

Comune di Sorbolo Mezzani

AMBITO DI NUOVO INSEDIAMENTO NU3

RELAZIONE TECNICA RETE ACQUE BIANCHE E NERE

PROPRIETÀ

ANNITA DALLASTA

FINBOLO S.R.L.

PROGETTO RETI ACQUE BIANCHE E NERE



Ing. Gian Lorenzo Bernini

Ottobre 2019



INDICE

1	PREMESSA	3
2	LA RETE ACQUE BIANCHE	5
2.1	Definizione della rete drenante e dei bacini imbriferi.....	5
2.2	Contributo dell'area al collettore fognario.....	6
2.3	Criteri e metodologia d'impostazione del lavoro.....	6
2.4	Idrologia e determinazione delle curve di possibilità pluviometrica	7
3	ANALISI IDROLOGICA-IDRAULICA	8
3.1	Descrizione dello stato di fatto e di progetto	11
3.1.1	Stato di fatto	11
3.1.2	Stato di progetto.....	12
3.2	La calibrazione del modello idrologico Swmm	14
3.3	La formazione dei deflussi di riferimento.....	15
3.4	Determinazione delle portate scaricate della rete di scolo acque bianche	15
4	LA RETE DI SCOLO ACQUE NERE	22
4.1	Determinazione del carico idraulico	22
4.2	Verifica dei collettori	23
5	SPECIFICHE TECNICHE RETE FOGNARIA.....	24
6	CONCLUSIONI	25

1 PREMESSA

La presente relazione precisa i criteri adottati per il dimensionamento e la verifica del sistema di drenaggio delle acque bianche e nere relative al nuovo complesso residenziale Ambito NU3 sito sul prolungamento di via Giuseppe di Vittorio, nel Comune di Sorbolo Mezzani.

L'area in oggetto presenta una superficie di circa 22.000 m² attualmente a verde. L'intervento edilizio progettato si sviluppa in 14 lotti residenziali di superficie variabile tra circa 665 m² e circa 1.818 m² ciascuno, mentre circa 1.675 m² saranno destinati a verde pubblico, 1.110 m² saranno destinati a parcheggio pubblico, e circa 1.200 m² saranno occupati dalla viabilità privata. L'accesso carrabile avverrà da via Giuseppe di Vittorio, alla quale sarà collegata la viabilità interna all'ambito.

La figura seguente mostra l'inquadratura territoriale dell'area oggetto di studio.



Figura 1 - Inquadramento della zona oggetto di studio allo stato di fatto

Il dimensionamento della rete acque bianche è stato eseguito in conformità a quanto disposto dalle recenti direttive comunali e nel rispetto dei seguenti criteri:

- Il tempo di ritorno (TR) di pioggia dell'evento di progetto sia uguale a 50 anni, e verificato anche per TR 100 anni;
- La portata in uscita nello stato di progetto non sia superiore a quella presumibile nello stato di fatto (criterio dell'invarianza della portata);
- Lo scarico nei ricettori finali avvenga attraverso una strozzatura (tubo DN160) nella rete bianca Comunale (nuove condotte circolari di diametro DN630 in testa alle tubazioni esistenti DN500, con scarico nella fognatura mista esistente lungo via Giacomo Matteotti);
- L'immissione in rete pubblica è realizzata in modo tale che la quota di scorrimento del tubo di scarico (DN160) sia più elevata rispetto a quella della condotta ricevente, e regolato da una valvola di non ritorno che impedisce il reflusso quando la rete pubblica esistente è in carico.

Determinate le portate nello Stato di Fatto e di Progetto, esaminando eventi di pioggia con tempo di ritorno 50 anni e durate differenti, si calcolano le portate defluite per il dimensionamento della rete di collettamento delle acque bianche ed eventualmente il volume da invasare. La rete acque bianche è stata dimensionata preliminarmente col supporto del modello idrologico-idraulico SWMM vers. 5.0 (Storm Water Management Model), sviluppato e aggiornato dall'agenzia federale statunitense per la protezione dell'ambiente U.S. E.P.A..

Il progetto della rete acque nere prevede la realizzazione di una dorsale principale lungo il prolungamento di via Giuseppe di Vittorio per il drenaggio dei reflui delle abitazioni in progetto fino alla rete fognaria Comunale nera. La rete privata interna si allaccerà, previo pozzetto con sifone Firenze posizionato in area di proprietà, alla rete pubblica tramite pezzo speciale di raccordo (sella o braga a 45°).

Le reti, funzionanti a gravità, sono previste realizzate con tubazioni in PVC DN160 in PVC SN8 secondo la norma UNI EN 1401 con marchio IIP e con pendenza minima dello 0,25%. La rete acque nere è stata verificata per i rami principali e dimensionate in modo da evacuare il carico generato e quindi collettare i reflui fino all'allaccio alla rete fognaria Comunale esistente.

2 LA RETE ACQUE BIANCHE

Le modifiche di destinazione d'uso del territorio determinano variazioni sostanziali dei parametri idraulici di riferimento (coefficiente di deflusso e tempi di corrivazione), per tale motivo in via cautelativa si propone, nello stato di progetto, di mantenere al massimo lo stesso valore al colmo della portata che si genera nello stato di fatto, al fine di non perturbare l'equilibrio idraulico della rete idrica superficiale attuale. È quindi necessario, per la rete di raccolta acqua bianca, ricercare all'interno dell'area polmoni di ritenzione, capaci di laminare le portate in arrivo, mantenendo quelle in uscita su valori analoghi a quelli dello stato di fatto.

2.1 DEFINIZIONE DELLA RETE DRENANTE E DEI BACINI IMBRIFERI

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque bianche è composto da due dorsali principali che drenano rispettivamente l'area del comparto a Sud e a Nord del fosso di scolo esistente.

La dorsale sud raccoglie le acque dei lotti A e B, della viabilità privata e del parcheggio pubblico con scarico finale con condotta DN160 nel tratto tombato del fosso esistente e quindi nella dorsale mista principale di via Matteotti. La superficie complessiva drenata è pari a circa 4.500 m².

La dorsale nord drena le acque dei restanti lotti (da 1 a 12) e della viabilità privata con scarico finale con condotta DN160 nel tratto tombato del fosso esistente e quindi nella dorsale mista principale di via Matteotti. La superficie complessiva drenata è pari a circa 15.000 m². La dorsale nord è tutta privata.

Il progetto della rete di smaltimento acque bianche prevede anche la realizzazione di due tratti tombati con condotta in PVC DN630 SN8 con sviluppo pari a circa 6,0 m ciascuno per l'attraversamento con la viabilità pubblica e privata del fosso esistente lato sud e il tombamento con ripristino degli allacci esistenti di un tratto di circa 36 m con tubazione DN630 in PVC SN8 e ripristino dello scolo delle aree verdi.

Entrambe le nuove dorsali in progetto sono previste realizzate con scatolari prefabbricati in CLS di luce netta 1700x700 mm (lxh) aventi anche funzione di invaso di laminazione.

Inoltre, si devono prevedere sistemi di laminazione all'interno di ciascun lotto per un volume compreso tra 10 m³ e 15 m³, al fine di incrementare i volumi di invaso così da garantire una corretta laminazione, raccolta e smaltimento delle acque meteoriche da tutte le superfici.

Le due reti presentano nodi di scarico differenti, ma tutti i volumi sono convogliati nella condotta di fognatura mista principale di via Giacomo Matteotti ricettore delle acque si drenaggio di tutta la zona.

2.2 CONTRIBUTO DELL'AREA AL COLLETTORE FOGNARIO

Il sistema di drenaggio, raccolta e smaltimento di progetto è composto da una rete di fognatura bianca in grado di raccogliere ed evacuare le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle coperture e dalle aree impermeabili.

La rete fognaria delle acque bianche è stata simulata calcolando la massima portata generata e collettata nei nodi critici di ogni condotta e accettando la fuoriuscita dai pozzetti rappresentata con l'utilizzo di "Ponded area".

La rete in progetto è progettata per avere funzione di invaso dinamico per raccogliere e laminare i volumi di pioggia e convogliare le portate verso gli scarichi in pubblica fognatura. La rete è composta da condotte scatolari prefabbricate in CLS di dimensioni interne pari a 1700x700 mm, per uno sviluppo complessivo di circa 380 m. All'interno di ciascun lotto è inoltre previsto un sistema di laminazione di volume compreso tra 10 m³ e 15 m³. Gli scarichi della rete avvengono in due punti, attraverso strozzature di diametro DN160, in due tratti di condotte di diametro DN630 in testa a tubazioni esistenti di diametro DN500. I volumi scaricati vengono convogliati verso la condotta di fognatura mista presente su via Giacomo Matteotti. Tutto il sistema di collettamento è dimensionato per raccogliere le acque dai lotti in progetto, dal parcheggio pubblico e dalla viabilità privata.

2.3 CRITERI E METODOLOGIA D'IMPOSTAZIONE DEL LAVORO

Il sistema idrografico artificiale relativo al collettore fognario in progetto è schematizzato in diversi bacini caratterizzati dal contributo dell'area e determinato in relazione alle superfici drenate previste.

