



COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO ESECUTIVO

PARCO DELL'ACQUA

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

R.U.P

Ing. Davide Chiuch - CAP Holding S.p.A.

PROGETTISTA

Ing. Marco Callerio - CAP Holding S.p.A.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE OPERE SPECIALISTICHE

Ing. Marco Cottino – J+S S.p.A.

J+S

PROGETTISTA OPERE IDRAULICHE

Ing. Marco Cottino – J+S S.p.A.

J+S

G26-9315-PE-R-GEN-009-C-RSP

GIUGNO 2026

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	ANALISI IDROLOGICO IDRAULICA.....	2
2.1	Dati caratteristici del bacino e R.R. 6/2019	2
2.1.1	<i>Portata da inviare a depurazione.....</i>	3
2.2	Analisi idrologica.....	4
2.2.1	<i>Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica.....</i>	4
2.2.2	<i>Ietogrammi di progetto.....</i>	6
2.3	Modellazione idraulica	10
2.4	ANALISI DELLO STATO DI FATTO.....	12
2.4.1	<i>Inquadramento</i>	12
2.4.2	<i>Criticità idrauliche</i>	14
2.5	Simulazioni di progetto.....	17
3	PROGETTO OPERE IDRAULICHE.....	33
3.1	Opere di fognatura	34
3.1.1	<i>Camera di sfioro.....</i>	34
3.1.2	<i>Manufatto partitore.....</i>	35
3.1.3	<i>Collettore scatolare.....</i>	35
3.1.4	<i>Invaso di ritenzione e invasi di infiltrazione</i>	36
3.1.5	<i>Tubazioni di collegamento tra invaso di ritenzione e invasi di infiltrazione.....</i>	38
3.1.6	<i>Cameretta di curva e gestione delle acque di soccorso del laghetto permanente.....</i>	38
3.1.7	<i>Tubazione per recapito acque depurate dalla fitodepurazione al bacino di ritenzione</i>	39
3.1.8	<i>Apparecchiature elettromeccaniche / oleodinamiche</i>	39
3.1.9	<i>Opere a servizio del bacino di ritenzione.....</i>	43
3.2	Impianto irrigazione.....	44
3.3	Dimensionamento sistemi disperdenti.....	45

1 PREMESSA

La presente relazione descrive i dimensionamenti effettuati per la progettazione delle opere idrauliche e delle apparecchiature a servizio delle stesse.

2 ANALISI IDROLOGICO IDRAULICA

Il presente capitolo descrive le analisi e i calcoli di dimensionamento del sistema nel rispetto del regolamento regionale R.R. 6/2019.

2.1 Dati caratteristici del bacino e R.R. 6/2019

Si riepilogano di seguito i dati utilizzati per il dimensionamento delle opere in progetto (riferiti alla sola frazione di Calderara). Si precisa che, per la stima degli abitanti equivalenti, sono disponibili solo i dati per l'anno 2017; pertanto, si è optato per l'applicazione di una percentuale di incremento popolazione pari a 1.91%, sulla base dell'incremento della popolazione di tutto il comune di Paderno Dugnano dal 2017 al 2024 (dati ISTAT).

- Abitanti residenti (aggiornato al 2024): 6'678 Ab
- Abitanti equivalenti assimilabili ai civili (aggiornato al 2024): 664 AE
- Abitanti equivalenti industriali da denuncia scarichi (aggiornato al 2024): 120 AE
- Abitanti equivalenti assimilabili agli industriali (aggiornato al 2024): 778 AE
- Abitanti equivalenti totali (aggiornato al 2024): 8'241 AE
- Superficie bacino drenato da fognatura mista: 80,91 ha
- Superficie bacino drenato da fognatura nera: 7,34 ha
- Superficie bacino drenato da fognatura meteorica: 1,88 ha
- Densità abitativa: 92 abitanti/ha
- Dotazione Idrica Pro-capite (DI): 250 l/ab.g
- Strade: 15,30 ha
- Tetti: 23,54 ha
- Giardini e prati: 43,95 ha
- Coefficiente d'afflusso strade (ϕ): 0,70
- Coefficiente d'afflusso tetti (ϕ): 0,70
- Coefficiente d'afflusso giardini e prati (ϕ): 0,10
- Coefficiente d'afflusso medio ponderale (ϕ): 0,38

2.1.1 Portata da inviare a depurazione

In tempo di pioggia, in caso di fognature unitarie, deve essere indirizzata verso la depurazione una portata non inferiore a quanto previsto dall'allegato E sezione 1.1 del Regolamento Regionale n.6 del 2019, ovvero, il valore più elevato dei valori derivanti dai seguenti criteri:

- a) apporto pro capite di 1.000 litri per abitante equivalente al giorno (in quanto le acque eccedenti verranno recapitate negli strati superficiali del sottosuolo), uniformemente distribuito nelle 24 ore;
- b) rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera per quanto attiene gli apporti civili e come media su 12 ore per quanto attiene gli scarichi industriali (salvo presenza di significativi complessi che lavorino su più turni giornalieri); nel caso gli apporti industriali in termini di abitanti equivalenti superino il 50% del totale tale rapporto viene incrementato a 2,5;

criterio a) $1000 \times 8241 / 86400 = 95,38 \text{ l/s}$

criterio b) $2 \times (20,84 + (2,04 \times (24 / 12))) = 49,85 \text{ l/s}$

Il massimo tra i due criteri fornisce una portata da inviare a depurazione pari a 95,38 l/s, approssimata a 100 l/s in fase progettuale.

L'intervento, ai sensi dell'art. 12 del R.R. 6/2019, prevede la realizzazione di uno sfioratore di cui al comma 1 lettera b) dell'articolo citato: "sfioratori volti alla limitazione delle portate meteoriche da addurre alla depurazione" vale a dire sfioratori il cui valore della portata di soglia è minore del doppio della portata da avviare all'impianto di trattamento delle acque reflue.

Per la progettazione corrente è stato quindi assunto il valore di 180 l/s, inferiore al doppio del massimo del valore calcolato secondo la sezione 1.1. dell'allegato E al R.R. 6/2019.

Considerato che il bacino afferente allo sfioratore in progetto ha meno di 10'000 AE e che la % di industriali allacciati nel bacino non è superiore al 20%, secondo la sezione 3 dell'Allegato E, per le portate sfiorate si può ricorrere a un trattamento in continuo con sistemi naturali: questo dovrà trattare una portata almeno pari al valore della portata minima da addurre a depurazione, ovvero 95,4 l/s. A favore di sicurezza, in accordo a quanto previsto nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, nel caso in esame si è stabilito di trattare con trattamento in continue portate sfiorate sino a 210 l/s.

Per i dimensionamenti idraulici sono quindi utilizzati il valore di 180 l/s quale portata da mandare all'impianto di depurazione e 210 l/s quale portata sfiorata da trattare in loco col sistema di fitodepurazione.

2.2 Analisi idrologica

2.2.1 Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica

Per ottenere risultati attendibili occorre un'analisi pluviometrica per la determinazione dello ietogramma di progetto, ossia la pioggia tipo di progetto che dovrà sollecitare la rete, determinata sulla base delle curve di possibilità pluviometrica (CPP) relative alla zona analizzata.

La procedura è stata eseguita servendosi dei dati di pioggia forniti dal Servizio Idrografico di ARPA Lombardia, relativi alle stazioni di misura presenti all'interno o nei dintorni dell'area di interesse. In particolare, tali osservazioni hanno permesso di stimare il valore dei parametri caratteristici delle CPP, dai quali è poi possibile ricavare le curve vere e proprie applicando la seguente formulazione analitica:

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

Dove $h_T(D)$ rappresenta l'altezza di pioggia oraria cumulata, T è il tempo di ritorno, D è la durata, a_1 è il coefficiente pluviometrico orario e n è l'esponente di scala. Il parametro w_T si ottiene attraverso la seguente relazione:

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

Con ε parametro di esposizione, α parametro di scala e k parametro di forma. I parametri caratteristici a_1 , n , α , k , ε sono stati calibrati sulla base di studi specifici e distribuiti sul territorio della Regione Lombardia. In dettaglio, tutto il territorio regionale è stato suddiviso in quadranti con dimensioni prestabilite (maglia 1.5 x 1.5 km) e per ogni quadrante sono individuati i parametri sopra esposti.

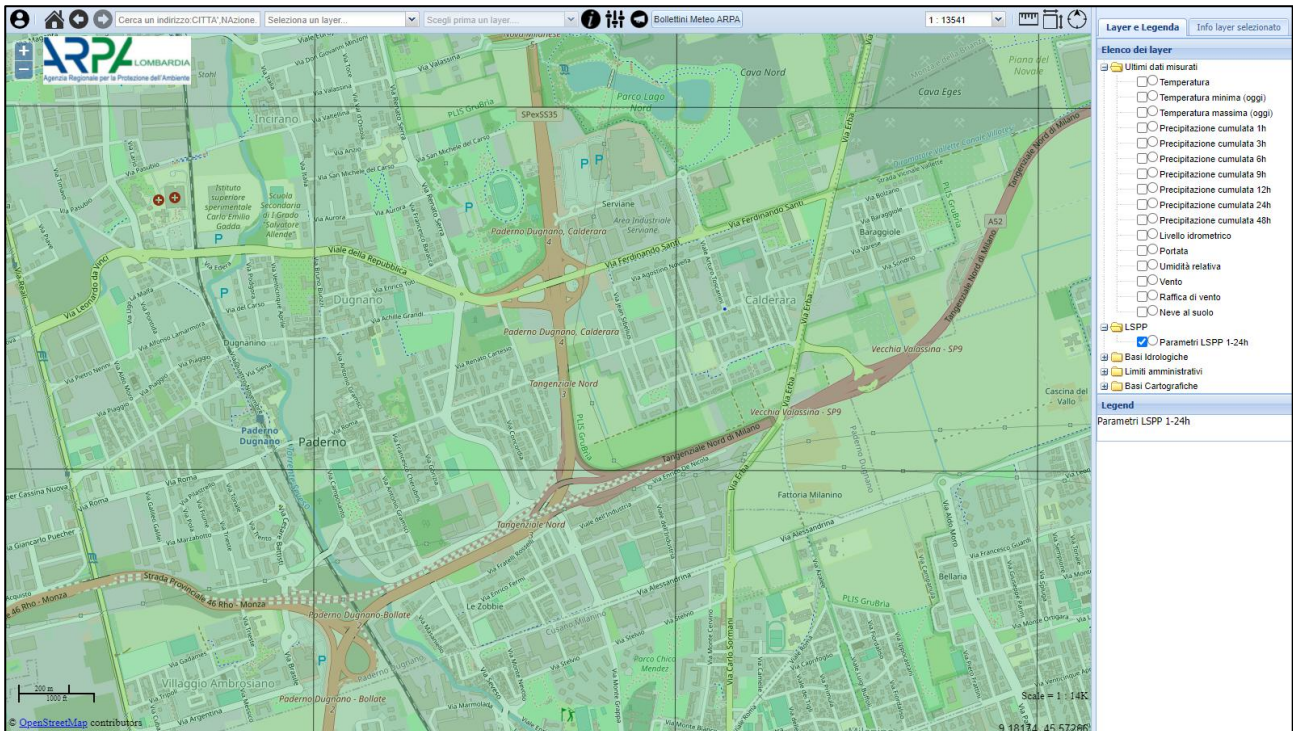


Figura 1. Schermata del servizio idrografico di ARPA Lombardia per il territorio di Paderno Dugnano

Data l'estensione e la posizione dell'area di progetto, si è ritenuto opportuno estrarre i parametri 'a' ed 'n' individuando un'unica curva di possibilità relativa alla frazione di Calderara.

La trattazione fin qui esposta si riferisce a piogge intense con durate superiori all'ora; tuttavia, in presenza di reti fognarie caratterizzate da un tempo di corrivazione inferiore all'ora, come nel caso in esame, l'applicazione di queste CPP comporterebbe una sovrastima dell'intensità di pioggia e quindi una sovrastima dei valori di picco e dei volumi di pioggia convogliati in rete.

Pertanto, per il presente studio è stata ricostruita anche la curva monomia relativa ad uno scroscio inferiore all'ora utilizzando la formulazione di Bell, la quale considera il fatto che il rapporto tra le altezze h_d di durata d molto breve e l'altezza oraria h_1 sono relativamente poco dipendenti dalla località e dal tempo di ritorno:

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5$$

Con $h_{d,T}$ altezza di pioggia relativa al tempo di ritorno T e durata d inferiore all'ora e $h_{60,T}$ analoga altezza di pioggia associata ad una durata di un'ora. I due parametri a ed n per durate inferiori all'ora sono stati quindi ricavati attraverso un'interpolazione di potenza delle altezze di pioggia ricavate attraverso l'equazione precedente.

A seguito delle analisi descritte in precedenza, si riportano i parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica utilizzati nel presente studio (Tempo di ritorno 10 anni):

Tabella 1. Parametri delle curve di possibilità pluviometrica

Durata	a	n
> 1 h	46.73	0.307
< 1 h	47.66	0.429

Vista l'estensione del bacino scolante si è ritenuto di non procedere ad un ragguaglio delle altezze di pioggia.

2.2.2 Ietogrammi di progetto

Ietogramma Chicago

La scelta del tipo di ietogramma da utilizzare nelle simulazioni finalizzate alla verifica idraulica (verifica delle portate critiche rispetto alla capacità di smaltimento della rete) è ricaduta sullo ietogramma 'Chicago' che 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; pertanto, lo stesso ietogramma può essere utilizzato 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. Verrà quindi elaborato per il tempo di ritorno $T = 10$ anni lo ietogramma Chicago di progetto da utilizzare nella modellazione con il software InfoWorks ICM.

Lo ietogramma Chicago è facilmente ricavabile a partire dai parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica monomie esposte nei capitoli precedenti. Considerando quindi una CPP del tipo $h = a\tau^n$, si riporta in seguito la formulazione adottata:

$$j(t) = an \left(\frac{r\tau - t}{r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t < r\tau$$

$$j(t) = an \left(\frac{t - r\tau}{1 - r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t > r\tau$$

Con r parametro che indica la posizione del picco dello ietogramma, considerato pari a 0.4 in caso di mancanza di studi relativi agli scrosci specifici. Tale dato è considerato valore medio come riportato da vari studi presenti in letteratura (vedi Becciu, Paoletti 'Fondamenti di costruzioni idrauliche', agg. 2016).

Come precedentemente riportato, lo ietogramma Chicago presenta il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base. La parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendo solo due 'code' all'inizio e alla fine dell'evento. Pertanto, il tempo di base dello ietogramma Chicago adottato per i calcoli idraulici è stato scelto pari a 40 minuti, maggiore del tempo di corrivazione per l'area in esame (stimato intorno ai 30 minuti). Di seguito si riporta lo ietogramma Chicago calcolato dalle CPP elaborate per la rete in oggetto:

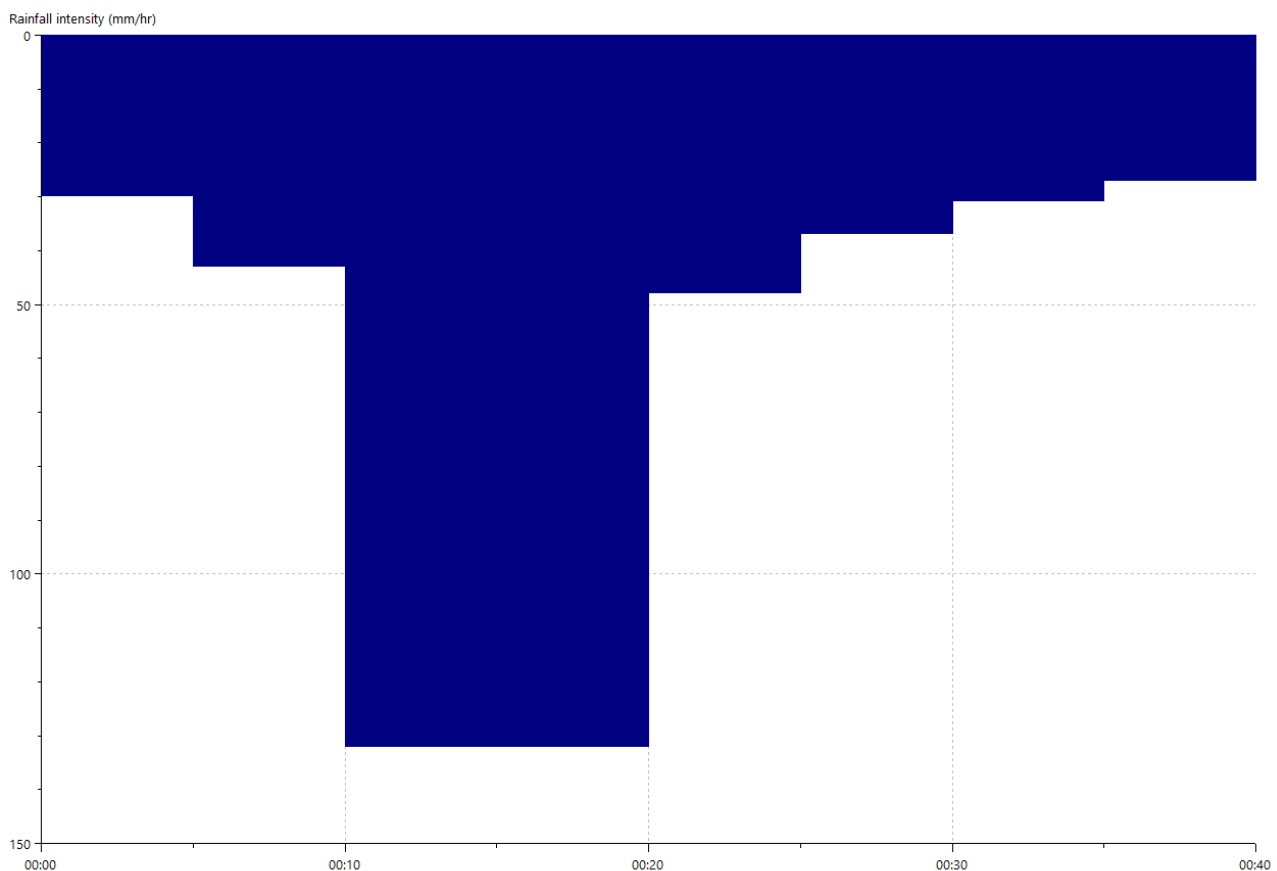


Figura 2. Ietogramma di progetto per tempo di ritorno di 10 anni (durata 40 minuti)

Ietogramma Rettangolare

Lo ietogramma Chicago costituisce una rappresentazione efficace dei fenomeni di scroscio e in tal senso è adatto per la verifica ed il dimensionamento di reti di fognatura, in quanto dà luogo alle massime portate di colmo; esso tende tuttavia a non essere rappresentativo di problemi in cui l'elemento critico è il volume totale di pioggia e per eventi di lunga durata.

