

torrente Fugone

immissione acque di seconda pioggia da Arese

10083

attraversamento autostrada esistente

ex darsa Bossi

MANUFATTO DI DERIVAZIONE ACQUE NERE IN PROGETTO AL COLLETTORE CONSORTILE

VASCA VOLANO L2 IN PROGETTO (V = 21.500 mc)

COLLETTORE ACQUE BIANCHE IN PROGETTO Ø 200 p= 0,10%

COLLETTOR ACQUE BIANCHE IN PROGETTO Ø 180 p= 0,10%

10012

nx-458

fontanile Marietti

COLLETTOR ACQUE BIANCHE IN PROGETTO Ø 180 p= 0,10%

futuro collettore consortile acque nere

mr-4-a

rett. 300x150 p= 0,1%

S5 SPINGITUBO VIA DE GASPERI (RHO) Ø 160 L= 60 m

tratto esistente tombinato da dismettere

M4 MANUFATTO

3182

RIFACIMENTO COLLETTORE ESISTENTE Ø 60 p=0,20%

NUOVO COLLETTORE ACQUE MISTE IN PROGETTO

futuro collettore consortile acque nere

COLLETTORE ACQUE BIANCHE IN PROGETTO Ø 160 p= 0,10%

CARCERE

immissione acque miste

immissione acque miste

Ø 140 p=0,30%

immissione acque miste

M6 MANUFATTO DI DERIVAZIONE ACQUE NERE IN PROGETTO AL COLLETTORE CONSORTILE

Ø 160 p=0,30%

immissione acque miste

Ø 180 p=0,30%

VASCA VOLANO L3 IN PROGETTO (V = 11.000 mc)

nx-7-a

Ø 140 p=0,20%

PUNTO DICHIARATO DI IMMISSIONE RETE ACQUE NERE PADIGLIONE NORD FIERA

tratto esistente non tombinato da dismettere

nx-10837

rett. 250x100

rett. 250x100 p=0,10%

rett. 350x100 p=0,10%

futura sottostazione ENEL

NUOVO POLO FIERISTICO

S4 SPINGITUBO IN PROPRIETA' PRIVATA Ø 140 L= 130 m

S3 SPINGITUBO FFSS 2 Ø160 L= 85 m

M3 MANUFATTO

COLLETTORE ACQUE BIANCHE IN PROGETTO

l-32-15

**REALIZZAZIONE DELLA VIABILITÀ DI ACCESSO
AL NUOVO POLO FIERISTICO
DI RHO - PERO**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSA	3
	1.1 Inquadramento generale ed interferenze idrauliche	3
	1.2 Criteri di intervento	3
2	ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI MINORI DEL TRACCIATO DEL RACCORDO AUTOSTRADALE	5
	2.1 Premessa	5
	2.2 Criteri generali per le verifiche idrauliche delle opere connesse agli attraversamenti minori	5
3	SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	7
	3.1 Premessa	7
	3.1.1 Caratteristiche generali della rete di drenaggio	8
	3.2 REGIME PLUVIOMETRICO	9
	3.2.1 Nozioni di idrologia tecnica	10
	3.2.2 Risultati dell'elaborazione	13
	3.3 CALCOLO DELLE PORTATE METEORICHE E DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI SCOLO	13
	3.3.1 Il metodo dell'invaso	14
	3.3.2 Portate massime da allontanare dalla piattaforma stradale	18
	3.4 Dimensionamento della stazione di sollevamento in galleria	19
	3.4.1 Vasche per la raccolta degli sversamenti accidentali e per il trattamento delle acque di prima pioggia	23
4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	27

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i criteri e le scelte adottati nella progettazione delle opere idrauliche connesse con la progettazione definitiva della viabilità di accesso al previsto nuovo polo fieristico di Rho - Pero.

La nuova viabilità presenta tre nodi principali ben individuabili, il primo che comprende il collegamento con la tangenziale ovest e quello con la statale S.S. 33 per il Sempione, il secondo relativo al raccordo con l'autostrada Milano Torino e il terzo che riguarda l'allacciamento con l'autostrada Milano - Varese.

1.1. Inquadramento generale ed interferenze idrauliche

Gli interventi e le opere oggetto del presente progetto definitivo, considerate in questa relazione non richiedono interventi idraulici rilevanti dal momento che le intersezioni presenti si riferiscono per lo più a piccoli canali di scolo, di bonifica o di irrigazione, già interferenti con la viabilità stradale e autostradale esistente e già dotati delle necessarie opere di attraversamento; uniche eccezioni tre ponti sul canale scolmatore e un ponte sul fiume Olona immediatamente a valle della intersezione del fiume con il canale scolmatore.

Le caratteristiche idrologiche e idrometriche del canale scolmatore e la gestione idraulica dell'Olona portano alla considerazione che, di fatto, i quattro ponti sopra citati non comportano nessun problema dal punto di vista idraulico; le opere idrauliche di attraversamento si limitano pertanto a comportare un allungamento dei manufatti esistenti, salvo qualche caso ove è stato necessario intervenire anche sul tracciato planimetrico dei fossi e dei fontanili esistenti adottando come criterio quello di dotare il nuovo tracciato della medesima sezione idraulica utile di cui è attualmente dotato il corso d'acqua; criterio questo applicato in particolare per alcuni fossi di alimentazione irrigua.

1.2. Criteri di intervento

Gli obiettivi principali perseguiti nella sistemazione idraulica dell'area interessata dal tracciato stradale sono:

- dare continuità a tutta la rete idrografica naturale e di scolo superficiale evitando di concentrare i deflussi e conservando, per quanto possibile, l'originaria disposizione dei corsi d'acqua;
- impedire che le eventuali modifiche al regime dei corsi d'acqua, create a valle delle opere progettate, inneschino fenomeni di erosione e di dissesto degli alvei esistenti;
- difendere le opere stradali e le relative opere dall'azione erosiva delle acque provenienti da monte;
- assicurare il deflusso delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici utilizzate per la sede e le pertinenze stradali;
- garantire il deflusso delle portate provenienti dalla piattaforma stradale, anche in caso di ostruzione o intasamento delle tubazioni e delle canalizzazioni di convogliamento, attraverso organi di sfioro e/o troppo pieno.

Le soluzioni adottate per dare continuità ai corsi d'acqua e risolvere la loro interferenza con il tracciato stradale sono costituite dal convogliamento delle acque del corso d'acqua in tombini circolari o manufatti scatolari di opportune dimensioni che sottopassano il corpo stradale.

