

COMUNE DI CAMPOGALLIANO (MO)

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI DEPOSITI E RELATIVI UFFICI

ACCORDO OPERATIVO

TAVOLA

Relazione Idraulica

Data: 24/07/20

Scala:

COMMITTENTE

Logistica e Sviluppo s.r.l.

Logistica e sviluppo s.r.l.

Via Strasburgo,31
41011 Campogalliano (MO)

GENERAL CONTRACTOR



GSE Italia s.r.l.

Via G.B. Percolesi, 27
20124 Milano (MI)

PROGETTISTA E DL



ING. FILIPPO SALIS

Via della Moscova, 47 - 20121 Milano
Iscrizione ordine ingegneri Milano: MI 24867 - I - 2961

CO-PROGETTISTA URBANISTICO

Studio Dott. Ing. Grotti Loris

Dott. Ing. Grotti Loris

Via Vignolese n. 1389
41126 San Damaso (MO)

Commessa

1

4

9

3

3

Fase

R

T

Lotto

Disegno

04

Rev

B



CAMPOGALLIANO
RELAZIONE IDRAULICA

Sommario

1	PREMESSA	3
2	ANALISI IDROLOGICA.....	4
2.1	Analisi pluviometrica	4
2.2	Curva di possibilità pluviometrica degli scrosci	5
2.3	Curva di possibilità pluviometrica precipitazioni orarie	7
3	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO RETE METEORICA	8
3.1	Dimensionamento collettori.....	8
3.1.1	Metodo cinematico	8
3.1.2	Verifiche generali.....	9
3.2	Sistema di prima pioggia.....	11
4	DIMENSIONAMENTO VOLUME DI INVASO	13
4.1	Determinazione del coefficiente di deflusso	13
4.2	Calcolo del volume di invaso	13
4.3	Individuazione del volume di invaso.....	15
4.4	Sistema di scarico.....	16
5	DIMENSIONAMENTO RETE DI FOGNATURA NERA	18
5.1	Calcolo collettori di scarico	18

1. PREMESSA

La presente relazione riferisce in merito ai principali aspetti idraulici connessi al progetto di costruzione di due magazzini industriali e nuovo parcheggio previsti in via Strasburgo nel Comune di Campogalliano (MO).

La presente relazione descrive le caratteristiche del sistema di gestione delle acque bianche e delle acque nere di progetto.

L'area di intervento è quindi costituita da due aree separate: il lotto magazzini il cui bacino afferente è pari a 94'154 mq ed il lotto parcheggio il cui bacino ha una superficie di 17'242 mq.



Figura 1.1. Inquadramento dell'area oggetto di intervento su immagine satellitare. Elaborazione dati con ArcMap.

2 ANALISI IDROLOGICA

Ai fini del dimensionamento della rete di collettamento delle acque meteoriche, si rende necessaria la preventiva definizione delle curve di possibilità climatica rappresentative dei dati pluviometrici caratteristici per la zona geografica di interesse.

2.1 Analisi pluviometrica

Il calcolo della rete bianca prende origine dalla stima dell'altezza di precipitazione che si verifica sulla superficie scolante per una definita durata. La durata da considerare è pari al tempo necessario perché tutta la superficie sottesa dalla prefissata sezione contribuisca al deflusso, avendo definito un tempo di ritorno T_r (il numero di anni nel quale mediamente l'evento meteorico può essere uguagliato o superato).

Prefissato il periodo di ritorno T_r , l'equazione che esprime l'altezza h di precipitazione in funzione della durata θ è data dalla forma:

$$h(T_r) = a\theta^n$$

dove:

$h(T_r)$ = altezza di precipitazione [mm];

T_r = tempo di ritorno [anni];

θ = durata [ore];

a, n = parametri da determinare attraverso un'analisi pluviometrica.

La scelta del tempo di ritorno viene in genere fatta sulla base di considerazioni di carattere tecnico-economico, accettando a priori un rischio non nullo, ovvero che durante gli N anni di esercizio della fognatura possano verificarsi delle disfunzioni. La scelta del tempo di ritorno si basa su un'analisi costi-benefici, in relazione all'importanza dell'opera e al rischio che ne consegue.

In "Fognature" di L. Da Deppo e C. Datei, come tempi di ritorno indicativi per le fognature urbane, si indica un valore di T_r compreso tra 5 e 20 anni.

Sulla base di considerazioni di carattere tecnico-economico, e vista l'importanza logistica delle nuove opere, nell'analisi seguente è stato scelto un tempo di ritorno di 20 anni per il dimensionamento della fognatura bianca.

