

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 2B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idraulica degli interventi in progetto

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO				
 <i>Il Direttore Tecnico</i> Ing. GIUSEPPE PASQUALATO ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n° 19116	HYDRODATA V.Tresso	ATIVA ENGINEERING F. Delton	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano				
	DATA OTTOBRE 2021	REVISIONE	DATA				
	SCALA -						
	UFFICIO	COMMESSA	N° PROGETTO	FASE	ARGOMENTO	N° ELABORATO	REV
	S S P 0 1 0 1	A 0 5	0 0 1 3	P E I D R	0 0 1 0 0		

INDICE

1. PREMESSA	1
2. INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE	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 relativa al lotto 2B 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	12
3.3 Conclusione.	13
4. ANALISI IDRAULICA	13
4.1 Sistema di drenaggio delle acque di piattaforma	13
4.1.1 Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale	15
4.1.2 Risultati ottenuti per il dimensionamento dei collettori principali	20
4.1.3 Verifica della capacità di smaltimento degli elementi di intercettazione del deflusso superficiale presenti in piattaforma	23
4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma	25
4.2.1 Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia	25
4.3 Vasca di accumulo e laminazione delle portate di punta (TR25 anni)	26
4.4 Dimensionamento collettori al piede del rilevato autostradale di recapito delle acque di piattaforma in rio Ribes e verifica compatibilità dello scarico	27
5. CONCLUSIONI IN MERITO ALLO SCARICO NEL RIO RIBES.	29

1. PREMESSA

La presente relazione idrologica e idraulica fa parte integrante della progettazione esecutiva relativa alla 2° fase di completamento del nodo idraulico di Ivrea sull'Autostrada A5 Torino – Quincinetto, Ivrea – Santhià – LOTTO 2B - ed ha come oggetto il dimensionamento dei dispositivi di raccolta delle acque meteoriche, il loro trattamento e smaltimento finale.

Il documento in oggetto recepisce 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 autostradale 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);
- recapito delle portate trattate nel rio Ribes (opera dimensionata e definita nel precedente lotto 1D).

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 è chiuso e mantenuto in piattaforma tramite la rete di collettamento in progetto che recapita i deflussi venticinquennali nei 4 impianti di trattamento delle acque di prima pioggia in progetto (denominati V4, V5, V6, V7) lungo la carreggiata in direzione Torino. Le acque trattate uscenti dai primi 3 impianti vengono quindi in parte invasate in una vasca di accumulo, laminandone il picco, e successivamente scaricate nel rio Ribes (uno dei 3 scarichi in progetto è già impiegato dalla rete di smaltimento del lotto 1D).

A completamento della progettazione è stata dimensionata anche la rete di smaltimento del parcheggio esistente del casello Ivrea, a circa 400 m dalla piattaforma stradale.

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

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 ricettore. 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 ricettori.

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 sopracitato 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.

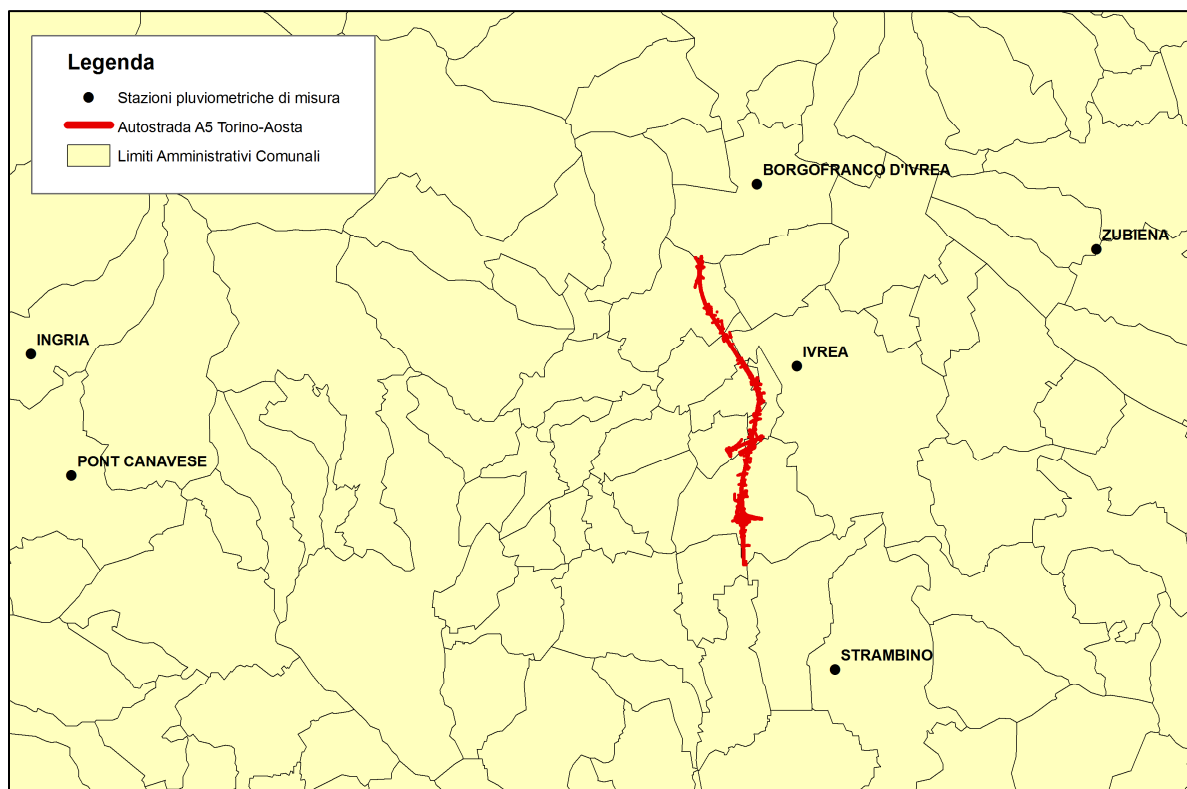


Figura 1 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

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)

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

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 Y_{mp} 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 (nel presente documento si assumeranno quelli relativi al Lotto 1):

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.

