



TORINO - IVREA - QUINCINETTO

IVREA - SANTHIA'

SISTEMA AUTOSTRADALE
TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



Amministratore Delegato
Dott. Ing. LUIGI CRESTA

AUTOSTRADA A5 TORINO QUINCINETTO

NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO LOTTO 2A

PROGETTO ESECUTIVO

SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Relazione idrologica ed idraulica

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO				
 <i>Il Direttore Tecnico</i> Dott. Ing. ROBERTO PETRALI ordine degli Ingegneri di Milano n° 14638	HYDRODATA S.p.A. M.Cerrina	HYDRODATA S.p.A. M.Buffo	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano				
	DATA AGOSTO 2020	REVISIONE	DATA				
	SCALA VARIE						
	UFFICIO	COMMESSA	N° PROGETTO	FASE	ARGOMENTO	N° ELABORATO	REV
	S S P 0 1 0 1	A 0 5	0 0 1 2	P E I	D R	0 0 1 0	0 0

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI	1
2.1	Fenomeno di dilavamento stradale (first flush)	2
2.2	Inquadramento normativo del trattamento delle acque di piattaforma	3
3.	ANALISI IDROLOGICA	5
3.1	Pluviometria	5
3.1.1	Elaborazione statistica	6
3.1.2	Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate	6
3.1.3	Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica	7
3.2	Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale dell'autostrada A5	8
3.2.1	Modelli di trasformazione afflussi - deflussi	8
3.2.1.1	Modello A/D della corrivazione	8
3.2.1.2	Modello A/D dell'invaso lineare (IUH)	10
3.2.1.3	Modello A/D italiano dell'invaso	11
4.	ANALISI IDRAULICA	13
4.1	Sistema di drenaggio delle acque di piattaforma	13
4.1.1	Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale	16
4.1.2	Risultati ottenuti	18
4.1.3	Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta - cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico	20
4.2	Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma e laminazione delle portate di piena	22
4.2.1	Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia	22

1. PREMESSA

La presente relazione idrologica e idraulica fa parte integrante della progettazione definitiva relativa alla 2° fase di completamento del nodo idraulico di Ivrea sull'Autostrada A5 Torino – Quincinetto, Ivrea - Santhià ed ha come oggetto il dimensionamento dei dispositivi di raccolta delle acque meteoriche, il loro trattamento e smaltimento finale. In particolare oggetto del presente dimensionamento è la rete di drenaggio della SP.69, ricadente nel Lotto denominato 2A, che si sviluppa in adiacenza all'infrastruttura autostradale A5.

Il documento in oggetto aggiorna ed integra la precedente emissione con le richieste emerse nel corso delle Conferenze di Servizi indette, dalla Regione Piemonte e dal Provveditorato alle OO.PP., per la Verifica di Compatibilità Urbanistica del Progetto Definitivo Nodo Idraulico di Ivrea – Lotto 1 e Lotto 2, all'interno della procedura di intesa Stato-Regione (Conferenza dei Servizi presso il Provveditorato OO.PP. del 28/11/2018, richieste dei Comuni di Banchette, Salerano, Samone, Pavone, Perosa Canavese, Conferenza dei Servizi presso la Regione Piemonte del 13/12/2018).

Il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque di pioggia considera il migliore assetto da assegnare al sistema in funzione dei seguenti elementi:

- l'incidenza delle precipitazioni di progetto;
- i vincoli dettati dalla normativa vigente;
- la funzionalità del sistema di trattamento;
- la particolare situazione morfologica e idraulica dell'area interessata dall'intervento.

Le opere in progetto presentano il seguente insieme di componenti:

- rete di intercettazione delle portate di pioggia incidenti sulla piattaforma stradale in progetto;
- vasche di trattamento di prima pioggia(separatori di idrocarburi costituiti da appositi comparti per la sedimentazione primaria, la disoleazione e l'isolamento di eventuali sversamenti accidentali);
- bacino provvisorio di biofiltrazione.

Le piogge di progetto considerate per il dimensionamento delle opere di drenaggio sono state determinate in modo coerente e congruente alle prescrizioni contenute nella *"Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"*, emanata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi dell'art.10 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, e della Deliberazione 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po *"Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B"* (Deliberazione n.2/99) e degli altri riferimenti normativi in essa citati.

La rete di collettamento delle acque meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale è stata dimensionata per tempo di ritorno 25 anni a partire dalle precipitazioni intense di durata inferiore all'ora.

Il sistema di drenaggio in progetto è aperto, costituito da fossi rivestiti in cls; le tubazioni presenti sono funzionali unicamente all'attraversamento dei rilevatistradali in progetto o esistenti. Nel tratto a valle del bacino di accumulo sono state previste opere in sifone, sempre funzionali all'attraversamento di infrastrutture stradali esistenti.

2. INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti. In conseguenza dell'evento meteorico infatti, le acque di pioggia operano il dilavamento delle superfici stradali causando il trasporto di sostanze quali solidi sedimentabili, sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc.

Nel paragrafo seguente è fornito l'inquadramento normativo relativo al trattamento delle acque di piattaforma necessario per definire i criteri di base per la progettazione dei presidi sopra descritti.

2.1 Fenomeno di dilavamento stradale (first flush)

Numerosi studi condotti in diversi paesi hanno evidenziato che le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle pavimentazioni delle strade urbane ed extraurbane, nonché delle loro aree di pertinenza (aree a parcheggio, aree di servizio, aree di caselli a pedaggio ecc.) risultano contaminate e possono determinare un rilevante impatto negativo sulla qualità del corpo idrico recettore. In molti stati la riduzione di questo impatto costituisce pertanto uno dei principali obiettivi dei Piani di tutela ambientale. L'obiettivo può essere perseguito con molteplici metodologie indicate come "*Storm Water Best Management Practices*".

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

È quindi intuibile che nel corso di un evento piovoso molto prolungato, specialmente dopo un periodo di assenza di precipitazioni, i primi apporti che dilavano le superfici generano acque reflue più concentrate di inquinanti rispetto a quelle degli apporti successivi, per cui è diventato usuale distinguere varie tipologie di piogge e concentrare l'attenzione sulle cosiddette "*acque di prima pioggia*", che hanno così assunto il carattere di un fenomeno tipico delle aree fortemente antropizzate, urbanizzate o comunque impermeabilizzate. A seguito degli eventi di precipitazione, infatti, le acque meteoriche provocano il dilavamento delle superfici urbane e stradali (fenomeno noto con il termine di *first flush*), causando il trasporto di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici e/o inorganici), elementi nutritivi, batteri, oli, grassi e metalli pesanti.

Il fenomeno delle "acque di prima pioggia" si caratterizza principalmente per il meccanismo che lo genera (le piogge), il loro bersaglio (il suolo urbanizzato) e i corpi idrici recettori.

Le sedi stradali e le loro aree di pertinenza contribuiscono all'inquinamento dei deflussi meteorici attraverso due fenomeni successivi:

- l'accumulo durante il tempo asciutto;
- il dilavamento operato dalla pioggia.

Il primo è di entità minore e si manifesta per particelle molto piccole (dimensioni inferiori a 60 μm); il secondo avviene attraverso due fasi successive: l'incorporazione di sostanze nelle goccioline d'acqua entro la nube e il dilavamento atmosferico.

Gli inquinamenti sulle superfici provengono dalla deposizione atmosferica di tempo asciutto, dal traffico veicolare (derivati di combustione dei carburanti, usura dei pneumatici, parti meccaniche, e impianto frenante dei veicoli, corrosione della carrozzeria dei veicoli, etc.), da rifiuti in prevalenza organici, dalla vegetazione, dall'erosione del manto stradale provocato dal traffico veicolare e dalla corrosione delle barriere.

L'acqua di pioggia subisce una contaminazione dilavando l'atmosfera, le strade e le pertinenze stradali. La prima interazione tra l'acqua e gli inquinanti avviene in atmosfera, in cui sono presenti inquinanti di origine naturale e antropica. Successivamente, l'acqua di pioggia dilava le superfici stradali trascinando una parte del materiale che si è accumulato durante il tempo asciutto.

I dati di letteratura mostrano un ampio ventaglio di concentrazioni di inquinanti nelle acque di pioggia quando giungono al suolo. In effetti, tali concentrazioni dipendono da fonti locali di inquinamento atmosferico, sia da

fonti esterne e, quindi, dalle condizioni meteorologiche. In prevalenza il carico inquinante di origine atmosferica riguarda i composti disciolti (metalli, cloruri, sodio).

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti dalle superfici urbane e stradali, risultano estremamente variabili e dipendenti dalla specificità del sito in esame ed in particolare dal regime pluviometrico, oltre che dalle caratteristiche climatiche e morfologiche dell'area drenata. I valori del carico inquinante veicolato variano in funzione, oltre che della natura dell'area esaminata (aree urbane, superfici stradali con intensità di traffico variabile ecc.), anche dell'intervallo di tempo intercorso dall'ultimo evento piovoso significativo e possono essere compresi tra 5 e 15 kg/ha/giorno di solidi sedimentabili.

