

Regione Piemonte

Citta metropolitana di Torino

## Città di Giaveno

LA PROPONENTE MARITANO LUCIANA

# PROGETTO DI PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO AREA N 5b.12 del P.R.G.C. - SUB-AREA COMPARTO "A" VIA ROSTA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

COMMITTENTE

## RELAZIONE IDRAULICA

Elaborato	Scala
1	/
CODICE: 17048C01_0	
REVISIONE	DATA
0	dicembre 2017



EDes  
Earth Design

IL CONSULENTE:

Dott. Ing. Luca GATTIGLIA



EDes Ingegneri Associati P.IVA 10759750010  
Corso Peschiera 191, 10141 Torino Tel. +39 011.0262900  
www.edesconsulting.eu edes@edesconsulting.eu  
l.gattiglia@edesconsulting.eu

REGIONE  
PIEMONTE

CITTÀ METROPOLITANA DI  
TORINO

CITTA' DI  
GIAVENO

PROGETTO DI PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO AREA N 5b.12  
del P.R.G.C.  
- SUB-AREA COMPARTO "A"  
VIA ROSTA

PROPONENTE: MARITANO LUCIANA

RELAZIONE IDRAULICA

Indice:

1	PREMESSA ED INQUADRAMENTO DELLE AREE .....	2
2	DETERMINAZIONE PRECIPITAZIONI .....	2
3	DETERMINAZIONE DEL DEFLUSSO .....	3
4	VERIFICA DELLA RETE E CONCLUSIONI .....	5



## 1 PREMESSA ED INQUADRAMENTO DELLE AREE

La presente relazione riporta le verifiche idrauliche della rete fognaria bianca interna all’area denominata comparto “A” nell’ambito del Progetto Esecutivo Convenzionato in Via Rosta, nel comune di Giaveno.

La rete interna bianca oggetto della presente si dirama, mediante convogliamento, verso una bealera, ricettore a cielo libero, corrente lungo il confine di proprietà.

In particolare buona parte delle aree oggetto di raccolta del presente Lotto, in particolare per le aree di tetto impermeabili, afferiscono ad una cisterna da interro di raccolta delle acque piovane.

Nel seguito verranno svolte le verifiche idrauliche volte a dimostrare che non sussistono problematiche di scarico per la rete in oggetto.

## 2 DETERMINAZIONE PRECIPITAZIONI

Per il dimensionamento/verifica della rete in oggetto è necessario prendere in esame precipitazioni che provocano gli eventi di piena più gravosi; la scelta dell’evento da prendere in esame è dettata da considerazioni di ordine economico che hanno determinato la consuetudine di utilizzare la curva di possibilità climatica della zona interessata corrispondente ad un evento piovoso con un tempo di ritorno pari almeno a 20 anni, ciò significa che eventi più gravosi sono da attendersi mediamente una volta ogni 20 anni; pur potendosi verificare in qualsiasi momento.

Per piogge con maggiori intensità si ammette la possibilità di accettare una situazione critica della rete fognaria bianca.

Per la determinazione della curva di possibilità pluviometrica, si è fatto ricorso ai dati disponibili per piogge di forte intensità.

Si può fare riferimento a quanto indicato nella “Direttiva sulla Piena di Progetto da assumere per la progettazione e le verifiche di compatibilità idraulica”, redatta dall’Autorità di Bacino del fiume Po ai sensi dell’art. 10 del PAI. In particolare la suddetta direttiva presenta all’Allegato 3 “Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense” i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni distribuiti spazialmente su tutto il bacino del Po secondo un sistema di celle quadrate di 2 km di lato. Per ciascuna cella sono forniti i parametri “a” ed “n” della curva segnalatrice che assume la forma seguente:

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

dove “a” è espresso in mm e “t” in ore

specifico sono stati adottati i valori di relativi alla cella AI 105 situata sul comune di Giaveno UTM 369000E 4991000N e corrispondenti ai valori di pioggia attesi per tempo di ritorno di 20 anni.

a = 43.6

n = 0.417

### 3 DETERMINAZIONE DEL DEFLUSSO

Per determinare gli effettivi deflussi nella rete è necessario mettere in conto alcuni fattori di difficile valutazione quali: la forma e le caratteristiche superficiali (impermeabilità e pendenza) del bacino di utenza, il grado di umidità iniziale dell’atmosfera, la durata della pioggia e la sua intensità.

