

RELAZIONE IDRAULICA DEL SISTEMA DI
SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE
Revisione 1 – Luglio 2017

INDICE

1 - PREMESSA	3
2 - RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	3
3 - ANALISI IDROLOGICA.....	3
3.1 - ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE.....	4
3.2 - CURVA DI PIOGGIA DI PROGETTO	4
4 - FOGNATURA BIANCA ESISTENTE	5
5 - FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO.....	5
5.1 - CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO	5
5.2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE STRADALI	7
5.2.1 - Calcolo del numero e dell'interasse delle caditoie intermedie per singolo bacino/sottobacino	8
5.3 - DISOLEATORI	10
5.4 - DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI	10
5.4.1 - Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori ad un'ora e portata influente.....	11
5.4.2 - Portata infiltrata	11
5.4.3 - Volume interno del pozzo	12
5.4.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente	12
5.4.6 - Pista ciclopeditonale al pozzo PP.04.....	12
5.4.6.1 - Portata influente pozzo perdente	13
5.4.6.2 - Portata infiltrata	13
5.4.6.3 - Volume interno del pozzo	13
5.4.6.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente	13
5.4.6.5 - Verifica dello svuotamento del pozzo perdente	14
5.4.7 - Sede carrabile + parte ciclabile ai pozzi PP.01-PP.02-PP.03.....	14
5.4.7.1 - Portata influente pozzo perdente	14
5.4.7.2 - Portata infiltrata	14
5.4.7.3 - Volume interno del pozzo	14
5.4.6.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente	14
5.4.6.5 - Verifica dello svuotamento del pozzo perdente	15
5.5 - VERIFICA DELLE SEZIONI DEI MANUFATTI CIRCOLARI.....	15

1 - PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le opere per lo smaltimento delle acque meteoriche previste per la riqualificazione della via Lainate in comune di Pogliano Milanese, Nerviano.

2 - RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Il progetto della rete di smaltimento delle acque meteoriche prevede:

- n° 31 caditoie stradali delle dimensioni interne di cm 45x45x90 lungo la sede stradale.
- n° 13 caditoie a bocca di lupo posizionate nel cordolo divisorio lungo la pista ciclopedonale.
- n° 1 caditoia stradale delle dimensioni interne di cm 45x45x90 nel parcheggio lato Sud-Est.

Lungo la sede carrabile (sezione a schiena d'asino) sono posizionate su entrambi i lati.

I punti di raccolta sono disposti sul lato della carreggiata a circa 10 cm di distanza dal bordo del marciapiede o dalla fine della banchina.

La superficie pavimentata ha una superficie totale di 3.110 mq (0,311 ha) così ripartita:

- Pista ciclopedonale (compreso cordolo)	715 mq	0,072 ha
- Sede carrabile	2.260 mq	0,226 ha
- Parcheggio (compreso marciapiede) ¹	135 mq	0,014 ha

L'acqua piovana della sede stradale e ciclopedonale, saranno smaltite direttamente nel terreno (previa disoleazione di quelle provenienti dalla sede carrabile), attraverso il posizionamento di pozzi perdenti.

Sono previste in progetto due linee diverse, una recepirà le acque di dilavamento della sede stradale e l'altra quelle della pista ciclopedonale.

Non è stato necessario prevedere la separazione delle acque di prima pioggia a monte del sistema di dispersione in quanto, per le aree adibite al transito ed al parcheggio di autoveicoli, tale raccolta non è richiesta dal 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, lett. a) della L.R. n°12 dicembre 2006 n°26".

È comunque stato previsto un trattamento di disoleatura delle acque di prima pioggia per il rispetto dei limiti allo scarico di oli minerali ed idrocarburi ai sensi del D.Lgs. 152/2006.

3 - ANALISI IDROLOGICA

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h_r = a \cdot t^n$$

h_r = altezza di pioggia espressa in mm;

t = durata della pioggia espressa in ore;

a, n = coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi alle curve pluviometriche sono stati reperiti dalle norme di attuazione del PAI.

¹ Parcheggio + marciapiede = 75mq + 60mq = 135mq

3.1 - ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, si è fatto riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI dell'AdB sviluppati dal GNDCl e ottenuti da un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato. Le tabelle elaborate consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, cioè la definizione dei parametri a e n della curva pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

L'area di interesse è compresa nella cella identificata dal PAI come CY78, (Allegato 3: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense).

Si riportano in tabella 1 i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella CY78 (Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica - Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni)

Tabella 1- parametri pluviometrici cella CY78

CELLA	Coordinate UTM della cella		$T_r=20$		$T_r=100$		$T_r=200$		$T_r=500$	
	EST	NORD	a	n	a	n	a	n	a	n
CY78	505000,00	5045000,00	57,89	0,245	75,13	0,233	82,36	0,229	92,02	0,225

