



strada dei  
**PARCHI**spa  
A24 autostrade A25

AUTOSTRADE A24/A25  
ROMA - L'AQUILA - TERAMO / TORANO - PESCARA

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E  
MESSA IN SICUREZZA URGENTE (M.I.S.U.)  
DELLE AUTOSTRADE A24 E A25  
ART. 1 COMMA 183 LEGGE 228/2012**

PROGETTO DEFINITIVO

'B': VIADOTTI - INTERVENTI SPECIFICI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO  
VIADOTTO RAMPA DI SVINCOLO DI TORNIMPARTE  
IDRAULICA  
GENERALE

RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA - DRENAGGIO

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
242	D	A24	IV005	IDR	RE	002	A	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Marzo 2018	Emissione				S. Ventura	G. Furlanetto	M. Orlandini

File: 242DA24IV005IDRRE002A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Marco Orlandini)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSIONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
--	---	---	--



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI  
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

**AUTOSTRADA A24 - Rampe di Svincolo Tornimparte**  
**Interventi di adeguamento sismico**  
**ai sensi del D.M. 14/01/2008**

**RELAZIONE IDRAULICA**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE</b>	<b>4</b>
<b>2.1</b>	<b>LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA</b>	<b>4</b>
<b>2.2</b>	<b>LA NORMATIVA SULLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA</b>	<b>5</b>
<b>2.3</b>	<b>DISCIPLINA DEGLI SCARICHI</b>	<b>6</b>
<b>2.4</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>	<b>7</b>
<b>2.5</b>	<b>ATTUALE SISTEMA DI DRENAGGIO</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA</b>	<b>9</b>
<b>3.1</b>	<b>IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL</b>	<b>9</b>
<b>3.2</b>	<b>TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO</b>	<b>11</b>
<b>3.3</b>	<b>ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI</b>	<b>12</b>
<b>4</b>	<b>DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE</b>	<b>13</b>
<b>4.1</b>	<b>SISTEMA DI DRENAGGIO IN RILEVATO</b>	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>SISTEMA DI DRENAGGIO DEL SOTTOVIA</b>	<b>14</b>
<b>4.3</b>	<b>SISTEMA DI DRENAGGIO SUL VERSANTE</b>	<b>14</b>
<b>4.4</b>	<b>IMPIANTO DI TRATTAMENTO E RECAPITO</b>	<b>14</b>
<b>4.5</b>	<b>EMBRICI</b>	<b>17</b>
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI PROGETTO</b>	<b>18</b>
<b>5.1</b>	<b>IL METODO CINEMATICO</b>	<b>18</b>
<b>5.2</b>	<b>IL METODO DELL'INVASO</b>	<b>19</b>
<b>5.2.1</b>	<b>SEZIONI CHIUSE</b>	<b>21</b>
<b>5.3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA AUTOSTRADALE</b>	<b>24</b>
<b>5.3.1</b>	<b>CANALETTA DI DRENAGGIO</b>	<b>24</b>
<b>5.3.2</b>	<b>COLLETTORI</b>	<b>25</b>
<b>6</b>	<b>POZZETTI</b>	<b>27</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICA DELLE CONDOTTE</b>	<b>29</b>

## 1 PREMESSA

Nell'ambito degli interventi specifici per l'adeguamento sismico dei viadotti dell'A24, Autostrada dei Parchi, ai sensi del D.M. 14/01/2008, il presente progetto prevede:

- la demolizione del Viadotto Rampa di Svincolo Tornimparte;
- la realizzazione di due nuove rampe e di un nuovo sottovia scatolare;
- la demolizione dell'imbocco della galleria artificiale della carreggiata direzione Roma;
- l'estensione della rampa di accelerazione per l'accesso alla carreggiata autostradale direzione Roma.

Contestualmente agli interventi sopra descritti, è prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio della piattaforma stradale che sia in grado di raccogliere, canalizzare, e portare all'impianto di trattamento a servizio del Casello di Tornimparte le acque di prima pioggia e gli eventuali sversamenti accidentali. La rete di drenaggio e l'impianto di trattamento del Casello di Tornimparte sono parte degli interventi previsti dal Progetto Esecutivo dell'adeguamento sismico del Viadotto S. Onofrio.

L'intervento è visibile nella Figura 1 sotto riportata.

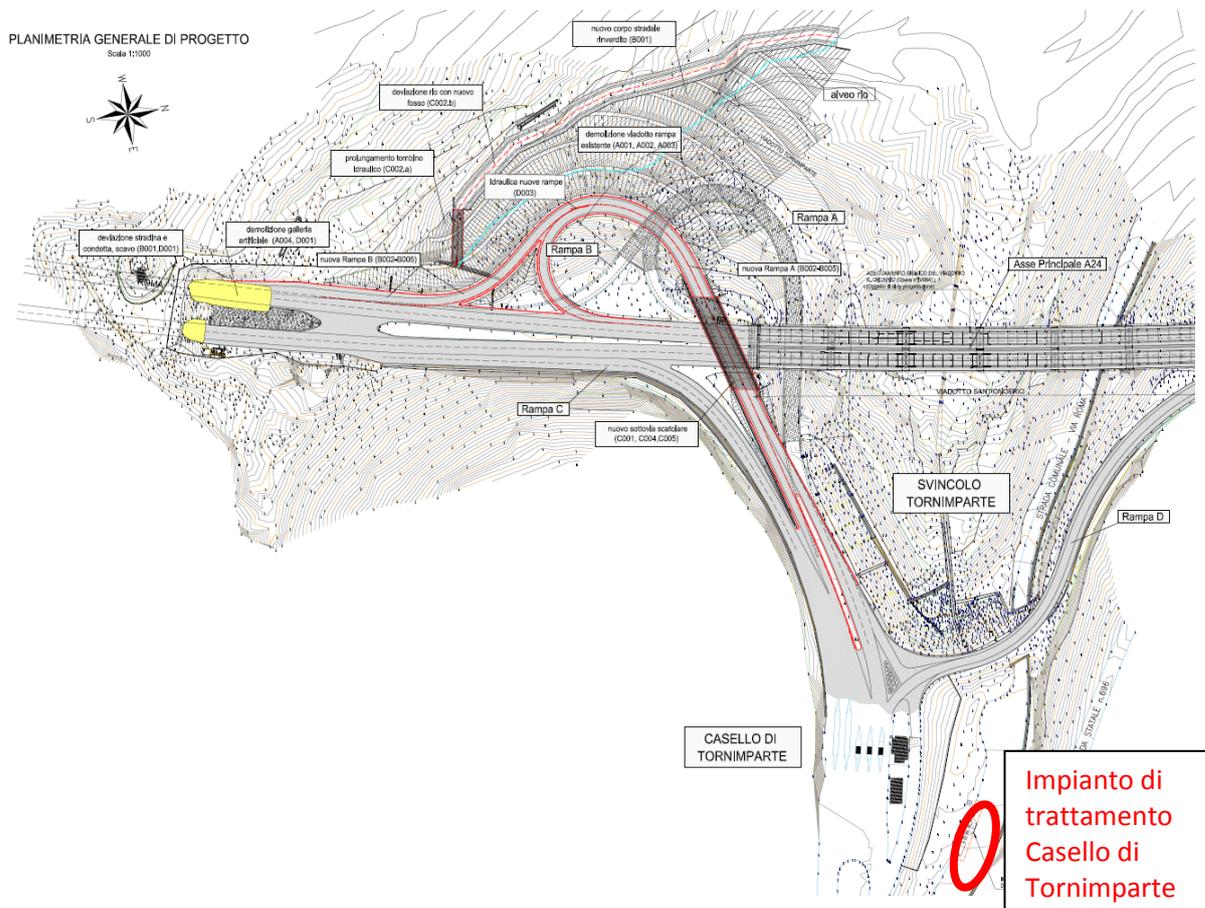


Figura 1: Inquadramento degli interventi di progetto.

## 2 CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

Il progetto della rete di raccolta delle acque meteoriche della superficie stradale prevede il recapito delle stesse in impianti destinati a trattare la prima parte di precipitazione, definita come “prima pioggia”. Tali impianti sono costituiti da manufatti che consentono la riduzione entro limiti di legge degli inquinanti presenti sulla piattaforma stradale e dilavati dalle acque di prima pioggia, oltre che la raccolta degli sversamenti accidentali.