A questo scopo sono stati messi a punto alcuni metodi che permettono di valutare l’influenza di questi fattori. In particolare, considerata anche l’estensione limitata delle varie aree di competenza delle singole canalizzazioni di raccolta, si ritiene sufficientemente cautelativo, per la verifiche da effettuare, calcolare i valori di portata con la formula del modello cinematico.

Il modello assunto a base progettuale per la determinazione della portata di piena individua come durata critica della precipitazione, quella corrispondente ad un tempo pari a quello di corrivazione. Il calcolo della portata di piena deriva quindi dalla seguente formulazione:

$$Q_{MAX} = \frac{C \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot T_C}$$

dove:

- c = coefficiente di deflusso (variabile secondo le caratteristiche orografiche, di copertura vegetale e l’estensione del bacino)
- h = altezza di pioggia dedotta dalle curve di possibilità pluviometrica per un tempo
- t =  $t_c$  (tempo di corrivazione ore)
- S = superficie del bacino in (Km<sup>2</sup>)

Per l’applicazione della formula occorre considerare la portata in afflusso alla rete soprattutto durante gli eventi brevi ma di forte intensità. Sono stati dunque stimati i tempi di corrivazione adeguati ad un evento breve ed intenso.

In particolare si ritiene plausibile ipotizzare un andamento del tempo di corrivazione legato all’estensione dell’area drenata. Complessivamente in base ai dati geometrici forniti vi sono complessivamente vi sono 395 mq di aree impermeabilizzate costituite dal tetto, dai vialetti e dalle rampe. Il solo tetto ammonta ad una superficie di 260 mq mentre l’appezzamento completo comprensivo del giardino ammonta a 1642 mq.

Per estensioni così modeste e condizioni omogenee il tempo di corrivazione potrà essere assunto pari a 30 minuti.

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di deflusso adottati, le aree in oggetto (tetto e vialetti) sono ascrivibili, in via cautelativa, ad aree impermeabili, tuttavia per le maggiori estensioni (giardino) intervengono fattori di mediazione e di riduzione progressiva del deflusso per la creazione di piccoli volumi di invaso e maggiore infiltrazione; pertanto per le aree a verde viene assunto  $C=0.4$ .

In conclusione, il metodo di calcolo adottato consente di determinare gli afflussi complessivi in rete con un adeguato margine di sicurezza, in particolare appaiono cautelativi: il tempo di ritorno

adottato, la curva di possibilità climatica considerata, i coefficienti di deflusso adottati sulla base della tipologia di copertura. I valori di portata calcolati risultano i seguenti:

	(mq)	c medio adottato	portata tr 20 (l/s)
Sup tetto e vialetti	395	1.00	7.2
Sup tetto	260	1.00	4.7

#### 4 VERIFICA DELLA CISTERNA

Sulla base del fatto che la superficie di tetto viene conferita ad una cisterna interrata nel seguito si riporta una ipotesi di dimensionamento della cisterna stessa.

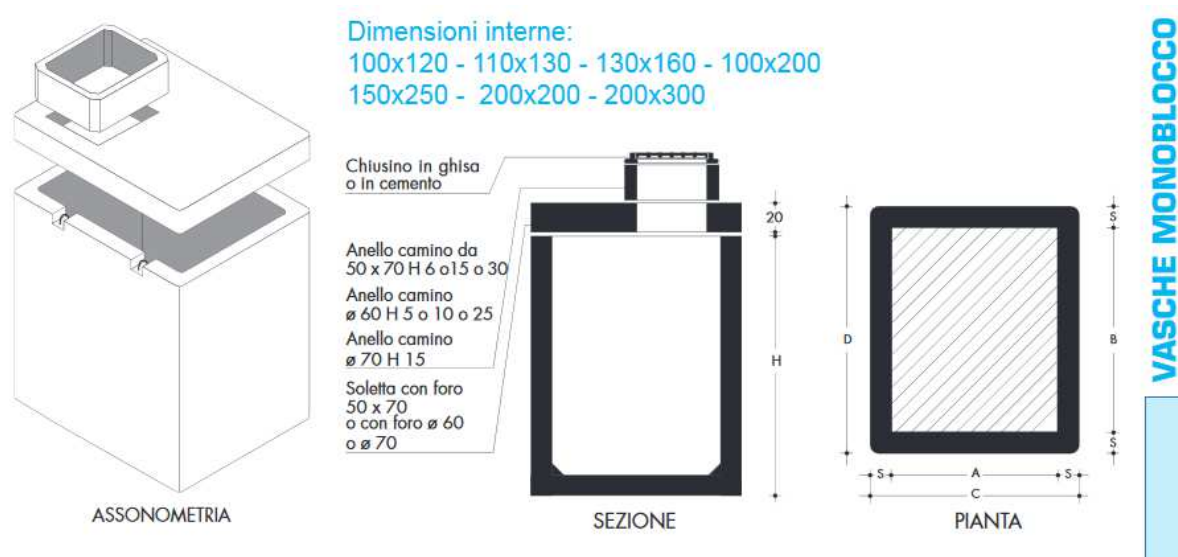
L'ipotesi che è possibile fare per il dimensionamento è che il volume complessivo sia in grado di assorbire perlomeno i primi 15 minuti di scroscio che sono notoriamente i più intensi e che in generale possono determinare problematiche nello smaltimento della rete.

