

---

## **RELAZIONE IDRAULICA**

---

### **Filiale Lidl Di Casalgrande**

**Oggetto:** Relazione Idraulica per nuova edificazione di edificio commerciale

**Ubicazione:** Via Statale, 42013 Casalgrande RE  
Foglio 18, mappale 23

**Ditta Proprietaria:** **Lidl Italia s.r.l.**  
Via A. Ruffo, 36 - 37040 Arcole (VR)

**Progettista architettonico:** **Dott. Arch. Francesco Cibir**  
Iscritto all'Albo degli Architetti di Venezia con n° 3388  
Via Garda 20, 30027 San Dona' di Piave VE

**Prog. opere idrauliche:** **Ing. Alessandro Emanuelli**  
Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Venezia al n° 3716  
Via Garda 20, 30027 San Dona' di Piave VE

San Donà di Piave, lì 23/07/2021

*il Tecnico*  
*Ing. Alessandro Emanuelli*

## 0. Revisioni

Rev.	Descrizione	Data
0	Prima emissione	23/07/2021

*Tabella 0.1: Storico revisioni*

# INDICE

0. Revisioni.....	2	5.6 Verifica tubazione.....	14
1. Premessa.....	4	6. Calcolo dei volumi di laminazione.....	15
2. Ubicazione.....	5	6.1 Metodo di calcolo.....	15
3. Normativa vigente.....	6	6.2 Area privata.....	15
3.1 P.T.C.P. - Piano Territoriale di		6.2.1 Determinazione del volume di	
Coordinamento Provinciale.....	6	invaso metodo delle piogge.....	15
3.2 D.G.R. 1300/2016.....	7	6.3 Area pubblica.....	16
4. Descrizione superfici esterne.....	8	6.3.1 Determinazione del volume di	
4.1 Calcolo coefficiente di deflusso.....	9	invaso metodo delle piogge.....	16
4.1.1 Area privata.....	9	7. Recupero e riuso delle acque meteoriche..	18
4.1.2 Area pubblica.....	9	7.1 Il regime pluviometrico.....	18
4.1.3 Area esistente.....	10	7.2 Il coefficiente di afflusso.....	18
4.1.4 Area di progetto complessiva.....	10	7.3 L'afflusso meteorico.....	19
5. Calcolo della Portata di progetto.....	11	7.4 La richiesta di acqua ad uso domestico	
5.1 Parametri idrologici.....	11	diverso dal consumo umano.....	19
5.2 Dati di dimensionamento.....	11	7.5 Il volume utile del sistema di accumulo... 20	
5.3 Area privata.....	13	7.6 La performance del sistema di accumulo	
5.3.1 Portata di Progetto.....	13	dell'acqua piovana.....	21
5.4 Verifica tubazione.....	13	8. Conclusioni.....	23
5.5 Area pubblica.....	14		
5.5.1 Portata di Progetto.....	14		

# 1. Premessa

Il sottoscritto Ing. Alessandro Emanuelli, iscritto all'Albo degli Ingegneri di Venezia al n° 3716, in qualità di progettista delle opere idrauliche, redige la presente Relazione Idraulica al fine di affrontare gli aspetti connessi con la gestione delle acque meteoriche e reflue relativi all'intervento per la realizzazione di un fabbricato commerciale destinato alla media struttura di vendita.

L'area attualmente si presenta urbanizzata e già dotata di un sistema fognario in corso di rilevazione.

L'intervento in oggetto consiste nella demolizione totale dell'esistente e nuova edificazione di un fabbricato commerciale destinato a media struttura di vendita, realizzato in struttura prefabbricata in c.a. L'edificio sarà costituito da un piano fuori terra e sorgerà in un lotto sito nel Comune di Casalgrande (RE) in Via Statale, foglio 18, mappale 23.

In considerazione delle esigenze del nuovo fabbricato e della completa demolizione del fabbricato esistente, il progetto prevede la realizzazione di un nuovo sistema fognario a reti separate per acque bianche e nere a servizio del costruendo insediamento.

La rete di deflusso delle acque meteoriche viene altresì progettata per soddisfare il principio dell'attenuazione idraulica con riduzione della portata specifica in uscita.

## 2. Ubicazione

Il fabbricato in oggetto si trova in Via Statale, 42013 Casalgrande RE.

Si riporta un'immagine dell'area oggetto di intervento.



*Figura 2.1: Fotogrammetria e delimitazione area di studio*

## 3. Normativa vigente

### 3.1 P.T.C.P. - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale

La Variante al Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale, approvata con D.P. della Regione Emilia Romagna n. 52 del 24/04/2019, definisce l'assetto del territorio con riferimento agli interessi sovracomunali, articolando sul territorio provinciale le linee di azione della pianificazione e programmazione regionale, nazionale e di bacino.

In particolare, il Piano promuove su tutto il territorio provinciale il principio dell'invarianza idraulica e favorisce gli interventi che affrontano la problematica nella trasformazione urbanistica, per compensare gli effetti idraulici dell'impermeabilizzazione del suolo e della conseguente riduzione del tempo di corrivazione e aumento delle portate dei corsi d'acqua, in linea con quanto disposto dall'Autorità di bacino del fiume Po.

