



Società incaricata:

STUDIOSPS S.R.L.

via Roma, 9 - 20055 Vimodrone (MI)

www.studiosps.it - info@studiosps.it

PEC studiospsrsl@legalmail.it

tel. (+39) 02 2500 872



COMUNI DI CANEGRATE (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE DI VOLANIZZAZIONE RETE
FOGNARIA VIA ADIGE**

R.02 – RELAZIONE IDRAULICA

Ing. Matteo Danielli



Ing. Enzo Calcaterra



R.U.P.

Ing. Giovanni Vargiu - CAP Holding S.p.A.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sassari Sez. A
n. 1265

PROGETTISTI

Ing. Matteo Danielli – StudioSPS. S.r.l.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, sez. A
n.23228

Ing. Enzo Calcaterra – StudioSPS. S.r.l.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, sez. A
n.10503

015046_F_G_9440_3_23_PD_02

GIUGNO 2023

INDICE

1	Premesse.....	2
2	Costruzione del modello idraulico: dati di base e condizioni al contorno	2
2.1	Indagini e rilievi.....	2
2.2	Funzionamento della rete fognaria di Canegrate	2
2.3	Curva di possibilità pluviometrica	5
3	Metodologia di calcolo idraulico	6
3.1	Descrizione del modello idraulico utilizzato	7
3.2	Modellazione di elementi puntuali (soglie di sfioro, paratoie etc.)	7
3.2.1	Soglia di sfioro a larga soglia	8
3.2.2	Sfioratore con salto di fondo (Leaping Weir)	8
3.2.3	Paratoia	8
3.2.4	Griglia	9
3.3	Scabrezze	10
3.4	letogramma di progetto	10
3.5	Stima delle perdite idrologiche	12
3.6	Generazione delle portate di piena.....	12
4	Calcoli idraulici	13
4.1	Dimensionamento dei collettori a gravità.....	13
4.2	Dimensionamento del manufatto scolmatore	14
4.3	Dimensionamento vasca di prima pioggia.....	17
4.4	Logiche di funzionamento della vasca di prima pioggia	17
4.5	Verifica del sistema di grigliatura.....	18
4.6	Dimensionamento vasca disperdente	20
4.7	Dimensionamento stazione di sollevamento	24

RELAZIONE IDRAULICA

1 Premesse

La presente relazione tecnica ha lo scopo di illustrare le metodologie di calcolo utilizzate, i dati in ingresso ed i criteri adottati nel dimensionamento delle opere previste in progetto e descritte nel dettaglio nella specifica relazione generale ed illustrativa di progetto.

Lo studio idraulico è basato sulla modellazione matematico - idraulico, tramite l'ausilio del software Infoworks ICM.

2 Costruzione del modello idraulico: dati di base e condizioni al contorno

2.1 Indagini e rilievi

La definizione degli interventi contenuti nel presente progetto ha richiesto una campagna di indagini preliminari per la definizione dello stato di fatto, composta da:

- Sopralluoghi
- coordinamento sottoservizi
- tracciamento delle tubazioni acquedotto da parte di Amiacque, e delle tubazioni gas P e BP da parte di Aemme,
- rilievo georeferenziato mediante laserscan dell'interno delle tubazioni fognarie lungo via Adige
- rilievi plano-altimetrici dello stato di fatto e delle evidenze dei sottoservizi, compresi i tracciamenti sopra menzionati
- indagini geologiche-geotecniche

Per la ricostruzione del reale stato dei luoghi ci si è anche basati:

- sul modello idrodinamico della rete fognaria di Canegrate e San Giorgio su Legnano elaborato e tarato da CAP
- sul webGis di CAP HOLDING relativamente alle reti fognarie e di acquedotto

Grazie ai dati raccolti si è riusciti ad ottenere una soddisfacente definizione dello stato di fatto attuale, riportata nel dettaglio nelle tavole di progetto allegate.

2.2 Funzionamento della rete fognaria di Canegrate

Il bacino urbano del comune di Canegrate, appartenente all'agglomerato di Olona Nord, è drenato da due collettori principali che afferiscono al depuratore C.I. 5975 ubicato in comune di Canegrate, in via Cascinette (indicato con il n. 12 nell'immagine sottostante). I due terminali delle condotte in uscita dal depuratore recapitano in Fiume Olona in territorio comunale di Parabiago.

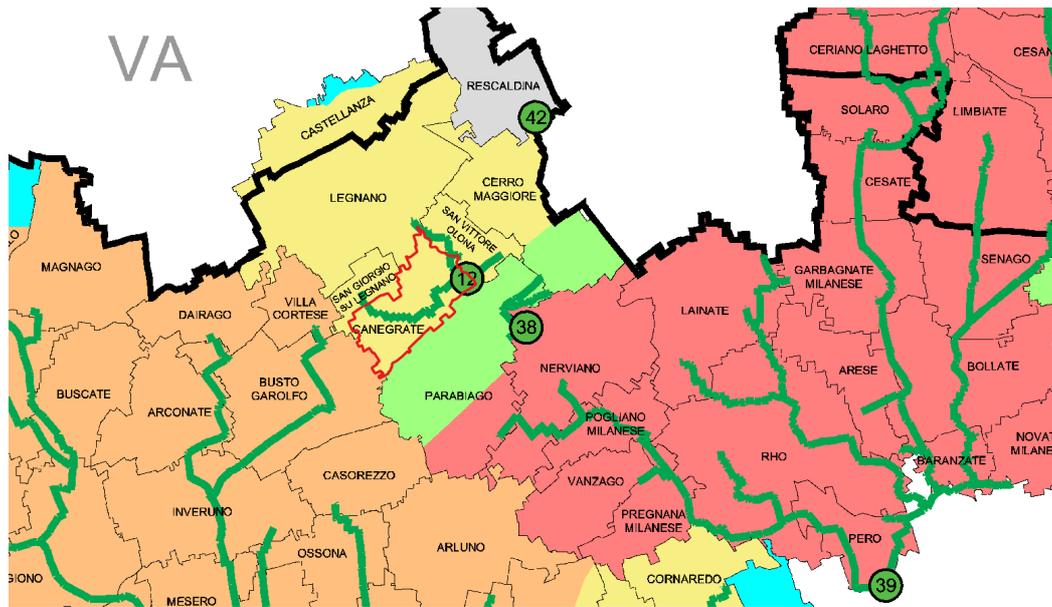


Figura 1 Macrobacino di afferenza del comune di Canegrate

La rete fognaria risulta distribuita in modo omogeneo su tutto il territorio urbanizzato per un'estensione di circa 48,186 km, a cui si aggiungono circa 5,175 km di collettore consortile, per un totale di circa 53,361 km.

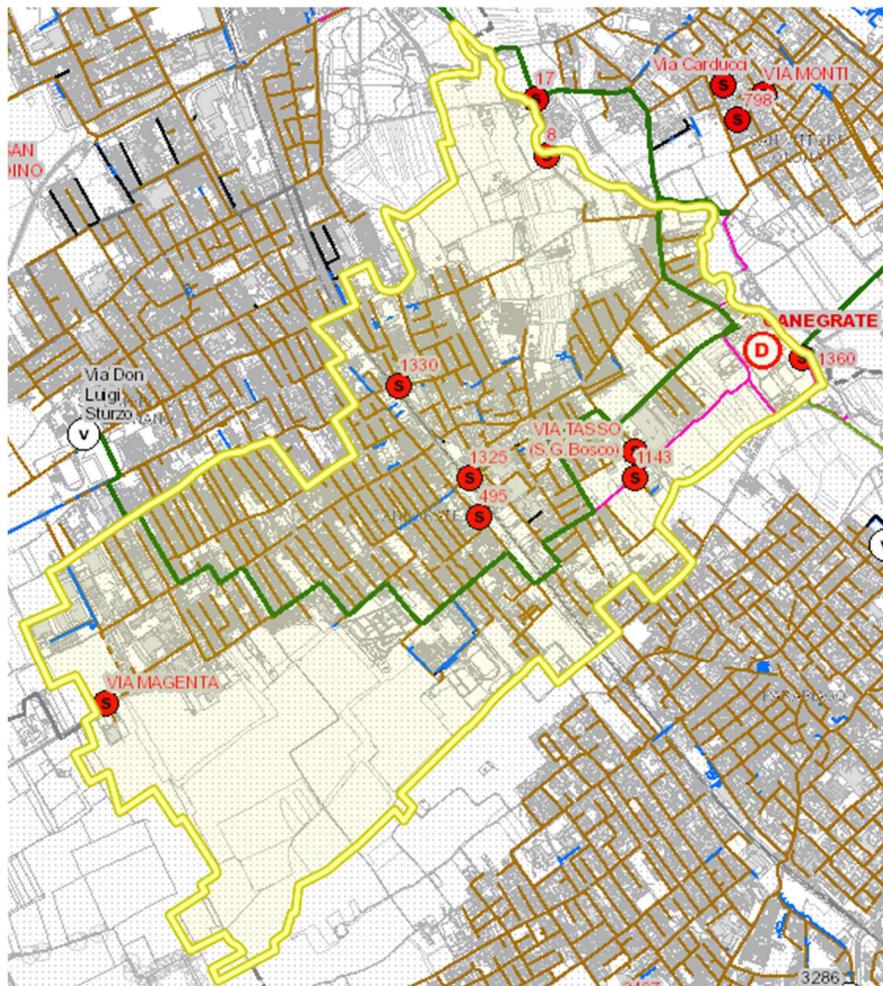


Figura 2 Rete di fognatura

Le tipologie di rete fognaria riscontrate sono quelle sintetizzate nella tabella seguente.

