

Comune di San Pietro in Casale

## P.U.A. IN VARIANTE AL POC

ambito per nuovi insediamenti  
su area libera (ANS-C n.3) sub comparto B

stato di progetto  
impianti tecnici  
relazione idraulica

proprietari:

Agena s.r.l.;  
Basis s.r.l.;  
Casamica s.r.l.;  
Cooperativa costruzioni;  
Sira s.r.l.;  
Rimondi costruzioni s.r.l.;

progettisti urbanistica ed edilizia:

Simone Gheduzzi architetto  
Nicola Rimondi architetto  
Gabriele Sorichetti architetto  
Gianluca Gallerani ingegnere  
Gianni Gamberini architetto

Impianti elettrici e illuminazione:

Alberto Montanari p.i.

Ingegneria idraulica

Ing. Marco Maglionico

Acustica

ing. Enrico Reatti

Geologia

Luca Tondi

## PSC - ambito ANS-C n.3 sub comparto B

gruppo	numero	data	settembre 2018
C	02	aggiornamenti	05/11/2018
		scala	-

# **COMUNE DI SAN PIETRO IN CASALE (BO)**

## **P.U.A. IN VARIANTE AL POC**

**Ambito per nuovi inasfiamenti su area libera  
(ANS-C n. 3) sub comparto B**

## **RELAZIONE IDRAULICA**

Ing. Marco Maglionico

Via della Beverara 224/7, 40131 – Bologna  
Tel. 3482629797  
e-mail: *marco.maglionico@gmail.com*

Settembre 2018

## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	4
2. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO .....	5
3. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA.....	6
4. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE ..	10
5. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE .....	15

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta gli aspetti idraulici connessi con l'intervento edilizio a San Pietro in Casale in prossimità di via Carlo Alberto Dalla Chiesa.

L'area è attualmente non urbanizzata e pertanto verrà applicato il principio dell'invarianza idraulica per la gestione delle acque meteoriche che verranno recapitate in un fosso adiacente.

Le acque reflue saranno invece veicolate verso la rete fognaria nera pubblica della strada adiacente via Carlo Alberto Dalla Chiesa.

Di fatto si separeranno le reti interne in tubazioni distinte per la raccolta delle acque meteoriche rispetto alle tubazioni per la raccolta delle acque reflue.

Nel seguito della relazione si evidenzieranno i calcoli che hanno portato al dimensionamento del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue.



*Figura 1 – Immagine area con evidenziata l'area di interesse.*

## 2. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

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 Bologna.

Complessivamente erano disponibili 83 anni di dati, dal 1934 al 2016, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

Le curve di possibilità pluviometrica che si ottengono con **Tempo di Ritorno di 25 anni** sono le seguenti:

Per durate fino all'ora:

$$h = 48,03 \cdot t^{0,59} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 43,56 \cdot t^{0,28} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [2]$$

E per **Tempo di Ritorno di 50 anni** risultano le seguenti:

Per durate fino all'ora:

$$h = 54,11 \cdot t^{0,62} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [3]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 48,80 \cdot t^{0,28} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [4]$$

### 3. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

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:

$$t_c = t_a + t_r$$

$t_a$  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, è definito sulla base dei seguenti valori

di riferimento:

- Tetti e Pavimentazioni impermeabili  $\varphi = 0.90$
- Superfici a verde drenate  $\varphi = 0.20$

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 ( $\text{m}^2$ );
- $a, n$  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 idrometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

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

dove:

- $Q_{\max}$  portata che può transitare nel condotto a sezione piena ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $K_s$  coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ );
- $\Omega$  sezione idraulica del condotto ( $\text{m}^2$ );
- $R$  raggio idraulico (m);
- $i$  pendenza del condotto (m/m).

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

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

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

Nella Figura seguente è stato rappresentato lo schema del sistema fognario. Per la rappresentazione di dettaglio si rimanda all'elaborato progettuale.

