



autostrade // per l'italia

Tronco

A52 - TANGENZIALE NORD

Oggetto

Strada di collegamento urbana in affiancamento alla A52 (ex SP46) in comune di Novate Milanese

CUP: D61B16000030005

Fase progettuale

PROGETTO PRELIMINARE per verifica ASSOGGETTABILITA'

LA CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

LE CONCESSIONARIE



autostrade // per l'italia

IL DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Giuseppe Colombo

Progettista / Progettazioni specialistiche / Validazione



AREA PROGETTAZIONE E
REALIZZAZIONE NUOVE OPERE
Il Responsabile
Roberto D'Avossa

AREA PROGETTAZIONE E
REALIZZAZIONE NUOVE OPERE
Il Progettista
Ing. Matteo Maraschi

Descrizione Elaborato

IDROLOGIA ED IDRAULICA

Relazione idrologica idraulica

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Marzo 2016	Emissione	PRNO	PRNO	DT
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-
E	-	-	-	-	-

Scala

Codifica Elaborato

5	0	2	2	P	I	D	R	0	0	1	R	0	X	X	X	X	X	X	A
Codice				Fase	Ambito			Progressivo	Tipo	Lotto	Zona	Opera			Tratto	Rev.			

Sommario

1	PREMESSA	3
2	PLUVIOMETRIA.....	3
2.1	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICHE 1-24 ORE	3
2.2	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICHE D < 1 ORA.....	5
2.3	PERIODO DI RITORNO ASSUNTO ALLA BASE DELLA PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	7
3	SISTEMA IDRAULICO DI RACCOLTA E SMALTIMENTO	8
3.1	ELEMENTI COSTITUENTI IL SISTEMA IDRAULICO DI RACCOLTA E SMALTIMENTO. 9	
3.1.1	Piattaforma in trincea ed in rilevato	9
3.1.2	Tratti in galleria.....	9
3.1.3	Fossi di guardia.....	9
3.1.4	Impianti di sollevamento.....	9
3.2	OPERE DI PRESIDIO IDRAULICO PER IL CONTROLLO QUALITATIVO E QUANTITATIVO ALLO SCARICO	10
3.2.1	Vasche di prima pioggia.....	10
3.2.2	Bacini d'infiltrazione	10
4	PRE-DIMENSIONAMENTO DELLA RETE IDRAULICA.....	11
4.1	TRATTI IN TRINCEA E RILEVATO	11
4.2	GALLERIE	12
4.3	FOSSI DI GUARDIA	12
4.4	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	13
4.5	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	15
4.5.1	Dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia.....	16
4.6	BACINI D'INFILTRAZIONE	19

1 PREMESSA

L'intervento prevede la localizzazione planimetrica del tratto di autostrada in progetto sull'attuale sede della SP 46 RIQUALIFICATA.

Nello specifico, l'intervento in oggetto poiché non interferisce con i corsi d'acqua non necessita di analisi in tal senso.

E' dunque oggetto della presente relazione l'analisi idrologica e la deduzione delle leggi di possibilità pluviometrica, utilizzate per le verifiche idrauliche del sistema di drenaggio e protezione della linea stradale.

2 PLUVIOMETRIA

A seguito della procedura di validazione del presente progetto, la valutazione dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica è stata revisionata aggiornando tali parametri alla data di luglio 2013 e contestualizzandoli allo specifico areale in esame.

2.1 Curve di possibilità pluviometriche 1-24 ore

A tal fine sono stati acquisiti in data Luglio 2013 dal sito di ARPA-Lombardia i parametri delle curve di possibilità pluviometriche per durate 1-24 ore esattamente sull'impronta stradale del tracciato in progetto.

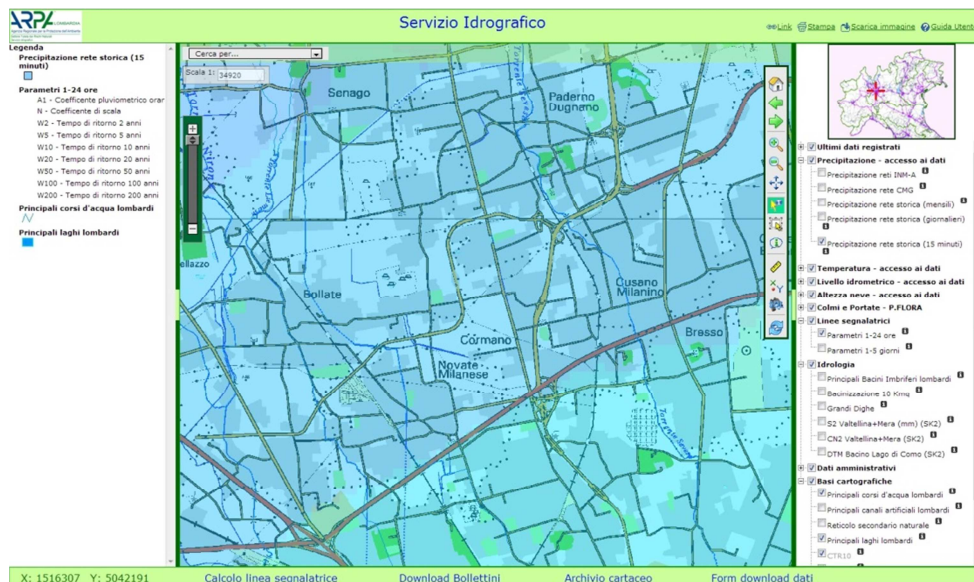


Figura 1 – LSPP 1-24 ore (fonte ARPA, comune Paderno Dugnano, luglio 2013)



stazione/punto geografico								
Nome	COMUNE	PROV	Descr	CGB_Nord	CGB_Est	Quota	ATTIVO	PROPRIETARIO
	Paderno Dugnano	MI		5044457	1511863			

1-24 ore									
parametri	a1 [mm/ore ⁿ]	n	w2	w5	w10	w20	w50	w100	w200
	31.4	0.2907	0.93	1.24	1.46	1.68	1.98	2.21	2.47

1-5 giorni									
parametri	a1 [mm/ore ⁿ]	n	w2	w5	w10	w20	w50	w100	w200
	21.4	0.3818	0.93	1.22	1.42	1.62	1.91	2.14	2.36

