

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO  
**AMBITO PRODUTTIVO**  
**APS1.2**

**PR.2**

**APPROFONDIMENTO IDRAULICO**

**Committente**

Ditta Sani Trasporti srl

**Progettazione Urbanistica**

Arch. Luca Pagliettini  
(Collettivo di Urbanistica)  
Geom. Pietro Mazzoni  
(Studio Mazzoni)  
Geom. Maria Pia Viggiano  
(Studio Viggiano)

**Consulenti**

Acustica, Geologia, Sismica

Dott. Geol. Luca Calzolari  
( Studio MaC)

Idraulica

Dott. Ing. GianLorenzo Bernini  
(Studio Isi - Ingegneria e Ambiente)

Termotecnica

Dott. Ing. Federico Mattioli  
(MBI EnergiE srl)

Telefonia, Illuminotecnica e Elettricità

P.I. Alessandro Navarrini  
(Studio Navarrini)

Archeologia

Dott.ssa Cristina Anghinetti  
(Studio Abacus srl)

Rendering

Federico Fontana  
(FICO Creative Studio)



## 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.....	11
3.2	La calibrazione del modello idrologico SWMM.....	12
3.3	Determinazione delle portate scaricate della rete di scolo acque bianche .....	14
3.3.1	Stato di progetto – TR 100 anni.....	14
4	LA RETE DI SCOLO ACQUE NERE .....	17
4.1	Determinazione del carico idraulico .....	17
4.2	Verifica dei collettori .....	18
5	DESCRIZIONE E DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	19
5.1	Condotta di mandata .....	20
6	SPECIFICHE TECNICHE RETE FOGNARIA.....	21
7	VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEL PROGETTO .....	22
7.1	Misure per la compatibilità idraulica del progetto .....	23
8	CONCLUSIONI .....	24

## 1 PREMESSA

La presente relazione illustra, in via preliminare, i criteri adottati per il dimensionamento e la verifica di compatibilità idraulica del sistema di drenaggio delle acque bianche relative al Sub Ambito 2 nella frazione di Bogolese del Comune di Sorbolo Mezzani. Il dimensionamento e la modellazione delle reti sono stati eseguiti basandosi sui dati ricavabili dal rilievo topografico e dai documenti progettuali attualmente a disposizione.

Allo stato attuale il Sub Ambito 2 si configura come superficie agricola e costituisce parte del più consistente ambito APS1. La superficie territoriale di intervento del Sub ambito è pari a 110.400 mq.

Il dimensionamento della rete fognaria acque bianche prende in considerazione il contributo dovuto agli scarichi meteorici delle superfici impermeabilizzate del Sub Ambito in oggetto. La figura seguente mostra l'inquadratura territoriale dell'area in oggetto.



Figura 1 - Individuazione della zona oggetto di studio

La verifica preliminare della rete acque bianche è stata eseguita nel rispetto dei seguenti criteri:

- il tempo di ritorno (TR) massimo dell'evento di pioggia sia uguale a 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 nel ricettore finale avvenga in conformità con quanto indicato dal regolamento di polizia idraulica del Consorzio della Bonifica Parmense

Determinate le portate nello Stato di Fatto e di Progetto, esaminando eventi di pioggia con tempo di ritorno 100 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 parallela a quella in progetto per le acque bianche, utilizzando tubazioni in PVC SN8 di diametro DN250 per drenare i reflui verso il pozzetto di allaccio alla rete fognaria comunale mista esistente su via F. Santi. Tutti i reflui verranno convogliati lungo tale condotta fino all'impianto di depurazione comunale.

***Le simulazioni idrologiche e idrauliche sono state eseguite utilizzando eventi di pioggia con tempo di ritorno TR fino a 100 anni.***

## 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 allo stato di fatto, al fine di non perturbare l'equilibrio idraulico della rete idrica superficiale attuale. È quindi necessario, per la rete acque bianche, 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

La rete delle acque bianche sarà realizzata prevalentemente con condotte scatoari in CLS di dimensioni 2 x 1 m e sarà costituita da una dorsale principale che percorre la viabilità dell'ambito, tale condotta raccoglierà direttamente le acque scolanti dalle superfici pubbliche, mentre le acque provenienti dalle coperture e dalle superfici dei lotti saranno convogliate nella condotta principale attraverso allacci laterali in PVC con tubazioni di diametro DN250. Le reti acque bianche private dei lotti dovranno garantire in particolare un volume di invaso pari ad almeno 150 m<sup>3</sup> per ettaro impermeabilizzato. Tutti i volumi raccolti in rete saranno scaricati nel Cavo Formica attraverso una strozzatura di diametro DN250. Per eventi di pioggia intensi, il sistema prevede l'invaso del bacino in progetto su parte dell'area verde del comparto e del lotto di proprietà confinante a Nord. La vasca in progetto disporrà di un volume utile complessivo di laminazione pari a circa 4.100 m<sup>3</sup>. Nella figura seguente si riporta la planimetria dell'intervento in progetto.