Tipologia	Estensione [km]
Bianca	3.469
Depurata	0.003
Mista	42.476
Nera	0.213
Sfiorata	2.026
Totale	48.186

La rete di acque meteoriche, ove presente, confluisce nella rete di acque miste, oppure convoglia le acque raccolte nel sottosuolo mediante pozzi disperdenti previo passaggio in appositi manufatti disoleatori o separatori.

La rete di raccolta delle acque reflue del comune di Canegrate può essere divisa in 17 bacini di raccolta principali, evidenziati nella figura seguente, che recapitano quasi tutti al collettore intercomunale proveniente da San Giorgio su Legnano e solo in minima parte (settore orientale) a quello che ha origine in Legnano.

ALLEGATO A

SUDDIVISIONE DEL TERRITORIO COMUNALE IN BACINI DI RACCOLTA

COLLETORE CONSORTILE



CONDOTTE PRINCIPALI



AREA IMPIANTO DI DEPURAZIONE



COLLETORE ACQUE DEPURATE

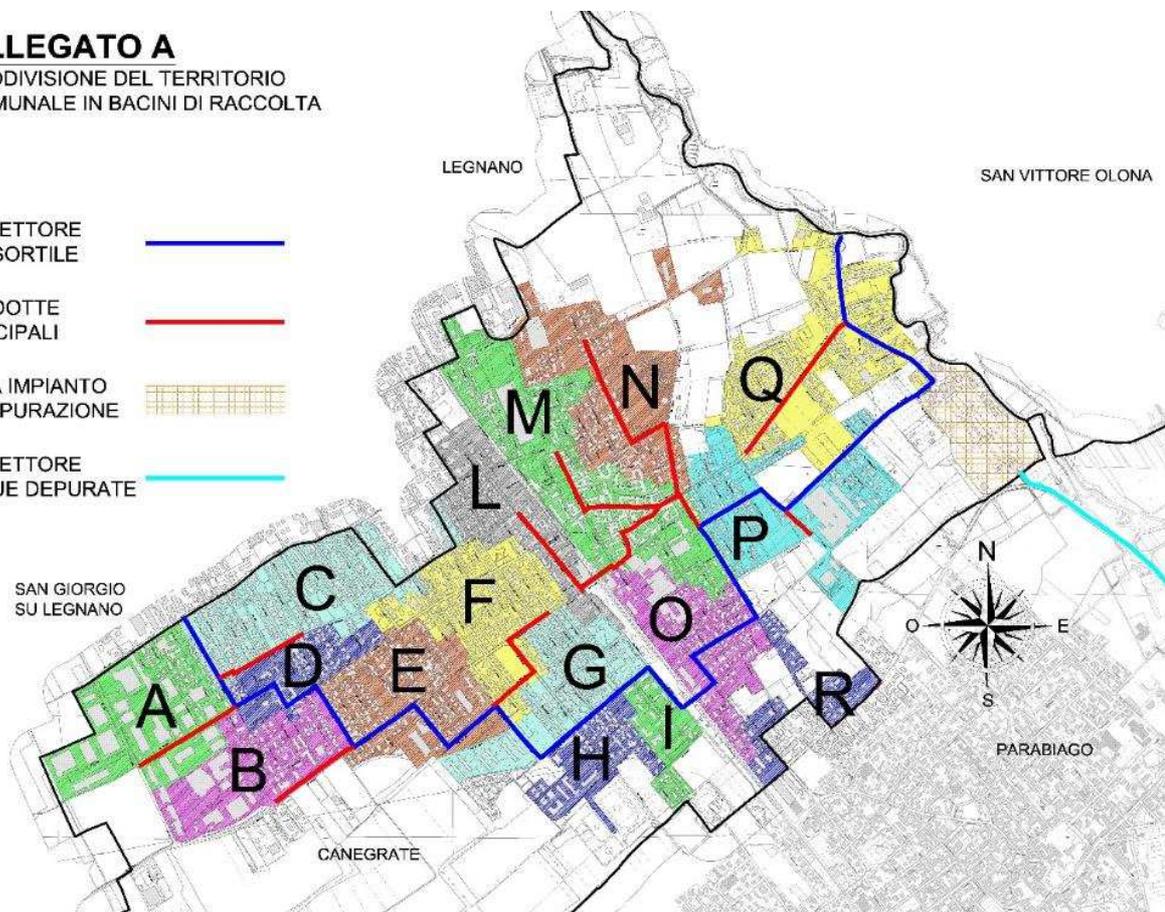


Figura 3 Bacini di raccolta

Nello specifico il bacino proprio afferente direttamente alla vasca di prima pioggia in progetto è rappresentato nella seguente figura.

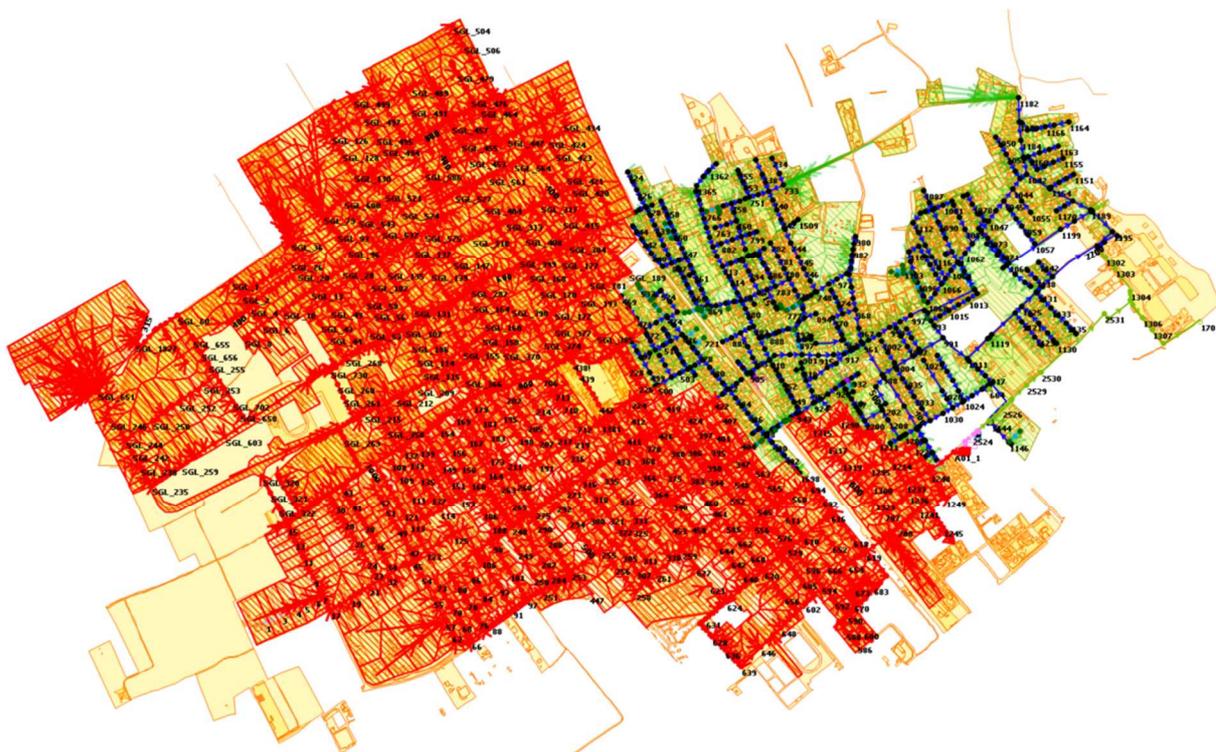


Figura 4 Bacino proprio afferente alla vasca di prima pioggia in progetto

2.3 Curva di possibilità pluviometrica

Le curve di possibilità pluviometrica (c.p.p.) esprimono la relazione che intercorre tra l'altezza di pioggia e la corrispondente durata, sono state ricavate dal Portale Idrologico Geografico di ARPA Lombardia, tramite il quale è possibile determinare per tutto il territorio regionale i parametri della curva di riferimento per la zona.

