

**Comune di Ferrara**  
**Provincia di Ferrara**

**All.**  
**I.4**

**RETI TECNOLOGICHE: RELAZIONE DI  
CALCOLO ACQUE BIANCHE E NERE**

**OGGETTO: VARIANTE AL PIANO PARTICOLAREGGIATO**  
**P.G. 82822 P.R. 3500/05**  
**APPROVATO CON DELIBERA COMUNALE**  
**N. 116 DEL 05/11/2017**

**SITO IN VIA COMACCHIO / VIA ZEBINI – CONA - FERRARA**

REV. 002 OTTOBRE 2018

**COMMITTENTE: HI-MEC S.R.L. DI CALI' SALVATORE**

Il Progettista  
**Studio Arch. Marcello Bosi**  
(Arch. Marcello Bosi)

---

**Studio Arch. Marcello Bosi**  
Via Trento, 64 - S. Maria Maddalena - Occhiobello  
0425.758307 - architetto.bosi@gmail.com

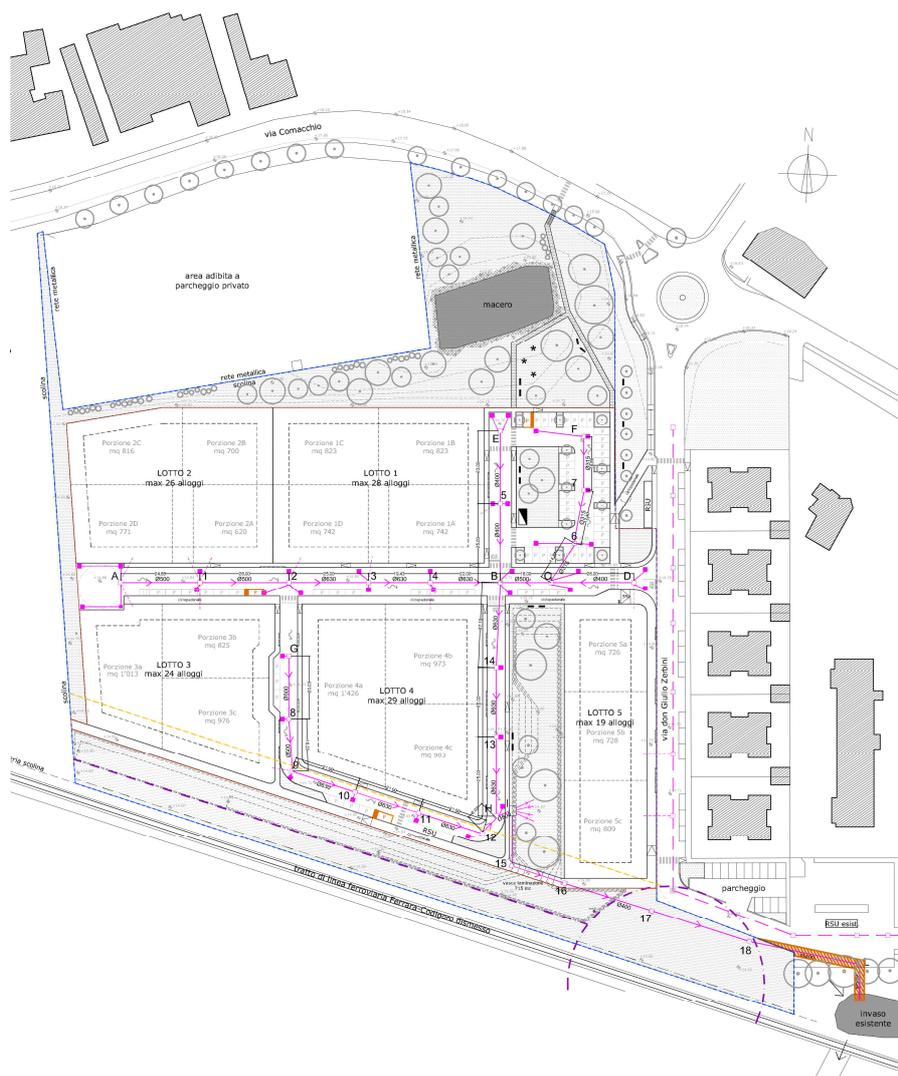
**VARIANTE AL PIANO PARTICOLAREGGIATO**  
**P.G. 82822 P.R. 3500/05**  
**APPROVATO CON DELIBERA COMUNALE N. 116 DEL 05/11/2017**  
**SITO IN VIA COMACCHIO / VIA ZEBINI – CONA - FERRARA**

**CALCOLO FOGNATURE ACQUE BIANCHE**

**DIMENSIONAMENTO IN BASE AL METODO DELLA CORRIVAZIONE**

Per il dimensionamento e la verifica delle condotte fognarie si è fatto riferimento allo schema riportato di seguito (ALL. I.1), in cui sono stati identificati i diversi bacini contribuenti e i rami delle fognature.

Nel calcolo della rete delle acque bianche dalla superficie complessiva contribuyente è stato tolto il contributo dovuto ai lotti 5b e 5c, in quanto essi smaltiscono le proprie acque bianche in altro collettore.



Il calcolo delle portate delle acque meteoriche è stato eseguito con il metodo della corrivazione.

Si è scelto un tempo di ritorno di progetto (T) di 10 anni per il dimensionamento dei collettori. Ammettendo una vita media dell'opera di 50 anni, molto superiore al tempo di ritorno di progetto, il rischio statistico d'insufficienza risulta pari al 99.48%.