I bacini sono stati definiti sulla base dello stato della pianificazione dell'area di interesse e delle linee di collettori in progetto, in modo da avere una distribuzione delle portate il più uniforme possibile.

La definizione dell'uso del suolo è stata condotta esaminando, per ogni sottobacino pertinente alle condotte, la densità delle superfici occupate da pavimentazioni impermeabili e permeabili.

Lo studio idrologico ed idraulico si è svolto secondo le seguenti fasi:

- Individuazione dei bacini tributari per ogni tratto fognario, definizione dell'uso del suolo previsto, con particolare riferimento alle caratteristiche di permeabilità del territorio;
- Valutazione delle sollecitazioni pluviometriche che, per assegnati livelli di probabilità, possono interessare l'area in esame;
- Valutazione della risposta idraulica del lotto attraverso il sistema di drenaggio in termini di portate, velocità e volumi di deflusso per l'assegnato livello di probabilità;
- Dimensionamento dei collettori di progetto in termini di definizione dello speco, regime idraulico di deflusso e grado di riempimento.

I risultati delle verifiche hanno consentito di calibrare, e quindi meglio interpretare, le soluzioni tecniche, per il drenaggio delle acque bianche superficiali.

Il dimensionamento della rete è stato progettato adottando i seguenti principi in accordo con le direttive vigenti che impongono di rispettare il criterio dell'invarianza della portata:

- Il tempo di ritorno (TR) di pioggia dell'evento di progetto sia uguale a 50 anni, e verificato anche per TR 100 anni;
- La portata in uscita nello stato di progetto non sia superiore a quella presumibile nello stato di fatto (criterio dell'invarianza della portata);
- Il volume d'invaso, stimato quale differenza tra gli idrogrammi in uscita tra i due stati simulati, sia ottenibile tramite la realizzazione di una sistema di laminazione e/o con sovradimensionamento della rete;
- Gli scarichi finali in rete pubblica sono a gravità attraverso condotte tarate di diametro DN160 e regolate da valvola di non ritorno.

2.4 IDROLOGIA E DETERMINAZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

L'analisi idrologica ha lo scopo di definire le portate nello Stato di progetto in funzione del "tempo di ritorno" (TR) e della durata dell'evento di pioggia.

La stima degli afflussi/deflussi, sul lotto di terreno oggetto di studio, è stata realizzata utilizzando come parametro di calcolo il metodo Curve Number elaborato dal Soil Conservation Service (USA). Questo metodo ricava l'altezza di pioggia efficacemente defluita nel bacino in funzione del tipo di suolo, della sua capacità d'immagazzinamento e delle condizioni dello stesso prima dell'evento. L'analisi è stata fatta analizzando i tempi di ritorno delle piogge, e in funzione di questi e del coefficiente di deflusso, dipendente dal tipo di permeabilità e uso del terreno, si sono determinati i valori massimi della portata istantanea al colmo.

Il calcolo della portata di pioggia massima scaricata è stato svolto facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a 50 anni.

La determinazione della portata al colmo col metodo afflussi/deflussi, deve avere come input l'altezza di pioggia ricavate dall'elaborazione statistica dei dati pluviometrici per piogge intense e di breve durata (15', 30', 1h, 3h, 6h, 12h, 24h) rilevati, da cui si ottengono le curve di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno. Per la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (d) dell'evento di pioggia in funzione di un prefissato tempo di ritorno (TR) è stato necessario individuare la legge probabilistica che meglio si adatta alla serie storica del campione analizzato. Generalmente, per le elaborazioni statistiche dei dati di pioggia, la distribuzione che meglio interpreta le serie storiche risulta essere quella di Gumbel, descritta dall'espressione:

$$h = a(T)t^{n(T)}$$

Nel caso in esame si sono utilizzati i parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica per TR 50 anni fornita dal Comune di Parma e mostrati nella tabella seguente.

Durata	<1h	≥1h
a	52.56	49.67
n	0.368	0.326

Tabella 1 – Valori caratteristici della curva di possibilità pluviometrica (TR = 50 anni)

In **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. e Figura 2 sono riportati i valori e il grafico della curva di possibilità pluviometrica relativa alla stazione in esame, per tempo di ritorno pari a 50 anni.

d (ore)	15'	30'	1	2	3	6	12	24
H (mm)	31.56	40.73	49.67	62.26	71.06	89.08	111.66	139.97

Tabella 2 – Valori caratteristici della curva di possibilità pluviometrica (TR = 50 anni).

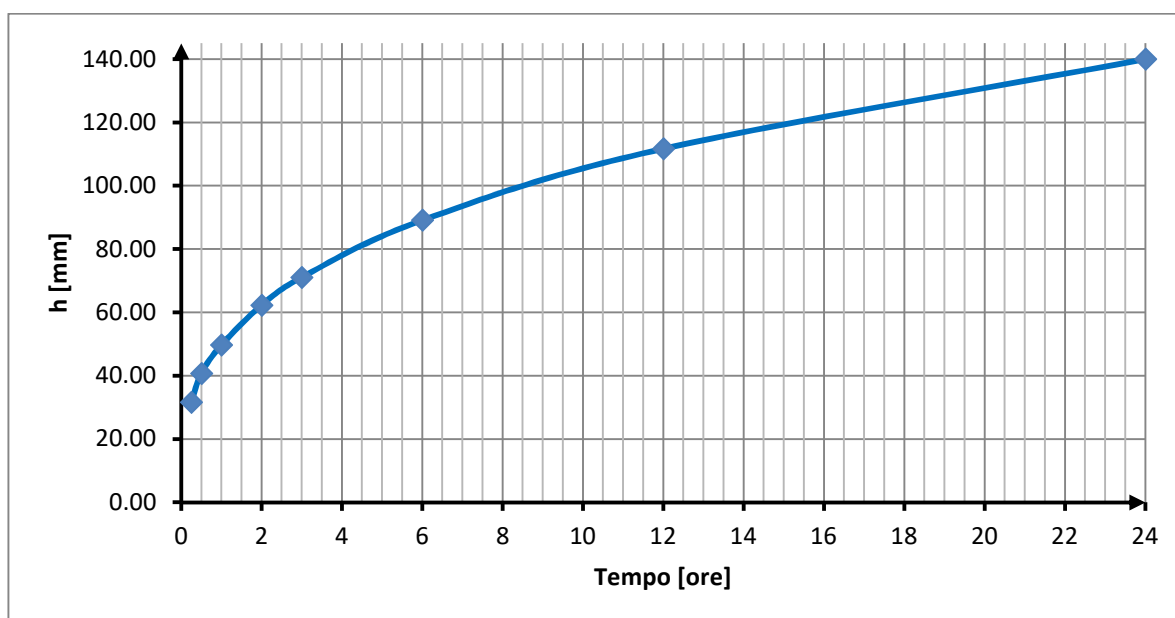


Figura 2 – Curva di possibilità pluviometrica, TR 50 anni

3 ANALISI IDROLOGICA-IDRAULICA

La simulazione idraulica per la determinazione delle portate defluenti nelle sezioni di chiusura delle aree scolanti, ovvero nella rete fognaria destinata a riceverle, è stata effettuata con l'utilizzo del modello idrologico-idraulico **SWMM** (Storm Water Management Model), sviluppato e aggiornato dall'agenzia federale statunitense per la protezione dell'ambiente U.S. E.P.A. che descrive quantitativamente la trasformazione delle piogge in deflussi superficiali sull'area di un bacino imbrifero e quindi in correnti idriche che confluiscono e si propagano lungo i collettori, consentendo di definire le portate nella configurazione attuale e di progetto in funzione del "tempo di ritorno" (TR) e della durata dell'evento di

pioggia. Una delle caratteristiche del programma è l'analisi dei deflussi provenienti da piccoli bacini urbani, come nel caso dell'intervento in oggetto.

Matematicamente il processo è rappresentato dalla soluzione di un sistema di equazioni differenziali che governano il bilancio della massa liquida (equazione di continuità) e della corrispondente energia meccanica (equazione del moto) tanto per il deflusso che si sviluppa come lama d'acqua fluente sulla superficie di una area elementare per effetto della saturazione del suolo e del superamento della sua capacità di infiltrazione, quanto del deflusso che si sviluppa come corrente essenzialmente monodimensionale in ciascuno dei tronchi elementari costituenti la rete drenante. Oltre tali equazioni differenziali, il modello impone contemporaneamente, attraverso successive formule, le condizioni al contorno, ed in particolare l'identità del livello in tutti gli estremi di canali che connettono lo stesso nodo, il legame tra livello raggiunto nei nodi, dimensione fisica delle confluenze e livelli idrici nei canali riceventi.

Le condizioni iniziali nel reticolo sono, invece, calcolate sulla base delle condizioni al contorno che riguardano i riceventi e della portata iniziale in ogni tratto.