Pertanto, vista la presenza in progetto di vasche di accumulo, vengono utilizzati anche ietogrammi di tipo costante. Lo ietogramma rettangolare è il più semplice tra tutti gli ietogrammi e si basa sull'assunzione che un evento di pioggia di una certa durata sia caratterizzata da un'intensità costante. Vengono quindi condotte delle simulazioni numeriche associate a piogge sintetiche caratterizzate da una successione di ietogrammi ad intensità costante, caratterizzati da differenti tempi di pioggia.

Si riporta di seguito un esempio di ietogramma costante della durata di un'ora:

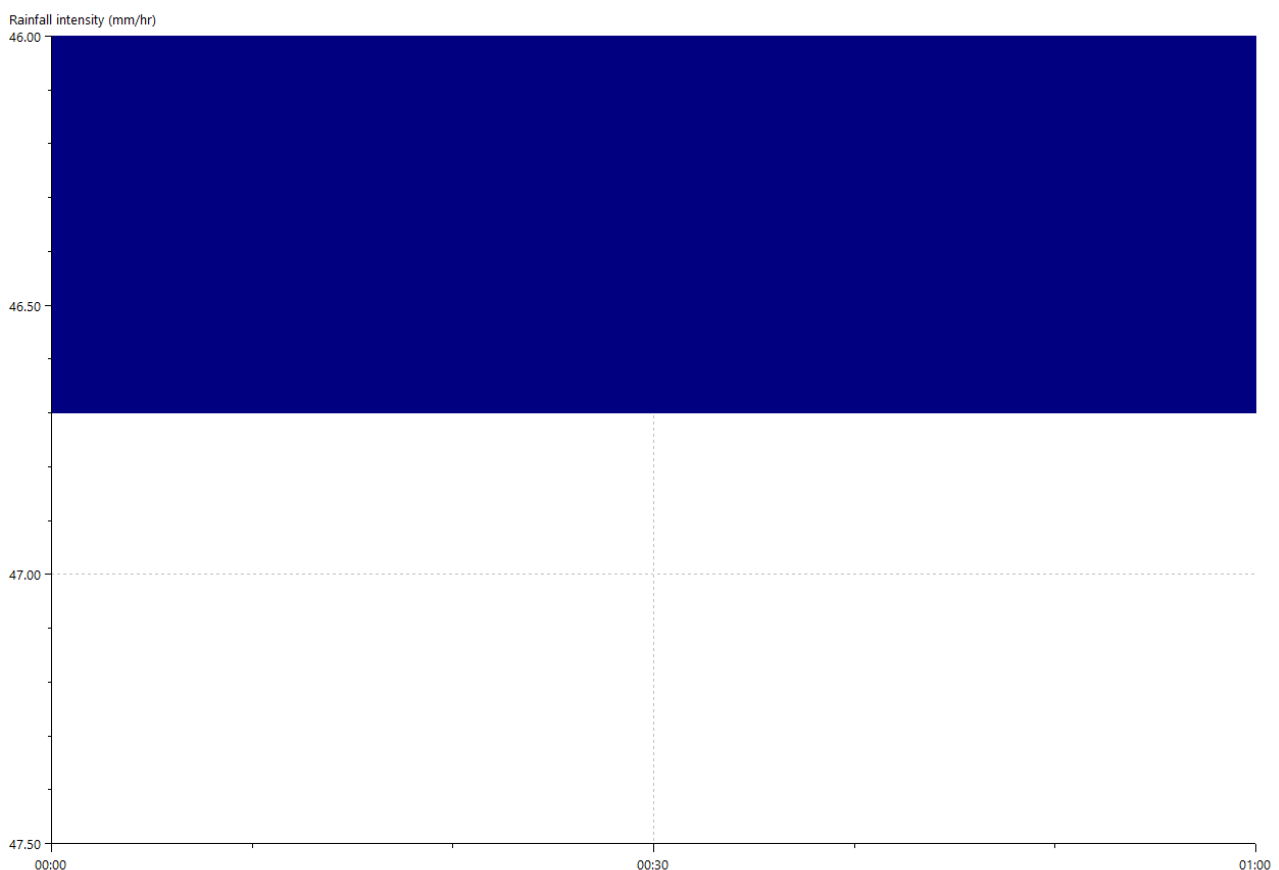


Figura 3. Ietogramma di progetto costante per tempo di ritorno di 10 anni (durata 1ora)

Ietogramma reali

Oltre agli ietogrammi sintetici descritti in precedenza, si è ritenuto opportuno utilizzare anche ietogrammi reali, come ulteriore verifica del funzionamento delle opere in progetto. In particolare, si è fatto riferimento a due eventi registrati nel 2019 (fonte Arpa Lombardia): il più intenso, avvenuto il 22/06/2019, e il più lungo, avvenuto tra il 22/11/2019 e il 25/11/2019.

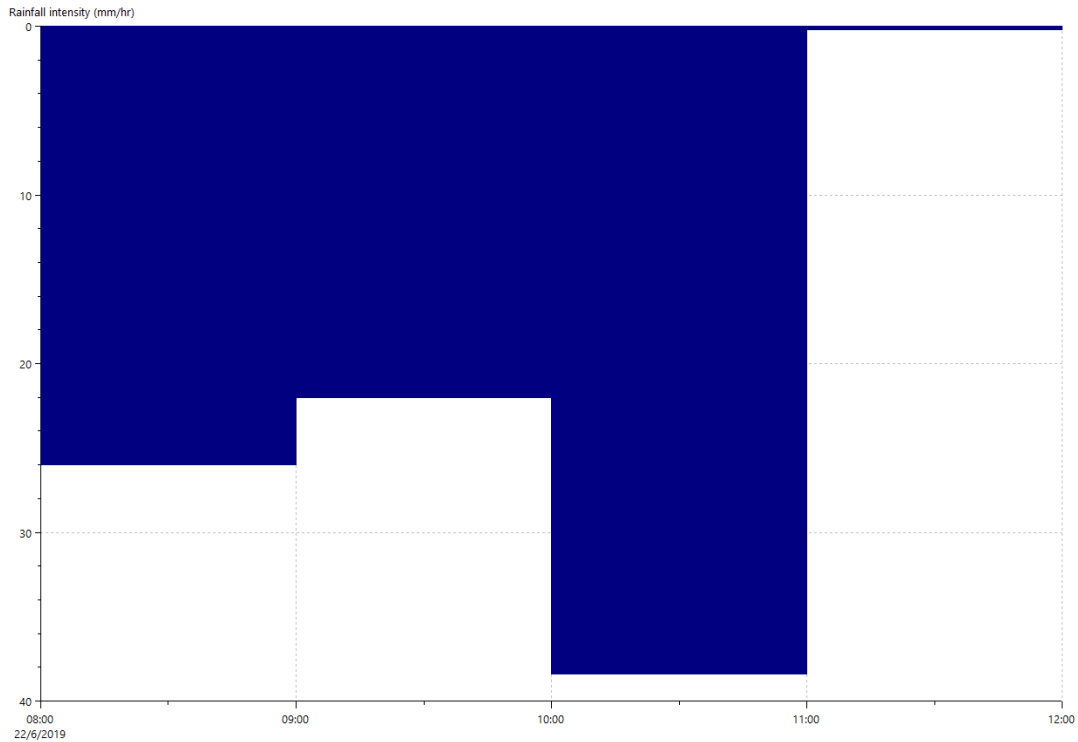


Figura 4. Ietogramma più intenso registrato nel 2019

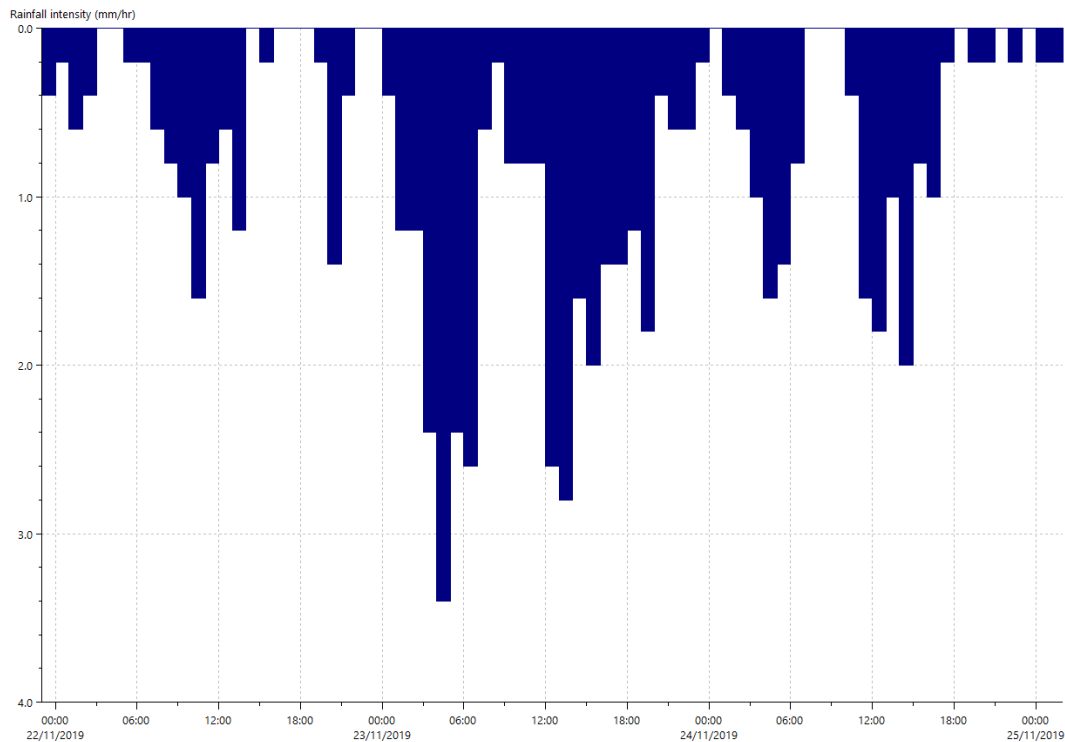


Figura 5. Ietogramma più lungo registrato nel 2019

2.3 Modellazione idraulica

Il software impiegato nella modellazione è InfoWorks ICM (distribuito in Italia da HR Wallingford) che consente il dimensionamento e la verifica di reti di fognatura di qualsiasi estensione e complessità, dalla piccola urbanizzazione alla grande città, utilizzando algoritmi di calcolo molto sofisticati.

Inserendo come dati di input gli elementi della rete con le proprie caratteristiche geometriche e funzionali (pozzetti, tubazioni, sifoni, sfioratori di piena, impianti di sollevamento, etc.) ed i sottobacini con le relative caratteristiche idrologiche, si può studiare il comportamento della rete sia in tempo asciutto, con il solo deflusso in rete derivante dagli scarichi civili, che in tempo bagnato, con gli eventi meteorici combinati con gli scarichi civili.

InfoWorks appartiene alla categoria dei modelli di simulazione “distribuiti” e “fisicamente basati”, ossia considera la variabilità spaziale e temporale delle caratteristiche del sistema e descrive i processi idrologici ed idraulici attraverso le equazioni fondamentali della fisica che ne governano il funzionamento.

L'unità di calcolo idrologico di InfoWorks, per la quale vengono calcolati afflussi e deflussi, è data dal sottobacino, all'interno del quale è possibile definire la generazione di portate nere, attraverso dati di popolazione e dotazione idrica.

Ogni sottobacino è a sua volta composto da superfici, ossia presenta al suo interno zone impermeabili (strade, marciapiedi, tetti, edifici minori, cortili, ferrovie, etc.) e zone permeabili (parchi, verde pubblico e privato). La risposta idrologica è data da ogni singola superficie che contribuisce in modo indipendente al deflusso del sottobacino. Il deflusso complessivo si genera dunque dalla somma dei contributi di ogni categoria di superficie presente all'interno del sottobacino.

Il calcolo idrologico può essere sintetizzato nei seguenti tre processi fondamentali:

- Trasformazione pioggia lorda in pioggia netta: vengono calcolate le perdite iniziali, per decurtare la prima parte dell'evento di pioggia che viene perso nelle depressioni superficiali e per imbibimento delle superfici;
- Trasformazione pioggia netta in portata: la pioggia netta (ovvero priva delle perdite iniziali) entra in una formulazione che determina la trasformazione della pioggia in portata. Tra quelli proposti, viene qui scelto il metodo classico (equivalente formula razionale), per il quale una quota parte costante ed invariabile della pioggia netta che colpisce la superficie viene indirizzata alla fognatura, il resto viene perso o si infila;
- Ruscellamento: il processo di trasferimento al nodo viene controllato da varie formulazioni e parametri che consentono di avere risposte più o meno rapide in funzione della natura della superficie. Tra quelli proposti, viene qui scelto il metodo Wallingford, dove le superfici contribuenti sono schematizzate come due serbatoi lineari in serie.

Una volta calcolata l'immissione al nodo termina il calcolo idrologico e inizia il calcolo idraulico, a moto vario.

La schematizzazione della propagazione delle portate in rete avviene utilizzando le equazioni differenziali di De Saint Venant che, richiedendo le condizioni al contorno sia a monte che a valle, permettono di considerare gli effetti di rigurgito. Il moto in pressione viene calcolato con le stesse equazioni mediante l'utilizzo dello 'Slot di Preissmann', che consente la valutazione del moto riutilizzando le equazioni di moto a pelo libero.

La metodologia di calcolo a moto vario è in grado di tenere conto dei volumi in gioco e quindi delle attenuazioni dell'onda di piena, quando questa riempie i volumi disponibili in rete (tubazioni, canali,

pozzetti) oppure vere e proprie vasche di espansione.

2.4 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

2.4.1 Inquadramento

Per lo sviluppo del presente progetto, le elaborazioni sono state condotte a partire dal modello geometrico/idraulico tarato e fornito da CAP Holding. Il modello, sviluppato con l'ultima versione del software InfoWorks ICM, comprende l'intera rete fognaria del comune di Paderno Dugnano (MI):

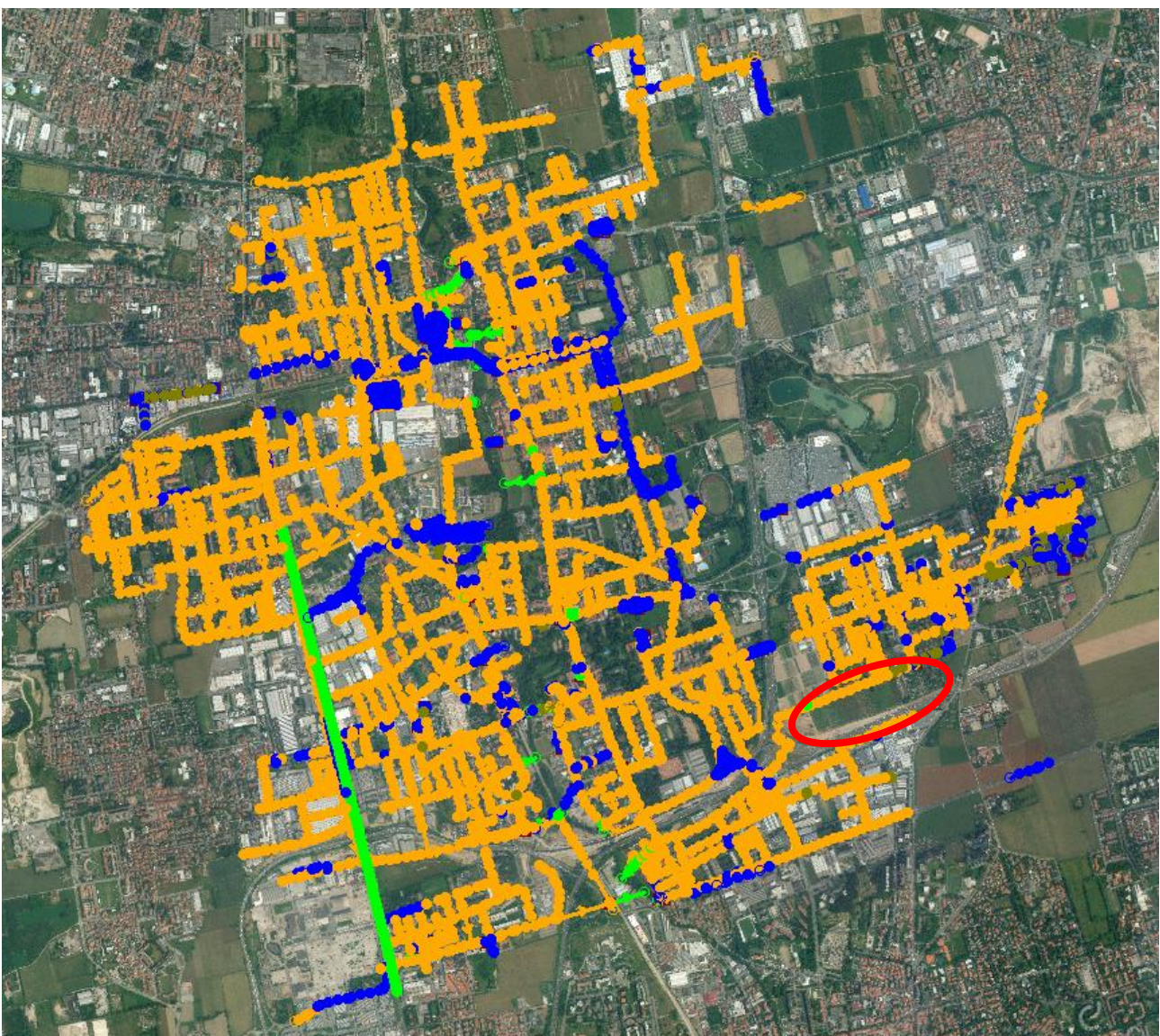


Figura 6. Modello idraulico della rete fognaria del comune di Paderno Dugnano; in rosso è evidenziata l'area di progetto

Tutti gli apporti provenienti dalla frazione Calderara, all'interno della quale è prevista la realizzazione del Parco dell'acqua, sono raccolti e convogliati verso l'angolo di via Giovanni Paisiello, a nord dell'area di progetto. Da qui i flussi proseguono all'interno di un'unica asta a sezione policentrica (larghezza 1.8 m e altezza 1.2 m) la quale prosegue parallelamente ai confini del Parco, fino ad attraversare lo svincolo tra la superstrada Milano Meda e la tangenziale Nord di Milano. Il collettore prosegue lungo via Fratelli Rosselli per poi confluire nello sfioratore di via Gramsci. Da qui le portate sono derivate verso sud oltre il confine comunale verso il recapito finale costituito dal depuratore di Bresso.

