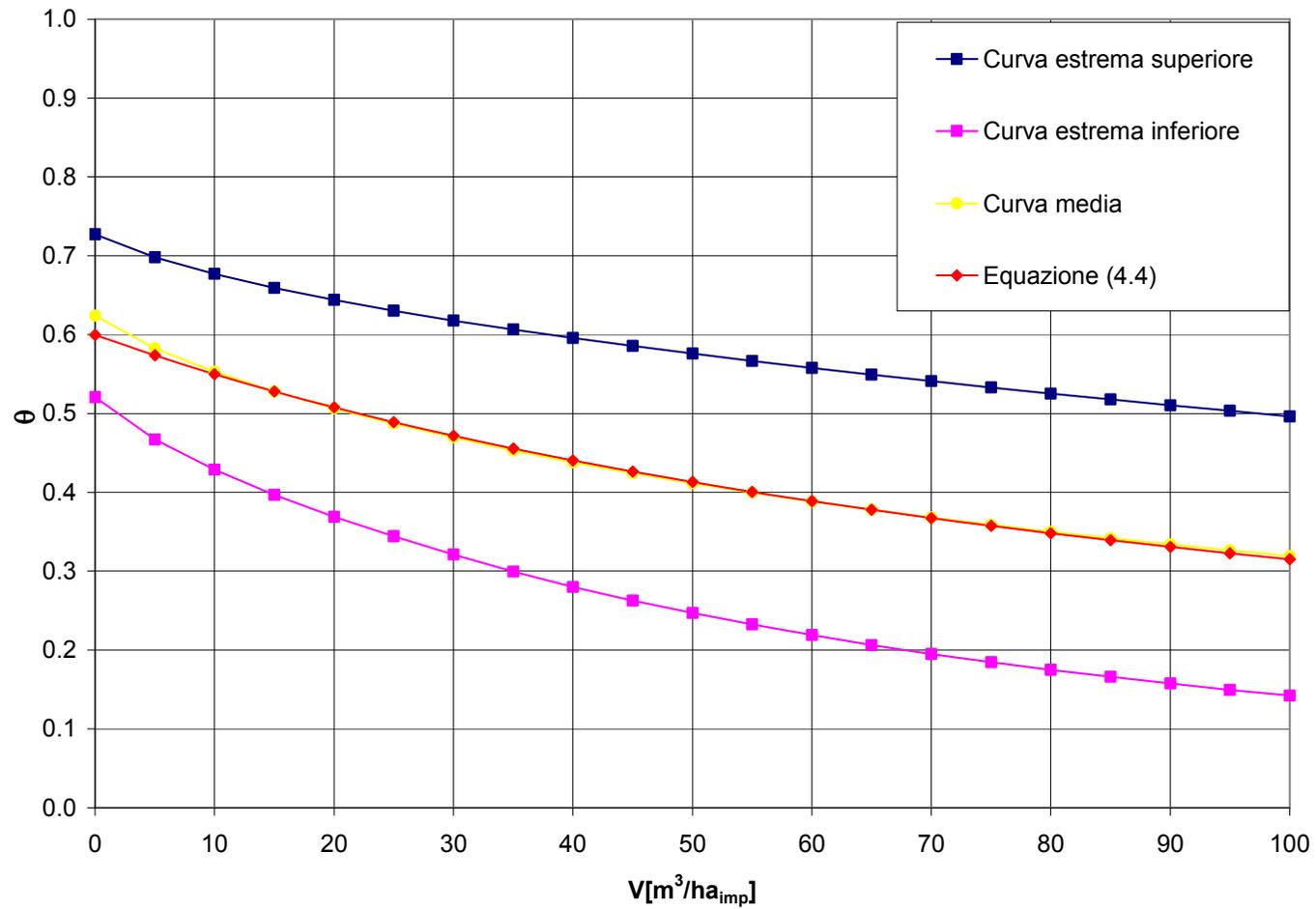


Figura C.44 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

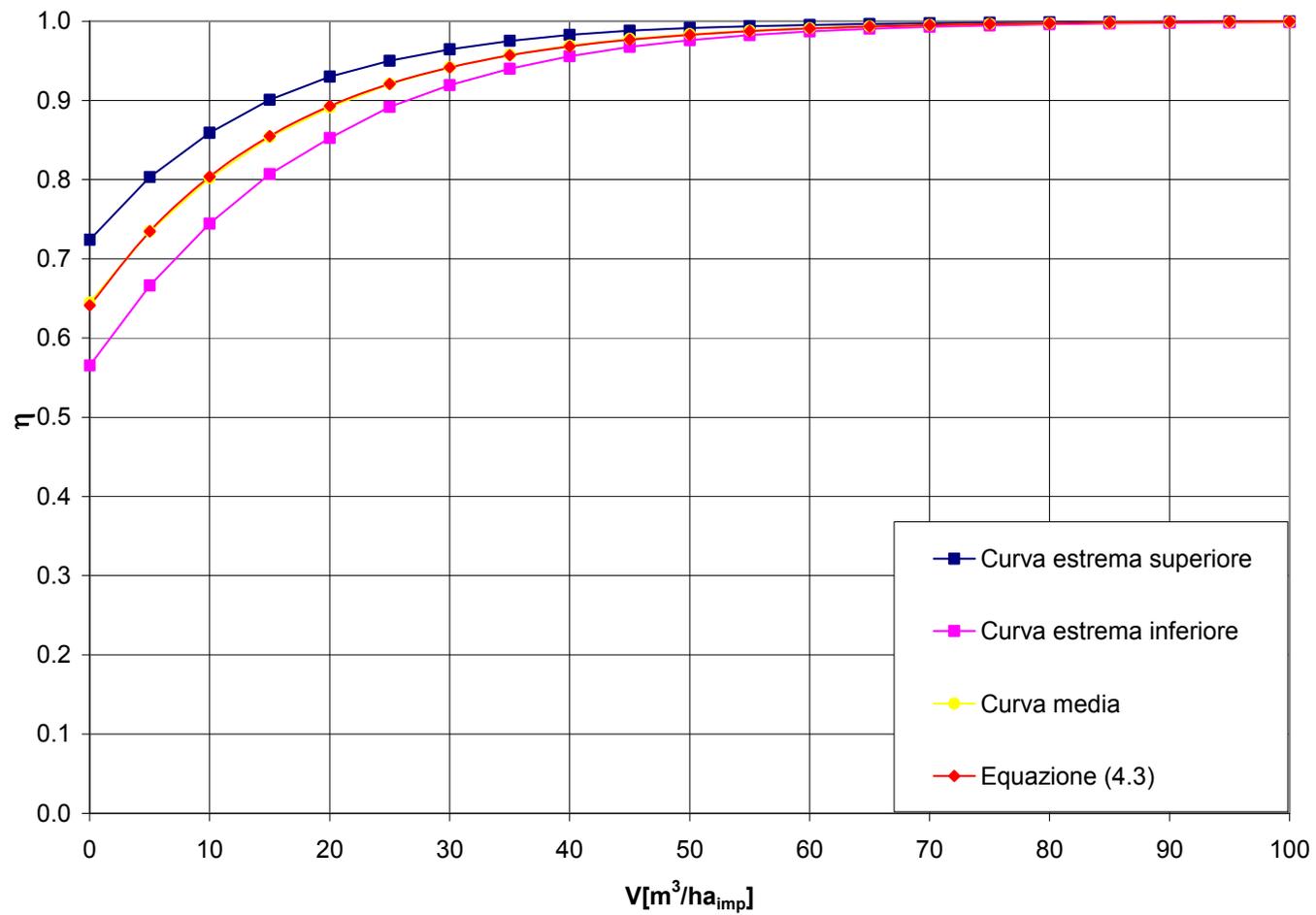


Figura C.45 - Curva $\eta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

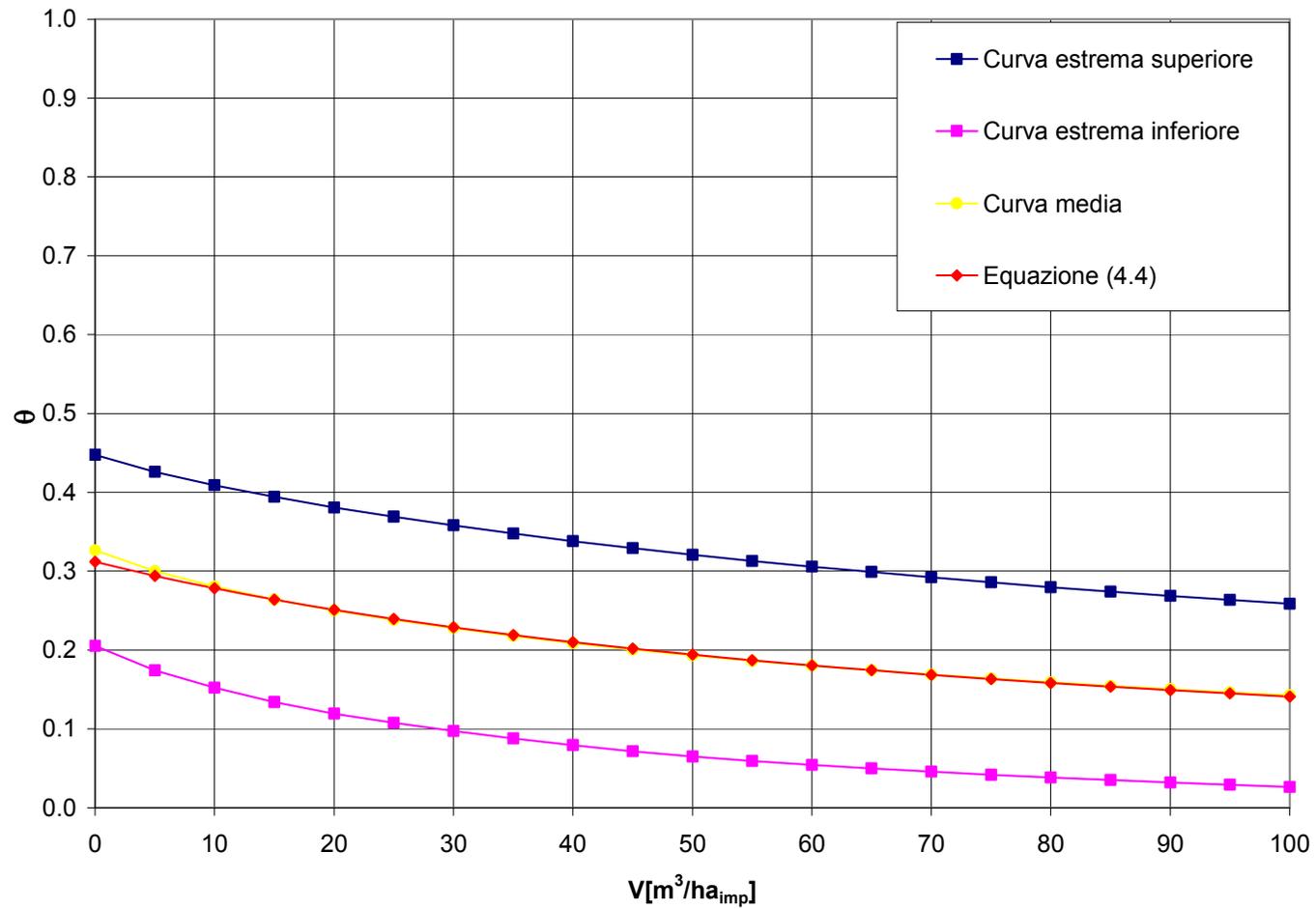


Figura C.46 - Curva $\theta(C)$ per il sistema separato. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

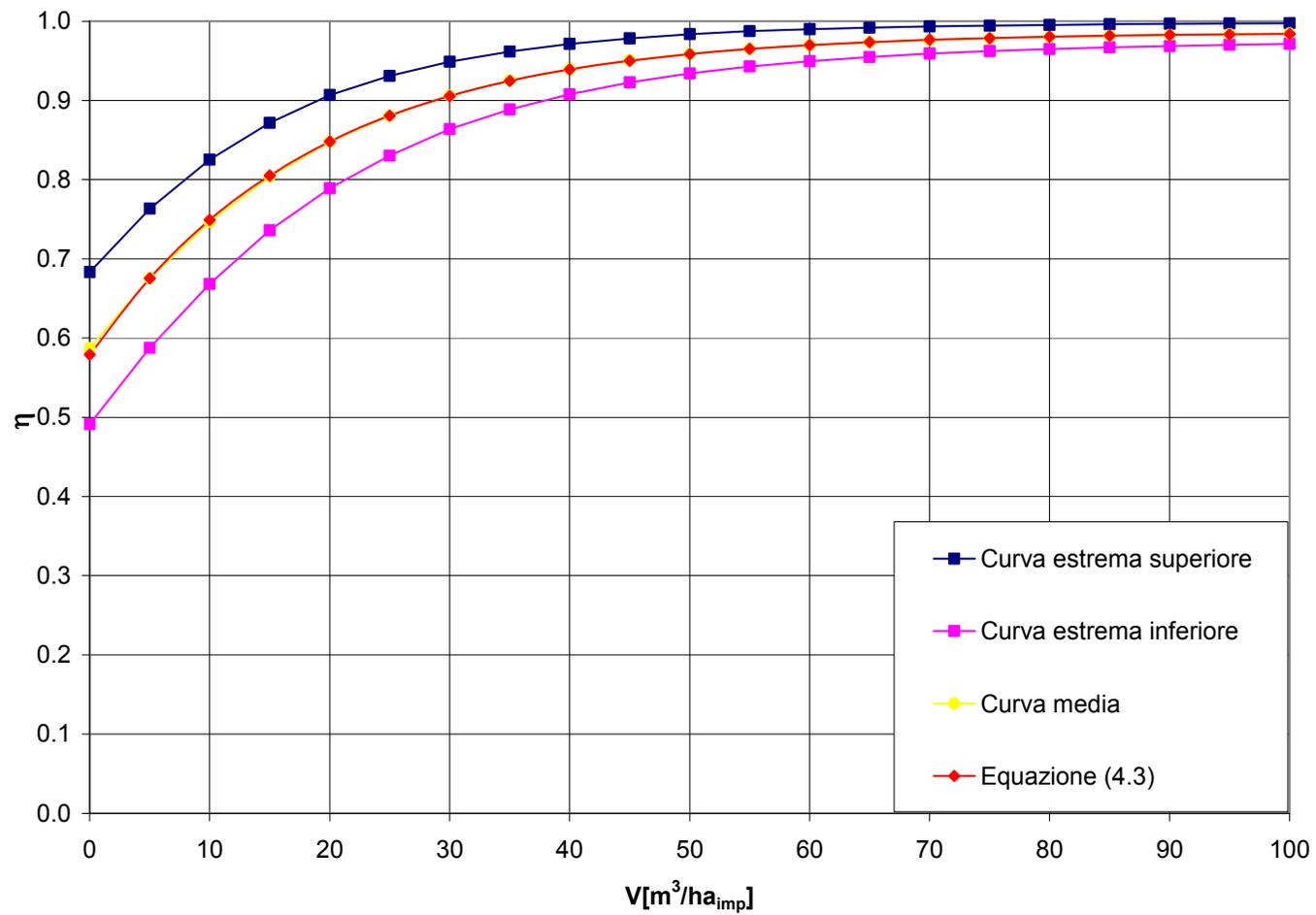


Figura C.47 - Curva $\eta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

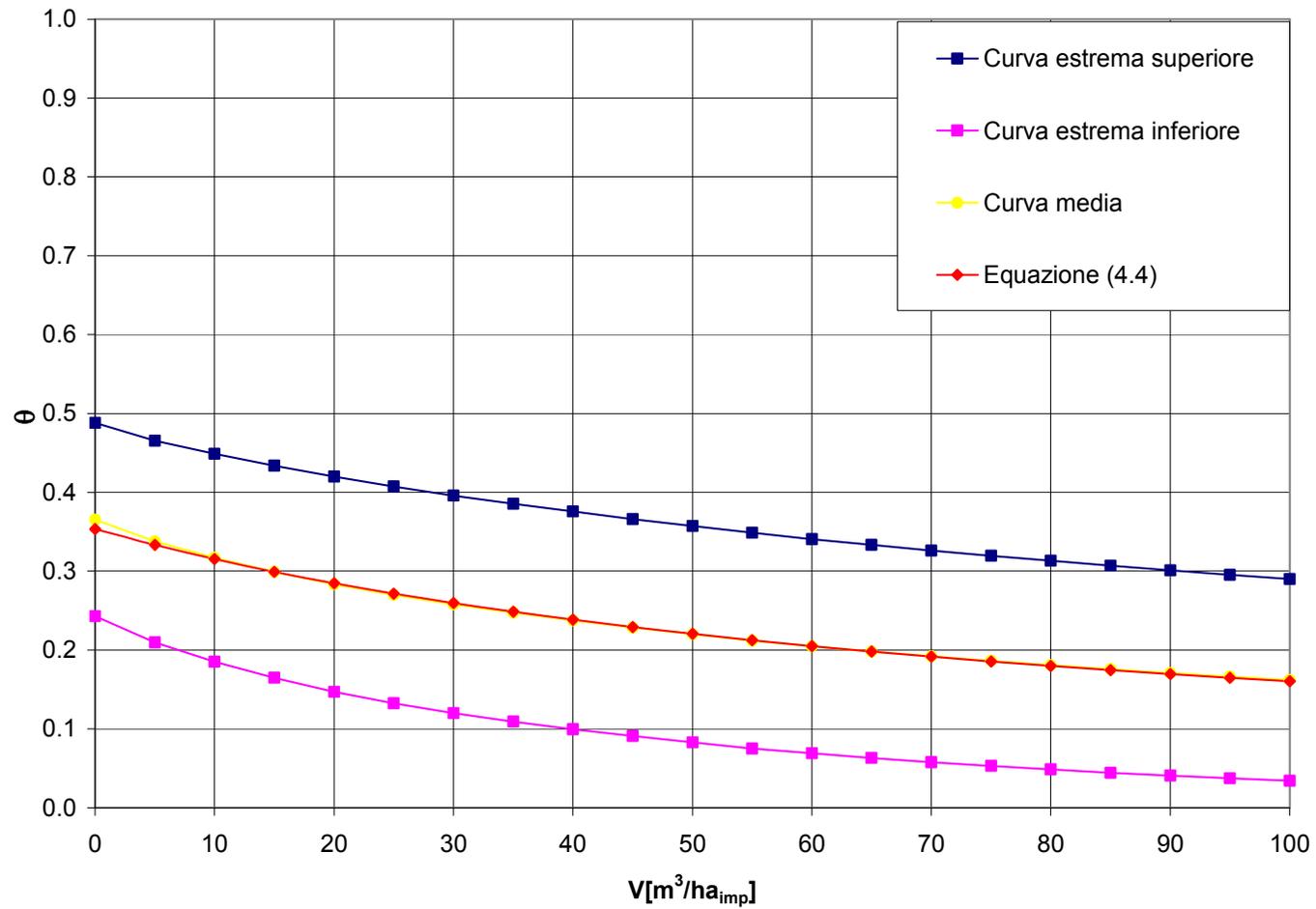


Figura C.48 - Curva $\theta(C)$ per il sistema misto. Sistema accoppiato con scaricatore ($C=7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.

