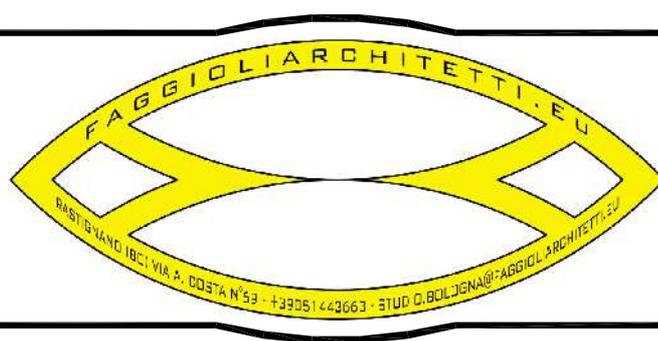


# COMUNE DI VALSAMOGGIA CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA

COMPARTO MARTIGNONE 1 NORD  
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO PER LA LOGISTICA  
SITO IN LOCALITA' CREPELLANO

COMMITTENTE

PROGETTAZIONE ARCH. GIULIO FAGGIOLI



PROGETTO

RELAZIONE IDRAULICA

DATA 03.03.2021

AGG. ---

ELABORATO N°

16

## 1 - PREMESSA

La presente relazione riguarda la progettazione ed il dimensionamento della rete fognaria a servizio del Comparto Martignone 1 Nord, nel quale si prevede l'insediamento di un centro di raccolta, conservazione e consegna merci per conto terzi. I reflui originati da tale attività sono di tipo domestico (provenienti dai servizi igienici degli uffici connessi all'attività principale, da quelli del magazzino e del refettorio), e di tipo meteorico. Non si prevede la presenza di acque reflue industriali, data la natura dell'attività che si insedierà.

La scelta tipologica usata nel Comparto di intervento è quella delle reti "separate", per le acque bianche (meteoriche) e per le acque nere di tipo domestico.

La progettazione dell'impianto fognario segue le direttive di Hera – Linee guida fognatura rev.4, pubblicate sul sito del Comune di Valsamoggia.

## 2 - ACQUE METEORICHE

### 2.1 – Descrizione della rete

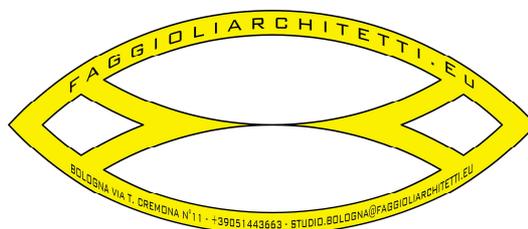
Le acque meteoriche del Comparto verranno recapitate in corpo idrico superficiale: lo Scolo Sant'Almaso vecchio, previo passaggio in vasca di laminazione: le meteoriche del Comparto saranno convogliate nella vasca attraverso una conduttura scatolare in c.a. 160x80, localizzata nell'angolo Nord-Est del lotto di intervento.

Il recapito finale delle acque laminate in Scolo Sant'Almaso vecchio avverrà mediante una conduttura in PVC Ø 300 mm, diametro che verrà determinato dal Consorzio della Bonifica Renana in qualità di gestore del corpo idrico.

Le acque meteoriche ricadenti sul coperto dell'edificio in progetto saranno raccolte in una vasca interrata sul lato Nord del piazzale e verranno utilizzate per irrigare le aree verdi ed alimentare le vasche antincendio; quelle in eccesso saranno recapitate nella vasca di laminazione di progetto, della quale si approfondiranno le caratteristiche a seguire.

### 2.2 – Dimensionamento dei collettori

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato mediante la seguente formula:



$$Q = r \cdot A \cdot C$$

dove:

Q= portata d'acqua (l/s)

r= intensità di precipitazione (l/s·mq)

A= area di riferimento (mq)

C= coefficiente di scorrimento (= 1,0 adimensionale)

Ai fini del calcolo si assume  $r = 0,024$  (l/s·mq), ovvero un coefficiente udometrico  $u=240$  (l/s·ha).

