



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRENTO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E MECCANICA
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

RELAZIONE IDRAULICA

*Rete di drenaggio acque meteoriche
Quartiere “Le Albere” – Ex Parco Michelin (Trento)*

DOCENTI

Alberto Bellin

Maria Grazia Zanoni

STUDENTI

Nicola Meoli 225077

Luca Zorzi 227085

Anno accademico 2020/21

Indice

Elenco delle tabelle	3
Elenco delle figure	4
1 Introduzione	5
1.1 Premessa	5
1.2 Valutazione dell'area di studio in QGIS	5
1.2.1 Inquadramento dell'area di studio	5
1.2.2 Sottobacini	5
2 Caratteristiche pluviometriche dell'area di studio	9
2.1 Curve di possibilità pluviometrica	9
3 Analisi idrologica e idraulica dell'area allo stato di fatto (valutazione del deflusso in SWMM)	12
3.1 Caratteristiche dell'area allo stato di fatto	12
3.2 Ietogramma di progetto	13
3.3 Risultati dell'analisi	17
4 Rete di smaltimento delle acque meteoriche allo stato di progetto (con presenza della rete di drenaggio)	19
4.1 Procedimento per il progetto e verifica	19
4.1.1 Profondità scavo	19
4.1.2 Diametro	20
4.1.3 Verifiche alle condotte	20
4.2 Progetto	21
4.3 Progetto con vasche	27
4.4 Progetto con vasche e lid	30
4.4.1 Procedimento e progetto	30
4.4.2 Considerazioni finali	31
A ROBE DA SWMM	34
B Computo metrico	36

Elenco delle tabelle

2.1	Parametri a ed n per la costruzione della CPP	9
3.1	Dati dei sottobacini ricavati da QGIS da inserire in SWMM.	13
3.2	Intensità di precipitazione in funzione della durata	15
3.3	Dati di afflusso del progetto di base con ietogramma Chicago	18
4.1	Profondità di scavo dei tombini e pendenza progettuale delle condotte – Progetto base con solo condotte	23
4.2	Diametro commerciale e offset per l'allineamento al cielo – Progetto base con solo condotte	24
4.3	Verifiche massima velocità, riempimento e criterio di autopulizia – Progetto base con solo condotte	25
4.4	Parametri per il progetto della vasca di laminazione	27
4.5	Iterazioni dell'Altezza dell'orifizio e dell'Area della vasca per avere il massimo riempimento della vasca e mantenere la portata inferiore a quella massima. In grassetto sono indicate le scelte	30

Elenco delle figure

1.1	Inquadramento dell'area di studio all'interno della città di Trento – Scala 1:10 000	6
1.2	Delimitazioni viarie e fluviali dell'area di studio – Scala 1:2 800	7
1.3	Suddivisione dell'area di studio in diversi sottobacini	8
2.1	Confronto (a durata fissata) tra la frequenza campionaria e la probabilità di non superamento con i tre metodi della distribuzione di Gumbel	10
2.2	Andamento dell'altezza di precipitazione h in funzione dei tempi di ritorno T_r ottenuta dal test di Paerson per una durata t_p fissata	10
2.3	Regressione lineare delle altezze di pioggia con un $T_r = 25$ anni in scala logaritmica	11
2.4	Curve di possibilità pluviometrica con i parametri a ed n ricavati dalla regressione logaritmica e sostituiti nell'equazione 2.1 con T_r di 25 anni	11
3.1	Posizionamento del recapito finale per verificare il deflusso dei sottobacini	14
3.2	Deflusso del bacino con l'utilizzo di ietogrammi costanti a diverse durate di pioggia. Il picco massimo è con durata di 5 min	16
3.3	Ietogramma Chicago con $T_R = 25$ anni	16
3.4	Ideogramma di piena in uscita con indicazione del picco in riferimento allo scarico di figura 3.1	17
3.5	Deflusso dei sottobacini più significativi con lo ietogramma chicago come input	18
4.1	Posizionamento e nomenclatura della rete di drenaggio con indicazione del deflusso dei sottobacini	22
4.2	Andamento del pelo libero dell'acqua all'interno delle condotte nell'istante di massimo picco – Progetto base con solo condotte	26
4.3	Attenuazione del deflusso nelle tre condotte con l'introduzione delle vasche a monte delle condotte	28
4.4	Confronto del deflusso allo sbocco della rete pre e post l'installazione delle vasche e andamento del volume d'acqua all'interno delle stesse	29
4.5	Confronto del deflusso allo sbocco della rete pre e post l'installazione dei LID	33

Introduzione

1.1 Premessa

La seguente relazione idraulica si pone lo scopo di progettare e dimensionare una rete di drenaggio urbano delle acque meteoriche del quartiere "Le Albere" a Sud-Ovest del centro storico di Trento (Figura 1.1), cercando inoltre di attenuare e ritardare il picco di piena.

Come prima cosa si è fatto un inquadramento generale della zona tramite il software GIS Open-Source QGIS, in cui si è svolta una preliminare valutazione idrologica del terreno, come spiegato più approfonditamente nel prossimo paragrafo.

Nel capitolo 2 si otterranno i parametri delle curve di possibilità pluviometriche dalle elaborazioni della stazione meteorologica delle Laste (TN), successivamente nel capitolo 3 si vedrà come saranno utilizzati per analizzare la situazione idrologica e idraulica della zona. A tale scopo si utilizza il software Storm Water Management Model (SWMM) prodotto dall'US-EPA.

A questo punto verrà progettata e verificata, nel capitolo 4, una rete di drenaggio delle acque meteoriche. Si valuterà il riempimento e la portata massima uscente per poi attenuarla attraverso l'aggiunta alla rete di sistemi di laminazione puntuali e diffusi.

Nell'ultimo paragrafo si effettuerà una stima dei costi di costruzione delle opere progettate.

1.2 Valutazione dell'area di studio in QGIS

1.2.1 Inquadramento dell'area di studio

Per ottenere un ottimale inquadramento della zona si fa uso del programma QGIS sul quale dopo aver caricato le opportune mappe e aver impostato il corretto sistema di riferimento delle coordinate che, essendo l'area di studio a Trento, risulta essere WGS 84/UTM zone 32N con ID dell'autorità EPSG:32632. Una volta immessi i dati generali su QGIS si prosegue con l'inquadramento del bacino urbano di studio.

La zona in esame è compresa a nord e sud tra il MUSE e Via Monte Baldo, mentre ad est ed ovest rispettivamente tra i binari del treno, linea Brennero-Verona, e Via Roberto da Sanseverino (Figura 1.2). L'area si espande per un totale di circa 185 000 m² e il piano campagna è compreso tra una quota di 187 e 194,5 m s.l.m.

Come si evince dalla figura 1.2 l'area di studio è posizionata in vicinanza del fiume Adige e del canale Adigetto; fiume in cui si posizioneranno i tre recapiti finali della rete di drenaggio progettata rispettivamente a nord, al centro e a sud di via Roberto da Sanseverino.

1.2.2 Sottobacini

In questa prima fase progettuale per eseguire un'analisi più precisa si è discretizzata l'area di progetto in una ventina di sottobacini. Questa ripartizione si svolge per ottenere un'analisi del deflusso migliore sull'area di studio (Figura 1.3).

In ciascuna suddivisione, con l'aiuto delle curve di livello, che permettono di capire la pendenza del terreno e il lato del sottobacino in cui le acque defluiscono, si realizzano le lunghezze di drenaggio. Queste ultime si cercano di costruirle a una distanza standard e il più perpendicolare possibile alle curve di livello. Si determinano circa quattro lunghezze di drenaggio per sottobacino.

In seguito si ricavano e valutano i principali dati per lo svolgimento dell'analisi tra cui la pendenza media, le aree totali e le superfici impermeabili per ogni sottobacino, utili per l'analisi del drenaggio in SWMM e la successiva progettazione della rete.



Figura 1.1: Inquadramento dell'area di studio all'interno della città di Trento – Scala 1:10 000

