

0	GEN 2022	integrazione servizio idrico integrato	A.P.	O.A.
rev	data	descrizione	redatto	approvato

IMPRESA:  fago s.r.l. Via Risorgimento, 70 98057 - Milazzo (ME)		PROGETTO LOTTIZZAZIONE DENOMINATA "SAN GIOVANNI CDA PORTICATO", UBICATA NEL COMUNE DI MILAZZO, COMPRESA TRA LA VIA TEN. MINNITI, LA VIA MAG. GASPARRO, L'EX TRACCIATO FERROVIARIO E IL VIALE SICILIA							
COMMITTENTE: fago s.r.l. ed altri		ELABORATI: RELAZIONE SERVIZIO IDRICO INTEGRATO							
IDENTIFICATIVO / documento n.								PROGETTISTA ARCHITETTONICO (Ing Antonino OLIVA) PROGETTISTA ARCHITETTONICO (Arch Paolo ALLEGRA)	
commessa:	tipo doc	elaborato	rev	formato	pagina	scala	tavola		
0 3 8	r t c	0 0 2	0 0	A4	1 di 4		6. a		
WORD			plt scale:						
file: 038-rtc-002-R00			dir: C:/UT2/DOC_038_SAN GIOVANNI						
Questo documento è di proprietà della fagos.r.l. che tutela i propri diritti a norma di legge									

PREMESSA.

La presente relazione specifica per il servizio idrico integrato è stata redatta ad integrazione della relazione sulle reti fognarie ed idriche facente parte degli elaborati, già agli atti del Comune di Milazzo, del progetto della lottizzazione denominata “San Giovanni – C.da Porticato”, ubicata nel Comune di Milazzo. In particolare si intende illustrare i criteri adottati nel dimensionamento idraulico delle reti fognarie in progetto nonché il dimensionamento della rete idrica principale e secondaria in funzione dei quantitativi d’acqua necessari per il fabbisogno della popolazione insediabile.

RETI FOGNARIE DELLE ACQUE METEORICHE E NERE.

Le reti di raccolta verranno realizzate mediante tubi in PEAD (polietilene ad alta densità), corrugato esternamente e liscio all’interno, con innesto a bicchiere con guarnizioni, idoneo per condotte fognarie e di opportuno diametro.

Per lo smaltimento delle acque reflue e meteoriche si prevede di realizzare delle condotte a gravità, collocate lungo la viabilità a servizio del comparto edilizio, confluenti separatamente all’esistente rete fognaria comunale, in due punti distinti ubicati rispettivamente nella via Ten Minniti e nella via Col Magistri.

Per lo schema planimetrico della rete di smaltimento delle acque meteoriche e nere con le relative quote e nomenclature dei nodi, i diametri ed i materiali si fa riferimento alle tavole di progetto allegate.

A. RETE ACQUE METEORICHE.

Curva di possibilità pluviometrica.

Per la progettazione idraulica della rete delle acque meteoriche si è fatto riferimento alle altezze di pioggia (in mm) che possono interessare la zona in oggetto al fine di valutare le portate che dovranno smaltire i collettori. Per il dimensionamento in esame si sono analizzati i dati relativi alle precipitazioni di massima intensità, aventi durata di 1-3-6-12 e 24 ore, verificatesi nel periodo dal 1959 al 2014 e registrati dal pluviografo dalla stazione meteorologica di Milazzo.

Dall’elaborazione di tali dati pluviometrici con le leggi dell’idrologia statistica, mediante il metodo di Gumbel, si è ricavata la curva di massima possibilità pluviometrica relativa ad un tempo di ritorno T_r , che assume un’espressione del tipo:

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

in cui **a** ed **n** sono due parametri strettamente dipendenti dal tempo di ritorno considerato, i cui valori sono determinati a partire dalle elaborazioni statistiche, mentre **h** è l'altezza di pioggia in mm e **t** è la durata dell'evento di pioggia in ore.

Nel caso specifico, trattandosi di nuove condotte, si è prudenzialmente adottato un tempo di ritorno dell'evento pluviometrico pari a $T_r = 20$ anni.

Per stimare la validità del risultato ottenuto si è utilizzato il test di Person che permette di valutare se la legge probabilistica su cui si basa il metodo di Gumbel si adatta bene al campione in esame. I calcoli di quanto sopra, eseguiti mediante l'ausilio di fogli di elaborazione elettronici, sono di seguito allegati.

Per il tempo di ritorno stabilito ($T_r = 20$ anni), si sono ricavati i seguenti valori delle costanti:

$$a = 63,135 \text{ e } n = 0,209$$

Pertanto, la curva pluviometrica per gli eventi di durata superiori ad 1 ora, assume la seguente espressione:

$$h = 63,135 \times t^{0,209} \quad (1)$$

a cui corrisponde un'intensità media di pioggia pari a:

$$J = h/t = 63,135 \times t^{(0,209-1)} = 63,125 \times t^{0,791}$$

La curva di probabilità pluviometrica, costruita con riferimento alle piogge aventi durata compresa tra 1 ora e 24 ore, non può essere estrapolata per la curva valida per durate t inferiori ad un'ora, la quale riveste particolare interesse nel caso in progetto. È stato però dimostrato che il rapporto tra l'altezza di pioggia $h_{t,T}$ con t minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia $h_{60,T}$ di durata pari a 60 minuti e pari tempo di ritorno T è relativamente poco dipendente dalla località e dipendente solo dalla durata t espressa in minuti. Il legame funzionale, per la regione Sicilia, può essere pertanto espresso nella forma seguente, utilizzando la formula di Ferreri-Ferro:

$$h_{t,T} / h_{60,T} = (t/60)^{0,386}$$

pertanto, sostituendo l'espressione (1) per un tempo $t=1$ ora, la curva pluviometrica per eventi di durata inferiori ad 1 ora, sarà:

$$h = 0,2083 \times 63,135 \times t^{(0,386)}$$

a cui corrisponde un'intensità media di pioggia pari a:

$$J = 0,2083 \times 63,125 \times t^{(0,386-1)} \quad [\text{mm/h}], \quad \text{dove il tempo } t \text{ dovrà essere espresso in minuti.}$$

precipitazione di massima intensità registrate alla stazione pluviografica Milazzo										
indice i	ANNO ordine decescente	INTERVALLO IN ORE								
		0,30	0,50	0,75		1	3	6	12	24
1	2014	18,40				18,80	20,60	20,60	20,60	45,80
2	2013	32,40				34,40	42,20	45,80	45,80	80,20
	2012									
	2011									
3	2010	25,60				30,00	76,00	108,40	109,80	117,80
	2009									
	2008									
4	2007					73,20	91,20	97,60	105,60	122,00
5	2006	15,00				16,40	23,00	27,80	41,00	43,80
	2005									
6	2004	24,00				39,60	53,60	61,40	70,80	71,00
	2003									
	2002									
	2001									
7	2000	12,60				12,80	26,60	43,60	48,00	57,60
8	1999	16,80				20,80	27,60	27,60	29,00	34,40
	1998									
	1997									
9	1996	36,00				51,00	53,60	57,00	116,00	160,20
	1995									
	1994									
10	1993	27,00				50,00	57,20	57,80	75,60	75,60
11	1992	15,40				18,20	39,80	39,80	39,80	42,20
12	1991	13,00				17,00	30,40	41,60	43,60	46,80
13	1990					24,60	26,20	31,80	57,00	78,20
14	1989					15,80	23,00	25,40	43,60	44,00
	1988									
15	1987		70,00			73,00	89,00	89,00	89,00	125,20
16	1986					22,60	42,60	64,80	74,60	79,00
17	1985					18,80	29,00	48,40	68,60	80,00
18	1984					46,80	65,00	65,00	65,00	65,00
19	1983					18,20	32,00	32,00	32,60	41,20
20	1982					45,00	59,60	64,40	68,00	69,40
21	1981					21,40	24,40	43,00	57,00	72,40
22	1980					19,20	20,00	25,20	32,00	38,00
23	1979					33,60	43,60	55,60	57,80	59,80
24	1978					48,00	75,80	92,80	93,60	93,80
25	1977					39,80	39,80	44,20	48,20	52,00
26	1976					45,00	58,80	59,00	61,80	61,80
27	1975					25,00	45,60	52,80	53,00	62,80
28	1974					35,20	43,40	73,20	73,40	74,20
29	1973					59,80	64,00	64,40	68,80	107,80
30	1972					19,60	24,20	29,60	38,80	43,20
31	1971					25,00	25,00	32,00	36,60	61,60
32	1970					19,80	28,00	45,60	46,00	52,20
33	1969					22,80	28,60	47,00	56,80	63,00
34	1968					19,80	28,00	45,60	46,00	52,20
35	1967					20,00	34,40	53,20	76,40	80,20
36	1966					37,00	42,60	45,60	64,80	95,20
37	1965					35,20	36,40	40,80	45,80	68,00
38	1964					27,00	37,40	47,20	48,40	57,20
39	1963					32,40	54,20	54,20	54,20	55,60
40	1962					27,20	47,20	61,40	62,40	64,20
41	1961					23,20	23,20	32,40	39,40	40,40
42	1960					19,40	23,80	25,40	29,40	55,40
43	1959					42,80	58,80	58,80	58,80	58,80
	1958									
	1957									
	MEDIA	21,47	70,00			31,28	42,22	50,67	57,99	68,59
	MINIMO	12,60	70,00			12,80	20,00	20,60	20,60	34,40
	MASSIMO	36,00	70,00			73,20	91,20	108,40	116,00	160,20

CALCOLO VARIABILI DI GUMBEL

Durata intervallo temporale (ore):

t	1	3	6	12	24
---	---	---	---	----	----

Media aritmetica precipitazioni di massima intensità:

X	31,284	42,219	50,670	57,986	68,586
---	--------	--------	--------	--------	--------

Scarto quadratico medio:

S _X	14,925	18,620	20,041	21,728	26,471
----------------	--------	--------	--------	--------	--------

dalle tabelle, per N (anni di osservazione) = 43, si ottiene:

Media della variabile ridotta:

Y _N	0,5453	0,5453	0,5453	0,5453	0,5453
----------------	--------	--------	--------	--------	--------

Scarto quadratico medio variabile ridotta:

S _N	1,1614	1,1614	1,1614	1,1614	1,1614
----------------	--------	--------	--------	--------	--------

fattore di frequenza (moda):

m	24,276	33,477	41,261	47,785	56,158
---	--------	--------	--------	--------	--------

fattore alfa:

α	12,851	16,031	17,255	18,707	22,791
---	--------	--------	--------	--------	--------

Calcolo curva di possibilità con tempo di ritorno: 20 anni

Durata intervallo temporale (ore):

t	1	3	6	12	24
---	---	---	---	----	----

Variabile ridotta: Y_(Tr)

2,9702	2,9702	2,9702	2,9702	2,9702
--------	--------	--------	--------	--------

altezza di precipitazione i cui valori vengono eguagliati o superati mediamente ogni 20 anni:

h	h1	h3	h6	h12	h24
mm	62,446	81,093	92,513	103,350	123,853

ln (t):

0,0000	1,0986	1,7918	2,4849	3,1781
--------	--------	--------	--------	--------

ln (h):

4,1343	4,3956	4,5273	4,6381	4,8191
--------	--------	--------	--------	--------

Parametri n ed a della curva di possibilità, pendenza ed intercetta della retta che interpola i punti (t, h)

n= 0,209

a= 63,135

Curva di possibilità:

$h = 63,135 \times t^{0,209}$

0,9974

Test di Pearson

serie considerata: precipitazione di durata t=1 ora

numero di eventi N =

43

numero di classi equiprobabili k =

6

probabilità di ogni classe $p_i = 1/k =$

0,167

è soddisfatta la relazione $N \times p_i =$

7,167

>

5

Gradi di libertà $v = k - m - 1 =$

3

(per Gumbel $m=2$)

In funzione di v per livello di significatività = 0,005 ottengo:

χ^2 medio =

7,810

Parametri di Gumbel per t = 1 ora

MODA =

24,142

ALPHA =

10,688

Ottingo quindi la relazione $X_i = MODA + ALPHA Y(P)$
dove P è la probabilità di non superamento dell'evento
e dove $Y(P) = - \ln (- \ln P)$

classe di frequenza	$P = 1 - 1/k$	X_i	N_i	$N_{pi} = N \times p_i$	$\frac{(N_i - N \times p_i)^2}{N \times p_i}$
1			6	7,167	0,190
2	0,833	42,33	8	7,167	0,097
3	0,667	33,79	5	7,167	0,655
4	0,500	28,06	12	7,167	3,260
5	0,333	23,14	6	7,167	0,190
6	0,167	17,91	6	7,167	0,190
				$\chi^2 =$	4,581

< χ^2 medio

VERIFICA POSITIVA

precipitazioni di durata t=1 ora ordinati in senso decrescente

N	X	Tempo di ritorno $T_r = (N+1)/i$	probabilità di non superamento $P = 1 - 1/T_r$	n° di valori ricadenti nella classe
1	73,20	44,0000	0,9773	6
2	73,00	22,0000	0,9545	
3	59,80	14,6667	0,9318	
4	51,00	11,0000	0,9091	
5	50,00	8,8000	0,8864	
6	48,00	7,3333	0,8636	
7	46,80	6,2857	0,8409	8
8	45,00	5,5000	0,8182	
9	45,00	4,8889	0,7955	
10	42,80	4,4000	0,7727	
11	39,80	4,0000	0,7500	
12	39,60	3,6667	0,7273	
13	37,00	3,3846	0,7045	
14	35,20	3,1429	0,6818	
15	35,20	2,9333	0,6591	5
16	34,40	2,7500	0,6364	
17	33,60	2,5882	0,6136	
18	32,40	2,4444	0,5909	
19	30,00	2,3158	0,5682	
20	27,20	2,2000	0,5455	12
21	27,00	2,0952	0,5227	
22	25,00	2,0000	0,5000	
23	25,00	1,9130	0,4773	
24	24,60	1,8333	0,4545	
25	23,20	1,7600	0,4318	
26	22,80	1,6923	0,4091	
27	22,60	1,6296	0,3864	
28	21,40	1,5714	0,3636	
29	20,80	1,5172	0,3409	
30	20,00	1,4667	0,3182	
31	19,80	1,4194	0,2955	
32	19,80	1,3750	0,2727	6
33	19,60	1,3333	0,2500	
34	19,40	1,2941	0,2273	
35	19,20	1,2571	0,2045	
36	18,80	1,2222	0,1818	
37	18,80	1,1892	0,1591	
38	18,20	1,1579	0,1364	6
39	18,20	1,1282	0,1136	
40	17,00	1,1000	0,0909	
41	16,40	1,0732	0,0682	
42	15,80	1,0476	0,0455	
43	12,80	1,0233	0,0227	

Calcolo delle portate meteoriche massime.

La portata di progetto o portata critica (ovvero la massima portata di colmo) è essenzialmente funzione delle precipitazioni e delle caratteristiche delle aree scolanti. Per il calcolo della portata conseguente a una assegnata precipitazione si è utilizzato il metodo razionale o metodo cinematico o del ritardo di corrivazione nelle quale si ipotizza che la portata massima si ha per un tempo pari al tempo di corrivazione t_c . (o tempo critico). Il tempo di corrivazione è pari al tempo che impiega la particella che cade nel punto più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale ovvero l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre il quale l'intero bacino contribuisce al deflusso.

