

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO – GENOVA

QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA

FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

DRENAGGIO DI PIATTAFORMA FERROVIARIA

Relazione idraulica drenaggio di piattaforma

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA / DISCIPLINA	PROGR.	REV.
N M 0 Z	2 0	D	2 6	R I	I D 0 0 0 2	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	novembre 2018	M. Ventura	novembre 2018	S. Borelli	novembre 2018	F. Sacchi novembre 2018
File: NM0Z20D26RIID0002001A.docx								n. Elab.

SOMMARIO

1	Premessa	4
2	Riferimenti normativi	5
3	Inquadramento fisico ed idrografico	7
4	Analisi pluviometrica	8
5	Stima delle portate di piena	12
5.1	Metodo di trasformazione afflussi deflussi	12
5.2	Dimensionamento idraulico	16
6	Opere di drenaggio idraulico.....	17
7	Sistema di accumulo e dispersione per la gestione delle acque meteoriche di piattaforma.....	21
7.1	Dati ed assunzioni di base	21
7.2	Aspetti normativi	21
7.3	Aspetti morfologici della rete idrica di superficie	26
7.4	Caratteristiche idrogeologiche	28
7.5	Analisi delle alternative di progetto	32
7.6	Aspetti economici	39
7.7	Criteri di dimensionamento.....	43
7.8	Caratteristiche del materiale drenante.....	48
7.8.1	Perfomance Attese.....	49
7.8.2	Fuso Granulometrico	50
7.8.3	Prove Di Laboratorio.....	50

7.8.4	Campo Prova	51
7.9	Conclusioni	51
8	Verifica elementi idraulici	53
8.1	Verifica embrice.....	53
8.2	Verifica canalette e collettori circolari.....	54
9	Verifica trincee drenanti.....	56

INDICE TABELLE

<i>Tabella 1 – Parametri delle CPP al variare del T_r per piogge extraorarie $t > 1h$.....</i>	10
<i>Tabella 2 – Parametri delle CPP al variare del T_r per piogge sub-orarie $t < 1h$.....</i>	11
<i>Tabella 3 – Coefficiente udometrico per aree di criticità.....</i>	23
<i>Tabella 4 – Valori di permeabilità del terreno lungo il tracciato.....</i>	30
<i>Tabella 5 – Prove piezometriche per individuazione quota falda lungo il tracciato.....</i>	31
<i>Tabella 6 – Confronto economico fossi a cielo aperto e trincea interrata</i>	41
<i>Tabella 7 – Linee guida Regione Lombardia.....</i>	43
<i>Tabella 8 – Requisiti minimi dei volumi di laminazione nel caso di “impermeabilizzazione potenziale bassa” o nell’ambito territoriale di bassa criticità.</i>	47
<i>Tabella 9 - verifica idraulica tratti tipologici.....</i>	54
<i>Tabella 10 - Verifica idraulica elementi non tipologici.....</i>	55

INDICE FIGURE

<i>Figura 1 – Localizzazione intervento.....</i>	7
<i>Figura 2 - Celle individuate interessate dalla ferrovia oggetto dell’intero intervento in fase1.....</i>	9
<i>Figura 3 - Curve di Possibilità Pluviometrica per piogge extraorarie $t > 1h$ – ARPA.....</i>	10
<i>Figura 4 – Curve di possibilità pluviometrica per piogge sub-orarie $t < 1h$.....</i>	11

<i>Figura 5 – Stralcio planimetrico drenaggio tipologico di piattaforma.....</i>	19
<i>Figura 6 – Sezione A-A illustrativa del recapito delle acque dalla piattaforma alla canaletta trapezoidale</i>	19
<i>Figura 7 – Sezione B-B illustrativa del recapito delle acque dalla canaletta trapezoidale al cassonetto drenante.....</i>	19
<i>Figura 8 – Sezione C-C illustrativa dell'eventuale recapito delle acque dal cassonetto drenante al canale irriguo più vicino.....</i>	20
<i>Figura 9– esempio di recapito con vasca di laminazione.....</i>	24
<i>Figura 10 - Sezione e foto del canale di recapito.....</i>	25
<i>Figura 11 - Esempio di schema irriguo per un campo di riso.....</i>	27
<i>Figura 12 - Sezione tipo di canale irriguo arginato, la linea gialla rappresenta.....</i>	28
<i>Figura 13 - Fasi di esecuzione delle prove di permeabilità.....</i>	29
<i>Figura 14 - Ubicazione delle prove di permeabilità in pozzetto lungo il tracciato.....</i>	30
<i>Figura 15 - Ubicazione delle misure di profondità della falda lungo il tracciato.....</i>	32
<i>Figura 16 - Sezione tipo fosso in terra con cassonetto drenante.....</i>	33
<i>Figura 17 - Tana di una nutria su canale in terra (foto da sopralluogo Pavia Rogoredo).....</i>	34
<i>Figura 18 - Problemi di crescita della vegetazione nei fossi in terra.....</i>	35
<i>Figura 19 - Sezione trincea drenante in corrispondenza del pozzetto di immissione.....</i>	36
<i>Figura 20 - Schema planimetrico del sistema di recapito a dispersione con trincea drenante.....</i>	37
<i>Figura 21 - Planimetria e sezione dello scarico di troppo pieno.....</i>	39
<i>Figura 22 – Confronto andamento costi vita intera opere di laminazione.....</i>	42
<i>Figura 23 - Curve di andamento dei volumi all'interno del fosso in terra (A) e della trincea drenante (B) , nell'ipotesi di considerare la dispersione anche dalle superfici laterali (metodo sole piogge).....</i>	45
<i>Figura 24 - Curve di andamento dei volumi all'interno del fosso in terra (A*) e della trincea drenante (B*) , nell'ipotesi di considerare la dispersione solo dal fondo (metodo sole piogge).....</i>	46
<i>Figura 25 - Schema di infiltrazione adottato per il calcolo del tempo di svuotamento della vasca.....</i>	48
<i>Figura 26 – Fosso in terra con cassonetto drenante.....</i>	56

1 PREMESSA

Il progetto prevede il potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Milano-Genova nella tratta tra la stazione di Milano Rogoredo e la stazione di Pavia; in particolare in questa fase denominata Fase 2 il quadruplicamento della tratta avviene dalla stazione di Pieve Emanuele dal km 11+310 circa fino alla stazione di Parma al km 28+030 circa.

Dal punto di vista idraulico la tratta ferroviaria attraversa un territorio pressoché pianeggiante caratterizzato dalla presenza di una fitta rete di canali di bonifica ed irrigui.

L'opera d'arte più significativa è rappresentata dall'impalcato necessario all'attraversamento, da parte della nuova linea, del Naviglio di Pavia.

In corrispondenza della progressiva 14+663 circa è presente l'attraversamento della Roggia Olona facente parte del sistema di canali irrigui e, in corrispondenza della progressiva 26+426, l'attraversamento del Naviglio Pavese, facente parte della rete di canali gestita dal Consorzio di Bonifica Est Ticino Villoresi insieme al Cavo Carona e al Cavo Barona.

Lo studio idrologico è finalizzato alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno, che verranno assunte nelle successive verifiche idrauliche.

La scelta dei tempi di ritorno degli eventi meteorici per il calcolo delle portate necessarie al dimensionamento delle varie tipologie di opere è stata effettuata in conformità a quanto previsto dal Manuale di Progettazione RFI e dalle Norme tecniche delle costruzioni e in ottemperanza con il *Regolamento regionale 29 giugno 2018 - n. 7 Disposizioni sull'applicazione dei principi dell'invarianza idraulica ed idrologica. Modifica dell'articolo 17 del regolamento regionale 23 novembre 2017, n. 7 (Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 "Legge per il governo del territorio")*.

Le curve di probabilità pluviometrica sono state stimate per periodi di ritorno pari a 20, 25, 100, 200 e 500 anni; per la stima delle portate di progetto per la rete di drenaggio della piattaforma ferroviaria si farà riferimento ad un tempo di ritorno $T_r=100$ anni mentre per le opere di laminazione esterne (cassonetti drenanti, fossi in terra non rivestiti con cassonetto drenante al fondo) si utilizzerà un tempo di ritorno $T_r=50$ anni.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è stato redatto nel rispetto delle seguenti norme:

- R.D. 25/07/1904, N. 523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie".
- D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 e ss.mm.ii. Norme in materia ambientale.
- Direttiva Quadro Acque 2000/60/CE.
- Direttiva Alluvioni 2007/60/CE.
- Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).
- Dlgs 16 marzo 2009, n. 30. Protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento.
- Dm Ambiente 16 giugno 2008, n. 131. Criteri tecnici per la caratterizzazione dei corpi idrici.
- Dm Ambiente 12 giugno 2003, n. 185. Regolamento recante norme tecniche per il riutilizzo delle acque reflue.
- Dlgs 27 gennaio 1992, n. 132. Protezione delle acque sotterranee.
- "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" della Rete Ferroviaria Italiana (RFI) aggiornato.
- PAI - 7. Norme di Attuazione - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica - Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense. Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.
- PdG Po – Piano di Gestione del fiume Po approvato il 3/03/2016 (DPCM 27 ottobre 2016).
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico Padano (P.G.R.A. 03/03/2016).
- Norme tecniche di attuazione del Programma di Tutela e Uso delle Acque (PTUA) della Regione Lombardia del 2016.
- L.R. 15 marzo 2016, n. 4; “Revisione della normativa regionale in materia di difesa del suolo, di prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e di gestione dei corsi d’acqua”.
- Regolamento regionale 24 marzo 2006, n.2 - Disciplina dell'uso delle acque superficiali e sotterranee, dell'utilizzo delle acque a uso domestico, del risparmio idrico e del riutilizzo dell'acqua in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera c) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.
- Regolamento regionale 24 marzo 2006, n.3 - Disciplina e regime autorizzatorio degli scarichi di acque reflue domestiche e di reti fognarie, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26 e relative "Norme

tecniche regionali in materia di trattamento degli scarichi di acque reflue in attuazione dell'articolo 3, comma 1 del Regolamento reg. 2006, n.3".

- Regolamento regionale 24 marzo 2006, n.4 “Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.
- DGR 6738 del 19 giugno 2017. “Disposizioni regionali concernenti l’attuazione del piano di gestione rischi alluvioni (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell’emergenza, ai sensi dell’art. 58 delle norme di attuazione del piano stralcio per l’assetto idrogeologico (PAI) del bacino del Fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7/12/2016 con deliberazione n. 5 dal comitato istituzionale dell’ autorità di bacino del Fiume Po”.
- Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7. “Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)”.

3 INQUADRAMENTO FISICO ED IDROGRAFICO

Il progetto prevede il potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Milano Genova nella tratta tra la stazione di Milano Rogoredo e la stazione di Pavia; in particolare in questa fase denominata Fase 2 il quadruplicamento della tratta avviene dalla stazione di Pieve Emanuele dal km 11+310 circa fino alla stazione di Parma al km 28+030 circa.

In Figura 1 si riporta una foto aerea con indicazione dell'area oggetto di intervento (Google Heart).

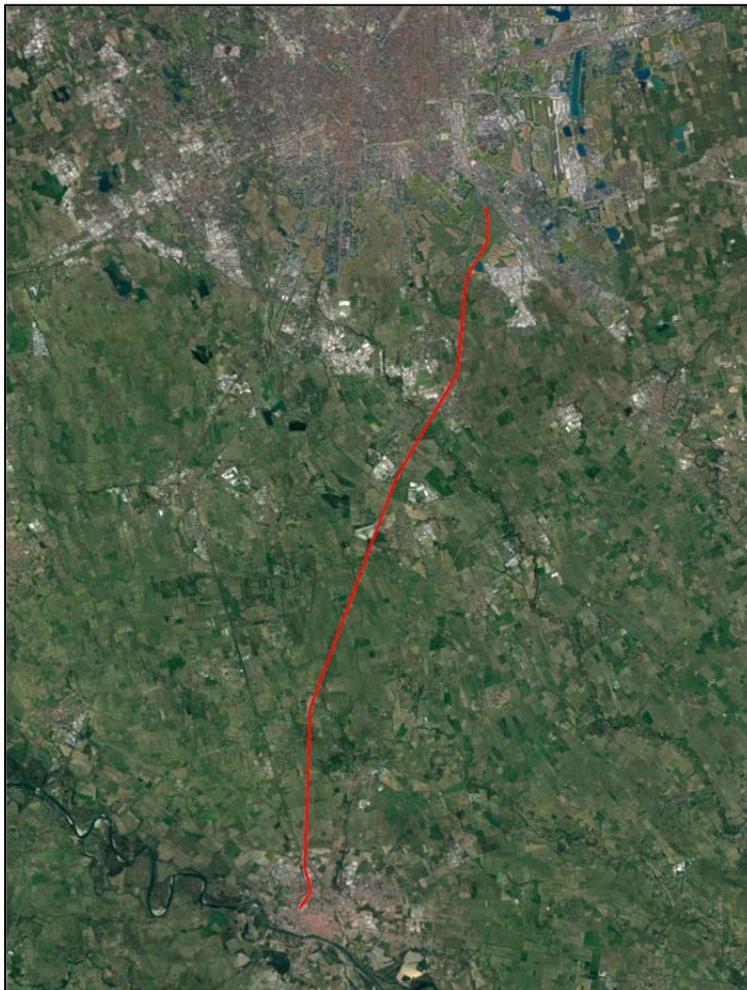


Figura 1 – Localizzazione intervento

4 ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi idrologica è finalizzata alla definizione dei parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di assegnata probabilità di accadimento (sintetizzata nel parametro tempo di ritorno), indispensabili per il dimensionamento e la verifica degli elementi idraulici componenti la rete di drenaggio delle acque di piattaforma.

Lo studio idrologico è stato svolto e illustrato nella Relazione Idrologica “NM0Z20D26RIID0002001” nella quale sono state elaborate le curve di possibilità pluviometrica sulla base degli studi idrologici prodotti dall’Agenzia Regionale per la Protezione dell’Ambiente (ARPA) della Lombardia nello studio de “*Il regime delle precipitazioni intense sul territorio della Lombardia – Modello di previsione statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata*” (2005)

Nella figura seguente si riportano le celle dell’ARPA interessate dal tracciato ferroviario oggetto dell’intervento; sono state numerate dal progettista per indentificare le zone.

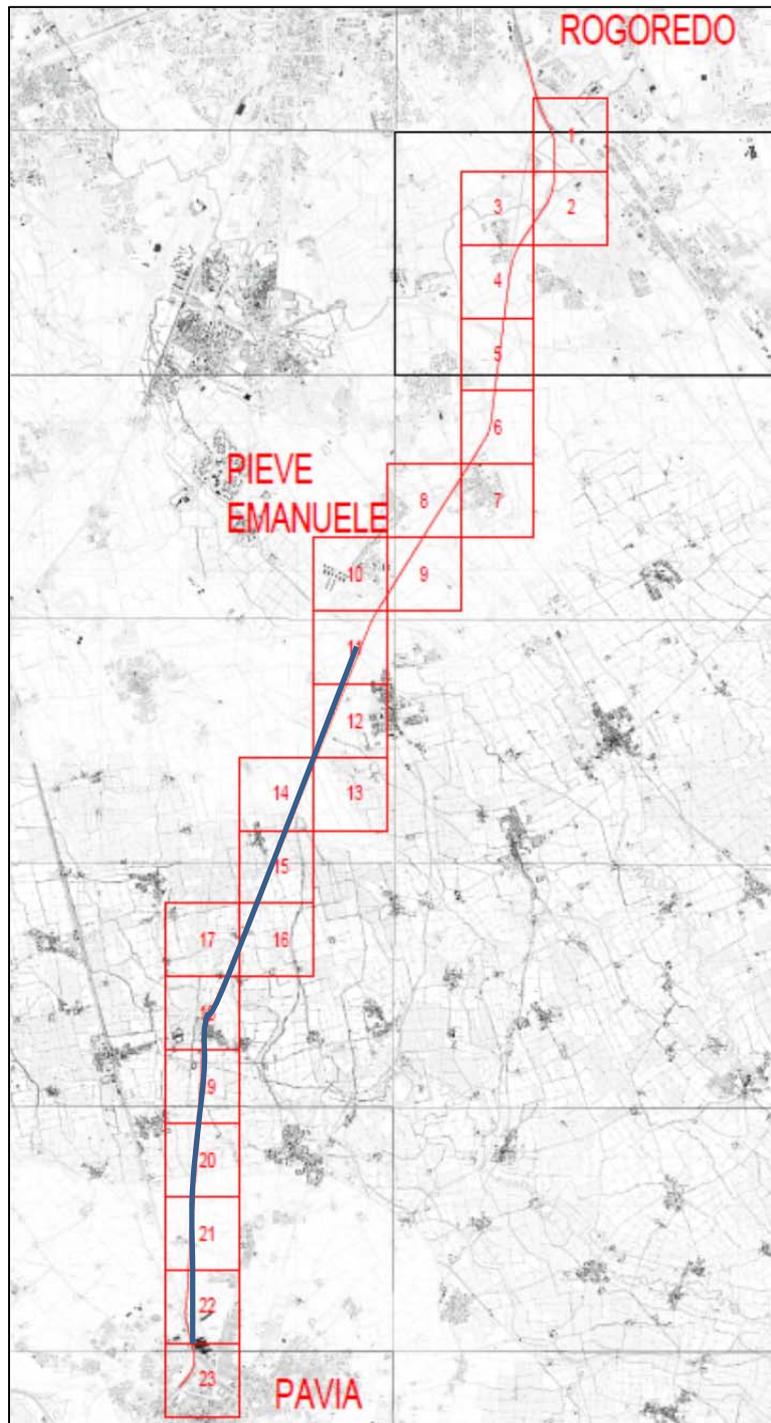


Figura 2 - Celle individuate interessate dalla ferrovia oggetto dell'intero intervento in fase1

Per l'area oggetto di intervento, con riferimento ai tempi di ritorno di 25, 50,100, 200 e 500 anni, secondo lo studio di Arpa Lombardia si ottengono i valori per a ed n e le leggi di probabilità pluviometrica, per precipitazioni di durata superiore all'ora, di seguito riportati.

