



# COMUNE DI SAN MAURIZIO CANAVESE

Provincia di TORINO

## PIANO PARTICOLAREGGIATO A DESTINAZIONE TERZIARIO E COMMERCIALE CON CONTESTUALE VARIANTE PARZIALE AL P.R.G.C.

ai sensi della L.R. 56/77 art. 17 co. 5

ELABORATO

# F

DATA

dicembre 2019

AGGIORNAMENTO

- FEBBRAIO 2020
- MAGGIO 2020
- 

OGGETTO:

## RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO

PROTOCOLLO

\_\_\_\_\_  
IL SINDACO

\_\_\_\_\_  
IL SEGRETARIO

PROGETTISTA : Arch. MASSIMO CAVALLARO

C.so Nuova Italia n. 136

13048 Santhià (VC)

TEL. 0161/ 923728

P. IVA 01704690021

C.F. CVL MSM 59R01 I337 B

\_\_\_\_\_

## SOMMARIO

1 PREMESSA .....	3
2 SISTEMAZIONE DELLE AREE E QUOTE DI PROGETTO .....	4
3 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE .....	5
4 ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE .....	5
5 CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO E DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE .....	9
6 DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI .....	14
7 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE NERE .....	15
8 SALVAGUARDIA ATTIVITÀ AGRICOLA LIMITROFA ALL'AREA DI INTERVENTO .....	17



## RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO

### 1 PREMESSA

Il progetto di realizzazione delle opere di urbanizzazione relative allo smaltimento delle acque meteoriche e delle acque nere relative al Piano Particolareggiato e contestuale Variante Parziale al P.R.G.C. co. 5, art. 17 L.R. 56/77 al Comune di San Maurizio Canavese con prevalente destinazione d'uso "Attività miste artigianale e commerciali di nuovo impianto". Localizzato nella zona compresa fra via Fatebenefratelli, via Madonna della Neve e via S. Riccardo Pampuri che si congiunge con corso Italia, vista la natura commerciale dell'insediamento, prevede specificatamente analisi e calcolazioni dettagliate inerenti il dimensionamento e conseguente smaltimento delle acque meteoriche, in quanto le condizioni meteorologiche di questi ultimi anni sono caratterizzate da piogge intense per breve durata, con conseguenti alti carichi di smaltimento. È stato interpellato anche il *Consorzio Riva Sinistra Stura* per richiedere un parere circa tutte le opere previste per lo smaltimento delle acque meteoriche e di cui si allega documento contenente PARERE FAVOREVOLE n.365/2019.

Per quanto attiene le acque grigie e nere si è considerato l'apporto convenzionale derivato dal numero degli abitanti equivalenti oltre alla stima del picco di massima dei fruitori del centro.

La Tavola 7 del P.P. descrive nel dettaglio le reti idriche presenti e in progetto.

Le analisi tecniche riportate nelle loro linee essenziali nella presente relazione si possono brevemente riassumere:

- SISTEMAZIONE DELLE AREE E QUOTE DI PROGETTO
  
- DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE
  
- DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE NERE
  
- DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI DELLE ACQUE METEORICHE

## 2 SISTEMAZIONE DELLE AREE E QUOTE DI PROGETTO

L'area oggetto dell'intervento, si presenta confinata tra la via Fatebenefratelli, via Madonna della Neve e via S. Riccardo Pampuri.

Il prato che occupa l'intero lotto attualmente si presenta alla medesima quota del piano stradale di Via S. Riccardo Pampuri.

La direttrice principale che caratterizza il deflusso delle acque meteoriche è rappresentata dalla pendenza naturale di Via Pampuri. Nello specifico il fronte dell'intero lotto interessato dal progetto presenta un dislivello di circa 40 cm a scendere verso Via Fatebenefratelli.

Dai rilievi effettuati si è inoltre riscontrata una pendenza naturale dalla Via Pedonale Madonna della Neve verso Via Pampuri pari a circa una media di 60 cm.

Attualmente l'acqua meteorica e quella di irrigazione defluisce naturalmente dai fossi irrigui presenti nel contorno del lotto con un andamento naturale verso Est immettendo le acque sul fosso lungo Via Fatebenefratelli.



Individuazione del lotto

La definizione delle quote di progetto e' stata effettuata nel rispetto delle quote esistenti della sede stradale sia di Via Pampuri che di Via Fatebenefratelli e di Via Madonna della Neve, avendo riguardo delle quote delle sedi stradali esistenti al contorno, alle quali si devono raccordare le opere previste in progetto.

