

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B0800060009

PROGETTO DEFINITIVO

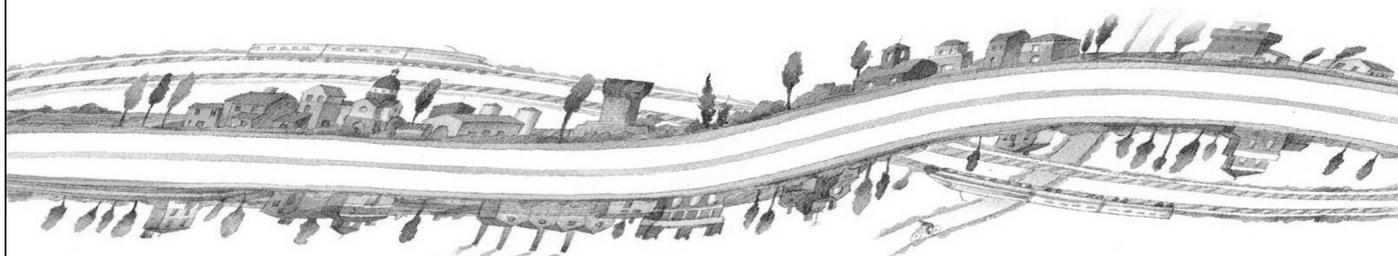
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

PROGETTAZIONE STRADALE

VIABILITA' INTERFERITA

V12 - CAVALCAVIA VIA DEI PRATI

RELAZIONE IDRAULICA



IL PROGETTISTA
Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Bologna n° 3696

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**
Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945

IL CONCESSIONARIO

*Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.*
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi



G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	LUCARELLI	DE FAZIO	SALSI
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
1650	PD	0	V12	VCS12	0	SD	RI	01	A

DATA: **MAGGIO 2012**

SCALA:

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI	3
	2.1 NORMATIVA NAZIONALE.....	3
	2.2 NORMATIVA REGIONALE/INTERREGIONALE	3
	2.3 RIFERIMENTI TECNICI	4
3	INQUADRAMENTO DELL'OPERA.....	5
4	INDIVIDUAZIONE DEI RICETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA.....	6
5	PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO	9
6	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO DI ORIGINE METEORICA	10
7	GESTIONE DELLE ACQUE DELLA PIATTAFORMA STRADALE.....	13
	7.1 VERIFICA IDRAULICA DEGLI EMBRICI.....	13
	7.2 CARATTERISTICHE DEI FOSSI DI RACCOLTA DELLE ACQUE	15
8	VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA.....	17

1 PREMESSA

La realizzazione dell'autostrada Cispadana comporta la progettazione di opere stradali quali i cavalcavia necessari al collegamento della viabilità esistente, altrimenti interrotta, e di conseguenza la necessità di gestire dal punto di vista idraulico sia la raccolta e lo smaltimento delle acque dei cavalcavia, sia degli eventuali corsi d'acqua o fossi interrotti.

I criteri progettuali assunti sono i seguenti:

- progettazione della rete di smaltimento delle acque di piattaforma con tempo di ritorno (TR) di 20 anni;
- invarianza di bacino afferente: in linea di principio non si può scaricare in un fosso o canale acque a lui non recapitate originariamente;
- invarianza idraulica al ricettore: si impongono come limite allo scarico i valori dei coefficienti udometrici prescritti dai singoli Consorzi di Bonifica qualora si renda necessario il cambio di ricettore; ogni scarico è dotato di manufatto di rilascio controllato;
- evitare di riversare scarichi accidentali nei corpi ricettori finali;
- garantire sempre e ovunque la continuità idraulica dei campi sia ai fini di scolo che irrigui a monte e a valle della infrastruttura stradale in progetto;
- eventuale trattamento delle acque riversate nei corpi idrici naturali.

Lo studio della rete di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque di piattaforma stradale si è articolato attraverso le seguenti fasi:

- 1) Individuazione dei ricettori e dei loro eventuali limiti di portata.
- 2) Analisi idrologiche: preliminarmente sono state ricavate le curve di possibilità pluviometrica da utilizzare nel dimensionamento degli afflussi che sollecitano la rete.
- 3) Calcolo e verifiche idrauliche dei sistemi di raccolta adottati.

