

Tronco

A52 - TANGENZIALE NORD DI MILANO

Oggetto

Potenziamento interconnessione A4-A52 ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e svincolo Monza S. Alessandro - Opera connessa Olimpiadi 2026

CUP:

-

Fase progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

LA CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

LA CONCESSIONARIA



MILANO SERRAVALLE
MILANO TANGENZIALI S.p.A.
IL DIRETTORE TECNICO
dott. ing. Giuseppe Colombo

Il progettista



Descrizione elaborato

IDR - IDROLOGIA ED IDRAULICA
Idraulica di piattaforma

-
Relazione idraulica di piattaforma

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	28/02/2023	EMISSIONE	M. Tomasin	M. Mariani	M. Mariani
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-
E	-	-	-	-	-

Codifica elaborato

5	0	2	3	E	I	D	R	0	0	1	R	0	X	X	X	X	X	A
Codice				Fase	Ambito			Progressivo		Tipo	Lotto	Zona		Opera			Tratto	Rev

Scala

-

INDICE

Sommario

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	5
2.2	NORMATIVA REGIONALE	6
2.3	ALTRE NORMATIVE	9
2.4	ALTRE FONTI BIBLIOGRAFICHE.....	9
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO, GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	10
3.1	INQUADRAMENTO CLASSE DI FATTIBILITÀ PGT COMUNE DI MONZA	10
3.1.1	Inquadramento vincoli ambientali - PGT Comune di Monza	12
3.1.2	Struttura Idrogeologica	17
3.1.3	Acquifero Tradizionale	17
3.1.4	Oscillazioni della falda	19
3.2	IL FENOMENO DEGLI OCCHI POLLINI	19
3.3	PARAMETRI IDROGEOLOGICI ADOTTATI	20
4	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	25
4.1	RIM – RETICOLO IDRICO MINORE	25
4.2	FIUME LAMBRO	27
4.2.1	Il bacino.....	27
4.2.2	Cavo Diotti	29
4.2.3	Il Lambro in comune di Monza.....	31
5	CALCOLI IDROLOGICI	32
5.1	INDIVIDUAZIONE DELLE SUPERFICI	32
5.2	DETERMINAZIONE DELLE LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	33
5.3	DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO	35
6	STATO DI FATTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO ESISTENTE	37
6.1	INTERVENTO E1.....	38
6.2	INTERVENTO E2.....	39
6.3	INTERVENTO E3.....	42
6.4	INTERVENTO E4.....	44
6.5	VERIFICHE IDRAULICHE DELLO STATO DI FATTO	47
7	DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO	49
7.1	RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE.....	49
7.2	REQUISITI PRESTAZIONALI.....	49
7.3	CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI	50
7.4	ASSE PRINCIPALE E RAMO R1 (VIABILITÀ AUTOSTRADALE).....	50
7.4.1	Viabilità in trincea con scarpate	50
7.4.2	Viabilità in trincea a fianco a muro.....	52
7.4.3	Viabilità in galleria	52
7.4.4	Viabilità tra muri	53
7.5	ASSE SECONDARIO	53
7.5.1	Viabilità in trincea.....	53
7.5.2	Viabilità in rilevato	54
8	DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE OPERE DI PROGETTO	55
8.1	RAMO 1 (TR01)	55
8.2	GALLERIE E RAMO 1 (GA01 + GA02 + TR02)	56
8.3	RAMO 1 E ASSE PRINCIPALE (TR03 + TR06).....	57
8.4	ASSE PRINCIPALE (TR06 + TR07 + TR08)	58

8.5	RAMO 2 (TR04)	59
8.6	RAMO 3 (TR05)	60
8.7	ROTATORIA 1 (IR01)	61
8.8	RAMO 4 (IR03).....	62
8.9	ROTATORIA 2 (IR02)	62
8.10	RACCORDO A52-SS36 (IR09).....	63
9	SISTEMI DI DRENAGGIO	65
9.1	CRITERI DI PROGETTAZIONE	65
9.2	TIPOLOGIE DI SISTEMI PREVISTE	65
9.2.1	Trincee drenanti	65
9.2.2	Bacini di detenzione e infiltrazione con pozzi disperdenti al fondo	66
9.2.3	Fossi vegetati/drenanti.....	66
10	FILOSOFIA DI GESTIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	67
11	SVERSAMENTI ACCIDENTALI.....	68
13	STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO - SOLUZIONE PROGETTUALE INVARIANZA IDRAULICA BACINO GLOBALE.....	69
13.1	R.R. 07/2017 E SMI E INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO	69
14	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI LAMINAZIONE E INFILTRAZIONE	70
14.1	DIMENSIONAMENTO SISTEMI DI LAMINAZIONE E INFILTRAZIONE ("AREE SISTEMI DRENANTI")	70
14.1.1	Vasche di prima pioggia e bacini di detenzione con pozzi disperdenti	71
14.1.2	Fossi vegetati.....	73
14.1.3	Bacini di detenzione con trincea drenante.....	76
15	DIMENSIONAMENTO DEGLI ALTRI ELEMENTI DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE.....	79
15.1	CALCOLO DELLA PORTATA DEGLI ELEMENTI DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	79
15.1.1	Calcolo della portata di progetto	79
15.2	COLLETTORI.....	80
15.3	CADITOIE A BOCCA DI LUPO.....	82
15.4	CANALETTE GRIGLIATE SU STRADA IN TRINCEA.....	82
15.5	CANALETTA GRIGLIATA IN GALLERIA	85
15.6	EMBRICI	85
15.7	SISTEMI DI SOLLEVAMENTO.....	86
15.7.1	Calcolo della prevalenza e della potenza	86
15.7.2	Calcolo del diametro della tubazione di mandata.....	88

1 PREMESSA

La presente relazione presenta le analisi idrologiche ed idrauliche nell'ambito degli interventi di modifica del ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Torino.

Lo scopo dello studio è quello di individuare il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche alla luce delle precipitazioni attese, valutando il migliore assetto da assegnare al sistema rispetto al recapito finale tenendo conto:

- della sollecitazione meteorica di progetto;
- dei vincoli dettati dalle normative vigenti;
- dei vincoli dettati dalle prescrizioni degli Enti competenti;
- dall'analisi delle sensibilità del sistema;
- della funzionalità del sistema di trattamento delle acque;
- della particolare situazione morfologica ed idraulica dell'area.

Il progetto è volto a garantire l'applicazione di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare e non peggiorare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio progettando gli interventi in modo da favorire il deflusso/infiltrazione delle acque.

Il progetto prevede in generale l'applicazione dell'invarianza idraulica con mitigazione degli impatti sul reticolo idrografico esistente.

In sintesi l'intervento prevede:

- opere per la raccolta delle acque di piattaforma: caditoie, cunette, canalette, ecc;
- opere per l'allontanamento delle acque di piattaforma: embrici;
- opere per l'allontanamento delle acque esterne: fossi di guardia;
- opere per il trasporto delle acque: fossi, canali, condotte, pozzetti, tombini;
- opere per il trattamento delle acque di prima pioggia: impianti che trattano le acque di dilavamento e catturano gli sversamenti accidentali;
- opere che garantiscano l'invarianza idraulica del territorio: bacini di laminazione, fossi di guardia.

Il sistema di smaltimento prevede che le acque meteoriche intercettate vengano raccolte in vasche di accumulo e disperse, in linea con lo stato di fatto, tramite trincee o pozzi drenanti. Si tratta, quindi, di una scelta che, oltre a trovare conferma nel riproporre delle valutazioni progettuali consolidate, consente di risolvere la questione connessa allo scarico nella fognatura comunale, già spesso sottodimensionate, oppure in una rete di bonifica, peraltro inesistente nell'area. Analogamente si sottolinea come nell'area in progetto non siano presenti corsi d'acqua nei quali recapitare le acque meteoriche, se non a distanze notevoli (fiume Lambro), dunque lo scarico per infiltrazione appare l'unica scelta tecnicamente fattibile. A fronte del rischio "moderato" dell'area relativa al fenomeno degli occhi pollini, citato nel PTCP per l'area della Brianza, sono state svolte diverse indagini geognostiche che non hanno mostrato chiare evidenze della presenza di tale problematica.

Si rimanda invece allo Studio di compatibilità idraulica per quanto riguarda la definizione delle interazioni tra le opere in progetto e le dinamiche di piena del Fiume Lambro.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In questo capitolo sono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale e regionale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo, in modo da verificare la compatibilità degli interventi relativi alla modifica del ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e le modifiche allo svincolo Monza S. Alessandro con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge; inoltre, si riportano le principali fonti bibliografiche utilizzate per i dimensionamenti. L'analisi idraulica della viabilità in oggetto è stata condotta nel rispetto dei seguenti riferimenti normativi.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

L. 319/1976 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

L. 431/1985 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/1989

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/1994 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPCM 4/3/1996

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

DLgs 152/2006 e smi

Ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Tale Decreto legislativo disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche.

Istituisce i distretti idrografici nei quali sarà istituita l'Autorità di bacino distrettuale, che va a sostituire le Autorità di Bacino previste dalla legge n. 183/1989. In forza del recente d.lgs 8 novembre 2006, n. 284, nelle more della costituzione dei distretti idrografici di cui al Titolo II della Parte terza del d.lgs. 152/2006 e della revisione della relativa disciplina legislativa con un decreto legislativo correttivo, le Autorità di Bacino di cui alla legge 18 maggio 1989, n. 183, sono prorogate fino alla data di entrata in vigore del decreto correttivo che, ai sensi dell'articolo 1, comma 6, della legge n. 308 del 2004, definisca la relativa disciplina. Fino alla data di entrata in vigore del decreto legislativo correttivo di cui al comma 2-bis dell'articolo 170 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, come inserito dal comma 3, sono fatti salvi gli atti posti in essere dalle Autorità di Bacino dal 30 aprile 2006.

Inoltre l'articolo 113 del medesimo Decreto legislativo, stabilisce, in materia di controllo dell'inquinamento prodotto dal dilavamento delle acque meteoriche, che "le regioni disciplinano: b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque di dilavamento ...siano sottoposte a particolari prescrizioni.", art. 113 comma 1, e che "... i casi in cui può essere richiesto... siano convogliate e opportunamente trattate... in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose", art.113 comma 3.

Decreto n. 131 del 16/06/2008

Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante i criteri tecnici per la caratterizzazione dei corpi idrici (tipizzazione, individuazione dei corpi idrici, analisi delle pressioni) per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante: "Norme in materia ambientale", predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 4, dello stesso decreto. (GU n. 187 del 11/08/2008 - Suppl. Ordinario n. 189).

Decreto n. 56 del 14/04/2009

Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante "Criteri tecnici per il monitoraggio dei corpi idrici e l'identificazione delle condizioni di riferimento per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante Norme in materia ambientale, predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 3, del decreto legislativo medesimo" (GU n.124 del 30/05/2009 - Suppl. Ordinario n. 83).

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 7 gennaio 1974 n. 11633

Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque reflue.

2.2 NORMATIVA REGIONALE

Regolamento regionale 23 novembre 2017 – n.7 – Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n.12 (Legge per il governo del territorio)

che riporta:

Art.5 (Sistemi di controllo e gestione delle acque pluviali)

1. Il controllo e la gestione delle acque pluviali è effettuato, ove possibile, mediante sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione e il riuso.

2. La realizzazione di uno scarico delle acque pluviali in un ricettore è dovuta in caso di capacità di infiltrazione dei suoli inferiore rispetto all'intensità delle piogge più intense. Il medesimo scarico deve avvenire a valle di invasi di laminazione dimensionati per rispettare le portate massime ammissibili di cui all'articolo 8.

3. Lo smaltimento dei volumi invasati deve avvenire secondo il seguente ordine decrescente di priorità:

- a) mediante il riuso dei volumi stoccati, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità, quali innaffiamento di giardini, acque grigie e lavaggio di pavimentazioni e auto;
- b) mediante infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (PGT) comunale;
- c) scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale, con i limiti di portata di cui all'articolo 8;
- d) scarico in fognatura, con i limiti di portata di cui all'articolo 8.

D.g.r. 19 giugno 2017 - n. X/6738 - Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art. 58 delle norme di attuazione del piano stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) del bacino del Fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con deliberazione n. 5 dal comitato istituzionale dell'autorità di bacino del Fiume Po.

Introduce nella normativa urbanistica il PGRA, identificando le aree di esondazione aggiornate.

D.g.r. 30 novembre 2011 - n. IX/2616 - Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374.

All'allegato 4 vengono indicati i criteri che forniscono indicazioni per gli studi finalizzati alla valutazione e alla zonazione della pericolosità e del rischio da esondazione nonché a valutare la compatibilità idraulica delle previsioni degli strumenti urbanistici e territoriali o più in generale delle proposte di uso del suolo, ricadenti in aree che risultino soggette a possibili esondazioni.

Circolare regionale 4 agosto 2011 - n. 10 - Indicazioni per l'applicazione dell'art. 13 del regolamento regionale 24 marzo 2006, n. 4 – Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.

Fornisce chiarimenti in merito all'art. 13 del regolamento regionale 24 marzo 2006 che detta specifiche disposizioni per le «superfici scolanti a ridotto impatto inquinante».

Legge regionale n. 21 del 27 dicembre 2010- Modifiche alla legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26 (Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche), in attuazione dell'articolo 2, comma 186 bis, della legge 23 dicembre 2009, n. 191.

Legge regionale 27 febbraio 2007, n. 5 - La norma, pubblicata il 2 marzo 2007 sul 2° supplemento ordinario del Burl, agli articoli 6,7,8 apporta modifiche rispettivamente alla l.r. 17/2000 in materia di inquinamento luminoso, modifiche e integrazioni alla l.r. 26/2003 in materia di risorse idriche, oltre a fornire l'interpretazione autentica dell'art. 49, commi 2,3,4 della l.r. 26/2003. La legge è entrata in vigore il 3 marzo 2007.

Deliberazione Giunta regionale del 13 dicembre 2006- n° 8/3789 - Programma di tutela e uso delle acque - Indicazioni alle Autorità d'Ambito per la definizione degli interventi prioritari del ciclo dell'acqua (l.r. n° 26/2003).

Regolamento regionale 24 marzo 2006, n. 4 - Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26 e relativa "Direttiva per l'accertamento dell'inquinamento delle acque di seconda pioggia in attuazione dell'art. 14, comma 2, del Regolamento Regionale n° 4/2006" (Delibera di Giunta regionale n. 8/2772 pubblicata sul Burl della Regione Lombardia - serie ordinaria del 3 luglio 2006).

Art. 2 - (Definizioni):

f) "superficie scolante" l'insieme di strade, cortili, piazzali, aree di carico e scarico e di ogni altra analoga superficie scoperta, alle quali si applicano le disposizioni sullo smaltimento delle acque meteoriche di cui al presente Regolamento;

Art. 3 - (Acque di prima pioggia e di lavaggio soggette a regolamentazione)

1. La formazione, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque di prima pioggia sono soggetti alle disposizioni del presente regolamento qualora tali acque provengano:

a) da superfici scolanti di estensione superiore a 2.000 mq, calcolata escludendo le coperture e le aree a verde, costituenti pertinenze di edifici ed installazioni in cui si svolgono le seguenti attività:

- 1) industria petrolifera;
- 2) industrie chimiche;
- 3) trattamento e rivestimento dei metalli;
- 4) concia e tintura delle pelli e del cuoio;
- 5) produzione della pasta carta, della carta e del cartone;
- 6) produzione di pneumatici;
- 7) aziende tessili che eseguono stampa, tintura e finissaggio di fibre tessili;
- 8) produzione di calcestruzzo;
- 9) aree intermodali;
- 10) autofficine;
- 11) carrozzerie;

b) dalle superfici scolanti costituenti pertinenza di edifici ed installazioni in cui sono svolte le attività di deposito di rifiuti, centro di raccolta e/o trasformazione degli stessi, deposito di rottami e deposito di veicoli destinati alla demolizione;

c) dalle superfici scolanti destinate al carico e alla distribuzione dei carburanti ed operazioni connesse e complementari nei punti di vendita delle stazioni di servizio per autoveicoli;

d) dalle superfici scolanti specificamente o anche saltuariamente destinate al deposito, al carico, allo scarico, al travaso e alla movimentazione in genere delle sostanze di cui alle tabelle 3/A e 5 dell'allegato 5 al d.lgs. 152/1999.

Tale articolo elenca i casi in cui le acque di prima pioggia debbano essere sottoposte qualitativo così come previsto dal regolamento stesso; si fa presente che le acque di dilavamento delle superfici stradali/autostradali non sono riportate in tale elenco e, pertanto, esse non sono sottoposte a specifiche prescrizioni.

Regolamento regionale 24 marzo 2006, n. 2 - Disciplina dell'uso delle acque superficiali e sotterranee, dell'utilizzo delle acque a uso domestico, del risparmio idrico e del riutilizzo dell'acqua in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera c) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.

D.G.R. 7/12693 del 10.4.2003 – Decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152 e successive modifiche, art. 21, comma 5 – Disciplina delle aree di salvaguardia delle acque sotterranee destinate al consumo umano.

PTA 2016- Il Piano di Tutela delle Acque (PTA) è lo strumento per regolamentare le risorse idriche in Lombardia, attraverso la pianificazione della tutela qualitativa e quantitativa delle acque. La legge regionale n. 26 del 12 dicembre 2003 individua le modalità di approvazione del PTA previsto dalla normativa nazionale.

2.3 ALTRE NORMATIVE

Standard DWA – A 138E: Planning, Construction and Operation of Facilities for the percolation of precipitation water (Aprile 2005).

Direttiva 2 dell'11 maggio 1999 da parte dell'Autorità di Bacino del Fiume Po. Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B".

Fornisce i criteri, le prescrizioni e gli indirizzi di natura tecnica sulla base dei quali redigere lo studio idraulico, che deve corredare i progetti delle opere, necessario a valutare la compatibilità delle stesse con le prescrizioni del Piano stralcio.

2.4 ALTRE FONTI BIBLIOGRAFICHE

- Sistemi di fognatura: Manuale di progettazione Centro Studi Deflussi Urbani ed. Hoepli.
- Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali: Luigi Da Deppo, Claudio Datei ed. Editoriale Bios.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO, GEOLOGICO E GEOTECNICO

L'inquadramento idrogeologico, geologico e geotecnico è stato desunto dalla Relazione Geologico-Geotecnica del progetto Esecutivo degli "INTERVENTI DI MIGLIORIA DELLE OPERE DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE INTERVENTO E F G" redatto nell'Ottobre 2005 da Milano Serravalle e dal PGT del comune di Monza.

3.1 INQUADRAMENTO CLASSE DI FATTIBILITÀ PGT COMUNE DI MONZA

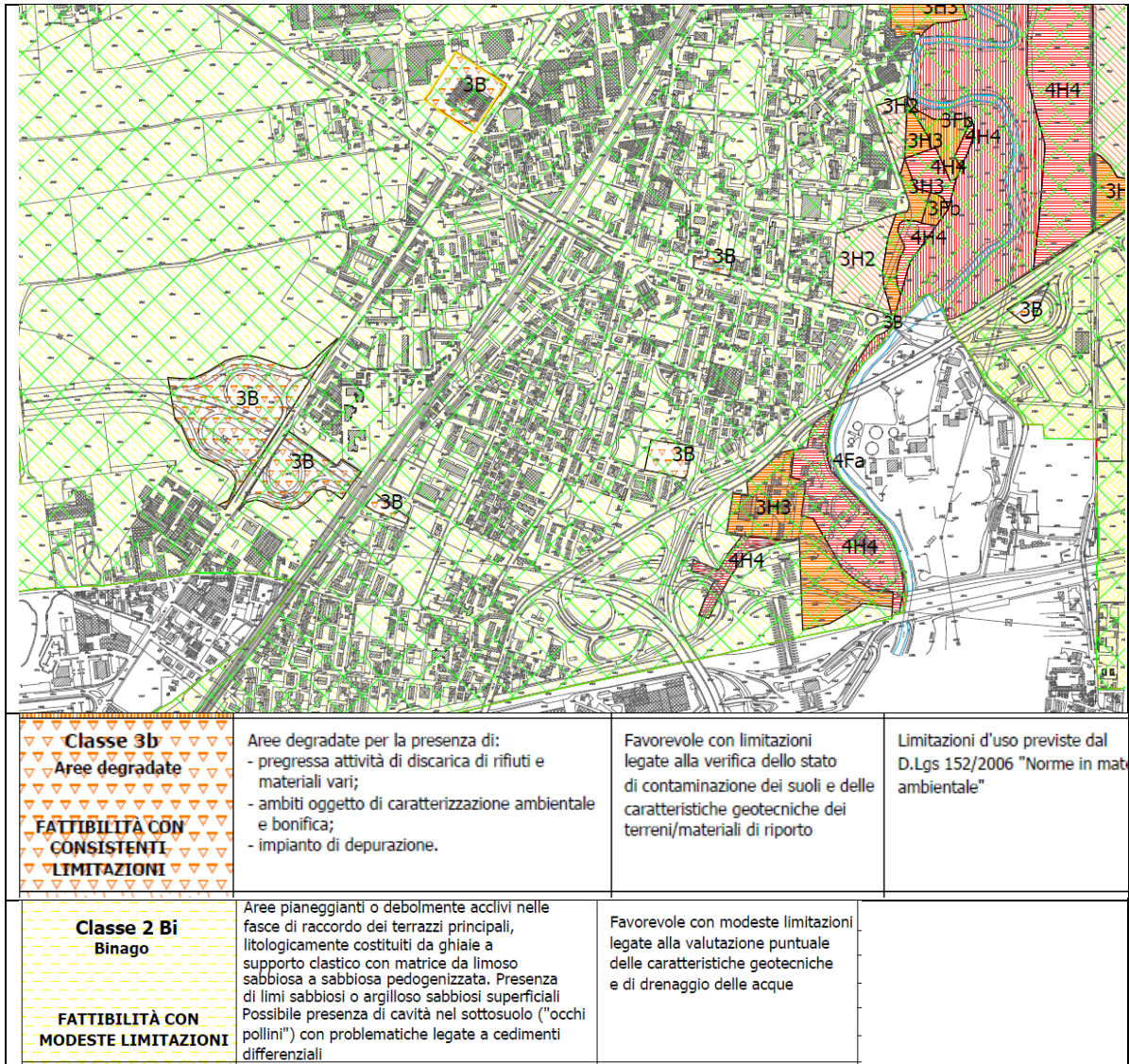


Figura 3.1: Tav 9c-9d -Componente geologica, idrogeologica e sismica - Piano delle Regole PGT Monza.



AREE A PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL)



Aree ad approfondimento di secondo livello in fase pianificatoria


<p>Classe 3b Aree degradate</p> <p>FATTIBILITÀ CON CONSISTENTI LIMITAZIONI</p>	<p>Aree degradate per la presenza di: - progressa attività di discarica di rifiuti e materiali vari; - ambiti oggetto di caratterizzazione ambientale e bonifica; - impianto di depurazione.</p>	<p>Favorevole con limitazioni legate alla verifica dello stato di contaminazione dei suoli e delle caratteristiche geotecniche dei terreni/materiali di riporto</p>	<p>Limitazioni d'uso previste dal D.Lgs 152/2006 "Norme in materia ambientale"</p>
<p>Classe 2 Bi Binago</p> <p>FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI</p>	<p>Aree pianeggianti o debolmente acclivi nelle fasce di raccordo dei terrazzi principali, litologicamente costituiti da ghiaie a supporto elastico con matrice da limosa sabbiosa a sabbiosa pedogenizzata. Presenza di limi sabbiosi o argillosi sabbiosi superficiali. Possibile presenza di cavità nel sottosuolo ("occhi pollini") con problematiche legate a cedimenti differenziali.</p>	<p>Favorevole con modeste limitazioni legate alla valutazione puntuale delle caratteristiche geotecniche e di drenaggio delle acque</p>	
<p>Classe 3H2 e 3H2* Classe 3H2b Aree a pericolosità idraulica media</p> <p>FATTIBILITÀ CON CONSISTENTI LIMITAZIONI</p>	<p>Aree caratterizzate da pericolosità idraulica media H2 (tiranti idrici compresi tra 0,00 e 0,30 m e velocità comprese tra 0,00 e 0,50 m/s) in diretta connessione idraulica con il F. Lambro (Classe 3H2) e aree a pericolosità idraulica H2* indirettamente interessate da fenomeni di allagamento (Classe 3H2*). Comprende ambiti degradati ricadenti in aree a pericolosità idraulica H2 (Classe 3H2b).</p>	<p>Favorevole con consistenti limitazioni legate al rischio idraulico. Parere subordinato all'attuazione di interventi di mitigazione del rischio (classe 3H2 e 3H2*) e alla verifica dello stato di salubrità dei suoli (per la sola classe 3H2b)</p>	<p>E' ammessa la realizzazione di nuove infrastrutture e impianti tecnologici; sono ammessi gli interventi di cui alla lettera a,b,c (Art. 27 L.R. 12/05); gli interventi di cui alla lettera d) e e) sono subordinati alla verifica della compatibilità del progetto alle condizioni di rischio locale.</p>

Figura 3.2: Tav10_FATTIBILITA_agg-variante 2018 PGT Monza.

Nelle aree PGRA P3/H e P2/M non ricomprese nelle aree R4 non già interessate dalle classi di fattibilità 4H4, 3H3 e 3H2 vigenti, sono state attribuite rispettivamente le norme di fattibilità 4FA (≡fascia A del PAI) e 3FB (≡Fascia B).

Nelle aree PGRA P2/M e P3/H ricomprese nelle aree R4, non già interessate dalle classi di fattibilità 4H4, 3H3 e 3H2 definite sulla base dello Studio Pacheco 2008- 2016, sono state attribuite le Norme Geologiche della classe di fattibilità 3H2 come puntualmente modificata nei contenuti testuali.

Si riporta stralcio 3H2 "Recepimento del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) nel PGT vigente-relazione illustrativa per la messa a disposizione in VAS:"

Principali caratteristiche: Aree caratterizzate da pericolosità idraulica media H2 (tiranti idrici compresi tra 0,00 e 0,30 m e velocità comprese tra 0,0 e 0,3 m/s) in diretta connessione idraulica con il F. Lambro (3H2) e aree a pericolosità idraulica H2* indirettamente interessate da fenomeni di allagamento (3H2*). Comprende ambiti degradati ricadenti in classe di pericolosità idraulica H2.

Parere sull'edificabilità: favorevole con consistenti limitazioni legate al rischio idraulico.

È facoltà dell'Amministrazione rilasciare parere favorevole ai Piani Attuativi subordinando il rilascio del permesso di costruire all'attuazione di interventi di mitigazione del rischio. Ciò al fine di consentire l'edificazione in aree aventi condizioni di rischio accettabili. Inoltre per le aree in classe 3H2b il parere è favorevole con limitazioni legate alla verifica dello stato di salubrità dei suoli e delle caratteristiche geotecniche dei terreni/materiali di riporto.

Tipo di intervento ammissibile: Non sono ammessi nuovi interventi edificatori comportanti occupazione di aree attualmente non edificate, ad esclusione di nuove infrastrutture e impianti tecnologici che non prevedano la permanenza di persone al loro interno e progettati in modo tale da escludere un loro danneggiamento in caso di coinvolgimento da esondazione e da ridurre i tempi di inagibilità degli stessi. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo e di ristrutturazione edilizia come definiti dall'art. 3, comma 1, lettere a), b), c) e d) (con esclusione di quelli comportanti demolizione con ricostruzione) del D.P.R.380/2001.

In caso di interventi rientranti nella lettera d) comportanti demolizione con ricostruzione e e) (nuova costruzione), è facoltà dell'Amministrazione rilasciare parere favorevole, subordinando il rilascio del permesso di costruire all'esecuzione di uno studio di compatibilità idraulica e all'eventuale attuazione di interventi di mitigazione del rischio. La definizione degli interventi di mitigazione del rischio dovrà essere dettagliata a livello di progetto preliminare da allegare alla documentazione fornita a supporto del Piano.

Per gli edifici interessati dalle tipologie di intervento di cui alla lettera d) ed e), non è previsto, nel corso dell'esecuzione dei lavori e a realizzazione avvenuta dell'intervento edilizio, il riconoscimento del risarcimento, da parte della Pubblica Amministrazione, in caso di danni derivanti da fenomeni esondazione; pertanto il soggetto interessato dovrà presentare idonea dichiarazione di rinuncia alla rivalsa in sede di presentazione della richiesta del permesso a costruire. Per le aree in classe 3H2b valgono inoltre le limitazioni d'uso previste dal D.Lgs 152/2006 "Norme in materia ambientale".

Indagini di approfondimento necessarie: per le opere ammesse si rendono necessari studi di compatibilità idraulica locale (SCI) secondo l'allegato 4 ai Criteri regionali per le aree a rischio di esondazione e la Direttiva dell'Autorità di bacino "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B", finalizzati alla verifica delle interferenze tra assetto idraulico ed intervento in progetto con individuazione delle opere di mitigazione del rischio sia in fase di cantiere che ad opere ultimate.

Gli studi di compatibilità idraulica, partendo dalla valutazione delle condizioni di pericolosità e rischio già svolta e recepita nel PGT, ne dovranno approfondire gli esiti utilizzando come dati tecnici di input tutte le informazioni del PGRA. Detto studio può essere omesso per gli interventi edilizi che non modificano il regime idraulico dell'area allagabile, accompagnando il progetto da opportuna asseverazione del progettista (es. recupero di sottotetti, interventi edilizi a quote di sicurezza).

I risultati dello studio di approfondimento idraulico a supporto del PGT potranno essere utilizzati come riferimento per definire, a livello progettuale preliminare, le quote di allagamento locale, e per determinare le quote di imposta delle superfici abitabili.

Alla luce di quanto sopra riportato, si è predisposto uno studio di compatibilità idraulica per l'opera in progetto.

3.1.1 INQUADRAMENTO VINCOLI AMBIENTALI - PGT COMUNE DI MONZA

Le aree in cui sono presenti ed in cui saranno realizzati bacini di laminazione con pozzi di infiltrazione non risultano interferire con zone di rispetto.

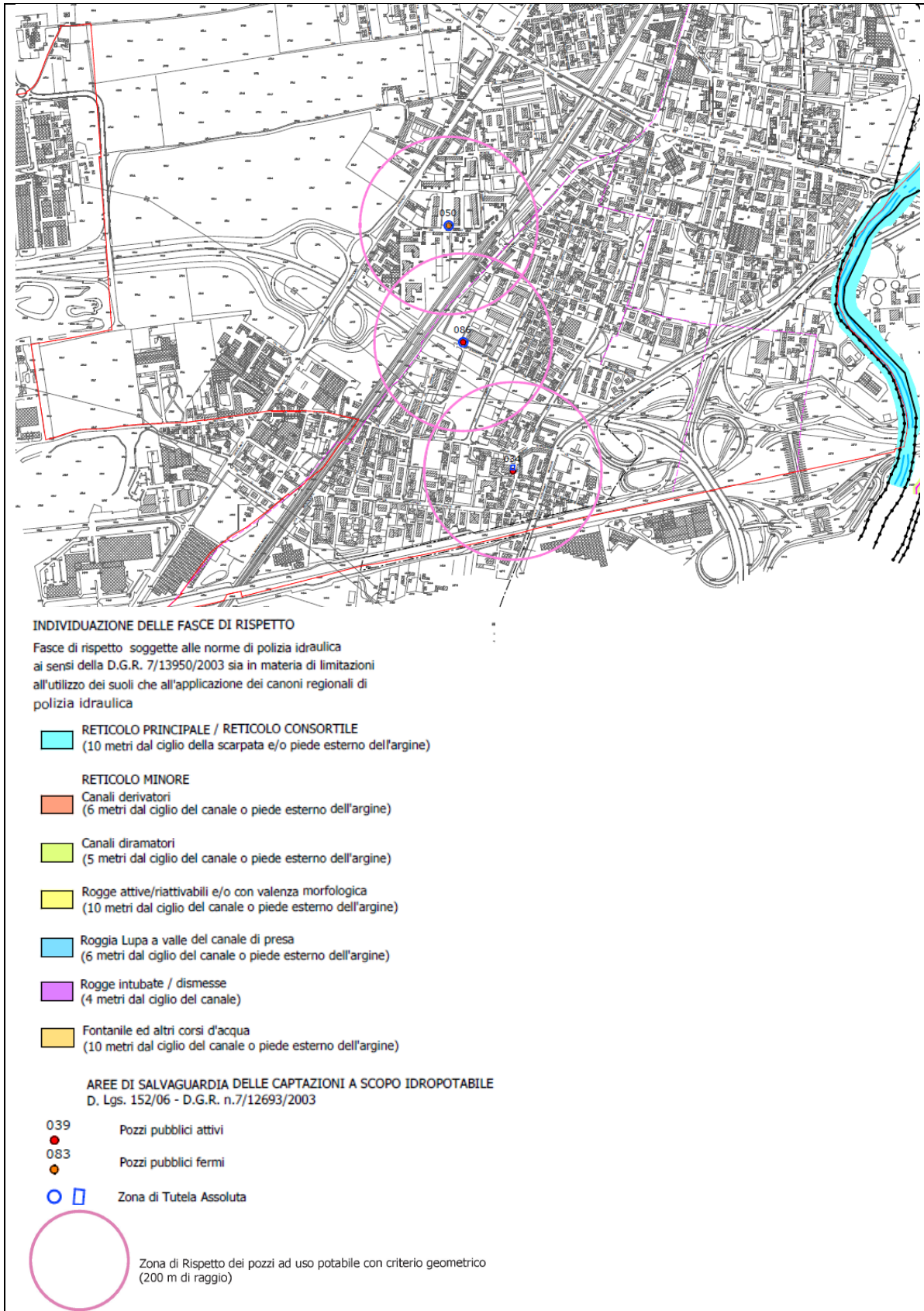


Figura 3.3: Tav 7 c Parte geologica PGT Monza – vincoli ambientali.

La Zona di rispetto dei 200 m è sottoposta alle limitazioni d'uso previste dall'art. 94 commi 4 e 5 del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 "Norme in materia ambientale" e dalla d.g.r. 10 aprile 2003 n. 7/12693 "Decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152 e successive modifiche, art. 21, comma 5 – Disciplina delle aree di salvaguardia delle acque sotterranee destinate al consumo umano".

Comma 4 La zona di rispetto è costituita dalla porzione di territorio circostante la zona di tutela assoluta, da sottoporre a vincoli e destinazioni d'uso tali da tutelare qualitativamente e quantitativamente la risorsa idrica captata e può essere suddivisa in zona di rispetto ristretta e zona di rispetto allargata, in relazione alla tipologia dell'opera di captazione e alla situazione locale di vulnerabilità e rischio della risorsa. In particolare, nella zona di rispetto sono vietati l'insediamento dei seguenti centri di pericolo e lo svolgimento delle seguenti attività:

- a) dispersione di fanghi e acque reflue, anche se depurati;
- b) accumulo di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi;
- c) spandimento di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi, salvo che l'impiego di tali sostanze sia effettuato sulla base delle indicazioni di uno specifico piano di utilizzazione che tenga conto della natura dei suoli, delle colture compatibili, delle tecniche agronomiche impiegate e della vulnerabilità delle risorse idriche;
- d) dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche provenienti da piazzali e strade;
- e) aree cimiteriali;
- f) apertura di cave che possono essere in connessione con la falda;
- g) apertura di pozzi ad eccezione di quelli che estraggono acque destinate al consumo umano e di quelli finalizzati alla variazione dell'estrazione ed alla protezione delle caratteristiche quali-quantitative della risorsa idrica;
- h) gestione di rifiuti;
- i) stoccaggio di prodotti ovvero sostanze chimiche pericolose e sostanze radioattive;
- l) centri di raccolta, demolizione e rottamazione di autoveicoli;
- m) pozzi perdenti;
- n) pascolo e stabulazione di bestiame che ecceda i 170 Kg/ettaro di azoto presente negli affluenti, al netto delle perdite di stoccaggio e distribuzione. È comunque vietata la stabulazione di bestiame nella zona di rispetto ristretta.

Inoltre la D.G.R. 7/12693 del 10.4.2003 formula i criteri e gli indirizzi in merito:

- alla realizzazione di strutture e all'esecuzione di attività ex novo nelle zone di rispetto dei pozzi esistenti;
- all'ubicazione di nuovi pozzi destinati all'approvvigionamento potabile.

In particolare, in riferimento alla pianificazione comunale, l'allegato 1, punto 3 di cui alla delibera sopraccitata, fornisce le direttive per la disciplina delle seguenti attività all'interno delle zone di rispetto:

- realizzazione di fognature;
- realizzazione di opere e infrastrutture di edilizia residenziale e relativa urbanizzazione;
- realizzazione di infrastrutture viarie, ferroviarie ed in genere infrastrutture di servizio;
- pratiche agricole.