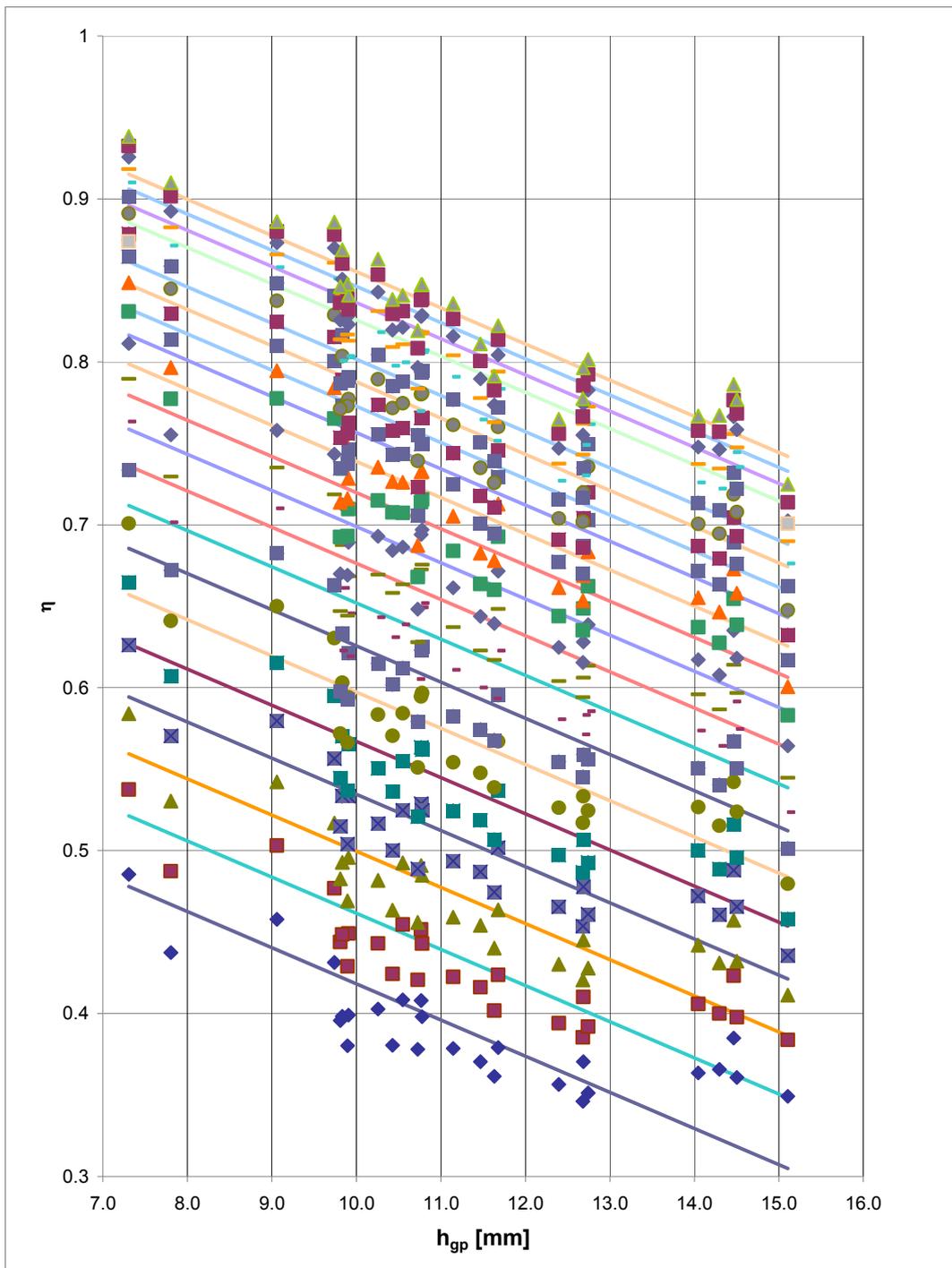


Figura C.49 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

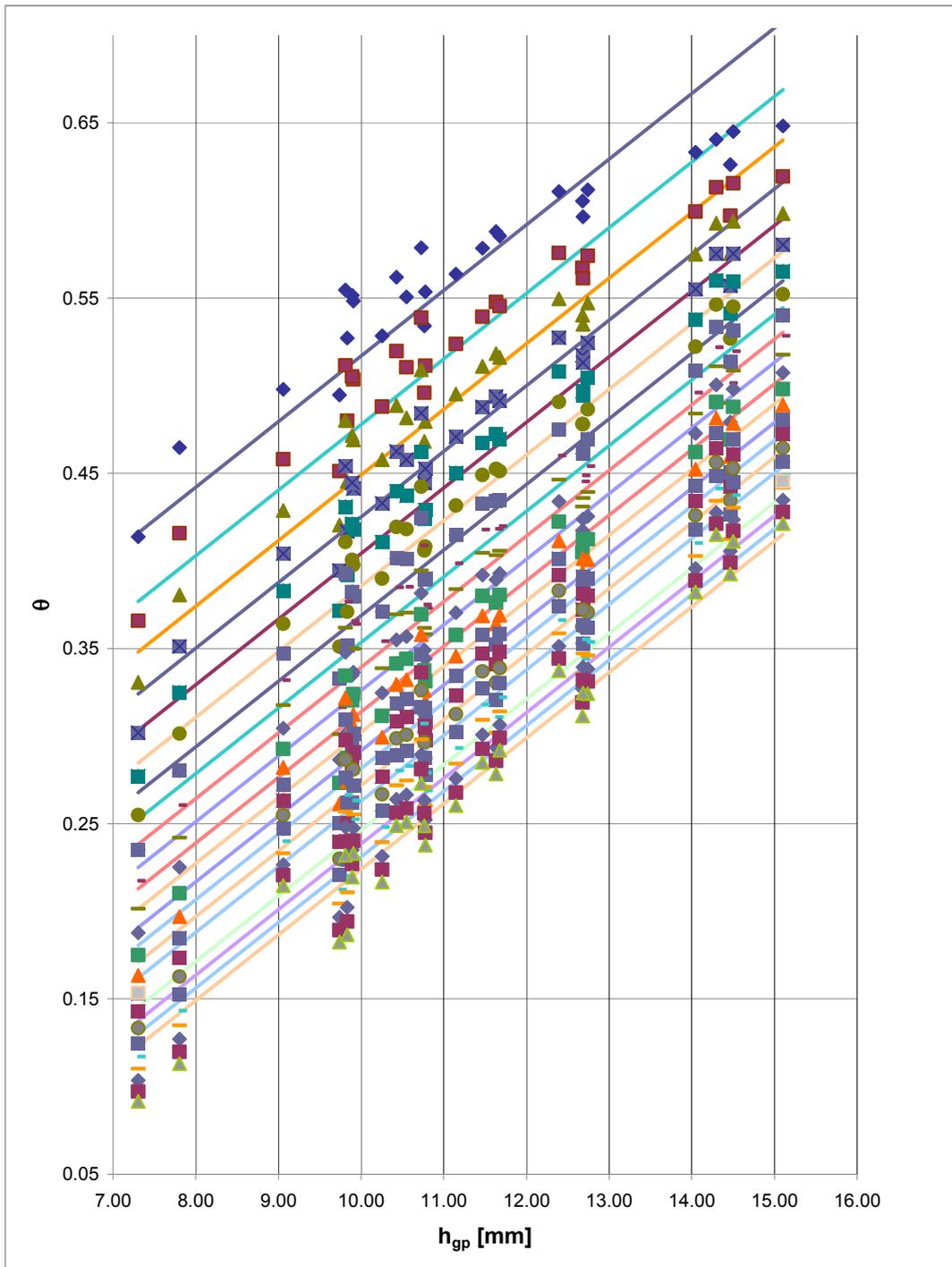


Figura C.50 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

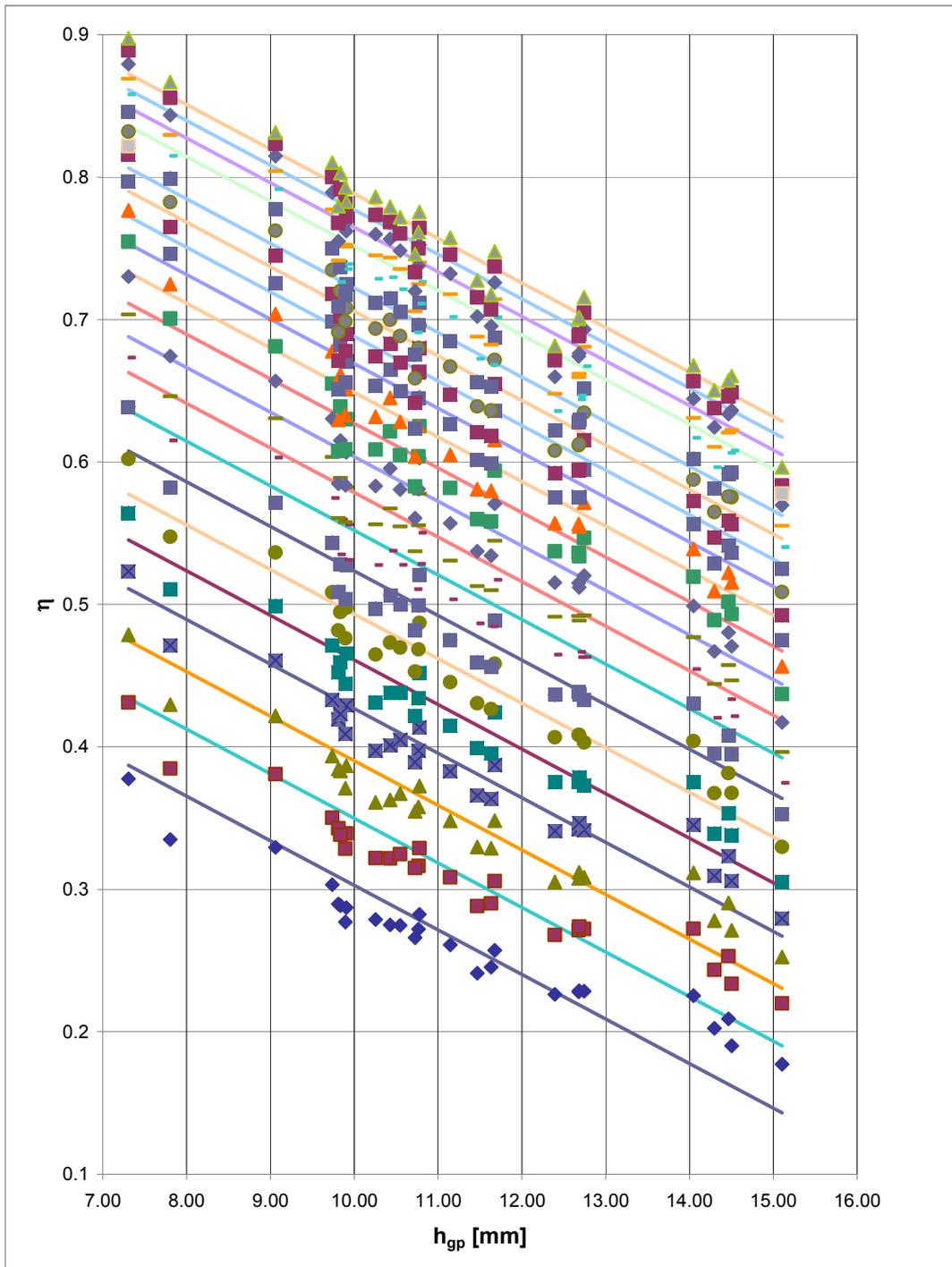


Figura C.51 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

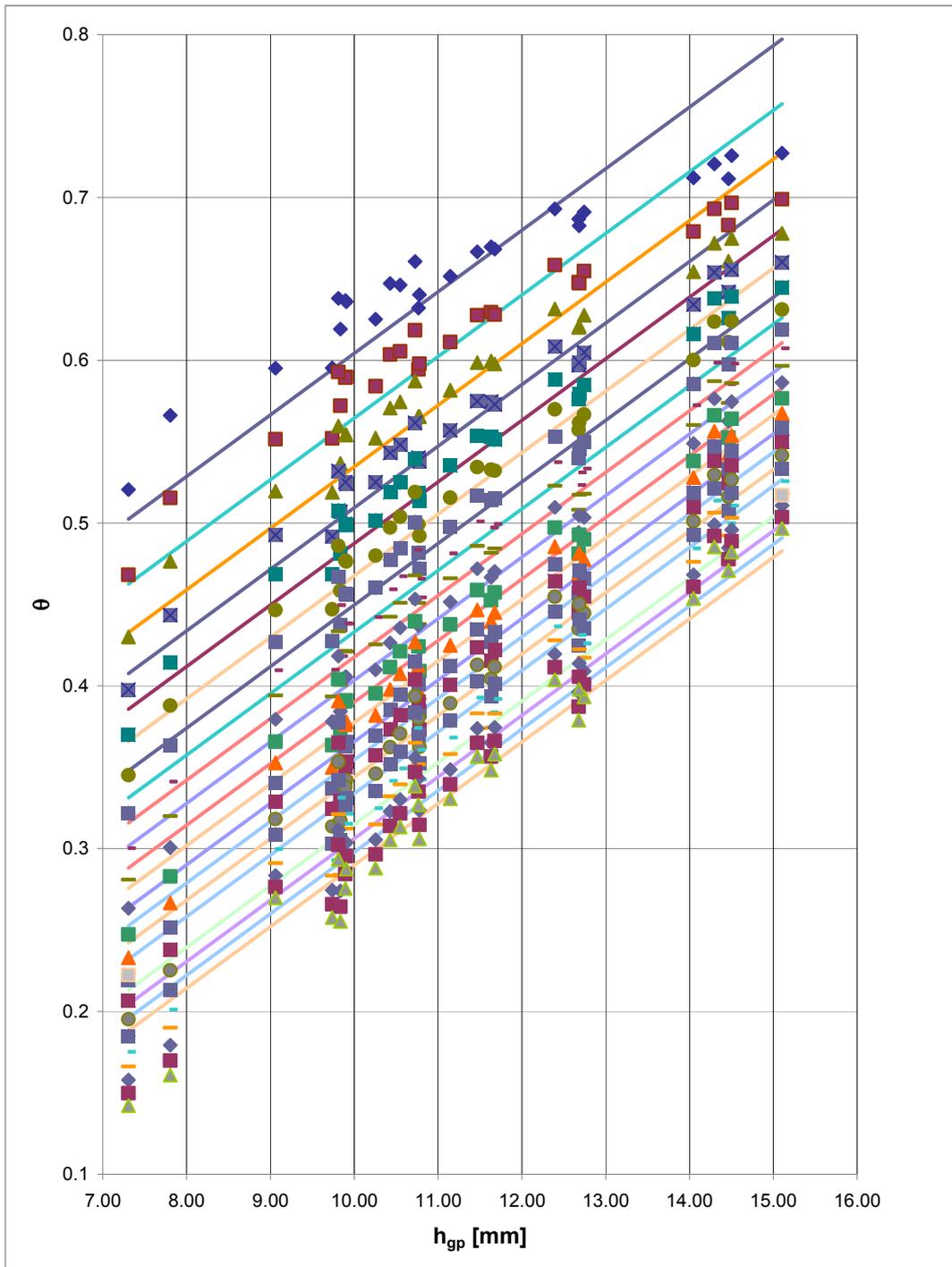


Figura C.52 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

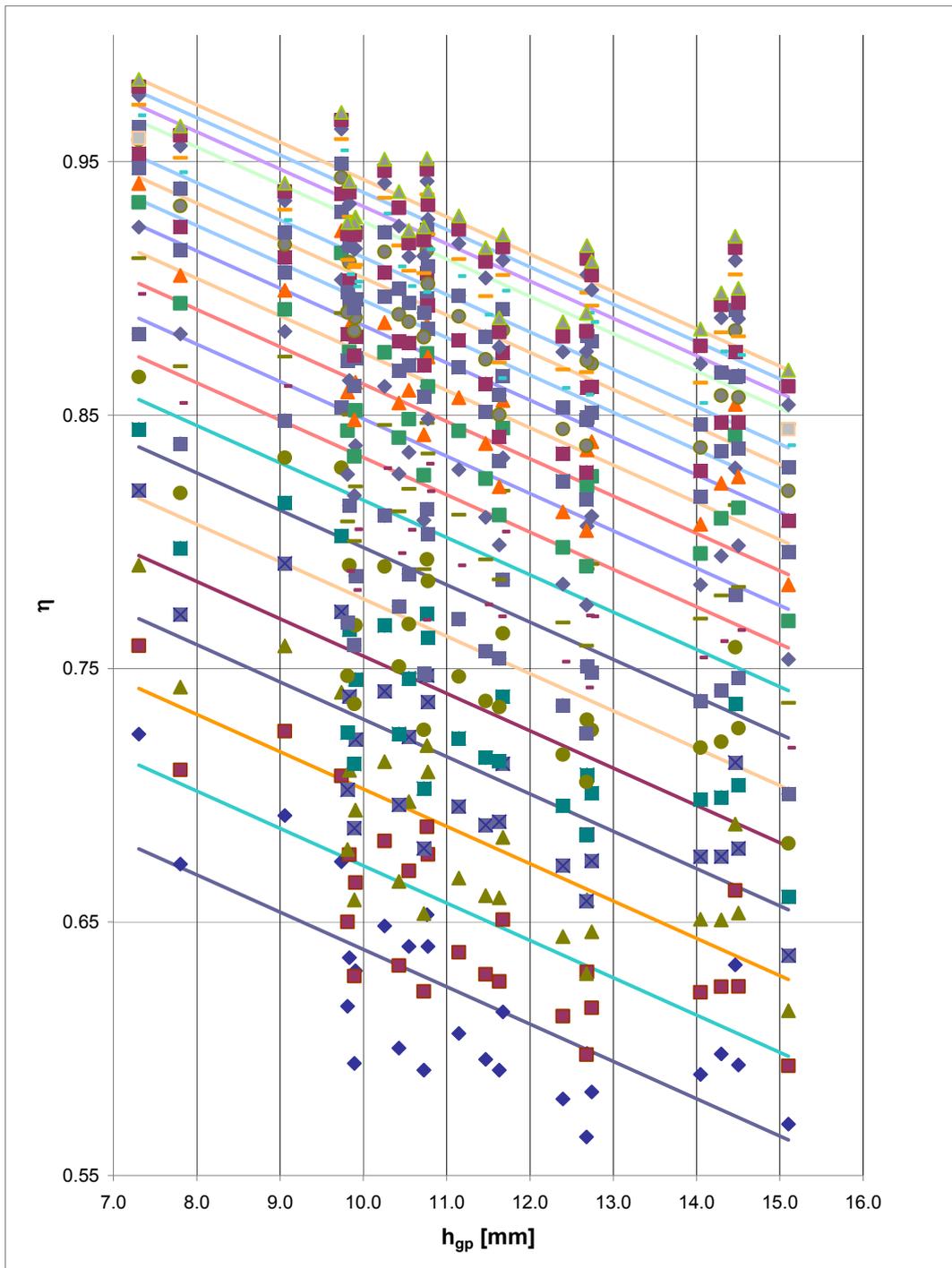


Figura C.53- $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

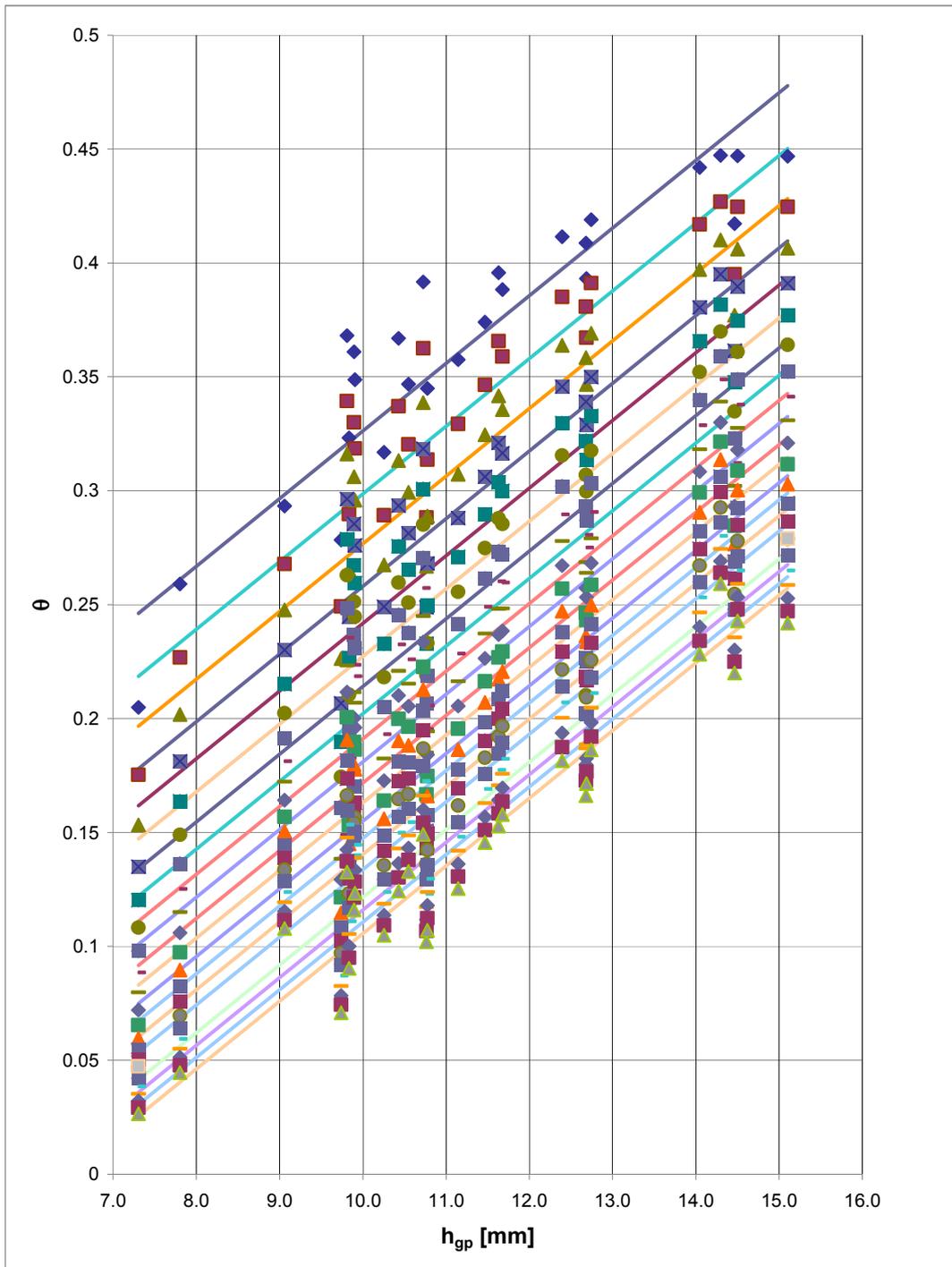


Figura C.54 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema separato.