Per i corsi d'acqua maggiori, il superamento degli alvei avviene mediante ponti e viadotti, badando che le pile di tali strutture non vengano ad interferire con il deflusso delle acque.

Nella presente relazione vengono illustrate le elaborazioni effettuate per il dimensionamento e la verifica dei manufatti di attraversamento e delle sistemazioni idrauliche.

2. ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI MINORI DEL TRACCIATO DEL RACCORDO AUTOSTRADALE

2.1. Premessa

Gli interventi idraulici previsti sono tesi ad ottenere la garanzia della continuità della rete idrografica mediante la realizzazione della rete di scolo delle acque meteoriche ricadenti sulla superficie occupata dalla strada e dalle sue pertinenze e delle vasche per il trattamento sia degli sversamenti accidentali di oli e/o carburanti che delle acque superficiali di prima pioggia. Gli elaborati e i particolari grafici specifici di ciascun attraversamento verranno redatti nella loro forma definitiva nelle successive fasi progettuali, non rivestendo valenza vincolante in fase di progettazione definitiva ma essendo descrivibili e computabili con scatolari e tombini tipologici.

2.2. Criteri generali per le verifiche idrauliche delle opere connesse agli attraversamenti minori

Poiché la rete idrografica interessata dalle opere stradali di accesso al nuovo polo fieristico è costituita da canali di scolo di bonifica o da canali irrigui regolati, non si pone in linea generale il problema del regime di piena. Il criterio adottato per il dimensionamento delle opere di attraversamento è stato quello di adeguare le opere già esistenti con tubi o scatolari di geometria equivalente a quella già esistente, considerata idonea alle necessità di sicurezza idraulica della strada.

La deviazione planimetrica più significativa cui si è dovuto porre mano è quella che interessa il fontanile Marietti, lungo il lato meridionale della A4 Milano - Varese. Tale corso d'acqua è stato spostato per la lunghezza di qualche centinaio di metri in affiancamento alla nuova sede stradale, per poi raccordarsi con il tracciato esistente. La sezione adottata è analoga a quella di cui già il corso d'acqua dispone.

Un discorso a parte è da farsi per il fontanile Cagnola per il quale è in corso di redazione un progetto di sistemazione dell'alveo nel tratto interessato dalle pile di uno dei viadotti previsti nella nuova viabilità; è stato comunque considerato il ri-

ettore finale delle acque di prima pioggia e meteoriche provenienti da significative superfici della pavimentazione stradale.

Gli altri ricettori principali delle acque provenienti dalla infrastruttura viaria sono, in sintesi: il canale Scolmatore Ovest, per il quale si è considerato, nel dimensionamento dei sovrappassi delle vie di corsa, l'allargamento e la maggiore officiosità dovuta al progetto di raddoppio in corso di redazione da parte della Provincia; e lo scatolare previsto a convogliamento delle acque provenienti dalla futura zona fieristica.

Per quanto riguarda la sicurezza idraulica è opportuno rilevare come la superficie pavimentata sia inferiore al 10% della area complessiva; se si considera che per tale porzione di territorio il coefficiente di deflusso passa da un possibile 0,5 a 1,0 è evidente che la maggior portata immessa nella rete di scolo non è superiore al 10%. Anche se non troppo affinata, questa considerazione indica come anche un intervento quale quello in programma non ha un impatto problematico sulla idrografia superficiale.

3. SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

3.1. Premessa

Con la realizzazione della rete di scolo delle acque superficiali ci si è posto l'obiettivo generale di ripristinare la continuità dei deflussi (quelli superficiali e quelli convogliati attraverso il reticolo idrografico) naturalmente preesistenti alla realizzazione delle infrastrutture viarie previste nel presente progetto.

Più in dettaglio, con la realizzazione della rete di scolo, si intende perseguire i seguenti obiettivi specifici:

- ripristinare la continuità del deflusso superficiale naturale preesistente;
- drenare e portare oltre "l'ostacolo stradale" i volumi d'acqua che cadono direttamente sulla superficie pavimentata e/o sugli spazi annessi

I criteri generali seguiti nella definizione della rete di scolo sono stati:

- separazione netta tra i sistemi di raccolta delle acque "stradali" e quelle provenienti dal deflusso superficiale naturale;
- evitare, quando possibile, la concentrazione degli scarichi per aumentare la sicurezza e l'elasticità del sistema di smaltimento;
- inserimento di sfiori e/o troppo pieno per garantire il deflusso anche in caso di intasamento delle tubazioni.

Per i tempi di ritorno delle portate utilizzate per il dimensionamento della rete di scolo sono considerati i seguenti valori:

- rete di scolo delle acque meteoriche: si fa riferimento ad un evento di pioggia che mediamente si verifica una volta ogni 20 anni;
- vasche per la raccolta degli sversamenti accidentali e per il trattamento delle acque di prima pioggia: il dimensionamento considera lo sversamento accidentale di 39.000 litri di oli e/o idrocarburi contemporaneo ad un evento di pioggia avente tempo di ritorno pari a 20 anni.

3.1.1. Caratteristiche generali della rete di drenaggio

Le tipologie generalmente adottate nella realizzazione della rete di drenaggio asservita alle opere stradali si possono elencare in:

- canaletta a sezione trapezia: viene adottata come collettore delle acque di piattaforma defluenti dalla piattaforma stessa con embrici;
- canaletta ad "asola": viene adottata a margine della carreggiata come collettore delle acque di piattaforma e in alternativa agli embrici dove tale soluzione non risulta possibile per la conformazione del terreno o la necessità di mantenere il collettore a quota più elevata
- canaletta a sezione rettangolare in c.a.: viene adottata occasionalmente a margine della carreggiata autostradale e al margine dello spartitraffico;
- cunetta alla francese: viene adottata a margine della carreggiata nella viabilità minore solitamente in situazioni nelle quali si prevede un limitato apporto d'acqua;
- tombino a sezione circolare $\Phi = 100$ cm: il diametro indicato è il minimo utilizzato per l'attraversamento della sede stradale; le dimensioni sono generalmente sovrabbondanti rispetto alla portata da convogliare ma, adottando la dimensione minima indicata, si vuole rispettare sempre il criterio dell'ispezionabilità degli attraversamenti;
- tombino a sezione circolare $\Phi = 40\div 100$ cm: viene utilizzato per l'attraversamento della viabilità minore.