Il tempo di corrivazione si determina mediante stime del tempo di accesso alla rete e considerando il percorso più lungo del singolo tratto:

$$t_c = t_r + L_i/V_i$$

dove:

t_r = tempo di ingresso alla rete

$T_i = L_i/V_i$ = tempo di percorrenza del tratto in oggetto

Nel caso in esame si assume quale tempo di accesso alla rete un valore pari a 3-5 minuti, mentre la velocità per il calcolo il tempo di percorrenza del tratto, si calcola per tentativi imponendo una velocità presunta e calcolata la portata e la velocità di progetto, modificando il valore della velocità di 1° tentativo.

Per i tratti a valle, interessati da altri tratti confluenti, si utilizza la formula:

$$t_c = t_m + L_i/V_i$$

dove t_m è il massimo valore dei tempi di corrivazione dei tratti affluenti, a monte.

Il valore della portata massima, calcolato con il metodo sopra descritto, vale:

$$Q_{\max} = \varphi_m \times J_c \times A/360 \quad [m^3/sec]$$

Dove:

J_c = intensità critica di pioggia in mm/h che si verifica in corrispondenza del tempo di corrivazione critico;

A = superficie dell'area scolante espressa in Ha;

φ_m = coefficiente di afflusso medio delle aree scolanti definito quale rapporto tra il volume defluito ed il volume precipitato.

Nel caso specifico, si sono assunti i seguenti valori del coefficiente di afflusso:

– Lotti da edificare	0,80
– Strade e marciapiedi	0,88
– Aree a verde	0,25
– Scuola con annesso cortile	0,70

Verifiche idrauliche delle condotte.

I collettori delle reti di drenaggio sono stati dimensionati in base alle portate meteoriche calcolate con il metodo sopra descritto. La sezione delle condotte è stata verificata in modo che la portata di progetto Q_{idrol} possa transitare con un tirante idrico Y in grado di assicurare un adeguato franco di sicurezza.

La capacità di smaltimento delle condotte dipende dalla sezione e dalla velocità di deflusso del liquido. Nel caso di moto uniforme la portata idraulica massima si può calcolare mediante la formula di Glauker-Strickler:

$$Q_{max} = v_{max} \times \Omega = K_s \times i^{1/2} \times R_H^{2/3} \times \Omega$$

Dove:

v_{max} = velocità massima di deflusso in m/s;

Ω = sezione idraulica o area bagnata in m²;

K_s = coefficiente di resistenza di Glauker-Strickler in m^{1/3} / s

i = pendenza della condotta;

R_H = raggio idraulico in m;

Nel caso specifico utilizzando tubazioni in PEAD corrugato, si è assunto coefficiente di scabrezza per tubi usati pari a $K_s = 80 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$.

Per dar seguito ai calcoli di verifica è stato studiato l'andamento altimetrico della condotta ed in particolare si sono definite le quote ai nodi della rete. Pertanto, conoscendo la forma della sezione ed il materiale di cui sono costituite le condotte si è proceduto a verificare che, in corrispondenza del deflusso della massima portata, i valori della velocità massima, in funzione di un adeguato grado di riempimento, fossero nei limiti indicati nella Circolare Ministeriale dei LL.PP. n. 11633/74. Nella circolare viene fissata una velocità massima connessa alla portata fluviale non inferiore a 0,50 m/s e non superiore ai 5 m/s mentre, per

consentire un più agevole deflusso delle acque, il massimo grado di riempimento delle condotte è stato mantenuto al di sotto dell'80%.

Risultati del calcolo delle portate e verifiche delle condotte.

I calcoli sono stati realizzati con l'ausilio di un foglio di calcolo mediante le formule descritte nei precedenti paragrafi e procedendo in modo iterativo. Come si evince dai risultati, riassunti nell'allegato prospetto, i diametri delle condotte, adoperati nel progetto e verificati in funzione delle pendenze e delle portate idrauliche risultano essere soddisfacenti ed il massimo grado di riempimento delle condotte è al massimo pari all'80%.

Tr

20

coefficienti:

a

=

63,135

n

=

0,209

intensità di pioggia critica >1 h (T_c in ore):

J_C = a × T_cⁿ⁻¹

intensità di pioggia critica <1 h (T_c in ore):

J_C = 0.2083 × a × T_c^{0,386-1}

portata idrologica:

Q_{idr} = φ_m J_C A/360

COLLETORE	TRATTO		TRATTI CONFLUENTI		AREE SCOLANTI DI PERTINENZA	ELEMENTI DEL TRATTO								CALCOLO PORTATA DI PROGETTO					CALCOLO PORTATA IDRAULICA E VELOCITA'													VERIFICHE		
			N.tratto/collettore	tempo di percorrenza [sec]		Superficie reale	Afflusso medio	Superficie ridotta	Quote fondo tubo		Lunghezza	dislivello	pendenza	tempo di accesso	velocità di percorrenza	tempo di percorrenza	tempo di corivazione	intensità di pioggia	portata idrologica	Diametro nominale	Diametro interno	Scabrezza Gauckler-trickler	grado di riempimento	tirante idraulico	Perimetro bagnato	Area bagnata	Raggio idraulico	larghezza specchio idrico	profondità baricentro	portata idraulica	Velocità di deflusso	VELOCITA'		
	A	φ _m							A×φ _m	inizio																							fine	
	inizio	fine				[ha]		[ha]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/m]	[sec]	[m/sec]	[sec]	[sec]	[mm/h]	[m³/sec]	[mm]	[m]	[m ^{1/3} /s]		[m]	[m]	[m]	[m²]	[m]	[m]	[m]	[m³/sec]	[m/sec]		
A1	1	2	-	-	S1	0,1340	0,88																											
					S2+S4/2	0,2641	0,80																											
					S3	0,0148	0,25																											
						0,4129	0,81	0,3329	4,20	3,95	70,74	0,25	0,0035	180	1,020	69,4	249,4	67,75	0,063	500	0,433	80	0,436	0,189	0,625	0,062	0,099	0,429	0,079	0,063	1,016	0,5 m/s< V < 5 m/s		
E	6	3	-	-	S5+S6	0,0700	0,88																											
					S4/2+S7+S8	0,5971	0,80																											
						0,6671	0,81	0,5393	4,42	4,04	73,24	0,38	0,0052	300	1,250	58,6	358,6	54,20	0,081	500	0,433	80	0,453	0,196	0,639	0,065	0,101	0,431	0,083	0,081	1,253	0,5 m/s< V < 5 m/s		
A2	3	2	E	58,6	vedi E	0,4129	0,81																											
					S10	0,0621	0,80																											
					S9	0,0881	0,88																											
						0,5631	0,82	0,4601	4,04	3,95	34,47	0,09	0,0026	300	0,920	96,1	396,1	50,99	0,065	500	0,433	80	0,487	0,211	0,669	0,071	0,106	0,433	0,089	0,065	0,918	0,5 m/s< V < 5 m/s		
C	2	5	A1	69,4	vedi A1	0,4129	0,81																											
			A2	96,1	vedi A2	0,5631	0,82																											
			C	96,1																														
					S11+S13+S14	0,2321	0,80																											
					S12	0,1657	0,88																											
						1,3738	0,82	1,1245	3,95	3,30	155,57	0,65	0,0042	300	1,300	215,7	515,7	43,36	0,135	500	0,433	80	0,667	0,289	0,828	0,104	0,126	0,408	0,127	0,136	1,300	0,5 m/s< V < 5 m/s		
A3	3	4	-	-	S15	0,1986	0,88																											
					S16+S17	0,3148	0,80																											
					S18/2	0,2496	0,25																											
						0,7630	0,64	0,4890	4,04	3,26	129,33	0,78	0,0060	300	1,280	101,0	401,0	50,60	0,069	500	0,433	80	0,396	0,171	0,589	0,054	0,092	0,424	0,072	0,069	1,267	0,5 m/s< V < 5 m/s		
F	13	14	-	-	S19+S21	0,7733	0,80																											
					S20	0,0561	0,88																											
						0,8294	0,81	0,6680	3,75	3,35	48,83	0,40	0,0082	180	1,700	28,7	208,7	75,56	0,140	500	0,433	80	0,546	0,237	0,720	0,082	0,114	0,431	0,101	0,140	1,705	0,5 m/s< V < 5 m/s		
G	12	10	-	-	S24+S26+S27	0,1498	0,80																											
					S25	0,0588	0,88																											
						0,2086	0,82	0,1716	3,80	3,45	55,33	0,35	0,0063	180	1,060	52,2	232,2	70,78	0,034	500	0,433	80	0,269	0,117	0,472	0,032	0,068	0,384	0,048	0,034	1,056	0,5 m/s< V < 5 m/s		
B	9	11	G	52,20	vedi G	0,2086	0,82																											
					S28+S31	0,2332	0,88																											
					S29	0,0949	0,30																											
					S30/2	0,1891	0,70																											
					S32	0,4179	0,80																											
						1,1436	0,76	0,8719	3,50	3,26	157,63	0,24	0,0015	300	0,800	249,2	549,2	41,72	0,101	500	0,433	80	0,792	0,343	0,950	0,125	0,132	0,351	0,155	0,101	0,808	0,5 m/s< V < 5 m/s		
H1	4	5	A3	101,039	vedi A3	0,7630	0,64																											
					S22/2	0,0164	0,25																											
					S23/2	0,0685	0,88																											
						0,8479	0,65	0,5534	3,26	3,23	24,65	0,03	0,0012	300	0,710	135,8	435,8	48,09	0,074	630	0,535	80	0,471	0,252	0,809	0,104	0,129	0,534	0,106	0,074	0,711	0,5 m/s< V < 5 m/s		
H2	11	5	B	249,236	vedi B	1,1436	0,76																											
			F	28,7	vedi F	0,8294	0,81																											
			H2	249,2																														
					S22/2	0,0164	0,25																											
					S23/2	0,0685	0,88																											
						2,0579	0,78	1,6043																										

B. RETE ACQUE NERE.

Calcolo delle portate di acque reflue.

Per la stima delle portate delle acque nere è necessario conoscere il numero di abitanti (N) che scaricano a monte del tratto considerato e la dotazione idrica individuale giornaliera (dot). Considerando, inoltre, che solo una frazione d'acqua erogata pari al $\varphi = 80 \%$ (coefficiente di deflusso), viene vettoriata dalla rete fognaria, il valore della portata media fecale si ottiene con la relazione:

$$Q_{med} = (\varphi \cdot N \cdot dot) / 8600 \quad [l/s]$$

Mentre la portata massima si ottiene in corrispondenza del momento di massimo utilizzo. Pertanto, considerando il coefficiente di punta C_p quale rapporto tra la portata fecale massima e la portata giornaliera, il valore della portata massima vale:

$$Q_{max} = (\varphi \cdot N \cdot dot \cdot C_p) / 8600 \cdot \varphi \quad [l/s]$$

Verifiche idrauliche delle condotte.