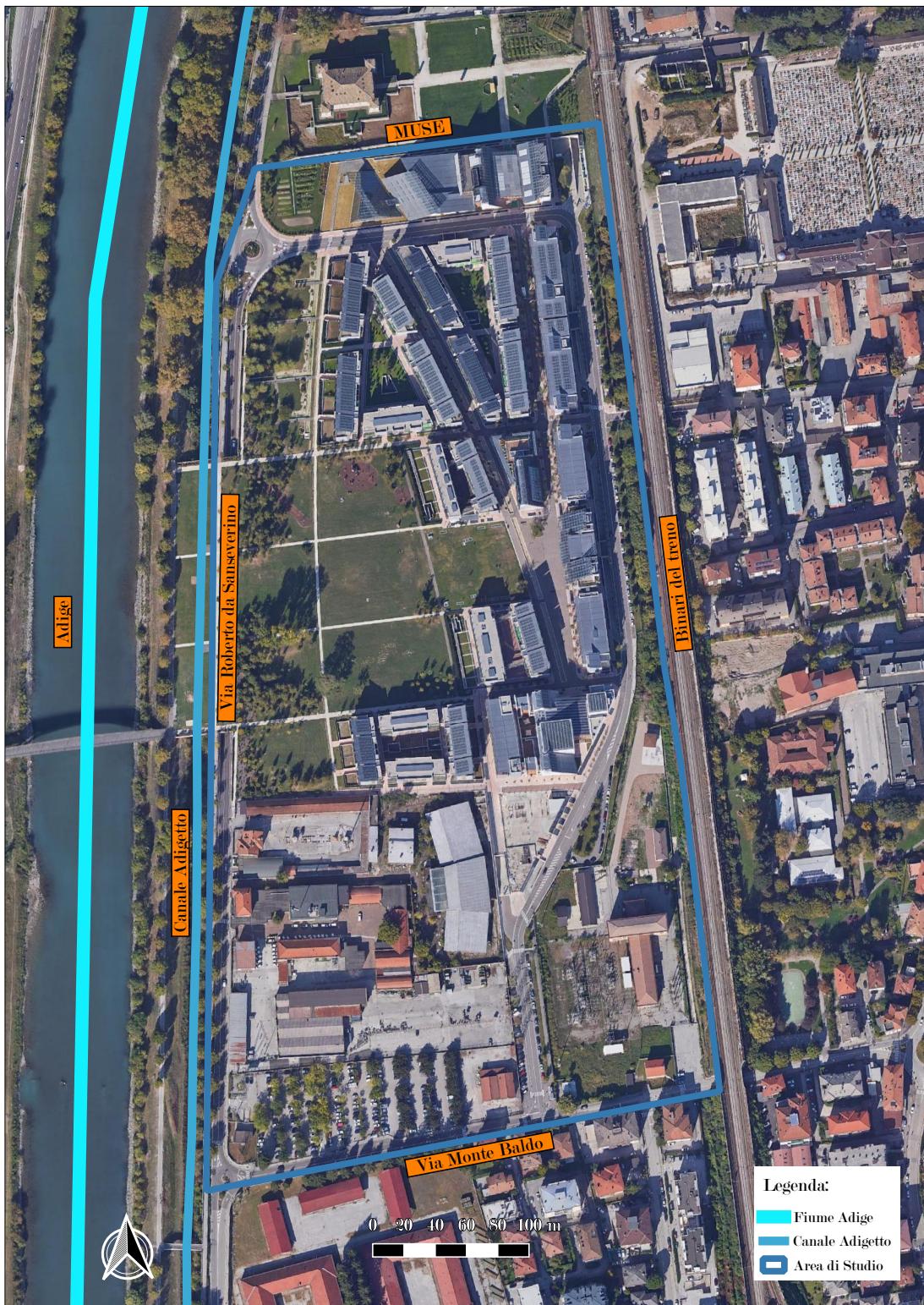


Figura 1.2: Delimitazioni viarie e fluviali dell'area di studio – Scala 1:2 800

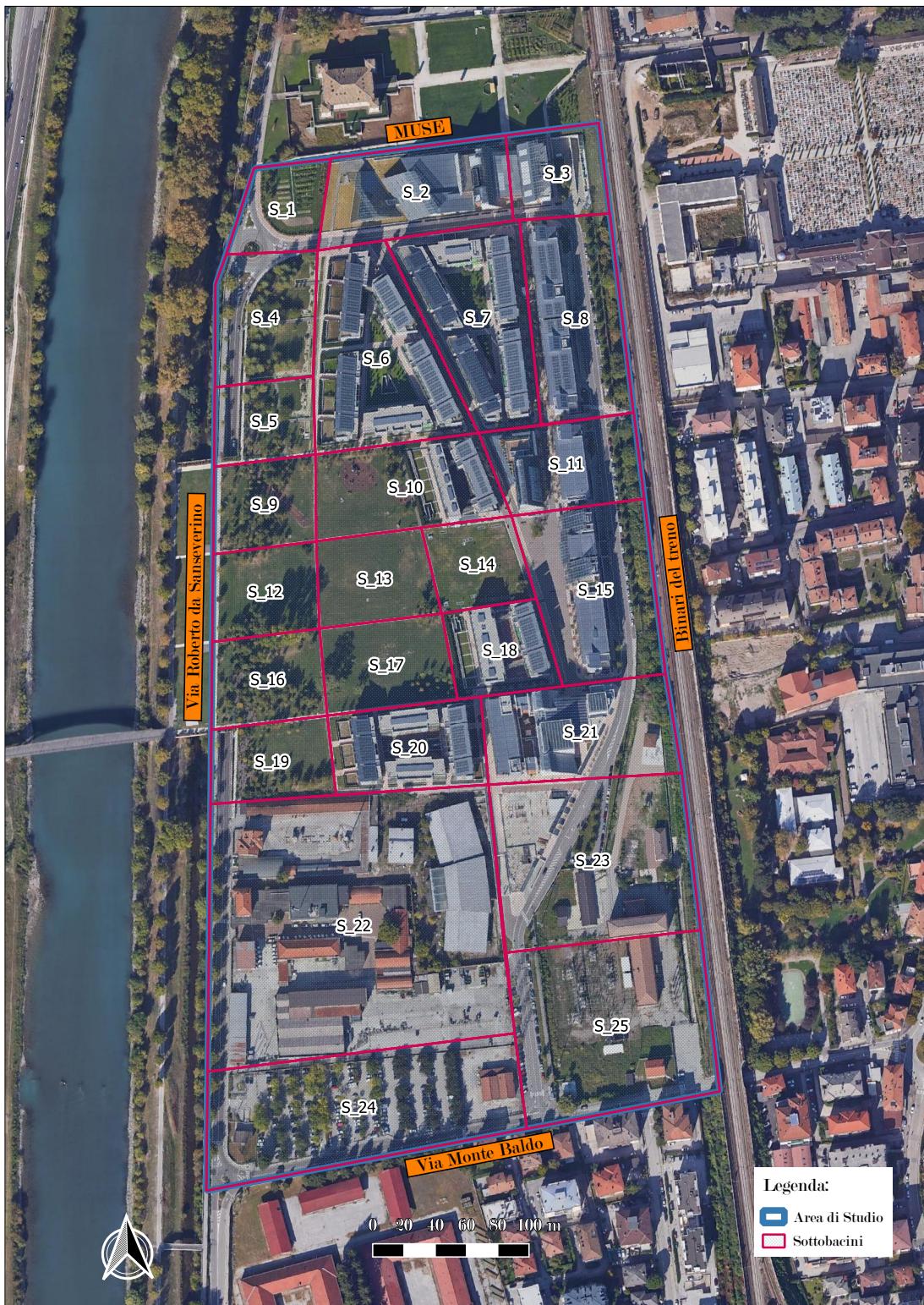


Figura 1.3: Suddivisione dell'area di studio in diversi sottobacini

Caratteristiche pluviometriche dell'area di studio

2.1 Curve di possibilità pluviometrica

Dopo che si è eseguito un primo inquadramento della zona si procede con le elaborazioni dei dati dei massimi annuali degli scrosci e delle precipitazioni orarie ricavate dalla stazione pluviometrica di Laste a Trento. Attraverso queste elaborazioni si pone l'obiettivo di determinare le curve di possibilità pluviometrica (CPP) a diversi tempi di ritorno T_r . Per la progettazione successiva si è scelto un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Per graficare le CPP a tempo di ritorno assegnato occorre conoscere i parametri a ed n della loro equazione

$$h = a(T_r) t_p^n \quad (2.1)$$

Tali parametri sono ottenuti attraverso una regressione lineare tra le altezze di pioggia $h_c(T_r)$ e le durate d'intensità di pioggia t_p . I parametri a ed n sono rispettivamente il coefficiente angolare e l'intercetta di tale regressione, visualizzata in scala logaritmica a base 10.

Per calcolare le altezze di pioggia $h_c(T_r)$ si è fatto uso di tre metodi diversi all'interno della distribuzione di Gumbel, ovvero la probabilità di non superamento

$$P(X \leq x) = \exp[-\exp[-x]] \quad (2.2)$$

dove $x = \alpha(y - u)$ mentre y è il vettore con i massimi annuali relativi ad una specifica durata di precipitazione, ottenuti dalla stazione pluviometrica.

I tre diversi metodi sono:

- dei momenti;
- dei minimi quadrati;
- della massima verosimiglianza.

Avendo quindi tre diversi parametri α ed u (avendo usato tutti e tre i metodi), per scegliere la coppia di parametri migliore si è usato il test di Pearson o del χ^2 .

Fatto ciò si hanno i valori dell'altezza di precipitazione per ogni tempo di ritorno per una durata fissata. Eseguendo il calcolo per ogni durata ed elaborando la regressione lineare, si ottiene infine a ed n per poter graficare la CPP.

Nelle figure 2.1 e 2.2 viene mostrato la distribuzione di Gumbel e il relativo test di Pearson per una durata t_p fissata di un'ora. In figura 2.3 è rappresentata la regressione lineare relativa ai due macro insiemi di durata (scrosci e orarie), ottenuta avendo fissato un tempo di ritorno di 25 anni. Da questo sono ottenuti i parametri a ed n riportati in tabella 2.1 e da cui è stato rappresentato l'andamento delle due curve in figura 2.4.

Tabella 2.1: Parametri a ed n per la costruzione della CPP

	a	n
Scrosci	34,890 380 507 987	0,380 264 379 496
Orarie	32,123 336 325 361	0,447 173 501 027

Da tale grafico si evince come si ottenga una maggiore altezza di precipitazione, dovuta agli scrosci, per le prime tre ore e mezza (\hat{t}_p) e poi le precipitazioni orarie superano gli scrosci. Per il seguente progetto, che riguarda un breve lasso di tempo, si prenderanno in considerazione soltanto gli scrosci.

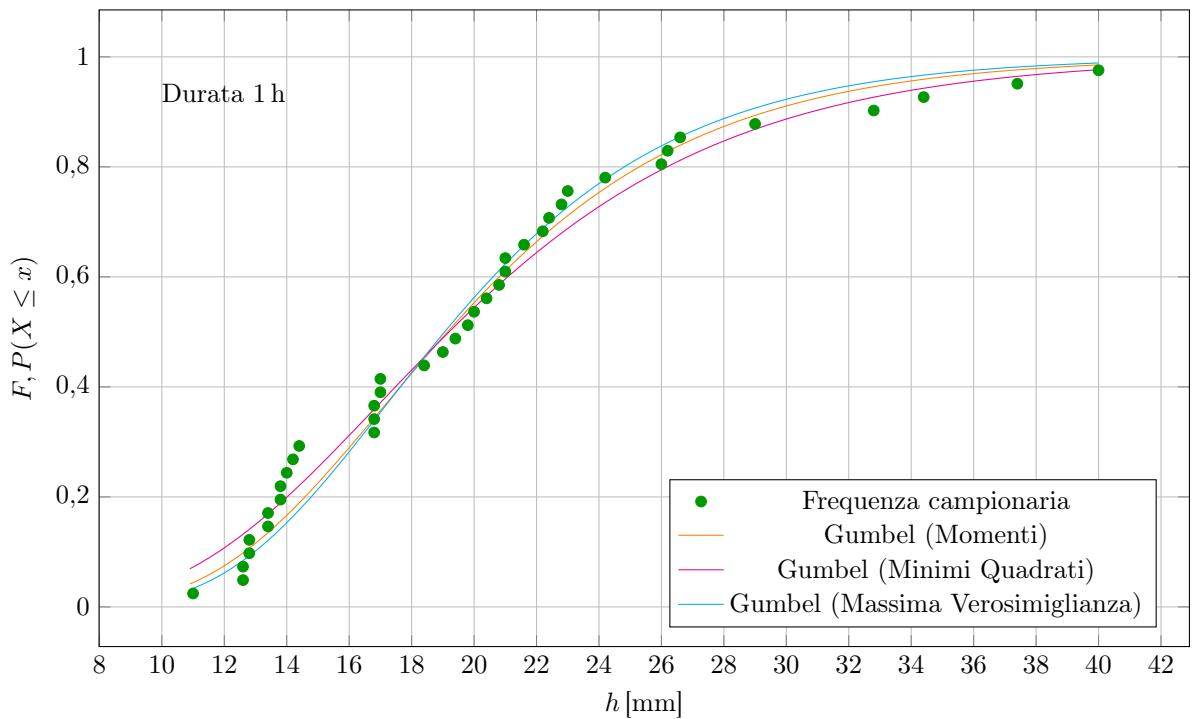


Figura 2.1: Confronto (a durata fissata) tra la frequenza campionaria e la probabilità di non superamento con i tre metodi della distribuzione di Gumbel

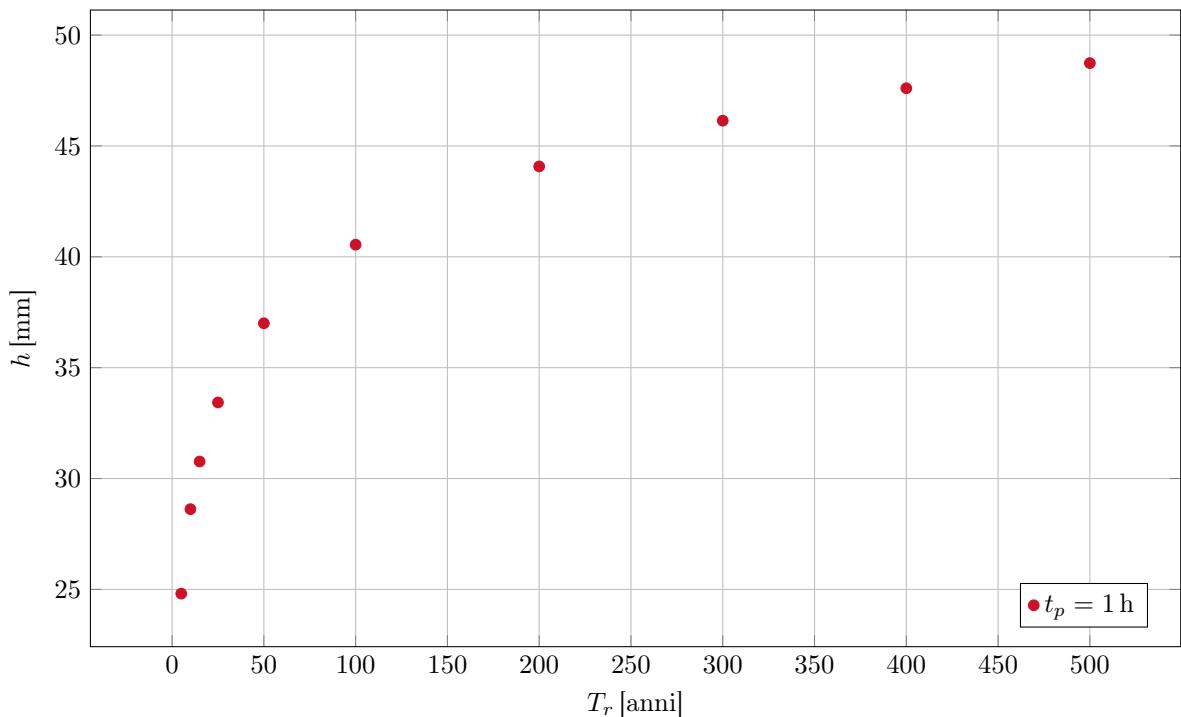


Figura 2.2: Andamento dell'altezza di precipitazione h in funzione dei tempi di ritorno T_r ottenuta dal test di Pearson per una durata t_p fissata

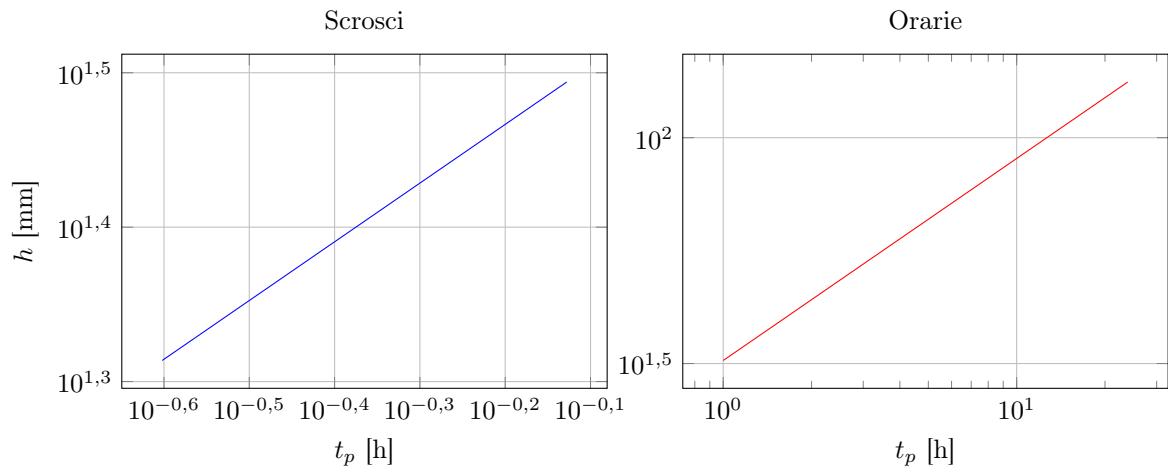


Figura 2.3: Regressione lineare delle altezze di pioggia con un $T_r = 25$ anni in scala logaritmica

