



# COMUNE DI SAN MICHELE DI GANZARIA

PROVINCIA DI CATANIA

## PROGETTO ESECUTIVO PER LA SISTEMAZIONE DELL'IMPIANTO STRADALE E PAVIMENTAZIONE DELLA VIA ROMA E DELLA PIAZZA GARIBALDI E RIFACIMENTO DEI RELATIVI SOTTOSERVIZI

*Il Stralcio - Completamento tratto da piazza G. Garibaldi al Municipio*

- |   |   |
|---|---|
| <input type="checkbox"/> R 01 <i>Relazione tecnica generale</i>   | <input type="checkbox"/> R 14 <i>Piano di manutenzione (art. 38 D.P.R. 207/2010)</i>  |
| <input type="checkbox"/> R 02 <i>Competenze tecniche e quadro economico</i>   | <input type="checkbox"/> T 1.01 <i>Planimetria Generale (stato di fatto)</i>  |
| <input type="checkbox"/> R 03 <i>Computo metrico</i>  | <input type="checkbox"/> T 2.01 <i>Planimetria Generale - trama pavimentazione marciapiede (stato di progetto)</i>                            |
| <input type="checkbox"/> R 04 <i>Computo metrico estimativo e cronoprogramma dei lavori</i>   | <input type="checkbox"/> T 2.02 <i>Profili longitudinali (stato di progetto)</i>  |
| <input type="checkbox"/> R 05 <i>Elenco prezzi</i>  | <input type="checkbox"/> T 2.03 <i>Planimetria Generale - pavimentazione marciapiedi ed impianto stradale - I Tratto (stato di progetto)</i>  |
| <input type="checkbox"/> R 06 <i>Analisi dei prezzi non previsti nel Prezzario Regionale</i>  | <input type="checkbox"/> T 2.04 <i>Planimetria Generale - pavimentazione marciapiedi ed impianto stradale - II Tratto (stato di progetto)</i> |
| <input type="checkbox"/> R 07 <i>Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera</i>                                       | <input type="checkbox"/> T 2.05 <i>Particolari costruttivi e sezioni tipo</i>   |
| <input checked="" type="checkbox"/> R 08 <i>Relazione di calcolo degli impianti di raccolta e smaltimento acque nere ed acque bianche</i> | <input type="checkbox"/> T 3.01 <i>Acquedotto - planimetria, profilo longitudinale e particolari condotta (stato di progetto)</i>             |
| <input type="checkbox"/> R 09 <i>Relazione di calcolo dell'acquedotto</i>   | <input type="checkbox"/> T 3.02 <i>Impianto fognario - planimetria, profilo e sezione tipo (stato di progetto)</i>                            |
| <input type="checkbox"/> R 10 <i>Piano di sicurezza e coordinamento</i>   | <input type="checkbox"/> T 3.03 <i>Impianto smaltimento acque bianche - planimetria, profilo e sezione tipo (stato di progetto)</i>           |
| <input type="checkbox"/> R 11 <i>Computo dei costi della sicurezza</i>  | <input type="checkbox"/> T 3.04 <i>Impianto fognario - esecutivi del pozzetto d'ispezione (stato di progetto)</i>                             |
| <input type="checkbox"/> R 12 <i>Relazione tecnica e di calcolo del pozzetto d'ispezione</i>  |   |
| <input type="checkbox"/> R 13 <i>Schema di contratto e capitolato speciale d'appalto</i>  |   |

(Visti)

(Il Progettista)

Scala

Versione

Data 06/10/2018

1. IMPIANTO DI SMALTIMENTO ACQUE NERE.....	2
1.1. Calcoli Idraulici.....	2
1.1.1 Generalità.....	2
1.1.2 Ramo 1-7 (diametro condotte 315 mm esterno e 300 mm interno)...	2
2. Impianto di Smaltimento Acque Bianche.....	6
2.1. Calcoli Idraulici.....	6
2.1.1. Generalità.....	6
2.1.2. Generalità sulla determinazione della curva di probabilità pluviometrica. ....	7
2.1.3. Individuazione della distribuzione della probabilità.....	7
2.1.4. Determinazione della curva di probabilità pluviometrica per il tempo di ritorno fissato. ....	9
2.1.5. Valutazione della portata di piena .....	13
2.1.6. Coefficiente di deflusso. ....	13
2.1.7. Tempo di corrivazione.....	14
2.1.8. Intensità di pioggia critica.....	15
2.1.9. Determinazione della portata ammissibile in condotta per ciascun tratto. 16	
2.1.10. tratto da completare DN 1000 mm.....	17

## **1. IMPIANTO DI SMALTIMENTO ACQUE NERE.**

### *1.1. Calcoli Idraulici.*

Di seguito si riportano i calcoli idraulici effettuati per il dimensionamento dell'impianto di smaltimento delle acque nere.