3.2 Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale relativa al lotto 2B 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 in linea generale tempi di pioggia minimi pari a 15 minuti per tratti di rete di drenaggio di estensione inferiore a 1000 m e di 20 minuti per tratti di rete di drenaggio di estensione superiore, in ragione dei tempi di arrivo delle portate al colmo nelle sezioni terminali; nel presente Lotto si sono assunti tempi di pioggia pari a 15 minuti.

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 I in funzione di S , sulla base di studi statistici sulla struttura topologica delle reti, ottenendo:

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 I (Rasulo, G. e Gisonni, C., 2001).

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

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/h ^{n}], 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:

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

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

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:

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

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

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

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].

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

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.

Anche il metodo italiano assume lineare il legame tra il volume complessivamente invasato $W(t)$ 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 [m³/m²] 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 invasato nell' i -esimo tratto a monte di quello in esame.

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.

Noto 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.

3.3 Conclusione.

Il metodo che prende in considerazione le condizioni idrodinamiche più gravose è risultato quello dell'invaso lineare (IUH). In termini generali, considerando i parametri idrologici $a=52,46$ e $n=0,311$, si è calcolata una intensità di pioggia di 136,4 mm/h ed un'altezza di pioggia di 34 mm per 15 minuti.

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 chiuso caratterizzato da tubazioni interrato (in c.a. o acciaio) che si sviluppano in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione stradale (rilevato, trincea, viadotto ecc.).

Poiché in generale i Lotti 1 e 3 dell'autostrada ricadono in aree esondabili, tale impostazione è anche compatibile con l'esigenza di preservare il sistema di raccolta e trattamento da possibili rischi connessi al verificarsi di eventi di piena particolarmente gravosi.

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 (Figura 2):
 - sezione corrente: cunetta alla francese a lato carreggiata con scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 400-600 mm; l'interasse longitudinale minimo viene assunto pari a 50 m in funzione della pendenza minima del tratto che limita la capacità di portata della cunetta.
- Sezioni stradali in curva (Figura 3):

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 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.

- sezione corrente: canaletta ad asola grigliata (BxH=0.3x0.5 m) in centro strada con scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 400-600 mm, l'interasse longitudinale minimo viene assunto pari a 50 m in funzione della pendenza minima del tratto che limita la capacità di portata della canaletta.

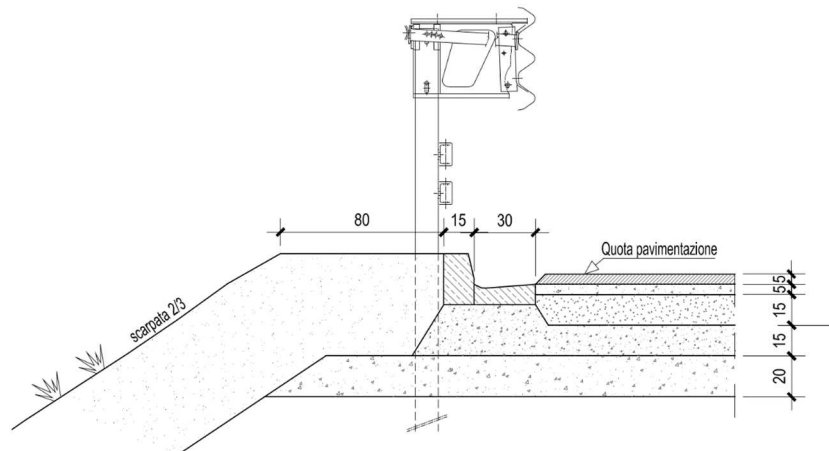


Figura 2 – Sezione stradale in rettilineo – cunetta alla francese con scarico in pozzetti prefabbricati

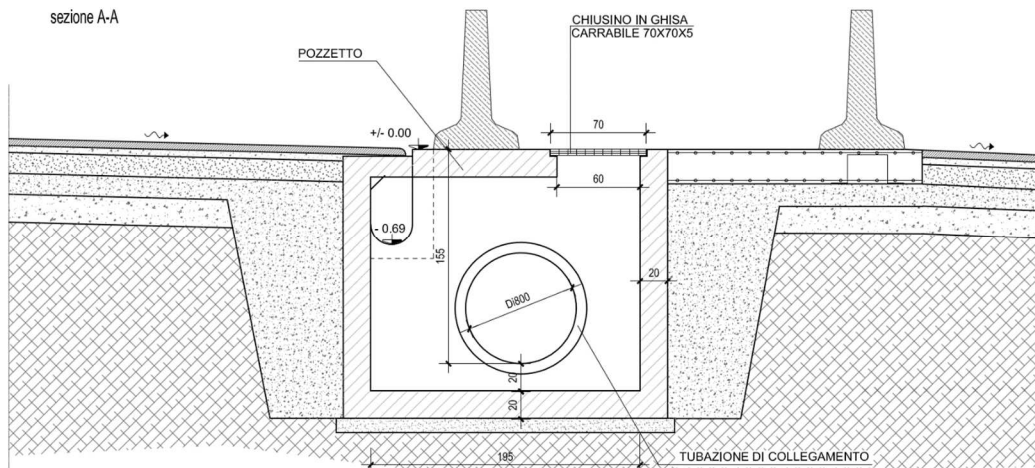


Figura 3 – Sezione stradale in curva – canaletta ad asola con scarico in pozzetti prefabbricati

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 del LOTTO 2B, il recapito delle acque di piattaforma avviene nel rio Ribes.

Le acque di piattaforma raccolte, con particolare riferimento alle acque affluenti nella fase iniziale degli eventi meteorici (acque di prima pioggia), non verranno in nessun caso immesse direttamente nel Ribes ma saranno adeguatamente trattate in appositi impianti separatori di idrocarburi prefabbricati in acciaio. La portata complessiva dei tratti autostradali sottesi a ciascun impianto è quella denominata di prima pioggia 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.

Il volume complessivo da trattare per i 4 impianti è pari a circa **520 m³**, in ragione di una superficie complessiva di piattaforma (del Lotto 2B) di circa **104072 m²** e di un apporto pluviometrico di **0.005 m**. Il sistema di trattamento delle acque di piattaforma verrà trattato in dettaglio per ciascun impianto al successivo paragrafo 4.2.

4.1.1 Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale

Dall'analisi della geometria del tratto autostradale oggetto di intervento sono stati individuati i bacini elementari scolanti che recapitano la portata agli impianti di trattamento lungo la carreggiata in direzione Torino. Gli schemi dei bacini elementari di piattaforma introdotti nel modello sono riportati nello specifico elaborato grafico SSP0_101A05_0013_PE_IDR_009_00 e SSP0_101A05_0013_PE_IDR_010_00.