La tecnica idrologica abituale fornisce per le curve di possibilità climatica l'espressione di tipo monomio:

$$h = at^n$$

dove:

h = altezza di pioggia espressa in mm

t = durata della pioggia espressa in ore

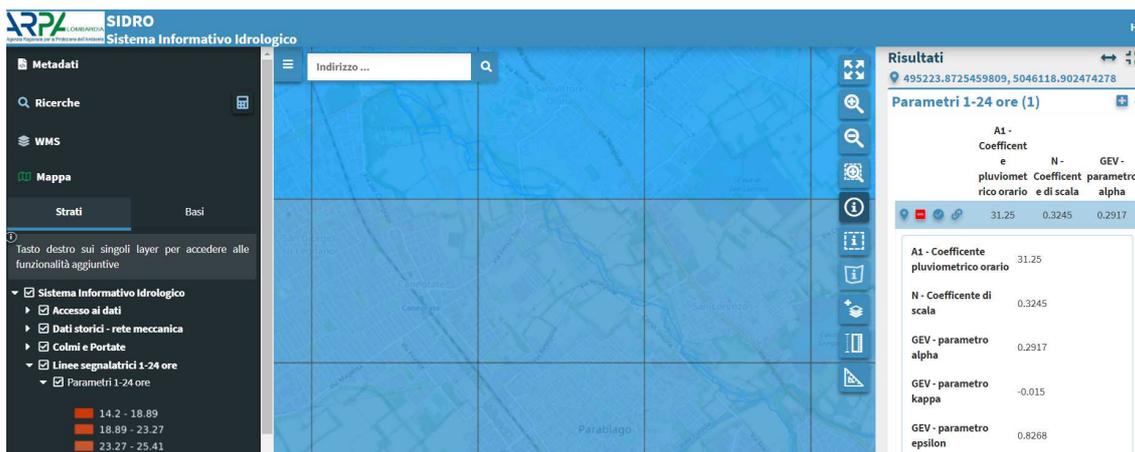
a, n = sono parametri che dipendono dal tempo di ritorno dell'evento T



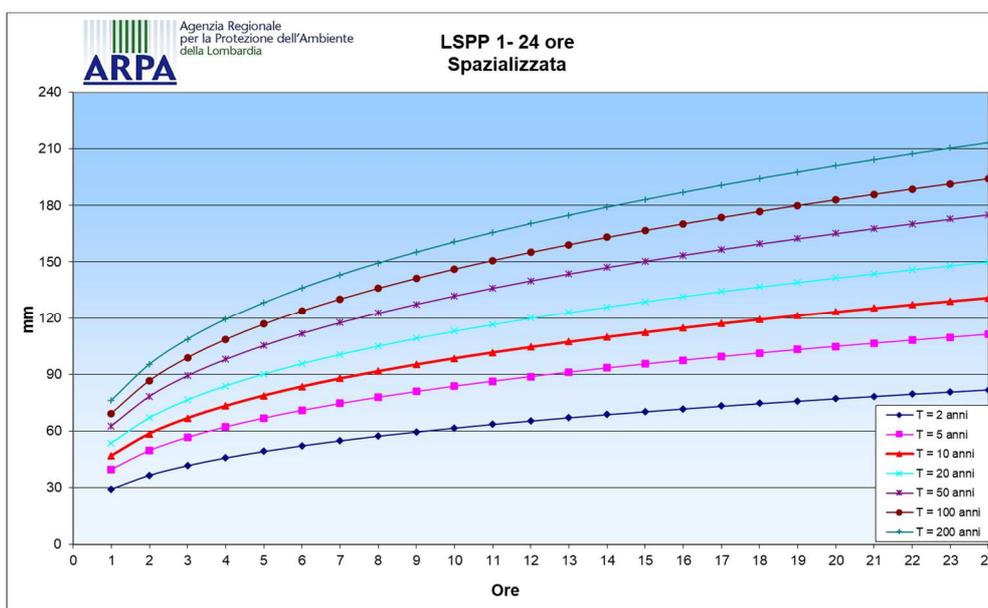
PARAMETRI ED EQUAZIONI	
A1 - Coefficiente pluviometrico ora	31.250
N - Coefficiente di scala	0.3245
GEV - parametro alpha	0.2917
GEV - parametro kappa	-0.0150
GEV - parametro epsilon	0.8268

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$



Le curve ottenute sono riportate nella seguente figura:



Va rilevato che i dati di pioggia su cui sono state costruite le curve precedentemente riportate si riferiscono a piogge intense con durate superiori all'ora, che sono quelle significative per il bacino.

Di seguito si riportano i parametri a e n delle LSPP e le rispettive curve per tempi di ritorno $T=2,5,10$ e 25 anni.

Tabella 1 - Parametri a ed n delle LSPP

T_R (anni)	2	5	10	20	50	100	200
a	29.19	39.67	46.70	53.52	62.47	69.25	76.08
n	0.3245	0.3245	0.3245	0.3245	0.3245	0.3245	0.3245

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 2023 (Licence name: SPS - Licence number: WS00741015PM - Licence serial number: 1322072072), 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

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.

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

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

3.2.1 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
- μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.385 come indicato in letteratura per sfioratori a larga soglia¹
- 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

3.2.2 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
- μ = 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

3.2.3 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 = 0.95²

¹ Citrini Noseda "Idraulica" – Casa editrice Ambrosiana Milano

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

- 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
 C_v = coeff. di correzione della velocità d'efflusso nella sezione contratta = 0.99³

3.2.4 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 barre⁴
 α = angolo verticale di inclinazione della griglia
 w = spessore delle barre
 s = spazio libero tra le barre

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

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

³ 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.

⁴ 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

3.3 Scabrezze

Per quanto concerne i coefficienti di scabrezza si è scelto di mantenere i coefficienti di Strickler contenuti nella precedente modellazione eseguita da CAP HOLDING.

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 la determinazione delle massime portate transitabili e **per il dimensionamento dei condotti di collegamento alle vasche si è scelto di utilizzare uno ietogramma di tipo "Chicago"**.

I parametri che lo contraddistinguono sono il tempo di base θ , 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 al 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 può essere stimato inferiore a 60 min; pertanto, il tempo di base dello ietogramma Chicago adottato per i calcoli è stato scelto pari a questa durata.

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 24 min imponendo, come consigliato dalla letteratura tecnica, $t_r/\theta = 0.4$.

Di seguito è riportato l'istogramma rappresentativo dello ietogramma Chicago con tempo di ritorno $T=10$ anni 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.

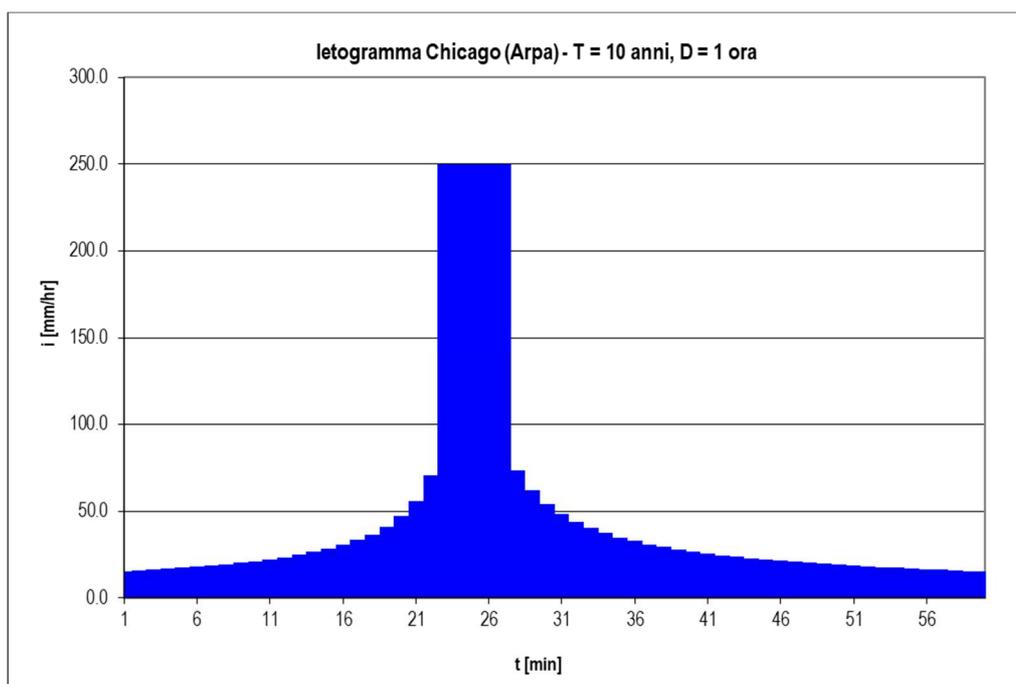
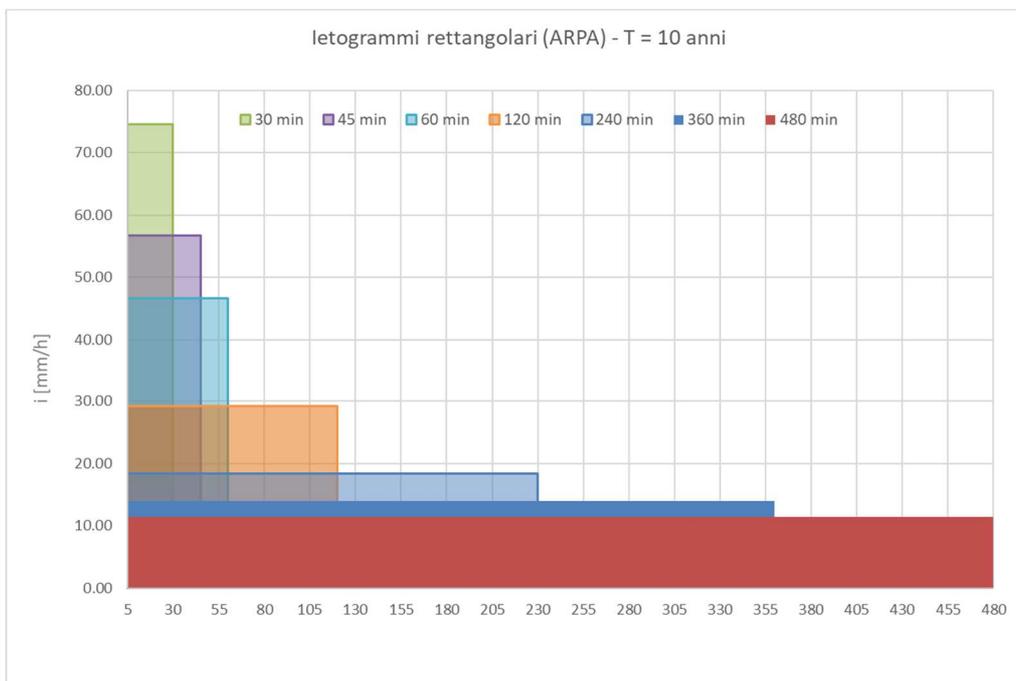


Figura 5 Ietogramma Chicago per T=10 anni

Benché lo ietogramma Chicago sia il più adatto per la verifica ed il dimensionamento di reti di fognatura in quanto dà luogo alle massime portate di colmo, esso tende a non essere rappresentativo di problemi in cui il parametro principale da stimare sia il volume totale di pioggia.

