COMUNE DI CALCINAIA
Provincia di Pisa

RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE PIANO ATTUATIVO COMPARTO CR5.1, COMUNE DI CALCINAIA (PI)

STUDIO IDROLOGICO IDRAULICO

Committente:
Geom. Stefano Battini
Via Genova, 25 - 56012 Fornacette (PI)
Tel. 0587 421648

Ubicazione:
Comune di Calcinaia (PI)

Progettazione:

H.S. INGEGNERIA srl
Via Bonistallo 39
50053 Empoli (FI)
Tel. e Fax 0571-725283
e.mail info@hsingegneria.it
web www.hsingegneria.it
P.IVA 01952520466

Dott. Ing. SIMONE POZZOLINI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Frenze n.4325

Dott. Ing. PAOLO PUCCI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Frenze n.4824

CODICE elaborato	ANNO	PROG	COMMITTENTE	LIVELLO	TIPO	NUMERO	REV
	2020	018	BATT	IDR	REL	001	00
OGGETTO	**Relazione idologica ed idrailica**						

Scala	-
Data emissione	**Ottobre 2020**
Data emissione revisione	-

REVISIONE	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
04					
03					
02					
01					
00	Prima emissione elaborato	MS	SP	SP	Ottobre 2020

FILE: -

Il presente elaborato è di esclusiva proprietà, a norma di legge, di H.S. INGEGNERIA srl. E' vietata la riproduzione, anche parziale, o il trasferimento a terzi senza specifica autorizzazione scritta.

INDICE GENERALE

1. PREMESSA.....2

2. INQUADRAMENTO GENERALE.....4

3. RELAZIONE IDROLOGICA.....6

3.1. Delimitazione dei bacini idrografici.....6

3.2. Definizione degli afflussi.....7

3.3. Stima delle perdite idrologiche.....9

3.4. Trasformazione afflussi netti-deflussi.....9

3.5. Risultati della modellazione idrologica.....13

4. RELAZIONE IDRAULICA.....14

4.1. Caratteristiche della rete in progetto.....14

4.2. Equazioni del modello idraulico a moto vario.....14

4.3. Schematizzazione della rete su SWMM.....15

4.4. Parametri idraulici della rete e condizioni al contorno.....17

4.5. Risultati della modellazione idraulica.....17

5. INDICAZIONI PER LA MANUTENZIONE DELLA RETE DI FOGNATURA.....22

1. PREMESSA

La presente relazione è redatta a supporto del progetto della rete di raccolta acque meteoriche a servizio del comparto di lottizzazione previsto in località Fornacette, nel comune di Calcinaia (PI), ricompresa nel comparto CR 5.1 del Regolamento Urbanistico comunale. L'aumento delle superfici impermeabili causato dalla realizzazione di nuove zone urbanizzate comporta la necessità di realizzare nuovi sistemi di collettamento, che avranno recapito all'interno del nuovo tracciato del Fosso Lucaia, realizzato in tempi recenti a cura del Consorzio di Bonifica Basso Valdarno, che presenta dimensioni idonee a recepire le acque provenienti dall'area in esame.

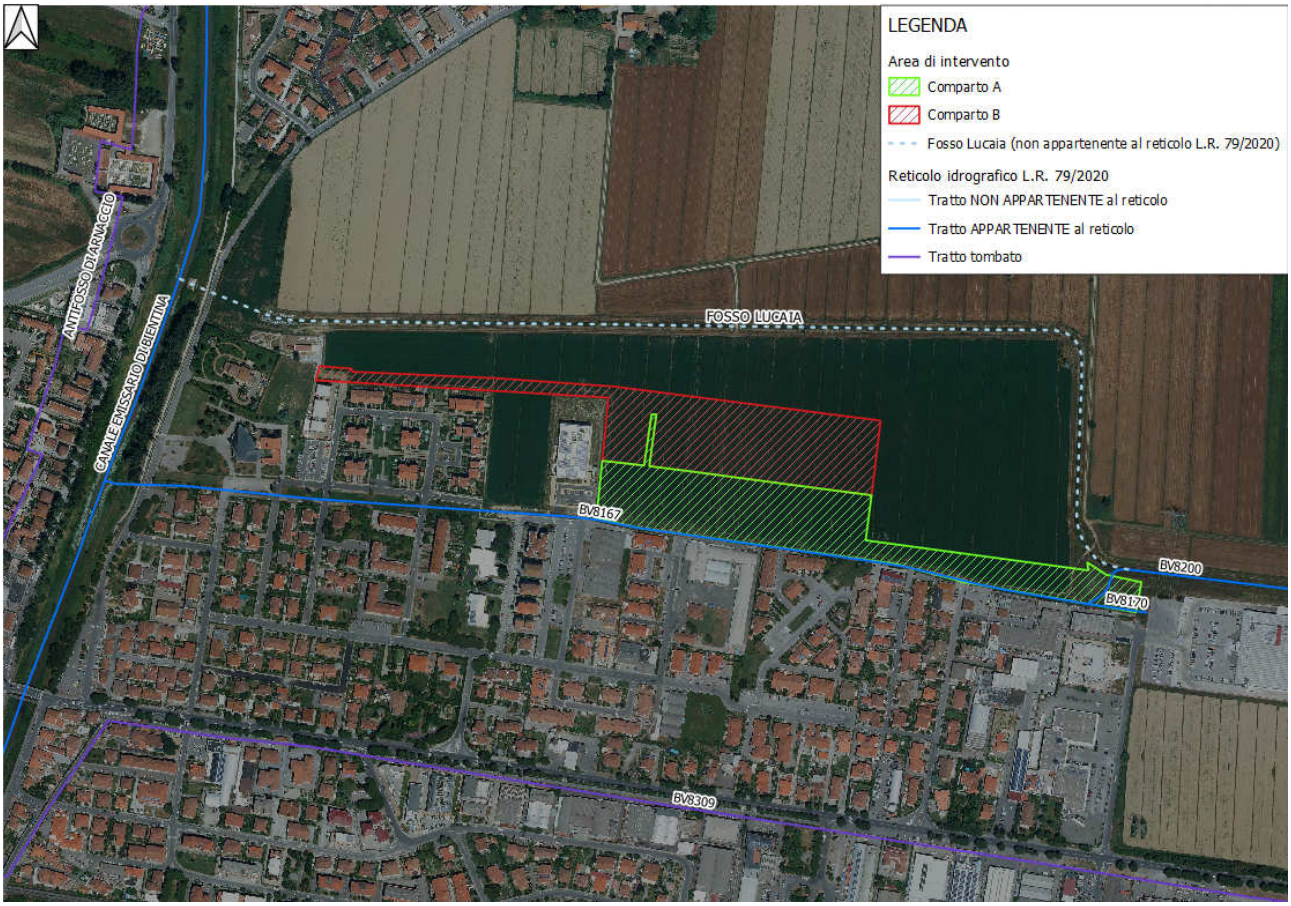

Figura 1.1: Planimetria dell'area d'intervento, con evidenziazione del reticolo di cui alla LR79/2012 e dei due comparti A e B in cui è divisa l'area di Piano Attuativo.

Ai sensi dell'articolo 92 comma 3 delle Norme Tecniche di Attuazione del Regolamento Urbanistico del Comune di Calcinaia (*Disposizioni per contenere gli effetti dell'impermeabilizzazione dei suoli*) si ha quanto segue:

……...

