

ACCORDO OPERATIVO

AI SENSI DELL'ART. 38 L.R. N. 24 DEL 21/12/2017


AMBITO RIALE GALVANO NORD - 2

VIA BENINI - ZOLA PREDOSA (BO)

Committenti:	Gini s.r.l. Via Porrettana n.277 40033 Casalecchio di Reno (BO)
Lavoro: 0396	Progettisti: Ing. Roberto Brunelli C.F. BRNRRT66C02A944Q e_mail: brunelli@studiosap.it PEC: roberto.brunelli@ingpec.eu

Aggiornamenti	4				
	3				
	2				
	1				
	0	12 Novembre 2019	Accordo Operativo	Ing. Roberto Brunelli	Emissione
	N	Data	Fase	Redatto	Descrizione

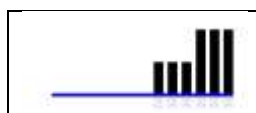
Elaborato:	Codice:	N. Elaborato:
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA INTEGRATA CON PIANO PGRA	RE	04

Redatto da: 	SAPtecnica srl. Società di Ingegneria Via Dante,11 - 40016 - San Giorgio di Piano (BO) Tel. 051893797 - fax. 0516631032 - email brunelli@studiosap.it
--	--

PAGINA LASCIATA INTENZIONALMENTE BIANCA



1. PREMESSA.....	5
2. BACINO URBANO SERVITO.....	5
3. EVENTI METEORICI DI PROGETTO.....	11
4. METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLE MASSIME PORTATE DI PIENA	15
4.1 <i>METODO DELLA CORRIVAZIONE</i>	<i>15</i>
4.2 <i>METODO DELL'INVASO</i>	<i>17</i>
4.3 <i>METODO DELL'INVASO "ITALIANO"</i>	<i>18</i>
5. METODI PER LA DETERMINAZIONE DEI VOLUMI NECESSARI ALLA LAMINAZIONE	19
5.1 <i>METODO DI DIMENSIONAMENTO SULLA BASE DELLE SOLE PIOGGE</i>	<i>21</i>
5.2 <i>METODO DI DIMENSIONAMENTO TRAMITE L'INTEGRAZIONE DELL'EQUAZIONE DEL SERBATOIO</i>	<i>22</i>
5.3 <i>METODI DI DIMENSIONAMENTO BASATI SULLA TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI</i>	<i>22</i>
6. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE MASSIME	24
6.1 <i>METODO DELLA CORRIVAZIONE</i>	<i>24</i>
6.2 <i>METODO DELL'INVASO</i>	<i>29</i>
6.3 <i>METODO DELL'INVASO "ITALIANO"</i>	<i>32</i>
7. DETERMINAZIONE DEI MASSIMI VOLUMI DA INVASARE NEL SISTEMA DI LAMINAZIONE..	33
7.1 <i>METODO BASATO SULLE SOLE PIOGGE</i>	<i>33</i>
7.2 <i>FORMULA DI MARONE</i>	<i>34</i>
7.3 <i>METODO CINEMATICO.....</i>	<i>34</i>
7.4 <i>METODO DELL'INVASO</i>	<i>38</i>
8. IDONEITÀ DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE E DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	42
9. VERIFICA DEL COLLETTORE DI SCARICO VERSO LA RETE COMUNALE.....	44
10. CONCLUSIONI.....	44
1. COMPATIBILITÀ RELATIVA ALLO SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	56
2. ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA IN RELAZIONE AL RISCHIO ALLUVIONI.....	57
2.1 <i>RICOGNIZIONE DEGLI STRUMENTI NORMATIVI E DI PIANIFICAZIONE</i>	<i>57</i>
2.2 <i>ANALISI CARTOGRAFICA</i>	<i>57</i>
2.3 <i>VALUTAZIONE DELLE CRITICITÀ LOCALI.....</i>	<i>59</i>



3.	PROPOSTE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO	60
4.	INDICAZIONI PROGETTUALI E CONCLUSIONI	64



1. Premessa

La presente relazione di accompagnamento al Masterplan per la nuova urbanizzazione in progetto, è volta a dimostrare in via preliminare la compatibilità della stessa, grazie alle opere di raccolta, sistemazione e mitigazione idraulica che si descriveranno nel seguito, con i principi basilari dell'invarianza idraulica delle nuove antropizzazioni di aree rurali, e con gli strumenti di pianificazione sovra-ordinati, quali in particolare:

- *Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico per il Torrente Samoggia*
- *Linee guida per la progettazione dei sistemi di raccolta delle acque piovane per il controllo degli apporti nelle reti idrografiche di pianura*, Allegato A) alla Deliberazione n. 1/3 del 1 agosto 2013 dell'Autorità di Bacino del Reno.

Il sito oggetto della nuova urbanizzazione sorge nel territorio del Comune di Zola Predosa, località Riale; l'area è da ritenersi, ai sensi dei documenti di cui sopra, zona di pianura, per quanto il sito si collochi in una fascia pedecollinare caratterizzata da pendenze minime ma non del tutto trascurabili.

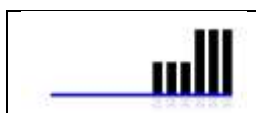
Nell'ambito della presente relazione, pertanto, si procederà nello specifico a:

- a) valutare gli afflussi recapitati nella fognatura bianca dal bacino di nuova urbanizzazione in studio, che smaltirà le acque piovane in una rete fognaria separata della quale si forniscono uno schema ed un dimensionamento di prima definizione, per quanto passivo di modifiche e ottimizzazioni nelle successive fasi di progettazione ed esecuzione delle opere;
- b) valutare e quantificare l'esigenza di invasare i picchi dei volumi di pioggia in arrivo, in apposite strutture che consentono la laminazione delle portate, rilasciandole in un tempo successivo, dimensionando in prima approssimazione il sistema di laminazione, costituito da una vasca di accumulo nella zona topograficamente più depressa dell'area.

Analisi e verifiche verranno condotte con riferimento sia ai procedimenti speditivi indicati dalle Linee Guida su citate che utilizzando i metodi e modelli di analisi idrologica di piccoli bacini tradizionalmente più utilizzati (metodo della corrivazione, metodo dell'invaso).

2. Bacino urbano servito

Si farà riferimento al bacino rappresentato nella illustrazione seguente, tratta dal masterplan della nuova urbanizzazione. Si individuano, ai fini delle valutazioni del prosieguo della relazione, le aree totalmente impermeabili, schematizzabili come quelle asfaltate (piazzali di manovra e parcheggi, a campitura o puntinatura grigia nell'illustrazione), quelle edificate (due edifici da realizzare, individuati con colori diversi) e quelle di verde pertinenziale "non compatto" (superfici in verde nella parte sud del comparto, sul fronte degli edifici); le porzioni "a verde compatto" (campitura più chiara al perimetro nord e aree in verde più scuro contigue) e quelle da destinarsi alla realizzazione della vasca di laminazione (azzurro) non costituiscono invece superfici impermeabili ai fini delle valutazioni.



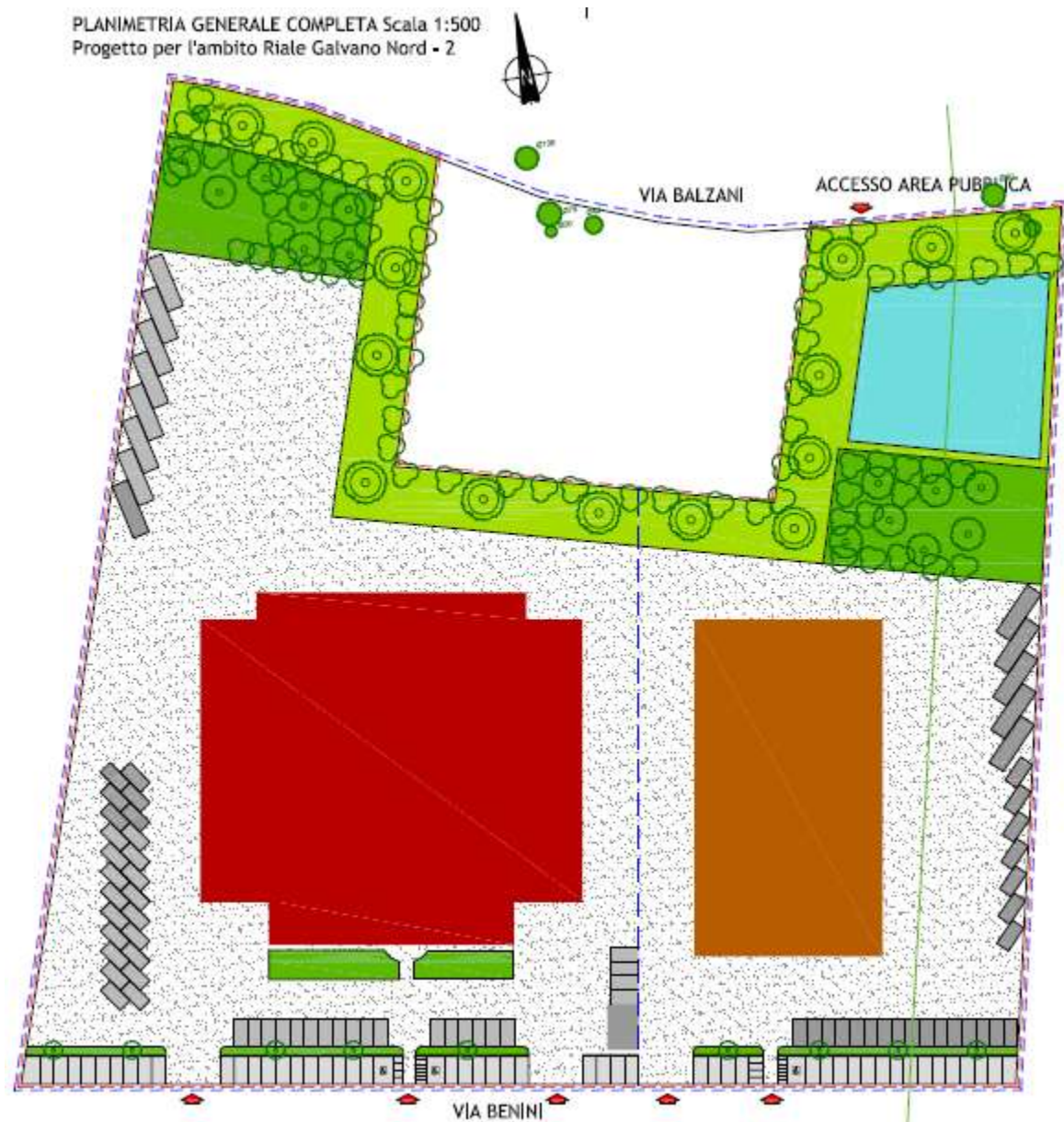


Figura 1: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione

Il sistema di raccolta, laminazione e smaltimento delle acque piovane è ipotizzato a livello preliminare come da illustrazione seguente: si prevede di convogliare, su tre assi principali in direzione nord-sud, le acque meteoriche, sfruttando il naturale acclivio del terreno verso nord, concentrandole nella vasca di laminazione prevista nell'angolo a nord-est del lotto. Da questa, per gravità qualora le quote reciproche lo permettano, o in alternativa con un modesto sollevamento, le acque piovane laminate secondo i limiti prescritti dai documenti normativi incidenti, verranno scaricate nella fognatura pubblica bianca, che percorre la via Benini a sud dell'area, con una significativa profondità – da verificare per la redazione del progetto esecutivo – rispetto al piano stradale, stimabile in circa 2 m.



Schematicamente, il funzionamento idraulico del sistema di raccolta delle acque bianche è sintetizzato nella successiva figura, si nota la confluenza successiva dei quattro tronchi (due per ogni lotto) che seguono la direzione nord-sud verso un unico tratto di sbocco (N-V), previa disoleatura e passaggio attraverso le vasche di prima pioggia, che convoglia le acque alla vasca di laminazione, dove è prevista la costruzione di un pozzetto di controllo delle portate, dalla quale i deflussi laminati sono ulteriormente derivati verso l'immissione nella fognatura pubblica (via Benini). Il tronco immissario nella vasca N-V sarà realizzato con condotta unica, o con doppia canna nel caso in cui lo scavo risultante per la posa della condotta risulti incompatibile con le quote di progetto.

Le vasche di prima pioggia previste fra i due nodi 3 e 4 ed il nodo di confluenza N avranno capacità tale da ospitare i primi 5 mm di pioggia valutati sulle superfici impermeabili dei due lotti.

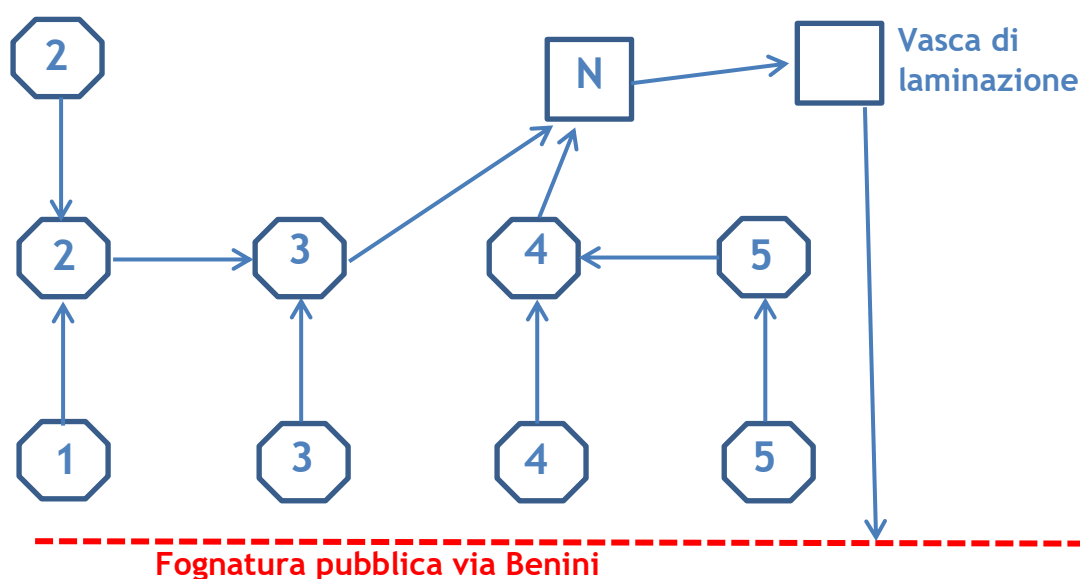


Figura 2: Schema del sistema di raccolta delle acque bianche

Il recapito finale al corpo ricettore avverrà per quanto possibile a gravità, essendo ipotizzata in questa fase preliminare la disponibilità di dislivelli tali – con un'accorta progettazione delle soglie sfioranti – da permettere il deflusso a gravità mediante una luce a battente; lo scarico di emergenza sarà costituito da un'ulteriore tratto di soglia sfiorante collegata direttamente alla vasca anziché al pozzetto di ingresso.

Le caratteristiche dimensionali del piccolo bacino urbano di nuova urbanizzazione sono riportate nelle tabelle che seguono. In questa fase si sono ipotizzate pendenze medie della rete di raccolta (eventuali tratti secondari che affluiscono ai tronchi principali su delineati, reti di pluviali etc.) pari allo 0,35% e delle aree servite pari allo 0,50%. I rami principali della rete avranno invece una pendenza assunta in questa fase progettuale come costante e pari allo 0,30%, sufficiente a garantire un deflusso a gravità senza adottare sezioni idriche delle condotte di scarico eccessive, e comunque

compatibile con la pendenza naturale dei terreni, che l'urbanizzazione dell'area inevitabilmente manterrà per quanto possibile.

Come previsto in via semplificata dalle Linee Guida citate in premessa, si farà riferimento alla sola superficie “nominalmente” impermeabile, assumendo un coefficiente di deflusso unitario. Ciò equivale a particolareggiare la formula, elaborata dal Centro Studi Deflussi Urbani per bacini con $I_m > 0,3$ (frazione impermeabilizzata):

$$\varphi = \varphi_{perm} (1 - I_m) + \varphi_{imp} I_m$$

assumendo un coefficiente di deflusso unitario per aree impermeabili e nullo per le permeabili. Si evita così il ricorso alla modellazione delle perdite ideologiche tramite complicati schemi di tipo hortoniano, e la necessità di considerare la variabilità degli eventi di precipitazione, che in genere danno luogo a oscillazione della frazione di pioggia che si trasforma in deflusso.

La superficie totale del lotto risulta minore della complessiva superficie territoriale (valutata in 27.025 mq) in quanto l'area di antica edificazione a nord viene esclusa dalle considerazioni sulla determinazione delle portate di piena e sulle esigenze di laminazione.

Tabella 1: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto

superficie totale	27.025	mq
superficie del lotto urbanizzato	23.830	mq
sedimi edifici	5.997	mq
strade, piazzali e parcheggi	12.017	mq
vasca di laminazione	1.006	mq
verde non compatto	403	mq
verde compatto	4.408	mq

Poiché sono presenti 2 nuove unità produttive, in pendenza di una più accurata progettazione, rinviata alla fase esecutiva, si ipotizza che il relativo sistema di smaltimento delle acque meteoriche scaricherà attraverso un sistema di pluviali sull'intero perimetro degli stessi, assumendo una distribuzione per aree di influenza sull'intero perimetro, verso i tratti di rispettiva competenza della rete fognaria in progetto.

La superficie impermeabile totale, rispetto alla quale si procederà alle valutazioni quantitative, è pari a 18.416 mq.

Con riferimento allo schema di *Figura 2*, si valuta quanto segue:

- i nodi 1, 3', 4 e 5 raccolgono le acque meteoriche scolanti sulla porzione di piazzale e sui parcheggi dal lato di via Benini;

- al nodo 2 vengono convogliate le portate provenienti dal nodo 1, quelle scolanti sulla porzione di piazzale a ovest e quelle provenienti dal nodo 2' dallo spiazzo, da realizzare con opportuna contropendenza rispetto al declivio naturale del terreno, posto a nord-ovest del lotto;
- il nodo 3 riceve le acque dai nodi 2 e 3', ricevendo gli scoli della porzione afferente il lotto 1 del corsello centrale dell'area, e del tratto di retro del capannone ovest;
- il nodo 5 costituisce lo sbocco del tratto che parte dal nodo 5' di rete scolante che serve la parte orientale del piazzale ed una porzione del fronte su via Benini prospiciente il capannone est;
- al nodo 4 vengono convogliate le portate provenienti dal nodo 5, quelle scolanti della porzione afferente il lotto 2 del corsello centrale dell'area a partire dal nodo 4', e quelle del tratto di retro del capannone est;
- a valle dei nodi 3 e 4 si prevede l'installazione di un sistema di trattamento delle acque di prima pioggia, con due vasche separate di accumulo e due disoleatori, dai quali le portate vengono concentrate nel nodo N di confluenza;
- dal nodo N si diparte il canale immissario verso la vasca di laminazione (nodo V), da cui si ha poi il tratto conclusivo costituito dal canale emissario che scarica nella fognatura pubblica.

Si valuterà in progetto esecutivo l'eventuale fattibilità di uno scarico diretto dai parcheggi su via Benini direttamente verso la fognatura pubblica.

La tabella che segue riporta le caratteristiche di ogni tratto della rete in progetto. La pendenza ipotizzata è dello 0,3 % costante lungo tutta la rete.

Le caratteristiche della rete (bacini scolanti, caratteristiche dei tratti di canaline) sono desunte dalle due illustrazioni che seguono, che rappresentano una definizione preliminare dello schema della rete scolante.

Tabella 2: Topologia della rete di raccolta delle acque bianche e dei sottobacini serviti

Nodo	Tratto	Superficie tributaria (mq)	Lunghezza del tratto (m)	Diametro interno condotto (m)	Diametro commerciale (mm)
2	1-2	3266,99	89,11	0,375	400
2	2'-2	1898,48	40,69	0,333	355
3	3'-3	5360,9	150,11	0,469	500
3	2-3	1468,15	65,76	0,469	500
N	3-N		50	0,591	630
4	4'-4	1833,26	75,21	0,296	315
5	5'-5	3863,56	111,52	0,422	450
4	5-4	744,81	50,47	0,422	450
N	4-N		30	0,469	500
V	N-V		20	0,751	800

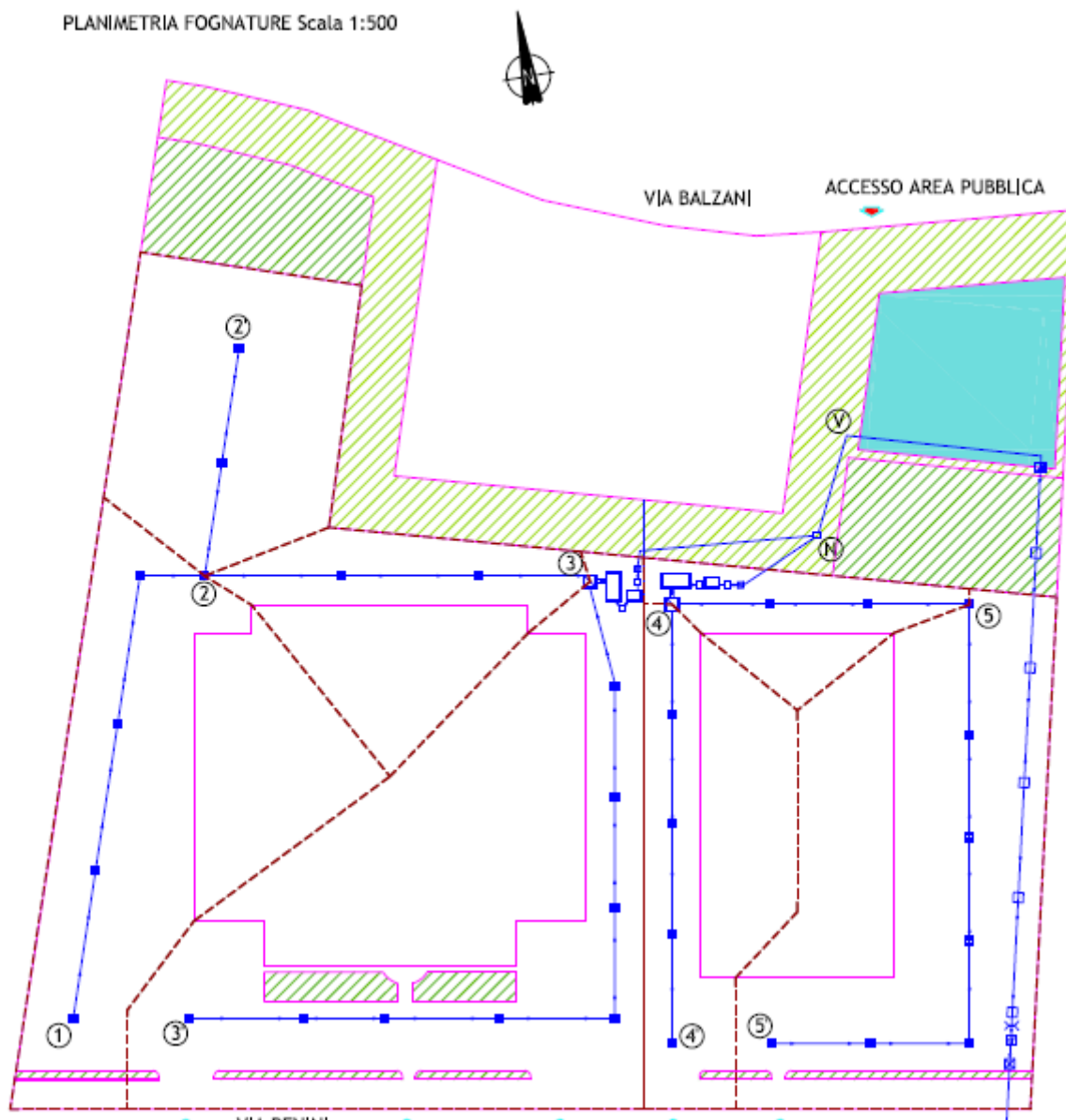


Figura 3: Suddivisione dell'area in sottobacini tributari dei diversi tratti della rete di collettamento delle acque meteoriche

Ai fini della laminazione, in questa fase si trascura il contributo rappresentato dai volumi invasati in rete, che sarà comunque valutato in condizioni di piena ai fini di offrire un termine relativo di paragone rispetto al volume di laminazione rappresentato dalla vasca di recapito.

