

Struttura Territoriale Emilia Romagna  
Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970  
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

**S.S. 67 "Tosco-Romagnola"  
Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna**

**PROGETTO DEFINITIVO**

PROGETTISTI: <i>Zollet Ingegneria Srl</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE			
IL GEOLOGO					
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE					
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO					
PROTOCOLLO	DATA				

**IDROLOGIA E IDRAULICA  
Relazione idrologica e idraulica**

CODICE PROGETTO <b>PROGETTO</b> BO328		NOME FILE T00ID00IDRRE01B.doc			REVISIONE	SCALA
		CODICE ELAB. T00ID00IDRRE01			B	–
B	REVISIONE 1° EMISSIONE	Febbraio 2021	M. Polesana	M.Zanchettin	L. Zollet	
A	EMISSIONE	Settembre 2020	G. Bogo	M. Zanchettin	L. Zollet	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	





Comune di RAVENNA (RA)

Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna  
Prestazione di servizi tecnici per la redazione dello studio di fattibilità tecnica ed economica, progetto definitivo ed esecutivo.

**PROGETTO DEFINITIVO**

Lavori di adeguamento da Classe al Porto di Ravenna

**RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA**

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>VINCOLI PRESENTI</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO</b>	<b>9</b>
4.1	SISTEMA DI DRENAGGIO SEPARATO	9
4.2	MEMBRANA TIPO S.A.M.I.	9
4.3	TRATTI IN RILEVATO – RETTIFILO	10
4.3.1	Collettori circolari di diametro variabile in PEAD	10
4.4	TRATTI IN RILEVATO – CURVE	11
4.5	EMBRICI	11
4.6	FOSSI DI GUARDIA	11
4.7	TRATTI IN VIADOTTO	11
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA</b>	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO RETE DI RACCOLTA E SMALTIMENTO</b>	<b>14</b>
6.1	DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO	14
6.2	INDICAZIONI CONSORZIO DI BONIFICA DELLA ROMAGNA	14
6.3	ULTERIORE ANALISI SULL'EVENTO DI RIFERIMENTO	15
6.4	CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO – METODO RAZIONALE	19
6.5	COEFFICIENTI DI DEFLUSSO	20
6.6	TEMPI DI CORRIVAZIONE	20
6.7	METODO DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE IDRAULICA	20
6.8	CALCOLO DELLO SFORZO AL FONDO CRITICO	21
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA</b>	<b>23</b>
7.1	APPLICAZIONE DGR 286/05 E 1860/06 REGIONE EMILIA ROMAGNA	25
<b>8</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE DI DRENAGGIO</b>	<b>27</b>
8.1	ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – INTERASSE MINIMO TRA LE CADITOIE	27
8.2	ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – PARAMETRI DEL CONSORZIO DI BONIFICA	27
8.3	ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA CALCOLATA "RAVENNA URBANA"	29
8.4	QUANTITÀ ACQUE DI PRIMA PIOGGIA E DIMENSIONI VASCHE DI TRATTAMENTO	31
8.5	PUNTI DI RECAPITO DELLA PORTATA DRENATA	32
8.6	DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA – TRATTO F-G	33
<b>9</b>	<b>DETTAGLI DELLA RETE DI DRENAGGIO</b>	<b>34</b>
9.1	COLLETTORI	34

9.2	POZZETTI SCOLMATORI	34
9.3	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	34
9.4	PARTICOLARE IN CORRISPONDENZA DELL'IMMISSIONE NEI RICETTORI	35
<b>10</b>	<b>VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI OGGETTO DI ALLARGAMENTO</b>	<b>37</b>
10.1	INTERFERENZA CON IL RETICOLO IDRAULICO IN GESTIONE AL CONSORZIO DI BONIFICA DELLA ROMAGNA	37
10.2	CALCOLO DELLA PORTATA ALLO STATO DI FATTO IN CORRISPONDENZA DELLE SEZIONI DI CHIUSURA	38
10.3	CALCOLO DELLA PORTATA AMMISSIBILE NELLA SEZIONE DEL CANALE	40
10.4	VERIFICA DELLE SEZIONI CON LA PORTATA ALLO STATO DI FATTO	42
10.5	VERIFICA DELLE SEZIONI CON LA PORTATA DI PROGETTO	43
<b>11</b>	<b>INVARIANZA IDRAULICA</b>	<b>45</b>
11.1	NORMATIVA DEL PIANO DI BACINO	45
11.2	CRITERIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA	45
11.3	MODALITÀ DI REALIZZAZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA	48
<b>12</b>	<b>GESTIONE DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO</b>	<b>51</b>
12.1	VASCA DI PRIMA PIOGGIA	51

## 1 INTRODUZIONE

Nell'ambito della progettazione stradale è essenziale definire le modalità di raccolta, controllo e smaltimento delle acque derivanti dalla piattaforma stradale, sia da un punto di vista quantitativo sia qualitativo.

Dal punto di vista qualitativo le acque drenate dalla pavimentazione stradale, specie nei primi minuti di precipitazione (prima pioggia), rimuovono, in quantità variabili con la combinazione di diversi fattori, le sostanze ivi depositate a causa di:

- esercizio della strada (carburanti incombusti, detriti di pneumatici, gocciolamento di sostanze detergenti e anticongelanti, abrasione di conglomerato bituminoso, ecc.) e alla sua manutenzione (vernici per demarcazione segnaletica orizzontale, sostanze chimiche utilizzate per la pulizia dei segnali verticali);
- eventi accidentali (dispersione sostanze solubili e insolubili in acqua, liquidi infiammabili, ecc.);
- altri fattori inquinanti: resti di materiali da costruzione (inerti, cementi, ...), depositi di componenti di vegetazione (fogliame, residui dello sfalcio dell'erba, pollini), resti di animali morti, ecc.

Il manto stradale trasferisce alle acque di dilavamento, dunque, sia materiale organico – in buona parte biodegradabile (oli e grassi, alcani, alcheni,...) ma contenente una piccola frazione a lenta degradabilità (Idrocarburi policiclici aromatici, furani,...) -, sia solidi inerti (sali inorganici di varia natura), nutrienti (azoto e fosforo) e metalli pesanti.

Alla luce di questi aspetti, la scelta progettuale adottata è quella di sottoporre a trattamento il ruscellamento dell'acqua di prima pioggia, visto le maggiori concentrazioni di inquinanti trasportate, e di recapitare direttamente nei corsi d'acqua esistenti la seconda pioggia.

Viene anche proposta la segregazione in appositi volumi di stoccaggio, l'eventuale onda nera, proveniente da sversamenti accidentali di liquidi oleosi sulla sede stradale.

Dal punto di vista quantitativo la progettazione è legata alla definizione dell'intensità e della durata dell'evento piovoso di progetto e del sistema di raccolta e convogliamento ed alla capacità idraulica dei recettori finali.

Riassumendo, il sistema di raccolta delle acque di piattaforma a servizio dell'infrastruttura oggetto di adeguamento è stato definito in modo tale da raggiungere i seguenti obiettivi:

- realizzare un più efficace sistema di smaltimento delle acque di piattaforma vista anche la maggior superficie impermeabile che si realizzerà al seguito dell'allargamento della piattaforma stradale;
- garantire il trattamento delle acque di prima pioggia;
- garantire la protezione dei corpi idrici dal rischio di sversamento di sostanze inquinanti a seguito di eventuali incidenti stradali;
- utilizzare, quali recapiti finali, corsi d'acqua capaci di smaltire le portate conferite senza alterare in modo significativo le proprie caratteristiche idrauliche e le condizioni di sicurezza idraulica del territorio a valle dell'infrastruttura.

Per quanto riguarda la progettazione della rete di drenaggio, essa si è svolta al fine di garantire:

- lo smaltimento a gravità delle acque drenate dalla piattaforma;
- l'accessibilità alle opere idrauliche per la loro manutenzione e gestione d'esercizio minimizzando

- l'interferenza di tali operazioni con il traffico;
- la durabilità delle opere.

Nei successivi paragrafi verrà quindi inquadrato il problema dello smaltimento delle acque di dilavamento della piattaforma stradale dal punto di vista normativo, verrà descritta la situazione idrologica del sito in esame individuando le interferenze tra la rete stradale, la rete dei corsi d'acqua naturali ed artificiali e la rete di drenaggio artificiale esistente e verranno quantificati i volumi di pioggia e di deflusso che si utilizzeranno per i dimensionamenti delle opere idrauliche necessarie al raggiungimento degli obiettivi e delle garanzie di progettazione riportate sopra.

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Decreto Legislativo 3 Aprile 2006 n.152
- Regione Emilia Romagna – Deliberazione della Giunta Regionale 14 Febbraio 2005, n.286 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art.39, D.lgs. 11 Maggio 1999, n.152)"
- Regione Emilia Romagna – Deliberazione della Giunta Regionale 18 Dicembre 2006, n.1860 "Linee guida per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della (Deliberazione G.R. N.286 del 14/02/2005)"
- Consorzio di Bonifica della Romagna – Regolamento di Polizia Idraulica per la conservazione e la polizia delle opere pubbliche di bonifica e loro pertinenze in attuazione del R.D. 08/05/1904 n. 368 (09/04/2015)
- Autorità Bacini Regionali Romagnoli – Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico "Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli artt. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano"

La Normativa italiana in materia di tutela delle acque non definisce in modo univoco le modalità di gestione delle acque di dilavamento dalla superficie stradale e, in generale, l'inquinamento diffuso; secondo il Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n.152 "Codice dell'Ambiente" (Parte terza – "Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall'inquinamento e di gestione delle risorse idriche"), le acque meteoriche restituite al reticolo idrografico devono rispettare determinati limiti qualitativi e comunque non devono determinare situazioni tali da peggiorare la qualità dei corpi idrici recettori; per talune applicazioni, come nel caso di piazzali di attività produttive, è espressamente richiesto dalla Normativa il rispetto della Tabella 3 – All. 5 Parte III DL 152/06 relativamente allo scarico in acque superficiali e della Tabella 4 se lo scarico è sul suolo.

L'Art.113 "Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia" del D.L. 152/06 stabilisce che:

- i. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni disciplinano:
  1. le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;
  2. i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.
- ii. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma precedente non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dal presente decreto.
- iii. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari ipotesi nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento dalle superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.
- iv. E' comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee.

Alle Regioni spetta, quindi, il compito di disciplinare i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate e la definizione stessa dei parametri



tecnici per la valutazione e quantificazione delle acque di prima pioggia.

In particolare, l'Emilia Romagna definisce, nelle Deliberazioni elencate precedentemente, *"acque meteoriche di prima pioggia le acque corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio; ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in 15 minuti; i coefficienti di deflusso si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate ed a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate"*.

Il sistema di trattamento delle acque di piattaforma prevede l'utilizzo di disoleatori, i quali sono dimensionati secondo quanto previsto dalle norme UNI EN 858-1:2005 "Impianti di separazione per liquidi leggeri. Parte 1: principi di progettazione, prestazione e prove sul prodotto, marcatura e controllo qualità" e UNI EN 858-2:2004 "Impianti di separazione per liquidi leggeri. Scelta delle dimensioni nominali, installazione, esercizio e manutenzione".

### 3 VINCOLI PRESENTI

Con riferimento al Piano di Tutela delle Acque della Regione Emilia Romagna, ed in particolare alla Tavola 1 "Zone di protezione delle acque sotterranee – AREA DI RICARICA" si è osservato che il tratto di S.S. 67 "Tosco-Romagnola" oggetto dell'intervento di adeguamento non si colloca nelle vicinanze di aree di protezione indicate nelle precedente tavola.

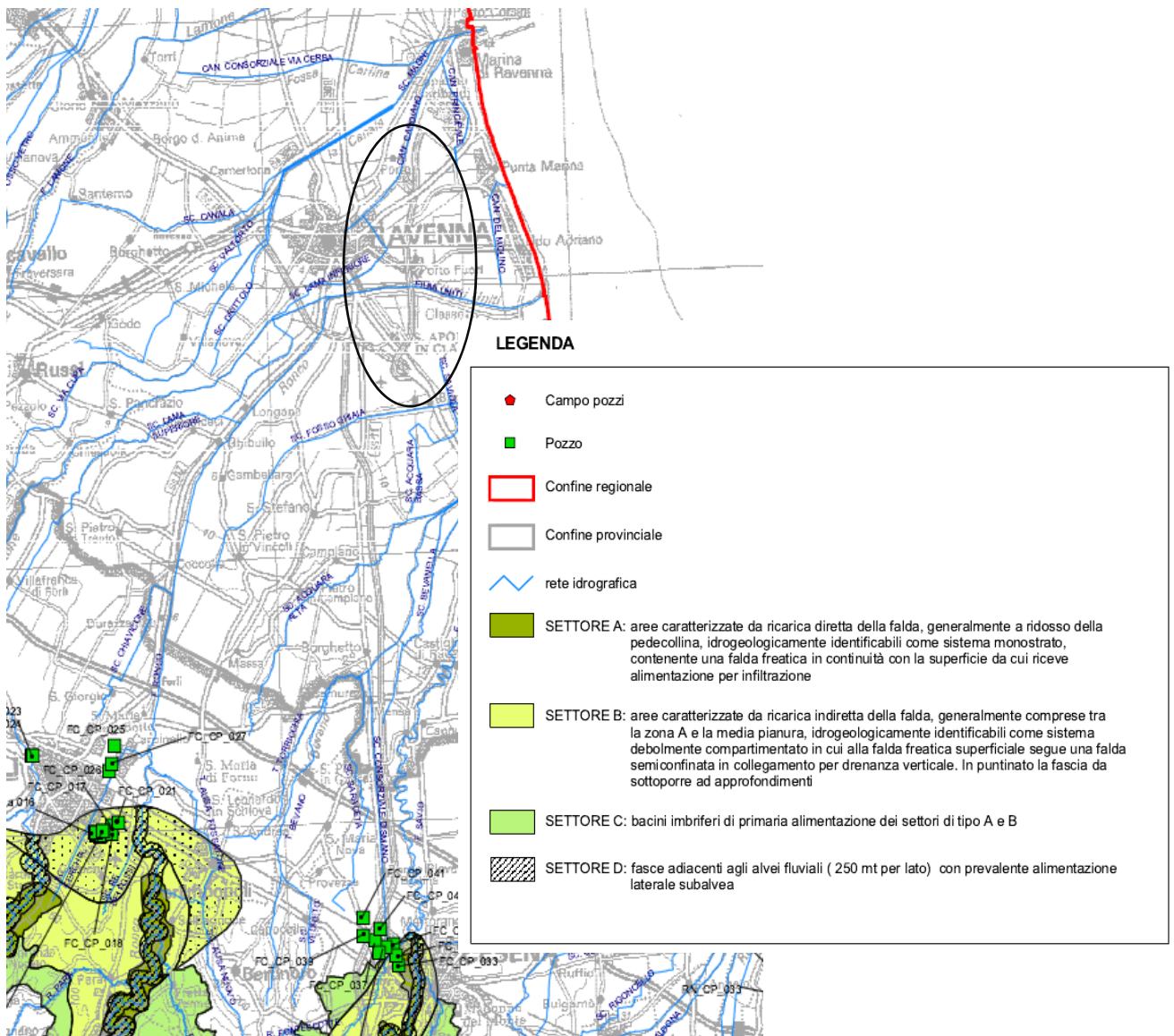


Figura 1 – Estratto Tavola 1 – AREA DI RICARICA - in cui è cerchiata in nero l'area oggetto di intervento

## 4 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Al fine di impedire lo sversamento diretto nei corsi d'acqua naturali di sostanze inquinanti immesse per dilavamento o accidentalmente nella rete di drenaggio, viene proposto un sistema di canalizzazioni di tipo chiuso che intercetta tutta l'acqua di pioggia ricadente sulla sede viaria e la convoglia in punti di trattamento, a valle dei quali avviene lo scarico nella rete idrografica naturale.

