



# COMUNE DI PORTOFERRAIO

Provincia di Livorno

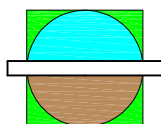


## LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA RETE FOGNARIA E VIABILITA' IN VIA DEL CARBURO - PORTOFERRAIO

**PROGETTO ESECUTIVO - 1° LOTTO**

Elaborato :	RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA	
<b>B</b>		Data : Ottobre 2012

Progettazione :



**INGG. GOZZINI & C.**

STUDIO TECNICO ASSOCIATO  
PER L'INGEGNERIA IDRAULICA E AMBIENTALE

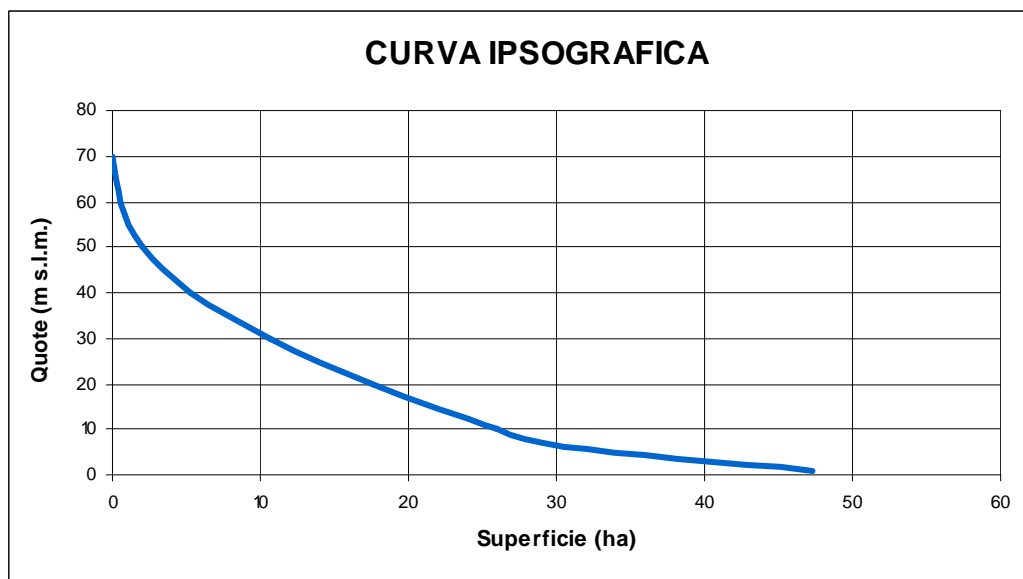
56028 San Miniato Basso (PI)  
Via E. Pestalozzi, 8  
E-mail: gozzini@explorer.it

Il Progettista :

## 1. STUDIO IDROLOGICO DEL BACINO

Lo studio idrologico del bacino afferente all'impianto di progetto consente di determinare la portata duecentennale, assunta come elemento di calcolo. Si tratta della portata che si verifica, secondo le statistiche delle precipitazioni, una volta nel corso di duecento anni. E' la portata che le norme impongono di adottare per dimensionare i sistemi di allontanamento delle acque e poter considerare l'area in sicurezza idraulica.

Il bacino afferente ai collettori della via Del Bruno, rappresentato nella tavola 1, é di natura prevalentemente collinare, ed ha una superficie di 47,27 ha con un dislivello massimo compreso fra quota 68.70 m s.l.m e 1,10 m.l.m..



**Curva ipsografica del bacino sotteso dalla sezione di intervento**

Poiché non si dispone di misure delle portate, lo studio idrologico che segue ha inizio con un'analisi delle precipitazioni per proseguire con l'applicazione di un modello di piena per la trasformazione afflussi-deflussi, fino al valore di colmo della portata di progetto con tempo di ritorno duecentennale.

### 1.1 Determinazione della portata massima

Fra i metodi analitici per la stima della portata massima di un corso d'acqua il più diffuso è il metodo degli ingegneri tedeschi che deriva direttamente dal metodo cinematico nell'ipotesi che la durata della pioggia critica sul bacino sia pari al tempo di corrvazione.

