



Autostrada Asti-Cuneo




TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO ESECUTIVO

04 - OPERE PER LA REGIMAZIONE ACQUE SUPERFICIALI

04.01 - Asse principale
Relazione idraulica smaltimento acque di piattaforma

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	11-2023	EMISSIONE	Ing. Trapanese	Ing. Martuscelli	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	NOVEMBRE 2023	- - -
							N. Progr.	
							04.01.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	E	IDP RI 001	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

PREMESSA	2
1. INQUADRAMENTO GENERALE	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3. ANALISI IDROLOGICA	4
3.1. PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN STUDIO	4
3.2. CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO PER T < 1ORA	4
4. ANALISI IDRAULICA	7
4.1. RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	7
4.1.1. <i>Descrizione della rete di raccolta</i>	7
4.1.2. <i>Dimensionamento delle canalizzazioni</i>	7
4.1.3. <i>Calcolo delle portate lungo la rete di raccolta</i>	9
4.1.4. <i>Verifiche idrauliche delle canalizzazioni della rete di drenaggio</i>	12
4.1.5. <i>Dimensionamento dell'interasse tra le caditoie nei viadotti</i>	15
4.1.6. <i>Verifica del fenomeno di aquaplaning</i>	17
4.2. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	18
4.2.1. <i>Fenomeno di dilavamento stradale – first flush</i>	18
4.2.2. <i>Acque di “prima pioggia”</i>	20
4.2.3. <i>Dimensionamento degli impianti per il trattamento delle acque di prima pioggia</i>	21

PREMESSA

La presente relazione descrive l'analisi e la verifica degli aspetti progettuali idrologici e idraulici relativi al progetto esecutivo del collegamento stradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6a, con riferimento alla determinazione delle portate di progetto per il dimensionamento e la verifica della rete di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque della piattaforma autostradale.

Il presente elaborato presenta le analisi condotte sul tema dell'idrologia e dell'idraulica di piattaforma attraverso la quantificazione delle portate defluenti sulla sede stradale e, conseguentemente, lungo la rete di raccolta.

1. INQUADRAMENTO GENERALE

Il tratto autostradale in progetto costituisce il Lotto 6a del Tronco II del collegamento Asti – Cuneo. Il Lotto II.6a corre lungo la Valle del F. Tanaro, dal versante in destra idrografica del Rio S. Michele (Comune di La Morra) alla progressiva km 5+000 del Lotto II.6 originario, attraversando i Comuni di Cherasco, Verduno e Roddi. Tale stralcio si pone in variante rispetto alla soluzione originaria in galleria, riproponendo, sostanzialmente, il tracciato già oggetto in passato di studi progettuali.

Il tracciato autostradale si mantiene ad una distanza consistente dall'alveo inciso del fiume Tanaro, salvo per un tratto in cui esso si sviluppa in area esondabile, localizzandosi quindi all'interno della fascia B. La presenza del Canale Enel condiziona inoltre la progettazione del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma e in particolare del recapito.

La rete di raccolta delle acque di piattaforma è un sistema di tipo chiuso che prevede l'utilizzo di tubazioni in Pead corrugato/spiralato, le quali consentono di convogliare le portate all'interno di opportune vasche di trattamento evitando la dispersione degli inquinanti prodotti dal dilavamento della superficie stradale.

La realizzazione degli impianti di trattamento deriva dalla necessità di trattare le acque di prima pioggia prima di essere immesse nel corpo idrico recettore. Le vasche di trattamento, adibite a tale scopo, sono state definite ottimizzandone sia il numero che il posizionamento planimetrico ai fini di:

- Migliorare l'efficienza idraulica del sistema;
- Migliorare l'efficacia del trattamento di depurazione del carico inquinante a tutela dell'ambiente;
- Semplificare le operazioni di gestione e manutenzione dell'intero sistema.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

In questo paragrafo vengono elencati ed evidenziati i principali ambiti normativi di riferimento per la trattazione degli aspetti progettuali di competenza del presente elaborato. In relazione alla normativa di settore, è opportuno indicare i seguenti principali riferimenti normativi:

- R.D. 25 luglio 1904 n.523 “*Testo Unico delle disposizioni di legge interne alle opere idrauliche delle diverse categorie*”;
- Decreto Legislativo 11 maggio 1999, n. 152: “*Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole*”;
- *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce “A” e “B” approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell'11 maggio 1999, Autorità di Bacino del fiume Po*;
- Decreto Legislativo 18 agosto 2000, n. 258: “*Disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'articolo 1, comma 4, della legge 24 aprile 1998, n. 128*”;
- LR 29 dicembre 2000, n. 61; “*Disposizioni per la prima attuazione del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152 in materia di tutela delle acque*”.
- Autorità di Bacino del Fiume Po “*Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico*” ai sensi dell' art.1 c.1 L.3.08.98 n.267 e s.m.i (21/4/2001);
- “*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*” adottata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001).
- Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*”;
- Decreto 22 Aprile 2004 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*”;
- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.: “*Norme in materia ambientale*”;
- D.P.G.R. 1/R del 20 febbraio 2006: “*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di lavaggio di aree esterne*”.
- D.P.G.R. 7/R del 2 agosto 2006:” *Modifiche al regolamento regionale 20 febbraio 2006, n. 1/R*”.