Di seguito vengono rappresentati i bacini di scolo della rete fognaria della frazione di Calderara recapitanti nella zona di progetto:

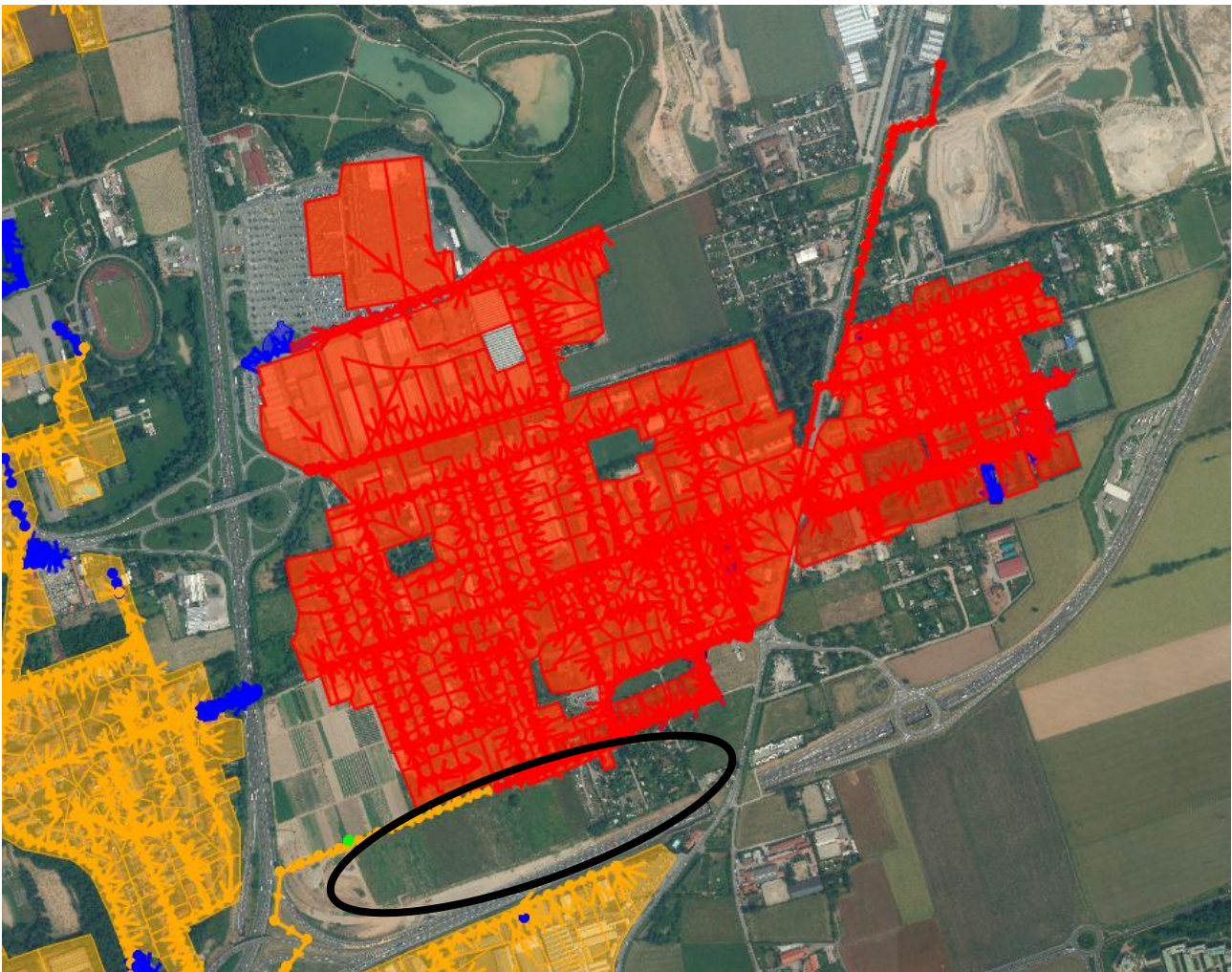


Figura 7. Bacini scolanti afferenti alla zona di progetto

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri caratteristici desumibili dal modello idraulico (relativi alla sola frazione di Calderara):

Superficie bacino drenato da fognatura mista (ha)	80.91
Superficie bacino drenato da fognatura nera (ha)	7.34
Superficie bacino drenato da fognatura meteorica (ha)	1.88
Superficie strade (ha)	15.30
Superficie tetti (ha)	23.54
Superficie giardini e prati (ha)	43.95
Coefficiente afflusso strade	0.48
Coefficiente afflusso tetti	0.48
Coefficiente afflusso giardini e prati	0.09
Coefficiente afflusso medio ponderale	0.27

2.4.2 Criticità idrauliche

Attraverso il modello idraulico descritto nei paragrafi precedenti, si è proceduto alla valutazione dello stato di fatto. L'analisi è stata effettuata sollecitando la rete con uno ietogramma Chicago caratterizzato da una durata di 40 minuti (maggiori del tempo di corrivazione della frazione di Calderara) e tempo di ritorno pari a 10 anni. In questo modo è stato possibile individuare le zone critiche laddove le insufficienze presenti comportino malfunzionamenti della rete cui possono seguire rigurgiti con potenziali allagamenti del piano stradale.

Nella figura seguente sono rappresentate le criticità riscontrate, con i fenomeni di allagamento evidenziati tramite punti con un numero di cerchi concentrici associati ai volumi esondati, e comportamenti in pressione rappresentati da diversi colori a seconda del livello di sovraccarico (*Surcharge state*):

- < 1 (Nero): la condotta non è in sovraccarico; quindi, il funzionamento è a gravità;
- 1 (Blu): la portata è minore o uguale alla capacità della condotta; tuttavia, la condotta risulta in pressione a causa di fenomeni di rigurgito;
- 2 (Rosa): la portata è maggiore della capacità della condotta.



Figura 8. Criticità associate ad evento di pioggia di tipo Chicago

Le insufficienze registrate dal modello si evidenziano in particolare nelle aree industriali e nel centro abitato di Paderno Dugnano. Per quanto riguarda la frazione di Calderara, si osserva come la maggior parte delle condotte sia in pressione, con fenomeni di esondazione visibili in particolare nella parte nord nei pressi del centro commerciale.



Figura 9. Criticità associate ad evento di pioggia di tipo Chicago – frazione di Calderara ($T_r = 10$ anni)

A integrazione di quanto desumibile dalle figure sopraindicate, viene riportato il profilo longitudinale del collettore principale che scorre lungo via Riboldi, via Rossini, via Cimarosa, via Paisiello, e prosegue fino allo svincolo della tangenziale Nord:

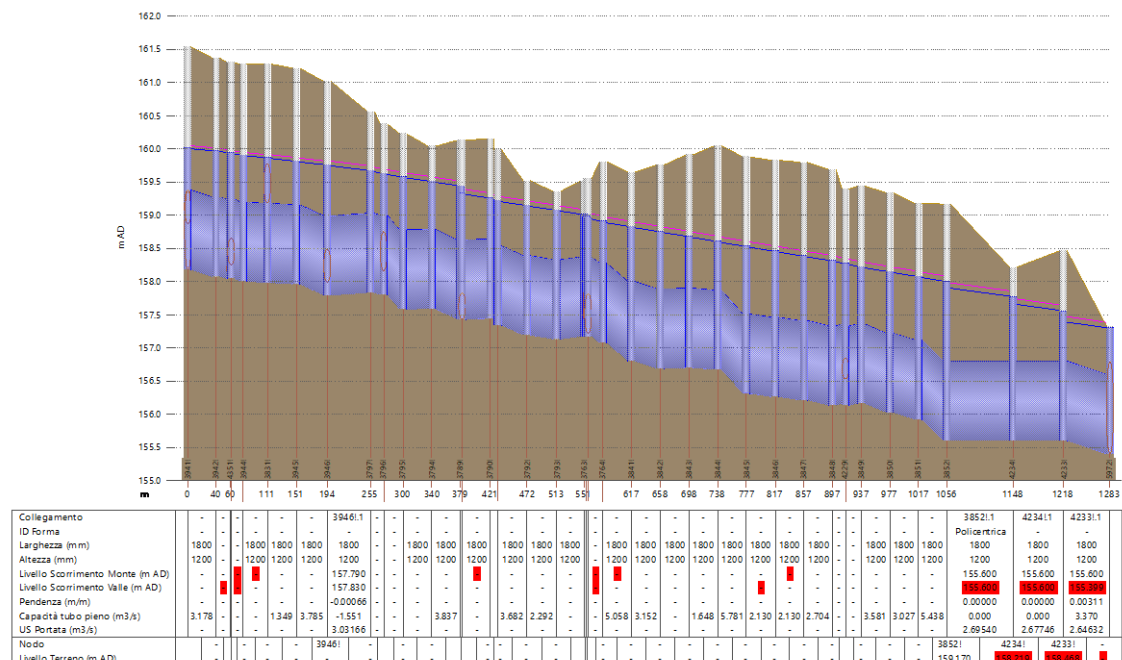


Figura 10. Profilo longitudinale collettore policentrico tra via Riboldi e lo svincolo della tangenziale

2.5 Simulazioni di progetto

Uno degli aspetti fondamentali del presente progetto riguarda la creazione di un sistema multifunzionale dell'acqua, che contribuisca alla gestione delle acque di pioggia della frazione di Calderara tramite sistemi di ritenzione, fitodepurazione e infiltrazione in linea con i regolamenti regionali sull'invarianza idraulica e sulla qualità delle acque.

Lo schema idraulico del progetto prevede la realizzazione di un nuovo sfioratore sulla rete di fognatura comunale a servizio dell'intera frazione di Calderara; dallo sfioratore le acque di prima pioggia verranno convogliate, previo trattamento primario (grigliatura, sedimentazione), a vasche di fitodepurazione, mentre le acque di seconda pioggia verranno convogliate ad un ampio bacino di ritenzione in cui confluiranno anche le acque di prima pioggia depurate. Da qui le acque verranno infine convogliate a due bacini di infiltrazione.

In particolare, gli interventi in progetto possono essere così riassunti:

- Realizzazione di **manufatto sfioratore** nei pressi di via Luigi Paisiello lungo il collettore esistente a sezione policentrica (larghezza 1.8 m, altezza 1.2 m). Il manufatto verrà realizzato nel tratto compreso tra i pozzetti 3841 e 3842 e la soglia sarà dotata di griglia automatizzata per le portate sfiorate. È prevista inoltre l'installazione di un organo di regolazione delle portate derivate, in maniera tale da mandare verso depurazione una portata massima pari a 180 l/s.
- Realizzazione di **manufatto ripartitore** per separare le acque sfiorate. Le portate di prima pioggia verranno convogliate verso una stazione di sollevamento dedicata, la quale solleverà una portata pari a 210 l/s verso le vasche di fitodepurazione. Le acque di seconda pioggia invece verranno convogliate a gravità verso il bacino di ritenzione con condotta scatolare di dimensione 1.5 x 1.5 m.
- Realizzazione di **4 vasche di fitodepurazione** per ricevere le acque di prima pioggia.
- Realizzazione di **bacino di ritenzione** impermeabile per ricevere le acque di seconda pioggia e le acque depurate dalle vasche di fitodepurazione.
- Realizzazione di **2 bacini di infiltrazione** collegati al bacino di ritenzione attraverso tubazioni di diametro DN700 per ricevere le acque di seconda pioggia in eccesso.

Come per l'analisi dello stato di fatto, la verifica del nuovo schema idraulico è stata eseguita con il software di modellazione InfoWorks ICM. Nel modello idraulico sono stati inseriti gli interventi in progetto, e sono state condotte simulazioni idrauliche utilizzando gli stessi ietogrammi di progetto descritti in precedenza. Di seguito viene riportato un estratto planimetrico del modello idraulico in stato di progetto in InfoWorks ICM:



Figura 11. Modello idraulico degli interventi in progetto. In rosso sono rappresentate le aree in progetto

Per rappresentare al meglio i tiranti che si instaurano nel manufatto sfioratore, il sistema di grigliatura è stato rappresentato applicando direttamente una scala delle portate creata sulla base di dati caratteristici del sistema. In particolare, la portata massima di sfioro è stata fissata a 3.36 m³/s, corrispondente ad un tirante dalla base della griglia pari a 49 cm. Nella figura seguente è mostrata la scala delle portate usata per replicare il funzionamento della griglia nel modello idraulico InfoWorks ICM:

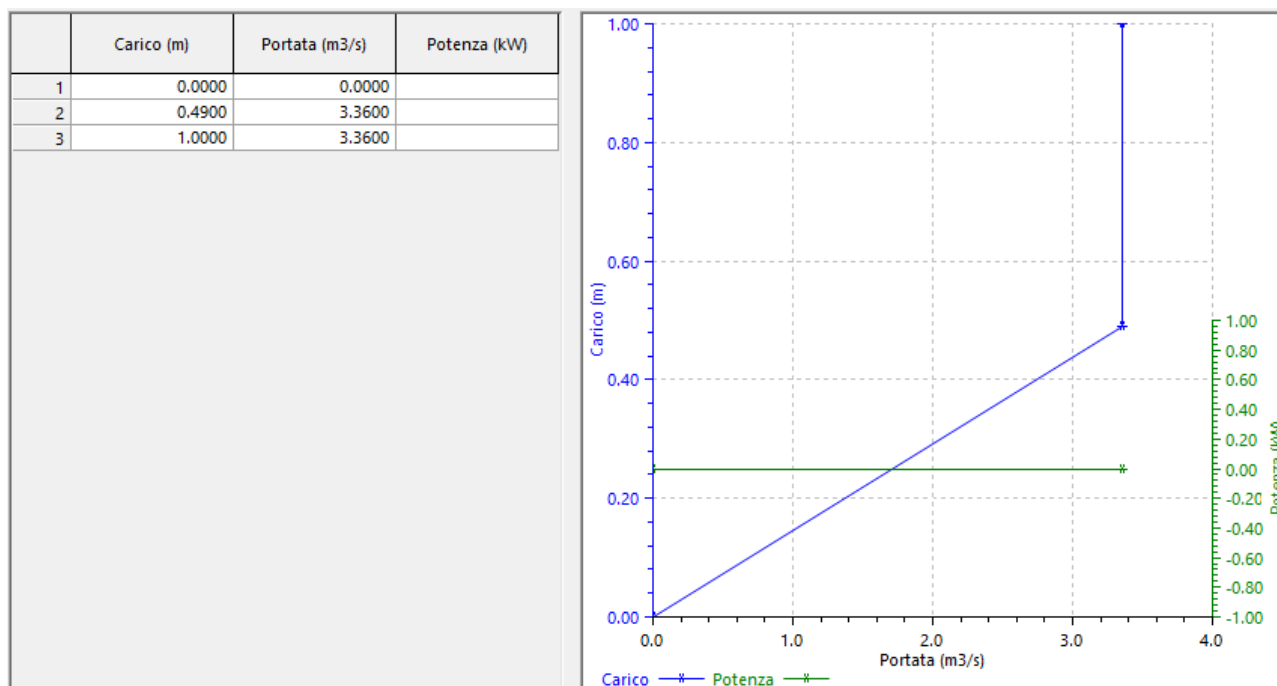


Figura 12. Scala delle portate del sistema di grigliatura

Per quanto riguarda i bacini di infiltrazione, sulla base di una serie di prove di permeabilità effettuate per il presente progetto, l'area in esame è risultata essere caratterizzata da valori di permeabilità compresi tra 1.6×10^{-4} e 7.5×10^{-4} m/s. Ai fini della modellazione, si è optato per l'utilizzo di un valore di permeabilità pari alla metà del valore più piccolo nell'intervallo sopra riportato: pertanto, a favore di sicurezza, ai due bacini di infiltrazione è stato assegnato un coefficiente di permeabilità pari a **0.8×10^{-4} m/s**.