3.2 - CURVA DI PIOGGIA DI PROGETTO

In base a quanto riportato in tabella 1, le curve di possibilità pluviometrica relative all'area di interesse sono le seguenti:

$$h = 57,89 \cdot t^{0,245} \quad \text{per } T_r=20 \text{ anni}$$

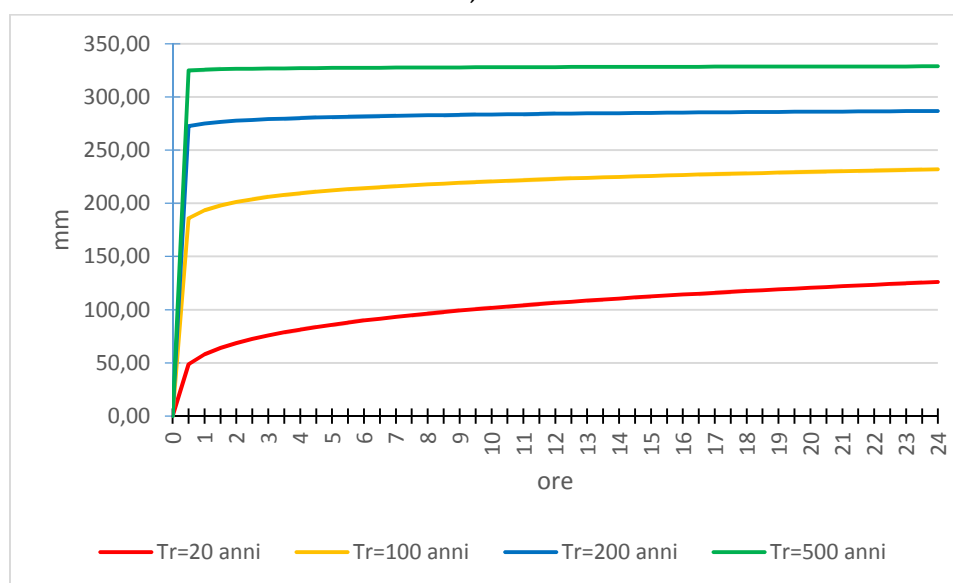
$$h = 75,13 \cdot t^{0,233} \quad \text{per } T_r=100 \text{ anni}$$

$$h = 82,36 \cdot t^{0,229} \quad \text{per } T_r=200 \text{ anni}$$

$$h = 92,02 \cdot t^{0,225} \quad \text{per } T_r=500 \text{ anni}$$

Per la progettazione della rete di raccolta delle acque meteoriche è stata assunta la curva la relativa alla cella CY78 per tempo di ritorno $T_r=20$ anni², e quindi:

$$h = 57,89 \cdot t^{0,245}$$



² Minimo prescritto da CAP Holding $T_r=10$ anni.

Per il dimensionamento dei bacini di infiltrazione vale quanto riportato al paragrafo 5 - FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO.

4 - FOGNATURA BIANCA ESISTENTE

Attualmente non è presente nel tratto interessato dall'ampliamento della sede carrabile alcun sistema di smaltimento delle acque meteoriche.

Le precipitazioni vengono convogliate al lato della strada e smaltite per infiltrazione diretta nel terreno.

5 - FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO

Il sistema previsto prevede lo smaltimento attraverso il convogliamento delle acque mediate caditoie stradali con il successivo recapito in pozzi perdenti previa trattamento di desoliazione.

La superficie scolante di progetto si considera come suddivisa in n° 2 bacini, corrispondenti rispettivamente alla pista ciclopedonale ed alla sede carrabile; la sede carrabile, con sezione a schiena d'asino è stata suddivisa ulteriormente in due sottobacini per il calcolo e la verifica del numero delle caditoie necessarie.

Poiché allo stato la sede stradale esistente non è dotata di sistema per lo smaltimento delle acque meteoriche l'intervento prevede la realizzazione di nuove caditoie per la raccolta delle acque, condutture, vasca di disoleazione e pozzi perdenti.

Sono previste tubazioni in PVC e CLS

PVC - Le tubazioni saranno del tipo per fognatura (UNI EN 1401-1), Classe SN 4 con le seguenti caratteristiche:

Tubi PVC SN4 - SDR 41

Ø esterno mm Ø Nominale	Spessore mm	Ø interno mm	Ø est. Bicchiera mm	Peso kg/m
110	3,2	103,6	128,4	1,78
125	3,2	118,6	145,4	2,04
160	4,0	152,0	184,6	3,21
200	4,9	190,2	228,6	4,92
250	6,2	237,6	287,8	7,83
315	7,7	299,6	361,0	12,19

CLS – Le tubazioni saranno realizzate con sistema di prefabbricazione a compressione radiale (turbocentrifugato) conformi alla UNI EN 1916 ed al DM 14.01.2008, con armatura a spirale in acciaio B450A dimensionata per carichi stradali di 1° categoria; giunti a bicchiere con guarnizione in gomma (UNI EN 681/1 applicata in stabilimento a garanzia della tenuta idraulica; il calcestruzzo sarà $R_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ (classe C40/50). Internamento i tubi saranno rivestiti con resine epossidiche a garanzia della tenuta idraulica.

Ø interno mm	Spessore mm	Ø esterno mm	Ø est. Bicchiera mm	Peso kg/m
400	55	510	620	222
500	60	620	740	305

5.1 - CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO

Il calcolo delle portate di massima è stato effettuato con il metodo razionale adottando le curve pluviometriche per un tempo di ritorno di 20 anni.

Il tempo di corrivazione t_c è calcolato con la formula di Ongaro per bacini con area $A_{tot} < 1,0 km^2$

$$t_c = 0.18 \cdot \sqrt[3]{A_{tot} \cdot L}$$

Con:

A_{tot} = estensione del bacino [km^2]

L = lunghezza dell'asta principale [km]

La strada è stata suddivisa in 2 bacini corrispondenti alla sede stradale (comprensiva del parcheggio e del marciapiede) ed a quella ciclopedonale.