3. ANALISI IDROLOGICA

Il presente capitolo ha lo scopo di caratterizzare i parametri pluviometrici relativi al lotto in esame (Tronco II, Lotto 6a). In primo luogo, si sono individuate le stazioni di misura attraverso cui caratterizzare il regime pluviometrico dell'area in studio. Le stazioni pluviometriche sono state scelte in maniera tale da garantire una serie storica sufficientemente lunga e rappresentativa e tali da "caratterizzare" idrologicamente l'area di interesse. È stato possibile così eseguire l'analisi pluviometrica mediante l'analisi statistica delle serie storiche registrate alle stazioni di misura delle precipitazioni.

I dati utilizzati sono stati quelli relativi alle massime precipitazioni orarie desunte dagli Annali Idrologici del S.I.M.N. L'analisi è stata condotta facendo ricorso a differenti leggi statistiche e differenti metodologie di elaborazione; tramite il confronto dei risultati ottenuti è stato possibile definire i parametri pluviometrici maggiormente cautelativi da utilizzarsi nelle successive fasi di elaborazione e verifica.

3.1. PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN STUDIO

La definizione del regime pluviometrico caratteristico, in particolare in riferimento ad eventi meteorici di notevole intensità e breve durata, si è basata sull'analisi delle serie storiche al fine di ricavare le curve di massima possibilità pluviometrica per tempi di ritorno di 10, 20, 25, 50, 100, 200 e 500 anni e durata superiore all'ora; i risultati ottenuti sono stati confrontati con i dati proposti nella "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" adottata dall'Autorità di Bacino del fiume Po con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001), in relazione sia ai dati puntuali, riferiti alle singole stazioni pluviometriche, sia ai dati distribuiti sull'intero territorio del bacino, ottenuti mediante interpolazione con le celle di Kriging (celle quadrate di lato pari a 2 km).

3.2. CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO PER $T < 1$ ORA

Le elaborazioni statistiche condotte consentono di definire la relazione monomia che lega l'altezza di pioggia h con la durata dell'evento t e con il tempo di ritorno dello stesso TR . Tale relazione, però, non risulta adatta a rappresentare bacini caratterizzati da tempi di corrivazione molto brevi (inferiori all'ora); infatti, considerando una durata dell'evento breve, tendente a zero, l'intensità di pioggia i , definita come dh/dt , tende all'infinito.

Al fine delle successive elaborazioni condotte, in particolare in riferimento allo smaltimento delle acque di piattaforma, la caratterizzazione dell'intensità di pioggia deve tener conto dei ridotti tempi di corrivazione della particella fluida caduta sulla carreggiata nel giungere agli organi di scarico. Risulta pertanto necessario caratterizzare la curva di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora, mediante un approccio che consenta di adattare i parametri di precipitazione di progetto.

In letteratura sono disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

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

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami¹ (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings² (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo*.

¹ Goswami, A. C. (1973). *Short duration rainfall depth-duration-frequency map of India* – Decision with inadequate hydrologic data, Proceedings of the second Symposium on Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp.48-56.

² Jennings, A. H. (1950). *World's greatest observed point rainfall* – Monthly Weather Rev., n.78, pp.4-5.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro $\rho(t)$ è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico¹, 1986 e Calenda et al.², 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.³, 1990).

La Figura 1 mette a confronto i valori medi del parametro $\rho(t)$ ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

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

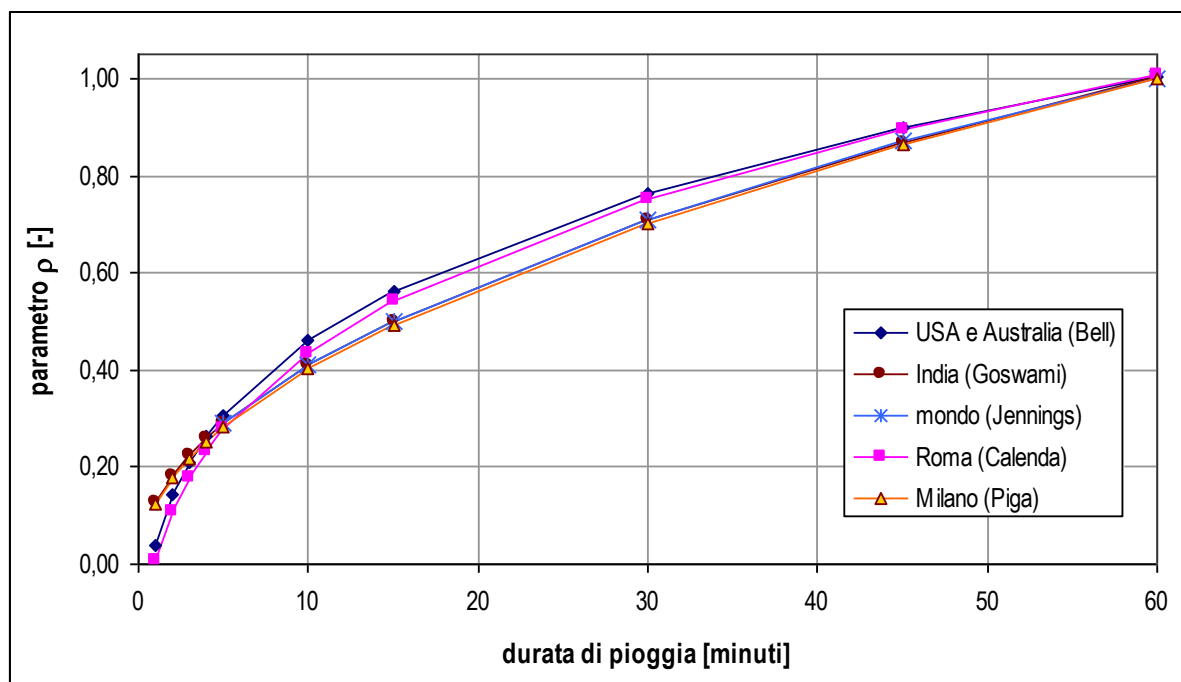


Figura 1 – Andamento del parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi.