Le metodologie utilizzate e lo schema costruttivo delle opere di drenaggio, sia longitudinali che trasversali, necessarie all'allontanamento delle precipitazioni dalle superfici delle opere in progetto sono vincolate alle condizioni di sicurezza per l'esercizio delle infrastrutture e per il territorio circostante.

In particolare, si è considerata l'esigenza di impedire lo sversamento diretto nei corsi d'acqua naturali delle sostanze inquinanti immesse per dilavamento o accidentalmente nella rete di drenaggio; si è pertanto concepito un **sistema di canalizzazioni di tipo chiuso** che intercetti tutta l'acqua di pioggia ricadente sulla sede viaria e la convogli in punti controllati (si rimanda all'apposito capitolo per maggiori chiarimenti), a valle dei quali avviene lo scarico nella rete idrografica naturale.

Per tale motivo si è operata una separazione fisica tra le acque meteoriche di versante e le acque meteoriche di piattaforma, prevedendo un doppio sistema di drenaggio. Il primo, costituito essenzialmente da fossi di guardia rivestiti e inerbiti, è finalizzato alla raccolta ed allo smaltimento delle acque meteoriche interessanti i versanti limitrofi la carreggiata, che vengono incanalate verso i recapiti naturali esistenti. Il secondo, costituito da elementi marginali e canalizzazioni di tipo convenzionale, è destinato ad incanalare le acque meteoriche di carreggiata verso precisi punti opportunamente controllati. Ai fini del controllo degli scarichi da piattaforma il secondo sistema assume maggiore importanza del primo.

Date le premesse, è possibile osservare che il cattivo funzionamento di un sistema così fatto, ad esempio per inadeguatezza delle canalizzazioni, determinerebbe, con effetto diretto, allagamenti della sede viabile, pregiudicando la sicurezza del traffico veicolare. Per tale motivo si è ritenuto necessario dimensionare le opere in questione per eventi meteorici con **tempo di ritorno ventennale**.

Poiché le acque di drenaggio scorrono lungo il marciapiede stradale prima di essere allontanate dagli embrici, quanto più grande è l'interasse tra questi, tanto maggiore sarà la portata che scorre lungo il marciapiede, prima di essere allontanata, con conseguente parziale e temporaneo allagamento della carreggiata.

Tale allagamento, inteso come larghezza della vena d'acqua principale, può assumere valori massimi, tra loro diversi, in relazione alla destinazione d'uso della corsia ove avviene: ad esempio, se avviene al margine della corsia di sorpasso ove i veicoli hanno le maggiori velocità, la larghezza di corsia allagata deve essere ridotta al valore minimo possibile per limitare il fenomeno dell'acqua planing, mentre, nel caso di una pista di accelerazione, si potrà accettare un valore superiore in quanto si avranno minori velocità dei veicoli e quindi minor rischio di acqua planing.

3.2. Regime pluviometrico

Per l'area in esame, nella stesura del presente paragrafo si è fatto riferimento al recente Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico recentemente adottato (aprile 2001) dal Comitato Istituzionale ed in particolare alla *"Direttiva sulla piena di*

progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" (Allegato 2 Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica puntuali) al quale si rimanda per completezza. Tale documento perviene alla stima delle curve di possibilità pluviometrica attraverso un'accurata analisi di tipo puntuale delle precipitazioni intense del bacino del fiume Po.

Nella Tab. 1 sono riportate le stazioni pluviometriche considerate e le loro caratteristiche, fra le quali la quota, il periodo di misura, le coordinate.

Tab. 1 Stazioni pluviometriche dei bacini adiacenti all'area di interesse

Denominazione	Periodo misure	Numero dati	Coordinate UTM		Quota (ms.m.m.)
			Est	Nord	
Codogno	1951- 1985	26	555.250	5 001.984	58
Costa Masnaga	1950- 1986	23	522.268	5 068.443	318
Carate Brianza	1951- 1985	22	518.407	5 059.172	255
Busto Arsizio	1935- 1985	37	488.541	5 051.749	224
Marcallo	1938- 1966	22	489.816	5 036.933	156

Nello studio citato sono state prese in considerazione le precipitazioni massime annuali di durata compresa tra una e ventiquattro ore.

3.2.1. Nozioni di idrologia tecnica

Si definisce "equazione di possibilità pluviometrica" l'espressione algebrica derivante dall'elaborazione dei dati osservati per le durate di pioggia dell'ordine dei minuti e delle ore.

Fissata l'unità di tempo da considerare per le precipitazioni (durata espressa in minuti, ore e giorni), ed estratta dagli Annali Idrologici, per un periodo sufficientemente significativo, l'intera serie degli eventi estremi (massimi annuali) osservati nella stazione pluviometrica in esame si procede all'elaborazione statistica dei valori.

L'elaborazione si svolge direttamente sui valori osservati per le durate dell'ordine dei minuti e delle ore.

Gli elementi raccolti vengono ordinati, per le varie durate, in senso decrescente, ottenendo una matrice con un numero di colonne pari a quello delle durate considerate ed un numero di righe uguale a quello degli anni di osservazione. Se si rappresentano nel piano (h, t) gli elementi della prima riga della matrice, unendo i punti così definiti, si ha una spezzata, che può essere interpolata con una curva definibile a mezzo di un'equazione del tipo $h = at^n$. Questa rappresenta l'equazione che interpreta al meglio i massimi valori osservati.

L'equazione $h = at^n$ scritta in forma logaritmica

$$\log(h) = \log(a) + n \log(t)$$

mostra la possibilità di dare luogo, nel piano logaritmico, alla rappresentazione del legame funzionale secondo una retta avente coefficiente angolare "n" ed intercetta all'origine (dove è $t = 1$) pari ad "a".

Disponendo di una serie di osservazioni sufficientemente lunga, è possibile determinare quale sia il periodo di anni, detto anche *Tempo di ritorno* T_r (o, in modo più appropriato, *periodo di ritorno*), nel quale un determinato evento è, mediamente, eguagliato o superato. Il tempo di ritorno non rappresenta una scadenza fissa per il prodursi di un evento, ma solo il valore medio del suo verificarsi. I procedimenti usati, con appropriate elaborazioni dei dati disponibili, consentono di allargare il campo delle previsioni oltre il periodo d'osservazione, con un'attendibilità che però va riducendosi all'aumentare del tempo di ritorno, in rapporto specialmente all'estensione del periodo d'osservazione.