Si riporta di seguito un estratto da tale norma:

I nuovi tratti di fognatura da situare nelle zone di rispetto devono:

- *costituire un sistema a tenuta bidirezionale, cioè dall'interno verso l'esterno e viceversa, e recapitare esternamente all'area medesima;*
- *essere realizzati evitando, ove possibile, la presenza di manufatti che possano costituire elemento di discontinuità, quali i sifoni e opere di sollevamento.*

Ai fini della tenuta, tali tratti potranno in particolare essere realizzati con tubazioni in cunicolo interrato dotato di pareti impermeabilizzate, avente fondo inclinato verso l'esterno della zona di rispetto, e corredato di pozzetti rompitratta i quali dovranno possedere analoghe caratteristiche di tenuta ed essere ispezionabili, oggetto di possibili manutenzioni e con idonea capacità di trattenimento. In alternativa, la tenuta deve essere garantita con l'impiego di manufatti in materiale idoneo e valutando le prestazioni nelle peggiori condizioni di esercizio, riferite nel caso specifico alla situazione di livello liquido all'intradosso dei chiusini delle opere d'arte.

Nella zona di rispetto di una captazione da acquifero non protetto:

- *non è consentita la realizzazione di fosse settiche, pozzi perdenti, bacini di accumulo di liquami e impianti di depurazione;*
- *è in generale opportuno evitare la dispersione di acque meteoriche, anche provenienti da tetti, nel sottosuolo e la realizzazione di vasche di laminazione e di prima pioggia.*

Per tutte le fognature nuove (principali, secondarie, allacciamenti) insediate nella zona di rispetto sono richieste le verifiche di collaudo. I progetti e la realizzazione delle fognature devono essere conformi alle condizioni evidenziate e la messa in esercizio delle opere interessate è subordinata all'esito favorevole del collaudo.

Inoltre gli interventi insistono su aree con vulnerabilità alta o elevata dell'acquifero per le quali l'art. 9 delle norme tecniche della componente geologica prescrive:

Ai fini dell'applicazione di quanto richiesto dal R.R. 7/2017 per la redazione dei singoli progetti di invarianza idraulica e idrologica a corredo dei diversi interventi dovrà essere applicata la vigente normativa nazionale e regionale tenuto anche conto del Regolamento del Servizio Idrico Integrato del 23/06/2016.

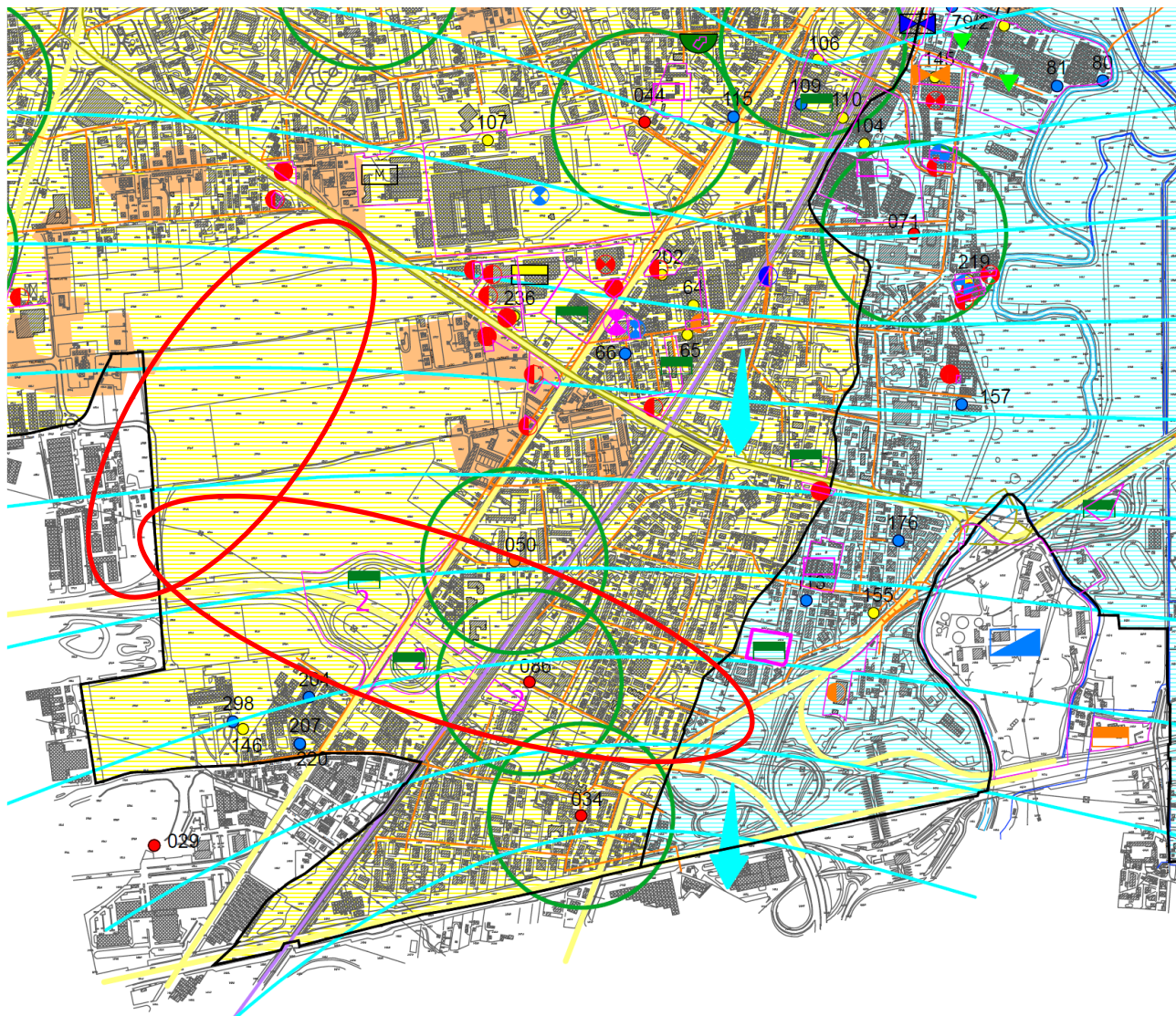
Con riferimento ai contenuti del PGT, si sottolinea che seppure il territorio di pianura del Comune di Monza possieda generalmente una discreta predisposizione all'infiltrazione delle acque negli strati superficiali del sottosuolo si debba in ogni caso tenere conto anche di alcune peculiari criticità e vulnerabilità che lo stesso territorio presenta.

Si segnala in proposito la possibile presenza in superficie di terreni fini per spessori che possono raggiungere alcuni metri di profondità da piano campagna e la locale presenza di falde acquifere a soggiacenza limitata.

Inoltre ogni studio che valuti l'invarianza idraulica e idrologica dovrà attentamente considerare la possibile interazione con le "Aree vulnerabili dal punto di vista idraulico" e "Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico" e con le "Aree vulnerabili per la suscettività al fenomeno degli occhi pollini" (rif. Sintesi degli elementi conoscitivi Tavv.8).

Si rimanda per maggiori futuri approfondimenti alla predisposizione finale dello Studio Comunale Gestione del rischio idraulico di cui all'art.14 del regolamento regionale n°7 del 23 Novembre 2017 (oggetto di specifico incarico in corso a Brianzacque).

Si richiede in ogni caso che, su tutto il territorio comunale, i progetti che prevedano lo smaltimento delle acque superficiali nel sottosuolo siano accompagnati da una relazione idrogeologica che verifichi in maniera puntuale la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche locali (permeabilità dei terreni, presenza e soggiacenza di eventuali falde superficiali, presenza di aree allagabili, presenza di occhi pollini, ecc.).



Grado di vulnerabilità						Caratteristiche degli acquiferi
EE	E	A	M	B	BB	
						Acquifero libero in materiale alluvionale, privo di copertura superficiale, in corrispondenza dei depositi fluviali dell'Unità Postglaciale, con corso d'acqua sospeso rispetto alla superficie piezometrica. Soggiacenza < 10 m
						Acquifero libero in materiale alluvionale, privo di copertura superficiale, in corrispondenza dei depositi fluviali dell'Unità Postglaciale, con corso d'acqua sospeso rispetto alla superficie piezometrica. Soggiacenza compresa tra 10 e 35 m
						Acquifero libero in materiale fluvioglaciale, parzialmente protetto dai depositi fini superficiali di ridotto spessore, in corrispondenza dei depositi dell'Allogruppo di Besnate. Soggiacenza < 10 m
						Acquifero libero in materiale fluvioglaciale, parzialmente protetto dai depositi fini superficiali di ridotto spessore, in corrispondenza dei depositi dell'Allogruppo di Besnate. Soggiacenza compresa tra 10 e 35 m
						Acquifero libero in materiale fluvioglaciale, con locale presenza di copertura superficiale, in corrispondenza dei depositi dell'Allogruppo di Besnate. Soggiacenza compresa tra 10 e 35 m.
						Acquifero libero in materiale fluvioglaciale, protetto superficialmente dall'alterazione limoso-argillosa dei depositi dell' Alloformazione di Binago.

EE:estremamente elevato E:elevato A:alto
M:medio B:basso BB:molto basso

Figura 3.4: Tav 4 Parte geologica PGT Monza – Carta vulnerabilità. Con ellissi rosso le aree di intervento.

3.1.2 STRUTTURA IDROGEOLOGICA

La struttura idrogeologica dell'area è costituita da depositi alluvionali recenti e antichi, denominati fluvio glaciali Wurmiani, in cui le frazioni limose e argillose risultano particolarmente scarse.

Questi sedimenti con spessore di alcune decine di metri, costituiscono in generale la parte superiore dell'acquifero tradizionale.

In genere, l'elevata permeabilità dell'unità geologica consente la ricarica dell'acquifero da parte delle acque meteoriche e di quelle di infiltrazione dei canali e rogge artificiali.

La conducibilità idraulica di questa unità dai dati ricavati dalla bibliografia, risulta compresa tra 10^{-3} e 10^{-4} m/s e può raggiungere valori di portata specifica di 20 l/s.m.

Le specifiche prove di permeabilità Lefranc eseguite nelle zone indagate hanno evidenziato valori di K leggermente inferiori ai dati sopracitati, con variabilità locale a seconda anche della profondità dal piano campagna.

Si rimanda al successivo paragrafo successivo per un esame puntuale dei valori di permeabilità misurati.

La falda contenuta in questi depositi tradizionalmente non è confinata.

3.1.3 ACQUIFERO TRADIZIONALE

L'andamento generale del livello della falda tradizionale evidenzia linee di flusso con direzione NNO-SSE con valori di soggiacenza elevati nella zona in esame Nord Milano (20 - 30 m) che diminuiscono progressivamente verso sud, annullandosi in pratica lungo la linea dei fontanili (figura successiva).

La parte centrale, occupata in prevalenza dall'abitato di Milano e dalla sua zona periferica risente della forte richiesta d'acqua del capoluogo e questo provoca una depressione piezometrica che influenza notevolmente la morfologia delle isolinee per un settore esteso oltre 20 Km.

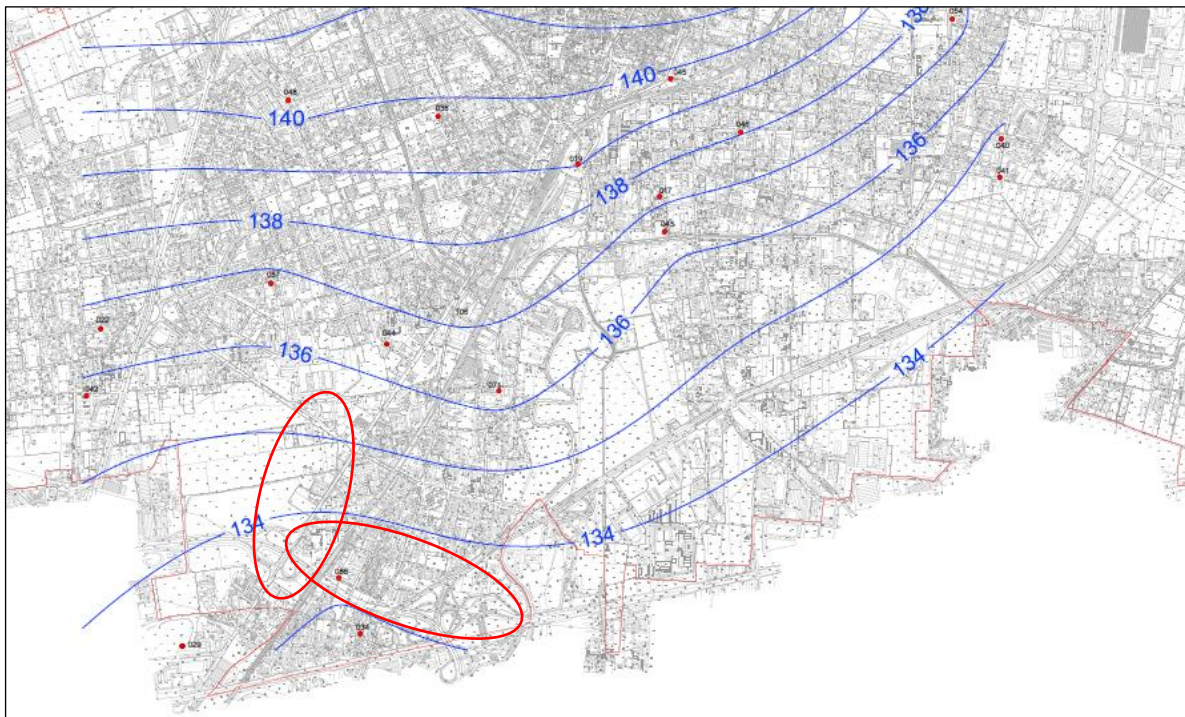


Figura 3.5: Linee isopiezometriche acquifero tradizionale al maggio 2016 e relativa quota (m s.l.m.) – PGT Comune di Monza - ed indicazione dell'area d'intervento.

La depressione piezometrica ha raggiunto il suo massimo negli anni '80. Dagli anni '90 in poi, a seguito del minor fabbisogno delle acque per uso industriale, è in atto un'inversione di tendenza.

La falda si sta progressivamente innalzando tendendo a raggiungere nelle zone a Sud di Milano i livelli naturali.

Nel complesso la falda rilevata dalla campagna 2021 si trova a quota compresa tra 130m e 136m s.l.m. con direzione di deflusso NS e che in termini di soggiacenza corrisponde a ~- 20.0 m dal p.c.

Nelle aree in esame la permeabilità rilevata nei piezometri installati nelle vicinanze dei sondaggi, risulta al 2021 (Figura 3.7):

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	k	data
1		1.00-1.50					6.13E-06	06/12/2021
2			2.50-3.00				8.77E-06	23/11/2021
3		3.50-4.00					8.02E-06	06/12/2021
4					5.00-5.50		1.44E-05	03/12/2021
5			5.00-5.50				1.21E-05	23/11/2021
6				6.50-7.00			1.17E-05	29/11/2021
7	8.00-8.50						1.58E-04	09/12/2021
8					8.50-9.00		1.78E-04	03/12/2021
9				9.00-9.50			1.70E-04	29/11/2021
10	10.50-11.00						3.41E-04	09/12/2021
11						11.00-11.50	5.68E-04	07/12/2021
12						14.50-15.00	4.08E-04	07/12/2021

Tabella 3.6: Permeabilità determinata con i sondaggi del 2021.

L'ordine di grandezza della soggiacenza rilevata nella campagna di sondaggio del 2021 risulta comparabile ai dati elaborati per la redazione del PGT del comune di Monza nel maggio 2016 (Figura 3.5).



Figura 3.7: Individuazione punti di sondaggio – campagna 2021.

3.1.4 OSCILLAZIONI DELLA FALDA

Le oscillazioni della falda sono influenzate oltre che da fenomeni naturali (disgelo o precipitazioni piovose) dall'andamento irriguo e soprattutto dal minore o maggiore quantitativo di acque emunte dai pozzi per uso civile e industriale.

Nell'area in oggetto i massimi livelli della falda (minima soggiacenza) si hanno nel mese di Agosto (minor emungimento delle acque sotterranee) mentre i minimi sono normalmente raggiunti tra Marzo e Aprile.

Nell'area in oggetto si può prevedere un'escursione massima della falda di circa 3,0 - 3,50 m per ciascun punto indagato.

3.2 IL FENOMENO DEGLI OCCHI POLLINI

Il fenomeno degli "Occhi Pollini" è stato oggetto di un primo approfondimento nel 2011 che è stato recepito nel PTCP della Provincia di Monza e della Brianza attualmente vigente. I risultati di questo approfondimento hanno portato alla suddivisione del territorio della Provincia in cinque classi di suscettività agli Occhi Pollini (Molto Alta, Alta, Moderata, Bassa e Molto Bassa) che sono state riportate negli elaborati grafici allegati al progetto.

Il fenomeno degli Occhi Pollini è strettamente connesso con le caratteristiche geologiche del territorio della Provincia di Monza e Brianza; infatti, esso costituisce una cerniera tra gli ultimi lembi affioranti del substrato roccioso, nella porzione settentrionale, e la successione Neogenica-Quaternaria con depositi che testimoniano il passaggio da condizioni marine o lagunari, a continentali, a depositi glaciali nella porzione meridionale. Gli Occhi Pollini sono quindi un fenomeno tipico dell'Alta Pianura Lombarda. Si estendono in una fascia che è grossomodo compresa tra i terrazzi più alti e le cerchie moreniche più antiche in un settore di territorio compreso tra il Fiume Adda ed il Varesotto.

Tradizionalmente con il termine occhio pollino si intendono cavità, che vengono intercettate durante gli scavi, o doline che si aprono in terreni, differenziandosi dalle cavità in roccia. Si possono presentare in tre forme principali:

- Cavità in depositi non cementati;
- Gallerie superficiali;
- Cavità nel conglomerato.

Dall'analisi dei dati e della documentazione disponibile si possono trarre le seguenti conclusioni:

- L'area rientra nel contesto di suscettività agli Occhi Pollini "Moderato" (P.T.C.P. – Tav.8). Tale caratteristica è in parte confermata dall'individuazione di un orizzonte molto sciolto in corrispondenza del sondaggio S01/Pz1 (svincolo via Borgazzi) ad un intervallo di profondità compreso tra 1.50 e 3.00m dal p.c. Questo livello non si configura come occhio pollino s.s.; tuttavia, possiede caratteristiche litologiche tali da comportare la formazione di una cavità in caso di venute o infiltrazioni d'acqua;
- L'analisi delle indagini condotte unitamente all'elaborazione di una sezione di tomografia elettrica, in particolare per il tratto interessato dalla realizzazione della galleria (Via Gentili), non ha messo in evidenza la presenza cavità da occhi pollini tantomeno orizzonti molto sciolti suscettibili di tale fenomeno;
- Nel gennaio 2022, il Comune di Monza ha presentato l'aggiornamento al Piano di Governo del Territorio, inserendo una nuova carta del Rischio Idraulico (*Studio comunale di gestione del rischio idraulico R.R. 23 NOV. 2017 n.7*) in cui vengono evidenziate, oltre alle aree più o meno idonee all'infiltrazione, quelle più suscettibili al fenomeno degli occhi pollini. Il tematismo conferma che l'area di interesse ricade all'interno di zone a suscettività moderata.

Per le ragioni sopraelencate non si può escludere la presenza di cavità riconducibili agli occhi pollini lungo lo sviluppo dell'intera tratta. Tuttavia, dato che le numerose indagini svolte non hanno mostrato una chiara evidenza della presenza di tale fenomeno, si ritiene inverosimile che le opere di infiltrazione possano attivarne la formazione.

3.3 PARAMETRI IDROGEOLOGICI ADOTTATI

Per i valori di altezza della falda di progetto, come riportato nella allegata relazione geologica, si sono considerate le quote riportate nel PGT, attualmente la falda si posiziona a maggiore profondità.

Nel complesso la falda si trova a quota compresa tra 130 m e 136 m s.l.m. con direzione di deflusso NS e che in termini di soggiacenza corrisponde a ~- 20.0 m dal p.c.

Nel seguito si riporta lo stralcio planimetrico che riporta le sezioni interpretative longitudinali realizzate sulla base delle indagini presenti e sulle indagini condotte a supporto del progetto che hanno condotto alla caratterizzazione idrogeologica dei terreni interessati dalle opere.

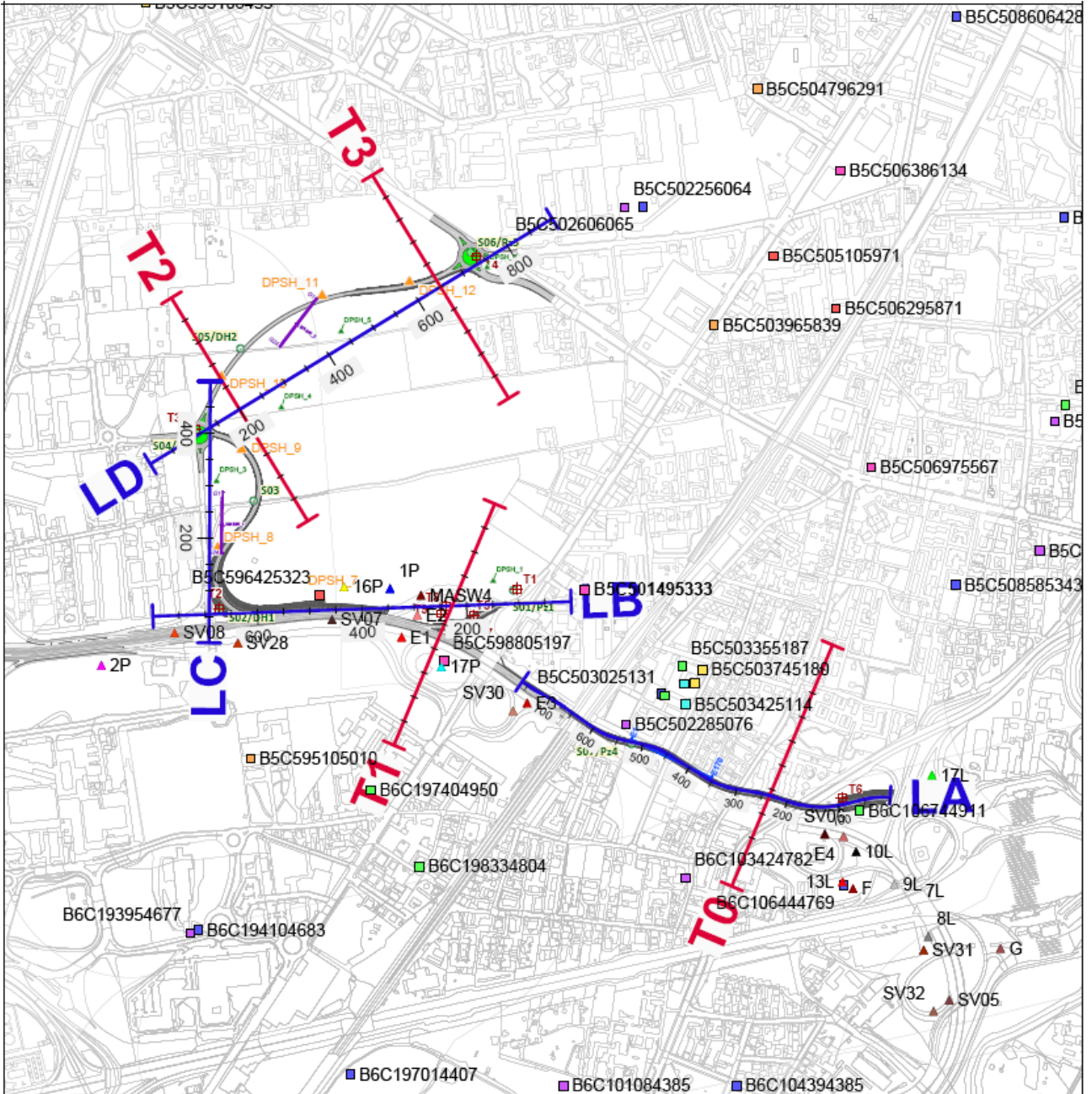
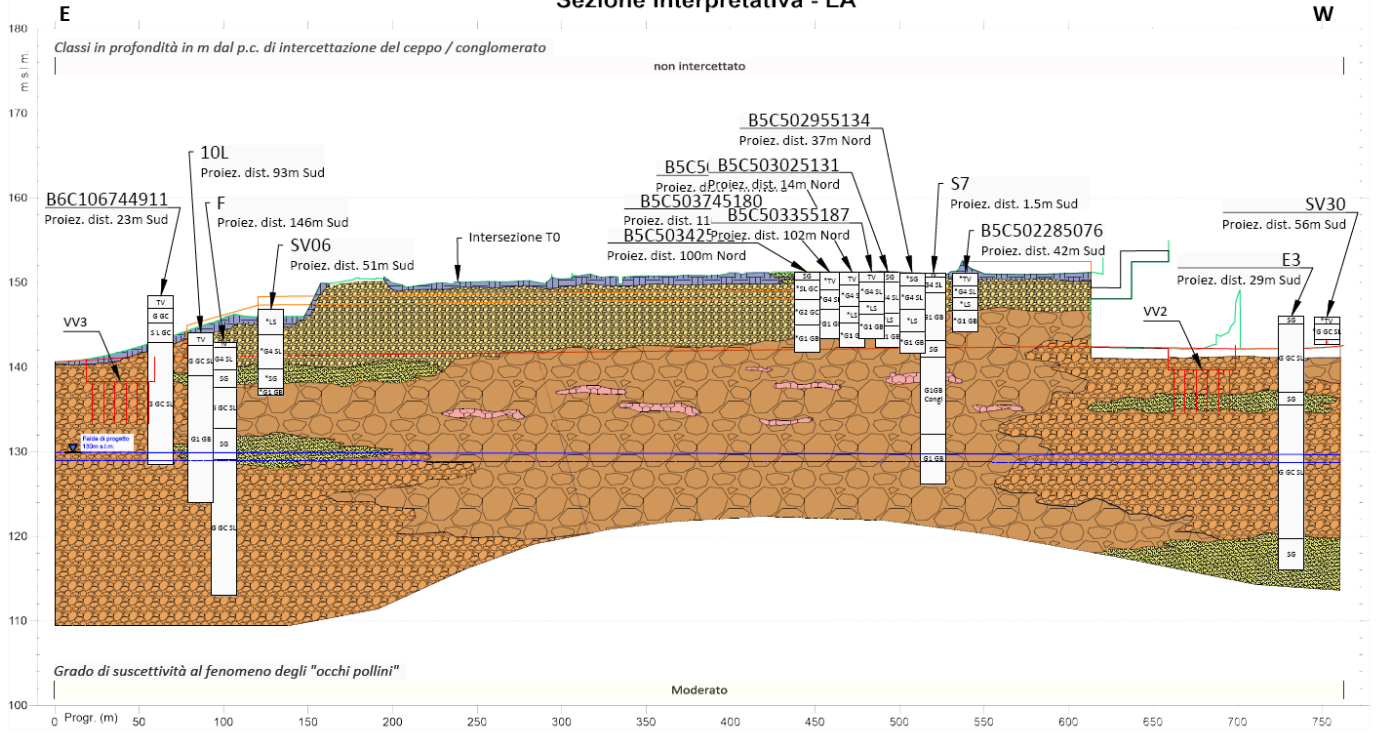


Figura 3.8: Indicazione planimetrica delle sezioni.

Sezione interpretativa - LA



Sezione interpretativa - LB

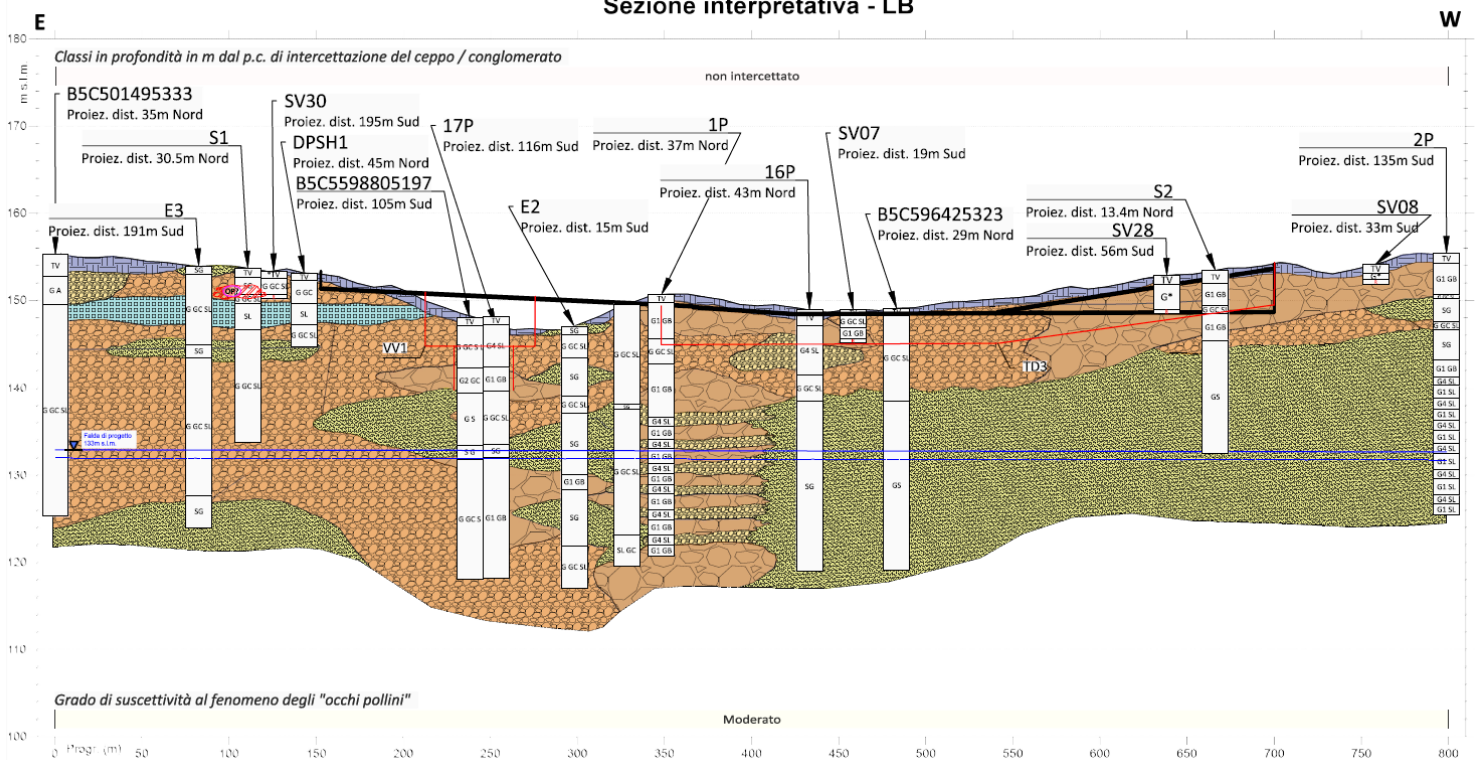
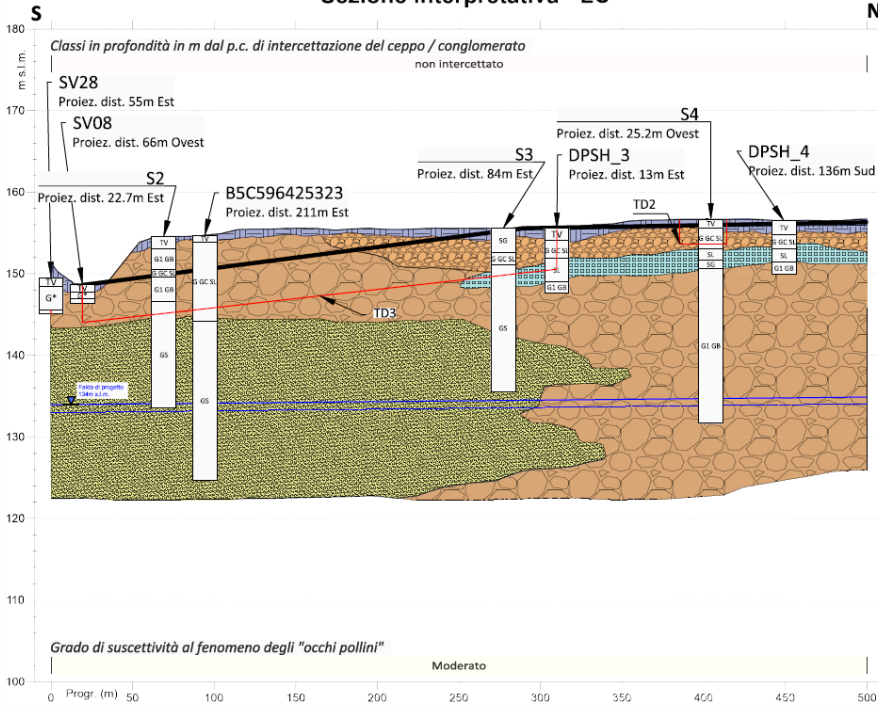


Figura 3.9: Sezioni Geologiche interpretative LA e LB.

Sezione interpretativa - LC



Legenda sezioni

SIMBOLI CONVENZIONALI

- Limite geotecnico
 - Limite geotecnico incerto
 - Ingombro della carreggiata
- ID_Prova
Proiez. dist. ???m Sud

Classi in profondità in m dal p.c. di intercettazione del ceppo / conglomerato

0.0 - 5.0 5.0 - 10.0 10.0 - 30.0 [non intercettato]

Grado di suscettività al fenomeno degli "occhi pollini"

Molto alto Alto Moderato Basso Molto basso

Parametri Geotecnici

	γ (t/m ³)	ϕ°	Dr (%)	E (kg/cm ²)	Cu (kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	
IV	1.70-1.75	-	-	-	0.40-0.80	-	Terrano vegetale, limo argilloso con sabbia
AG/AG	1.80-1.95	31°-34° 33°	60-73 67°	303-483 350	-	-	Depositi Sabbioso Ghiaiosi o Ghiaiosi Sabbiosi o alternanze di orizzonti ghiaiosi e sabbiosi.
AG/S	1.65-1.95 1.87	29°-31° 30°	35-65 45	125-180 130	0.10-0.20 0.20	18-24 24	Ghiaia fine in matrice sabbioso limosa
AG	1.70-1.75	27°-20°	-	-	0.50-0.90	-	Depositi argillosi e argilloso-ghiaiosi in alternanza.
GC/S	1.80-2.17 2.01	31°-33° 32°	70-90 72	380-708 535	-	-	Depositi costituiti da ghiaie e ciottoli in matrice sabbioso limosa.
G1 GB	1.89-2.01 1.96	33°-36° 34°	65-86 74	377-700 450	-	-	Depositi costituiti da ghiaie grossolane con ciottoli
S	1.80-1.90	27°-20°	-	-	0.20-0.30	-	Depositi sabbioso limosi
Congl	1.90-2.12 2.04	34°-37° 35°	85-98 88	624-918 780	-	-	Conglomerato

Sezione interpretativa - LD

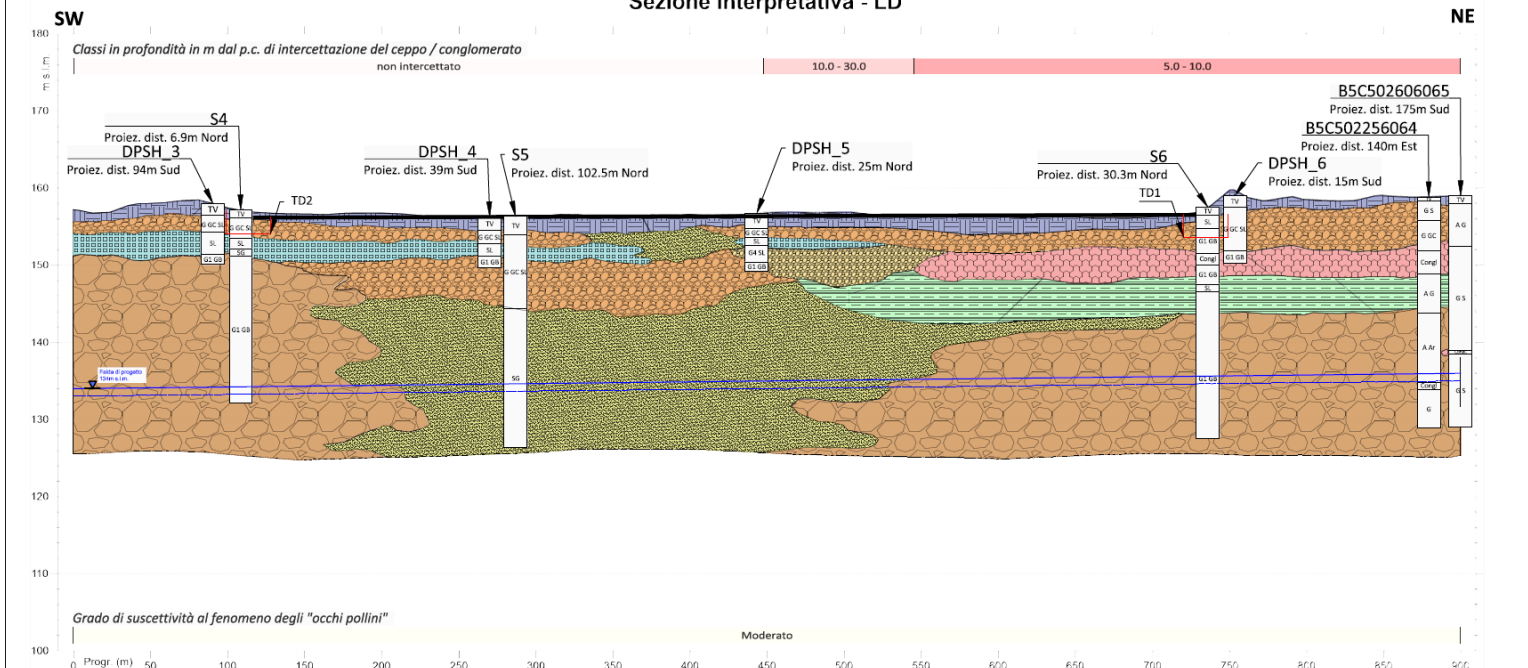


Figura 3.10: Sezioni Geologiche interpretative LC e LD e Legenda sezioni.