Parametro	Concentraz. min.	Concentraz. max.	Concentraz. media	D.Lgs 152/06
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
SS	200	435	320	80
COD	80	680	380	160
BOD	40*	340*	190*	20
TKN	2	88	24	
Cu	0,10	0,19	0,15	0,10
Pb	0,01	0,19	0,10	0,20
Zn	0,33	0,87	0,87	0,50

(*) I valori di BOD sono stati stimati sulla base dei risultati analitici relativi alla caratterizzazione sperimentale di acque di dilavamento di 7 punti vendita di carburanti a seguito di un evento meteorico, riportati nel manuale UNICHIM, che rileva un rapporto di BOD/COD massimo pari al 50%.

Tabella 1 - Valori minimi, massimi e medi delle concentrazioni dei nutrienti eutrofizzanti.

In linea generale si può affermare che il fenomeno del first flush si manifesta principalmente con i parametri SS, COD, Azoto e metalli pesanti (in particolare Cu, Zn e Pb), con un'entità tanto più pronunciata quanto maggiore è il periodo di tempo secco antecedente e quanto maggiore è l'intensità di precipitazione negli istanti iniziali dell'evento.

2.2 Inquadramento normativo del trattamento delle acque di piattaforma

La direttiva CEE 91/271 "Concerne il trattamento delle acque reflue urbane" prevede che entro il 31/12/2005 tutte le acque reflue domestiche, o il miscuglio di queste con le acque meteoriche di dilavamento, siano sottoposte, prima dello scarico, a un trattamento di depurazione per il raggiungimento di obiettivi di qualità nei corpi idrici recettori, identificati da valori limite di concentrazione di inquinanti in seno ai recettori stessi.

Nel recepire a livello nazionale tale direttiva, il D.Lgs. 152/99, successivamente integrato dal D.Lgs. 258/00, all'art. 39 affronta nello specifico il problema delle acque meteoriche di dilavamento e del trattamento delle acque di prima pioggia.

Ai fini della prevenzione di rischi idraulici-ambientali, si prevede che le regioni disciplinino le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate e i casi in cui "può essere richiesto che le acque di prima pioggia siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione". Analoghi concetti sono ripresi nell'art.113 del D.Lgs. 152/06, Testo Unico Ambientale attualmente vigente che ha abrogato il D.Lgs. 152/99.

Il regolamento della Regione Piemonte n. 1/R del 20/02/2006, entrato in vigore il 24/02/2006 e successivamente modificato con il regolamento regionale n. 7/R del 02/08/2006, disciplina le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio di acque esterne, in attuazione della legge regionale n. 61 del 29/12/2000.

Con tale atto l'Amministrazione regionale ha disciplinato una problematica particolarmente diffusa sul territorio e al tempo stesso estremamente complessa, in quanto caratterizzata da una spiccata variabilità locale.

La parte più rilevante e di immediata applicazione del regolamento (il Capo II) si occupa in particolare delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, identificando in primo luogo le fattispecie che, per la loro potenzialità inquinante, meritano apposita disciplina.

Secondo il sopraccitato Regolamento della Regione Piemonte, si definiscono *“acque di prima pioggia: quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche”*.

Definiti i possibili recapiti delle predette acque, la relativa disciplina piemontese si basa sull'adozione ed il mantenimento in buono stato di manutenzione dei sistemi di gestione, raccolta e trattamento, direttamente proposti dal titolare dell'insediamento in un apposito Piano di Prevenzione e di Gestione; tale piano viene direttamente redatto sulla base delle peculiarità locali e delle caratteristiche delle superfici interessate dal dilavamento meteorico o dalle operazioni di lavaggio ed approvato, con le prescrizioni del caso, dalla competente autorità di controllo.

Il trattamento delle acque di prima pioggia deve essere effettuato per gli eventi meteorici che si distanzino di almeno 48 ore l'uno dall'altro; la normativa richiede quindi la separazione dei primi 5 mm di pioggia per ogni evento meteorico con periodicità superiore a tale intervallo temporale.

Da tali indicazioni emerge come, ai fini dello studio degli impatti provocati dalle acque di prima pioggia debbano essere presi in considerazione eventi piovosi con caratteristiche ben precise:

- intensità relativamente elevata (comunque superiore ai 10 mm/h);
- durata breve (inferiore ai 60 minuti).

Durata e intensità di un evento piovoso sono caratteristiche legate da una relazione statistica di tipo inverso: tanto maggiore l'intensità, tanto più breve il tempo di pioggia. L'assenza di precipitazione nel periodo antecedente all'evento è un fattore critico che incrementa l'entità potenziale degli inquinanti trasportati dalle acque di dilavamento delle superfici considerate.

La pericolosità ambientale di queste acque dipende dalla natura del suolo (struttura, pendenze, permeabilità, tipo di superficie, ecc.), dal tipo di usi del suolo stesso (agricolo, civile, produttivo, dei servizi, ecc.) e quindi dalle sostanze che su di esso vengono disperse o ricadono dall'atmosfera a causa delle attività antropiche.

In alcuni casi, tali acque devono essere sottoposte a trattamento mediante adeguati sistemi di depurazione, come ad esempio per attività produttive particolari, autofficine, distributori di carburante, ecc., considerate più inquinate e che quindi necessitano di trattamenti particolari come la raccolta di liquidi nocivi a seguito di sversamenti accidentali.

La legge n. 4 del 24/03/2006 della Regione Lombardia, all'art. 5, dispone che la rete deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona, e comunque assumendo *“quanto meno che l'evento si verifichi in 15 minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo”*.

Alla luce di quanto sopra esposto si può affermare che secondo la normativa vigente, le *“acque di prima pioggia”* rappresentano, per ogni evento meteorico, i primi 5 mm (o caduta nei primi 15 minuti dell'evento), uniformemente distribuiti sull'intera superficie scolante.

3. ANALISI IDROLOGICA

3.1 Pluviometria

I dati pluviometrici sono stati desunti dagli Annali Idrologici pubblicati dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Parma. Tali dati sono indispensabili a determinare le leggi di possibilità climatica per tempo di ritorno assegnato, al fine del calcolo delle massime portate meteoriche di riferimento per la progettazione.

In Tabella 2 ed in Figura 1 si riportano le caratteristiche e l'ubicazione delle stazioni di registrazione presenti nei territori limitrofi all'area di progetto, nelle quali esistono serie storiche di massima intensità di pioggia per durate superiori all'ora.

Codice stazione	Denominazione	Bacino idrografico	Periodo di misura		Numero dati di osservazione	Coordinate UTM	
			Anno inizio	Anno fine		Est	Nord
1332	Pont Canavese	Orco	1938	1986	47	389 421	5 032 342
1338	Ingria	Orco	1951	1981	27	388 184	5 036 069
1311	Borgofranco D'Ivrea	Dora Baltea	1941	1986	39	410 413	5 041 268
1312	Ivrea	Dora Baltea	1935	1986	46	411 636	5 035 695
1317	Strambino	Dora Baltea	1951	1973	21	412 811	5 026 418
1227	Zubiena	Sesia	1955	1986	23	420 804	5 039 276

Tabella 2 - Caratteristiche delle stazioni di misura utilizzate.

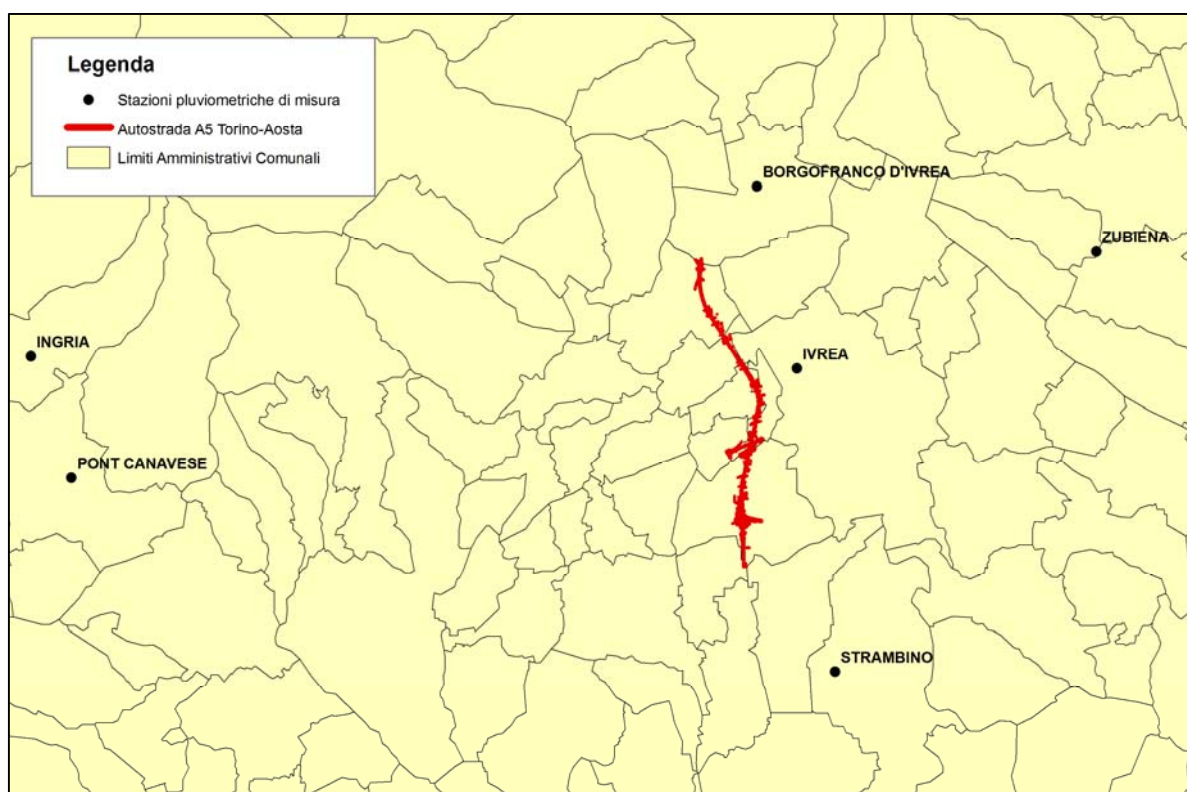


Figura 1 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

3.1.1 Elaborazione statistica

Le su elencate serie storiche di precipitazione intensa di durata superiore all'ora, sono state elaborate statisticamente mediante una procedura di regolarizzazione, al fine di determinare le curve di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$ sulle stazioni di registrazione.