I parametri di ogni cella sono riportati nelle

Tr (anni)	a (mm/h)	n
25	51.84	0.2942
50	59.18	
100	66.84	
200	74.86	
500	86.04	

Tabella 1 – Parametri delle CPP al variare del Tr per piogge extraorarie $t > 1h$

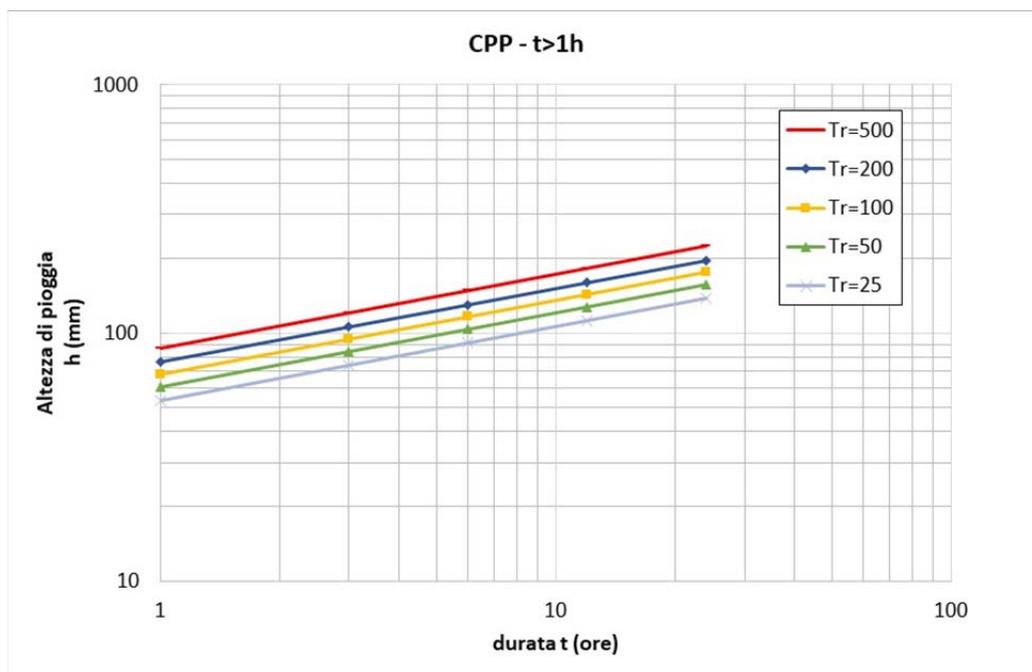


Figura 3 - Curve di Possibilità Pluviometrica per piogge extraorarie $t > 1h$ – ARPA

A seguito dell'analisi delle piogge di breve durata secondo il metodo di Bell nella seguente tabella i parametri a e n delle leggi di probabilità pluviometrica per eventi di durata inferiore all'ora misurati in minuti per i vari tempi di ritorno:

Tr (anni)	a' (mm/min)	n'
25	7.816	0.4708
50	8.925	
100	10.080	
200	11.288	
500	12.975	

Tabella 2 – Parametri delle CPP al variare del Tr per piogge sub-orarie $t < 1h$

Le curve di possibilità pluviometrica per i vari tempi di ritorno durata inferiore ad un'ora (stimate con il metodo di Bell), riferite al progetto in essere, sono riportate di seguito, con tempo t espresso in minuti.

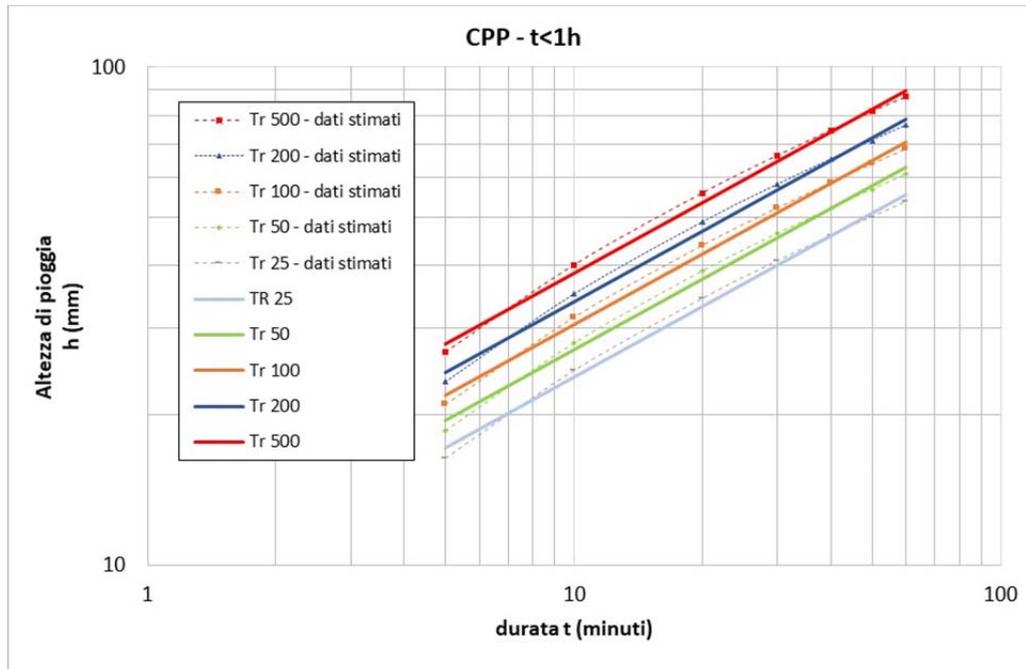


Figura 4 – Curve di possibilità pluviometrica per piogge sub-orarie $t < 1h$

5 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA

Il progetto in essere necessita quindi di varie opere idrauliche che bisogna dimensionare e verificare adeguatamente. Il dimensionamento degli elementi costituenti il sistema di raccolta e smaltimento delle acque è differente per ciascuna opera, la procedura può essere riepilogata con i seguenti passi:

- Individuazione delle curve di possibilità pluviometrica (Analisi idrologica);
- Calcolo delle portate generate dalla precipitazione meteorica (Metodo di trasformazione afflussi/deflussi);
- Dimensionamento e verifica degli elementi di raccolta delle acque.

5.1 Metodo di trasformazione afflussi deflussi

L'impostazione idrologica ed i metodi di dimensionamento delle opere tengono conto delle prescrizioni del "Manuale di progettazione"; le relazioni proposte nel manuale di progettazione derivano dal metodo dell'invaso secondo l'impostazione data dal "Metodo italiano", nel quale si fa l'ipotesi che il funzionamento dei collettori sia autonomo e sincrono:

- *autonomo* significa che ogni condotto si riempie e si svuota per effetto delle caratteristiche idrologiche del bacino drenato trascurando quindi eventuali rigurgiti indotti dai rami che seguono a valle,
- *sincrono* significa che tutti i condotti si riempiono e si svuotano contemporaneamente.

Tali ipotesi di funzionamento non sono pienamente aderenti alla realtà nella quale invece si ha una propagazione dell'onda di piena da monte verso valle e quindi il volume W effettivamente invasato è minore di quello intero complessivo della rete.

METODO DELL'INVASO

La portata fluviale della rete è calcolata con il metodo empirico dell'invaso che tiene conto della diminuzione di portata per il velo (sottilissimo) che rimane sul terreno e per il volume immagazzinato in rete. In zone completamente pianeggianti, come quelle di progetto, il metodo empirico dell'invaso risulta il più adatto.

L'acqua di pioggia proveniente dall'atmosfera avrà una portata che indicheremo con "p", mentre "I" indicheremo l'intensità di pioggia, cioè l'altezza d'acqua che cade nell'unità di tempo.

Dell'acqua piovana una parte viene assorbita dal terreno, una porzione evapora ed il resto defluisce; la porzione che evapora è molto piccola e quindi trascurabile.

Indicando con " ψ " l'aliquota che defluisce sul terreno bisogna tenere conto che tale valore dipenderà dalla natura del terreno, dalla durata dell'evento di pioggia, dal grado di umidità dell'atmosfera e dalla stagione, ϕ prende il nome di coefficiente di afflusso e moltiplicato per l'area del bacino (A) e per l'intensità di pioggia (I) ci fornirà una stima della portata che affluisce nel bacino nell'unità di tempo.

$$p = \phi \cdot I \cdot A$$

nel tempo dt il volume d'acqua affluito sarà $p \cdot dt$, mentre nell'istante t nella rete di drenaggio defluirà, una portata q , inizialmente nulla e man mano crescente.

Se il volume che affluisce nel tempo dt è pari a $p \cdot dt$ e quello che defluisce è $q \cdot dt$, la differenza, che indicheremo con dw , rappresenterà il volume d'acqua che si invasa nel tempo.

Pertanto l'equazione di continuità in forma differenziale sarà:

$$p \cdot dt = q \cdot dt + dw$$

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica dei collettori di smaltimento delle acque delle aree esterne si basa proprio sull'equazione di continuità.

Considerando che la portata q può essere considerata costante, le variabili da determinare sono $q(t)$, $w(t)$, e t , per cui l'equazione a seguire non sarebbe integrabile se non fissando q o w :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost}$$

in cui ω è l'area della sezione, w è il volume invasato totale, W è il volume immagazzinato nella rete posta a monte della sezione in questione.

Tuttavia valutando che il valore massimo di portata verrà raggiunto alla fine dell'evento di pioggia di durata t , il problema di progetto si riduce ad individuare la durata di pioggia che massimizzi la portata, tenuto conto che al diminuire di questa aumenta l'intensità di pioggia I .

Tale problema è stato risolto, nell'ipotesi di intensità di pioggia (I) costante e di rete di drenaggio inizialmente vuota ($q = 0$ per $t = 0$) considerando:

- Una relazione lineare tra il volume w immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica ω :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost}$$

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde all'ipotesi di moto uniforme, mentre nel caso di reti, si basa su due ulteriori ipotesi: che i vari elementi si riempiano contemporaneamente senza che mai il deflusso affluente sia ostacolato (funzionamento autonomo) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (funzionamento sincrono);

- Una relazione lineare tra la portata defluente e l'area della sezione a monte:

$$q/\omega = Q/\Omega = \text{cost}$$

(Q portata a monte della sezione, Ω area della sezione a monte)

Tale relazione corrisponde all'ipotesi di velocità costante in condotta, ipotesi abbastanza prossima alla realtà nella fascia dei tiranti idrici che in genere si considerano.

Con queste ipotesi semplificative si ottiene:

$$\frac{dw}{W} = \frac{dq}{Q}$$

$$dw = \frac{dq}{Q} \cdot W$$

L'equazione di continuità diviene quindi:

$$(p - q)dt = \frac{W}{Q} \cdot dq$$

Ovvero:

$$p - q = \frac{dw}{dt}$$

L'integrazione dell'equazione di continuità consente di ottenere una relazione tra la portata e il tempo di riempimento di un canale, ovvero consente la stima dell'intervallo temporale tra un valore nullo di portata ed un valore massimo. Definendo T il tempo necessario per passare da $q=0$ a $q=q_{\max}$, e t_r il tempo di riempimento, si avrà:

- un canale adeguato se $T \leq t_r$,
- un canale insufficiente se $T > t_r$.

Il corretto dimensionamento del canale di drenaggio delle acque piovane si ottiene ponendo $T = t_r$, ovvero nel caso in cui la durata dell'evento piovoso eguagli il tempo di riempimento del canale. In quest'ottica nasce il metodo dell'invaso non come metodo di verifica, ma come strumento progettazione, imponendo la relazione $T = t_r$ si ottiene l'espressione analitica del coefficiente udometrico:

$$u = k \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{w^{n-1}}$$

In cui:

- u , coefficiente udometrico, rappresenta la portata per unità di superficie del bacino (l/s/ha);
- φ , coefficiente di deflusso;
- W , il volume w rappresenta il volume specifico di invaso totale pari al rapporto tra il volume di invaso totale W_{tot} e la superficie drenata, è valutato secondo la seguente espressione:

$$W = \frac{0.005(A_p + A_s) + 0.003A_e + \sigma L}{A_p + A_r + A_e}$$

- A_p denota l'area della piattaforma ferroviaria di progetto (m^2);
- A_s denota l'area della scarpata dell'eventuale trincea e della piattaforma ferroviaria esistente (m^2);
- A_e denota l'area esterna (m^2);
- L (m) e σ (m^2), rispettivamente, rappresentano la lunghezza e la sezione idrica nel fosso per il grado di riempimento effettivo.

In particolare W è dato dalla somma del volume proprio di invaso W_1 , del volume di invaso dei tratti confluenti depurato del termine dei piccoli invasi W_2 , del volume dei piccoli invasi considerando l'intera superficie del bacino drenata W_3 .

- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora vista l'estensione dei bacini e per tempo di ritorno pari a 100 anni (con a espresso il mm/h);
- k , coefficiente che assume il valore "2168 n" [Sistemi di Fognatura, Manuale di Progettazione, CSU Editore, Hoepli; Appunti di Costruzioni Idrauliche, Girolamo Ippolito, Liguori Editore].

L'espressione del coefficiente udometrico utilizzata nel nostro studio è dunque:

$$u = 2168 \cdot n \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{w^{1/n - 1}}$$

Per quanto attiene il coefficiente di deflusso esso è stato assunto:

- $\varphi = 0.90$ per la piattaforma ferroviaria di progetto;
- $\varphi = 0.40$ per la piattaforma ferroviaria esterna, scarpata della trincea e aree esterne.

Ricavato il coefficiente udometrico, la portata si ottiene come

$$Q = u(A_p + A_r + A_e)$$

Dove la superficie totale drenata $A = A_p + A_r + A_e$ è espressa in ettari e la portata Q in l/s.

5.2 Dimensionamento idraulico

Definiti i parametri pluviometrici, il metodo di trasformazione afflussi/deflussi si effettua il dimensionamento delle opere idrauliche in progetto. La verifica idraulica degli specchi in progetto, viene effettuata valutando le altezze idriche e le velocità relative alle portate di progetto tramite l'espressione di Chezy:

$$V = k \cdot \sqrt{R} \cdot i$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V$$

dove K , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Gaukler-Strickler:

$$K = K_s R^{1/6}$$

ottenendo:

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

dove:

- Q , portata (m^3/s)

- i , pendenza media del fosso (m/m);
- A , sezione idrica (m^2);
- K_s , il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, pari a $80 \text{ mm}^{1/3} \cdot s^{-1}$ per le tubazioni in materiale plastico, pari a $70 \text{ mm}^{1/3} \cdot s^{-1}$ per le canalette in cls;
- R , raggio idraulico pari al rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato (m).

In base alle relazioni di cui sopra, è possibile verificare le differenti opere idrauliche, tenendo conto dei seguenti vincoli di progetto:

- la velocità minima di moto uniforme non deve essere inferiore a $0,4 \div 0,5 \text{ m/s}$, ove possibile, al fine di evitare fenomeni di sedimentazione sul fondo che necessiti di una manutenzione più frequente dell'ordinaria;
- la velocità massima non deve essere maggiore di 5 m/s , al fine di contenere i fenomeni di abrasione (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici);
- il grado di riempimento, per le opere idrauliche connesse alla piattaforma ferroviaria, deve essere non superiore al 70% per elementi chiusi per evitare che la condotta possa andare in pressione; il grado di riempimento per le opere idrauliche deve essere non superiore al 50% per le condotte con DN minore di 500 mm. Per gli elementi idraulici aperti si impone un franco idraulico sulla sponda pari a 0.05m (5cm).