Per quando riguarda θ (in ore), secondo letteratura (cit. "Manuale di Ingegneria civile e ambientale, Quarta Edizione, Bologna, Zanichelli/ESAC"), la definizione delle durate critiche di precipitazione che interessano "l'idrologia urbana", sono comprese tra pochi minuti (5-10 min) e poche ore (in genere meno di 3 ore) e di conseguenza un'analisi del regime delle precipitazioni deve interessare le piogge di breve durata e forte intensità (scrosci). Inoltre, si può ipotizzare che il tempo di corrivazione sia dell'ordine dei minuti, e quindi le precipitazioni a cui bisogna fare riferimento sono quelle della durata inferiore all'ora.

2.2 Curva di possibilità pluviometrica degli scrosci

I dati pluviometrici disponibili per la Regione Emilia-Romagna sono contenuti negli annali, reperibili all'interno del servizio Idro-Meteo-Clima dell'A.R.P.A.

Si considera la stazione pluviometrica di Modena Urbana e si registrano le precipitazioni di notevole intensità e breve durata che si sono verificate negli anni 1960 -2018 per le durate di pioggia di 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 60 minuti.

Tabella 2.1. Valori delle altezze di precipitazioni registrate per gli eventi di notevole intensità e breve durata per gli anni 1960 – 2018 per la stazione di Modena Urbana.

DATI DI PIOGGIA PUNTUALI [mm] Stazione di MODENA URBANA e MODENA I.S.A.									
θ [minuti]	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	60.00
1960		20.00			27.00			29.00	
1961		13.00			16.40			17.40	
1962		20.00			25.00			31.00	
1963		16.00			19.00			21.00	
1964	10.00		12.40		23.40				
1965	10.80	13.60							
1966									
1967			8.00		6.00			8.60	
1968		4.80			8.40				
1969					9.60			19.60	
1970		9.00			15.00		14.40		
1971									
1972		7.20	18.80		26.00				
1973									
1974	6.20	12.60	6.80		8.20				
1975									
1976			8.00		21.80				
1977									
1978			28.00						
1979							13.60		
1980		8.40						26.80	
1981			11.00						
1982		20.00	36.80						
1983	16.40								
1984		20.00	13.40				23.20		
1985					11.00				
1986					13.20				
1987		8.80			13.20			16.60	
1988		20.00			24.60			29.20	
1989		23.20			28.40			28.40	
1990		13.80			18.60			22.00	
1991									
1992									
1993									
1994		16.40			22.20			23.00	
1995		19.40			26.60			27.20	
1996		5.60			8.80			11.40	
1997		14.20			17.80			19.00	
1998									
1999									
2000									
2001									
2002									
2003									
2004		23.30			27.20			29.80	
2005									
2006									
2007		17.00			32.40			35.40	
2008		12.60			21.20			22.80	
2009		13.40			18.00			21.40	

2010		11.40			14.80			15.80
2011		13.80			16.80			18.20
2012		8.00			11.20			12.40
2013		9.20			16.40			17.00
2014		16.00			18.00			18.80
2015		12.80			14.60			15.00
2016		12.20			18.80			21.80
2017		6.80			10.60			12.20
2018		15.80			22.20			23.20

E' stata fatta un'analisi idrologica sulla base del metodo di Gumbel.

Per ognuna delle durate, sono state calcolate la media m_t e la deviazione standard σ_t delle altezze di precipitazione:

$$m_t = \frac{1}{N} \sum h_t$$

$$\sigma_t = \frac{1}{N-1} \sum (h_t - m_t)^2$$

Le altezze di precipitazione vengono calcolate in funzione del tempo di ritorno come segue:

$$h_t = u - \alpha \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right)$$

dove i coefficienti u e α si ottengono mediante le seguenti relazioni:

$$\alpha = \frac{\sigma_t}{\sqrt{1.645}}$$

$$u = m_t - 0.5772\alpha$$

Sostituendo $Y = \ln h_t$, $X = \ln \theta$, $A = \ln a$ e $N = 4$, si ottiene:

$$Y = A + nX$$

I coefficienti della curva di possibilità pluviometrica $h = at^n$, si determinano con le seguenti equazioni:

$$a = e^{(\bar{Y} - N\bar{X}\bar{Y})}$$

$$n = \frac{\sum X_i Y_i - N\bar{X}\bar{Y}}{\sum X_i^2 - N\bar{X}^2}$$

I coefficienti della curva di possibilità pluviometrica trovati in dipendenza dal tempo di ritorno ed utilizzati ai fini del dimensionamento delle reti idrauliche, vengono elencati nella Tabella 2.2.

Tabella 2.2. Parametri a ed n della curva di possibilità climatica calcolati per $t < 1$ ora.

Gumbel, $T_r = 20$ anni, stazione pluviometrica di Modena Urbana	$a =$	37.61
	$n =$	0.34

2.3 Curva di possibilità pluviometrica precipitazioni orarie

Per gli interventi compresi tra il Torrente Crostolo e il Fiume Secchia, il Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale prescrive di utilizzare le curve di possibilità pluviometrica della Tabella 2.3, tratte da uno studio del Prof. Marinelli del 2009 eseguito per i canali consortili.

