

## INDICE

1	Premesse.....	2
2	Dati e condizioni al contorno alla base della progettazione .....	2
2.1	Calcolo degli Abitanti Equivalenti incidenti .....	2
2.2	Determinazione delle portate da derivare.....	3
2.3	Curva di possibilità pluviometrica .....	4
3	Metodologia di calcolo idraulico .....	5
3.1	Descrizione del modello idraulico utilizzato .....	5
3.2	Modellazione di elementi puntuali (soglie di sfioro, paratoie etc.) .....	6
3.3	Scabrezze .....	9
3.4	Ietogramma di progetto .....	9
3.5	Stima delle perdite idrologiche .....	10
3.6	Generazione delle portate di piena.....	11
3.7	Calcolo delle portate nere .....	12
4	Dimensionamento delle opere in progetto.....	12
4.1	Collettore fognari a gravità .....	12
4.2	Verifica dello scolmatore SF01.....	14

## RELAZIONE IDRAULICA

### 1 Premesse

Scopo della presente relazione è quello di illustrare le metodologie di calcolo alla base del dimensionamento delle opere previste nel progetto esecutivo Recupero del corso della roggia dell'Orrido di Inverigo – Lotto 2 relativo al collettamento dei reflui della zona dell'esedra in Comune di Inverigo, attualmente afferenti alla roggia Valletta.

### 2 Dati e condizioni al contorno alla base della progettazione

#### 2.1 Calcolo degli Abitanti Equivalenti incidenti

Il calcolo degli abitanti equivalenti è stato effettuato partendo dai dati riferiti agli abitanti residenti nel Comune di Inverigo e pari a 9147 ab, considerando trascurabili le fluttuazioni stagionali e giornaliere.

L'ammontare totale di utenze civili è stato poi "spalmato" sulla superficie di tetti residenziali globali dell'intero comune, ottenendo così una densità di abitanti per ha di copertura civile che ha permesso, poi, di stimare gli abitanti equivalenti effettivi afferenti ad una specifica sezione della rete fognaria, sulla base della sommatoria delle superfici "tetto residenziale" comprese nel bacino scolante da essa sotteso; questa metodologia permette una stima più precisa del numero di abitanti effettivi in quanto tiene conto della diversa densità abitativa, ad esempio, del centro storico rispetto alle nuove aree di espansione con case isolate.

La densità ottenuta è pari a 269 ab/ha di superficie di tetto civile.

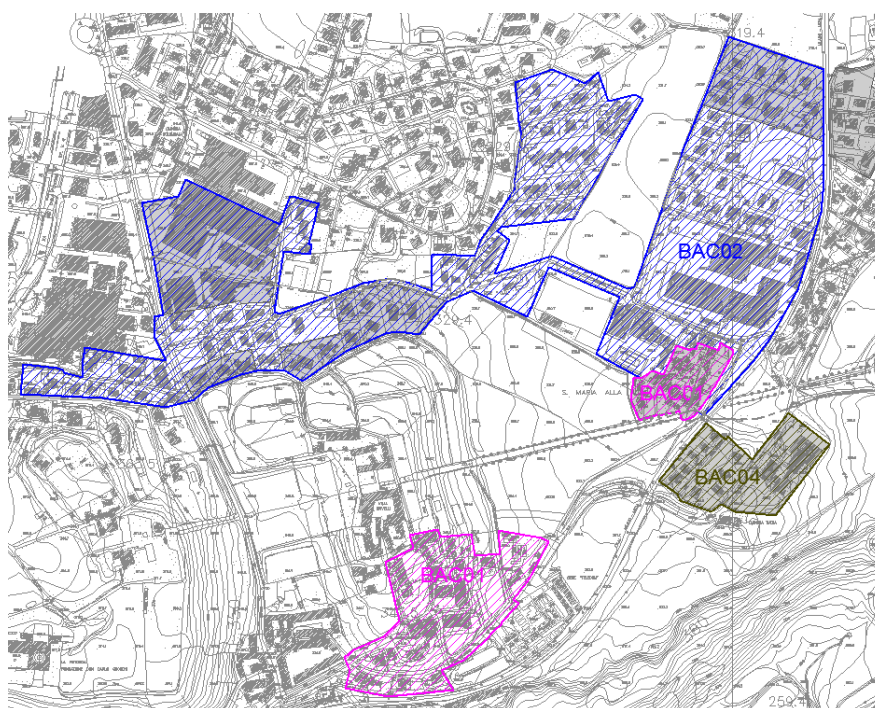
Per quanto concerne i reflui industriali, non disponendo di informazioni dettagliate sulla tipologia di industrie insediate nella zona, si è considerato, a favore di sicurezza, un contributo specifico di 1.5 l/s\*ha di area industriale (come generalmente indicato in letteratura per aree industriali).

Ipotizzando poi, come meglio spiegato in seguito, una dotazione idrica per A.E. di 280 l/A.E.\*giorno, un coefficiente di afflusso in fognatura pari a 0.8, un coefficiente di punta oraria per il consumo di acqua potabile pari a 1.5 ed uno annuo pari a 1.3 si ottiene:  $1.5/(280*0.8*1.5*1.3) = 297$  A.E./ha da cui si è risaliti al numero di abitanti equivalenti corrispondenti ad ogni area servita.

Con riferimento alla tavola dei bacini scolanti allegata al presente progetto ed alla Figura 1, si riporta qui di seguito una

tabella riassuntiva degli abitanti equivalenti stimati come appena descritto:

INVERIGO		
Area	Superficie Totale	A. E.
	[ha]	
BAC01	18.882	1251
BAC02	4.179	218
BAC04	0.05	87
TOTALE	23.11	1556



**Figura 1** Immagine relativa all'estensioni dei bacini scolanti considerati

## 2.2 Determinazione delle portate da derivare

Per il dimensionamento del manufatto sfioratore è stato necessario calcolare la portata nera diluita da addurre a depurazione.

