

Autori: Daniele Masseroni, Federico Massara, Claudio Gandolfi, Gian Battista Bischetti  
con la collaborazione di CAP Holding spa

# MANUALE SULLE BUONE PRATICHE DI UTILIZZO DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI MILANO



**DiSAA**  
DIPARTIMENTO  
di SCIENZE  
AGRARIE e  
AMBIENTALI

GRUPPO **CAP**

# Indice

1	Introduzione.....	11
2	La protezione idraulica delle aree urbanizzate nei confronti degli eventi meteorici intensi.....	13
2.1	La gestione sostenibile dei deflussi prodotti dalle acque meteoriche.....	16
3	Il drenaggio urbano sostenibile e il principio dell'invarianza idraulico-idrologica in regione Lombardia secondo la legge regionale n°4 del 15 marzo 2016 e il Regolamento Regionale n° 7 del 23 novembre 2017.....	18
3.1	Ambiti territoriali regionali di applicazione delle misure di invarianza idraulico-idrologica.....	19
3.2	Limiti ammissibili della portata meteorica scaricabile nei corpi ricettori nel rispetto del principio dell'invarianza idraulico-idrologica.....	20
3.3	Classificazione degli interventi che richiedono misure di invarianza idraulico-idrologica.....	21
3.4	Metodologia per calcolo idraulico delle misure di invarianza idraulico-idrologica.....	21
3.4.1	Tempi di ritorno.....	22
3.4.2	Calcolo della precipitazione di progetto.....	22
3.4.2.1	Box di approfondimento - LSPP per durate della precipitazione inferiori all'ora.....	23
3.4.3	Criteri per il calcolo dell'infiltrazione.....	24
3.4.4	Calcolo del volume d'invaso per la laminazione delle acque pluviali.....	25
3.4.5	Calcolo del tempo di svuotamento degli invasi di laminazione.....	25
3.4.6	Dimensionamento del sistema di scarico terminale nel ricettore.....	25
3.5	Requisiti minimi delle opere di invarianza idraulico-idrologica.....	27
3.6	Contenuti del progetto di invarianza idraulico-idrologica.....	27
3.6.1	Piani di manutenzione degli interventi di invarianza idraulico-idrologica.....	28
4	Procedura di calcolo per il dimensionamento e la verifica delle opere di mitigazione secondo i principi di invarianza idraulico-idrologica.....	30
4.1	Requisiti minimi.....	31
4.1.1	Esempio di calcolo - metodo requisiti minimi.....	31
4.2	Metodo delle sole piogge.....	32
4.2.1	Esempio di calcolo - metodo delle sole piogge.....	33
4.3	Considerazioni sull'applicazione dei requisiti minimi e sul metodo delle sole piogge.....	35
4.4	Procedura dettagliata.....	36
4.4.1	letogramma di progetto.....	37
4.4.2	Perdite idrologiche e calcolo della precipitazione efficace mediante il metodo SCS-CN.....	37
4.4.3	Trasformazione degli afflussi efficaci in deflussi.....	39
4.4.3.1	Calcolo del tempo di corrivazione.....	39
4.4.4	Descrizione della metodologia di calcolo dei volumi di mitigazione attraverso la procedura dettagliata.....	40
4.4.4.1	Esempio di calcolo 1.....	41
4.4.4.2	Esempio di calcolo 2.....	50
4.4.5	Box di approfondimento - metodo dettagliato applicato in un'ottica di pianificazione.....	52
4.4.5.1	Esempio di calcolo.....	52
5	Criteri di scelta dei dispositivi idraulici per il drenaggio urbano sostenibili.....	57
5.1	Tipologia di intervento.....	57
5.2	La funzione assoluta dall'infrastruttura verde.....	58
5.3	Controllo dei deflussi.....	58
5.4	Controllo degli inquinanti.....	58
5.4.1	Box di approfondimento - Caratteristiche qualitative delle acque di tempo di pioggia.....	58
5.4.1.1	Fonti d'inquinamento di tempo di pioggia.....	59
5.4.1.2	Ruscigliamento pluviale.....	60
5.4.1.3	Qualità delle acque in uscita dagli sfioratori di piena.....	61
5.5	Valore estetico ed ecologico.....	62
5.6	Costi e manutenzione.....	63

6	Schede tipologiche dei SuDS.....	65
6.1	Cisterne.....	65
6.1.1	Cisterne superficiali.....	65
6.1.1.1	Dimensionamento.....	66
6.1.1.2	Forme e materiali.....	67
6.1.1.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	67
6.1.1.4	Manutenzione.....	69
6.1.1.5	Costi.....	69
6.1.2	Cisterne sotterranee.....	69
6.1.2.1	Dimensionamento.....	69
6.1.2.2	Forme e materiali.....	70
6.1.2.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	71
6.1.2.4	Manutenzione.....	72
6.1.2.5	Costi.....	72
6.1.3	Box di approfondimento – Uso delle acque pioviali.....	72
6.1.3.1	Regole tecniche.....	73
6.1.3.2	Superfici di cattura delle acque pioviali.....	74
6.1.3.3	Possibilità di applicazione.....	74
6.1.3.4	Dimensionamento del serbatoio.....	74
6.1.3.5	Prescrizioni minime tecniche.....	74
6.1.3.6	Costi, economicità e utilità ecologica.....	75
6.2	Sistemi modulari geocellulari.....	76
6.2.1	Dimensionamento.....	76
6.2.2	Forme e materiali.....	77
6.2.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	78
6.2.4	Manutenzione.....	78
6.2.5	Costi.....	78
6.3	Pozzi perdenti o d'infiltrazione.....	78
6.3.1	Dimensionamento.....	80
6.3.2	Forme e materiali.....	80
6.3.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	80
6.3.4	Manutenzione.....	81
6.3.5	Costi.....	81
6.4	Trincee filtranti.....	81
6.4.1	Dimensionamento.....	83
6.4.2	Forme e materiali.....	83
6.4.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	83
6.4.4	Manutenzione.....	84
6.4.5	Costi.....	84
6.4.6	Box di approfondimento – Caditoie e cunette filtranti.....	85
6.4.6.1	Caditoie filtranti.....	85
6.4.6.2	Cunette filtranti.....	85
6.5	Superfici permeabili.....	86
6.5.1	Dimensionamento.....	87
6.5.2	Forme e materiali.....	88
6.5.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	90
6.5.4	Manutenzione.....	90
6.5.5	Costi.....	90
6.5.6	Box di approfondimento – Qualità delle acque infiltrate dalle pavimentazioni.....	91
6.6	Bacini di infiltrazione e bioritenzione.....	91
6.6.1	Dimensionamento.....	92

6.6.2	Forme e materiali .....	92
6.6.3	Installazione e accorgimenti costruttivi .....	92
6.6.4	Manutenzione .....	93
6.6.5	Costi .....	93
6.7	Bacini di detenzione .....	94
6.7.1	Dimensionamento.....	94
6.7.2	Forme e materiali.....	95
6.7.3	Installazione e accorgimenti costruttivi.....	95
6.7.4	Manutenzione.....	96
6.7.5	Costi.....	96
6.8	Verde pensile.....	96
6.8.1	I vantaggi del verde pensile.....	100
6.8.2	Dimensionamento.....	100
6.8.3	Forme e materiali .....	102
6.8.4	Installazione, accorgimenti costruttivi e manutenzione.....	103
6.8.5	Costi .....	103
7	Suggerimenti sulla programmazione e gestione dei SuDS .....	104
7.1	Rilevamento e valutazione dei dati territoriali .....	105
7.1.1	Fattori geografici.....	106
7.1.2	Fattori antropici .....	107
7.2	Suggerimenti sulla localizzazione dei SuDS nel contesto dell'area della città metropolitana di Milano .....	108
8	Modalità di integrazione tra pianificazione urbanistica comunale e previsioni del piano d'ambito, al fine del conseguimento degli obiettivi di invarianza idraulica e idrologica.....	112
8.1	Software disponibili per i calcoli idraulici.....	113
9	Riferimenti bibliografici .....	116

## Indice delle figure

Figura 1.	Confronto tra le principali categorie di uso del suolo (agricolo, boschivo e urbanizzato) tra l'anno 1954 (a) e il 2015 (b). Fonte dati: DUSAF - Geoportale regione Lombardia.....	14
Figura 2.	Modifiche del bilancio idrico provocate da insediamenti e infrastrutture, con crescente impermeabilizzazione del suolo (tratto da Di Fidio e Bischetti, 2012) .....	14
Figura 3.	Esempio di cattiva gestione del verde urbano. Il cotico inerbito che divide il manto stradale dal marciapiede è utilizzato come parcheggio.....	15
Figura 4.	Esempi degli interventi ai quali applicare il principio dell'invarianza idraulico-idrologica prevista dal regolamento regionale. (a) interventi al singolo lotto; (b) interventi a scala vasta.....	19
Figura 5	Cartografia degli ambiti a diversa criticità idraulica secondo la delibera di regione Lombardia n° 6829 del 30 Giugno 2017.....	20
Figura 6.	Distribuzione dei parametri a1 e n della LSPP (1-24 ore) sul territorio della regione Lombardia (Progetto STRADA).....	22
Figura 7.	a) Vasca di laminazione con scarico a gravità. b) Vasca di laminazione con scarico per sollevamento. .... Esempio di sistema di scarico terminale nel ricettore (Tratto da: Becciu e Paoletti 2011). ....	26
Figura 8.	Rappresentazione grafica del risultato dell'esempio di calcolo.....	35
Figura 9.	Schema semplificato di funzionamento di una regolazione con laminazione ottimale e reale.....	36
Figura 10.	Pioggia totale, efficace e tasso d'infiltrazione delle tre superfici A1 (a), A2 (b) e A3 (c) nel caso di invasivo addizionale pari a 41 mm e durata critica della precipitazione.....	46
Figura 11.	Idrogrammi di piena per le tre diverse sottocategorie di superfici e idrogramma di piena complessivo in uscita dell'area di trasformazione.....	50
Figura 12.	Andamento dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati in funzione dei diversi valori di dt.....	50
Figura 13.	Pioggia totale, efficace e tasso d'infiltrazione delle tre superfici A1 (a), A2 (b) e A3 (c) nel caso di invasivo addizionale pari a 40 mm e durata critica della precipitazione .....	51
Figura 14.	Idrogrammi di piena per le due diverse sottocategorie di superfici e idrogramma di piena complessivo in uscita dell'area di trasformazione.....	51
Figura 15.	Andamento dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati in funzione dei diversi valori di dt.....	52
Figura 16.	(a) Ietogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione. (b) Idrogramma di piena per una durata della precipitazione pari a 33 minuti e metodo SCS-CN.....	54
Figura 17.	(a) Ietogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione. (b) Idrogramma di piena per una durata della precipitazione pari a 463 minuti e metodo SCS-CN.....	55
Figura 18.	Volume complessivamente infiltrato e stoccato dal bacino rispetto alle diverse durate della precipitazione. ....	55
Figura 19.	(a) Ietogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione. (b) Idrogramma di piena nel caso di invasivo addizionale $I_a^* 20$ mm.....	56
Figura 20.	Pollutogramma del BOD, COD e TSS a monte (a) e valle(b) di uno sfioratore di piena monitorato sulla rete di fognatura mista della città di Bologna. Vedere pdf slide 7 - Maglionico Bari_PP_2017-2.....	61
Figura 21.	Schema d'impianto del sistema di fitodepurazione progettato presso il comune di Gorla Maggiore (MI). Vedere pdf Masi et al_EE_2016_Gorla - Figura 1.....	62
Figura 22.	Riduzione del carico di COD (a) e azoto ammoniacale (b) operato dall'impianto di fitodepurazione progettato presso il comune di Gorla Maggiore (MI). Vedere pdf Masi et al_EE_2016_Gorla Figura 9.....	62
Figura 23.	(a) Esempio di cisterna domestica per la raccolta delle acque piovane. (b) Esempio di cisterna sotterranea; .....	65
Figura 24.	Esempio di cisterna domestica di raccolta delle acque pluviali.....	66
Figura 25.	Rendering di un'abitazione con la predisposizione di una cisterna superficiale per la raccolta delle acque pluviali .....	68
Figura 26.	Esempio di installazione di una cisterna sotterranea per la raccolta delle acque piovane.....	69
Figura 27.	Possibilità di sostituzione parziale d'acqua potabile con acqua pluviale (UBA, Germania). (Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012).....	72
Figura 28.	Schema d'impianto per molteplici usi domestici dell'acqua pluviale (Land Assia) (Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012).....	73

Figura 29.	Parziale uso domestico dell'acqua pluviale e convogliamento del troppo pieno in un avvallamento filtrante (sinistra) o materasso drenante (destra) (Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012).....	73
Figura 30.	Uso delle acque pluviali decadenti dai tetti per l'irrigazione dei giardini d'edifici unifamiliari. A sinistra un bidone superficiale di 200 l, con attingimento a gravità; a destra un serbatoio sotterraneo di 1000 – 5000 l, con pompa a mano o elettrica (Land Assia) (Tratto da: Di Fidio e Bischetti 2012). .....	75
Figura 31.	Esempio di sistemi modulari geocellulari .....	76
Figura 32.	Esempio di progetto di sistemi geocellulari Comune di Canegrate (MI) .....	77
Figura 33.	(a e b) Esempio di pozzi in Provincia di Karlsruhe (Tratto da: Di Fidio e Bischetti 2012). .....	79
Figura 34.	Esempio di progetto di una serie di pozzi perdenti presso il comune di Canegrate (MI) .....	79
Figura 35.	Schema tipo di gallerie d'infiltrazione (a) con suolo e essenze vegetali; (b) senza suolo e senza essenze vegetali; (c) sezione longitudinale della trincea. ....	81
Figura 36	Bioswale, trincee filtranti prima (a) e dopo (b) l'evento meteorico .....	82
Figura 37.	Esempio di caditoria filtrante a bordo strada .....	85
Figura 38	Area parcheggio con predisposizione di elementi filtranti .....	85
Figura 39	(a) Pavimentazioni permeabili con materiali a diversa granulometria (b) Pavimentazioni permeabili con essenze vegetali.....	86
Figura 40	Stratigrafia pavimentazione permeabile. (Tratto da: <a href="https://www.molinaro.it/sites/default/files/documenti/raccomandazioni_grigliati_assobeton.pdf">https://www.molinaro.it/sites/default/files/documenti/raccomandazioni_grigliati_assobeton.pdf</a> ).....	87
Figura 41.	Sezione tipo di pavimentazioni permeabile. (Tratto da: <a href="http://www.pavimentidrenanti.ferraribk.it/ita/">http://www.pavimentidrenanti.ferraribk.it/ita/</a> ) .....	87
Figura 42.	Esempio di pavimentazione permeabile (Watanabe 1995) .....	88
Figura 43.	Esempi di "strutture serbatoio" utilizzabili per differenti condizioni di traffico stradale (Balades et al. 1991).....	89
Figura 44.	Esempio di wetland, Tanner Springs Park, Portland. ID foto stock: 719288845 .....	91
Figura 45.	Esempio di un piccolo bacino di infiltrazione riempito dopo una precipitazione intensa .....	92
Figura 46	Esempio di bacino di detenzione per lo stoccaggio delle acque di pioggia a seguito di eventi meteorici di forte intensità.....	94
Figura 47	Esempio di bacino di accumulo presso il dipartimento Eure-et-Loir a ovest di Parigi .....	95
Figura 48.	Bacino di detenzione riempito dopo una pioggia intensa .....	96
Figura 49.	(a) Copertura vegetata; (b) progetto di un edificio con verde pensile e specie arbustive, Singapore .....	97
Figura 50	Verde pensile in ambiente urbano con spazio destinato alla coltivazione di piccoli ortaggi .....	98
Figura 51.	Esempio di stratigrafia di un tetto verde estensivo (a) ed intensivo (b).....	99
Figura 52.	Associazione tra vari sistemi tecnici di gestione decentrata delle acque pluviali, correlati alla permeabilità del suolo ed alla disponibilità di superfici (Tratto da Di Fidio e Bischetti 2012) .....	104
Figura 53.	Sezione longitudinale (a sinistra) e trasversale (a destra) dei tre sistemi più diffusi per la gestione locale delle acque pluviali (avvallamenti filtranti/materassi drenanti/condotti drenanti), tra loro associati .....	105
Figura 54.	Rilevamento e valutazione dei fattori geografici ed insediativi, che influiscono sui programmi di gestione delle acque pluviali. ....	105
Figura 55.	Indicazione sulla potenzialità del territorio metropolitano di Milano di realizzare dei diversi SuDS.....	110

## Indice delle tabelle

Tabella 1.	Trend della precipitazione totale, del numero di giorni piovosi e dell'intensità di precipitazione suddivisa per stagioni e in media annua. + o - indica un trend con significatività minore del 90%, laddove presente un coefficiente di regressione indica una significatività maggiore del 90% e infine laddove il coefficiente di regressione è evidenziato in grassetto la significatività del trend è maggiore del 99%. (Tabella tratta da Brunetti et al. 2004).....	13
Tabella 2.	Confronto tra le diverse strategie di approccio passate e future per la riduzione dei deflussi (Tratta da Becciu e Paoletti 2010).....	15
Tabella 3.	Classificazione degli interventi richiedenti misure di invarianza idraulico-idrologica.....	21
Tabella 4.	Rapporti fra i valori medi dei massimi annuali delle altezze di pioggia di diverse durate e il valore medio dell'altezza oraria.....	23
Tabella 5.	Parametri delle spezzate interpolanti che raggruppano le curve di possibilità pluviometrica ricavate dai dati meteo della stazione di Milano, Via Monviso (tratto da Becciu e Paoletti 2011 XXX).....	24
Tabella 6.	Estratto del foglio elettronico utilizzato per il calcolo della durata critica e del volume d'invaso con il metodo delle sole piogge.....	34
Tabella 7.	Valori del parametro CN(II) per diversi tipi di suolo e gruppi idrologici riferiti ad una condizione antecedente di umidità AMC-II.....	38
Tabella 8.	Definizione delle condizioni di umidità (AMC).....	39
Tabella 9.	Calcoli per la determinazione della precipitazione efficace e dei volumi stoccati ed infiltrati per le superfici A1, A2 e A3 nel caso di un invaso addizionale di IaA1 pari a 40.7 mm e una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione.....	42
Tabella 10.	Calcoli per la determinazione dell'idrogramma di piena per le superfici A1, A2 e A3 nel caso di un invaso addizionale di IaA1 pari a 40.7 mm e una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione.....	43
Tabella 11.	Calcoli per la determinazione della precipitazione efficace e dei volumi stoccati ed infiltrati per le superfici A1, A2 e A3 nel caso di un invaso addizionale di IaA1 pari a 40.75 mm e durata critica della precipitazione.....	45
Tabella 12.	Calcoli per la determinazione dell'idrogramma di piena per le superfici A1, A2 e A3 nel caso di un invaso addizionale di IaA1 pari a 40.75 mm e durata critica della precipitazione.....	47
Tabella 13.	Procedura di calcolo dello ietogramma al netto delle perdite idrologiche calcolate con il metodo SCS-CN per una durata della pioggia pari a 33 minuti.....	53
Tabella 14.	Calcolo dell'idrogramma di piena nel caso di durata della precipitazione pari a 33 minuti e metodo di SCS-CN.....	54
Tabella 15.	Concentrazioni di alcuni inquinanti misurate nelle acque di pioggia della città di Cincinnati e della zona rurale di Coshocton (Weibel et al. 1966).....	59
Tabella 16.	Concentrazioni medie di alcuni inquinanti nelle acque di pioggia di diverse località (Randall et al. 1982).....	60
Tabella 17.	Densità medie di alcuni inquinanti delle superfici stradali (in g/m <sup>2</sup> ) tratto dal lavoro di Reinertsen (1982).....	60
Tabella 18.	Concentrazioni di alcuni inquinanti nel ruscellamento pluviale (Reinertsen 1982).....	61
Tabella 19.	SuDS potenzialmente utilizzabili per la laminazione degli afflussi meteorici in relazione alle richieste di invarianza idraulica contenute nella legge di Regione Lombardia legge n° 4 del 15 marzo 2016. Legenda delle sigle - A: Alto; B: Basso; M: Medio; D: Discreto; F: Frequente; S: Scarsa.....	64
Tabella 20.	Alcune tipologie di cisterne superficiali: materiale di costruzione e dimensioni tipiche in commercio.....	67
Tabella 21.	Alcune tipologie di cisterne sotterranee: materiale di costruzione e dimensioni tipiche in commercio. (Immagini tratte da <a href="http://www.cordivari.it/Serbatoi_trattamento_acque/Serbatoi_stoccaggio_acqua">http://www.cordivari.it/Serbatoi_trattamento_acque/Serbatoi_stoccaggio_acqua</a> ; <a href="http://www.rototec.it/prodotti.asp?id=1">http://www.rototec.it/prodotti.asp?id=1</a> ; <a href="https://www.gazebo.it/">https://www.gazebo.it/</a> ; <a href="http://www.mergani.it/opere-murarie/index.html">http://www.mergani.it/opere-murarie/index.html</a> ).....	70
Tabella 22.	Caratteristiche tecniche dei principali pozzi perdenti attualmente in commercio e entità delle superfici che sono in grado di drenare.....	80
Tabella 23.	Dimensioni tipo delle trincee filtranti e spessori dei vari strati (Tratto da: Guidon design e Delta institute <a href="http://delta-institute.org/delta/wp-content/uploads/Green-Infrastructure-Toolkit-September-17.pdf">http://delta-institute.org/delta/wp-content/uploads/Green-Infrastructure-Toolkit-September-17.pdf</a> ).....	83
Tabella 24.	Principali accorgimenti costruttivi per la realizzazione delle trincee filtranti.....	83
Tabella 25.	Principali tipologie di trincee filtranti e descrizione della manutenzione richiesta.....	84
Tabella 26.	Stima dei costi di realizzazione e di manutenzione delle diverse tipologie di trincee filtranti.....	84



## Indice delle equazioni

Equazione 1 .....	22
Equazione 2 .....	23
Equazione 3 .....	24
Equazione 4 .....	30
Equazione 5 .....	32
Equazione 6 .....	32
Equazione 7 .....	32
Equazione 8 .....	33
Equazione 9 .....	33
Equazione 10 .....	37
Equazione 11 .....	37
Equazione 12 .....	38
Equazione 13 .....	38
Equazione 14 .....	40
Equazione 15 .....	40
Equazione 16 .....	66
Equazione 17 .....	80

# Manuale sulle buone pratiche di utilizzo dei sistemi di drenaggio sostenibile

a cura di Daniele Masseroni

Autori: Daniele Masseroni, Federico Massara, Claudio Gandolfi e Gian Battista Bischetti

## Prefazione

Questo manuale si propone di divulgare i moderni approcci e metodi di controllo e gestione sostenibile dei deflussi in ambito urbano che stanno emergendo con sempre maggiore chiarezza a livello internazionale e in particolare all'interno dell'Unione Europea. I destinatari sono i tecnici che devono affrontare alle diverse scale spaziali il problema della mitigazione dei deflussi di piena e i diffusi problemi di sovraccarico delle reti di drenaggio, che si verificano sempre più frequentemente in conseguenza di eventi meteorici di forte intensità e breve durata.

Il manuale descrive le caratteristiche tecnico-economiche delle principali soluzioni adottabili per la mitigazione dei deflussi meteorici in ambito urbano, in particolare mediante l'uso dei cosiddetti sistemi di drenaggio sostenibile (nella letteratura anglosassone (SuDS), e fornisce indicazioni sulle attività di manutenzione da attuare per il mantenimento della loro efficienza.

Come premessa indispensabile a tale trattazione, viene presentato un inquadramento generale sulle politiche e normative attualmente vigenti in materia di drenaggio urbano sostenibile a livello europeo e nazionale. Tra le norme nazionali è compreso il Regolamento Regionale sull'invarianza idraulico-idrologica delle trasformazioni d'uso del suolo, recentemente introdotto in Regione Lombardia in attuazione della legge n° 4 del 15 marzo 2016, che definisce i criteri per la valutazione degli interventi richiedenti misure di invarianza idraulica-idrologica e per il dimensionamento delle opere di mitigazione.

Con riferimento al suddetto regolamento, il manuale fornisce, a titolo esemplificativo, un'analisi a priori sull'adeguatezza delle diverse tipologie di interventi ed opere all'interno dell'area Metropolitana di Milano. Nonostante il richiamo ai limiti prescritti dal regolamento regionale la procedura di calcolo degli interventi di mitigazione è del tutto scalabile in altri contesti territoriali che abbiano differenti vincoli al deflusso.

Per quanto concerne gli aspetti di dettaglio della progettazione e della realizzazione delle opere di mitigazione e dei SuDS, il manuale è sicuramente non esaustivo e si invita il lettore a fare riferimento a testi specialistici per maggiori dettagli.

Il manuale nasce dalla collaborazione tra il Dipartimento di Scienze Agrarie ed Ambientali dell'Università degli Studi di Milano e il gestore del servizio idrico CAP Holding (gestore del servizio idrico integrato della città Metropolitana di Milano) nell'ambito di una ricerca sulle soluzioni innovative per la mitigazione dei deflussi piena e la riduzione del rischio alluvionale nel territorio della Città metropolitana di Milano.

Il manuale, inoltre, si inserisce nel contesto del progetto SMART-GREEN (Un modello per ottimizzare l'utilizzo delle Green Infrastructures a scala territoriale al fine di mitigare gli effetti negativi dei deflussi di piena) finanziato da Fondazione Cariplo (grant n° 2016-2070) e volto alla realizzazione di un software per la progettazione e la pianificazione dei sistemi SuDS nell'ottica della redazione degli studi comunali di gestione del rischio idraulico per le modalità di integrazione tra la pianificazione urbanistica comunale e le previsioni d'ambito.

Gli autori ringraziano il dott. Enrico Antonio Chiaradia, l'ing. Gabriele Confortola, l'ing. Giulia Ercolani, il prof. Fabio Castelli, il prof. Alessandro Paoletti e l'ing. Cristina Passoni e il loro team di lavoro e infine l'ing. Pier Carlo Anglese con i suoi collaboratori, per il supporto e l'aiuto fornito durante la stesura di questo manuale.

Si ringraziano anche al dott. Dario Fossati e l'ing. Sara Elefanti della D.G Territorio, Urbanistica, Difesa del suolo e Città Metropolitana di Regione Lombardia per gli utili suggerimenti.

Qualora il lettore riscontri eventuali inesattezze o refusi, può comunicarlo all'indirizzo mail [daniele.masseroni@unimi.it](mailto:daniele.masseroni@unimi.it) affinché eventuali future edizioni vengano migliorate.

Milano, 2 febbraio 2018

Gli Autori

# 1 Introduzione

La **gestione integrata quali-quantitativa delle acque piovane**, refile è sempre più al centro delle politiche ambientali, sia a livello nazionale che internazionale. La crescita frenetica ed incontrollata delle superfici urbanizzate di molte città negli ultimi decenni, infatti, da una parte ha determinato un incremento della domanda di fornitura idrica che si contrappone ad una disponibilità della risorsa sempre più scarsa, dall'altra la difficoltà a gestire le acque meteoriche attraverso reti che dovrebbero essere continuamente adeguate alle nuove portate ed ai nuovi volumi di deflusso. Ad aggravare la situazione, vi sono i cambiamenti climatici che comportano una tendenza all'aumento della frequenza ed intensità degli eventi meteorici estremi, con il conseguente incremento del rischio idraulico.

A fronte di questi cambiamenti, la tradizionale impostazione, mirata al rapido allontanamento dei deflussi verso i corpi ricettori, sta dimostrando di non essere più in grado di rispondere alle accresciute esigenze di salvaguardia idraulica dei territori. Le soluzioni tradizionali di drenaggio, che prevedevano l'allontanamento delle acque di pioggia attraverso l'incremento dell'estensione delle canalizzazioni, infatti, portano con sé la necessità di continui adeguamenti delle sezioni dei collettori principali e non fanno altro che trasferire i problemi dalle zone di monte a quelle di valle, con il conseguente aumento della vulnerabilità di quest'ultime. In assenza di una radicale revisione dell'approccio alla gestione del deflusso urbano, inoltre, neppure i dispositivi per la laminazione delle portate urbane e per il miglioramento della qualità delle acque, ormai inclusi negli approcci tradizionali e nelle normative vigenti, sembrano in grado di risolvere il problema, oltre a richiedere ingenti risorse economiche e ampi spazi che nei contesti urbani non sempre sono disponibili.

La nuova visione della gestione delle acque pluviali, che sono considerate sempre più come una risorsa piuttosto che un problema, si sta orientando verso opere che permettano una laminazione localizzata e diffusa sul territorio, la eventuale depurazione delle acque di pioggia con sistemi naturali e il loro successivo riuso o dispersione nel suolo. Questo nell'ottica di far confluire nei corsi d'acqua e nelle falde parte della precipitazione meteorica, opportunamente controllata nella qualità, ai fini di renderla disponibile per l'approvvigionamento idrico, di contribuire al mantenimento dell'equilibrio idrologico e di aumentare la biodiversità anche in ambito urbano.

La moderna gestione delle acque meteoriche trova una sua naturale collocazione all'interno delle azioni finalizzate a promuovere la **sostenibilità ambientale**, in accordo con le politiche dell'UE, e si concretizza principalmente nell'applicazione del criterio dell'**invarianza idraulico-idrologica**. Quest'ultimo prevede che il deflusso risultante dal drenaggio di un'area debba rimanere invariato dopo una qualunque trasformazione dell'uso del suolo all'interno dell'area stessa. Tradotto nell'ambito ingegneristico questo comporta il passaggio ad una gestione basata non solo su opere di regimentazione idraulica, ma sempre più aperta all'impiego delle capacità ritenive e depurative del binomio suolo-vegetazione, attraverso la realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e i processi di fitodepurazione, ai fini del controllo dei deflussi superficiali e del loro utilizzo. Le esperienze, laddove è stato adottato questo cambio di paradigma nella gestione dei deflussi urbani, dimostrano significativi miglioramenti nella capacità di riduzione del deflusso e nella qualità delle acque drenate. L'esito di queste esperienze ha anche dimostrato che l'utilizzo di tecniche basate su un corretto rapporto tra metodi tradizionali e strumenti innovativi basati sui sistemi di drenaggio urbano sostenibile (SuDS), può ridurre i costi rispetto alla realizzazione delle tradizionali reti di smaltimento delle acque di deflusso e contribuire a proteggere l'ambiente da dissesti idrogeologici.

Emblematico è lo schema di gestione delle acque meteoriche implementato da alcune agenzie per la protezione ambiente come ad esempio l'Environmental Protection Agency (EPA) degli Stati Uniti d'America. Tali agenzie producono e aggiornano continuamente linee guida utilizzate dalle comunità locali per attuare politiche efficaci e implementare procedure volte a rendere l'equilibrio idrologico di un comparto urbanizzato quanto più vicino possibile a quello del sistema naturale preesistente. In generale, il successo delle iniziative condotte con il contributo delle agenzie si basa non solo sulle attività di regolamentazione e monitoraggio ad opera di organismi regionali o locali, ma anche - in misura maggiore o minore a seconda dei casi - sulla sperimentazione, la ricerca, la sensibilizzazione, l'informazione, l'incentivazione economica, la partecipazione degli utenti e l'accompagnamento tecnico e amministrativo, anche mediante la produzione di una ricca manualistica già presente anche per la Lombardia (ad esempio Gibelli et al. 2015).

Dal punto di vista della normativa, occorre innanzitutto riferirsi a quella comunitaria. In tale ambito la direttiva più importante in materia di acque, anche se non specificamente per quelle meteoriche ma con evidenti connessioni ad esse, è la **Direttiva quadro sulle acque 2000/60/CE** che, con l'obiettivo generale di raggiungere un buono stato ecologico e chimico di tutte le acque comunitarie, ha istituito un quadro che persegue obiettivi specifici quali:

- la prevenzione e la riduzione dell'inquinamento,
- la promozione di un utilizzo sostenibile dell'acqua,

- la protezione dell'ambiente,
- il miglioramento delle condizioni degli ecosistemi acquatici e la mitigazione degli effetti delle inondazioni e della siccità.

La direttiva prevede l'individuazione e l'analisi di tutte le acque europee, classificate per bacino e per distretto idrografico di appartenenza, nonché l'adozione di piani di gestione e di programmi di tutela adeguate per ciascun corpo idrico.

Ulteriore direttiva di rilievo per l'argomento trattato è la **2006/11/CE** concernente l'inquinamento provocato da alcune sostanze pericolose, successivamente modificata dalla **Direttiva 2008/105/CE** "*Standard di qualità ambientale nel settore della politica delle acque*", recepita con D.Lgs 10 dicembre 2010, n. 219, che reca anche modifiche alla direttiva 2000/60/CE.

Un contributo al tema dell'integrazione delle politiche per le acque meteoriche all'interno del quadro generale delle politiche per l'ambiente, è fornito dal "*Libro bianco sull'adattamento ai cambiamenti climatici*" dell'aprile 2009, con cui la Commissione europea ha presentato il quadro delle misure di adattamento e le politiche per ridurre la vulnerabilità dell'Unione agli impatti dei cambiamenti climatici. Il Libro bianco sottolinea la necessità "*di promuovere strategie che aumentano la resilienza al cambiamento climatico della salute, dei beni e delle funzioni produttive del territorio, tra l'altro migliorando la gestione delle risorse idriche e degli ecosistemi*". Nell'ambito delle azioni suggerite, nel dicembre 2009 è stato adottato un documento di orientamento sull'adattamento ai cambiamenti climatici nella gestione delle acque per garantire che i piani di gestione dei bacini idrografici siano il più possibile resilienti ai cambiamenti climatici. Su tale linea la Commissione ha presentato nel 2012 un "*Piano per la salvaguardia delle risorse idriche europee*" che, insieme con l'analisi di tutti i piani per i 110 bacini idrografici del continente, costituisce l'occasione per una revisione della strategia per combattere la carenza idrica e la vulnerabilità delle risorse idriche e ambientali al cambiamento climatico e alle pressioni artificiali (Langella, 2012).

A livello nazionale l'effettivo recepimento degli indirizzi politici comunitari non risulta ancora completo e solamente alcune regioni hanno applicato concretamente i principi che sottendono ad una gestione sostenibile dei deflussi meteorici come ad esempio nel caso della Regione Lombardia con la L.R. 4/2016, dell'Emilia Romagna con la Delibera 3/2 2003, della Regione Veneto con la D.G.R.V. 1322/2006 - 1841/2007, della Provincia e del Comune di Bolzano con il RIE e infine della Provincia di Torino con il P.T.C.P. 2010.

Infine, alcuni dei principi e dei criteri connessi alla gestione sostenibile delle acque pluviali trovano riscontro nei Criteri Ambientali Minimi per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori per la nuova costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici (D.M. 11 gennaio 2017, pubblicato nella G.U. n. 23 del 28.01.2017). Il rispetto di tali criteri, che sono parte integrante del Piano d'azione per la sostenibilità ambientale dei consumi della pubblica amministrazione (PAN GPP adottato con decreto interministeriale 11 aprile 2008 e pubblicato sulla G.U. n. 107 del 8 maggio 2008, e redatto ai sensi della L. 296/2006), è obbligatorio per tutti i lavori, di qualunque importo, soggetti al nuovo Codice degli Appalti (D.Lgs. 50/2016 s.m.i.).

## 2 La protezione idraulica delle aree urbanizzate nei confronti degli eventi meteorici intensi

Come già accennato, negli ultimi anni le reti di drenaggio urbano hanno mostrato crescenti problemi di sovraccarico conseguenti al verificarsi sempre più frequentemente di eventi meteorici intensi, ma anche in corrispondenza di eventi considerati ordinari. Situazioni di questo tipo si presentano in diverse aree del mondo, e in particolare in quelle di più antico insediamento dove una larga parte della rete è stata progettata e realizzata secondo criteri ed esigenze differenti da quelli richiesti dalle successive evoluzioni dell'uso del suolo e in particolare dello sviluppo urbanistico.

Le cause principali dell'incremento così rilevante delle portate e dei volumi di deflusso in ambito urbano possono ricercarsi in due fattori principali:

- 1) l'aumento dell'intensità di precipitazione durante i giorni piovosi dell'anno principalmente dovuto ai fenomeni di cambiamento climatico;
- 2) l'aumento considerevole dell'impermeabilizzazione del suolo dovuto all'urbanizzazione ed alle infrastrutture;

Per quanto riguarda il cambiamento climatico, ad esempio, in uno studio condotto su 120 anni (1880-2002) di serie di precipitazione giornaliera misurate in 45 stazioni pluviometriche distribuite sul territorio nazionale (Brunetti et al., 2004), si mostra che nel tempo vi è stato un marcato aumento dell'intensità di precipitazione a fronte di una sensibile diminuzione della precipitazione totale e del numero di giorni piovosi durante l'anno. Questo trend è particolarmente significativo soprattutto nelle regioni del Nord Italia, ma in linea generale vale per tutto il territorio nazionale (Tabella 1).

	Inverno	Primavera	Estate	Autunno	Anno
<b>Nord-Ovest Italia</b>					
Precipitazione totale (mm)	-	-	+	+	-
Giorni piovosi	-	<b><math>-(3.4 \pm 1.3)</math></b>	-	<b><math>-(2.5 \pm 1.4)</math></b>	<b><math>-(7.5 \pm 2.7)</math></b>
Intensità di precipitazione nei giorni piovosi (mm d-1)	+	+	<b><math>+(0.8 \pm 0.4)</math></b>	<b><math>+(2.2 \pm 0.8)</math></b>	<b><math>+(1.1 \pm 0.3)</math></b>
<b>Porzione Nord del Nord-Est Italia</b>					
Precipitazione totale (mm)	+	-	+	+	-
Giorni piovosi	-	-	+	-	<b><math>-(6.3 \pm 4.9)</math></b>
Intensità di precipitazione nei giorni piovosi (mm d-1)	+	+	-	+	+
<b>Porzione Sud del Nord-Est Italia</b>					
Precipitazione totale (mm)	+	-	+	+	+
Giorni piovosi	-	<b><math>-(3.2 \pm 1.1)</math></b>	-	<b><math>-(2.5 \pm 1.2)</math></b>	<b><math>-(7.4 \pm 2.4)</math></b>
Intensità di precipitazione nei giorni piovosi (mm d-1)	<b><math>+(0.8 \pm 0.4)</math></b>	+	<b><math>+(1.7 \pm 0.4)</math></b>	<b><math>+(1.3 \pm 0.4)</math></b>	<b><math>+(1.0 \pm 0.2)</math></b>
<b>Centro Italia</b>					
Precipitazione totale (mm)	-	<b><math>-(46 \pm 12)</math></b>	-	-	<b><math>-(82 \pm 31)</math></b>
Giorni piovosi	-	<b><math>-(5.5 \pm 1.3)</math></b>	<b><math>-(1.5 \pm 0.9)</math></b>	<b><math>-(4.0 \pm 1.4)</math></b>	<b><math>-(13.6 \pm 2.6)</math></b>
Intensità di precipitazione nei giorni piovosi (mm d-1)	<b><math>+(0.5 \pm 0.3)</math></b>	-	+	<b><math>+(1.1 \pm 0.4)</math></b>	+
<b>Sud Italia</b>					
Precipitazione totale (mm)	<b><math>-(35 \pm 19)</math></b>	-	-	-	<b><math>-(56 \pm 32)</math></b>
Giorni piovosi	<b><math>-(4.0 \pm 1.7)</math></b>	-	-	-	<b><math>-(7.5 \pm 2.5)</math></b>
Intensità di precipitazione nei giorni piovosi (mm d-1)	-	+	+	+	+

Tabella 1. Trend della precipitazione totale, del numero di giorni piovosi e dell'intensità di precipitazione suddivisa per stagioni e in media annua. + o - indica un trend con significatività minore del 90%, laddove presente un coefficiente di regressione indica una significatività maggiore del 90% e infine laddove il coefficiente di regressione è evidenziato in grassetto la significatività del trend è maggiore del 99%.

(Tabella tratta da Brunetti et al. 2004)

Per quanto riguarda l'impermeabilizzazione, negli ultimi 20 anni, l'estensione delle aree urbanizzate a livello europeo è aumentata in media del 20%, mentre in Italia la situazione è molto diversificata da regione a regione. È particolarmente emblematico il caso della Lombardia in cui tra il 1954 e il 2015 vi è stato un aumento di oltre il 200% delle superfici urbanizzate (Figura 1). Questo incremento, oltre a generare un rilevante aumento dei volumi di deflusso e delle relative portate al picco, complice anche la diminuzione dei tempi di corrivazione, porta con sé ulteriori problematiche. Da una parte il restringimento (o addirittura la tombinatura) delle sezioni dei corsi d'acqua che attraversano le città e che fungono da recettori finali, ne riduce la capacità di trasporto e di invaso, oltre che ridurre la capacità di autodepurazione e la qualità ambientale. Dall'altra, aumentano i rischi di insufficienza idraulica dei tratti di rete fognaria più vecchi, che sono stati progettati su portate e tempi di ritorno non più idonei al grado di sollecitazioni che l'estensione delle superfici impermeabili e i nuovi regimi pluviometrici impongono. Infine, con l'impermeabilizzazione del suolo, aumenta fortemente l'aliquota del deflusso superficiale, a spese dell'evaporazione e della ricarica delle falde come mostrato in Figura 2.

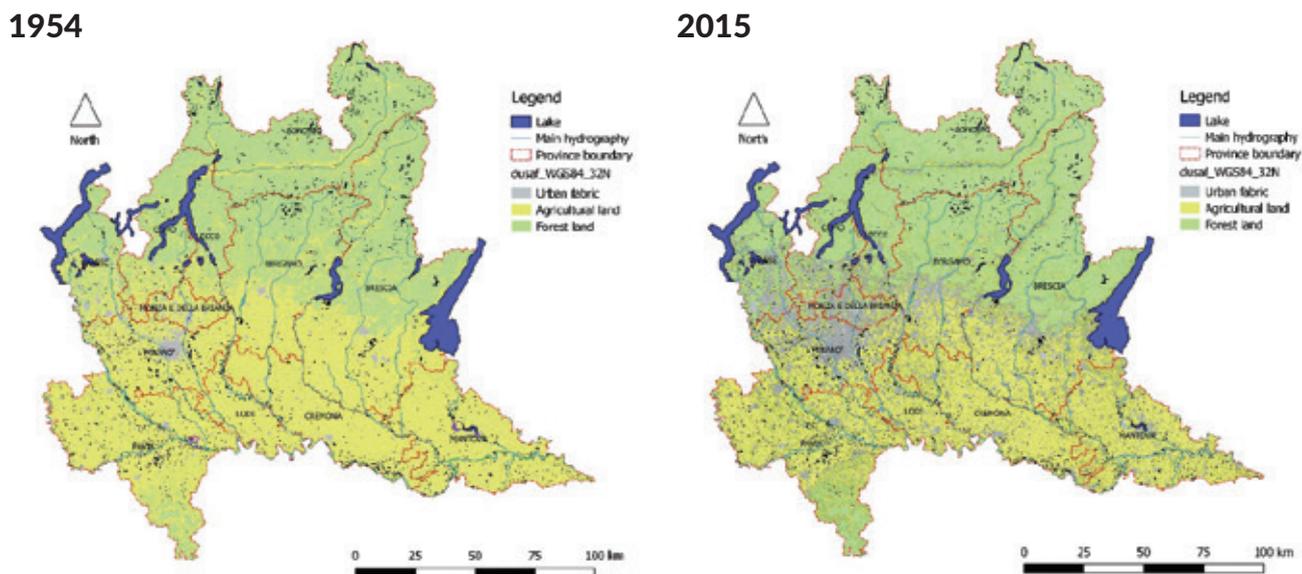


Figura 1. Confronto tra le principali categorie di uso del suolo (agricolo, boschivo e urbanizzato) tra l'anno 1954 (a) e il 2015 (b).  
Fonte dati: DUSAF - Geoportale regione Lombardia.

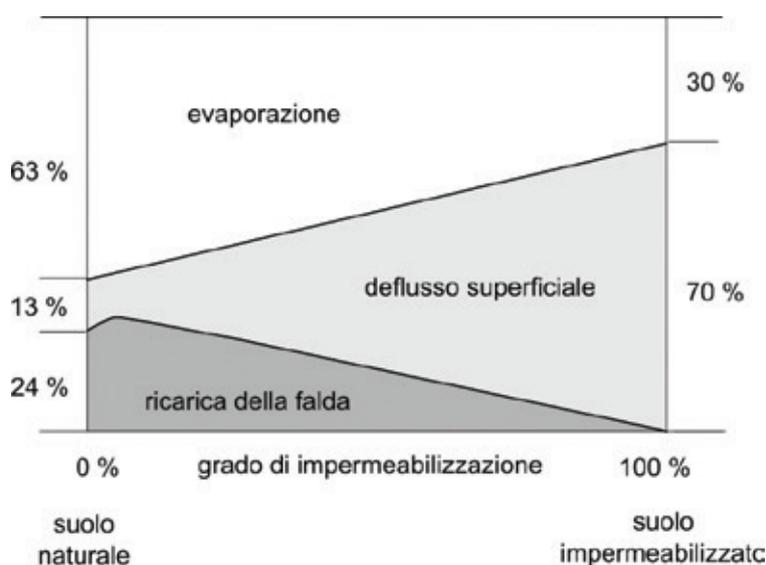


Figura 2. Modifiche del bilancio idrico provocate da insediamenti e infrastrutture, con crescente impermeabilizzazione del suolo (tratto da Di Fidio e Bischetti, 2012)

Oltre ai fattori sopra considerati, si possono citare anche altri fattori che concorrono ad aumentare le criticità legate alla qualità e la quantità dei deflussi di piena in ambito urbano. Tra questi è possibile citare per la sua potenziale importanza, la progettazione del verde urbano, che in genere si basa su criteri essenzialmente estetici senza considerare anche la potenziale funzione di accumulo e riduzione delle acque meteoriche. Molto spesso, inoltre, nonostante il verde urbano possa comunque costituire un elemento utile alla mitigazione del rischio idraulico anche in assenza di una specifica funzione idraulica, le evidenti carenze nella sua gestione, controllo e manutenzione rendono nulla la loro intrinseca capacità di ritenzione e infiltrazione (Figura 3). Oltre ad integrare l'approccio SuDS nella progettazione del verde, quindi, sarebbe opportuno predisporre piani di manutenzione e controllo periodico, da attuare sinergicamente tra soggetti pubblici e privati e per i quali saranno date alcune indicazioni nei prossimi capitoli.

Per quanto riguarda infine i principali fattori che concorrono ad una alterazione delle caratteristiche qualitative delle acque di deflusso, si annovera la crescente domanda di mobilità che ha comportato un sensibile aumento del traffico veicolare e un radicale infittimento delle infrastrutture stradali. In Lombardia, l'evoluzione del parco veicolare nella finestra temporale 1992-2003 ha visto una crescita del 11,2%, fino a giungere negli ultimi anni ad un ammontare di oltre 7.000.000 di veicoli (pari al 16% del parco veicoli nazionale). Al contempo le aree occupate dal tessuto stradale complessivamente sul territorio regionale sono passate da 13 km<sup>2</sup> (nel 1954) a 145 km<sup>2</sup> (nel 2015) con una lunghezza totale del reticolo che supera i 70.500 km.



Figura 3. Esempio di cattiva gestione del verde urbano. Il cotico inerbito che divide il manto stradale dal marciapiede è utilizzato come parcheggio.

Quanto finora esposto rende evidente come non possa più essere perseguita una politica di difesa idraulica del territorio basata sul mero allontanamento dei deflussi verso i territori di valle e sul solo potenziamento delle canalizzazioni, eventualmente integrato da dispositivi di stoccaggio dei volumi prima dell'immissione nei corpi recettori. Al contrario, occorre implementare una gestione sostenibile delle acque meteoriche impostata sul controllo e l'abbattimento locale dei deflussi mediante metodologie di laminazione puntuale e diffusa, nonché processi di infiltrazione e il riuso, laddove questi ultimi siano compatibili con la natura dei suoli o la qualità delle acque (Tabella 2).

Ingegneria idraulica tradizionale approccio passato	Nuova ingegneria idraulica approccio futuro
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strategia della canalizzazione</li> <li>• Alla crescente urbanizzazione risponde con l'aumento della conduttività idraulica (canalizzazione)</li> <li>• Ricerca di materiali per diminuire la scabrezza e aumentare la capacità idraulica dei canali</li> <li>• Interventi di laminazione localizzata con vasche di accumulo e stoccaggio delle acque</li> <li>• I costi per le nuove canalizzazioni o le modifiche di quelle esistenti risultano essere molto elevati</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strategia dell'invarianza idraulica</li> <li>• Alla crescente urbanizzazione risponde con l'aumento delle superfici aventi capacità di detenzione e ritenzione delle piogge</li> <li>• Privilegia l'infiltrazione e l'accumulo di acqua nel suolo e nei terreni laddove possibile</li> <li>• Introduzione di SuDS e "Best Management Practices" al fine di ridurre e ritardare il colmo di piena e abbattere il carico inquinante della precipitazione</li> <li>• Diminuiscono i costi per degli interventi di realizzazione dei SuDS ottemperando ai criteri di sostenibilità economico-ambientale</li> </ul>

Tabella 2. Confronto tra le diverse strategie di approccio passate e future per la riduzione dei deflussi (Tratta da Becciu e Paoletti 2011)

## 2.1 La gestione sostenibile dei deflussi prodotti dalle acque meteoriche

La modalità di gestione dei sistemi di drenaggio urbano finora prevalente in gran parte dei paesi europei si basa sul controllo centralizzato dei deflussi, sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Tale modalità prevede la raccolta e il convogliamento ai depuratori sia delle acque reflue, sia del deflusso prodotto dalle acque meteoriche ricadenti sulle superfici urbane sino ad un valore di soglia della portata, compatibile con l'efficienza degli impianti di trattamento. Oltre tale soglia si attivano gli scaricatori di piena che deviano la portata in eccesso verso ricettori finali. In tale caso è previsto l'impiego di vasche per il contenimento e l'eventuale trattamento delle cosiddette acque di prima pioggia<sup>1</sup> di un evento meteorico e la laminazione delle portate prima del recapito nel corpo idrico ricettore attraverso vasche volano. Questo tipo di gestione, come evidenziato nei precedenti paragrafi, si sta mostrando sempre più spesso difficilmente praticabile come unica soluzione, data la difficoltà nel reperire le risorse finanziarie e, ancor più, gli spazi fisici richiesti per la realizzazione delle vasche, a cui spesso si aggiunge l'ostilità dei cittadini residenti.

Negli ultimi anni, come detto, si è andata affermando una nuova strategia di gestione, che può essere definita di "gestione sostenibile delle acque pluviali" e che si basa sulla riduzione della quantità di deflusso prodotto e sulla laminazione diffusa da attuarsi a monte dell'immissione delle acque meteoriche nella rete di drenaggio urbano. Essa è sicuramente da perseguire con convinzione nel caso di nuove realizzazioni, mentre sarà da considerare necessariamente complementare alla precedente, ma da incentivare, per tutte quelle situazioni di urbanizzazione "consolidata" dove il riequilibrio del regime idrologico e idraulico non potrà che essere parziale e progressivo.

A livello internazionale, la nuova strategia e le tecniche ad essa associate prendono nomi diversi: *Low-Impact Developments* (LID), *Green Infrastructure* (GI), *Best Management Practices* (BMPs) e rientrano nell'ambito più generale dei sistemi di drenaggio urbano sostenibile (SuDS) (Benedict e McMahon 2002; Firehock 2010, Nickel et al. 2014), che sono al centro di alcune politiche comunitarie. Le esperienze in tale senso sono iniziate quasi mezzo secolo fa in Germania (Nickel et al. 2014), dove sono ormai entrate nella pratica comune, e si sono poi diffuse ampiamente soprattutto in molti altri paesi del nord Europa e in quelli extra-europei (in particolare Gran Bretagna e Olanda da una parte, e Nord America e Australia dall'altra). L'efficacia di questo approccio è ormai dimostrata da diversi studi; a titolo di esempio, Bedan e Clausen (2009) e Gilroy e McCuen (2009) dimostrano che il deflusso può essere ridotto di oltre il 40% dopo l'implementazione di queste tecniche.

L'obiettivo principale che la **gestione sostenibile delle acque pluviali** si propone, è quello di alterare il meno possibile la naturale circolazione delle acque a livello locale e si lega al concetto di **invarianza idraulica ed idrologica, ovvero il principio secondo il quale i volumi di deflusso e la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba rimanere invariata prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo avvenuto nell'area stessa (facendo riferimento alla condizione pre-urbanizzazione).**

Per raggiungere tale finalità è necessario contenere i deflussi superficiali, attraverso misure di prevenzione e riduzione della loro produzione e di rallentamento del loro moto, adottate il più possibile nel luogo di formazione o nelle vicinanze, senza danneggiare la qualità dei corpi idrici sotterranei e di quelli superficiali. Affinché queste misure abbiano successo è necessario che esse vengano integrate negli strumenti di pianificazione e regolamentazione degli usi del suolo (in particolare i piani urbanistici, i piani d'ambito, i regolamenti edilizi, i regolamenti di fognatura e la normativa in materia di scarichi) e nei progetti tecnici degli insediamenti e delle infrastrutture, nonché siano accettate da parte dei proprietari degli immobili. La loro implementazione richiede quindi attenzione oltre che per gli aspetti tecnici anche per quelli culturali e di carattere sociale.