Bacino A 2.395 mq (sede carrabile e parcheggio lato Sud-Est)³

Sottobacino A₁ 1.265mq corsia direzione Nord⁴

Sottobacino A₂ 1.130 mq corsia direzione Sud⁵

Bacino B 715 mq (pista ciclopedonale + cordolo)

Identificativo bacino	Atot		L	Tc
	mq	kmq	km	h
Bacino A	2.395	0,00240	0,27	0,37
Bacino B	715	0,00072	0,295	0,26

Divisione del Bacino A

Identificativo sottobacino	Atot		L	Tc
	mq	kmq	km	h
Sottobacino A ₁	1.265	0,00127	0,27	0,30
Sottobacino A ₂	1.130	0,00113	0,27	0,29

Procedendo al calcolo delle portate del bacino applicando la formula

$$Q_i = \frac{\sum \varphi_i \times S_i \times I_{ci}}{360}$$

Dove:

Q_i = portata al colmo di piena in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino [m^3/s]

φ_i = coefficiente di deflusso di Gauckler-Strickler⁶

S_i = Area della tipologia di finitura superficiale [Ha]

I_{ci} = intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione t_c [mm/h]

$$I_{ci} = \frac{h}{t_c} = \frac{57,89 \times t_c^{0.245}}{t_c}$$

	S asfalto		ϕ asfalto	Ici	Q
	mq	Ha		mm/h	mc/s
Bacino A	2.395	0,240	0,90	122,63	0,074

³ Sede carrabile + Parcheggio = 2.260 mq + 135 mq = 2.395 mq

⁴ $\frac{1}{2} \times 2.260mq + 135mq = 1.265mq$

⁵ $\frac{1}{2} \times 2.260mq = 1.130mq$

⁶ Valori mediati dalla letteratura.

Bacino B	715	0,072	0,90	160,07	0,029
----------	-----	-------	------	--------	-------

	S asfalto		φ asfalto	Ici	Q
	m _q	H _a		mm/h	mc/s
Sottobacino A ₁	1.265	0,127	0,90	143,67	0,046
Sottobacino A ₂	1.130	0,113	0,90	147,40	0,042

5.2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE STRADALI

Le acque meteoriche sono recepite da caditoie stradali con griglia in ghisa.

Le caditoie stradali sono prefabbricate monoblocco in calcestruzzo di dimensioni interne 45 x 45 cm e altezza 90 cm, con sifone incorporato e griglie concave in ghisa sferoidale classe D400 collegate alle reti principali con tubazioni in PVC SN4 φ125 mm.

Per motivi di efficienza idraulica si prescrive che le barre delle caditoie stesse siano disposte in senso longitudinale alla corrente (perpendicolarmente all'asse stradale).

A tale disposizione corrispondono infatti coefficienti d'efflusso molto più alti di quelli che si riscontrano con barre disposte trasversalmente.

Calcolate le portate di progetto è stato stimato il numero di caditoie necessarie per ogni singolo bacino si è determinata la portata in cunetta Q che permette di avere un tirante idrico minore dell'altezza del cordolo dello spartitraffico (15cm).

Mediante la formula di Chezy, ipotizzando un tirante idrico pari allo 0,6% dell'altezza del cordolo, si è determinato il valore della portata.

$$Q = \frac{C_f}{n} \cdot S_x^{5/3} \cdot T^{8/3} \cdot S_0^{1/2}$$

Con

T massima larghezza della sommità della sezione bagnata assunta pari alla larghezza della banchina ossia pari a 50 cm

n: coefficiente di scabrezza secondo Manning = 0,016 (pari all'inverso del coefficiente di scabrezza secondo Strickler)

S_x: pendenza trasversale della cunetta = 0,015 / 0,025

S₀: pendenza longitudinale della strada; nell'area di bacino considerata la pendenza ha un valore di circa 1%

Con C_f=0,376

Calcolata la portata Q, per stabilire se occorrono o meno caditoie tra due incroci, si deve calcolare la lunghezza del tratto di strada che permette di avere nella corrispondente cunetta proprio quella portata massima.

Si utilizza la formula razionale dei deflussi:

$$Q = \frac{C \cdot I}{3,6} \cdot (x + a) \cdot L'$$

I = intensità di pioggia espressa in mm/h;

x = larghezza di una falda in m;

a = larghezza marciapiede/banchina in m;

L' = lunghezza del tratto di strada interessata in km.

Se la lunghezza L' così ottenuta risulta essere minore della lunghezza complessiva della strada in esame, allora vanno disposte caditoie intermedie.

5.2.1 - Calcolo del numero e dell'interasse delle caditoie intermedie per singolo bacino/sottobacino

CALCOLO INTERASSE CADITOIE SOTTOBACINO A1

C_f	$1/n$	S_x	T	S_0	C	I	x	a	s	D
		%	cm	%		mm/h	m	m	m	m
0,376	70	2,5	80	1	0,9	143,67	3,50	0,50	0,15	270,00
		0,025	0,80	0,01						

La portata che corrisponde alla massima ampiezza in sommità della sezione bagnata vale:

$$Q = 0,0031 \text{ mc/s} \quad 3,10 \text{ l/s}$$

Il tirante idrico ad essa corrispondente risulta:

$$s' = 0,020 \text{ m} < s = 15 \text{ cm}$$

s' = altezza del pelo libero in corrispondenza del marciapiede.

