



COMUNE DI SAN GIORGIO DI PIANO

VARIANTE
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
(ai sensi della L.R. 20/2000, art. 35)

PUA

SUB AMBITO 3.1

PUA APPROVATO CON DELIBERA ESECUTIVA DI CONSIGLIO COMUNALE
N. 39 DEL 09/06/2016

(ai sensi della L.R. 16/2012, art. 4, comma 15)

PROPONENTI : **ESTERCOSTRUZIONI s.r.l.** - San Giorgio di Piano -

PROSPETTIVA IMMOBILIARE s.r.l. - Senigallia (An)

PROGETTO :



arch. ing. Nicola ZANNI
arch. Stefania PIANCONE
geom. Luca TONELLI
grafica Michele ZANNI



Spazio riservato all'Ufficio Tecnico

		N° PROT. U.T.
ELABORATO :	6.0b	data: luglio 2017
OGGETTO TAVOLA :		AGGIORNAMENTI :
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO IDRUALICO		1
		2
		3

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO IDRAULICO

Comune di San Giorgio di Piano

Lavori per la realizzazione delle infrastrutture idriche e fognanti a servizio del sub ambito 3.1.

1. Inquadramento territoriale e sostenibilità idraulica

1.1 Inquadramento territoriale



Fig. 1

L'area oggetto di intervento edilizio è ubicata in un contesto pianeggiante ad una quota media di ca. 20 m s.l.m. a Nord-Ovest del centro abitato di San Giorgio di Piano (BO) tra Via Irma Bandiera (a Sud) e Via Codini (a Nord) (cfr. fig. 1).

L'area di intervento ricade in un ambito per nuovi insediamenti su area libera ANS-C (art. 24.3 del PSC), ed ha una consistenza complessiva di 27.359 mq (area contornata in orange in fig. 2).



Fig. 2

L'intervento si caratterizza per essere autonomamente funzionale e di immediata cantierizzazione in quanto le aree oggetto di intervento sono libere e di proprietà dei soggetti proponenti.

La proposta edilizia si articola come segue:

AREALE 3	area	a	b	c=0,6*b	d=0,4*b	e=a*c	f=a*d	l=e+f	ALLOGGI (80 mq di SU)	Abitanti Teorici 28 mq di SU	verde 24 mq/ab
		SUP. TERRITORIALE	IND. TERRITORIALE	IND. TERRITORIALE privato	IND. TERRITORIALE pubblico	SUP. UTILE privata	SUP. UTILE pubblica	TOTALE SU			
		ST	UT	UT priv =0,6*UT	UT pubb =0,4*UT						
		(mq)	(mq/mq)	(mq/mq)	(mq/mq)	(mq)	(mq)	(mq)			
Area Cascino	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0			
	APL	11.700	0,18	0,11	0,07	1.264	842	2.106			
	TOTALE	11.700				1.264	842	2.106	26	75	1.805
Area Caterino	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0			
	APL	14.059	0,18	0,11	0,07	1.518	1.012	2.531			
Area Cascino Area Caterino	TRASFERIMENTO diritto SUPERFICIE DA SUB Ambito 3.2					380		380	5	14	336
	TOTALE	14.059				1.518	1.012	2.531	32	90	2.169
Area Comune	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0			
	APL	1.600	0,18	0,11	0,07	176	112	288			
	TOTALE	1.600				176	112	288	4	10	247
TOTALE PRIMO PUA sub Ambito 3.1		27.359				3.338	1.967	5.305	67	189	4.536
Area Rossi Secondo PUA sub Ambito 3.2	APV	3.638	0,05	0,03	0,02	105	70	175			
	Area maceri	7.350	0,18	0,11	0,07	794	529	943			
	TRASFERIMENTO diritto SUPERFICIE IN SUB Ambito 3.1					-380		-380			
	APL	25.822	0,18	0,11	0,07	2.789	1.859	4.648			
	TOTALE	36.810				3.307	2.458	5.766	72	206	4.942
Area Atti Terzo PUA sub Ambito 3.3	APV	2.716	0,05	0,03	0,02	78	52	130			
	APL	50.948	0,18	0,11	0,07	5.502	3.668	9.171			
	TOTALE	53.664				5.581	3.720	9.301	116	332	7.972
TOTALE COMPARTO DI PSC		117.833				12.226	8.145	20.371	255	727	17.450

N.B. PER IL CALCOLO DELLA LAMINAZIONE LA BONIFICA ACCETTA LO SCORPORA DALLA SUPERFICIE TERRITORIALE TOTALE, DELL'AREA DEI MACERI IN QUANTO RIMANE PERMEABILE.

N.B. IL TRASFERIMENTO DEL DIRITTO DI SUPERFICIE DAL COMPARTO 3.2 AL COMPARTO 3.1 E' DOVUTO UNICAMENTE ALLA MODIFICA DELLE TIPOLOGIE EDILIZIE PREVISTE IN PROGETTO.

1.2 sostenibilità idraulica

Le norme indicate dall'Autorità di Bacino del Reno nel P.S.A.I (art.20 comma 1) prescrivono che:

“ Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento ... i Comuni prevedono nelle zone di espansione, per le aree non già interessate da trasformazioni edilizie, la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriali , ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto .”

Questa norma, ripresa anche dal PTCP della provincia di Bologna, mira al rispetto del principio di invarianza idraulica secondo cui il regime delle portate meteoriche prima e dopo la trasformazione urbanistica deve rimanere invariato.

La fognatura di acque bianche che drenerà il sub-comparto in questione avrà due reti indipendenti che avranno come recapito finale un invaso di laminazione da realizzare con il presente intervento.

La prima rete scolerà le acque del sottobacino a (fig. 3), formato dai lotti 1,2...8 con le relative infrastrutture (parcheggi, strade, percorsi pedonali, pista ciclabile) per una consistenza complessiva di circa 12.500 mq.

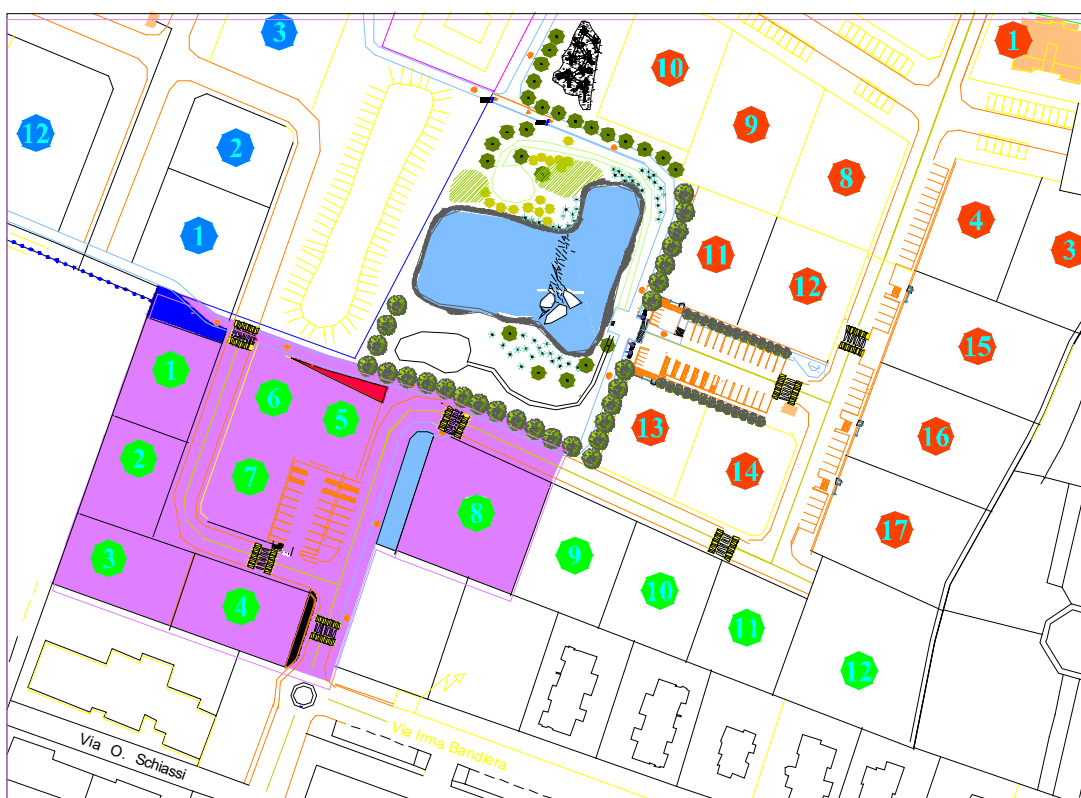


fig.3 (sottobacino a)

La seconda rete scolerà le acque del sottobacino b (fig. 4), formato dai lotti 9,10...17 con le relative infrastrutture (parcheggi, strade, percorsi pedonali, pista ciclabile) per una consistenza complessiva di circa 15.300 mq.