### **3 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE**

Nel presente capitolo viene affrontato il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche del lotto oggetto dell'intervento. Con l'intervento in progetto cessa l'utilizzo agricolo dei terreni, per cui le derivazioni di acqua ad uso irriguo verranno abbandonate. Sentiti i tecnici comunali e i gestori del servizio SMAT, le acque meteoriche verranno fatte confluire mediante un sistema di distribuzione a rete interrata e a loro volta fatte confluire in un sistema di pozzi perdenti come illustrati nei progetti allegati. Il sistema drenante è dimensionato per la dispersione totale delle acque meteoriche, avvalendosi di un sistema di sicurezza detto "troppo pieno" il quale confluirà sul fosso presente a ridosso della Via Fatebenefratelli, come da PARERE FAVOREVOLE n. 365/2019 ricevuto dal Consorzio Riva Sinistra Stura di cui si allega copia al P.P..

Una prima analisi della quantità di acqua da smaltire nell'ambito del progetto viene effettuata facendo riferimento ai valori massimi di precipitazione rilevati presso la stazione pluviografica del Servizio Idrografico Nazionale, in particolare si è fatto riferimento a quelli raccolti dai pluviografi di Caselle, ritenuta sufficientemente cautelativa per l'area oggetto dello studio, i calcoli matematici vengono realizzati sulla base dei dati percepiti dalla Direttiva PAI inerenti all'analisi di frequenza delle piogge intense, come meglio descritto nei capitoli successivi.

La forma del lotto, assimilabile ad un triangolo, è caratterizzata da una superficie complessiva di mq. 10.615,28 di cui, occupati dalle coperture degli edifici in progetto mq. 1.710,00, dai parcheggi formati con autobloccanti drenanti mq. 2.400,00 circa, da superfici coltivate a prato mq. 1.088,85 circa, le restanti superfici di mq 7.126, 00 circa saranno pavimentate per le strade, aree di manovra e marciapiedi ed edificio.

### **4 ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE**

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, si è fatto riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI pubblicati sul sito Webgis ARPA Piemonte - Atlante delle Piogge e ottenuti da un'interpolazione spaziale dei parametri  $a$  e  $n$  delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

I dati elaborati forniscono i dati dei parametri  $a$  e  $n$  della curva pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 50, 100 e 200 anni.

L'area di interesse è compresa nella cella identificata dal PAI tramite il sito ARPA "Comune di San Maurizio Canavese (lat: 5006959.95493,lon: 392655.454713)", come evidenziato nella tabella seguente (*Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*).

Si riportano i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella in oggetto (*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica—Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20 anni*).



Visualizzazione cartografica del reticolo con individuazione della cella interessata.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori dei coefficienti  $a$  ed  $n$  che permettono di individuare la curva di massima possibilità climatica per il tempo di ritorno esaminato.

### Atlante piogge intense in Piemonte (GUM)



Comune di **San Maurizio Canavese** (lat: 5006959.95493 , lon: 392655.454713)

Parametri della curva di probabilità pluviometrica,  $a$ : 31.4  $n$ : 0.34

[CSV](#) [Excel](#)

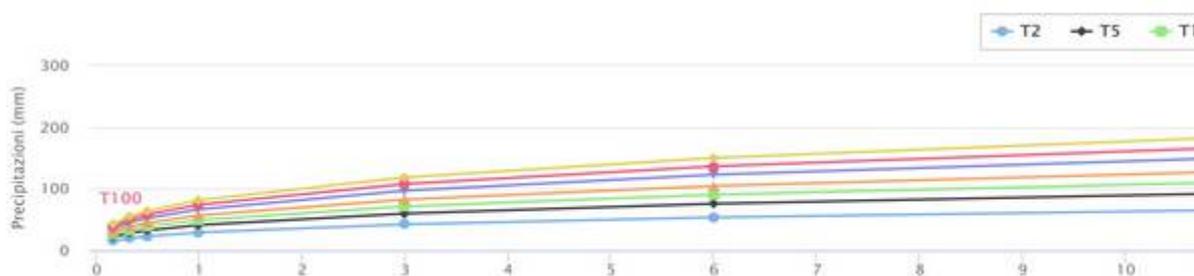
Fattore di crescita KT						
K2	K5	K10	K20	K50	K100	K200
0	1.3	1.6	1.8	2.1	2.4	2.6