L'ipotesi è quindi quella di adottare una volumetria che arrivi a circa il 50 % del volume totale affluito nell'arco dei 30 minuti. Si calcola nel seguito il volume complessivo di pioggia affluito per l'evento di riferimento più cautelativo.

Si ha:

Volume totale affluito dal tetto per evento di 0.5 ore tr 20 anni (l)	Rapporto tra volume cisterna e volume totale affluito	volume cisterna minimo (l)	Tempo di riempimento della cisterna a portata massima costante (min)
7657	50 %	3828	15

Osservando i vari diametri commerciali di vasche monoblocco in CA. è possibile con riferimento alla seguente immagine commerciale assumere le seguenti dimensioni :



130x160 con H=210 mm oppure 100x200 con H=216 mm .



Nulla vieta comunque di utilizzare eventualmente anche vasche in materiale plastico di analoga volumetria che hanno il pregio di essere maggiormente leggere e maneggevoli.

In conclusione relativamente alla cisterna si evidenzia che il volume considerato svolge una eccellente funzione di trattenuta della pioggia in quanto risulta in grado di trattenere il 50% del complessivo volume affluito dal tetto per tempo di ritorno di 20 anni. La portata residua rilasciata a valle vasca risulta nulla per la gran parte dell’evento e solo in coda a quest’ultimo possono esservi dei moderati rilasci per sfioro del troppo pieno.

## 5 VERIFICA DELLA RETE E CONCLUSIONI

Per i tratti di fognatura considerati si individuano le sezioni di chiusura significative, ovvero quelle che possono essere sottoposte a condizioni maggiormente gravose; per tali sezioni si calcola il valore di portata secondo la precedente metodologia e successivamente le canalizzazioni corrispondenti al punto di chiusura vengono sottoposte a verifica in modo tale che le capacità di smaltimento determinate da diametri e pendenze adottate possano ritenersi adeguate alle portate in arrivo.

Il calcolo della capacità di smaltimento è effettuato in moto uniforme adottando la ben nota formula di Chézy e le sezioni da sottoporre a verifica sono 2 quelle della tubazione di scarico e quella della bealera a valle immissione.

$$u = X \cdot \sqrt{(R_m \cdot i_f)}$$

ovvero:

$$Q = u \cdot \Omega = X \cdot \Omega \cdot \sqrt{(R_m \cdot i_f)}$$

Dove:

$u$  = è la velocità in m/s

$\Omega$  = è la sezione di deflusso in  $m^2$

$R_m$  = è il raggio idraulico in m

$i_f$  = è la pendenza della sezione considerata

$X = C R_m^{1/6}$  adottando la scabrezza di Strickler  $C (m^{1/3} s^{-1})$

Nelle verifiche che seguiranno, si è adottato una  $C$  di Strickler pari a  $85 m^{1/3} s^{-1}$  per tutte le tubazioni. Nel contempo si è definito il riempimento limite pari al 85%, superato il quale la tubazione è da considerarsi insufficiente.