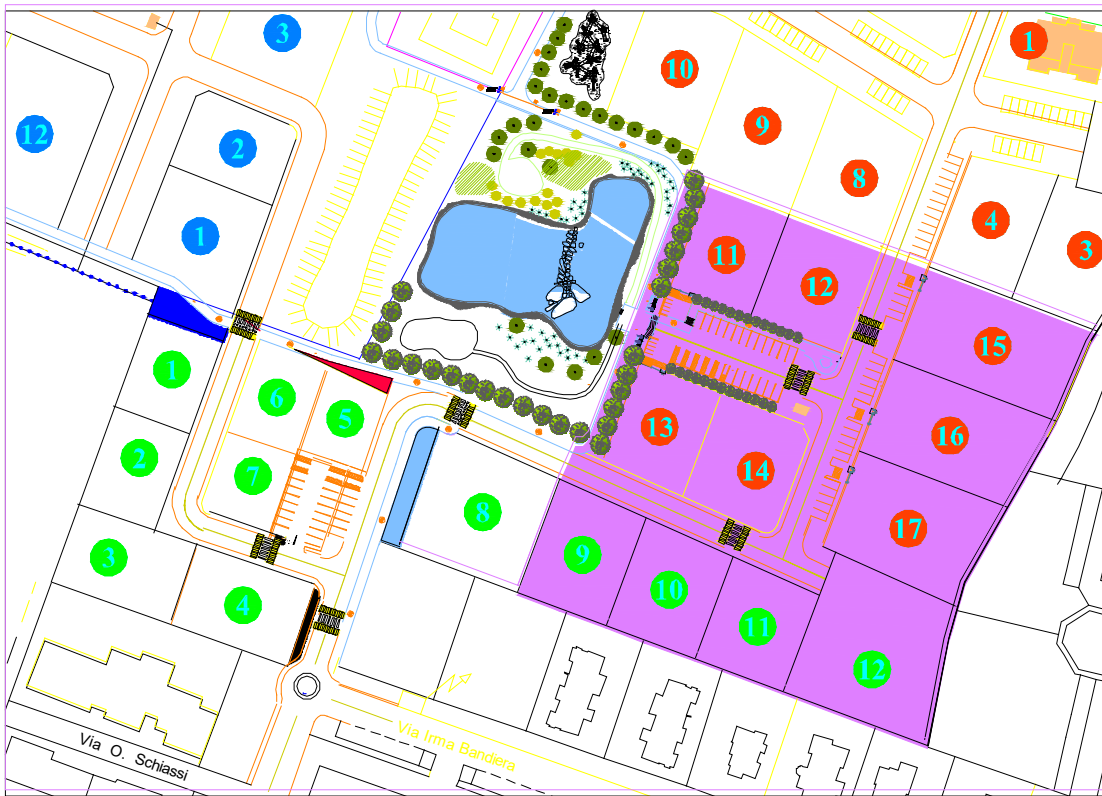


fig.4 (sottobacino b)

Le due reti convoglieranno le acque in una cassa di laminazione ottenuta dalla trasformazione di due maceri esistenti posti a nord del sub-comparto.

Per accordi tra le parti sigg. Cascino – Caterino (proponenti del sub-comparto 3.1) e il sig. Rossi (futuro sub-comparto 3.2) , il dimensionamento della cassa di laminazione verrà calcolato includendo nel computo le superfici dei due sub-comparti.

Pertanto tenendo conto del quadro complessivo si avrà :

Superficie territoriale Caterino + Cascino	mq. 27359
Superficie territoriale Rossi	mq. 36810
Superficie pista ciclabile a margine dei maceri	<u>mq. 441</u>
Σ Sut	mq. 64610

La disaggregazione della somma dei primi due macrodati è riportata in tab. 1:

AREALE 3	area	a	b	c=0,6*b	d=0,4*b	e=a*c	f=a*d	f=e+f	ALLOGGI (80 mq di SU)	Abitanti Teorici 28 mq di SU	verde 24 mq/ab		
		SUP. TERRITORIALE	IND. TERRITORIALE	IND. TERRITORIALE privato	IND. TERRITORIALE pubblico	SUP. UTILE privata	SUP. UTILE pubblica	TOTALE SU					
		ST	UT	UT priv =0,6*UT	UT pubb =0,4*UT								
		(mq)	(mq/mq)	(mq/mq)	(mq/mq)	(mq)	(mq)	(mq)					
SUPERFICIE DA UTILIZZARE PER IL CALCOLO DELLA LAMINAZIONE: mq 27.425 + 36.810 - 7350 = 56.885	Area Cascino	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0				
		APL	11.700	0,18	0,11	0,07	1.264	842	2.106				
		TOTALE	11.700				1.264	842	2.106	26	75	1.805	
	Area Caterino	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0				
		APL	14.059	0,18	0,11	0,07	1.518	1.012	2.531				
	Area Cascino Area Caterino	TRASFERIMENTO diritto SUPERFICIE DA SUB Ambito 3.2					380		380	5	14	336	
		TOTALE	14.059				1.518	1.012	2.531	32	90	2.169	
	Area Comune	APV	0	0,05	0,03	0,02	0	0	0				
		APL	1.600	0,18	0,11	0,07	176	112	288				
		TOTALE	1.600				176	112	288	4	10	247	
	TOTALE PRIMO PUA sub Ambito 3.1			27.359				3.338	1.967	5.305	67	189	4.536
	Area Rossi Secondo PUA sub Ambito 3.2	APV	3.638	0,05	0,03	0,02	105	70	175				
		Area maceri	7.350	0,18	0,11	0,07	794	529	943				
		TRASFERIMENTO diritto SUPERFICIE IN SUB Ambito 3.1					-380		-380				
		APL	25.822	0,18	0,11	0,07	2.789	1.859	4.648				
	TOTALE	36.810				3.307	2.458	5.766	72	206	4.942		
Area Atti Terzo PUA sub Ambito 3.3	APV	2.716	0,05	0,03	0,02	78	52	130					
	APL	50.948	0,18	0,11	0,07	5.502	3.668	9.171					
	TOTALE	53.664				5.581	3.720	9.301	116	332	7.972		
TOTALE COMPARTO DI PSC			117.833				12.226	8.145	20.371	255	727	17.450	

Tab. 1

Pertanto ai fini del dimensionamento della cassa di laminazione avremo:

Sup impermeabile mq. 55.121
 Sup. a verde pubblico mq. 9.489
 Σ_T mq. 64.610

assetto da progetto		coefficiente di compensazione (mc per Ha)	Volume di compensazione minimo
Ha 5.5121	Aree impermeabili	500	2756 mc

Superficie cassa di laminazione

Considerando le sponde svasate avremo che il volume è pari a $V = (S1 + S2) / 2 \times h$

S1 (prima corona) mq. 2647

S2 (seconda corona) mq. 2364

S media = (S1 + S2) / 2 = (2647 + 2364) / 2 = 2505 mq

Pertanto il tirante T_1 vale;

Tirante $T_1 = 2756 / 2505 \approx \text{m. 1.10}$ (tirante di norma sempre libero)

2. Rete acque meteoriche

2.1 Caratteristiche tecnologiche

- Reti : saranno realizzate con condotte di Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conforme alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 315-400 mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.. Nel caso di reti superficiali si adotteranno tubi del tipo SN4 con getto integrativo di cls al fine di evitare problemi di deformazione sotto carico esterno.
- Giunzioni : le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete, rigidità anulare.
- Scavi : lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 70 cm, la profondità di interrimento della rete fognante sarà di 90-130 cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e, in ogni caso, secondo le indicazioni del Discipinare del Gestore del Servizio Idrico Integrato Hera Bologna, le canalizzazioni fognanti saranno posizionate a debita distanza dalle condotte di acqua potabile e possibilmente sottostanti alle stesse.
- Le condotte saranno posate con allineamento dei cieli, realizzando salti di fondo per eventuale cambio di diametro. Il ricoprimento dall'estradosso dei tubi al piano di scorrimento stradale avrà un'altezza minima di 45 cm nelle aree del parcheggio più vicine alla rotonda, mentre nelle altre zone sarà di oltre 60 cm.
- Le tubazioni delle caditoie avranno diametro DN/OD 160 mm.
- Le pendenze motrici dei tronchi adottate saranno 0,1-0,15% e comunque saranno assicurate nei punti critici velocità minime di scorrimento di 0,5 m/sec, mentre le velocità

massime adottate saranno inferiori di 5 m/sec al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Alle canalizzazioni in PVC-U sarà assicurato un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia mista a ghiaia con diametro non superiore di 20 mm. Poiché le tubazioni di PVC-U sono flessibili, l'uniformità del terreno circostante alle stesse è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiacco ed il primo ricoprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti.

- I pozzetti di ispezione per la fognatura saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m e posizionati ad interasse variabile tra i 35-40 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN)

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Fogna" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

2.2 Calcolo idraulico della rete di fogna bianca

I parametri fondamentali per la descrizione e la valutazione delle piogge e di conseguenza per il dimensionamento della rete di fogna bianca sono i seguenti:

- *Durata* "t" (min) : è l'intervallo di tempo scelto durante l'evento pluviometrico, indica il tempo tra l'inizio e la fine della pioggia;
- *Altezza* "h" (mm) : è l'altezza della pioggia caduta in una data stazione di misura;
- *Intensità* " $i = \frac{h}{t}$ " (mm/min) : è l'altezza di pioggia caduta nell'unità di tempo;
- *Superficie del bacino* "A" (ha);
- *Frequenza* "η" : è il numero delle piogge che si verificano in un anno con una data intensità e con una data durata.