### 4.1 SISTEMA DI DRENAGGIO SEPARATO

In ragione a quanto descritto nei capitoli precedenti si è comunque operata una separazione fisica tra le acque meteoriche di versante e le acque meteoriche di piattaforma, quest'ultime contenenti alte concentrazioni di inquinanti, prevedendo un doppio sistema di drenaggio.

- Il primo, costituito da semplici fossi di guarda posti al piede del rilevato stradale, è finalizzato alla raccolta ed allo smaltimento delle acque meteoriche interessanti i versanti limitrofi alla carreggiata non impermeabilizzati che vengono incanalate direttamente verso i recapiti naturali esistenti.
- Il secondo, costituito da elementi marginali e canalizzazioni di tipo convenzionale (tubazioni o canali prefabbricati in c.a.), incanala le acque meteoriche di carreggiata verso precisi punti opportunamente controllati al fine di effettuarne il corretto trattamento. In tali punti terminali della rete di piattaforma è infatti prevista la realizzazione di vasche per la trattenuta degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e di disoleazione e sedimentazione delle acque di prima pioggia. Tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato stradale, sono ubicate in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza l'impiego di sistemi di pompaggio e di essere di facile accesso e, quindi, di agevole manutenzione.

L'ubicazione esatta di questi punti di trattamento delle acque di prima pioggia ha tenuto conto dei seguenti criteri:

- posizionamento delle vasche in prossimità di corpi idrici capaci di smaltire le portate conferite senza alterare in modo significativo le proprie caratteristiche idrauliche e le condizioni idrauliche del territorio a valle dell'infrastruttura;
- contenimento delle portate di scarico mediante la disposizione di pozzetti separatori intermedi, i quali permettono lo scarico delle portate di seconda pioggia ed il convogliamento di quelle di prima pioggia verso i sistemi di trattamento, mediante tubazioni dedicate (tubazioni secondarie); in tale modo sono ridotte le estensioni dei bacini a monte dei punti di scarico e di conseguenza le portate effluenti;
- posizionamento delle vasche subito a monte di tratti in cui non è possibile la disposizione dei collettori di raccolta delle acque di piattaforma in quanto potenzialmente interferenti con manufatti esistenti (tombe idraulici);
- posizionamento delle vasche in prossimità del viadotto sul corso d'acqua "Fiumi Uniti" al fine di contenere le dimensioni dei collettori di raccolta delle acque di piattaforma del viadotto stesso.

### 4.2 MEMBRANA TIPO S.A.M.I.

Per quanto riguarda il trattamento delle acque di prima pioggia è stata prevista, sotto il manto d'usura, la realiz-

zazione di una membrana tipo S.A.M.I. (Stress Absorbing Membrane Interlayer), costituita mediante la spruzzatura a caldo di uno strato di bitume elastomerizzato, dello stesso tipo del bitume utilizzato nel confezionamento del conglomerato del sovrastante strato di usura, e stesa di graniglia prebitumata e depolverizzata. La membrana S.A.M.I. crea una superficie che favorisce il ruscellamento dell'acqua ed è particolarmente resistente, poiché forma uno strato impermeabile e funge da ammortizzatore elastico, dissipando le tensioni all'interfaccia binder-drenante ed evitando così l'eventuale risalita di fessure.

La membrana SAMI viene estesa a ricoprire interamente la superficie pavimentata, e viene applicata prima della stesa dell'usura. Si segnala che tale modalità di impermeabilizzazione garantisce un efficiente contenimento delle percolazioni nel terreno poiché, nel caso di piattaforma in rilevato come in questo caso, ricopre anche il cordolo laterale di conglomerato bituminoso.

#### 4.3 TRATTI IN RILEVATO – RETTIFILO

Per tali tratti, in rilevato e in rettifilo, si propongono due ipotesi per il sistema di drenaggio aventi le caratteristiche di seguito descritte.

##### 4.3.1 Collettori circolari di diametro variabile in PEAD

Le acque meteoriche che cadono sulla piattaforma stradale vengono convogliate a bordo banchina in cunette longitudinali formate da cordoli in conglomerato bituminoso opportunamente sagomato con macchine speciali. Ad interesse tale da impedire l'allagamento delle banchine (compreso tra 15 m e 20 m), è prevista la disposizione di pozzetti prefabbricati in conglomerato cementizio vibrato, di dimensioni interne 40x40x45 cm, dotati di caditoie grigliate in ghisa sferoidale, posti sull'arginello alle spalle delle barriere di sicurezza.

Le acque raccolte dai pozzetti e dalle caditoie sono trasferite ai collettori principali, costituiti da tubazioni in polietilene, corrugate esternamente e con parete interna liscia, realizzate per coestrusione a doppia parete, di classe di rigidità SN=8 kN/m<sup>2</sup>, di diametro nominale compreso tra 300 mm e 800 mm. La posa in opera dei collettori avviene mediante scavo a sezione obbligata e successiva realizzazione del letto di posa, del rinfiacco e del rinterro mediante materiale granulare arido ben costipato.

Il collettore principale in alcuni tratti verrà posato al di sotto dell'arginello e quindi all'interno del rilevato stradale mentre in altri, laddove la pendenza longitudinale della piattaforma stradale non consente l'allontanamento delle acque per gravità, la tubazione sarà interrata al piede del rilevato, immediatamente in prossimità dei fossi di guardia.

La connessione tra pozzetti di raccolta e collettori principali avviene tramite tubazioni in polietilene corrugate esternamente e con parete interna liscia, del diametro nominale 250 mm, le quali saranno innestate sui collettori principali mediante innesti con bicchiere, previo foro con fresa a tazza.

Ad interesse massimo pari a 50 m sono disposti pozzetti di ispezione in calcestruzzo dotati di chiusini in ghisa sferoidale.

In corrispondenza di interferenze trasversali (tombinature) all'asse principale che non permettono la posa di tubazioni interrate, è prevista la disposizione sull'arginello di canalette grigliate prefabbricate in grado di garantire la continuità longitudinale dei flussi.

In corrispondenza delle interferenze trasversali (accessi agricoli – privati) all'asse principale che interrompono la

continuità dei fossi di guardia, è prevista la posa di tubazioni prefabbricate in c.a. (circolari o squadrate) interrato e carrabili per mantenere, anche in questo caso la continuità longitudinale dei flussi.

Il recapito finale del sistema di raccolta è preceduto dal sistema di trattamento delle acque di prima pioggia.

#### 4.4 TRATTI IN RILEVATO – CURVE

Nei due tratti in curva le acque di piattaforma drenano nella parte interna della carreggiata.

La raccolta delle acque di piattaforma avviene mediante canalette prefabbricate grigliate poste nella parte interna della curva in corrispondenza del cordoletto in conglomerato bituminoso.

Il recapito delle acque al collettore principale posto nell'arginello alle spalle delle barriere di sicurezza laterali, avviene tramite tubazione in polietilene a parete interna liscia del diametro nominale di 250 mm.

#### 4.5 EMBRICI

Al fine di evitare danni alle scarpate del rilevato in caso di eventuale mal funzionamento della rete di smaltimento delle acque di piattaforma si realizzano canalette in embrici, ad interasse di circa 100m, recapitanti nei fossi di guardia ubicati al piede della scarpata; la quota di sfioro nell'embrice è ad una altezza maggiore rispetto alla griglia della caditoia dove l'embrice ha l'incile. Con questo presidio si evita l'eventuale erosione della scarpata ed i conseguenti pericoli derivanti da infiltrazioni delle acque meteoriche all'interno del corpo del rilevato.

#### 4.6 FOSSI DI GUARDIA

La raccolta delle acque di versante è realizzata mediante fossi di guardia non rivestiti a sezione trapezia posti al piede del rilevato aventi base minore pari a 0.50m.

Solo nel tratto compreso tra i punti di recapito F e G, il fosso di guardia verrà rivestito con pannelli prefabbricati in calcestruzzo con fondo forato per facilitare l'infiltrazione dell'acqua nel terreno, aventi base minore pari a 0.75m.

La continuità della rete dei fossi di guardia sino al recapito finale è garantita da tombotti di attraversamento delle rampe di intersezione in corrispondenza degli accessi stradali laterali, a sezione circolare o rettangolare, in calcestruzzo, di idoneo diametro.

#### 4.7 TRATTI IN VIADOTTO

In corrispondenza del viadotto che attraversa il corso d'acqua naturale Fiumi Uniti l'acqua della piattaforma è raccolta internamente al cordolo; lo smaltimento è, quindi, garantito da un sistema di caditoie grigliate 25x25 cm poste ad interasse massimo di 5 m che convogliano le acque meteoriche, tramite tubazioni in acciaio zincato di diametro 200 mm, in tubazioni di acciaio zincato (di diametro 400 mm) che corrono al di sotto della soletta, ancorate mediante staffe di acciaio zincato.

Il collegamento alla rete avviene mediante un pozzetto di disconnessione che permette la dilatazione dei collettori in acciaio.

La rete di raccolta è strutturata in modo tale che l'acqua di piattaforma dei tratti a monte e a valle del viadotto non interessi la rete a servizio del viadotto stesso. Il recapito del sistema di raccolta è il sistema di trattamento delle acque di prima pioggia.

## 5 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La rete di tubazioni della piattaforma stradale scarica in sistemi di trattamento continuo dell'acqua di piattaforma e di segregazione dell'onda nera degli sversamenti accidentali, tutta funzionante a gravità.

Il sistema proposto è costituito dai seguenti elementi, tutti di tipo prefabbricato:

- Un pozzetto separatore a cui afferisce il collettore terminale della rete di raccolta delle acque di piattaforma; in tale manufatto avviene la separazione tra le acque di prima pioggia, destinate al trattamento, e quelle di seconda pioggia, che vengono sfiorate e recapitate direttamente al ricettore finale. Le acque di prima pioggia sono trasferite dal pozzetto separatore al sistema di dissabbiatura/disoleazione mediante tubazioni in PEAD di diametro nominale 300 – 400 mm.
- Un comparto dove avviene la separazione a gravità degli olii liberi e delle sostanze sedimentabili contenuti nelle acque di prima pioggia. Le condotte in ingresso sono dotate di valvole a galleggiante che impediscono il reflusso degli olii verso il pozzetto iniziale nel caso di sversamento accidentale. Da tale manufatto ha origine la condotta di collegamento al disoleatore, la quale è protetta da deflettori la cui funzione è quella di "calmare" le acque in arrivo e di garantire alla tubazione collegata una migliore captazione dell'acqua, nonché di trattenere gli olii liberi all'interno del manufatto. Il comparto è inoltre collegato alla vasca di sicurezza mediante fori di diametro 150 mm.
- Il separatore olii con filtro a coalescenza, in cui la separazione della frazione oleosa avviene sfruttando sia le differenze di peso specifico tra acqua e olio che il fenomeno della coalescenza, per cui le goccioline d'olio disperse in acqua (liquidi non miscibili) tendono progressivamente ad aggregarsi tra loro. All'entrata del separatore un tubo devia l'acqua verso il basso, determinando un acquietamento delle acque ed un'uniforme distribuzione del flusso nella vasca. Per effetto del loro diverso peso specifico, le particelle più leggere (olii) salgono in superficie, mentre l'acqua defluisce dall'apertura d'uscita posta in basso, dalla parte opposta dell'ingresso. Le particelle leggere che si sono separate e raccolte in superficie formano uno strato galleggiante di spessore crescente che dovrà essere periodicamente rimosso. Poiché l'acqua in uscita contiene ancora particelle d'olio di dimensioni piccolissime non fisicamente separabili, prima di uscire dal separatore viene fatta passare attraverso il filtro a coalescenza, in maglia di polipropilene. Questo dispositivo fluido-dinamico migliora e facilita la separazione delle sostanze oleose, in modo particolare di quelle microparti che per le loro ridottissime dimensioni tenderebbero a rimanere ingabbiate tra le molecole d'acqua, e quindi a fuoriuscire con essa, senza fermarsi nel disoleatore, come fanno invece, galleggiando, le parti più grandi. Il fenomeno, reso possibile sfruttando la diversa tensione superficiale degli olii rispetto all'acqua, viene amplificato dall'elevata superficie del pacco lamellare che costituisce il filtro e dal fatto che esso viene fatto lavorare in controcorrente. Le acque trattate fuoriescono dal dispositivo attraverso un sifone dotato di otturatore a galleggiante che si chiude in caso di raggiungimento del volume massimo di stoccaggio degli olii. Vengono così garantiti effluenti con concentrazione di idrocarburi inferiore a 5 mg/l.
- Quando, in caso di incidente stradale con sversamenti sulla piattaforma di combustibili (carburanti, lubrificanti), arrivano al separatore di olii liquidi leggeri non emulsionati con acqua (come invece avviene normalmente con le acque di prima pioggia), l'otturatore a galleggiante si chiude per il repentino riempi-

mento del suo volume di stoccaggio degli olii, determinando l'innalzamento del livello nel comparto di separazione. Tale circostanza produce lo sfioro delle acque nella vasca di emergenza idraulica da 50 m<sup>3</sup>, normalmente vuota, in grado quindi di accogliere l'onda nera proveniente dall'evento accidentale e le relative acque di lavaggio della piattaforma (dimensionamento di 50 m<sup>3</sup>. in quanto si considerano 36 m<sup>3</sup> di sversamento di una autobotte e 14 m<sup>3</sup> di acque di lavaggio). Una volta conclusa la fase di emergenza, si dovranno svuotare la vasca ed il disoleatore, con recupero e smaltimento degli olii e liquidi leggeri. Sulla base delle lunghezze e delle superfici delle aree scolanti, sono state individuate n.2 tipologie di vasche di trattamento delle acque di piattaforma stradale (NS compreso tra 65 e 85) a seconda delle portate in ingresso.