3. I Piani attuativi (P.A.), i Permessi di costruire (P.d.C.) convenzionati e i progetti definitivi o esecutivi di opera pubblica (ad esclusione della viabilità) comportanti la realizzazione di superfici impermeabili o parzialmente permeabili superiori ai 1.000 mt. quadrati devono prevedere il totale smaltimento delle acque meteoriche provenienti dai manti di copertura degli edifici e dalle altre superfici totalmente impermeabilizzate o semipermeabili, ove queste ultime non siano suscettibili, in ragione delle utilizzazioni in atto o previste, di contaminare tali acque, nel suolo degli spazi scoperti, pertinenziali o autonomi, dell'area interessata, ovvero, in subordine, nel reticolo idrografico superficiale o in pubblica fognatura, comunque contenendo l'entità media delle portate scaricate, se del caso con la previsione e la realizzazione di vasche volano, o di altri idonei accorgimenti, entro il limite massimo di 50 litri al secondo per ettaro di superficie scolante, valutati tenendo conto di una pioggia oraria con tempo di ritorno ventennale……

Nella presente relazione si procede quindi con il dimensionamento della rete di fognatura dell'area, verificando il rispetto dei requisiti di cui all'articolo 92 comma 3 delle NTA.

2. INQUADRAMENTO GENERALE

L'area oggetto d'intervento è situata nel comune di Calcinaia, in provincia di Pisa, in località Fornacette ed è riportata in Figura 2.1 su base ortofoto. Il Comparto 5.1 è costituito da due sottocomparti, A e B. In una prima fase è prevista la sola realizzazione del comparto A, successivamente verrà realizzato il comparto B.

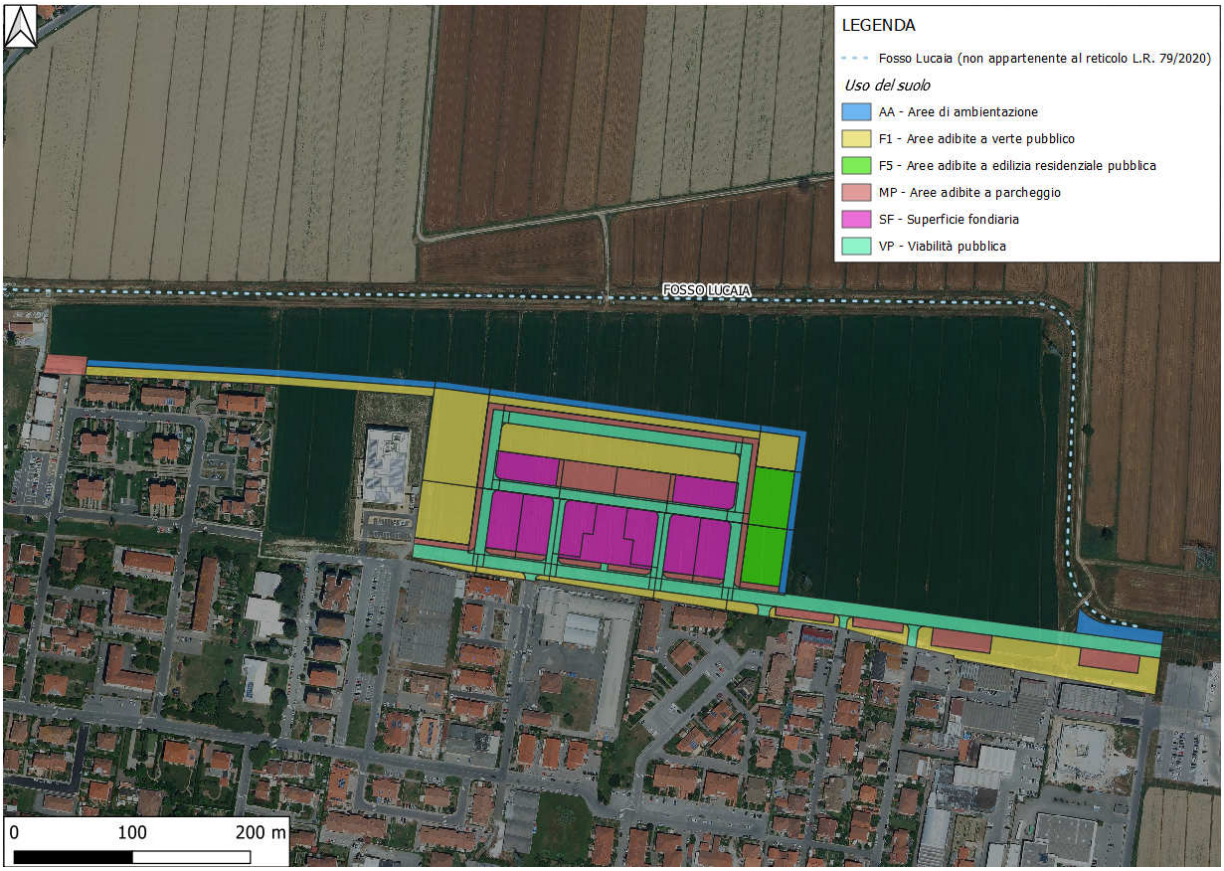

Figura 2.1: Planimetria dell'area d'intervento con riportato lo stato di progetto della previsione di urbanizzazione.

In Figura 2.2 viene riportata più in dettaglio una planimetria con l'indicazione dei lotti previsti nello stato di progetto, dove sono evidenziate le aree permeabili e quello impermeabili. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto urbanistico.

Figura 2.2: Planimetria dello stato di progetto con evidenziate le aree permeabili ed impermeabili.

Per la raccolta delle acque meteoriche viene prevista la realizzazione di una rete di fognatura bianca che avrà come recapito finale il nuovo alveo del Fosso Lucaia. I collettori di nuova realizzazione avranno sezione sufficientemente ampia da poter funzionare come invasi in linea, oltre che per il regolare collettamento delle acque. Così facendo si limiteranno le portate in uscita dal lotto di nuovo urbanizzazione.

3. RELAZIONE IDROLOGICA

La modellazione idrologica dei bacini idrografici è stata eseguita mediante l'utilizzo del modulo "Hydrology" in ambiente SWMM (Environmental Protection Agency – Storm Water Management Model).

Il progetto della rete di fognatura viene effettuato con riferimento a tempi di ritorno di 20 anni, come indicato dal citato articolo 92 comma 3 delle NTA del Regolamento Urbanistico.

Nel seguito sono descritte nel dettaglio le metodologie seguite e i risultati ottenuti.

3.1. Delimitazione dei bacini idrografici

L'area oggetto di futura urbanizzazione è stata suddivisa in 30 sottobacini, di cui però soltanto 25 vengono drenati dalla fognatura: i rimanenti 5, essendo completamente permeabili, non verranno collegati alla rete fognaria e pertanto non inseriti nel modello idrologico e idraulico. La suddivisione è state effettuata in funzione anche della disposizione dei lotti, delle strade e dei parcheggi, oltre che dei nodi della rete che riceverà le acque meteoriche da smaltire.

La suddivisione adottata è riportata nella seguente figura.