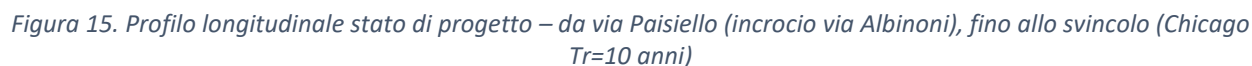
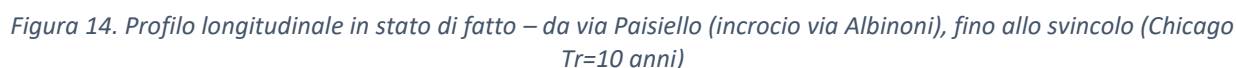
È da notare, inoltre, che nel modello idraulico sono stati considerati anche i volumi di pioggia caduti direttamente all'interno delle vasche, creando degli appositi sottobacini in InfoWorks ICM.

Di seguito si riportano i risultati della modellazione in stato di progetto, utilizzando come evento di riferimento lo ietogramma Chicago ($T_r = 10$ anni) per massimizzare i picchi di portata.



Figura 13. Criticità associate ad evento di pioggia di tipo Chicago in stato di progetto – frazione di Calderara (Tr= 10 anni)

I risultati mostrano un netto miglioramento delle condizioni idrauliche all'interno del collettore principale in uscita dalla frazione di Calderara, caratterizzato in stato di progetto da deflusso a pelo libero e non più in pressione come in stato di fatto (Figura 9). Si notano significativi abbassamenti delle altezze piezometriche anche nelle zone di via Paisiello, via Rossini, via Cimarosa, via Scarlatti, come mostrato nelle figure seguenti.



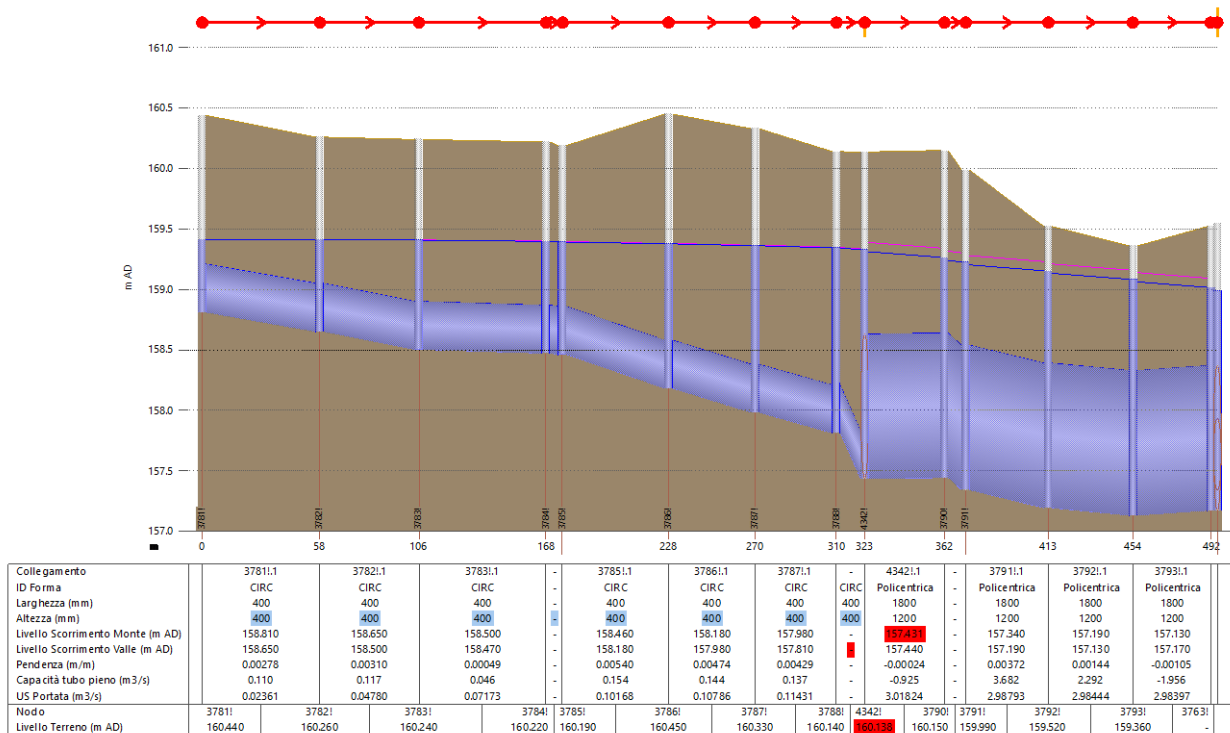


Figura 16. Profilo longitudinale in stato di fatto – via Ponchielli, via Cimarosa, via Paisiello (Chicago Tr=10 anni)

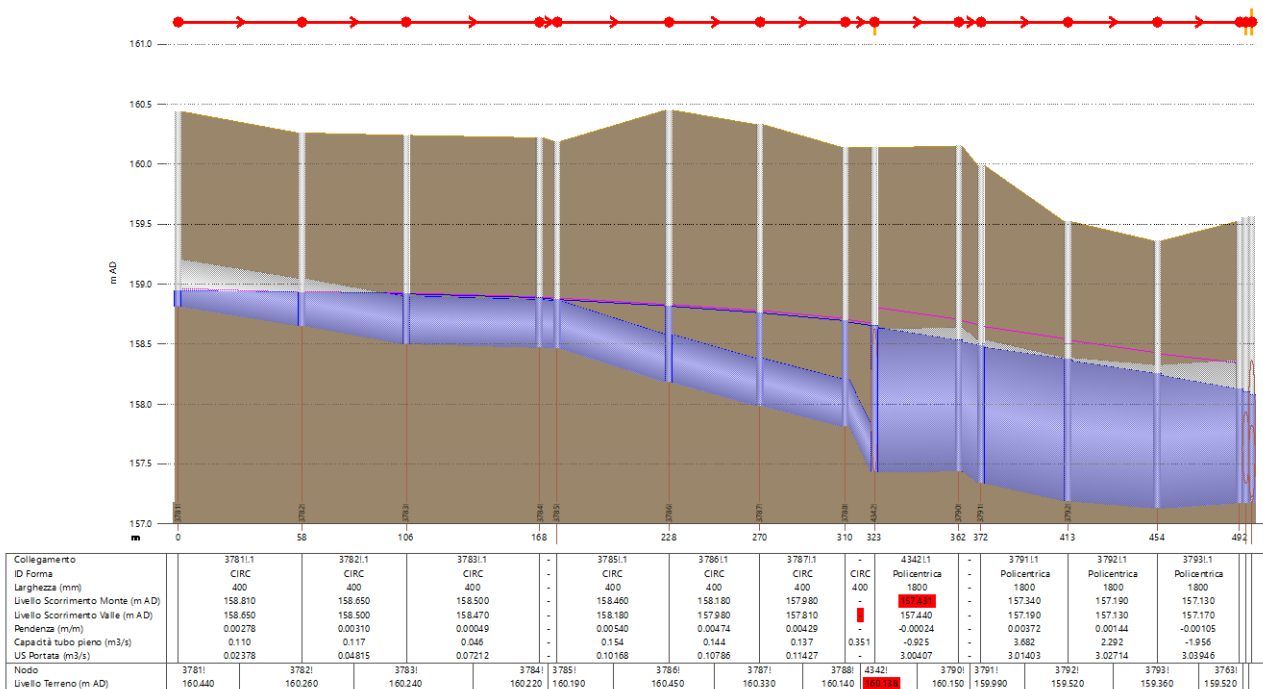


Figura 17. Profilo longitudinale in stato di progetto – via Ponchielli, via Cimarosa, via Paisiello (Chicago Tr=10 anni)

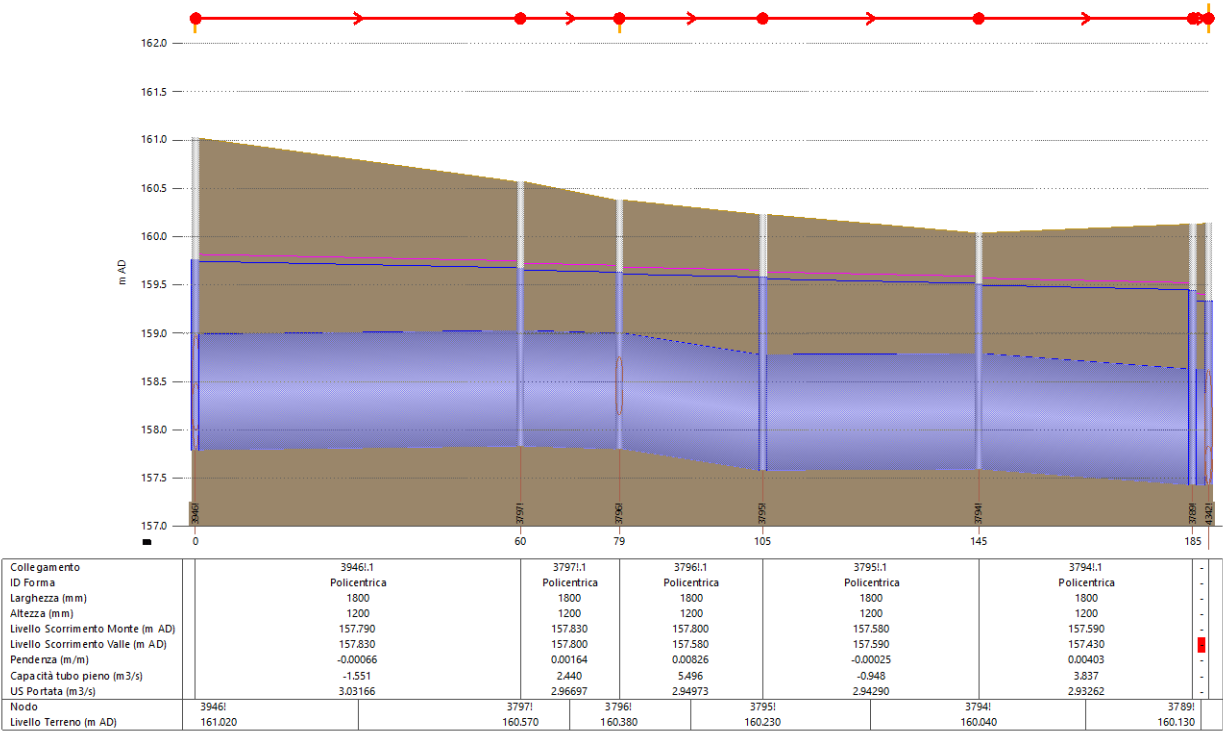


Figura 18. Profilo longitudinale in stato di fatto – via Rossini (Chicago Tr=10 anni)

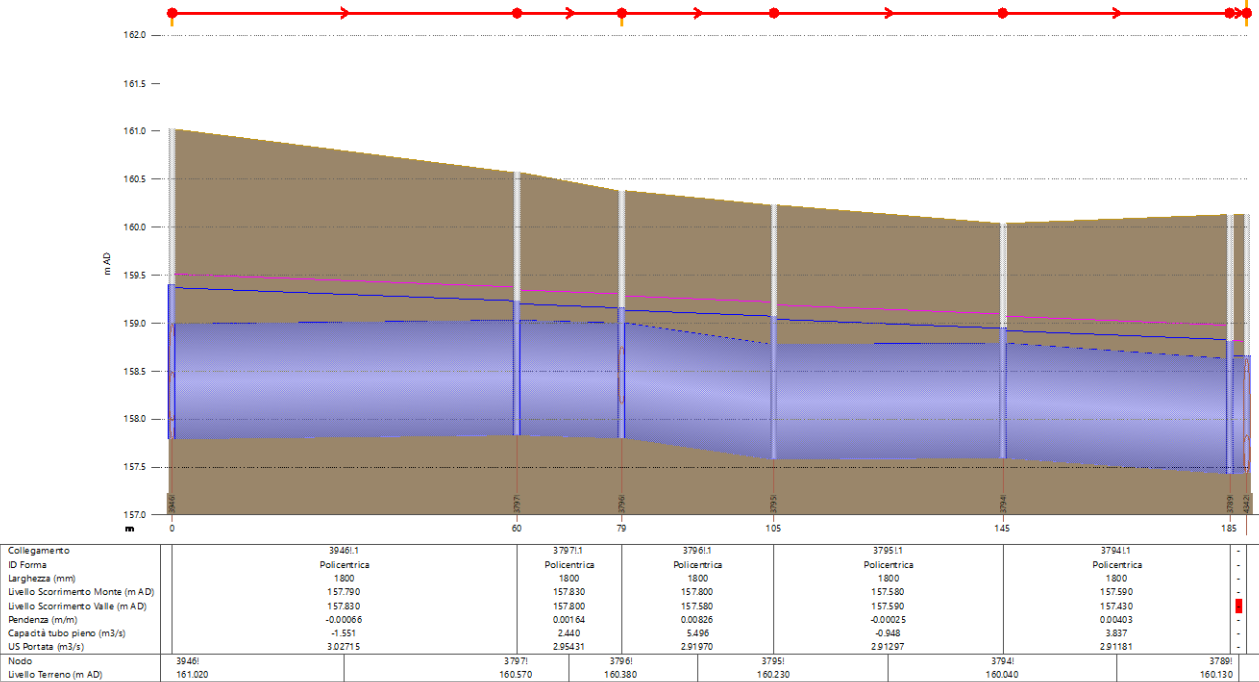


Figura 19. Profilo longitudinale in stato di progetto – via Rossini (Chicago Tr=10 anni)

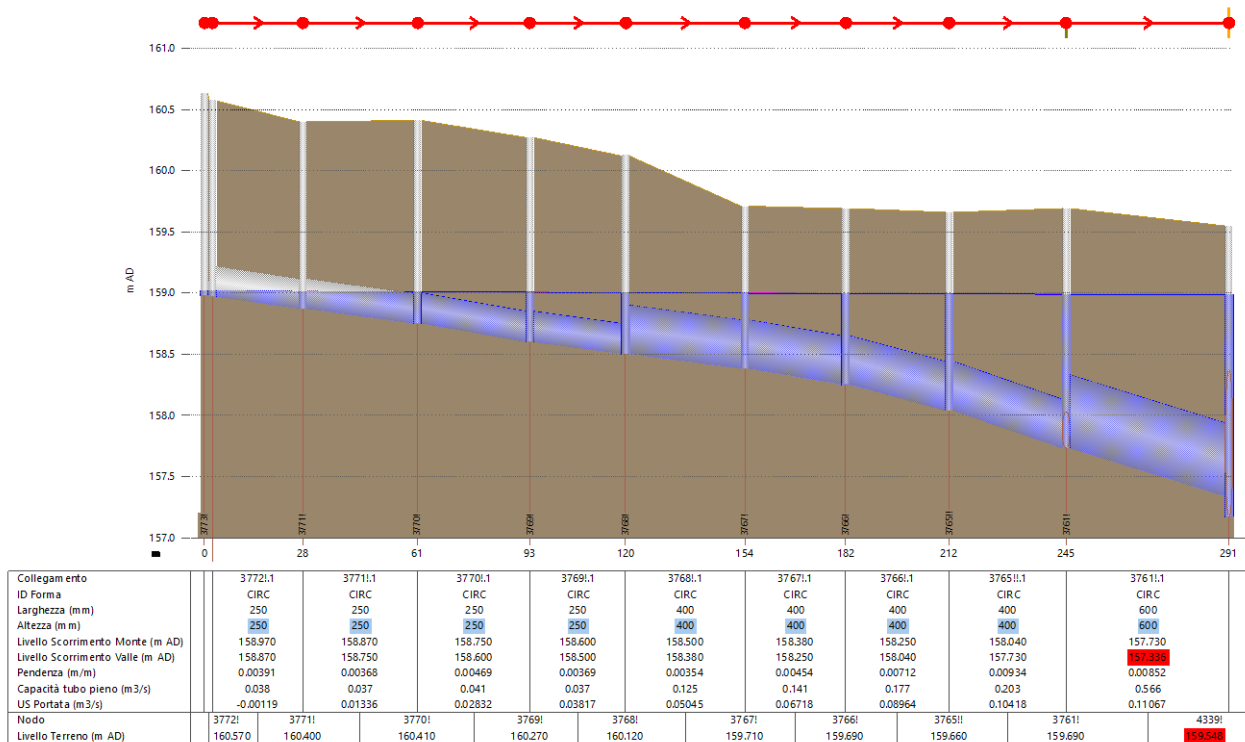


Figura 20. Profilo longitudinale in stato di fatto – via Scarlatti (Chicago Tr=10 anni)

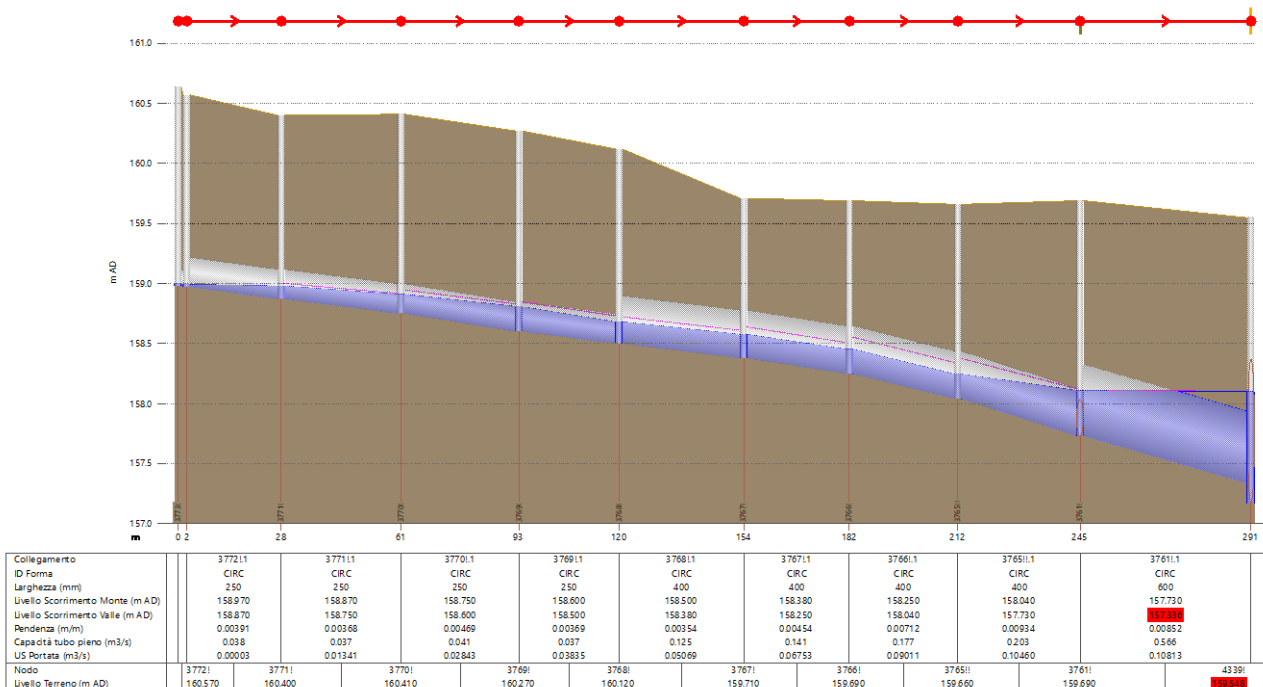
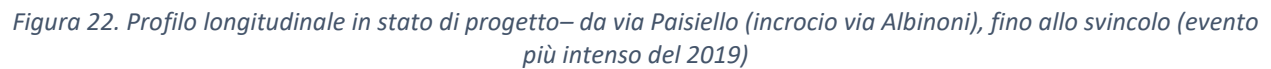


Figura 21. Profilo longitudinale in stato di progetto – via Scarlatti (Chicago Tr=10 anni)

Il modello è stato sollecitato utilizzando anche lo ietogramma per l'evento più intenso del 2019:



Il presente progetto definitivo comprende la realizzazione di un nuovo manufatto sfioratore di piena che scarica verso la stazione di sollevamento a servizio delle vasche di fitodepurazione e verso i bacini di ritenzione e infiltrazione. Lo sfioratore scaricherà quindi su suolo e pertanto deve rispettare quanto prescritto dal Regolamento Regionale 6/2019.