Per l'intervento in esame si parla di attenuazione idraulica all'Articolo 70.3 delle Norme di Attuazione del Piano dove viene definito che *"Nei territori che ricadono all'interno delle aree soggette a criticità idraulica, individuate dai Comuni e, comunque, per quelle già censite dallo Studio dell'Autorità di Bacino "Sottoprogetto SP 1.4 - Rete idrografica minore naturale e artificiale", nonché dal presente Piano all'elaborato P7bis "Reticolo secondario di pianura. Carta delle aree potenzialmente allagabili" (Scenario P3-H) e all'elaborato "Aree storicamente inondate dal 1936 al 2006", di cui all'Allegato 6 del QC, i Comuni, nell'ambito della elaborazione del PSC, insieme ai soggetti gestori che operano in ambito di bacino scolante, ai fini di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale acqua e al fine della corretta gestione del rischio idraulico, prescrivono:*

*a) per gli ambiti di nuova urbanizzazione e per la realizzazione di nuove infrastrutture per la mobilità di cui alla tav. P3a la realizzazione di un volume di invaso atto alla laminazione idraulica ed idonei dispositivi di limitazione delle portate in uscita da collocarsi in ciascuna area di intervento a monte del punto di scarico dei deflussi nel corpo idrico recettore. Tali prescrizioni valgono per ogni intervento che determini una trasformazione delle condizioni preesistenti del sito sia in termini di morfologia che di permeabilità delle superfici;*

*b) per gli ambiti di riqualificazione di aree urbane già edificate, l'applicazione del principio dell'attenuazione idraulica, attraverso la riduzione della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa, applicando una serie di interventi, sia di assetto dell'edificio o area oggetto di ristrutturazione, sia di manufatti idraulici o accorgimenti edilizi, in grado di ridurre la portata scaricata al recapito prodotta prima dell'intervento."*

L'articolo 68 bis fa invece riferimento al Reticolo Secondario di Pianura, individuato nella tavola P7bis di cui di seguito si riporta uno stralcio, con l'indicazione di applicare le misure riportate nella D.G.R. 1300/2016.





## 4. Descrizione superfici esterne

Il fabbricato in progetto si configura come una media struttura di vendita del settore alimentare e non di un piano fuori terra con un piano soppalcato per una porzione dell'immobile. L'edificio ha una pianta di forma circa rettangolare di dimensioni di 75x29 m (superficie coperta pari a 2095 m<sup>2</sup>). Il fabbricato ha copertura ad una falda inclinata con un'altezza massima all'estradosso pari a 7,60 m ed un'altezza minima pari a 5,61 m.

La planimetria esterna è caratterizzata da superfici a differente permeabilità destinate alla viabilità, ai parcheggi, ed in parte a spazio verde.

In particolare si distingue un'area in cessione al Comune costituita da parcheggio pubblico e area a verde pubblico, ed un'area di pertinenza dell'attività commerciale. Per quanto riguarda l'area privata, si prevede la realizzazione della viabilità in asfalto, gli stalli dei parcheggi saranno in betonelle, mentre la copertura sarà impermeabile. La restante superficie sarà in spaccato e ghiaia. Per quanto riguarda l'area in cessione, la viabilità e gli stalli saranno realizzati in asfalto e quanto resta sarà destinato a verde pubblico.

Si riporta di seguito la planimetria delle superfici esterne.