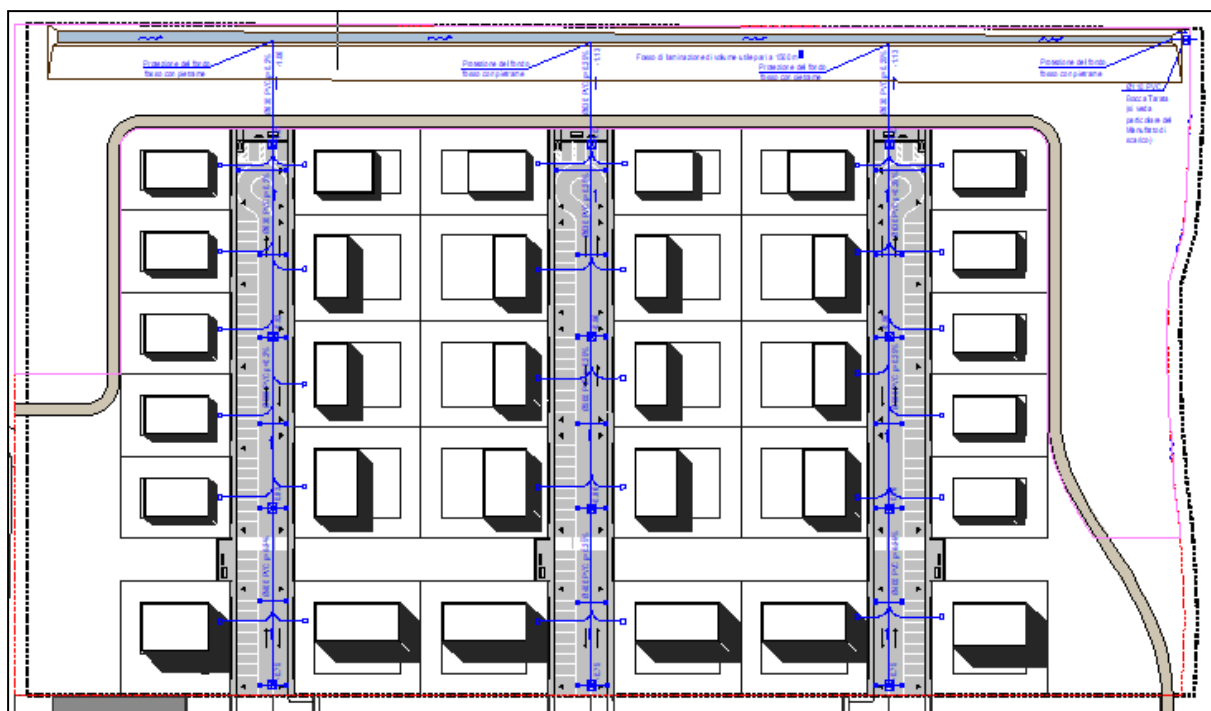


Figura 2– Rappresentazione schematica del sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche e reflue.

L'area totale drenata dal sistema fognario è pari a circa 2,93 ettari. Tale superficie include sia le aree verdi private sia le superfici impermeabili pubbliche e private. Il sistema fognario è quindi suddiviso in tre linee principali che attraversano le strade del comparto e tali da drenare orientativamente superfici della medesima estensione, per poi immettersi nel sistema di laminazione. La parte rimanente dell'intervento è costituita da aree verdi non drenate.

La verifica riportata di seguito assume prudenzialmente una superficie drenata per ogni tratta pari a circa 1 ettaro. La superficie permeabile viene prudenzialmente assunta pari al 20% dell'area totale, infatti trattandosi di verde privato la destinazione d'uso futura e il grado di compattazione del terreno non è sicura.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6.8 minuti, considerando una lunghezza massima del percorso compiuto dall'acqua di circa 130 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo, con le ipotesi precedentemente descritte, risulta pari a 0,76.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,247 \text{ m}^3/\text{s}$$



Il collettore finale che drena tale portata ha diametro esterno di 630 mm in PVC SN8 (diametro interno pari a 593,2 mm), con pendenza minima dello 0,2%, in cui attraverso la scala delle portate, di seguito riportata, si può valutare il grado di riempimento massimo della tubazione.

<b>Altezza acqua (mm)</b>	<b>Portata (l/s)</b>	<b>Velocità (m/s)</b>
0.0	0.00	0.00
29.7	1.41	0.27
59.3	6.15	0.43
89.0	14.31	0.55
118.6	25.78	0.66
148.3	40.32	0.75
178.0	57.64	0.83
207.6	77.39	0.90
237.3	99.19	0.96
266.9	122.60	1.02
296.6	147.17	1.07
326.3	172.40	1.11
355.9	197.75	1.14
385.6	222.64	1.17
415.2	246.43	1.19
444.9	268.40	1.21
474.6	287.71	1.21
504.2	303.30	1.21
533.9	313.71	1.20
563.5	316.28	1.17
593.2	294.34	1.07

Pertanto il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa il 70% ed è quindi idoneo a smaltire le portate generate sull'area.

La medesima condizione si ha praticamente per tutte e tre le tratte di fognatura che drenano le aree di interesse.