6 OPERE DI DRENAGGIO IDRAULICO

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la piattaforma ferroviaria e le banchina di stazione.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico ove è evidenziato il sistema di drenaggio di piattaforma, in particolare si ha:

1. embrice passo $p=10\text{m}$ (recapito in 5)
2. canaletta rettangolare in cls grigliata 0.40×0.40 (recapito in 3)
3. pozzetto prefabbricato in cls grigliato $0.50 \times 0.50 \text{ h}=1.00\text{m}$ passo max $p=20\text{m}$
4. tubo in cls DN300 pendenza minima $p=0.50\%$ (da 3 recapito in 5)
5. canaletta trapezoidale 0.50×0.05 in cls (recapito in 6)

6. pozzetto prefabbricato in cls 2.00x1.50m h=1.50m con grigliato Keller passo max p=60m con tubo DN315 in PEAD (recapito in 7)
7. tubo fessurato in PEAD DN500 per distribuzione longitudinale acque nel cassonetto drenante (recapito in 8 e 9)
8. tubo fessurato in PEAD DN200 per distribuzione trasversale acque nel cassonetto drenante passo p=20m (recapito in 9)
9. cassonetto drenante in materiale drenante con porosità minima 30/40% avvolto in geocomposito, L=5.00m H =1.50m (recapito a dispersione tramite filtrazione in falda)
10. pozzetto prefabbricato in cls 0.60x0.60 h=1.80m collegato al tubo fessurato in PEAD DN500 (7) con scarico per troppopieno con tubo in PEAD DN315 con valvola a clapet (recapito nel fosso più vicino)

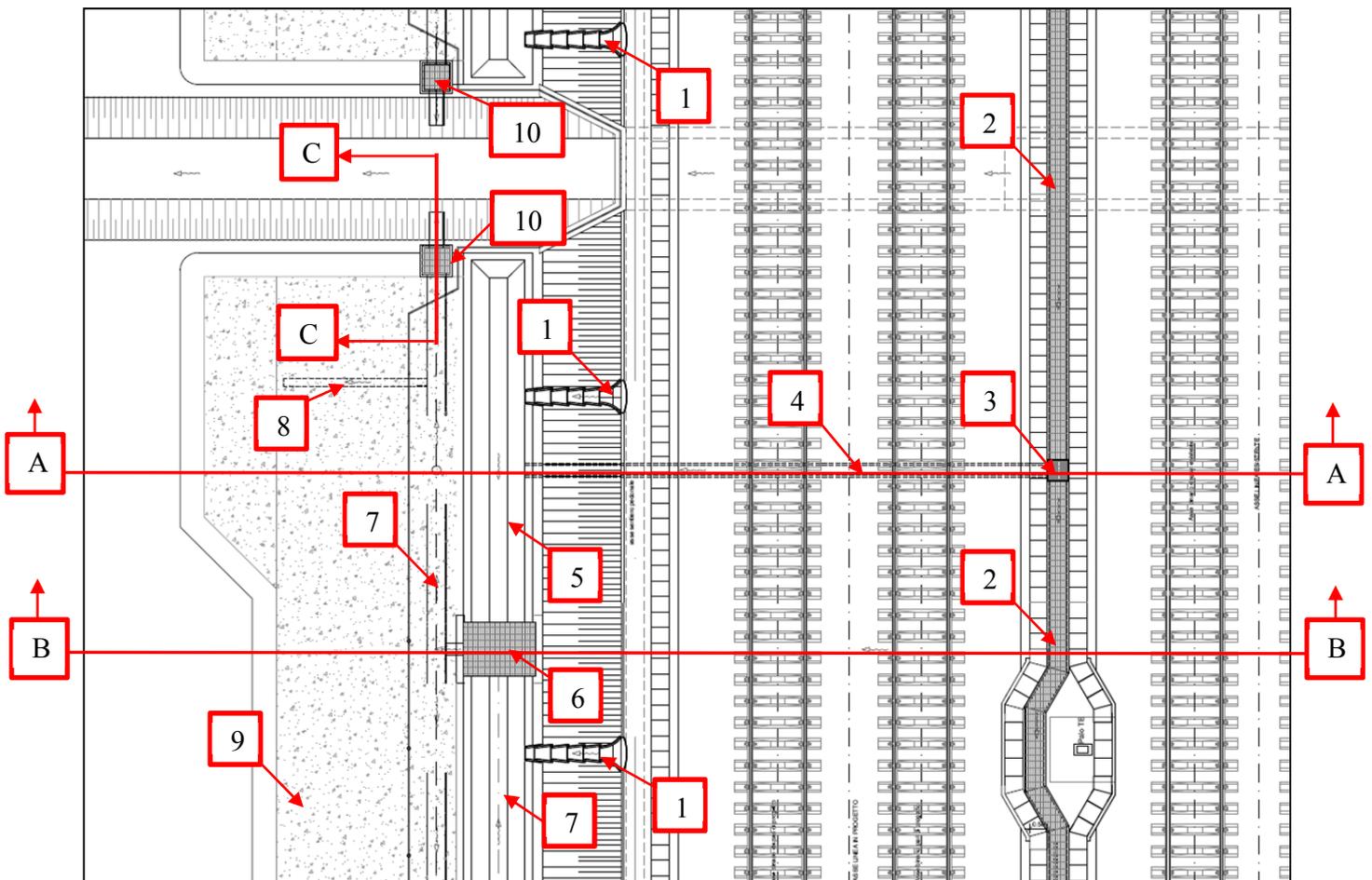


Figura 5 – Stralcio planimetrico drenaggio tipologico di piattaforma

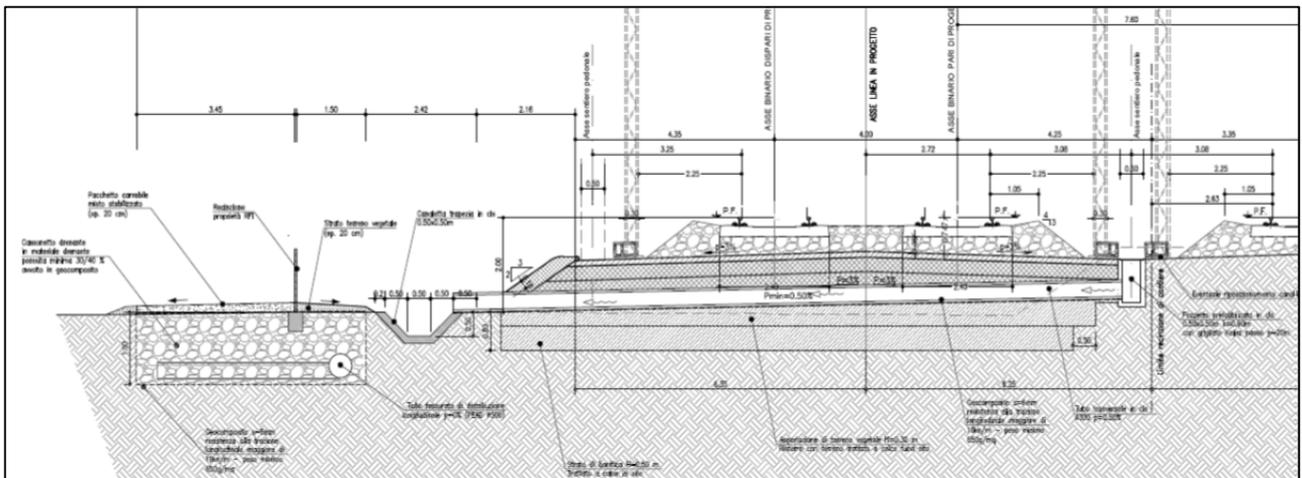


Figura 6 – Sezione A-A illustrativa del recapito delle acque dalla piattaforma alla canaletta trapezoidale

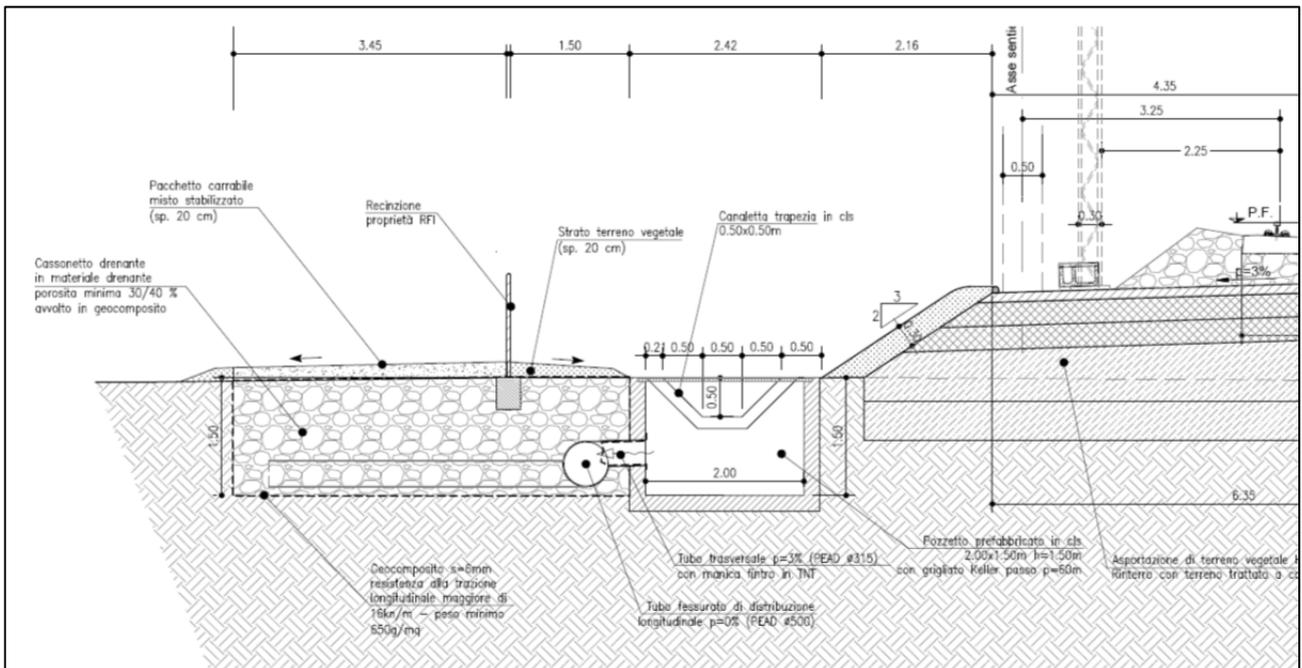


Figura 7 – Sezione B-B illustrativa del recapito delle acque dalla canaletta trapezoidale al cassetto drenante

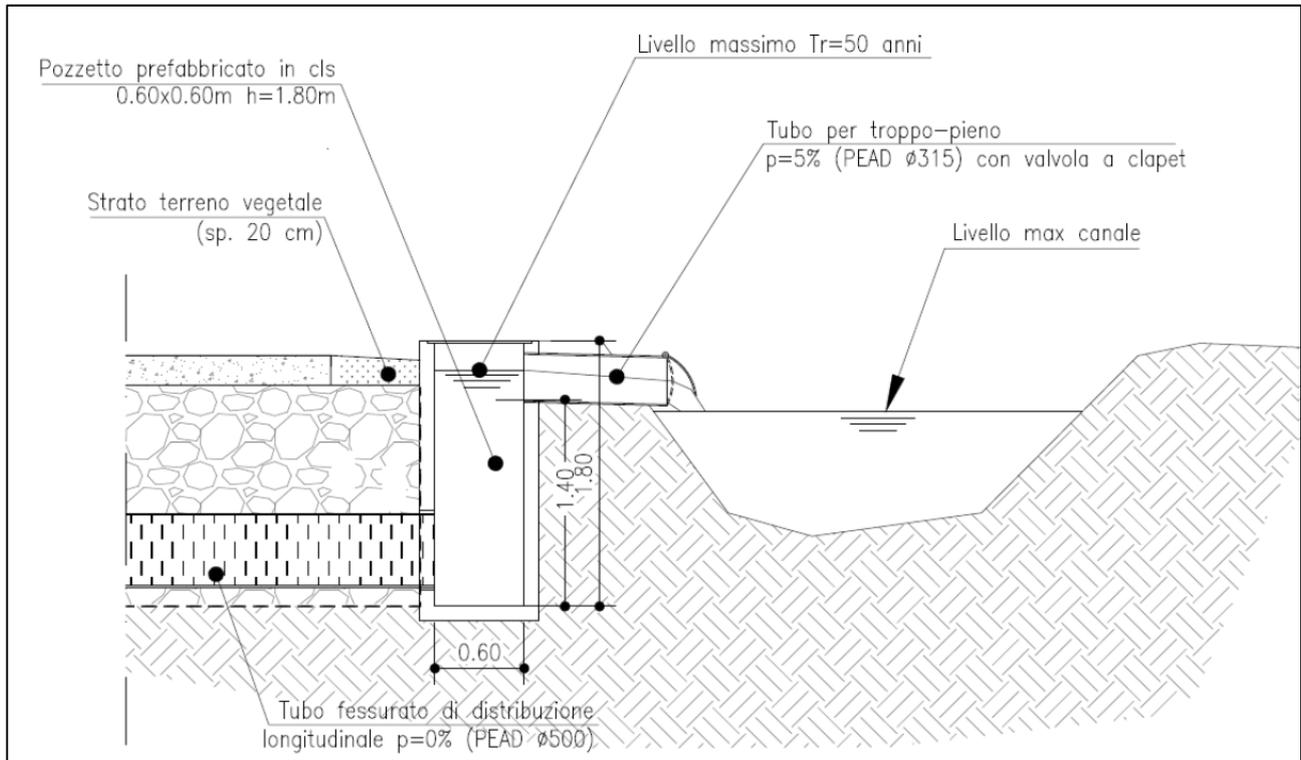


Figura 8 – Sezione C-C illustrativa dell'eventuale recapito delle acque dal cassonetto drenante al canale irriguo più vicino

Ove possibile è stata utilizzata questa soluzione per il drenaggio di piattaforma, in situazioni differenti (sezioni in trincea o tra muri, tratti in stazione) le acque sono raccolte e convogliate tramite un sistema di canalette e tubi a fossi in terra con fondo drenante per lo smaltimento delle acque.

7 SISTEMA DI ACCUMULO E DISPERSIONE PER LA GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA

La presente nota tecnica ha lo scopo di illustrare la soluzione proposta per lo smaltimento delle acque meteoriche di piattaforma relative al potenziamento della linea ferroviaria Milano Rogoredo-Pavia, in fase di sviluppo nell'ambito del Progetto Definitivo delle tratte Milano Rogoredo-Pieve Emanuele e Pieve Emanuele-Pavia. Nei paragrafi seguenti, verranno riportate le condizioni al contorno che caratterizzano i territori in oggetto, definendo un quadro generale dei vincoli di tipo morfologico, geologico, funzionale, autorizzativo, normativo, manutentivo e autorizzativo. La definizione di tali aspetti sarà la base di partenza per giustificare la soluzione proposta, che verrà quindi descritta nel dettaglio sia negli aspetti geometrici sia nei criteri di dimensionamento. In appendice verranno quindi riportate alcune considerazioni di tipo economico a medio e lungo termine, a supporto della fattibilità della soluzione proposta.

7.1 Dati ed assunzioni di base

Come anticipato in premessa, si riportano di seguito alcune considerazioni, che hanno lo scopo di definire il quadro dei vincoli e delle caratteristiche intrinseche del territorio in esame.

7.2 Aspetti normativi

Il territorio in esame è sottoposto alla legislazione prevista dalla Regione Lombardia, che recentemente ha diffuso una serie di linee guida atte a definire una regolamentazione ben preciso sul tema dell'**invarianza idraulica** (Regolamento regionale 23 novembre 2017 - n. 7 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12"). In tale regolamento si specifica che le misure di compensazione per la salvaguardia dell'invarianza idraulica devono essere applicate anche per:

e.3) la realizzazione di infrastrutture e di impianti, anche per pubblici servizi, che comporti la trasformazione in via permanente di suolo inedificato;

All'articolo 4.3 inoltre viene precisato quanto segue:

L'infiltrazione rappresenta, se la situazione idrogeologica locale lo consente (v. art. 5.2.2), un'utile e opportuna modalità di smaltimento delle acque pluviali. Peraltro, poiché nella

generalità dei casi la capacità di infiltrazione dei suoli è inferiore, talora in modo significativo, rispetto all'intensità delle piogge più intense, il contenimento delle portate allo scarico richiede necessariamente la trattenuta temporanea delle acque pluviali in eccesso rispetto all'infiltrazione in invasi di laminazione.

La vasta possibilità di configurare tali invasi con differenti tipologie consente di individuare soluzioni tecnicamente fattibili e di costo percentualmente contenuto, rispetto al costo complessivo dell'intervento, qualora tali capacità di invaso siano attentamente previste in fase di progetto (vedi art. 9).

Lo smaltimento dei volumi invasati, nel rispetto dei valori limite ammissibili di portata più oltre indicati (art. 6.2), deve avvenire secondo il seguente ordine di priorità:

- 1. mediante il riuso dei volumi stoccati, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità (es. innaffiamento giardini, acque grigie, lavaggio pavimentazioni e auto, ecc.);*
- 2. mediante infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio. L'infiltrazione induce così alla riduzione degli effetti dell'impermeabilizzazione anche in termini di rispetto del principio di invarianza idrologica;*
- 3. scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale o reticolo di bonifica, con i limiti di portata più oltre indicati (art. 6.2) e assoggettati al controllo dell'Autorità idraulica competente;*
- 4. scarico in fognatura, con i limiti di portata più oltre indicati (art. 6.2).*

Non essendo possibile il riutilizzo né lo scarico in fognatura (a parte situazioni puntuali), verranno analizzati nella presente nota, i punti 2 e 3 dell'elenco sopra riportato.