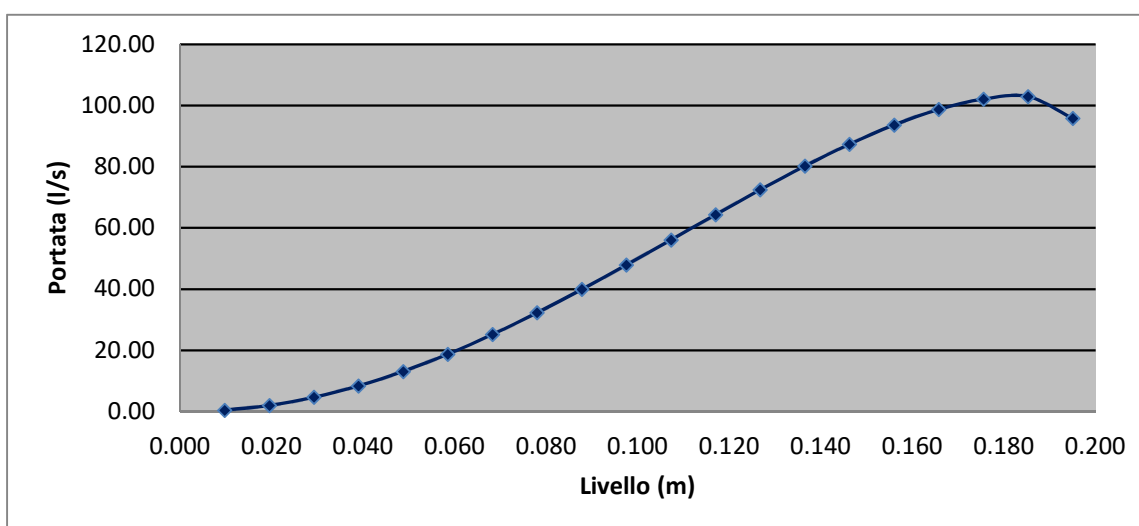
Nelle successive tabelle sono evidenziati i valori di portata calcolati in afflusso dal tetto e le conseguenti verifiche e capacità di smaltimento della tubazione di scarico.

Sup tetto ( $m^2$ )	Q in afflusso (l/s)	D esterno (mm)	D interno (mm)	Riempimento h/D per Q
260	4.71	250	195	0.15

La scala di deflusso adottata per la tubazione di scarico tetto è la seguente:

diametro esterno (mm)	=	200
diametro interno (m)	=	0.195
pendenza (m/m)	=	0.08
C di Strickler ( $m^{1/3}/s$ )	=	85

livello (m)	h/D	sup (mq)	perimetro bagnato (m)	r idr (m)	velocità (m/s)	portata (l/sec)
0.010	0.05	0.0006	0.09	0.01	0.82	0.46
0.020	0.1	0.0016	0.13	0.01	1.29	2.00
0.029	0.15	0.0028	0.16	0.02	1.66	4.66
0.039	0.2	0.0043	0.18	0.02	1.97	8.39
0.049	0.25	0.0058	0.20	0.03	2.25	13.13
0.059	0.3	0.0075	0.23	0.03	2.49	18.76
0.068	0.35	0.0093	0.25	0.04	2.70	25.19
0.078	0.4	0.0112	0.27	0.04	2.89	32.29
0.088	0.45	0.0130	0.29	0.05	3.06	39.91
0.098	0.5	0.0149	0.31	0.05	3.21	47.91
0.107	0.55	0.0168	0.33	0.05	3.33	56.12
0.117	0.6	0.0187	0.35	0.05	3.44	64.37
0.127	0.65	0.0205	0.37	0.06	3.53	72.48
0.137	0.7	0.0223	0.39	0.06	3.59	80.22
0.146	0.75	0.0240	0.41	0.06	3.64	87.37
0.156	0.8	0.0256	0.43	0.06	3.66	93.66
0.166	0.85	0.0271	0.46	0.06	3.65	98.73
0.176	0.9	0.0283	0.49	0.06	3.61	102.12
0.185	0.95	0.0293	0.52	0.06	3.51	102.96
0.195	1	0.0299	0.61	0.05	3.21	95.85



Le precedenti tabelle indicano che le canalizzazioni adottate sono verificate in quanto le portate idrologiche calcolate sono sempre molto inferiori alle capacità di smaltimento delle condotte.

Successivamente si è ipotizzato lo scarico complessivo che potrebbe essere recapitato alla bealera per effetto delle aree di lotto “impermeabilizzate”.

La bealera è stata considerata come un fosso di forma trapezia con fondo largo 35 cm profondità del fosso 40 cm e scarpe 3:1.

