



**Ing. Giuliano Mayer** C.t.u. Trib. Venezia nr. 590

**Geom. Claudio Moretto** C.t.u. Trib. Venezia nr. 801

**Geom. Andrea Baseotto** C.t.u. Trib. Venezia nr. 798

## COMUNE DI JESOLO

### OPERE ESECUTIVE DI URBANIZZAZIONE

#### Piano Urbanistico Attuativo

redatto ai sensi dell'art.19 della L.R. 23 Aprile 2004 nr.11,

Ambito 44

## DIMENSIONAMENTO RETE ACQUE NERE

Il Tecnico

## ***INDICE***

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>PORTATA ACQUE NERE.....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>DETERMINAZIONE DEL DIAMETRO DEI COLLETTORI.....</b>	<b>3</b>

## ***INDICE FIGURE***

*FIGURA NO. 1: COROGRAFIA DELL'AMBITO DI STUDIO*

## ***INDICE TABELLE***

*TABELLA NO. 1: VERIFICA DELLA TUBAZIONE*

---

## 1 PREMESSA

Le seguente relazione riguarda il dimensionamento della rete di acque nere, composta da tubazioni in sezione circolare in GHISA, per la raccolta e lo smaltimento delle acque reflue urbane (acque reflue domestiche) dell'area situata in località Pineta, via Corer in comune di Jesolo dove è in progetto un piano di lottizzazione ad uso abitativo per una superficie massima di 10177 mq. (1,017 ha). Il calcolo delle portate nere massime procede dalla conoscenza di alcuni elementi relativi ai centri abitati e dalla loro composizione e caratteristiche.

## 2 PORTATA ACQUE NERE

Per la stima della portata delle acque nere è necessario infatti conoscere il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e, naturalmente, la dotazione d'acqua prevista per abitante. Alle quali sono da aggiungere, quando siano di qualche rilievo, le portate scaricate dalle industrie, spesso trasformante, per comodità, in abitanti equivalenti; calcolando cioè il numero di abitanti che darebbero luogo alla stessa portata nera. La sufficienza della fognatura va garantita per 40-50 anni. In questa prospettiva, bisogna tener conto dell'eventuale sviluppo dell'abitato e della popolazione, desumibile dai piani urbanistici adottati: considerando le dotazioni fornite (o previste) dalla rete d'acquedotto, talvolta con prudenziale e ragionevole incremento delle stesse. È noto che la portata per abitante erogata da un acquedotto nel giorno di massimo consumo è pari alla dotazione giornaliera moltiplicata per un **coefficiente di punta**  $\rho_g$  al quale, in mancanza di misure dirette o di ragionevoli confronti, può essere assegnato un valore dell'ordine di 1,2-1,5 valendo il coefficiente minore per grandi centri e quello maggiore per piccoli centri. Parimente, nell'ora di punta di massimo consumo, la portata (per abitante) erogata s'assume pari a quella giornaliera del giorno stesso moltiplicata a sua volta per un **coefficiente di punta orario**  $\rho_o$ , che, in assenza di osservazioni dirette o di deduzioni per confronto, può ancora assumersi pari a 1,2-1,5 valendo ancora, il minore valore, per grandi centri o comunque per centri i cui abitanti abbiano abitudini molto diversificate e quello maggiore per i piccoli centri. Si può, inoltre, stimare che la frazione d'acqua che giunge alla rete di fognatura sia circa l'70-90% di quella erogata, con un coefficiente di deflusso  $\varphi$  quindi pari a 0,7-0,9. Detta  $d$  la dotazione in  $l/g,ab$  e  $N$  il numero di abitanti equivalenti, la portata di punta  $Q$  in  $l/s$  della fognatura nera è allora:

---

da utilizzare per il calcolo delle dimensioni delle condotte, senza fare conto, per le diverse modalità con cui si produce la portata rispetto a quella meteorica, sul volume d'invaso, del resto ormai esaurito, quando giunge il colmo. La portata media è, ovviamente, pari a quella che corrisponde, a meno del coefficiente di deflusso, alla dotazione e quindi, con le stesse unità di misura:

$$Q = \frac{N \cdot d \cdot \varphi}{86400} \left( \frac{l}{s} \right)$$

Al solo scopo di fissare un ordine di grandezza delle portate nere si possono indicare valori della dotazione nella ragionevole misura di 250-350  $\frac{l}{d \cdot ab}$  e dell'ordine di 1,5 per  $\rho_g$  e ancora 1,5 per  $\rho_o$ ; il coefficiente  $\varphi$  è generalmente assunto 0,8-0,9. I piani regolatori stabiliscono per le zone residenziali intensive una densità territoriale superiore a 300  $\frac{ab}{ha}$ ; per quelle seminative una densità tra 150 e 300  $\frac{ab}{ha}$  e per le zone estensive meno di 150  $\frac{ab}{ha}$ . Si ha così, indicativamente, per una zona intensiva:

$$q = \frac{300 \cdot 350 \cdot 1,50 \cdot 1,50 \cdot 0,9}{86400} = 2,46 \frac{l}{ha}$$

valori metà per le zone estensive. Per un confronto tra i valori della portata delle acque nere e quello delle acque bianche riferiti ai coefficienti udometrici si ricorda che per queste ultime l'ordine da considerare può essere 50-100  $\frac{l}{s \cdot ha}$  e anche con valori maggiori per piccole superficie: cioè valori superiori da 20 a 50 volte o più.

### **3 DETERMINAZIONE DEL DIAMETRO DEI COLLETTORI**

Come sopra ricordato per il calcolo delle sezioni dei tubi si determina la portata delle acque nere in funzione del numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e, naturalmente, della dotazione d'acqua prevista per ognuno considerando che la sufficienza della fognatura dev'essere garantita per 40-50 anni. Dal numero di abitanti teorici e considerando una presenza di 24 *ore/giorno* (edifici di civile abitazione) si ottiene un numero massimo di abitanti equivalenti. Per i tratti di rete in esame il numero massimo di abitanti equivalenti risulta essere pari a circa 100 ( $6000mc/100 \frac{mc}{ab} = 60 ab$ ). Con il termine *abitante equivalente* s'intende la persona che produce un inquinamento pari a 60

---

grammi di BOD<sub>5</sub> al giorno ed utilizza una quantità d'acqua di 350 l/giorno (ipotizzando la possibilità di realizzare abitazioni di lusso). Utilizzando i seguenti dati si ottiene:

Tipo di fognatura	Separata
Tipo d'insediamento	Residenziale
Tipo di liquame	Reflui da servizi igienici e cucine
Utenza allo scarico	100 abitanti equivalenti
Presenza giornaliera	24 ore/giorno
Dotazione idrica	350 l / utente / giorno
Coefficiente di punta giornaliero $\rho_g$	1.50
Coefficiente di punta orario $\rho_o$	1.50
Coefficiente di deflusso $\varphi$	0.9

La portata  $Q$  è quindi data dalla:

$$Q = \frac{N \cdot d \cdot n_g \cdot n_o \cdot \varphi}{86400} = \frac{100 \cdot 350 \cdot 1.5 \cdot 1.5 \cdot 0.9}{86400} = 0.82 \text{ l/s} \approx 1.00 \text{ l/s}$$

Da quanto sopra espresso considerando di avere un grado massimo di riempimento delle tubazioni in progetto dell'80%, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler e pensando di posare tubazioni in GHISA si ottiene il diametro minimo delle tubazioni delle acque nere pari a 200 mm:

Utilizzando la formula sopra citata, per il movimento interno dell'acqua nella condotta circolare in GHISA si ottengono valori della velocità inferiori ai massimi consentiti ma anche inferiori ai minimi imposti per l'autolavaggio delle tubazioni. Durante la fase di posa in opera, compatibilmente con le naturali pendenze del terreno, si dovrà cercare di aumentare il più possibile la pendenza della condotta per lo smaltimento delle acque nere in modo da attutire il problema dei depositi.