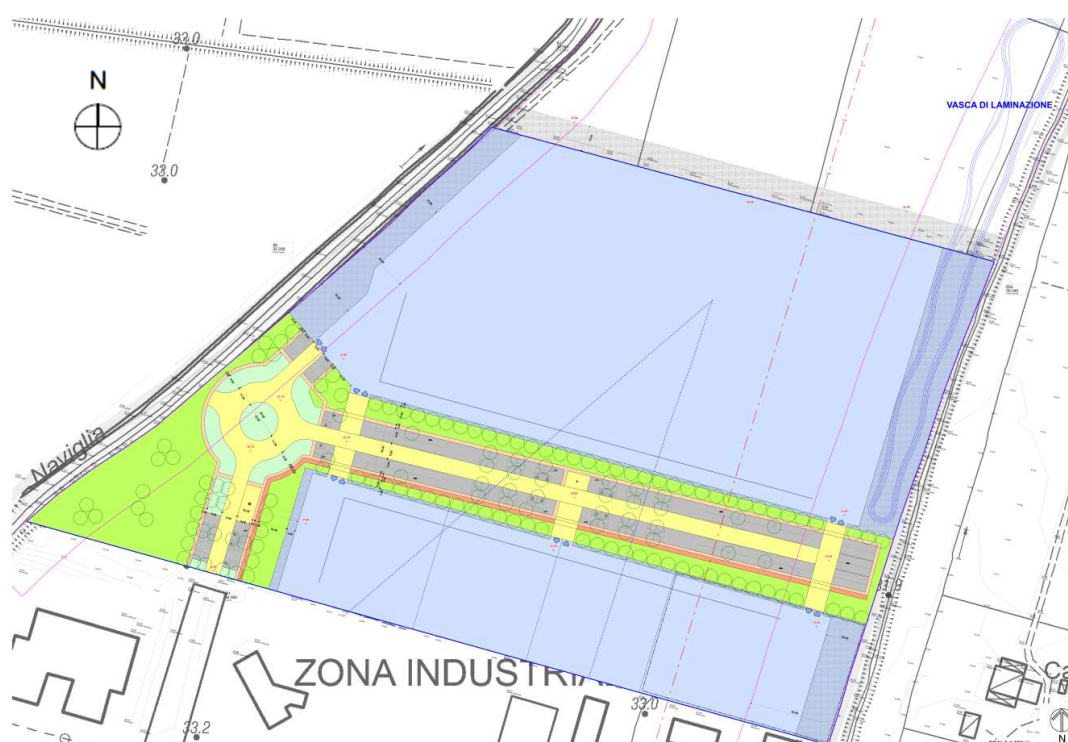


Figura 2 – Planimetria di progetto

**La rete interna pubblica così dimensionata disporrà di un volume di invaso complessivo di circa 5.000 m<sup>3</sup>, ottenuto attraverso la vasca di laminazione e il sovradimensionamento delle condotte.**

Il dimensionamento della rete acque bianche è stato eseguito nel rispetto dei seguenti criteri:

- il tempo di ritorno (TR) massimo dell'evento di pioggia sia uguale a 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 nel ricettore finale avvenga nel Cavo Formica attraverso condotta tarata DN250 e in conformità con quanto indicato dal regolamento di polizia idraulica del Consorzio della Bonifica Parmense.

## 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 superfici dei lotti in oggetto ed è progettata per avere funzione di invaso dinamico per laminare i volumi di pioggia e convogliarli verso lo scarico nel canale consortile. 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".

## 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.

## 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 del collettore è stato svolto facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a 100 anni.***

La determinazione della portata al colmo, attraverso il 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 100 anni per il Comune di Parma riportati nella tabella seguente:

Durate	$\leq 0,5$	$\geq 1$
a	56.74	61.431
n	0.335	0.297

Tabella 1 - Valori caratteristici della curva di possibilità pluviometrica, TR = 100 anni



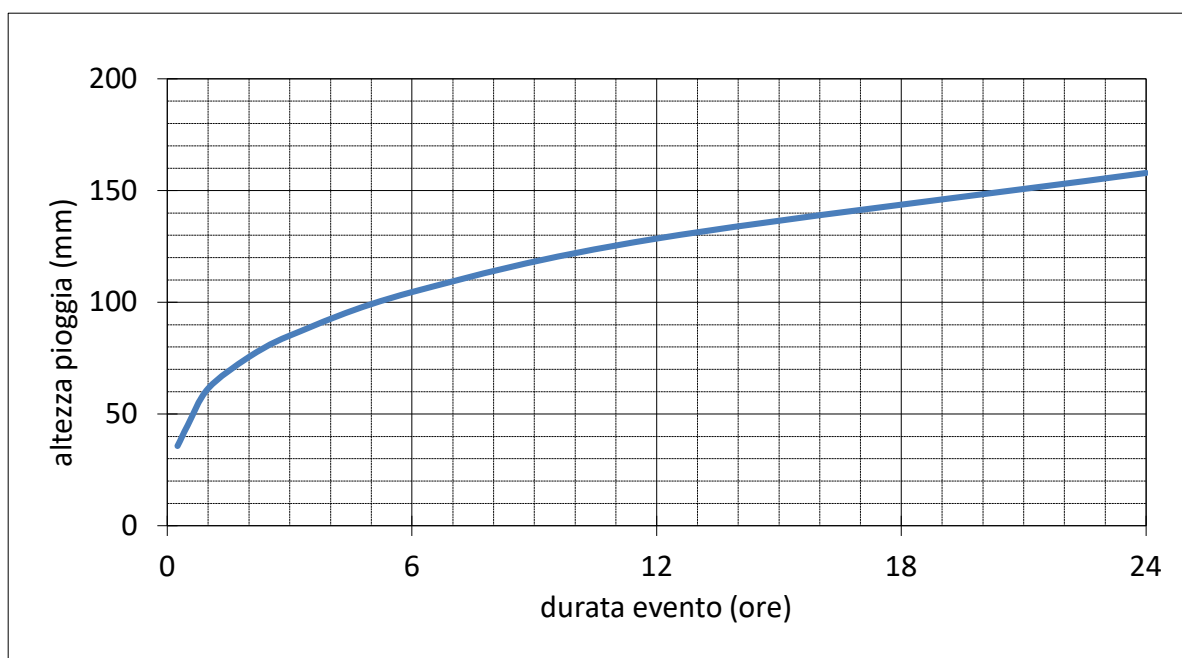


Figura 3 - Curva di possibilità pluviometrica di Parma per TR=100 anni

### 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 ( $\delta$ ), 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

Allo stato attuale il Sub Ambito 2, di area pari a circa 110.400 m<sup>2</sup> (da Scheda norma di POC), si configura come superficie agricola, la quale può essere considerata 100% permeabile, e il ricettore finale delle acque meteoriche afferenti alle superfici in oggetto è il Cavo Formica, il quale delimita il confine Est della zona oggetto di studio.