### Piogge di assegnato tempo di ritorno per durate da 10 minuti a 24 ore (mm)

[CSV](#) [Excel](#)

Durata	Tempo di ritorno in anni						
	2	5	10	20	50	100	200
10 minuti	15.6	22.1	26.3	30.4	35.7	39.7	43.7
20 minuti	20	28.2	33.7	39	45.7	50.8	55.9
30 minuti	23	32.5	38.8	44.8	52.7	58.5	64.4
1 ora	29.2	41.2	49.2	56.9	66.8	74.2	81.6
3 ore	42.4	59.9	71.5	82.7	97.1	107.9	118.6
6 ore	53.7	75.9	90.6	104.7	122.9	136.6	150.2
12 ore	67.9	96.1	114.7	132.5	155.6	172.9	190.2
24 ore	86	121.6	145.2	167.8	197.1	219	240.8

Linee segnalati



Dall'elaborazione di tali dati è stata ricavata la curva di massima possibilità pluviometrica che assume un'espressione del tipo:

$$h = a \times t^n \quad \text{dove:}$$

h= in mm. altezza di pioggia

t= ore tempo di pioggia

a= mm. massima precipitazione di durata 1 ora

n= esponente

ede' in funzione del tempo di ritorno dell'evento pluviometrico, quale tempo di ritorno considerato trattandosi di nuove condotte si è scelto prudenzialmente T= 20 anni.

Si può dunque determinare la probabilità di non superamento relativa al periodo di ritorno (Tr), e determinare le altezze di pioggia "regolarizzate" relative ai periodi 1,3,6,12 e 24 ore.

Ai fini del calcolo si e' assunta la seguente curvatura di possibilita' pluviometrica:

$$n = (0,34)$$

$$h = 31,4 \times t \times 0.34$$

Calcolo del contributo unitario specifico:

Nella tabella di seguito riportata si evidenziano i valori di precipitazione e l'intensita' oraria risultante calcolati per differenti tempi di pioggia.

a	n	t	h			=	Intensita' oraria
31.4	0.34	0.5	44.8	x	2	=	89.60
31.4	0.34	1.0	56.9	x	1	=	56.90
31.4	0.34	3.0	82.7	/	3	=	27.56

Mediando le intensita' orarie a partire da differenti tempi di pioggia risulta una intensita' media oraria pari a

$$(89.60+56.90+27.56) / 3 = \mathbf{58.02 \text{ mm/h}}$$

Il valore del contributo unitario specifico corrispondente all'intensita' di precipitazione media oraria, sopra riportata, risulta essere pari a:

$$58.02 \text{ mm/h} / 3600 \text{ sec.} = 0,01611666 \text{ mm/s} \times 10.000 \text{ mq.} = \mathbf{161,16 \text{ l/s/ha}}$$

## 5 CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO E DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  è il parametro che determina la trasformazione degli afflussi in deflussi. Il coefficiente di deflusso è determinato infatti come il rapporto tra il volume defluito attraverso una assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso. Il coefficiente di deflusso viene valutato considerando le caratteristiche di permeabilità delle diverse superfici presenti nell'intero bacino scolante (nel caso in oggetto sono stati considerati i coefficienti di deflusso maggiori come margine di sicurezza).

<i>Permeabilità dei vari tipi di rivestimento</i>	
<i>Tipo superficie raccolta</i>	<i>Coefficiente deflusso</i>
Tetti a falde	1,00
Lastricature con fughe ermetiche	1,00
Rivestimenti bituminosi	0,90
Coperture piane con ghiaietto	0,80
Lastricature miste, clinker, piastrelle	0,70
Lastricature medio/grandi con fughe aperte	0,60
Asfalto poroso	0,50÷0,40
Rivestimenti drenanti, superfici a ghiaietto	0,50÷0,40
Griglie in calcestruzzo	0,30÷0,20
Coperture piane seminate a erba	0,30÷0,20
Prati	0,25
Prati di campi sportivi	0,20÷0,00
Superfici coperte di vegetazione	0,20÷0,00

(Fonte: Prof. Liesecke, I.G.G., Università di Hannover)  
(Da "Ciclo delle acque in ambiente costruito" Prof. E.R. Trevisiol)

Lo schema fognario acque meteoriche, prevede la realizzazione di differenti linee di raccolta delle acque scolanti dalle superfici che compongono il lotto, per raccordarsi in tre linee principali che convergono ciascuna in un pozzo perdente. Questi ultimi dispongono a loro volta di una linea dedicata per il "troppopieno" in caso di precipitazioni straordinarie o sovraccarico della capacità di smaltimento dei pozzi.