In particolare, si evidenzia per il punto 3, che lo stesso regolamento fissa i seguenti limiti allo scarico:

per le aree A ad	$U_{lim} = 10 \text{ l/s per ettaro di superficie scolante}$
------------------	--

alta criticità idraulica:	impermeabile dell'intervento
per le aree B a media criticità idraulica:	$u_{lim} = 20 \text{ l/s}$ per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento
per le aree C a bassa criticità idraulica	nessun limite di portata scaricabile, ma rispetto dei requisiti minimi di cui all'art. 8.

Tabella 3 – Coefficiente uometrico per aree di criticità

vasche di laminazione con scarico sul fondo a gravità e bocca tarata. Infatti, dato il gran numero di canali presenti, non è pensabile la realizzazione di recapiti attraverso impianti di sollevamento con organi elettromeccanici.

Si riporta di seguito un calcolo speditivo di dimensionamento del volume di una vasca di laminazione considerando ad esempio un tratto di quadruplicamento di linea di 600 metri (vedi figura). Il calcolo viene effettuato con il metodo cinematico (*“Sistemi di Fognatura-manuale di progettazione” Artina-Calenda et al.*), ipotizzando i seguenti dati di base:

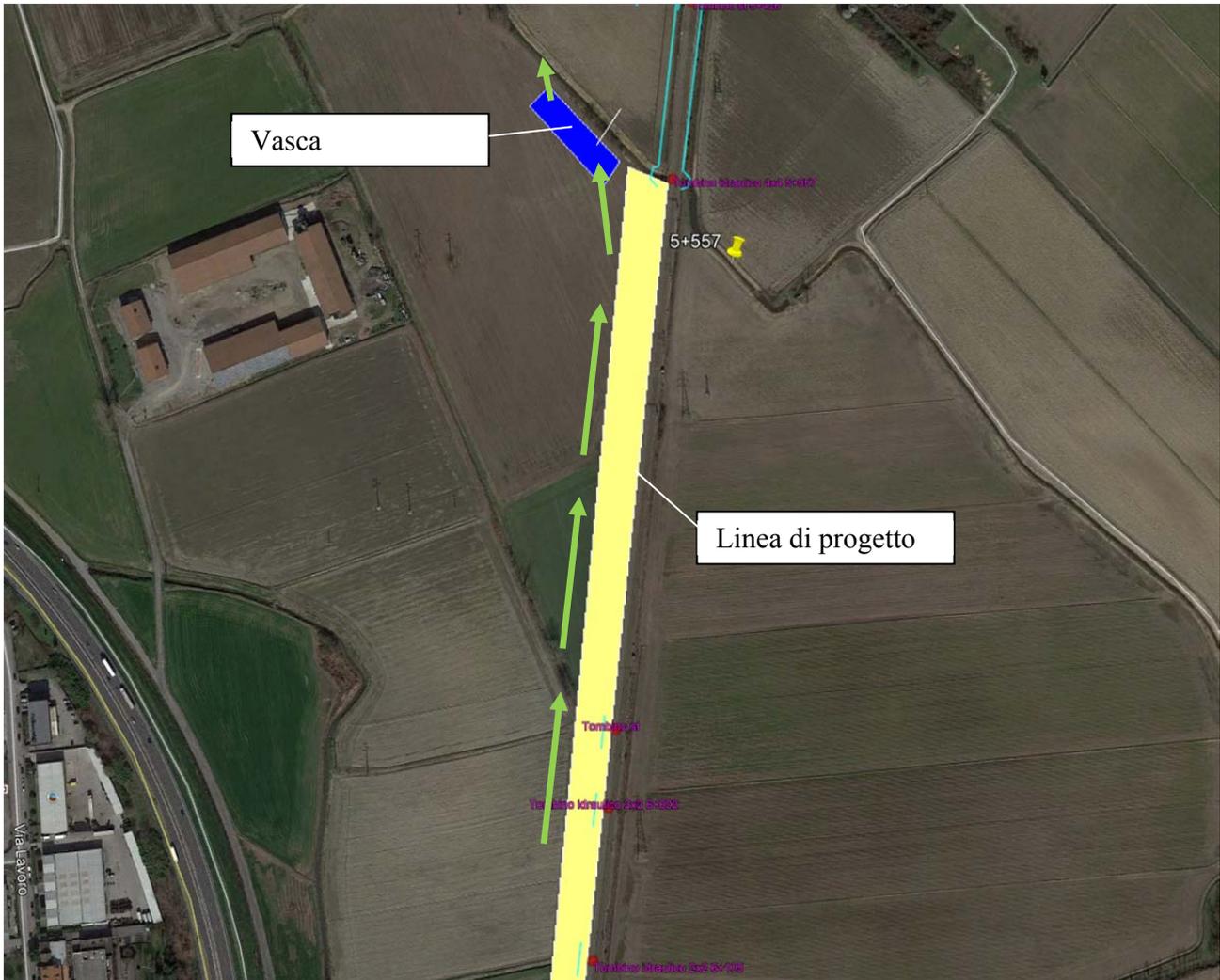


Figura 9– esempio di recapito con vasca di laminazione.

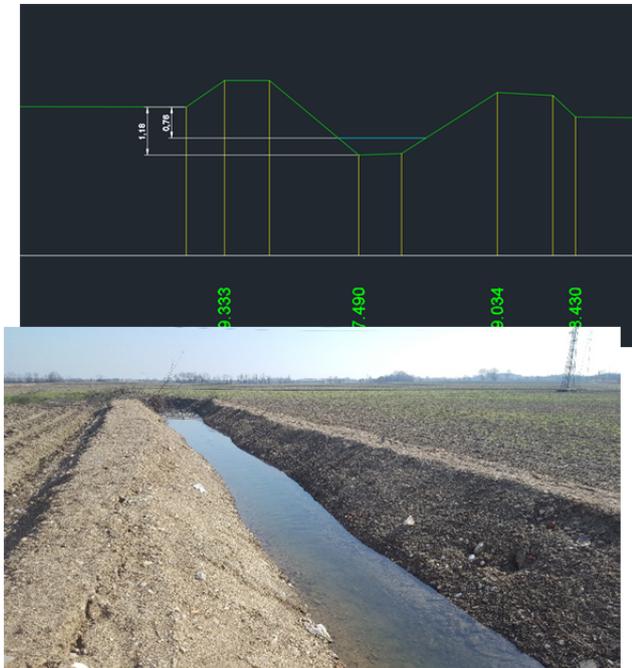


Figura 10 - Sezione e foto del canale di recapito

Considerando:

Larghezza nuova piattaforma = 25 m

Lunghezza tratto = 600 m

Coefficiente di deflusso medio = 0,7

Portata scaricabile (invarianza) = 20 l/s*ha impermeabile

Tempo di corrivazione= 15 minuti

Coefficienti curva di pioggia (Tr=50 anni):

a= 60,21

n= 0,224

Superficie impermeabile= 600x25x0,7=10.500 mq= 1,05 ha

Qu=20x 1,05 = 21 l/s

Risolvendo l'equazione implicita:

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

e considerando un coefficiente di sicurezza sul volume di 1,3, si ottiene un volume di laminazione di circa 830 m³.

Nell'ipotesi di scarico (a portata costante) a gravità nel ricettore e considerando le quote di livello idrico generalmente presenti nei canali irrigui (vedi paragrafo successivo), nella maggior parte dei casi, non si potrebbero prevedere vasche più profonde di mezzo metro, per avere una quota di scarico compatibile con il livello del canale di recapito durante tutto l'anno (vedi fig.10). Tale limitazione porterebbe ad avere vasche di laminazione con ingombro in superficie di circa 1600 m², quindi con un'impronta non trascurabile anche in termini di esproprio.

Inoltre, poiché la rete di canali esistente è costituita, per la quasi totalità, da canali irrigui e di bonifica gestiti da consorzi o soggetti privati, tali scarichi andrebbero sottoposti ad una convenzione che ne consenta lo scarico a fronte di un corrispettivo da riconoscere al proprietario sotto forma di canone annuale, giustificata dai maggiori oneri di manutenzione.

Per quanto riguarda i tempi di ritorno il Regolamento definisce quanto segue:

(..omissis..) Le misure strutturali locali di contenimento e controllo delle acque meteoriche interne alle singole aree scolanti sono calcolate in modo da rispettare i valori limite di emissione sopra richiamati, assumendo quali tempi di ritorno i valori di seguito riportati:

T = 50 anni: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di laminazione per un accettabile grado di sicurezza delle stesse, in considerazione dell'importanza ambientale ed economica degli insediamenti urbani.

T = 100 anni: tempo di ritorno da adottare per la verifica dei franchi di sicurezza delle opere come sopra dimensionate e dei provvedimenti protettivi da realizzarsi eventualmente in luogo del franco;

T = 100 anni: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento e la verifica delle eventuali ulteriori misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni insediati (barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di drenaggio verso recapiti non pericolosi, ecc.).

Il sistema proposto sarà quindi dimensionato per un tempo di ritorno di 50 anni.

7.3 Aspetti morfologici della rete idrica di superficie

Come accennato, il territorio in esame è caratterizzato da una maglia molto fitta ed estesa di canali irrigui e di scolo. Data la funzione agricola, in tali canali vengono immesse, con manovre su organi meccanici, portate di diversa entità in funzione del periodo dell'anno e della necessità produttiva. In generale, la manovra consiste nel chiudere i canali (adacquatrici di testata) per settori determinandone il riempimento fino ad una quota di sfioro laterale nel campo adiacente. Per le risaie ad esempio, l'irrigazione prevede un totale ricoprimento del campo con un battente idrico di qualche centimetro, l'acqua in eccesso viene raccolta dai canali di scolo posti sul lato opposto (scolina). Tale funzionamento presuppone che tali canali (rogge o cavi) abbiano, in certi periodi dell'anno, un franco idraulico sul piano campagna molto ridotto, talvolta nullo (vedi fig.12). Tale circostanza fa sì che, la predisposizione di un sistema di recapito delle acque di piattaforma a gravità in suddetti canali, attraverso fossi di guardia rivestiti al piede del rilevato, sia poco fattibile ed efficiente. Stessa problematica si riscontrerebbe per un sistema di recapito a valle di vasche di laminazione, che per far fronte a bassi valori di portata in uscita e ad altezze di invaso limitato (per garantire lo scarico a gravità nei canali anche quando pieni d'acqua), necessiterebbe di un ingombro in superficie molto esteso.

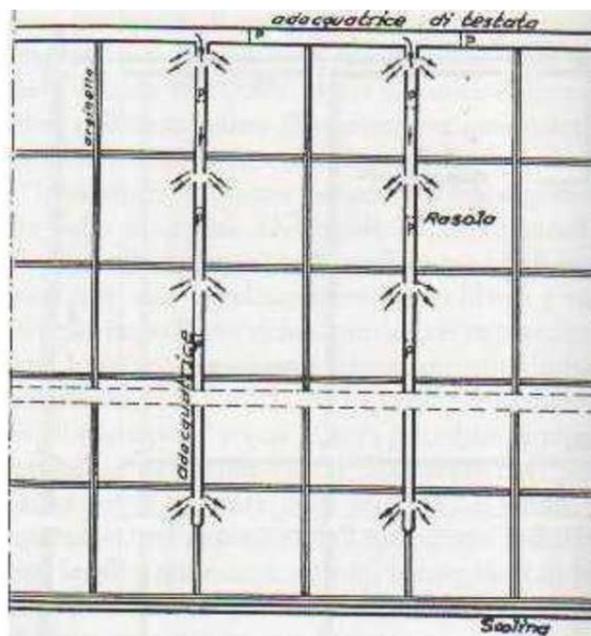


Figura 11 - Esempio di schema irriguo per un campo di riso.

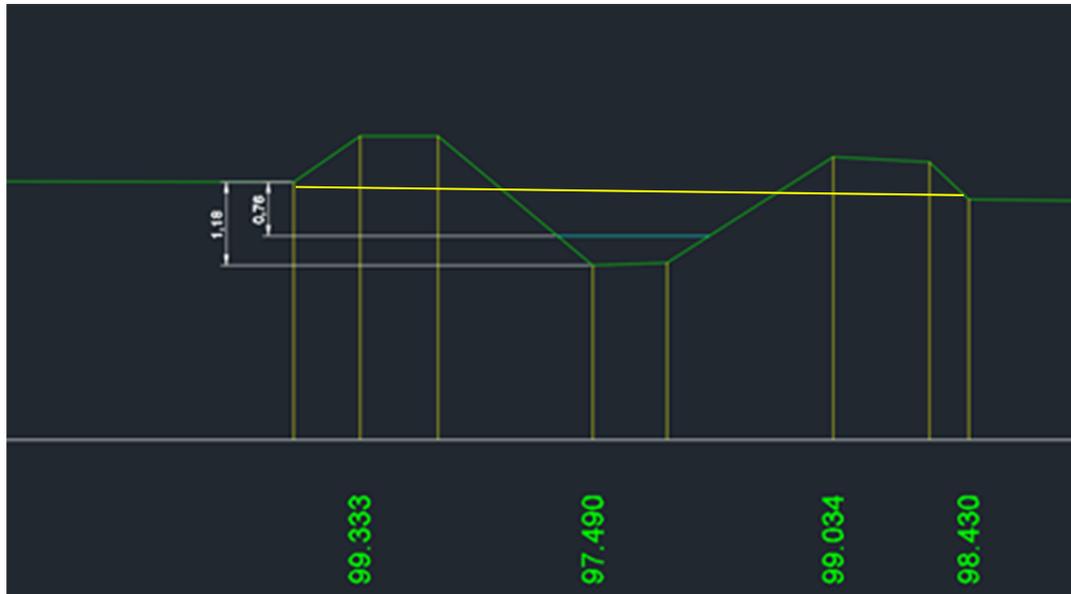


Figura 12 - Sezione tipo di canale irriguo arginato, la linea gialla rappresenta il livello massimo del canale durante le fasi di irrigazione

Il quadro fino a qui descritto, individua quindi una difficoltà sia tecnica che autorizzativa, nel perseguire la soluzione con vasche di laminazione e recapito in canali irrigui.

7.4 Caratteristiche idrogeologiche

Tali aspetti sono fondamentali per definire la fattibilità di un sistema ad infiltrazione negli strati superficiali del suolo e per poterne effettuare il dimensionamento.

I parametri più importanti a tale scopo sono indubbiamente la permeabilità del terreno “k” (negli strati interessati dal fenomeno di infiltrazione) e la quota della falda. Entrambe le caratteristiche richiamate possono essere misurate mediante indagini specifiche in situ. È evidente, che maggiore sarà il dettaglio della prova maggiore sarà l’affidabilità del dato e quindi del dimensionamento.

Per il progetto della MI-Rogoredo-Pavia sono state previste una serie di indagini geologiche lungo il tracciato, con lo scopo specifico di realizzare un sistema a dispersione. Per quanto riguarda il coefficiente di permeabilità ad esempio, la metodologia di prova è stata concordata per ottenere il dato richiesto, riproducendo il fenomeno dell’infiltrazione, nel modo più simile possibile a quello che si verificherebbe in condizioni di esercizio. Di seguito viene descritta sinteticamente la metodologia utilizzata per la stima del coefficiente di permeabilità:

la prova consiste nella stima del coefficiente di permeabilità con l'esecuzione di pozzetti di profondità variabile tra 1 e 1,5 m, utilizzando una dima cilindrica, di 40 cm di altezza e 35/40 cm di diametro (a seconda del modello presente sul mercato).

Tale dima viene infissa nel terreno di fondo scavo per circa 10 cm, ed eseguita la prova, in conformità a quanto previsto nelle AGI e con modalità funzione della granulometria del terreno. Di volta in volta vengono inoltre calibrati parametri quali il tempo di saturazione e la durata della prova stessa.

Viene inoltre prelevato, in corrispondenza dell'intervallo di prova, materiale in quantità sufficiente ad eseguire una prova granulometrica completa.

I risultati vengono quindi definiti in condizione di terreno saturo, e non occorrerà quindi applicare ulteriori coefficienti riduttivi.



Figura 13 - Fasi di esecuzione delle prove di permeabilità.

Nella tabella di seguito si riportano i valori misurati lungo il tracciato (valori permeabilità espressi in m/s):

45°22.716 N	9°13.816 E		k01	-1,1	permeabilità	3,45E-07
45°22.088 N	9°13.681 E		k02	-1,1	permeabilità	9,62E-07
45°21.481 N	9°13.173 E		k03	-1	permeabilità	1,61E-05
45°18.262 N	9°10.897 E		k05	-1,1	permeabilità	8,68E-06
45°17.669 N	9°10.563 E		k06	-1,1	permeabilità	1,01E-06
45°16.661 N	9°09.978 E		k07	-1	permeabilità	7,3E-07
45°16.063 N	9°09.634 E		k08	-1	permeabilità	1,23E-06
45°13.839 N	9°09.079 E		k09	-1,1	permeabilità	1,74E-06
45°13.089 N	9°09.065 E		k10	-1,1	permeabilità	7,77E-06

Tabella 4 – Valori di permeabilità del terreno lungo il tracciato



Figura 14 - Ubicazione delle prove di permeabilità in pozzetto lungo il tracciato

Il valore medio della permeabilità risulta essere $4,28 \times 10^{-6}$ m/s, tuttavia escludendo dalla media il valore più alto a vantaggio di sicurezza, si ottiene un valore medio di $2,8 \times 10^{-6}$ m/s. Per il dimensionamento dei sistemi ad infiltrazione viene cautelativamente considerato un coefficiente dimezzato $1,4 \times 10^{-6}$ m/s.