I metodi di calcolo e di analisi adottati sono sinteticamente riportati nei singoli paragrafi, mentre si rimanda alla bibliografia di settore per gli approfondimenti teorici e applicativi.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI

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

In particolare si sono utilizzati i riferimenti di seguito riportati.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- 1- Regio Decreto n° 1265 del 27 luglio 1934 “Testo unico delle leggi sanitarie”;
- 2- Decreto Ministeriale LLPP del 12 dicembre 1985 “Normativa tecnica per le tubazioni”;
- 3- Circolare Ministeriale LLPP n° 11633 del 7 gennaio 1974 “Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”.
- 4- Decreto Legislativo 152/99 e la successiva modifica costituita dal D.Lgs 258/00, in cui le acque di “prima pioggia” sono affrontate all’Articolo n. 39
- 5- Testo Unico sulle Opere Pubbliche di cui al Regio Decreto 25/7/1904 n.523.
- 6- L. 36 del 05/01/1994 “Tutela e uso delle risorse idriche”
- 7- L. 183/89 “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo

2.2 NORMATIVA REGIONALE/INTERREGIONALE

- 1- Direttiva regionale. “*Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne*” approvata con delibera della Giunta Regionale del 14 febbraio 2005, n. 286”.
- 2- Deliberazione della Giunta Regionale 18/12/2006 n° 1860 “*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*”
- 3- Legge Regionale n.4 del 6 marzo 2007;
- 4- *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture*

pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume PO;

- 5- *Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica del PAI dell'AdBPo;*
- 6- *Norme Tecniche di Attuazione del Piano Stralcio Assetto Idrogeologico dell'Autorità di bacino del fiume Reno;*

2.3 RIFERIMENTI TECNICI

Lungo tutto lo sviluppo dell'analisi e della progettazione idraulica degli attraversamenti ci si è, inoltre, attenuti e riferiti a tutto l'insieme di indicazioni e prescrizioni (Norme di polizia idraulica) impartite dai singoli Consorzi di Bonifica competenti.

3 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il cavalcavia in progetto è collocato a Mirandola (MO) dove l'autostrada Cispadana interseca la strada Via dei Prati.

La strada è caratterizzata dalla presenza di fossi irrigui e di fossi privati stradali.

Nella Figura seguente si è riportata la foto aerea dell'area su cui è inserita l'opera.