La regolarizzazione per assegnati tempi di ritorno è avvenuta utilizzando diverse leggi probabilistiche di previsione. Ad ogni serie storica vengono adattati i seguenti tipi di distribuzione probabilistica:

1. distribuzione log-normale (Galton)

$$f(y) = \frac{0.3989}{ys} * e^{-(\ln y-m)^2 / 2s^2} dy$$

con parametri s,m.

2. distribuzione di Pearson Type III (funzione Gamma)

$$f(y)dy = \frac{1}{s\chi(p)} * \left(\frac{y-a}{s}\right)^{(p-1)} * e^{-\left(\frac{y-a}{s}\right)} dy$$

con parametri s,p,a,

3. distribuzione di Fischer TyppetType I (Gumbel)

$$f(y)dy = \frac{1}{a} * e^{-\left(\frac{y-z}{a}\right) - e^{-\left(\frac{y-z}{a}\right)}} dy$$

con parametri a,z.

La stima dei parametri avviene utilizzando il metodo della massima verosimiglianza (maximum likelihood). Noti i parametri per i diversi tipi di distribuzione, i valori richiesti di Y di pioggia massima per un assegnato tempo di ritorno soddisfano la condizione per cui l'integrale esteso tra Y e infinito di $F(y) dy$ sia uguale a $1/(Tr)$, dove Tr è il tempo di ritorno assegnato; tale valore rappresenta la probabilità che in un anno l'altezza di pioggia superi Y.

Per indirizzare la scelta del tipo di distribuzione che meglio si adatta alla serie storica delle osservazioni, vengono calcolati i valori di SQM e PROB.

Il primo rappresenta lo scarto quadratico medio degli scostamenti tra le distribuzioni teoriche ed osservate delle frequenze di non superamento.

Il secondo rappresenta la probabilità, secondo il test di Kolgomorov Smirnov, che la distribuzione teorica rappresenti adeguatamente la distribuzione osservata. In particolare i valori di Ymp rappresentano le massime altezze di pioggia di diversa durata, soddisfacenti la condizione di massima verosimiglianza.

La legge probabilistica che meglio rappresenta le distribuzioni è risultata quella di Gumbel.

3.1.2 Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate

I risultati dei parametri a e n della curva di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$, regolarizzati secondo Gumbel, sono riportati in Tabella 3.

Codice stazione	Denominazione	a10	n10	a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200	a500	n500
1332	Pont Canavese	52.19	0.363	59.89	0.362	69.86	0.359	77.33	0.357	84.78	0.355	94.60	0.354
1338	Ingria	40.44	0.528	46.21	0.528	53.68	0.529	59.27	0.530	64.85	0.530	72.21	0.531
1311	Borgofranco D'Ivrea	47.24	0.318	54.47	0.315	63.80	0.308	70.80	0.304	77.77	0.300	87.00	0.296
1312	Ivrea	44.36	0.316	50.48	0.316	58.38	0.315	64.31	0.315	70.24	0.314	78.03	0.314
1317	Strambino	45.04	0.279	51.84	0.277	60.63	0.273	67.22	0.270	73.78	0.267	82.45	0.265
1227	Zubiena	52.57	0.319	60.31	0.319	70.26	0.319	77.75	0.319	85.19	0.319	95.08	0.319

Tabella 3 - Parametri a e n delle serie storiche di durata superiore all'ora regolarizzate per tempo di ritorno 10, 20, 50, 100, 200, 500 anni.

3.1.3 Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica

Le curve di possibilità climatica, definite sulla singola stazione di misura, danno una rappresentazione puntuale della legge caratteristica di pioggia; per ottenere la distribuzione della precipitazione sulla porzione di territorio ricompreso tra le stazioni strumentate in precedenza considerate, si è operata una regionalizzazione dell'informazione intensa pluviometrica oraria mediante ragguaglio alla superficie dei parametri a ed n delle curve di possibilità climatica, secondo una maglia costituita da un'area di dimensioni pari a 4 km²; l'operazione è stata eseguita utilizzando il metodo KRIGING.

Tale procedura permette di definire in una qualsiasi area di un territorio un'altezza di pioggia per assegnati durate e tempo di ritorno.

I dati regionalizzati sono stati confrontati quelli contenuti all'interno della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" redatta dall'Autorità di bacino del fiume Po; tale confronto ha mostrato piena compatibilità e congruenza tra i parametri di pioggia "a" ed "n".

Il tratto di autostrada A5 in oggetto è suddiviso in 3 lotti funzionali ciascuno dei quali è caratterizzato pluviometricamente dai seguenti parametri regionalizzati:

Lotto 1

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
44.99	0.301	51.50	0.299	59.92	0.297	66.23	0.295	72.52	0.293	80.82	0.292

Lotto 2

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
44.72	0.312	51.07	0.311	59.26	0.309	65.40	0.308	71.54	0.307	79.62	0.306

Lotto 3

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
45.15	0.320	51.65	0.319	60.05	0.316	66.35	0.315	72.64	0.313	80.92	0.311

Tabella 4 - Valori regionalizzati dei parametri della curva di possibilità climatica di durata superiore all'ora che intersecano l'infrastruttura autostradale.

Nella redazione del presente progetto si è assunto di dimensionare la rete di drenaggio delle acque di piattaforma per tempo di ritorno 25 anni; tale assunzione ha richiesto l'interpolazione dei parametri di pioggia regionalizzati sopra esposti al fine di ottenere il valore di progetto. L'interpolazione è avvenuta su scala logaritmica ed ha consentito la determinazione dei seguenti valori pluviometrici:

Lotto 1 $a_{25} = 52.78$ $n_{25} = 0.299$

Lotto 2	$a_{25} = 52.46$	$n_{25} = 0.311$
Lotto 3	$a_{25} = 53.08$	$n_{25} = 0.319$

I parametri di progetto a tempo di ritorno 25 anni sono relativi a precipitazioni intense di durata superiore all'ora; essi sono stati utilizzati nel dimensionamento della rete di drenaggio di piattaforma in progetto in quanto forniscono valori di portata di maggiore entità e quindi più cautelativi. Per i calcoli idraulici di dimensionamento della rete di drenaggio si sono presi in considerazione i parametri della curva di possibilità pluviometrica ricadenti nel Lotto 2, sopra evidenziati in neretto.

3.2 Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale dell'autostrada A5

3.2.1 Modelli di trasformazione afflussi - deflussi

La valutazione delle massime portate di riferimento da assumere per il dimensionamento della rete di drenaggio in progetto, è stata eseguita avvalendosi di modelli concettuali di trasformazione afflussi-deflussi, applicati all'evento di precipitazione associato a tempo di ritorno di 25 anni.

Di seguito si descrive sinteticamente la metodologia utilizzata.

La verifica del sistema di drenaggio esistente è avvenuta applicando preliminarmente 3 metodologie concettuali di calcolo e successivamente scegliendo quella che rappresenta l'inviluppo delle condizioni più gravose; in particolare i metodi applicati sono i seguenti:

- modello A/D della corrivazione;
- modello A/D dell'invaso lineare (IUH);
- modello A/D italiano dell'invaso.

Il metodo che prende in considerazione le condizioni idrodinamiche più gravose è risultato quello dell'invaso lineare (IUH).

Il calcolo idrologico-idraulico è stato eseguito imponendo tempi di pioggia minimi pari a 10 minuti in ragione dei tempi di arrivo delle portate al colmo nelle sezioni terminali di ciascun tratto di rete, in funzione della dimensione delle superfici scolanti di piattaforma della SP.69.

3.2.1.1 *Modello A/D della corrivazione*

Il modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi della corrivazione, o cinematico, considera come variabile fondamentale del processo di formazione della piena, la modalità di scorrimento delle acque di pioggia entro il bacino contribuente ed in particolare il "tempo di corrivazione", impiegato da una goccia caduta in un determinato punto per raggiungere la sezione di chiusura.