È importante sottolineare, infine, che la gestione sostenibile non può limitarsi ai nuovi piani e progetti d'insediamenti e di infrastrutture di trasporto, ma deve estendersi - nei limiti del possibile - anche agli insediamenti ed alle infrastrutture esistenti, nei centri urbani e in ambito rurale. In molte aree urbanizzate del mondo, la situazione è talmente pregiudicata da richiedere interventi a tutto campo, come è stato fatto in altri contesti europei (Germania, Austria e Svizzera), o nel caso della Lombardia che applica il principio dell'invarianza idraulica e idrologica anche agli interventi di demolizione con ricostruzione fino al piano terra, di ampliamento dell'area edificata o di variazione della permeabilità rispetto alla condizione preesistente all'urbanizzazione<sup>2</sup>.

Per promuovere la de-impermeabilizzazione delle superfici urbanizzate è opportuno implementare misure di incentivazione; ad

1 La norma attualmente in vigore in Regione Lombardia è il R.R. 24 Marzo 2006 n.4 che disciplina lo smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne in attuazione dell'articolo 52 comma 1 lettera a) della Legge Regionale 12 Dicembre 2003 n. 26, definisce: evento meteorico una o più precipitazioni, anche tra loro temporalmente distanziate, di altezza complessiva di almeno 5 mm, che si verificano o che si susseguano a distanza di almeno 96 ore da un analogo precedente evento e definisce acque di prima pioggia quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta acque meteoriche.

2 Art. 3 c2 del Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (legge per il governo del territorio)

esempio, i Länder tedeschi concedono frequentemente contributi ai Comuni e loro consorzi; in particolare, nel Baden-Württemberg i progetti dei Comuni in questo settore sono equiparati – nelle sovvenzioni del Land – agli investimenti per le reti di fognatura con lo stesso ordine di priorità, ed incidono sulla tariffa pagata dai Comuni per lo smaltimento delle acque pluviali provenienti dalle superfici di proprietà pubblica.

Rispetto alla gestione convenzionale, nella gestione sostenibile si tratta di **riequilibrare**, nei limiti del possibile, le componenti del **circolo naturale delle acque**, fortemente alterato in ambito urbano e metropolitano, senza però sacrificare l'obiettivo fondamentale della tutela dall'inquinamento.

Il nuovo approccio di gestione sostenibile dei deflussi meteorici prevede il perseguimento di alcuni principali obiettivi tra cui:

- ridurre i deflussi superficiali;
- alleggerire i collettori di fognatura e gli impianti di trattamento;
- ridurre i carichi idraulici concentrati sui corsi d'acqua naturali e i canali di bonifica, costituenti i recipienti terminali delle reti di fognatura;
- incrementare il ravvenamento locale delle falde acquifere sotterranee;
- migliorare il micro-clima urbano incrementando l'evaporazione;
- conservare e ripristinare, nei limiti del possibile, la funzione naturale del suolo.

Per raggiungere i suddetti obiettivi, le esperienze finora condotte, con particolare riferimento al panorama delle esperienze tedesche, hanno mostrato che è opportuno adottare un insieme di misure complementari, secondo un preciso ordine di priorità e tenendo in conto anche il grado d'inquinamento delle acque pluviali ovvero:

- prevenire a livello locale la formazione dei deflussi superficiali provenienti dalle acque pluviali, riducendo le superfici impermeabili o scegliendo forme di pavimentazione permeabili o semipermeabili;
- attuare misure d'utilizzazione e/o percolazione delle acque pluviali, il più possibile vicine al luogo di formazione;
- realizzare invasi locali o centrali per la riduzione delle portate di deflusso.

Nella prassi, spesso le suddette misure sono associate tra loro, secondo un'ampia gamma di soluzioni, variabili in relazione alle diverse situazioni locali (infrastrutture, edificazioni nuove o già esistenti, monofamiliari o multifamiliari, caratteristiche più o meno permeabili del suolo, ecc.). Si intravede perciò la necessità di pianificare il territorio progettando l'ambiente urbanizzato, o studiandone la sua riqualificazione, attraverso l'utilizzo di modelli che prevedano la simulazione di più combinazioni e concatenazioni di interventi atti ad ottenere i desiderati abbattimenti delle portate al colmo di piena e dei carichi inquinanti, in modo tale da comprendere gli effetti a scala vasta di una gestione sostenibile dei deflussi.

### 3 Il drenaggio urbano sostenibile e il principio dell'invarianza idraulico-idrologica in regione Lombardia secondo la legge regionale n°4 del 15 marzo 2016 e il Regolamento Regionale n° 7 del 23 novembre 2017

Al fine di prevenire e di mitigare i fenomeni di esondazione e di dissesto idrogeologico provocati dall'incremento dell'impermeabilizzazione dei suoli e, conseguentemente, di contribuire ad assicurare elevati livelli di salvaguardia idraulica e ambientale, gli strumenti urbanistici e i regolamenti edilizi comunali sono obbligati a recepire il principio di invarianza idraulica e idrologica per le trasformazioni di uso del suolo, secondo quanto previsto dalle disposizioni della legge regionale n°4 del 15 marzo 2016. La norma definisce chiaramente i concetti di:

- **invarianza idraulica:** principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione;
- **invarianza idrologica:** principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione;
- **drenaggio urbano sostenibile:** sistema di gestione delle acque meteoriche urbane, costituito da un insieme di strategie, tecnologie e buone pratiche volte a ridurre i fenomeni di allagamento urbano, a contenere gli apporti di acque meteoriche ai corpi idrici ricettori mediante il controllo alla sorgente delle acque meteoriche e a ridurre il degrado qualitativo delle acque.

La norma incoraggia l'adozione dei sistemi SuDS per il perseguimento degli obiettivi di invarianza idraulico-idrologica a scala comunale e congiuntamente una programmazione a scala di bacino. A tal proposito sono importanti le modalità di *"integrazione tra pianificazione urbanistica comunale e previsioni del piano d'ambito, al fine del conseguimento degli obiettivi di invarianza idraulica e idrologica"*, secondo cui i comuni sono tenuti all'elaborazione di un "documento semplificato di gestione del rischio idraulico" o di uno "studio comunale di gestione del rischio idraulico" (cfr. cap. 8). Tali studi rappresentano strumenti pianificatori, a sé stanti o ad integrazione degli strumenti della pianificazione comunale, finalizzati alla gestione degli allagamenti urbani o comunque interni al territorio comunale, anche attraverso il recupero della perdita permeabilità, in cui vengono indicate le priorità degli interventi e le modalità di declinazione degli stessi nella programmazione comunale delle opere pubbliche, con particolare riguardo a quelle che riguardano il reticolo idrico minore, il verde pubblico e i servizi di sottosuolo.

La ratio della legge dà l'opportunità di andare oltre i limiti della legge regionale 12/2005 e incoraggia gli interventi non solo sulla nuova edificazione e sugli interventi di demolizione e ricostruzione, ma anche sulle opere esistenti così da **migliorare la situazione dei deflussi delle superfici urbane già esistente** e migliorare il cosiddetto *"retrofitting idrologico"* urbano e quindi la risposta idrologica di un territorio alle sollecitazioni meteoriche intense. Le misure di invarianza idraulica e idrologica previste nel Regolamento Regionale n° 7 del 23 novembre 2017 ed i vincoli allo scarico da adottare per le superfici interessate da interventi che prevedono una riduzione della permeabilità, si applicano al **solo contesto delle acque pluviali**<sup>3</sup>.

Nell'ambito degli interventi edilizi di cui all'art. 3, comma 1, lettere d), e) ed f), del decreto del DPR 6 giugno 2001, n. 380 (Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia) sono soggetti ai requisiti di invarianza idraulica e idrologica ai sensi del regolamento regionale gli interventi di:

- nuova costruzione, compresi gli ampliamenti;
- demolizione, totale o parziale fino al piano terra, e ricostruzione indipendentemente dalla modifica o dal mantenimento della superficie edificata preesistente;

<sup>3</sup> Si definiscono acque pluviali, le acque meteoriche di dilavamento, escluse le acque di prima pioggia scolanti dalle aree esterne elencate all'articolo 3 del regolamento regionale 24 marzo 2006, n. 4 (Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26), che sono soggette alle norme previste nel medesimo regolamento. Il problema della gestione delle acque meteoriche evidenzia una contrapposizione tra l'attuale assetto normativo e quello tecnico-operativo a livello territoriale. Se da un lato le norme stabiliscono che la gestione delle acque pluviali è di competenza comunale, dall'altro nella maggior dei comuni lombardi la rete di drenaggio urbano è di carattere promiscuo e risulta quindi impossibile separare la componente meteorica da quella di scarico (quest'ultima di competenza dei gestori dei servizi idrici). Sebbene in alcune situazioni i comuni abbiano affidato la gestione delle acque meteoriche ai gestori dei servizi idrici, in altri casi vi è la copresenza di due soggetti responsabili di due tipologie di deflusso che però confluiscono nella medesima rete, e questo può portare a ritardi e inefficienze degli interventi volti a mitigare il rischio di insufficienza idraulica in occasione del verificarsi di eventi meteorici particolarmente severi. È inoltre importante sottolineare la necessità di una gestione efficiente dei deflussi anche in sede di corpi idrici ricettori che nella realtà lombarda sono spesso di competenza dei consorzi di bonifica e/o irrigazione. Risulta perciò indispensabile una sinergia negli interventi da adottare, e una attiva collaborazione tra i diversi attori che prendono parte alla gestione e al controllo delle acque meteoriche nel loro complesso.

- ristrutturazione urbanistica comportanti un ampliamento della superficie edificata o una variazione della permeabilità rispetto alla condizione preesistente all'urbanizzazione.

Nell'ambito degli interventi relativi alle infrastrutture stradali e autostradali e loro pertinenze e i parcheggi, le misure di invarianza idraulica e idrologica sono da prevedere sia per interventi di riassetto, adeguamento, allargamento di infrastrutture già presenti sul territorio, sia per nuove sedi stradali o di parcheggio, con riferimento alle componenti che comportano una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla sua condizione preesistente all'impermeabilizzazione<sup>4</sup>. Le corrispondenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono da calcolare in rapporto alla superficie interessata da tali interventi come meglio descritto nel Par. 3.3. La riduzione della permeabilità del suolo va calcolata facendo riferimento alla permeabilità naturale originaria del sito, ovvero alla condizione preesistente all'urbanizzazione, e non alla condizione urbanistica precedente l'intervento eventualmente già alterata rispetto alla condizione zero, preesistente all'urbanizzazione. Le misure di invarianza idraulica e idrologica si applicano alla sola superficie del lotto interessata dall'intervento comportante una modifica della permeabilità del suolo rispetto alla sua condizione preesistente all'urbanizzazione (superficie di trasformazione) e non all'intero lotto (Figura 4).

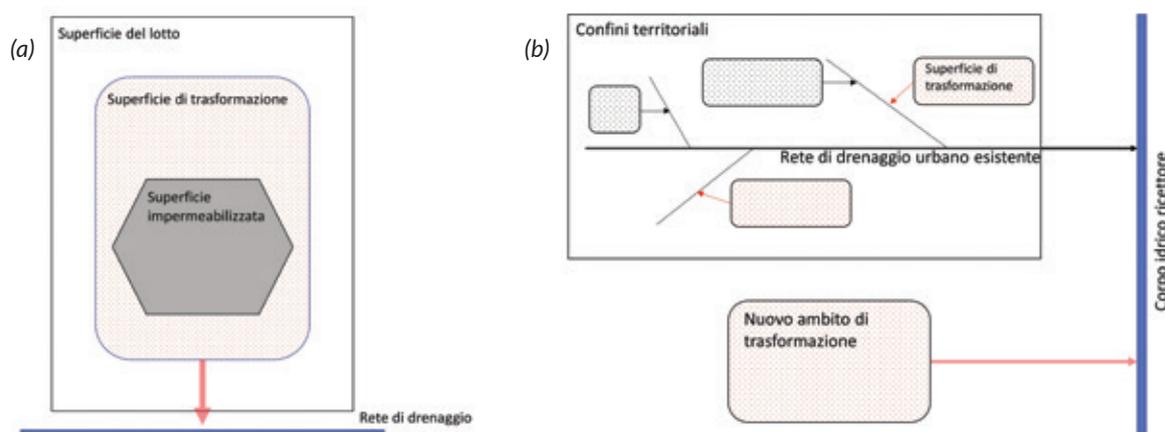


Figura 4. Esempi degli interventi ai quali applicare il principio dell'invarianza idraulico-idrologica prevista dal regolamento regionale. (a) interventi al singolo lotto; (b) interventi a scala vasta.

Gli interventi soggetti all'applicazione del regolamento regionale devono essere considerati nella loro unitarietà e non possono essere frazionati. Diversamente, più interventi indipendenti, ma tra loro contigui, possono prevedere la realizzazione di un'unica opera di invarianza idraulica o idrologica; a tal fine, la classe di intervento descritta in Tabella 3 considera come superficie interessata dall'intervento la superficie complessiva data dalla somma delle superfici dei singoli interventi.

Le misure di invarianza idraulica e idrologica possono essere applicate anche all'edificato e alle infrastrutture esistenti non vincolate al rispetto delle prescrizioni del regolamento regionale.

### 3.1 Ambiti territoriali regionali di applicazione delle misure di invarianza idraulico-idrologica

Le misure di invarianza idraulica ed idrologica contenute nel regolamento regionale si applicano a tutto il territorio regionale. I limiti allo scarico devono essere diversificati in funzione:

- 1) delle caratteristiche delle aree di formazione del deflusso e di possibile scarico delle acque meteoriche;
- 2) dei differenti effetti dell'apporto di nuove acque meteoriche nei sistemi di drenaggio delle aree urbane, extraurbane, di pianura o di collina.

<sup>4</sup> La ratio del regolamento regionale lascia intravedere che la definizione di "condizione preesistente all'urbanizzazione" si riferisca ad una condizione della superficie drenante tipica dei bacini rurali ovvero caratterizzata da coefficienti di deflusso dell'ordine di 0,05 - 0,1 in relazione al tipo di suolo, alla sua pendenza e all'intensità di picco della pioggia, e portate di picco commisurate a coefficienti idrometrici che sono dell'ordine di circa  $10 \div 20 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ .

Il territorio regionale è stato perciò suddiviso in tre macro aree in funzione del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori:

- a) aree A, ovvero ad alta criticità idraulica;
- b) aree B, ovvero a media criticità idraulica;
- c) aree C, ovvero a bassa criticità idraulica.

I comuni appartenenti a ciascuna categoria sono riportati integralmente nel regolamento regionale (allegato B) e qui riassunti schematicamente in Figura 5.

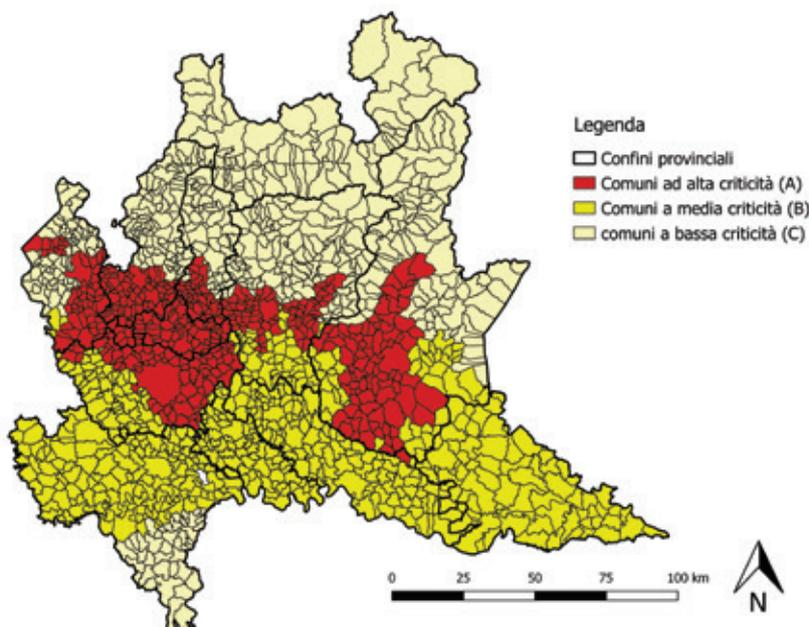


Figura 5 Cartografia degli ambiti a diversa criticità idraulica secondo il regolamento regionale n. 7 del 27 Novembre 2017.

### 3.2 Limiti ammissibili della portata meteorica scaricabile nei corpi ricettori nel rispetto del principio dell'invarianza idraulico-idrologica

Gli scarichi nel corpo ricettore sono limitati mediante l'adozione di interventi atti a contenere l'entità delle portate scaricate entro valori compatibili con la capacità idraulica del ricettore stesso e comunque entro i seguenti **valori massimi ammissibili** ( $u_{lim}$ ):

- per le aree A -  $10 \text{ l s}^{-1}$  per ettaro di superficie scolante impermeabile;
- per le aree B -  $20 \text{ l s}^{-1}$  per ettaro di superficie scolante impermeabile;
- per le aree C -  $20 \text{ l s}^{-1}$  per ettaro di superficie scolante impermeabile.

Il gestore del corpo ricettore può imporre limiti più restrittivi di quelli sopra elencati, qualora sia limitata la capacità idraulica del ricettore stesso, ovvero ai fini della funzionalità del sistema di raccolta e depurazione delle acque.

I limiti alle portate di scarico potranno essere ottenuti mediante l'adozione di sistemi finalizzati prioritariamente a favorire l'attenuazione della formazione dei deflussi meteorici a monte del loro scarico nel corpo ricettore, attraverso misure locali incentivanti l'evapotraspirazione, il riuso, l'infiltrazione.

Nel caso in cui, nonostante il ricorso ai sistemi di ritenzione e detenzione per l'attenuazione della formazione del deflusso, sia comunque necessario realizzare lo scarico delle acque meteoriche nel corpo ricettore, il medesimo scarico deve avvenire, nel rispetto dell'ordine di priorità elencate al Par. 5 del seguente manuale, ovvero a valle di invasi dimensionati opportunamente per rispettare le portate imposte dai valori massimi ammissibili.

Al fine di contribuire alla riduzione quantitativa dei deflussi, le portate degli scarichi nel corpo ricettore, provenienti da sfioratori

di piena delle reti fognarie unitarie o da reti pubbliche di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento, relativamente alle superfici scolanti, ricadenti nelle aree A e B, già edificate o urbanizzate e già dotate di reti fognarie, devono essere limitate, mediante l'adozione di interventi atti a contenerne l'entità entro valori compatibili con la capacità idraulica del ricettore e comunque entro il valore massimo ammissibile di 40 l s<sup>-1</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile, fuorché per gli scarichi direttamente recapitanti nei laghi o nei fiumi Po, Ticino, Adda, Brembo, Serio, Oglio e Mincio, che non sono soggetti a limitazioni della portata.

### 3.3 Classificazione degli interventi che richiedono misure di invarianza idraulico-idrologica

Ai fini dell'individuazione delle diverse modalità di calcolo dei volumi da gestire per il rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica descritto nei paragrafi precedenti, gli interventi richiedenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono suddivisi nelle classi riportate in Tabella 3, a seconda di:

- (i) della superficie interessata dall'intervento (superficie di trasformazione) ( $A_{tot}$ ) e
- (ii) del coefficiente di deflusso medio ponderale ( $\phi_{mp}$ ).

Ai fini della definizione della superficie di trasformazione, lo stesso deve essere considerato nella sua unitarietà e non può essere frazionato.

La modalità di calcolo da applicare per ogni intervento, come definita nella Tabella 3, dipende dalla classe di intervento indicata nella stessa tabella e dall'ambito territoriale in cui lo stesso ricade, come descritto nel Par. 3.1.

In generale il regolamento prescrive che nel caso di impermeabilizzazione potenziale media, in ambiti territoriali a criticità alta o media, deve essere adottato il **metodo delle sole piogge**, ferma restando la facoltà del professionista di adottare la procedura di calcolo dettagliata. Nel caso di impermeabilizzazione potenziale alta, in ambiti territoriali a criticità alta o media, deve essere adottata la **procedura di calcolo dettagliata**.

Classe di intervento		Superficie di trasformazione ( $A_{tot}$ )	Coefficiente di deflusso medio ponderale ( $\phi_{mp}$ )	Ambiti territoriali e modalità di calcolo	
				Aree A e B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	$A_{tot} \leq 0.01$ ha $A_{tot} \leq 100$ m <sup>2</sup>	Qualsiasi	Requisiti minimi rispetto area con criticità C (Par. 3.5)	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	$0.01 < A_{tot} \leq 0.1$ ha $100 < A_{tot} \leq 1000$ m <sup>2</sup>	$\leq 0.4$	Requisiti minimi (Par. 3.5)	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	$0.01 < A_{tot} \leq 0.1$ ha $100 < A_{tot} \leq 1000$ m <sup>2</sup>	$> 0.4$	Metodo delle sole piogge (Par. 4.2)	Requisiti minimi (Par. 3.5)
		$0.1 < A_{tot} \leq 1$ ha $1000 < A_{tot} \leq 10000$ m <sup>2</sup>	Qualsiasi		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	$1 < A_{tot} \leq 10$ ha $10000 < A_{tot} \leq 100000$ m <sup>2</sup>	$> 0.4$	Procedura di calcolo dettagliata (Par.4.4)	
		$A_{tot} > 10$ ha $A_{tot} > 100000$ m <sup>2</sup>			

Tabella 3. Classificazione degli interventi richiedenti misure di invarianza idraulico-idrologica

### 3.4 Metodologia per calcolo idraulico delle misure di invarianza idraulico-idrologica

Le metodologie di calcolo per il dimensionamento e la verifica di opere di invarianza idraulico-idrologica si applicano nel rispetto dei limiti descritti al Par. 3.2.

Nella redazione del progetto di invarianza idraulica e idrologica devono essere rispettati gli elementi descritti nei successivi paragrafi.

### 3.4.1 Tempi di ritorno

Gli interventi di contenimento e controllo delle acque meteoriche sono conseguentemente dimensionati in modo da rispettare i valori di portata limite descritti al Par. 3.2, assumendo i seguenti valori di tempi di ritorno:

- **Tempo di ritorno uguale a 50 anni** per il **dimensionamento** delle opere di invarianza idraulica e idrologica affinché venga rispettato un accettabile grado di sicurezza delle stesse, in considerazione dell'importanza ambientale ed economica degli insediamenti urbani.
- **Tempo di ritorno uguale a 100 anni** per la **verifica** dei franchi di sicurezza delle opere.

Il medesimo tempo di ritorno (100 anni) è adottato anche per il dimensionamento e la verifica delle eventuali ulteriori misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni insediati, quali barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di drenaggio verso recapiti non pericolosi.

### 3.4.2 Calcolo della precipitazione di progetto

I parametri caratteristici (a, n) delle curve di possibilità pluviometrica (LSP) per durate della precipitazione 1-24 ore oppure 1-5 giorni necessarie per la determinazione delle precipitazioni di progetto possono essere ricavati dal sito dell' ARPA Lombardia per tutte le località del territorio regionale<sup>5</sup> (Figura 6). Possono tuttavia essere assunti valori diversi solo nel caso si disponga di dati ufficiali più specifici per la località oggetto dell'intervento, dichiarandone l'origine e la validità come prescritto dal regolamento.

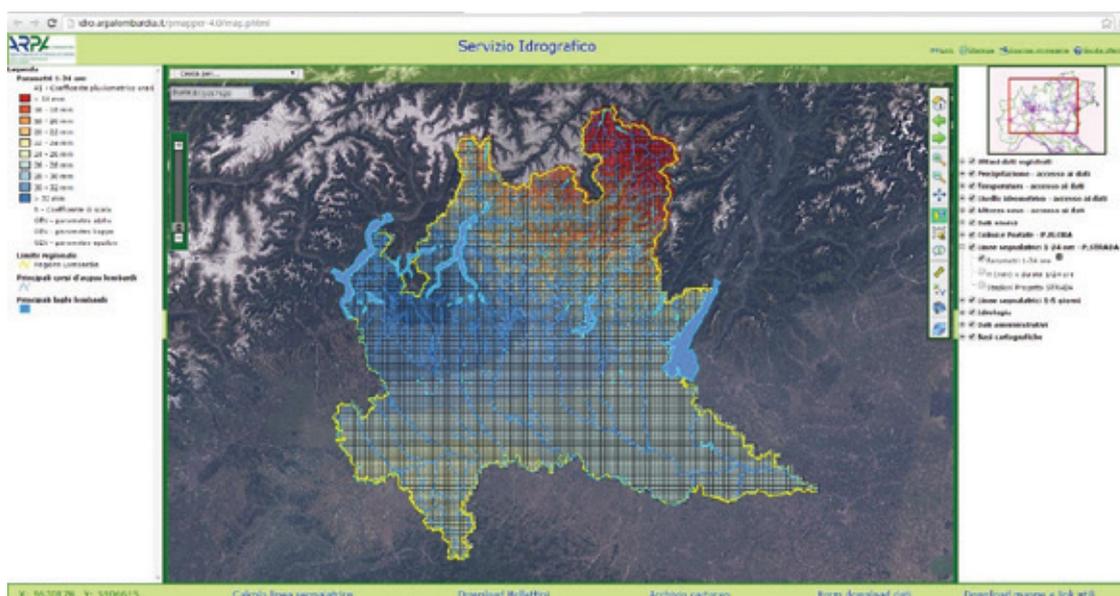


Figura 6. Distribuzione dei parametri  $a_1$  e  $n$  della LSP (1-24 ore) sul territorio della regione Lombardia (Progetto STRADA).

Nello specifico sul sito di ARPA Lombardia è possibile accedere ai dati raster dei parametri  $a_1$  e  $n$  della LSP con risoluzione al suolo di 2 km x 2 km. In questo caso la formulazione di base della LSP è espressa dell' Equazione 1.

$$h(d,T) = w_T(T) \cdot a_1 \cdot d^n = a(T) \cdot d^n$$

Equazione 1

<sup>5</sup> I parametri relativi alle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica 1-24 ore e 1-5 gg sono liberamente disponibili in formato raster sul sito dell'ARPA Lombardia alla pagina web [http://idro.arpalombardia.it/manual/dati\\_link.html](http://idro.arpalombardia.it/manual/dati_link.html).

L'altezza di precipitazione ( $h$ ) è funzione della durata dell'evento meteorico ( $d$ ) e del tempo di ritorno della precipitazione ( $T$ ) per mezzo  $w_T$  che rappresenta il quantile regolarizzato secondo la distribuzione statistica GEV. Il valore di  $a$  della LSPP è definito dal prodotto tra  $a_1$  e  $w_T$ . Il quantile regolarizzato  $w_T$  è funzione di alcuni parametri statistici ( $\alpha, K, \varepsilon$ ) della distribuzione di probabilità GEV (Equazione 2), questi ultimi mappati con la stessa risoluzione di  $a_1$  e  $n$  per l'intero territorio regionale e disponibili in formato raster sempre sul sito di ARPA.

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

Equazione 2

### 3.4.2.1 Box di approfondimento - LSPP per durate della precipitazione inferiori all'ora

Un aspetto che può condizionare l'affidabilità del calcolo della precipitazione di progetto riguarda l'informazione sulla base della quale vengono ricavate le LSPP.

Questa informazione per la maggior parte dei siti è costituita dai dati (relativi ad una stazione pluviografica più o meno prossima) pubblicati dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano (SIMI) consistenti nelle altezze massime annuali di precipitazione per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore (Tab. III, sez. B, parte I degli Annali Idrologici) e in alcuni valori di altezza di pioggia e relativa durata per precipitazioni di notevole intensità e di breve durata (Tab. V, sez. B, parte I degli Annali Idrologici). È ben noto che per questi ultimi valori non c'è alcuna garanzia che il valore riportato per una certa durata sia il massimo annuale (Moisello, 1998). Per queste brevi durate, inoltre, i valori pubblicati sono sempre in numero molto inferiore a quelli relativi alle durate da 1 a 24 ore.

Ne consegue che il progettista è generalmente costretto ad utilizzare i soli dati statisticamente significativi (ovvero le altezze di pioggia con durate 1-24 ore), estrapolando la curva così ottenuta nel campo delle durate inferiori all'ora (Becciu e Paoletti, 2011).

Tuttavia tale procedura ha dimostrato portare ad una sovrastima sensibile della precipitazione (Ciaponi, 2005).

Poiché l'utilizzo dei dati pluviometrici pubblicati negli Annali Idrologici rappresenta la normale prassi per la progettazione di gran parte delle opere destinate all'invaso o al convogliamento degli afflussi meteorici, la carenza di dati pubblicati per quanto riguarda le durate più brevi costituisce un'importante fonte di errore. Pare quindi sempre più necessario definire delle regole per l'estrapolazione delle LSPP nel campo delle durate inferiori all'ora, così da sottrarre alla totale discrezionalità dei singoli progettisti questa delicata operazione.

A tal fine, è già stato indicato come piuttosto promettente (Calenda et al., 1993) l'utilizzo della proprietà osservata da Bell (1969) in base alla quale i rapporti  $r_d$  tra le altezze di pioggia  $h_d$  di durata  $d$  molto breve e l'altezza di pioggia oraria  $h_1$  sono relativamente poco dipendenti dalla località e dal tempo di ritorno. La buona stabilità dei rapporti al variare della località parrebbe in effetti confermata, almeno per quanto riguarda i valori medi dei massimi annuali, anche con riferimento ai dati misurati in alcune località italiane (Tabella 4).

STAZIONE	rd = hd/h1			
	5 min	10 min	15 min	30 min
Cascina Scala (PV)	0.28	0.47	0.60	<b>0.79</b>
Milano Monviso [Piga et al. 1990]	0.32	0.49	0.60	<b>0.81</b>
Roma Macao [Calenda et al. 1993]	0.28	0.44	0.54	<b>0.76</b>
USA [Bell 1969]	0.29	-	0.57	<b>0.79</b>
Australia [Bell 1969]	0.30	-	0.57	<b>0.78</b>
URSS [Bell 1969]	0.26-0.32	-	0.53-0.61	<b>0.75-0.83</b>
<b>Valori medi</b>	<b>0.29</b>	<b>0.47</b>	<b>0.58</b>	<b>0.79</b>

Tabella 4. Rapporti fra i valori medi dei massimi annuali delle altezze di pioggia di diverse durate e il valore medio dell'altezza oraria

Ferma restando l'utilità di ulteriori approfondimenti e conferme, sembrerebbe ragionevole dare fin da ora ai progettisti l'indicazione di avvalersi della proprietà sopra indicata, almeno nei casi in cui non esistano dati pluviometrici sufficienti per le durate inferiori all'ora. Tale proprietà può essere rappresentata mediante l'Equazione 3 dove  $d$  è la durata della precipitazione inferiore all'ora espressa in minuti.

$$\frac{h_d}{h_1} = 0.54 \cdot d^{0.25} - 0.50$$

Equazione 3

Specifici per l'area Milanese sono i parametri delle LSPP riportati in Tabella 5, che risultano congruenti con le indicazioni generali per la medesima area secondo cui in linea generale l'esponente  $n$  dovrebbe essere assunto non minore di 0.5-0.6, per le durate inferiori a 30 minuti e non minore di 0.4-0.5 per le durate comprese tra 30 minuti e 1 ora. In mancanza di ulteriori informazioni il regolamento suggerisce di assumere un valore di  $n$  pari a 0.5.

T (anni)	0 min <d< 25 min		25 min <d<24 ore	
	a (mm h <sup>n</sup> )	n	a (mm h <sup>n</sup> )	n
2	37.8	0.577	29.7	0.292
5	51.9	0.577	40.8	0.292
10	61.2	0.577	48.1	0.292
20	70.2	0.577	55.2	0.292
50	81.7	0.577	64.3	0.292
100	90.4	0.577	71.1	0.292

Tabella 5. Parametri delle spezzate interpolanti che raggruppano le curve di possibilità pluviometrica ricavate dai dati meteo della stazione di Milano, Via Monviso (tratto da Becciu e Paoletti 2011).

### 3.4.3 Criteri per il calcolo dell'infiltrazione

Nella progettazione degli interventi di invarianza idraulica e idrologica è necessario analizzare i processi di interscambio che intervengono durante i fenomeni piovosi tra la superficie del suolo e il sistema idrico sotterraneo, valutando allo stesso tempo la soggiacenza della superficie piezometrica rispetto al piano campagna. Infatti, se la falda più superficiale è prossima o coincidente con il piano campagna, non è ammissibile dal punto di vista idraulico l'infiltrazione dell'afflusso meteorico. In ogni caso il progetto di invarianza idraulica e idrologica deve valutare ogni possibilità di incentivare l'infiltrazione delle acque meteoriche afferenti da superfici non suscettibili di inquinamento.

**Il progetto deve quindi prediligere la realizzazione di strutture di infiltrazione quali aree verdi di infiltrazione, trincee drenanti, pozzi drenanti, cunette verdi, pavimentazioni permeabili, adeguate a tale obiettivo.**

Il progetto deve inoltre valutare anche se l'infiltrazione di una parte dell'afflusso meteorico è possibile o invece è da escludere in funzione:

- della qualità delle acque meteoriche di cui si prevede l'infiltrazione in relazione alla loro compatibilità con la tutela qualitativa delle falde;
- della stabilità dei versanti o del sottosuolo, ovvero il progetto deve accertare che le infiltrazioni non contribuiscano all'instabilità di versanti franosi o alla formazione, all'ampliamento o al collasso di cavità sotterranee, quali gli occhi pollini;
- della possibile interferenza con le fondazioni o anche i piani interrati degli edifici esistenti;

Il progetto relativamente all'analisi dell'infiltrabilità dei deflussi superficiali deve basarsi sulle conoscenze e su quanto previsto dagli strumenti di pianificazione regionali e provinciali di settore, nonché nella componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del comune oggetto di valutazione.

Nel calcolo delle perdite per infiltrazione devono essere adottati valori cautelativi della conducibilità idraulica, che tengano conto della progressiva tendenza all'intasamento dei materassi permeabili.

Il calcolo dovrà tenere in considerazione:

- i volumi di laminazione necessari durante i transitori di pioggia intensa, in cui occorre determinare cautelativamente la portata possibile di infiltrazione durante il breve termine dell'evento meteorico;
- la portata possibile di infiltrazione al di fuori dei transitori di pioggia, per valutare il tempo di svuotamento nel sottosuolo delle strutture di infiltrazione.

Il progetto di invarianza idraulico-idrologica dovrà altresì comprendere anche un piano di gestione e manutenzione, ovvero l'indicazione degli interventi atti al mantenimento delle caratteristiche di progetto dell'opera.

La valutazione delle perdite per il calcolo dell'idrogramma netto di piena in arrivo nell'opera di laminazione o nell'insieme delle opere di laminazione, può essere effettuata (secondo l'impostazione del regolamento) anche in via semplificata adottando i seguenti valori standard del coefficiente di deflusso:

- pari a 1 per tutte le sotto-aree interessate da tetti, coperture, tetti verdi e giardini pensili sovrapposti a solette comunque costituite, e pavimentazioni continue quali strade, vialetti, parcheggi;
- pari a 0.7 per le pavimentazioni drenanti o semipermeabili, quali strade, vialetti, parcheggi;
- pari a 0.3 per le sotto-aree permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo.

Nel Par 4.4 sarà illustrata più in dettaglio la procedura per il calcolo dell'idrogramma netto.

### 3.4.4 Calcolo del volume d'invaso per la laminazione delle acque pluviali

Secondo il regolamento, il calcolo del volume deve essere riportato per esteso nella relazione del progetto di invarianza idraulica. Il volume di laminazione da adottare per la progettazione degli interventi di invarianza idraulica **è il maggiore tra quello risultante dai calcoli e quello valutato in termini parametrici come requisito minimo definito al Par. 3.5.**

### 3.4.5 Calcolo del tempo di svuotamento degli invasi di laminazione

Il tempo di svuotamento degli invasi secondo i volumi calcolati **non deve superare le 48 ore**, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.

Qualora non si riesca a rispettare il termine di 48 ore, ovvero qualora il volume calcolato sia realizzato all'interno di aree che prevedono anche volumi aventi altre finalità, il volume complessivo deve essere calcolato tenendo conto che dopo 48 ore deve comunque essere disponibile il volume minimo definito al Par. 3.5.

Il volume di laminazione calcolato deve quindi essere incrementato della quota parte che è ancora presente all'interno dell'opera una volta trascorse 48 ore.

Per considerare l'eventualità che una seconda precipitazione possa avvenire in condizioni di parziale pre-riempimento degli invasi, il progetto deve valutare il rischio sui beni insediati e prevedere misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni stessi in funzione della tipologia degli invasi e della locale situazione morfologica e insediativa.

### 3.4.6 Dimensionamento del sistema di scarico terminale nel ricettore

Il manufatto idraulico per la regolazione e restituzione al ricettore della portata di acque meteoriche ammessa al recapito deve essere costituito da un pozzetto a doppia camera, o comunque tale da consentire l'ispezionabilità dello scarico e la misura delle portate scaricate e delle tubazioni di collegamento con il ricettore. In ogni caso, il sistema di smaltimento delle acque delle opere d'invarianza idraulica deve essere predisposto in modo autonomo rispetto a quello dello scarico eventualmente esistente in modo che ne sia possibile il controllo separato.

Alcune possibili configurazioni tipo possono essere quelle a gravità oppure per sollevamento (Figura 7a e Figura 7b).

Figura 7a

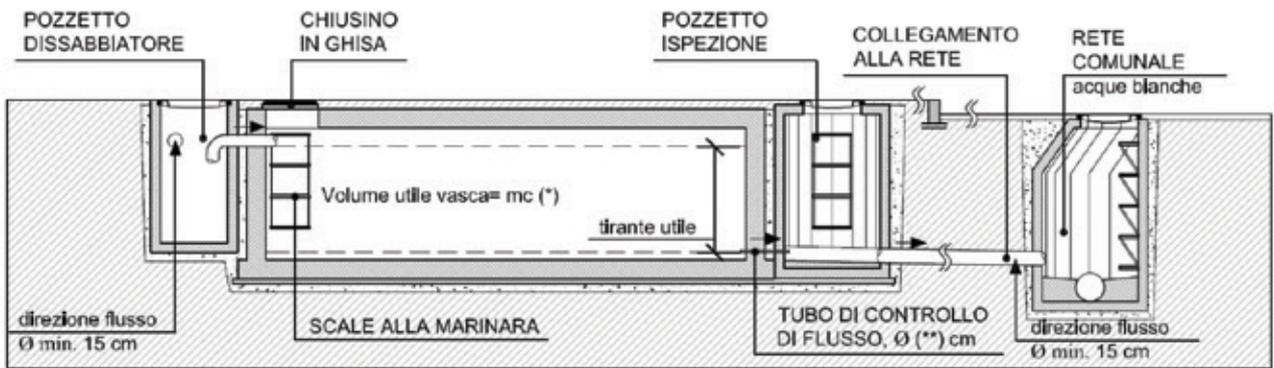
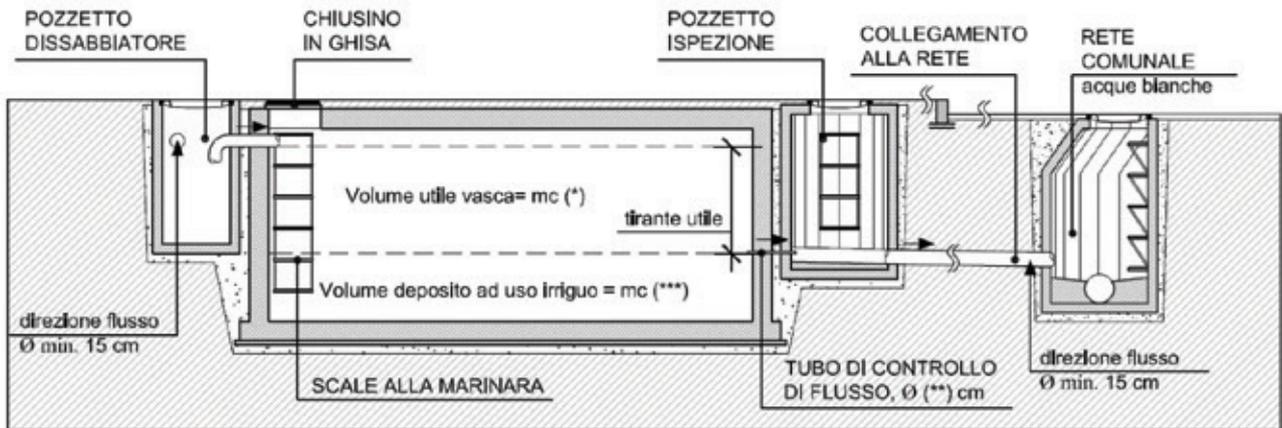


Figura 7b

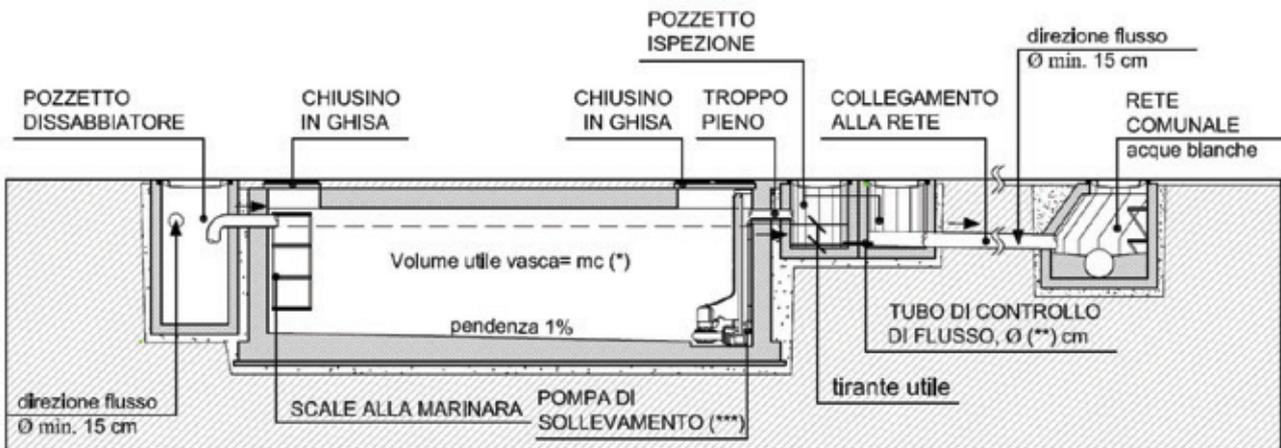


Figura 7. a) Vasca di laminazione con scarico a gravità. b) Vasca di laminazione con scarico per sollevamento. Esempio di sistema di scarico terminale nel ricettore (Tratto da: Becciu e Paoletti 2011).

Per gli scarichi a gravità, il diametro del tubo di collegamento tra la vasca di laminazione e il pozzetto di ispezione deve essere calcolato in funzione della portata massima ammissibile allo scarico (Par. 3.2). Nel caso di impermeabilizzazione potenziale media, facendo riferimento alla precedente norma (DGR 1322 del 10 maggio 2006), è buona pratica che le luci di scarico non eccedano

i 200 mm e che i tiranti idrici nell'invaso non oltrepassino il metro. In ogni caso comunque per qualsiasi stato di impermeabilizzazione, andranno dimensionati i tiranti idrici negli invasi e la dimensione delle luci di scarico in modo tale da garantire la portata massima defluente secondo i limiti prescritti per l'area.

Qualora il diametro delle luci di scarico risulti essere di dimensioni ridotte, il pericolo di occlusione deve essere tenuto presente nel piano di manutenzione ed un periodico controllo del tubo di collegamento deve essere fatto con cadenza tanto maggiore quanto minore è il suo diametro.

Gli scarichi a gravità devono essere equipaggiati con dispositivi atti ad impedire che gli eventuali stati di piena o sovraccarico del ricettore possano determinare rigurgiti nelle strutture di infiltrazione e laminazione preposte all'invarianza idraulica e idrologica. Sia con scarichi a gravità che per sollevamento, si devono evitare disfunzioni dello scarico dell'invaso di laminazione, con conseguente prolungamento dei tempi di svuotamento e quindi con la possibilità di stato di pre-riempimento dell'invaso in un evento successivo tale da non rendere disponibile il volume minimo necessario.

### 3.5 Requisiti minimi delle opere di invarianza idraulico-idrologica

Per gli interventi aventi superficie scolante impermeabile minore di 100 m<sup>2</sup> (0.01 ha), ovunque ubicati nel territorio regionale, il requisito minimo richiesto consiste in alternativa:

- nell'adozione di un sistema di scarico sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo e non in un ricettore, salvo il caso in cui questo sia costituito da laghi o dai fiumi Po, Ticino, Adda, Brembo, Serio, Oglio, Chiese e Mincio. In questo caso non è richiesto il rispetto della portata massima di cui al Par. 3.2 e non è necessario redigere il progetto di invarianza idraulica;
- nell'adozione del requisito minimo indicato, per le aree C a bassa criticità idraulica.

Nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale bassa, indipendentemente dalla criticità dell'ambito territoriale in cui ricadono, e nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale media o alta e ricadenti nell'ambito territoriale di bassa criticità, ferma restando la facoltà del professionista di adottare la procedura di calcolo delle sole piogge o la procedura di calcolo dettagliata, il requisito minimo da soddisfare consiste nella realizzazione di uno o più invasi, configurati e dimensionati adottando i seguenti valori parametrici del volume minimo dell'invaso ( $W_{SSL}$ ), o del complesso degli invasi:

- per le aree A ad alta criticità idraulica: 800 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile;
- per le aree B a media criticità idraulica: 600 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile;
- per le aree C a bassa criticità idraulica: 400 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile.

I volumi sopra citati sono da adottare anche nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale media o alta e ricadenti negli ambiti territoriali ad alta e media criticità qualora il volume risultante dai calcoli che verranno descritti nel Par. 4 fosse minore di quelli sopracitati.

Lo scarico nel ricettore a valle dell'insieme degli elementi di invaso deve comunque rispettare i valori delle portate massime ammissibili riportate nel Par. 3.2.

Nel caso in cui lo scarico avvenga per sollevamento, la portata da sollevare è pari al massimo a quella massima ammissibile (Par. 3.2), mentre nel caso in cui lo scarico avvenga a gravità, il diametro della tubazione di scarico dell'invaso è calcolato verificando che in condizioni di invaso massimo la portata scaricata non sia maggiore della portata massima ammissibile (Par. 3.2).

### 3.6 Contenuti del progetto di invarianza idraulico-idrologica

È di primaria importanza che i contenuti dell'elaborato contribuiscano a dimostrare che, per effetto delle nuove impermeabilizzazioni del suolo, **non viene aggravata l'entità del deflusso**, che cioè dimostrino che non viene scaricata una portata maggiore di quella ammissibile dal regolamento.

Nei casi di impermeabilizzazione potenziale alta e media, in riferimento ai requisiti di Tabella 3, ricadenti nelle aree assoggettate ai limiti indicati per gli ambiti territoriali delle aree con livello di criticità A e B, e quindi nei casi in cui non si applicano i requisiti minimi, il progetto di invarianza idraulica e idrologica deve contenere i seguenti elementi ed essere corredato con i calcoli, le

valutazioni, i grafici e i disegni effettuati a livello di dettaglio corrispondente ad un progetto almeno definitivo, osservando le procedure e metodologie descritte nel Par. 3.4.

Nel dettaglio il progetto dovrà necessariamente contenere una relazione tecnica che include:

- i. Descrizione della soluzione progettuale di invarianza idraulica e idrologica e delle corrispondenti opere di raccolta, convogliamento, invaso, infiltrazione e scarico costituenti il sistema di drenaggio delle acque pluviali fino al punto terminale di scarico nel ricettore o di disperdimento nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo;
- ii. Calcolo delle precipitazioni di progetto;
- iii. Calcoli del processo di infiltrazione nelle aree e strutture a ciò destinate e relativi dimensionamenti;
- iv. Calcoli del processo di laminazione negli invasi a ciò destinati e relativi dimensionamenti;
- v. Calcolo del tempo di svuotamento degli invasi di laminazione;
- vi. Calcoli e relativi dimensionamenti di tutte le componenti del sistema di drenaggio delle acque pluviali fino al punto terminale di scarico;
- vii. Dimensionamento del sistema di scarico terminale, qualora necessario, nel ricettore, nel rispetto dei requisiti ammissibili;

Inoltre il documento dovrà contenere:

- a. La documentazione progettuale completa di planimetrie e profili in scala adeguata, sezioni, particolari costruttivi;
- b. Il piano di manutenzione ordinaria e straordinaria dell'intero sistema di opere di invarianza idraulica e idrologica e di recapito nei ricettori;
- c. L'asseverazione del professionista in merito alla conformità del progetto ai contenuti del regolamento.

Nel caso di impermeabilizzazione potenziale bassa in riferimento ai contenuti di Tabella 3, ovunque collocata nelle aree territoriali con livelli di criticità A, B e C e nel caso di impermeabilizzazione potenziale media e alta ricadente nell'area territoriale C, e quindi nei casi in cui si applicano i requisiti minimi, il progetto di invarianza idraulica e idrologica può limitarsi a contenere gli elementi (i), (v), (vi) e (vii) nonché i punti (a), (b) e (c) precedentemente illustrati.

Nel caso di interventi di superficie complessiva minore di 100 m<sup>2</sup>, ovunque ubicati nel territorio regionale ed indipendentemente dal grado di impermeabilizzazione potenziale, se viene adottato il requisito minimo di cui all'art. 12 comma 1 lettera b) del r.r., il progetto di invarianza idraulica e idrologica deve contenere almeno gli elementi (i), (v), (vi) e (vii) nonché i punti (a), (b) e (c) precedentemente illustrati, mentre se viene adottato il requisito minimo di cui all'art. 12 comma 1 lettera a) del r.r., non è necessaria la redazione del progetto di invarianza idraulica e idrologica secondo quanto già descritto nel Par. 3.5.

### 3.6.1 Piani di manutenzione degli interventi di invarianza idraulico-idrologica

In riferimento al punto b del Par. 3.6, la manutenzione è fondamentale per garantire il mantenimento in efficienza delle strutture e degli elementi realizzati per le funzioni di drenaggio delle acque meteoriche; serve ad assicurare alle strutture stesse un periodo di vita più lungo, permettendo di intervenire periodicamente nell'individuazione di eventuali malfunzionamenti che, se trascurati, ne potrebbero pregiudicare irrimediabilmente le funzioni.

A seconda delle tipologie di elementi di drenaggio si presentano ovviamente livelli differenti di complessità nella manutenzione.

La prima e più semplice distinzione riguarda sicuramente gli **interventi ordinari**, da svolgersi periodicamente seguendo un calendario prestabilito, dagli **interventi straordinari**, necessari al ripristino delle funzioni in caso di malfunzionamento, guasto o successivamente ad eventi meteorici o di altra natura (per esempio terremoti, sversamenti abusivi, incidenti rilevanti) che interessino direttamente o indirettamente le strutture.

Si possono inoltre distinguere, per alcune tipologie di soluzioni quali le aree di ritenzione vegetate e le fitodepurazioni, gli **interventi di supporto** necessari all'attecchimento delle essenze vegetate nelle primissime fasi della vita degli impianti, non più necessari quando gli invasi avranno raggiunto la fase in esercizio con il completo equilibrio delle componenti ecologiche presenti. Gli interventi di manutenzione ordinaria a seguito anche di un semplice controllo visivo dello stato di efficienza degli elementi drenanti a eseguito di ogni evento meteorico che li vede coinvolti possono essere:

- pulizia rifiuti;
- rimozione detriti;
- taglio selettivo delle specie vegetali;
- controllo di eventuali specie infestanti;
- eliminazione di problemi di scorrimento e/o intasamento;
- ispezione, controllo dell'efficienza e manutenzione di eventuali componenti meccaniche (impianti di sollevamento, captazione, rilascio, ecc.).

Gli interventi di manutenzione straordinaria da svolgere successivamente al riscontro di malfunzionamenti e sempre successivamente al verificarsi di eventi straordinari che abbiano danneggiato in tutto o in parte gli impianti di drenaggio possono essere:

- pulizia e smaltimento rifiuti;
- rimozione e smaltimento detriti;
- ripristino dei substrati filtranti danneggiati dal trasporto solido o da altre cause;
- reintegro e sostituzione delle essenze vegetali eventualmente danneggiate;
- risoluzione di problemi di intasamento;
- ispezione, controllo dell'efficienza e manutenzione di eventuali componenti meccaniche (impianti di sollevamento, captazione, rilascio, ecc.);
- rimessa in servizio dell'infrastruttura verde.

Per quanto riguarda gli interventi che prevedono la rimozione dei sedimenti occorrerà prevedere adeguate operazioni di pulizia *ad-hoc* in relazione alle caratteristiche fisico-chimiche del sedimento e alla sua potenzialità inquinante.

Rispetto a quanto descritto, risulta evidente che a seconda del livello e complessità degli interventi di manutenzione gli stessi potranno essere svolti da operai generici (rimozione detriti), da tecnici esperti (ripristino di impianti di sollevamento) o comunque formati a svolgere mansioni specifiche. Tutto ciò dovrà essere realizzato seguendo un programma di manutenzione periodico strutturato secondo un piano nel quale siano individuate le diverse attività da svolgere e i relativi soggetti incaricati. Per tale ragione nelle schede di manutenzione dovranno essere indicati anche i nomi dei progettisti e degli esecutori delle opere che potranno, in caso di dubbio, indicare la modalità migliore di intervento nel caso non sia già indicata nel programma periodico. Per opere di particolare importanza, o qualora il processo di progettazione abbia consentito una partecipazione efficace in grado di coinvolgere i cittadini nella manutenzione, potrà essere indicato anche il nome dell'esperto/cittadino incaricato di svolgere la manutenzione o portatore di conoscenza.