Per quanto riguarda la vasca stessa, sarà progettato un sistema di riempimento e svuotamento tendente a garantire la disponibilità dell'intero volume di laminazione necessario all'inizio dell'evento meteorico, con un tempo di svuotamento compatibile.



3. Eventi meteorici di progetto

Le Linee Guida citate in premessa riportano già i due parametri per ricavare le curve di probabilità pluviometrica (esprese nella forma $h(t) = a t^n$) relativamente ai tempi di ritorno di 2, 30, 50, 100, 200 anni; in questa fase, si assumeranno quindi direttamente i valori ivi indicati per il Comune di Zola Predosa, che potranno eventualmente essere oggetto di successive revisioni a seguito di futuri aggiornamenti da parte dell'Autorità di Bacino, oppure di analisi condotte in proprio reperendo i dati delle stazioni pluviometriche.

Per i tempi di ritorno di riferimento, per le opere in progetto si può considerare un rischio non eccessivo in termini di potenziale danno a vite umane, strutture e infrastrutture, e quindi considerare solo i tempi di ritorno di 2, 30 e 50 anni, usuali nella progettazione di piccole reti di fognatura bianca. Le espressioni relative, in mm/h, sono le seguenti:

- a) $Tr = 2$ anni: $h = 21,0 t^{0,3497}$
- b) $Tr = 30$ anni: $h = 42,6 t^{0,3069}$
- c) $Tr = 50$ anni: $h = 46,8 t^{0,3008}$

Per bacini di dimensioni molto piccole, quale quello in oggetto, caratterizzati senza dubbio da tempi di concentrazione minimi (si vedranno essere dell'ordine dei pochi minuti), la letteratura specialistica in materia suggerisce di assumere, per durate di pioggia inferiori all'ora, valori dell'esponente maggiorati in fase di determinazione delle portate di picco, nel caso in questione si è considerato il valore di $n = 0,50$ a prescindere dal tempo di ritorno; ciò al fine di non incorrere in valori dell'intensità media di pioggia (determinabile da $i(t) = a t^{n-1}$) fisicamente inverosimili. Si consideri, comunque, che le durate critiche ai fini della laminazione risultano in tutti i casi sempre superiori all'ora, pertanto tale ipotesi ai fini progettuali influirebbe soltanto sulla valutazione delle portate di massima piena.

Le figure seguenti riportano le curve di probabilità pluviometrica in termini di altezze di precipitazione e intensità medie di pioggia per i 3 tempi di ritorno su specificati.



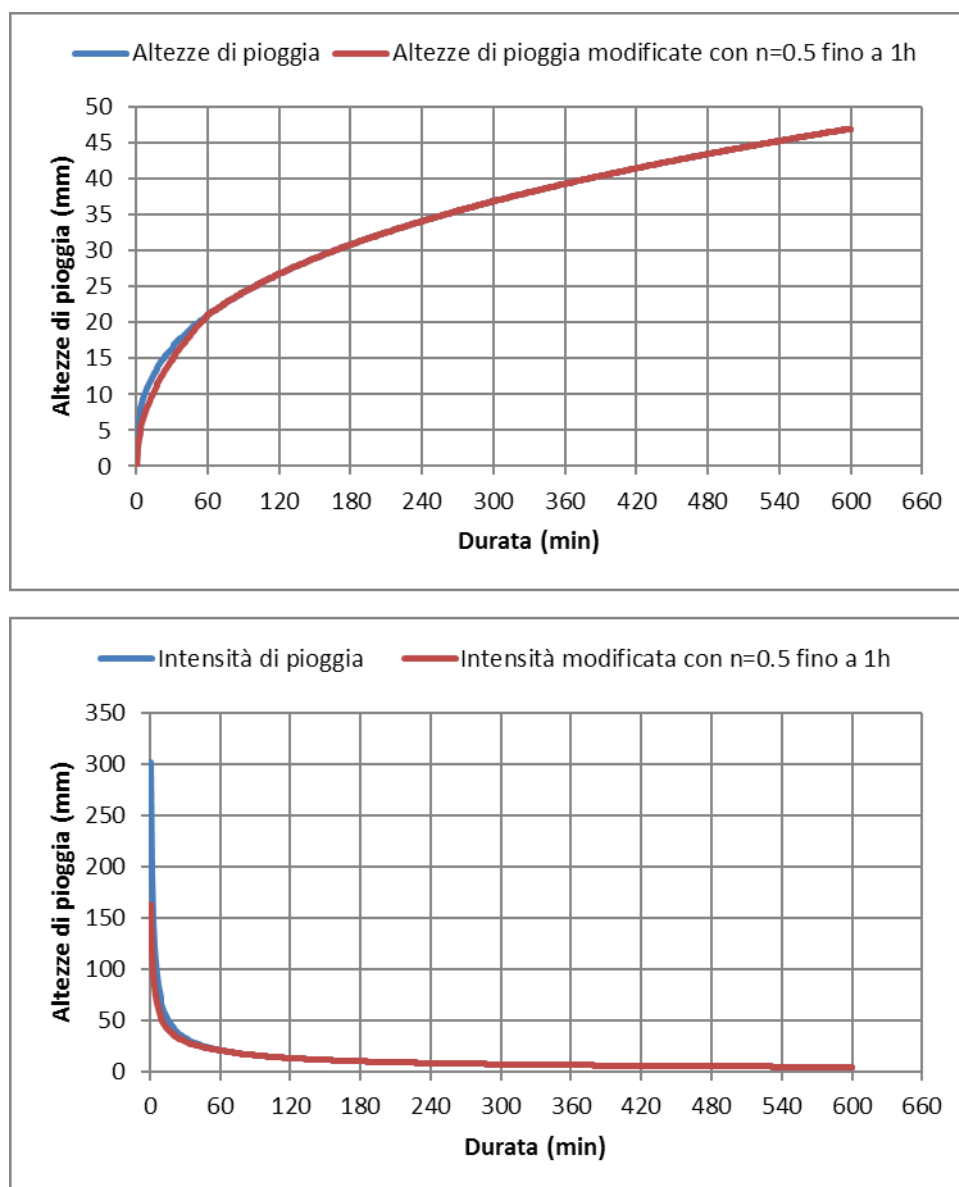
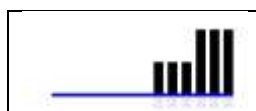


Figura 4: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 2$ anni



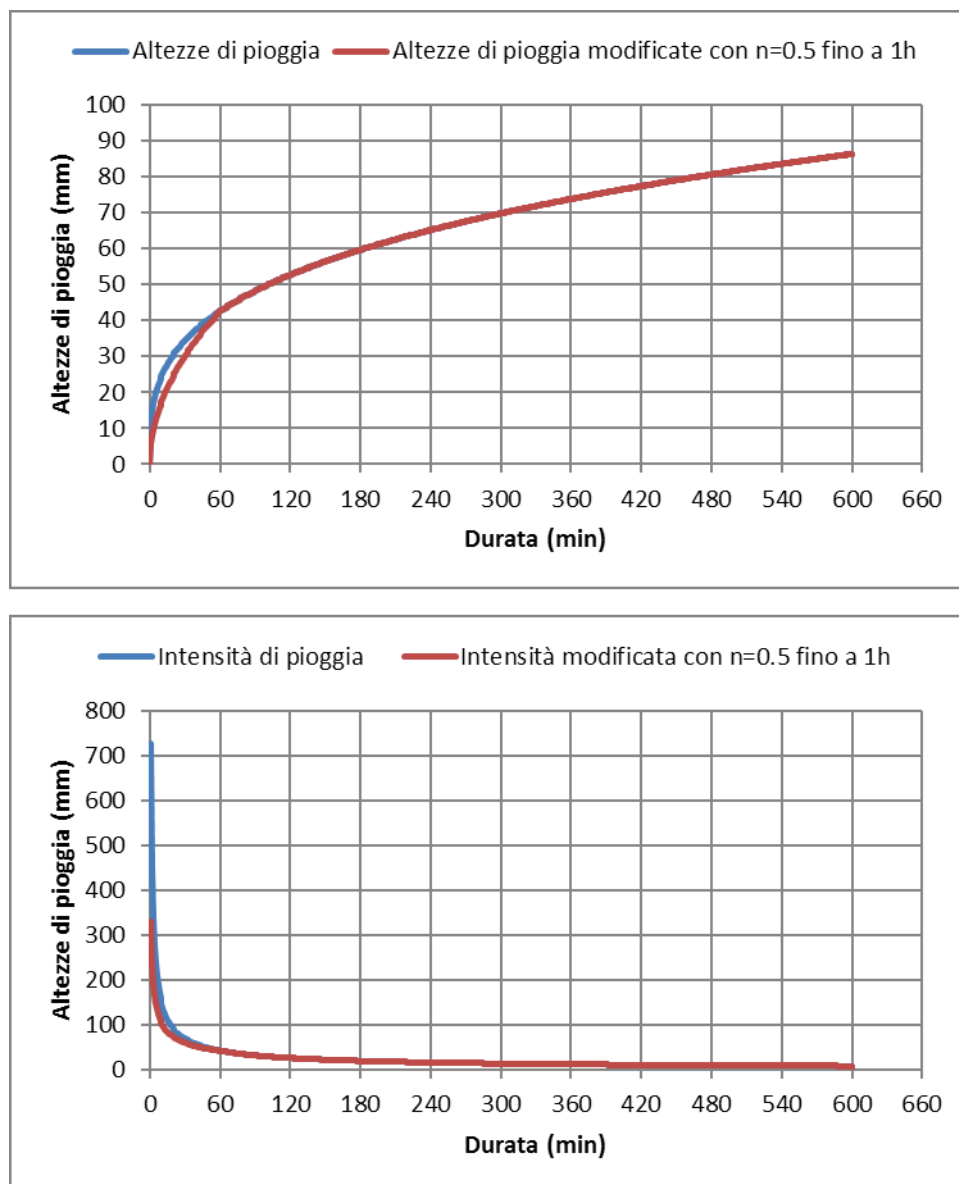


Figura 5: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 30$ anni



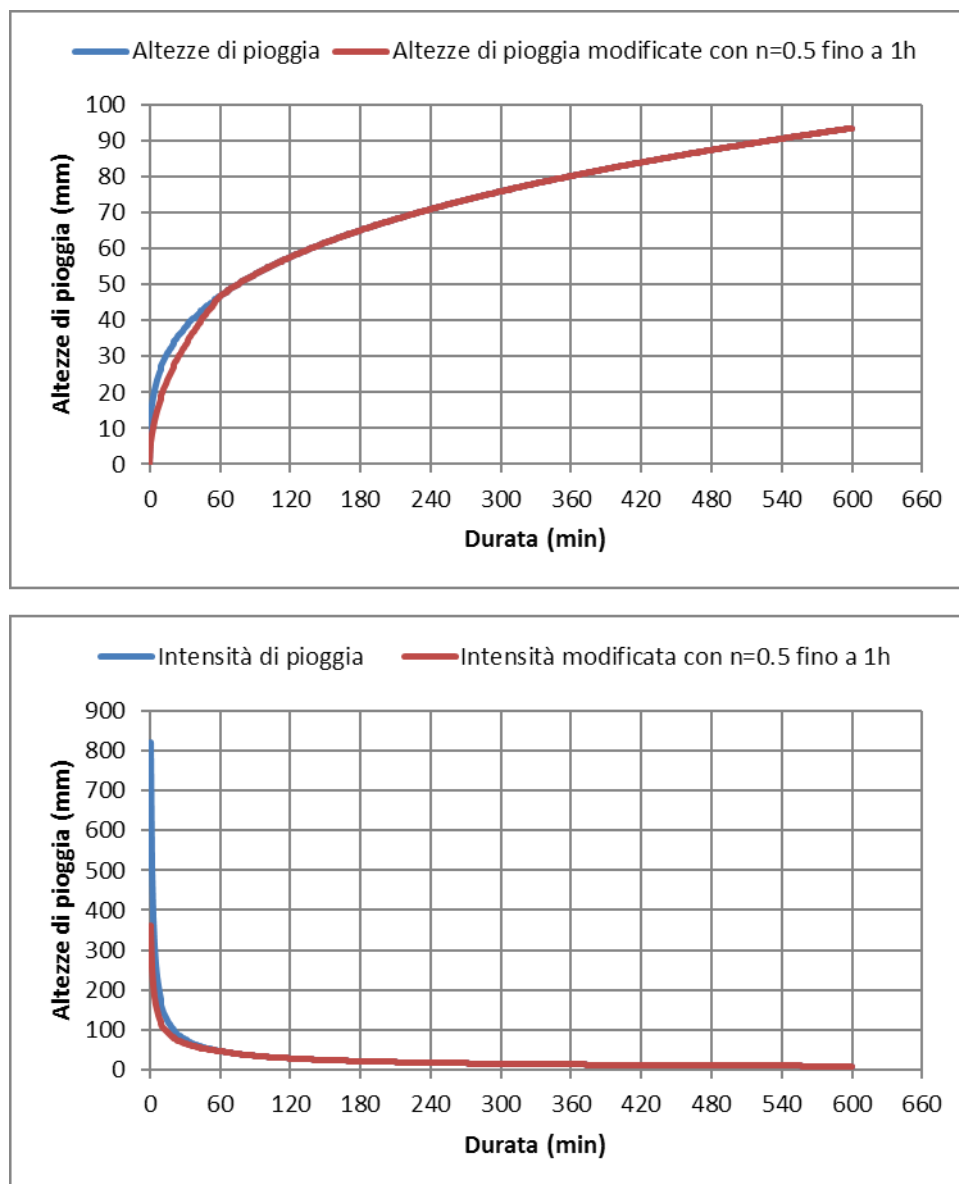
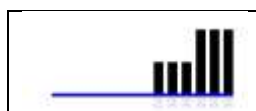


Figura 6: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 50$ anni

Ai fini del dimensionamento della rete scolante, vista la configurazione della stessa con la realizzazione di una vasca di recapito finale, la modestissima superficie asservita, e la lunghezza del tutto paragonabile dei diversi tratti della rete, si verifica che l'ipotesi di "sincronismo" fra i vari tratti di rete risulta più che accettabile, pertanto si considera, in questa fase, l'intero bacino come "concentrato", con parametri caratteristici unici e omogenei, e si procede poi separatamente (per il momento, stante la soluzione proposta) a dimensionare la rete per singoli tratti.



4. Metodi per la determinazione delle massime portate di piena

Il dimensionamento dei canali fognari che convogliano i deflussi del bacino viene eseguito considerando, nella sezione di sbocco, i valori di massimi di portata al colmo o critica riferiti a un preciso tempo di ritorno, determinati con un metodo fra quelli tradizionalmente più usati:

- metodo della corrivazione;
- metodo dell'invaso lineare.

Si tratta di semplici modelli concettuali basati su ipotesi semplificative del fenomeno di formazione delle piene, che riportano il problema ad un'analisi lineare con parametri concentrati: a fondamento di tutti i modelli sta l'ipotesi che il sistema ideologico sia lineare e invariante nel tempo, quindi con risposta dipendente soltanto dalla sollecitazione, senza l'influenza della storia precedente del bacino e della rete, quindi con possibilità di sovrapporre gli effetti.

In tutti i casi il deflusso totale sarà dato dal prodotto della superficie di bacino per l'altezza netta di precipitazione, secondo la formula:

$$V = \varphi h(t_p) S$$

in cui h è l'altezza della precipitazione di durata critica t_p per il bacino, risultante dalla curva di probabilità pluviometrica. Da ciò si trova il valore della portata considerando non l'altezza ma l'intensità di pioggia, e introducendo un parametro dimensionale caratteristico del modello di trasformazione afflussi-deflussi:

$$Q_c = \varphi I(t_p) S \lambda$$

4.1 Metodo della corrivazione

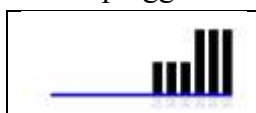
Il metodo della corrivazione fonda la stima delle portate al colmo sui tempi di corrivazione dei diversi sottobacini della rete, cioè dei tempi massimi necessari affinché una goccia d'acqua caduta sul bacino giunga alla sezione di chiusura.

Alla base del metodo stanno alcune osservazioni:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata nella sezione di chiusura è proporzionale all'intensità di pioggia nel punto in un istante che precede quello di riferimento per la portata del tempo necessario affinché la goccia raggiunga la sezione di chiusura;
- questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto del bacino e si considera invariante nel tempo.

A tali considerazioni vanno aggiunte alcune ipotesi schematiche:

- pioggia uniforme nello spazio e nel tempo (pluviogramma rettangolare);



- coefficiente di deflusso costante;
- portata iniziale nulla;
- andamento lineare delle portate nel tempo (idrogramma triangolare);
- durata della pioggia, che determina la massima portata al colmo, pari al tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione t_c caratteristico del bacino è appunto il massimo di tali tempi, assimilabile al punto idraulicamente più lontano.

Il valore di portata massima al colmo si verifica in corrispondenza di piogge di durata pari al tempo di corrivazione di tempo di ritorno assegnato, a meno di bacini di forma particolare. La portata critica corrispondente è fornita dall'espressione:

$$Q_M = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

in cui l'intensità di pioggia i è riferita al tempo di corrivazione.

Il problema per il dimensionamento di una rete fognaria, consiste quindi in primo luogo nella determinazione dei tempi di corrivazione relativi alle sezioni di chiusura dei diversi sottobacini.

Per ognuno di essi, si dovranno sommare due contributi, rispettivamente il tempo di accesso alla rete e il tempo di percorrenza del tratto di canale fino alla sezione di chiusura:

$$t_c = t_a + t_r$$

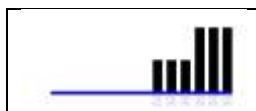
Il primo rappresenta il tempo necessario affinché le acque meteoriche scorrano a cielo aperto sulla superficie del sottobacino, eventualmente incanalate, prima dell'ingresso nelle condotte fognarie; varia con la pendenza dei suoli, la loro natura, la capillarità della rete di drenaggio, le condizioni di umidità precedenti l'evento; oscilla in un range di 5-15 minuti, con forte legame soprattutto con la superficie servita dal canale.

La formula utilizzata per la sua valutazione è tratta dal metodo della condotta equivalente di Mambretti e Paoletti, che si applica per sottobacini con superficie fino a 10 ha:

$$t_{ai} = \frac{0.5L}{s^{0.375} (S\varphi I)^{0.25}}$$

in cui le grandezze riferite all' i -esimo sottobacino indicano:

- t_{ai} : tempo di accesso [s];
- L : massima lunghezza del deflusso superficiale [m];
- s : pendenza media [m/m];
- S : superficie [ha];
- φ : coefficiente d'afflusso;
- I : intensità della precipitazione in [mm/h].



Per l'applicazione pratica bisogna quindi determinare i parametri s e L in relazione alle caratteristiche del bacino. La pendenza s è riferita ai suoli, ed eventualmente si può assimilare a quella del tronco di canale ivi presente, senza mai scendere sotto il valore 0,003; la lunghezza del percorso L si può stimare dalla planimetria del bacino o dalla relazione empirica:

$$L = 190 \cdot S^{0.548}$$

con superficie del sottobacino S è in ettari e lunghezza L in metri. Nel caso in questione si considera $L = 30$ m.

Il valore in questione viene poi confrontato con un valore di tempo di accesso stimato in modo ancor più semplificato con riferimento alla stessa lunghezza e ad una velocità fittizia valutabile in 15 cm/s. In ogni caso, viene assunto un tempo di accesso alla rete non inferiore ai 5 minuti.

Il tempo di rete rappresenta invece il tempo necessario affinché una goccia d'acqua attraversi il tratto di rete fino alla sezione di chiusura; si ottiene dalla somma dei tempi di percorrenza dei sotto-tratti del percorso più lungo della rete a monte della sezione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

in cui per il calcolo delle velocità si fa riferimento alla condizione di moto uniforme.

Per la risoluzione bisogna fare una serie di iterazioni in quanto nella formula per il calcolo del tempo di accesso compare l'intensità di pioggia (anche se, come si vedrà, viene assunto sempre il minimo di 5 min), quindi di fatto il tempo di corrivazione non è teoricamente costante; bisogna allora imporre un'intensità di primo tentativo e andare a reiterare finché questa non coincide con quella scaturita dalla curva di probabilità pluviometrica per il tempo di corrivazione risultante.

4.2 Metodo dell'invaso

Il metodo dell'invaso usato internazionalmente si basa sull'ipotesi di comportamento del sistema rete-bacino come serbatoio lineare, con portata proporzionale al volume invasato.

In questo caso, considerando uno ietogramma netto rettangolare, l'idrogramma di piena ha un andamento tipico per il quale non è possibile stabilire a priori quale sia la durata di pioggia critica, che va determinata per via analitica.

Nel calcolo della portata critica interviene un coefficiente r determinato tramite la seguente equazione in funzione dell'esponente n della curva di probabilità pluviometrica:

$$n = 1 - \frac{re^{-r}}{1 - e^{-r}}$$

Noto tale valore, la portata si può calcolare come:

$$Q = \frac{a(\Sigma \varphi S)(k / 60)^{n-1} r^{n-1} (1 - e^{-r})}{360}$$

in cui compaiono il coefficiente moltiplicativo a della curva di probabilità pluviometrica [mm/h] e la costante di invaso k [min].