- Manufatti di alleggerimento idraulico. Sfioratori il cui valore della portata di inizio sfioro (Q_{sf}) è maggiore o uguale al doppio della portata da inviare a depurazione (Q_{dep});
- Manufatti di limitazione. Sfioratori il cui valore della portata di inizio sfioro è minore del doppio della portata da inviare a depurazione.

25

infiltrazione, si è deciso di inviare a depurazione portate fino a **180 l/s**, con l'attivazione dello sfioratore per portate superiori. Pertanto, poiché $Q_{sf} < 2Q_{dep}$ lo sfioratore in progetto risulta di **LIMITAZIONE**. La figura seguente mostra la portata di attivazione dello sfioratore da modello idraulico. Viene pertanto confermato come lo sfioratore risulterà a norma, verificato che $Q_{sf} > Q_{dep}$; risulta inoltre che $Q_{sf} > 20$ l/s, come richiesto nella sezione 1.1 dell'Allegato E del R.R. 6/2019 al fine di ridurre il rischio di occlusione.

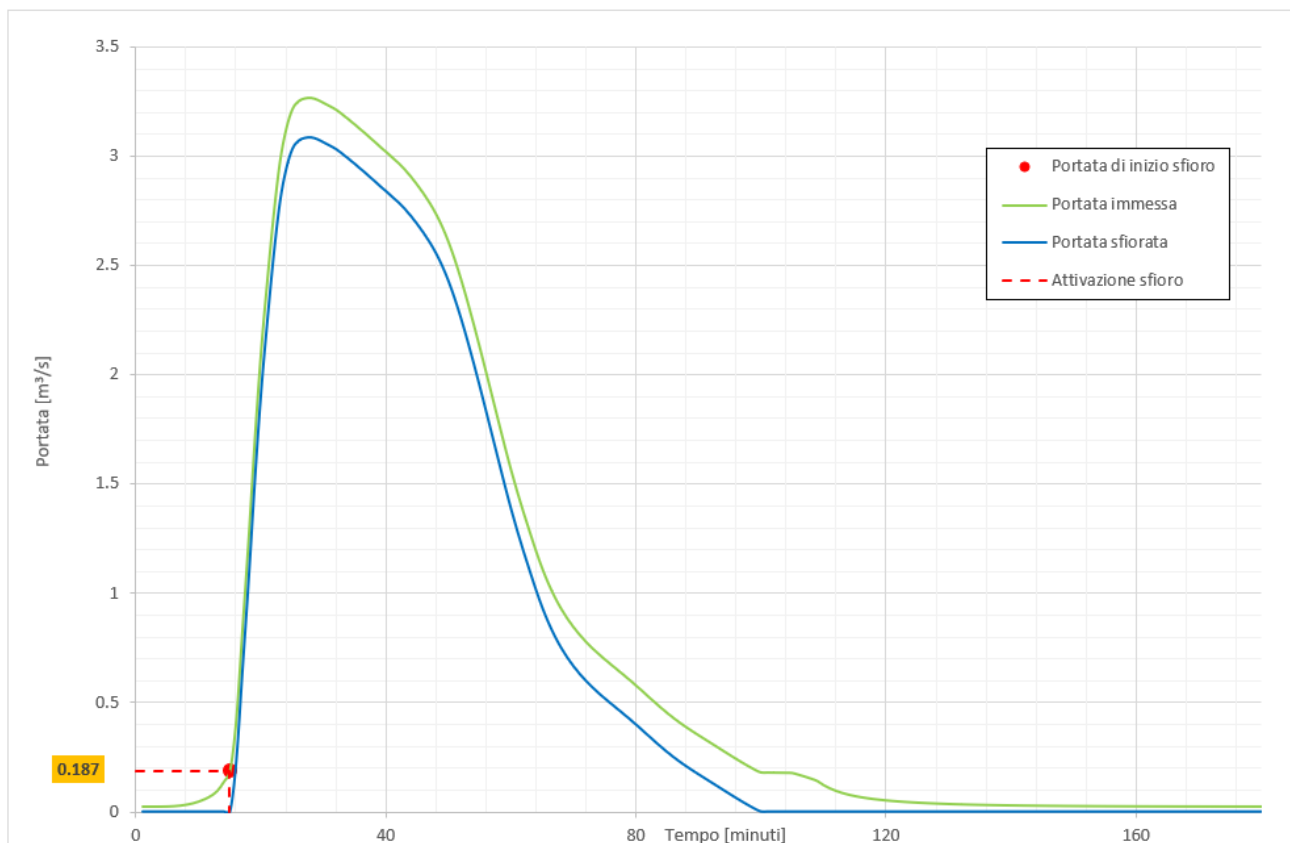


Figura 23. Portata di attivazione manufatto sfioratore

Manufatto ripartitore

Mentre le vasche di accumulo sono in grado di intercettare il carico inquinante veicolato dalle cosiddette acque di prima pioggia indipendentemente dalla portata massima allo scolmo, i trattamenti in continuo senza vasche di accumulo richiedono invece la scelta di un'opportuna portata di taglio Q_t . Per sfioratori che sottendano bacini con popolazione inferiore a 10,000 abitanti equivalenti (AE) e con AE industriali inferiori al 20% di quelli totali (come nel presente caso), le 'Linee guida per la progettazione di sistemi di trattamento delle acque reflue provenienti da scarichi di sfioratori di reti

fognarie', in attuazione dell'art. 13, comma 3 del R.R. 6/2019, stabiliscono che i sistemi di trattamento in continuo delle acque a valle degli sfioratori di limitazione devono trattare una portata almeno pari al valore della portata minima da addurre a depurazione (Q_{dep}). Di conseguenza, la portata trattata dalle vasche di fitodepurazione deve essere almeno pari a **95.4 l/s**.

Seguendo quanto già indicato nel Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, tenendo presente le finalità fruttive delle aree, si è previsto di incrementare la portata da inviare a depurazione rispetto a quella minima richiesta dalla normativa; ciò farà sì che le acque di seconda pioggia siano maggiormente diluite e le acque di prima pioggia maggiormente depurate (in quanto si va a diminuire il carico idraulico ed organico per unità di superficie, aumentando di conseguenza le prestazioni di rimozione). Si prevede pertanto di inviare a fitodepurazione una portata pari a $Q_t =$ **210 l/s**.

Utilizzando il modello idraulico, è stato pertanto verificato che portate sfiorate fino a 210 l/s in arrivo al manufatto ripartitore vengano sempre inviate verso la stazione di sollevamento a servizio delle vasche di fitodepurazione. La figura seguente mostra la ripartizione delle portate di prima e seconda pioggia:

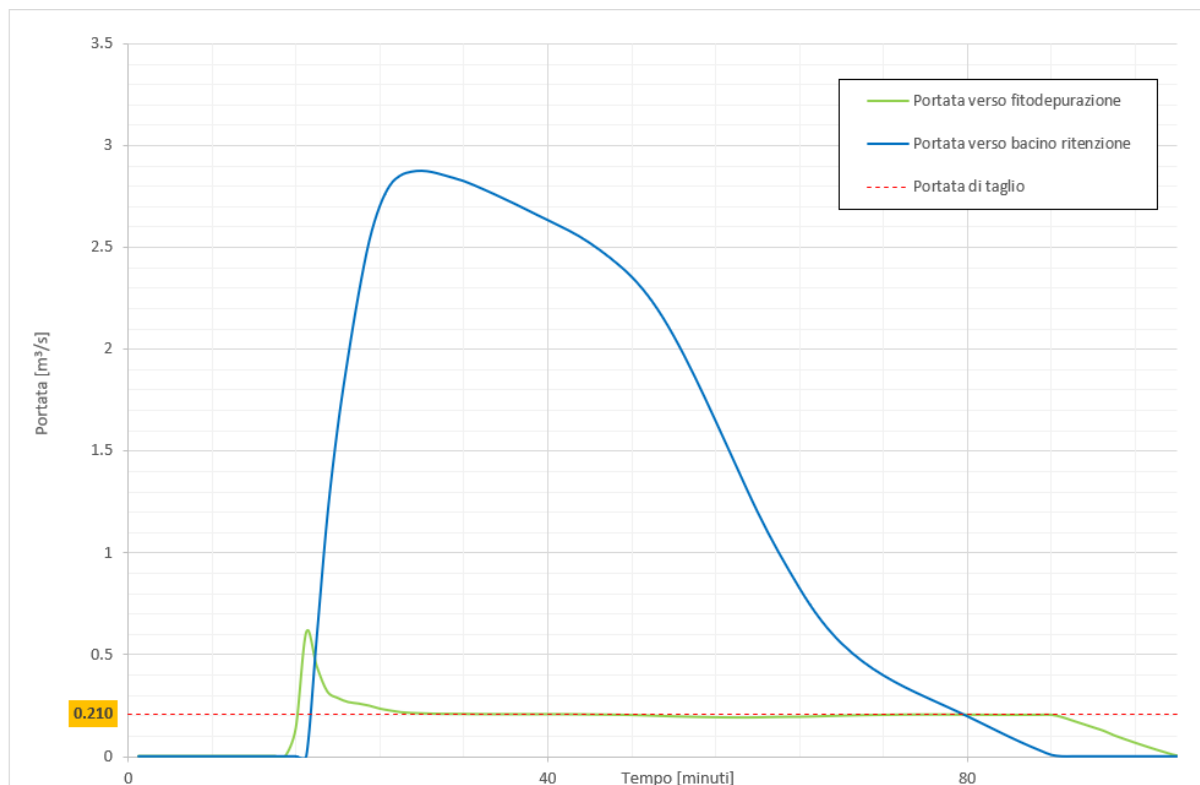


Figura 24. Ripartizione portate di prima e seconda pioggia

Bacini di ritenzione e infiltrazione

Per il calcolo dei volumi di invaso necessari, il modello è stato sollecitato anche con ietogrammi di tipo costante, per massimizzare i volumi di pioggia. Di seguito si riportano i risultati inerenti ai volumi massimi ottenuti con i vari tipi di ietogramma e considerando la permeabilità di progetto (0.8×10^{-4} m/s):

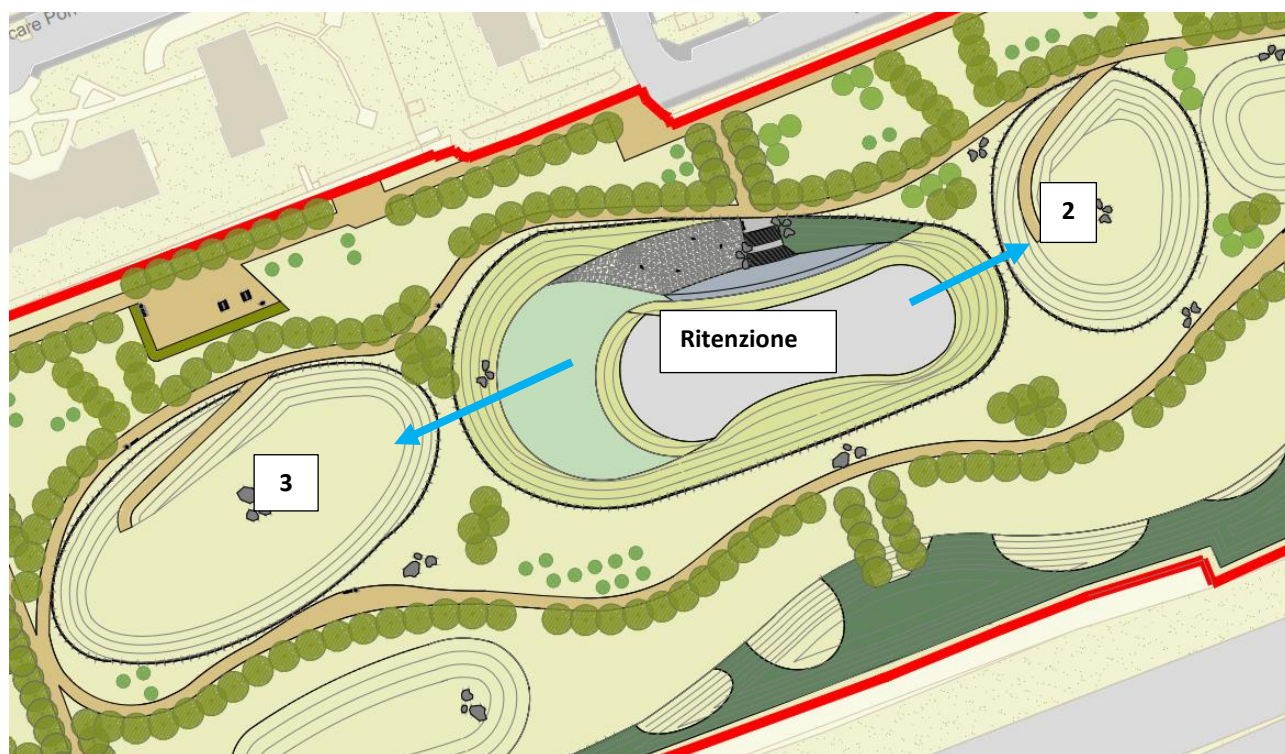


Figura 25. Schema di collegamento dei bacini di progetto

Tabella 2. Massimi volumi laminati all'interno delle vasche ($T_r = 10$ anni)

	Vasca 2 (m ³)	Vasca 3 (m ³)	Ritenzione (m ³)	SOMMA (m ³)
CHI 40 minuti	1'417	2'102	4'015	7'534
RET 1h	1'593	2'988	4'176	8'757
RET 2h	1'673	3'564	4'376	9'613
RET 3h	1'697	3'779	4'457	9'933
RET 4h	1'725	3'839	4'549	10'113
RET 5h	1'734	3'858	4'578	10'170
Evento più intenso 2019	2'421	5'259	6'796	14'476

I risultati mostrano come l'evento più intenso del 2019 sia quello che massimizza i volumi, con un volume di laminazione totale pari a circa **14,500 m³**. Nella tabella seguente vengono riportati i tiranti massimi che si instaurano nei bacini:

Tabella 3. Massimi tiranti all'interno delle vasche (Tr = 10 anni)

	Vasca 2 (m)	Vasca 3 (m)	Ritenzione (m)*
CHI 40 minuti	1.4	1.0	1.1
RET 1h	1.6	1.3	1.1
RET 2h	1.6	1.5	1.2
RET 3h	1.6	1.6	1.2
RET 4h	1.7	1.7	1.2
RET 5h	1.7	1.7	1.2
Evento più intenso 2019	2.2	2.2	1.7

*il livello è calcolato a partire dalla quota di riempimento costante all'interno del bacino

Infine, sono stati condotti ulteriori approfondimenti sull'inserimento globale dell'opera all'interno della pianificazione fognaria sollecitando il sistema con eventi con tempo di ritorno di **50 anni**, per verificare il comportamento anche per eventi superiori a quelli di progetto; i risultati dimostrano come il sistema funzioni anche con tali eventi di pioggia senza provocare peggioramenti dal punto di vista idraulico rispetto allo stato di fatto. Si riportano di seguito i risultati:

Tabella 4. Massimi volumi laminati all'interno delle vasche (Tr = 50 anni)

	Vasca 2 (m³)	Vasca 3 (m³)	Ritenzione (m³)	SOMMA (m³)
CHI 40 minuti	1'708	3'431	4'493	9'632
RET 1h	1'867	4'020	5'013	10'899
RET 2h	2'225	4'866	6'172	13'263
RET 3h	2'461	5'338	6'924	14'723
RET 4h	2'598	5'613	7'358	15'569
RET 5h	2'553	5'525	7'217	15'295

Tabella 5. Massimi tiranti all'interno delle vasche (Tr = 50 anni)

	Vasca 2 (m)	Vasca 3 (m)	Ritenzione (m)*
CHI 40 minuti	1.6	1.5	1.2
RET 1h	1.8	1.7	1.3
RET 2h	2.0	2.0	1.6
RET 3h	2.2	2.2	1.8
RET 4h	2.3	2.3	1.9
RET 5h	2.3	2.3	1.8

*il livello è calcolato a partire dalla quota di riempimento costante all'interno del bacino

Per completezza, nelle figure seguenti vengono mostrati i profili idraulici massimi da modello nel tratto compreso tra il collettore in ingresso allo sfioratore e il bacino di infiltrazioni est (T= 10 anni).