## 4 Procedura di calcolo per il dimensionamento e la verifica delle opere di mitigazione secondo i principi di invarianza idraulico-idrologica

Nel seguito si riporta in modo dettagliato (e con l'ausilio di alcuni esempi di calcolo) la procedura per il dimensionamento e la verifica idraulica delle opere di mitigazione, da inserire nella relazione tecnica di invarianza idraulico-idrologica<sup>6</sup> (Par. 3.6), secondo le limitazioni prescritte dal regolamento regionale in riferimento alle tre principali casistiche:

- Necessità di adempiere ai soli requisiti minimi;
- Necessità di utilizzare il metodo delle solo piogge;
- Necessità di utilizzare la procedura di calcolo dettagliata.

Si rimanda il lettore a testi specialistici qualora egli abbia necessità di ripercorrere i richiami teorici delle procedure successivamente illustrate, e al regolamento regionale per le eventuali casistiche particolari. Nella rappresentazione dei risultati ottenuti dall'applicazione delle diverse procedure di calcolo previste dal regolamento (che avverrà anche tramite alcuni estratti di tabelle elaborate tramite un foglio di calcolo) si è volutamente scelto di mantenere un elevato grado di dettaglio dei risultati prodotti affinché il lettore sia facilitato nel confronto diretto con i risultati delle proprie elaborazioni.

Il primo passo consiste nel determinare quale metodologia di calcolo dover adottare in riferimento all'entità della superficie di trasformazione. Nello specifico è necessario combinare tre informazioni:

- 1) il livello di criticità del bacino in cui la superficie di trasformazione si colloca (ovvero livello di criticità A, B o C secondo quanto descritto nel Par. 3.1);
- 2) l'entità della superficie di trasformazione ( $A_{tot}$ );
- 3) il valore del coefficiente di deflusso medio ponderale ( $\phi_{mp}$ )

Per la determinazione del punto (3) si deve obbligatoriamente considerare la media ponderata dei coefficienti di deflusso delle diverse aree appartenenti alla superficie di trasformazione, secondo la classificazione semplificata riportata nel Par. 3.4.3. In base a tale classificazione si possono quindi individuare:

- Sottocategoria 1: tutte le sotto-aree ( $A_1$ ) interessate da tetti, coperture, tetti verdi e giardini pensili sovrapposti a solette comunque costituite e pavimentazioni continue quali strade, vialetti, parcheggi ( $\phi_1 = 1$ ).
- Sottocategoria 2: tutte le sotto-aree ( $A_2$ ) interessate da pavimentazioni drenanti o semipermeabili, quali strade, vialetti, parcheggi ( $\phi_2 = 0.7$ ).
- Sottocategoria 3: tutte le sotto-aree ( $A_3$ ) permeabili di qualsiasi tipo ( $\phi_3 = 0.3$ ).

Il coefficiente di deflusso medio ponderale è ricavato mediante l'equazione:

$$\phi_{mp} = \frac{A_1 \cdot \phi_1 + A_2 \cdot \phi_2 + A_3 \cdot \phi_3}{A_{tot}}$$

Equazione 4

dove  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$  sono le aree delle tre sottocategorie aventi rispettivamente i coefficienti di deflusso  $\phi_1$ ,  $\phi_2$ , e  $\phi_3$ .  $A_{tot}$  deve logicamente coincidere con la somma di  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$ . La superficie di trasformazione impermeabile è quindi data dal prodotto tra  $\phi_{mp}$  e  $A_{tot}$ . Dalla Tabella 3, combinando le tre informazioni così ricavate (ovvero livello di criticità del bacino, l'entità di  $A_{tot}$  e il valore di  $\phi_{mp}$ ), si determina la metodologia di calcolo da adottare per la progettazione degli interventi di invarianza idraulico-idrologica.

<sup>6</sup> Diverso deve essere l'approccio per la redazione dello studio previsto dall'art 14 del regolamento regionale (Modalità di integrazione tra pianificazione urbanistica comunale e previsioni del piano d'ambito, al fine del conseguimento degli obiettivi di invarianza idraulica e idrologica) che invece deve basarsi su di una modellazione idrodinamica a scala vasta per esempio condotta attraverso gli strumenti illustrati nel Par. 8.

## 4.1 Requisiti minimi

Nel caso si debba adempiere al criterio dei requisiti minimi il volume dell'opera d'invaso dipende interamente dal livello di criticità dell'area in cui si trova la superficie di trasformazione ( $A_{tot}$ ) secondo quanto prescritto nel Par. 3.5, sempre nel rispetto dei limiti allo scarico già citati nel Par. 3.2. Per  $A_{tot}$  minori di 100 m<sup>2</sup>, il volume d'invaso e il limite allo scarico risultano essere pari a quelli previsti per il livello di criticità C ovunque sul territorio regionale.

### 4.1.1 Esempio di calcolo – metodo requisiti minimi

Si ipotizzi la realizzazione nel comune di Eupilio (CO) di un complesso di abitazioni che porta alla trasformazione complessiva di una superficie ( $A_{tot}$ ) pari a 1000 m<sup>2</sup>. Le superfici totalmente impermeabili ( $A_1$ ) si estendono per 90 m<sup>2</sup> all'interno dell'area trasformata (somma delle coperture al suolo delle abitazioni, dei vialetti in asfalto, ecc.), 10 m<sup>2</sup> è la superficie delle opere parzialmente impermeabili ( $A_2$ ) e la restante parte della superficie (ovvero 900 m<sup>2</sup>) è destinata a parco ( $A_3$ ). Si calcoli:

- Il volume complessivo delle opere di mitigazione secondo i criteri del regolamento regionale
- Il tempo di svuotamento delle opere realizzate.

#### Svolgimento

Si determina il coefficiente medio ponderale:

$$\phi_{mp} = \frac{90 \cdot 1 + 10 \cdot 0.7 + 900 \cdot 0.3}{1000} = 0.37$$

Il comune di Eupilio è incluso nelle aree a livello di criticità C secondo quanto riportato nel Par. 3.1. Combinando le tre informazioni  $A_{tot} = 1000$  m<sup>2</sup>,  $\phi_{mp} < 0.4$  e livello di criticità C, si ottiene che la classe d'intervento è "impermeabilizzazione potenziale bassa" e il di calcolo dell'opera di mitigazione prevede l'adozione del metodo dei requisiti minimi con un volume specifico di laminazione ( $W_{SSL}$ ) pari a 400 m<sup>3</sup> ha<sub>imp</sub><sup>-1</sup> e una portata limite allo scarico di 20 l s<sup>-1</sup> ha<sup>-1</sup>.

Arrotondando  $\phi_{mp}$  alla prima cifra decimale ovvero a 0.4, il volume totale dell'opera di mitigazione ( $w_0$ ) sarà:

$$w_0 = 400 \cdot \frac{1000}{10000} \cdot 0.4 = 16. \text{ m}^3$$

La portata limite allo scarico ( $Q_{u,lim}$ ) sarà:

$$Q_{u,lim} = 20 \cdot \frac{1000}{10000} \cdot 0.4 = 0.8 \text{ l s}^{-1}$$

Il tempo di svuotamento (t):

$$t = \frac{16.00 \cdot 1000}{0.80 \cdot 3600} = 5.56 \text{ h}$$

Il tempo di svuotamento risulta nettamente inferiore alle 48 ore e quindi si può ritenere la progettazione idraulica dell'opera di mitigazione valida. Siccome il regolamento predilige, laddove possibile, l'infiltrazione delle acque nel suolo, si può pensare di progettare l'invaso tentando di eliminare totalmente la connessione con la rete di fognatura. In tal caso si ipotizzi di realizzare l'invaso avente caratteristiche disperdenti su di una superficie di 15 m<sup>2</sup>. Da alcune indagini sulle caratteristiche idrauliche del suolo si è stimato un tasso d'infiltrazione potenziale in condizione limite<sup>7</sup> di 25 mm h<sup>-1</sup>.

<sup>7</sup> Si assume la condizione limite (ovvero asintotica) della curva di infiltrazione.

La portata infiltrata ( $Q_{inf}$ ) sarà:

$$Q_{inf} = \frac{25 \cdot 15}{3600} = 0.1 \text{ l s}^{-1}$$

Il tempo di svuotamento ( $t$ ) sarà:

$$t = \frac{16.00 \cdot 1000}{0.10 \cdot 3600} = 42.67 \text{ h}$$

Il tempo di svuotamento è inferiore alle 48 ore e quindi si può ritenere valida la progettazione di una vasca totalmente disperdente anche senza allaccio alla rete di drenaggio.

Se la vasca fosse disperdente e allo stesso tempo collettata alla rete di fognatura il tempo di svuotamento sarebbe:

$$t = \frac{16.00 \cdot 1000}{0.10 \cdot 3600 + 0.8 \cdot 3600} = 4.92 \text{ h}$$

## 4.2 Metodo delle sole piogge

Il metodo delle sole piogge fornisce una valutazione del volume d'invaso dell'opera di mitigazione sulla base della sola conoscenza della curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dall'opera stessa ( $Q_{u,lim}$ ). Con questo metodo viene trascurata completamente, ad eccezione delle perdite idrologiche, la trasformazione afflussi-deflussi che si realizza nell'area scolante a monte dell'opera. Con questa ipotesi semplificativa il volume entrante nell'invaso ( $W_e$ ) per effetto di una pioggia di durata ( $d$ ) è pari all'Equazione 5.

$$W_e = A_{tot} \cdot \phi_{mp} \cdot a \cdot d^n$$

Equazione 5

Il volume in uscita ( $W_u$ ) dall'invaso sarà invece dato dall'Equazione 6.

$$W_u = Q_{u,lim} \cdot d$$

Equazione 6

Il volume invasato ( $W_d$ ) sarà dato dall'Equazione 7.

$$W_d = (W_e - W_u)_d = (A_{tot} \cdot \phi_{mp} \cdot a \cdot d^n - Q_{u,lim} \cdot d)$$

Equazione 7

Il volume da assegnare all'invaso è il valore massimo di  $W$  (di seguito indicato con  $W_m$ ), che si ottiene per una precipitazione di durata critica ( $d_c$ ).

La determinazione di  $d_c$  e  $W_m$  può essere ottenuta anche per via grafica valutando la massima distanza che intercorre tra la curva di possibilità pluviometrica depurata dalle perdite idrologiche e quella in uscita dalla vasca ipotizzata costante, come illustrato nel seguente nell'esempio 4.2.1.

Analiticamente la durata critica e il volume dell'opera di mitigazione sono dati rispettivamente dall'Equazione 8 e dall'Equazione 9.

$$d_c = \left( \frac{Q_{u,lim}}{A_{tot} \cdot \phi_{mp} \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Equazione 8

$$W_m = A_{tot} \cdot \phi_{mp} \cdot a \cdot d_c^n - Q_{u,lim} \cdot d_c$$

Equazione 9

#### 4.2.1 Esempio di calcolo – metodo delle sole piogge

Si ipotizzi la realizzazione nel comune di Bareggio (MI) di un complesso industriale che porta alla trasformazione complessiva di una superficie ( $A_{tot}$ ) pari ad 1 ha (10000 m<sup>2</sup>). Le superfici totalmente impermeabili ( $A_1$ ) si estendono per 8000 m<sup>2</sup> (somma delle coperture al suolo dei capannoni industriali, dei viali in asfalto ecc.), e la restante parte è invece destinata a verde con funzione estetica ( $A_3 = 2000$  m<sup>2</sup>).

Dal punto di vista meteorologico il sito ricade in un'area in cui i parametri della LSPP 1-24 ore sono rispettivamente:

$a_1 = 31.00$  mm h<sup>-1</sup>;  $n = 0.32$ ;  $\alpha = 0.2926$ ;  $K = -0.0152$ ;  $\epsilon = 0.8263$ . Si calcoli:

- Il volume dell'opera di mitigazione secondo i criteri del regolamento regionale
- Il tempo di svuotamento dell'opera

##### Svolgimento

Si determina il coefficiente di deflusso medio ponderale sapendo che l'area della superficie di trasformazione è così suddivisa:  $A_1 = 8000$  m<sup>2</sup>;  $A_2 = 0$  m<sup>2</sup>;  $A_3 = 2000$  m<sup>2</sup>.

$$\phi_{mp} = \frac{8000 \cdot 1 + 0 \cdot 0.7 + 2000 \cdot 0.3}{10000} = 0.86$$

Il comune di Bareggio è incluso nelle aree a livello di criticità B secondo quanto riportato nel Par. 3.1. Utilizzando la Tabella 3 con  $A_{tot} = 10000$  m<sup>2</sup> indipendentemente dal valore di  $\phi_{mp}$  si ottiene che la classe d'intervento è "impermeabilizzazione potenziale media" e il calcolo prevede l'adozione del Metodo delle sole Piogge con un volume specifico di laminazione ( $W_{SSL}$ ) pari a 600 m<sup>3</sup> ha<sup>-1</sup><sub>imp</sub> e una portata limite allo scarico di 20 l s<sup>-1</sup> ha<sup>-1</sup><sub>imp</sub>.

Si determina il quantile regolarizzato  $w_T$  e successivamente il parametro  $a$  della LSPP per il Tempo di Ritorno di 50 anni:

$$w_T = 0.8263 + \frac{0.2926}{-0.0152} \left[ 1 - \left[ \ln \left( \frac{50}{50-1} \right) \right]^{-0.0152} \right] = 2.00$$

$$a = 2.00 \cdot 31.00 = 62.00 \text{ mm h}^{-n}$$

Arrotondando alla prima cifra decimale  $\phi_{mp}$  ovvero 0.9 si determina la  $Q_{u,lim}$

$$Q_{u,lim} = 20 \cdot \frac{10000}{10000} \cdot 0.9 = 18.00 \text{ l s}^{-1}$$

Si procede ora alla determinazione della durata critica per l'invaso.

In aggiunta a quanto riportato nell'Allegato G del Regolamento Regionale 7/2017, si suggerisce di costruire su un foglio di calcolo elettronico una tabella come quella mostrata in Tabella 6. La prima colonna (d) è rappresentata da una serie temporale di durate con passo 1 minuto (indicativamente si potrebbe estendere la sequenza dei valori da 0 fino a 1440 minuti ovvero fino al massimo della durata di validità dei parametri della LSPP – 24 ore).

La seconda colonna rappresenta il volume in uscita dalla vasca per unità di superficie ( $h_u$ ) ed è determinato come segue:

$$h_u \text{ [mm]} = \frac{18 \cdot 10^{-3} \cdot d \cdot 60}{10000} \cdot 10^3$$

La terza colonna rappresenta il rapporto  $r_d$  (calcolato tramite l'Equazione 3) valido per durate inferiori all'ora, mentre la quarta colonna rappresenta il valore dell'altezza di precipitazione con durata pari ad un'ora ( $h_1$ ).

La quinta colonna rappresenta il volume in ingresso all'invaso per unità di superficie depurato dalle perdite idrologiche ( $h_{netta}$ ) e sarà dato da:

$$\begin{cases} h_{netta} \text{ [mm]} = 0.9 \cdot r_d \cdot 62.08 & \text{per } d < 60 \text{ minuti} \\ h_{netta} \text{ [mm]} = 0.9 \cdot 62.00 \cdot \left(\frac{d}{60}\right)^{0.32} & \text{per } 60 \leq d \leq 1440 \text{ minuti} \end{cases}$$

La sesta colonna rappresenta la differenza tra  $h_{netta}$  e  $h_u$ , mentre l'ultima rappresenta la durata (d) in corrispondenza della quale si ha la massima differenza tra  $h_{netta}$  e  $h_u$  ovvero la durata critica ( $d_c$ ). In questo esempio di calcolo la durata critica risulta pari a 267 minuti (ovvero 4.4 ore).

Il volume dell'invaso da realizzare ( $W_m$ ) sarà quindi dato da:

$$W_m = \max (h_{netta} - h_u)_d \cdot 10^{-3} \cdot S = 61.2 \cdot 10^{-3} \cdot 10000 = 612 \text{ m}^3$$

d(min)	$h_u$ (mm)	$r_d$	$h_1$ (mm)	$h_{netta}$ (mm)	Diff ( $h_{netta} - h_u$ )	$d_c$ (min)
0.0	0.0	0.00	62.1	0.0	0.0	267
1.0	0.1	0.04		2.2	2.1	
2.0	0.2	0.14		7.9	7.7	
3.0	0.3	0.21		11.8	11.4	
4.0	0.4	0.26		14.7	14.3	
5.0	0.5	0.31		17.2	16.6	
...	...	....		....	....	
58.0	6.3	0.99		55.3	49.1	
59.0	6.4	1.00		55.7	49.3	
60.0	6.5			55.9	49.4	
61.0	6.6			56.2	49.6	
...	...	...		...	...	
262.0	28.3			89.5	61.2	
263.0	28.4			89.6	61.2	
264.0	28.5			89.8	61.2	
265.0	28.6			89.9	61.2	
266.0	28.7			90.0	61.2	
267.0	28.8			90.1	61.2	
268.0	28.9			90.2	61.2	
269.0	29.0			90.3	61.2	
270.0	29.2			90.4	61.2	

Tabella 6. Estratto del foglio elettronico utilizzato per il calcolo della durata critica e del volume d'invaso con il metodo delle sole piogge

Si deve ora confrontare il volume  $W$  con quello derivato dal requisito minimo  $W_{SSL}$ . Il volume di invaso che rispetta i requisiti minimi sarà ( $w_0$ ):

$$w_0 = 600 \cdot \frac{10000}{10000} \cdot 0.9 = 540 \text{ m}^3$$

Il volume  $w_0$  risulta essere inferiore rispetto a quello ottenuto dal metodo delle sole piogge. Si dovrà quindi procedere alla progettazione dell'invaso con un volume pari a  $W_m$ .

Infine si verifica il tempo di svotamento ( $t$ ) dell'opera di mitigazione:

$$t = \frac{612.51 \cdot 1000}{18.00 \cdot 3600} = 9.45 \text{ h}$$

Il tempo di svuotamento è inferiore alle 48 ore previste dal regolamento. Si può quindi ritenere definitivo e corretto il dimensionamento del volume dell'opera di mitigazione.

In Figura 8 si mostra il risultato dell'esempio di calcolo dal punto di vista grafico.

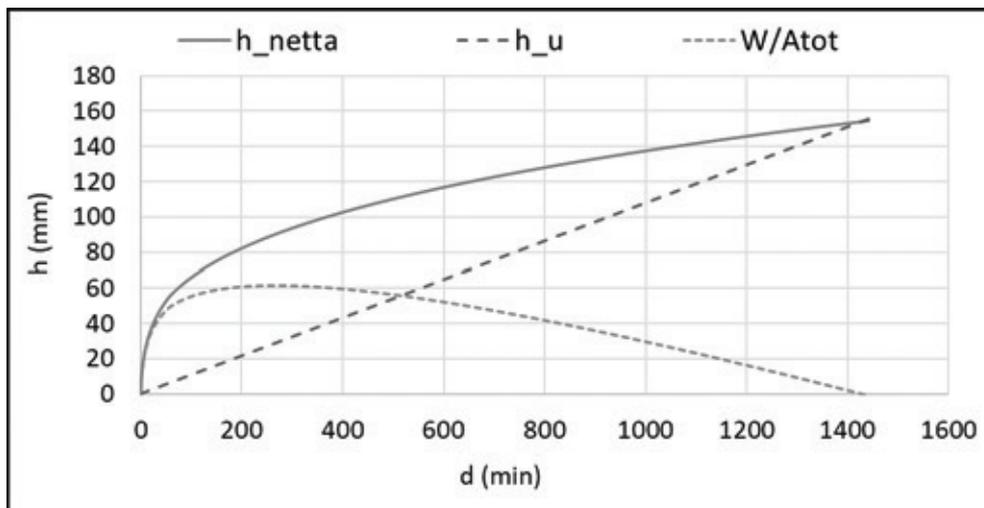


Figura 8. Rappresentazione grafica del risultato dell'esempio di calcolo con il metodo delle sole piogge

### 4.3 Considerazioni sull'applicazione dei requisiti minimi e sul metodo delle sole piogge

È immediato osservare (Figura 9) che l'ipotesi semplificativa del metodo delle sole piogge, ovvero l'assunzione che la portata in uscita dall'invaso di laminazione sia costante nel tempo, comporta una sottostima del volume d'invaso in quanto per la maggior parte dei dispositivi di controllo del deflusso il valore delle portate in uscita dipende dalle condizioni idrauliche di funzionamento. Inoltre questo schema di regolazione teorico, basato sul principio della cosiddetta *laminazione ottimale* (Becciu e Paoletti 2011), è raggiungibile solamente se l'uscita è governata da un impianto di sollevamento o da opportuni organi di regolazione degli scarichi, raramente presenti nei dispositivi SuDS.

Un'altra ipotesi che sottende all'applicazione del metodo delle sole piogge e dei requisiti minimi è quella di considerare l'opera di mitigazione come un invaso in cui converge l'intero deflusso prodotto dalla superficie di trasformazione. Tale approssimazione, che può essere valida per superfici di piccola e media entità, potrebbe non essere più applicabile (nell'ottica dei principi con i quali si dovrebbero realizzare gli interventi di invarianza idraulico-idrologica) per superfici particolarmente estese (ovvero laddove il

regolamento prevede l'applicazione della procedura dettagliata). Il quest'ultimo caso l'opera di mitigazione più si avvicina alla progettazione di una serie di interventi SuDS distribuiti sull'area di trasformazione, dotati di una capacità d'invaso e/o d'infiltrazione.

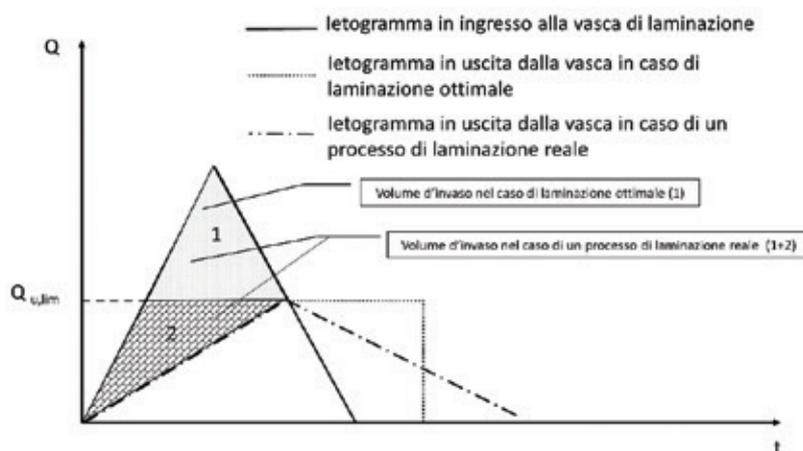


Figura 9. Schema semplificato di funzionamento di una regolazione con laminazione ottimale e reale.

## 4.4 Procedura dettagliata

La procedura dettagliata prevede uno studio idrologico del deflusso sulla superficie di trasformazione che deve essere condotto facendo riferimento ai tradizionali modelli afflusso-deflusso riportati in letteratura. Nel regolamento è citato (solo a titolo esemplificativo) il metodo cinematico (altresì detto della corrivazione) con ietogramma Chicago e infiltrazione secondo il modello di Horton. In questo manuale si è ritenuto utile, in aggiunta, mostrare l'applicazione del metodo SCS-CN come strumento di calcolo delle perdite idrologiche in quanto fornisce maggiore flessibilità nel rappresentare il comportamento idrologico delle diverse superfici e dei sistemi SuDS.

L'approccio su cui si basa il calcolo dei volumi di mitigazione illustrato in questo paragrafo parte dal presupposto che, molto ragionevolmente, al momento della stesura della relazione tecnica di invarianza idraulico-idrologica, il progetto di trasformazione risulti essere già definito (ovvero nell'area di trasformazione siano già stati fissati gli ingombri delle aree impermeabili - quali edifici, strade, vialetti ecc. - e la collocazione di quelle permeabili - prati, giardini ecc.). Gli interventi di mitigazione volti a ridurre il deflusso dell'area di trasformazione entro i limiti prescritti dal regolamento solo eccezionalmente potranno riguardare la modifica delle superfici di progetto, orientandosi invece ordinariamente verso l'introduzione di elementi SuDS appartenenti a due principali tipologie:

- (i) serbatoi o cisterne per l'accumulo delle acque meteoriche di dilavamento dai tetti o delle superfici impermeabili;
- (ii) sistemi di drenaggio sostenibile volti all'incremento della capacità di d'infiltrazione delle superfici permeabili di progetto (un'ampia gamma dei quali è presentata nel Par. 5).

Prima di illustrare la metodologia per il calcolo dei volumi di mitigazione secondo la procedura dettagliata è bene sottolineare che come evidenziato nei Par. 3.2 e Par. 3.5 la portata limite e il volume minimo di laminazione da realizzare al fine di ottemperare al principio di invarianza idraulico-idrologica fanno riferimento all'entità della superficie trasformazione impermeabile.

Va sottolineato che nel caso di un progetto esistente, ovvero dove sono state già definite le caratteristiche e le entità delle diverse superfici, il valore della superficie di trasformazione impermeabile (data dal prodotto tra il coefficiente medio ponderale e l'entità dell'area di trasformazione - come mostrato nel Par. 4) è **invariante rispetto alle eventuali introduzioni di elementi di mitigazione** (che teoricamente agiscono modificando il coefficiente di deflusso medio ponderale), ovvero il calcolo della portata limite e dei volumi minimi di laminazione devono fare riferimento alle caratteristiche e all'entità delle sole superfici di trasformazione previste nel progetto alle quali sono associati i diversi coefficienti di deflusso.

Le ipotesi della procedura di calcolo illustrata nel seguito prevedono: (i) andamento uniforme della curva area-tempi dell'area di trasformazione (in mancanza di altre informazioni), (ii) ietogramma di progetto costante nel tempo, (iii) applicabilità del metodo cinematico per la trasformazione afflussi-deflussi.

#### 4.4.1 Ietogramma di progetto

Per la determinazione attraverso un modello afflussi-deflussi della portata di drenaggio di un bacino scolante, sarebbe opportuno analizzare probabilisticamente i risultati ottenuti con diversi ietogrammi reali fino ad individuare la distribuzione probabilistica delle portate defluite. Spesso però non si dispone di una serie sufficientemente lunga di eventi meteorici reali significativi. In questi casi si può costruire uno ietogramma teorico di progetto secondo diversi criteri a partire dalle curve di possibilità pluviometrica. Le forme disponibili proposte in letteratura per tali ietogrammi sono numerosi tuttavia le più utilizzate sono essenzialmente lo ietogramma costante e quello Chicago. Per quanto riguarda lo ietogramma costante (altresi detto rettangolare od uniforme), ampiamente diffuso nella pratica progettuale, è uno ietogramma costante nel tempo dedotto dalle LSPP con l'ipotesi che l'andamento nel tempo dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la sua durata. Se si considera la curva monomia a due parametri che descrive la LSPP (come descritta dall'Equazione 1), questa intensità sarà pari a  $i = a \cdot d^{n-1}$ , dove (a) e (n) sono i parametri della LSPP (per un dato tempo di ritorno) e (d) è la durata della precipitazione.

#### 4.4.2 Perdite idrologiche e calcolo della precipitazione efficace mediante il metodo SCS-CN

Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso superficiale sul bacino. Questa parte viene chiamata precipitazione efficace e lo ietogramma corrispondente ietogramma efficace. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette perdite idrologiche dovute a vari fenomeni come l'evaporazione, l'intercettazione fogliare, l'immagazzinamento in avvallamenti, l'infiltrazione nel terreno ecc. I fenomeni più rilevanti da un punto di vista quantitativo sono solitamente gli ultimi due spesso gli unici di cui si tiene conto. Si definisce quindi, pioggia/precipitazione totale (o pioggia/precipitazione lorda) l'intera quantità di pioggia che cade sul bacino durante l'intero evento meteorico. Si definisce pioggia/precipitazione efficace la sola quota parte della precipitazione totale che genera il deflusso diretto (ovvero il deflusso superficiale e quello sottosuperficiale più rapido).

La pioggia efficace quindi deriva dallo ietogramma di pioggia lordo depurato dalle perdite idrologiche connesse all'infiltrazione e all'accumulo operato dalle superfici del bacino.

Il metodo proposto dal Soil Conservation Service (SCS) stima le perdite per infiltrazione ipotizzando che il volume I perduto fino ad un certo istante sia legato al volume massimo S immagazzinabile dal terreno a saturazione dalla stessa relazione di proporzionalità che lega il volume defluito  $P_e$  (pioggia efficace) al volume affluito  $P_l$  (pioggia totale) fino allo stesso istante. Questa ipotesi, completata dall'introduzione di una perdita iniziale  $I_a$  (initial abstraction) che tiene in considerazione di tutte le perdite che avvengono prima che il deflusso abbia inizio (come ad esempio l'immagazzinamento nelle depressioni superficiali), porta al calcolo della pioggia efficace attraverso l'Equazione 10.

$$P_e = \begin{cases} 0 & \text{se } P_l \leq I_a \\ \frac{(P_l - I_a)^2}{P_l - I_a + S} & \text{se } P_l > I_a \end{cases}$$

Equazione 10

Il volume S (espresso in mm) è ricavato dall'Equazione 11 in funzione del parametro CN (Curve Number), caratteristico della tipologia e dell'uso del suolo.

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Equazione 11

In Tabella 7 sono riportati i valori del parametro CN per alcuni tipi di suolo, copertura vegetale e gruppo idrologico.

In Tabella 7 sono riportati i valori di CN riferiti ad una condizione antecedente di umidità del suolo "intermedia" (AMC-II). Per quanto riguarda le condizioni di umidità antecedenti, si considera l'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico, individuando tre diverse categorie di condizioni d'umidità: AMC-I (secco), AMC-II (intermedio) e AMC-III (umido). Le definizioni delle condizioni di umidità sono riportate in Tabella 8. Per condizioni iniziale diverse da quella intermedia i valori di CN possono essere ricavati a partire dal valore di CN(II) attraverso l'Equazione 12 e l'Equazione 13.

Tipo di copertura (Uso di suolo)	Gruppo idrologico			
	A	B	C	D
<b>TERRENO COLTIVATO</b>				
Senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<b>TERRENO DI PASCOLO</b>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
<b>PRATERIE</b>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<b>TERRENI BOSCOSE O FORESTATI</b>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<b>SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI</b>				
Buone condizioni con almeno il 75% con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (Impermeabilità 72%)	81	88	91	93
<b>AREE RESIDENZIALI Impermeabilità media %</b>				
Impermeabilità media 65%	77	85	90	92
Impermeabilità media 38%	61	75	83	87
Impermeabilità media 30%	57	72	81	86
Impermeabilità media 25%	54	70	80	85
Impermeabilità media 20%	51	68	79	84
<b>PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI</b>	98	98	98	98
<b>STRADE</b>				
Pavimentata con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 7. Valori del parametro CN(II) per diversi tipi di suolo e gruppi idrologici riferiti ad una condizione antecedente di umidità AMC-II

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

Equazione 12

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Equazione 13

La perdita iniziale  $I_a$ , infine, può essere stimata, in mancanza di altre informazioni, come il 10-20% di  $S$ . Per la modellazione del deflusso in bacini urbani si consiglia tuttavia di usare valori di  $I_a$  non superiori a 5 mm (Becciu e Paoletti, 2011).

AMC	Periodo vegetativo	Riposo vegetativo
I	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti minore di 35 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti minore di 13 mm
II	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti tra 35 e 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti tra 13 e 28 mm
III	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti maggiore di 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti maggiore di 28 mm

Tabella 8. Definizione delle condizioni di umidità (AMC)

### 4.4.3 Trasformazione degli afflussi efficaci in deflussi

Per costruire l'idrogramma conseguente ad un certo ietogramma occorre procedere con un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi.

Una classe particolarmente importante di modelli è quella dei modelli lineari stazionari in cui la relazione ingresso uscita è descritta da un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti. Ciò significa che se ad una determinata precipitazione  $p_1(t)$  corrisponde un'onda di piena  $q_1(t)$ , ad una precipitazione  $p_2(t)$ , che istante per istante è in rapporto costante con la prima  $p_1(t)$ , corrisponde un'onda uscente  $q_2(t)$  che è istante per istante nello stesso rapporto con l'onda  $q_1(t)$ .

Inoltre una qualunque precipitazione  $p(t)$  somma di due qualunque componenti distinte  $p_1(t)$  e  $p_2(t)$ , produce un'onda uscente complessiva  $q(t)$  che è la somma delle due onde  $q_1(t)$  e  $q_2(t)$  che si avrebbero in risposta alle due precipitazioni  $p_1(t)$  e  $p_2(t)$ .

Il modello cinematico o metodo della corrivazione è un modello afflussi-deflussi che mette in conto, nel calcolo dei deflussi di piena, esclusivamente il fenomeno di trasferimento della massa liquida, ovvero la pioggia efficace che si forma in un generico punto sulla superficie del bacino trasla semplicemente verso la sezione di chiusura in un tempo prefissato, dipendente dalle caratteristiche del percorso idraulico che unisce il punto di formazione del deflusso alla sezione di chiusura. Il modello pertanto prescinde dai fenomeni di laminazione della massa liquida lungo il percorso o imputabili ad un momentaneo accumulo in alcune zone (per esempio quelle più depresse) del bacino.

Il metodo della corrivazione si fonda sulle seguenti ipotesi:

- La formazione della piena è dovuta unicamente a un fenomeno di trasferimento della massa liquida in cui ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta.
- La velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce cioè ognuna si muove indipendentemente dalle altre.
- Il tempo di corrivazione da un generico punto all'interno del bacino è costante durante l'evento di pioggia, indipendentemente dall'intensità e della durata dell'evento stesso.
- La portata della corrente defluente attraverso la sezione di chiusura si ottiene sommando le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

#### 4.4.3.1 Calcolo del tempo di corrivazione

Per l'applicazione del metodo cinematico è utile stimare il tempo di corrivazione del bacino, ovvero il tempo di traslazione massimo tra tutti punti all'interno del bacino. Per bacini urbanizzati esso può essere calcolato come somma del tempo di ingresso nella rete di drenaggio più il tempo di transito nella rete (Becciu e Paoletti, 2011). Generalmente il tempo d'ingresso nella rete di drenaggio oscilla tra i 5 e i 15 minuti a seconda delle caratteristiche del bacino. Il tempo di transito nella rete (dato dal rapporto tra la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo e la velocità del fluido nella rete di drenaggio) risulta essere un parametro estre-

mamente difficile da determinare. Ferme restando le approssimazioni del caso, per la determinazione del tempo di corrivazione dell'area di trasformazione si propone la formulazione proposta dal United States Department of Agriculture (USDA), testata su bacini di varia natura (compresi quelli urbani) con superfici comprese tra i 5000 m<sup>2</sup> e i 23 km<sup>2</sup> (Equazione 14).

$$t_c = \frac{(l \cdot 3.28)^{0.8} \cdot (S + 1)^{0.7}}{1140 \cdot Y^{0.5}}$$

Equazione 14

Dove  $t_c$  è il tempo di corrivazione del bacino (espresso in h),  $l$  è lunghezza del percorso idraulicamente più lungo (espressa in m),  $S$  è il volume massimo immagazzinabile dal bacino espresso come  $\frac{1000}{CN} - 10$ ,  $Y$  è la pendenza del bacino espressa in %.

Il valore di  $l$  può essere determinato in via semplificata dalla relazione di Mockus (Boughton, 1989) (Equazione 15)

$$l = 63.7(A \cdot 2.47 \cdot 10^{-4})^{0.6}$$

Equazione 15

Dove  $A$  è la superficie del bacino espressa in m<sup>2</sup>. Questa formulazione non tiene in considerazione del tempo di transito all'interno di una eventuale rete di drenaggio presente nell'area di trasformazione. Tuttavia, si possono comunque ritenere ragionevolmente applicabili i  $t_c$  dedotti dall'Equazione 14 per il calcolo degli interventi SuDS.

#### 4.4.4 Descrizione della metodologia di calcolo dei volumi di mitigazione attraverso la procedura dettagliata

Nel seguito sono illustrati nel dettaglio i passaggi da implementare per il calcolo dei volumi di mitigazione attraverso la procedura dettagliata.

Come dati di partenza si assumano noti i parametri della LSPP per il sito di studio e l'entità delle superfici suddivise nelle tre sotto-categorie  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$ , secondo quanto già riportato nel Par. 4. Per ciascuna superficie dovrà essere associato oltre che un valore ad  $\phi$  anche un valore di CN. Mentre  $\phi_1$ ,  $\phi_2$  e  $\phi_3$  possono essere assunti in prima approssimazione quelli riportati nel Par. 4, i valori di CN dovranno essere attribuiti dal progettista a seconda delle caratteristiche delle superfici secondo quanto riportato nel Par. e 4.4.2<sup>8</sup>. Nel caso di  $A_1$ , tuttavia, il valore di CN sarà sempre pari a 100 in quanto tale categoria rappresenta le coperture impermeabili. In funzione dell'entità delle diverse superfici e dei rispettivi coefficienti di deflusso si procede al calcolo il coefficiente medio ponderale e successivamente del valore di  $Q_{u,lim}$  e  $w_0$  che rispetta i requisiti minimi prescritti dal regolamento.

La procedura prevede di calcolare i contributi al deflusso generale prodotto dall'area di trasformazione per ciascuna delle tre sotto-categorie. Per ciascuna superficie si calolerà il proprio ietogramma di pioggia efficace e l'idrogramma di piena. La somma di questi ultimi darà l'idrogramma complessivo del deflusso prodotto dall'area di trasformazione.

Ciascuna sotto-categoria teoricamente è caratterizzata da un proprio tempo di corrivazione che dipende dal valore di CN e dall'entità della superficie (Par. 4.4.3.1), tuttavia affinché la durata critica risulti essere unica per l'intera superficie di trasformazione, si dovrà procedere al calcolo del tempo di corrivazione medio della superficie scolante.

Si applicherà perciò l'Equazione 14 dove il valore di  $S$  sarà dato dalla media pesata (rispetto all'entità delle superfici di ciascuna sotto-categoria) dei valori di  $S_{A1}$ ,  $S_{A2}$  e  $S_{A3}$  calcolati per mezzo della relazione  $\frac{1000}{CN} - 10$ .  $S$ , per definizione, rappresenta il volume potenzialmente immagazzinabile dalla superficie presa in esame e nel caso della superficie  $A_1$  il suo valore è pari a 0, in quanto il valore di CN è stato assunto pari a 100. Tuttavia nel caso in cui le superfici impermeabili siano connesse a serbatoi o cisterne (si pensi ai sistemi di raccolta delle acque dei pluviali) la capacità di immagazzinamento di queste superfici diventa propriamente pari all'entità dei volumi dei dispositivi installati. Tale volume di immagazzinamento è quindi assimilabile ad una initial abstraction ( $I_a$ ), ed è quindi ragionevole assumere che  $S_{A1}$  sia pari ad  $I_{aA1}$ . Questo permette di tenere in considerazione nel calcolo del tempo di corrivazione l'eventuale ritardo nella produzione del deflusso dalle superfici di classe  $A_1$  a seguito degli invasi introdotti.  $I_{aA1}$  rappresenta quindi l'invaso addizionale operato dai dispositivi SuDS (cisterne o serbatoi) che trattengono parte della precipitazione

<sup>8</sup> Nel caso in cui il progetto dell'area di trasformazione prevede già l'introduzione di sistemi di drenaggio sostenibile come ad esempio pavimentazioni permeabili, fossi d'infiltrazione e quant'altro, il valore di CN di  $A_2$  e  $A_3$  dovrà tenerne in considerazione.

che defluisce sulle sole superfici impermeabili ( $A_1$ ). Il valore di  $I_{aA1}$  è quindi scelto dal progettista in virtù della necessità di ridurre i deflussi dell'area di trasformazione entro i limiti del regolamento.  $I_{aA2}$  e  $I_{aA3}$ , invece, sono assunte, in mancanza di ulteriori specifiche, rispettivamente pari al 10% di  $S_{A2}$  e  $S_{A3}$ .

Per ciascuna sotto-categoria si procede al calcolo delle perdite idrologiche secondo quanto illustrato nel Par. 4.4.2 e, successivamente, si determina l'idrogramma di piena secondo la procedura descritta al Par. 4.4.3. Il massimo dell'idrogramma complessivo per l'area di trasformazione, dato dalla somma degli idrogrammi delle singole sotto-categorie, deve risultare uguale (o minore) al valore della  $Q_{u,lim}$ . Qualora non lo fosse, il progettista deve intervenire mediante l'introduzione di interventi SuDS, al fine di ridurre il picco entro il limite del regolamento:

- (i) modificando il valore di  $I_{A1}$  se gli interventi prevedono l'introduzione di sistemi di accumulo quali cisterne o serbatoi. In tal caso il valore di  $I_{A1}$  (espresso in mm) equivale al volume per unità di superficie ( $A_1$ ) dei dispositivi da dover realizzare;
- (ii) variando il valore di CN delle superfici permeabili ( $A_2$  o  $A_3$ ), ovvero modificando la capacità d'infiltrazione di tale superfici introducendo sistemi come fossi d'infiltrazione, trincee drenanti ecc.

La procedura di calcolo quindi prevede, per una prefissata durata della precipitazione, di modificare in modo iterativo il valore di  $I_{aA1}$  e/o il valore di CN di  $A_2$  e/o  $A_3$  fin tanto che il picco del deflusso prodotto dall'area di trasformazione risulti essere pari al valore di  $Q_{u,lim}$ .

Al variare della durata della precipitazione si otterranno valori diversi del volume di invaso complessivo (somma dei volumi invasati in cisterne e serbatoi e di quello infiltrato). Obiettivo della metodologia di progettazione è individuare il massimo valore del volume di invaso complessivo, in modo che sia garantito il rispetto del valore limite della portata in uscita qualunque sia la durata dell'evento di pioggia. La durata dell'evento a cui corrisponde il massimo valore dell'invaso è definita come durata critica ai fini dell'identificazione delle misure di mitigazione. In generale essa risulterà maggiore, anche significativamente, del tempo di corrivazione. È possibile, infatti, che eventi di durata maggiore di quest'ultimo, pur producendo valori di portata al colmo inferiori, richiedano volumi di invaso maggiori per contenere la portata in uscita dall'area di trasformazione entro il limite previsto dal regolamento.

La durata critica può essere ottenuta procedendo per tentativi, ipotizzando che essa sia pari alla somma di  $t_c$  e di un  $dt$  (non noto a priori), che viene fatto variare fino ad ottenere il massimo del volume di invaso complessivo.

#### 4.4.4.1 Esempio di calcolo 1

Nel comune di Vaiano Cremasco (CR) è stato progettato un insediamento industriale complessivamente ampio ( $A_{tot}$ ) 17000 m<sup>2</sup>. Il progetto ha previsto una suddivisione delle aree come segue:  $A_1$  pari a 10000 m<sup>2</sup>;  $A_2$  pari a 2000 m<sup>2</sup>;  $A_3$  pari a 5000 m<sup>2</sup>. Rispettivamente le superfici hanno i seguenti valori di CN:  $A_1 = 100$ ;  $A_2 = 50$  e  $A_3 = 40$ , mentre i coefficienti di deflusso per ciascuna sotto-categoria sono quelli riportati nel Par. 4. Si assumano i parametri della LSPP  $a$  e  $n$  rispettivamente pari a 64.30 mm h<sup>-n</sup> e 0.29. Si ipotizzi una pendenza media dell'area di trasformazione pari a 0.5%.

Si calcoli l'entità dei volumi di stoccaggio addizionali da realizzare al fine di ottemperare ai limiti prescritti dal regolamento regionale, nell'ipotesi di una suddivisione della curva area-tempi in 10 sotto unità.

#### Svolgimento

Prima di tutto è necessario calcolare il coefficiente di deflusso medio ponderale per l'area di trasformazione al fine di ricavare i valori di  $Q_{u,lim}$  e il volume minimo complessivo delle opere di mitigazione ( $w_0$ ). Assumendo i valori di  $\phi$  per le diverse sotto-aree descritti nel Par. 4,  $\phi_{mp}$  risulta essere pari a 0.76. Inoltre sapendo che il comune di Vaiano Cremasco ricade nell'area con livello di criticità B si ottiene:

$$Q_{u,lim} = 0.76 \cdot \frac{17000}{10000} \cdot 10 = 25.8 \text{ l s}^{-1}$$

$$Q_{u,lim} = 0.76 \cdot \frac{17000}{10000} \cdot 10 = 25.8 \text{ l s}^{-1}$$

L'invaso S, determinato a partire dall' Equazione 11, è  $S_{A1} = 0$  mm,  $S_{A2} = 254$  mm,  $S_{A3} = 381$  mm. L'initial abstraction  $I_a$  pari al 10% di S sarà uguale a  $I_{aA1} = 0$  mm,  $I_{aA2} = 25$  mm,  $I_{aA3} = 38$  mm. Il valore di S medio sul bacino in prima battuta è pari a 142 mm e quindi il tempo di corrivazione dell'area di trasformazione così costituita è pari a circa 40 minuti. Assunta come prima ipotesi la durata (d) della precipitazione pari al tempo di corrivazione, l'intensità della precipitazione lorda è pari a  $86 \text{ mm h}^{-1}$  mentre il picco dell'idrogramma complessivo è pari a  $243.7 \text{ l s}^{-1}$ , nettamente superiore al limite prescritto dal regolamento ( $25.8 \text{ l s}^{-1}$ ). Scegliendo di ridurre i deflussi prodotti dall'area di trasformazione solamente attraverso la realizzazione di cisterne o serbatoi in grado di accumulare il deflusso proveniente dalle superfici impermeabili, il valore di  $I_{aA1}$  è stato di volta in volta incrementato fin tanto che la portata di picco risultasse uguale a  $Q_{u,jim}$ . Il risultato delle iterazioni ha portato ad ottenere un valore di invasore addizionale ( $I_{aA1}$ ) pari a 41 mm, corrispondente ad un volume complessivamente invasato dalle cisterne o dai serbatoi pari a  $532 \text{ m}^3$ . Il nuovo tempo di corrivazione medio per l'area di trasformazione risulta essere pari a circa 44 minuti. Il volume complessivo della precipitazione è pari a  $997 \text{ m}^3$ , quello infiltrato  $156 \text{ m}^3$ , quello stoccato nelle depressioni naturali di  $A_2$  e  $A_3$   $241 \text{ m}^3$  e infine quello effettivamente defluito pari a  $68 \text{ m}^3$ . In Tabella 9 sono riportati i calcoli per la determinazione dello ietogramma di pioggia efficace per le tre sotto aree ( $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$ ), mentre in Tabella 10 sono mostrati i passaggi di calcolo per la determinazione dei differenti idrogrammi di piena.