Questa è a sua volta determinata, per ogni sezione di riferimento della rete, in funzione delle caratteristiche del bacino e della rete a monte (formula di Ciaponi e Papiri):

$$k = \frac{0.5 S^{0.351} d^{0.358}}{\varphi^{0.163} (100s)^{0.29}}$$

dove d è la densità di drenaggio, espressa in metri di canale fognario per ettaro di superficie servita.

Per i tratti di canale con subaffluenti la densità di drenaggio va valutata sull'intero sistema di monte, come anche la superficie servita, senza necessità di iterazioni su tali grandezze.

Di tratto in tratto, procedendo da monte verso valle, è possibile effettuare il dimensionamento della sezione per tentativi.

4.3 Metodo dell'invaso "italiano"

Ci si basa con tale metodo sulla ricerca, tramite una relazione empirica proposta da Puppini, del coefficiente udometrico u , che rappresenta il rapporto fra la portata critica conseguente al prestabilito evento di precipitazione, e la superficie del bacino tributario. Per la relativa stima si fa ricorso alla relazione:

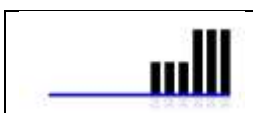
$$u = \frac{2168 \cdot n \cdot (a \cdot \varphi_1)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1-n}{n}}}$$

che fornisce il valore del coefficiente udometrico espresso in [l/s/ha] e in cui il coefficiente a è espresso in [mm/h], mentre w , in [mc/mq], rappresenta il volume totale invasato nel sistema rete-bacino ed è dato dalla somma di tre contributi:

$$w = \frac{W_{pi} + W_{rm} + W_t}{1000 \Sigma S}$$

I tre addendi rappresentano rispettivamente:

- $W_{pi} = w_{pi} S$ in cui w_{pi} si assume convenzionalmente pari a 30 mc/ha, è il volume dei piccoli invasi nel bacino di monte;
- $W_t = A L$ indica il volume d'acqua nel tratto di canale di riferimento, dato dal prodotto fra la sezione idrica e la lunghezza del canale;
- $W_{rm} = \Sigma A_i L_i$ individua il volume d'acqua invasato nella rete a monte.



Noto il coefficiente udometrico relativo alle varie sezioni, si può facilmente ricavare la portata al colmo dall'espressione:

$$Q = \frac{u \Sigma S}{1000} \quad [\text{mc/s}]$$

L'applicazione del metodo non richiede iterazioni se non per la valutazione delle condizioni di moto uniforme nei successivi tratti.

Partendo da monte, è sufficiente di volta in volta valutare i tre termini del volume invasato, calcolando quello relativo alla rete a monte dalla somma estesa a canali per i quali il calcolo è già stato effettuato.

Per il bacino in questione, che viene considerato in questa fase concentrato su un unico nodo, il volume della rete a monte è da assumersi nullo.

5. Metodi per la determinazione dei volumi necessari alla laminazione

Le tipologie di vasche volano sono fondamentalmente di due tipi:

- Invasi in linea;
- Invasi fuori linea.

I primi sono costituiti da opere di invaso realizzate lungo la rete mentre i secondi sono costituiti da invasi realizzati fuori dalla rete e collegati alla stessa tramite una diramazione.

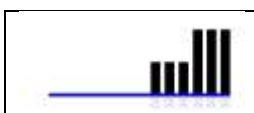
Una variante delle vasche volano che oggi si utilizza sempre con maggior frequenza, anche a causa dell'introduzione nell'ordinamento di una legislazione vincolante (Legge n.152/2006) che obbliga il progettista a predisporre la loro costruzione, è rappresentata dalle vasche di prima pioggia che accolgono gli afflussi meteorici recapitati dai suoli e ne realizzano un primo trattamento contro l'inquinamento, prima di convogliare le stesse in fognatura.

L'introduzione di vasche volano all'interno di una rete fognaria è necessaria allorquando la portata di piena raccolta dai collettori a monte risulta maggiore di quella smaltibile dalla rete a valle o dal recapito finale.

In questi casi la vasca serve ad invasare una parte dei volumi di piena provocando un effetto di laminazione.

Per la predisposizione dell'effetto di laminazione, le vasche volano devono essere dimensionate tenendo in considerazione alcuni fattori, fra cui.

- geometria della vasca;
- dispositivo di scarico (cioè la legge $Q_u(h)$ che mette in relazione la portata in uscita con il tirante presente nella vasca);
- volume W_{\max} massimo invasabile dalla vasca;
- onda di piena entrante $Q_e(t)$ critica;
- portata Q_t massima ammissibile a valle della vasca (portata di taglio).



Nel caso in esame, è fissata la portata massima scaricabile nel corpo idrico recettore (fognatura pubblica), da assumersi pari a 18,42 l/s sulla base delle indicazioni della pianificazione (massimo 10 l/s per ettaro impermeabilizzato laminato). La pianificazione di Bacino impone inoltre un volume totale di laminazione (costituito da più fattori, fra i quali entra anche il volume “diffuso” che può essere destinato all’accumulo per il riuso) almeno pari a 500 mc per ettaro impermeabilizzato, per cui nel caso in questione pari ad un minimo di 921 mc circa.

Si vedrà che il rapporto di laminazione (ovvero fra la portata “di taglio” e quella al colmo) risulta molto basso.

Si è fatta inoltre l’ipotesi di vasca in linea (trattandosi di una laminazione non da diramazione ma nella vasca che raccoglie l’intera portata affluente) e di efflusso costante, in quanto regolato da un sistema di soglie sfioranti, da studiare in fase esecutiva al fine di garantire per lo scarico in fognatura un efflusso pressochè costante e pari al massimo consentito.

L’effetto di laminazione all’interno di una vasca volano si può descrivere tramite tre equazioni fondamentali:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

in cui:

- $Q_e(t)$: è la portata in ingresso alla vasca all’istante generico;
- $Q_u(t)$: è la portata in uscita dalla vasca;
- $W(t)$: è il volume invasato nella vasca all’istante t .

La seconda equazione rappresenta la relazione funzionale tra il volume invasato e il livello idrico h dell’invaso, funzione esclusiva della geometria della vasca:

$$W(t) = W(h(t))$$

La terza equazione rappresenta la legge d’efflusso che governa l’uscita dalla vasca, dipendente dal dispositivo di regolazione posto all’uscita della stessa in quanto se il tipo di manufatto è fisso, la portata dipende dal tempo tramite il livello idrico h mentre, se il dispositivo idraulico è regolabile, la portata è variabile nel tempo in dipendenza dalla manovra di regolazione; l’equazione in questione è la seguente:

$$Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$$

Per arrivare ad un’unica espressione che lega il volume invasato con la portata uscente si possono combinare le precedenti due espressioni, inserendole nella prima ed arrivando ad un’unica equazione che ha per incognita solo il livello idrico nella vasca h .

Per il dimensionamento delle vasche volano si esistono diverse metodologie, le più comuni si basano:

- a. Sulle sole piogge
- b. Sull’integrazione dell’equazione dei serbatoi

c. Sulle piogge e sulla trasformazione afflussi- deflussi

5.1 Metodo di dimensionamento sulla base delle sole piogge

Il metodo di dimensionamento sulla base delle piogge restituisce il volume invasato, sulla base delle previsioni fornite dalla curva di probabilità pluviometrica trascurando la trasformazione degli afflussi in deflussi, considerando l'idrogramma coincidente con lo ietogramma, a meno delle perdite. Tale metodo è espressamente riportato nelle Linee Guida, sebbene con riferimento ad un tempo convenzionale di 72 h che non ha significato fisico nel caso in questione.

Il volume entrante viene restituito tramite la seguente formula:

$$W_e = 10 \cdot a \cdot A \cdot \varphi \cdot t^n$$

in cui:

- W_e : volume entrante nella vasca volano [mc];
- A : superficie del bacino [ha];
- φ : coefficiente d'afflusso;
- a : parametro della curva di probabilità pluviometrica [mm/hⁿ];
- n : esponente della curva di probabilità pluviometrica;
- t : durata della pioggia considerata [h].

La portata in uscita dalla vasca si considera costante, quindi il volume rilasciato si può assumere lineare nel tempo e viene fornito dalla relazione:

$$W_u = 3600 \cdot Q_T \cdot t$$

In cui:

- W_u : volume uscente dalla vasca volano [mc];
- Q_T : portata di taglio costante uscente dalla vasca [mc/s];
- t : durata della pioggia considerata [h].

Per ottenere la condizione di massimo si deve effettuare la derivata, rispetto alla durata t della pioggia, della differenza $W(t) = W_e(t) - W_u(t)$, ottenendo:

$$t_{critico} = \left(\frac{3600 \cdot Q_T}{10 \cdot A \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$W_{max} = 3600 \cdot t_{critico} \cdot Q_T \cdot \left(\frac{1}{n} - 1 \right)$$

in cui:

- $t_{critico}$: tempo di pioggia per cui si ottiene il massimo volume della vasca [h];
- V_{max} : volume della vasca necessario ad accogliere la pioggia di durata $t_{critico}$ [mc].



Questo metodo ha in sé una notevole pecca consistente nella mancata valutazione del processo di trasformazione afflussi-deflussi, nel bacino di progetto, che ha l'effetto – almeno per bacini più consistenti – di sopravvalutare le portate di piena e conseguentemente i volumi di laminazione.

5.2 Metodo di dimensionamento tramite l'integrazione dell'equazione del serbatoio

Un ulteriore metodo per la progettazione delle vasche volano, consiste nell'integrazione dell'equazione del serbatoio tramite l'utilizzo della formula di Marone.

Per l'applicazione di quest'ultima si ipotizza un'equazione dello scarico di tipo a stramazzo e un'onda entrante con equazione del tipo:

$$Q(t) = Q_c \cdot \left(\frac{t}{t_c} \right) \cdot e^{1 - \frac{t}{t_c}}$$

in cui t_c è il tempo in cui si verifica la massima portata Q_c .

Da questa si perviene alle seguenti relazioni:

$$\eta = \frac{Q_T}{Q_c} = 1 - \frac{W_m}{W_c}$$

$$W_m = W_c (1 - \eta)$$

in cui:

- W_c : volume dell'onda di piena entrante [mc];
- W_m : volume massimo della vasca [mc].

Il metodo presenta il notevole limite costituito dal fatto che richiederebbe comunque una massimizzazione in funzione delle durate di pioggia, non studiata analiticamente.

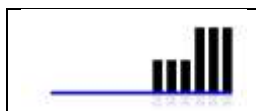
5.3 Metodi di dimensionamento basati sulla trasformazione afflussi-deflussi

Ulteriori metodi di dimensionamento delle vasche volano si basano sulla trasformazione afflussi-deflussi.

Il metodo cinematico deriva dal metodo della corrivazione già utilizzato per la valutazione delle portate al colmo, è stato sperimentato da Alfonsi – Orsi e si basa sull'ipotesi che il bacino di progetto si comporti come un insieme di canali lineari in parallelo.

Per la valutazione si considerano quindi:

- ietogrammi netti di pioggia ad intensità costante;
- curva aree tempi lineare;
- scarico della vasca a portata costante pari a Q_T ;



la relazione per determinare il volume della vasca è la seguente:

$$W = \frac{\text{cost} \cdot t_p^n}{3600^{n-1}} - Q_T \cdot t_p - Q_t \cdot t_c + \frac{Q_T^2}{\text{cost} \cdot (t_p / 3600)^{n-1}} \cdot t_c$$

in cui:

- $\text{cost} = \frac{\varphi \cdot a \cdot A}{360}$;
- t_c : tempo di corrivazione del bacino [s];
- t_p : durata della pioggia critica per la vasca [s], ottenuta per tentativi, dalla seguente formula:

$$\frac{n \cdot \text{cost} \cdot t_p^{n-1}}{3600^{n-1}} + \left[(1-n) \cdot (3600^{n-1}) \cdot \frac{Q_T^2}{\text{cost} \cdot t_p^n} t_c \right] - Q_T = 0$$

Un ulteriore metodo, basato sulla trasformazione afflussi-deflussi, è quello dell'invaso lineare introdotto da Paoletti, che ipotizza il funzionamento del bacino di progetto come un serbatoio lineare di costante di invaso K, sottoposto ad una precipitazione costante di durata θ e con coefficiente d'afflusso φ costante durante l'evento.

Per la valutazione si considerano:

- ietogrammi netti di pioggia con intensità costante;
- metodo dell'invaso per la determinazione dell'onda di piena nel collettore in arrivo;
- scarico della vasca a portata costante pari a Q_T .

Il volume massimo della vasca W_m e la durata critica θ_w sono espressi dalle equazioni:

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{K}$$

$$G(n, m) = \frac{W_m}{K \cdot Q_c}$$

in cui:

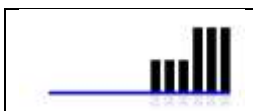
- K: costante di invaso del bacino;
- n: esponente della curva di probabilità pluviometrica;
- $m = Q_c / Q_T$: rapporto tra la massima portata entrante e la massima portata uscente;
- G(n,m), F(n,m): funzioni graficate in letteratura.

Tramite i grafici riportati in Figura 7 si calcolano facilmente i valori di:

$$\theta_w = K \cdot F(n, m)$$

$$W_m = K \cdot Q_c \cdot G(n, m)$$

noti n, m, K e Q_c .



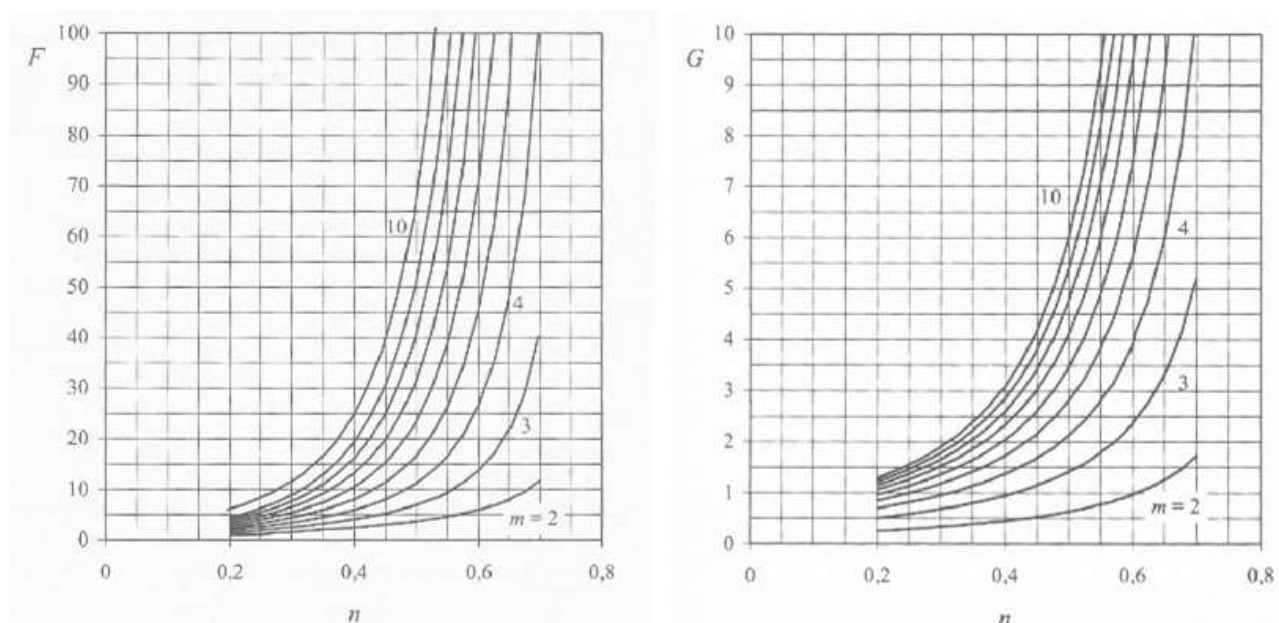


Figura 7: Grafici per la determinazione della durata critica con il metodo dell'invaso

Si nota che i grafici di cui sopra riportano curve interpolari fino ad un valore massimo di $m = 10$, valore che si vedrà notevolmente superato per il progetto di rete in questione; la durata critica per la massimizzazione del volume di invaso è stata quindi determinata con metodi numerici a partire dall'integrazione delle portate entranti e uscenti dal serbatoio.

Vista la modestia del bacino, inoltre, non vengono presi in considerazione in questa fase metodi più affinati, che introducano complicazioni nello ietogramma di progetto (utilizzando, ad esempio, il modello "Chicago") oppure sulle leggi di efflusso.

6. Determinazione delle portate massime

Si riportano in questo paragrafo le portate al colmo determinate con i metodi esposti nel §4, ricordando l'assunzione fatta per l'esponente n delle curve di probabilità pluviometrica nel caso di durate inferiori all'ora.

6.1 Metodo della corrivazione

Per i diversi tempi di ritorno presi in considerazione, dal procedimento iterativo esposto in precedenza sono stati ottenuti i seguenti valori caratteristici; si ricorda che per il tempo di accesso alla rete è stato imposto un valore minimo di 5 minuti, svincolando così in pratica almeno il tempo di accesso dall'intensità di pioggia.

La lunghezza massima del percorso in rete si ha lungo il percorso fra i nodi 1 e V, si può considerare pari a 224,87 m. Per le tubazioni ipotizzate per la rete scolante, costituite da condotte circolari in



PEAD di diametri variabili da DN315 a DN800, si assume la scabrezza secondo Strickler pari a $110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Tr = 2 anni

- Tempo di accesso secondo il criterio del condotto equivalente: 0,57 min
- Tempo di accesso secondo il metodo della velocità fittizia: 3,33 min
- Tempo di accesso alla rete considerato: 5 min
- Velocità idrica di moto uniforme in condotta: 1,38 m/s (valutata come il 75% del tratto di sbocco N-V, che presenta la portata massima in tutta la rete)
- Tempo in rete: 2,72 min
- Tempo di corrivazione: 7,72 min
- Intensità per la pioggia di durata pari a t_c : 58,6 mm/h
- **Portata massima al colmo: 299,6 l/s**

Tr = 30 anni

- Tempo di accesso secondo il criterio del condotto equivalente: 0,47 min
- Tempo di accesso secondo il metodo della velocità fittizia: 3,33 min
- Tempo di accesso alla rete considerato: 5 min
- Velocità idrica di moto uniforme in condotta: 1,56 m/s (valutata come il 75% del tratto di sbocco N-V, che presenta la portata massima in tutta la rete)
- Tempo in rete: 2,40 min
- Tempo di corrivazione: 7,40 min
- Intensità per la pioggia di durata pari a t_c : 121,3 mm/h
- **Portata massima al colmo: 620,4 l/s**

Tr = 50 anni

- Tempo di accesso secondo il criterio del condotto equivalente: 0,46 min
- Tempo di accesso secondo il metodo della velocità fittizia: 3,33 min
- Tempo di accesso alla rete considerato: 5 min
- Velocità idrica di moto uniforme in condotta: 1,58 m/s (valutata come il 75% del tratto di sbocco N-V, che presenta la portata massima in tutta la rete)
- Tempo in rete: 2,37 min
- Tempo di corrivazione: 7,37 min
- Intensità per la pioggia di durata pari a t_c : 133,5 mm/h
- **Portata massima al colmo: 683,2 l/s**

Gli idrogrammi di piena corrispondenti sono osservabili nelle illustrazioni che seguono; per completezza, visti gli scopi della presente relazione, si riportano anche gli andamenti dei volumi invasati nell'ipotizzato sistema di laminazione (affidato in questa fase esclusivamente alla vasca) in corrispondenza di tali idrogrammi. Si vedrà che, come prevedibile, tali idrogrammi, caratterizzati da picchi intensi ma piuttosto rapidi, risultano tutt'altro che gravosi rispetto a quelli corrispondenti a piogge meno intense ma più lunghe.