Considerando la prima caditoia all'incrocio stradale la seconda sarà ad una distanza L'

$$L' = 21,58 \text{ m}$$

Si assume che la prima caditoia intermedia abbia un'efficienza $E1=0,9$ (rapporto tra la portata che essa intercetta e quella totale proveniente da monte); se l'efficienza della prima caditoia intermedia non è unitaria, ma inferiore, la portata massima che si può avere in cunetta deve essere vista come la somma della portata sfuggita alla prima caditoia ($Q_{BY-PASS,1}$) più quella accumulata lungo il tratto di strada lungo $L1$. Pertanto, nell'ipotesi di moto uniforme, si ottiene:

$$Q_{BY-PASS,1} = Q - E1 \cdot Q = Q \cdot (1 - E1)$$

$$Q_{BY-PASS,1} = 0,0003 \text{ mc/s} \quad 0,30 \text{ l/s}$$

$$Q_{BY-PASS,1} + [C \cdot I \cdot (x+a) \cdot L1] / [3,6 \cdot 10^6] = Q \rightarrow L1$$

$$L1 = [3,6 \cdot 10^6 \cdot (Q - Q_{BY-PASS,1})] / [C \cdot I \cdot (x+a)] =$$

$$L1 = 19,49 \text{ m}$$

Le altre caditoie hanno stessa efficienza.

Il numero di caditoie intermedie da disporre si ricava così:

$$n_{cad} = (D - L') / L = 12,75 \rightarrow 13$$

e quindi il numero delle caditoie intermedie da disporre è allora dato da $N_{cad}=13$

$$L_{ULTIMA} = D - [L' + (N-1) \cdot L]$$

$$L_{ULTIMA} = 14,54$$

Disponendo tutte le caditoie intermedie ad una distanza reciproca e da quelle degli incroci costante e pari a L^* , si ottiene che:

$$L^* = D / (N+1)$$

$$L^* = 19,286 \text{ m}$$

CALCOLO INTERASSE CADITOIE SOTTOBACINO A2

C_f	$1/n$	S_x	T	S_0	C	I	x	a	s	D
		%	cm	%		mm/h	m	m	m	m
0,376	70	2,5	80	1	0,9	147,40	3,50	0,50	0,15	270,00
		0,025	0,80	0,01						

La portata che corrisponde alla massima ampiezza in sommità della sezione bagnata vale:

$$Q = 0,0031 \text{ mc/s} \quad 3,10 \text{ l/s}$$

Il tirante idrico ad essa corrispondente risulta:

$$s' = 0,020 \text{ m} < s = 15 \text{ cm}$$

s' = altezza del pelo libero in corrispondenza del marciapiede.

Considerando la prima caditoia all'incrocio stradale la seconda sarà ad una distanza L'

$$L' \quad 21,03 \text{ m}$$

Si assume che la prima caditoia intermedia abbia un'efficienza $E1=0,9$ (rapporto tra la portata che essa intercetta e quella totale proveniente da monte); se l'efficienza della prima caditoia intermedia non è unitaria, ma inferiore, la portata massima che si può avere in cunetta deve essere vista come la somma della portata sfuggita alla prima caditoia ($Q_{BY-PASS,1}$) più quella accumulata lungo il tratto di strada lungo $L1$. Pertanto, nell'ipotesi di moto uniforme, si ottiene:

$$Q_{BY-PASS,1} = Q - E1 \cdot Q = Q \cdot (1 - E1)$$

$$Q_{BY-PASS,1} \quad 0,0003 \text{ mc/s} \quad 0,30 \text{ l/s}$$

$$Q_{BY-PASS,1} + [C \cdot I \cdot (x+a) \cdot L1] / [3,6 \cdot 10^6] = Q \rightarrow L1$$

$$L1 = [3,6 \cdot 10^6 \cdot (Q - Q_{BY-PASS,1})] / [C \cdot I \cdot (x+a)] =$$

$$L1 \quad 19,00 \text{ m}$$

Le altre caditoie hanno stessa efficienza.

Il numero di caditoie intermedie da disporre si ricava così:

$$n_{cad} = (D - L') / L = \quad 13,1 \quad \rightarrow \quad 13$$

e quindi il numero delle caditoie intermedie da disporre è allora dato da $N_{cad}=13$

$$L_{ULTIMA} = D - [L' + (N-1) \cdot L]$$

$$L_{ULTIMA} \quad 20,97$$

Disponendo tutte le caditoie intermedie ad una distanza reciproca e da quelle degli incroci costante e pari a L^* , si ottiene che:

$$L^* = D / (N+1)$$

$$L^* \quad 19,286 \text{ m}$$

CALCOLO INTERASSE CADITOIE BACINO B

C_f	$1/n$	S_x %	T cm	S_0 %	C	I mm/h	x m	a m	s m	D m
0,376	70	1,5	90	1,5	0,9	160,07	1,80	0,00	0,15	295,00
		0,015	0,90	0,015						

La portata che corrisponde alla massima ampiezza in sommità della sezione bagnata vale:

$$Q \quad 0,0022 \text{ mc/s} \quad 2,20 \text{ l/s}$$

Il tirante idrico ad essa corrispondente risulta:

$$s' \quad 0,014 \text{ m} \quad < s = 15 \text{ cm}$$

s' = altezza del pelo libero in corrispondenza del marciapiede.