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

In particolare, l'andamento di $\rho(t)$ è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'inviluppo dei valori riportati in Figura 1, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

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

¹ Domanico, R. (1986). *Piogge intense a Roma* – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

² Calenda, G. et al. (1993). *Rainfall assessment with inadequate data* – In "Urban storm drainage" (edited by Cao, C. et al.), Water Resources Publication, Hyland Ranch, USA, pp.23-44.

³ Piga, E. et al. (1990). *Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano* – Città Studi, Milano.

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

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

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

La pioggia di progetto utilizzata è quella a tempo di ritorno 25 anni ragguagliata alla piattaforma autostradale.

In particolare, i parametri di possibilità climatica di durata superiore all'ora ragguagliati alla piattaforma sono i seguenti:

a [mm/hⁿ]	n [-]
48,19	0,290

Tabella 1 – parametri di possibilità climatica a tempo di ritorno 25 anni per durata superiore all'ora.

Applicando la metodologia sopra esposta si ottengono parametri di possibilità climatica inferiori all'ora pari a:

a [mm/hn]	n [-]
47,41	0,435

Tabella 2 – parametri di possibilità climatica a tempo di ritorno 25 anni per durata inferiore all'ora.

In analogia al progetto definitivo, i valori di Tabella 2 sono stati assunti come riferimento per il dimensionamento e la verifica idraulica della rete.

4. ANALISI IDRAULICA

4.1. RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

4.1.1. Descrizione della rete di raccolta

Di seguito si descrivono i criteri generali adottati nella definizione dello schema di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma.

L'impostazione generale prevede che le acque raccolte in piattaforma vengano convogliate in un sistema chiuso di fossi di guardia rivestiti o di tubazioni interrate (in Pead corrugato/spiralato o acciaio) che si sviluppino in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione stradale (rilevato, trincea, viadotto ecc.).

Le acque di piattaforma raccolte, con particolare riferimento alle acque affluenti nella fase iniziale degli eventi meteorici (*acque di prima pioggia*), non verranno direttamente intercettate dai corpi idrici recettori ma saranno adeguatamente trattate in appositi impianti evitando la dispersione di inquinanti.

Per il caso specifico del lotto Il.6, la raccolta delle acque di piattaforma deve avvenire ponendo particolare attenzione alla localizzazione delle vasche di trattamento, in riferimento sia alle molteplici interferenze tra il tracciato autostradale e la rete irrigua, sia alla limitata presenza di corpi ricettori in grado di smaltire la portata trattata e le portate di seconda pioggia provenienti dalla piattaforma autostradale.

4.1.2. Dimensionamento delle canalizzazioni

Il dimensionamento degli organi di collettamento e trattamento è stato effettuato prendendo in considerazione un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Gli organi di convogliamento che si prevede di inserire sono essenzialmente delle seguenti tipologie:

- **Tubazioni in Pead** (corrugato o spiralato) ubicate al lato della sede stradale e destinate alla raccolta delle sole acque di piattaforma. Le sezioni tipologiche previste hanno diametro variabile (DN400÷1200 mm) in funzione della portata convogliata e della pendenza imposta;
- **Tubazioni in acciaio** staffate alle opere di attraversamento e destinate alla raccolta delle sole acque di piattaforma. Le sezioni dei tipologici previsti hanno diametro variabile (DN300÷600 mm) in funzione della portata convogliata e della pendenza imposta;
- **Canalette ad asola** ubicate nello spartitraffico dei tratti in curva o sul lato della sede stradale e destinate alla raccolta delle sole acque di piattaforma; la canalette sono collegate alle Tubazioni di drenaggio principali in Pead, anche in tal caso, mediante tubazioni trasversali in Pead corrugato DN400 poste ad interasse variabile.

I manufatti di raccolta delle acque di ruscellamento presenti lateralmente alla carreggiata autostradale sono essenzialmente di due tipi:

- **Canalette ad asola** ubicate nello spartitraffico dei tratti in curva o sul lato della sede stradale e destinate alla raccolta delle sole acque di piattaforma;
- **Bocchette grigliate di scarico**, destinate alla raccolta delle acque nelle tubazioni in acciaio.

Le acque di piattaforma raccolte vengono in seguito convogliate nelle vasche di trattamento delle acque di prima pioggia.

Per il trattamento delle acque di prima pioggia si prevede di allocare 7 separatori di idrocarburi, monoblocco in PRFV prefabbricati, in grado di depurare una portata massima di 100÷250 l/s, valore determinato in relazione alla superficie di piattaforma stradale afferente. La portata complessiva del tratto autostradale afferente a ciascuna delle vasche di raccolta viene trattata all'interno delle stesse per la quota parte corrispondente alla prima pioggia - i primi 5 mm caduti in 15 minuti - mentre la restante parte sufficientemente diluita ed unita successivamente all'acqua trattata, viene convogliata tramite by-pass ai corpi recettori.