Il problema posto si risolve avvalendosi di metodi statistico-probabilistici. Fra quelli disponibili gode di largo credito il *metodo di Gumbel*.

Alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica:

$$X(T_r) = \bar{X} + F * S_x$$

essendo:

$X(T_r)$ = il valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno T_r , ossia l'evento che viene eguagliato o superato, mediamente ogni T_r anni;

\bar{X} = il valore medio degli eventi considerati;

F = fattore di frequenza;

S_x = scarto quadratico medio della variabile in esame.

Una tra le più usate distribuzioni di probabilità dei valori estremi (serie annuale) è la *distribuzione doppio-esponenziale*, detta appunto di Gumbel, la quale assegna ad F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

essendo la grandezza $Y(T_r)$, funzione del tempo di ritorno, la cosiddetta *variabile ridotta*, mentre \bar{Y}_N ed S_N rappresentano la media e lo scarto quadratico medio della variabile ridotta: esse sono funzioni del numero N di osservazioni.

La funzione $Y(T_r)$ è legata al tempo di ritorno T_r dalla relazione:

$$Y(T_r) = - \ln \left(- \ln \frac{T_r - 1}{T_r} \right)$$

Ordinati gli N eventi disponibili (anni di osservazione) in ordine decrescente e numerati da 1 a N, l'evento caratterizzato dall'i-esima posizione ha ascissa T_r pari a $T_r = (N+1)/i$.

Fissato T_r , e ricavate le altezze "h" per le durate considerate, si può costruire l'equazione $h = at^n$, che risulta caratterizzata da un tempo di ritorno T_r .

La letteratura tecnica indica per i tempi di ritorno da adottare in problemi applicativi inerenti le fognature valori compresi tra 10 e 20 anni.

3.2.2. Risultati dell'elaborazione

In Tab. 2 sono riportati i coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica nelle stazioni considerate

Tab. 2 Coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica nelle stazioni di misura considerate

Denominazione	T _r = 20		T _r = 100		T _r = 200		T _r = 500	
	a	n	a	n	a	n	a	n
Codogno	52,36	0,177	68,50	0,156	75,32	0,150	84,40	0,143
Costa Masnaga	68,18	0,302	89,06	0,306	97,97	0,307	109,73	0,308
Carate Brianza	57,58	0,293	73,95	0,289	80,93	0,288	90,11	0,287
Busto Arsizio	67,72	0,207	89,18	0,190	98,27	0,184	110,38	0,178
Marcallo	52,83	0,261	67,73	0,250	74,09	0,246	82,49	0,242

Il risultato della elaborazione, ha portato a definire, per la zona in esame la seguente espressione delle curve di possibilità pluviometrica con diversi tempi di ritorno:

- 20 anni $h = 54,94 \cdot t^{0,243}$
- 100 anni $h = 71,44 \cdot t^{0,232}$
- 200 anni $h = 78,24 \cdot t^{0,228}$
- 500 anni $h = 87,42 \cdot t^{0,225}$

3.3. Calcolo delle portate meteoriche e dimensionamento della rete di scolo

Si illustra di seguito la procedura di calcolo utilizzata per il calcolo delle portate meteoriche e per il conseguente dimensionamento della rete di smaltimento di tali portate.

Il metodo utilizzato è quello dell'invaso.

3.3.1. Il metodo dell'invaso

Il metodo dell'invaso tratta il problema del moto vario in modo assai semplificato, assegnando all'equazione del moto la semplice forma del moto uniforme, e assumendo, in luogo della consueta equazione di continuità delle correnti unidimensionale, l'equazione dei serbatoi per simulare, concettualmente, l'effetto dell'invaso.

Data una superficie scolante S solcata da un canale collettore avente sezione d'area A e pendenza i e una pioggia di durata τ assegnata, assunta la costanza dell'intensità nella durata stessa, si può calcolare l'intensità $j = h/\tau = at^{n-1}$; noto il coefficiente di deflusso ϕ , il volume che affluisce al canale durante il tempuscolo dt è uguale a: $\phi j S dt = p dt$, avendo posto $p = \phi j S$. Indicata con q la portata che defluisce attraverso la sezione del canale che sottende la superficie S e con dV la variazione del volume invasato (o svasato) a monte della sezione stessa, la condizione di continuità si esprime scrivendo:

$$\begin{aligned} p - Q &= dV/dt && \text{per } t \leq \tau; \text{durata della pioggia} && (3.1) \\ -Q &= dV/dt && \text{per } t > \tau; \text{fase di esaurimento} \end{aligned}$$

La prima, con l'aggiunta di una equazione del moto, fornisce, integrata, un relazione tra Q e t : in particolare dà modo di calcolare il tempo necessario affinché la portata Q_1 assuma il valore Q_2 ; e anche il tempo t_r di riempimento del canale.

Dal confronto tra τ e t_r si possono trarre giudizi sulle dimensioni del canale. Quando è $t_r \leq \tau$, cioè il canale si riempie prima della fine della pioggia, esso è insufficiente; esuberante se è $t_r > \tau$ e corretto se $t_r = \tau$. Occorre accertare, naturalmente, se la condizione $t_r \leq \tau$ sia verificata per qualunque intensità di pioggia.

Indicati con:

y : il tirante d'acqua;

s : l'ascissa;

v : la velocità media;

K_s : il coefficiente di Gauckler-Strickler;

R_H : il raggio idraulico;

l'equazione del moto è notoriamente:

$$\frac{\partial y}{\partial s} + \frac{v \partial v}{g \partial s} + \frac{1 \partial v}{g \partial t} - 1 + \frac{v^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} = 0 \quad (3.2)$$

Se si accetta la drastica semplificazione che i primi tre termini siano trascurabili rispetto ai due ultimi, assumendo cioè che il fenomeno sia a lenta evoluzione nel rapporto con il tempo e con lo spazio, il moto vario risulta descritto da una successione di stati di moto uniforme. Si ha allora:

$$v = K_s R_h^{2/3} \sqrt{i}; \quad (3.3)$$

oppure

$$Q = Av = A K_s (A/P)^{2/3} \sqrt{i} = c A^\alpha, \quad (3.4)$$

avendo indicato con P il perimetro bagnato e con α un esponente che è, per le sezioni aperte, dell'ordine di 1,5. L'ultima delle espressioni su indicate (3.4) rappresenta la scala delle portate.