### 2.1 LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Le acque di prima pioggia rappresentano le prime acque meteoriche, il cui elemento caratterizzante è l'elevata concentrazioni di inquinanti, spesso superiori addirittura a quelle che caratterizzano reflui “ordinari” civili e/o industriali.

Durante le prime fasi di un evento pluviometrico, le acque meteoriche operano il dilavamento delle deposizioni solide dalle superfici urbane (nel caso di specie le carreggiate autostradali) causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti, quali solidi sedimentabili (organici ed inorganici), sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc. Tale fenomeno si presenta con particolare intensità nelle prime fasi dell'evento pluviometrico stesso ed è noto con il termine di first flush.

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti, 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 in fognatura 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 che ha dato origine ad un fenomeno di dilavamento significativo.

Nella Tabella 1 è riportato un elenco delle principali fonti di emissione e delle relative sostanze emesse dal traffico stradale. In linea generale si può affermare che il fenomeno del first flush si manifesta principalmente con solidi sospesi, 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.

Agenti inquinanti	Principali fonti di emissione
Particolato	Consumo della pavimentazione, deposizione atmosferica, manutenzione stradale
Azoto e fosforo	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada
Piombo	Gas di scarico, consumo freni, oli lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti
Zinco	Usura dei pneumatici, olio motore, grassi, corrosione dei guard-rail
Ferro	Usura della parti meccaniche dei veicoli, corrosione delle carrozzerie, strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)
Rame	Usura freni, carrozzeria veicoli, usura della parti meccaniche, insetticidi e anticrittogamici
Cadmio	Usura pneumatici
Cromo	Carrozzeria veicoli, consumo freni e frizione
Nichel	Combustione a diesel, oli lubrificanti, carrozzerie, asfalto, consumo freni
Manganese	Usura parti meccaniche
Sodio, calcio, cloro	Prodotti antigelo
Zolfo	Benzine, prodotti antigelo
Petrolio	Perdite dai motori, asfalti e bitume
Bromo	Gas di scarico dei motori
Gomma	Consumo pneumatici
Amianto	Consumo freni e frizione

Tabella 1: Agenti inquinanti e fonti di emissioni provenienti dal solo traffico stradale.

## 2.2 LA NORMATIVA SULLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La predisposizione di sistemi di raccolta delle acque meteoriche è indirizzata alla raccolta e al trattamento delle acque di prima pioggia per evitare che la maggior parte degli inquinanti prodotti dal flusso veicolare si immetta direttamente nei corpi idrici ricettori all'interno del deflusso idrologico, in modo tale da rispettare gli obiettivi di qualità dei corpi idrici stabiliti dal citato D. Lgs. 152/06 (Allegato 5 alla Parte III). Le acque di prima pioggia originate da un evento di precipitazione possono essere separate dalla portata eccedente, definita di seconda pioggia e considerata compatibile con i corpi idrici ricettori e quindi non destinata al trattamento.

La tutela dei corpi idrici dall'inquinamento è disciplinata dal Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale" e successive modifiche/integrazioni. Il D.Lgs. 152/2006 demanda alle Regioni la definizione e la disciplina delle "acque di prima pioggia".

Per la quantificazione delle acque di prima pioggia, si fa invece riferimento alla L.R. della Regione Abruzzo n. 31/10 ed il Piano di Tutela delle Acque, adottato con la delibera 614 del 09/08/2010 dalla Giunta Regionale della Regione Abruzzo. In questi documenti le acque di prima pioggia sono definite come:

*"..le acque di prima pioggia sono identificate come i primi 40 m<sup>3</sup> di acqua per ettaro sulla superficie scolante servita dalla fognatura, per eventi meteorici distanziati tra loro di almeno 7 giorni.."*

L'art. 17 della L.R. 31/10 individua le aree esterne a rischio di dilavamento di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici, specificando che "Le casistiche generali per le quali il dilavamento delle superfici esterne dalle acque meteoriche possono costituire un fattore di inquinamento, sono individuate nelle seguenti: a) svolgimento all'aperto di fasi di attività o di particolari lavorazioni che non possono essere svolte di norma in ambienti chiusi, operazioni di spillamento, sfiati e condense di alcune installazioni o impianti che non possono essere raccolti puntualmente". Al comma 2 è inoltre presente un elenco esaustivo dei settori produttivi o attività per cui è richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle

aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione.

La normativa regionale non richiede un trattamento delle acque di prima pioggia per le acque di dilavamento delle superfici stradali e/o autostradali (sia esistenti che di nuova realizzazione). Ciononostante, nel presente progetto viene adottata la quantificazione di 40 m<sup>3</sup> di acqua per ettaro sulla superficie scolante per la quantificazione delle acque di prima pioggia scolanti sulle superfici stradali oggetto di intervento. Il sistema di trattamento viene invece dimensionato per l'eventuale trattamento delle acque derivanti da eventi meteorici distanziati tra loro anche sole 24 ore (a differenza dei 7 giorni previsti dalla normativa per le superfici inquinanti).

### 2.3 DISCIPLINA DEGLI SCARICHI

La Legge Regionale della Regione Abruzzo n. 31/10 disciplina all'art 15 gli "scarichi di acque meteoriche di dilavamento derivanti da reti fognarie separate e da altre condotte separate" prevedendo che:

1. Gli scarichi delle acque meteoriche di dilavamento da fognature separate e da altre condotte separate di cui all'articolo 14 comma 2, sono soggetti a comunicazione alla Provincia competente per territorio, nel caso di scarichi in acque superficiali, su suolo o strati superficiali del sottosuolo, al Gestore della rete fognaria in caso di recapito in rete fognaria o all'Autorità competente individuata ai sensi del decreto legislativo 18 febbraio 2005, n. 59 – Attuazione integrale della Direttiva 96/61/CE relative alla prevenzione e riduzione integrate dell'inquinamento, per le attività rientranti nel campo di applicazione dello stesso.

2. *La comunicazione contiene le seguenti informazioni:*

- a) *caratteristiche tecnico-costruttive della fognatura o delle altre condotte separate, comprese quelle degli eventuali dispositivi per la gestione delle acque di prima pioggia;*
- b) *la delimitazione, l'area e le caratteristiche della superficie scolante afferente alla fognatura o alle altre condotte separate, e le tipologie di attività svolte su di essa;*
- c) *l'ubicazione dello scarico.*

3. *Ai sensi dell'articolo 103, comma 1, lettera e), del decreto legislativo n. 152/2006, gli scarichi di acque meteoriche da reti fognarie separate possono avere recapito sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, salvo i casi di cui all'articolo 94, comma 4, lettera d), decreto legislativo n. 152/2006. [...]"*

Si intende descrivere nella presente relazione le caratteristiche della rete di drenaggio, degli impianti di trattamento della prima pioggia, l'estensione dell'intervento, il dettaglio delle aree drenate e l'ubicazione dello scarico dell'intero sistema, come richiesto dall'art. 15 della L.R. 31/10.

Si ricorda in ogni caso che l'intervento di progetto prevede il rifacimento di un sistema di drenaggio esistente che già trova recapito nei corpi idrici superficiali limitrofi. Le opere di progetto non alterano il regime idrologico locale e migliorano la qualità delle acque scaricate grazie all'adozione degli impianti di trattamento della prima pioggia.

## 2.4 RIFERIMENTI NORMATIVI

I principali riferimenti normativi utilizzati per la presente progettazione vengono riassunti di seguito:

- D.lgs. 3 aprile 2006 n.152, “Norme in materia ambientale”;
- Circolare Ministeriale LL. PP.: 7 gennaio 1974, n. 11633 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale “Istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognature”;
- Decreto Ministeriale 12 dicembre 1985 del Ministero Dei Lavori Pubblici “Norme tecniche relative alle tubazioni”;
- Circolare Ministeriale LL. PP: 12 dicembre 1985, n. 27291 “Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni”;
- L.R. della Regione Abruzzo n. 31/10;
- P.T.A. della Regione Abruzzo, adottato con la delibera 614 del 09/08/2010 dalla Giunta Regionale della Regione Abruzzo.

## 2.5 ATTUALE SISTEMA DI DRENAGGIO

Le acque meteoriche che ricadono sul Viadotto Rampa di Svincolo Tornimparte sono scaricate dalla piattaforma stradale mediante dei pluviali di scarico disposti ogni 4-5 m sui cigli inferiori delle due carreggiate. I pluviali scaricano direttamente al suolo.