#### **1.1.1 Generalità.**

La presente relazione è relativa al completamento del II stralcio relativo al tratto di via Roma che va da piazza Garibaldi al Municipio.

Nel tratto in esame verrà realizzato un sistema simile a quelli realizzati nei tratti già realizzati. Saranno posizionati dei pozzetti principali in cls prefabbricato di dim. 80x80x120 ai quali, attraverso una condotta di diametro pari a mm 200, le acque luride vengono convogliate da pozzetti secondari (40x40x40), che raccolgono le utenze attraverso una condotta capillare realizzata sotto i marciapiedi di progetto. L'unica differenza rispetto ai sistemi già realizzati nei tratti completi, è che per la presenza di moltissimi sottoservizi non si è potuta realizzare un'unica condotta centrale ma si sono dovute realizzare due condotte poste ai margini dei marciapiedi di progetto. Di seguito si riportano i dati e le verifiche idrauliche inerenti tale condotta di monte che è la più caricata.

#### **1.1.2. Ramo 1-7 (diametro condotte 315 mm esterno e 300 mm interno)**

In quest'ultimo ramo la popolazione presente vale  $N = 280$  persone,

supponendo che nella parte di monte risiede la maggior parte della popolazione si fissa un carico di  $N = 200$  persone; a questo punto, considerato che la dotazione giornaliera è pari a  $v = 150$  l/g, mentre il volume medio giornaliero delle deiezioni per abitante statisticamente è pari a  $d = 0.0015$  mc/g. Inoltre si è ipotizzato che soltanto una parte pari all'80% della dotazione media giornaliera verrà restituita alle fogne e che tale processo avverrà in un tempo mediamente pari a  $n = 12$  ore. A seguito di quanto esposto in precedenza la portata media delle acque luride di tutta l'area in questione è pari a:

$$Q = (0.8 N v + d)/(n 3600) = 0.00056 \text{ mc/sec} = 0.56 \text{ l/sec}$$

$$Q = 0.00078 \text{ mc/sec} = 0.78 \text{ l/sec.}$$

Per la verifica della condotta possiamo sicuramente asserire che il moto del liquame nelle condotte fognarie segue le leggi del moto dell'acqua nei canali a pelo libero per cui vale la seguente legge:

$$V = c \sqrt{R i}$$

dove  $V$  è la velocità,  $R$  è il raggio idraulico definito come il rapporto tra l'area del liquido e il perimetro di tubazione bagnata, mentre  $i$  è la pendenza del condotto che, per motivi morfologici della strada è assunta pari a 5.4%.

Nell'espressione di cui sopra  $c$  è un coefficiente che dipende dalla scabrezza dei tubi, esso si può determinare con la seguente formula di Kutter:

$$c = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

dove  $m$  è un coefficiente che per le tubazioni in PVC di facile pulitura vale 0.27,

quindi  $c$  è pari a 50.35.

L'espressione della velocità la possiamo scrivere nella forma seguente:

$$Q = A c \sqrt{R i}$$

con l'ovvio significato dei simboli.

La soluzione di quest'ultima formula non è immediata, in quanto sia  $A$  che  $R$  sono incognite. Tuttavia queste grandezze sono funzioni non esplicitabili di una sola grandezza cioè l'altezza del pelo libero  $h$  infatti:

-  $\varphi = 2 \arccos\left(\frac{r-h}{h}\right)$  è l'angolo che sottende il perimetro di tubazione

bagnata;

-  $R = \frac{1}{2} r \left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right)$  dove  $r$  è il raggio della condotta;

-  $A = \frac{1}{2} r^2 (\varphi - \sin\varphi)$ ;

A questo punto fissando un valore per  $h$  possiamo determinare la portata trasportabile. Sperimentalmente è stato provato che la max portata si ha quando  $h$  è pari a 0.94 D, ma ciò vorrebbe dire che quasi tutta la condotta dovrebbe essere piena con la possibilità di occlusione della stessa. Fissiamo  $h = D/2$ , per cui si ha che  $\varphi = \pi$ ,  $R = 0.075$  m;  $A = 0.01$ .