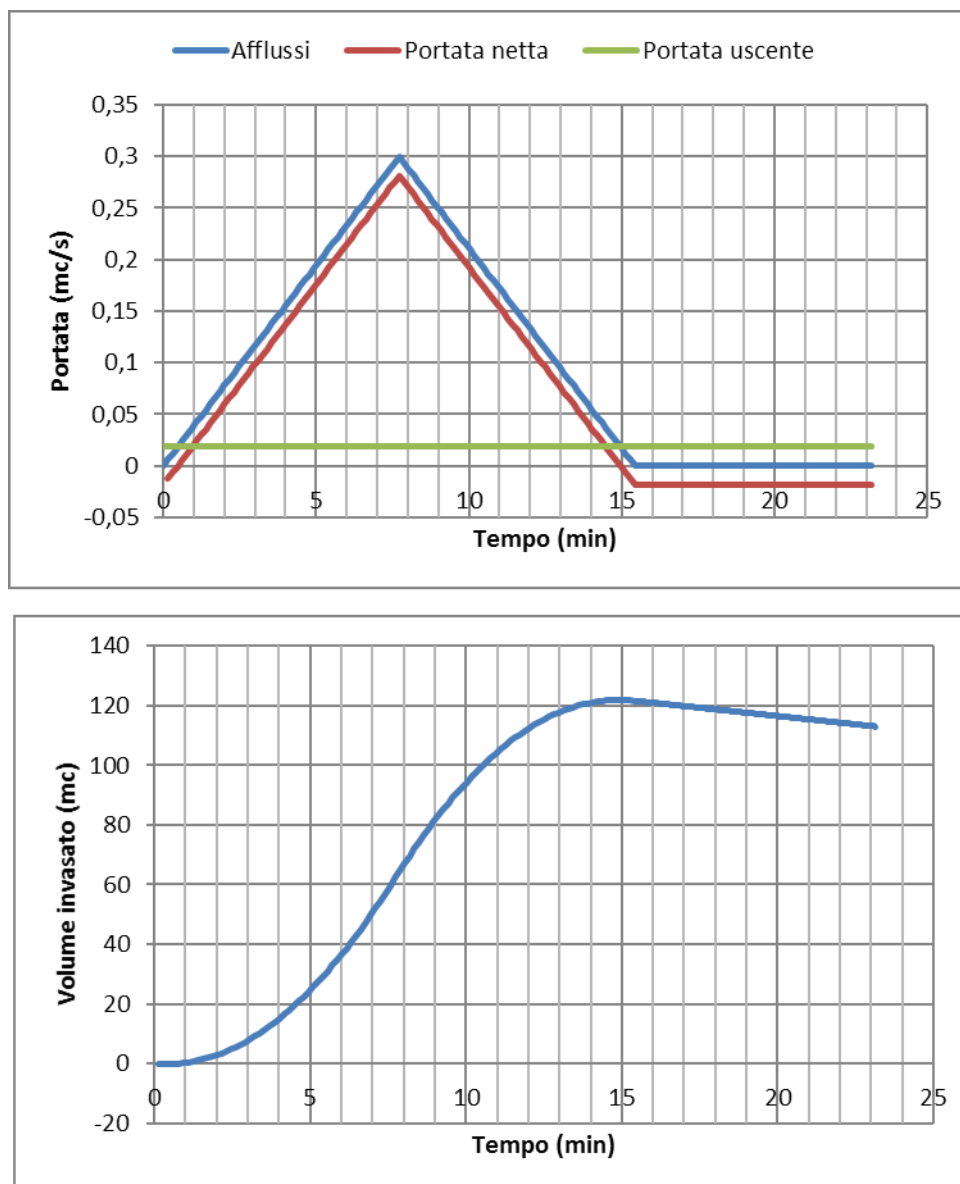


Figura 8: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



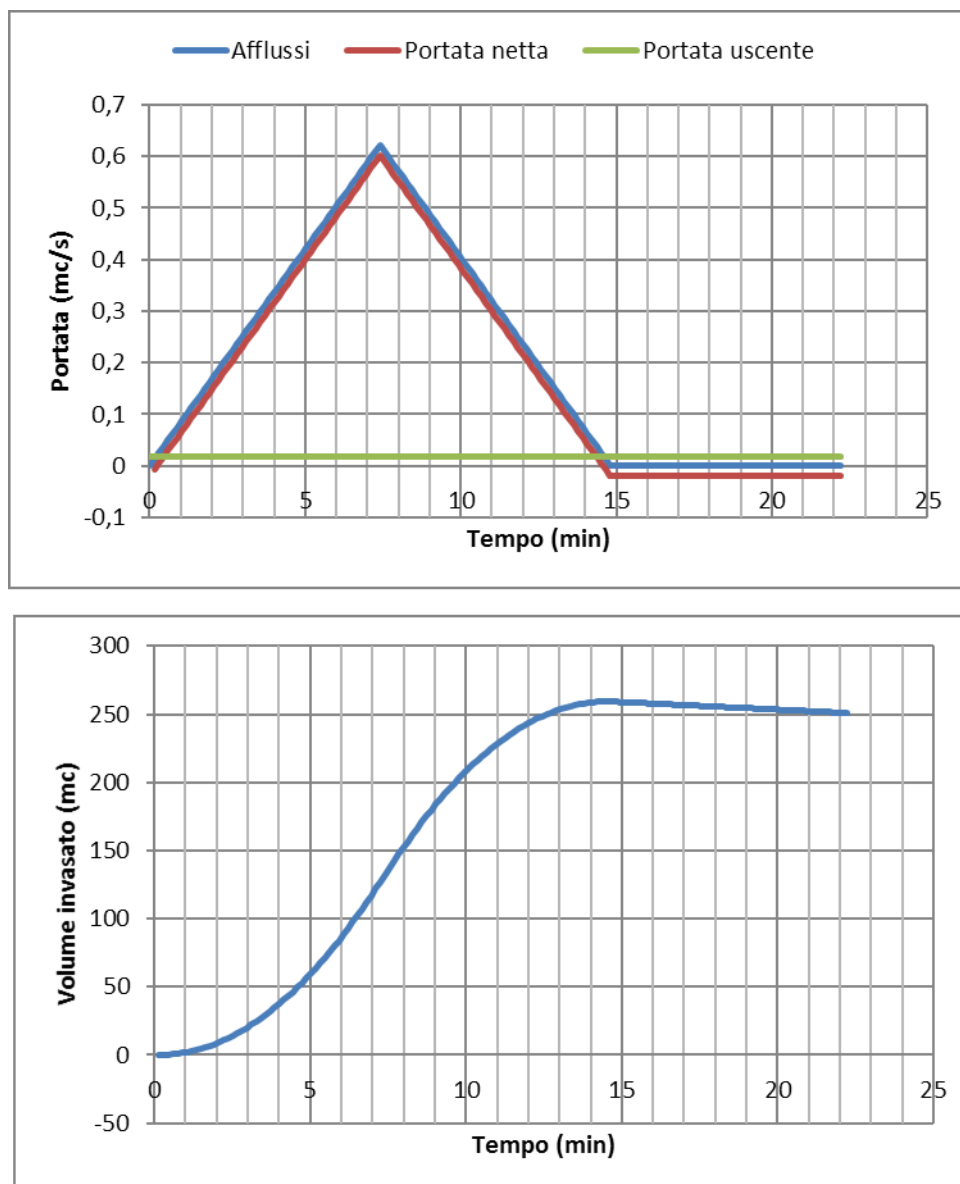


Figura 9: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



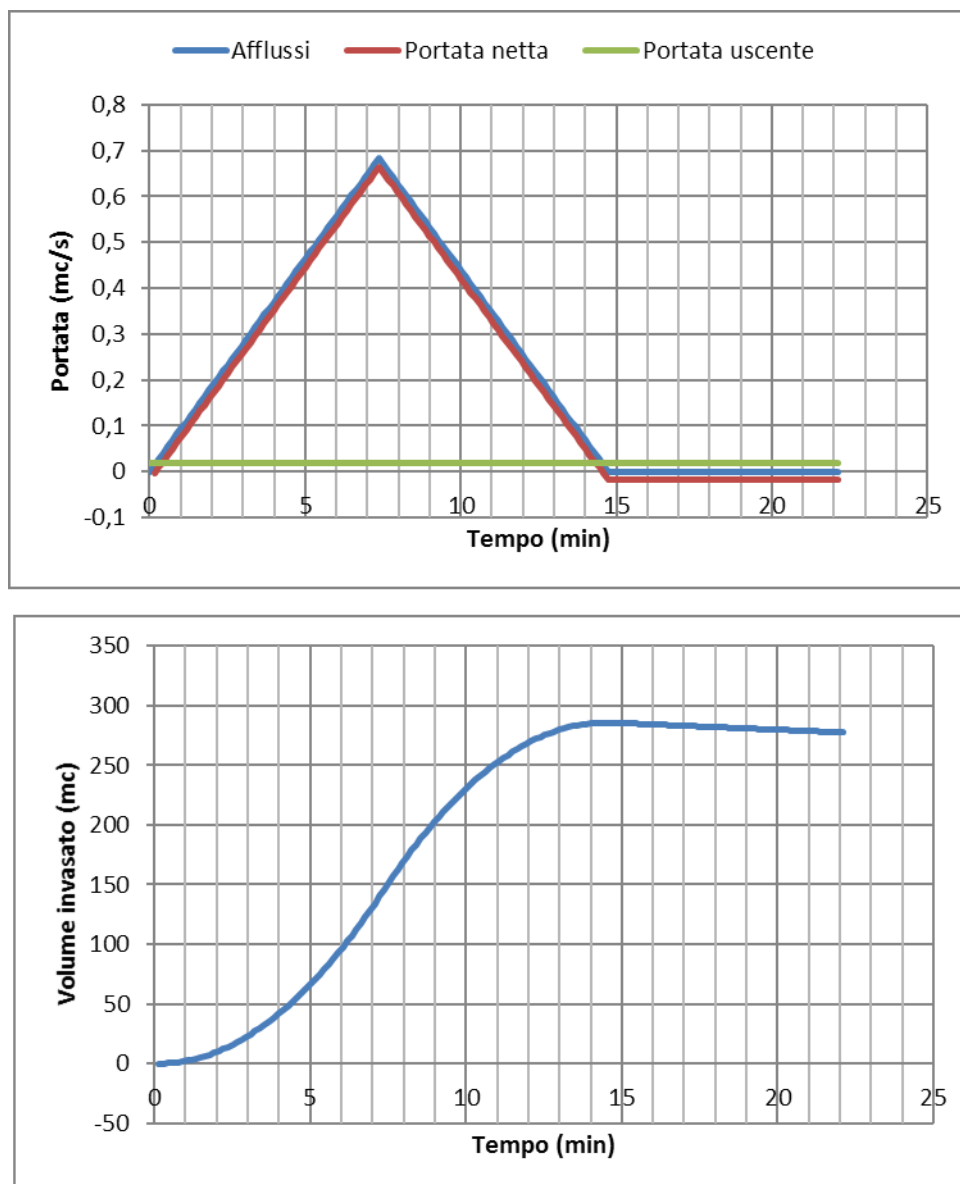
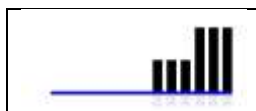


Figura 10: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione

I volumi massimi invasati nel sistema, considerando la portata di taglio pari a 18,42 l/s, risultano rispettivamente pari a 121,9 mc per $Tr = 2$ anni, 259,3 mc per $Tr = 30$ anni e 285,8 mc per $Tr = 50$ anni; questo significa che per eventi meteorici molto intensi ma di breve durata il sistema smaltisce senza particolari sofferenze nella vasca i picchi di portata, considerando anche che in tal caso il volume invasato in rete risulterà sufficientemente significativo, in termini relativi, da fornire un ulteriore sensibile contributo, senza comunque che si verifichi un significativo rigurgito della corrente nelle condotte scolanti con conseguente rischio di esondazione, visto il livello prevedibilmente raggiunto nella vasca.



La velocità di moto uniforme per la portata di piena stimata con $T_r = 2$ anni, pari a circa 1,84 m/s (tratto finale con portate massime, stimabile in una quota pari al 65-85% nei tratti a monte), assicura inoltre un minimo di capacità auto-pulente della condotta.

6.2 Metodo dell'invaso

Per l'applicazione del metodo dell'invaso le formule utilizzate per la valutazione della costante di vaso (che ha le dimensioni di un tempo, e generalmente risulta dello stesso ordine di grandezza del tempo di corrivazione) sono slegate dall'intensità di pioggia, pertanto tale parametro viene valutato una volta sola, risultando (con le stesse ipotesi fatte in precedenza sulla pendenza dei collettori allo 0,2%):

- densità di drenaggio della rete: $d = 162,9$ m/ha
- costante di vaso (Ciaponi e Papiri): 5,20 min
- costante di vaso per confronto (formula Michel Desbord): 7,29 min
- parametro $r = 1,257$

Di conseguenza, con riferimento alla costante di vaso determinata con la formula di Ciaponi e Papiri, si ottengono le seguenti portate massime:

- **$T_r = 2$ anni: $Q_c = 232,8$ l/s**
- **$T_r = 30$ anni: $Q_c = 472,3$ l/s**
- **$T_r = 50$ anni: $Q_c = 518,9$ l/s**

Si riscontrano, quindi, portate inferiori rispetto al metodo della corrivazione; si tenga presente che la durata di pioggia critica è pari al prodotto $r \cdot k = 6,54$ min, di poco inferiore al tempo di corrivazione adottato in precedenza per i tempi di ritorno maggiori.

I valori ottenuti dunque non risultano significativi rispetto alle verifiche di capacità del condotto già eseguite.

Gli idrogrammi di piena corrispondenti sono osservabili nelle illustrazioni che seguono; per completezza, visti gli scopi della presente relazione, si riportano anche gli andamenti dei volumi invasati nell'ipotizzato sistema di laminazione (composto da condotto, pozzetto di recapito e volumi di accumulo distribuiti) in corrispondenza di tali idrogrammi. Si vedrà che, come già nel paragrafo precedente per il metodo della corrivazione, tali idrogrammi, caratterizzati da picchi intensi ma piuttosto rapidi, risultano tutt'altro che gravosi rispetto a quelli corrispondenti a piogge meno intense ma più lunghe.



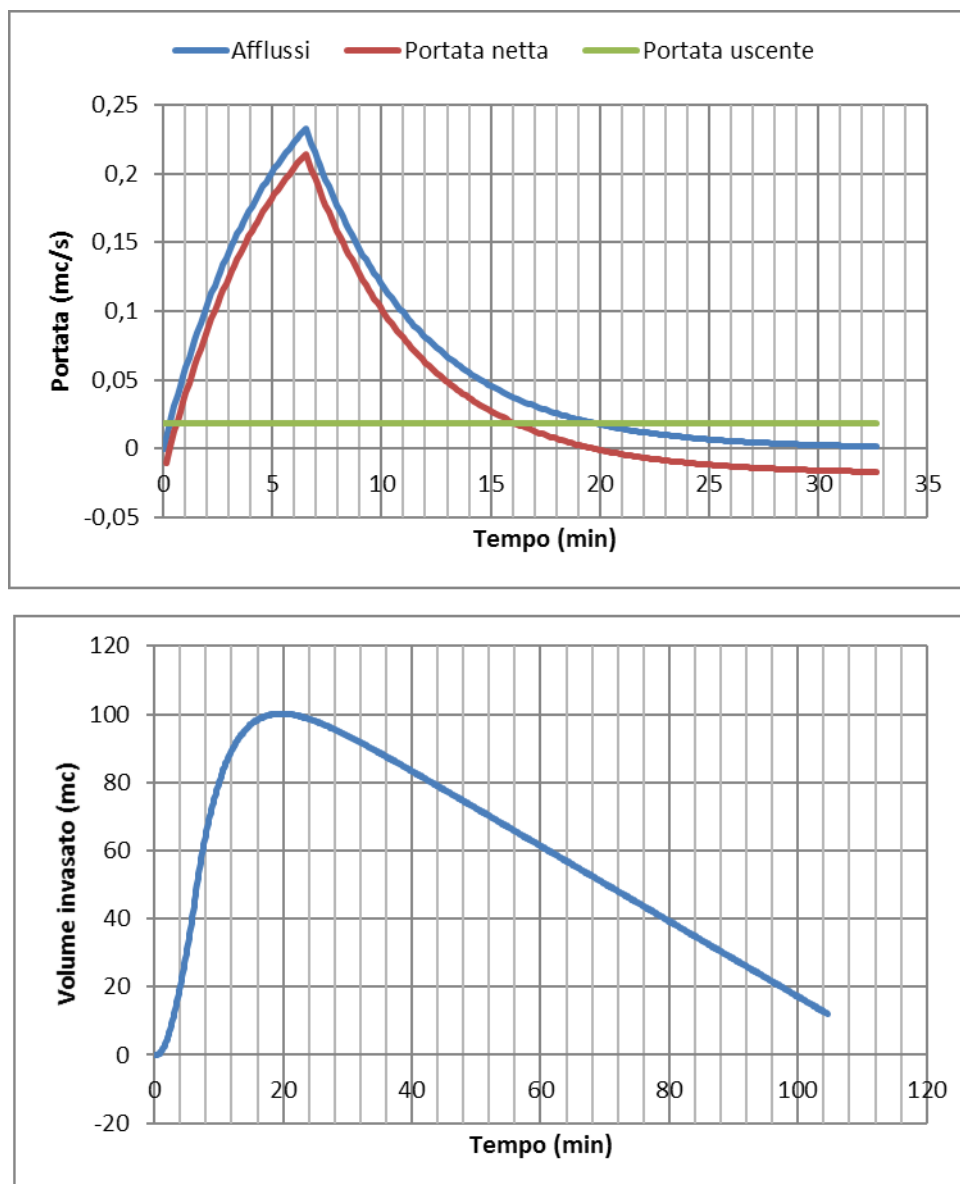


Figura 11: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



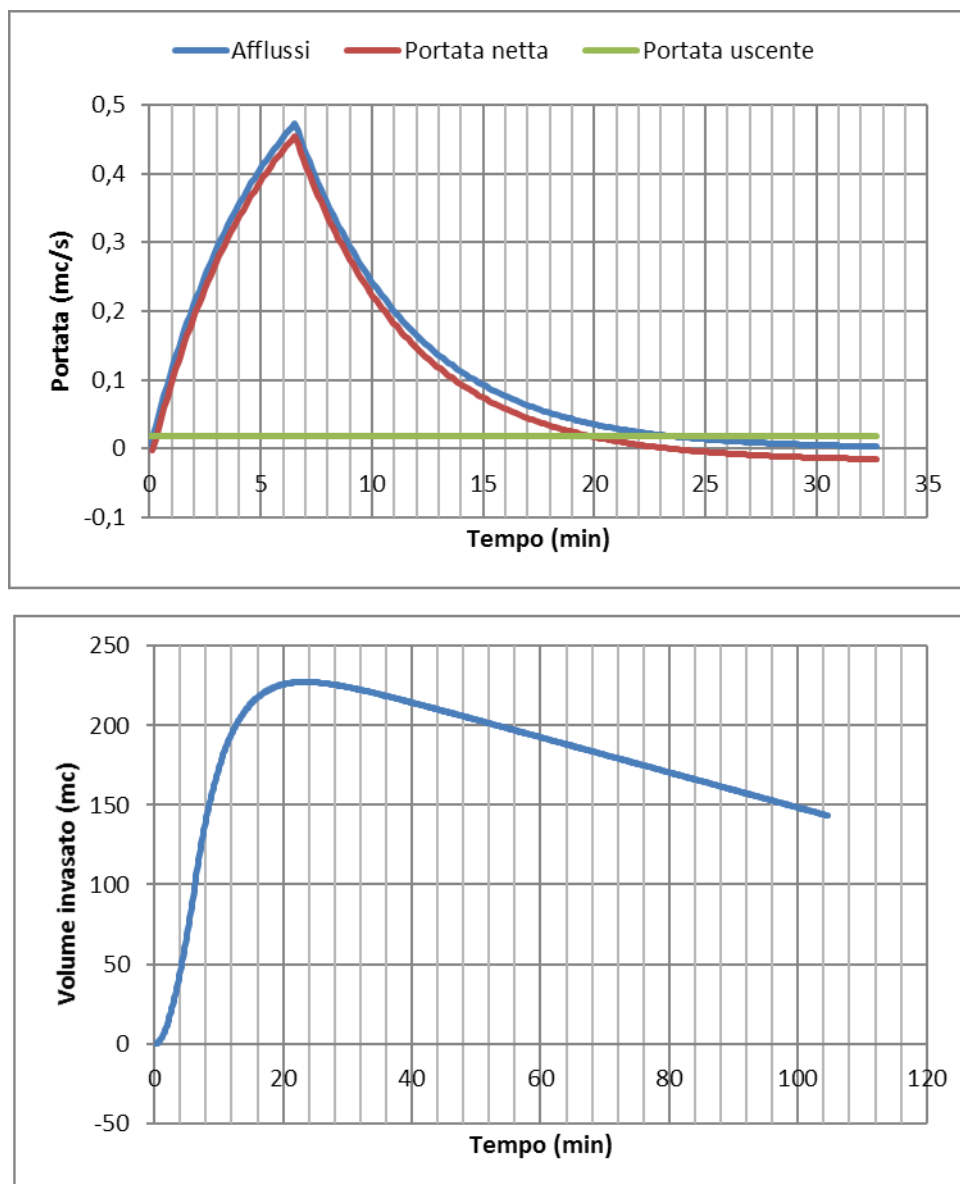


Figura 12: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



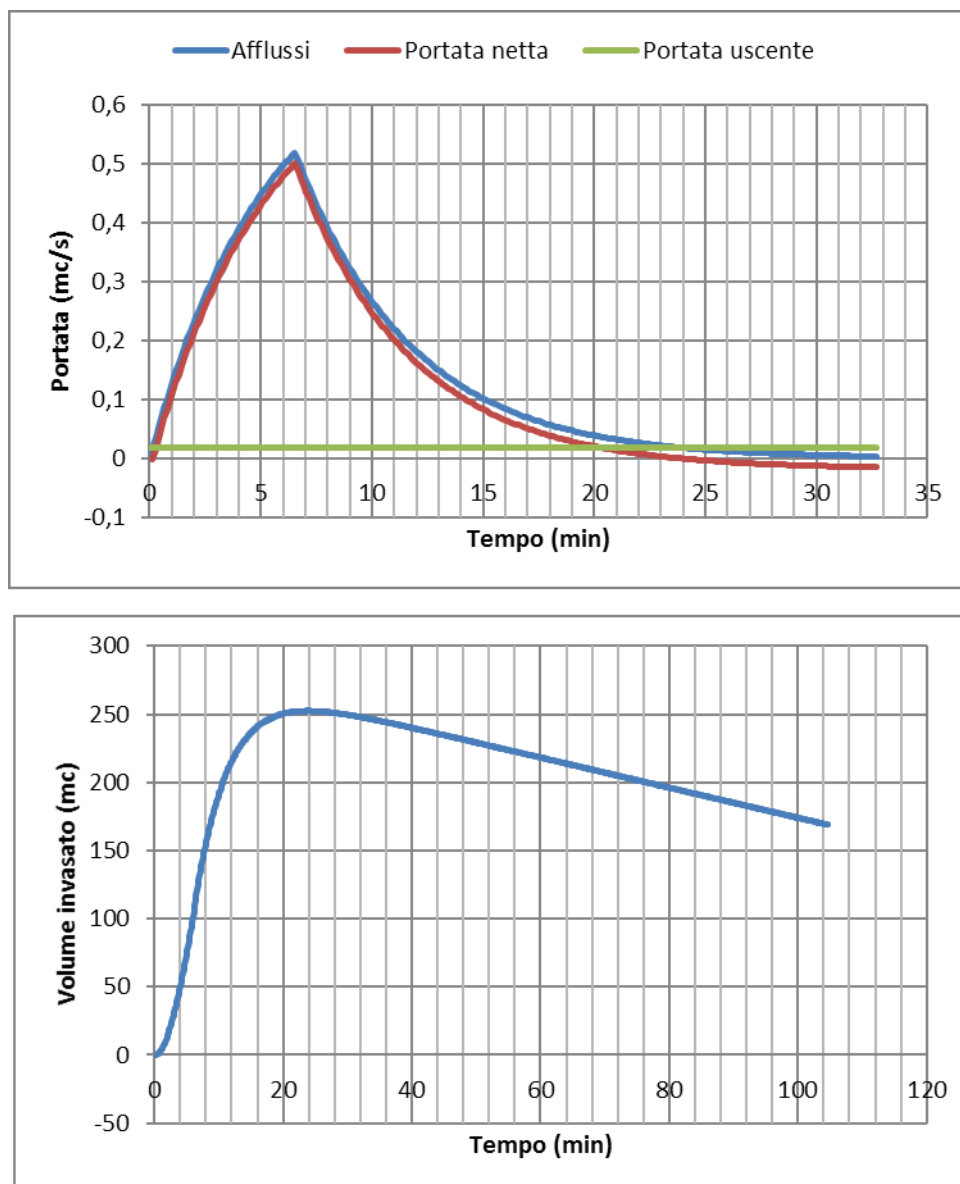
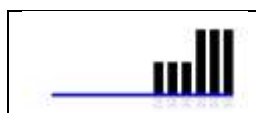


Figura 13: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione

I volumi massimi invasati nel sistema, considerando la portata di taglio pari a 18,42 l/s, risultano con questo metodo rispettivamente pari a 100,2 mc per $Tr = 2$ anni, 227,4 mc per $Tr = 30$ anni e 252,4 mc per $Tr = 50$ anni; tali valori sono leggermente inferiori rispetto a quelli stimati al paragrafo precedente.

6.3 Metodo dell'invaso "italiano"

Sebbene non sia stato mai oggetto di un'adeguata taratura, il metodo italiano dell'invaso può essere visto come un termine di confronto dei risultati ottenuti con i metodi precedenti.