Ietogramma di progetto - A1								
Prog	d (min)	$i_{\text{lorda}}$ ( $\text{mm h}^{-1}$ )	$h_{\text{lorda}}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{\text{efficace}}$ ( $\text{mm h}^{-1}$ )	stoc ( $\text{mm h}^{-1}$ )	$V_{\text{stoc}}$ ( $\text{m}^3$ )	$V_{\text{stoc tot}}$ ( $\text{m}^3$ )
1	4.4	80.5	5.9	0.0	0.0	80.5	58.7	532.0
2	8.7	80.5	11.7	0.0	0.0	80.5	58.7	
3	13.1	80.5	17.6	0.0	0.0	80.5	58.7	
4	17.5	80.5	23.5	0.0	0.0	80.5	58.7	
5	21.9	80.5	29.3	0.0	0.0	80.5	58.7	
6	26.2	80.5	35.2	0.0	0.0	80.5	58.7	
7	30.6	80.5	41.1	0.0	0.0	80.4	58.6	
8	35.0	80.5	46.9	0.8	11.1	69.3	50.5	
9	39.4	80.5	52.8	2.7	26.6	53.9	39.3	
10	43.7	80.5	58.7	5.5	37.3	43.1	31.4	
11	48.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	52.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Ietogramma di progetto - A2								
Prog	d (min)	$i_{\text{lorda}}$ ( $\text{mm h}^{-1}$ )	$h_{\text{lorda}}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{\text{efficace}}$ ( $\text{mm h}^{-1}$ )	Inf+stoc ( $\text{mm h}^{-1}$ )	$V_{\text{Inf+stoc}}$ ( $\text{m}^3$ )	$V_{\text{Inf+stoc tot}}$ ( $\text{m}^3$ )
1	4.4	80.5	5.9	0.0	0.0	80.5	11.7	109.6
2	8.7	80.5	11.7	0.0	0.0	80.5	11.7	
3	13.1	80.5	17.6	0.0	0.0	80.5	11.7	
4	17.5	80.5	23.5	0.0	0.0	80.5	11.7	
5	21.9	80.5	29.3	0.1	0.8	79.5	11.6	
6	26.2	80.5	35.2	0.4	4.2	76.3	11.1	
7	30.6	80.5	41.1	0.9	7.5	72.9	10.6	
8	35.0	80.5	47.0	1.7	10.6	69.9	10.2	
9	39.4	80.5	52.8	2.7	13.5	67.0	9.8	
10	43.7	80.5	58.7	3.8	16.2	64.2	9.4	
11	48.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	52.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Ietogramma di progetto - A3								
Prog	d (min)	$i_{lorda}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$h_{lorda}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{efficace}$ (mm h <sup>-1</sup> )	Inf+stoc (mm h <sup>-1</sup> )	$V_{Inf+stoc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{Inf+stoc tot}$ (m <sup>3</sup> )
1	4.4	80.5	5.9	0.0	0.0	80.5	29.3	288.1
2	8.7	80.5	11.7	0.0	0.0	80.5	29.3	
3	13.1	80.5	17.6	0.0	0.0	80.5	29.3	
4	17.5	80.5	23.5	0.0	0.0	80.5	29.3	
5	21.9	80.5	29.3	0.0	0.0	80.5	29.3	
6	26.2	80.5	35.2	0.0	0.0	80.5	29.3	
7	30.6	80.5	41.1	0.0	0.3	80.1	29.2	
8	35.0	80.5	46.9	0.2	2.4	78.0	28.4	
9	39.4	80.5	52.8	0.5	4.7	75.7	27.6	
10	43.7	80.5	58.7	1.0	7.0	73.5	26.8	
11	48.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	52.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Tabella 9. Calcoli per la determinazione della precipitazione efficace e dei volumi stoccati ed infiltrati per le superfici  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$  nel caso di un invaso addizionale di  $I_{aA1}$  pari a 40.7 mm e una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione

Ietogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena $A_1$										
Prog	d (min)	$i_{efficace}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$	$A_7$	$A_8$	$A_9$	$A_{10}$	$Q_{A1}$ (l s <sup>-1</sup> )
1	4.4	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
2	8.7	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
3	13.1	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
4	17.5	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
5	21.9	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
6	26.2	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
7	30.6	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0
8	35.0	11.5	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	3.1
9	39.4	26.6	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	10.5
10	43.7	37.3	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
11	48.1	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
12	52.5	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
13	56.9	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
14	61.2	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
15	65.6	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
16	70.0	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
17	74.4	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	20.9
18	78.7	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	17.7
19	83.1	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	10.4
20	87.5	0.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	0.0

letogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena A <sub>2</sub>										
Prog	d (min)	i <sub>efficace</sub> (mm h <sup>-1</sup> )	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	Q <sub>A2</sub> (l s <sup>-1</sup> )
1	4.4	0.0	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	0.0
2	8.7	0.0	200	200									0.0
3	13.1	0.0	200	200	200								0.0
4	17.5	0.0	200	200	200	200							0.0
5	21.9	0.8	200	200	200	200	200						0.0
6	26.2	4.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.3
7	30.6	7.5	0.4	0.2	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0				0.7
8	35.0	10.6	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			1.3
9	39.4	13.5	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		2.0
10	43.7	16.2	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9
11	48.1	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9
12	52.5	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	2.9
13	56.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	0.0	2.9
14	61.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	0.0	2.9
15	65.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.2	2.9
16	70.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	0.4	2.7
17	74.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	0.6	2.2
18	78.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.7	1.6
19	83.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.9
20	87.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

letogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena A <sub>3</sub>										
Prog	d (min)	i <sub>efficace</sub> (mm h <sup>-1</sup> )	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	Q <sub>A3</sub> (l s <sup>-1</sup> )
1	4.4	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
2	8.7	0.0	500	500									0.0
3	13.1	0.0	500	500	500								0.0
4	17.5	0.0	500	500	500	500							0.0
5	21.9	0.0	500	500	500	500	500						0.0
6	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.0
7	30.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				0.0
8	35.0	2.4	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			0.4
9	39.4	4.7	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		1.0
10	43.7	7.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
11	48.1	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
12	52.5	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
13	56.9	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
14	61.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	2.0
15	65.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	0.0	2.0
16	70.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	0.0	2.0
17	74.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	0.3	2.0
18	78.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.7	1.6
19	83.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
20	87.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabella 10. Calcoli per la determinazione dell'idrogramma di piena per le superfici A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> e A<sub>3</sub> nel caso di un invaso addizionale di I<sub>ga1</sub> pari a 40.7 mm e una durata della precipitazione pari al tempo di corrvazione

Scegliendo differenti valori di  $dt$  e reiterando i passaggi di calcolo appena illustrati si è ottenuto il valore della durata critica della precipitazione, pari a 797 min (di cui  $t_c = 47$  min e  $dt = 750$  min). Per tale durata, l'invaso addizionale realizzato mediante l'accumulo in cisterne o serbatoi del deflusso prodotto da  $A_1$  è pari a  $I_{aA1} = 1134$  m<sup>3</sup>, a fronte di un volume della precipitazione totale di 2313 m<sup>3</sup>, un accumulo nelle depressioni naturali di  $A_2$  e  $A_3$  pari a 241 m<sup>3</sup>, un'infiltrazione complessiva di 544 m<sup>3</sup> e infine un volume defluito di 394 m<sup>3</sup>. Il volume complessivamente accumulato ed infiltrato dal bacino è quindi pari a 1919 m<sup>3</sup>. In Tabella 11 e in Figura 10 sono rappresentati i risultati dei calcoli per la determinazione della pioggia efficace e del tasso d'infiltrazione per le tre sottocategorie di superfici.

letogramma di progetto - A1								
Prog	d (min)	$i_{lorda}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$h_{lorda}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{efficace}$ (mm h <sup>-1</sup> )	stoc (mm h <sup>-1</sup> )	$V_{stoc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{stoc\ tot}$ (m <sup>3</sup> )
1	4.8	10.2	0.8	0.0	0.0	10.2	8.1	1133.6
2	9.5	10.2	1.6	0.0	0.0	10.2	8.1	
3	14.2	10.2	2.4	0.0	0.0	10.2	8.1	
...	...	...	...	...	...	...	...	
99	469.5	10.2	80.2	0.0	0.0	10.2	8.1	
100	474.2	10.2	81.0	0.0	0.0	10.2	8.1	
101	479.0	10.2	81.8	0.0	0.2	10.0	7.9	
102	483.7	10.2	82.6	0.0	0.4	9.8	7.8	
103	488.5	10.2	83.4	0.1	0.6	9.6	7.6	
104	493.2	10.2	84.2	0.2	0.8	9.4	7.5	
105	498.0	10.2	85.0	0.2	1.0	9.3	7.3	
...	...	...	...	...	...	...	...	
164	777.8	10.2	132.8	20.6	6.5	3.8	3.0	
165	782.5	10.2	133.6	21.1	6.5	3.7	3.0	
166	787.3	10.2	134.4	21.6	6.5	3.7	2.9	
167	792.0	10.2	135.2	22.1	6.6	3.6	2.9	
168	796.7	10.2	136.0	22.7	6.6	3.6	2.8	
169	801.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

letogramma di progetto - A2								
Prog	d (min)	$i_{lorda}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$h_{lorda}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{efficace}$ (mm h <sup>-1</sup> )	Inf+stoc (mm h <sup>-1</sup> )	$V_{Inf+stoc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{Inf+stoc\ tot}$ (m <sup>3</sup> )
1	4.7	10.2	0.8	0.0	0.0	10.2	1.6	204.9
2	9.5	10.2	1.6	0.0	0.0	10.2	1.6	
3	14.2	10.2	2.4	0.0	0.0	10.2	1.6	
...	...	...	...	...	...	...	...	
31	147.0	10.2	25.1	0.0	0.0	10.2	1.6	
32	151.8	10.2	25.9	0.0	0.0	10.2	1.6	
33	156.5	10.2	26.7	0.0	0.1	10.2	1.6	
34	161.2	10.2	27.5	0.0	0.1	10.1	1.6	
35	166.0	10.2	28.3	0.0	0.2	10.0	1.6	
36	170.7	10.2	29.1	0.0	0.3	10.0	1.6	
37	175.5	10.2	30.0	0.1	0.3	9.9	1.6	
38	180.2	10.2	30.8	0.1	0.4	9.9	1.6	
39	185.0	10.2	31.6	0.1	0.4	9.8	1.5	
40	189.7	10.2	32.4	0.2	0.5	9.7	1.5	
41	194.4	10.2	33.2	0.2	0.6	9.7	1.5	
42	199.2	10.2	34.0	0.3	0.6	9.6	1.5	
43	203.9	10.2	34.8	0.3	0.7	9.5	1.5	
...	...	...	...	...	...	...	...	
163	773.0	10.2	132.0	31.5	5.1	5.1	0.8	
164	777.8	10.2	132.8	31.9	5.2	5.1	0.8	
165	782.5	10.2	133.6	32.3	5.2	5.0	0.8	
166	787.3	10.2	134.4	32.7	5.2	5.0	0.8	
167	792.0	10.2	135.2	33.1	5.2	5.0	0.8	
168	796.7	10.2	136.0	33.6	5.3	5.0	0.8	
169	801.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Ietogramma di progetto - A3								
Prog	d (min)	$i_{lorda}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$h_{lorda}$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_{efficace}$ (mm h <sup>-1</sup> )	Inf+stoc (mm h <sup>-1</sup> )	$V_{Inf+stoc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{Inf+stoc\ tot}$ (m <sup>3</sup> )
1	4.8	10.2	0.8	0.0	0.0	10.2	4.0	580.1
2	9.5	10.2	1.6	0.0	0.0	10.2	4.0	
3	14.2	10.2	2.4	0.0	0.0	10.2	4.0	
4	19.0	10.2	3.2	0.0	0.0	10.2	4.0	
...	...	...	...	0.0	0.0	10.2	...	
47	222.9	10.2	38.0	0.0	0.0	10.2	4.0	
48	227.6	10.2	38.9	0.0	0.0	10.2	4.0	
49	232.4	10.2	39.7	0.0	0.1	10.2	4.0	
50	237.1	10.2	40.5	0.0	0.1	10.1	4.0	
51	241.9	10.2	41.3	0.0	0.1	10.1	4.0	
52	246.6	10.2	42.1	0.0	0.2	10.0	4.0	
53	251.3	10.2	42.9	0.1	0.2	10.0	4.0	
54	256.1	10.2	43.7	0.1	0.3	10.0	3.9	
55	260.8	10.2	44.5	0.1	0.3	9.9	3.9	
56	265.6	10.2	45.3	0.1	0.4	9.9	3.9	
57	270.3	10.2	46.2	0.2	0.4	9.8	3.9	
58	275.1	10.2	47.0	0.2	0.4	9.8	3.9	
59	279.8	10.2	47.8	0.2	0.5	9.8	3.9	
...	...	...	...	...	...	...	...	
162	768.3	10.2	131.2	18.3	3.6	6.6	2.6	
163	773.0	10.2	132.0	18.6	3.6	6.6	2.6	
164	777.8	10.2	132.8	18.8	3.7	6.6	2.6	
165	782.5	10.2	133.6	19.1	3.7	6.6	2.6	
166	787.3	10.2	134.4	19.4	3.7	6.5	2.6	
167	792.0	10.2	135.2	19.7	3.7	6.5	2.6	
168	796.7	10.2	136.0	20.0	3.7	6.5	2.6	
169	801.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Tabella 11. Calcoli per la determinazione della precipitazione efficace e dei volumi stoccati ed infiltrati per le superfici A1, A<sub>2</sub> e A<sub>3</sub> nel caso di un invaso addizionale di  $I_{oA1}$  pari a 40.75 mm e durata critica della precipitazione

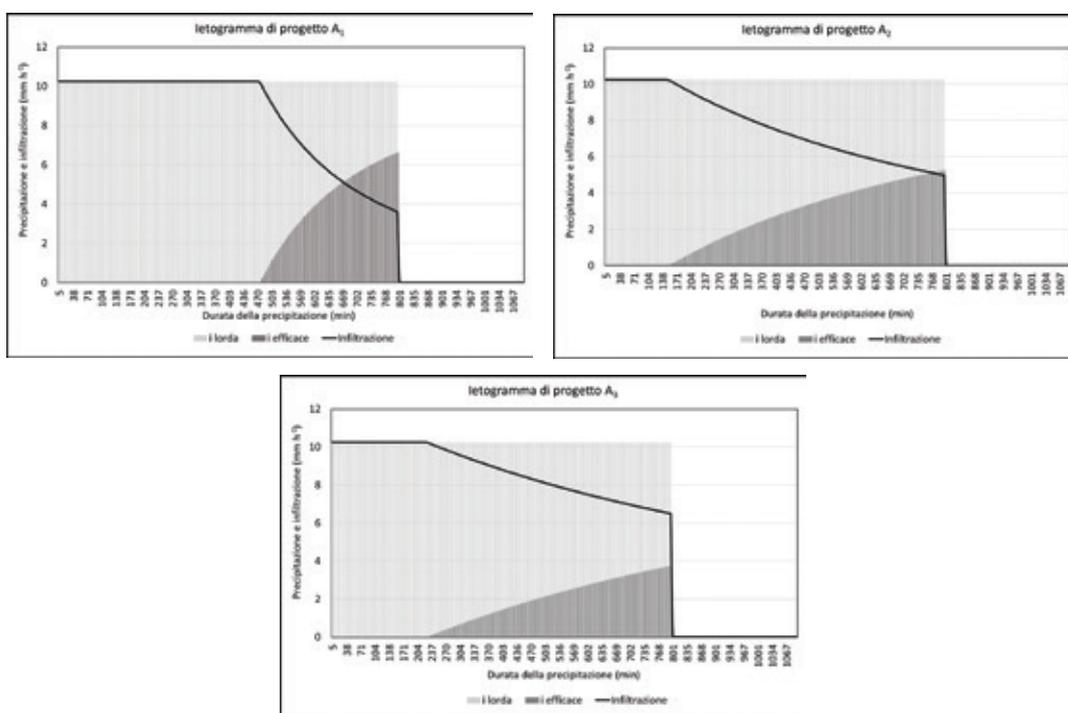


Figura 10. Pioggia totale, efficace e tasso d'infiltrazione delle tre superfici A1 (a), A2 (b) e A3 (c) nel caso di invaso addizionale pari a 41 mm e durata critica della precipitazione

In Tabella 12 e Figura 11 si mostrano i risultati dei passaggi di calcolo degli idrogrammi di piena, mentre in Figura 12 sono mostrati gli andamenti dei volumi complessivamente stoccati ed infiltrati nell'area di trasformazione in funzione delle diverse durate della precipitazione.

Idrogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena A1										Q <sub>A1</sub> (l s <sup>-1</sup> )
			A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	
Prog	d (min)	i <sub>efficace</sub> (mm h <sup>-1</sup> )	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
1	4.7	0.0	0.0										0.0
2	9.5	0.0	0.0	0.0									0.0
3	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0								0.0
4	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							0.0
5	23.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						0.0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
99	469.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
100	474.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
101	479.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
102	483.7	0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
103	488.5	0.6	0.2	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
104	493.2	0.8	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6
105	498.8	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8
106	502.7	1.1	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2
107	507.4	1.3	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	1.5
108	512.2	1.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	2.0
109	516.9	1.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	2.4
110	521.7	1.8	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	2.9
111	526.4	1.9	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	3.4
112	531.2	2.1	0.6	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	3.8
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
168	796.7	6.6	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	17.9
169	801.5	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.7	16.1
170	806.2	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	14.4
171	811.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	12.6
172	815.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	10.9
173	820.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	9.1
174	825.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	1.8	7.3
175	829.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	1.8	5.5
176	834.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8	3.7
177	839.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.8
178	844.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
179	848.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Ietogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena $A_2$										
			$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$	$A_7$	$A_8$	$A_9$	$A_{10}$	
Prog	d (min)	$i_{\text{efficace}}$ (mm h <sup>-1</sup> )	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	$Q_{A2}$ (l s <sup>-1</sup> )
1	4.7	0.0	0.0										0.0
2	9.5	0.0	0.0	0.0									0.0
3	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0								0.0
4	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							0.0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
33	156.5	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	161.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	166.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	170.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37	175.5	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
38	180.2	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
39	185.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
40	189.7	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
41	194.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
42	199.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
43	203.9	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
44	208.7	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
45	213.4	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
46	218.2	0.9	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
47	222.9	0.9	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
168	796.7	5.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	2.9
169	801.5	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	2.6
170	806.2	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	2.3
171	811.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	2.0
172	815.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1.7
173	820.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1.4
174	825.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	1.2
175	829.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.3	0.9
176	834.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	0.6
177	839.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3
178	844.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
179	848.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Ietogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena $A_3$										
Prog	d (min)	$i_{\text{efficace}}$ (mm h <sup>-1</sup> )	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$	$A_7$	$A_8$	$A_9$	$A_{10}$	$Q_{A3}$ (l s <sup>-1</sup> )
1	4.7	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
2	9.5	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
3	14.2	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
48	227.6	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
49	232.4	0.1	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
50	237.1	0.1	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
51	241.9	0.2	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.1
52	246.6	0.2	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.1
53	251.3	0.2	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.1
54	256.1	0.3	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.1
55	260.8	0.3	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.2
56	265.6	0.4	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.2
57	270.3	0.4	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.3
58	275.1	0.4	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.3
59	279.8	0.5	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.4
60	284.5	0.5	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.5
61	289.3	0.6	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.5
62	294.0	0.6	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.6
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
167	792.0	3.7	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	5.0
168	796.7	3.7	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	5.1
169	801.5	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	4.6
170	806.2	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	4.1
171	811.0	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	3.6
172	815.7	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	3.0
173	820.4	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	2.6
174	825.2	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	2.0
175	829.9	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	1.5
176	834.7	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	1.0
177	839.4	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.5
178	844.2	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0
179	848.9	0.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	0.0

Tabella 12. Calcoli per la determinazione dell'idrogramma di piena per le superfici  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$  nel caso di un invaso addizionale di  $I_{GA1}$  pari a 40.75 mm e durata critica della precipitazione

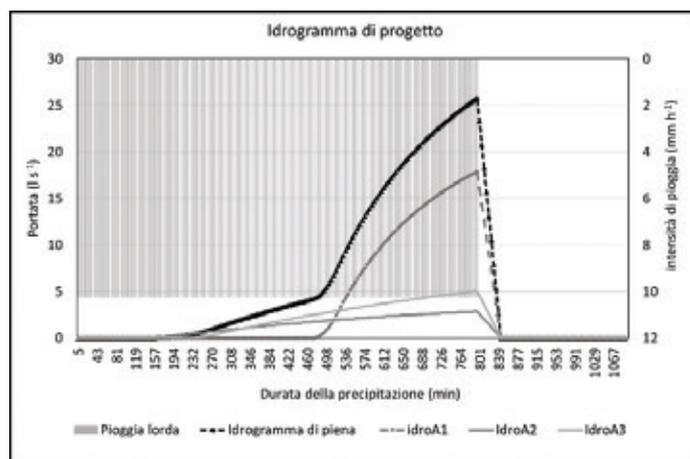


Figura 11. Idrogrammi di piena per le tre diverse sottocategorie di superfici e idrogramma di piena complessivo in uscita dell'area di trasformazione.

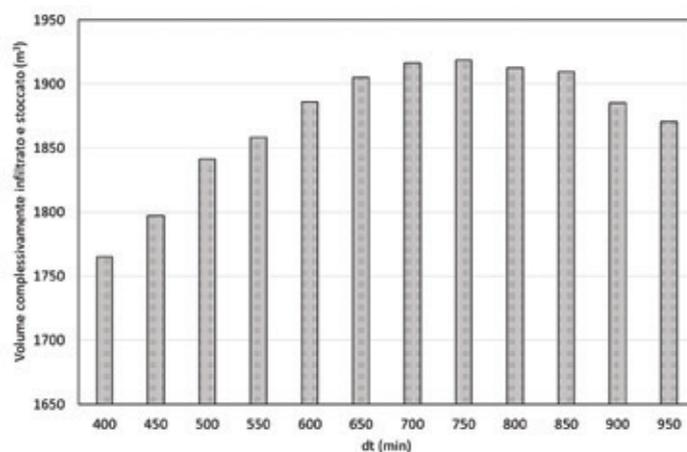


Figura 12. Andamento dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati in funzione dei diversi valori di dt.

In conclusione gli interventi SuDS che dovranno essere realizzati nell'area di trasformazione presa in esame dovranno consistere nella realizzazione di una serie d'invasi aggiuntivi (cisterne o serbatoi) al servizio dell'area  $A_1$  atti a contenere un volume complessivo di 1134 m<sup>3</sup>; con il contributo delle aree permeabili, in cui si stima che si possa infiltrare e trattenere un volume complessivo di 1919 m<sup>3</sup>, tali invasi saranno in grado di mantenere il valore della portata al colmo di piena entro i limiti prescritti dal regolamento.

#### 4.4.4.2 Esempio di calcolo 2

Nel comune di Somaglia (LO) è stato progettato un complesso industriale complessivamente ampio ( $A_{tot}$ ) 17000 m<sup>2</sup>. Il progetto ha previsto una suddivisione delle aree come segue:  $A_1$  pari a 10000 m<sup>2</sup>;  $A_2$  pari a 0 m<sup>2</sup>;  $A_3$  pari a 7000 m<sup>2</sup>. I coefficienti di deflusso per ciascuna sotto-categoria sono quelli riportati nel Par. 4. Si assumano i parametri della LSPP, a e n, rispettivamente pari a 64.30 mm h<sup>-n</sup> e 0.29. Si ipotizzi una pendenza media dell'area di trasformazione pari a 0.5%.

Si determinino le caratteristiche dei dispositivi SuDS da adottare al fine di ottemperare ai limiti prescritti dal regolamento regionale, nell'ipotesi di una suddivisione della curva area-tempi in 10 sotto unità.

#### Svolgimento

In questo caso si è scelto di intervenire per ridurre il deflusso prodotto dalla superficie di trasformazione introducendo nell'area  $A_3$  alcuni dispositivi SuDS atti a migliorare le capacità d'infiltrazione della porzione permeabile del lotto. Si ipotizzi comunque di realizzare un invaso ad opera di cisterne o serbatoi che raccolgono le acque di dilavamento delle superfici impermeabili ( $A_1$ ) per un ammontare complessivo di 40 mm di precipitazione. Scelta una durata della precipitazione di primo tentativo, la procedura itera-

tiva volta a determinare le caratteristiche dei sistemi SuDS, consisterà nel modificare il valore di CN della superficie  $A_3$  affinché la portata di picco in uscita dall'area di trasformazione risulti essere uguale al valore di  $Q_{u,lim}$ .

Il valore di  $Q_{u,lim}$  in questo caso è pari a  $24.20 \text{ l s}^{-1}$  e  $w_0 726 \text{ m}^3$  con un coefficiente medio ponderale di 0.71.

Ripetendo poi tale procedura per diverse durate della precipitazione si determina la durata critica, ovvero la durata della precipitazione che massimizza i volumi accumulati ed infiltrati nell'area di trasformazione. I risultati della procedura iterativa portano ad ottenere una durata critica di 1066 min ( $t_c = 66 \text{ min}$  e  $dt = 1000 \text{ min}$ ), in corrispondenza della quale il valore di CN per le superfici di classe  $A_3$  è pari a 26.

In Figura 13 si mostrano gli andamenti della pioggia lorda, efficace e il tasso d'infiltrazione per le due superfici  $A_1$  e  $A_3$ , mentre in Figura 14 si mostrano gli idrogrammi in uscita da ciascuna delle due superfici e quello complessivo per l'intera area di trasformazione. In Figura 15, invece si mostra l'andamento dei volumi accumulati ed infiltrati all'interno dell'area di trasformazione in funzione delle diverse durate della precipitazione.

In definitiva per una durata della precipitazione totale pari a 1066 min, si ottiene un volume di precipitazione pari a  $2502 \text{ m}^3$ , un volume stoccato in cisterne o serbatoi al servizio di  $A_1$  pari a  $691 \text{ m}^3$ , un volume stoccato dalle depressioni naturali di  $A_3$  pari a  $499 \text{ m}^3$ , un volume infiltrato di  $480 \text{ m}^3$ , e infine un volume defluito di  $832 \text{ m}^3$ .

In conclusione affinché i limiti del regolamento vengano rispettati, oltre ad un invaso realizzato tramite cisterne o serbatoi pari a  $691 \text{ m}^3$ , si dovranno adottare dispositivi SuDS all'interno dell'area  $A_3$  tali per cui il valore di CN di tale superficie sia ricondotto al valore di 26.

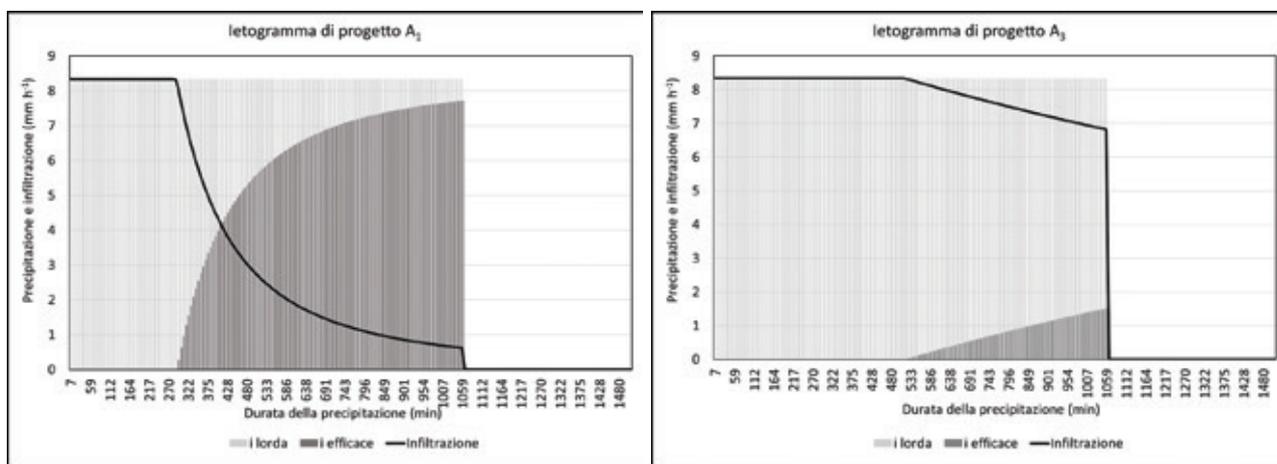


Figura 13. Pioggia totale, efficace e tasso d'infiltrazione delle tre superfici A1 (a), A2 (b) e A3 (c) nel caso di invaso addizionale pari a 40 mm e durata critica della precipitazione

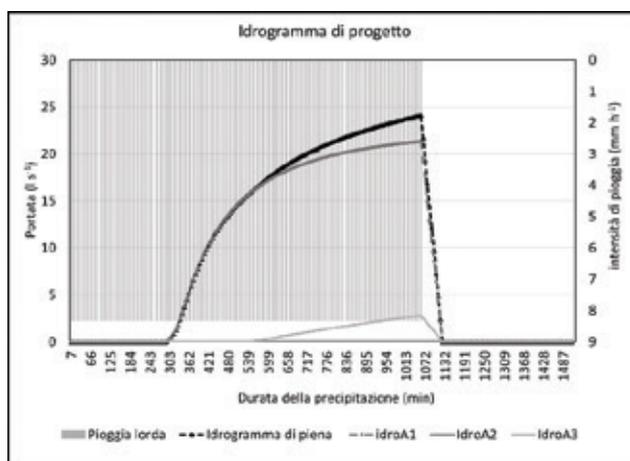


Figura 14. Idrogrammi di piena per le due diverse sottocategorie di superfici e idrogramma di piena complessivo in uscita dell'area di trasformazione.

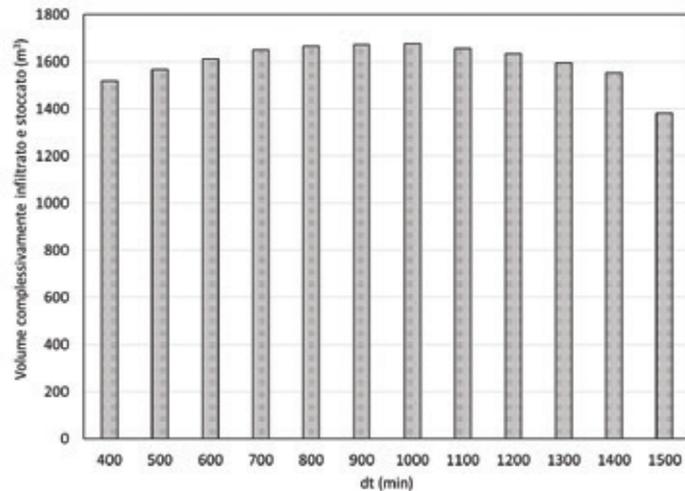


Figura 15. Andamento dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati in funzione dei diversi valori di  $dt$ .

#### 4.4.5 Box di approfondimento – metodo dettagliato applicato in un’ottica di pianificazione

L’applicazione della procedura dettagliata in un’ottica di pianificazione, parte dal presupposto che all’interno del lotto di edificazione le caratteristiche delle superfici di trasformazione non siano ancora state stabilite in via definitiva e si voglia procedere ad una previsione sull’entità degli interventi di mitigazione da realizzare al variare della superficie impermeabile. La procedura di calcolo, perciò, prevede di ricavare l’entità e le caratteristiche (in termini di valore di CN) delle superfici permeabili da realizzare in modo che sia rispettato il limite previsto dal regolamento sulla portata di picco del deflusso prodotto.

Anche in questo caso, come negli esempi precedenti, è data la possibilità al progettista di introdurre invasi di stoccaggio addizionali (serbatoi e/o cisterne), incrementando di conseguenza il valore di  $I_a$ .

Gli elementi di stoccaggio aggiuntivi sono, per ipotesi semplificativa, considerati come in grado di intercettare le prime aliquote di precipitazione in modo distribuito sul bacino.

Si è considerata lecita tale approssimazione in quanto, per la natura stessa della procedura, si presume che non siano state ancora stabilite le diverse collocazioni delle superfici impermeabili e permeabili e non si può pertanto sapere a priori quali superfici sono collegate a questi dispositivi. In sostanza, l’incremento di  $I_a$  valido per tutta l’area è pari al rapporto tra l’invaso aggiuntivo totale e la superficie dell’intera area di trasformazione.

Definito il valore di CN per le superfici permeabili che dovranno essere realizzate<sup>9</sup> e definita una durata della precipitazione di primo tentativo, la procedura di calcolo prevede di ricavare iterativamente l’entità della superficie permeabile affinché il picco dell’idrogramma in uscita dall’area di trasformazione risulti essere uguale al valore della  $Q_{u,lim}$ .

Tale procedura iterativa dovrà essere poi ripetuta per diverse durate della precipitazione fino ad ottenere quella critica, per cui risulta massima la somma del valore dell’invaso e dell’infiltrazione nell’area di trasformazione. Nella prima iterazione si assume che l’intera superficie dell’area di trasformazione sia impermeabile.

##### 4.4.5.1 Esempio di calcolo

Si ipotizzi la realizzazione di un complesso industriale che porta alla trasformazione complessiva di una superficie ( $A_{tot}$ ) pari a 25000 m<sup>2</sup> nel comune di Trezzano sul Naviglio (MI). Si assumano i parametri della LSPP  $a$  e  $n$ , quelli calcolati a partire dalle serie pluviometriche misurate in Via Monviso (per un tempo di ritorno pari a 50 anni) e riportati in Tabella 5 (ovvero  $a = 64.3$  mm h<sup>-1</sup>;  $n = 0.29$ ). Si proceda all’individuazione dell’entità delle aree permeabili (eventualmente dotate di sistemi SuDS) da adottare per la laminazione del deflusso nell’ipotesi di un idrogramma di progetto costante. Si consideri che le superfici permeabili dei dispositivi abbiano un CN pari a 30.

<sup>9</sup> Il valore di CN scelto per la superficie permeabile deve contemplare l’eventuale introduzione di sistemi SuDS realizzati su di essa, quali la presenza di fossi d’infiltrazione, trincee drenati ecc.

### Svolgimento

Come primo passo si calcolano i valori di  $Q_{u,lim}$  e  $w_0$  per l'intera area di trasformazione come se quest'ultima fosse interamente impermeabile. Il comune di Trezzano sul Naviglio appartiene alla lista di quei comuni con un livello di criticità in classe B. Perciò:

$$Q_{u,lim} = 20 \cdot \frac{25000}{10000} \cdot 1 = 50 \text{ l s}^{-1}$$

$$w_0 = 600 \cdot \frac{25000}{10000} \cdot 1 = 1500 \text{ m}^3$$

Il tempo di corrivazione, determinato applicando l'Equazione 14, con pendenza ipotizzata pari a 0.5%, è pari a circa 13 minuti.

Successivamente è necessario calcolare l'entità della precipitazione di progetto. A questo scopo è necessario definire una durata critica della precipitazione, che, come detto in precedenza deve essere intesa come quella durata che comporta una massimizzazione dei volumi infiltrati e accumulati nel bacino stesso.

Nel caso di superficie interamente impermeabile il valore di  $dt$  è pari a 0 e la durata della precipitazione critica per il bacino è pari al tempo di corrivazione. La precipitazione lorda coincide con la netta (pari a  $192 \text{ mm h}^{-1}$ ) e la portata al colmo di piena pari a  $1337 \text{ l s}^{-1}$ . Questa portata, tuttavia, è nettamente superiore rispetto al limite prescritto dal regolamento ( $50 \text{ l s}^{-1}$ ), è necessario perciò ridurre la superficie impermeabile fin tanto che il valore del picco sia uguale a  $Q_{u,lim}$ . Trasformando gradualmente la superficie impermeabile in superficie permeabile, il valore di  $dt$  dovrà essere modificato, e posto diverso da 0. Ipotizzando come primo tentativo un  $dt$  pari a 20 minuti (e quindi una durata complessiva della precipitazione di 33 minuti), modificando di volta in volta l'entità della nuova superficie permeabile si ottiene che affinché il limite risulti essere rispettato la superficie impermeabile dell'area di trasformazione dovrà essere pari a  $7758 \text{ m}^2$ , mentre quella permeabile pari a  $17242 \text{ m}^2$  (69% dell'area di trasformazione). Il tempo di corrivazione del bacino (modificato a seguito dell'introduzione di una superficie permeabile avente CN pari a 30) risulta essere pari a 66 minuti mentre l'intensità di pioggia lorda è uguale a  $50 \text{ mm h}^{-1}$ . Il volume precipitato sarà pari a  $1776 \text{ m}^3$ , quello defluito uguale a  $197 \text{ m}^3$ , quello infiltrato e stoccato dalle depressioni naturali del bacino (ipotizzando  $I_a$  pari al 10% di S) pari a  $1579 \text{ m}^3$ . Il CN medio per il bacino sarà pari a 52. In Tabella 13 si mostrano i risultati del calcolo delle perdite idrologiche a valle della procedura d'iterazione, mentre in Figura 16a e b si mostra lo ietogramma e l'idrogramma risultante.

Prog	d (min)	$i_l$ (mm h <sup>-1</sup> )	$h_l$ (mm)	$P_e$ (mm)	$i_e$ (mm h <sup>-1</sup> )	Inf+stoc (mm h <sup>-1</sup> )	$V_{inf+stoc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{inf+stoc tot}$ (m <sup>3</sup> )
1	6.6	49.9	5.5	0.0	0.0	49.9	136.6	1579.3
2	13.1	49.9	10.9	0.0	0.0	49.9	136.6	
3	19.7	49.9	16.4	0.0	0.0	49.9	136.6	
4	26.3	49.9	21.9	0.0	0.0	49.9	136.6	
5	32.8	49.9	27.3	0.0	0.5	49.9	135.3	
6	39.4	49.9	32.8	0.3	2.6	47.4	129.6	
7	46.0	49.9	38.3	0.8	4.6	45.3	124.0	
8	52.5	49.9	43.7	1.6	6.5	43.4	118.7	
9	59.1	49.9	49.2	2.5	8.4	41.6	113.8	
10	65.7	49.9	54.7	3.6	10.0	39.9	109.1	
11	72.3	49.9	60.1	4.8	11.6	38.3	104.8	
12	78.8	49.9	65.6	6.3	13.1	36.8	100.7	
13	85.4	49.9	71.0	7.9	14.6	35.4	96.8	
14	92.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Tabella 13. Procedura di calcolo dello ietogramma al netto delle perdite idrologiche calcolate con il metodo SCS-CN per una durata della pioggia pari a 33 minuti.

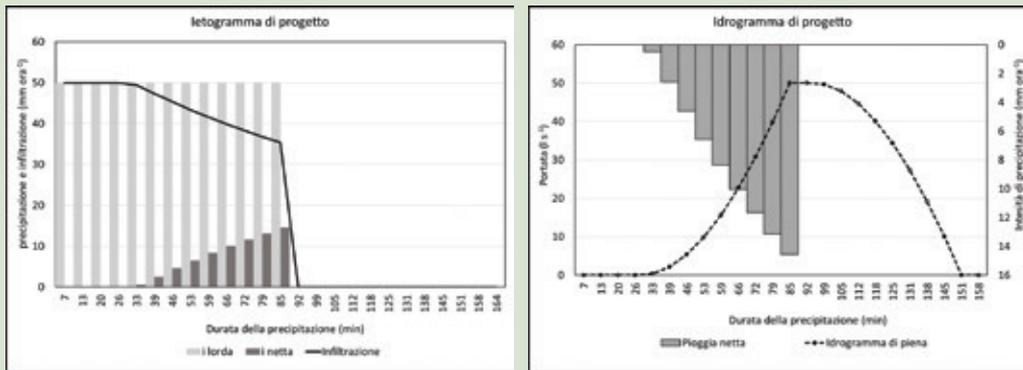


Figura 16. (a) letogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione. (b) Idrogramma di piena per una durata della precipitazione pari a 33 minuti e metodo SCS-CN

In Tabella 14, si mostrano i passaggi del calcolo per la determinazione dell'idrogramma di piena. Come si evince dalla Tabella 14 a seguito della de-impermeabilizzazione della superficie di trasformazione non tutte le sotto aree contribuiscono al deflusso. Il deflusso si instaurerà dopo circa 26 minuti dall'inizio della precipitazione, mentre il massimo avverrà dopo circa 85 minuti.

letogramma sintetico di progetto			Idrogramma di piena											
Prog	d (min)	$i_n$ (mm h <sup>-1</sup> )	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	Q (l s <sup>-1</sup> )	Q <sub>max</sub> (l s <sup>-1</sup> )
1	6.6	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.0	50.0
2	13.1	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.0	
3	19.7	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.0	
4	26.3	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.0	
5	32.8	0.5	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.3	
6	39.4	2.6	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2.1	
7	46.0	4.6	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	5.3	
8	52.5	6.5	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	9.9	
9	59.1	8.4	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	15.7	
10	65.67	10.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	22.7	
11	72.3	11.6	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	30.8	
12	78.8	13.1	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	39.9	
13	85.4	14.6	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	50.0	
14	92.0	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	50.0	
15	98.5	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	49.6	
16	105.1	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	47.9	
17	111.7	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	44.7	
18	118.2	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	40.1	
19	124.8	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	34.3	
20	131.4	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	27.3	
21	137.9	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	19.2	
22	144.5	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	10.1	
23	151.1	0.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	0.0	

Tabella 14. Calcolo dell'idrogramma di piena nel caso di durata della precipitazione pari a 33 minuti e metodo di SCS-CN

Siccome la durata critica non è nota a priori, la procedura fino ad ora descritta dovrà essere ripetuta per durate della precipitazione via via maggiori fino ad ottenere il massimo dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati. Modificando il valore di  $dt$  e ricalcolando di volta in volta l'entità della superficie permeabile, il volume massimo infiltrato e stoccato è stato ottenuto in corrispondenza di una durata  $dt$  pari a circa 400 minuti. Per tale durata, l'entità della superficie permeabile risulta pari a  $16680 \text{ m}^2$  (67% della superficie complessiva), quella impermeabile pari a  $8320 \text{ m}^2$ , il CN medio pari a 53, il tempo di corrvazione pari a 63 minuti, la durata critica della precipitazione pari a 463 minuti (circa 7 ore) e le perdite iniziali  $I_a$  uguali a 22 mm. Il volume complessivamente precipitato è pari a  $2893 \text{ m}^3$ , quello infiltrato e stoccato dalle depressioni naturali del bacino  $2202 \text{ m}^3$ , quello defluito  $691 \text{ m}^3$ .

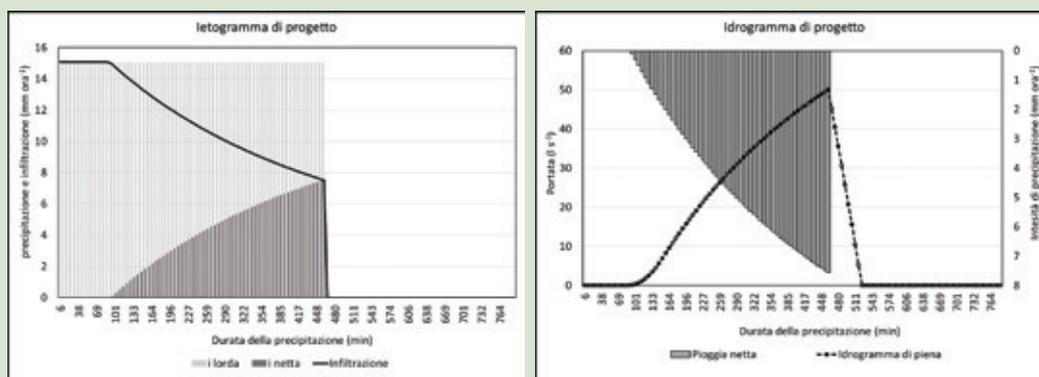


Figura 17. (a) Ietogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione.  
(b) Idrogramma di piena per una durata della precipitazione pari a 463 minuti e metodo SCS-CN

In Figura 18 si mostra l'andamento dei volumi complessivamente infiltrati e accumulati nel bacino in funzione delle diverse durate  $dt$ . Come si può vedere dal grafico la procedura iterativa ha portato ad un massimo dei volumi immagazzinati in corrispondenza ad un valore  $dt$  di 400 minuti. Tale valore sommato al tempo di corrvazione rappresenta perciò la durata critica della precipitazione per il bacino in esame.

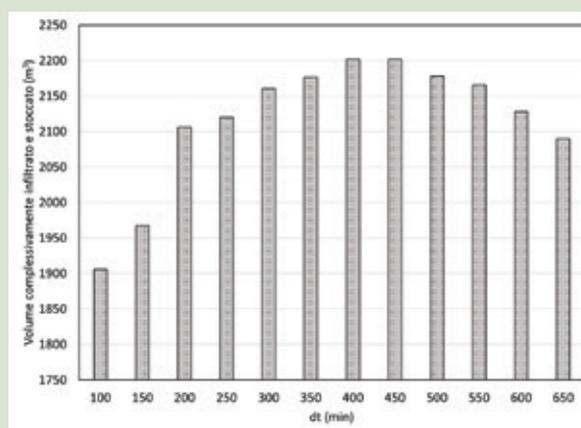


Figura 18. Volume complessivamente infiltrato e stoccato dal bacino rispetto alle diverse durate della precipitazione.

L'applicazione del metodo SCS-CN permette al progettista di orientare la pianificazione dei sistemi SuDS modulando l'entità di quei dispositivi aventi una mera capacità di stoccaggio (cisterne e/o serbatoi) oppure una preponderante capacità d'infiltrazione (pavimentazioni permeabili, superfici filtranti ecc.), agendo sul termine  $I_a$ . Nella fattispecie il termine  $I_a$  è stato implementato sommando una prima componente legata alle caratteristiche di accumulo naturali del bacino (ipotizzata pari al 10% di  $S$ ) e una seconda componente  $I_a^*$  inserita dal progettista e che rappresenta l'accumulo della precipitazione nelle cisterne o serbatoi. Questo permette al progettista di orientare la pianificazione privilegiando l'adozione di sistemi di accumulo oppure di superfici permeabili a seconda delle caratteristiche dell'area di trasformazione e della disponibilità di spazi. Ipotizzando di realizzare un accumulo in cisterne o serbatoi pari a 20 mm (ovvero un vaso medio sul bacino di  $500 \text{ m}^3$ ) l'entità della nuova superficie permeabile è pari a  $15068 \text{ m}^2$  (60% dell'area di trasformazione), quella impermeabile pari a  $9932$

m<sup>2</sup>, il tempo di corrivazione pari a 56 minuti e le perdite iniziali complessive (somma degli stoccaggi naturali ed artificiali) pari a 39 mm. Il volume complessivo della precipitazione è pari a 2895 m<sup>3</sup>, quello defluito è pari a 568 m<sup>3</sup>, quello stoccato naturalmente dal bacino è pari a 463 m<sup>3</sup> mentre quello infiltrato è pari a 1863 m<sup>3</sup>. In Figura 19 si mostrano i risultati della procedura iterativa.

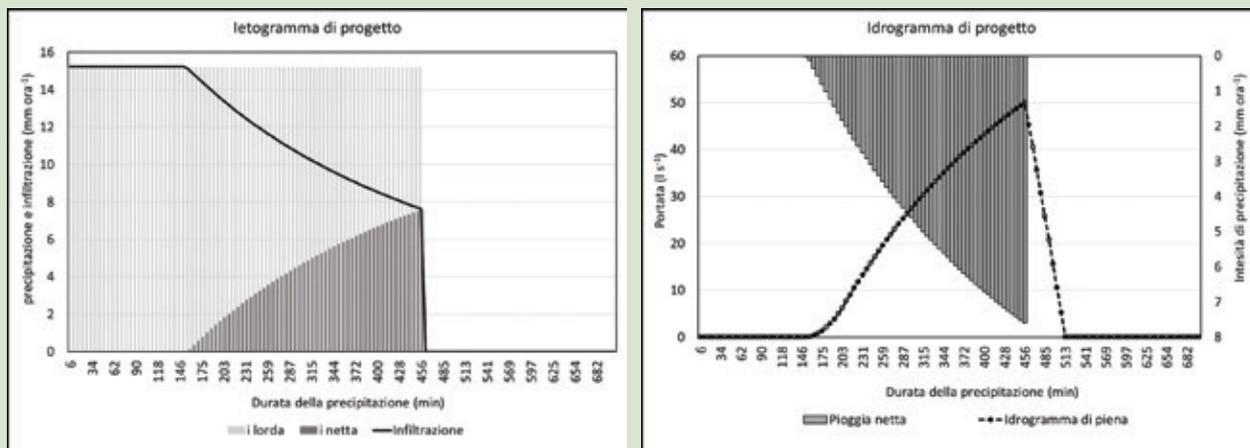


Figura 19. (a) Ietogramma di pioggia lordo, netto e tasso d'infiltrazione. (b) Idrogramma di piena nel caso di invaso addizionale  $I_a^* 20$  mm

Ipotizzando di stoccare parte della precipitazione in cisterne o serbatoi si riduce ovviamente l'entità della superficie da de-impermeabilizzare, passando da 16680 m<sup>2</sup> con  $I_a^*=0$  a 15068 m<sup>2</sup> nel caso di  $I_a^*=20$  mm. I valori della somma dei volumi infiltrati e stoccati naturalmente ed artificialmente sono maggiori del limite prescritto dal regolamento perciò si può ritenere che il calcolo della superficie permeabile e degli eventuali invasi sia coerente con le prescrizioni del regolamento.

## 5 Criteri di scelta dei dispositivi idraulici per il drenaggio urbano sostenibile

Secondo il regolamento regionale, il controllo e la gestione delle acque pluviali deve essere effettuato, ove possibile, mediante sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione e il riuso. La realizzazione di uno scarico delle acque pluviali in un corpo ricettore è realizzata qualora la capacità di infiltrazione dei suoli risulti essere inferiore rispetto all'intensità delle piogge più intense. Il medesimo scarico deve avvenire a valle di opere di ritenzione dimensionati per rispettare le portate massime ammissibili riassunte nel Par. 3.2.

Lo smaltimento dei volumi invasati deve avvenire secondo il seguente ordine decrescente di priorità:

- A. **mediante il riuso dei volumi stoccati**, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità, quali innaffiamento di giardini, lavaggio di pavimentazioni e auto;
- B. **mediante infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo**, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (PGT) comunale;
- C. **mediante lo scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale**, con i limiti di portata riportati nel Par. 3.2;
- D. **mediante lo scarico in fognatura**, con i limiti di portata riassunti nel Par. 3.2.

Esistono molti SuDS con caratteristiche idrauliche differenti che possono essere impiegate su un sito urbano specifico per garantire un abbattimento delle portate meteoriche e quindi attuare un drenaggio sostenibile.

La scelta dell'intervento SuDS dovrà essere guidata da una valutazione che consideri:

- la tipologia del sistema adottato
- il contesto geomorfologico: in particolare, lo studio geologico dei nuovi interventi dovrà valutare l'assetto idrogeologico superficiale e sotterraneo (valutando la velocità di percolazione dell'acqua) e valutare l'idoneità del sito per l'utilizzo di sistemi di infiltrazione ed evaporazione, sistemi vegetati e sistemi di invaso sotterraneo
- il contesto paesaggistico e il sistema naturale.

e più nello specifico:

- Tipologia di intervento
- La funzione assolta dall'infrastruttura verde
- Controllo dei deflussi
- Controllo degli inquinanti
- Valore estetico ed ecologico
- I costi e la manutenzione

Queste caratteristiche sono organizzate e riassunte in Tabella 19 nella quale si può prendere visione delle principali caratteristiche idrauliche e tecniche dei dispositivi e avere al contempo un'immediata valutazione del loro comportamento.

### 5.1 Tipologia di intervento

Per quanto riguarda la tipologia di intervento questo può essere suddiviso in funzione della **superficie coinvolta** per la realizzazione dall'infrastruttura verde oppure in relazione alla **posizione rispetto al piano campagna** della collocazione del dispositivo.

Nel primo caso gli interventi possono avere una caratteristica **puntuale** (nel quale l'intervento occupa spazi modesti di ridotte dimensioni) oppure **estensiva** (in cui la superficie dell'intervento può superare le decine di m<sup>2</sup>). Nel secondo caso gli interventi possono dividersi in **superficiali** laddove i dispositivi coinvolgono aree aperte già esistenti, adattate o appositamente sbancate per la laminazione, visibili dall'esterno e almeno in parte destinabili ad altre finalità nei periodi di asciutta come ad esempio agricoltura, fruizione pubblica, paesaggio, ecc. Queste aree possono essere aree naturali o artificiali o miste e possono anche integrare la funzione idraulica con la

depurazione delle acque invase mediante sistemi vegetati (*wetlands*, cunette vegetate, *filter strips*). Oppure interventi **sotterranei** come ad esempio serbatoi chiusi costruiti in situ o prefabbricati, al di sotto del piano campagna e non visibili dall'esterno. La funzione da essi assolta è quella di laminazione (detenzione o ritenzione), a volte può essere previsto il trattamento delle acque.

## 5.2 La funzione assolta dall'infrastruttura verde

La funzione assolta dai SuDS (**processo**) per la riduzione dei deflussi meteorici si può distinguere in quattro gruppi principali.

**Infiltrazione:** ovvero laddove l'infrastruttura verde assolve principalmente ad una funzione di potenziamento delle capacità di infiltrazione dei deflussi verso il sottosuolo o di trattenimento delle acque nel suolo. Le acque accumulate vengono generalmente smaltite mediante infiltrazione, evaporazione.

**Detenzione:** ovvero laddove i deflussi o parte di essi vengono temporaneamente invasi e contemporaneamente rilasciati attraverso gli scarichi nel sistema di drenaggio di valle, con portata limitata nei limiti prescritti dalla normativa, oppure infiltrati. In questo caso il volume invaso è trattenuto solo temporaneamente nell'invaso e l'onda laminata uscente da esso si sviluppa nel corso dello stesso evento meteorico. Possono venire progettati per mantenere all'interno un certo volume di acque con una vasca permanente che consente lunghi tempi di residenza idraulica, permettendo così di raggiungere elevati rendimenti di rimozione degli inquinanti, oppure possono essere progettati in maniera da svuotarsi completamente.

**Trasporto:** ovvero laddove tutti i deflussi derivanti dall'area scolante entrano direttamente nell'invaso e contemporaneamente escono dallo stesso passando attraverso una o più bocche di scarico limitanti la portata consegnata a valle.

**Riutilizzo:** laddove l'infrastruttura verde prevede l'accumulo di acqua che può essere riutilizzata a valle dell'evento meteorico.

## 5.3 Controllo dei deflussi

Il controllo dei deflussi si riferisce generalmente alla superficie scolante che converge verso il dispositivo di compensazione. Il controllo potrà quindi essere **locale** se il dispositivo è destinato ad accogliere le acque provenienti da superfici relativamente ridotte e connesse direttamente all'invaso. Nell'**intorno** se il dispositivo è progettato per accogliere le acque provenienti da una superficie scolante più ampia localizzata nell'intorno stesso dell'elemento di mitigazione. **Territoriale** se verso il dispositivo convergono i deflussi di zone vaste anche non necessariamente localizzate nell'intorno dell'intervento.

## 5.4 Controllo degli inquinanti

Il controllo degli inquinanti da parte dei SuDS generalmente vede l'attenuazione dei **solidi sospesi**, dei **nutrienti** e dei **metalli pesanti**. In generale i SuDS sono in grado di rimuovere un'ampia varietà di inquinanti dalle acque di pioggia, attraverso meccanismi di assorbimento, precipitazione, filtrazione, degradazione chimica e batterica. In particolar modo in quei dispositivi in cui sono presenti particelle argillose queste ultime forniscono un grande aiuto per l'adsorbimento di inquinanti. La vegetazione invece garantisce la stabilità del suolo e partecipa all'azione di trattenimento degli inquinanti. Tuttavia, la capacità di rimozione degli inquinanti è molto variabile e dipende in primo luogo dalla densità della vegetazione e dai tempi di contatto.

### 5.4.1 Box di approfondimento – Caratteristiche qualitative delle acque di tempo di pioggia

Le indagini svolte in tutto il mondo sulle caratteristiche qualitative delle acque di tempo di pioggia sono numerosissime. Purtroppo a causa della grande dispersione dei dati, della mancanza di informazioni sulle effettive caratteristiche dei bacini cui le misure si riferiscono, e delle ancora ampie incertezze sui processi che regolano i fenomeni di trasferimento e trasformazione degli inquinanti durante il deflusso, i risultati condotti nelle diverse sperimentazioni difficilmente risultano essere generalizzabili. In questo paragrafo ci si limiterà a mettere in evidenza sulla base dei risultati di alcune indagini di letteratura alcuni aspetti salienti di particolare rilevanza per una valutazione generale del fenomeno. Le indagini qualitative sulle acque di tempo di pioggia a monte del loro ingresso nella rete di drenaggio si riferiscono a:

1. fonti di inquinamento;
2. ruscellamento pluviale.

### 5.4.1.1 Fonti d'inquinamento di tempo di pioggia

Le fonti principali di inquinamento urbano di tempo di pioggia sono:

- La deposizione atmosferica di tempo asciutto;
- Il lavaggio dell'atmosfera in tempo di pioggia;
- La spazzatura stradale;
- Le emissioni del traffico;
- L'erosione urbana.

La *deposizione atmosferica di tempo asciutto* sulle superfici del suolo e dei tetti è costituita da particelle molto piccole (minori di 60 µm) le cui origini sono quanto mai varie.

Di seguito sono elencati gli apporti medi riferiti da Novotny (1988):

- Deposito giornaliero: 50 mg/(m<sup>2</sup> giorno)
- Contenuto organico (COD): 40%
- Fosforo: 1.1 mg/(g di solidi)
- Piombo: 1.3 mg/(g di solidi)

Il *lavaggio atmosferico in tempo di pioggia* è costituito dalle sostanze che l'acqua di pioggia assorbe dall'atmosfera (solidi sospesi, sostanze organiche, azoto, fosforo, cloruri, ecc.). Se l'atmosfera è inquinata anche le piogge sono molto inquinate e possono avere nel lungo periodo un considerevole impatto diretto sull'equilibrio ecologico di alcuni corpi idrici particolarmente delicati quali per esempio i laghi oligotrofici generalmente protetti solo a livello di apporti superficiali.

Le concentrazioni di alcuni inquinanti nelle acque di pioggia misurate da Weibel et al. (1966) sono riportate in Tabella 15, mentre Novotny (1988), citano le seguenti concentrazioni medie:

- Solidi sospesi: 4.0 mg/l
- Solidi sospesi volatili: 1.0 mg/l
- Sostanze organiche (COD): 7 mg/l
- Azoto totale: 0.9 mg/l
- Fosforo totale: 0.015 mg/l
- Piombo totale: 0.012 mg/l

Parametro	Cincinnati	Coshocton
SS (mg/l)	13	11.7
COD (mg/l)	16	9.0
N inorganico (mg/l)	0.69	0.86
N tot (mg/l)	1.27	1.17
PO <sub>4</sub> (mg/l)	0.24	0.08
Cl (mg/l)	0.28	0.22

Tabella 15. Concentrazioni di alcuni inquinanti misurate nelle acque di pioggia della città di Cincinnati e della zona rurale di Coshocton (Weibel et al. 1966).