Per quanto riguarda il deflusso di superficie, il programma considera ogni area elementare utilizzata per la schematizzazione dell'intero bacino come un serbatoio non lineare con un singolo ingresso che rappresenta le precipitazioni, e con più uscite che rappresentano rispettivamente l'infiltrazione, l'evaporazione ed il deflusso superficiale. È quest'ultima la componente maggiormente rappresentativa nel caso presente.

La capacità del serbatoio non lineare rappresenta la capacità massima d'accumulo sulle superfici del bacino, fornita principalmente dai micro e macro avvallamenti delle superfici e dal velo d'acqua presente sulle superfici bagnate, d'altezza variabile durante l'evento di pioggia.

Nella logica del modello il deflusso superficiale ha inizio solo quando il volume d'acqua nel serbatoio supera la capacità d'accumulo superficiale, mentre l'infiltrazione (solo nella porzione permeabile della superficie) e l'evaporazione riducono continuamente il volume d'acqua accumulato nel serbatoio. L'infiltrazione è modellata secondo il metodo CN del Soil Conservation Service (USA). Nei casi in cui l'infiltrazione e l'evaporazione siano potenzialmente superiori alla precipitazione, il deflusso è ovviamente nullo. E' presente anche la componente di deflusso ipodermico e di base, derivante dalla schematizzazione della regione sotterranea come due serbatoi non lineari interconnessi; tale elemento, introdotto quando si dispone di osservazioni in continuo delle piogge, può simulare anche gli scambi idrici fra falda freatica e corso d'acqua, ma riveste un'importanza trascurabile nella simulazione di singoli eventi di piena, come quelli analizzati in questo studio, perché i tempi di risposta dei due serbatoi sotterranei eccedono largamente quelli del ruscellamento superficiale, fornendo un contributo al deflusso totale che diviene significativo solo in regime fluviale di morbida e magra. Il processo appena descritto, elaborato dal modulo RUNOFF del programma, è ripetuto per ogni area elementare schematizzata, e per ogni passo temporale in cui è necessario discretizzare l'intervallo di tempo durante il quale interessa simulare la trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione della conseguente

portata lungo il sistema drenante, tenendo conto delle confluenze secondo la struttura topologica della rete idrografica. Nel caso in esame, si sono esaminati tempi di pioggia con durate differenti, dai 15 minuti fino alle sei ore, e fissato l'intervallo temporale di calcolo della simulazione complessivamente in 24 ore, con pluviogramma di ingresso di tipo triangolare. I parametri che occorrono fissare per la simulazione idrologica e quindi per la determinazione delle portate generate sono i seguenti:

- Caratteristiche fisiche e morfologiche dell'area sottesa (superfici impermeabili, aree verdi, strade ecc), che consentono di stimare le perdite e i coefficienti di deflusso, attraverso il metodo CN (caratteristiche del tipo di suolo);
- Ietogrammi di ingresso;
- Il metodo di analisi afflussi/deflussi (metodo SCS Curve Number).

Come anticipato, per la determinazione delle principali perdite idrologiche come evapotraspirazione, infiltrazione ed immagazzinamento nelle depressioni superficiali, è stato utilizzato il metodo CN.

Il coefficiente CN attribuisce ad ogni singola porzione di superficie, un valore adimensionale che ne caratterizza la risposta idrologica del suolo in funzione delle sue caratteristiche di permeabilità, d'uso e di copertura al fine di stimare il coefficiente di deflusso medio.

Il metodo consiste essenzialmente di due parti: nella prima si stima il volume del deflusso risultante da una pioggia, nella seconda si determina la distribuzione nel tempo del deflusso e la portata al colmo. Rinviando ai testi d'idrologia (es. Ven Te Chow) l'illustrazione del metodo, nel seguito ci si limita a riportare gli elementi necessari alla sua applicazione. Scritta l'equazione di continuità:

$$Q = P - S'$$

dove:

Q (mm) = volume defluito fino all'istante generico t;

P (mm) = volume affluito al medesimo istante;

S' (mm) = volume complessivamente perso = S*Q/P;

S (mm) = volume massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione = 25.400/CN – 254.

La valutazione del coefficiente CN e la stima del coefficiente di deflusso (δ), per piogge con diverso tempo di ritorno TR, ha portato ai seguenti valori:

$$Q = \frac{(P - I)^2}{(P - I - S)}$$

dove:

I = quota parte dell'afflusso che va ad invasarsi nelle depressioni superficiali (=0,2*S).

La forma dell'idrogramma di portata è funzione del tempo di corrivazione t_c , della durata D, dell'impulso di pioggia efficace R, del tempo di ritardo del colmo L (Lag), dei tempi di crescita t_p (time to peak), di esaurimento t_r (recession time) e del tempo base (base time).

Il tempo di corrivazione o concentrazione, caratteristico del bacino, è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per i bacini urbani il tempo di corrivazione t_c è descritto dalla somma di due termini:

$$t_c = t_r + t_p$$

- t_r rappresenta il tempo di ruscellamento ovvero il tempo che la particella d'acqua impiega per raggiungere la sezione di chiusura del sottobacino di riferimento;
- t_p rappresenta il tempo di percorrenza ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di controllo.

Il tempo di ruscellamento è d'incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto con valore minimo di 5 minuti che dai risultati e studi condotti su superfici stradali risulta adeguato a rappresentare il fenomeno di scorrimento delle gocce d'acqua sulla piattaforma.

3.1 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO

La definizione dei parametri utilizzati per la lottizzazione in oggetto riguarda due differenti condizioni:

- Stato di fatto;
- Stato di progetto.

3.1.1 STATO DI FATTO

Lo stato attuale si configura come una porzione di territorio di circa 22.000 m² a verde. Per la determinazione della portata generata dal terreno nello stato di fatto si è utilizzato il modello idrologico-idraulico **SWMM** (Storm Water Management Model). Per la calibrazione del modello si sono adottati gli stessi parametri dello stato di progetto, per questo motivo, per la spiegazione dettagliata si rimanda a quanto descritto per lo stato di progetto. Il valore di CN è stato stimato pari a 80.

Nella tabella seguente si riporta il valore della portata generata dal terreno per i diversi tempi di pioggia:

Tempo di pioggia	Tp	TR	15'	30'	1h	2h	3h	6h	12h	24h
Portata max. generata comparto	Q _{max}	50	3.94	12.07	23.08	39.87	49.63	59.89	58.48	48.49
		100	16.21	33.15	58.17	75.17	80.99	80.04	67.44	50.05

Tabella 3 – Portate nello stato di fatto per TR=50 anni e TR=100 anni

Come si può notare, il massimo della portata, per un tempo di ritorno di 50 anni, è generato da un evento di pioggia della durata di 6 ore ed è pari a circa 59,89 l/s.

La figura seguente riporta l'idrogramma dei deflussi generati dall'area in esame nello Stato di Fatto in occasione di una pioggia di durata pari a 6 ore e tempo di ritorno pari a 50 anni.

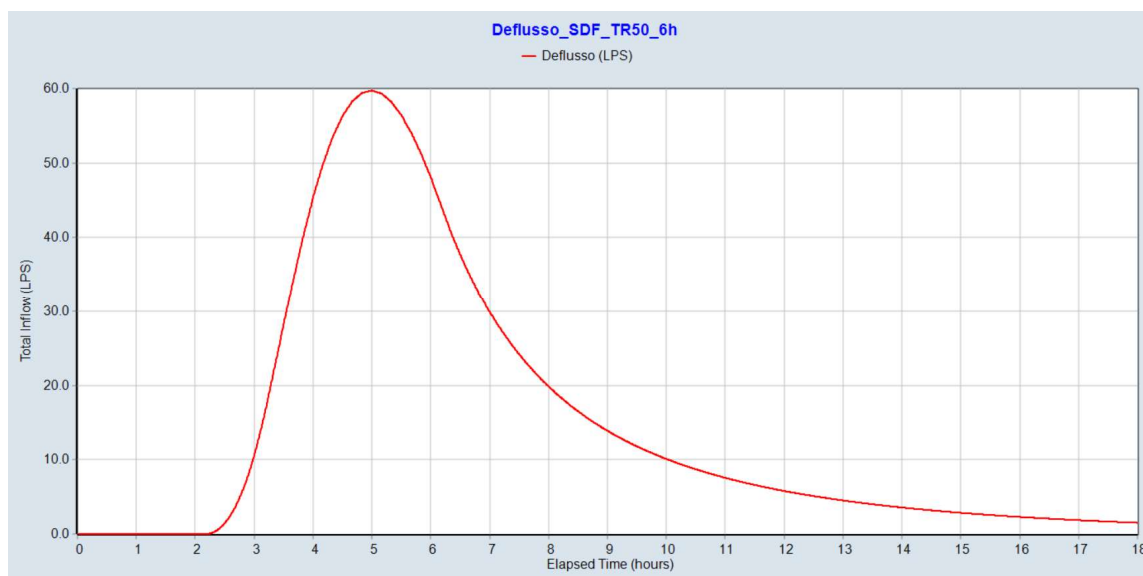


Figura 3 - Idrogramma dei massimi deflussi generati per TR 50 anni nello Stato di Fatto

3.1.2 STATO DI PROGETTO

Le reti acque bianche saranno realizzate con condotte scatolari prefabbricate in CLS di dimensioni interne di 700 mm di altezza e 1700 mm di larghezza, per uno sviluppo complessivo di circa 380 m, di cui circa 290 m per la rete Nord e circa 90 m per la rete Sud. All'interno di ciascun lotto è inoltre previsto un sistema di laminazione di volume compreso tra 10 m³ e 15 m³, come riportato in tabella 4, considerando per ciascun lotto una superficie massima di impermeabilizzazione pari al 50%. Per le condotte di scarico nella rete di pubblica fognatura sono previste condotte in PVC di diametro DN160, così da permettere di scaricare portate con valori al colmo analoghi a quelli calcolati per lo stato di fatto, anche per eventi pluviometrici con tempo di ritorno fino ai 50 anni.