L’attuale sistema di drenaggio dei tratti in approccio al Viadotto Rampa di Svincolo Tornimparte trova invece recapito nel sistema di condotte in acciaio ARMCO poste sui versanti e al fondo della valle nella quale è posto lo Svincolo ed il Casello di Tornimparte, si veda lo schema planimetrico in Figura 2.

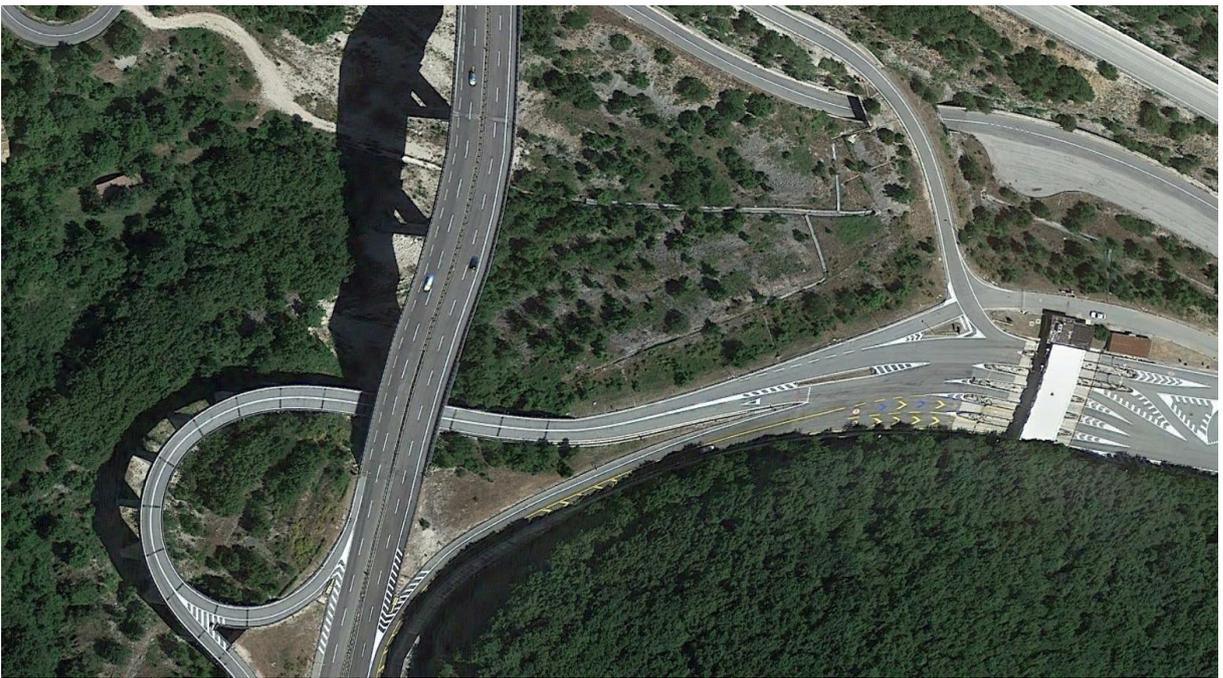


Figura 2: Sistema di condotte in acciaio ARMCO poste sui versanti e al fondo della valle nella quale è posto lo Svincolo ed il Casello di Tornimparte.

In Figura 3 sono visibili gli embrici di scarico della Rampa Direzione L'Aquila e parte del sistema di condotte ARMCO.



Figura 3: Embrici di scarico della Rampa Direzione L'Aquila e parte del sistema di condotte ARMCO.

### 3 ANALISI IDROLOGICA

Il dimensionamento delle opere idrauliche previste nel presente progetto viene sviluppato a partire da un'analisi statistica delle precipitazioni della stazione di misura più vicina allo Svincolo di Tornimparte.

L'analisi statistica viene sviluppata utilizzando il modello probabilistico di Gumbel, di seguito descritto.

#### 3.1 IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL

Il metodo di Gumbel, prevede l'applicazione della distribuzione doppio-esponenziale (o di Gumbel, appunto) al campione di dati di precipitazione intesi come variabili indipendenti.

La funzione di probabilità cumulata che la definisce è:

$$F(x) = P(X \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Introducendo la variabile ridotta  $y$ :

$$y = \alpha(x - u)$$

si ha la forma canonica:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

I parametri  $\alpha$  e  $u$  sono legati alla media e alla varianza della popolazione. Sfruttando le informazioni contenute nel campione a disposizione si procede alla loro stima seguendo diversi metodi. Si otterranno parametri diversi per ogni durata di precipitazione.

Per una data durata di precipitazione, si ordinano le  $N$  altezze di precipitazione in ordine crescente e si numerano da 1 ad  $N$ . Ad ogni altezza di precipitazione si associa la relativa frequenza cumulata di non superamento, calcolata con la formula di plotting position di Weibull:

$$F_i = \frac{i}{N+1}$$

A denominatore si ha  $N+1$  in luogo di  $N$  per evitare che il più grande evento verificatosi sia caratterizzato da una frequenza cumulata di non superamento pari a 1: valore che rappresenta l'evento impossibile da superare.

Il metodo di Gumbel per la stima dei parametri della distribuzione si fonda sull'ipotesi di confondere la probabilità di non superamento di una certa altezza di precipitazione (relativa ad una popolazione) con la sua frequenza cumulata di non superamento (che si riferisce, invece ad un campione della popolazione suddetta), cioè

$$F(h_i) \cong F_i$$

La variabile ridotta da associare ad ogni altezza di precipitazione viene quindi calcolata come:

$$F(h_i) = F_i = F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{e} \quad F_i = \frac{i}{N+1} \Rightarrow y_i = -\ln \left[ -\ln \left( \frac{i}{N+1} \right) \right]$$

Con questa assunzione, la variabile ridotta  $y$  dipende solamente da  $h$  con la relazione lineare:

$$y = \alpha(h-u)$$

La stima dei parametri  $\alpha$  e  $u$  si ottiene sfruttando il metodo dei momenti, in base al quale i parametri della distribuzione vengono ottenuti eguagliando la media campionaria alla media della distribuzione della popolazione. Otteniamo quindi per  $\alpha$  e  $u$  le espressioni:

$$\alpha = \frac{1.283}{S_h} \quad u = m_h - \frac{0.577}{\alpha}$$

Introducendo ora il concetto di tempo di ritorno,  $T_r$ , cioè il tempo che mediamente trascorre tra la realizzazione di un evento e di un altro di entità uguale o superiore, si riesce ad ottenere l'espressione che esprime le altezze di precipitazione in funzione del tempo di ritorno:

$$T_r(h) = \frac{1}{1-F(h)} \Rightarrow F(h) = \frac{T_r-1}{T_r}$$

$$e^{-e^{-\alpha(h-u)}} = \frac{T_r-1}{T_r} \Rightarrow h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[ -\ln \left( \frac{T_r-1}{T_r} \right) \right]$$

Grazie al metodo di Gumbel è stata ricavata un'espressione analitica della funzione  $h(T_r, \tau)$  che fornisce il valore di  $h$  in funzione del tempo di ritorno per una prefissata durata di precipitazione. Si vuole ora trovare un'espressione analitica che, per un dato tempo di ritorno, fornisca l'altezza di precipitazione in funzione della durata.

A questo scopo, si assegna alla funzione  $h(T_r, \tau)$  la seguente forma:

$$h(T_r, \tau) = a(T_r) \tau^n$$

Queste equazioni, una per ogni prefissato tempo di ritorno, sono dette curve di possibilità pluviometrica (o climatica).

L'intensità di precipitazione è definita come l'altezza di precipitazione per unità di tempo ed ha la forma:

$$j(T_r, \tau) = \frac{h(T_r, \tau)}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Passando alla notazione logaritmica, l'equazione della curva di possibilità pluviometrica assume la forma lineare, e viene ottenuta interpolando i valori per regressione lineare ai minimi quadrati. Gli scarti da minimizzare sono quelli verticali, in quanto la misura di  $h$  soffre di maggiori incertezze rispetto a quella del tempo di precipitazione.

$$\log h = \log a + n \log \tau$$

### 3.2 TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il tempo di ritorno scelto per il dimensionamento del sistema di drenaggio della piattaforma autostradale è pari a 20 anni, valore consigliato dalla letteratura per la categoria di opere in cui ricadono i manufatti da dimensionare (Figura 4).

Tipo di opera	Periodo di ritorno (anni)
ponti e difese fluviali	100+150
difese dei torrenti	20+100
dighe	500+1000
bonifiche	15+25
fognature urbane	5+10
tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30+50
sottopassi stradali	50+100
cunette o fossi di guardia per strade importanti	10+20

Figura 4: Tipi di opera e tempi di ritorno orientativi da assumere (Fognature, Da Deppo e Datei).