Tradotto in intensità di pioggia, mediante il fattore di conversione 2,78, diventa:

$i = 86,4$  mm/h, che corrisponde ad un evento pluviometrico caratterizzato da:

$Tr = 5$  anni;  $d = 15$  minuti; oppure

$Tr = 10$  anni;  $d = 20$  minuti

Una volta determinate le portate delle acque meteoriche, si determina il diametro delle condotte, inserendo i dati di portata ottenuti nella tabella comparativa (tab 1) indicata da HERA nelle “Linee guida di progettazione e verifica delle reti di drenaggio delle acque meteoriche a servizio di aree di nuova lottizzazione” oppure in tab 2 per gli scatolari in c.a.. Questi diametri, comunque, non saranno mai inferiori ad un  $\varnothing 300$ , come prescritto dalle linee guida per la progettazione di reti fognarie di HERA.

Le portate di progetto ottenute dall'applicazione della formula sono le seguenti.

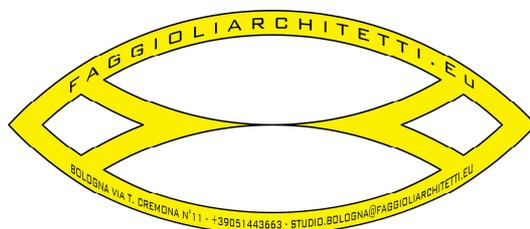
Acque meteoriche del piazzale

#### Tratto 1-2

A= 2489,00 mq

$Q_2 = 0,024 \times 2489,00 \times 1 = 59,74$  l/s

→  $\varnothing 315$  mm pend. 0,4%



### Tratto 2-3

$$A = 2506,00 \text{ mq}$$

$$Q_3 = 59,74 + (0,024 \times 2506,00 \times 1) = 59,74 + 60,14 = \mathbf{119,88 \text{ l/s}}$$

→ **Ø 500 mm pend. 0,4%**

### Tratto 3-4-9

$$A = 3097,00 \text{ mq}$$

$$Q_{4-9} = 59,74 + 60,14 + (0,024 \times 3097,00 \times 1) = 59,74 + 60,14 + 74,33 = \mathbf{194,21 \text{ l/s}}$$

→ **Ø 630 mm pend. 0,4%**

### Tratto 5-6

$$A = 30155,00 \text{ mq}$$

$$Q_5 = 0,024 \times 30155,00 \times 1 = 173,47 = \mathbf{723,72 \text{ l/s}}$$

### Tratto 6-9

$$Q_{6-9} = \mathbf{723,72 \text{ l/s}} \rightarrow \text{scatolare in c.a. 120x80 pend. 0,15\%}$$

### Tratto 7-8

$$A = 25246,00 \text{ mq}$$

$$Q_7 = 0,024 \times 25246,00 \times 1 = \mathbf{605,90 \text{ l/s}}$$

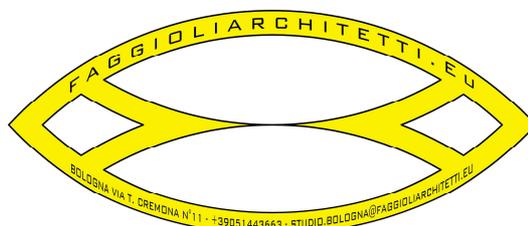
### Tratto 8-9

$$Q_{8-9} = \mathbf{605,90 \text{ l/s}} \rightarrow \text{scatolare in c.a. 120x80 pend. 0,15\%}$$

### Acque meteoriche del coperto

$$A = 52430,00 \text{ mq}$$

$$Q_{\text{coperto}} = 0,024 \times 52430,00 \times 1 = \mathbf{1258,32 \text{ l/s}} \rightarrow \text{scatolare in c.a. 120x80 cm pend. 0,15\%}$$