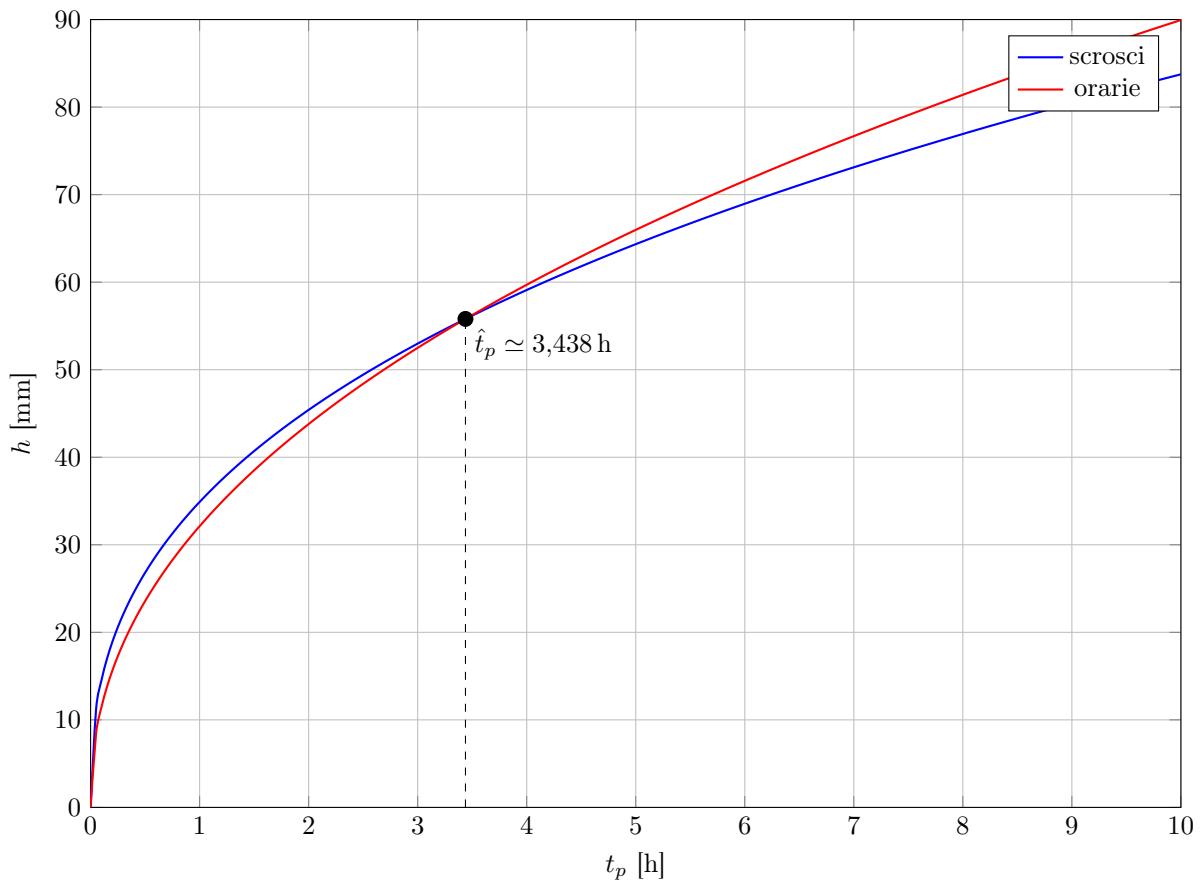


Figura 2.4: Curve di possibilità pluviometrica con i parametri a ed n ricavati dalla regressione logaritmica e sostituiti nell'equazione 2.1 con T_r di 25 anni

Analisi idrologica e idraulica dell'area allo stato di fatto (valutazione del deflusso in SWMM)

Prima di passare all'utilizzo di SWMM si è deciso quali metodologie usare all'interno dello studio. Per la depurazione delle piogge si applica il metodo del Curve Number (*CN*) basato su Green-Ampt. Questo metodo utilizza le informazioni fornite dal Soil Conservation Service (*SCS – CN*), cioè il volume netto totale di un evento di pioggia e le perdite iniziali, per calibrare due parametri del modello di Green-Ampt, ossia il tempo di "stagno (ponding)" e la conducibilità idraulica satura del suolo. Questo metodo è vantaggioso in quanto per essere applicato richiede solamente la stima del Curve Number (*CN*) e della conducibilità idraulica K_s . Il *CN* si classifica in funzione del tipo e uso del suolo.

Inoltre si valutano le portate delle condotte attraverso il modello di simulazione afflussi-deflussi e il modello di propagazione idraulica all'interno della rete nel software SWMM.

I due modelli sopra citati, per valutare i processi naturali, suddividono la zona in tre comparti:

- *atmosferico*, che rappresenta la precipitazione sul bacino urbano;
- *sottobacini*, creati da noi per suddividere l'area in partizioni che ricevono le acque dal comparto precedente e le indirizzano nel comparto *rete di trasporto* come ruscellamento superficiale;
- *rete di trasporto*, che rappresenta l'insieme della rete: canali, tubi, vasche e LID.

A questo punto, dopo aver individualizzato le metodologie da utilizzare, si passa allo svolgimento dell'analisi idrologica e idraulica dell'area allo stato di fatto con il fine di valutare il deflusso della zona di studio. Per elaborare queste analisi si impiega il software SWMM impostando un primo "progetto di base" per valutare i dati preliminari attraverso un modello cinematico.

Inizialmente si utilizza la figura 1.3 come sfondo su SWMM per il progetto di base andando ad inserire le coordinate che si sono ricavate precedentemente da QGIS. Con l'aiuto dello sfondo si riportano i sottobacini inserendo in ognuno i dati in precedenza dedotti, come l'area totale, la percentuale di area impermeabile, la pendenza media e la larghezza di drenaggio calcolata come rapporto tra area [m^2] e lunghezza di drenaggio media [m] (Vedi Tabella 3.1).

Successivamente si costruiscono degli ietogrammi che rappresentano l'andamento dell'intensità di pioggia per una determinata durata. Prima si valuteranno degli ietogrammi costanti per un'analisi grossolana e ricavarne il tempo critico. Infine, con l'analisi dei precedenti ietogrammi, si passerà alla realizzazione del ietogramma Chicago per una rappresentazione più dettagliata e precisa dell'andamento dell'intensità di precipitazione.

3.1 Caratteristiche dell'area allo stato di fatto

Tenendo in considerazione la metodologia di depurazione delle acque si procede al calcolo del *CN*. Per fare ciò si considera una massima capacità di ritenzione idrica del suolo S compresa tra 85 e 162 mm e dalla formula 3.1 si ottiene un *CN* tra 74,92 e 61,06

$$CN = \frac{25\,400}{254 + S} \quad (3.1)$$

Si è deciso di applicare il valore massimo di *CN* pari a 74,92

Considerando che il terreno dell'area di studio sia principalmente sabbioso e con tratti ghiaiosi e limosi, attraverso la tabella 4-7 di SWMM riportata nell'appendice A a pagina 35 si sono scelti due parametri di conduttività idraulica K_s : 0,43 per una classe di terreno *terriccio sabbioso* e 1,18 per una classe *sabbia limosa*. Per la seguente relazione si è deciso di tener conto di un terreno con classe *terriccio sabbioso*.

Tabella 3.1: Dati dei sottobacini ricavati da QGIS da inserire in SWMM.

Sottobacino	Area Totale [ha]	Area Impermeabile [%]	Larghezza Drenaggio [m]	Pendenza Media [%]
01	0,3016	37	54,18	2,96
02	0,6697	96	150,49	1,25
03	0,3430	64	86,47	0,70
04	0,5204	32	81,74	2,57
05	0,3233	41	50,25	2,88
06	0,9783	76	138,44	1,87
07	0,8352	90	129,49	1,08
08	0,7659	73	153,18	1,18
09	0,3640	10	65,00	3,77
10	0,6387	43	109,31	2,28
11	0,5152	82	78,86	1,62
12	0,3768	9	63,86	3,99
13	0,4092	6	77,21	2,75
14	0,3311	14	57,83	1,40
15	0,8532	76	109,85	1,70
16	0,4011	10	55,71	3,25
17	0,4547	7	60,43	1,29
18	0,3676	83	59,77	2,18
19	0,3808	27	61,82	2,84
20	0,5283	77	93,09	2,03
21	0,7326	82	93,03	1,89
22	3,1032	100	197,66	1,59
23	1,3079	70	108,09	1,21
24	1,6037	85	187,93	1,16
25	1,3684	79	139,07	0,93

Infine si è proceduto al calcolo del tempo di secca T_{secco} , cioè il periodo di tempo che impiega il suolo completamente saturo a tornare allo stato secco. Questo perché per la simulazione di SWMM richiede di specificare una stima del tempo di secca in giorni. Utilizzando il metodo di Green-Ampt questo tempo si basa esclusivamente sulla conducibilità idraulica K_s e la sua stima si calcola con la formula:

$$T_{\text{secco}} = \frac{3,125}{\sqrt{K_s}} \quad (3.2)$$

dove K_s è espresso in in/h. Nel nostro caso si ha che risulta pari a 4,76 gg per *terriccio sabbioso* e 2,88 gg per *sabbia limosa*. Quindi in base alla classe di terreno scelta precedentemente, si è preso in considerazione il valore di 4,76 gg.

Dopodiché per ciascuno di questi si è valutato solamente un recapito finale posto nel rivo Adigetto nella parte sud di Via Roberto da Sanseverino. Facendo così tutti i sottobacini creati avranno lo stesso scarico di deflusso (Figura 3.1).

Questo, come vedremo nel paragrafo successivo, ci sarà utile per la valutazione del tempo critico del bacino.

3.2 Ietogramma di progetto

Gli ietogrammi di progetto rappresentano l'andamento dell'intensità di pioggia per tutta la sua durata. Per una prima analisi grossolana si sono utilizzati ietogrammi costanti. Per elaborare i seguenti grafici si assegna un determinato tempo di ritorno, nel caso in esame pari a 25 anni, e una durata della pioggia t_p .

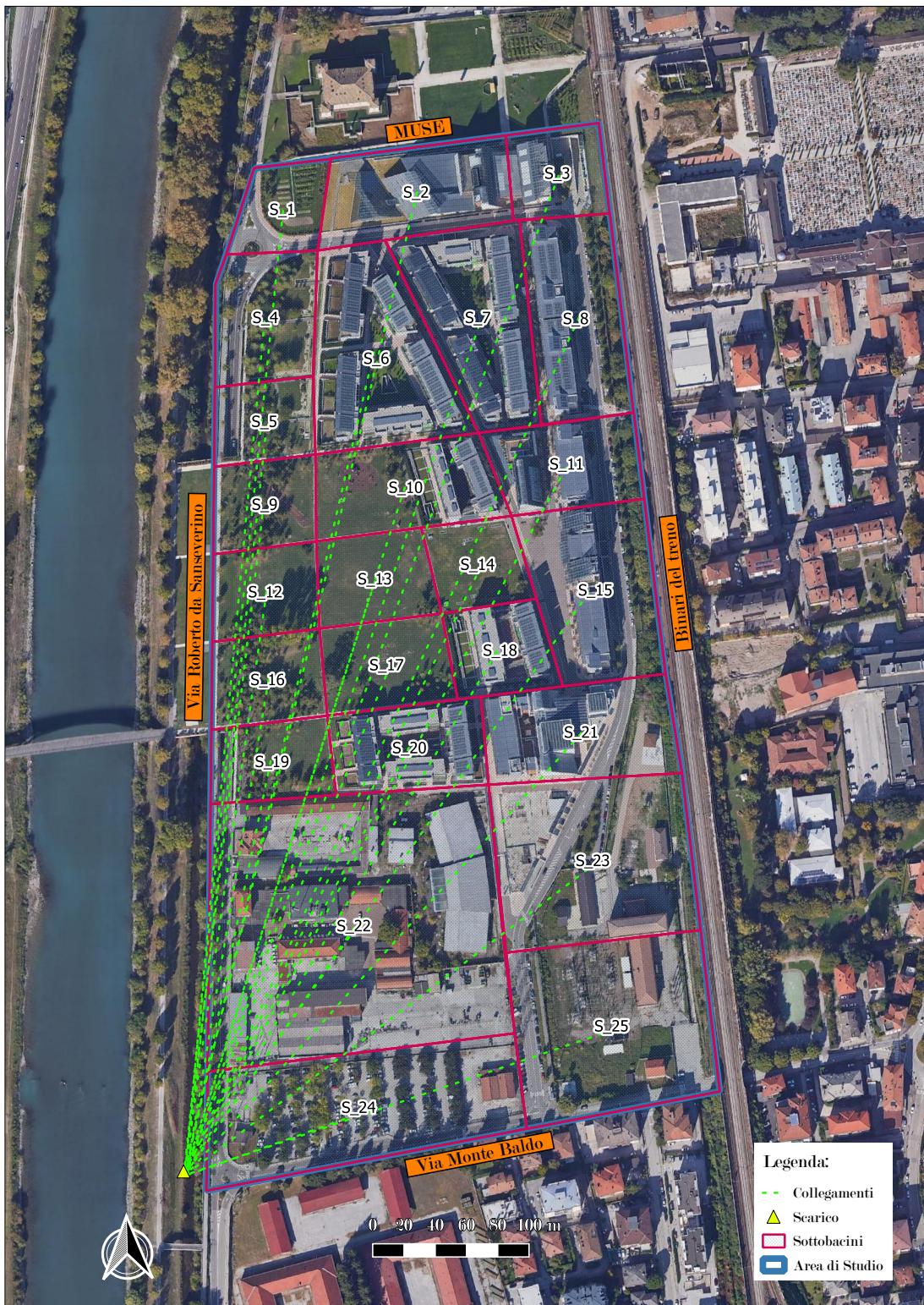


Figura 3.1: Posizionamento del recapito finale per verificare il deflusso dei sottobacini

Questi ietogrammi si eseguono per la valutazione del tempo critico del bacino urbano. Dai parametri a e n delle curve di possibilità pluviometriche, ricavati nel capitolo 2, si deduce l'intensità di precipitazione i che viene tenuta costante per tutta la durata di pioggia dell'evento. L'intensità si ricava dalla seguente espressione:

$$i = a t_p^{n-1} \quad (3.3)$$

dove per t_p si intende la durata espressa in ore. Si riportano in tabella 3.2 i valori delle intensità di pioggia per ogni durata presa in considerazione.

Tabella 3.2: Intensità di precipitazione in funzione della durata

Durata t_p [min]	Durata t_p [h]	Intensità i [mm h ⁻¹]
1	0,02	441,2547
2	0,03	287,1642
5	0,08	162,7469
7	0,12	132,1150
10	0,17	105,9141
15	0,25	82,3804
30	0,50	53,6123
45	0,75	41,6999
60	1,00	34,8904
120	2,00	22,7063
180	3,00	17,6611
240	4,00	14,9275
300	5,00	13,1951

Ci si è fermati ad un tempo di quattro ore perché prima delle tre ore e mezza, come visto nel capitolo 2, gli scrosci hanno più importanza delle precipitazioni orarie. Dopo aver calcolato i valori delle intensità si prosegue sul programma SWMM.