La geometria della piattaforma, che definisce la dimensione di ciascun bacino scolante, è stata desunta in termini di larghezza e pendenze longitudinali e trasversali dagli elaborati del progetto stradale. Il coefficiente di deflusso assunto per la pavimentazione, costituita da asfalto drenante, è pari a 0.90. Come già detto in precedenza la durata della pioggia di progetto (TR 25 anni) è stata assunta pari a 15 minuti. La scabrezza della rete in progetto è stata assunta pari a 70 m^{1/3}/s, in ragione del materiale (cls) costituente i collettori di drenaggio.

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.

immissioni	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza
	ID	descrizione						
	1	B1 - TO	216.20	10	circolare	400	cls	70
1-38	2	SCARICO LATO TO	3.88	20	circolare	400	cls	70
	3	B2 - TO	141.07	3	circolare	400	cls	70
3	4	B3 - TO	99.86	3	circolare	600	cls	70
4	5	B4 - TO	95.71	3	circolare	600	cls	70
5-42	6	SCARICO LATO TO	4.54	20	circolare	600	cls	70
	7	B5 - TO	104.38	3	circolare	600	cls	70
7	8	B6 - TO	150.00	3	circolare	600	cls	70
8	9	B7 - TO	50.00	3	circolare	600	cls	70
9-46	10	SCARICO LATO TO	2.72	20	circolare	600	cls	70
	11	B8 - TO	100.00	3	circolare	400	cls	70
11	12	B9 - TO	100.00	3	circolare	400	cls	70
12-49	13	SCARICO LATO TO	2.58	20	circolare	400	cls	70

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]
	14	B10 - TO	100.00	3	circolare	400	cls	70
14	15	B11 - TO	71.65	3	circolare	400	cls	70
15-52	16	SCARICO LATO TO	2.60	20	circolare	400	cls	70
	17	B12 - TO	117.13	5	circolare	400	cls	70
17	18	B13 - TO	109.00	5	circolare	400	cls	70
18	19	B14 - TO	100.00	5	circolare	600	cls	70
19	20	B15 - TO	100.00	5	circolare	600	cls	70
20	21	B16 - TO	100.00	5	circolare	600	cls	70
21	22	B17 - TO	80.23	5	circolare	600	cls	70
22-59	23	SCARICO LATO TO	6.75	20	circolare	600	cls	70
	24	B18 - TO	119.77	6	circolare	400	cls	70
24	25	B19 - TO	90.34	6	circolare	400	cls	70
25	26	B20 - TO	100.60	6	circolare	400	cls	70
26	27	B21 - TO	60.08	6	circolare	600	cls	70
27-64	28	SCARICO LATO TO	5.23	20	circolare	600	cls	70
	29	B22 - TO	98.97	5	circolare	400	cls	70
29	30	B23 - TO	76.84	5	circolare	400	cls	70
30-67	31	SCARICO LATO TO	4.13	20	circolare	400	cls	70
	32	B24 - TO	123.11	5	circolare	400	cls	70
32	33	B25 - TO	66.63	5	circolare	400	cls	70
33-35-70	34	SCARICO LATO TO	3.16	20	circolare	600	cls	70
36	35	B26 - TO	50.00	5	circolare	400	cls	70
	36	B27 - TO	83.41	5	circolare	400	cls	70
	37	B1 - AO	220.64	12	circolare	400	cls	70
37	38	SCARICO LATO AO	15.10	20	circolare	400	cls	70
	39	B2 - AO	129.36	3	circolare	400	cls	70
39	40	B3 - AO	99.85	3	circolare	600	cls	70
40	41	B4 - AO	112.91	3	circolare	600	cls	70
41	42	SCARICO LATO AO	13.82	20	circolare	600	cls	70

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]
	43	B5 - AO	104.97	3	circolare	400	cls	70
43	44	B6 - AO	150.00	3	circolare	600	cls	70
44	45	B7 - AO	50.00	3	circolare	600	cls	70
45	46	SCARICO LATO AO	25.08	20	circolare	600	cls	70
	47	B8 - AO	100.00	3	circolare	400	cls	70
47	48	B9 - AO	100.00	3	circolare	400	cls	70
48	49	SCARICO LATO AO	26.36	20	circolare	400	cls	70
	50	B10 - AO	100.00	3	circolare	400	cls	70
50	51	B11 - AO	71.10	3	circolare	400	cls	70
51	52	SCARICO LATO AO	31.27	20	circolare	400	cls	70
	53	B12 - AO	115.73	3	circolare	400	cls	70
53	54	B13 - AO	118.22	5	circolare	600	cls	70
54	55	B14 - AO	94.96	5	circolare	600	cls	70
55	56	B15 - AO	100.00	5	circolare	600	cls	70
56	57	B16 - AO	100.00	5	circolare	600	cls	70
57	58	B17 - AO	76.90	5	circolare	600	cls	70
58	59	SCARICO LATO AO	26.60	20	circolare	600	cls	70
	60	B18 - AO	100.50	6	circolare	400	cls	70
60	61	B19 - AO	100.00	6	circolare	400	cls	70
61	62	B20 - AO	122.60	4	circolare	600	cls	70
62	63	B21 - AO	47.64	4	circolare	600	cls	70
63	64	SCARICO LATO AO	32.35	20	circolare	600	cls	70
	65	B22 - AO	74.50	3	circolare	400	cls	70
65	66	B23 - AO	101.70	3	circolare	400	cls	70
66	67	SCARICO LATO AO	28.30	20	circolare	400	cls	70
	68	B24 - AO	126.35	3	circolare	400	cls	70
68	69	B25 - AO	64.80	3	circolare	600	cls	70
69-71	70	SCARICO LATO AO	25.70	20	circolare	600	cls	70
72	71	B26 - AO	85.20	3	circolare	400	cls	70
	72	B27 - AO	50.00	3	circolare	400	cls	70

Tabella 5 - Schematizzazione della rete di drenaggio.