Inserendo questi valori nell'espressione della portata si ottiene la portata trasportabile in corrispondenza della pendenza scelta e con il grado di riempimento scelto:

$$Q_{\text{amm}} = 0.06 \text{ mc/sec} = 63.00 \text{ l/sec}$$

tale valore è senza dubbio superiore alla portata che si ha nella condotta per cui il diametro scelto va bene.

Per ciò che riguarda le condotte diramazioni utenze, esse saranno realizzate nello stesso modo di quelle già realizzate, e cioè di diametro variabile da mm 125 a mm 160 a secondo del diametro dello scarico privato

Infine si sottolinea che tutte le condotte avranno la stessa metodologia di posa cioè, sarà realizzato un letto di posa in sabbia o pietrisco fine, sarà realizzato il rinfiacco in cls magro ed il rinterro finale sarà realizzato con materiale compattato.

## **2. Impianto di Smaltimento Acque Bianche.**

### *2.1. Calcoli Idraulici.*

Di seguito si riportano i calcoli idraulici effettuati per il dimensionamento dell'impianto di smaltimento delle acque bianche.

#### **2.1.1. Generalità.**

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica delle condotte per lo smaltimento delle acque bianche in via Roma ne tratto che va dalla piazza Garibaldi al Municipio.

La rete di raccolta delle suddette acque sarà costituita da una serie di caditoie sifonate distribuite uniformemente su tutto il tronco di strada in esame; queste ultime saranno collegate ad condotto principale realizzato in cls rotocompresso del diametro di mm 1000. Il condotto suddetto confluirà nel collettore esistente che passa per via dei Greci.

Per la condotte principale sarà utilizzata, come detto, una tubazione in calcestruzzo rotocompresso di diametro nominale  $\phi = 1000$  mm, mentre le caditoie saranno sifonate con pozzetto e saranno raccordate con la condotta primaria con tubazioni in PVC del diametro nominale di 200 mm.

Il tratto in esame sarà dimensionato considerando la max portata scolante dalla superficie del bacino sotteso dallo stesso. Non si è proceduto alla verifica del collettore esistente perché si ritiene di non aver mutato le portate che venivano

smaltite dallo stesso collettore in precedenza, l'intervento infatti mira a raccogliere le acque in modo uniforme lungo tutta la via Roma, evitando quindi forti ruscellamenti superficiali lungo la stessa.

### **2.1.2. Generalità sulla determinazione della curva di probabilità pluviometrica.**

Per determinare la curva di probabilità pluviometrica riferita ad un tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni, non avendo a disposizione dati pluviometrici specifici per San Michele di Ganzaria, si analizzano i dati di pioggia di massima intensità rilevati nella stazione pluviometrica di Caltagirone. I dati riguardano gli eventi di massima intensità, che ogni anno il servizio idrografico registra per intervalli di tempo di 1, 3, 6, 12, 24 ore, nel caso in esame sono stati utilizzati i dati registrati dal 1961 al 1996 (Tabella 1).

L'analisi consiste nel determinare le distribuzioni di probabilità degli eventi di pioggia di varia durata che meglio si adattano alle curve di frequenza cumulata, quindi nel calcolare la relazione altezza di pioggia-durata per il fissato tempo di ritorno. Operando in questo modo è possibile ottenere l'altezza di pioggia di progetto con cui determinare la massima portata di deflusso.