Gli scarichi nella rete pubblica sono realizzati in nuove condotte circolari di diametro DN630, in testa alle tubazioni esistenti di diametro DN500 che convogliano le acque sulla condotta di fognatura mista presente su via Giacomo Matteotti. La pendenza della rete acque bianche è di circa 0,1%. La progettazione è stata sviluppata conformemente alle normative di settore:

- D. Min. LLPP 12/12/1985 Normativa tecnica per le tubazioni;
- Circ. Min. LLPP 11633 7/1/1974 Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto;
- Delibera di GR Emilia-Romagna n. 286 14/02/2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio aree esterne".
- RUE del Comune di Sorbolo Mezzani.

Di seguito si riporta una sintetica descrizione della rete in oggetto:

Rete Nord: La rete Nord serve una superficie complessiva pari a circa 13.000 m² ed è composta da condotte scatolari in CLS, di dimensioni 1700x700 mm, poste lungo le strade private, per uno sviluppo di circa 280 m. La rete è progettata per scolare le acque meteoriche dai 12 lotti del comparto e dalle relative strade. Lo scarico finale avviene attraverso una strozzatura di diametro DN160, inserendosi in un nuovo tratto di condotta circolare di diametro DN630 nella parte Nord-Ovest dell'area, questa confluisce nella condotta esistente DN500 la quale scarica nella fognatura mista presente su Via Giacomo Matteotti. Per i lotti serviti è previsto un sistema di laminazione interno di volume pari a circa 10 m³ per i lotti dall'1 al 10 e di circa 15 m³ per i lotti 11 e 12. Ciascun sistema di laminazione ha uno scarico di diametro DN160 nella condotta scatolare. I sistemi di laminazione interni possono essere realizzati anche attraverso la posa rispettivamente di circa 35 m e 55 m di tubazioni DN630.

Rete Sud: La rete Sud serve una superficie complessiva pari a circa 4.500 m² ed è composta da una condotta scatolare in CLS, di dimensioni 1700x700 mm, posta lungo la strada privata per uno sviluppo di circa 35 m, che scarica, con una strozzatura di diametro DN160, in un'altra condotta scatolare in CLS di dimensioni 1700x700 mm e lunghezza pari a circa 40 m che attraversa il parcheggio pubblico. Il parcheggio presenta anche una condotta in PVC di diametro DN630 per lo scolo e la laminazione di parte dei volumi. La rete è progettata per raccogliere le acque provenienti dai lotti A e B, dalla relativa viabilità privata e dal parcheggio pubblico. Lo scarico finale avviene attraverso una strozzatura di diametro DN160, inserendosi in un nuovo tratto di condotta circolare di diametro DN630 che confluisce nella condotta esistente DN500 posta lungo il fosso al termine di via Giuseppe di Vittorio, la quale scarica a sua volta nella condotta di fognatura mista presente su via Giacomo Matteotti. Per ciascuno dei due lotti serviti è previsto un sistema di laminazione interno di volume pari a circa 10 m³, ciascuno con scarico di diametro DN160 nella condotta scatolare. Il sistema di laminazione può essere realizzato anche attraverso la posa di circa 35 m di tubazioni DN630.

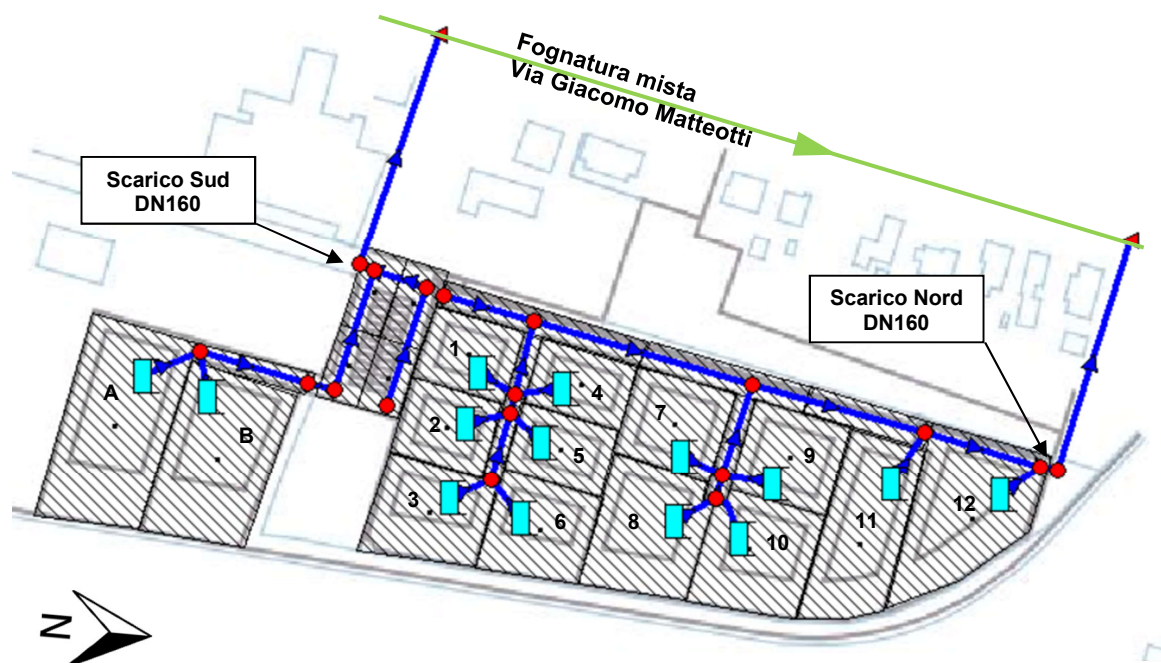


Figura 4 - Schematizzazione modellistica della rete di raccolta delle acque meteoriche e individuazione lotti

Laminazione rete privata		
<i>Comparto Nord</i>		
- Lotti n. 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10	10	m ³
- Lotti n. 11 – 12	15	m ³
- Condotte	325	
<i>Comparto Sud</i>		
- Lotti A – B	15	m ³
- Condotte	42	m ³
Totale privato	527	m ³
Laminazione rete pubblica		
Condotte	64	m ³
Volume totale	591	m³

Tabella 4 – Volumi di invaso di progetto per il comparto privato e il comparto pubblico

3.2 LA CALIBRAZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO SWMM

Il modello SWMM utilizza un numero elevato di parametri idrologici e idraulici, distribuiti su ogni sottobacino e collettore drenante; i loro valori numerici dovrebbero essere assegnati sulla base del confronto tra il valore delle grandezze misurate (portate o livelli) in alcuni tratti della rete ed il valore delle medesime grandezze ottenuto come risultato del modello di simulazione, con riferimento ad uno o più eventi di pioggia reali monitorati. I valori dei principali parametri del modello SWMM dopo la calibrazione sono i seguenti:

- lama d'acqua di detenzione superficiale su suolo impermeabile: 2,5 mm;
- lama d'acqua di detenzione superficiale su suolo permeabile: 5,0 mm;
- coefficiente di scabrezza secondo Manning su suolo impermeabile: $0,014 \text{ m}^{-0,33} \text{ s}$;
- coefficiente di scabrezza secondo Manning su suolo permeabile: $0,26 \text{ m}^{-0,33} \text{ s}$.

Oltre a fissare i parametri interni di calibrazione del modello di infiltrazione si sono fatte alcune ipotesi fisiche, di seguito riportate, sulla condizione della rete esaminata:

- le condotte della rete sono state considerate pulite, senza nessun tipo di ostruzione e intasamento e quindi in un perfetto stato di manutenzione;
- per le condotte della rete (PVC) è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Manning pari a $0.0125 \text{ m}^{-0,33} \text{ s}$;
- la rete di scarico ha pendenza di circa 0.1%;
- la rete è simulata con condotte scatolari di dimensioni interne di 1700 x 700 mm;
- gli scarichi avvengono a gravità attraverso condotte in PVC di diametro DN160;
- la condizione di valle nel punto terminale della rete è quella di moto uniforme.