Nell'uso tradizionale la formula razionale, per il progetto delle reti di drenaggio, viene utilizzata adottando il metodo di corrivazione, considerando una durata critica pari al tempo di corrivazione del bacino  $T_c$  e  $\lambda(t, \theta) = \int_{t-\theta}^t u(t-\tau) d\tau = 1$ , dove  $\theta$  corrisponde alla durata di pioggia.

Il tempo di corrivazione in un bacino urbano dotato di una rete di fognatura può essere stimato come la somma del tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio (tempo di ingresso in rete,  $T_e$ ) e del tempo di propagazione all'interno di quest'ultima (tempo di rete,  $T_r$ ).

Usando le unità di misura adottate usualmente nella pratica ed esprimendo l'intensità di pioggia mediante una curva di possibilità pluviometrica a due parametri,  $i(\theta) = a * \theta^{n-1}$  (mm/h), si avrà:

$$Q_c = S * u = 2.78 * S * \varphi * a(T) * T_c^{n-1}$$

dove:  $Q_c$  = portata critica (mc/s)

2,78 = fattore di conversione: 1(ha mm)/h = 2,78 l/sec

S = area del bacino scolante considerato (mq)

u = coefficiente udometrico (mc/(s\*mq))

$\varphi$  = coefficiente di afflusso ( $\leq 1$ )

a(T) = coefficiente della curva di possibilità pluviometrica = 46 mm/h

n = esponente della curva di possibilità pluviometrica = 0.408

$T_c$  = tempo di corrivazione (h) =  $T_e + T_r$

Per la scelta di  $T_e$  si è utilizzata la tabella di Wisner-Kassem (1983); estrapolando un tempo pari a 10 min.

Mentre  $T_r$  è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo condotto dalle sezioni più a monte fino alla sezione di chiusura, seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto sarà:

$$T_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}, \text{ dove } L_i \text{ e } V_i \text{ sono le lunghezze e le velocità dei vari condotti.}$$

Per tener conto della variabilità nel tempo della precipitazione e quindi non sottostimare la portata al colmo, si fa riferimento a 1,5 volte la velocità di moto uniforme, per cui:

$$T_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 * V_i}$$

Si sono adottati condotti circolari con scabrezza di Chezy Strickler ( $k_s$ ) pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Si inizia con il dimensionamento del primo collettore ipotizzando un diametro di partenza D1.

Dal disegno si ricavano i dati sulla sua lunghezza (L), pendenza (i) e sulla sua area contribuyente ( $A_p$ ).

Per il calcolo del coefficiente di impermeabilità (IMP%), sempre utilizzando il disegno, si ricavano i valori delle aree impermeabili e l'area totale del bacino, e consecutivamente se ne fa il rapporto.

In funzione del tempo di ritorno (secondo la AA.VV. 1997) si scelgono i valori dei coefficienti di afflusso per le aree permeabili ( $\varphi_{perm}$ ) e quelle impermeabili ( $\varphi_{imp}$ ); da cui si ricava il coefficiente di afflusso in funzione del tempo di ritorno di progetto:

$$\varphi = \varphi_{imp} * IMP + \varphi_{perm} * (1 - IMP).$$

Inoltre, poiché un bacino è composto da zone con tipologie urbanistiche diverse, il coefficiente di afflusso complessivo deve essere calcolato come media pesata, in funzione delle aree, dei coefficienti di afflusso di ogni zona, cioè utilizzando la relazione:

$$\varphi = \frac{\sum_i S_i * \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

Deve essere definita la pendenza di progetto (i) del collettore.

A questo punto è possibile calcolare la velocità dell'acqua in condotto a sezione piena con la formula:

$$V_p = K_s * D^{2/3} * \sqrt{i} \quad (\text{m/s}).$$

Successivamente si ricava la portata a sezione piena:

$$Q_p = \frac{V_p * D^2 * \pi}{4} \quad (\text{mc/s}).$$

Si calcola  $i_c = a(T) * T_c^{n-1}$  (m/s).

In seguito si ottiene la portata di acqua meteorica ( $Q_c$ ):

$$Q_c = \varphi * i_c * A \text{ (mc/s).}$$

Successivamente di utilizza la tabella seguente per ricavare il grado di riempimento h/D, entrando con il rapporto  $Q_{max}/Q_p$ .

**Scale adimensionalizzate delle principali grandezze geometriche, delle velocità e delle portate, in condizioni di moto uniforme, di un condotto circolare al variare del grado di riempimento espresso in termini di tirante idrico.**

$h/D$	$P/D$	$A/D^2$	$R/D$	$V/V_r$	$Q/Q_r$	$h/D$	$P/D$	$A/D^2$	$R/D$	$V/V_r$	$Q/Q_r$
0.05	0.45	0.015	0.033	0.257	0.005	0.55	1.67	0.443	0.265	1.039	0.586
0.10	0.64	0.041	0.064	0.401	0.021	0.60	1.77	0.492	0.278	1.072	0.672
0.15	0.80	0.074	0.093	0.517	0.049	0.65	1.88	0.540	0.288	1.099	0.756
0.20	0.93	0.112	0.121	0.615	0.088	0.70	1.98	0.587	0.296	1.120	0.837
0.25	1.05	0.153	0.147	0.701	0.137	0.75	2.09	0.632	0.302	1.133	0.912
0.30	1.16	0.198	0.171	0.776	0.196	0.80	2.21	0.674	0.304	1.140	0.977
0.35	1.27	0.245	0.193	0.843	0.263	0.85	2.35	0.711	0.303	1.137	1.030
0.40	1.37	0.293	0.214	0.902	0.337	0.90	2.50	0.744	0.298	1.124	1.066
0.45	1.47	0.343	0.233	0.954	0.416	0.95	2.69	0.771	0.286	1.095	1.074
0.50	1.57	0.393	0.250	1.000	0.500	1.00	3.14	0.785	0.250	1.000	1.000

Occorre verificare che h/D sia circa 0.7 e comunque < di 1; altrimenti devo cambiare il diametro della tubazione ipotizzato e rifare i calcoli precedenti.