Il territorio italiano è stato diviso in 32 zone pluviometriche, per le quali è possibile conoscere la portata meteorica che rappresenta il volume di pioggia caduto su una superficie “s”

- *Portata Meteorica* “ $P_m = i * A$ ” (mc/min)

Non tutta la portata meteorica affluisce nella rete di fogna bianca in quanto parte evapora e parte viene trattenuta dal suolo, di conseguenza si valuta il coefficiente di deflusso dato dal rapporto tra la portata meteorica affluente nella rete e la portata meteorica caduta sulla superficie del bacino :

- *Coefficiente di deflusso* “ $\Psi = \frac{P_r}{P_m}$ ”

Per il dimensionamento della rete di fogna bianca si considera la portata affluente nella rete ottenuta:

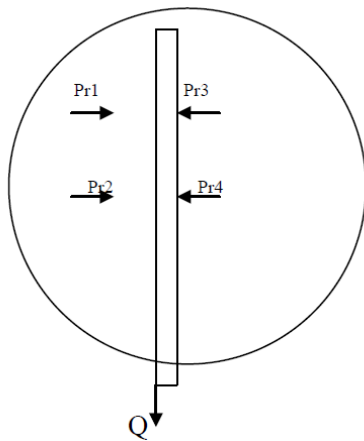
- *Portata affluente in rete* : “ $P_r = \Psi * P_m$ ”

I valori del coefficiente di deflusso riportati nelle linee guida del Gestore del servizio Idrico Integrato Hera di Bologna sono i seguenti:

Tipo di superficie	
Aree verdi aiuole, giardini	Permeabile ; $\Psi = 0,00\%$
Aree ghiaiate non drenate	Permeabile ; $\Psi = 0,00\%$
Parcheggi con grigliati in materiale plastico	Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$
Aree pavimentate tipo “Betonella” (parcheggi)	Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$
Aree ghiaiate drenate	Semipermeabile ; $\Psi = 0,50\%$
Coperture edifici	Impermeabile ; $\Psi = 100\%$
Aree asfaltate e cementate (strade, parcheggi, piazzali)	Impermeabile ; $\Psi = 100\%$
Aree in misto granulare stabilizzato (strade, parcheggi, piazzali)	Impermeabile ; $\Psi = 100\%$

Per il dimensionamento della rete di fogna bianca ci si riconduce alle formule relative al *moto permanente delle correnti a pelo libero*, essendo tale il comportamento delle correnti all’interno delle tubazioni di fognatura. Naturalmente si cercherà di rispettare le velocità minime (per garantire l’autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi) e massime (per evitare la corrosione dei tubi).

Per il calcolo idraulico si adotta il *METODO DELL’INVASO* che consiste nel considerare un *bacino di area A* a cui corrisponde un *diagramma pluviometrico* (che riporta i valori di “h” e “i” e quindi ci permette di calcolare la portata meteorica) ed un *coefficiente di deflusso* Ψ .



A = area del bacino

P_m = portata meteorica

Ψ = coefficiente di deflusso

$P_r = \Psi * P_m = \Psi_i * i * A_i$ = portata meteorica affluente in rete

$Q = \Sigma P_r$ = portata di deflusso.

L'area interessata dalla lottizzazione in questione è stata divisa in due Sottobacini A e B.

Il Sottobacino A ha una superficie territoriale di 12.500mq di cui 4.551mq è la superficie impermeabile e 7.949 mq è la superficie permeabile.

Il Sottobacino B ha una superficie territoriale di 15.300mq di cui 6.442mq è la superficie impermeabile e 8.858 mq è la superficie permeabile.

I parametri utilizzati per la costruzione delle linee di possibilità pluviometrica sono quelli indicati nelle linee guide rilasciate dall'Ufficio Ingegneria Reti di Hera Bologna srl, assumendo come tempo di ritorno $Tr = 25$ anni:

$$Tr \text{ 25 anni e durate } < 1 \text{ ora: } a = 45.36 \text{ n} = 0.57$$

$$Tr \text{ 25 anni e durate } > 1 \text{ ora: } a = 43.69 \text{ n} = 0.29$$

L'evento che è risultato essere più gravoso per il sistema di drenaggio è stato quello di durata uguale a 45 minuti :

$$h = a * d^n$$

$$h = 45.36 * 0.75^{0.57} = 38.49 \text{ mm}$$

$$i = h / d$$

Facendo riferimento all'evento maggiormente critico, ovvero quello di durata pari a 45 minuti si possono quantificare le portate meteoriche " P_m ", le portate affluenti in rete " P_r " e le portate di deflusso " Q "

$$i = \frac{h}{t} = \frac{h}{45'} = 38,49 \text{ mm} \text{ (intensità di pioggia e la relativa altezza avuta in 45 minuti)}$$

2.2.1 calcolo idraulico rete fogna bianca sottobacino " A "

Superficie territoriale :	$S_T = 12.500,00$ mq.
Superficie totale impermeabile:	$S_I = 4.551,00$ mq.
Superficie permeabile :	$S_V = 7.949,00$ mq.

$$P_m = i * S_I = 38,49 \text{ mm}/_{45} \text{min} * 4.551,00 \text{ mq.} = 0,03849 \text{ m}/_{45} \text{min} * 4.551,00 \text{ mq.} = 175,17 \text{ mc}/_{45} \text{min} = \frac{175,46}{45} = 3,89 \text{ mc}/\text{min} = \frac{3,89 * 1000}{60} = 64,87 \text{ lt}/\text{sec} \text{ (Portata meteorica)}$$

$P_m = 64,87$ lt/sec rappresenta la portata max di deflusso che la condotta terminale di diametro DN/OD 400 mm del Sottobacino A sverserà nell'invaso di laminazione.

2.2.2 calcolo idraulico rete fogna bianca sottobacino " B "

Superficie territoriale :	$S_T = 15.300,00$ mq.
Superficie totale impermeabile:	$S_I = 6.442,00$ mq.
Superficie permeabile :	$S_V = 8.858,00$ mq.

$$P_m = i * S_I = 38,49 \text{ mm}/_{45} \text{min} * 6.442,00 \text{ mq.} = 0,03849 \text{ m}/_{45} \text{min} * 6.442,00 \text{ mq.} = 247,95 \text{ mc}/_{45} \text{min} = \frac{247,95}{45} = 5,51 \text{ mc}/\text{min} = \frac{5,51 * 1000}{60} = 91,83 \text{ lt}/\text{sec} \text{ (Portata meteorica)}$$

$P_m = 91,83$ lt/sec rappresenta la portata max di deflusso che la condotta di diametro DN/OD 400 mm del sottobacino B conferirà all'invaso di laminazione.

VERIFICA TRONCO DN/OD 400

- $Q = 91,83$ lt/sec (portata max di deflusso)
- $\Delta = 0,002$ m/m (pendenza)
- $V = 1,06$ m/s (velocità)
- $\lambda = 0,70$ m/m (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,087$ m² (area di deflusso)
- $P = 0,352$ m (larghezza pelo libero)
- $D = 384$ mm (diametro minimo interno)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario DN/OD 400

Rapporto Invaso m/m	Velocità m/sec	Portata lt/sec
0,1	0,39	2,6
0,2	0,61	10,8
0,3	0,76	24,2
0,4	0,88	41,4
0,5	0,97	61,2
0,6	1,04	81,1
0,7	1,09	102,1
0,8	1,1	119,1
0,9	1,09	129,9

Le norme UNI EN 752-4/99 e le linee guida del gestore del servizio integrato Hera Bologna consigliano un rapporto di invaso massimo del 70%, mentre la norma nazionale consente, anche, insufficienze periodiche di funzionalità della rete fognaria di acque bianche, che si mantengano in limiti tollerabili.

Infatti il D.P.C.M. 4 marzo 1996, "Disposizioni in materia di risorse idriche", ha riportato il seguente principio : "Ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o eccezionalmente con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete".

2.3 Verifica dell'invaso di laminazione

Le condotte di fogna bianca sono state dimensionate in modo da consentire il deflusso per eventi che prevedono portate massime con TR = 25 anni.

Per l'evento maggiormente critico, ovvero quello di durata pari a 45 minuti, si verificano portate di punta che interesseranno contemporaneamente l'invaso di laminazione.

La somma delle portate di picco provenienti dal Sottobacino A (91,83 lt/sec) e dal Sottobacino B (64,87 lt/sec) è 156,70 l/s. La velocità massima di trasporto che si potrà raggiungere è 1,06 m/s , nel tubo di scarico dell'area del Sottobacino B.

