

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

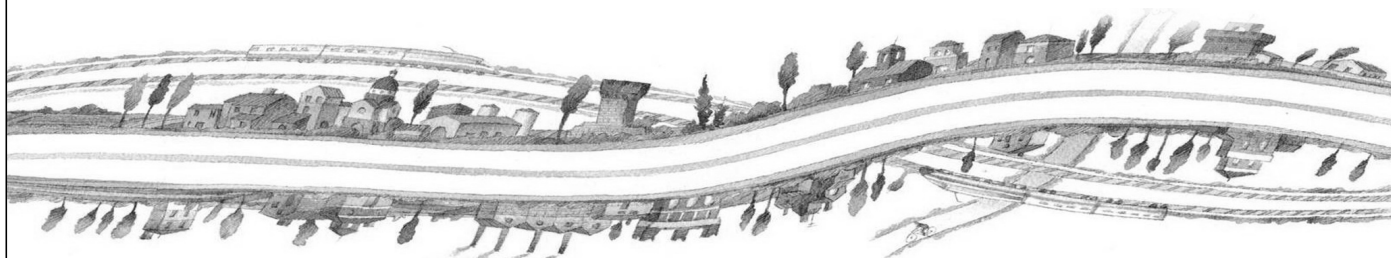
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

PROGETTAZIONE STRADALE

VIABILITA' INTERFERITA

V25 - SOTTOVIA VIA PIOPPE

RELAZIONE IDRAULICA

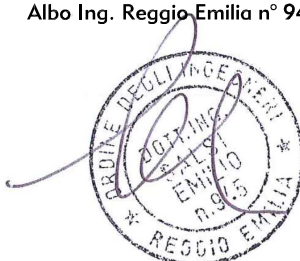


IL PROGETTISTA
Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Bologna n° 3696

**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

DATA: **MAGGIO 2012**

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
1786	PD	0	V25	VCS25	0	SD	RI	01	A

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.....	7
6	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO DI ORIGINE METEORICA	8
7	GESTIONE DELLE ACQUE DELLA PIATTAFORMA STRADALE	11
7.1	VERIFICA IDRAULICA DELLE CADITOIE STRADALI	11
8	DIMENSIONAMENTO DEI MANUFATTI IDRAULICI.....	15
8.1	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI COLLETTORI.....	15
8.2	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO DELLE ACQUE E DI LAMINAZIONE	16
9	DIMENSIONAMENTO DEL DISOLEATORE	23

1 PREMESSA

La realizzazione dell'autostrada Cispadana comporta la progettazione di opere stradali quali i sottopassi 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 sottovia in progetto è collocata nel comune di San Felice sul Panaro (MO) dove l'autostrada Cispadana interseca la Strada Comunale di Via Pioppe.

La strada non è caratterizzata dalla presenza di corsi d'acqua significativi, ma solo 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 e il tracciato autostradale

4 INDIVIDUAZIONE DEI RICETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA

I sottovia rappresentano delle opere che vanno a ripristinare dei collegamenti con una viabilità esistente interrotta dall'Autostrada e pertanto non vanno ad alterare in modo significativo la permeabilità e l'idraulica del territorio esistente.

Nel caso del sottovia in esame, denominato V25, i recapiti delle acque rimangono i medesimi della viabilità esistente e si ha modesto incremento della portata essendo le superfici attuali sostanzialmente di tipo sterrato rispetto alle strade asfaltate in progetto.

Di fatto continuano ad esistere e ad adottarsi quali recapiti i fossi denominati Fosso 59, localizzato a ovest, e il Fosso 60, localizzato a est. Entrambi i fossi sono a bordo strada.



Figura 4.1 – Immagine della strada alla stato attuale con i Fossi 59 (in sinistra) e del Fosso 60 (in destra) esistenti

In entrambi i casi si tratta di fossi privati di sezione trapezia.

Secondo i rilievi topografici il Fosso 59 ha una base di 0,5 metri, una profondità di 0,5 metri e una larghezza in superficie di 1,9 metri.

Il Fosso 60 è stato rilevato con base di 0,6 metri, una profondità di 0,4 metri e una larghezza in superficie di 2,7 metri.

