

COSTRUZIONE NUOVO PADIGLIONE PRODUTTIVO**Variante strumento urbanistico ex. art. 53 L.R. 24/2017****via della Chiusa, fraz. Chiavenna Landi - CORTEMAGGIORE (PC)****Riferimento NCT foglio 33 mappale 219****OGGETTO: CALCOLO FOGNATURE ACQUE CHIARE E NERE
PREDIMENSIONAMENTO****COMMITTENTE: DI.PA. Sport S.r.l.**

Via della Chiusa, fraz. Chiavenna Landi - CORTEMAGGIORE (PC)

ALBO DEGLI INGEGNERI
Prov. Piacenza
Dott. Ing. ROBERTO CALZA
N. 651
Calza Roberto

PROGETTISTA CALZA ing. Roberto

Via delle Teresiane n. 4 – 29121 PIACENZA

Iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Piacenza al numero d'ordine 651

tel. 0523/335.619

fax 0523/335.619

email ingcalzapc@gmail.compec roberto.calza@ingpec.eu

1		
0	10/01/2024	Prima emissione
Rev.	Data	DESCRIZIONE

INDICE

CAPITOLO 1.....	2
1.0 PREMESSA	2
CAPITOLO 2.....	7
2.0 FOGNATURA ACQUE CHIARE	7
2.1FOGNATURA RAMO TERMINALE	8
con tubo in PVC	9
CAPITOLO 3.....	11
3.0 FOGNATURA ACQUE NERE.....	11

CAPITOLO 1

PREMESSA

1.0 PREMESSA

La curva di possibilità pluviometrica fornisce la relazione tra l'altezza di precipitazione "h" e la durata dell'evento di pioggia "t" per un prefissato tempo di ritorno " T_r ", intendendo per tempo di ritorno quel periodo nel quale un determinato evento pluviometrico è mediamente uguagliato o superato.

L'espressione che definisce le curve di possibilità pluviometrica è: $h = a \cdot t^n$

In cui "h", espresso in mm, è l'altezza di precipitazione, il tempo pioggia "t" è in ore, mentre "a" e "n" sono due parametri che devono essere ricavati dall'elaborazione dei dati di pioggia.

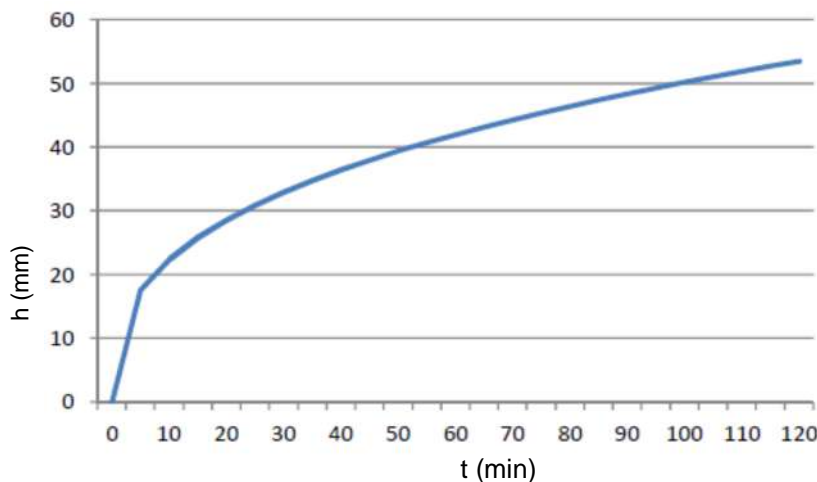
Nelle "linee guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari" di Iren si indica:

"....."

2.1.2.3 Piacenza

Attualmente è di consueto utilizzo un'unica curva di possibilità pluviometrica valida per tempi di ritorno di 10 anni avente i seguenti parametri: $h = 42 \times t^{0,35}$

"....."