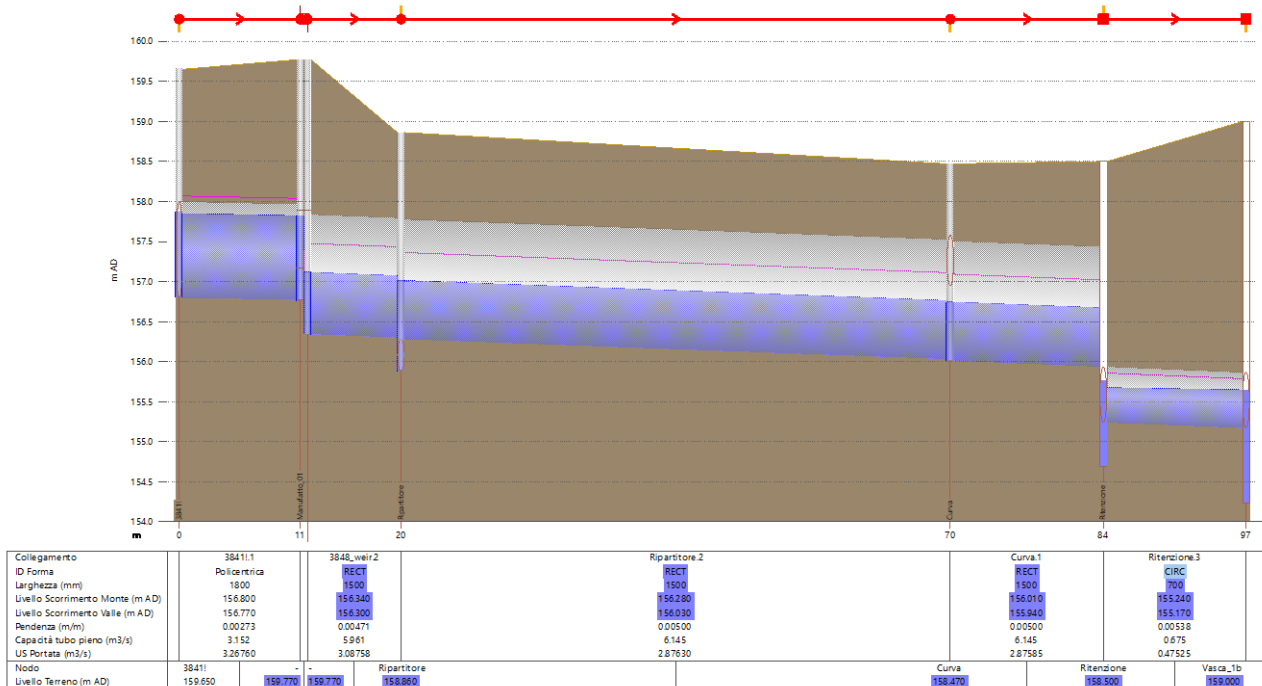


Figura 26. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Chicago T10)

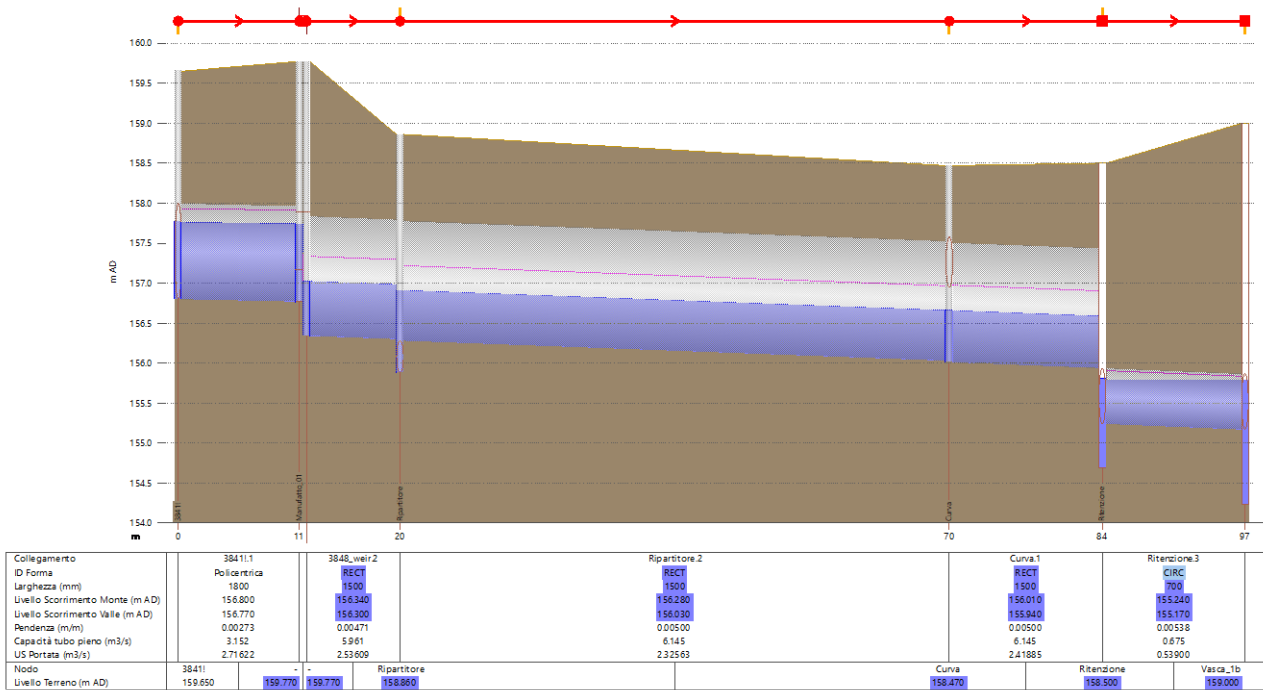


Figura 27. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Rettangolare 1h T10)

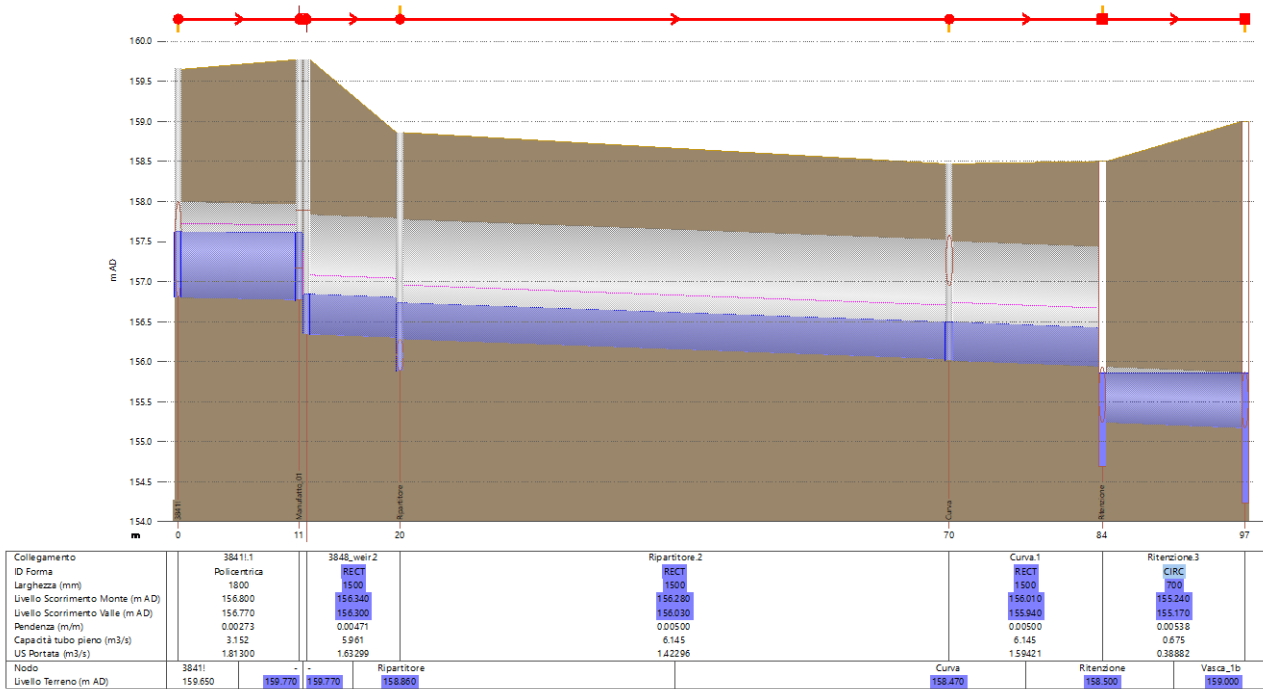


Figura 28. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Rettangolare 2h T10)

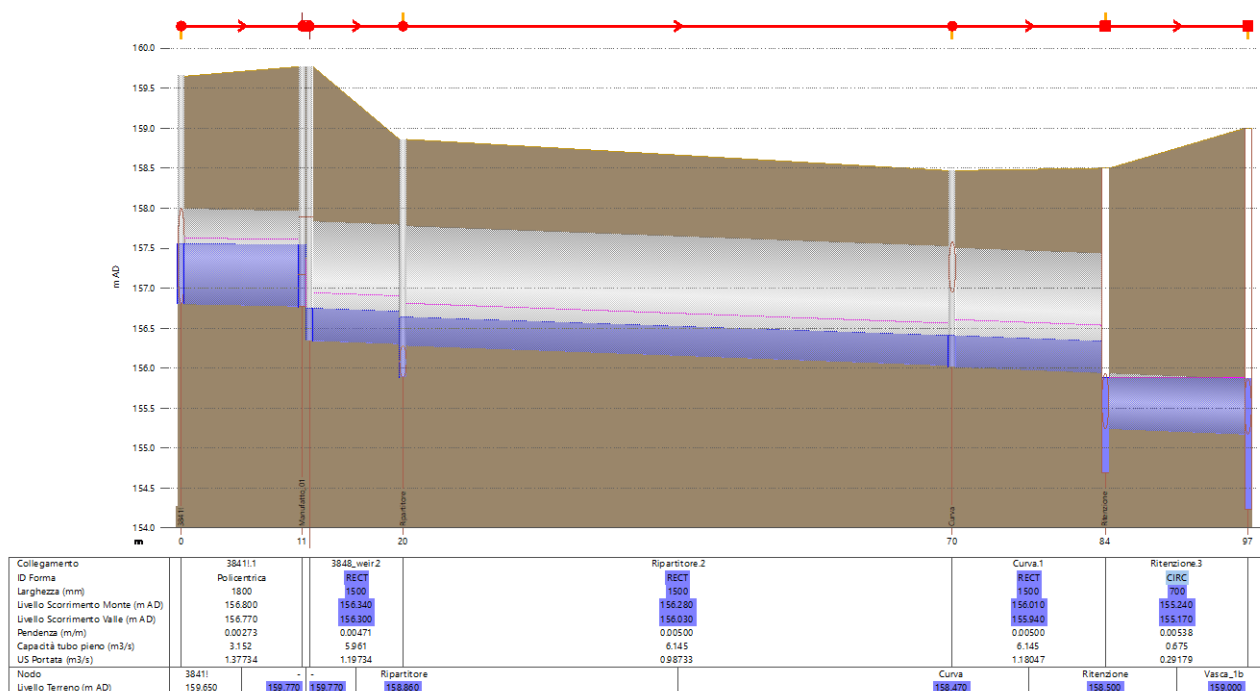


Figura 29. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Rettangolare 3h T10)

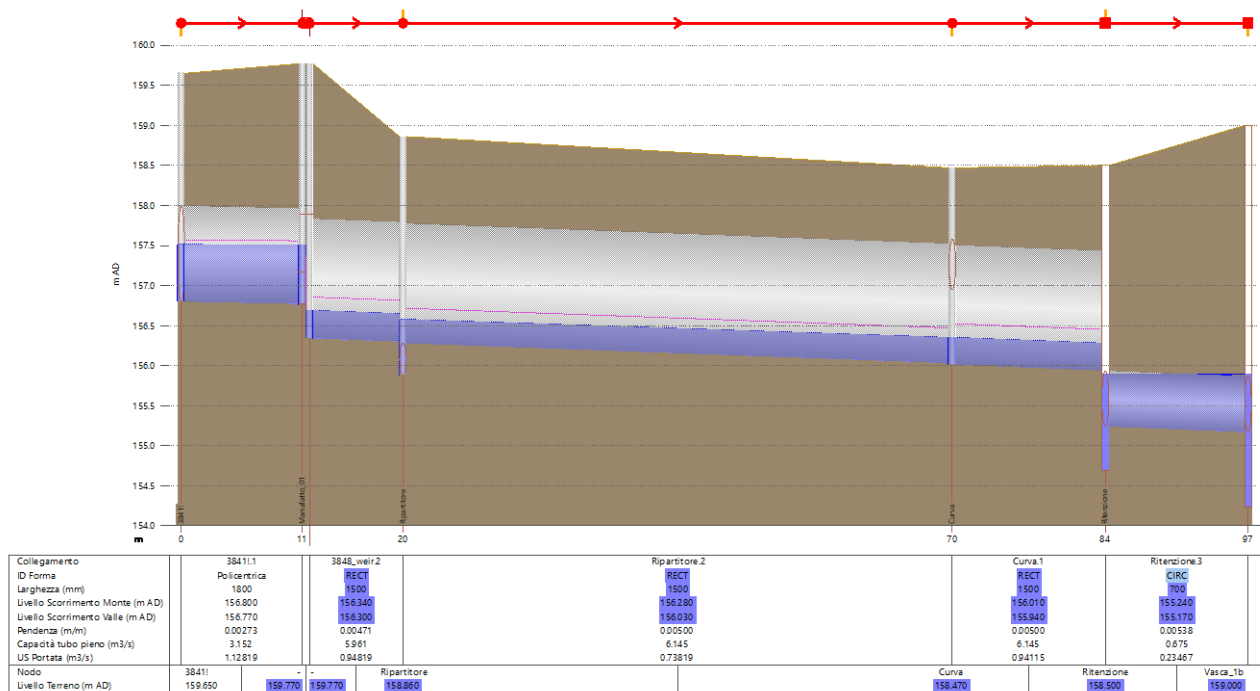


Figura 30. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Rettangolare 4h T10)

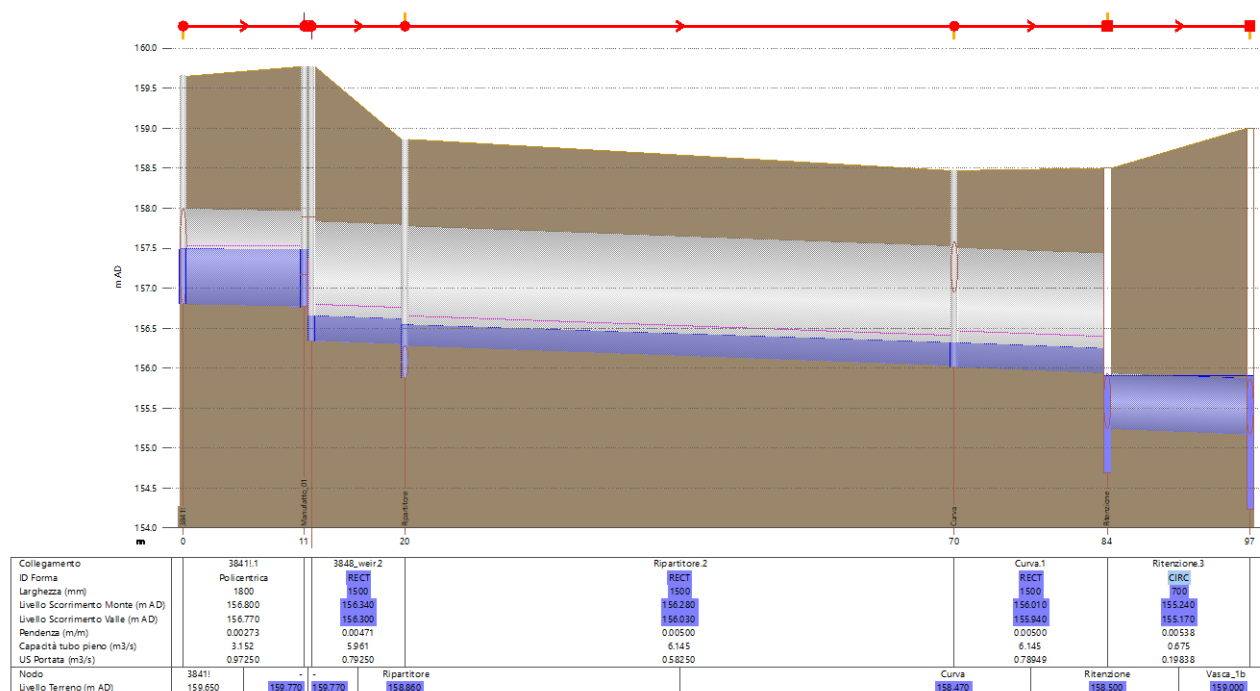


Figura 31. Profilo longitudinale nella zona vasche in stato di progetto (Rettangolare 5h T10)

3 PROGETTO OPERE IDRAULICHE

Il progetto, nell'intervento di primo lotto, prevede la realizzazione di un nuovo sfioratore sulla rete di fognatura comunale a servizio della frazione di Calderara. Lo sfioratore è dimensionato sulla portata in arrivo per tempo di ritorno 10 ANNI, per lasciar andare al depuratore 180 l/s. Dallo sfioratore le acque di prima pioggia vengono convogliate, tramite sollevamento e previo trattamento primario (grigliatura e sedimentazione), ad un impianto di fitodepurazione, mentre le acque di seconda pioggia sono inviate a un ampio bacino di ritenzione in cui confluiscono anche le acque di prima pioggia depurate. L'impianto di fitodepurazione è dimensionato per trattare in continuo la portata in arrivo dallo sfioratore sino a 210 l/s.