Esso è un modello di tipo lineare ovvero si basa sull'ipotesi che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo (l'idrogramma che si forma a causa di un dato pluviogramma è solo funzione di caratteristiche del bacino stazionarie ed indipendenti dall'evento in esame o da quelli pregressi): risulta pertanto possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Sotto questa ipotesi, la portata defluente legata ad un afflusso $A(t)$ sarà data dall'integrale nel tempo t di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH) $u(t)$, generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l'entità della precipitazione, ovvero dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau.$$

Si ipotizza inoltre che l'idrogramma di afflusso sia costante e pari a:

$$A(t) = \varphi \cdot I(t_p) \cdot S,$$

con φ coefficiente di deflusso, $I(t_p)$ intensità media della pioggia di durata t_p , ed S superficie contribuente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrivazione (o di concentrazione) t_c del bacino, pari al tempo impiegato dalla goccia caduta nel punto idraulicamente "più lontano" per giungere alla sezione di chiusura. Quando il tempo di pioggia t_p uguaglia t_c , tutto il bacino contribuisce al deflusso e (nell'ipotesi di afflusso costante) si ha il massimo di portata, il cui valore non aumenta più per $t_p > t_c$.

La soluzione dell'integrale di convoluzione porta pertanto a valutare la portata massima defluente come:

$$Q[m^3 / s] = \frac{\varphi \cdot I(t_c) \cdot S}{360}, \quad [1]$$

con:

- φ [-] coefficiente di deflusso medio del bacino;
- $I(t_c)$ [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a t_c ;
- S [ha] superficie contribuente complessiva.

Per una rete di drenaggio il tempo di corrivazione sarà dato dalla somma $t_c = t_a + t_r$, dove:

- t_a è il *tempo di accesso* alla rete (ovvero quello massimo che la goccia d'acqua impiega a percorrere il bacino e raggiungere un punto della rete);
- t_r è il *tempo di rete*, impiegato dalla goccia per percorrere la rete fino alla sezione in esame.

Il tempo di accesso è generalmente di incerta determinazione, dipendendo nella realtà dalle caratteristiche del bacino (pendenza, uso del suolo, sviluppo della rete di drenaggio minore) e dalle condizioni di saturazione del terreno.

Esistono tuttavia in letteratura numerose formule empiriche per la stima di tale parametro, tra le quali in particolare la seguente, sviluppata dal Politecnico di Milano¹ (Mambretti e Paoletti, 1997), utilizza il modello del condotto equivalente, partendo dall'idea che il deflusso superficiale avvenga in realtà in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, ecc.); poiché si fa riferimento ad una rete secondaria fittizia incognita, è possibile stimare l in funzione di S , sulla base di studi statistici sulla struttura topologica delle reti, ottenendo:

$$t_{ai} = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0,30}}{S_i^{0,375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0,25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}, \quad [2]$$

¹ Mambretti, S. e Paoletti, A. (1997). *Il metodo del condotto equivalente nella simulazione del deflusso superficiale in ambiente urbano* - Atti del seminario "Modelli di dimensionamento per le fognature urbane" di S.Cassiano (BZ), 28-31/03/95. Modificata considerando una formula empirica per la stima di l (Rasulo, G. e Gisogni, C., 2001).

dove il pedice i indica il sottobacino i -esimo, mentre (oltre alle grandezze già citate):

l [m] è la massima lunghezza di deflusso superficiale (nella rete secondaria fittizia);
 s [m/m] è la pendenza media del bacino;
 a [mm/hⁿ], n [-] sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

Per quanto riguarda invece il tempo di rete, nell'ipotesi di moto uniforme esso è valutabile semplicemente come rapporto tra la lunghezza del percorso e la velocità media della corrente. Alcune ricerche eseguite presso il Politecnico di Milano (Mignosa et al., 1995; Becciu et al.², 1997) mostrano tuttavia come il criterio di moto uniforme possa in realtà portare ad apprezzabili sovrastime del tempo di rete, con conseguente sottostima della portata al colmo. Risultati più soddisfacenti si ottengono invece con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot v_i}, \quad [3]$$

in cui il t_r [s] per il ramo in esame è dato dalla sommatoria (per il ramo stesso e per tutti quelli a monte lungo il percorso più lungo della rete) del rapporto lunghezza L [m] / velocità v [m/s] diviso per il fattore 1.5.

Sommando la [2] e la [3] è dunque possibile ottenere il tempo di concentrazione t_c per la sezione in esame, e quindi, ponendo $t_p=t_c$, determinare la relativa intensità di pioggia $I(t_p)$; dall'applicazione della [1] si ricava la portata massima di progetto Q , sulla base della quale può essere dimensionata la rete.

Si nota come la velocità della corrente nel tratto in esame dipenda dalla portata defluente, per cui viene svolta un'iterazione andando a sostituire nella [3] il valore di v ottenuto dalla Q appena determinata, ricalcolando poi la nuova Q e ripetendo i medesimi passaggi fino a convergenza.

3.2.1.2 Modello A/D dell'invaso lineare (IUH)

Il modello dell'invaso lineare deriva anch'esso dall'integrale di convoluzione descritto per il metodo cinematico; valgono le stesse considerazioni già espresse relativamente alle ipotesi di base (sistema lineare ed invariante, afflusso costante nel tempo).

Il metodo considera come predominante, anziché il moto di deflusso, l'effetto di laminazione degli afflussi meteorici svolto dal volume d'acqua W_x che si deve immagazzinare (sulla superficie del bacino contribuente e all'interno degli stessi rami della rete) affinché la portata Q defluisca attraverso la sezione in esame.

Il legame portata/volume viene assunto lineare, definendo un parametro K (costante d'invaso), dimensionato come un tempo, tale che:

$$Q(t) = \frac{W_x(t)}{K}.$$

Integrando rispetto al tempo tale relazione e l'equazione di continuità, per la quale l'afflusso netto $I(t)$ nel tempo sarà pari alla portata defluente più la variazione di volume di invaso, si ottiene l'idrogramma unitario istantaneo (IUH) dell'invaso lineare, ovvero:

$$u(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}},$$

che sostituito nell'integrale di convoluzione porta, sempre nell'ipotesi di afflusso costante, a determinare la portata massima di piena come:

² Becciu, G. et al. (1997). *Risk Design of Urban Drainage Networks on the basis of Experimental Data* – Excerpta, n.11.
SSPO_101A05_0012_PE_IDR_001.docx

$$Q[m^3 / s] = \varphi \cdot \frac{I(t_P) \cdot S}{360} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t_P}{K}} \right), \quad [4]$$

con S in ha, I in mm/h, t_P e K nella medesima unità di misura.

Nota la curva di possibilità pluviometrica di progetto, uguagliando a zero la derivata della [4] rispetto a t_P è possibile determinare la durata di pioggia critica, ovvero quella che produce la portata massima.

Definendo il parametro adimensionale $r = t_P/K$, nel caso di una curva di possibilità pluviometrica monomia (legge di potenza) di parametri (a, n), tale condizione risulta verificata quando:

$$n = 1 - r \cdot \frac{e^{-r}}{1 - e^{-r}}. \quad [5]$$

La costante di invaso K esprime l'effetto combinato di tutti i fattori che determinano il complesso fenomeno della formazione della piena nel bacino, e riveste pertanto il significato di un parametro di taratura.

In letteratura sono disponibili diverse formule di tipo empirico per la stima di questo parametro. Poiché il fenomeno di formazione delle piene non segue in realtà leggi di tipo lineare, una maggiore accuratezza della stima è stata verificata da diversi Autori con l'adozione di ipotesi di quasi linearità, ovvero considerando il fenomeno lineare per il singolo evento di precipitazione, ma con la costante K variabile da evento a evento, in relazione all'afflusso meteorico.

In particolare, si fa riferimento alla relazione proposta da Desbordes³ (1975):

$$K[\text{min}] = \frac{4 \cdot S^{0.18} \cdot L^{0.15} \cdot t_P^{0.21}}{h^{0.07} \cdot (1 + \varphi)^{1.9} \cdot (100 \cdot s)^{0.36}} - 0.21, \quad [6]$$

dove, oltre ai parametri già citati, h [mm] è l'altezza di pioggia totale del pluviogramma netto, L[m] la lunghezza dell'asta principale di drenaggio.

Determinato quindi K, ed ottenuto r dalla relazione [5], può essere calcolato il tempo di pioggia $t_P = K \cdot r$. Poiché secondo la [6] K dipende da t_P , occorre iterare l'applicazione delle formule fino a convergenza. La portata massima di progetto Q viene quindi determinata dall'applicazione della [4].

3.2.1.3 Modello A/D italiano dell'invaso

Il metodo italiano dell'invaso lineare, originariamente concepito da Paladini (1901) e Fantoli⁴ (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini⁵ (1932) e Supino⁶ (1933), che determinarono la durata della pioggia critica e il valore della corrispondente portata in funzione di alcune caratteristiche del bacino, della rete e della curva di possibilità pluviometrica, ben prima che nella bibliografia internazionale apparisse il metodo dell'invaso lineare (IUH) descritto in precedenza.

³ Desbordes, M. (1975). *Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain* – T.S.M. L'EAU, n.3, mars, pp.121-126, Francia.

⁴ Fantoli, G. (1904). *Le acque di piena nelle reti delle fognature di Milano* – Comune di Milano: relazione della commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati.

⁵ Puppini, U. (1932). *Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso* – L'Ingegnere.

⁶ Supino, G. (1933). *Coefficienti udometrici per canali di fognatura* – Ricerche di Ingegneria.

Anche il metodo italiano assume lineare il legame tra il volume complessivamente invaso $W(t)$ e la portata $Q(t)$ contemporaneamente defluente nella sezione in esame; la portata al colmo viene però stimata in funzione del volume immagazzinato nel sistema bacino-rete, anziché in funzione della costante di invaso K .

