

**REGIONE PIEMONTE**  
**PROVINCIA DI TORINO - COMUNE DI CHIVASSO**

OGGETTO:

**AREA EX LANCIA**  
(Localizzazione commerciale L.2.)

**Procedura di**  
**FASE DI VERIFICA**

ELABORATO:

**RELAZIONE IDRAULICA**

Scala	Nome file	Disegnatore	Revisione	Data
-	20110730_Relazione idraulica FDV_00	-	00	30/07/2011

PROMOTORE:

**VELA/ERIDANO s.r.l.**  
sede legale C.so Malingri, 80 -12031 Bagnolo Piemonte  
C.F. e P. IVA : 03358270043  
Leg. Rapp.: Sig. Ferdinando Airaudò

IL PROGETTISTA:

**Dott. Ing. Marco AGNELLI**  
Ordine Ingegneri Provincia di Cuneo n. A1679  
Strada Croci, 41 12051 ALBA (CN)  
P. IVA : 03054290048  
E-mail : marco.agnelli@ingpec.eu

Rev.	Disegnatore	Descrizione	Data
00	-	EMISSIONE	30/07/2011

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA .....</b>	<b>3</b>
2.1	ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE.....	3
2.2	CURVA DI PIOGGIA DI PROGETTO .....	4
<b>3</b>	<b>FOGNATURA BIANCA ESISTENTE .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO .....</b>	<b>6</b>
4.1	ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	8
4.2	ACQUE DI SECONDA PIOGGIA – METODO CINEMATICO .....	11
4.2.1	Il coefficiente di afflusso .....	11
4.2.2	Tempo di corrivazione .....	13
4.3	PORTATE DI PROGETTO .....	13
<b>5</b>	<b>BACINI DI INFILTRAZIONE .....</b>	<b>14</b>
5.1	DIMENSIONAMENTO SISTEMA DISPERDENTE .....	14
<b>6</b>	<b>FOGNATURA NERA.....</b>	<b>16</b>
6.1	FOGNATURA NERA ESISTENTE .....	16
6.2	FOGNATURA NERA IN PROGETTO.....	17
<b>7</b>	<b>ACQUEDOTTO .....</b>	<b>18</b>
7.1	ACQUEDOTTO ESISTENTE .....	18
7.2	ACQUEDOTTO IN PROGETTO .....	18

## ELENCO ALLEGATI

ALLEGATO 1 – *Diagrammi di funzionamento bacino di infiltrazione rete E*

ALLEGATO 2 – *Diagrammi di funzionamento bacino di infiltrazione rete D*

ALLEGATO 3 – *Diagrammi di funzionamento bacino di infiltrazione rete C*

ALLEGATO 4 – *PLANIMETRIA FOGNATURA NERA*                      *scala 1:2'000*

ALLEGATO 5 – *PLANIMETRIA FOGNATURA BIANCA*                      *scala 1:2'000*

ALLEGATO 6 – *PLANIMETRIA ACQUEDOTTO*                      *scala 1:2'000*

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le opere fognarie ed acquedottistiche previste nel Comune di Chivasso nell'area ex Lancia soggetta a Fase di Verifica ai sensi dell'art. 10 della Legge Regionale 14 dicembre 1998, n° 40.

## 2 ANALISI IDROLOGICA

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h_r = a t^n$$

dove:

$h_r$	=	altezza di pioggia espressa in mm;
$t$	=	durata della pioggia espressa in ore;
$a, n$	=	coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi alle curve pluviometriche sono stati reperiti dalle norme di attuazione del PAI.

### 2.1 ANALISI PLUVIOMETRICA METODO DELLA REGIONALIZZAZIONE

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, si è fatto riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI dell'AdB sviluppati dal GNDCI e ottenuti da un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri  $a$  e  $n$  delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato. Le tabelle elaborate consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, cioè la definizione dei parametri  $a$  e  $n$  della curva pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

L'area di interesse è compresa nella cella identificata dal PAI come BE97, come evidenziato in figura 1 (*Allegato 3 : Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - TAVOLA 09 - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*).