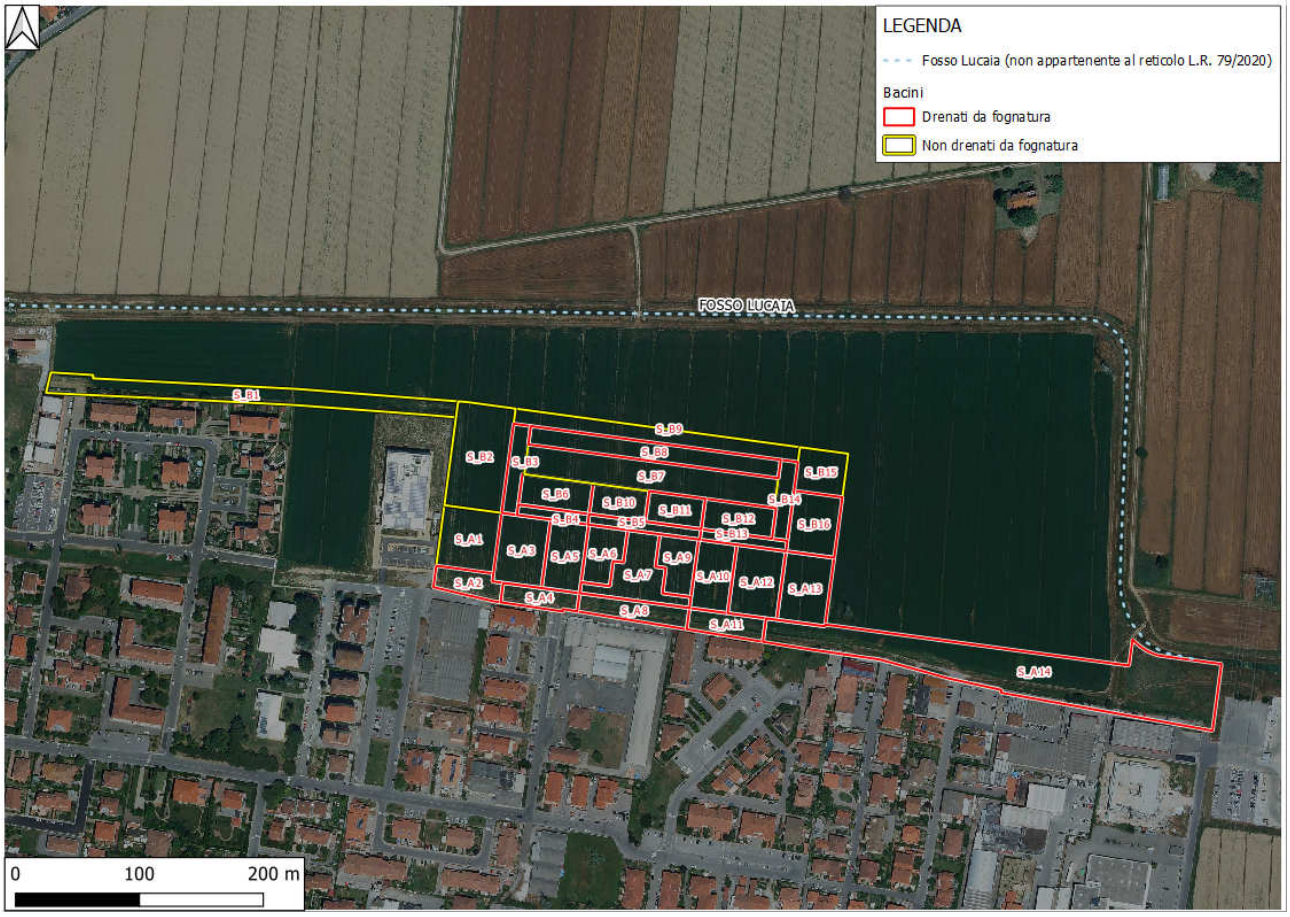

Figura 3.1: Bacini idrografici individuati per il dimensionamento della nuova rete di collettamento delle acque meteoriche.

La Tabella 3.1 riporta nel dettaglio le aree dei singoli bacini considerati.

Bacino	Area (ha)	Modellato
S_A1	0.230	NO
S_A10	0.173	Sì
S_A11	0.113	Sì
S_A12	0.223	Sì
S_A13	0.219	Sì
S_A14	1.253	Sì
S_A2	0.105	Sì
S_A3	0.223	Sì
S_A4	0.098	Sì
S_A5	0.173	Sì
S_A6	0.132	Sì
S_A7	0.236	Sì
S_A8	0.143	Sì
S_A9	0.132	Sì
S_B1	0.443	NO
S_B10	0.114	Sì
S_B11	0.114	Sì
S_B12	0.143	Sì
S_B13	0.060	Sì
S_B14	0.086	Sì
S_B15	0.139	NO
S_B16	0.194	Sì
S_B2	0.396	NO
S_B3	0.096	Sì
S_B4	0.049	Sì
S_B5	0.078	Sì
S_B6	0.143	Sì
S_B7	0.494	NO
S_B8	0.305	Sì
S_B9	0.284	NO

Tabella 3.1 - Aree dei bacini idrografici, con indicati i bacini a verde non drenati dalla rete di fognatura (e quindi non inseriti nel modello).

3.2. Definizione degli afflussi

Per la stima delle piogge intense è stato utilizzato il modello TCEV (Two Component Extreme Value), facendo riferimento alle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP) dedotte nell'ambito dell'"Accordo di Collaborazione Scientifica RT-UNIFI - Analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme", di cui alla DGRT 1133/2012 e basate sulle elaborazioni dei dati di pioggia aggiornati fino al 2012.

Il modello a doppia componente TCEV interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima relativa agli eventi massimi ordinari, più frequenti

ma meno intensi, e la seconda relativa agli eventi massimi straordinari, meno frequenti e spesso catastrofici. La distribuzione TCEV ha espressione:

$$P(x) = \exp\left[-\lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \lambda_2 \exp(-x/\theta_2)\right]$$

dove $P(x)$ indica la probabilità di non superamento del valore x della generica variabile casuale X mentre λ_i e θ_i $(i = 1,2)$ sono i quattro parametri (positivi) della distribuzione.

La forma canonica della distribuzione è:

$$P(z) = \exp\left[-\exp(-z) - \lambda \exp(-z/\theta)\right], \quad z = (x - \varepsilon_1)/\theta_1;$$
$$\varepsilon_1 = \theta_1 \ln \lambda_1, \quad \theta = \theta_2/\theta_1, \quad \lambda = \lambda_2/(\lambda_1)^{1/\theta};$$

Per la stima dei parametri della distribuzione è stato seguito un approccio gerarchico di regionalizzazione (Figura 3.2).