Tabella 2.3. Parametri a ed n della curva di possibilità climatica calcolati per $t > 1$ ora.

Tempo di ritorno T	Alta pianura		Media pianura		Bassa pianura	
	a	n	a	n	a	n
25	51.44	0.21	58.93	0.23	69.09	0.17
50	57.50	0.21	66.21	0.23	78.16	0.16
100	63.50	0.21	73.44	0.23	87.16	0.16

3 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO RETE METEORICA

3.1 Dimensionamento collettori

Per il dimensionamento dei collettori che convogliano la precipitazione meteorica verso il sistema di invaso, è stato considerato un tempo di ritorno di **20 anni** e funzionamento delle condotte a gravità.

Il calcolo alla base della progettazione, per la definizione dei diametri delle condotte che andranno a costituire la rete delle acque bianche, è stato eseguito utilizzando il *metodo cinematico*, considerando un'intensità di precipitazione costante.

3.1.1 Metodo cinematico

Il metodo cinematico permette di calcolare la massima portata di acque meteoriche in funzione del sottobacino sotteso e di stabilire pertanto le caratteristiche geometriche della rete in progetto.

Propedeutica all'applicazione del metodo stesso (oltre che alla successiva modellazione dell'ambito, che sarà illustrata nei paragrafo successivi) è la suddivisione dell'area di intervento in sottobacini, ciascuno dei quali afferirà ad un tratto della rete oggetto di progettazione. Tale definizione è legata in particolar modo al piano quotato di progetto dell'ambito, che permette la definizione delle principali direzioni di drenaggio e l'individuazione di eventuali barriere al deflusso.

Vengono calcolate le seguenti grandezze:

φ = coefficiente di afflusso ponderato;

S_{tot} [ha] = area scolante totale;

L [m] = lunghezza del tratto;

D [m] = diametro della condotta, imposto per tentativi;

i = pendenza del tratto considerato, imposta per tentativi o vincolato dalle quote di scorrimento delle condotte esistenti;

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (per tubazioni in materiali plastici si pone pari a $100 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$, mentre per tubazioni in cemento armato turbo centrifugato pari a $80 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$);

R = raggio idraulico, per una tubazione circolare completamente riempita si ha $R = \frac{D}{4}$;

V_p = velocità a sezione piena, si calcola con la formula di Gauckler-Strickler:

$$V_p = K_s R^{2/3} i^{1/2} \text{ [m/s]}$$

Q_p = portata a sezione piena, è: $Q_p = V_p \pi \left(\frac{D}{2}\right)^2 \text{ [l/s]}$;

j = intensità dell'evento pluviometrico di durata pari al T_c : $j = a' T_c^{n'-1} \text{ [mm/ora]}$;

Q_b = massima portata bianca, derivante dai soli eventi meteorici: $Q_b = \varphi i S_{tot} \text{ [l/s]}$.

Il confronto viene fatto tra la portata derivante dagli eventi meteorici e dalla portata convogliabile dalla condotta, le cui variabili dipendenti sono il diametro e la pendenza.

Il coefficiente d'afflusso di ogni area è stato calcolato come media ponderata dei coefficienti di afflusso di ogni singola area componente con diversa destinazione d'uso (verde, copertura, piazzale) secondo la seguente relazione:

$$\varphi_{\text{areaj}} = \frac{\sum_i S_i \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

con:

S_i = area della i-esima zona omogenea dal punto di vista dell'uso del suolo;

φ_i = coefficiente di deflusso relativo alla zona i-esima.

In particolare per le aree verdi è stato assunto un coefficiente di deflusso di 0.2 e per i piazzali, le coperture e le aree impermeabili di 0.9.

3.1.2 Verifiche generali

Rapporto Q_b/Q_p

La prima verifica da effettuare è accertarsi che il rapporto tra la portata massima bianca ($Q_b = Q_{\text{max}}$) e la portata a sezione piena (Q_p) di ogni tratto sia inferiore a 1. Se ciò è verificato si può procedere con le altre verifiche.

$$\frac{Q_b}{Q_p} < 1 \quad (\text{verifica di partenza})$$

Percentuale di riempimento ottimale

Affinché sia garantito un funzionamento ottimale della condotta è stato dimostrato che il valore del rapporto tra tirante idrico (h) e diametro della condotta (D) deve mantenersi attorno a 0.7. Ciò assicura la presenza di un franco libero per l'aerazione della condotta che, nel caso dell'instaurarsi di un moto ondoso, evita eventuali occlusioni momentanee della condotta stessa. Pertanto:

$$\frac{h}{D} \cong 0.7 \quad (1^\circ \text{ verifica})$$

Velocità massima

La velocità massima raggiunta dal fluido all'interno della condotta non può superare i 4 m/sec. Si considera il valore assunto dal rapporto Q_{max}/Q_p nei vari tratti e si interpola, nella scala di deflusso numerica, il corrispondente valore di V_{max}/V_p che, moltiplicato per la velocità a sezione piena v_p , fornisce la velocità massima raggiungibile del flusso all'interno della condotta. Se questa velocità risulta inferiore a 4 m/s la verifica è soddisfatta altrimenti dovranno essere modificati i valori del diametro e/o della pendenza del tratto.