Le vasche complessivamente previste per il tratto autostradale in oggetto sono:

- V1 (progr. 0+000) – settore di piattaforma afferente: da progr. 0+000 a progr. 0+438 – 100 l/s;
- V2 (progr. 0+436) – settore di piattaforma afferente: da progr. 0+438 a progr. 0+714 – 100 l/s;
- V3 (progr. 0+705) – settore di piattaforma afferente: da progr. 0+714 a progr. 1+200 – 100 l/s;
- V4 (progr. 1+633) – settore di piattaforma afferente: da progr. 1+200 a progr. 1+625 – 100 l/s;
- V5 (progr. 2+138) – settore di piattaforma afferente: da progr. 1+625 a progr. 2+140 – 100 l/s;
- V6 (progr. 3+200) – settore di piattaforma afferente: da progr. 2+140 a progr. 3+439 – 200 l/s.
- V7 (progr. 4+660) – settore di piattaforma afferente: da progr. 3+439 a progr. 4+905 – 250 l/s.

Relativamente al sistema di trattamento, si prevede per tutti i casi considerati, la realizzazione di 2 pozzetti di testata, il primo in ingresso ed il secondo di by-pass/sfioro.

Le acque in ingresso al primo pozzetto, fino ad un certo valore di portata (pari al valore della portata nominale della singola vasca), vengono convogliate alla vasca di trattamento mediante tubazione DN400 (diametro costante per tutte le vasche); immediatamente a monte di ciascuna vasca, si prevede la realizzazione di un ulteriore pozzetto avente funzione di prelievo e monitoraggio della qualità delle acque in ingresso.

Le portate in eccesso, sufficientemente diluite, vengono viceversa convogliate alla tubazione di by-pass mediante il secondo pozzetto (pozzetto di sfioro), allorchè il livello idrico supera una predeterminata quota; in tal caso la tubazione di collegamento alla linea di by-pass e la stessa linea di by-pass avranno diametro differente in relazione alla portata in arrivo.

La regolazione/separazione delle portate avverrà mediante apposita paratoia metallica posta sulla luce di ingresso alla vasca; tale organo, installato anche nel pozzetto di valle, avrà anche la funzione di "isolare" la vasca in caso di manutenzione.

Si evidenzia che il pozzetto in ingresso sarà dotato di griglie metalliche del tipo a cestello fissate su piastre metalliche e tassellate alla parete del pozzetto stesso, sia in direzione della tubazione in ingresso alla vasca che in direzione della tubazione indirizzata alla linea di by-pass; ciò al fine di trattenere eventuale materiale grossolano in sospensione o flottante prima dell'ingresso nel separatore di idrocarburi prefabbricato, ovvero prima dell'ingresso nella linea di by-pass.

I punti di scarico delle acque di piattaforma trattate nei corpi idrici superficiali sono i seguenti:

- recapito in Rio San Michele (V1);
- recapito in Rio dei Deglia (V2);
- recapito in Rio San Giacomo (V3);
- recapito in Tanaro con tubazione che oltrepassa mediante sifone il canale Enel (V4);
- recapito in Tanaro con tubazione che oltrepassa mediante sifone il canale Enel (V5);
- recapito in Tanaro con tubazione che corre lungo stradina esistente e si immette in fosso esistente (oggetto di sistemazione) avente recapito nel fiume (V6);
- recapito in canalizzazione esistente (scolmatore canale Enel/Verduno) a seguito di attraversamento mediante ponte-canale del canale Enel/Verduno (V7).

Le canalizzazioni relative alla rete di scarico dalle vasche di trattamento che, in alcuni casi raccolgono anche le acque di versante convogliate mediante i tombini (circolari e scatolari) che attraversano il rilevato stradale di progetto, sono rappresentate da tubazioni in c.a. e canali a cielo aperto in c.a. di differenti dimensioni in relazione all'entità della portata da collettare.

La presenza di sifoni per lo scarico delle acque dalle vasche V4 e V5 e del ponte-canale in corrispondenza dello scarico V7 è dovuta alla necessità di oltrepassare il canale Enel/Verduno, che alimenta una presa a scopo idropotabile nel Comune di Alba, per giungere a recapito in Tanaro. I sifoni sono costituiti da due pozzetti di estremità in c.a. e da una tubazione di collegamento in c.a. turbocentrifugato, di dimensioni variabili in relazione alla portata da smaltire, avente carico minimo allo schiacciamento pari a 150 kN/mq. Al fine di garantire la protezione della tubazione, è previsto il calottamento in c.a. della condotta e il rivestimento del canale sovrastante con massi di cava.

4.1.3. Calcolo delle portate lungo la rete di raccolta

Di seguito si descrivono i criteri generali adottati nel calcolo delle portate totali afferenti alla rete di drenaggio e derivanti dallo smaltimento delle acque di piattaforma.

Dall'analisi del tratto autostradale in esame, sono stati individuati i bacini scolanti che recapitano in ciascuna delle 6 vasche. I coefficienti di deflusso sono stati assunti in base alle caratteristiche di permeabilità delle superfici scolanti di ciascun tratto; in particolare, per le superfici pavimentate costituite da asfalto drenante si è assunto un coefficiente di deflusso pari a 0,90.