Per l'evento di TR = 25 anni e durata = 45 minuti, il riempimento massimo dell'invaso di laminazione sarà il seguente:

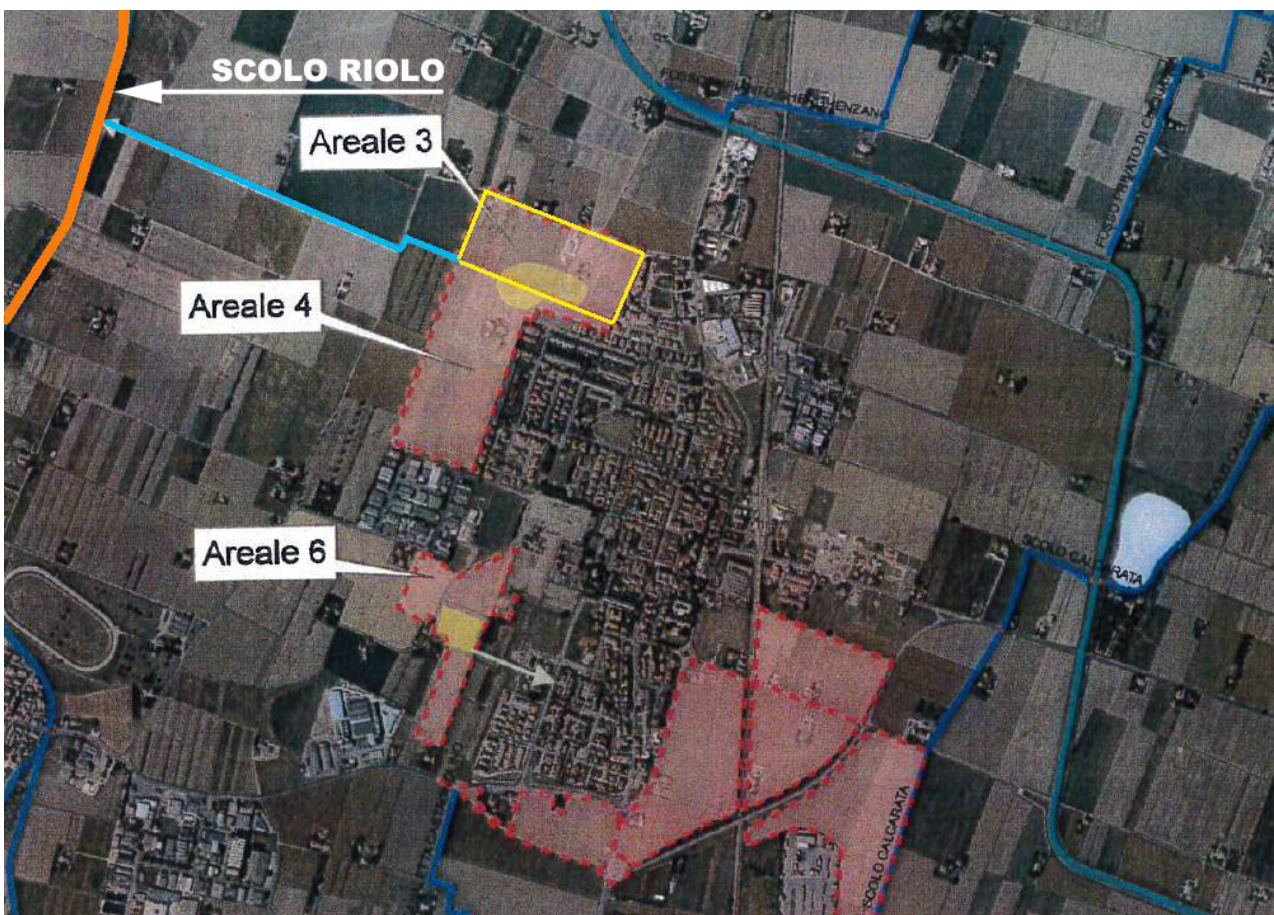
- Superficie dell'invaso di laminazione : **2.364 mq.**
- Volume di acqua piovana per una durata di 45 minuti:
 $156,70 \times 60 \times 45 = 423.090 \text{ lt} = \mathbf{423 \text{ mc.}}$

- Il massimo tirante di invaso sarà il seguente:
 $423 \text{ mc} : 2364 \text{ mq} \approx 0,18 \text{ m} \ll \text{al tirante}_1 1.10 \text{ m}.$

Al fine di ridurre l'azione erosiva sul fondo dell'invaso di laminazione è prevista, per ciascuna immissione, la costruzione di una briglia avente la funzione dissipativa che consentirà il passaggio da corrente veloce a lenta. Detta briglia sarà dotata di coperchio in ghisa calpestabile e non necessiterà di recinzioni particolari in quanto non costituirà alcun pericolo. In prossimità dell'area dell'invaso di laminazione dovranno essere installati dei cartelli monitori per avvertire la popolazione che possono verificarsi eventi di allagamenti temporanei.

2.4 invio acque meteoriche laminate al ricevitore superficiale

L'invaso sarà dotato di uno sfioratore di troppo pieno che convoglierà le acque attraverso un tubo in PVC-U di diametro esterno DN/OD 315 mm a un canale di scolo (bretella colore cyan in fig. 5) e da questi al ricevitore finale – canale di scolo “ Riolo “ (colore orange nella fig. 5), gestito dal Consorzio Bonifica Renana.



2.4.1 calcolo del Tirante max.

Per il calcolo del tirante max (H) si adotterà la seguente formula ridotta (Wheaton 1977):

$$H1 = h1 + h2 + h0$$

dove

- ✚ h1 = altezza di ritenuta del laghetto allo stato indifferente (m) (livello fisso indipendente dal tirante di cui al p.to seguente).
- ✚ h2 = altezza di ritenuta di norma - P.S.A.I (art.20 comma 1) = 1.10 m
- ✚ h0 = altezza aggiuntiva dovuta al moto ondoso (m)
- Calcolo dell'altezza aggiuntiva (h0) dovuta al moto ondoso

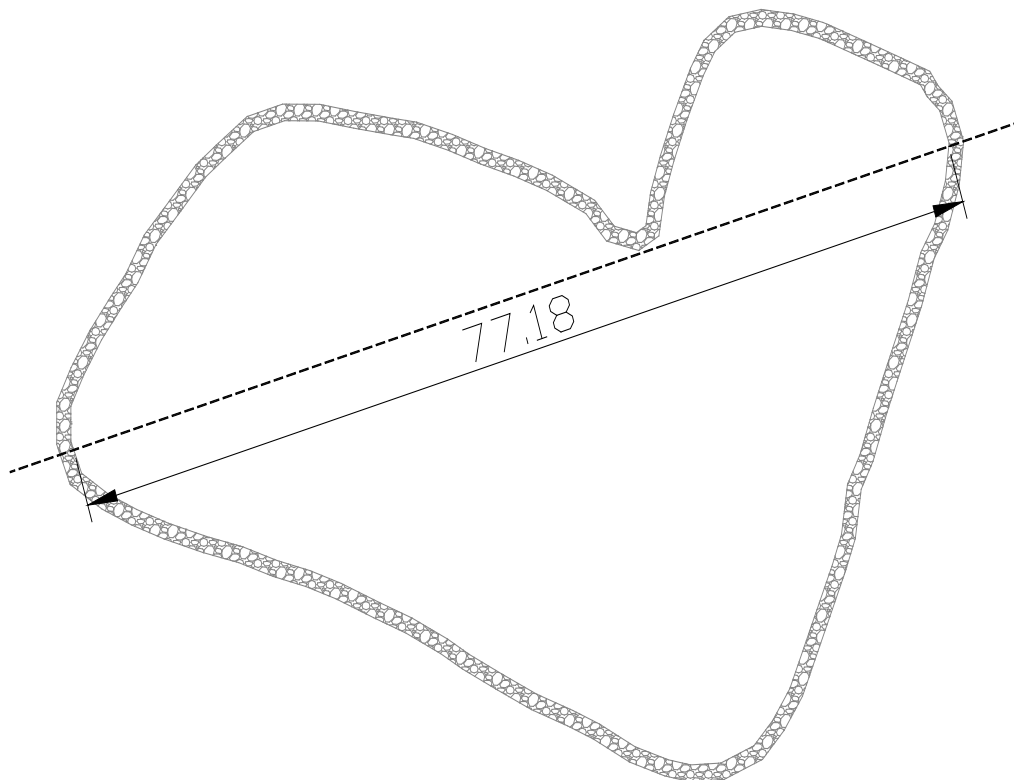
L'entità dell'altezza aggiuntiva dovuta al moto ondoso è funzione della distanza libera massima in linea retta (D), a livello del pelo dell'acqua, fra due punti della riva del bacino di laminazione.