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

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

Figura 2 – Parametri pluviometrici estratti dal sito dell'ARPA Lombardia

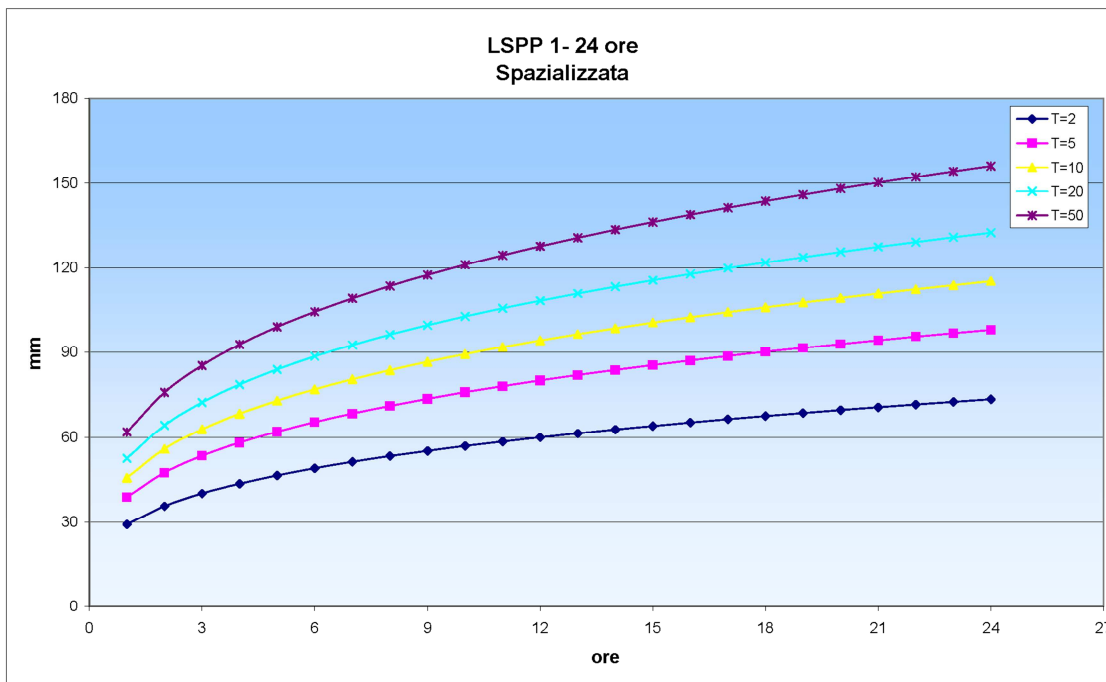


Figura 3 – LSPP 1-24 ore spazializzata (fonte ARPA, comune Paderno Dugnano, luglio 2013)

Dall'elaborazione di tali dati si ottiene che, per durate 1-24 ore:

Tabella 1 – Parametri della CPP per durate 1-24 ore

CPP 1-24 ore							
	TR2	TR5	TR10	TR20	TR50	TR100	TR200
n	a						
0.2907	29.19	38.90	45.74	52.60	62.01	69.52	77.42

Dalla regressione di tali parametri è stato ottenuto l'analogo valore del parametro "a" anche per tempo di ritorno TR=25 anni, tempo di ritorno fissato come riferimento progettuale (v. capitolo successivo). In particolare $a_{TR25}=55.11$.

2.2 Curve di possibilità pluviometriche $d < 1$ ora

Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico della rete di piattaforma, gli eventi idrologici maggiormente critici risultano quelli caratterizzati da precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora).

L'utilizzo di parametri "LSPP 1-24 ore" per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate in progetto. Per il presente progetto si è fatto quindi riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali. In letteratura sono infatti disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro $\rho(t) = h(t)/h(1)$, ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata t e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ($t < 2$ ore).

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro $\rho(t)$ è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico, 1986 e Calenda et al., 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al., 1990).

La Figura 4 mette a confronto i valori medi del parametro $\rho(t)$ ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

In particolare tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per $t = 1$ ora.

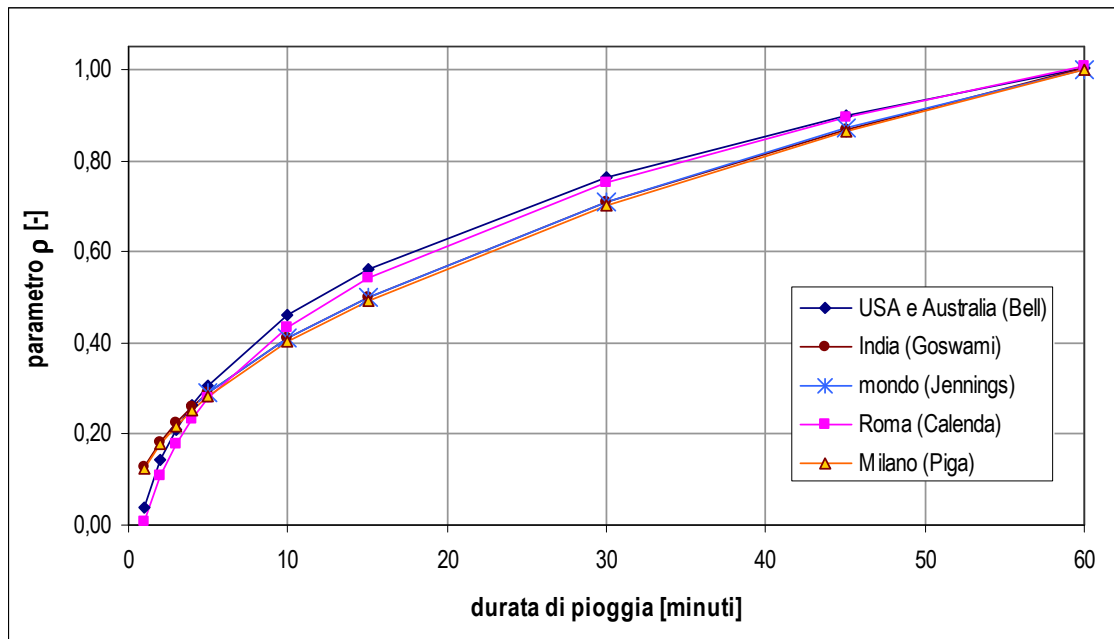


Figura 4 – Andamento del parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi.

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata da Hydrodata S.p.a. una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di $\rho(t)$ è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in Figura 4, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

In funzione dei parametri (a, n) della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di progetto, espressa nella forma monomia $h=a \cdot t^n$, si ottengono le altezze di pioggia $h(t)$ relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad $h(60)$ i valori assunti per il parametro $\rho(t)$, si ricavano quindi i valori di $h(t)$ per durate inferiori.

Diagrammando su un piano bi-logaritmico $[\ln(t), \ln(h)]$ i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta.

Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare (a', n'), parametri della curva di possibilità pluviometrica per $t < 60$ minuti.

I valori di $h(t)$ stimati mediante $\rho(t)$, per $t < 60$ minuti, dipendono da $h(60)$, ovvero unicamente da a (essendo t espresso in ore nella formula monomia, per $t=1$ si ottiene $h=a$). Estendendo la regressione anche all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro n viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva (a', n') sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Tabella 2 – Parametri della CPP per durate inferiori a 1 ora

CPP d<1 ora			
	TR20	TR25	TR100
n	a		
0.4350	51.75	54.22	68.38

2.3 Periodo di ritorno assunto alla base della progettazione del sistema di drenaggio

La grandezza comunemente presa a riferimento per il progetto delle opere idrauliche è il periodo di ritorno (o tempo di ritorno) T della portata al colmo di piena. Si assume che in corrispondenza di una precipitazione caratterizzata da un preassegnato valore di T , si generi una portata nel sistema di drenaggio statisticamente caratterizzata dallo stesso valore del tempo di ritorno.