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 i seguenti parametri:

- Il valore di CN è stato stimato pari a 80
- 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: 0,011 m<sup>-0,33</sup> s;
- coefficiente di scabrezza secondo Manning su suolo permeabile: 0,26 m<sup>-0,33</sup> s;

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

Tempo di pioggia	Tp	15'	30'	1h	2h	3h	6h	12h	24h
Portata max. generata comparto	Q <sub>max</sub>	13,74	34,29	91,17	150,71	189,48	243,56	<b>257,61</b>	228,54

Tabella 2 – Portate nello stato di fatto TR=100 anni

Come si può notare in massimo della portata è generata da una pioggia di 12 ore ed è pari a circa 257,61 l/s.

#### 3.1.2 STATO DI PROGETTO

Per la definizione dello schema della rete in progetto si è considerata la planimetria di progetto, optando quindi per la realizzazione di una dorsale principale che percorre, in direzione Ovest-Est, la strada interna al Sub Ambito 2, partendo dal prolungamento di via Caduti del Lavoro e dirigendosi verso la vasca di laminazione prevista a monte dello scarico nel Cavo Formica. La rete delle acque bianche per il Sub Ambito 2 è stata modellata considerando per le superfici un'impermeabilizzazione pari al 90%, in quanto il 10% sarà destinato a verde, ed impiegando condotte scatolari di dimensioni 2x1 m per uno sviluppo complessivo di circa 440 m. Ciascun lotto disporrà di allaccio alla dorsale principale attraverso tubazione di diametro DN250 e le rispettive reti private interne dovranno prevedere un adeguato

sistema di laminazione tale da garantire un volume utile pari ad almeno 150 m<sup>3</sup> per ettaro impermeabilizzato, ottenibile attraverso vasche di laminazione o condotte sovradimensionate. Lo scarico nel Cavo Formica avviene attraverso una strozzatura di diametro DN250 permettendo così un maggiore invaso all'interno delle condotte scatolari e allo stesso tempo riducendo il colmo delle portate a valori analoghi a quelli calcolati per lo stato di fatto. La quota di scorrimento dello scarico nel canale ricettore sarà rialzata di circa 1 m rispetto al fondo del canale per limitare eventuali fenomeni di rigurgito. La rete di progetto prevede inoltre la realizzazione di una vasca di laminazione, di profondità media pari a circa 1 m e di volume utile pari a circa 4.100 m<sup>3</sup>, nei pressi dell'area verde sul lato Est del comparto e dell'area di proprietà immediatamente adiacente a Nord per la laminazione di parte dei volumi di pioggia nel caso di eventi pluviometrici intensi. I volumi eventualmente invasati in tale bacino verranno reimmessi in rete e scaricati attraverso lo scarico DN250 all'esaurirsi dell'evento critico o comunque non appena il carico idraulico lo permette. La pendenza media della rete acque bianche è pari a circa 0.1%.

### 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.

Oltre a fissare i parametri interni di calibrazione del modello di infiltrazione, uguali a quelli adottati per lo stato di fatto, si sono fatte alcune ipotesi fisiche, di seguito riportate, sulla condizione della rete di progetto:

- 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 in PVC è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Manning pari a  $0.0125 \text{ m}^{-0.33} \text{ s}$ ;
- per le condotte in CLS è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Manning pari a  $0.015 \text{ m}^{-0.33} \text{ s}$ ;
- la rete di scarico ha pendenza pari a circa 0.1%;
- la rete è simulata con tubazioni circolari di diametri compresi tra DN250 e DN500, e condotte scatolari prefabbricate in CLS di dimensioni interne 2x1m;
- lo svuotamento avviene a gravità attraverso una condotta di scarico DN250;
- la condizione di valle nel punto di terminale della rete pubblica in uscita dal sistema è quella di moto uniforme.

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.

L'area è stata suddivisa in 9 sottobacini scolanti, caratterizzati da un valore di permeabilità, pendenza media, larghezza caratteristica della superficie di scolo e da un nodo di recapito. Il metodo di calcolo utilizzato è il Dynamic Wave, ossia la definizione dei parametri idraulici della rete in moto vario e, quindi, valutando sia effetti di laminazione che le condizioni al contorno in ogni nodo della rete.

Nella figura seguente è riportata la schematizzazione della rete ai fini della modellazione.

In blu sono riportati gli allacci e la strozzatura di scarico DN250, in giallo le condotte DN500 di ingresso e uscita vasca, mentre in verde sono riportate le condotte scatolari in CLS di dimensioni 2x1 m.