I collettori della rete fognaria sono stati dimensionati in base alle portate massime dell'ora di punta che transitano nel singolo tratto in funzione delle pendenze imposte dall'andamento plano-altimetrico di progetto ed in modo che la portata di progetto Q_{idrol} possa transitare con un tirante idrico Y in grado di assicurare un adeguato franco di sicurezza.

La portata idraulica è stata calcolata per moto uniforme con la formula di Glauker-Strickler, utilizzando un coefficiente di scabrezza pari a $K_s = 80 \text{ m}^{1/3} / s$:

$$Q_{idr} = v_{max} \times \Omega = K_s \times i^{1/2} \times R_H^{2/3} \times \Omega$$

Nel tabulato, allegato, sono elencati i risultati delle verifiche nella quale si evince che per ogni singolo tratto, la portata idrica delle condotte a sezione parzializzata è ampiamente maggiore delle portate massime delle acque reflue da smaltire ed il grado di riempimento è inferiore del 40%. Inoltre, alle estremità dei tratti di condotta in cui la velocità; nei periodi di punta, risulta inferiore a 0,50 m/s (tratti A1-C e F-B), verranno installati dei pozzetti di lavaggio con funzionamento automatico che effettuando più cacciate al giorno consentono la pulizia delle condotte da eventuali sedimenti.

C. RETE IDRICA.

La distribuzione idrica adottata per il piano di lottizzazione denominato “San Giovanni-C.da Porticato” prevede la realizzazione di una rete a maglie chiuse che si alimenta dalla esistente rete idrica urbana del Centro di Milazzo attraverso due punti di allaccio:

- il primo, denominato nodo A, lungo la Via Tenente Minniti, in prossimità dell’incrocio con Via Col. Magistri, dove è presente una tubazione in ghisa sferoidale da 300mm costituente parte di una delle maglie principali di distribuzione della rete idrica cittadina;
- il secondo, denominato nodo K, lungo la Via Col. Magistri che è percorsa da una tubazione in ghisa sferoidale DN 150mm costituente lato di altra maglia più periferica della stessa rete idrica cittadina: il punto di allaccio ricade all’intersezione con la Via Gasparro, nei pressi della Piazza Sacro Cuore.

La maglia principale di distribuzione del nuovo piano di lottizzazione sarà appunto realizzata attraverso la posa in opera di una tubazione in polietilene PE 100 D 160- D 140mm che, percorrendo la nuova strada principale della lottizzazione e la Via Gasparro, metterà in collegamento i due predetti punti di allaccio.

A questa maglia principale si prevede di collegare altre due maglie secondarie chiuse sempre ad anello con tubazioni di minore diametro (D 110mm-90 mm), a servizio delle unità abitative localizzate nelle parti più decentrate.

La scelta di una configurazione di tale tipo garantisce condizioni di funzionamento più omogeneo, rispetto ad un sistema a maglie aperte, con minime variazioni di pressioni di esercizio, assicura la continuità dell’erogazione in qualunque punto anche in caso di interruzione del flusso per interventi di riparazione guasti o manutenzione, consente la possibilità di far fronte agevolmente a consistenti prelievi localizzati per assolvere a richieste idriche straordinarie come quelle necessarie per lo spegnimento di incendi.

Una volta definita la configurazione della rete a servizio della lottizzazione si è proceduto alla verifica di funzionamento al fine di accertare il corretto dimensionamento dei diametri delle tubazioni, fissati in base a criteri di prima approssimazione.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite nelle condizioni più gravose di esercizio corrispondenti all’ora dei massimi consumi.

Le portate sono state determinate con l’applicazione dei seguenti parametri di dimensionamento:

- **Popolazione insediata da servire: n°1400 unità** corrispondenti ad un’occupazione media di 4 persone per i 325 appartamenti e 25 unità commerciali;
- **Dotazione idrica pro capite:** **300 l x ab x g;**

- **Coefficiente di punta oraria:** **2,5**
- **Portata complessiva da distribuire nell'ora dei max consumi** $(1400 \times 300 \times 2,5 / 86400) = \mathbf{12,153 \text{ l/sec}}$

Inoltre da una verifica effettuata nei tabulati di calcolo del progetto di costruzione della rete idrica del Centro di Milazzo è possibile evincere che in corrispondenza del nodo A (principale nodo di derivazione delle portate), come sopra individuato, nell'ora dei massimi consumi, risulta disponibile una quota piezometrica di 54,20 m che garantisce a livello strada (circa 4 -5 m.s.l.m) una pressione di esercizio di circa 5 bar(0,5 MPa), più che sufficiente a garantire un adeguato servizio di distribuzione idrica anche ai nuovi insediamenti.

Sulla base dell'effettiva dislocazione planimetrica delle unità abitative e, quindi, della popolazione da servire, si è pertanto proceduto alla ripartizione delle portate da distribuire per ciascun tratto della rete nell'ora dei massimi consumi; si è assunto, ai fini del calcolo delle perdite di carico che, per ciascun tratto di rete, la portata venga distribuita uniformemente così da determinare la portata circolante di ogni tratto in misura pari a quella uscente incrementata del 50% di quella distribuita nello stesso tratto.