Il calcolo delle portate da derivare per ogni sottobacino è stato fatto sulla base della seguente formula:

$$Q_{lim} = \frac{\sum P \cdot q_{lim}}{86400} \frac{1}{A.E. \cdot \text{giorno}} \text{ l/s}$$

dove P è il numero di Abitanti Equivalenti afferenti alla sezione in esame e  $q_{lim}$  è il contributo specifico giornaliero da derivare per abitante equivalente che è stato assunto, concordemente a quanto previsto della vigente normativa in materia di limiti di scarico in corso d'acqua superficiale, pari a 750 l/A.E. x giorno.

Il valore di portata da derivare  $Q_{lim}$  per il manufatto scolmatore SF01 è riportato nella seguente tabella:

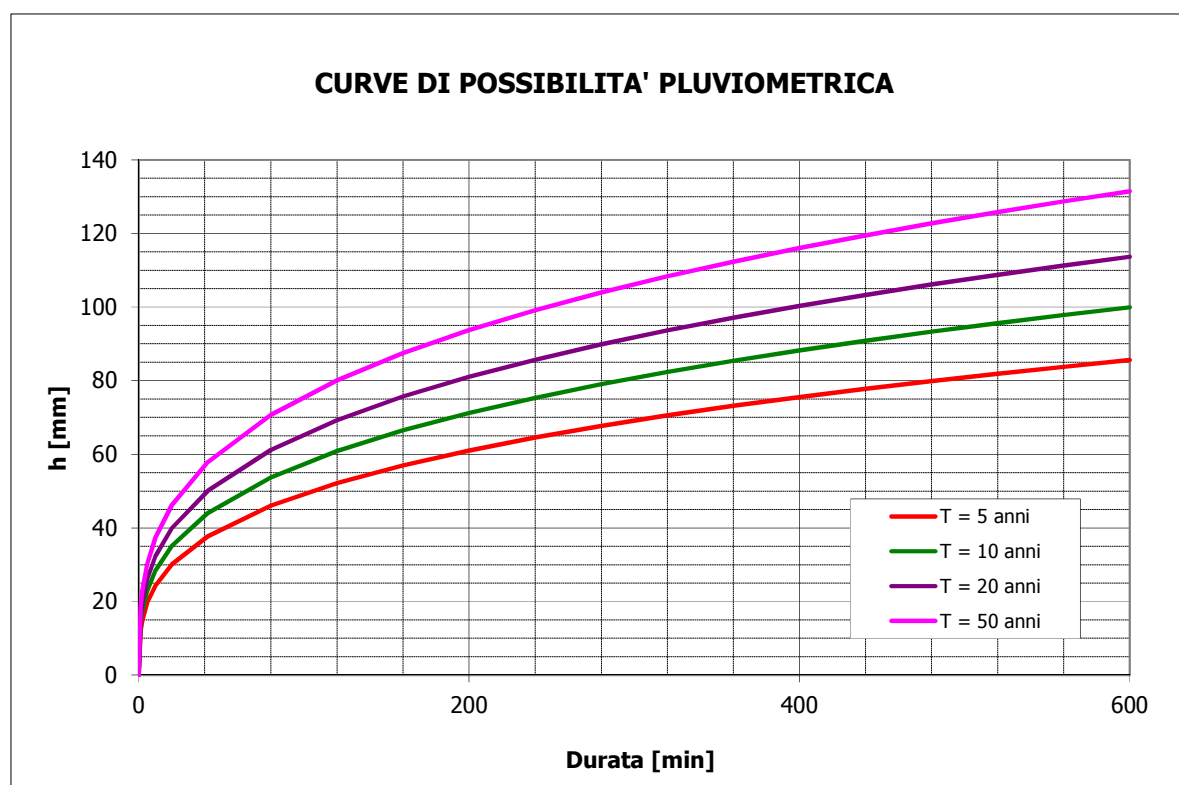
Manufatto	Abitanti Equivalenti Afferenti [A.E.]	Q <sub>lim</sub> [l/s]
SF01	1556	13.51

### 2.3 Curva di possibilità pluviometrica

Per le curve di possibilità climatica esprimenti la relazione che intercorre tra l'altezza di pioggia e la corrispondente durata si è fatto riferimento ai dati pluviometrici della stazione di misura di Carate Brianza.

I parametri  $a$  ed  $n$  delle CPP relative a detto pluviografo sono sintetizzati nella seguente tabella

TEMPI DI RITORNO (anni)	$a$	$n$
5	42.12	0.308
10	49.18	0.308
20	55.94	0.308
50	64.71	0.308



I calcoli idraulici sono stati effettuati considerando un tempo di ritorno pari a  $T = 10$  anni così come consigliato dalla letteratura tecnica per reti di fognatura.

### 3 Metodologia di calcolo idraulico

Lo studio idraulico della rete fognaria esistente ed il dimensionamento delle nuove opere sono stati effettuati tramite l'ausilio di un software di modellazione idraulica denominato Infoworks ICM, che permette di ricostruire virtualmente una rete idraulica e simularne il funzionamento.

Di seguito verrà brevemente descritto il funzionamento di tale software ed i parametri idraulici assunti alla base dei calcoli.

#### 3.1 Descrizione del modello idraulico utilizzato

Come accennato in precedenza, i calcoli idraulici sono stati effettuati con l'ausilio di un software di modellazione matematico – idraulica denominato Infoworks ICM della società inglese H. R. Wallingford.

Tale software permette di creare modelli matematici fisicamente basati delle reti di fognatura riproducendo virtualmente la reale configurazione geometrica di tubazioni, pozzetti e manufatti particolari (quali ad esempio gli scolmatori di piena) rilevati sul campo.