Le due equazioni (3.1) e (3.4) trattano in sostanza il processo di riempimento e di vuotamento di un ideale serbatoio controllato da una speciale luce di scarico che trae dal moto uniforme la sua legge di deflusso.

L'esame dell'equazione (3.1) mostra che, per procedere alla integrazione, il volume V deve essere espresso in funzione della variabile Q. Il problema è trattato assumendo, come l'ipotesi del moto uniforme impone, che il volume V sia linearmente legato all'area A della sezione liquida: proposizione, questa, affatto corretta nel rapporto con l'ipotesi, ma non si sa quanto attendibile nel rapporto con la realtà, giacché il volume d'invaso non si concentra nel solo canale collettore, ma è anche, e specialmente, diffuso sulla superficie scolante: così da rendere meno solida la costruzione concettuale sulla quale il metodo si fonda. In queste condizioni, pur con queste riserve, ritenuto che il volume V sia direttamente proporzionale all'area A, indicati con V_o e A_o rispettivamente il massimo volume e la massima area, dalla relazione

$$\frac{V}{V_o} = \frac{A}{A_o} \quad (3.5)$$

si può giungere dopo alcuni passaggi matematici a:

$$V = V_o \left(\frac{Q}{Q_o} \right)^{1/\alpha} \quad (3.6)$$

Per le condotte chiuse è ammissibile ipotizzare una relazione lineare fra volume e portata, assumendo $\alpha = 1$. L'ipotesi semplifica notevolmente il calcolo senza introdurre errori apprezzabili per gradi di riempimento relativamente elevati. Assunto quindi:

$$V = \left(\frac{V_o}{Q_o} \right) Q \quad (3.7)$$

e posto "p" costante (costante cioè è l'afflusso alla rete), si ottiene, per il tempo di riempimento,

$$t_r = \frac{V_o}{Q_o} \ln \frac{p}{p - Q_o} = \frac{V_o}{Q_o} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad (3.8)$$

avendo posto (secondo una consolidata consuetudine)

$$\varepsilon = \frac{p}{Q_o} \quad (3.9)$$

È quasi superfluo ricordare che, in realtà, il processo di riempimento di un collettore, specie a partire dallo stato di collettore vuoto, è notevolmente più complesso di quello descritto con la semplice trattazione precedente, la quale fornisce solo utili indicazioni, generalmente sufficienti in molti casi pratici.

Nota la relazione $h = a\tau^n$, per una prefissata intensità $j = a\tau^{n-1}$, ricordando ancora che per la condotta piena si ha $Q = Q_o$, si ottiene:

$$\varepsilon = \frac{p}{Q_o} = \frac{\varphi j S}{Q_o} = \varphi \frac{S a \tau^{n-1}}{Q_o}$$

cioè

$$\tau = \left(\frac{\varepsilon Q_o}{\varphi S a} \right)^{1/(n-1)} \quad (3.10)$$

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

$$V_o = Q_o \left(\frac{\varepsilon Q_o}{\varphi S a} \right)^{1/(n-1)} \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{-1} \quad (3.11)$$

e anche, ricordando che è $u = Q/S$

$$V_o = \frac{S}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \frac{Q_o}{S} \left(\frac{\varepsilon \cdot Q_o}{\varphi \cdot S \cdot a} \right)^{1/(n-1)} = \frac{S}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} u \left(\frac{\varepsilon \cdot u}{\varphi \cdot a} \right)^{1/(n-1)} \quad (3.12)$$

dalla quale, per essere $v_o = V_o/S$, si ha:

$$u = \varepsilon^{-1/n} \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{(n-1)/n} \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{v_o^{(1-n)/n}} \quad (3.13)$$

La condizione $du/d\varepsilon = 0$ dà modo di calcolare il valore di $\varepsilon = p/Q_o$ relativo all'evento che sollecita, noto l'esponente n , in maggior misura la rete. Svolti i calcoli si ottiene:

$$n = 1 + (\varepsilon - 1) \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon} \quad (3.14)$$

da cui può dedursi, con una approssimazione sufficiente nell'intervallo $0,25 \div 0,50$ dei valori di n , il desiderato valore di ε :

$$\varepsilon = 3,94 - 8,21 n + 5,23 n^2 \quad (3.15)$$

Dalla (3.15), se si esprime v_o in m^3/hm^2 , S in hm^2 , a in mm/ora^n e u in $l/s hm^2$ si ha:

$$u = \left(\frac{K_c}{v_o} \right)^{(1-n)/n} \quad (3.16)$$

avendo posto

$$K_c = \left(\frac{10\varphi\alpha}{\varepsilon * 3,6^n} \right)^{1/(1-n)} \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \quad (3.17)$$

La (3.16), per l'evidenza accordata al volume specifico v_0 , si presta principalmente allo svolgimento pratico del calcolo.

Per le reti di fognatura il volume d'invaso v_0 da conteggiarsi per il calcolo della portata massima relativa a un'adeguata sezione di fognatura è dato dalla somma dei seguenti termini:

- volume v_c d'invaso contenuto nell'insieme delle condotte, poste a monte della sezione considerata;
- volume dei cosiddetti piccoli invasi v_s il velo idrico della superficie scolante; caditoie stradali; appendici di reti private; ristagni in avvallamenti del terreno, ecc.

Il volume d'invaso della rete di condotte è noto fino alla sezione di monte del tratto che si vuole dimensionare ed è utilizzato, in prima approssimazione, per il tronco in esame: il passo successivo di verifica dà modo di porre in conto anche il nuovo volume e di correggere eventualmente la dimensione calcolata.

Circa il volume dei piccoli invasi, per il velo idrico si deve assumere, in questo caso, un valore nullo, dacché .

Complessivamente, quindi, per i piccoli invasi si può adottare un volume di $40 \div 50 \text{ m}^3/\text{h m}^2$ rispettivamente per aree con forte e debole pendenza.

3.3.2. Portate massime da allontanare dalla piattaforma stradale

L'applicazione del metodo dell'invaso appena illustrato ha consentito di stimare le portate meteoriche massime che devono essere smaltite.