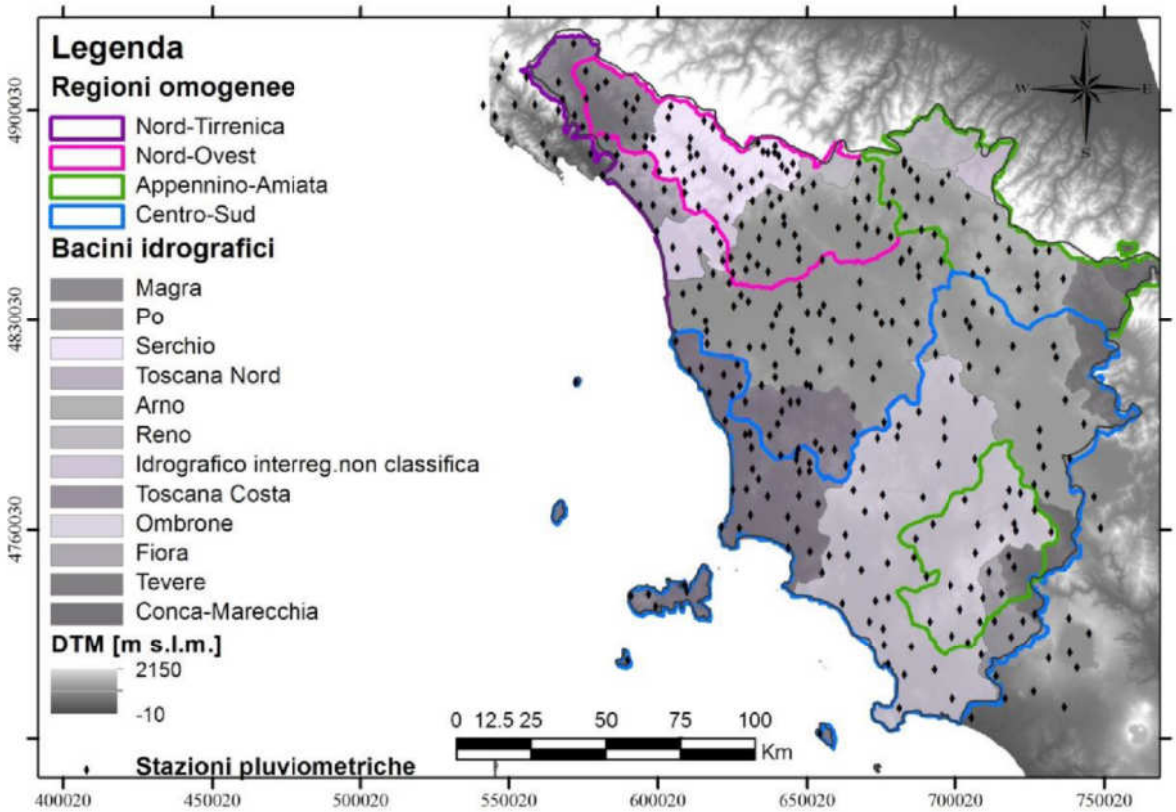

Figura 3.2: Suddivisione dell'area di studio in regioni omogenee.

Le curve stimate dalla regionalizzazione delle precipitazioni operata dalla Regione Toscana sono valide sino a durate di pioggia di 0.5 h.

La curva di possibilità pluviometrica fornisce solamente l'altezza di pioggia attesa con tempo di ritorno fissato per assegnata durata di pioggia. È necessario quindi scegliere successivamente la distribuzione della pioggia all'interno della finestra temporale corrispondente alla durata della stessa. Nel caso in esame si è fatto riferimento a ietogrammi sintetici ad intensità costante, tradizionalmente usati nel progetto delle reti meteoriche ed in conformità a quanto indicato nelle

NTA.

Oltre alla durata di 1h, richiesta dalle NTA, si sono considerate ulteriori durate di pioggia, valutando il comportamento delle rete in progetto per Tp30min, Tp60min e Tp120min.

Data la ridotta estensione del bacino, non si è effettuato alcun ragguaglio delle piogge all'area.

La tabella seguente riporta i valori di altezza complessiva di pioggia presi in esame.

Durata di pioggia	Altezze di pioggia (mm)
30 min	45.93
60 min	54.23
120 min	64.02

Tabella 3.2. Altezze di pioggia per Tr20 anni.

3.3. Stima delle perdite idrologiche

Il software SWMM effettua il calcolo delle perdite idrologiche in maniera separata per le aree permeabili e per le aree impermeabili del bacino.

In conformità alle indicazioni del RU di Calcinaia si sono assunti coefficienti di deflusso pari a 0.2 per le aree permeabili e ad 1 per le aree impermeabili.

Su SWMM, non essendo possibile modellare in maniera esplicita il metodo di calcolo delle perdite a percentuale, si sono considerate perdite iniziali per intercezione e per invaso nelle depressioni superficiali del terreno (depression storage), con valore distinto per le aree permeabili ed impermeabili, variabile in funzione della durata di pioggia simulata in modo da rispettare il valore del coefficiente di deflusso previsto dal RU, come da tabella seguente.

Durata di pioggia	Perdite su superfici impermeabili (mm)	Perdite su superfici permeabili (mm)
30 min	0	36.75
60 min	0	43.38
120 min	0	51.22

Tabella 3.3. Altezze di perdita per diverse superfici e diversa durata di pioggia.

3.4. Trasformazione afflussi netti-deflussi

Per ricavare gli idrogrammi relativi ai vari bacini, noti i valori di precipitazione e infiltrazione, è stato utilizzato un modello di serbatoio non lineare. Il bacino viene rappresentato come una superficie rettangolare di pendenza uniforme S e larghezza W (Figura 3.4).

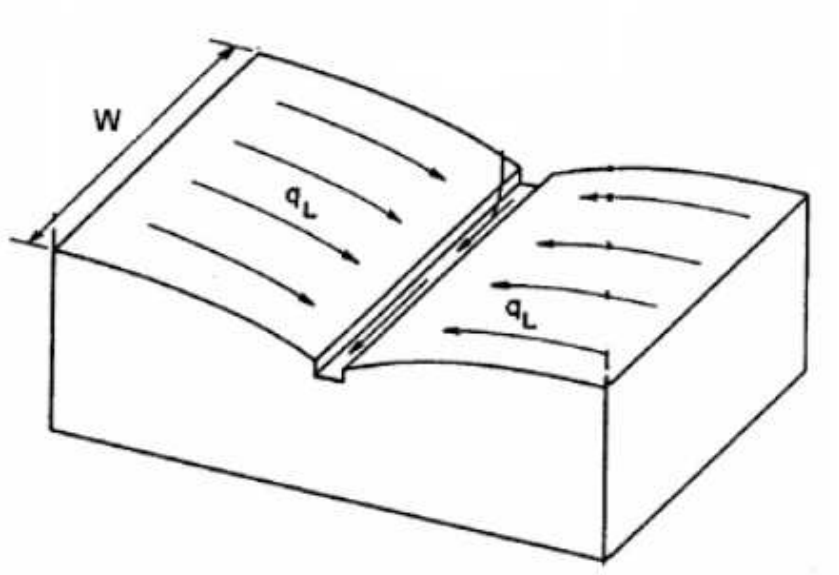

Figura 3.3: Modello concettuale di bacino.

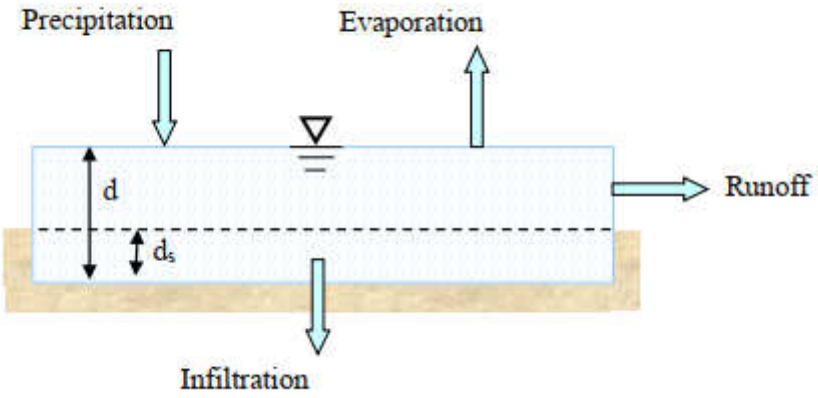

Figura 3.4: Volume di controllo utilizzato per il bilancio di massa sulla superficie del bacino.