Per iniziare sul progetto di base, con lo scarico comune per ogni sottobacino, si inseriscono i valori d'intensità di precipitazione per ciascun ietogramma costante che si vuole realizzare e analizzare per valutare quale sia l'evento più gravoso e quindi il tempo critico del bacino. Dopodiché impostando nel pluviometro lo ietogramma costante e la rispettiva durata eseguendo il programma si ricevono i dati di picco di deflusso, d'infiltrazione, di deflusso totale e di quantità di precipitazione. Quest'ultima si può verificare facilmente dato che corrisponde all'intensità di pioggia moltiplicata per il rispettivo tempo di durata.

Ottenuti tutti i dati degli ietogrammi costanti si analizza il deflusso di ciascuno andando a constatare quale curva dia il picco maggiore e di conseguenza sapere quale sia il tempo critico del bacino (Figura 3.2). Come si nota da questa figura il picco più gravoso e quindi l'evento meteorologico che influenza maggiormente l'area di studio si ha con una durata di pioggia di 5 min. Questo evento anche se molto breve per la nostra zona si può considerare come evento critico data la presenza di molte aree impermeabili e quindi l'area si trasforma subito in deflusso.

Ora per migliorare la nostra analisi dell'evento meteorologico si valuta uno ietogramma Chicago che presenta andamenti temporali non costanti e che sia di durata paragonabile o comunque maggiore all'evento critico. Non avendo molto senso uno ietogramma Chicago pari al tempo critico di 5 min dato che con un tempo così ridotto non si otterrebbero dati molto significativi si impone una durata $t_{tot} = 2$ h, per sollecitare l'area gradualmente, e una posizione di picco r , che generalmente nei bacini urbani è compresa tra 0,3 e 0,5, a 0,5 per essere più cautelativi.

$$t_{picco} = r t_{tot} \quad (3.4)$$

Facendo così la posizione del picco del deflusso risulterà a 1 h come visibile nello ietogramma Chicago riportato in figura 3.3.

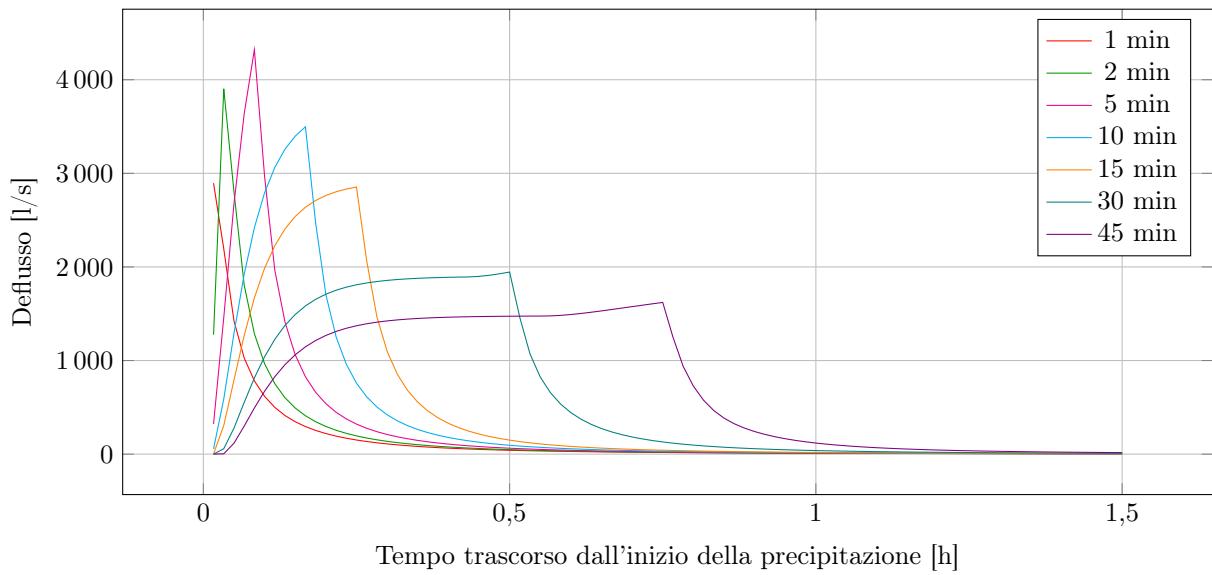


Figura 3.2: Deflusso del bacino con l'utilizzo di ietogrammi costanti a diverse durate di pioggia. Il picco massimo è con durata di 5 min

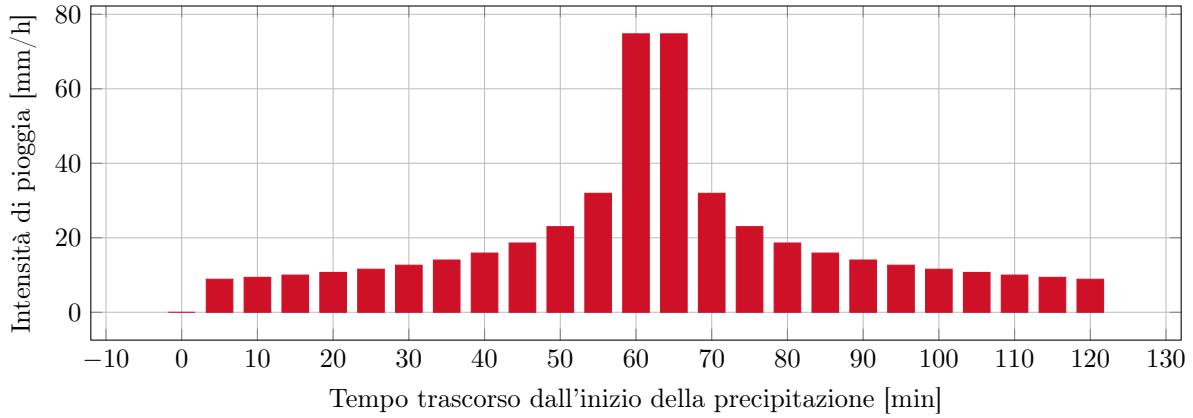


Figura 3.3: Ietogramma Chicago con $T_R = 25$ anni

Discretizzando lo ietogramma Chicago a intervalli di 5 min, in riferimento alla figura 3.3, si osserva una prima fase di accumulo d'acqua, dove le depressioni superficiali iniziano a colmarsi, quindi prima del picco si ha che la zona è già stata in parte sollecitata. La costruzione del ietogramma Chicago avviene attraverso le formule dell'altezza di pioggia $h(t_p)$ pre e post picco e l'intensità di pioggia media i_m , che risulterà costante a tratti di 5 min.

$$h(t_p) = \begin{cases} r a \left[\left(\frac{\hat{t}_p}{r} \right)^n - \left(\frac{\hat{t}_p - t_p}{r} \right)^n \right] & \text{se } t_p < \hat{t}_p \\ a \left[r \left(\frac{\hat{t}_p}{r} \right)^n + (1-r) \left(\frac{\hat{t}_p - t_p}{1-r} \right)^n \right] & \text{se } t_p > \hat{t}_p \end{cases} \quad (3.5)$$

$$i_m = \frac{h(t_{p,\text{fin}}) - h(t_{p,\text{in}})}{\Delta t} \quad (3.6)$$

Ricavati tutti i dati necessari dello ietogramma Chicago li si riportano nel programma SWMM per ottenere i risultati dell'area di studio.

3.3 Risultati dell'analisi

Per la determinazione dell'ideogramma di piena in uscita dell'area di studio, riportando anche il valore di colmo dell'onda di piena, si è applicato il metodo dell'invaso lineare. Questo modello analizza il comportamento del bacino soggetto ad afflussi e deflussi dipendenti dal tempo e dalle caratteristiche idrauliche dello sbocco. Lo scopo del metodo è ricavare la legge dell'andamento delle portate uscenti nel corso del tempo. Per fare questo si prende in considerazione l'equazione di conservazione della massa:

$$Q_{\text{in}} - Q_{\text{out}} = \frac{dV}{dt} \quad (3.7)$$

dove V è il volume invasato, Q_{in} e Q_{out} sono le portate in ingresso e in uscita e la prima di queste due si calcola come prodotto tra il coefficiente d'afflusso, l'intensità di pioggia e la superficie del bacino. Normalizzando l'equazione precedente si ottiene:

$$\delta(t) - u(t) = \frac{d\nu}{dt} \quad (3.8)$$

dove $\delta(t)$ è il delta di Dirac, cioè la risposta del sistema all'impulso unitario, ν è il volume normalizzato, che equivale al prodotto tra la portata uscente $u(t)$ e il tempo medio di resistenza k dell'acqua all'interno del sistema. Per un tempo maggiore di zero come soluzione si ha che la funzione di trasferimento è:

$$u(t) = \frac{1}{k} \exp\left(-\frac{t}{k}\right) \quad (3.9)$$

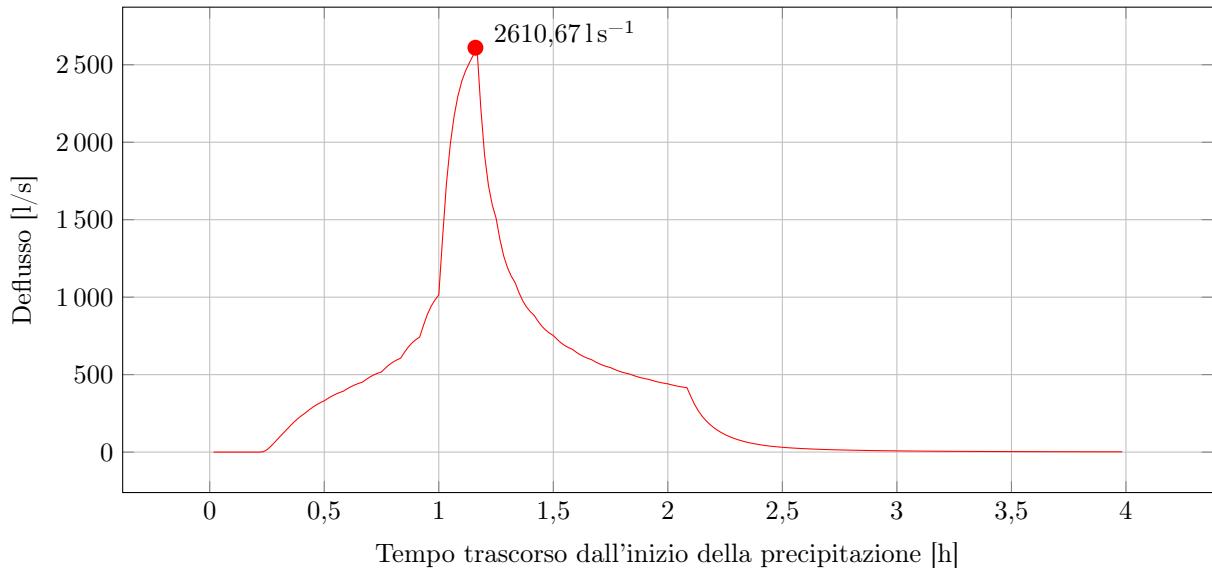


Figura 3.4: Ideogramma di piena in uscita con indicazione del picco in riferimento allo scarico di figura 3.1

Impostato tale modello in SWMM con tempo di ritorno pari a 25 anni si ottengono i risultati significativi dell'analisi del progetto fino ad ora. Il primo si ha nell'ideogramma di piena in uscita con indicazione del picco di deflusso di figura 3.4. Dopodiché in tabella 3.3 si hanno per ogni sottobacino il coefficiente di deflusso e il coefficiente udometrico. Infine è riportato graficamente in figura 3.5 l'andamento del deflusso per i sottobacini più significativi dalla quale si evince come vari il deflusso in base alla loro grandezza, alle aree verdi ed alle aree impermeabili presenti all'interno di ciascuno di essi. Quest'ultima se in grandi quantità genera un picco maggiore del deflusso, mentre le aree verdi e una grandezza ridotta del sottobacino danno vita a un picco di deflusso minore.