$$V_{\text{max}} < 4 \text{ m/s} \quad (2^\circ \text{ verifica})$$

Di seguito in Tabella 3.1 si riportano le verifiche effettuate per il dimensionamento delle condotte atte al convogliamento della precipitazione meteorica.

Le condotte di convogliamento che fungono anche da invaso sono sovradimensionate rispetto alla sola funzione di convogliamento con funzionamento a gravità, specie per i tratti di monte. Per gli scatoari non vengono quindi eseguite le verifiche idrauliche, considerato il fatto che, con una pendenza dello 0.1% ed un riempimento del 70%, sono in grado di convogliare una portata di 1893.26 l/s, maggiore di quella stimata massima in arrivo nella rete e pari a circa 750 l/s.

Tabella 3.1. Dimensionamento idraulico delle condotte di fognatura bianca.

Tratto in esame	S verde mq	S impermeabile mq	φ ponderato	S _{tot} ha	D mm	i m/m	k _s m ^{1/3} s ⁻¹	T _c min	i _{c,Gumbel} mm/h	Q _b l/s	h/d
GRIGLIA	0.00	1292.00	0.90	0.13	400	0.001	95	10.00	122.71	40	0.54
PLUVIALE	0.00	2071.00	0.90	0.21	400	0.001	95	10.00	122.71	64	0.75
A1	0.00	171.00	0.90	0.02	200	0.001	95	10.00	122.71	5	0.48
A2	0.00	320.00	0.90	0.03	200	0.001	95	10.00	122.71	10	0.74
A3	0.00	421.00	0.90	0.04	250	0.001	95	10.00	122.71	13	0.58
A4	0.00	412.00	0.90	0.04	250	0.001	95	10.00	122.71	13	0.58
A5	0.00	910.00	0.90	0.09	315	0.001	95	10.00	122.71	28	0.65
A6	0.00	633.00	0.90	0.06	315	0.001	95	10.00	122.71	19	0.51
A7	0.00	342.00	0.90	0.03	250	0.001	95	10.00	122.71	10	0.51
A8	0.00	1321.00	0.90	0.13	400	0.001	95	10.00	122.71	41	0.54
A9	0.00	376.00	0.90	0.04	250	0.001	95	10.00	122.71	12	0.54
A10	0.00	801.00	0.90	0.08	315	0.001	95	10.00	122.71	25	0.59
A11	0.00	430.00	0.90	0.04	250	0.001	95	10.00	122.71	13	0.59
A12	0.00	2529.00	0.90	0.25	500	0.001	80	10.00	122.71	78	0.57
A13	0.00	673.00	0.90	0.07	315	0.001	95	10.00	122.71	21	0.53
A14	0.00	798.00	0.90	0.08	315	0.001	95	10.00	122.71	24	0.59
A15	0.00	419.00	0.90	0.04	250	0.001	95	10.00	122.71	13	0.58
A16	0.00	1471.00	0.90	0.15	400	0.001	95	10.00	122.71	45	0.58
P1	0.00	287.00	0.90	0.03	200	0.001	95	10.00	122.71	9	0.68
P2	0.00	850.00	0.90	0.09	315	0.001	95	10.00	122.71	26	0.62
P3	0.00	1409.00	0.90	0.14	400	0.001	95	10.00	122.71	43	0.57
P4	0.00	1999.00	0.90	0.20	400	0.001	95	10.00	122.71	61	0.73
P5	0.00	2642.00	0.90	0.26	500	0.001	80	10.00	122.71	81	0.58
P6	0.00	2642.00	0.90	0.26	500	0.001	80	10.00	122.71	81	0.58
P7	0.00	456.00	0.90	0.05	250	0.001	95	10.00	122.71	14	0.62
P8	0.00	1123.00	0.90	0.11	400	0.001	95	10.00	122.71	34	0.49
P9	0.00	1835.00	0.90	0.18	400	0.001	95	10.00	122.71	56	0.68
P10	0.00	2532.00	0.90	0.25	500	0.001	80	10.00	122.71	78	0.57
P11	0.00	3277.00	0.90	0.33	500	0.001	80	10.00	122.71	101	0.68
P12	0.00	5898.00	0.90	0.59	600	0.001	80	10.00	122.71	181	0.73
Q1	0.00	836.00	0.90	0.08	315	0.001	95	10.00	122.71	26	0.61
Q2	0.00	1694.00	0.90	0.17	400	0.001	95	10.00	122.71	52	0.64
Q3	0.00	676.00	0.90	0.07	315	0.001	95	10.00	122.71	21	0.53
Q4	0.00	2370.00	0.90	0.24	500	0.001	80	10.00	122.71	73	0.54
Q5	0.00	3333.00	0.90	0.33	500	0.001	80	10.00	122.71	102	0.69
Q6	0.00	4602.00	0.90	0.46	600	0.001	80	10.00	122.71	141	0.61
Q7	0.00	5502.00	0.90	0.55	600	0.001	80	10.00	122.71	169	0.69
Q8	0.00	256.00	0.90	0.03	250	0.001	95	10.00	122.71	8	0.43
Q9	0.00	670.00	0.90	0.07	315	0.001	95	10.00	122.71	21	0.53