Detti d_s e d le perdite iniziali (initial abstraction) e l'altezza di accumulo sulla superficie del bacino (espresse in mm), p, i, q rispettivamente l'intensità di precipitazione, di infiltrazione e la portata specifica (riferità all'unità di area) di runoff (espressi in mm/h), utilizzando l'equazione di Manning per deflusso superficiale e applicando un bilancio di massa al volume di controllo indicato in Figura 3.5 è possibile ottenere le equazioni alla base del modello:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = p - i - q \qquad \text{(equazione di continuità)}$$

$$q = Q/A = \frac{W * S^{1/2}}{AN}(d - d_s)^{5/3} \qquad \text{(equazione cinematica)}$$

in cui *A* è la superficie del bacino ed *N* un coefficiente di scabrezza per deflusso superficiale (diverso dal coefficiente di Manning utilizzato in tubazioni e canali).

Per la stima della larghezza di overland flow W si è fatto riferimento alla densità di drenaggio

valutata con riferimento ad i collettori principali, come da indicazioni del manuale di idrologia del software.

La pendenza equivalente S è stata determinata, con l'ausilio di un DTM (Digital Terrain Model), come media delle pendenze presenti in ogni bacino, considerando ove pertinente la situazione di progetto.

I valori del coefficiente di scabrezza N sono stati ricavati in funzione delle classi di uso del suolo in base alla Tabella 7, sintesi dei dati presenti in letteratura tecnica indicati da vari autori.

Codice Corine	**Coefficiente di scabrezza *N***
111	0.05
112	0.08
121	0.05
122	0.025
123	0.05
124	0.05
131	0.05
132	0.05
133	0.05
141	0.1
142	0.05
210	0.2
211	0.2
212	0.2
213	0.2
221	0.17
222	0.17
223	0.17
231	0.32
241	0.2
242	0.2
243	0.2
244	0.3
311	0.36
312	0.32
313	0.4
321	0.3
322	0.38
323	0.38

Tabella 3.4: Valori del parametro N in funzione dei codice Corine relativi alle zone oggetto di studio.

La Tabella 3.5 seguente riassume i valori così ottenuti dei parametri del modello di trasformazione afflussi deflussi per ogni sottobacino.

			N	
Bacino	Width (m)	Slope (m/m)	Imperm.	Perm.
S_A1	49.35	0.01	0.05	0.2
S_A10	56.1	0.01	0.05	0.2
S_A11	62.2	0.01	0.05	0.2
S_A12	56.1	0.01	0.05	0.2
S_A13	56.1	0.01	0.05	0.2
S_A14	370	0.01	0.05	0.2
S_A2	55.45	0.01	0.05	0.2
S_A3	55.8	0.01	0.05	0.2
S_A4	62.3	0.01	0.05	0.2
S_A5	55.8	0.01	0.05	0.2
S_A6	46.8	0.01	0.05	0.2
S_A7	53.03333	0.01	0.05	0.2
S_A8	89.15	0.01	0.05	0.2
S_A9	46.55	0.01	0.05	0.2
S_B1	331.6	0.01	0.05	0.2
S_B10	45.8	0.01	0.05	0.2
S_B11	45.6	0.01	0.05	0.2
S_B12	57.75	0.01	0.05	0.2
S_B13	70.4	0.01	0.05	0.2
S_B14	64.15	0.01	0.05	0.2
S_B15	39.5	0.01	0.05	0.2
S_B16	39.5	0.01	0.05	0.2
S_B2	84.8	0.01	0.05	0.2
S_B3	72.5	0.01	0.05	0.2
S_B4	57.85	0.01	0.05	0.2
S_B5	91.5	0.01	0.05	0.2
S_B6	57.85	0.01	0.05	0.2
S_B7	203.5	0.01	0.05	0.2
S_B8	203.5	0.01	0.05	0.2
S_B9	231.6	0.01	0.05	0.2

Tabella 3.5 - Parametri del modello di trasformazione afflussi – deflussi utilizzati per i vari sottobacini.

3.5. Risultati della modellazione idrologica

La seguente tabella riporta i valori massimi delle portate Q_{max} (in l/s) in uscita dai vari bacini per diverse durate di pioggia t_p, per le varie durate indagate per il sistema in esame.

Subcatchment	30 minuti Qmax (l/s)	60 minuti Qmax (l/s)	120 minuti Qmax (l/s)
S_A10	27.65	19.91	12.84
S_A11	16.31	10.60	6.94
S_A12	33.37	25.76	17.06
S_A13	33.65	26.06	17.26
S_A14	153.25	105.64	68.38
S_A2	20.32	13.58	8.53
S_A3	33.21	25.70	17.05
S_A4	17.50	11.37	7.28
S_A5	27.58	19.88	12.82
S_A6	21.29	14.97	9.61
S_A7	32.41	25.33	16.94
S_A8	23.37	15.15	9.83
S_A9	21.23	14.95	9.60
S_B10	22.56	16.03	9.93
S_B11	22.53	16.02	9.93
S_B12	23.79	16.34	10.44
S_B13	14.61	8.86	5.25
S_B14	19.89	12.61	7.53
S_B16	26.56	21.74	14.91
S_B3	22.25	14.08	8.40
S_B4	11.93	7.24	4.29
S_B5	18.99	11.52	6.83
S_B6	23.81	16.34	10.44
S_B8	69.16	44.54	26.68

Tabella 3.6 - Portate di picco in uscita dai bacini considerati per diverse durate di pioggia.

4. RELAZIONE IDRAULICA

Il dimensionamento della rete idraulica in progetto viene eseguito con l'ausilio del software *SWMM* (*EPA Storm Water Management Model*), versione 5.1. L'analisi è stata eseguita in moto vario, con l'utilizzo del modello idraulico di tipo *dynamic wave*. Nel seguito viene riportata una breve descrizione delle equazioni alla base del modello, per ulteriori approfondimenti si rimanda alla manualistica di riferimento del software (*Storm Water Management Model Reference Manual – Volume II – Hydraulics*).

La rete in esame è stata progettata in modo da sfruttarne in maniera ottimale la capacità di invaso, adottando collettori di sezione significativa in grado di funzionare da invasi in linea, con la presenza di bocche tarate a monte del recapito finale. Per la realizzazione della fognatura in esame è previsto l'utilizzo di tubazioni in materiale plastico.

4.1. Caratteristiche della rete in progetto

La geometria dettagliata della rete, con l'indicazione della posizione dei pozzetti, delle lunghezze in pianta e delle quote di scorrimento dei collettori è riportata nella tavola grafica allegata. La nuova rete viene realizzata attraverso tubazioni in materiale plastico. Per aumentare l'effetto di invaso della rete il tratto terminale della direttrice A (su una lunghezza di circa 120 m, compresa tra i pozzetti J_A2 e J_A3) verrà realizzato con doppia tubazione DN1200. Le due tubazioni verranno collegate in corrispondenza dei pozzetti con tubazioni di diametro interno 600 mm.

In corrispondenza dei tratti di condotta con ricoprimento inferiore a 0.8 m sulla generatrice superiore è prevista la realizzazione di una soletta di copertura per la ripartizione dei carichi, realizzata con calcestruzzo C 30/37 ed armata con doppia rete d6 mm passo 20x20 cm. Nei tratti di condotta privi di soletta di copertura verranno utilizzate tubazioni in PP SN16, nei tratti muniti di soletta potranno adottarsi tubazioni in PEAD SN8. In ogni caso le tubazioni in materiale plastico andranno posate con letto di posa e rinfianco in materiale granulare.