Tabella 3.3: Dati di afflusso del progetto di base con ietogramma Chicago

Sottobacino	Quantità [mm]	Picco Deflusso [l s ⁻¹]	Area Totale [ha]	Coefficiente Deflusso [-]	Coefficiente Udometrico [l s ⁻¹ ha ⁻¹]
01	45,41	24,43	0,3016	0,46	81,00
02	45,41	134,42	0,6697	0,94	200,72
03	45,41	46,50	0,3430	0,68	135,57
04	45,41	36,59	0,5204	0,42	70,31
05	45,41	28,97	0,3233	0,50	89,61
06	45,41	156,16	0,9783	0,78	159,62
07	45,41	155,90	0,8352	0,89	186,66
08	45,41	117,87	0,7659	0,75	153,90
09	45,41	9,13	0,3640	0,24	25,08
10	45,41	59,42	0,6387	0,51	93,03
11	45,41	88,38	0,5152	0,82	171,55
12	45,41	8,86	0,3768	0,23	23,51
13	45,41	8,74	0,4092	0,21	21,36
14	45,41	10,94	0,3311	0,27	33,04
15	45,41	135,41	0,8532	0,78	158,71
16	45,41	9,78	0,4011	0,23	24,38
17	45,41	8,12	0,4547	0,20	17,86
18	45,41	64,46	0,3676	0,84	175,35
19	45,41	23,14	0,3808	0,38	60,77
20	45,41	85,69	0,5283	0,78	162,20
21	45,41	124,96	0,7326	0,82	170,57
22	45,41	597,69	3,1032	0,96	192,60
23	45,41	186,08	1,3079	0,72	142,27
24	45,41	279,28	1,6037	0,85	174,15
25	45,41	219,56	1,3684	0,80	160,45

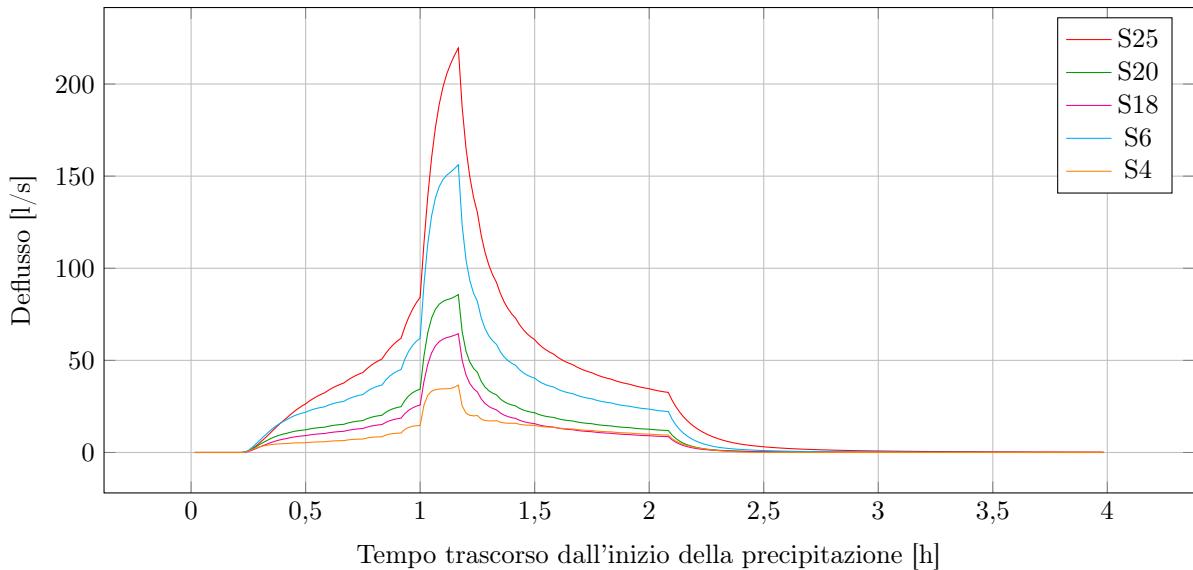


Figura 3.5: Deflusso dei sottobacini più significativi con lo ietogramma chicago come input

Rete di smaltimento delle acque meteo-riche allo stato di progetto (con presenza della rete di drenaggio)

Analizzato quindi il deflusso dei sottobacini presenti nell'area di lavoro, si passa ora alla fase progettuale della rete di drenaggio. Tale progettazione sarà suddivisa in tre fasi principali in quanto si è voluto studiare tre casistiche di intervento: una rete di drenaggio composta da sole condotte e tombini, la precedente rete con l'aggiunta di sistemi di laminazione puntuale ed infine l'ulteriore aggiunta di sistemi di laminazione diffusi.

Dato il procedimento iterativo che compone ciascuna fase e il relativo aggiustamento dimensionale delle condotte (dovuto ad esempio a sottobacini troppo piccoli e verifiche non soddisfatte, ecc) oppure della ri-progettazione della rete con solo i sistemi diffusi (per ottimizzare la dimensione delle condotte) e successiva aggiunta dei sistemi puntuali, si è voluto riportare in questo capitolo solo i risultati delle tre fasi principali sopra descritte e di non riportare invece le fasi intermedie.

Di seguito verranno dapprima riportati i passaggi che contraddistinguono il dimensionamento e la verifica delle condotte in comune di ciascuna fase, per poi concentrarsi su ciascuna casistica riportando i risultati in forma per lo più tabellare o grafica.

4.1 Procedimento per il progetto e verifica

Data la necessità di conoscere il volume di riempimento delle condotte, la presenza di rigurgito o di moto in pressione è necessario cambiare le modalità di calcolo per la risoluzione della rete. Nelle ipotesi di moto vario a superficie libera monodimensionale e con condotte di piccola pendenza, gradualmente variato e con fluido incomprimibile si utilizza ora il metodo dell'*Onda Dinamica* che consiste nel considerare tutti i termini dell'equazione di De Saint Venant 4.1 relativa alla conservazione della quantità di moto, senza perciò trascurare quelli relativi al gradiente di pressione (come nel metodo dell'*Onda Cinematica* visto prima in cui si era posto $S_0 = S_f$) e i termini inerziali.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} - gA(S_0 - S_f) = 0 \quad (4.1)$$

4.1.1 Profondità scavo

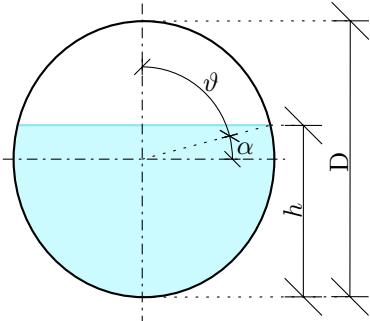
Una volta scelto il percorso delle condotte e dei relativi tombini di collegamento, si deve fare in modo di allineare ciascuna di esse al cielo: questo per consuetudine italiana in cui si vuole avere più facilità di manutenzione e di posa degli strati in sommità delle condotte. Occorre quindi ipotizzare una pendenza delle condotte i_g^{prog} di primo tentativo e successivamente calcolare la profondità di scavo (*Max Depth*) data dalla differenza tra la quota del terreno e la quota di fondo. La quota del terreno la si ottiene dai dati altimetrici dell'area (estratti usando QGIS), mentre la quota di fondo è data dalla somma, da valle a monte, dei dislivelli $\Delta h = i_g^{prog} \cdot L_{condotta}$ di ciascun tratto, partendo dalla quota nota dei recapiti finali (chiamati R1, R2, R3 nelle tabelle e nelle figure che seguiranno d'ora in poi).

Si ottiene così per ogni tratto una *Max Depth* che deve essere

$$1,5 \text{ m} \lesssim \text{MaxDepth} \lesssim 6,5 \text{ m} , \quad (4.2)$$

in modo di avere da un lato un ricoprimento minimo delle condotte tale che non si danneggino con il carico di veicoli, persone o intemperie; dall'altro un ricoprimento contenuto da non avere costi di scavo troppo elevati. Per stare all'interno di tale intervallo si va ad agire sulla pendenza di progetto delle condotte o, eventualmente, su sistemi di rinforzo delle stesse.

4.1.2 Diametro



Con le ipotesi di moto sopra dette, si deve progettare la dimensione delle condotte facendo in modo di rispettare il loro riempimento così da rimanere all'interno delle ipotesi. Per questo si è imposto un riempimento ideale $\hat{\beta}$ del 75 %

$$\hat{\beta} = \frac{h}{D} = 0,75 \quad (4.3)$$

Dalla formula di TIZIO applicata al caso di condotte a sezione circolare e in riferimento alla nomenclatura di figura CAIA si ha tale legge che esprime la portata in funzione del riempimento:

$$Q(\beta) = A(\beta) k_s R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \frac{D k_s f(\beta)^{\frac{5}{3}} i^{\frac{1}{2}}}{2^{\frac{13}{3}} g(\beta)^{\frac{2}{3}}} \quad (4.4)$$

dove

$$f(\beta) = \pi - 2\alpha - 2(1 - 2\beta) \cos(\alpha) \quad (4.5)$$

$$g(\beta) = \pi - 2\alpha \quad (4.6)$$

$$\alpha = \arcsin(1 - 2\beta) \quad (4.7)$$

e dalla quale si può ricavare il diametro minimo per il riempimento $\beta = \hat{\beta}$ fissato, avendo nota la portata Q pari al deflusso a monte di tale condotta:

$$D_{prog}(\hat{\beta}) = \frac{2^{\frac{13}{8}} g(\hat{\beta})^{\frac{1}{4}} Q^{\frac{3}{8}}}{K_S^{\frac{3}{8}} f(\hat{\beta})^{\frac{5}{8}} i^{\frac{3}{16}}} \quad (4.8)$$

Da tale diametro minimo se ne va a scegliere uno di sezione immediatamente superiore – o al più di poco inferiore, a causa delle verifiche di riempimento nel capitolo successivo – disponibile commercialmente.

Infine si calcola per ogni tratto la differenza di dimensione tra la condotta con diametro maggiore e tutte le altre, in modo da inserirle in SWMM e ottenere l'allineamento al cielo.

4.1.3 Verifiche alle condotte

Si deve ora verificare che le ipotesi fatte in fase progettuale siano state rispettate. Riguardo al riempimento ideale $\hat{\beta}$ imposto si deve controllare che il riempimento della condotta β_{cond} risulti

$$50 \% \lesssim \beta_{cond} \lesssim 75 \% \quad (4.9)$$

Seguendo le indicazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici la velocità dell'acqua all'interno delle condotte deve essere:

$$0,5 \text{ m s}^{-1} < V < 5 \text{ m s}^{-1} \quad (4.10)$$

Questo per non avere velocità troppo basse tali da formare dei sedimenti né velocità troppo elevate tali da danneggiare il materiale stesso delle condotte. In realtà, per verificare che non si creino sedimenti

nei periodi di non-precipitazione e rispettare il cosiddetto criterio di autopulizia, si è utilizzato anche un altro metodo che fa riferimento ad una tensione tangenziale al fondo τ minima oppure ad una pendenza del fondo (o idraulica) i_f massima. Ovvero si deve avere:

$$\tau = \gamma R_H i_g > 2 \text{ Pa} \quad (4.11)$$

dove γ è il peso specifico dell'acqua pari a 1000 N m^{-3} , R_H è il raggio idraulico calcolato con la formula di BOH NUM e i_g è la pendenza geometrica delle condotte.

$$R_H = \frac{D}{4} \frac{1 - \sin(\vartheta)}{\vartheta} \quad (4.12)$$

$$\vartheta = 2 \arccos(1 - \beta_{\text{cond.}}) \quad (4.13)$$

O analogamente

$$i_g > i_f \quad (4.14)$$

in cui dalla 4.11 si ha

$$i_f = \left. \frac{\tau}{R_H \gamma} \right|_{\tau=2 \text{ Pa}} \quad (4.15)$$

mentre i_g rimane la pendenza geometrica delle condotte, la quale deve essere comunque almeno del 0,5 %.

4.2 Progetto

Il progetto della rete di drenaggio prevede tre rami principali ciascuno composto da altrettanti recapiti finali affluenti al canale Adigetto. I rami principali delle condotte, visibili nel dettaglio in figura 4.1 nella fase progettuale finale, sono posti a nord, centro e sud dell'area di studio in concomitanza dei tre recapiti $R1$, $R2$, $R3$ posti a quota prefissata di 184,00, 183,70, 183,50 m.

Il percorso delle reti cerca di sovrapporsi a strade o vicoli pre-esistenti in modo da non aumentare l'impatto ambientale e visivo. Cerca inoltre di attraversare ogni sottobacino per confluire ad ognuno il deflusso in un rispettivo tombino, idealmente a monte della condotta. In questo modo si riesce a dimensionare con maggiore efficacia le tubazioni. In aggiunta le condotte devono essere interrotte da un tombino d'ispezione e non divenire più lunghe di 100 m.

Per tutte le componenti della rete è stato usato calcestruzzo armato senza nessun particolare rivestimento per cui avendo condotte circolari con pareti non perfettamente lisce si è scelto un coefficiente di Gauckler-Strickler k_s pari a $80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ – equivalente ad un numero di Manning n di $0,0125 \text{ m}^{1/3} \text{ s}$, avendo usato il software SWMM di concezione anglosassone.

Il procedimento descritto nel paragrafo precedente è alla base dei dati tabulari di seguito esposti. Nella tabella 4.1 è riportata la profondità di scavo in base alla pendenza scelta delle condotte. Nella tabella successiva si ha il calcolo del diametro di progetto e la relativa scelta del diametro commerciale, facendo attenzione alle verifiche di riempimento e di velocità visibili invece nell'ultima tabella a seguire.

Nel tombino $J13$ non riuscendo a rispettare la profondità di scavo minima di 1,5 m ma essendo invece di 0,85 m si prevede una soletta armata sopra il tombino e lungo parte delle due condotte ad esso collegate per evitare la rottura del calcestruzzo a taglio dovuto a carichi sovrastanti.

Nel caso delle condotte 18 e 21 si è scelto un diametro commerciale maggiore del dovuto per non avere scalini con le condotte a monte nei quali si accumulerebbero detriti.

In figura 4.2 a pagina 26 è mostrato l'andamento del pelo libero dell'acqua all'interno delle condotte nel momento di massimo picco.

Come si nota dalla figura 4.1 alcuni sottobacini sono stati in realtà considerati uniti, facendo convegliare il deflusso nello stesso tombino. Questo perché con la disposizione iniziale non si soddisfaceva la verifica del riempimento minimo.