In base a tale metodo la portata massima che affluisce alla sezione di chiusura del bacino è data dalla seguente espressione:

$$q = \frac{I \cdot A}{360} \cdot \Psi \cdot \varphi \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove:

$A$  : area del bacino in ha,

$I = \frac{h}{t}$  intensità di pioggia in mm/h, con  $t$  durata dell'evento piovoso e  $h$  altezza della precipitazione,

$\Psi$  : coefficiente di assorbimento (o afflusso), che dipende dalla natura del terreno o dal tipo di superfici su cui cade la pioggia,

$\varphi$  : coefficiente di ritardo, che dipende dall'estensione del bacino e dalla sua lunghezza.

Per l'applicazione corretta del metodo é necessario pertanto valutare accuratamente tutte le precedenti grandezze ed in primo luogo l'altezza di pioggia, attraverso la *curva di possibilità climatica*.

Le indagini sulle piogge intense servono a determinare il legame esistente tra l'altezza della precipitazione che si è verificata in una data stazione pluviometrica, la sua durata e la frequenza probabile con cui tale altezza può verificarsi.

Per la stima delle portate di piena è necessario innanzitutto valutare le durate delle piogge che possono risultare più critiche per il corso d'acqua, determinando il *tempo di corrivazione* ( $t_c$ ), definito come il tempo teoricamente richiesto a una goccia d'acqua per giungere dal punto più distante alla sezione di chiusura del bacino.

Esistono varie formule empiriche per stimare il tempo di corrivazione, una delle più usate è quella del Giandotti :

$$t_c = \frac{4 \cdot A^{0,5} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot H^{0,5}} \quad [\text{ore}]$$

con:

$A$  = area del bacino in  $\text{Km}^2$ ;

$L$  = lunghezza dell'asta principale in Km;

$H$  = altitudine media del bacino sulla sezione di chiusura in metri.

Oppure si può fare riferimento alla Formula di Ventura:

$$t_c = 0,127 \cdot \frac{A^{0,5}}{i^{0,5}} \quad [\text{ore}]$$

con:

$A$  = area del bacino in Km<sup>2</sup>;

$i$  = pendenza media dell'alveo.

Di seguito riportiamo la tabella con le caratteristiche principali del bacino idrografico ed i valori dei tempi di corrivazione ottenuti con le formule sopra descritte:

$A$ (Km <sup>2</sup> )	$L$ (Km)	$H$ (m)	$i$	$t_c$ (min)	
				Giandotti	Ventura
0,4727	0,9	16,90	0.02	74	38

Tenuto conto della forma del bacino, si ritiene opportuno considerare un tempo di corrivazione pari a 52 minuti, quindi per valutare le precipitazioni critiche occorre fare riferimento alle precipitazioni intense di breve durata.

### 1.1.1 Analisi statistica delle precipitazioni

La stazione pluviometrica più significativa per il bacino in esame, sia per la sua ubicazione che per la sua quota, è quella di Portoferraio.

Relativamente alla suddetta stazione si è analizzata una serie storica di osservazioni, con poche lacune, che va dal 1949 al 1992 (campione di 43 anni) ed in particolare sono stati considerati i dati relativi alla Tabella III della Parte I° degli Annali Idrologici (precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h) (cfr tabella seguente).

#### PORTOFERRAIO CITTA'

ANNO	ORE				
	1 <sup>h</sup>	3 <sup>h</sup>	6 <sup>h</sup>	12 <sup>h</sup>	24 <sup>h</sup>
1949	24,00	34,80	34,80	35,00	60,00
1950	14,80	25,00	37,40	49,80	59,80
1951	47,40	104,00	245,00	245,00	427,00
1952	9,40	11,40	19,00	20,40	23,00
1955	26,00	60,40	64,80	67,20	69,80
1957	16,40	21,20	19,60	35,20	41,00
1958	33,00	41,00	81,00	117,80	129,20
1959	32,80	37,80	37,80	40,00	57,60
1960	22,00	28,40	28,40	31,40	35,40
1961	14,80	25,00	27,60	37,00	44,60
1962	22,60	43,00	49,80	54,80	64,20
1963	23,00	30,40	44,00	50,20	52,40