### 3.3 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI

La stazione di misura più vicina allo Svincolo di Tornimparte e al Viadotto S. Onofrio è la stazione di Tornimparte. La stazione è posta ad una quota di 886 m s.m.m., alle coordinate di Latitudine 42,28 e 13,30 di Longitudine, e dispone di dati registrati nel periodo 1933-2003. La posizione della stazione e dello svincolo sono riportati in Figura 5



Figura 5: Posizione della stazione di misura di Tornimparte.

I dati registrati alle stazioni di stazioni di Tornimparte sono stati analizzati con il modello probabilistico di Gumbel. I dati di interesse sono i valori storici del massimo annuo giornaliero della pioggia per le durate di precipitazione di 10, 20, 30 minuti e 1 ora. La numerosità dei campioni delle suddette serie è, rispettivamente, 20, 13, 19 e 61.

Nell'analisi delle precipitazioni con il modello probabilistico di Gumbel sono stati presi in considerazione i soli eventi inferiori all'ora in quanto si ritiene che l'evento critico per la rete di drenaggio di progetto sia inferiore all'ora.

La curva di possibilità pluviometrica che fornisce l'altezza delle precipitazioni in millimetri in funzione della durata dell'evento piovoso, espresso in ore, per un tempo di ritorno di 20 anni:

$$h = a \cdot \tau^n = 39.706 \cdot \tau^{0.274}$$

## 4 DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE

### 4.1 SISTEMA DI DRENAGGIO IN RILEVATO

Nei tratti in rilevato e a mezzacosta la raccolta delle acque di piattaforma è garantita da canalette disposte senza soluzione di continuità al di sotto delle barriere di sicurezza o di fianco al new jersey.

Le canalette, tramite opportuni scarichi al fondo, convogliano le acque a condotte di collegamento DN250 PEAD le quali recapitano le portate in arrivo ai collettori principali. Le canalette in PEAD sono sormontate da una griglia in ghisa classe D400.

Le condotte principali sono costituite da collettori in PEAD con diametri compresi tra DN 315 e 630 con rigidità anulare SN 8 ( $8 \text{ kN/m}^2$ ). In generale saranno posati all'esterno della sede stradale, o, in alternativa sulla banchina laterale o sotto la zona spartitraffico. Gli spessori di ricoprimento minimi per le condotte sono pari ad 1 m. Per tutte le condotte è previsto un rinfiacco in in materiale arido.

La disposizione planimetrica delle canalette e dei collettori è dettata dalla pendenza trasversale della strada. In rettilineo la piattaforma stradale presenta una doppia falda; in tal caso la rete di drenaggio è prevista su ambo i lati della carreggiata stradale.

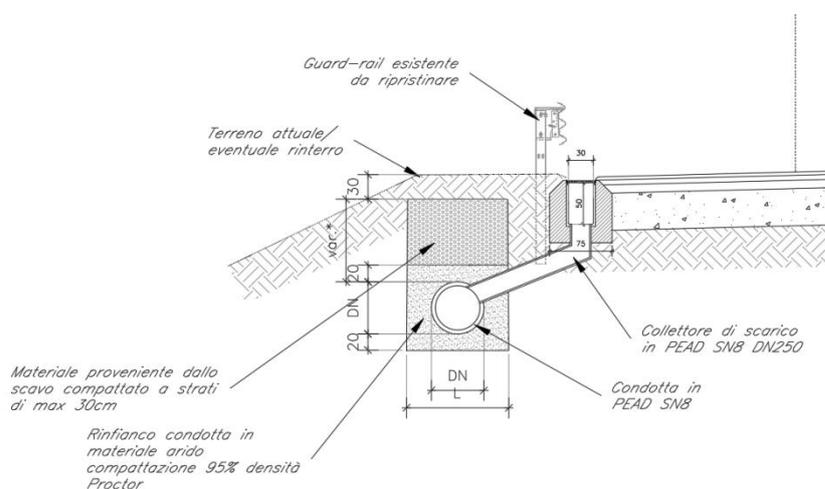


Figura 6: Disposizione-tipo della condotta e della canaletta.

Quando il tracciato stradale è in curva, la pendenza trasversale della strada è ad unica falda e la disposizione del sistema di drenaggio è posizionata centralmente alla carreggiata, ed un'altra serie di canalette e condotte disposte sotto la banchina destinata a raccogliere le acque meteoriche della parte interna della curva.

## 4.2 SISTEMA DI DRENAGGIO DEL SOTTOVIA

All'imbocco e allo sbocco del sottovia autostradale è posta una canaletta grigliata in calcestruzzo 50x50 cm, posta trasversalmente rispetto alla sede stradale per tutta la larghezza della carreggiata, per evitare l'arrivo di acque meteoriche esterne all'interno del sottopasso.

All'interno del sottovia, è comunque presente un sistema di drenaggio per la raccolta e lo scarico dell'eventuale sversamento accidentale e delle eventuali acque provenienti dall'esterno del sottopasso (acque di stillicidio, portate dai veicoli in transito, ecc.). In corrispondenza della quota stradale di minimo, sono presenti due canalette grigliate 30 x 20 cm, posizionate a bordo strada. Le canalette scaricano in due caditoie grigliate poste alle estremità. Dalle caditoie parte una condotta in calcestruzzo DN 200 (calottata in calcestruzzo) afferente alla rete di drenaggio esterna al sottovia.

## 4.3 SISTEMA DI DRENAGGIO SUL VERSANTE

La tubazione finale a servizio delle nuove rampe termina nella condotta in PEAD SN8 DN630 disposta lungo il versante sotto il piazzale del Casello di Tornimparte prevista nel Progetto Esecutivo dell'adeguamento sismico del Viadotto S. Onofrio. La condotta DN630 è disposta lungo il versante con un ricoprimento minimo della condotta di almeno 50cm e termina nell'attraversamento in microtunneling della rampa Tornimparte Aquila. Nelle tabelle di verifica poste al termine della presente relazione è stata inserita anche la verifica della condotta terminale a garanzia della compatibilità della nuova rete con quanto previsto nel Progetto Esecutivo.

## 4.4 IMPIANTO DI TRATTAMENTO E RECAPITO

L'impianto di trattamento previsto nel Progetto Esecutivo dell'adeguamento sismico del Viadotto S. Onofrio è posto in un'area asfaltata lungo la strada che dal Casello di Tornimparte porta all'abitato di Tornimparte. L'impianto è posizionato in corrispondenza di un allargamento della strada sul lato sud, esternamente alle corsie di marcia della viabilità.

In Figura 7 è riportato l'inquadramento della zona di progetto con la posizione dell'impianto mentre in Figura 8 è visibile una foto dell'area dove si colloca l'impianto di trattamento.



Figura 7: Inquadramento della zona di progetto con la posizione dell'impianto.

Nel Progetto Esecutivo la superficie drenata afferente all'impianto di trattamento è pari a 2.16 ha, a partire da cui si ottiene un volume di prima pioggia pari a 86 mc (40 mc per ettaro). Il volume così calcolato viene immagazzinato in una vasca di accumulo caratterizzata da una capacità di invaso fino a 105 mc. Il presente progetto recapita nella condotta DN630 disposta sul versante, e quindi all'impianto di trattamento, una superficie pari a quella prevista nel Progetto Esecutivo. Dunque l'impianto di trattamento è dimensionato per accogliere anche il drenaggio delle nuove rampe dello Svincolo di Tornimparte del presente progetto.

Si sottolinea anche che nell'impianto di trattamento è prevista anche una vasca per l'immagazzinamento dell'eventuale sversamento accidentale. Il collegamento è presidiato da una valvola motorizzata telecomandata che viene azionata a distanza nel caso si verifichi l'eventuale sversamento. L'apertura della valvola consente l'accumulo dello sversamento nella vasca dedicata. La vasca di accumulo degli sversamenti accidentali è di tipo prefabbricato in CA. Deve essere mantenuta vuota durante il funzionamento normale dell'impianto e si può riempire solo nel caso di un deflusso anomalo. Il volume della vasca di accumulo degli sversamenti accidentali è pari a  $40 m^3$ .



Figura 8: Foto dell'area di posizionamento dell'impianto di trattamento.