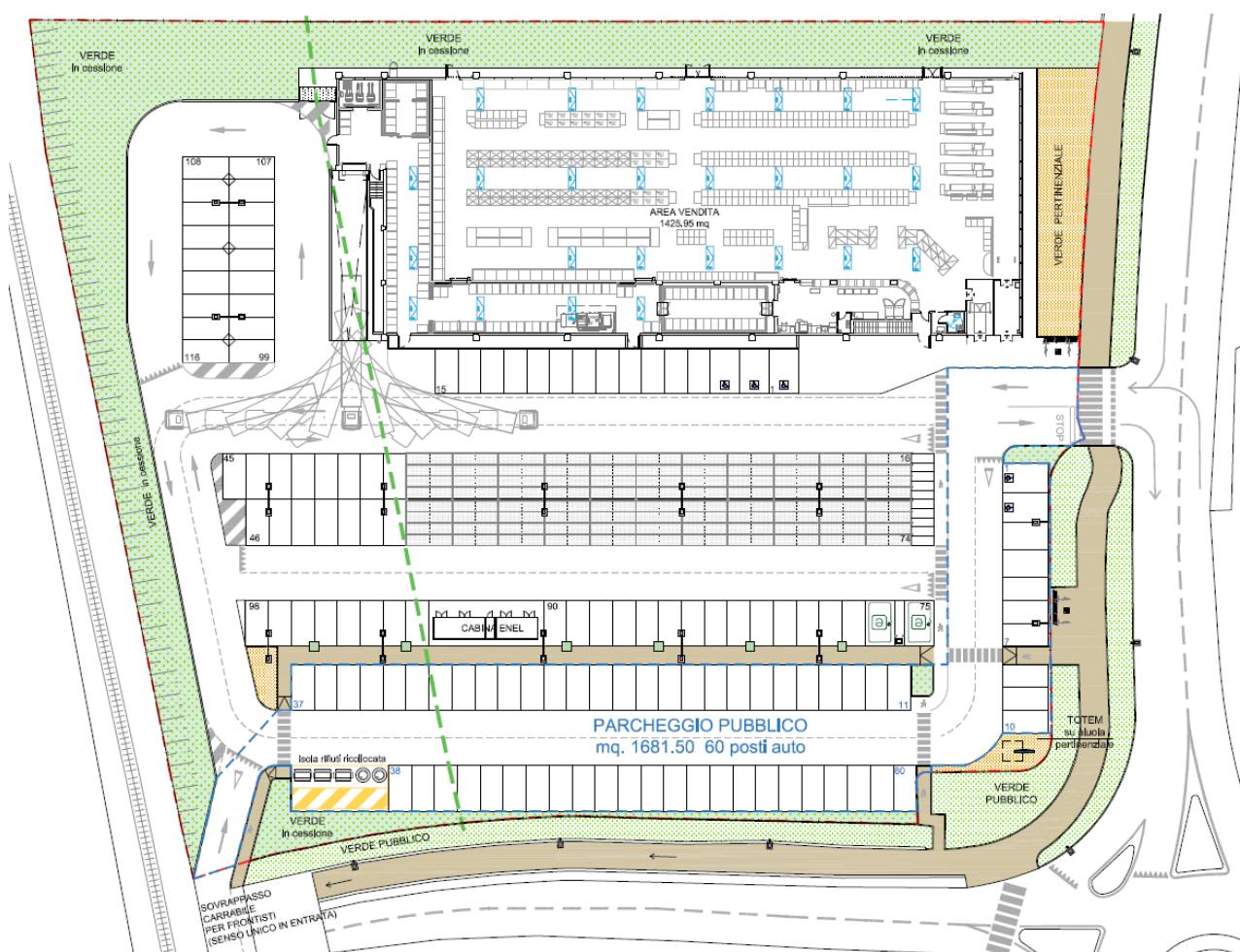


Figura 4.1: Planimetria esterna



## 4.1 Calcolo coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso, che individua la frazione di pioggia effettivamente raccolta dai collettori, è definito come il rapporto tra il volume defluito attraverso una determinata sezione in un determinato intervallo di tempo ed il volume meteorico precipitato nel medesimo intervallo.

Per le reti di fognatura di un centro abitato si possono assumere i valori riportati in tabella

Coefficienti di deflusso $\phi$	
Aree agricole	0,1
Superfici permeabili [Sver]	0,2
Fotovoltaico	0,3
Superfici drenanti, grigliati con erba, giardini pensili, tetti verdi, ghiaia inerbata, asfalto drenante - [Sdren]	0,3
Superfici in terra battuta o stabilizzato	0,6
Superfici semi permeabili [Ssemi]	0,6
Superfici impermeabili [Simp]	0,9

Il coefficiente di deflusso medio si ottiene dal rapporto tra la superficie impermeabile equivalente, ottenuta pesando le varie superfici ciascuna con il proprio coefficiente di deflusso, e la superficie totale, come riassunto nelle seguenti tabelle. Vengono calcolati il coefficiente di deflusso per l'area privata, per l'area pubblica e quello relativo allo stato di fatto, in modo da distinguere le portate.

### 4.1.1 Area privata

Superficie efficace	[mq]	$\phi$	$S_{\text{efficace}}$
Tetto	2095	0,9	1.885,50
Superfici imp. - Simp	2439	0,9	2.195,10
Sup. in betonelle – Ssemi	1497	0,6	898,20
Superfici in ghiaia – Sdren	203	0,4	81,2
<b>Superficie totale</b>	<b>6234</b>		<b>5060</b>
<b>Coefficiente di deflusso medio <math>\phi</math></b>			<b>0,812</b>

Il valore medio del coefficiente di deflusso di progetto è pertanto:

$$\phi_{\text{MEDIO}} = 0,812$$

### 4.1.2 Area pubblica

Superficie efficace	[mq]	$\phi$	$S_{\text{efficace}}$
Area di manovra e superfici in asfalto – Simp	1678	0,9	1.510,20
Verde	1282	0,2	256,40
<b>Superficie totale</b>	<b>2960</b>		<b>1766,6</b>
<b>Coefficiente di deflusso medio <math>\phi</math></b>			<b>0,597</b>

Il valore medio del coefficiente di deflusso di progetto è pertanto:

$$\phi_{\text{MEDIO}} = 0,597$$

#### 4.1.3 Area esistente

Superficie efficace	[mq]	$\phi$	$S_{\text{efficace}}$
Superfici imp. - Simp	7937	0,9	7.143,30
Verde	1257	0,2	251,40
<b>Superficie totale</b>	<b>9194</b>		<b>7394,7</b>
<b>Coefficiente di deflusso medio <math>\phi</math></b>			<b>0,804</b>

Il valore medio del coefficiente di deflusso delle superfici esistenti è pertanto:

$$\phi_{\text{MEDIO}} = 0,804$$

#### 4.1.4 Area di progetto complessiva

Dal confronto tra le superfici in progetto, suddivise tra area privata e pubblica, e la superficie esistente complessiva si evince che il valore medio del coefficiente di deflusso delle superfici di progetto complessive è:

$$\phi_{\text{MEDIO}} = 0,743$$

come riportato nella seguente tabella

Superficie efficace complessiva	[mq]	$\phi$	$S_{\text{efficace}}$
Tetto	2095	0,9	1.885,50
Superfici imp. - Simp	4117	0,9	3.705,30
Sup. in betonelle – Ssemi	1497	0,6	898,20
Superfici in ghiaia – Sdren	203	0,4	81,2
Verde	1282	0,2	256,40
<b>Superficie totale</b>	<b>9194</b>		<b>6826,6</b>
<b>Coefficiente di deflusso medio <math>\phi</math></b>			<b>0,743</b>

Pertanto, come risulta dall'analisi dei coefficienti medi di deflusso, l'intervento in progetto genera un decremento delle superfici impermeabili.

## 5. Calcolo della Portata di progetto

### 5.1 Parametri idrologici

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica e approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica. Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Reggio Emilia.

Le curve di possibilità pluviometrica prese in considerazione sono le seguenti

Tempo di Ritorno di 25 anni:

Curva degli scrosci:

$$h = 50,83 \cdot t^{0,26}$$

Curve orarie:

$$h = 43,43 \cdot t^{0,26}$$

Tempo di Ritorno di 50 anni:

Curva degli scrosci:

$$h = 57,34 \cdot t^{0,25}$$

Curve orarie:

$$h = 52,19 \cdot t^{0,26}$$

### 5.2 Dati di dimensionamento

Il progetto della rete di deflusso viene svolto con il metodo cinematico adottando i valori del coefficiente udometrico calcolati per un tempo di ritorno di 50 anni.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico, o della corrivazione, è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione  $t_c$  è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove

$t_a$  rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

$t_r$  rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo e ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, viene definito nel paragrafo successivo.