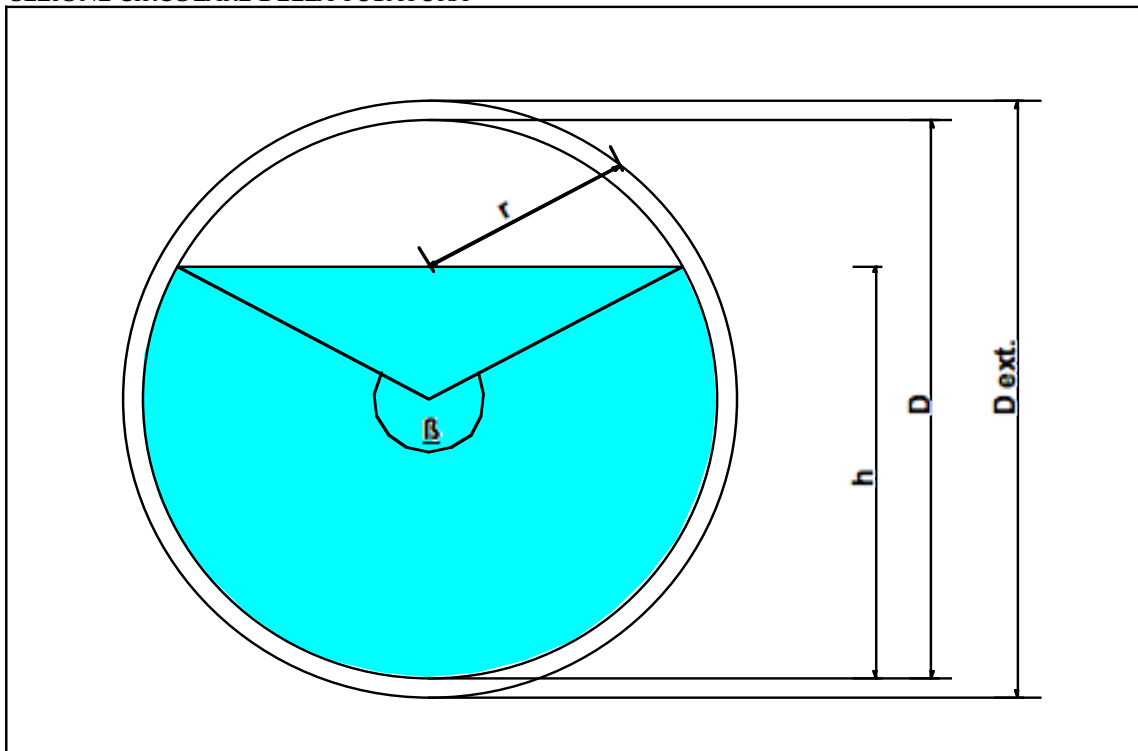
## DIMENSIONAMENTO FOGNATURA

TIPO DI FOGNATURA	SEPARATA
TIPO DI INSEDIAMENTO	RESIDENZIALE
TIPO DI LIQUAME	REFLUI DA SERVIZI IGIENICI E CUCINE
UTENZA ALLO SCARICO	100 ABIT.
PRESENZA GIORNALIERA	24 ORE/GIORNO
DOTAZIONE IDRICA	350 L/UTENTE/GIORNO
COEFF. DI PUNTA GIORNALIERO	1,5
COEFF. DI PUNTA ORARIO	1,5
COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	0,9

### TUBAZIONE IN GHISA

D DN mm	GRADO RIEMPIM. h	AREA BAGNATA mq.	PERIMETRO BAGNATO m	RAGGIO IDRAULICO m	SCABREZZA	PEND.	VEL. m/s	PORTATA l/s
200	0,8	0,0269	0,4428	0,0608	70	0,0001	0,1083	2,917

### SEZIONE CIRCOLARE DELLA TUBATURA



$\beta$	=	$2 \cdot \arccos(1 - 2 \cdot h/D)$
$r$	=	$(D/2)$
AREA BAGNATA	=	$(r^2/2 \cdot (\beta - \text{SEN} \beta))$
PERIMETRO BAGNATO	=	$(r \cdot \beta)$
RAGGIO IDRAULICO	=	$(A.BAGNATA/PERIMETRO BAGNATO)$
VEL	=	$K_s \cdot R H^{2/3}$