L'espressione, per il calcolo della portata dei vari rami di fognatura, usata per il metodo cinematico (detto anche metodo azionale) è la seguente:

$$Q_{\max} = \frac{1}{0,36} \cdot \frac{\varphi \cdot A \cdot h(t_c)}{t_c}$$

in cui "A" è la superficie del bacino (espressa in ettari), "φ" è il coefficiente di deflusso della superficie del bacino (espressa in %), "h(t_c)" è l'altezza di precipitazione (espressa in mm) e "t_c" è il tempo di corrivazione (espresso in ore), ovvero il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino arriva alla sezione di chiusura dello stesso (sezione in cui si calcola la portata).

Inserendo la formula della possibilità pluviometrica indicata in precedenza si ottiene:

$$Q_{\max} = 2,78 \cdot \frac{\varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^n}{t_c} = 2,78 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} \quad (2,78 = 1/0,36)$$

Il calcolo del tempo di corrivazione è determinato da due diversi apporti:

$$t_c = t_a + t_r$$

- t_a : tempo di accesso, ovvero il tempo di ingresso in rete dal punto idraulicamente più lontano del sottobacino
- t_r : tempo di rete, ovvero il tempo di percorrenza dell'acqua all'interno della rete

Una formula che permette di stimare “ t_a ” è la seguente:

$$t_a = \left[26,3 \cdot \frac{(L/k_s)^{0,6}}{3600^{0,4 \cdot (1-n)} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,6+0,4 \cdot n}}$$

mentre per il calcolo del tempo di rete l'espressione è la seguente:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot V_i}$$

Dove:

- t_a : tempo di accesso in rete espresso in secondi (s)
- L : lunghezza media del percorso di scolo sulla superficie in esame (m)
- L_i : lunghezza di ogni singolo tratto del percorso considerato (m)
- V_i : velocità della corrente su ogni singolo tratto del percorso considerato (m/s)
- k_s : coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$), normalmente 30-50
- a, n : parametri della c.p.p. (per $\tau < 1h$, T_r adottato), con a espresso in (m/h)
- i : pendenza media della superficie scolante (m/m), usare valore minimo di 0,2%

Tratto fognatura picchetti 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 15-recapito esistente

1	-	2	12,0 m
2	-	3	8,5 m
3	-	4	23,7 m
4	-	6	51,9 m
6	-	7	30,4 m
7	-	8	26,8 m
8	-	15	31,9 m
			185,2 m

FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica

Tratto fognatura picchetti 9 – 10 – 11 – 12 – 13 – 14 - 15-recapito esistente

9	-	10	34,6	m
10	-	12	59,2	m
12	-	13	36,5	m
13	-	14	5,1	m
14	-	15	27,3	m
				162,7 m

Considerando:

- L = 185,2 m (lunghezza fognatura fra i picchetti: 1-2-3-4-5-6-7-8- 15-recapito esistente)
- $k_s = 40$; $a = 42$; $n = 0,35$; $i = 0,3\%$; $V_i = 0,25$ m/s

$$\text{risulta } t_a = \left[26,3 \cdot \frac{(L/k_s)^{0,6}}{3600^{0,4 \cdot (1-n)} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,6+0,4 \cdot n}} = 22,6 \text{ sec}$$

essendo inferiore a 5 minuti si considera $t_a = 10$ minuti

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot V_i} = 494 \text{ sec} = 8,2 \text{ minuti}$$

$$t_c = t_a + t_r = 10 \text{ minuti} + 8,2 \text{ minuti} = 18,2 \text{ minuti}$$

Della portata determinata mediante la curva di possibilità pluviometrica, solamente una sua frazione viene raccolta dai collettori. Tale frazione è individuata da un coefficiente di deflusso φ , inteso come il rapporto tra il volume defluito attraverso una determinata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di φ si ottiene con una media ponderale:

$$\varphi_{\text{medio}} = \frac{\sum A_i \cdot \varphi_i}{\sum A_i}$$

Tipi di superfici		Coefficiente deflusso φ
Coperture e piazzali	impermeabile	0,90
Aree a verde	permeabile	0,20

