

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:

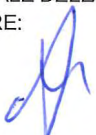
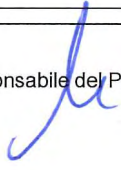



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008


C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:  Il Responsabile del Procedimento:  Il Presidente: 




IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico: *Il Responsabile di Progetto*
Dott. Ing. Luca Bondanelli

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:
 **PIZZAROTTI**
FONDATA NEL 1910

Il Progettista:
Ing. Fabio Nigrelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

A.T.I.:

  
MANDATARIA MANDANTE MANDANTE

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:
Ing. Giovanni Maria Cepparotti
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 892

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.
Ing. Pietro Mazzoli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:
**ST - Smaltimento e trattamento acque di piattaforma
00 - Generale
G - Generale
Relazione tecnica smaltimento acque**

Data Emissione Progetto:
18/03/2014

Scala:
--

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.	
	RAAA	1	E	I	AP	ST	00	G	RE	001	D	
D	25/05/2015	Revisione generale				Costantini	Nigrelli	Mazzoli				
C	27/02/2015	Revisione generale				Costantini	Nigrelli	Mazzoli				
B	24/09/2014	Istruttoria RINA prot. N°730 del 08/09/2014				M.Rampado	Nigrelli	Mazzoli				
		Istruttoria A15 prot. N°712 del 01/09/2014										
A	30/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				M.Rampado	Nigrelli	Mazzoli				
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato				

**SOMMARIO**

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI	4
3	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO AUTOSTRADALE 1°LOTTO	5
3.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
3.2	DESCRIZIONE PLANOALTIMETRICA DEL TRACCIATO	5
4	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	7
4.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.2	SCHEMA DEL DRENAGGIO AUTOSTRADALE	7
4.3	DESCRIZIONE DEI MANUFATTI.....	8
4.4	DELIMITAZIONE DELLE AREE SCOLANTI E DEI RECAPITI.....	10
5	ANALISI IDRAULICHE SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA.....	11
5.1	PORTATE IN INGRESSO	11
5.2	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA RETE	12
6	IDRAULICA DEI VIADOTTI	18
7	DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI FILTRO	25
8	FOSSI A INFILTRAZIONE.....	27
9	CONTROLLO DEGLI SVERSAMENTI ACCIDENTALI.....	30
10	TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	31
10.1	PRINCIPI PER IL DIMENSIONAMENTO VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	31
10.2	SCHEMA FUNZIONALE E TIPOLOGIE DI IMPIANTI DI PRIMA PIOGGIA.....	36
10.3	DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	37
10.4	DIMENSIONAMENTO DEI DISOLEATORI.....	40
11	LAMINAZIONE DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	41
11.1	PRINCIPI IDRAULICI	41
11.2	DIMENSIONAMENTO VASCHE DI LAMINAZIONE	44
11.3	STUDI AMBIENTALI PER LE AREE DI EQUILIBRIO ECOLOGICO.....	50
12	RECAPITO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	51
13	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE GALLERIA A1	56
14	INTERFERENZE CON IL RETICOLO SUPERFICIALE	60
15	LINEE GUIDA PER IL PROGRAMMA DI GESTIONE	63
<u>APPENDICE-1</u>		
	Verifica delle opere per eventi eccezionali "Bombe d'Acqua".....	63
<u>APPENDICE-2</u>		
	Verifica delle opere di smaltimento per Tr=100 anni.....	72

Quanto evidenziato con riga laterale è stato sede di revisione del 25/05/2015



1 PREMESSA

La realizzazione del Raccordo Autostradale Autostrada della Cisa A15 – Autostrada del Brennero A22 da Fontevivo all'Autostazione Trecasali-Terre Verdiane, comporta l'impermeabilizzazione di estese superfici mettendo in evidenza diverse problematiche connesse con lo smaltimento delle acque meteoriche da tali aree. In particolare si possono avere conseguenze sia idraulico-quantitative, sia ambientali-qualitative: dall'insufficienza dei corsi d'acqua ricettori e delle reti di fognatura esistenti, alla necessità di trattare la frazione più inquinata delle acque meteoriche e di ridurre i volumi idrici ed i carichi inquinanti sversati nei corsi d'acqua.

Lo studio, che ha carattere idrologico, idraulico ed ambientale, ha portato alla definizione del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma che in sintesi comprende:

- elementi primari di evacuazione delle acque di piattaforma;
- rete di collettori per lo smaltimento ed il trasferimento delle acque;
- presidi di sicurezza per il controllo degli sversamenti accidentali
- impianti tecnologici per il trattamento delle acque di prima pioggia,
- bacini di laminazione e di riequilibrio ecologico per il controllo delle portate rilasciate, per la realizzazione di un ambiente tampone con depurazione biologica delle acque di seconda pioggia e ricostituzione di ambiente umido di riequilibrio ecologico,
- scarichi controllati nella rete idrica superficiale a gravità o con ausilio di impianti di sollevamento;
- collettori di evacuazione delle acque di scarico.

La realizzazione dell'autostrada produce essenzialmente tre tipi di alterazioni al ciclo delle acque:

- per la minore infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo si produce una modifica nel bilancio idrologico delle acque superficiali e sotterranee;
- per la maggiore impermeabilizzazione e per la maggiore velocità dei deflussi superficiali, durante le piogge, aumentano le portate idrauliche consegnate ai ricettori, aggravando quindi i problemi connessi al controllo delle esondazioni;
- la qualità delle acque meteoriche percorrendo la superficie autostradale si deteriora a tal punto che il problema del trattamento delle acque meteoriche assume un'importanza analoga a quella del trattamento degli scarichi dei reflui civili ed industriali.

Queste conseguenze possono essere controllate inserendo nei sistemi di raccolta delle acque e trasferimento ad invasi che abbiano la funzione di accumulare provvisoriamente una parte dei volumi idrici derivanti dagli eventi meteorici, per sottoporli ad un trattamento di depurazione o per restituirli ai ricettori a valle con portata ridotta e con essi compatibile.

Le scelte effettuate per la definizione del sistema di smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma hanno portato alla definizione di un sistema che si configura come una vera e propria fognatura a tenuta idraulica il cui carico inquinante raccolto viene rilasciato solo dopo essere stato trattato in appositi impianti di depurazione adeguati al carico inquinante delle acque di dilavamento meteorico.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI

Il progetto del sistema di smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma è stato redatto conformemente alla "Normativa legislativa" ed alla "Normativa tecnica" vigenti sul territorio nazionale e regionale di interesse.

Gli aspetti inerenti la raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma attraverso sistemi di fognatura canalizzata a cielo aperto od in sezioni chiuse sono stati affrontati con riferimento alle norme tecniche UNI, EN, CEN, ecc... ai quali si rimanda e che per brevità non vengono riportati nel testo.

Gli aspetti inerenti il calcolo idrologico ed idraulico sono stati sviluppati in conformità alle indicazioni tecniche dell'Autorità di bacino del fiume Po comprese nelle Direttive del PAI: "*Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*" e "*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*".

Gli aspetti inerenti il calcolo dei collettori fognari e degli impianti di depurazione sono stati sviluppati in conformità alle indicazioni tecniche riportate nel Regio Decreto n° 1265 del 27 luglio 1934 "Testo unico delle leggi sanitarie" nel Decreto Ministeriale LLPP del 12 dicembre 1985 "Normativa tecnica per le tubazioni" e nella Circolare Ministeriale LLPP n° 11633 del 7 gennaio 1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto".

La normativa di riferimento che affronta le problematiche connesse al drenaggio e trattamento delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia è costituita dal Nuovo Testo Unico Ambientale Decreto Legislativo 152 parte III del 03 Aprile 2006 (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), dalla Delibera di Giunta Regionale della Regione Emilia Romagna n° 286 del 14/02/2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne - Art. 39 D.Lgs 11/05/1999 n° 152" e dalle "*Linee guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della deliberazione G.R. n. 286 del 14/2/2005*" (DGR 18 dicembre 2006, n. 1860).

Gli aspetti inerenti la laminazione e lo scarico delle acque di piattaforma sono stati sviluppati conformemente a quanto indicato nel Piano di Tutela delle Acque Regionale disponibile per le tre regioni interessate e che sostiene il principio di invarianza idraulica.



3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO AUTOSTRADALE 1° LOTTO

Il tracciato autostradale del 1° Lotto si sviluppa per 9+500 km in un territorio di pianura la cui morfologia si presenta monotona deprimente da sud a nord.

3.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Gli elementi morfologicamente più significativi sono i corpi idrici principali attraversati dall'autostrada che nel tratto in progetto sono il Torrente Recchio ed il Fiume Taro appartenenti al bacino idrografico del Po ed arginati nei tratti d'interferenza; gli attraversamenti dei corsi d'acqua principali sono realizzati con ponti e viadotti di diversa tipologia in funzione delle caratteristiche del corso d'acqua, dell'alveo di magra e delle esigenze idrauliche correlate all'utilizzo del fiume.

La rete idrografica interferita dal tracciato autostradale è suddivisibile, oltre ai corsi d'acqua principali, in corsi d'acqua secondari naturali o seminaturali ed in corsi d'acqua secondari di bonifica utilizzati promiscuamente per il drenaggio delle acque e per l'adduzione irrigua nelle stagioni primaverili ed estive.

	Tracciato autostradale
Lunghezza autostradale (m)	9.500
Corsi d'acqua principali	2
Corsi d'acqua secondari	6

L'attraversamento dei corsi d'acqua minori viene risolto con tombini scatolari di sezione variabile e con tombini circolari.

L'area attraversata dall'autostrada presenta suoli a permeabilità variabile condizionata dalla sovrapposizione dei diversi materiali alluvionali appartenenti a fasi deposizionali di tipo fluviale; la diversa litologia di superficie consente di definire gli ambiti a diversa permeabilità e quindi a suddividere il territorio di aree più o meno vulnerabili alle infiltrazioni sia per contaminazione del sottosuolo sia per contaminazione della falda superficiale. Scorrendo la carta della permeabilità dei suoli e le carte litologiche si nota, in modo uniforme permeabilità elevata in tutti gli ambiti fluviali per le aree interne alle arginature; nel territorio compreso tra il Fiume Taro ed il Fiume Po si distingue una iniziale area di permeabilità media caratterizzata dai depositi sabbiosi di Taro ed una successiva e più ampia permeabilità bassa dovuta alla presenza di suoli limosi ed argillosi di sovrapposizione dei trasporti alluvionali ora del Taro ora del Po.

3.2 DESCRIZIONE PLANOALTIMETRICA DEL TRACCIATO

Il tracciato di progetto si estende interamente all'interno della Provincia di Parma ed interessa i Comuni di Parma, Trecasali e Sissa per una lunghezza di circa 9,5km di cui km 2+350 di adeguamento dell'attuale tracciato dell'autostrada A15, a sud dell'interconnessione con l'autostrada A1 e Km 7+150 di nuova realizzazione. Sono comprese 1 autostazione e lo svincoli di interconnessione con l'Autostrada A1.

Il Raccordo Autostradale di progetto ha inizio a circa Km 2+350 a sud dell'intersezione con l'autostrada A1, e prevede un tratto di risonamento dell'attuale tracciato autostradale per adeguamento delle caratteristiche plano-altimetriche attuali.

L'interferenza con l'Autostrada del Sole viene superata mediante una galleria artificiale ricompresa all'interno del nuovo svincolo di interconnessione e nell'ambito della quale avviene anche il sottopasso del TI.BRE rispetto alla linea ferroviaria di alta velocità TAV; oltre la galleria il tracciato prosegue in viadotto con direzione nord-est, attraversando il Fiume Taro all'altezza di Viarolo.

Superato il fiume Taro, con viadotto a 20 luci di lunghezza complessiva 1933.00 m, l'autostrada prosegue in rilevato con un flesso planimetrico di ampio raggio, fino ad allinearsi, a nord-est degli abitati di Ronco Campo



Canneto e Trecasali, al disegno delle sistemazioni agrarie e del reticolo irriguo minore. In questo tratto è ubicata la prima autostazione denominata "Trecasali-Terre Verdiane" alla progressiva 6+818.98 km; il tracciato termina poco oltre l'autostazione alla progressiva 7+150.

La sezione autostradale è di tipo A in ambito extraurbano a 2+2 corsie di marcia, della larghezza minima di 25,00 m e composta da due carreggiate, ciascuna organizzata con due corsie di marcia di 3,75 m oltre ad una corsia di emergenza di 3,00 m; le due carreggiate sono separate da un margine interno di larghezza pari a 4,00 m. Lo spazio riservato allo spartitraffico, destinato al funzionamento delle barriere di sicurezza, è pari a 2,60 m, affiancato da due banchine in sinistra di larghezza pari a 0,70 m.

Per ogni carreggiata, ad intervalli di 1000 m circa, sono previste piazzole di sosta che comportano un allargamento della piattaforma di ulteriori 3.00 m oltre la corsia di emergenza e presentano uno sviluppo pari a 65 m, di cui 25 m a larghezza costante e 2x20 m a larghezza variabile di raccordo alla piattaforma.

La sezione tipo è predisposta per un eventuale futuro allargamento della carreggiata stradale a 3+3 corsie di marcia; a tal fine anche le opere d'arte (gallerie artificiali, ponti e viadotti) prevedono una banchina di 0,75 m oltre la corsia di emergenza, in modo che la stessa possa essere utilizzata in tale prospettiva come corsia di marcia, mentre i ponti vengono già dimensionati con 3 corsie di marcia oltre alla corsia di emergenza.

Sia per i tratti in trincea che per quelli in rilevato le scarpate saranno inerbite superficialmente stendendo una coltre di terreno vegetale di 30cm; la protezione del piede del rilevato o della trincea viene garantita costruendo fossi di guardia in terra o rivestiti e, nel caso della trincea, con un muretto di contenimento, diversificando la raccolta delle acque di piattaforma dalle acque provenienti dalle scarpate.

Sui lati dell'Autostrada, esterne alla recinzione, nella sezione corrente sono previste due strade di servizio della larghezza di 4,00 m con funzioni di piste di cantiere per l'esecuzione dei lavori e che successivamente saranno cedute alla viabilità locale privata o pubblica; in alcuni tratti, ove tali funzioni possono essere svolte dalla viabilità esistente o di progetto limitrofa, tali strade non verranno realizzate.



4 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tubazioni in polietilene ad alta densità PeAD coestruso a doppia parete, corrugati esternamente e lisci internamente, conformi alla norma UNI 10968-1 tipo B, aventi classe di rigidità pari a SN8;

Tubazioni in acciaio tipo L 235 secondo UNI EN 10224;

Griglie in ghisa carrabile classe D400 secondo UNI EN 124.

4.2 SCHEMA DEL DRENAGGIO AUTOSTRADALE

Il progetto autostradale prevede, oltre alla realizzazione del corpo dell'autostrada, anche la realizzazione di due controstrade a nord e sud del rilevato principale ubicate a piano campagna per la ricucitura della viabilità podereale ed interpodereale esistente e per garantire la continuità del traffico agricolo e l'accesso ai fondi.

ACQUE DI PIATTAFORMA - Le acque di piattaforma sono quelle del dilavamento della superficie pavimentata, sono raccolte in banchina e convogliate ai fossi impermeabili di piattaforma realizzati con diverse tipologie di sezione e materiale o con collettori nelle zone in cui il rilevato autostradale presenta maggiore altezza. I fossi sono realizzati su ribanca nel rilevato stesso in modo da non interferire con gli attraversamenti idraulici dei corsi d'acqua della rete idrografica esistente, con i quali non c'è promiscuità di deflusso. La continuità consente di svincolare il sistema di drenaggio dalla rete idrica e permette il conferimento delle acque ad appositi impianti di trattamento. Le sezioni tipo per i fossi di piattaforma sono: fossi in argilla, canalette in calcestruzzo, tubazioni in polietilene, tubazioni in acciaio.

ACQUE DI SCARPATA - Le acque della scarpata del rilevato sottostante il fosso di guardia della piattaforma vengono raccolte con fosso di guardia al piede; esso drena acque non inquinate e non richiede impermeabilizzazione e controllo quantitativo e qualitativo dei rilasci. Drenando infatti superfici a verde, esso scaricherà nei recettori le medesime portate scaricate attualmente e non essendoci promiscuità con il dilavamento della piattaforma le acque scaricate sono solo meteoriche quindi prive di inquinanti. I fossi intersecano la rete idrica esistente nei punti di attraversamento del rilevato autostradale ed ad essa conferiscono il proprio contributo con immissione diretta o tubazione di raccordo.

ACQUE DELLE CONTROSTRADE - Le controstrade sono drenate con fosso di guardia al piede ; nell'area tra controstrada ed autostrada il fosso di guardia della scarpata autostradale drena anche le acque di parte della controstrada. E' realizzato un fosso di guardia esternamente alla controstrada con funzione di gronda delle acque di campagna per il drenaggio della controstrada; anch'esso è intagliato sulla campagna e conferisce le acque alla rete idrica in ogni punto di intersezione.

FOSSO DI GRONDA - Esternamente a tutto il corridoio di progetto, costituita da controstrada-autostrada-controstrada viene realizzato, su ambo i lati un fosso con funzione di gronda delle acque della campagna. Il fosso di gronda raccoglie le acque delle scoline poderali e rappresenta l'elemento di "ricucitura" della rete idrica esistente creando la continuità longitudinale tra i fossi ortogonali al corridoio autostradale ed i tombini di attraversamento del rilevato. Il fosso svolge anche funzione di guardia per le acque dilavate verso l'esterno dalle controstrade.

4.3 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

Il sistema di drenaggio autostradale è esteso a tutto il tracciato e comprende il drenaggio delle acque del nastro pavimentato, delle banchine e delle autostazioni. Il sistema si configura come una rete di collettori impermeabili ed è quindi di tipo chiuso; le acque raccolte non vengono rilasciate direttamente nella rete idrica superficiale ma sono conferite ad un sistema di trattamento per la prima pioggia ed ad un sistema di laminazione per la seconda pioggia. Essendo variabile la permeabilità dei suoli la soluzione scelta, per evitare l'inquinamento delle falde, è stata adottata in modo uniforme su tutto il tracciato autostradale e prevede l'impermeabilizzazione dei fossi di guardia o l'uso di collettori in calcestruzzo, polietilene ed acciaio.

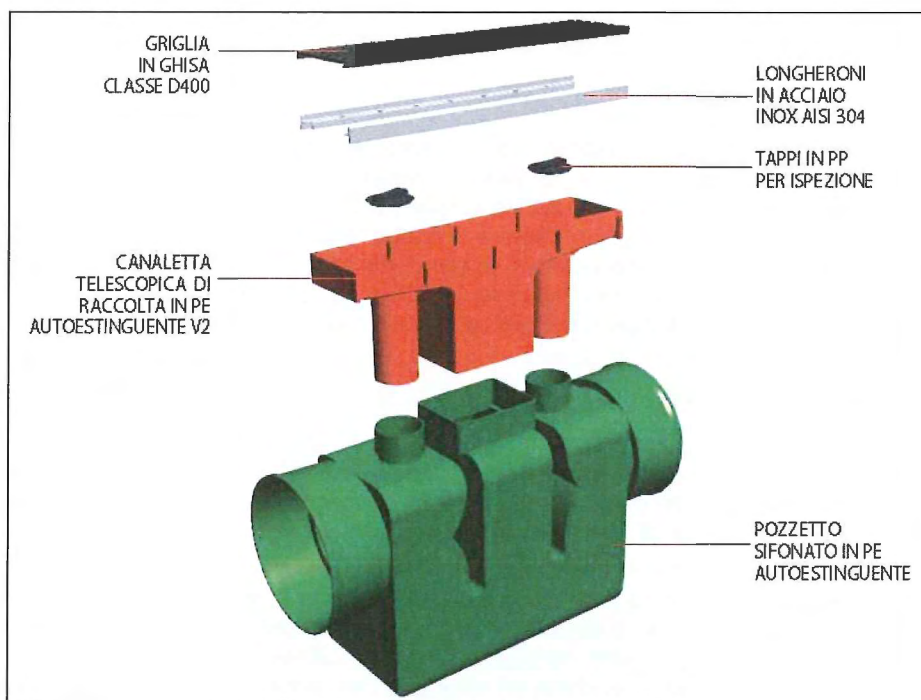
Elementi di raccolta delle acque

La sezione stradale ha pendenza trasversale minima $i_{\min}=2.5\%$ e può raggiungere i valori massimi nei tratti in curva con $i_{\max}=7\%$; la pendenza immerge verso l'esterno carreggiata nei tratti in rettilineo mentre immerge verso l'interno nei tratti in curva. Le acque di piattaforma convergono, per scorrimento superficiale verso la banchina esterna o verso lo spartitraffico intermedio a seconda dell'andamento planimetrico dell'autostrada.

Nei tratti in rilevato la banchina è contenuta da un arginello in terra di altezza minima $h=10$ cm al cui piede, lato autostrada, scorrono le acque di dilavamento. La raccolta centrale, in corrispondenza dello spartitraffico avviene per diretta caduta delle acque nella canaletta centrale in calcestruzzo. In presenza di dune di mitigazione le acque sono raccolte al margine della banchina ed evacuate con embrici o caditoie o canalette con sottostante tubazione. In presenza di muro di sostegno della piattaforma le acque sono raccolte al margine della banchina e poi catturate e convogliate in un sistema con caditoie grigliate e collettori.

Nei tratti in viadotto la cattura avviene al contatto cordolo-pavimentazione stradale e convogliamento delle acque alle caditoie con bocchettone di raccordo al pluviale di evacuazione e da questo al collettore sottostante.

Nei tratti in galleria sono realizzate delle caditoie grigliate che convogliano le acque drenate dalla piattaforma nel collettore sottostante attraverso un pozzetto sifonato. Nel dettaglio è prevista la realizzazione di un sistema di canalette atte a permettere lo smaltimento dell'acqua fornita dall'impianto antincendio o delle eventuali acque esterne che dovessero riversarsi in galleria. Questo tipo di canaletta, denominata "NO-FIRE", oltre a raccogliere liquidi, per la sua particolare forma, permette di creare un effetto sifone sia a valle che a monte nel collettore consentendo di fungere anche da frangifiamma nel caso in cui prendano fuoco liquidi infiammabili defluiti nel collettore evitando così di far propagare le fiamme in tutta la tubazione. Il doppio effetto sifone permette anche di evitare che la condotta si riempia di gas tossici provenienti dalla combustione.



La distanza adottata come intervallo per il posizionamento degli elementi di cattura e di allontanamento delle acque dalla pavimentazione è variabile da un minimo di 5 m (bocchettoni su viadotto Taro) m ad un massimo di 50m (canalette "NO-FIRE" nella galleria GA1).