Se il valore di h/D è circa 0.7, si estrapola dalla tabella il valore  $V_{max}/V_p$  relativo.

Quindi, poiché  $V_p$  è noto, si ricava il valore di  $V_{max}$ , verificando che sia minore di 5 m/s.

Se  $V_{max}$  supera suddetto limite, si ipotizza un diametro D maggiore e si ripetono i calcoli.

Analogamente si procede con il dimensionamento degli altri condotti, considerando laddove presenti anche i collettori a monte.

I calcoli sono stati effettuati mediante foglio excel, che si riporta nelle pagine successive.

L'urbanizzazione prevede mediamente un innalzamento del piano di campagna rispetto alle quote esistenti. La presenza di barriere fisiche esistenti (quali scoline e fossi) o di progetto (quali recinzioni e cordoli), insieme alla pendenza data al terreno, faranno sì che lo smaltimento delle

acque meteoriche avvenga mediante i sistemi previsti, all'interno della lottizzazione e non si verifichi sgrondo di acque verso i lotti limitrofi.

### **SMALTIMENTO E DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE**

Poiché la rete di smaltimento delle acque esistente su via Don Giulio Zerbini ha esaurito la capacità di ricezione, le acque meteoriche dovranno essere convogliate al Canale “Cona Acque Alte”.

Per limitare l’impatto sulla rete consorziale, a valle della rete di smaltimento delle acque bianche della lottizzazione è stata prevista una vasca di laminazione per il contenimento delle acque meteoriche di prima pioggia.

In questo modo, in condizioni di precipitazioni “normali”, l’acqua verrà convogliata al condotto Misericordia tramite una tubazione in P.V.C. di diametro 400 mm; quando la rete inizierà a saturarsi, l’acqua raggiungerà la quota dei tubi di collegamento alla vasca di laminazione, che inizierà a riempirsi.

Il dimensionamento della vasca è stato effettuato sulla base della deliberazione del Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara n. 61 “Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l’applicazione del principio di invarianza idraulica – determinazioni”.

Tale deliberazione prevede, per superfici urbanizzate oltre l’ettaro, una portata massima alla rete consorziale di 8 lt/sec Ha e un volume minimo invasabile pari al valore più alto tra 350 mc/Ha di urbanizzato e 500 mc/Ha di impermeabilizzato. Per raggiungere il valore di portata richiesto a valle della lottizzazione verrà collocato un restringimento della tubazione pari a 90 mm.

Come evidenziato nella tabella riportata nella tavola I.1 il volume invasabile necessario alla lottizzazione è pari a 826 mc.

La vasca verrà collocata nella fascia libera tra la ferrovia l’area urbanizzata e nel verde pubblico limitrofo al macrolotto 5 e avrà una profondità massima di 0,4 m.

La vasca avrà capacità di 715 mc e, insieme al contributo di pozzetti e condutture pari a 115 mc, permetterà il raggiungimento del volume minimo da invasare in caso di precipitazioni eccezionali. Per la dimostrazione della capacità di invaso si rimanda alla tavola I.1.b.

L’inclinazione delle sponde sarà pari al 5% nei punti della vasca che garantiranno l’accessibilità al verde pubblico mentre sarà pari al 33% lungo il resto del perimetro (eventualmente protetto con delle staccionate); il fondo avrà una pendenza dello 0.2%. Per evitare l’impaludamento sarà

realizzato un fondo drenante costituito da 30 cm di ghiaia e 10 cm di terreno vegetale per la semina del tappeto erboso.

La quota della falda, rilevata in aprile 2018, risulta essere ad almeno 100 cm di profondità rispetto al fondo della vasca, pertanto non dovrebbero verificarsi interferenze e problemi di permeabilità.

Le condutture in PVC progettate per convogliare le acque meteoriche alla vasca di laminazione, collocate molto superficialmente a causa della ridotta profondità della vasca stessa saranno protette da una camicia in c.l.s..

### **CALCOLO DELLA PORTATA IN USCITA DALLO STRAMAZZO**

Si procede di seguito al calcolo della portata di scarico in uscita dallo stramazzo a sezione circolare.

Si ipotizza un diametro pari a 100mm.

La portata massima consentita per il recapito al canale viene fissato dal Consorzio di Bonifica in 8 l/sec ha.

L'area contribuyente della lottizzazione in esame è pari complessivamente a circa 23.600 mq, ovvero 2,36 Ha.

La portata massima consentita risulta pertanto pari a  $8 \times 2,36 = 18,88$  litri/sec =  $Q_{amm}$ .