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 25 anni.

Si è utilizzato il modello A/D della corrivazione, ritenuto come più affidabile nell'analisi dei deflussi di acque di piattaforma.

In via cautelativa, il calcolo idrologico-idraulico è stato eseguito imponendo tempi di pioggia minimi pari a **10 minuti** per tutti i tratti di rete di drenaggio (tubazioni o canalette ad "asola"), a prescindere dalla loro estensione.

Di seguito si descrive sinteticamente il modello A/D della corrivazione.

4.1.3.1. 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 contribuyente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrvazione (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 (formula razionale):

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

con:

φ [-] coefficiente di deflusso medio del bacino (trattandosi di pavimentazione in asfalto drenante si ha in tutti i casi $\varphi = 0.90$);

$I(t_c)$ [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a t_c ;

S [ha] superficie contribuyente complessiva.

Avendo assunto un valore di $t_c = 10$ minuti, il valore di $I(t_c)$ riferito ad un periodo di ritorno pari a $T_r = 25$ anni, risulta in tutti i casi pari a:

$$I(t_c) = 130,47 \text{ mm/h.}$$

4.1.3.2. Calcolo delle portate di progetto

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative della rete di drenaggio, specificando, per ciascuno dei n. 7 bacini afferenti alle singole vasche di trattamento, le caratteristiche delle tubazioni e/o delle canalette ad asola oggetto di verifica (diametro e/o dim. interne dello speco e dimensioni nominali), le superfici massime dei bacini ad esse sottesi e le portate convogliate, queste ultime calcolate mediante la formula razionale.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 1						
Materiale	Diametro interno	Diametro nominale	Sup. bacino max (ha)	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,12	0,90	130,47	0,039
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,12	0,90	130,47	0,039
acciaio	300 mm	DN300	0,06	0,90	130,47	0,020
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,27	0,90	130,47	0,086
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,58	0,90	130,47	0,189
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,87	0,90	130,47	0,282
Pead corrugato	691 mm	DN800	1,12	0,90	130,47	0,365

Tabella 3 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 1.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 2						
Materiale	Diametro interno	Diametro nominale	Sup. bacino max (ha)	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,35	0,90	130,47	0,115
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,70	0,90	130,47	0,227

Tabella 4 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 2.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 3						
Materiale	Diametro interno	DN	Area totale ha	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,40	0,90	130,47	0,129
Pead corrugato	500 mm	DN580	1,34	0,90	130,47	0,438

Tabella 5 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 3.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 4						
Materiale	Diametro interno	DN	Area totale ha	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,29	0,90	130,47	0,096
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,66	0,90	130,47	0,215
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,95	0,90	130,47	0,311

Tabella 6 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 4.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 5						
Materiale	Diametro interno	DN	Area totale ha	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,14	0,90	130,47	0,046
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,36	0,90	130,47	0,118
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,54	0,90	130,47	0,177
Pead corrugato	600 mm	DN700	1,28	0,90	130,47	0,418

Tabella 7 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 5.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 6						
Materiale	Diametro interno	DN	Area totale ha	ϕ	l_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,22	0,90	130,47	0,073
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,22	0,90	130,47	0,073
acciaio	300 mm	DN300	0,07	0,90	130,47	0,023
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,30	0,90	130,47	0,099
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,68	0,90	130,47	0,221
Pead corrugato	450 mm	DN450	0,50	0,90	130,47	0,163
Pead corrugato	600 mm	DN600	1,15	0,90	130,47	0,374
Pead corrugato	600 mm	DN600	1,35	0,90	130,47	0,439
Pead corrugato	600 mm	DN700	2,70	0,90	130,47	0,880
Pead corrugato	691 mm	DN800	3,09	0,90	130,47	1,008
Pead corrugato	800 mm	DN930	3,20	0,90	130,47	1,044
Canalette e tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale						
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,07	0,90	130,47	0,023
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,21	0,90	130,47	0,068
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,38	0,90	130,47	0,124
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,56	0,90	130,47	0,184
Tubazione trasversale di collegamento alla vasca						
Pead corrugato	800 mm	DN930	3,77	0,90	130,47	1,228

Tabella 8 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 6.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 7						
Materiale	Diametro interno	DN	Area totale ha	ϕ	i_{tc} (mm/h)	Q_{25} (m ³ /s)
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,087	0,90	130,47	0,028
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,087	0,90	130,47	0,028
acciaio	300 mm	DN300 acciaio	0,06	0,90	130,47	0,019
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,26	0,90	130,47	0,085
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,53	0,90	130,47	0,173
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,81	0,90	130,47	0,264
Pead corrugato	691 mm	DN800	1,09	0,90	130,47	0,355
Pead corrugato	800 mm	DN930	1,44	0,90	130,47	0,469
Pead corrugato	855 mm	DN1000	1,95	0,90	130,47	0,636
Pead corrugato	1024 mm	DN1200	2,67	0,90	130,47	0,871
Pead spiralato	1200 mm	DN1200	4,01	0,90	130,47	1,308
Canalette e tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale						
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,07	0,90	130,47	0,023
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,29	0,90	130,47	0,094
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,56	0,90	130,47	0,183
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,84	0,90	130,47	0,274
Tubazione trasversale di collegamento alla vasca						
Pead spiralato	1200 mm	DN1200	4,85	0,90	130,47	1,582

Tabella 9 - Riepilogo caratteristiche della rete di drenaggio afferente alla Vasca 6.