Una volta costruito il modello della rete fognaria il programma è in grado di sollecitarlo con ietogrammi di pioggia reali (misurati quindi da pluviografi sul campo) o di progetto (ad es. ietogrammi Chicago generati a partire da curve di pioggia reali) simulando tutti i processi che sono alla base della formazione e traslazione degli idrogrammi di piena in un bacino fognario durante un evento meteorico, ed in particolare:

a) *depurazione delle piogge dalle perdite idrologiche:*

la trasformazione da piogge lorde a piogge nette può essere effettuata con diversi modelli (dal classico metodo percentuale al metodo SCS-CN o al modello di Horton), a seconda della tipologia del bacino e del grado di conoscenza dei parametri che influenzano tale fenomeno.

b) *trasformazione della pioggia netta in deflusso di rete:*

la trasformazione afflussi (pioggia netta) – deflussi (portata di rete) viene schematizzata tramite un modello con “due serbatoi lineari in cascata”

c) *propagazione delle portate in rete:*

Le equazioni utilizzate sono le equazioni differenziali di De Saint Venant relative alla conservazione della massa e del momento, mentre il calcolo delle predite di carico distribuite può essere determinato sia con l'espressione di Colebrook-White sia di Strickler. Il moto in pressione, infine, viene calcolato con le stesse equazioni, mediante l'utilizzo dello “Slot di Preissman”, che consente la valutazione del moto riutilizzando le equazioni di moto a pelo libero.

Essendo un programma di simulazione dinamica è possibile, in qualsiasi istante dell'evento simulato, ottenere tutti i parametri idraulici per ogni elemento del sistema (altezze d'acqua, portate e velocità nei condotti, livelli idrici e volumi invasati nei pozzetti etc.) e tracciare profili longitudinali delle tubazioni.

L'utilizzo di uno strumento di calcolo così potente e sofisticato permette indubbi vantaggi rispetto al tradizionale calcolo

effettuato con metodi analitici quali il metodo della corrivazione o dell'invaso che permettono di determinare unicamente una portata di picco di piena che poi viene considerata come costante nei calcoli di dimensionamento e verifica.

Innanzitutto il modello permette di evidenziare eventuali effetti di rigurgito provenienti dalla rete di valle che potrebbero influenzare l'altezza d'acqua all'interno di uno scolmatore e quindi anticipare l'attivazione di una soglia di sfioro rispetto alla portata teorica per cui è stata tarata.

Inoltre il tracciamento dei profili di moto vario garantisce la massima aderenza del fenomeno simulato alla realtà e consente, nel caso specifico degli scolmatori, di determinare il momento esatto (e quindi la conseguente portata) di attivazione della soglia di sfioro.

### 3.2 Modellazione di elementi puntuali (soglie di sfioro, paratoie etc.)

Per quanto concerne elementi particolari spesso presenti nelle reti fognarie quali soglie di sfioro, paratoie, leaping weir etc. infoworks utilizza le classiche leggi idrauliche che vengono qui di seguito riportate:

- Soglia di sfioro a larga soglia

La legge di efflusso dipende dalle condizioni al contorno di valle:

nel caso la quota dell'acqua a valle della soglia sia inferiore a quella della soglia stessa, il deflusso è indipendente dalle condizioni di valle e, pertanto, vale l'equazione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h_m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (1)$$

dove:

Q = portata sfiorata

$\mu$  = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.385 come indicato in letteratura per sfioratori a larga soglia<sup>1</sup>

L = larghezza della soglia di sfioro

$h_m$  = altezza dell'acqua di monte rispetto alla soglia

g = accelerazione di gravità

nel caso invece di soglia rigurgitata da valle, l'equazione diventa la seguente:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h_m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_m - h_v)} \quad (2)$$

dove:

$h_v$  = altezza dell'acqua di valle rispetto alla soglia

<sup>1</sup> Citrini Nosedà "Idraulica" – Casa editrice Ambrosiana Milano

- Sfioratore con salto di fondo (Leaping Weir)

Il salto di fondo viene schematizzato come una luce di fondo:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (3)$$

- Q = portata in uscita dalla luce di fondo  
 $\mu$  = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.6  
 A = area della luce di passaggio  
 $h_m$  = altezza dell'acqua di monte rispetto al baricentro della luce  
 g = accelerazione di gravità

- Paratoia

Anche la paratoia viene assimilata ad una luce a battente, pertanto la formula è molto simile alla (3), ma varia a seconda delle condizioni di valle:

se l'efflusso non è influenzato dal livello di valle:

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (4)$$

- Q = portata in uscita dalla paratoia  
 $C_v$  = coeff. di correzione della velocità d'efflusso nella sezione contratta = 0.95<sup>2</sup>  
 $C_c$  = coefficiente di contrazione rispetto all'apertura della paratoia = 0.61  
 a = apertura della paratoia  
 b = larghezza della paratoia  
 $h_m$  = altezza dell'acqua di monte rispetto alla soglia  
 g = accelerazione di gravità

se l'efflusso è rigurgitato da valle la portata dipende dalla differenza di carico tra monte e valle:

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_m - h_v)} \quad (5)$$

dove:

- $h_v$  = altezza dell'acqua di valle rispetto alla soglia

---

<sup>2</sup> Il valore del coefficiente  $C_v$  dipende dal rapporto  $\frac{h_m}{a}$  secondo la relazione:

$$\sqrt{1 + \frac{1}{C_c \cdot a \cdot h_m}}$$

per i valori di altezza d'acqua ed apertura della paratoia normalmente in uso tale coefficiente può essere assunto pari a 0.95.

$C_v$  = coeff. di correzione della velocità d'efflusso nella sezione contratta = 0.99<sup>3</sup>

- Griglia

Il calcolo della perdita di carico nella griglia viene eseguito secondo l'equazione di Kirschmer descritta nel seguente riquadro:

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

con:

$$k = C_k \cos \alpha \left( \frac{w}{s} \right)^{4/3} \quad (7)$$

dove:

$v$  = velocità di deflusso

$g$  = accelerazione di gravità

$C_k$  = coeff. di Kirschmer dipendente dalla forma delle barre<sup>4</sup>

$\alpha$  = angolo verticale di inclinazione della griglia

$w$  = spessore delle barre

$s$  = spazio libero tra le barre

- Pompe

Le pompe possono essere modellate come oggetti con un funzionamento on/off a cui viene assegnata una portata fissa ed invariabile (in pratica al di sotto del livello di accensione la portata è nulla, al di sopra la portata pompata è quella assegnata dall'utente) oppure come vere e proprie pompe idrauliche con una propria curva caratteristica di funzionamento portata – prevalenza, generalmente fornite da un produttore sul mercato (sotto ne viene riportato un esempio).