Per la valutazione del diametro della tubazione si procederà calcolando la velocità media nella tubazione utilizzando la formula di Prandtl – Colebrook:

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J} \cdot \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D_i} + \frac{2,51 \cdot v}{D_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J}} \right)$$

ove: V = velocità media della corrente (m/s)
 g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²)
 D_i = diametro interno tubo (m)
 J = pendenza della tubazione
 k = scabrezza assoluta della tubazione (m) – (altezza media dell'irregolarità della parete interna)
 ν = viscosità cinematica (m²/s)

Considerando un deflusso a sezione piena, la portata risulta:

$$Q_{\text{tubo}} = \pi \cdot \frac{D_i^2}{4} \cdot V$$

Si procederà utilizzando i seguenti parametri:

$$\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

per tubi in PVC $k = 0,25 \text{ mm}$ ($2,5 \times 10^{-4} \text{ m}$) tale valore è molto superiore al valore della scabrezza delle tubazioni nuove.

1.1 INDIVIADUZIONE INTERVENTO

Via della Chiusa (SP30)



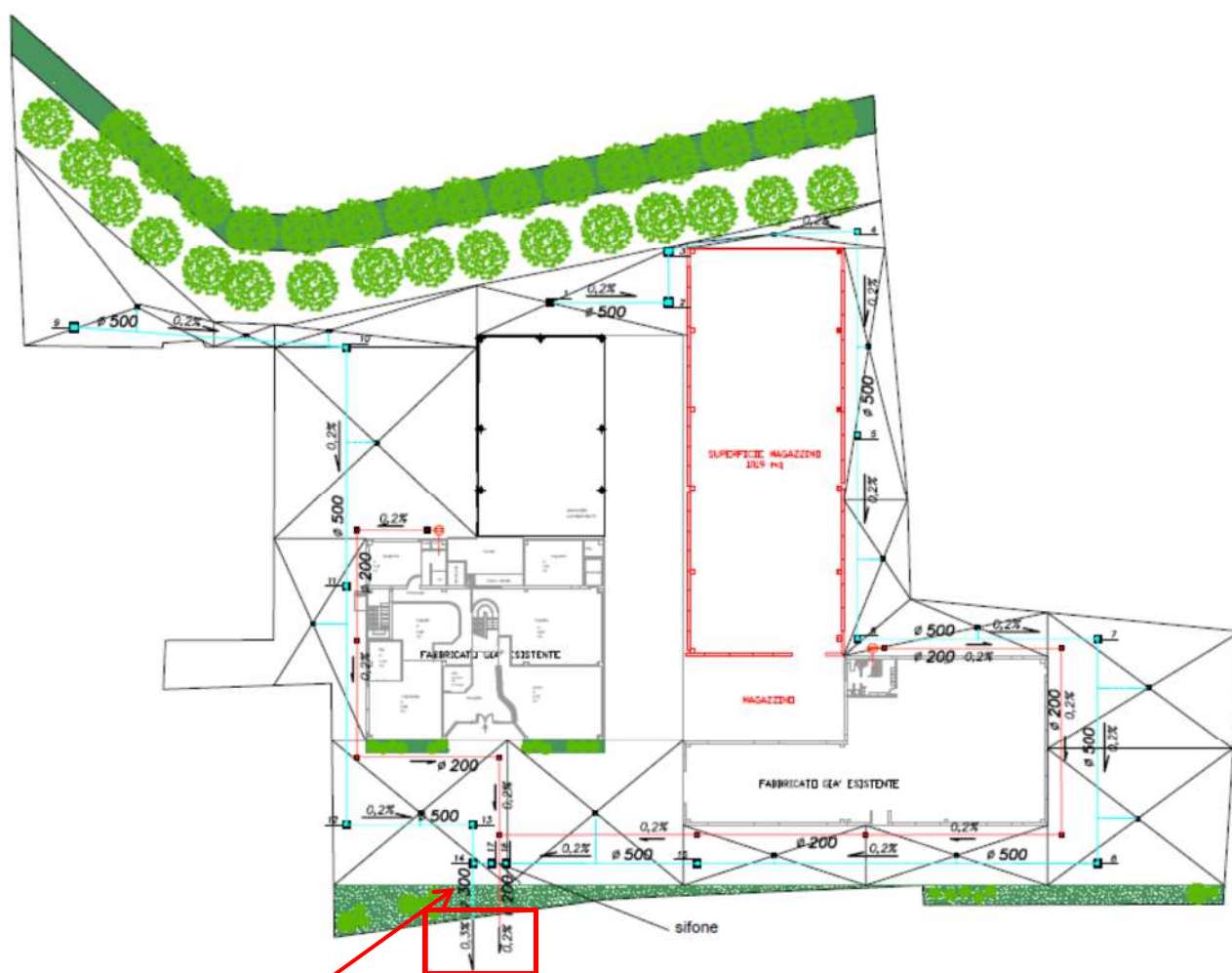


CAPITOLO 2

FOGNATURA ACQUE CHIARE

2.0 FOGNATURA ACQUE CHIARE

Tutti i tubi avranno lo stesso diametro $\phi 500/475$ per essere utilizzati come “vasca di laminazione”



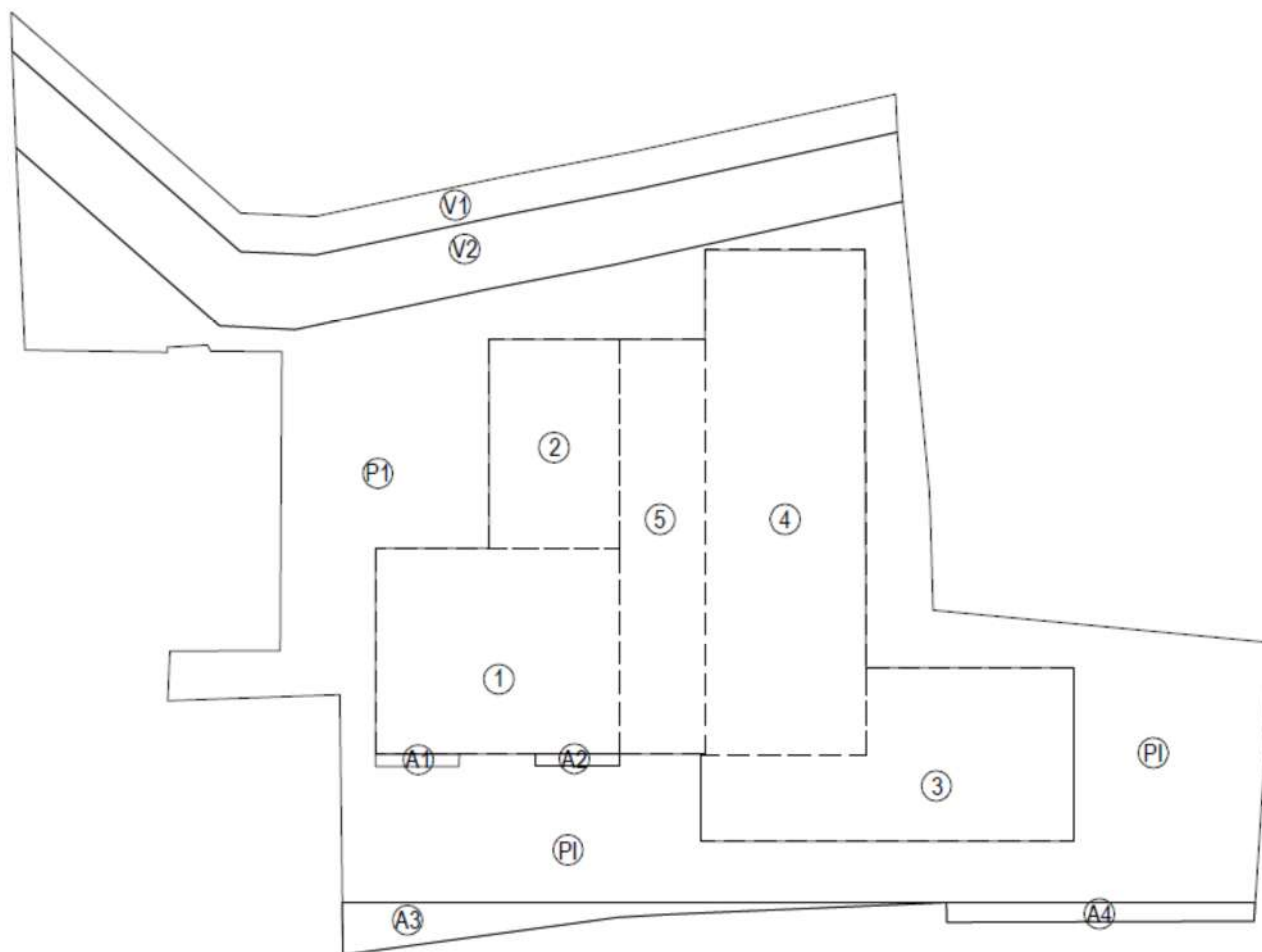
Recapito fognatura esistente in via della Chiusa