Elementi di trasferimento delle acque

Lo smaltimento delle acque avviene con fosso di guardia in argilla, canalette in calcestruzzo o tubazioni.

Nei tratti in rilevato viene realizzato un fosso di guardia a presidio delle sole acque di piattaforma impostato su ringrosso del rilevato opportunamente realizzato e definito come ribanca; il fosso di guardia ha dimensioni e tipologia variabile in funzione delle portate da smaltire, dello spazio, e della presenza di altri manufatti; si è scelto di mantenere costante l'altezza e variare la larghezza della sezione idraulica.

I fossi di guardia sono sempre impermeabilizzati con strato di argilla compattata di dimensione non inferiore a 30 cm; l'impermeabilizzazione con argilla garantisce la tenuta idraulica anche in caso di movimentazione e cedimenti del terreno, consente un rapido ed efficace ripristino e sistemazione in caso di lavori ed inoltre la soluzione con inerbimento del fosso favorisce un inserimento paesaggistico più piacevole. Le argille utilizzate per l'impermeabilizzazione dei fossi provengono dagli scavi previsti lungo il tracciato e pertanto è stato possibile condurre analisi su tali materiali. E' presumibile attendersi che con la realizzazione di uno strato uniforme e compatto di argille, del tipo rilevato, si raggiunga un coefficiente di permeabilità $K < 10^{-7}$ m/s; lo strato previsto, se uniforme e correttamente realizzato, garantisce che l'acqua raccolta non riesca ad infiltrarsi prima di essere trasferita al recettore.

I fossi di guardia potranno essere anche realizzati con canaletta in calcestruzzo realizzata con sezione rettangolare necessaria nei tratti terminali delle dorsali dove le portate da smaltire sono maggiori; le canalette saranno realizzate con elementi da prefabbricare in conci di 1 m o 2 m.

I fossi di guardia potranno essere sostituiti con tubazione in PeAD in corrispondenza delle sezioni di rilevato alto, rampe dei viadotti, dove, al fine di non realizzare imponenti ribanche a sostegno di fossi di guardia, si è preferito inserire una tubazione al di sotto della banchina stradale. Le tubazioni in PeAD sono previste anche in corrispondenza di dune dove lo riempimento in terra realizzato tra il ciglio autostradale e la duna consente di occultare il collettore di drenaggio.

Nei tratti in curva l'allontanamento avviene anche centralmente al corpo autostradale con canaletta in spartitraffico in cemento armato ricavata all'interno del manufatto di sostegno delle barriere di sicurezza.

Nei tratti in viadotto l'allontanamento avviene con tubazione in acciaio o PVC di diametro variabile.



Sul Viadotto Taro (dove è possibile lo smaltimento diretto in alveo delle portate di seconda pioggia, ogni 100 m circa, in corrispondenza delle pile, vengono realizzati manufatti di sfioro per le acque di seconda pioggia.

Nei tratti in galleria l'allontanamento avviene con collettore circolare.

Gli attraversamenti della carreggiata necessari per convogliare le acque di piattaforma, dai fossi di guardia agli impianti di trattamento e comunque tutti gli attraversamenti da prevedere anche sui diversi collettori di piattaforma saranno realizzati con tubazione in acciaio di opportuno diametro.

I raccordi tra le diverse tipologie di sezione nonché le confluenze e le curve saranno realizzate con pozzetti in calcestruzzo armato di dimensioni variabili ed in grado di accogliere i collettori in arrivo, siano essi fossi in argilla, canalette in calcestruzzo, canalette spartitraffico o tubazioni; i pozzetti saranno coperti con grigliati in acciaio per consentire l'agevole ispezione.

4.4 DELIMITAZIONE DELLE AREE SCOLANTI E DEI RECAPITI

Le aree scolanti sono determinate in funzione della conformazione plano-altimetrica del tracciato autostradale nelle diverse soluzioni di sezione: raso, rilevato, trincea, galleria e viadotto.

Le acque meteoriche, in uscita dalla piattaforma mediante embrici, sono convogliate ai collettori di piattaforma che normalmente sono separati per la Carreggiata Nord e la Carreggiata Sud confluenti nel pozzetto di testa degli impianti di trattamento.

Le aree scolanti sono state determinate, ai fini del calcolo della portata e del dimensionamento dei collettori con riferimento ad una carreggiata composta da:

- 2 corsie di 3.75 m,
- 1 corsia di emergenza da 3.00 m,
- 1 banchina da 0.70 m,
- uno spartitraffico di 2.60 m dei quali se ne considera, per ogni carreggiata 1.30 m.

La larghezza complessiva di ogni carreggiata contribuente, per la quota di pavimentato, è pari a 12.5 m;

La porzione di scarpata compresa tra il ciglio strada ed il fosso di guardia della piattaforma convoglia le acque nel fosso impermeabilizzato e le allontana insieme a quelle di piattaforma; queste sono state considerate come contributo alla formazione delle portate di progetto.

Le scarpate dei rilevati e delle trincee, nella porzione sottostante i fossi delle acque di piattaforma posti in ribanca, vengono drenate da fossi di guardia non rivestiti posti al piede e senza promiscuità con le acque della piattaforma stradale.

La delimitazione dei bacini imbriferi discende quindi dall'andamento della livelletta stradale

La schematizzazione idraulica della rete è stata condotta separatamente per la piattaforma e per i fossi.

La rete è quindi schematizzata attraverso i seguenti elementi:

- nodi: sono punti della rete caratterizzati da un numero
- rami: tratto di rete tra due nodi.



5 ANALISI IDRAULICHE SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

5.1 PORTATE IN INGRESSO

Il calcolo delle portate affluite alla rete è stato svolto con il metodo razionale a partire dalle piogge con prefissato tempo di ritorno che interessano l'area di progetto.

Nella relazione Ideologico Idraulica del Progetto Esecutivo è stato effettuato l'aggiornamento al 2012 dei dati pluviometrici, riferiti alla stazione di Parma-Università. A seguito di tale aggiornamento si riportano di seguito le curve di possibilità pluviometrica assunte per la rete di smaltimento delle acque meteoriche e per le valutazioni sulle vasche di laminazione:

Reti in rilevato	Tr = 50 anni	$h = 57.8 t^{0.311}$	h (mm) t (ore)
Reti in galleria	Tr = 100 anni	$h = 65.20 t^{0.283}$	h (mm) t (ore)
Vasche di Laminazione	Tr = 200 anni	$h = 71,92 t^{0.282}$	h (mm) t (ore)

Inoltre, sulla base dell'istruttoria A15 prot. n°712 del 01-09-2014, al fine di garantire la sicurezza di marcia dei veicoli anche per eventi eccezionali ("Bombe d'acqua" – Vedi Appendice 1) sono state verificate le seguenti opere per un tempo di ritorno $Tr > 1000$ anni:

- passo degli embrici di scarico della piattaforma dell'asse principale da pk - 1+350 a pk 0+250 e delle rampe dell'interconnessione
- collettori di scarico TAP01 e TAP02
- volume della vasca di laminazione TAP02 in fase definitiva
- sistema di smaltimento della galleria GA01

In aggiunta è stata integrata la presente relazione riportando anche le verifiche idrauliche che dimostrano l'adeguatezza del sistema di smaltimento ed adduzione delle acque di piattaforma (fossi, tubazioni, etc.) anche per eventi con tempo di ritorno $Tr=100$ anni (Vedi Appendice 2)

La portata massima al colmo nella sezione di chiusura di un generico tronco della rete è stata calcolata con l'espressione:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot h \cdot A}{tc} \quad (1)$$

dove:

- Q : portata al colmo di piena in m^3/s ;
 φ : coefficiente di deflusso medio del bacino;
h : altezza di precipitazione in (m) calcolata per il tempo di corrivazione del bacino;
S : superficie del bacino in (m^2).



Il tempo di corrivazione, t_c , può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo nella rete fognaria sino alla sezione di chiusura verificata:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete e t_r è il tempo di percorrenza fino alla sezione considerata.

Il tempo di accesso, t_a è di incerta determinazione, variando con la pendenza e la natura dell'area, la presenza e tipologia dei drenaggi minori presenti in essa nonché dell'altezza di pioggia precedente l'evento critico di progetto. Normalmente nella progettazione stradale si assumono valori compresi tra 5 e 15 minuti. Nel presente progetto è stato assunto $t_a=10'$.

Il tempo di rete, t_r , è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

dove:

L_i : lunghezza della singola canalizzazione;

V_{ui} : velocità media nel tronco.

Per il Coefficiente di deflusso ϕ sono stati assunti i seguenti valori:

superfici asfaltate o impermeabili	$\phi_{IMP}=0.90$;
scarpate e superfici a verde	$\phi_{PERM}=0.40$.

Si assumono inoltre le seguenti ipotesi:

- 1 funzionamento dei collettori autonomo, si trascurano cioè eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;
- 2 approssimazione di deflusso in moto uniforme;
- 3 comportamento della rete sincrono, ovvero che i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il massimo valore della portata.

5.2 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA RETE

Le caratteristiche idrauliche delle sezioni di progetto sono determinate mediante l'applicazione della formula di Chezy con la notazione di Manning per la scabrezza n:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (1)$$

con:

Q = portata di progetto [m^3/s];

A = sezione idraulica bagnata [m^2];

n = coefficiente di Manning ;

R = raggio idraulico [m];

i = pendenza di fondo [m/m]

La scabrezza K di Gauckler-Strickler, pari al reciproco del coefficiente n di Manning $K=1/n$ è stata assunta pari a:

$K_{s_{asf}}=70 m^{1/3}/s$ per asfalto,

$K_{s_{cls}}=50 m^{1/3}/s$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo,

$K_{s_{acciaio}}=80 m^{1/3}/s$ per tubazioni in acciaio,

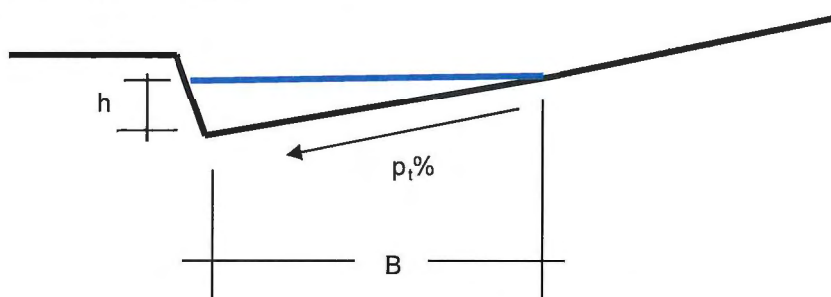
$K_{S_{PeAD}} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni in PeAD,
 $K_{S_{terra}} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per fossi in terra inerbiti,

Generalmente viene adottato un franco di sicurezza minimo di 0.50ϕ per le tubazioni di diametro $< 400 \text{ mm}$, 0.80ϕ per le tubazioni di diametro $\geq 400 \text{ mm}$ e $0.80 h$ per i canali a cielo aperto.

BANCHINA

In funzione della larghezza della porzione di piattaforma interessata al deflusso B , della pendenza trasversale p_t della stessa e di quella longitudinale p_l della strada è possibile ricavare le caratteristiche idrauliche della banchina di raccolta a bordo strada in rilevato:

h : altezza della banchina = $p_t \cdot B$, in m;
 C : contorno bagnato = $B+h$, in m;
 A : area bagnata = $B \cdot h/2$, in m^2 ;
 R : raggio idraulico = A/C , in m.



La cunetta che si forma in banchina viene scaricata ad intervalli fissi attraverso gli embrici.

La verifica della cunetta e del passo degli embrici viene svolta imponendo che la porta afflitta Q_a calcolata col la (1) sia minore della portata massima defluibile Q_d dall'elemento di piattaforma.

$$Q_a < Q_d$$

Nelle tabelle sottostanti si riportano, per l'asse principale del tracciato autostradale A15-A22 e l'interconnessione con l'autostrada A1, gli interassi adottati per i vari punti di raccolta suddivisi per progressiva, pendenza, tipologia di raccolta e di smaltimento.

Asse Principale

DA	A	S0	NORD	NORD	Passo
-2351	-1930	0,00355	BANCHINA	EMBRICE	20,00
-1930	-1350	0,00355	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-1350	-963	0,01900	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-963	-657	0,01900	BANCHINA	PLUVIALE+COLLETTORE	8,00
-657	-570	0,01850	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-570	-390	0,02700	BANCHINA	EMBRICE	20,00
-390	-300	0,03500	INTERCON.	INTERCON.	
-300	0	0,03000	NO FIRE	SOLLEVAMENTO	
0	257	0,03000	NO FIRE	SOLLEVAMENTO	
257	460	0,03310	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
460	2393	0,00057	BANCHINA	PLUVIALE+COLLETTORE	8,00
2393	2850	0,00104	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
2850	2930	0,00104	BANCHINA	EMBRICE	10,00
2930	3550	0,00104	BANCHINA	EMBRICE	20,00
3550	3870	0,00671	BANCHINA	EMBRICE	20,00
3870	4490	0,00671	BANCHINA	EMBRICE	20,00
4490	6470	0,00101	CANALETTA	-	
6470	6950	0,00100	BANCHINA	EMBRICE	10,00

**Asse Principale**

DA	A	SO	SUD	SUD	Passo
-2351	-2288	0,00355	BANCHINA	EMBRICE	20,00
-2288	-1950	0,00355	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-1950	-1330	0,00355	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-1330	-972	0,01903	BANCHINA	EMBRICE	20,00
-972	-662	0,01903	BANCHINA	PLUVIALE+COLLETTORE	8,00
-662	-560	0,01870	BANCHINA	EMBRICE	20,00
-560	-250	0,03855	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
-250	202	0,03310	NO FIRE	SOLLEVAMENTO	
202	370	0,03310	INTERCON.	INTERCON.	
370	465	0,02130	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
465	2397	0,00057	BANCHINA	PLUVIALE+COLLETTORE	8,00
2397	2682	0,00104	BANCHINA	EMBRICE	20,00
2682	2857	0,00104	BANCHINA	SCARICO SU MURO	10,00
2857	2935	0,00104	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
2935	3017	0,00104	CANALETTA	CADITOIA+COLLETTORE	50,00
3017	3565	0,00104	CANALETTA	-	
3565	3840	0,00671	CANALETTA	-	
3840	4020	0,00671	BANCHINA	EMBRICE	20,00
4020	4520	0,00200	BANCHINA	SCARICO SU MURO	10,00
4520	5320	0,00101	BANCHINA	EMBRICE	10,00
5320	6315	0,00264	BANCHINA	EMBRICE	15,00
6315	6958	0,00100	BANCHINA	EMBRICE	10,00

Interconnessiane**TRATTI IN RILEVATO in rettilo o in curva**

- Passo EMBRICI 8 m Per pendenza longitudinale inferiore allo 0,2%
- Passo EMBRICI 12 m Per pendenza longitudinale superiore allo 0,2% ma inferiore allo 0,5%
- Passo EMBRICI 15 m Per pendenza longitudinale superiore allo 0,5%

TRATTI IN TRINCEA/DUNA in rettilo o in curva

- Passo SCARICHI 8 m Per pendenza longitudinale inferiore allo 0,5%
- Passo SCARICHI 12 m Per pendenza longitudinale superiore allo 0,5% ma inferiore all'1,5%
- Passo SCARICHI 15 m Per pendenza longitudinale superiore all'1,5%

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo degli elementi critici:

Asse Principale Tr=50 anni

ASSE PRINCIPALE RAMO NORD PK - 2+351 A PK - 1+930

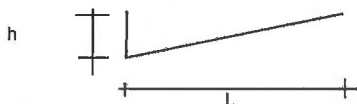
Legge di Pioggia

Tr	50	anni
a	57,8	mm
n	0,311	

VERIFICA INTERASSE SCARICHI						
				Interasse scarichi (m)		20,00
n	0,014	Scabrezza di Manning		Qaffluita	Qdefluibile	i longitudinale
A(h)	C(h)	R(h)	L Piatt	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,05000	2,0506	0,024	11,200	11,12	17,53	0,00355
t (ore)	h (mm)	i (mm/h)				
0,17	33,11	198,64				
						Qd-Qa
						6,41

Sezione di deflusso

L	h (m)	A (m2)	C (m)	pendenza trasversale	
2	0,05	0,05	2,0506	0,025	rettifilo



Asse Principale Tr>1000 anni

ASSE PRINCIPALE RAMO SUD PK - 0+662 A PK - 0+560

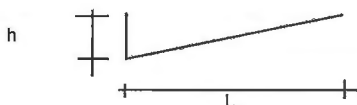
Legge di Pioggia

Tr	>1000	anni
a	100	mm
n	0,294	

VERIFICA INTERASSE SCARICHI						
				Interasse scarichi (m)		20,00
n	0,014	Scabrezza di Manning		Qaffluita	Qdefluibile	i longitudinale
A(h)	C(h)	R(h)	L Piatt	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,05000	2,0506	0,024	15,000	26,57	40,24	0,01870
t (ore)	h (mm)	i (mm/h)				
0,17	59,05	354,30				
						Qd-Qa
						13,67

Sezione di deflusso

L	h (m)	A (m2)	C (m)	pendenza trasversale	
2	0,05	0,05	2,0506	0,025	rettifilo





Interconnessione Tr>1000 anni

RAMO "CF" DA PK 231 A PK 336

Legge di Pioggia

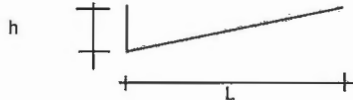
Tr	>1000	anni
a	100	mm
n	0,294	

				VERIFICA INTERASSE SCARICHI		
n	0,014	Scabrezza di Manning		Interasse scarichi (m)		12,00
A(h) (m ²)	C(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)	Qaffluita (l/s)	Qdefluibile (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,05000	2,0506	0,024	11,200	11,90	16,47	0,00313
t (ore)	h (mm)	i (mm/h)				
0,17	59,05	354,30				
						Qd-Qa
						4,56

Sezione di deflusso

L	h (m)	A (m ²)	C (m)	pendenza trasversale
2	0,05	0,05	2,0506	0,025

rettifilo



**EMBRICI**

Il dimensionamento degli embrici avviene nell'ipotesi che l'imbocco della portata drenata dalla superficie stradale avvenga mediante un passaggio attraverso lo stato critico, visto il deciso cambio di pendenza che si verifica tra la piattaforma e la scarpata del rilevato (sede degli embrici).

La relazione che lega l'altezza di stato critico alla geometria della sezione ed alla portata è, con coefficiente α unitario:

$$\frac{A^3}{B} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g}$$

Supponendo, nel caso in esame, che la geometria sia rettangolare, l'altezza di stato critico può essere esplicitata nel seguente modo:

$$k = \left(\frac{Q^2}{B^2 \cdot g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Considerando la larghezza dell'elemento di imbocco dell'embrice (dove si forma l'altezza critica) di larghezza pari a 0,5m, si è valutata la portata massima corrispondente ad un'altezza cautelativamente assunta pari a 7 cm < 10cm (altezza dell'arginello).

Tale portata risulta pari a $Q=29 \text{ l/s}$ > della portata affluita.

ELEMENTI DELLA RETE

Le verifiche idrauliche dei vari elementi della rete quali: tubazioni, canali, canalette, etc. (per il tempo di ritorno base $T_r=50$ anni), è riportata nelle tabelle di calcolo incluse negli schemi idraulici allegati al progetto.

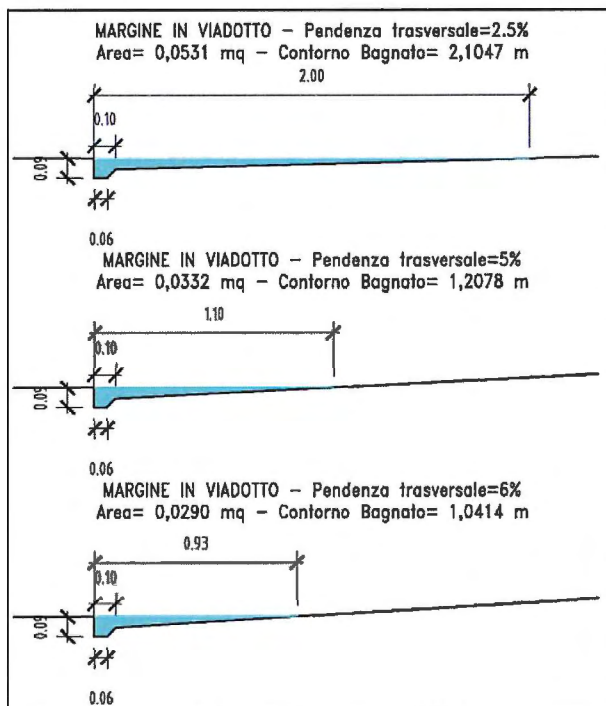
Inoltre è stata svolta la verifica dei collettori TAP01, TAP02a, TAP02b per un evento eccezionale ("Bomba d'Acqua" con tempo di ritorno $T_r > 1000$ anni). Per tali aspetti vedi Appendice alla presente relazione.



6 IDRAULICA DEI VIADOTTI

La raccolta delle acque di piattaforma prevede lo scorrimento in banchina alla base del cordolo e la cattura attraverso bocchettoni e collettori di scarico nella tubazione sottostante.

Le caratteristiche idrauliche dell'elemento di margine assunte nei calcoli sono riportate nella figura che segue:



Si riportano di seguito le verifiche svolte e il passo dei bocchettoni.