Con il termine “periodo di ritorno” (o “tempo di ritorno”) si indica il numero di anni in cui il superamento del valore assegnato avviene mediamente una volta; alternativamente, il tempo di ritorno rappresenta il numero di anni che in media separano il verificarsi di due eventi di entità eguale o superiore alla soglia assegnata.

Il periodo di ritorno da assumere alla base della progettazione deve essere da un lato sufficientemente elevato da garantire il buon funzionamento della rete idraulica, e dall'altro accuratamente ponderato onde consentire un dimensionamento non eccessivamente oneroso. Si tratta, quindi, di trovare il giusto compromesso tecnico-economico.

La scelta del valore del periodo di ritorno da utilizzare nell'analisi idraulica è stata eseguita sulla base della tipologia e dell'importanza strategico-funzionale delle singole opere in progetto, basandosi su un'analisi del cosiddetto rischio d'insufficienza.

Si definisce rischio associato a una certa portata la probabilità che la portata stessa sia superata almeno una volta in un numero prefissato di anni; pertanto il rischio dipende dall'estensione del periodo considerato e dalla portata in esame, ovvero dal suo periodo di ritorno. Se il dimensionamento dell'opera è stato condotto con riferimento alla portata $Q(T)$ di T anni di periodo di ritorno, il rischio $R_N[Q(T)]$, ovvero la probabilità che, durante N anni di funzionamento, l'opera risulti insufficiente una o più volte, è esprimibile come:

$$R_N[Q(T)] = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (7)$$

La Tabella 3 fornisce i valori del rischio di insufficienza di un'opera dimensionata sulla base di un valore di portata corrispondente a un periodo di ritorno di 25 anni.

Tabella 3 - Valutazione del rischio d'insufficienza per $T = 25$ anni

Anni di vita dell'opera N [anni]	Rischio d'insufficienza R_N [%]
10	33.51
20	55.80
25	63.96
30	87.01
50	98.31
100	99.97

Dalla tabella risulta che il verificarsi di una o più crisi di una rete di drenaggio durante il suo periodo di funzionamento è un evento alquanto probabile. Ciò, peraltro, corrisponde a una precisa scelta progettuale, in quanto il contenimento del rischio di fallanza dell'opera comporta la necessità di incrementare sensibilmente il periodo di ritorno di progetto, con i conseguenti (ed in genere inaccettabili) incrementi delle dimensioni fisiche dei manufatti ed aggravi dei costi degli stessi.

Discende da ciò che nei calcoli di verifica o dimensionamento occorre preliminarmente stabilire quale rischio d'insufficienza si vuole accettare. In altri termini occorre fissare il valore del periodo di ritorno T di progetto.

La scelta di T discende da un compromesso tra l'esigenza di contenere la frequenza delle insufficienze idrauliche e la necessità di contenere le dimensioni dei collettori e, comunque, delle strutture di controllo delle portate, entro limiti economicamente accettabili e compatibili con i vincoli esistenti nel territorio interessato.

Tale compromesso, che dovrebbe discendere da analisi tipo costi-benefici, conduce ad adottare normalmente valori del periodo di ritorno tra i 10 e i 20-25 anni nei riguardi dei collettori.

In questa sede, data l'importanza dell'opera, si è deciso di utilizzare 25 anni come periodo di ritorno per la rete di drenaggio.

3 SISTEMA IDRAULICO DI RACCOLTA E SMALTIMENTO

Il tracciato di progetto prevede sezioni tipologiche correnti in rilevato, in trincea e anche in galleria.

In linea del tutto generale si può dire che il progetto preveda per il tratto di trincea un "ciclo chiuso", cioè che le acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale (sia di prima che di seconda pioggia) vengano convogliate, nella loro totalità e senza alcuna separazione, a mezzo di collettori circolari, ai manufatti di trattamento (vasca di prima pioggia). A valle di tali manufatti, previsti funzionanti in continuo, si ha l'immissione nei recapiti finali (normalmente bacini di infiltrazione e/o lagunaggio).

Per minimizzare l'impatto idraulico della nuova opera sul territorio, sull'idrografia superficiale e sulla rete di collettamento fognario artificiale (peraltro già ampiamente in difficoltà in tutto l'hinterland milanese) il principio generale applicato è di laminare l'acqua mediante bacini di infiltrazione e/o lagunaggio a fondo permeabile (disperdenti), che, oltre a determinare una fondamentale laminazione delle portate defluite dalla sede stradale, contribuiscono anche a ristabilire il riequilibrio ecologico dei deflussi.

Al piede dei tratti in rilevato, a raccolta delle acque, si prevedono fossi disperdenti, mentre in testa alle trincee (fatto salvo casi specifici in cui la morfologia del terreno declina allontanandosi dalla sede stradale) si prevedono, a protezione della piattaforma stradale, fossi di guardia disperdenti e/o rivestiti, che recapitano principalmente in aree disperdenti (fossi e micro-bacini).

Entrando maggiormente nel dettaglio, il drenaggio della piattaforma stradale della linea principale in trincea è demandato, per l'intera estensione dell'intervento di progetto, ad una coppia di collettori disposti, al di sotto della sede stradale, in posizione centrale o ai margini della sede stradale a seconda dell'inclinazione trasversale della superficie stradale.

I collettori collettano le acque meteoriche alla vasca di prima pioggia VPP, e successivamente vengono invasate e attraverso un impianto di sollevamento portate al bacino di infiltrazione e/o lagunaggio.

La necessità di sollevamento e recapito in un bacino di infiltrazione deriva dai seguenti elementi:

1. la vasca di prima pioggia si trova nella zona di oscillazione della falda di progetto, pertanto non è possibile disperdere le acque nel tratto sottostante la vasca medesima
2. non vi sono nelle immediate vicinanze i corsi d'acqua a cui recapitare le acque depurate.

3.1 Elementi costituenti il sistema idraulico di raccolta e smaltimento

3.1.1 Piattaforma in trincea ed in rilevato

La raccolta a margine carreggiata, nei tratti in rettilineo e di curva per la carreggiata interna, è realizzata per mezzo di una cunetta confinata da un cordolo delimitante la piattaforma ed opportunamente sagomata; lungo tale cunetta e ad interasse costante pari a 15 m sono posizionate le caditoie grigliate, larghe 30 cm e lunghe 1.0 m, che convogliano il deflusso nei collettori sottostanti. Ad interasse fissato di 15 m, il bacino sotteso alla caditoia nel caso più cautelativo genera una portata di circa 13 l/s. La geometria delle griglie, di larghezza 30 cm e lunghezza 1 m, visto il passo costante applicato a tutto il tracciato di 15 m, garantisce, anche nel caso di pendenze elevate, l'intercettazione di tutta la portata. Il fitto passo garantisce, in ogni modo, la raccolta dell'acqua anche in caso di ostruzione della griglia.