Brevemente, di seguito si riportano i risultati ottenuti con i tre tempi di ritorno di interesse, considerando in ogni caso $w_{pi} = 30 \text{ mc/ha}$.

- **Tr = 2 anni: $Q_c = 197,2 \text{ l/s}$**
- **Tr = 30 anni: $Q_c = 485,8 \text{ l/s}$**
- **Tr = 50 anni: $Q_c = 572,3 \text{ l/s}$**

Si nota che per i tempi di ritorno maggiori tale metodo fornisce portate superiori al metodo dell'invaso internazionale, segno del fatto che il volume effettivamente invasabile (o l'ipotesi sui piccoli invasi del bacino) risultano più gravosi rispetto alle ipotesi alla base di tale metodo; in ogni caso, si rimane su valori inferiori rispetto al metodo della corrivazione.

7. Determinazione dei massimi volumi da invasare nel sistema di laminazione

Si riportano in questo paragrafo i volumi teoricamente necessari alla laminazione, valutati con i metodi esposti nel §5, ricordando che in questo caso l'esponente n delle curve di probabilità pluviometrica è quello fornito dalle Linee Guida, trattandosi in tutti i casi di piogge critiche di durata superiore all'ora.

7.1 Metodo basato sulle sole piogge

Si trova innanzitutto che il riferimento delle Linee Guida ad una durata convenzionale di 72 h è privo di utilità nel caso in questione, dal momento che, anche per il tempo di ritorno massimo fra quelli considerati, si troverebbe un volume totale di afflusso pari a 3119,8 mc a fronte di un deflusso a portata costante (e pari alla portata di taglio) di 4773,5 mc, di gran lunga superiore.

Il metodo più rigoroso basato sulle sole piogge conduce invece ai seguenti volumi massimi necessari per la laminazione:

- **Tr = 2 anni: $V_{lam} = 369,0 \text{ mc}$** (in corrispondenza di $t_p = 2,99 \text{ h}$)
- **Tr = 30 anni: $V_{lam} = 962,5 \text{ mc}$** (in corrispondenza di $t_p = 6,43 \text{ h}$)
- **Tr = 50 anni: $V_{lam} = 1083,5 \text{ mc}$** (in corrispondenza di $t_p = 7,03 \text{ h}$)

Tali valori risultano notevolmente maggiori di quelli stimati per gli idrogrammi che generano le massime portate di piena; poiché il metodo trascura sia gli effetti di ritardo che di invaso del bacino e della rete, i valori su determinati sono da ritenersi dei termini massimi di riferimento. Si nota che il volume imposto dalla pianificazione di bacino si collocherebbe su tempi di ritorno di poco inferiori ai 30 anni.



7.2 Formula di Marone

Tale metodo, che presenta notevoli limiti legati alla scelta dell'idrogramma di riferimento, viene applicato solo per un maggiore confronto dei risultati ottenuti altrimenti.

Viene fatto riferimento alla portata massima di colmo determinata con il metodo della corrivazione, ed al volume dell'idrogramma triangolare corrispondente, trovando:

Tr = 2 anni

- Portata massima al colmo: 299,6 l/s
- Rapporto di laminazione: $\eta = 0,061$
- Volume dell'idrogramma di piena: 138,7 mc
- **Volume minimo di laminazione: 130,2 mc**

Tr = 30 anni

- Portata massima al colmo: 620,4 l/s
- Rapporto di laminazione: $\eta = 0,030$
- Volume dell'idrogramma di piena: 275,6 mc
- **Volume minimo di laminazione: 267,4 mc**

Tr = 50 anni

- Portata massima al colmo: 683,2 l/s
- Rapporto di laminazione: $\eta = 0,027$
- Volume dell'idrogramma di piena: 302,0 mc
- **Volume minimo di laminazione: 293,9 mc**

Si nota che tali valori risultano quasi coincidenti con quelli determinati valutando l'andamento nel tempo dei volumi invasati con riferimento agli idrogrammi di piena scaturiti con il metodo della corrivazione. In ogni caso, possono essere assunti come termini minimi di riferimento.

7.3 Metodo cinematico

Con questo metodo, è possibile ricavare i parametri critici ai fini della determinazione del massimo volume necessario alla laminazione già per via analitica. I tempi di corrivazione assunti sono gli stessi ritrovati in precedenza per i tre tempi di ritorno di interesse.

Si ottengono i valori riportati di seguito.

Tr = 2 anni

- Costante $k = 0,107$
- Tempo di corrivazione $t_c = 7,72$ min
- Durata critica di pioggia $t_p = 190,78$ min
- **Volume minimo di laminazione: 363,2 mc**



Tr = 30 anni

- Costante $k = 0,218$
- Tempo di corrivazione $t_c = 7,40$ min
- Durata critica di pioggia $t_p = 417,54$ min
- **Volume minimo di laminazione: 956,0 mc**

Tr = 50 anni

- Costante $k = 0,239$
- Tempo di corrivazione $t_c = 7,37$ min
- Durata critica di pioggia $t_p = 421,75$ min
- **Volume minimo di laminazione: 1077,8 mc**

Si evidenzia che la durata di pioggia critica è di gran lunga superiore rispetto al tempo di corrivazione, che coincide invece con la durata critica per avere il picco di piena.

Si nota invece che i valori ottenuti sono solo leggermente inferiori rispetto ai termini massimi di paragone valutati nel §7.1, a testimonianza del carattere estremamente impulsivo del bacino; si conferma, dunque, che il volume convenzionale imposto dalla pianificazione corrisponde a un tempo di ritorno di poco inferiore ai 30 anni, per il bacino in studio.

Gli idrogrammi di piena corrispondenti sono osservabili nelle illustrazioni che seguono, dove si riportano anche gli andamenti dei volumi invasati nell'ipotizzato sistema di laminazione (composto per le valutazioni dalla sola vasca di laminazione) in corrispondenza di tali idrogrammi. Si notino i picchi molto più blandi delle portate, infatti a partire dal tempo di corrivazione fino al tempo corrispondente alla durata della precipitazione l'idrogramma si mantiene costante e pari al massimo.



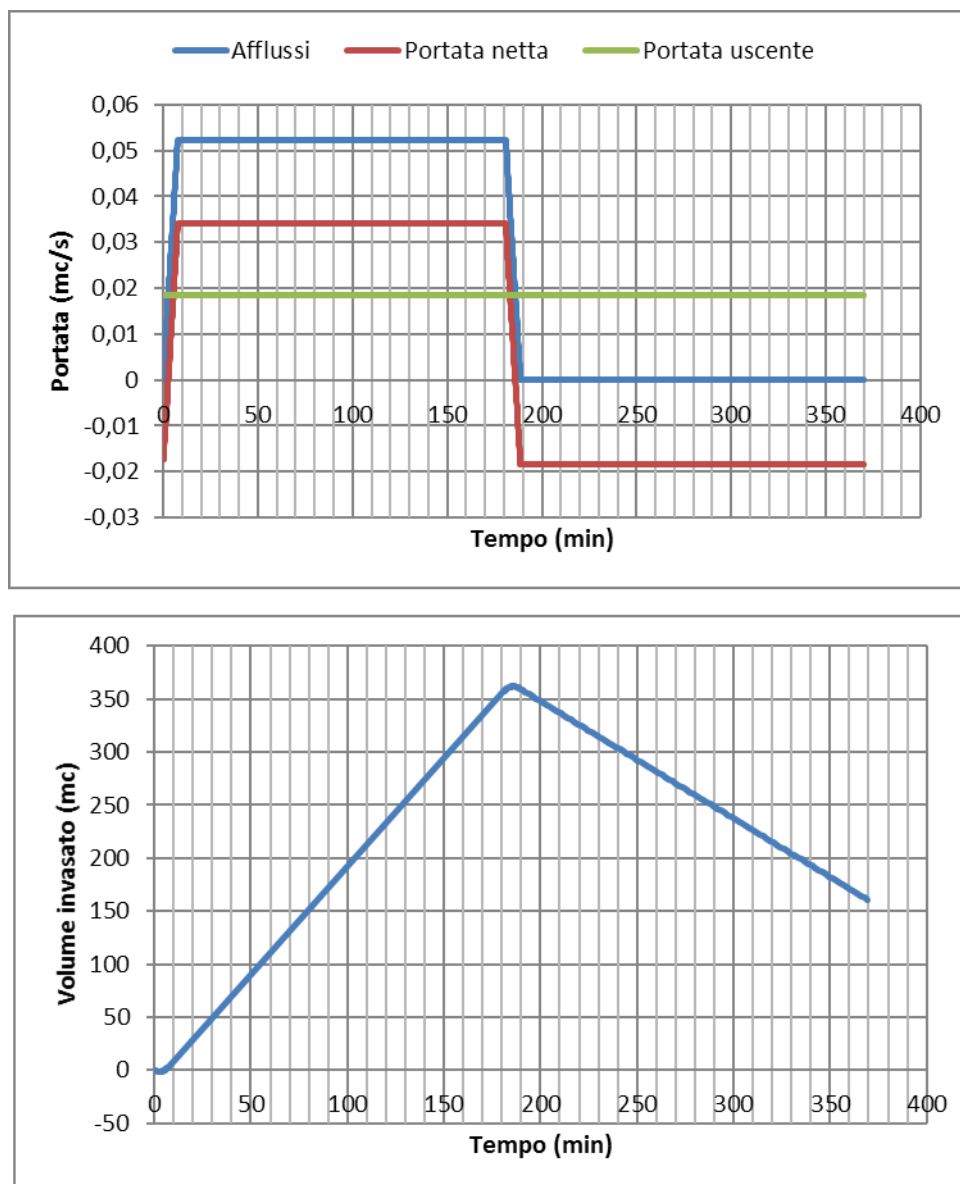


Figura 14: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



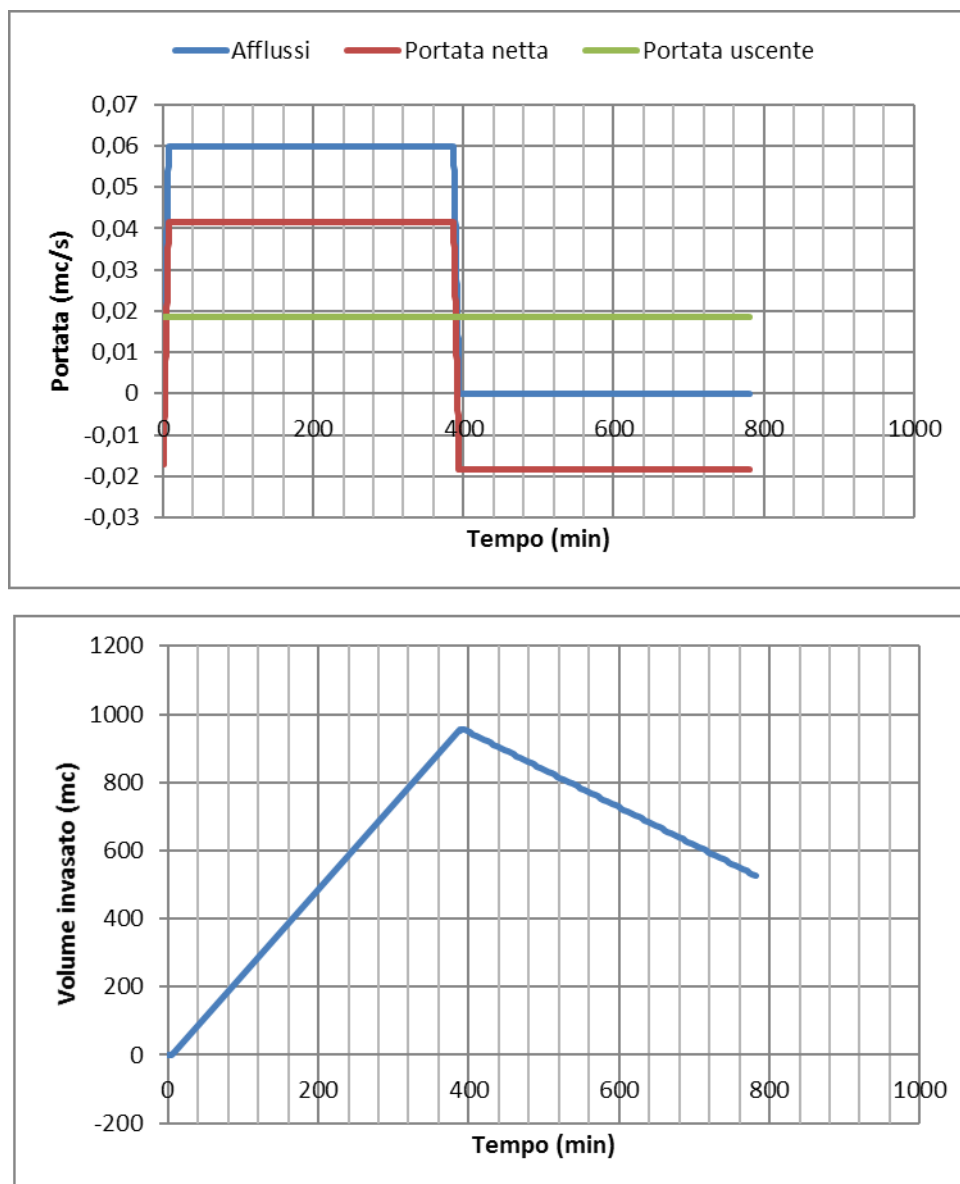


Figura 15: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



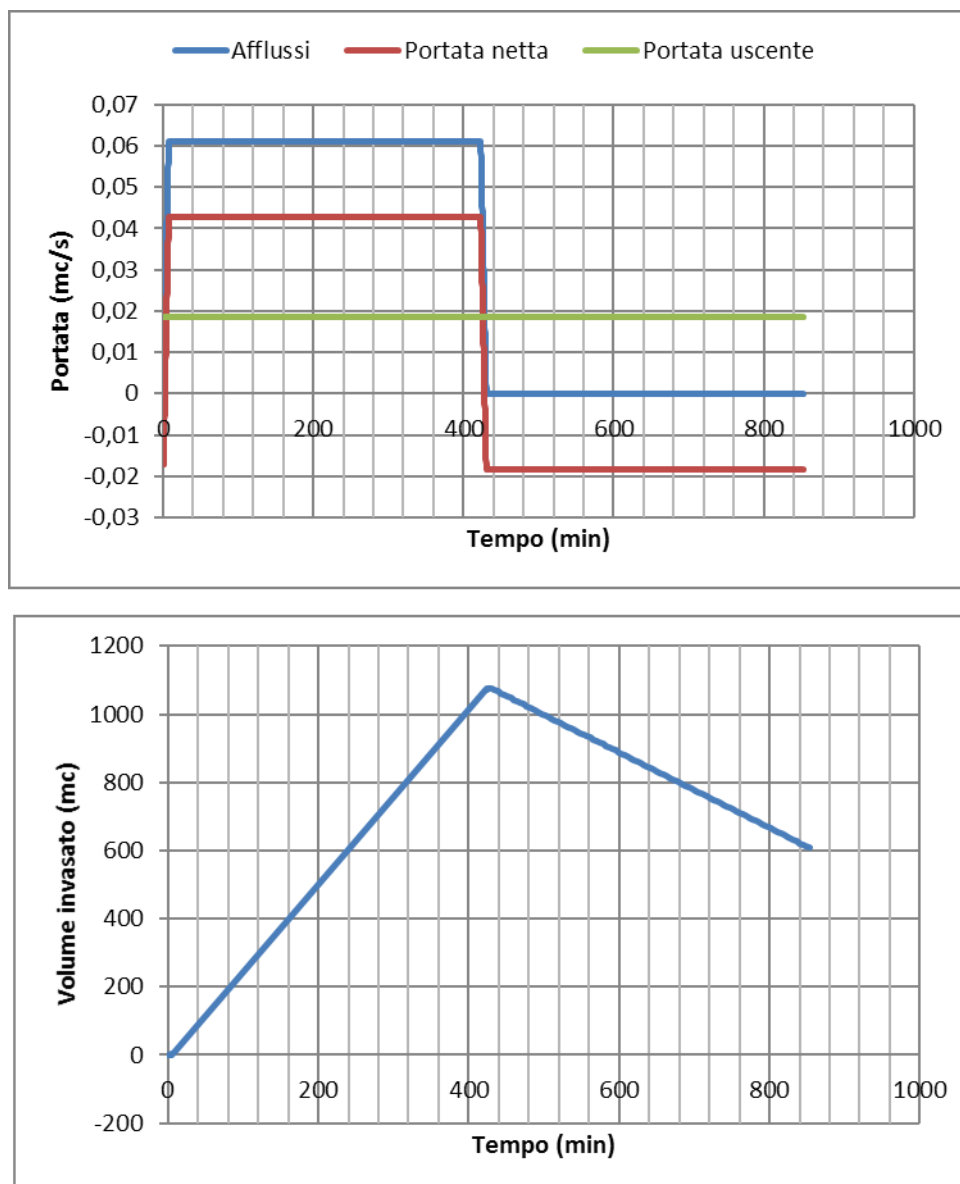
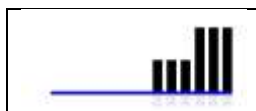


Figura 16: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione

Le massime portate che si verificano per le durate critiche di pioggia su stimate, risultano rispettivamente pari a 52,4 l/s per $Tr = 2$ anni, 59,9 l/s per $Tr = 30$ anni, 61,1 l/s per $Tr = 50$ anni, valori assolutamente compatibili con l'esigenza, in questo caso, di riempire quanto più possibile la vasca, e di conseguenza rigurgitare leggermente i tratti di valle della rete, al fine di garantire il volume di invaso necessario.

7.4 Metodo dell'invaso

Con questo metodo, sarebbe possibile ricavare per via grafica i valori della durata critica di pioggia e del volume minimo necessario per la laminazione dalla Figura 7, a partire dai valori di n (esponente



delle curve di probabilità pluviometrica) e m (inverso del rapporto di laminazione η calcolato in precedenza). Si riscontra, però, che per il minimo valore della portata di taglio individuato, il fattore m risulta sempre ben al di sopra del limite di 10 (16,3 per $T_r = 2$ anni) per il quale sono graficate le curve in letteratura.

Si è proceduto pertanto ad un calcolo per via numerica dei parametri critici, ottenendo quanto segue.

$T_r = 2$ anni

- Durata critica di pioggia $t_p = 186,9$ min
- Intensità media di pioggia corrispondente $i = 10,03$ mm/h
- Portata massima dell'idrogramma di piena $Q_{\max} = 51,3$ l/s
- **Volume minimo di laminazione: 359,4 mc**

$T_r = 30$ anni

- Durata critica di pioggia $t_p = 402,1$ min
- Intensità media di pioggia corrispondente $i = 11,40$ mm/h
- Portata massima dell'idrogramma di piena $Q_{\max} = 58,3$ l/s
- **Volume minimo di laminazione: 954,7 mc**

$T_r = 50$ anni

- Durata critica di pioggia $t_p = 438,1$ min
- Intensità media di pioggia corrispondente $i = 11,65$ mm/h
- Portata massima dell'idrogramma di piena $Q_{\max} = 59,6$ l/s
- **Volume minimo di laminazione: 1076,1 mc**

Analogamente al metodo cinematico, anche in questo caso la durata di pioggia critica è di gran lunga superiore rispetto al prodotto $r \cdot k$, che rappresenta la durata critica per avere il picco di piena.

I valori di volume ottenuti sono molto simili a quelli risultanti dal metodo della corrivazione, a conferma che per un bacino caratterizzato da tempi di concentrazione così modesti il metodo di calcolo risulta poco influente.

Gli idrogrammi di piena corrispondenti sono osservabili nelle illustrazioni che seguono, dove si riportano anche gli andamenti dei volumi invasati nell'ipotizzato sistema di laminazione (composto per le valutazioni dalla sola vasca di recapito) in corrispondenza di tali idrogrammi. Si notino i picchi molto più blandi delle portate, infatti a partire dal tempo di corrivazione fino al tempo corrispondente alla durata della precipitazione l'idrogramma si mantiene costante e pari al massimo.

Le massime portate su stimate infatti risultano nuovamente di un ordine di grandezza inferiori rispetto ai picchi massimi attesi.