Riconducendoci al metodo generale dell'invaso lineare, assumendo $K = Q / W_M$, dove Q e W_M rappresentano rispettivamente la portata massima e il volume di invaso massimo, la [4] può essere riscritta, adottando una CPP monomia di parametri (a, n) e imponendo che il valore di Q sia massimo (secondo la relazione [5]), come:

$$Q = n \cdot (\varphi \cdot a \cdot S)^{\frac{1}{n}} \cdot W_M^{\frac{n-1}{n}} \cdot f(n),$$

dove $f(n)$ è una funzione che dipende solo da n .

In particolare, $f(n)$ risulta poco variabile con n (per valori di n compresi tra 0,3 e 0,6 essa assume valori variabili tra 0,78 e 0,84). Assumendo quindi cautelativamente per $f(n)$ un valore costante pari a 0,78, la relazione precedente può essere scritta come:

$$Q[m^3 / s] = \frac{u \cdot S}{1000}, \quad [8.1]$$

con S in [ha], dove u [l/s/ha] è il coefficiente udometrico, definito come:

$$u = 2168 \cdot \frac{n \cdot (\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}}, \quad [8.2]$$

dove il parametro a va inserito in $[m/h^n]$.

Il parametro w $[m^3/m^2]$ rappresenta il volume di invaso specifico, ovvero $w = W_M/S$.

Il volume di invaso massimo W_M può essere determinato come somma dei seguenti fattori:

$$W_M = w_0 \cdot S + W_P + \sum_i W_i, \quad [9]$$

dove:

w_0 è il volume dei piccoli invasi, ovvero un volume di invaso distribuito sulla superficie contribuyente;

W_P è il volume di invaso proprio, immagazzinato all'interno del ramo in esame;

W_i è il volume invaso nell' i -esimo tratto a monte di quello in esame.

Nota W_M , la portata può essere determinata⁷ mediante la [8.2] e la [8.1]; poiché però il volume di invaso proprio dipende dal livello idrico nel collettore in esame, e quindi dalla portata in esso defluente, occorre procedere per via iterativa fino a convergenza.

⁷ Si nota come la formulazione adottata per il calcolo della portata sia conforme a quanto proposto nella stesura originaria degli Autori del metodo. Nell'ambito dell'ingegneria italiana è stata diffusamente utilizzata una successiva rielaborazione, che comporta l'introduzione di un valore maggiorato dell'esponente della curva di possibilità pluviometrica, $n_0 = 4/3 \cdot n$. Tale assunzione deriva dalla generalizzazione di un'esperienza di Fantoli (1904) che sulla base di un'analisi di 6 eventi di precipitazione nell'area urbana milanese ipotizzò una dipendenza del coefficiente di deflusso dalla radice cubica dell'altezza (e quindi del tempo) di pioggia.

Per quanto esista in generale una tendenza all'aumento del coefficiente di deflusso al crescere dell'altezza totale di pioggia, essa non risulta tuttavia descritta universalmente da una legge di potenza con esponente 1/3, ma varia grandemente da sito a sito, e in

4. ANALISI IDRAULICA

4.1 Sistema di drenaggio delle acque di piattaforma

Di seguito si descrivono i criteri generali adottati nell'impostazione dello schema di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma e le soluzioni tecniche realizzative previste.

In particolare, sono stati definiti e sviluppati gli elementi tipologici di intercettazione in piattaforma, di convogliamento e di trattamento che permettono di minimizzare gli impatti a salvaguardia di una zona sensibile, interessata da diversi attingimenti a scopo idropotabile e da potenziali eventi di piena di notevole impatto sul territorio.

L'impostazione generale prevede che le acque raccolte in piattaforma vengano convogliate in un sistema aperto di fossi di guardia rivestiti al piede del rilevato, contubazioni interrato (in c.a. o acciaio) che hanno la sola funzione di opere di attraversamento dei rilevati viari in progetto o esistenti. Tale assunzione scaturisce dal fatto che il Lotto II non ricade in aree esondabili e pertanto non appare a rischio in occasione del manifestarsi di eventi gravosi (ad elevato tempo di ritorno) sui corsi d'acqua principali che caratterizzano il nodo idraulico di Ivrea.

Le caratteristiche tipologiche e funzionali dei manufatti per la raccolta e il convogliamento degli afflussi meteorici, classificati in base alla tipologia di sezione stradale, risultano:

- Sezioni stradali in rettilineo e in curva:
 - sezione corrente: cunetta individuata dal cordolo con embrici per lo scarico della portata di piattaforma nei fossi di guardia rivestiti;
 - la sezione al piede del rilevato in area non esondabile è costituita da 3 tipologie di fossi di guardia:
 - fosso di guardia trapezio rivestito in lastre prefabbricate di calcestruzzo con larghezza alla base 0.50 m, altezza 0.50 m e pendenza delle sponde 1/1, alimentato dalle canalette prefabbricate ad embrice in calcestruzzo presenti sulla scarpata stradale;
 - fosso di guardia trapezio rivestito in calcestruzzo con larghezza alla base 0.70 m, altezza 0.75 m e pendenza delle sponde 1/1, alimentato da canalette prefabbricate ad embrice in calcestruzzo;
 - fosso di guardia rettangolare trapezio rivestito in calcestruzzo con dimensioni BxH=1.50x0.75 m, alimentato da canalette prefabbricate ad embrice in calcestruzzo.

Come prescritto dalla normativa, i recapiti avverranno nell'idrografia superficiale, in recettori finali selezionati in base a caratteristiche funzionali e idrauliche tali da privilegiare i corpi idrici che:

- non assolvano funzioni irrigue;
- presentino una sezione idraulica tale da assorbire senza condizionamenti sensibili la nuova portata scaricata;
- presentino quote altimetriche compatibili con le esigenze di recapito.

Nel caso specifico, il recapito delle acque di piattaforma avviene nel rio Ribes.

relazione alla tipologia di evento. Non appare inoltre possibile l'applicazione di tale ipotesi allo scroscio critico di progetto (intenso e di breve durata), il quale può essere contenuto in un evento di precipitazione più ampio.

Per tali ragioni si è ritenuto opportuno non adottare alcuna maggiorazione dell'esponente n , che peraltro risulta nella stima di portate al colmo di entità minore.

Le acque di piattaforma raccolte, con particolare riferimento alle acque affluenti nella fase iniziale degli eventi meteorici (acque di prima pioggia), non vengono immesse direttamente nel recettore ma vengono adeguatamente trattate in appositi impianti separatori di idrocarburi prefabbricati in acciaio.

L'impianto di trattamento convoglia le portate meteoriche in una vasca di accumulo provvisoria e successivamente tramite una tubazione in cls di diametro 1000 mm le portate vengono recapitate nel rio Ribes.

Le caratteristiche dimensionali della vasca, in termini di superficie impermeabile e portata trattata, sono riassunte nella Tabella 5 seguente, dove le colonne indicano i seguenti elementi:

- vasca: denominazione della vasca di trattamento di prima pioggia;
- superficie: superficie complessiva del bacino afferente alle vasche di trattamento;
- Q prima pioggia: portata di prima pioggia afferente alle vasche, determinata da un tirante idrico di 5 mm di pioggia distribuito sulla superficie complessiva, per un evento di pioggia di 15 minuti;
- Q punta: portata di piena generata sul bacino in esame da un evento meteorico con tempo di ritorno 25 anni;
- TN: taglia nominale, portata limite di prima pioggia che i separatori di idrocarburi sono in grado di trattare.

Vasca	Ubicazione	progressiva asse pozzetto ingresso	Superficie scolante	Q prima pioggia	Q punta (TR25)	TN
		(m)	(m ²)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
VSP69	area interclusa	1+245	31712	176	1315	250

Tabella 5 -Caratteristiche dimensionali della vasca di trattamento di prima pioggia.

La portata complessiva del tratto stradale SP.69 in progetto sotteso alla vasca provvisoria di raccolta viene parzialmente trattata all'interno delle stesse (per la quota parte corrispondente ai primi 5 mm caduti in 15 minuti), mentre la restante parte viene fatta fluire attraverso il bypass integrato alla vasca e viene convogliata al recapito, insieme all'acqua trattata.

Il sistema è dimensionato per garantire allo scarico un tenore di idrocarburi liberi inferiori a 5 mg/l nelle condizioni di prova previsti dalla norma EN858 ed è configurato in modo da ottenere un carico idraulico superficiale inferiore a 50 m/h.

Data la provvisorietà della vasca di accumulo, che rimarrà funzionante per il solo periodo di vita del cantiere relativo alla realizzazione del Lotto II dell'autostrada A5, essa è stata dimensionata per contenere il solo volume prodotto dall'evento di prima pioggia. Facendo infatti riferimento alla metodologia di calcolo largamente utilizzata per stabilire la portata di riferimento per le opere di cantierizzazione in ambito fluviale, la Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del fiume Po (deliberazione 11 maggio 1999) stabilisce al paragrafo 4-8.3 - Condizioni fisiche di riferimento - che per le "fasi significative" di costruzione dell'opera, tenendo conto delle opere provvisorie eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata [...] il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.

Tale definizione richiama il concetto di "rischio idraulico", cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato, TR, si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato, N.

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^N$$

nella quale:

- R = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;
- TR = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);
- N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

L'assunto della Direttiva sopraccitata può essere interpretato nel modo seguente: il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera.