Il limite di scarico di eventuali portate aggiuntive è stato fissato dai Consorzi di Bonifica in 4 litri/s/ettaro per entrambi i fossi.

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	$t \leq 1h$		$1h < t \leq 24h$	
	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 “ K_s ” è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$KS_{pla} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 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 dall'intervento.

Le acque vengono raccolte attraverso caditoie non sifonate e attraverso idonee tubazioni in PEAD tipo corrugato, convogliate in prossimità del punto di minimo del sottovia, comunque al di fuori del tratto coperto, dove verrà realizzato un impianto di sollevamento.

A valle dell'impianto di sollevamento le acque saranno convogliate verso fossi che le veicoleranno verso i corpi idrici ricettori presenti.

Le pompe saranno collocate all'interno di vasche in calcestruzzo che fungeranno anche da vasca di laminazione delle portate. Tali manufatti dovranno essere dimensionati anche tenendo conto che dovranno garantire la sicurezza idraulica del sottopasso anche in caso di non funzionamento delle pompe per almeno 2 ore.

Prima dell'immissione delle acque all'interno delle vasca saranno sottoposte ad un trattamento di disoleazione e sedimentazione. Questo processo avverrà attraverso un disoleatore dotato di filtro a coalescenza o pacco lamellare.

A valle dell'impianto di sollevamento le acque saranno immesse nei fossi di guardia al sottovia.

7.1 VERIFICA IDRAULICA DELLE CADITOIE STRADALI

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

La cunetta laterale di scolo sarà ricavata direttamente sulla banchina stradale.

Il calcolo di dimensionamento e verifica dell'interasse delle caditoie è eseguito in modo tale da garantire che la precipitazione con tempo di ritorno di venti anni riesca a defluire nel collettore fognario, 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 p_t della stessa e di quella longitudinale p_l della strada è quindi possibile ricavare le caratteristiche idrauliche della cunetta di raccolta a bordo strada secondo lo schema riportato di seguito.

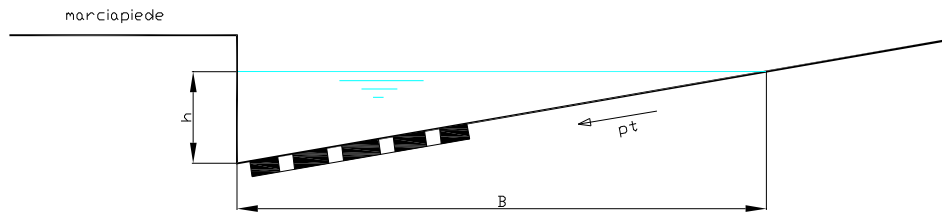


Figura 7.1 - Schema della cunetta stradale

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.

Inoltre si è verificata la capacità della singola caditoia di intercettare il deflusso della banchina in funzione della larghezza delle fessure e dell'angolo compreso tra il fondo trasversale della cunetta e il filo cordolo del marciapiede o arginello, ammettendo un deflusso a valle della stessa non superiore al 15% della portata in arrivo.

L'espressione impiegata è quella introdotta da Macchione e Veltri (1988):

$$Q_c = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0.5} \cdot \left(h - \frac{W}{\operatorname{tg}(\theta)} \right)^{-0.5}$$

dove:

L - lunghezza della caditoia, pari a 50 cm;

h - altezza della cunetta a filo cordolo in mm;

W - larghezza della caditoia, pari a 50 cm;

θ - angolo tra cunetta stradale e cordolo del marciapiede.