Infatti, tale ietogramma rappresenta una pioggia critica per tutte le durate minori o uguali al tempo di base, ma poiché, nella realtà, un evento che è critico per una durata θ non lo è necessariamente per tutte le altre durate, si ha che l'altezza complessiva di pioggia dello ietogramma Chicago è superiore a quella di ciascuno degli eventi reali che risultano critici per le diverse durate. In altre parole, per durate via via crescenti tale ietogramma porta alla determinazione di altezze complessive (e quindi volumi di pioggia) aventi tempi di ritorno crescenti; di conseguenza nella verifica della vasca disperdente dove è fondamentale il volume di pioggia in ingresso piuttosto che la portata, l'utilizzo di questo tipo di ietogramma può portare a pesanti sovradimensionamenti delle opere.

Pertanto, **nella verifica della vasca di prima pioggia e della vasca disperdente, si è preferito utilizzare uno ietogramma di tipo "costante"** sebbene meno rappresentativo dell'andamento temporale dell'evento piovoso reale (in quanto non presenta come il "Chicago" un picco di scroscio) ma comunque valido, determinando la durata critica di pioggia per tentativi, come meglio spiegato nello specifico paragrafo.



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 la determinazione della pioggia netta il modello idraulico utilizza due diverse metodologie, a seconda che ci si riferisca ad aree urbanizzate oppure ad aree rurali.

Per tali bacini il calcolo delle perdite idrologiche è stato effettuato tramite il **metodo percentuale** assegnando i valori del coefficiente di afflusso per le aree impermeabili e per le aree permeabili riportati nella seguente tabella.

Tabella 2 -Coefficienti di deflusso

ID superficie scolante	Descrizione	Coefficiente d'afflusso
10	Strade	0.65
20	Tetti	0.65
30	Cortili	0.10
40	Ferrovie	0.10
50	Verde	0.05

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.

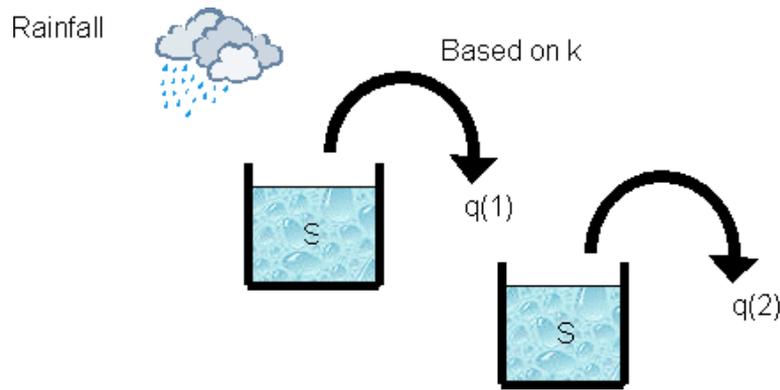


Figura 6 Schematizzazione afflussi-deflussi con due serbatoi lineari in cascata

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 m².

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:

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

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.

4 Calcoli idraulici

4.1 Dimensionamento dei collettori a gravità

Il dimensionamento dei condotti attraverso il modello idraulico descritto avviene seguendo un processo iterativo per successive approssimazioni e verifiche, fino a giungere all'ottimizzazione delle sezioni.

Il software utilizzato nelle simulazioni permette di visualizzare un involucro dei massimi livelli verificatisi in ogni punto della rete durante la simulazione e di generare un profilo longitudinale dei condotti che mostri tali livelli massimi.

Tale involucro non rappresenta un istante preciso della simulazione ma riporta, per ogni punto del sistema, il massimo livello che ha raggiunto l'acqua in tale punto durante l'intera simulazione; pertanto, non ha un significato fisico, ma è molto

utile dal punto di vista della verifica idraulica perché consente di visualizzare immediatamente tutti i punti critici.

Di seguito si riportano il profilo di piena dei collettori in progetto e una tabella sintetica che riassume le caratteristiche dei singoli condotti e le portate massime smaltibili (Q_c_max) e massime di pioggia ($Q_{max_pioggia}$), per l'evento meteorico di durata 60 minuti e tempo di ritorno 10 anni (ietogramma Chicago).



Tratto		Lunghezza	Diametro	Materiale	Pendenza i	Qc max	Qmax pioggia	Vel_max
Monte	Valle	[m]	[mm]	-	-	[l/s]	[l/s]	[m/s]
SF01_2	P02	38.95	1500	CLS	3.0%	7762.84	4284.9	5.0
P02	A01_1	55.37	2000	CLS	1.0%	8870.19	4284.7	2.9
A01_1	A01_2	23.75	2000	CLS	1.0%	9304.49	4284.6	3.0
A01_4	A01_5	38.6	2000	CLS	1.0%	9214.4	3770.2	2.8
A01_3	A01_4	24.21	2000	CLS	1.0%	9396.98	3770.9	2.8
A01_5	VD_Adige	14.97	2000	CLS	1.0%	9458.15	3770.1	2.9

4.2 Dimensionamento del manufatto scolmatore

Ad oggi, lo sfioratore esistente n. 2523 sottende un bacino di 15.877 AE e non è provvisto di vasca di prima pioggia, pertanto, risulta non conforme alla RR 6/2019.

In caso di fognature unitarie e per sfioratori le cui acque eccedenti siano recapitate su suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, la portata da avviare a depurazione, per garantire il limite di diluizione deve essere pari almeno a:

$$Q_d = AE * 1000 \text{ l/AE giorno} = 15'877 \text{ AE} * 1000 \text{ l/AE giorno} / 86400 = 183.7 \text{ l/s}$$

Il nuovo Regolamento regionale 29 marzo 2019, n.6 all'art. 12, classifica gli sfioratori a seconda della portata di soglia come segue:

- sfioratori di alleggerimento idraulico*: sfioratori il cui valore della portata di soglia è maggiore o uguale al doppio della portata da avviare all'impianto di trattamento delle acque reflue, determinata in base ai criteri descritti

nell'allegato E;

- b) *sfiatori volti alla limitazione delle portate meteoriche da addurre alla depurazione*: sfiatori il cui valore della portata di soglia è minore del doppio della portata da avviare all'impianto di trattamento delle acque reflue, determinata in base ai criteri descritti nell'allegato E;

Gli sfiatori che sottendono un bacino proprio avente una popolazione servita maggiore di 10.000 AE sono considerati, ai fini dell'applicazione della RR 6/2019 come quelli di cui alla lettera b).

Il manufatto sfiatore in progetto avrà una portata di attivazione corrispondente a due volte 1000 l/AE*giorno ovvero:

$$Q_s = 367 \text{ l/s};$$

Si tratterà quindi ai sensi dell'art. sopracitato di uno scolmatore di alleggerimento.

Dalla modellazione idrodinamica effettuata e come mostrato in Figura 7 e Figura 8, lo sfioro nel manufatto in progetto si attiva per portate pari a 367 l/s (Q_s) mentre la massima portata derivata diretta a depurazione è pari a 510 l/s circa.

La scelta di avviare a depurazione una portata maggiore della minima richiesta da normativa deriva anche dalla volontà di ottenere un refluo scolmato maggiormente diluito in ragione della vulnerabilità dell'acquifero superficiale nell'area dove avverrà la dispersione nel sottosuolo.

L'allegato E, Sezione 3 per questa tipologia di sfiatore indica che le acque sfiorate possono esse avviate direttamente al ricettore solo qualora si verifichino contemporaneamente le seguenti condizioni:

- il bacino proprio servito dallo sfiatore deve avere una popolazione servita minore di 10.000 AE;
- la portata da avviare all'impianto di trattamento delle acque reflue, determinata con riferimento al solo bacino proprio, deve essere minore della metà della portata da avviare all'impianto di trattamento delle acque reflue, determinata con riferimento al bacino totale sotteso dallo sfiatore.

Essendo, nel caso specifico dello sfiatore:

- $AE_{\text{proprio}} = 10'275 \text{ AE} > 10'000$ (condizione non rispettata);
- $Q_{d \text{ proprio}} = AE_{\text{proprio}} * 1000 \text{ l/AE giorno} = 10'275 \text{ AE} * 1000 \text{ l/AE giorno} / 86400 = 118.9 \text{ l/s} > Q_{d/2} = 183.8/2 = 91.88 \text{ l/s}$ (condizione non rispettata);

è necessario, visto che le condizioni soprariportate non sono verificate, dotare lo scarico dello sfiatore di vasca di accumulo delle acque di pioggia (vasca di prima pioggia), che è proprio lo scopo della presente progettazione.