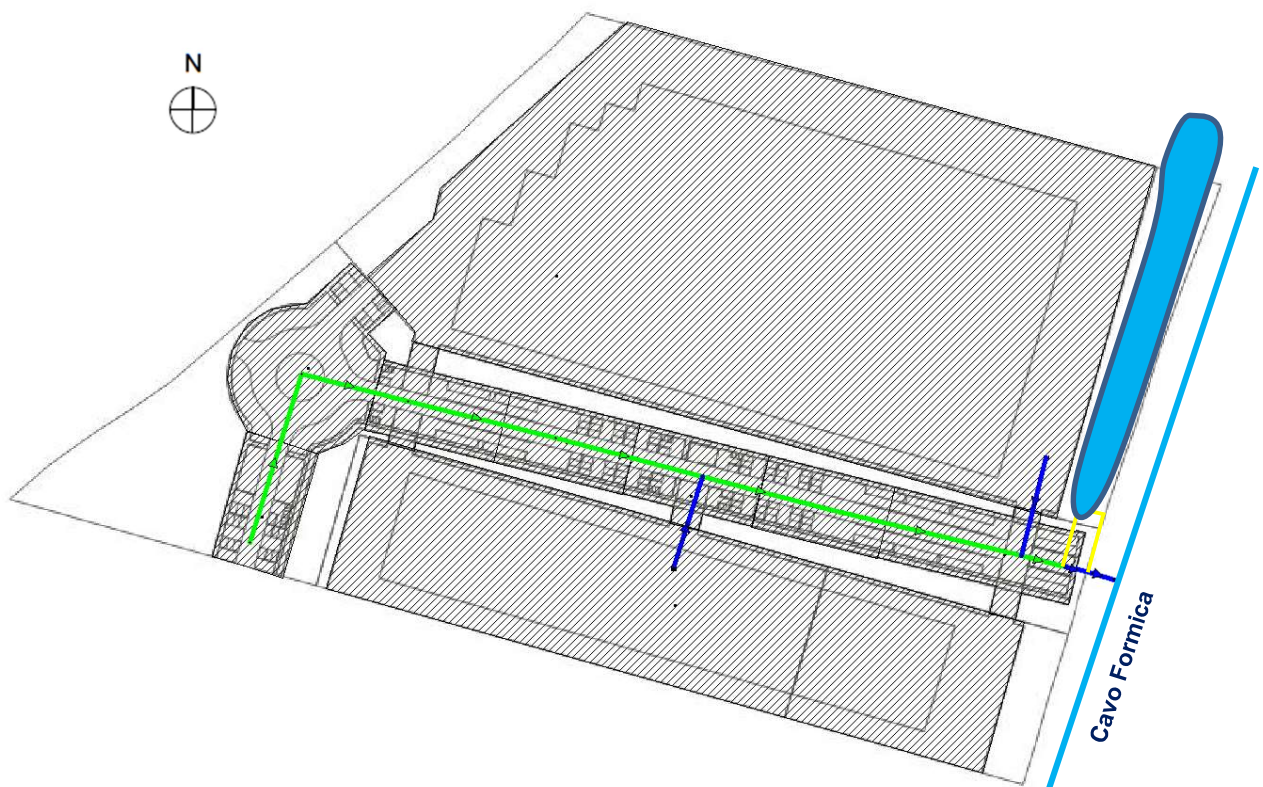


Figura 4 - Schematizzazione modellistica della rete di raccolta delle acque meteoriche

Lo scarico finale nel canale consortile avviene ad una quota posta a +0,90 m rispetto al fondo del Cavo Formica, attraverso una strozzatura di diametro DN250, che consente alle acque meteoriche in uscita dalla vasca di laminazione, anche per eventi pluviometrici con tempo di ritorno fino ai 100 anni, di essere scaricate con valori medi di portata analoghi a quelli dello stato di fatto.



### 3.3 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 di monte e valle dinamiche in ogni nodo della rete.

#### 3.3.1 STATO DI PROGETTO – TR 100 ANNI

Il massimo volume di invaso si ottiene per piogge con durata compresa fra i 15 minuti e le 24 ore raggiungendo il picco di portata massima allo scarico per eventi di pioggia di durata pari a 6 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 finale nell'istante di massimo riempimento. Si riportano in particolare i risultati per piogge di durata pari a 6 ore e per tempo di ritorno pari a 100 anni.

Nella figura seguente è riportato lo ietogramma di ingresso per una durata di pioggia di 6 ore.

I risultati delle simulazioni sono riportati sinteticamente nella tabella seguente per ciascuna durata di pioggia.

- **TR100 ANNI: DURATA DI PIOGGIA 6 ORE**

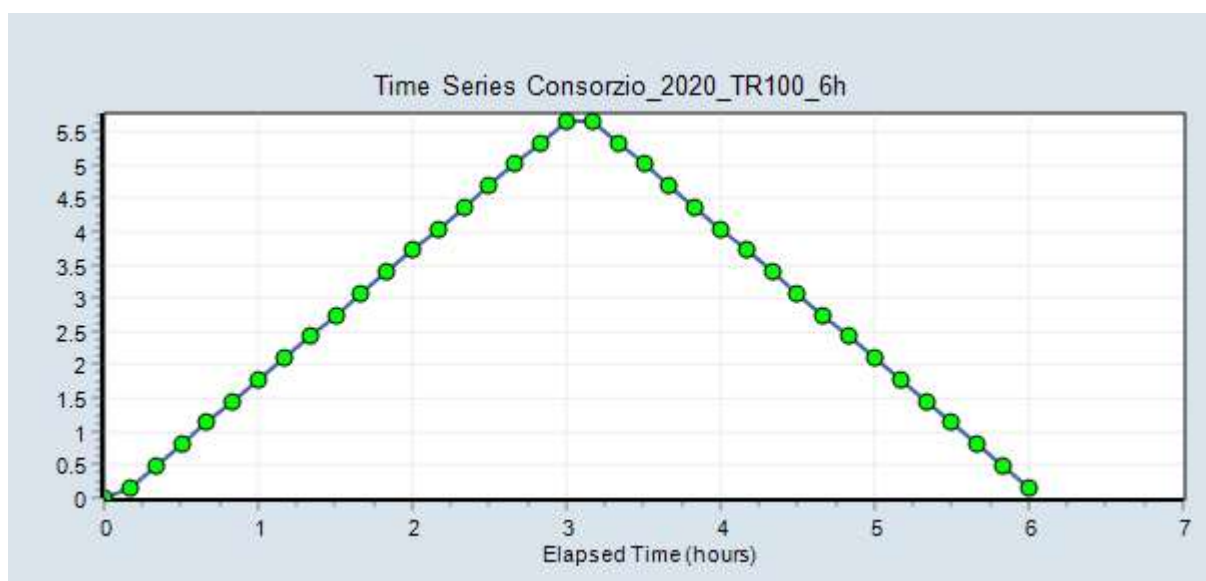


Figura 5 – Ietogramma di pioggia corrispondente ad una durata pari a 6 ore e TR 100 anni