<b>1964</b>	18,20	28,00	31,60	33,00	33,40
<b>1965</b>	27,00	34,40	34,80	35,80	35,80
<b>1966</b>	30,00	47,40	47,40	54,20	63,20
<b>1967</b>	20,60	38,00	39,60	40,40	45,60
<b>1968</b>	57,00	75,40	82,60	88,60	94,40
<b>1969</b>	37,00	38,80	43,20	43,20	46,40
<b>1970</b>	40,00	47,60	49,00	50,80	50,80
<b>1971</b>	16,80	19,00	26,20	45,00	64,00
<b>1972</b>	36,60	37,20	37,20	37,20	37,20
<b>1973</b>	20,20	20,20	20,60	40,00	52,00
<b>1974</b>	35,20	77,00	78,60	78,60	88,60
<b>1975</b>	23,80	45,20	61,40	73,80	74,20
<b>1976</b>	21,40	21,40	21,40	26,20	33,60
<b>1977</b>	15,40	19,00	30,20	43,80	53,80
<b>1978</b>	21,20	33,60	37,60	43,80	44,60
<b>1979</b>	25,60	33,40	45,20	47,00	50,60
<b>1980</b>	28,20	28,60	31,00	34,00	40,20
<b>1982</b>	24,00	33,20	41,60	46,00	48,20
<b>1983</b>	34,40	56,00	62,00	66,00	66,80
<b>1984</b>	15,00	23,00	27,20	27,20	44,40
<b>1985</b>	20,80	53,80	64,00	67,40	73,20
<b>1987</b>	12,60	17,40	22,40	27,20	37,40
<b>1988</b>	8,10	15,20	16,20	24,20	24,60
<b>1989</b>	9,60	17,60	30,80	43,50	46,20
<b>1990</b>	30,80	76,20	99,60	102,80	102,80
<b>1992</b>	70,00	78,60	82,20	85,40	132,20

A partire dalle registrazioni pluviometriche è possibile selezionare gli eventi più intensi e per ciascuno di essi ricavare la massima altezza di pioggia caduta per tutta la durata dell'evento e per le durate intercalari.

Considerando un certo numero di eventi, per ogni durata, i valori delle precipitazioni possono essere ordinati in senso decrescente.

L'ordine rappresenta il numero delle volte che nel periodo di osservazione, si è verificata, per la durata considerata, una pioggia di intensità uguale o superiore.

I punti di pari ordine possono essere uniti da una spezzata oppure dalla curva che li involupa: la curva dei punti dell'ordine  $i$ -esimo involuppo si chiama "curva di possibilità climatica dell' $i$ -esimo ordine delle piogge intense".

Le curve di possibilità climatica si possono in genere esprimere con un'espressione monomia del tipo:

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

con:

$h$  = altezza di pioggia in mm

$t$  = durata corrispondente ad  $h$  in ore

$a, n$  = parametri caratteristici della curva

Attraverso questa elaborazione si ammette implicitamente che l'ordine di una pioggia rappresenti, oltre che la frequenza con cui essa si è manifestata nel passato, anche la probabilità che si verifichi nel futuro.

E' preferibile elaborare i dati delle piogge intense con metodi statistici che consistono nel ricercare la distribuzione di probabilità che meglio approssima la curva di frequenza cumulata dei campioni costituiti dai massimi annuali delle precipitazioni di differente durata.

La funzione di distribuzione normalmente impiegata nello studio dei massimi delle variabili idrologiche è quella di *Gumbel* detta anche "Legge asintotica del massimo valore"; in generale, con tale distribuzione si verifica un buon allineamento dei dati intorno ad una o più rette delle quali potranno darsi espressioni del tipo  $h=at^n$ .

Per l'elaborazione statistica dei dati pluviometrici a disposizione, sulla scorta delle precedenti considerazioni, si adotta la *distribuzione di Gumbel*, in base alla quale, detto  $h$  il generico valore di massimo annuale dell'altezza di pioggia, abbiamo la seguente funzione cumulativa di probabilità (cioè la probabilità che  $h$  non venga superata):

$$P(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}}$$

dove i due parametri della distribuzione  $\square$  e  $u$  applicando il *metodo dei momenti* sono dati da:

-  $u = h_m - 0.45 \cdot \sigma$ , con  $h_m$  = media dei valori massimi di  $h$  del periodo di osservazione

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum [h_i - h_m]^2}{N-1}}$$
 scarto quadratico medio delle  $h$

$$- \alpha = \frac{1,283}{\sigma}$$

I dati relativi ad ogni finestra temporale da immettere nell'equazione di Gumbel per calcolare le altezze delle precipitazioni sono riportati nella seguente tabella:

$t$	$1h$	$3h$	$6h$	$12h$	$24h$
$hm$	25,94	38,88	48.76	54,97	67.06
$\sigma$	12.76553	21.02079	38.68085	38.56167	64.92668
$u$	20.19	29.42	31.35	37,62	37.84
$\alpha$	0.100505	0.061035	0.033170	0.033271	0.0197608

Una volta trovati i parametri della distribuzione di Gumbel, si può invertire quest'ultima funzione, assegnando arbitrari tempi di ritorno  $Tr$  a probabilità di non superamento dell'altezza di pioggia  $h$ :

$$P(h) = 1 - \frac{1}{Tr}$$

e ricavando, quindi i corrispondenti valori di  $h(Tr)$ :

$$h(Tr) = u - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left( -\ln \left( \frac{Tr - 1}{Tr} \right) \right)$$

dove:  $h(Tr)$  precipitazione relativa alla finestra temporale

$Tr$  tempo di ritorno

In questo modo, si può calcolare le massime altezze di pioggia raggiungibili in funzione del tempo di ritorno, che è definito come il tempo che intercorre tra il verificarsi e il ripetersi dell'evento stesso. E' stato scelto un tempo di ritorno pari a 200 anni; di conseguenza dalla distribuzione di Gumbel si possono calcolare le altezze di pioggia con tempo di ritorno di 200 anni per ogni durata di pioggia disponibile.

La probabilità di non superamento  $P(h)$  di un evento  $h$  che ha tempo di ritorno  $Tr = 200$  anni è data

$$\text{da: } P(h) = 1 - \frac{1}{Tr} = 0,995.$$

I risultati ricavati dalla distribuzione di Gumbel sono indicati nella seguente tabella ( i valori di  $h$  sono espressi in mm):

<b><math>Tr</math></b>	<b><math>P(h)</math></b>	<b><math>h(1h)</math></b>	<b><math>h(3h)</math></b>	<b><math>h(6h)</math></b>	<b><math>h(12h)</math></b>	<b><math>h(24h)</math></b>
<b>200</b>	0.995	72.8869	116.1919	191.0136	196.7885	305.8734

Con tali risultati si può determinare i parametri caratteristici della **curva di possibilità climatica**, che lega alla durata  $t$  l'altezza di pioggia  $h$  cumulata nell'intervallo  $t$ , durante uno scroscio avente tempo di ritorno  $Tr$  anni, secondo la seguente relazione:

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

dove:  $h$  altezza di pioggia espressa in millimetri,

$t$  durata corrispondente in ore,

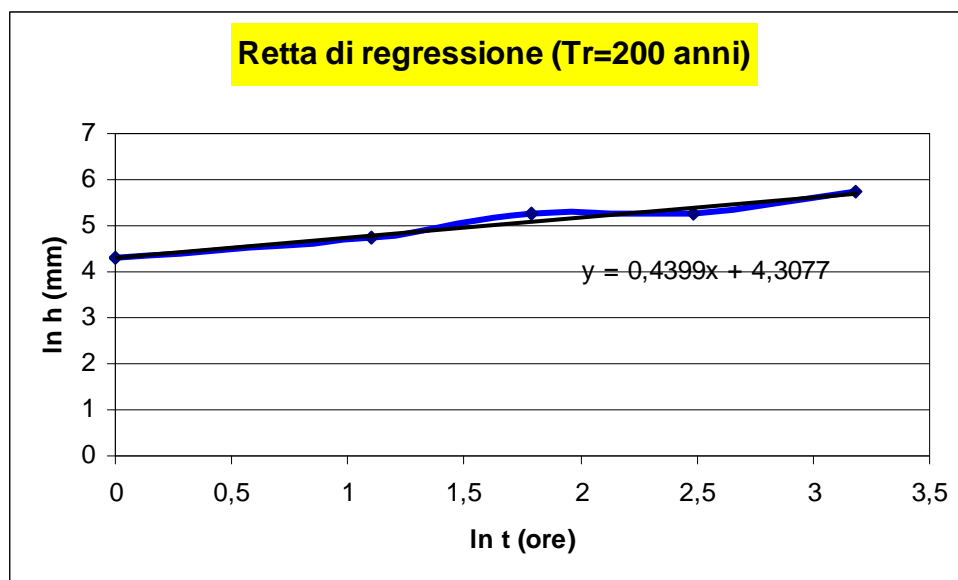
$a, n$  parametri caratteristici della curva (al crescere di  $Tr$ ,  $a$  è crescente, mentre  $n$  è pressoché costante).