Per il calcolo dell'altezza del moto ondoso può essere utilizzata la seguente formula.

$$h0 = 0.014 \sqrt{D}$$

dal progetto si ricava che la massima distanza fra due punti della riva del laghetto

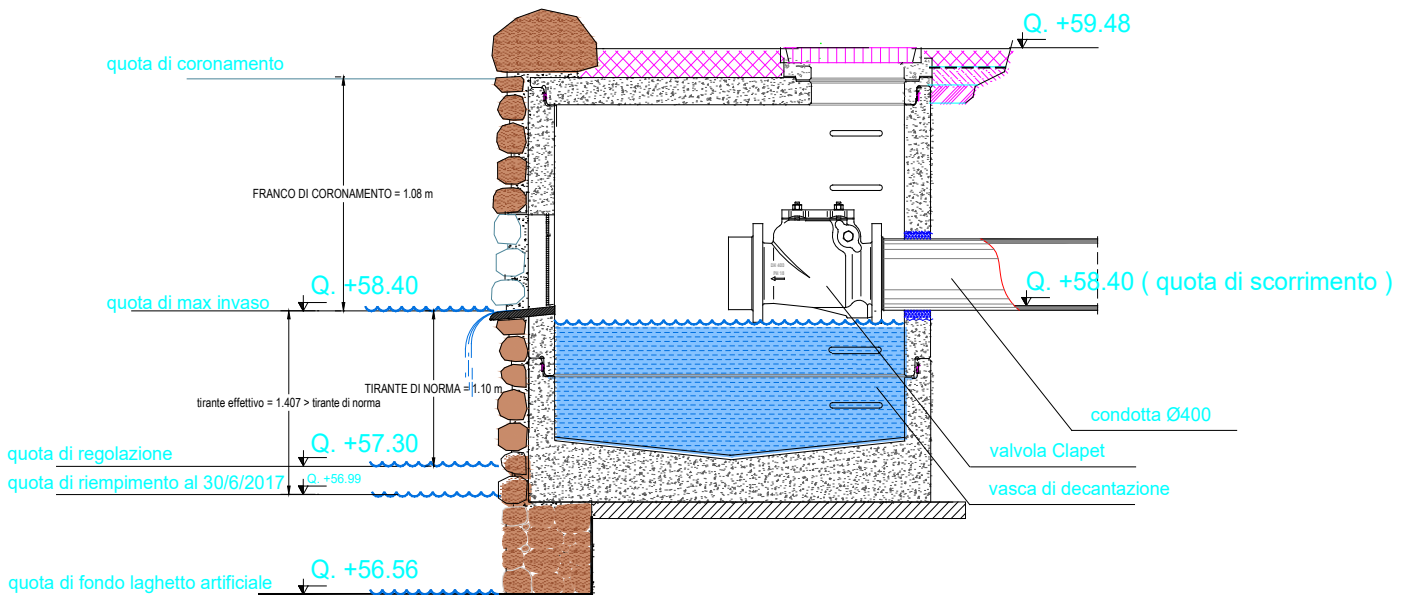
D ≈ 77.00 m



pertanto avremo :

$$h_o = 0.014 \sqrt{77} = \mathbf{0.123 \text{ m}}$$

- Calcolo del tirante (h1) dell'acqua della fontana ornamentale.



dettaglio briglia R1

Il tirante h1 è funzione di due serie di fattori :

1. caratteristiche morfologiche del sito,
2. caratteristiche della rete (pendenza, quota del recapito)

P.to 1 - dalla relazione geotecnica il sito (macero) è formato da un banco di argilla impermeabile dello spessore di $\approx 2.80 \text{ m}$.

P.to 2 - riferimento alla sezione della briglia avremo:

Q1 = quota assoluta del terreno $\rightarrow 59.48 \text{ m}$

Q2 = quota assoluta do scorrimento delle acque bianche $\rightarrow 58.40 \text{ m}$

Q3 = quota assoluta del tirante di norma (1.10 m) $\rightarrow 57.30$

Δ = differenziale di quota (Q1 – Q3) $\rightarrow 2.18 \text{ m}$

Il tirante h1 vale:

$$h1 = 2.80 - \Delta \approx \mathbf{0.62 \text{ m}}$$

profondità maggiori saranno possibili in sede di esecuzione dell'opera.

Il tirante h1 non partecipa al dimensionamento del collettore di scarico.

Oltre la quota di massimo invaso il bacino di laminazione è provvisto di un franco di coronamento di ml. 1.08 necessario per assorbire una serie di eventi :

- a) moto ondoso (h_o) → ml 0.12 (cfr. calcolo precedente)
- b) nubifragi → precipitazioni ≥ 30 mm/h
- c) cloudburst (esplosione di nuvole) → precipitazioni ≥ 50 mm/h
- d) altezza aggiuntiva di sicurezza (h_f) → 0.30 ml

h_f rappresenta il franco aggiuntivo ai fini della sicurezza, per il cui calcolo si considera la formula di Wheaton :

In generale si adottano i seguenti dimensionamenti (Wheaton 1977):

- 0.30 per invasi fino a 200 m
- 0.50 per invasi compresi tra 200 ÷ 400 m
- 0.60 per invasi compresi tra 400 ÷ 800 m

Nel caso in esame il franco aggiuntivo vale 0.30 m.

Si specifica infine che il franco di coronamento coincide con lo sfioratore di emergenza.

2.4.2 dimensionamento del collettore di trasporto delle acque dall'invaso.

Per il dimensionamento del collettore di trasporto delle acque dall'invaso di laminazione al canale di scolo Riolo ci si riconduce alle formule relative al moto permanente delle correnti a pelo libero.

Naturalmente verranno rispettate la velocità minima di 0,5 m/sec (e massime di 5 m/sec (per evitare la corrosione dei tubi). Il dimensionamento viene effettuato considerando una portata di 8 lt/sec , conformemente alle indicazioni del Consorzio della Bonifica Renana.

Il collettore di trasporto sarà posizionato a quota 19,00 – 20,00 m.s.m. , sarà collegato all'invaso di laminazione per mezzo di un' opera di presa in cemento armato, avrà uno sviluppo complessivo di 100 ml.

Il collettore sarà realizzato con tubi e pezzi speciali in Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conformi alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 315 mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%.

Le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete, rigidità anulare.

Lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 70 cm, la profondità di interrimento sarà di 90-130 cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e ogni caso, secondo le indicazioni del Consorzio della Bonifica Renana.

La pendenza motrice del collettore sarà non inferiore a 0,2% , si cercherà di assicurare nei punti critici velocità minima di scorrimento dei reflui di 0,5 m/sec , per garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi, mentre la velocità massima adottata sarà inferiori di 5 m/sec al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Alle canalizzazioni in PVC-U sarà assicurato un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia dello spessore di 10 cm. L'uniformità del terreno circostante al collettore è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiacco ed il primo ricoprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti o con apparecchi meccanici leggeri, al fine di ottenere un indice di Proctor almeno al 90%, di conseguenza sono state previste durante l'esecuzione delle opere le prove di costipamento e la determinazione delle caratteristiche di densità dei materiali impiegati.

I pozzetti di ispezione di linea saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m e posizionati ad interasse variabile tra i 40 m ed i 50 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN)

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Collettore" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

VERIFICA IDRAULICA

Dai calcoli di verifica si sono riscontrati i seguenti elementi finali:

tubi PVC-U ; DN/OD 315 mm.

- **Q = 8,00 lt/sec** (portata di deflusso)
- $\Delta = 0,002$ m/m (pendenza)
- $V = 0,57$ m/s (velocità)
- $\lambda = 0,25$ m/m (rapporto di invaso)

- $\Omega = 0,014 \text{ m}^2$ (area di deflusso)
- $P = 0,261 \text{ m}$ (larghezza pelo libero)
- $D = 300 \text{ mm}$ (diametro minimo interno)

Si riporta la scala di deflusso del collettore di trasporto DN/OD 315mm:

Rapporto Invaso m/m	Velocità m/sec	Portata lt/sec
0,1	0,32	1,2
0,2	0,50	5,0
0,3	0,63	11,3
0,4	0,73	19,3
0,5	0,81	28,6
0,6	0,87	38,4
0,7	0,90	47,7
0,8	0,92	55,7
0,9	0,91	60,8

Dalla suddetta scala di deflusso si evince che il collettore di trasporto progettato è idoneo a convogliare la portata prescritta dal Gestore pari a 8 lt/sec.

3. Rete acque nere

Il dimensionamento delle infrastrutture di fogna nera a servizio dei **176 residenti**, è stato effettuato considerando una dotazione media annua di 250 lt/ab.g., indicata nelle linee guida dei disciplinari tecnici del Gestore del servizio Idrico Integrato Hera di Bologna

3.1 dimensionamento

Per il dimensionamento della rete ci si riconduce alle formule relative al *moto permanente delle correnti a pelo libero*, essendo tale il comportamento delle correnti all'interno delle tubazioni di fognatura. Naturalmente verranno rispettate le velocità minime (per garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi) e massime (per evitare la corrosione dei tubi).