Per garantire un miglior funzionamento dei sistemi a dispersione e per utilizzare il dato di permeabilità in modo più attendibile nei calcoli, essendo i coefficienti molto variabili da punto a punto lungo il tracciato ferroviario, è preferibile prevedere un sistema continuo che si sviluppi in senso longitudinale. In questo modo infatti, si avrebbero tratti con dispersione maggiore e tratti con dispersione minore rispetto al valore medio, il quale descriverebbe in modo più adeguato il comportamento globale del sistema, essendo tutti i tratti comunicanti tra loro.

Le prove piezometriche per definire la quota della falda hanno evidenziato la seguente situazione:

PIEZOMETRO	Ubicazione UTM su WGS84		Quota piezometro metri s.l.m.	TUBO PIEZOMETRICO Lunghezza e Tipo	11-giu-18			
	Denominazione	N			E	metri dal p.c.	FALDA metri s.l.m.	Note
1	PNNMOZR01	45°24'17.40"N	9°14'18.20"E	102,00	(**)	5,06	96,94	
2	PNNMOZR02	45°23'44.90"N	9°14'0.01"E	101,00	(**)	3,47	97,53	
3	PNNMOZF04	45°20'8.16"N	9°12'1.98"E	94,00	(**)	2,52	91,48	
4	PNNMOZU05	45°19'9.81"N	9°11'25.19"E	91,50	(**)	-	Auto parcheggiata sul pozzetto Impossibile eseguire la lettura	
5	PNNMOZ007	45°17'14.71"N	9°10'18.95"E	90,00	(**)	1,90	88,10	
6	PNNMOZF08	45°15'28.16"N	9° 9'16.07"E	88,00	(**)	3,55	84,45	
7	PNNMOZR11	45°23'59.60"N	9°14'4.40"E	101,00	(**)	4,42	96,58	
8	PNNM02B02	45°28'30.57"N	9°14'21.02"E	121,70	Tubo Aperto 15,0- 30,0	17,75	103,95	
9	PNNM02R04	45°28'15.59"N	9°14'17.87"E	114,10	Tubo Aperto 3,0- 30,0	8,31	105,79	

Tabella 5 – Prove piezometriche per individuazione quota falda lungo il tracciato

Vista la presenza della falda molto in superficie, viene stabilito di posizionare il fondo di un eventuale sistema a dispersione, massimo ad una quota di -1,5 m dal piano campagna. Di conseguenza vengono scartate soluzioni con pozzi disperdenti.



Figura 15 - Ubicazione delle misure di profondità della falda lungo il tracciato

Per quanto sopra riportato, si può concludere che sistemi di trincee/fossi disperdenti con altezza massima di 1,5 siano la soluzione più adatta al recapito delle acque di piattaforma nel territorio in oggetto.

7.5 Analisi delle alternative di progetto

Al fine di definire la soluzione più adatta alle condizioni al contorno descritte, sono state ipotizzate due possibili alternative che prevedono il recapito delle acque di piattaforma per dispersione negli strati superficiali del terreno. A seguito delle considerazioni fatte nel paragrafo precedente, le soluzioni che verranno analizzate sono le seguenti:

1. Canali aperti in terra con cassonetto drenante sul fondo.
2. Cassonetti drenanti interrati con tubo di distribuzione fessurato.

1) Canali aperti in terra con cassonetto drenante sul fondo.

Questo schema, risulta essere il classico sistema utilizzato di frequente nelle linee ferroviarie ed ha una sezione tipo come quella rappresentata in figura 13.

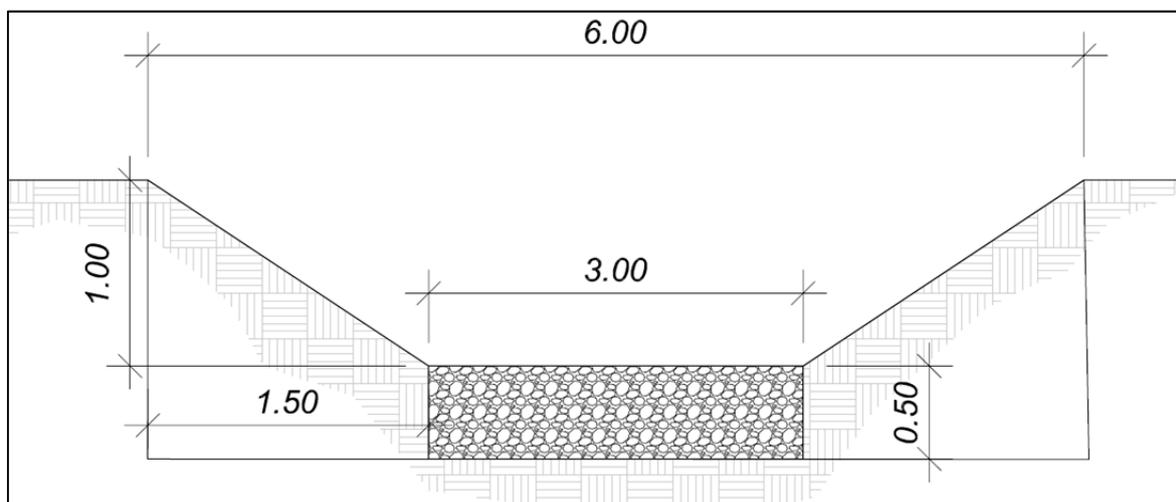


Figura 16 - Sezione tipo fosso in terra con cassonetto drenante.

Il pacchetto drenante dovrà essere avvolto in geotessuto ed in corrispondenza degli embrici il fosso dovrà essere rivestito in c.a. o materassi, per evitare erosione localizzata delle scarpate del fosso stesso.

I vantaggi principali di questa soluzione sono:

- Elevata ed immediata disponibilità di volume di invaso.
- Costi di realizzazione contenuti (minori volumi di scavo).

I principali svantaggi sono:

- Superficie del fosso non utilizzabile (non carrabile o comunque non utilizzabile come stradello)
- Necessità di manutenzione delle sponde (crescita vegetazione spontanea) e del fondo (deposito di materiale fino sul geotessuto), frequente e per tutta la lunghezza della trincea (v. fig. 18).
- Altezza e quindi ingombro in pianta variabile (dovendo essere il fondo orizzontale e la pendenza delle sponde fissa), in funzione dell'orografia del piano campagna.

- Con il passare del tempo il trasporto solido di materiale fino, può determinare un'impermeabilizzazione dello strato superficiale delle sponde del canale, riducendo la capacità di infiltrazione.
- La presenza di uno specchio di acqua aperto facilita la proliferazione di zanzare e nutrie. Queste ultime in particolare, molto diffuse nell'area, possono danneggiare le sponde dei fossi in terra (v. fig.7).
- Difficoltà di accesso al corpo ferroviario per manutenzione dei rilevati e degli embrici.
- In caso di presenza di uno stradello questo dovrà essere previsto in aggiunta all'ingombro del fosso in terra.



Figura 17 - Tana di una nutria su canale in terra (foto da sopralluogo Pavia Rogoredo).



Figura 18 - Problemi di crescita della vegetazione nei fossi in terra.

2) Cassonetti drenanti interrati con tubo di distribuzione fessurato.

Per far fronte agli svantaggi sopra descritti è stata proposta una soluzione alternativa, che consiste nella realizzazione di trincee drenanti a sezione rettangolare riempite di materiale drenante ad alta porosità efficace (minimo 30%), avvolto in geotessuto e con all'interno un tubo di distribuzione orizzontale fessurato in PEAD. Il riempimento del sistema avviene puntualmente attraverso pozzetti di sedimentazione disposti circa ogni 60 metri, che raccolgono l'acqua di piattaforma e l'acqua meteorica che interessa il rilevato, attraverso una canaletta trapezia in cls posta al piede del rilevato stesso. Il sistema è carrabile e può quindi ospitare una viabilità di servizio sopra di esso. In prossimità dei canali viene posizionato un pozzetto in cls in cui è presente uno scarico di troppo pieno ad una quota convenientemente bassa rispetto al p.c. compatibilmente con il livello massimo raggiungibile nel canale (si considera una quota di sfioro a circa 20 cm dal p.c.). Tubi di piccolo diametro verranno disposti ortogonalmente al tubo di distribuzione sia verticalmente verso il piano campagna (per pulizia e manutenzione), sia orizzontalmente per facilitare la distribuzione dell'acqua anche in senso trasversale.

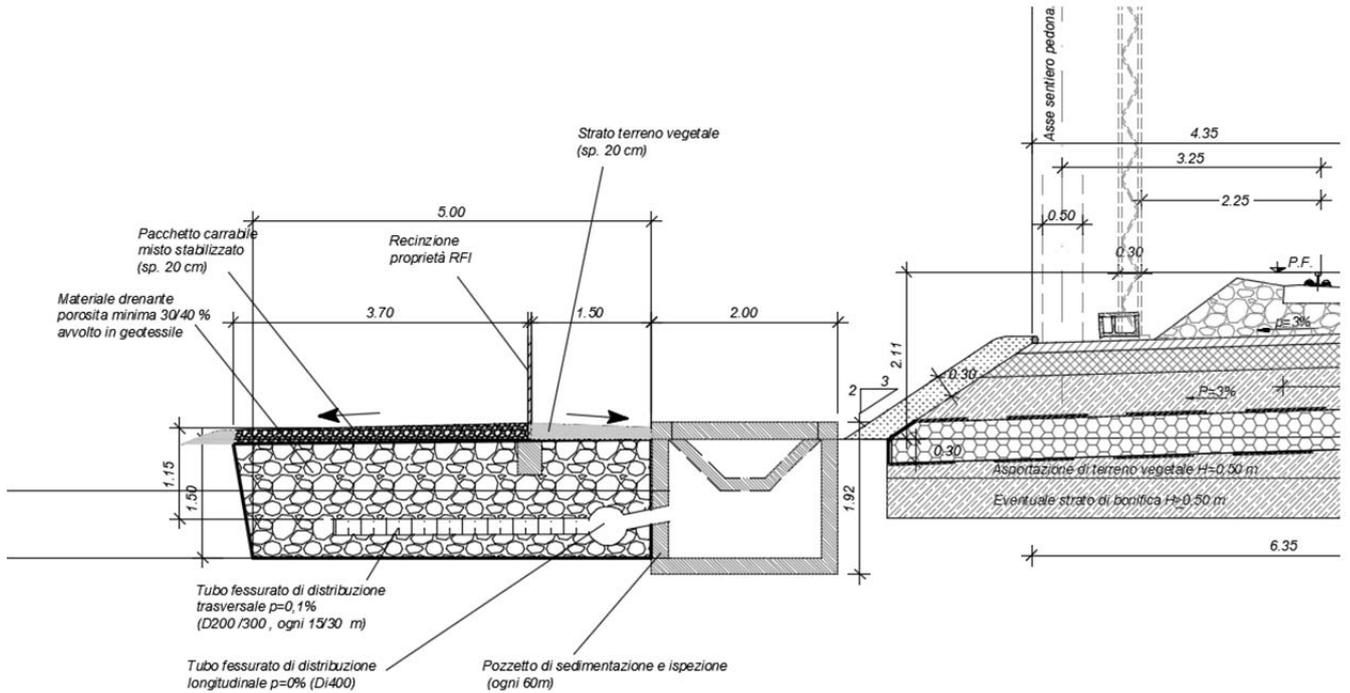


Figura 19 - Sezione trincea drenante in corrispondenza del pozzetto di immissione

SCHEMA PLANIMETRICO

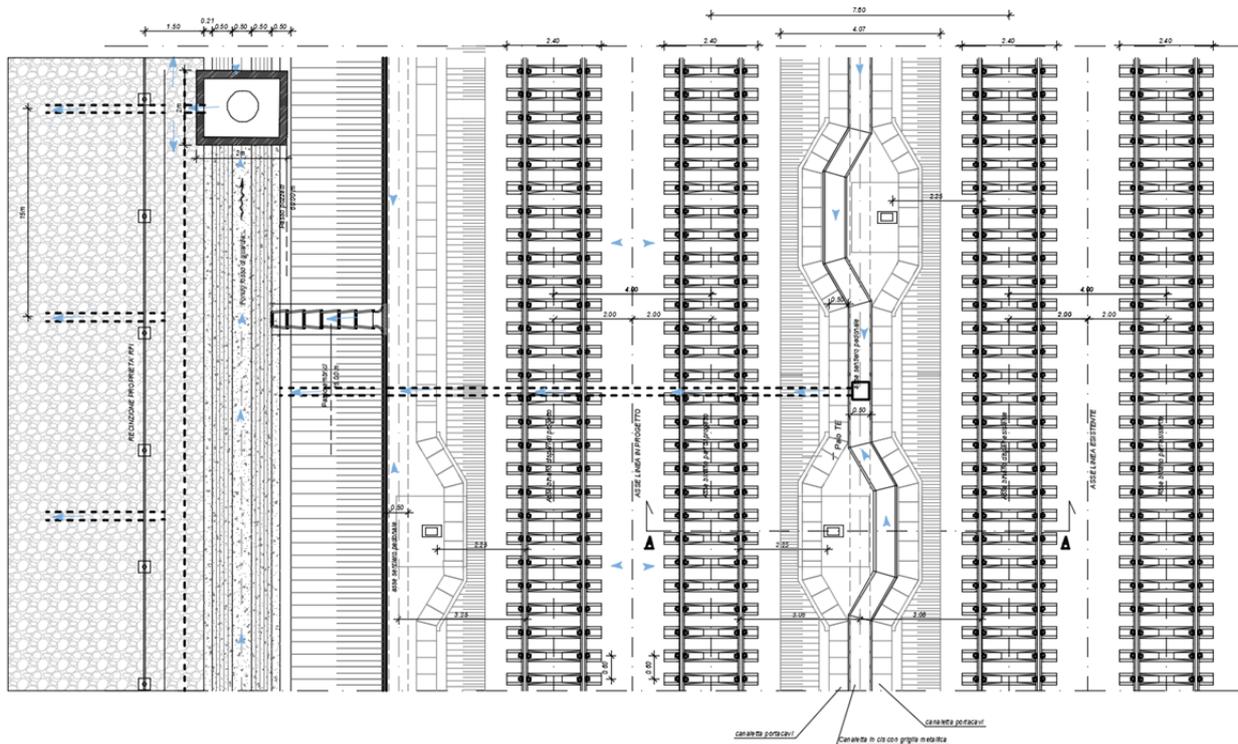


Figura 20 - Schema planimetrico del sistema di recapito a dispersione con trincea drenante.

Per tale soluzione i principali vantaggi sono:

- Bassi costi di manutenzione, in quanto questa sarà effettuata periodicamente solo in corrispondenza dei pozzetti di sedimentazione sul fondo dei quali si accumulerà la maggior parte del materiale trasportato. Inoltre, all'interno dei tubi che collegano il pozzetto con il tubo fessurato, verranno inserite delle "maniche-filtro" in geotessile che potranno essere sfilate e lavate facilmente. In questo modo sarà impedito ingresso di fango all'interno del cassonetto, che manterrà quindi inalterato nel tempo il suo volume disponibile.
- L'ingombro in pianta della trincea drenante è utilizzabile per la realizzazione di uno stradello di servizio carrabile, con una riduzione anche in termini di espropri qualora sia necessaria la presenza di una viabilità parallela alla linea.
- Non si creano specchi d'acqua a cielo aperto, impedendo ingresso di nutrie e proliferazione zanzare.
- L'accesso alla linea per la manutenzione è facilitato essendo il cassonetto drenante carrabile e pedonabile.
- La presenza di geotessile impedisce l'ingresso di fango dall'esterno.
- Essendo le pareti del cassonetto drenante verticali (lo scavo è sostenuto dal materiale drenante interno), l'ingombro in pianta rimane sempre costante indipendentemente dalle variazioni orografiche del piano campagna.
- Il tubo di distribuzione rappresenta un volume subito disponibile per piogge di breve durata, ad esempio per una pioggia di 15 minuti ($T_r = 50$ anni) il volume in ingresso è tale da riempire il tubo di distribuzione e parzialmente la canaletta rivestita al piede. Tuttavia, si ricorda che data la bassa permeabilità dei terreni, gli eventi critici per il sistema sono quelli caratterizzati da lunghe durate (nell'ordine delle 20, 30 ore)
- i tubi forati disposti trasversalmente al tubo di distribuzione facilitano la rapida distribuzione dell'acqua anche in direzione trasversale andando ad interessare tutta la trincea in modo più omogeneo.