L'area di studio è stata suddivisa in 21 sottobacini scolanti, aventi caratteristiche di permeabilità omogenee e definiti da una pendenza media (0,15%), da una larghezza caratteristica della superficie di scolo e da un nodo di recapito.

Il metodo di calcolo utilizzato, per l'implementazione del modello, è il Dynamic Wave, ossia definizione dei parametri idraulici della rete in moto vario e quindi tenendo conto sia degli effetti di laminazione che delle condizioni di monte e valle dinamiche in ogni nodo della rete.

3.3 LA FORMAZIONE DEI DEFLUSSI DI RIFERIMENTO

Il modello SWMM, calibrato secondo le possibilità concesse dalle informazioni preliminari disponibili, è applicato per il calcolo degli idrogrammi delle piene di riferimento, corrispondenti ai tempi di ritorno di **50 anni**. Alla base di tale determinazione si assume che il tempo di ritorno degli eventi estremi di pioggia corrisponda a quello degli eventi estremi di portata. Nella figura seguente si riporta la schematizzazione modellistica della rete per la zona oggetto di studio.

Di seguito vengono riportate le coperture delle superfici utilizzate nella modellazione dei bacini scolanti come da progetto:

	Comparto NU3 Nord	Comparto NU3 Sud	TOTALE NU3
Superficie fondiaria lotti	11.284 m ²	3.345 m ²	14.629 m ²
Viabilità interna all'ambito (privata)	1.547 m ²	193 m ²	1.740 m ²
Parcheggio pubblico	-	1.110 m ²	1.110 m ²
Verde pubblico	-	1.676 m ²	1.676 m ²
Fascia verde ecologico	2.385 m ²	450 m ²	2.835 m ²
Superficie totale	15.216 m²	6.774 m²	21.990 m²

Tabella 5 – Superfici e coperture di progetto interne all'ambito utilizzate per la modellazione delle reti

3.4 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE SCARICATE DELLA RETE DI SCOLO ACQUE BIANCHE

Seguendo le metodologie sopra esposte, sono stati stimati gli idrogrammi defluenti da ciascun sottobacino per tutti gli eventi pluviometrici assegnati (al variare della durata di pioggia) e quindi la portata in transito istante per istante in ogni collettore ed il carico piezometrico all'interno di ciascun nodo della rete.

Il metodo di calcolo utilizzato, per l'implementazione del modello, è il Dynamic Wave, ossia definizione dei parametri idraulici della rete in **moto vario** e quindi tenendo conto sia degli effetti di laminazione delle condotte che delle condizioni dinamiche di monte e valle in ogni nodo della rete.

Il massimo valore al colmo di portata scaricata si ottiene per piogge di durata pari a 2 ore relativamente al comparto Sud, per piogge di durata pari a 6 ore relativamente al comparto Nord. Complessivamente, considerando l'intera rete in progetto, il massimo valore di portata al colmo scaricata si raggiunge per piogge di durata pari a 3 ore.

Nelle pagine seguenti, suddivisi per durata di pioggia, si riportano lo ietogramma di ingresso, l'idrogramma delle portate in ingresso e uscita dallo scarico ed il profilo di rigurgito delle condotte principali fino al recapito nell'istante di massimo riempimento. Si riportano in particolare i risultati per piogge di durata pari a 3 ore e per tempo di ritorno pari a 50 anni.

In Figura 5 è riportato lo ietogramma di ingresso per una durata di pioggia di 3 ore.

- TR50 ANNI: DURATA DI PIOGGIA 3 ORE**

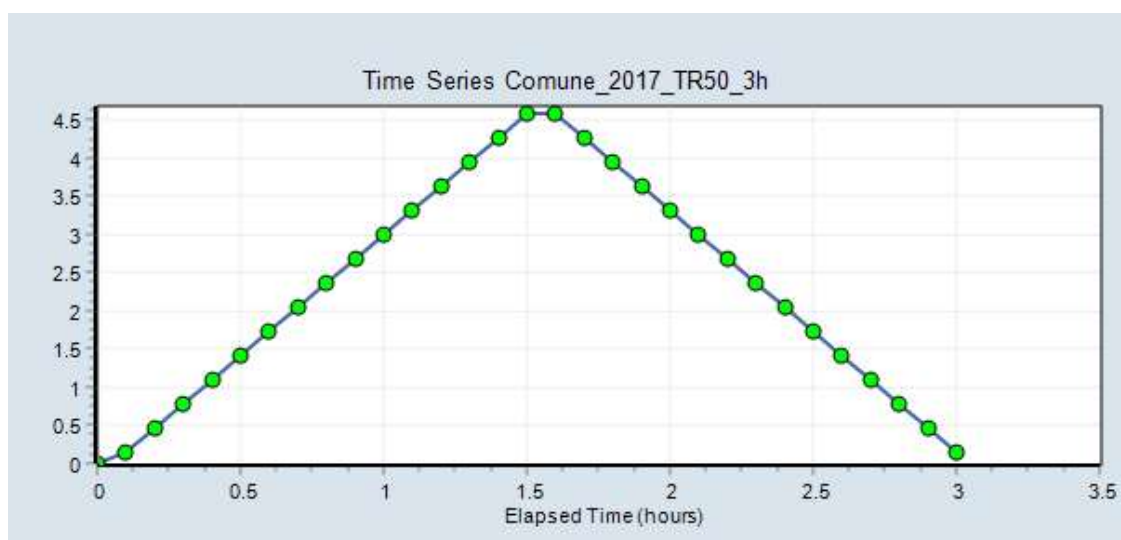


Figura 5 – Ietogramma di pioggia corrispondente ad una durata pari a 3 ore, TR 50 anni

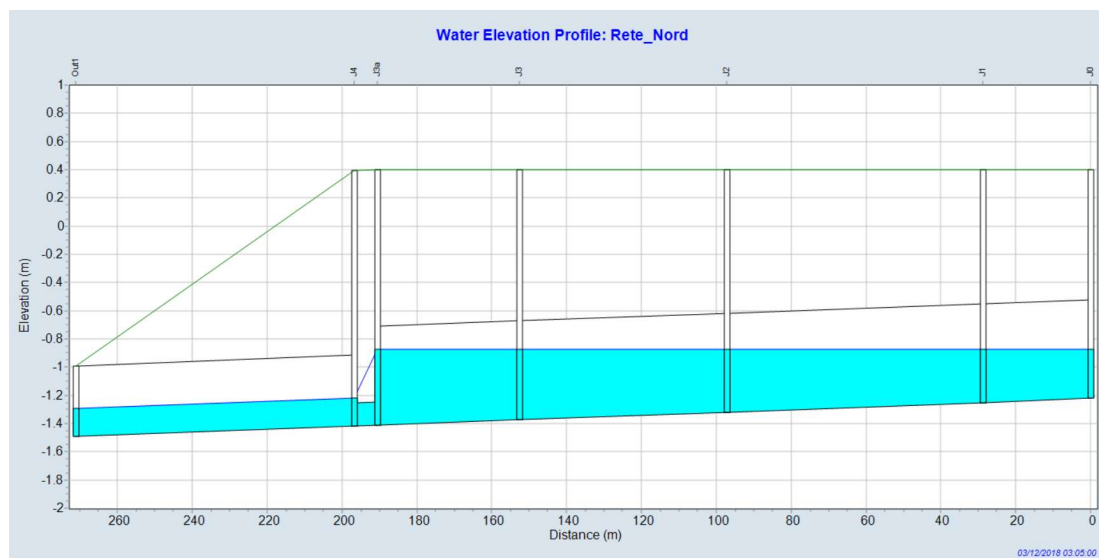


Figura 6 – Profilo di rigurgito della dorsale Nord fino allo scarico in via Giacomo Matteotti, pioggia 3 ore e TR=50 anni