Alla base della scarpata della viabilità Svincolo Tornimparte – abitato di Tornimparte è presente un canale circolare del tipo ARMCO di diametro pari 2 m nel quale scorre, in caso di evento meteorico, il corso d'acqua della valletta in cui si colloca lo Svincolo di Tornimparte. Il canale costituisce il recapito dell'impianto di trattamento.

Il canale attraversa la rampa autostradale di direzione L'Aquila con una condotta di 2 m sempre tipo ARMCO poco più a valle della posizione dell'impianto. Il canale prosegue poi oltre la viabilità sempre sul fondo valle, raccogliendo l'attuale drenaggio dello svincolo e dei viadotti, terminando nel Torrente Raio.

In Figura 9 è visibile una foto del canale tipo ARMCO recapito dell'impianto di trattamento e della condotta di attraversamento sotto la rampa autostradale di direzione L'Aquila.



Figura 9: Foto del canale tipo ARMCO recapito dell'impianto di trattamento e della condotta di attraversamento sotto la rampa autostradale di direzione L'Aquila.

## 4.5 EMBRICI

Nel tratto autostradale compreso tra le nuove rampe e l'imbocco della galleria, sulla carreggiata direzione Roma, le acque di piattaforma sono raccolte ai margini della piattaforma stradale sulla banchina con l'utilizzo del ciglio erboso. Ogni 15 m l'elemento di contenimento è interrotto e tramite l'utilizzo di embrici in cemento armato le acque meteoriche sono scaricate all'interno del Torrente Raio.

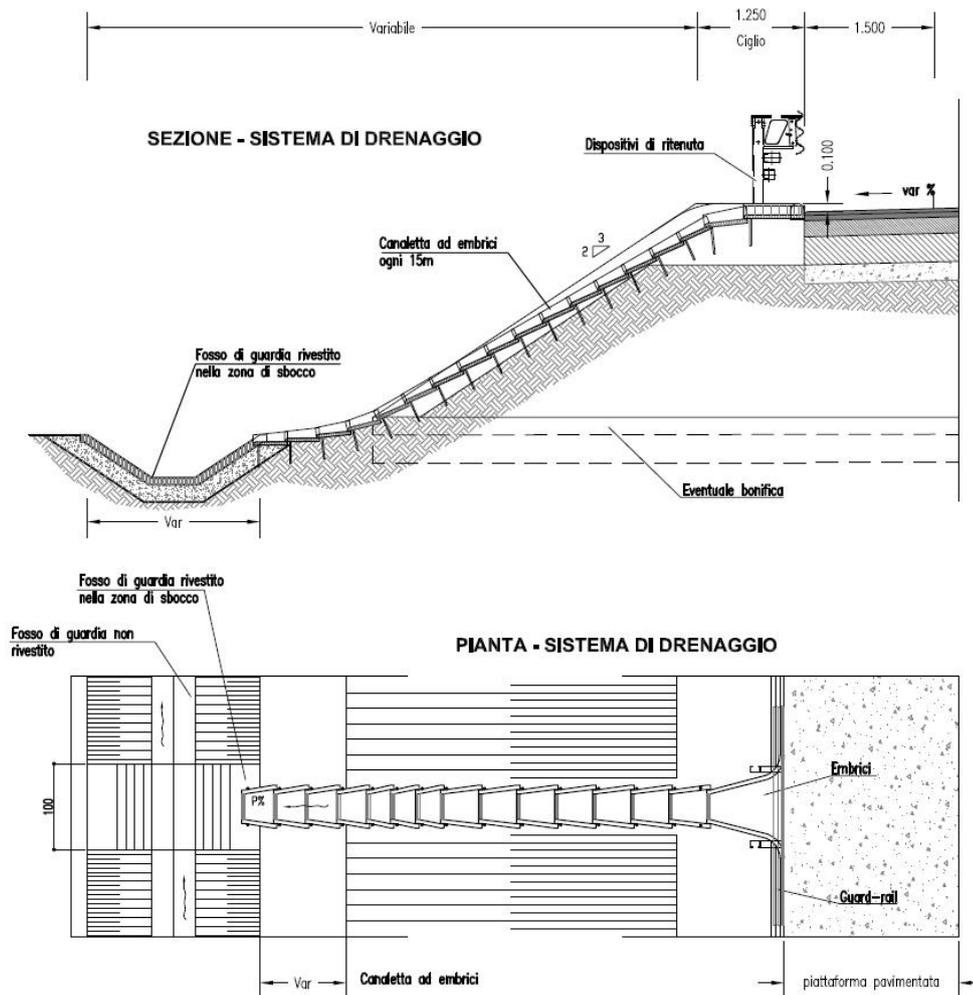


Figura 10: Sistema di drenaggio tramite embrici.

## 5 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI PROGETTO

Per il calcolo della portata di progetto delle componenti del sistema di drenaggio, e quindi per il loro dimensionamento, si utilizza il metodo cinematico.

Per il dimensionamento delle condotte della rete di drenaggio afferente all'impianto di depurazione si adotta invece il metodo dell'invaso.

Si riporta infine un paragrafo contenente la descrizione del metodo di dimensionamento dell'impianto di trattamento.

### 5.1 IL METODO CINEMATICO

La schematizzazione alla base del metodo si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

$Q$  = portata di piena [ $\text{m}^3/\text{sec}$ ];

$\varphi$  = coefficiente di deflusso, cautelativamente assunto pari a 1.00;

$h$  = altezza di pioggia [m] per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;

$i$  = intensità di pioggia [m/ore];

$S$  = area del bacino  $\text{km}^2$ ;

$\tau_c$  = tempo di corrivazione [ore], da individuare.

Il valore di  $h$  rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione  $\tau_c$ : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo  $\tau_c$  solo una parte del bacino  $S$  contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella Figura 11 è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assuma la forma triangolare.

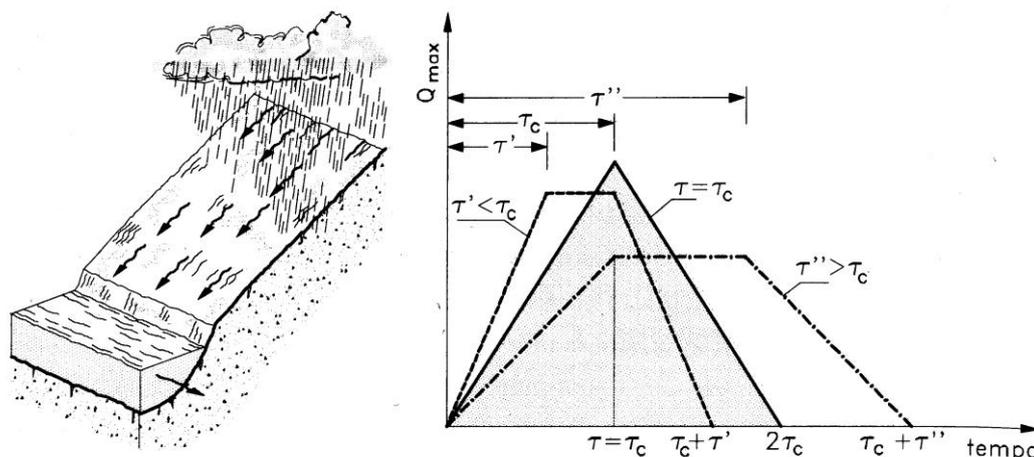


Figura 11: Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Per il dimensionamento dei componenti del drenaggio stradale, si assume un tempo di corrivazione di 5 minuti, come consigliato in letteratura (si veda "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali" di Da Deppo e Datei e "Sistemi di fognatura" del Centro Studi Deflussi Urbani), per tenere conto del forte effetto d'invaso che si ha sulla superficie stradale all'inizio della precipitazione.

## 5.2 IL METODO DELL'INVASO

Il metodo dell'invaso tratta il problema del moto vario in maniera semplificata: assegna all'equazione del moto la semplice forma del moto uniforme ed assume come equazione di continuità quella detta "dei serbatoi" per simulare, concettualmente, l'effetto d'invaso della rete di drenaggio.

Le ipotesi alla base del metodo sono stazionarietà e linearità, che comportano l'invarianza nel tempo delle trasformazioni che il bacino compie sugli input (afflussi) e la validità del principio di sovrapposizione degli effetti. In fase di calcolo si ipotizza che il riempimento delle condotte avvenga in modo sincrono e che nessun canale determini fenomeni di rigurgito in tratti di canale a monte. Il metodo si fonda sull'equazione di continuità.