Di seguito si riporta:

- lo schema planimetrico derivante dal software di modellazione dove è "fotografato" l'istante della simulazione in cui il sistema è al limite di sfioro (la portata verso la vasca di prima pioggia è nulla mentre la portata avviata a depurazione è pari a Q_s);
- il grafico contenente tutti gli idrogrammi di piena dei condotti in uscita dallo sfiatore con indicato (linea verticale rossa) l'istante in cui si attiva la soglia di sfioro.

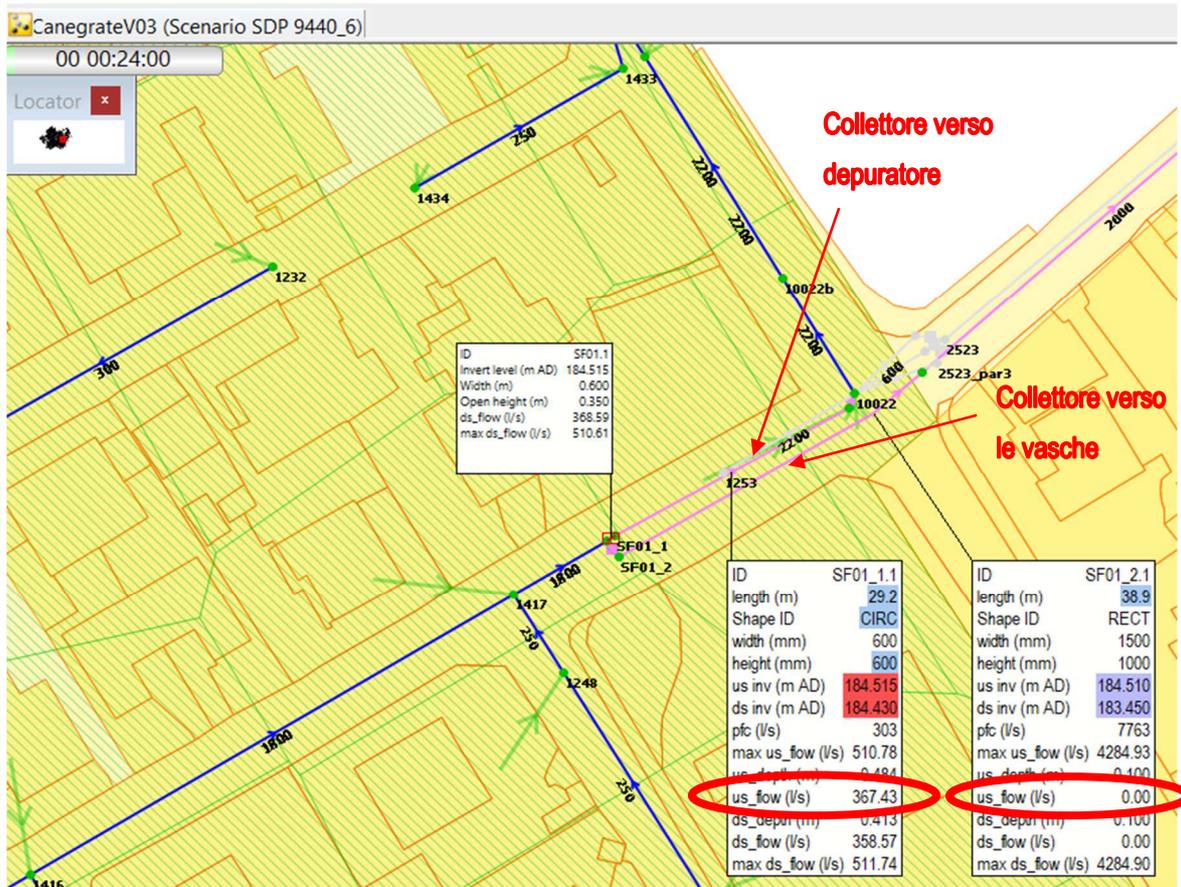


Figura 7 Schema planimetrico derivante dal software di modellazione dove è “fotografato” l’istante della simulazione in cui il sistema è al limite di sfioro (Chicago, 1 ora, T=10 anni)

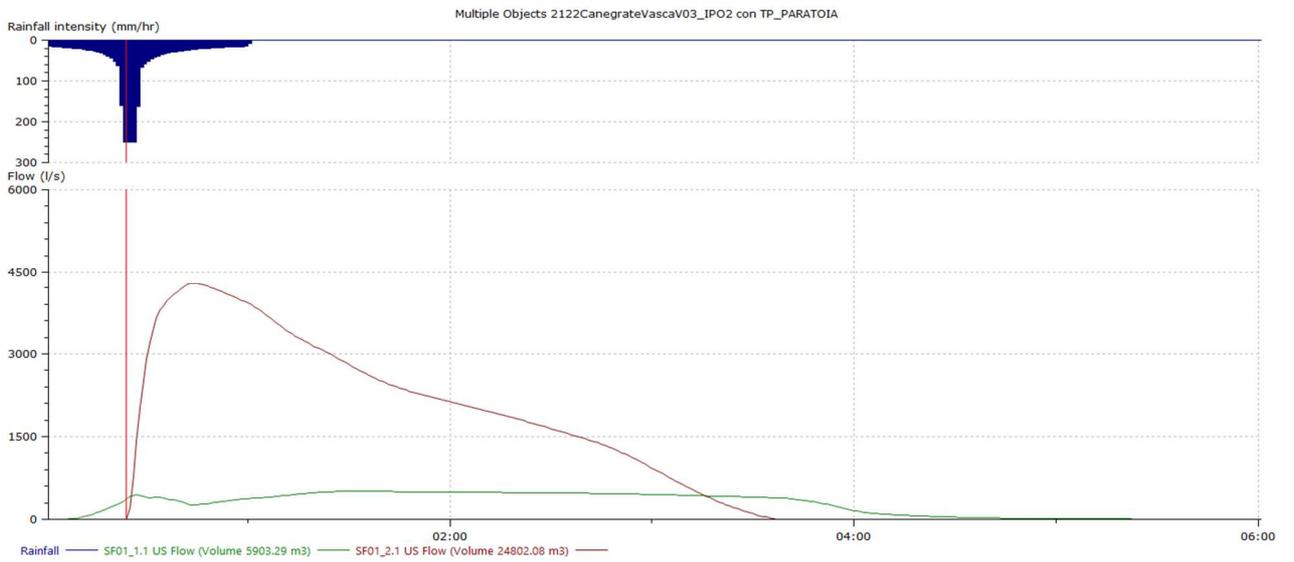


Figura 8 Grafico degli idrogrammi di piena dei condotti in ingresso ed in uscita (T=10 anni)

La regolazione delle portate avverrà tramite una paratoia ad apertura fissa tarata, posta all’imbocco del derivatore; la scelta di una paratoia fissa anziché un regolatore di portata dinamico deriva dall’impossibilità di installare tale macchinario, viste le dimensioni ridotte dello scolmatore a loro volta obbligate dalle preesistenze (calibro stradale ridotto, presenza di sottoservizi come la linea Gas MP). La paratoia sarà DN600 mm con un’apertura di 35 cm.

4.3 Dimensionamento vasca di prima pioggia

Il volume utile minimo della vasca di prima pioggia richiesto da normativa risulta pari a 5046 m³, valore derivante dal prodotto di 50 m² per gli ha di superficie impermeabile derivanti dal modello idraulico.

Dati da modello fornito da CAP			
	S [ha]	ϕ	S _{imp} [ha]
STRADE	46.16	0.65	30.0
TETTI	82.73	0.65	53.8
CORTILI	143.63	0.10	14.4
FERROVIE	0.62	0.10	0.1
VERDE	54.45	0.05	2.7
TOT			100.9
		mc/ha _{imp}	50
W _{utile}		m ³	5046

La vasca avrà le seguenti dimensioni:

Dimensioni vasca prima pioggia		
L1	39.6	m
L2	58.0	m
A	2296.8	m ²
H _{utile}	3.00	m
Volume utile	6890	m ³

Anche in questo caso la scelta di assumere un volume superiore dal minimo di legge deriva dalla volontà di proteggere l'acquifero accumulando un'aliquota superiore di acque sfiorate da reinviare alla depurazione, prima di attivare la vasca disperdente.

4.4 Logiche di funzionamento della vasca di prima pioggia

La logica di funzionamento della vasca, che dovrà essere implementata nel dettaglio nel software di gestione inserito nel quadro elettrico generale viene di seguito descritta.

1. **Fase di riempimento:** in occasione di eventi meteorici tali da attivare la soglia di sfioro dello scolmatore SF01 il sistema si comporterà nel seguente modo:
 - Ad inizio evento le paratoie PAM01-05 sono completamente aperte, l'acqua sfiorata, grazie alla differenza di quota del canale di alimentazione, confluisce in toto nella vasca di prima pioggia, finché il livello misurato dal misuratore di livello LVL01 raggiunge la quota massima di riempimento prevista di 182.50 mAD;
 - Raggiunta la quota di massimo riempimento le paratoie PAM01-05 si chiudono; pertanto, il canale di alimentazione si riempie attivando il condotto scatolare di collegamento alla vasca disperdente posto a quota 182.50 mAD;

- Le due griglie vengono gestite da un proprio misuratore di livello o dal misuratore LVL02 che ne attiva il lavaggio al superamento di un livello di rigurgito prestabilito (in genere consigliato dal produttore);
- Il sistema di gestione determina la “fine evento” quando si verificano una delle seguenti condizioni:
 - Il livello LVL02 è a fondo scala (canale di grigliatura vuoto);
 - Il livello LVL02 non subisce variazioni per un tempo ragionevolmente lungo (p.e. mezzora).