I risultati delle analisi di alcuni campioni di pioggia compiuti da Randall e Iragavarapu (1995) sono riportate sinteticamente in Tabella 16. Gli stessi autori del lavoro sono arrivati alle seguenti conclusioni:

- Le acque di pioggia nelle zone urbane hanno un contenuto inquinante sufficiente a produrre direttamente un impatto apprezzabile sui recettori;

- Nelle terre a pascolo e nei quartieri residenziali la superficie del suolo ha l'effetto di intercettare tali inquinanti per cui il ruscellamento è meno inquinato; l'inverso accade invece nella terra arata, facilmente erodibile, e nelle aree commerciali molto impermeabili;
- I contaminanti atmosferici sono completamente dilavati nelle prime fasi della precipitazione per cui l'altezza totale di pioggia ha un'importanza trascurabile sull' impatto;
- la deposizione spontanea dei contaminanti dell'aria ha un rilievo molto minore del lavaggio operato dalle piogge.

Località	Ntot (mg/l)	Ptot (mg/l)	COD (mg/l)	TOC (mg/l)	Fe (µg/l)	Zn (µg/l)	Pb (µg/l)	Cr (µg/l)	Cu (µg/l)	Cd (µg/l)	Mn (µg/l)
Kline	2.88	0.15	63.9	6.9	195	302	8	6	8	2	9
Farino	2.25	0.16	91.0	6.7	257	251	4	11	3	1	8
Colchester Hunt	3.95	0.24	77.0	6.9	370	238	9	5	3	1	17
Big Rocky	2.14	0.12	75.4	8.4	-	-	-	-	-	-	-
Allencrest	2.02	0.13	55.6	5.0	360	278	17	14	4	1	9
Korvette	2.37	0.14	67.2	6.6	258	172	23	12	0	0	7
Parkinton	2.26	0.13	60.2	6.9	315	363	58	9	1	0	8
Parkfairfax	2.26	0.10	90.0	-	130	260	10	6	8	2	9
Norman	1.78	0.06	64.0	-	255	202	11	5	6	0	13

Tabella 16. Concentrazioni medie di alcuni inquinanti nelle acque di pioggia di diverse località (Randall e Iragavarapu, 1995).

L'apporto della *spazzatura stradale* è costituito da particelle di granulometria piccola e media e dei solidi grossolani (carta, plastica, barattoli, spazzatura, sostanze vegetali, escrementi animali, ecc.).

Il *traffico* contribuisce all'inquinamento delle superfici con prodotti di combustione, residui dell'usura dei pneumatici, combustibili, lubrificanti, particelle d'amianto derivanti dal consumo di ferodi. In rapporto all'intensità del traffico Novotny (1988) riportano un quantitativo globale di 0.7 g/(asse km) di solidi, di cui 0.2 g/(veicolo km) di residui di combustione e 0.125 g/(veicolo km) di usura dei pneumatici. L'*erosione urbana* è prodotta dalle precipitazioni stesse e contribuisce soprattutto con sostanze sospese.

Riguardo l'*inquinamento stradale*, Reinertsen e Langeland (1982) riporta un'estesa indagine compiuta sulle superfici delle strade e sul ruscellamento pluviale di aree di diverse caratteristiche. Alcuni risultati relativi all'inquinamento delle superfici sono indicati in Tabella 17 da cui risulterebbe che i marciapiedi sono più inquinati della relativa carreggiata. Secondo Novotny (1988) gli inquinanti sarebbero trasportati dalla carreggiata verso le cunette dagli spostamenti d'aria provocati dal traffico.

Tipo di superficie	SS (g/m <sup>2</sup> )	COD (g/m <sup>2</sup> )	Pb (g/m <sup>2</sup> )
Marciapiede, strada affollata	18.5	2.6	10.2
Carreggiata, strada affollata	9.0	1.3	
Marciapiede, strada meno affollata	13.9	1.8	
Carreggiata, strada meno affollata	5.8	0.9	
Parcheggio	7.5	1.2	
Parcheggio	7.3	1.1	
Strada residenziale	6.2	0.9	
Sentiero pedonale	5.4	0.8	

Tabella 17. Densità medie di alcuni inquinanti delle superfici stradali (in g/m<sup>2</sup>) tratto dal lavoro di Reinertsen e Langeland (1982).

#### 5.4.1.2 Ruscellamento pluviale

Il ruscellamento pluviale asporta dalle superfici le sostanze depositate trascinandole nel sistema fognario. Buona parte delle sostanze asportate dalle superfici dei tetti derivano dal deposito di pulviscolo atmosferico tuttavia anche il materiale del

tetto contribuisce: Forster (1999) ha condotto un'indagine sui tetti di cinque materiali diversi rilevando marcato effetto di prima cacciata per i metalli pesanti e gli idrocarburi policiclici aromatici (PAH).

In zone soggette a piogge acide la copertura di lamiere metalliche (di zinco e rame) producono un forte aumento delle concentrazioni dei metalli pesanti. Nel ruscellamento stradale Reinertsen e Langeland (1982) ha rilevato le concentrazioni indicate in Tabella 18.

Parametro	Media (mg/l)	Dev. St.(mg/l)	Coeff. Var.	Max (mg/l)	Min (mg/l)
Solidi	585	830	1.42	4990	<25
COD	171	171	1.00	870	<10
Pb	0.45	0.51	1.13	3.09	<0.05

Tabella 18. Concentrazioni di alcuni inquinanti nel ruscellamento pluviale Reinertsen e Langeland (1982).

### 5.4.1.3 Qualità delle acque in uscita dagli sfioratori di piena

Alcune esperienze di monitoraggio degli inquinanti condotte sulla rete di fognatura mista della città di Bologna (Casadio et al., 2010) hanno dimostrato che gli sfioratori di piena sono sicuramente inefficaci a ridurre il carico dei principali inquinanti contenuti nelle acque di prima pioggia.

In Figura 20 si mostra l'evoluzione del pollutogramma a monte (Figura 20a) e a valle (Figura 20b) dello sfioro. Dalla figura si evince (i) che a seguito della promiscuità della rete di drenaggio è presente un significativo carico di BOD, (ii) la fase acuta dell'inquinante si esaurisce al massimo nell'arco di un'ora e (iii) i carichi residui degli inquinanti misurati a valle dello sfioratore (ovvero in sede del corpo ricettore) una volta terminato l'evento di piena risultano essere più alti rispetto a quelli presenti nella rete di fognatura, lasciando presagire la presenza di un effetto di inquinamento cronico del corpo ricettore dovuto al perpetuo sversamento di sostanze inquinanti nel momento di attivazione dello sfioro.

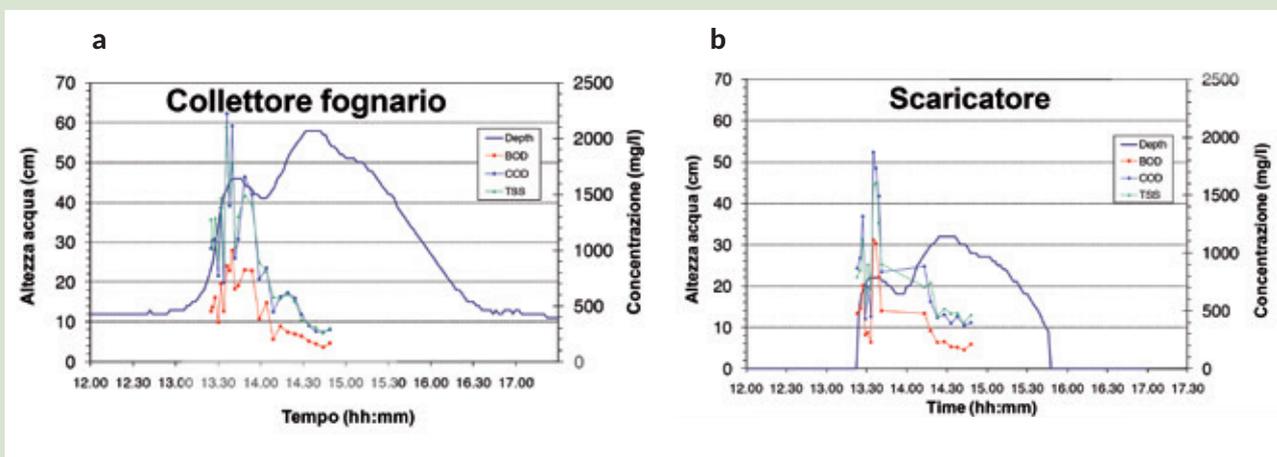


Figura 20. Pollutogramma del BOD, COD e TSS a monte (a) e valle (b) di uno sfioratore di piena monitorato sulla rete di fognatura mista della città di Bologna (Tratto dalla presentazione del prof. Marco Maglionico del dipartimento DICAM dell'Università di Bologna in occasione del Festival dell'Acqua 2017).

In letteratura sono presenti alcuni esempi di sistemi di fitodepurazione che permettono l'abbattimento dei carichi dei principali inquinanti contenuti nelle acque di sfioro delle fognature miste (Masi et al. 2017).

Ne è un esempio l'impianto progettato nel comune di Gorla Maggiore (Figura 21) in cui a valle di una sgrigliatura principale e una vasca di sedimentazione sono state realizzate una serie di vasche fitodepurative in parallelo (per l'abbattimento dei carichi inquinanti) e successivamente un bacino di accumulo (per la riduzione della portata immessa nel corpo ricettore) prima del collegamento con il fiume Olona.

Tale sistema ha consentito l'abbattimento di oltre l'80% dei carichi di COD e di azoto ammoniacale (Figura 22) nonché una significativa riduzione delle altre sostanze inquinanti tra cui i metalli pesanti.

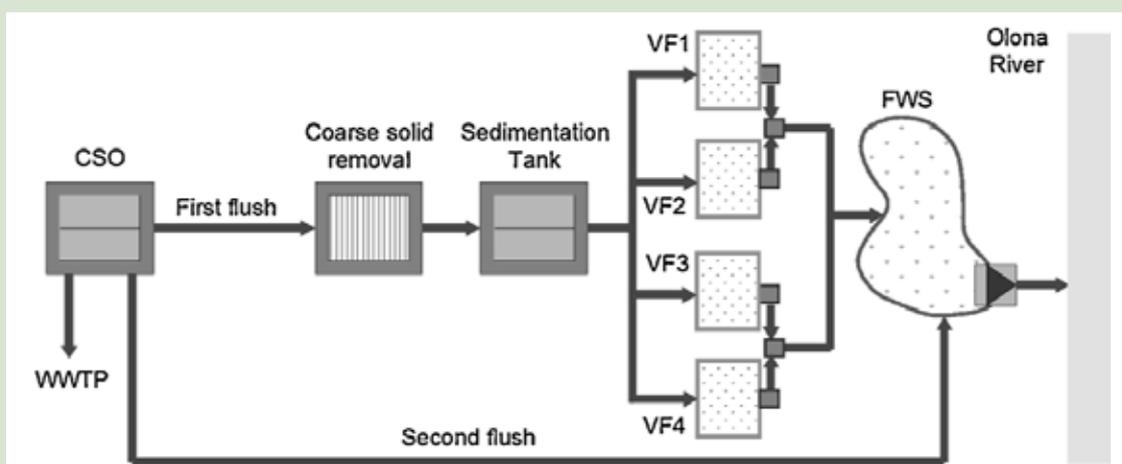


Figura 21. Schema d'impianto del sistema di fitodepurazione progettato presso il comune di Gorla Maggiore (MI).

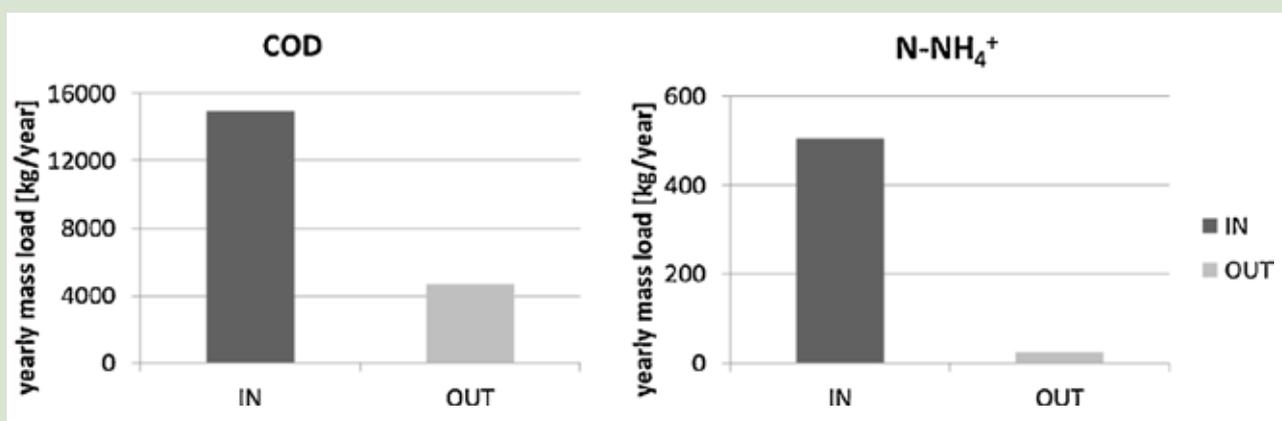


Figura 22. Riduzione del carico di COD (a) e azoto ammoniacale (b) operato dall'impianto di fitodepurazione progettato presso il comune di Gorla Maggiore (MI).

## 5.5 Valore estetico ed ecologico

L'adozione dei dispositivi deve tener conto anche della necessità di accrescere i valori estetici ed ecologici di un'area urbana. In particolare si possono attribuire ai sistemi SuDS le seguenti funzioni principali:

- **Funzione ecologico-ambientale:** i sistemi SuDS in ambito urbano possono costituire un fondamentale elemento di presenza ecologica ed ambientale, che contribuisce in modo sostanziale a mitigare gli effetti di degrado e gli impatti prodotti dalla presenza delle edificazioni e dalle attività dell'uomo. Fra l'altro la presenza di strutture verdi contribuiscono a regolare gli effetti del microclima cittadino attraverso l'aumento dell'evapotraspirazione, regimando così i picchi termici estivi con una sorta di effetto di "condizionamento" naturale dell'aria.
- **Funzione sanitaria:** In certe aree urbane, in particolare vicino agli ospedali, la presenza di sistemi SuDS possono contribuire alla creazione di un ambiente che può favorire la convalescenza dei degenti, sia per la presenza di essenze aromatiche e balsamiche, sia per l'effetto di mitigazione del microclima, sia anche per l'effetto psicologico prodotto dalla vista riposante di un'area verde ben curata.
- **Funzione protettiva:** i sistemi SuDS possono fornire un importante effetto di protezione e di tutela del territorio in aree degradate o sensibili (argini di fiumi, scarpate, zone con pericolo di frana, ecc), e viceversa la sua rimozione può in certi casi produrre effetti sensibili di degrado e dissesto.

- Funzione sociale e ricreativa: la presenza di parchi, giardini, viali e piazze alberate o comunque dotate di arredo verde consente di soddisfare un'importante esigenza ricreativa e sociale e di fornire un fondamentale servizio alla collettività, rendendo più vivibile e a dimensione degli uomini e delle famiglie una città. Inoltre la gestione del verde può consentire la formazione di professionalità specifiche e favorire la formazione di posti di lavoro.
- Funzione igienica: le aree verdi svolgono una importante funzione psicologica ed umorale per le persone che ne fruiscono, contribuendo al benessere psicologico.
- Funzione culturale e didattica: la presenza del verde costituisce un elemento di grande importanza dal punto di vista culturale, sia perché può favorire la conoscenza della botanica e più in generale delle scienze naturali e dell'ambiente presso i cittadini, sia anche per l'importante funzione didattica (in particolare del verde scolastico) per le nuove generazioni. Inoltre i parchi e i giardini storici, così come gli esemplari vegetali di maggiore età o dimensione, costituiscono dei veri e propri monumenti naturali, la cui conservazione e tutela rientrano fra gli obiettivi culturali del nostro consesso sociale.
- Funzione estetico-architettonica: anche la funzione estetico-architettonica è rilevante, considerato che la presenza del verde migliora decisamente il paesaggio urbano e rende più gradevole la permanenza in città, per cui diventa fondamentale favorire un'integrazione fra elementi architettonici e verde nell'ambito della progettazione dell'arredo urbano.

## 5.6 Costi e manutenzione

La futura manutenzione e gestione dei sistemi SuDS in un sito può influenzare la scelta delle tipologie di dispositivi. Le attività di manutenzione a breve e a lungo termine dei sistemi di accumulo e filtrazione devono essere programmate già nei primi passi nel processo di progettazione.

In particolare alcune attività da tenere presente per preservare il buono stato dei sistemi SuDS secondo le caratteristiche della loro natura possono essere:

- Innaffiatura secondo necessità;
- Aspirazione foglie secondo necessità;
- Concimazione arbusti (alla ripresa vegetativa primaverile) generalmente con cadenza annuale;
- Concimazione prati (con concime complesso standard a lenta cessione standard in base alle condizioni vegetative del prato mediamente 4 volte l'anno) con cadenza trimestrale;
- Monitoraggio condizioni fitosanitarie dei vegetali esistenti, al fine di garantire un rapido intervento che eviti danni irreparabili alla vegetazione, con cadenza trimestrale.
- Pulizia delle cisterne e dei serbatoi con cadenza trimestrale ma dipendente dall'entità del sistema di accumulo.
- Potatura di alberi dove necessario con cadenza annuale;
- Sarchiature (rottura e sminuzzatura della crosta del terreno con estirpazione delle malerbe) o scerbature (eliminazione della parte aerea e dell'apparato radicale di piante erbacee infestanti) con cadenza mensile;
- Tosatura delle superfici prative: consiste nel taglio accurato dell'erba eseguito con mezzi meccanici e rifinito con decespugliatore con cadenza al più mensile;
- Trattamenti fitosanitari secondo necessità;
- Controllo dei sistemi di pompaggio e di regolazione degli invasi con cadenza al più mensile.

GI	DISPOSITIVO	Tipologia di intervento				Processo				Controllo dei deflussi					Controllo degli inquinanti				
		Puntuale	Estensivo	Superficiale	Sotterraneo	Infiltrazione	Detenzione	Trasporto	Ritiramento	Controllo locale	Controllo nell'intorno	Controllo territoriale	Riduzione corpi sospesi	Riduzione nutrienti	Riduzione metalli pesanti	Valore estetico	Valore ecologico	Costi	Manutenzione
1	Cisterne																		
1A	Cisterne superficiali	X		X			X		X								€		S
1B	Cisterne sotteranee	X			X		X		X								€€		S
2	Sistemi modulari geocellulari		X		X		X										€€€		S
3	Pozzi perdenti o d'infiltrazione	X			X		X		X								€€		S
4	Gallerie d'infiltrazione																		
4A	Caditoie filtranti	X		X			X		X								€		F
4B	Cunette filtranti	X		X			X		X								€		F
5	Superfici permeabili		X	X			X										€€		S
6	Bacini d'infiltrazione e di bioritenzione		X	X			X		X				X				€		S
7	Bacini di detenzione		X	X			X		X				X				€€		S
8	Verde pensile																		
8A	Verde pensile estensivo	X															€€		S
8B	Verde pensile intensivo	X															€€€		S

Tabella 19. SuDS potenzialmente utilizzabili per la laminazione degli afflussi meteorici in relazione alle richieste di invarianza idraulica contenute nella legge di Regione Lombardia legge n° 4 del 15 marzo 2016. Legenda delle sigle - A: Alto; B: Basso; M: Medio; D: Discreto; F: Frequente; S: Scarsa.

## 6 Schede tipologiche dei sistemi SuDS

Nel seguito sono sinteticamente esposte i principali SuDS potenzialmente utilizzabili sul territorio regionale (con particolare attenzione all'area metropolitana di Milano) con alcune indicazioni tecniche per la loro realizzazione nel rispetto degli obiettivi e dei limiti indicati dal regolamento regionale sull'invarianza idraulico-idrologica.

Nei successivi paragrafi, si è tentato di riassumere le principali caratteristiche tecniche, dimensionali ed economiche di questi sistemi ma per la progettazione di dettaglio si rimanda il lettore a testi più specifici da ricercarsi nella vasta letteratura tecnica dell'ingegneria idraulica del settore.

### 6.1 Cisterne

L'acqua piovana proveniente dai tetti o dalle superfici impermeabili può essere raccolta e temporaneamente accumulata in cisterne che possono permettere (i) di ridurre e ritardare gli effetti del deflusso in concomitanza di un evento meteorico intenso; (ii) di conservare la risorsa idrica e riutilizzarla in seguito per scopi non potabili (per esempio a scopo irriguo) (Figura 23a e b).



Figura 23. (a) Esempio di cisterna domestica per la raccolta delle acque piovane. (b) Esempio di cisterna sotterranea

L'effetto di laminazione della cisterna e la sua capacità di accumulo sono direttamente proporzionali alla sua dimensione. Sia le cisterne di raccolta più grandi che quelle domestiche possono essere interrate oppure posizionate fuori terra, a seconda dello spazio disponibile e dell'impatto visivo conseguente alla loro installazione.

Le cisterne domestiche sono più piccole ed economiche e normalmente raccolgono solo le acque pluviali di caduta delle grondaie dei tetti, mentre verso le cisterne sotterranee generalmente possono altresì convergere le acque di dilavamento delle superfici impermeabili quali cortili, giardini ecc.

Le cisterne possono essere suddivise in due categorie principali:

- Cisterne superficiali
- Cisterne sotterranee

#### 6.1.1 Cisterne superficiali

Le cisterne superficiali (Figura 24) vengono installate fuori terra e il loro volume è spesso vincolato dallo spazio disponibile. Le cisterne superficiali sono in grado di invasare anche grandi volumi di acqua, che tuttavia in assenza di sistemi di pompaggio, devono provenire da superfici drenate poste a quota superiore all'altezza di massimo riempimento.



Figura 24. Esempio di cisterna domestica di raccolta delle acque piovanti.

### 6.1.1.1 Dimensionamento

Il dimensionamento delle cisterne si basa principalmente sulla risoluzione dell'equazione di continuità (Equazione 16) noto l'idrogramma in ingresso derivante dal processo afflusso-deflusso delle superfici scolanti e quello in uscita nei limiti del regolamento.

$$(Q_i - Q_u) \cdot \Delta t = \Delta W$$

Equazione 16

Dove:

$Q_i$  è la portata in ingresso all'invaso,  $Q_u$  è la portata uscente dall'invaso,  $\Delta t$  è l'intervallo di tempo,  $\Delta W$  variazione del volume invaso nell'intervallo di tempo  $\Delta t$ .

Per quanto riguarda i metodi di determinazione del idrogramma di piena e quindi della portata  $Q_i$  è bene fare riferimento a quanto prescritto dalla normativa attuale. In passato si faceva riferimento in genere ad un tempo di ritorno di 2 anni, mentre nei casi in cui esistevano pesanti conseguenze di eventuali allagamenti si poteva giungere a tempi di ritorno anche di 5-10 anni (Jones and Jones, 1984). Ulteriore parametro da fissare è la durata dell'evento di pioggia che assume notevole importanza in tutti quei casi in cui entra in gioco la capacità di invaso del sistema di accumulo. In linea di massima è bene scegliere durate nell'intorno dell'ora. In linea generale il volume di immagazzinamento della cisterna indicativamente il serbatoio dovrebbe avere una capacità d'accumulo che varia da 30 a 90 l/m<sup>2</sup> di superficie scolante.

Nel caso di serbatoio pieno entrata in funzione lo scarico di troppo pieno e l'effetto di laminazione diventa nullo. L'allaccio della cisterna al corpo ricevente deve rispettare i vincoli prescritti dal regolamento in relazione alla  $u_{lim}$  (Par. 3.2).

Nel caso di superfici scolanti molto ampie al fine di contenere il volume della cisterna e la lunghezza dei collegamenti idraulici si preferisce l'installazione di più cisterne uguali in parallelo, la cui dimensione è quindi determinata sulla base della superficie drenata rispetto al numero di serbatoi.

### 6.1.1.2 Forme e materiali

Le cisterne superficiali possono essere di tre tipologie in base alla forma, ovvero: cilindriche, a parallelepipedo, a panettone. Le cisterne cilindriche possono dividersi in asse verticale o orizzontale a seconda dell'orientamento di installazione (Tabella 20). I materiali utilizzati maggiormente per le cisterne superficiali sono quelli plastici non trasparenti e resistenti ai raggi UV oppure in acciaio zincato. Devono essere trattate in modo da risultare inattaccabili da alghe e mucillagini.

Tipologia di cisterne superficiali	Materiale utilizzato	Volume accumulabile (l)	Immagine rappresentativa
Serbatoio cilindrico orizzontale	Materiali plastici (Polietilene)	1000 - 12600	
	Acciaio zincato	1000 - 15000	
Serbatoio cilindrico verticale	Materiali plastici (Polietilene)	500 - 10000	
Serbatoio a forma di panettone	Materiali plastici (Polietilene)	500 - 14300	
Serbatoio orizzontale parallelepipedo	Acciaio zincato	300 - 2000	

Tabella 20. Alcune tipologie di cisterne superficiali: materiale di costruzione e dimensioni tipiche in commercio.

### 6.1.1.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

È necessario predisporre un basamento di fondazione in calcestruzzo armato, il cui spessore deve essere dimensionato in funzione dal carico della cisterna completamente piena e della capacità portante del terreno su cui è realizzata.

Le acque meteoriche convogliate nella cisterna devono essere preventivamente trattate a seconda che provengano da tetti oppure da altre superfici. La cisterna deve disporre di un dispositivo di bypass in grado di deviare l'acqua in ingresso nel caso di completo riempimento. Per sicurezza deve inoltre essere presente uno scarico di troppo pieno; nel caso questo sia collegato alla fognatura deve essere provvisto di un sifone affinché i gas fognari non risalgano al serbatoio.

Vi deve essere quindi uno scarico di fondo per effettuare lo svuotamento e la pulizia della cisterna. Il tubo di immissione deve essere correttamente posizionato al fine di evitare di creare turbolenze all'interno del serbatoio. Deve essere installata una valvola per impedire il ritorno dell'acqua dalla fognatura.

Occorre inoltre dimensionare correttamente i pluviali e tutto il sistema idraulico in modo che sia in grado di recapitare la portata di progetto derivante dalla superficie drenata. Il serbatoio deve essere ispezionabile e dotato di chiusura che permetta lo sfogo dell'aria. Nel caso di riuso in loco la cisterna deve disporre di una pompa di immissione galleggiante in modo da aspirare solo l'acqua più pulita.

I principali dispositivi idraulici da predisporre durante la fase di progettazione saranno:

- scarico di fondo
- sistema di bypass
- troppo pieno
- eventuale pompa per riuso in loco
- valvola galleggiante
- pozzetto filtro-foglie esterno
- tubo ingresso anti-turbolenza
- tubo troppo-pieno “anti-intrusione” di piccoli animali
- sifone allo scarico

È fondamentale la presenza e il corretto funzionamento del sistema di pretrattamento delle acque (esempio filtrazione del materiale grossolano del flusso in ingresso alla cisterna) al fine di non recare danni o malfunzionamenti a tutto il sistema idraulico.

È necessario dimensionare correttamente la fondazione di base al fine di evitare cedimenti di assestamento che potrebbero danneggiare la struttura della cisterna o i collegamenti idraulici.

Nella progettazione degli impianti occorre fare attenzione affinché non vengano installati componenti che necessitano di eccessiva manutenzione o siano sensibili a guasti.

Nel caso il serbatoio venisse installato in locali chiusi o in soffitta occorre prevedere appositi drenaggi per eventuali perdite d'acqua.

I serbatoi vanno movimentati esclusivamente vuoti e con la massima attenzione, evitando urti e movimenti bruschi che potrebbero danneggiarli compromettendone la tenuta idraulica e la resistenza strutturale.

In Figura 25 si mostra il progetto di un'abitazione con la predisposizione di una cisterna per la raccolta delle acque pluviali.



Figura 25. Rendering di un'abitazione con la predisposizione di una cisterna superficiale per la raccolta delle acque pluviali.

#### 6.1.1.4 Manutenzione

*Ordinaria:* pulizia del filtro in ingresso e verifica del funzionamento della pompa ogni sei mesi.

*Straordinaria:* quando necessario occorre effettuare la pulizia dai sedimenti accumulati sul fondo della cisterna ed eventualmente provvedere alla pulizia della girante della pompa necessaria per lo svuotamento.

#### 6.1.1.5 Costi

I costi delle cisterne superficiali variano principalmente in funzione della dimensione e alla tipologia di materiale. Generalmente i prezzi oscillano tra un minimo di 0.11 €/l e un massimo di 0.62 €/l. A tali costi si devono aggiungere quelli della messa in posa della cisterna e le eventuali opere accessorie.

### 6.1.2 Cisterne sotterranee

Le cisterne sotterranee (Figura 26) sono poste sotto il piano campagna ad una distanza che dipende principalmente dal volume di acqua che si vuole immagazzinare e dalla destinazione della superficie sovrastante. Generalmente la quota del fondo della vasca oscilla tra un minimo di 2 m un massimo di 6 m sotto il piano campagna e lo spessore del terreno di ricoprimento è di circa 2 m. Il volume necessario per ridurre entro i limiti del regolamento le portate defluite al corpo ricettore per i climi tipici nelle nostre latitudini oscilla dai 30 ai 90 l/m<sup>2</sup> di superficie scolante.



Figura 26. Esempio di installazione di una cisterna sotterranea per la raccolta delle acque piovane.

#### 6.1.2.1 Dimensionamento

La procedura di dimensionamento delle cisterne sotterranee può essere considerata equivalente a quella adottata per le cisterne superficiali.

Le cisterne sotterranee differiscono da quelle installate fuori terra principalmente per alcuni accorgimenti idraulici ed in particolare, data la quota più bassa di posizionamento, per l'assenza di una pompa di riempimento ma per la presenza di un sistema di pompaggio per lo svuotamento qualora la quota di base risulti essere inferiore a quella della rete di drenaggio. Il sistema di pompaggio è

per sicurezza rappresentato solitamente da una coppia di pompe dotate di inverter. La cisterna non deve preferibilmente essere posizionata su terreni argillosi. In nessun caso, comunque, lo scavo deve essere realizzato su terreni franosi, paludosi e che non consentano il drenaggio profondo.

Il serbatoio non deve essere mai collocato su pendii, in posizioni soggette ad incanalamenti di acque piovane. Deve essere dimensionata un'adeguata base di appoggio. Come già esposto nel caso delle cisterne superficiali se le acque pluviali provengono da tetti sopraelevati occorre solamente un pretrattamento di filtrazione al flusso in ingresso. Se sono invece presenti acque di dilavamento occorre intercettare le acque di prima pioggia e fare un opportuno pre-trattamento. Occorre inoltre predisporre un pozzo di drenaggio per sfogare l'eventuale innalzamento della falda ed utilizzare preferibilmente per i collegamenti idraulici raccordi flessibili.

I dispositivi idraulici da adottare nel caso delle cisterne sotterranee sono gli stessi previsti per le cisterne fuori terra.

### 6.1.2.2 Forme e materiali

Le cisterne sotterranee sono divise in due grosse macro-categorie sulla base al materiale che le costituiscono: cisterne sotterranee in plastica e in calcestruzzo. Le cisterne in materiale plastico possono essere di tre differenti tipologie: a forma di panettone, a forma di cisterna monoblocco e a forma di cisterna modulare. Le cisterne in calcestruzzo possono essere di due tipologie: cisterne prefabbricate o posate in opera (Tabella 21).

Materiale	Tipologia di cisterna sotterranea	Volume accumulabile (l)	Immagine rappresentativa
Materiale plastico (Polietilene)	A forma di panettone	750 - 2000	
	Cisterna cilindrica orizzontale monoblocco	2000 - 3000	
	Cisterna modulare	10000 - 35000	
Calcestruzzo	Prefabbricata in calcestruzzo vibrocompresso	1000 - 30000	
	Posata in opera in calcestruzzo armato	8000 - 50000	

Tabella 21. Alcune tipologie di cisterne sotterranee: materiale di costruzione e dimensioni tipiche in commercio.

(Immagini tratte da [http://www.cordivari.it/Serbatoj\\_trattamento\\_acque/Serbatoj\\_stoccaggio\\_acqua](http://www.cordivari.it/Serbatoj_trattamento_acque/Serbatoj_stoccaggio_acqua); <http://www.rototec.it/prodotti.asp?id=1>; <https://www.gazebo.it/>; <http://www.mergani.it/opere-murarie/index.html>)

### 6.1.2.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

L'aspetto fondamentale riguardante l'installazione di questo tipo di dispositivo è l'interro. Per la corretta installazione dei serbatoi è necessario tenere in considerazione la procedura che meglio risponde alle necessità dettate dalle caratteristiche del terreno, dalla posizione di interro e dalla destinazione della superficie sovrastante il serbatoio.

Lo scavo deve essere realizzato considerando che, oltre alle dimensioni del serbatoio, deve essere calcolata in più, su ogni lato, una distanza di circa 30 cm oltre le dimensioni di ingombro per l'accoglimento di eventuali dispositivi idraulici.

Per la realizzazione dello scavo in generale vanno osservate le seguenti regole:

- per terreni non portanti (terra soffice) si considera angolo di scavo minore di 45°;
- per terreni a media durezza minore di 60°;
- per scavi in roccia si può giungere fino a 80°.

Nella parte superiore, intorno allo scavo, deve essere lasciata una zona franca di circa 60 cm di larghezza, per evitare il franamento della terra e per consentire il movimento degli operatori durante l'interro. La zona dell'interro risulterà essere pedonabile, e potrà essere resa carrabile o camionabile solo con la realizzazione di strutture idonee, che dovranno essere calcolate opportunamente per evitare sovraccarichi sulla vasca.

La base della cisterna generalmente deve poggiare su un letto di 15-20 cm di sabbia non riciclata, disponendo al suo interno almeno un tubo di drenaggio. È necessario livellare accuratamente la base realizzata, avendo cura di eliminare ogni eventuale asperità. È necessario accertarsi che la zona di appoggio non ceda sotto il peso del serbatoio pieno. È quindi necessario installare sempre il serbatoio in bolla su un basamento piano e di adeguata solidità.

Accertata l'integrità del serbatoio, è bene movimentarlo vuoto utilizzando gli appositi golfari, se presenti, o utilizzando una braga da passare nelle scanalature del manufatto. I serbatoi vanno movimentati con la massima attenzione, evitando urti e movimenti bruschi che potrebbero danneggiarli compromettendone la tenuta idraulica e la resistenza strutturale.

È buona norma livellare perfettamente il serbatoio e il suo eventuale pozzetto di prolunga. È necessario verificare tutte le connessioni idrauliche dell'impianto e verificare l'assenza di perdite, prima di proseguire con l'interro.

Per quei serbatoi che non sono predisposti con le connessioni per gli sfati, è bene realizzare uno o più sfati di grandezza uguale o maggiore dell'aspirazione per evitare depressioni. Il serbatoio è adatto per essere utilizzato ad una pressione di esercizio pari al carico idrostatico dell'acqua in esso contenuta.

L'interramento deve procedere per strati successivi di 15-20 cm per volta. È bene usare sabbia o altro materiale equivalente che non presenti spigoli vivi o taglienti che possano danneggiare il serbatoio. Ottimi risultati di interro si possono conseguire con l'utilizzo di calcestruzzo, meglio se del tipo alleggerito per la presenza di polistirolo o altro, da usare al posto della sabbia. Anche in questo caso è bene procedere a colare in strati successivi che vanno livellati, badando bene di non superare, ad ogni strato, uno spessore di 20 - 30 cm ed evitando di scaricare quantitativi eccessivi in una gettata, sia per non danneggiare il serbatoio, sia per evitare accumuli localizzati e conseguenti vuoti in zone contigue. I diversi strati vanno gettati consentendo al cemento di consolidarsi e realizzare una tenuta per lo strato successivo. Una volta ultimato il riempimento e il rinfiacco del serbatoio ricoprirlo in maniera da ottenere la resistenza desiderata per la superficie sovrastante (pedonabilità, carrabilità leggera o pesante). In ogni caso è bene lasciare liberi i coperchi delle aperture per l'ispezione e la manutenzione. Durante le fasi di rinfiacco è necessario procedere con il riempimento graduale del serbatoio con acqua in modo tale da evitare schiacciamenti.

Lasciare il serbatoio interrato e pieno di acqua per uno o due giorni per consentire un migliore assestamento. Prima dell'utilizzo, soprattutto in presenza di pompe idrauliche, assicurarsi che sia stato realizzato un adeguato sistema di sfato, in grado di evitare la creazione di vuoto, facendo affluire aria in modo costante, durante lo svuotamento del serbatoio.

Per più serbatoi (posti in serie o in parallelo) eseguire scavi separati e distanti almeno un metro l'uno dall'altro, diversamente prevedere un muro portante di almeno 20 cm.

Prevedere la messa a terra degli impianti per prevenire eventuali effetti galvanici.

In caso di installazione in terreni argillosi è bene realizzare sul fondo della buca un adeguato sistema drenante e rinfiaccare con materiale anch'esso drenante in maniera tale da facilitare il deflusso dell'acqua in modo che non ristagni attorno al serbatoio.

In caso di installazione in terreni con pendenza o in prossimità di un declivio è bene isolare il serbatoio con pareti in cemento armato che contengano le possibili spinte laterali.

In caso di installazione nelle vicinanze di alberi di alto fusto è buona norma isolare il serbatoio con pareti di calcestruzzo al fine di evitare danni da parte delle radici.

In caso di installazione in terreni con falda gettare sul fondo della buca una soletta in calcestruzzo di adeguata resistenza e preparare sopra la soletta uno strato di sabbia di almeno 10 cm perfettamente uniforme, livellato e compattato. È bene comunque in quest'ultima situazione valutare l'eventuale effetto di galleggiamento.

#### 6.1.2.4 Manutenzione

Una volta realizzate non necessitano di una manutenzione sistematica se non una pulizia periodica dei sedimenti accumulati ed un controllo di funzionamento degli eventuali organi di regolazione e pompaggio.

#### 6.1.2.5 Costi

Per cisterne prefabbricate in plastica il costo di acquisto è indicativamente compreso tra i 0.4 e 0.50 €/l e il costo della loro posa è all'incirca 20 €/l per cisterne comprese tra i 1200 e i 5000 l. Nel caso di cisterne prefabbricate in cemento armato il costo di acquisto oscilla tra 0.31 €/l e 0.71 €/l con all'incirca lo stesso costo di posa di quelle in plastica sempre per cisterne comprese tra i 1200 e i 5000 l. Infine per le cisterne in calcestruzzo gettate in opera il costo della realizzazione oscilla all'incirca tra 0.34 €/l e 0.92 €/l per cisterne da 8000 a 30000 l.

### 6.1.3 Box di approfondimento – Uso delle acque pluviali

Per motivi ecologici, è necessario un uso parsimonioso delle acque potabili. Esso inizia con il risparmio dell'acqua nell'economia domestica e prosegue con l'uso delle acque pluviali per l'irrigazione dei giardini, lo sciacquone delle latrine, il lavaggio degli autoveicoli e l'introduzione come acque di raffreddamento o di processo nell'industria. In Europa, questi usi domestici e produttivi delle acque pluviali sono in corso d'espansione. Come illustrato in Figura 27, secondo le condizioni locali, le acque pluviali possono coprire circa il 40–50% dell'attuale fabbisogno annuo d'acqua potabile.

Alcuni usi alternativi delle acque pluviali, come quello nelle lavatrici, diffuso in Germania ed indicato nella Figura 27, sollevano perplessità dal punto di vista igienico, nonostante vantaggi tecnici: le acque pluviali, essendo dolci, allungano la vita delle lavatrici ed inoltre consentono di ridurre la quantità di detersivi e additivi (ammorbidenti) impiegati, riducendo in tal modo anche il carico inquinante degli scarichi d'acque usate.

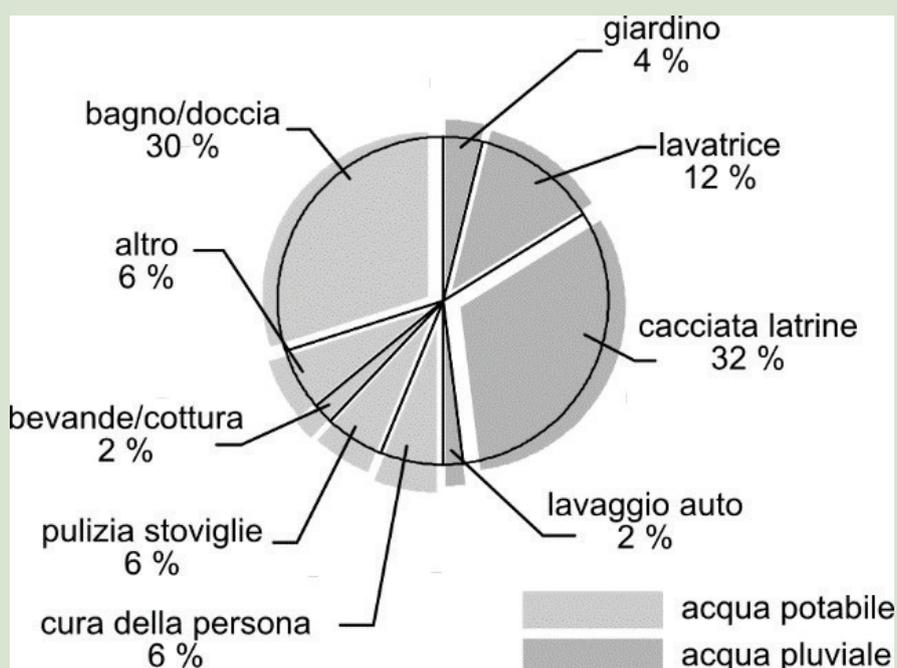


Figura 27. Possibilità di sostituzione parziale d'acqua potabile con acqua pluviale (UBA, Germania).

(Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012)

### 6.1.3.1 Regole tecniche

Da più di 10 anni, in Germania si sono diffusi molteplici usi delle acque piovanti in ambito domestico ed industriale, con impianti tecnologicamente sempre più complessi, mentre in precedenza tali acque erano utilizzate quasi esclusivamente per l'irrigazione dei giardini, previo invaso in cisterne locali. Come conseguenza di questo sviluppo tecnologico, sono state elaborate specifiche norme DIN (Regenwassernutzung) divise in tre parti:

- Parte 1: Regole generali per la progettazione, l'esecuzione, l'esercizio e la manutenzione degli impianti.
- Parte 2: Filtri e processi di trattamento.
- Parte 3: Serbatoi ed accessori.

La Figura 28 illustra lo schema generale di un impianto per l'uso domestico multiplo delle acque piovanti decendenti dai tetti, opportunamente filtrate; quando si riempie il serbatoio, un interruttore a galleggiante comanda l'apertura di una valvola, che consente di convogliare il troppo pieno ad un avvallamento filtrante o ad un materasso drenante, situati nel giardino (Figura 29).

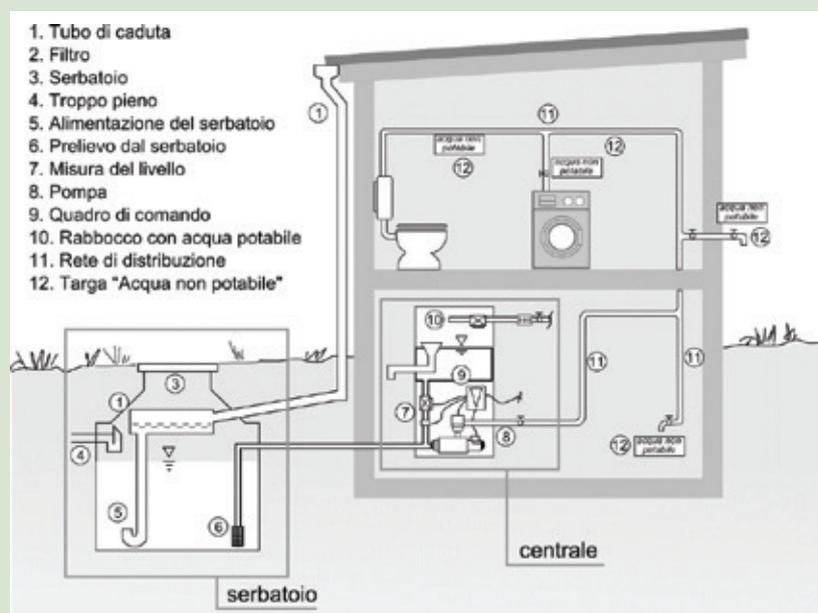


Figura 28. Schema d'impianto per molteplici usi domestici dell'acqua piovante (Land Assia) (Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012).

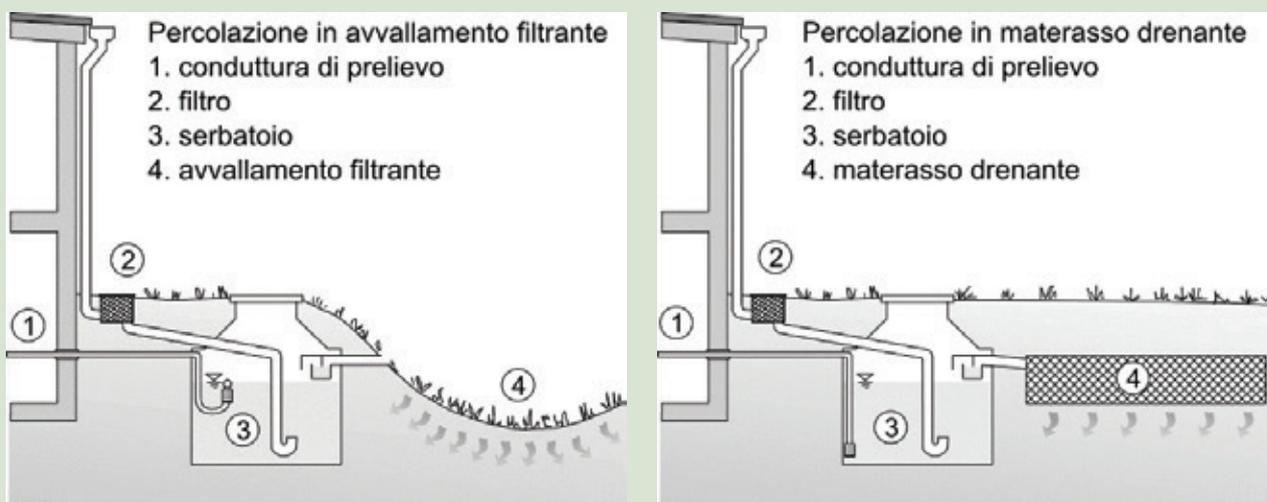


Figura 29. Parziale uso domestico dell'acqua piovante e convogliamento del troppo pieno in un avvallamento filtrante (sinistra) o materasso drenante (destra) (Tratta da: Di Fidio e Bischetti 2012)

### 6.1.3.2 Superfici di cattura delle acque pluviali

Le acque pluviali decadenti dai tetti hanno di regola un modesto contenuto di solidi sospesi, i quali potrebbero intasare il dispositivo filtrante. I tetti sono quindi superfici privilegiate per la cattura delle acque pluviali da destinare agli usi domestici. In ogni caso, prima della costruzione del relativo impianto, si deve verificare se forme particolari d'inquinamento (per esempio escrementi d'uccelli, fogliame) non sconsiglino l'uso di queste acque.

Le coperture dei tetti in laterizi, cemento, pietre scistose e materie plastiche consentono di regola un uso senza problemi delle acque pluviali, poiché non rilasciano sostanze nocive. Nel caso di coperture bituminose o a verde, si deve tener conto della colorazione delle acque. Infine, si osserva che i tetti rinverditi rilasciano una quantità d'acque pluviali notevolmente inferiore rispetto a quella dei tetti in tegole, poiché la maggior parte delle acque è dapprima accumulata nel substrato terroso e poi evapotraspirata; perciò, gli impianti per l'uso delle acque pluviali, in associazione a forme di rinverdimento dei tetti, di regola fanno minor uso dei dispositivi di troppo pieno.

### 6.1.3.3 Possibilità di applicazione

In generale, le acque pluviali sono utilizzate come sostituto delle più costose acque potabili dove non è necessaria la medesima qualità. Questo accade, per esempio, nell'irrigazione con acque pluviali di superfici a verde, che sostiene il circolo naturale delle acque ed è da favorire per motivi ecologici, senza alcun problema igienico.

Più delicato è invece l'uso delle acque pluviali nell'economia domestica. In Germania la normativa sugli acquedotti non vieta in termini generali tale uso, ma richiede la medesima qualità delle acque potabili, dove esso può condurre a rischi igienici. Questo è il caso nella pulizia d'oggetti che, conformemente alla loro destinazione, vengono a contatto non episodico con il corpo umano, come la biancheria. Ne consegue che in ogni casa deve esistere la possibilità d'utilizzare per le lavatrici acqua potabile, con uno specifico allacciamento. In alternativa, è peraltro lasciata alla responsabilità dell'utente la possibilità d'utilizzare anche acqua pluviale, con un parallelo allacciamento; il relativo impianto deve essere denunciato all'Autorità sanitaria. L'uso delle acque pluviali per lo sciacquone delle latrine è invece possibile senza limiti e consente risparmi fino al 30% d'acqua potabile.

In Germania spesso non è richiesta la licenza edilizia per impianti d'uso domestico delle acque pluviali (nel Baden - Württemberg fino a 100 m<sup>3</sup>). Il soggetto responsabile dell'approvvigionamento idrico indica all'utente interessato le condizioni per l'uso delle acque pluviali, che sono recepite nel regolamento dell'acquedotto comunale. Di norma l'utente viene in parte esentato dall'obbligo di coprire integralmente il suo fabbisogno idrico attraverso l'acquedotto pubblico. Considerato che l'uso, anche parziale, d'acque pluviali altera il collegamento tra consumo d'acqua potabile e scarico in fognatura d'acque usate, ai fini tariffari è installato un secondo contatore per le acque usate.

### 6.1.3.4 Dimensionamento del serbatoio

Il volume utile del serbatoio delle acque pluviali dovrebbe rispettare un rapporto equilibrato tra volume delle acque pluviali e fabbisogno idrico; quasi tutti i costruttori offrono uno specifico metodo di dimensionamento. Per un'abitazione uni o bifamiliare, è sufficiente un calcolo empirico, prevedendo per ogni utente circa 800-1000 l, resi disponibili dalla superficie di cattura delle acque pluviali nella proporzione di circa 25-50 l/m<sup>2</sup>. Le norme DIN consentono di calcolare il volume necessario, previa considerazione delle precipitazioni locali, del fabbisogno idrico e della superficie di cattura.

### 6.1.3.5 Prescrizioni minime tecniche

In Germania, accanto alle norme tecniche DIN sull'uso delle acque di pioggia, si applicano le norme DIN sulle fognature (Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke) e sugli acquedotti domestici (Technische Regeln für Trinkwasserinstallationen).

È particolarmente importante la separazione tra le condotte dell'acqua potabile e quelle dell'acqua pluviale, per prevenire ogni rischio di contaminazione delle prime da parte delle seconde. Tutti i punti di prelievo devono essere contrassegnati mediante specifici simboli e scritte, per evitare ogni possibilità di confusione. Il troppo pieno di un serbatoio d'acqua pluviale convogliato alla canalizzazione di fognatura deve essere munito di un idoneo dispositivo, che eviti i rigurgiti dalla fognatura. Tutti i serbatoi d'acqua pluviale, superficiali o sotterranei, devono esser assicurati contro il pericolo d'incidenti (soprattutto

la caduta di bambini), mediante idonee coperture o recinzioni. La verifica che un impianto per l'uso delle acque pluviali soddisfa le prescrizioni tecniche minime, può essere fatta sulla base dei seguenti criteri:

- Sono collegate all'impianto solo superfici di tetto adatte;
- La dimensione dei serbatoi è adeguata agli usi programmati;
- In caso d'insufficienza, l'acqua pluviale può essere integrata dall'acqua potabile;
- L'acqua pluviale, prima di entrare nel serbatoio, è filtrata (ampiezza della maglia < 0,4 mm);
- Viene inserito un sifone nel dispositivo di troppo pieno, per intercettare le esalazioni provenienti dalla fognatura;
- L'acqua pluviale è invasata al buio e al fresco (nel sottosuolo o in cantina);
- L'eventuale rabbocco con acqua potabile può avvenire soltanto attraverso un rubinetto libero;
- Non c'è alcun collegamento tra le condutture di acqua pluviale e quelle di acqua potabile;
- Tutti i punti di prelievo d'acqua pluviale e d'acqua potabile sono contrassegnati in forma chiaramente distinguibile;
- Sono utilizzati solo materiali resistenti alla corrosione;
- Si rispetta uno specifico piano di manutenzione e d'ispezione.

### 6.1.3.6 Costi, economicità e utilità ecologica

La possibilità che l'uso d'acque pluviali generi vantaggi finanziari dipende da numerosi fattori e deve essere verificata nel caso singolo. Per esempio, un impianto a servizio di una villetta unifamiliare ha un costo totale per serbatoio e condutture compreso tra 4.000 e 5.000 €. Con un serbatoio monolitico in cemento armato di capacità fino ad 8 m<sup>3</sup>, un incremento di volume pari a 1 m<sup>3</sup> produce costi aggiuntivi pari a soli 100 - 200 €; è quindi raccomandabile adottare una capacità superiore di 1 - 2 m<sup>3</sup> rispetto a quella minima.

L'uso delle acque pluviali per i giardini può essere realizzato nel modo più semplice (Figura 30) e - per unanime consenso degli specialisti - è considerato ecologicamente ed economicamente vantaggioso. L'uso delle acque pluviali nell'economia domestica (per esempio negli sciacquoni delle latrine) è tecnicamente più complesso e - in assenza di prestazioni personali (manutentive) del proprietario - più costoso e presenta inoltre rischi igienici, quando non siano osservate le regole tecniche per l'installazione e sia trascurata la successiva manutenzione dell'impianto.