#### 4. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

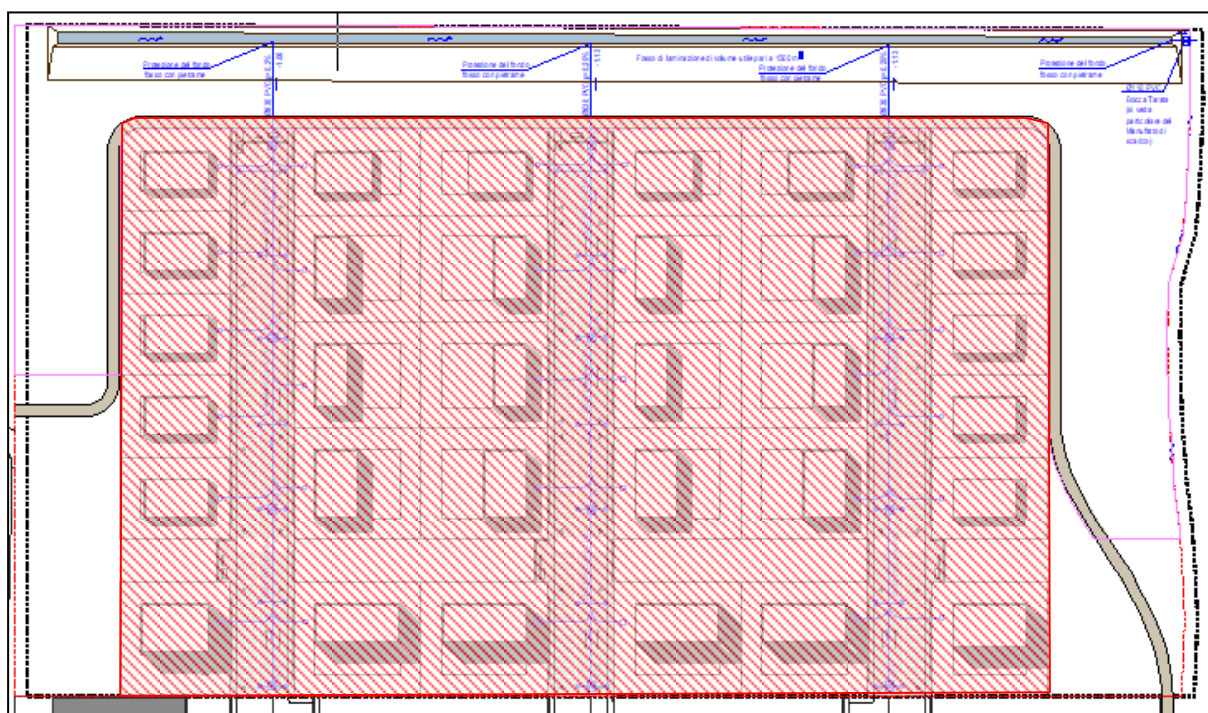
Sull'area sede dell'intervento urbanistico è stata prevista la laminazione delle portate di piena prima dell'immissione nella rete di scolo naturale.

In particolare il recapito è costituito dallo scolo Raveda, rappresentato nella Figura seguente.



Figura 3 – Rappresentazione del punto di scarico delle acque meteoriche nel recapito finale.

Secondo quanto prevede l'Autorità di Bacino del Fiume Reno, al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento esistente, è obbligatoria la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno  $500 \text{ m}^3$  per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.



*Figura 4 – Rappresentazione della superficie complessiva con evidenziata l'area drenata utilizzata per il calcolo del volume di laminazione.*

La superficie da laminare è di circa 2,93 ettari. Pertanto il volume di laminazione minimo necessario è pari a circa  $1465 \text{ m}^3$ .

Tale volume verrà ottenuto attraverso una vasca in terra da collocare nell'area verde al confine di proprietà.

Pertanto considerando il rispetto dell'invarianza idraulica la portata massima meteorica da immettere nel sistema fognario pubblico sarà pari a circa 10 litri/s/ha e quindi nel caso dell'area in esame si immetterà una portata massima pari a circa 29.3 litri/s.

Il volume di dettaglio dell'invaso viene comunque verificato attraverso il metodo chiamato "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 50 anni. Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Il metodo di dimensionamento fornisce una valutazione del volume di invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata  $\theta$  risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove  $\phi$  è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo  $\theta$  il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nell'invaso sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo  $W_m$  di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata  $\theta_w$  critica per la vasca. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left( \frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left( \frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left( \frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Nel caso in esame la superficie complessiva è pari a 2,93 ettari. Il coefficiente di afflusso medio complessivo risulta pari a 0,76.

I risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano a:

$$\theta_w = 4.4 \text{ ore}$$

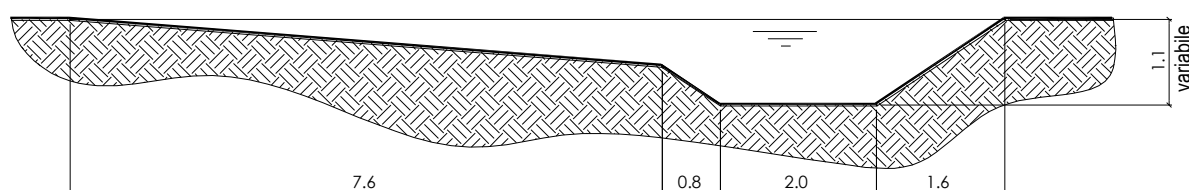
$$W_m = 1181 \text{ m}^3$$

Questo volume dovrebbe comunque essere incrementato del 20-30% per considerare che la vasca in occasione di un evento pluviometrico si potrebbe trovare parzialmente piena a causa di eventi precedenti e anche in relazione al fatto che lo svuotamento non avviene con una portata costante pari alla massima, ma variabile in funzione del tirante idrico.

Pertanto il volume previsto con la metodologia dell'Autorità di Bacino risulta superiore e quindi è il valore che verrà adottato. L'invaso di laminazione avrà quindi un volume minimo di circa **1500 m<sup>3</sup>** e lo svuotamento della vasca di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di diametro interno pari a circa 110 mm, che garantisce che la portata in uscita non sia superiore a quanto prescritto.

Al fine di valutare la frequenza di riempimento e i tempi di svuotamento della vasca, seppure in modo orientativo, si ripete il calcolo effettuato con il metodo delle sole piogge e si valuterà il relativo tempo di svuotamento per diversi Tempi di Ritorno.

Occorre considerare che il fosso è formato da una doppia sezione trapezia: si ha un fosso di altezza pari a circa 50 cm che rappresenta la cunetta di magra e un allargamento in sommità fino a raggiungere un'altezza massima di circa 1,1 m e una larghezza complessiva di circa 12 metri secondo la sezione schematizzata nella figura seguente.



*Figura 5 – Schema della sezione del fosso utilizzato per la laminazione delle portate meteoriche.*

Il calcolo del tempo di svuotamento è stato effettuato ipotizzando che tutta l'acqua che si accumula nel fosso venga scaricata attraverso il tubo finale e non si è tenuto conto dell'infiltrazione che si avverrà attraverso il terreno. Pertanto il calcolo è sicuramente prudentiale. Inoltre sono stati considerati due diversi tempi di svuotamento: il primo necessario a raggiungere lo svuotamento quasi completo del fosso, ossia considerando una

lama d'acqua residua di circa 5 cm, e il secondo relativo al tempo necessario affinché il volume raggiunga un livello inferiore a 50 cm corrispondente al fosso di magra.

<b>Tempo di ritorno (anni)</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>50</b>
<b>Volume accumulato (m<sup>3</sup>)</b>	412	517	587	640	718	800	895	963	1015	1181
<b>Altezza d'acqua massima (m)</b>	0.54	0.63	0.68	0.71	0.76	0.8	0.84	0.87	0.9	0.96
<b>Tempo di svuotamento per avere meno di 5 cm nel fosso (ore)</b>	34	40	44	47	51	55	60	63	66	73
<b>Tempo di svuotamento per avere meno di 50 cm nel fosso (ore)</b>	3	9	13	16	20	24	29	32	35	42

La tabella evidenzia pertanto che considerando eventi pluviometrici intensi che mediamente si verificano una volta ogni 2 anni si raggiunge un'altezza massima di circa 54 cm e affinché il volume raggiunga un livello sotto i 50 cm servono circa 3 ore, mentre per ottenere lo svuotamento quasi completo dell'invaso servono circa 34 ore.

Ovviamente all'aumentare del Tempo di Ritorno e quindi considerando eventi pluviometrici più rari e quindi più intensi, i parametri aumentano secondo quanto riportato nella tabella.

Si tratta di dati orientativi che comunque consentono di valutare il funzionamento del sistema di laminazione e la permanenza dell'acqua nel sistema di laminazione.

## 5. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE

Il sistema di raccolta delle acque reflue avviene con tubazioni distinte, rispetto alle acque meteoriche.