PV.01 VIADOTTO V1 SUL TORRENTE RECCHIO						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt	Qa	Qd	i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,03320	1,2078	0,027	14,650	5,82	9,47	0,00200
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				3,65
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasv			
(m ²)	(m)	(m)				
0,03320	1,2078	0,027	Viad 5.0%			

PV.02-VIADOTTO SVINCOLO A1 SUL TORRENTE RECCHIO E SUL RAMO E (RAMO C)						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt	Qa	Qd	i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,02900	1,0414	0,028	13,200	5,24	23,13	0,01538
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				17,88
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasv			
(m ²)	(m)	(m)				
0,02900	1,0414	0,028	Viad 6.0%			

PV.03-PONTE SVINCOLO A1 SUL TORRENTE RECCHIO (RAMO E)						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt	Qa	Qd	i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,02900	1,0414	0,028	9,500	3,77	23,13	0,01538
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				19,35
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasv			
(m ²)	(m)	(m)				
0,02900	1,0414	0,028	Viad 6.0%			

PV04-Sul Torrente Recchio: non sono previsti collettori ne scarichi



GS.01 PONTE SUL FIUME TARO							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	5,00	
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,02900	1,0414	0,028	18,900		4,20	4,45	0,00057
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					0,25
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasp				
0,02900	1,0414	0,028	Viad 6.0%				

Verifica effettuata in carreggiata Sud tratto compreso tra pk 700 e 1+400

CA.01-CAVALCAVIA SVINCOLO A1 SU A1 (RAMI C ED F)							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00	
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	12,910		5,13	19,83	0,00385
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					14,70
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasp				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%				

CA.02-CAVALCAVIA SVINCOLO A1 SU A1 (RAMO H)							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00	
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,02900	1,0414	0,028	10,360		4,12	5,90	0,00100
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					1,78
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasp				
0,02900	1,0414	0,028	Viad 6.0%				



CA.03-CAVALCAVIA SVINCOLO A1 SU A1 (SC BIANCONESE)						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt		Qa	Qd i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)		(l/s)	(l/s) (m/m)
0,02900	1,0414	0,028	12,200		4,85	6,59 0,00125
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				1,75
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasn			
(m ²)	(m)	(m)				
0,02900	1,0414	0,028	Viad 6.0%			

CA.04-CAVALCAVIA P1 SVINCOLO A1 SU A15 (STADA DI ACCESSO SYNTHESIS)						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt		Qa	Qd i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)		(l/s)	(l/s) (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	4,000		1,59	24,17 0,00571
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				22,56
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasn			
(m ²)	(m)	(m)				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%			

CA.05-CAVALCAVIA P2 SULLA SP 10 DI CREMONA						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt		Qa	Qc i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)		(l/s)	(l/s) (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	5,750		2,28	12,54 0,00154
t	h	i				Qd-Qa
0,17	33,11	198,64				10,25
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasn			
(m ²)	(m)	(m)				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%			



CA.06-CAVALCAVIA P3 SU VIA GRANDE							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi		8,00
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	4,000		1,59	20,22	0,00400
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					18,62
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasv				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%				

CA.07-CAVALCAVIA P4 SULLA SC DUGARA DEI RONCHI (FIENILBRUCIATO)							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi (m)		8,00
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	5,500		2,19	13,38	0,00175
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					11,19
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasv				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%				

CA.08-CAVALCAVIA P5A SU CISPADANA							
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA					
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi		8,00
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	L Piatt (m)		Qa (l/s)	Qd (l/s)	i longitudinale (m/m)
0,05310	2,1047	0,025	6,200		2,46	7,15	0,00050
t	h	i					Qd-Qa
0,17	33,11	198,64					4,69
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo							
A(h) (m ²)	P(h) (m)	R(h) (m)	i Trasv				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%				



CA.09-CAVALCAVIA AUTOSTAZIONE TRECASALI						
DATI DI INPUT		PIATTAFORMA				
n	0,014	Scabrezza di Manning			Interasse scarichi	8,00
A(h)	P(h)	R(h)	L Piatt	Qa	Qd	i longitudinale
(m ²)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(m/m)
0,05310	2,1047	0,025	11,800	4,69	12,59	0,00155
t	h	i				
0,17	33,11	198,64				Qd-Qa
						7,90
Nel caso di viadotti con raccordo altimetrico la pendenza longitudinale assunta nella verifica è la minima (media) in corrispondenza del colmo						
A(h)	P(h)	R(h)	i Trasv			
(m ²)	(m)	(m)				
0,05310	2,1047	0,025	Viad 2.5%			

La relazione che consente la determinazione della portata smaltita da un bocchettone a caduta, come quello in progetto, si esprime nelle due forme:

$$Q = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad C_q=0.35 \quad \text{funzionamento a soglia sfiorante,}$$

$$Q = C_q \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad C_q=0.60 \quad \text{funzionamento sotto battente;}$$

le stesse consentono di costruire la tabella dei valori caratteristici per diversi diametri del bocchettone.

I bocchettoni sono disposti ad interasse di L=8 m per tutti i viadotti e cavalcavia. Per il solo Viadotto Taro in relazione alla modesta pendenza longitudinale è stato adottato un passo degli scarichi pari a 5m.

La portata massima che deve essere smaltita dai bocchettoni è risultata pari a 5,82 l/s (vedi tabulati precedenti). In progetto sono stati adottati bocchettoni di scarico acque pluviali DN125; per essi è facile verificare che le portate massime smaltibili, ammettendo un carico h pari al diametro D del pluviale, sono di Q=11.5 l/s; assolutamente compatibili con le portate di progetto.

Il dimensionamento della caditoia riguarda la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito per il caso più sfavorevole, che è quello di una caditoia sola nella sezione, come avviene per le sezioni in curva.

CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

Il problema relativo al calcolo della lunghezza "L" da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata "Q" è stato affrontato nell'ipotesi di moto gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa abbia aperture orizzontali rispetto al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza "l" con un carico "y", l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \cdot l^2 \cdot y^2} = \text{cost}$$

dalla quale, posto q = Q/l e sapendo che:

$$q = y + \sqrt{2g \cdot (H - y)} \cdot y$$

si deduce l'espressione che consente di determinare, per y = 0, la lunghezza "L" da assegnare alla grata:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times c \times p} \times \left[\sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 3 \times \sqrt{\frac{y_0}{H}} \times \left(1 - \frac{y_0}{H} \right) \right]$$

in cui:



H = energia specifica sulla grata;
 y_0 = battente idrico nella sezione iniziale di ingresso alla grata;
C = coeff. di contrazione (assunto pari a 0,50);
p = frazione efficace dell'area della griglia, rapporto tra la superficie totale delle fessure e la superficie complessiva della grata.

CALCOLO DELLE DIMENSIONI DELLA CADITOIA

La lunghezza da assegnare alla caditoia, o più precisamente alla grata della caditoia, è stata calcolata con le equazioni sopra riportate.

Assumendo $l = 0.50$ m (larghezza della caditoia) ed $y_0 = 0.83$ m (carico sulla caditoia) si ottiene $H = 0.091$ m.
Con $p = 0.50$ arrotondando per eccesso si ottiene $L = 0.50$ m.

Le precipitazioni che insistono sulle nuove piattaforme impermeabili di progetto saranno pertanto raccolte da pozzetti caditoia con griglia in ghisa carrabile delle dimensioni in pianta di 50x50 cm e convogliate alla rete di drenaggio.

COLLETTORI SOTTO L'IMPALCATO DEI VIADOTTI

Il dimensionamento dei collettori sotto i viadotti viene effettuato con i criteri esposti ai paragrafi precedenti. Tutti i tabulati di calcolo sono riportati nei disegni assieme agli schemi idraulici.

Per il viadotto Taro il dimensionamento tiene conto delle portate di seconda pioggia sfiorate in corrispondenza delle pile. Quindi ogni tronco della rete è dimensionato per la portata cumulata che comprende la sommatoria delle portate di prima pioggia dei tronchi a monte più la portata di seconda pioggia del solo tronco sotteso a monte della sezione di calcolo. Per tutti i dettagli si rimanda ai tabulati specifici.



7 DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI FILTRO

Conformemente a quanto previsto nella Delibera di Giunta Regionale n° 286 del 14/02/2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree eterne (art. 39, DLgs 11 maggio 1999, n. 152)" il progetto delle Autostazioni viene attrezzato con un sistema di trattamento della frazione di prima pioggia per il quale è stata scelta una tipologia fitodepurativa prevista nelle "Linee guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della deliberazione G.R. n. 286 del 14/2/2005" (DGR 18 dicembre 2006, n. 1860) che, come indicato nella bibliografia tecnico-scientifica appartiene ai sistemi di Best Management Practice specificatamente individuati per interventi di miglioramento della qualità delle acque di prima pioggia a basso impatto ambientale e tecnologico particolarmente adatti a viabilità extraurbane del tipo previsto in progetto.

La soluzione adottata è quella dei fossi filtro ovvero di sistemi di raccolta e trasferimento delle portate pluviali in grado di assolvere a diverse funzioni:

- funzione idraulica di deflusso delle portate sino a conferimento a recapito;
- funzione idraulica di laminazione delle portate di piena nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica delle condizioni ante operam;
- funzione ambientale di fitodepurazione delle acque di dilavamento dei piazzali;
- funzione ambientale di controllo degli sversamenti accidentali, mediante impermeabilizzazione del fondo in argilla e manufatti di recapito dotati di paratoia di sezionamento.

Particolare importanza assume la copertura vegetale, la quale ha il compito di rallentare il flusso e di fissare nella fitomassa gli inquinanti. Il sistema di trattamento consente una buona rimozione dei solidi sospesi soprattutto per la frazione dei metalli pesanti attraverso azioni di: adsorbimento, sedimentazione, filtrazione e bioassorbimento. Le specie selezionate sono:

- Specie prevalenti: *Typha latifolia*, *Phragmites australis*;
- Specie accessorie: *Lythrum salicaria*, *Carex acutiformis*, *Festuca arundinacea*, *Brassica juncea*, *Carex vesicaria*, *Carex elata*, *Juncus effusus*, *Sparganium erectum*, *Iris pseudoacorus*.

Gli inerbimenti dei fossi filtro sono stati previsti considerando la messa a dimora di *Typha latifolia* e *Phragmites australis* che risultano essere più facilmente reperibili sul mercato nei quantitativi richiesti e più facilmente propagabili per via vegetativa; tuttavia si auspica, ai fini di una migliore azione depurativa, il reperimento e l'utilizzo di tutte le specie indicate.

Come già accennato, la rete dei fossi filtro è in grado di laminare le portate nel rispetto dell'invarianza idraulica (portata massima scaricata pari a 20l/sxha. Il dimensionamento è eseguito mediante il metodo cinematico (Alfonsi e Orsi, 1987):

$$W_m = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^n + \frac{t_c \cdot Q_u^2 \cdot \theta_w^{1-n}}{S \cdot \varphi \cdot a} - Q_u \cdot \theta_w - Q_u \cdot t_c$$

- S : superficie del bacino scolante;
 φ : coefficiente di afflusso del bacino scolante;
 a,n : coefficiente ed esponente della curva di possibilità pluviometrica;
 t_c : tempo di corrvazione del bacino scolante, dal calcolo della rete di drenaggio;
 Q_u : portata massima scaricabile per il principio dell'invarianza idraulica;
 θ_w : durata critica del bacino di laminazione.

La durata critica per la laminazione è stata determinata mediante un metodo iterativo, tramite la relazione:

$$n \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + \frac{(1-n) \cdot t_c \cdot Q_u^2 \cdot \theta_w^{-n}}{S \cdot \varphi \cdot a} - Q_u = 0$$

Ai fossi filtro viene data una leggera pendenza longitudinale che consente il transito della portata di competenza e lo svuotamento della sezione per operazioni di manutenzione.



Si riporta di seguito un tabulato tipo con la verifica dei volumi dei fossi filtro.

FOSSI FILTRO

Legge di pioggia	Tr a n	50 57,8 0,311	anni mm
------------------	--------	---------------------	------------

FOSSO	DIMENSIONI FOSSO			Franco Fosso	Volume disponibile	Larghezza Piattaforma	Larghezza Fascia Esterna	Lunghezza Tratto	Φ Strada	Φ Scarpaia	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	t ₀	Q50	Q _u	Q _w	W _m	Coeff. Sicurezza	Volume Fosso
ID	H	B	L	(m)	(m ³)	(m)	(m)	(m)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(sec)	(m ³)		(m ³)
FF3	0,50	4,50	488,10	0,00	1.220	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	13.000	5.956	18.956	0,74	14.082	42,0	289	37,9	9.646	676	1,5	1014
FF7	0,50	3,50	130,79	0,00	262	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	2.769	2.384	5.152	0,67	3.445	30,0	89	10,3	8.157	160	1,5	240
FF5	0,50	2,00	168,45	0,00	211	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	1.688	1.716	3.404	0,65	2.206	19,0	78	6,8	7.500	104	1,5	156
FF4	0,80	4,00	571,32	0,00	2.194	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	28.167	7.039	33.226	0,79	28.384	33,0	640	66,5	10.357	1.341	1,5	2012
FF6	0,50	2,00	140,79	0,00	176	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	1.428	867	2.295	0,71	1.632	19,0	58	4,5	8.945	81	1,5	121
FF9	0,50	2,00	77,51	0,00	97	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	714	330	1.044	0,74	775	14,0	34	2,1	9.074	40	1,5	59
FF8	0,50	4,50	250,78	0,00	627	(*)	(*)	(*)	0,90	0,40	5.269	2.258	7.527	0,75	5.645	25,0	166	15,1	9.074	283	1,5	424

Le verifiche di tutti i fossi filtro previsti in progetto sono riportate nei tabulati inseriti sui disegni degli schemi idraulici.

Lo scarico delle acque affluite nei fossi filtro avviene attraverso un manufatto in calcestruzzo posto al termine del fosso ed a monte del recettore; esso è attrezzato con griglia in profilati metallici per la trattenuta dei solidi grossolani e con paratoia di sezionamento dei deflussi per il controllo delle portate scaricate e per la regolazione della laminazione.

Le paratoie di sezionamento, consentono di controllare le portate riducendo la velocità di deflusso e favorendo la formazione di condizioni di calma idraulica importanti per raggiungere una buona sedimentazione dei solidi trasportati in seno alle acque di dilavamento.

Il controllo degli sversamenti accidentali avviene attraverso la rete di drenaggio che essendo di tipo chiuso (i fossi filtro sono impermeabilizzati con argilla) non consente la percolazione; la paratoia del manufatto di scarico, opportunamente abbassata dal personale di pronto intervento, consente di isolare il tratto di fosso interessato dallo sversamento trattenendo l'inquinante. Successivamente si provvederà alla bonifica con rimozione della vegetazione e del suolo inquinato.



8 FOSSI A INFILTRAZIONE

Nell'area dello svincolo dell'interconnessione è stato necessario prevedere alcuni fossi/vasche ad infiltrazione a causa dell'impossibilità di recapitare le acque drenate verso un elemento della rete superficiale di drenaggio.

Il metodo per il calcolo di questi fossi/vasche è quello dell'invaso semplificato, analogo a quello già utilizzato ed approvato da Italferr sulla linea A.V. Bologna – Firenze e Milano - Torino

La determinazione delle dimensioni trasversali dei fossi è stata effettuata tramite l'equazione di continuità o equazione dei serbatoi applicata alla situazione in esame (Da Deppo, Datei, Saladin, Sistemazione dei corsi d'acqua, edizioni libreria Cortina 1995):

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{d}{dt}W(t)$$

in cui la variazione del volume invasato al tempo t nel fosso è pari alla differenza tra la portata entrante dovuta all'evento meteorico riversatosi sulla piattaforma in esame e la portata uscente dispersa nel terreno circostante.

La portata entrante $Q_e(t)$ consiste nell'idrogramma di piena verificatosi in seguito ad un definito evento pluviometrico di durata variabile da 5' a 140'.

La funzione $Q_u(t)$, che rappresenta la portata uscente dal fosso non rivestito, risulta unicamente originata dalla infiltrazione nel terreno sottostante. La relazione utilizzata per il calcolo della portata infiltrata, ricavata da Vedernikov e adattata alle tipologie considerate, assume la seguente espressione:

$$Q_u(t) = k[B + C \cdot h(t)]L$$

Il valore C risulta variare nel tempo in funzione del rapporto B/h, nel caso limite di fosso pieno questo coefficiente assumerebbe un valore pari a circa 2,39. In questo caso cautelativamente è stato assunto per C un valore pari a 2.

$W(t)$ rappresenta il volume che si deve invasare nel fosso drenante

Le ipotesi utilizzate per condurre le verifiche idrauliche sono le seguenti:

- Drenaggio del fosso in funzione del reale riempimento, con variazione continua della portata drenata.
- Portata entrante crescente linearmente nei primi 5' di pioggia, costante durante l'evento esaminato, decrescente linearmente negli ultimi 5' di pioggia (transitorio, all'inizio dell'evento meteorico ed alla fine, di 5 min).
- Velo d'acqua uniformemente distribuito di 3 mm su tutte le superfici.
- Invaso nella rete
- Verifiche con tempi di pioggia: 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140 min.
- Coefficienti di afflusso $\phi = 0.9$ e 0.6 (vedi tabulato).

Il calcolo è organizzata in cinque sezioni:

- 1) DIMENSIONAMENTO FOSSO DRENANTE
- 2) CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E DI PERMEABILITA'
- 3) VOLUMI INVASATI SULLA RETE DI DRENAGGIO
- 4) VERIFICA DI CAPACITA' DEL FOSSO
- 5) PORTATE AFFERENTI



Nella prima sezione vengono inserite le caratteristiche geometriche del bacino scolante e dei fossi drenanti.

Nella seconda sezione vengono riportate le caratteristiche idrologiche e di permeabilità.

Nella terza sezione vengono riportati i volumi invasati sulla superficie del bacino, sotto forma di un velo d'acqua uniformemente distribuito, e all'interno della rete di drenaggio che scarica l'acqua nel fosso drenante

Nella quarta sezione si verifica effettivamente la capacità di drenaggio del singolo fosso drenante.

Si considerano sette eventi meteorici di durata variabile da 20 min a 140 min. Per ciascuno di essi si individua il massimo riempimento del fosso drenante in termini di volume e tirante idrico. Dall'involuppo dei massimi si rileva l'evento critico e il riempimento del fosso ad esso associato.

Il metodo adottato consente di valutare nel tempo il riempimento del fosso drenante, e quindi quantificare la variazione della portata drenata in funzione del reale riempimento del fosso.

Il metodo non necessita di iterazioni.

Nella quinta sezione si calcolano, per differenti intervalli di tempo che rappresentano una serie di eventi di pioggia di durata differente, i seguenti dati:

l'altezza d'acqua cumulata: $h = a \cdot t^n$

La portata afferente al fosso drenante: $Q = \varphi \cdot S \cdot h$

Il volume di laminazione maggiore è quello associato all'evento meteorico critico, ovvero a quello da considerarsi per definire la geometria del fosso drenante.

Gli eventi meteorici critici considerati sono 20', 40', 60', 80', 100', 120', 140'.

Per quanto riguarda i volumi invasati nella rete di drenaggio si è assunto:

-il velo d'acqua sulle superfici permeabili ed impermeabili

Si riporta di seguito, a titolo illustrativo, il tabulato di calcolo del fosso ad infiltrazione Fi 4:



Verifica del fosso Fi 4

DIMENSIONAMENTO FOSSO DRENANTE - FI4		
Superficie impermeabile	m ²	1185,00
Superficie permeabile	m ²	8884,00
coeff. Afflusso bitumato	-	0,9
coeff. Afflusso scarpate	-	0,4
SUPERFICIE EFFICACE IMPERMEABILE =	m ²	1066,500
SUPERFICIE EFFICACE PERMEABILE =	m ²	3553,600
Lunghezza fosso	m	70,00
base minore fosso	m	3,50
altezza max disponibile del fosso (senza rigurgito)	m	1,00
riempimento fosso (Y)	m	0,85
base maggiore fosso - larghezza pelo libero (sponde 1:1)	m	5,21
larghezza max in testa del fosso (sponde 1:1)	m	5,50
numero di fossi drenanti (=2 se in dx e sn)	-	1

CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E DI PERMEABILITA'		
permeabilità	m/s	1,00E-05
a - TR50	mm/h	57,8
n - TR50		0,311
n' - TR50		0,311

VOLUMI INVASATI SULLA RETE DI DRENAGGIO		
<i>La precipitazione meteorica che cade direttamente sulla rete di drenaggio non viene considerata in quanto trascurabile. Si considera un velo d'acqua uniformemente ripartito di 3 mm</i>		
Velo d'acqua uniformemente ripartito di 3 mm	mm	3
Volume invasato sulla superficie impermeabile =	m ³	3,2
Volume invasato sulla superficie permeabile =	m ³	26,7
Altezza acqua media nella rete	m	0,00
Lunghezza della rete di drenaggio	m	0
Volume invasato (embrici e cunette di piattaforma)	m ³	0,0
TOTALE INVASI =	m ³	29,9

VERIFICA DI CAPACITA' DEL FOSSO AL PIEDE		
VOLUME DISPONIBILE PER LAMINAZIONE	m ³	285,7
CAPACITA' MAX INVASO DEL FOSSO	m ³	315,0
% RIEMPIMENTO (area idrica)	m ²	91%

9 CONTROLLO DEGLI SVERSAMENTI ACCIDENTALI

Il controllo degli sversamenti accidentali avviene attraverso la rete di drenaggio delle acque di piattaforma che essendo di tipo chiuso impedisce infiltrazioni nel sottosuolo ed in falda; la rete è inoltre attrezzata con manufatti sezionatori di flusso in grado di isolare, per singoli tratti, il flusso delle acque all'interno dei fossi di guardia permettendo il confinamento dell'inquinante.

I manufatti sezionatori sono realizzati con manufatti in cemento armato posti in asse al fosso di guardia e dotati di paratoia piana in acciaio a movimentazione manuale con volantino. La paratoia è montata su gargami in acciaio e sul manufatto di sostegno è realizzato un passaggio pedonale in grigliato d'acciaio per l'accesso e la manovra della paratoia.

L'interasse tra un sezionatore ed il seguente è stato definito coniugando le esigenze di trattenuta del massimo volume inquinante rilasciabile da un automezzo e dalle esigenze di manutenzione e di pronto intervento.

I parametri di riferimento per il calcolo sono:

- carico inquinante massimo: $W_{inq}=50 \text{ m}^3$ corrispondente allo sversamento di un'autobotte con rimorchio e delle successive acque di lavaggio della piattaforma;
- sezione minima fosso di guardia: $b=0.5 \text{ m}$, $B=1.5 \text{ m}$, $h=0.5 \text{ m}$, $A=0.5 \text{ m}^2$;
- tempo di accesso: $t_{emg}=30'$ è il tempo che si ritiene minimo perché il personale di pronto intervento, avvisato dello sversamento, raggiunga l'area dell'incidente e provveda ad isolare il tratto di canale interessato abbassando la paratoia di monte e quella di valle;

Il tratto minimo di canale in grado di contenere il volume di progetto W_{inq} è pari a $L=100 \text{ m}$.

Considerando il tempo di accesso dell'inquinante al fosso di guardia e le velocità di deflusso del liquido, circa 0.5 m/s , si verifica che nel tempo t_{emg} la distanza massima copribile dall'inquinante è pari a circa 500 m .

I manufatti di sezionamento sono posizionati lungo tutto il tracciato autostradale solamente sui fossi di guardia della piattaforma e nei tratti dove questi drenano le acque della carreggiata mentre non sono previsti nei tratti dove le acque drenate sono solo quelle della scarpata (lato esterno delle curve).

I manufatti sono posizionati ad interasse minimo $L=500 \text{ m}$.