Figura 4.1: Posizionamento e nomenclatura della rete di drenaggio con indicazione del deflusso dei sottobacini

Tabella 4.1: Profondità di scavo dei tombini e pendenza progettuale delle condotte – Progetto base con solo condotte

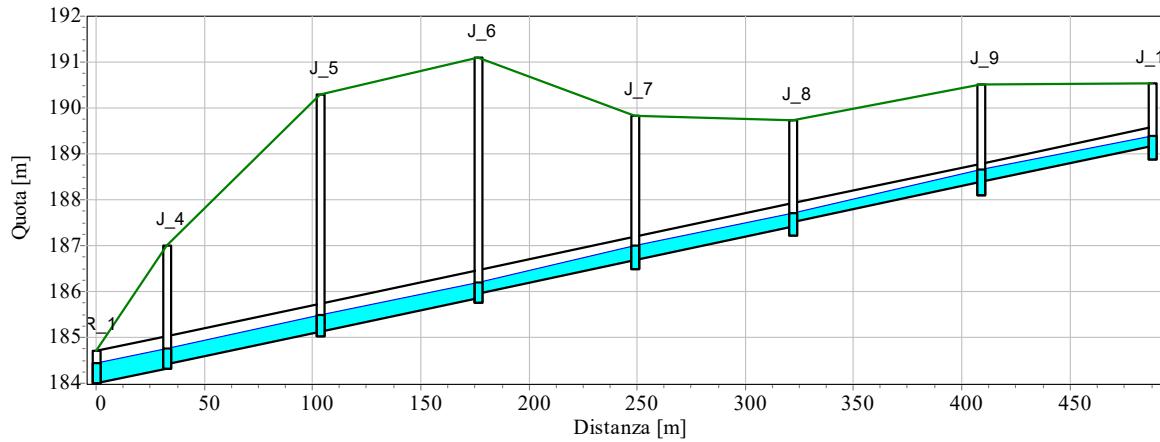
Condotta	Tratto	Lunghezza condotta [m]	Pendenza i_g^{prog} [-]	Dislivello Δh [m]	Nodo	Quota fondo [m]	Quota terreno [m]	MAX depth [m]
Corso del Lavoro e della Scienza								
11	R1 - J4	32,49	0,01	0,325	R1	184,00	185,87	1,87
10	J4 - J5	70,78	0,01	0,708	J4	184,32	187,01	2,69
09	J5 - J6	73,04	0,01	0,730	J5	185,03	190,29	5,26
08	J6 - J7	72,37	0,01	0,724	J6	185,76	191,10	5,34
07	J7 - J8	73,37	0,01	0,734	J7	186,49	189,82	3,33
06	J8 - J9	86,52	0,01	0,865	J8	187,22	189,73	2,51
05	J9 - J10	79,31	0,01	0,793	J9	188,09	190,51	2,42
					J10	188,88	190,53	1,65
Via Roberto da Sanseverino								
04	J4 - J11	46,74	0,005	0,234	J4	184,32	187,01	2,69
03	J11 - J12	45,05	0,005	0,225	J11	184,56	186,75	2,19
02	J12 - J13	53,20	0,005	0,266	J12	184,78	186,74	1,96
01	J13 - J14	81,05	0,005	0,405	J13	185,05	185,90	0,85
					J14	185,46	187,26	1,80
Passaggio Giuseppe Šebesta e Via Adalberto Libera								
21	R2 - J16	30,72	0,03	0,922	R2	183,70	185,89	2,19
18	J16 - J18	89,65	0,03	2,690	J16	184,62	187,75	3,13
17	J18 - J19	82,87	0,005	0,414	J18	187,31	192,58	5,27
16	J19 - J23	54,34	0,005	0,272	J19	187,73	192,98	5,25
15	J23 - J22	57,28	0,005	0,286	J23	188,00	191,10	3,10
					J22	188,28	191,15	2,87
Passaggio Giuseppe Šebesta								
14	J23 - J24	64,69	0,005	0,323	J23	188,00	191,10	3,10
					J24	188,32	189,99	1,67
Ferrovia del Brennero, Via Monte Baldo,								
Corso del Lavoro e della Scienza, parallela a Monte Baldo								
29	R3 - J25	82,12	0,005	0,411	R3	183,50	187,75	4,25
28	J25 - J26	80,55	0,005	0,403	J25	183,91	187,50	3,59
27	J26 - J27	62,83	0,005	0,314	J26	184,31	187,52	3,21
26	J27 - J28	50,95	0,005	0,255	J27	184,63	187,30	2,67
25	J28 - J29	62,41	0,005	0,312	J28	184,88	188,08	3,20
24	J29 - J30	58,85	0,005	0,294	J29	185,19	188,31	3,12
23	J30 - J31	80,40	0,005	0,402	J30	185,49	189,11	3,62
22	J31 - J32	75,23	0,005	0,376	J31	185,89	188,60	2,71
					J32	186,27	188,27	2,00

Tabella 4.2: Diametro commerciale e offset per l'allineamento al cielo – Progetto base con solo condotte

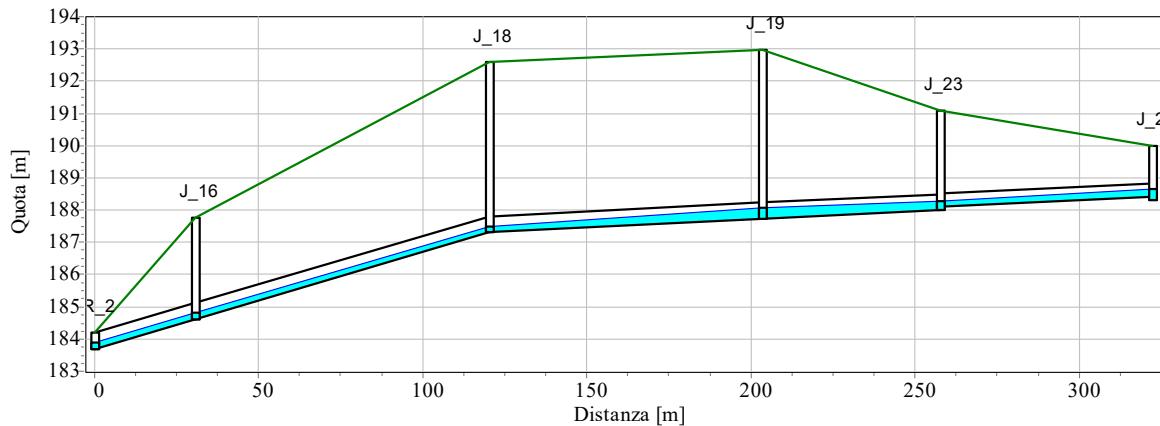
Condotta	A valle di	Deflusso [ls ⁻¹]	Deflusso totale [ls ⁻¹]	i_g [–]	D_{prog} [m]	D_{comm} [m]	Offset [m]
Via Roberto da Sanseverino							
01	S12,S13,S9,S10	73,41	73,41	0,005	0,31	0,4	0,3
02	–	0	73,41	0,005	0,31	0,4	0,3
03	S5	26,51	99,92	0,005	0,35	0,4	0,3
04	S4,S6	166,17	266,09	0,005	0,51	0,5	0,2
Corso del Lavoro e della Scienza							
05	S15,S14	119,45	119,45	0,01	0,33	0,4	0,3
06	S11	72,31	191,76	0,01	0,40	0,4	0,3
07	S8	100,6	292,36	0,01	0,46	0,5	0,2
08	S3	40,26	332,62	0,01	0,49	0,5	0,2
09	S7	121,15	453,77	0,01	0,55	0,6	0,1
10	S2	112,37	566,14	0,01	0,59	0,6	0,1
11	S1,C4	22,52	854,75	0,01	0,69	0,7	0
Passaggio Giuseppe Šebesta							
14	S21	101,51	101,51	0,005	0,35	0,4	0,1
Passaggio Giuseppe Šebesta							
15	S20	74,95	74,95	0,005	0,32	0,4	0,1
Via Adalberto Libera							
16	C14,C15	0	176,46	0,005	0,44	0,5	0
Passaggio Giuseppe Šebesta							
17	C16,S18	55,43	231,89	0,005	0,48	0,5	0
18	S17	7,14	239,03	0,03	0,35	0,5	0
21	S19,S16	29,51	268,54	0,03	0,37	0,5	0
Ferrovia del Brennero, Via Monte Baldo, Corso del Lavoro e della Scienza, parallela a Monte Baldo							
22	S23	131,87	131,87	0,005	0,39	0,4	0,4
23	S25	154,25	286,12	0,005	0,52	0,6	0,2
24	–	0	286,12	0,005	0,52	0,6	0,2
25	–	0	286,12	0,005	0,52	0,6	0,2
26	–	0	286,12	0,005	0,52	0,6	0,2
27	–	0	286,12	0,005	0,52	0,6	0,2
28	S22	371,99	658,11	0,005	0,72	0,8	0
29	S24	185,95	844,06	0,005	0,79	0,8	0

Tabella 4.3: Verifiche massima velocità, riempimento e criterio di autopulizia – Progetto base con solo condotte

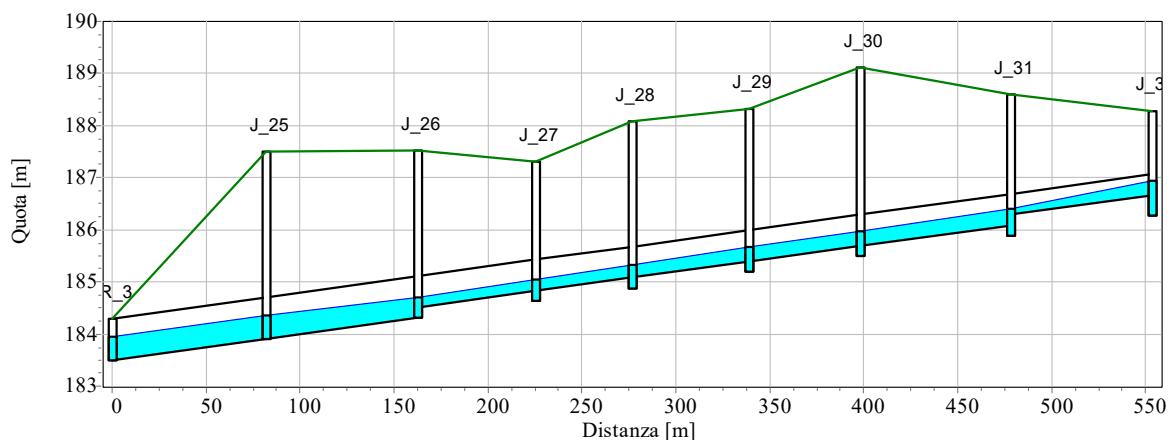
Condotta	Diametro [m]	Velocità			Riempimento			Riempimento e Autopulizia		
		Flusso massimo [ls^{-1}]	Ora max flusso [h]	Massima velocità [m s^{-1}]	Riempimento massimo β [%]	$\vartheta = \text{compl. di } \alpha$ [rad]	Raggio idraulico R_H [m]	Pend. fondo i_f [-]	Pend. geometrica i_g [-]	Tensione tangenziale τ [Pa]
01	0,4	69,73	01:04	1,2	47	2,0244	0,0556	0,0036	0,005	2,78
02	0,4	69,24	01:04	1,06	52	2,1403	0,0607	0,0033	0,005	3,03
03	0,4	91,69	01:04	1,17	61	2,3403	0,0693	0,0029	0,005	3,47
04	0,5	243,04	01:04	1,65	70	2,5322	0,0967	0,0021	0,005	4,84
05	0,4	116,97	01:04	1,5	60	2,3186	0,0684	0,0029	0,01	6,84
06	0,4	174,44	01:04	1,92	68	2,4901	0,0757	0,0026	0,01	7,57
07	0,5	265,3	01:04	2,1	62	2,3620	0,0878	0,0023	0,01	8,78
08	0,5	291,74	01:04	2,2	64	2,4051	0,0901	0,0022	0,01	9,01
09	0,6	397,82	01:04	2,2	61	2,3403	0,1040	0,0019	0,01	10,40
10	0,6	488,07	01:04	2,49	65	2,4265	0,1095	0,0018	0,01	10,95
11	0,7	743,97	01:04	2,75	66	2,4478	0,1293	0,0015	0,01	12,93
14	0,4	95,11	01:04	1,3	57	2,2526	0,0655	0,0031	0,005	3,28
15	0,4	71,22	01:04	1,19	48	2,0479	0,0566	0,0035	0,005	2,83
16	0,5	165,24	01:04	1,24	64	2,4051	0,0901	0,0022	0,005	4,50
17	0,5	207,16	01:04	1,85	56	2,2304	0,0807	0,0025	0,005	4,04
18	0,5	209,14	01:05	2,97	39	1,8205	0,0589	0,0034	0,03	17,68
21	0,5	223,94	01:05	3,1	40	1,8546	0,0603	0,0033	0,03	18,09
22	0,4	121,83	01:04	1,39	66	2,4478	0,0739	0,0027	0,005	3,69
23	0,6	259,92	01:04	1,65	54	2,1856	0,0939	0,0021	0,005	4,70
24	0,6	256,22	01:05	1,66	54	2,1856	0,0939	0,0021	0,005	4,70
25	0,6	252,43	01:05	1,64	54	2,1856	0,0939	0,0021	0,005	4,70
26	0,6	250,17	01:06	1,63	53	2,1630	0,0925	0,0022	0,005	4,62
27	0,6	246,35	01:06	1,64	52	2,1403	0,0910	0,0022	0,005	4,55
28	0,8	550,86	01:06	1,83	58	2,2747	0,1330	0,0015	0,005	6,65
29	0,8	681,04	01:06	2,09	62	2,3620	0,1405	0,0014	0,005	7,02



(a) Ramo di condotte tra il recapito finale 1 ed il tombino J10



(b) Ramo di condotte tra il recapito finale 2 ed il tombino J24



(c) Ramo di condotte tra il recapito finale 3 ed il tombino J32

Figura 4.2: Andamento del pelo libero dell'acqua all'interno delle condotte nell'istante di massimo picco – Progetto base con solo condotte

4.3 Progetto con vasche

Al progetto della rete di drenaggio vengono ora aggiunte tre vasche di laminazione in corrispondenza dei tre sbocchi della rete e chiamate rispettivamente: *Nord*, *Centro* e *Sud*. Lo scopo di tali vasche è quello di fungere da ammortizzatore idraulico venendo dimensionate in modo da contenere la portata massima scaricata nel corpo idrico recettore.