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]	f [-]	
	1	B1 - TO	0.3542	0.90	25	6.0	0.3542	51.85	0.438	15.0
1-38	2	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	0.6972	51.85	0.438	15.0
	3	B2 - TO	0.2099	0.90	25	6.0	0.2099	51.85	0.438	15.0
3	4	B3 - TO	0.2750	0.90	25	6.0	0.4849	51.85	0.438	15.0
4	5	B4 - TO	0.2750	0.90	25	6.0	0.7599	51.85	0.438	15.0
5-42	6	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	1.2415	51.85	0.438	15.0
	7	B5 - TO	0.1433	0.90	25	6.0	0.1433	51.85	0.438	15.0
7	8	B6 - TO	0.2060	0.90	25	6.0	0.3493	51.85	0.438	15.0
8	9	B7 - TO	0.0688	0.90	25	6.0	0.4181	51.85	0.438	15.0
9-46	10	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	0.8447	51.85	0.438	15.0
	11	B8 - TO	0.1368	0.90	25	6.0	0.1368	51.85	0.438	15.0
11	12	B9 - TO	0.1372	0.90	25	6.0	0.2740	51.85	0.438	15.0
12-49	13	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	0.5578	51.85	0.438	15.0
	14	B10 - TO	0.1370	0.90	25	6.0	0.1370	51.85	0.438	15.0
14	15	B11 - TO	0.1076	0.90	25	6.0	0.2446	51.85	0.438	15.0
15-52	16	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	0.4760	51.85	0.438	15.0
	17	B12 - TO	0.1970	0.90	25	6.0	0.1970	51.85	0.438	15.0
17	18	B13 - TO	0.1850	0.90	25	6.0	0.3820	51.85	0.438	15.0
18	19	B14 - TO	0.1417	0.90	25	6.0	0.5237	51.85	0.438	15.0
19	20	B15 - TO	0.1370	0.90	25	6.0	0.6607	51.85	0.438	15.0
20	21	B16 - TO	0.1349	0.90	25	6.0	0.7956	51.85	0.438	15.0
21	22	B17 - TO	0.1083	0.90	25	6.0	0.9039	51.85	0.438	15.0
22-59	23	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	2.6147*	51.85	0.438	15.0
	24	B18 - TO	0.1623	0.90	25	6.0	0.1623	51.85	0.438	15.0
24	25	B19 - TO	0.1240	0.90	25	6.0	0.4847*	51.85	0.438	15.0
25	26	B20 - TO	0.1378	0.90	25	6.0	0.4241	51.85	0.438	15.0
26	27	B21 - TO	0.0933	0.90	25	6.0	0.5174	51.85	0.438	15.0
27-64	28	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	1.4319*	51.85	0.438	15.0

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]	f [-]	
	29	B22 - TO	0.1697	0.90	25	6.0	0.1697	51.85	0.438	15.0
29	30	B23 - TO	0.1331	0.90	25	6.0	0.3028	51.85	0.438	15.0
30-67	31	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	0.5618	51.85	0.438	15.0
	32	B24 - TO	0.2073	0.90	25	6.0	0.2073	51.85	0.438	15.0
32	33	B25 - TO	0.0957	0.90	25	6.0	0.3030	51.85	0.438	15.0
33-35-70	34	SCARICO LATO TO	0.0000	0.90	25	6.0	1.1739	51.85	0.438	15.0
36	35	B26 - TO	0.1167	0.90	25	6.0	0.2608	51.85	0.438	15.0
	36	B27 - TO	0.1441	0.90	25	6.0	0.1441	51.85	0.438	15.0
	37	B1 - AO	0.3430	0.90	25	6.0	0.3430	51.85	0.438	15.0
37	38	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.3430	51.85	0.438	15.0
	39	B2 - AO	0.1823	0.90	25	6.0	0.1823	51.85	0.438	15.0
39	40	B3 - AO	0.1407	0.90	25	6.0	0.3230	51.85	0.438	15.0
40	41	B4 - AO	0.1586	0.90	25	6.0	0.4816	51.85	0.438	15.0
41	42	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.4816	51.85	0.438	15.0
	43	B5 - AO	0.1473	0.90	25	6.0	0.1473	51.85	0.438	15.0
43	44	B6 - AO	0.2097	0.90	25	6.0	0.3570	51.85	0.438	15.0
44	45	B7 - AO	0.0696	0.90	25	6.0	0.4266	51.85	0.438	15.0
45	46	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.4266	51.85	0.438	15.0
	47	B8 - AO	0.1403	0.90	25	6.0	0.1403	51.85	0.438	15.0
47	48	B9 - AO	0.1435	0.90	25	6.0	0.2838	51.85	0.438	15.0
48	49	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.2838	51.85	0.438	15.0
	50	B10 - AO	0.1400	0.90	25	6.0	0.1400	51.85	0.438	15.0
50	51	B11 - AO	0.0914	0.90	25	6.0	0.2314	51.85	0.438	15.0
51	52	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.2314	51.85	0.438	15.0
	53	B12 - AO	0.1722	0.90	25	6.0	0.1722	51.85	0.438	15.0
53	54	B13 - AO	0.2193	0.90	25	6.0	0.3915	51.85	0.438	15.0
54	55	B14 - AO	0.1345	0.90	25	6.0	0.5260	51.85	0.438	15.0
55	56	B15 - AO	0.1400	0.90	25	6.0	0.6660	51.85	0.438	15.0
56	57	B16 - AO	0.1401	0.90	25	6.0	0.8061	51.85	0.438	15.0

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	ID							descrizione	S [ha]		f [-]
	57	58	B17 - AO	0.1097	0.90	25	6.0	0.9158	51.85	0.438	15.0
	58	59	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.9158	51.85	0.438	15.0
		60	B18 - AO	0.1790	0.90	25	6.0	0.1790	51.85	0.438	15.0
	60	61	B19 - AO	0.1795	0.90	25	6.0	0.3585	51.85	0.438	15.0
	61	62	B20 - AO	0.2223	0.90	25	6.0	0.5808	51.85	0.438	15.0
	62	63	B21 - AO	0.0834	0.90	25	6.0	0.6642	51.85	0.438	15.0
	63	64	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.6642	51.85	0.438	15.0
		65	B22 - AO	0.1169	0.90	25	6.0	0.1169	51.85	0.438	15.0
	65	66	B23 - AO	0.1421	0.90	25	6.0	0.2590	51.85	0.438	15.0
	66	67	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.2590	51.85	0.438	15.0
		68	B24 - AO	0.2170	0.90	25	6.0	0.2170	51.85	0.438	15.0
	68	69	B25 - AO	0.1144	0.90	25	6.0	0.3314	51.85	0.438	15.0
	69-71	70	SCARICO LATO AO	0.0000	0.90	25	6.0	0.6101	51.85	0.438	15.0
	72	71	B26 - AO	0.1257	0.90	25	6.0	0.2787	51.85	0.438	15.0
		72	B27 - AO	0.1530	0.90	25	6.0	0.1530	51.85	0.438	15.0

Tabella 6 -Caratteristiche dei bacini afferenti.