Il sistema di raccolta in trincea prevede, oltre alla raccolta di piattaforma già descritto, una raccolta separata per le acque di scarpata, che vengono coltate nella vasca e poi nel bacino di infiltrazione mediante rete dedicata. Il contributo delle scarpate è raccolto da canalette in calcestruzzo aventi sezione rettangolare 0.5x0.3 m e con pendenza parallela alla sede stradale.

3.1.2 Tratti in galleria

Il drenaggio delle gallerie deve garantire:

- lo smaltimento delle acque meteoriche trascinate, ad esempio, dal moto degli autoveicoli all'interno della stessa;
- lo smaltimento delle acque di infiltrazione dal rivestimento.

Il drenaggio della galleria previste in progetto risulta costituito da collettori laterali che raccolgono le acque di stillicidio provenienti dalla calotta ubicati da ambo le parti della sezione e da un collettore in plastica che raccoglie le acque di piattaforma provenienti dall'esterno come dall'interno della galleria (acque di precipitazione e/o sversate accidentalmente dai veicoli).

3.1.3 Fossi di guardia

Il progetto prevede la presenza di fossi di guardia di sezione trapezia (base minore 0.5 m, altezza 0.5 m inclinazione delle sponde 45°).

Nei tratti in rilevato, oltre a fornire una protezione dalle acque che dall'esterno possono pervenire al piede del rilevato medesimo, tali fossi, previsti in terra, sono destinati anche a raccogliere le acque. Stante la tipologia di strada si prevede che tali fossi possano essere disperdenti.

Nel caso dei tratti in trincea, dove di contro i fossi hanno solo la funzione di proteggere la strada, i fossi sono previsti in cls laddove la morfologia declina verso l'asse stradale, in terra sul lato opposto divergente.

Per il dimensionamento dei due manufatti (fossi rivestiti ed in terra) sono state applicate due differenti metodologie, stante la differente loro funzione.

Per i primi (fossi rivestiti) si è essenzialmente applicata la formula razionale in congiunzione con l'ipotesi di moto uniforme, così come esposto nel paragrafo precedente per il collettori. In tal caso tuttavia si è assunto per le acque di versante un coefficiente di afflusso pari a 0.5, mentre il coefficiente K_s è stato assunto pari a 60 m¹/3/s.

3.1.4 Impianti di sollevamento

L'analisi del tracciato plano-altimetrico dell'infrastruttura in progetto mostra la presenza di un punto in cui si rende necessaria la realizzazione di impianti di sollevamento, al fine di consentire il recapito dalle vasche di prima pioggia, al bacino di infiltrazione e/o lagunaggio

In corrispondenza del sollevamento è prevista una vasca di raccolta in cui sono alloggiate due pompe, una delle quali svolge la funzione di riserva attiva. E' previsto che la pompa di riserva entri in funzione parallelamente a quelle ordinarie in condizioni di emergenza. Le condotte di mandata sono state proporzionate imponendo una velocità media di portata non superiore a 1.5 m/s.

3.2 Opere di presidio idraulico per il controllo qualitativo e quantitativo allo scarico

Il progetto prevede che tutte le reti di raccolta del tratto in trincea, a monte dell'immissione nei recapiti in sottosuolo, siano previste vasche di prima pioggia con funzionamento in continuo.

3.2.1 Vasche di prima pioggia

Le soluzioni progettuali adottate sono volte ad assicurare la completa protezione ambientale del territorio secondo le vigenti norme, con particolare riferimento alla salvaguardia dei recapiti finali, rappresentati principalmente dal suolo.

L'allontanamento delle acque piovane dalle infrastrutture stradali avviene di norma essenzialmente attraverso tubazioni, canalette e fossi che a loro volta scaricano nei ricettori naturali.

Le acque meteoriche che ricadono sulle viabilità in progetto subiscono un processo di separazione tra prime piogge, considerate ad alta concentrazione di inquinanti, e seconde piogge, considerate sostanzialmente "bianche". Le prime piogge subiscono un processo di sedimentazione e disoleazione, al fine dell'abbattimento degli inquinanti.

Sulla base della legge regionale n°4 del 24 Marzo 2006, è stata prevista la realizzazione di un ciclo chiuso di trattamento per le acque di prima pioggia. Rimandando alla planimetria idraulica la localizzazione dei singoli manufatti, nel capitolo seguente si riportano le valutazioni che hanno portato al dimensionamento di questi dispositivi.

Il volume dei manufatti effettivamente previsti nel progetto è stato definito in ogni caso tenendo conto dell'esigenza di contenere un eventuale versamento accidentale da parte di un'autocisterna (40 m3).

Le vasche di prima pioggia sono previste funzionare in continuo, applicando la tecnologia delle vasche in c.a. prefabbricate all'interno delle quali sono ricavati i volumi necessari. Esse saranno costituite da comparti separati, per la sedimentazione e la separazione degli olii, con la presenza di filtri a coalescenza e del tipo Adsorboil. Tale ultimo accorgimento consente, come è noto, di migliorare sensibilmente l'efficacia di rimozione delle sostanze oleose, in quanto si combina la flottazione naturale dovuta alla minore densità con l'azione di agglomerazione delle particelle grasse in coaguli più facilmente intercettabili dal filtro.

3.2.2 Bacini d'infiltrazione

I bacini di infiltrazione sono delle vasche di laminazione con fondo filtrante operando pertanto un controllo qualitativo oltre che quantitativo.

La possibilità di utilizzare questo tipo di soluzione dipende: dalla permeabilità del terreno, dal livello max della falda (almeno 0.9 m sotto il fondo del bacino), da pendenze longitudinali basse.

Rimozione sostanze inquinanti

Si riportano di seguito i risultati indicati dalla Federal Highway Administration

FHWA. Estimated pollutant removal effectiveness for infiltration basins (%)						
TSS	TP	TN	Metals	BOD	Bacteria	Comments
75	50- 55	45 - 55	75 - 80	70	75	Capture of 12.7 mm (0.5 in) of runoff (first flush)
99	65- 75	60 - 70	95 - 99	80	90	Capture of 25.4 mm (1 in) of runoff

90	60- 70	55 - 60	85 - 90	80	90	Capture of 50.8 mm (2 in) of runoff
Source: Schueler (1987).						

Manutenzione

Lo strato superficiale è affetto da facile intasamento, pertanto è necessaria una manutenzione atta a rimuovere periodicamente i sedimenti del materiale depositato.