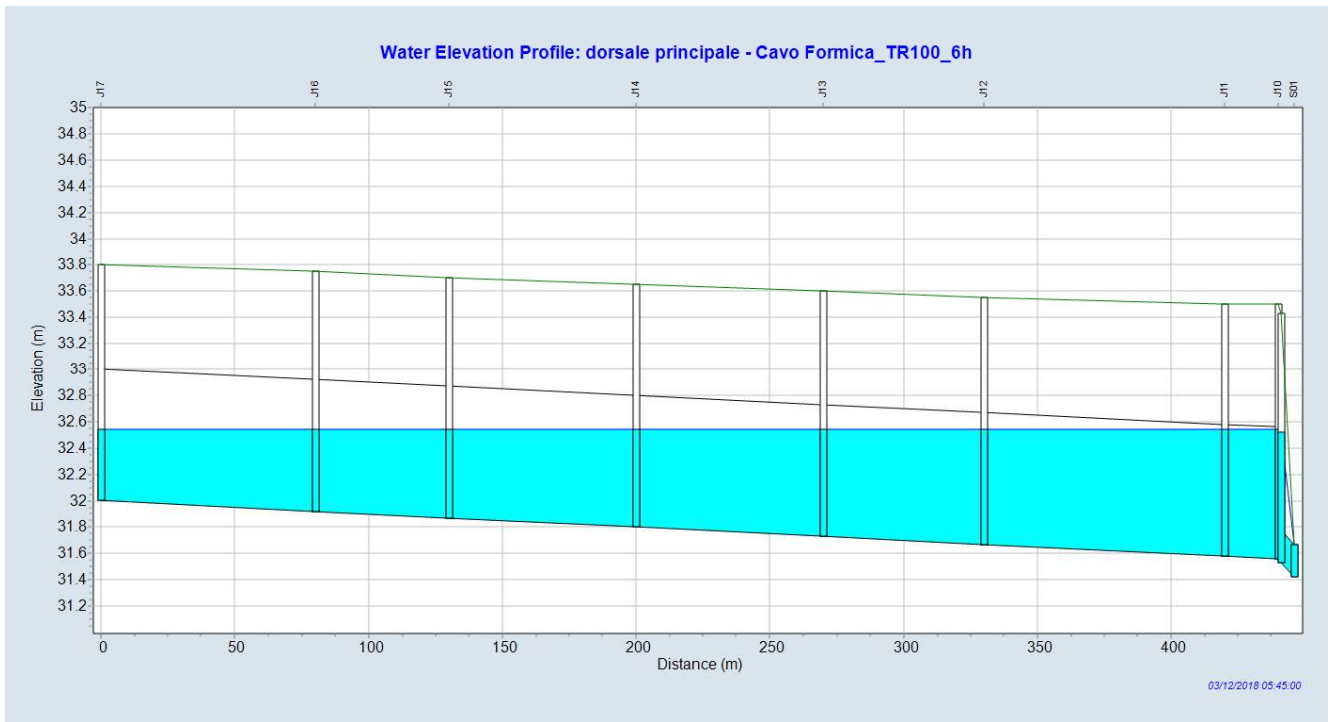


Figura 6 – Profilo di rigurgito della condotta scatolare per una pioggia di 6 ore e TR 100 anni

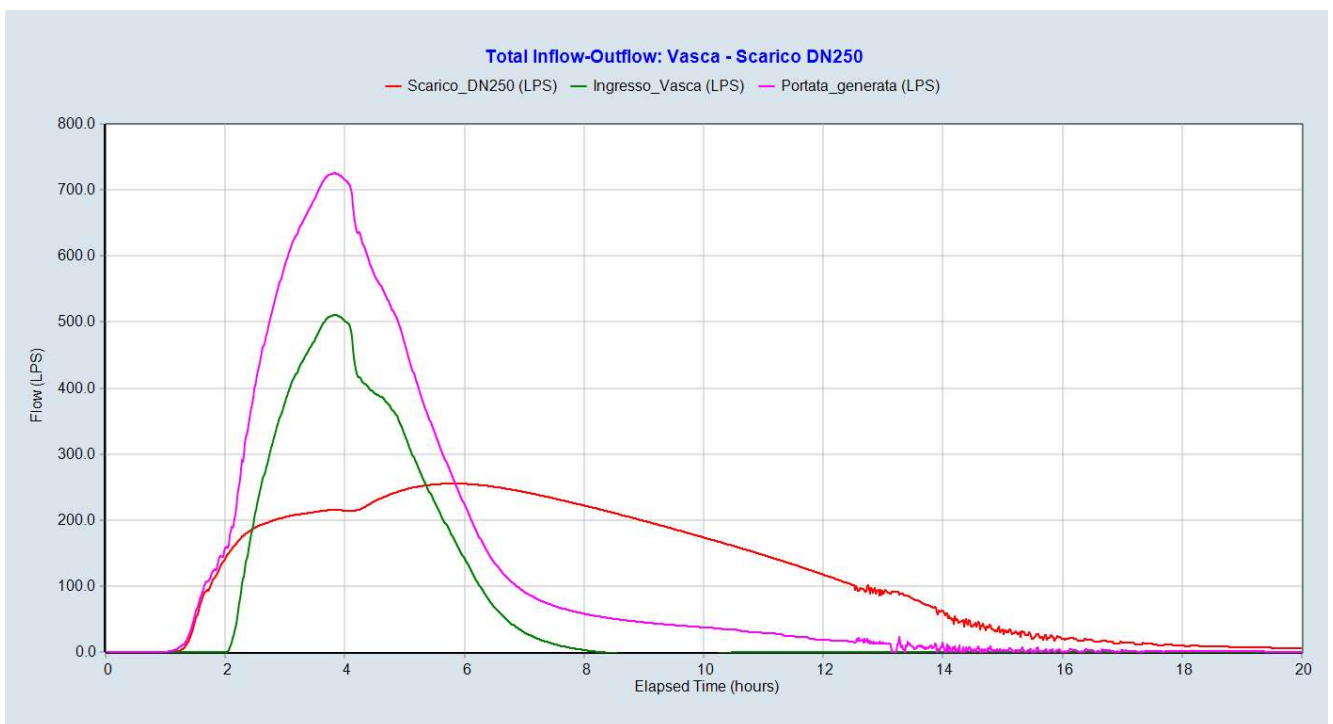


Figura 7 – Idrogramma in entrata alla vasca di laminazione e idrogramma allo scarico DN250 nel canale consortile



Portata massima in ingresso	725,42	l/s
Vasca: Volume utile	4.100	m <sup>3</sup>
Vasca: Volume laminato	3.973	m <sup>3</sup>
Scatolari: Volume utile	880	m <sup>3</sup>
Scatolari: Volume laminato	745	m <sup>3</sup>
<b>Portata massima scaricata</b>	<b>255,71</b>	<b>l/s</b>

Tabella 3 – Parametri caratteristici e portate nello stato di progetto, pioggia di 6 ore e TR 100 anni