Si cita a titolo d'esempio il calcolo applicato alle rampe della galleria della S.S. 33: la rete di drenaggio a tale porzione di strada è certamente la più cementata data

la larghezza della sede stradale e le notevoli pendenze delle rampe che producono una portata maggiore per la maggior rapidità con cui si forma la piena nei collettori (minori tempi di corrivazione).

Il calcolo è stato condotto ipotizzando una rete dotata di tubi a diametro circolare, considerando la canaletta ad "asola" equivalente a una tubazione di diametro 300 mm.

Nel calcolo si è assunto un coefficiente di deflusso pari ad 1 poiché si ritiene che le superfici pavimentate recapitino tutto il volume di pioggia alla rete di drenaggio.

La pendenza massima lungo le rampe è stata assunta pari a 2,01 % che è una pendenza sensibile e superiore a quella della maggior parte del resto della rete di drenaggio. Dunque questo è certamente uno dei casi più gravosi.

Fra i criteri adottati è opportuno citare quello di distribuire i diametri in modo che il grado di riempimento non superi mai l'80% e di verificare che la tensione tangenziale esercitata dalle acque sul fondo della tubazione è in grado di garantire sempre l'autopulizia delle condotte.

3.4. Dimensionamento della stazione di sollevamento in galleria

Si osserva in via preliminare che nella ubicazione e nel dimensionamento delle stazioni di sollevamento sono stati adottati i seguenti criteri progettuali:

- ridurre al minimo la superficie pavimentata che fa affluire le portate meteoriche alla stazione di sollevamento ubicando opportunamente le vasche di prima pioggia dal punto di vista sia planimetrico che altimetrico;
- ubicare le stazioni in località facilmente accessibili;
- installare nelle stazioni con portate ridotte due pompe, di cui una di riserva all'altra; con portate maggiori 3 o 4 pompe con una di riserva, a rotazione;
- prevedere il rilancio delle portate meteoriche alla più vicina vasca di prima pioggia;
- garantire il funzionamento della stazione anche in occasione di black-out.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle pompe, si nota che il motore elettrico, con cui è equipaggiata ogni pompa, durante l'avviamento può essere caratterizzato da una coppia non molto grande e da un assorbimento di corrente notevolmente elevato. È quindi necessario, per assicurare una lunga durata di motori elettrici, il servizio da svolgere essendo intermittente, che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento ed il successivo. Ciò da modo agli avvolgimenti di dissipare il calore prodotto dalla corrente di spunto. Il risultato si ottiene, oltre che con determinati accorgimenti costruttivi per le pompe, dimensionando opportunamente la capacità delle vasche di raccolta; tenuto anche conto, in qualche caso, del volume invasabile nei tratti di collettore prossimi alla stazione di sollevamento.

Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza.

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.

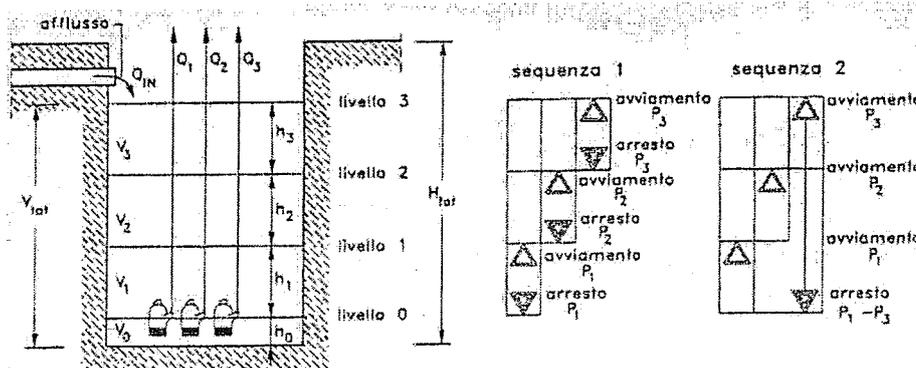


FIG. 3.2 - SCHEMA DI STAZIONE DI SOLLEVAMENTO CON LE POSSIBILI SEQUENZE DI FUNZIONAMENTO DELLE POMPE

(L. DA DEPPO, C. DATEI, FOGNATURE, ED. CORTINA - PADOVA)

La sequenza scelta è la numero 2, cioè quella che consente di assegnare il minor volume alla vasca.

Se si indicano con:

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;

Tv_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;

Tc_k tempo di ciclo, cioè somma dei due tempi precedenti:

$$Tc_k = Tr_k + Tv_k$$

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

$$Tr_1 = \frac{V_1}{Q_{in}}$$

$$Tv_1 = \frac{V_1}{Q_1 - Q_{in}}$$

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:

$$Tc_1 = Tr_1 + Tv_1 = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1 - \alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1 - \alpha_1)} \quad (3.18)$$

Per stabilire quale sia il valore di α che minimizza Tc_1 (e quindi rende massimo il numero orario di attacchi e stacchi) è sufficiente porre $dTc_1/d\alpha_1 = 0$ e verificare, col segno della derivata seconda, che si tratti di un minimo. L'operazione dà $\alpha_1 =$

$\frac{1}{2}$: 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 (3.18) si ottiene il volume della vasca:

$$V_1 = Tc_1 \frac{Q_1}{4} \quad (3.19)$$

Pensando ad un impianto con più pompe, l'avviamento di una certa pompa avviene quando è raggiunta un'assegnata quota ed il suo stacco, quando operando assieme alle altre, il livello si è abbassato alla quota minima (vasca vuota). In queste condizioni, il tempo di ciclo di quella certa pompa - l'intervallo di tempo che intercorre tra un avviamento ed il successivo - si compone di più termini. Ad esempio, nel caso di due pompe (per la prima è $Tc_1 = 4 V_1/Q_1$, il tempo di ciclo Tc_2 è pari alla somma dei tempi necessari per passare dal livello 0 al livello 1 (riempiendo il volume V_1 con la portata Q_{in} in arrivo), dall'1 al 2 (volume V_2 con la pompa 1 in funzione) e di quello necessario al vuotamento di $V_1 + V_2$ (dal livello 2 allo 0), impiegando le due pompe, essendo $Q_1 + Q_2 > Q_{in}$.

Il volume della vasca, dopo alcuni passaggi matematici, risulta pari a:

$$V = \sum_{i=1}^k V_i = \frac{Q_1 T_1}{4} \sum_{i=1}^k v_i$$

dove al solito

$$v_i = \frac{V_i}{V_1}$$

Dimensioni delle vasche di raccolta

Si esamina di seguito il caso della stazione di sollevamento posta all'imbocco settentrionale della galleria della S.S. del Sempione. La portata massima che giunge alla vasca è pari a 275 l/s.