Nella successiva tabella è riportata, per ciascuna delle opere in progetto i corrispondenti parametri idrogeologici adottati per il calcolo delle opere di infiltrazione.

Si rimanda alla allegata relazione geologica per ulteriori approfondimenti in merito.

SIGLA OPERA	OPERA	INTERVALLO DI PROFONDITA'	PERMEABILITA' k (cm/s)	Quota Falda di Progetto (m s.m.)
T.D.1	Trincea drenante	1.00 - 3.00 m	9.6×10^{-6}	134
T.D.1	Trincea drenante	3.00 - 10.00 m	8.18×10^{-3}	134
T.D.2	Trincea drenante	1.00 - 3.00 m	7.3×10^{-4}	134
T.D.3	Trincea drenante	5.00 - 7.00 m	3.1×10^{-3} 2.04×10^{-3}	133
F.V.1	Fosso vegetato	0.00 - 1.00 m	4.0×10^{-4}	134
F.V.2	Fosso vegetato	0.00 - 1.00 m	4.0×10^{-4}	133
V.V.1	Vasca di laminazione e infiltrazione	5.00 - 8.00 m	4.33×10^{-3}	133
V.V.2	Vasca di laminazione e infiltrazione	5.00 - 8.00 m	4.979×10^{-3}	130
V.V.3	Vasca di laminazione e infiltrazione	5.00 - 8.00 m	1.315×10^{-3}	130

Tabella 3.11: Permeabilità adottata per i calcoli idraulici.

4 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'area milanese è solcata da un reticolo idrografico naturale e da una fitta rete di canalizzazioni artificiali create per uso agricolo e industriale. Inoltre, l'elevato sviluppo industriale di questa parte del territorio ha favorito la creazione di un fitto reticolo artificiale (Figura 4.1).

Progressivamente con l'aumento dell'urbanizzazione parte del reticolo irriguo dell'area è stato dismesso.

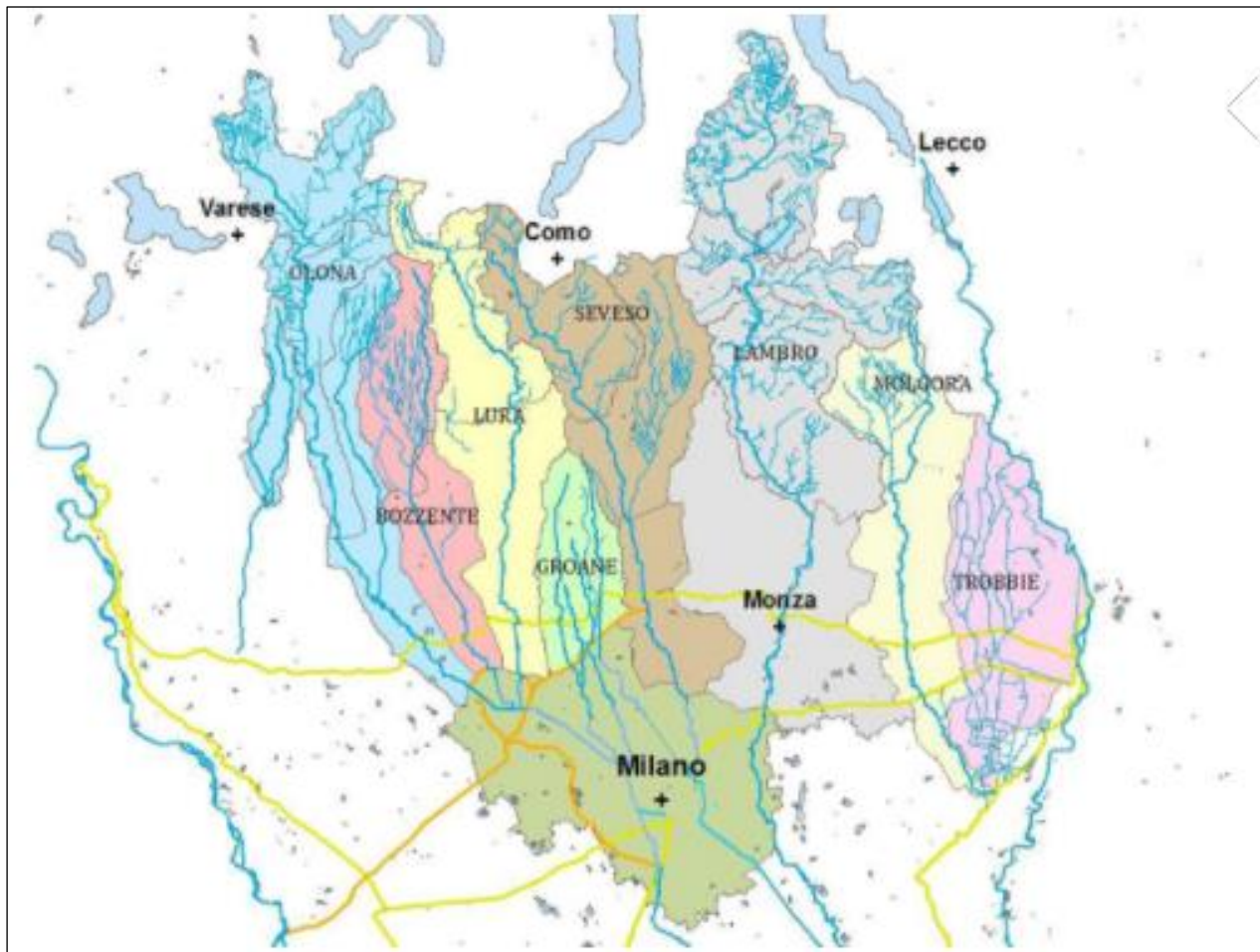


Figura 4.1: Schema dell'area del Nord – Milanese con: corsi d'acqua principali (in blu, in azzurro le principali parti tombinate), canali artificiali a scopo irriguo (in giallo), canali a scopo di gestione delle piene (in arancione) – Fonte: regione.lombardia.it

I corsi d'acqua naturali creano un reticolo idrografico con allineamento in senso Nord-Sud.

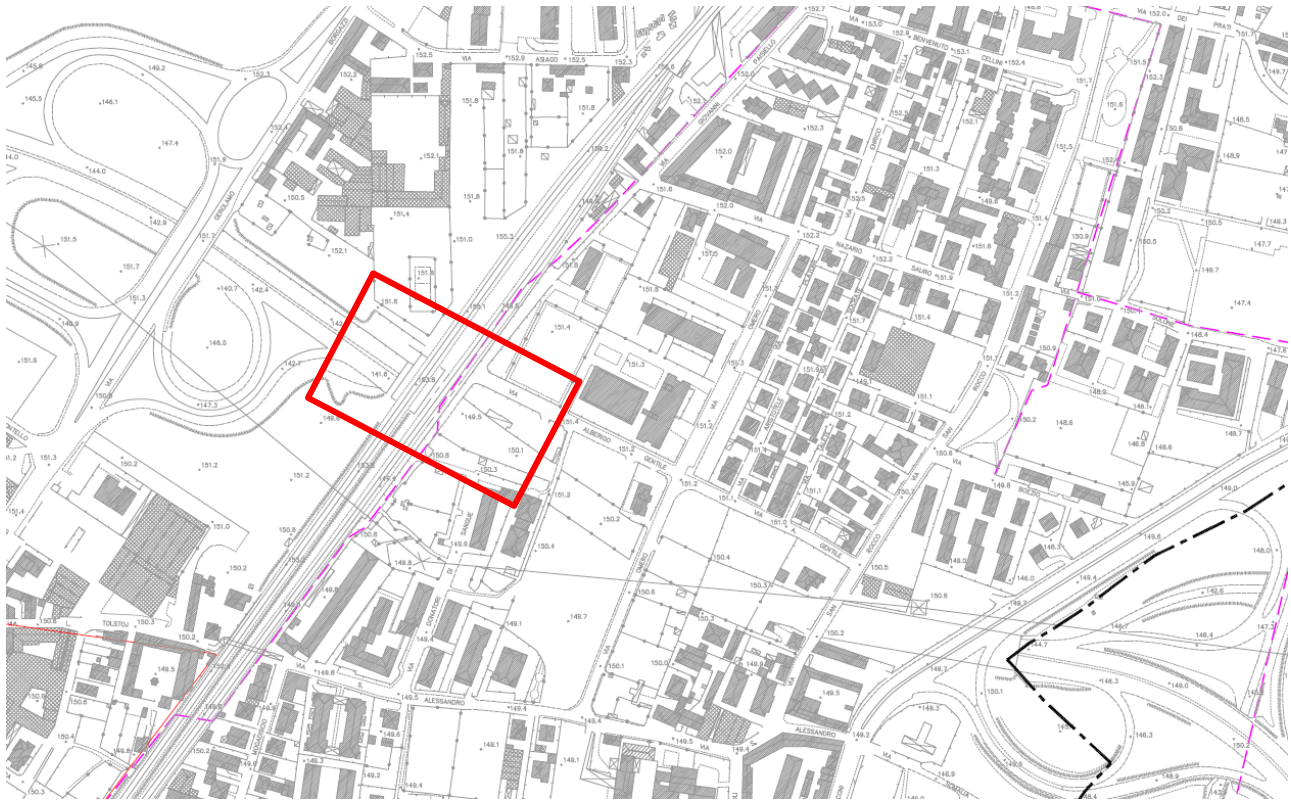
L'andamento Nord-Sud si accorda con la morfologia della media pianura con superficie debolmente inclinata verso Sud dello 0,3%.

Il principale elemento idrografico nell'intorno dell'intervento è rappresentato dal fiume Lambro, che scorre ad Est dell'area di studio.

Si riporta l'inquadramento dei principali corsi d'acqua e del RIM.

4.1 RIM – RETICOLO IDRICO MINORE

Di seguito uno stralcio dalla planimetria riportante il Reticolo Idrico Minore dal PGT Monza.



STATO DI ATTIVITA'

- Tratti attivi e/o riattivabili in condizioni di piena
- - - - - Tratti dismessi / abbandonati (privi di funzionalità idraulica)
non inseriti nel reticolo idrografico minore
- · - · - · - Tratti intubati / dismessi (riattivabili in condizioni di piena)
- · · · - · · · Tratti intubati attivi

RETIKOLO IDROGRAFICO PRINCIPALE
(All. A della D.G.R. 7/13950/2003)

N. d.g.r. 7/13950/02 All. A	Denominazione
MI014	Fiume Lambro
MI031	Canale Villoresi

RETIKOLO IDROGRAFICO MINORE
(Allegato B della D.G.R. 7/13950 del 1/08/2003)

Canali irrigui (gestione: Consorzio di Bonifica Est Ticino Villoresi)

- Canali derivatori (secondo ordine)
- Canali diramatori (terzo ordine)

Figura 4.2: stralcio dalla planimetria riportante il Reticolo Idrico Minore dal PGT Monza.



Figura 4.3: Reticolo idrico (da Geoportale Regione Lombardia).

Emerge la presenza di una linea tratteggiata. Considerando la legenda appare essere un canale irriguo di terzo ordine dismesso. Di fatti tale corso d'acqua non viene poi riportato nel reticolo idrico ufficiale del Comune di Monza.

Il tracciato del corso d'acqua è riportato al di sotto della linea ferroviaria e dall'analisi dei luoghi non emerge la sua presenza a cielo aperto.

L'interferenza ubicata in corrispondenza della linea ferroviaria vedrà nello stato di progetto il passaggio dell'infrastruttura viaria mediante l'utilizzo della galleria già esistente senza ulteriori interventi, pertanto non vi sarà interferenza.

Lungo l'ampliamento della viabilità esistente ed il nuovo tracciato non sono presenti ulteriori rogge o corsi d'acqua.

4.2 Fiume LAMBRO

4.2.1 IL BACINO

Il Lambro scorre a circa 500 m ad est dall'inizio dell'intervento infrastrutturale proposto.

Il fiume Lambro ha origine a Magreglio, 1.300 metri s.l.m., e dopo un percorso di circa 130 km sfocia nel Po a Senna Lodigiana. La superficie complessiva del bacino del Lambro, chiuso alla confluenza con il Deviatore Redefossi, è pari a circa 553 km², dei quali 199 km² di aree urbane e 354 km² di aree extraurbane.

Il Lambro si sviluppa in direzione nord-sud per un primo tratto sino a Canzo, poi in direzione est-ovest sino a Ponte Lambro e quindi nuovamente in direzione nord-sud sino a sfociare nel lago di Pusiano. Da qui riprende in direzione prevalente nord-sud fino a Villasanta, prima di attraversare il Parco di Monza, attraversando un fondovalle prevalentemente incassato.

La zona che si estende dal Parco di Monza a Sesto San Giovanni fino alle porte di Milano è caratterizzata da un corso ricco di anse e meandri, circondato fin sulle sponde da una serie quasi ininterrotta di insediamenti abitativi e produttivi che hanno sottratto aree destinate alla naturale espansione del fiume.

Più a valle, nella campagna a est di Milano, il Lambro scorre in un alveo ordinario tendenzialmente rettilineo, contenuto in arginature artificiali che in alcune zone ne impediscono l'espansione nelle aree circostanti.

Nel tratto compreso tra la confluenza con il Deviatore Redefossi e il Po, il Lambro scorre in terreni pianeggianti nei quali è presente un vasto reticolo irriguo. A Sant'Angelo Lodigiano riceve il Lambro Meridionale, che a Milano ha raccolto le acque dell'Olonà.

Il bacino del Lambro può essere suddiviso sostanzialmente in quattro parti:

1.Lago, a monte del lago di Pusiano, con numerosi piccoli corsi d'acqua a regime torrentizio, con pendenze generalmente elevate (torrenti Lambretto, Valle di Rezzago, Foce, Ravella, Bistonda, Bova). Al termine di questa parte il fiume diminuisce la sua pendenza sino a confluire nel lago di Pusiano, dove deposita notevoli quantità di detriti che ne caratterizzano il conoide; in tale porzione di bacino può anche essere incluso il bacino afferente al lago di Alserio che ha un comportamento simile al lago di Pusiano.

Il Torrente Lambro confluito nel lago di Pusiano, ne esce con un sistema doppio: un emissario naturale nel quale confluiscono anche le acque in uscita dal lago di Alserio; e un canale artificiale, il Cavo Diotti, regolato da un sistema di paratoie, recentemente interessato lavori di ristrutturazione.

2.Lambro naturale, tra il lago di Pusiano e il comune di Villasanta, il corso d'acqua assume carattere più regolare nonostante mantenga alcune caratteristiche torrentizie con versanti acclivi o mediamente acclivi. Il grado di urbanizzazione rimane ridotto.

In questa parte del bacino, in sinistra idraulica sono presenti alcuni affluenti, tra cui: Bevera di Molteno, Bevera di Veduggio, Bevera di Renate, Roggia Brovada, Roggia Pegorino e Roggia Molgorana.

3.Lambro urbano, tra il comune di Monza e la periferia sud-est di Milano, fino alla confluenza del Deviatore Redefossi, con versanti pressoché pianeggianti ed un'elevata urbanizzazione. Il contributo di tale porzione di bacino deriva interamente dagli scaricatori delle reti fognarie comunali e consortili.

4.Lambro irriguo, tra la confluenza con il Deviatore Redefossi e il fiume Po, costituito da terreni pianeggianti nei quali è presente un vasto reticolo irriguo. All'interno di tale bacino vi è la confluenza tra il Lambro e il Lambro Meridionale.

Il deflusso della porzione denominata Lago è ovviamente influenzato dai fenomeni d'invaso e svaso del lago di Pusiano e del lago di Alserio, pertanto tale porzione di bacino produce un idrogramma in ingresso al Lambro con picchi poco accentuati e durate delle onde di piena molto prolungate. Nella zona Lambro naturale i deflussi in ingresso al Lambro dipendono prevalentemente dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino, mentre i deflussi della zona Lambro urbano risultano influenzati principalmente dalla capacità di smaltimento delle fognature comunali e consortili. Per quanto riguarda la zona Lambro irriguo i deflussi sono influenzati dal reticolo irriguo.

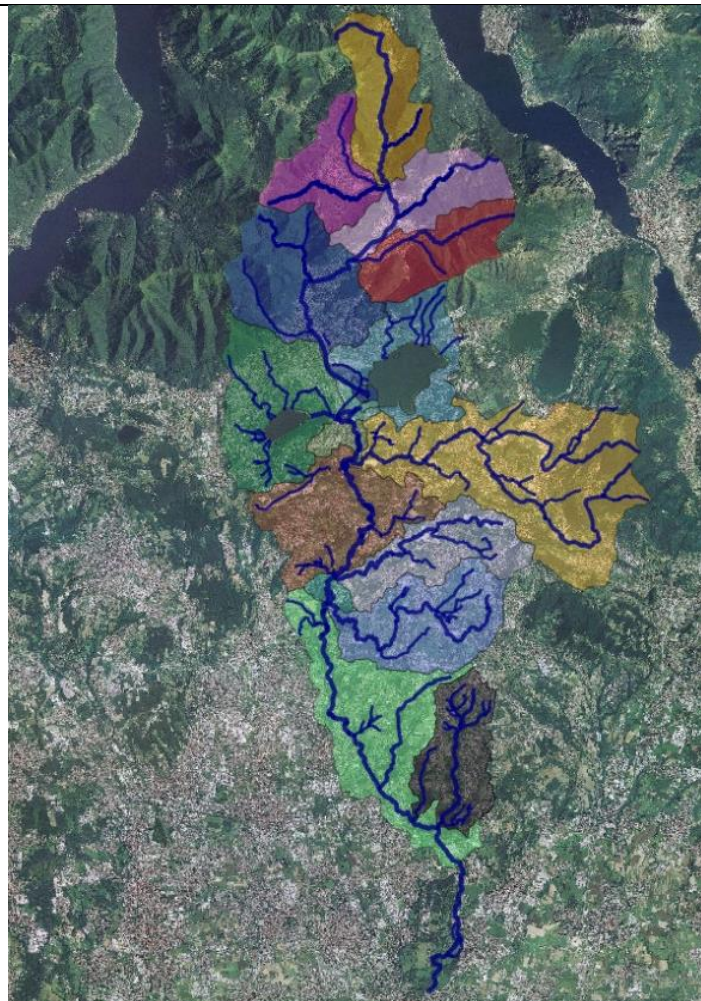


Figura 4.4: inquadramento bacino Lambro - "individuazione dei bacini sotto- – Parco del Lambro-Olona

4.2.2 CAVO DIOTTI

La storica diga di Pusiano, Cavo Diotti, costruita nel 1812 è stata oggetto di lavori di ristrutturazione. Dal 19 dicembre 2008 la Regione Lombardia è diventata proprietaria del Cavo Diotti, del fabbricato della Casa del Camparo e di tutti i terreni annessi ivi compreso il canale di adduzione e di scarico della diga. Contemporaneamente all'acquisizione del manufatto la Regione Lombardia ha affidato la gestione operativa delle opere al Parco Regionale della Valle del Lambro.

La funzione principale della diga Cavo Diotti è quella di trattenere le piene del fiume Lambro e al contempo mantenere basso il livello del Lago di Pusiano, al fine di evitare l'allagamento anche dei principali comuni attraversati dal Lambro come Monza, Cologno Monzese e Milano.

Il Cavo Diotti è l'opera idraulica che a partire da inizio '800 regola il lago di Pusiano e di conseguenza il fiume Lambro. L'opera è stata via via abbandonata fino al 2008 quando è stata acquisita dalla Regione Lombardia per una sua successiva ristrutturazione.

Il manufatto, che si trova nel comune di Merone (provincia di Como, CO), è costituito da tre elementi:

- un primo tratto di canale a cielo aperto che collega il lago al manufatto di regolazione;
- un edificio in cui sono alloggiati le opere di regolazione della diga;
- un ultimo tratto costituito da un canale interrato.

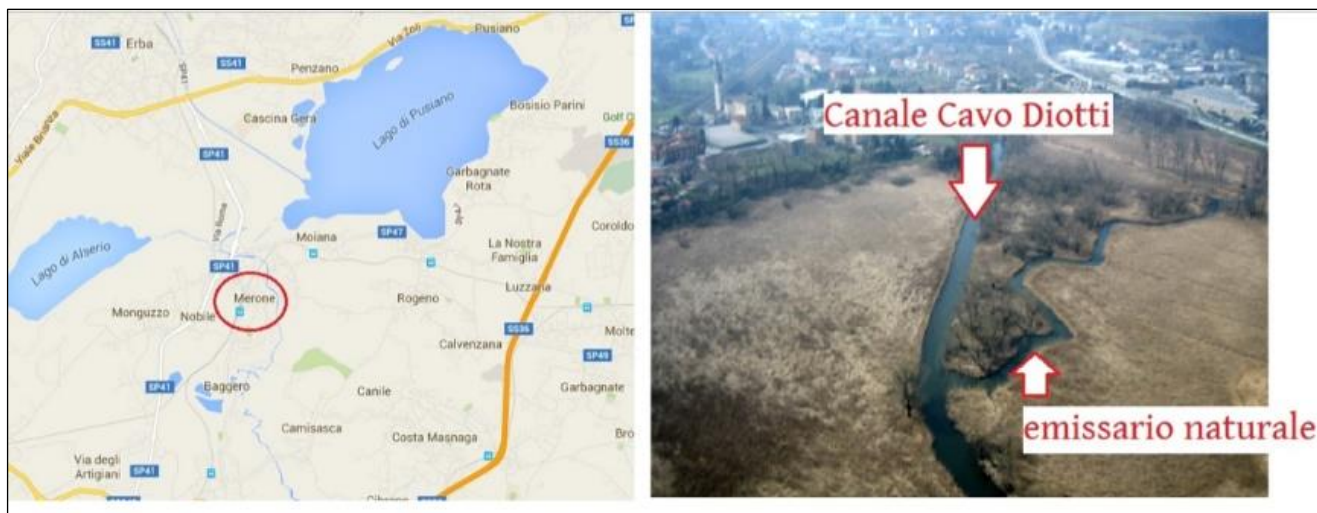


Figura 4.5: Posizione del canale Cavo Diotti

Nel caso di particolari eventi meteorologici, il Cavo Diotti viene chiuso per diminuire la portata del fiume Lambro già ingrossato da tutti i suoi affluenti per poi riaprire lo scarico della diga quando nel fiume Lambro è passata l'ondata di piena.

“Fin qui la gestione sembra semplice. Tuttavia la chiusura dello scarico comporta il rapido innalzamento del livello del lago sulle cui sponde esistono gli abitati di Merone, Rogeno, Bosisio Parini e Pusiano. Per questo motivo durante gli eventi particolarmente intensi, quasi sempre concentrati nei mesi di novembre-dicembre e aprile-maggio, la regolazione è un continuo aprire e chiudere di paratoie di giorno e di notte spesso per diversi giorni di seguito.

Pertanto, in breve, si tengono aperte o parzialmente aperte le paratoie fintanto che il Lambro nella zona fino a Monza è in grado di ricevere le acque di scarico, poi si chiude per il periodo della piena e poi si riapre ancora” (fonte: cavodiotti.it)

SUPERFICIE LAGO	5.50 MILIONI DI METRI QUADRATI
Volume di invaso	12.705 milioni di metri cubi
Volume d'invaso massimo prima dell'esondazione	18 milioni di metri cubi
Quota zero dell'idrometro di riferimento	+260.05 m slm

Tabella 4.6: Dimensioni diga di Pusiano.

“Immaginiamo per un momento che non ci sia la diga di Pusiano. In un evento meteo significativo il Triangolo Lariano, quel complesso montuoso posto tra Como, Lecco e Bellagio, è in grado di riversare nella valle una portata stimata di circa 220 m³/s. Se a questo aggiungiamo le portate degli affluenti che si riversano nel fiume Lambro nel tratto tra il Triangolo Lariano e Monza la portata del fiume Lambro raggiungerebbe facilmente la portata di picco di circa 300 m³/s. Il problema è che nella valle del Lambro, ad esempio nella zona monzese, con portate di soli 90 m³/s si hanno significative esondazioni che interessano un territorio abitato da decine di migliaia di persone. Da questa breve descrizione appare chiara la funzione strategica della diga: trattenere le acque provenienti dalle montagne prima che queste arrivino nei centri abitati, rilasciandola nei tempi e nei momenti più opportuni”

I lavori di ristrutturazione hanno riguardato:

- Manutenzione del canale di adduzione;
- Spostamento delle paratoie;

- Realizzazione della grigliatura;
- Rifacimento delle bocche sotto la casa di guardia;
- Stabilizzazione del tratto tombinato (tombotto), attraverso la realizzazione di una corazzatura del pavimento in pietra e di spritzbeton sulla volta di copertura.

4.2.3 IL LAMBRO IN COMUNE DI MONZA

Il Lambro percorre Monza in senso Nord – Sud.

Attraversa il Parco di Monza con andamento meandriforme, collocandosi in un fondovalle dai contorni morfologici sempre meno evidenti, in cui le opere idrauliche e le protezioni di sponda sono minime, appena sufficienti a non far migrare i meandri. A valle del Parco il fiume attraversa il centro storico presentando un alveo completamente artificializzato, da origine al corso artificiale del Lambretto ed è sovrappassato con ponte canale dal Canale Villoresi, da cui riceve acque pulite; più a valle riprende il suo corso a meandri ed infine esce dalla città affiancando l'area del depuratore di S. Rocco ed entrando nel Comune di Cologno Monzese, in un settore con siti in avanzato degrado posto ai confini meridionali della area cittadina.

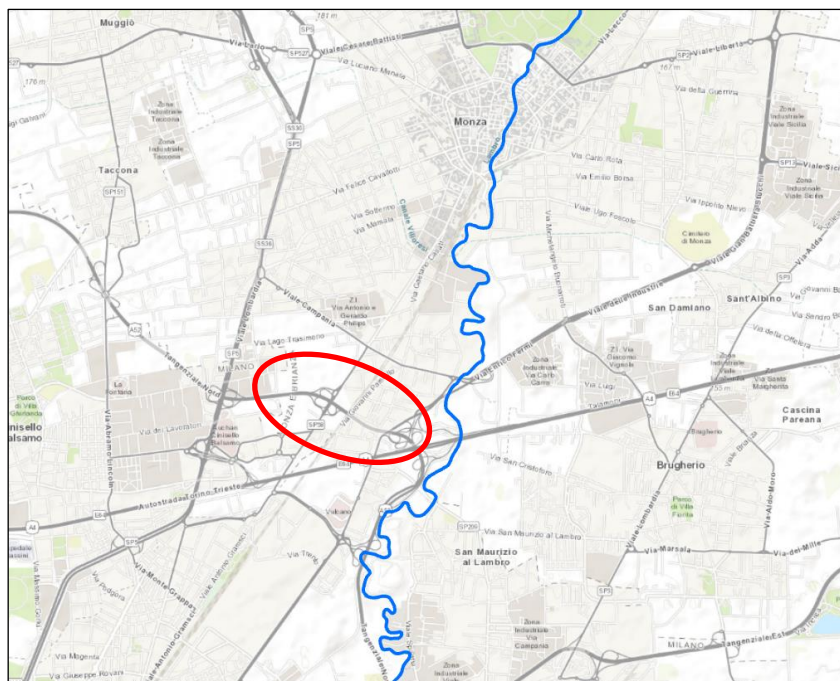


Figura 4.7: Fiume Lambro ed indicazione dell'area d'intervento.

5 CALCOLI IDROLOGICI

5.1 INDIVIDUAZIONE DELLE SUPERFICI

Le superfici possono essere suddivise come:

- Superfici impermeabili, aree in cui è prevista una superficie asfaltata
- Superfici semipermeabili, sono intese le aree relative alle scarpate adiacenti alla piattaforma stradale con pendenza rivolta verso la piattaforma stessa e i fossi vegetati infiltranti
- Superfici permeabili, sono intese le aree verdi suborizzontali al fianco delle piattaforme stradali dalle quali è possibile che si verifichi il deflusso delle acque meteoriche verso le piattaforme stesse

Alle varie tipologie di superfici sono stati assegnati i coefficienti di deflusso Φ in funzione delle indicazioni di cui all'art.11 lettera d) del RR 7/2017:

- Superfici impermeabili coefficiente di deflusso pari a 1;
- Superfici semipermeabili (scarpate) coefficiente di deflusso pari a 0,5;
- Superfici semipermeabili (aree interessate da fossi vegetati infiltranti, trincee drenanti) coefficiente di deflusso pari a 0,7
- Superfici permeabili coefficiente di deflusso pari a 0,3.

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della porzione di volume della precipitazione che contribuisce effettivamente alla formazione dell'onda di piena, è stata eseguita applicando il "metodo percentuale" C.

Questo metodo ipotizza che le perdite costituiscano una percentuale costante della quantità di pioggia durante l'evento. Si considera il coefficiente di deflusso C, caratteristico dell'evento nella sua totalità, come rapporto tra il volume di precipitazione netta (P_{netta}) ed il volume di precipitazione totale (P)

$$C = \frac{P_{netta}}{P}$$

Al fine di ottenere lo ietogramma di pioggia netta, la pioggia sintetica "di progetto" viene moltiplicata per il parametro C, ammettendo così che i fenomeni di infiltrazione e perdita idrica siano costanti durante tutta la durata dell'evento piovoso.

Di seguito si riportano le superfici scolanti per i vari bacini identificati e i coefficienti di deflusso assegnati per ciascuno dei bacini scolanti individuati e riportati nella allegata tavola di progetto.

BACINO	PIATTAFORMA STRADALE (mq) Φ _{imp} =1	AREA VERDE (mq) Φ _{perm} =0,3	SCARPATE (mq) Φ _{perm} =0,5	AREA FOSSI DRENANTI E TRINCEE DRENANTI (mq) Φ _{semiperm} =0,7	SUPERFICIE TOTALE (mq)	ΦPonderale	RECAPITO
B1	6 152	1 082	0	1 432	8 666	0,86	T.D.1
B2	4 624	1 499	0	2 821	8 944	0,79	F.V.1
B3	2 925	1 099	0	1 908	5 932	0,77	T.D.2
B4	1 764	693	0	1 151	3 608	0,77	F.V.2
B5	11 685	0	0	0	11 685	1,00	V.V.1
B5 SCNORD	0	0	5 880	0	5 880	0,50	T.D.3
B5 SCSUD	0	0	1 693	0	1 693	0,50	T.D.4
B5 SC SV	0	12 230	1 602	0	13 832	0,32	V.V.1
B6A.3	1 321	0	0	0	1 321	1,00	-
B6A.1	2 888	0	0	0	2 888	1,00	V.V.2
B6B.1 (Galleria)	299	0	0	0	299	1,00	V.V.2
B6A.2	550	0	0	0	550	1,00	V.V.2
B7B (Galleria)	3 048	0	0	0	3 048	1,00	V.V.2
B7A.1	246	0	0	0	246	1,00	V.V.2
B7A.2	1 275	0	0	0	1 275	1,00	V.V.3
B7A SC5	0	0	859	0	859	0,50	T.D.5
B7A SC6	0	0	1 087	0	1 087	0,50	T.D.6
B7A SC7	0	0	1 025	0	1 025	0,50	T.D.7
B8	586	511	192	0	1 289	0,65	T.D.8
TOTALE	37 363	17 114	12 338	7 312	74 127	0,73	-

Tabella 5.1: Identificazione delle aree scolanti e dei coefficienti di deflusso.

5.2 DETERMINAZIONE DELLE LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per il calcolo probabilistico delle portate di deflusso conseguenti agli eventi meteorici vengono utilizzate le cosiddette linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, che descrivono la relazione tra altezze massime di pioggia “h” e durata degli eventi che si possono verificare in una determinata zona, per assegnati tempi di ritorno (Tr).

Detta h l'altezza di precipitazione in funzione della durata delle piogge stesse, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità pluviometrica, una relazione monomia semplice (a 2 o più parametri), dedotta classificando in ordine decrescente le massime precipitazioni verificatesi in passato ed inviluppando superiormente i dati di pari ordine.

$$h = a * t^n$$

dove h e t rappresentano rispettivamente l'altezza (in mm) e la durata (in ore) della pioggia, mentre a e n sono parametri caratteristici locali.

Per i parametri “a” e “n” della curva monomia di possibilità pluviometrica per l'area inclusa nel territorio milanese sono stati assunti i valori ricavati con i valori delle LSPP ARPA Lombardia.

La tabella a seguire riporta i valori dei parametri assunti.

Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore

Località: MONZA TG NORD

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>

A1 - Coefficiente pluviometrico orario 30.75

N - Coefficiente di scala 0.3043

GEV - parametro alpha 0.2948

GEV - parametro kappa -0.0237

GEV - parametro epsilon 0.8224

Linea segnatrice

Tempo di ritorno (anni) 50

Evento pluviometrico

Durata dell'evento [ore]

Precipitazione cumulata [mm]

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

Bibliografia ARPA Lombardia:

<http://idro.arpalombardia.it/manual/lsp.pdf>

http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA_report.pdf

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200	50
wT	0.93092	1.27254	1.50382	1.72957	2.02756	2.25521	2.48581	2.02755679
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 50 anni
1	28.6	39.1	46.2	53.2	62.3	69.3	76.4	62.3473713
2	35.3	48.3	57.1	65.7	77.0	85.6	94.4	76.9877408
3	40.0	54.7	64.6	74.3	87.1	96.9	106.8	87.0975914
4	43.6	59.7	70.5	81.1	95.1	105.7	116.6	95.0659523
5	46.7	63.9	75.5	86.8	101.7	113.2	124.7	101.745385
6	49.4	67.5	79.8	91.7	107.5	119.6	131.9	107.549792
7	51.8	70.7	83.6	96.1	112.7	125.4	138.2	112.714939
8	53.9	73.7	87.1	100.1	117.4	130.6	143.9	117.389278
9	55.9	76.4	90.2	103.8	121.7	135.3	149.2	121.67298
10	57.7	78.9	93.2	107.2	125.6	139.7	154.0	125.637171
11	59.4	81.2	95.9	110.3	129.3	143.9	158.6	129.334367
12	61.0	83.4	98.5	113.3	132.8	147.7	162.8	132.804564
13	62.5	85.4	100.9	116.1	136.1	151.4	166.8	136.079
14	63.9	87.4	103.2	118.7	139.2	154.8	170.6	139.182588
15	65.3	89.2	105.4	121.2	142.1	158.1	174.3	142.135551
16	66.6	91.0	107.5	123.7	145.0	161.2	177.7	144.954552
17	67.8	92.7	109.5	126.0	147.7	164.2	181.0	147.653503
18	69.0	94.3	111.4	128.2	150.2	167.1	184.2	150.24415
19	70.1	95.9	113.3	130.3	152.7	169.9	187.3	152.736512
20	71.2	97.4	115.1	132.3	155.1	172.6	190.2	155.13921
21	72.3	98.8	116.8	134.3	157.5	175.1	193.0	157.459721
22	73.3	100.2	118.5	136.2	159.7	177.6	195.8	159.704579
23	74.3	101.6	120.1	138.1	161.9	180.1	198.5	161.879527
24	75.3	102.9	121.6	139.9	164.0	182.4	201.1	163.989646

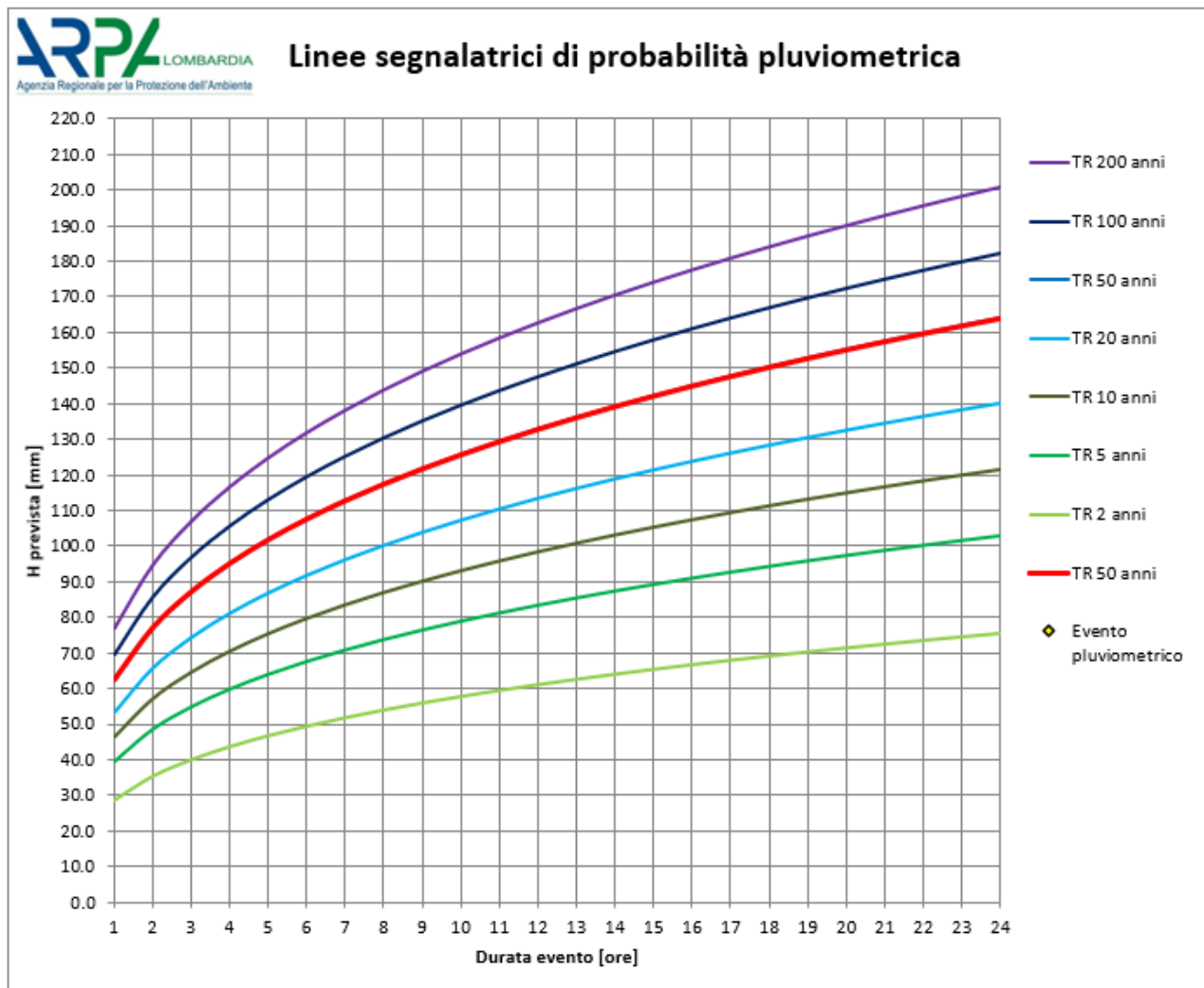


Figura 5.1: Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per il sito di interesse.

T(anni)	D < 60 MIN		D > 60 MIN	
	a (mm h ⁻ⁿ)	n	a (mm h ⁻ⁿ)	n
2	28,63	0,500	28,63	0,304
5	39,13	0,500	39,13	0,304
10	46,24	0,500	46,24	0,304
20	53,18	0,500	53,18	0,304
50	62,35	0,500	62,35	0,304
100	69,35	0,500	69,35	0,304
200	76,44	0,500	76,44	0,304

Tabella 5.2: Parametri curva di Possibilità Pluviometrica ricavati da LSPP ARPA Lombardia.

Nel caso dell'idrologia urbana, trattando bacini di limitate estensioni e deflussi relativamente rapidi, i tempi di corrivazione sono brevi; quindi, le precipitazioni intense da considerare sono quelle di durata inferiore all'ora.

5.3 DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO

Per ogni bacino è stato svolto il calcolo idrologico determinando il tempo di corrivazione e la portata scolante alla base del dimensionamento delle opere.

L'analisi pluviometrica è stata svolta sulla base di quanto descritto

Il tempo di ritorno da assegnare alla curva di possibilità climatica è stato assunto pari a 50 anni per il dimensionamento e pari a 100 anni per la verifica.

Per la definizione della portata scolante è adottato il modello cinematico (o della corrivazione), ipotizzando che la precipitazione sia a intensità costante e che la curva tempi-aree del bacino sia lineare, la durata critica coincide con il tempo di corrivazione del bacino e la portata critica (portata di progetto) è data dall'espressione:

$$Q_{cr} = \varphi \cdot \frac{i(T_r, t_c) \cdot A}{360}$$

Dove:

- Q_{cr} = portata critica (netta) - [m³/s];
- φ = coefficiente di afflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale – [adimensionale];
- $i(T_r, t_c)$ = intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c) ed avente un tempo di ritorno T_r – [mm/h];
- A = superficie del bacino – [ha].

Per la definizione del tempo di corrivazione, ovvero il tempo impiegato dalle gocce meteoriche ad attraversare il percorso idraulicamente più lungo, è stata adottata l'espressione

$$T_c = t_a + t_r$$

Dove:

- t_a è il **tempo di accesso** ossia il tempo di percorrenza delle aree scolanti sino al punto di immissione alla rete, valutato con la seguente formula di Kerby:

$$t_a = (0.342 \times N \times L \times P^{-0.5})^{0.467}$$

con:

- L = lunghezza dell'asta principale in km;
- P = pendenza massima della rete di drenaggio;
- N = parametro legato al tipo di superficie (vedi tabella sottostante).

Descrizione	N
Pavimentazione	0,02
	0,04
Suoli regolari e spogli	0,10
Erba ecc	0,20
Pascoli, coltivati	0,40
Foresta decidua	0,60
Erba densa ecc	0,80

- t_r è il **tempo di rete** ossia il tempo di percorrenza nelle canalizzazioni lungo il percorso idraulicamente più lungo

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

- Con L_i = lunghezza della tratta *i-esima* nel percorso idraulicamente più lungo [m];
- V_i = velocità di moto uniforme corrispondente alla portata di progetto della *i-esima* tratta [m/s]

6 STATO DI FATTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO ESISTENTE

Il sistema di drenaggio nel tratto compreso tra lo svincolo di via Casignolo e l'inizio della galleria Monza - Sant'Alessandro ad Ovest e la galleria Monza - Sant'Alessandro e lo svincolo per la Tangenziale Nord ad est, è stato oggetto di uno studio per l'elaborazione del progetto esecutivo "Interventi di migioria delle opere di regimazione delle acque meteoriche. Intervento E F G" redatto da Milano Serravalle nel Dicembre 2007 con il duplice obiettivo di definire delle opere in grado di minimizzare i problemi di allagamento della sede stradale della Tangenziale Nord e dei suoi svincoli e di proporre delle soluzioni coerenti con la vigente normativa in materia di smaltimento delle acque meteoriche.

Dallo studio effettuato era infatti emerso che il sistema di drenaggio e collettamento esistente non era sufficiente a garantire un corretto smaltimento delle acque meteoriche dalla sede stradale.

Ognuno degli interventi, di seguito descritti, è stato studiato singolarmente in funzione delle esigenze idrauliche e della posizione planoaltimetrica delle aree di interesse dimensionando le tubazioni in progetto in riferimento alla massima portata attesa in corrispondenza di un evento caratterizzato da un tempo di ritorno di dieci anni. Per quanto riguarda il dimensionamento dei volumi delle vasche volano il calcolo è stato condotto in funzione della differenza, istante per istante, tra la portata proveniente dal bacino di competenza e la portata smaltita dai pozzi disperdenti associati a ciascuna vasca.

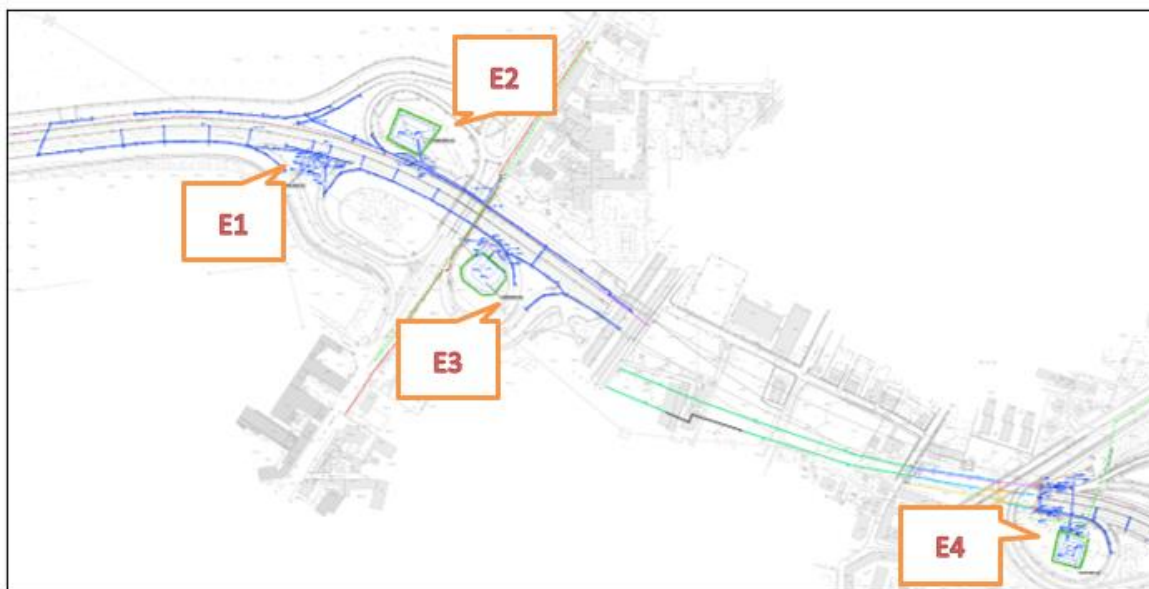


Figura 6.1: Stralcio relativo all'Intervento E della planimetria del Progetto Esecutivo "Interventi di migioria delle opere di regimazione delle acque meteoriche. Intervento E F G"

La zona interessata dall'intervento E ha previsto la realizzazione di opere idrauliche che comportano la suddivisione del bacino scolante complessivo in quattro bacini principali che individuano le zone di intervento ovvero:

- E1: lato Ovest della galleria in corrispondenza dello svincolo di uscita dalla carreggiata Sud in direzione del Piazzale di Sesto S. Giovanni per via Borgazzi;
- E2: lato Ovest della galleria in corrispondenza degli svincoli di ingresso e uscita per via Borgazzi sulla carreggiata Nord in direzione Milano;
- E3: lato Ovest della galleria in corrispondenza dello svincolo per via Borgazzi sulla carreggiata Sud in direzione del Piazzale di Sesto S. Giovanni;
- E4: lato Est della galleria in corrispondenza dello svincolo per viale G. Marconi sulla carreggiata Sud in direzione del Piazzale di Sesto S. Giovanni.

Vengono di seguito descritte le opere principali dell'intervento E.

Per tutti i dettagli relativi alla loro progettazione e verifica si rimanda agli elaborati del progetto esecutivo "Interventi di migioria delle opere di regimazione delle acque meteoriche. Intervento E F G".

Si descrive nel seguito la configurazione di tali opere che costituisce lo stato fatto nel quale si inseriscono le opere di cui al presente progetto che modificano in parte l'assetto attuale del sistema di drenaggio.

6.1 INTERVENTO E1

L'intervento E1 si compone di:

- una vasca di prima pioggia interrata in c.a. dotata di un volume pari a circa 101 m³ ed un apparato disoleatore;
- una vasca "volano" interrata di volume utile pari a 956 m³; all'interno dell'area della vasca è prevista la realizzazione di otto pozzi disperdenti di diametro ϕ 800 mm e di lunghezza variabile tra 5.7 a 9.2 m; a protezione dei nuovi pozzi la bocca degli stessi è stata mantenuta rialzata rispetto al fondo vasca e chiusa con una copertura in grigliato;
- chiusura degli ingressi della rete alla vasca esistente e collegamento con il sistema di progetto: sono stati dismessi i tratti di condotta che convogliavano le portate alla vasca volano esistente.
- il tratto di tubazione che convogliava alla vasca volano esistente parte dei deflussi provenienti dallo svincolo di ingresso nella carreggiata Sud della tangenziale è stato collegato alla zona corrispondente all'intervento E3, con il beneficio primario di ridurre i volumi di accumulo delle vasche di E1.
- pozzetti dotati di chiusino in grigliato carrabile collegati alle tubazioni esistenti;
- posa di due tratti di condotte di diametro 400 e 500 mm per un'estensione complessiva di circa 65 m;
- sostituzione dei chiusini delle caditoie esistenti con nuova tipologia caratterizzata da maggiore efficienza idraulica;
- demolizione del setto divisorio tra i comparti di decantazione e di drenaggio ed installazione di un sistema di pompaggio nella vasca di accumulo esistente.
- il miglioramento degli inviti degli embrici esistenti e delle caditoie poste in mezzera.

Le acque provenienti dalla rete di drenaggio entrano all'interno di una prima camera e attraverso un'apertura regolata da una paratoia motorizzata, confluiscono nella vasca di prima pioggia.

Quando il livello raggiunge la quota massima prevista (corrispondente all'accumulo del volume di prima pioggia) le acque sono dirette nella vasca di accumulo attraverso la soglia sfiorante. È stato, inoltre, installato un dispositivo temporizzatore che svuota al termine dell'evento il volume di prima pioggia accumulatosi anche per precipitazioni che riempiono la vasca solo parzialmente.

All'interno della vasca di prima pioggia è presente un disoleatore dotato di un filtro a coalescenza. Successivamente, dalla vasca di prima pioggia, le acque accumulate e disoleate vengono sollevate da un'elettropompa ed inviate alla vasca volano.

Tale soluzione, mediante la disconnessione idraulica introdotta, consente di far fronte ad eventuali sversamenti accidentali collettati, lasciandoli all'interno della vasca, evitando che vengano convogliati alla vasca volano.

La quota di posizionamento della vasca di prima pioggia è pari a 139.30 m s.l.m., mentre quella della vasca volano è pari a 139.18 m s.l.m. (fondo vasche).

Per quanto concerne la rete di drenaggio sono stati posati due tratti di tubazione in c.a. del diametro di 400 e 500 mm e di lunghezza complessiva pari a circa 65 m, le quali si innestano sulle tubazioni esistenti in c.a. del diametro di 800 mm. I due tratti sono stati realizzati a completamento della rete pre esistente la quale era risultata complessivamente adeguata.

BACINO SCOLANTE INTERVENTO "E1"

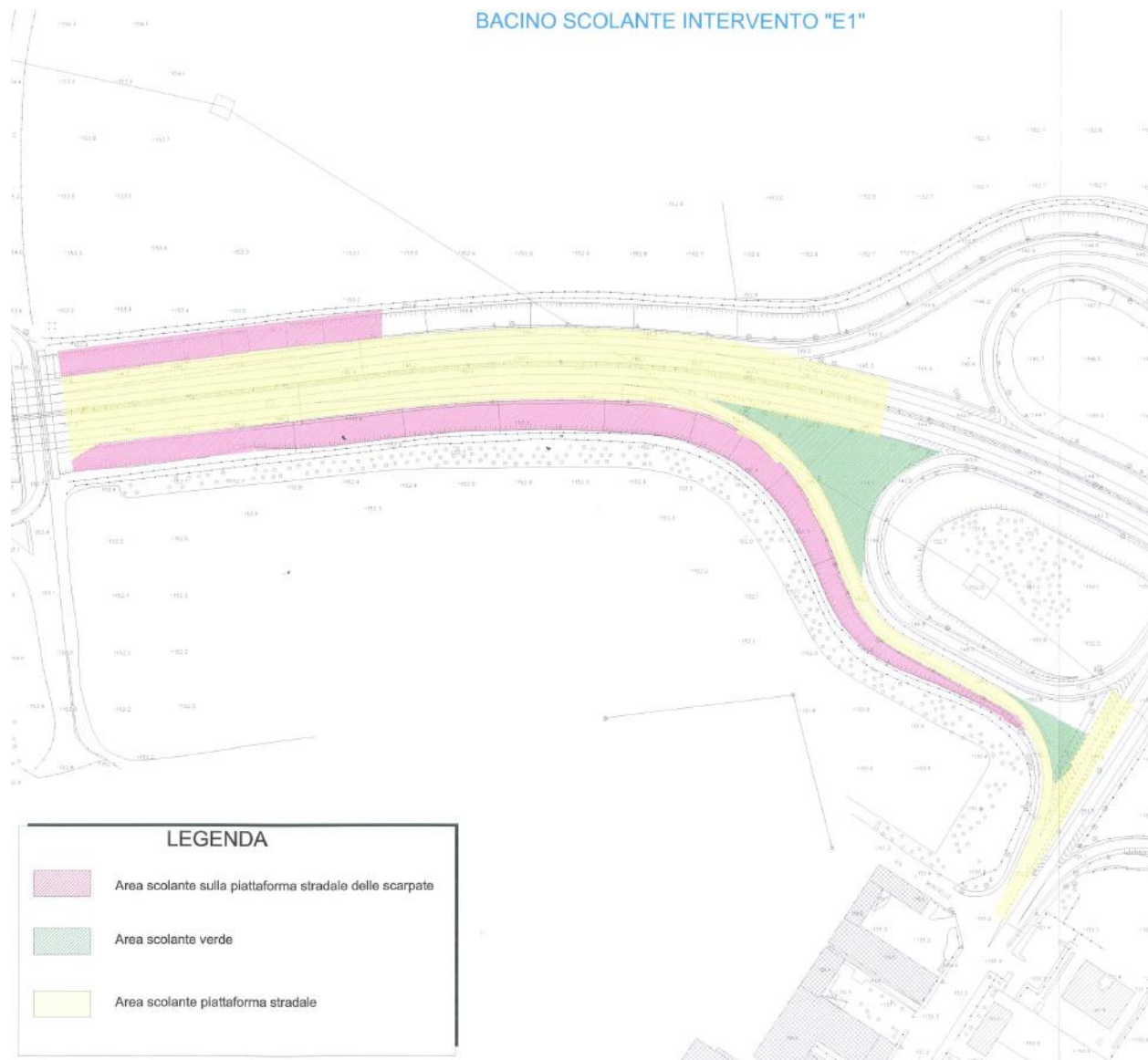


Figura 6.2: Bacino scolante intervento E1.

Come più oltre illustrato le opere di drenaggio in progetto raccolgono parte del bacino che attualmente appartiene al sistema E1, deviandole verso la nuova vasca volano disperdente denominata VV1. Il sistema E1, pertanto, viene confermato anche nell'assetto di progetto sgravato di una parte significativa del suo attuale bacino, migliorando di conseguentemente l'efficacia del sistema attuale.

6.2 INTERVENTO E2

L'intervento E2 si compone di:

- una vasca di prima pioggia interrata in c.a. dotata di un volume pari a circa 50 m³;
- una vasca "volano" a cielo aperto di volume utile pari a circa 380 m³ realizzata in un bacino in terra sul fondo del quale è prevista la posa di uno strato drenante in ciottoli; all'interno dell'area della vasca è prevista la realizzazione di due pozzi drenanti di diametro ϕ 800 mm e di lunghezza variabile tra 7.8 e 10.2 m; a protezione dei pozzi si è previsto che la bocca

degli stessi venga mantenuta rialzata rispetto al fondo vasca e chiusa con una copertura in grigliato.

- chiusura degli ingressi della rete alla vasca esistente e collegamento con il sistema di progetto;
- pozzetti dotati di chiusino in grigliato carrabile collegati alle tubazioni esistenti;
- sostituzione dei chiusini delle caditoie esistenti con una tipologia caratterizzata da maggiore efficienza idraulica;
- demolizione del setto divisorio tra i comparti di decantazione e di drenaggio ed installazione di un sistema di pompaggio nella vasca di accumulo esistente.
- posa di tubazioni di diametro 400 e 500 mm, per un'estensione complessiva pari a circa 75 m, lungo lo svincolo di ingresso da via Borgazzi alla tangenziale Nord le quali si innesteranno sulle tubazioni esistenti in c.a. del diametro di 800 mm e le tubazioni di diametro pari a 800 mm e pendenza minima pari allo 0.2 % di collegamento tra la vasca di prima pioggia e le vasche volano.
- posa della condotta in pressione per inviare le acque di prima pioggia alla fognatura comunale: tale condotta, di lunghezza complessiva pari a circa 120 m è in PEAD di diametro esterno pari a 90 mm.
- miglioramento degli inviti degli embrici esistenti verso le aree verdi.

Il funzionamento del sistema di vasche è analogo a quello descritto per l'intervento E1.

In questo caso la vasca di prima pioggia non è dotata di un apparato disoleatore/dissabbiatore in quanto le acque accumulate nella vasca di prima pioggia sono inviate alla rete fognaria comunale mediante l'installazione all'interno della vasca stessa di una elettropompa. L'elettropompa entra in funzione dopo la chiusura della paratoia motorizzata posta a presidio dell'apertura della vasca di prima pioggia.

Per il calcolo della portata di smaltimento è stato fatto riferimento ai "Criteri di pianificazione in rapporto alla gestione delle risorse idriche lombarde" del Piano Regionale di Risanamento delle Acque della Regione Lombardia.

Nel caso in esame, essendo la superficie impermeabile drenata pari a circa 0.99 ha, il sistema di sollevamento dovrà garantire lo smaltimento di una portata massima di 1.0 l/s.

Considerando che il volume di prima pioggia risulta pari a circa 50 m³, il tempo di svuotamento della suddetta vasca è pari a circa 14 ore.

Quando si sarà accumulato il volume di prima pioggia un sensore di livello produrrà la chiusura della paratoia e le acque verranno dirette nelle vasche di accumulo attraverso la soglia sfiorante. È stato installato un dispositivo temporizzatore che al termine dell'evento svuota il volume di prima pioggia accumulatosi anche per precipitazioni che riempiono la vasca solo parzialmente.

Il manufatto per l'accumulo delle acque di prima pioggia è stato realizzato in adiacenza alla vasca esistente nella quale si prevede di inviare parte delle portate in eccesso.

All'interno della nuova vasca di accumulo, sono stati realizzati due nuovi pozzi drenanti di diametro interno pari a 800 mm.

La quota a cui si è previsto di posizionare la vasca di prima pioggia è pari a 140.64 m s.l.m., mentre quella della vasca volano a cielo aperto è pari a 141.28 m s.l.m. (fondo vasche).

BACINO SCOLANTE INTERVENTO "E2"

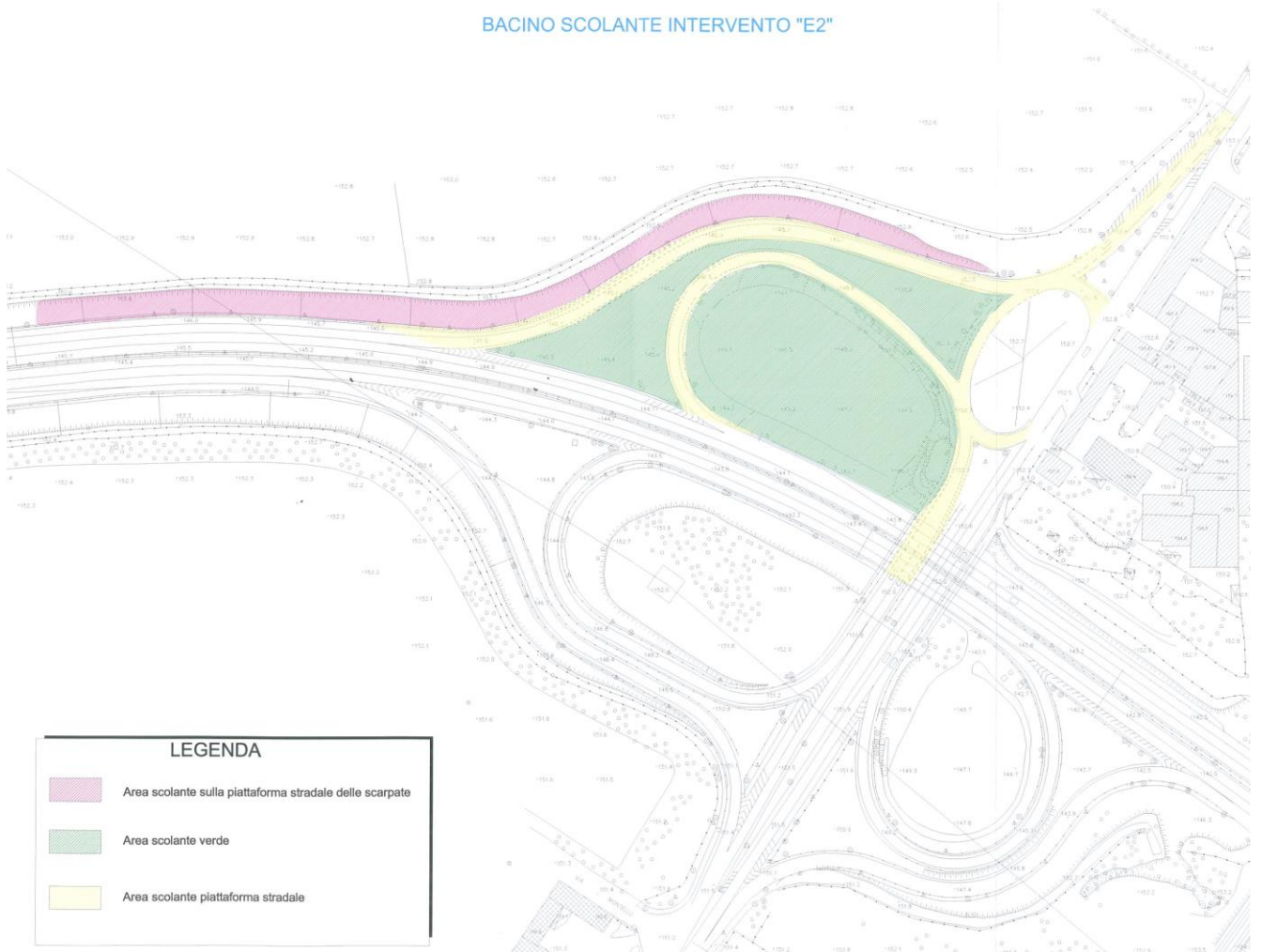


Figura 6.3: Bacino scolante intervento E2.

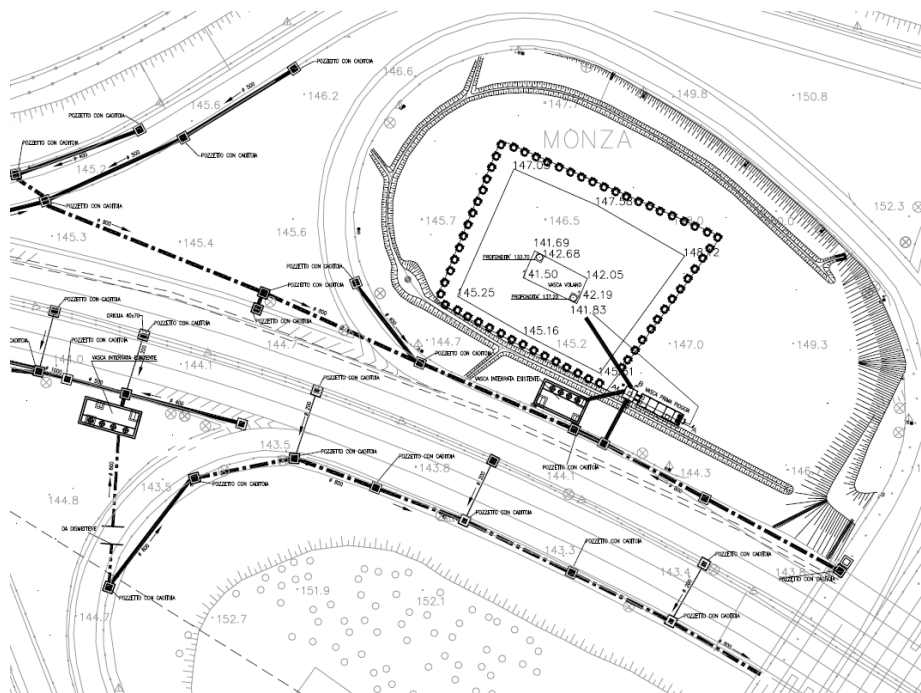


Figura 6.4: Intervento E2. Schema idraulico Stato attuale (da as built)

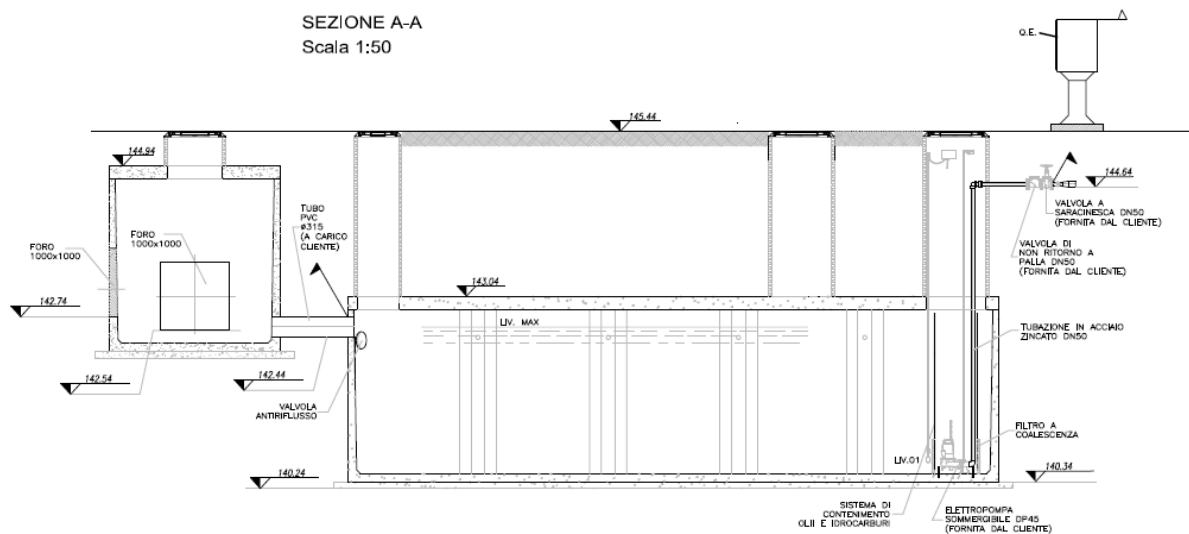


Figura 6.5: Intervento E2. Vasca di Prima Pioggia esistente (da as built)

Come oltre illustrato il presente progetto prevede in sostanza il rifacimento integrale del sistema di drenaggio e l'adeguamento dello stesso.

L'unica opera esistente confermata è la vasca di prima pioggia (che sarà opportunamente ampliata) e la condotta in pressione esistente in PEAD De 90 mm che invia le acque di prima pioggia alla fognatura comunale.

6.3 INTERVENTO E3

L'intervento E3 si compone di:

- una vasca di prima pioggia interrata in c.a. dotata di un volume pari a circa 105 m³;
- una vasca "volano" a cielo aperto di volume utile pari a circa 1009 m³ realizzata in un bacino in terra sul fondo del quale è prevista la posa di uno strato drenante in ciottoli; all'interno dell'area della vasca è prevista la realizzazione di due pozzi drenanti di diametro ϕ 800 mm e di lunghezza variabile tra 6.1 e 8.5 m; a protezione dei pozzi si è previsto che la bocca degli stessi venga mantenuta rialzata rispetto al fondo vasca e chiusa con una copertura in grigliato.
- chiusura degli ingressi della rete alla vasca esistente, collegamento con il sistema di progetto e sostituzione di alcuni brevi tratti esistenti di diametro pari a 800 mm che convogliavano le portate alla vasca esistente;
- pozzetti dotati di chiusino in grigliato carrabile collegati alle tubazioni esistenti;
- sostituzione dei chiusini delle caditoie esistenti con una tipologia caratterizzata da maggiore efficienza idraulica;
- demolizione del setto divisorio tra i comparti di decantazione e di drenaggio ed installazione di un sistema di pompaggio nella vasca di accumulo esistente.
- posa di tubazioni di diametro 400 e 500 mm, per un'estensione complessiva pari a circa 135 m le quali si innestano sulle tubazioni esistenti in c.a. e le tubazioni di diametro pari a 800

mm e pendenza minima pari allo 0.2% di collegamento tra la vasca di prima pioggia e le vasche volano.

- posa tratti di condotta di diametro pari a 1000 mm per l'invio delle portate alle vasche volano di nuova realizzazione e di diametro 800 mm verso la vasca esistente.
- posa della condotta in pressione per inviare le acque di prima pioggia alla fognatura comunale: tale condotta, di lunghezza complessiva pari a circa 50 m è in PEAD di diametro esterno pari a 90 mm.
- miglioramento degli inviti degli embrici esistenti verso le aree verdi.

Il funzionamento del sistema di vasche è analogo a quello descritto per l'intervento E2.

Anche in questo caso anziché munire la vasca di prima pioggia di un apparato disoleatore/dissabbiatore si è previsto di inviare le acque accumulate nella vasca di prima pioggia alla rete fognaria comunale mediante l'installazione all'interno della vasca stessa di una elettropompa. L'elettropompa entrerà in funzione dopo la chiusura della paratoia motorizzata posta a presidio dell'apertura della vasca di prima pioggia.

Per il calcolo della portata di smaltimento si è fatto riferimento ai "Criteri di pianificazione in rapporto alla gestione delle risorse idriche lombarde" del Piano Regionale di Risanamento delle Acque della Regione Lombardia.

Quando sarà stato accumulato il volume di prima pioggia un sensore di livello produrrà la chiusura della paratoia e le acque verranno dirette nelle vasche di accumulo attraverso la soglia sfiorante. Si è previsto, inoltre, l'installazione di un dispositivo temporizzatore che svuoti al termine dell'evento il volume di prima pioggia accumulatosi anche per precipitazioni che riempiono la vasca solo parzialmente.

Il manufatto per l'accumulo delle acque di prima pioggia è stato realizzato in adiacenza alla vasca esistente nella quale si prevede di inviare parte delle portate in eccesso.

Cautelativamente, il volume disponibile nella vasca volano esistente è stato tenuto in considerazione solo nell'ipotesi in cui risultino non funzionanti i pozzi di dispersione esistenti e prevedendo che il riempimento avvenga solo per eventi di precipitazione particolarmente intensi. L'imbocco della condotta di collegamento a questa vasca ha una quota maggiore rispetto a quella della tubazione che scarica nella vasca volano di nuova realizzazione, assegnando, pertanto, a quest'ultima una priorità rispetto al riempimento.

All'interno della nuova vasca di accumulo, sono stati realizzati due nuovi pozzi drenanti di diametro interno pari a 800 mm.

La quota di posizionamento della vasca di prima pioggia è pari a 138.06 m s.l.m., mentre quella della vasca volano a cielo aperto è pari a 138.54 m s.l.m. (fondo vasche).