Portata di immissione delle acque meteoriche nella vasca di laminazione

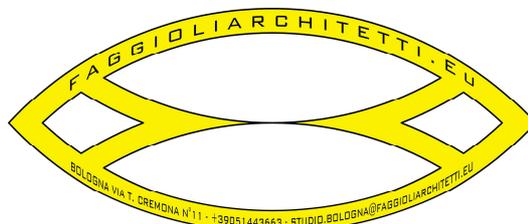
$$Q_{9\text{-laminazione}} = Q_{4-9} + Q_{6-9} + Q_{8-9} + Q_{\text{coperto}} =$$

$$194,21 + 723,72 + 597,74 + 1258,32 = 2773,99 \text{ l/s}$$

→ elemento scatolare in c.a. 160 x100 cm pend. 0,15%

PVC SN8															
Ks [m^(1/3)/s]	85														
GR	70%														
Pendenza i [m/m]	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0075	0.0100	0.0150	0.0200	0.0250	0.0300	0.0400	0.0500
<b>DN 200</b>															
D [m]	0.1882														
Portata GR=70% Q [l/s]	8.2	10.0	11.5	12.9	14.1	16.3	18.2	22.3	25.8	31.6	36.5	40.8	44.7	51.6	57.7
Velocità [m/s]	0.39	0.48	0.55	0.62	0.68	0.78	0.88	1.07	1.24	1.52	1.75	1.96	2.15	2.48	2.77
<b>DN 250</b>															
D [m]	0.2354														
Portata GR=70% Q [l/s]	14.8	18.1	21.0	23.4	25.7	29.6	33.1	40.6	46.9	57.4	66.3	74.1	81.2	93.7	104.8
Velocità [m/s]	0.46	0.56	0.64	0.72	0.79	0.91	1.02	1.25	1.44	1.76	2.04	2.28	2.49	2.88	3.22
<b>DN 315</b>															
D [m]	0.2966														
Portata GR=70% Q [l/s]	27.4	33.6	38.8	43.4	47.5	54.9	61.4	75.2	86.8	106.3	122.7	137.2	150.3	173.6	194.1
Velocità [m/s]	0.53	0.65	0.75	0.84	0.92	1.06	1.19	1.45	1.68	2.06	2.38	2.66	2.91	3.35	3.76
<b>DN 400</b>															
D [m]	0.3766														
Portata GR=70% Q [l/s]	51.9	63.5	73.4	82.0	89.9	103.8	116.0	142.1	164.1	200.9	232.0	259.4	284.2	328.1	
Velocità [m/s]	0.62	0.76	0.88	0.98	1.08	1.25	1.39	1.71	1.97	2.41	2.79	3.11	3.41	3.94	
<b>DN 500</b>															
D [m]	0.4708														
Portata GR=70% Q [l/s]	94.1	115.2	133.1	148.8	163.0	188.2	210.4	257.7	297.5	364.4	420.8	470.5	515.4		
Velocità [m/s]	0.72	0.89	1.02	1.14	1.25	1.45	1.62	1.98	2.29	2.80	3.23	3.61	3.96		
<b>DN 630</b>															
D [m]	0.5932														
Portata GR=70% Q [l/s]	174.3	213.4	246.4	275.5	301.8	348.5	389.6	477.2	551.0	674.9	779.3				
Velocità [m/s]	0.84	1.03	1.19	1.33	1.46	1.69	1.89	2.31	2.67	3.27	3.77				

TAB 1 – Portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC classe SN8, con grado di riempimento GR = 70% al variare della pendenza di posa.



## Tabella Portata Idraulica

**Pendenza di Calcolo = 1,5‰**

Scotolare dim. cm.	Area Liquida m <sup>2</sup> .	Contorno Bagnato m.	Raggio Medio m.	Coefficiente di attrito K	Velocità m./sec.	Portata mc./sec.
120 x 80	0,952	2,652	0,35	79,77	1,82	1,73
160 x 100	1,568	3,558	0,44	81,88	2,10	3,29
210 x 110	2,278	4,250	0,53	83,19	2,35	5,36
200 x 150	2,968	4,958	0,59	83,78	2,50	7,44
250 x 125	3,095	4,958	0,62	84,87	2,58	7,99
220 x 170	3,709	5,558	0,66	84,48	2,66	9,89
200 x 200	3,968	5,958	0,66	84,48	2,66	10,59
250 x 200	4,984	6,954	0,71	84,88	2,77	13,80
275 x 225	6,156	7,204	0,85	86,03	3,07	18,95
300 x 150	4,460	5,958	0,74	85,28	2,84	12,70
300 x 200	5,962	6,958	0,85	86,06	3,08	18,36
350 x 200	6,968	7,450	0,94	86,57	3,24	22,56

TAB 2- portata smaltita e velocità per scotolari in c.a.