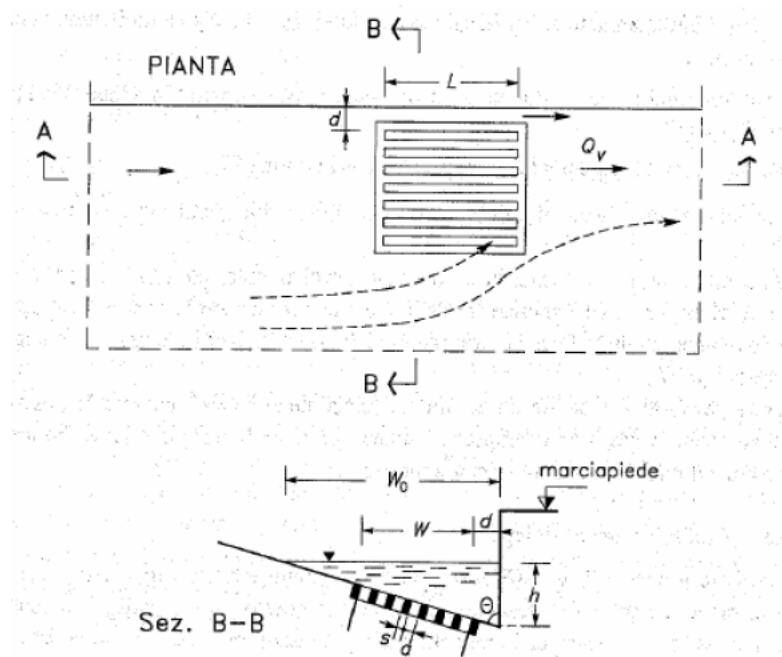


Figura 7.2 - Schema di calcolo per caditoie a salto di fondo (AA.VV., Sistemi di Fognatura, 1997)

L'interasse minimo tra le caditoie è stato quindi determinato imponendo che la portata smaltibile in banchina sia superiore a quella di progetto e, nel contempo, che la singola caditoia pluviale sia in grado di intercettare la portata defluente, ammettendo al massimo una percentuale pari al 15% lasciata al deflusso di valle o che comunque nell'insieme di tutte le caditoie si abbia lo smaltimento completo del deflusso senza accumulo nel sottovia.

Considerando una larghezza massima di 9.3 metri e un interasse di 18 metri, nella condizione in rettilineo, la superficie afferente ad ogni caditoia risulta di circa 87,5 m².

La portata generata risulta pertanto di 2,75 litri/s.

Tale portata, considerando, una pendenza massima longitudinale del 7,0% e trasversale del 2.5% genera un "triangolo" di altezza di circa 1.5 cm e larghezza di circa 0,6 metri, compatibile con la larghezza della banchina.

La verifica della dimensione caditoia attraverso la formula di Macchione e Veltri consente di individuare una portata massima di circa 3.1 litri/s e quindi compatibile con la portata massima precedente.

8 DIMENSIONAMENTO DEI MANUFATTI IDRAULICI

8.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI COLLETTORI

Il collettore finale, che immette le acque nella vasca, drena complessivamente la superficie pari a circa 2325 m² impermeabili.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,7 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 150 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,90.

Con il metodo cinematico la portata massima in ingresso all'impianto di sollevamento è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,069 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in grado di drenare tale portata ha diametro pari a 400 mm in PEAD corrugato di diametro interno 343 mm e con pendenza minima dello 0,5%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 60%.

Il collettore che attraversa la strada drena complessivamente la superficie pari a circa 1100 m² impermeabili.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,7 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 150 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,90.

Con il metodo cinematico la portata massima in ingresso all'impianto di sollevamento è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in grado di drenare tale portata ha diametro pari a 400 mm in PEAD corrugato di diametro interno 343 mm e con pendenza minima dello 0,2%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 50%.

8.2 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO DELLE ACQUE E DI LAMINAZIONE

Il dimensionamento del sistema di sollevamento delle acque viene effettuato in modo tale da garantire la sicurezza idraulica del sottopasso anche nel caso di non funzionamento delle pompe. In particolare il volume dell'accumulo sarà dimensionato considerando una altezza minima di 1,5 metri, tali da garantire l'ispezionabilità dello stesso e un franco di sicurezza idraulico di almeno 25 cm.

Nel caso in cui il recapito delle acque sia diverso rispetto al recapito originale l'invaso dovrà essere dimensionato anche come sistema di laminazione delle acque. Ovviamente il volume adottato sarà il maggiore tra la funzione di laminazione e la funzione di accumulare le acque per almeno 2 ore di non funzionamento delle pompe.