Il sistema di riferimento adottato per il progetto è quello locale basato sul rilievo topografico fornito dal Geom. Battini, di cui si riporta un punto di riferimento nella tavola con la planimetria della rete.

Nelle tavole allegate viene riportato anche uno schema dei pozzetti terminali della rete, che saranno costituiti da due vani separati, con setto centrale di altezza 1 m munito di bocca tarata e sfioratore di sicurezza destinato ad entrare in funzione nel caso di occlusione accidentale della bocca tarata stessa.

Per quel che riguarda l'immissione sul Fosso Lucaia sarà necessaria la realizzazione di una chiavica munita di clapet, in modo da prevenire eventuali riflussi dal fosso verso la rete di drenaggio. Lo sbocco nel Lucaia avverrà ad una quota di circa 0.18 cm superiore a quella dello scorrimento del Fosso, che nel sistema di riferimento locale adottato è pari a -2.18 m.

A seguire si riportano i dettagli delle analisi condotte per il dimensionamento della rete.

4.2. Equazioni del modello idraulico a moto vario

Il moto vario all'interno di un canale o di una tubazione a pelo libero può essere descritto con l'utilizzo delle equazioni di De Saint-Venant:

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0$$ (continuità)

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x}+gA\frac{\partial H}{\partial x}+gAS_f+gAh_L=0$$ (conservazione della quantità di moto)

con Q portata defluente all'interno del generico condotto, g accelerazione di gravità, A area liquida, S_F pendenza della linea dell'energia (valutata sulla base del coefficiente di Manning n), H quota della linea piezometrica (somma della quota di fondo z e dell'altezza liquida y), h_L perdita localizzata per unità di lunghezza del condotto (valutata sulla base dei coefficienti di perdita concentrata K), x l'ascissa, t il tempo.

Alle suddette equazioni viene associata un'ulteriore equazione di continuità per la modellazione dei nodi del sistema di fognatura.

Le equazioni del moto vengono risolte con uno schema alle differenze finite di tipo esplicito, con un algoritmo iterativo di successiva approssimazione e con l'utilizzo anche di metodi di rilassamento.

Nel caso di corrente veloce viene utilizzata la tecnica LPI "*Local Partial Inertia*", mediante la quale si passa gradualmente dalla soluzione delle equazioni complete del moto alla soluzione del modello parabolico. Il modello matematico riesce così a garantire una buona stabilità di calcolo anche nei tratti interessati da corrente veloce o mista, pur mantenendo un'adeguata accuratezza di calcolo.

4.3. Schematizzazione della rete su SWMM

La rete in progetto è stata schematizzata in ambiente *SWMM* attraverso una serie di pozzetti (rappresentati tramite elementi di tipo *Junctions*) e di collettori (rappresentati attraverso elementi di tipo *Conduits*).

In Figura 4.1 è riportata una planimetria descrittiva della geometrie della rete in progetto, con evidenziate le due direttrici di scolo principali A e B.

Figura 4.1: Planimetria descrittiva della rete in progetto, con indicazione delle direttrici principali.

Lo schema della rete così come rappresentata in ambiente *SWMM* viene riportato in Figura 4.2.

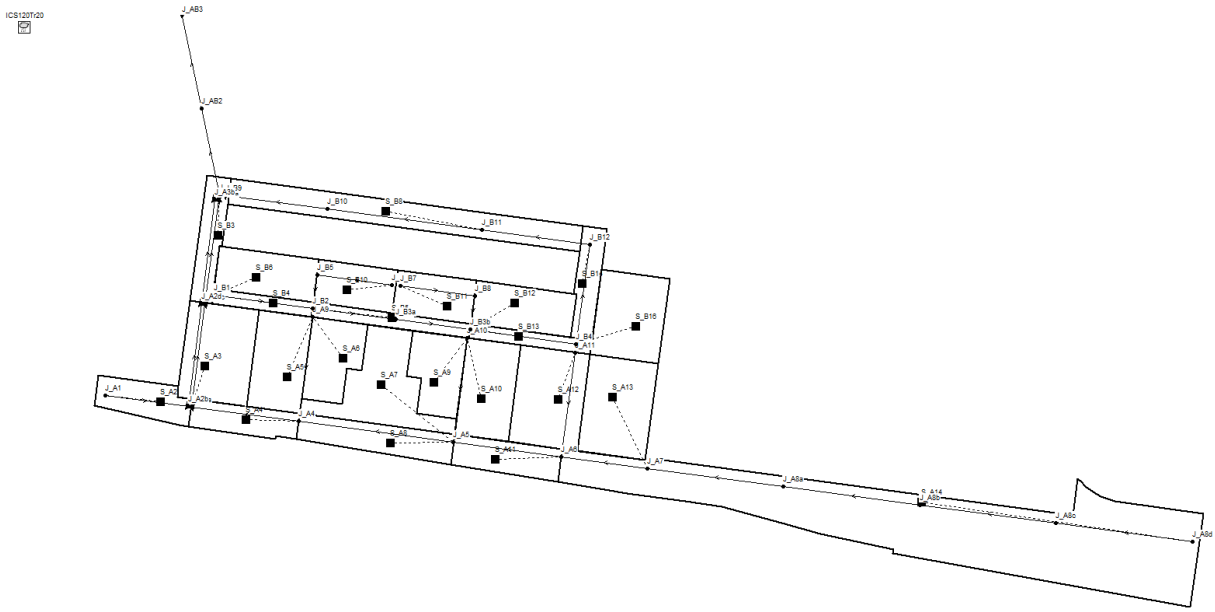

Figura 4.2: Modello SWMM della rete drenante in progetto.

A favore di sicurezza, viene fatta l'ipotesi che il deflusso superficiale proveniente dai singoli sottobacini entri direttamente in testa al collettore di recapito. Le bocche tarate poste al termine delle direttrici principali, al fine di sfruttare al massimo la capacità d'invaso dei collettori, sono rappresentate in ambiente *SWMM* come elementi di tipo *orifice*.

4.4. Parametri idraulici della rete e condizioni al contorno

Per poter modellare la rete con il software *SWMM*, è necessario definire alcuni parametri descrittivi del comportamento idraulico dei collettori.

Il coefficiente di scabrezza di Manning ($m^{1/3}/s$) è stato assunto cautelativamente pari a 0.013 per le tubazioni in materiale plastico. Per le bocche tarate si assume un coefficiente di deflusso pari a 0.65. Le perdite di carico concentrate vengono determinate utilizzati come coefficienti K_i *e* K_u all'imbocco e allo sbocco pari rispettivamente a 0.1 e 0.3.

Le simulazioni vengono svolte assumendo come condizione iniziale che tutti i collettori siano inizialmente vuoti. Come condizione al contorno per i nodi di monte, sono stati utilizzati gli idrogrammi delle portate in uscita dai sottobacini, ottenuti dall'applicazione del modello idrologico. Come condizione al contorno di valle si sono considerate condizioni di moto uniforme allo sbocco.

4.5. Risultati della modellazione idraulica

Determinati gli idrogrammi in ingresso alla rete attraverso l'applicazione del modello idrologico, e definiti geometria e parametri idraulici della rete, è possibile simularne il comportamento idraulico e determinare la portata presente in ogni collettore e il carico presente in ogni nodo in un generico istante di tempo. Le simulazioni sono state eseguite per eventi con tempo di ritorno 20 anni e durate di pioggia T_p di 30,60 e 120 minuti.