### 2.3 – Dimensionamento bacino di laminazione

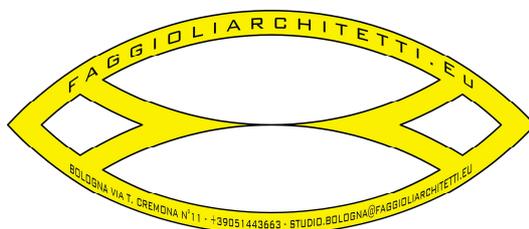
Totale superficie impermeabile= 114190,00 mq

Dimensionamento della vasca di laminazione= 500 mc ogni 10.000 mq di superficie impermeabile.

Capacità vasca richiesta  $114190,00/10'000,00 \times 500 = 5709,50$  mc

L'altezza media della vasca di laminazione sarà pari a 3,62 m; il deflusso delle acque avverrà per gravità verso il recapito finale.

La vasca di laminazione sarà collegata allo Scolo Sant'Almaso vecchio mediante una condotta in PVC Ø 300 mm, dimensione che sarà determinata dal Consorzio della Bonifica Renana, Gestore del canale.



Il volume della vasca di laminazione di progetto sarà:

Superficie vasca Laminazione = 1578,72 mq (escluso argine)

Volume vasca ( h 3,62 m) = 1578,72 x 3,62 = 5714,97 mc

Volume Argine = (3,62 x 7,24)/2 x 365,39 ml = 4788,22 mq

Volume totale vasca laminazione = 10503,19 mc > 5709,50 mc

### 3 – ACQUE NERE

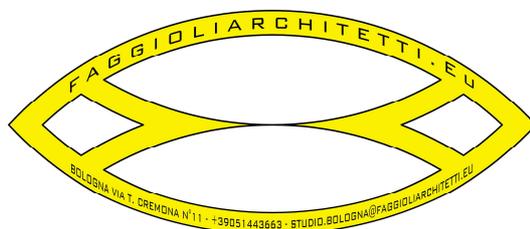
#### 3.1 – Descrizione della rete

Le acque reflue domestiche del Comparto provengono esclusivamente dai servizi igienici, dagli spogliatoi e dal refettorio presenti nell'edificio di progetto, dunque da metabolismo umano, ancorché provenienti da attività di logistica.

L'apporto delle fognature nere di progetto di urbanizzazione alla rete stradale esistente è molto limitato, si tratta infatti di 260 abitanti equivalenti, pari ad una portata di punta paria a circa 2,26 l/s che non incide significativamente sui flussi e sulle portate in essere. Dai vari servizi igienici e spogliatoi, comunque distribuiti all'interno degli uffici e del magazzino, il refluo sarà convogliato all'altezza dello spigolo Sud-Ovest degli uffici, per poi essere indirizzato ad una cameretta posta al limite del lato Sud- Ovest del piazzale, di fronte a via Chiesaccia che termina dall'altro lato dello Scolo Marciapesce, rispetto al lotto di intervento. All'interno di detta cameretta saranno installate due pompe (una entrerà in funzione in caso di malfunzionamento dell'altra) che rilanceranno il refluo dall'altro lato dello Scolo Marciapesce, passando al di sotto di esso. Su via Chiesaccia è presente una rete fognaria acque nere alla quale si intende allacciare la fogna di progetto, previo passaggio in un pozzetto di calma.

La condotta che collegherà il refluo uscente dall'edificio e la cameretta con pompe sarà un tubo in PVC, Ø 300 mm e funzionerà a gravità. Prima del recapito in cameretta, il refluo transiterà da un pozzetto con sifone Firenze.