---

<sup>3</sup> In questo caso  $C_v$  ha la seguente espressione:

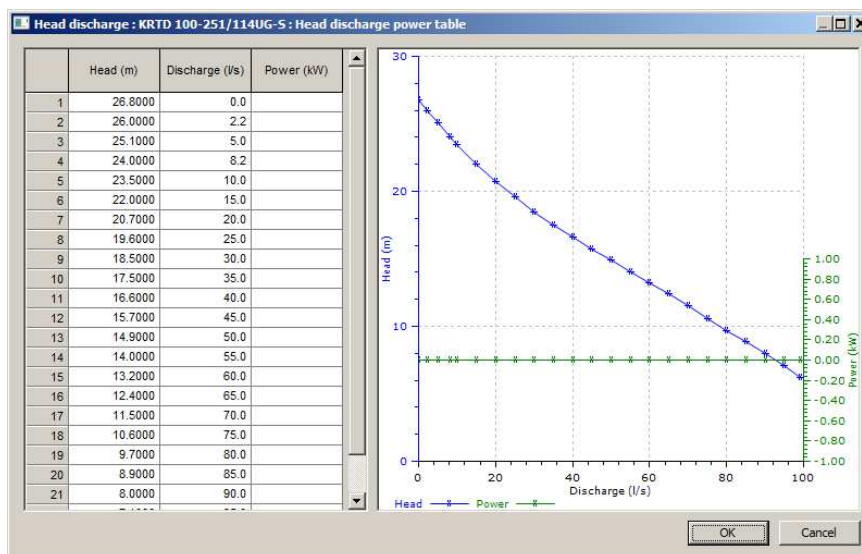
$$\sqrt{1 - \left( \frac{C_c \cdot a}{h_m} \right)^2}$$

e per i valori di altezza d'acqua ed apertura della paratoia normalmente in uso vale 0.99.

<sup>4</sup> Il coeff. di Kirschmer da letteratura assume i seguenti valori a seconda della sezione delle barre della griglia:

rettangolare a spigoli retti	2.42
circolare	1.79
rettangolare con spigoli arrotondati	1.67





In questa configurazione, che poi è quella adottata in progetto, l'oggetto simula esattamente il comportamento della pompa reale, variando la portata col variare della prevalenza; è pertanto possibile, valutare e simulare sia i transitori di avviamento sia il variare delle portate sollevate al variare ad esempio del livello dell'acqua all'interno della vasca di alloggiamento delle pompe.

### 3.3 Scabrezze

Per quanto concerne i coefficienti di scabrezza di Strickler utilizzati, per le tubazioni si sono assunti i seguenti valori:

Materiale	Strickles [m/s <sup>1/3</sup> ]
CEMENTO (CLS)	70
GRES	80
PVC	80
GHISA	80

### 3.4 Ietogramma di progetto

La generazione dell'idrogramma di piena su cui effettuare i dimensionamenti delle nuove opere presuppone, nota la curva di possibilità pluviometrica e fissato un tempo di ritorno di progetto, la ricostruzione di uno ietogramma di progetto dalla cui convoluzione con l'idrogramma unitario di piena relativo al bacino scolante in oggetto si ottiene l'onda di piena col desiderato tempo di ritorno.

Per il dimensionamento delle sezioni dei condotti si è scelto di utilizzare uno ietogramma di tipo "Chicago".

I parametri che lo contraddistinguono sono il tempo di base  $\theta$ , ossia la durata complessiva dell'evento, ed il tempo  $t_r$  a cui si ha il picco di massima intensità.

Questo ietogramma ha la caratteristica, per il modo in cui è costruito, di contenere le piogge critiche per tutte le durate di pioggia inferiori alla tempo di base, perciò lo stesso ietogramma può essere utilizzato, nel dimensionamento di una rete di fognatura, per determinare la massima portata relativa ad ogni sottobacino a patto che si scelga un tempo di base superiore

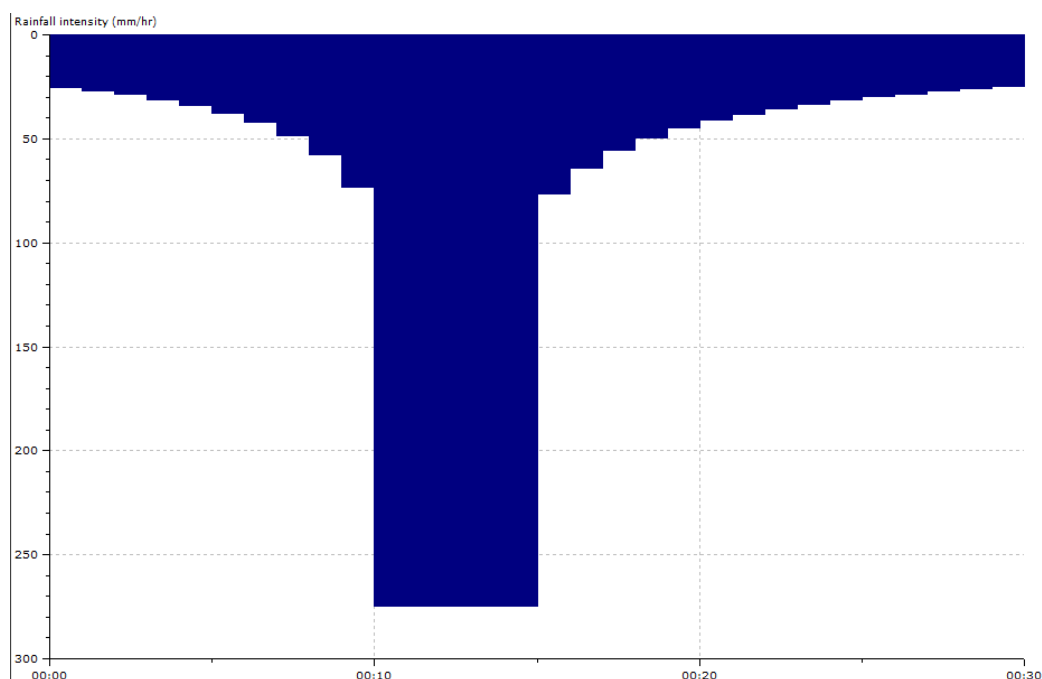
al tempo di corrivazione stimato del bacino.