La letteratura consiglia la rimozione almeno due volte all'anno o dopo ogni grande evento meteorico, lo strato di materiale che si deposita sul fondo del bacino e ripristinare la capacità d'infiltrazione "smuovendo" il terreno (ciotoli) di base.

La vita utile è funzione della manutenzione periodica. In letteratura viene indicata intorno a 5-10 anni.

4 PRE-DIMENSIONAMENTO DELLA RETE IDRAULICA

4.1 Tratti in trincea e rilevato

La rete di drenaggio sia per i tratti in trincea che per quelli in rilevato prevede collettori circolari in materiale plastico per la raccolta ed il collettamento di tutte le acque zenitali pertinenti alla piattaforma stradale.

Per la determinazione delle portate di punta in corrispondenza delle singole sezioni della rete di drenaggio, è stato utilizzato il "metodo razionale", che si basa sul presupposto che la pioggia critica per una determinata sezione abbia una durata uguale al tempo di corrivazione, definito come quello che una particella idrica, caduta nel punto del bacino più lontano dalla sezione, impiega a raggiungere la sezione stessa. Pertanto, secondo tale metodo il massimo valore di portata Q_T che, per un assegnato valore del periodo di ritorno T , perviene alla sezione di chiusura di un bacino è espresso da:

$$Q_T = i(t_c) \phi A \quad (2)$$

in cui si è indicato con ϕ il coefficiente di afflusso medio, con A la superficie colante e con $i(t_c)$ il valore dell'intensità di pioggia di un evento di durata pari al tempo di corrivazione t_c .

La valutazione delle grandezze che compaiono a secondo membro della formula è stata effettuata determinando dalla planimetria, per ciascuna sezione di calcolo (nodo idraulico), l'estensione dell'area colante A . In considerazione delle caratteristiche delle superfici interessate, per quanto riguarda i collettori circolari si è assunto un valore del coefficiente di afflusso medio pari a 0.9 per la piattaforma stradale, 0.6 per l'eventuale superficie di trincea e 0.3 per la superficie esterna.

Come si è detto, il valore massimo dell'intensità e quindi dell'afflusso meteorico si ha per una durata della pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino; per ciascuna sezione di calcolo esso è stato valutato come somma del tempo di accesso alla rete (assunto pari a 5 minuti), e del tempo di percorrenza del tratto immediatamente a monte della sezione di calcolo, che va ricercato per via iterativa in quanto funzione della portata Q_T .

La valutazione dell'intensità di pioggia corrispondente ad un evento meteorico di durata pari al tempo di corrivazione viene naturalmente effettuata con la legge biparametrica (per durate inferiori all'ora) riportata in precedenza.

Per il calcolo del tempo di percorrenza si è fatto riferimento alla condizione di moto uniforme, applicando la nota formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \sigma R^{2/3} i^{1/2} \quad (3)$$

in cui si è indicato con:

- Q la portata (m³/s);
- i la pendenza del manufatto (m/m);
- σ la sezione idrica (m²);
- R il raggio idraulico, pari al rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato (m);
- K_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler e Strickler (m^{1/3}/s).

Il valore del coefficiente di Gauckler e Strickler è stato assunto pari a 70 m^{1/3}/s.

La posa dei collettori in linea generale infatti risponde al requisito di minimo ricoprimento garantito pari a 70 cm.

Al fine di limitare le perdite concentrate e migliorare il deflusso: nel cambio di diametro tutti i collettori saranno raccordati a cielo, in corrispondenza di ogni curva superiore a 45° sarà posizionato un pozzetto all'interno del quale si concentrerà la perdita localizzata. All'interno dello stesso pozzetto la vaschetta di fondo garantirà, contestualmente alla dissipazione della perdita di carico anche il deposito di materiale trasportato.

4.2 Gallerie

- Il drenaggio delle gallerie deve garantire:
 - lo smaltimento delle acque meteoriche trascinate, ad esempio, dal moto degli autoveicoli all'interno della stessa;
 - lo smaltimento delle acque di infiltrazione dal rivestimento.
- Il drenaggio delle gallerie previste in progetto, siano esse nel tratto di autostrada o sulla viabilità secondaria, risulta costituito da collettori laterali che raccolgono le acque di stillicidio provenienti dalla calotta ubicati da ambo le parti della sezione e da un collettore in plastica che raccoglie le acque di piattaforma provenienti dall'esterno come dall'interno della galleria (acque di precipitazione e/o sversate accidentalmente dai veicoli).
- Le tubazioni sono dimensionate con lo scopo di garantire una agevole manutenzione e pulizia, considerando peraltro l'accidentalità degli eventi causa di sversamenti ed i modesti valori delle portate di acqua di drenaggio del rivestimento.
- Per il dimensionamento e la verifica si sono utilizzati i medesimi criteri di verifica e dimensionamento adottati nel caso del drenaggio dei rilevati.

4.3 Fossi di guardia

- Il progetto prevede la presenza di fossi di guardia di sezione trapezia (base minore 0.5 m, altezza 0.5 m inclinazione delle sponde 45°).
- Nei tratti in rilevato, oltre a fornire una protezione dalle acque che dall'esterno possono pervenire al piede del rilevato medesimo, tali fossi, previsti in terra, sono destinati anche a raccogliere le acque delle scarpate. Stante la qualità delle acque in oggetto (di scarpata ed esterne) si prevede che tali fossi possano essere disperdenti.
- Nel caso dei tratti in trincea, dove di contro i fossi hanno solo la funzione di proteggere la strada, i fossi sono previsti in cls laddove la morfologia declina verso l'asse stradale, in terra sul lato

opposto divergente.

- Per il dimensionamento dei due manufatti (fossi rivestiti ed in terra) sono state applicate due differenti metodologie, stante la differente loro funzione.
- Per i primi (fossi rivestiti) si è essenzialmente applicata la formula razionale in congiunzione con l'ipotesi di moto uniforme, così come esposto nel paragrafo precedente per il collettori. In tal caso tuttavia si è assunto per le acque di versante un coefficiente di afflusso pari a 0.5, mentre il coefficiente K_s è stato assunto pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Il massimo grado di riempimento è inferiore al 70%. Ne caso del fosso FR1, all'inizio del Lotto 2, la verifica è stata condotta anche in relazione alla capacità di invaso del canale associata alla capacità di invaso e dispersione del bacino disperdente specificamente dedicato e posto all'altezza della prog. AP 0+685.