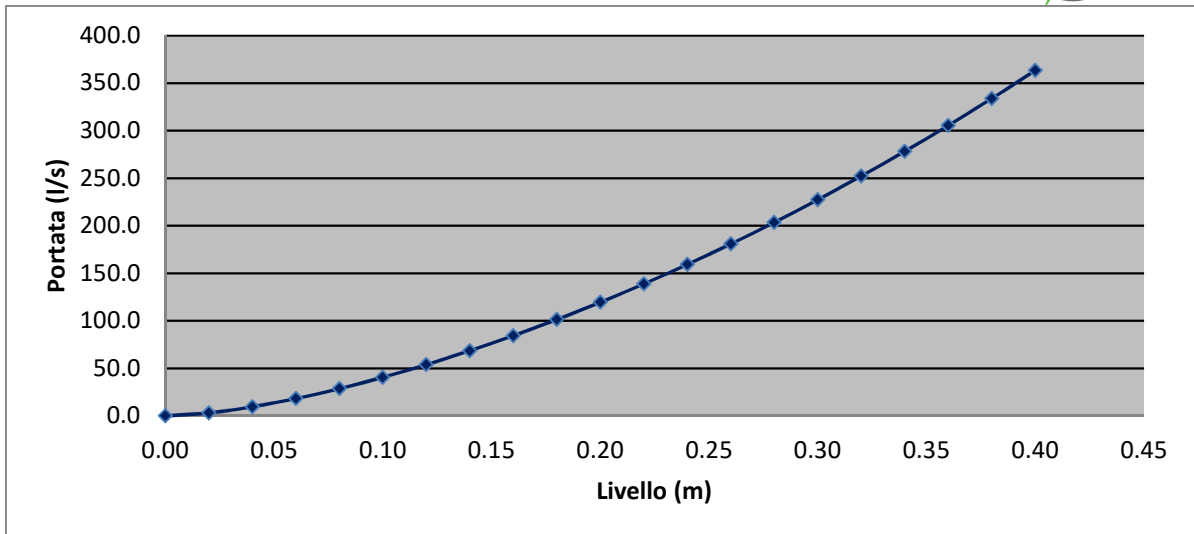
Sup tetto e vialetti potenzialmente scaricati in bialera (m <sup>2</sup> )	Q in afflusso (l/s)	Livello nella sezione trapezia (m)
395	7.2	0.04

La scala di deflusso adottata per il fosso è il seguente:

Larghezza del fondo (m)	0.35	Scarpa sponde	vert.	su	orizz.
Pendenza (m/m)	0.100		3		1
C di Strickler (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	20	Altezza massima dal fondo		0.4	

livello (m)	larghezza pelo libero (m)	superficie bagnata (m <sup>2</sup> )	perimetro bagnato (m)	raggio idraulico (m)	velocità (m/s)	portata (l/s)
0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.00	0.0
0.02	0.36	0.01	0.39	0.02	0.44	3.1
0.04	0.38	0.01	0.43	0.03	0.66	9.5
0.06	0.39	0.02	0.48	0.05	0.82	18.2
0.08	0.40	0.03	0.52	0.06	0.95	28.6
0.10	0.42	0.04	0.56	0.07	1.06	40.5
0.12	0.43	0.05	0.60	0.08	1.15	53.9
0.14	0.44	0.06	0.65	0.09	1.23	68.5
0.16	0.46	0.06	0.69	0.09	1.31	84.3
0.18	0.47	0.07	0.73	0.10	1.37	101.3
0.20	0.48	0.08	0.77	0.11	1.43	119.5
0.22	0.50	0.09	0.81	0.11	1.49	138.8
0.24	0.51	0.10	0.86	0.12	1.54	159.3
0.26	0.52	0.11	0.90	0.13	1.59	180.9
0.28	0.54	0.12	0.94	0.13	1.64	203.5
0.30	0.55	0.14	0.98	0.14	1.68	227.4
0.32	0.56	0.15	1.02	0.14	1.73	252.3
0.34	0.58	0.16	1.07	0.15	1.77	278.4
0.36	0.59	0.17	1.11	0.15	1.81	305.6
0.38	0.60	0.18	1.15	0.16	1.84	333.9
0.40	0.62	0.19	1.19	0.16	1.88	363.4





Come si vede le potenziali portate massime scaricate verso la rete esterna (nell'ipotesi di trascurare la cisterna) sono delle frazioni molto ridotte rispetto alla capacità di scarico dei recettori.

In conclusione si ritengono corrette le assunzioni in merito alla cisterna adottata che garantirà una forte riduzione delle immissioni in rete, in ogni caso la portata potenzialmente immessa risulta una frazione limitata della capacità di smaltimento della bealera.