Il dimensionamento viene effettuato considerando una portata di acque nere pari all'80% della portata massima oraria dei consumi potabili, detta valutazione è giustificata in quanto non tutta l'acqua della rete idrica viene recapitata nella fogna nera, ma una parte si disperde per utilizzi diversi dall'uso domestico:

$$- Q_m = \frac{\alpha \times N \times d}{86400} = \frac{0,80 \times 176 \times 250}{86400} = 0,41 \text{ lt/sec (portata media giornaliera)}$$

α : coefficiente di dispersione

N : abitanti residenti

d : dotazione procapite lt/ab.g

$$- (Q_{\max})_h = \beta \times Q_m = 2,25 \times 0,41 = 0,92 \text{ lt/sec (portata massima oraria)}$$

$$- Q_{\min} = \delta \times Q_m = 0,5 \times 0,41 = 0,20 \text{ lt/sec (portata minima oraria)}$$

$$- V_{\min} \geq 0,5 \text{ m/sec (velocità minima di scorrimento)}$$

$$- V_{\max} \leq 5 \text{ m/sec (velocità massima di scorrimento)}$$

La rete di fogna nera sarà posizionata a quota 19,00 – 20,00 m.s.m. , sarà collegata al tronco di fogna nera esistente P1 di via Irma Bandiera di diametro DN 200, avrà uno sviluppo complessivo di \approx 600 ml.

3.2 Caratteristiche tecnologiche

- Reti : la rete fognaria sarà realizzata con tubi e pezzi speciali in Policloruro di Vinile non Plastificato (PVC-U) conformi alla norma UNI EN 1401-1, di diametro esterno DN/OD 200 mm, rigidità anulare SN8 (SDR 34), deformazione diametrale non superiore all'8%. . Nel caso di reti superficiali si adotteranno tubi del tipo SN4 con getto integrativo di cls al fine di evitare problemi di deformazione sotto carico esterno.
- Giunzioni : le giunzioni saranno realizzate con raccordo a bicchiere e con guarnizione elastomerica, sia i tubi che i pezzi speciali saranno marcati : norma di riferimento, nome del fabbricante, dimensione nominale, spessore minimo di parete, rigidità anulare.
- Scavo : lo scavo sarà realizzato a sezione obbligata di larghezza minima sul fondo pari 70 cm, la profondità di interrimento della rete fognante sarà di 90-130 cm misurata dalla generatrice di scorrimento dei tubi e, in ogni caso, secondo le indicazioni del Disciplinare del Gestore del Servizio Idrico Integrato Hera Bologna, le canalizzazioni fognanti saranno

posizionate a debita distanza dalle condotte di acqua potabile e possibilmente sottostanti alle stesse.

- Pendenze : le pendenze motrici dei tronchi adottate saranno non inferiori a 0,2% e comunque si cercherà di assicurare nei punti critici velocità minime di scorrimento dei reflui di 0,5 m/sec, mentre le velocità massime adottate saranno inferiori di 5 m/sec al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Alle canalizzazioni in PVC-U sarà assicurato un letto di posa stabile e a superficie piana, libero da ciottoli, pietrame ed eventuali altri materiali, detto letto di posa sarà realizzato con sabbia dello spessore di 10 cm. L'uniformità del terreno circostante alle canalizzazioni è fondamentale per la corretta realizzazione di una struttura portante, per cui il letto di posa, il rinfiacco ed il primo ricoprimento saranno costipati a mano con pigiatoi piatti o con apparecchi meccanici leggeri, al fine di ottenere un indice di Proctor almeno al 90%, di conseguenza sono state previste durante l'esecuzione delle opere le prove di costipamento e la determinazione delle caratteristiche di densità dei materiali impiegati.

- Pozzetti : i pozzetti di ispezione per la fognatura saranno realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato vibrato di dimensioni interne nette di 0,80 x 0,80 m e posizionati ad interasse variabile tra i 25 m ed i 30 m. Detti pozzetti saranno realizzati con un elemento di base contenente il cunicolo di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, soletta circostante con pendenza verso il cunicolo, elementi di rialzo terminale, soletta con passo d'uomo. Le superfici interne del pozzetto saranno rivestite con malta a base di polimeri ad elementi silicei, le giunzioni dei componenti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomeri resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920. I pozzetti saranno dotati di chiusini di ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 124, di forma circolare classe D400 (carico rottura 400 kN).

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi fognanti sarà posato un nastro rosso con la dicitura "Tubazione Fogna" sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

3.3 calcolo idraulico della rete di fogna nera

Per la verifica della rete di fogna nera saranno utilizzate le formule relative al *moto permanente delle correnti a pelo libero*, essendo tale il comportamento delle correnti all'interno delle tubazioni di fognatura. Naturalmente, data la ridotta portata di deflusso e l'obbligo da parte del Soggetto Gestore del Servizio Idrico Integrato di adottare tubi con diametro non inferiore a DN 200 mm se non si potranno rispettare le velocità minime (per

garantire l'autolavaggio ed evitare depositi di materiali solidi), si provvederà durante la fase gestionale delle nuove opere di effettuare periodici interventi di manutenzione ordinaria.

Il dimensionamento viene effettuato considerando una portata di acque nere pari all'80% della portata massima oraria dei consumi potabili, detta valutazione è giustificata in quanto non tutta l'acqua della rete idrica viene recapitata nella fogna nera, ma una parte si disperde per utilizzi diversi dall'uso domestico.

Considerando la popolazione residente complessiva di 176 unità con un fabbisogno idrico giornaliero procapite di 250 lt/ab/g, per ogni tronco si calcola la portata di punta oraria che rappresenta il maggiore deflusso nonché la condizione di funzionamento più critica.

$$- Q_m = \frac{\alpha * N * d}{86400} \quad (\text{portata media giornaliera})$$

α : coefficiente di dispersione

N : abitanti residenti

d : dotazione procapite lt/ab.g

- $(Q_{max})_h = \beta * Q_m$ (portata massima oraria)
- $Q_{min} = \delta * Q_m$ (portata minima oraria)
- $V_{min} \geq 0,5$ m/sec (velocità minima di scorrimento)
- $V_{max} \leq 5$ m/sec (velocità massima di scorrimento)

3.3.1 verifica tronco fogna nera

Il tronco di fogna nera servirà 176 abitanti, per cui le portate di deflusso di esercizio di detto tronco sono le seguenti:

- $Q_m = \frac{\alpha * N * d}{86400} = \frac{0,80 * 176 * 250}{86400} = 0,41$ lt/sec (portata media giornaliera)
- $(Q_{max})_h = \beta * Q_m = 2,25 * 0,41 = 0,92$ lt/sec (portata massima oraria)
- $Q_{min} = \delta * Q_m = 0,5 * 0,41 = 0,20$ lt/sec (portata minima oraria)
- $V_{min} \geq 0,5$ m/sec (velocità minima di scorrimento)
- $V_{max} \leq 5$ m/sec (velocità massima di scorrimento)

La verifica della condotta fognaria è la seguente:

- $Q_m = 0,41$ lt/sec (portata media giornaliera di deflusso)

- $\xi = 0,1$ mm. (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,002$ m/m (pendenza motrice)
- **$V = 0,24$ m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,11$ m/m** (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,0016$ m² (area di deflusso)
- $P = 0,118$ m (larghezza pelo libero)
- $(Q_{\max})_h = 0,92$ lt/sec (portata massima oraria)
- $\xi = 0,1$ mm. (scabrezza omogenea)
- $\Delta = 0,002$ m/m (pendenza)
- **$V = 0,30$ m/s** (velocità)
- **$\lambda = 0,15$ m/m** (rapporto di invaso)
- $\Omega = 0,0027$ m² (area di deflusso)
- $P = 0,136$ m (larghezza pelo libero)

Si riporta la scala di deflusso del tronco fognario di progetto DN/OD 200mm:

Rapporto Invaso m/m	Velocità m/sec	Portata lt/sec
0,1	0,23	0,3
0,2	0,37	1,5
0,3	0,46	3,3
0,4	0,54	5,7
0,5	0,60	8,5
0,6	0,64	11,4
0,7	0,67	14,2
0,8	0,68	16,6
0,9	0,67	18,1

Dalla suddetta scala di deflusso si evince che il tronco fognario progettato è idoneo a servire gli insediamenti residenziali oggetto del presente progetto, inoltre consentirà di servire eventuali futuri insediamenti di servizi e di residenze limitrofi a quelli di progetto per una portata massima oraria complessiva di 8,5 lt/sec. , considerando un rapporto di invaso del 50%.

In considerazione che le velocità di deflusso sono leggermente inferiori a quella minima di 0,5 m/sec, il gestore del servizio idrico integrato potrà effettuare dei lavaggi dei tronchi fognari per mezzo degli idranti previsti lungo il tracciato della adiacente rete idrica.

4. Rete idrica

Il dimensionamento delle infrastrutture idriche a servizio dei 176 residenti, è stato effettuato considerando una dotazione media annua di 250 lt/ab.g., indicata nelle linee guida dei disciplinari tecnici del Gestore del servizio Idrico Integrato Hera di Bologna.