Dal punto di vista economico, non si può dimenticare che l'uso delle acque pluviali consente unicamente di risparmiare i cosiddetti costi variabili per l'approvvigionamento idrico, i quali abitualmente sono soltanto una piccola parte dei costi totali. Nelle esperienze dell'Europa centrale, il cittadino ottiene di regola uno sconto sulla tariffa del servizio idrico integrato. Dal punto di vista ecologico, l'uso diretto d'acqua pluviale non costituisce un risparmio idrico in senso stretto, poiché essa sostituisce risorse idriche naturali, a loro volta alimentate dalle acque pluviali (le falde sotterranee o i laghi e i fiumi a cui attingono gli acquedotti pubblici).

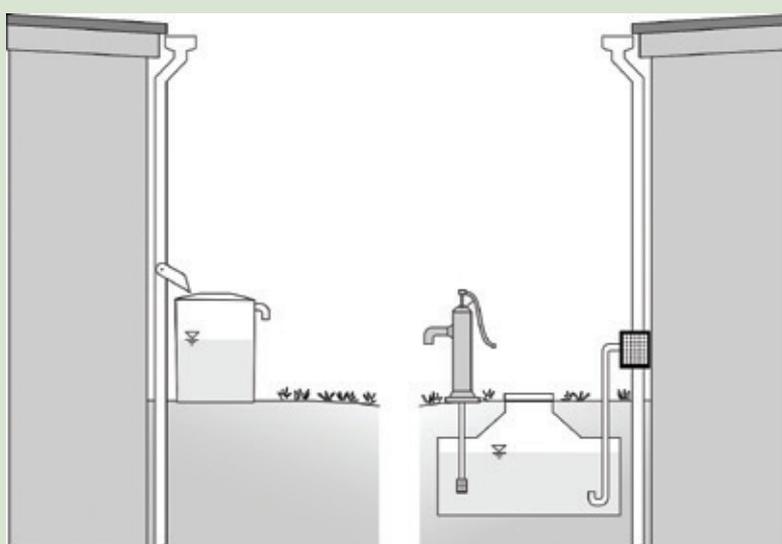


Figura 30. Uso delle acque pluviali decendenti dai tetti per l'irrigazione dei giardini d'edifici unifamiliari.

A sinistra un bidone superficiale di 200 l, con attingimento a gravità; a destra un serbatoio sotterraneo di 1000 - 5000 l, con pompa a mano o elettrica (Land Assia) (Tratto da: Di Fidio e Bischetti 2012).

## 6.2 Sistemi modulari geocellulari

Si tratta di moduli plastici leggeri con struttura modulare a nido d'ape a forma di parallelepipedo (Figura 31). ottenuti mediante assemblaggio di fogli di PVC opportunamente sagomati mediante termoformatura. Il sistema di drenaggio consiste nell'assemblare questi pacchi modulari (in affiancamento e in sovrapposizione) per creare strutture interrato come ad esempio: vasche di infiltrazione (se avvolte da un geotessile); vasche di laminazione o accumulo (se avvolte da una geomembrana).

La distribuzione dell'acqua all'interno dei moduli è garantita da un tubo forato, avvolto da un geotessile e collocato in una trincea riempita di ghiaietto drenante. Per motivi logistico-costruttivi la tubazione può anche essere inserita al di sotto o al di sopra della vasca, all'interno di uno strato drenante in ghiaia.



Figura 31. Esempio di sistemi modulari geocellulari

### 6.2.1 Dimensionamento

Per il dimensionamento dei sistemi modulari geocellulari generalmente si parte dalla stima della piovosità, facendo riferimento ad un evento meteorico intenso di breve durata (solitamente 30 minuti). Si calcola la portata di deflusso dalla superficie scolante con gli opportuni coefficienti di deflusso e tempi di ritorno prescritti dalla normativa. Dalle informazioni sulla permeabilità si sti-

mano i tempi di svuotamento e si valuta l'ideoneità del sistema al posizionamento nel sito individuato. Infine vi è una valutazione dei carichi a cui sarà soggetto il sistema per la scelta della stratigrafia di posa. In base agli spessori di ghiaia scelti si valuta anche l'invaso specifico di acqua nel sistema.

In Figura 32 si riporta un esempio di progetto dei sistemi geocellulari.

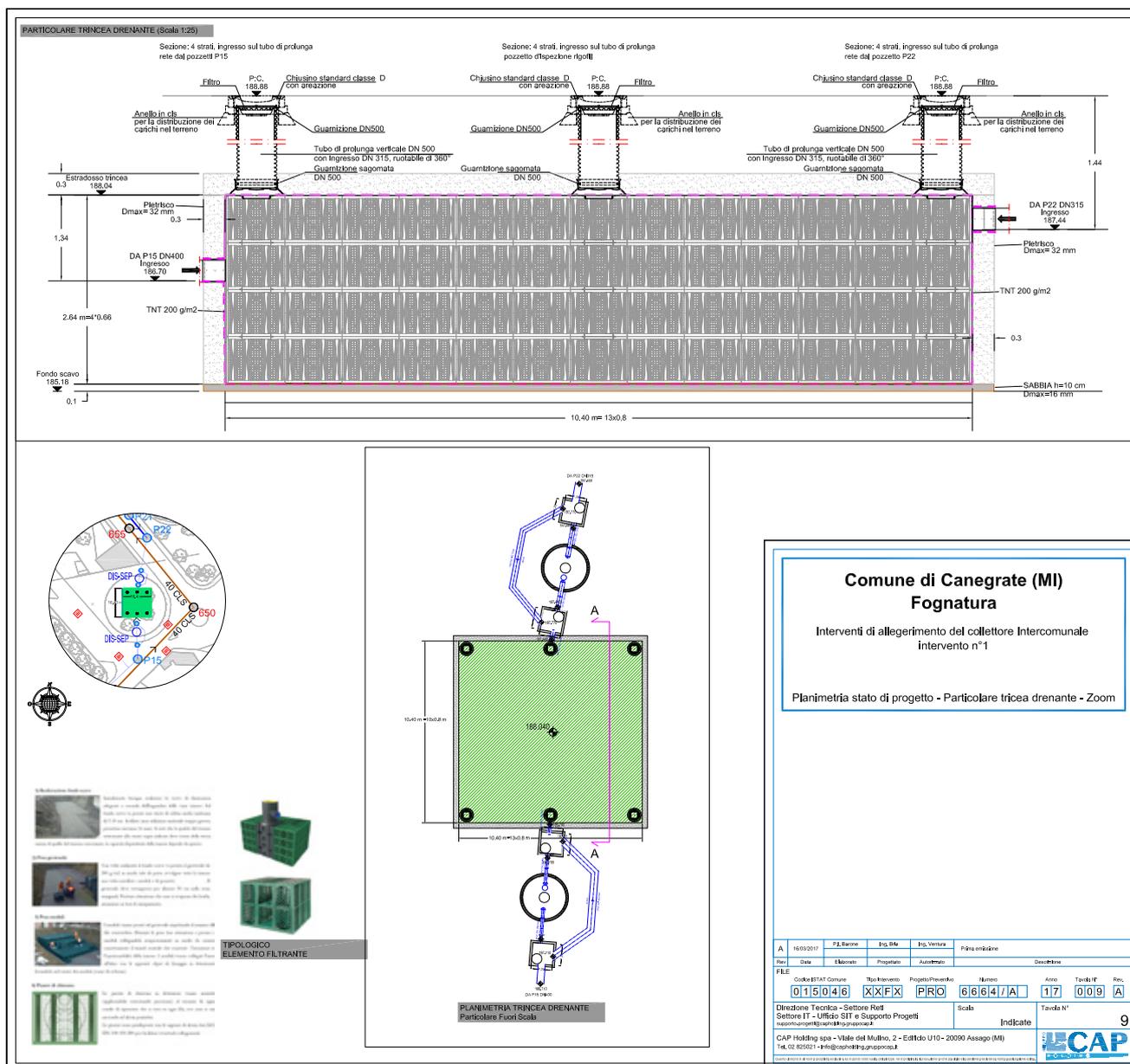


Figura 32. Esempio di progetto di sistemi geocellulari Comune di Canegrate (MI).

## 6.2.2 Forme e materiali

I sistemi modulari geocellulari generalmente sono costituiti da materiale plastico, PVC o polipropilene con un'unità del modulo che generalmente è a forma di parallelepipedo. Le dimensioni tipiche delle unità attualmente in commercio hanno una lunghezza di circa 1.2 m, una larghezza che oscilla tra 0.6 e 0.8 m e una profondità che varia tra 0.4 e 0.6 m.

Il modulo è in grado anche di svolgere una parziale funzione di accumulo dell'acqua infiltrata che per le dimensioni citate pocanzi varia tra 100 e 500 l.

La percentuale dei vuoti media stimata del modulo supera il 90%.

### 6.2.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Al fine di posizionare correttamente i sistemi modulari geocellulari è necessario procedere ad uno sbancamento del terreno in funzione della grandezza del bacino di accumulo/filtrazione che bisogna effettuare, della profondità desiderata e della tipologia di terreno presente.

Sarà poi necessario predisporre un fondo con sabbia o ghiaia fine con spessore di almeno 10 cm completamente piano.

Si dovrà procedere poi la stesura di uno strato di geotessuto permeabile sul fondo e sui lati dello scavo se si vuole realizzare un bacino di infiltrazione oppure una geomembrana se si vuole realizzare un invaso di accumulo.

Si posano successivamente i moduli geocellulari, le tubazioni e di tutti i dispositivi idraulici necessari all'interno dello scavo effettuato. Infine si procede con la stesura di uno strato di geotessuto permeabile e di uno strato di sabbia di almeno 15 cm sul piano superiore dei moduli. L'interramento dei moduli avviene con il terreno precedentemente asportato fino al raggiungimento del piano di campagna.

I dispositivi idraulici generalmente adottati nei sistemi modulari geocellulari sono:

- Sistemi modulari geocellulari;
- Geotessuto o geomembrana;
- Trappola per il fango in entrata e filtro per il fango amovibile;
- Sistema di ventilazione. camera d'ispezione. scarico di troppo pieno;
- Sistema per il controllo del flusso in uscita. tubature per il collegamento della trappola e del pozzetto di ispezione al bacino;
- Vasche di prima pioggia per contenere i primi 5 mm di precipitazione nel caso i deflussi contengano idrocarburi. oli e reflui provenienti da aree agricole limitrofe.

Nel caso della preparazione di un bacino costituito da sistemi modulari geocellulari predisposti per l'infiltrazione in prossimità di un edificio, la distanza minima tra l'edificio ed il bacino deve essere di almeno 5 m.

Nel caso della preparazione di un bacino costituito da sistemi modulari geocellulari predisposti per l'infiltrazione la distanza minima tra la falda acquifera e la base del bacino deve essere almeno di 1 m.

La forma della struttura alveolare deve essere cubica in modo da poter facilmente applicare il geotessile e la membrana, agganciare i moduli fra loro ed avere una pressione omogenea del terreno sui moduli.

La scelta dell'altezza del bacino deve essere effettuata in funzione del tipo e della struttura del terreno e della destinazione d'uso dell'area sovrastante.

È bene rispettare le condizioni e le raccomandazioni di utilizzo suggerite dal costruttore in relazione al materiale di cui i moduli sono costituiti e al carico massimo che sono in grado di sopportare.

### 6.2.4 Manutenzione

Generalmente una volta posizionati non necessitano di manutenzione particolare se non in caso di deterioramento.

### 6.2.5 Costi

I costi variano dagli 80 ai 100 € per modulo con un costo per la posa di circa 120 €/m<sup>2</sup>

## 6.3 Pozzi perdenti o d'infiltrazione

La tecnica dei pozzi perdenti (o anche detti pozzi d'infiltrazione) è adatta al caso di suoli generalmente poco permeabili e può essere adoperata per interventi a piccola scala.

Sono adatti per centri abitati con limitata superficie a disposizione in quanto necessitano di uno spazio molto contenuto, inferiore all'1% della superficie drenata. In essi possono essere convogliate solamente acque meteoriche scarsamente inquinate, previo pretrattamento che deve comprendere almeno un'efficace sedimentazione. In Figura 33 si riporta uno schema tipo di un pozzo perdente che raccoglie le acque dai pluviali.

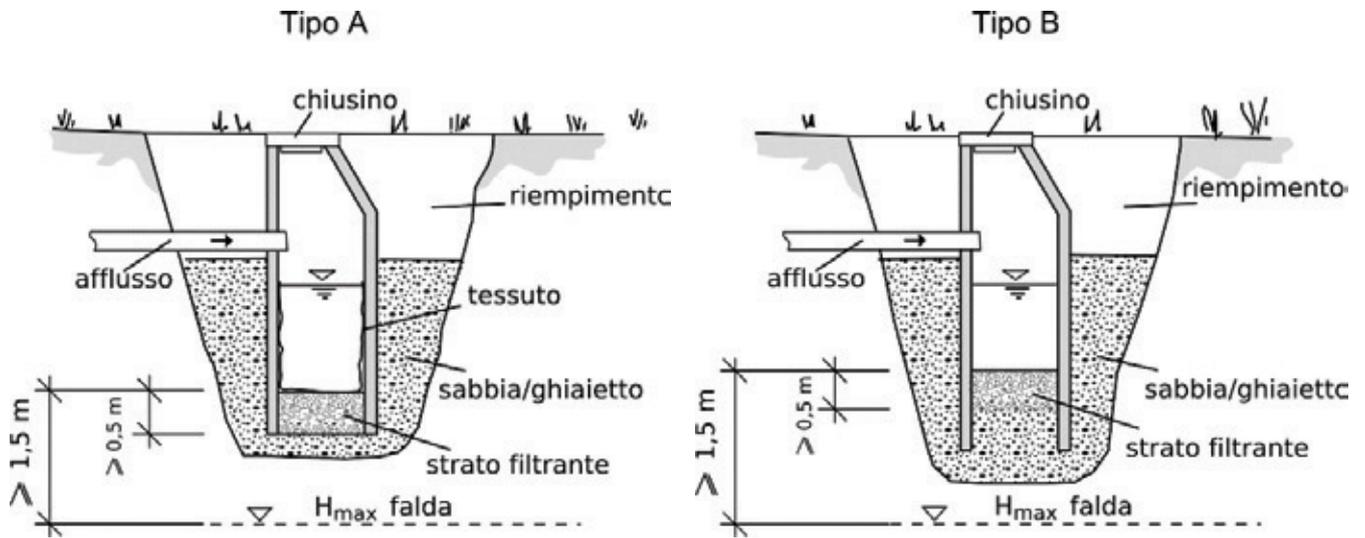


Figura 33. (a e b) Esempio di pozzi in Provincia di Karlsruhe (Tratto da: Di Fidio e Bischetti 2012).

In Figura 34 si riporta un esempio di progetto di una serie di pozzi d'infiltrazione con rivestimento delle pareti con anelli finestrati. Come nel caso di tutti i SuDS basate sul meccanismo di infiltrazione, anche i pozzi perdenti contribuiscono attraverso la dispersione nel terreno alla ricarica della falda.

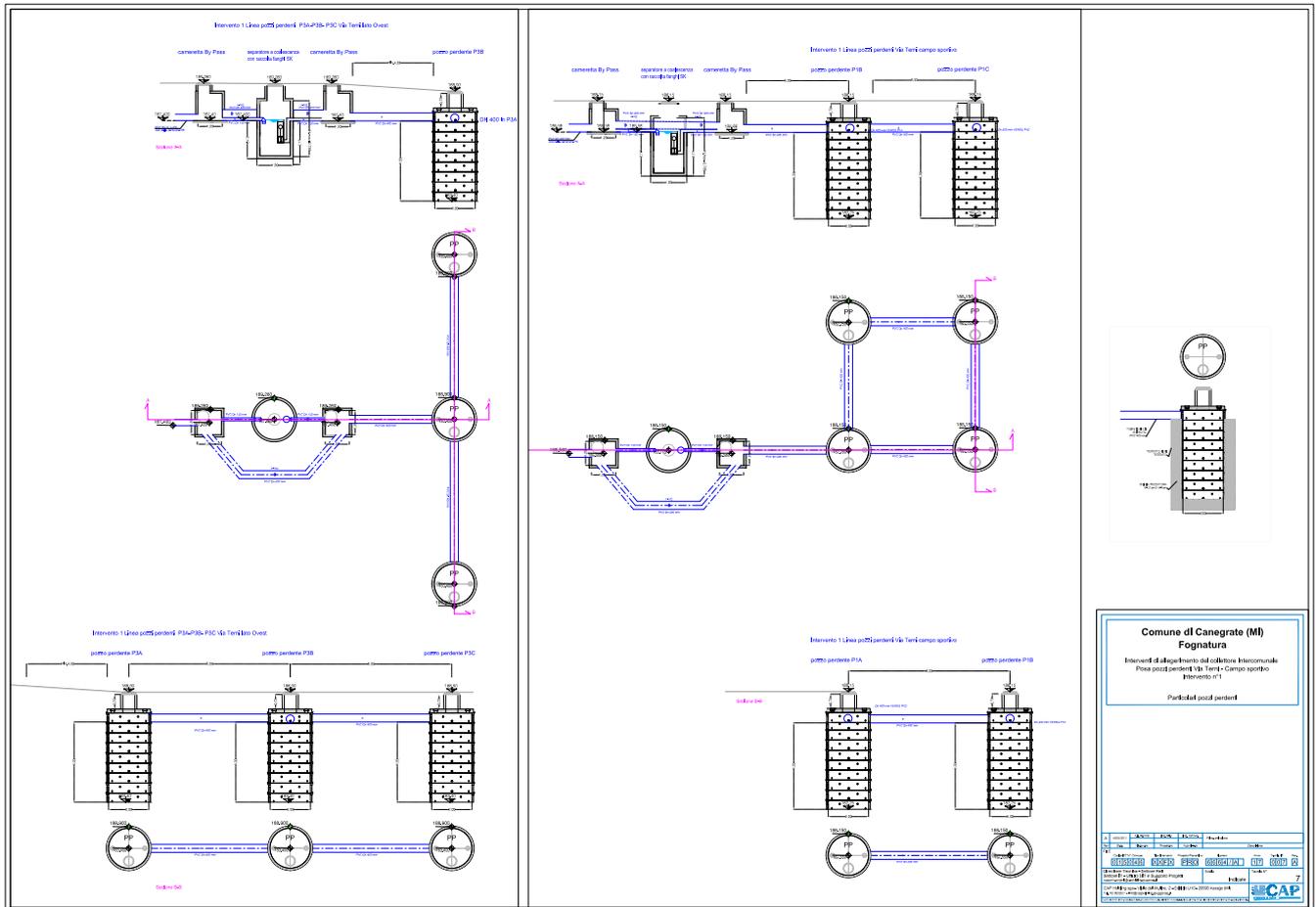


Figura 34. Esempio di progetto di una serie di pozzi perdenti presso il comune di Canegrate (MI).

### 6.3.1 Dimensionamento

Il dimensionamento del pozzo perdente consiste nel determinare correttamente la sua profondità e del suo diametro.

Il calcolo procede fissando il numero di pozzi a servizio dell'area drenata, il diametro di un singolo pozzo e ricavando la massima altezza del pozzo attraverso l'Equazione 16. In questo caso la portata  $Q_u$  (dovuta all'infiltrazione) può essere calcolata per mezzo dell'Equazione 17.

$$Q_u = \frac{K}{2} \cdot \left( \frac{L + z}{L + z/2} \right) \cdot A_f$$

Equazione 17

Dove il primo termine rappresenta la permeabilità ( $K$ ) in condizioni insature (e quindi dimezzata); il secondo termine costituisce invece la cadente, in cui compare l'altezza  $z$  dello strato drenante del pozzo e il dislivello  $L$  fra il fondo del pozzo e il sottostante livello di falda; infine  $A_f$  rappresenta la superficie orizzontale effettiva, calcolabile come quella dell'anello di larghezza  $z/2$ . Generalmente non si tiene conto sulla capacità filtrante del fondo del pozzo per via della sua possibile occlusione.

Il tasso di infiltrazione è strettamente connesso alle caratteristiche di permeabilità del terreno che circonda il pozzo. Grazie al suo volume interno il pozzo è inoltre in grado di assolvere un certo grado di accumulo e di laminazione del deflusso meteorico (capacità di invaso).

### 6.3.2 Forme e materiali

I pozzi perdenti presenti sul mercato sono formati da un insieme di anelli fenestrati in calcestruzzo vibrocompresso sovrapponibili e impilabili tramite un sistema denominato "a bicchiere". I diametri degli anelli tipicamente in commercio oscillano tra i 100 e i 200 cm. con un'altezza del singolo modulo variabile tra i 13 e i 50 cm. La capacità di invaso varia tipicamente da 300 fino a 9000 litri. In Tabella 22 sono elencate alcune caratteristiche dei pozzi perdenti attualmente in commercio e l'entità delle superfici drenate.

Caratteristiche pozzo perdente	Altezza complessiva del pozzo	Capacità (l)	Superficie scolanti servite (m <sup>2</sup> ) in presenza di un terreno con permeabilità:		
			Bassa	Media	Alta
Pozzo perdente Diam. 100	2-3	1576-2358	175-260	280-420	700-1045
Pozzo perdente Diam. 125 carrabile leggero	2-3	2452-3678	315-475	510-760	1270-1900
Pozzo perdente Diam. 150 carrabile leggero	2-3	3532-5298	390-590	630-940	1570-2350
Pozzo perdente Diam. 200 carrabile leggero	2-3	6280-9420	690-1050	1100-1675	2740-4180

Tabella 22. Caratteristiche tecniche dei principali pozzi perdenti attualmente in commercio e entità delle superfici che sono in grado di drenare.

### 6.3.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Lo scavo per il posizionamento dei pozzi perdenti deve essere eseguito con mezzo meccanico e dimensionato in modo che possa consentire lo svolgimento delle operazioni di lavoro. Le pareti laterali possono essere verticali oppure con inclinazione variabile in funzione della tipologia del terreno. La capacità portante del pozzo perdente dipende dalla corretta preparazione del piano di

posa; in sostituzione della platea di fondo si pone uno strato di sabbia compattata sovrapposta ad un base di pietrame e pietrisco per uno spessore di circa 40-50 cm. Gli anelli forati in calcestruzzo devono essere posizionati l'uno sull'altro partendo dal basso e procedendo verso l'alto senza sigillatura dei giunti. Collegare il pozzo avendo cura di posizionare i tubi ad una quota di almeno -50 cm dal piano finito del terreno, per evitare il congelamento ed evitare schiacciamenti qualora la superficie attorno al pozzo sia carrabile.

Intorno alla parete forata del pozzo si pone uno strato di pietrisco/ghiaia, sistemato anch'esso ad anello, per uno spessore in senso orizzontale di circa 80-100 cm e di granulometria crescente procedendo verso le pareti del pozzo, in modo da facilitare il deflusso delle acque ed evitare l'intasamento dei fori disperdenti. Si può posizionare uno strato di "tessuto non tessuto" tra il dreno circolare e il pozzo per prevenire eventuali occlusioni e quindi modificare la capacità filtrante.

Prima del posizionamento è bene verificare che la falda deve essere posta ad almeno 2 m dal fondo del pozzo perdente. Non devono essere presenti falde utilizzate per l'approvvigionamento di acque potabili e domestiche. I pozzi perdenti vanno posizionati lontani da fabbricati e aree pavimentate che ostacolano l'aerazione del terreno. È buona norma che siano posti ad una distanza minima di 50 m da qualsiasi condotta, serbatoio e qualunque opera destinata al servizio di acqua potabile. Evitare il posizionamento dei pozzi in zone sensibili quali la presenza di rocce fratturate o terreni soggetti ad occhi pollini. In caso di posa di due o più pozzi perdenti in batteria, si dovrà mantenere una distanza minima tra intradossi pari a quattro volte il diametro degli stessi. A monte, dovrà essere posizionato un sifone/pozzetto deviatore, in modo da poter servire alternativamente i pozzi. I pozzi perdenti che scaricano reflui industriali o liquami devono essere preceduti da un sistema di trattamento e depurazione delle acque così da ottenere reflui con parametri previsti dalle normative vigenti.

### 6.3.4 Manutenzione

Il pozzo perdente non richiede particolari manutenzioni. Periodicamente (generalmente ogni sei mesi) si dovrà controllare e rimuovere eventuali accumuli di sedimenti o fanghi dal fondo.

### 6.3.5 Costi

I costi possono variare da un minimo 0.10 € ad un massimo 0.70 € per ogni litro invasato (onnicomprensivi del costo della messa in opera del dispositivo).

## 6.4 Trincee filtranti

Le trincee filtranti (Figura 35), sono costituite da scavi riempiti con materiale ghiaioso sabbia e pietre oppure con elementi prefabbricati in materiali plastici realizzati con lo scopo di favorire l'infiltrazione l'immagazzinato (all'interno della trincea) e la successiva filtrazione dell'acqua meteorica nel sottosuolo (attraverso i lati e il fondo della trincea).

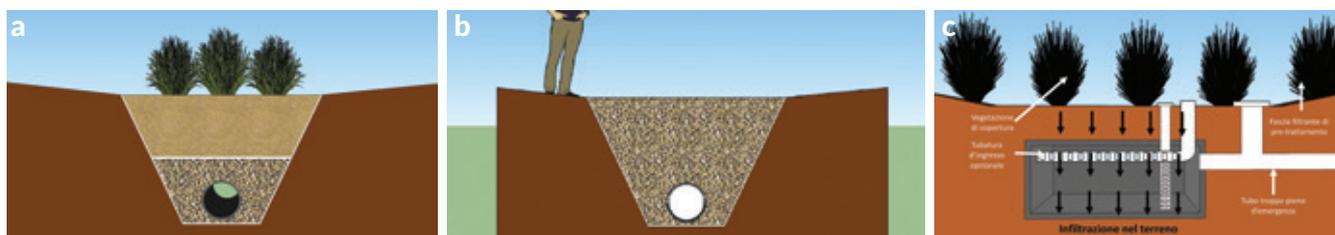


Figura 35. Schema tipo di gallerie d'infiltrazione (a) con suolo e essenze vegetali; (b) senza suolo e senza essenze vegetali; (c) sezione longitudinale della trincea.

Può essere presente anche un tubo forato (tubo di dispersione) per aumentare la capacità d'accumulo e per garantire una più regolare distribuzione delle acque lungo lo sviluppo della trincea. Le trincee possono essere riempite interamente con ghiaia senza essenze erbacee oppure possono essere riempite di ghiaia per la metà inferiore e di terreno estremamente permeabile nella parte superiore. La seconda tipologia può essere vegetata con la presenza di prato o tramite essenze vegetali erbacee ed arbustive ad alto valore decorativo (Figura 36). Le essenze erbacee consigliate sono: Graminacee (es: *Molinia caerulea*, *Juncus effusus* e *De-*

*schampsia cespitosa*), *Lysimachia nummularia*, *Lythrum salicaria*, *Matteuccia struthiopteris*, *Mentha aquatica*, *Aruncus dioicus*, *Echinacea purpurea*, *Lobelia siphilitica*, *Caltha palustris*, *Eupatorium cannabinum*, *Filipendula ulmaria*, *Geum rivale*, *Lychnis flos-cuculi*, *Petasites hybridus*, *Iris pseudacorus*, *Osmunda claytoniana* e *Veronica longifolia*. Le essenze arbustive consigliate sono: *Cornus sanguinea*, *Fragula alnus*, *Salix purpurea*, *Viburnum opulus*.

Le trincee filtranti sono in grado di rimuovere un'ampia varietà di inquinanti dalle acque di pioggia, attraverso meccanismi assorbimento, precipitazione, filtrazione, degradazione chimica e batterica.

Questi sistemi sono solitamente realizzati quando non sono disponibili superfici sufficienti per realizzare i fossi d'infiltrazione (ovvero ampie trincee drenanti difficilmente realizzabili in ambito urbano) oppure quando il suolo non è sufficientemente permeabile. Una trincea filtrante contribuisce anche al mantenimento del bilancio idrico di un sito e alla ricarica delle falde sotterranee (l'efficienza depurativa del sistema deve essere tale da evitare rischi di contaminazione).

Le trincee d'infiltrazione sono generalmente realizzate per l'accumulo dei deflussi dalle superfici impermeabili limitrofe ad esse, ma possono inoltre essere realizzate per il convogliamento delle acque meteoriche in eccesso derivanti dai tetti verdi o dagli impianti per il recupero delle acque meteoriche.

Tale dispositivo è tuttavia inadatto in terreni caratterizzati da carsismo, a meno di eseguire accurate indagini geologiche e geotecniche, e in terreni fortemente argillosi a causa della loro scarsa permeabilità.

I vantaggi dell'utilizzo delle trincee filtranti sono:

- Buona riduzione di volume dei deflussi d'acqua grazie alla buona capacità d'accumulo;
- Buona flessibilità di inserimento in spazi chiusi e basso fabbisogno di superficie (di regola meno del 10% della superficie impermeabile allacciata con un volume della trincea di 2-10 m<sup>3</sup> per 100 m<sup>2</sup> di superficie impermeabile allacciata);
- Possibilità di inserimento in progetti di ricostruzione in quanto non vi sono particolari restrizioni per la destinazione d'uso delle superfici al di sopra della trincea;
- Discrete rese depurative soprattutto dovute a meccanismi di filtrazione e adsorbimento;
- Ricarica delle acque sotterranee;
- Scarsa manutenzione.

Di contro gli aspetti negativi possono essere:

- Rischi di blocco nei sistemi di connessione;
- Possibilità di intasamenti in aree in cui si ha un elevato trasporto di materiale sabbioso durante gli eventi di pioggia;
- Difficoltà per l'ispezione e la manutenzione;
- È necessario un pretrattamento delle acque meteoriche, almeno con sedimentazione;
- Possibilità di fuga delle sostanze oleose (a meno di non installare in testa uno scolmatore delle acque di prima pioggia seguito da un disoleatore);



Figura 36. Bioswale, trincee filtranti prima (a) e dopo (b) l'evento di pioggia

## 6.4.1 Dimensionamento

Le acque filtrate nella trincea si infiltrano nel terreno sottostante: la trincea viene dimensionata in modo da ottenere uno svuotamento completo dalle 12 alle 24 ore successive alla fine dell'evento di pioggia e quindi in funzione dei terreni esistenti nel sito di intervento. La portata d'acqua infiltrata è ricavabile dall'equazione di Darcy nota la permeabilità del materiale costituente la trincea drenante.

La trincea deve essere generalmente munita di una condotta forata centrale del diametro minimo DN 200 che ha lo scopo di veicolare le acque non infiltrate alla rete di drenaggio senza comportare l'esondazione della trincea stessa. Attraverso tale condotta è pure possibile fare interventi di pulizia; i fori sono del diametro minimo di 20 mm, in numero di 40 fori/. La larghezza delle trincee in media è di 60 cm con profondità media di 1.20 m.

## 6.4.2 Forme e materiali

In Tabella 23 sono riportate le forme degli scavi, le dimensioni e gli spessori degli strati di ghiaia e di suolo tipici delle principali tipologie di trincee filtranti.

Tipologia	Sezione scavo	Base minore (m)	Base maggiore (m)	Profondità della galleria	Altezza strato di ghiaia sul fondo (m)	Altezza strato di suolo permeabile (m)
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee con alto valore estetico	Trapezia	0.8	2.0	1.3	0.65	0.65
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee rustiche	Trapezia	0.8	2.0	1.3	0.65	0.65
Trincee filtranti senza suolo e essenze vegetali	Trapezia o rettangolare	0.8	2.0	1.3	1.3	SUOLO ASSENTE

Tabella 23. Dimensioni tipo delle trincee filtranti e spessori dei vari strati (Tratto da: *Guidon design e Delta institute* <http://delta-institute.org/delta/wp-content/uploads/Green-Infrastructure-Toolkit-September-17.pdf>)

## 6.4.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Per la realizzazione dell'opera si procede dapprima con lo sbancamento del terreno in funzione della grandezza della galleria progettata. Si procede alla collocazione di uno strato di geotessuto filtrante sulle pareti sul fondo dello scavo per evitare l'intasamento della stessa da parte delle particelle fini. Si procede successivamente al riempimento del fondo con ghiaia lavata e poi alla collocazione della tubatura microforata per il drenaggio (avvolta anch'essa con uno strato di geotessuto per evitare l'intasamento dei pori). Si riempie lo scavo con ghiaia lavata fino a raggiungere circa la metà della profondità della buca e infine si ricopre, fino al piano campagna, con il suolo derivante dallo sbancamento opportunamente miscelato con sabbia e sostanza organica per aumentarne la porosità e le capacità di drenaggio. Tali dispositivi sono particolarmente adatti in zone sia commerciali che residenziali a medio-alta densità, in cui l'area drenata sia inferiore a 2 ha. Non sono consigliati invece in aree scoscese. In Tabella 24 sono riportati i principali accorgimenti costruttivi per la realizzazione delle trincee filtranti.

<b>Superficie formante il deflusso</b>	> di 2 ha
<b>Caratteristiche del suolo richieste</b>	Terreno che non deve presentare strati impermeabili e alti contenuti di particelle fini come limo e argilla.
<b>Granulometria del suolo ottimale</b>	Terreno contenente almeno il 40% di sabbia, contenuto di sostanza organica tra 8-10%, spessore minimo del suolo 60 cm
<b>Topografia ottimale</b>	Pianeggiante, pendenza massima consigliata del 6%
<b>Materiale impiegato</b>	Ghiaia lavata, geotessuto permeabile, tubo forato per il drenaggio, suolo permeabile preesistente o di riporto se non presente nel sito e essenze vegetali erbacee ed arbustive.

Tabella 24. Principali accorgimenti costruttivi per la realizzazione delle trincee filtranti.

## 6.4.4 Manutenzione

Si deve generalmente procedere alla pulizia e taglio delle specie erbacee presenti sulla fascia inerbita, minimo una volta l'anno. Compiere ispezioni e rimozione di sedimenti accumulati per prevenire l'intasamento della tubazione drenante e la diminuzione della capacità filtrante. È necessario procedere all'asportazione e sostituzione dello strato di ghiaia fine quando completamente intasato dai sedimenti. In Tabella 25 si riportano le principali opere di manutenzione da eseguire in relazione alle diverse tipologie di trincee drenanti.

Tipologia	Essenze vegetali presenti	Cadenza temporale manutenzione	Manutenzione richiesta
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee con alto valore estetico	Essenze erbacee ed arbustive ad alto valore estetico	Mensile	Pulitura, rimozione delle malerbe, taglio erba e potatura degli arbusti
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee rustiche	Essenze erbacee a bassa richiesta di manodopera	Trimestrale	Taglio erba
Trincee filtranti senza suolo e essenze vegetali	NON PRESENTI	Annuale	Diserbo delle essenze infestanti che colonizzano la trincea

Tabella 25. Principali tipologie di trincee filtranti e descrizione della manutenzione richiesta.

## 6.4.5 Costi

In Tabella 26 si riportano i principali costi di realizzazione e di manutenzione delle trincee filtranti.

Tipologia	Stima del costo di acquisto comprensivo della posa in opera €/m di galleria	Stima dei costi di manutenzione annuali €/m <sup>2</sup> di superficie al piano di campagna
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee con alto valore estetico	117-119	20-40
Trincee filtranti con suolo vegetato da specie erbacee rustiche	81 - 93	10-20
Trincee filtranti senza suolo e essenze vegetali	44-53	2-3

Tabella 26. Stima dei costi di realizzazione e di manutenzione delle diverse tipologie di trincee filtranti.

## 6.4.6 Box di approfondimento – Caditoie e cunette filtranti

### 6.4.6.1 Caditoie filtranti

Questo tipo di manufatto (Figura 37) ha lo scopo di agevolare le infiltrazioni nel suolo delle acque di origine meteorica che si raccolgono sui tetti o sulle superfici stradali. Le soluzioni a tale scopo adoperabili sono differenti in particolare si può fare la seguente distinzione:

- *Acque provenienti dai tetti*: possono essere utilizzati manufatti di assorbimento (*soakaway*). In essi l'acqua viene scaricata dalle colonne pluviali all'interno dei pozzetti muniti di fondo drenante e da qui in piccole trincee drenanti. Queste ultime sono munite di tubo centrale avente la funzione di avviare in fognatura le eventuali portate in eccesso che non riescono ad essere smaltite nel suolo. Nel caso di bacini in pendenza l'eventuale restituzione delle acque non infiltrante può avvenire in superficie anziché all'interno della rete fognaria.
- *Acque provenienti dalle superfici stradali*: in questo caso le acque accumulate lungo le cunette stradali sono scaricate in caditoie munite di una prima camera finalizzata alla separazione dei solidi grossolani (foglie, inerti, ecc.). Da qui le acque passano in una seconda camera munita di fondo drenante da cui si diparte la trincea drenante l'ingresso in queste è protetto da una griglia al fine di evitare pericoli di occlusioni anche in questo caso un tubo centrale consente l'avvio delle acque in fognatura qualora venga superata la capacità di infiltrazione del sistema in tal modo si evita il pericolo di allagamenti superficiali la pulizia delle caditoie al fine di rimuovere i materiali grigliati o sedimentati richiede in genere due interventi l'anno.

In Figura 37 si riporta un esempio di realizzazione di una caditoia filtrante.

### 6.4.6.2 Cunette filtranti

Le cunette filtranti sono costituite da elementi in calcestruzzo poroso o forato. Quello superiore ad "L" consente il passaggio dell'acqua cumulata lungo i bordi della carreggiata stradale all'interno di elementi inferiori a "U" attraverso i quali essa filtra in una trincea drenante realizzata intorno all'elemento stesso. Nel caso di strade sottoposte a traffico veicolare pesante in cui è necessario adoperare elementi a "L" in calcestruzzo, dotato di elevate caratteristiche di resistenza (quindi non poroso), il passaggio dell'acqua negli elementi sottostanti a "U" avviene solo attraverso le cantorie.

In Figura 38 si riporta un esempio di applicazione di elementi filtranti in un'area destinata a parcheggio.



Figura 37. Esempio di caditoia filtrante a bordo strada.



Figura 38. Area parcheggio con predisposizione di elementi filtranti.

## 6.5 Superfici permeabili

Il ricorso a pavimentazioni permeabili (Figura 49) è solitamente limitato alle strade a uso pedonale e o ai marciapiedi a causa della minore robustezza da esse offerte nei confronti del traffico pesante.

Esse possono essere suddivise in tre macro-tipologie:

- Superfici permeabili con sola infiltrazione delle acque nel suolo sottostante;
- Superfici permeabili con solo scarico delle acque in fognatura.
- Superfici permeabili miste (sia con infiltrazione nel substrato sottostante che con scarico delle acque in fognatura);

**Superfici permeabili con sola infiltrazione delle acque nel suolo sottostante:** L'acqua passa attraverso la superficie permeabile (dove può essere detenuta temporaneamente) per poi essere rilasciata e filtrata negli strati inferiori del terreno. Per evitare che il dispositivo si saturi, e diventi meno efficiente, un sistema di troppo pieno deve provvedere a trattare e trasferire l'acqua in eccesso durante eventi particolarmente intensi. Generalmente, questi dispositivi sono composti da due distinti strati: quello più superficiale è composto da una pavimentazione permeabile che ha la funzione di assorbire e fare penetrare nello strato sottostante le acque meteoriche che defluiscono sulla superficie. Il secondo strato, posto tra la pavimentazione e il terreno, è composto da uno strato di ghiaia o ghiaietto lavato che ha la funzione di facilitare l'infiltrazione delle acque nel suolo sottostante.

**Superfici permeabili con solo scarico delle acque in fognatura:** In tali superfici è preclusa l'infiltrazione delle acque nel terreno. Viene posta una membrana impermeabile alla base del dispositivo che impedisce all'acqua filtrata attraverso i primissimi strati superiori della struttura di infiltrarsi successivamente nel terreno. L'acqua viene e trasferita attraverso un sistema di tubazioni direttamente al corpo ricettore. Viene spesso usata dove il terreno ha una bassa permeabilità, quando l'acqua deve essere conservata e riutilizzata o quando ci sono seri rischi di inquinamento della falda acquifera. In questa tipologia di dispositivi si sfrutta solamente la capacità di ritenzione del terreno che costituisce gli strati superficiali della pavimentazione.

**Superfici permeabili miste:** Questi dispositivi sono in grado di vedere l'inserimento di una serie di tubi forati che aiutano ad infiltrare e trasferire ad altri sistemi di drenaggio l'acqua drenata. Vengono quindi sfruttate sia le capacità di infiltrazione del terreno che quelle di trasporto ad opera delle tubazioni di raccolta collocate al di sotto della pavimentazione.

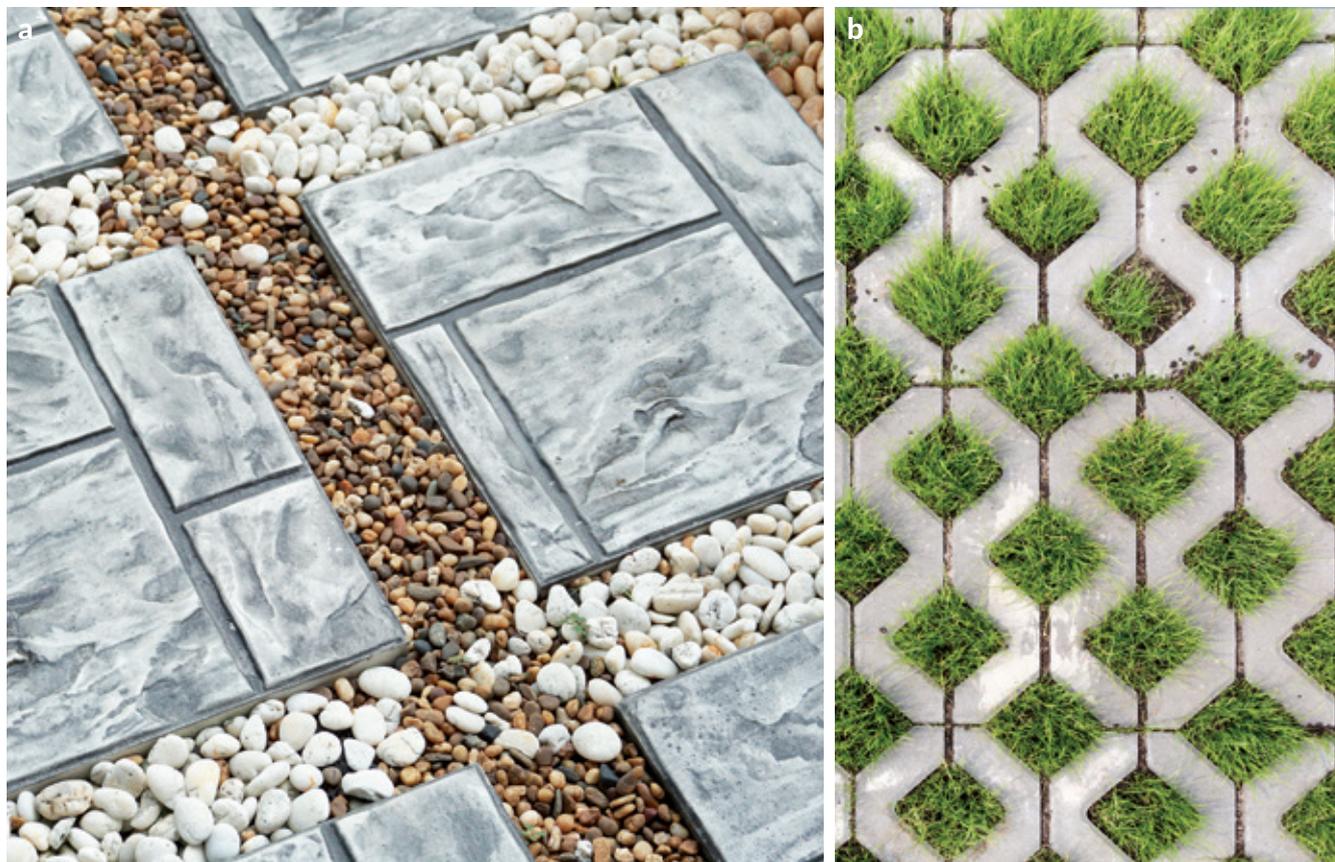


Figura 39 (a) Pavimentazioni permeabili con materiali a diversa granulometria. (b) Pavimentazioni permeabili con essenze vegetali

## 6.5.1 Dimensionamento

**Superfici permeabili con sola infiltrazione delle acque nel suolo sottostante:** Si procede con l'esecuzione dello scavo di sbancamento dello spessore variabile da 30 a 60 cm in funzione della quantità di acqua da smaltire. Successivamente si procede al livellamento e leggera compattazione del fondo dello scavo. Si posa uno strato di geotessile permeabile che consente di trattenere le particelle più sottili lasciando infiltrare liberamente l'acqua. Successivamente si posa il primo strato di sottofondo dello spessore di circa 15 cm con ghiaia lavata di diametro variabile tra i 25 e i 75 mm. Si esegue, poi, la posa del secondo strato di sottofondo dello spessore di circa 10 cm con ghiaia lavata di diametro variabile tra i 5 e i 40 mm. È bene vibrocompattare ciascuno strato una volta eseguita la posa di ciascuno di essi. Si stende successivamente uno strato di geotessile in tessuto non tessuto al di sopra del quale viene posato uno strato di 5-6 cm di ghiaia frantumata lavata di diametro variabile tra i 2 e i 10 mm. Infine si esegue la posa della pavimentazione drenante e riempimento degli interstizi con ghiaia frantumata lavata avente diametro variabile tra i 2 e i 10 mm. Superfici permeabili con solo scarico delle acque in fognatura: La procedura è simile a quella descritta per l'esecuzione delle Superfici permeabili con sola infiltrazione delle acque nel suolo sottostante, fatta eccezione per (i) la posa di uno strato di geotessile impermeabile sul fondo dello scavo che impedisce l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo e (ii) il posizionamento di apposite tubature forate per effettuare il drenaggio in fogna dei deflussi provenienti dalla pavimentazione. Al di sopra delle stesse viene steso un secondo strato di geotessile questa volta permeabile ma che è in grado di trattenere le particelle più fini che potrebbero occludere i fori delle tubazioni di drenaggio. Il diametro delle tubazioni da installare sono calcolati in relazioni ai limiti imposti dalla normativa.

**Superfici permeabili miste:** La procedura di installazione risulta essere la combinazione delle due precedentemente descritte. In Figura 40 e Figura 41 si riporta un esempio di stratigrafia e sezione tipo di pavimentazione permeabile.

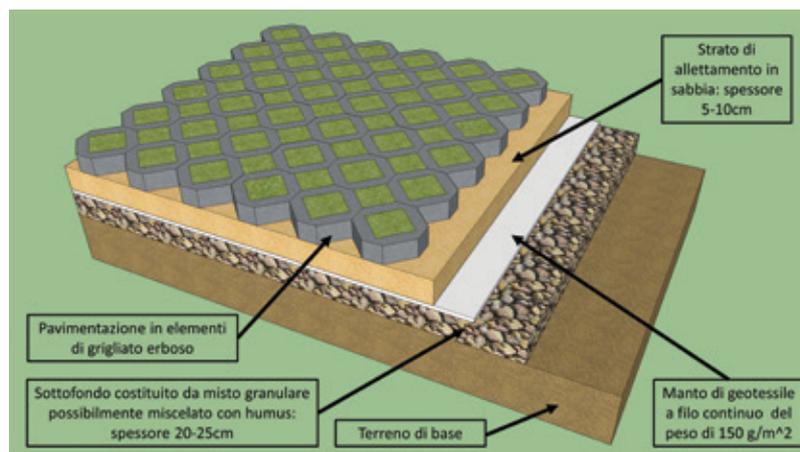


Figura 40 Stratigrafia pavimentazione permeabile.

(Tratto da: [https://www.molinaro.it/sites/default/files/documenti/raccomandazioni\\_grigliati\\_assobeton.pdf](https://www.molinaro.it/sites/default/files/documenti/raccomandazioni_grigliati_assobeton.pdf))

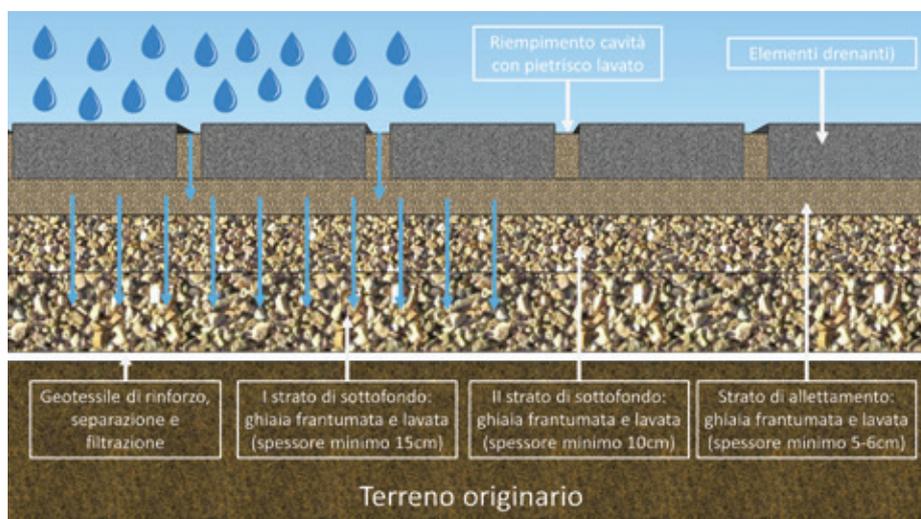


Figura 41. Sezione tipo di pavimentazione permeabile. (Tratto da: <http://www.pavimentidrenanti.ferraribk.it/ita/>)

## 6.5.2 Forme e materiali

Lo strato superficiale della pavimentazione può essere realizzata in getto ricorrendo ad asfalti o conglomerati porosi oppure utilizzando elementi prefabbricati di forma alveolare in materiale lapideo o sintetico.

Solitamente le pavimentazioni permeabili realizzate con asfalto devono garantire un'infiltrazione di 10 mm di acque di pioggia; lo strato più superficiale della pavimentazione (per uno spessore di pochi centimetri) è soggetto a occlusione e per cui occorre eseguire una periodica pulizia (Nawang e Saad 1993, Fujita 1994).

Per la realizzazione delle pavimentazioni permeabili possono essere adoperate pavimentazioni in blocchi; fra queste particolarmente diffuse sono quelle in conglomerato di cemento realizzate con una miscela di cemento e ghiaia priva di sabbia. Di interesse sono pure le pavimentazioni permeabili che fanno uso come materiale inerte di fanghi di depurazione inceneriti (Fujita 1994).

Occorre osservare che l'efficacia di una pavimentazione permeabile dipende oltre che dalla corretta esecuzione e manutenzione dello strato più superficiale anche e in special modo dalla tipologia adottata per gli strati sottostanti posti fra quello più superficiale e il terreno di base. A sua volta tale tipologia dipende dalla natura del sottosuolo; risulta infatti chiaro che qualora questo possieda già buone caratteristiche drenanti, tali strati hanno solo la funzione di vettori delle portate infiltrate e di eventuale filtro nei confronti degli inquinanti da questi veicolate. Invece, qualora non sussistano le garanzie di permeabilità del sottosuolo, l'intera pavimentazione assume un ruolo di accumulo anche se temporaneo delle acque infiltrate che vengono gradualmente restituite al sistema drenante di cui la pavimentazione deve essere dotata e che è direttamente collegato alla rete fognaria o al corpo recettore superficiale.

Nel primo caso un esempio di pavimentazione permeabile è riportato in Figura 42, da essa si rileva chiaramente l'obiettivo di garantire una sufficiente permeabilità della pavimentazione stessa grazie a due strati di ghiaia o pietrisco di pezzatura non superiore a 30-40 mm oltre che di proteggere il sottosuolo dalla filtrazione di inquinanti mediante lo strato di sabbia.

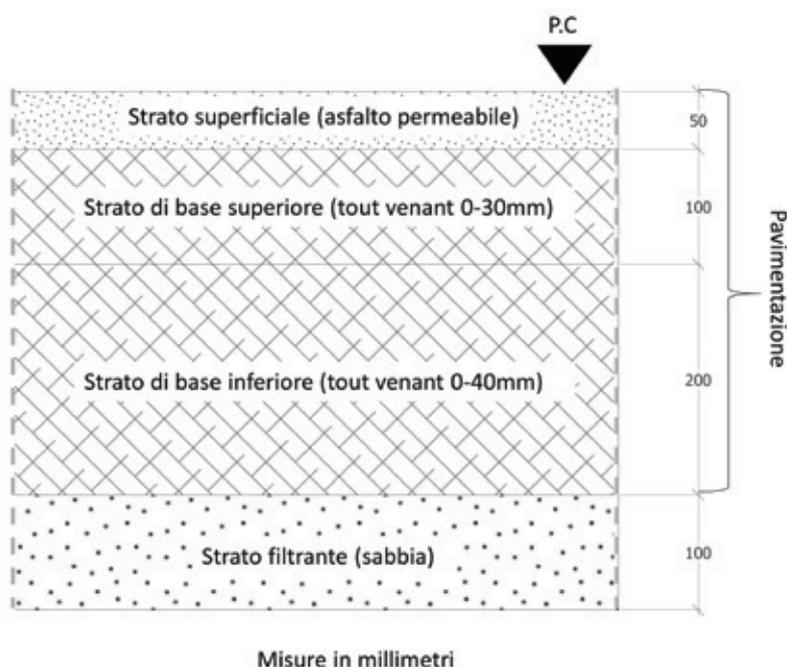


Figura 42. Esempio di pavimentazione permeabile (Watanabe 1995)

Nel secondo caso si realizza invece una vera e propria "struttura serbatoio" dimensionata al fine di garantire una prefissata capacità di accumulo. In Figura 43 sono riportate alcune sezioni di possibili soluzioni utilizzabili per differenti condizioni di traffico stradale. Come corpi di riempimento, oltre i materiali tradizionali sabbia, ghiaia, possono essere utilizzati anche quelli sintetici caratterizzati da una percentuale dei vuoti superiore al 90%, grazie alla particolare forma a nido d'ape (Balades e Chantre 1990; Balades et al. 1991; Balades et al. 1995). La permeabilità di solito garantita da strutture di questo tipo è di circa 0.1 m/s.