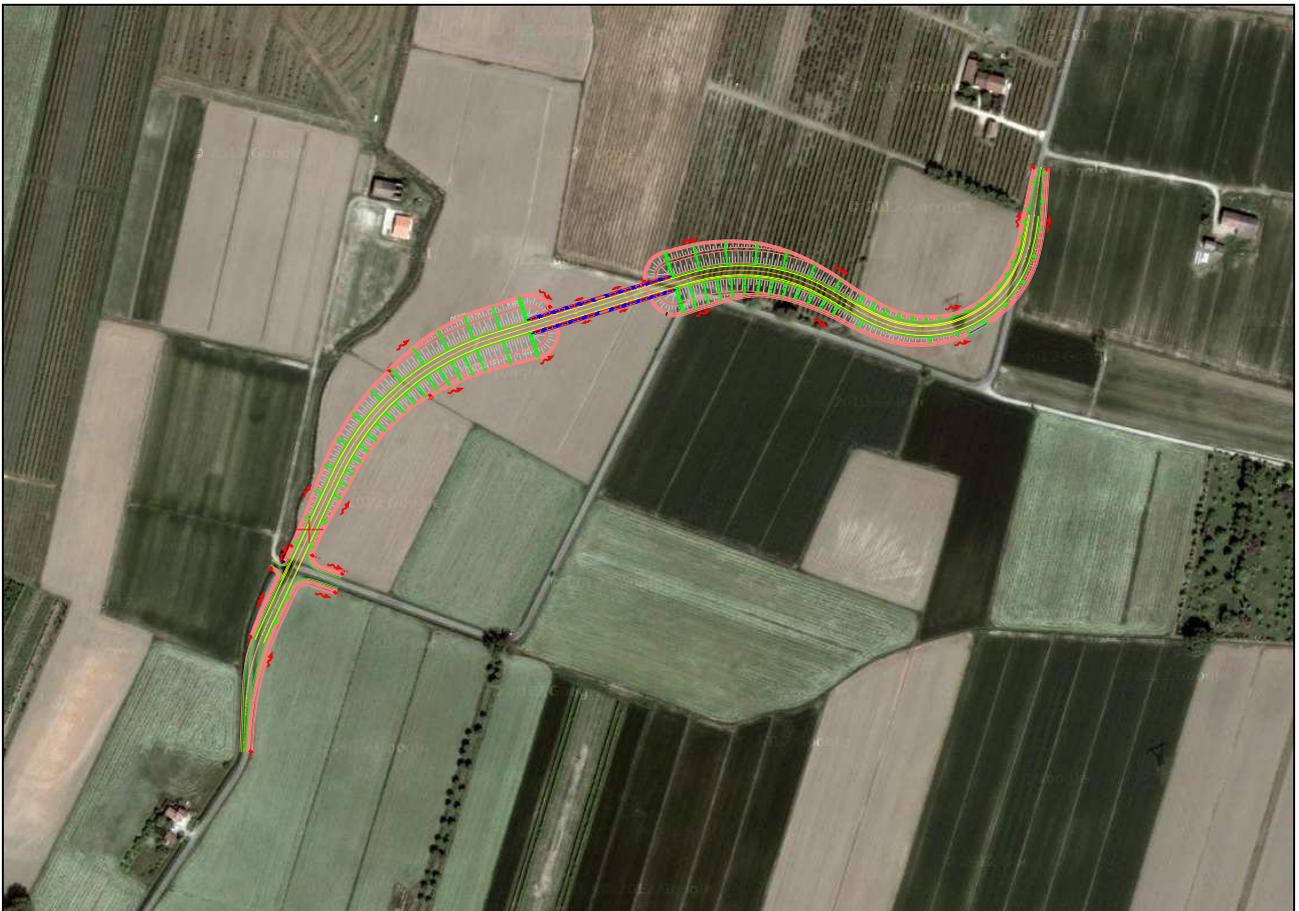


Figura 3.1 – Immagine area con sovrapposta l'opera

4 INDIVIDUAZIONE DEI RICETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA

I cavalcavia rappresentano delle opere che vanno a ripristinare dei collegamenti con una viabilità esistente interrotta dall'Autostrada e possono alterare la permeabilità del territorio esistente qualora si vada ad occupare una parte di territorio precedentemente interessata da superfici agricole o comunque permeabili.

Si dovrà pertanto provvedere a garantire il rispetto dell'invarianza idraulica e a definire i recapiti secondo i valori massimi di portata definiti dai Consorzi di Bonifica.

Per tutti i canali consortili i relativi Consorzi di Bonifica hanno definito in quali sia possibile scaricare le acque di piattaforma, specificandone i limiti consentiti. Prevalentemente il limite imposto è di 8 litri/(s*ha) di superficie, tranne alcuni casi in cui è possibile aumentare tale valore fino a 20 litri/(s*ha).

Tale limite è stato poi dimezzato a 4 litri/(s*ha) quando inevitabilmente in assenza di altre alternative l'unica possibilità era di scaricare in canali privati o in canali consortili che palesassero già problematiche idrauliche.

Nel caso in esame lo studio idraulico generale dell'autostrada evidenzia la vicinanza del cavalcavia al Canale Dugale Ramedello, gestito dal Consorzio di Bonifica di Burana, il quale non viene direttamente interessato dal cavalcavia, ma per consentire la continuità idraulica, sia di drenaggio che di irrigazione, di alcuni fossi ad esso collegati, alcuni tombini attraversano il cavalcavia in progetto.

Si deve invece provvedere alla deviazione del Canale Fienil Vecchio, fosso privato, mantenendone comunque la continuità e le dimensioni. Tale fosso, secondo il rilievo, presenta dimensioni di: base minore 1.3 m, base maggiore, 2.7 m e altezza 0.7 m. Analogamente occorre provvedere alla deviazione del Fosso 42, anch'esso privato, le cui dimensioni sono: base minore 0.3 m, base maggiore, 2.2 m e altezza 0,5 m.

Oltre a questi fossi maggiormente significativi viene garantita anche la continuità dei fossi stradali minori esistenti.

I fossi sopra ricordati rappresentano anche i recapiti delle acque del cavalcavia e secondo le indicazioni del Consorzio di Bonifica si provvederà a garantire dei volumi adeguati per la laminazione delle acque.