4.1 fabbisogno idrico

4.1.1 richiesta antincendio

Come previsto dalla legge 1570/41 , art. 27 “ *Le Amministrazioni comunali sono tenute a provvedere alla installazione ed alla manutenzione delle bocche da incendio stradali, secondo le possibilità dei rispettivi acquedotti.* ”, l'acquedotto comunale deve essere provvisto di bocche antincendio (idranti sottosuolo) poste a conveniente distanza, che devono garantire una sufficiente portata accoppiata ad un minimo grado di carico piezometrico.

La determinazione della portata antincendio viene effettuata con riferimento alla classica formula di Conti:

$$q_{inc} = 6 * \sqrt{\frac{P}{1000}}$$

Nel caso di in esame si ricava quanto segue:

zona	abitanti	qinc (l/sec)
Caterino-Cascino	176	2.52

pertanto si adotterà la seguente tipologia di idrante antincendio

zona	Diametro nominale (mm)	apparecchiatura	Portata minima (l/sec)
Caterino-Cascino	50	con uno sbocco ϕ 45	5

Il posizionamento della richiesta antincendio è stato effettuato tenendo conto dei siti più sfavorevoli, sotto l'aspetto del carico.

4.1.2 popolazione residente e fabbisogno idrico

- Rete idrica di distribuzione

La distribuzione idrica che viene adottata è una rete del tipo “a maglie chiuse” dimensionata per il trasporto della portata massima oraria:

$$- Q_m = \frac{N \times d}{86400} = \frac{176 \times 250}{86400} = 0,51 \text{ lt/sec (portata media giornaliera)}$$

N : abitanti residenti

d : dotazione procapite lt/ab.g

$$- Q_{\max} = 1,5 \times Q_m = 1,5 \times 0,51 = 0,76 \text{ lt/sec (portata massima giornaliera)}$$

$$- (Q_{\max})_h = 2,25 \times Q_m = 2,25 \times 0,51 = 1,15 \text{ lt/sec (portata massima oraria)}$$

La rete di distribuzione di progetto sarà posizionata a quota 19,00 – 20,00 m.s.m. , sarà alimentata da una condotta esistente, punto di consegna P1, posizionata in Via Irma Bandiera con carico idrodinamico di 30-35 m.

La rete di distribuzione avrà uno sviluppo complessivo di circa 600,00 ml., sarà realizzata con tubi, di Polietilene di classe PE 100, di diametro DN/OD 110mm., spessore 10,0-11,1mm, SIGMA 80, pressione PN 16 (SDR11), conformi alla UNI EN 12201-1.

Le giunzioni dei tubi e dei pezzi speciali saranno realizzate esclusivamente con manicotti elettrosaldabili in PEAD di classe PE100. Le tubazioni saranno posate ad una profondità variabile 80-100 cm dal piano stradale, lungo un letto di sabbia di spessore 10 cm. Ultimata la posa dei tubi, si procederà al rinfianco degli stessi ed al primo riempimento dello scavo con sabbia sino ad una altezza di almeno 15 cm al di sopra della generatrice superiore dei tubi.

Tutti i nodi della rete idrica saranno realizzati con raccordi, accessori, pezzi speciali e valvolame in ghisa sferoidale conforme alla norma UNI 545.

I materiali che saranno utilizzati per la costruzione della rete idrica, dovranno essere certificati di cui al Decreto n.174/2004 del Ministero della Salute.

Lungo l'intero sviluppo dei tronchi idrici sarà posato un nastro blu con la dicitura “Tubazione Acqua” sulla generatrice superiore della condotta ad una distanza da essa di 30 cm , per indicare la presenza in caso di successivi lavori di scavo.

Ad ultimazione dei lavori sarà eseguita la prova idraulica in opera dell'intera rete di distribuzione adottando una pressione di prova pari a 1,5 volte la pressione di esercizio

(con pressione di esercizio inferiore a 10 bar), oppure con una pressione di prova pari alla pressione di esercizio aumentata di 5 bar (con pressione di esercizio maggiore di 10 bar).

- Allacciamento idrico di polietilene PE100

Per la realizzazione di un allacciamento idrico di Polietilene PE100 saranno espletate le seguenti principali attività :

- ✓ esecuzione dello scavo a mano e/o con mezzi meccanici in terreno di qualsiasi natura per una profondità generalmente non inferiore a 70 cm dal piano campagna e larghezza non inferiore a cm 40 in corrispondenza della derivazione d'utenza.
- ✓ esecuzione dell'attacco alla tubazione stradale esistente, mediante posa di manicotto in due o tre pezzi di Ghisa Sferoidale, con derivazione flangiata DN 40, ed esecuzione di apposito foro realizzato utilizzando idonea attrezzatura foratubi;
- ✓ posa in opera di saracinesca di Ghisa Sferoidale DN 40, completa di asta di manovra e tubo protettore;
- ✓ posa in opera di tubo di Polietilene PE100, DN 40, PN 16, e di pezzi speciali: raccordo a compressione in Polipropilene con flangia metallica, DN 40x40; raccordo a gomito a compressione in Polipropilene; raccordo, a gomito o diritto, di polipropilene, filettato, DN 40x $3/4$ " (per contatori da 3 o 5 mc/h), o DN 40x1 $1/4$ "; in caso di montaggio di collettore per multi-allacciamenti si prevede un raccordo a compressione, a gomito o diritto, di polipropilene, filettato, DN 40x 1 $1/2$ ";
- ✓ taglio di muratura per posa di tubazione di PE100;
- ✓ posa di opportuni blocchi di ancoraggio in calcestruzzo in corrispondenza delle curve;
- ✓ costruzione di nicchia per alloggio contatore sul muro di recinzione della proprietà privata, con base posta a circa 50 cm dal piano di calpestio, di dimensioni (base x altezza x profondità) 60 x 40 x 20 cm ovvero altre dimensioni opportune nel caso di allacciamenti multipli;
- ✓ posa in opera di rubinetto unidirezionale a sfera;
- ✓ posa in opera di collettore in Acciaio Inox per multi-allacciamenti, nei casi di utenze multiple;
- ✓ posa in opera di portella dotata di chiave di chiusura, previa posa di relativo telaio;
- ✓ rinterro del cavo con materiale arido di cava;
- ✓ posa in opera di chiusino circolare "tipo B" di Ghisa Sferoidale;

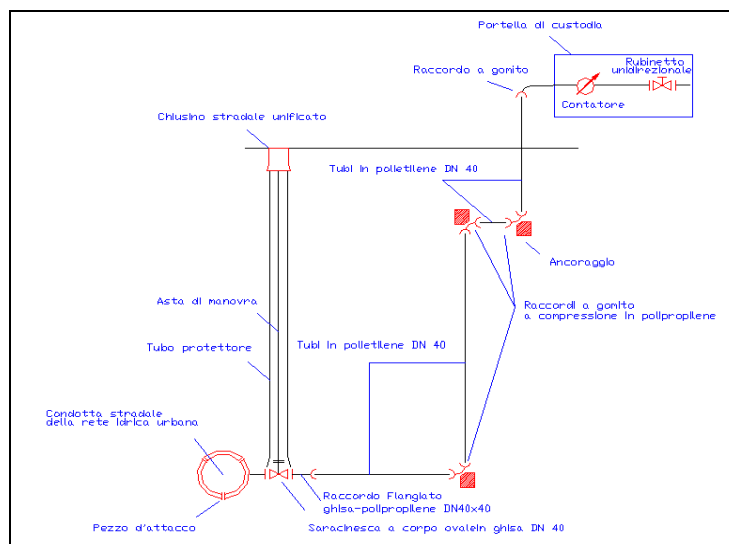
- ✓ trasporto a rifiuto del materiale di risulta e conferimento in discarica autorizzata;
- ✓ ripristino dello stato dei luoghi (pacchetto stradale, marciapiede, ecc.), da eseguirsi a regola d'arte, secondo le prescrizioni delle Amministrazioni competenti.

4.2 Descrizione generale dello schema di montaggio

La prima operazione consisterà nel montaggio del manicotto in due o tre pezzi di Ghisa Sferoidale, con derivazione flangiata DN 40, per la realizzazione dell'attacco alla condotta stradale.

Alla derivazione flangiata del manicotto d'attacco verrà connessa la saracinesca DN 40 di Ghisa Sferoidale. Alla saracinesca sarà collegato il pezzo speciale "flangia-raccordo a compressione" DN 40x40, al quale verrà inserito il tubo di PE 100 del DN 40, PN 16. Saranno, quindi, installate tutte le curve a compressione in Polipropilene necessarie a la nicchia di alloggio contatore.

4.2.1 schema di montaggio



Schema tipo – derivazione idrica in PE 100

5. calcolo idraulico rete idrica

La rete idrica a servizio del nuovo insediamento urbano si configura essenzialmente come una rete del tipo “a maglia chiusa” alimentata per mezzo del tronco esistente picchetto P1 di Via Irma Bandiera.

Si è scelta la configurazione “a maglia chiusa” poiché garantisce un funzionamento più omogeneo del sistema “a maglie aperte” ed assicura il servizio in qualunque punto dell'insediamento urbano anche nel caso di interruzione del flusso in una sezione delle

condotte principali per lavori di riparazione, inoltre offre la possibilità di maggiori richiami d'acqua nel caso di richieste elevate quali, ad esempio, durante gli incendi.