## 6 DIMENSIONAMENTO RETE DI RACCOLTA E SMALTIMENTO

### 6.1 DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il dimensionamento di qualsiasi rete di drenaggio dipende in prima analisi dalla definizione del cosiddetto rischio di insufficienza dell'opera durante la fase di esercizio.

Tale rischio stabilisce la frequenza probabile che si possano manifestare eventi estremi più gravosi di quello scelto come evento critico per l'opera in progetto e quindi determinare portate e/o volumi complessivi maggiori di quelli previsti, con conseguente malfunzionamento dell'intera rete di drenaggio.

Detto questo nei calcoli di verifica e/o dimensionamento delle opere idrauliche occorre innanzitutto stabilire quale rischio di insufficienza si voglia accettare; più concretamente occorre fissare il valore del tempo di ritorno T di progetto, definito come il numero di anni che mediamente intercorrono tra due eventi di entità uguale o superiore a quella di progetto.

La definizione del tempo di ritorno dell'evento pluviometrico di progetto è effettuata generalmente sulla base del compromesso fra due obiettivi:

- contenere la frequenza attesa delle insufficienze funzionali del sistema di drenaggio, rappresentata, nel caso in esame, dagli allagamenti della piattaforma stradale;
- contenere l'impronta delle opere entro i vincoli progettuali e territoriali ed i costi di costruzione/manutenzione.

Detto compromesso deriva in linea teorica da analisi tipo costi-benefici, nella prassi però l'assunzione del valore del tempo di ritorno viene fatta in base a considerazioni dovute sia all'esperienza del progettista, sia a riferimenti normativi, sia, infine, a riscontri dall'esercizio dell'infrastruttura.

Nell'ambito del presente documento, facente parte di uno studio di fattibilità, si è scelto di attribuire un tempo di ritorno equivalente per tutte le opere idrauliche in progetto, ovvero sia per il sistema di drenaggio della piattaforma (caditoie e pozzetti) sia per il sistema di convogliamento della portata, trattamento e restituzione (collettori, vasche di prima pioggia, fossi di guardia).

Questo tempo di ritorno è stato fissato in 30anni.

### 6.2 INDICAZIONI CONSORZIO DI BONIFICA DELLA ROMAGNA

Nel regolamento di polizia idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna sono riportate delle linee guida per calcoli e verifiche idrauliche. Si è fatto riferimento alle indicazioni riguardanti la curva di possibilità pluviometrica con la quale determinare gli afflussi insistenti sull'area oggetto dell'intervento in progetto. In particolare, si riportano i parametri da assegnare alle curve di possibilità pluviometrica, riferiti alla provincia di Ravenna. Tra i valori disponibili si è scelto di considerare quelli riferiti a durate di precipitazione inferiori a un'ora e al tempo di ritorno di 30 anni e vengono riportati nella tabella seguente.

**Tabella 1** – Parametri delle curve di possibilità pluviometrica con durata minore di un'ora e  $T_r$  30 anni

a	n
47	0.48



### 6.3 ULTERIORE ANALISI SULL'EVENTO DI RIFERIMENTO

Per la valutazione della precipitazione è stata presa come riferimento, poichè ritenuta significativa per la descrizione del regime pluviografico della zona in cui si colloca la S.S.67 "Tosco-Romagnola", la stazione pluviometrica in gestione Arpae ubicata in Comune di Ravenna e dominata "Ravenna Urbana" avente le seguenti caratteristiche:

- Anni di registrazione: 2005 - 2018
- Latitudine: 44° 24'
- Longitudine: 12° 11'
- Altitudine: 16 m s.l.m.

Dagli annali storici e più precisamente dalle registrazioni delle precipitazioni di breve durata (15, 30 e 45 minuti) relative alla stazione sopra citata è stato possibile ricostruire la curva di possibilità pluviometrica con la quale determinare gli afflussi insistenti sull'area oggetto dell'intervento in progetto.

Di seguito viene riportata una planimetria in cui viene localizzata la stazione pluviometrica presa come riferimento e l'asse della S.S.67 oggetto dell'intervento di allargamento.



**Figura 2 - Planimetria di inquadramento stazione pluviometrica e asse S.S.67 in ambiente GIS**

Come detto si sono presi in considerazione tutti gli anni di funzionamento della stazione "Ravenna Urbana", dal 2005 al 2018, trascrivendo dagli annali il quantitativo in [mm] di pioggia registrato per eventi di durata pari a 15, 30 e 45 minuti.

La tabella riassuntiva è la seguente:

**Tabella 2** - precipitazione di notevole intensità e breve durata registrate per la stazione pluviometrica di Ravenna Urbana. Fonte: Annali pluviometrici Regione Emilia Romagna

Anno	Tp=15min	Tp=30min	Tp=45min
2018	18.60	33.80	41.00
2017	16.60	24.40	24.60
2016	18.20	22.00	25.60
2015	21.20	40.60	47.00
2014	19.20	29.60	41.00
2013	14.00	16.40	18.40
2012	8.00	13.00	17.80
2011	8.40	15.40	22.40
2010	12.80	16.00	20.80
2009	-	-	-
2008	10.20	15.00	19.80
2007	24.80	36.80	47.80
2006	-	-	-
2005	-	-	-

Attraverso i dati forniti e registrati dalla stazione pluviometrica denominata "Ravenna Urbana" ed elencati precedentemente è stato possibile costruire la curva di possibilità climatica e determinare quindi l'evento di pioggia di riferimento per il dimensionamento e verifica della rete di drenaggio della piattaforma e successivo recapito.

Assegnato il tempo di ritorno di riferimento per la progettazione e per le verifiche idrauliche necessarie a determinare il corretto funzionamento della rete di drenaggio, pari a 30 anni, è possibile elaborare i dati registrati dalla stazione pluviometrica secondo il Modello di Gumbel ottenendo quindi la curva di possibilità climatica idonea a determinare l'altezza di pioggia dell'evento di riferimento.

In particolare, secondo la distribuzione di Gumbel le altezze di pioggia aventi durata di 15 minuti, 30 minuti e 45 minuti per un tempo di ritorno pari a 30 anni risultano:

**Tabella 3** - Altezze di pioggia con metodo di Gumbel per diversi tempi di pioggia

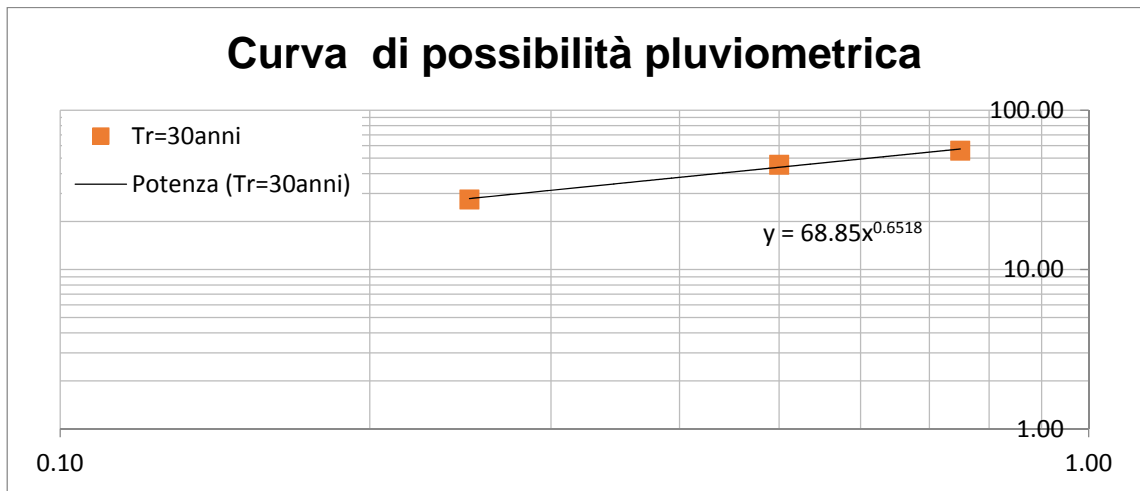
Modello Gumbel		
Tp (min.)	Tp (ore)	h(mm)
15	0.25	27.52
30	0.50	45.45
45	0.75	55.78

E' da precisare che si sono presi come riferimento gli eventi inferiori all'ora visto le caratteristiche della superficie lungo la quale si verificherà il deflusso superficiale.

Quest'ultima infatti corrisponde alla piattaforma stradale della S.S.67 attualmente con pavimentazione in conglomerato bituminoso e per la quale si prevede un adeguamento con relativo allargamento delle carreggiate

mantenendo la stessa tipologia di pavimentazione stradale.

Elaborando i dati sopra riportati e riportando i risultati all'interno di un diagramma logaritmico si ottiene:



**Figura 3** - Grafico in cui viene rappresentata la curva di possibilità pluviometrica con  $Tr=30$  anni relativa alla stazione "Ravenna Urbana"

Dalle elaborazioni sopra descritte la curva di possibilità climatica per la stazione "Ravenna Urbana" avente tempo di ritorno pari a 30 anni risulta pari a:

$$h(Tr = 30anni) = \alpha \cdot T_p^n = 68.85 \cdot T_p^{0.652}$$

**Tabella 4 - Altezze di precipitazione per diversi tempi di pioggia**

tp (min.)	tp (ore)	h(mm)
3.00	0.05	9.76
6.00	0.10	15.34
9.00	0.15	19.99
12.00	0.20	24.11
15.00	0.25	27.88
18.00	0.30	31.40
21.00	0.35	34.72
24.00	0.40	37.88
27.00	0.45	40.91
30.00	0.50	43.82
33.00	0.55	46.63
36.00	0.60	49.35
39.00	0.65	51.99
42.00	0.70	54.56
45.00	0.75	57.07
48.00	0.80	59.53
51.00	0.85	61.93
54.00	0.90	64.28
57.00	0.95	66.59
60.00	1.00	68.85

#### 6.4 CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO – METODO RAZIONALE

Per la stima delle portate al colmo di piena necessaria per il dimensionamento del sistema di drenaggio e presidio idraulico è stato utilizzato il metodo razionale.

Alla base di tale metodo vi sono le seguenti assunzioni:

- la massima piena avviene per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione delle piene ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene senza la formazione di invasi significativi; nel caso si formino invasi significativi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà sovrastimato.

La portata al colmo di piena è espressa dalla formula:

$$Q = \frac{chS}{3,6t_c} [m^3 / s]$$

in cui:

c = coefficiente di deflusso della superficie interessata dall'evento

$h$  = altezza massima di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione [mm]

$S$  = superficie da drenare [km<sup>2</sup>]

$t_c$  = tempo di corrivazione [ore]

#### 6.5 COEFFICIENTI DI DEFLUSSO

Il coefficiente di deflusso è stato valutato come media pesata sulle aree contribuenti dei coefficienti di deflusso tipici di ciascuna superficie drenata, i quali sono stati assunti pari a:

- superficie asfaltata e spartitraffico  $c = 1,00$ ;
- sponde del rilevato  $c = 0,70$ .

#### 6.6 TEMPI DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione è determinato, facendo riferimento al percorso idraulico più lungo fino alla sezione di chiusura considerata, mediante la relazione:

$$t_c = t_{fuorirete} + t_{inrete} \text{ [ore]}$$

in cui:

$t_{fuorirete}$  = tempo di accesso alla rete di drenaggio [ore]

$t_{inrete}$  = tempo di rete, pari alla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo collettore seguendo il percorso più lungo [ore]

Il tempo fuori rete viene calcolato, per l'acqua di piattaforma, utilizzando la formula suggerita nel 1971 dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland*:

$$t_{fuorirete} = \left[ 26,3 \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{(1-n)0,4} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{1/(0,6+0,4n)} \text{ [ore]}$$

in cui:

$L$  = lunghezza della superficie di drenaggio [m]

$K_s$  = coefficiente di scabrezza secondo Strickler della superficie di drenaggio [m<sup>1/3</sup>/s]

$a$  ed  $n$  = parametri della curva di possibilità pluviometrica

$i$  = pendenza della superficie di drenaggio [m/m]

Il tempo fuori rete per l'acqua di ruscellamento lungo le sponde inerbite del rilevato viene stimato in 10 minuti.

Il tempo in rete è calcolato, in prima approssimazione, considerando una velocità di scorrimento all'interno delle tubazioni pari ad 1,00 m/s.

Tale valore viene affinato calcolando in modo iterativo la portata e quindi la velocità effettiva transitante all'interno delle tubazioni al fine di ottenere un più corretto tempo in rete.