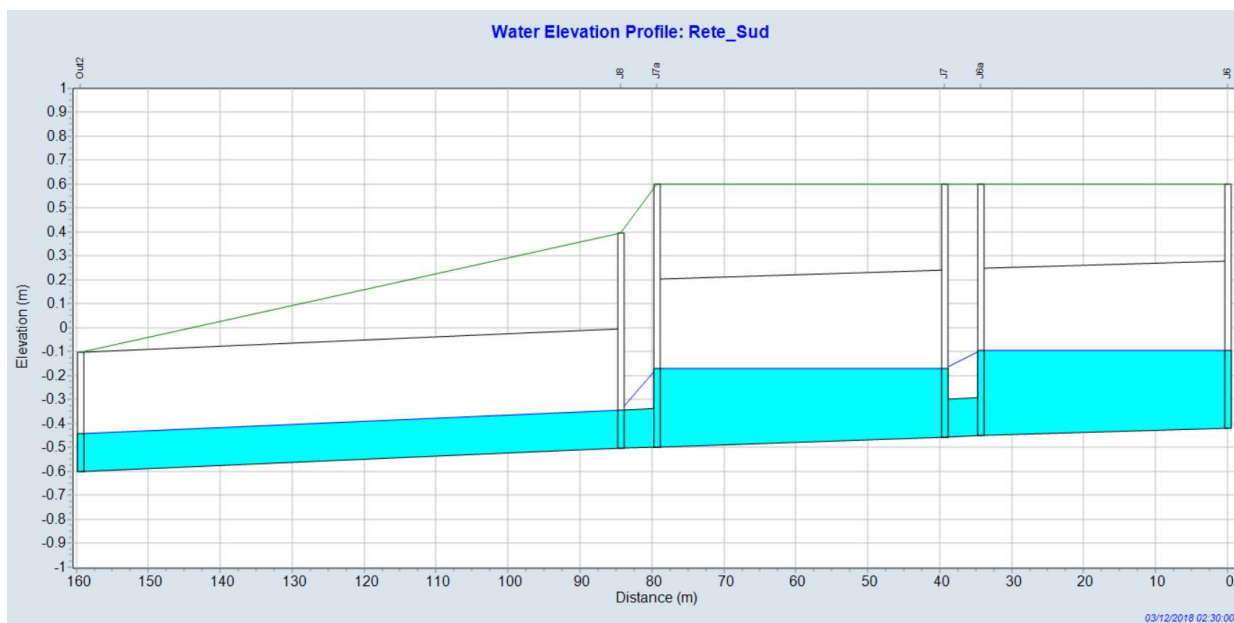


Figura 7 – Profilo di rigurgito della dorsale Sud fino allo scarico in via Giacomo Matteotti, pioggia 3 ore e TR=50 anni

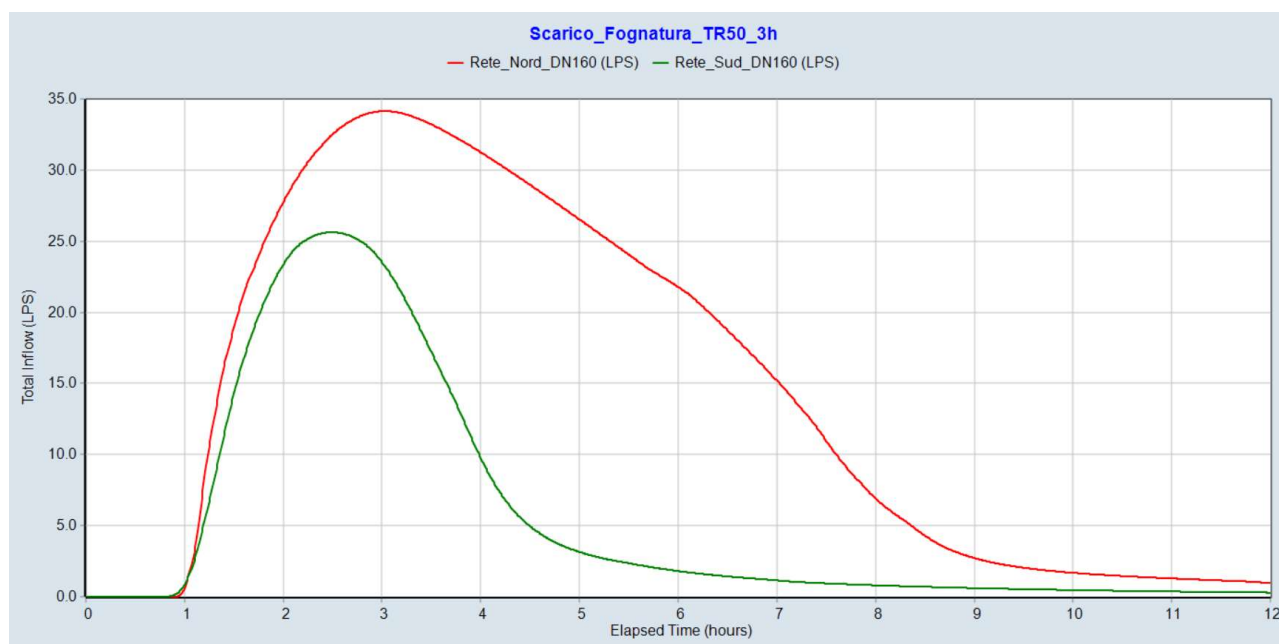


Figura 8 – Idrogramma agli scarichi DN160 della rete Nord e della rete Sud in fognatura pubblica, pioggia 3 ore e TR=50 anni

Portata massima in ingresso	123,57	l/s
Rete Nord		
Volume laminato lotti	100	m ³
Volume laminato strade private	220	m ³
Rete Sud		
Volume laminato lotti	15	m ³
Volume laminato strade private	45	m ³
Volume laminato parcheggio pubblico	10	m ³
Volume totale laminato	390	m³
Volume disponibile	590	m ³
Portata massima scaricata	59,78	m³

Tabella 6 – Parametri caratteristici e portate al colmo nello stato di progetto, pioggia di 3 ore e TR 50 anni

TR 50	Comparto Nord	Comparto Sud	TOTALE
	Q max (l/s)	Q max (l/s)	Q max (l/s)
15'	23.11	19.05	42.16
30'	23.77	26.90	50.67
1h	29.93	26.18	56.11
2h	32.98	26.79	59.77
3h	34.15	25.63	59.78
6h	34.47	21.49	55.96
12h	32.16	16.44	48.60
24h	27.42	12.05	39.47

Tabella 7 – Portate al colmo nello stato di progetto per le durate di pioggia analizzate, TR=50 anni

Dai risultati esposti si dimostra che la durata di pioggia critica, che determina complessivamente la massima portata di picco allo scarico in pubblica fognatura, è quella di 3 ore. I volumi laminati all'interno delle tubazioni e nei sistemi di laminazione riducono la portata massima a circa 59,78 l/s, di cui circa 34,47 l/s allo scarico Nord e circa 26,79 l/s allo scarico Sud.

I risultati dimostrano il corretto funzionamento del sistema acque bianche in progetto e mostrano che non avvengono fuoriuscite d'acqua da nessun pozzetto. I livelli d'invaso non creano problemi di allagamento né alla lottizzazione né alla strada, e i volumi d'invaso di progetto sono maggiori di quelli raggiunti per eventi di pioggia con tempi di ritorno fino a 50 anni. La portata massima scaricata per la durata di pioggia critica è minore della massima portata al colmo calcolata per lo stato di fatto, rispettando il principio di invarianza idraulica. Il sistema fognario in progetto è stato verificato anche per eventi con tempo di ritorno pari a 100 anni, nelle pagine seguenti si riportano i relativi risultati, in particolare per la durata di pioggia critica pari a 3 ore.

- TR100 ANNI: DURATA DI PIOGGIA 3 ORE**

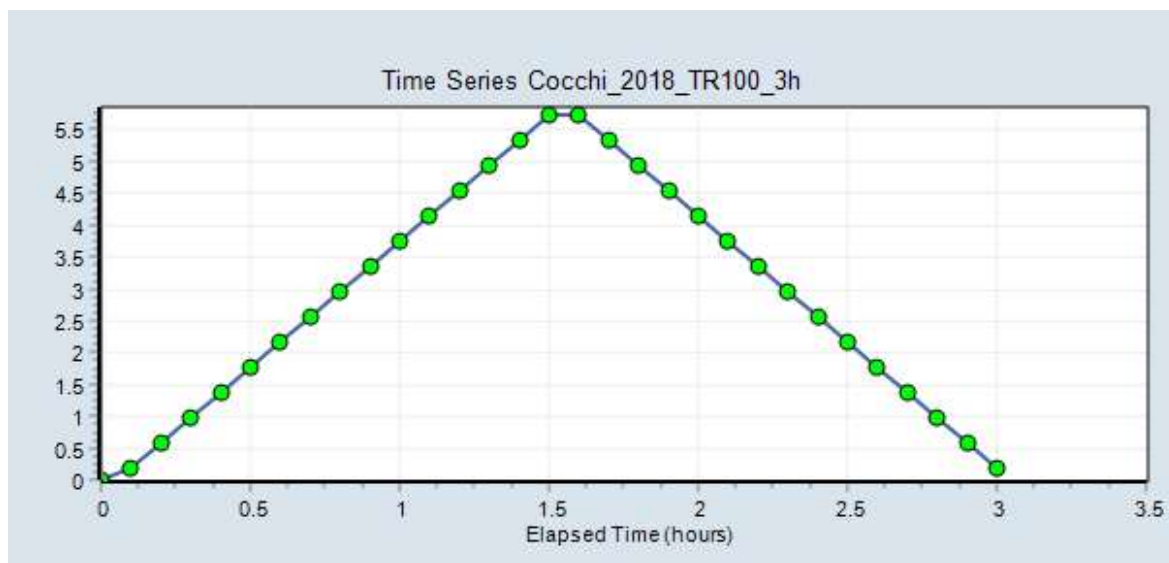


Figura 9 – Ietogramma di pioggia corrispondente ad una durata pari a 3 ore, TR 100 anni