Tutte le tubature sono state previste in PVC serie SN 8 (8 KN/m<sup>2</sup>) a norma UNI EN 1401 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerico, posati su sottofondo, con rinfiacco e copertura in sabbia lavata di spessore minimo pari



a 20 cm se l'estradosso è ad oltre 1,00 m dal piano di campagna e con bauletto in cls. in caso contrario, di spessore minimo pari a 15 cm.

Prima delle immissioni nel collettore fognario stradale, è previsto un pozzetto di ispezione con sifone tipo "Firenze".

Nella realizzazione della rete si farà ricorso a tutti gli accorgimenti tecnici necessari per garantirne la tenuta, utilizzando, a seconda dei casi, anelli di tenuta , cordoncini bentonitici tipo water stop e malte particolari tipo "Emaco" per i giunti tra il tubo ed il pozzetto.

Lungo il collettore, alla distanza tra i 50 m ed i 70 m l'uno dall'altro nei tratti rettilinei e ad ogni cambio di direzione, sono previsti pozzetti di ispezione in elementi prefabbricati di cls delle dimensioni interne minime di 80x80 cm.

La chiusura dei pozzetti è prevista con chiusini in ghisa sferoidale rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalla norma UNI-EN 124/95 e con resistenza a rottura superiore a 400 KN (classe D400).

### 3.2 – Dimensionamento dei collettori

Per il dimensionamento della rete delle acque nere si utilizza la metodologia degli abitanti equivalenti, quindi si è proceduto a stimare il numero degli abitanti equivalenti, calcolati sulla base delle indicazioni fornite da Hera, già richiamate in premessa, poi arrotondati in eccesso per un totale di 260 abitanti equivalenti.

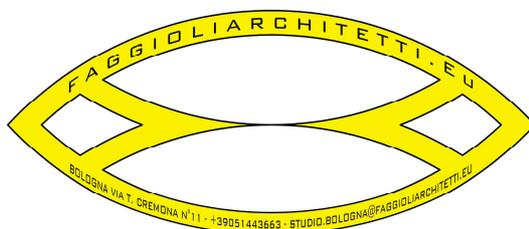
Occupati:

70 uffici

200 magazzino

250 trasportatori

Totale occupati previsti nell'attività di progetto= 520, pari a 260 Abitanti Equivalenti secondo il metodo di calcolo descritto nelle linee guida Hera (Id DNLG001 16 01 rev. 04) che, per fabbriche, laboratori artigiani prevede che a due dipendenti corrisponda un A.E..



Le portate nere e le massime portate in tempo di pioggia sono state calcolate con le seguenti espressioni:

$$Q_g = \frac{(D \times A.E.)}{86400}$$

$$Q_{\text{punta}} = Q_g \times C_g \times C_o$$

dove:

$Q_g$  = portata media giornaliera (l/sec);

$Q_{\text{punta}}$  = portata di punta in tempo secco (l/sec);

$D$  = dotazione idrica = 250 (l/abitante giorno);

$C_g$  = coefficiente di punta giornaliero = 1.5 (adimensionale);

$C_o$  = coefficiente di punta orario = 2 (adimensionale).

La portata delle acque nere di progetto, sono le seguenti:

$$A.E. = 260$$

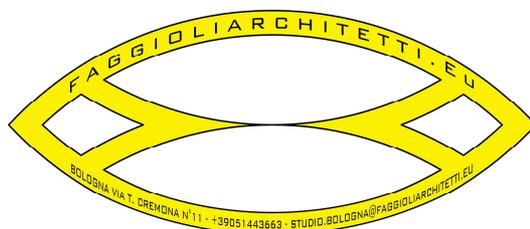
$$Q = \frac{250 \times 260}{86400} = 0,7523 \text{ l/sec}$$

$$Q_{\text{punta}} = 0,7523 \times 1,50 \times 2 = 2,26 \text{ l/s}$$

Il risultato ottenuto permette di determinare il diametro della condotta che recapiterà il refluo in fogna attraverso la tabelle comparative (tab 1): il diametro sufficiente è un  $\varnothing 200$  mm con una pendenza pari allo 0,5%.