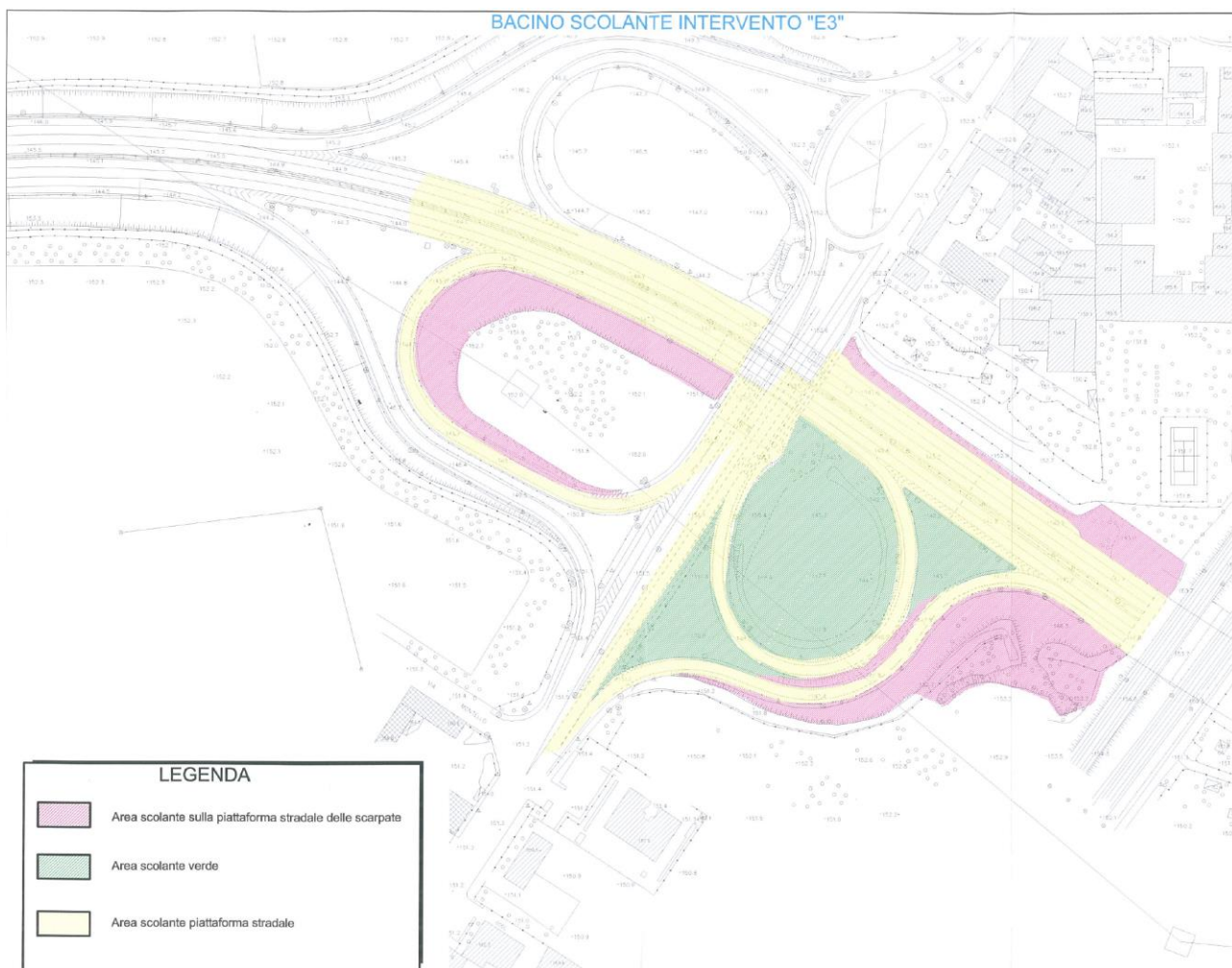


Figura 6.6: Bacino scolante intervento E3.

Come più oltre illustrato le opere di drenaggio in progetto convoglieranno verso le nuove vasche VV1 e VV2 parte del bacino che attualmente appartiene al sistema E3.

Le opere di raccolta, invaso e infiltrazione facenti capo al sistema di drenaggio E3 nell'assetto di progetto proposto saranno sgravate di una parte significativa del suo attuale bacino, migliorando di conseguentemente l'efficacia del sistema attuale.

6.4 INTERVENTO E4

L'intervento E4 si compone di:

- posa di una tubazione di diametro $\phi 300$ mm e $\phi 400$ mm di lunghezza pari a circa 130 m;
- posa di tratti di tubazione di diametro variabile da 300 a 800 mm ed allacciamento alle condotte esistenti;
- posa di tratti di tubazione di diametro pari a 300 mm in sostituzione alle tubazioni da 200 mm esistenti;
- sostituzione dei chiusini delle caditoie esistenti con una nuova tipologia caratterizzata da maggiore efficienza idraulica;
- posa di canalette dotate di griglia di intercettazione di dimensioni diverse in funzione della posizione (lato esterno carreggiata o mezzeria) in prossimità dell'ingresso in galleria;
- realizzazione di pozzetti dotati di chiusino in grigliato carrabile collegati alle tubazioni esistenti;

- miglioramento degli inviti degli embrici e di quelli relativi alle caditoie poste in mezzzeria;
- realizzazione di due impianti di sollevamento dotati di due pompe (di cui una di riserva) che consentono di inviare alla vasca volano i deflussi intercettati in galleria;
- realizzazione di una tubazione in pressione per inviare le acque di prima pioggia alla fognatura comunale: tale condotta, di lunghezza pari a circa 15 m, sarà realizzata con tubazioni in PEAD di diametro esterno pari a 90 mm;
- realizzazione di una vasca di prima pioggia interrata in c.a. dotata di un volume pari a circa 28 m³;
- realizzazione di una vasca volano a cielo aperto di circa 274 m³ utili realizzata in un bacino in terra sul fondo del quale è prevista la posa di uno strato drenante in ciottoli; all'interno dell'area della vasca è prevista la realizzazione di due pozzi drenanti di diametro ϕ 800 mm e di lunghezza variabile tra 8.5 e 11.5 m; a protezione dei pozzi si è previsto che la bocca degli stessi venga mantenuta rialzata rispetto al fondo vasca e chiusa con una copertura in grigliato. La quota a cui si prevede di posizionare la vasca di prima pioggia in progetto è pari a 141.06 m s.l.m., mentre quella della vasca volano a cielo aperto è pari a 141.70 m s.l.m. (fondo vasca).

L'intervento realizzato si pone come soluzione al problema dello smaltimento delle acque sul lato est della galleria S. Alessandro.

La scelta progettuale si è basata sulle seguenti considerazioni:

- la particolare geometria della piattaforma stradale, che presenta una forte pendenza verso la galleria, fa presumere che, nonostante le modifiche apportate ai sistemi di drenaggio all'esterno della galleria stessa, in occasione di eventi pluviometrici particolarmente intensi, si abbia comunque l'ingresso di un certo quantitativo d'acqua in galleria;
- a priori non è possibile escludere che in occasione dei succitati eventi pluviometrici vi siano venute d'acqua direttamente dalle pareti della galleria;
- l'allagamento della zona depressa della piattaforma stradale, interessando la Tangenziale stessa appare oltremodo dannoso per l'esercizio della strada;
- l'impossibilità di operare la regolare manutenzione della vasca esistente posta all'interno della galleria non consente di garantirne il corretto funzionamento, suggerendone l'abbandono.

I deflussi prima della galleria sono captati con il potenziamento del numero di caditoie e canalette in cls con griglie di captazione, pertanto la portata che entra in galleria proviene da:

- tratto sulla carreggiata Sud proveniente dal lato Ovest (zona int. E3) della galleria;
- tratto sulla carreggiata Sud proveniente dal lato Est (zona int. E4) della galleria;
- tratto sulla carreggiata Nord in ingresso alla vasca esistente.

La modifica consiste sostanzialmente nel raccogliere le acque meteoriche che giungono all'interno della galleria mediante un canale con grigliato carrabile a servizio di ciascuna delle carreggiate posizionato in funzione della pendenza trasversale della sede stradale: in questo modo le portate giungono nella sezione più depressa (in prossimità di via San Rocco) con un profilo analogo, dal punto di vista altimetrico, a quello del percorso stradale.

Al fine di dismettere il sistema di smaltimento esistente le portate sono avviate in direzione dell'uscita Est della galleria mediante due condotte funzionanti a gravità.

L'immissione di queste portate nella rete di drenaggio all'uscita Est della galleria prevista è resa possibile dalla realizzazione di due impianti di sollevamento posizionati in corrispondenza dei rami di svincolo della tangenziale.

I volumi idrici così intercettati sono avviati verso la vasca di prima pioggia e poi alla vasca volano con un funzionamento identico a quello descritto per gli altri interventi.

Le acque accumulate nella vasca di prima pioggia vengono inviate alla rete fognaria comunale mediante l'installazione all'interno della vasca stessa di una elettropompa. L'elettropompa entra in funzione alla chiusura della paratoia motorizzata posta a presidio dell'apertura della vasca di prima pioggia.

Quando sarà stato accumulato il volume di prima pioggia un sensore di livello produrrà la chiusura della paratoia e le acque verranno dirette nella vasca di accumulo attraverso la soglia sfiorante. Si è prevista, inoltre, l'installazione di un dispositivo temporizzatore che svuoti al termine dell'evento il volume di prima pioggia accumulatosi anche per precipitazioni che riempiono la vasca solo parzialmente.

L'intero manufatto di prima pioggia è completamente interrato e sono visibili solo le griglie di accesso alla vasca.

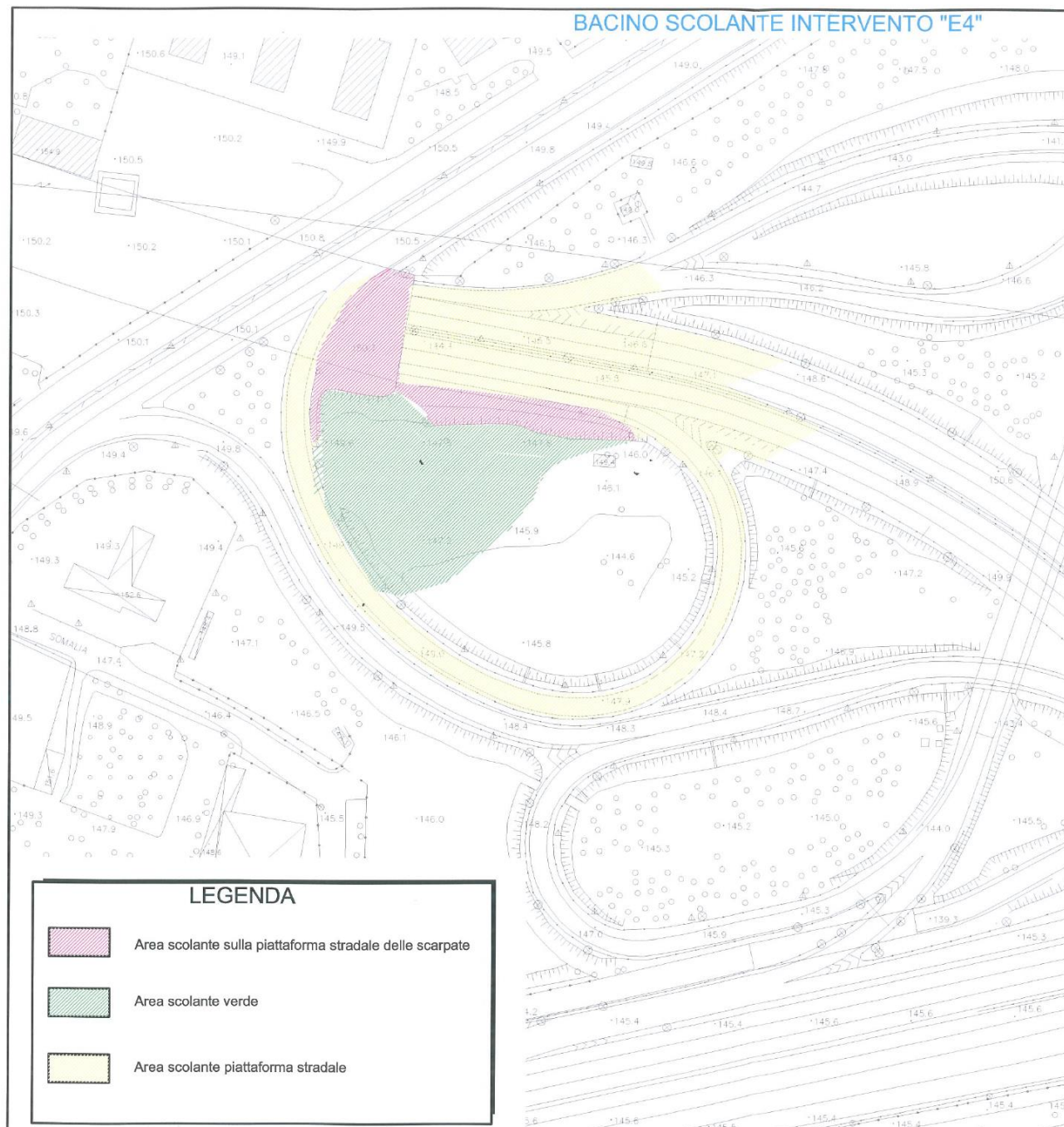


Figura 6.7: Bacino scolante intervento E4.

6.5 VERIFICHE IDRAULICHE DELLO STATO DI FATTO

Nell'ambito delle verifiche relative allo stato di fatto, durante la fase di progettazione di fattibilità tecnico economica è stata calcolata la capacità di smaltimento posseduta dal sistema di accumulo e smaltimento esistente individuando, per i tratti di interesse, la possibilità che tale sistema possa ricevere parte delle portate meteoriche defluenti dalle piattaforme stradali di nuova realizzazione.

In particolare, la verifica ha riguardato le vasche volano realizzate nell'ambito degli interventi E1, E2 ed E3 come mostrato in Figura 6.8.

Per verificare l'efficienza delle vasche di accumulo si è considerato un evento pluviometrico con tempo di ritorno pari a 50 anni, come indicato dal R.R. 7/2017.

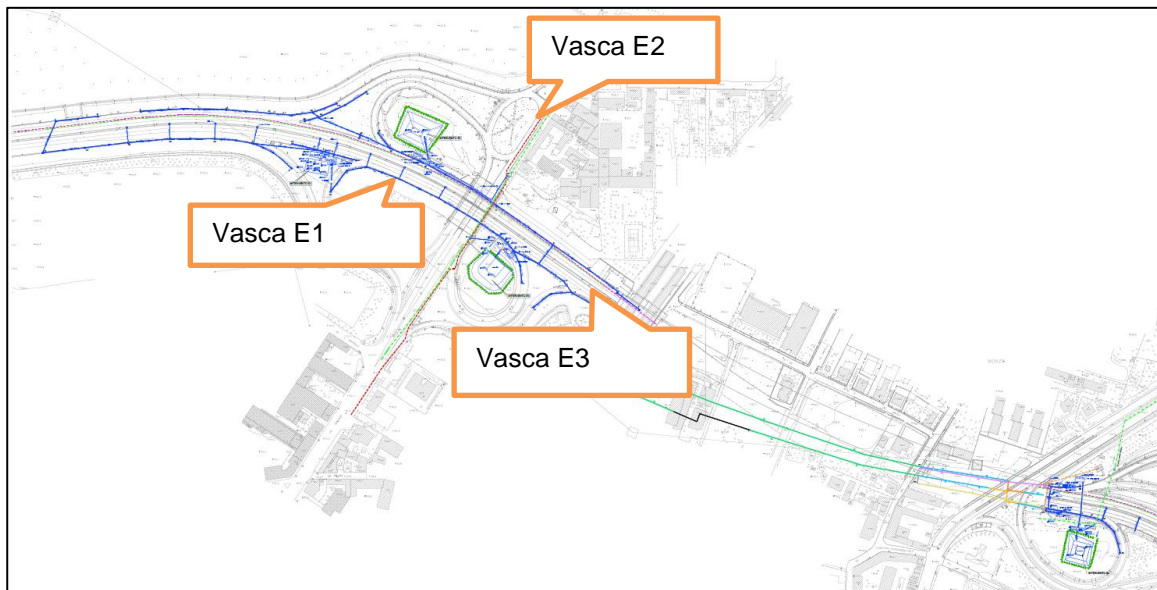


Figura 6.8: Individuazione Vasche Volano oggetto di Verifica - Stralcio relativo all'Intervento E della planimetria del Progetto Esecutivo "Interventi di miglioria delle opere di regimazione delle acque meteoriche. Intervento E F G".

La verifica dell'efficienza delle vasche di accumulo è stata condotta parallelamente al calcolo della portata drenata attraverso i pozzi disperdenti presenti all'interno delle vasche stesse.

Il calcolo dell'invaso necessario a garantire il corretto funzionamento del sistema è stato svolto secondo la seguente metodologia.

All'idrogramma ottenuto mediante la trasformazione afflussi-deflussi relativo al bacino afferente ad ogni vasca di accumulo è stata sottratta, istante per istante, la portata complessivamente dispersa dal sistema drenante esistente.

La differenza tra la portata entrante e la portata "dispersa" dai pozzi ha fornito un idrogramma il cui volume complessivo rappresenta l'accumulo all'interno della vasca.

Tale valore è stato confrontato con la capacità di invaso delle vasche esistenti evidenziandone, in tal modo, il grado di efficienza a fronte di eventi pluviometrici correlati al tempo di ritorno pari a 50 anni.

La verifica eseguita nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico economica ha evidenziato come le opere esistenti di accumulo e laminazione siano sottodimensionate rispetto agli eventi pluviometrici considerati. Ciò peraltro era anche evidente dal fatto che le stesse fossero state dimensionate per un periodo di ritorno di 10 anni.

Il progetto di fattibilità tecnico economica aveva quindi previsto la riprogettazione del sistema di drenaggio accumulo e smaltimento delle portate di pioggia stante l'impossibilità di inviare le portate meteoriche defluenti dalle nuove piattaforme stradali al sistema di accumulo e smaltimento esistente.

Le nuove portate peraltro sono maggiori sia per il diverso tempo di ritorno considerato, che per l'aumento della superficie dei bacini scolanti. Appare anche impossibile procedere al ridimensionamento dei manufatti esistenti, alla luce dei ridotti spazi esistenti.

Coerentemente con quanto proposto nel progetto di fattibilità tecnico economica il presente progetto ha pertanto previsto la riprogettazione del sistema di drenaggio in accordo con le nuove prescrizione di legge sull'invarianza idraulica. Come illustrato nei successivi capitoli i sistemi di drenaggio in progetto interferiscono in parte con le opere di drenaggio e smaltimento esistente.

Si rimanda ai successivi capitoli per la descrizione puntuale delle opere in progetto.

7 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un nuovo collegamento stradale di interconnessione che si sviluppa in parte in galleria e in parte in trincea ed in parte in rilevato in corrispondenza dei tratti di sviluppo all'aperto.

Al fine di assicurare lo smaltimento delle acque afferenti in piattaforma autostradale (venute in galleria, acque meteoriche, sversamenti accidentali) sono stati definiti due sistemi di drenaggio distinti, il primo relativo ai tratti all'aperto, il secondo relativo ai tratti in galleria. Entrambi sono dei sistemi di tipo chiuso ma caratterizzati da sistemi di trattamento diversificati che verranno descritti nei capitoli che seguono. Per la viabilità secondaria non è previsto il trattamento delle acque meteoriche, dal momento che non risulta soggetta a flussi stradali paragonabili a quelli autostradali. Nonostante ciò, è garantita la laminazione delle portate secondo il principio dell'invarianza idraulica.

7.1 RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

Il sistema di drenaggio deve consentire la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad essa afferenti ed il loro trasferimento fino al recapito finale purché compatibile dal punto di vista quali-quantitativo. Prima del trasferimento al recapito naturale è previsto il convogliamento delle acque in punti di controllo, ossia presidi idraulici, per effettuare un trattamento delle acque meteoriche interessanti la viabilità autostradale.

Il sistema di drenaggio utilizzato è un sistema di tipo chiuso ossia un sistema in cui il recapito delle acque di piattaforma consiste in un presidio idraulico adibito al trattamento e al rilascio delle stesse, compatibilmente con i vincoli normativi vigenti e prevede:

- il convogliamento delle acque di piattaforma tramite collettori verso il presidio idraulico;
- un presidio idraulico con funzioni di stoccaggio sversamenti accidentale, separazione della frazione inquinante (prime piogge) prima dello scarico in opere di laminazione ed infiltrazione idraulicamente indipendenti.

7.2 REQUISITI PRESTAZIONALI

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione stradale deve soddisfare tre requisiti fondamentali:

- garantire, ai fini della sicurezza degli utenti ed in caso di forti precipitazioni, un immediato smaltimento delle acque meteoriche, evitando il formarsi di ristagni sulla pavimentazione stradale; questo è possibile assegnando alla pavimentazione un'adeguata pendenza trasversale, come da norme vigenti, e predisponendo un adeguato sistema di raccolta integrato negli elementi marginali e centrali rispetto alle carreggiate;
- convogliare le acque raccolte dalla piattaforma ai punti di recapito
- garantire, ove richiesto dalla normativa vigente, un sistema di trattamento quali-quantitativo delle acque prima della loro immissione nel ricettore finale.

Il tipo di elemento di raccolta da prevedere sull'infrastruttura dipende strettamente dal tipo di sezione che viene considerata. Le sezioni si possono suddividere in due macro categorie: sezione corrente dell'infrastruttura e sezioni singolari (aree di servizio, di esazione, ecc.), non presenti nell'intervento in oggetto. La sezione corrente dell'infrastruttura presente nell'intervento si divide a sua volta, per caratteri costruttivi, in:

- sezione in rilevato;
- sezione in trincea;
- sezione in galleria.

Inoltre, il sistema di drenaggio, a seconda della pendenza trasversale della piattaforma stradale, si può schematizzare in:

- drenaggio marginale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corsia di emergenza (esterno della carreggiata);
- drenaggio centrale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corrispondenza della corsia di sorpasso (interno della carreggiata).

7.3 CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI

La raccolta e l'allontanamento delle acque piovane dalle superfici stradali rappresentano problemi che potrebbero definirsi di idraulica minore, per le portate modeste e per la semplicità degli schemi di raccolta e di smaltimento. Tuttavia, una non corretta e superficiale soluzione di tali problemi può causare una serie di problemi e di disagi quali:

- il ristagno delle acque e/o un loro troppo lento allontanamento che, oltre a provocare la formazione di traffico, provoca una ben più grave eccessiva riduzione delle condizioni di sicurezza dei veicoli;
- frequenti allagamenti di eventuali sottopassi e scantinati di fabbricati limitrofi ai tracciati.

Le portate che si utilizzeranno per il dimensionamento delle opere di regimazione idraulica devono essere valutate in ragione delle superfici in servizio della sede stradale e delle sue pertinenze, anche in relazione a possibili ostruzioni, che si possono creare in seguito all'allargamento della strada in progetto, allo scolo naturale dei terreni limitrofi all'intervento.

La viabilità primaria (autostradale) è riconducibile alle seguenti tipologie:

- viabilità in trincea con scarpata;
- viabilità in trincea con un muro;
- viabilità tra muri;
- viabilità in galleria.

La viabilità secondaria è riconducibile alle seguenti tipologie:

- viabilità in rilevato;
- viabilità in trincea con scarpata;

A tali tipologie corrispondono altrettanti schemi principali di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento.

Nei paragrafi successivi, viene riportata una descrizione degli schemi di raccolta e smaltimento acque adottati.

7.4 ASSE PRINCIPALE E RAMO R1 (VIABILITÀ AUTOSTRADALE)

7.4.1 VIABILITÀ IN TRINCEA CON SCARPATE

Lo schema di raccolta e smaltimento delle acque di dilavamento della piattaforma stradale si articola in una rete di collettori che raccolgono le acque meteoriche che insistono sulla piattaforma stradale e delle scarpate come mostrato negli elaborati grafici.

Sulla sommità delle scarpate oltre al fosso di guardia sarà posto, dove possibile, anche un arginello in terra di altezza pari a 50 cm che avrà la funzione di presidio idraulico della trincea di modo che le acque di versante/esterne non possano entrare all'interno della trincea stradale.

La rete di collettori si suddivide in più tratte, ciascuna confluyente in una piazzola idraulica, nella quale è prevista l'installazione di un impianto per l'accumulo delle acque di prima pioggia, la laminazione delle portate e lo smaltimento tramite infiltrazione nel suolo.

Le sezioni tipo del sistema di drenaggio sono riconducibili, all'andamento planimetrico dell'asse autostradale e, quindi, è stata sviluppata una sezione tipo in rettilineo e una sezione tipo in curva.

Per quanto riguarda i tratti in trincea le acque defluenti dalla sede stradale verranno raccolte ai margini della piattaforma stradale con l'utilizzo di canali in PP grigliati con griglia in ghisa di classe UNI EN 124 D400 che a determinati intervalli scaricano in collettori tramite l'utilizzo di tubi DN 160 in polietilene.

La rete di collettori è costituita da tubazioni in PEAD strutturato di tipo corrugato, di diametro variabile.

I collettori saranno posati sotto la corsia di emergenza o nella zona dello spartitraffico esistente qualora la pendenza sia diretta al centro strada. La profondità di posa non sarà inferiore a 1,0 m dal piano viario; le tubazioni avranno una rigidità anulare pari a SN 8 (8 kN/m²).

I collettori saranno ispezionati tramite l'utilizzo di pozzetti in PE.

I pozzetti avranno un chiusino in ghisa di classe UNI EN 124 D400 carrabile posato su di un anello di ripartizione in calcestruzzo, di modo che in nessun caso il carico stradale vada ad incidere direttamente sul torino del pozzetto evitando in questo modo di andare a compromettere le giunzioni pozzetto-collettori.

I fossi in testa alla trincea saranno rivestiti in calcestruzzo per evitare che possano disperdere all'interno della trincea stradale e compromettere la stabilità della scarpata stessa. Saranno di forma trapezoidale con base minore di larghezza minima pari a 50 cm, con altezza pari a 50 cm e con la pendenza delle sponde di 1 su 1. Verranno realizzati con geometria analoga all'attuale, che non risulta abbia causato problematiche nel corso degli anni. È previsto che il fosso abbia sponde rialzate rispetto al piano campagna circostante e nello stesso il lato verso la trincea autostradale sarà arginato in maniera tale da ridurre il rischio di entrata d'acqua verso la viabilità.

In analogia alla situazione attuale è previsto il posizionamento di embrici di sicurezza ad intervallo di 20 m, che recapitano all'interno della trincea drenante.

Al piede della scarpata della trincea saranno invece presenti fossi in terra con una trincea perdente realizzata sul fondo. Allo scopo di evitare l'intasamento del mezzo poroso della trincea, oltre ad avvolgere la stessa con un geotessuto, il fosso sopra la stessa sarà realizzato come un filtro rovescio in modo che riesca a trattenere il materiale fino proveniente dalle scarpate. All'interno della trincea perdente sarà posato un tubo fessurato.

La trincea perdente ha la finalità di accumulare e disperdere le acque meteoriche che ricadono sulle scarpate in modo da laminare le portate di picco dei collettori. Qualora la trincea perdente da sola non riuscisse a disperdere il contributo proveniente dalle scarpate si potrebbero anche posare dei pozzi perdenti in CA di altezza e diametro variabile. Nel caso specifico, tuttavia, si è visto che questi ultimi non servono in quanto le trincee disperdenti sono già sufficienti allo smaltimento delle acque meteoriche.

Sezioni in rettilineo

Nei tratti in rettilineo si hanno sempre due collettori per lato, ognuno dei quali raccoglie metà piattaforma.

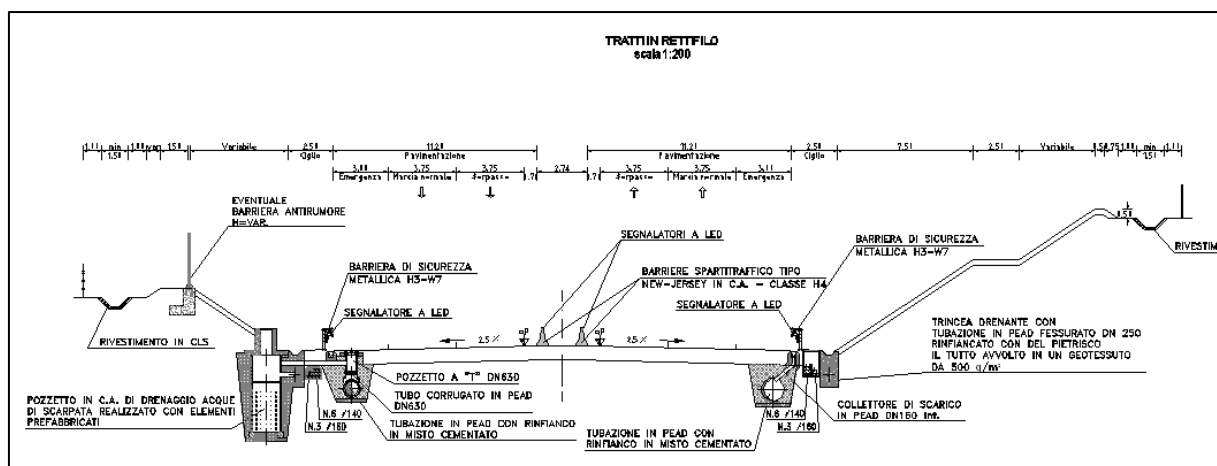


Figura 7.1: Sezione in rettilineo

Sezione in curva

Nei tratti in curva si hanno sempre due collettori, ognuno dei quali raccoglie metà piattaforma. Quello che drena la metà piattaforma interno alla curva è posato sotto la corsia di emergenza, mentre quello che drena la metà piattaforma più esterna è posato a fianco allo spartitraffico. Anche in questo caso le acque meteoriche che cadono o fluiscono verso lo spartitraffico sono raccolte con una griglia e collettate da collettori, che all'occorrenza scaricano in uno dei due collettori laterali.

Al termine della curva il collettore centrale viene intercettato da un pozzetto, dal quale parte la condotta di collegamento con la linea esterna.

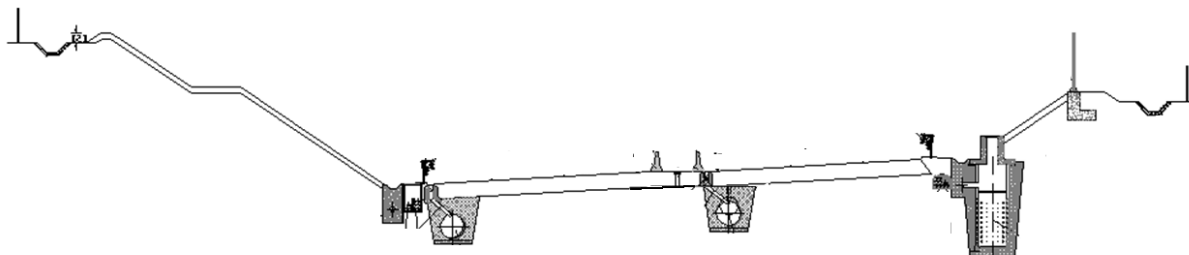


Figura 7.2: Sezione in curva

7.4.2 VIABILITÀ IN TRINCEA A FIANCO A MURO

Tale sezione è del tutto analoga a quella per la trincea con scarpate descritta nel paragrafo precedente, fatta eccezione per le trincee drenanti, non esistenti in questo caso.

Anche il fosso di guardia in testa alla trincea risulta molto ridimensionato, alla luce del fatto che nel breve tratto ove è presente questa sezione, non sono presenti bacini esterni che possano incanalare le acque verso la trincea.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma avverrà dunque con canaletta laterale che recapita le acque entro un collettore posato sotto la corsia di emergenza.

Ad intervallo di 25 m saranno ubicati i pozzetti di ispezione in polietilene.

7.4.3 VIABILITÀ IN GALLERIA

La sezione tipo in galleria, pur non essendo da prevedere afflusso diretto di acque meteoriche, prevede, comunque, una canalizzazione laterale, per collettare possibili sversamenti accidentali/portate antincendio e la frazione di precipitazione che i veicoli provenienti dalla trincea trascinano con sé, oltre che lo smaltimento dell'acqua caduta sul breve tratto in trincea a cielo aperto compreso tra la galleria in progetto e quella esistente.

Si prevede la posa di una canaletta del tutto analoga a quella descritta nei precedenti paragrafi, in PP grigliata con griglia in ghisa di classe UNI EN 124 D400. La dimensione sarà variabile da 30x30 cm a 30x50 cm.

Il passaggio da un lato all'altro della strada avverrà con pozzetto sifonato collegato mediante tubazione in PEAD DN 400.

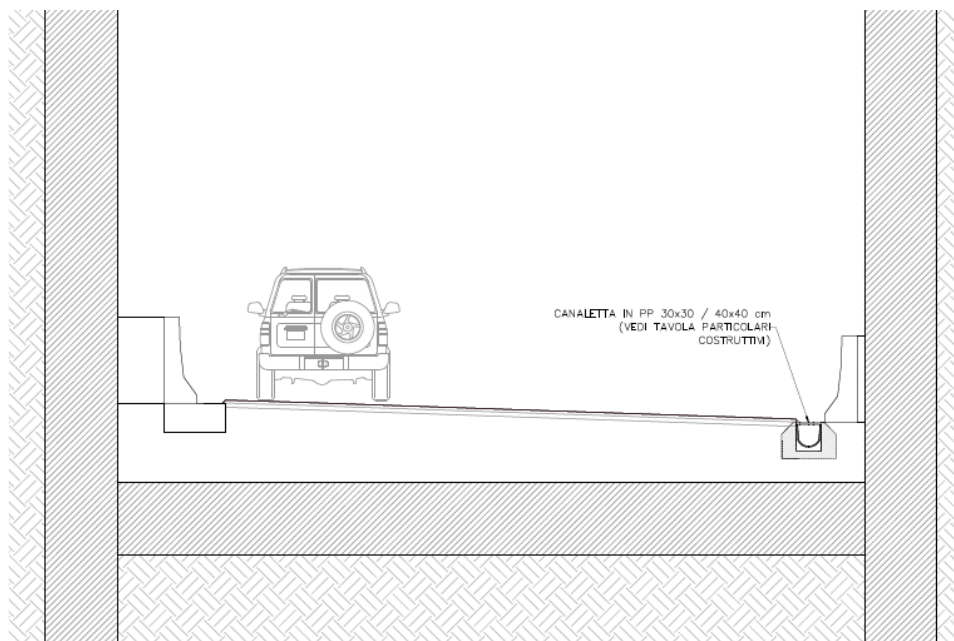


Figura 7.3: Sezione smaltimento acque meteoriche in galleria.

7.4.4 VIABILITÀ TRA MURI

Per quanto riguarda i tratti in trincea tra diaframmi lo schema di raccolta delle acque defluenti dalla sede stradale non cambia rispetto a quanto descritto per la galleria.

7.5 ASSE SECONDARIO

Lo schema di raccolta e smaltimento delle acque di dilavamento della piattaforma stradale nel caso della viabilità interferita è vincolato dal fatto che per queste opere non è previsto il trattamento delle acque meteoriche. Questo trova piena giustificazione nel fatto che tali viabilità non sono soggette a flussi stradali paragonabili a quelli autostradali. Resta però da considerare la necessità di laminare le portate allo scopo di garantire l'invarianza idraulica del territorio anche a fronte dell'impermeabilizzazione che si sta andando a compiere. L'unica eccezione è rappresentata dalla viabilità in trincea del Ramo 3 che, data la prossimità alla viabilità della Tangenziale Nord, prevede il convogliamento delle acque nel sistema previsto per la viabilità autostradale e descritto nel precedente paragrafo.

La viabilità secondaria è riconducibile alle seguenti tipologie:

- viabilità in rilevato
- viabilità in trincea

alle quali corrispondono altrettanti schemi principali di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento.

Nei paragrafi successivi, viene riportata una descrizione degli schemi di raccolta e smaltimento acque adottati.

7.5.1 VIABILITÀ IN TRINCEA

La sezione tipologica è del tutto analoga a quella dell'asse principale.

Ai margini stradali sono previsti i fossi con trincee drenanti e in sommità i fossi di guardia rivestiti.

In questo caso, vista la vicinanza al sistema di collettamento dell'asse principale che prevede il trattamento delle acque e la successiva infiltrazione, si prevede di convogliare le acque nel medesimo sistema.

7.5.2 VIABILITÀ IN RILEVATO

Per quanto riguarda i tratti in rilevato le acque defluenti dalla sede stradale verranno raccolte ai margini della piattaforma stradale sulla banchina con l'utilizzo di embrici a ridosso del ciglio erboso nei tratti extraurbani.

A determinati intervalli l'elemento marginale sarà interrotto e tramite l'utilizzo di embrici in CA le acque saranno convogliate all'interno dei fossi di guardia che si trovano ai piedi del rilevato. Tali fossi di guardia saranno in terra e avranno delle dimensioni tali da garantire oltre al trasporto la laminazione dei picchi di piena. La sezione di progetto avrà dimensione tale da evitare problemi di riduzione della sezione idraulica dovuti ad ostruzioni che si possono creare a causa dei depositi ed evitare la necessità di una continua manutenzione.

Ad intervalli prestabiliti in funzione della pendenza saranno posizionati setti in terra in maniera tale da garantire la laminazione delle portate.