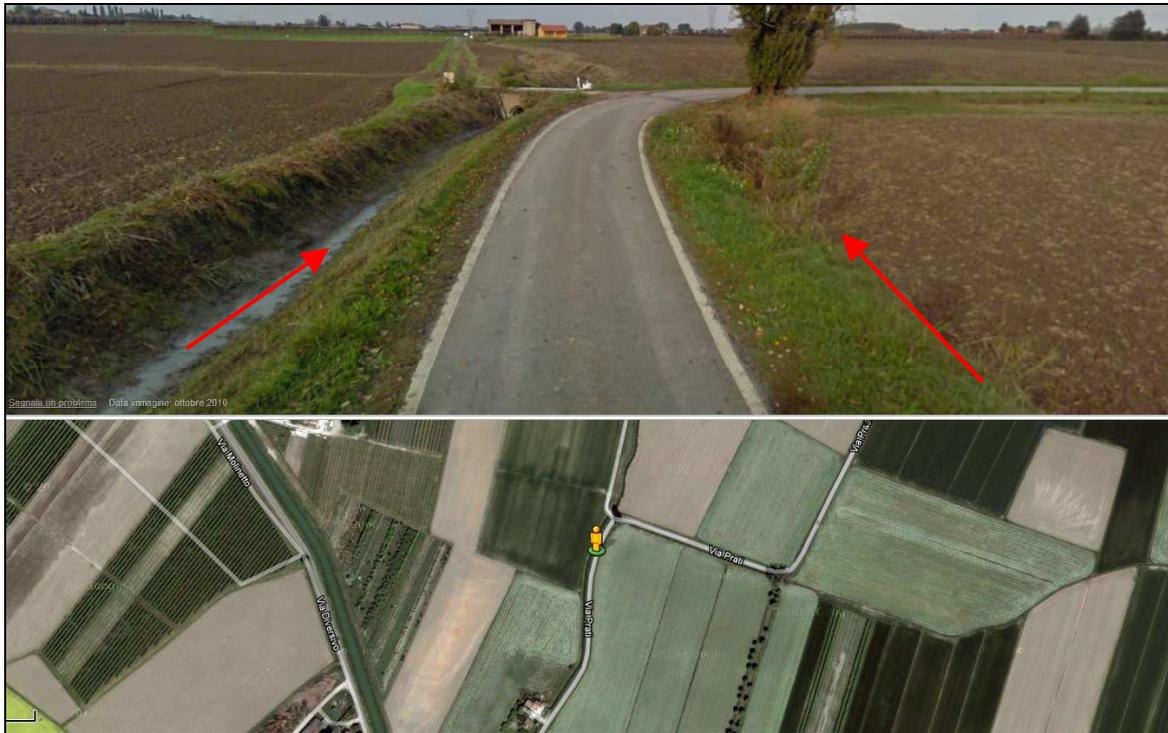


Figura 4.1 – Immagine della strada alla stato attuale con il Canale Dugale Ramedello evidenziato sulla sinistra e il Fienil Vecchio sulla destra.



Figura 4.2 – Immagine della strada alla stato attuale con il fosso 42 evidenziato sulla destra.



Figura 4.3 – Immagine della strada via Prati alla stato attuale con i fossi a bordo strada.

5 PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Ogni opera richiede lo studio della pluviometria più idonea in funzione della distribuzione dei pluviometri sul territorio regionale.

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica ed approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire le curve di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Mirandola che risulta essere il più vicino al sito.

Complessivamente erano disponibili i dati dal 1982 al 1998, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 15, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

Le Curve di Possibilità Pluviometrica sono ottenute suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La forma della curva di possibilità pluviometrica risulta essere:

$$h = a \cdot t^n \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore})$$

In cui i parametri a ed n assumono i seguenti valori:

Tempo di Ritorno	t ≤ 1h		1h < t ≤ 24h	
	a	n	a	n
5	35.9	0.616	30.3	0.199
10	46.4	0.643	38.5	0.178
20	56.5	0.660	46.4	0.163
25	59.7	0.664	48.9	0.160
30	62.3	0.667	50.9	0.157
50	69.6	0.675	56.6	0.150
100	79.3	0.683	64.3	0.143

6 METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO DI ORIGINE METEORICA

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendente dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione, caratteristico del bacino, è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

t_a rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

t_r rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; usualmente nella letteratura scientifica lo si trova con valori compresi tra 5 e 15 minuti. Nel progetto viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo ed ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata

iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base di due valori di riferimento:

- superfici asfaltate $\varphi = 0.90$
- scarpate stradali $\varphi = 0.50$
- superfici a verde $\varphi = 0.30$

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- φ coefficiente di deflusso dell'area;
- A superficie complessiva del bacino (m²);
- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- t_c tempo di corrivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- Q portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m³/s);
- K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler (m^{1/3}/s);
- Ω sezione idraulica del condotto (m²);
- R raggio idraulico (m);
- i pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza "KS" è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$$KS_{pla} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad \text{per tubazioni in materiale plastico.}$$



$KS_{cls} = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo;

$KS_{gro} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per canalette in terra inerbite.