4.1.4. Verifiche idrauliche delle canalizzazioni della rete di drenaggio

Le verifiche idrauliche degli specchi sono state eseguite mediante l'applicazione della nota relazione di Gauckler-Strickler:

$$Q = A K_s R^{2/3} i^{1/2}$$

in cui:

Q è la portata (m³/s)

i è la pendenza del collettore (m/m);

A è la sezione idrica (m²);

K_s è la scabrezza di Gauckler e Strickler (m^{1/3}/s);

R è il raggio idraulico (rapporto tra superficie idrica e perimetro bagnato) (m).

Sono disponibili nella letteratura tecnica valori tabellati del coefficiente di scabrezza K_s per diverse tipologie di tubazioni e canali. Nel caso in esame, per le tubazioni in Pead, si è assunto un coefficiente $K_s = 100$, mentre per le canalette asolate in cls prefabbricato si è assunto $K_s = 70$.

Le opere di canalizzazione della rete di drenaggio (tubazioni in Pead e canalette ad asola) sono state considerate idraulicamente adeguate quando il riempimento corrispondente al deflusso delle portate di progetto si mantiene inferiore o uguale al 70% dell'altezza utile e la velocità media in condotta risulta inferiore a 5.0 m/s.

Tale condizione è risultata sempre verificata su ogni ramo della rete, come si evince dai risultati riportati nelle tabelle seguenti; in queste, per ciascun bacino e per ciascuna tipologia di speco prevista, sono indicati i valori delle portate di progetto, delle pendenze longitudinali di fondo minime, nonché dei gradi di riempimento e delle velocità medie ricavati dall'applicazione della suddetta relazione di Gauckler-Strickler.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 1						
Materiale	Diametro interno	Diametro nominale	Q₂₅ (m³/s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,039	0,0023	0,67	0,64
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,039	0,0023	0,67	0,64
acciaio	300 mm	DN300	0,020	0,015	0,25	1,51
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,086	0,0023	0,6	1,11
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,189	0,0023	0,68	1,33
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,282	0,0023	0,64	1,48
Pead corrugato	691 mm	DN800	0,365	0,0023	0,59	1,59

Tabella 10 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 1.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 2						
Materiale	Diametro interno	Diametro nominale	Q₂₅ (m³/s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,023	0,32	1,59
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,023	0,32	1,59
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,115	0,023	0,36	2,79
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,227	0,023	0,38	3,33

Tabella 11 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 2.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 3						
Materiale	Diametro interno	DN	Q₂₅ (m³/s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,015	0,38	1,36
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,015	0,38	1,36
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,129	0,012	0,46	2,28
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,438	0,023	0,55	3,94

Tabella 12 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 3.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 4						
Materiale	Diametro interno	DN	Q ₂₅ (m ³ /s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,0029	0,68	0,75
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,096	0,0029	0,59	1,24
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,215	0,0029	0,685	1,5
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,311	0,01	0,52	2,86

Tabella 13 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 4.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 5						
Materiale	Diametro interno	DN	Q ₂₅ (m ³ /s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,046	0,0029	0,69	0,74
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,118	0,0029	0,37	2,3
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,177	0,0029	0,6	1,44
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,418	0,01	0,52	2,86

Tabella 14 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 5.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 6						
Materiale	Diametro interno	DN	Q ₂₅ (m ³ /s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,073	0,01	0,38	1,36
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,073	0,01	0,38	1,36
acciaio	300 mm	DN300	0,023	0,035	0,22	2,00
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,099	0,035	0,37	2,30
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,221	0,004	0,63	1,72
Pead corrugato	450 mm	DN450	0,163	0,004	0,68	1,76
Pead corrugato	600 mm	DN600	0,374	0,004	0,64	1,95
Pead corrugato	600 mm	DN600	0,439	0,01	0,53	2,89
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,880	0,02	0,67	4,42
Pead corrugato	691 mm	DN800	1,008	0,0145	0,63	4,07
Pead corrugato	800 mm	DN930	1,044	0,006	0,67	2,93
Canalette e tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale						
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,023	0,0015	0,38	1,36
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,068	0,0015	0,59	0,89
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,124	0,0015	0,59	1,03
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,184	0,0015	0,56	1,14
Tubazione trasversale di collegamento alla vasca						
Pead corrugato	800 mm	DN930	1,228	0,02	0,51	4,86

Tabella 15 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 6.

RETE DI DRENAGGIO AFFERENTE ALLA VASCA N. 7						
Materiale	Diametro interno	DN	Q ₂₅ (m ³ /s)	i	h/D	V
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,028	0,001	0,69	0,45
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,028	0,001	0,69	0,45
acciaio	300 mm	DN300 acciaio	0,019	0,0014	0,44	0,63
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,085	0,0014	0,7	0,90
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,173	0,0014	0,69	1,04
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,264	0,0014	0,68	1,18
Pead corrugato	691 mm	DN800	0,355	0,0014	0,66	1,28
Pead corrugato	800 mm	DN930	0,469	0,0014	0,615	1,38
Pead corrugato	855 mm	DN1000	0,636	0,0014	0,68	1,49
Pead corrugato	1024 mm	DN1200	0,871	0,001	0,68	1,42
Pead spiralato	1200 mm	DN1200	1,308	0,001	0,68	1,58
Canalette e tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale						
cls prefabbricato	30x30	canaletta asolata (30x50)	0,023	0,0015	0,54	0,48
Pead corrugato	400 mm	DN465	0,094	0,0015	0,69	0,93
Pead corrugato	500 mm	DN580	0,183	0,0015	0,53	0,99
Pead corrugato	600 mm	DN700	0,274	0,0015	0,68	1,18
Tubazione trasversale di collegamento alla vasca						
Pead spiralato	1200 mm	DN1200	1,582	0,002	0,62	2,17

Tabella 16 – Risultati delle verifiche idrauliche - rete di drenaggio afferente alla Vasca 7.