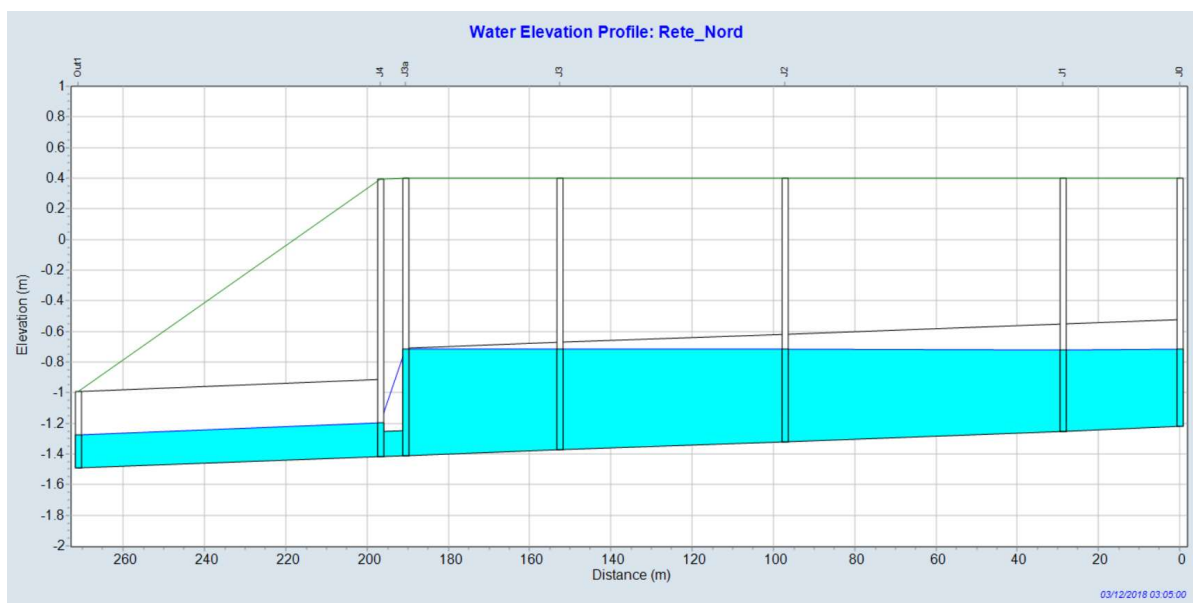


Figura 10 – Profilo di rigurgito della dorsale Nord fino allo scarico in via Giacomo Matteotti, pioggia 3 ore e TR=100 anni

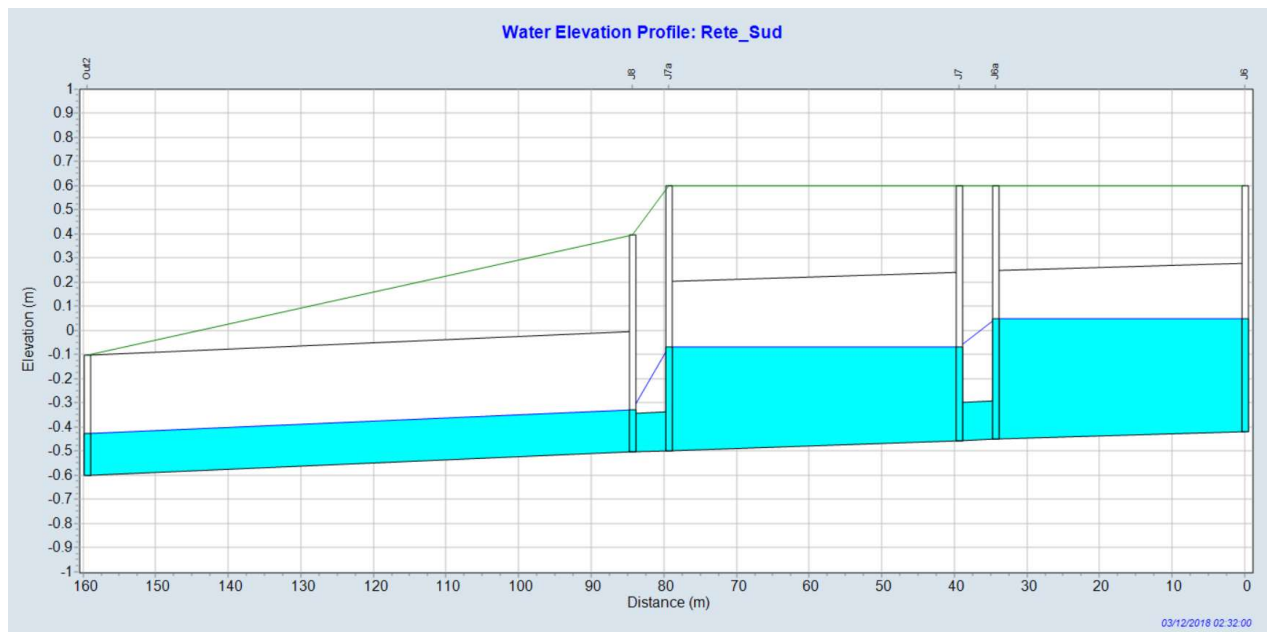


Figura 11 – Profilo di rigurgito della dorsale Sud fino allo scarico in via Giacomo Matteotti, pioggia 3 ore e TR=100 anni

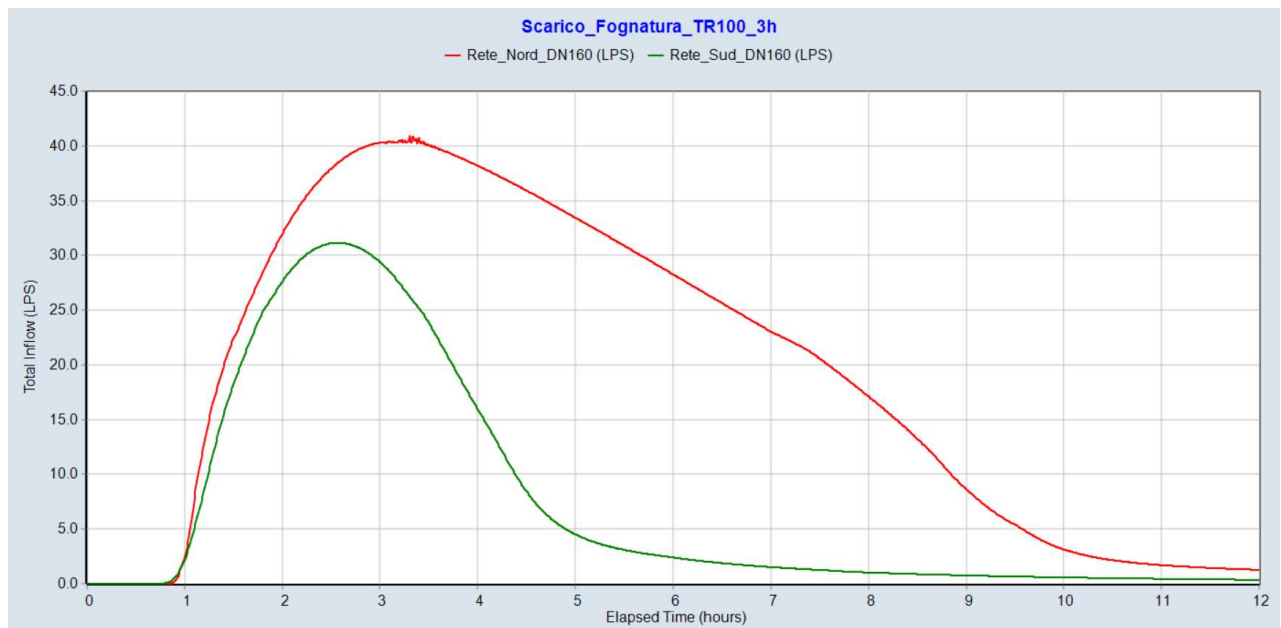


Figura 12 – Idrogramma agli scarichi DN160 della rete Nord e della rete Sud in fognatura pubblica, pioggia 3 ore e TR=50 anni

Portata massima in ingresso	157,89	l/s
Volume laminato	490	m ³
Portata massima scaricata	72,22	m ³

Tabella 8 – Parametri caratteristici e portate al colmo nello stato di progetto, pioggia di 3 ore e TR 100 anni

TR 100	Comparto Nord	Comparto Sud	TOTALE
	Q max (l/s)	Q max (l/s)	Q max (l/s)
15'	28.19	25.38	53.57
30'	32.41	29.80	62.21
1h	36.88	33.77	70.65
2h	39.51	33.15	72.67
3h	41.07	31.74	72.81
6h	39.66	25.30	64.96
12h	35.60	18.52	54.12
24h	28.76	12.72	41.48

Tabella 9 – Portate al colmo nello stato di progetto per le durate di pioggia analizzate, TR=100 anni

Dai risultati esposti si dimostra che, anche per eventi con tempo di ritorno pari a 100 anni e di durata critica pari a 3 ore, il sistema acque bianche in progetto presenta un corretto funzionamento e mostra che non avvengono fuoriuscite d'acqua da nessun pozzetto, inoltre i livelli d'invaso non creano problemi di allagamento né alla lottizzazione né alla strada.