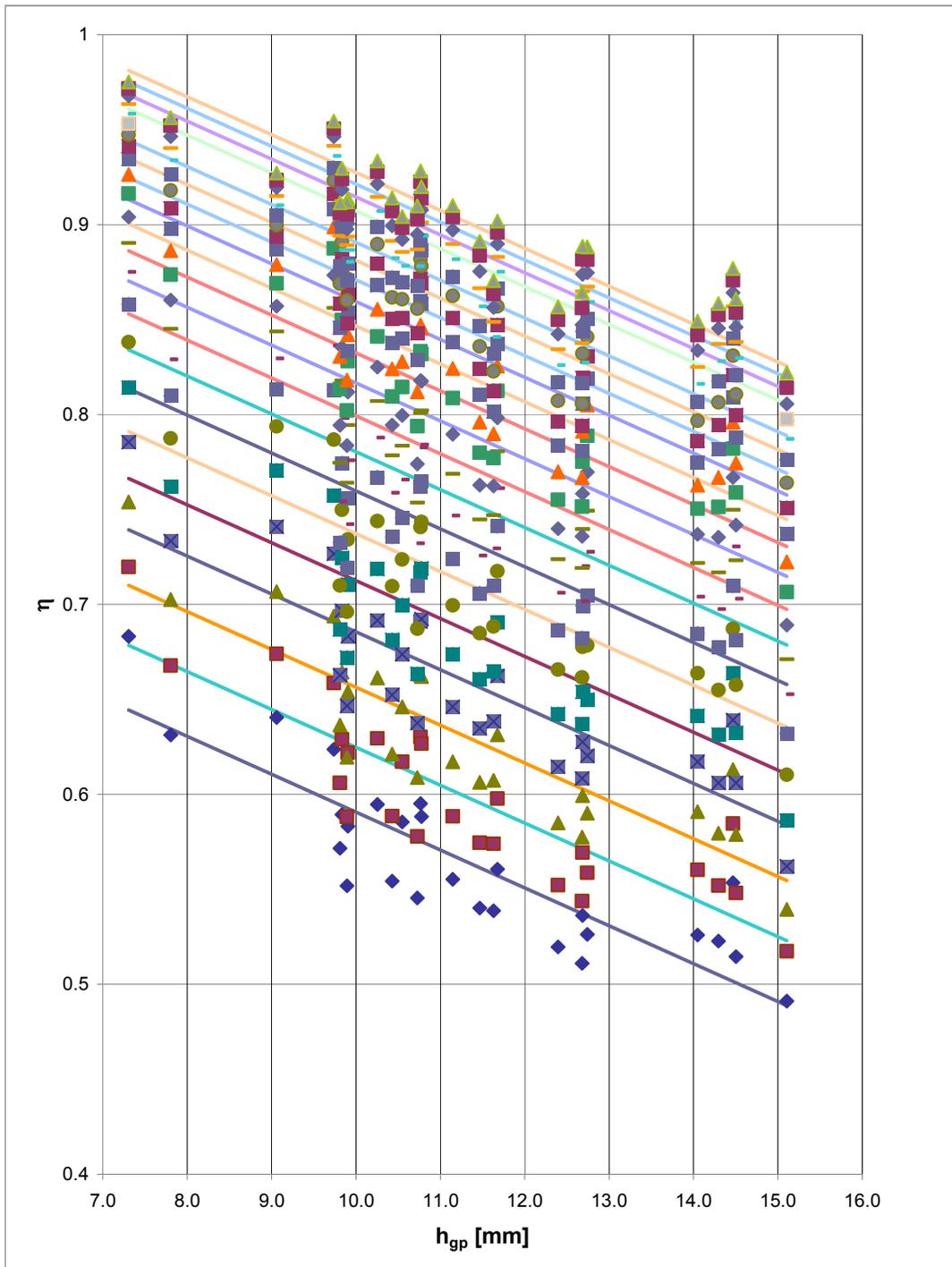


Figura C.55 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

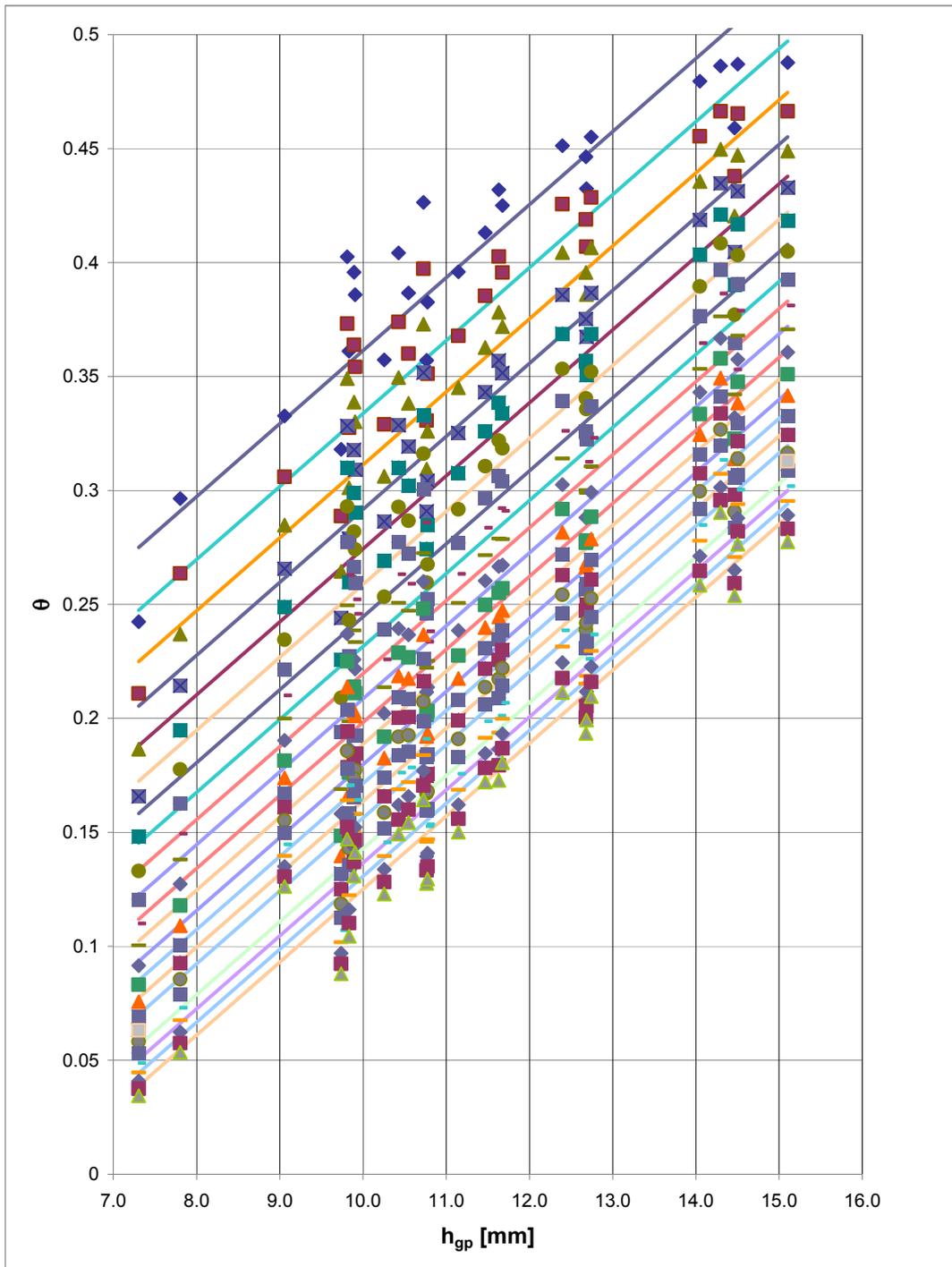


Figura C.56 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di transito. Sistema misto.

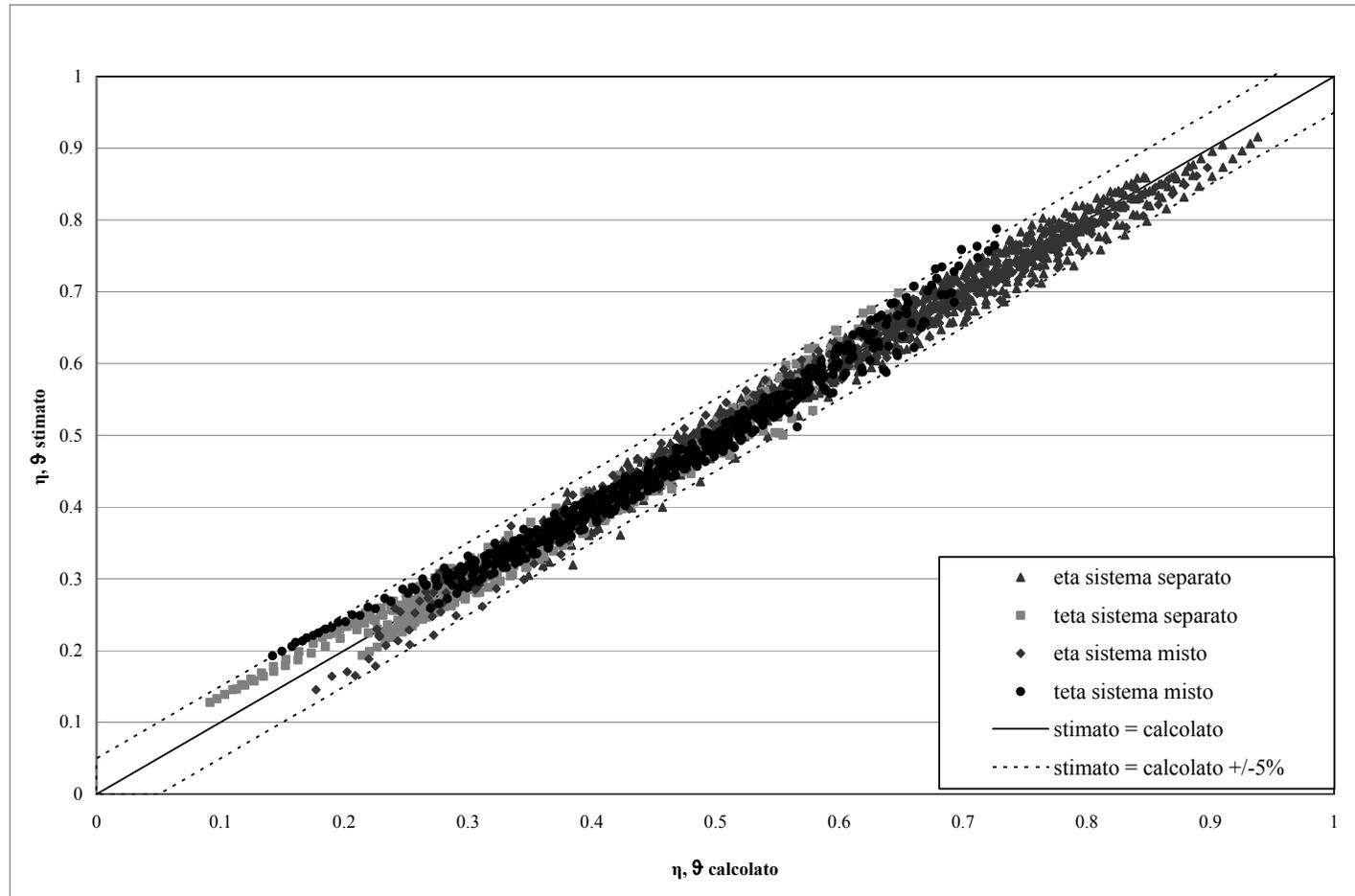


Figura C.57 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $3 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di transito).

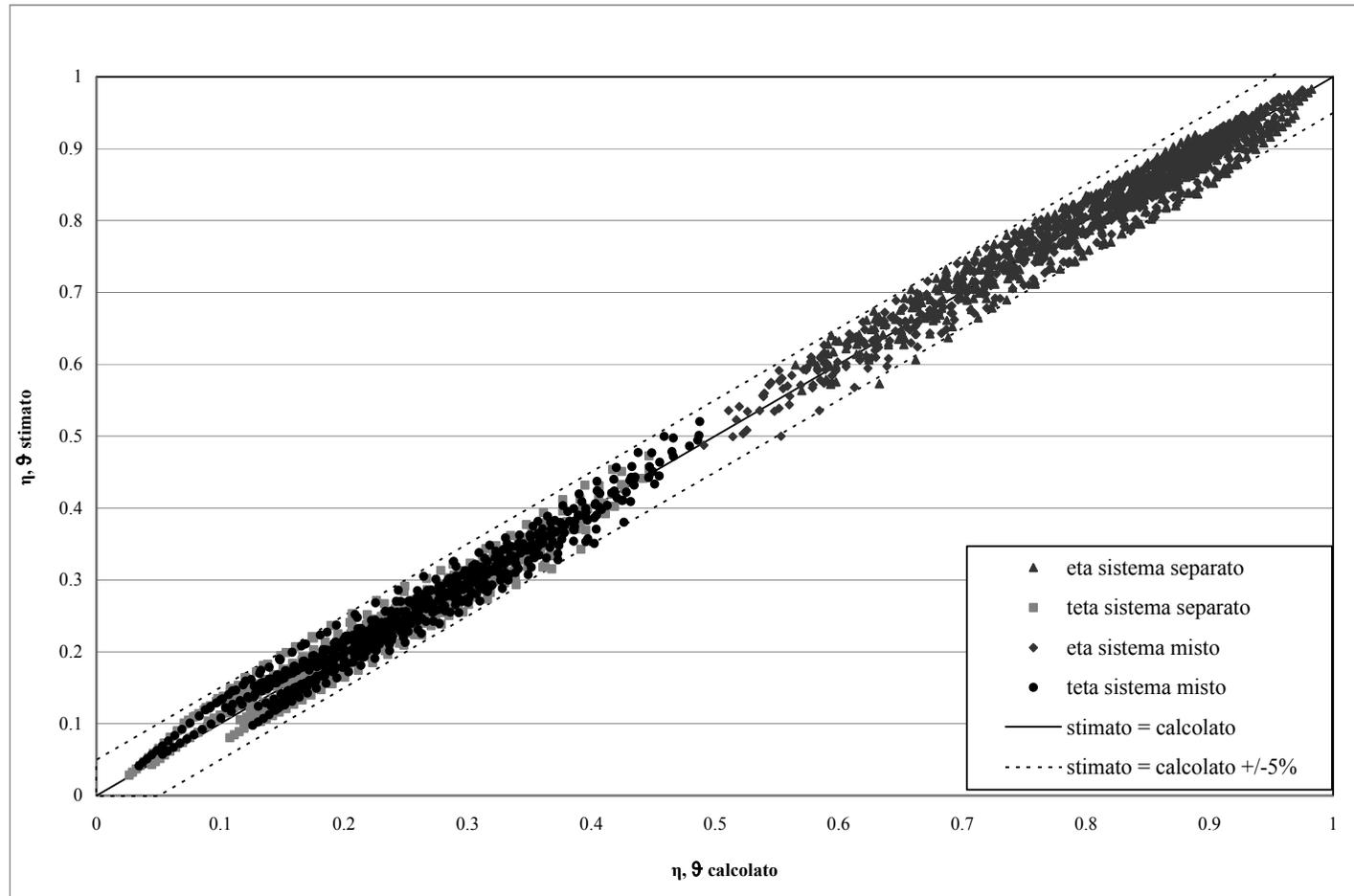


Figura C.58 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $7 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di transito).

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale			
sistema separato	η	media																										
		scarti	0.021	0.020	0.019	0.018	0.018	0.018	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.018	0.018	0.018	0.017	0.016	0.016	0.015	0.015	0.014	0.013	0.018		
	θ	dev. standard	0.016	0.014	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.013	0.013	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.012	
		media																										
	sistema misto	η	scarti	0.024	0.019	0.017	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
			dev. standard	0.016	0.014	0.013	0.011	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011	0.011	0.012	0.011
θ		media																										
		scarti	0.018	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.014		
θ	dev. standard	0.013	0.013	0.012	0.011	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010		
	media																											
θ	scarti	0.028	0.020	0.017	0.015	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014		
	dev. standard	0.017	0.016	0.014	0.012	0.010	0.009	0.008	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.013	0.013	0.012		

Tabella C.1 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a $C = 3 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di

transito)

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																									
		scarti	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.021	0.020	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.018	
	θ	dev. standard	0.015	0.015	0.014	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.013
		media																									
	θ	scarti	0.019	0.018	0.018	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.016
		dev. standard	0.016	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.012	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011
sistema misto	η	media																									
		scarti	0.019	0.019	0.019	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.019	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.017	
	θ	dev. standard	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.012
		media																									
	θ	scarti	0.020	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.015
		dev. standard	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.011

Tabella C.2 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a $C = 7 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di

transito)

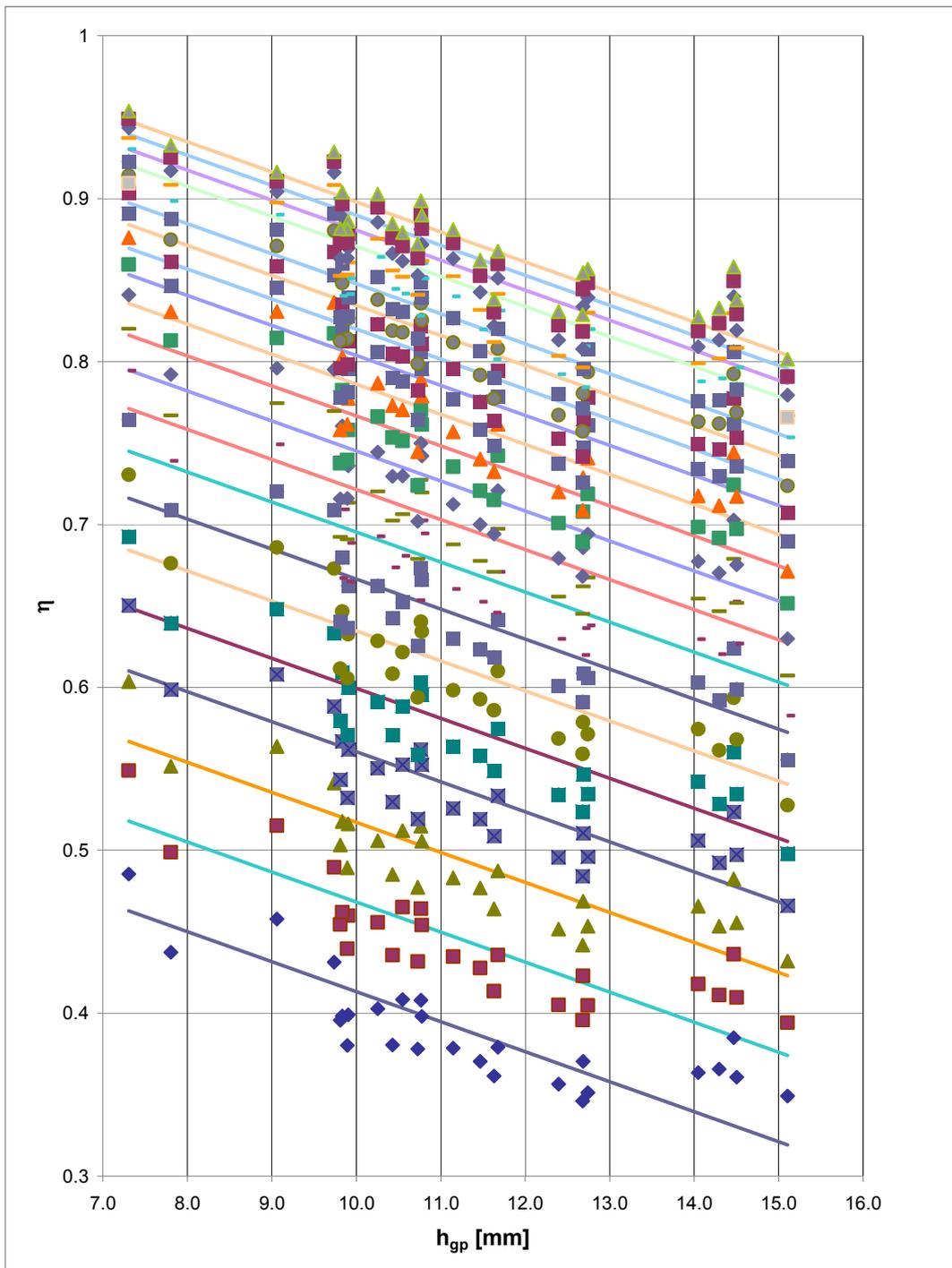


Figura C.59- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

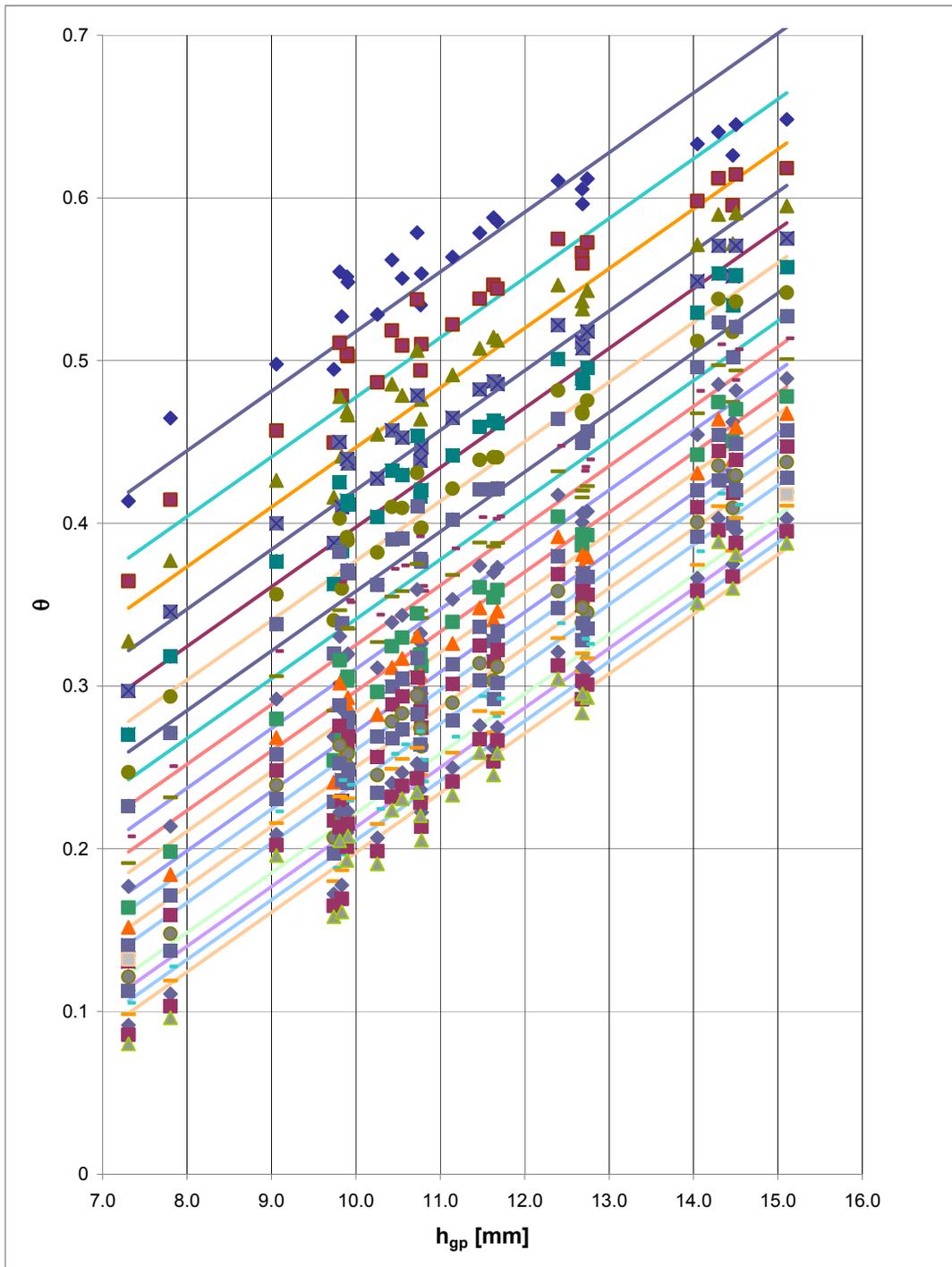


Figura C.60- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema separato.