#### 6.7 METODO DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE IDRAULICA

Il dimensionamento e la verifica dei dispositivi costituenti la rete di raccolta delle acque di versante e quella relativa alle acque di piattaforma sono state condotte mediante l'approccio in moto uniforme di Chezy basato sull'equazione di seguito riportata, risolvibile per via iterativa una volta noti i dati fondamentali di progetto:

$$Q = K_s R_H^{2/3} A \sqrt{i} [m^3 / s]$$

in cui:

$Q$  = portata di progetto con tempo di ritorno assegnato [ $m^3/s$ ]

$K_s$  = coefficiente di scabrezza secondo Strickler [ $m^{1/3}/s$ ]

$A$  = sezione liquida [ $m^2$ ]

$R_H$  = raggio idraulico della sezione [m]

$i$  = pendenza della tubazione o del canale di drenaggio [m/m]

I coefficienti di Strickler sono stati assunti pari a:

- 75  $m^{1/3}/s$  per le tubazioni in PVC, PEAD e acciaio;
- 65  $m^{1/3}/s$  per tutti i manufatti in cls (scatolari o tubazioni di sottopasso accessi);
- 20  $m^{1/3}/s$  per i fossi di guardia non rivestiti o per i fossi naturali;
- 50  $m^{1/3}/s$  per la pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso.

Il dimensionamento degli elementi principali della rete ha tenuto conto dei seguenti gradi di riempimento [ $y/D$ ] per le singole opere di collettamento e convogliamento delle acque.

- 80% collettori rete di smaltimento;
- 80% tubazioni di raccordo tra tombini e rete;
- 80% fossi di guardia al piede del rilevato;
- 80% canalette prefabbricate con grigliato metallico;
- 100% cunetta in conglomerato bituminoso.

#### 6.8 CALCOLO DELLO SFORZO AL FONDO CRITICO

Le dimensioni scelte per le tubazioni sono verificate calcolando lo sforzo tangenziale al fondo e verificando che sia maggiore di 2 Pa. Questo calcolo è necessario al fine di verificare il criterio dell'autopulizia in modo da garantire un'adeguata velocità del flusso. Lo sforzo al fondo  $\tau$  è calcolato considerando l'ipotesi di moto uniforme:

$$\tau = \gamma R_H i$$

in cui:

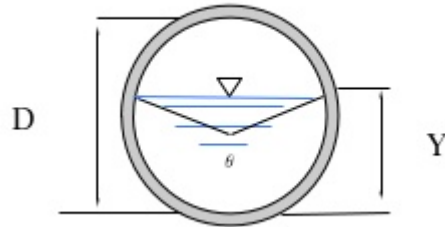
$\gamma$  = è il peso specifico dell'acqua [ $N/m^2$ ]

$R_H$  = raggio idraulico [m]

$i$  = pendenza della tubazione [m/m]

Il raggio idraulico è calcolato come rapporto tra l'area bagnata e il contorno bagnato, tenendo conto del grado di riempimento della sezione circolare. Quest'ultimo è definito come il rapporto tra il tirante idrico  $Y$  e il diametro interno della condotta  $D$ , come indicato nella figura riportata sotto.

$$G = \frac{Y}{D} = 1 - \cos \frac{\theta}{2}$$



**Figura 4** – rappresentazione della sezione circolare di una tubazione, dove Y è il tirante idrico e D il diametro

Definito il grado di riempimento con il dimensionamento della rete idraulica, è possibile calcolare l'angolo  $\theta$  associato e il raggio idraulico:

$$R_H = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right)$$



## 7 DIMENSIONAMENTO DEL TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Il dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di prima pioggia è condotto secondo quanto previsto dalle norme UNI EN 858-1:2005 "Impianti di separazione per liquidi leggeri. Parte 1: principi di progettazione, prestazione e prove sul prodotto, marcatura e controllo qualità" e UNI EN 858-2:2004 "Impianti di separazione per liquidi leggeri. Scelta delle dimensioni nominali, installazione, esercizio e manutenzione".

Conformemente a quanto indicato nella norma UNI EN 858-1:2005, le parti che compongono gli impianti di separazione sono due (vedi Tabella 5):

- **Sedimentatore:** parte di impianto in cui il materiale (fango, limo, sabbia) sedimenta;
- **Separatore:** parte dell'impianto che separa, trattenendolo, il liquido leggero dalle acque reflue. Il separatore può essere di Classe I (per concentrazioni di olio residuo allo scarico < 5 mg/l) o di Classe II (per concentrazioni di olio residuo allo scarico < 100 mg/l) e può essere dotato di bypass (dispositivo che consente il passaggio di una portata in eccesso), non utilizzato nel nostro caso.

Tabella 5 - Tipologia di componenti di un impianto separatore

Componenti		Contenuto massimo ammissibile di olio residuo (mg/l)	Lettera codice
Sedimentatore			S
Separatore	Classe II	100 (tecnica di separazione tipica a gravità)	II
	Classe I	100 (tecnica di separazione tipica a coalescenza)	I

Le dimensioni nominali preferenziali NS per impianti di separazione di liquidi leggeri sono 1, 3, 5, 6, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 65, 80, 100, 125, 150, 200, 300, 400 e 500 l/s e vanno scelte approssimando per eccesso le dimensioni ottenute dalla formula seguente (punto 4.3.1 della UNI EN 858-2:2005):

$$NS = (Q_r + f_x Q_s) f_d$$

in cui:

NS = dimensione nominale del separatore;

$Q_r$  = portata massima di acqua di prima pioggia [l/s];

$Q_s$  = portata massima di acque reflue [l/s];

$f_x$  = fattore di densità per la parte dovuta all'eventuale presenza di additivi (detergenti);

$f_d$  = fattore di densità per la parte oleosa;

Poiché la rete di drenaggio oggetto di questa progettazione tratta solamente acqua piovana si ha che  $Q_s = 0$  e quindi la precedente relazione della normativa diventa:

$$NS = (Q_r) f_d$$

Per quanto riguarda il valore da assegnare al coefficiente  $f_d$ , viene descritto nella seguente tabella:

**Tabella 6 - Valore da assegnare al coefficiente  $f_d$  secondo la EN858**

Classe del separatore	Densità dell'olio (g/cm <sup>3</sup> )		
	fino a 0,85	da 0,85 a 0,9	da 0,9 a 0,95
II	1	2	3
I	1	1,5	2
I - II	1	1	1

Il disoleatore che si prevede di installare è del tipo S I – II P essendo composto in serie da un sedimentatore, da un disoleatore di classe I e da un disoleatore di classe II.

Dalla tabella sopra riportata (Tabella 6) il valore da assegnare al coefficiente  $f_d$  risulta pari ad 1 per ogni densità dell'olio e pertanto la dimensione nominale (NS) del disoleatore da installare è pari alla portata massima di acqua di prima pioggia che lo stesso può trattare.

Gli impianti di separazione devono inoltre comprendere un sedimentatore, in forma di unità separata o come parte integrante dell'opera stessa, il cui volume può essere stabilito come indicato dalla seguente tabella:

**Tabella 7 - Classi dei separatori e relativo dimensionamento**

Qualità di fango prevista, per esempio:		Volume minimo del sedimentatore
Nessuna	. Condesato	non richiesto
Ridotta	. Acque reflue di trattamento con volume di fango definito . Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte	100 - NS $f_d$
Media	. Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti . Aree di lavaggio bus . Acque reflue da garage, aree di parcheggi veicoli . Centrali elettriche, impianti e macchinari	200 - NS $f_d$
Elevata	. Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, macchine agricole . Aree di lavaggio autocarri	300 - NS $f_d$
	. Autolavaggio automatici (self service)	300 - NS $f_d$

a) Non per separatori uguali o minori di NS 10, salvo per autoparcheggi coperti.  
b) Volume minimo dei sedimentatori 600 l.  
c) Volume minimo dei sedimentatori 5000 l.

Nel nostro caso, trattandosi di rete di drenaggio a servizio di un'infrastruttura stradale ad alto scorrimento il quantitativo di fanghi presenti nel deflusso può ritenersi "Ridotta" e dunque il volume minimo del sedimentatore risulta pari a  $(100 \cdot NS) / f_d \cdot SED$

Per quanto riguarda le tubazioni di raccordo dei vari componenti con il sistema di trattamento, la norma stabilisce i seguenti diametri nominali minimi in funzione del valore NS del disoleatore:

**Tabella 8 - Diametri nominali minimi delle tubazioni di raccordo (mandata ed uscita)**

Dimensione nominale	DN <sub>min</sub>
NS ≤ 3	100
3 < NS ≤ 6	125
6 < NS ≤ 10	150
10 < NS ≤ 20	200
20 < NS ≤ 30	250
30 < NS ≤ 100	300
NS > 100	400

Come già descritto nei capitoli precedenti, la normativa Regionale dell'Emilia Romagna definisce "acque meteoriche di prima pioggia le acque corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio; ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in 15 minuti; i coefficienti di deflusso si assumono pari ad 1 per le superficie coperte, lastricate od impermeabilizzate ed a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superficie coltivate". Pertanto il calcolo della portata di prima pioggia, corrispondente nel nostro caso alla dimensione NS del sistema di trattamento da adottare, si compone della seguente formula:

$$Q_{\text{primapioggia}} = Q_r = NS = \frac{chS}{60r_c} = \frac{(1,0 \cdot S_{\text{imp.}} + 0,3 \cdot S_{\text{perm.}}) \cdot 5}{60 \cdot 15} [l/s]$$

in cui:

$S_{\text{perm.}}$  = superficie di drenaggio occupato da pavimentazione stradale [m<sup>2</sup>]

$S_{\text{impermeab.}}$  = superficie di drenaggio occupata da prato o vegetazione [m<sup>2</sup>]

#### 7.1 APPLICAZIONE DGR 286/05 E 1860/06 REGIONE EMILIA ROMAGNA

In particolare quindi, secondo la normativa regionale attualmente in vigore (Delibera Regionale del 18 dicembre 2006, n.1806 "Linee guida di indirizzo per gestione acque meteoriche di dilavamento e acque meteoriche di prima pioggia in attuazione della deliberazione G.R. n.286 del 14/02/2005") gli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia vengono dimensionati in base alla loro superficie (m<sup>2</sup> serviti) e in base al carico fanghi come riassunto nella seguente tabella:

**Tabella 9 - estratto Tab.5 DGR 286/05 E 1860/06 – Coefficienti  $C_f$  di carico fango**

Tab. 5

Tipologia della lavorazione		Coefficiente $C_f$
Ridotta	Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte.	100
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus.	200
Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300

Le formule per il calcolo dei volumi delle vasche riportate nelle linee guida sono le seguenti:

- Volume di prima pioggia:  $V_{PP} = S5mm$  [m<sup>3</sup>]
- Volume di sedimentazione:  $V_{SED} = QC_f$  [m<sup>3</sup>]
- Volume totale della vasca:  $V_{SED} = V_{PP} + V_{SED}$  [m<sup>3</sup>]
- Volume del disoleatore:  $V_{DIS} = Q_p t_s$  [m<sup>3</sup>]

in cui:

S = superficie scolante drenante servita dalla rete di drenaggio [Ha]

Q = Si = portata dei reflui dovuta all'evento meteorico [l/s]

i = intensità della precipitazione piovosa definita pari a 0.0056 [l/s m<sup>2</sup>]

$C_f$  = coefficiente della quantità di fango, nel caso in esame valutato pari a 100

$Q_p$  = portata della pompa dell'impianto [l/s]

$t_s$  = tempo di separazione [min]

Per il volume del disoleatore si fa riferimento alla classe di densità di olio più bassa, fino a 0.85 g/cm<sup>3</sup>, per cui si fa riferimento ad un tempo di separazione di 16.6 minuti, secondo le indicazioni riportate nelle linee guida. La portata della pompa dell'impianto è ipotizzata di 3 l/s.

## 8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE DI DRENAGGIO

Nel seguente capitolo si andranno a dimensionare tutti i manufatti costituenti la rete di drenaggio delle acque sia di piattaforma sia di rilevato.

Per il dimensionamento della rete di drenaggio si è tenuta in considerazione la curva di possibilità pluviometrica ricavata dai parametri del Consorzio di Bonifica.

Vista la maggiore vicinanza della stazione pluviometrica in gestione ad ARPA Emilia Romagna, si è poi voluto verificare il grado di efficienza del sistema di drenaggio con la relativa curva di possibilità della stazione "Ravenna Urbana".

In entrambi i casi il dimensionamento è stato eseguito per un tempo di ritorno pari a 30 anni.

### 8.1 ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – INTERASSE MINIMO TRA LE CADITOIE

La cunetta in conglomerato bituminoso è presente all'esterno della carreggiata per entrambi in sensi di marcia.

Il calcolo è stato eseguito considerando una superficie pavimentata di larghezza 11,00 m ed una efficienza delle caditoie pari al 100%. Visto che stiamo parlando di caditoie con chiusino a griglia metallica poste sul fondo di un piccolo canale all'interno delle rientranze del cordolo di delimitazione dell'arginello, l'ipotesi di efficienza delle caditoie del 100% è verosimile, in quanto la griglia andrà a comportarsi come una bocca sotto battente.

L'interasse tra le caditoie è stato determinato verificando la portata che effettivamente può transitare all'interno della cunetta laterale compresa tra le stesse opere.

Nel caso in esame, considerata la modestissima pendenza longitudinale della piattaforma stradale, l'interasse minimo da assegnare alle caditoie è pari a 15 m.

### 8.2 ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – PARAMETRI DEL CONSORZIO DI BONIFICA

Si ipotizza di convogliare la portata di prima e seconda pioggia proveniente dalla piattaforma stradale tramite collettore principali di forma circolare in PEAD interrati e posti al di sotto dell'arginello o al piede del rilevato stradale.

Il dimensionamento delle opere è eseguito considerando la curva di possibilità pluviometrica ricavata con i parametri del Consorzio di Bonifica.

Utilizzando le formule descritte precedentemente, e assumendo un coefficiente di scabrezza per il PEAD pari a 75  $m^{1/3}/s$ , si è potuto determinare il grado di riempimento di tali collettori principali nei tratti terminali, ovvero subito a monte del punto terminale di recapito, punto in cui defluisce la maggiore portata, che vengono riassunti di seguito:

**1. Tratto AA-A (da inizio intervento a canale Staggi 1°ramo):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 760 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 350 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 73%.