Dal bacino di ritenzione le acque vengono condotte, infine, a bacini di infiltrazione, che si attivano progressivamente in funzione all'importanza dell'evento meteorico. Il recettore finale del sistema è pertanto il suolo e la capacità di infiltrazione è stata valutata tramite specifiche prove in situ, opportunamente ridotta, al fine di garantire, a favore di sicurezza, il funzionamento del sistema e tener conto anche di un eventuale progressivo intasamento del materasso filtrante.

Per l'impianto di fitodepurazione si rimanda alla specifica relazione, mentre nel seguito sono descritte e riportate le calcolazioni idrauliche effettuate per le opere idrauliche a servizio del parco dell'acqua.

I dimensionamenti delle opere idrauliche con funzionamento a gravità sono stati svolti tramite la modellazione idraulica descritta al paragrafo precedente e con le usuali formule di letteratura.

3.1 Opere di fognatura

3.1.1 Camera di sfioro

A partire dal collettore policentrico m 1,80 x 1,20 esistente, in prossimità dell'angolo di via Paisiello, verrà realizzata un'apposita cameretta di sfioro, che lascerà transitare verso valle, nella fognatura esistente, la portata di 180 l/s e scolmerà l'eccedenza verso il parco dell'acqua. La localizzazione della cameretta è riportata nella planimetria generale delle opere idrauliche. Il posizionamento ottimale è stato individuato in funzione delle quote di scorrimento e del disegno del parco dell'acqua.

La policentrica sarà intercettata in corrispondenza della quota di fondo m 156,77 slm. Su di essa verrà realizzata la camera di sfioro, con sfioratore munito di trattamento primario costituito da uno sgrigliatore automatico (descritto in apposito paragrafo).

Dai risultati della modellazione, la portata massima in arrivo alla cameretta di sfioro è pari a 3.3 mc/s per il tempo di ritorno 10 anni.

La quota di sfioro è stata posta a 157,37 m slm in modo da consentire il funzionamento dello sgrigliatore automatico (passo della griglia 4 mm) secondo i parametri specifici di funzionamento dello stesso. È inoltre presente uno sfioratore di emergenza di lunghezza 8 m alla quota di 127, 89 m slm, posto al di sopra della griglia dei trattamenti primari.

La portata massima sfiorata è pari a circa 3.1 mc/s per 10 anni di tempo di ritorno.

Lo sfioratore è stato dimensionato, vista la forte riduzione di portata da mandare a depurazione, che determina basse velocità della corrente, con la formula dello stramazzo

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt[2]{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- Q è la portata sfiorata
- μ è il coefficiente di efflusso
- L è la lunghezza dello stramazzo,
- g è l'accelerazione di gravità;

- h è il tirante sulla soglia sfiorante, in m.

Il coefficiente di afflusso, solitamente assunto pari a 0,385, è stato ricavato dalle misure sperimentali, fornite dal produttore della griglia automatica, per il caso specifico.

La cameretta di sfioro si compone di tre comparti principali: la camera principale dove arriva la condotta policentrica e avviene la separazione tramite il manufatto di sfioro e il regolatore di portata verso il depuratore; la camera del condotto derivatore in cui confluisce la portata mandata a depurazione (fissata a 180 l/s) e la portata eventualmente in arrivo dalla paratoia automatica di emergenza in caso di attivazione (luce m 1,80 x 1,00); la camera da cui parte lo scarico al recettore, munita di paratoia di esclusione (luce m 1,50 x 1,50), da cui parte il condotto scatolare m 1,50 x 1,50 verso il sistema di ritenzione e scarico / infiltrazione sul suolo.

Il condotto scatolare verso la camera di ritenzione esce dal manufatto alla quota 156,34 m slm in modo da non rigurgitare, per la portata di progetto, la soglia di sfioro e quindi garantire il funzionamento dello sgrigliatore automatico.

3.1.2 *Manufatto partitore*

Le portate sfiorate, tramite lo scatolare m 1,5 x 1,5, giungono alla camera di partizione, dove sino a 210 l/s vengono inviate, tramite le due tubazioni DN 400 mm in PVC, al trattamento di sedimentazione e quindi alla stazione di sollevamento, mentre al di sopra di 210 l/s l'eccedenza prosegue nello scatolare m 1,5 x 1,5 verso il bacino di ritenzione.

Le quote delle tubazioni in arrivo e in uscita dalla camera sono le seguenti:

- IN condotto scatolare m 1,5 x 1,5: 156,30 m slm;
- OUT due tubazioni DN 400 mm ai sedimentatori: 155,88 m slm;
- OUT condotto scatolare m 1,5 x 1,5: 156,28 m slm.

Le tubazioni DN 400 mm conducono ciascuna ai manufatti dissabbiatori statici, in grado di trattare ciascuno 115 l/s. In uscita dagli stessi sono inserite due tubazioni di egual diametro che recapitano le portate in uscita dai dissabbiatori all'impianto di sollevamento.

3.1.3 *Collettore scatolare*

Il collegamento tra camera di sfioro e bacino di ritenzione viene effettuato tramite un condotto scatolare in c.a. delle dimensioni m 1,5 x 1,5 con pendenza 0,5%.

L'altezza di moto uniforme viene calcolata con la formula di Chézy

$$Q = A \cdot K_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- Q è la portata sfiorata, pari a 3,1 m³/s per 10 anni di tempo di ritorno;
- A è l'area della sezione bagnata della corrente, funzione di h_0
- h_0 è l'altezza di moto uniforme, in m;
- R è il raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area ed il perimetro della sezione bagnata della corrente, in m,
- i è la pendenza del canale, pari allo 0.5%;
- K_s il coefficiente di scabrezza di Strickler, assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$.

Lo scatolare è stato inoltre verificato tramite la modellazione idraulica implementata con codice InfoWorks.

Il condotto scatolare recapita le acque nel bacino di ritenzione alla quota 155,94 m slm.

In corrispondenza del pozzetto di curva, prima dello sbocco nel bacino di ritenzione, è prevista l'installazione di una valvola a clapet con funzione antiodore, dimensione 1500x1500 mm in acciaio inox. Per agevolare lo scarico anche in condizioni di bassa portata è prevista l'integrazione, sul fondo dello scudo in acciaio, di una seconda valvola a clapet di dimensioni ridotte, DN300mm, in poliestere rinforzato.

3.1.4 Invaso di ritenzione e invasi di infiltrazione

Lo scatolare recapita, come detto, nel bacino di ritenzione, in cui sono scaricate sia le acque di prima pioggia trattate dalla fitodepurazione che le acque di seconda pioggia provenienti direttamente dal manufatto di sfioro.

Per la laminazione delle portate in arrivo, con i volumi stimati attraverso la modellazione idraulica, è previsto di riservare all'interno del bacino di ritenzione il volume compreso tra la quota di arrivo dello scatolare 155,94 m slm e il livello del laghetto permanente, posto a quota 154,74 m slm. La porzione di invaso al di sotto di tale quota sarà caratterizzata dalla presenza continua di acqua e costituirà un laghetto permanente all'interno del parco, con volume pertanto non considerato nelle calcolazioni e modellazioni idrauliche.

Rimandando per dettagli al capitolo relativo alle modellazioni effettuate, si ricorda in questo paragrafo che per 10 anni di tempo di ritorno è stata stimato un volume in arrivo ai bacini pari a circa 8'000 mc, mentre il volume associato all'evento più gravoso del 2019 è pari a circa 12'200 mc. Il sistema costituito dal bacino di ritenzione e dai bacini di infiltrazione è pertanto dimensionato su tale volumetria e si prevede l'attivazione progressiva dei bacini tramite i collegamenti realizzati con le tubazioni DN 700 mm in c.a. poste con quota del cielo alla quota di scorrimento dello scatolare in arrivo.

Il bacino di ritenzione (R) recapita le proprie acque nei bacini di infiltrazione (I) che, con riferimento all'immagine seguente, vengono interessati da allagamento nella successione 1-2.

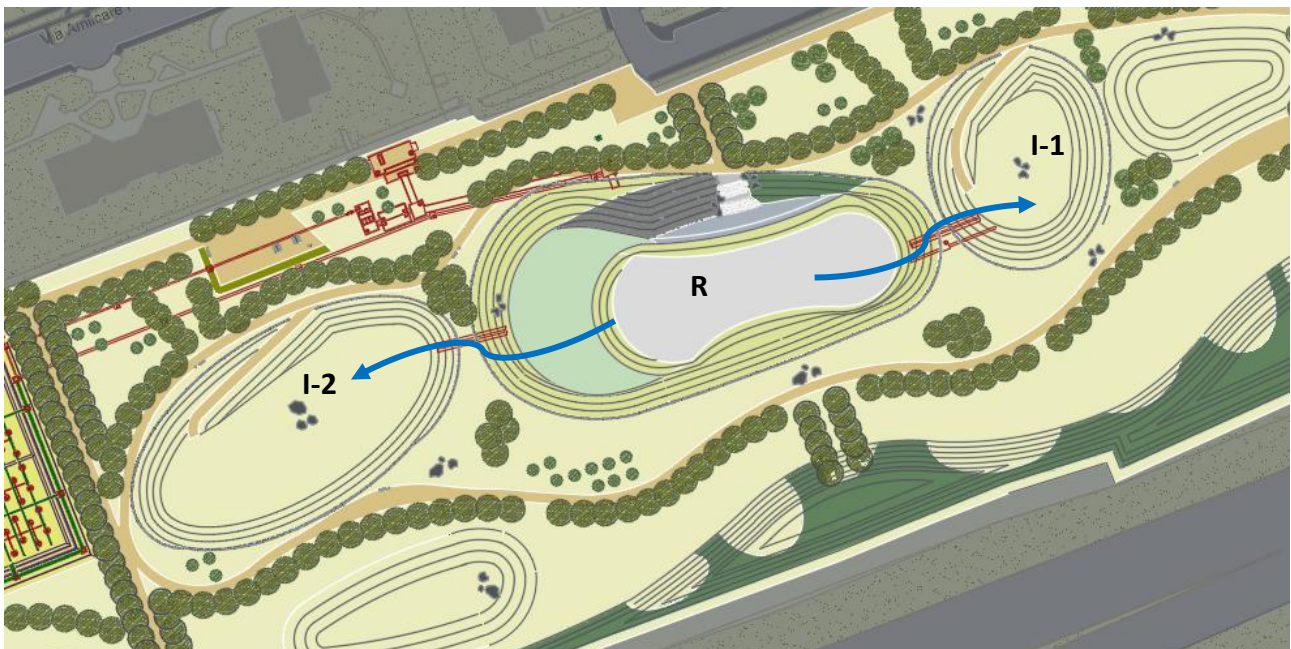


Figura 32. Collegamento dei bacini

L'uscita delle acque dal sistema è stata inserita nella modellazione idraulica condotta tramite InfoWorks ICM.

A favore di sicurezza per il calcolo della portata infiltrata si è considerata la superficie di fondo di ciascun vaso A_f e si è calcolata la velocità di infiltrazione v_f con la legge di Darcy:

$$v_f = k_{f,u} \cdot I_{hy}$$

dove:

$k_{f,u}$: conducibilità in m/s del terreno in condizioni non sature

I_{hy} : gradiente idraulico in m/m, che nel caso di piccoli invasi e di distanze elevate della superficie freatica della falda si può con buona approssimazione considerare $I_{hy} = 1$

Pertanto, la portata di infiltrazione è pari a:

$$Q_f = k_f \cdot A_f$$

Per la stima della conducibilità del terreno si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dalle prove specifiche effettuate (si veda la relazione geologica) per la progettazione definitiva, considerando il valore più basso ottenuto, pari a $1,6 \times 10^{-4}$ m/s, ridotto cautelativamente a 1/2. Il valore utilizzato per il calcolo della portata infiltrata utilizza pertanto per la permeabilità il valore $0,8 \times 10^{-4}$ m/s.

In merito alla profondità di falda, si è fatto riferimento ai dati contenuti all'interno del progetto P.I.A. del Gruppo CAP, ovvero alle isolinee di soggiacenza minima rilevata nel periodo 2001-2017, da cui si rileva un valore di soggiacenza compresa nell'intervallo di 17,5 – 20 m e, pertanto, del tutto compatibile con la profondità dei bacini disperdenti, mantenendo un'ampia distanza di sicurezza dal livello di falda, anche con riferimento al valore massimo, pari a 4,0 m, indicato nel parere prot. 6983/TAI/DI/PRO del 7/08/2002 del Ministero dell'Ambiente e Tutela del Territorio.

Si è verificato, inoltre, che l'area in oggetto non ricade all'interno nella fascia di rispetto dei pozzi pubblici per uso potabile.

3.1.5 Tubazioni di collegamento tra invaso di ritenzione e invasi di infiltrazione

Il collegamento tra il bacino di ritenzione e i bacini di infiltrazione viene effettuato con due tubazioni affiancate di diametro DN 700 mm in calcestruzzo, con pendenza 0,3%. I bacini di infiltrazione sono alimentati con le tubazioni suddette poste alla quota di scorrimento di 155,24 m slm, mentre lo scarico, al termine dell'evento di pioggia, avverrà nel bacino di infiltrazione I-1 tramite tubazione DN 630 controllata da paratoia automatica, a quota 154,74 m slm. La paratoia sarà normalmente chiusa e aperta solo al termine dell'evento. L'apertura sarà controllata dal segnale raccolto da pluviometro, mentre la chiusura da sensore di livello posto nella cameretta di uscita dal bacino di ritenzione. Il bacino è in grado di svuotarsi con tempo ampiamente inferiore a 48 ore.

3.1.6 Cameretta di curva e gestione delle acque di soccorso del laghetto permanente

Per il recapito delle acque nel bacino di ritenzione il tracciato dello scatolare m 1,50 x 1,50 deve compiere una curva, gestita attraverso l'inclusione nel sistema di una cameretta di curva, con

scorrimento a quota 156,03 m slm. In tale cameretta recapita anche la tubazione proveniente dal pozzo di emungimento, da utilizzare per compensare l'evapotraspirazione dallo specchio liquido. Nel manufatto partitore confluisce anche la tubazione DN 630 in PVC in arrivo dalla fitodepurazione, in modo che le acque trattate possano essere inviate al bacino di ritenzione.

3.1.7 Tubazione per recapito acque depurate dalla fitodepurazione al bacino di ritenzione

La tubazione è stata cautelativamente dimensionata attraverso la formula di Chézy sopra richiamata, per poter recapitare al bacino di ritenzione l'intera portata sollevata in ingresso, pari a 210 l/s, nell'ipotesi che si attivino le uscite di troppo pieno delle 4 vasche di fitodepurazione e che esca la massima portata in arrivo.

3.1.8 Apparecchiature elettromeccaniche / oleodinamiche

Sgrigliatore automatico

La principale apparecchiatura di cui è dotato il sistema è lo sgrigliatore automatico posto sulla soglia sfiorante.

L'installazione della griglia sarà di tipo verticale ed il telaio superiore della griglia verrà utilizzato come troppopieno supplementare d'emergenza, oltre che per lo scorrimento del carrello traslatore oleodinamico.

La sezione di passaggio della griglia scelta è pari a 4 mm e consente:

- una grigliatura perfetta delle portate di pioggia che salvaguardano il bacino recettore da qualsiasi solido avente dimensione > 4 mm;
- un coefficiente di grigliatura regolare;
- una perdita di carico molto limitata.

Nel sistema di grigliatura adottato i solidi vengono rigettati nel collettore liquami che confluisce all'impianto di depurazione e li ripresi dalle griglie esistenti. In questo modo, il materiale trattenuto non rimane sulla superficie della griglia, che pertanto non necessita dei controlli periodici di pulizia ed è sempre pronta per il successivo servizio.

Le guide laterali sono eseguite con tubi quadri profilati e profilati pieni. Le barre piatte che compongono la sezione filtrante sono eseguite in acciaio inox AISI 304.

Il carrello traslatore si muove scorrendo sulle guide all'interno del telaio superiore ed è installato sul lato posteriore della griglia. Esso stesso supporta i pettini pulitori che scorrono tra le barre della griglia mantenendo così anche la perfetta distanza tra le stesse (barrette). La pulizia della griglia ha

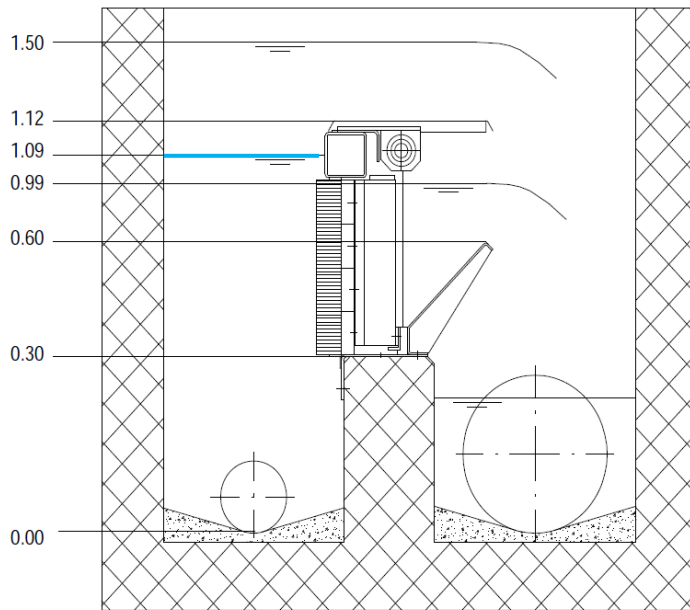
inizio nel momento dell'innalzamento del livello prefissato. In questo modo il carrello traslatore fa scorrere avanti/indietro i pettini pulitori tramite comando idraulico. La griglia viene pulita in entrambi i sensi di marcia dei pettini mentre lo spostamento dei solidi di effettua nel senso di marcia avanti. Il dispositivo di pulizia consente di ottenere una superficie filtrante sempre pulita, garantendo così la portata massima per tutto il periodo di durata dell'evento di pioggia. Durante il loro spostamento, il materiale che si adagia sulla superficie filtrante viene solamente spostato con delicatezza, non viene né pressato né incastrato entro le barrette filtranti.