### **2.1.3. Individuazione della distribuzione della probabilità.**

E' dimostrato che quando si cerca la distribuzione di probabilità dei massimi, la distribuzione che meglio si adatta alla serie di dati è quella di Gumbel, in cui



$$P_{(x)} = e^{-e^{-\alpha \cdot (x-x_0)}}$$

dove  $\alpha$  e  $x_0$  sono i parametri che meglio adattano la curva ai valori campioni e valgono rispettivamente

$$\alpha = \frac{1.283}{\sigma_x} \quad \text{e} \quad x_0 = \bar{x} - 0.45 \cdot \sigma_x$$

Per determinare le cinque distribuzioni (1, 3, 6, 12 e 24 ore) che interpolano le serie, per ognuna di esse i dati sono stati ordinati in ordine crescente ed è stata calcolata la frequenza di non superamento, la media, lo scarto quadratico medio, e i parametri  $x_0$  ed  $\alpha$ .

I valori di cui sopra sono riassunti nelle tabelle 2 e 3.

Il passo successivo è quello di ricavare le altezze di pioggia massime dalla relazione inversa di Gumbel

$$x = x_0 - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln P)$$

Si troveranno così, per il tempo di ritorno  $T_r$  assegnato, cinque valori di altezza di pioggia massima  $h$  relative alle precipitazioni di 1, 3, 6, 12, e 24 ore, riassunte in tabella 4. Le altezze così ottenute avranno tutte la stessa probabilità di non superamento  $P$ , che vale

$$P_{(T_r=20)} = \frac{T_r - 1}{T_r} = \frac{20 - 1}{20} = 0.95$$

**2.1.4. Determinazione della curva di probabilità pluviometrica per il tempo di ritorno fissato.**

Le altezze di pioggia relative alle varie durate sono state infine interpolate per ogni tempo di ritorno tramite le curve di probabilità pluviometrica che sono espressioni esponenziali del tipo

$$h = a \cdot t^n$$

valutando i parametri "a" e "n" tramite il metodo "dei minimi quadrati".

Le equazioni risolutive sono:

$$\begin{cases} \ln a = A \\ n = B \end{cases} \quad \text{dove} \quad \begin{cases} A = \mu(\ln h) - B \cdot \mu(\ln t) \\ B = \frac{\sum_{i=1}^5 [\ln t_i - \mu(\ln t)] \cdot [\ln h_i - \mu(\ln h)]}{\sum_{i=1}^5 [\ln t_i - \mu(\ln t)]^2} \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} a = e^A = 48.9586 \\ n = B = 0.4617 \end{cases}$$

I parametri delle suddette curve di pioggia che servono alla risoluzione del sistema sono riportati nella tabella 4.

<b>Anno</b>	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>
1961	35,6	36,0	36,0	36,0	37,2
1962	35,0	39,6	42,0	43,0	46,0
1963	40,4	43,6	43,6	43,8	43,8
1964	16,3	31,6	48,2	49,1	52,6
1965	14,2	24,6	33,0	35,0	38,4
1966	36,8	55,6	67,6	71,8	79,6
1967	12,6	14,0	17,6	30,6	37,8
1968	16,2	18,2	22,6	41,2	47,4
1969	11,6	24,0	35,4	41,4	75,0
1970	22,4	28,4	30,2	30,2	30,4
1971	38,6	44,6	48,0	48,0	50,8
1972	18,8	24,8	33,4	39,8	39,8
1973	28,6	44,4	57,4	81,8	123,2
1974	58,0	63,6	63,6	63,6	63,6
1975	20,8	31,6	44,8	54,8	59,4
1976	37,0	50,2	67,0	83,2	106,8
1977	16,4	17,8	21,8	24,2	26,2
1978	18,4	23,8	33,2	36,4	36,8
1979	21,8	22,0	31,0	34,6	40,0
1980	15,4	24,0	29,2	31,4	39,2
1981	11,8	16,0	21,4	25,0	33,0
1982	35,6	41,2	48,2	49,0	51,2
1983	20,3	22,6	31,3	36,9	38,5
1984	27,6	45,3	52,9	90,5	103,0
1985	33,6	35,6	41,4	65,6	115,8
1986	29,0	37,8	41,4	44,4	53,8
1987	14,4	35,2	35,6	36,0	39,8
1988	21,8	26,2	29,2	48,2	60,0
1989	31,4	39,8	39,8	39,8	40,0
1990	30,0	36,4	54,4	89,0	99,8
1991	46,0	46,0	46,2	47,6	64,4
1992	34,6	36,0	40,4	55,8	82,0
1993	32,2	32,2	32,2	37,4	46,0
1994	29,4	35,6	38,2	40,4	41,8
1995	35,4	35,4	35,4	36,8	39,0
1996	21,4	23,8	35,8	44,6	47,2