Inoltre lo ietogramma Chicago risulta essere poco sensibile alla variazione del tempo di base, infatti la parte centrale dello ietogramma rimane costante, mentre al crescere della durata di pioggia complessiva si aggiungono due “ali” all’inizio ed alla fine dell’evento.

Il tempo di corrivazione dei bacini in oggetto è inferiore a 30 min, pertanto il tempo di base dello ietogramma Chicago adottato per i calcoli idraulici è stato scelto pari a 30 min.

Per quel che riguarda il tempo di picco  $t_r$ , non avendo indicazioni più precise sulla distribuzione delle intensità di pioggia di brevissima durata, è stato scelto pari a 12 min imponendo, come consigliato dalla letteratura tecnica,  $t_r/\theta = 0.4$ .

Di seguito è riportato l’istogramma rappresentativo dello ietogramma Chicago adottato con intervallo di integrazione pari a 1 minuto. A tal proposito va rilevato che per evitare intensità di pioggia irragionevoli, si è imposto che l’intensità di picco sia pari a quella di una pioggia di durata pari a 5 minuti, ritenendo non fisicamente basate piogge di durata inferiore.



**Figura 2** Ietogramma di progetto: CPP Carate Brianza, T = 10 anni Durata = 30 min

### 3.5 Stima delle perdite idrologiche

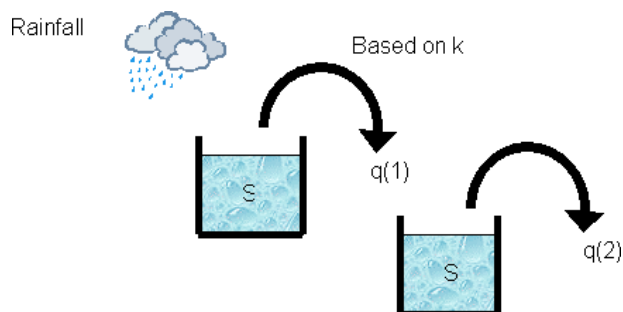
Non tutta la pioggia caduta affluisce alla rete di drenaggio; esistono infatti delle perdite dovute a evapotraspirazione, infiltrazioni ed immagazzinamento dell’acqua nei naturali avvallamenti del terreno.

Per il caso in esame, trattandosi di un bacino urbano si è deciso di utilizzare il classico **metodo percentuale** che determina la pioggia netta da quella lorda applicando un coefficiente di perdita  $\phi$  costante assunto pari a **0,1** per le aree a verde **0,80** per i tetti di abitazioni civili e per le coperture industriali e **0,60** per strade ed i parcheggi, così come consigliato in letteratura.

### 3.6 Generazione delle portate di piena

Per il calcolo degli idrogrammi di pioggia si è utilizzato il metodo di "Wallingford", che utilizza un modello con "due serbatoi lineari in cascata" per schematizzare la trasformazione in portata di deflusso in rete della pioggia netta depurata delle perdite idrologiche.

La pioggia cade sul bacino scolante e riempie un serbatoio immaginario, in ogni istante parte della pioggia si invasa nel serbatoio e parte esce dal serbatoio per andare nel serbatoio successivo o da questo in rete.



La relazione che lega la pioggia in ingresso e la portata in uscita da ogni singolo serbatoio è la seguente:

$$S = kq$$

dove:

- S è il volume di pioggia ricadente sulla superficie del bacino
- q il volume che esce dal serbatoio immaginario
- k una costante che si calcola tramite la relazione:

$$k = C[0.5(1 + i_{10})]^{-0.39}$$

C è un parametro legato alle caratteristiche del bacino scolante e si calcola secondo la relazione:

$$C = 0.117s^{-0.13}A^{0.24}$$

con s pendenza media del bacino e A superficie del bacino scolante in m<sup>2</sup>.

Il parametro  $i_{10}$  è l'intensità media di pioggia nei 10 minuti precedenti di precipitazioni.

La combinazione delle due relazioni dei due serbatoi con l'equazione di continuità dà come risultato un'equazione differenziale di secondo grado proposta per la prima volta da Sarginson e Nussey del tipo:

$$k^2 \left( \frac{d^2 q}{dt^2} \right) + 2k \left( \frac{dq}{dt} \right) + q = i_n$$

Tale relazione proposta inizialmente per bacini urbani inglesi è stata adattata successivamente ai bacini francesi e tedeschi e risulta pienamente valida anche per quelli italiani.

### 3.7 Calcolo delle portate nere

Il calcolo delle portate nere è stato effettuato sulla base della dotazione idrica prevista dal piano regolatore generale degli acquedotti, tenendo conto delle attività secondarie e terziarie che notoriamente richiedono maggiori disponibilità idriche per abitante; i parametri utilizzati sono quelli previsti nel progetto preliminare.

Le perdite di afflusso in fognatura sono state valutate pari al 20%, il coefficiente di punta orario  $C_p$  è stato assunto pari a 1.5 e l'ulteriore coefficiente maggiorativo per il giorno di massimo consumo  $C_g$  pari a 1.3.