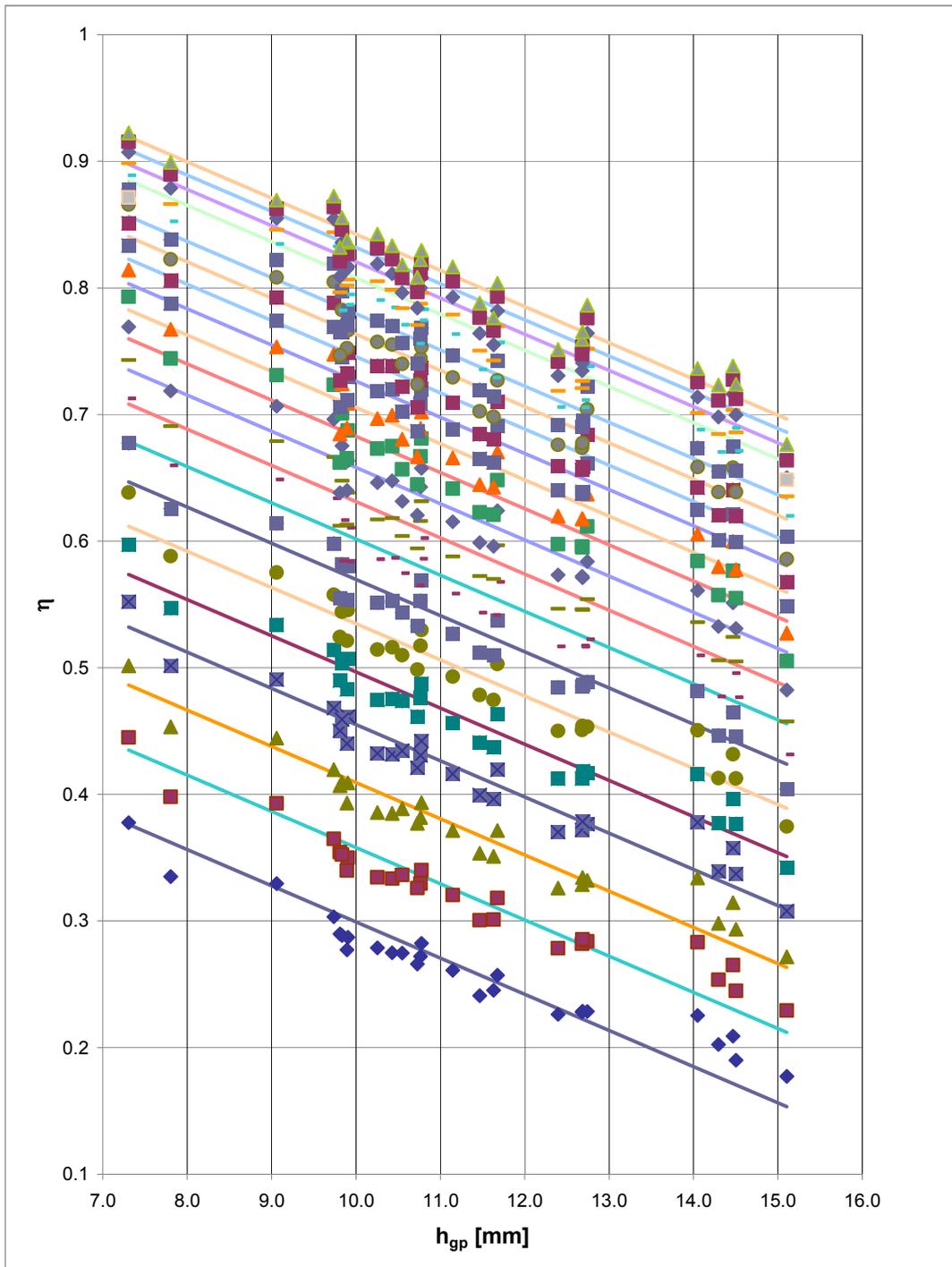


Figura C.61- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema misto.

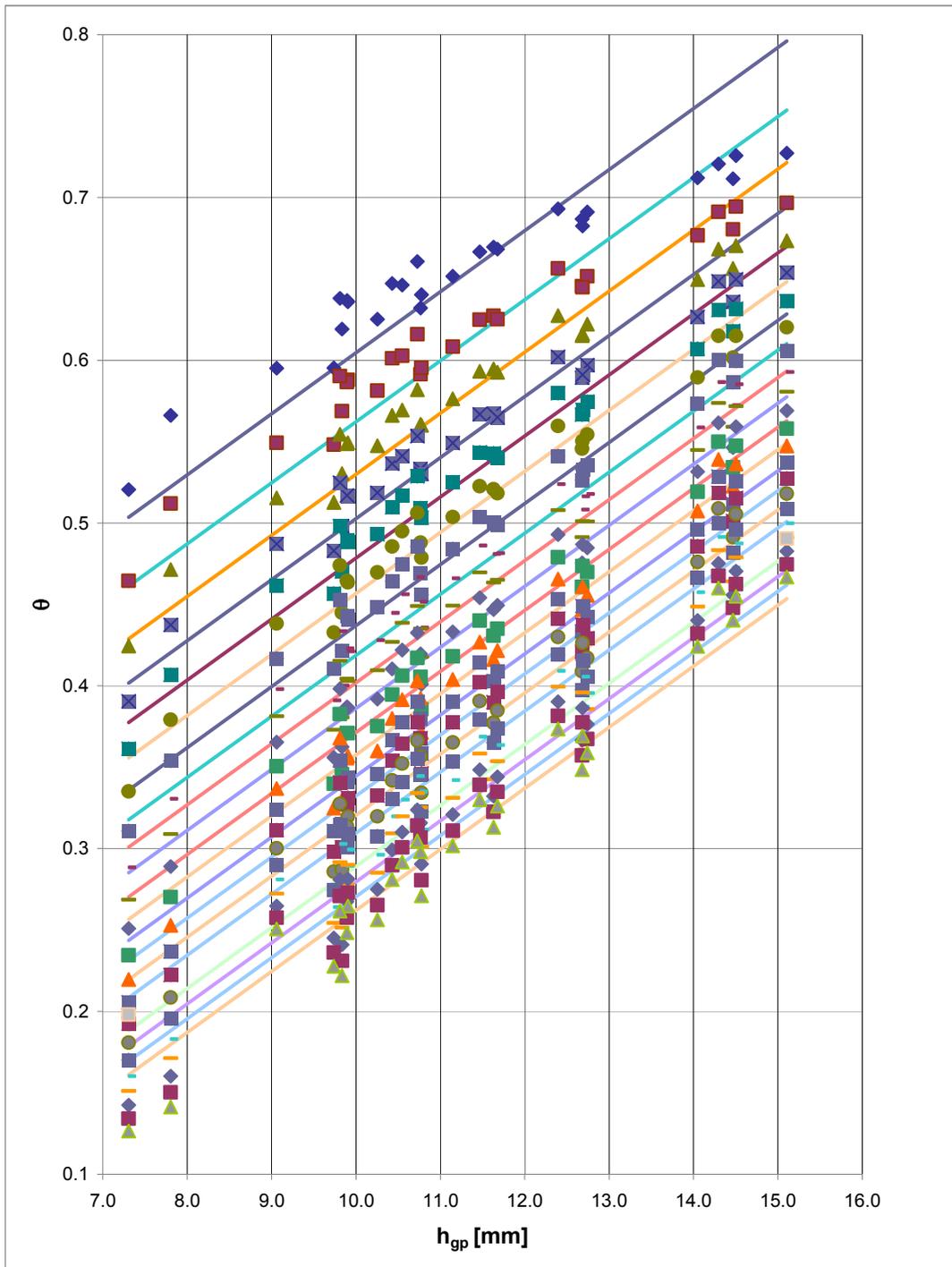


Figura C.62- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 3 Q_{mn}$). Sistema misto.

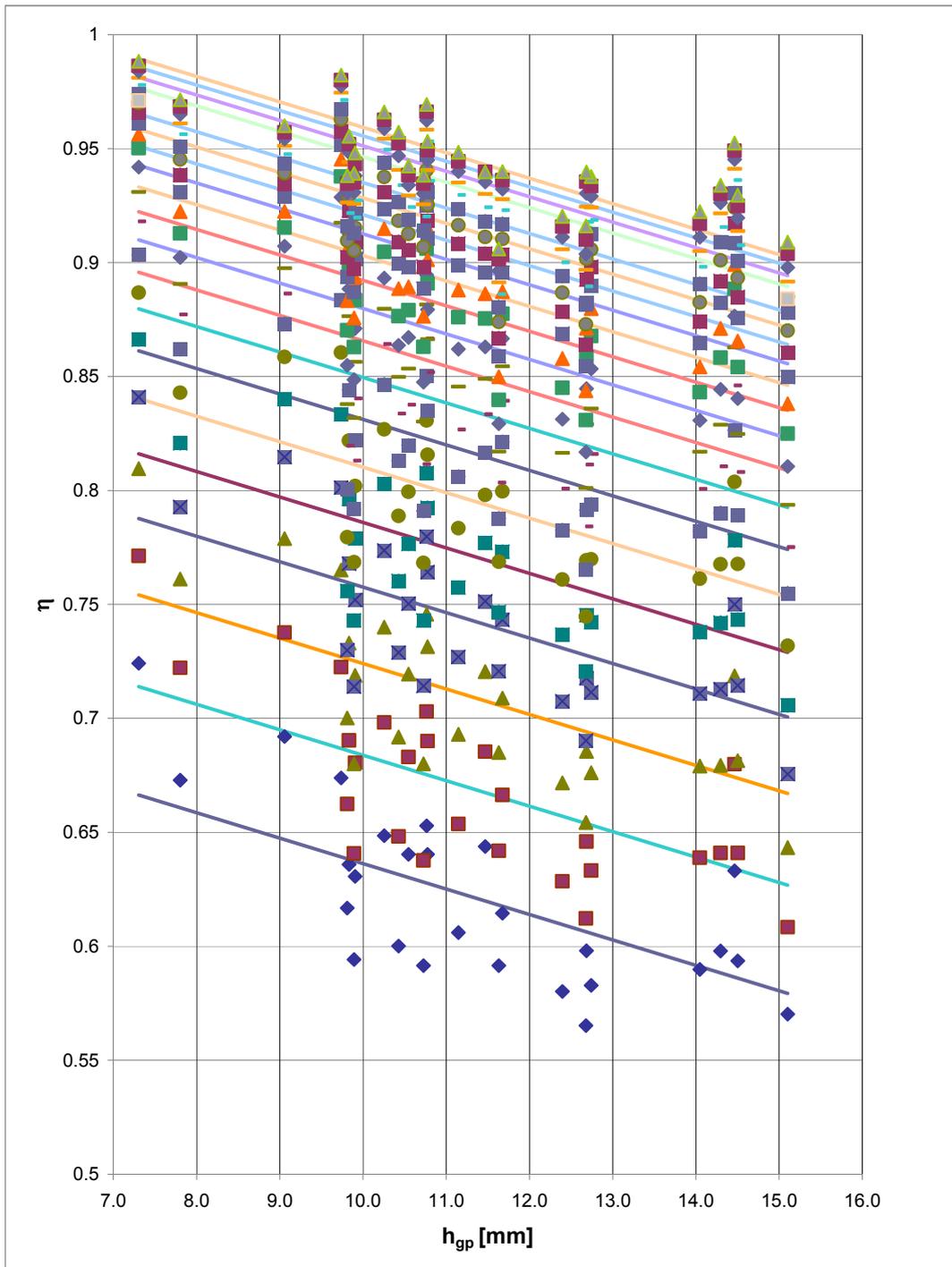


Figura C.63- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

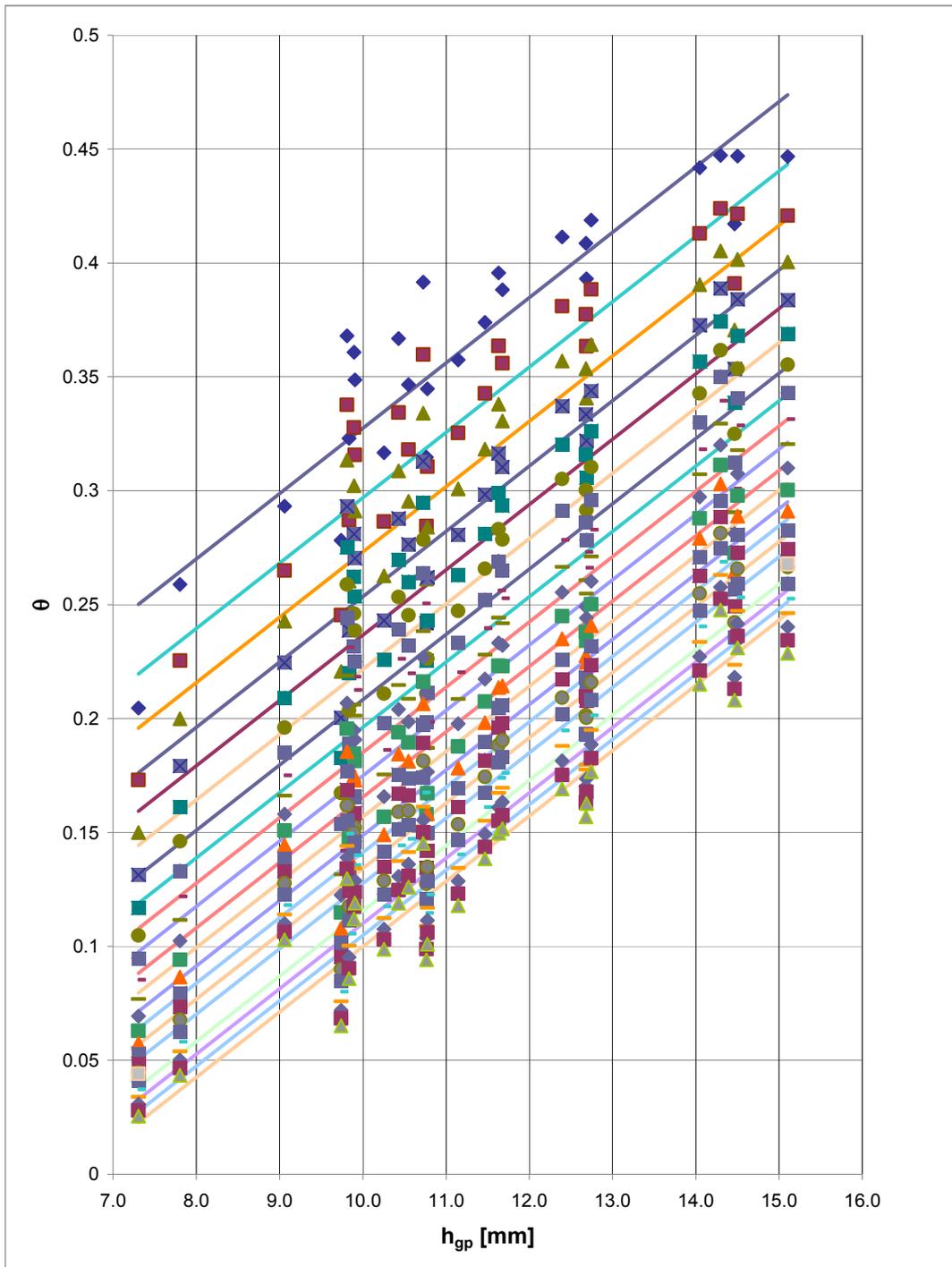


Figura C.64- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema separato.

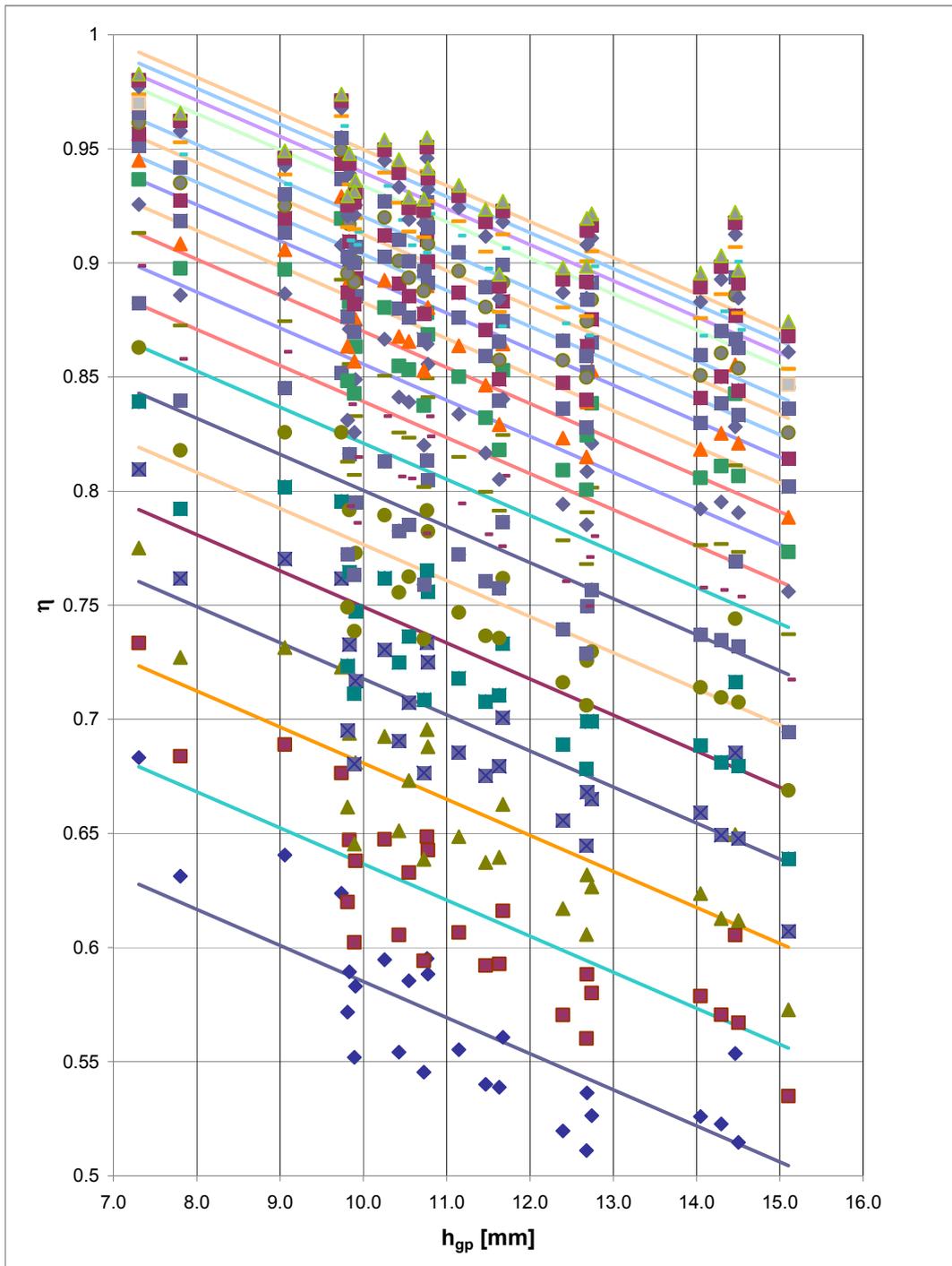


Figura C.65- $\eta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema misto.