4.1.5. Dimensionamento dell'interasse tra le caditoie nei viadotti

Lungo il tratto autostradale del lotto in esame si individuano 4 attraversamenti, per ognuno dei quali si è previsto lo smaltimento delle acque di piattaforma per mezzo di tubazioni circolari in acciaio staffate alle opere.

Nel caso specifico degli attraversamenti è necessario fare distinzione tra caditoie ubicate esternamente alla carreggiata e caditoie ubicate in mezzzeria.

Il dimensionamento dell'interasse tra le caditoie ubicate all'esterno della carreggiata è stato effettuato ipotizzando che la larghezza del velo idrico possa occupare una larghezza non superiore al 70% della banchina (2,10 m).

Contrariamente, nel caso del dimensionamento dell'interasse tra le caditoie ubicate in mezzzeria, non potendo servirsi della larghezza della banchina, si è tenuto conto della larghezza disponibile funzione dell'allargamento della carreggiata in curva. In *Tabella 17* si riporta un riepilogo delle dimensioni di calcolo.

Opera	Larghezza disponibile	Massima estensione del velo idrico
Rio dei Deglia	138 cm	97 cm
Opera 3	87 cm	60 cm
Viadotto SP7	120 cm	84 cm
Canale Enel	185 cm	129 cm

Tabella 17 - Elenco opere Lotto II6a e larghezza di allagamento consentita in mezzzeria.

Dai calcoli eseguiti si è ritenuto adeguato un interasse di **20 m** su ogni opera, sia esternamente alla carreggiata che in mezzera, a meno dell'Opera 3. Per quest'ultima è risultato necessario un interasse di **10 m** lungo la mezzera.

4.1.6. Verifica del fenomeno di aquaplaning

Le precipitazioni che si abbattano sulla sede stradale possono produrre, specie se brevi ed intense, un deflusso superficiale di non trascurabile entità. Il velo liquido sulla sede stradale deve essere contenuto entro determinati valori per non condizionare l'aderenza dei pneumatici.

La scelta dell'asfalto drenante per l'intero tratto autostradale funge di per sé da verifica al fenomeno dell'aquaplaning fino a tempi di ritorno pari a 25 anni.

Tuttavia, al fine di pervenire a valori numerici dell'entità dell'aquaplaning in condizioni di mancata efficienza dell'asfalto drenante, risulta opportuno sviluppare di seguito i calcoli per la condizione più gravosa, corrispondente ad un valore di pendenza della carreggiata minima.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione e dal percorso che l'acqua compie per raggiungere il bordo della carreggiata. Quest'ultimo dipende poi dalla larghezza della carreggiata e dalla pendenza longitudinale della stessa.

Una formula che esprime l'altezza y del velo liquido in funzione dei citati parametri è quella proposta in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory:

$$y = 0.0474 \cdot \sqrt{L \cdot j} \cdot I^{-\alpha}$$

in cui:

$$L = W \cdot \left[1 + \left(\frac{s_L}{s_T} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$I = (s_T^2 + s_L^2)^{0.5}$$

essendo:

- y = altezza del velo liquido [mm];
- j = intensità di precipitazione [mm/ora];
- W = larghezza media della carreggiata [m];
- L = lunghezza del percorso dell'acqua [m];
- s_T = pendenza trasversale della carreggiata [-];
- s_L = pendenza longitudinale della carreggiata [-];
- I = pendenza della strada lungo la linea di corrente [-];
- α = costante empirica, pari a 0,20 [-].

La verifica deve essere condotta comparando l'entità della precipitazione (j), per tempi di pioggia esigui (5 minuti) ad elevata intensità, con la capacità di smaltimento dello strato drenante. Si ottiene un valore pari a 193 mm/h.

La larghezza della carreggiata considerata (W), pari a 11,20 m, risulta essere quella competente alle corsie di marcia, escludendo la porzione di banchina che potrebbe essere allagata fino al 70% della sua ampiezza.

La pendenza della strada lungo la linea di corrente (I) è stata definita tenendo conto della massima pendenza longitudinale dell'intero lotto ($s_L = 43\text{‰}$) e della pendenza trasversale ad essa associata ($s_T = 25\text{‰}$).

Dai calcoli si ottiene che l'altezza massima di aquaplaning che si manifesta lungo tutto lo sviluppo del lotto risulta pari a circa 5,70 mm. Considerando che ai fini della sicurezza risultano accettabili valori inferiori ai 6÷7 mm, il risultato ottenuto denota l'assenza di pericoli anche in condizioni di piogge intense.

Infine, si precisa che i calcoli riportati sono da considerarsi solo nell'ipotesi di completa saturazione dell'asfalto drenante.