Si riportano in tabella 1 i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella BE97 (*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni*)

CELLA	Coordinate UTM della cella		Tr = 20		Tr = 100		Tr = 200		Tr = 500	
	EST	NORD	a	n	a	n	a	n	a	n
BE97	413000.00000	5007000.00000	44.83	0.281	56.91	0.272	62.16	0.269	69.00	0.265

**Tabella 1 - parametri pluviometrici cella BE97**

## 2.2 CURVA DI PIOGGIA DI PROGETTO

In base a quanto riportato in tabella 1, le curve di possibilità pluviometrica relative all'area di interesse sono le seguenti:

$$h = 44,83 \times t^{0,281} \text{ per } Tr=20 \text{ anni}$$

$$h = 56,91 \times t^{0,272} \text{ per } Tr=100 \text{ anni}$$

$$h = 62,16 \times t^{0,269} \text{ per } Tr=200 \text{ anni}$$

$$h = 69,00 \times t^{0,265} \text{ per } Tr=500 \text{ anni}$$

Per la progettazione della rete di raccolta delle acque meteoriche è stata assunta la curva la relativa alla cella BE97 per tempo di ritorno  $Tr=20$  anni, e quindi:

$$h = 44,83 \times t^{0,281} \text{ per } Tr=20 \text{ anni}$$

Per il dimensionamento dei bacini di infiltrazione vale quanto riportato al paragrafo 4.