Per valutare i parametri  $a$  e  $n$ , si linearizza l'espressione della curva di possibilità climatica:

$$\log(h) = \log(a) + n \cdot \log(t)$$

Attraverso la regressione lineare dei dati riportati sul piano cartesiano con  $\log(h)$  in ordinata e  $\log(t)$

in ascissa, otteniamo una retta, relativa a  $Tr=200$  anni, con coefficiente angolare  $n$  e intercetta con la verticale condotta per  $t = 1$  ora pari a  $\log(a)$ . In realtà non si riportano i dati esatti ma le loro stime, quindi, tramite il metodo della regressione lineare, otteniamo la retta che meglio li approssima.



**Retta di regressione dei valori ottenuti con la distribuzione di Gumbel ed equazione corrispondente.**  
Per  $Tr = 200$  anni, esprimendo  $h$  in mm e  $t$  in ore si ha:

$$\ln(h) = 0.4399 \ln(t) + 4.3077$$

I valori di  $a$  ed  $n$  ottenuti si riportano nella seguente tabella:

<i>Tr (anni)</i>	<i>ln(a)</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
200	4.3077	74.26947	0.4399

Le elaborazioni dei dati pluviometrici cui si è fatto riferimento finora permettono di determinare l'equazione della curva di possibilità pluviometrica con  $Tr$  duecentennale relativamente alla località di osservazione.

Nell'ambito del presente studio si pone invece il problema di riferirsi alla superficie del bacino sotteso dalla sezione nella quale è nostra intenzione intervenire.

Per questa ragione non è lecito supporre che l'altezza di pioggia relativa a tale superficie sia uguale a quella relativa al centro di scroscio, in quanto l'altezza e l'intensità di pioggia di una certa durata diminuiscono man mano che ci si allontana da tale punto.

Occorre perciò ragguagliare le altezze di pioggia all'area del bacino di interesse introducendo un *coefficiente di ragguaglio*, funzione sia dell'estensione dell'area sia della durata della pioggia.

E' necessario, pertanto, variare nell'equazione della curva di possibilità pluviometrica ragguagliata all'area in esame sia il coefficiente  $a$  che l'esponente  $n$  della durata di pioggia, rispetto ai

corrispondenti valori dell'equazione valida puntualmente.

Quindi la curva di possibilità climatica risulta essere:

$$h(t) = a' \cdot t^{n'}$$

nella quale i coefficienti  $a'$  e  $n'$  variano rispetto agli analoghi  $a$  e  $n$ , in funzione dell'area del bacino di interesse.

Sulla base delle precedenti osservazioni sperimentali, *Marchetti* ha proposto per  $a'$  e  $n'$  le seguenti formule di ragguglio:

$$a' = a \cdot \left[ 1 - 0.06 \cdot \left( \frac{A}{100} \right)^{0.4} \right]$$

$$n' = n + 0.003 \cdot \left( \frac{A}{100} \right)^{0.6}$$

nelle quali:  $A$  area del bacino in ha;

$t$  durata della pioggia in ore.

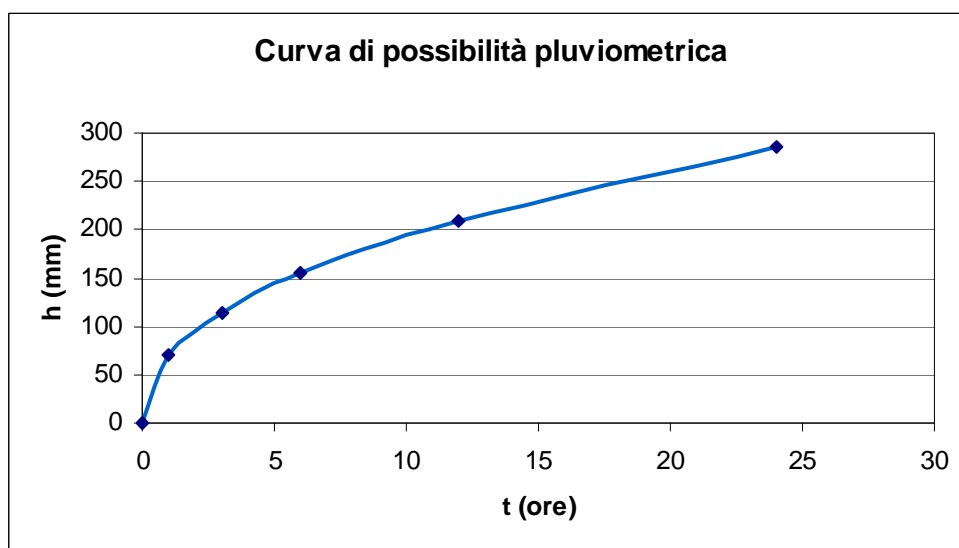
Di seguito riportiamo la tabella con le caratteristiche principali del bacino di interesse ed i valori dei coefficienti raggugliati:

$A [ha]$	$a$	$n$	$a'$	$n'$
47,27	74.269473	0.4399	69.9458726	0.4418071

Quindi la curva di possibilità climatica raggugliata all'area del bacino (fig.3) risulta essere:

$$h(t) = a' \cdot t^{n'} = 69.8458726 \cdot t^{0.4418071}$$

in base alla quale, per una durata dell'evento piovoso di 1 ora si ha una pioggia di intensità  $h = 69,945872$  mm/ora.



**Curva di possibilità climatica ottenuta con  $Tr=200$ .**

### 1.1.2 Calcolo della portata massima

Le portate presenti nella sezione di interesse dipendono dalle precipitazioni localizzate in tutto il bacino.

Dobbiamo però considerare il fatto che non tutta l'acqua piovuta contribuisce alla portata nel torrente, in quanto una parte di essa viene persa per infiltrazione nel terreno: tale capacità di assorbimento del terreno dipende sia dall'uso del suolo che dalle formazioni geologiche presenti nel bacino. Quindi considereremo, ai fini della determinazione della portata di piena, solo quella parte dell'acqua piovana che scorre sulla superficie del bacino per poi defluire nei suoi corsi d'acqua.

A tale proposito, considereremo una *pioggia di intensità costante* su tutta la sua superficie e che la massima portata nella sezione di chiusura si verifichi dopo un periodo di precipitazione pari al tempo di corrivazione del bacino.

Per la determinazione della **portata massima** esistono vari metodi: nel presente studio abbiamo utilizzato il metodo degli ingegneri tedeschi.

La portata che potrebbe affluire alla sezione di chiusura del bacino è data da:

$$q_p = \frac{I \cdot A}{360} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove: A : area del bacino in ha;

I : intensità di pioggia, supposta uniformemente distribuita sulla superficie del bacino in mm/h, con durata dell'evento piovoso, presa pari al tempo di corrivazione.

E' opportuno tener presente comunque che non tutta la portata perviene alla sezione di chiusura del bacino, in quanto una parte è assorbita dal terreno o in genere dalle superfici su cui cade la pioggia, quindi per avere la portata affluita all'impianto di pompaggio è necessario moltiplicare la quantità di pioggia per il *coefficiente di afflusso* (o di assorbimento)

$$\Psi = \frac{\text{Volume d'acqua affluito}}{\text{Volume d'acqua piovuto}} \leq 1.$$

Data la natura del terreno e la conformazione del bacino, si assume ragionevolmente un valore del coefficiente di assorbimento pari a 0,75.

Per tener conto, inoltre, che non tutta l'acqua affluisce istantaneamente alla rete fognaria e che il deflusso dalla sezione non cessa istantaneamente al cessare della pioggia, occorre moltiplicare la quantità di pioggia per un ulteriore coefficiente  $\varphi \leq 1$ , detto *coefficiente di ritardo*. Poiché esso dipende dalla zona servita, alcuni lo considerano funzione dall'area del bacino, secondo la seguente espressione:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{A}} = 0.55$$

dove:  $A$  = area del bacino in ha;

Cautelativamente si assume un coefficiente di ritardo pari a 0,70.