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

$\varphi$  coefficiente di deflusso dell'area;

$A$  superficie complessiva del bacino [ $m^2$ ];

$a, n$  coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;

$t_c$  tempo di corrivazione del bacino [ore].

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q_{max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i$$

dove:

$Q_{max}$  portata che può transitare nel condotto a sezione piena [ $m^3/s$ ];

$K_s$  coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler [ $m^{1/3}/s$ ];

$\Omega$  sezione idraulica del condotto [ $m^2$ ];

$R$  raggio idraulico [ $m$ ];

$i$  pendenza del condotto [ $m/m$ ].

La scabrezza  $K_s$  è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$K_s = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per tubazioni e canalette in calcestruzzo;

$K_s = 85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per tubazioni in materiale plastico.

## 5.3 Area privata

### 5.3.1 Portata di Progetto

La superficie del comparto in esame è pari a  $S = 0,6234 \text{ [ha]}$ . Il coefficiente di deflusso medio, calcolato in precedenza è pari a  $\phi_{\text{MEDIO}} = 0,812$ . Si adotta un tempo di ritorno  $TR = 50$  anni, la curva di possibilità pluviometrica, un tempo di corrivazione  $t_c = 15 \text{ [min]}$ .

Il calcolo viene svolto mediante la formula esposta in precedenza. I risultati sono esposti in tabella.

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO		
Tr	50	[anni]
a	57,339	[mm/h]
n	0,247	[h]
tc	15	[min]
$\phi$	0,8117	
Q/A = u	367,183	[l/s,ha]
A	0,6234	[ha]
Q	228,902	[l/s]

La portata di progetto risulta pertanto pari a  $Q=228,90 \text{ [l/s]}$

## 5.4 Verifica tubazione

Si riporta di seguito la verifica di una tubazione per la portata in progetto.

VERIFICA TUBAZIONE			
diametro	D	0,80	m
pendenza	i	0,0010	
scabrezza	$K_s$	75	$\text{m}^{1/3}/\text{s}$
grado di riempimento	y/D	0,5400	
raggio idraulico	$R_H$	0,20966	m
area liquida	A	0,27690	$\text{m}^2$
portata	Q	231,773	l/s
velocità	v	0,84	m/s



## 5.5 Area pubblica

### 5.5.1 Portata di Progetto

La superficie del comparto in esame è pari a  $S = 0,2960$  [ha]. Il coefficiente di deflusso medio, calcolato in precedenza è pari a  $\phi_{\text{MEDIO}} = 0,597$ . Si adotta un tempo di ritorno  $TR = 50$  anni, la curva di possibilità pluviometrica, un tempo di corrivazione  $t_c = 15$  [min].

Il calcolo viene svolto mediante la formula esposta in precedenza. I risultati sono esposti in tabella.

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO		
Tr	50	[anni]
a	57,339	[mm/h]
n	0,247	[h]
tc	15	[min]
$\phi$	0,5968	
$Q/A = u$	269,989	[l/s,ha]
A	0,2960	[ha]
Q	79,917	[l/s]

La portata di progetto risulta pertanto pari a  $Q=79,92$  [l/s]

## 5.6 Verifica tubazione

Si riporta di seguito la verifica di una tubazione per la portata in progetto.

VERIFICA TUBAZIONE			
diametro	D	0,40	m
pendenza	i	0,0020	
scabrezza	$K_s$	85	$m^{1/3}/s$
grado di riempimento	y/D	0,6700	
raggio idraulico	$R_H$	0,11667	m
area liquida	A	0,08950	$m^2$
portata	Q	81,232	l/s
velocità	v	0,91	m/s

## 6. Calcolo dei volumi di laminazione

### 6.1 Metodo di calcolo

Sull'area sede dell'intervento urbanistico è stata prevista la laminazione delle portate di piena prima dell'immissione nella rete fognaria pubblica.

La determinazione del volume di invaso necessario al fine di garantire l'invarianza idraulica viene effettuata mediante il metodo delle sole piogge. Tale metodo fornisce una valutazione del volume d'invaso sulla base della conoscenza della sola curva di possibilità climatica. Il volume di acqua in entrata  $V_{in}$  al generico istante di tempo  $t$  della precipitazione è dato da:

$$V_{in} = S \cdot \phi \cdot a \cdot t^n \quad (\text{Equation 6.1})$$

Allo stesso istante di tempo, il volume di acqua in uscita  $V_{out}$  dall'invaso è dato da:

$$V_{out} = Q_{out} \cdot t \quad (\text{Equation 6.2})$$

Il volume d'acqua invasato sarà pertanto dato dalla differenza dei due volumi:

$$V = V_{in} - V_{out} \quad (\text{Equation 6.3})$$

Il volume da assegnare al dispositivo di invaso, è quello che si ottiene considerando una durata di precipitazione critica per l'invaso; tale durata può essere ottenuta dalla relazione

$$t_{cr} = \left( \frac{Q_{out}}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (\text{Equation 6.4})$$

Combinando le relazioni viste, il volume cercato può essere espresso dalla relazione:

$$V = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left( \frac{Q_{out}}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} - Q_{out} \cdot \left( \frac{Q_{out}}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (\text{Equation 6.5})$$

Integrando l'equazione del modello razionale in funzione della durata di precipitazione, è possibile ottenere una curva che mostra come varia il volume d'acqua da invasare al variare della durata di precipitazione. In corrispondenza del punto di massimo di tale curva si potrà leggere quindi il volume da attribuire al dispositivo di laminazione e la relativa durata di precipitazione critica. La durata di precipitazione critica per il dispositivo di laminazione è quella durata che massimizza il volume d'acqua da invasare. Non è da confondere con il tempo di corrivazione del bacino, che rappresenta la durata di precipitazione che genera la portata massima alla sua sezione di chiusura.