Il predimensionamento delle vasche si articola in un metodo iterativo per far sì di avere il maggior riempimento di esse (prossimo al 100%) e parallelamente un *Maximum Outflow* minore della massima portata da mantenere come da progetto. Tale portata è calcolata tenendo conte delle prescrizioni legislative per il coefficiente udometrico, che per Trento è pari a $C_{udo} = 20 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, fissando così la portata massima in uscita da scaricare.

La portata massima da mantenere pertanto diviene:

$$Q_{max} = C_{udo} \cdot A_{sottobacino} , \quad (4.16)$$

dove con $A_{sottobacino}$ si intende l'area di pertinenza di ciascuna vasca, ovvero la somma delle aree dei sottobacini confluenti in essa.

I parametri da variare nell'iterazione (in fase non esecutiva del progetto) sono l'area della vasca e il diametro dell'orifizio della stessa (o analogamente l'area dell'orifizio – essendo di sezione cilindrica).

Come prima iterazione l'area dell'orifizio è calcolata invertendo la formula della forometria della portata uscente e ponendola uguale alla Q_{max} :

$$Q = C_{eff} A_{orifizio} \sqrt{2gh} \stackrel{!}{=} Q_{max} . \quad (4.17)$$

Si è scelto un coefficiente di efflusso $C_{eff} = 0,65$, avendo una bocca a battente a luce fissa e verticale. Mentre l'area della vasca è calcolata dividendo il volume totale da invasare per la profondità della vasca di progetto $h = 1,50 \text{ m}$.

Il volume totale da invasare è stato calcolato come sommatoria dell'area compresa tra le due curve (visibili in figura 4.3) corrispondenti al deflusso nella condotta senza vasca e al deflusso attenuato dalla presenza della vasca. Le funzioni delle curve sono state discretizzate con un intervallo di 60 secondi e la parte compresa tra loro è stata calcolata come differenza delle due aree sottese e ottenute tramite il metodo dei trapezi. L'attenuazione del deflusso è stata calcolata partendo dalla Q_{max} trovata nella formula 4.16 ed utilizzando la seguente legge

$$Q_{OUTflow} = \begin{cases} Q_{INflow} & \text{se } Q_{INflow} \leq Q_{max} \\ Q_{max} & \text{se } Q_{INflow} > Q_{max} \end{cases} \quad (4.18)$$

I dati progettuali ottenuti con le considerazioni appena viste sono riportati in tabella 4.4.

Tabella 4.4: Parametri per il progetto della vasca di laminazione

	Nord	Centro	Sud
Area pertinenza vasca [ha]	8,23	2,87	7,38
Q_{max} [l/s]	164,51	57,30	147,66
Volume da invasare[m ³]	229,59	65,47	366,12
Area vasca [m ²]	153,06	43,65	244,08
Area orifizio [m ²]	0,05	0,02	0,04
Diametro orifizio [m]	0,24	0,14	0,23

In tabella 4.5 sono riportate le varie iterazioni per ciascuna vasca e con il grassetto si intende il valore di fine iterazione scelto. Per questi sono inoltre riportati i restanti parametri della vasca ovvero il volume medio e il volume massimo di riempimento.

In figura 4.4 si confronta il deflusso allo sbocco delle tre reti di drenaggio con e senza vasca di laminazione, graficando l'andamento del volume d'acqua all'interno della vasca. Si può notare come nel caso di presenza della vasca, l'accumulo di acqua in essa contenuta faccia sì che diminuisca la portata defluita allo sbocco, ritardando inoltre il tempo di massimo deflusso.

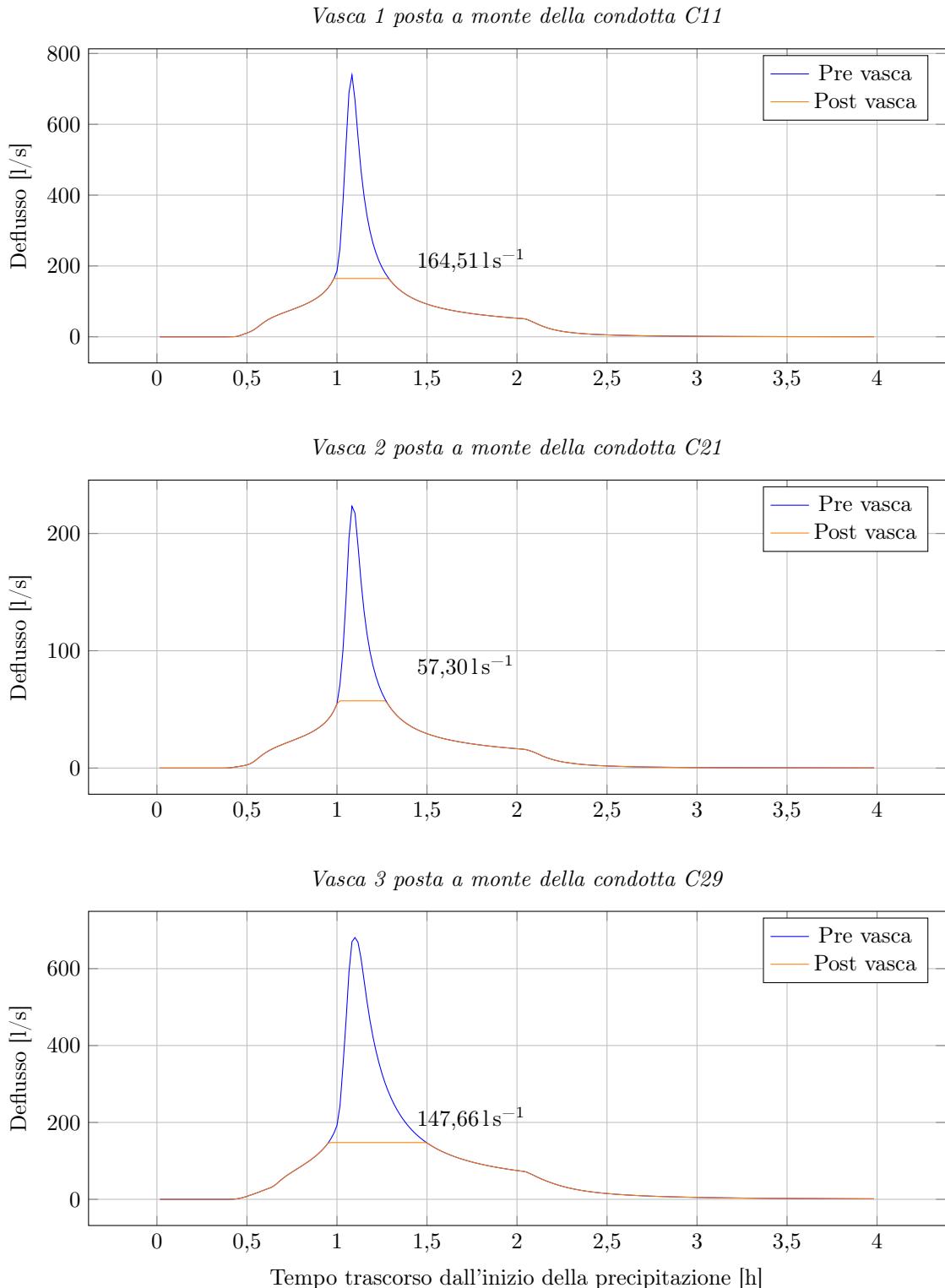
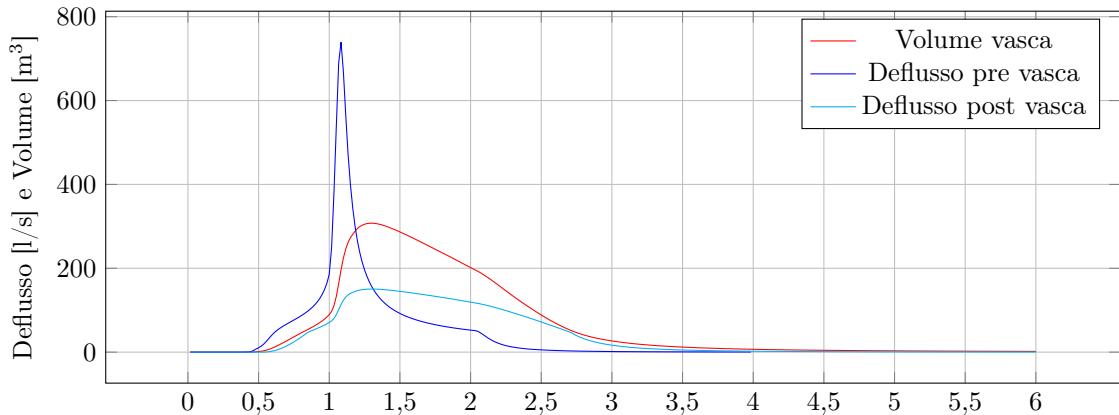
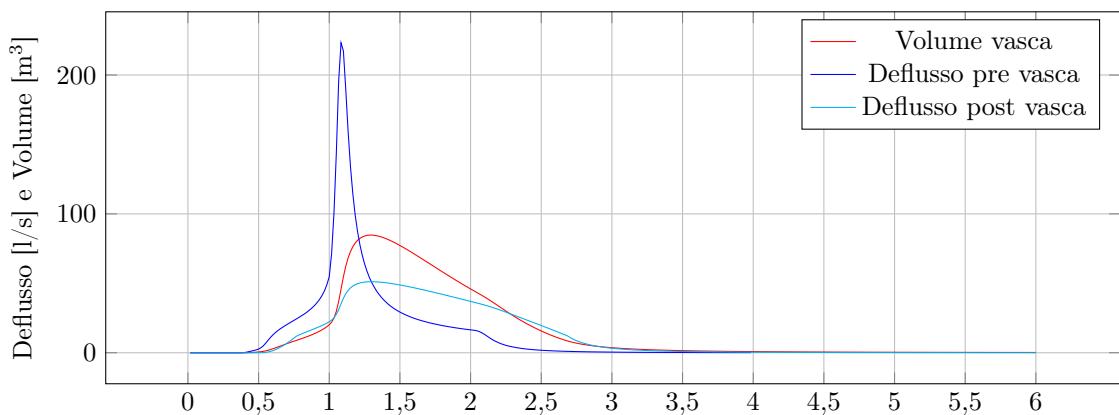


Figura 4.3: Attenuazione del deflusso nelle tre condotte con l'introduzione delle vasche a monte delle condotte

Vasca 1 posta a monte della condotta C11



Vasca 2 posta a monte della condotta C21



Vasca 3 posta a monte della condotta C29

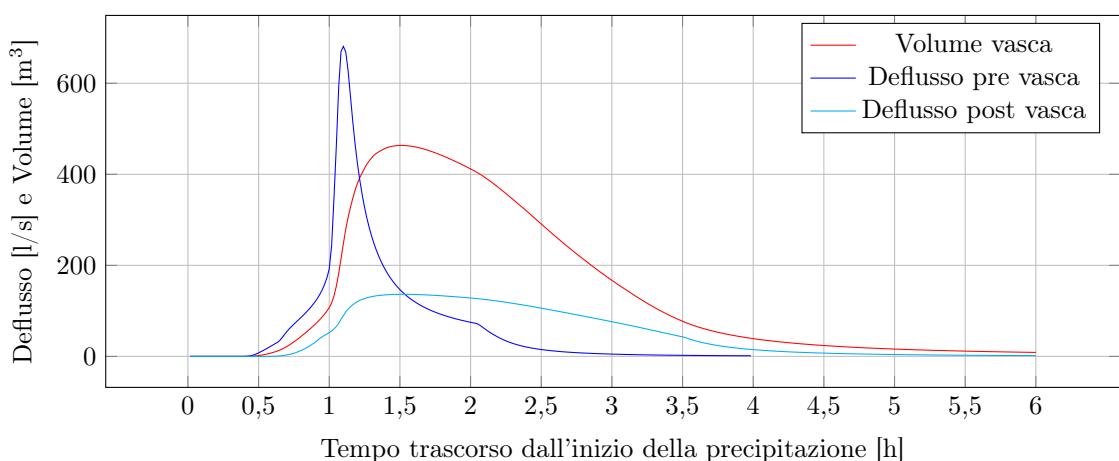


Figura 4.4: Confronto del deflusso allo sbocco della rete pre e post l'installazione delle vasche e andamento del volume d'acqua all'interno delle stesse

Tabella 4.5: Iterazioni dell’Altezza dell’orifizio e dell’Area della vasca per avere il massimo riempimento della vasca e mantenere la portata inferiore a quella massima. In grassetto sono indicate le scelte

	Altezza [m]	Area vasca [m ²]	% riempimento max	Deflusso max [l/s]
Nord	0,24	155	100	152,4
	0,24	180	100	152,4
	0,24	200	100	152,4
	0,24	210	97	150,15
	0,25	210	94	159,59
Centro	0,14	45	100	52,79
	0,14	60	94	51,15
	0,14	55	99	52,53
Sud	0,23	245	100	140,22
	0,23	260	100	140,22
	0,23	300	100	140,22
	0,23	350	91	132,97
	0,23	325	95	136,43

4.4 Progetto con vasche e lid

Viene ora valutata l’aggiunta di sistemi LID per capirne l’effetto benefico che possono portare al progetto fin qui visto. Questi sistemi vengono infatti detti a basso impatto ambientale (Low Impact Development, LID) e rappresentano l’insieme di strategie e tecniche che vengono utilizzate nella gestione sostenibile delle acque meteoriche. Il loro scopo è quello di controllare e trattenere una buona parte delle acque meteoriche tramite processi pressoché naturali laminando le portate o mantenendo il regime idrico (concetto di invarianza idraulica) presente prima dell’urbanizzazione.