La superficie scolante  $S$  sia solcata da un collettore avente sezione d'area  $A$  e pendenza  $i$  (Figura 12).

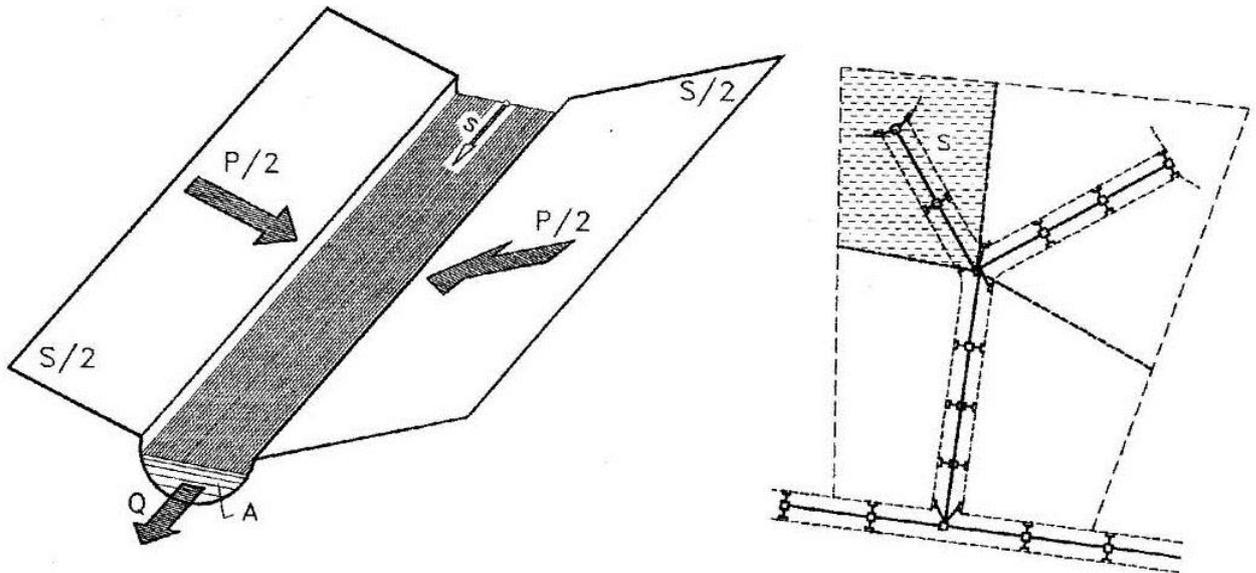


Figura 12: Schema per il calcolo delle portate con il metodo dell'invaso.

La condizione di continuità si esprime scrivendo:

$$p - Q = \frac{dV}{dt}$$

dove:

$p = \varphi j S$ , con  $j = a t^{\tau-1}$  intensità di pioggia costante sulla durata  $\tau$  della precipitazione;

$V$  = volume invasato a monte della sezione di chiusura;

$Q$  = portata transitante nella sezione di chiusura.

L'integrazione dell'equazione di continuità e del moto fornisce una relazione tra  $Q$  e  $t$  ed in particolare permette di calcolare il tempo di riempimento  $t_r$  del collettore, cioè il tempo necessario per passare da  $Q = 0$  a  $Q = Q_0$ , essendo  $Q_0$  il valore della portata massima che il canale può smaltire.

Sulla base del confronto tra  $\tau$  e  $t_r$  si può fare una verifica delle dimensioni del canale, risultando:

insufficiente se  $t_r < \tau$  ;

corretto se  $t_r \geq \tau$  .

Se si assume che il fenomeno di trasformazione di piogge in portate possa considerarsi in lenta evoluzione nel tempo e nello spazio, il moto vario può essere descritto da una successione di stati di moto uniforme. L'equazione del moto è data, allora, dalla nota espressione di Gauckler-Strickler:

$$v = K_s R_H^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

dove:  $K_s$  = coefficiente di attrito di Gauckler-Strickler;

$R_H$  = raggio idraulico;

$i$  = pendenza del canale.

Dall'identità  $Q = Av$  si ottiene poi la scala delle portate:

$$Q = cA^\alpha$$

Tale equazione insieme con quella di continuità descrive il processo di riempimento e di svuotamento di un serbatoio ideale controllato da una speciale luce di scarico che trae dal moto uniforme la sua legge di deflusso.

Per poter procedere all'integrazione, occorre esprimere il volume  $V$  in funzione della variabile  $Q$ . Il problema è trattato assumendo che il volume  $V$  sia linearmente legato all'area  $A$  della sezione bagnata, come d'altronde impone l'ipotesi del moto uniforme. Si assume cioè, con un certo errore nel confronto con la realtà, che il volume d'invaso sia concentrato unicamente nel collettore e non sulla superficie scolante.

In queste ipotesi, detti  $V_0$  e  $A_0$  rispettivamente il volume massimo e la massima area, si può scrivere:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A}{A_0}$$

Inoltre, dalla scala delle portate ottenuta, si ha:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left( \frac{A}{A_0} \right)^\alpha$$

Da cui si ottiene:

$$V = V_0 \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^{1/\alpha}$$

Andando ad inserire quest'espressione nell'equazione di continuità si ottiene l'espressione integrabile:

$$dt = \frac{V_0}{\alpha Q_0^{1/\alpha}} \cdot \frac{Q^{(1-\alpha)/\alpha}}{p - Q} dQ$$

### 5.2.1 SEZIONI CHIUSE

Per le sezioni chiuse è ammissibile una relazione lineare fra volume e portata, assumendo  $\alpha=1.0$  (Figura 13).

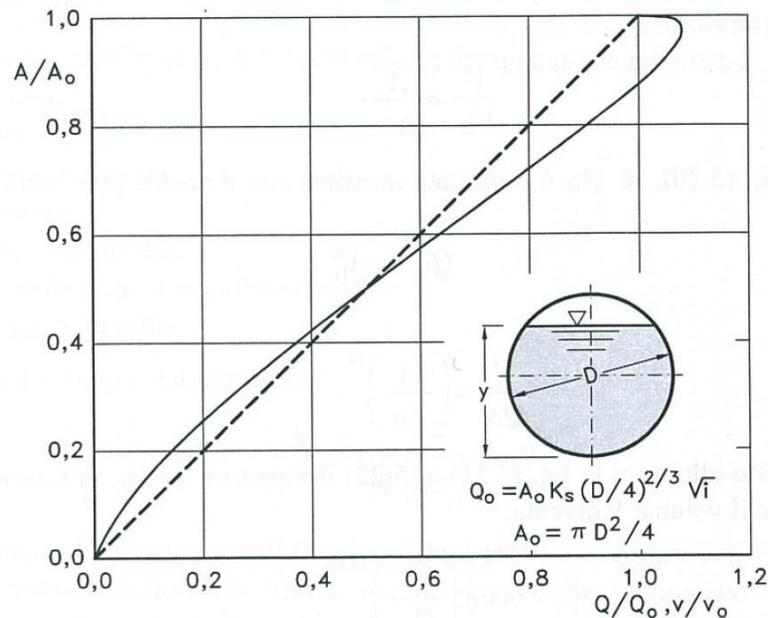


Figura 13: Andamento della portata in funzione della sezione liquida della condotta.

Quindi l'equazione precedente, avendo fatto la classica definizione:

$$dt = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \frac{dQ}{p - Q}$$

Posto  $p$  costante, l'equazione integrata nell'intervallo  $t_2 - t_1$  dà:

$$t_2 - t_1 = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{p - Q_1}{p - Q_2}$$

Per  $t_1=0$  e  $Q_1=0$ , si ha il tempo di riempimento  $t_r$  necessario, a partire dalle condizioni di condotta vuota, per raggiungere il valore massimo  $Q_0$ :

$$t_r = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{p}{p - Q_0} = \frac{V_0}{Q_0} \cdot \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad \text{con} \quad \varepsilon = \frac{p}{Q_0}$$

Nota la relazione  $h = a \tau^n$ , per una prefissata intensità  $j = a \tau^{n-1}$ , si ha:

$$\varepsilon = \frac{p}{Q_0} = \frac{\varphi j S}{Q_0} = \varphi \frac{S a \tau^{n-1}}{Q_0} \Rightarrow \tau = \left( \frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{1/(n-1)}$$

La condizione  $t_r = \tau$  dà modo di ottenere:

$$V_0 = Q_0 \left( \frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{1/(n-1)} \cdot \left( \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{-1}$$