Nei paragrafi a seguire verranno riportati i risultati del calcolo svolto per l'area in esame. I valori della portata  $Q_{out}$  sono determinati in funzione della superficie per la portata specifica  $u_{out} = 50$  [l/s,ha], valore tipico presente in letteratura per scarichi su fognature urbane, trattandosi di un'area esistente già urbanizzata. In questo modo si applica il principio dell'attenuazione idraulica.

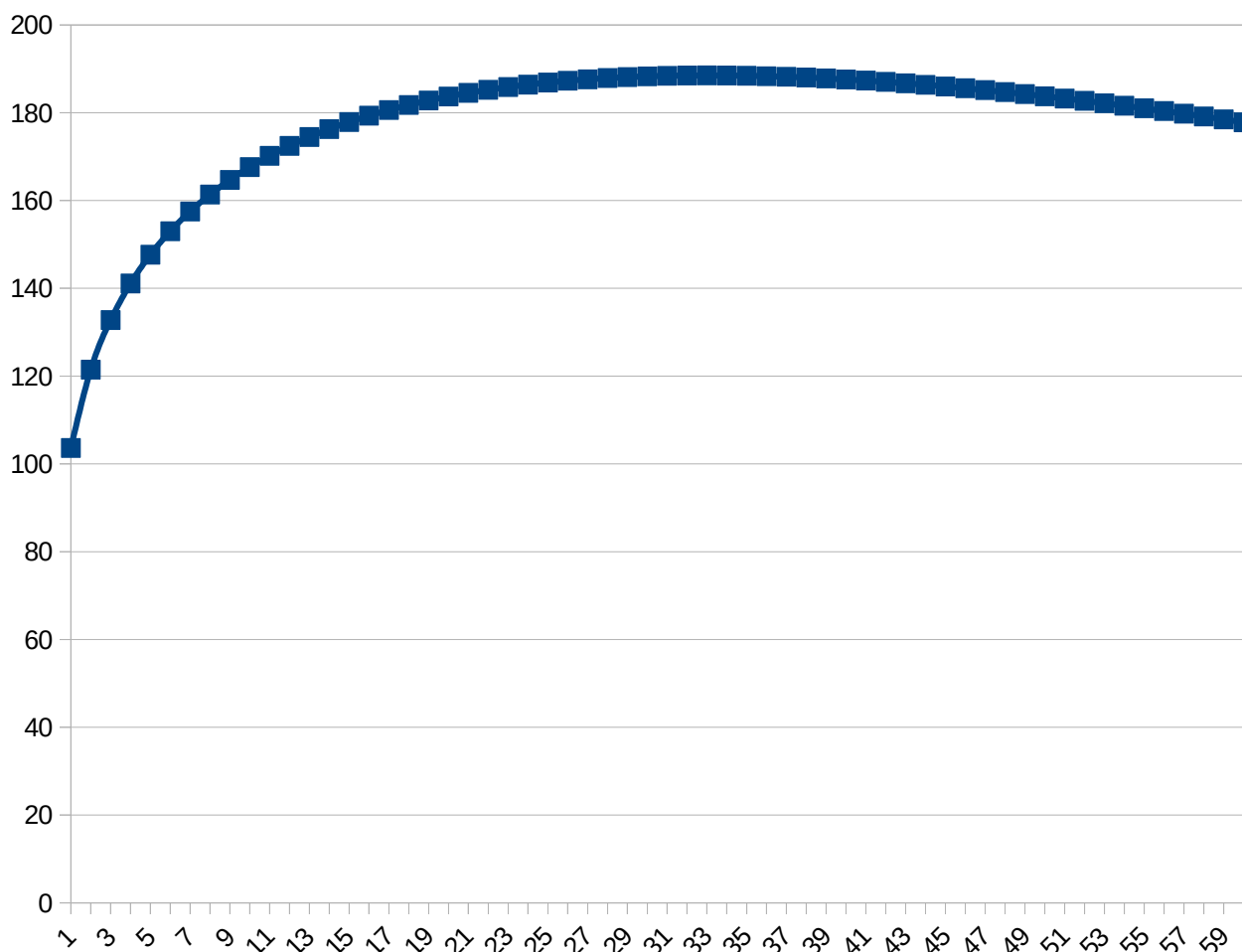
### 6.2 Area privata

#### 6.2.1 Determinazione del volume di invaso metodo delle piogge

La superficie del comparto in esame è pari a  $S = 0,6234$  [ha]. Il coefficiente di deflusso medio, calcolato in precedenza è pari a  $\phi_{MEDIO} = 0,812$ . Si adotta un tempo di ritorno  $T_R = 50$  anni, la curva di possibilità pluviometrica  $h = 57,34 \cdot t^{0,25}$ , un tempo critico  $t_{cr} = 33$  [min].

I risultati sono esposti in tabella.

METODO DELLE PIOGGE						
S [mq]	$\phi$	a [mm/ora]	n	$u_{out}$ [l/s,ha]	$t_{cr}$ [min]	V [mc]
6234	0,812	57,339	0,247	50	33	189



Il valore del volume di laminazione necessario a soddisfare il requisito dell'attenuazione idraulica per l'area in esame è pertanto pari a  $V = 189 \text{ m}^3$ .

Tale volume potrà essere realizzato in condotta, in un apposito invaso superficiale, ovvero attraverso un invaso in vasca con deflusso a gravità.