TR 100	SUB AMBITO 2 – APS1		
	Scarico DN250	Vasca Laminazione Volume = 4.100 m <sup>3</sup>	
Durata	Q max (l/s)	Volume max (m <sup>3</sup> )	Massimo riempimento (m)
15'	210,79	1.140	0,28
30'	228,07	1.795	0,44
1h	252,00	2.747	0,67
2h	245,63	3.400	0,83
3h	248,34	3.740	0,91
<b>6h</b>	<b>255,71</b>	<b>3.973</b>	<b>0,97</b>
12h	241,06	3.521	0,86
24h	200,51	2.467	0,60

Tabella 4 - Portate di punta scaricate, volumi laminati e altezza di riempimento massimo per eventi pluviometrici TR=100 anni

Dai risultati esposti si dimostra che la durata di pioggia critica, che determina il massimo volume di invaso e la massima portata di picco allo scarico, è quella di 6 ore. I volumi laminati all'interno delle tubazioni e nelle vasche di laminazione riducono la portata massima a circa 256 l/s.

I risultati dimostrano il corretto funzionamento del sistema acque bianche e mostrano che non avvengono fuoriuscite d'acqua da nessun pozzetto, anche per eventi di pioggia di progetto con tempi di ritorno pari a 100 anni.

**La portata massima scaricata per la durata di pioggia critica nelle condizioni analizzate è inferiore alla massima portata al colmo calcolata per lo stato di fatto.**

**Ci si riserva, tuttavia, di meglio approfondire il progetto idraulico di dimensionamento della rete acque bianche nel momento in cui saranno meglio definiti i parametri progettuali dei lotti del comparto in oggetto.**

## 4 LA RETE DI SCOLO ACQUE NERE

Il nuovo comparto residenziale prevede una superficie utile pari a circa 49.680 m<sup>2</sup>.

La determinazione del carico idraulico prodotto da ogni attività e gravante sulla rete è stato condotto con riferimento alla tipologia di insediamento produttivo e con riferimento a reflui urbani.

### 4.1 DETERMINAZIONE DEL CARICO IDRAULICO

La determinazione del carico idraulico prodotto da ogni attività e gravante sulla rete deve essere condotto con riferimento alla tipologia di insediamento, non essendo attualmente definiti tutti i parametri relativi alle destinazioni d'uso e alle attività previste all'interno del Sub Ambito, si può prevedere in via preliminare e molto cautelativa un calcolo degli abitanti equivalenti A.E. derivante dalla superficie utile lorda assegnata, con una densità abitativa, per la destinazione dell'area in oggetto, pari a 0,013.

In totale gli abitanti equivalenti gravanti sono 646 e la dotazione idrica media è stata prevista pari a 350 l/giorno/AE.

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 5,48 volte la portata media.

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

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

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
- $\varepsilon$  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:

- $Q_{max} = 11,47 \text{ l/s}$
- $Q_{med} = 2,09 \text{ l/s}$

Per la rete fognaria acque nere si prevede l'utilizzo di tubazioni circolari in PVC SN8 di diametro DN250 secondo la norma UNI EN 1401 con marchio IIP e con pendenza minima dello 0,35 %, parallelamente alle condotte della rete acque bianche in progetto. I reflui drenati dalla rete saranno quindi convogliati verso una stazione di sollevamento di progetto al limite Est della strada interna, dalla quale verranno rilanciati tramite condotta in pressione verso la stazione di sollevamento pubblica situata in Via Santi. Pertanto, per le portate di punta di progetto  $Q_{max}$  sopra esposte, è da dimensionare l'impianto di sollevamento ed è da verificare che la rete a gravità progettata con tubazioni DN250 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 0,35%.

Rete	Diametro	Area bagnata	Perimetro bagnato	Raggio idraulico	Pendenza media	Scabrezza	Velocità	Portata progetto	Grado riempimento	Altezza riempimento
	D m	A/D <sup>2</sup>	P/D	R/D	i	c m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>	v m/s	Q m <sup>3</sup> /s	h/hd	hd mm
Privata	0.235	0.313	1.41	0.222	0.35%	80	0.66	0.0115	42%	99

Tabella 5 - Caratteristiche della rete acque nere in progetto

***Ci si riserva, tuttavia, di meglio approfondire il progetto idraulico di dimensionamento della rete acque nere nel momento in cui saranno meglio definiti i parametri progettuali dei lotti.***

## 5 DESCRIZIONE E DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Come descritto in precedenza, è previsto un impianto di sollevamento a servizio del comparto e gestito privatamente, per permettere l'allaccio e lo scarico dei reflui verso la rete pubblica acque nere, in particolare verso la stazione di sollevamento pubblica presente su via Santi.

Il pozzetto per l'impianto di sollevamento è prefabbricato di volume utile di circa 2,7 m<sup>3</sup> ed ospiterà 1+1 pompa per acque luride con portata di 4 l/s ciascuna e prevalenza di almeno 2 metri, in grado di rilanciare i reflui in ingresso verso un pozzetto di collegamento posto a circa 20 m a Sud, dal quale i reflui saranno convogliati nuovamente a gravità fino all'allaccio alla rete nera pubblica, situato a circa 190 m a Sud in via Santi. La portata media nera a cui si è fatto riferimento è stata calcolata considerando le portate di progetto per la rete interna riportate nei paragrafi precedenti.

- $Q_{max} = 11,47$  l/s
- $Q_{med} = 2,09$  l/s

La pompa impiegata sarà del tipo trituratrice, in grado di sollevare fluidi in presenza di sostanze solide. La stazione di sollevamento viene progettata per attivarsi e disattivarsi al raggiungimento di determinati livelli all'interno del pozzetto. La durata e la frequenza dei cicli di funzionamento della pompa sono stati determinati con l'obiettivo di evitare un accumulo eccessivo e prolungato per prevenire odori sgradevoli, evitando al contempo un numero di cicli troppo elevato per non compromettere il buon funzionamento delle pompe. Si riporta di seguito il dimensionamento.