Tavola 09

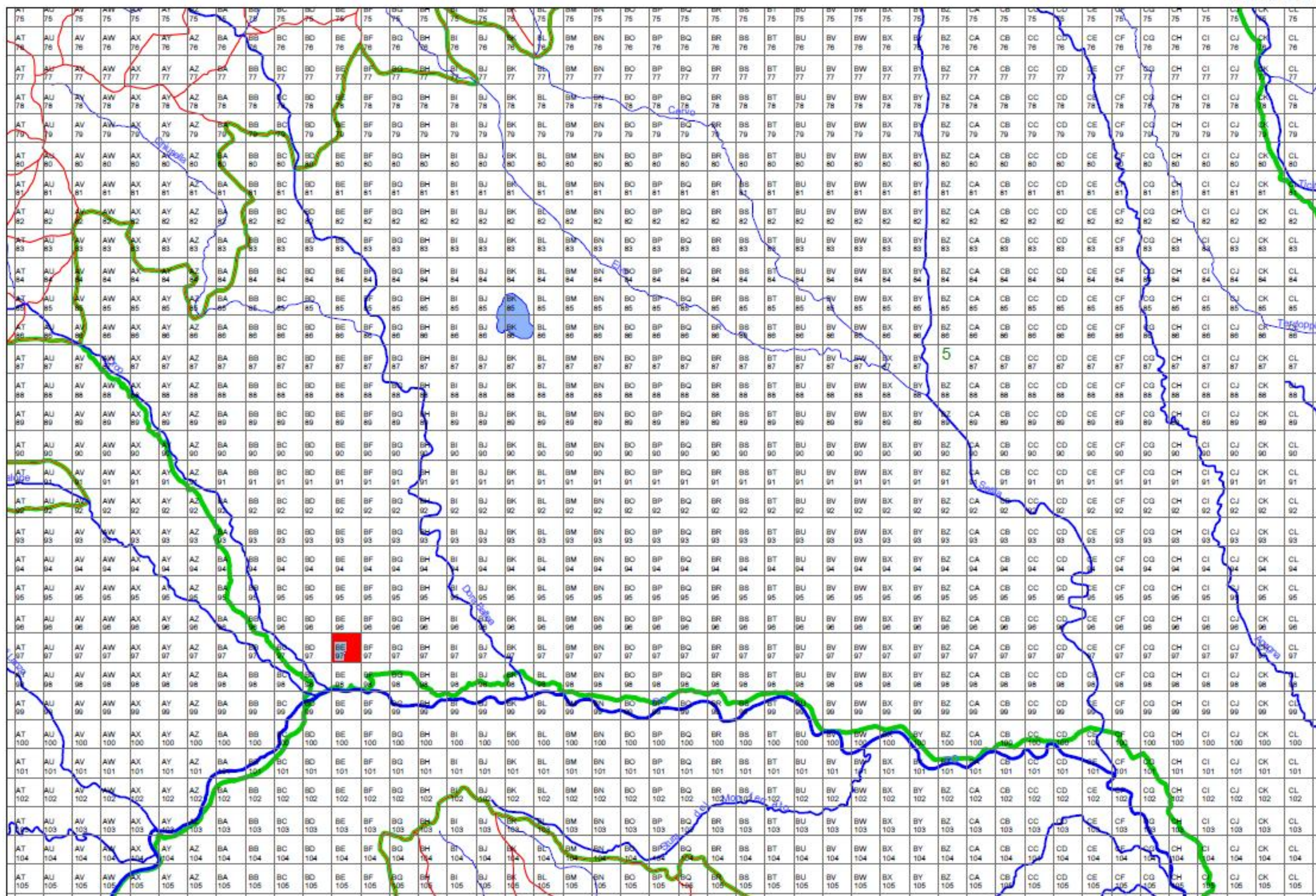


Figura 1 – Cella BE97

### **3 FOGNATURA BIANCA ESISTENTE**

Le acque meteoriche che competono all'area di intervento confluiscono attualmente in un collettore di recapito di diametro  $\varnothing 1800$  mm, posto al limite SE dell'area di interesse.

Tale condotta si innesta più a valle nella dorsale del sistema fognario comunale di Chivasso costituita a una tubazione  $\varnothing 3000$  mm in c.a.

La suddetta dorsale attraversa la città defluendo da Nord a Sud per scaricare nel fiume Po.

Il progetto esecutivo della Nuova Strada Comunale di Collegamento fra la S.S. 26 e la S.P 81, prevedeva un sistema di fossi disperdenti per lo smaltimento delle acque di piattaforma della nuova strada comunale e dell'area interessata dall'insediamento commerciale in progetto.

La nuova viabilità è stata recentemente completata così come i fossi a lato strada.

### **4 FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO**

Sebbene il sistema previsto nel suddetto progetto esecutivo comprenda lo smaltimento delle acque meteoriche dell'area di interesse mediante dei fossi di laminazione e infiltrazione a lato della nuova strada comunale, si è preferito alleggerire il carico idraulico su tali opere, prevedendo un sistema distinto in grado di smaltire interamente le portate meteoriche relative ai lotti in progetto.

Anche se attualmente l'area di interesse presenta una superficie asfaltata deteriorata, rimane comunque dotata di un sistema di raccolta che scarica le acque di pioggia nella fognatura comunale, pertanto la soluzione prevista dallo scrivente alleggerisce il carico idraulico in tempo di pioggia sulla fognatura comunale.

Si riporta di seguito la descrizione della rete di drenaggio e del sistema di smaltimento delle acque piovane previsto per l'area ex Lancia soggetta a procedura di Fase di Verifica (cfr. ALLEGATO 5).

La raccolta delle acque meteoriche gravanti sui lotti in progetto prevede la realizzazione di n. 3 distinte reti di drenaggio i cui bacini scolanti sono rappresentati in figura 2.

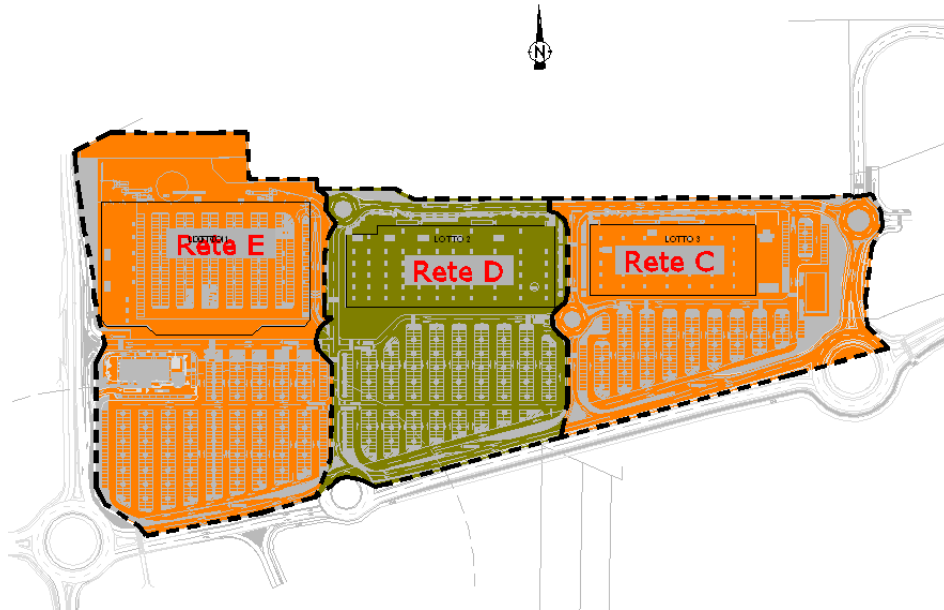
I sistemi previsti di infiltrazione delle acque meteoriche sono collegati al sistema di fossi con il solo scarico di troppo pieno.