**A titolo di esempio** il volume di laminazione sopra riportato può essere realizzato mediante l'utilizzo di una tubazione di diametro interno pari a 1200 mm con uno sviluppo complessivo pari a 168 m. Il volume così realizzato è pari a  $190 \text{ m}^3$ , maggiore del volume richiesto.

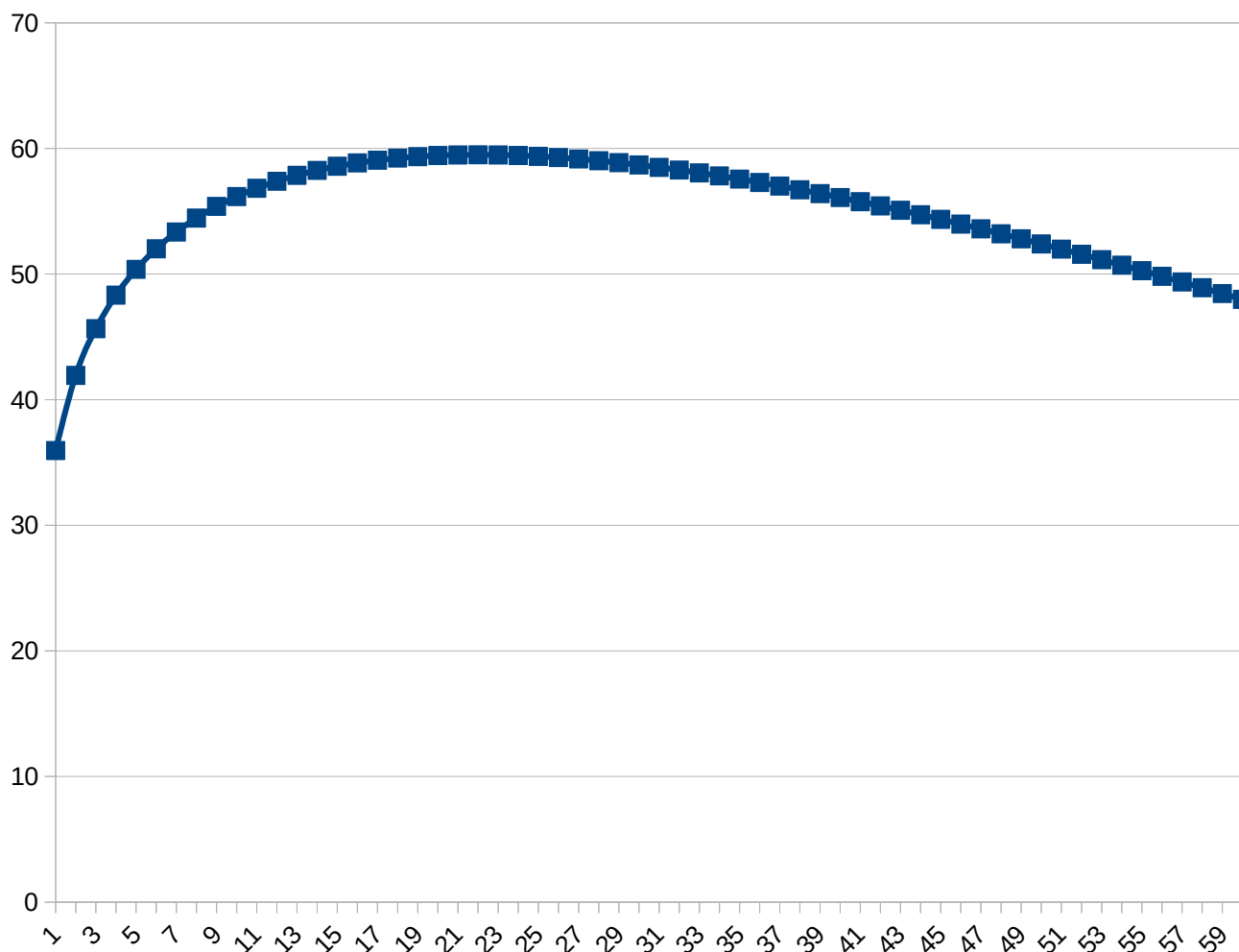
## 6.3 Area pubblica

### 6.3.1 Determinazione del volume di invaso metodo delle piogge

La superficie del comparto in esame è pari a  $S = 0,2960 \text{ [ha]}$ . Il coefficiente di deflusso medio, calcolato in precedenza è pari a  $\phi_{MEDIO} = 0,597$ . Si adotta un tempo di ritorno  $T_R = 50$  anni, la curva di possibilità pluviometrica  $h = 57,34 \cdot t^{0,25}$ , un tempo critico  $t_{cr} = 22 \text{ [min]}$ .

I risultati sono esposti in tabella.

METODO DELLE PIOGGE						
S [mq]	$\phi$	a [mm/ora]	n	$u_{out}$ [l/s,ha]	$t_{cr}$ [min]	V [mc]
2960	0,597	57,339	0,247	50	22	60



Il valore del volume di laminazione necessario a soddisfare il requisito dell'attenuazione idraulica per l'area in esame è pertanto pari a  $V = 60 \text{ m}^3$ .

Tale volume potrà essere realizzato in condotta, in un apposito invaso superficiale, ovvero attraverso un invaso in vasca con deflusso a gravità.

**A titolo di esempio** il volume di laminazione sopra riportato può essere realizzato mediante l'utilizzo di una tubazione di diametro interno pari a 1000 mm con uno sviluppo complessivo pari a 90 m. Il volume così realizzato è pari a circa  $71 \text{ m}^3$ , maggiore del volume richiesto.

## 7. Recupero e riuso delle acque meteoriche

Le acque che cadono sul coperto del fabbricato potranno essere raccolte ed utilizzate per usi nei quali non è necessario adottare acqua potabile.