Si evidenzia che i volumi d'invaso di progetto sono in grado di contenere anche i volumi generati da piogge con tempo di ritorno fino a 100 anni, riducendo la portata massima a circa 72,81 l/s, di cui circa 41,07 l/s scaricati dal comparto Nord e circa 31,74 l/s scaricati dal comparto Sud. I valori della portata al colmo di progetto, confrontati con quelli calcolati per lo stato di fatto, dimostrano il rispetto del principio di invarianza idraulica anche per tempi di ritorno pari a 100 anni.

4 LA RETE DI SCOLO ACQUE NERE

Il nuovo comparto residenziale prevede la realizzazione di 14 lotti con una superficie utile complessiva pari a circa 2.175 m² di SLU.

La determinazione del carico idraulico prodotto da ogni attività e gravante sulla rete è stato condotto con riferimento alla tipologia di insediamento residenziale e con riferimento ai reflui di origine domestica.

4.1 DETERMINAZIONE DEL CARICO IDRAULICO

Il progetto prevede la realizzazione di una dorsale fognaria, parallela a quella di progetto per le acque bianche, con tubazioni in PVC di diametro DN200, che si collegherà alla rete Comunale esistente presente su Via Giuseppe Saragat. Il calcolo degli abitanti equivalenti A.E. deriva dal numero dalla superficie utile lorda assegnata ai lotti, con una densità abitativa, per il residenziale pari a 0,033.

In totale gli abitanti gravanti sono 72 e la dotazione idrica media è stata prevista pari a 350 l/giorno/Ab. Per il calcolo del carico di punta, è stata usata la formula indicata dal "Committee of the American Society of Civil Engineers" e dalla "Water Pollution Control Federation"

$$Cp = 20 * A.E.^{-0.2}$$

che è legata al numero di abitanti equivalenti che gravano sul bacino.

Per tale motivo si è verificata la rete con carico di punta complessivo pari a 8,51 volte la portata media.

La portata delle acque nere è stata calcolata tramite la seguente formula:

$$Q = \frac{e * D * Cp * A.E.}{86400}$$

dove:

- Q è la portata delle acque nere di punta della fogna, in l/sec
- D è la dotazione idrica giornaliera pro-capite, l/abitante/giorno
- A.E. è il numero di abitanti equivalenti serviti dalla fogna
- Cp è il coefficiente di punta
- ε è un coefficiente riduttivo che tiene conto dell'acqua dispersa per evaporazione ed infiltrazione nel suolo=1

La portata massima al colmo si realizza in condizioni di punta, ovvero, dove il carico idraulico si concentra in poco tempo. La portata massima per le due dorsali vale pertanto:

$$Q_{\max} = Q_0 \times C_p$$

Con i dati di progetto si ottengono i seguenti valori di portata:

- Q_{\max} = 2,47 l/s
- Q_{med} = 0,29 l/s

Pertanto le portate di punta di progetto Q_{max} sono quelle esposte sopra, il che significa verificare che con tali portate la rete progettata con tubazioni DN200 nell'asta e con la pendenza media di progetto si mantenga con un grado di riempimento minore o uguale al 60% ($\leq 60\%$) per evitare indesiderati rigurgiti e il corretto funzionamento della rete.

4.2 VERIFICA DEI COLLETTORI

La verifica del collettore è eseguita con la espressione di Chezy adottando tubazioni in PVC con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler pari a $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e pendenza media dello 0,25%.

Rete	Diametro	Area bagnata	Perimetro bagnato	Raggio idraulico	Pendenza media	Scabrezza	Velocità	Portata progetto	Grado riempimento	Altezza riempimento
	D m	A/D ²	P/D	R/D	i	c $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$	v m/s	Q m^3/s	h/hd	hd mm
Privata	0.188	0.198	1.159	0.032	0.25%	80	0.479	0.00247	30%	56

Tabella 10 - Caratteristiche della rete acque nere in progetto

5 SPECIFICHE TECNICHE RETE FOGNARIA

La realizzazione della rete di smaltimento acque nere a gravità in area pubblica è prevista con diametro DN160 per tutte le parti private, e con diametro DN200 per le parti pubbliche, e tale da garantire il franco minimo di speco libero. Il materiale è il PVC SN8, per posa in area asfaltata carrabile o in terrapieno, secondo norma UNI EN1401 con marchio IIP e le giunzioni sono previste di tipo elastico con giunti a bicchiere ricavati sul tubo stesso, a tenuta mediante guarnizione elastomerica.

La posa è prevista in trincea stretta con spessore minimo del letto di posa pari a 10 cm e il materiale utilizzato dovrà essere di sabbia mista a ghiaia con granulometria non superiore ai 10÷15 mm così come il riempimento sino a 15 cm al di sopra della generatrice superiore del tubo sul quale andrà posta apposita striscia colorata di segnalazione. Sono previsti bauletti e ricoprimenti in cls nei tratti dove il ricoprimento minimo del tubo sulla generatrice risulta sempre inferiore al metro.

Il raccordo tra tubi di diametro diverso avverrà sempre in pozzetto aperto con fondello idraulico in cls per evitare rigurgiti. Le ispezioni sulla fognatura sono realizzate con camerette in C.A. prefabbricate o gettate in opera a completa tenuta idraulica, di dimensione minima 80x80 cm e posizionate in linea ad un interasse di circa 40÷50 metri. I pozzetti di ispezione dovranno essere realizzati a perfetta tenuta idraulica in realizzazione monolitica o con idonee guarnizioni di tenuta tra i vari elementi e mediante apposito trattamento impermeabilizzante delle pareti interne fino al potenziale massimo livello di escursione di falda, sigillature con apposite malte cementizie espansive internamente ed esternamente ai raccordi tra gli elementi sovrapposti e adozione di idonea guarnizione a tenuta tra gli stessi elementi (giunzioni dei componenti e degli innesti a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomero resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920).

I pozzetti dovranno essere realizzati con fondo idraulico ispezionabile sagomato secondo i flussi in transito e trattato per rendere la superficie liscia e non attaccabile dai reflui, per tale motivo il fondello del pozzetto dovrà quindi essere realizzato con rivestimento in polipropilene (PP) o in fibra di vetro rinforzato (PRFV). I fondelli potranno essere rivestiti in opera o forniti direttamente dal prefabbricatore. I fori di passaggio delle tubazioni, se realizzati in opera, dovranno essere sigillati con idoneo composto monocomponente o bicomponente idro-espandente.

I chiusini di accesso saranno in ghisa sferoidale tipo GTS con telaio rotondo e coperchio rotondo diametro minimo 600 mm o quadrato, classe di resistenza minima D400 per traffico pesante, fornito di guarnizione antirumore, con apertura ad incastro, rispondenti alla norma UNI EN 124, riportanti quindi sul coperchio l'identificazione del produttore, la classe di appartenenza, il riferimento alla norma EN 124, il marchio dello Ente di certificazione.

Gli allacci dei lotti privati saranno dotati di sifoni tipo Firenze collocati in proprietà a valle di tutti gli scarichi dell'immobile; andranno eseguiti con pezzo speciale di raccordo (sella o braga a 45°).

L'impatto della rete di lottizzazione sulla rete pubblica esistente è previsto con un invito di almeno 45° al fine di migliorare le perdite di energia sul flusso ricevente.

6 CONCLUSIONI

Dai risultati esposti si dimostra che la durata di pioggia critica, che determina complessivamente la massima portata al colmo scaricata in pubblica fognatura, è quella di 3 ore.

I risultati dimostrano il corretto funzionamento del sistema acque bianche in progetto, sia per i fini di drenaggio che di laminazione delle acque di pioggia, e mostrano che non avvengono fuoriuscite d'acqua da nessun pozzetto e che i livelli d'invaso non creano problemi di allagamento né alle parti pubbliche né alle parti private.

La rete fognaria acque bianche così progettata è verificata per tutte le durate di pioggia dai 15 minuti alle 24 ore per il tempo di ritorno di progetto di TR 50 anni.

Volume laminato superfici private	380	m ³
Volume laminato superfici pubbliche	10	m ³
Volume totale laminato	390	m³
Volume disponibile	590	m ³
Portata massima scaricata	59,78	l/s

Tabella 11 – Volumi di laminazione e portata massima della rete acque bianche di progetto, durata 3 ore TR=50 anni

*Il volume massimo laminato durante l'evento critico di progetto è pari a circa **390 m³**, di cui circa 10 m³ relativi al parcheggio pubblico, a fronte di un volume di invaso disponibile complessivo di circa 590 m³.*

*Lo scarico finale della pubblica fognatura avviene con condotta **DN160** che realizza una strozzatura necessaria per la laminazione dei volumi e la riduzione dei deflussi in uscita.*

*Il sistema di gestione delle acque bianche consente di limitare la portata scaricata definendo una **portata al colmo pari a circa 59,78 l/sec**, questa portata consente di rispettare il principio dell'invarianza della portata.*