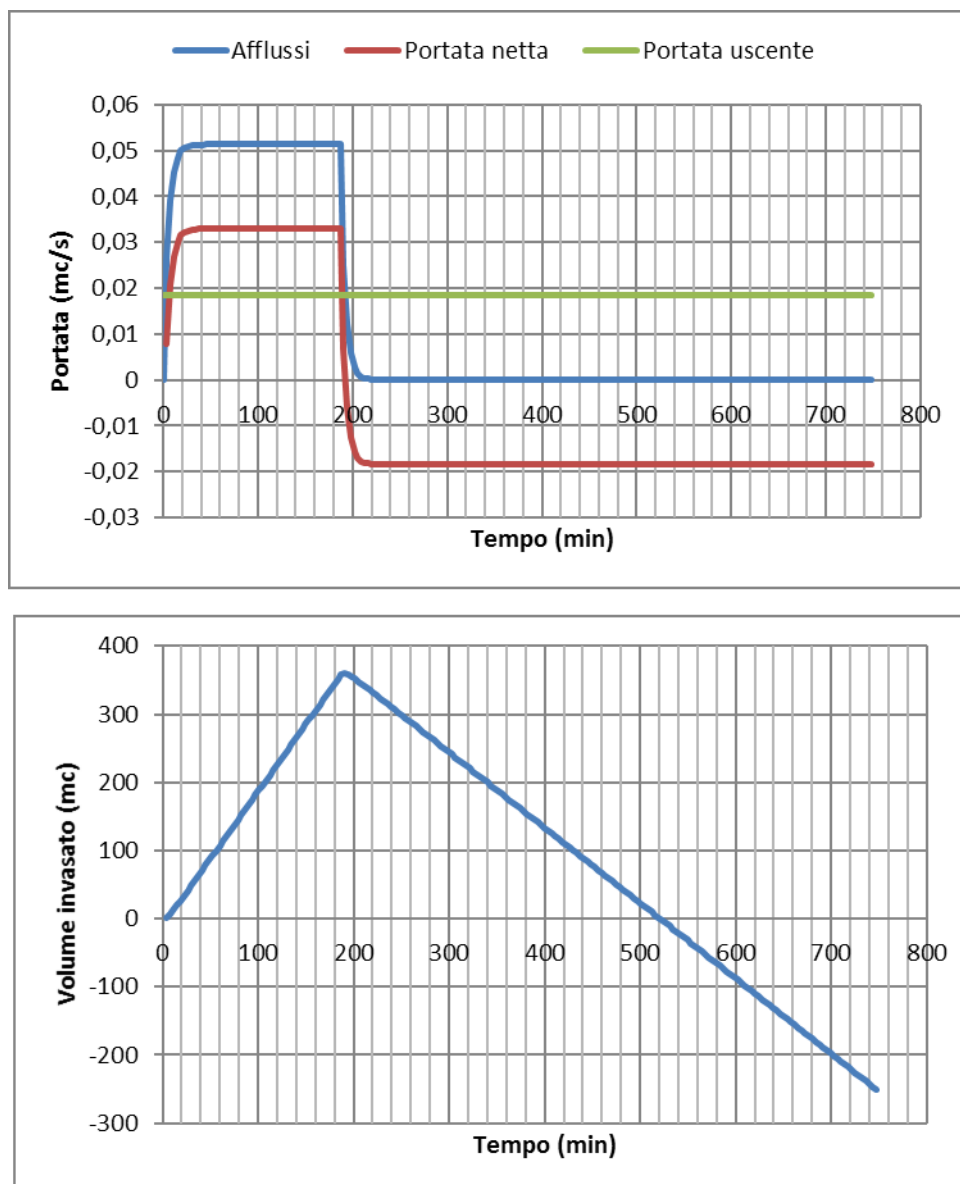


Figura 17: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



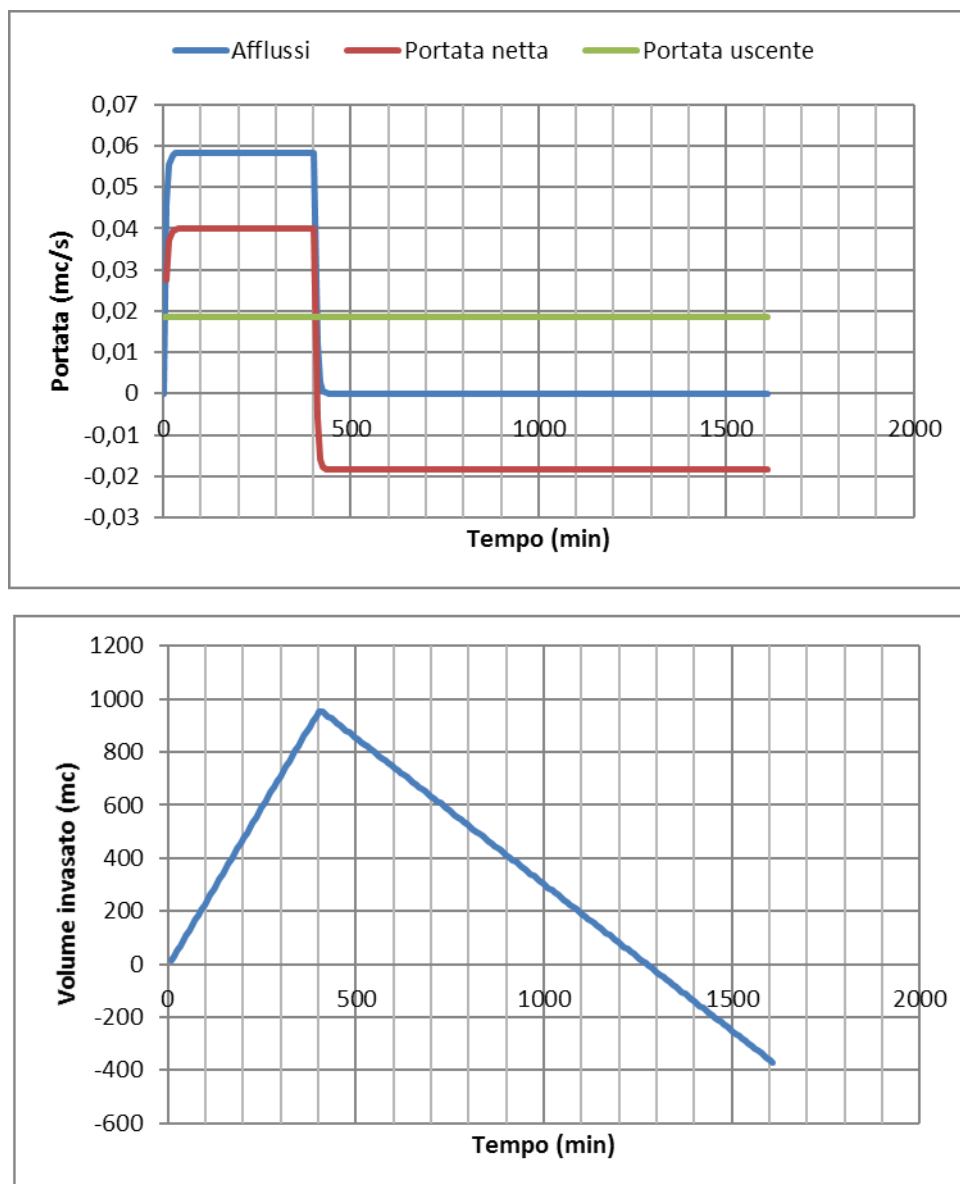


Figura 18: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione



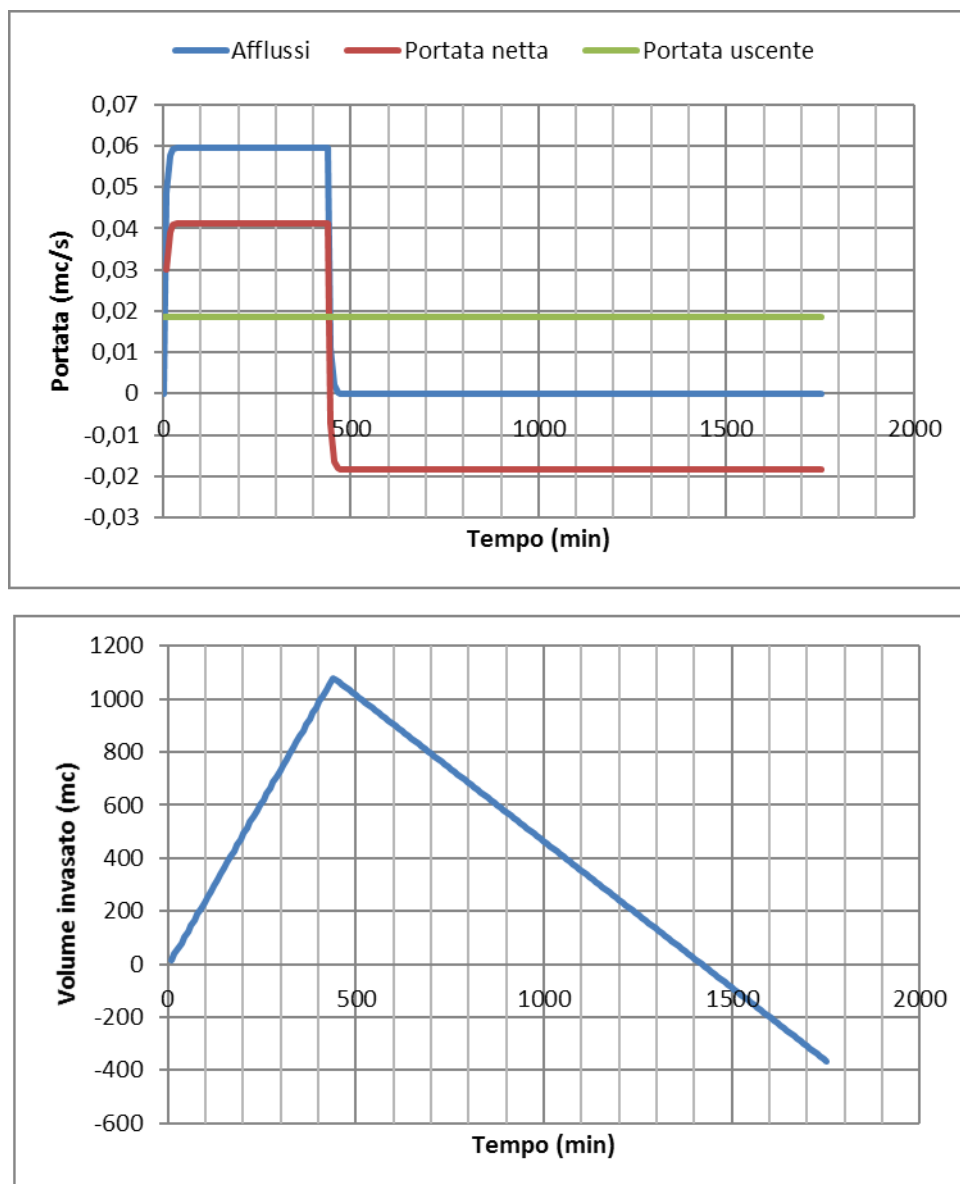


Figura 19: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione

8. Idoneità del sistema di laminazione e di smaltimento delle acque meteoriche

Il presente studio di compatibilità idraulica preliminare fa riferimento, come già anticipato, ad una soluzione tecnica che prevede la possibilità, per eventi precipitativi che combinano intensità non trascurabili a tempi di pioggia di diverse ore, di invasare in una vasca volano a valle dell'area, preliminarmente al recapito in fognatura pubblica, il volume necessario alla laminazione.

Si è verificato, con riferimento ai metodi di calcolo tradizionalmente utilizzati nella verifica di reti di collettamento di acque bianche a gravità, che il volume minimo convenzionale imposto dalla pianificazione di bacino corrisponde a tempi di ritorno ipotizzabili di poco inferiori ai 30 anni.



Il sistema di laminazione potrà contare, al di là di quanto valutato analiticamente ed effettivamente computato ai fini del rispetto delle prescrizioni della pianificazione vigenti, su tre contributi:

- eventuali piccoli volumi di accumulo nell'area e in rete (pozzetti, verde non compatto, canalette secondarie etc.)
- volume concentrato nella vasca di accumulo da realizzare nella parte topograficamente più depressa dell'area, pari a poco meno di 1000 mc;
- volume invasato nelle condotte della rete principale di smaltimento, stimato, al massimo (portate di picco per $Tr = 50$ anni, quindi situazione poco gravosa ai fini della laminazione), pari a circa 85 mc, del tutto secondario quindi rispetto al volume della vasca di laminazione.

In seguito alle valutazioni economiche, che risulteranno possibili solo a partire dalle prossime fasi della progettazione dell'urbanizzazione, saranno stabilite le modalità di funzionamento della vasca (posizionamento delle soglie di sfioro, degli scarichi di fondo e di superficie, eventuali sollevamenti ordinari o di emergenza etc.).

Con riferimento alla soluzione attualmente proposta e già parzialmente definita e dimensionata, si riporta infine di seguito un dettaglio delle portate di massima piena, calcolate per $Tr = 30$ anni con il metodo della corrvazione, distinto per i singoli tratti della rete principale.

Tabella 3: Caratteristiche del deflusso nei rami principali della rete per $Tr = 30$ anni

Tratto	Lunghezza rete monte (m)	Superficie bacino monte (mq)	Diametro interno condotto (m)	Diametro commerciale condotto (mm)	Portata massima corrvazione (mc/s)	Altezza idraulica (m)	Franco residuo (m)	Sezione idraulica (mq)	Velocità media (m/s)
1-2	89,11	3266,99	0,375	400	0,121	0,318	0,0574	0,091	1,33
2'-2	40,69	1898,48	0,333	355	0,074	0,236	0,097	0,061	1,21
3'-3	150,11	5360,9	0,469	500	0,19	0,341	0,128	0,124	1,53
2-3	154,87	6633,62	0,469	500	0,236	0,434	0,035	0,155	1,52
3-N	204,87	11994,5 2	0,591	630	0,42	0,535	0,056	0,24	1,75
4'-4	75,21	1833,26	0,296	315	0,062	0,24	0,056	0,055	1,13
5'-5	111,52	3863,56	0,422	450	0,141	0,302	0,12	0,099	1,42
5-4	161,99	4608,37	0,422	450	0,162	0,348	0,074	0,112	1,45
4-N	191,99	6441,63	0,469	500	0,223	0,404	0,065	0,145	1,54
N-V	224,87	18436,1 5	0,751	800	0,62	0,51	0,241	0,297	2,09

Il franco minimo è pari almeno a 5-10 cm in tutti i casi, anche per un tempo di ritorno particolarmente gravoso per reti quale quella in progetto, pari a 30 anni, ed è essenzialmente finalizzato a consentire,

in assenza di tracimazioni e di funzionamento in pressione, un rapido deflusso dalla rete secondaria (canaline, tombini e pluviali).

Nelle condizioni più sfavorevoli della massima piena ($Tr = 50$ anni), assumendo un coefficiente di efflusso a stramazzo pari a 0,40, la portata massima di 683 l/s può essere smaltita, attraverso una soglia sfiorante verso la vasca di laminazione di lunghezza pari a 2 m, con un tirante idrico di 0,33 m circa, compatibile con il franco residuo valutato in precedenza.

9. Verifica del collettore di scarico verso la rete comunale

Il presente paragrafo è dedicato alla verifica di capacità idraulica del tratto emissario dalla vasca di laminazione fino al recapito finale in fognatura comunale, che dovrà seguire in contropendenza la porzione più orientale dell'area da urbanizzare, sfruttando la profondità del tratto ricettore di fognatura pubblica, ipotizzata a - 2 m da piano campagna (quindi a circa 61 m s.l.m.), con una pendenza minima dello 0,1 %, per cui la quota del fondo del canale emissario dovrà essere posta, se le quote di progetto lo consentiranno, a circa 61,12 m s.l.m. all'uscita dal pozzetto di servizio della vasca.

In via speditiva, si ritengono valide, e comunque cautelative, le seguenti ipotesi di progetto:

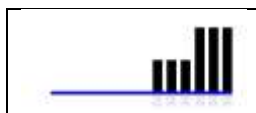
- quota di recapito minima al pozzetto di valle 61,0 m s.l.m.
- quota del fondo tubo nel punto più a monte della rete 61,12 m s.l.m. (con ricoprimento minimo 1,00 m sul cielo della tubazione)
- lunghezza del collettore 115 m
- pendenza media del collettore 0,1%

La portata assunta per il dimensionamento è pari alla massima consentita dagli strumenti di pianificazione, ovvero 18,42 l/s; per maggiore cautela, e per garantire rispetto alle possibili incertezze nel dimensionamento o a condizioni di emergenza, si valuta anche una condizione più gravosa, con portata di 30 l/s.

In tali condizioni, un condotto in PEAD di diametro DN315 sarebbe già più che sufficiente a garantire la capacità richiesta, la portata suddetta sarebbe infatti smaltita con un tirante di soli 0,13 m, cui corrisponderebbe una velocità (in condizioni di moto uniforme) di circa 0,60 m/s, sufficiente fra l'altro a garantire, almeno saltuariamente, la necessaria autopulizia del condotto contro il rischio di sedimentazione dei materiali organici e inorganici; la portata massima in condizioni "di emergenza" richiederebbe invece un tirante di 0,20 m circa, comunque compatibile con la sezione idraulica del condotto.

10. Conclusioni

Con la presente relazione si è voluto fornire un supporto specialistico alla progettazione preliminare della nuova urbanizzazione presso il sito di Riale Galvano nord, in termini di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, e relative misure di mitigazione, con riguardo alle acque bianche.



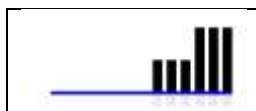
Confrontando diversi metodi di calcolo di letteratura, sulla base dei dati pluviometrici riportati negli strumenti di pianificazione, si è provveduto a valutare le portate di picco per diversi tempi di ritorno, con un massimo di circa 683 l/s per il tempo di ritorno di 50 anni. Analogamente, si è valutato il possibile dimensionamento del sistema di laminazione, potendo affermare che il sistema ipotizzato è idoneo a garantire il rispetto dei requisiti imposti dalla pianificazione di bacino, con alcuni accorgimenti già definiti in linea di massima; si è verificato che il volume minimo di laminazione di 921 mc corrisponderebbe a tempi di ritorno di poco inferiori ai 30 anni, in linea con quanto considerato per i diversi dimensionamenti eseguiti; la rete a monte è stata pertanto dimensionata con portate di picco corrispondenti allo stesso tempo di ritorno.

Sono state avanzate altresì alcune possibili ipotesi alternative per la configurazione del sistema di collettamento e smaltimento delle acque bianche, da approfondire dal punto di vista della convenienza economica – e degli impatti su altri aspetti – nelle successive fasi di progettazione ed esecuzione delle opere.



INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2: Schema del sistema di raccolta delle acque bianche</i>	<i>7</i>
<i>Figura 3: Suddivisione dell'area in sottobacini tributari dei diversi tratti della rete di collettamento delle acque meteoriche</i>	<i>10</i>
<i>Figura 3: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 2$ anni.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 4: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 30$ anni</i>	<i>13</i>
<i>Figura 5: Altezze e intensità medie di precipitazione per $Tr = 50$ anni</i>	<i>14</i>
<i>Figura 6: Grafici per la determinazione della durata critica con il metodo dell'invaso</i>	<i>24</i>
<i>Figura 7: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>26</i>
<i>Figura 8: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>27</i>
<i>Figura 9: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo della corrivazione per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>28</i>
<i>Figura 10: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>30</i>
<i>Figura 11: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>31</i>
<i>Figura 12: Idrogramma di massima piena determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>32</i>
<i>Figura 13: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>36</i>
<i>Figura 14: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>37</i>
<i>Figura 15: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo cinematico per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>38</i>
<i>Figura 16: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 2$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>40</i>
<i>Figura 17: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 30$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>41</i>
<i>Figura 18: Idrogramma che determina il massimo volume invasato, determinato con il metodo dell'invaso per $Tr = 50$ anni e corrispondenti volumi invasati nel sistema di laminazione</i>	<i>42</i>
<i>Figura 20: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione, schema a riferimento per la relazione di compatibilità idraulica agli atti</i>	<i>50</i>
<i>Figura 21: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione, schema a riferimento a seguito dell'Accordo operativo.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 22: Nuovo schema del sistema di raccolta delle acque bianche</i>	<i>53</i>



<i>Figura 23: Suddivisione dell'area in sottobacini tributari dei diversi tratti della rete di collettamento delle acque meteoriche, aggiornamento a seguito delle modifiche all'Accordo operativo</i>	54
<i>Figura 24 – Cartografia Tecnica Regionale – ultimo aggiornamento settembre 2016.....</i>	63

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto</i>	8
<i>Tabella 3: Topologia della rete di raccolta delle acque bianche e dei sottobacini serviti.....</i>	9
<i>Tabella 4: Caratteristiche del deflusso nei rami principali della rete per $Tr = 30$ anni.....</i>	43
<i>Tabella 4: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto, da progetto agli atti</i>	50
<i>Tabella 5: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto, come da modifiche intercorse</i>	52

ACCORDO OPERATIVO ART. 8 l.r. 24/2017
AMBITO RIALE GALVANO NORD – 2
VIA BENINI, 2 – ZOLA PREDOSA
RELAZIONE DI COMPATIBILITA’
IDRAULICA
Documento integrativo



La presente relazione, integrativa alla precedente valutazione preliminare di compatibilità idraulica, è volta a recepire, all'interno dell'analisi e della progettazione preliminare delle opere di mitigazione e compensazione per l'invarianza idraulica della nuova urbanizzazione, le modifiche intercorse all'accordo operativo ed al progetto dell'area, consistenti nello specifico in:

- realizzazione di una strada di collegamento fra via Balzani e via Benini, al confine est del lotto, della larghezza complessiva di 8 m, da cedere all'Amministrazione comunale, con il conseguente incremento delle superfici impermeabili;
- incremento, previsto invece nella porzione nord-occidentale del lotto, delle aree a verde compatto, a compensazione delle nuove aree impermeabili.

Con la presente si introducono le leggere modifiche alle opere di smaltimento e laminazione delle portate piovane, conseguenti le scelte di natura urbanistica su descritte, che saranno poi sviluppate nel dettaglio nella progettazione esecutiva; in particolare, si intende validare l'analisi di stima delle portate e del comportamento del sistema di laminazione, contenuta nella precedente relazione, ed evidenziare le porzioni che invece risentiranno delle modifiche e delle novità introdotte, potendo comunque confermare i dimensionamenti già definiti.

La precedente relazione prendeva a riferimento l'assetto di sistemazione del lotto mostrato nella seguente Figura 1. Nell'illustrazione sono distinguibili le aree totalmente impermeabili, schematizzabili come quelle asfaltate (piazzali di manovra e parcheggi, a campitura o puntinatura grigia nell'illustrazione), quelle edificate (due edifici da realizzare, individuati con colori diversi) e quelle di verde pertinenziale "non compatto" (superfici in verde nella parte sud del comparto, sul fronte degli edifici); le porzioni "a verde compatto" (campitura più chiara al perimetro nord e aree in verde più scuro contigue) e quelle da destinarsi alla realizzazione della vasca di laminazione (azzurro) non costituiscono invece superfici impermeabili ai fini delle valutazioni.

Le valutazioni facevano quindi riferimento alle superfici riportate nella Tabella 1 che segue.

Tabella 4: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto, da progetto agli atti

superficie totale	27.025	mq
superficie del lotto urbanizzato	23.830	mq
sedimi edifici	5.997	mq
strade, piazzali e parcheggi	12.017	mq
vasca di laminazione	1.006	mq
verde non compatto	403	mq
verde compatto	4.408	mq

La **superficie impermeabile totale**, rispetto alla quale si era proceduto alle valutazioni quantitative, era pari a **18.416 mq**.