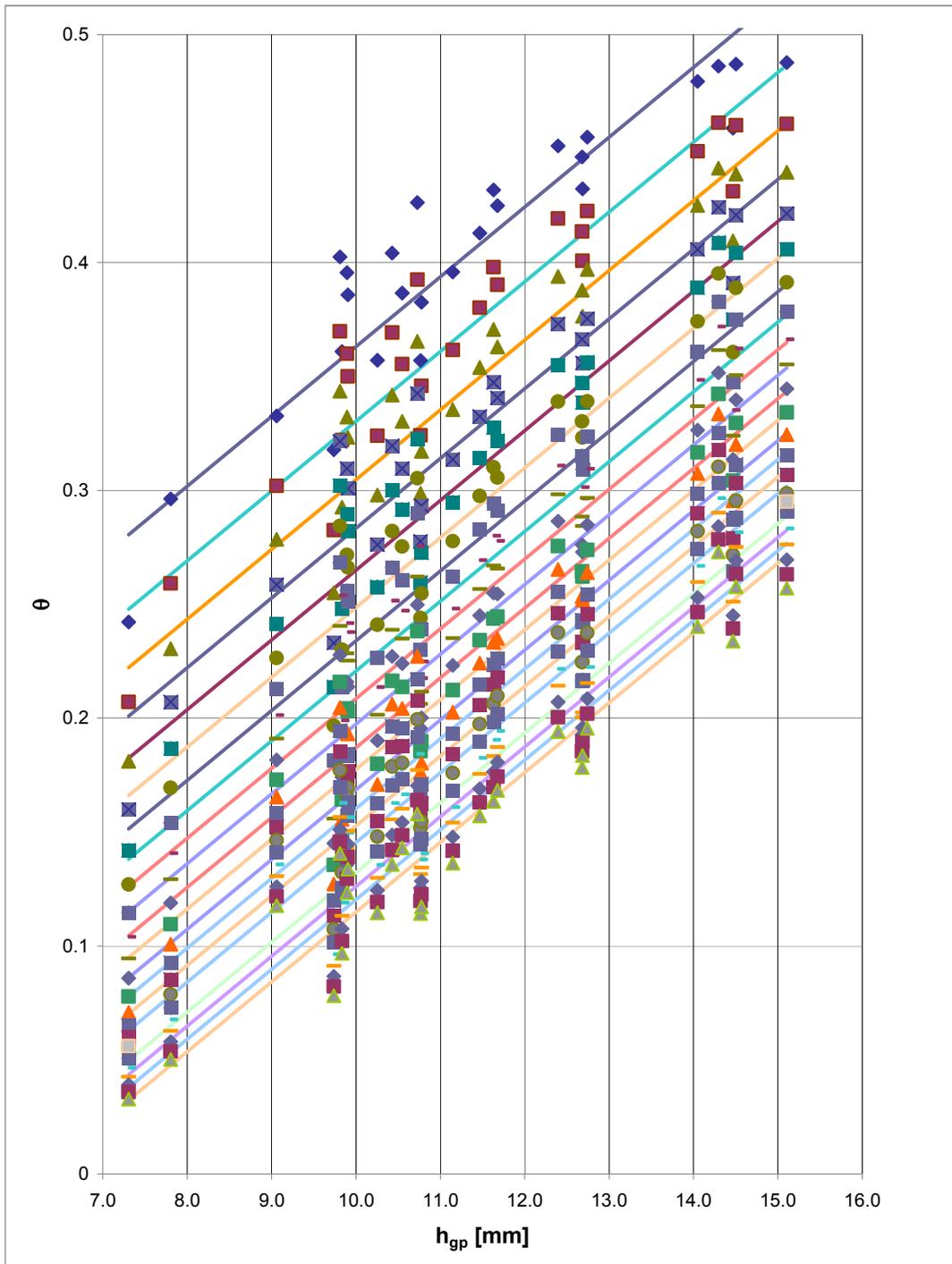


Figura C.66- $\theta(h_{gp})$ sistema con vasca in linea ($C = 7 Q_{mn}$). Sistema misto.

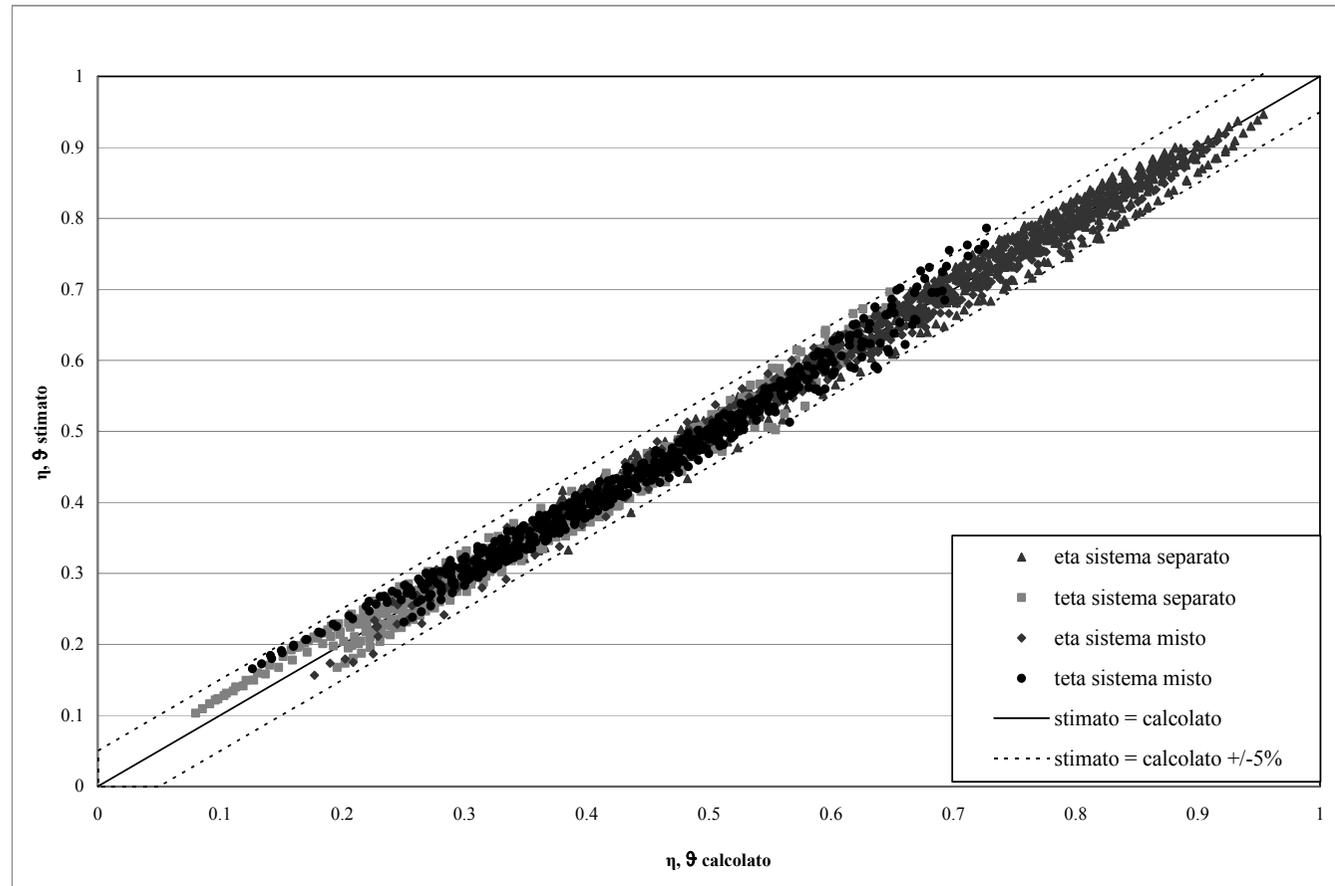


Figura C.67 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema con vasca in linea a $3 Q_{mn}$).

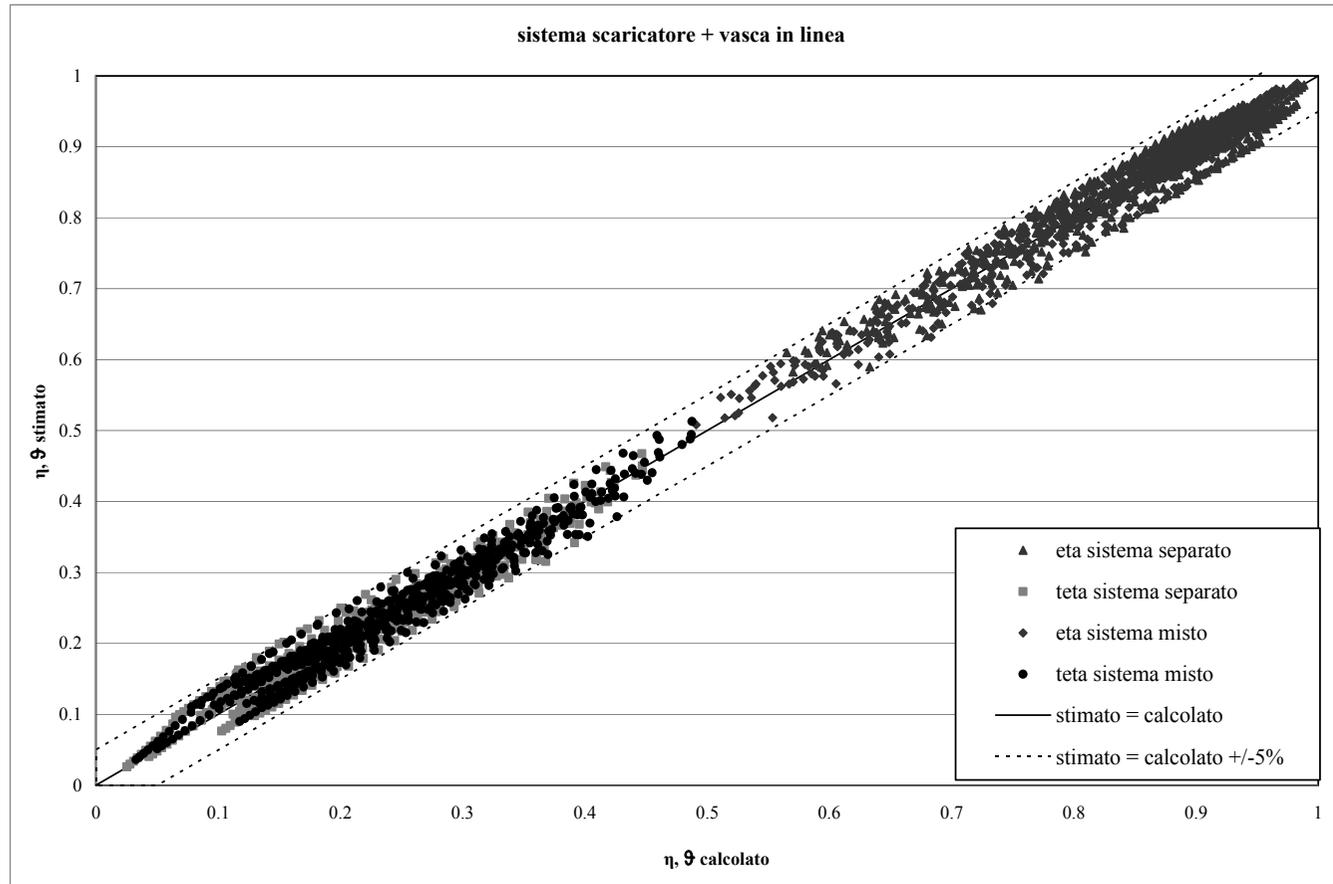


Figura C.68 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema con vasca in linea a $7 Q_{mn}$).

V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																							
		scarti	0.019	0.018	0.017	0.016	0.017	0.018	0.018	0.019	0.019	0.018	0.018	0.018	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.016	
		dev. standard	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.012
	θ	media																							
		scarti	0.023	0.018	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	
		dev. standard	0.016	0.013	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
sistema misto	η	media																							
		scarti	0.014	0.012	0.011	0.011	0.011	0.012	0.013	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.013	
		dev. standard	0.010	0.009	0.009	0.009	0.008	0.007	0.008	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.009
	θ	media																							
		scarti	0.028	0.019	0.016	0.015	0.013	0.012	0.011	0.010	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014	0.015	0.015	0.015	0.014	
		dev. standard	0.016	0.016	0.014	0.011	0.009	0.008	0.008	0.007	0.007	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.011	0.012	0.012	0.012	0.011

Tabella C.3 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema con vasca in linea a $C = 3 Q_{mn}$)

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																									
		scarti	0.023	0.022	0.022	0.022	0.021	0.021	0.020	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.017
	θ	dev.																									
		standard	0.015	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.013
	θ	media																									
		scarti	0.019	0.018	0.018	0.018	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.016
θ	dev.																										
	standard	0.016	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	0.012	
sistema misto	η	media																									
		scarti	0.019	0.020	0.020	0.020	0.019	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.016
	θ	dev.																									
		standard	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.012
	θ	media																									
		scarti	0.019	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.016
θ	dev.																										
	standard	0.015	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	

Tabella C.4 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema con vasca in linea a $C = 7 Q_{mn}$)

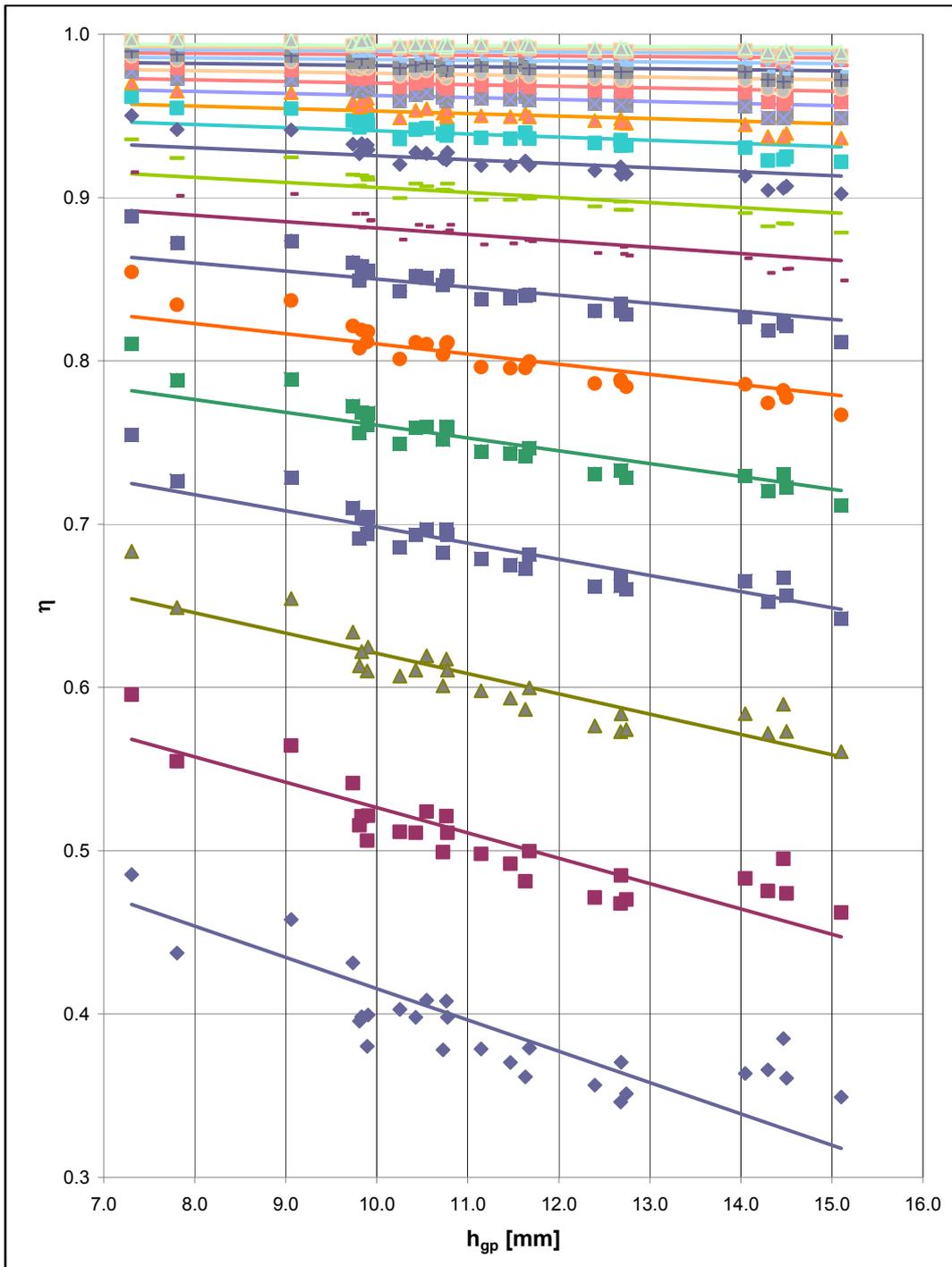


Figura C.69- $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.
Sistema separato.