In base a tali criteri, indicando con  $P$  la popolazione allacciata ad ogni punto di recapito e in 280 l/abitante \* giorno la dotazione idrica  $D$ , le espressioni che conducono alla portata nera media e a quella di punta scaricate in rete sono:

$$Q_{nm} = D \times 0,8 \times \frac{P}{86.400} \quad \text{l/s}$$

$$Q_{np} = C_g \times C_p \times Q_{nm} \quad \text{l/s}$$

Il numero degli abitanti equivalenti serviti è riportato nel paragrafo 2.1 .

## 4 Dimensionamento delle opere in progetto

### 4.1 Collettore fognari a gravità

La verifica delle sezioni dei condotti a gravità è stata effettuata sollecitando il modello matematico sopra descritto con le portate nere calcolate come descritto sopra e di mista con lo ietogramma Chicago con  $T = 10$  anni.

Come parametro di riferimento progettuale è stato assunto il confronto tra la massima portata di tempo di pioggia defluente nel condotto e la massima portata smaltibile dal condotto stesso in condizione di pelo libero.

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella, dove:

- $D$  = diametro del condotto;
- $Q_r$  = portata convogliabile dal condotto a pelo libero in condizioni di pieno riempimento<sup>5</sup>;
- $Q_{max}$  = portata massima calcolata nella simulazione;

Tratto		Diametro	Materiale	Lunghezza	Pendenza	Q <sub>r</sub>	Q <sub>max</sub>
Monte	Valle	[mm]		[m]		[l/s]	[l/s]
C11	P02	800	CA	18	0.019	1649	872.25
SF01	Scarico	1000	CA	7	0.040	4372	1086.24
P02	P03	1000	CA	26	0.010	2182	1127.64
P03	P04	1000	CA	35	0.017	2868	1126.68
P04	SF01	1000	CA	35	0.017	2868	1125.57
ALL01	P31	200	PVC	12	0.005	21	0.00

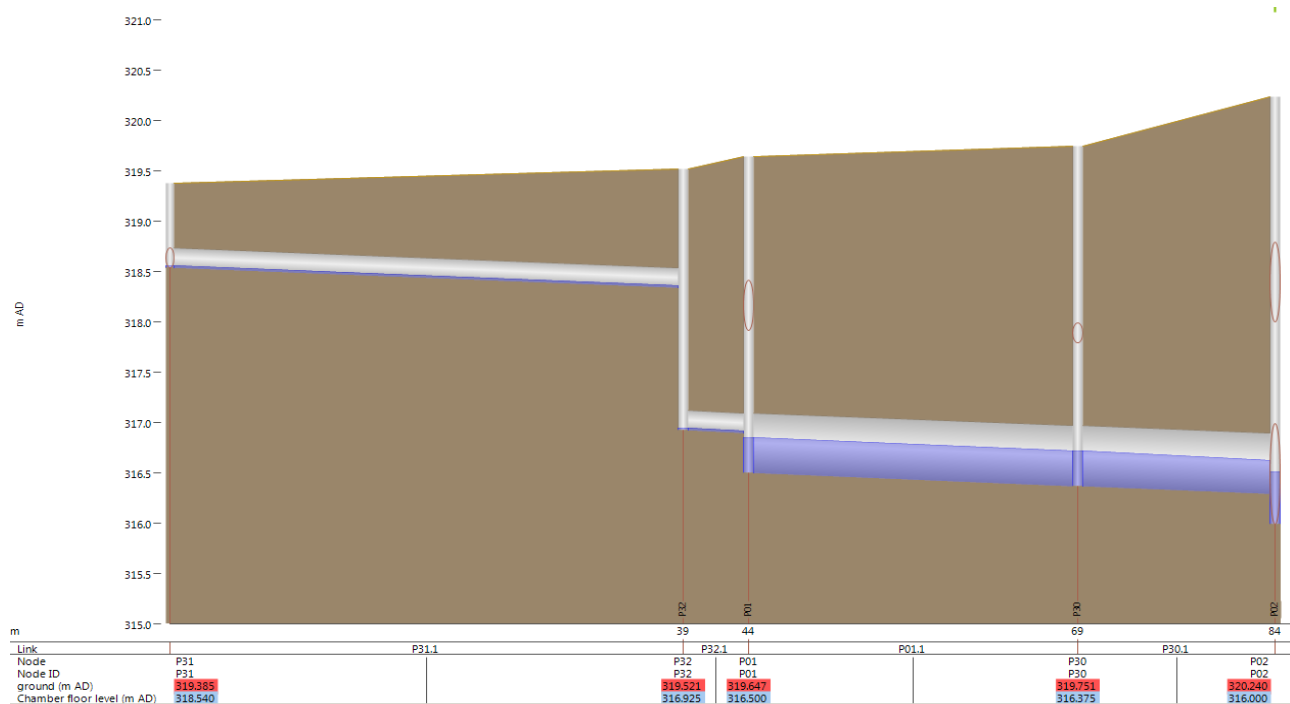
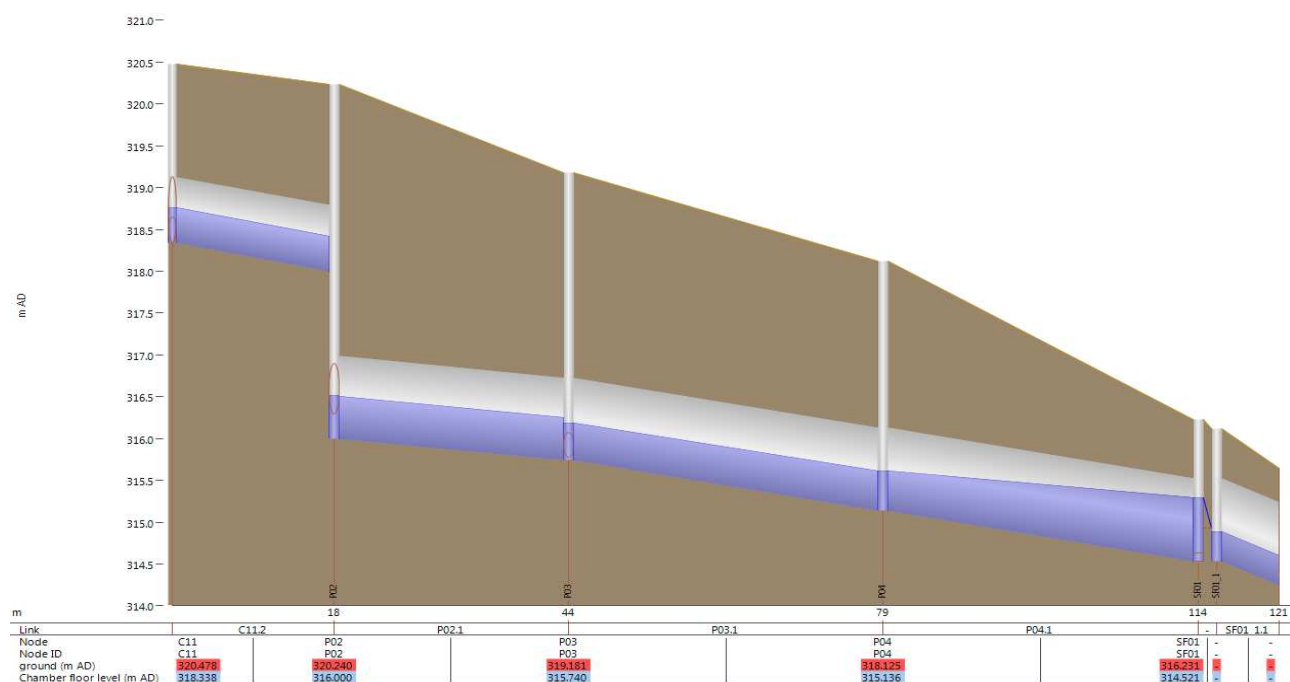
<sup>5</sup>  $Q_r$  è calcolabile tramite la formula:  $Q_r = \pi \left( \frac{Diam}{2} \right)^2 K_s \left( \frac{Diam}{4} \right)^{1/6} \sqrt{i \left( \frac{Diam}{4} \right)}$