Per il calcolo della portata massima della tubazione in uscita, che deve risultare inferiore a tale valore limite, si utilizza la formula:

$$Q = \square A (2gh)^{1/2}$$

In cui:

- $Q$  = portata di calcolo affluente al recettore
- $\square$  = coefficiente di contrazione (0,6)
- $A$  = area del foro di scarico = 7.854 mmq
- $G$  = costante di accelerazione di gravità (9,81 m/s<sup>2</sup>)
- $h$  = battente idrico (altezza massima di progetto del pelo libero imposta pari a 1,00 m)

$$Q = \square A (2gh)^{1/2} = 0,6 \times 7.854 \times (2 \times 9.810 \times 1000)^{1/2} = 20,87 \text{ l/s} > Q_{amm}$$

Lo stramazzo non risulta conforme, pertanto deve essere ridotto.

Si ipotizza pertanto uno stramazzo con foro di diametro pari a 90mm.

---

Calcolo fognature

L'area A risulta pari a 6.362 mmq

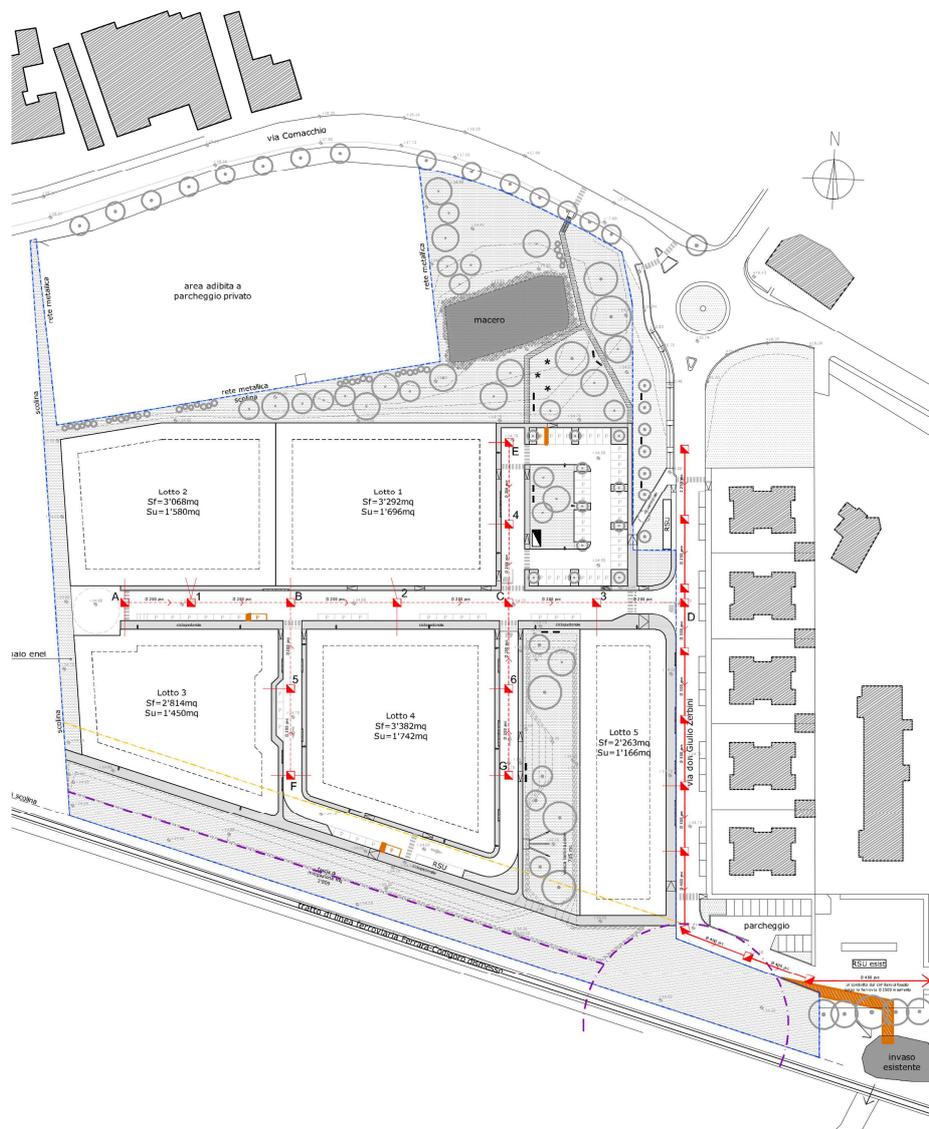
Il calcolo si modifica in:

$$Q = \square A (2gh)^{1/2} = 0,6 \times 6.362 \times (2 \times 9.810 \times 1000)^{1/2} = 16,91 \text{ l/s} < Q_{\text{amm}}$$

Lo stramazzo di diametro 90 mm risulta conforme, pertanto verrà adottato un foro di tale misura.

## CALCOLO FOGNATURE ACQUE NERE

### CALCOLO PORTATA ACQUE NERE



Per il calcolo della portata delle acque nere, si è utilizzata la seguente espressione:

$$Q_n = N_{ab} * C_{pg} * C_{mc} * C_{rid} * D.I. / 3600 * \beta$$

Dove:

Nab è l'entità della popolazione servita;

Cpg è un coefficiente di punta giornaliero (cioè tiene conto delle punte orarie), usualmente si considera pari a 2,4;

Cmc è il coefficiente di massimo consumo, che tiene conto delle oscillazioni stagionali; è stato assunto pari a 1,4;

Crid è il coefficiente che tiene conto dell'effettiva aliquota di acqua potabile distribuita che dopo l'utilizzo viene scaricata nella fognatura, valutato pari a 0,8;

D.I. è la dotazione idrica procapite giorno erogata dall'acquedotto, valutata 300 l/ab\*g;

$\beta$  è il numero di ore durante le quali si presume avvenga l'uso dell'acqua, solitamente si assume pari a 8.