Lo schema delle reti è stato calcolato suddividendo il lotto porzioni ciascuna calcolata tenendo conto delle differenti capacità di deflusso per relativa superficie di riferimento.

L'andamento planimetrico della rete di progetto è deducibile dalle tavole grafiche allegate.

Il dimensionamento dell'impianto di infiltrazione, viene eseguito confrontando le portate in arrivo con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume immagazzinato nel sistema; tale confronto può essere espressa con la seguente formula:

$$Q = U \times A \times \vartheta$$

essendo:

Q= portata al colmo di piena espressa in l/s

U= contributo unitario specifico corrispondente all'intensita' di precipitazione media oraria ( l/sec/ha)

$\vartheta$  = coefficiente medio di deflusso

Intensità di precipitazione media oraria  
 U = 161,16 (l/s/ha)

RAMO 1		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0573	
Averde	0,0042	0,3
Apark	0,0235	0,5
Aasf	0,0296	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,2026 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 1,8928 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 4,2904 (l/s)		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 6,3858 (l/s)		

RAMO 2		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0485	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0250	0,5
Aasf	0,0235	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 2,0145 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 3,4056 (l/s)		
$Q_2 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 5,4201 (l/s)		

RAMO 3		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0431	
Averde	0,0003	0,3
Apark	0,0188	0,5
Aasf	0,0241	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0140 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 1,5109 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 3,4898 (l/s)		
$Q_3 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 5,0147 (l/s)		

RAMO 4		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0448	
Averde	0,0028	0,3
Apark	0,0188	0,5
Aasf	0,0233	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,1339 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 1,5109 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 3,3817 (l/s)		
$Q_4 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 5,0265 (l/s)		

RAMO 5		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0891	
Averde	0,0407	0,3
Apark	0,0263	0,5
Aasf	0,0222	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 1,9663 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 2,1152 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 3,2142 (l/s)		
$Q_5 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 7,2957 (l/s)		

RAMO 6		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,1605	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0000	0,5
Aasf	0,0740	0,9
Aretto/2	0,0865	1
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 10,7304 (l/s)		
$Q_{retto} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 13,9428 (l/s)		
$Q = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf} + Q_{retto}$ = 24,6731 (l/s)		
$Q_{tot} = U * Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$ = 53,8159 (l/s)		

RAMO 7		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,1085	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0200	0,5
Aasf	0,0885	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 1,6116 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 7,1342 (l/s)		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 8,7458 (l/s)		

RAMO 8		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,1018	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0261	0,5
Aasf	0,0758	0,9
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 2,0991 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 10,9871 (l/s)		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ = 13,0862 (l/s)		

RAMO 9		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\vartheta$
Sup.Tot	0,0865	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0000	0,5
Aasf	0,0000	0,9
Aretto/2	0,0865	1
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 0,0000 (l/s)		
$Q_{retto} = U (l/s/ha) * St (ha) * \vartheta$ = 13,9428 (l/s)		
$Q = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf} + Q_{retto}$ = 13,9428 (l/s)		
$Q_{tot} = U * Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$ = 35,7747 (l/s)		

RAMO 10		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\phi$
Sup.Tot	0,0840	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0375	0,5
Aasf	0,0465	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 3,0218 \quad (l/s)$		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 3,7502 \quad (l/s)$		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ $= 6,7719 \quad (l/s)$		

RAMO 11		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\phi$
Sup.Tot	0,0748	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0313	0,5
Aasf	0,0435	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 2,5181 \quad (l/s)$		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 3,5085 \quad (l/s)$		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ $= 6,0266 \quad (l/s)$		

RAMO 12		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\phi$
Sup.Tot	0,0663	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0313	0,5
Aasf	0,0351	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 2,5181 \quad (l/s)$		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 2,8276 \quad (l/s)$		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ $= 5,3457 \quad (l/s)$		

RAMO 13		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\phi$
Sup.Tot	0,0570	
Averde	0,0570	0,3
Apark	0,0000	0,5
Aasf	0,0000	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 2,7534 \quad (l/s)$		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_1 = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf}$ $= 2,7534 \quad (l/s)$		