Esistono varie tipologie di LID: in questo progetto si è deciso di applicare celle di bio-ritenzione, tetti verdi e pavimentazioni permeabili. La prima tipologia riguardano aree con uno strato inferiore di ghiaia che funge da drenaggio o da immagazzinamento delle acque delle aree circostanti. Sopra a questo primo strato si ha del terreno per favorire la nascita e crescita di alberature di media e piccola grandezza. Per quanto riguarda i tetti verdi questi vengono considerati una variante delle celle di bio-ritenzione con uno strato di terra meno alto e con strati sintetici, fatti di guaine, per una maggiore capacità drenante. Infine le pavimentazioni permeabili consistono in aree composte da uno strato cementizio o di asfalto drenante, dove l’acqua può filtrare nello strato sottostante che funge da immagazzinamento e da drenaggio.

4.4.1 Procedimento e progetto

Al fine di applicare i sistemi LID si deve dapprima scegliere le aree in cui è opportuna la loro installazione, per poi andare a definire tutti quei parametri geotecnici e costruttivi atti a soddisfare le caratteristiche dei manufatti che si vogliono realizzare. Precedentemente a questo occorre inoltre analizzare il suolo dei sottobacini dello stato di fatto iniziale in modo da conoscere l’estensione dell’area su cui avranno luogo i LID, la loro dimensione pianificabile, e la percentuale di saturazione e di impermeabilizzazione del suolo stesso. Essendo molto numerosi i parametri da inserire in SWMM, si riporta in appendice a pagina **NUMERO** direttamente il codice di input necessario alla loro elaborazione nel programma. Si riportano in aggiunta delle schermate dei tre sistemi progettati atte a far corrispondere il codice con il parametro del LID.

Le celle di bio-ritenzione si sono posizionate lungo tutte le canalette presenti nel quartiere. È prevista una vegetazione densa al loro interno, con una ampia capacità di immagazzinamento senza possibilità di drenaggio nella rete principale.

I tetti verdi vengono posizionati nella maggior parte degli edifici preesistenti, ove ne è possibile l’installazione.

Per quanto riguarda le aree di pavimentazione permeabile si sono poste in corrispondenza del parcheggio Monte Baldo e dell’ampia area di manovra a nord del parcheggio stesso, in modo da non impattare

la funzione della zona stessa e mantenerla ad uso parcheggio. A livello di pavimentazione è prevista l'installazione di blocchetti in calcestruzzo con attorno la possibilità di crescita della vegetazione con una percentuale del 60 %.

4.4.2 Considerazioni finali

Eseguita l'analisi si è voluto confrontare i diversi stati progettuali al fine di valutarne la loro efficacia. A tale scopo è stata svolta un'analisi anche con solo la presenza dei LID e senza le vasche di laminazione.

Con tali configurazioni della rete è stato rifatto il procedimento descritto all'inizio di questo capitolo per la riprogettazione delle condotte. In figura 4.5 è rappresentato l'andamento del deflusso ai recapiti finali nelle quattro casistiche. Si è notato come l'inserimento dei LID porti, soprattutto nelle aree altamente impermeabili poste a sud e defluenti nel terzo recapito finale, ad una riduzione del deflusso totale. Questo comporta inoltre la possibilità di diminuire la dimensione delle condotte e il volume delle vasche. Le condotte 1, 2, 15, 28 possono infatti avere un diametro di 10 cm minore rispetto a quelli elencati nella tabella 4.2 riportata precedentemente a pagina 24. Le prime due vasche avrebbero una riduzione di circa 30 m³ mentre la terza di oltre 120 m³ pari 1/3 dell'originale.

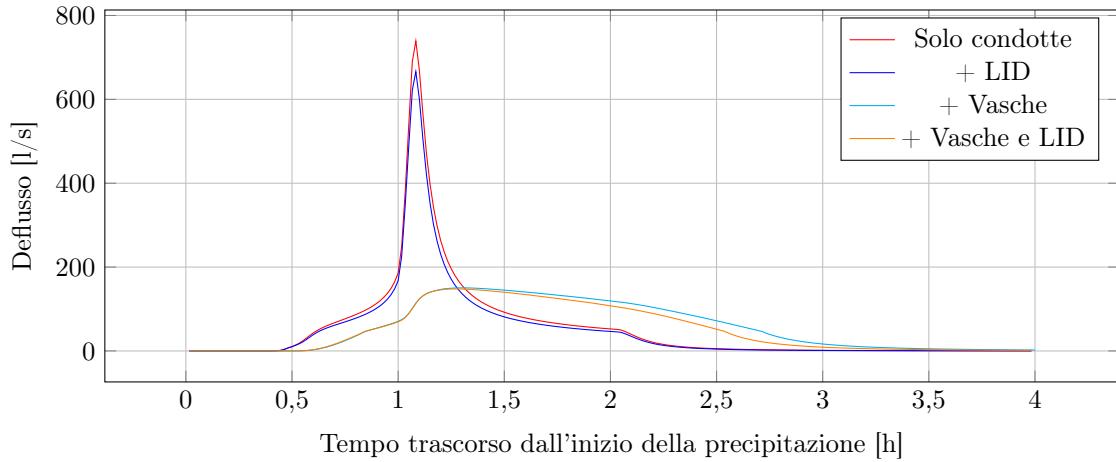
```

1 [LID_CONTROLS]
2 ;;Name          Type/Layer Parameters
3 ;----- -----
4 ParcheggiPermeabile1 PP
5 ParcheggiPermeabile1 SURFACE    0.0      0     0.1   0.5   5
6 ParcheggiPermeabile1 PAVEMENT   150      0.15   0.4   360   0     0     0
7 ParcheggiPermeabile1 STORAGE    300      0.3     0.5   0
8 ParcheggiPermeabile1 DRAIN      0        0.5     6     6     0     0
9 TettiVerdi        GR
10 TettiVerdi       SURFACE    0.0      0.0     0.1   1.0   5
11 TettiVerdi       SOIL       100      0.5     0.4   0.1   2000  40    70
12 TettiVerdi       DRAINMAT   50       0.3     0.01
13 RetentionCellsPiante BC
14 RetentionCellsPiante SURFACE   100      0.1     0.1   0.5   5
15 RetentionCellsPiante SOIL      300      0.5     0.2   0.1   4     35    3.5
16 RetentionCellsPiante STORAGE   200      0.75   0.5   0
17 RetentionCellsPiante DRAIN     0        0.5     6     6     0     0

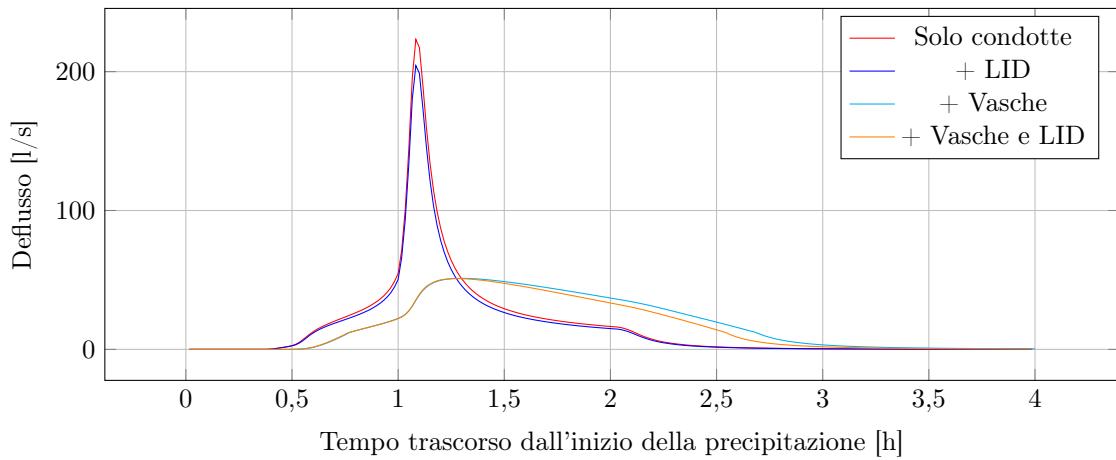
```

		[LID_USAGE]	LID	Process Number	Area	Width	InitSat	FromImp	ToPerv	RptFile	DrainTo	FromPerv
1	2	;; Subcatchment										
3	4	S_2	TettiVerdi	1	1148.864	24.010	0	0	*	*	0	
5	6	S_2	RetentionCellsPiante	1	1233.037	32	0	0	*	*	0	
7	8	S_3	TettiVerdi	1	160.533	6.981	0	0	*	*	0	
9	10	S_4	RetentionCellsPiante	1	337.869	69.486	0	0	*	*	0	
11	12	S_5	RetentionCellsPiante	1	147.403	36.546	0	0	*	*	0	
13	14	S_6	TettiVerdi	1	574.006	30.530	0	0	*	*	0	
15	16	S_7	RetentionCellsPiante	1	401.041	82.5	0	0	*	*	0	
17	18	S_8	TettiVerdi	1	409.026	32.451	0	0	*	*	0	
19	20	S_9	RetentionCellsPiante	1	100.528	87.646	0	0	*	*	0	
21	22	S_10	TettiVerdi	1	441.657	11.003	0	0	*	*	0	
23	24	S_11	RetentionCellsPiante	1	42.96	52.54	0	0	*	*	0	
25	26	S_12	TettiVerdi	1	616.205	39.484	0	0	*	*	0	
27	28	S_13	RetentionCellsPiante	1	97.675	52.54	0	0	*	*	0	
29	30	S_14	TettiVerdi	1	669.122	37.466	0	0	*	*	0	
31	32	S_15	RetentionCellsPiante	1	272.261	109.044	0	0	*	*	0	
33	34	S_16	TettiVerdi	1	709.912	47.5	0	0	*	*	0	
35	36	S_17	RetentionCellsPiante	1	900.278	36	0	0	*	*	0	
37	38	S_18	TettiVerdi	1	74.188	12	0	0	*	*	0	
39	40	S_19	ParcheggiPermeabile1	1	4075.557	60	0	0	*	*	0	
41	42	S_20	TettiVerdi	1	3911.637	23.4	0	0	*	*	0	
43	44	S_21	ParcheggiPermeabile1	1	7847.3	130	0	0	*	*	0	

Recapito finale 1



Recapito finale 2



Recapito finale 3

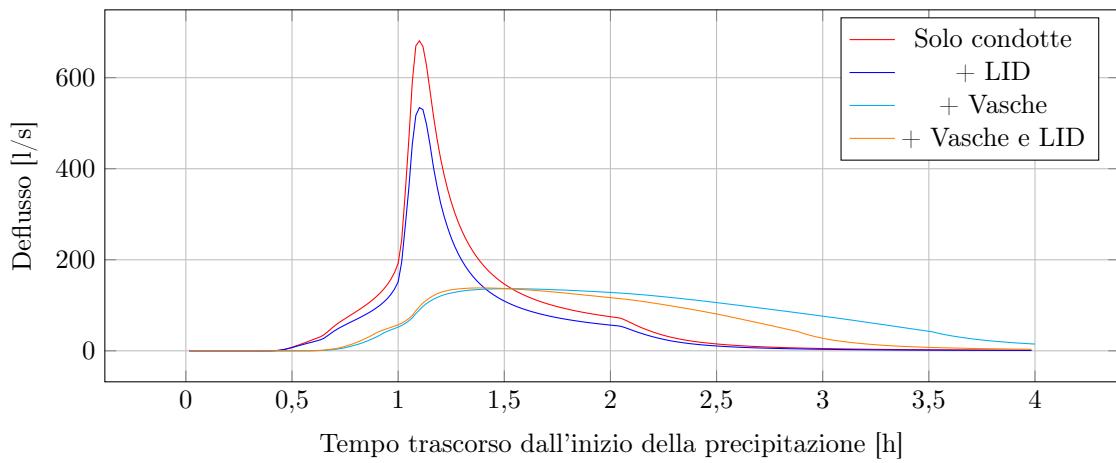


Figura 4.5: Confronto del deflusso allo sbocco della rete pre e post l'installazione dei LID

ROBE DA SWMM

Soil Class	Porosity, ϕ	Effective Porosity, ϕ_e^*	Wetting Front Suction Head, ψ_s (in)	Saturated Hydraulic Conductivity, K_s (in/hr)
Sand	0.437 (0.374–0.500)	0.417 (0.354–0.480)	1.95 (0.38–9.98)	4.74
Loamy sand	0.437 (0.363–0.506)	0.401 (0.329–0.473)	2.41 (0.53–11.00)	1.18
Sandy loam	0.453 (0.351–0.555)	0.412 (0.283–0.541)	4.33 (1.05–17.90)	0.43
Loam	0.463 (0.375–0.551)	0.434 (0.334–0.534)	3.50 (0.52–23.38)	0.13
Silt loam	0.501 (0.420–0.582)	0.486 (0.394–0.578)	6.57 (1.15–37.56)	0.26
Sandy clay loam	0.398 (0.332–0.464)	0.330 (0.235–0.425)	8.60 (1.74–42.52)	0.06
Clay loam	0.464 (0.409–0.519)	0.309 (0.279–0.501)	8.22 (1.89–35.87)	0.04
Silty clay loam	0.471 (0.418–0.524)	0.432 (0.347–0.517)	10.75 (2.23–51.77)	0.04
Sandy clay	0.430 (0.370–0.490)	0.321 (0.207–0.435)	9.41 (1.61–55.20)	0.02
Silty clay	0.479 (0.425–0.533)	0.423 (0.334–0.512)	11.50 (2.41–54.88)	0.02
Clay	0.475 (0.427–0.523)	0.385 (0.269–0.501)	12.45 (2.52–61.61)	0.01

*Effective porosity is the difference between the porosity ϕ and the residual moisture content ϕ_r that remains after a saturated soil is allowed to drain thoroughly.

Figura A.1: Tabella 4.7 di SWMM Green-Ampt parameters for different soil classes (Rawls et al., 1983) (Numbers in parentheses are \pm one standard deviation from the parameter value shown.)

Computo metrico