Ed anche, ricordando che  $u = Q_0/S$ ,

$$V_0 = \frac{S}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \cdot u \cdot \left( \frac{\varepsilon \cdot u}{\varphi \cdot a} \right)^{\frac{1}{n-1}},$$

dalla quale, definito  $v_0 = V_0/S$  come volume specifico si ha:

$$u = \varepsilon^{-\frac{1}{n}} \cdot \left( \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{\frac{(n-1)}{n}} \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{(1-n)}{n}}}$$

La condizione  $du/d\varepsilon = 0$  consente di calcolare il valore di  $\varepsilon = p/Q_0$  relativo all'evento che sollecita, noto l'esponente  $n$ , in maggior misura la rete. Si ottiene:

$$n = 1 + (\varepsilon - 1) \cdot \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon}$$

da cui può dedursi, con un'approssimazione sufficiente nell'intervallo 0.25 – 0.50 dei valori di  $n$ , il desiderato valore di  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = 3.94 - 8.21n + 6.23n^2 + \dots$$

Esprimendo  $v_0$  in  $m^3/ha$ ,  $S$  in  $ha$ ,  $a$  in  $mm/ora^n$  e  $u$  in  $l/s ha$  si ha:

$$u = 10^{\frac{1}{n}} \cdot 0.278 \varepsilon^{-\frac{1}{n}} \cdot \left( \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{\frac{(n-1)}{n}} \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{(1-n)}{n}}}$$

Raggruppando con la posizione:

$$K_c = \left( \frac{10\varphi \cdot a}{\varepsilon \cdot 3.6^n} \right)^{\frac{1}{(1-n)}} \cdot \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

le grandezze legate al carattere climatico del luogo ( $a$  e  $n$ ), direttamente e nel parametro  $\varepsilon$ , e allo stato della superficie scolante ( $\varphi$ ), l'equazione diventa:

$$u = \left( \frac{K_c}{v_0} \right)^{\frac{(1-n)}{n}}$$

L'equazione, per l'evidenza accordata al volume specifico  $v_0$ , si presta principalmente allo svolgimento pratico del calcolo.

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA AUTOSTRADALE

Il sistema di drenaggio della piattaforma autostradale si compone di questi elementi:

- la canaletta di drenaggio con la condotta di scarico;
- la rete di condotte afferente alla rete di drenaggio prevista e all'impianto di trattamento del Casello di Tornimparte, previsti nel Progetto Esecutivo dell'adeguamento sismico del Viadotto S. Onofrio.

#### 5.3.1 CANALETTA DI DRENAGGIO

Il convogliamento delle acque meteoriche nei tratti non in viadotto viene realizzato mediante l'utilizzo di una canaletta grigliata continua che presenta collegamenti alla sottostante condotta ogni 20 m.

La canaletta utilizzata è alta 30 cm e larga 30 cm mentre si prevede una canaletta più alta ( $h=50$  cm,  $l=30$  cm) in corrispondenza del pluviale di scarico. La canaletta si sviluppa per 19 m con la pendenza della strada ed è connessa, tramite un opportuno salto di fondo alla canaletta più alta, lunga 1 m e a pendenza nulla. Il pluviale è posizionato al termine della canaletta più profonda.

Il tratto di 1 m di canaletta più profonda consente l'instaurarsi di un carico maggiore sul pluviale ed impedisce che nei tratti a maggior pendenza il deflusso e prosegua nel tratto di canaletta successiva che, in questo modo, riceverebbe, oltre al drenaggio di propria competenza, anche le portate provenienti dalla canaletta di monte mandando in crisi il sistema di drenaggio.

La verifica della canaletta risulta soddisfatta se il deflusso al suo interno avviene con tiranti idrici inferiori all'altezza della canaletta.

Il funzionamento della canaletta corrisponde a quello di un canale collettore nel quale viene immessa una portata per unità di larghezza  $q$  costante e che termina con un salto di fondo e quindi con un passaggio in condizioni critiche ( $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$ ).

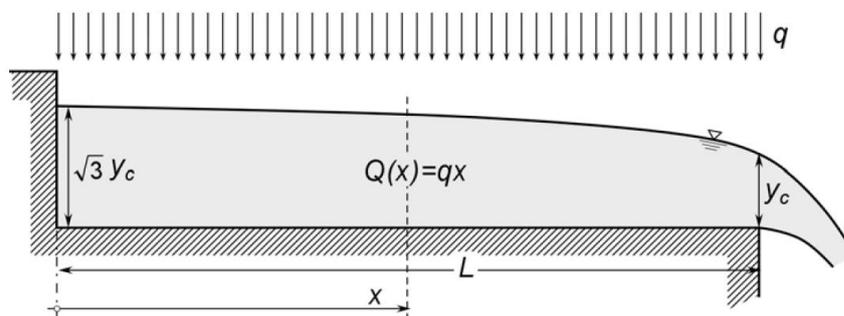


Figura 14: schematizzazione del funzionamento della canaletta di drenaggio.

In questo schema l'altezza che si viene a verificare all'inizio della canaletta è pari a  $\sqrt{3} y_c$ .

Il calcolo della portata è stato svolto tenendo conto della porzione di piattaforma afferente alla

canaletta grigliata: si è dunque presa in considerazione una porzione di piattaforma stradale larga 10.7 m, corrispondente ad una carreggiata composta da 2 corsie di marcia (corsia di marcia e corsia di sorpasso) e dalla corsia di emergenza, e lunga 20 m, come la canaletta stessa. Come sopra, il calcolo dell'intensità di progetto è stato svolto utilizzando un tempo di corrivazione di 5 minuti e adottando la curva di possibilità pluviometrica di progetto, ottenendo un'intensità di pioggia pari a 241 mm/h.

Con questi dati si è individuata una portata afferente alla canaletta di drenaggio pari a 14.3 l/s. Alla portata meteorica si è aggiunta la portata pari a 40 l/s che tiene conto del contributo di un possibile sversamento accidentale.

Per una portata di 54.3 l/s si ha un tirante critico pari a 15 cm e, all'inizio della canaletta, un tirante pari a 26 cm, dunque il deflusso nella canaletta avviene con tiranti idrici inferiori all'altezza della canaletta.

Si verifica infine che il carico all'imbocco del pluviale di scarico consenta il deflusso di 55 l/s nel collettore principale. Il pluviale di scarico nel collettore principale è costituito da una condotta di collegamento in PEAD, di diametro nominale DN250, e di diametro interno pari a 0.218 m, posizionata al fondo della canaletta alta 0.5 m. Per lo scarico del pluviale è stato imposto il funzionamento sotto battente mediante la relazione:

$$Q = c_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Con:

$c_q$  = coefficiente di portata assunto pari a 0.6;

$A$  = area dell'imbocco circolare della condotta di scarico DN250;

$h$  = carico sull'imbocco, pari al salto tra i due tratti di canaletta e al tirante critico in corrispondenza del salto di fondo,  $h = 0.20 + 0.15 = 0.35$  m.

La portata smaltita dal pluviale di scarico, calcolata come spiegato poco sopra, risulta pari a 58.7 l/s, dunque il sistema è in grado di smaltire i 54.3 l/s in arrivo dalla piattaforma stradale senza rigurgiti nella canaletta.

### 5.3.2 COLLETTORI

Il dimensionamento idraulico delle condotte di drenaggio delle acque di piattaforma stradale è stato eseguito mediante il metodo del volume d'invaso precedentemente esposto. La determinazione delle portate all'interno di ciascun tratto è stata eseguita imponendo per il coefficiente udometrico, in favore di sicurezza, un tempo di riempimento della singola canaletta pari al tempo di pioggia ( $t_r = t_p$ ).

Note la pendenza e le dimensioni delle condotte di drenaggio, distinte a seconda della tipologia di sezione stradale analizzata, è stato calcolato il tirante idrico che si instaura all'interno delle condotte in condizioni di moto uniforme.

Nell'applicazione del metodo dell'invaso sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Volume specifico piccoli invasi per la piattaforma stradale  $W_p = 0.005$  m;
- Volume specifico piccoli invasi per le aree esterne  $W_{ae} = 0.005$  m;

- Coefficiente di afflusso per la piattaforma  $\phi_p = 1.0$ ;
- Coefficiente di afflusso per le aree esterne  $\phi_{ae} = 0.4$ ;

Il volume specifico dei piccoli invasi per la piattaforma stradale (pari a 5 mm uniformemente distribuiti sulla sua superficie o 50 mc/ha) è stato stimato a partire da una valutazione dell'effetto di laminazione della superficie stradale e delle canalette longitudinali continue poste sul ciglio stradale.