Q10	0.00	1316.00	0.90	0.13	400	0.001	95	10.00	122.71	40	0.54
Q11	0.00	2072.00	0.90	0.21	400	0.001	95	10.00	122.71	64	0.75
Q12	0.00	1117.00	0.90	0.11	315	0.001	95	10.00	122.71	34	0.76
Q13	0.00	850.00	0.90	0.09	315	0.001	95	10.00	122.71	26	0.62
Q14	0.00	850.00	0.90	0.09	315	0.001	95	10.00	122.71	26	0.62
Q15	0.00	2644.00	0.90	0.26	500	0.001	80	10.00	122.71	81	0.58
Q16	0.00	3284.00	0.90	0.33	500	0.001	80	10.00	122.71	101	0.68
Q17	0.00	10858.00	0.90	1.09	800	0.001	80	10.00	122.71	333	0.65
Q18	0.00	11260.00	0.90	1.13	800	0.001	80	10.00	122.71	345	0.67

Si raccomanda la protezione dei tratti di tubazione che presentano bassi ricoprimenti, mediante l'impiego di una soletta in cls armata dimensionata per i carichi derivanti dal traffico veicolare pesante.

La rete di progetto interferisce in alcuni tratti con lo scolo consortile Cavo Lesignana che si presenta tombinato in corrispondenza dell'area di intervento. La valutazione e l'eventuale risoluzione delle interferenze sarà oggetto di successiva analisi.

3.2 Sistema di prima pioggia

All'interno della Deliberazione della Giunta Regionale 14 febbraio 2005, n. 286 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 39, DLgs 11 maggio 1999, n. 152)" della Regione Emilia Romagna ed all'interno delle Linee Guida della Direzione Tecnica "Criteri di applicazione DGR 286/05 e 1860/06 – Acque meteoriche e di dilavamento" di Arpa Emilia Romagna, viene precisato che le "superfici destinate esclusivamente a parcheggio degli autoveicoli delle maestranze e dei clienti, compresi quelli a servizio dell'attività dell'azienda, nonché al transito degli automezzi anche pesanti connessi alle attività svolte" vanno escluse dal computo delle aree di dilavamento.

Poiché nell'area di insediamento dei due nuovi magazzini non si prevedono zone nelle quali si svolgano fasi di lavorazione o attività di deposito/stoccaggio di materie prime/scarti o rifiuti, non si prevede l'inserimento di sistemi per il trattamento della prima pioggia.

Viene previsto il trattamento delle acque di prima pioggia per il nuovo parcheggio ad uso privato in progetto, essendo costituito da superficie impermeabilizzata scoperta di notevole estensione (circa 11'260 mq) adibita al transito e alla sosta di automezzi.

Per la normativa sono considerate "acque di prima pioggia" quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Le acque di prima pioggia, valutate come sopra descritto, vengono accumulate all'interno di apposite vasche, mentre quelle successive (acque di seconda pioggia), non soggette a trattamento, saranno smaltite, attraverso un pozzetto scolmatore, nel recapito finale.

Il volume della vasca di prima pioggia (V_{tot}) è dato dalla somma del volume di prima pioggia (V_{pp}) e del volume di sedimentazione (V_{sed}).

$$V_{tot} = V_{pp} + V_{sed}$$

La superficie totale (S_{tot}) da trattare mediante impianto di prima pioggia è pari a 11260 mq. Il volume di prima pioggia (V_{pp}) è dato dalla seguente formula:

$$V_{pp} = S_{tot} \times 5 \text{ mm} = 11260 \text{ mq} \times 5 \text{ mm} = 56.30 \text{ mc}$$

Il volume di sedimentazione (V_{sed}) è dato invece dalla seguente formula:

$$V_{sed} = Q \times C_f$$

dove:

- C_f è coefficiente della quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione, nel caso in esame è stata utilizzata una quantità di fango ridotta pari a 100;
- Q è la portata dei reflui dovuta all'evento meteorico, calcolata come prodotto tra la superficie afferente (S_{tot}) e l'intensità di precipitazione i definita pari a 0.0056 l/s mq ossia lo sviluppo di un'altezza di precipitazione di 5 mm in 15 minuti.