Nel caso del dimensionamento come sistema di laminazione 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 il rispetto dell'invarianza idraulica dei territori si assume ad esempio che la massima portata che dovrà defluire dal sottopasso sia pari a 4 litri/s/ettaro.

Per il dimensionamento della vasca di laminazione si adotta il metodo delle sole piogge con la curva di possibilità pluviometrica di durata superiore all'ora e Tempo di Ritorno 20 anni. Per prima cosa si può determinare il tempo di pioggia critico pari a:

$$\theta_w = 6,4 \text{ ore}$$

E il volume dell'invaso, con Tempo di Ritorno pari a 20 anni, risulta essere:

$$W = 110 \text{ m}^3$$

Qualora si consideri, per la sicurezza del sottopasso che l'invaso debba essere in grado di contenere l'eventuale malfunzionamento delle pompe per almeno 2 ore il volume minimo che deve avere è pari a 121 m³.

Si adotta pertanto quest'ultimo valore di 121 m^3 come dimensione minima della vasca in grado sia di laminare le portate sia di contenere il non funzionamento delle pompe per 2 ore in occasione dell'evento pluviometrico di tempo di ritorno di 20 anni.

L'impianto di sollevamento sarà dotato di 2 pompe, di cui una di riserva.

Per il funzionamento dell'impianto si prevede l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta.

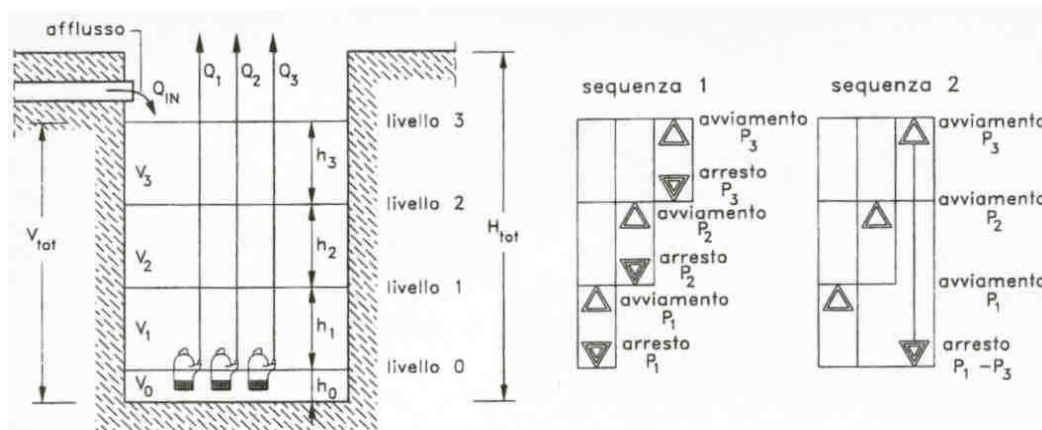


Figura 8.1 – Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (L. Da Deppo, C. Datei, Fognature, Ed. Cortina – Padova)

La sequenza scelta è quella che consente di assegnare il minor volume alla vasca, ossia la numero 2 della Figura precedente.

Siano:

Q_{in} la portata in arrivo alla vasca;

Q_k la portata della k-esima pompa (media nell'intervallo di prevalenza di funzionamento);

V_k il volume d'invaso disponibile tra la quota d'attacco della pompa (k-1)-esima e la quota d'attacco della K-esima (per la prima pompa P_1 esso è compreso tra la quota d'attacco (livello 1) e di stacco della pompa stessa (livello 0));

Tr_k con riferimento ad una portata entrante Q_{in} , il tempo necessario, per passare dal livello (k-1), a quello k; oppure il tempo di riempimento del volume contenuto nella frazione k della vasca, ricordando che al livello (k-1) stacca, in discesa, la pompa k, la quale attacca, in salita, al livello k;

T_{V_k} il tempo necessario per passare dal livello k (nel quale attacca la pompa k) a quello $(k-1)$, oppure il tempo di vuotamento del volume contenuto nella frazione k della vasca;