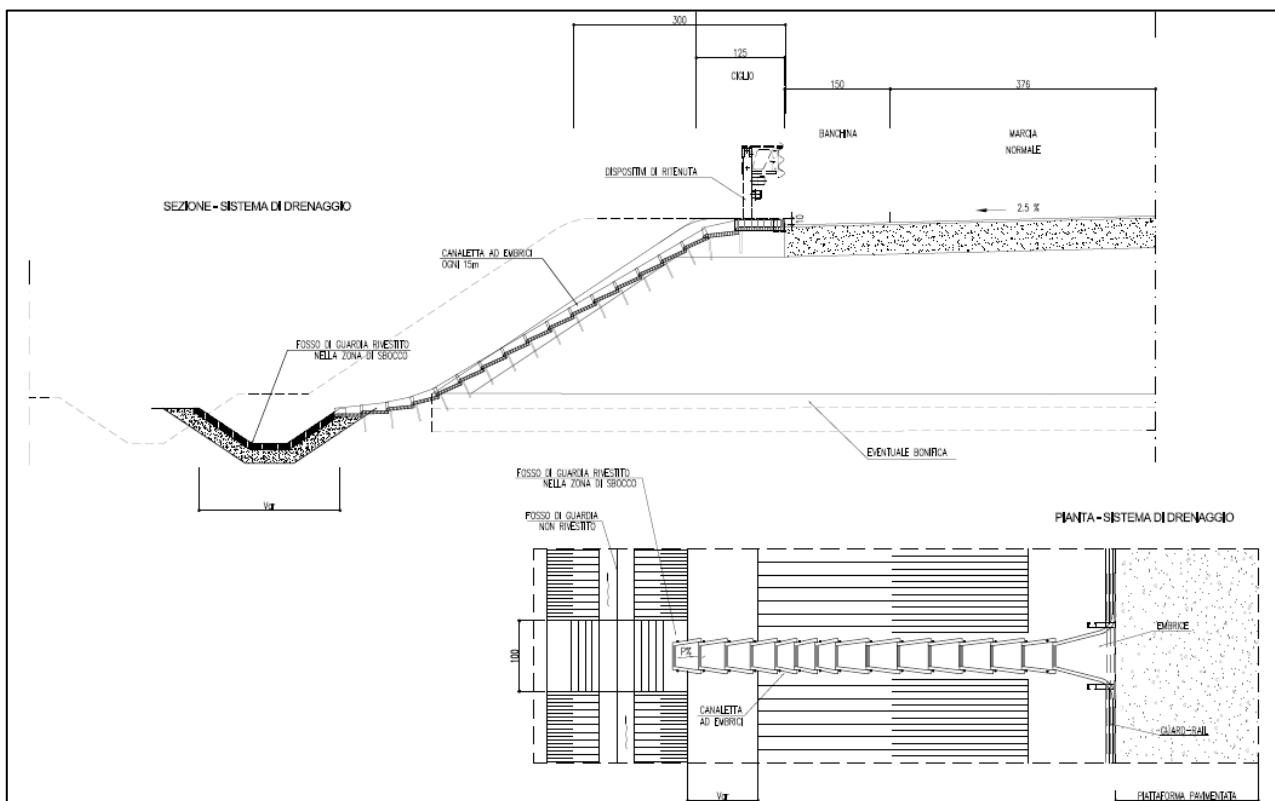


Figura 7.4: Sezione in rilevato.

8 DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLE OPERE DI PROGETTO

Come già anticipato nel capitolo precedente, il drenaggio e la gestione delle acque meteoriche, insistenti sulle aree oggetto di studio, ha necessitato la progettazione di un sistema piuttosto articolato, che può essere schematizzato in funzione del tracciato stradale e del recapito della rete fognaria ivi progettata (vedasi Tabella 8.1).

TRACCIATO STRADALE		RETE FOGNARIA AFFERENTE AL MANUFATTO:
TIPOLOGIA	CODIFICA	
Ramo 1	TR01	Vasca V.V.3
Gallerie e Ramo 1	GA01 + GA02 + TR02	Vasca V.V.2
Ramo 1 e Asse principale	TR03 + TR06	Vasca V.V.2
Asse Principale	TR06 + TR07 + TR08	Vasca V.V.1
Ramo 2	TR04	-
Ramo 3	TR05	Vasca V.V.1
Rotatoria 1	IR01	Trincea drenante T.D.1
Ramo 4	IR03	-
Rotatoria 2	IR02	Trincea drenante T.D.2
Raccordo A52-SS36	IR09	Trincea drenante T.D.8

Tabella 8.1 Schematizzazione dei sistemi di drenaggio e di gestione delle acque meteoriche.

Nei paragrafi seguenti sono state descritte tutte le opere in progetto, distinguendole in funzione del tracciato stradale, a partire dalle opere più ad Est e proseguendo verso Ovest.

8.1 RAMO 1 (TR01)

La raccolta delle acque meteoriche che insistono sulla superficie stradale avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate che scaricano nella rete fognaria tramite l'utilizzo di tubi in polietilene DN 160.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di una rete fognaria afferente alla vasca V.V.3, con un'estensione totale di circa 177 m e composta da tubazioni in PEAD SN8 con diametri nominali compresi tra 315 e 500 mm (vedasi Figura 8.1).

Il pozzetto di recapito della rete fognaria svolgerà anche la funzione di pozzetto di by-pass. I primi 5 mm di precipitazione, ossia le acque di dilavamento stradale, verranno sversati dal pozzetto di recapito all'interno della vasca di prima pioggia P.P.3 (12,5 m³). A vasca P.P.3 piena, si attiverà la valvola antiriflusso che svolgerà la funzione di interrompere l'alimentazione della vasca stessa. Le acque in esubero verranno veicolate nell'impianto di pompaggio SP1 attraverso una condotta a gravità in PEAD SN8 DN500, e, da qui, verranno sollevate fino alla vasca di laminazione ed infiltrazione V.V.3, tramite una tubazione in pressione PE100 DN315 mm.

Passata la piena, la vasca di prima pioggia P.P.3 verrà svuotata attraverso un impianto di pompaggio installato nella vasca stessa, sollevando le acque fino alla fognatura esistente, tramite una tubazione in pressione PE100 DN90 mm. Trattandosi di portate molto modeste, che verranno inoltre smaltite a evento meteorico concluso, non vi saranno problemi per la rete fognaria a valle.

La vasca V.V.3 sarà realizzata posando in opera due manufatti in ca prefabbricato, ciascuno di volume pari a 50 m³, per un totale di 100 m³. Le acque laminate, infine, verranno infiltrate nel sottosuolo mediante due pozzi drenanti, di diametro interno pari a 0,8 m e altezza di 10 m, che saranno realizzati all'interno delle vasche stesse.

Le acque piovane provenienti dalle scarpate saranno veicolate nelle trincee drenanti T:D.5, T.D.6 e T.D.7, le quali svolgeranno la duplice funzione di dispersione delle acque meteoriche e di laminazione delle portate di picco dei collettori.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

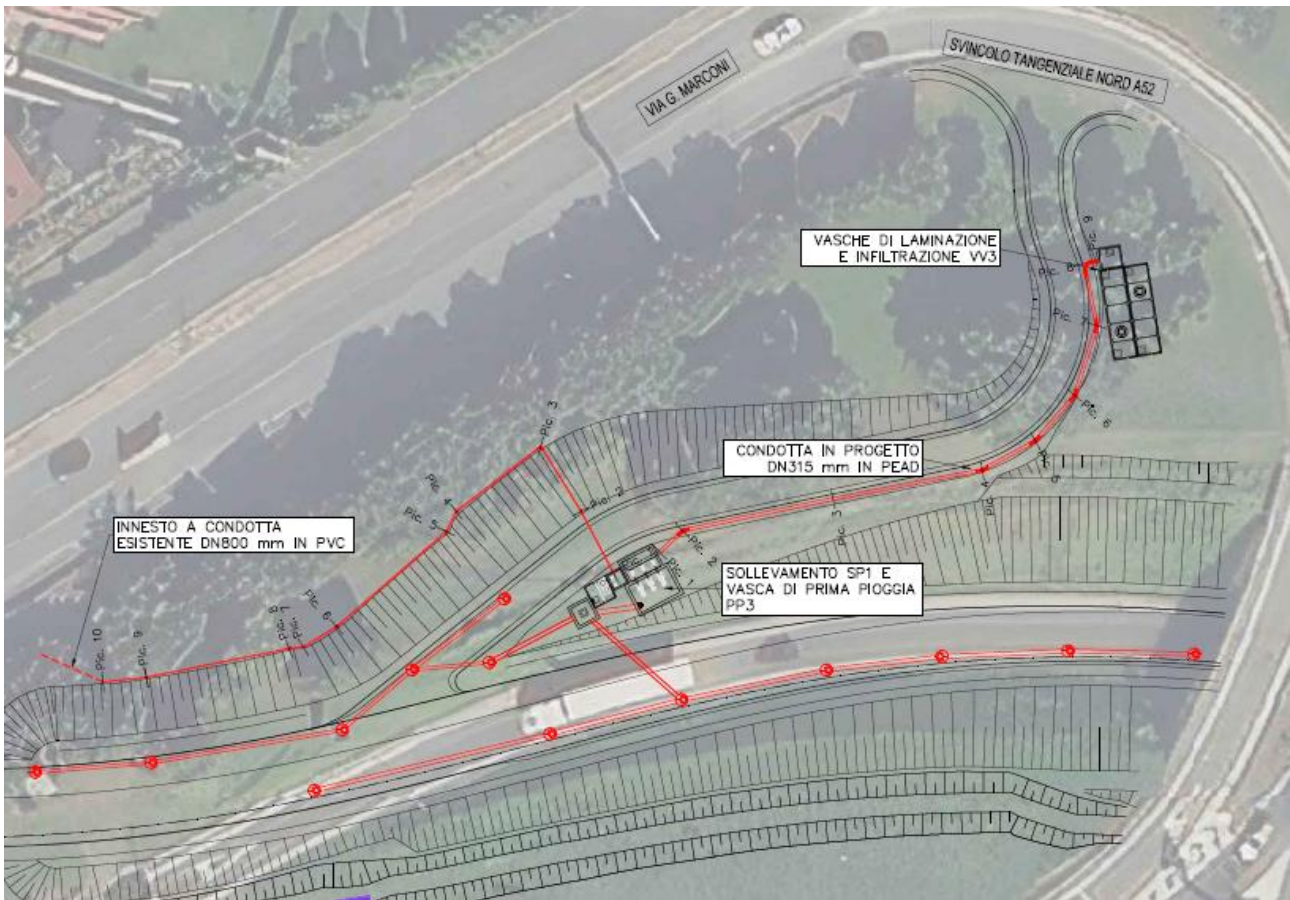


Figura 8.1 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio e di gestione delle acque del Ramo 1 (TR01).

8.2 GALLERIE E RAMO 1 (GA01 + GA02 + TR02)

Come già detto, anche nelle gallerie è stata prevista la posa in opera di canalette grigliate, di dimensioni comprese tra 30x30 cm e 30x50 cm, per veicolare possibili sversamenti accidentali, eventuali portate antincendio, le frazioni di precipitazione che i veicoli provenienti dalla trincea trascinano con sé e le acque meteoriche cadute sul breve tratto in trincea a cielo aperto compreso tra la galleria in progetto e quella esistente.



Figura 8.2 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio del Ramo 1 e delle Gallerie (GA01 + GA02 + TR02).

Le canalette verranno installate in corrispondenza dell'estremità destra o sinistra della sezione stradale, in funzione della pendenza della superficie. I collegamenti tra le canalette saranno eseguiti tramite la posa in opera di 4 sifoni realizzati attraverso tubazioni in PEAD SN8 DN400 mm.

Infine, il sistema di canalette verrà collegato al pozzetto di testa della rete fognaria afferente alla vasca di prima pioggia P.P.2 ed alla vasca di laminazione ed infiltrazione V.V.2. Tali opere sono meglio descritte nel cap. 8.3.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

8.3 RAMO 1 E ASSE PRINCIPALE (TR03 + TR06)

La raccolta delle acque meteoriche che insistono sulla superficie stradale dell'ultima frazione del Ramo 1 e di circa la metà del primo tratto dell'asse principale (TR06) avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate che scaricano nella rete fognaria tramite l'utilizzo di tubi in polietilene DN 160.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di una rete fognaria afferente alla vasca V.V.2, con un'estensione totale di circa 274 m e composta da tubazioni in PEAD SN8 con diametri nominali compresi tra 315 e 500 mm (vedasi Figura 8.3).

Il pozzetto di recapito della rete fognaria svolgerà anche la funzione di pozzetto di misura della qualità delle acque in continuo. Nel caso in cui il misuratore rilevi valori fuori norma dei parametri chimici, l'apertura di una paratoia automatica procederà a inibire il deflusso verso le altre vasche ed a dirottare le acque verso il volume di stoccaggio dedicato, in maniera tale che i liquidi pericolosi siano immagazzinati nella vasca per gli sversamenti accidentali (volume pari a 40 m³). Sarà poi possibile prevedere lo svuotamento mediante autobotte.

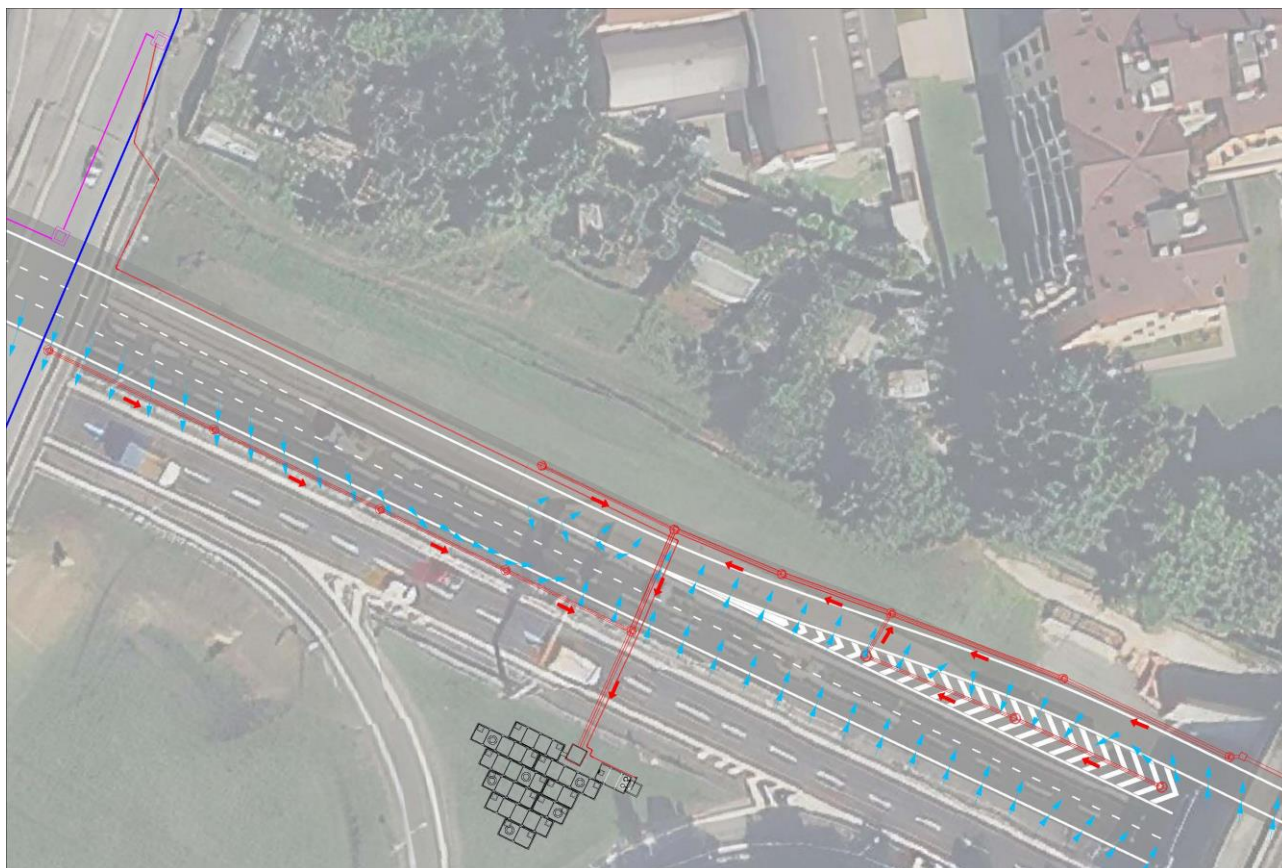


Figura 8.3 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio e di gestione delle acque del Ramo 1 e dell'Asse principale (TR03 + TR06)

In condizioni standard, le acque meteoriche drenate verranno convogliate dal pozzetto di recapito al pozzetto di by-pass. Qui, i primi 5 mm di precipitazione, ossia le acque di dilavamento stradale, verranno sversati all'interno della vasca di prima pioggia P.P.2 (volume pari a 20 m³). A vasca P.P.2 piena, si attiverà la valvola antiriflusso che svolgerà la funzione di interrompere l'alimentazione della vasca stessa e deviare le acque in esubero nella vasca di laminazione ed infiltrazione V.V.2.

Passata la piena, la vasca di prima pioggia P.P.2 verrà svuotata attraverso un impianto di pompaggio installato nella vasca stessa, sollevando le acque fino alla fognatura esistente di Via Gerolamo Borgazzi, tramite una tubazione in pressione PE100 DN90 mm. Tale condotta si verrà a collegare alla tubazione esistente che smaltisce le acque della vasca di prima pioggia che verrà dismessa ed è ubicata nei pressi della P.P.1. Trattandosi di portate molto modeste, che verranno inoltre smaltite a evento meteorico concluso, non vi saranno problemi per la rete fognaria a valle.

La vasca V.V.2 sarà realizzata posando in opera diversi manufatti in ca prefabbricato, per un totale di 312 m³:

- n.4 vasche con volume di 50 m³;
- n.1 vasche con volume di 40 m³;
- n.3 vasche con volume di 24 m³.

Le acque laminate, infine, verranno infiltrate nel sottosuolo mediante 6 pozzi drenanti, di diametro interno pari a 0,8 m ed altezza di 6,7 m, che saranno realizzati all'interno delle vasche stesse.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

8.4 ASSE PRINCIPALE (TR06 + TR07 + TR08)

Anche in questo caso, la raccolta delle acque meteoriche che insistono sulla superficie stradale della restante porzione dell'asse principale (circa metà TR06 + TR07 + TR08) avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate che scaricano nella rete fognaria tramite l'utilizzo di tubi in polietilene DN 160.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di una rete fognaria afferente alla vasca V.V.1, con un'estensione totale di circa 519 m e composta da tubazioni in PEAD SN8 con diametri nominali compresi tra 315 e 800 mm (vedasi Figura 8.4).

Il pozzetto di recapito della rete fognaria svolgerà anche la funzione di pozzetto di misura della qualità delle acque in continuo. Anche in questo caso, nel momento in cui il misuratore rileverà valori fuori norma dei parametri chimici, l'apertura di una paratoia automatica procederà a inibire il deflusso verso le altre vasche ed a dirottare le acque verso il volume di stoccaggio dedicato, in maniera tale che i liquidi pericolosi siano immagazzinati nella vasca per gli sversamenti accidentali (volume pari a 40 m³). Sarà poi possibile procedere allo svuotamento mediante autobotte.

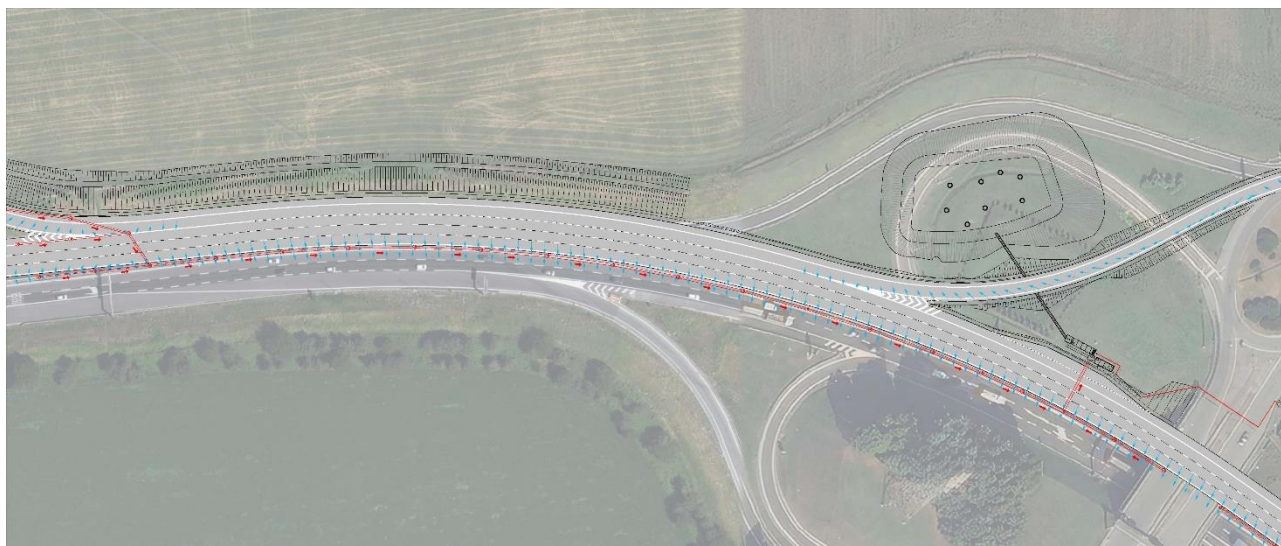


Figura 8.4 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio e di gestione delle acque dell'Asse principale (TR06 + TR07 + TR08)

In condizioni standard, le acque meteoriche drenate verranno convogliate dal pozzetto di recapito al pozzetto di by-pass attraverso una tubazione in PEAD SN8 DN800. Qui, i primi 5 mm di precipitazione, ossia le acque di dilavamento stradale, verranno sversati all'interno della vasca di prima pioggia P.P.2 (volume pari a 50 m³). A vasca P.P.1 piena, si attiverà la valvola antiriflusso che svolgerà la funzione di interrompere l'alimentazione della vasca stessa e deviare le acque in esubero nella vasca di laminazione ed infiltrazione V.V.1.

Passata la piena, la vasca di prima pioggia P.P.1 verrà svuotata attraverso un impianto di pompaggio installato nella vasca stessa, sollevando le acque fino alla fognatura esistente di Via Gerolamo Borgazzi, tramite una tubazione in pressione PE100 DN90 mm che avrà una lunghezza di poche decine di metri e sarà collegata all'esistente condotta che prende le acque dalla vasca di prima pioggia che sarà dismessa nel presente progetto e recapita le acque in fognatura.

La vasca V.V.1 sarà realizzata interamente in scavo ed avrà un volume di invaso pari a 1545 m³:

Le acque laminate, infine, verranno infiltrate nel sottosuolo mediante 8 pozzi drenanti, di diametro interno pari a 1,6 m ed altezza di 5,5 m, che saranno realizzati all'interno della vasca stessa.

Le acque piovane provenienti dalla scarpata (SC Nord) saranno veicolate nella trincea drenante T:D.3 che svolgerà la duplice funzione di dispersione delle acque meteoriche e di laminazione delle portate di picco dei collettori.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

8.5 RAMO 2 (TR04)

Come già detto nei capitoli precedenti, per i tracciati stradali secondari non è previsto il trattamento delle acque meteoriche.

Il ramo 2 verrà realizzato per la prima metà in trincea e per la seconda in rilevato e, di conseguenza, sono previste due modalità diverse di drenaggio delle acque (vedasi Figura 8.5):

- nella prima metà, in trincea, la raccolta delle acque meteoriche avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate che, una volta raggiunta la quota del terreno sottostante, scaricheranno le acque nelle aree verdi adiacenti al tracciato stesso;
- nella seconda metà, in rilevato, il deflusso superficiale avverrà attraverso la posa in opera di embrici in CA che veicoleranno le acque di pioggia nelle aree verdi adiacenti al rilevato stesso.

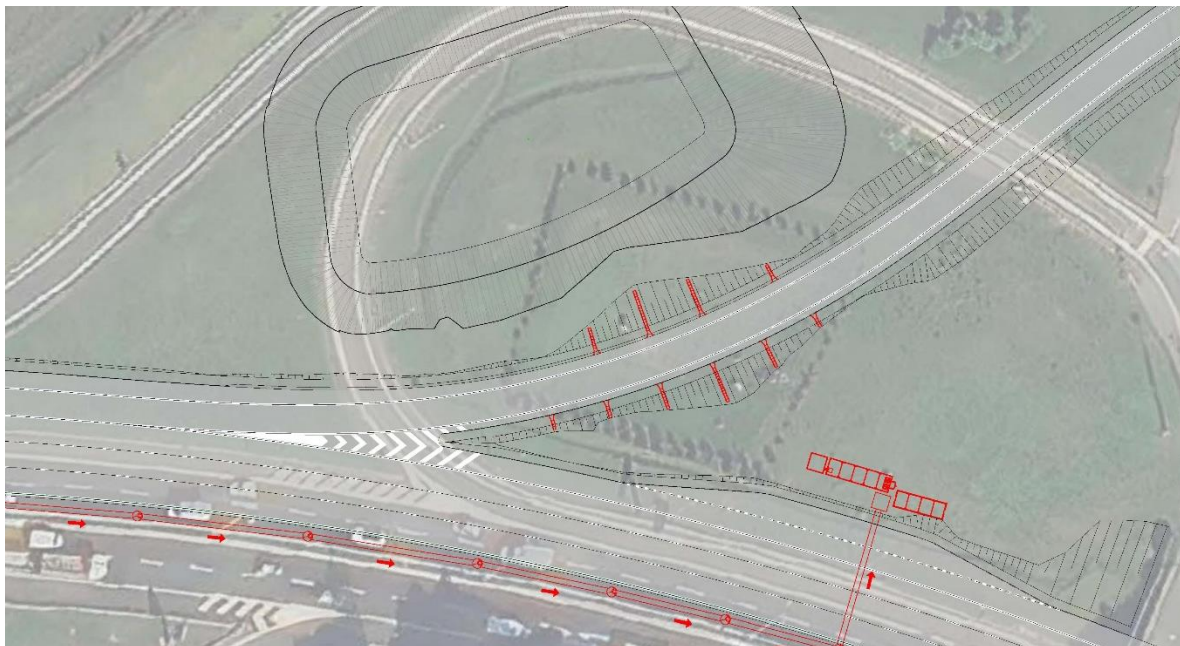


Figura 8.5 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio del Ramo 2 (TR04).

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

8.6 RAMO 3 (TR05)

Il ramo 3 verrà realizzato per la prima metà in rilevato e per la seconda in trincea e, di conseguenza, è prevista due modalità diverse di drenaggio delle acque (vedasi Figura 8.6):

- nella prima metà, in rilevato, la raccolta delle acque meteoriche avverrà attraverso un sistema di fossi vegetati (F.V.2), e dei relativi setti di separazione in terra, che svolgeranno la duplice funzione di dispersione delle acque meteoriche e di laminazione delle portate di picco dei collettori;
- nella seconda metà, in trincea, la raccolta delle acque di pioggia che insistono sulla superficie stradale avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate che scaricano nella rete fognaria tramite l'utilizzo di tubi in polietilene DN 160.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di una rete fognaria afferente alla vasca V.V.1, con un'estensione totale di circa 248 m e composta da tubazioni in PEAD SN8 con diametri nominali compresi tra 315 e 500 mm (vedasi Figura 8.4).

Le acque piovane provenienti dalle scarpate SC Nord ed SC Sud saranno veicolate rispettivamente nelle trincee drenanti T:D.3 e T.D.4. per la dispersione e la laminazione delle portate di picco dei collettori.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.



Figura 8.6 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio del Ramo 3 (TR05).

8.7 ROTATORIA 1 (IR01)

Le acque meteoriche precipitate sulla superficie stradale, verranno convogliate nei fossi vegetati che si sviluppano lungo tutto il perimetro della rotonda. Da qui, saranno veicolate all'interno di 4 pozzetti di raccolta e, successivamente, all'interno della vasca di laminazione ed infiltrazione T.D.2, attraverso delle condotte in PEAD SN8 DN315.

La vasca T.D.2 verrà realizzata in moduli in polipropilene ed avrà dimensioni 13,6x13,6x1,36 m (vedasi Figura 8.7).

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

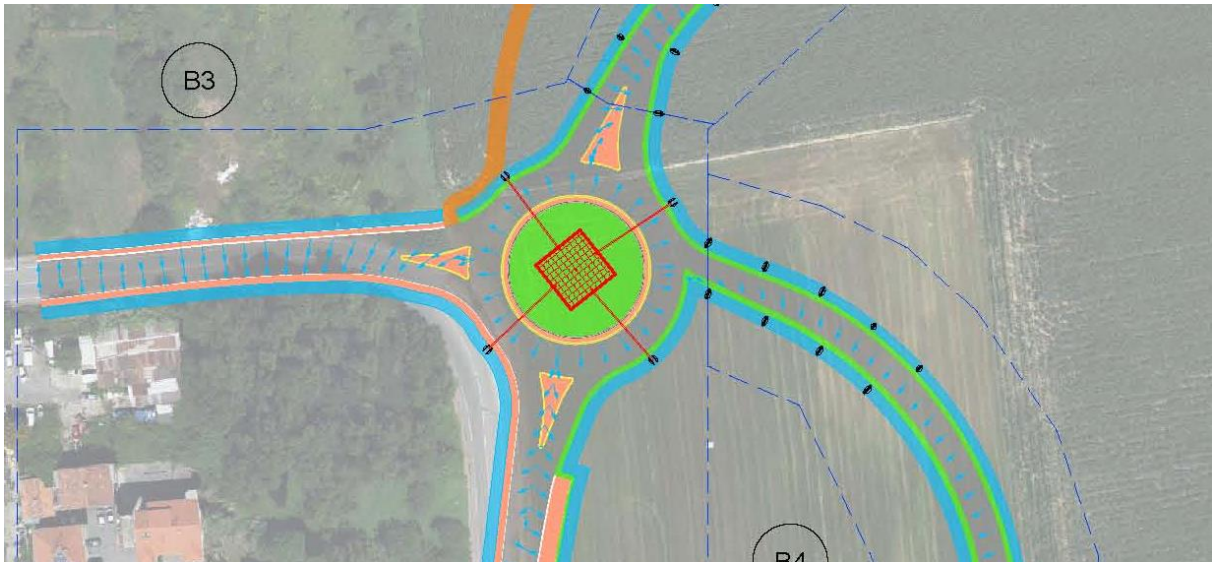


Figura 8.7 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio della Rotatoria R1 (IR01).

8.8 RAMO 4 (IR03)



Figura 8.8 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio del Ramo 4 (IR03).

La raccolta delle acque meteoriche avverrà attraverso un sistema di fossi vegetati (F.V.1), e dei relativi setti di separazione in terra, che svolgeranno la duplice funzione di dispersione delle acque meteoriche e di laminazione delle portate di picco dei collettori (vedasi Figura 8.8).

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

8.9 ROTATORIA 2 (IR02)

La raccolta di parte delle acque meteoriche, che insistono sulla superficie stradale, avverrà attraverso un sistema di caditoie a bocca di lupo direttamente collegate alla rete fognaria.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di una rete fognaria afferente alla vasca T.D.1, con un'estensione totale di circa 217 m e composta da tubazioni in PEAD SN8 con diametri nominali compresi tra 315 e 400 mm (vedasi Figura 8.9).

La restante parte delle acque precipitate sulla superficie della Rotatoria 2, verrà convogliata nei fossi vegetati che si sviluppano lungo gran parte del perimetro della rotonda. Da qui, saranno veicolate all'interno di 3 pozzi drenanti, di diametro interno pari a 1,5 m ed altezza di 10 m, ed infiltrate nel sottosuolo. Infine, le acque in esubero defluiranno all'interno della vasca T.D.1 attraverso delle tubazioni in PEAD SN8 DN315.

La vasca T.D.1 verrà realizzata in moduli in polipropilene ed avrà dimensioni 16x16x1,36 m.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.



Figura 8.9 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio della Rotatoria R2 (IR02).

8.10 RACCORDO A52-SS36 (IR09)

La raccolta delle acque meteoriche che insistono sulla superficie stradale e sulla scarpata del Raccordo A52-SS36 avverrà attraverso un sistema di canalette grigliate, poste sul lato destro della sezione stradale, che scaricheranno nella rete fognaria tramite tubazioni in polietilene DN 160.

Per il drenaggio delle acque, è stata prevista la posa in opera di due condotte PEAD SN8 DN315, afferenti alla trincea drenante T.D.8 e con un'estensione totale di circa 15 m (vedasi Figura 8.10).

Dette tubazioni attraverseranno trasversalmente il tracciato stradale, veicolando le acque di pioggia nella trincea drenante posta alla sinistra della sezione stradale e, successivamente, nei due pozzi perdenti, con diametro interno pari a 1,5 m ed altezza di 8 m, dove le acque verranno laminate ed infiltrate nel sottosuolo.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di pertinenza.

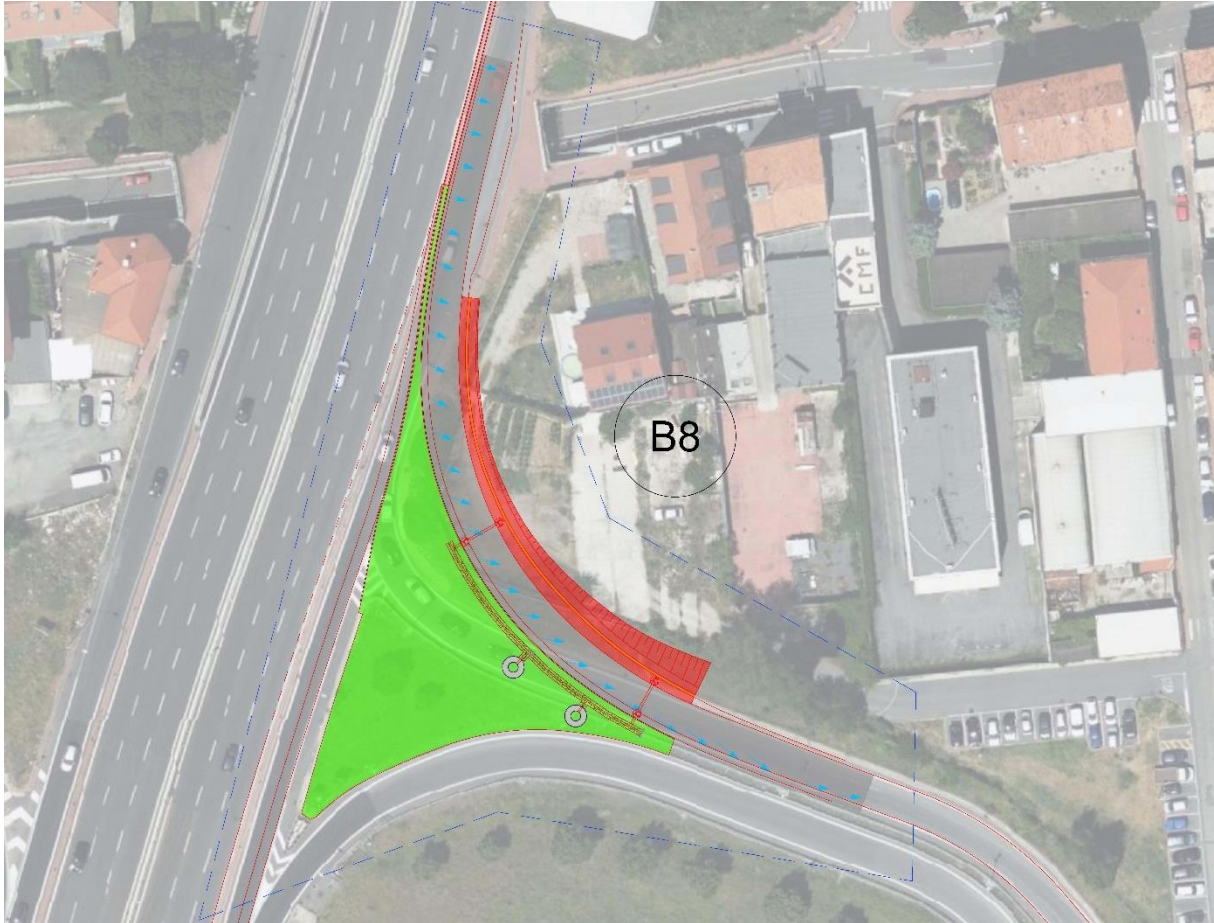


Figura 8.10 Stralcio planimetrico del sistema di drenaggio del Raccordo A52-SS36 (IR09).

9 SISTEMI DI DRENAGGIO

9.1 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La progettazione della rete di raccolta e smaltimento acque meteoriche dalla piattaforma stradale del progetto in esame ha previsto quindi il rispetto dell'invarianza idrologica e idraulica con lo sviluppo di un sistema di gestione sostenibile.

Tale sistema è stato pensato e dimensionato sulla base dell'analisi e dello studio delle buone pratiche progettuali.

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- ottimizzazione/riduzione reti di drenaggio tradizionale (condotte);
- rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;
- riduzione volumi vasca laminazione principale;
- realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e i processi indiretti di bioremediation;
- possibilità di integrazione degli scopi ingegneristico/ecologici descritti con gli inserimenti architettonici/paesaggistici.