4.2. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

4.2.1. 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 più o meno impermeabili 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.

Il fenomeno delle "acque di prima pioggia" si caratterizza principalmente per il meccanismo che lo genera (le piogge), il loro bersaglio (il suolo più o meno urbanizzato) e i corpi idrici recettori. Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale defluite nei primi minuti di un evento di precipitazione e caratterizzate da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti. 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.

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.

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.

Inquadramento normativo

La Direttiva CEE 91/271 *“Concernente il trattamento delle acque reflue urbane”* prevede che entro il 31 dicembre 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, affronta nello specifico il problema delle acque meteoriche di dilavamento e del trattamento delle acque di prima pioggia all'Art. 39. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici e 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”.

Il regolamento della Regione Piemonte 1/R del 20 febbraio 2006, entrato in vigore il 24 febbraio 2006 e successivamente modificato con il regolamento regionale 2 agosto 2006, n. 7/R, disciplina le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio di aree esterne, in attuazione della legge regionale 29 dicembre 2000, n. 61. 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 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 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 alle 48 ore.

La legge della Regione Lombardia del 24 marzo 2006 n° 4, inoltre, all'articolo 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 quanto meno assumendo che l'evento si verifichi in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari a 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.

4.2.2. Acque di "prima pioggia"

Secondo la normativa italiana, le "acque di prima pioggia" rappresentano, per ogni evento meteorico, i primi 5 mm (o la quantità caduta nei primi 15 minuti dell'evento), uniformemente distribuiti sull'intera superficie scolante del bacino in esame. In alcuni casi, tali acque devono essere sottoposte ad adeguati sistemi di depurazione, come ad esempio per attività produttive particolari, le autofficine, i distributori di carburante, ecc. Esiste inoltre differenza tra le acque di lavaggio delle superfici urbane e le acque di dilavamento di superfici adiacenti ad autofficine, distributori di carburante, autolavaggi, ecc., considerate più inquinate e che quindi necessitano di trattamenti particolari.

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.

L'analisi del regime pluviometrico consente di identificare gli eventi con carattere di prima pioggia. A titolo di esempio si riportano tre differenti definizioni utilizzate in diverse regioni italiane:

- pioggia: 50 mm/h, cui corrisponde una portata $Q = 50 \text{ l/m}^2/\text{h}$;
- pioggia intensa: 120 mm/h (30 mm in 15 minuti), cui corrisponde una portata $Q = 120 \text{ l/m}^2/\text{h}$;
- prima pioggia: 5 mm in 15 minuti, cui corrisponde una portata $Q = 20 \text{ l/m}^2/\text{h}$.

Come indicano in modo esplicito le normative regionali in materia di trattamento di acque di prima pioggia o, più in generale, di reflui urbani, possono essere considerate acque di prima pioggia quelle dei primi 2,5÷5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio; ai fini dei calcoli delle portate transitanti nel sistema di drenaggio stesso, si considera che tale quantità di pioggia sia caduta in un intervallo di tempo di 15 minuti. Il corrispondente volume d'acqua sarà di 25-50 m³ per ettaro di superficie considerata.

Infine, perché possano essere considerate di prima pioggia, le acque meteoriche devono essere associate ad un evento di pioggia preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto.

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 legge di proporzionalità inversa: tanto più un evento sarà intenso, tanto più sarà breve. L'assenza di precipitazione nel periodo antecedente all'evento è un'altra caratteristica che spesso contraddistingue le piogge brevi e intense.

4.2.3. Dimensionamento degli impianti per il 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. Tale sistema garantisce una buona efficienza depurativa delle acque anche per portate di seconda pioggia e, soprattutto, è caratterizzato da un funzionamento a gravità, ossia 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 uno svuotamento annuale dei fanghi. Tuttavia, è necessario 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 come definito di seguito,

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

dove S è l'area [m²] e h l'altezza di pioggia [m] e ϕ indica il coefficiente di deflusso per la superficie considerata.

Per quanto riguarda i coefficienti di deflusso delle superfici impermeabili si è assunto un valore pari a 0,90, in pieno accordo con la capacità drenante e di immagazzinamento dell'asfalto drenante.

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 delle 7 vasche previste per il tratto autostradale in esame sono riportate nella seguente tabella.

Vasca	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
Portata max (l/s)	365	227	438	311	418	1228	1582
Superficie asfaltata (ha)	1,12	0,70	1,34	0,95	1,28	3,76	4,85
Volume di pioggia (m ³)	50,40	31,50	60,30	42,75	57,60	169,20	218,25
Portata di pioggia (l/s)	56,0	35,00	67,00	47,50	64,00	188,00	242,50

Tabella 9 – Caratteristiche delle vasche di trattamento.

I dati caratteristici dei separatori di idrocarburi sono riassunti nella seguente tabella.

Vasche	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
Portata trattata (l/s)	100	100	100	100	100	200	250
Portata max (l/s)	365	227	438	311	418	1228	1582
Lunghezza (cm)	700	700	700	700	700	1250	1350
Diametro (cm)	240	240	240	240	240	240	240
Tubazione di ingresso/uscita vasca (DN)	400	400	400	400	400	400	400
Tubazione di scarico/by pass (DN)	800	800	800	800	800	800	1200

Tabella 10 – Specifiche idrauliche e tecniche delle vasche di trattamento.