7 GESTIONE DELLE ACQUE DELLA PIATTAFORMA STRADALE

Il sistema di drenaggio stradale è esteso a tutto il tracciato e comprende la raccolta delle acque del nastro pavimentato, delle banchine e di tutte le superfici impermeabili interessate dal traffico compreso le scarpate dei rilevati.

Le acque raccolte sono convogliate attraverso gli embrici direttamente nei fossi di guardia laterali.

Dai fossi di guardia le acque arrivano o ai fossi esistenti, qualora sia possibile mantenere il medesimo recapito, o ad un manufatto in calcestruzzo posto al termine del fosso stesso ed a monte del ricettore, qualora si debba scaricare in un nuovo recapito. Il manufatto in calcestruzzo è attrezzato con una griglia in profilati metallici per la trattenuta dei solidi grossolani e con paratoia di sezionamento dei deflussi per l'eventuale controllo delle portate scaricate e per impedire lo sversamento nel ricettore di eventuali sversamenti accidentali in seguito ad incidenti.

7.1 VERIFICA IDRAULICA DEGLI EMBRICI

Le precipitazioni che insistono sulle nuove piattaforme stradali saranno raccolte a bordo strada e attraverso embrici convogliate verso i fossi a bordo strada.

Il calcolo di dimensionamento e verifica dell'interasse degli embrici è eseguito in modo tale da garantire che la precipitazione con tempo di ritorno di venti anni riesca a defluire nell'embrice, evitando il ristagno dei deflussi sulla piattaforma.

Si adotta la curva di possibilità pluviometrica definita nel paragrafo precedente e si assume per la precipitazione un tempo di corrvazione pari a 5 minuti, e si determina di conseguenza l'intensità critica di precipitazione di progetto pari a 132 mm/h.

In funzione della larghezza della banchina B , della pendenza trasversale pt della stessa e di quella longitudinale pl della strada è quindi possibile ricavare le caratteristiche idrauliche della cunetta di raccolta a bordo strada secondo lo schema riportato di seguito.

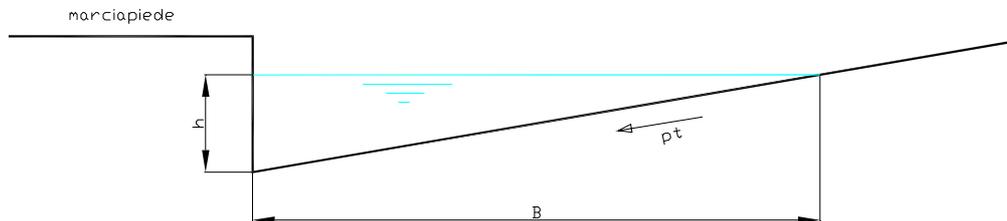


Figura 7.1 - Schema della cunetta stradale

In base alla formula di Gauckler-Strickler, assumendo un coefficiente di scabrezza K_s di $66 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per la pavimentazione asfaltata, è possibile determinare la portata massima smaltibile dalla cunetta:

$$Q_s = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{p_l}$$

dove:

Q_s portata che può essere smaltita dalla cunetta stradale (m^3/s);

K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

Ω sezione idraulica o area bagnata (m^2);

R raggio idraulico (m);

p_l pendenza della cunetta (m/m).

Nota l'intensità critica di precipitazione, la portata di progetto vale:

$$Q_p = \varphi \cdot I \cdot S$$

Per il coefficiente di afflusso, φ , è stato assunto il valore 0,90; la superficie S sottesa ad ogni caditoia è data dal prodotto tra la larghezza della sede stradale ed il loro interasse.

Considerando una larghezza massima stradale di 8.5 metri e un interasse di 20 metri, nella condizione in rettilineo, considerando quindi metà carreggiata, la superficie afferente ad ogni embrice risulta di circa 85 m^2 .

La portata generata risulta pertanto di 2.8 litri/s.

Tale portata, considerando, una pendenza massima longitudinale del 5% e trasversale del 2.5% genera un "triangolo" di altezza di circa 1.56 cm e larghezza di circa 0.62 metri, compatibile con la larghezza della banchina di 1.0 metri.

Considerando invece una pendenza minima longitudinale dello 0,5% e trasversale del 2.5% si genera un "triangolo" di altezza di circa 2.41 cm e larghezza di circa 0.96 metri, compatibile con la larghezza della banchina di 1.0 metri.

Considerando invece i tratti stradali in curva si assume un interasse di 10 metri che consente di ottenere le medesime condizioni idrauliche del caso precedente.