Nota la portata, per determinare il diametro si procede in maniera analoga a quanto già descritto per la rete delle acque bianche.

Data la piccola entità dell'area e della popolazione servita, il calcolo dà luogo a portate massime di acque nere molto limitate (vedi tabella di calcolo nella pagine seguente), quindi si è assunto come diametro delle condotte della rete nera il diametro minimo, pari a 200mm.

Il dimensionamento dei condotti per acque nere verte più che altro sulla verifica riguardante la velocità minima di progetto, per evitare depositi di refluo nelle tubazioni in condizioni di portata minima.

Calcolato il rapporto  $Q_{n,min}/Q_p$  ed estrapolato il valore da tabella di  $V_{min}/V_p$ , noto  $V_p$ , si controlla che  $V_{min}$  sia maggiore 0.5 m/s. Nel caso non si verificasse tale condizione, si dovrà modificare la pendenza della condotta.

Come detto, i calcoli sono stati effettuati mediante foglio excel, che si riporta nelle pagine successive.

Occhiobello, Ottobre 2018

Arch. Marcello Bosi

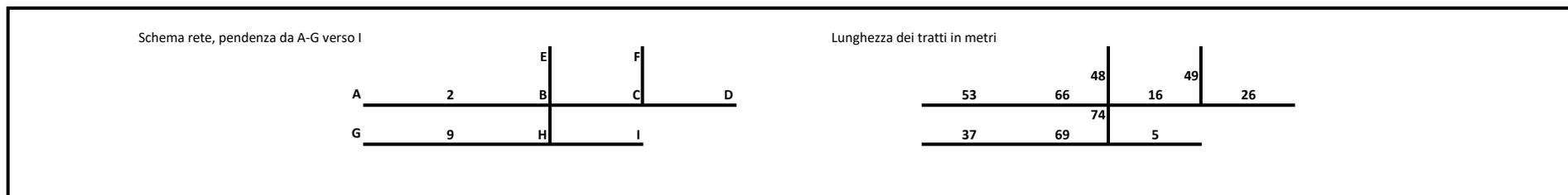
---

FOGNATURA ACQUE BIANCHE - RAMI CONTRIBUENTI

lunghezza (m)	Tratto	Aree										TOTALI							
53	<b>A2</b>	<b>Lotto 2</b>	<b>Lotto 3a</b>	<b>Lotto 3b</b>	strada A2														
	area totale	3083,00	1013,00	825,00	885,00						5.806,00		area totale						
	area verde	1523,00	510,00	425,00	0,00						2.458,00		area verde						
	area impermeabile	1560,00	503,00	400,00	885,00						3.348,00		area impermeabile						
37	<b>G9</b>	<b>Lotto 4a</b>	strada G9																
	area totale	1417,00	538,00		mq						1.955,00		area totale						
	area verde	631,00	0,00		mq						631,00		area verde						
	area impermeabile	786,00	538,00		mq						1.324,00		area impermeabile						
66	<b>2B</b>	<b>Lotto 2</b>	<b>Lotto 3a</b>	<b>Lotto 3b</b>	<b>Lotto 4b</b>	<b>Lotto 1c</b>	<b>Lotto 1d</b>	strada 2B	strada A2	stradello L1									
	area totale	3083,00	1013,00	825,00	972,00	823,00	742,00	824,00	885,00	161,00		9.328,00		area totale					
	area verde	1523,00	510,00	425,00	434,00	400,00	373,00	0,00	0,00	0,00		3.665,00		area verde					
	area impermeabile	1560,00	503,00	400,00	538,00	423,00	369,00	824,00	885,00	161,00		5.663,00		area impermeabile					
48	<b>EB</b>	<b>Lotto 1a</b>	<b>Lotto 1b</b>	strada EB															
	area totale	742,00	823,00	529,00		mq						2.094,00		area totale					
	area verde	373,00	400,00	0,00		mq						773,00		area verde					
	area impermeabile	369,00	423,00	529,00		mq						1.321,00		area impermeabile					
49	<b>FC</b>	parcheggio																	
	area totale	1536,00		mq						1.536,00		area totale							
	area verde	0,00		mq						0,00		area verde							
	area impermeabile	1536,00		mq						1.536,00		area impermeabile							
26	<b>DC</b>	Strada CD	Lotto 5a																
	area totale	432,00	712,00		mq						1.144,00		area totale						
	area verde	0,00	360,00		mq						360,00		area verde						
	area impermeabile	432,00	352,00		mq						784,00		area impermeabile						
16	<b>CB</b>	Strada CD	Lotto 5a		strada CB	parcheggio													
	area totale	432,00	712,00		180,00	1536,00		mq						2.860,00		area totale			
	area verde	0,00	360,00		0,00	0,00		mq						360,00		area verde			
	area impermeabile	432,00	352,00		180,00	1536,00		mq						2.500,00		area impermeabile			
69	<b>H9</b>	<b>Lotto 4a</b>	strada G9	<b>Lotto 3c</b>	strada H9														
	area totale	1417,00	538,00	976,00	650,00		mq						3.581,00		area totale				
	area verde	631,00	0,00	576,00	0,00		mq						1.207,00		area verde				
	area impermeabile	786,00	538,00	400,00	650,00		mq						2.374,00		area impermeabile				
74	<b>BH</b>	<b>Lotto 2</b>	<b>Lotto 3a</b>	<b>Lotto 3b</b>	<b>Lotto 4b</b>	<b>Lotto 1</b>	strada 2B	strada A2	strada EB	Strada CD	<b>Lotto 5a</b>	strada CB	parcheggio	<b>Lotto 4c</b>	strada BH				
	area totale	3083,00	1013,00	825,00	972,00	3291,00	824,00	885,00	529,00	432,00	712,00	180,00	1536,00	972,00	534,00	15.788,00			
	area verde	1523,00	510,00	425,00	434,00	1546,00	0,00	0,00	0,00	0,00	360,00	0,00	0,00	439,00	0,00	5.237,00			
	area impermeabile	1560,00	503,00	400,00	538,00	1745,00	824,00	885,00	529,00	432,00	352,00	180,00	1536,00	533,00	534,00	10.551,00			
5	<b>HI</b>	<b>Lotto 1</b>	<b>Lotto 2</b>	<b>Lotto 3</b>	<b>Lotto 4</b>	<b>Lotto 5a</b>	strade	parcheggio											
	area totale	3291,00	3083,00	2814,00	3361,00	712,00	4572,00	1536,00		mq						19.369,00		area totale	
	area verde	1546,00	1523,00	1511,00	1504,00	360,00	0,00	0,00		mq						6.444,00		area verde	
	area impermeabile	1745,00	1560,00	1303,00	1857,00	352,00	4572,00	1536,00		mq						12.925,00		area impermeabile	