In caso di evento accidentale le paratoie poste a monte e valle dell'area di incidente vengono abbassate dal personale di pronto intervento isolando il tratto entro cui viene contenuto l'inquinante. Qualora l'abbassamento delle paratoie non sia tempestivo potrà essere abbassata la paratoia seguente (tratto da 1 km), e così a seguire fino al caso in cui il liquido non venendo isolato in tempo confluisce alle vasche di prima pioggia e lì viene invasato e trattenuto. I tempi di ritenzione dell'inquinante nel fosso di guardia sono molto minori dei tempi necessari all'infiltrazione degli stessi nel sottosuolo per passaggio attraverso lo strato impermeabile di argilla, pertanto non è da ipotizzare la diffusione dell'inquinante. Immediatamente verrà attivato l'intervento di bonifica da parte di ditte specializzate che asporteranno oltre all'inquinante anche il primo strato del rivestimento in argilla e provvederanno allo smaltimento presso discariche autorizzate. La bonifica dovrà interessare tutte le aree e superfici inquinate. Successivamente si provvederà al ripristino della funzionalità del fosso di guardia con risarcimento della copertura in argilla.



10 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Le acque meteoriche operano il dilavamento delle superfici pavimentate causando il trasporto, in sospensione e soluzione, di sostanze inquinanti depositatesi sulla piattaforma in tempo asciutto; tra esse principalmente si trovano solidi sedimentabili (organici ed inorganici) ed idrocarburi. Nell'ambito del dilavamento particolare rilevanza hanno le acque di prima pioggia 'first flush' costituite dalle piogge defluite nei primi minuti e che operano il lavaggio della superficie sulla quale giacciono elevate concentrazioni di inquinati. La determinazione corretta dei volumi di precipitazione interessati da first flush è fortemente dipendente dalle caratteristiche idrologiche e morfologiche delle aree di studio nonché dai volumi e tipologia di traffico veicolare. E' intuitivo comprendere che il fenomeno del first flush può essere, a seconda dei siti, influenzato maggiormente dalla durata degli eventi meteorici, dai volumi di pioggia, dall'intensità e dalla durata di tempo asciutto tra una precipitazione e la seguente; riveste infine notevole importanza la capacità dell'evento meteorico di innescare il fenomeno del dilavamento, non è infatti scontato che un qualunque evento produca la movimentazione del carico inquinante ma anzi questo dipenderà fortemente dal tipo di evento.

Nell'ambito dello studio si sono applicati i risultati delle sperimentazioni più recenti condotte sul territorio nazionale da diversi istituti di ricerca ed università. Il dimensionamento dei volumi di prima pioggia è stato effettuato conformemente alle normative vigenti in Regione Emilia-Romagna e Lombardia richiamate all'inizio della presente relazione.

Lungo il sistema viario sono state adottate due tipologie di invasi: le vasche di "prima pioggia", finalizzate alla riduzione del carico inquinante sversato nel ricettore, e le vasche volano, finalizzate alla laminazione delle onde di piena ed alla conseguente riduzione della portata massima rilasciata.

In linea generale le prime sono dei manufatti di dimensioni contenute, sempre impermeabilizzati mentre le vasche volano invece hanno di solito dimensioni molto maggiori, ma costruttivamente possono essere più semplici, costituite da depressioni naturali o artificiali del suolo, opportunamente sagomate e dotate di manufatti di immissione e di svuotamento. Le vasche di prima pioggia sono collocate sempre a monte delle vasche volano.

Le scelte fatte portano pertanto ad avere delle vasche di prima pioggia costruite in opera completamente impermeabilizzate e coperte, e a valle di queste, delle vasche volano aperte e realizzate nel terreno scavando o realizzando delle opportune arginature.

10.1 PRINCIPI PER IL DIMENSIONAMENTO VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

E' oramai noto che la prima pioggia che dilava strade e piazzali, sedi di traffico automobilistico, trasporti dei carichi inquinanti particolarmente elevati. Per fronteggiare questo problema è usuale dimensionare vasche temporanee di accumulo tali da trattenere le prime piogge e quindi abbatte il carico inquinante.

Il funzionamento di una vasca di "prima pioggia" è tale per cui una volta riempita, entra in funzione uno sfioratore di superficie, per cui tutte le acque da quell'istante in poi possono essere immesse direttamente nel corpo idrico ricettore o nell'eventuale vasca di laminazione a monte del ricettore stesso. Le acque accumulate nella vasca di prima pioggia dovrebbero quindi essere gradualmente inviate verso l'impianto di trattamento.

In linea del tutto generale tali opere possono essere dimensionate secondo due approcci, ovvero tra metodi che non tengono conto in modo diretto delle caratteristiche del corpo idrico ricettore e metodi che, invece, analizzano in modo integrato il sistema di drenaggio ed il corpo idrico ricettore.

Nel nostro caso, il volume viene stabilito, secondo il primo approccio, ovvero in maniera tale che una determinata parte dell'evento meteorico venga trattenuta. Ad esempio, la Regione Lombardia individua le acque di prima pioggia come i primi 5 minuti caduti; ciò equivale ad avere degli invasi non inferiori a 50 m^3 per ogni ettaro di superficie impermeabile (L.R. 62/85). Tale normativa costituisce uno dei primi esempi di indicazioni per il dimensionamento delle vasche di "prima pioggia" in quanto nelle normative nazionali quali il Decreto Legislativo 152/99 e la successiva modifica costituita dal D.Lgs 258/00, le acque di "prima pioggia" sono affrontate all'Articolo n. 39, nel quale comunque la disciplina delle stesse viene demandata alle Regioni senza dare particolari indicazioni di carattere progettuale.

Recentemente la Regione Emilia-Romagna ha approvato la "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne" con deliberazione della Giunta Regionale del 14 febbraio 2005, n. 286. In tale documento si individua ancora come parametro progettuale un volume per le vasche di prima pioggia pari a $25\text{-}50 \text{ m}^3/\text{ha}$, dove il valore più elevato è da adottarsi per le aree produttive commerciali.

L'efficacia del funzionamento delle vasche di prima pioggia non dipende solo dal volume assegnato, ma



anche dallo schema adottato, ossia come tale vasca viene collocata rispetto al sistema di smaltimento delle acque.

Si dimostra infatti che per le vasche di "cattura" dove una volta riempite non sono più interessate dalle acque successive, ma vengono by-passate tramite uno sfioratore, il funzionamento è tale da garantire una protezione maggiore del ricettore in quanto non si ha il rimescolamento delle acque accumulate all'interno della vasca stessa.

L'altro aspetto importante da considerare è che nel caso oggetto del presente studio non è presente un sistema fognario in cui poter svuotare le vasche di prima pioggia e quindi veicolare le acque verso l'impianto di trattamento.

E' pertanto necessario che le acque di prima pioggia siano trattate in sito. Ecco che il funzionamento di tali manufatti viene ad avere alcuni aspetti di novità rispetto ad una vasca di prima pioggia tradizionale che si adotta usualmente in aree urbane.

Per tale ragione la vasca di prima pioggia viene a costituire un accumulo temporaneo tale per cui una volta riempita non è più interessata dalle acque successive che, tramite uno sfioratore, sono inviate alla vasca di laminazione. Trascorse 24 ore la vasca inizia a svuotarsi lentamente tramite un piccolo impianto di sollevamento che dalla vasca fa transitare le acque all'interno di un manufatto di disoleazione. Tale svuotamento avverrà in 24 ore, così che dopo complessivamente 48 ore la vasca di prima pioggia è pronta ad accogliere le acque di un nuovo evento pluviometrico. Subito il processo di disoleazione le acque vengono successivamente inviate al corpo idrico ricettore.

Con tale sistema la vasca di prima pioggia ha la funzione di trattenere le acque più inquinate, consentire un minimo di sedimentazione, e fare da laminazione per il sistema di disoleazione, nel senso che il disoleatore funziona in maniera più efficace ricevendo una portata bassa e costante, che non una portata molto intensa direttamente dalla sede stradale.

La vasca di prima pioggia è strutturata in modo tale da avere un volume "morto" nel quale si potranno depositare i sedimenti accumulati e che favorirà le successive operazioni di pulizia e manutenzione.

Per meglio comprendere l'entità e le caratteristiche del materiale che si depositerà all'interno della vasca di prima pioggia si può far riferimento ad alcuni studi di letteratura condotti a Bologna. Un aspetto particolarmente importante è infatti la valutazione di ciò che si accumula sulle superfici stradali durante i periodi di tempo secco, fenomeno che nella letteratura in lingua anglosassone è noto come *build-up*.

Il suo valore è funzione di diversi fattori: ad esempio esso dipende dal trasporto e dalla deposizione dei sedimenti erosi dagli agenti atmosferici (vento e gelo o meccanici, dovuti essenzialmente al traffico veicolare); è legato inoltre alla deposizione di emissioni legate al traffico veicolare (gas di scarico, oli, degradamento dei pneumatici, ferodi dei freni), allo spargimento di sostanze antigelo, alla deposizione di materiale grossolano sulle superfici, includendo spazzatura e residui organici di origine urbana o animale.

In letteratura esistono diversi studi che hanno cercato di individuare le leggi di accumulo del materiale sulle sedi stradali (Sartor e Boyd, 1972; Ellis e Revitt, 1982; Vaze et al., 2000), ed alcune esperienze più recenti condotte in Italia.

In particolare ci si riferisce agli studi condotti a Bologna lungo via Togliatti (Maglionico e Pollicino, 2004; Artina e Maglionico, 2003) dove lungo tale strada il numero medio di veicoli transitanti in un giorno feriale tipo, è superiore a 48000 unità.

I valori dei depositi raccolti sono stati pertanto espressi in termini di massa per unità di lunghezza di marciapiede.

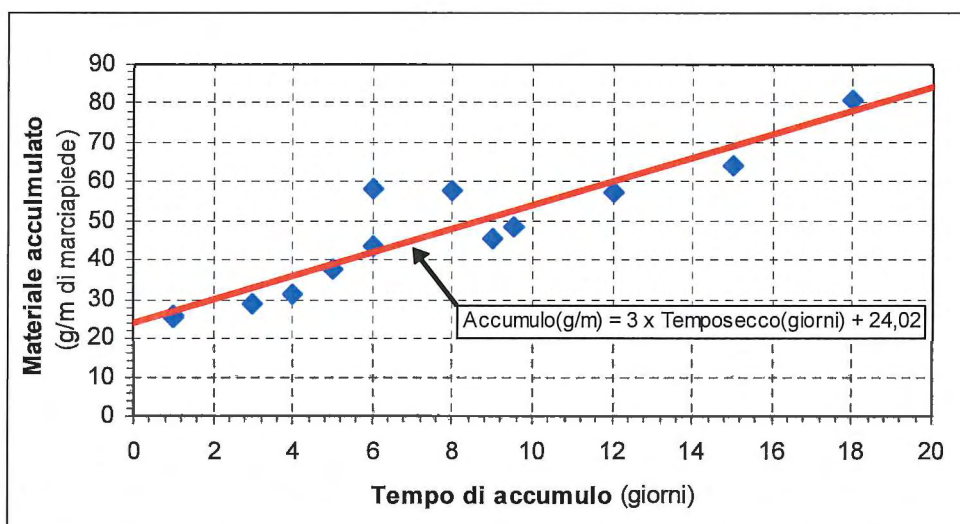


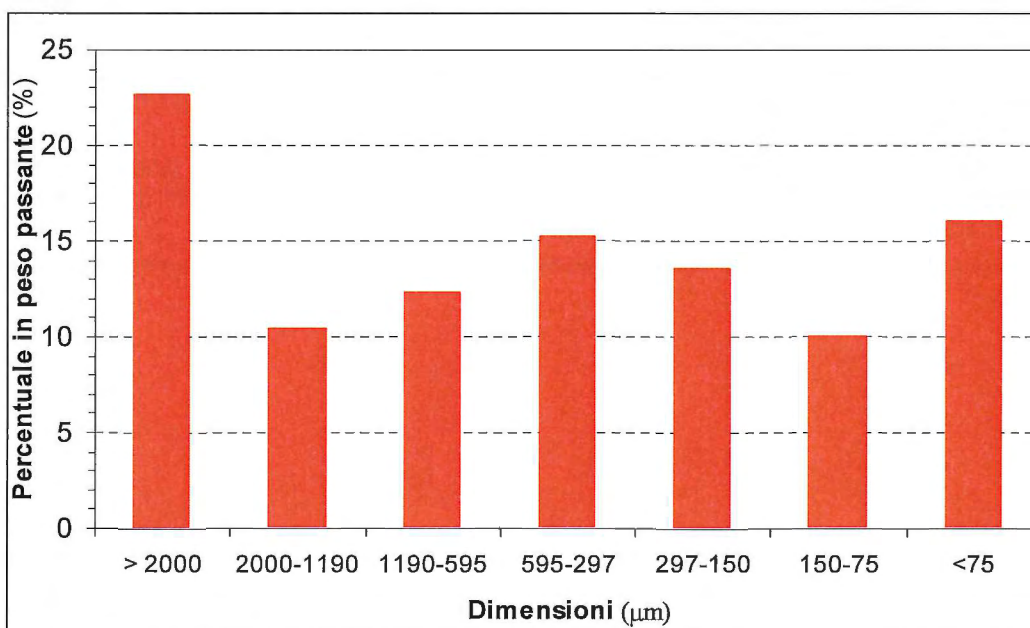
Figura 10.1 Andamento dei dati raccolti e linea di tendenza (via Togliatti) (Artina Maglionico, 2003).

E' possibile anche notare che il tasso di accumulo risulta pari a circa 3 g/m/giorno. Tale quantità espressa in termini di unità di superficie risulta pari a 5,71 kg/ha/giorno.

Tale valore è compatibile con i dati di letteratura che riportano valori variabili tra i 5 ed i 15 kg/ha/giorno.

Dal punto di vista delle caratteristiche granulometriche del materiale che si può ritrovare si riproduce l'andamento granulometrico del materiale ritrovato nella pubblicazione di Artina e Maglionico (2004).

Le analisi sopra descritte hanno evidenziato il tasso di accumulo di materiale non distinguendo la tipologia di materiale raccolto, occorre però ricordare che i veicoli contribuiscono direttamente alla produzione di solidi e di inquinanti attraverso le emissioni degli scarichi dei motori ed i resti di parti meccaniche, oltre che contribuire al disfacimento del manto stradale. Parti di pneumatici, freni e frizioni, fluidi lubrificanti rilasciati sulle strade comportano carichi inquinanti spesso potenzialmente pericolosi anche se non ingenti in termini di massa.



Rappresentazione granulometrica dei dati raccolti in via Togliatti (Artina e Maglionico, 2003).

I pneumatici rilasciano per usura idrocarburi, Piombo e Zinco; Rame e Nichel sono invece collegati all'usura della frizione ed al rivestimento dei freni. Il Nichel inoltre, insieme al Cromo, può provenire dalla degradazione dei paraurti delle automobili e dalla piombatura dei vetri. Il Piombo è anche un comune costituente

delle condutture e di altri componenti del motore e del telaio. Le pastiglie dei freni e l'usura dei pneumatici causate dalle rapide decelerazioni dei veicoli contribuiscono alla concentrazione del Rame e dello Zinco.

Sempre facendo riferimento agli studi disponibili in letteratura si riportano le analisi chimiche del materiale raccolto lungo via Togliatti (Artina e Maglionico, 2003). Tali analisi sono state effettuate tenendo separato il materiale con dimensione inferiore a 75 μm e quello di granulometria compresa tra 75 e 2000 μm .

Risultati delle analisi chimiche effettuate su alcuni dei campioni di sedimenti stradali raccolti (Artina e Maglionico, 2003).

Parametro	Unità di misura	< 75 μm	75-2000 μm
Manganese	mg/kg	0.965	0.975
Arsenico	mg/kg	4.250	4.700
Bario	mg/kg	436.0	303.0
Cadmio	mg/kg	0.935	0.530
Cromo	mg/kg	125.5	153.5
Mercurio	mg/kg	0.09465	0.03405
Nichel	mg/kg	67.4	64.8
Piombo	mg/kg	496.0	581.5
Rame	mg/kg	496.0	218.0
Vanadio	mg/kg	51.5	30.5
Zinco	mg/kg	611.5	302.0

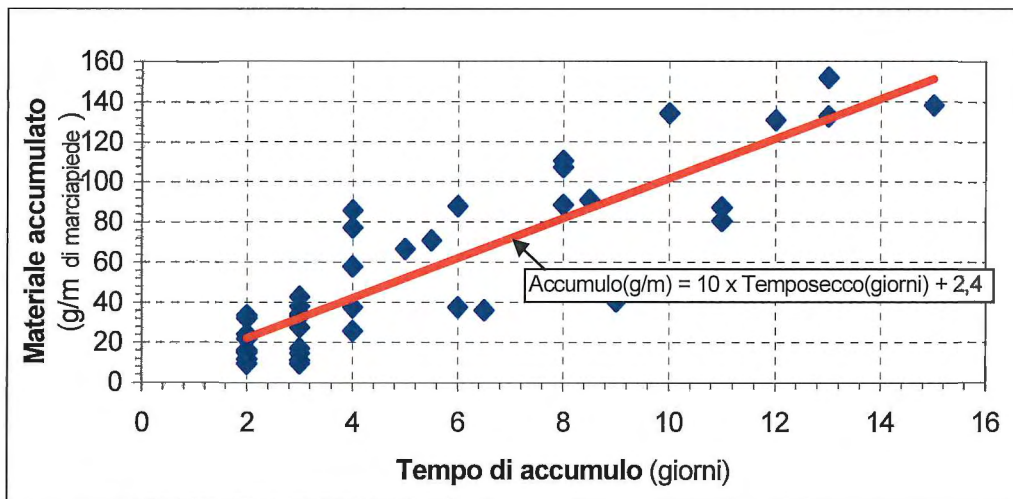
Le analisi chimiche, oltre ad evidenziare, il quantitativo delle diverse sostanze presenti nel materiale raccolto evidenziano come certi metalli, quali Zinco e Rame siano adesi in modo nettamente maggiore con la frazione fine del sedimento.

Una campagna sperimentale simile a quella descritta su via Togliatti la si ritrova anche per via Lenin, nella periferia est di Bologna (Artina e Maglionico, 2003). Lungo tale via i dati sul traffico denunciano un transito di circa 40.000 autoveicoli al giorno.

Complessivamente le percentuali associate ad ogni classe granulometrica risultano pari al 13% per particelle minori di 75 μm , 65% per particelle tra 75 e 2000 μm e pari al 22% per particelle maggiori di 2000 μm .

Si è quindi osservato come il coefficiente di accumulo risulta pari a circa 10 g/m/giorno. Per ottenere un valore relativo alla superficie, e non alla lunghezza del cordolo del marciapiede, occorre dividere il valore ottenuto per la larghezza della strada. In tal modo si ha un coefficiente di accumulo pari a circa 12 kg/ha/giorno.

Questo valore risulta circa il doppio di quello riscontrato lungo via Togliatti, benché la tipologia e l'entità del traffico risultino pressoché simili. E' quindi evidente che ciò che differenzia i due siti sia solamente la caratteristica del manto stradale.



Andamento dei dati raccolti e linea di tendenza (via Lenin).

Una volta che si verifica l'evento meteorico il materiale accumulato in tempo secco viene parzialmente o totalmente dilavato, in funzione dell'intensità e della durata dell'evento pluviometrico, ed immesso nel sistema di drenaggio per terminare all'interno della vasca di prima pioggia o del sistema di laminazione.

I dati sopra riportati evidenziano quindi che il materiale che si può potenzialmente accumulare all'interno della vasca di prima pioggia, considerando un coefficiente di accumulo pari a 10 kg/ha/giorno, è pari a 3650 kg/ha/anno e considerando una densità del materiale stesso pari a 1800 kg/m³ si **ottiene un volume accumulato di sedimenti pari a circa 2 m³/ha all'anno.**

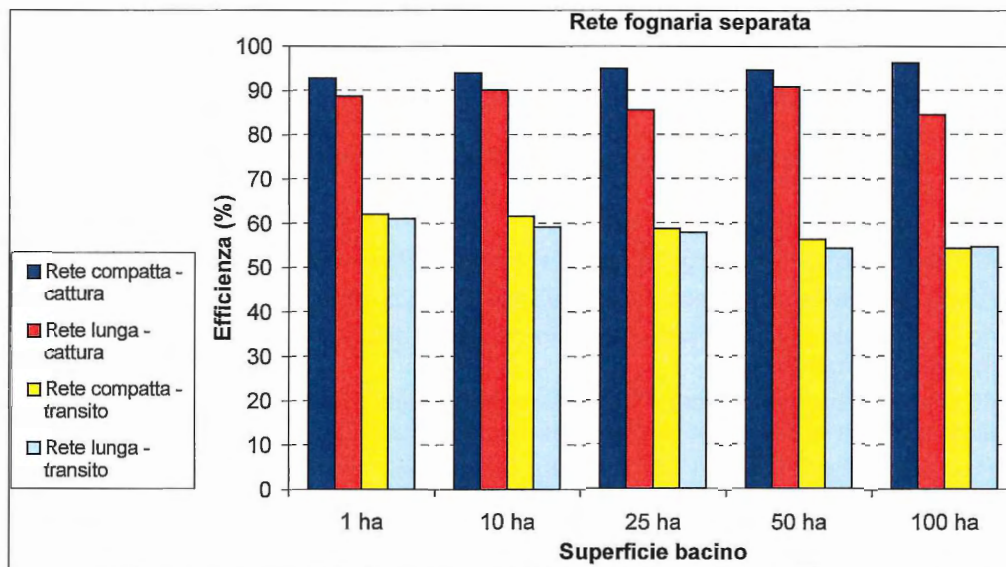
Queste considerazioni sono importanti per poter pianificare la gestione degli invasi progettati.

In generale questi manufatti richiedono almeno un'ispezione ogni 6 mesi che ne valuti le condizioni e che asporti il materiale accumulato mediante una pulizia che può essere effettuata sia manualmente che per mezzo di apparecchiature apposite.

Per quanto riguarda il posizionamento delle vasche di prima pioggia su sedi stradali nella letteratura si trovano poche esperienze. Diventa però importante poter quantificare la lunghezza del tratto stradale che può essere drenato senza avere una consistente riduzione dell'efficacia della vasca di prima pioggia.

Per questo aspetto in letteratura si trova un intervento (Artina, Maglionico, 2004) nel quale viene valutata l'efficienza della vasca di prima pioggia come la sua capacità di trattenere i solidi rispetto alla massa in ingresso alla vasca stessa. In particolare, in tale esperienza, è stata confrontata l'efficienza di vasche di prima pioggia collocate a valle di aree di diversa estensione (da 1 ettaro a 100 ettari) di forma allungata, tipica di una strada, rispetto ad una forma di bacino compatta.

Tali simulazioni sono state effettuate considerando una serie pluviometrica di un anno registrata a Bologna. L'uso di una serie pluviometrica completa consente infatti di tenere in conto in modo adeguato della successione reale dei periodi di tempo secco, durante i quali si ha l'accumulo degli inquinanti, rispetto al lavaggio, durante i periodi di pioggia.