Si scelgono 3 pompe da 100 l/s, delle quali tre in funzione e una, a rotazione, di riserva.

Il volume da riservare alla vasca è calcolato come segue, ipotizzando un numero massimo di 10 attacchi/ora.

$$V_1 = T_{c3} \frac{Q_3}{4} = 360 * \frac{0,275}{4} = 24,75 \text{ m}^3$$

dove

$$Q_3 = 0,275 \text{ l/s}$$

Si ha inoltre

$$\frac{V_1 + V_2}{V_1} = 1,392$$

ossia

$$V_1 + V_2 = 1,392 V_1$$

$$V_2 = V_1 (1,392 - 1) = 0,392 V_1 \cong 9,70 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_1 + V_2 + V_3}{V_1} = 1,70$$

ossia

$$V_1 + V_2 + V_3 = 1,70 V_1$$

$$V_3 = V_1 (1,70 - 1) - V_2 = 0,70 V_1 - V_2 \cong 7,60 \text{ m}^3$$

Il valore totale del volume della vasca è dunque pari a 42 m³.

Si sceglie di adottare una stazione con 4 pompe da 100 l/s e prevalenza 8 m.

3.4.1. Vasche per la raccolta degli sversamenti accidentali e per il trattamento delle acque di prima pioggia

Come già anticipato al paragrafo precedente, si ritiene opportuno prevedere la realizzazione di vasche di trattamento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e delle acque di prima pioggia.

Tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato autostradale, sono ubicate in maniera tale da poter consentire sempre lo

scolo delle acque per gravità, senza quindi l'impiego di sistemi di pompaggio. La definizione della loro ubicazione precisa sarà effettuata nelle successive fasi progettuali.

Le vasche di trattamento saranno posizionate in luoghi accessibili per permettere le usuali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria (in caso di sversamenti accidentali di oli e/o carburanti).

Il dimensionamento idraulico è stato effettuato prendendo come portata di progetto la somma delle portate provenienti dalle acque di prima pioggia e dallo sversamento accidentale di oli e carburanti, supponendo quindi di avere una contemporaneità tra i due fenomeni.

È abbastanza probabile infatti che lo sversamento accidentale di oli e/o carburanti avvenga a causa di incidenti a mezzi di trasporto causati di sovente dalle difficoltà di guida che si riscontrano durante le piogge particolarmente intense che riducono da un lato la visibilità ed aumentano dall'altro la scivolosità del manto stradale rendendo difficile il controllo ottimale del mezzo.

In merito allo sversamento, avendo gli attuali mezzi di trasporto di carburante una capacità massima pari a 39.000 litri, per poter fissare una portata di progetto, si è assunto che lo sversamento accidentale possa avvenire in 15 minuti, dando luogo quindi ad una portata pari a circa 45 l/s.

Per quanto riguarda invece la portata di progetto per le acque di prima pioggia, si è preso come riferimento quanto previsto dalla legge regionale della Lombardia n° 62/85, che recita:

“Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.”

Sommando il contributo imputabile allo sversamento accidentale e quello derivante invece dalle acque di prima pioggia si ha, per le vasche, una portata totale da trattare che assume valori compresi tra 125 e 130 l/s; tale valore è variabile in funzione della lunghezza del tratto autostradale asservito ad ogni singola vasca.

Per quanto riguarda i volumi d'acqua e/o carburante da stoccare nelle vasche, si è assunto un tempo di detenzione pari a 4 minuti ed una velocità massima dell'acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a 0,05 m/s.

Data l'impostazione assunta, i volumi d'acqua di prima pioggia da stoccare sono sempre inferiori al volume totale di carburante proveniente da uno sversamento accidentale (39.000 litri) e si è quindi considerato come parametro di progetto quest'ultimo valore.

Supponendo, come visto in precedenza, di avere contemporaneità tra lo sversamento accidentale conseguente ad un incidente ad un'autobotte e l'evento meteorico, si avrà un certo afflusso alla vasca, attraverso la rete di scolo superficiale, pari alla portata di progetto.

Tale portata, dovendo essere trattata, dovrà sfiorare attraverso lo stramazzo che ne permette l'ingresso alla vera e propria vasca di trattamento.

Quando la portata complessiva che giunge al manufatto supera la portata di progetto, il quantitativo in esubero (il cui rapporto di diluizione è tale da non richiedere alcun trattamento) non giunge alla vasca di trattamento ma stramazza a lato e giunge, attraverso la condotta di uscita, direttamente alla rete idrografica.

Nella vasca di trattamento vera e propria, il tempo di detenzione (4 minuti) e la distanza totale che la miscela acqua/olio e/o carburante deve percorrere, sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie e sfiorare nella canaletta appositamente predisposta lungo l'intero perimetro della vasca.

Poiché nel caso di sversamento accidentale la componente olio/carburante è particolarmente cospicua, può avvenire che parte di tale componente non riesca a sfiorare nella canaletta anzidetta e che quindi rimanga in superficie; in questo caso ta-

le quantitativo viene trattenuto all'interno della vasca tramite gli opportuni setti sino all'arrivo della squadra addetta alla manutenzione straordinaria che la dovrà asportare e smaltire in maniera adeguata.

Una volta separate le acque bianche dalla componente olio/carburante, la portata in uscita dalla vasca può essere inviata alla rete idrografica di scolo delle acque superficiali.

Per l'ubicazione ed il numero delle vasche adottate, si rimanda agli elaborati grafici di progetto ed in particolare alle planimetrie del tracciato stradale.