Stabilite quindi le seguenti variabili:

- TR = tempo di ritorno di progetto (anni);
- V = durata dell'opera (anni);
- c = durata di costruzione (anni);
- T_{pr} = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie (anni);

l'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^V$$

dalla quale si ricava T_{pr}:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

Nel caso in esame, considerando un tempo di ritorno per il dimensionamento delle opere autostradali pari a 25 anni, facendo variare la vita dell'opera fino a 100 anni e una durata del cantiere da 1 a 3 anni si ottengono le curve di riferimento rappresentate nella Figura 2 che consentono di definire un tempo minimo di ritorno di verifica delle opere provvisorie in funzione della vita dell'opera e della durata del cantiere.

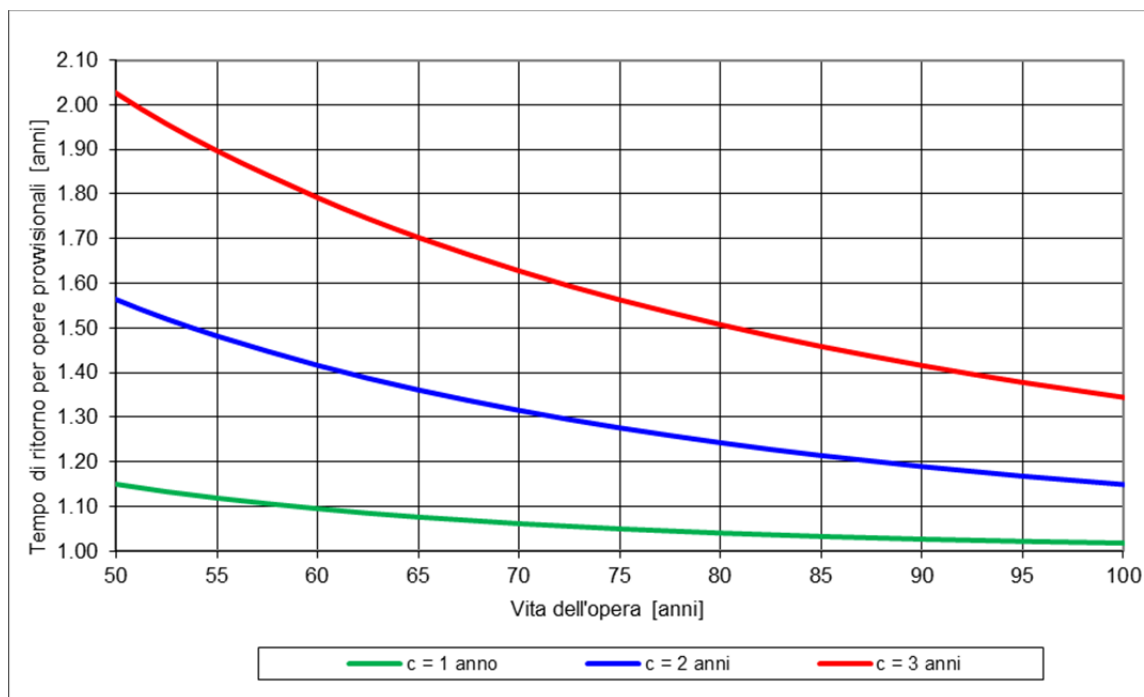


Figura 2 - Grafico per la definizione del tempo di ritorno di verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera e della durata del cantiere, fissato un tempo di ritorno di riferimento pari a 25 anni.

Il grafico sopra mostrato indica che il tempo di ritorno associabile ad un'opera avente una vita di 100 anni con una durata di cantiere compresa tra 2 e 3 anni è variabile da 1.15 a 1.35 anni; la portata recapitata sarà di entità molto ridotta e quindi non si è provveduto a implementare il volume di accumulo della vasca in considerazione che gli eventuali allagamenti indotti saranno di dimensione molto contenuta.

4.1.1 Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale

Dall'analisi della geometria del tratto stradale oggetto di intervento sono stati individuati i bacini elementari scolanti nel punto definito idoneo per il trattamento delle acque di prima pioggia. Gli schemi dei bacini elementari di piattaforma introdotti nel modello sono riportati negli specifici elaborati grafici.

Qui di seguito si riportano le tabelle relative alla schematizzazione della rete di drenaggio, specificando le caratteristiche geometriche ed i valori delle resistenze distribuite della rete, le caratteristiche fisiografiche ed i coefficienti di deflusso delle superfici scolanti ad essa sottesi.

VSP69 - Schematizzazione della rete di drenaggio								
Immissioni	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza
ID	ID	descrizione	L [m]	i [%]		D [mm]		c [m ^{1/3} /s]
	1	SP69_01	52.05	7.70	trapezia	500	cls	70
2	2	SP69_02	231.50	0.90	trapezia	500	cls	70
	3	SP69_03	139.00	5.00	trapezia	500	cls	70
2+3	4	SP69_04	23.00	5.00	circolare	800	cls	70
4	5	SP69_05	97.80	0.46	rettangolare	1 500	cls	70

VSP69 - Schematizzazione della rete di drenaggio

Immissioni	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza
	ID	descrizione						
26	6	SP69_06	124.50	0.80	trapezia	700	cls	70
28	7	SP69_07	242.45	4.00	trapezia	700	cls	70
7	8	SP69_08	167.75	5.80	trapezia	700	cls	70
	9	SP69_09	237.10	5.00	trapezia	500	cls	70
8+9	10	SP69_10	235.80	5.00	circolare	1 000	cls	70
	11	SP69_11	95.35	5.80	cordolo	600	cls	70
11	12	SP69_12	107.20	2.70	trapezia	500	cls	70
12	13	SP69_13	19.55	2.30	trapezia	500	cls	70
	14	SP69_14	168.70	5.00	trapezia	500	cls	70
13+14	15	SP69_15	23.60	5.00	circolare	600	cls	70
	16	SP222_01	58.40	0.50	trapezia	500	cls	70
	17	SP222_02	59.20	0.50	trapezia	500	cls	70
	18	SP222_03	83.50	0.50	trapezia	500	cls	70
17+18	19	SP222_04	16.45	0.50	circolare	600	cls	70
19+16	20	SP222_05	44.50	0.50	trapezia	500	cls	70
	21	SP222_06	125.50	0.50	trapezia	500	cls	70
	22	SP222_07	188.35	0.50	trapezia	500	cls	70
21+22	23	SP222_08	6.55	0.50	circolare	600	cls	70
20	24	SP222_09	85.80	0.50	trapezia	500	cls	70
10+15	25	Immissione V_SP69	4.00	10.00	circolare	800	acciaio	100
5+16	26	SP69_05_bis	28.00	0.70	trapezia	700	cls	70
23+24	27	SP222_10	26.35	5.00	circolare	600	cls	70
6+27	28	SP69_06_bis	41.80	1.30	trapezia	700	cls	70

VSP69 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente

Immissioni	rami della rete di drenaggio		superficie direttamente afferente	coeff. di deflusso (ramo)	pendenza bacino (ramo)	volume piccoli invasi	superficie afferente totale	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto
	ID	descrizione						S [ha]	ϕ [-]	
	1	SP69_01	0.0749	0.90	25	6.0	0.0749	52.46	0.311	10.0
2	2	SP69_02	0.2914	0.90	25	6.0	0.3663	52.46	0.311	10.0
	3	SP69_03	0.5780	0.90	25	6.0	0.5780	52.46	0.311	10.0
2+3	4	SP69_04	0.0000	-	-	-	0.9443	52.46	0.311	10.0
4	5	SP69_05	0.2970	0.90	25	6.0	1.2413	52.46	0.311	10.0
26	6	SP69_06	0.1730	0.90	25	6.0	1.4533	52.46	0.311	10.0
28	7	SP69_07	0.3377	0.90	25	6.0	2.4351	52.46	0.311	10.0
7	8	SP69_08	0.2464	0.90	25	6.0	2.6583	52.46	0.311	10.0
	9	SP69_09	0.0480	0.90	25	6.0	0.0480	52.46	0.311	10.0
8+9	10	SP69_10	0.0000	-	-	-	2.7063	52.46	0.311	10.0

VSP69 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente

Immissioni		rami della rete di drenaggio	superficie direttamente afferente	coeff. di deflusso (ramo)	pendenza bacino (ramo)	volume piccoli invasi	superficie afferente totale	parametri curva di possibil. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto
ID	ID	descrizione	S [ha]	ϕ [-]	s [%]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
	11	SP69_11	0.0520	0.90	25	6.0	0.0520	52.46	0.311	10.0
11	12	SP69_12	0.1629	0.90	25	6.0	0.2149	52.46	0.311	10.0
12	13	SP69_13	0.0282	0.90	25	6.0	0.2431	52.46	0.311	10.0
	14	SP69_14	0.2218	0.90	25	6.0	0.2218	52.46	0.311	10.0
13+14	15	SP69_15	0.0000	-	-	-	0.4649	52.46	0.311	10.0
	16	SP222_01	0.1806	0.90	25	6.0	0.1806	52.46	0.311	10.0
	17	SP222_02	0.0901	0.90	25	6.0	0.0901	52.46	0.311	10.0
	18	SP222_03	0.0540	0.90	25	6.0	0.0540	52.46	0.311	10.0
17+18	19	SP222_04	0.0000	-	-	-	0.1441	52.46	0.311	10.0
19+16	20	SP222_05	0.0360	0.90	25	6.0	0.3607	52.46	0.311	10.0
	21	SP222_06	0.0906	0.90	25	6.0	0.0906	52.46	0.311	10.0
	22	SP222_07	0.1296	0.90	25	6.0	0.1296	52.46	0.311	10.0
21+22	23	SP222_08	0.0000	-	-	-	0.2202	52.46	0.311	10.0
20	24	SP222_09	0.0000	-	-	-	0.3607	52.46	0.311	10.0
10+15	25	Immissione V_SP69	0.0000	-	-	-	3.1712	52.46	0.311	10.0
5+16	26	SP69_05_bis	0.0390	0.90	25	6.0	1.2803	52.46	0.311	10.0
23+24	27	SP222_10	0.0000	-	-	-	0.5809	52.46	0.311	10.0
6+27	28	SP69_06_bis	0.0632	0.90	25	6.0	2.0974	52.46	0.311	10.0

Tabella 6 - Schematizzazione della rete di drenaggio e caratteristiche del bacino afferente alla vasca provvisoria.