- La verifica e dimensionamento dei fossi disperdenti diventa secondario nel momento in cui il sistema, come nel caso in esame, prevede l'intero collettamento delle acque di piattaforma all'interno del sistema di collettori. Si ricorda infatti che anche le acque di seconda pioggia vengono convogliate verso le ponding area. I fossi biofiltranti rimangono nel sistema come elementi perimetrali di sicurezza, oltre che ovviamente come raccolta delle acque di scarpata.
- Per la verifica è stato condotta col metodo dell'invaso nel caso più cautelativo del progetto, ovvero la superficie specifica di scarpata maggiore, corrispondente a 15 m^2 su metro lineare e una superficie esterna
- Si è assunto un valore del coefficiente di afflusso pari a 0.6 per le scarpate. Il tempo di corrivazione per tali aree è stato assunto pari a 10 minuti. La portata critica di tale bacino è di circa 0.4 l/s .
- Il coefficiente di filtrazione per i fossi è stato assunto pari a 10^{-2} mm/s , applicata ad una superficie di 1.5 m^2 su metro lineare. Per la valutazione della portata in uscita si è infatti ipotizzato che la filtrazione avvenga attraverso le pareti laterali ed il fondo del fosso medesimo. La portata in uscita è stata pertanto valutata moltiplicando la velocità di filtrazione per la superficie (fondo + laterale) bagnata dal liquido. La velocità di filtrazione, a sua volta, è stata calcolata, in accordo con "Sistemi di Fognatura: manuale di progettazione," (Hoepli, 2001), assumendo un valore unitario della cadente piezometrica. La portata disperdente a metro lineare del fosso è pertanto calcolata in 0.015 l/s .
- Il calcolo del volume di laminazione col metodo di corrivazione definisce una durata critica di 4 ore e un volume necessario di circa 0.5 m^3 .
- La configurazione adottata nel progetto garantisce che tutte le acque di scarpata siano trattenute e laminate all'interno dei fossi di pertinenza, senza gravare in termini di volumi e portate sul territorio circostante.
-

4.4 Impianti di sollevamento

Come già richiamato in precedenza, l'analisi di dettaglio del tracciato plano-altimetrico dell'infrastruttura in progetto mostra la presenza di alcuni punti in cui si rende necessaria la realizzazione di un impianto di sollevamento, al fine di consentire il recapito nelle vasche di prima pioggia.

In corrispondenza di ciascun sollevamento è prevista una vasca di raccolta in cui sono alloggiare due/tre pompe, una delle quali svolge la funzione di riserva attiva. E' previsto che la pompa di riserva entri in funzione parallelamente a quelle ordinarie in condizioni di emergenza. Le condotte di mandata sono state proporzionate imponendo una velocità media di portata non superiore a 1.5

m/s.

- Noto pertanto il valore della portata (Q), stimate le perdite di carico nelle condotte di mandata (previste in acciaio) e noto il dislivello geodetico, valutato rispetto alla quota di recapito, è stata calcolata la prevalenza manometrica delle singole pompe (ΔH). Tuttavia, per il calcolo della potenza dell'impianto, in via precauzionale, si è imposto comunque un valore di prevalenza non inferiore a 10 m. La potenza della singola pompa (in kW) è stata valutata in base alla relazione

$$P = 9.81 \frac{Q \Delta H}{\eta} \quad (8)$$

- Si assume un valore del rendimento η pari a 0.5,
- Le portate Q25 sono valori di punta che la stazione di sollevamento, grazie al suo volume volano è in grado di compensare. Qualora l'andamento temporale delle piogge fosse tale da mettere in crisi tale ipotesi, è previsto che le pompe di emergenza si attivino garantendo l'allontanamento di un valore di portata almeno pari a quella di punta.
- Per quanto attiene il volume utile minimo da assegnare alle vasche, cioè quello compreso tra il livello più alto di avviamento e quello più basso di arresto, esso è stato determinato in maniera tale da garantire un soddisfacente lavoro delle pompe nelle condizioni del regime di afflusso che generano il massimo numero di avviamenti orari.
- Per assicurare una più lunga durata ai motori elettrici delle pompe è, infatti, buona norma evitare avviamenti troppo frequenti, in modo da lasciare il tempo necessario per dissipare il calore prodotto dalle correnti di spunto dei motori elettrici.
- Nel caso in cui il funzionamento avvenga con una sola pompa, funzionante a portata costante (Q) e con riferimento alla condizione più gravosa, che si consegue allorché la portata in arrivo alla vasca sia la metà della portata della pompa (cfr. ad esempio Appunti di Costruzioni idrauliche, Girolamo Ippolito, II ed. 1995, pag. 486), uguagliando il tempo totale occorrente per il riempimento e lo svuotamento della capacità a quello che intercorre tra un avviamento ed il successivo, si perviene alla semplice espressione:

$$W_{\min} = 0.9 \frac{Q}{n} \quad (9)$$

- avendo indicato con W_{\min} la capacità in m^3 , Q la portata in l/s e con n il numero di avviamenti ammissibili in un'ora (assunto pari a 8). L'applicazione della (9) conduce alla stima del volume minimo utile delle vasche:

4.5 Vasche di prima pioggia

Le soluzioni progettuali adottate sono volte ad assicurare la completa protezione ambientale del territorio secondo le vigenti norme, con particolare riferimento alla salvaguardia dei recapiti finali, rappresentati principalmente dal suolo.

L'allontanamento delle acque piovane dalle infrastrutture stradali avviene di norma essenzialmente attraverso tubazioni, canalette e fossi che a loro volta scaricano nei ricettori naturali.

Il decreto legislativo n°152 del 3 aprile 2006, già citato nei capitoli precedenti, e le sue successive modifiche ed integrazioni (D.L. 8 novembre 2006, n. 284 con "Disposizioni correttive e integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale") si pone al termine dell'iter legislativo per la normativa riguardante l'ambiente. Esso disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche nella sua parte terza. In particolare esso conferma i vincoli alla dispersione nel sottosuolo delle acque meteoriche provenienti da piazzali e strade, già indicati nel testo unico sulle acque (Dlgs 11 maggio 1999, n.152) e le successive correzioni e integrazioni (Dlgs 18 agosto 2000, n.258).

Sulla base di quanto indicato, le acque meteoriche che ricadono sulle viabilità in progetto devono subire un processo di separazione tra prime piogge, considerate ad alta concentrazione di inquinanti, e seconde piogge, considerate sostanzialmente "bianche". Le prime piogge devono subire un processo di sedimentazione e disoleazione, al fine dell'abbattimento degli inquinanti.

Per la quantificazione delle acque di prima pioggia si rimanda al Regolamento della Regione Lombardia n°4 del 24 Marzo 2006 "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne" e successive integrazioni, di cui si riportano i seguenti stralci:

- 1. "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio [...] assumendo che l'evento si verifichi in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte o ad uso agricolo."
- 2. "Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in corpo d'acqua superficiale, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 m³ per ettaro di superficie scolante".

Sulla base della legge regionale citata è stata prevista la realizzazione di un ciclo chiuso di trattamento per le acque di prima pioggia. Rimandando alla planimetria idraulica la localizzazione dei singoli manufatti, nel capitolo seguente si riportano le valutazioni che hanno portato al dimensionamento di questi dispositivi.