Il dimensionamento degli embrici avviene nell'ipotesi che l'imbocco della portata drenata sulla superficie stradale avvenga mediante un passaggio attraverso lo stato critico, visto il deciso cambio di pendenza che si verifica tra la livelletta stradale ed il rilevato.

Considerando la larghezza del singolo elemento dell'embrice, nel punto più stretto, che è di 28 cm, si è valutata l'altezza di stato critico corrispondente ad una portata di sicurezza pari al doppio di quella calcolata in precedenza e quindi pari a circa 5.6 l/s che determina una altezza d'acqua pari a:

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b_0^2}} = 3.4 \text{ cm}$$

Sulla base delle dimensioni adottate per le tegole di embrice in cui l'altezza minima è pari a 7 cm si può osservare come la portata di progetto possa essere agevolmente smaltita dai manufatti scelti.

7.2 CARATTERISTICHE DEI FOSSI DI RACCOLTA DELLE ACQUE

I fossi nei quali le acque sollevate verranno immerse saranno inerbiti e paralleli ai cavalcavia stradali fino ad immettere le acque nei recapiti esistenti più vicini.

Tali fossi avranno base di 50 cm, altezza di 50 cm e pendenza delle sponde di 45°.

Qualora la portata idraulica non sia smaltibile in tale sezione essa potrà essere approfondita o allargata e studiata caso per caso.

Nel caso di strade sedi di traffico stradale significativo, così come prescrive la normativa regionale DGR 1860/06, i fossi avranno anche la funzione di trattamento naturale per affinare la qualità delle acque prima dell'immissione nel corpo idrico naturale. Nel caso in esame trattandosi di una strada provinciale il volume di traffico è sicuramente significativo per giustificare l'impiego dei fossi filtro.

I fossi filtro consentono di associare alla funzione idraulica di drenaggio anche quella ambientale di fitodepurazione e quella eventuale di laminazione delle portate di piena. I fossi filtro sono fossi di guardia,

con sponde a bassa pendenza che favoriscono l'attecchimento di specie erbacee selezionate nei quali si realizza la sedimentazione e l'invaso.

Essendo la viabilità del Cavalcavia V12 non considerata significativa (quest'ultima caratteristica è stata assegnata alle sole strade provinciali) si possono adottare fossi non filtro, ma semplicemente in terra o inerbiti le cui dimensioni sono: $b=0.5$ m, $h_{min}=0.5$ m, pendenza delle sponde=1/1.

Al termine di ogni fosso, in corrispondenza dello scarico, è posizionato un manufatto di regolazione dotato di paratoia piana di regolazione con possibilità di controllo dei deflussi e con possibilità di regolare l'invaso delle acque nei fossi per laminare le portate.

8 VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA

La verifica idraulica dei fossi di guardia a bordo scarpata verrà effettuata adottando l'equazione di Gauckler-Strickler già ricordata nei paragrafi precedenti.

In funzione della pendenza e dell'estensione della strada saranno effettuate le verifiche idrauliche nelle sezioni più critiche. In condizioni di moto uniforme la scala delle portate per la sezione trapezoidale di progetto di base 50 cm, pendenza delle sponde 1/1 e pendenza longitudinale di circa dello 0.1% è la seguente:

Altezza d'acqua (m)	Portata (m ³ /s)	Velocità (m/s)
0.00	0.000	0.00
0.05	0.002	0.08
0.10	0.007	0.11
0.15	0.014	0.14
0.20	0.023	0.16
0.25	0.034	0.18
0.30	0.048	0.20
0.35	0.064	0.22
0.40	0.083	0.23
0.45	0.105	0.25
0.50	0.129	0.26

La verifica viene effettuata per i tratti caratterizzati dal drenaggio delle aree più ampie secondo lo schema riportato nella figura seguente.