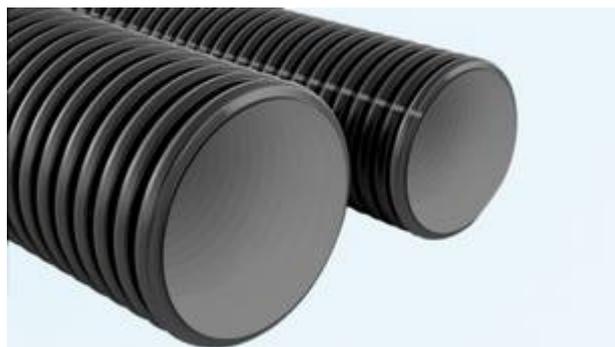
RAMO 14		
	Superfici per tipologia di pavimentazione St (ha)	Coefficienti di afflusso $\phi$
Sup.Tot	0,0000	
Averde	0,0000	0,3
Apark	0,0000	0,5
Aasf	0,0000	0,9
$Q_{park} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{verde} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{asf} = U (l/s/ha) * St (ha) * \phi$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q = Q_{park} + Q_{verde} + Q_{asf} + Q_{tetto}$ $= 0,0000 \quad (l/s)$		
$Q_{tot} = \sum Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$ $= 20,8976 \quad (l/s)$		

RAMO 15		
Rami	Portate	
1	6,3858	
2	5,4201	
3	5,0147	
4	5,0265	
5	7,2957	
6	24,6731	
TOT	53,8159	(l/s)

RAMO 16		
Rami	Portate	
1 al 6	53,8159	
7	8,7458	
8	13,0862	
9	13,9428	
TOT (l/s)	89,5906	(l/s)

RAMO 17		
Rami	Portate	
1 al 8	89,5906	
10	6,7719	
11	6,0266	
12	5,3457	
13	2,7534	
14	0,0000	
TOT (l/s)	110,4882	(l/s)

Come si evince dalle tabelle di calcolo sopra riportate si è ottenuto, per ciascuna porzione di calcolo, la portata d'acqua in piena in entrata.



Nelle seguenti tabelle vengono riportati i valori di applicazione della formula di Gauckler-Strickler in funzione della pendenza, della portata ed il riempimento della sezione del tubo. Ai fini del calcolo si è ipotizzato l'utilizzo di tubi in PEAD strutturato, posati in opera con pendenza pari a 0.5% e riempimento pari al 70% della sezione del tubo.



**FLOW RATES & SPEEDS OBTAINED BY GAUCKLER-STRICKLER FORMULA**  
 (safety coefficient  $K_s = 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ )

Pipe filling = 50%		i = 0,5%		i = 1%	
DN (mm)	DN int. (mm)	speed (m/sec)	f-rate (m <sup>3</sup> /sec)	speed (m/sec)	f-rate (m <sup>3</sup> /sec)
125	107	0,506	0,002	0,715	0,003
160	136	0,593	0,004	0,839	0,006
200	174	0,699	0,008	0,989	0,012
250	214	0,803	0,014	1,135	0,020
315	273	0,944	0,028	1,335	0,039
400	343	1,100	0,051	1,555	0,072
500	427	1,272	0,091	1,799	0,129
630	533	1,475	0,164	2,086	0,233
800	673	1,723	0,306	2,437	0,433
1000	849	2,012	0,569	2,845	0,805
1200	1030	2,289	0,953	3,237	1,348

Pipe filling = 70%		i = 0,5%		i = 1%	
DN (mm)	DN int. (mm)	speed (m/sec)	f-rate (m <sup>3</sup> /sec)	speed (m/sec)	f-rate (m <sup>3</sup> /sec)
125	107	0,566	0,004	0,801	0,005
160	136	0,665	0,007	0,940	0,010
200	174	0,783	0,014	1,108	0,020
250	214	0,899	0,024	1,271	0,034
315	273	1,057	0,046	1,496	0,065
400	343	1,231	0,085	1,741	0,120
500	427	1,425	0,152	2,015	0,216
630	533	1,652	0,275	2,336	0,390
800	673	1,930	0,513	2,729	0,726
1000	849	2,253	0,953	3,186	1,348
1200	1030	2,563	1,596	3,624	2,257

Ai fini del dimensionamento e in funzione delle superfici considerate per il calcolo delle portate d'acqua, possiamo considerare che per il dimensionamento delle condotte è finalizzato al conferimento delle piogge ad ognuno dei tre pozzi perdenti presenti nel progetto.