Il calcolo idraulico è stato condotto effettuando il proporzionamento e la verifica dei tronchi limitatamente a quelli previsti nella nuova maglia chiusa di progetto.

In generale, per il dimensionamento di una rete cittadina, viene assunta come portata di progetto la "portata di punta oraria $(Q_{max})_h$ " che rappresenta la portata riferita al giorno dell'anno di massimo consumo ed all'istante di massimo consumo.

Per cui la portata di punta oraria si ottiene dalla portata di media giornaliera moltiplicata per un opportuno coefficiente di punta giornaliero " c_p " pari a 2,25 –2,50.

Mentre la portata di punta giornaliera " Q_{max} " si ottiene dalla portata media giornaliera incrementata del 50%.

Infine la portata media giornaliera " Q_m " si ottiene considerando la richiesta del fabbisogno idrico giornaliero dell'insediamento di progetto, quest'ultimo ottenuto in relazione alla dotazione procapite giornaliera di ogni residente.

La popolazione residente nell'area in questione è stata stimata complessivamente in 176 abitanti, pertanto la relativa portata di punta oraria è la seguente:

- $Q_m = \frac{N \times d}{86400} = \frac{176 \times 250}{86400} = 0,51 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)
N : abitanti residenti
d : dotazione procapite lt/ab.g
- $Q_{max} = 1,5 \times Q_m = 1,5 \times 0,51 = 0,76 \text{ lt/sec}$ (portata massima giornaliera)
- $(Q_{max})_h = 2,25 \times Q_m = 2,25 \times 0,51 = 1,15 \text{ lt/sec}$ (portata massima oraria)

Si riporta di seguito la verifica della rete idrica secondo le 3 condizioni di funzionamento:

A) Con portata media giornaliera.

- $Q_m = 0,51 \text{ lt/sec}$ (portata media giornaliera)
- $L = 600 \text{ ml.}$ (lunghezza rete idrica)
- $\varepsilon = 0,1 \text{ mm.}$ (scabrezza omogenea)
- $S = 0,0014 \text{ mq}$ (sezione liquida)
- $C_a = 0,03339$ (coefficiente di attrito)
- $\Delta = 3,00 \text{ m}$ (perdita di carico totale)
- **$V = 0,35 \text{ m/sec}$** (velocità media)
- **$D = 0,42 \text{ mm.}$** (diametro minimo interno)

B) Con portata massima giornaliera.

- $Q_{max} = 0,76$ lt/sec (portata di punta giornaliera)
- $L = 600$ ml. (lunghezza rete idrica)
- $\epsilon = 0,1$ mm. (scabrezza omogenea)
- $S = 0,0019$ mq (sezione liquida)
- $C_a = 0,03138$ (coefficiente di attrito)
- $\Delta = 3,00$ m (perdita di carico totale)
- **$V = 0,39$ m/sec** (velocità media)
- **$D = 49$ mm.** (diametro minimo interno)

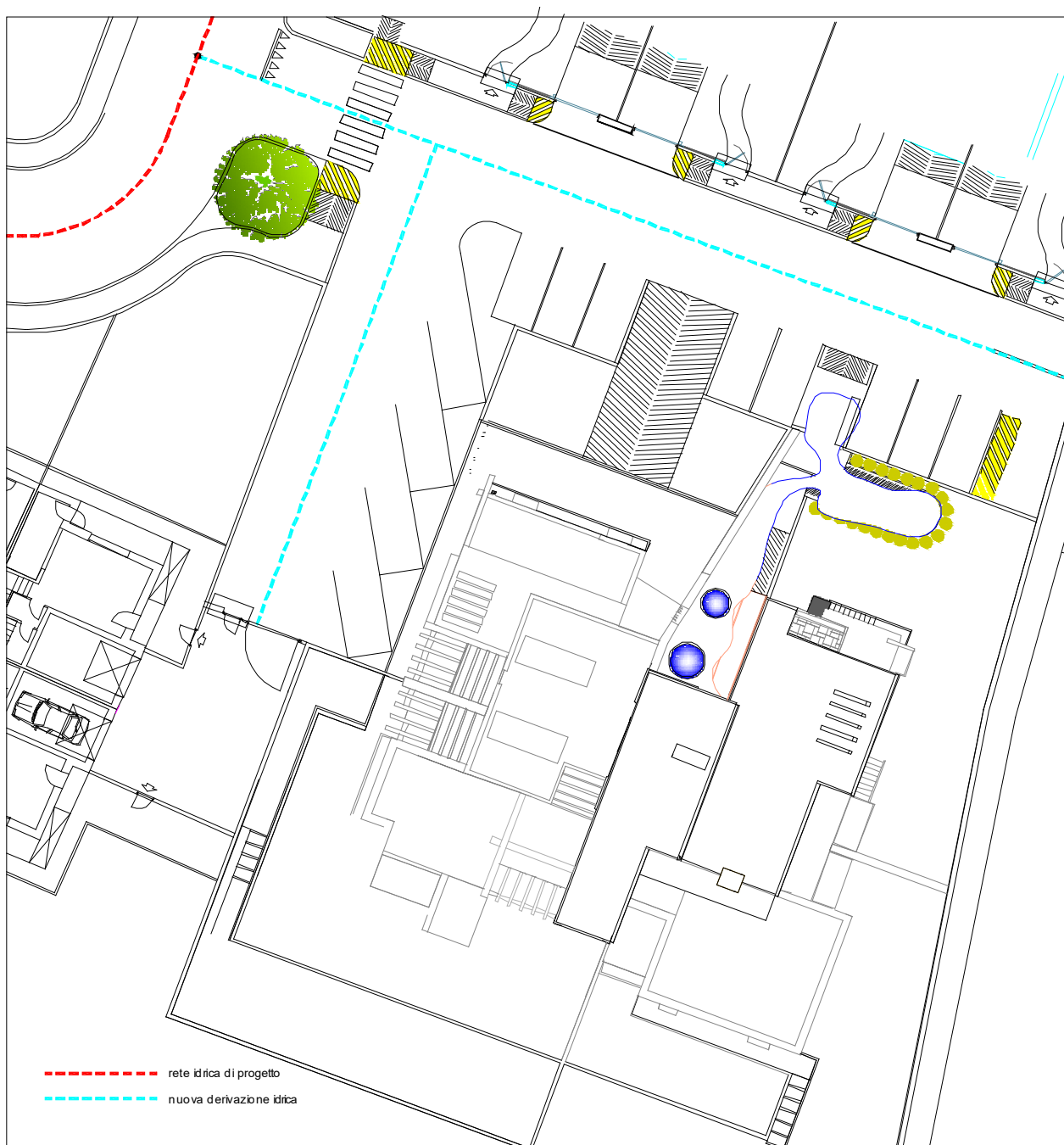
C) Con portata massima oraria

- $Q_m = 1,15$ lt/sec (portata di punta oraria)
- $L = 600$ ml. (lunghezza rete idrica)
- $\epsilon = 0,1$ mm. (scabrezza omogenea)
- $S = 0,0026$ mq (sezione liquida)
- $C_a = 0,02954$ (coefficiente di attrito)
- $\Delta = 3,00$ m (perdita di carico totale)
- **$V = 0,44$ m/sec** (velocità media)
- **$D = 57$ mm.** (diametro minimo interno)

Considerato che in corrispondenza dei due nodi di alimentazione della nuova rete idrica di distribuzione il Gestore del Servizio Idrico Integrato garantisce contemporaneamente una pressione di 3 – 3,5 atm, si può dedurre che il diametro interno adottato DN 90 mm è idoneo sia per quanto riguarda il carico idrodinamico di esercizio ($30 - 3,00 = 27,00$ m), che per quanto riguarda la velocità la quale pur essendo leggermente inferiore al limite tabellare pari a 0,5 m/sec., garantirà in futuro l'alimentazione idrica di eventuali nuovi insediamenti di servizi e di residenze limitrofi a quelli di progetto.

• **Variante lotto 12**

Al fine di rendere compatibile le verifiche sopra riportate con il progetto esecutivo, che prevede la creazione di un tronco per l'alimentazione di 12 alloggi oltre 6 ville, si è operata una verifica per il calcolo della nuova piezometrica, di seguito riportata:



Planimetria di riferimento

- Diametro della condotta di polietilene PN 16 DN/OD= 110 mm ; diametro interno DN = 90mm.
- Lunghezza del tronco 44,00 m
- Portata 2,60 lt/sec
- Scabrezza 0.1 mm.
- Carico idrodinamico nodo 9A : 28,66 m.

Dalla verifica con la formula di Colebrook-White si ha:

- velocità 0,41 m/sec
- perdita di carico (cadente) con la formula di Darcy : 0,002404714 m/m = 0,24%

In conclusione la pressione idrodinamica alla fine tronco di lunghezza 44,00 in corrispondenza delle 12 utenze è :

$$28,66 - (44,00 \times \frac{0,24}{100}) = \mathbf{28,55 \text{ m.}} \text{ (verificato)}$$

100