Il volume dei manufatti effettivamente previsti nel progetto è stato definito in ogni caso tenendo conto dell'esigenza di contenere un eventuale versamento accidentale da parte di un'autocisterna (40 m³).

Le vasche di prima pioggia sono previste funzionare in continuo, applicando la tecnologia delle vasche in c.a. prefabbricate all'interno delle quali sono ricavati i volumi necessari. Esse saranno costituite da comparti separati, per la sedimentazione e la separazione degli olii, con la presenza di filtri a coalescenza e del tipo Adsorbil. Tale ultimo accorgimento consente, come è noto, di migliorare sensibilmente l'efficacia di rimozione delle sostanze oleose, in quanto si combina la flottazione naturale dovuta alla minore densità con l'azione di agglomerazione delle particelle grasse in coaguli più facilmente intercettabili dal filtro.

4.5.1 Dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia

Introduzione

Il presente capitolo descrive le caratteristiche costruttive e le modalità di funzionamento degli impianti proposti al trattamento delle acque di prima pioggia e meteoriche di dilavamento della sedi stradali e delle relative pertinenze. L'impianto provvede contestualmente alla separazione e all'accumulo di liquidi leggeri (benzina, petrolio, ecc.) derivanti da eventuali sversamenti accidentali e al trattenimento delle particelle solide sedimentabili trasportate all'interno della rete.

Descrizione generale dell'impianto

In linea generale, l'impianto consiste in una trappola preposta alla separazione e alla segregazione dell'olio e della fanghiglia, trascinati dalle acque meteoriche di dilavamento precipitanti sulle strade adibite a viabilità autoveicolare al fine di produrre un effluente chiarificato conforme ai limiti di emissione previsti dalle norme per le varie tipologie di scarico (fognatura, acque superficiali, suolo). L'impianto è conformato e attrezzato in modo da collettare il flusso entrante, conferendolo in un apposito bacino di raccolta e contenimento, qualora sia costituito prevalentemente da liquidi leggeri (benzina, petrolio, ecc.) presumibilmente derivanti da sversamenti accidentali.

L'impianto quindi consiste in un separatore per liquidi leggeri che, in quanto tale, è regolamentato dalle norme UNI EN 858-1 e UNI EN 858-2. In particolare, in assonanza con le raccomandazioni del punto 4.1 della UNI EN 858-2, l'impianto viene adibito al trattamento delle acque meteoriche di dilavamento di strade e contestuale contenimento di qualunque rovesciamento di liquido leggero.

Struttura di contenimento

L'impianto è realizzato con l'impiego di vasche monoblocco prefabbricate in calcestruzzo armato vibrato che, essendo realizzate a getto in soluzione monoblocco, forniscono la massima garanzia di tenuta idraulica, di resistenza strutturale e di durata nel tempo. Nella posa in opera le vasche di contenimento dell'impianto vengono interrate a livello della condotta drenante e ricoperte al piano di campagna mediante una copertura carrabile (spessore 20 cm) costituita da solette in calcestruzzo armato recanti le aperture e relativi chiusini di classe adeguata sufficienti in numero e posizionamento per l'ispezione dell'interno vasca e per la manutenzione dei componenti impiantistici ivi installati.

In via generale la configurazione dell'impianto comprende i seguenti elementi principali:

- 1) pozzetto scolmatore preposto ad inviare a trattamento le acque di prima pioggia e veicolare attraverso il bypass, quindi senza trattamento, le portate eccedenti.
 - 2) bacino di sedimentazione preposto alla rimozione della fanghiglia contenuta nelle acque meteoriche di dilavamento della sede stradale;
 - 3) bacino di disoleazione preposto alla rimozione delle sospensioni oleose contenute nell'acqua decantata defluente dal bacino di sedimentazione;
- Stante la modularità delle vasche impiegate, i bacini possono essere realizzati mediante una o più vasche accoppiate fra di loro.
 - Ad ulteriore chiarimento di quanto sopra esposto e a solo titolo indicativo, si rimanda agli allegati elaborati grafici dove è raffigurata la tipologia di impianto impiegata in ogni caso.

Attrezzature

- La condotta di drenaggio delle acque meteoriche di dilavamento della sede stradale nonché degli eventuali liquidi ivi sversati accidentalmente si immette nell'impianto in corrispondenza del bacino di sedimentazione, dopo essere passato attraverso il pozzetto scolmatore. La vasca II

sedimentatore comunica per troppo pieno con quello di disoleazione attraverso una o più tubazioni (una per ogni vasca).

Il bacino di disoleazione è un separatore di classe I (separatore coalescente secondo la definizione della tabella 1 della UNI EN 858-1) equipaggiato con un filtro a coalescenza ed un serbatoio di raccolta e accumulo dello strato d'olio galleggiante.

Il filtro a coalescenza consiste in un blocco di polietilene espanso confinato in una gabbia aperta su tutti i lati meno che su una parete laterale che è cieca. Fra il fondo del filtro e quello della vasca è alloggiato il circuito di controlavaggio del filtro ad aria compressa realizzato con tubi forati. In fondo alla parete cieca è innestata la condotta di uscita di modo che l'acqua chiarificata può fuoriuscire dal bacino solo dopo aver attraversato il filtro con flusso discendente.

Per ottemperare alla necessità di trattenere lo sversamento accidentale di volume massimo pari a 40 m³ fuoriuscito da un'autocisterna, si provvederà a garantire un volume utile complessivo delle vasche che costituiscono l'impianto almeno pari a tale valore.

Modalità di funzionamento

In condizioni di funzionamento normale le acque meteoriche si immettono nel bacino di sfangamento dove i solidi sedimentabili si depositano sul fondo mentre l'acqua decantata e le sospensioni oleose defluiscono nel bacino di disoleazione. Qui, le sospensioni oleose risalgono in superficie mentre la sottostante acqua chiarificata attraversa il filtro a coalescenza e si immette nella condotta di scarico. Nell'attraversamento del filtro, le microparticelle oleose sfuggite al galleggiamento e trascinate dall'acqua coalescono formando sospensioni più consistenti che si separano risalendo in superficie.

Quando il serbatoio di accumulo dell'olio è pieno occorre provvedere al suo svuotamento tramite autosurgo, nel caso, contestualmente con l'estrazione della fanghiglia dal bacino di sfangamento.

Periodicamente è altresì necessario effettuare il controlavaggio con aria compressa del filtro a coalescenza, in modo da evitare che l'eccessivo intasamento del mezzo filtrante provochi un innalzamento del livello dell'acqua nel bacino di disoleazione.