**1519 – PARCO VALLE DEL LAMBRO - Recupero del corso della roggia dell'Orrido di Inverigo – Lotto 2 – Fognatura zona esedra**  
 Relazione Idraulica

Tratto		Diametro	Materiale	Lunghezza	Pendenza	Q <sub>r</sub>	Q <sub>max</sub>
Monte	Valle	[mm]		[m]		[l/s]	[l/s]
P31	P32	200	PVC	39	0.005	21	0.00
P32	P01	200	PVC	5	0.005	21	0.00
P29	P30	200	PVC	11	0.005	21	0.31
P01	P30	600	CA	25	0.005	395	256.53
P30	P02	600	CA	15	0.005	395	256.27
P34	P03	300	GRES	23	0.004	58	0.44

I condotti risultano pertanto correttamente dimensionati.

Di seguito si riportano i profili di massima piena dei tratti C11 – P02 – SF01 – Roggia e P31 – P01 – P02



Va rilevato per completezza che i profili riportati rappresentano un involucro dei massimi livelli idrici verificatisi in ogni punto della rete durante la simulazione e non rappresentano un istante preciso della simulazione; non hanno pertanto un significato fisico, ma risultano molto utili dal punto di vista della verifica progettuale e della comprensione dei fenomeni in atto.

#### 4.2 Verifica dello scolmatore SF01

Di seguito si riportano la verifica dello scolmatore in progetto dimensionato per derivare le sole acque nere diluite, provenienti da bacini serviti da fognature di tipo misto, secondo la portata  $Q_{lim}$  riportata nel paragrafo 0.

Il dimensionamento idraulico della soglia di sfioro e della paratoia è stato effettuato mediante modello idraulico, inserendo la geometria della fognatura esistente e delle opere previste in progetto, quindi, sollecitando il sistema con l'idrogramma di progetto riportato nel paragrafo 3.4, e determinando, per successive approssimazioni, le relative grandezze, in modo tale che la soglia si attivi solo per una portata di poco superiore alla  $Q_{lim}$ .