Considerando la prima caditoia all'incrocio stradale la seconda sarà ad una distanza L'

$$L' \quad 30,54 \text{ m}$$

Si assume che la prima caditoia intermedia abbia un'efficienza $E1=0,9$ (rapporto tra la portata che essa intercetta e quella totale proveniente da monte); se l'efficienza della prima caditoia intermedia non è unitaria, ma inferiore, la portata massima che si può avere in cunetta deve essere vista come la somma della portata sfuggita alla prima caditoia ($Q_{BY-PASS,1}$) più quella accumulata lungo il tratto di strada lungo $L1$. Pertanto, nell'ipotesi di moto uniforme, si ottiene:

$$Q_{BY-PASS,1} = Q - E1 \cdot Q = Q \cdot (1 - E1)$$

$$Q_{BY-PASS,1} \quad 0,0002 \text{ mc/s} \quad 0,20 \text{ l/s}$$

$$Q_{BY-PASS,1} + [C \cdot I \cdot (x+a) \cdot L1] / [3,6 \cdot 10^6] = Q \rightarrow L1$$

$$L1 = [3,6 \cdot 10^6 \cdot (Q - Q_{BY-PASS,1})] / [C \cdot I \cdot (x+a)] =$$

$$L1 \quad 27,77 \text{ m}$$

Le altre caditoie hanno stessa efficienza.

Il numero di caditoie intermedie da disporre si ricava così:

$$n_{\text{cad}} = (D-L')/L = 9,52 \rightarrow 10$$

e quindi il numero delle caditoie intermedie da disporre è allora dato da $N_{\text{cad}}=10$

$$L_{\text{ULTIMA}} = D - [L' + (N-1) \cdot L]$$

$$L_{\text{ULTIMA}} = 14,53$$

Disponendo tutte le caditoie intermedie ad una distanza reciproca e da quelle degli incroci costante e pari a L^* , si ottiene che:

$$L^* = D/(N+1)$$

$$L^* = 26,818 \text{ m}$$

Le caditoie saranno così posate:

Sede stradale	n° 30	interasse 19,00 m + 1 caditoia
Pista ciclopeditonale	n° 13 a bocca di lupo	interasse 25,00 m
Parcheggio	n° 1	posizione centrale

5.3 - DISOLEATORI

A monte dei pozzi perdenti è previsto un trattamento di disoleatura.

Tale trattamento permette la separazione degli oli minerali e degli idrocarburi, contenuti nelle acque meteoriche raccolte.

Il funzionamento della fossa deriva dal principio dei vasi comunicanti ed è basato sul rapporto tra i pesi specifici delle sostanze oleose, dell'acqua e delle sabbie.

Il processo fisico sfruttato per la separazione di oli e grassi dalla fase liquida di un reflu è la flottazione.

Le sostanze con densità minore dell'acqua (oli, grassi) tendono a risalire in superficie (flottare), le sostanze con densità maggiore dell'acqua (sabbie), tendono a cadere sul fondo della fossa (sedimentazione).

Tramite autosurgito tali sostanze dovranno essere successivamente raccolte e smaltite.

5.4 - DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI

I pozzi perdenti costituiscono il recapito finale del sistema di raccolta delle acque di piattaforma della sede carrabile e della pista ciclopeditonale.

Sono previste due batterie differenti di pozzi perdenti

- N° 1 pozzo perdente con raggio interno 1,00m ed altezza utile 1,50 m per le acque provenienti dalla pista ciclopeditonale (Bacino B limitatamente alla tratto interessato dalle caditoie a bocca di lupo Bl.06 - Bl.07 - Bl.08 - Bl.09 - Bl.10 - Bl.11 - Bl.12 - Bl.13).
- N° 3 pozzi perdenti con raggio interno 1,00m ed altezza utile 2,50/3,00 m tra loro connessi, in cui confluiranno le acque meteoriche della sede stradale (Bacino A) previa disoleatura, e di parte della ciclopeditonale caditoie a bocca di lupo Bl.02 - Bl.03 - Bl.04 - Bl.05).

Le superfici in oggetto sono le seguenti:

Bacino A 2.395 mq

Bacino B 715 mq (di cui 430 mq al pozzo PP.04 e 285mq ai pozzi PP.01 - PP.02 - PP.03)

Le superfici saranno perciò

- Ai pozzi PP.01 - PP.02 - PP.03 2.680mq (2.395mq + 285mq)
- Al pozzo PP.04 430mq

Come evidenziato negli studi geologici allegati ai PGT dei comuni di Pogliano Milanese, Nerviano, la profondità media della falda nell'area di intervento è di circa 15/20m rispetto al piano di campagna.

L'area si trova all'esterno delle aree di captazione dei pozzi ad uso idropotabile.

I terreni sono caratterizzati da buona permeabilità.

Il dimensionamento dei pozzi perdenti, deve essere eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema con la capacità d'infiltrazione del terreno e con il volume immagazzinato nei pozzi stessi.

L'equazione

$$(Q_P - Q_F) \cdot \Delta t = \Delta W$$

rappresenta il bilancio delle portate entranti ed uscenti con:

Q_P portata influente [m^3/s]

Q_F portata infiltrata [m^3/s]

Δt intervallo di tempo [s]

ΔW variazione del volume invasato [m^3] nel mezzo filtrante nell'intervallo di tempo Δt

Nella definizione dei parametri per il dimensionamento è necessario fissare la durata dell'evento meteorico, molto importante nei casi in cui entra in gioco la capacità di invaso del sistema.

Le condizioni peggiori sono quelle relative a piogge ad elevata intensità e di breve durata (fino ad un'ora) per terreni ad elevata permeabilità e di lunga durata per terreni a bassa permeabilità.