Il dimensionamento delle condotte è stato sviluppato utilizzando la curva di possibilità pluviometrica di progetto. La portata lungo la canaletta viene calcolata moltiplicando il coefficiente udometrico per la superficie del bacino afferente alle varie sezioni prese in esame. Determinata la portata defluente, il tirante idrico che s'instaura all'interno delle canalette è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo *Gauckler-Strickler*:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

$Q$	è la portata;
$A$	è la sezione liquida;
$K_s$	è il coefficiente di Strickler;
$R_h$	è il raggio idraulico;
$i$	è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza  $K_s$  ed una pendenza longitudinale  $i$ , si è in grado di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che consente il deflusso di una portata  $Q$  pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo cinematico. Il valore del coefficiente di scabrezza delle condotte è pari a  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , valore assegnato alle tubazioni in PEAD usurate.

In conformità a quanto previsto nelle componenti di drenaggio sopra descritte, alla portata meteorica si è aggiunta in testa ad ogni collettore una portata pari a 40 l/s che tiene conto del contributo di un possibile sversamento accidentale.

La verifica eseguita è volta a rispettare le condizioni dettate dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 11633 del 07/01/1974 contenente le istruzioni per la progettazione delle reti fognarie:

- $A_{rid} / A_c < 0,70$  il grado di riempimento delle condotte deve essere minore di 0,70; si è considerato un valore così basso in quanto tali condotte con il tempo e durante gli eventi di minore intensità possono essere soggette a fenomeni di deposito che potrebbero nel tempo ridurre la sezione utile di deflusso.
- $0,60 < v_{eff} < 5,00 \text{ m/s}$  relazione indicativa valida per le fognature bianche e miste. In alcuni tratti a pendenza molto elevata si ammette che il limite superiore di 5 m/s possa essere superato.

I risultati delle verifiche delle singole condotte sono riportati al termine di questa relazione, in tabelle in cui viene indicato il tipo di condotta (diametro e materiale), la sua lunghezza (in m), la pendenza, la distanza progressiva del tratto di condotta dall'inizio della linea, la superficie di piattaforma stradale sottesa dal tratto di condotta analizzato, la portata, il diametro della condotta, il tirante all'interno della condotta, il grado di riempimento e la velocità del deflusso all'interno delle tubazioni.

Pozzetto iniziale	Pozzetto finale	Tipo	L m	Progr.	Pendenza	Quota inizio	Quota fine	Superficie equivalente	Q	y	g.r.	v
					m/m	m s.m.m.	m s.m.m.	m <sup>2</sup>	l/s	cm	%	m/s

Tabella 2: Intestazione delle tabelle di verifica delle condotte.

I collettori sono ispezionabili mediante pozzetti d'ispezione disposti con un interasse massimo pari a 50 m.

## 6 POZZETTI

I collettori saranno ispezionati tramite l'utilizzo di pozzetti in PE con base DN 800 (tipo A) per tubazioni di diametro che vanno dal diametro DN 315 al diametro DN 500, mentre per i collettori di diametro compreso tra il DN 630 e il DN 1000 si prevede l'utilizzo di una base stampata a T per l'ispezione e un torrino realizzato con una tubazione tagliata a misura di diametro DN 800 (tipo B).

Nelle figure seguenti si riportano i tipologici dei pozzetti in questione.

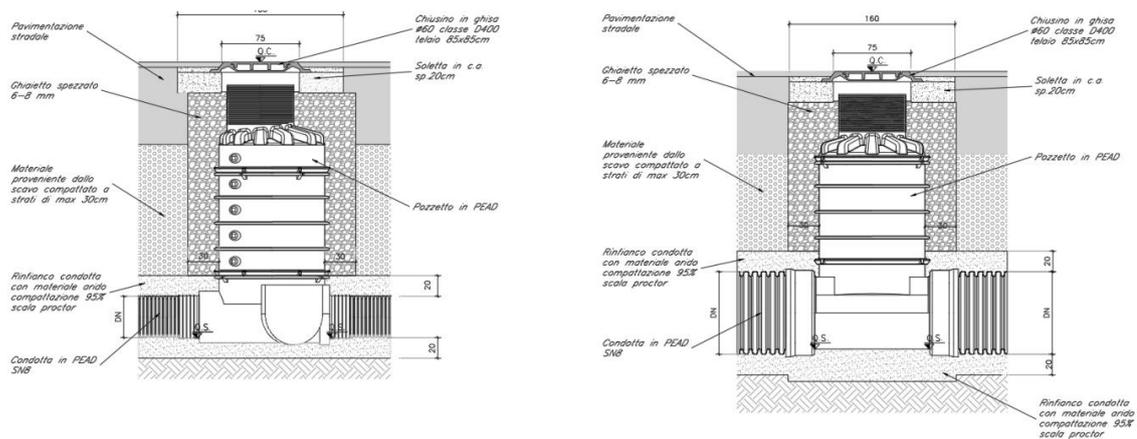


Figura 15: Pozzetto tipo A e B.

Nei casi di elevata pendenza longitudinale della livelletta stradale o nei casi di intersezione di più condotte sono stati inseriti degli opportuni pozzetti di salto sia per limitare le pendenze delle condotte e quindi le velocità sia per scongiurare il pericolo di fenomeni di rigurgito nelle condotte in ingresso (Figura 16).



## 7 VERIFICA DELLE CONDOTTE

Le tabelle seguenti contengono i risultati della verifica idraulica delle condotte ottenuta applicando il metodo dell'invaso precedentemente descritto.

Pozzetto iniziale	Pozzetto finale	Tipo	L	Progr.	Pendenza	Quota inizio	Quota fine	Superficie equivalente	Q	y	g.r.	v
			m		m/m	m s.m.m.	m s.m.m.	m <sup>2</sup>	l/s	cm	%	m/s

### Tratto RAMPA B

B01-R	B02-R	PEAD_400	21.3	21	1.80%	1097.96	1097.58	294	65.7	13.8	40%	1.9
B02-R	B03-R	PEAD_400	21.3	43	1.80%	1097.58	1097.19	443	77.2	15.1	44%	2.0
B03-R	A03-R	PEAD_500	15.8	58	1.00%	1096.51	1096.35	443	65.6	14.7	34%	1.5

### Tratto RAMPA A

A01-R	A02-R	PEAD_315	25.0	25	2.50%	1098.39	1097.76	275	62.4	13.8	51%	2.1
A02-R	A03-R	PEAD_315	25.0	50	5.00%	1097.76	1096.51	525	96.9	14.6	54%	3.1
A03-R	A04-R	PEAD_500	25.0	75	3.00%	1095.30	1094.55	1218	139.3	16.4	38%	2.8
A04-R	A05-R	PEAD_500	25.0	100	3.00%	1094.03	1093.28	1468	158.8	17.6	41%	2.9
A05-R	A06-R	PEAD_500	25.0	125	1.20%	1092.49	1092.19	1718	166.2	23.5	55%	2.1
A06-R	A11	PEAD_630	14.7	140	0.50%	1091.99	1091.92	1718	143.0	24.5	46%	1.4
A11	A12	PEAD_630	15.7	155	0.30%	1091.92	1091.87	1718	123.0	26.0	49%	1.1
A12	A13	PEAD_630	24.3	180	0.30%	1091.87	1091.80	1718	103.5	23.6	44%	1.1
A13	A14	PEAD_630	36.2	216	0.30%	1091.80	1091.69	1718	86.4	21.3	40%	1.0
A14	M01	PEAD_630	35.3	251	0.30%	1091.69	1091.58	2184	105.2	23.8	44%	1.1

### Tratto M01-M06 - PROGETTO ESECUTIVO" INTERVENTI SPECIFICI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO VIADOTTO S.ONOFRIO"

M01	M02	PEAD_630	51.3	51	0.15%	1091.43	1091.35	2799	119.5	31.6	59%	0.9
M02	M03	PEAD_630	51.3	103	0.15%	1091.35	1091.28	3102	112.2	30.4	57%	0.9
M03	M04	PEAD_630	18.7	121	0.15%	1091.28	1091.25	3124	105.0	29.1	54%	0.8
M04	M05	PEAD_630	12.0	133	0.15%	1091.25	1091.23	3124	100.6	28.4	53%	0.8
M05	M06	CLS_500	16.2	149	0.20%	1091.23	1091.20	3124	95.3	29.6	59%	0.8