T_{C_k} tempo di ciclo, cioè somma dei due tempi precedenti: $T_{C_k} = T_{r_k} + T_{V_k}$

Si consideri dapprima il caso di una sola pompa, operante a portata costante Q_1 . Si ha, in base alle precedenti definizioni:

$$T_{r_1} = \frac{V_1}{Q_{in}}$$

$$T_{V_1} = \frac{V_1}{Q_1 - Q_{in}}$$

Inoltre, per essere la capacità di portata della pompa superiore alla massima portata in ingresso (diversamente si opererebbe in un campo a un livello superiore), può porsi $Q_{in} = \alpha_1 Q_1$, con α_1 compreso tra 0 e 1. Risulta pertanto:

$$T_{C_1} = T_{r_1} + T_{V_1} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1 - \alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1 - \alpha_1)}$$

Per stabilire quale sia il valore di α che minimizza T_{C_1} (e quindi rende massimo il numero orario di attacchi e stacchi) è sufficiente porre $dT_{C_1}/d\alpha_1 = 0$ e verificare, col segno della derivata seconda, che si tratti di un minimo. L'operazione dà $\alpha_1 = 1/2$: cioè la condizione che dà luogo al massimo numero di attacchi e stacchi si ha per una portata in arrivo pari alla metà della portata della pompa.

Sostituito il valore di α_1 nella formula precedente si ottiene il volume minimo della vasca:

$$V_1 = T_{C_1} \frac{Q_1}{4}$$

Considerando di fatto che il volume della vasca deve garantire anche l'accumulo nell'occasione di non funzionamento delle pompe per due ore, tale volume è nettamente preponderante sul volume minimo per garantire un numero di avviamenti non superiore a 10-15 orari.

Se si considera una portata massima della pompa di 10 litri/s e un numero di avviamenti orari pari a 10 il volume minimo è pari a $0,9 \text{ m}^3$ e quindi nettamente inferiore al volume assegnato all'invaso.

L'analisi della perdite di carico finalizzate a determinare la prevalenza delle pompe viene effettuata attraverso l'equazione seguente:

L'equazione del moto da considerare è la seguente:

$$\Delta H = L \cdot J + \sum P_c$$

dove ΔH indica la differenza tra i carichi totali di monte e di valle della condotta, J indica la cadente idraulica e $\sum P_c$ indica la somma delle perdite di carico concentrate presenti lungo la condotta e dovute a curve, saracinesche, ecc..

La cadente idraulica viene determinata attraverso l'equazione di Gauckler-Strickler per condotte in pressione:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

dove:

$$\beta = \frac{10,29}{k^2 \cdot D^{1/3}}$$

dove D è il diametro della tubazione e k il coefficiente di scabrezza assunto pari a $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le perdite di carico concentrate saranno invece valutate attraverso la seguente formula:

$$P_c = \xi \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

dove il coefficiente ξ è tabellato in funzione del tipo di "accidentalità" presente.

Valvola a globo, tutta aperta	9
Valvola ad angolo, tutta aperta	4
Valvola a saracinesca:	
tutta aperta	0,26
aperta a 3/4	0,7
aperta a metà	3,2
aperta a 1/4	18
Valvola di ritegno a cerniera, tutta aperta	2,7
Valvola in linea a sfera, tutta aperta	3
Valvola a farfalla da 150 mm in su, tutta aperta	0,4
Gomito standard a 90°	0,6
Gomito standard a 45°	0,32
Gomito a raggio ampio a 90°	0,4
Gomito con filettatura maschia e femmina a 90°	1
Gomito con filettatura maschia e femmina a 45°	0,52
Giunzione a T standard:	
flusso nella direzione principale	0,4
flusso attraverso la diramazione	1,2

Figura 8.2 – Valori dei coefficienti di perdita di carico concentrati.

La singola pompa viene assunta di portata massima pari a 10 litri/s al fine del calcolo delle perdite di carico. La prevalenza geodetica è pari a circa 10 metri.

La tubazione che dalla pompa immette le acque, in pressione, verso il fosso è in PEAD PN 10 di diametro esterno 90 mm.