2. Fase di svuotamento:

- Al verificarsi delle condizioni di “fine evento” il sistema inizia il countdown di 48 ore prima dell’attivazione del sistema di svuotamento;
- Al termine delle 48 ore si attiva il sollevamento che vuota la vasca (le pompe vengono controllate dal LVL01);
- Svuotata la vasca le paratoie PAM01-05 si aprono ripristinando le condizioni iniziali.

3. Fase di lavaggio, una volta svuotata la vasca si attiva il sistema di lavaggio:

- Il sistema di lavaggio attiva in serie n. 5 piste di lavaggio alla volta; le paratoie, partendo dalla più lontana rispetto al sollevamento di aprono rapidamente creando l’onda di lavaggio;
- L’impianto di sollevamento svuota completamente la vasca al termine del primo ciclo di lavaggio;
- Si attiva il secondo gruppo di 5 piste di lavaggio analogamente alle prime 5;

In caso di mancanza di corrente o malfunzionamenti, l’opera è stata dotata di sfiori di emergenza/ troppo pieni in grado di evitare il sovrariempimento della vasca:

- La griglia orizzontale GRI01 è sormontabile, pertanto in caso di malfunzionamento o completo intasamento delle due griglie l’acqua può comunque procedere a valle senza creare problemi di esondazione;
- In caso mancasse corrente o vi fosse un guasto che impedisce la chiusura delle paratoie PAM01-05, le acque in arrivo dallo scolmatore possono defluire, grazie alla configurazione geometrica del manufatto di alimentazione, nel collettore di alimentazione della vasca volano in terra solo una volta che la vasca di prima pioggia sarà completamente piena.

4.5 Verifica del sistema di grigliatura

Per limitare l’ingresso di materiale flottante e grossolano nelle vasche in progetto è stato previsto un sistema di grigliatura della portata in ingresso ad esse. Il sistema scelto prevede due griglie di tipologie differenti:

- Una griglia verticale con estrazione del grigliato rimosso GRI02 di capacità pari a circa 1400 l/s;
- Una griglia orizzontale autopulente GRI01 in grado di ributtare il grigliato nel flusso idrico in modo che possa essere convogliato alla prima (GRI02) di capacità pari a 6000 l/s.

La logia di funzionamento del sistema di grigliatura prevede che per portate ridotte fino a circa 200 l/s (quindi nei primi momenti dopo l’attivazione della soglia di sfioro) le acque verranno trattate dalla sola griglia GRI02; questo consente, con un opportuno restringimento a valle della griglia, di avere sufficienti tiranti idrici in corrispondenza della sezione grigliante, ottimizzandone il funzionamento in ogni condizione; all’aumentare della portata in arrivo, si attiva la seconda griglia orizzontale (GRI01) in grado di trattare l’eccedenza di portata non trattata dalla GRI02.

Le caratteristiche salienti della griglia verticale GRI02 sono riassunte nella seguente tabella:

GRIGLIATURA INGRESSO			
<u>Dimensioni canale</u>			
Lc	m	2.50	Larghezza canale
Hc	m	1.15	Altezza massima ammissibile
ic		0.001	Pendenza canale
Ks_c	m ^{1/3} /s	70	Scabrezza canale
<u>Caratteristiche griglia</u>			
Lg	m	2.30	Larghezza filtrante griglia
Hg	m	1.50	Altezza totale griglia
b_g	mm	8.0	Larghezza delle barre griglia
s_g	mm	10.0	Passaggio libero tra le barre griglia
t_g	mm	0.0	Altezza del fondo sgrigliatore
nb_g		127	Numero di barre griglia
alfa_g	°	15	Inclinazione griglia sulla verticale griglia

Per portate influenti fino a Q1 pari a 200 l/s, l'altezza dell'acqua a monte della griglia è inferiore a 30 cm quindi all'altezza della soglia dove è installata la griglia GRI01; pertanto, tutte le acque influenti in queste condizioni vengono trattate dalla sola griglia GR02; i calcoli di seguito riportati dimostrano quanto appena esposto.

1) Verifica per Q1 "minima"

Qmax	l/s	200.00	Portata massima convogliata alla vasca da Modello
	m ³ /s	0.20	
hw_ds	m	0.234	Altezza acqua di valle
int_g	%	40	Percentuale di intasamento
Leff_g	m	0.77	Larghezza effettiva di passaggio
v_g	m/s	0.87	Velocità di passaggio
alfa_g	Rad	0.262	Inclinazione griglia sulla verticale griglia
Kg		2.42	Coefficiente di forma delle sbarre
b_g	mm	8.00	Larghezza delle barre griglia
s_g	mm	10.00	Passaggio libero tra le barre griglia
t_g	m	0.00	Altezza del fondo sgrigliatore
Dh_g	m	0.07	Perdita di carico dovuta alla griglia
hw_us	m	0.30	Altezza acqua di monte
Altezza d'acqua di monte:	m	0.30	< m 1.15 SI

Per portate superiori, le acque in ingresso si suddividono sulle due macchine, restando comunque inferiore alla capacità massima di entrambe, come si evince dall'immagine sottostante estratta dal modello idraulica.

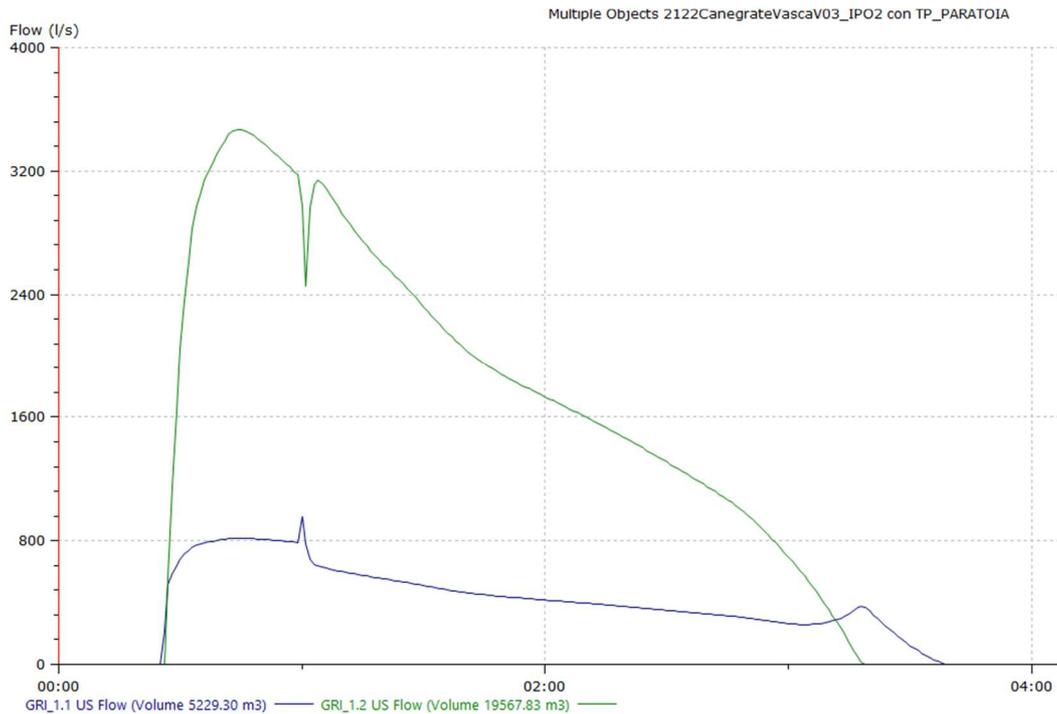


Figura 9 Idrogrammi trattati dalle griglie per una simulazione $T = 10$ anni

4.6 Dimensionamento vasca disperdente

Il dimensionamento del sistema disperdente è stato effettuato esprimendo la relazione che intercorre tra portata di pioggia affluente (Q_p), capacità d'infiltrazione del terreno ed il volume immagazzinato nel sistema drenante, tramite la seguente equazione di continuità che esprime il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante:

$$(Q_p - Q_f) \Delta t = \Delta W$$

con:

Q_p = portata di pioggia influente;

Q_f = portata infiltrata;

Δt = intervallo di tempo;

ΔW = variazione del volume invasato all'interno della vasca, nell'intervallo di tempo Δt

La **portata d'infiltrazione** si determina utilizzando la legge di Darcy:

$$Q_f = \frac{K}{2} J A_f$$

dove:

- K = permeabilità del terreno, assunta pari $K = 2.4 \cdot 10^{-4}$ m/s, desunta dai risultati di prove di infiltrazione eseguite ad hoc dallo Studio Tecnico Geom. Celotti di Milano (MI), come riportato nella relazione geologica allegata al presente progetto. La permeabilità utilizzata è la media fra quelle ricavate nelle prove effettuate e nei calcoli è stata dimezzata a favore di sicurezza;
- A_f = superficie netta d'infiltrazione;
- J = cadente piezometrica assunta pari a 1 a favore di sicurezza.

Per quanto riguarda la superficie della falda freatica, questa è stata considerata a circa 20 m di profondità dal piano campagna. Tale dato è stato ricavato grazie alle tavole della componente geologica del PGT, dalle quali si evince che la profondità della falda nella zona di intervento è variabile mediamente tra 20÷25 m.

Nel dimensionamento delle opere di infiltrazione è necessario, infatti, tenere in considerazione lo spessore dello strato di terreno compreso tra il fondo della vasca e livello della falda, che deve essere almeno pari a 1 m.