La portata massima di piena che affluisce alla sezione di chiusura del bacino è data quindi da:

$$q = \frac{I \cdot A}{360} \cdot \Psi \cdot \phi \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Nella tabella seguente, si riportano i dati utilizzati ed il valore della portata massima di piena:

$T_r(\text{anni})$	$t_c [\text{min}]$	$h(t_c) [\text{mm}]$	$I [\text{mm/h}]$	$A [\text{ha}]$	$\Psi$	$\Phi$	$Q [\text{m}^3/\text{s}]$
200	52	65,66	75,76	47,27	0.75	0.70	<b>5,222</b>

## 2. STUDIO IDROLOGICO DEL SOTTOBACINO DI VIA DEL CARBURO

Lo studio idrologico del bacino afferente all'impianto di progetto consente altresì di determinare la portata massima che si genera nel sottobacino afferente alla fognatura di via del Carburo, oggetto della progettazione che la presente relazione accompagna.

Si tratta, anche qui, della portata che si verifica, secondo le statistiche delle precipitazioni, una volta nel corso di duecento anni. E' la portata che le norme impongono di adottare per dimensionare i sistemi di allontanamento delle acque e poter considerare l'area in sicurezza idraulica.

Il bacino afferente al collettore di progetto di via del Carburo, rappresentato nella tavola 1 con campitura viola, ha una superficie di 47,27 ha con un dislivello massimo compreso fra quota 68.70 m s.l.m e 1,10 m.l.m..

$T_r(\text{anni})$	$t_c [\text{min}]$	$h(t_c) [\text{mm}]$	$I [\text{mm/h}]$	$A [\text{ha}]$	$\Psi$	$\Phi$	$Q [\text{m}^3/\text{s}]$
200	52	65,66	75,76	10,01	0.75	0.70	<b>1,106</b>

## 3. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

Per i collettori che sono costituiti da tratti a gravità, la loro sezione é stata calcolata con la formula di Darcy-Weisbach

$$i = \frac{f}{4R} \times \frac{V^2}{2g}$$

dove :

$R$  = raggio idraulico della condotta completamente riempita in m;

$i$  = pendenza piezometrica nella condotta;

$V$  = velocità media nella condotta completamente riempita in m/sec;

$g$  = accelerazione di gravità;

$f$  = numero di resistenza espresso dalla relazione di Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{\varepsilon}{3,71 \times 4R} \right)$$

in cui

$\text{Re}$  : numero di Reynolds;

$\varepsilon$  : scabrezza assoluta della condotta in m.

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati :

TRATTO	Qmax mc/sec	i %	Diametro mm	Q sez. piena mc/sec	V sez. piena m/sec
1	0,48	0,25	800	0,61	1,214
2	1,106	0,25	800 x 1200	1,42	1,36
3	5,222	0,25	1500 x 2000	5,74	1,78

#### 4. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO E DELLE POMPE

L'idea progettuale consiste nel raccogliere all'interno della vasca che fa parte dell'impianto idrovoro la totalità della portata sopra calcolata (5,22 mc/sec) e di essere in grado di sollevarla in una vasca adiacente fino ad una quota tale che ne consenta il successivo deflusso in mare attraverso le condotte esistenti (due tubazioni  $\Phi 1000$  mm in cls) alle quali quest'ultima vasca sarà collegata con una condotta di sezione superiore a quella complessiva dei due  $\Phi 1000$  mm.

Queste due ultime funzioneranno allora in lieve pressione (0,3 bar circa) ed avranno una capacità di portata che può essere calcolata con la formula di Hazen- Williams di seguito riportata.

Per la verifica della doppia condotta esistente in via Del Bruno e che arriva fino al mare è stata, infatti, utilizzata questa formula :

$$\Delta = \frac{10.675 Q^{1,852}}{C^{1,852} D^{4,8704}} L$$

dove :

$Q$  = capacità di portata della condotta in m/sec;

$D$  = diametro interno in m;

$C$  = coefficiente di scabrezza (100 per tubi in calcestruzzo);

E' risultato che con un dislivello di 3 m, rispetto al pelo libero del mare, ogni condotta è capace di far defluire 3,8 mc/sec e, pertanto, un totale di 7,6 mc/sec.

Il pompaggio viene frazionato su 3 macchine da 1,8 mc/sec, del tipo ad elica con inclinazione variabile delle pale e con motore esterno alla vasca, montato all'estremità superiore del tubo di aspirazione. La prevalenza di ciascuna elettropompa, come si evince dallo schema allegato, sarà di circa 5 m.

Portoferraio, Ottobre 2012

---

Ing. Andrea Gozzini