Al pozzo numero 1 confluiranno i rami dal n.1 al n.5 raccordati al ramo n.6 il quale confluirà nel pozzo citato.

Al pozzo numero 2 confluiranno i rami n. 7 e n.8.

Al pozzo numero 3 confluiranno i restanti rami e nello specifico dal n.9. al n.13 raccordati a loro volta al ramo n. 14 quale confluirà nel pozzo sopra citato.

Utilizzando le tabelle di portata fornite dai produttori dei tubi strutturali sono stati definiti i diametri da utilizzarsi per i diversi tratti di condotta, come indicato sulla Tavola 7 di progetto delle opere di urbanizzazione e schematizzato nello schema seguente.

<b>RAMI</b>	Portata di calcolo l/s	Portata di calcolo m <sup>3</sup> /s	Sezione mm. est.-int.	Portata di smaltimento l/s	Portata di smaltimento m <sup>3</sup> /s
<b>1</b>	6.3858	0,0064	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>2</b>	5.4201	0,0054	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>3</b>	5.0147	0,0050	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>4</b>	5.0265	0,0050	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>5</b>	7.2957	0,0073	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>6</b>	53.8159	0,0538	<b>400</b> - 343	85,00	0,085
<b>7</b>	8.7458	0,0085	<b>315</b> -237	46,00	0,046
<b>8</b>	13.0862	0,0131	<b>250</b> -214	24,00	0,024
<b>9</b>	35.7747	0,0358	<b>315</b> -237	46,00	0,046
<b>10</b>	6.7719	0,0067	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>11</b>	6.0266	0,0060	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>12</b>	5.3457	0,0053	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>13</b>	2.7534	0,0027	<b>200</b> -174	14,00	0,014
<b>14</b>	20.8976	0,0201	<b>315</b> -237	46,00	0,046
<b>15</b>	53.1859	0,0532	<b>400</b> - 343	85,00	0,085
<b>16</b>	89.5906	0,0896	<b>500</b> - 427	152,00	0,152
<b>17</b>	110.4882	0,110	<b>500</b> - 427	152,00	0,152

Come si evince dal calcolo e riportato nella tabella sopra, la capacità di smaltimento delle tubazioni progettate soddisfano ampiamente le necessità dell'intervento progettato.

Lo smaltimento delle acque meteoriche è garantito dai pozzi perdenti come nei capitoli successivi dimensionati e descritti; ai fini della sicurezza in caso di precipitazioni straordinarie i tre pozzi perdenti dispongono di una linea dedicata di "troppopieno" la quale confluirà mediante innesto al fosso irriguo situato a margine di Via Fatebenefratelli.

La condotta del "troppopieno" viene dimensionata e suddivisa in due tronchi distinti, denominati ramo n.15 e n.16 e n.17.

Il ramo n.15 supporterà la capacità del pozzo n.1, il ramo n.16 supporterà la capacità del pozzo n.1 e n.2, mentre il ramo finale n.17 scaricherà nel fosso irriguo la capacità totale dei tre pozzi perdenti.

## 6 DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI

Il dimensionamento dell'impianto di infiltrazione, viene eseguito utilizzando, ovviamente, i valori dedotti dalla somma dei rami confluenti nel pozzo.

Dall'analisi dell'indagine geologica a firma del Dott. Geologo Enrico Arese, allegata alla presente stesura del piano, il terreno presenta le seguenti caratteristiche:

Dal piano di campagna fino ad una profondità di circa -70 cm strato di terreno agrario; da -70 cm a -110 cm di profondità strato composto da ghiaia sabbiosa in matrice sabbioso limosa, di consistenza densa; da -110 cm a -150 cm limo debolmente sabbioso plastico.

Pertanto si considera i primi 150 cm di terreno non utilizzabili al fine del calcolo di infiltrazione.

Dalla quota di -150 cm alla quota di -300 cm si ha la presenza di ghiaia e ciottoli arrotondati in matrice sabbioso limosa, con caratteristiche adeguate alla realizzazione di pozzi perdenti. Quest'ultimo assetto litografico presenta un terreno con coefficiente di permeabilità medio - alto compreso tra  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s e  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Dalle lettura dell'indagine geologica si riscontra che l'altezza di falda nell'area interessata può considerarsi pari a -300 cm dal piano di campagna.