Nella definizione delle caratteristiche dei bacini, si è tenuto conto anche del sistema di raccolta delle acque dello svincolo autostradale (*), che scarica in fossi rivestiti in calcestruzzo, prima di immettersi nella rete di drenaggio in progetto al di sotto della piattaforma autostradale.

4.1.2 Risultati ottenuti per il dimensionamento dei collettori principali

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%. La geometria della rete è riportata negli elaborati denominati da SSP0-101A05-0013-PE-IDR-006-00 a SSP0-101A05-0013-PE-IDR-010-00, allegati al presente Progetto.

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	ID								
	1	B1 - TO	circolare	400	0.100	204	51.0%	1.55	1.21

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		D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
1-38	2	SCARICO LATO TO	circolare	400	0.197	252	63.0%	2.36	1.60
	3	B2 - TO	circolare	400	0.059	216	54.0%	0.86	0.65
3	4	B3 - TO	circolare	600	0.137	276	46.0%	1.08	0.72
4	5	B4 - TO	circolare	600	0.214	366	61.0%	1.19	0.67
5-42	6	SCARICO LATO TO	circolare	600	0.349	276	46.0%	2.75	1.87
	7	B5 - TO	circolare	600	0.040	144	24.0%	0.78	0.74
7	8	B6 - TO	circolare	600	0.099	234	39.0%	0.97	0.74
8	9	B7 - TO	circolare	600	0.118	258	43.0%	1.02	0.73
9-46	10	SCARICO LATO TO	circolare	600	0.238	222	37.0%	2.50	1.91
	11	B8 - TO	circolare	400	0.039	168	42.0%	0.77	0.68
11	12	B9 - TO	circolare	400	0.077	256	64.0%	0.91	0.61
12-49	13	SCARICO LATO TO	circolare	400	0.157	220	55.0%	2.22	1.68
	14	B10 - TO	circolare	400	0.039	168	42.0%	0.77	0.68
14	15	B11 - TO	circolare	400	0.069	236	59.0%	0.90	0.64
15-52	16	SCARICO LATO TO	circolare	400	0.134	200	50.0%	2.14	1.72
	17	B12 - TO	circolare	400	0.056	176	44.0%	1.05	0.88
17	18	B13 - TO	circolare	400	0.108	268	67.0%	1.21	0.77
18	19	B14 - TO	circolare	600	0.148	252	42.0%	1.31	0.94
19	20	B15 - TO	circolare	600	0.186	288	48.0%	1.39	0.93
20	21	B16 - TO	circolare	600	0.224	318	53.0%	1.47	0.91
21	22	B17 - TO	circolare	600	0.254	348	58.0%	1.50	0.88
22-59	23	SCARICO LATO TO	circolare	600	0.738*	420	70.0%	3.12	1.81
	24	B18 - TO	circolare	400	0.046	152	38.0%	1.05	0.98
24	25	B19 - TO	circolare	400	0.136*	240	60.0%	1.22	0.93
25	26	B20 - TO	circolare	400	0.120	272	68.0%	1.32	0.84
26	27	B21 - TO	circolare	600	0.146	240	40.0%	1.38	1.04
27-64	28	SCARICO LATO TO	circolare	600	0.404*	288	48.0%	2.69	1.87
	29	B22 - TO	circolare	400	0.048	164	41.0%	0.99	0.89
29	30	B23 - TO	circolare	400	0.086	232	58.0%	1.13	0.82

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		D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
30-67	31	SCARICO LATO TO	circolare	400	0.159	220	55.0%	2.24	1.68
	32	B24 - TO	circolare	400	0.059	184	46.0%	1.04	0.87
32	33	B25 - TO	circolare	400	0.086	232	58.0%	1.13	0.82
33-35-70	34	SCARICO LATO TO	circolare	600	0.330	270	45.0%	2.67	1.87
36	35	B26 - TO	circolare	400	0.074	208	52.0%	1.12	0.85
	36	B27 - TO	circolare	400	0.041	148	37.0%	0.96	0.89
	37	B1 - AO	circolare	400	0.097	192	48.0%	1.62	1.34
37	38	SCARICO LATO AO	circolare	400	0.097	164	41.0%	2.00	1.77
	39	B2 - AO	circolare	400	0.052	196	49.0%	0.84	0.67
39	40	B3 - AO	circolare	600	0.091	222	37.0%	0.96	0.74
40	41	B4 - AO	circolare	600	0.136	276	46.0%	1.07	0.72
41	42	SCARICO LATO AO	circolare	600	0.136	168	28.0%	2.10	1.92
	43	B5 - AO	circolare	400	0.042	176	44.0%	0.78	0.68
43	44	B6 - AO	circolare	600	0.101	234	39.0%	0.99	0.74
44	45	B7 - AO	circolare	600	0.120	258	43.0%	1.04	0.73
45	46	SCARICO LATO AO	circolare	600	0.120	156	26.0%	2.06	1.92
	47	B8 - AO	circolare	400	0.040	168	42.0%	0.79	0.68
47	48	B9 - AO	circolare	400	0.080	260	65.0%	0.93	0.61
48	49	SCARICO LATO AO	circolare	400	0.080	148	37.0%	1.90	1.79
	50	B10 - AO	circolare	400	0.040	168	42.0%	0.79	0.68
50	51	B11 - AO	circolare	400	0.065	228	57.0%	0.88	0.64
51	52	SCARICO LATO AO	circolare	400	0.065	132	33.0%	1.81	1.79
	53	B12 - AO	circolare	400	0.049	192	48.0%	0.82	0.67
53	54	B13 - AO	circolare	600	0.111	216	36.0%	1.21	0.96
54	55	B14 - AO	circolare	600	0.148	252	42.0%	1.32	0.94
55	56	B15 - AO	circolare	600	0.188	288	48.0%	1.40	0.93
56	57	B16 - AO	circolare	600	0.227	324	54.0%	1.46	0.90
57	58	B17 - AO	circolare	600	0.258	348	58.0%	1.52	0.88
58	59	SCARICO LATO AO	circolare	600	0.258	234	39.0%	2.52	1.90