Tale tubazione ha un diametro interno pari a 79,2 mm pertanto le perdite di carico continue, considerando una lunghezza della tubazione di circa 15 metri è pari a circa 1,43 metri, con una velocità dell'acqua di circa 2,0 m/s.

Considerando le diverse accidentalità presenti: valvola di non ritorno, saracinesche, curve, imbocco e sbocco, si può considerare cautelativamente uno ξ pari a 7.5. Si ottiene che le perdite di carico accidentali possono essere assunte pari a circa 1,57 metri, con velocità dell'acqua pari a circa 2,0 m/s.

Le perdite di carico totali sono pertanto pari a circa 3,00 metri.

La prevalenza della pompa sarà pertanto pari a circa 13,0 metri.

Le tipologie di pompe adottate saranno del tipo sommergibile mono o bi-canale in modo da essere in grado di operare con acque cariche anche contenenti corpi solidi o fibre lunghe.

L'impianto di sollevamento sarà inoltre dotato di Inverter o softstart tale da permettere l'avvio e l'arresto del motore elettrico in maniera graduale e garantendo una vita utile della pompa maggiore.

In sintesi si avranno due pompe uguali la cui curva di funzionamento garantirà una portata di circa 10 litri/s, prevalenza circa di 13 metri. L'attacco della pompa avverrà a 10 cm al di sopra del piano che costituisce il fondo della vasca e lo stacco avverrà esattamente rispetto al fondo vasca essendo le pompe alloggiare in un vano di profondità pari a circa 50 cm. I 10 cm sono una distanza minima che garantisce che le oscillazioni del pelo libero non possano influenzare l'attivazione o lo stacco delle pompe.