		di cui		Area edifici		Strada/Parcheggio	
A2	2463,00						
	885,00						
G9	786,00						
	538,00						
2B	3954,00						
	1709,00						
EB	792,00						
	529,00						
FC	0,00						
	1536,00						
DC	352,00						
	432,00						
CB	352,00						
	2148,00						
H9	1186,00						
	1188,00						
BH	5631,00						
	4920,00						
HI	6817,00						
	6108,00						

Schema rete, pendenza da A-G verso I				Lunghezza dei tratti in metri											
				RAMO											
		U.d.M.	fonte	A2	G9	2B	EB	FC	DC	CB	H9	BH	HI	Note	
Atot	area totale	mq	disegno	5806	1955	9328	2094	1536	1144	2860	3581	15788	19369	superficie complessiva contribuente	
Atetto	area coperture	mq	disegno	2463	786	3954	792	0	352	352	1186	5631	6817	superficie di tipo impermeabile	
Astrada	area strada	mq	disegno	885	538	1709	529	1536	432	2148	1188	4920	6108	superficie di tipo impermeabile	
Averde	area verde	mq	disegno	2458	631	3665	773	0	360	360	1207	5237	6444	superficie di tipo permeabile	
IMP	coeff. di impermeabilità	-	-	0,577	0,677	0,607	0,631	1,000	0,685	0,874	0,663	0,668	0,667	(Astrada+Atetto)/Atot	
Ks	coeff. di scabrezza	m <sup>1/3</sup> /s	ipotesi	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	coefficiente di Strickler
At	area contribuente totale	mq	disegno	5806	1955	9328	2094	1536	1144	2860	3581	15788	19369	area contribuente totale, che tiene in considerazione anche eventuali superfici contribuente a monte	
i %	pendenza	-	ipotesi	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	pendenza della tubazione	
L	lunghezza ramo	m	disegno	53	37	66	48	49	26	16	69	74	5	lunghezza del ramo di tubazione	
φperm	coeff. di afflusso aree perm.	-	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	coefficiente relativo alle aree di tipo permeabile	
φimp	coeff. di afflusso aree imperm.	-	-	0,947	0,919	0,940	0,920	0,800	0,890	0,828	0,900	0,907	0,905	(Atetto*1+Astrada*0,8)/(Atetto+Astrada)	
φ	coeff. di afflusso bacino	-	-	0,758	0,784	0,767	0,765	0,800	0,767	0,787	0,765	0,772	0,771	(φimp*IMP)+(1-IMP)*φperm	
φdef	coeff. di afflusso totale	-	-	0,758	0,784	0,767	0,765	0,800	0,767	0,787	0,765	0,772	0,771	considera anche φ di eventuali tratti a monte	
a	coeff. curva possibilità pluviom.	mm/h	relazione	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	coeff. a nella curva di possibilità pluviometrica definita dalla h = a*t <sup>n</sup>	
n	esponente curva possibilità pluviom.	-	relazione	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	0,408	coeff. n nella curva di possibilità pluviometrica definita dalla h = a*t <sup>n</sup>	
Te	tempo di ingresso in rete	min	tabella	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio	
D	diametro condotta	m	ipotesi	0,500	0,500	0,630	0,400	0,315	0,400	0,500	0,630	0,630	0,800	Diametro ipotizzato	
Vp	velocità in condotta a sez. piena	m/s	-	1,394	1,394	1,627	1,202	1,025	1,699	1,972	1,627	1,627	1,908	velocità di sezione piena = Ks*D^(2/3)*(i%/100)^0,5	