Il volume di raccolta, secondo la norma UNI/TS 11445:2012, può essere dimensionato utilizzando due metodologie di calcolo: una semplificata ed una analitica. Nel presente studio, si è adottata la procedura semplificata. L'utilizzo di tale metodologia è limitata alle seguenti condizioni di applicazione:

- la richiesta di acqua piovana per uso domestico, diverso dal consumo umano, deve essere caratterizzata da consumi pressoché uniformi nel corso dell'anno;
- la tipologia prevalente, delle superfici di captazione, deve essere la copertura;
- il sistema di accumulo deve essere chiuso e/o coperto, in modo da evitare sensibili perdite d'acqua per evaporazione.

### 7.1 Il regime pluviometrico

Per quanto riguarda il regime pluviometrico, ci si limita alla stima della precipitazione media annua espressa in millimetri, operando una media delle altezze annuali, relative ad una serie storica di precipitazioni, osservate presso il sito in esame, di durata almeno trentennale (A. Palla et Al., 2011), sulla stima del risparmio idrico e sullo scarico superficiale per troppo pieno.

Nello specifico si utilizzano i dati riportati in letteratura per l'area in esame. Si riporta di seguito la tabella riepilogativa.

Periodo	Gen.	Feb.	Mar.	Apr.	Mag.	Giu.	Lug.	Ago.	Set.	Ott.	Nov.	Dic.	Anno
<b>Giorni Piovosi</b>	6	6	7	8	8	6	4	5	6	8	8	7	79
<b>H Piovoglia [mm]</b>	51	50	59	66	66	60	43	49	59	85	83	65	736

### 7.2 Il coefficiente di afflusso

Il coefficiente di afflusso  $\phi$  rappresenta il rapporto tra il volume totale defluito, nella sezione di chiusura della superficie captante, ed il volume totale, di precipitazione piovosa, caduto sulla stessa superficie.

Tale parametro, ipotizzato, nella pratica, costante durante tutto l'evento di pioggia, consente di determinare l'afflusso meteorico in funzione della precipitazione. Si riportano di seguito i coefficienti di afflusso per le tipologie di coperture più diffuse.



TIPOLOGIA DI COPERTURA	COEFFICIENTE DI AFLUSSO ( $\phi$ )
Copertura impermeabile a falda ( $p > 3\%$ )	0,80
Copertura impermeabile piana	0,70
Copertura permeabile (p. e.: verde pensile)	0,50
Superficie impermeabile a terra	0,70

### 7.3 L'afflusso meteorico

L'afflusso meteorico annuo, Q, si calcola utilizzando la seguente espressione (UNI/TS 11445):

$$Q = \phi \cdot P \cdot A$$

dove:

Q è l'afflusso meteorico annuo [l];  
 $\phi$  è il coefficiente di afflusso;  
P è la precipitazione piovosa annua [mm];  
A è la proiezione orizzontale della superficie di captazione [m<sup>2</sup>].

$$Q = 0,8 \times 746 \times 2095 = 1250296 \text{ [l]}$$

### 7.4 La richiesta di acqua ad uso domestico diverso dal consumo umano

La richiesta procapite di acqua, ad uso diverso dal consumo umano, r, può essere effettuata facendo riferimento alla Tabella 6 (UNI/TS 11445:2012). Nel caso in esame il riutilizzo è finalizzato all'irrigazione dell'area a verde.

Tab. 6 – UNI/TS 11445:2012 – Stima Richiesta Acqua

UTENZA	Fabbisogno giornaliero Procapite	AE	Periodo	Fabbisogno annuale	Superficie	Consumo Annuo
	[l/AE,d]	[Ae]	[d]	[l/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[l]
WC abitazione <sup>1</sup>	40	0	365			0
WC uffici	30	0	365			0
WC ed. scolastici	20	0	365			0
Lavatrice	15	0	365			0
Pulizie	2	0	365			0
Irrigazione				300	1282	384600
<b>TOTALE</b>						<b>384600</b>

- 1 Tale valore può essere ridotto del 20% se si fa riferimento all'utilizzo di dispositivi a ripristino idrico, come cassette di irisciacquo reimpostate ad un valore massimo di 6 L di scarico e con doppio azionamento di cacciata (p.e. : 3L e 6L).
- 2 Qualora nel fabbisogno giornaliero individuale si voglia tener conto anche di altre utenze, come l'orinatoio, questo andrà aumentato di 2L. Un aumento di 2l, per persona, andrà considerato, altresì, per la voce di utenza: pulizie (ai sensi della norma DIN 1989-1:2002-12)

#### Richiesta di acqua per uso domestico diverso dal consumo umano

R                      384600                      [l]

## 7.5 Il volume utile del sistema di accumulo

La richiesta di acqua per usi domestici, diversi dal consumo umano, deve essere confrontata con l'afflusso meteorico annuale. Per calcolare il volume utile, si prende in considerazione il valore minimo ottenuto, moltiplicato per un fattore percentuale (UNI TS/11445):

$$V_u = \text{minimo fra i valori di } [Q \text{ o } R] \cdot F_p$$

dove:

$V_u$  è il volume utile [l];

$Q$  è l'afflusso meteorico [l];

$R$  è la richiesta annua, per usi domestici diversi dal consumo umano [l];

$F_p$  è un fattore adimensionale pari al rapporto fra il periodo massimo annuo di giorni consecutivi, con assenza di precipitazioni, ed i giorni dell'anno.