Per limitare la portata il collegamento alla
fognatura esistente sarà realizzato con un tubo $\phi 315/300$

LEGENDA SCHEMA FOGNATURA

	pozzetto di ispezione acque chiare
	pozzetto di ispezione acque nere
	Condotto di scarico acque nere tubazione in polietilene $\phi 200$
	Condotto di scarico acque chiare tubazione in polietilene $\phi 500$
	pozzetto 60x60x60 con griglia

2.1 FOGNATURA RAMO TERMINALE



Riepilogo aree per bacino tronco fognatura "finale"

		Superficie A (m ²)	Coefficiente deflusso φ	$A_i \cdot \varphi_i$
Edificio "1" – Palazzina uffici	impermeabile	762	0,90	686
Edificio "2" – Capannone esistente	impermeabile	410	0,90	369
Edificio "3" – Capannone esistente	impermeabile	762	0,90	686
Edificio "4" – Nuovo padiglione	impermeabile	1.232	0,90	1.109
Edificio "5" – Tettoia di collegamento	impermeabile	536	0,90	482
Aree a verde "V1"	permeabile	518	0,20	104
Aree a verde "V2"	permeabile	1.025	0,20	205
Aiuola "A1" – in fregio alla palazzina uffici	permeabile	16	0,20	3
Aiuola "A2" – in fregio alla palazzina uffici	permeabile	16	0,20	3
Aiuola "A3" – lato ingresso	permeabile	177	0,20	35
Aiuola "A4" – lato ingresso	permeabile	92	0,20	18
Piazzale pavimentato "PI"	impermeabile	4.124	0,20	3.712

$$\Sigma A_i = 9.670 \quad \Sigma A_i \cdot \varphi_i = 7.412$$

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\varphi_{\text{medio}} = \frac{\sum A_i \cdot \varphi_i}{\sum A_i} = 7.412 / 9.670 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2} = 0,7665 = 76,65 \%$$

Calcolo portata da smaltire:

$$Q_{\text{bacino}} = 2,78 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 2,78 \times 76,65\% \times 9.670 \cdot 10^{-4} \text{ ha} \times 42 \times \left(\frac{18,2}{60} \right)^{0,35-1} \approx 188 \text{ l/sec}$$

CON TUBO IN PVC

diametro di ϕ 500 mm ($D_i = 475,4$ mm) con pendenza $J = 0,3\%$ si ricava:

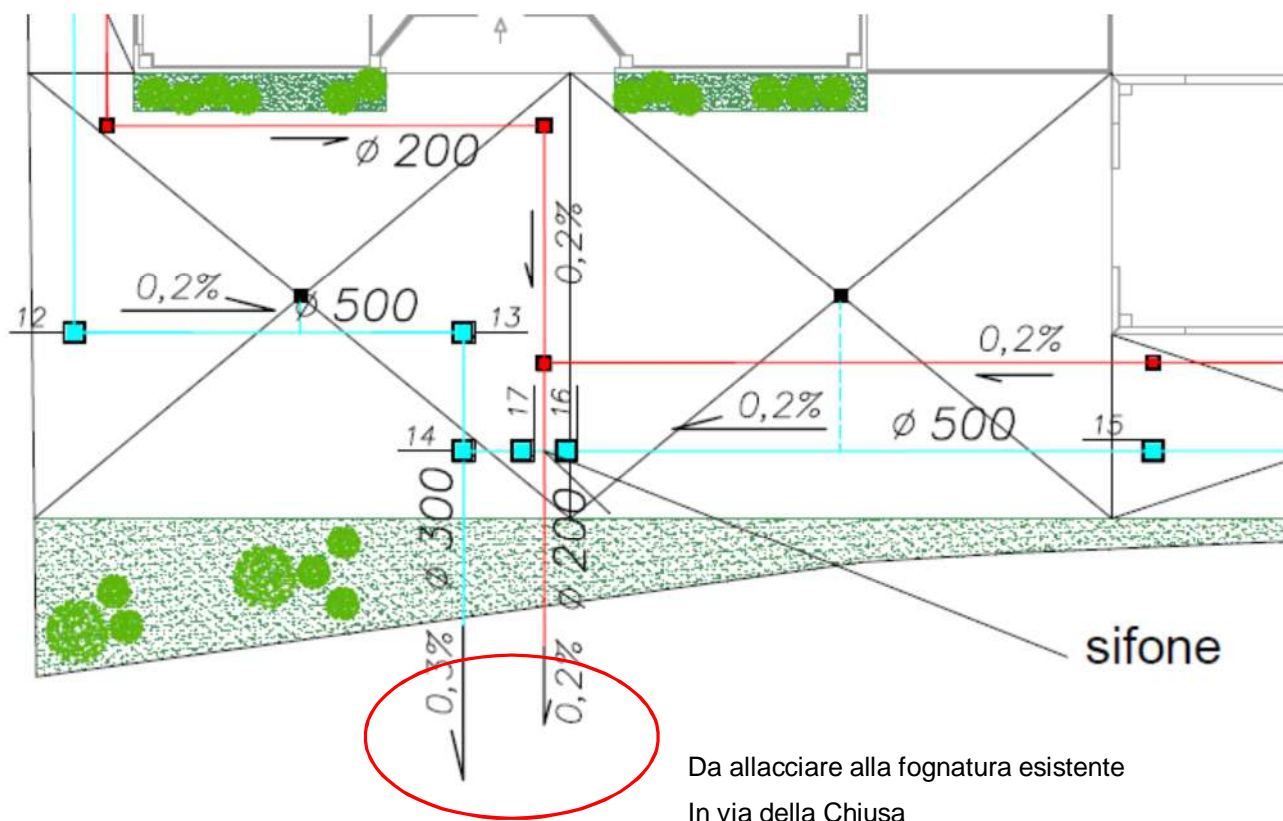
$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,4754 \times 0,30\%} \cdot \log \left(\frac{0,25 \times 10^{-4}}{3,71 \times 0,4754} + \frac{2,51 \times 1,31 \times 10^{-6}}{0,3804 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,4754 \times 0,30\%}} \right)$$

$$V = 1,25 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{tubo}} = \frac{\pi}{4} \times 0,4754^2 \text{ m}^2 \times 1,25 \text{ m/s} = 222 \text{ l/s} > Q_{\text{portata}} = 188 \text{ l/sec}$$

NOTA BENE

Per limitare la portata da immettere nella fognatura esistente l'allaccio verrà eseguito con un tubo in PVC 315 (ϕ interno 299,6 mm).