Si ottiene quindi:

$$Q = S_{tot} \times i = 11260 \times 0.0056 = 63.06 \text{ l/s}$$

$$V_{sed} = Q \times C_f = 63.06/1000 \times 100 = 6.31 \text{ mc}$$

$$V_{tot} = V_{pp} + V_{sed} = 56.30 + 6.31 = 62.61 \text{ mc}$$

Si prevede una vasca di accumulo delle acque di prima pioggia con capacità di 63 mc.

L'impianto è seguito da un disoleatore. Il volume di disoleazione è stato calcolato con la seguente formula:

$$V_{dis} = Q_p \times t_s$$

dove:

- Q_p è la portata della pompa dell'impianto, pari a 4.00 l/s;
- t_s è il tempo di separazione che è funzione della densità dell'olio, si è assunto un valore pari a 16.6 min (per reflui con densità dell'olio < 0.85 g/cm³).

Risulta:

$$V_{dis} = Q_p \times t_s = 4.00 \text{ l/s} \times 16.6 \text{ min} = 3.98 \text{ mc}$$

Si inserisce un disoleatore statico con filtro a coalescenza con capacità di 4.00 mc.

4 DIMENSIONAMENTO VOLUME DI INVASO

Il volume di invaso viene calcolato e previsto per il solo lotto magazzini poiché il volume compensativo dell'area a parcheggio è stato previsto in un bacino di laminazione a cielo aperto già realizzato a servizio del compartimento, di superficie pari a 13000 mq e contenente un volume massimo di 8730 mc.

4.1 Determinazione del coefficiente di deflusso

Per il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle portate generate dall'incremento di impermeabilizzazione del suolo, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo riportate nel paragrafo successivo mediante il coefficiente di afflusso medio. La Tabella 4.1 riporta la suddivisione per tipologia di copertura del suolo ed i corrispettivi coefficienti di deflusso medi.

Nella suddivisione delle aree e nell'individuazione dei rispettivi coefficienti di deflusso si sono fatte le seguenti considerazioni:

- all'area occupata dai fabbricati, dalla pavimentazione non drenante e comunque assimilabile a superficie impermeabile è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0.90;
- all'area a verde è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0.20 ritenendo che queste siano totalmente permeabili e non essendo queste direttamente collegate alla rete di smaltimento delle acque meteoriche.

Tabella 4.1. Tabella riassuntiva della configurazione di progetto, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	71'309.00	0.9
verde	22'845.00	0.2
Totale area	94'154.00	0.73

L'area totale del bacino idraulico per la laminazione, pari a 94'154 mq, è comprensiva di un contributo di circa 1931 mq di area impermeabile, costituente metà della sede stradale di via per Modena e di un contributo di circa 1521 mq di area a verde costituente la fascia di rispetto di larghezza 4 m dalla strada provinciale.

4.2 Calcolo del volume di invaso

Al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area, si considera accettabile immettere alla rete idrografica una portata specifica pari a 20.00 l/s*ha per un totale di 188.31 l/s.

Per il calcolo del volume di invaso viene utilizzato il metodo delle piogge considerando un tempo di ritorno di **50 anni**.

Tramite l'equazione seguente, si possono calcolare i massimi volumi di invaso relativi ad una determinata durata t della precipitazione:

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \phi \cdot \left[\frac{a}{(t+b)^c} \cdot t \right] - Q_u \cdot t$$

dove:

W_i è il volume di invaso;

W_e è il volume in ingresso;

W_u è il volume in uscita;

S è la superficie scolante;

φ è il coefficiente di deflusso medio dell'area;

t è la durata della precipitazione.

La durata critica, ossia la durata per la quale si ha il massimo volume di invaso da rendere disponibile, si ottiene ponendo nulla la derivata prima, in funzione del tempo, dell'equazione sopra riportata.

Si ottiene dunque:

$$t = \sqrt[c]{\frac{Qu}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[-\frac{c \cdot t}{t+b} + 1 \right]}} - b$$

che, a convergenza, porta a determinare:

$$t_{critico} = \sqrt[c]{\frac{Qu}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[-\frac{c \cdot t_{critico}}{t_{critico} + b} + 1 \right]}} - b$$

e conseguentemente:

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot \left[\frac{a}{(t_{critico} + b)^c} \cdot t_{critico} \right] - Qu \cdot t_{critico}$$

L'applicazione di tale metodo, trascurando il processo di trasformazione afflussi-deflussi che avviene nel bacino scolante, comporta una sopravvalutazione delle portate di piena in ingresso alla rete e conseguentemente dei volumi in invaso.