*Tab. 1 Piogge di massima intensità registrate al pluviografo di Caltagirone.*

<b>indice</b>	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>	<b>f<sub>i</sub></b>
1	11,6	14,0	17,6	24,2	26,2	0,0270
2	11,8	16,0	21,4	25,0	30,4	0,0541
3	12,6	17,8	21,8	30,2	33,0	0,0811
4	14,2	18,2	22,6	30,6	36,8	0,1081
5	14,4	22,0	29,2	31,4	37,2	0,1351
6	15,4	22,6	29,2	34,6	37,8	0,1622
7	16,2	23,8	30,2	35,0	38,4	0,1892
8	16,3	23,8	31,0	36,0	38,5	0,2162
9	16,4	24,0	31,3	36,0	39,0	0,2432
10	18,4	24,0	32,2	36,4	39,2	0,2703
11	18,8	24,6	33,0	36,8	39,8	0,2973
12	20,3	24,8	33,2	36,9	39,8	0,3243
13	20,8	26,2	33,4	37,4	40,0	0,3514
14	21,4	28,4	35,4	39,8	40,0	0,3784
15	21,8	31,6	35,4	39,8	41,8	0,4054
16	21,8	31,6	35,6	40,4	43,8	0,4324
17	22,4	32,2	35,8	41,2	46,0	0,4595
18	27,6	35,2	36,0	41,4	46,0	0,4865
19	28,6	35,4	38,2	43,0	47,2	0,5135
20	29,0	35,6	39,8	43,8	47,4	0,5405
21	29,4	35,6	40,4	44,4	50,8	0,5676
22	30,0	36,0	41,4	44,6	51,2	0,5946
23	31,4	36,0	41,4	47,6	52,6	0,6216
24	32,2	36,4	42,0	48,0	53,8	0,6486
25	33,6	37,8	43,6	48,2	59,4	0,6757
26	34,6	39,6	44,8	49,0	60,0	0,7027
27	35,0	39,8	46,2	49,1	63,6	0,7297
28	35,4	41,2	48,0	54,8	64,4	0,7568
29	35,6	43,6	48,2	55,8	75,0	0,7838
30	35,6	44,4	48,2	63,6	79,6	0,8108
31	36,8	44,6	52,9	65,6	82,0	0,8378
32	37,0	45,3	54,4	71,8	99,8	0,8649
33	38,6	46,0	57,4	81,8	103,0	0,8919
34	40,4	50,2	63,6	83,2	106,8	0,9189
35	46,0	55,6	67,0	89,0	115,8	0,9459
36	58,0	63,6	67,6	90,5	123,2	0,9730

*Tab. 2 Valori delle frequenze di non superamento per ognuno dei dati della serie.*

	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>
<b>media</b>	26,9	33,5	39,7	47,4	56,4
<b>s. q. m.</b>	10,8116237	11,3812	12,26854	17,36774	25,44636
<b>alfa</b>	0,11866858	0,11273	0,104576	0,073873	0,05042
<b>x0</b>	22,0625471	28,42013	34,18471	39,59841	44,91858
<b>h(T=20)</b>	47,0918794	54,76804	62,58687	79,8054	103,8279

Tab. 3 Media, scarto quadratico medio, parametri  $x_0$  ed  $\alpha$  e altezze di pioggia massime.

<b>t</b>	<b>h</b>	<b>ln t</b>	<b>ln h</b>	<b>C</b>		<b>D</b>	
				<b>ln t - mlnt</b>	<b>ln h - mlnh</b>	<b>C*D</b>	<b>C^2</b>
<b>1,0000</b>	47,0919	0,0000	3,8521	-1,7107	-0,3507	0,6000	2,9264
<b>3,0000</b>	54,7680	1,0986	4,0031	-0,6121	-0,1997	0,1222	0,3746
<b>6,0000</b>	62,5869	1,7918	4,1366	0,0811	-0,0663	-0,0054	0,0066
<b>12,0000</b>	79,8054	2,4849	4,3796	0,7742	0,1768	0,1369	0,5994
<b>24,0000</b>	103,8279	3,1781	4,6427	1,4674	0,4399	0,6455	2,1532
<b>media</b>		<b>1,7107</b>	<b>4,2028</b>		<b>somma</b>	<b>1,4992</b>	<b>6,0602</b>

<b>B=</b>	<b>0,2474</b>	<b>n=</b>	<b>0,2474</b>
<b>A=</b>	<b>3,7796</b>	<b>a=</b>	<b>43,7996</b>

Tab. 4 Valori dei parametri  $a$  ed  $n$  della distribuzione di Gumbel.