Dalle direttive Hera, emerge che il diametro minimo ammissibile per condotte riservate alle acque nere sia il  $\varnothing 200$  mm.

Si procede verificando i dati individuati mediante la formula di Gaukler e Strickler, considerando un diametro della condotta paria 350 mm, un suo riempimento del 50% ed una pendenza della stessa pari allo 0,5%. Il materiale della tubatura sarà il PVC, con resistenza meccanica pari a 8 KN/m<sup>2</sup>.



La formula di Gaukler e Strickler utilizzata è la seguente:

$$Q = S \times K \times R^{2/3} \times p^{1/2}$$

e la velocità di scorrimento è stata calcolata secondo la formula:

$$V = K \times R^{2/3} \times p^{1/2}$$

dove:

Q= Portata (l/s);

S= Superficie della tubazione (mq);

2P= Perimetro bagnato della sezione (m);

K= Coefficiente di scabrezza Gaukler e Strickler (120,00 adimensionale per tubi in PVC);

R= Raggio Idraulico= S/2P (mq)

p= pendenza (0,5%).

Gli esiti della verifica, considerando una condotta  $\varnothing$  300 ed un suo riempimento del 50%, sono i seguenti:

$$S = 0,15 \times 0,15 \times \pi \times 50\% = 0,035 \text{ mq}$$

$$2P = 2 \times 2 \times 0,15 \times \pi \times 50\% = 0,942 \text{ m}$$

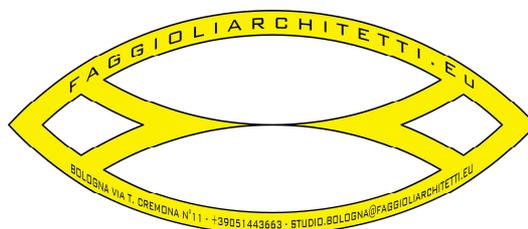
$$R = 0,035 / 0,942 = 0,037 \text{ m}$$

$$V = 120 \times 0,037^{2/3} \times 0,005^{1/2} = 0,942 \text{ m/sec}$$

$$Q = 0,048 \times 120 \times 0,044^{2/3} \times 0,005^{1/2} = 0,04520 \text{ mc/sec} \quad \text{pari a } 45,20 \text{ l/sec}$$

Il risultato dei calcoli conduce ad una portata di punta dei tratti di progetto per le acque nere connessa agli abitanti equivalenti pari a circa 2,26 l/sec.

La verifica dimostra che le condotte di progetto sono in grado di gestire una portata fino 45,20 l/s.



### 3.3 – Verifica di ammissibilità della rete di progetto rispetto a quella esistente

Occorre verificare la capacità della rete acque nere esistente lungo via Chiesaccia di ricevere e smaltire il refluo proveniente dall'insediamento di progetto.

Per poter procedere in tal senso, si specifica che la rete stradale si compone di un primo tratto che parte dal fondo chiuso di via Chiesaccia, adiacente allo Scolo Marciapesce, avente  $\varnothing 315$  in PVC e di un tratto che, dalla rotonda su via Chiesaccia, porta al depuratore esistente con un  $\varnothing 400$  sempre in PVC.

Per le verifiche del caso si considererà il diametro più piccolo, dato che tra la rotonda ed il depuratore non ci sono nuove immissioni di refluo nella rete.

I servizi igienici presenti presso gli stabilimenti che attualmente recapitano il proprio refluo domestico nella rete di via Chiesaccia sono a disposizione di 380 persone, pari a 190 Abitanti Equivalenti ed individuati a partire del numero di servizi igienici presenti nei diversi stabilimenti: 16 wc nello stabilimento in cui è insediata la società BRT; 14 wc nello stabilimento in cui è insediata la società AERINOX; 8 wc nello stabilimento sulla rotonda di via Chiesaccia.