Non si considera la parte drenante del pozzo per tener conto della sua possibile occlusione nel tempo.

Nel caso specifico si prevede la realizzazione di n.3 pozzi perdenti aventi per tutti le seguenti caratteristiche:

- Diametro del pozzo  $\Theta = 2,00$  m
- Altezza complessiva del pozzo = 3,00m
- Altezza "z" della porzione drenante = 1,50 m
- Dreno intorno al pozzo = 0.5 m

Pertanto data la profondità della quota della falda di circa 300 cm pari al fondo del pozzo, come cadente piezometrica:

$$J = L + z / L + z/2$$

$$= 0 + 1.50 / 0 + 0,75 = 2$$

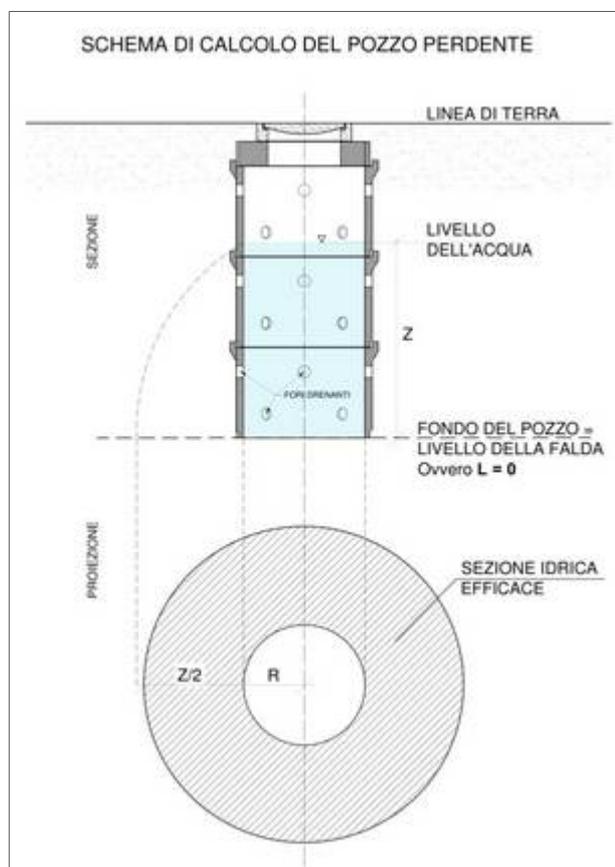
$$J = 2$$

L'effettiva area drenante del pozzo  $A_f$  è assunta come un anello di larghezza  $z/2$  intorno alla base del pozzo. Per cui

$$A_f = (\Theta + z/2 + z/2)^2 \cdot (\pi/4) - (\Theta^2 \cdot \pi/4)$$

$$= (2 + 0.75 + 0.75)^2 \cdot (\pi/4) - (2^2 \cdot \pi/4)$$

$$= 6.476$$



$$A_f = 6,476 \text{ mq}$$

Avremo quindi come portata uscente

$$Q_f = 0,005 \text{ m/sec} * A_f * J \\ = 0.06476 \text{ mc/s} = 64.76 \text{ l/s}$$

$$Q_f = 64,76 \text{ l/s}$$

Dalle calcolazioni effettuate il massimo volume d'acqua in entrata che si riscontra al pozzo n.1 è pari a 54,43 l/s.

Il dimensionamento del pozzo tipo come sopra descritto ha una capacità di smaltimento pari a 64,76 l/s.

Saranno posizionati n.3 dimensionati secondo lo schema precedente a garanzia dell'ottimale deflusso.

## **7 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DELLE ACQUE NERE**

Il recettore delle acque reflue dell'area di intervento è costituito dalla fognatura nera in gestione alla SMATS.p.A. esistente a lato della Via Pampuricon verso di scorrimento da Est ad Ovest in direzione di Corso Italia.

La condotta è costituita da una tubazione diametro 300 mm posizionata ad una quota di - cm. 250 ca., misurati dal fondo del tubo, rispetto al chiusino di suggello del pozzetto preso come riferimento sulla Via Pampuri.

### **FOGNATURA NERA IN PROGETTO**

La fognatura nera in progetto prevede una nuova condotta in PEAD diametro esterno 250mmposizionataall'interno del lotto sul lato Ovest dell'edificio con innesto sulla condotta di Via Pampuri.