NOTA BENE: se fosse necessario (in funzione delle quota della fognatura esistente) sarà predisposto un impianto di sollevamento.

CAPITOLO 3

FOGNATURA ACQUE NERE

3.0 FOGNATURA ACQUE NERE

Le portate medie delle fogne a servizio delle aree residenziali e industriali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione idrica per abitante per giorno e ad un opportuno coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne.

Il parametro fondamentale al quale si fa riferimento in questi casi è rappresentato dal numero di abitanti equivalenti, dato dalla somma degli abitanti effettivi di una certa zona aumentati di una quantità di abitanti "virtuali" calcolata in modo che corrisponda al carico organico derivante dalle attività produttive che si svolgono nella stessa zona.

Nel caso in esame, non potendo disporre della totalità delle informazioni necessarie, la determinazione del numero di abitanti equivalenti è stata effettuata in modo indiretto.

$$\text{Totale superficie fondiaria} \quad S_F = 9.670 \text{ m}^2$$

$$\text{Indice di utilizzazione fondiaria} \quad U_F = 0,40 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Superficie Utile Lorda:} \quad S_{UL} = S_F \cdot U_F = 9.670 \text{ m}^2 \times 0,40 \text{ m}^2/\text{m}^2 = 3.868 \text{ m}^2$$

Si considera la preenza contemporanea di 10 addetti:

$$\text{Abitanti Equivalenti:} \quad A_E = 10$$

A partire dal dato ricavato è possibile determinare la portata nera media giornaliera (Q_{24}), relativa ai diversi tratti della rete fognaria, mediante la seguente formulazione:

$$Q_{24} = \frac{\varphi \cdot D_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

I coefficienti rappresentano:

“ φ ” coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fognatura, per il quale si assume un valore pari a 0,9 mentre

“ $D_{i,m}$ ” dotazione idrica media giornaliera espressa in $\frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno}$ che in base al punto 2.2.2 (Determinazione portate di acque reflue) delle “*linee guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari*” di Iren indica pari a $240 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno}$.

La portata della fognatura in una sezione generica è una grandezza variabile nel tempo che segue l'andamento dei consumi idrici, pertanto la portata sarà soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliere ed

FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica

orarie. A tale proposito per il calcolo della portata di massima Q_{24} si introduce il coefficiente di punta " $C_{\max,h}$ ", che rappresenta il rapporto tra la massima portata oraria e la portata media annua, ottenendo pertanto:

$$Q_{\text{nera,punta}} = C_{\max,h} \cdot Q_{24} = C_{\max,h} \cdot \frac{\varphi \cdot D_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

Calcolo portata massima fognatura acque nere:

considerando i seguenti dati progettuali

$$A_E = 10 \text{ abitanti} \dots\dots\dots \text{abitanti equivalenti}$$

$$D_{i,m} = 240 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno} \dots\dots\dots \text{dotazione idrica media}$$

$$\varphi = 0,80 \dots\dots\dots \text{coefficiente di afflusso medio}$$

Portata media giornaliera

$$Q_{24} = \frac{\varphi \cdot D_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

$$Q_{24} = \frac{1}{86400} \times 0,80 \times 240 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno} \times 10 \text{ abitanti} = 0,022 \text{ l/sec}$$

Portata di punta

$$C_{\max,h} = \frac{1}{2} \cdot \left(4,273 \cdot Q_{24}^{-0,049} + 15,85 \cdot A_E^{-0,167} \right)$$

$$C_{\max,h} = \frac{1}{2} \cdot \left(4,273 \times 0,022^{-0,049} + 15,85 \times 10^{-0,167} \right) = 7,97 \longrightarrow \text{si considera } C_{\max,h} = 8,00$$

$$Q_{\text{nera,punta}} = C_{\max,h} \cdot Q_{24} = 8,00 \times 0,022 \text{ l/sec} = 0,18 \text{ l/sec}$$