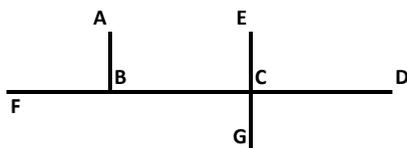


		RAMO												
		U.d.M.	fonte	A2	G9	2B	EB	FC	DC	CB	H9	BH	HI	Note
Qp	portata a sez. piena	mc/s	-	0,274	0,274	0,507	0,151	0,080	0,213	0,387	0,507	0,507	0,958	portata di sezione piena = $V_p * D^2 * \pi / 4$
Lrete	lunghezza rete	m	disegno	53	37	119	48	49	26	65	106	193	70	lunghezza della rete
Tr	tempo di percorrenza rete	min	-	0,633	0,442	1,219	0,666	0,797	0,255	0,549	1,086	1,977	0,612	$L / (60 * V_p)$
Tc	tempo di corrvazione Tr+Te	h	-	0,17	0,17	0,18	0,17	0,18	0,17	0,17	0,18	0,19	0,17	$(T_c + Tr / 1,5) / 60$ in cui, per tener conto della variabilità nel tempo della precipitazione e quindi non sottostimare la portata al colmo, si fa riferimento a 1,5 volte la velocità di moto uniforme
ic	intensità di pioggia	mm/h	-	129,6548947	130,6030207	126,8621792	129,4967721	128,859005	131,5496635	130,069668	127,4829646	123,4771486	129,7623813	$a * T_c^{(n-1)}$
Qmax	portata acqua meteorica	mc/s	-	0,158	0,056	0,252	0,058	0,044	0,032	0,081	0,097	0,418	0,538	$A * i_c * \phi * (3600 * 1000)$
Qmax/Qp	Qmax/Qp	-	-	<b>0,579</b>	<b>0,203</b>	<b>0,497</b>	<b>0,382</b>	<b>0,551</b>	<b>0,150</b>	<b>0,210</b>	<b>0,191</b>	<b>0,825</b>	<b>0,561</b>	rapporto tra portata massima e portata di sezione piena
Verifica	Qmax/Qp < 1	-	-	ok	Verifica della portata									
Verifica	h/D ≈ 0,7	-	tabella	0,546	0,305	0,498	0,428	0,53	0,261	0,31	0,296	0,692	0,535	da tabella: Verifica del grado di riempimento
Vmax/Vp		-	tabella	1,036	0,783	0,998	0,932	1,023	0,718	0,79	0,77	1,117	1,028	valore da tabella
Vmax		m/s	-	1,445	1,092	1,624	1,120	1,048	1,220	1,558	1,253	1,817	1,961	$((V_{max} / V_p) \text{ da tabella}) * V_p$
Verifica	Vmax < 5 m/s	-	-	ok	Verifica sulla velocità									

### FOGNATURA ACQUE NERE - RAMI CONTRIBUENTI

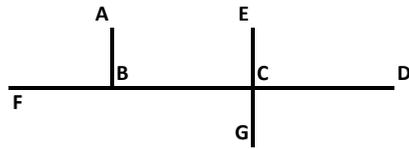
	L ramo [m]	Lotti contribuenti				Totali	Abitanti equivalenti	
AB	50	lotto 2 71	0,5 lotto 3 33		ab eq	AB	104	
BF	51	0,5 lotto 3 33	lotto 4a 34		ab eq	BF	67	
BC	66	area AB 104	area BF 67	lotti 1a-c-d 56		ab eq	BC	227
EC	50	lotto 1b 20		ab eq		EC	20	
CG	51	lotti 4b-c 46		ab eq		CG	46	
CD	53	area BC 227	area EC 20	area CG 46	lotto 5 58	ab eq	CD	351

Schema rete, pendenza da A-F verso D



		RAMO								
		U.d.M.	rif.	AB	BF	BC	EC	CG	CD	Note
Nab	numero di abitanti a monte del condotto	-	-	104	67	227	20	46	351	Numero di abitanti da considerare per il calcolo del condotto
Cpg	Coeff. di punta giornaliero	-	-	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	coefficiente di punta giornaliero, valutato pari a 2,4
Cmc	Coeff. di massimo consumo stagionale	-	-	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	coefficiente di massimo consumo stagionale, valutato pari a 1,4
Crid	Coeff. di riduzione per perdite	-	-	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	coefficiente che tiene conto dell' effettiva aliquota di acqua potabile distribuita che dopo l'utilizzo viene scaricata nella fognatura, valutato pari a 0,8.
D.I.	Dotazione idrica	l/ab*g	-	300	300	300	300	300	300	quantità di acqua individuale che deve essere garantita mediamente durante l'anno
$\beta$	coeff.	h	-	8	8	8	8	8	8	è il numero di ore durante le quali si presume avvenga l'uso dell'acqua, si assume pari a 8;
Qn max	portata max di acqua nera	l/sec	-	2,912	1,876	6,356	0,560	1,288	9,828	$Qn = Nab * Cpg * Cmc * Crid * D.I. / 3600 * \beta$
Qn min	portata minima di acqua nera	l/sec	-	1,456	0,938	3,178	0,280	0,644	4,914	si assume pari a 0,5*Qn max
Ks	coeff. di scabrezza	m <sup>1/3</sup> /s	ipotesi	70	70	70	70	70	70	coefficiente di Strickler
i %	pendenza	-	ipotesi	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	pendenza della tubazione
L	lunghezza ramo	m	disegno	50	51	66	50	51	53	lunghezza del ramo di tubazione
D	diametro condotta	m	ipotesi	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	Diametro ipotizzato