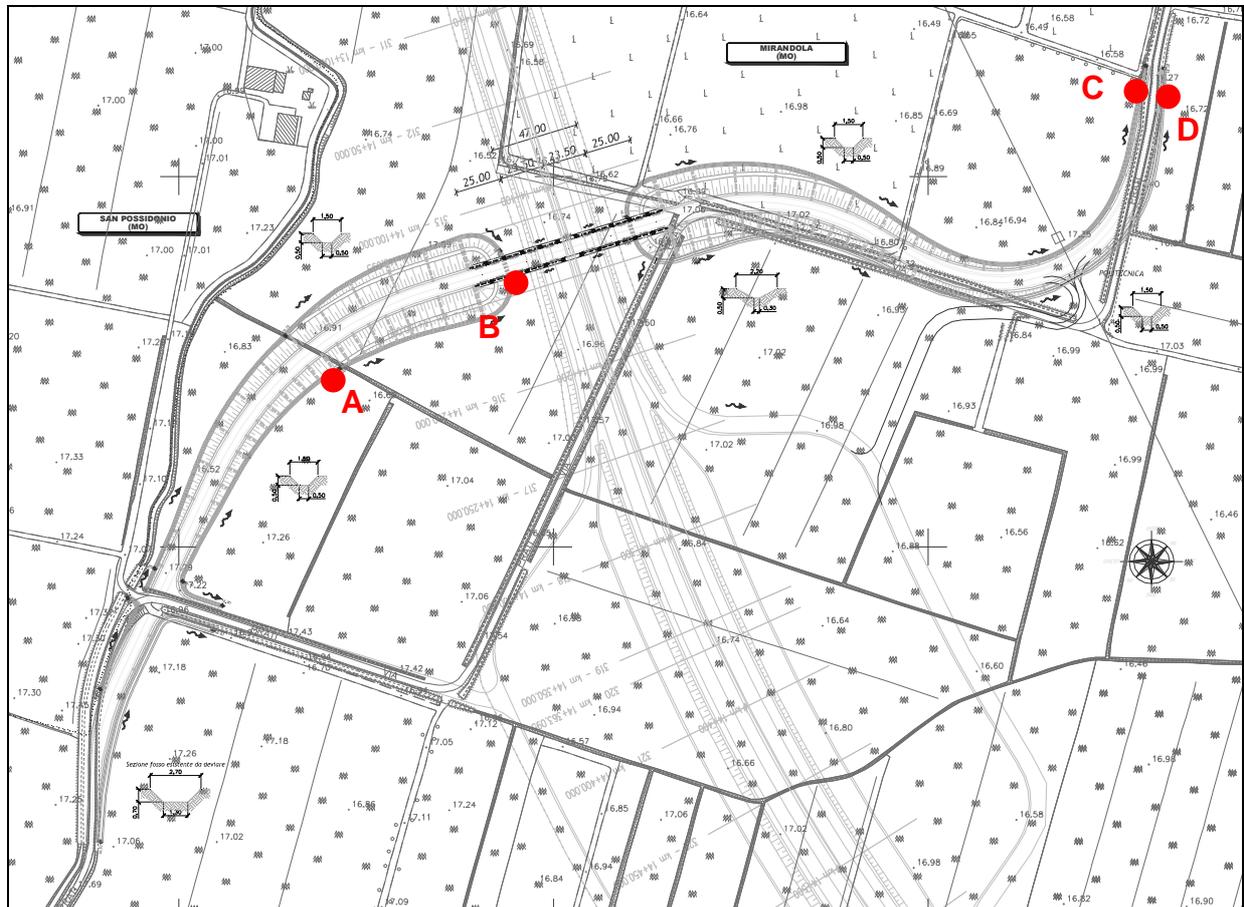


Figura 8.1 – Indicazioni dei punti di scarico più significativi sottoposti a verifica

Considerando pertanto i 4 fossi, nei tratti finali per il Cavalcavia V11 le verifiche idrauliche portano ai seguenti risultati.

Fosso A

L'area impermeabile drenata è pari a circa 1120 m², l'area della scarpata è pari a circa 990 m² e l'area del campo che drena verso il fosso si considera pari a circa 700 m².

Il tempo di corrivazione si può stimare in circa 17,5 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 150 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti. La velocità, all'interno dei fossi, valutata in modo iterativo è assunta cautelativamente pari a 0,20 m/s.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,610.

Con il metodo cinematico la portata massima è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,041 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il fosso è pertanto in grado di smaltire tale portata con un grado di riempimento del 54%.

Fosso B

L'area impermeabile drenata è pari a circa 1250 m², l'area della scarpata è pari a circa 3450 m² e l'area del campo che drena verso il fosso si considera pari a circa 1300 m².

Il tempo di corrivazione si può stimare in circa 14,4 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 130 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti. La velocità, all'interno dei fossi, valutata in modo iterativo è assunta cautelativamente pari a 0,23 m/s.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,66.

Con il metodo cinematico la portata massima è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,082 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il fosso è pertanto in grado di smaltire tale portata con un grado di riempimento del 78%.

Fosso C

L'area impermeabile drenata è pari a circa 1750 m², l'area della scarpata è pari a circa 3120 m².