- Sforzo tangenziale al fondo: 2.1 Pa.
2. **Tratto A-B (da canale Staggi 1° ramo a canale Staggi 2° e 3° ramo):**  
Diametro finale del collettore: 800 mm.  
Materiale del collettore: PEAD.  
Lunghezza collettore: circa 890 m (per ogni lato del rilevato).  
Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.  
Portata: circa 240 l/s.  
Percentuale di riempimento collettore: 56%.  
Sforzo tangenziale al fondo: 1.9 Pa.
  3. **Tratto B-C (da canale Staggi 2° e 3° ramo a canale Lecche):**  
Diametro finale del collettore: 800 mm.  
Materiale del collettore: PEAD.  
Lunghezza collettore: circa 725 m (per ogni lato del rilevato).  
Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.  
Portata: circa 210 l/s.  
Percentuale di riempimento collettore: 52%.  
Sforzo tangenziale al fondo: 1.8 Pa.
  4. **Tratto D-C (da fine viadotto F. Uniti a canale Lecche):**  
Diametro finale del collettore: 500 mm.  
Materiale del collettore: PEAD.  
Lunghezza collettore: circa 270 m (per ogni lato del rilevato).  
Pendenza longitudinale della tubazione: 2.4%.  
Portata: circa 340 l/s.  
Percentuale di riempimento collettore: 56%.  
Sforzo tangenziale al fondo: 31 Pa.
  5. **Tratto D1-D (viadotto F. Uniti lato Nord):**  
Diametro finale del collettore: 400 mm.  
Materiale del collettore: Acciaio zincato.  
Lunghezza collettore: circa 100 m (per ogni lato del viadotto).  
Pendenza longitudinale della tubazione: 0.6%.  
Portata: circa 100 l/s.  
Percentuale di riempimento collettore: 57%.  
Sforzo tangenziale al fondo: 6.4 Pa.
  6. **Tratto D1-E (viadotto F. Uniti lato Sud):**  
Diametro finale del collettore: 400 mm.  
Materiale del collettore: Acciaio zincato.  
Lunghezza collettore: circa 100 m (per ogni lato del viadotto).  
Pendenza longitudinale della tubazione: 0.6%.

Portata: circa 100 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 57%.

Sforzo tangenziale al fondo: 6.4 Pa.

**7. Tratto E-F (da fine viadotto F. Uniti a punto intermedio F di trattamento):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 1015 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 360 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 74%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2.4 Pa.

**8. Tratto F-G (da punto intermedio F di trattamento a canale Arcabologna):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 1385 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 310 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 65%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2.3 Pa.

**8.3 ACQUE DI PIATTAFORMA IN RETTIFILO – CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA CALCOLATA "RAVENNA URBANA"**

Nell'ipotesi 1, descritta sopra, viene ipotizzato di convogliare la portata di prima e seconda pioggia proveniente dalla piattaforma stradale tramite collettori principali di forma circolare in PEAD interrati e posti al di sotto dell'arginello o al piede del rilevato stradale.

Il dimensionamento delle opere è eseguito considerando la curva di possibilità pluviometrica calcolata con i dati di precipitazione riferiti alla stazione pluviometrica "Ravenna Urbana".

Utilizzando le formule descritte precedentemente si è potuto determinare il grado di riempimento di tali collettori principali nei tratti terminali, ovvero subito a monte del punto terminale di recapito, punto in cui defluisce la maggiore portata, che vengono riassunti di seguito:

**1. Tratto AA-A (da inizio intervento a canale Staggi 1° ramo):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 760 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 400 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 85%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2.2 Pa.

**2. Tratto A-B (da canale Staggi 1° ramo a canale Staggi 2° e 3° ramo):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 890 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 290 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 64%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2 Pa.

**3. Tratto B-C (da canale Staggi 2° e 3° ramo a canale Lecche):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 725 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 250 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 58%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2Pa.

**4. Tratto D-C (da fine viadotto F. Uniti a canale Lecche):**

Diametro finale del collettore: 500 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 270 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 2.4%.

Portata: circa 270 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 48%.

Sforzo tangenziale al fondo: 29 Pa.

**5. Tratto D<sub>1</sub>-D (viadotto F. Uniti lato Nord):**

Diametro finale del collettore: 400 mm.

Materiale del collettore: Acciaio zincato.

Lunghezza collettore: circa 100 m (per ogni lato del viadotto).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.6%.

Portata: circa 80 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 49%.

Sforzo tangenziale al fondo: 5.8 Pa.

**6. Tratto D<sub>1</sub>-E (viadotto F. Uniti lato Sud):**

Diametro finale del collettore: 400 mm.

Materiale del collettore: Acciaio zincato.

Lunghezza collettore: circa 100 m (per ogni lato del viadotto).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.6%.

Portata: circa 80 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 49%.



Sforzo tangenziale al fondo: 5.8 Pa.

**7. Tratto E-F (da fine viadotto F. Uniti a punto intermedio F di trattamento):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 1015 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 400 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 80%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2.4 Pa.

**8. Tratto F-G (da punto intermedio F di trattamento a canale Arcabologna):**

Diametro finale del collettore: 800 mm.

Materiale del collettore: PEAD.

Lunghezza collettore: circa 1385 m (per ogni lato del rilevato).

Pendenza longitudinale della tubazione: 0.1%.

Portata: circa 390 l/s.

Percentuale di riempimento collettore: 79%.

Sforzo tangenziale al fondo: 2.4 Pa.

#### 8.4 QUANTITÀ ACQUE DI PRIMA PIOGGIA E DIMENSIONI VASCHE DI TRATTAMENTO

Per il trattamento dell'acqua di prima pioggia sono state inserite n.10 vasche adibite a tale compito individuabili nelle planimetrie della rete di drenaggio in allegato alla presente relazione.

Le portate di prima pioggia da gestire e la relativa dimensione delle vasche vengono riassunte di seguito:

**1. Punto A di trattamento (scarico nel canale Staggi 1° ramo):**

Riceve portata dal tratto AA-A

Portata in arrivo al pozzetto scolmatore: circa 350 l/s

Portata di prima pioggia da inviare al trattamento: circa 71 l/s

Dimensione nominale della vasca di trattamento: n.2 vasche con NS = 80

Volume di prima pioggia: 64 mc

Volume di sedimentazione: 7 mc

Volume totale: 71 mc

Volume del disoleatore: 3 mc

**2. Punto B di trattamento (scarico nel canale Staggi 2° e 3° ramo):**

Riceve portata dal tratto A-B

Portata in arrivo al pozzetto scolmatore: circa 380 l/s

Portata di prima pioggia da inviare al trattamento: circa 55 l/s

Dimensione nominale della vasca di trattamento: n.2 vasche con NS = 65

Volume di prima pioggia: 49 mc

Volume di sedimentazione: 6 mc

Volume totale: 55 mc

Volume del disoleatore: 3 mc

**3. Punto C di trattamento (scarico nel canale Lecche):**

Riceve portata dai tratti: B-C, D1-D e D-C

Portata in arrivo al pozzetto scolmatore: circa 640 l/s

Portata di prima pioggia da inviare al trattamento: circa 65 l/s

Dimensione nominale della vasca di trattamento: .2 vasche con NS = 65

Volume di prima pioggia: 55 mc

Volume di sedimentazione: 6 mc

Volume totale: 61 mc

Volume del disoleatore: 3 mc

**4. Punto F di trattamento (scarico nel fosso di guardia):**

Riceve portata dai tratti: D1-E e E-F

Portata in arrivo al pozzetto scolmatore: circa 460 l/s

Portata di prima pioggia da inviare al trattamento: circa 65 l/s

Dimensione nominale della vasca di trattamento: 2 vasche con NS = 65

Volume di prima pioggia: 56 mc

Volume di sedimentazione: 6 mc

Volume totale: 62 mc

Volume del disoleatore: 3 mc

**5. Punto G di trattamento (scarico nel canale Arcabologna):**

Riceve portata dai tratti: F-G

Portata in arrivo al pozzetto scolmatore: circa 310 l/s

Portata di prima pioggia da inviare al trattamento: circa 85 l/s

Dimensione nominale della vasca di trattamento: .2 vasche con NS = 85

Volume di prima pioggia: 76 mc

Volume di sedimentazione: 9 mc

Volume totale: 85 mc

Volume del disoleatore: 3 mc

#### 8.5 PUNTI DI RECAPITO DELLA PORTATA DRENATA

Riassumendo, si possono identificare n.4 punti di recapito delle portate di prima e di seconda pioggia, che vengono di seguito identificati e ne viene quantificato il deflusso che verrà immesso nella rete di canali esistente:

**1. Punto A di recapito nel canale Staggi 1° ramo:**

Portata totale da recapitare nel canale: circa 350 l/s

Portata di prima pioggia: circa 71 l/s

n.2 punti di recapito.

**2. Punto B di recapito nel canale Staggi 2° e 3° ramo:**

Portata totale da recapitare nel canale: circa 380 l/s

Portata di prima pioggia: circa 55 l/s

n.2 punti di recapito.

**3. Punto C di recapito nel canale Lecche:**

Portata totale da recapitare nel canale: circa 640 l/s

Portata di prima pioggia: circa 65 l/s

n.2 punti di recapito.

**4. Punto G di recapito nel canale Arcabologna:**

Portata totale da recapitare nel canale: circa 310 l/s

Portata di prima pioggia: circa 85 l/s

n.2 punti di recapito.

E' da precisare che la portata in uscita dal punto intermedio F di trattamento (circa 460 l/s su ogni lato del rilevato) viene convogliata al ricettore finale, canale Arcabologna, tramite fosso di guardia al piede del rilevato.

#### 8.6 DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA – TRATTO F-G

Al piede del rilevato e più precisamente al piede delle due scarpate si andranno a realizzare dei fossi di guardia per raccogliere sia le portate scolmate in emergenza dalla piattaforma stradale lungo gli embrici sia per convogliare la portata in uscita dalle vasche di trattamento verso il ricettore idoneo allo scarico.

Proprio per i motivi sopra descritti e alla luce delle ingenti portate che si potrebbero registrare lungo tale rete di drenaggio a cielo aperto si ipotizza la realizzazione di fossi di guardia rivestiti in cls di spessore 10cm e rete elettrosaldata.

Il fosso più importante relativamente alla portata che deve smaltire in caso di eventi di pioggia importanti collega i punti F e G indicati nella planimetria idraulica di progetto ovvero il punto di scarico della vasca di prima pioggia e il punto di recapito di tale portata nel canale Arcabologna.

Considerando la portata in arrivo al manufatto scolmatore collocato in corrispondenza del punto F, pari a circa 460 l/s sommata alla portata in arrivo dall'ultimo tratto F-G, per entrambi i lati, si è verificato che la sezione del fosso di guardia sia sufficiente a contenere tutta la portata, stimata in circa 980 l/s.

Si ipotizza una sezione di forma trapezia, con base minore di 0.75 m, base maggiore di 1.75 m e pendenza delle sponde di 1.25. Considerando un'altezza della lama d'acqua di 0.7 m è possibile calcolare la portata transitabile con la formula di moto uniforme di Gauckler-Strickler, ottenendo un valore di 1020 l/s, che indica la sufficiente capacità di contenere il deflusso originato dalla pioggia. Il calcolo è stato eseguito considerando il coefficiente di scabrezza  $K_s$  pari a  $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , caratteristico del cemento usurato, allo scopo di porsi a favore di sicurezza.

Inoltre, si ritiene di poter rivestire il fosso di guardia con pannelli forati di calcestruzzo, in modo tale che parte della portata possa venire dispersa per infiltrazione determinando quindi un valore di scarico nel ricettore inferiore a quanto indicato prima.

Da considerare anche il fatto di un rallentamento dell'onda di piena in arrivo da tale fosso di guardia rispetto alla portata drenata tramite collettore, visto la natura completamente diversa del sistema di canalizzazione.

## 9 DETTAGLI DELLA RETE DI DRENAGGIO

### 9.1 COLLETTORI

I collettori della rete principale di drenaggio sono composti in polietilene ad alta densità (PEAD) di colore interamente nero o con bande coestruse di colore marrone, in tutto rispondenti alla norma UNI EN126661 per sistemi di scarico non in pressione. I sistemi di giunzione ammessi per il collegamento fra gli elementi includono quelli a bicchiere o manicotto con guarnizione elastomerica, saldatura ad elettrofusione, sistemi di giunzione meccanici. Sono previste due tipologie di tubazione:

- Per i tratti AA-A, A-B, B-C, E-F E F-G i collettori hanno diametro di 800 mm e valore di rigidità anulare SN<sub>4</sub>, definito secondo metodo di prova EN ISO 9969.
- Per il tratto D-C il collettore ha diametro di 400 mm a valore di rigidità anulare SN<sub>4</sub>, definito secondo metodo di prova EN ISO 9969.

La posa in opera delle condotte è eseguita con posa standard secondo norma UNI EN 1046. Un tipo di installazione comune è in trincea stretta, con un franco laterale utile solo all'allineamento ed alla corretta realizzazione del rinfiango. Per il letto di posa e il rinfiango si scelgono materiali selezionati classificati per granulometria, come ghiaie lavate e le sabbie.

### 9.2 POZZETTI SCOLMATORI

L'ingresso dell'acqua all'impianto di trattamento di prima pioggia avviene per mezzo di un pozzetto scolmatore che convoglia le acque di prima pioggia, recapitate dai collettori, alla vasca di accumulo e, quando questa è piena, le acque di seconda pioggia direttamente allo scarico finale attraverso la tubazione di by-pass.

La scelta dei pozzetti scolmatori per ogni punto di recapito si è basata sulla superficie drenante di riferimento e sul carico di fanghi. Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto, come è stato definito precedentemente, trattandosi di rete di drenaggio a servizio di un'infrastruttura stradale ad alto scorrimento, il quantitativo di fanghi presenti nel deflusso può ritenersi ridotta, per cui la scelta è ricaduta nel pozzetto con il coefficiente di carico fango minore. La superficie drenante di riferimento per ogni impianto è compresa tra 10000 mq e 15000 mq circa e si è valutato un pozzetto comune a tutti i trattamenti, di dimensioni 246 x 220 x 250 cm. Il foro in entrata e quello per la tubazione di by-pass sono di 850 mm, mentre il foro in uscita per la vasca di prima pioggia è pari a 500 mm. In totale sono previsti 10 pozzetti scolmatori.