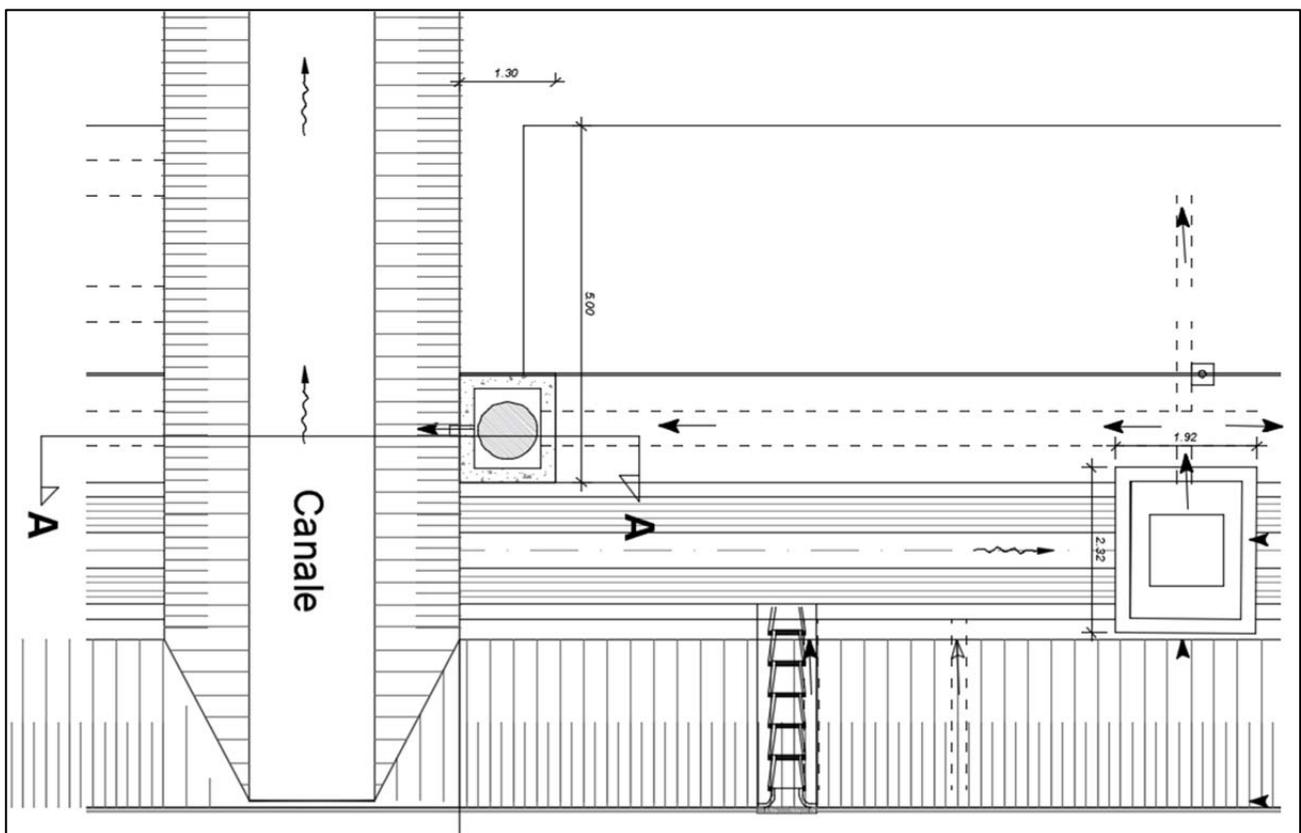
Per tale soluzione i principali svantaggi sono:

- Maggiori costi di costruzione, dovuti a maggior volume di scavo, approvvigionamento materiale drenante, e tubo in PEAD.

Si fa presente tuttavia che la possibilità di riutilizzare le terre di scavo per il rilevato ferroviario, mediante trattamento a calce, nella percentuale in cui tale soluzione sarà adottata, annulla la voce di spesa di conferimento a discarica e contribuisce a ridurre il quantitativo di materiale da approvvigionare per il rilevato.

Inoltre laddove siano presenti tratti molto lunghi con permeabilità inferiore a quella media, entreranno in funzione (per gli eventi più critici) gli scarichi di troppo pieno posti in corrispondenza dei canali, ad una quota adeguata. In questo caso la trincea avrebbe un comportamento simile a quello di una vasca di laminazione.

Di seguito lo schema di funzionamento dello scarico di troppo pieno:



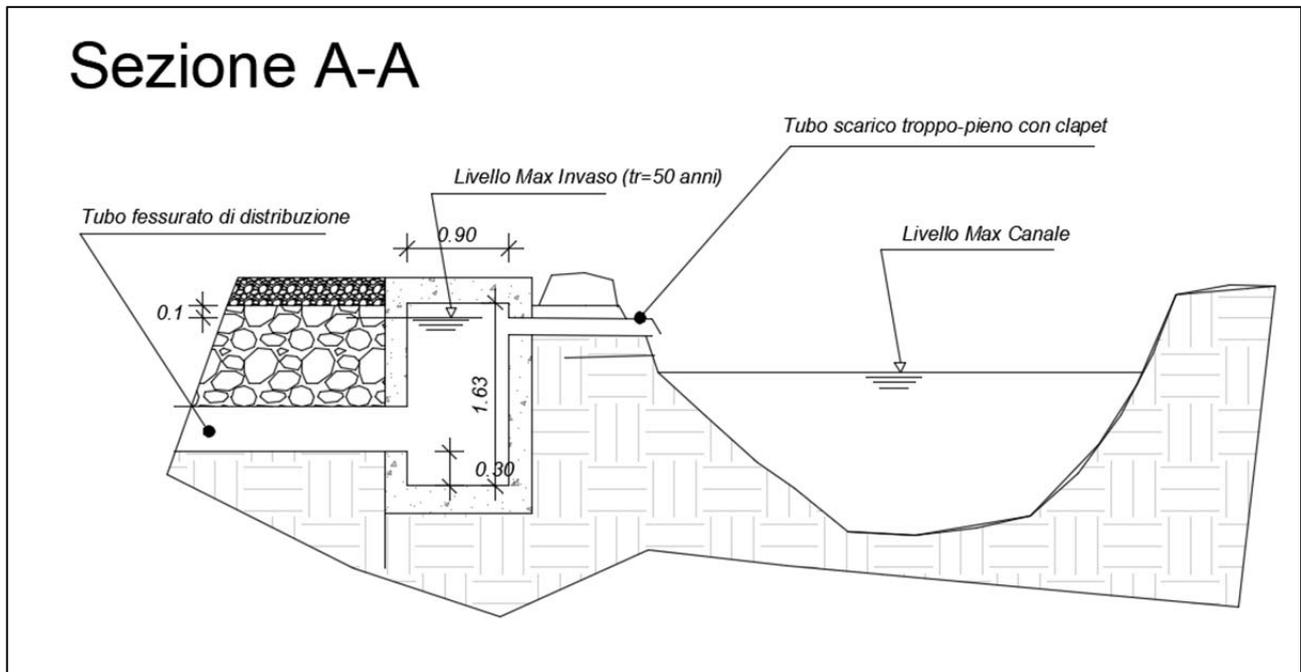


Figura 21 - Planimetria e sezione dello scarico di troppo pieno.

7.6 Aspetti economici

Da un'analisi dei costi di realizzazione è emerso il seguente quadro economico per le due soluzioni (per 1 Km di intervento), al netto dei volumi di scavo (che verranno parzialmente riutilizzati all'interno dell'intervento):

- 1) Canale a cielo aperto: 339.740 €/Km
- 2) Cassonetto: 473.000 €/Km

Si ipotizza il seguente piano di manutenzione:

- 1) Canale a cielo aperto con cassonetto drenante sul fondo:
 - Sfalci di arbusti, rovi ed erba infestante sulle sponde non rivestite del canale: 3 volte/anno (gennaio /maggio/settembre)
 - Spurgo del residuo fangoso sul fondo del fosso, proveniente dallo scorrimento sulle sponde in terra e dal rilevato, trattenuto dalla presenza di geotessile: 1 volta/anno considerando un accumulo annuo sul fondo di 1 cm lungo tutto il tratto.
- 2) Cassonetto drenante interrato.

- Spurgo dei pozzetti di immissione e sedimentazione: 2 volte/anno considerando un accumulo max di 20 cm di materiale proveniente dalle scarpate.
- Pulizia dei tubi fessurati con acqua ad alta pressione da effettuarsi per tratti di 60 metri attraverso i pozzetti di ispezione e di troppo pieno: 1 volta ogni 5 anni.

Nella tabella di seguito si riporta una stima economica (per 1 Km di linea) del piano di manutenzione sopra ipotizzato.

1) FOSSI A CIELO APERTO IN TERRA								
Voce Listino RFI 2018	Descrizione	U.M.	P.U. (euro)	Area intervento: 1Km (solo sponde del fosso) (mq)	importo singolo intervento (euro)	n. interventi/anno	Costo annuale (euro)	Costo 100 anni (euro)
OM.OP.H.3200.B	Taglio di arbusti, estirpazione di rovi e sfalcio di erba raso dai piazzali e dalle scarpate ferroviarie compreso il trasporto del materiale tagliato, che resterà di proprietà dell'Imprenditore, fuori della sede ferroviaria. Taglio di arbusti, estirpazione di rovi. (solo sponde del fosso non rivestite)	Mq	0,42	3.600	1.512	3	4.536	453.600
OM.MT.B.3 10.C	Spurgo di fossi di guardia alla sommità di trincee o alla base dei rilevati o in qualsiasi altra ubicazione, qualunque sia la loro distanza dalla sede ferroviaria riempiti per un'altezza non inferiore alla metà altezza dei fossi stessi:OM.MT.B.3 10.C con sezione libera a spurgo ultimato oltre 5000 cm ² e fino a 7500 cm ² . (altezza fango 1 cm anzichè 50cm)	ml	5,55	1.000	5.550	0,02	111	11.100
OM.MT.B.3 10.D	Sovraprezzo alla sottovoce n. OM.MT.B.310.C per ogni 2500 cm ² oltre i 7500 cm ² (1 metro di fondo canale= 30.000 cmq)	ml	0,95	9.000	8.550	0,02	171	17.100
							TOT vita opera	481.800
							Manutenzione euro/anno/Km	4.818
2) TRINCEA DRENANTE INTERRATA								
Voce Listino RFI 2018	Descrizione	U.M.	P.U. (euro)	metri cubi pozzetti (17 x 0,6 mc di fango)	importo singolo intervento (euro)	n. interventi/anno	Costo annuale (euro)	Costo 100 anni (euro)
OM.MT.B.3 03.A	Spurgo di pozzetti in genere, comprese la scopertura e la ricopertura degli stessi.	Mc	35	10	355	2	710	71.033
OM.NO.C.8 02.A	Autopompa, per disotturazione di fognature e simili, con getto d'acqua ad alta pressione, compreso e compensato la successiva aspirazione delle materie di risulta, compreso inoltre ogni mercede per il conducente e l'operatore, nonché qualsiasi altro onere per dare l'autopompa perfettamente funzionante, con un minimo da contabilizzarsi di ore tre nell'arco della giornata. (1ora ogni 60 metri, 1 volta ogni 5 anni)	hr	63	17	1.073	0,2	215	21.468
							TOT vita opera	92.500
							Manutenzione euro/anno/Km	925
							Differenza vita intera	389.300

Tabella 6 – Confronto economico fossi a cielo aperto e trincea interrata



Figura 22 – Confronto andamento costi vita intera opere di laminazione

La stima economica a vita intera dell'opera evidenzia una maggiore convenienza complessiva della soluzione con cassonetto (la cui manutenzione a vita intera per 1km di linea, ammonta a circa 389.300 € in meno rispetto al canale in terra). Il grafico mostra come la differenza di costo iniziale (circa 133.260 €) verrebbe quindi compensata dopo circa 35 anni dalla messa in esercizio (intersezione tra linea verde e linea blu).

7.7 Criteri di dimensionamento

Per il dimensionamento di entrambi i sistemi è stato considerato il metodo delle sole piogge, così come richiesto dalle linee Guida della Regione Lombardia:

CLASSE DI INTERVENTO	SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE (calcolato come da art. 7.4)	MODALITÀ DI CALCOLO	
			AMBITI TERRITORIALI (art. 5.2.3)	
			Aree A, B	Aree C
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa ≤ 0,1 ha (≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi art. 8	
2	Impermeabilizzazione potenziale media ≤ 0,1 ha (≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (v. art. 7.5.2)	Requisiti minimi art. 8
	da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (v. art. 7.5.3)	
	> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Tabella 7 – Linee guida Regione Lombardia

Lo schema di recapito delle acque di piattaforma proposto infatti, non è puntuale e riferito all'intera estensione dell'intervento di raddoppio, ma è continuo lungo esso, ed il singolo recapito (nella soluzione della trincea drenante costituito dal pozzetto di immissione) avviene a valle dello scolo di una superficie di 60 m (interasse pozzetti) x 25 m (larghezza nuova piattaforma) = 1500 m².

Quindi l'intervento è considerabile come una successione in serie di interventi indipendenti con impermeabilizzazione potenziale media (caso 2).

Sulla base di tale metodo è stato sviluppato un foglio di calcolo in grado di determinare le dimensioni minime dei sistemi a dispersione tenendo in conto le caratteristiche idrologiche, geologiche e geometriche delle opere.

Si riportano di seguito i grafici risultanti per la soluzione con trincea drenante e tubo finestrato, sia nel caso standard di dispersione dai lati e dal fondo (B), sia considerando una dispersione dal solo fondo (ipotesi B* cautelativa).

I grafici fanno riferimento alle configurazioni di progetto (Figura 9 e Figura 11) con:

- 1) Fosso in terra:
 - B=3m
 - H=1 m
 - Sponde 1:1,5
 - Pacchetto drenante 3 x 0,5 m

- 2) Trincea drenante interrata con tubo finestrato
 - H = 1,5 m
 - B = 5,0 m
 - $D_{\text{tubo}} = 450 \text{ mm}$

Ipotesi generale:

- $K = 1,4 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
- indice porosità = 30 %
- $S_{\text{impermeabile}} = 0,1 \text{ ha}$

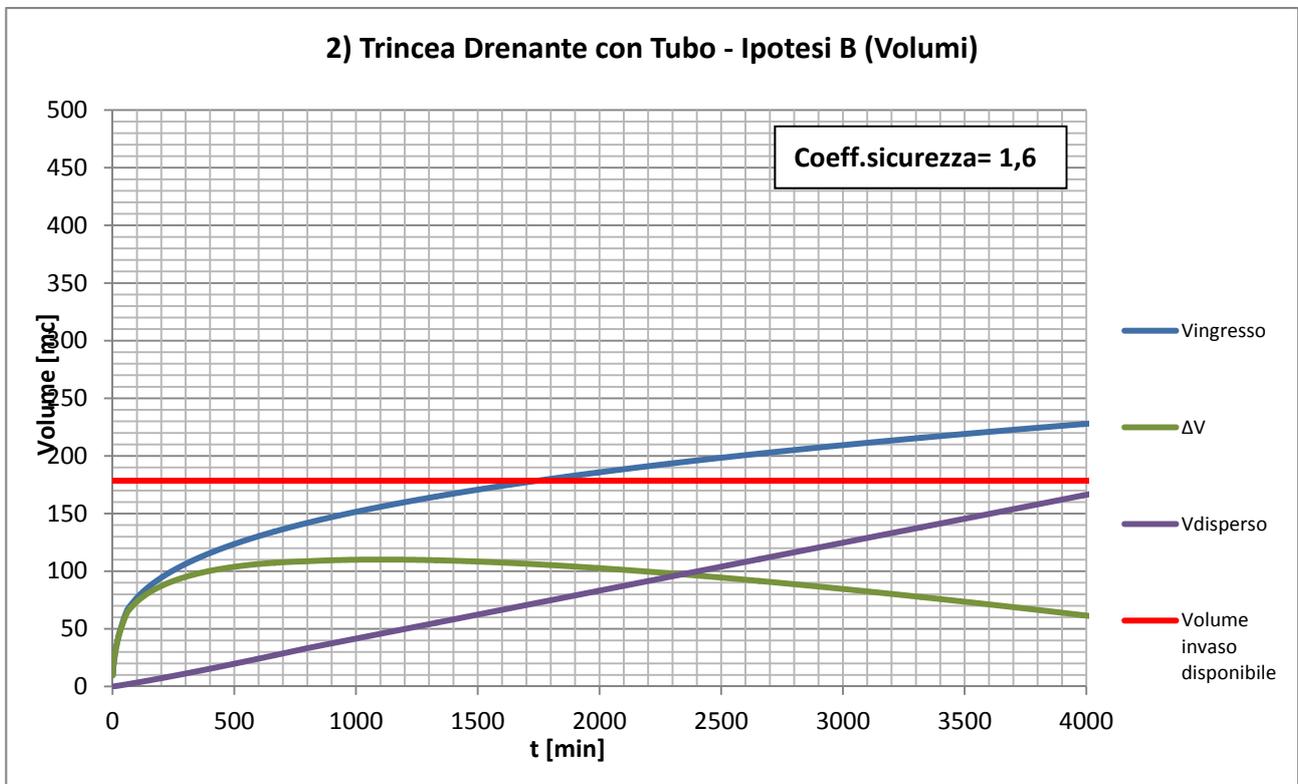
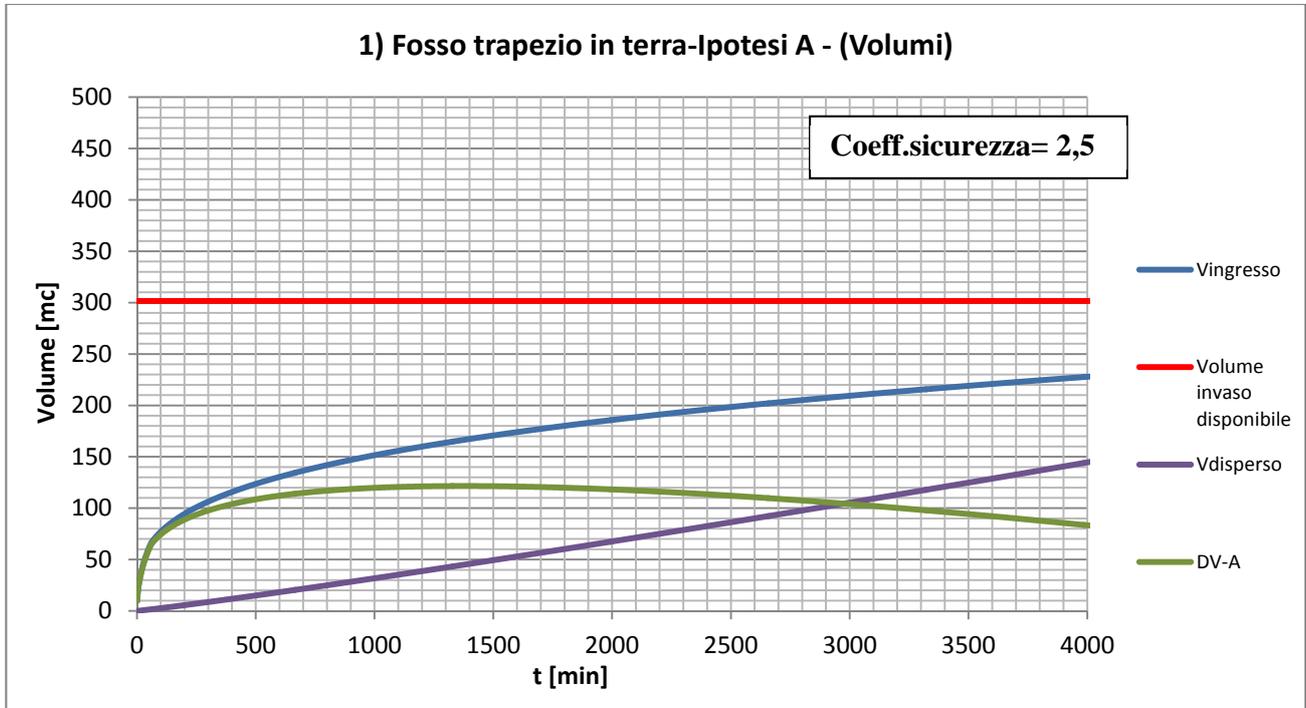