Nel caso in esame si considerano eventi di breve durata e forte intensità.

Per il dimensionamento dei pozzi si è assunto, in via cautelativa, un coefficiente di permeabilità

$$K = 3,0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

5.4.1 - Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori ad un'ora e portata influente

Per ottenere la curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora si adotta la seguente formula (Dell 1969):

$$h_{d,T} = (0,54 \cdot d^{0,25} - 0,50) \cdot h_{60,T}$$

con

$h_{d,T}$ altezza di pioggia della durata inferiore a 60 minuti e tempo di ritorno T

T tempo di ritorno considerato T=100 anni

$h_{60,T}$ altezza di pioggia della durata di 60 minuti e tempo di ritorno T

d durata dell'evento meteorico, inferiore a 60 minuti

Per un tempo di ritorno T=20 anni la curva di possibilità pluviometrica elaborata con la formula di Gumbel è la seguente

$$h = 57,89 \cdot t^{0,245}$$

da cui si ottiene il valore $h_{60,T} = 57,89 \text{ mm}$

Considerando piogge della durata di 5', 10', 15', 20', 30' e 45' si ottengono i valori dell'altezza di pioggia h_i e di intensità pluviometrica ip_i .

La portata influente, nota l'intensità pluviometrica si ricava dalla seguente formula

$$Q_{P,i} = ip_i \cdot S \cdot K$$

S Superficie di riferimento

K coefficiente di efflusso

5.4.2 - Portata infiltrata

La capacità di infiltrazione si stima in prima approssimazione attraverso la legge di Darcy

$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f$$

con

- Q_f portata di infiltrazione [m^3/s]
 K coefficiente di permeabilità [m/s]
 J Cadente piezometrica [m/m]
 A_f Superficie netta di infiltrazione [m^2]

Considerando:

- la cadente piezometrica⁷ J pari ad 1
- lo strato drenante z pari all'altezza utile del pozzo H
- D_e è il diametro esterno del pozzo
- $K = 3,0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
- A_f superficie orizzontale drenante effettiva calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ attorno al pozzo (non si tiene conto della capacità drenante del fondo perché soggetta ad intasamento)

la formula precedente può essere scritta come

$$Q_f = \frac{K}{2} [(D_e + H)^2 - D_e^2] \cdot \frac{\pi}{4}$$

5.4.3 - Volume interno del pozzo

Il volume interno del pozzo si determina applicando la formula del volume per un cilindro con raggio pari al raggio interno del pozzo ed altezza pari all'altezza utile

$$W_{fc,i} = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot H$$

5.4.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente

Note le portate $Q_{p,i}$ e Q_f , ed il volume del pozzo $W_{fc,i}$, la dimensione del pozzo perdente è verificata se il volume immagazzinato ΔW risulta minore o uguale a zero.

ΔW si ricava sottraendo dal volume delle piogge W_{pc} (pari a $Q_p \times t$), la sommatoria dei volumi totali dispersi dal singolo pozzo perdente $W_{ft,i}$ (pari a $Q_{f,i} \times t$) e la sommatoria dei volumi accumulati all'interno del pozzo $W_{fc,i}$.

$$\Delta W = W_{pc} - \left(\sum W_{ft,i} + \sum W_{fc,i} \right)$$

5.4.5 - Verifica dello svuotamento dei pozzi perdenti

È necessario verificare che il sistema si svuoti, una volta terminato l'evento meteorico, in un tempo inferiore al tempo medio stimato fra due eventi successivi (di norma non superiore a tre giorni, pari a 259.200 s).

Il tempo di svuotamento si determina con l'espressione $T_{sv} = \frac{W_{fc}}{Q_f}$

5.4.6 - Pista ciclopedonale al pozzo PP.04

D = Diametro interno del pozzo = 2,00m

H = Altezza utile del pozzo = 1,50m

D_e = Diametro esterno del pozzo = 2,30m

⁷ J si può considerare pari a 1 quando il tirante idrico della superficie filtrante è trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda è convenientemente al di sotto del fondo disperdente

5.4.6.1 - Portata influente pozzo perdente

S Superficie di riferimento = 430mq

K coefficiente di efflusso pari per superfici asfaltate a 0,90

I risultati sono riportati nella seguente tabella

d_i s	h_{60} mm	h_d mm	ip_i l/smq	Q_{p_i} l/s
5	57,89	17,80	0,0593	22,95
10	57,89	26,65	0,0444	17,18
15	57,89	32,58	0,0362	14,01
20	57,89	37,16	0,0310	12,00
30	57,89	44,22	0,0246	9,52
45	57,89	52,02	0,0193	7,47

5.4.6.2 - Portata infiltrata

Per il pozzo in esame corrisponde a

$$Q_f = \frac{3,0 \cdot 10^{-3}}{2} [(2,30 + 1,50)^2 - 2,30^2] \cdot \frac{\pi}{4} = 0,01078 \text{ m}^3/\text{s} = 10,78 \text{ l/s}$$

5.4.6.3 - Volume interno del pozzo

Volume interno del pozzo $W_{fc} = 4,71 \text{ m}^3$

5.4.6.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente

Volume delle piogge W_{pc} in funzione della durata dell'evento meteorico

d_i s	Q_{p_i} l/s	W_{pc} m^3
5	22,95	6,89
10	17,18	10,31
15	14,01	12,61
20	12,00	14,40
30	9,52	17,14
45	7,47	20,17