Infine un'ultima osservazione va fatta con riferimento al caso in cui non sia possibile adoperare pavimentazioni superficiali porose a causa dell'insufficiente capacità portante da queste offerta nei confronti del traffico pesante. In questo caso il ricorso a strutture serbatoio è ancora possibile garantendo però la loro alimentazione non più attraverso lo strato superficiale di queste ma da punti isolati a queste collegate come ad esempio caditoie e trincee drenanti.

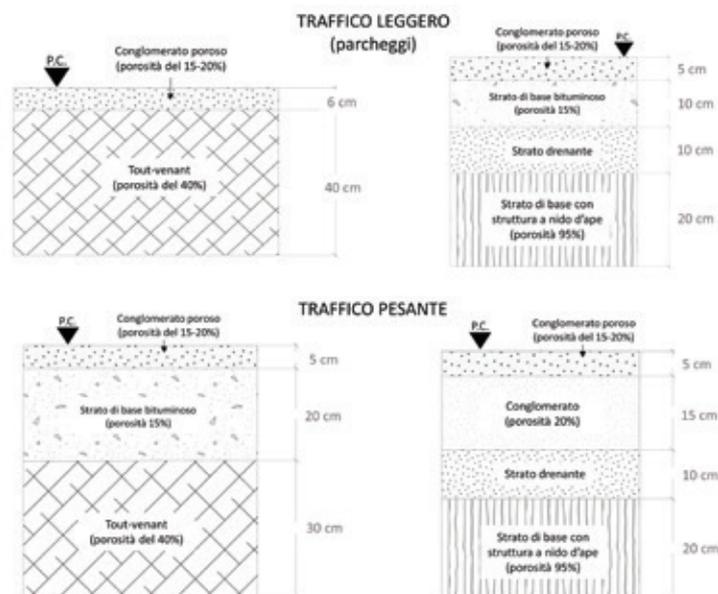


Figura 43. Esempi di "strutture serbatoio" utilizzabili per differenti condizioni di traffico stradale (Balades et al. 1991).

In Tabella 27 si riportano alcuni esempi delle principali categorie di superfici permeabili e le relative caratteristiche tecnico-costruttive.

Superfici permeabili	Materiale	Descrizione	Drenaggio acque	Utilizzo
<b>Sterrati inerbiti</b> 	Suolo misto a ghiaia	Superficie costituita da uno strato di terreno miscelato con ghiaia, per migliorare il drenaggio, seminato con essenze resistenti al calpestio	Attraverso la struttura porosa del terreno	Parcheggi, piste ciclabili e pedonali, cortili, stradine
<b>Grigliati inerbiti</b> 	Materiali plastici, polietilene ad alta densità	Grigliati in materiale plastico riempiti con terreno organico e seminati con essenze resistenti al calpestio	Attraverso il terreno inerbito presente all'interno dell'alveolo	Parcheggi e strade d'accesso poco trafficate
	Calcestruzzo vibrocompresso	Grigliati in calcestruzzo riempiti con terreno organico e seminati con essenze resistenti al calpestio.		Parcheggi e strade d'accesso
<b>Blocchi e blocchetti in calcestruzzo drenante</b> 	Calcestruzzo vibrocompresso con finitura superficiale in materiali ad alta resistenza	Blocchi in calcestruzzo posati e vibrati su un letto di sabbia. Le fughe possono essere inerbite	Attraverso le fughe tra i blocchi di calcestruzzo	Stradine, strade e piazzali poco trafficati, piazzali
<b>Blocchi e blocchetti in calcestruzzo filtrante</b> 	Calcestruzzo poroso con finitura superficiale di materiali ad alta resistenza e porosità	Blocchi in calcestruzzo poroso posati e vibrati su un letto di sabbia. Le fughe possono essere inerbite	Attraverso le fughe tra i blocchi di calcestruzzo	Stradine, strade e piazzali poco trafficati, piazzali
<b>Conglomerati cementizi filtranti</b> 	Calcestruzzo poroso	Pavimentazione in conglomerati cementizi porosi che drenano l'acqua al di sotto della propria superficie senza creare deflusso	Attraverso la pavimentazione	Stradine, strade e piazzali poco trafficati, piazzali

Tabella 27. Caratteristiche tecniche generali di alcune tipologie di superfici permeabili. (Informazioni e immagini tratte

da: <https://www.ferraribk.it/prodotti/pavimentazioni>; <https://www.ferraribk.it/prodotti/pavimentazioni>;

<https://www.senini.it>; <http://www.mvb-bregnano.it/prodotti/pavimentazioni-per-esterni.html>; <http://www.wueffe.com/prodotti.html>;

<http://www.pavimentazioni.gardenshop.it/Pavimentazione-Prato-Armato/p700>; <http://www.edilportale.com>)

### 6.5.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Nel caso di pavimentazioni in cui è inibita totalmente l'infiltrazione è bene predisporre anche due strati di geotessuto impermeabile per evitare qualsiasi tipo di percolazione.

In questa tipologia di pavimentazione e in quelle miste è bene posizionare un getessuto con maglia fine al di sopra delle tubazioni in modo da ridurre al minimo il rischio di ostruzione delle tubature di drenaggio.

È buona norma effettuare gli strati di ghiaia il più uniformi possibili sia in termini di spessore che di livello di compressione.

Assicurarsi che i materiali in uso abbiano avuto un buon lavaggio iniziale, siano essi ciottoli, ghiaia, ghiaino o sabbia, per mantenere tutti gli spazi vuoti potenzialmente ricavabili una volta avvenuta l'installazione, liberi da impurità. Ciò vale sia per le giunzioni o i pori superficiali, sia per la lettiera, in modo da evitare sedimenti liberi già in partenza.

Usare pavimentazioni permeabili non è raccomandato dove:

- Eccessivo sedimento è depositato sulla superficie (cortili di cantieri o ditte di costruzione e limitrofi);
- in aree adiacenti ad altre più ripide che sono sorgente di sedimenti;
- in stazioni di servizio, aree di sosta di camion, piazzali di industrie chimiche, tutte le aree in cui c'è movimentazione di materiali pericolosi che possano disperdersi nell'ambiente o in cui potrebbero verificarsi fuoriuscite di quantità concentrate di inquinanti;
- in siti in cui la falda rimane stagionalmente molto alta e quindi può saturare il terreno in prossimità della superficie e all'interno della sezione della pavimentazione;
- in presenza di suoli che possono diventare instabili se saturi;
- se non si riesce a garantire una manutenzione ad intervalli appropriati;
- nel caso ci sia solamente solida roccia impermeabile senza la possibilità di un adeguato strato intermedio permeabile;
- le pendenze massime superano il 5% per l'asfalto permeabile, 6% per calcestruzzo permeabile; 10% per Eco-Stone; 6% per grigliati plastici.

### 6.5.4 Manutenzione

La manutenzione consiste principalmente nel mantenere pulita la superficie permeabile secondo le indicazioni prescritte dalle diverse ditte costruttive al momento della posa dell'opera.

Per superfici drenati in asfalto o calcestruzzo permeabile è bene pulire le superfici non solo spazzando ma aspirando, o insieme lavando ad alta pressione ed aspirando.

Le attrezzature che forniscono i migliori risultati sono i macchinari per la pulizia stradale che vanno a scalzare i sedimenti accumulati e l'aspirazione di questi ultimi, liberando così le porosità superficiali del materiale. Un lavaggio a pressione manuale può comunque considerarsi efficiente per piccoli lotti ad uso non intensivo.

Nel tempo riparazioni di piccole dimensioni (crepe, buchi) possono essere eseguite con materiali convenzionali se l'analogo permeabile è difficilmente reperibile o troppo costoso: se sono interventi contenuti non andranno ad incidere sulla capacità di infiltrazione complessiva.

Per grigliati plastici con ghiaia è bene rimuovere i sedimenti e tenere pulita la superficie. Rimpiazzare per quanto possibile la ghiaia se molto contaminata da altri residui.

Sostituire i moduli danneggiati quando più parti sono rotte o danneggiate. Aggiungere della ghiaia lavata e della stessa pezzatura al bisogno, ad esempio se si creano punti vuoti.

### 6.5.5 Costi

I costi di installazione (compresa le spese per la posa in opera) di una pavimentazione drenante variano dai 24 ai 56 €/m<sup>2</sup> principalmente a seconda della tipologia di materiale scelto per il grigliato.

### 6.5.6 Box di approfondimento – Qualità delle acque infiltrate dalle pavimentazioni

Il problema della qualità delle acque che si infiltrano nel sottosuolo e certamente da non sottovalutare siccome la provenienza di tali acque può comportare il pericolo di inquinamento delle falde sottostante (Field, 1986; Colandini et al., 1995).

Indagini condotte su alcuni sistemi di infiltrazione hanno evidenziato che buona parte degli inquinanti sono trattenuti dallo strato più superficiale del sistema stesso. Buoni risultati si sono in particolare osservati con pavimentazioni porose possibilmente

dotate di strutture a serbatoio. In questi casi si sono rilevati rendimenti di rimozione anche pari al 77% del COD, 94% per SST e 85% per il piombo (Balades et al., 1991 e 1994; Mikkelsen et al., 1994; Sansalone e Buchberger, 1995).

## 6.6 Bacini di infiltrazione e bioritenzione

I bacini di infiltrazione sono aree modellate in modo tale da creare dei piccoli invasi profondi tra 0.3 e 0.6 m che hanno la funzione di accumulare momentaneamente e smaltire tramite infiltrazione i deflussi prodotti da una superficie impermeabile (Figura 44). Questi piccoli bacini possono anche prevedere una permanenza di acqua al loro interno nel lungo periodo purché venga gestito il problema della proliferazione di insetti e zanzare.

I bacini di infiltrazione devono essere realizzati su suoli con elevata permeabilità (almeno  $13 \text{ mm h}^{-1}$ ). I terreni più idonei sono quelli sabbiosi con presenza di ghiaia grossolana in quanto facilitano il drenaggio ed evitano il formarsi di ristagni idrici.

La topografia ottimale per questo tipo di opera è quella pianeggiante. La presenza di pendii o lievi pendenze fanno sì che vi siano richiesti maggiori oneri finanziari per effettuare opportuni livellamenti e adattamenti del terreno.

Il materiale impiegato per effettuare questo tipo di bacini è il suolo esistente. Nel caso non si raggiunga la permeabilità minima necessaria è fondamentale effettuare eventuali aggiunte di sabbia, ghiaia e sostanza organica per aumentare le capacità di drenaggio del terreno.

Per mantenere nel tempo l'elevata permeabilità del bacino, sono di fondamentale importanza la presenza di essenze vegetali erbacee rustiche come per esempio alcune varietà di *Festuca Arundinacea*, *Lolium Perenne* e *Poa Pratensis*.

In Figura 44 si riporta l'esempio di un bacino d'infiltrazione applicato anche in sede di un contesto urbano.

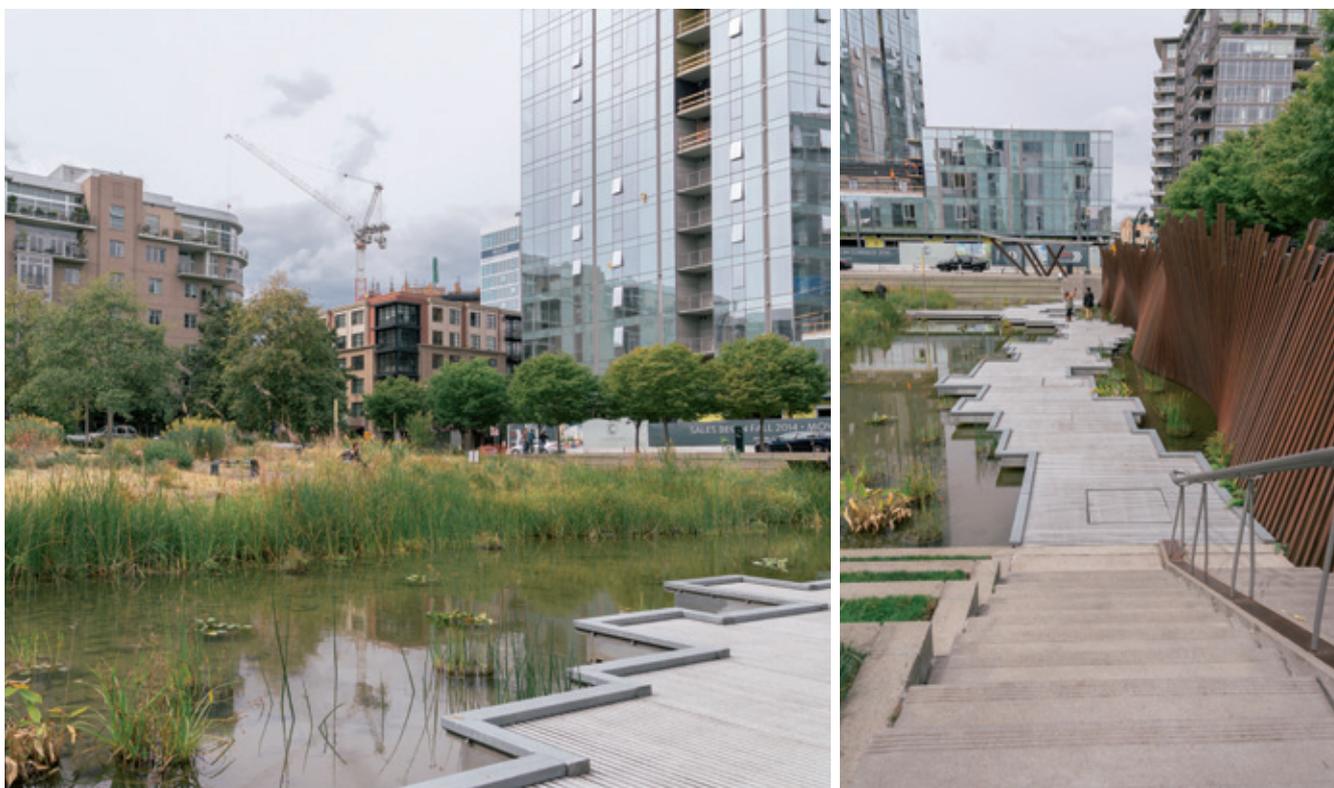


Figura 44. Esempio di wetland, Tanner Springs Park, Portland.

### 6.6.1 Dimensionamento

Il dimensionamento dei bacini di infiltrazione è generalmente condotto risolvendo l'equazione di continuità mettendo a sistema la portata infiltrata, la legge d'efflusso che governa le opere preposte allo scarico dell'invaso qualora si raggiunga una quota di troppo pieno e la legge d'invaso che dipende dalla forma dell'invaso stesso.

### 6.6.2 Forme e materiali

Questi bacini sono generalmente realizzati con forme differenti in funzione dello spazio disponibile (Figura 45). Le principali essenze che possono essere utilizzate sono (Davis et al. 2009):

**Essenze erbacee:** Graminacee (es: *Molinia caerulea*, *Juncus effusus* e *Deschampsia cespitosa*), *Lysimachia nummularia*, *Lythrum salicaria*, *Matteuccia struthiopteris*, *Mentha aquatica*, *Aruncus dioicus*, *Echinacea purpurea*, *Lobelia siphilitica*, *Caltha palustris*, *Eupatorium cannabinum*, *Filipendula ulmaria*, *Geum rivale*, *Lychnis flos-cuculi*, *Petasites hybridus*, *Iris pseudacorus*, *Osmunda claytoniana* e *Veronica longifolia*.

**Essenze arbustive:** *Cornus sanguinea*, *Frangula alnus*, *Salix purpurea*, *Viburnum opulus*.

**Essenze Arboree:** *Amelanchier laevis* 'Service berry', *Acer rubrum*.



Figura 45. Esempio di un piccolo bacino di infiltrazione riempito dopo una precipitazione intensa.

### 6.6.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Si procede allo sbancamento dei primi 20 cm del terreno, poi si modella il sottosuolo tramite escavatori e pale meccaniche dotate di GPS per formare un bacino delle dimensioni richieste e con le giuste pendenze.

In caso della presenza di terreni poco permeabili è necessario miscelare sabbia, ghiaia e sostanza organica alla terra di coltivo per migliorarne le caratteristiche fisiche.

È possibile attuare una lavorazione profonda del terreno tramite ripuntatori (60 cm profondità) per facilitare il drenaggio profondo delle acque. È bene eseguire una lavorazione, miscelazione e affinamento del terreno superficiale (15 cm di profondità) tramite trattrici accoppiate a fresatrici.

Si procede poi all'idrosemina con collanti e ammendanti di essenze erbacee rustiche su tutta la superficie del bacino creato.

È bene sottolineare che i processi di livellamento e creazione delle pendenze sono di fondamentale importanza per una buona riuscita dell'opera. È buona norma effettuare degli accurati rilievi e modellare il terreno tramite apposite macchine operatrici dotate tecnologia laser e GPS. Un procedimento molto importante una volta modellato il bacino è quello di fresare il terreno per ripristinarne le caratteristiche fisiche iniziali.

### 6.6.4 Manutenzione

In Tabella 28 sono riportate le principali operazioni connesse alla manutenzione ordinaria e straordinaria dei bacini di infiltrazione e i relativi costi.

Tipologia di manutenzione	Frequenza della manutenzione	Operazioni da svolgere	Costo annuale stimato
Ordinaria	Mensile	Taglio erba (totale 5 tagli all'anno) e rimozione rifiuti	5-7 €/m <sup>2</sup>
Straordinaria	Annuale	Rimozione e smaltimento dei sedimenti trasportati dal deflusso, dissodamento del terreno tramite ripuntatori con profondità di lavorazioni tra 40 e 60 cm	0.05 €/m <sup>2</sup>
Straordinaria	Annuale	Potatura specie arboree	50-70 €/pianta

Tabella 28. Elenco delle principali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria da eseguire nel caso di bacini di infiltrazione.

### 6.6.5 Costi

I costi per la realizzazione di questi interventi di mitigazione dipendono in larga misura dai costi relativi al movimento terra e alla piantumazione.

In Tabella 29 sono riportati alcune indicazioni sui costi per la piantumazione.

Tipologia	Prezzo (€)	Note e breve descrizione
Semina di specie erbacee	5	Prezzo al metro quadrato comprensivo di lavorazioni meccaniche, semina, concimazione, rullatura e prima irrigazione
Acquisto e messa in opera materiale vegetale erbaceo	15-45	Prezzo al metro quadrato comprensivo di acquisto piante di piante comuni, posa, concimazione e prima innaffiatura
Acquisto e messa in opera materiale vegetale erbaceo	30-60	Prezzo al metro quadrato comprensivo di acquisto piante di pregio, posa, concimazione e prima innaffiatura
Acquisto e messa in opera materiale vegetale arbustivo	20-40	Prezzo al metro quadrato comprensivo di acquisto pianta, posa, concimazione e prima innaffiatura
Acquisto e messa in opera materiale vegetale arboreo	30-50	Prezzo cad. comprensivo di acquisto pianta alta circa 2m, posa, concimazione e prima innaffiatura

Tabella 29. Indicazione dei costi per l'acquisto e la messa in posa delle essenze.

## 6.7 Bacini di detenzione

Bacini di grosse dimensioni (volumi invasabili compresi tra i 20.000 e 970.000 m<sup>3</sup>) poco permeabili che hanno la sola funzione di invasare temporaneamente parte delle portate in eccesso di un grosso corso d'acqua.

La topografia preferibile è pianeggiante, la presenza di pendii o lievi pendenze fanno sì che vi siano richieste ulteriori lavorazioni meccaniche per modellare la superficie del terreno.

Non sono richiesti particolari tipologie di terreni in quanto l'intera superficie del bacino creato è resa impermeabile per immagazzinare le acque entranti ne sono alcuni esempi quelli riportati in Figura 46.



Figura 46. Esempio di bacino di detenzione per lo stoccaggio delle acque di pioggia a seguito di eventi meteorici di forte intensità.

### 6.7.1 Dimensionamento

Il dimensionamento dei bacini di infiltrazione è generalmente condotto risolvendo l'equazione di continuità mettendo a sistema la legge d'efflusso che governa le opere preposte allo scarico dell'invaso e la legge d'invaso che dipende dalla forma dell'invaso stesso.

## 6.7.2 Forme e materiali

È richiesto un appezzamento di terreno di grosse dimensioni (superfici utilizzate maggiore di 2 ha), magrone di fondazione spessore almeno di 10 cm, geomembrana bugnata impermeabilizzante in HDPE spessore almeno 2 mm, geocomposito drenante, ghiaia e massi in calcestruzzo, essenze vegetali erbacee, arbustive ed arboree (Figura 47).



Figura 47. Esempio di bacino di accumulo presso il dipartimento Eure-et-Loir a ovest di Parigi.

Sono richieste l'installazione di una serie di elettropompe da utilizzare per lo svuotamento del bacino.

All'interno dell'area sono effettuate delle piantumazioni che hanno la funzione di consolidare le sponde in terra e mitigare l'impatto ambientale e paesaggistico dell'intero bacino. In seguito sono riassunte le specie più utilizzate in queste tipologie di aree.

**Essenze acquatiche coltivate su zattere mobili:** canneti palustri (*Phragmites* e *Ardundo donax*), giunco, fiori di loto, ninfee.

**Essenze arbustive e arboree per consolidare le sponde in terra:** specie di piante appartenenti al genere *Salix*, aceri, pioppi, castagni, querce, biancospini, ecc.

Alcuni dei più significativi bacini di detenzione realizzati nell'area della città Metropolitana variano da un minimo di circa 250.000 m<sup>3</sup> ad un massimo di 950.000 m<sup>3</sup>.

## 6.7.3 Installazione e accorgimenti costruttivi

Si procede allo sbancamento del terreno e alla modellazione dello scavo, con realizzazione delle pendenze di progetto e successivo compattamento del terreno. Si procede poi alla stesura di uno strato di magrone dello spessore di almeno 10 cm in modo uniforme su tutta la superficie da impermeabilizzare. Dopodiché si procede alla stesura di uno strato di geomembrana HDPE dello spessore di 2 mm al di sopra dello strato di magrone. Si realizza poi il fondo della vasca tramite una gettata in calcestruzzo dello spessore di almeno 20 cm con doppia rete elettrosaldata del diametro di circa 10 mm e maglie di circa 20 cm x 20 cm. Per migliorare l'impatto visivo della vasca, le aree impermeabilizzate non perennemente sommerse sono ricoperte da pietre di grosse dimensioni immerse all'interno di calcestruzzo in modo tale da creare una sponda dall'aspetto più naturale. Nelle sponde non im-

permeabilizzate al di sopra del bacino, sono effettuati degli interventi di ingegneria naturalistica per consolidare in modo duraturo i versanti (Figura 48).

È necessario disporre di più elettropompe e di almeno 2 generatori di corrente per fronteggiare problemi legati a malfunzionamenti meccanici e guasti elettrici.



Figura 48. Bacino di detenzione riempito dopo una pioggia intensa.

#### 6.7.4 Manutenzione

In Tabella 30 sono riportate le principali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria previste per i bacini di detenzione e la loro frequenza.

Tipologia di manutenzione	Frequenza d'intervento	Tipologia di intervento	Costo stimato
Ordinaria	Mensile	Taglio erba, manutenzione aree verdi e potatura degli alberi ad alto fusto durante la stagione invernale	7-9 €/m <sup>2</sup> di superficie
Straordinaria	Ogni volta che il bacino è stato riempito a seguito di un evento straordinario che ne pregiudica l'utilizzo	Rimozione e smaltimento sedimenti trasportati durante un evento di piena, pulizia fondo e sponde, manutenzione opere civili	Circa 1-2 €/m <sup>3</sup>

Tabella 30. Operazioni di manutenzione previste per i bacini di detenzione.

#### 6.7.5 Costi

I costi sono molto variabili in funzione dell'entità del movimento terra, del costo della realizzazione della vasca e del costo della manodopera. I costi per la realizzazione di bacini di detenzione variano oscillano tra 20 a 100 €/m<sup>3</sup> (costo indicativo delle opere di laminazione realizzate per il contenimento delle piene del Seveso).

### 6.8 Verde pensile

Le coperture rinverdate, rispetto a quelle di tipo tradizionale, oltre a consentire il controllo qualitativo (filtrazione) e quantitativo (assorbimento, detenzione, evapotraspirazione) delle acque di pioggia (Ernst e Weigerding, 1985; Von Stülpnagel et al. 1990; Bass

et al. 2002), hanno il pregio di migliorare sotto l'aspetto ambientale ed estetico il contesto urbano in cui si inseriscono nonché aumentare l'assetto coibente dell'abitazione e ridurre le dispersioni energetiche. In Figura 49 si riportano alcuni esempi di applicazione del verde pensile.



Figura 49. (a) Copertura vegetata; (b) progetto di un edificio con verde pensile e specie arbustive, Singapore.

I criteri di progettazione sono essenzialmente collegati alla pendenza delle coperture (la situazione ottimale si ha con pendenze limitate o nulle) e alla propensione e/o disponibilità da parte del proprietario all'esecuzione degli interventi di gestione e manutenzione delle coperture (irrigazione, concimazione, tagli, ecc.) (Figura 50).

La riduzione dei deflussi dipende dalla pendenza delle coperture, dal substrato utilizzato, dalla struttura e dallo spessore degli strati, nonché dall'intensità e dalla durata della precipitazione. In via approssimativa, i coefficienti di deflusso dei tetti verdi variano in relazione allo spessore del substrato utilizzato per il rinverdimento. Un'analisi della letteratura ha mostrato che si possono ottenere anche valori del coefficiente di deflusso che arrivano fino a 0.25 (Mentens et al., 2006).

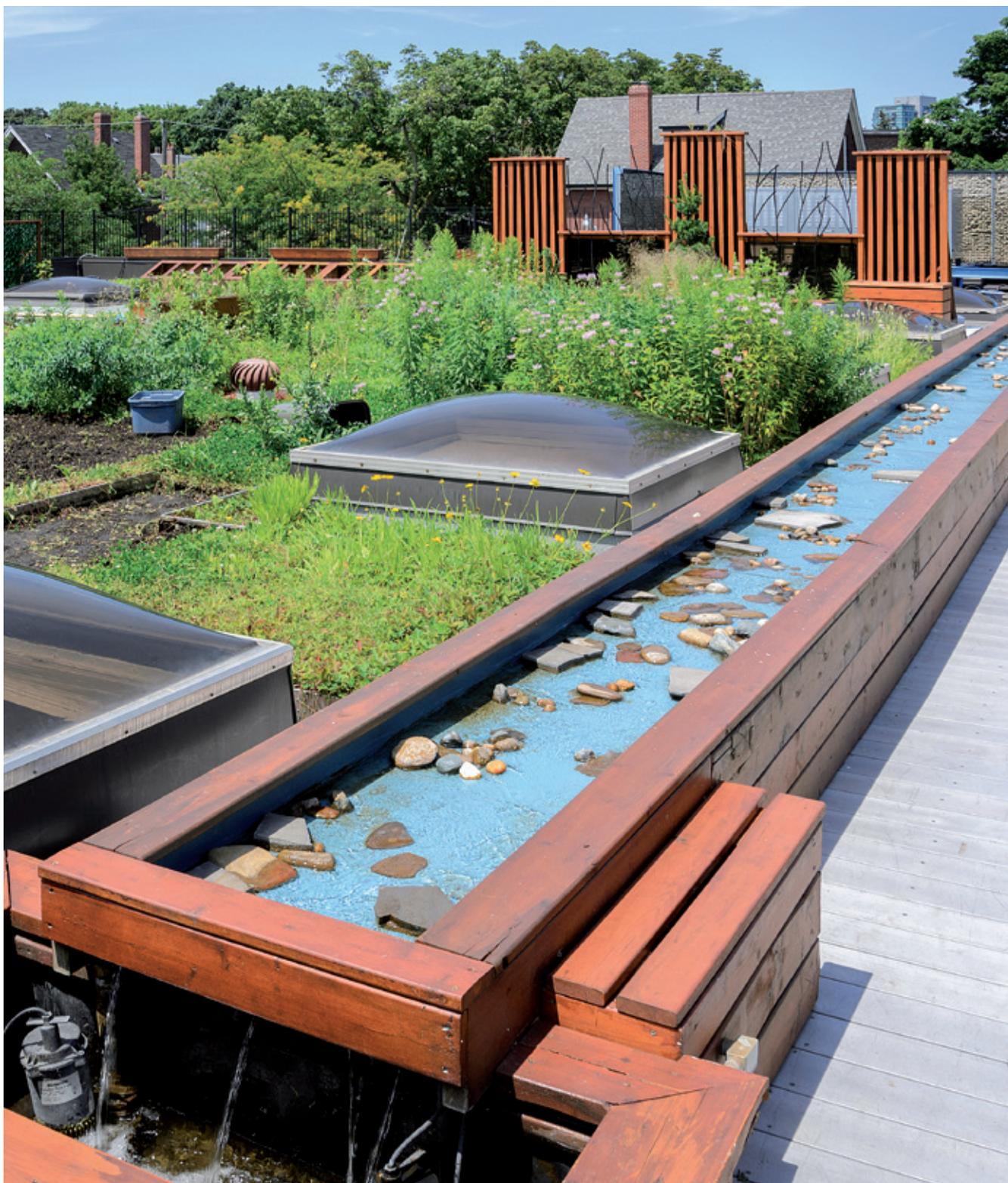


Figura 50. Verde pensile in ambiente urbano con spazio destinato alla coltivazione di piccoli ortaggi.

Le coperture rinverdite possono contribuire al miglioramento ecologico ed estetico dei luoghi di vita e di lavoro, soprattutto mediante il miglioramento del microclima nello spazio circostante. In Germania il rinverdimento delle coperture è praticato su larga scala ed affidato alle imprese vivaistiche e di giardinaggio, che hanno sviluppato numerose soluzioni. La progettazione e l'esecuzione è regolata da norme ufficiali come ad esempio la norma UNI 11235:2007.

In relazione alle caratteristiche tecnico-costruttive degli edifici ed agli usi previsti, si distingue tra rinverdimento **estensivo** e **intensivo** (Figura 51).

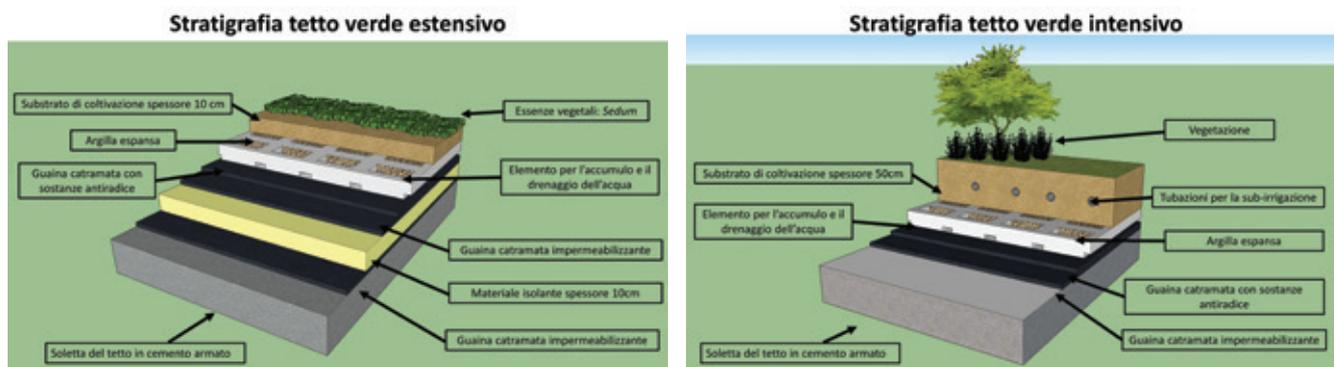


Figura 51. Esempio di stratigrafia di un tetto verde estensivo (a) ed intensivo (b).

I rinverdimenti estensivi sono sistemazioni prossime alle condizioni naturali, ampiamente in grado di mantenersi e svilupparsi autonomamente; lo spessore del substrato è pari a 2-10 cm e hanno una modesta spesa di manutenzione. I rinverdimenti intensivi possono essere semplificati, con spessore del substrato compreso tra 10 e 20 cm e spese di manutenzione medie con la necessità di periodica irrigazione, oppure intensivi con substrato maggiore di 20 cm e spese di manutenzione alte anche in relazione alla presenza di piante erbacee alte, arbusti ed in qualche caso anche alberi. In entrambe le tipologie, il substrato di coltivazione deve presentare elevata permeabilità e basso peso specifico. A titolo di esempio, un substrato per tetti verdi può essere composto dal 40% terreno di coltivazione, 30% terriccio vegetale e 30% da argilla espansa. Peso specifico medio di 2100 kg m<sup>-3</sup>.

La Tabella 31 fornisce un quadro sinottico delle varie tipologie di coperture rinverdite.

Caratteristiche	Rinverdimento estensivo	Rinverdimento intensivo semplificato	Rinverdimento intensivo
Spessore del substrato	2 - 10 cm	10 - 20 cm	20-100 cm e oltre
Vegetazione	estremamente frugale e bassa (per es. <i>Sedum</i> )	piante erbacee alte tappezzanti	piante erbacee e legnose
Carico sul tetto	60-240 kg m <sup>-2</sup>	180-300 kg m <sup>-2</sup>	300-400 kg m <sup>-2</sup>
Manutenzione	Minima	Media (sfalcio, irrigazione se necessaria)	intensiva; uso paragonabile a quello dei giardini

Tabella 31. Caratteristiche fondamentali delle diverse forme di coperture rinverdite.

I principali campi di applicazione del verde pensile sono:

- Coperture di condomini;
- Capannoni industriali;
- Cantine vitivinicole;
- Scuole ed edifici pubblici;
- Infrastrutture;
- Terrazze private;
- Piazze, aree verdi pubbliche e garage interrati.

## 6.8.1 I vantaggi del verde pensile

I principali vantaggi del verde pensile sono:

- Riduzione e laminazione dei volumi di dilavamento;
- Isolamento termico degli edifici in inverno e raffrescamento in estate;
- Aumento della vita utile del tetto, grazie alla protezione dai raggi ultravioletti e dalle sollecitazioni meccaniche;
- Miglioramento della qualità dell'aria per assorbimento della CO<sub>2</sub> e fissaggio delle polveri sottili da parte della vegetazione;
- Trattamento degli inquinanti contenuti nelle acque di pioggia e mitigazione degli effetti delle piogge acide;
- Mitigazione del microclima attraverso il rilascio graduale per evapotraspirazione dell'acqua accumulata, umidificando e rinfrescando l'aria circostante;
- Offrono un habitat adatto ad uccelli e altre piccole specie animali.

Le coperture a verde pensile inoltre contribuiscono alla gestione delle acque piovane, riproducendo una varietà di processi idrologici associabili ai terreni naturali. Le piante catturano la pioggia, l'assorbono attraverso l'apparato radicale e favoriscono i processi di evapotraspirazione, riducendo così i volumi di deflusso. Il verde pensile è quindi particolarmente efficace nel caso di eventi intensi di breve durata ed è stato dimostrato che, in climi temperati, è in grado di determinare un dimezzamento annuale dei volumi di dilavamento.

Tuttavia se il drenaggio non viene correttamente dimensionato possono verificarsi problematiche di smaltimento delle acque. Le coperture devono quindi prima di tutto essere in grado di assolvere in modo impeccabile alle funzioni di captazione e deflusso delle acque piovane, senza incorrere in allagamenti e infiltrazioni.

Le coperture a verde pensile riducono i picchi di deflusso dalle coperture durante gli eventi piovosi, dilazionando nel tempo le acque di scorrimento grazie ad un effetto di detenzione. Questa caratteristica è descritta dal coefficiente di deflusso, ossia la percentuale di acqua che fuoriesce da un sistema rispetto a quella ricevuta, in un arco di tempo definito e in condizioni critiche per intensità di pioggia e saturazione del sistema. Il coefficiente di deflusso viene quindi comunemente utilizzato per calcolare la quantità massima di acqua scaricata da una copertura. Una volta definita la quantità totale di acqua da smaltire verrà definito il numero ed il diametro nominale degli scarichi, seguendo la procedura UNI EN 12056-3:2001, distribuendoli omogeneamente sulla copertura. Occorre in particolare verificare che la capacità drenante del sistema sia adeguata facendo riferimento alle sezioni dove il drenaggio risulta più critico a causa della lunghezza o del coefficiente di deflusso complessivo più elevato.

Nei casi in cui gli enti pubblici definiscano un limite massimo della portata di scarico che è possibile immettere nei corpi riceventi, sarà possibile utilizzare l'equazione razionale per definire la portata di scarico attesa dalla copertura a verde pensile.

## 6.8.2 Dimensionamento

Una struttura di verde pensile è generalmente costituita dai seguenti elementi in stratigrafia:

- Elemento portante;
- Elemento di tenuta all'acqua;
- Elemento di protezione all'azione delle radici;
- Elemento di protezione meccanica;
- Elemento di accumulo idrico;
- Elemento drenante;
- Elemento filtrante;
- Strato colturale;
- Strato di vegetazione.

I criteri progettuali devono tenere in considerazione:

- gli obiettivi e le funzioni di una copertura a verde ovvero fruibilità della copertura, fruibilità visiva, influenza sulle prestazioni interne dell'edificio, influenza sulle prestazioni esterne dell'edificio, compensazione ambientale;
- l'analisi del contesto ovvero l'entità della radiazione solare incidente, la meteorologia del sito, la qualità dell'aria;

- gli agenti che si riversano sull'elemento di verde pensile ovvero agenti idrici, biologici, chimici, fisici cioè carichi permanenti e sovraccarichi variabili. termici connessi alla tipologia costruttiva, radiativi;
- i requisiti che il verde pensile si vuole che rispetti ovvero, capacità agronomica, capacità drenante, capacità di aerazione dello strato drenante, capacità di accumulo idrico, capacità di aerazione dello strato culturale, resistenza agli attacchi biologici.

Gli elementi progettuali saranno quindi:

- progettazione dell'elemento portante;
- progettazione dello strato termoisolante;
- progettazione dell'elemento di tenuta all'acqua;
- progettazione dell'elemento di protezione all'azione delle radici
  - barriera meccanica;
  - barriera chimica;
- progettazione dell'elemento di protezione meccanica;
- progettazione dell'elemento drenante
  - in aggregati naturali;
  - in prefabbricati plastici;
- progettazione dell'elemento di accumulo idrico;
- progettazione dell'elemento filtrante
  - in aggregato naturale;
  - in geosintetico;
- progettazione dell'elemento di ancoraggio della vegetazione;
- progettazione dello strato antierosione;
- progettazione dello strato culturale;
- progettazione dello strato di vegetazione;
- progettazione dell'impianto di irrigazione.

La norma UNI 11235:2007 definisce lo spessore minimo raccomandato dello strato culturale in funzione della struttura della vegetazione da impiegare come riportato in Tabella 32.

Tipo di vegetazione	Spessore dello strato culturale (cm)							
	8	10	15	20	30	50	80	100
Sedum								
Erbacee perenni a piccolo sviluppo	X							
Grandi erbacee perenni. piccoli arbusti tappezzanti		X	X					
Tappeti erbosi			X					
Arbusti di piccola taglia				X				
Arbusti di grande taglia e piccoli alberi					X			
Alberi di III grandezza						X		
Alberi di II grandezza							X	
Alberi di I grandezza								X

Tabella 32. Spessore minimo dello strato culturale in funzione della vegetazione da impiegare (Norma UNI 11235:2007).

### 6.8.3 Forme e materiali

I materiali utilizzati per la realizzazione di un verde pensile sono:

- strato bituminoso per favorire l'incollaggio delle membrane,
- barriera al vapore;
- strato isolante per limitare le dilatazioni della superficie portante (fibra di vetro o roccia);
- manto impermeabile antiradice;
- strato drenante (argilla espansa);
- strato filtrante (tessuto non tessuto);
- substrato di coltivazione.

In Tabella 33 si riportano le principali essenze utilizzate nella realizzazione di tetti verdi estensivi ed intensivi. Mentre in Tabella 34 si riporta la matrice delle proprietà del sistema per le tipologie di verde pensile più comuni.

Tipologia di tetto verde	Essenze vegetali
Estensivo	- Genere Sedum. Sempervivum e Allium
Intensivo	- Genere Sedum. Sempervivum. Allium - Piante erbacee ed arbustive ed elevato valore estetico - Piante arboree a lenta crescita e portamento ridotto  NB: Assolutamente da evitare piante con sviluppo radicale molto vigoroso o che presentano rizomi come per esempio: bamboo, typha, betulla, salice, fico, pioppo, olivello spinoso, ecc.

Tabella 33. Principali essenze utilizzate nella realizzazione di tetti verdi estensivi ed intensivi.

Caratteristiche	Tipo sistema (espresso in base alla vegetazione prevista)						
	Prato Fruibile	Tappeto di Sedum	Prato - pascolo	Tappeto di perenni	Arbusti e suffrutici	Orto	Siepi ed alberi
Spessore substrato (cm)	15-25	8-10	12-15	10-15	15-35	25-35	35-100
Peso (kg m <sup>-2</sup> )	220-400	120-160	160-300	120-300	220-550	300/550	450/1500
Coefficiente deflusso	0.35-0.25	0.50-0.40	0.40-0.30	0.40-0.35	0.35-0.15	0.25-0.20	<0.20
Manutenzione	Medio-alta	Medio-bassa	Bassa	Medio-bassa	Medio-bassa	Alta	Medio-alta
Fabbisogno idrico	Alto	Basso	Basso	Medio-basso	Medio-basso	Alto	Alto
Fruibilità	Alta	Nulla	Bassa	Bassa	Media	Media	Alta
Isolamento termico	Alto	Basso	Medio	Medio-basso	Alto	Alto	Alto
Abbattimento inquinanti (PM <sub>10</sub> , O <sub>3</sub> , NO <sub>x</sub> , CO <sub>2</sub> , SO <sub>2</sub> )	Medio	Basso	Medio	Medio-basso	Medio	Basso	Alto
Tasso di concimazione	Alto	Basso	Basso	Medio-basso	Medio	Medio-alto	Alto

Tabella 34. Matrice delle proprietà del sistema per le tipologie di verde pensile più comuni (da "Verde pensile: prestazioni di sistema e valore ecologico" ISPRA 78.3/2012).

## 6.8.4 Installazione, accorgimenti costruttivi e manutenzione

Si rimanda il lettore alla norma UNI 11235:2007 “istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e la manutenzione di coperture a verde” per dettagli sugli accorgimenti costruttivi e sugli interventi di manutenzione. Questi ultimi sono brevemente riassunti in Tabella 35.

Tipologia di manutenzione	Tipologia di tetto	Frequenza della manutenzione	Operazioni da svolgere
<b>Ordinaria</b>	Estensivo	X	X
	Intensivo	Settimanale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Manutenzione e taglio delle essenze vegetali</li> <li>- Pulizia e smaltimento di foglie secche</li> <li>- Rimozione delle specie infestanti</li> <li>- Concimazione e irrigazione del substrato</li> </ul>
<b>Straordinaria</b>	Estensivo	Annuale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Irrigazione delle piante nel primo mese dopo il trapianto</li> <li>- Taglio della vegetazione</li> <li>- Rimozione delle specie infestanti</li> <li>- Rimpiazzo delle essenze morte</li> </ul>
	Intensivo	Annuale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Manutenzione impianto di irrigazione</li> <li>- Rimpiazzo delle specie vegetali morte</li> <li>- Pulizia canali di scolo</li> </ul>

Tabella 35. Principali interventi di manutenzione del verde pensile.

## 6.8.5 Costi

Nel caso di verde pensile con caratteristiche estensive i costi per la realizzazione del tetto (non comprensivi dell’acquisto e dell’impianto delle essenze vegetali) variano tra i 30 e i 100 €/m<sup>2</sup> con una ripartizione al 50% dei costi per i materiali di impermeabilizzazione e quelli dei substrati. Viceversa per un verde pensile con caratteristiche intensive i costi sempre non comprensivi dell’acquisto e dell’impianto delle essenze vegetali, variano tra un minimo di 70 ed un massimo di 160 €/m<sup>2</sup> con una ripartizione pari al 20% sul totale per le opere di impermeabilizzazione e 80% per le spese dei substrati.

## 7 Suggerimenti sulla programmazione e gestione dei SuDS

Al fine di utilizzare al meglio l'ampia gamma di SuDS per la percolazione, l'invaso e l'allontanamento delle acque pluviali, descritti nei precedenti paragrafi, occorre sviluppare programmi coordinati di gestione delle acque pluviali.

La Figura 52 illustra in termini qualitativi i campi d'applicazione delle principali infrastrutture disponibili, collegandoli ai due più importanti fattori limitanti, ossia la disponibilità di superfici aperte e la capacità di percolazione del suolo. Nelle condizioni migliori, quando entrambi i fattori sono elevati, predominano i sistemi di percolazione. Nelle condizioni peggiori, quando entrambi i fattori sono modesti, predominano i sistemi d'allontanamento, peraltro mitigati da invasi nelle canalizzazioni e nelle vasche di pioggia, escludendosi, in ogni caso, l'immissione diretta d'acque pluviali nel recipiente terminale. Nelle situazioni intermedie, predominano associazioni tra sistemi di percolazione e d'invaso locale.

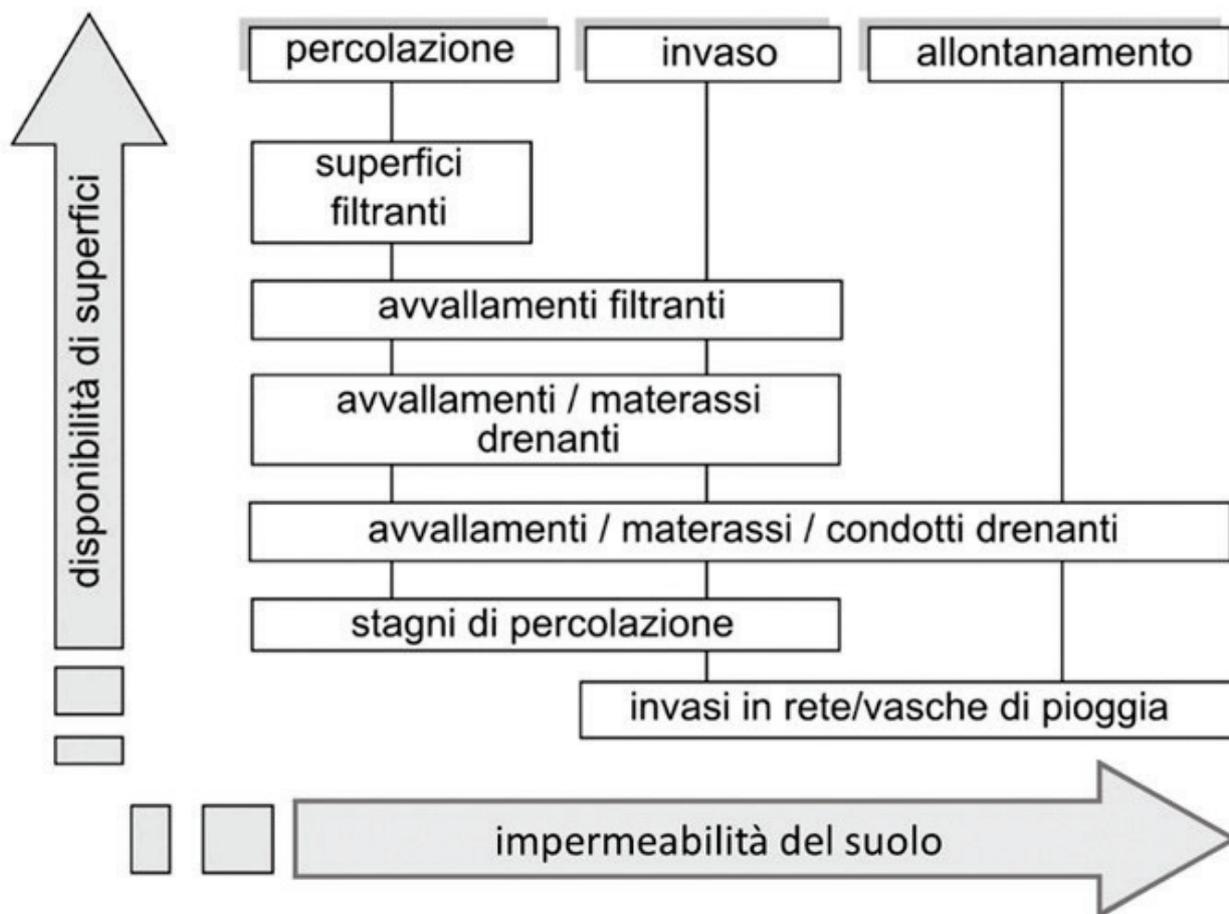


Figura 52. Associazione tra vari sistemi tecnici di gestione decentralizzata delle acque pluviali, correlati alla permeabilità del suolo ed alla disponibilità di superfici (Tratto da Di Fidio e Bischetti 2012)

La Figura 53 illustra i tre sistemi più diffusi per la gestione decentralizzata delle acque pluviali, ossia gli avvallamenti filtranti, i materassi ed i condotti drenanti. Diminuendo progressivamente la permeabilità del suolo e le superfici libere disponibili, dapprima si associano agli avvallamenti filtranti i materassi drenanti e poi, attraverso i condotti drenanti, il troppo pieno è allontanato nella rete di drenaggio convenzionale.

I sistemi di gestione alternativa delle acque pluviali sono dimensionati in modo tale da garantire la medesima sicurezza idraulica (come frequenza temporale di saturazione degli impianti) dei sistemi convenzionali. Si deve peraltro rilevare che, mentre per il dimensionamento dei condotti di fognatura si possono adottare metodi di calcolo semplificati della portata massima, per il dimensionamento dei sistemi di gestione decentralizzata delle acque pluviali, è consigliabile utilizzare modelli di simulazione nel lungo periodo delle precipitazioni (incluse quelle di minor intensità), che possono concorrere alla condizione di riempimento, tanto più quanto minore è la permeabilità del suolo.

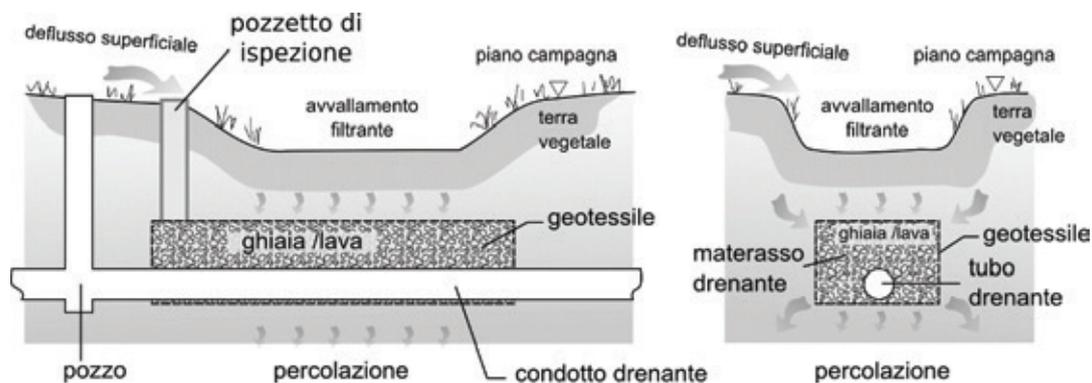


Figura 53. Sezione longitudinale (a sinistra) e trasversale (a destra) dei tre sistemi più diffusi per la gestione locale delle acque pluviali (avvallamenti filtranti/materassi drenanti/condotti drenanti), tra loro associati.

## 7.1 Rilevamento e valutazione dei dati territoriali

La decisione sul miglior assemblaggio dei vari SuDS atti alla percolazione, all'invaso e all'allontanamento delle acque pluviali, si basa su un accurato rilevamento del territorio interessato, articolato in sub-aree e illustrato schematicamente nella Figura 54. I singoli fattori rilevati devono essere valutati dapprima separatamente e poi in forma coordinata.

Il rilevamento è più complesso e costoso rispetto a quello sufficiente per i sistemi convenzionali d'allontanamento delle acque pluviali, poiché, accanto alle caratteristiche delle precipitazioni (quantità, durata, intensità) ed alla dimensione delle superfici impermeabili, occorre considerare le caratteristiche del suolo e del sottosuolo, la tipologia delle superfici impermeabili e la loro posizione rispetto ai sistemi filtranti/drenanti.