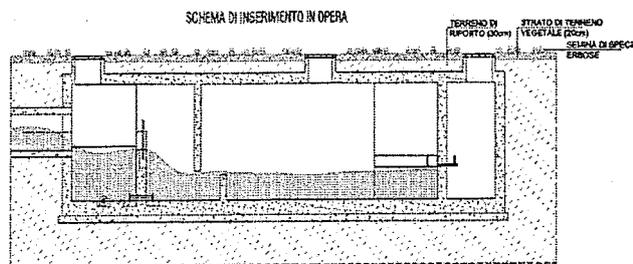


FIG. 3.3. ESEMPIO DI VASCA DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

In alcuni casi, dove la morfologia dell'area lo consentiva, sono stati previsti, anziché le vasche di prima pioggia, manufatti di controllo costituiti da bacini di espansione (vasche ottenute mediante la modellazione del terreno, caratterizzate da bassi tiranti idrici) che associano all'effetto di sedimentazione e laminazione anche quello dovuto all'intercettazione ed alla trattenuta degli inquinanti da parte di specifiche essenze erbacee (fitodepurazione); lo scopo è quello di aumentare l'azione di filtro tra l'infrastruttura e l'ambiente, ottenendo un controllo quantitativo e qualitativo degli scarichi.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Per quanto riguarda gli inalveamenti e gli attraversamenti i risultati di calcolo hanno confermato il corretto dimensionamento dei manufatti proposti.

La velocità media calcolata ed i tiranti d'acqua che si instaurano nei manufatti, tenendo conto del tempo di ritorno dell'evento meteorico preso in considerazione, sono in linea con gli usuali criteri di sicurezza che normalmente vengono adottati nella progettazione delle opere idrauliche.

Il dimensionamento delle opere può sembrare, in qualche caso, esuberante, se confrontato con le sole esigenze di portata.

Comunque, alla luce del fatto che gli attraversamenti "idraulici" possono essere soggetti ad una manutenzione non sempre tempestiva (un evento di piena può ridurre, anche sensibilmente, la capacità di deflusso del manufatto stesso, in seguito al deposito di sabbia, ghiaia, materiali più grossolani, rami secchi), il dimensionamento svolto appare in linea con le esigenze legate alla realizzazione ed alla gestione del complesso sistema viario in progetto.

Il progetto della realizzazione della viabilità di accesso al nuovo polo fieristico di Rho - Pero richiede come si è visto, una serie di interventi sulla rete idrografica esistente, attualmente adibita a funzioni di scolo e di bonifica e di irrigazione.

Tali interventi perseguono da un lato lo scopo di garantire sulla piattaforma stradale le necessarie condizioni di sicurezza in termini di difesa dalle acque e dall'altro tendono a garantire la continuità idraulica e la fruibilità della rete di drenaggio che, in taluni casi, ha anche scopi irrigui e dunque di vitale importanza per le coltivazioni agricole.

Sostanzialmente, dunque gli interventi si possono distinguere in interventi di sistemazione della rete idrografica esistente ed interventi di allontanamento e trattamento delle acque di piattaforma.

Il primo gruppo di interventi consiste nella maggior parte dei casi nell'allungamento dei tombini esistenti; talvolta però l'allargamento della carreggiata previsto in progetto, va

direttamente ad interagire con corsi d'acqua il cui sviluppo attuale risulta parallelo a quello stradale.

Spesso, infatti, sono già presenti fossi di guardia ai piedi del rilevato stradale che fungono sia come recapito delle acque di piattaforma che come drenaggio per i fondi retrostanti.

Soprattutto con riferimento a questa seconda importante funzione, risulta evidente come una loro rimozione comprometterebbe la possibilità di coltivazione dei fondi potendo venire a mancare il necessario franco tra piano coltivabile e superficie freatica.

In questi casi dunque si è proceduto ripristinando il fosso di guardia in posizione più esterna rispetto all'attuale di modo da consentire l'allargamento della piattaforma stradale.

Nel caso di corsi d'acqua irrigui, non sussistendo la funzione di drenaggio bensì quella di adduzione delle acque, si è proceduto, laddove necessario, a ricavare un nuovo assetto planimetrico al corso d'acqua compatibile con l'allargamento della carreggiata ma soprattutto con la destinazione d'uso delle acque, che alimentano una rete assai estesa ed articolata di canali di irrigazione.

Per quanto riguarda l'allontanamento delle acque di piattaforma, si è assunta come scelta fondamentale quella di trattare tutta l'acqua di prima pioggia derivante dal dilavamento delle superfici stradali, spesso cariche di materiali tossici e/p inquinanti.

La raccolta delle acque avviene attraverso cunette di superficie che recapitano in bocche da lupo o caditoie le quali, a loro volta, attraverso scivoli ad embrici recapitano nei fossi di guardia di nuova realizzazione ai piedi dei rilevati stradali o in tubazioni.

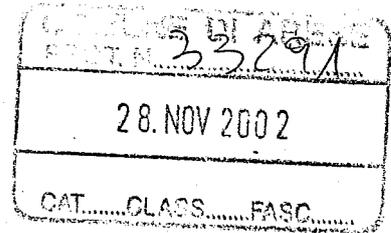
I fossi e le tubazioni, a loro volta, recapitano in vasche di trattamento delle acque di prima pioggia, disposte in posizioni ottimali per l'accoglimento delle acque di prima pioggia e i loro recapito, una volta trattate, nei corpi idrici esistenti. Le vasche, di capienza sufficiente ad intercettare l'intero sversamento di un'autocisterna, dopo aver separato gli oli e aver fatto sedimentare le particelle pesanti, recapitano nei fossi naturali presenti lungo il sistema viario di progetto.

Le vasche di prima pioggia richiedono d'essere periodicamente svuotate destinando a trattamento speciale gli oli ed il materiale accumulatosi.



Provincia
di Milano

Ufficio Tecnico
Settore Sistema della Viabilità



REALIZZAZIONE DELLA VIABILITA' DI ACCESSO AL NUOVO POLO FIERISTICO DI RHO - PERO

PROGETTO DEFINITIVO

Il Responsabile del Procedimento
Dott. Ing. Giuseppe Mismetti

AZIONE

ATI: TECHNITAL S.p.A. (mandataria) - T.E.C.N.I.C. S.p.A. - TERRA COMPANY S.r.l.
ATA ENGINEERING S.r.l. - CENTRO SERVIZI RPA S.r.l.

PROGETTO E RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Dott. Ing. Massimo Raccosta

ORATO

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

N°

C118-PD-ID0001

ORAZIONE

TECHNITAL S.p.A.

DIRETTORE TECNICO:

Dott. Ing. Massimo Raccosta

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Massimo Raccosta

	Novembre 2002	REDATTO CACCIATORI	VISTO MATTAROLO	APPR. RACCOSTA	SCALA	-
ONE	DATA	REDATTO	MOTIVAZIONE	APPROVATO	CAD	-
					NOME FILE	-
					REVISIONI	