Il tempo di corrivazione si può stimare in circa 34,4 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 370 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti. La velocità, all'interno dei fossi, valutata in modo iterativo è assunta cautelativamente pari a 0,21 m/s.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,644.

Con il metodo cinematico la portata massima è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,059 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il fosso è pertanto in grado di smaltire tale portata con un grado di riempimento del 66%.

Fosso D

L'area impermeabile drenata è pari a circa 1980 m², l'area della scarpata è pari a circa 2620 m² e l'area del campo che drena verso il fosso si considera pari a circa 1800 m².

Il tempo di corrivazione si può stimare in circa 33,0 minuti, considerando una lunghezza massima di circa

370 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti. La velocità, all'interno dei fossi, valutata in modo iterativo è assunta cautelativamente pari a 0,22 m/s.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,568.

Con il metodo cinematico la portata massima è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,070 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il fosso è pertanto in grado di smaltire tale portata con un grado di riempimento del 72%.

Per l'attraversamento del fosso di una strada è stato previsto un tombino di sezione circolare di diametro 800 mm in calcestruzzo. Considerando una pendenza minima dello 0.1% la portata a sezione piena che è in grado di convogliare, secondo la formula di Gauckler-Strickler risulta pari a:

$$Q_{\max} = K_S \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,380 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 30%.

Laminazione delle portate

Come evidenziato nel paragrafo precedente i fossi di guardia a bordo del cavalcavia non serviranno solo per l'allontanamento delle acque, ma se necessario, consentiranno anche la laminazione delle portate.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione e che dunque costituiscono l'oggetto del dimensionamento sono:

- la geometria del sistema;
- le caratteristiche dei dispositivi di scarico;
- il volume massimo utile W del sistema di invaso.

Usualmente i primi due fattori vengono definiti nella fase preliminare del dimensionamento, salvo poi prevedere loro perfezionamenti successivi, così che esso si riduce principalmente all'individuazione del volume che è necessario per ridurre la portata massima in uscita al valore desiderato Q_e , inferiore alla portata al colmo della piena entrante Q_{\max} .

Uno dei metodi pratici più utilizzati per la determinazione del volume da assegnare alla vasca è il metodo chiamato "delle sole piogge". Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Il metodo di dimensionamento sulla base delle sole piogge fornisce una valutazione del volume di invaso

della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nel serbatoio sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca.

La durata θ_w è localizzata ove è massima la distanza verticale tra le due curve. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Per i fossi sul lato ovest dell'autostrada si ha una lunghezza totale di circa 550 metri a cui corrisponde un volume massimo di invaso di circa 550 m³.

L'area totale è pari a circa 9900 m² con un coefficiente di afflusso equivalente pari a 0,557. La portata massima in uscita si assume pari a 8 litri/s/ettaro e pertanto risulta pari a 7,9 litri/s.

Adottando i parametri della curva di possibilità pluviometrica per Tempo di Ritorno pari a 20 anni e durate superiori all'ora si ottiene una durata di pioggia critica pari a 1,58 ore e un volume di laminazione 230 m³.

Tale volume corrisponde ad un volume specifico di circa 233 m³/ettaro.

Adottando un volume di laminazione di 500 m³/ha il volume di laminazione necessario risulterebbe pari a

circa 278 m³.

Pertanto calcolando il volume di laminazione sia con il metodo delle sole piogge sia considerando un volume di laminazione specifico di 500 m³/ha si ottiene un volume comunque inferiore a quanto disponibile attraverso i fossi di guardia.

Per i fossi sul lato est dell'autostrada si ha una lunghezza totale di circa 750 metri a cui corrisponde un volume massimo di invaso di circa 750 m³.

L'area totale è pari a circa 11200 m² con un coefficiente di afflusso equivalente pari a 0,600. La portata massima in uscita si assume pari a 8 litri/s/ettaro e pertanto risulta pari a 9,0 litri/s.

Adottando i parametri della curva di possibilità pluviometrica per Tempo di Ritorno pari a 20 anni e durate superiori all'ora si ottiene una durata di pioggia critica pari a 1,72 ore e un volume di laminazione 285 m³.

Tale volume corrisponde ad un volume specifico di circa 255 m³/ettaro.

Adottando un volume di laminazione di 500 m³/ha il volume di laminazione necessario risulterebbe pari a circa 336 m³.

Pertanto calcolando il volume di laminazione sia con il metodo delle sole piogge sia considerando un volume di laminazione specifico di 500 m³/ha si ottiene un volume comunque inferiore a quanto disponibile attraverso i fossi di guardia.