Figura 23 - Curve di andamento dei volumi all'interno del fosso in terra (A) e della trincea drenante (B), nell'ipotesi di considerare la dispersione anche dalle superfici laterali (metodo sole piogge).

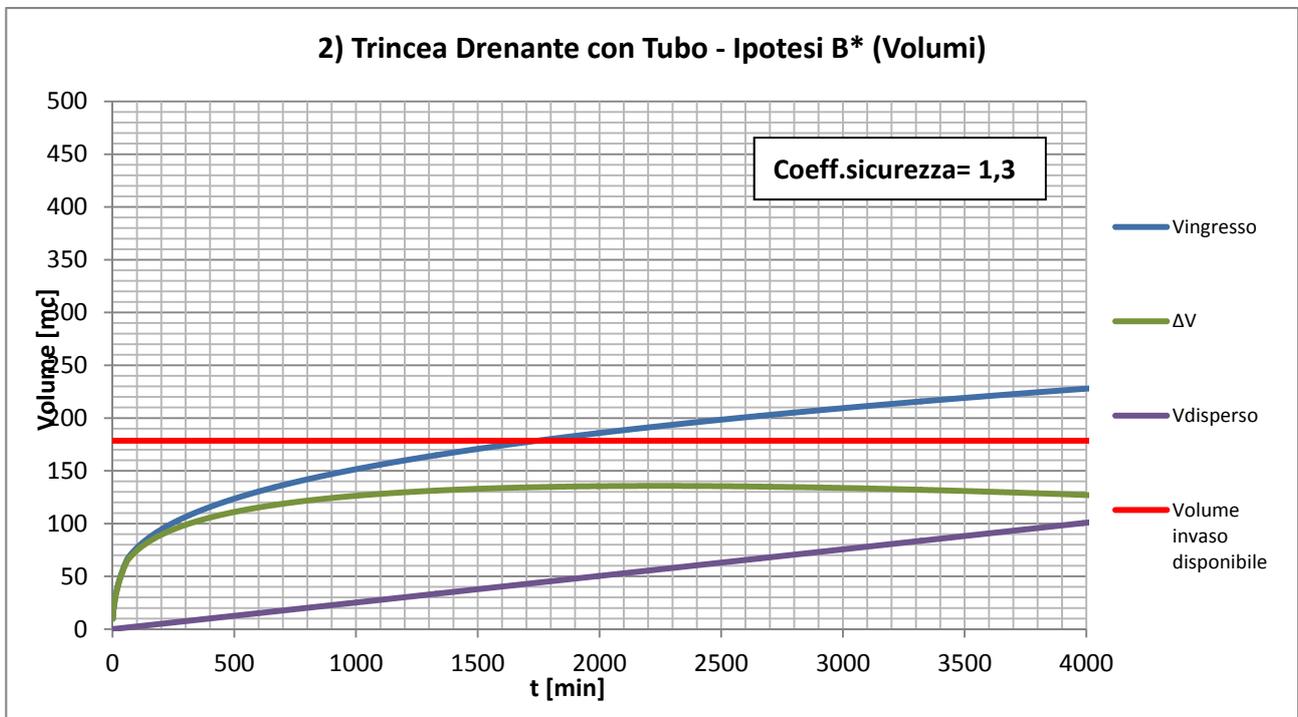
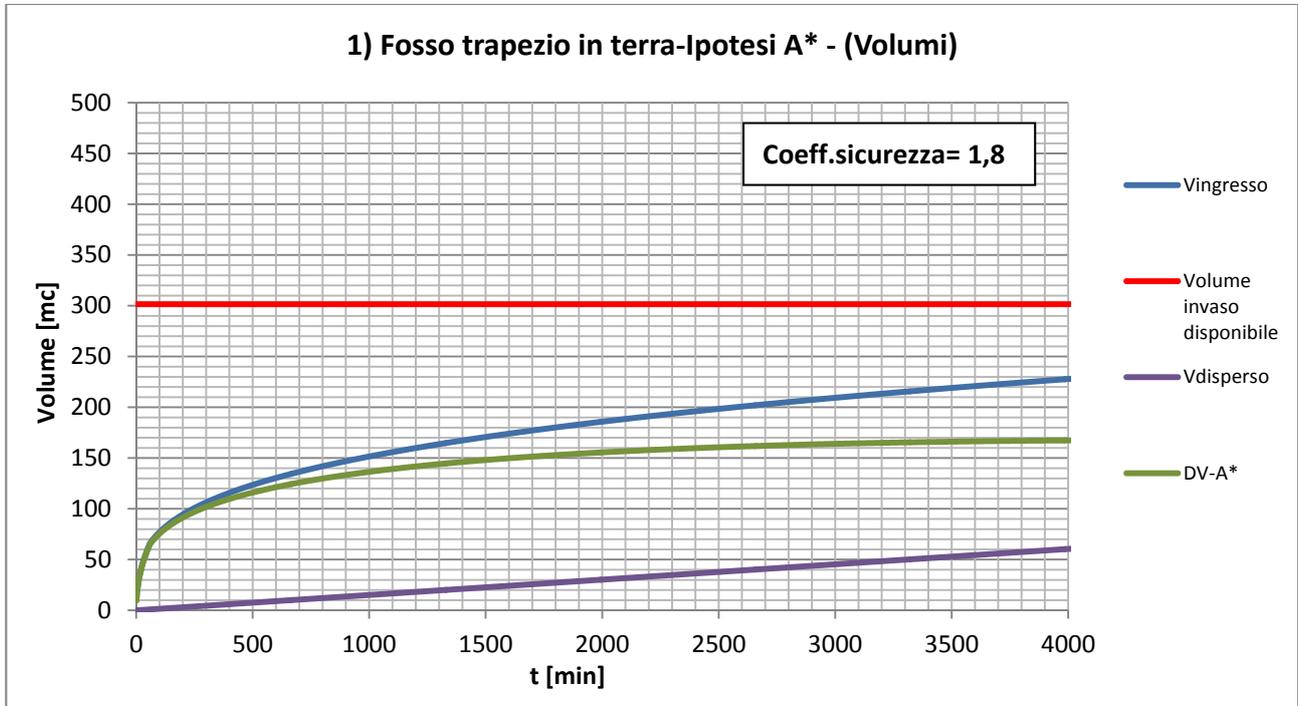


Figura 24 - Curve di andamento dei volumi all'interno del fosso in terra (A*) e della trincea drenante (B*), nell'ipotesi di considerare la dispersione solo dal fondo (metodo sole piogge).

Per la trincea drenante con tubo fessurato, il volume utile di invaso risulta essere di 177 m³, per 0,1ha di superficie impermeabile. Tale valore risulta essere superiore a quello definito come requisito minimo dalle linee guida, che ammonterebbe a circa 60 m³ per aree a media criticità e 80 m³ per aree ad alta criticità:

Tabella 2 – Requisiti minimi dei volumi di laminazione nel caso di “impermeabilizzazione potenziale bassa” o nell’ambito territoriale di bassa criticità.	
Criticità dell’area (art.5.2.3)	Volume specifico standard di laminazione
Aree A ad alta criticità idraulica	800 m ³ per ettaro di superficie scolante impermeabile interessata dall’intervento
Aree B ad alta criticità idraulica	600 m ³ per ettaro di superficie scolante impermeabile interessata dall’intervento
Aree C ad alta criticità idraulica	400 m ³ per ettaro di superficie scolante impermeabile interessata dall’intervento

Tabella 8 – Requisiti minimi dei volumi di laminazione nel caso di “impermeabilizzazione potenziale bassa” o nell’ambito territoriale di bassa criticità.

Un esempio simile al sistema proposto è riportato nel par. 22.3.2 Trincea drenante (a pag. 87) e nel par. 22.3.6 Caditoie filtranti (pag. 97) del Regolamento regionale 23 novembre 2017 - n. 7.

Per la verifica è stato considerato di avere un coefficiente di sicurezza minimo di 1,3. Per quanto riguarda i tempi di svuotamento, è stato verificato che una volta terminato l’evento di pioggia, il sistema nell’ipotesi B, abbia a disposizione dopo 48 un volume tale da poter invasare un secondo evento con tempo di ritorno 50 anni.

La verifica del tempo di svuotamento è stata effettuata attraverso il calcolo indicato al paragrafo 7.6 delle linee guida della Regione Lombardia, risolvendo l’equazione:

$$t_{svuot} = \frac{W_{lam}}{Q_u + q_{inf}}$$

W_{lam} è stato stimato valutando il volume massimo raggiunto nella vasca, corrispondente cioè ad un evento di durata critica. Il valore Q_u è stato considerato nullo, mentre il valore di q_{inf} è stato valutato con il prodotto tra la permeabilità k e la superficie drenante del sistema (lati + fondo) considerando l’altezza raggiunta nella vasca alla fine dell’evento (vedi linea rossa fig. 16) che nel caso di scarico di troppo pieno corrisponde alla quota dal fondo del recapito nel canale.

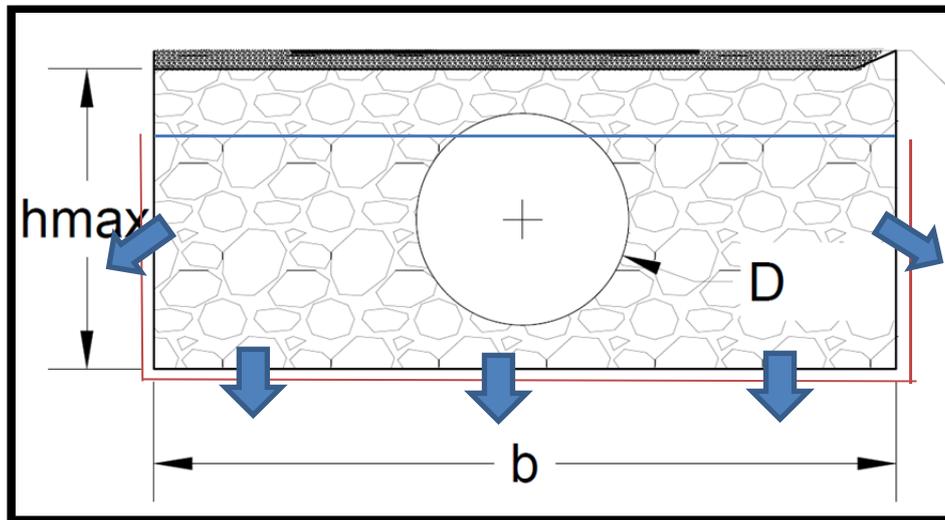


Figura 25 - Schema di infiltrazione adottato per il calcolo del tempo di svuotamento della vasca.

La linea blu rappresenta il massimo livello raggiunto nel sistema al termine di un evento con durata critica.

In queste ipotesi è stato verificato che dopo 48 sia disponibile nel sistema un volume sufficiente ad accogliere un altro evento di progetto e che dopo 72 ore la vasca sia vuota. Nel caso in cui lunghi tratti siano in corrispondenza di terreni con permeabilità più bassa di quella utilizzata nel calcolo e non si rendesse disponibile tutto il volume richiesto per accogliere un secondo evento, la sicurezza del sistema sarebbe comunque garantita dallo scarico di emergenza descritto in precedenza (v. figura 13).

Si fa notare che per soddisfare tali requisiti (in particolare lo svuotamento totale dopo 72h), il fosso trapezoidale in terra, avendo geometricamente una minore superficie drenante, dovrebbe avere una larghezza di base di 3 metri e di conseguenza un ingombro in pianta di 6 metri (quindi 1 metro più larga della trincea drenante).

In pratica la soluzione con fosso trapezoidale pur avendo maggior volume disponibile di invaso, ha minore capacità di dispersione avendo, a parità di ingombro in pianta e profondità, una minore superficie disperdente.

7.8 Caratteristiche del materiale drenante

La trincea drenante sarà costituita da materiale avente i seguenti requisiti:

- ghiaia e ghiaietto lavato proveniente da rocce resistenti, non soggette ad alterazione. Non è ammesso l'impiego di materiali di natura pozzolanica, piroclastica, solubile.

- dimensione secondo il fuso granulometrico definito dallo studio e campo prova, come definito nel successivo paragrafo
- forma dei grani non appiattita, allungata o lenticolare;
- perdita in massa, determinata con la prova Los Angeles (UNI EN 1097-2), eseguita, ove possibile, sulle singole pezzature, non superiore al 50%;
- indice di portanza CBR (UNI EN 13286-47), all'umidità ottima di costipamento, dopo quattro giorni di imbibizione di acqua eseguito sul materiale passante al setaccio 31.5, non minore di 50. Nella stesa e realizzazione del cassonetto drenante dovranno essere utilizzate e messe in atto tutte le buone pratiche operative atte a raggiungere le performance richieste e la durabilità nel tempo.

In particolare:

- la miscelazione del materiale e la posa in opera dovranno essere eseguite in maniera da garantire l'omogeneità della granulometria che deve sempre rientrare nel fuso scelto e dovrà evitarsi la segregazione del materiale;
- il materiale dovrà essere messo in opera con un contenuto d'acqua (UNI EN 13286-2) prossimo all'ottimale; qualora il contenuto d'acqua si discosti di 2% dal valore ottimale, l'eventuale aggiunta di acqua avverrà mediante dispositivi spruzzatori e l'eventuale essiccamento avverrà per evaporazione;
- le operazioni di posa in opera e compattazione non dovranno essere eseguite quando le condizioni ambientali (pioggia, neve, gelo) siano tali da danneggiare la qualità dello strato stesso. Nel caso di ammaloramenti dovuti a tali cause, la parte deteriorata dovrà essere rimossa e ricostruita;
- per il costipamento e la rifinitura saranno impiegati rulli vibranti semoventi. L'idoneità delle attrezzature e delle tecniche di costipamento sarà verificate con una prova sperimentale in situ impiegando i materiali risultanti dagli studi preliminari in un campo prova sul quale si eseguiranno le determinazioni del modulo di deformazione mediante prova di carico su piastra e della densità;
- Sulla sommità del cassonetto drenante, per l'intera larghezza, subito dopo la compattazione, si dovrà intervenire con fitociti, antigerminali o anche taletossici.

7.8.1 Performance Attese

Trattandosi di un materiale inconsueto, vengono fissati preliminarmente dei parametri obiettivo a cui tendere nel condurre lo studio del fuso granulometrico e durante il campo prova.

La caratteristica principale necessaria affinché il materiale in oggetto sia impiegabile per gli scopi richiesti è che la sua porosità totale finale sia almeno del 30%.