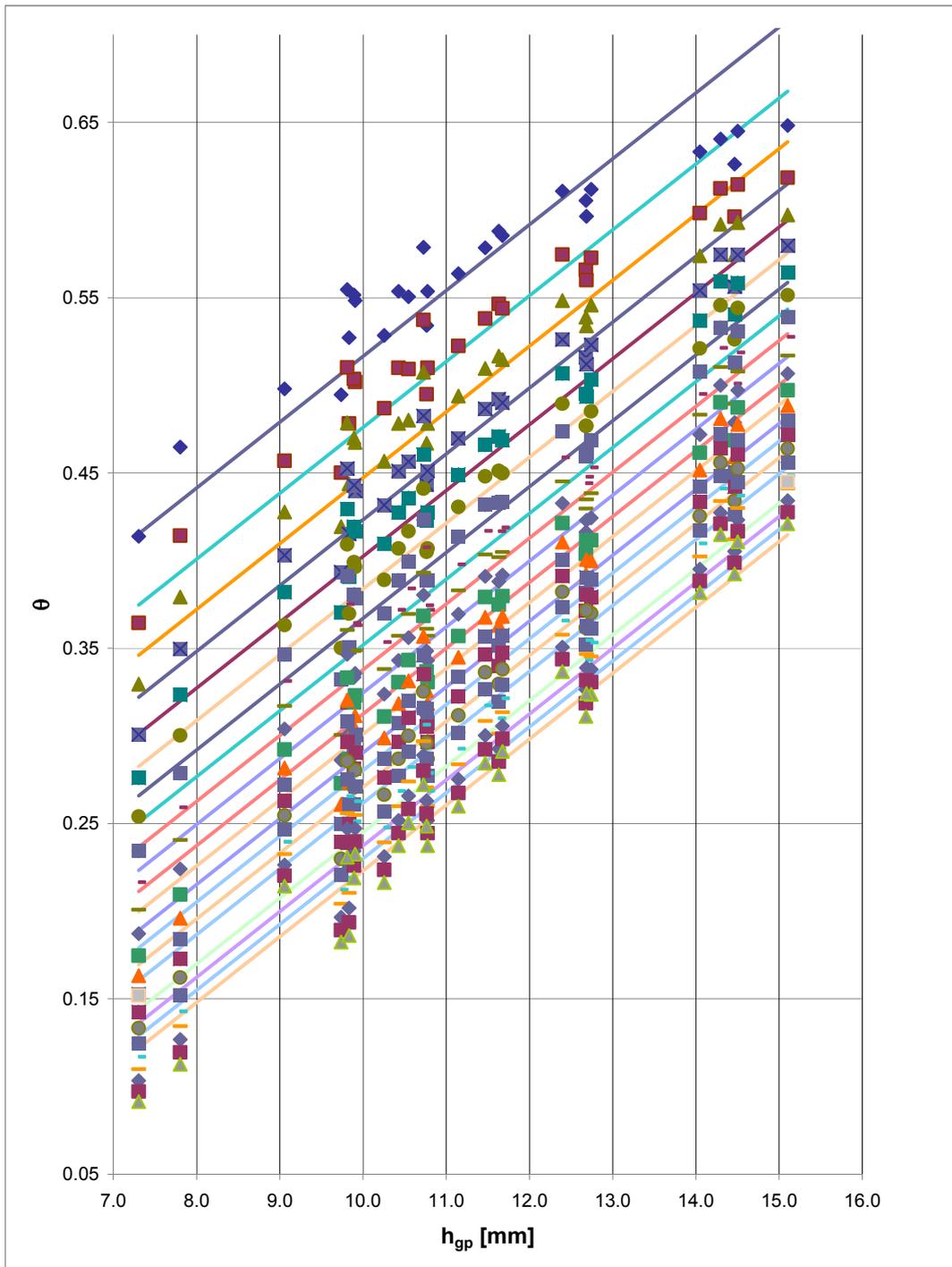


Figura C.70- $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $3 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

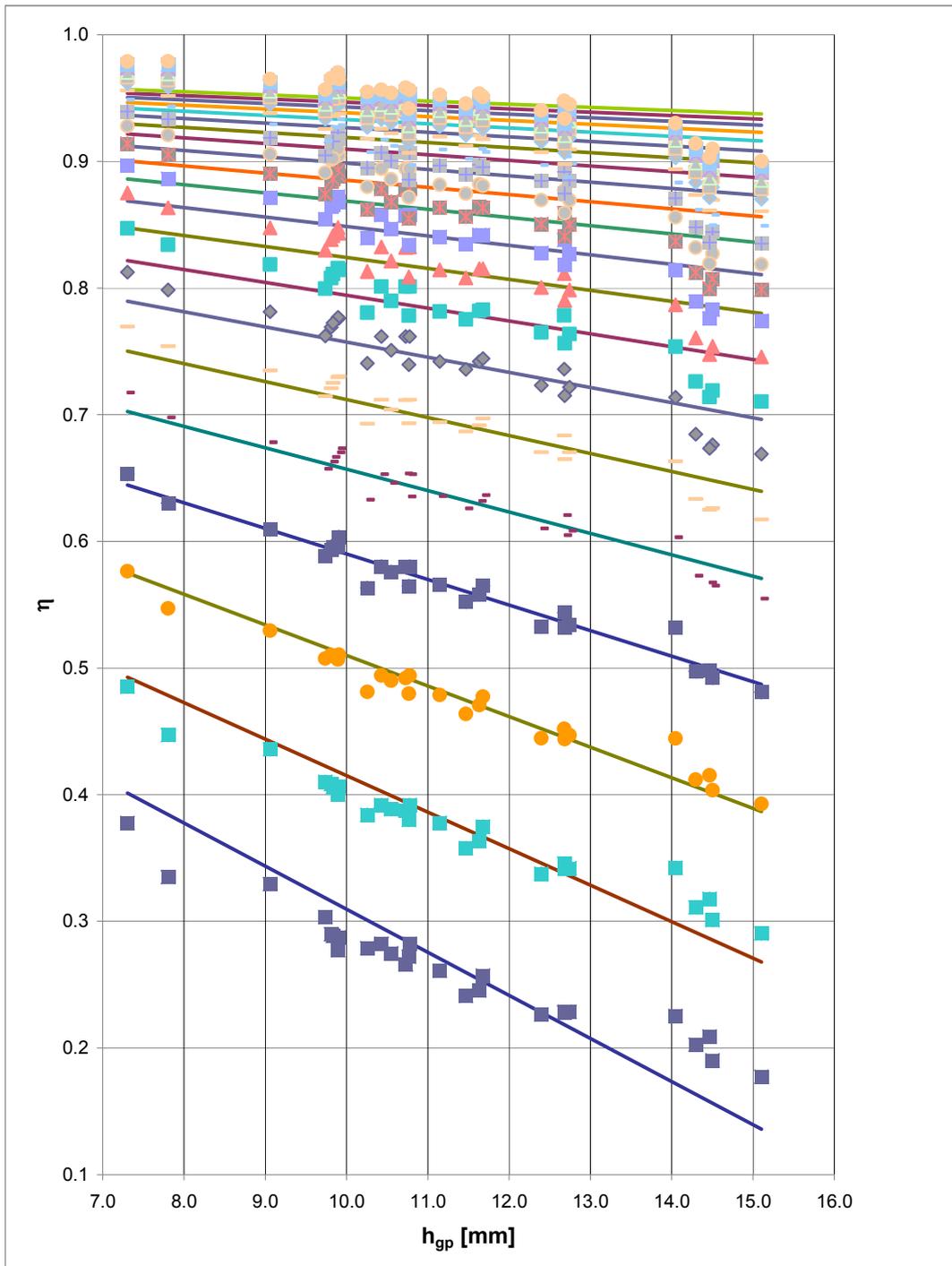


Figura C.71 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a 3 Q_{mn}) e vasca fuori linea di cattura.
Sistema misto.

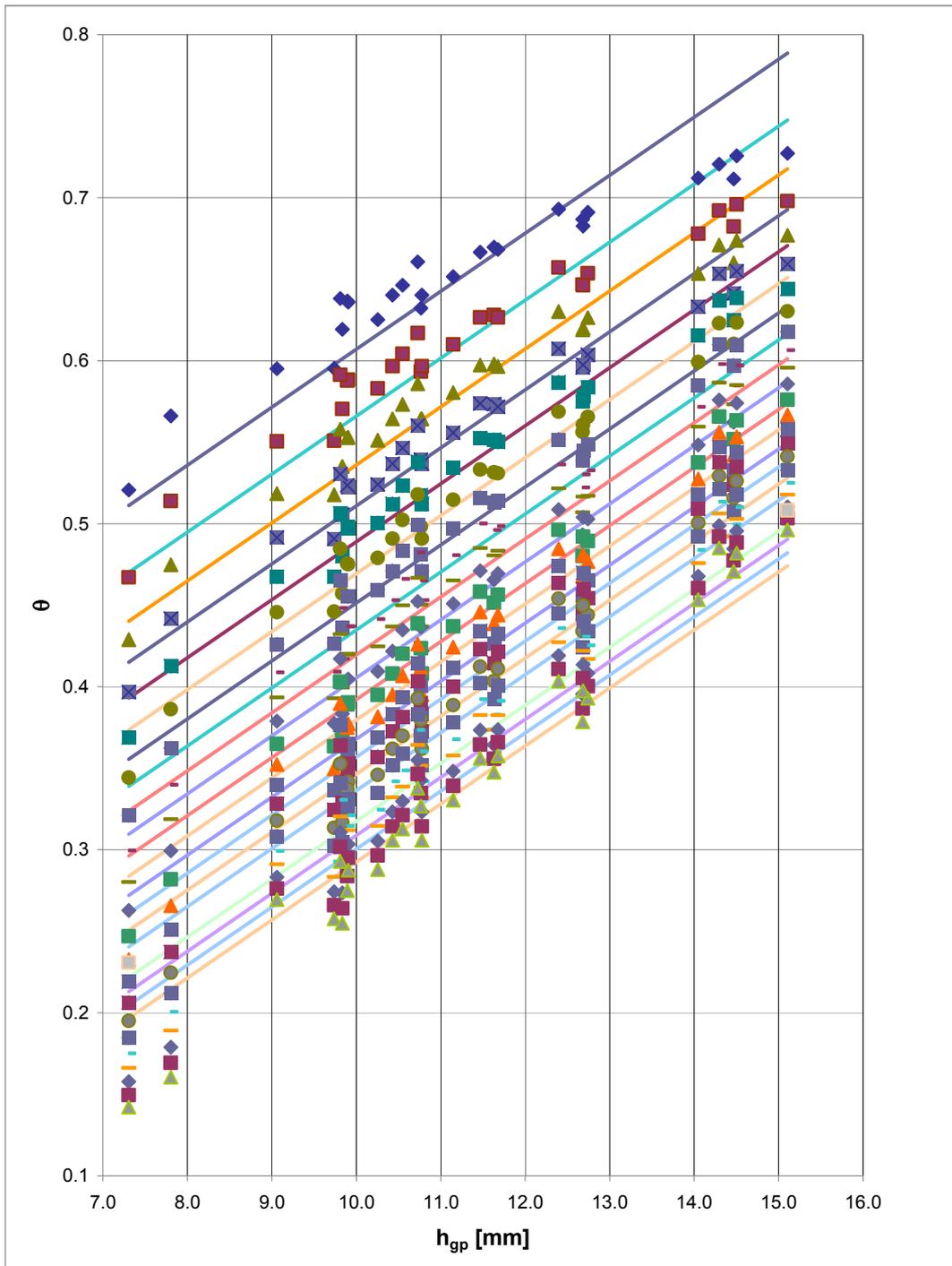


Figura C.72 -- $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a 3 Q_{mn}) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

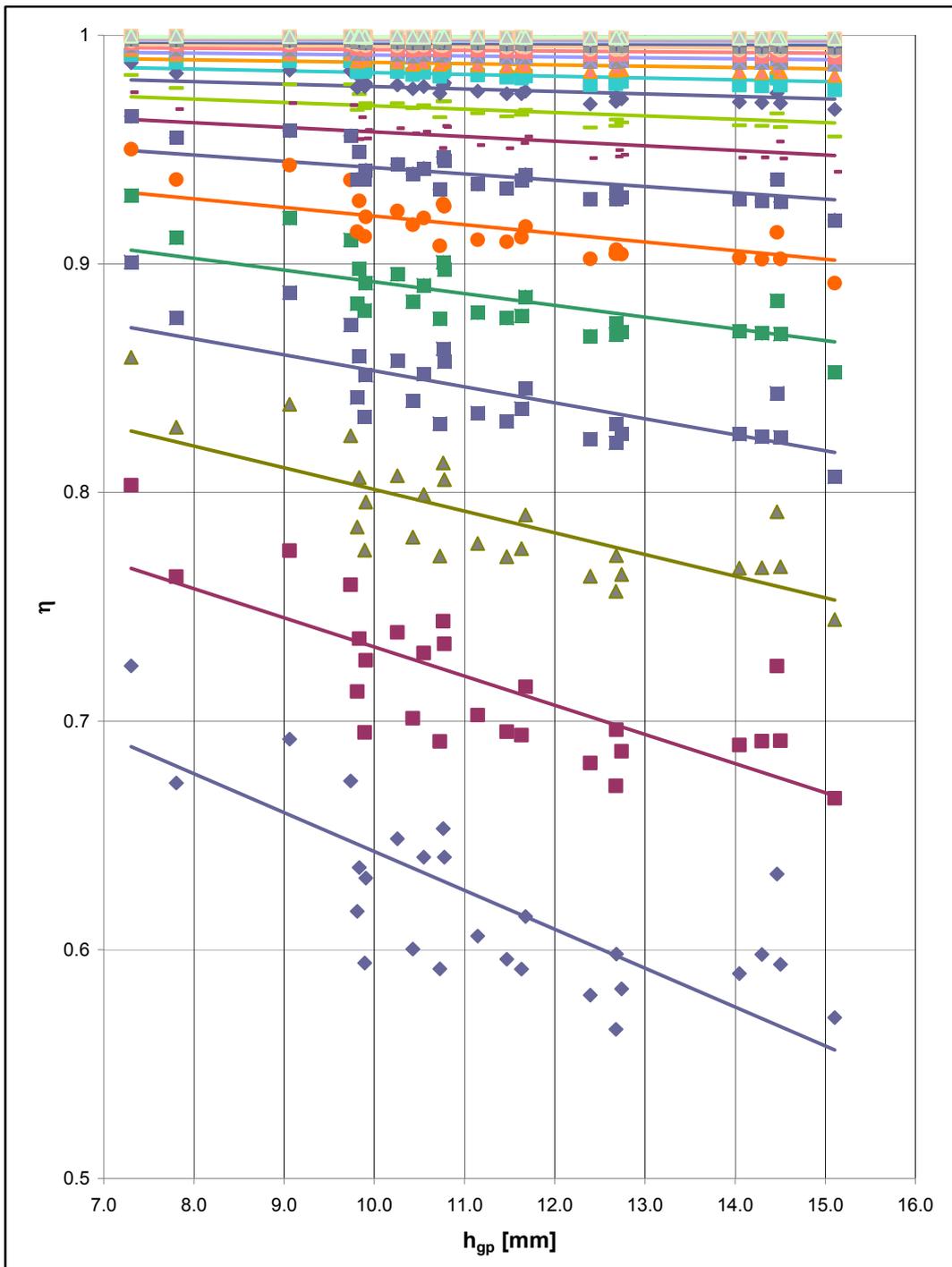


Figura C.73 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema separato.

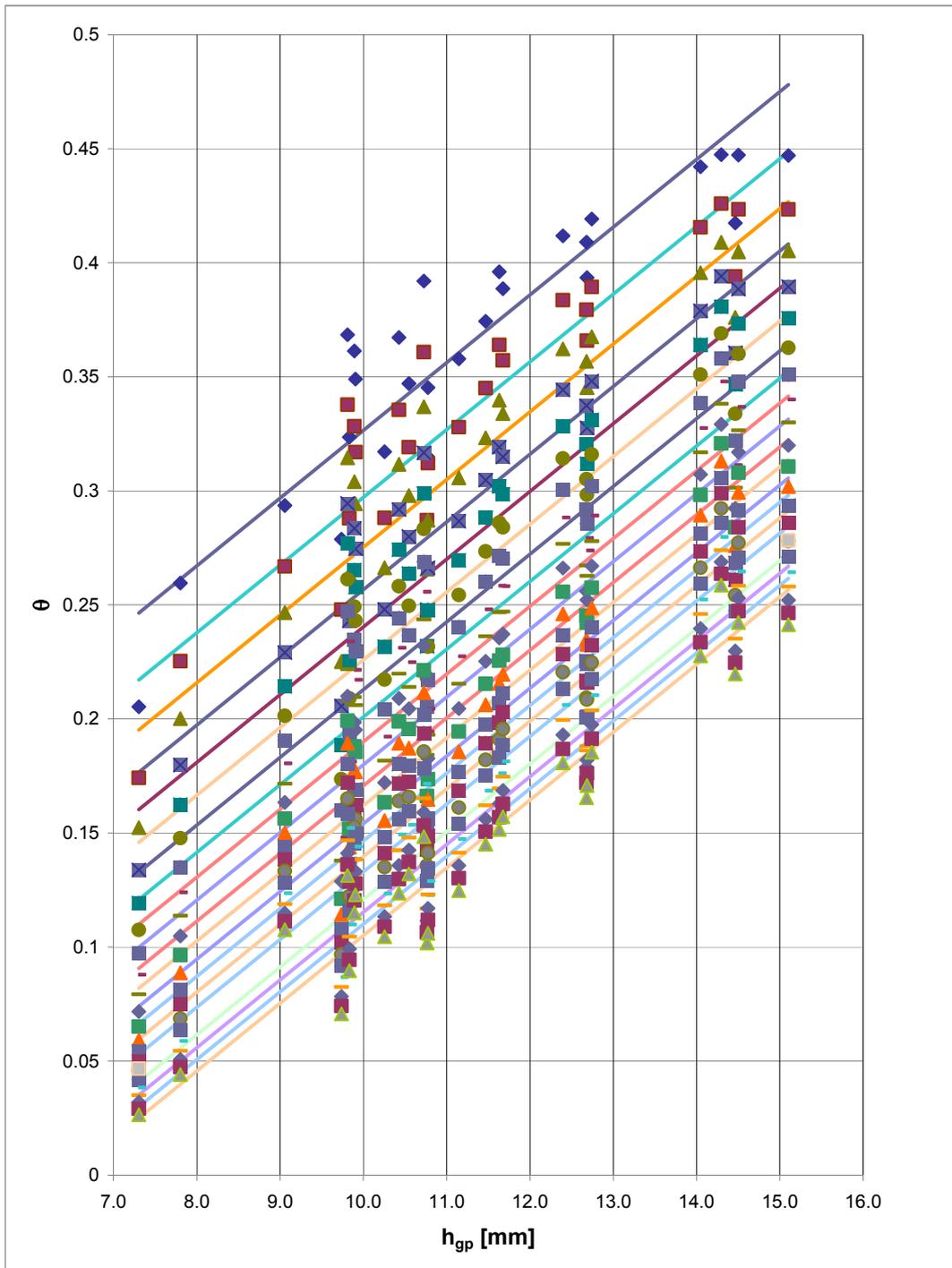


Figura C.74 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.
Sistema separato.

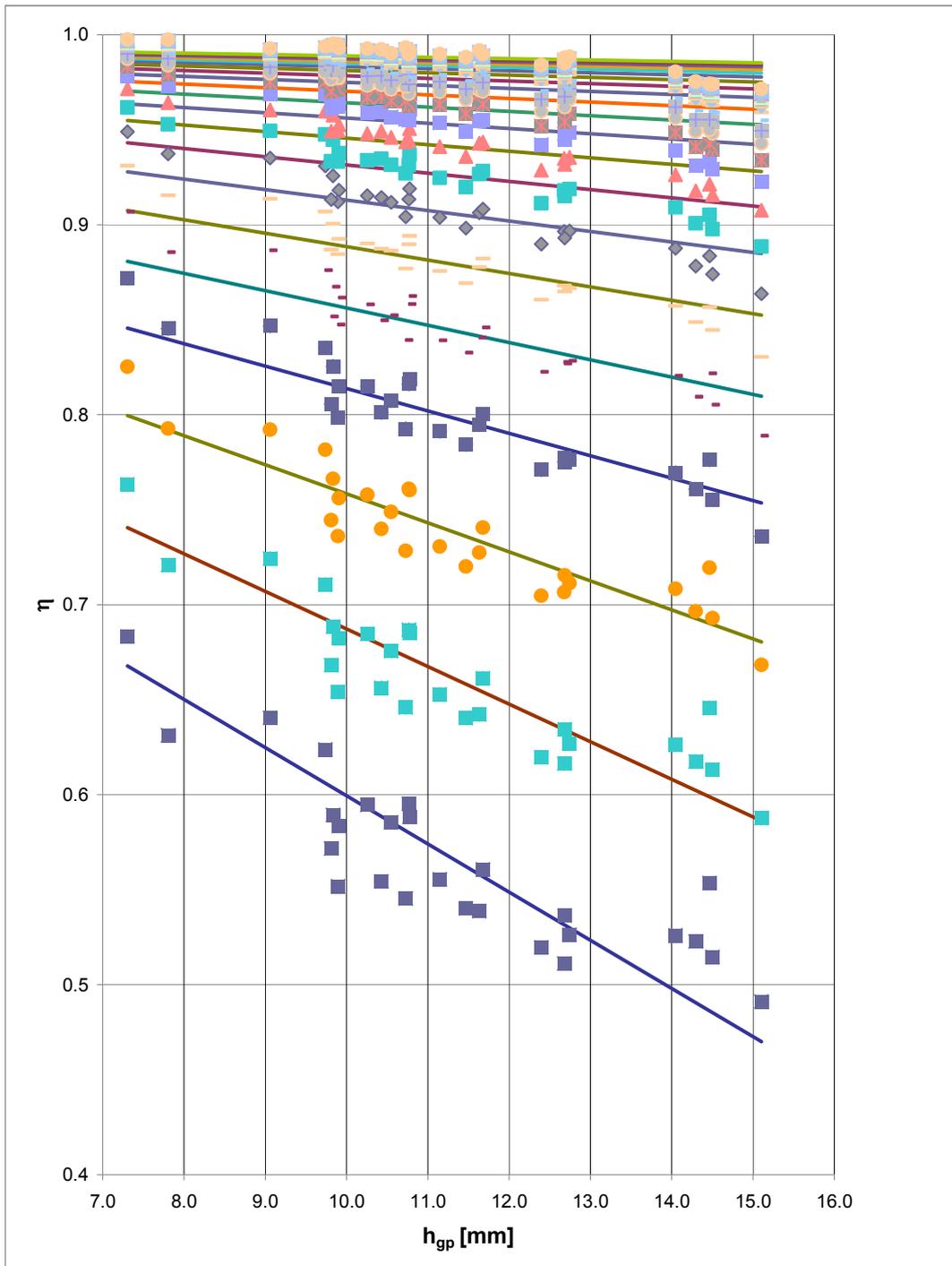


Figura C.75 - $\eta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura.
Sistema misto.