Il disoleatore, dimensionato in osservanza dei requisiti minimi richiesti dalle norme UNI EN 858-1 e 2, deve essere in grado di rimuovere gli oli presenti nelle acque di dilavamento fino ad un contenuto residuo non superiore a 5 mg/l. Tale concentrazione è conforme ai limiti di emissione previsti dalla tabella 3 dell'allegato 5 alla parte terza del D.Lgs. n. 152/2006 per lo scarico dell'acqua depurata in corso d'acqua superficiale e in fognatura. A questo riguardo, al fine di consentire la verifica di tale conformità, lungo la condotta di scarico dell'acqua depurata dovrà essere realizzato un pozzetto di campionamento ad uso degli organi di controllo e degli operatori addetti alla manutenzione e alla gestione dell'impianto.

In una situazione di emergenza, provocata dallo sversamento accidentale di liquidi leggeri sulla sede stradale, il filtro a coalescenza provvederà a separare le sostanze oleose che, grazie al loro peso specifico, si accumuleranno negli strati più superficiali internamente alle vasche. Nel caso di sversamento massimo di 40 m³ lo strato gli idrocarburi separati ed accumulati nelle vasche raggiungeranno uno spessore tale da dover essere compatibile con quello disponibile tra il pelo libero (individuato dalla quota di uscita dei tubi dal disoleatore) e la quota minima per la quale rimane efficace il filtro a coalescenza.

Criteri di dimensionamento dell'impianto

Le acque meteoriche provenienti dalle sedi stradali e relative pertinenze vengono in genere convogliate all'impianto di trattamento mediante una serie di canalizzazioni che corrono lungo uno o ambedue i lati della strada. Il progetto di queste canalizzazioni e il calcolo delle portate nei vari tratti

del tracciato sono stati definiti nei precedenti capitoli, da cui risulta il valore della portata massima dell'acqua piovana (pioggia di piena) addotta all'impianto.

Calcolo della portata massima dell'acqua piovana

Occorre considerare che, a differenza dei piazzali dove il tempo di corrivazione è in genere di piccola entità (dell'ordine del minuto), nelle sedi stradali tale tempo può risultare molto più elevato (dell'ordine dell'ora). Ne deriva la possibilità che, prima del termine della pioggia di progetto, all'impianto sia pervenuta una quantità di acqua piovana complessivamente pari a quella classificata come prima pioggia. Nel qual caso è lecito parzializzare il flusso entrante nell'impianto di trattamento mediante l'installazione a monte di uno sfioratore.

La portata del flusso passante nello sfioratore Q_{1p} può essere calcolata mediante la sottostante relazione risultante dal bilancio della massa entrante nell'impianto.

$$Q_{1p} = \sqrt{\frac{2 * 10000 * h_{1p} * A * Q_r}{3600\delta}}$$

dove:

- Q_{1p} è la portata massima dell'acqua piovana in l/s corrispondente al trattamento completo delle acque di prima pioggia;
- h_{1p} è la massima altezza di precipitazione in mm (5 mm);
- δ è il tempo di corrivazione in h;

Nelle situazioni in cui risulta $Q_{1p} < Q_r$ la portata di progetto dell'impianto di trattamento può essere assunta pari a Q_{1p} . In tal caso, la differenza $Q_r - Q_{1p}$ rappresenta la portata dell'eccesso di flusso che viene sfiorato e scaricato tal quale nella condotta di piena collegata allo sfioratore.

Calcolo della dimensione nominale del disoleatore

La dimensione nominale NS del disoleatore, così come definita dal punto 3.7 della UNI EN 858-1, viene calcolata mediante la relazione (1) della UNI EN 858-2:

- $NS = Q_{prog} * f_d$

dove:

- Q_{prog} è la già calcolata portata di progetto in l/s;
- f_d è il fattore di densità dell'olio inquinante il cui valore minimo raccomandato è specificato dal prospetto 3 della stessa norma riepilogato nella tabella che segue.

La dimensione nominale da assegnare al disoleatore è quella uguale o immediatamente superiore al valore calcolato tramite la suddetta relazione compresa nella lista delle dimensioni preferenziali di cui al punto 5 della UNI EN 858-1.

Tabella 4 - - Fattore di densità dell'olio f_d

Classe separatore	Densità dell'olio (g/cm ³)		
	Fino a 0,85	Da 0,85 a 0,90	Da 0,9 a 0,95
II	1	2	3
I	1	1,5	2
I-II	1	1	1

•

Dimensionamento dell'impianto

Il prospetto 5 della UNI EN 858 - 2 dispone che per le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotte dal traffico, il volume del bacino di sfangamento V_s espresso in m³ deve risultare:

$$V_s \geq \frac{0,1 * NS}{f_d}$$

Al contempo, il punto 6.5.6.2 della UNI EN 858 - 1 dispone che per i disoleatori gettati in opera di dimensioni nominali non inferiori a NS 150, l'area superficiale del bacino di disoleazione A_d espressa in m² e il relativo volume totale V_d espresso in m³ devono risultare:

$$A_d \geq 0,2 * NS \quad V_d \geq 0,5 * NS$$

I dispositivi previsti in progetto sono costituiti attraverso la composizione di elementi prefabbricati normalmente in commercio, in modo da garantire i parametri geometrici V_s , A_d e V_d .

Tuttavia le dimensioni delle vasche riportate negli elaborati grafici potranno essere differenti in funzione della fornitura, ma dovranno garantire attraverso apposita certificazione il trattamento di una portata di punta pari al valore NS ed il rispetto dei limiti di scarico imposti dalla normativa vigente.

4.6 Bacini d'infiltrazione

Le vasche disperdenti dal punto di vista strutturale sono composte da un bacino con letto in ghiaia, che favorisce altresì lo sviluppo del meccanismo depurativo.

Il dimensionamento di tali bacini è stato condotto in analogia al dimensionamento delle vasche volano applicando il metodo cinematico; non è pertanto la portata critica del collettore afferente l'elemento discriminante, bensì la durata critica della vasca.

Per la valutazione della portata in uscita si è ipotizzato che la filtrazione avvenga attraverso il fondo e le sponde dell'area. La portata in uscita è stata pertanto valutata moltiplicando la velocità di filtrazione per la superficie (fondo e sponde) dell'area. La velocità di filtrazione, a sua volta, è stata calcolata, in accordo con "Sistemi di Fognatura: manuale di progettazione" (Hoepli, 2001), assumendo un valore unitario della cadente piezometrica.

Il coefficiente di filtrazione è stato assunto sulla scorta delle risultanze della specifica campagna geognostica effettuata lungo il tracciato. In particolare le prove di permeabilità, condotte anche alla profondità media di scavo dell'area (circa 2-3m) hanno permesso di assumere valori del coefficiente pari a $3 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Determinando iterativamente durata dell'evento piovoso TR25 anni è stato possibile determinare la durata critica alla quale corrisponde il massimo valore del volume di laminazione (ovviamente a parità di superficie disperdente del bacino).

Le quote di fondo dell'area garantiscono uno spessore-filtro di ricoprimento rispetto alla falda esistente sempre superiore a quanto indicato nel capitolo 3.