Nel seguito sono riportate le caratteristiche principali della griglia

- N° Unità	n°	3
- Numero di moduli x griglia	n°	7
- Lunghezza nominale griglia	mt	7,00
- Lunghezza ingombro griglia	mt	7,84
- Lunghezza stramazzo	mt	8,00
- Altezza ingombro griglia	mm	820
- Spaziatura tra le barre	mm	4
- Spessore barre	mm	30 x 4
- Superficie filtrante netta	m ²	2,24
- Peso unitario	Kg	1'530

La griglia automatica è equipaggiata con sistema controllo livello ad ultrasuoni costituito da n° 1 Sonda di controllo livello ad ultrasuoni con trasmettitore incorporato.

I livelli che si determinano a monte della griglia sono rappresentati nell'immagine schematica seguente. Lo sfioro nell'immagine inizia a quota (relativa rispetto il fondo del collettore in arrivo) +60 cm (30 cm di petto dello sfioratore in c.a. e 30 cm di ulteriore deflettore metallico) e si determina per la portata di progetto un livello di 109 cm (indicata con linea azzurra). Il sistema di valle è stato dimensionato per mantenere i livelli al di sotto di 60 cm, in modo da non avere effetti di rigurgito che possono modificare il funzionamento dello sgrigliatore.



Impianto di sollevamento

I parametri caratteristici delle pompe sono dati dalla portata da sollevare Q_{dim} e dalla prevalenza totale necessaria ΔH_{tot} . La prevalenza totale ΔH_{tot} viene calcolata in base al dislivello geodetico da superare ed alle perdite di carico in condotta.

Il dislivello geodetico è calcolato come differenza di quota tra il livello nella cameretta di arrivo della condotta in pressione ed il livello idrico minimo nella stazione di sollevamento.

Per il calcolo delle perdite di carico si considerano perdite distribuite pari a $\Delta H_d = J \cdot L$, dove L [m] è la lunghezza della condotta premente e J la cadente piezometrica calcolata con la formula di Chezy:

$$J = \frac{v^2}{k_s^2 \cdot R^{4/3}},$$

dove R rappresenta il raggio idraulico della condotta in pressione, pari a $D/4$ per condotte circolari, v la velocità e K_s è il coefficiente di scabrezza di Gaukler e Strikler.

Le perdite di carico concentrate sono calcolate come

$$\Delta H_c = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

dove k è un coefficiente che dipende dal tipo e dal numero di singolarità che danno luogo alle perdite.

Per il caso in esame l'impianto di sollevamento è costituito da una vasca rettangolare di dimensioni in pianta 4x3 m, profonda 5.20 m dal p.c di progetto. Si prevedono tre elettropompe con funzionamento ciclico alternato, due in azione in parallelo e una con funzione di riserva attiva.

Le pompe devono sollevare la portata complessiva di 210 l/s verso i bacini di fitodepurazione, recapitandola nei diversi punti di consegna attraverso una rete di condotte prementi che si dirama su tubazioni di diametro via via decrescente. Poiché lo scarico nei bacini deve avvenire dall'alto, a caduta sul piano campagna, si assume una prevalenza geodetica complessiva di 7 m.

Nel tratto iniziale la premente sarà in PE100 PN6 DN400. Ad ogni diramazione la portata si suddivide nei diversi rami quindi il diametro diminuisce contestualmente, al fine di mantenere sempre un'adeguata velocità (nell'intorno di 1 m/s) limitando al contempo le perdite distribuite e concentrate, funzione appunto della velocità stessa.

Per l'impianto in progetto risultano le seguenti caratteristiche:

- N. pompe: 2+1R
- Portata totale: 210 l/s
- Prevalenza totale: 15 m
- Prevalenza geodetica: 7 m

Paratoie automatiche

Le opere idrauliche comprendono le seguenti paratoie automatiche, azionate tramite sensore di livello, a servizio del sistema:

- paratoia luce m 1,8 x 1, 0 per consentire di mandare in emergenza alla depurazione l'intera portata in arrivo dalla policentrica esistente;
- paratoia luce m 1,5 x 1,5 posta all'imbocco dello scatolare per chiudere l'ingresso delle acque al parco dell'acqua;
- paratoia luce m 0,7 x 0,7 nella cameretta della tubazione di scarico verso il bacino I-1.

L'apertura della paratoia 1,8x1,0 avverrà automaticamente al realizzarsi di una delle seguenti condizioni:

- interruzione della fornitura di energia elettrica; in caso di sospensione dell'alimentazione elettrica si disattiva il sollevamento a fitodepurazione e viene quindi a mancare il presidio

qualitativo a monte della dispersione. La paratoia quindi, sotto gruppo di continuità, si aprirà per incrementare la portata inviata in rete a depurazione

- innalzamento eccessivo dei livelli nel bacino R; prima che si esaurisca la capacità di accumulo dei bacini in progetto si aprirà la paratoia per permettere il deflusso della portata in arrivo verso la rete fognaria di valle, ricostituendo le condizioni di funzionamento attuale del collettore

3.1.9 Opere a servizio del bacino di ritenzione

Opere per compensazione dell'evapotraspirazione

L'impianto di irrigazione richiede, nel momento di funzionamento, una portata di circa 2 l/s, che verrà fornita tramite pozzo dedicato situato all'interno del parco dell'acqua. La portata di emungimento è stata incrementata a 6 l/s con ampi margini di sicurezza per tener conto della possibilità di utilizzare tali acque anche per l'alimentazione del laghetto permanente, al fine di tenere sempre un volume di acqua, nonostante l'effetto combinato di traspirazione delle piante e evaporazione dallo specchio liquido.

La valutazione della portata da richiedere al fine di tenere umida la zona di fitodepurazione secondaria necessita della stima della portata persa per evapotraspirazione (fenomeno combinato di traspirazione delle piante ed evaporazione).

Il calcolo della portata necessaria a mantenere attivo il sistema, si rifà alla formula di Hargreaves-Samani, funzione della latitudine e della temperatura, oltre che della superficie del sistema.

$$K_{evap} = 0,0023 \cdot Ra \cdot (T + 17,8) \cdot \sqrt{\Delta T}$$

Dove:

- $Ra = -0,0035\varphi^2 - 0,0767\varphi + 36,886$
Latitudine dell'area di intervento: 45,56°
- T temperatura, che nello specifico caso si rifà alla temperatura media del mese più caldo dell'anno T=22,3°C
- ΔT variazione di temperatura, $\Delta T=11^\circ\text{C}$

(fonti temperature: *climate-data.org*, data: 1982-2012)

La portata evaporativa persa si ottiene moltiplicando il valore K_{evap} per la superficie dello specchio liquido

$$q_{evap} = K_{evap} \cdot S$$

Il calcolo fa riferimento al mese più caldo e non tiene conto di fattori riduttivi, quali pioggia e periodi meno caldi, per tal motivo la stima deve essere considerata assolutamente cautelativa.

Oltre al calcolo, sono state compiute stime ulteriori anche rifacendosi a progetti simili arrivando ad un valore cautelativo di dimensionamento di circa 1,5 l/s.

La portata di emungimento del pozzo è stata quindi portata a 6,0 l/s, con ampi margini di sicurezza, poiché per l'impianto di irrigazione non si prevede ovviamente un funzionamento in continuo.

Poiché in prossimità dell'area di intervento arriva l'ultimo tratto del canale 3/5 Nova del consorzio di bonifica Est Ticino Villoresi, nei periodi di funzionamento del canale, previa apposita convenzione, sarà inoltre possibile compensare l'evapotraspirazione del bacino di ritenzione anche tramite l'impiego delle acque derivate dal canale, senza impiegare le acque sollevate dal pozzo.

Visto il carattere discontinuo della fornitura di acqua tramite il canale, in sede di progetto definitivo si è infatti preferito considerare che l'evapotraspirazione sia compensata tramite l'acqua sollevata dal pozzo e ricorrere alle acque del canale derivato dal Villoresi solo in funzione di un eventuale integrazione ulteriore o nell'ottica risparmio energetico laddove la fornitura fosse disponibile.

Il progetto prevede pertanto il rifacimento della cameretta esistente di collegamento tra il canale 3/5 Nova e la fognatura policentrica, che attualmente costituisce il recapito finale delle acque del canale. La nuova cameretta raccoglierà invece le acque del canale per portarle, tramite tubazione DN 315 in PVC, nel bacino di ritenzione. Il progetto prevede che la tubazione delle acque del Villoresi confluisca, tramite apposita cameretta, nella rete di drenaggio della fitodepurazione DN 630 mm in PVC e da qui raggiunga quindi lo scatolare che recapita nell'area di ritenzione.

3.2 Impianto irrigazione

La selezione della componente vegetale proposta per il Parco dell'Acqua nasce da un'accurata analisi del territorio, finalizzata a evidenziarne le caratteristiche distintive e le specie maggiormente presenti, da riproporre all'interno del nuovo parco.

In particolare, sono state individuate specie autoctone o naturalizzate riconducibili alle formazioni del bosco planiziale lombardo, scelte per la loro elevata adattabilità al contesto urbano e collocate in spazi idonei a garantirne il corretto sviluppo a maturità. Tale impostazione progettuale, oltre a escludere specie potenzialmente infestanti o dannose per l'habitat locale, offre un significativo vantaggio in termini di attecchimento nella fase iniziale di impianto.

In una prospettiva di lungo periodo, la manutenzione di alberi e arbusti risulterà progressivamente ridotta grazie alla loro rusticità e alla capacità di adattarsi alle condizioni ambientali del sito; analogamente, saranno contenute le esigenze idriche.

Le diverse tipologie di verde da irrigare saranno suddivise in settori indipendenti, così da modulare l'adacquamento e la modalità di erogazione in funzione dell'effettivo fabbisogno idrico. Il sistema di irrigazione sarà completamente automatizzato e gestito da una centralina elettronica di programmazione. Attraverso la regolazione delle elettrovalvole sarà possibile calibrare i volumi d'acqua distribuiti nelle differenti aree, in relazione alle specifiche esigenze vegetazionali.

La progettazione dell'impianto irriguo per le diverse superfici a verde è stata sviluppata tenendo conto dei rispettivi fabbisogni. L'impianto garantirà i seguenti apporti:

- Alberi: 30 l/g per esemplare mediante anello gocciolante;
- Arbusti: 8 l/g per mq mediante ala gocciolante;
- Aree di prima fitodepurazione: 5 l/g per mq mediante irrigazione a pioggia con irrigatori dinamici.

3.3 Dimensionamento sistemi disperdenti

Oltre alla realizzazione del parco dell'acqua, le opere in progetto prevedono anche la realizzazione di alcune piste ciclopedonali esterne al parco. In particolare, nella presente sezione viene descritto il dimensionamento del sistema di drenaggio a servizio della pista ciclopedonale di via Corelli.

Allo stato di fatto non sono presenti caditoie lungo la sede stradale di via Corelli e quindi le acque di dilavamento vengono convogliate verso le aree verdi a lato strada.

Perseguendo l'obiettivo di evitare l'ulteriore sovraccarico delle reti fognarie e cercando soluzioni alternative per lo smaltimento delle acque meteoriche, nel caso in esame si è optato per l'utilizzo di Sistemi di Drenaggio Sostenibili (SuDS) quali trincee drenanti. Le trincee drenanti vengono realizzate mediante scavo in trincea successivamente riempito con materiale ghiaioso, all'interno del quale può essere previsto l'inserimento di un tubo corrugato forato. Quest'ultimo ha la funzione di incrementare la capacità drenante dell'opera e garantire la distribuzione uniforme delle acque da drenare lungo lo sviluppo dell'opera stessa.



Figura 33. Pista ciclopedonale di via Corelli

Il dimensionamento del sistema di drenaggio è stato eseguito secondo le linee guida della normativa DWA-A 133 E, la quale massimizza il volume di invaso delle opere disperdenti, le quali sono state dimensionate per un tempo di ritorno pari a $T_R = 10$ anni.

Il volume di invaso è determinato dall'equazione di continuità:

$$V = (Q_{IN} - Q_{OUT}) \cdot \vartheta$$

Essendo:

V: Volume di invaso

Q_{IN} : portata in ingresso stimata dalle CPP per eventi con TR=10 anni con ietogramma rettangolare

Q_{OUT} : portata di infiltrazione in uscita dal sistema disperdente

ϑ : durata critica che massimizza il volume di invaso

La portata in ingresso Q_{IN} viene determinata a partire dall'evento di precipitazione sulla base della curva di possibilità pluviometrica, in riferimento alla superficie drenante dell'intervento.

$$Q_{IN} = i(\vartheta, T) \cdot \Sigma(A_i \cdot \varphi_i)$$

Essendo $i(\vartheta, T)$ l'intensità di precipitazione determinata sulla base dei parametri resi noti dal portale ARPA Lombardia.

Per determinare la portata infiltrata si fa riferimento all'equazione di Darcy, la quale vede coinvolta la conducibilità idraulica del suolo e il gradiente idraulico:

$$v_i = k_i \cdot I_{hy}$$

La conducibilità idraulica del terreno non saturo può essere approssimata a metà della conducibilità dello stesso terreno in condizioni sature, dunque $k_i = k_s/2$.

Il gradiente idraulico può essere assunto pari a $I_{hy} = 1$ per condizioni di falda profonda. Nota la velocità di infiltrazione, si ottiene la portata infiltrata moltiplicando la superficie disperdente dell'opera per la velocità di infiltrazione:

$$Q_{OUT} = \frac{k_s}{2} \cdot A_{disp}$$

Con A_{disp} superficie disperdente, definita come segue:

$$A_{disp} = \left(b + \frac{h}{2}\right) \cdot L$$

essendo $L(m)$ la lunghezza, $b(m)$ la larghezza e h l'altezza dell'opera.

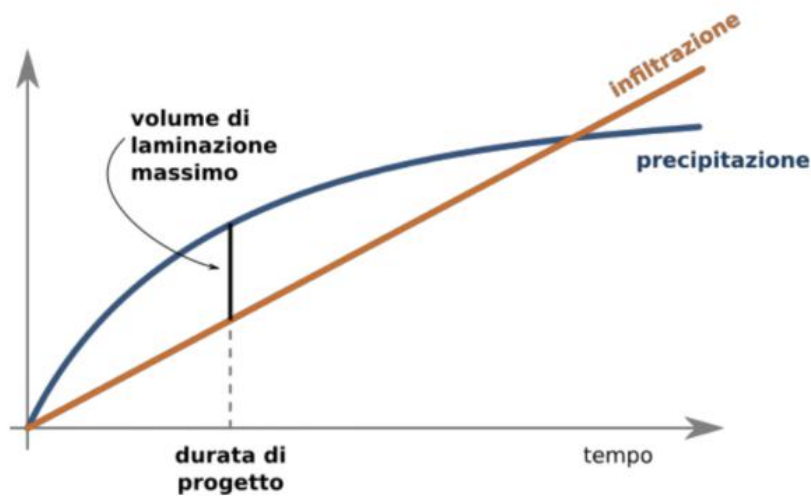
La porosità effettiva del sistema può essere incrementata tramite l'inserimento di una o più condotte forate di raggio R . Per tenere conto dell'incremento dei vuoti aggiunti al sistema, si fa riferimento alla seguente formulazione:

$$p_e = p + n \cdot \frac{\pi R^2}{bh}$$

Note le portate in ingresso e in uscita dal sistema disperdente, è possibile ricavare il volume di laminazione dell'opera a partire dall'equazione di continuità:

$$V = (Q_{IN} - Q_{OUT}) \cdot \vartheta$$

Il volume di progetto viene definito come il volume che massimizza il volume di invaso, ottenuto in corrispondenza della durata critica dell'evento meteorico analizzato, come schematizzato dalla seguente figura.



Per quanto riguarda la capacità di smaltimento del terreno, si è optato per l'utilizzo del valore più basso di permeabilità definito attraverso le indagini geologiche già descritte in precedenza; si è assunto pertanto $k_s = 1.6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Per il dimensionamento è stato considerato un coefficiente di deflusso pari a 0.8 (superfici impermeabili) e una superficie contribuyente pari 1308 mq, come mostrato nella figura seguente.



Figura 34. Bacino afferente alla trincea drenante in progetto

Vengono di seguito mostrati i risultati del dimensionamento.

Tabella 6. Dimensionamento della trincea drenante (T= 10 anni)

TRINCEA DRENANTE		T1
ϑ_w	[h]	0.27
Volume di progetto	[mc]	18.64
L (lunghezza)	[m]	153.56
b (larghezza)	[m]	0.60
h (altezza)	[m]	0.50
A (area di base)	[mq]	92.14
Volume totale	[mc]	46.07
Volume utile	[mc]	18.64
T svuotamento	[h]	0.50
k_s	[m/s]	1.60E-04
$Q_{Drenante}$	[mc/s]	0.0104
Porosità ghiaia	[-]	30%
TUBO DRENANTE		T1
D	[m]	0.2
N	[pz]	1
Pe	[-]	40.5%

Risulta pertanto una trincea drenante con strato drenante di larghezza 0.6m, altezza 0.5 m e lunghezza di poco superiore ai 150 m; è previsto inoltre un tubo forato DN200 all'interno dello strato di ghiaia. L'alimentazione della trincea, disposta al di sotto della pista ciclopedonale, avverrà attraverso caditoie disposte lungo il lato sud della pista stessa.