Il calcolo della portata reflua si basa sul calcolo degli Abitanti Equivalenti (AE). Il concetto di Abitante Equivalente consente di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività che viene svolta. In dettaglio l'Abitante Equivalente è definito come il carico organico biodegradabile avente una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (BOD5) pari a 60 grammi di ossigeno al giorno.

Nel caso in esame i dati forniti dalla Committenza indicano un numero complessivo di abitanti equivalenti pari a 203.

Il calcolo della portata reflua complessiva basato sugli A.E. lo si effettua attraverso la seguente formula:

$$Q_n = \alpha \cdot \frac{Dot \cdot P}{86400}$$

$Q_n$  portata media nera [l/s];

$Dot$  dotazione idrica media annua [250 l/(abitante•giorno)];

$P$  Abitanti Equivalenti;

$\alpha$  coefficiente di dispersione che tiene conto che una parte della dotazione idrica non raggiunge la rete fognaria (a causa di usi che non hanno recapito in fognatura come ad esempio l'innaffiamento di giardini, sfiori dai serbatoi dell'acquedotto, ....); il suo valore è pari a circa  $0,80 \div 0,85$ .

In questo modo la portata reflua media risulta pari a:

$$Q_n = 0,85 \cdot \frac{250 \cdot 203}{86400} = 0,5 \text{ litri/s}$$

Questo valore rappresenta la portata media e quindi nella progettazione delle reti fognarie occorre valutare la portata massima, calcolabile semplicemente moltiplicando il valore precedente per un coefficiente di punta. Questo coefficiente tiene conto che nell'arco della giornata la portata è variabile (ad esempio alla mattina si hanno valori più elevati rispetto al

resto della giornata).

Per calcolare il coefficiente di punta da adottare si adotta la formula di Koch presente nella letteratura scientifica del settore:

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_n}}$$

Nel caso in esame il coefficiente di punta risulta pari a 5. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

$$Q_{n\max} = 5 \cdot 0,5 = 2,5 \text{ litri/s}$$

I collettori per la raccolta delle acque reflue hanno diametro minimo di 200 mm in PVC SN8 (diametro interno 188,2 mm), con pendenza minima dello 0.3%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

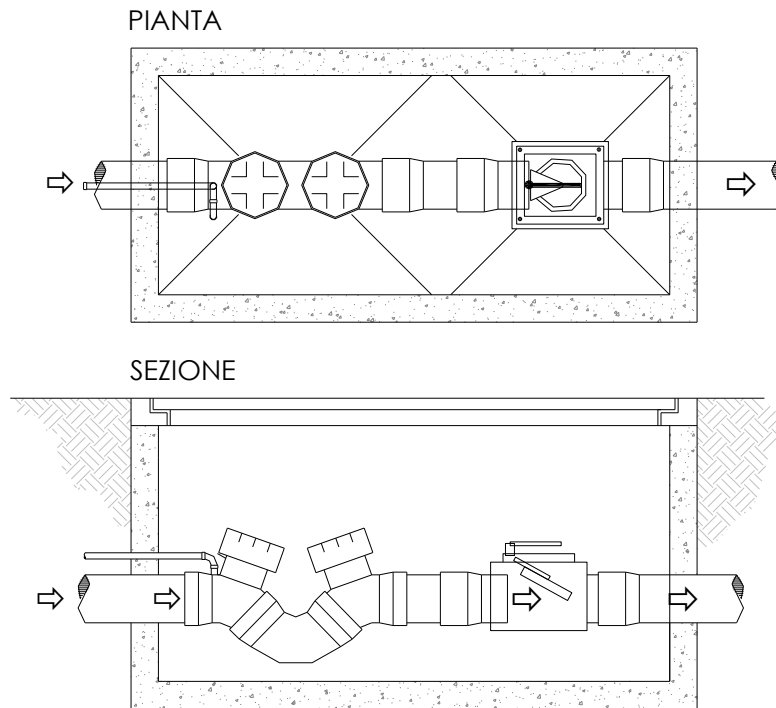
$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando che si hanno tre collettori distinti che si immettono nella rete fognaria nera esistente, ogni collettore raccoglierà circa un terzo della portata massima sopra calcolata.

Pertanto i condotti sono in grado di far transitare la portata di progetto con grado di riempimento di circa il 15%.

All'interno dei lotti privati, prima del collegamento con la rete fognaria pubblica è inserito, il pozzetto con all'interno il sifone tipo Firenze e la valvola di non ritorno tipo clapet, secondo lo schema della figura seguente.





*Figura 6 - Schema del pozzetto terminale delle reti fognarie private (reti bianche e nere) prima dell'immissione nella fognatura pubblica dotato di sifone e valvola di non ritorno.*