Efficienza delle vasche di prima pioggia al variare delle caratteristiche del bacino drenato e della posizione della vasca di prima pioggia (Artina e Maglionico, 2004).

Inoltre, in tale studio, sono state anche evidenziate le efficienze delle vasche considerando il loro posizionamento rispetto al sistema di drenaggio considerando cioè vasche di "cattura" ossia tali che una volta riempite non sono più interessate dalle acque successive, o di "transito" nelle quali si ha un continuo passaggio dell'acqua attraverso la vasca di prima pioggia anche quando è completamente riempita.

Dal grafico si evidenzia quindi che si ha grande differenza di funzionamento tra le vasche di "cattura" rispetto a quelle di "transito". In particolare le prime sono da preferire indipendentemente dalle caratteristiche del bacino drenato.

Inoltre si evidenzia che la differenza di efficienza tra bacini compatti rispetto a bacini allungati, come le strade, è dell'ordine del 10% per aree di 100 ettari. In particolare fino a circa 10 ettari (corrispondente a circa 3 km di autostrada) la perdita di efficienza è contenuta in meno del 5%.

Per tale ragione si ritiene che **collocare le vasche di prima pioggia a distanze tali da coprire tratti di autostrada fino a circa 3 km non comporta una perdita di efficienza delle stesse.**

10.2 SCHEMA FUNZIONALE E TIPOLOGIE DI IMPIANTI DI PRIMA PIOGGIA

Lo schema idraulico-funzionale dell'impianto di trattamento delle acque di piattaforma si sintetizza nelle seguenti fasi:

- convogliamento delle acque di piattaforma nel pozzetto di raccolta, elemento terminale della rete di evacuazione composta da fossi di guardia, canalette e tubazioni;
- convogliamento con tubazione in acciaio delle acque di piattaforma al pozzetto selezionatore;
- separazione delle prime piogge dalle seconde piogge attraverso la presa di magra nel pozzetto selezionatore dotato di sonda di rilevazione dell'evento di pioggia;
- convogliamento con tubazione delle acque di prima pioggia alla vasca di sedimentazione;
- sfioro delle acque di seconda pioggia nella tubazione di by-pass;
- sedimentazione delle acque per calma idraulica ottenuta con chiusura degli afflussi per otturazione della valvola a galleggiante a vasca piena; le acque restano in ristagno per 24 ore e ciò consente la precipitazione dei sedimenti per le granulometrie previste;
- avvio della pompa di sollevamento delle acque al disoleatore e trattamento di disoleazione con sfioro degli idrocarburi favorito dalla presenza dei setti in lamiera e raccolta mediante canaletta; passaggio finale delle acque attraverso il filtro a coalescenza;
- convogliamento delle acque chiarificate al pozzetto di confluenza dotato di sonda di rilevazione oli collegata al quadro allarmi, nello stesso pozzetto arrivano le acque di seconda pioggia attraverso la tubazione di by-pass;
- scarico delle acque nel bacino di laminazione e riequilibrio ecologico realizzato con manufatto dotato di valvola antiriflusso a clapet.



Le vasche di sedimentazione sono realizzate in opera con struttura in cemento armato per il cui calcolo si è tenuto conto delle sottospinte idrauliche della falda. Gli elementi geometrico-funzionali caratteristici delle vasche sono:

- vasche di forma rettangolare con lato corto costante e lato lungo modulare in funzione del volume da raccogliere;
- i manufatti vengono interrati completamente;
- ingresso tubazione con valvola a galleggiante verticale per la chiusura degli afflussi;
- il fondo della vasca è sagomato con pendenza verso l'area di accumulo dei sedimenti;
- comparto di accumulo sedimenti (volume morto) ribassato di 50 cm rispetto al fondo vasca ed in grado di raccogliere 3 mc di materiale;
- comparto di alloggiamento delle pompe di sollevamento in cui trovano spazio due pompe (esercizio e riserva) separate dal resto della vasca per evitare il pescaggio torbido;
- copertura è realizzata con solaio in lastre dotata di due botole di ispezioni attrezzate con scalette per l'accesso del personale di manutenzione; apertura per il sollevamento delle pompe;
- vasca di disoleazione esterna in cemento armato con setti interni in lamiera, canaletta di raccolta oli e filtro a coalescenza sul tubo di scarico;
- pozzetto di conferimento acque chiarificate con sonda di allarme per la segnalazione della presenza oli.

Le vasche di accumulo e sedimentazione, realizzate in conglomerato cementizio gettato in opera, sono suddivise nelle seguenti tre tipologie in funzione del volume utile e del disoleatori associato.

Caratteristiche impianti di trattamento acque di prima pioggia.

Tipologia Impianto	Vasca di sedimentazione [volume utile m ³]	Disoleatori [portata l/s]
Tipo A	200	3
Tipo B	250	3
Tipo C	300	5

Tale valore costituisce il volume di acqua che deve essere in grado di immagazzinare la vasca prima della chiusura della bocca di ingresso e della conseguente attivazione della linea di seconda pioggia, con recapito diretto all'invaso di laminazione.

10.3 DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Il dimensionamento delle vasche di prima pioggia comprende l'individuazione delle aree afferenti a ciascun impianto di trattamento, comprensive di entrambe le carreggiate, determinazione dei volumi di prima pioggia sulla base dei parametri normativi scelti e definizione delle tipologie di vasche con cui attrezzare gli impianti di trattamento, sia per il comparto di sedimentazione sia per il comparto di disoleazione.

Il volume di prima pioggia è determinato come prodotto dell'altezza idrica di prima pioggia, 5 mm di lama d'acqua, per la superficie di piattaforma contribuente considerando unitario il coefficiente di deflusso; il volume specifico è: $w_{pp}=50 \text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$.

Gli impianti di prima pioggia sono stati dimensionati per la superficie pavimentata di progetto considerando i 5 mm di pioggia; il futuro allargamento alla terza corsia porta la piattaforma ad una larghezza di 32.50 m anziché gli attuali 25 m. Utilizzando i medesimi impianti di trattamento delle acque di prima pioggia si verifica che, a parità di volume totale, quello trattato è ottenuto da una lama d'acqua di 4 mm. Ciò permette di affermare, alla luce degli studi richiamati e dalle sperimentazioni condotte in diverse città italiane, che gli impianti risultano adeguati anche per il trattamento della terza corsia senza perdita di efficacia sul trattamento. Gli studi testimoniano che oltre i 3.5 mm l'aumento di efficacia è contenuto, e via via decrescente, entro il 10% della totale depurazione. Ciò è il motivo per cui la stessa Direttiva 286/2005 della Regione Emilia-Romagna stabilisce una altezza di prima pioggia variabile da 2.5 a 5.0 mm.

Si riportano di seguito i tabulati con le vasche previste in progetto:

**VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA TAP01**

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

		A (m ²)	Coefficiente di deflusso
strada	collettore TAP01	64.845	0,9
scarpata	collettore TAP01	3.058	0,4
totale		67.903	0,88

Volume vasche 298 m³

Si adotta una vasca tipo C da 300 m³

VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA TAP02

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

		A (m ²)	Coefficiente di deflusso
strada	collettore TAP02A	45.164	0,9
	collettore TAP02B	36.515	0,9
scarpata	collettore TAP02A	8.659	0,4
	collettore TAP02B	345	0,4
totale		90.683	0,85

Volume vasche 386 m³

Si adottano due vasche tipo A da 200 m³

VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA TAP03

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

		A (m ²)	Coefficiente di deflusso
strada		40.470	0,9
scarpata		2.063	0,4
totale		42.533	0,88

Volume vasche 186 m³

Si adotta una vasca tipo A da 200 m³

**VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA TAP04**

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

		A (m ²)	Coefficiente di deflusso
strada	collettore	61.388	0,9
scarpata	collettore	11.551	0,4
totale		72.939	0,82

Volume vasche 299 m³

Si adotta una vasca tipo C da 300 m³

VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA TAP05

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

		A (m ²)	Coefficiente di deflusso
strada	collettore	43.579	0,9
scarpata	collettore	6.270	0,4
totale		49.849	0,84

Volume vasche 209 m³

Si adotta una vasca tipo B da 250 m³



10.4 DIMENSIONAMENTO DEI DISOLEATORI

I disoleatori vengono dimensionati in conformità alle norme DIN 1999 - EN 858, *Calcolo di dimensionamento separatori benzina ed oli minerali*; la portata nominale del separatore deve essere calcolata come:

$$NG = [Q_r + FQ_s \cdot Q_s] \cdot F_d$$

dove:

Q_r : portata di acqua pluviale o di lavaggio in l/s;

Q_s : portata di acqua inquinata in l/s;

FQ_s : fattore d'inquinamento;

F_d : fattore di densità.

Nel caso in esame la portata di acqua di lavaggio, Q_r , intesa come non inquinata utilizzabile per il dilavamento dell'inquinante dalla superficie impermeabile, viene considerata nulla in quanto tutta l'acqua di prima pioggia è valutata come inquinata.

La valutazione della portata di acqua inquinata, Q_s , viene svolta imponendo che il sistema di pressurizzazione entri in funzione dopo 24 ore dalla cessazione della pioggia, se questa non ha causato il raggiungimento del volume utile della vasca in un tempo inferiore, e completi lo svuotamento nelle successive 24 ore in modo da garantire che il sistema sia pronto a ricevere nuovamente l'intero quantitativo di acqua di prima pioggia dopo un tempo massimo di 48 ore dalla cessazione della pioggia.

Vengono individuati due tipi di separatore idrocarburi, il primo per le vasche tipo A e tipo B ed il secondo per la vasca tipo C.

Adottando questa soluzione, la portata minima richiesta dalla pompa viene calcolata in funzione del volume utile maggiore per ogni tipologia di separatore e risulta:

$$\text{Vasche Tipo A e Tipo B: } Q_{\min} = 250/24 = 10,417 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (2,9 l/s)}$$

$$\text{Vasca Tipo C: } Q_{\min} = 300/24 = 12,500 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (3,5 l/s)}$$

A favore di sicurezza e per tenere conto delle caratteristiche delle pompe di smaltimento in commercio, l'impianto di trattamento viene dimensionato assumendo un valore di portata di acqua inquinata in arrivo al disoleatore rispettivamente pari a 3 l/s e 5 l/s.

Il fattore d'inquinamento, FQ_s , se dalle autorità preposte non vengono richiesti valori diversi è normalmente assunto pari a 2, così facendo si considera quindi il doppio della portata di scarico Q_s .

Il fattore di densità, F_d , secondo la Norma DIN 1999, deve essere valutato in funzione della densità degli oli da separare, più precisamente:

Tabella 10.1 Caratteristiche fattori di densità per idrocarburi.

Peso specifico [g/cm ³]	Fattore di densità F_d
Oli sino a 0,85	1
Oli sino a 0,90	2
Oli sino a 0,95	3

Cautelativamente si assume di dover trattare oli con peso specifico sino a 0,95 g/cm³, assumendo quindi un fattore di densità, $F_d = 3$.

La portata nominale del separatore risulta allora pari a:

$$\text{Vasche Tipo A e Tipo B: } NG = [Q_r + FQ_s \cdot Q_s] \cdot F_d = [0 + 2 \cdot 3] \cdot 3 = 18 \text{ l/s}$$

$$\text{Vasca Tipo C: } NG = [Q_r + FQ_s \cdot Q_s] \cdot F_d = [0 + 2 \cdot 5] \cdot 3 = 30 \text{ l/s}$$

11 LAMINAZIONE DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

11.1 PRINCIPI IDRAULICI

Le vasche di laminazione hanno il compito di ridurre i picchi di portata che si verificano nei sistemi di drenaggio riducendoli a valori compatibili con i recapiti posti a valle.

Il progetto delle vasche di laminazione è legato essenzialmente alla determinazione della capacità di invaso, ovvero al volume disponibile per l'accumulo.

Gli invasi si possono suddividersi costruttivamente in due tipologie principali:

- bacini di raccolta permanenti;
- bacini di raccolta non permanenti.

I bacini di raccolta permanenti, o bacini umidi, sono costituiti da uno specchio d'acqua permanente abbinato ad un'area di detenzione temporanea per le acque di pioggia.

I bacini non permanenti sono delle vere e proprie casse d'espansione nelle quali le acque entrano e permangono solo per il tempo necessario all'esaurimento della piena oltre il quale si avvia l'esaurimento della vasca che in tempo asciutto non contiene le acque e si configura come un ambito agricolo o di riqualificazione ambientale.

Per individuare il volume da assegnare alle vasche di laminazione si possono seguire diversi approcci più o meno semplificati. Ad esempio spesso le Autorità di Bacino per definire il volume di tali invasi introducono il concetto di "invarianza idraulica" nelle trasformazioni del territorio. Garantire l'invarianza idraulica significa far sì che la trasformazione di un area non provochi un incremento della portata nei corpi idrici riceventi i deflussi superficiali originati dall'area stessa.

I fattori che influiscono nel processo di laminazione sono tre: il volume della vasca, la sua geometria e le caratteristiche della bocca di scarico.

Solitamente la geometria della vasca e le caratteristiche della bocca di scarico vengono definite a priori, salvo successivi affinamenti, quindi l'unica incognita rimane il volume che è necessario assegnare alla vasca per ridurre la portata massima in uscita al valore $Q_{u,max}$ comunque inferiore al valore della portata massima entrante $Q_{e,max}$.

Per la laminazione dei bacini si ritiene adeguato un calcolo a moto vario basato su tre equazioni fondamentali:

1) l'equazione di continuità della vasca:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

dove:

$Q_e(t)$ portata entrante nella vasca, variabile nel tempo, dipendente dall'evento pluviometrico e dalle caratteristiche del bacino e della rete drenante;

$Q_u(t)$ portata in uscita dalla vasca, variabile nel tempo e dipendente dalle caratteristiche dello scarico;

$W(t)$ volume invasato nella vasca all'istante t .

2) l'equazione che rappresenta il legame, esclusivamente geometrico, esistente tra il volume invasato nella vasca e livello idrico nella stessa:

$$W(t) = W(h(t))$$

3) l'equazione che rappresenta il legame tra portata in uscita e il tempo. Nei manufatti di scarico fissi essa dipende dal tempo attraverso il livello idrico $h(t)$:

$$Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$$

La risoluzione del sistema di equazioni viene spesso affrontata con metodi che si basano su ipotesi semplificative sull'andamento di piena $Q_e(t)$ e sulle leggi di efflusso attraverso lo scarico, con lo scopo comunque di determinare il volume da assegnare alla vasca affinché la portata in uscita possa essere limitata a $Q_{u,max}$.

Tra questi metodi semplificati si ricordano quelli:



- basati sul metodo dell'invaso (Moriggi, Zampaglione (1978); Paoletti, Rege Gianas (1979));
- basati sul metodo cinematico (Alfonsi, Orsi (1987));
- basati su ietogrammi sintetici (Modica, 1996).

I primi due partono da alcune ipotesi di base, ossia che la vasca all'istante iniziale sia vuota e che l'andamento delle piogge (ietogramma) e la portata di uscita dalla vasca rimangano costanti. Il metodo proposto da Modica cerca di sopperire a queste imprecisioni vagliando alcune ipotesi alternative, ossia una portata in uscita costante e un'intensità di pioggia variabile o una portata di uscita variabile e intensità di pioggia sia costante sia variabile.

La "Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico" dell'Autorità dei Bacini Romagnoli è stata approvata dopo la redazione del Progetto Definitivo, si ritiene perciò necessario fare riferimento ad essa per il Progetto Esecutivo.

Le considerazioni di seguito riportate si riferiscono appunto alla "Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli art. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano", approvata con Delibera Giunta Regionale n.1877 del 19/12/2011.

La misura del volume minimo d'invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che I+P=100%) è data dal valore convenzionale:

$$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 I - w^{\circ} P \quad (1)$$

essendo $w^{\circ} = 50$ mc/ha, $f =$ coefficiente di deflusso dopo la trasformazione, $f^{\circ} =$ coefficiente di deflusso prima della trasformazione, $n = 0.48$ (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%), ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

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

Per la stima dei coefficienti di deflusso f e f° si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$f^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ} \quad (2-a)$$

$$f = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per} \quad (2-b)$$

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

Il calcolo del volume di invaso richiede quindi la definizione delle seguenti grandezze:

- quota dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione (I); è da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I;
- quota dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione (P): essa è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti;
- quota dell'area da ritenersi permeabile (Per): tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione;
- quota dell'area da ritenersi impermeabile (Imp) : tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione.

Oltre che alla superficie territoriale St, il calcolo dei valori I, P, Imp e Per può essere riferito anche alla superficie dell'intero bacino scolante, Sb, di cui l'area dell'intervento fa parte. In questo caso, il volume w ottenuto con la formula (1) [mc/ha] deve essere moltiplicato per la superficie Sb [ha]. Nei due casi si ottiene un valore sostanzialmente equivalente e la scelta della superficie di riferimento è essenzialmente legata a motivi di praticità. In caso di significative discrepanze nei due valori calcolati, si consiglia di adottare il valore più cautelativo.



classe di intervento	definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di inferiori a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; intervento su superfici oltre 10 ha con $Imp < 0.3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici oltre 10 ha con $Imp > 0.3$

Nel caso di piccoli interventi, corrispondenti ai casi di trascurabile o modesta impermeabilizzazione potenziale, gli oneri connessi allo sviluppo di dimensionamenti di dettaglio eccedono i benefici in termini di protezione idraulica del territorio che si possono effettivamente conseguire.

Viceversa, nei casi di significativa o marcata impermeabilizzazione potenziale è assai opportuno eseguire una verifica di maggior dettaglio dell'effettivo comportamento laminativi dei dispositivi di invaso previsti dai progetti. In tal modo, con accorgimenti relativamente semplici, è possibile mantenere sotto controllo l'efficacia della laminazione e perseguire una politica attiva di invarianza idraulica.

Alla luce di queste considerazioni, si suggeriscono i seguenti criteri:

- nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente che i volumi disponibili per la laminazione soddisfino i requisiti dimensionali della formula (1).
- nel caso di modesta impermeabilizzazione, oltre al soddisfacimento dei requisiti della formula (1) è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.
- nel caso di significativa impermeabilizzazione, si consiglia di dimensionare le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno minimo di 30 anni.

Dai dati riportati nel Progetto Definitivo si evince che i bacini sottesi dai bacini di laminazione sono di superficie inferiore a 10 ha (1.5 – 8.4 ha). Si rientra per ciò nella classe di intervento *Significativa impermeabilizzazione potenziale*.

Ai fini del dimensionamento dei tiranti ammessi e delle luci di scarico, ferma restando la possibilità di effettuare studi idrologici e idraulici di maggiore approfondimento, si consiglia di ricorrere alla equazione di continuità del volume di invaso considerando come portata in ingresso l'idrogramma calcolato per il lotto con il metodo cinematico per assegnata durata di pioggia e tempo di ritorno, e come portata in uscita quella stimabile con una scala di deflusso della luce di scarico.

- nel caso di marcata impermeabilizzazione, gli interventi devono essere sottoposti a verifiche idrologiche di maggior dettaglio, che devono di regola comprendere i seguenti passi:
 - individuazione del bacino idrografico del corpo idrico recettore degli scarichi di acque meteoriche provenienti dal lotto in trasformazione;
 - valutazione di un idrogramma di piena del corpo idrico recettore corrispondente al colmo di portata attesa;
 - valutazione dell'idrogramma di piena proveniente dal solo lotto in trasformazione, rispettivamente prima e dopo la trasformazione; tale idrogramma viene valutato di regola con il metodo cinematico per una pioggia di tempo di ritorno 200 anni di durata pari al tempo di corrvazione del bacino del corpo idrico recettore;
 - valutazione, mediante un opportuno modello idrologico, dell'effettivo comportamento di laminazione dei dispositivi di invaso previsti, e dimensionamento dei dispositivi di scarico del lotto, in relazione al tirante idrico che si verifica nel volume di invaso, in modo da garantire l'invarianza del colmo di portata;



- sovrapposizione degli idrogrammi di piena del corpo idrico recettore e del lotto dopo la trasformazione, e verifica del mantenimento del colmo di piena alle condizioni precedenti la trasformazione.

In assenza di informazioni specifiche sul corpo idrico recettore, tali da consentirne una valutazione più accurata dell'idrogramma di piena da assumere di progetto, si considererà un idrogramma di piena convenzionale di forma triangolare, definito in modo univoco dai tre parametri della portata al colmo, del tempo a cui si verifica il colmo di portata dall'inizio dell'evento di piena e dal tempo dal colmo all'esaurimento della piena. Il colmo viene di regola valutato con i metodi esposti in precedenza, e in particolare, di preferenza, con il metodo razionale, e per un tempo di ritorno di 200 anni.

La durata dell'idrogramma di piena del corpo idrico recettore viene assunta pari a 3 volte il tempo di corrivazione del bacino del corpo idrico recettore, valutato con i criteri espressi in precedenza. Il colmo di piena si verifica dopo un tempo pari al tempo di corrivazione e la piena si esaurisce dopo un tempo ulteriore pari a 2 volte il tempo di corrivazione.

In particolari e motivate condizioni, potrà essere adottata una diversa valutazione ricorrendo a modelli afflussi-deflussi di maggiore dettaglio.

Pertanto alla luce di quanto su esposto è possibile dedurre che: per l'idrogramma in entrata si farà riferimento ad un idrogramma di piena convenzionale triangolare, definito in modo univoco dai tre parametri della portata al colmo, del tempo a cui si verifica il colmo di portata dall'inizio dell'evento di piena e dal tempo dal colmo all'esaurimento della piena.

Il colmo viene valutato con il metodo razionale.

La durata dell'idrogramma di piena viene assunta pari a 3 volte il tempo di corrivazione del bacino. Il colmo di piena si verifica dopo un tempo pari al tempo di corrivazione e la piena si esaurisce dopo un tempo ulteriore pari a 2 volte il tempo di corrivazione.

Il tempo di ritorno previsto per la classe di intervento *Significativa impermeabilizzazione potenziale* è pari a 30 anni. Si ritiene però opportuno non utilizzare un tempo di ritorno inferiore a quello di riferimento per il Progetto Definitivo, pari a 50 anni.

11.2 DIMENSIONAMENTO VASCHE DI LAMINAZIONE

Il tracciato autostradale del 1° Lotto è stato attrezzato con vasche di laminazione per ridurre l'impatto idraulico-quantitativo ed ambientale-qualitativo dell'opera sulla rete idrografica esistente.

La soluzione scelta per i bacini di laminazione è quella di bacini naturali in terra, realizzati in parte in scavo ed in parte con arginature, dotate degli opportuni manufatti idraulici per il governo delle acque in ingresso ed uscita ed ai quali è stata associata, come detto in precedenza, anche la funzione ecologica di ricostituzione di ambienti umidi.