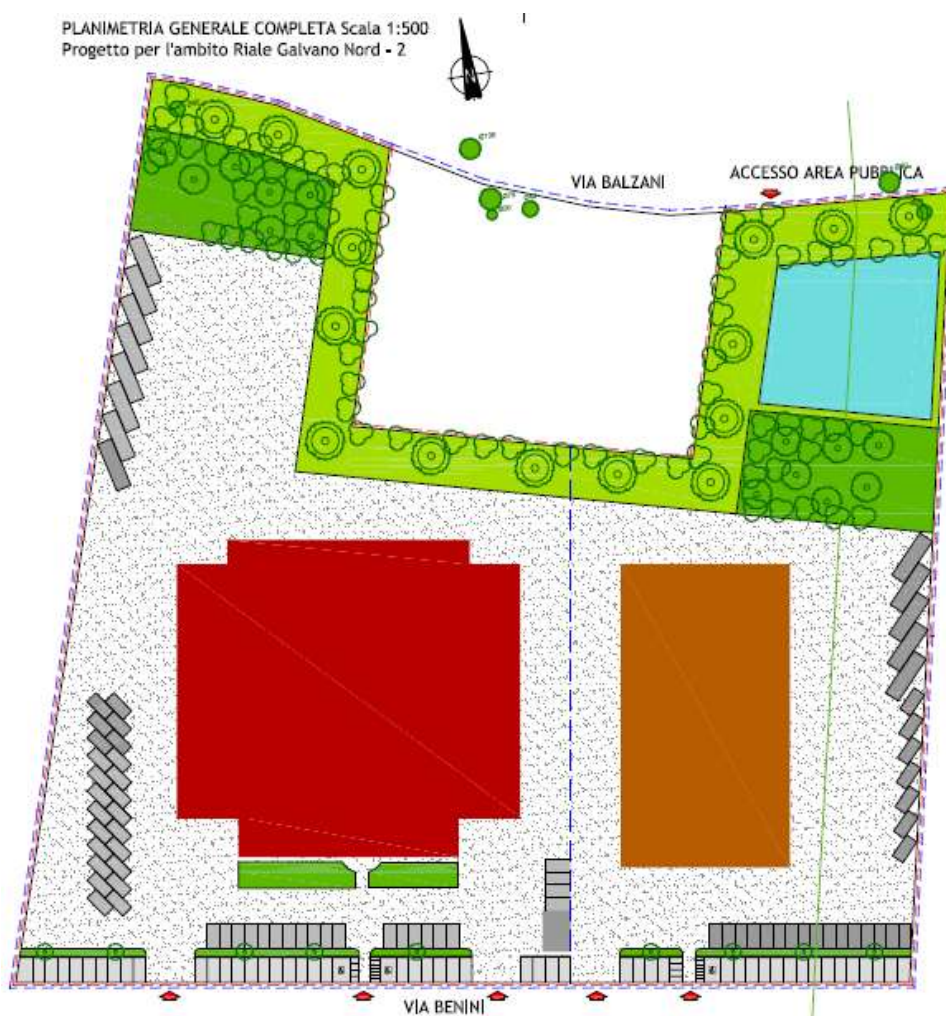
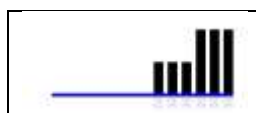


Figura 20: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione, schema a riferimento per la relazione di compatibilità idraulica agli atti



Con le modifiche introdotte all'Accordo operativo, viene prevista la realizzazione di una nuova strada di collegamento, quindi di superficie impermeabile, sul confine orientale del lotto; a compensazione, viene estesa la porzione di verde pertinenziale "compatto" dal lato del lotto 1 all'angolo nord-ovest. La configurazione dell'area si modifica quindi come esemplificato nella successiva Figura 2.

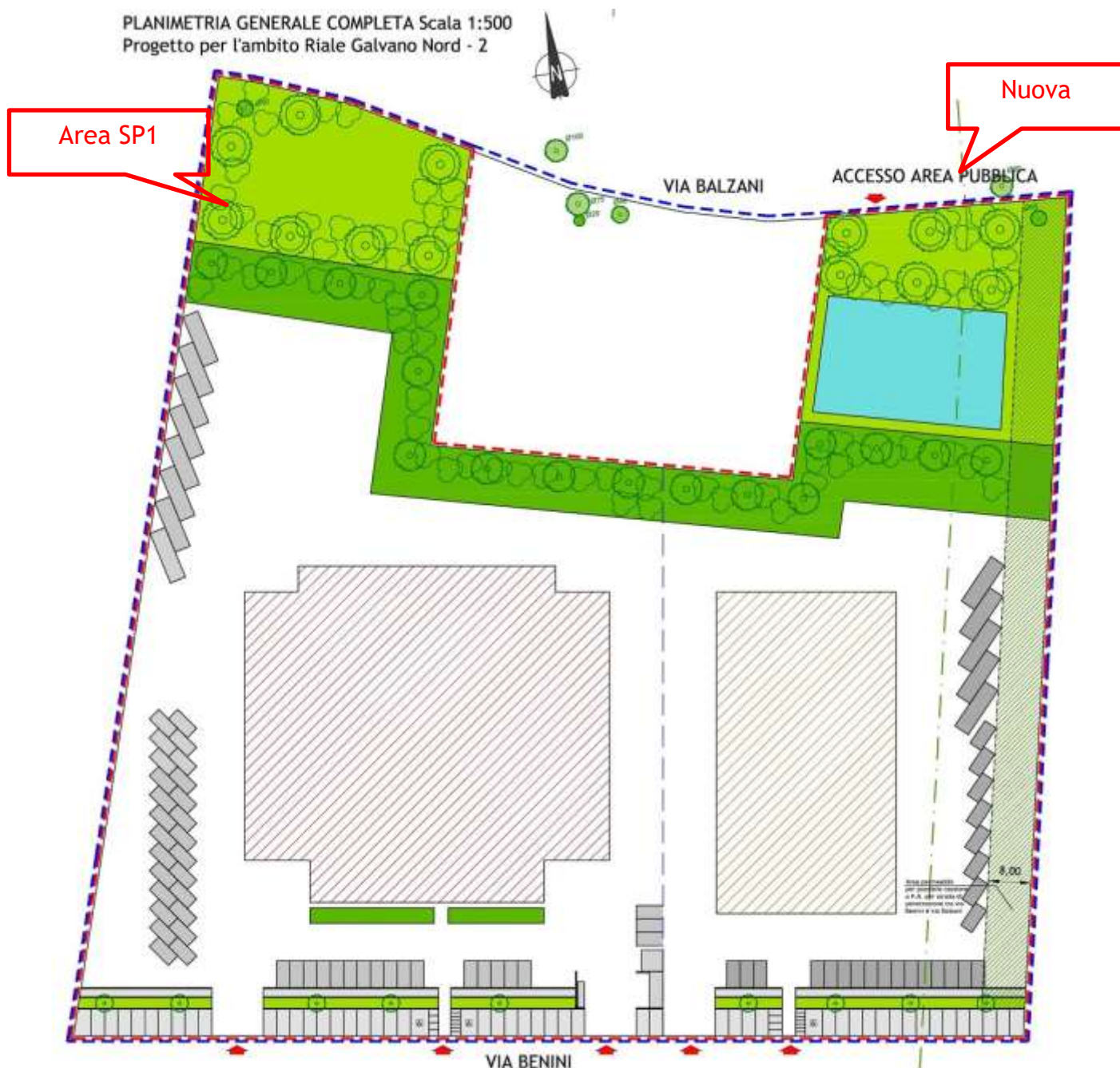
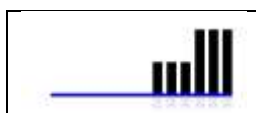


Figura 21: Stralcio del masterplan con la rappresentazione delle aree permeabili e impermeabili dell'area di nuova urbanizzazione, schema a riferimento a seguito dell'Accordo operativo



Facendo riferimento alla codifica delle aree riportata negli elaborati grafici progettuali, si rileva quanto segue:

- la realizzazione della nuova strada comporta in parte (tratto a sud, A4) la conversione di aree già precedentemente considerate impermeabili, ovvero parcheggi e piazzali del lotto 2 (L2), con effetto nullo in termini di superfici impermeabili, necessità di laminazione e portate conseguenti;
- il tratto finale della strada verso via Balzani attraverserà invece aree destinate a verde nella prima versione progettuale, nello specifico l'area a verde compatto SP2, il sedime ipotizzato destinato alla nuova vasca A3, e l'area verde di contorno A2, per un totale di 534 mq resi impermeabili rispetto alla precedente previsione; la vasca, come ulteriore conseguenza, sarà da riposizionare opportunamente per confermare la superficie prevista di 1012 mq, mentre si avrà una riduzione delle aree verdi SP2 da 794 a 627 mq e A2 da 2889 a 2522 mq;
- l'area a verde compatto SP1 subirà un incremento di circa 476 mq, a parziale compensazione di quanto espresso al punto precedente.

Il nuovo quadro è fornito dalla Tabella 2 che segue, in cui sono evidenziate le modifiche rispetto a quanto preso a riferimento nella precedente valutazione di compatibilità idraulica.

Tabella 5: Superfici totali permeabili e impermeabili del comparto, come da modifiche intercorse

superficie totale	27.025	mq
superficie del lotto urbanizzato	23.830	mq
sedimi edifici	5.997	mq
strade, piazzali e parcheggi	12.241	mq
vasca di laminazione	750	mq
verde non compatto	272	mq
verde compatto	2.589	mq

La **superficie impermeabile totale diventerà così pari a 17.140 mq**, con un decremento di 1.276 mq rispetto ai 18.416 mq considerati nella relazione agli atti (decremento del 6,9 %). Il progetto esecutivo della vasca di laminazione terrà conto di questa modifica, incrementando conseguentemente il **volume utile per la laminazione** dai 921 mc indicati nella relazione di compatibilità idraulica consegnata in precedenza, al **valore aggiornato di 856 mc**. Rimangono valide invece tutte le considerazioni di massima già riportate nella relazione circa la corrispondenza del dimensionamento effettuato sulla base delle indicazioni degli strumenti di pianificazione, e le stime idrologiche ed idrauliche già eseguite sulla base delle metodologie di previsione più diffuse.

(VEDI 0396-TV05-Dotazioni territoriali REV. 12-11-2019)

La configurazione della rete di collettamento delle acque meteoriche, ed il dimensionamento delle condotte già ipotizzato in prima approssimazione, e da riverificare con il progetto esecutivo, possono

essere confermati rispetto al contenuto della relazione già consegnata, con alcune minime modifiche, non di topologia o funzionamento della rete, ma semplicemente di aree scolanti asservite da alcuni singoli tratti, nello specifico:

- a seguito dell'estensione dell'area verde SP1, l'area tributaria del ramo 2'-2 si riduce da 1898 mq a 1422 mq, a parità approssimativamente di lunghezza del ramo fognario;
- il tratto di rete 5'-5, a servizio della parte orientale del lotto 2, potrà recepire la quota parte delle acque della nuova strada ricadenti nella porzione già prevista in precedenza come da impermeabilizzare;
- per ragioni di quote altimetriche e di maggiore vicinanza, il tratto più a nord della strada potrà scaricare direttamente nella vasca di laminazione, previa eventuale dissabbiatura, disoleatura, e trattenuta della prima pioggia.

La configurazione modificata della rete è rappresentata schematicamente nell'illustrazione che segue.

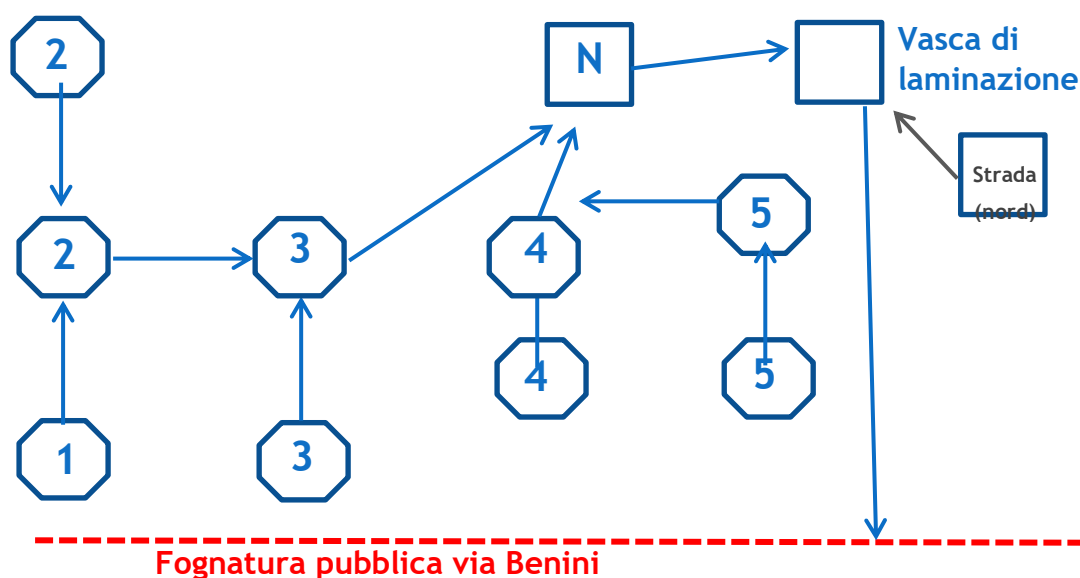


Figura 22: Nuovo schema del sistema di raccolta delle acque bianche

Vengono quindi confermate le caratteristiche della rete (bacini scolanti, caratteristiche dei tratti di canaline) definiti in precedenza, da rendere esecutivi con la definizione dettagliata delle pendenze di progetto e la validazione o ottimizzazione dei diametri delle condotte.

L'illustrazione finale raffigura lo schema della rete scolante a seguito dell'introduzione delle modifiche fin qui esposte; si noti lo spostamento della vasca di laminazione per evitarne l'interferenza con la strada in progetto, a parità di superficie utile, con il conseguente leggerissimo incremento dell'altezza utile da garantire al fine di raggiungere il volume necessario di 932 mc anziché 921 mc.

Si noti come la condotta emissaria dalla vasca verso il sistema fognario pubblico ricettore, su via Benini, passerà presumibilmente al di sotto della strada, con la possibilità di ottimizzare gli scavi rispetto ad eventuali cunette, canaline secondarie o cavidotti in genere.

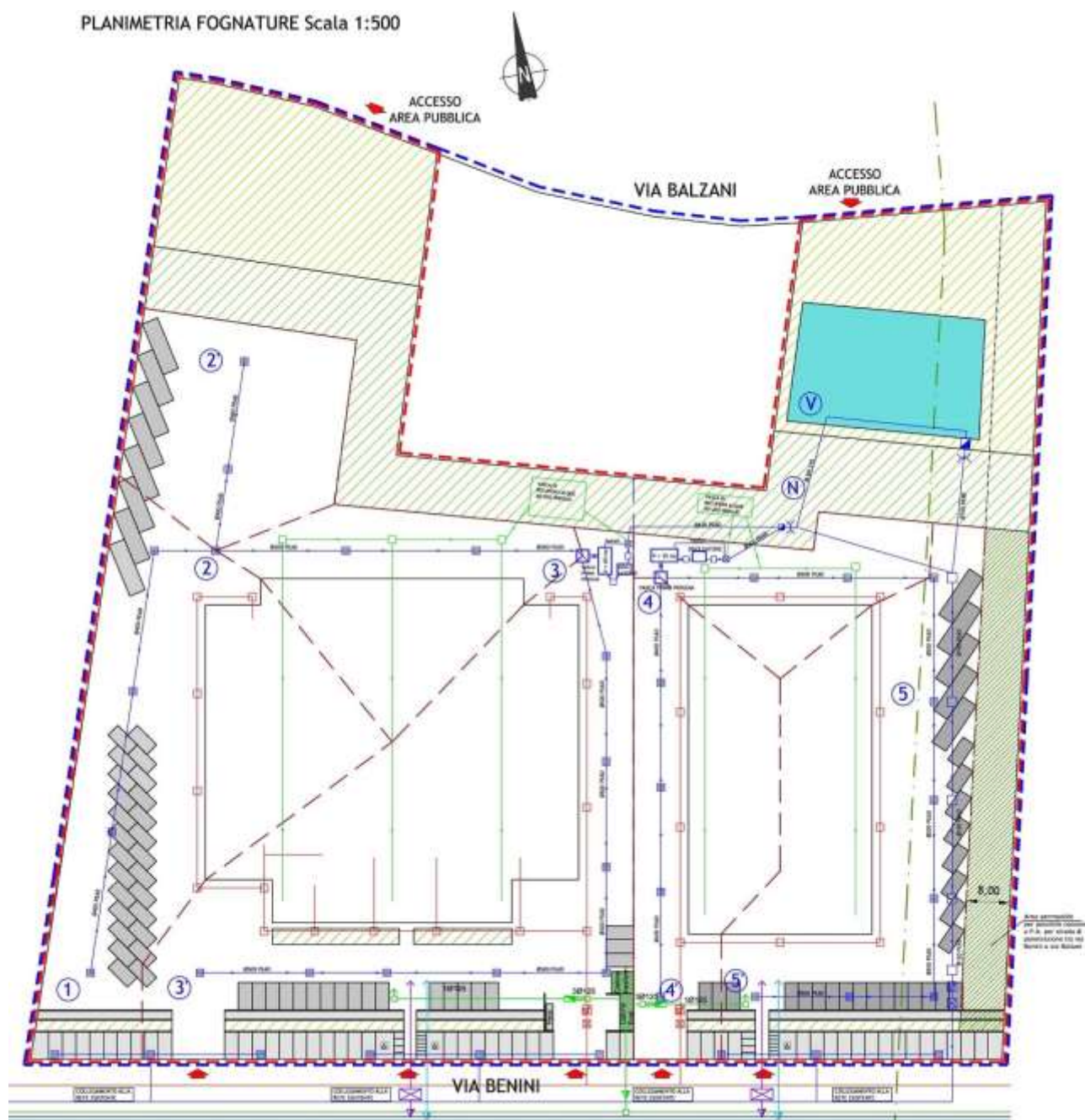


Figura 23: Suddivisione dell'area in sottobacini tributari dei diversi tratti della rete di collettamento delle acque meteoriche, aggiornamento a seguito delle modifiche all'Accordo operativo



ACCORDO OPERATIVO ART. 8 l.r. 24/2017
AMBITO RIALE GALVANO NORD – 2
VIA BENINI, 2 – ZOLA PREDOSA
COMPATIBILITA' IDRAULICA E
STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE
E MITIGAZIONE RISCHIO IDRAULICO



La presente relazione completa ed integra la precedente valutazione preliminare di compatibilità idraulica, volta a dimostrare l'invarianza idraulica dell'intervento di nuova urbanizzazione, e si pone come obiettivo analizzare gli strumenti di pianificazione di settore, al fine di valutare alla luce del contesto idrografico il rischio idraulico a cui è sottoposta l'area oggetto di intervento e il potenziale incremento di quest'ultimo su di essa in seguito all'intervento.

In particolare, oltre al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA), si analizza la "Variante di Coordinamento tra il PGRA e i Piani Stralcio del Bacino idrografico del Fiume Reno", finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni, approvata dalla Giunta Regionale con deliberazione n. 2111 del 5 dicembre 2016. Tale Variante costituisce una prima attuazione delle misure che il PGRA pone in capo alla pianificazione di bacino e fa seguito alla strategia, prevista ed espressa dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del Reno nella seduta del 1 dicembre 2015, di procedere in tempi rapidissimi a mettere in campo tutte le azioni possibili per arrivare ad adottare un primo progetto di variante ai PAI vigenti attuando le prime misure più urgenti per evitare un vuoto normativo tra PGRA e PAI.

11. Compatibilità relativa allo smaltimento delle acque meteoriche

La zona di nuova urbanizzazione è già servita da una rete separata di smaltimento delle acque bianche opportunamente dimensionata, cui verranno conferiti, previa laminazione, i deflussi superficiali delle aree di cui si prevede l'impermeabilizzazione.

Il progetto delle opere di urbanizzazione, che prevede la realizzazione di una vasca di laminazione appositamente dimensionata, risulta compatibile e congruente con quanto prescritto dalle Norme di Piano stralcio dell'Autorità di Bacino competente, in riferimento all'articolo 20, prevedendo la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo non inferiore a 500 mc per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto. L'applicazione di tali disposizioni è coerente con la suddivisione del territorio in ambiti diversamente normati, per la quale si rimanda alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. (aree soggette al controllo degli apporti d'acqua nel territorio di pianura).**

In particolare, l'area oggetto di intervento ricade nell'ambito del Reticolo di Bonifica come evidenziato nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (estratto tavola SB allegata alla "Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno"), sotto la tutela del Consorzio della Bonifica Reno-Palata, ed è tributaria dei "bacini minori". Il reticolo secondario di pianura o di bonifica è un fitto ed esteso sistema di canali, quasi esclusivamente artificiali, il cui funzionamento è regolato da opere quali chiaviche, portoni e impianti idrovori, che consentono di recapitare le acque in fiumi, altri canali o in mare per gravità o per sollevamento meccanico.

L'invaso eseguito risponde al dimensionamento richiesto con portata di taglio compatibile con l'invarianza idraulica del bacino, individuata nel progetto esecutivo in 10 l/s per ettaro impermeabilizzato, con idrogramma di ingresso al sistema corrispondente ad un tempo di ritorno pari a circa 30 anni.



Poiché ad oggi non risultano particolari criticità del tratto di fognatura bianca su via Benini, si ritiene che la proposta in esame consenta piena sostenibilità e corretto smaltimento delle acque meteoriche del bacino oggetto di insediamento.

12. Analisi di compatibilità idraulica in relazione al rischio alluvioni

12.1 Ricognizione degli strumenti normativi e di pianificazione

L'analisi alla base dello studio di compatibilità è stata redatta in attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvione e del Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010 e mira a definire adeguatamente i limiti e gli accorgimenti da assumere per rendere l'intervento compatibile con le criticità rilevate, in base al tipo di pericolosità e al livello di esposizione locali.

I Piani di gestione del rischio di alluvioni (art. 7 Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010) adottati il 17 dicembre 2015, sono stati approvati il 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali delle Autorità di Bacino Nazionali.

Il territorio della Regione Emilia-Romagna è interessato da tre nuovi Piani: il PGRA del distretto padano, del distretto dell'Appennino Settentrionale e del distretto dell'Appennino Centrale. Tali piani rappresentano il rischio di alluvione di tutto il territorio della Regione Emilia Romagna.

In conseguenza all'approvazione del PGRA è stata elaborata dall'autorità di bacino del fiume Po la variante al PAI e al PAI Delta per inserirvi un articolo concernente le norme in materia di coordinamento tra il PAI stesso (e il PAI Delta) con il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni.

Tale articolo demanda alle regioni l'emanazione delle disposizioni di attuazione del nuovo PGRA nel settore urbanistico.

Con il titolo V e la Parte Terza, il quadro conoscitivo rispettivamente del PAI e del PAI Delta viene integrato dagli elaborati cartografici rappresentati dalle Mappe di pericolosità idraulica e del rischio di alluvione predisposte ai sensi dell'art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 49/2010, adottate dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po in data 22 dicembre 2013.

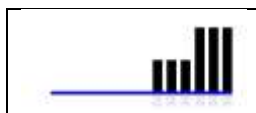
Per quanto riguarda il PSAI del bacino del Reno, mediante la delibera del C.I. n. 3/1 del 7 Novembre 2016 è stata adottata una Variante ai Piani Stralcio di Bacino del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra il PGRA e i piani stessi. Tale variante esorta di fatto i Comuni a normare più dettagliatamente quali siano le misure da adottare per ciascuna classe di esondabilità. Non esiste di fatto ancora ad oggi un indirizzo normativo preciso in tal senso.

La regione Emilia Romagna, tramite la Delibera n.1300 del 1 agosto 2016, ha dato i primi indirizzi e disposizioni di attuazione del nuovo PGRA nel settore urbanistico facendo riferimento alle Norme del bacino del PAI del fiume Po.