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	ID	descrizione		D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
	60	B18 - AO	circolare	400	0.051	160	40.0%	1.08	0.97
60	61	B19 - AO	circolare	400	0.101	244	61.0%	1.26	0.89
61	62	B20 - AO	circolare	600	0.164	282	47.0%	1.26	0.83
62	63	B21 - AO	circolare	600	0.187	306	51.0%	1.29	0.82
63	64	SCARICO LATO AO	circolare	600	0.187	198	33.0%	2.30	1.92
	65	B22 - AO	circolare	400	0.033	152	38.0%	0.75	0.69
65	66	B23 - AO	circolare	400	0.073	244	61.0%	0.91	0.63
66	67	SCARICO LATO AO	circolare	400	0.073	140	35.0%	1.87	1.79
	68	B24 - AO	circolare	400	0.061	220	55.0%	0.87	0.65
68	69	B25 - AO	circolare	600	0.094	222	37.0%	0.98	0.74
69-71	70	SCARICO LATO AO	circolare	600	0.172	186	31.0%	2.31	1.92
72	71	B26 - AO	circolare	400	0.079	260	65.0%	0.91	0.61
	72	B27 - AO	circolare	400	0.043	176	44.0%	0.81	0.68

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

4.1.3 Verifica della capacità di smaltimento degli elementi di intercettazione del deflusso superficiale presenti in piattaforma

Il drenaggio della piattaforma è realizzato:

- nei tratti in rettilineo da una cunetta alla francese in cls, avente la geometria di Figura 2, posta al bordo esterno della corsia di emergenza;
- nei tratti in curva da una canaletta ad asola in cls con griglia in superficie, avente fondo arcuato di dimensioni BxH=0.3x0.5 m.

Al fine di stabilire l'interasse minimo di posizionamento degli scarichi per i suddetti elementi di intercettazione, si sono valutate le portate massime smaltibili delle canalizzazioni superficiali in relazione alla portata prodotta da una superficie elementare di piattaforma ad esse sottesa.

Questa valutazione è stata parimenti eseguita tramite il modello già utilizzato per il dimensionamento dei collettori principali assumendo gli stessi parametri idrologici e idraulici al contorno.

Per quanto attiene la cunetta alla francese, i tratti più critici sono caratterizzati da pendenza minima longitudinale pari allo 0.3%, valore che garantisce un deflusso massimo pari a 24 l/s con un tirante di 0.12 m, producendo un allagamento della corsia di emergenza per una ampiezza di circa 1.00 m, misurata esternamente alla cunetta stessa. Tale portata è generata da una superficie elementare di piattaforma di

estensione longitudinale di 50.0 m e larghezza media 14.2 m. In ragione di queste valutazioni idrologiche si è quindi assunto un interasse per gli scarichi non superiore a 50 m.

Per quanto attiene la canaletta ad asola, essa ha una capacità di deflusso più elevata in ragione delle sue maggiori dimensioni rispetto alla cunetta. Anche nei tratti più critici, a pendenza minima pari allo 0.3%, essa è in grado di trasferire portate molto superiori. Anche in questo caso si è eseguita una valutazione della portata generata da una superficie elementare di piattaforma di estensione longitudinale questa volta pari a 50.0 m e larghezza media di 14.2 m; la portata generata è pari a 25 l/s che transita nella canaletta ad asola generando un riempimento pari al 20.9 %. Si è scelto per ragioni legate al posizionamento della canaletta in centro strada di prevedere uno scarico ogni 50 m, data la difficoltosa manutenzione della stessa canaletta nel tempo. In questo modo il rischio di un suo intasamento risulta molto basso, permettendo interventi di manutenzione più protratti nel tempo.

Di seguito si allegano i calcoli idraulici in moto uniforme eseguiti per la cunetta alla francese (Figura 4) e per la canaletta ad asola (Figura 5).

Dati geometrici		
Livello idrico minimo:	Yo [m]	0.00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0.12
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0.12
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		7
Pendenza longitudinale:	i [%]	0.30%

Risultati		
Portata massima defluibile:	Q _{max} [m ³ /s]	0.025
Portata di verifica:	Q [m³/s]	0.025
Riempimento:	r [%]	100.0%
Area bagnata	A [m ²]	0.06
Perimetro bagnato	B [m]	1.55
Larghezza pelo libero	b [m]	1.43
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70.0

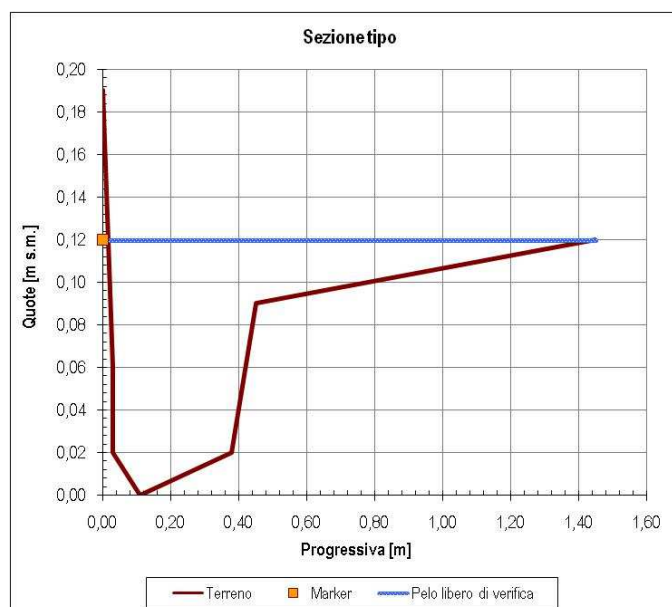


Figura 4 – Scala di deflusso in moto uniforme per la cunetta alla francese.