Come obiettivi secondari, dopo il costipamento, il materiale drenante dovrà avere una densità secca non inferiore al 90% della massima ottenuta tramite la prova di costipamento AASHTO modificata (UNI EN 13286-2) eseguita in fase di studio del fuso granulometrico. Inoltre, il modulo di deformazione M_d misurato in condizioni di umidità prossime a quella ottima di costipamento, mediante prova di carico su piastra non dovrà essere inferiore a 40 MPa al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.15 MPa – 0.25 MPa e inoltre il rapporto dei moduli del 1° e 2° ciclo dovrà essere non inferiore a 0.4 (CNR-BU n.146). Nonostante a priori sia presumibile che tali valori siano ragionevolmente raggiungibili, essi vanno intesi come valori obiettivo e nel caso in cui non venissero raggiunti, possono eventualmente essere riconsiderati a seguito dei risultati dello studio ed i risultati del campo prova.

7.8.2 Fuso Granulometrico

La scelta del fuso granulometrico finale dovrà scaturire in funzione dei risultati delle prove di laboratorio e del campo prova, verificando che vengano soddisfatte le performance attese di cui al paragrafo precedente.

7.8.3 Prove Di Laboratorio

Per l'accettazione del materiale di partenza, dovranno eseguirsi tutte le prove necessarie ad assicurare le caratteristiche richieste nel paragrafo 4 (petrografia, forma dei grani, Los Angeles, CBR).

Per la conferma o eventuale ridefinizione del fuso granulometrico e per il controllo delle caratteristiche richieste,

sarà necessario eseguire le seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometrica (UNI CEN ISO/TS 17892 – 4)
- Determinazione del peso specifico dei grani (UNI CEN ISO/TS 17892 – 3)
- Determinazione del peso secco dell'unità di volume (UNI CEN ISO/TS 17892 – 2)
- Determinazione del contenuto d'acqua naturale (UNI CEN ISO/TS 17892 – 1)
- Prova di costipamento Proctor modificata (UNI EN 13286-2).
- Prova per la determinazione della resistenza alla frammentazione (prova Los Angeles (UNI EN 1097-2))
- indice di portanza CBR (UNI EN 13286-47),

Dai risultati ottenuti sarà quindi possibile ricavare la porosità totale ed ottenere una prima conferma riguardo il fuso da impiegarsi, oppure sarà necessario adeguare le frazioni granulometriche in modo da raggiungere il valore obiettivo del 30%. Nel secondo caso dovranno essere ripetute le prove per confermare che l'adeguamento delle frazioni ha centrato l'obiettivo.

7.8.4 Campo Prova

Una volta definito un fuso granulometrico che garantisca una porosità totale del 30%, si dovrà necessariamente passare ad un campo prova sperimentale in situ per mettere a punto le modalità di stesa e compattazione. Nello specifico, queste modalità dovranno assicurare che la compattazione preservi la porosità ed allo stesso tempo permetta di avvicinarsi il più possibile ai valori obiettivo di densità (90% della massima ottenuta dalla prova Proctor) e di modulo di deformazione 40 MPa nell'intervallo 0.15 MPa – 0.25 MPa misurati mediante prova di carico su piastra). Qualora si dimostri che i valori obiettivo (densità e modulo di deformazione) non siano raggiungibili, si dovrà determinare quali sono i valori massimi ottenibili e, questi, saranno assunti come riferimento durante la costruzione, anche in considerazione della destinazione d'uso (scalo ferroviario). Tuttavia, si precisa che la porosità non è oggetto di rimodulazione ed il valore del 30% è inderogabile.

Nell'esecuzione del campo prova dovranno utilizzarsi modalità e combinazioni di compattazione tese al raggiungimento dell'obiettivo primario (porosità). Preliminarmente sono da considerare, per il costipamento, rulli lisci vibranti di medio peso. Sarà oggetto di studio durante il campo prova il numero di passate, velocità del mezzo impiegato, ampiezza e frequenza della vibrazione.

7.9 Conclusioni

Nella presente nota, è stata condotta un'analisi di due diverse alternative per il recapito a dispersione delle acque di piattaforma relative al raddoppio della linea ferroviaria Milano Rogoredo -Pavia. Considerate le caratteristiche delle aree in esame, sia in termini di tipologia della rete idrografica di superficie, sia in termini di caratteristiche del suolo e vincoli normativi, è stata infatti esclusa l'opzione di prevedere un recapito con portate controllate all'interno dei canali esistenti. Le soluzioni prese in esame sono state: un fosso in terra a sezione trapezoidale e con fondo costituito da un cassonetto drenante; una trincea drenante a geometria rettangolare riempita di materiale grossolano ad alta conducibilità e con tubo fessurato di distribuzione longitudinale. Tenendo in conto diversi aspetti, in

particolare quelli manutentivi, di ingombro ed economici, è stata ritenuta più adeguata, per il caso in esame, la seconda opzione.

Il dimensionamento e la verifica delle trincee disperdenti seguono le indicazioni definite nelle linee guida del Regolamento regionale 23 novembre 2017 - n. 7 “Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)”.

8 VERIFICA ELEMENTI IDRAULICI

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi idraulici a servizio del sistema di drenaggio della piattaforma ferroviaria.

Per tutte le verifiche si è fatto riferimento alle curve di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora.

8.1 Verifica embrice

Le acque afferenti la piattaforma ferroviaria ruscellano fino alla cunetta triangolare formato dal cordolo che le convoglia fino all'embrice più a valle.

Al fine di valutare il corretto passo degli embrici sono stati calcolati gli apporti massimi di pioggia in funzione della larghezza della piattaforma pavimentata variando il passo degli embrici e verificando la capacità di smaltimento della cunetta.

Considerando l'embrice come uno stramazzo si considera valida la seguente espressione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- Q = portata sfiorata (m³/s)
- μ coefficiente di deflusso, pari a 0.385
- L = larghezza stramazzo L=0.905(m)
- h = carico idraulico (m)
- g = accelerazione di gravità pari a 9,81 m/s².

Si calcola la portata massima scaricabile dall'embrice senza che il tirante arrivi a lambire la canalina portacavi; tale situazione si ha per un carico idraulico pari a 2.27cm a cui corrisponde una portata defluibile pari a Q=5.27 l/s.

Per una semipiattaforma larga B=6.35m ed un passo p=10m con un tempo di pioggia pari a t_p=5 minuti per un Tr=100 anni si genera una portata di 4.55l/s inferiore alla massima capacità di scarico dell'embrice.

Alla luce di quanto sopra riportato si sceglie un passo 10m per tutto l'intervento.

8.2 Verifica canalette e collettori circolari

Nella tabella riportata di seguito vengono indicate le seguenti grandezze per ogni elemento idraulico:

- Tipo – tipologia elemento idraulico, can. rett. can trap, DN
- B x H – DN – dimensioni dell'elemento idraulico, B x H se canale DN se collettore circolare
- inizio e fine elemento idraulico – progressiva inizio e fine
- Lato - posizione elemento idraulico lato sinistro, destro o elemento interno
- K - coefficiente di deflusso medio ponderale del bacino servito
- W - Volume specifico d'invaso
- u – coefficiente udometrico del tratto in esame
- q – portate specifica per metro lineare del tratto in esame
- L – lunghezza dell'elemento idraulico del tratto in esame
- Q₊ - portata proveniente dall'elemento idraulico precedente collegato
- Q_{tot} - portata totale dell'elemento idraulico in esame
- p – pendenza media dell'elemento idraulico in esame
- K_s – coefficiente di Gauckler- Strickler
- h – tirante idraulico atteso
- f – franco idraulico (m) per elementi aperti o riempimento per elementi chiusi (%)

Si riportano in primis le verifiche per gli elementi dei tratti tipologici quali:

- canaletta 0.40x0.40 in cls per un tratto lungo 20m ed una pendenza p=0.05%
- il tubo in cls Ø300 a servizio della canaletta precedente che scarica nelle canalette trapezoidali 0.50x0.50 in cls considerando una pendenza minima p=0.50%
- canale trapezoidale 0.50x0.50 in cls per un tratto lungo L=60m con pendenza minima p=0.05%

Tipo	B x H - DN	km	Km	Lato	K	W	u	q	L	Q ₊	Q _{tot}	p	K _s	h	f
-	(m) – (mm)	inizio	fine	-	-	(m)	(l/sxha)	(l/sxm)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m ^{1/3} /s)	(m)	(m) – (%)
Can. rett.	0.40x0.40	-	-	-	0.70	0.0074	418	0.577	20	-	11.5	0.05	70	0.11	0.29
DN	300	-	-	-	0.70	0.0074	432	0.596	15	-	24.0	0.5	70	0.11	41%
Can. trap.	0.50x0.50	-	-	-	0.70	0.0095	318	0.657	60	-	39.4	0.05	70	0.16	0.34

Tabella 9 - verifica idraulica tratti tipologici.

Tipo	B x H - DN	km	Km	Lato	K	W	u	q	L	Q ₊	Q _{tot}	p	K _s	h	f
------	------------	----	----	------	---	---	---	---	---	----------------	------------------	---	----------------	---	---

-	(m) – (mm)	inizio	fine	-	-	(m)	(l/sxha)	(l/sxm)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m ^{1/3} /s)	(m)	(m) – (%)
DN	630	13+050	13+170	sx1	0.90	0.0145	380	0.282	140	-	39.4	0.1	80	0.19	0.32
DN	630	13+050	13+170	sx2	0.90	0.0145	380	0.282	140	-	39.4	0.1	80	0.19	0.32
DN	630	13+050	13+170	dx2	0.90	0.0145	380	0.282	140	-	39.4	0.1	80	0.19	0.32
DN	630	13+050	13+170	dx1	0.90	0.0145	380	0.282	140	-	39.4	0.1	80	0.19	0.32
DN	630	13+190	13+170	sx1	0.90	0.0071	727	0.538	20	-	10.8	0.5	80	0.07	0.07
DN	630	13+190	13+170	sx2	0.90	0.0071	727	0.538	20	-	10.8	0.5	80	0.07	0.07
DN	630	13+190	13+170	dx2	0.90	0.0071	727	0.538	20	-	10.8	0.5	80	0.07	0.07
DN	630	13+190	13+170	dx1	0.90	0.0071	727	0.538	20	-	10.8	0.5	80	0.07	0.07
DN	800	13+170	13+170	-	0.90	-	-	-	33	-	200.7	0.2	80	0.31	0.36
DN	630	13+190	13+278	sx1	0.90	0.0116	420	0.311	108	-	30.1	0.1	80	0.16	0.26
DN	630	13+190	13+278	sx2	0.90	0.0116	420	0.311	108	-	30.1	0.1	80	0.16	0.26
DN	630	13+190	13+278	dx2	0.90	0.0116	420	0.311	108	-	30.1	0.1	80	0.16	0.26
DN	630	13+190	13+278	dx1	0.90	0.0116	420	0.311	108	-	30.1	0.1	80	0.16	0.26
DN	630	13+290	13+278	sx1	0.90	0.0066	795	0.588	12	-	7.1	0.5	80	0.05	0.05
DN	630	13+290	13+278	sx2	0.90	0.0066	795	0.588	12	-	7.1	0.5	80	0.05	0.05
DN	630	13+290	13+278	dx2	0.90	0.0066	795	0.588	12	-	7.1	0.5	80	0.05	0.05
DN	630	13+290	13+278	dx1	0.90	0.0066	795	0.588	12	-	7.1	0.5	80	0.05	0.05
DN	800	13+278	13+278	-	0.90	-	-	-	33	-	162.6	0.2	80	0.28	0.31
Can. Rett.	0.40x0.40	25+084	25+139	int.	0.65	0.0115	213	0.256	55	-	14.1	0.01	70	0.22	0.18
Can. Rett.	0.40x0.40	25+084	25+139	sx	0.90	0.0159	295	0.207	55	-	11.4	0.01	70	0.19	0.21
Can. Rett.	0.40x0.40	25+139	25+197	int.	0.65	0.0117	209	0.251	58	-	14.6	0.01	70	0.23	0.17
Can. Rett.	0.40x0.40	25+139	25+197	sx	0.90	0.0162	289	0.203	58	-	11.8	0.01	70	0.20	0.20
Can. Rett.	0.40x0.40	25+197	25+280	int.	0.65	0.0132	183	0.220	83	-	18.3	0.01	70	0.27	0.13
Can. Rett.	0.40x0.40	25+197	25+280	sx	0.90	0.0183	253	0.177	83	-	14.7	0.01	70	0.23	0.17
Can. Rett.*	0.40x0.40	25+431	25+280	int.	0.65	0.0123	198	0.238	151	-	35.9	0.05	70	0.25	0.05
Can. Rett.*	0.40x0.40	25+431	25+280	sx	0.90	0.0170	274	0.191	151	-	28.9	0.05	70	0.21	0.09
Can. Rett.	0.40x0.40	26+487	26+751	sx	0.90	0.0130	372	0.277	264	-	73.2	0.83	70	0.15	0.25
Can. Rett.	0.40x0.40	26+487	26+725	int-sx	0.90	0.0126	384	0.286	238	-	68.0	0.81	70	0.14	0.26
Can. Rett.	0.40x0.40	26+487	26+725	int-dx	0.40	0.0075	123	0.084	238	-	19.9	0.41	70	0.08	0.32
DN	630	26+725	26+975	dx	0.90	0.0166	327	0.242	260	73.2	136.0	0.69	80	0.22	39%
DN	630	26+725	26+975	sx	0.90	0.0164	332	0.246	260	68.0	132.0	0.69	80	0.21	38%

*canaletta con pendenza di fondo imposta da riempimento con magrone min.5cm – max 10cm

Tabella 10 - Verifica idraulica elementi non tipologici.

9 VERIFICA TRINCEE DRENANTI

Ove non è stato possibile utilizzare la configurazione tipologica con smaltimento nel cassonetto drenante sotto lo stradello, sono state inserite le classiche trincee drenanti costituite da fossi in terra trapezoidale con fondo drenante composto da un pacchetto profondo 0.50m per tutta la larghezza della base formato da materiale arido con una porosità media del 30-40%

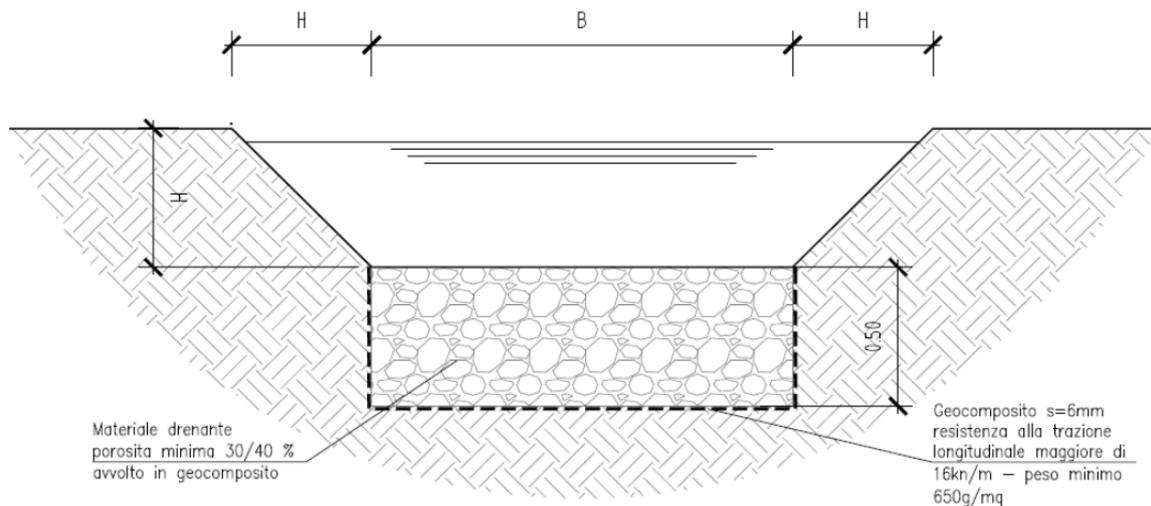


Figura 26 – Fosso in terra con cassonetto drenante

Come già espresso nel precedente capitolo dovranno essere soddisfatte anche le prescrizioni della Regione Lombardia in merito alle opere di laminazione. Si riportano di seguito la verifica della trincea drenante che va da km 13+048 a km 13+290 ove è stato utilizzato un valore $k = 2.8 \cdot 10^{-6}$ m/s in virtù della vicinanza del sondaggio K5 per il quale si ha $k = 8.68 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Lato	Inizio [km]	Fine [m]	b [m]	H [m]	Lung [m]	V max invaso [m ³]	Durata critica [min]	Area drenata eff. [m ²]	Tirante max [m]
SX	13+048	13+290	4.50	0.50	250.00	818.73	1043	7560	0.10
VERIFICA TEMPI SVUOTAMENTO									
V max invasato [m ³]	Q _{filt, fosso} [m ³ /s]	ts _{vuot} [h]	Volume disperso a 48h	Acqua in vasca a 48h	Volume disponibile a 48h	Verifica secondo evento (Regione Lombardia)	Volume disperso a 72h	Acqua in vasca a 72h [m ³]	Ver. svuotamento totale dopo 72h (Reg. Lombardia)
725.25	0.0039	52.33	665.28	59.97	758.75	OK	997.92	0.00000	OK