La vasca avrà un volume utile di circa 2,7 m<sup>3</sup>. Nell'ipotesi di una portata media di afflusso alla vasca pari a 7,52 m<sup>3</sup>/h (2,09 l/s) il tempo massimo di detenzione dei liquami risulta:

$$T_d = (2,7/7,52) \cdot 60 = 22 \text{ min.}$$

Valore che risulta conforme ai tempi medi di detenzione dei liquami senza pericolo di fenomeni di putrefazione.

Il progetto prevede l'installazione di due pompe (1+1 di stand-by) collegate in parallelo, in grado di convogliare ciascuna una portata di 4 l/s con una prevalenza di almeno 2 m.

Il periodo di funzionamento  $T_p$  (intervallo di tempo tra due attacchi successivi) delle pompe è ricavabile mediante la:

$$T_p = \frac{V \cdot q_p}{q_a \cdot (q_p - q_a)}$$

Considerando un volume utile della vasca  $V=2,7$  m<sup>3</sup>, una portata di pompaggio complessiva  $q_p= 4$  l/s, una portata di afflusso  $q_a=2,09$  l/s, risulta:

$$T_p = 33 \text{ min}$$

di cui circa 22 minuti di riempimento della vasca e circa 11 minuti di funzionamento effettivo delle pompe, perfettamente compatibile con il tipo di pompa da installare.

## 5.1 CONDOTTA DI MANDATA

La condotta di mandata dalla stazione di sollevamento ha uno sviluppo di circa 20 m e andrà a rilanciare le portate verso un pozzetto di progetto posto a Sud dell'impianto, in corrispondenza del limite Est del comparto, da cui proseguirà una tubazione a gravità DN250 fino all'allaccio alla rete pubblica esistente su via Santi.

La condotta di mandata dall'impianto al pozzetto sarà realizzata con tubazione in HDPE e di diametro DN110 PN10 (spessore 6,6 mm, diametro interno 96,8 mm) UNI EN 12201, da rivalutare in caso di variazione dell'impianto rispetto a quello previsto nel presente progetto.

Le perdite di carico sono valutabili mediante l'equazione valida per moto permanente:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

dove

$j[m/m]$  è la pendenza motrice,

$U[m/s]$  è la velocità media,

$D[m]$  è il diametro interno del tubo,

$g[m/s^2]$  è l'accelerazione di gravità,

$\lambda$  è un coefficiente adimensionale di attrito, funzione della scabrezza relativa del tubo e del numero di Reynolds.

Il calcolo di  $\lambda$  è stato effettuato mediante l'utilizzo della formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71}\right)$$

dove

$Re=UD/\nu$  è il numero di Reynolds (con  $\nu$  viscosità cinematica del fluido),

$\varepsilon/D$  la scabrezza relativa (con  $\varepsilon[mm]$  altezza equivalente di sabbia).

Nel caso in esame, considerando una portata massima di pompaggio di 4 l/s e posto  $\varepsilon= 0.05$  mm (tubazione in servizio corrente), risulta:

$$U= 0,54 \text{ m/s} \quad \lambda= 0.0224 \quad j= 0.00349$$

La perdita di carico complessiva

$\Delta H[m]$  è ottenibile come prodotto della pendenza motrice  $j$  per la lunghezza  $L[m]$  della condotta.

Per una lunghezza della condotta di mandata di 20 m si ottiene:

$$\Delta H = 0.00349 \cdot 20 = 0,07 \text{ m}$$

Le pompe dovranno garantire il sollevamento della portata con un dislivello geodetico di circa 1,5 m.

Si prevedono cautelativamente, considerando le perdite di carico distribuite e concentrate, pompe con prevalenza di almeno 2 m.

## 6 SPECIFICHE TECNICHE RETE FOGNARIA

La realizzazione della rete di smaltimento acque nere a gravità è prevista con diametro DN250 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 una condotta di diametro DN200 e un invito di almeno 45° al fine di migliorare le perdite di energia sul flusso ricevente.

## 7 VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEL PROGETTO

La Direttiva 2007/60/CE riguardante la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone, pertanto, l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) è lo strumento previsto dalla Direttiva Alluvioni 2007/60/CE, per ridurre gli impatti negativi delle alluvioni sulla salute, l'economia e l'ambiente e favorire, dopo un evento alluvionale, un tempestivo ritorno alla normalità.

Il piano, sulla base delle mappe di pericolosità e di rischio di alluvione, definisce la strategia generale a livello di distretto, individua gli obiettivi distrettuali e le misure per orientare e fare convergere verso il comune obiettivo della sicurezza delle popolazioni e del territorio tutti gli strumenti di pianificazione distrettuale, territoriale e di settore vigenti compresa la pianificazione di emergenza di competenza del sistema della Protezione Civile. Definisce inoltre le priorità d'azione per le Aree a Rischio Potenziale Significativo, le infrastrutture strategiche, i beni culturali e le aree protette esposte a rischio, per i quali gli obiettivi generali di distretto devono essere declinati per mitigare da subito le criticità presenti con specifiche misure. Il PGRA è stato approvato con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 del 3 marzo 2016. Le mappe della pericolosità rappresentano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali e artificiali) e dal mare, con riferimento a tre scenari (alluvioni rare, poco frequenti e frequenti) rappresentati con tre diverse tonalità di blu, associando al diminuire della frequenza di allagamento il diminuire dell'intensità del colore.

Le mappe del rischio indicano la presenza degli elementi potenzialmente esposti (popolazione coinvolta, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc.) che ricadono nelle aree allagabili e la corrispondente rappresentazione in 4 classi da molto elevata (R4) a moderata o nulla (R1). Le 4 categorie di rischio sono rappresentate mediante una paletta di colori che va dal giallo (rischio moderato o nullo) al viola (rischio molto elevato), passando per l'arancione (rischio medio) e il rosso (rischio elevato).

In figura sono riportate le mappe della pericolosità e del rischio elaborate per il territorio comunale, e in particolare nell'area d'interesse, redatte conformemente a quanto richiesto dalla Direttiva 2007/60/CE e dal D.Lgs. 49/2010. Le mappe della pericolosità elaborate contengono la perimetrazione delle aree che potrebbero essere interessate da inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali e artificiali), rappresentate con tre diverse tonalità di blu, associando al ridursi della frequenza di allagamento il diminuire dell'intensità del colore.