La laminazione è stata studiata con riferimento alla normativa vigente ed alle indicazioni ricevute dal Consorzio di bonifica Parmense in relazione alla capacità massima di "assorbimento" delle portate idriche provenienti dal pavimentato autostradale: la laminazione deve garantire una massima portata di scarico fissata preliminarmente in **QI=30 l/s**.

Il metodo di calcolo utilizzato per il dimensionamento delle vasche di laminazione è basato sul metodo cinematico Alfonsi-Orsi (1987). I risultati di tale dimensionamento, eseguiti per ciascuna vasca considerando 50 anni, 100 anni e 200 anni di tempo di ritorno, sono nel seguito riportati.

Per l'impianto TAP01 non è prevista vasca di laminazione in quanto le portate possono essere scaricate direttamente nel Taro.

Inoltre, sulla base dell'istruttoria A15 prot. n°712 del 01-09-2014, al fine di garantire la sicurezza di marcia dei veicoli anche per eventi eccezionali ("Bombe d'acqua" – Vedi Appendice) è stata verificata la capacità della vasca TAP02 per un tempo di ritorno $Tr > 1000$ anni:

Si riportano di seguito i tabulati di verifica delle vasche per 50, 100 e 200anni e > 1000 anni (TAP02).

Per la vasca TAP02 è stata verificata anche la fase di cantiere assumendo $Tr = 20$ anni.



Vasca di laminazione TA-P02 dimensionata per un tempo di ritorno di 20 anni (fase di cantiere).

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P02

Legge di pioggia	Tr a n	20 39,8 0,321	anni mm
------------------	--------	---------------------	------------

Elaborazioni PE (aggiornamento dati al 2012)
Vedi Relazione idrologica pag 44

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₂₀	Portata in uscita Q _u	Durata critica e _w	Durata critica e _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P02	4.667	0,90	0,40	66.510	9.004	75.514	0,84	63.460	29,0	1149	30,0	20	70.650	4.412

(*) volume vasca con tirante utile h
tirante h= 1,45 (m)
area fondo= 2.972 (m²)
area (h)= 3.465 (m²)
volume= 4.667 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 4213 mq di superficie propria del bacino
Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 25% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAS3 e CD6 pari a (12744+13098)*0,25=6460 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia previsti in corrispondenza delle pile del viadotto

Vasca di laminazione TA-P02 dimensionata per un tempo di ritorno di 50 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P02

Legge di pioggia	Tr a n	50 57,8 0,311	anni mm
------------------	--------	---------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₅₀	Portata in uscita Q _u	Durata critica e _w	Durata critica e _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P02	11.413	0,90	0,40	80.707	9.004	89.711	0,85	76.238	29,0	2020	30,0	40	144.358	9.522

(*) volume vasca con tirante utile h
tirante h= 1,00 (m)
area fondo= 11.098 (m²)
area (h)= 11.728 (m²)
volume= 11.413 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 11950 mq di superficie propria del bacino
Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAS3 e CD6 pari a (12744+13098)*0,5=12921 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia previsti in corrispondenza delle pile del viadotto

Vasca di laminazione TA-P02 dimensionata per un tempo di ritorno di 100 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P02

Legge di pioggia	Tr a n	100 65,2 0,283	anni mm
------------------	--------	----------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₁₀₀	Portata in uscita Q _u	Durata critica e _w	Durata critica e _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P02	11.413	0,90	0,40	80.707	9.004	89.711	0,85	76.238	29,0	2325	30,0	36	129.642	9.779

(*) volume vasca con tirante utile h
tirante h= 1,00 (m)
area fondo= 11.098 (m²)
area (h)= 11.728 (m²)
volume= 11.413 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 11950 mq di superficie propria del bacino
Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAS3 e CD6 pari a (12744+13098)*0,5=12921 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia previsti in corrispondenza delle pile del viadotto



Vasca di laminazione TA-P02 dimensionata per un tempo di ritorno di 200 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P02

Legge di pioggia	Tr a n	200 71,92 0,282	anni mm
------------------	--------	-----------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₂₀₀	Portata in uscita Q _u	Durata critica ew	Durata critica ew	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P02	11.413	0,90	0,40	80.707	9.004	89.711	0,85	76.238	29,0	2567	30,0	41	147.085	11.160

(*) volume vasca con tirante utile h
tirante h= 1,00 (m)
area fondo= 11.098 (m²)
area (h)= 11.728 (m²)
volume= 11.413 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 11950 mq di superficie propria del bacino
Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAS3 e CD6 pari a (12744+13098)*0,5=12921 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sforatori delle acque di 2° pioggia previsti in corrispondenza delle pile del viadotto

Vasca di laminazione TA-P02 dimensionata per un tempo di ritorno > 1000 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P02

Legge di pioggia	Tr a n	>1000 100 0,294	anni mm
------------------	--------	-----------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q _{>1000}	Portata in uscita Q _u	Durata critica ew	Durata critica ew	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P02	15.533	0,90	0,40	67.786	9.004	76.790	0,84	64.609	29,0	2999	30,0	58	209.473	15.017

(*) volume vasca con tirante utile h
tirante h= 1,55 (m)
area fondo= 9.487 (m²)
area (h)= 10.566 (m²)
volume= 15.533 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 11950 mq di superficie propria del bacino



Vasca di laminazione TA-P03 dimensionata per un tempo di ritorno di 50 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P03

Legge di pioggia	Tr a n	50 57,8 0,311	anni mm
------------------	--------	---------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₅₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P03	4.110	0,90	0,40	34.666	2.063	36.729	0,87	32.025	22	1026	30,0	11	41.253	2.687

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 1,20 (m)
 area fondo= 3.003 (m²)
 area (h)= 3.846 (m²)
 volume= 4.110 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 4469 mq di superficie propria del bacino
 Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAD1 e CS1 pari a (9536+11010)*0.5=10273 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia

Vasca di laminazione TA-P03 dimensionata per un tempo di ritorno di 100 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P03

Legge di pioggia	Tr a n	100 65,2 0,283	anni mm
------------------	--------	----------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₁₀₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P03	4.110	0,90	0,40	34.666	2.063	36.729	0,87	32.025	22	1191	30,0	11	38.899	2.900

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 1,20 (m)
 area fondo= 3.003 (m²)
 area (h)= 3.846 (m²)
 volume= 4.110 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 4469 mq di superficie propria del bacino
 Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAD1 e CS1 pari a (9536+11010)*0.5=10273 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia

Vasca di laminazione TA-P03 dimensionata per un tempo di ritorno di 200 anni.

VASCA DI LAMINAZIONE TA-P03

Legge di pioggia	Tr a n	200 71,92 0,282	anni mm
------------------	--------	-----------------------	------------

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₂₀₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P03	4.110	0,90	0,40	34.666	2.063	36.729	0,87	32.025	22,0	1315	30,0	12	44.175	3.317

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 1,20 (m)
 area fondo= 3.003 (m²)
 area (h)= 3.846 (m²)
 volume= 4.110 (m³)

Nota:

Nell'area della strada sono stati aggiunti 4469 mq di superficie propria del bacino
 Nell'area drenata dalla strada è stato cautelativamente aggiunto un valore pari al 50% delle superfici del Viadotto Taro scaricate dai collettori CAD1 e CS1 pari a (9536+11010)*0.5=10273 m². Tale assunzione scaturisce dall'ipotesi di un mal funzionamento degli sfioratori delle acque di 2° pioggia previsti in corrispondenza delle pile del viadotto

Vasca di laminazione TA-P04 dimensionata per un tempo di ritorno di 50 anni.
VASCA DI LAMINAZIONE TA-P04

Legge di pioggia	Tr	50	anni
	a	57,8	mm
	n	0,311	

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corivazione tc	Portata in ingresso Q ₅₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P04	10.833	0,90	0,40	76.693	11.551	88.244	0,83	73.644	40	1563	30,0	38	137.517	9.040

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 0,75 (m)
 area fondo= 13.855 (m²)
 area (h)= 15.033 (m²)
 volume= 10.833 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 15305 mq di superficie propria del bacino

Vasca di laminazione TA-P04 dimensionata per un tempo di ritorno di 100 anni.
VASCA DI LAMINAZIONE TA-P04

Legge di pioggia	Tr	100	anni
	a	65,2	mm
	n	0,283	

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corivazione tc	Portata in ingresso Q ₁₀₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P04	10.833	0,90	0,40	76.693	11.551	88.244	0,83	73.644	40	1784	30,0	34	123.743	9.302

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 0,75 (m)
 area fondo= 13.855 (m²)
 area (h)= 15.033 (m²)
 volume= 10.833 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 15305 mq di superficie propria del bacino

Vasca di laminazione TA-P04 dimensionata per un tempo di ritorno di 200 anni.
VASCA DI LAMINAZIONE TA-P04

Legge di pioggia	Tr	200	anni
	a	71,92	mm
	n	0,282	

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corivazione tc	Portata in ingresso Q ₂₀₀	Portata in uscita Qu	Durata critica øw	Durata critica øw	Volume di laminazione Wm
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P04	10.833	0,90	0,40	76.693	11.551	88.244	0,83	73.644	40,0	1968	30,0	39	140.373	10.619

(*) volume vasca con tirante utile h
 tirante h= 0,75 (m)
 area fondo= 13.855 (m²)
 area (h)= 15.033 (m²)
 volume= 10.833 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 15305 mq di superficie propria del bacino

**Vasca di laminazione TA-P05 dimensionata per un tempo di ritorno di 50 anni.****VASCA DI LAMINAZIONE TA-P05**

Legge di pioggia	Tirante	50	anni
		57,8	
		0,311	mm

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₅₀	Portata in uscita Q _U	Durata critica θ _w	Durata critica θ _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P05	6.780	0,90	0,40	54.335	6.270	60.605	0,85	51.410	35	1197	30,0	23	1.833	5.352

(*) volume vasca con tirante utile h

tirante h= 0,70 (m)
area fondo= 9.308 (m²)
area (h)= 10.063 (m²)
volume= 6.780 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 10756 mq di superficie propria del bacino

Vasca di laminazione TA-P05 dimensionata per un tempo di ritorno di 100 anni.**VASCA DI LAMINAZIONE TA-P05**

Legge di pioggia	Tirante	100	anni
		65,2	
		0,283	mm

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₁₀₀	Portata in uscita Q _U	Durata critica θ _w	Durata critica θ _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P05	6.780	0,90	0,40	54.335	6.270	60.605	0,85	51.410	35	1370	30,0	21	75.142	5.621

(*) volume vasca con tirante utile h

tirante h= 0,70 (m)
area fondo= 9.308 (m²)
area (h)= 10.063 (m²)
volume= 6.780 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 10756 mq di superficie propria del bacino

Vasca di laminazione TA-P05 dimensionata per un tempo di ritorno di 200 anni.**VASCA DI LAMINAZIONE TA-P05**

Legge di pioggia	Tirante	200	anni
		71,92	
		0,282	mm

VASCA	Volume disponibile (*)	Φ Strada	Φ Scarpata	Area Strada	Area Fascia Esterna	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	Tempo di corrivazione tc	Portata in ingresso Q ₂₀₀	Portata in uscita Q _U	Durata critica θ _w	Durata critica θ _w	Volume di laminazione W _m
ID	(m ³)			(m ²)	(m ²)	(m ²)		(m ²)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(sec)	(m ³)
TA-P05	6.780	0,90	0,40	54.335	6.270	60.605	0,85	51.410	35,0	1512	30,0	24	35.274	6.423

(*) volume vasca con tirante utile h

tirante h= 0,70 (m)
area fondo= 9.308 (m²)
area (h)= 10.063 (m²)
volume= 6.780 (m³)

Nota: nell'area della strada sono stati aggiunti 10756 mq di superficie propria del bacino



11.3 STUDI AMBIENTALI PER LE AREE DI EQUILIBRIO ECOLOGICO

La scelta di attrezzare il progetto autostradale con vasche volano in grado di laminare le portate del dilavamento di piattaforma e renderle compatibili con la capacità recettiva dei corsi d'acqua ha introdotto l'idea di utilizzare bacini di laminazione che sviluppassero anche un'ulteriore azione depurativa sulle acque e che costituissero aree di riequilibrio ecologico per interporre, tra l'opera infrastrutturale ed il territorio degli ambienti tampone potenzialmente colonizzabili dalla fauna e dalla vegetazione.

La rimozione degli inquinanti avviene attraverso una complessa varietà di processi biologici, chimici e fisici tra i quali riveste un ruolo predominante la cooperazione tra le piante ed i microrganismi che trovano sulle piante stesse o vicine ad esse un habitat adatto al loro sviluppo.

La capacità depurativa è dovuta alla presenza di ossigeno nel terreno, al potere depurativo della biomassa adesa alle radici delle piante (digestione aerobica della sostanza organica e nitrificazione dell'azoto ammoniacale) ed all'assimilazione di sostanze organiche e di nutrienti (l'azoto nitrico prodotto dai batteri nitrificanti) da parte della pianta per la sintesi proteica ed il proprio accrescimento.

Per la scelta delle piante si rimanda agli elaborati specifici.

I bacini di laminazione progettati coniugano l'obiettivo idraulico del controllo delle portate ed un doppio obiettivo ambientale, la fitodepurazione delle acque di seconda pioggia e la ricostituzione di un habitat umido di potenziale valenza ecologica, per vegetazione e fauna. La progettazione dei bacini è stata sviluppata secondo i seguenti criteri guida: funzionalità idraulica, fitodepurazione, ecologia:

- il bacino ha un volume complessivo dell'invaso dimensionato in funzione della domanda di laminazione che consente, alla luce del principio di invarianza idraulica, di scaricare nel recettore portate analoghe a quello che lo stesso riceve dalla condizione attuale del terreno, ovvero agricolo;
- l'immissione avviene con tubazione proveniente dal pozzetto di confluenza, il deflusso si sviluppa lentamente lungo l'asse longitudinale del bacino dove la pendenza che regola i deflussi è quella idraulica del pelo libero ed è invece nulla la pendenza sul fondo;
- la geometria del bacino è variabile in funzione delle esigenze e dell'area a disposizione; esso viene ottenuto con scavo e riporto per la costituzione di un vaso parzialmente pensile;
- il regime idraulico è quello tipico delle correnti lente di lago ed è regolato dallo scarico di fondo posto al termine della vasca; esso è realizzato con tubazione in uscita convogliante le acque al manufatto di scarico;
- la morfologia prevede sponde debolmente inclinate, e presenza di penisole ed isole interne che favoriscano la colonizzazione del canneto e che rappresentino ambienti di varietà morfologica utili alla colonizzazione della fauna, è importante mantenere alcune aree depresse dove il ristagno dell'acqua consenta la diffusione dell'umidità;
- l'invaso non viene rivestito ed impermeabilizzato, essendo infatti interessato da acque già depurate è ammissibile che una frazione idrica si infiltri nel sottosuolo;
- la disposizione della vegetazione nell'ambito dell'area di riequilibrio ecologico prevede il canneto all'interno del bacino e sulle sponde, elementi arbustivi ed arborei sulle sponde in scavo interne all'invaso ed elementi arborei ed arbustivi sparsi nell'area esterna all'invaso senza interessare l'argine di contenimento,



12 RECAPITO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Lo scarico delle acque trattate dagli impianti previsti in progetto avviene come segue:

TAP01

Lo scarico dell'impianto TA-P01, avviene a gravità senza laminazione, dato che le portate rilasciate sono compatibili con la capacità di deflusso del fiume Taro. Lo scarico avviene ad opera del collettore DN1200 TAP01, che sotto l'autostrada A1, diventa uno spingitubo DN1400 in quanto riceve anche le acque del fosso D11.

Per lo scarico nel fiume Taro non è necessaria una verifica di compatibilità vista la considerevole capacità di deflusso del ricettore in rapporto alla portata scaricata

TAP02

Lo scarico della vasca avviene mediante il sollevamento della portata di 30 l/s in uscita dal bacino attraverso una stazione di sollevamento attrezzata con due pompe sommergibili di cui una in esercizio e una di riserva.

Ogni condotta di mandata delle pompe sarà dotata di una valvola di sezionamento a saracinesca e di una valvola di ritegno del tipo a palla, entrambe PN10, alloggiata all'interno di un pozzetto di manovra.

La condotta di mandata in acciaio DN200 lunga complessivamente 115m scavalca l'argine del Taro, scaricando in alveo.

Le perdite di carico distribuite nella tubazione di mandata sono state calcolate con la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3,71} \right)$$

dove:

- λ : numero di resistenza;
- ε : scabrezza della condotta in mm assunto ;
- D: diametro interno della condotta in m;
- Re: numero di Reynolds.

Per quanto riguarda la scabrezza ε si deve considerare che, in condizioni di tubo nuovo, il valore consigliato dai costruttori per condotte in acciaio vale $\varepsilon = 0,15 \div 0,20$ mm.

In realtà la scabrezza delle tubazioni in esercizio corrente, in funzione dei fenomeni di deposito, può essere superiore, per questo motivo nei calcoli si assume cautelativamente, $\varepsilon = 0,5$ mm.

Dati di input

D	0,200000	di diametro della condotta	(m)
Q	0,030000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	115	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02533	indice di resistenza	
R_e	167526,31579	numero di reynolds	
J	0,00589	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	0,95493	velocità	(m/s)
ΔH	0,67764	perdita di carico totale	(m)

Oltre alle perdite ripartite occorre considerare le perdite concentrate, complessivamente è stato assunto un valore pari a 1m.

Si riepilogano di seguito i dati caratteristici dell'impianto:

numero pompe.....	1+1 riserva
portata singola pompa.....	30 l/s
portata sollevata.....	30 l/s
quota di aspirazione.....	39,76 msm
quota di restituzione.....	46,41 msm (testa argine)
prevalenza geodetica.....	6,65 m
prevalenza monometrica...	7,75 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H / (0,9 \times 0,75) = 3,4 \text{ Kw}$$

Lo scarico di TAP02 avviene nel Fiume Taro, quindi non è necessaria una verifica di compatibilità vista la considerevole capacità di deflusso del ricettore in rapporto alla portata scaricata

TAP03

Lo scarico della vasca TAP03 è stato adeguato prevedendo una condotta di mandata in acciaio DN200 che scavalca l'argine destro del Taro, e scarica in alveo attraverso un fosso.

Lo scarico della vasca avviene mediante il sollevamento della portata di 30 l/s in uscita dal bacino attraverso una stazione di sollevamento attrezzata con due pompe sommergibili di cui una in esercizio e una di riserva.

La condotta di mandata in acciaio DN200 lunga complessivamente 73m scarica in un fosso della rete di drenaggio.

Le perdite di carico distribuite nella tubazione di mandata sono state calcolate con la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3,71} \right)$$

dove:

- λ : numero di resistenza;
- ε : scabrezza della condotta in mm assunto ;
- D: diametro interno della condotta in m;
- Re: numero di Reynolds.

Per quanto riguarda la scabrezza ε si deve considerare che, in condizioni di tubo nuovo, il valore consigliato dai costruttori per condotte in acciaio vale $\varepsilon = 0,15 \div 0,20$ mm.

In realtà la scabrezza delle tubazioni in esercizio corrente, in funzione dei fenomeni di deposito, può essere superiore, per questo motivo nei calcoli si assume cautelativamente, $\varepsilon = 0,5$ mm.

Dati di input

D	0,200000	di diametro della condotta	(m)
Q	0,030000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	73	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02533	indice di resistenza	
R_e	167526,31579	numero di reynolds	
J	0,00589	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	0,95493	velocità	(m/s)
ΔH	0,43015	perdita di carico totale	(m)

Oltre alle perdite ripartite occorre considerare le perdite concentrate, complessivamente è stato assunto un valore pari a 1m.

S riepilogano di seguito i dati caratteristici dell'impianto:

numero pompe.....	1+1 riserva
portata singola pompa.....	30 l/s
portata sollevata.....	30 l/s
quota di aspirazione.....	37,26 msm
quota di restituzione.....	43,63 msm (testa argine)
prevalenza geodetica.....	6,37 m
prevalenza monometrica...	7,37 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H / (0,9 \times 0,75) = 3,2 \text{ Kw}$$

Lo scarico di TAP03 avviene nel Fiume Taro, quindi non è necessaria una verifica di compatibilità vista la considerevole capacità di deflusso del ricettore in rapporto alla portata scaricata

TAP04

La vasca TAP04 scarica in un fosso esistente ubicato a ovest dell'asse principale (asse nord km 4+510).

Il fosso ricade sotto la gestione del Consorzio di Bonifica Parmense

Lo scarico della vasca avviene mediante il sollevamento della portata di 30 l/s in uscita dal bacino attraverso una stazione di sollevamento attrezzata con due pompe sommergibili di cui una in esercizio e una di riserva.

La condotta di mandata in acciaio DN200 è lunga complessivamente 477 m

Le perdite di carico distribuite nella tubazione di mandata sono state calcolate con la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3,71} \right)$$

dove:

- λ: numero di resistenza;
- ε: scabrezza della condotta in mm assunto ;
- D: diametro interno della condotta in m;
- Re: numero di Reynolds.

Per quanto riguarda la scabrezza ε si deve considerare che, in condizioni di tubo nuovo, il valore consigliato dai costruttori per condotte in acciaio vale ε = 0,15÷0,20 mm.

In realtà la scabrezza delle tubazioni in esercizio corrente, in funzione dei fenomeni di deposito, può essere superiore, per questo motivo nei calcoli si assume cautelativamente, ε = 0,5 mm.

Dati di input

D	0,200000	di diametro della condotta	(m)
Q	0,030000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	477	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02533	indice di resistenza	
Re	167526,31579	numero di reynolds	
J	0,00589	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	0,95493	velocità	(m/s)
ΔH	2,81073	perdita di carico totale	(m)

Oltre alle perdite ripartite occorre considerare le perdite concentrate, complessivamente è stato assunto un valore pari a 3,74 m

Si riepilogano di seguito i dati caratteristici dell'impianto:

numero pompe.....	1+1 riserva
portata singola pompa.....	30 l/s
portata sollevata.....	30 l/s
quota di aspirazione.....	33,20 msm
quota di restituzione.....	33,46 m
prevalenza geodetica.....	0,26
prevalenza monometrica...	4,00 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H / (0,9 \times 0,75) = 1,7 \text{ Kw}$$

TAP05

Lo scarico della vasca avviene mediante il sollevamento della portata di 30 l/s in uscita dal bacino attraverso una stazione di sollevamento attrezzata con due pompe sommergibili di cui una in esercizio e una di riserva.

La condotta di mandata in acciaio DN200 lunga complessivamente 22m scarica in un fosso della rete di drenaggio.