	<b>h</b>	<b>Giorni Piovosi</b>	<b>Periodo Secco</b>
	[h]	[d]	[d]
<b>Gennaio</b>	51	6	25
<b>Febbraio</b>	50	6	22
<b>Marzo</b>	59	7	24
<b>Aprile</b>	66	8	22
<b>Maggio</b>	66	8	23
<b>Giugno</b>	60	6	24
<b>Luglio</b>	43	4	27
<b>Agosto</b>	49	5	26
<b>Settembre</b>	69	6	24
<b>Ottobre</b>	85	8	23
<b>Novembre</b>	83	8	22
<b>Dicembre</b>	65	7	24
<b>TOTALE</b>	<b>746</b>	<b>79</b>	<b>286</b>

Figura 7.1: Tabella piovosità

### Volume utile del sistema di accumulo

$$\begin{array}{rcl} V_u & 28449,9 & [l] \\ F_p & 0,07 & \end{array}$$

Per ottenere il volume ottimale del sistema di accumulo, che consente di massimizzare le prestazioni dell'impianto di raccolta ed utilizzo dell'acqua piovana, il volume utile deve essere corretto mediante un coefficiente di sicurezza, che consenta di ottenere una buona efficienza del sistema anche in presenza di significative variazioni della pluviometria locale (periodi siccitosi) e delle modalità di utilizzo dell'acqua (UNI/TS 11445:2012):

$$V_o = V_u \cdot C_s$$

dove:

$V_o$  è il volume ottimale del sistema di accumulo [l];

$V_u$  è il volume utile del sistema di accumulo [l];

$C_s$  è il coefficiente di sicurezza (adimensionale), pari a 1,50

$V_0$	42674,8	[l]
$C_s$	1,5	

## 7.6 La performance del sistema di accumulo dell'acqua piovana

L'efficienza dell'impianto di raccolta ed utilizzo dell'acqua piovana, è stata analizzata attraverso la semplice regola **YAS** (acronimo di Yeld After Spillage – Resa in caso di perdita; A. Palla et Al., 2009).

L'algoritmo YAS considera la resa idrica, all'attualità,  $Y(t)$ , come il minimo valore tra il volume d'acqua stoccata nel serbatoio, nel precedente intervallo di tempo,  $V(t-1)$ , e la domanda all'attualità  $D(t)$ . La quantità di acqua nel serbatoio, all'attualità, è ottenuta, quindi, aggiungendo il deflusso, dalle superfici di captazione, e sottraendo la resa attuale al volume di acqua immagazzinato nel precedente intervallo temporale, con ogni eccesso d'acqua (compatibilmente con le dimensioni del sistema di stoccaggio), scaricato come overflow nel corpo ricettore finale (A. Campisano et Al., 2013).

Si sono considerate, quindi, le diverse combinazioni di quantità di domanda d'uso, capacità del serbatoio, superficie di captazione e quantità di precipitazione piovosa. La performance del sistema di raccolta, quindi, si descrive valutando l'efficienza del risparmio annuale (A. Campisano e C. Modica, 2011), attraverso il parametro funzionale  $W_s$  (Water Saving), definito come il rapporto tra il volume di acqua piovana recuperato ed il volume d'acqua richiesto e considerando, altresì, il volume annuale, scaricato per troppo pieno, mediante il parametro funzionale  $O_F$  (Overflow) definito come il rapporto tra il volume scaricato, come overflow, dal serbatoio, ed il volume affluito al serbatoio.

Si considerano efficienti i sistemi DRWH con valori di  $W_s$  maggiori del 79%.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva con simulazione del bilancio idrico annuale del sistema di raccolta dell'acqua piovana.

Mese	Pioggia	Afflusso al serbatoio	Domanda Domestica	Domanda Irigua	Domanda Totale	Bilancio mensile	Volume Accumulabile <sup>1</sup>	Volume Recuperato <sup>2</sup>
	[mm]	[l]	[l]	[l]	[l]	[l]	[l]	[l]
Gennaio	51	85476	0	0	0	85476	85476	0
Febbraio	50	83800	0	0	0	83800	169276	0
Marzo	59	98884	0	0	0	98884	268160	0
Aprile	66	110616	0	64100	64100	46516	314676	64100
Maggio	66	110616	0	64100	64100	46516	361192	64100
Giugno	60	100560	0	64100	64100	36460	397652	64100
Luglio	43	72068	0	64100	64100	7968	405620	64100
Agosto	49	82124	0	64100	64100	18024	423644	64100
Settembre	69	115644	0	64100	64100	51544	475188	64100
Ottobre	85	142460	0	0	0	142460	617648	0
Novembre	83	139108	0	0	0	139108	756756	0
Dicembre	65	108940	0	0	0	108940	865696	0
Bilancio Annuo	746	1250296	0	384600	384600	865696	5140984	384600
Q	1250296	[l]						
W <sub>s</sub>	100,00%	% Water Saving						
Q <sub>f</sub>	99,31%	% Overflow						
M	0	[l]						

In base ai risultati del calcolo, essendo  $W_s = 100\%$  il sistema DRWH rientra nella classe di Efficienza Idrica A.

## 8. Conclusioni

La rete di deflusso così come predisposta in fase di progetto permette la laminazione delle portate di piena delle acque meteoriche per un tempo di ritorno  $T_r = 50$  anni.

Rimane tuttavia da stabilire in quale punto effettuare l'allaccio alla pubblica fognatura e quali siano le quote di scorrimento di quest'ultima. Una volta chiariti questi punti, la soluzione proposta per l'invaso del volume di laminazione potrà essere modificata in funzione del metodo di invaso più idoneo per l'area in esame.

La scrivente ritiene che il sistema di deflusso delle acque meteoriche sia ben dimensionato.

San Donà di Piave, lì 23/07/2021

*il Tecnico*  
*Ing. Alessandro Emanuelli*  
*Ordine Ingegneri Provincia di Venezia*  
*n° 3716*