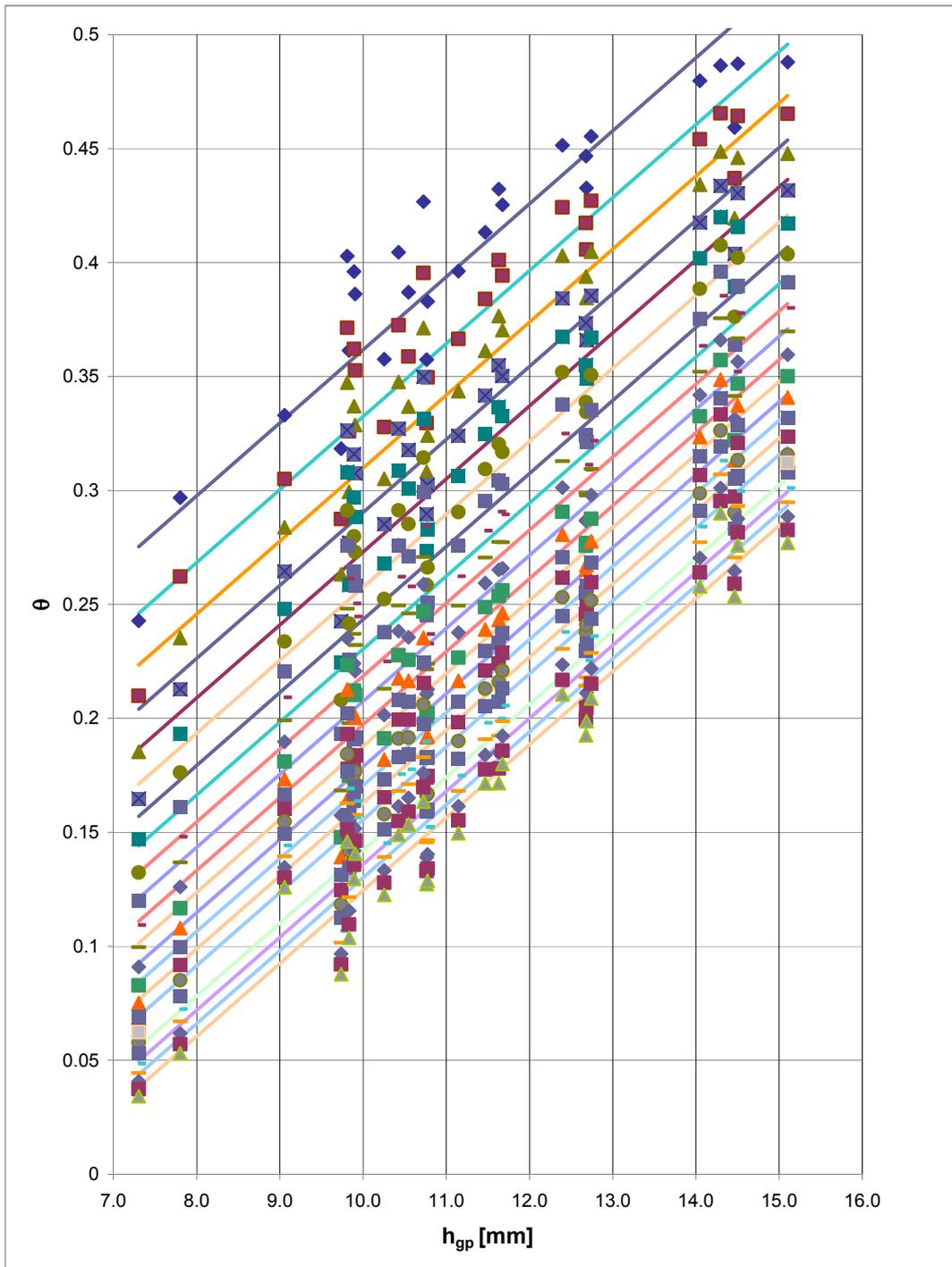


Figura C.76 - $\theta(h_{gp})$ sistema accoppiato (scaricatore a $7 Q_{mn}$) e vasca fuori linea di cattura. Sistema misto.

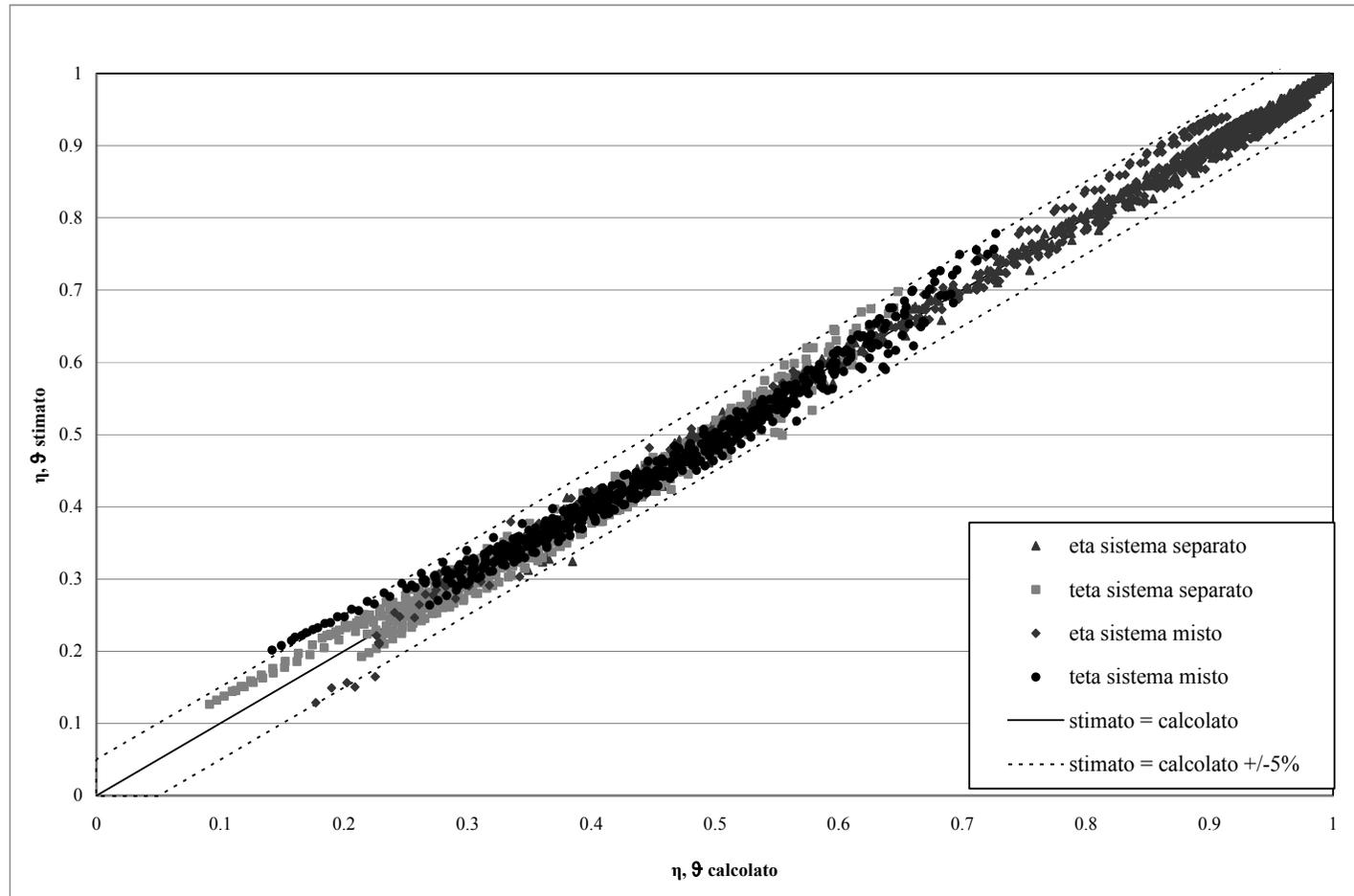


Figura C.77 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $3 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di cattura).

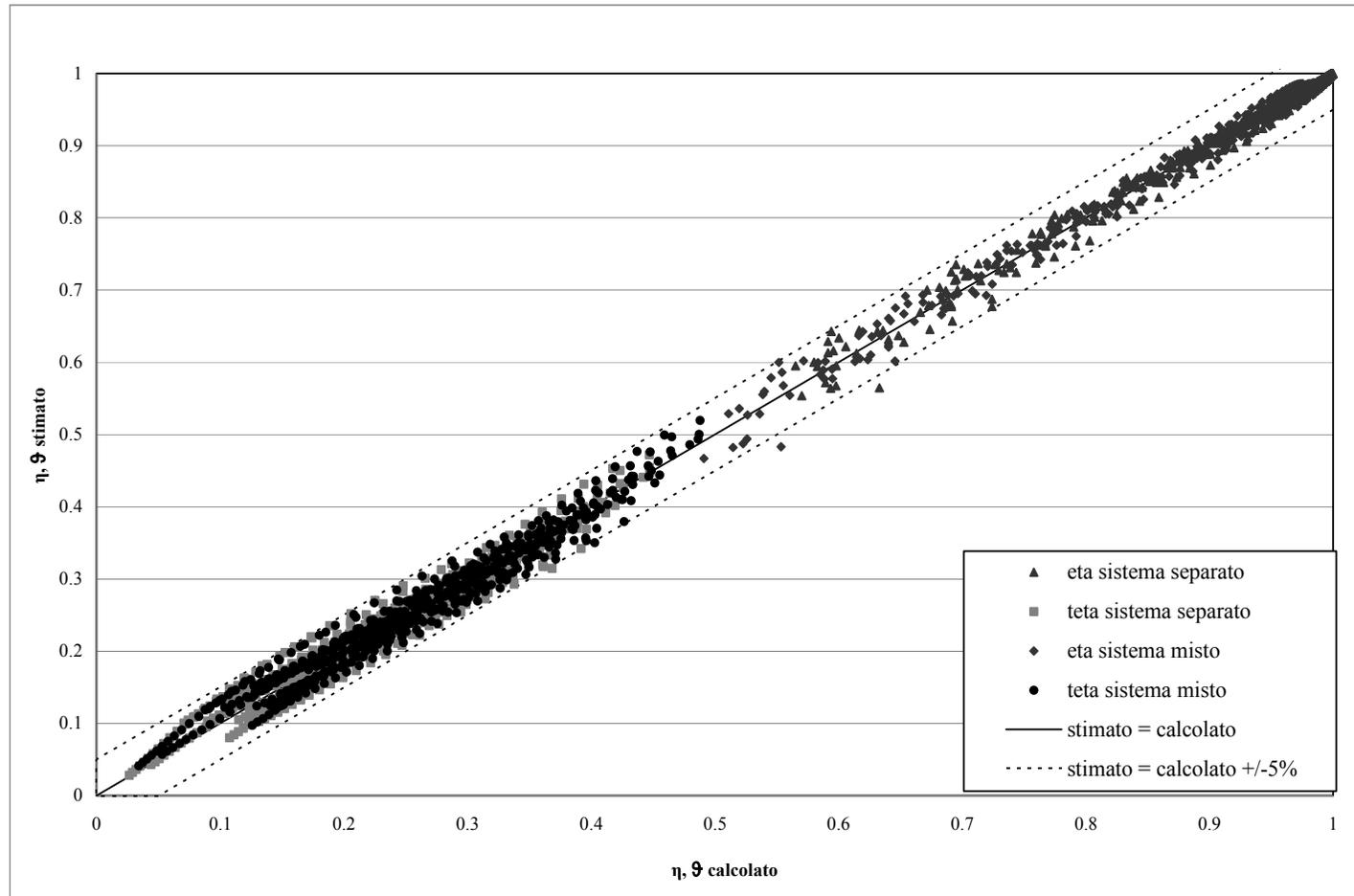


Figura C.78 - Confronto tra i parametri calcolati con le simulazioni e loro stima con le equazioni semplificate (sistema accoppiato con scaricatore a $7 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di cattura).

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale			
sistema separato	η	media																										
		scarti	0.018	0.014	0.010	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.006	
	θ	dev. standard	0.014	0.008	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	0.007	
		media																										
	sistema misto	η	scarti	0.025	0.018	0.016	0.015	0.014	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014
			dev. standard	0.016	0.014	0.013	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
θ		media																										
		scarti	0.021	0.015	0.009	0.007	0.009	0.010	0.012	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	
θ	dev. standard	0.017	0.009	0.007	0.006	0.005	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.011		
	media																											
θ	scarti	0.025	0.017	0.014	0.013	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.014	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.016	0.016	0.017	0.014		
	dev. standard	0.015	0.014	0.012	0.010	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009	0.010	0.010	0.010	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.013	0.014	0.014	0.015	0.015	0.016	0.016	0.012		

Tabella C.5- Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a C = 3 Q_{mn} e vasca fuori linea di

cattura)

		V [m ³ /ha _{imp}]		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	Totale		
sistema separato	η	media																									
		scarti	0.023	0.017	0.014	0.011	0.009	0.007	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005
	θ	dev.																									
		standard	0.015	0.013	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008
	θ	media																									
		scarti	0.020	0.018	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.016
θ	dev.																										
	standard	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011	
sistema misto	η	media																									
		scarti	0.021	0.015	0.012	0.010	0.009	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008
	θ	dev.																									
		standard	0.015	0.011	0.008	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.007
	θ	media																									
		scarti	0.020	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.015
θ	dev.																										
	standard	0.015	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.010	

Tabella C.6 - Valori della media degli scarti percentuali e della deviazione standard (sistema accoppiato con scaricatore a $C = 7 Q_{mn}$ e vasca fuori linea di cattura)

BIBLIOGRAFIA

Alley W.M., “Determination of the Decay Coefficient in the Exponential Washoff Equation”, in Proceedings of International Symposium on Urban Storm Runoff, University of Kentucky, Lexington, Kentucky, 1980, pp. 307-311.

American Public Work Association, “Combined Sewer Regulator Overflow” Facilities Report, Washington, U.S. Govt. Print. Off., 1970, pp. 139.

Artina S., Maglionico M., Marinelli A., “Simulazione della qualità delle acque in un bacino sperimentale di drenaggio urbano”, Atti del XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Torino, Edizioni MAF Servizi, 1996, pp. 573-584 (12).

Artina S., Calenda G., Calomino F., Cao C., La Loggia G., Modica C., Paoletti A., Papiri S., Rasulo G., Veltri P. “Sistemi di fognatura. Manuale di Progettazione”. CSDU-Hoepli, Milano, 1997.

Artina S. e Maglionico M., “Dimensionamento di vasche di prima pioggia secondo criteri di “stream standard””, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano (Palermo, 10-12 maggio 2000), CSDU, Milano, 2001.

Artina S. e Maglionico M., “Esperienze sperimentali per lo studio e il controllo delle acque di prima pioggia nella città di Bologna”, Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia: Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003, pp. 67-84.

Artina S., Bolognesi A., Liserra T., Maglionico M. e Salmoiraghi G., “Analisi sperimentale delle acque di prima pioggia in un’area industriale”, L’Acqua, n°4, 2005.

ATV-DVWK-A 128, ATV (Hrsg.): “Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen”, ATV-

Arbeitsblatt A 128, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e. V. (GFA), 1992.

Bacchi B., Balistrocchi M. e Grossi G., “Controllo degli scarichi mediante vasche di prima pioggia: verifica di un metodo semiprobabilistico”, XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 2006.

Barco J.O., Ciaponi C. e Papiri S., “Inquinamento delle acque meteoriche di dilavamento. Il caso del bacino urbano residenziale di Cascina Scala (Pavia)”, XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 2004.

Beretta C. e Gnecco, I., “Caratterizzazione delle acque di prima pioggia nel comprensorio urbano genovese”, Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia: Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003, Italia, pp. 55-66.

Beretta C., Gnecco I., La Barbera P. e Lanza L.G., “Studio sperimentale per la caratterizzazione delle acque di prima pioggia nel comprensorio urbano genovese”, L'Acqua n°6, 2003.

Bertrand-Krajewski J. L., Ghebbo G. e Saget A., “Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon”. Wat. Res., Vol. 32, No. 8, 1998, pp.2341-2356.

Biggiero V., “Scaricatori di piena per fognatura. Criteri di progettazione”. Estratto da “Ingegneri”, Periodico dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli, Anno X - n.57, 1969.

Biggiero V. e Pianese D., “Gli sfioratori laterali nelle reti di drenaggio urbane”. Atti del Seminario nazionale su “La ricerca nei deflussi urbani”. Camigliatello Silano, 1987.

Bonomo L., Mignosa, P., Paoletti A. e Passoni G., “Pollutogrammi di piena nelle reti fognanti miste”, Atti del 14° Corso di Aggiornamento in tecniche per la difesa dall'inquinamento a cura di Giuseppe Frega, 1993.

Bornatici L., Ciaponi C. e Papiri S., “Le vasche di prima pioggia nel controllo della qualità degli scarichi fognari generati da eventi meteorici. La tutela idrica e ambientale dei territori urbanizzati”, Atti dei seminari. Parma (5-6/02/2004) e Cosenza (13-15/12/2004), 2004a

Bornatici L., Ciaponi C. e Papiri S., “Sul controllo degli scarichi fognari nei corpi idrici ricettori in tempo di pioggia attuato mediante scaricatori di piena e

vasche di prima pioggia”, XXIX convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 2004b.

Brown M., Cao C., Gentile A., Maione U., Mignosa P., Paoletti A., Passoni G. e Piga E., “Le serie pluviografiche complete della città di Milano. Primo rapporto: le stazioni di Via Monviso (1971-1987) e di Monluè (1977-1987), 1990.

Calabrò P., Freni G., La Loggia G. e Viviani G., “Esperienze e studi sulla qualità delle acque di pioggia”, Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia: Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003, 85-102.

Calabrò P. e Viviani G., “Simulation of the operation of detention tanks”, Water Research, Volume 40, 2006.

Calomino F., Piro P., Carbone M. e Palma G., “Vasche di pioggia con effetto di sedimentazione e vuotamento controllato”, Acqua e Città. Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Sant’Agnello (NA), 2005.

Candelpergher C. e Grossi G., “Normativa ed applicazioni in materia di acque meteoriche: alcuni esempi all’estero”, Atti della 28° Giornata di Studio di Ingegneria Sanitaria-Ambientale Gestione delle acque meteoriche di dilavamento: un approccio integrato, Varese, 06 maggio 2005.

Cembrano G., Quevedo J., Salamero M., Puig V., Figueras J. e Martí, J., “Optimal control of urban drainage systems. A case study”, Control Engineering Practice, Volume 12, Issue 1, 2004.

Choi S. C. , Jung D. I. , Won C. H. e Rim J. M., “Calculation of intercepted volume of sewer overflows: a model for control of nonpoint pollution sources in urban areas”, Journal of Ocean University of China (English Edition) Volume 5, Number , October, 2006.

Ciaponi C. e Papiri S., “Il bacino di Cascina Scala (PV)”. Le misure di pioggia e di portata nei bacini sperimentali urbani in Italia. CSDU, Milano, 1994.

Ciaponi C., Mutti M. e Papiri S., “A conceptual model for the estimation on loadgraphs in sewer networks during meteorological events”, Atti della 2° Conferenza Internazionale: New trends in water and environmental engineering, Capri (Italy), 2002a.

Ciaponi C., Conti F., Papiri S. e Urbini G., “Prime interpretazioni di dati sperimentali sulla qualità delle acque defluenti in reti fognarie miste”. VI Sibesa –

Simposio Italo-Brasiliano di Ingegneria Sanitaria Ambientale, Vittoria (Brasile), 2002b.

Ciaponi C., Mutti M. e Papiri S., “Storm water quality in the Cascina Scala (Pavia, Italy) experimental catchment”. Atti della 2nd International Conference: New trends in water and environmental engineering, Capri (Italy), 2002c..

Ciaponi C., Papiri S. e Todeschini S., “Qualità delle acque meteoriche di dilavamento dei siti sperimentali di Cascina Scala (Pavia) e di Cremona”. La tutela idrica e ambientale dei territori urbanizzati, Atti dei seminari. Parma (5-6/02/2004) e Cosenza (13-15/12/2004), 2004.

Ciaponi C., Papiri S. e Todeschini S., “Vasche di prima pioggia: analisi critica delle possibili modalità di svuotamento”. Acqua e Città. Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Sant’Agnello (NA), 2005.

Ciaponi C., Papiri S. e Todeschini S., “Analisi e interpretazione della correlazione tra alcuni parametri inquinanti nella rete fognatura di Cascina Scala in tempo di pioggia”. XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche IDRA 2006, Roma, 2006.

CIRIA PR664, “Model Agreements for Sustainable Water Management Systems”.

Claytor R.A. e Schueler T.R., “Design of storm water filtering systems”. The Center for Watershed Protection, Silver Spring, MD, 1996.

Datei C., “Alcune considerazioni sulle vasche di prima pioggia”, Atti del 18° Corso di Aggiornamento in tecniche per la difesa dall'inquinamento a cura di Giuseppe Frega, 1998.

Decreto Legislativo n. 152, “Disposizioni sulla tutela delle acque dall’inquinamento e recepimento della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall’inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole”. G.U. Suppl. Ord. N. 124 serie generale, 29 maggio 1999.

Decreto Legislativo n. 258, “Disposizioni correttive e integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152, in materia di tutela delle acque dall’inquinamento, a norma dell’art. 1, comma 4, della legge 24 aprile 1998, n. 128”. G.U. Suppl. Ord. N. 218 serie generale, 18 settembre 2000.

D.P.C.M. 4 marzo 1996, "Disposizioni in materia di risorse idriche".
Pubblicato nella G.U. 14 marzo 1996, n. 62, S.O.

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, "Norme in materia ambientale"
pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 88 del 14 aprile 2006 - Supplemento
Ordinario n. 96

Deletic A., Maksimovic C. e Ivetic M., "Modellig of storm wash-off of
suspended solids from impervious surfaces", J. Hydraul. Res., Vol. 35, No. 1,
1997, pp. 99-118.

Deletic A., "The first flush load of urban surface runoff", Water Research,
Volume 32 n.8, Agosto 1998, pp. 2462-2470.