Dati geometrici		
Livello idrico minimo:	Yo [m]	0.00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0.50
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0.13
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		100
Pendenza longitudinale:	i [%]	0.73%

Risultati		
Portata massima defluibile:	Q _{max} [m ³ /s]	0.204
Portata di verifica:	Q [m³/s]	0.029
Riempimento:	r [%]	20.9%
Area bagnata	A [m ²]	0.03
Perimetro bagnato	B [m]	0.43
Larghezza pelo libero	b [m]	0.30
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70.0

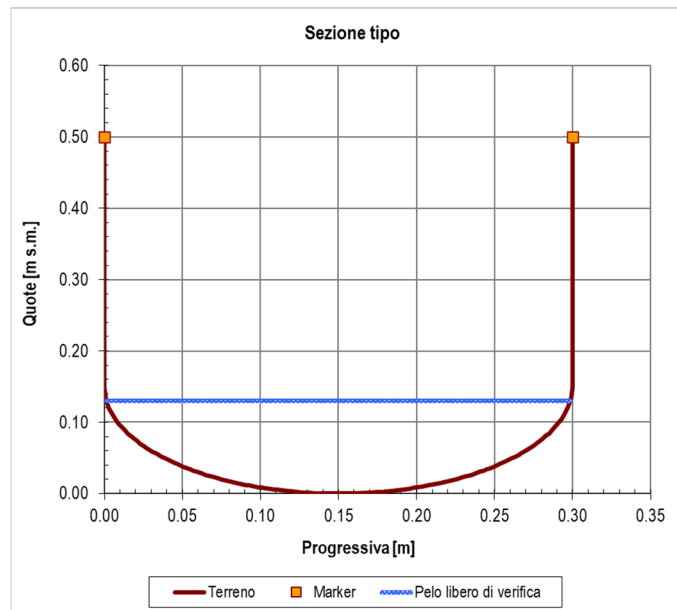


Figura 5 – Scala di deflusso in moto uniforme per la canaletta ad asola.

4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma

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.

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.

La vasca di trattamento delle acque di prima pioggia è costituita 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 degli impianti di trattamento 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 dell'intera infrastruttura autostradale.

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

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. Le caratteristiche dimensionali dei 4 impianti previsti per il tratto autostradale in esame è riportata nella seguente tabella.

progressiva asse pozzetto ingresso (km)	Nome impianto	S scolante (m ²)	V prima pioggia (m ³)	Q prima pioggia (l/s)	Q TR25 (l/s)	Separatore di idrocarburi	
						TN (l/s)	Q punta smaltibile (l/s)
40+635	V7	37917	189.59	210.650	1220	250	1250
39+965	V6	18785	93.93	104.36	529	250	1250
39+315	V5	22970	114.85	127.61	648	250	1250
38+485	V4	32280	161.40	179.33	908	250	1250

Tabella 8 -Dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia.

4.3 Vasca di accumulo e laminazione delle portate di punta (TR25 anni)

La vasca di accumulo è ubicata a valle dell'impianto denominato V5; essa ha il compito di laminare l'idrogramma avente valore al colmo pari a 2398 l/s (valore cumulato della portata TR 25 anni in arrivo dagli impianti V7, V6 e V5).

Il progetto, al fine di mantenere delle altezze di scavo ridotte per la posa del collettore al piede del rilevato a valle della vasca, prevede la deviazione dell'intera portata proveniente verso la vasca di laminazione, che avviene nel pozzetto P42-EXT, dove viene a raccogliersi anche la portata già trattata proveniente dal Lotto 2A. Nel pozzetto sarà quindi collocata la tubazione di scarico in vasca (Dn1500) ad una quota di 237.84 m s.l.m., ed anche un collettore di troppo pieno (Dn1000) ad una quota di 239.00 m s.l.m. (al fine di non consentire un riempimento della vasca maggiore di 2.00 m rispetto al fondo).

Rispetto all'evento di riferimento (durata 15 minuti - TR 25 anni), ipotizzando un idrogramma con andamento triangolare, si stima una volumetria di evento di circa 1450 m³. Al fine di tenere conto di eventi con durata di pioggia maggiore, che possono apportare volumi di pioggia superiori, la vasca è stata sovradimensionata ed ha quindi una volumetria utile complessiva di circa 15-20.000 m³.

Si rimanda all'elaborato di dettaglio SSP0-101A05-0013-PE-IDR-020-00.

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 g/m² x d (Radtke, 1985);
- denitrificazione = variabile (diminuisce drasticamente a T < 5 C°); il solo apporto di C organico da parte delle radici consente di abbattere circa 0.3 - 0.7 g N/m² x 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

4.4 Dimensionamento collettori al piede del rilevato autostradale di recapito delle acque di piattaforma in rio Ribes e verifica compatibilità dello scarico

Il sistema di collettamento autostradale, prima di recapitare la portata meteorica in Ribes, viene opportunamente trattato secondo quanto descritto ai paragrafi 2.2 e 4.2 e laminato da una vasca di accumulo, che esercita un effetto di laminazione delle portate scaricate dalla piattaforma autostradale senza indurre aggravamenti del deflusso del rio Ribes.

Il sistema di scarico al piede del rilevato autostradale è costituito da un sistema di tubazioni in cls che colleghino i deflussi di ogni tratto di piattaforma (per entrambe le carreggiate dir. Torino e Aosta) fino al relativo impianto di trattamento; a valle del primo sistema di trattamento (V7) diparte quindi un collettore, che trasferisce le acque già disoleate. Procedendo in direzione sud, viene quindi ad essere affiancato da un secondo collettore, che raccoglie le acque di piattaforma non ancora trattate del tratto successivo e le consegna al successivo impianto di valle. Dopo il trattamento gli apporti confluiscono in una unica tubazione.

Tale schema si ripete progressivamente lungo l'intero tracciato autostradale. In particolare, la portata complessiva trattata dagli impianti V7-V6 e V5 viene trasferita, nel tratto terminale a valle di V5, tramite un'unica tubazione che colletta l'intera portata alla vasca di accumulo prevista (cfr. paragrafo 4.3).

I deflussi laminati dalla vasca vengono trasferiti in Ribes, parallelamente ad una nuova tubazione che colletta l'ultima quota parte di piattaforma autostradale all'ultimo impianto di valle, denominato V4, e quindi in Ribes.