Le perdite di carico distribuite nella tubazione di mandata sono state calcolate con la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3,71} \right)$$

dove:

- λ : numero di resistenza;
- ε : scabrezza della condotta in mm assunto ;
- D: diametro interno della condotta in m;
- Re: numero di Reynolds.

Per quanto riguarda la scabrezza ε si deve considerare che, in condizioni di tubo nuovo, il valore consigliato dai costruttori per condotte in acciaio vale $\varepsilon = 0,15 \div 0,20$ mm.

In realtà la scabrezza delle tubazioni in esercizio corrente, in funzione dei fenomeni di deposito, può essere superiore, per questo motivo nei calcoli si assume cautelativamente, $\varepsilon = 0,5$ mm.

Dati di input

D	0,200000	di diametro della condotta	(m)
Q	0,030000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	22	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02533	indice di resistenza	
R_e	167526,31579	numero di reynolds	
J	0,00589	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	0,95493	velocità	(m/s)
ΔH	0,12964	perdita di carico totale	(m)

Oltre alle perdite ripartite occorre considerare le perdite concentrate, complessivamente è stato assunto un valore pari a 1,0 m



Si riepilogano di seguito i dati caratteristici dell'impianto:

numero pompe.....	1+1 riserva
portata singola pompa.....	30 l/s
portata sollevata.....	30 l/s
quota di aspirazione.....	29,72 msm
quota di restituzione.....	31,63 msm
prevalenza geodetica.....	1,91 m
prevalenza monometrica...	2,91 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H / (0,9 \times 0,75) = 1,3 \text{ Kw}$$

Lo scarico di TAP05 avviene in VA06-Fosso-01Sx; la verifica è riportata nell'elaborato RAAA1EIAPST03GSC006

13 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE GALLERIA A1

Un capitolo a parte merita il sistema di raccolta a presidio della galleria artificiale A1.

La scelta di eseguire il prolungamento del sottopasso all'Autostrada A1 in galleria artificiale è scaturita dalla necessità di proteggere dalle acque meteoriche la zona di approfondimento dell'asse stradale, ove, in relazione alla quota del sistema scolante esistente, oltre che alla massima escursione della falda influenzata dalla presenza del Torrente Recchio e dal Fiume Taro, non risulta possibile scaricare per gravità le acque piovane nelle zone più depresse.

E' stato quindi previsto il prolungamento del sottopasso del raccordo autostradale di progetto alla A1, con uno sviluppo totale di copertura di circa 450 m: tale soluzione consente di proteggere la piattaforma stradale dalla pioggia per un tratto sufficientemente lungo da permettere la raccolta delle acque ad una quota tale da poterle scaricare a gravità, mediante la realizzazione dei collettori TAP02a – TAP02b (che scaricano nella vasca TAP02).

All'interno della galleria, ai lati della piattaforma stradale è prevista in ogni modo una rete di raccolta dei reflui di eventuali sversamenti e delle portate provenienti dagli imbocchi che non è possibile scaricare a gravità. Gli elementi di cattura della portata all'interno della galleria sono del tipo grigliato taglia-fuoco (NO FIRE) disposti con un interasse di 50 m circa.

In corrispondenza della zona di massima profondità della galleria, è prevista la realizzazione di un impianto di sollevamento, dotato di vasca di compenso, in grado di smaltire le acque di pioggia per una curva di possibilità pluviometrica con 100 anni di tempo di ritorno e tempo di corrivazione pari a 10 minuti (cautelativo per l'asfalto drenante), ricadenti su una superficie di circa 4700 m². Tale superficie deriva dall'ipotesi (anch'essa cautelativa) che in caso di eventi intensi e di mal funzionamento delle reti esterne circa 100m lineari di carreggiata all'imbocco e allo sbocco possano riversare in galleria le acque zenitali esterne.

La vasca di accumulo presenta una capienza di circa 200 m³, con una zona di maggiore approfondimento per consentire il pescaggio delle pompe di svuotamento poste all'esterno del manufatto scatolare; è collegata alla superficie mediante un pozzetto, accessibile dal vano di accesso all'uscita di sicurezza della carreggiata sud. Una volta sollevate, le acque vengono scaricate nel collettore TAP02A situato ad ovest della galleria per essere recapitate nell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia TA-P02.

Per quanto riguarda la rete di drenaggio della galleria artificiale il Progetto Definitivo ha previsto quanto segue:

- Curva di pioggia considerata $h = 57.8 t^{0.311}$ (Tr = 50 anni);
- Area afferente all'impianto di sollevamento pari a 4'700 m²;
- Tempo di corrivazione pari a 10 minuti;
- Impianto di sollevamento con portata pari a 20 l/s;
- Vasca di laminazione a servizio dell'impianto di sollevamento con volume pari a 200 m³;
- Portata massima in arrivo all'impianto di sollevamento pari a 259 l/s;
- Diametro delle condotte previste all'interno della galleria pari a 300 mm

Per il Progetto Esecutivo nell'ipotesi di considerare la curva di pioggia utilizzata per gli attraversamenti stradali con Tr = 100 anni, lo schema del Progetto Definitivo diventa:

- Curva di pioggia considerata $h = 65.2 t^{0.283}$ (Tr = 100 anni);
- Area afferente all'impianto di sollevamento pari a 4'700 m²;
- Tempo di corrivazione pari a 10 minuti;
- Impianto di sollevamento con portata pari a 30 l/s per pompa (tre pompe di cui una di emergenza e due in esercizio);
- Vasca di laminazione a servizio dell'impianto di sollevamento con volume pari a 200 m³;
- Portata massima in arrivo all'impianto di sollevamento pari a 308 l/s;
- Diametro nominale delle condotte previste all'interno della galleria in PEAD (DN400)



Inoltre, sulla base dell'istruttoria A15 prot. n°712 del 01-09-2014, al fine di garantire la sicurezza di marcia dei veicoli anche per eventi eccezionali ("Bombe d'acqua" – Vedi Appendice) è stata verificata la capacità della vasca dell'impianto di sollevamento e delle condotte per un tempo di ritorno $Tr > 1000$ anni:

Si riportano di seguito le verifiche per entrambi i tempi di ritorno ($Tr=100$ - $Tr > 1000$)

CAPACITA' DI COMPENSO DELLA VASCA $Tr=100$ anni

Si riporta di seguito la verifica del volume di compenso della vasca calcolato nell'ipotesi cautelativa che funzioni una sola delle due pompe in esercizio (30 l/s)

Con queste ipotesi cautelative il volume richiesto risulta pari a 189 m^3 contro i 200 m^3 disponibili.

VASCA GALLERIA GA01

Legge di pioggia	Tr	100
	a	65,2
	n	0,283

VASCA	Volume disponibile	Φ Strada	Area Strada	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	tc	Q100	Qu	Θ_w	Wm	Coeff. Sicurezza	Volume Vasca
ID	(m^3)		(m^2)	(m^2)		(m^2)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(m^3)		(m^3)
GA01	200,00	1,00	4.700	4.700	1,00	4.700	10,0	308	30,0	0,79	189	1	189

CAPACITA' DI COMPENSO DELLA VASCA $Tr > 1000$ anni

Si riporta di seguito la verifica del volume di compenso della vasca calcolato nell'ipotesi che per tale evento funzionino tutte le pompe ovvero le due in esercizio + quella di riserva (30+30+30=90 l/s)

Con queste ipotesi cautelative il volume richiesto risulta pari a 189 m^3 contro i 200 m^3 disponibili.

VASCA GALLERIA GA01

Legge di pioggia	Tr	>1000
	a	100
	n	0,294

VASCA	Volume disponibile	Φ Strada	Area Strada	Area Bacino	Φ Medio	Area Equivalente	tc	Q>1000	Qu	Θ_w	Wm	Coeff. Sicurezza	Volume Vasca
ID	(m^3)		(m^2)	(m^2)		(m^2)	(min)	(l/s)	(l/s)	(h)	(m^3)		(m^3)
GA01	200,00	1,00	4.700	4.700	1,00	4.700	10,0	463	90,0	0,35	196	1	196



SOLLEVAMENTO Tr=100 anni

Ogni condotta di mandata delle pompe sarà dotata di una valvola di sezionamento a saracinesca e di una valvola di ritegno PN10.

La condotta di mandata in acciaio DN250 lunga complessivamente 25m scarica nel pozzetto previsto sul collettore TAP02A (DN1200) a monte del nodo idraulico 63.

Le perdite di carico ripartite nella condotta di mandata sono state calcolate con la formula di Colebrook, :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon / D}{3,71} \right)$$

Le perdite ripartite risultano pari a ΔH=0,18 m

Dati di input

D	0,250000	diámetro della condotta	(m)
Q	0,060000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	25	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02375	indice di resistenza	
Re	268042,10526	numero di reynolds	
J	0,00724	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	1,22231	velocità	(m/s)
ΔH	0,18106	perdita di carico totale	(m)

Alle perdite ripartite occorre aggiungere le perdite concentrate che cautelativamente sono state assunte par a 1m
Quindi le perdite complessive (ripartite+concentrate) risultano pari a 0,18+1=1,18m

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'impianto:

- numero pompe..... 2+1 riserva
- portata singola pompa..... 30 l/s
- portata sollevata..... 60 l/s
- quota di aspirazione..... 34,93 msm
- quota di restituzione..... 42,23msm
- prevalenza geodetica..... 7,30 m
- prevalenza monometrica... 8,48 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H/(0,9 \times 0,75) = 7,6 \text{ Kw}$$

SOLLEVAMENTO Tr>1000 anni

Si riportano le stesse verifiche per Tr>1000 anni.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon / D}{3,71} \right)$$

Le perdite ripartite risultano pari a ΔH=0,41 m



Dati di input

D	0,250000	diametro della condotta	(m)
Q	0,090000	portata	(m ³ /s)
ε	0,500000	scabrezza	(mm)
L	25	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,02364	indice di resistenza	
R _e	402063,15789	numero di reynolds	
J	0,01622	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	1,83346	velocità	(m/s)
ΔH	0,40539	perdita di carico totale	(m)

Alle perdite ripartite occorre aggiungere le perdite concentrate che cautelativamente sono state assunte par a 1m
Quindi le perdite complessive (ripartite+concentrate) risultano pari a 0,41+1=1,41m

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'impianto:

numero pompe.....	2+1 riserva
portata singola pompa.....	30 l/s
portata sollevata.....	90 l/s
quota di aspirazione.....	34,93 msm
quota di restituzione.....	42,23msm
prevalenza geodetica.....	7,30 m
prevalenza monometrica...	8,71 m

La potenza assorbita risulta:

$$W = g Q H / (0,9 \times 0,75) = 11,4 \text{ Kw}$$

14 INTERFERENZE CON IL RETICOLO SUPERFICIALE

La rete idrografica interferita dal tracciato autostradale è suddivisibile, oltre ai corsi d'acqua principali, in corsi d'acqua secondari naturali o seminaturali ed in corsi d'acqua secondari di bonifica utilizzati promiscuamente per il drenaggio delle acque e per l'adduzione irrigua nelle stagioni primaverili ed estive.

I corsi d'acqua principali sono:

- Fiume Taro
- Torrente Recchio

Le opere di attraversamento sono in viadotto e per quanto riguarda la parte idraulica sono stati predisposti appositi studi ai quali si rimanda per tutti i dettagli (Rif.: SI01DRE001-SI02DRE001).

I corsi secondari sono:

- Canale ottomulini
- Diramazione sud Duraga dei ronchi
- Dugara di mezzo
- Dugara dei Ronchi
- Dugarolo Ronchi
- Diversivo di Viarolo

Questi corsi d'acqua interferiscono in vari punti con il tracciato autostradale e con le viabilità secondarie previste in progetto. Lo studio idraulico di queste interferenze è stato sviluppato in moto permanente con il programma di calcolo Hec-Ras nella situazione ante e post operam. Per questi studi si rimanda ai seguenti elaborati:

RAAA1EIAPSI03DRE002A	Canale Ottomulini - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL013A	Canale Ottomulini - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL014A	Canale Ottomulini - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE008A	Canale Ottomulini - Interferenza VO01 - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL027A	Canale Ottomulini - Interferenza VO01 - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL028A	Canale Ottomulini - Interferenza VO01 - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE003A	Canale Diramazione sud Duraga dei Ronchi - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL015A	Canale Diramazione sud Duraga dei Ronchi - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL016A	Canale Diramazione sud Duraga dei Ronchi - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE004A	Canale Duraga di Mezzo - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL017A	Canale Duraga di Mezzo - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL018A	Canale Duraga di Mezzo - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE005A	Canale Duraga dei Ronchi - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL019A	Canale Duraga dei Ronchi - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL020A	Canale Duraga dei Ronchi - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE006A	Canale Dugarolo Ronchi - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL021A	Canale Dugarolo Ronchi - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL022A	Canale Dugarolo Ronchi - S tato postoperam
RAAA1EIAPSI03DRE007A	Canale Diversivo di Viarolo - Relazione idraulica
RAAA1EIAPSI03DPL023A	Canale Diversivo di Viarolo - S tato anteoperam
RAAA1EIAPSI03DPL024A	Canale Diversivo di Viarolo - S tato postoperam



Le altre interferenze minori con la rete superficiale sono state risolte con tombini circolari o piccoli scatoari. La verifica idraulica di questi tombini è stata svolta in moto uniforme con la formula:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

con:

Q = portata di progetto [m³/s];

A = sezione idraulica bagnata [m²];

n = coefficiente di Manning (n=0.02 per condotte in cls);

R = raggio idraulico [m];

i = pendenza di fondo [m/m]

Questi piccoli colatori hanno molto spesso funzione mista irrigazione/drenaggio. Considerata la difficoltà, se non addirittura l'impossibilità di delimitare i bacini imbriferi di alimentazione, si sono valutate le portate a partire dalle sezioni idrauliche esistenti assegnando alla velocità dell'acqua valori pari a 0,8-1,0 m/s. A queste portate così valutate sono stati aggiunti gli eventuali contributi provenienti dagli scarichi del corpo stradale di progetto.

Si riporta di seguito un elenco di questi tombini e i risultati delle verifiche svolte.



TOMBINI ASSE PRINCIPALE

	ubicazione Km	Nome	Dimensioni del Tombino	Q1 piattaforma (l/s)	Q2 bacino esterno (l/s)	Q _{max} (Q1+Q2) (l/s)	Ks (Strickler)	i (%)	hu (m)	riemp (%)	v (m/s)	NOTE
WBS-TS26	2+009 ASSE NORD	Tombino scatolare ATST-BP-01 CANALE OTTOMULINI	300x250	-	-	-	-	-	-	-	-	VEDI ELABORATI SPECIFICI VERIFICHE EC-RAS
WBS-TT01	2+457 ASSE NORD	Tombino P-01	DN1000	35	480	515	50	0,46	0,49	49	1,33	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT02	2+630 ASSE NORD	Tombino P-02	DN1000	27	200	227	50	0,23	0,38	38	0,83	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT03	3+228 ASSE NORD	Tombino P-03	DN1000	146	0	146	50	0,22	0,30	30	0,73	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS01	3+317 ASSE NORD	Tombino scatolare ATST-BP-02 DURAGA SUD DEI RONCHI	300x250	-	-	-	-	-	-	-	-	VEDI ELABORATI SPECIFICI VERIFICHE EC-RAS
WBS-TT04	3+523 ASSE NORD	Tombino P-04	DN1000	269	0	269	50	0,27	0,40	40	0,93	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT05	3+930 ASSE NORD	Tombino P-05	DN1000	238	152	390	50	0,25	0,50	50	1,00	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS02	4+159 ASSE NORD	Tombino scatolare P-06	150x150	60	456	516	50	0,02	0,84	56	0,41	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS03	4+299 ASSE NORD	Tombino scatolare P-08	150x100	91	0	91	50	1,95	0,06	6	1,01	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT07	4+760 ASSE NORD	Tombino P-09	DN1000	100	368	468	50	0,11	0,74	74	0,75	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT57	5+038 ASSE NORD	Tombino P-15	DN1000	68	264	332	50	0,05	0,77	77	0,52	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS04	5+215 ASSE NORD	Tombino scatolare ATST-BP-03 DUGARA DI MEZZO	300x250	-	-	-	-	-	-	-	-	VEDI ELABORATI SPECIFICI VERIFICHE EC-RAS
WBS-TT08	5+390 ASSE NORD	Tombino P-10	DN1000	49	160	209	50	0,19	0,38	38	0,76	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS05	5+725 ASSE NORD	Tombino scatolare ATST-BP-04 DUGARA DEI RONCHI	300x250	-	-	-	-	-	-	-	-	VEDI ELABORATI SPECIFICI VERIFICHE EC-RAS
WBS-TT09	5+792 ASSE NORD	Tombino P-11	DN1000	159	0	159	50	0,07	0,43	43	0,50	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT10	6+034 ASSE NORD	Tombino P-12	DN1000	55	208	263	50	0,18	0,44	44	0,79	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TS06	6+382 ASSE NORD	Tombino scatolare P-13	200x120	72	336	408	50	0,12	0,31	25	0,67	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA
WBS-TT11	6+616 ASSE NORD	Tombino P-14	DN1000	398	0	398	50	0,18	0,56	56	0,87	VERIFICA CON EQUIVALENZA IDRAULICA



15 LINEE GUIDA PER IL PROGRAMMA DI GESTIONE

Il sistema di smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma sarà dotato di apposito programma di gestione e manutenzione al quale si farà riferimento per le attività di controllo e supervisione del funzionamento di tutta la rete. La gestione della rete idraulica autostradale dovrà prevedere il controllo del funzionamento idraulico dei fossi di guardia di piattaforma e scarpata, della funzionalità ed efficienza dei collettori di viadotto e dei relativi sfiori; della pulizia dei pozzetti di confluenza e del funzionamento dei presidi di sicurezza contro gli sversamenti.

La gestione degli impianti di prima pioggia dovrà verificare la funzionalità di tutti i sistemi elettromeccanici, la perfetta tenuta dei manufatti, l'efficienza degli accessi per la manutenzione; la funzionalità degli allarmi.

La gestione dei bacini di laminazione dovrà prevedere la programmazione dei tagli di vegetazione palustre, la manutenzione della vegetazione arborea ed arbustiva, la tenuta delle arginature e la funzionalità dell'imbocco e sbocco delle acque.

La gestione del manufatto di scarico dovrà garantire l'accesso al pozzetto di campionamento, la funzionalità del clapet antiriflusso e la funzionalità della bocca tarata di scarico.

Si riportano alcune indicazioni generali per il piano di gestione:

- dovranno essere identificati i rendimenti e gli eventuali malfunzionamenti biologici dell'impianto.
- dovrà essere fornita con frequenza possibilmente quadrimestrale una relazione di resoconto sulla situazione generale di funzionamento dell'impianto redatta alla luce dei controlli e verifiche eseguite;
- verrà fornito inoltre alla committente un calendario con indicate, per l'anno di gestione, tutte le date in cui verranno effettuate le varie operazioni secondo le cadenze stabilite
- sarà redatto registro dove verranno annotati i dati relativi alle analisi periodicamente eseguite ed i risultati analitici saranno comunicati entro 20 gg. dal prelievo su di un apposito verbale di analisi; le analisi effettuate sui vari campionamenti saranno eseguite da laboratorio o professionista regolarmente abilitato.
- saranno svolti prelievi delle acque in uscita con cadenza trimestrale (4 campioni/anno) per analisi chimiche di laboratorio volte a determinare i seguenti parametri: COD, SOLIDI SOSPESI, SOLIDI SEDIMENTABILI, MATERIALI GROSSOLANI, PH, CLORURI
- saranno effettuati campioni istantanei per avere dati approssimativi circa il carico in ingresso; la cadenza sarà semestrale (n° 2 campioni/anno) con determinazione dei seguenti parametri: PH, COD, SOLIDI SOSPESI, SOLIDI SEDIMENTABILI, OLI MINERALI ED IDROCARBURI
- con cadenza semestrale/annuale verrà eseguita, attraverso ditte autorizzate, l'asportazione degli oli accumulati nel serbatoio di stoccaggio del disoleatore e l'eliminazione dei sedimenti accumulati nella vasca sia sul fondo sia nel vano di accumulo;
- saranno svolte visite di "conduzione ordinaria" di controllo sulla linea ed agli impianti di trattamento in n° 6 per anno solare; dovranno essere verificate le condizioni dei fossi, la pulizia e la buona esecuzione degli sfalci; dovranno essere pulite le griglie e tutti i pozzetti di confluenza, dovranno essere puliti i pozzetti di carico e scarico degli impianti prima pioggia, dovranno essere sostituiti i filtri a coalescenza con cadenza semestrale (2 sostituzioni all'anno).
- la manutenzione dei bacini di laminazione dovrà prevedere lo sfalcio del canneto una volta all'anno con taglio della vegetazione, asportazione e trasporto a discarica; lo sfalcio avverrà alternato su metà bacino il primo anno e sull'altra metà il secondo anno in modo da non denudare mai totalmente il canneto;

Le operazioni di manutenzione ordinaria sono identificabili nei controlli da effettuarsi per la buona efficienza delle apparecchiature elettromeccaniche dell'impianto attraverso personale specializzato:

- controllo delle apparecchiature elettromeccaniche: come prescritto dalle case costruttrici si provvederà, con la frequenza indicata, all'aggiunta o sostituzione di lubrificanti nelle giuste quantità e di idonea qualità;
- pulizia accurata di tutte le apparecchiature, in particolar modo delle elettropompe con ingrassaggio delle parti soggette ad usura;
- sempre attraverso personale specializzato saranno condotte operazioni di "verifica e controllo della parte elettrica";
- ispezione accurata al quadro di comando: si provvederà a manovrare sia automaticamente che manualmente tutte le utenze installate;
- controllo delle apparecchiature elettriche e della potenza assorbita.

Tali operazioni saranno effettuate con una frequenza di n° 2 interventi l'anno per la parte riguardante i "lavori di manutenzione elettromeccanica e meccanica" e circa di n° 6 interventi l'anno per la parte riguardante i



PIZZAROTTI

CODIFICA DOCUMENTO
RAAA1EIAPST00GRE001D.doc

REV.
D

FOGLIO
64 di 75

"lavori di verifica e controllo parte elettrica".



PIZZAROTTI

CODIFICA DOCUMENTO
RAAA1EIAPST00GRE001D.doc

REV.
D

FOGLIO
65 di 75

APPENDICE 1

Verifica delle opere per eventi eccezionali "Bombe d'Acqua"

1. Valutazioni idrologiche sull'evento meteorico verificatosi il 14-06-2014

In data 14 giugno 2014 si è verificato un evento meteorico di particolare intensità nella zona di Salsomaggiore, Tabiano ed aree limitrofe. Dai dati raccolti sembrerebbero piovuti circa 140 mm di pioggia nell'arco di 2 ore, di cui circa 100 mm nell'arco di una sola ora, fra le ore 19 e le ore 20.