Deliberazione del Comitato dei ministri per la tutela delle acque
dall'inquinamento del 4 febbraio 1977. "Criteri, metodologie e norme tecniche
generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e), della legge 10 maggio 1976, n. 319,
recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento".

Deliberazione della Giunta Regionale (Lombardia) del 24 giugno 1986 n.
4/10562, pubblicata su B.U. 30 luglio 1986, n°31, 2° suppl. straord.

Delibera di Giunta Regionale (Emilia Romagna) N. 1860 del 18 Dicembre
2006, "Linee Guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e
acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione G.R. N. 286 del
14/02/2005".

Delibera Giunta Regionale Regione Marche n. 157 del 07.02.2005,
"Approvazione delle linee guida per le aree produttive ecologicamente attrezzate
della Regione Marche".

Delibera della Giunta Regionale Emilia Romagna n. 286 del 14 febbraio
2005. "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia
e di lavaggio da aree esterne".

Deliberazione Consiglio Regionale (Lombardia) n. IV/1946 del 21/3/90.

Deliberazione Consiglio Regionale (Lombardia) n. VII/402 del 15/1/2002,
"Piano regionale di risanamento delle acque settori funzionali pubblici servizi
acquedotto, fognatura, collettamento e depurazione (l.r. 32/80 e l.r. 58/84)"

Deliberazione del Consiglio Regionale (Lazio) 10 luglio 2002, n. 112 di
approvazione del Piano di Gestione dei rifiuti del Lazio.

De Martino G., Gisonni C. e De Paola F., “Acque meteoriche di dilavamento ed acque di prima pioggia”, Piano di Tutela delle acque, Autorità di Bacino nord-occidentale della Campania, Volume 3, Napoli, Editore S.E.L.C.A., 2004, (27).

De Martino G., De Paola F., Fontana N., Marini G. e Ranucci A. “Riduzione dell'impatto inquinante delle acque di prima pioggia sui corpi idrici: l'efficienza degli scaricatori di piena”, L'Acqua n° 4, 2008a.

De Martino G., De Paola F., Fontana N., Marini G. e Ranucci A. “L'efficienza delle vasche di prima pioggia per la riduzione dell'impatto inquinante sui corpi idrici”, XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 9-12 settembre 2008, Perugia, 2008b.

Direttiva del Parlamento Europeo e del Consiglio del 21 maggio 1991 concernente il trattamento delle acque reflue urbane (91/271/CEE)

Direttiva del Parlamento Europeo e del Consiglio del 23 ottobre 2000 che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque (2000/60/CEE)

Dohoman S., “Effect of Detention Basins on the Composition of Stormwater and Combined Sewer Overflow, Urban Storm Water Quality and effects upon Receiving Waters”. I Int. Conference, Wageningen, Olanda, 1986.

Driver N. e Tasker G.D., “Techniques for Estimation of Storm-Runoff Loads, Volumes and selected Constituent Concentration”. USGS Report 88-191, 1990.

Fabiani C., Donati A., Dell'Osso D. e Munafò M., “Strumenti per la valutazione degli impatti provocati dalle acque di prima pioggia nelle aree urbane”- III rapporto APAT sulla qualità dell'ambiente urbano, 2006

Field R., e O'Connor T.P., “Optimization of CSO Storage and Treatment Systems”, J. Environ. Eng., 123, 3, 269, 1997.

Foundation for Water Research, “Urban Pollution Management (UPM). A Planning guide for the management of urban wastewater discharges during wet weather”, Report FR/CL009, FWR, Marlow, UK, 1998.

Garuti G., “Sistemi naturali disponibili per la riduzione dell'inquinamento diffuso delle acque in aree urbanizzate”. ENEA – Dipartimento Ambiente, 2005.

Geiger W., “Flushing effects in combined sewer systems”, Proc. 4th Int. Conf. On “Urban Storm Drainage”, Lausanne, Switzerland, 1987, pp. 40-46.

Giuliaci M., “Città del 2000, un clima non più sostenibile”. www.ecodallecitta.it/old/giu2002/smog/caldoincitta/giuliaci.html, 2005.

Gnecco I., Sansalone J.J. e Lanza L.G., “Wash-off behaviour of metals in storm water runoff from aviation land-use paved surfaces”. XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 9-12 settembre 2008.

Grillo N. G.e Signoretti D., “Acque di prima pioggia da insediamenti produttivi”. Serie Ambiente e Territorio, Maggioli Editore, pp. 269, 2004.

Gromaire-Mertz M. C., Garnaud S., Gonzalez A. e Chebbo G., “Characterisation of urban runoff pollution in Paris”., Wat. Sci. Tech., Vol. 39, No. 2, 1999, pp. 1-8.

Guo J.C.Y. e Urbonas R. B., “Maximized Detention Volume Determined by Runoff Capture Rate”, Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 122, No 1, American Society of Civil Engineers, 1996.

Guo J.C.Y., “Detention Storage Volume for Small Urban Catchments”, Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 125, Issue 6, 1999.

Guo J.C.Y. e Urbonas R. B., “Runoff Capture and Delivery Curves for Storm-Water Quality Control Designs”, J. of Water Res. Planning and Management, Volume 128, Issue 3, 2002.

Gupta K. e Saul, A.J., “Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows”, Water Resources, Volume 30, Number 5, 1996.

He W., Odnevall Wallinder I. e Leygraf C., “A laboratory study of copper and zinc runoff during first-flush and steady- state conditions”, Corrosion Science, Vol. 43, 2001, pp. 127-146.

Horler A., “Regenauswertungen und Regenentlastungen Osterreichs Wasserwirtschaft”, 1986.

Huber W.C. e Dickinson R.E., “Stormwater Management Model, Version 4: User’s Manual”, EPA Report EPA 600/3-88/001a, Athens, Georgia, Environmental Research Laboratory, EPA, 1988, pp. 595.

Idrodepurazione srl, “Acque di prima pioggia. Calcolo, regolazione e depurazione”. IENCO, 2002.

Krejci, V., Munz, W. e Gujer, W. “Efficiency of stormwater overflow tanks”, Urban stormwater quality and effects upon receiving waters, Proceedings and Information, n.36, eds. F. H. M. van de Ven e J. C. Hoogarth, Wageningen, Holanda: TNO Committee on Hydrological Research, 1986.

Lau J., Butler D. e Schutze M., “Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact?”, Urban Water, 2002.

Legge 10 maggio 1976, n. 319, “Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento (Legge Merli)”.

Legge 23 aprile 1981, n. 153 (GU n. 114 del 27/04/1981) “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 febbraio 1981, n.38, recante provvedimenti finanziari per gli enti locali per l'anno 1981”.

Legge Regionale n. 14 del 6 agosto 1999, Regione Lazio, “Organizzazione delle funzioni a livello regionale e locale per la realizzazione del decentramento amministrativo”.

Legge Regionale n. 62 del 27 maggio 1985, Regione Lombardia, “Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili delle fognature pubbliche e tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento”.

Luycks G., Vaes G. e Berlamont J., “Combined sewer overflows: solids separation efficiency”, NOVATECH, 5° International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon – France – 6-10 June 2004.

Maglionico M., “Indagine sperimentale e simulazione numerica degli aspetti qualitativi dei deflussi nelle reti di drenaggio urbano”. Tesi di dottorato in Ingegneria Idraulica, X ciclo, 1998.

Maione U. e Paoletti A., “Ricerca sui volumi di acqua piovana avviati alla depurazione nelle fognature unitarie”, Ingegneria Sanitaria, n°6, Novembre-Dicembre 1979, pp. 303-320.

Masotti L., “Depurazione delle acque”. Editore: Calderini, 1993.

Mignosa P., Paoletti A. e Passoni G., “Carichi effluenti dagli scaricatori di piena di fognature unitarie”, Idrotecnica, n°3, Maggio-Giugno 1991, pp. 231-246.

Milano V., Pagliara S. e Dellacasa F. “Urban stormwater quantity and quality in the experimental urban catchment of Picchianti”. 2nd International Conference- New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life: Eco-compatible Solution for Aquatic Environments, Capri, 2002.

Musilli SpA, <http://www.musilli.it>

Norma UNI EN 752:2008, “Conessioni di scarico e collettori di fognatura all'esterno degli edifici”.

Oliveri E., Viviani G. e La Loggia G., “Comportamento ed efficienza delle vasche di pioggia”, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano (Palermo 10-12 maggio 2000), CSDU, Milano, 2001.

Paoletti A., “Acque di prima pioggia: caratterizzazioni e possibilità di controllo”, in Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia. Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003.

Paoletti A. e Papiri S., “Sistemi fognari unitari e separati: aspetti funzionali e ambientali”, La separazione delle acque nelle reti fognarie urbane, Atti della giornata di studio, Roma 25 giugno 2003, a cura di Margaritora G. e Paoletti A., 58-95, CSDU, Milano, 2007.

Papiri S., “Gli scaricatori di piena nelle fognature miste alla luce dei risultati di un simulazione continua quali-quantitativa della acque meteoriche nel bacino urbano sperimentale di Cascina Scala (Pavia)”, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano (Palermo 10-12 maggio 2000), CSDU, Milano, 2001.

Papiri S. e Barco O. J., “Qualità delle acque defluenti in una rete fognaria mista durante eventi meteorici e controllo degli scarichi nei corpi idrici ricettori”. Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia. Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003, pp. 20.

Papiri S., Bertanza G. e Todeschini S., “Le acque meteoriche di dilavamento e gli impianti di depurazione urbani: problemi progettuali e gestionali”. XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 9-12 settembre 2008.

Piano di Tutela delle Acque regione Emilia Romagna - Documento preliminare (art. 25 LR 20/2000), approvato dalla Giunta Regionale il 10/11/03, con atto n. 2239.

Piano di Tutela delle Acque Regione Veneto, adottato con Deliberazione della Giunta Regionale n. 4453 del 29/12/2004.

Piano di Tutela delle Acque Regione Liguria, adottato con Deliberazione della Giunta Regionale n.1119 dell'8 ottobre 2004.

Piano di Tutela delle Acque Regione Piemonte, approvato con D.C.R. n. 117-10731 in data 13 marzo 2007.

Piano di Tutela delle Acque Regione Puglia, approvato con Delibera Giunta Regionale N°883 del 19/06/2007.

Piro P., Carbone M., Garofalo G. e Sansalone, J., “CSO detention considerations: a comparison between concentrating volumetric control and a distributed volumetric control system”, 32nd Congress of IHAR, Venezia, 2007.

Pitt R., “Demonstration of Nonpoint pollution abatement through improved street cleaning practises”. EPA-600/2-79-161. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, OH. August. 1979.

Regione Toscana, Legge Regionale n. 20 del 31/05/2006, “Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento”.

Regolamento regionale Regione Lombardia 24 marzo 2006 - n. 3: : “Disciplina e regime autorizzatorio degli scarichi di acque reflue domestiche e di reti fognarie , in attuazione dell'art. 52, comma 1, lettera a) della L.R. 12/12/2003

Saget A., Chebbo G. e Bertrand-Krajewski J. L., “The first flush in the sewer system”, Wat. Res., Vol. 33, No. 9, 1996, pp.1017-1026.

Sartor J. e Boyd G., “Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminant”, EPA Report EPA R2-72-081, U.S. Environmental Protection Agency, Novembre 1972, pp. 213.

Sifalda V., “Daurlinien der Regenspende”, 1977.

Silvagni, G., Prigiobbe, V., Volpi, F., “Un sistema per ridurre l'impatto allo scarico delle acque pluviali”, 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza 16-19 Settembre 2002.

Soil Conservation Service, “Section 4: Hydrology”, in National Engineering Handbook. Washington D.C, US Department of Agriculture, Agosto 1972.

Soil Conservation Service, “Urban hydrology for small watersheds”, Tech. Rel. No. 55, Washington D.C, US Department of Agriculture, 1975.

Sonnen M., “Urban runoff quality: information needs”, Journal of the Technical Councils of ASCE, Volume 106 n°1, Agosto 1980, pp. 29-40.

Spongberg A. e Niemczynowicz J., “Measurements of wash-off from an asphalt surface”, Proc. 6th Int. Conf. On “Urban Storm Drainage”, Niagara Falls , Canada, 1993.

Stallard W.M., Smith W.G., Crites R.W., e Lager J.A., “Storage/Sedimentation Facilities for Control of Storm and Combined Sewer Overflows: Design Manual”, EPA/600/R-98/006 PB98-132228. Cincinnati, OH: U.S. Environmental Protection Agency, 1998.

Steuer J., Selbig W., Hornewer N. J. e Prey J., “Sources of contamination in an urban basin in Marquette, Michigan and an analysis of concentrations, loads, and data quality”, USGS, 1997.

Stotz G. e Krauth K., “Detention Basin and their Capabilities for the Retention of Pollutans. Urban Storm Water Quality and effects upon Receiving Waters”. I Int. Conference, Wageningen, Olanda, 1986.

Sutherland R. C. e Jelen S. L., “Stormwater Quality Modelling Improvements Needed for SWMM” in Pratical Modelling of Urban Water Systems, Monograph 11, Ontario, Canada, Edited by William James, CHI Publications, 2003, pp. 253-289 (37).

Ten Hove D., De Ruitter M. A. e Vat D., “The Effect of Storage Settling Tanks on Pollution Emission from Combined Sewer System”. TNO Committee on Hydrological Reserch, L’Aia, 1985.

Tomanovic A. e Makcimovic C., “Improved modellig of suspended solids discharge from asphalt surface during storm event”, Wat. Res., Vol. 33, No. 4-5, 1996. pp. 363-369.

UNI EN 752:2008, “Connessioni di scarico e collettori di fognatura all’esterno degli edifici”, Maggio 2008.

UNICHIM, (2004), “Scarichi idrici dei Punti Vendita carburanti”. Manuale n.198.

USEPA, “Clean water act (CWA)”, U.S. Environmental Protection Agency, 1972.

USEPA, “Results of Nationwide Urban Runoff Program”, Final Report, U.S. Environmental Protection Agency, 1983.

USEPA, “Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality”, U.S. Environmental Protection Agency, 1986.

USEPA, Stormwater first flush pollution. <http://www.epa.nsw.gov.au>, 2005.

USEPA, “Storm Water Management Model vers. 5.0, User’s Manual”, 2005.

Veltri P., “Alcune considerazioni sugli scaricatori e i bacini di ritenzione della piena nelle fognature miste”, Atti dell’8° Corso in tecniche per la difesa dall’inquinamento a cura di Giuseppe Frega, 1988.

INDICE

INTRODUZIONE	3
CAPITOLO 1	6
LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA: DEFINIZIONI E CARATTERIZZAZIONE QUALI-QUANTITATIVA	6
1.1 <i>Premessa</i>	6
1.2 <i>Le acque di prima pioggia</i>	8
1.2.1 Le precipitazioni	11
1.2.2 Impermeabilizzazione dei suoli	13
1.3 <i>Aspetti qualitativi delle acque di prima pioggia</i>	15
1.3.1 Qualità degli scarichi di reti miste e unitarie: indagini sperimentali	18
1.4 <i>Analisi della correlazione tra alcuni parametri inquinanti</i>	45
1.4.1 Analisi del legame tra ss e bod ₅	47
1.5 <i>Metodi per la stima del carico inquinante annuo</i>	50
1.5.1 Metodo dell'usgs	51
1.5.2 Metodo dell'epa	53
CAPITOLO 2	55
SCARICATORI DI PIENA E VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	55
2.1 <i>Premessa</i>	55
2.2 <i>Il dimensionamento degli scaricatori di piena e delle vasche di prima pioggia</i>	58
2.2.1 La normativa	58
2.2.2 La ricerca	67
CAPITOLO 3	76
EFFICIENZA DI SCARICATORI DI PIENA E VASCHE DI PRIMA PIOGGIA. SIMULAZIONI NUMERICHE ...	76
3.1 <i>Premessa</i>	76
3.2 <i>Modello EPA S.W.M.M. (Storm Water Management Model)</i>	77
3.2.1 La modellazione qualitativa: i risultati degli studi sperimentali	81
3.2.2 Definizione del bacino di studio	91
3.2.3 Dati di pioggia	94
3.3 <i>Simulazioni numeriche</i>	99
3.3.1 Fognatura pluviale e unitaria con solo scaricatore	103
3.3.2 Fognatura pluviale e unitaria con scaricatore (5Q _{mn}) e vasca di prima pioggia fuori linea di transito	111
3.3.3 Fognatura pluviale e unitaria con scaricatore (a 3Q _{mn} e 7Q _{mn}) e vasca di prima pioggia fuori linea di transito	125
3.3.4 Fognatura pluviale e unitaria con vasca di prima pioggia in linea	128
3.3.5 Fognatura pluviale e unitaria con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di cattura ..	135
CAPITOLO 4	145
APPROCCI SEMPLIFICATI PER IL CALCOLO DI η E θ	145
4.1 <i>Introduzione</i>	145

4.2 Primo approccio semplificato: le curve “medie”	146
4.2.1 Sistema con solo scaricatore.....	146
4.2.1 Sistema con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di transito	150
4.2.2 Sistema con vasca di prima pioggia in linea.....	153
4.2.3 Sistema con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di cattura.....	157
Analogamente a quanto visto in precedenza si è proceduto per il sistema con scaricatore e vasca di cattura fuori linea.	157
4.3 Secondo approccio semplificato: l’ altezza media per giorno piovoso.....	161
4.3.1 sistema con solo scaricatore di piena.....	165
4.3.2 sistema con scaricatore di piena e vasca di prima pioggia fuori linea di transito	175
4.3.3 sistema con vasca di prima pioggia in linea	184
4.3.4 sistema con scaricatore e vasca di prima pioggia fuori linea di cattura	192
CAPITOLO 5.....	201
SINTESI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI	201
5.1 Introduzione	201
5.2 Gli schemi impiantistici esaminati.....	201
5.3 Elaborazioni numeriche.....	207
5.3.1 I risultati delle simulazioni	207
5.3.2 Le espressioni “medie”.....	208
5.3.3 Influenza della portata di soglia: vasca di cattura	217
5.3.4 Influenza della portata di soglia: vasca di transito e in linea	220
5.4 Conclusioni	222
APPENDICE A.....	225
QUADRO NORMATIVO SUI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO E LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	225
A.1 Reti di drenaggio urbano.....	225
A.2 Tipologia delle reti di drenaggio urbano	227
A.3 Disciplina normativa internazionale e nazionale in materia di acque di prima pioggia	233
APPENDICE B.....	251
INTERVENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI	251
B.1 Interventi non strutturali	251
B.2 Interventi strutturali	253
B.2.1 Scaricatori di piena	254
B.2.1.1 Sfiatori laterali a soglia bassa	261
B.2.1.2 Sfiatori laterali a soglia inclinata	264
B.2.1.3 Sifoni	264
B.2.1.4 Derivatori.....	266
B.2.1.5 Scaricatori a salto.....	269
B.2.1.6 Sfiatori laterali a soglia alta e luce di fondo	275
B.2.1.7 Scaricatori a bacino di calma	277
B.2.1.8 Scaricatori a vortice	278
B.2.2 Vasche di prima pioggia	279
B.2.2.1 Tipologie di vasche di prima pioggia.....	280
B.2.2.2 Caratteristiche costruttive	284
B.2.2.3 Effetto di sedimentazione nelle vasche di prima pioggia.....	287
B.2.2.4 Svuotamento delle vasche.....	290
B.2.2.5 Dispositivi di pulizia delle vasche	291
B.3 Altri dispositivi	301
B.3.1 Bacini di ritenzione (detention basin).....	302
B.3.1.1 Bacini di laminazione (dry detention basin)	302
B.3.1.2 Bacini a ritenzione prolungata (extended detention basins).....	304
B.3.2 Stagni (ponds).....	304
B.3.2.1 Stagni temporanei (dry ponds).....	305
B.3.2.2 Stagni permanenti (wet ponds)	306
B.3.3 Sistemi vegetati (vegetated devices).....	307
B.3.3.1 fasce filtro (vegetated filter strips).....	307
B.3.3.2 aree tampone (vegetated natural buffers).....	309
B.3.3.3 canali inerbiti (grassed swales)	309
B.3.3.4 Filtri (filter system).....	310
B.3.3.5 filtri a sabbia superficiali (sand filters)	312

B.3.3.6 filtri a sabbia tricamerale (vault sand filters).....	314
B.3.3.7 sistemi vegetati (bioretention)	314
B.3.4 Aree umide (wetland)	315
B.3.4.1 sistemi di fitodepurazione estensivi (constructed wetland).....	315
B.3.4.2 bacini e canali umidi (wetland basins and wetland channels).....	321
B.3.5 Sistemi ad infiltrazione (infiltration devices).....	322
B.3.5.1 bacini di infiltrazione (infiltration basin).....	323
B.3.5.2 canali infiltranti (infiltration trenches).....	324
B.3.5.3 pozzi asciutti (dry wells).....	325
APPENDICE C.....	327
GRAFICI E TABELLE RELATIVE ALLE SIMULAZIONI NUMERICHE CON $C = 3 Q_{MN}$ E $C = 7 Q_{MN}$	327
BIBLIOGRAFIA.....	412
INDICE	424