L'applicazione delle equazioni sopra riportate al bacino nord ha portato ad individuare:

*portata consentita allo scarico $Q=188.31$ l/s
 durata critica $t=1.33$ ore
 massimo volume di invaso $V=4722.51$ mc*

Tale volume di 4722.51 mc è stato confrontato con il volume derivante da metodo di calcolo suggerito dal Consorzio di Bonifica Emilia Centrale, pari a 4714.15 mc come riportato in Tabella 4.2.

Tabella 4.2. Foglio di calcolo del Consorzio di Bonifica Emilia Centrale per la determinazione del volume di invaso.

DETERMINAZIONE DEL VOLUME DI LAMINAZIONE DI UNA VASCA VOLANO CON IL METODO CINEMATICO	
Dati di progetto	
Tempo di ritorno	T 50 (anni)

Superficie del bacino - S.T.	S	9.4154 (ha)
Tempo di corrivazione	qc	15 (minuti)
Coefficiente di afflusso	f	0.73 (-)
Coeff. Udometrico massimo	u	20 (l/s*Ha)
Portata uscente dalla vasca	Qu	188 (l/s)
Coeff. della CPP	a	78.16 (mm/h ⁿ)
Esponente della CPP	n	0.16 (-)
Relazioni di riferimento		
Portata al colmo	$Q_c = S \varphi a \theta_c^{n-1}$	
Durata critica per la vasca	$nS\varphi a \theta_w^{n-1} + \frac{(1-n)t_c Q_u^2 \theta_w^{-n}}{S\varphi a} - Q_u = 0$	
Volume di massimo invaso	$W_m = S\varphi a \theta_w^n + \frac{t_c Q_u^2 \theta_w^{1-n}}{S\varphi a} - Q_u \theta_w - Q_u t_c$	
Dati di calcolo		
Portata al colmo	Qc	4782 (l/s)
Durata critica per la vasca	qw	234.67 (minuti)
qw/qc	qw/qc	15.64 (-)
Portata massima per qw	Qw	474.57 (l/s)
Rapporto di laminazione	h=1/m	0.04 (-)
Volume di calcolo della vasca	Wm	3928.46 (m³)
Volume unitario per ha imp.		571.56 (m ³ /ha)
Volume di calcolo maggiorato del 20% per compensare diversi effetti di sottostima riconosciuti da diversi Autori	Wmm	4714.15 (m³)

In conclusione, il volume minimo di invaso da garantire al fine dell'invarianza idraulica è pari a **4722.51 mc.**

4.3 Individuazione del volume di invaso

Il volume minimo di 4722.51 mc viene previsto all'interno di un bacino di laminazione a cielo aperto ricavato in uno spazio a verde e all'interno delle condotte. Nella Tabella 4.3 vengono riportati i calcoli effettuati per la determinazione del volume contenuto all'interno del bacino a cielo aperto. Il livello di massimo invaso è stato posto a quota +76.90 poiché le baie di carico sono a quota +76.98.

Il fondo del bacino presenta una pendenza costante pari allo 0.1% da monte a valle, da quota +75.00 a quota +74.80 al fine di garantire il naturale deflusso delle acque in fase di svuotamento o di esaurimento di portate limitate.

Tabella 4.3. Dimensionamento del volume afferente al bacino di invaso a cielo aperto.

BACINO DI INVASO	
Area bacino su piano campagna	2401.16 mq
Scarpa O/V	1.50
Franco di sicurezza su bacino	0.40 m
Offset per area liquida da dare in cad	0.60 m
Area liquida misurata in cad	2127.54 mq
Quota media piano campagna bacino	77.30 m
tirante h	1.90 m
h/2	0.95 m
Offset per fondo da dare in cad	3.45 m
Area fondo misurata in cad	858.73 mq
Offset per area fittizia invaso da dare in cad	2.03
Area fittizia invaso misurata in cad	1484.53 mq
Volume invasato	2820.61 mc
Quota fondo bacino	75.00 m
Quota massimo invaso	76.90 m
VOLUME INVASATO BACINO NORD	2820.61 mc

Si predispone poi una rete di condotte per l'invaso costituita da scatolari 150x100 cm per una lunghezza complessiva di 1276 m. La rete di condotte permette di invasare un volume di 1914.00 mc.

Il volume risultante dalla somma tra il volume contenuto all'interno del bacino a cielo aperto (2820.61 mc) e quello contenuto all'interno della rete di condotte (1914.00 mc) è pari a 4734.61 mc. Tale volume è maggiore del volume minimo da prevedere (4722.51 mc) quindi la verifica dell'invarianza idraulica è soddisfatta.

Il bacino di invaso è posizionato garantendo una fascia di rispetto di larghezza minima 4 m dal ciglio della strada provinciale via per Modena.