Fissati i seguenti parametri:

- L_1 = larghezza al terreno della vasca disperdente, pari a 57.70 m;
- L_2 = lunghezza al terreno della vasca disperdente, pari a 137.00m;
- l_1 = larghezza di base dello scavo, pari a 33.70 m;
- l_2 = lunghezza di base dello scavo, pari a 113.00 m;
- H = altezza totale della vasca, pari a 6.0 m;
- i = rapporto tra la larghezza e l'altezza della scarpata e pari a 2;

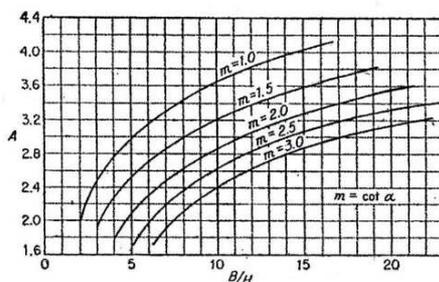
La superficie netta d'infiltrazione, pari alla superficie della campana d'infiltrazione che si origina dal sistema disperdente è calcolata in questo modo:

$$A_f = (l_1 + 2 \cdot h_{acqua} \cdot i + A \cdot h_{acqua}) \cdot (l_2 + 2 \cdot h_{acqua} \cdot i + A \cdot h_{acqua})$$

dove:

h_{acqua} = altezza dell'acqua all'interno della vasca;

A = coefficiente di Vedernikov determinabile dal seguente grafico ma assunto pari a 3.3.



A favore di sicurezza si trascura il volume tratteggiato nella figura sottostante e si può considerare quindi l'intera area filtrante come un sistema a trincea filtrante.

Il **volume invasato** nell'intervallo di tempo viene calcolato in funzione della variazione di altezza d'acqua all'interno della vasca:

$$W = (l_1 + h_{acqua} \cdot i) \cdot h_{acqua} \cdot l_2$$

Per il dimensionamento della vasca sono stati utilizzati i seguenti ietogrammi:

- Costante con $D = 30$ min e $T = 10$ anni
- Costante con $D = 45$ min e $T = 10$ anni
- Costante con $D = 1$ h e $T = 10$ anni
- Costante con $D = 2$ h e $T = 10$ anni

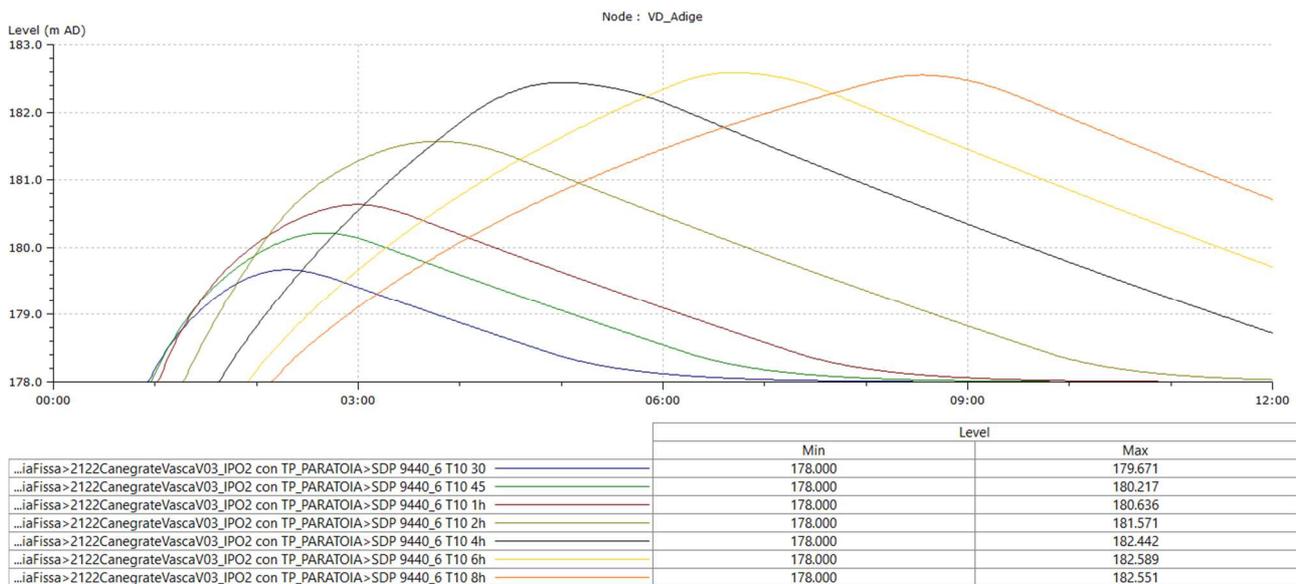
- Costante con D = 4 h e T = 10 anni
- Costante con D = 6 h e T = 10 anni
- Costante con D = 8 h e T = 10 anni

Per la verifica della vasca sono stati utilizzati i seguenti ietogrammi:

- Costante con D = 2 h e T = 20 anni
- Costante con D = 4 h e T = 20 anni
- Costante con D = 6 h e T = 20 anni
- Costante con D = 8 h e T = 20 anni
- Costante con D = 10 h e T = 20 anni

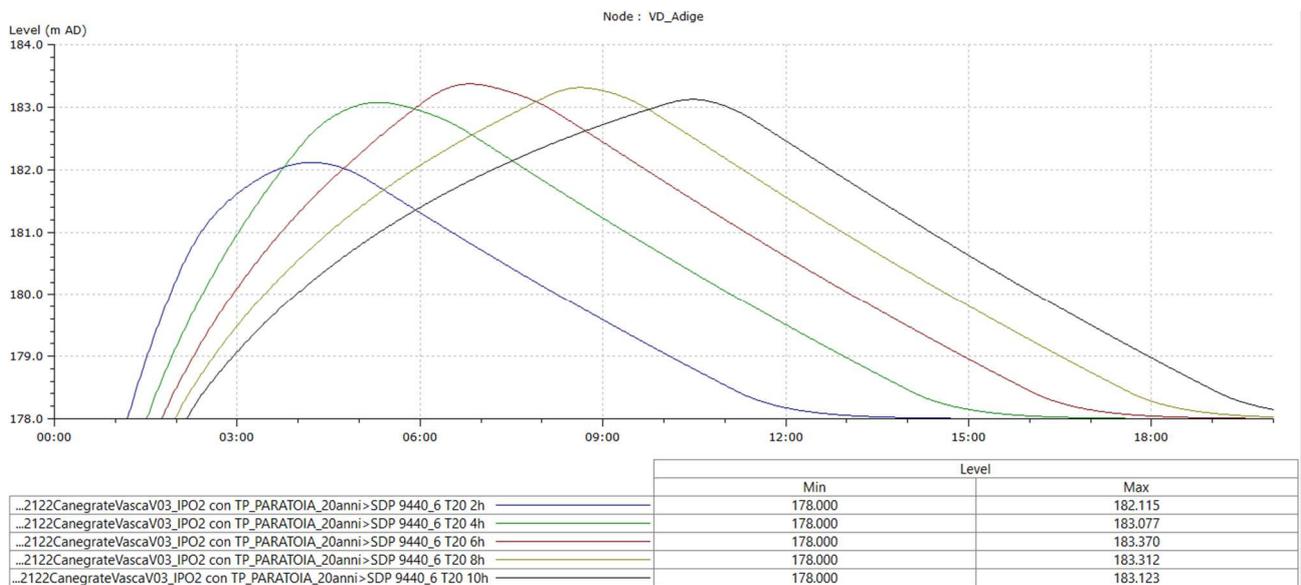
I grafici seguenti riportano l'andamento dell'altezza dell'acqua all'interno della vasca durante eventi di diversa durata dell'evento meteorico, per i diversi tempi di ritorno.

Livello in vasca - T 10 anni



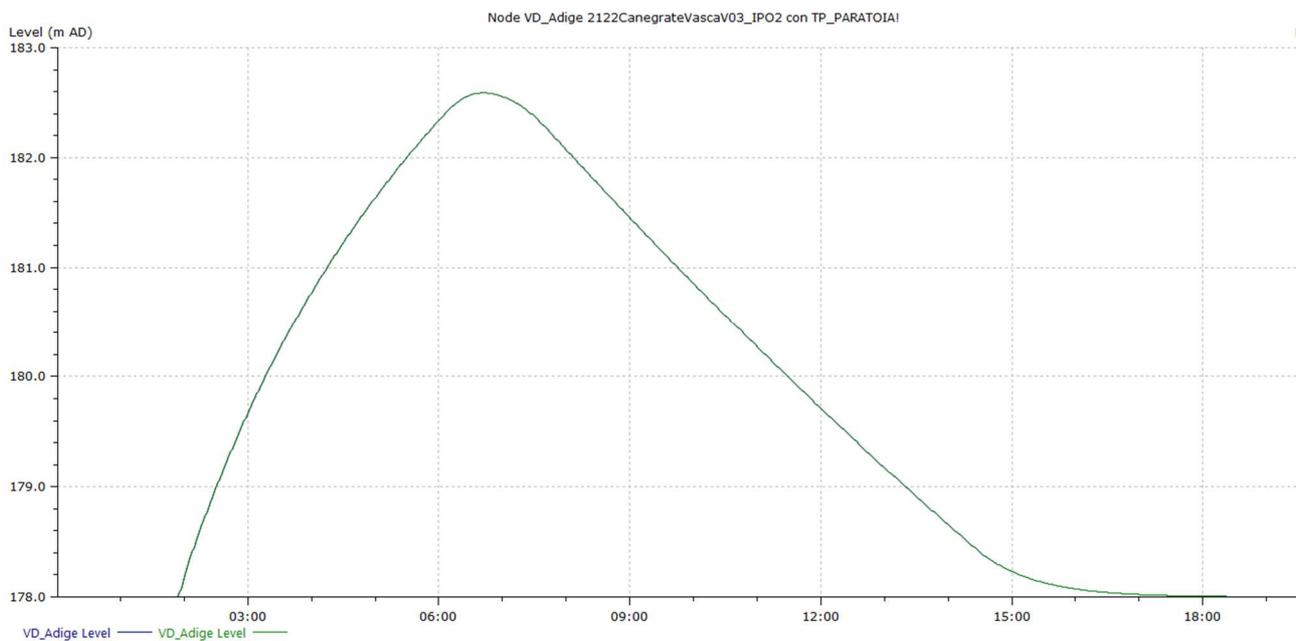
Con tempo di ritorno decennale il livello massimo dell'acqua all'interno della vasca di filtrazione si attesta a 182.60 mAD, ovvero a circa 4.60 m dal fondo vasca per l'evento critico di durata 6 h, garantendo un adeguato franco di sicurezza da piano campagna ($F = 1.65$ m).