La tabella seguente riporta i valori delle portate di picco e i massimi gradi di riempimento *w* ottenuti nei collettori del sistema in esame.

Link	Max Flow (l/s)	W %	t (min)
C_A10A5	48.76	47	30
C_A11A6	33.04	40	30
C_A1A2	11.18	80	30
C_A2aA2b	156.43	81	30
C_A4A2	250.29	77	30
C_A5A4	239.47	71	30
C_A6A5	164.12	65	30
C_A7A6	132.27	61	30
C_A8dA8c	150.73	38	30
C_A9A4	37.68	66	30
C_B10B9	94.57	85	30
C_B11B10	137.08	79	30
C_B12B11	109.94	73	30
C_B1B2	33.02	42	30
C_B2B3a	68.62	47	30
C_B3B4	115.40	56	30
C_B4B12	122.85	68	30
C_B5B2	21.75	30	30
C_B6B5	22.35	26	30
C_B7B8	21.80	36	30
C_B8B3	19.87	40	30
C_AB1AB2	222.46	80	60
C_A8cA8b	144.51	44	30
C_A8bA8a	132.17	50	30
C_A8aA7	114.73	56	30
C_A2bA3	105.03	86	60
C_B3aB3b	64.63	55	30
C_AB2AB3	222.40	79	60
C_A2bA2d	49.62	85	30
C_A2dA3b	39.30	86	30

Tabella 4.1 - Portate di picco e massimi gradi di riempimento in corrispondenza della durata critica per ogni direttrice della rete in progetto.

Nelle figure che seguono, si riportano gli idrogrammi relativi alle sezioni di chiusura delle due direttrici di scolo principali A e B, relativi alle varie durate di pioggia investigate.

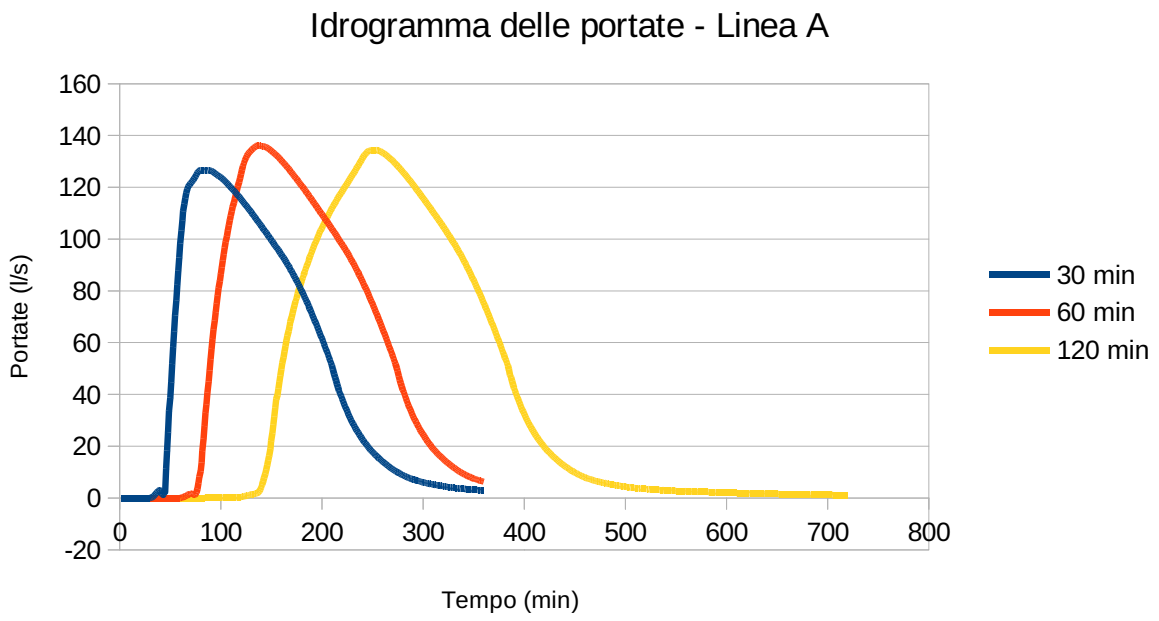

Figura 4.3: Idrogrammi relativi alla sezione di chiusura della direttrice A (a valle della bocca tarata), per le varie durate di pioggia investigate.

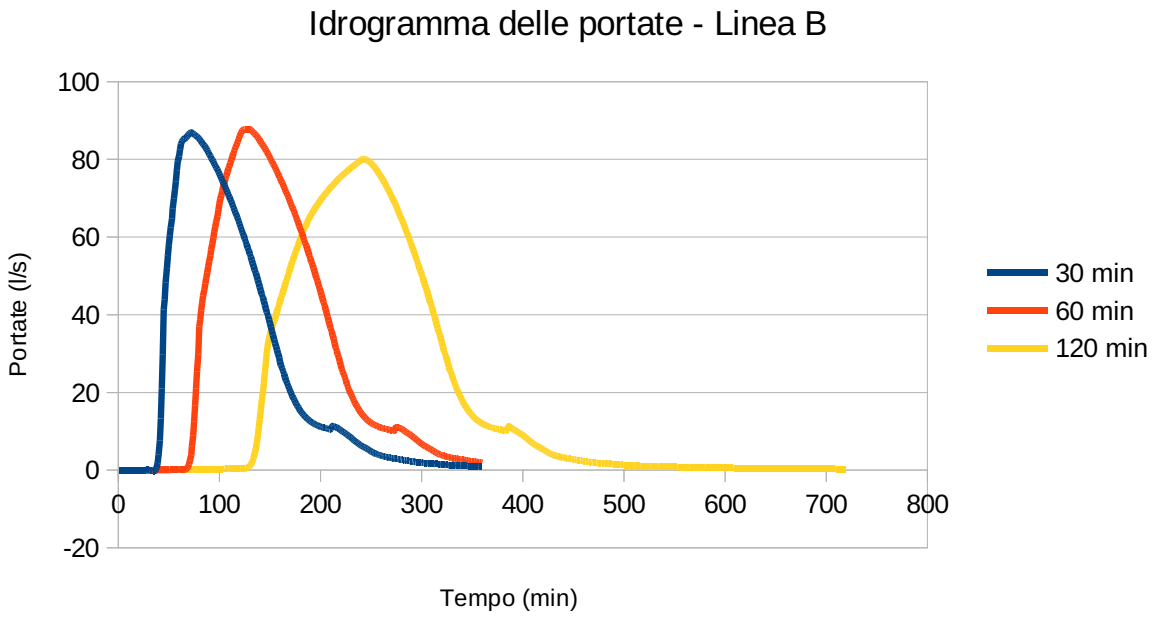

Figura 4.4: Idrogrammi relativi alla sezione di chiusura della direttrice B (a valle della bocca tarata), per le varie durate di pioggia investigate.