I coefficienti di deflusso sono stati assunti in base alle caratteristiche di permeabilità delle superfici scolanti di ciascun tratto di autostrada; in particolare per le superfici pavimentate costituite da asfalto drenante, è stato assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.90; stante la modesta altezza delle banche del rilevato e pertanto la modesta superficie delle superfici a scarpata, cautelativamente si sono assunte impermeabili come la piattaforma.

Come già detto in precedenza la durata della pioggia di progetto è stata assunta pari a 10 minuti.

4.1.2 Risultati ottenuti

Nelle tabelle di seguito esposte vengono illustrati i risultati della verifica e del dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio per ciascuna direttrice di deflusso.

Le opere di canalizzazione sono state considerate adeguate idraulicamente quando il loro riempimento, per la portata di progetto, si mantiene inferiore o uguale al 70%.

Solo in alcuni isolati casi è stato ritenuto adeguato anche un riempimento maggiore in ragione di vincoli geometrici particolari in rapporto alle esigenze realizzative della rete di drenaggio.

VSP69		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete							
Immissioni	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
	ID	descrizione							
	1	SP69_01	trapezia	500	0.034	65	7.3%	0.92	1.16
2	2	SP69_02	trapezia	500	0.164	300	48.0%	0.68	0.45
	3	SP69_03	trapezia	500	0.260	245	36.5%	1.42	1.05
2+3	4	SP69_04	circolare	800	0.419	392	49.0%	1.71	0.97
4	5	SP69_05	rettangolare	1 500	0.547	525	70.0%	0.69	0.30
26	6	SP69_06	trapezia	700	0.637	555	64.0%	0.91	0.46
28	7	SP69_07	trapezia	700	1.034	473	50.9%	1.87	1.02
7	8	SP69_08	trapezia	700	1.123	443	46.5%	2.22	1.22
	9	SP69_09	trapezia	500	0.022	55	6.1%	0.71	0.91
8+9	10	SP69_10	circolare	1 000	1.135	630	63.0%	2.18	0.93
	11	SP69_11	cordolo	600	0.023	61	67.6%	0.58	0.94
11	12	SP69_12	trapezia	500	0.097	165	21.9%	0.88	0.75
12	13	SP69_13	trapezia	500	0.109	185	25.3%	0.86	0.70
	14	SP69_14	trapezia	500	0.100	140	17.9%	1.11	1.00
13+14	15	SP69_15	circolare	600	0.208	306	51.0%	1.43	0.92
	16	SP222_01	trapezia	500	0.081	240	35.5%	0.46	0.33
	17	SP222_02	trapezia	500	0.041	165	21.9%	0.37	0.32
	18	SP222_03	trapezia	500	0.024	120	14.9%	0.33	0.31
17+18	19	SP222_04	circolare	600	0.065	306	51.0%	0.45	0.29
19+16	20	SP222_05	trapezia	500	0.162	350	59.5%	0.54	0.34
	21	SP222_06	trapezia	500	0.041	165	21.9%	0.37	0.32
	22	SP222_07	trapezia	500	0.058	200	28.0%	0.42	0.33
21+22	23	SP222_08	circolare	600	0.099	402	67.0%	0.49	0.26
20	24	SP222_09	trapezia	500	0.162	350	59.5%	0.54	0.34
10+15	25	Immissione V_SP69	circolare	800	1.315	520	65.0%	3.80	1.78
5+16	26	SP69_05_bis	trapezia	700	0.564	540	61.6%	0.84	0.43
23+24	27	SP222_10	circolare	600	0.258	348	58.0%	1.52	0.88
6+27	28	SP69_06_bis	trapezia	700	0.898	585	69.1%	1.20	0.59

Tabella 7 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete – Vasca provvisoria.

A valle della vasca si diparte una tubazione di scarico per il recapito delle acque di piattaforma al rio Ribes, in calcestruzzo, di diametro 1000 mm e pendenza variabile il cui valore minimo è pari a 0.4%. La portata a TR 25 anni transita al suo interno generando un riempimento pari al 78%, che data la provvisorietà della canalizzazione si è ritenuto accettabile.

La tubazione di diametro 1000 mm misura, dalla vasca di accumulo provvisoria all'immissione in Ribes, una lunghezza pari a circa 1818 m; essa, nel suo percorso, interferisce con 3 infrastrutture viarie minori che sottopassa in sifone tramite una tubazione in cls di diametro 1500 mm.

Le verifiche idrauliche per il dimensionamento dei sifoni sono state effettuate determinando le perdite di carico che si generano per effetto della presenza del manufatto. Esse possono essere suddivise in perdite distribuite e in perdite localizzate.

Le perdite di carico distribuite sono state determinate considerando la parte di fluido che scorre in pressione all'interno delle canne del sifone utilizzando la formulazione di Chezy:

$$i = \frac{Q^2}{(\chi \cdot \Omega)^2 \cdot R}$$

Dove:

- i = perdite di carico unitarie [m/m];
- Q = portata defluente [m³/s];
- R = raggio idraulico [m];
- Ω = sezione bagnata
- $\chi = C^* R^{1/6}$

Le perdite di carico localizzate sono state valutate con la seguente formulazione:

$$\Delta H_{loc} = k \frac{V^2}{2g}$$

Dove:

- ΔH_{loc} = perdite di carico localizzate [m];
- g = accelerazione di gravità [m/s²];
- k = coefficiente di perdita di carico [-];
- v = velocità media del flusso [m/s];
- $k = 0.5$ per la sezione di imbocco del sifone (coeff. di perdita loc.);
- $k = 1.0$ per la sezione di uscita del sifone (coeff. di perdita loc.).

La seguente tabella riporta i calcoli eseguiti in termini di dati geometrici dei sifoni e sovrizzo di livello generato a monte ed a valle di ciascun sifone.

Interferenza	Distanza progressiva da vasca provvisoria	Portata TR 25 anni	Lunghezza sifone	Diametro sifone	Sovralzo livello a monte	Sovralzo livello a valle
-	km	m ³ /s	m	mm	m	m
1	0+572	1.31	11.5	1500	0.02	0.03
2	0+898	1.31	21.7	1500	0.02	0.04
3	1+216	1.31	21.5	1500	0.02	0.04

Tabella 8 - Verifica idraulica delle opere di attraversamento in sifone.

La tabella sopra esposta mostra come i sovrizzi di livello indotti dalle opere in sifone siano compatibili con il funzionamento della tubazione di scarico di diametro 1000 mm in Ribes, inducendo un rigurgito quasi impercettibile.

4.1.3 Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta - cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico

Il drenaggio della piattaforma è realizzato per mezzo di una canaletta confinata dal cordolo in cls delimitante la piattaforma, che recapita in inviti opportunamente sagomati per il deflusso negli embrici e di qui nei fossi di guardia rivestiti.

La portata di pioggia, per raggiungere l'embrice, deve ruscellare nella canaletta realizzata al margine della carreggiata, avente la geometria illustrata nella Figura 3 riportata qui di seguito, e immettersi mediante invito a ventaglio posto esternamente alla carreggiata nell'embrice stesso. La canaletta ha dimensioni BxH=0.50x0.15 m.

L'espressione che permette di ricavare la portata prodotta da un tratto di piattaforma stradale è quella del metodo cinematico:

$$Q = \frac{1}{3.6 \cdot 10^6} \varphi A i$$

dove:

- φ = coefficiente di deflusso (assunto pari a 0.90 in modo da tener conto di un ritardo nella generazione della portata per effetto dell'invaso operato dell'asfalto drenante);
- $A_{\text{piattaforma}}$ = area del bacino contribuente (carreggiata stradale), compreso tra due embrici successivi;
- i = intensità di pioggia di progetto (TR25 anni) per evento di durata 10 min.

Essendo la strada SP.69 in progetto ricadente nel Lotto 2A si considerano i seguenti parametri di pioggia intensa:

- a 52.46 [mm/hⁿ];
- n 0.311 [-]

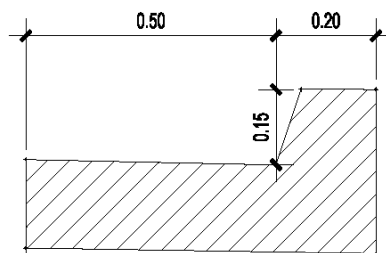


Figura 3 - Schematizzazione della cunetta al ciglio della carreggiata.