Livello in vasca - T 20 anni



La verifica della vasca è stata effettuata per eventi di tempo di ritorno 20 anni. Il livello massimo dell'acqua all'interno della vasca di filtrazione si attesta a 183.37 mAD, ovvero a circa 5.37 m dal fondo vasca per l'evento critico di durata 6 h, garantendo un adeguato franco di sicurezza da piano campagna ($F = 0.87$ m).

Come si può osservare dal grafico sotto riportato, che esprime l'andamento temporale del volume invasato in vasca, per l'evento critico di durata 6 ore e tempo di ritorno 10 anni, la vasca disperdente si svuota, dopo la fine dell'evento meteorico, in meno di 18 ore.



Si è proceduto anche ad una verifica della vasca disperdente per tempo di ritorno di 50 anni.

La vasca raggiunge il massimo livello di riempimento ed esonda; per questo motivo è stato previsto una tubazione di

tropo pieno in cls $\phi 40$ cm che si innesta nel collettore consortile esistente posto in via Adige. La quota di quest'ultimo (183.90 mAD) è, tuttavia, troppo alta per essere significativamente efficace; in accordo con i tecnici CAP è stato comunque previsto avendo cura di inserire, nel pozzetto di ispezione posto prima dell'immissione, una valvola a clapet DN400 mm che impedisca l'eventuale ritorno delle acque dal collettore alla vasca disperdente.

4.7 Dimensionamento stazione di sollevamento

La stazione di sollevamento per lo svuotamento della vasca garantirà lo svuotamento della vasca in 48 h ($Q=39.90$ l/s) e sarà così composta:

a) Condotta premente

La condotta premente, preceduta da n. 2 condotte di mandata DN150 in acciaio AISI 304, sarà costituita da tubazioni in PE100 PN10 DN225 mm, sarà posata con sottofondo e rinfianco completo in sabbia e terminerà nel tratto esistente di collettore scatolare di via D'Annunzio che verrà mantenuto.

Le perdite di carico in condotta sono state calcolate considerando sia le perdite distribuite dovute all'attrito del fluido con il tubo, sia quelle concentrate dovute a organi di manovra, curve etc.

Di seguito si riporta una tabella con i calcoli eseguiti nel caso di funzionamento contemporaneo.

PERDITE CONCENTRATE

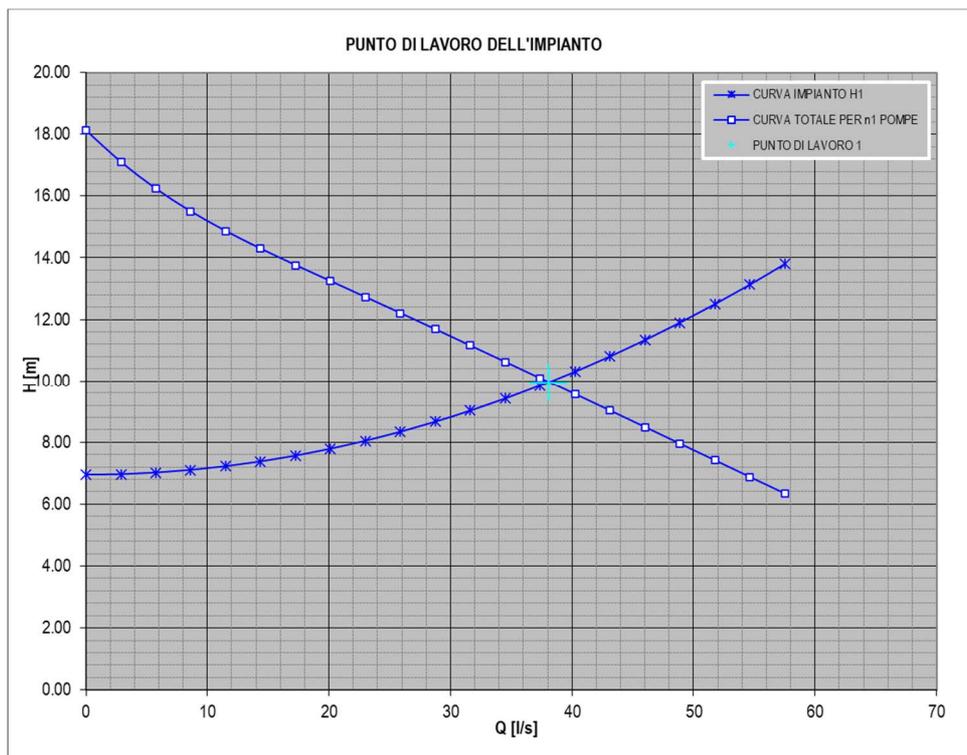
Tratto	tipo	imbocco	valvola di ritegno	valvola a saracinesca	curva a 90°	curva a 45°	curva a 30°	innesto a T	sbocco	divergente	
	coeff. Ki	0.34	1	0.15	0.41	0.21	0.13	1.2	1	0.4	Ktot
Mandata Singola Pompa	n	1	1	1	2	0	0	1	0	0	3.51
Premente	n	0	0	0	3	4	0	0	1	0	3.07

CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO COMPLESSIVE

Tratto	D	L	Q	v	Ks	J	DH concentrato	DH distribuite	DH geodetico	DH Totale
	[mm]	[m]	[l/s]	[m/s]	[m ⁴ /3/s]		[m]	[m]	[m]	[m]
Mandata Singola Pompa	162	8.0	38.10	1.85	80	0.038	0.61	0.31	5.55	6.47
Premente	198	196.0	38.10	1.23	94	0.009	0.24	1.85	1.40	3.49
Totali:							0.85	2.15	6.95	9.96

La perdita di carico complessiva risulta quindi pari a **9.96 m** nel caso di funzionamento singolo.

Il grafico seguente riporta il punto di lavoro delle pompe:



	Q (singola)	H
n1 POMPE	38.10	9.96

b) Pompe

Le macchine scelte hanno le seguenti caratteristiche:

- Numero pompe: 2 (di cui n.1 di riserva)
- Portata (pompa singola): 38.10 l/s
- Prevalenza: 9.96 m
- Potenza Nominale: 3.1 KW

La stazione di sollevamento sarà corredata da condotta di svuotamento DN80 mm in acciaio inox e da n.2 valvole di non ritorno DN150 mm, n.2 saracinesche a corpo piatto DN150 mm, n.1 saracinesca a corpo piatto DN80 mm, n.1 misuratore di portata magnetico DN200 mm

c) Quadro elettrico

Per le specifiche si rimanda alla relazione elettrica allegata al progetto.

d) Verifica vasca di alloggiamento pompe

La verifica del volume della vasca di raccolta in genere viene effettuato imponendo che il minimo intervallo di attacco e

stacco di ogni pompa sia maggiore o uguale a 6 minuti ovvero che il numero di cicli di attacco/stacco in un'ora sia al massimo pari a 10; tale valore è inferiore ai 12 cicli/ora indicati dai maggiori costruttori come limite massimo consigliato ed è, pertanto, ritenuto sufficiente a garantire un ampio margine di sicurezza nei riguardi delle sollecitazioni dovute ai sovraccarichi di corrente allo spunto.

Esprimendo il tempo di attacco/stacco in funzione della portata in ingresso Q_e , al sollevamento e della portata (nota) della pompa Q_p

$$t_{a/s} = t_r + t_s = \frac{V}{Q_e} + \frac{V}{Q_p - Q_e}$$

e minimizzando tale funzione, si ottiene che il minimo tempo di attacco/stacco si ha quando:

$$Q_e = \frac{Q_p}{2}$$

Pertanto, il volume utile della vasca risulta dall'espressione:

$$V = \frac{60 \cdot 6^4 \cdot Q_p}{4} \text{ (m}^3\text{)}$$

dove:

Q_p = portata delle pompe = 38.10 l/s

In conclusione, il volume complessivo della vasca di raccolta dovrebbe essere pari a: $V_{tot} = 3.429 \text{ m}^3$ inferiore all'effettivo volume della vasca tra attacco e stacco (3.75 m^3).