Per il tratto di fognatura in progetto la portata relativa alle acque reflue QN è stata determinata con il riferimento alla popolazione equivalente insediabile, rapportata agli insediamenti commerciali, seguendo le indicazioni correnti in bibliografia e letteratura occorre fare riferimento al Numero di Abitanti Equivalenti, che per le attività commerciali si può ipotizzare 1 abitante equivalente ogni 3 addetti fissi o stagionali, valutati nel periodo di massima attività. Ipotizzando una presenza contemporanea di 30 addetti, gli abitanti insediabili risultano essere 10 con ed una dotazione pro-capite apri a 200 l/ab giorno.

Considerando la presenza giornaliera massima di 1.000 persone che frequentano il centro e ipotizzando un uso dei servizi igienici di almeno 500 persone, per una dotazione minima di 25 litri, la quantità giornaliera di acqua di scarico sarà di 12.500 litri.

Di seguito si riportano i valori della portata di calcolo (valore frequente), e della portata massima di punta (valore massimo dovuto alla sovrapposizione delle utenze) stimata.

Dotazione pro capite media	200 l/ab x d
Tempo di concentrazione	24 h/d
Portata procapite giorno di medio consumo Q l/s	0.002315 l/s x ab
Consumo litri utenze centro comm.	12.500 litri / 4 ore
Portata procapite giorno di medio consumo utenze centro comm.	0,868 l/s
Numero di abitanti equivalenti	10
Portata media giornaliera Qm	$Q/l/s \times 10 = 0.023 + 0,868 = 0,90 \text{ l/s}$
Coefficiente di dispersione	1
Coefficiente di punta K1	2
Qc portata di calcolo= K1 x Qm	1,80 l/s
Coefficiente di punta K2	5
Portata Massima <b>Q max</b> = K2 x Qm	<b>4,5 l/s</b>

La tubazione prevista in progetto è costituita da una condotta in PEAD diametro esterno da 250 mm e pendenza media circa 0.15 % per un riempimento del 50%. La tubazione ed i pozzetti di ispezione saranno posizionati sulla sede stradale della nuova via di penetrazione del PEC.

<b>Riempimento 50%</b>	<b>Sezione mm. int, e est.</b>	<b>l/s di calcolo</b>	<b>l/sec di smaltimento</b>
Ramo principale	214 <b>250</b>	4,5	14,00

## 8 SALVAGUARDIA ATTIVITÀ AGRICOLA LIMITROFA ALL'AREA DI INTERVENTO



L'intervento commerciale in progetto, pari a 10.615,28 mq, occupa una porzione di area agricola esistente facente parte di un appezzamento di circa 22.000,00 mq.

Affinché l'attività agricola rimanente possa svolgersi con l'attuale sistema irriguo esistente, si prevede la realizzazione di una tubazione in cemento con diametro pari a 60 cm interrata e posizionata sotto al marciapiede di nuova realizzazione lungo la Via Pampuri, tubazione dedicata alla raccolta di scolo delle acque irrigue dell'appezzamento agricolo non interessato dall'intervento commerciale. Tale soluzione mantiene immutata la regimentazione ai fini irrigui delle acque.

Nello schema sopra riportato si evidenzia in verde il tratto di tubazione di nuova realizzazione che convoglierà le acque di scolo verso il fosso irriguo su Via Fatebenefratelli. Le frecce in azzurro indicano la pendenza naturale del terreno per il deflusso delle acque. Sempre in azzurro viene indicata l'attuale fosso per raccolta delle acque di scolo mediante sistemazione agraria.

Saranno a carico della committenza reperire, in fase esecutiva, le autorizzazioni necessarie alla realizzazione del "Troppopieno" e della tubatura di scolo delle acque del terreno agricolo limitrofo presso il *Consorzio Riva Sinistra Stura*. Si precisa infine che il confine tra l'area agricola e l'area oggetto dell'intervento sarà delimitata da un cordolo in cemento armato meglio illustrato delle tavole di progetto del P.P. a salvaguardia del manufatto.

In conclusione l'inserimento e l'urbanizzazione dell'area oggetto dell'intervento non influisce sulla naturale conduzione agricola del rimanente terreno limitrofo.

Santhià, maggio 2020

Arch. Massimo Cavallaro