Tuttavia, la maggior spesa nel rilevamento consente grossi risparmi negli investimenti per le reti di fognatura. Si deve inoltre considerare che i dati rilevati possono essere utilizzati anche per la verifica dei carichi inquinanti sversati nei corpi idrici recipienti o il calcolo separato della tariffa per lo smaltimento delle acque pluviali (nell'ipotesi di una futura modifica della vigente normativa). Una notevole differenza nell'approccio emerge tra nuove e vecchie superfici urbanizzate. Infatti, mentre per le prime è possibile introdurre tempestivamente i principi ed i sistemi tecnici della gestione decentrata delle acque pluviali nella stessa pianificazione urbanistica, le seconde richiedono un laborioso rilevamento dello stato di consistenza, per verificare le possibilità del loro scollamento dalle reti di fognatura esistenti.

Di seguito sono illustrati i principali dati da rilevare, raggruppati in fattori geografici e antropici o insediativi.

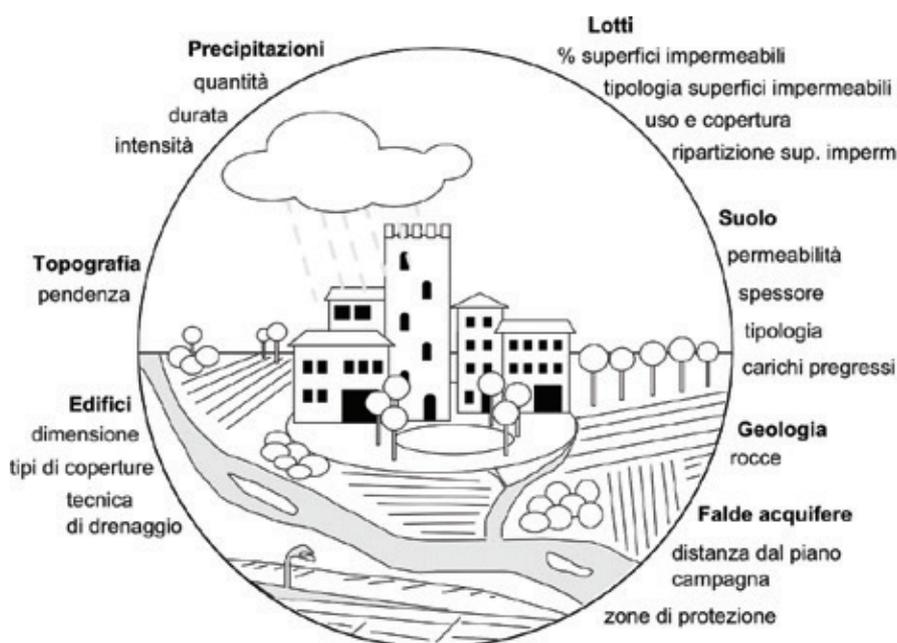


Figura 54. Rilevamento e valutazione dei fattori geografici ed insediativi, che influiscono sui programmi di gestione delle acque pluviali.

## 7.1.1 Fattori geografici

### Suolo e sottosuolo

I rilevamenti geologici, pedologici, delle falde acquifere sotterranee e dei carichi pregressi sono finalizzati a valutare in quale misura le acque pluviali possano essere percolate sul posto e – in via subordinata – in quale misura siano necessari sistemi integrativi d'invaso e allontanamento.

### Geologia

Le caratteristiche geologiche forniscono una prima indicazione su possibilità e limiti dei diversi sistemi per la gestione decentrata delle acque pluviali. È sufficiente considerare gli strati superficiali, fino alla prima falda freatica. Sono, di regola, utilizzate le carte geologiche già disponibili e i dati delle perforazioni di pozzi.

### Falda acquifera

Un alto livello della falda influisce sulla scelta del sistema per la gestione delle acque pluviali. Fino a 1,5 m sotto il piano di campagna, in generale è possibile la percolazione attraverso avvallamenti filtranti e materassi drenanti, ma si escludono i pozzi drenanti. Con un livello permanente della falda < 1 m, frequente per esempio nelle aree adiacenti ai corsi d'acqua, in genere si esclude la percolazione superficiale e si ricorre a sistemi di materassi e condotti drenanti. Per i rilevamenti della falda, oltre alla cartografia esistente, possono essere utili interviste ad agricoltori e proprietari.

### Tipologie del suolo

La conoscenza della tipologia del suolo, con diverse percentuali di sabbia, limo e argilla, consente di risalire, a grandi linee, alla permeabilità, che è un parametro molto importante per la percolazione. Per queste indagini, si fa riferimento alle carte pedologiche disponibili, integrate da rilievi di campagna, eseguendo prelievi fino alla profondità di circa 2 m.

### Permeabilità

I coefficienti di permeabilità della letteratura, correlati alla diversa granulometria del suolo, forniscono valori in condizioni di saturazione, indipendentemente dagli eventi pluviometrici pregressi. Per una maggior precisione, nei calcoli di dimensionamento, occorre considerare una permeabilità variabile dallo stato insaturo a quello saturo. Si deve inoltre tener conto della compattazione del suolo, che può ridurre la permeabilità reale rispetto a quella teorica. A tal fine, è indispensabile un sopralluogo sul posto, sia pure per una valutazione empirica.

### Carichi pregressi

Per la tutela delle acque sotterranee, si deve evitare di percolare le acque pluviali in luoghi contaminati. È quindi necessario conoscere le precedenti forme d'uso del suolo, in particolare per le superfici vicine a luoghi di produzione e stoccaggio industriale. In caso di dubbio, è necessaria una perizia sul pericolo di mobilitare le sostanze nocive.

### Corpi idrici

#### Acque correnti

Qualora le acque pluviali provenienti dalle superfici impermeabili non possano percolare totalmente con una spesa contenuta e quindi sia necessario il loro parziale allontanamento, il recapito principale è costituito dal reticolo idrico esistente. Le immissioni devono essere valutate secondo la capacità di deflusso del recipiente e criteri ecologici. È necessario indicare la portata massima scaricata  $Q$  ( $l\ s^{-1}$ ), ovvero in alternativa il coefficiente udometrico medio  $q$  ( $l\ s^{-1}\ ha^{-1}$ ) delle superfici urbanizzate che vengono allacciate al corso d'acqua, nonché la probabilità di superamento di tali valori (in termini di tempo di ritorno). I suddetti dati sono sottoposti a verifica da parte dell'autorità idraulica competente (Regione, Consorzio di bonifica, Comune). Mediamente, secondo Stecker (data), sono considerati accettabili valori di  $q = 10\ l\ s^{-1}\ ha^{-1}$  e tempo di ritorno 2-10 anni.

#### Acque stagnanti

Anche i corpi idrici stagnanti (laghi, stagni, zone umide) possono essere adatti come recipienti delle acque pluviali, previa accurata verifica della sensibilità idrologica ed ecologica. Per evitare di compromettere l'equilibrio idrologico con eccessive escursioni di livello, è necessario che le acque introdotte siano rapidamente smaltite dall'emissario e/o dalla falda. In caso contrario, l'immissione deve essere strozzata con un vaso a monte. Per evitare di compromettere l'equilibrio ecologico, occorre ridurre il carico inquinante immesso, mediante il passaggio delle acque pluviali attraverso uno strato di suolo vegetale. Si raccomandano quindi

sistemi associati percolazione/invaso/allontanamento, i quali assicurano sia l'effetto di ritenuta, rallentando il deflusso, sia l'effetto di depurazione attraverso il suolo vegetale. È anche possibile introdurre la fitodepurazione.

### Morfologia

La morfologia dell'area influenza la concezione del sistema adottato per la gestione delle acque pluviali, soprattutto per motivi costruttivi.

Se è presente un corso d'acqua naturale, esso costituisce la linea di fondo del bacino idrografico, verso cui convergono le superfici circostanti. È dunque abbastanza facile predisporre reti di drenaggio locale, che integrino anche componenti di allontanamento delle acque pluviali verso il corso d'acqua. Qualora invece quest'ultimo manchi e la morfologia sia irregolare, viene a cadere la possibilità d'allontanamento e ci si deve orientare su un sistema di gestione più fortemente decentrato.

Alla scala locale, la pendenza ha un grosso influsso sulla dispersione dei singoli elementi del sistema drenante. Avvallamenti filtranti e materassi drenanti hanno in primo luogo una funzione d'invaso e quindi la loro disposizione secondo le linee di massima pendenza è più difficile nelle aree a forte acclività. In tali aree, il necessario volume d'invaso può assumere la forma d'elementi disposti lateralmente, a mo' d'espansioni, lungo le linee di livello.

A loro volta, gli elementi d'allontanamento eventualmente necessari sono influenzati dalla topografia. Per esempio, la portata scolante da un tronco stradale di data lunghezza e larghezza, secondo la pendenza disponibile, può esser allontanata in una semplice cunetta aperta oppure in un condotto chiuso, con maggior capacità idraulica, ma più costoso.

Per programmi generali, le caratteristiche morfologiche possono essere dedotte dalla carta tecnica regionale (scale 1:10000 - 1:25000). Per progetti locali, occorre un rilievo morfologico di maggior dettaglio (attraverso la fotointerpretazione o rilievi di campagna), che consenta di valutare l'idoneità di forme naturali o artificiali (avvallamenti, depressioni, incisioni) per l'invaso delle acque pluviali. In ogni caso, l'integrazione nel piano di drenaggio dei volumi d'invaso già esistenti è preferibile alla costruzione di vasche di pioggia.

### Natura e paesaggio

Nell'ambito dei piani urbanistici, le misure di gestione decentrata delle acque pluviali sono suscettibili di sviluppare sinergie con le misure di protezione della natura e del paesaggio, contribuendo a contrastare l'impoverimento biologico ed estetico del territorio. È quindi interessante la conoscenza del patrimonio biologico ed in particolare della vegetazione naturale potenziale.

## 7.1.2 Fattori antropici

Nelle aree già urbanizzate, non è sufficiente il rilevamento dei fattori geografici, il quale deve essere integrato con quello dei principali fattori insediativi, che influenzano la prevista gestione decentrata delle acque pluviali: sistemi di drenaggio esistenti, tipologie d'uso del suolo, caratteristiche delle strade pubbliche e dei lotti privati.

### Sistemi di drenaggio esistenti

Spesso gli esistenti sistemi di drenaggio (fognature, rogge) possono essere integrati - almeno in parte - nel nuovo sistema di gestione decentrata delle acque pluviali; questo inoltre, scollegando talune aree, consente di risanare reti sovraccariche. Si devono quindi rilevare tipologia, estensione e stato dei sistemi di drenaggio pubblici e privati, se del caso integrando con rilievi diretti i dati insufficienti dei catasti.

### Tipologie d'uso del suolo

L'uso di una data superficie urbanizzata determina il potenziale inquinamento dell'acqua pluviale dalla stessa decadente, il quale deve essere valutato, per identificare il tipo di trattamento più adatto, ai fini della tutela delle acque e del suolo. In linea di massima, il contenimento dei deflussi meteorici, mediante misure decentrate di percolazione, ha l'effetto di ridurre non solo i carichi idraulici, ma anche quelli inquinanti sui corpi d'acqua ricettori, grazie alla depurazione assicurata nel passaggio attraverso il suolo; tal effetto depurante ha ovviamente dei limiti, che si riflettono sulla concentrazione massima di sostanze inquinanti accettabile nelle acque pluviali.

Adottando come criterio discriminante la concentrazione crescente d'inquinanti, le acque pluviali che decadono da superfici impermeabili possono essere divise in tre categorie (non pericolose, tollerabili e non tollerabili), per ciascuna delle quali si possono identificare determinate tipologie d'impianti di smaltimento. L'attribuzione delle singole superfici alle suddette categorie presen-

ta gradi diversi di difficoltà. Il caso più semplice è quello dei tetti, per i quali basta l'identificazione delle superfici (per esempio utilizzando fotografie aeree). Per le strade, alla superficie è necessario correlare il volume di traffico giornaliero. Il caso più complesso è quello dei cortili e dei parcheggi, a causa della forte variabilità quantitativa e qualitativa dei deflussi correlati agli usi, che devono essere valutati caso per caso.

Gli usi del suolo devono essere valutati con riferimento non soltanto all'inquinamento potenziale delle acque pluviali, ma anche alla disponibilità di superfici adatte, per posizione, dimensione e qualità, alla costruzione di sistemi decentrati di drenaggio. Un aspetto particolare, già ricordato nella valutazione della permeabilità, è la compattazione del suolo, frequente nelle aree urbane e non deducibile dalla cartografia, ma solo da sopralluoghi.

### Caratteristiche delle strade

Complessivamente, la gestione decentrata delle acque pluviali tende a spostare una parte consistente degli interventi dal settore pubblico a quello privato; tuttavia alcuni impianti, soprattutto nelle aree già urbanizzate, rimangono nella sfera pubblica e sono spesso collocati lungo le strade, di cui è necessario rilevare varie caratteristiche, partendo dallo spazio disponibile.

Per poter collocare i sistemi alternativi di drenaggio lungo le strade, deve essere disponibile una larghezza minima, all'interno della luce netta tra i limiti di confine con i lotti privati sui due lati.

Spesso lo spazio è insufficiente ed è quindi necessario ridurre al minimo la pavimentazione stradale (per esempio nelle strade residenziali sono sufficienti 5 m). È inoltre opportuno disporre la pendenza trasversale in una sola direzione, poiché in tal modo è sufficiente un solo elemento longitudinale di drenaggio.

Per poter collocare correttamente nel tempo il previsto intervento di ristrutturazione stradale, evitando spese eccessive, è necessario che esso coincida per lo meno con il programmato rifacimento del manto stradale.

Infine, deve essere rilevato anche il corredo arboreo ed arbustivo delle strade potenzialmente interessate alla ristrutturazione; infatti, le piante, con le loro radici, possono ostacolare l'inserimento dei dispositivi di drenaggio. In generale, nella posa dei materassi drenanti, dovrebbero essere utilizzate soltanto aree esterne alla superficie coperta dalla chioma.

### Caratteristiche dei lotti privati

Come per le strade, anche per i lotti privati potenzialmente interessati alla programmata ristrutturazione, si devono rilevare la dimensione delle aree libere, il loro uso e la posizione rispetto alle aree impermeabilizzate.

Tra le superfici che possono essere scollegate dalla fognatura con una spesa accettabile, innanzi tutto rientrano le falde dei tetti rivolte verso gli ipotizzati sistemi locali di smaltimento delle acque pluviali (per esempio nei giardini interni); più costoso è invece scollegare le falde dei tetti rivolte verso strade che non possono ospitare i detti sistemi o le coperture piane con tubi di caduta interni agli edifici. Nell'ambito di un programma generale, è sufficiente la valutazione di carte catastali e fotografie aeree, integrate da rilevamenti campione su alcuni lotti rappresentativi delle varie categorie.

Progetti dettagliati richiedono sempre il rilevamento diretto dei lotti interessati, per tener conto delle effettive condizioni locali e delle esigenze dei proprietari.

## 7.2 Suggerimenti sulla localizzazione dei SuDS nel contesto dell'area della città metropolitana di Milano

In relazione alle priorità elencate nel Par. 5, si è voluto fornire un'indicazione di massima sulle potenzialità che il territorio sotteso dai confini dell'area metropolitana di Milano ha nei confronti della possibilità di installare dispositivi atti ad accumulare o infiltrare le acque meteoriche nel suolo.

Per ciascuna infrastruttura verde elencata nel Par. 6, si è attribuito un giudizio di valore (variabile tra *basso* e *alto*) in relazione all'idoneità potenziale di realizzare o meno sul territorio l'infrastruttura verde oggetto dell'analisi. Gli strati informativi utilizzati riguardano alcune categorie di uso del suolo contenute nel DUSAF, i livelli di falda e la carta pedologica in termini di Land Capability Classification.

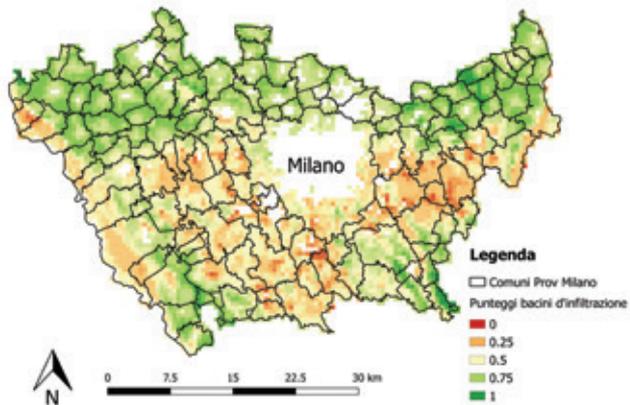
In Tabella 36 sono riportate tutte le categorie analizzate e i diversi punteggi attribuiti a ciascuna infrastruttura verde. Il punteggio, variabile tra *basso* e *alto*, rappresenta la propensione di ciascuna categoria a favorire l'installazione o meno del dispositivo: *basso* se la categoria analizzata difficilmente permette l'installazione, *alto* viceversa.

I giudizi attribuiti a ciascuna categoria sono stati poi mediati su un dominio avente risoluzione 500 x 500 m come rappresentato in Figura 55.

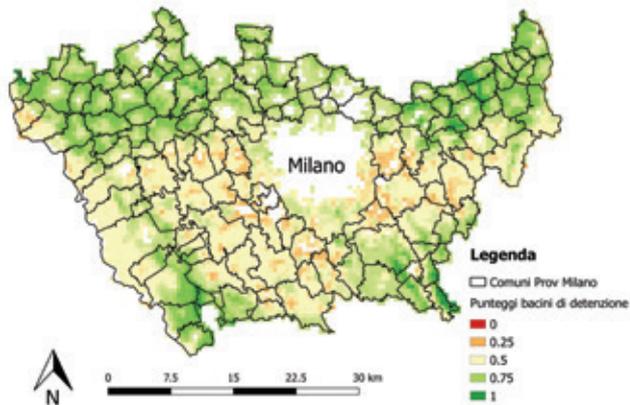
Fonte dati	Categoria	Cisterne superficiali	Cisterne sotterranee	Sistemi modulari	Pozzi peridenti	Gallerie d'infiltrazione	Superfici permeabili	Bacini d'infiltrazione	Bacini di detenzione
Dusaf	Tessuto residenziale denso, insediamenti ospedalieri.	medio	medio	medio	alto	basso	basso	basso	basso
Dusaf	Reti stradali e spazi accessori, reti ferroviarie e spazi accessori.	-	-	-	alto	alto	-	-	-
Dusaf	Tessuto residenziale continuo mediamente denso, tessuto residenziale discontinuo, insediamenti industriali, artigianali, commerciali e agricoli con spazi annessi, insediamenti di grandi impianti di servizi pubblici e privati, insediamenti industriali, artigianali, commerciali, impianti di servizi pubblici e privati, impianti tecnologici.	medio	medio	medio	alto	medio	medio	medio	medio
Dusaf	Parchi e giardini, tessuto residenziale sparso, tessuto residenziale rado e nucleiforme, cascine, insediamenti produttivi agricoli, aree degradate non utilizzate, aree verdi incolte, campeggi e strutture turistiche e ricettive, parchi divertimento	alto	alto	alto	alto	alto	medio	alto	alto
Dusaf	Aree agricole	-	-	-	-	-	-	Alto	alto
Soggiacenza della falda	Minore di 5 m	-	basso	basso	basso	basso	basso	basso	basso
Soggiacenza della falda	Tra 5 e 10 m	-	medio	medio	medio	medio	medio	medio	medio
Soggiacenza della falda	Maggiore di 10 m	-	alto	alto	alto	alto	alto	alto	alto
Land Capability Classification	Classi 1 e 2	-	alto	alto	alto	alto	alto	Alto	alto
Land Capability Classification	Classi 3 e 4	-	medio	medio	medio	medio	medio	Medio	medio
Land Capability Classification	Classi 5,6,7 e 8	-	medio	basso	basso	basso	basso	Basso	medio
Land Capability Classification	Qualsiasi classe con la dicitura W (terreni con acqua all'interno del profilo)	-	medio	basso	basso	basso	basso	Basso	buono
Land Capability Classification	Qualsiasi classe con la dicitura E (terreni facilmente erodibili)	-	basso	basso	Basso	basso	basso	Basso	basso

Tabella 36. Giudizi attribuiti per ciascuna infrastruttura verde.

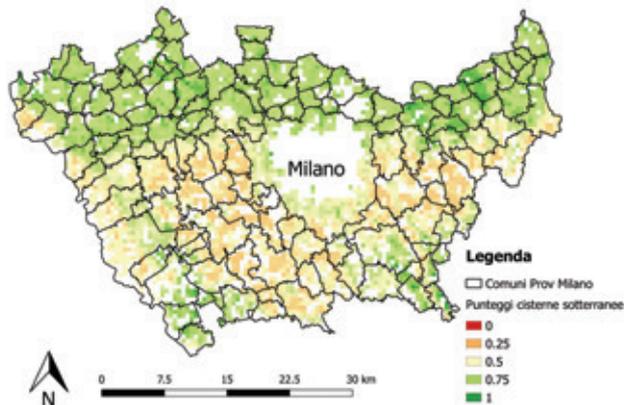
### Bacini d'infiltrazione



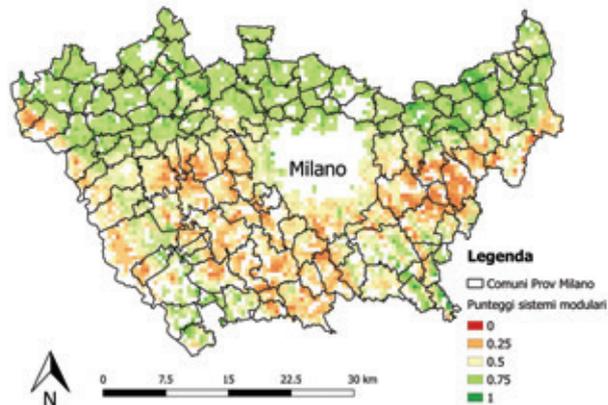
### Bacini di detenzione



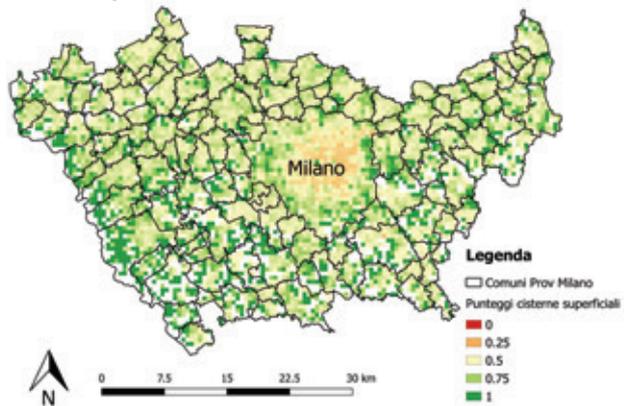
### Cisterne sotterranee



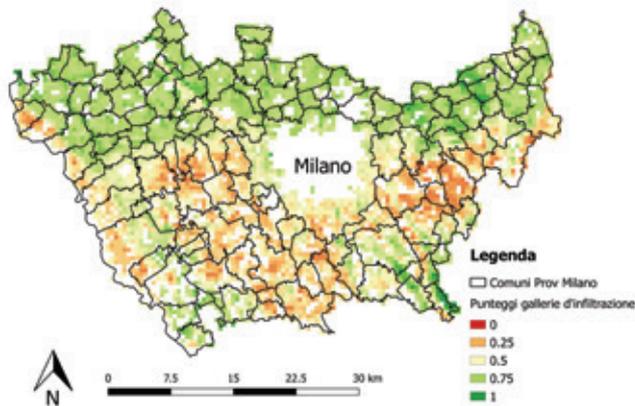
### Sistemi modulari geocellulari



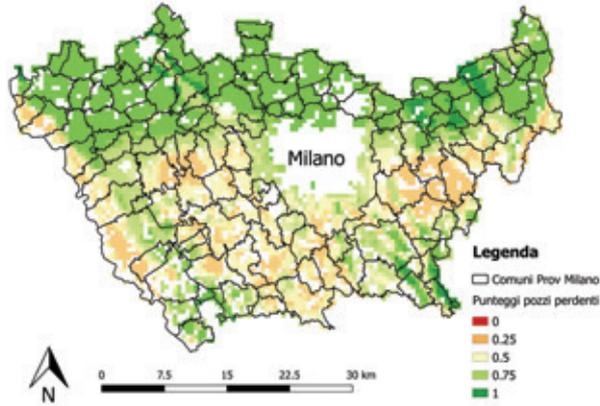
### Cisterne superficiali



### Gallerie d'infiltrazione



### Pozzi perdenti



### Superfici permeabili

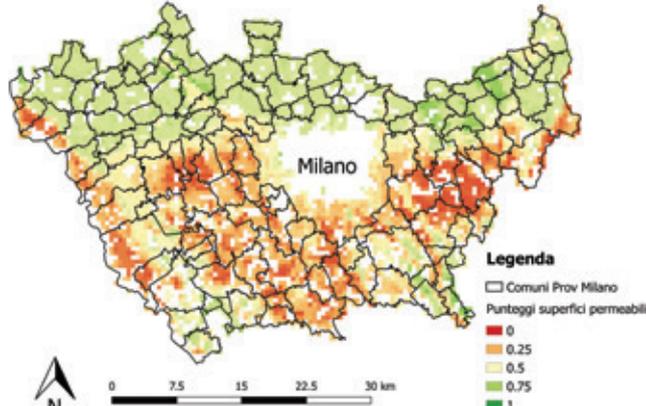


Figura 55. Indicazione sulla potenzialità del territorio metropolitano di Milano di realizzare dei diversi SuDS.

Dall'analisi risulta che il territorio permette di accogliere principalmente infrastrutture volte all'accumulo e allo stoccaggio delle acque. Nella fattispecie le cisterne e serbatoi superficiali sembrano poter essere collocabili in gran parte del territorio della città metropolitana ad eccezione delle zone fortemente urbanizzate laddove gli spazi, anche per singoli serbatoi condominiali, o cisterne superficiali per accogliere le acque pluviali delle abitazioni vengono a meno. Anche per i bacini di detenzione valgono le stesse considerazioni con l'aggiunta che laddove la soggiacenza è ridotta le complicazioni per la loro realizzazione aumentano. L'applicazione di pozzi perdenti o caditoie permeabili è consentita soprattutto nella porzione settentrionale della area metropolitana ovvero laddove la falda risulta essere molto distante dal piano campagna. Drasticamente diminuita è la loro potenzialità d'infiltrazione nelle zone meridionali della provincia dove la falda risulta essere molto prossima al piano campagna. Allo stesso modo la potenziale collocazione di superfici permeabili risente della soggiacenza di falda nonché della disponibilità di spazi per la loro progettazione, risultano quindi essere di difficile realizzazione sia nella parte nord della città metropolitana (fortemente antropizzata) che in quella sud laddove l'infiltrazione potrebbe risentire negativamente della scarsa soggiacenza. Situazioni intermedie sono previste per i sistemi modulari geocellulari, i bacini d'infiltrazione e le gallerie d'infiltrazione che devono contemperare l'esigenza di una vasta superficie per la loro realizzazione e una falda distante dal piano campagna per favorire l'infiltrazione.

## 8 Modalità di integrazione tra pianificazione urbanistica comunale e previsioni del piano d'ambito, al fine del conseguimento degli obiettivi di invarianza idraulica e idrologica

I comuni ricadenti nelle aree ad alta e media criticità idraulica sono tenuti secondo il regolamento regionale a redigere uno **studio comunale di gestione del rischio idraulico**. I comuni non ricadenti nelle aree ad alta e media criticità sono comunque tenuti a redigere un **documento semplificato del rischio idraulico**, ferma restando la facoltà di redigere lo studio comunale di gestione del rischio idraulico soprattutto qualora vi sia evidenza di allagamenti all'interno del territorio comunale.

Sia lo studio comunale di gestione del rischio idraulico che il documento semplificato del rischio idraulico comunale devono contenere la rappresentazione delle attuali condizioni di rischio idraulico presenti nel territorio comunale e delle conseguenti misure strutturali e non strutturali atte al controllo e possibilmente alla riduzione delle suddette condizioni di rischio.

Lo studio comunale di gestione del rischio idraulico deve contenere la determinazione delle condizioni di pericolosità idraulica che, associata a vulnerabilità ed esposizione al rischio, individua le situazioni di rischio, sulle quali individuare le misure strutturali e non strutturali. In particolare lo studio dovrà contenere:

1. la definizione dell'evento meteorico di riferimento per tempi di ritorno di 10, 50 e 100 anni;
2. l'individuazione dei ricettori che ricevono e smaltiscono le acque meteoriche di dilavamento, siano essi corpi idrici superficiali naturali o artificiali, quali laghi e corsi d'acqua naturali o artificiali, o reti fognarie, indicandone i rispettivi gestori;
3. la delimitazione delle aree soggette ad allagamento (pericolosità idraulica) per effetto della conformazione morfologica del territorio e/o per insufficienza della rete fognaria. A tal fine, il comune deve redigere uno studio idraulico relativo all'intero territorio comunale che:
  - a. effettua la modellazione idrodinamica del territorio comunale per il calcolo dei corrispondenti deflussi meteorici, in termini di volumi e portate, per gli eventi meteorici di riferimento.
  - b. si basi sul Database Topografico Comunale (DBT) e, se disponibile all'interno del territorio comunale, sul rilievo Lidar; qualora gli stessi non siano di adeguato dettaglio, il comune può elaborare un adeguato modello digitale del terreno integrato con il DBT;
  - c. valuta la capacità di smaltimento dei reticoli fognari presenti sul territorio. A tal fine, il gestore del servizio idrico integrato fornisce il rilievo di dettaglio della rete stessa e, se disponibile, fornisce anche lo studio idraulico dettagliato della rete fognaria;
  - d. valuta la capacità di smaltimento dei reticoli ricettori diversi dalla rete fognaria, qualora siano disponibili studi o rilievi di dettaglio degli stessi;
  - e. individua le aree in cui si accumulano le acque, provocando quindi allagamenti;
4. la mappatura delle aree vulnerabili dal punto di vista idraulico (pericolosità idraulica) come indicate nella componente geologica, idrogeologica e sismica dei PGT e nelle mappe del piano di gestione del rischio di alluvioni;
5. l'indicazione, comprensiva di definizione delle dimensioni di massima, delle misure strutturali, quali vasche di laminazione con o senza disperdimento in falda, vie d'acqua superficiali per il drenaggio delle acque meteoriche eccezionali, e l'indicazione delle misure non strutturali ai fini dell'attuazione delle politiche di invarianza idraulica e idrologica a scala comunale, quali l'incentivazione dell'estensione delle misure di invarianza idraulica e idrologica anche sul tessuto edilizio esistente, la definizione di una corretta gestione delle aree agricole per l'ottimizzazione della capacità di trattenuta delle acque da parte del terreno, nonché delle altre misure non strutturali atte al controllo e possibilmente alla riduzione delle condizioni di rischio, quali misure di protezione civile, difese passive attivabili in tempo reale;
6. l'individuazione delle aree da riservare per l'attuazione delle misure strutturali di invarianza idraulica e idrologica, sia per la parte già urbanizzata del territorio, sia per gli ambiti di nuova trasformazione, con l'indicazione delle caratteristiche tipologiche di tali misure. A tal fine, lo studio dovrà tenere conto anche delle previsioni del piano d'ambito del servizio idrico integrato;

Le misure strutturali, sono individuate dal comune con l'eventuale collaborazione del gestore del servizio idrico integrato; le misure non strutturali sono individuate dal comune e devono essere recepite negli strumenti comunali di competenza, quali i piani di emergenza comunale; gli esiti delle elaborazioni vengono inviati dal comune al gestore del servizio idrico integrato e all'ente di governo d'ambito di cui all'art. 48 della L.R. 26/2003 per le azioni di competenza.

Il documento semplificato del rischio idraulico comunale dovrà invece contenere la determinazione semplificata delle condizioni di pericolosità idraulica che, associata a vulnerabilità ed esposizione al rischio, individua le situazioni di rischio, sulle quali individuare le misure strutturali e non strutturali. In particolare il documento semplificato contiene:

1. la delimitazione delle aree a rischio idraulico del territorio comunale, definibili in base agli atti pianificatori esistenti, alle documentazioni storiche e alle conoscenze locali anche del gestore del servizio idrico integrato;
2. l'indicazione, comprensiva di definizione delle dimensioni di massima, delle misure strutturali di invarianza idraulica e idrologica, sia per la parte già urbanizzata del territorio che per gli ambiti di nuova trasformazione, e l'individuazione delle aree da riservare per le stesse;
3. l'indicazione delle misure non strutturali ai fini dell'attuazione delle politiche di invarianza idraulica e idrologica a scala comunale, quale l'incentivazione dell'estensione delle misure di invarianza idraulica e idrologica anche sul tessuto edilizio esistente, nonché delle misure non strutturali atte al controllo e possibilmente alla riduzione delle condizioni di rischio, quali le misure di protezione civile e le difese passive attivabili in tempo reale;

Oltre a quanto stabilito ai punti precedenti relativamente al supporto tecnico dei gestori del servizio idrico integrato, i Comuni, per la redazione dello studio comunale di gestione del rischio idraulico e del documento semplificato del rischio idraulico comunale, possono chiedere il supporto degli Enti di Governo dell'Ambito.

## 8.1 Software disponibili per i calcoli idraulici

Molto frequentemente la complessità dei problemi idraulici non ne consente la risoluzione con calcoli elementari per questo motivo la soluzione di un gran numero di problemi deve essere rimandata all'applicazione di programmi di calcolo automatico da svolgere con personal computer. Con tali programmi è possibile eseguire non solo i calcoli matematici di particolare complessità ma anche una modellazione matematica dei casi di interesse alle diverse scale spaziali.

Sono numerosissimi i programmi di calcolo disponibili anche in Italia; essi sono normalmente commercializzati da case produttrici di software o centri di ricerca privati. Negli Stati Uniti alcune organizzazioni governative hanno messo a punto programmi di calcolo che sono resi disponibili gratuitamente agli utenti interessati attraverso internet. Dopo qualche anno di avviamento delle procedure e diverse versioni di prova si dispone ormai di una serie di programmi gratuiti di ottimo livello tecnico è discreta interfaccia grafica. Per l'ingegnere italiano qualche problema può sussistere in quanto i manuali e le videate dei software sono esclusivamente in lingua inglese. Tuttavia, sono reperibili in commercio programmi che incorporano i suddetti software rilasciati dalle organizzazioni statunitensi con interfaccia grafica e manuali tradotti in italiano. In questo paragrafo si vuole fornire una brevissima descrizione dei software open source indicando le coordinate web utili per scaricare i software stessi, anche perché diversi enti pubblici italiani hanno scelto di adottarli come riferimento per il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche di interesse.

### EPANET

Messo a punto dalla Environmental Protection Agency; si tratta di un programma che risolve i problemi di flusso nelle reti idrauliche in pressione, in moto permanente tipicamente acquedotti. Alcune delle principali caratteristiche sono riassunte di seguito: le reti possono essere a maglie chiuse e o a rami aperti e di estensione praticamente illimitata. È possibile l'inserimento di più serbatoi a livello costante o variabile, di pompe valvole di nodi di erogazioni a portata costante o variabile con la pressione (erogatori). Le perdite di carico possono essere calcolate con diverse formule darsi Darcy-Wiesbach Chezy-Manning, ecc. È possibile riprodurre il comportamento della rete nel corso di una giornata per successione di moti permanenti ed è possibile porre dei controlli in tempo reale della rete. Il software permette di operare sulle caratteristiche di qualità delle acque trasportate nella rete. Il software è disponibile al sito web: <https://www.epa.gov/water-research/epanet>

### HEC-RAS

Messo a punto dalla organizzazione governativa U. S. Army Corps of Engineers si tratta di un programma che individua i profili di pelo libero nelle reti idrauliche di canali o fiumi. Alcune delle principali caratteristiche sono riassunte nel seguito: il programma può trattare moto permanente e moto vario oltre che tenere conto del trasporto solido. È possibile il calcolo in corrente lenta, veloce o regime misto. Possono essere inserite nel calcolo ponti, briglie e altre strutture idrauliche come pure volumi di laminazione. Le reti possono essere di estensione praticamente illimitata. Le perdite di carico sono calcolati con la formula di Chezy Manning.

Il software è reperibile all'indirizzo web: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/downloads.aspx>

### HEC-HMS

Messo a punto dalla organizzazione governativa U.S. Army Corps of Engineers si tratta di un programma di interesse per i problemi di idrologia nei bacini rurali. Alcune delle principali caratteristiche sono riassunte di seguito: il programma è composto essenzialmente di un modulo idrologico che provvede al calcolo delle portate in uscita dai bacini collegati alla rete fluviale e di un modulo di calcolo semplificato dei modi attraverso i tronchi fluviali. Il modulo idrologico presenta un discreto assortimento di metodologie descrittive delle precipitazioni sui bacini, di ietogrammi di progetto e di calcolo delle perdite idrologiche oltre che un modello di scioglimento nivale. La tipologia dei modelli afflussi-deflussi disponibile è molto vasta ed è inoltre possibile inserire un idrogramma unitario a piacere dell'utente. Le metodologie per il calcolo della propagazione dell'onda sono semplificate (Onda cinematica, Muskingum, ritardo, ecc.). È possibile rappresentare oltre che confluenze anche diversioni e serbatoi. Infine il programma comprende una comoda procedura di calibrazione automatica del modello con confronto con i dati reali dell'onda di piena.

Il software è reperibile all'indirizzo web: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>

### SWMM

Messo a punto dall'Environmental Protection Agency si tratta di un programma che risolve i problemi di flusso e trasporto nelle reti fognarie. Alcune caratteristiche principali sono riassunte in seguito: il programma è composto essenzialmente di un modulo idrologico che provvede al calcolo delle portate in uscita dai bacini collegati alla rete di fognatura e di un modulo di calcolo dei moti nella rete idraulica costituita dai condotti fognari. Il modello idrologico è piuttosto schematico e non consente grandi scelte soprattutto nel modello afflussi-deflussi da utilizzare. Le reti fognarie possono essere a maglie chiuse e o a rami aperti e di estensione praticamente illimitata. È possibile l'inserimento di particolari quali pompe valvole volumi di laminazione scaricatori di piena ecc. e anche regole di controllo in tempo reale. Nel caso di reti fognarie miste o nere può essere tenuto in conto il deflusso in fognatura in tempo asciutto. È inoltre possibile fare valutazioni sul carico di inquinante trasportato nella rete è scaricato nei punti di uscita.

Il software è disponibile al sito web: <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>

### MOBIDIC

Messo a punto dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università degli Studi di Firenze, in collaborazione con il Massachusetts Institute of Technology, la Regione Toscana e l'Autorità di Bacino del fiume Arno. È un modello idrologico spazialmente distribuito, a base raster per la descrizione della topografia e dell'eterogeneità dei versanti, a base vettoriale per la rappresentazione della rete di drenaggio. I principali processi modellati sono la trasformazione afflussi-deflussi, la propagazione del deflusso lungo versanti e canali, l'interazione con la falda superficiale, il bilancio energetico della superficie per il calcolo dell'evapotraspirazione. Inoltre, MOBIDIC permette di includere nelle simulazioni prelievi e rilasci nella rete idrica, invasi artificiali e casse di espansione. Per la trasformazione afflussi-deflussi, ogni cella di calcolo quadrata con cui è discretizzata l'area in esame (base raster per la rappresentazione dei versanti) è costituita da 5 serbatoi concettuali, i quali corrispondono a: vegetazione, microinvasi o pozzangheramenti superficiali, macropori del suolo, micropori del suolo, acquifero freatico. Questi 5 serbatoi sono interconnessi tramite i principali flussi idrologici (infiltrazione, produzione di deflusso superficiale per saturazione o superamento della capacità di infiltrazione, percolazione, assorbimento capillare dell'umidità del suolo...). Le celle di calcolo comunicano tra di sé secondo direzioni di drenaggio predefinite, trasmettendo il deflusso superficiale ed ipodermico verso valle fino alla rete di drenaggio. Per la propagazione del deflusso lungo la rete, la quale deve essere strutturata ad albero, è possibile utilizzare lo schema di Muskingum-Cunge o trattare i rami come serbatoi lineari in serie. MOBIDIC è utilizzato principalmente per simulazioni a scala di bacino con reticolo idrografico di tipo naturale, ma si tratta di uno strumento versatile grazie alla sua struttura modulare e alla possibilità di descrivere i processi rappresentati con schemi di maggiore o minore dettaglio. È attualmente in uso presso la Regione Toscana per i bilanci idrici e le previsioni delle piene.

Il software è disponibile contattando: [fabio.castelli@unifi.it](mailto:fabio.castelli@unifi.it) – [giulia.ercolani@unifi.it](mailto:giulia.ercolani@unifi.it)

### MOBIDIC-U

Messo a punto durante il progetto SMART-GREEN (Ente finanziatore Fondazione Cariplo, Partners UNIMI e DICEA-UNIFI), è una specializzazione del modello idrologico MOBIDIC per simulazioni in ambiente urbano (MOdello di Bilancio Idrologico DIstribuito e Continuo – aree Urbane). In particolare, MOBIDIC-U mutua lo schema di bilancio idrico basato su 5 serbatoi concettuali da MOBIDIC, ma include un modulo per la simulazione del moto nella rete fognaria, schematizzata su base vettoriale come un insieme di nodi (pozzetti) e rami (condotte), i quali possono essere organizzati sia a maglie chiuse che aperte. Inoltre, MOBIDIC-U modella le

principali tipologie di SuDS (serbatoi, tetti verdi, superfici permeabili...), le cui caratteristiche progettuali possono essere specificate dall'utente. Il modello è dotato di una interfaccia grafica a base GIS (anch'essa sviluppata durante il progetto SMART-GREEN) per il setup e l'esecuzione delle simulazioni, così come per una prima consultazione dei risultati. Infine, MOBIDIC-U è dotato di un database che raccoglie i dati necessari a descrivere le aree la cui rete di drenaggio urbana è gestita dal gruppo CAP Holding spa. Il software sarà disponibile a valle del termine del progetto SMART-GREEN (entro la fine dell'anno 2018) contattando: daniele.masseroni@unimi.it

## 8 Riferimenti bibliografici

Aad, M.P.A., Suidan, M.T., Shuster, W.D. (2010) Modeling techniques of best management practices: rain barrels and rain gardens using EPA SWMM-5. *J. Hydrol. Eng.* 15, 434-443.

Ahiablame, M.L., Engel, B.A., Chaubey, I. (2013) Effectiveness of low impact development practices in two urbanized watersheds: Retrofitting with rain barrel/cistern and porous pavement. *J. Environ. Manage.*, 119, 151-161.

Ahiablame, L., Engel, B., Chaubey, I. (2012) Effectiveness of low impact development practices: literature review and suggestions for future research. *Water Air Soil Poll.*, 223, 4253-4273.

Artina, S., Calenda, G., Calomino, F., Cao, C., La Loggia, G., Modica, C., Paoletti, A., Papiri, A., Rasulo, G., Veltri, P. (2001) Sistemi di fognatura, Manuale di progettazione. Hoepli, Milano. ISBN88-203-2442-3.

Balades, J.D., Chantre, P. (1990) Urban storm drainage and compensating techniques: the experience in Bordeaux (France), Proceedings of the 5th International conference on Urban Storm Drainage, Osaka, Giappone, 23-27 July, 631-638.

Bass, B., Stull, R., Krayenjoft, S., Martilli, A. (2002) Modelling the impact of green roof infrastructure on the urban heat island in Toronto, *Green Roofs Infrastruct. Monit.* 4, 2-3.

Becciu, G., Paoletti, A. (2011), Fondamenti di costruzioni idrauliche, UTET Milano. ISBN978-88-598-0522-9.

Bedan, E.S., Clausen, J.C. (2009) Stormwater runoff quality and quantity from traditional and low impact development watersheds, *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 4, 998-1008.

Bell, F.C. (1969) Generalized rainfall-duration-frequency relationship, *J. Hydr. Div. ASCE*, 95, NY1, 311-327.

Benedict, M., McMahon, E. (2002) Green infrastructure: smart conservation for the 21st century. The Conservation Fund and Sprawl Watch Clearinghouse.

Blades, J.D., Bourgogne, P., Bachoc, A., Madiéc, H., Faup, G. M. (1991) Un moyen de lutte contre la pollution des rejets urbains de temps de pluie – TSM, *L'eau*, 12, 583-592.

Blades, J.D., Legret, M., Madiéc, H. (1995) Permeable pavements: pollution management tools, *Water Sci. Technol.*, 32, 1, 49-56.

Boughton, W. C. (1989). A review of the USDA SCS curve number method. *Soil Res.*, 27(3), 511-523.

Brattebo, B.O., Booth, D.B. (2003) Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems, *Water Res.*, 37, 4369-4376.

Brunetti M., Maugeri M., Monti F., Nanni T. (2004). Changes in daily precipitation frequency and distribution in Italy over the last 120 years. *J. Geophys. Res.* 109. D05102. doi:10.1029/2003JD004296.

Calenda, G., Cioffi, F., Guercio, R., Petaccia, A. (1993) Rainfall assessment with inadequate data, Urban Storm Drainage Proceedings U.S. – Italy Bilateral Seminar, Water Resources Publications, ISBN 0-918334-75-6, 23-44.

Casadio, A., Maglionico, M., Bolognesi, A., Artina, S. (2010). Toxicity and pollutant impact analysis in an urban river due to combined sewer overflows loads, *Water Sci. Technol.*, 61, 1, 207-215.

Ciaponi C. (2005) Conoscenza e affidabilità dei sistemi fognari - Relazione Generale tenuta al I Convegno Acqua e Città, Sorrento (NA, Italia), 28-30 settembre.

Colandini, V., Lagret, M., Brosseaud, Y., Balades, J. D. (1995) Metallic pollution in clogging materials of urban porous pavement, *Water Sci. Technol.*, 32, 1, 57-62.

Damodaram, C., Giacomoni, M.H., Khedun, C.P., Holmes, H., Ryan, A., Saour, W., Davis, A. P., Hunt, W. F., Traver, R. G., Clar, M. (2009) Bioretention technology: Overview of current practice and future needs, *J. Environ. Eng.*, 135, 3, 109-117.

Di Fidio, M., Bischetti, G.B. (2012) Riqualficazione ambientale delle reti idrografiche minori. Hoepli, Milano ISBN978-88-203-4051-3

Dietz, M.E. (2007) Low impact development practices: a review of current research and recommendations for future directions, *Water Air Soil Poll.*, 186, 351-363.

- Ernst, W., Weigerding, I. (1985) Oberflächenentwässerung, Gewässerentlastung durch ökologische/ökonomische Planung. *Bundesblatt*, 34, 11, 722–732.
- Field, R. (1986) Urban stormwater runoff quality management: low-structurally intensive measures and treatment, In: Torno H.C., Marsalek J., Desbordes, M. (eds.) *Urban runoff pollution*. NATO ASI series, vol. G10, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Firehock, K. (2010) A short history of the term green infrastructure and selected literature. [online] Available from: <http://www.gicinc.org/> [Accessed 30 January 2012].
- Florida Department of Environmental Regulation (1988) *The Florida Development Manual: A Guide to Sound Land and Water Management*, Tallahassee, Florida
- Förster, J. (1999). Variability of roof runoff quality. *Water Sci. Technol.*, 39(5), 137-144.
- Gibelli, G., Gelmini, A., Pagnoni, E., Natalucci, F., (2015) *Gestione sostenibile delle acque urbane. manuale di drenaggio "urbano"*. Perché, Cosa, Come. Regione Lombardia, Ersaf, Milano.
- Gilroy, K.L, McCuen, R.H. (2009) Spatio-temporal effects of low impact development practices, *J. Hydrol.*, 367, 228–236.
- Keifer, C.J., Chu, H.H. (1957) Synthetic storm pattern for drainage design. *J. Hydraul. Div. ASCE HY4*, 83, 1332 – 1352.
- Jones, J. E., Jones Jr, D. E. (1984). Essential urban detention ponding considerations. *J. Water Res. Plan. Man.*, 110(4), 418-433.
- Langella, C. (2012) Politiche per il governo delle acque meteoriche nell'Unione Europea. *Atti della XV conferenza nazionale SIU – Società Italiana degli Urbanisti*. Pescara 10-11 maggio 2012.
- Masi, F., Rizzo, A., Bresciani, R., Conte, G. (2017). Constructed wetlands for combined sewer overflow treatment: ecosystem services at Gorla Maggiore, Italy. *Ecol. Eng.*, 98, 427-438.
- Mentens, J., Raes, D., Hermy, M. (2006) Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century?, *Landscape Urban Plan.*, 77, 217–226.
- Mikkelsen, P. S., Weyer, G., Berry, C., Waldent, Y., Colandini, V., Poulsen, S., Rohlfing, R. (1994). Pollution from urban stormwater infiltration. *Water Sci. Technol.*, 29(1-2), 293-302.
- Moisiello, U. (1998) *Idrologia tecnica*, Editore Medea, Pavia.
- Nickel, D., Schoenfelder, W., Medearis, D., Dolowitz, D.P., Keeley, M., Shuster, W. (2014) German experience in managing stormwater with green infrastructure, *J. Environ. Plann. Man.*, 57,3, 403-423, DOI: 10.1080/09640568.2012.748652.
- Novotny, V. (1988). Diffuse (nonpoint) pollution: a political, institutional, and fiscal problem. *J. Water Pollution Control Federation*, 60(8), 1404-1413.
- Randall, G. W., Iragavarapu, T. K. (1995). Impact of long-term tillage systems for continuous corn on nitrate leaching to tile drainage. *J. Environ. Qual.*, 24(2), 360-366.
- Reinertsen, H., Langeland, A. (1982). The effect of a lake fertilization on the stability and material utilization of a limnetic ecosystem. *Ecography*, 5(3), 311-324.
- Sansalone, J. J., Buchberger, S. G. (1995). An infiltration device as a best management practice for immobilizing heavy metals in urban highway runoff. *Water Sci. Technol.*, 32(1), 119-125.
- Scholz, M., Grabowiecki, P. (2007) Review of permeable pavement systems, *Build. Environ.*, 42, 3830-3836.
- Sieker, F. (1984) Stormwater infiltration in urban areas, *Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage*, Goteborg, Svezia, 4-8, 1083-1091.
- von Stülpnagel, A., Horbert, M., Sukopp, H. (1990) The importance of vegetation for the urban climate. In: Sukopp, H., Hejny, S. (Eds.), *Urban Ecology. Plants and Plant Communities in Urban Environments*. SPB Academic Publication, The Hague, 175–193.
- Watanabe S. (1995) Study on storm water control by permeable pavement and infiltration pipes, *Water Sci. Technol.*, 32, 1, 25-32.
- Weibel, E. R., Kistler, G. S., & Scherle, W. F. (1966). Practical stereological methods for morphometric cytology. *J. Cell Biol.*, 30(1), 23-38.
- Zechman, E.M. (2010) Simulation of combined best management practices and low impact development for sustainable stormwater management, *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 46, 907-918.

Il volume affronta gli argomenti fondamentali legati alla scelta e alla progettazione di interventi per la gestione dei deflussi nei sistemi di drenaggio urbano, con particolare riferimento agli indirizzi contenuti nel Regolamento Regionale n. 7 del 23 novembre sull'invarianza idraulico-idrologica delle trasformazioni d'uso del suolo, recentemente introdotto in Regione Lombardia. Il manuale introduce le principali tipologie di sistemi di drenaggio urbano sostenibile utilizzabili per la riduzione dei deflussi delle acque meteoriche, evidenziandone le principali caratteristiche tecnico-costruttive e fornendo un inquadramento applicativo per la loro corretta implementazione. Una particolare attenzione è rivolta alle procedure di calcolo dei volumi di mitigazione secondo differenti livelli di complessità, come previsto dal Regolamento regionale in funzione dell'entità dell'area di trasformazione. L'impostazione del manuale vuole coniugare la necessità di avere uno strumento operativo da utilizzare nella pratica professionale con l'esigenza di richiamare alcuni aspetti di teoria indispensabili per la comprensione dei fenomeni analizzati. La trattazione si fonda sull'illustrazione dei fenomeni fisici e della loro rappresentazione in termini matematici, sull'individuazione su basi quantitative delle soluzioni possibili e sulla definizione di criteri idonei per la scelta di quelle concretamente realizzabili, determinandone le caratteristiche dimensionali e funzionali.

**Daniele Masseroni.** Laureato in Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio presso l'Università degli Studi di Parma e dottore di ricerca in Ingegneria Ambientale e delle Infrastrutture ricopre una posizione post-doc presso il Dipartimento di Scienze Agrarie e Ambientali dell'Università degli Studi di Milano.

**Federico Massara.** Laureato in Scienze Agrarie presso l'Università degli Studi di Milano. Attualmente è borsista presso Dipartimento di Scienze Agrarie e Ambientali dell'Università degli Studi di Milano.

**Claudio Gandolfi.** Laureato in Ingegneria Civile presso il Politecnico di Milano è professore ordinario di Idraulica Agraria e Sistemazioni Idraulico Forestali presso l'Università degli Studi di Milano.

**Gian Battista Bischetti.** Laureato in Scienze Agrarie presso l'Università degli Studi di Milano è attualmente professore ordinario di Idraulica Agraria e Sistemazioni Idraulico Forestali presso l'Università degli Studi di Milano.



### Colophon

Finito di stampare nel mese di aprile 2018  
Grafica e impaginazione: EcoComunicazione.it