Nell'ipotesi di embrici aventi interassi di 20 m, l'applicazione del metodo cinematico per una larghezza media della carreggiata di 9.90 m, porta a considerare una portata affluente di 10.12 l/s.

Si è applicata la nota formula di Chezy per determinare il livello idrico che si instaura in occasione dell'evento di riferimento nella sezione più critica (quella immediatamente a monte dell'imbocco dell'embrice).

Nell'espressione di Chezy.

$$Q = \chi * \Omega * (R * i_f)^{0.5} \quad \text{con } \chi = C * R^{(1/6)}$$

- C coefficiente di resistenza distribuita secondo Strickler assunto pari a 70 [m^{1/3}s⁻¹],
- Ω area bagnata della sezione idraulica [m²],
- R raggio idraulico [m],
- i_f pendenza del fondo assunta pari al 1,2‰ per il tratto stradale più gravoso [m/m].

Come si evince dalla scala di deflusso, una portata di 10.12 l/s determina la formazione di un livello d'acqua nella canaletta/cordolo inferiore a 0.07 m, con franco di circa 0.08 m rispetto alla sommità.

Affinché non si instaurino fenomeni di rigurgito della portata e quindi l'innalzamento dei livelli sulla banchina, la portata defluente deve essere smaltita dagli inviti, posti con interasse assegnato. La verifica idraulica del sistema cordolo embrice è stata effettuata schematizzando un "efflusso a stramazzo" all'imbocco sul cordolo e un moto uniforme nella sezione dell'embrice.

La verifica del cordolo è avvenuta applicando la formula dello stramazzo in larga soglia espresso dalla formulazione

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,01811 \text{ (m}^3\text{/s)} = 18,11 \text{ (l/s)}$$

dove le grandezze utilizzate hanno il seguente significato:

- Q: portata defluente (m³/s);
- μ : coefficiente di efflusso pari a 0,385 (-);
- L: luce di efflusso = 0,95 (m), data la geometria dell'imbocco;
- h: carico idraulico che si instaura nel cordolo 0,05 (m);
- g: accelerazione di gravità (m/s²).

Fissando un livello massimo ammissibile del pelo libero nel cordolo all'imbocco dell'embrice pari a 0,05 m, dall'applicazione della formula sopra riportata risulta una portata massima di 18.11 l/s, sempre superiore alle portate effettive defluenti negli embrici (10.12 l/s); pertanto la sezione assegnata all'imbocco degli embrici è tale da garantire un corretto convogliamento delle acque di pioggia senza mai interessare il piano viabile.

4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma e laminazione delle portate di piena

4.2.1 Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia

Prima di essere immesse nel corpo recettore, le acque di origine meteorica (estremamente cariche di sostanze inquinanti) devono subire i seguenti trattamenti:

- separazione dei solidi grossolani;
- separazione dei solidi sedimentabili mediante apposito comparto opportunamente dimensionato;
- separazione degli idrocarburi prima dell'immissione nel corpo recettore.

Nell'ottica di un inserimento ambientale dell'infrastruttura volto al rispetto della tutela ambientale del territorio e dei corpi idrici, nel lotto in progetto si prevede di utilizzare un sistema di trattamento in continuo, poiché si prevede il trattamento di tutte le acque di prima pioggia sottese dalla piattaforma stradale, lungo tratti di lunghezza anche rilevante. Tale sistema garantisce una buona efficienza depurativa delle acque anche per portate di seconda pioggia, ma soprattutto è caratterizzato da un funzionamento a gravità, senza l'impiego di organi elettromeccanici automatizzati (sistemi di pompaggio), che richiederebbero un elevato onere in termini di esecuzione impiantistica, gestione e manutenzione.

Le vasche di trattamento delle acque di prima pioggia sono costituite da impianti separatori di idrocarburi prefabbricati in acciaio dotati di:

- scolmatore di piena e by-pass integrati per la deviazione delle portate in ingresso eccedenti quelle trattabili;
- comparto di decantazione per la rimozione dei solidi sedimentabili;
- filtro coalescente lamellare in polipropilene a nido d'ape per l'aggregazione dei liquidi leggeri per facilitarne la flottazione;
- otturatore automatico galleggiante a protezione dell'uscita.

L'impianto prevede uno scomparto scolmatore di piena, uno scomparto di decantazione e uno scomparto di separazione oli con filtro a coalescenza munito di dispositivo di scarico con otturatore a galleggiante mobile opportunamente tarato; tale da impedire la fuoriuscita di oli quando la camera di raccolta è completamente riempita.

Il decantatore è configurato in modo da ottenere un carico idraulico superficiale inferiore a 50 m/h. Il volume utile del decantatore è di 100 litri per l/s trattato ed è tale da condurre ad un tempo di transito superiore ai 190 secondi, tempo sufficiente a consentire la separazione dalle sostanze sedimentabili. Le acque così pretrattate vengono avviate attraverso la sezione di separazione oli, dove subiscono una flottazione delle sostanze leggere. Il sistema è dimensionato per garantire allo scarico un tenore di idrocarburi liberi inferiori a 5 mg/l nelle condizioni di prova previsti dalla norma EN858.

Per consentire di abbattere il carico inquinante, garantendo così il rispetto dei limiti agli scarichi imposti dal Decreto Legislativo n. 152 del 2006, viene impiegato il filtro a coalescenza. Con questo sistema le microparticelle di oli aderiscono ad un particolare materiale coalescente (effetto di assorbimento), che ne determina un incremento delle dimensioni (effetto di coalescenza), risultando così favorita la flottazione in superficie.

In relazione alla manutenzione ordinaria del sistema di depurazione, occorre prevedere almeno un'estrazione semestrale dei liquidi leggeri e ad uno svuotamento annuale dei fanghi. È necessario tuttavia evidenziare che la frequenza delle operazioni di manutenzione è funzione del carico inquinante a cui il separatore è sottoposto. Le operazioni di manutenzione consistono nella rimozione del solido sedimentato e asportazione degli idrocarburi flottanti, nonché nella pulitura dei filtri a coalescenza con idropulitrice.

Il criterio di dimensionamento delle vasche è basato sul calcolo della portata scolante. Il volume di prima pioggia viene individuato dal prodotto dall'altezza d'acqua di prima pioggia h per l'estensione della superficie scolante ragguagliata.

$$V = \phi \cdot S \cdot h \text{ [m}^3\text{]}$$

dove S è l'area [m²] e h l'altezza di pioggia [m] e ϕ indica il coefficiente di deflusso per la superficie considerata (considerato cautelativamente pari a 1).

Le normative vigenti identificano le acque di prima pioggia quelle corrispondenti ad una precipitazione meteorica di 5 mm da cui si ottiene un volume specifico di 50 m³/ha. Considerando che questo volume cada in un tempo di pioggia di 15 min si ottiene la portata da trattare all'interno delle vasche con principio di funzionamento in continuo. Le dimensioni dei separatori di idrocarburi prescelti sono tali da essere in grado di smaltire e trattare una portata in ingresso massima pari a 250 l/s. La caratteristica dimensionale della vasca prevista per il tratto stradale in esame sono riportate nella seguente tabella.

Vasca	Ubicazione	progressiva asse pozzetto ingresso	Superficie scolante	V prima pioggia	Q prima pioggia	Q punta (TR25)	TN
		(m)	(m ²)	(m ³)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
VSP69	area interclusa	1+245	31712	158.6	176	1315	250

Tabella 9 -Dimensionamento delle vasche di trattamento delle acque di prima pioggia.

Per quanto riguarda la stima dell'abbattimento delle sostanze inquinanti in soluzione e che quindi non sono state rimosse per sedimentazione o adsorbimento, si è fatto riferimento ai dati di letteratura di seguito riportati:

- apporto minimo di ossigeno = 4.5 - 9.0 g/m² x d (Brix, 1994);
- azoto ammoniacale nitrificabile = 0.5 - 1.9 g N/d (Tanner 1994);

- apporto di C organico da parte delle radici = $0.7 - 1.5 \text{ g/m}^2 \times \text{d}$ (Radtke, 1985);
- denitrificazione = variabile (diminuisce drasticamente a $T < 5 \text{ C}^\circ$); il solo apporto di C organico da parte delle radici consente di abbattere circa $0.3 - 0.7 \text{ g N/m}^2 \times \text{d}$ (Radtke 1950).

Tenendo conto di tutte le fonti di carbonio organico, il dato più probabile per l'abbattimento di azoto ossidato può essere assunto cautelativamente pari a 2.23 mg N/l (Piatzer 1996).

I bacini verranno fatti colonizzare da macrofite le cui radici saranno in grado di trasferire ossigeno al di sotto della superficie di impregnazione totale con acqua. La phragmites è una canna autoctona molto resistente ed infestante, in grado di eliminare altre essenze competendo con esse, con il pregio di non richiedere particolare manutenzione.

Il dimensionamento dei bacini di fitodepurazione si basa tutt'ora su criteri di natura semi empirica. Ciò è dovuto alla difficoltà di rappresentare in modo matematico i complessi meccanismi di rimozione degli inquinanti e il ruolo giocato dai fattori ambientali, quali la temperatura.