Volume disperso dal singolo pozzo W_{ft} in funzione della durata dell'evento meteorico

d_i s	$W_{ft,i}$ m^3
5	3,23
10	6,47
15	9,70
20	12,94
30	19,40
45	29,11

Verifica del volume immagazzinato

d_i s	W_{pc} m^3	$W_{ft,i}$ m^3	$W_{fc,i}$ m^3	ΔW m^3
5	6,89	3,23	4,71	-1,05
10	10,31	6,47	4,71	-0,87
15	12,61	9,70	4,71	-1,80
20	14,40	12,94	4,71	-3,25
30	17,14	19,40	4,71	-6,97
45	20,17	29,11	4,71	-13,65

Il pozzo con anelli forati in calcestruzzo, diametro interno 2.00m (esterno minimo 2.30m) ed altezza 1,50m è sufficiente a smaltire le acque meteoriche per un tempo di ritorno $T=20$ anni.

5.4.6.5 - Verifica dello svuotamento del pozzo perdente

$$T_{sv} = \frac{4710}{11,78} = 400 \text{ s} < 259.200 \text{ s} \quad \text{Il pozzo è verificato.}$$

5.4.7 - Sede carrabile + parte ciclabile ai pozzi PP.01-PP.02-PP.03

Pozzo	D Diametro interno	H Altezza utile	D _e Diametro esterno
PP.01	2,00 m	3,00 m	2,30 m
PP.02	2,00 m	2,50 m	2,30 m
PP.03	2,00 m	2,50 m	2,30 m

5.4.7.1 - Portata influente pozzo perdente

S Superficie di riferimento = 2.680mq

K coefficiente di efflusso pari per superfici asfaltate a 0,90

I risultati sono riportati nella seguente tabella

d _i s	h ₆₀ mm	h _d mm	ip _i l/smq	Qp _i l/s
5	57,89	17,80	0,0593	143,03
10	57,89	26,65	0,0444	107,09
15	57,89	32,58	0,0362	87,31
20	57,89	37,16	0,0310	74,77
30	57,89	44,22	0,0246	59,34
45	57,89	52,02	0,0193	46,55

5.4.7.2 - Portata infiltrata

Pozzo	Q _{f,i}	
	m ³ /s	l/s
PP.01	0,02686	26,86
PP.02	0,02091	20,91
PP.03	0,02091	20,91

5.4.7.3 - Volume interno del pozzo

Pozzo	W _{f,c}
	m ³
PP.01	9,42
PP.02	7,85
PP.03	7,85

5.4.6.4 - Verifica del dimensionamento del pozzo perdente

Volume delle piogge W_{pc} in funzione della durata dell'evento meteorico

d _i s	Qp _i l/s	W _{pc} m ³	d _i s	Qp _i l/s	W _{pc} m ³
5	143,03	42,91	20	74,77	89,72
10	107,09	64,25	30	59,34	106,81
15	87,31	78,58	45	46,55	125,69

Volume disperso dal singolo pozzo W_{ft} in funzione della durata dell'evento meteorico

Pozzo PP.01		Pozzo PP.02		Pozzo PP.03	
d_i s	$W_{ft,1}$ m^3	d_i s	$W_{ft,2}$ m^3	d_i s	$W_{ft,3}$ m^3
5	8,06	5	6,27	5	6,27
10	16,12	10	12,55	10	12,55
15	24,17	15	18,82	15	18,82
20	32,23	20	25,09	20	25,09
30	48,35	30	37,64	30	37,64
45	72,52	45	56,46	45	56,46

Verifica del volume immagazzinato

		Pozzo PP.01		Pozzo PP.02		Pozzo PP.03		
d_i s	W_{pc} m^3	$W_{ft,i}$ m^3	$W_{fc,i}$ m^3	$W_{ft,i}$ m^3	$W_{fc,i}$ m^3	$W_{ft,i}$ m^3	$W_{fc,i}$ m^3	ΔW m^3
5	42,91	8,06	9,42	6,27	7,85	6,27	7,85	-2,81
10	64,25	16,12	9,42	12,55	7,85	12,55	7,85	-2,09
15	78,58	24,17	9,42	18,82	7,85	18,82	7,85	-8,35
20	89,72	32,23	9,42	25,09	7,85	25,09	7,85	-17,81
30	106,81	48,35	9,42	37,64	7,85	37,64	7,85	-41,94
45	125,69	72,52	9,42	56,46	7,85	56,46	7,85	-84,87

La batteria di pozzi con anelli forati in calcestruzzo, diametro interno 2.00 m (esterno minimo 2.30m) ed altezze rispettivamente 3,00m; 2,50m e 2,50m è sufficiente a smaltire le acque meteoriche per un tempo di ritorno $T=20$ anni.

5.4.6.5 - Verifica dello svuotamento del pozzo perdente

$$PP.01 \quad T_{sv} = \frac{9.420}{26,86} = 351 \text{ s} < 259.200 \text{ s}$$

$$PP.02 \quad T_{sv} = \frac{7.850}{20,91} = 375 \text{ s} < 259.200 \text{ s}$$

$$PP.03 \quad T_{sv} = \frac{7.850}{20,91} = 375 \text{ s} < 259.200 \text{ s} \quad \text{I pozzi sono verificati.}$$

5.5 - VERIFICA DELLE SEZIONI DEI MANUFATTI CIRCOLARI

Le acque defluiscono attraverso tubazioni in PVC e CLS poste al di sotto della sede stradale con una pendenza dello 0.5% circa (salvo rari casi).