La verifica di funzionamento è stata quindi effettuata calcolando per ciascuno dei lati delle maglie le perdite di carico dovute ad una prima congruente distribuzione di portate circolanti imposta come 1° tentativo con la sola condizione di verifica del bilanciamento per ogni nodo della rete delle portate entranti e di quelle uscenti.

Per il calcolo delle perdite di carico nelle tubazioni si sono adottate le formule di Darcy- Weisbach:

:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2g D}$$

con determinazione del coefficiente adimensionale λ attraverso l'espressione di Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

con valori minimi assegnati alla scabrezza (0,02mm) in relazione alle caratteristiche peculiari delle tubazioni adottate (polietilene).

L'applicazione del metodo del bilanciamento dei carichi di Hardy-Cross ha permesso, attraverso un processo iterativo per successive approssimazioni, di individuare una distribuzione di portate che soddisfa il principio di continuità dei carichi e cioè la condizione del bilanciamento, per ciascuna maglia ,delle

perdite di carico positive e negative, corrispondenti a quelle generate nei lati delle maglie dalle portate circolanti rispettivamente in senso antiorario ed orario .

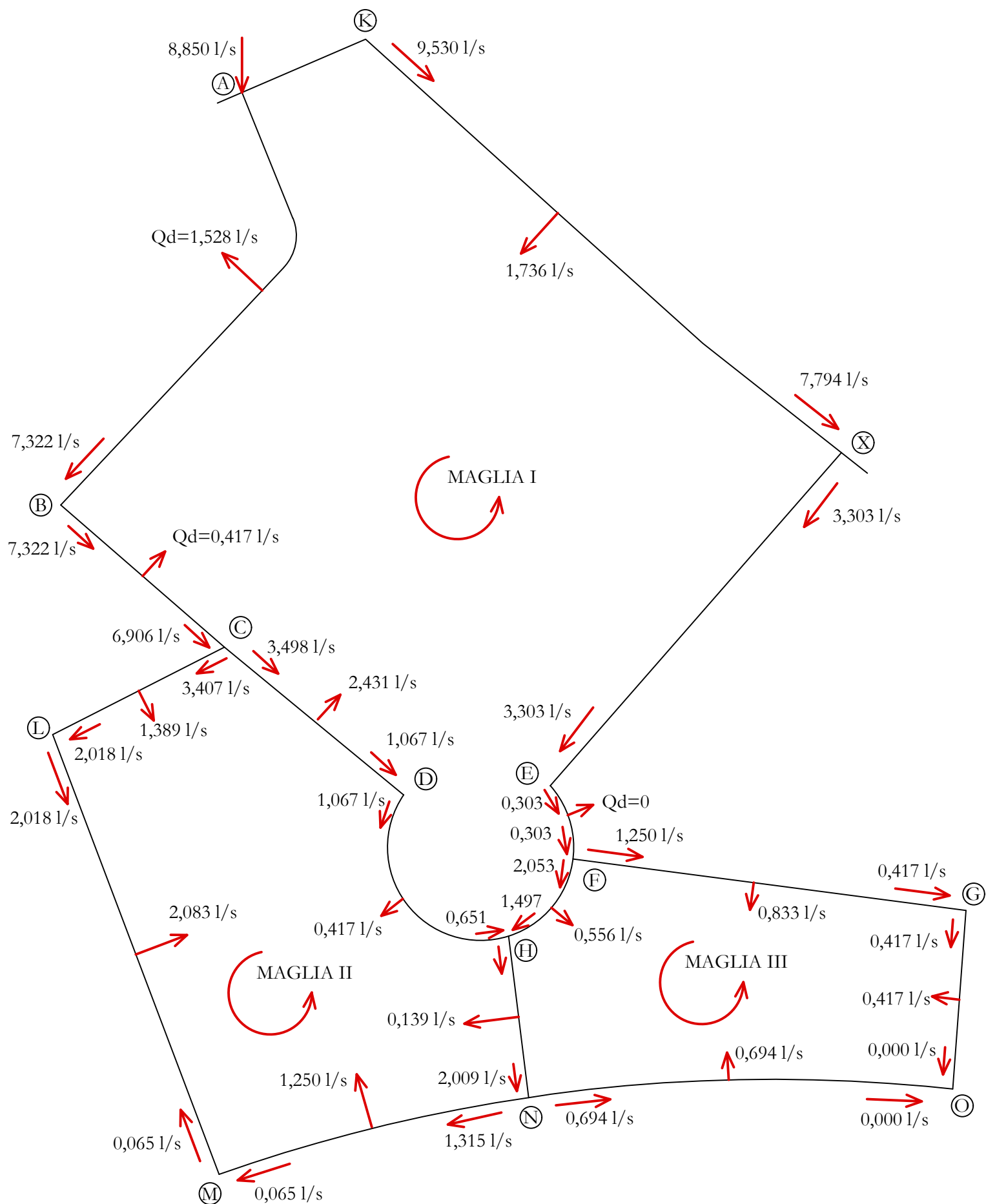
Nell'allegato tabulato vengono riportati i risultati di calcolo ed i parametri di funzionamento per la distribuzione di portate risultanti dopo una serie di iterazioni; le corrispondenti condizioni di funzionamento e distribuzione sono rappresentate nell'allegato schema idrico

Si evince chiaramente che la rete presenta un funzionamento con oscillazioni di carico modestissime, addirittura inferiori ad 1 metro. Nel punto idraulicamente più distante, il nodo O, posizionato all'incirca in corrispondenza del vecchio tracciato ferroviario a quota 5,50 m s.l.m., viene assicurato una quota piezometrica di circa 53,50 mt che garantisce una pressione di esercizio di circa 3,5 bar a livello di quota di gronda delle palazzine più distanti.