La scelta degli interventi è stata condotta sulla base dei seguenti elementi:

- la tipologia di intervento in funzione della superficie coinvolta;
- la funzione assolta dall'infrastruttura verde: infiltrazione, detenzione, trasporto/regolazione di portata e riutilizzo.

9.2 TIPOLOGIE DI SISTEMI PREVISTE

Il presente progetto prevederà l'impiego di sistemi estensivi, con infiltrazione superficiale e detenzione dei volumi, con bassi costi di realizzazione e minima manutenzione, con alto valore estetico e ecologico.

Oltre alle vasche di laminazione, aventi scopo di detenzione e infiltrazione, le tipologie di sistemi previste in questo progetto saranno le seguenti:

- drenaggio sede stradale realizzato mediante fossi vegetati infiltranti;
- pozzi disperdenti;
- bacini di detenzione e infiltrazione con trincea drenante.

Il materiale impiegato per effettuare questo tipo di bacini sarà il suolo vegetale. Di seguito si forniscono alcune dettagli in merito ai sistemi adottati.

9.2.1 TRINCEE DRENANTI

Le trincee drenanti saranno costituite da scavi riempiti con materiale con ottime capacità drenanti del tipo ghiaia/ciottoli e all'occorrenza, anche estetica, pietrame.

Attorno alle trincee è prevista la posa di un geotessuto di separazione al fine di evitare il dilavamento di particelle fini.

I principali vantaggi che hanno portato alla scelta di inserimento di una trincea drenanti in questi bacini sono:

- i. Buona flessibilità di inserimento in spazi chiusi e basso fabbisogno di superficie (di regola meno del 10% della superficie impermeabile allacciata con un volume della trincea di 2-10 m³ per 100 m² di superficie impermeabile allacciata);
- ii. Discrete rese bioremediation soprattutto dovute a meccanismi di filtrazione e adsorbimento;

iii. Ridotta necessità di manutenzione.

Tali opere sono state previste ai bordi della carreggiata in trincea di nuova realizzazione.

9.2.2 BACINI DI DETENZIONE E INFILTRAZIONE CON POZZI DISPUDENTI AL FONDO

I bacini di infiltrazione consistono in aree verdi depresse con tiranti idrici adeguati alle portate da laminare.

Il materiale impiegato per effettuare questo tipo di bacini sarà il suolo vegetale.

Allo scopo di incrementare la portata infiltrata sul fondo del bacino saranno realizzati dei pozzi disperdenti.

Tali opere sono state previste a servizio dei tratti di piattaforma stradale realizzati in trincea.

9.2.3 FOSSI VEGETATI/DRENANTI

I fossi vegetati/drenanti hanno generalmente sezione trapezoidale e, ove possibile, sono generalmente posizionati ai lati della carreggiata.

Tali opere sono state (e lo sono tuttora) largamente utilizzate nelle aree rurali e avevano la principale funzione di collettamento.

Tra i vantaggi idraulici essi immagazzinano e convogliano le acque scolanti meteoriche favorendo la riduzione dei picchi di deflusso, l'infiltrazione e il rallentamento dei flussi, a seconda della pendenza.

Di seguito alcune delle tipologie di uso frequente:

- Mediante l'uso di una fitta vegetazione, solitamente piante erbacee, viene promossa la sedimentazione. La fitta vegetazione, infatti, garantendo basse velocità di flusso permette di intrappolare gli inquinanti particellari producendo indiretti effetti di fitodepurazione.
- È possibile installare dighe o berme lungo il fosso per favorire ulteriormente lo stoccaggio, il rallentamento, la sedimentazione e l'infiltrazione.
- Mediante la formazione di sottofondo in materiale drenante è possibile incrementare l'infiltrazione creando opere miste con trincee drenanti.

Tali opere sono previste lungo le piattaforme stradali dell'asse secondario per il convogliamento delle acque insistenti su tali piattaforme stradali in rilevato.

I fossi drenanti posizionati ai lati della carreggiata, a ridosso dell'unghia del rilevato e lungo le scarpate, devono avere una capacità tale da contenere la totalità delle acque che vengono raccolte dalla superficie stradale e permettere la loro dispersione nel terreno.

10 FILOSOFIA DI GESTIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Con l'emanazione del D. Lgs. n. 152/99, successivamente modificato ed integrato dal D.Lgs. n. 258/00, che ha recepito la direttiva 91/271/CEE, si sono fornite le disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento. In particolare è stato introdotto per la prima volta il concetto di "acque di prima pioggia".

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale della prima fase di eventi pluviometrici e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti, spesso superiori addirittura a quelle che caratterizzano reflui "ordinari" civili e/o industriali. In conseguenza dell'evento pluviometrico, infatti, le prime acque meteoriche cadute operano il dilavamento delle deposizioni secche dalle superfici urbane e stradali, causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti, quali solidi sedimentabili (organici ed inorganici), sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc. Tale fenomeno si presenta con particolare intensità nelle prime fasi dell'evento pluviometrico stesso ed è noto con il termine di first flush.

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti dalle superfici urbane e stradali, risultano estremamente variabili e dipendenti dalla specificità del sito in esame ed in particolare dal regime pluviometrico, oltre che dalle caratteristiche climatiche e morfologiche dell'area drenata. I valori del carico inquinante veicolato in fognatura variano in funzione, oltre che della natura dell'area esaminata (aree urbane, superfici stradali con intensità di traffico variabile ecc.), anche dell'intervallo di tempo intercorso dall'ultimo evento piovoso significativo che ha dato origine ad un fenomeno di dilavamento significativo.

Viene considerata come acqua di prima pioggia la frazione delle acque meteoriche definita dal R.R. n. 4 del 24 marzo 2006, corrispondente ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche.

La sopracitata normativa D. Lgs. n. 152/99 è stata abrogata dal Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale", che riprende i principi del D. Lgs. n. 152/99 disciplinando le misure per tutela dei corpi idrici dall'inquinamento.

La vigente normativa demanda alle Regioni, allo scopo di prevenire i rischi idraulici ed ambientali, la disciplina e l'attuazione delle forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento. Alle Regioni spetta, quindi, il compito di prescrivere i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate.

La predisposizione dei sistemi di raccolta delle acque di prima pioggia assolve al duplice intento di intercettare gli eventuali sversamenti di sostanze non compatibili con la rete idrografica naturale in occasione di imprevisti inconvenienti di esercizio (ribaltamento mezzi, ecc.) e di raccogliere le inevitabili scorie prodotte da un intenso flusso veicolare.

È evidente che l'accumulo di inquinanti in tempo secco ed il loro lavaggio operato dalla pioggia può raggiungere livelli non trascurabili su superfici interessate da intenso traffico veicolare, quali le autostrade. In questo caso il trasporto degli inquinanti nei collettori fognari e la loro immissione diretta nei corpi idrici ricettori può essere causa di notevoli danni all'ambiente, soprattutto se posta in relazione agli obiettivi di qualità dei corpi idrici stabiliti dal citato D. Lgs. n. 152/06.

Nell'ambito del presente progetto si darà pertanto grande rilevanza alla necessità di controllare e trattare il carico inquinante legato al dilavamento delle deposizioni secche, prima della restituzione delle acque di pioggia all'ambiente naturale. La stessa progettazione delle "infrastrutture stradali" è stata quindi condizionata dai vincoli imposti dai sistemi di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia, in particolare per quanto riguarda l'estensione delle aree imposte e l'altimetria delle opere interferenti (attraversamenti stradali ed idraulici).

Entrando nel merito specifico del presente progetto, il primo problema che si pone è quello legato all'individuazione delle soglie di intervento del sistema, in altre parole la quantificazione delle acque di prima pioggia.

Il deflusso originato da un evento di precipitazione di queste caratteristiche, che insiste sull'asse autostradale, verrà, nell'ambito della presente progettazione, opportunamente separato dalla portata eccedente e destinato ad un trattamento, che permetta di ridurre il carico di inquinanti ai valori imposti dalla normativa vigente ai limiti allo scarico.

La provincia di Milano ha inviato un parere scritto alla società Milano Serravalle in cui è riportato che, ai sensi del RR 04/2006, le acque scolanti dall'infrastruttura viaria non risultano soggette all'obbligo di raccolta e trattamento prime piogge con scarico in fognatura.

Le vasche di prima pioggia sono comunque usualmente installate e progettate anche negli sviluppi futuri delle infrastrutture gestite da Milano Serravalle per buona pratica progettuale, come funzione anti-sversamento, e in considerazione degli impatti ambientali nei confronti degli scarichi in CIS, che rimangono comunque soggetti al rispetto della tabella 3 allegato 5 152/2006 e smi.

Le superfici della nuova viabilità che saranno soggette al trattamento delle acque di prima pioggia sono rappresentate dalle pavimentazioni stradale del tratto autostradale.

Le acque di prima pioggia saranno raccolte insieme alle altre acque meteoriche, esse saranno separate, in seguito dalle acque così dette di "seconda pioggia" in testa alle vasche di trattamento con un sistema di paratoie. Successivamente le acque di prima pioggia saranno raccolte e stoccate in apposite vasche di accumulo con volume pari a 50 m³/ha per poi subire un trattamento di sedimentazione e disoleazione. Le acque di seconda pioggia andranno direttamente nel recettore finale dopo essere state laminate.

Gli scarichi degli impianti dovranno garantire il rispetto dei limiti di emissioni su suolo previsti dall'allegato n. 5 della Legge n. 152/2006 e smi, pertanto i prefabbricati delle vasche di prima pioggia che verranno scelti durante la fase di realizzazione dell'opera, dovranno garantire il rispetto di tali limiti mediante apposita certificazione.

11 SVERSAMENTI ACCIDENTALI

A protezione degli impianti di smaltimento delle acque di pioggia è stata predisposta una vasca coperta atta a ricevere gli sversamenti accidentali, con volume pari a 40 m³, in grado dunque di immagazzinare eventuali liquidi sversati da un'autobotte in caso di incidente stradale con un opportuno margine di sicurezza.

Al termine delle tubazioni di drenaggio sarà posizionato un pozzetto per la misura della qualità dell'acqua in continuo. In caso si abbia evidenza di valori fuori norma dei parametri chimici, si procederà a inibire, mediante l'apertura di una paratoia posta a quota ribassata rispetto all'altra tubazione in uscita, il deflusso verso le vasche di prima pioggia e le successive vasche di laminazione ed infiltrazione e dirottare le acque verso il volume di stoccaggio dedicato, in maniera tale che i liquidi pericolosi siano immagazzinati in una vasca impermeabilizzata. Sarà poi possibile prevedere lo svuotamento mediante autobotte in caso di necessità.

13 STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO - SOLUZIONE PROGETTUALE INVARIANZA IDRAULICA BACINO GLOBALE

Lo studio idrologico-idraulico di dettaglio è stato articolato secondo i seguenti punti:

- Identificazione delle aree scolanti e del coefficiente di deflusso ottenuto mediante una media ponderata;
- Determinazione delle Linee Segnaletiche di Possibilità Pluviometriche (LSPP) per tempo di ritorno pari a 50 anni e 100 anni;
- Costruzione dello ietogramma di progetto tipo Chicago avente una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino sotteso dall'invaso;
- Stima del processo di infiltrazione e determinazione dello ietogramma netto di progetto;
- Modello di trasformazione aree – tempi (metodo di corrivazione) del bacino complessivo scolante;
- Simulazione del processo di laminazione e dimensionamento della vasca sulla base della massima portata di scarico ammissibile al ricettore/opera infiltrante e coerente con i limiti imposti dalla normativa.

13.1 R.R. 07/2017 E SMI E INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

Il R.R. 7/2017 e smi classifica gli interventi a seconda dell'ambito territoriale, dell'estensione del progetto e della variazione del coefficiente di impermeabilizzazione.

Risultando l'estensione dell'intervento in oggetto compreso tra 1 e 10 ha ed essendo risultato un coefficiente medio ponderale > 0.4, questo rientra nella Classe di intervento "impermeabilizzazione potenziale alta" e, ai sensi dell'art.9 del R.R. 7/2017, la modalità di calcolo deve rispettare una "procedura dettagliata", descritta nell'articolo 11 del medesimo regolamento.

CLASSE DI INTERVENTO	SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO		
			AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)		
			Aree A, B	Aree C	
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Figura 13.1: Classificazione degli interventi richiedenti misure di invarianza idraulica e idrologica e modalità di calcolo, secondo il RR n.7 del 2017.

Oltre alla classe d'intervento il R.R. 7/2017 definisce il valore minimo del volume di laminazione. Ai sensi dell'Art.12 comma 2 lettera a) questo parametro risulta essere pari a 800 m³ per ettaro di superficie impermeabile (800 m³/ha_{imp})

Prevedendo come soluzione progettuale di invarianza idraulica la realizzazione di sole strutture di infiltrazione, ai sensi dell'art.11 comma 2 lettera e) il volume minimo di laminazione requisito all'articolo 12, comma 2, è ridotto del 30 per cento, cioè deve essere di almeno 560 m³/ha_{imp}.

14 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI LAMINAZIONE E INFILTRAZIONE

14.1 DIMENSIONAMENTO SISTEMI DI LAMINAZIONE E INFILTRAZIONE (“AREE SISTEMI DRENANTI”)

Il dimensionamento dei sistemi di infiltrazione/detenzione è stato condotto risolvendo l'equazione di continuità mettendo a sistema la portata infiltrata, la legge d'efflusso che governa le opere preposte allo scarico dell'invaso qualora si raggiunga una quota di troppo pieno e la legge d'invaso che dipende dalla forma dell'invaso stesso.

Il dimensionamento è stato condotto al fine di garantire un'indipendenza idraulica con il sistema detenzione+infiltrazione per un tempo di ritorno pari a 50 anni, nonché per il rispetto dei minimi volumi di invaso imposti dalla normativa (pari a 800 mc/ha impermeabili ridotti del 30%).

Il sistema detenzione + infiltrazione risulta verificato per un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Il dimensionamento della portata infiltrante è stato condotto secondo le linee progettuali di “Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione – HOEPLI” sulla base della legge di Darcy.

$$Q_f = k \cdot J \cdot A$$

Dove:

- Q_f portata d'infiltrazione [m³/s];
- k permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];
- J cadente piezometrica [m/m];
- A superficie netta d'infiltrazione [m²].

Sono stati assunti coefficienti di permeabilità stimati dai sondaggi effettuati in sito nella campagna del 2021 (vedasi Tabella 3.11).

Il calcolo della capacità di accumulo di laminazione delle aree durante gli eventi di pioggia intensi è stato condotto applicando il “modello delle sole piogge” che attraverso le formulazioni di seguito esposte consente di calcolare dapprima la durata critica dell'evento che massimizza l'invaso e successivamente il volume V_{max} necessario.

$$t_{cr} = \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$V_{max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{IMP} \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Dove:

- t_{cr} durata critica dell'evento espresso [ore];
- V_{max} massimo volume invasato [m³];
- a e n parametri curva possibilità pluviometrica;
- S superficie [ha];
- φ coefficiente afflusso [-];

• Q_{imp} portata massima in uscita dall'area "sistemi drenanti" pari alla portata infiltrata [l/s].
 Di seguito sono state le verifiche per ciascun elemento filtrante.

14.1.1 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E BACINI DI DETENZIONE CON POZZI DISPERDENTI

Le acque provenienti dalla rete di drenaggio entreranno nelle vasche di prima pioggia, che saranno realizzate in elementi prefabbricati, e, successivamente, a evento meteorico concluso, verranno svuotate da un'elettropompa ed inviate alla fognatura più vicina, così come descritto al Capitolo 8.

Come da normativa, attraverso la seguente equazione, esprimendo la superficie impermeabile (S_{imp}) in ettari, è stato possibile calcolare il volume delle acque di prima pioggia e dimensionare le vasche di prima pioggia (vedasi Tabella 14.1).

$$V_{P.P.} = 50 \cdot S_{imp}$$

VASCA DI PRIMA PIOGGIA			
ID. VASCA LAMINAZ.	ID. VASCA	VOLUME DA NORMATIVA	VOLUME DI PROGETTO
-	-	m^3	m^3
V.V.1	P.P.1	50,03	50
V.V.2	P.P.2	18,42	24
V.V.3	P.P.3	6,38	12,5

Tabella 14.1 Dimensionamento delle vasche di prima pioggia.

Nell'area oggetto di intervento, a valle delle vasche di prima pioggia, è prevista l'installazione di 3 nuove vasche di laminazione ed infiltrazione, all'interno delle quali verranno fatte confluire tutte le acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale e da eventuali aree verdi, scarpate e aree dedicate ai sistemi di drenaggio sostenibili (vedasi Tabella 14.2).

VASCA	BACINI GRAVANTI	PIATTAFORMA STRADALE (mq) $\Phi_{imp} = 1$	AREA VERDE (mq) $\Phi_{perm} = 0,3$	SCARPATE (mq) $\Phi_{perm} = 0,5$	AREA FOSSI DRENANTI (mq) $\Phi_{perm} = 0,7$	SUPERFICIE TOTALE (mq)	Φ Ponderale
V.V.1	B5 B5 SC SV	11 685	12 230	1 602	0	25 517	0,63
V.V.2	B6A.1 B6B.1 B6A.2 B7B B7A.1	3 684	0	0	0	3 684	1,00
V.V.3	B7A.2	1 275	0	0	0	1 275	1,00

Tabella 14.2 Schematizzazione delle aree gravanti sulle vasche in progetto.

Ogni vasca è stata equipaggiata con pozzi disperdenti di diverse dimensioni, in funzione della permeabilità del terreno e delle portate da infiltrare nel sottosuolo. Nel caso in esame la lunghezza utile dei pozzi è stata limitata a 10 m al fine di garantire una distanza minima di 2 m tra la quota di fondo pozzo e la quota di falda.

Per il calcolo della portata di smaltimento dei pozzi si è fatto riferimento alla formula di Sieker, (Sieker, 1984, Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione - HOEPLI - pag. 658):

$$Q_f = 1000 \cdot \frac{K}{2} \cdot \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) \cdot A_f$$

Dove:

- Q_f capacità d'infiltrazione [l/s];

- K permeabilità del terreno [m/s];
- L distanza tra la base del pozzo e la superficie della falda [m];
- z altezza dello strato drenante [m];
- A_f superficie drenante effettiva [m²], calcolabile attraverso la seguente equazione:

$$A_f = \pi \cdot [(R + z/2)^2 - R^2]$$

Con R raggio interno del pozzo [m].

Nella Tabella 14.3 sono state riportate le risultanze ottenute applicando le equazioni precedenti

ID. VASCA LAMINAZ.	N. POZZI	DIAMETRO POZZI	PROFONDITÀ POZZI	PERMEABILITÀ TERRENO	Q TOT DISPERSA	VOLUME POZZI
-	-	m	m	m/s	l/s	m ³
V.V.1	8	1,6	5,5	4,33E-05	10,72	88,47
V.V.2	6	0,8	6,7	4,98E-05	11,03	20,21
V.V.3	2	0,8	10	1,32E-05	1,80	10,05

Tabella 14.3 Schema di calcolo delle caratteristiche dei pozzi disperdenti.

Il volume che i sistemi di accumulo di progetto devono essere in grado di contenere devono soddisfare 3 condizioni:

- capacità maggiore del volume da invasare in riferimento alla RR7/2017 e smi ridotto del 30%;
- capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 50 anni;
- capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 100 anni. In quest'ultima condizione, può anche essere ammesso un leggero superamento dei volumi di invaso ed un eventuale funzionamento in pressione della rete di alimentazione delle vasche, a condizione che non si verifichino allagamenti della piattaforma stradale.

Com'è possibile osservare in Tabella 14.4, sommando i volumi di invaso delle vasche e dei relativi pozzi drenanti, le tre condizioni precedentemente esposte vengono ampiamente rispettate dalle vasche di laminazione ed infiltrazione V.V.1 e V.V.2.

ID. VASCA LAMINAZ.	VOLUME RR7/2017	VOLUME EVENTO TR=50 ANNI	VOLUME EVENTO TR=100 ANNI	VOLUME VASCA	VOLUME POZZI	VOLUME TOTALE
-	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
V.V.1	904,62	1732,18	2018,30	2200,00	88,47	2288,47
V.V.2	206,30	204,54	238,34	312,00	20,21	332,21
V.V.3	71,40	98,39	114,64	100,00	10,05	110,05

Tabella 14.4 Tabella riassuntiva dei volumi di progetto.

La vasca V.V.3 rientra nel caso della terza condizione. La V.V.3 è alimentata dall'impianto di sollevamento SP1 realizzato attraverso un manufatto gettato in opera con pianta di dimensioni 4,5x3,0 m. Considerando un riempimento della vasca del sollevamento fino al pieno riempimento della tubazione di alimentazione del manufatto stesso, pari ad 1,8 m, e trascurando tutti i contributi di invaso delle tubazioni e dei pozzetti costituenti la rete fognaria a monte della vasca, è possibile ottenere un aumento del volume di invaso pari a:

$$4,5 \times 3,0 \times 1,8 = 24,3 \text{ m}^3$$

Sommando 24,3 m³ ai 110 m³ della V.V.3 (pozzi inclusi), otteniamo un volume di invaso di 134,3 m³, valore superiore ai 114,64 m³ attesi per eventi di pioggia con tempo di ritorno di 100 anni.

14.1.2 FOSSI VEGETATI

Lo schema di raccolta e smaltimento delle acque di dilavamento della piattaforma stradale nel caso viabilità secondaria è vincolato dal fatto che per queste opere non è previsto il trattamento delle acque meteoriche. Questo trova piena giustificazione nel fatto che tali viabilità non sono soggette a flussi stradali paragonabili con quelli autostradali. Resta però da considerare la necessità di laminare le portate allo scopo di garantire l'invarianza idraulica del territorio anche a fronte dell'impermeabilizzazione che si sta andando a compiere.

Alla luce di queste considerazioni, le acque provenienti dalla superficie stradale verranno inviate al fosso vegetato posizionato ai lati della carreggiata, a ridosso dell'unghia del rilevato e lungo le scarpate. Esso avrà una capacità tale da contenere la totalità delle acque che vengono raccolte dalla superficie stradale e permettere la loro dispersione nel terreno.

Nell'area oggetto di intervento è prevista la realizzazione di 2 fossi vegetati, all'interno delle quali verranno fatte confluire tutte le acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale e da eventuali aree verdi e aree dedicate ai sistemi di drenaggio sostenibili (vedasi Tabella 14.5).

FOSSO VEGETATO	BACINI GRAVANTI	PIATTAFORMA STRADALE (mq) $\Phi_{imp} = 1$	AREA VERDE (mq) $\Phi_{perm} = 0,3$	SCARPATE (mq) $\Phi_{perm} = 0,5$	AREA FOSSI VEGETATI E TRINCEE DRENANTI (mq) $\Phi_{perm} = 0,7$	SUPERFICIE TOTALE (mq)	Φ Ponderale
F.V.1	B2	4624	1499	0	2821	8944	0,79
F.V.2	B4	1764	693	0	1151	3608	0,77

Tabella 14.5. Schematizzazione delle aree gravanti sui fossi vegetati in progetto.

Il fosso di guardia in progetto ha sempre sezione trapezia con scarpa 3/2.

Per il calcolo della portata infiltrata nel terreno si fa riferimento allo schema sotto riportato e all'espressione di Vedernikov (Harr 1962), essendo la falda molto profonda:

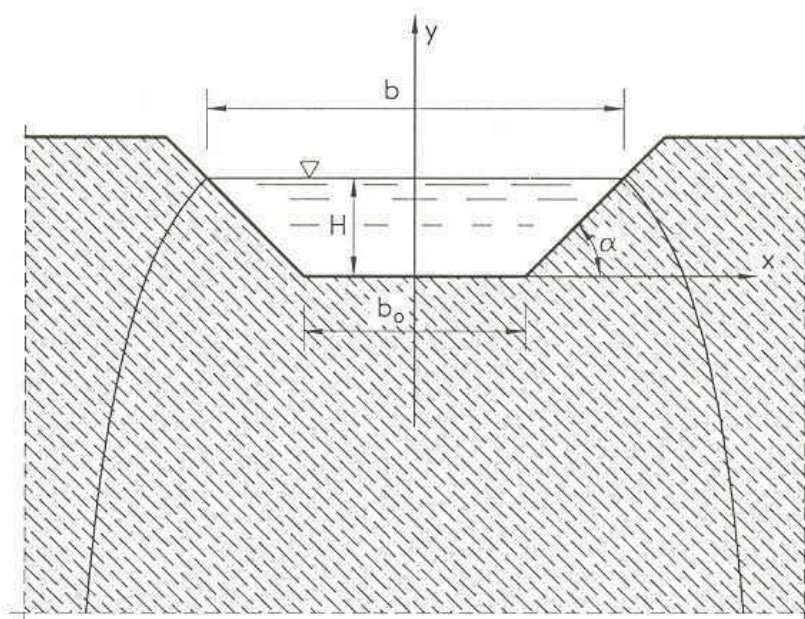


Figura 14.1: Schema di dispersione (Chahar, 2001).

$$q = \eta \cdot k \cdot y \cdot \left(A + \frac{W}{y} \right)$$

dove:

- q è la portata di infiltrazione per unità di lunghezza [m^2/s];
- b è la larghezza del fondo [m];
- W è la larghezza della superficie bagnata [m];
- y è il livello idrico massimo che l'acqua può raggiungere all'interno del fosso [m];
- k è il coefficiente di permeabilità [m/s];
- A è un coefficiente che misura il contributo della formazione della portata dovuta all'infiltrazione sulle sponde, stimato con il grafico di Figura 14.3, in funzione della geometria del canale;
- η è l'efficienza [%].

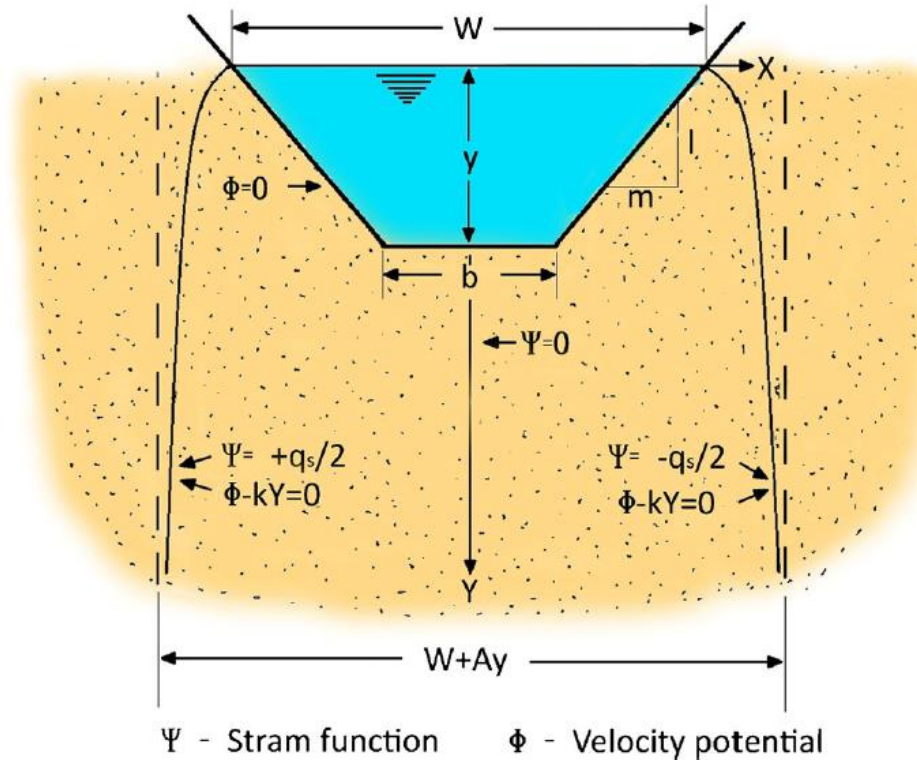


Figura 14.2: Schema di dispersione (Chahar, 2001).

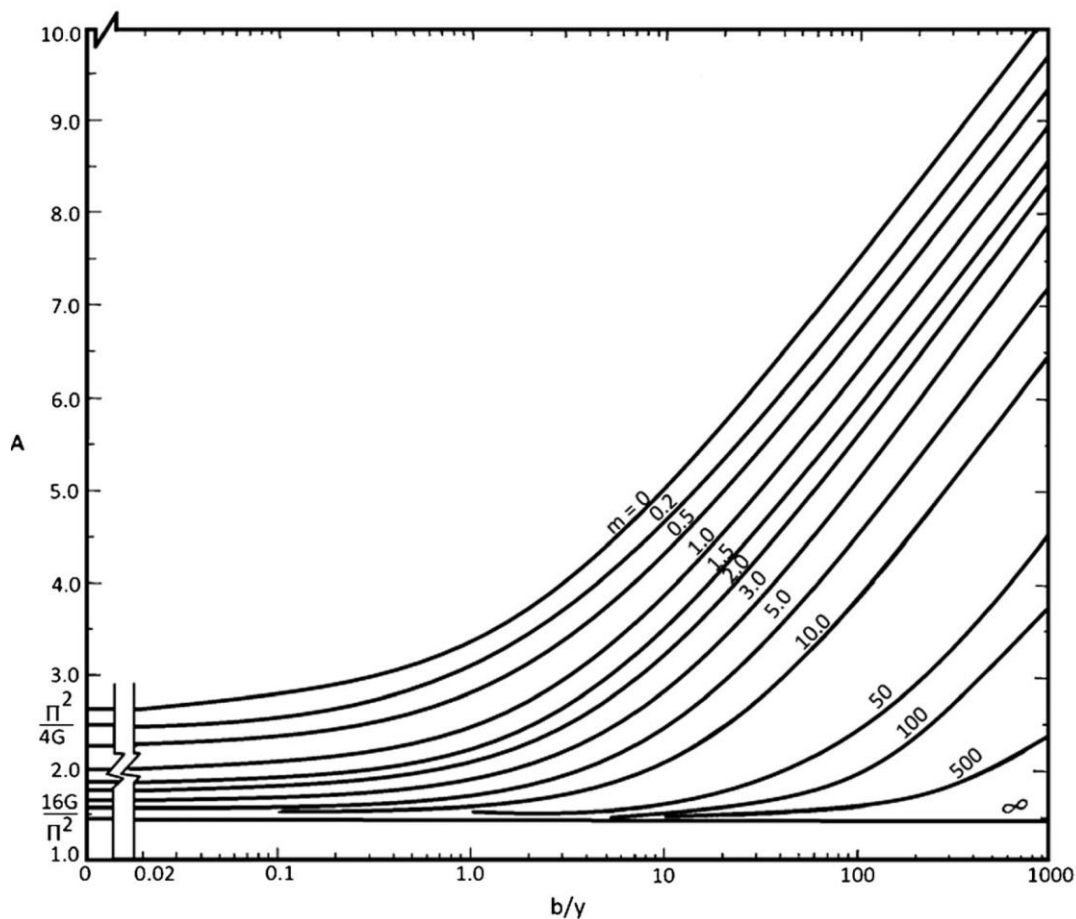


Figura 14.3: Grafico per la valutazione del coefficiente A (Chahar, 2001).

Applicando le equazioni precedentemente descritte, è stato possibile calcolare la portata dispersa da ogni fosso vegetato ed il volume di laminazione corrispondente (vedasi Tabella 14.6).

ID. FOSSO VEGETATO	LUNGH. FOSSO	BASE FOSSO	PERMEABILITÀ TERRENO	PORTATA DISPERSA	VOLUME FOSSI
-	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>l/s</i>	<i>m³</i>
F.V.1	660,00	1,20	4,00E-06	9,50	696,96
F.V.2	257,00	1,20	4,00E-06	3,70	271,39

Tabella 14.6 Schema di calcolo delle caratteristiche dei fossi vegetati in progetto.

Alla stregua delle valutazioni idrauliche effettuate per il dimensionamento dei bacini di laminazione, è stato verificato che il volume minimo di invaso necessario per l'accumulo delle acque meteoriche, prima che queste siano infiltrate nel canale, sia inferiore al volume di invaso che la geometria del bacino rende disponibile.

Tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti ed uscenti dal mezzo filtrante, in cui per semplicità viene esclusa l'evaporazione:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

dove:

- Q_p è la portata influente;
- Q_f è la portata infiltrata;
- Δt è l'intervallo di tempo considerato;

- ΔW è la variazione del volume invasato nel tempo Δt .

Lo svuotamento, dopo la fine di un evento piovoso deve essere inferiore a quello medio tra due eventi piovosi, considerato solitamente inferiore a 2 giorni.

Il volume che i sistemi di accumulo di progetto devono essere in grado di contenere devono soddisfare 3 condizioni:

- capacità maggiore del volume da invasare in riferimento alla RR7/2017 e smi ridotto del 30%;
- capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 50 anni;
- capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 100 anni. In quest'ultima condizione, può anche essere ammesso un leggero superamento dei volumi di invaso ed un eventuale funzionamento in pressione della rete di alimentazione delle vasche, a condizione che non si verifichino allagamenti della piattaforma stradale.

Com'è possibile osservare in Tabella 14.7, le tre condizioni precedentemente esposte vengono rispettate da entrambi i fossi vegetati F.V.1 ed F.V.2.

ID. FOSSO VEGETATO	VOLUME RR7/2017	VOLUME EVENTO TR=50 ANNI	VOLUME EVENTO TR=100 ANNI	VOLUME INVASO VEGETATI
-	m^3	m^3	m^3	m^3
F.V.1	394,65	583,70	680,11	696,96
F.V.2	155,55	231,27	269,47	271,39

Tabella 14.7 Tabella riassuntiva dei volumi di progetto.

14.1.3 BACINI DI DETENZIONE CON TRINCEA DRENANTE

Nell'area oggetto di intervento è prevista la realizzazione di 8 trincee drenanti, all'interno delle quali verranno fatte confluire tutte le acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale e da eventuali aree verdi, scarpate ed aree dedicate ai sistemi di drenaggio sostenibili (vedasi Tabella 14.8).

TRINCEE DRENANTI	BACINI GRAVANTI	PIATTAFORMA STRADALE (mq) $\Phi_{imp} = 1$	AREA VERDE (mq) $\Phi_{perm} = 0,3$	SCARPATE (mq) $\Phi_{perm} = 0,5$	AREA FOSSI VEGETATI E TRINCEE DRENANTI (mq) $\Phi_{perm} = 0,7$	SUPERFICIE TOTALE (mq)	Φ Ponderale
T.D.1	B1	6152	1082	0	1432	8666	0,86
T.D.2	B3	2925	1099	0	1908	5932	0,77
T.D.3	B5 SCNORD	0	0	5880	0	5880	0,50
T.D.4	B5 SCSUD	0	0	1693	0	1693	0,50
T.D.5	B7A SC5	0	0	859	0	859	0,50
T.D.6	B7A SC6	0	0	1087	0	1087	0,50
T.D.7	B7A SC7	0	0	1025	0	1025	0,50
T.D.8	B8	586	511	192	0	1289	0,65

Tabella 14.8 Schematizzazione delle aree gravanti sulle trincee drenanti in progetto.

Per il calcolo della portata dispersa da una trincea in un mezzo permeabile si è fatto riferimento alla formulazione riportata in "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione - HOEPLI - pag. 659".

La trincea disperdente sarà realizzata sul fondo del bacino di detenzione e sarà composta da uno strato di ghiaia avvolto in un geotessuto con al suo interno una tubazione finestrata (vedasi figura seguente).

Nel caso di trincea drenante la variazione di volume invasato può essere determinata con la seguente espressione:

$$\Delta W = L \cdot b \cdot H \cdot n$$

Dove:

- L e b sono rispettivamente la lunghezza e la larghezza della trincea [m];
- H [m] l'altezza;
- n [%] la porosità del materiale di riempimento.

La portata infiltrata Q_f [m^3/s] è pari a:

$$Q_f = \eta \cdot K \cdot J \cdot [L \cdot b + 2 \cdot (L + b) \cdot H]$$

dove η è l'efficienza [%] considerata pari al 70%.