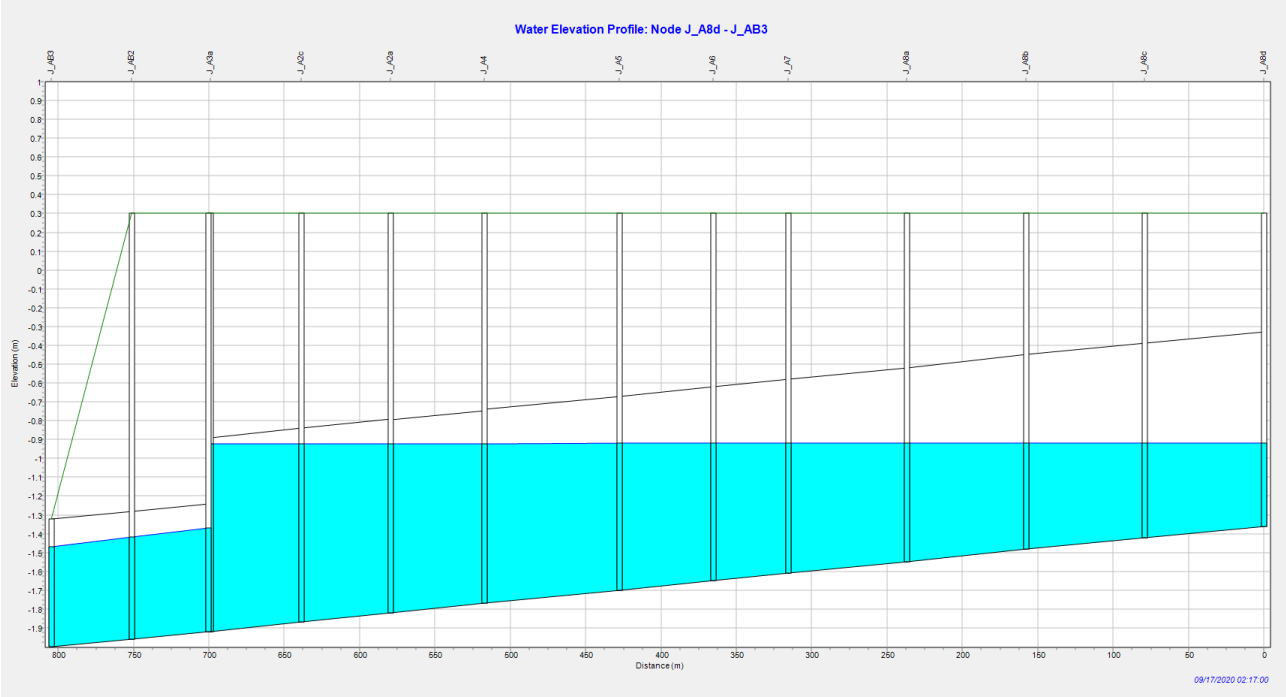

Figura 4.5: Profilo di pelo libero nell'istante di raggiungimento del massimo grado di riempimento, valutato durante l'evento di durata critica (60min) per la direttrice A.

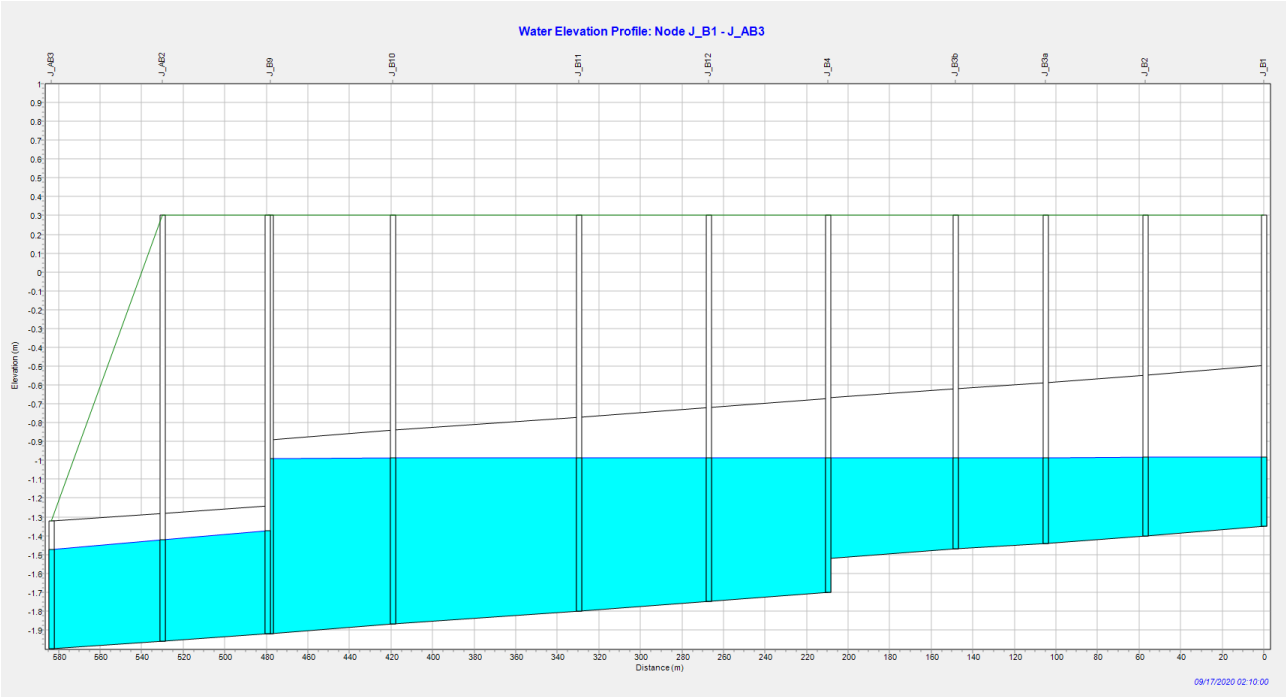

Figura 4.6: Profilo di pelo libero nell'istante di raggiungimento del massimo grado di riempimento, valutato durante l'evento di durata critica (60min) per la direttrice B

Sulla base delle indicazioni del RU la portata massima scaricabile per l'area in esame è pari a 252.50 l/sec, considerando che l'area drenata dalla fognatura in progetto è pari a 5.05 ha.

La tabella seguente riporta per le durate di pioggia investigate la portata massima recapitata

nel Fosso Lucaia.

Durata di pioggia	Qmax allo sbocco nel Lucaia (l/sec)
30 min	211.81
60 min	222.40
120 min	213.55

Tabella 4.2. Portata massima in ingresso al Lucaia per gli scenari investigati.

L'utilizzo delle bocche tarate permette di sfruttare in modo ottimale i volumi d'invaso forniti dai nuovi collettori, disponendo di buoni margini di sicurezza nei gradi di riempimento, e permettendo il rispetto delle prescrizioni del RU.

5. INDICAZIONI PER LA MANUTENZIONE DELLA RETE DI FOGNATURA

La gestione della rete fognaria ed in particolare la sua manutenzione dovrà prevedere un programma di manutenzione con:

a) pulizia periodica dei manufatti puntuali (pozzetti, caditoie, bocche tarate);

b) pulizia periodica dei collettori di fognatura.

Le operazioni di manutenzione potranno avere carenza annuale e si sostanzieranno nella verifica visiva dello stato di conservazione di caditoie e pozzetti, previa apertura dei relativi chiusini. Le maggiori necessità di manutenzione per la rete in esame possono venire per la presenza di depositi di sedimenti in rete, che dovranno essere asportati nel caso di presenza di quantità significative. In tal senso i punti critici da monitorare sono le caditoie ed i pozzetti, ed in particolare i pozzetti muniti di bocca tarata. Si consiglia anche la verifica dello stato della rete dopo ogni evento meteorico significativo.

In merito ai pozzetti muniti di bocca tarata si fa presente che queste sono costituite da un semplice restringimento della sezione del collettore di fognatura (non sono presenti parti mobili), avente lo scopo di ottimizzarne l'invaso a monte.