### **2.1.5. Valutazione della portata di piena**

La valutazione delle portate di piena sarà effettuata, per ciascun tronco di condotta in esame, tramite il metodo cinematico e in particolare tramite l'utilizzo della formula "razionale" o di Turazza:

$$Q = C_d \cdot S_{tot} \cdot I \cdot \frac{1}{3.6} \left[ \frac{m^3}{s} \right]$$

dove:

- $C_d$  è il coefficiente di deflusso in piena;
- $S_{tot}$  [ $Km^2$ ] è l'area del bacino imbrifero sotteso da ciascun tronco;
- $I$  è l'intensità di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione  $T_c$  del bacino sotteso da ciascun tronco di condotta in progetto.

Tale metodo consiste nel determinare un volume di acqua di deflusso nella sezione facendo riferimento ad un'intensità media di pioggia critica.

I parametri geomorfologici necessari per la determinazione delle grandezze che figurano nella formula di Turazza sono definiti di seguito.

### **2.1.6. Coefficiente di deflusso.**

Il coefficiente di deflusso di piena è stato stimato facendo riferimento alle specifiche condizioni del sito ed alla costituzione dei suoli. Nel caso in esame per

ciascun tronco il bacino imbrifero è costituito da suolo impermeabile o simile per cui si può assumere un coefficiente di deflusso pari a:

$$C_d = 0.90$$

### **2.1.7. Tempo di corrivazione.**

Il tempo di corrivazione è quello impiegato da una goccia d'acqua, che precipita nel punto idraulicamente più lontano, per arrivare alla sezione d'interesse.

La valutazione del tempo di corrivazione riveste notevole importanza nei problemi di difesa idraulica, in quanto esso viene a coincidere col tempo di pioggia critico. Le durate di pioggia maggiori del tempo di corrivazione danno un contemporaneo apporto d'acqua alla sezione d'interesse da tutti i punti del bacino, ma con un'intensità minore. La precipitazione corrispondente al tempo di corrivazione è critica poiché ha un'intensità superiore alle altre.

Il tempo di corrivazione  $T_c$  è somma di due aliquote  $T_{ca}$  e  $T_{cc}$  rispettivamente il tempo necessario a percorrere l'asta principale e il tempo di ruscellamento sul suolo fino all'asta. Quest'ultimo tempo  $T_{cc}$  è stimabile approssimamene per i suolo in esame in  $15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ . Il tempo  $T_{ca}$  può essere calcolato utilizzando sia la formula della "velocità fittizia", sia le formule di Pezzoli e di Kirpich che, sono rispettivamente:

$$T_{ca} = \frac{L}{3.6 \cdot V_f} = [h]; \quad T_{ca} = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}} = [h]; \quad T_{ca} = 0.066 \cdot \frac{L^{0.77}}{i_m^{0.385}} = [h]$$

dove:

- L Km (lunghezza dell'asta principale);
- $i_m$  (pendenza media dell'asta principale);
- $V_f = 2$  m/s (velocità fittizia per la stima del tempo di corrivazione).

Si riscontra che, date le modeste entità dei bacini che sottendono i tronchi di condotta in progetto e le pendenze medie paragonabili, i valori del  $T_{ca}$  calcolati con le precedenti formule sono trascurabili per cui il tempo di corrivazione può considerarsi dell'ordine di grandezza di 0.25 h ed è uguale per ciascuno dei tre tronchi in progetto. Pertanto tale durata di pioggia potrà essere ragionevolmente utilizzata per la determinazione delle intensità di pioggia da introdurre nella formula di Turazza per il calcolo delle portate di deflusso con cui dimensionare le nostre condotte.