Si procede, dunque, al calcolo delle portate nere medie e di punta per gli A.E. già insediati, per capire se le condotte esistenti potranno ricevere nuovo refluo.

$$Q_g = \frac{(D \times A.E.)}{86400}$$

$$Q_{punta} = Q_g \times C_g \times C_o$$

dove:

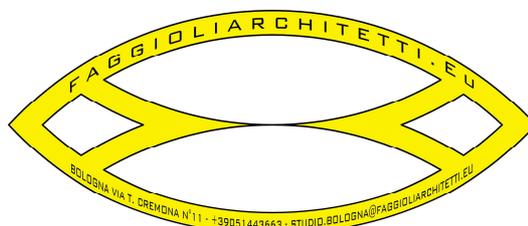
$Q_g$  = portata media giornaliera (l/sec);

$Q_{punta}$  = portata di punta (l/sec);

$D$  = dotazione idrica = 250 (l/abitante giorno);

$C_g$  = coefficiente di punta giornaliero = 1.5 (adimensionale);

$C_o$  = coefficiente di punta orario = 2 (adimensionale).



Le portate delle acque nere di progetto, sono le seguenti:

$$A.E.= 190$$

$$Q= \frac{250 \times 190}{86400} = 0,5498 \text{ l/sec}$$

$$Q_{\text{punta}}= 3 \times 0,5498= 1,65 \text{ l/s}$$

Si passa ora alla verifica della capacità di smaltimento delle condotte esistenti mediante la formula di Gauckler e Strickler, considerando un diametro della condotta pari a 315 mm, un suo riempimento del 50% ed una pendenza della stessa pari allo 0,3%. Il materiale della tubatura sarà il PVC, con resistenza meccanica pari a 8 KN/m<sup>2</sup>.

La formula di Gauckler e Strickler utilizzata è la seguente:

$$Q = S \times K \times R^{2/3} \times p^{1/2}$$

e la velocità di scorrimento è stata calcolata secondo la formula:

$$V = K \times R^{2/3} \times p^{1/2}$$

dove:

Q= Portata (l/s);

S= Superficie della tubazione (mq);

2P= Perimetro bagnato della sezione (m);

K= Coefficiente di scabrezza Gauckler e Strickler (120,00 adimensionale);

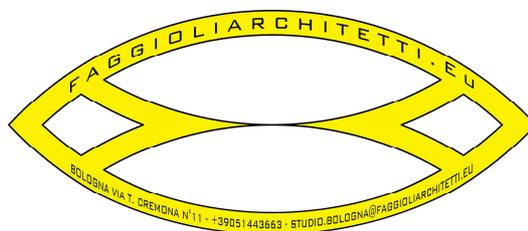
R= Raggio Idraulico= S/2P (mq)

p= pendenza (0,3%).

Gli esiti della verifica sono i seguenti

$$S= 0,1575 \times 0,1575 \times \pi \times 0,50= 0,0389 \text{ mq}$$

$$2P= 2 \times 2 \times 0,1575 \times \pi \times 0,50= 0,9891 \text{ m}$$



$$R = 0,0389/0,9891 = 0,0393 \text{ m}$$

$$V = 120 \times 0,0393^{2/3} \times 0,003^{1/2} = 0,7602 \text{ m/sec}$$

$$Q = 0,0389 \times 120 \times 0,0393^{2/3} \times 0,003^{1/2} = 0,02957 \text{ mc/sec} \quad \text{pari a } 29,57 \text{ l/sec}$$

La verifica dimostra che le condotte esistenti di via Chiesaccia sono in grado di gestire una portata fino 29,57 l/sec .

L'apporto dei reflui generati dal comparto di progetto consiste in una portata di 0,7523 l/sec con quota di punta pari a 2,26 l/s (vedasi il precedente cap. 3.2).

Se si sommano le portate si otterrà:

$$0,5498 \text{ l/sec (Qesistente)} + 0,7523 \text{ (Qprogetto)} = 1,3021 \text{ l/s} < 29,57 \text{ l/sec}$$

con quota di punta:

$$1,65 \text{ (Qpunta esistente)} + 2,26 \text{ (Qpunta progetto)} = 3,91 \text{ l/s} < 29,57 \text{ l/sec}$$

valori entrambi inferiori alla portata della condotta esistente verificata.

Bologna, lì 03.03.2021

Il committente

Il progettista Arch. Giulio Faggioli