L'adozione di diametri certamente esuberanti per le condizioni idrauliche di funzionamento ipotizzate, garantisce però la possibilità futura di ulteriore estendimento del servizio idrico ad eventuali futuri ulteriori insediamenti abitativi realizzati in contiguità e, soprattutto, garantisce la possibilità di addurre in via emergenziale per lo spegnimento di incendi, portate aggiuntive dell'ordine di 7-8 l/sec anche nei punti idraulicamente più distanti con residui adeguati carichi idraulici.

La tipologia di tubazioni adottate, **polietilene di classe PE 100 Sigma 80 SDR11 per pressioni PN 16** risponde invece più che ad esigenze di natura idraulica (la pressione in rete non potrà mai eccedere le 6 atm), alla necessità di assicurare, con gli spessori maggiorati delle pareti delle tubazioni, migliori prestazioni in termini di resistenza alle sollecitazioni meccaniche e di durabilità dell'opera.

SCHEMA DI DISTRIBUZIONE E FUNZIONAMENTO
NELL'ORA DEI MAX CONSUMI



TABULATO DI CALCOLO -VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO IDRAULICO RETE- METODO ITERATIVO HARDY -CROSS															
	Tratto	Lunghezza	Tipologia tubazione	Diam int	Sez idraul	Abit serviti	Dot idr	Coeff di punta	Portata distrib	Q entr	Q usc	Q calcol	Perdit carico	Perd tot	Vel media
								oraria					unitaria	tratto	
		(m)		(m)	(mq)	n°	l x ab x g		(l/sec)	(l/sec)	(i/sec)	(l/sec)	(m/m)	(m)	(m/sec)
MAGLIA I															
	A-B	157,90	Pol Pe 100 DN 160 SDR 11	0,1308	0,01343028	176	300	2,5	1,528	8,85	7,322	8,086	0,00276	0,436	0,60
	B-C	33,30	Pol Pe 100 DN 160 SDR 11	0,1308	0,01343028	48	300	2,5	0,417	7,3222	6,906	7,114	0,002198	0,073	0,53
	C-D	131,10	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	280	300	2,5	2,431	3,498	1,067	2,283	0,00054	0,071	0,22
	D-H	35,4	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	48	300	2,5	0,417	1,068	0,651	0,860	0,0000098	0,000	0,08
	H-F	19,3	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	64	300	2,5	0,556	2,053	1,497	1,775	-0,00035	-0,007	0,17
	F-E	9,15	Pol Pe 100 DN 140 SDR 11	0,1146	0,01030953	0	300	2,5	0,000	3,303	3,303	3,303	-0,00105	-0,010	0,32
	E-X	157,8	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	0	300	2,5	0,000	3,303	3,303	3,303	-0,00105	-0,166	0,32
	X-K	193,7	Ghisa sfer es D150	0,15	0,0176625	200	300	2,5	1,736	9,53	7,794	8,662	-0,001704	-0,330	0,49
K-A	41,3	Ghisa sfer es D300	0,30	0,07065											
														0,068	
MAGLIA II	C-L	49,6	Pol Pe 100 DN 110	0,09	0,0063585	160	300	2,5	1,389	3,407	2,018	2,713	0,002357	0,117	0,43
	L-M	175,20	Pol Pe 100 DN 110	0,09	0,0063585	240	300	2,5	2,083	2,018	-0,065	0,976	0,0003845	0,067	0,15
	M-N	98,2	Pol Pe 100 DN 110	0,09	0,0063585	144	300	2,5	1,250	1,315	0,065	0,690	-0,0002097	-0,021	0,11
	N-H	50,00	Pol Pe 100 DN 110	0,09	0,0063585	16	300	2,5	0,139	2,148	2,009	2,079	-0,00146	-0,073	0,33
	H-D	35,40	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	48	300	2,5	0,417	1,068	0,651	0,860	-0,0000098	0,000	0,08
	D-C	131,10	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	280	300	2,5	2,431	3,498	1,067	2,283	-0,000676	-0,089	0,22
														0,002	
MAGLIA III	H-N	50,00	Pol Pe 100 DN 110	0,09	0,0063585	16	300	2,5	0,139	2,148	2,009	2,079	0,001460	0,073	0,33
	N-O	130,65	Pol Pe 100 DN 90	0,0736	0,00425231	80	300	2,5	0,694	0,694	0,000	0,347	0,00017	0,022	0,08
	O-G	55,10	Pol Pe 100 DN 90	0,0736	0,00425231	48	300	2,5	0,417	0,417	0,000	0,209	-0,000069	-0,004	0,05
	G-F	130,8	Pol Pe 100 DN 90	0,0736	0,00425231	96	300	2,5	0,833	1,25	0,417	0,833	-0,00076	-0,099	0,20
	F-H	19,3	Pol Pe 100 DN 140	0,1146	0,01030953	64	300	2,5	0,556	2,053	1,497	1,775	0,000350	0,007	0,17

-0,001