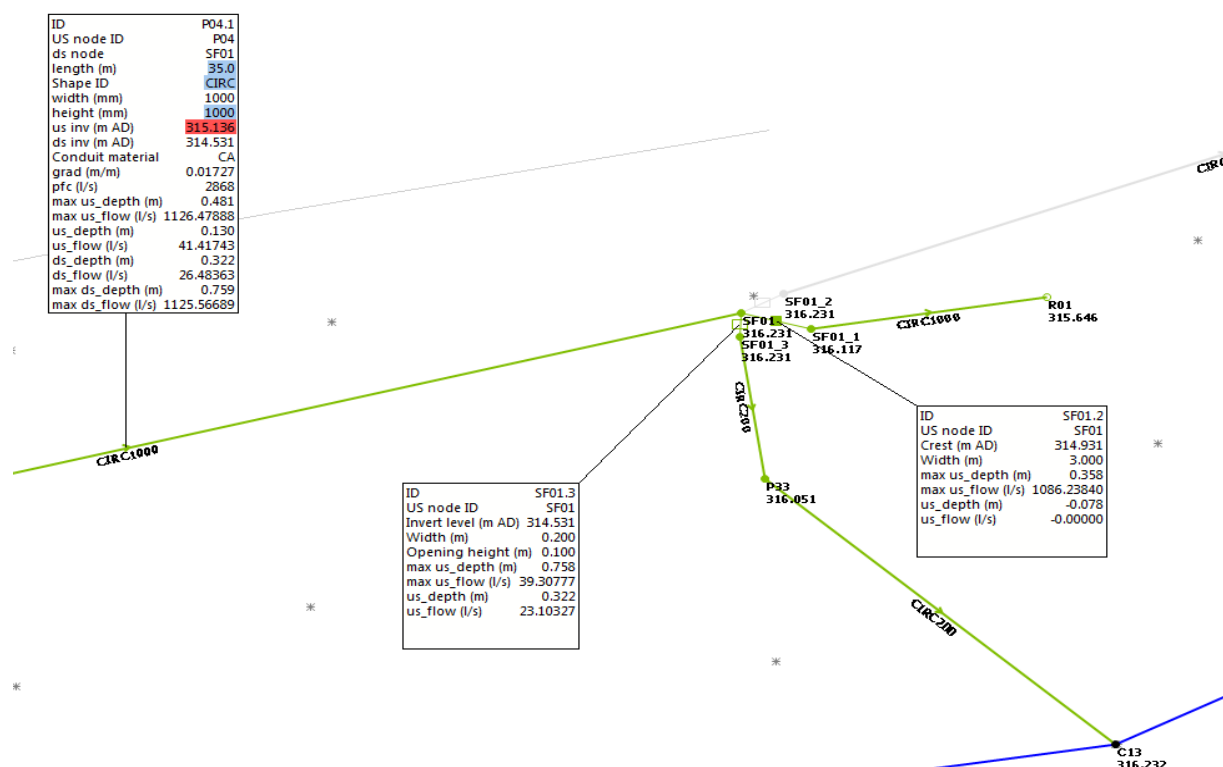
##### a) Scolmatore SF01

La soglia di sfioro dello scolmatore deve attivarsi solo per portate influenti pari o superiori a  $Q_{derivata} = 13.51 \text{ l/s}$

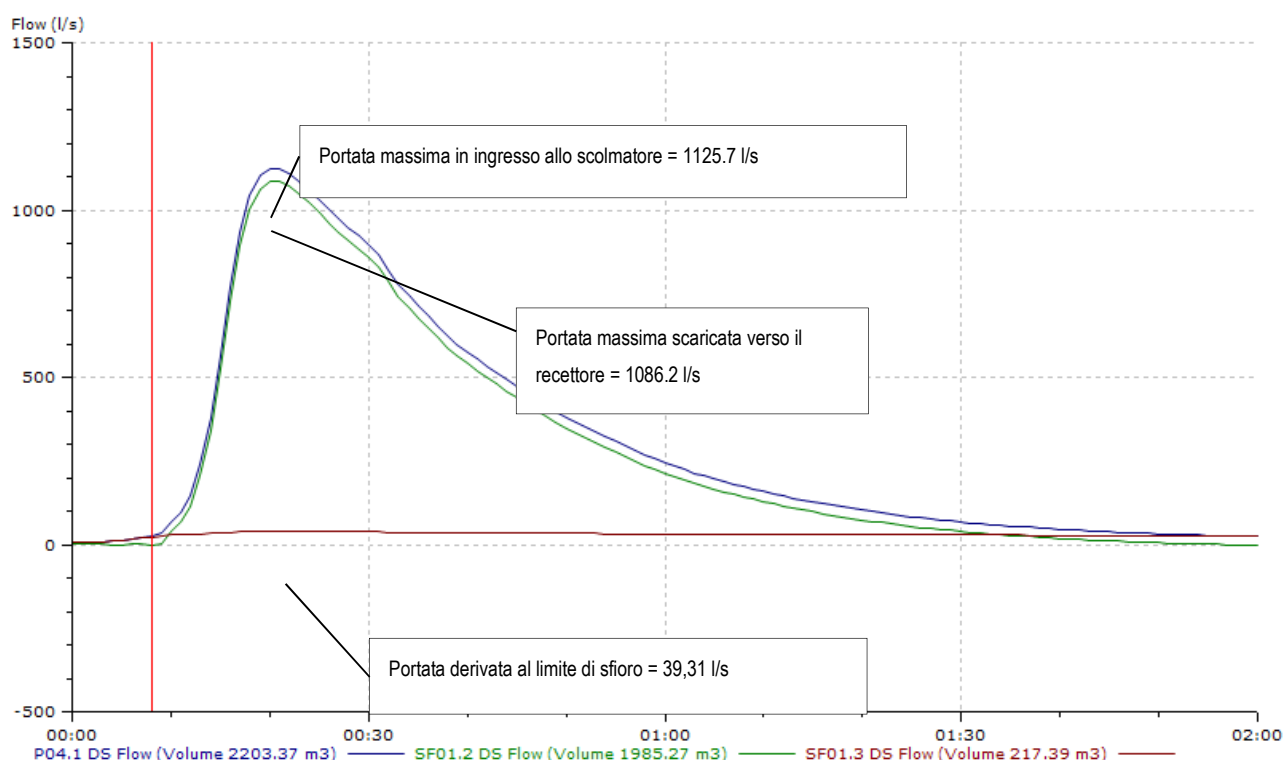
La seguente tabella riepiloga le caratteristiche dello scolmatore in progetto:

			SC02
Paratoia manuale	dimensioni	[m]	0.2x0.2
	apertura	[m]	0.1
soglia	altezza cresta rispetto al fondo	[m]	0.4
	lunghezza	[m]	3.0

Di seguito si riporta un'immagine dello schema di funzionamento del nodo idraulico estratto dal modello idraulico ed un grafico riportante l'idrogramma di piena in ingresso, quello in uscita verso la rete fognaria ed il grafico delle portate sfiorate verso il corso idrico superficiale.



**Figura 3** Immagine dello Scolmatore SF01 “fotografato” nell’istante prima che si attivi la soglia di sfioro



**Figura 4** Grafico relativo agli idrogrammi in ingresso ed in uscita dallo scolmatore, la riga verticale rossa indica l’istante della simulazione idraulica subito prima dell’attivazione della soglia di sfioro.

La soglia di sfioro si attiva per una portata in ingresso allo scolmatore pari a 23.10 l/s superiore alla  $Q_{lim}$  di progetto per il bacino in esame; lo scolmatore risulta pertanto correttamente dimensionato.