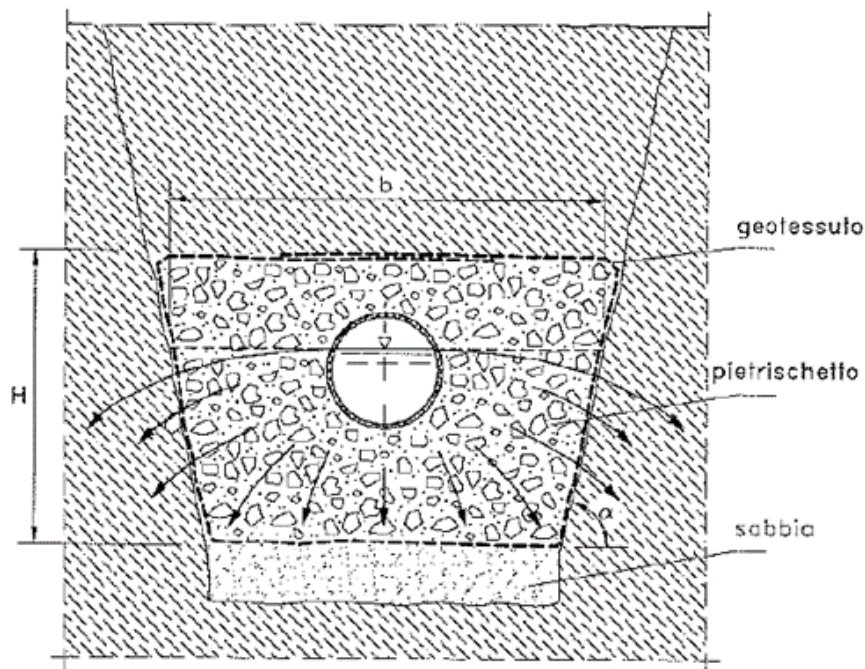


Figura 14.4: Sezione tipo trincea drenante.

Applicando le equazioni precedentemente descritte, è stato possibile calcolare la portata dispersa da ogni trincea ed il volume di laminazione corrispondente (vedasi Tabella 14.9).

ID. TRINCEA DRENANTE	POZZI DRENANTI	FOSSO VEGETATO	LUNGHEZZA TRINCEA	LARGHEZZA TRINCEA	PERMEABILITÀ TERRENO	Q TOT DISPERSA	VOLUME TRINCEE
-	-	-	m	m	m/s	l/s	m ³
T.D.1	✓	✓	16,00	16,00	9,60E-08	0,03	321,02
T.D.2	-	✓	13,60	13,60	7,30E-06	1,87	231,94
T.D.3	-	-	300,00	1,00	2,57E-05	33,55	175,35
T.D.4	-	-	150,00	1,00	2,57E-05	16,82	87,68
T.D.5	-	-	100,00	1,00	2,04E-05	8,92	58,45
T.D.6	-	-	120,00	1,00	2,04E-05	10,69	70,14
T.D.7	-	-	75,00	1,00	2,04E-05	6,71	43,84
T.D.8	✓	-	40,00	1,00	2,57E-05	3,14	28,00

Tabella 14.9 Schema di calcolo delle caratteristiche delle trincee drenanti in progetto.

Com'è possibile osservare nella tabella precedente, in alcuni casi è stato necessario affiancare alcuni pozzi drenanti e fossi vegetati alle trincee drenanti in oggetto (indicati con il simbolo \checkmark), in modo da poter assicurare le portate di infiltrazione ed i volumi di laminazione necessari al rispetto del principio dell'invarianza idraulica.

Il calcolo delle caratteristiche di questi manufatti è stato effettuato come descritto nei paragrafi precedenti.

ID. TRINCEA DRENANTE	N. POZZI	DI POZZI	PROFONDITÀ POZZI	PERMEABILITÀ TERRENO	PORTATA DISPERSA	VOLUME POZZI
-	-	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>l/s</i>	<i>m³</i>
T.D.1	3	1,5	10	8,81E-05	17,99	53,01
T.D.8	2	1,5	8	2,57E-05	2,27	28,27

Tabella 14.10 Schema di calcolo delle caratteristiche dei pozzi disperdenti in progetto.

ID. TRINCEA DRENANTE	LUNGH. FOSSO VEGETATO	BASE FOSSO VEGETATO	PERMEABILITÀ TERRENO	PORTATA DISPERSA	VOLUME FOSSI VEGETATI
-	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>l/s</i>	<i>m³</i>
T.D.1	350,00	0,50	9,60E-08	0,10	184,63
T.D.2	340,00	0,50	4,00E-06	3,40	179,35

Tabella 14.11 Schema di calcolo delle caratteristiche dei fossi vegetati in progetto.

Il volume che i sistemi di accumulo di progetto devono essere in grado di contenere devono soddisfare 3 condizioni:

- i. capacità maggiore del volume da invasare in riferimento alla RR7/2017 e smi ridotto del 30%;
- ii. capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 50 anni;
- iii. capacità maggiore del volume da invasare che faccia riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 100 anni. In quest'ultima condizione, può anche essere ammesso un leggero superamento dei volumi di invaso ed un eventuale funzionamento in pressione della rete di alimentazione delle vasche, a condizione che non si verifichino allagamenti della piattaforma stradale.

Com'è possibile osservare in Tabella 14.12, sommando i volumi di invaso delle trincee drenanti e dei relativi pozzi e fossi vegetati, le tre condizioni precedentemente esposte vengono rispettate da tutti in manufatti in progetto.

ID. TRINCEA DRENANTE	VOLUME RR7/2017	VOLUME EVENTO TR=50 ANNI	VOLUME EVENTO TR=100 ANNI	VOLUME TRINCEE	VOLUME POZZI	VOLUME FOSSI VEGETATI	VOLUME TOTALE
-	<i>m³</i>	<i>m³</i>	<i>m³</i>	<i>m³</i>	<i>m³</i>	<i>m³</i>	<i>m³</i>
T.D.1	418,81	456,56	531,96	321,02	53,01	184,63	558,66
T.D.2	257,02	317,03	367,47	231,94	0	179,35	411,29
T.D.3	164,64	110,22	125,06	175,35	0	0	175,35
T.D.4	47,40	27,17	31,35	87,68	0	0	87,68
T.D.5	24,05	14,51	16,83	58,45	0	0	58,45
T.D.6	30,44	18,77	21,70	70,14	0	0	70,14
T.D.7	28,70	20,00	22,76	43,84	0	0	43,84
T.D.8	46,78	32,63	38,48	28,00	28,27	0,00	56,27

Tabella 14.12 Schema riassuntivo dei volumi di progetto.

15 DIMENSIONAMENTO DEGLI ALTRI ELEMENTI DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

15.1 CALCOLO DELLA PORTATA DEGLI ELEMENTI DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

15.1.1 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

Gli eventi di pioggia più onerosi dal punto di vista della portata prodotta sono risultati essere quelli di durata inferiore all'ora (scrosci).

Il metodo razionale fornisce la seguente formula per il calcolo del coefficiente udometrico u [$l/s/m^2$]:

$$u = \frac{\phi \cdot h}{3600 \cdot t}$$

dove:

- ϕ è il coefficiente di deflusso [-];
- h è l'altezza di precipitazione [mm];
- t è la durata della precipitazione [h].

La precedente relazione può essere riscritta anche come:

$$u = \frac{\phi \cdot a \cdot t^{n-1}}{3600}$$

dove:

- ϕ è il coefficiente di deflusso [-];
- a, n sono i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica [mm/h] e [-];
- t è la durata della precipitazione [h];

e nella quale:

$$j = a \cdot t^{n-1}$$

è l'intensità di precipitazione [mm/h].

Determinato il coefficiente udometrico u , la portata Q [l/s] sarà pari a:

$$Q = u \cdot S$$

in cui S è la superficie scolante espressa in m^2 .

Per il calcolo della portata è sufficiente fissare la seguente uguaglianza:

$$t = t_c$$

ovvero che la durata della precipitazione sia pari al tempo di corrivazione, condizione che, sulla base del metodo razionale adottato, consente di massimizzare il valore della portata di deflusso per un evento meteorico di assegnato tempo di ritorno.

Per il calcolo del tempo di corrivazione t_c , si rimanda a quanto descritto nel Capitolo 5.3.

Il coefficiente di deflusso è stato considerato pari a 1.00 nel caso di presenza della carreggiata, mentre per i coefficienti a ed n sono stati tenuti i valori delle LSPP per il tempo di ritorno di 100 anni determinati nel Progetto di invarianza.

Nella Tabella 15.1 sono riportati i tabulati di calcolo delle portate di progetto, distinguendo le reti di drenaggio in funzione del loro recapito.

TRATTO	N. POZZ. IN	N. POZZ. OUT	L RAMO	L PROGR	AREA BACINO	AREA TOT	ta (Kerby)	tr	tc	Q 50 TR	Q 100 TR
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[mq]	[mq]	[sec]	[sec]	[sec]	[l/s]	[l/s]
RETE AFFERENTE ALLA V.V.1											
E-G	1	9	200	200	2011	2011	105	200,0	305	120	133
E-G	9	13	47,5	247,5	490	2501	105	247,5	352	138	154
F-G	11	13	42	42	1855	1855	105	42,0	147	159	177
G-I	14	16	14,5	262	0	4356	105	262,0	367	236	263
H-I	13	16	42	42	131	131	105	42,0	147	11	13
I-K	16	21	125	387	2511	6998	105	387,0	492	328	365
I-K	21	25	100	487	1997	8995	105	487,0	592	384	427
I-K	25	33	129	616	2063	11058	105	616,0	721	428	476
J-K	31	33	44	44	731	731	105	44,0	149	62	69
K-L	33	34	22,33	638,33	0	11789	105	638,3	743	449	500
RETE AFFERENTE ALLA V.V.2											
M-O	48	53	50	590,26	200	970	105	590,3	695	38	43
N-O	50	53	50,74	50,74	761	761	105	50,7	155	63	71
O-Q	53	56	31,6	621,86	479	2210	105	621,9	727	85	95
P-Q	55	56	20	20	148	148	105	20,0	125	14	15
Q-S	56	61	15	636,86	0	2358	105	636,9	742	90	100
R-S	57	61	88	88	1482	1482	105	88,0	193	111	123
S-T	61	62	18,45	655,31	0	3840	105	655,3	760	145	161
RETE AFFERENTE ALLA V.V.3											
BA-BC	1	5	41,5	41,5	474	474	105	41,5	146	41	45
BC-BG	5	14	19	60,5	464	938	105	60,5	165	76	84
BE-BF	11	13	39	39	274	274	105	39,0	144	24	26
BD-BF	7	13	53,26	53,26	520	520	105	53,3	158	43	48
BF-BG	13	14	18,5	66,76	0	794	105	66,8	171	63	70
BG-SP1	14	SP1	5	71,76	0	1732	105	71,8	176	135	151
RETE AFFERENTE ALLA T.D.1											
A-B	1	7	93	93	514	514	105	93,0	198	38	42
C-D	8	14	123,5	123,5	882	882	105	123,5	228	61	67

Tabella 15.1 tabulati di calcolo delle portate di progetto per eventi con tempo di ritorno (Tr) di 50 e 100 anni.

15.2 COLLETTORI

La verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di tubazione sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Chezy con scabrezza di Gauckler –Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q è la portata [m^3/s];
- A è la sezione liquida [m^2];
- K_s è il coefficiente di Strickler [$m^{1/3}/s$];
- R_h è il raggio idraulico [m];
- i è la pendenza longitudinale [m/m].

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed una pendenza longitudinale i , è possibile determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto.

È stato utilizzato un valore del coefficiente di scabrezza K_s pari a $80 m^{1/3}/s$ per le tubazioni in PEAD corrugato.

La verifica delle tubazioni consiste nel rispetto di due condizioni:

- $A_{rid} / A_c < 0,80$ il grado di riempimento (GR) delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,8;
- $0,50 m/s < V_{eff} < 5.00 m/s$ relazione valida per le fognature bianche e miste.

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli delle massime portate nei vari elementi oggetto di progettazione per evento con tempo di ritorno (Tr) di 50 e la verifica di non superamento per 100 anni.

TRATTO	N. POZZ. IN	N. POZZ. OUT	DN	DI	i	GR 50 Tr	V 50 Tr	GR 100 Tr	V 100 Tr
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[m/s]	[%]	[m/s]
RETE AFFERENTE ALLA V.V.1									
E-G	1	9	315	272	4,10%	67%	2,991	73%	3,044
E-G	9	13	500	433	0,55%	62%	1,457	66%	1,489
F-G	11	13	500	433	0,75%	61%	1,696	65%	1,733
G-I	14	16	630	535	0,55%	60%	1,667	65%	1,704
H-I	13	16	315	272	0,40%	33%	0,684	34%	0,705
I-K	16	21	630	535	0,55%	77%	1,764	87%	1,759
I-K	21	25	800	678	0,50%	57%	1,821	61%	1,865
I-K	25	33	800	678	0,50%	61%	1,865	65%	1,907
J-K	31	33	500	433	0,20%	51%	0,821	55%	0,842
K-L	33	34	800	678	0,50%	63%	1,885	68%	1,924
RETE AFFERENTE ALLA V.V.2									
M-O	48	53	400	347	0,30%	48%	0,846	51%	0,869
N-O	50	53	400	347	0,44%	58%	1,105	63%	1,131
O-Q	53	56	500	433	0,30%	55%	1,033	59%	1,058
P-Q	55	56	315	272	2,50%	23%	1,394	24%	1,438
Q-S	56	61	500	433	0,30%	57%	1,046	61%	1,071
R-S	57	61	400	347	1,30%	59%	1,907	63%	1,951
S-T	61	62	630	535	0,30%	54%	1,179	57%	1,209
RETE AFFERENTE ALLA V.V.3									
BA-BC	1	5	315	272	0,50%	64%	1,033	69%	1,053
BC-BG	5	14	400	347	0,50%	63%	1,208	68%	1,233
BE-BF	11	13	315	272	2,90%	29%	1,720	30%	1,773
BD-BF	7	13	400	347	0,20%	59%	0,746	63%	0,763
BF-BG	13	14	400	347	0,20%	78%	0,798	88%	0,792
BG-SP1	14	SP1	500	433	0,30%	76%	1,130	85%	1,132
RETE AFFERENTE ALLA T.D.1									
A-B	1	7	315	272	0,30%	74%	0,826	82%	0,832
C-D	8	14	400	347	0,30%	64%	0,942	70%	0,960

Tabella 15.2 Verifiche del grado di riempimento (GR) e della velocità (V) delle tubazioni in progetto.

Come è possibile osservare in Tabella 15.2, le verifiche del grado di riempimento per eventi con tempo di ritorno di 50 anni e della velocità in entrambe le condizioni vengono sempre rispettate. Viceversa, in alcuni casi non vengono rispettate le verifiche del grado di riempimento per eventi con tempo di ritorno di 100 anni. In quest'ultima condizione, può anche essere ammesso un superamento del grado di riempimento ed un eventuale funzionamento in pressione della rete fognaria, a condizione che non si verifichino allagamenti della piattaforma stradale.

15.3 CADITOIE A BOCCA DI LUPO

Tali elementi sono presenti in prossimità delle rotatorie, ove è presente il marciapiede o il cordolo in cls.

Il calcolo della portata smaltibile dalla bocca di lupo può essere fatto con il seguente grafico in funzione della lunghezza L della bocca di lupo, del carico h e dell'altezza della bocca di lupo.

Se h è minore di z , la bocca si comporta come uno sfioratore; se h è maggiore di $1,4z$, il comportamento è quello di una luce sotto battente.

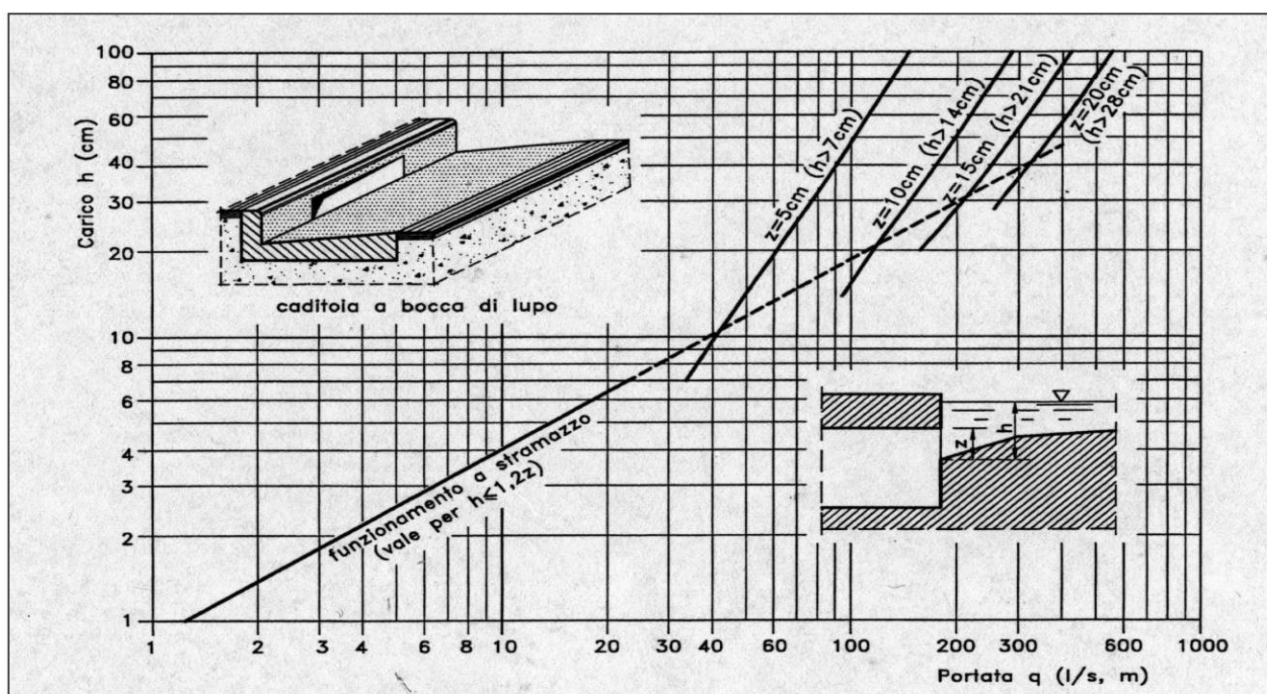


Figura 15.1: Abaco per la determinazione della portata di scarico di ogni caditoia a bocca di lupo.

Nel caso specifico con una larghezza di 50 cm e ipotizzando che $h = z = 10$ cm, si ha una portata smaltibile di 20 l/s.

La massima superficie afferente alla singola caditoia a bocca di lupo è pari a circa 150 m², avendo un interasse di 10 m tra i pozzetti. La lunghezza del percorso idrico risulta di 25 m, la pendenza media del 3%, quindi con la formula di Kerby, per un tempo di ritorno di 100 anni, si ricava un tempo di corrivazione di 2,9 minuti e conseguentemente una portata di 13,2 l/s, valore inferiore al massimo smaltibile dalla singola caditoia, che pertanto risulta verificata.

15.4 CANALETTE GRIGLIATE SU STRADA IN TRINCEA

Per la verifica idraulica delle canalette è necessario determinare la portata massima defluente dalla superficie stradale in caso di pioggia; il fenomeno di deflusso è retto dall'accoppiamento delle equazioni di continuità e

delle equazioni del moto, che compongono un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali, noto come equazioni di De Saint Venant.

In letteratura esistono diverse formule, alcune delle quali di derivazione sperimentale, che forniscono la soluzione esatta delle equazioni con alcune semplificazioni ("teoria dell'onda cinematica"), per una superficie scolante interessata da pioggia netta di intensità costante nel tempo e nello spazio, partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissione nella sezione iniziale.

Nel caso del nastro stradale in esame la pendenza della livelletta risulta essere mediamente piuttosto modesta (1%) con alcuni tratti addirittura sub-orizzontali.

La capacità di assorbimento della griglia di copertura, che dipende dalla tipologia della griglia e dalla sua larghezza effettiva, per una larghezza di 200 mm risulta pari a circa 10,0 l/s/m; tale valore risulta di gran lunga superiore alla portata specifica in ingresso; quindi, la griglia è in grado di intercettare l'acqua in arrivo.

La canaletta si comporta, da un punto di vista idraulico, come un canale collettore di portate distribuite lungo il suo percorso con portata entrante costante per unità di lunghezza; poiché l'immissione è normale alla direzione del moto (quindi l'energia posseduta è di fatto dissipata all'atto della consegna alla canaletta), l'energia necessaria al moto deve essere acquistata con un soprizzo del pelo libero a monte. La portata all'inizio della canaletta sarà pari a 0.

La soluzione del problema si ottiene con l'applicazione del teorema della quantità di moto in forma globale alla massa compresa tra la sezione di monte (m) e quella di valle (v) distanti L; è possibile in questo modo ottenere l'altezza di monte y_m quando sia nota l'altezza di valle y_v .

Tale relazione si semplifica notevolmente nel caso della canaletta in oggetto in quanto nella sezione di valle la corrente defluisce con altezza critica y_c verso lo scarico; si ha quindi, indicando con b la larghezza del canale rettangolare:

$$y_v = y_c = \left[\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{q_o \cdot L}{b} \right)^2 \right]^{1/3}$$

L'altezza di monte, con l'ipotesi, a favore di sicurezza, di pendenza longitudinale nulla $i = 0$, risulta semplicemente pari a:

$$y_m = \sqrt{3} \cdot y_c$$

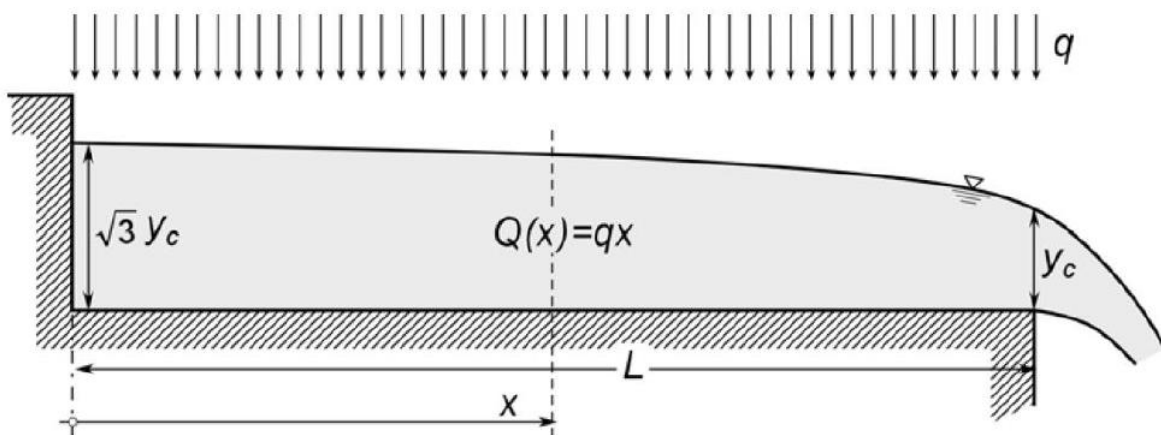


Figura 15.2: Schematizzazione del funzionamento della canaletta di drenaggio.

Per la strada in trincea è stata calcolata la portata massima attesa per ogni canaletta, ipotizzando uno scarico ogni 7 m e nell'ipotesi di asse stradale in curva, con la pendenza diretta da un solo lato e nel caso più sfavorevole, cioè l'asse stradale principale caratterizzato da una larghezza di circa 18,5 m.

Il calcolo della portata è stato effettuato con il già citato metodo razionale, sulla base della formula del tempo di corrivazione di Kerby.

Per i bacini di drenaggio delle canalette, presenti sull'asse secondario in trincea, si è ipotizzata una L media pari a 26 m (larghezza stradale + interasse caditoie), pendenza massima dell'1,5% e N = 0,03. Si ricava un tempo di corrivazione di circa 3,4 minuti.

Si ha una superficie drenata di 130 m². Si ricava dunque una portata di punta di 10,5 l/s per ciascuna canaletta nel tratto compreso tra ogni scarico.

Nel caso in esame, applicando la formula precedente, ove si inserisce il valore appena citato di portata $Q = q_0 \cdot L$ e la larghezza della canaletta di 20 cm, viene un'altezza critica di 7 cm. L'altezza di monte risulta 11 cm pertanto la verifica è positiva, avendo le canalette un'altezza minima ben maggiore.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco [m], μ il coefficiente di deflusso [-], g l'accelerazione di gravità pari a 9.81 m/s², A l'area della tubazione in uscita [m²], la portata Q [m³/s] è:

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

con $\mu=0,611$ essendo il caso in esame assimilabile a uno scarico sul fondo di un serbatoio.

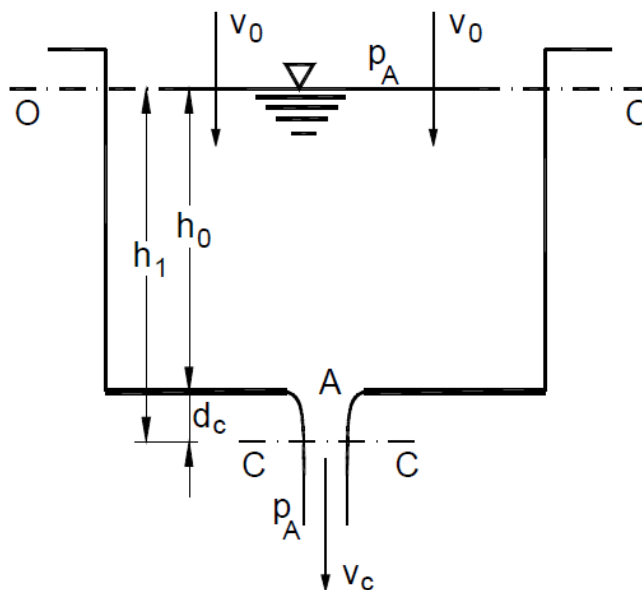


Figura 15.3: Schema della luce sotto battente.

Utilizzando tubi di scarico DN 160 mm e ipotizzando una h pari a 10 cm, si ricava una portata massima della luce pari a 17.2 l/s. Dato che la portata dell'intero tratto è pari a 10.5 l/s, la verifica è soddisfatta e vi è un buon margine di sicurezza anche nel caso di ostruzione di alcuni scarichi.

15.5 CANALETTA GRIGLIATA IN GALLERIA

La verifica della canaletta grigliata in galleria viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Chezy con scabrezza di Gauckler –Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q è la portata [m³/s];
- A è la sezione liquida [m²];
- K_s è il coefficiente di Strickler [m^{1/3}/s];
- R_h è il raggio idraulico [m];
- i è la pendenza longitudinale [m/m].

È stato utilizzato un valore del coefficiente di scabrezza K_s pari a 60 m^{1/3}/s ed è stata assunta come portata quella determinata dal breve tratto di trincea aperta tra le due gallerie, pari a 35 l/s e corrispondente ad eventi con tempo di ritorno di 100 anni.

La canaletta ha pendenza delle sponde verticale, pendenza longitudinale 0,1, base di 30 cm, altezza di 50 cm.

La portata di dimensionamento sopra citata scorre con un tirante di poco inferiore a 30 cm e, dunque, con un opportuno franco di sicurezza. A pieno riempimento il canale garantisce un deflusso massimo superiore a 50 l/s.

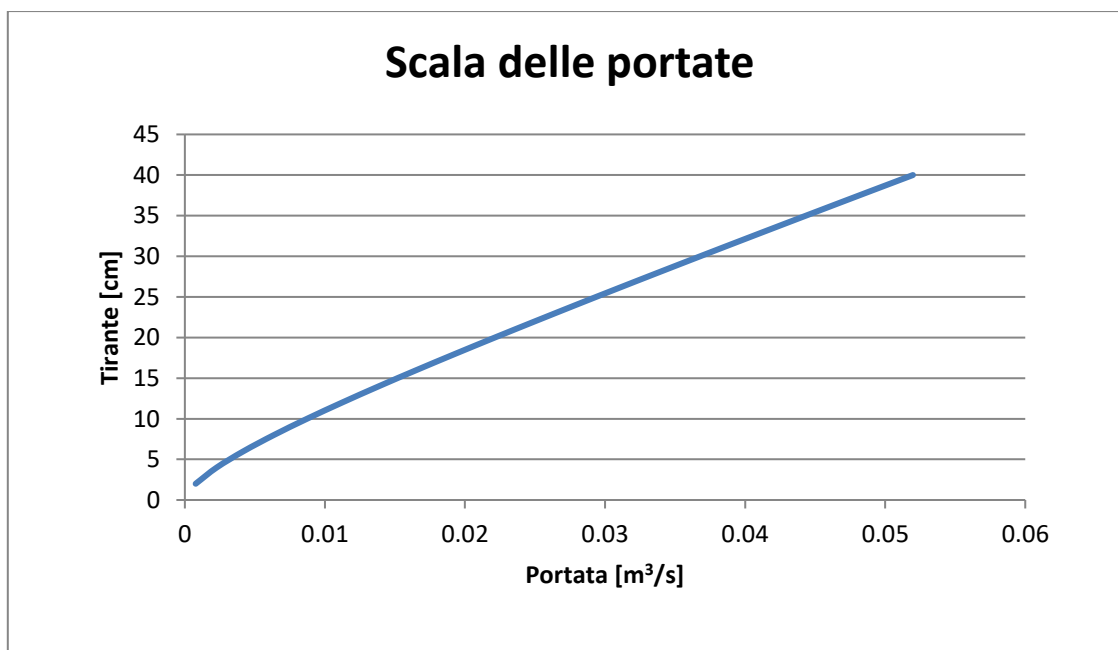


Figura 15.4: Scala delle portate per la canaletta con pendenza del 0,1%.

15.6 EMBRICI

Le acque piovute sul tratto in rilevato dell'asse secondario vengono trasportate lungo le scarpate mediante delle luci di sfioro costituite dai classici embrici stradali.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato all'imbocco, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

$$Q = C_q h L \sqrt{2gh}$$

con:

- C_q coefficiente di contrazione pari a 0.385,
- L larghezza dell'embrice [m], pari a 0.3 m,
- h altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice [m], pari a 0.1 m.

La portata è stata calcolata in 16.2 l/s.

Per la strada in rilevato è stata calcolata la portata massima attesa per ogni embrice, ipotizzato ad interasse di 15 m e nell'ipotesi di asse stradale in curva, con la pendenza diretta da un solo lato.

Il calcolo della portata è stato effettuato con il già citato metodo razionale, sulla base della formula del tempo di corrivazione di Kerby.

Per i bacini di drenaggio degli embrici, presenti sull'asse secondario in rilevato, si è ipotizzata una L media pari a 24 m (larghezza stradale + interasse caditoie), pendenza massima del 4.5% e $N = 0.03$. Si ricava un tempo di corrivazione di circa 2.6 minuti.

È stato considerato il caso più sfavorevole, ovvero strada in curva, dove tutto il flusso è diretto verso un lato della strada, che ha una larghezza di 9 m. Essendo l'interasse tra gli embrici di 15 m, si ha una superficie drenata di 135 m². Si ricava dunque una portata di punta di 12.6 l/s per ciascun embrice, inferiore alla massima portata smaltibile dal singolo embrice con il tirante considerato. Per tempi di ritorno inferiori il tirante idrico sarà inferiore.

15.7 SISTEMI DI SOLLEVAMENTO

Per il funzionamento di tutti gli elementi oggetto dell'intervento, è risultata necessaria la realizzazione di 4 impianti di pompaggio:

- sollevamento della vasca di prima pioggia P.P.1, situato immediatamente a valle della rete di alimentazione della vasca V.V.1 e necessario per lo svuotamento delle acque di prima pioggia;
- sollevamento della vasca di prima pioggia P.P.2, situato immediatamente a valle della rete di alimentazione della vasca V.V.2 e necessario per lo svuotamento delle acque di prima pioggia;
- sollevamento della vasca di prima pioggia P.P.3, situato immediatamente a valle della rete di alimentazione della vasca V.V.3 e necessario per lo svuotamento delle acque di prima pioggia;
- sollevamento SP1, situato in corrispondenza dell'incrocio tra il Ramo 1 e lo stradello di servizio e necessario per l'alimentazione della vasca di laminazione ed infiltrazione V.V.3;

Gli impianti di sollevamento delle vasche di prima pioggia saranno contenuti all'interno di pozzetti prefabbricati in cemento armato. L'impianto SP1, viceversa, sarà installato in un pozzetto gettato in opera di dimensioni 4,5x3,0x3,8 m.

15.7.1 CALCOLO DELLA PREVALENZA E DELLA POTENZA

Il dimensionamento dell'impianto SP1 ha tenuto conto della portata corrispondente ad un evento con tempo di ritorno pari a 50 anni. Per quanto riguarda le vasche di prima pioggia, la portata di progetto dei sollevamenti è stata scelta in modo da assicurare le velocità minime in tubazione (vedasi Tabella 15.3).

ID SOLLEVAMENTO	UBICAZIONE	PORTATA
-	-	l/s
S.P.1	Ramo 1 (TR01)	135
P.P.1	Ramo 1 (TR01)	3,5

P.P.2	Asse principale (TR06)	3,5
P.P.3	Asse principale (TR06)	3,5

Tabella 15.3 Schema riassuntivo delle portate di progetto.

Per individuare le caratteristiche di funzionamento dell'impianto di sollevamento è necessario determinare la prevalenza totale della pompa, che dipende sia dalle caratteristiche meccaniche della stessa, sia dalle caratteristiche dell'impianto idraulico in cui essa è inserita (condotta di mandata, organi di intercettazione, etc.).

La prevalenza totale è data dalla seguente relazione, somma della prevalenza geodetica, delle perdite di carico continue e delle perdite di carico concentrate:

$$\Delta H = \Delta z + JL + \sum \Delta Y_c$$

Dove:

- ΔH [m] è la prevalenza totale, dislivello manometrico tra l'aspirazione e la mandata della pompa,
- Δz [m] è il dislivello geodetico tra il livello minimo di avvio delle pompe e l'asse della tubazione premente allo sbocco;
- L [m] è la lunghezza della condotta premente;
- J [m/m] è la cadente piezometrica lungo la condotta premente;
- $\sum Y_c$ [m] rappresenta la somma delle perdite di carico localizzate, dovute a singolarità ed ostruzioni presenti nell'impianto.

Nel presente lavoro, le perdite di carico continue sono state calcolate con la formula di Hazen-Williams:

$$J = 10,675C^{-1.852} \cdot D^{-4,871} \cdot Q^{1.852}$$

ove Q [m³/s] è la portata in condotta, D [mm] il diametro interno della stessa e C è il coefficiente di scabrezza di Hazen-Williams, posto pari a 150 per le condotte in materiale plastico (PVC, PEAD) e 120 per le condotte in acciaio.

Le perdite di carico localizzate sono invece state calcolate attraverso la seguente relazione, in funzione della velocità media in condotta:

$$\sum \Delta Y_c = \sum \alpha \frac{V^2}{2g}$$

ove g è l'accelerazione di gravità ed α è un coefficiente che dipende dalla particolare tipologia di perdita di carico: nel presente studio sono state considerate perdite di imbocco, sbocco, curve.

La potenza teorica assorbita dalla pompa è calcolata attraverso la seguente relazione:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot \Delta H}{1000 \cdot \varepsilon}$$

Dove:

- P è la potenza assorbita dalla pompa [kW];
- γ è il peso specifico del fluido sollevato (per le acque reflue $\gamma \cong 9806$ N/m³);
- Q è la portata sollevata [m³/s];
- ΔH è la prevalenza totale [m];
- ε [-] è il rendimento globale del gruppo pompa-motore; nel presente studio si è posto $\varepsilon = 0,60$.

Attraverso le equazioni precedentemente descritte, è stato possibile dimensionare gli impianti di sollevamento, di cui, in Tabella 15.5, ne sono state riportate le risultanze.

ID SOLL.	L. TUBO	DISLIVELLO GEODEDICO	DIAM. NOM. (DN)	DIAM. INTER. (DI)	VELOC. (V)	CADENTE PIEZOMET. (J)	PERDITE DI CARICO LOCALIZZ. (dy)	PREVAL. (H)	POTENZA TEORICA (P)
-	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>m/s</i>	<i>m/m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kW</i>
S.P.1	65	5	315	277,6	2,23	0,0126	1,3952	7,21	15,92
P.P.1	195	11,4	90	79,2	0,71	0,0065	0,1287	12,80	0,73
P.P.2	145	4,6	90	79,2	0,71	0,0065	0,1544	5,70	0,33
P.P.3	160	4,65	90	79,2	0,71	0,0065	0,1415	5,83	0,33

Tabella 15.5: Dimensionamento dell'impianto di sollevamento.

15.7.2 CALCOLO DEL DIAMETRO DELLA TUBAZIONE DI MANDATA

Il diametro della tubazione di mandata deve ovviamente essere ben superiore al passaggio libero della pompa; la velocità ottimale del flusso pompato non dovrebbe essere inferiore a 0.7-0.8 m/s per evitare depositi e non superiore a 2,5 m/s.

La norma UNI EN 12056-4 prescrive:

- che la velocità di scorrimento non debba essere minore di 0,7 m/s né maggiore di 2,3 m/s
- per gli impianti di sollevamento di liquami senza maceratore, un diametro minimo del condotto di scarico DN 80.

Nel caso in esame, sono state scelte tubazioni in polietilene PE 100 PN 10 che consentono un funzionamento con valori di velocità compresi tra i limiti suggeriti in normativa (vedasi Tabella 15.5).