Nella tabella seguente sono riportate le tratte della condotta con le rispettive portate di progetto e massime (con un fattore di riempimento pari al 50%) e velocità di deflusso di progetto e massime (sempre inferiori a 4 m/s).

Tratta	Sezione in corrispondenza di	φ int mm	φ nom mm	Mat.	Classe resist.	Sup. drenata mq	Portata trasportata l/s	Portata massima amm l/s	P %	Riemp. %	Velocità progetto m/s	Velocità massima m/s
All. cad. Bacino A1	Immissione in cond.	118,6	125	PVC	SN4	74,41	2,71	4,49	0,50	50	0,25	0,37
All. cad. Bacino A2	Immissione in cond.	118,6	125	PVC	SN4	70,63	2,63	4,49	0,50	50	0,24	0,37
All. cad. Bacino B	Immissione in cond.	118,6	125	PVC	SN4	59,58	2,42	4,49	0,50	50	0,22	0,37
CA.01-CA.02	Immissione in CA.02	400	400	CLS	135kN/mq	211,89	7,89	95,72	0,50	50	0,06	0,76
CA.03-CA.02	Immissione in CA.02	400	400	CLS	135kN/mq	446,46	16,26	95,72	0,50	50	0,13	0,76
Pz.01-Pz.02	Immissione in Pz.02	152	160	PVC	SN4	148,82	5,42	8,70	0,63	50	0,30	0,48
Pz.02-CA.03	Immissione in CA.03	190,2	200	PVC	SN4	372,50	13,55	15,82	0,50	50	0,48	0,56
CA.02-CA.04	Immissione in CA.04	400	400	CLS	135kN/mq	870,24	32,04	95,72	0,50	50	0,26	0,76
Cd.11-CA.05	Immissione in CA.05	152	160	PVC	SN4	148,82	5,42	8,70	0,50	50	0,30	0,48
CA.05-CA.04	Immissione in CA.04	400	400	CLS	135kN/mq	223,23	8,13	95,72	0,50	50	0,06	0,76
Cd.21-CA.07	Immissione in CA.07	152	160	PVC	SN4	148,82	5,42	8,70	0,50	50	0,30	0,48
CA.07-CA.06	Immissione in CA.06	400	400	CLS	135kN/mq	223,23	8,13	95,72	0,50	50	0,06	0,76
Cd.29-CA.09	Immissione in CA.09	190,2	200	PVC	SN4	223,23	8,13	23,25	1,00	50	0,29	0,82
CA.09-CA.08	Immissione in CA.08	400	400	CLS	135kN/mq	297,64	10,48	95,72	0,50	50	0,08	0,76
CA.11-CA.10	Immissione in CA.10	400	400	CLS	135kN/mq	141,26	5,26	121,08	0,80	50	0,04	0,96
CA.10-CA.08	Immissione in CA.08	400	400	CLS	135kN/mq	353,15	13,15	95,72	0,50	50	0,10	0,76
CA.08-CA.06	Immissione in CA.06	400	400	CLS	135kN/mq	862,68	31,88	108,29	0,64	50	0,25	0,86
CA.06-CA.04	Immissione in CA.04	400	400	CLS	135kN/mq	1003,94	37,14	108,29	0,64	50	0,30	0,86
CA.04-CA.12	Immissione in CA.12	500	500	CLS	135kN/mq	2395,00	88,00	173,55	0,50	50	0,45	0,88
CA.12-CA.13	By pass	299,6	315	PVC	SN4	2395,00	62,72	92,05	1,50	50	0,89	1,31
CA.12-CA.14	in disoleaore	190,2	200	PVC	SN4	372,50	25,28	25,51	1,30	50	0,89	0,90
Bl.02-Pz.08	Immissione in Pz.08	152	160	PVC	SN4	119,16	4,84	8,70	0,50	50	0,27	0,48
Pz.08-PP.03	Immissione in PP.03	190,2	200	PVC	SN4	178,74	7,26	60,95	7,42	50	0,26	2,15
Bl.06-Pz.07	Immissione in Pz.07	152	160	PVC	SN4	119,16	4,84	8,70	0,50	50	0,27	0,48
Pz.07-CA.15	Immissione in CA.15	190,2	200	PVC	SN4	178,74	7,26	15,82	0,50	50	0,26	0,56
CA.15-PP04	Immissione in PP.04	237,6	250	PVC	SN4	178,74	7,26	35,54	0,77	50	0,16	0,80
Pz.03-Pz.04	Immissione in Pz.04	152	160	PVC	SN4	119,16	4,84	15,42	1,64	50	0,27	0,85
Pz.04-Pz.05	Immissione in Pz.05	152	160	PVC	SN4	119,16	4,84	14,4	1,12	50	0,27	0,79

Tratta	Sezione in corrispondenza di	φ int mm	φ nom mm	Mat.	Classe resist.	Sup. drenata mq	Portata trasportata l/s	Portata massima amm l/s	P %	Riemp. %	Velocità progetto m/s	Velocità massima m/s
Pz.05-Pz.06	Immissione in Pz.06	190,2	200	PVC	SN4	178,74	7,26	15,82	0,50	50	0,26	0,56
Pz.06-CA.14	Immissione in CA.14	237,6	250	PVC	SN4	297,90	12,10	28,64	0,50	50	0,27	0,65
CA.14-PP.04	Immissione in PP.04	237,6	250	PVC	SN4	297,90	12,10	85,24	4,43	50	0,27	1,92