TUBO IN PVC

diametro di ϕ 160 mm ($D_i = 152$ mm) con pendenza $J = 0,40\%$ si ricava:

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J} \cdot \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D_i} + \frac{2,51 \cdot v}{D_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J}} \right)$$

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,152 \times 0,40\%} \cdot \log \left(\frac{0,25 \times 10^{-4}}{3,71 \times 0,152} + \frac{2,51 \times 1,31 \times 10^{-6}}{0,152 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,152 \times 0,40\%}} \right)$$

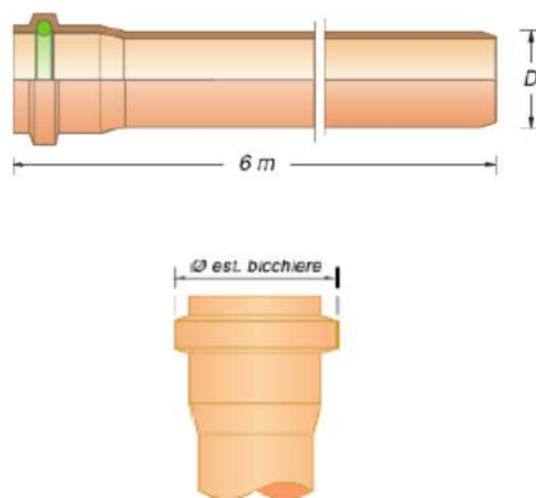
$$V = 0,70 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{tubo}} = \frac{\pi}{4} \times 0,152^2 \text{ m}^2 \times 0,70 \text{ m/s} = 12,7 \text{ l/sec} > Q_{\text{nera,punta}} = 0,18 \text{ l/sec}$$

ALLEGATO CARATTERISTICHE TUBI PVC

DATI PER TUBI PVC

Ø esterno mm	Spessore mm	Ø interno mm	Ø est. bicchiere mm
110	3,2	103,6	128,4
125	3,2	118,6	145,4
160	4,0	152,0	184,6
200	4,9	190,2	228,6
250	6,2	237,6	287,8
315	7,7	299,6	361,0
400	9,8	380,4	451,2
500	12,3	475,4	568,6
630	15,4	599,2	-



Portata e velocità

	Pendenza %										
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
Ø esterno (mm)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)
Ø interno (mm)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)	Q(l/sec)
110	0,37	0,46	0,54	0,61	0,67	0,72	0,78	0,83	0,87	0,92	0,96
104	3	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8
125	0,41	0,51	0,59	0,67	0,73	0,79	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05
119	5	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12
160	0,49	0,60	0,70	0,78	0,86	0,93	1,00	1,06	1,12	1,18	1,23
152	9	11	13	14	16	17	18	19	20	21	22
200	0,56	0,70	0,81	0,91	1,00	1,08	1,16	1,23	1,30	1,36	1,42
190	16	20	23	26	28	31	33	35	37	39	40
250	0,65	0,80	0,93	1,05	1,15	1,24	1,33	1,42	1,49	1,57	1,64
238	29	36	41	46	51	55	59	63	66	70	73
315	0,76	0,93	1,08	1,21	1,33	1,44	1,54	1,64	1,73	1,82	1,90
300	53	66	76	86	94	102	109	116	122	128	134
400	0,88	1,09	1,26	1,41	1,55	1,68	1,79	1,91	2,01	2,11	2,21
380	100	123	143	160	176	191	204	217	229	240	251
500	1,02	1,25	1,45	1,62	1,78	1,93	2,06	2,19	2,31	2,43	2,54
475	180	222	257	288	316	342	366	389	410	431	450
630	1,17	1,45	1,67	1,88	2,06	2,23	2,38	2,53	2,67	2,80	2,93
599	331	408	472	529	581	628	672	713	752	790	825