### 9.3 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

La scelta delle vasche è stata eseguita sulla base della superficie dell'area da drenare che ha portato a individuare due tipologie di vasca:

- Per i punti di trattamento A e G la superficie di drenaggio è di circa 15 Ha. Sono previsti in totale 4 impianti di prima pioggia, uno per ogni lato della carreggiata. L'impianto previsto è composto da due vasche di prima pioggia in serie, ciascuna di dimensioni 246 x 920 x 270 cm, un elettropompa da 220/400 V e un disoleatore NS 4-8 conforme alla UNI EN 858-1 di dimensioni 180 x 180 x 220 cm completo di siste-

- ma a coalescenza per olii e idrocarburi.
- Per i punti di trattamento C e F la superficie di drenaggio è di circa 10 Ha. Sono previsti in totale 4 impianti di prima pioggia, uno per ogni lato della carreggiata. L'impianto previsto è composto da due vasche di prima pioggia in serie, ciascuna di dimensioni 246 x 720 x 270 cm, un elettropompa da 220/400 V e un disoleatore NS 3 conforme alla UNI EN 858-1 di dimensioni 175 x 180 x 170 cm completo di sistema a coalescenza per olii e idrocarburi.
  - Per il punto di trattamento B la superficie di drenaggio è di poco inferiore a 10 Ha. Sono previsti in totale 2 impianti di prima pioggia, uno per ogni lato della carreggiata. L'impianto previsto è composto da due vasche di prima pioggia in serie, ciascuna di dimensioni 246 x 1220 x 270 cm, un elettropompa da 220/400 V e un disoleatore NS 3 conforme alla UNI EN 858-1 di dimensioni 175 x 180 x 170 cm completo di sistema a coalescenza per olii e idrocarburi.

Le acque di prima pioggia vengono accumulate temporaneamente nelle vasche prefabbricate in cemento armato dove avviene la sedimentazione delle sabbie e dei fanghi. La separazione delle acque di prima e di seconda pioggia viene garantita da una valvola antiriflusso a galleggiante in acciaio inox installata all'ingresso della vasca di accumulo e successivamente (normalmente dopo 48 - 72 - 96- ore), grazie all'elettropompa sommersa a portata costante, vengono avviate al trattamento di disoleazione separazione dei liquidi leggeri o direttamente al ricettore finale.

Per entrambe le tipologie di impianto di trattamento sono previste delle lastre di copertura carrabili a traffico pesante di 20 cm, per carichi di prima categoria, con fori d'ispezione per ghisa.

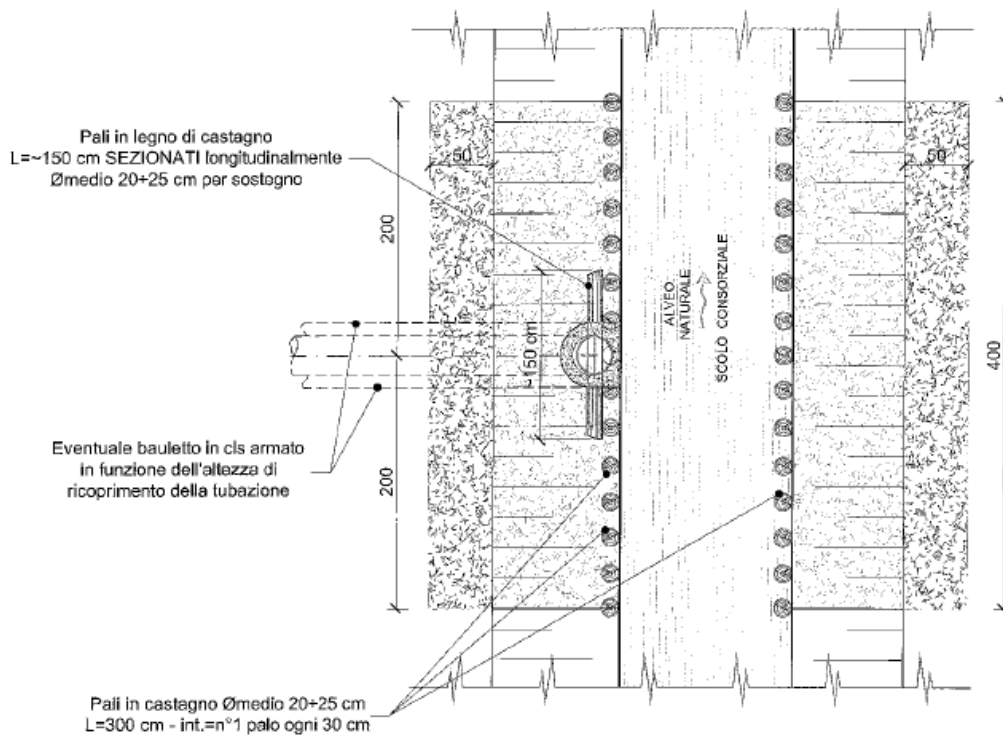
Verificando il tempo di svuotamento per le vasche dotate di pompa con portata pari a 3 l/s, l'esaurimento della vasca considerando un volume medio pari a circa 65'000 litri, avviene in circa 6 ore, tempo più che compatibile con la definizione di evento meteorico.

#### 9.4 PARTICOLARE IN CORRISPONDENZA DELL'IMMISSIONE NEI RICETTORI

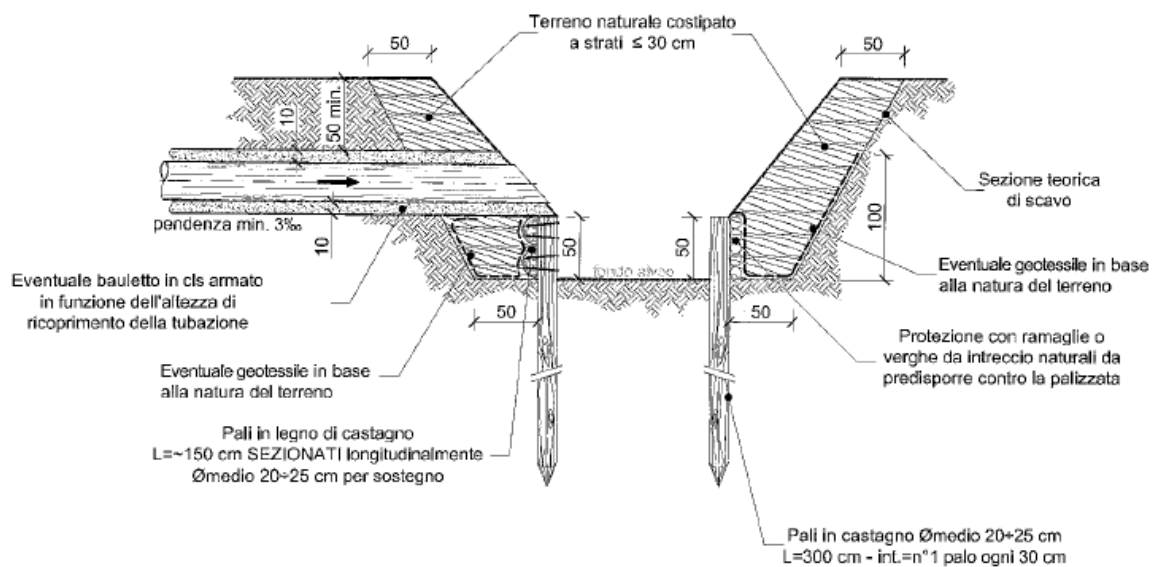
Si riporta la sezione tipo del punto di recapito delle acque reflue nel canale ricettore. La sezione di riferimento è stata scelta tra quelle riportate nel documento "Regolamento di polizia idraulica – Consorzio di Bonifica della Romagna".

In particolare si ritiene adeguato il seguente schema definito "Particolare 4: difesa spondale in corrispondenza di immissioni per canali di piccole dimensioni".

### PIANTA



### SEZIONE TIPO DIFESA SPONDALE



**Figura 5** – Pianta e sezione tipo della difesa spondale in corrispondenza di immissioni per canali di piccole dimensioni – Fonte: Regolamento di Polizia Idraulica – Consorzio di Bonifica della Romagna”



## 10 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI OGGETTO DI ALLARGAMENTO

### 10.1 INTERFERENZA CON IL RETICOLO IDRAULICO IN GESTIONE AL CONSORZIO DI BONIFICA DELLA ROMAGNA

Il tratto di S.S. 67 "Tosco Romagnola" oggetto di intervento interferisce in n.4 sezioni con la rete idraulica di bonifica esistente come riportato nella planimetria seguente:

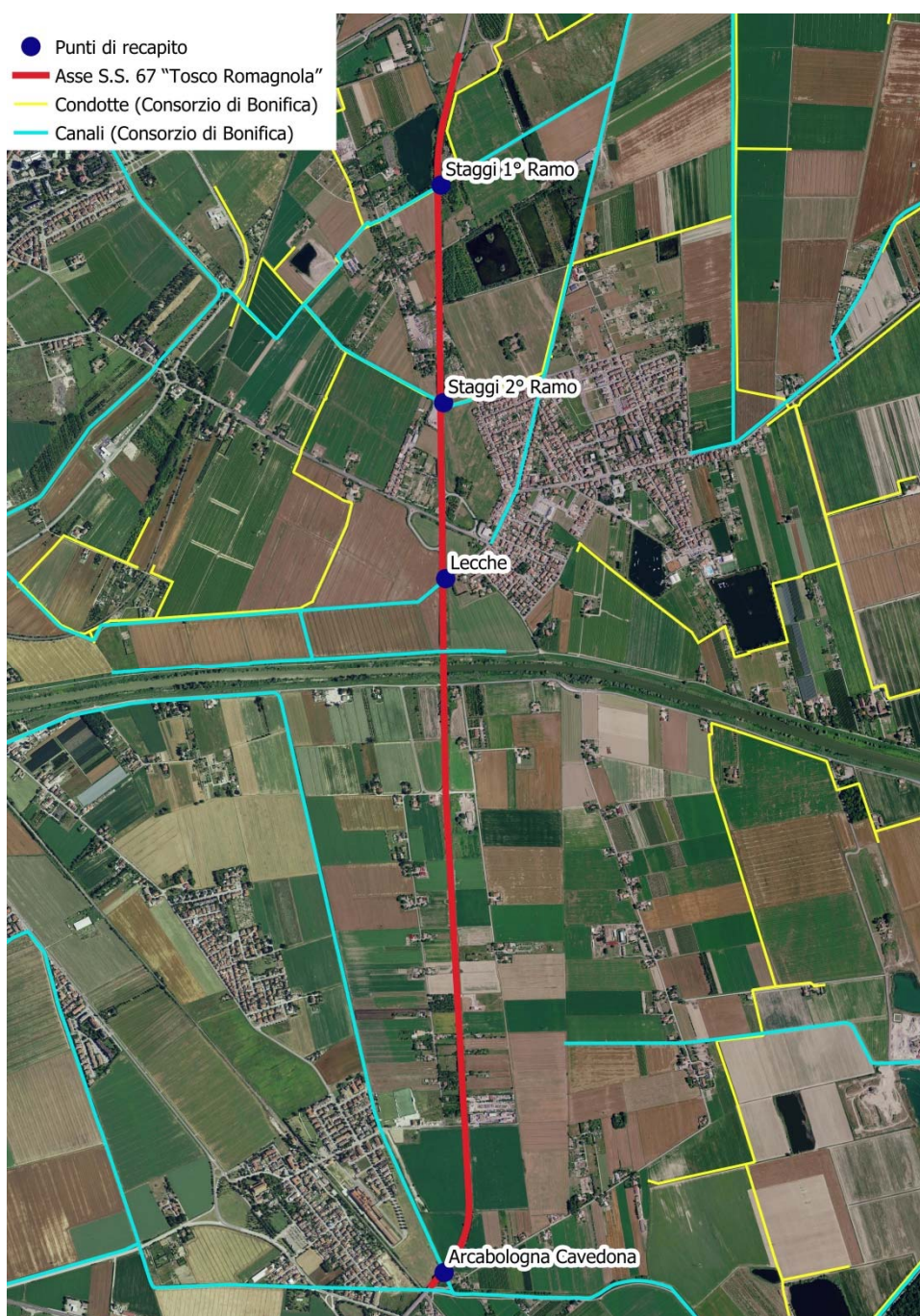


Figura 6 – Punti di interferenza con il reticolo idraulico in gestione al Consorzio di Bonifica

## 10.2 CALCOLO DELLA PORTATA ALLO STATO DI FATTO IN CORRISPONDENZA DELLE SEZIONI DI CHIUSURA

Lo scarico delle acque recapitate nei collettori avviene in prossimità dei punti di recapito A, B, C, G in quattro canali consorziali. Su indicazione del Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna viene eseguita la verifica delle sezioni idrauliche dei canali a cielo aperto in corrispondenza dei punti di recapito definiti nel progetto.

Sulla base delle grandezze fisico-morfologiche dei canali fornite dal Consorzio viene calcolata la portata di progetto per ogni bacino drenante nel canale di riferimento e chiuso in corrispondenza dell'attraversamento stradale in cui avviene lo scarico delle acque. Le grandezze a disposizione sono l'area totale del bacino, l'area del bacino chiuso a monte della sezione del canale da verificare, la lunghezza dell'asta principale estesa allo spartiacque, la pendenza media e la percentuale di area urbanizzata.

Il tempo di corrivazione del bacino  $t_c$  è calcolato con le formule sperimentali riportate nelle linee guida del Regolamento di Polizia Idraulica, in funzione dell'area totale del bacino e delle pendenze di scolo.