Il primo aggiornamento delle mappe di pericolosità e del rischio alluvioni è stato esaminato nella seduta di Conferenza Istituzionale Permanente del 20 dicembre 2019, e in data 16 marzo 2020 sono stati



pubblicati gli atti della Conferenza Istituzionale Permanente e le mappe delle aree allagabili, ai sensi di quanto disposto nelle Deliberazioni n.7 e 8 del 20 dicembre 2019.

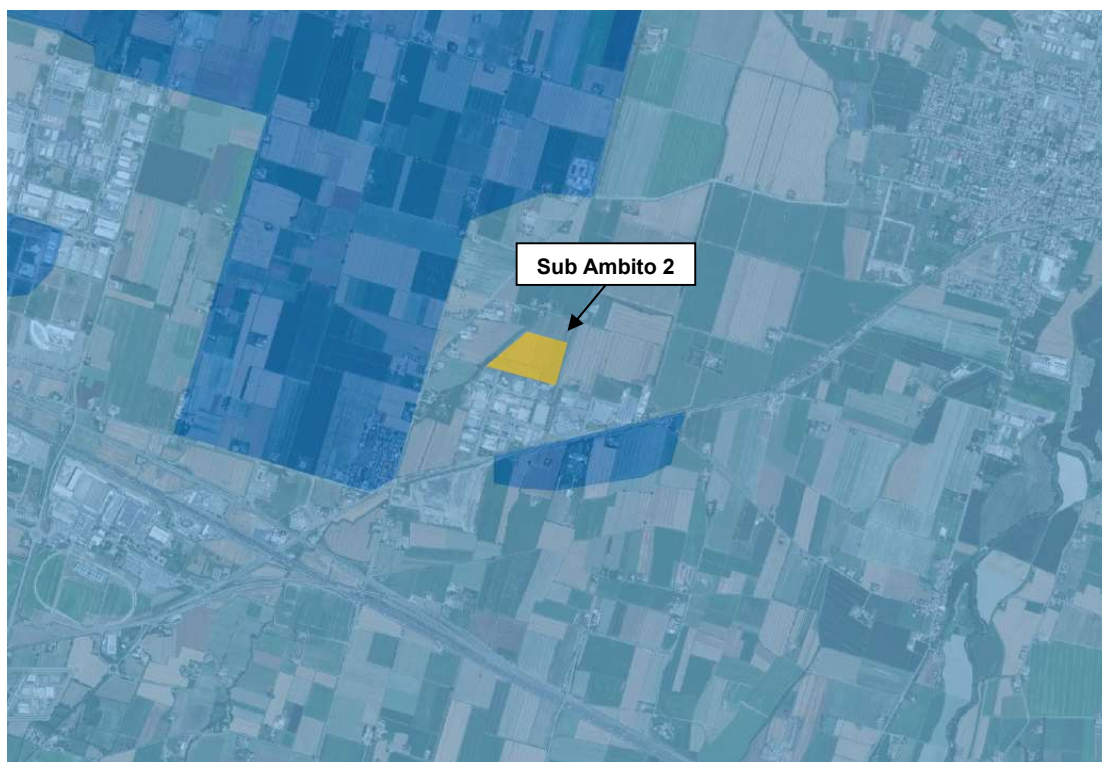


Figura 8 – Estratto della tavola Piano Gestione Rischio Alluvioni – Aree Inondabili: Mappa della Pericolosità (A.d.B.Po Decreto n.122/2014) Reticolo secondario di pianura.

**L'area oggetto di interesse è in classe di pericolosità P2 per il reticolo secondario e non classificata per il reticolo primario.**

## 7.1 MISURE PER LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEL PROGETTO

Il progetto recepisce, vista la localizzazione dell'intervento in zona di pericolosità P2 per il reticolo secondario di pianura, le misure indicate dalla D.G.R.1300/2016 per ridurre il danneggiamento dei beni e delle strutture e la sicurezza sanitaria e ambientale ed in particolare:

- Le superfici del comparto sono superiori alle quote del piano campagna confinante di almeno 50 cm, sufficiente a ridurre la vulnerabilità e adeguata al livello di pericolosità ed esposizione;
- Nessun piano seminterrato e/o interrato;
- Nessun intervento che comporti accumulo d'acqua ovvero che comporti l'aggravio delle condizioni di pericolosità/rischio per le aree circostanti;

Queste cautele costruttive consentono di rendere l'intervento compatibile con le criticità idrauliche rilevate, in base al tipo di pericolosità e al livello di esposizione dell'area. Si precisa, inoltre, che l'intervento non comporta una riduzione o una parzializzazione apprezzabile della capacità di invaso dell'area, e che non crea modifiche all'attuale dinamica fluviale e quindi alle infrastrutture esistenti.



## 8 CONCLUSIONI

Dai risultati esposti si dimostra che la durata di pioggia critica, che determina il massimo volume di invaso e la massima portata in uscita, è quella di 6 ore.

I risultati dimostrano il corretto funzionamento del sistema acque bianche in progetto sia ai fini di drenaggio che di laminazione delle acque di pioggia e, durante gli eventi critici analizzati, mostrano che non avvengono fuoriuscite e che i livelli d'invaso non creano problemi di allagamento anche per eventi con tempo di ritorno pari a 100 anni.

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 100 anni.

*Il volume massimo laminato dal sistema di raccolta acque bianche durante l'evento critico di progetto è pari a circa **4.070 m<sup>3</sup>** a fronte di un volume disponibile complessivo di circa 5.000 m<sup>3</sup>.*

*Lo scarico finale della rete acque bianche avviene nel Cavo Formica attraverso condotta tarata di diametro **DN250** che realizza la strozzatura necessaria per la laminazione delle piogge e la limitazione dei deflussi in uscita.*

*Il sistema di gestione delle acque bianche in progetto consente di limitare la portata scaricata definendo una complessiva **portata al colmo pari a circa 256 l/sec**, tale valore rispetta il criterio di invarianza idraulica.*