In considerazione della vicinanza del bacino di invaso alla strada, l'ente competente ha prescritto l'installazione di un sistema di protezione e ritenuta lungo tutto il tratto interessato dal bacino di laminazione al fine di contenere i veicoli all'interno della sede stradale ed evitare cadute dall'alto e possibile annegamento all'interno dell'invaso. La tipologia di guard rail da prevedere sarà da concordare di concerto con l'autorità competente.

4.4 Sistema di scarico

La massima portata consentita allo scarico, ottenuta considerando un coefficiente udometrico pari a **20 l/s*ha**, e quindi pari a **188.31 l/s**, sarà convogliata allo scarico tramite sollevamento. Si prevede l'installazione di una stazione di sollevamento dotata di n.3 elettropompe (di cui una di riserva) da 90 l/s.

Tabella 4.4. Tabella riassuntiva delle caratteristiche della stazione di sollevamento per la fognatura meteorica.

Dati delle pompe		Volume utile = 14.09 mc
numero delle pompe	2	
Q di una pompa [l/s]	90	
T ciclo [s]	450	
n° attacchi/stacchi, hour	8	
tirante necessario [m]	1.57	
prevalenza [m]	10	
potenza idraulica motore [kw]	11.03	

Lo scarico è previsto nel fossato che scorre parallelamente a via per Modena e via del Lavoro e che si immette in un bacino di laminazione a servizio del comparto previo attraversamento di via Ponte Alto mediante uno scatolare esistente 200x150 cm.

Vengono di seguito fatte alcune considerazioni preliminari in merito al sistema di scarico di valle in cui viene convogliata la portata dal lotto magazzini.

Si calcola la portata massima convogliabile dal sistema di valle.

Nel primo tratto, il fossato è a sezione trapezia con base minore di 1.20 m, base maggiore di 3.70 m e altezza 1.26 m. Presenta una pendenza pari allo 0.1% e inclinazione delle sponde a 45°.

Considerando un franco idraulico di 26 cm e un coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler pari a 50, si ottiene una portata massima convogliabile di circa 2325 l/s.

Nel tratto di valle, il fossato è a sezione trapezia con base minore di 2.50 m, base maggiore di 5.30 m e altezza 1.40 m. Presenta una pendenza pari allo 0.18% e inclinazione delle sponde a 45°.

Considerando un franco idraulico di 30 cm e un coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler pari a 50, si ottiene una portata massima convogliabile di circa 6660 l/s.

L'attraversamento di via Ponte Alto è realizzato mediante uno scatolare 200x150 cm con pendenza 0.27%. Considerando un riempimento del 70%, esso è in grado di convogliare una portata di 6979.81 l/s.

5 DIMENSIONAMENTO RETE DI FOGNATURA NERA

5.1 Calcolo collettori di scarico

Il progetto prevede la realizzazione, per quanto concerne il distributivo interno di alcuni blocchi con servizi igienici, docce e spogliatoi.

Necessaria pertanto la predisposizione di una rete per lo scarico delle acque nere, da allacciare alla dorsale di fognatura nera.

Seguono alcuni cenni in merito al dimensionamento della rete acque nere di progetto.

Considerata una sezione di un collettore, la massima portata che può essere scaricata da monte dipende dal numero degli apparecchi presumibilmente in funzione in contemporanea, con riferimento anche alla destinazione d'uso del fabbricato. Detta Q_t la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile Q_p è data dalla relazione sperimentale:

$$Q_p = K_r \sqrt{Q_t}$$

essendo K_r un coefficiente di riduzione assunto pari a 0.5 per uffici, caratterizzati da portate scaricate variabili ma di breve durata.

Tabella 5.1. Valori della portata scaricata da apparecchi idrosanitari ad uso civile.

Tipo di apparecchi idrosanitari	Portata di scarico Q in l/s
Lavamani, lavabo	0.50
Piatto doccia	0.50
w.c.	2.50

Ai fini del dimensionamento si è reso necessario il conteggio degli apparecchi idrosanitari presenti all'interno di ciascun vano bagno. Ad ogni tipologia di apparecchio è stata associata, secondo la Tabella 5.1, la relativa portata di scarico ottenendo dapprima la portata totale e successivamente, sulla base della sopra richiamata relazione sperimentale, la portata probabile Q_p .

In funzione delle portate risultanti è stato infine calcolato il diametro delle tubazioni in PVC verificando che le velocità e il rapporto di riempimento della dorsale assumano valori accettabili. Nello specifico, per la rete di scarico in esame è sufficiente la posa di condotte \varnothing 160 mm in PVC con livelletta dello 0.3% per il polo logistico e \varnothing 125 mm in PVC con livelletta dello 0.3% per i servizi dell'area parcheggio, e velocità raggiunte dell'ordine di 0.50 m/s.