In particolare:

- Per i punti di recapito A e C, caratterizzati da area totale del bacino di drenaggio maggiore di 1 kmq e pendenze di scolo inferiori a 0.001 si è utilizzata la formula sperimentale di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108 \sqrt[3]{AL}}{\sqrt{i}}$$

in cui:

A tot = superficie totale del bacino fornita dal Consorzio [kmq]

L = lunghezza dell'asta principale estesa allo spartiacque [km]

i = pendenza media dell'asta principale [m/m]

- Per il punto di recapito B, caratterizzato da area totale del bacino di drenaggio inferiore a 1 kmq si è utilizzata la formula di Ventura-Ongaro:

$$t_c = 24 * 0.18 \sqrt[3]{AL}$$

- Per il punto di recapito G, caratterizzato da area totale del bacino di drenaggio superiore a 1 kmq e pendenze di scolo superiori a 0.001 si è utilizzata la formula di Ventura:

$$t_c = 0.053 \sqrt{\frac{A}{i}}$$

Sulla base del tempo di corrivazione così definito è calcolata l'intensità di precipitazione costante, per il tempo di ritorno di 30 anni. I parametri della curva di possibilità pluviometrica sono quelli utilizzati per il dimensionamento della rete di drenaggio forniti dal Consorzio: a = 47 e n = 0.48.

Infine, la portata di progetto alla foce del canale è definita con il metodo cinematico. Il valore di picco dell'idrogramma è calcolato con la formula:

$$Q(T_R) = 0.278 A_{tot} Ca(T_R) t_c^{n-1}$$



in cui:

$A_{tot}$  = superficie totale del bacino fornita dal Consorzio (kmq)

$C$  = coefficiente di deflusso definito con la formula del Consorzio

$$C = (0.9A_{imp} + 0.2A_{perm}) / A_{tot}$$

in cui:

$A_{imp}$  = superficie del bacino impermeabile [mq]

$A_{perm}$  = superficie del bacino permeabile [mq]

Con la formula riportata sopra si ottiene la portata di progetto riferito all'intero bacino di drenaggio; è necessario calcolare il coefficiente idrometrico, ovvero il rapporto tra la portata di progetto e l'area totale, e moltiplicarlo per la superficie del bacino chiuso a monte della sezione del canale per trovare la portata di progetto di interesse.

Di seguito si riportano i valori appena descritto per ogni punto di recapito:

**1. Punto A di recapito nel canale Staggi 1° ramo:**

L'area totale del bacino di drenaggio è di 2.49 kmq, mentre l'area del bacino chiuso a monte della sezione del canale da verificare è di 2.14 kmq.

Il tempo di corrivazione è calcolato con la formula sperimentale di Pasini ed è pari a circa 6.7 ore.

La portata di progetto a monte della sezione del canale è di circa 3 mc/s.

**2. Punto B di recapito nel canale Staggi 2° ramo:**

L'area totale del bacino di drenaggio è di 0.66 kmq, mentre l'area del bacino chiuso a monte della sezione del canale da verificare è di 0.12 kmq.

Il tempo di corrivazione è calcolato con la formula sperimentale di Ventura-Ongaro ed è pari a circa 4.2 ore.

La portata di progetto a monte della sezione del canale è di circa 0.2 mc/s.

**3. Punto C di recapito nel canale Lecche:**

L'area totale del bacino di drenaggio è di 1.32 kmq, mentre l'area del bacino chiuso a monte della sezione del canale da verificare è di 1.1 kmq.

Il tempo di corrivazione è calcolato con la formula sperimentale di Pasini ed è pari a 15.2 ore.

La portata di progetto a monte della sezione del canale è di circa 0.8 mc/s.

**4. Punto G di recapito nel canale Arcabologna:**

L'area totale del bacino di drenaggio è di 3.59 kmq, mentre l'area del bacino chiuso a monte della sezione del canale da verificare è di 3.59 kmq.

Il tempo di corrivazione è calcolato con la formula sperimentale di Ventura ed è pari a 1.4 ore.

La portata di progetto a monte della sezione del canale è di circa 14.4 mc/s.

### 10.3 CALCOLO DELLA PORTATA AMMISSIBILE NELLA SEZIONE DEL CANALE

Al fine di verificare la capacità del canale allo stato di fatto e successivamente con la configurazione di progetto è necessario calcolare la portata ammissibile nel canale sulla base della geometria della sezione. La portata transiente in moto uniforme nella sezione del canale è calcolata con la formula di Bazin:

$$Q_s = AK\sqrt{RJ}$$

$$K = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R + \gamma}}$$

in cui:

A = area della sezione utile [mq]

R = raggio idraulico = A/C [m]

C = contorno bagnato [m]

J = pendenza media dell' asta principale [m/m]

$\gamma$  = coefficiente di scabrezza

Seguendo le indicazioni del Consorzio la scabrezza  $\gamma$  è posta pari a 1.30 (circa  $30 \text{ m}^{2/3}/\text{s}$ ).

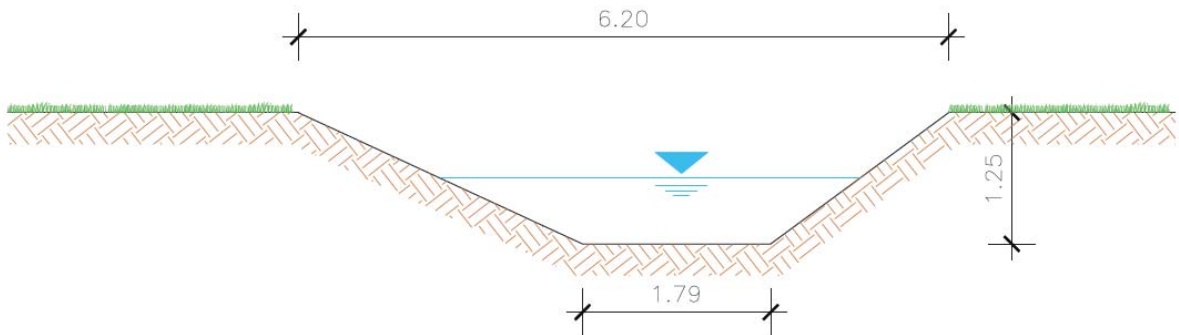
Si riporta la portata ammissibile e le sezioni di riferimento del canale per ogni punto di recapito. Inoltre, per ogni punto di recapito viene calcolata anche la portata ammissibile nello scatolare posto in corrispondenza dell'attraversamento stradale. In entrambi i casi la sezione utile è calcolata considerando un franco di sicurezza pari a 0.3 m.

**1. Punto A di recapito nel canale Staggi 1° ramo:**

L'area della sezione utile del canale è di circa 3.8 mq.

La portata ammissibile nel canale è pari a circa 3.2 mc/s, considerando un tirante massimo di circa 0.95 m.

La portata ammissibile nello scatolare è pari a circa 12.7 mc/s.



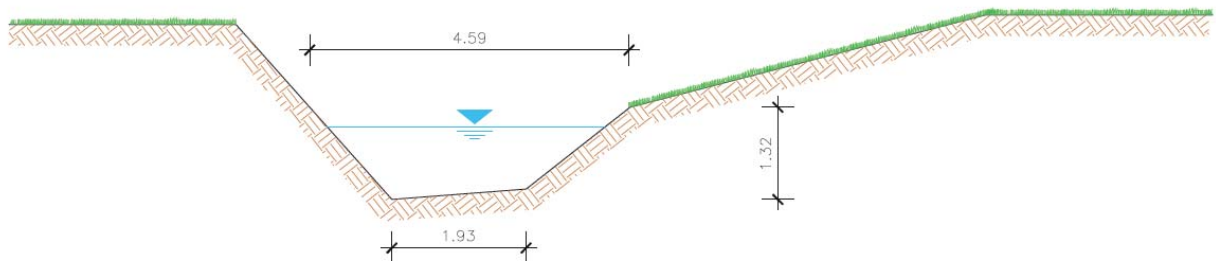
**Figura 7** – Sezione del canale Staggi 1° ramo, lato est dell'attraversamento stradale

**2. Punto B di recapito nel canale Staggi 2°:**

L'area della sezione utile è di circa 3.3 mq.

La portata ammissibile nel canale è pari a circa 8 mc/s, considerando un tirante massimo di 1 m.

La portata ammissibile nello scatolare è pari a circa 13.5 mc/s.



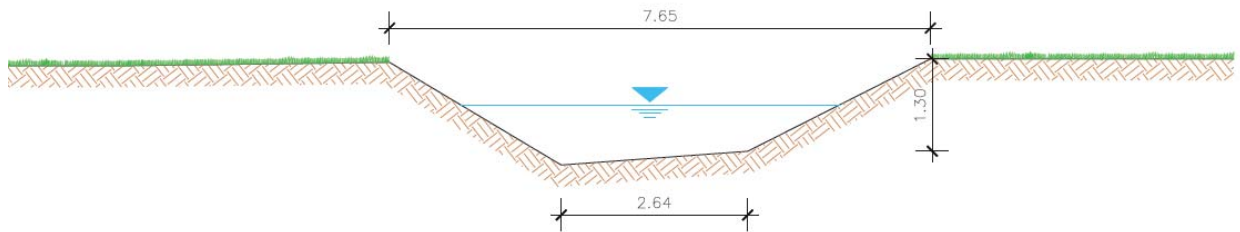
**Figura 8** – Sezione del canale Staggi 2° ramo, lato ovest dell'attraversamento stradale

**3. Punto C di recapito nel canale Lecche:**

L'area della sezione utile è di circa 5.15 mq.

La portata ammissibile nel canale è pari a circa 1.5 mc/s, considerando un tirante massimo di circa 1 m.

La portata ammissibile nello scatolare è pari a circa 4 mc/s.



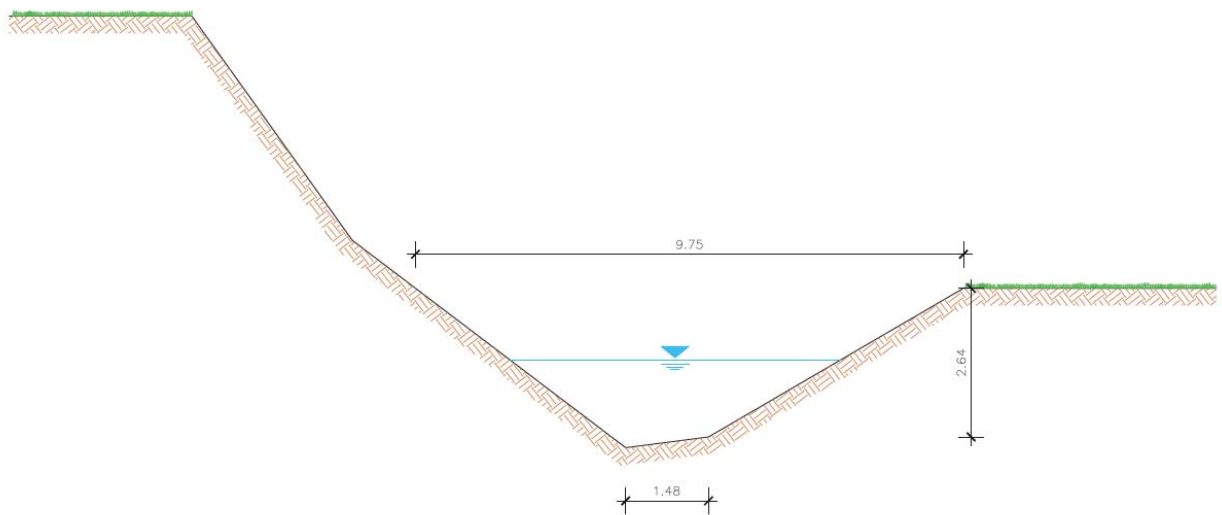
**Figura 9** - Sezione del canale Lecche, lato ovest dell'attraversamento stradale

**4. Punto G di recapito nel canale Arcabologna:**

L'area della sezione utile è di circa 13.1 mq.

La portata ammissibile nel canale è pari a circa 40.4 mc/s, considerando un tirante massimo di circa 2.3 m.

La portata ammissibile nello scatolare è pari a circa 23.4 mc/s.



**Figura 10** - Sezione del canale Arcabologna, lato est dell'attraversamento stradale

**10.4 VERIFICA DELLE SEZIONI CON LA PORTATA ALLO STATO DI FATTO**

La verifica delle sezioni allo stato di fatto è eseguita considerando la sola portata di progetto, calcolata precedentemente, rispetto alla portata ammissibile in ogni sezione.

**Tabella 10** – Confronto della portata allo stato di fatto con la portata ammissibile nei canali allo stato di fatto

	Portata allo SDF [mc/s]	Portata ammissibile nel canale [mc/s]
Recapito A – Canale Staggi 1° ramo	3	3.2
Recapito B – Canale Staggi 2° ramo	0.2	8
Recapito C – Canale Lecche	0.8	1.5
Recapito G – Canale Arcabologna	14.4	40.4

**Tabella 11** - Confronto della portata allo stato di fatto con la portata ammissibile negli scotolari allo stato di fatto

	Portata allo SDF [mc/s]	Portata ammissibile nello scotolare [mc/s]
Recapito A – Canale Staggi 1° ramo	3	12.7
Recapito B – Canale Staggi 2° ramo	0.2	13.5
Recapito C – Canale Lecche	0.8	4
Recapito G – Canale Arcabologna	14.4	23.4

Dal confronto delle portate allo stato di fatto emerge che tutte le sezioni sono verificate, sia per quanto riguarda i canali a cielo aperto che per gli scotolari in corrispondenza degli attraversamenti, rispettando in entrambi i casi il franco di 0.3 m imposto dal Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna.

#### 10.5 VERIFICA DELLE SEZIONI CON LA PORTATA DI PROGETTO

Per la verifica in condizioni di progetto va sommata alla portata allo stato di fatto la portata recapitata dai nuovi collettori. Per ogni punto di recapito si avrà dunque un doppio contributo di portata, per ogni lato della strada, sommato alla portata dovuta al relativo bacino.