### 2.1.8. Intensità di pioggia critica.

Per determinare l'intensità di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione si parte dall'ipotesi che la pioggia sia distribuita uniformemente nel tempo e nel bacino, così da poter definire un'intensità di precipitazione media pari a:

$$I = \frac{h}{t} = \frac{a \cdot T_c^n}{T_c} = a \cdot T_c^{(n-1)} = 124.33 \frac{mm}{h}$$

dove:



-  $T_c=0.167$  h è il tempo di corrivazione;

-  $a=43.7996$ ;

-  $n=0.2474$ .

Poiché, come detto in precedenza, il tempo di corrivazione è fornito solo dall'aliquota  $T_{ca}$  che, per le caratteristiche simili dei bacini, è uguale per tutti questi ultimi, l'intensità di pioggia critica è uguale per tutti i tratti di condotta in esame.

### **2.1.9. Determinazione della portata ammissibile in condotta per ciascun tratto.**

Per la verifica delle condotte possiamo utilizzare la seguente legge di Chezy:

$$V = \chi \sqrt{R i}$$

dove  $V$  è la velocità,  $R$  è il raggio idraulico definito come il rapporto tra l'area del liquido  $A$  e il perimetro di tubazione bagnata, mentre  $i$  è la pendenza del condotto nel tratto in esame.

Nell'espressione di cui sopra  $\chi$  è un coefficiente che dipende dalla scabrezza dei tubi, esso si può determinare con la seguente formula di Kutter:

$$\chi = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

dove  $m$  è un coefficiente che per le tubazioni in cemento vale 0.45.

L'espressione della velocità la possiamo scrivere nella forma seguente:

$$Q_{amm} = A \chi \sqrt{R i}$$

con l'ovvio significato dei simboli.

La soluzione di quest'ultima formula non è immediata, in quanto sia  $A$  che  $R$  sono incognite. Tuttavia queste grandezze sono funzioni non esplicitabili di una sola grandezza cioè l'altezza  $h$  dell'acqua all'interno della condotta infatti:

-  $\varphi = 2 \arccos\left(\frac{r-h}{h}\right)$  è l'angolo che sottende il perimetro di tubazione

bagnata;

-  $R = \frac{1}{2} r \left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right)$  dove  $r$  è il raggio della condotta;

-  $A = \frac{1}{2} r^2 (\varphi - \sin\varphi)$ ;

A questo punto fissando un valore per  $h$  possiamo determinare la portata trasportabile. Sperimentalmente è stato provato che la max portata si ha quando  $h$  è pari a  $0.94 D$ , ma ciò vorrebbe dire che quasi tutta la condotta dovrebbe essere piena con la possibilità di occlusione della stessa e di avvicinamento alla condizione di condotta forzata. Fissiamo  $h = D/2$ , per cui si ha che  $\varphi = \pi$ .

### **2.1.10. tratto da completare DN 1000 mm**

Il tratto di condotta in esame è quello che va dalla sezione 1 alla sezione 11 per esso le grandezze necessarie per il calcolo della portata di deflusso e per quella ammissibile valgono:

- $S_{tot} = 0.022$  Km<sup>2</sup> bacino imbrifero, definito dalla superficie della strada nel tronco in esame, dalle coperture degli isolati immediatamente limitrofi e dalle superfici scolanti confluenti nel tratto in esame non protetti da caditoie esistenti;
- $I = 168.44$  mm/h intensità di pioggia corrispondente al tempo di ritorno di 20 anni e di durata pari al tempo di corrivazione;
- $C_d = 0.90$  coefficiente di deflusso;
- $A = 0.39$  mq area della condotta bagnata supposto un grado di riempimento pari al 50%;
- $R = 0.25$  m raggio idraulico della condotta nella situazione di grado di riempimento pari al 50%;
- $\chi = 52.63$  coefficiente di scabrezza;
- $i = 0.049$  pendenza della condotta in esame.

In virtù di questi dati possiamo calcolare le portate con le seguenti espressioni:

$$Q = C_d \cdot S_{tot} \cdot I \cdot \frac{1}{3.6} = 0.92 \left[ \frac{m^3}{s} \right] = 920.00 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

$$Q_{amm} = A \chi \sqrt{R i} = 2.27 \left[ \frac{m^3}{s} \right] = 2270.00 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

quindi come si può notare la portata ammissibile è maggiore di quella di deflusso.