Nel dimensionamento delle tubazioni si è tenuto conto anche del contributo proveniente dal futuro lotto di progettazione più a nord (Lotto III), il quale, secondo quanto previsto nel progetto definitivo, dovrà essere recapito nel collettore al piede in progetto e quindi trattato presso l'impianto V7. È stata stimata una superficie afferente di circa 2.13 ha ed una portata di punta di 680 l/s.

Inoltre si è tenuto conto anche del contributo proveniente dal parcheggio del casello dell'uscita Ivrea, che viene ad insistere nel collettore in progetto a monte dell'impianto V4, in corrispondenza del sifone in progetto per il superamento del collettore Smat esistente. È stata stimata una superficie afferente pari a circa 0.31 ha, che contribuisce con una portata di circa 90 l/s.

Di seguito si allegano due differenti tabelle, che verificano idraulicamente il sistema di raccolta delle "acque da trattare" e delle "acque trattate", entrambi localizzati al piede del rilevato autostradale.

Progressiva tratto (km)	Apporti TR25 anni da bacini piattaforma	Portata al colmo cumulata (m ³ /s)	Diametro tubazione in cls (mm)	Pendenza tubazione (%)	Riempimento (%)	Velocità media (m/s)
41+230	LOTTO III	0.68	1000	0.3	55.0	1.57
41+000	LOTTO III + scarico (1-38)	0.87	1000	0.3	65.0	1.67
40+650	LOTTO III + scarico (1-38) + scarico (5-42) all'impianto V7	1.22	1200	0.3	58.0	1.82
40+335	scarico (9-46)	0.24	1000	0.3	32.0	1.22
40+140	scarico (9-46) + scarico (12-49)	0.40	1000	0.3	40.0	1.37
39+975	scarico (9-46) + scarico (12-49) + scarico (15-52) all'impianto V6	0.53	1000	0.3	48.0	1.49
39+315	scarico (22-59) all'impianto V5	0.74	1000	0.3	53.0	1.56
38+825	scarico (27-64)	0.40	1000	0.3	42.0	1.37
38+635	scarico (27-64) + scarico (30-67) + scarico parcheggio	0.65	1000	0.3	58.0	1.61
38+485	scarico (27-64) + scarico (30-67) + scarico parcheggio + scarico (33-70) all'impianto V4	0.98	1200	0.3	52.0	1.75

Tabella 9 – Verifica sistema di raccolta delle "acque da trattare" al piede del rilevato.

Progressiva tratto (km)	Apporti TR25 anni da bacini piattaforma	Portata al colmo cumulata (m ³ /s)	Diametro tubazione in cls (mm)	Pendenza tubazione (%)	Riempimento (%)	Velocità media (m/s)
	da impianti V7	1.22	1200	0.3	53.00	1.76
	da impianti V6+V7	1.75	1200	0.3	69.00	1.92
	da impianti V7+V6+V5	2.48	1500	0.3	60.00	2.14
	Troppo pieno vasca laminazione verso Ribes	1.00	1000	0.3	70.0	1.70
	da impianti V4	0.98	1200	0.3	52.0	1.75

Tabella 10 – Verifica sistema di raccolta delle “acque trattate” al piede del rilevato.

Dallo sbocco dell'ultimo impianto di trattamento di valle (V4), la portata meteorica a tempo di ritorno 25 anni complessiva trasferita nel rio Ribes dal presente LOTTO 2B risulta pari a 1.98 m³/s (tiene conto anche della portata relativa al Lotto 2A).

Invece, la portata in arrivo dal LOTTO 1D è di 0.75 m³/s; pertanto in Ribes viene quindi convogliata una portata al colmo è quindi pari a 2.35 m³/s.

Il bacino idrografico del rio Ribes e la superficie scolante complessiva autostradale hanno tempi di corrivazione molto diversi tra loro; il rio Ribes, infatti, a valle dell'infrastruttura autostradale in progetto ha un tempo di corrivazione di 3.75 ore a fronte del tempo di corrivazione della piattaforma autostradale del Lotto 1D che risulta pari a circa 10 minuti.

Il colmo dell'idrogramma della portata a tempo di ritorno 25 anni generata dalla piattaforma autostradale arriva nella sezione di confluenza in Ribes molto anticipato rispetto al deflusso del corso d'acqua stesso. Va aggiunto che in ogni caso la portata con tempo di ritorno 25 anni del Ribes non è contenuta nella sistemazione di progetto prevista.

Pertanto la verifica di compatibilità idraulica dello scarico complessivo dei LOTTI 1D e 2B in Ribes è stata eseguita prendendo in conto la massima capacità di portata dello stesso Ribes pari a 35 m³/s; tale portata defluisce nella sezione sistemata del Ribes con un tirante di 1.78 m ed un franco di sicurezza rispetto alla sommità delle sponde di 0.22 m, in ragione di un'altezza della sezione sistemata di 2.00 m.); la portata addotta in Ribes dall'A5 risulta pari al 7.3% di quella massima ammissibile del Ribes e quindi non produce alcuna perturbazione significativa sul deflusso del rio.

5. CONCLUSIONI IN MERITO ALLO SCARICO NEL RIO RIBES.

In coerenza con quanto previsto nel progetto definitivo dell'intera opera, in corrispondenza del rio Ribes vanno dunque recapitati tre differenti collettori, due con diametro Dn1000 ed il rimanente come Dn1200.

Il primo dei collettori, ovvero quello più vicino al rilevato stradale, consente lo scarico con una tubazione Dn1000 delle sole acque di pioggia provenienti dal Lotto 1D (nel suo tratto a monte del rio stesso) ed “uscenti” dall'impianto di trattamento V3.

Il collettore centrale, pari a Dn1200, raccoglie e scarica le acque del solo Lotto 2B, nel suo tratto di valle.

Presso l'ultimo collettore, il Dn1000 più esterno, invece convergono l'unione delle acque raccolte e trattate nei Lotti 2A (strade minori esterne all'autostrada) e 2B (del solo tratto di monte); infatti, in corrispondenza del bacino di laminazione B4 in progetto, i collettori dei lotti vengono ad "unirsi" in una sola tubazione che prosegue fino al rio Ribes, deviando il "surplus" di risorsa rispetto alla capacità di smaltimento verso il bacino B4.

In conclusione, presso il rio Ribes vengono a convergere le acque trattate dei Lotti 1D, 2A e 2B.