12.2 Analisi cartografica

Il PGRA fornisce una mappatura della pericolosità secondo approcci metodologici differenziati per i diversi ambiti territoriali, di seguito definiti:

- Reticolo principale di pianura e di fondovalle (RP)
- Reticolo secondario collinare e montano (RSCM)
- Reticolo secondario di pianura (RSP)



- Aree costiere e marine (ACM)

Per i diversi ambiti sono stati definiti i seguenti scenari di pericolosità di alluvione:

- P1: aree interessate da alluvione rara
- P2: aree interessate da alluvione poco frequente
- P3: aree interessate da alluvione frequente

Per l'area in esame occorre prendere in considerazione il reticolo principale e il reticolo secondario di pianura.

La cartografia relativa al Comune di Zola Predosa, zona industriale del distretto Riale-Galvano Nord fra via Benini e via Balzani, risulta la seguente:

- Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti - Tavola 220NE – Bologna Nord-Ovest. L'ambito ricade, sia per le analisi riferite al reticolo principale (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) che al reticolo secondario di pianura, all'interno dello **scenario P2-M: media probabilità per alluvioni poco frequenti, con tempi di ritorno fra 100 e 200 anni.**
- Mappa del rischio potenziale - Tavola 220NE – Bologna Nord-Ovest. L'area in oggetto è classificata:
 - o a rischio medio R2 per le analisi riferite al reticolo naturale principale e secondario (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**);
 - o a rischio moderato o nullo R1 per le analisi riferite al reticolo secondario di pianura (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), coerentemente con il minore anno correlato, specialmente per la fascia pedecollinare, al superamento della capacità idraulica del reticolo delle bonifiche, tipicamente associata a tiranti e velocità ridotte.

Si evidenzia, purtuttavia, che da un'analisi non superficiale della cartografia fornita, l'area in oggetto nella quale si prevede il nuovo insediamento risulta caratterizzata da una classe di rischio immediatamente inferiore alle aree immediatamente adiacenti, per ragioni che con ogni evidenza sono da legare allo stato attuale di sostanziale non utilizzo del suolo, e quindi di esposizione ridotta o nulla: risulta quindi cautelativamente più appropriato considerare, come condizione più gravosa per lo stato di progetto, la **condizione di rischio elevato R3 conseguente a possibili alluvioni generate dal reticolo naturale principale e secondario.**

La Variante di coordinamento tra il Piano Gestione Rischio Alluvioni e i Piani Stralcio di bacino, allegato alla Deliberazione C.I. n. 3/1 del 7 novembre 2016, approvata, per il territorio di competenza, dalla Giunta Regionale Emilia-Romagna con deliberazione n. 2111 del 05.12.2016; pubblicata nel Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna n. 375 del 15.12.2016 è finalizzata al coordinamento tra i Piani Stralcio di bacino e il Piano Gestione Rischio Alluvioni.

La pianificazione dell'Autorità di bacino del Reno si compone infatti di quattro piani stralcio di sottobacino che costituiscono lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate, sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali del territorio, le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione

del suolo e alla corretta utilizzazione delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

La pianificazione del bacino del Reno è costituita da:

- il “Piano Stralcio per il Sistema Idraulico Navile-Savona Abbandonato”, approvato dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.129 del 08.02.2000;
- il “Piano Stralcio Assetto Idrogeologico” (Fiume Reno, Torrente Idice-Savona vivo, Torrente Sillaro, Torrente Santerno) PSAI approvato, per il rispettivo territorio di competenza, dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n. 567 del 07.04.2003, e dal Consiglio Regionale della Regione Toscana con deliberazione del n. 114 del 21.09.2004;
- il “Piano Stralcio Bacino del Torrente Samoggia Aggiornamento 2007”; approvato dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.1925 del 17.11.2008;
- la “Revisione Generale del Piano Stralcio per il Bacino del Torrente Senio” approvata per il rispettivo territorio di competenza dal Consiglio Regionale della Regione Toscana con deliberazione n. 24 del 10.02.2010 e dalla Giunta della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n. 1540 del 18.10.2010;
- la “Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno” approvata dal Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino del Reno del 23.04.2008 con delibera 1/3 e successivamente modificata con Delibera di Comitato Istituzionale 1/2 del 25.02.2009.

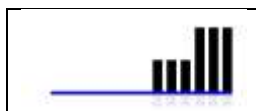
Costituiscono parte della Variante le mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da inondazioni in relazione ai tre scenari già menzionati in precedenza. Si evidenzia (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) che anche la Variante conferma la pericolosità media P2-M per alluvioni indotte sull’area in oggetto sia dal reticolo naturale che quello di pianura legato ai sistemi di bonifica.

12.3 Valutazione delle criticità locali

Ferma restando l’assunzione, per gli scopi della pianificazione e delle conseguenti misure di mitigazione da applicare, delle quali si tratterà nel seguito, della classe di pericolosità P2-M (pericolosità media per alluvioni attese con tempi di ritorno tra 100 e 200 anni), si vogliono analizzare nel presente paragrafo, ancora sulla scorta degli strumenti conoscitivi forniti dalla pianificazione di bacino, le concrete motivazioni per una tale indicazione.

La cartografia riportata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, che rappresenta la localizzazione delle aree a criticità particolarmente elevata, **esclude infatti la presenza di fattori particolarmente allarmanti per l’area in oggetto**: questa non ricade infatti né nelle fasce di pertinenza fluviale né in quelle ad alta probabilità di inondazione, e, fattore non secondario, non risulta individuata fra quelle da destinarsi ad interventi strutturali di mitigazione del rischio idraulico.

Tale situazione è confermata dalla pianificazione di dettaglio relativa, fra gli altri, al vicino Torrente Lavino, corso d’acqua principale più vicino all’area, come rappresentato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**



La fondamentale cartografia di ***Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.***, che riporta le aree allagabili sulla base delle analisi idrauliche eseguite sulle aste principali, fornisce infine la chiave di lettura per l'interpretazione delle mappe di pericolosità e rischio citate in precedenza, fornite dallo stesso PGRA. Sono qui infatti sintetizzate ed esplicitate le valutazioni che hanno condotto all'elaborazione degli scenari di piena sull'area di progetto.

In particolare, si può vedere che l'elaborazione della pericolosità di piena originata dal reticolo principale e secondario naturale, per il sito di interesse, parte da una simulazione idraulica per diversi tempi di ritorno sull'asta del torrente Lavino, principale corso d'acqua nelle vicinanze: si nota che l'area di progetto si trova ai margini della fascia potenzialmente allagabile, con possibilità di sormonto arginale da parte del torrente a partire da una sezione idraulica che, di fatto, si colloca pochissimo a monte rispetto al sito. E' quindi lecito attendersi, anche in questo caso, in occasione di un'eventuale piena anche con tempo di ritorno elevato, tiranti idrici contenuti e velocità della corrente limitate, con un presumibile danneggiamento anche più basso di quanto stimato nelle analisi eseguite sulla vasta scala di bacino.

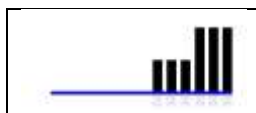
Quanto al reticolo di pianura legato al sistema delle bonifiche, la ***Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.*** mostra che l'area ricade in una fascia a pericolosità media P2-M, in ragione della vicinanza ad un fosso secondario che ha origine poco a ovest del vicino incrocio fra via Balzani e via Monaldo Calari: il tracciato di tale canale è schematicamente riportato nella stessa ***Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.*** La modestia del canale, in ragione della sezione e – da non trascurare – dei relativi manufatti di attraversamento e tombamento poco a valle, rende ovviamente improbabile ricondurre criticità idrauliche, nel sito di interesse, ad un'esondazione o ad un rigurgito dello stesso da parte della rete di valle: ciò che le mappe di pericolosità del sistema regimentato di pianura rappresentano, è quindi più che altro da intendersi come una potenziale incapacità temporanea del sistema delle bonifiche preposto al drenaggio, di cui l'area sottesa è tributaria. Tale condizione potrebbe risultare almeno in parte trascurabile, per il sito di interesse, vista la pendenza naturale del terreno e soprattutto la presenza di una rete artificiale di smaltimento opportunamente dimensionata, con scarico in diverso corpo recettore.

13. Proposte per la mitigazione del rischio

Le misure incluse nel PGRA sono riconducibili a tutti gli aspetti della gestione del rischio e sono suddivise in relazione a sei tipologie generali: nessuna azione (M1), prevenzione (M2), protezione (M3), preparazione (M4), ricostruzione e valutazione post evento (M5) e altre misure (M6).

La Delibera n.1300 del 1 agosto 2016, al suo articolo 3.2, definisce che, ad integrazione delle norme già assunte in sede di intesa PAI-PTCP e di adeguamento dello strumento urbanistico:

“nelle aree interessate da alluvioni poco frequenti (aree P2), si devono applicare le limitazioni e prescrizioni previste per la Fascia B delle norme del Titolo II del PAI e PAI Delta, ovvero le equivalenti norme di cui al PTCP avente valore ed effetto di PAI ai sensi delle intese stipulate”.



Le norme del PAI per la Fascia B prescrivono di fissare come obiettivo di mantenere e migliorare le condizioni di funzionalità idraulica ai fini principali dell'invaso e della laminazione delle piene, unitamente alla conservazione e al miglioramento delle caratteristiche naturali e ambientali.

La stessa Delibera regionale n.1300 del 1 agosto 2016, con il suo articolo 5.2, definisce per la pericolosità data dal reticolo secondario che:

“.... nelle aree perimetrate a pericolosità P3 e P2 dell'ambito Reticolo Secondario di Pianura, laddove negli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica non siano già vigenti norme equivalenti, si deve garantire l'applicazione:

- *di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte, anche ai fini della tutela della vita umana;*
- *di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio....”*

Il lotto oggetto di studio costituisce un completamento o estensione di un'area parzialmente urbanizzata, e l'intervento incrementerà il grado di impermeabilità e le modalità di risposta del luogo nel suo complesso rispetto agli eventi meteorici. **Ai fini dell'invarianza idraulica del territorio, si è prevista e dimensionata quindi la realizzazione di opere atte alla laminazione delle portate meteoriche in caso di eventi intensi**, in modo che siano predisposti volumi di accumulo delle acque di pioggia per il controllo degli apporti nella rete di fognatura.

Al momento della realizzazione dei singoli edifici, si dovranno inoltre prevedere accorgimenti atti a ridurre la vulnerabilità del bene esposto e si dovrà valutare quali dei sistemi di auto protezione più comuni ed adeguati impiegare.

Lo stesso articolo 5.2 della D.G.R. 1300/2016 inoltre riporta, a titolo di esempio e senza pretesa di esaustività, alcuni dei **possibili accorgimenti che devono essere utilizzati per la mitigazione del rischio e che devono essere assunti in sede di progettazione** al fine di garantire la compatibilità degli interventi con le condizioni di pericolosità di cui al quadro conoscitivo specifico di riferimento, demandando alle Amministrazioni Comunali la verifica del rispetto delle presenti indicazioni in sede di rilascio del titolo edilizio:

“a. Misure per ridurre il danneggiamento dei beni e delle strutture:

a.1. la quota minima del primo piano utile degli edifici deve essere all'altezza sufficiente a ridurre la vulnerabilità del bene esposto ed adeguata al livello di pericolosità ed esposizione;

a.2. è da evitare la realizzazione di piani interrati o seminterrati, non dotati di sistemi di autoprotezione, quali ad esempio:

- *le pareti perimetrali e il solaio di base siano realizzati a tenuta d'acqua;*
- *vengano previste scale/rampe interne di collegamento tra il piano dell'edificio potenzialmente allagabile e gli altri piani;*

- *gli impianti elettrici siano realizzati con accorgimenti tali da assicurare la continuità del funzionamento dell'impianto anche in caso di allagamento;*
- *le aperture siano a tenuta stagna e/o provviste di protezioni idonee;*
- *le rampe di accesso siano provviste di particolari accorgimenti tecnico-costruttivi (dossi, sistemi di paratie, etc);*
- *siano previsti sistemi di sollevamento delle acque da ubicarsi in condizioni di sicurezza idraulica. Si precisa che in tali locali sono consentiti unicamente usi accessori alla funzione principale.*

a.3. favorire il deflusso/assorbimento delle acque di esondazione, evitando interventi che ne comportino l'accumulo ovvero che comportino l'aggravio delle condizioni di pericolosità/rischio per le aree circostanti."

La documentazione tecnica di supporto alla procedura abilitativa comprenderà una valutazione che consenta di definire gli accorgimenti da assumere per rendere l'intervento compatibile con le criticità idrauliche rilevate, in base al tipo di pericolosità e al livello di esposizione.

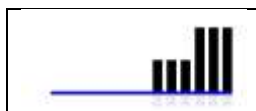
In seguito al rilievo topografico dell'area in esame è stato riscontrato che le quote altimetriche rilevate in loco corrispondono alle quote registrate dalla Cartografia Tecnica Regionale più recente, aggiornata al settembre 2016, che si riporta in fig. 1. In particolare, all'interno dell'area si rileva una leggera pendenza con incremento delle quote dai 62 m nella zona nord lungo via Balzani a 62.60-62.80 nella zona sud. La via Benini a sud è stata rilevata con quota 63 m, mentre la via Balzani a nord ha quota 61.50 m. La zona circostante lo scolo di bonifica della Canocchia Superiore risulta a 58.40 m.

Il progetto prevede che l'area venga livellata e che l'edificio sia costruito a livello superiore a quello della strada circostante, per cui la quota dei piazzali dovrà certamente superare i 63 m di via Benini per portarsi almeno a 63.50 m in media, fatte salve le pendenze per la raccolta delle acque meteoriche.

Dalle misure esposte è evidente la differenza di quota, anche allo stato attuale, tra il piano di campagna attorno allo scolo Canocchia e la quota dell'area di intervento. In seguito alla realizzazione dell'edificio, la differenza di quota si attesterà intorno ai 5 metri.

Allo stato attuale, in caso di forti eventi meteorici le acque raccolte dalla zona industriale confluiscono nella rete mista che serve la zona e infine nello scolo Canocchia. Quando la portata è eccessiva per lo scolo, secondo quanto riferito dal Consorzio di Bonifica, si allagano alcune zone a valle dell'imbocco.

Pertanto, in base a quanto esposto nella presente relazione, ai fini della valutazione dell'incremento del rischio idraulico in seguito all'intervento di attuazione parziale dell'ambito ASP.i2, si ritiene che non sia necessario effettuare dei calcoli idraulici più approfonditi. Il confronto tra l'esistente e il progetto mostra che un'eventuale piena dello scolo Canocchia interessa le zone a valle dello scolo,



mentre l'area di progetto si trova a monte con una differenza di quota che si attesterà almeno sui 5 metri.

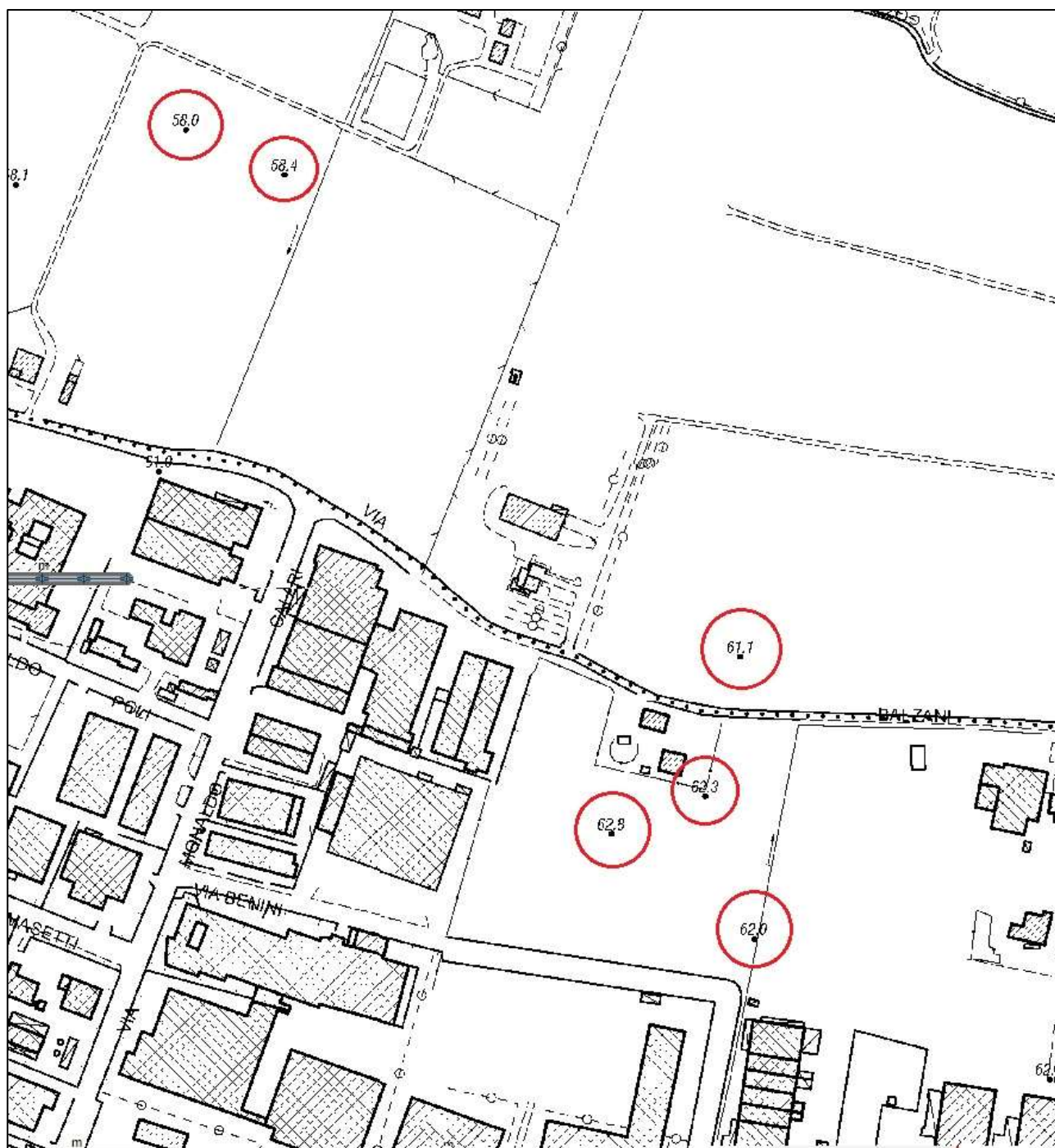


Figura 24 – Cartografia Tecnica Regionale – ultimo aggiornamento settembre 2016



14. Indicazioni progettuali e conclusioni

Con riferimento al rischio alluvionale indotto dal **reticolo di pianura** del sistema delle bonifiche, per il quale è stata valutata per l'area di interesse, a livello di pianificazione di bacino, una pericolosità P2, al fine di ridurre il potenziale danneggiamento dei beni e delle strutture di progetto, verrà scelta un'apposita topografia per i piazzali (misure di tipo a.2 con riferimento al punto 5.2 della D.G.R. 1300/2016), il verde artificiale, la viabilità di accesso ed interna, tali da minimizzare il pericolo di allagamento da via Benini, topograficamente dominante, mentre per quanto riguarda un eventuale allagamento di via Balzani per una temporanea incapacità di deflusso attraverso la rete dei canali di bonifica, la pendenza naturale del terreno costituisce già un ampio margine di garanzia.

Tale condizione, che verrà adeguatamente supportata dalla progettazione esecutiva a corredo della richiesta successiva di titolo abilitativo, è tale da garantire un non incremento del rischio idraulico grazie alla riduzione della vulnerabilità del bene esposto ($W \times V$) insieme al non incremento della probabilità di accadimento del fenomeno di inondazione (P).

Il rischio idraulico è definito infatti come prodotto di:

- P (probabilità di accadimento del fenomeno di inondazione)
- W (valore degli elementi a rischio)
- V (vulnerabilità, % prevista di perdita di elementi)

Trattandosi di nuova urbanizzazione, si avrebbe senza opportuni accorgimenti progettuali, un aumento della vulnerabilità dovuta all'aumento della probabilità di presenza di persone nell'area ed al maggiore valore dei beni che vi insistono; tuttavia un'opportuna scelta delle quote di progetto, oltre alla soluzione, da confermare, di evitare la realizzazione di piani interrati, andrà a compensare tale aspetto andando a mettere di fatto in maggiore sicurezza l'area.

Un secondo aspetto che garantirà la compatibilità idraulica dell'intervento è la previsione nel comparto di un sistema di laminazione delle portate di acque meteoriche in grado di evitare l'aggravio delle condizioni di pericolosità/rischio per le aree circostanti che altrimenti ci sarebbe in seguito all'incremento di impermeabilizzazione dovuto alla nuova urbanizzazione.

L'ambito oggetto di intervento ricade infatti nel territorio soggetto all'”Articolo 20 – Controllo degli apporti d'acqua” del PSAI elaborato dall'autorità di bacino, che impone, per le nuove edificazioni, di rispettare il principio dell'invarianza idraulica, mediante la realizzazione di volumi di accumulo per le acque meteoriche, dimensionati nella misura di 500 mc per ettaro di superficie di intervento, ad esclusione del verde compatto. Da tali volumi di accumulo le acque meteoriche saranno restituite al reticolo di acque superficiali nella misura massima di 10 l/s/ha.



La superficie oggetto di intervento ad esclusione del verde compatto, è pari a circa 18.641 mq. Il volume di laminazione minimo necessario per il Comparto in esame è quindi pari a circa $(18.640 \text{ mq}) / (10.000 \text{ mq/ha}) \times (500 \text{ mc/ha}) \approx 932 \text{ mc}$.

Tale volume è ricavato all'interno della vasca di laminazione in terra prevista sul confine nord-est dell'area di intervento, con tiranti massimi stimati di circa 1 m, da definire compiutamente in sede di progetto esecutivo.

Per quanto riguarda invece il rischio di inondazione da parte del del **reticolo naturale principale e secondario**, questo è da ricondursi alle piene del torrente Lavino, che scorre però diverse centinaia di metri a ovest del sito di interesse. Come sopra descritto, l'area in esame risulta avere per gli eventi di piena del reticolo principale un livello di pericolosità di alluvione P2 – alluvione poco frequente. A tal proposito occorre considerare che gli studi effettuati a monte della stesura del PGRA non sono studi di dettaglio della capacità e modalità di diffusione nel territorio delle eventuali esondazioni, ma sono studi su larga scala che hanno portato genericamente all'individuazione di un livello di rischio per il territorio. In questo caso, la distanza dal torrente Lavino e i vari ostacoli presenti (ad es. le strade in rilevato, ma anche gli insediamenti industriali subito a ovest dell'area di interesse) fanno sì che un'eventuale esondazione difficilmente possa interessare il comparto.

In conclusione, è possibile ritenere che l'intervento in progetto sia compatibile con gli strumenti di pianificazione idraulici e che preveda il realizzarsi di una nuova urbanizzazione in sicurezza. La nuova urbanizzazione non andrà ad aumentare in nessun modo il rischio idraulico dell'area sulla quale insiste, così come prescritto per le aree classificate dal PGRA a pericolosità P2.