Schema rete, pendenza da A-F verso D



		RAMO								
		U.d.M.	rif.	AB	BF	BC	EC	CG	CD	Note
<b>V<sub>p</sub></b>	velocità in condotta a sez. piena	m/s	-	1,071	1,071	1,071	1,071	1,071	1,071	velocità di sezione piena = $K_s \cdot D^{(2/3)} \cdot (i\%/100)^{0,5}$
<b>Q<sub>p</sub></b>	portata a sez. piena	mc/s	-	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	portata di sezione piena = $V_p \cdot D^2 \cdot \pi/4$
<b>Q<sub>max</sub>/Q<sub>p</sub></b>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>p</sub>	-	-	<b>0,087</b>	<b>0,056</b>	<b>0,189</b>	<b>0,017</b>	<b>0,038</b>	<b>0,292</b>	rapporto tra portata massima e portata di sezione piena
<b>Verifica</b>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>p</sub> < 1	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Verifica della portata
<b>Verifica</b>	h/D	-	tabella	0,199	0,159	0,294	0,088	0,13	0,37	da tabella: Verifica del grado di riempimento
<b>V<sub>max</sub>/V<sub>p</sub></b>		-	tabella	0,612	0,535	0,767	0,365	0,471	0,866	valore da tabella
<b>V<sub>max</sub></b>		m/s	-	0,655	0,573	0,821	0,391	0,504	0,927	$((V_{max}/V_p) \text{ da tabella}) \cdot V_p$
<b>Verifica</b>	V <sub>max</sub> < 5 m/s	-	-	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Verifica sulla velocità
<b>Q<sub>n,min</sub>/Q<sub>p</sub></b>	Q <sub>n,min</sub> /Q <sub>p</sub>	-	-	0,0433	0,0279	0,0945	0,0083	0,0192	0,1462	rapporto tra portata minima nera e portata di sezione piena
<b>h/D</b>		-	tabella	0,14	0,112	0,207	0,06	0,094	0,258	da tabella: Verifica del grado di riempimento
<b>V<sub>min</sub>/V<sub>p</sub></b>		-	tabella	0,493	0,43	0,626	0,287	0,385	0,713	valore da tabella
<b>Verifica</b>	V <sub>min</sub> ≈ 0,5 m/s	-	-	0,528	0,460	0,670	0,307	0,412	0,763	Verifica velocità acque nere

# **COMUNE DI FERRARA PROVINCIA DI FERRARA**

**RICHIESTA DI VARIANTE AL PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA  
PRIVATA PROT. 82822/05 RILASCIATO IN DATA 05/11/07**

## **ALLEGATO I.4 – RETI TECNOLOGICHE: RELAZIONE CALCOLO ACQUE BIANCHE E NERE INTEGRAZIONE**

**REV. 003 – NOVEMBRE 2018**

### **LOCALIZZAZIONE**

Via Comacchio, Via Don Giulio Zerbini – 44124, Cona (FE)

### **DATI CATASTALI**

Foglio 235 mapp. 874,73,430

### **RICHIEDENTE**

***HI-MEC SRL***

***Via Verginese 24, Gambulaga – Portomaggiore (Fe) p.iva 01532930383***

### **PROGETTISTA**

Arch. Marcello Bosi

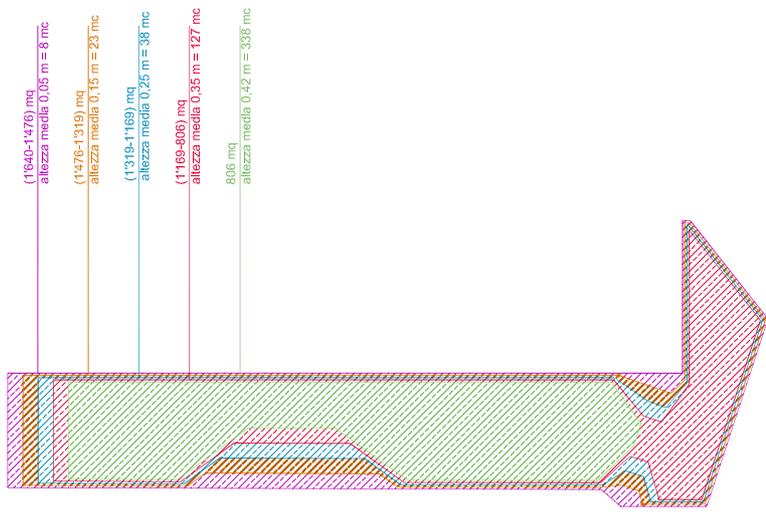
Via Trento, 64 – 45030 S. Maria Maddalena, Occhiobello (RO)

Tel/fax 0425/758307 e-mail [architetto.bosi@gmail.com](mailto:architetto.bosi@gmail.com)

# VERIFICA VOLUMI DI INVASO STRALCIO 1

Porzione considerata ai fini del calcolo  
della superficie urbanizzata  
STRALCIO 1  
15'600 mq => 546 mc laminazione

Porzione considerata ai fini del calcolo  
della superficie urbanizzata  
STRALCIO 2  
8'000 mq => 280 mc laminazione



(1'640-1'476) mq altezza media 0,05 m = 8 mc
(1'476-1'319) mq altezza media 0,15 m = 23 mc
(1'319-1'169) mq altezza media 0,25 m = 38 mc
(1'169-806) mq altezza media 0,35 m = 127 mc
806 mq altezza media 0,42 m = 338 mc

VASCA STRALCIO 1  
534 mc laminazione

VOLUME INVASO STRALCIO 1: 534 mc vasca + 13 mc pozzetti = 547 mc > 546 mc  
a questi si aggiunge la capacità di invaso delle condotte di raccolta