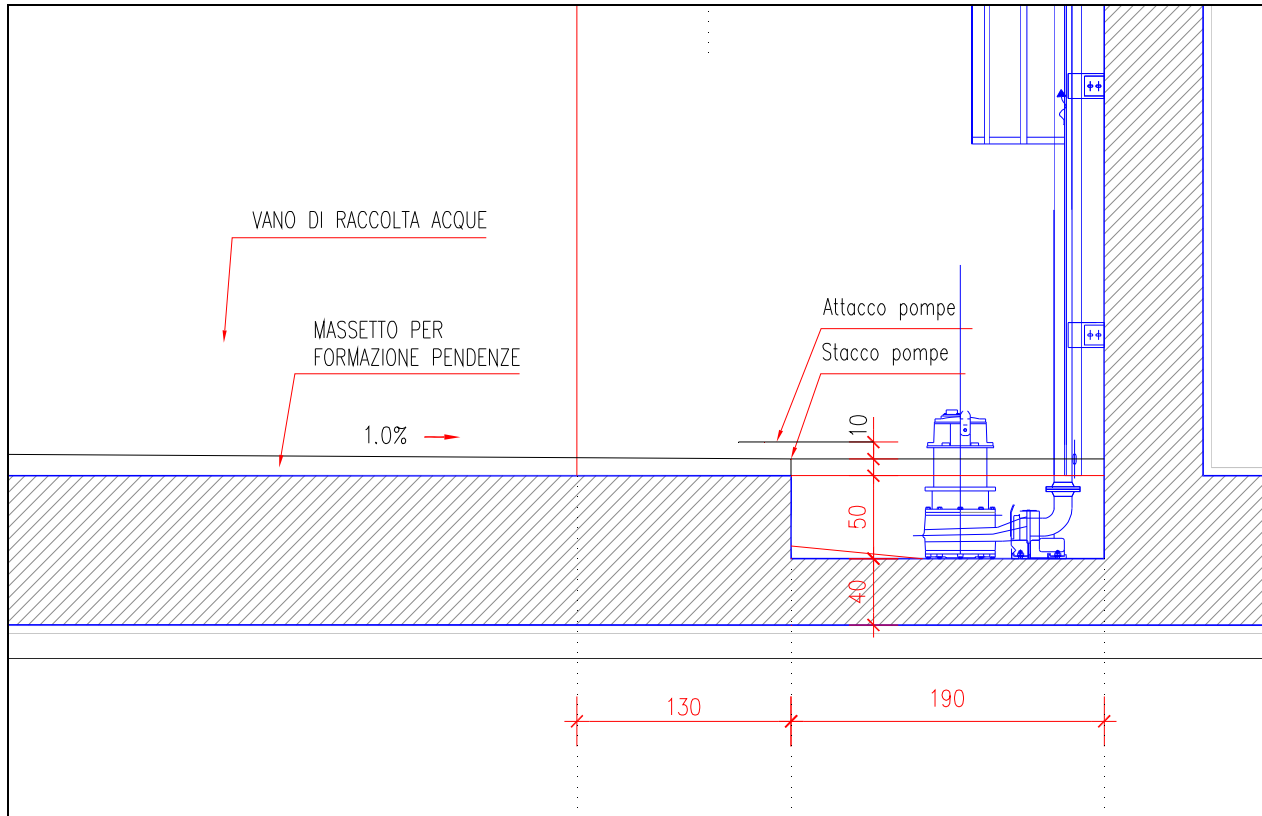


Figura 8.3 – Schema del vano di alloggiamento pompe e la posizione delle quote di attacco e stacco.

9 DIMENSIONAMENTO DEL DISOLEATORE

Le acque meteoriche che dilavano il sottovia, prima di entrare nella vasca di accumulo, vengono sottoposte ad un trattamento di disoleazione.

Tale trattamento consente di rimuovere quelle sostanze inquinanti associate al traffico automobilistico quali ad esempio: detrito di gomma derivante dall'usura dei pneumatici, particolato derivante dalla incompleta combustione dei carburanti, principalmente del gasolio, costituito da idrocarburi e ossidi, oli e liquidi di composizione organica dispersi dai veicoli e derivanti dal motore, dall'impianto frenante, dall'impianto di raffreddamento, ecc.

All'inizio di una precipitazione meteorica questi inquinanti sono rimossi dalla superficie stradale e trascinati dalle acque defluenti dalla piattaforma; in parte rimangono allo stato solido o di liquido viscoso ed in parte entrano in soluzione con l'acqua.

Pertanto prima che le acque defluiscano all'interno dell'invaso queste saranno sottoposte ad un trattamento attraverso un controllo dei sedimenti e degli oli.

Il valore di portata da trattare lo si ritrova nella normativa regionale dove viene detto che: *“Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si considerano pari ad 1 per le superfici lastricate od impermeabilizzate...”*

Nel progetto in esame essendo la superficie di circa 2325 m² del tratto di strada in trincea, è pari a circa 12 l/s.

La portata costituisce il parametro progettuale al fine di applicare la UNI EN 858. La formula per il dimensionamento del disoleatore è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) f_d$$

dove:

NS è la taglia nominale del separatore;

Q_r è la massima portata di pioggia, in l/s;

Q_s è la massima portata di refluo, in l/s;

f_d è il fattore di densità per il tipo di olio;

f_x è il fattore di impedimento.

Applicando la UNI EN 858, Q_s nulla e posto f_d pari a 1, valore relativo alla densità delle benzine di 0.85 grammi/cm³, NS vale circa 12 e il disoleatore dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- il rapporto tra profondità e lunghezza del separatore deve essere tra 1:1,5 e 1:5, la profondità minima H_{min} dell'acqua deve essere di 2,5 m compresa una profondità di 0,15 m per lo stoccaggio dell'olio e di 0,35 m per il sedimento;
- la superficie minima orizzontale pari a: $A_{min} = 2.3 \text{ m}^2$;
- il volume minimo totale pari a: $V_{min} = 5.8 \text{ m}^3$;
- il volume per l'olio pari a: $V_1 \text{ min} = 0,35 \text{ m}^3$.

In commercio si potranno pertanto adottare manufatti prefabbricati tali da rispettare le caratteristiche sopra ricordate.

In sintesi il disoleatore dovrà essere dotato di filtro a coalescenza e in grado di trattare fino a 12 litri/s garantendo in uscita una concentrazione di oli inferiori ai limiti di legge per lo scarico in acque superficiali.