Considerata la particolare intensità di questa così detta “bomba d’acqua” e la modesta distanza fra le aree colpite e l'Interconnessione A1/A15, l'Amministrazione Appaltante con nota prot. n°712 del 01-09-2014, al fine di garantire la sicurezza di marcia dei veicoli anche per eventi eccezionali, ha richiesto di verificare le seguenti opere per eventi di tale intensità:

- passo degli embrici di scarico della piattaforma dell'asse principale da pk - 1+350 a pk 0+250 e delle rampe dell'interconnessione
- collettori di scarico TAP01 e TAP02
- volume della vasca di laminazione TAP02 in fase definitiva
- sistema di smaltimento della galleria GA01

2. Analisi idrologiche

In sede di stesura del Progetto Esecutivo è stato fatto un aggiornamento dei dati pluviometrici considerando la stazione di rilevamento più vicina alla zona di intervento che corrisponde a quella di Parma-Università (stessa stazione presa a riferimento nel PD).

I dati sono stati raccolti dal sito dell'agenzia ARPA dell'Emilia Romagna e poi inseriti in una tabella riepilogativa di seguito riportata; il periodo considerato va dal 1946 al 2012 mentre i valori di pioggia si riferiscono alle seguenti durate:

Scrosci di durata pari a 15, 30 e 45 minuti;

Piogge orarie di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

n.	tempo	SCROSCI			PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE				
		15	30	45	1	3	6	12	24
		min	min	min	ore	ore	ore	ore	ore
h	h	h	h	h	h	h	h	h	
anno	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
1	1947								
2	1948		17.5		27.0	42.0	54.0	82.0	101.0
3	1949		16.0		21.0	29.0	37.0	46.0	58.0
4	1950		22.0		23.0	26.0	35.0	43.0	50.4
5	1951				22.0	32.0	49.0	60.0	74.0



6	1952		16.0	23.0	28.0	29.7	29.7	30.7	50.3
7	1953		15.0		21.0	27.2	30.2	32.0	48.0
8	1954	11.0			9.5	15.8	24.5	38.0	70.3
9	1955								
10	1956								
11	1957								
12	1958								
13	1959	13.0	16.0	19.0	22.8	28.0	34.0	43.6	58.0
14	1960								
15	1961								
16	1962								
17	1963	26.8	19.4	11.4	27.4	28.6	54.4	59.6	70.6
18	1964	15.8	19.4		32.0	44.2	58.0	73.2	75.4
19	1965								
20	1966	8.4	8.0		12.8	24.8	39.2	40.0	70.8
21	1967	9.6	21.4		39.8	47.8	58.2	58.6	58.8
22	1968	12.2	17.2	11.0	18.6	31.0	56.4	65.2	76.0
23	1969	11.0	21.4		27.6	43.6	51.2	52.6	52.6
24	1970		15.0		23.6	37.0	38.0	40.6	44.6
25	1971		7.0		11.4	21.0	34.0	56.0	74.0
26	1972	10.4	10.0	36*	39.8	47.0	47.0	47.0	64.0
27	1973	11.8*	70.0		76.6	76.6	77.2	78.8	97.8
28	1974								
29	1975	14*	15.0		13.2	18.8	28.6	46.8	72.6
30	1976								
31	1977								
32	1978								
33	1979								
34	1980								
35	1981								
36	1982		35.8		39.4	45.4	48.6	50.8	50.8
37	1983				33.4	34.2	34.2	34.2	34.8
38	1984	12.0			22.0	27.8	34.0	48.6	65.0
39	1985								
40	1986								
41	1987	6.4	11.0	12.4	14.0	32.6	43.2	53.4	62.8
42	1988	6.4	11.2	11.4	13.4	29.8	31.4	38.0	45.2
43	1989	6.6	12.4	13.0	13.6	30.0	33.4	42.4	58.8
44	1990	10.8	15.6	20.2	28.0	38.2	43.6	57.0	77.0
45	1991	11.0	13.0	15.0	16.8	25.4	40.8	60.2	69.8
46	1992	9.4	11.4	16.0	19.0	25.6	39.8	46.6	82.4
47	1993	13.6	16.2	19.2	21.6	36.8	37.6	44.4	68.2
48	1994	10.6	12.8	17.6	18.6	24.0	29.6	31.2	49.2
49	1995	16.0	20.0	23.2	26.0	37.2	40.0	42.8	49.0
50	1996	11.0	13.6	17.6	19.4	23.6	30.4	41.2	63.0

51	1997	10.2	12.8	14.0	16.8	26.4	32.4	35.0	40.2
52	1998	14.8	17.0	18.8	20.8	26.6	31.6	37.6	42.6
53	1999	10.8	15.2	18.6	22.8	48.0	53.2	65.2	76.0
54	2000	13.6	17.4	21.4	22.2	23.2	31.2	48.2	55.6
55	2001	11.4	19.2	20.6	20.6	28.6	37.6	41.2	56.8
56	2002	18.4	22.4	25.4	26.2	31.0	33.6	45.4	47.2
57	2003	9.6	15.4	17.0	18.6	20.4	25.8	33.8	47.8
58	2004	25.8	27.8	34.6	38.0	43.2	49.0	63.0	70.4
59	2005	10.0	13.4	15.0	17.0	37.6	60.2	76.8	102.2
60	2006	13.2	14.0	14.8	15.4	34.8	43.4	49.8	63.6
61	2007	11.6	14.4	17.4	20.4	48.4	58.0	61.8	72.2
62	2008	10.4	14.2	19.2	23.4	35.2	35.2	54.2	75.8
63	2009								
64	2010	28.0	33.8	37.8	38.6	41.6	43.2	48.0	58.0
65	2011								
66	2012	8.0	11.4	14.8	16.2	21.6	29.6	41.0	55.6

Con i dati raccolti è stata fatta l'elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica sia per quanto riguarda gli eventi di breve durata (inferiori all'ora) sia per gli eventi di durata compresa tra 1 e 24 ore considerando diversi tempi di ritorno e utilizzando come funzione di distribuzione di probabilità quella di Gumbel. I dati ottenuti sono indicati nella tabella seguente:

Parma Università						
CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA						
Tr anni	SCROSCI		PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE			
	a mm ore ⁻ⁿ	n	t = 1, 3, 6, 12, 24 ore		t = 1, 3, 6 ore	
			a mm ore ⁻ⁿ	n	a mm ore ⁻ⁿ	n
2	20.2	0.376	22.2	0.314	22.2	0.319
5	28.8	0.344	32.2	0.259	32.9	0.233
10	34.4	0.331	38.8	0.236	39.9	0.198
20	39.8	0.321	45.1	0.219	46.7	0.173
30	42.9	0.317	48.7	0.211	50.6	0.162
40	45.1	0.314	51.3	0.206	53.4	0.155
50	46.8	0.312	53.3	0.203	55.5	0.149
100	51.9	0.307	59.4	0.193	62.1	0.135
200	57.1	0.302	65.5	0.185	68.6	0.124
300	60.1	0.300	69.1	0.181	72.5	0.118
400	62.2	0.298	71.6	0.178	75.2	0.114
500	63.9	0.297	73.6	0.176	77.3	0.112
1000	69.0	0.294	79.7	0.171	83.8	0.104



Come è possibile notare dalla serie storica dei dati la massima precipitazione oraria verificatasi è pari 76,6 mm di pioggia, quindi il valore di 100 mm in un'ora, di cui si ha notizia nell'evento del 14-06-2014, è da ritenersi eccezionale e supera tutti i valori della serie storica di dati.

Inoltre se si prende in considerazione la curva di possibilità climatica $h=aT^n$ relativa agli scrosci inferiori o uguali all'ora con i parametri riportati nella tabella precedente per un evento di tempo di ritorno 1000 anni si ha:

$$h=69 T^{0,294} \quad Tr=1000 \text{ anni} \quad (1)$$

con:

h espresso in (mm)

T espresso in (ore)

Utilizzando la (1) e calcolando la precipitazione relativa alla durata 1 ora si ha $h=69$ mm, quindi l'evento del 14 giugno 2014, con i 100 mm di pioggia caduti in un'ora, (se riferito alla stazione di Parma), avrebbe avuto un tempo di ritorno superiore a 1000 anni.

Volendo fare delle valutazioni sulle opere previste in progetto è necessario definire una curva di possibilità pluviometrica tale da avere in un'ora la precipitazione di 100 mm.

Come noto nelle precipitazioni inferiori all'ora il parametro "n" varia assai poco al variare del tempo di ritorno, volendo quindi (in prima approssimazione) definire una legge di pioggia relativa all'evento del 14-giugno 2014 si potrebbe proporre la seguente espressione:

$$h=100 T^{0,294} \quad Tr > 1000 \text{ anni} \quad (2)$$

l'analoga espressione per $Tr=50$ anni assunta nelle verifiche di progetto risulta invece:

$$h=57,8 T^{0,311} \quad Tr = 50 \text{ anni} \quad (3)$$

Sulla scorta della nuova curva di possibilità pluviometrica per $Tr > 1000$ anni, sono state condotte le seguenti verifiche sulle opere descritte in premessa.

3. passo degli embrici di scarico della piattaforma dell'asse principale da pk -1+350 a pk 0+250 e delle rampe dell'interconnessione

Queste verifiche sono state condotte e riportate al par. 5.2. Gli embrici in questo tratto sono dimensionati per assicurare un corretto deflusso delle acque anche per eventi eccezionali.

4. collettore di scarico TAP01

Si riporta di seguito il tabulato di verifica del collettore TAP01 per un tempo di ritorno $Tr > 1000$ anni.

INTERCONNESSIONE IMPIANTO TAP01- collettore

Legge di pioggia	Tr a n	>1000 100 0,294	anni mm
------------------	--------	-----------------------	------------

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

Riempimenti ammessi	canali	0,8 h
	tubi < 400	0,5 \emptyset
	tubi \geq 400	0,8 \emptyset

Tronco	nodo monte	nodo valle	L tronco (m)	Pendenza media (%)	A strada (m ²)	A scarpata (m ²)	A totale (m ²)	tc (minuti)	Q>1000 (l/s)	u (l/sxha)	Dimensioni opera	Ks (Strickler)	i (%)	hu (m)	riemp (%)	v (m/s)	piezometrica per tubazione in carico (i%)
TAP01	10	4	23,6	1,36	21.633	0	21.633	23	1.064	492	acciaio-800	80	0,51	0,80	100	2,12	0,51
	4	34	38,8	0,33	41.896	1,275	43.171	26	1.916	444	CLS-1000	50	0,33	1,00	100	2,44	0,51
	34	26	621,5	0,10	41.896	1,275	43.171	35	1.565	362	acciaio-1200	80	0,10	1,20	100	1,38	0,13
	26	29	77,3	0,10	48.328	1,275	49.603	36	1.766	356	acciaio-1200	80	0,10	1,20	100	1,56	0,17
	29	36	579,1	0,10	60.125	3,058	63.183	43	1.943	308	acciaio-1200	80	0,10	1,20	100	1,72	0,20
	36	35	337,2	0,10	64.845	3,058	67.903	47	1.956	288	acciaio-1200	80	0,10	1,20	100	1,73	0,21
	35	35a	62,4	0,10	-	-	-	-	2.546	-	acciaio-1400	80	0,10	1,40	100	1,65	0,16

La portata del tronco 35-35a è stata ottenuta sommando il contributo del tronco 36-35 e la portata del fosso D11.

Come è possibile notare il collettore va in carico con la portata $Tr > 1000$ anni.

Nell'ultima colonna della tabella sono riportate le cadenti piezometriche della tubazione in carico, calcolate con la formula di Colebrook assumendo per la scabrezza il valore $\epsilon = 0,5\text{mm}$

Nei profili di progetto elaborati n°:

RAAA1EIAPST05GPL001

RAAA1EIAPST05GPL002

RAAA1EIAPST05GPL003

RAAA1EIAPST05GPL004

E' riportata la linea piezometrica della condotta tracciata a partire dalla quota di piena del Fiume Taro.

Anche in questa condizione estrema non sono da temere fuoriuscite di acqua dai pozzetti ne allagamenti della sede autostradale.

5. collettore di scarico TAP02

Si riportano di seguito i tabulati di verifica dei collettori TAP02A e TAP02B per un tempo di ritorno $Tr > 1000$ anni.

INTERCONNESSIONE IMPIANTO TAP02-Collettore TAP02A

Legge di pioggia	Tr a n	>1000 100 0,294	anni mm
------------------	--------	-----------------------	------------

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

Riempimenti ammessi	canali	0,8 h
	tubi < 400	0,5 \emptyset
	tubi \geq 400	0,8 \emptyset

Tronco	nodo monte	nodo valle	L tronco (m)	Pendenza media (%)	A strada (m ²)	A scarpata (m ²)	A totale (m ²)	tc (minuti)	Q>1000 (l/s)	u (l/sxha)	Dimensioni opera	Ks (Strickler)	i (%)	hu (m)	riemp (%)	v (m/s)	piezometrica per tubazione in carico (i%)
collettore TAP02A	97	114	46,4	0,08	17.564	1.900	19.464	19	1.036	532	acciaio-1000	80	0,08	1,00	100	1,32	0,15
	114	104	147,1	0,08	17.914	1.984	19.898	20	1.021	513	acciaio-1000	80	0,08	1,00	100	1,30	0,15
	104	112	43,8	0,08	25.562	6.397	31.959	25	1.318	412	acciaio-1200	80	0,08	1,20	100	1,16	0,09
	112	118	23,6	0,08	28.304	6.548	34.852	25	1.448	415	acciaio-1200	80	0,08	1,20	100	1,28	0,11
	118	63	143,8	0,08	34.554	7.327	41.881	26	1.766	422	acciaio-1200	80	0,08	1,20	100	1,56	0,17
	63	76	89,5	0,12	35.365	7.496	42.860	27	1.780	411	acciaio-1200	80	0,12	1,20	100	1,56	0,17
	76	121	176,0	0,15	45.164	8.659	53.823	29	2.107	392	acciaio-1200	80	0,15	1,20	100	1,86	0,24



INTERCONNESSIONE IMPIANTO TAP02-Collettore TAP02B

Legge di pioggia	Tr	>1000	anni
	a	100	mm
	n	0,294	

Coeff. di afflusso	Φ_{strada}	0,9
	$\Phi_{scarpata}$	0,4

Riempimenti ammessi	canali	0,8 h
	tubi<400	0,5 Ø
	tubi>=400	0,8 Ø

Tronco	nodo monte	nodo valle	L tronco (m)	Pendenza media (%)	A strada (m ²)	A scarpata (m ²)	A totale (m ²)	tc (minuti)	Q>1000 (l/s)	u (l/sxha)	Dimensioni opera	Ks (Strickler)	i (%)	hu (m)	riemp (%)	v (m/s)
collettore TAP02B	124	158	125,0	0,10	10.672	345	11.018	13	926		acciaio-1200	80	0,10	0,76	63	1,23

Come è possibile notare il collettore TAP02A va in carico con la portata $Tr > 1000$ anni.

Nell'ultima colonna della tabella sono riportate le cadenti piezometriche della tubazione in carico, calcolate con la formula di Colebrook assumendo per la scabrezza il valore $\epsilon = 0,5\text{mm}$

Nei profili di progetto elaborati n°:

RAAA1EIAPST06GPL001

RAAA1EIAPST06GPL002

E' riportata la linea piezometrica della condotta tracciata a partire, cautelativamente dal cervello della tubazione allo sbocco nel bacino.

Il collettore TAP02B invece anche con la portata $Tr > 1000$ anni non va in carico e continua a funzionare a superficie libera.

Per entrambi i collettori non sono da temere fuoriuscite di acqua dai pozzetti ne allagamenti della sede autostradale.

6. Volume della vasca di laminazione TAP02 in fase definitiva

Le verifiche sono state già esposte e riportate al par. 11.2

Anche con l'evento $Tr > 1000$ anni la vasca è in grado di invasare il volume di piena, senza causare allagamenti.

7. Sistema di smaltimento della galleria GA01

Le verifiche sono state già esposte e riportate al par. 13

Anche con l'evento $Tr > 1000$ anni il sistema di smaltimento delle acque in galleria è in grado di smaltire le portate in arrivo, senza causare allagamenti.



PIZZAROTTI

CODIFICA DOCUMENTO
RAAA1EIAPST00GRE001D.doc

REV.
D

FOGLIO
72 di 75

APPENDICE 2

Verifica delle opere di smaltimento per $T_r=100$ anni.....72



1. Premessa

In aggiunta a quanto riportato nell' APPENDICE 1, relativamente alla verifica degli eventi eccezionali, è stata integrata la presente relazione riportando le verifiche idrauliche che dimostrano l'adeguatezza del sistema di smaltimento ed adduzione delle acque di piattaforma (fossi, tubazioni, etc.) anche per eventi con tempo di ritorno $Tr=100$ anni (si rammenta che le verifiche base di progetto, per i tratti in rilevato, sono svolte con $Tr=50$ anni – vedi pag. 11).

Queste nuove verifiche vengono svolte seguendo il seguente ordine:

- 1) si determina di quanto percentualmente aumentano le portate di progetto, passando da $Tr=50$ a $Tr=100$ anni;
- 2) si calcola di quanto aumenta percentualmente la portata che viene scaricata dagli elementi della rete a franco nullo;
- 3) si controlla che l'aumento calcolato al punto 2) sia superiore all'aumento calcolato al punto 1).

1. Eventi con $Tr= 100$ anni

Utilizzando il metodo razionale, la portata affluita alla rete (Q), è direttamente proporzionale all'altezza di precipitazione (h) caduta sul bacino scolante.

Si riporta di seguito una tabella da cui si evince che nel passaggio da $Tr=50$ a $Tr=100$ anni l'altezza di pioggia e quindi la portata aumenta al massimo del 19%

Legge di pioggia	Tr a n	100 65,2 0,283	anni mm
------------------	--------------	----------------------	------------

Legge di pioggia	Tr a n	50 57,8 0,311	anni mm
------------------	--------------	---------------------	------------

tc (minuti)	h100 (mm)
10	39,27
15	44,04
30	53,59
45	60,10
60	65,20

tc (minuti)	h50 (mm)
10	33,11
15	37,56
30	46,59
45	52,85
60	57,80

(A)

h100 / h50
1,19
1,17
1,15
1,14
1,13

2. Aumento della capacità di trasporto degli elementi della rete

2.a fossi trapezi su ribanca

Si riporta di seguito una tabella da cui si evince che nel passaggio dal riempimento massimo di progetto (tirante $h=40$ cm) al riempimento massimo a franco nullo (tirante $h=50$ cm) la portata defluibile aumenta del **55%**

La verifica è stata svolta per la pendenza minima impiegata in progetto pari a 0,05% (0,0005).

FORMULA DI MANNING SEZIONE TRAPEZIA

$$Q = 1/nAR^{2/3}i^{1/2}$$

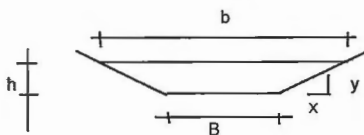
n=scabrezza
A=area
C=contorno bagnato
R=raggio idraulico
i=pendenza
h=altezza idraulica
V=velocità
Q=portata

INPUT

h= 0,400 (m)
n= 0,03333333 (m)
B= 0,50
x= 1,000
y= 1,00
i= 0,00050

OUTPUT

A= 0,360 (m²)
C= 1,631 (m)
R= 0,221 (m)
V= 0,245 (m/s)
Q= 0,088 (m³/s)
b= 1,300 (m)



FORMULA DI MANNING SEZIONE TRAPEZIA

$$Q = 1/nAR^{2/3}i^{1/2}$$

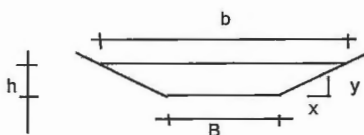
n=scabrezza
A=area
C=contorno bagnato
R=raggio idraulico
i=pendenza
h=altezza idraulica
V=velocità
Q=portata

INPUT

h= 0,500 (m)
n= 0,03333333 (m)
B= 0,50
x= 1,000
y= 1,00
i= 0,00050

OUTPUT

A= 0,500 (m²)
C= 1,914 (m)
R= 0,261 (m)
V= 0,274 (m/s)
Q= 0,137 (m³/s)
b= 1,500 (m)



(B)
Q100/Q50
1,55

2.a tubazioni (pead-acciaio)

Si riporta di seguito una tabella da cui si evince che nel passaggio dal riempimento massimo di progetto (80%) al funzionamento in pressione con pendenza piezometrica pari (cautelativamente) alla pendenza del fondo la portata defluibile aumenta del **30%**

La verifica è stata svolta per la pendenza minima impiegata in progetto pari a 0,1% (0,001).

FORMULA DI COLEBROOK

Dati di input

D	0,500000	diámetro della condotta	(m)
Q	0,157539	portata	(m ³ /s)
ε	0,100000	scabrezza	(mm)
L	100	lunghezza della condotta	(m)

Dati di output

λ	0,01528	indice di resistenza	
R _e	351893,47554	numero di reynolds	
J	0,00100	perdita di carico unitaria	(m/m)
V	0,80234	velocità	(m/s)
ΔH	0,10038	perdita di carico totale	(m)

$$\lambda = (1/2 \log 3,71D/(\epsilon/1000))^2 (1 + 8D/R_e(\epsilon/1000))$$

$$R_e = 1.273.200 \quad Q / 1,14 \quad D$$

$$J = \lambda \quad Q^2 \quad D^{-5} \quad (2g \pi^2/16)^{-1}$$

$$V = Q/A$$

FORMULA DI MANNING SEZIONE CIRCOLARE

$$Q = 1/nAR^{2/3}i^{1/2}$$

n = scabrezza
 A = area
 C = contorno bagnato
 R = raggio idraulico
 i = pendenza
 φ = diametro
 h = altezza idraulica
 V = velocità
 Q = portata
 r = grado di riempimento
 b = larghezza della superficie libera
 FR = Numero di Froude

$$A = \phi^2/8 [2 \arccos ((\phi/2-h)/(\phi/2)) - \sin 2 \arccos ((\phi/2-h)/(\phi/2))]$$

$$C = \arccos ((\phi/2-h)/(\phi/2)) \phi$$

$$R = A/C$$

$$b = 2 \sqrt{(\phi/2)^2 - (h-\phi/2)^2}$$

$$FR = V / \sqrt{gh_{medio}}$$

$h_{medio} = A/b =$ altezza media della sezione rettangolare equivalente

INPUT

h =	0,400	(m)
n =	0,0125	
φ =	0,50	(m)
i =	0,0010	

OUTPUT

A =	0,1684	(m ²)
C =	1,107	(m)
R =	0,152	(m)
V =	0,721	(m/s)
Q =	0,121	(m ³ /s)
r =	0,800	(h/φ)