**Tabella 12** – Confronto tra la portata di progetto e la portata ammissibile nei canal (con franco di sicurezza pari a 0.3m)

	Portata di progetto [mc/s]	Portata ammissibile nel canale [mc/s]
Recapito A – Canale Staggi 1° ramo	3.7	3.2
Recapito B – Canale Staggi 2° ramo	0.7	8
Recapito C – Canale Lecche	1.9	1.5
Recapito G – Canale Arcabologna	15.8	40.4

**Tabella 13** - Confronto tra la portata di progetto e la portata ammissibile negli scotolari di attraversamento (con franco di sicurezza pari a 0.3m)

	Portata di progetto [mc/s]	Portata ammissibile nello scotolare [mc/s]
Recapito A – Canale Staggi 1° ramo	3.7	12.7
Recapito B – Canale Staggi 2° ramo	0.7	13.5
Recapito C – Canale Lecche	1.9	4
Recapito G – Canale Arcabologna	15.8	23.4

Anche con la portata di progetto emerge che tutte le sezioni risultano verificate, sia per quanto riguarda i canali a

cielo aperto che gli scatolari sotto l'attraversamento stradale. Per i punti di recapito B e G è rispettato il franco di 0.3 m. Per i punti rimanenti il franco si riduce ad un valore di poco inferiore a 0.3 m; tuttavia il livello di massima piena viene contenuto all'interno della sezione di deflusso.

## 11 INVARIANZA IDRAULICA

### 11.1 NORMATIVA DEL PIANO DI BACINO

Ai sensi del Piano Stralcio per il rischio idrogeologico disposto dalla competente Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, tutte le superfici di nuova impermeabilizzazione dell'intervento dovranno soddisfare il principio dell'invarianza idraulica. S'intende cioè che la trasformazione di un'area non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.

Questo effetto di impermeabilizzazione deve essere compensato, secondo le norme del piano di bacino, con volumi di invaso la cui dimensione viene calcolata in ragione del tasso di impermeabilizzazione indotto. Ciò equivale a potenziare la capacità di laminazione del bacino per compensare la perdita di capacità di infiltrazione: l'obiettivo è quello di raccogliere, contenere e scaricare la maggior portata provocata dall'impermeabilizzazione dei suoli in maniera graduale, senza che il corpo idrico ricettore vada in crisi.

### 11.2 CRITERIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA

Per lo studio dei sistemi necessari alla garanzia dell'invarianza idraulica si sono seguite le linee guida riportata dal Consorzio di Bonifica della Romagna.

La prima valutazione riguarda la definizione della classe di intervento, secondo quanto disposto dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico, che riporta la seguente tabella:

**Tabella 14 - Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici ai fini dell'invarianza idraulica**

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento.

La misura del volume minimo d'invaso riportata dal Consorzio è calcolata con la seguente formula:

$$w = w^{\circ} \left( \frac{\phi}{\phi^{\circ}} \right)^{(1/(1-n))} - 15I - w^{\circ}P$$

in cui:

w = volume di invaso da calcolare [mc/ha]

w<sup>°</sup> = volume disponibile naturalmente per la laminazione [50 mc/ha]

φ = coefficiente di deflusso dopo la trasformazione

φ<sup>°</sup> = coefficiente di deflusso prima della trasformazione

n = parametro delle curve di possibilità pluviometrica di durata inferiore all'ora (n=0.48)

I = percentuale di area che viene trasformata

P = percentuale di area lasciata inalterata

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata.

Per la stima dei coefficienti di deflusso  $\phi^\circ$  e  $\phi$  si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\phi^\circ = 0.9Imp^\circ + 0.2Per^\circ$$

$$\phi = 0.9Imp + 0.2Per$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice °) o dopo (se non c'è l'apice °).

Utilizzando le formule finora descritte si è potuto determinare il volume minimo d'invaso per ogni intervento, considerando separatamente i vari tratti e valutando il deflusso superficiale generato da un solo lato della pavimentazione:

**1. Tratto A-AA (da inizio intervento a canale Staggi 1° ramo):**

L'area ha una superficie totale di 12771 mq di cui 6230 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Significativa impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso siano tali da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^\circ$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.54 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 49% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **151 mc**.

**2. Tratto A-B (da canale Staggi 1° ramo a canale Staggi 2° e 3° ramo):**

L'area ha una superficie totale di 9790 mq di cui 3560 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Modesta impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di 200 mm di diametro e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^\circ$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.6 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 64% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **78 mc**.



**3. Tratto B-C (da canale Staggi 2° e 3° ramo a canale Lecche):**

L'area ha una superficie totale di 7975 mq di cui 2900 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Modesta impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di 200 mm di diametro e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^o$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.6 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 64% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **64 mc**.

**4. Tratto D-C (da fine viadotto F. Uniti a canale Lecche):**

L'area ha una superficie totale di 2970 mq di cui 1080 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Modesta impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di 200 mm di diametro e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^o$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.6 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 64% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **24 mc**.

**5. Tratto D-E (viadotto Fiumi Uniti):**

La demolizione e nuova realizzazione del viadotto di attraversamento del corso d'acqua Fiumi Uniti determinerà una superficie impermeabile pari a circa 2200 mq.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Modesta impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di 200 mm di diametro e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^o$  e  $\phi$ ) sono entrambi 0.9 visto che l'area subisce solo un aumento di superficie impermeabile. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **5.6 mc**.

**6. Tratto E-F (da fine viadotto F. Uniti a punto intermedio F di trattamento):**

L'area ha una superficie totale di 11165 mq di cui 7105 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Significativa impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti

della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso siano tali da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^o$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.65 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 64% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **90 mc**.

**7. Tratto F-G (da punto intermedio F di trattamento a canale Arcabologna):**

L'area ha una superficie totale di 15235 mq di cui 9695 mq saranno resi impermeabili con la nuova pavimentazione, ottenendo una superficie totalmente impermeabilizzata.

L'estensione dell'intervento è tale da classificarlo di "Significativa impermeabilizzazione potenziale": secondo quanto riportato dal Piano stralcio per il Rischio Idrogeologico è necessario soddisfare i requisiti della formula del minimo volume di invaso ed è opportuno che le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso siano tali da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni.

I coefficienti di deflusso riferiti allo stato attuale e alla configurazione di progetto ( $\phi^o$  e  $\phi$ ) sono rispettivamente 0.65 e 0.9, calcolati considerando che attualmente l'area impermeabile occupa il 64% dell'area totale e verrà trasformata al 100%. Il volume minimo di invaso così ottenuto è di circa **122mc**.

**11.3 MODALITÀ DI REALIZZAZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA**

Il sistema previsto per l'invarianza idraulica si compone generalmente di volume di invaso in abbinamento ad un tubo di scarico con strozzatura tale da "ritardare" il deflusso delle acque al canale ricettore.

Le norme del piano di bacino prevedono che la dimensione dei volumi di invaso sia calcolata in riferimento al volume minimo definito con le formule descritte al paragrafo precedente. Concettualmente, questo equivale a identificare un volume di laminazione all'interno della rete di drenaggio. Nel caso in esame, si vuole valutare il ruolo dei collettori della rete principale, considerando che sono stati dimensionati con un grado di riempimento della tubatura compreso tra il 55% e 70% circa del volume totale. Di conseguenza, il volume restante del collettore può essere utilizzato per laminare l'onda di piena dovuta all'impermeabilizzazione stradale. I volumi così ottenuti superano abbondantemente i volumi minimi d'invaso richiesti dal piano di bacino per tutti i tratti ad eccezione del tratto AA-A e D-C:

**Tabella 15 - Volumi minimi d'invaso e residui dei collettori per la laminazione dell'onda di piena dovuta all'impermeabilizzazione**

	Volume minimo d'invaso (mc)	Volume residuo del collettore (mc)
Tratto AA-A	151	83
Tratto A-B	78	190
Tratto B-C	64	173

Tratto D-C	24	22
Tratto D-E	11.2	10.4
Tratto E-F	90	203
Tratto F-G	122	218

Nei tratti in cui il volume residuo dei collettori non è sufficiente si fa riferimento a quanto riportato nel regolamento di polizia idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna, ovvero che si può considerare che il volume totale delle condotte di fognatura sia efficace all'80% ai fini dell'invarianza idraulica. Questo significa che l'80% del volume totale della rete di drenaggio principale può essere considerato in diminuzione del valore di volume minimo d'invaso previsto dall'equazione. Questa indicazione, essendo meno restrittiva rispetto al calcolo precedente, permette di considerare sufficienti i volumi di tutte delle condotte per la laminazione dell'onda di piena. In particolare si riportano i volumi dei tratti AA-A, D-C e D-E:

**Tabella 16** – Volumi dei collettori per la laminazione dell'onda di piena dovuta all'impermeabilizzazione secondo le indicazioni del Consorzio di Bonifica

	Volume minimo d'invaso (mc)	80% volume collettore (mc)
Tratto AA-A	151	306
Tratto D-C	24	42
Tratto D-E	11.2	20.0

Affinché il sistema di invarianza idraulica sia funzionale è necessario regolare l'immissione della portata nel canale ricettore. Poiché non si prevede la realizzazione di vasche di laminazione, si vuole dimensionare il diametro della bocca di scarico nel canale, in modo tale da stabilire una strozzatura che permette l'emissione della sola portata ammissibile. Quest'ultima è definita dalle "Linee guida per la progettazione dei dispositivi di invarianza idraulica" riportate nel regolamento di polizia idraulica del Consorzio di Bonifica della Romagna, pari a 10 l/s Ha.

Il calcolo della portata ammissibile è eseguito per ogni tratto in cui è stata suddivisa la rete di drenaggio, considerando la superficie totale di ogni intervento. Il diametro del tubo di scarico è calcolato considerando la legge di moto uniforme di Gauckler-Strickler in condizioni di massimo riempimento. Viene considerata la pendenza dello 0.1% e il coefficiente di scabrezza di  $75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per ogni condotta. I diametri così calcolati e adattati alle dimensioni commerciali sono i seguenti:

**Tabella 17** – Dimensioni commerciali dei diametri delle condotte di scarico

	Diametro della strozzatura (mm)
Tratto AA-A	250
Tratto A-B	200
Tratto B-C	200
Tratto D-C	200
Tratto E-F	250
Tratto F-G	250

Riprendendo le indicazioni del Consorzio si osserva che per i tratti di "Modesta impermeabilizzazione potenziale", ovvero i tratti A-B, B-C e D-C, è soddisfatta la richiesta del diametro massimo di 200 mm.

Per i tratti rimanenti, definiti di "Significativa impermeabilizzazione potenziale", perché comprendono un'area totale maggiore di un ettaro, è necessario eseguire la verifica per una durata di pioggia di due ore e un evento di tempo di ritorno di 30 anni. I parametri della curva di possibilità pluviometrica da utilizzare sono  $a = 51$  e  $n = 0.28$ . Allora, considerato un tempo di pioggia di 2 ore, si calcola il volume di pioggia effluente in vasca, valutando il coefficiente di deflusso pari a 0.9 e il volume scaricato dalla vasca al ricettore. Dalla differenza di questi si ricava il volume netto necessario alla laminazione dell'onda di piena.

Si sceglie di effettuare la verifica considerando solamente la nuova superficie di impermeabilizzazione, ottenendo i seguenti volumi da laminare:

**Tabella 18** – Verifica dei volumi da laminare riferiti alla pioggia con tempo di ritorno di 30 anni e di 2 ore

	Volume da laminare (mc)	80% volume collettore (mc)
<b>Tratto AA-A</b>	317	306
<b>Tratto E-F</b>	197	408
<b>Tratto F-G</b>	269	557

Si ritiene che la verifica risulta soddisfatta considerando l'80% del volume totale della rete di drenaggio principale come capacità di invaso e di laminazione dell'onda di piena.

## 12 GESTIONE DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO

Nel presente capitolo si riportano indicazioni di massima per garantire la manutenzione e la gestione degli impianti di prima pioggia, nel corso della loro vita. Le seguenti indicazioni dovranno essere integrate, successivamente alla fase di costruzione, al fine di consentire al gestore degli impianti previsti dal progetto di rispettare tutti i manuali d'uso, di manutenzione, di sicurezza, ecc. di tutte le opere realizzate e forniti dai produttori degli impianti e dei suoi componenti.

### 12.1 VASCA DI PRIMA PIOGGIA

Prima della messa in funzione dell'impianto è necessario verificarne il corretto funzionamento, riempiendo di acqua chiara solo il disoleatore e controllare, nel pozzetto a valle, che l'acqua fluisca correttamente. Inoltre è necessario controllare il buon funzionamento delle apparecchiature elettromeccaniche (elettropompa, galleggiante e quadro).

Al momento del funzionamento, dovrà essere eseguita una manutenzione ordinaria.

In primis, dovrà essere sempre assicurata la pulizia dell'area intorno agli accessi del singolo impianto con manutenzione e potatura delle essenze arboree che dovessero rendere difficoltoso l'ingresso.

È necessaria l'asportazione dei "fanghi" della vasca di prima pioggia e lo svuotamento del pozzetto di raccolta dell'olio ed eliminazione dei materiali galleggianti (oli, schiume, ecc.) eventualmente non captati dal disoleatore e galleggianti in vasca. I sedimenti presenti in vasca, oltre a ridurre il funzionamento della stessa, potrebbero ostruire i dispositivi di regolazione del flusso e emettere odori sgradevoli.

La frequenza di tali operazioni dipenderà principalmente dai valori in entrata dei solidi sospesi e della materia grassa totale. Il contenuto della vasca di prima pioggia (fanghi sedimentati) e del disoleatore deve essere aspirato e smaltito a norma di legge.

Oltre allo svuotamento è necessario effettuare una pulizia delle vasche, delle relative apparecchiature e delle griglie; inoltre, va controllato l'eventuale intasamento delle tubazioni, dei pozzetti e la presenza di danneggiamenti.

È necessaria la manutenzione degli impianti elettrici e di illuminazione, ritocchi con idonee vernici alle parti metalliche costituenti l'impianto, cambio olio motori secondo un programma suggerito dalle case costruttrici, lubrificazione agli ingranaggi delle macchine. Per le apparecchiature dovrà essere effettuata una manutenzione programmata ricavata dai manuali d'uso e manutenzione delle ditte fornitrici delle stesse. Tutti i materiali di consumo ed i lubrificanti usati nella manutenzione dovranno essere quelli prescritti dalle case costruttrici o di similari caratteristiche.

La stessa attenzione va dedicata anche dopo un periodo di non funzionamento. In particolare si consiglia di aspirare e smaltire il contenuto del manufatto, pulire i filtri e verificare e controllare non ci siano danneggiamenti.