Ciascuna delle reti rappresentate in figura 2 raccoglie le acque meteoriche convogliandole verso n. 3 bacini di accumulo e infiltrazione, previa separazione e stoccaggio (in numero 3 vasche, figure 4 e 5) della componente di prima pioggia relativa alle superfici scolanti soggette a traffico veicolare (parcheggi, viabilità di collegamento dei lotti, corselli di collegamento degli stalli ed aree merci).

Le reti di raccolta consentono il ByPass delle vasche una volta stoccato il volume di prima pioggia imposto dalla normativa.

I volumi accumulati nelle vasche di prima pioggia vengono scaricati nella fognatura nera in progetto al termine dell'evento meteorico attraverso apposite stazioni di sollevamento.

La sola componente di seconda pioggia converge ai bacini di accumulo e infiltrazione per essere dispersa nel sottosuolo.



**Figura 2 – aree colanti**

Le acque meteoriche relative alle superfici delle coperture afferenti alle reti D, C, confluiscono direttamente ai bacini di infiltrazione in quanto non soggette al transito veicoli.

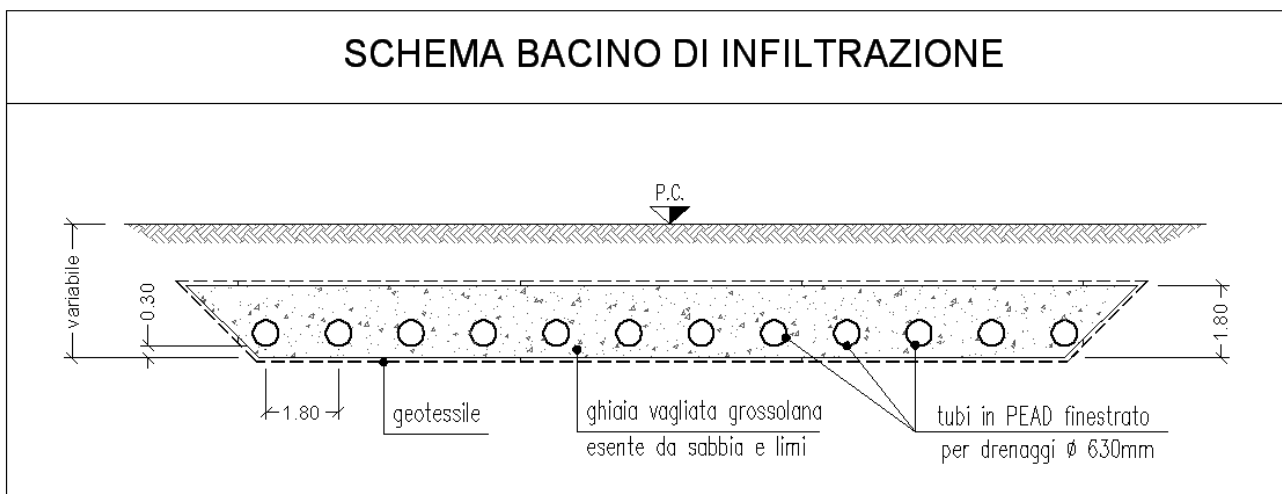
Le acque di pioggia relative alla copertura del Lotto 1 confluiscono alla vasca di prima pioggia della rete E in quanto il progetto prevede un parcheggio in copertura.

I bacini di infiltrazione e accumulo, sono costituiti da un invaso interrato rivestito in geotessile e riempito di ghiaia grossolana pulita.

La funzione di accumulo è assolta dalla porosità della ghiaia grossolana di riempimento nonché dalle condotte in PEAD fessurato che attraversano l'invaso con interasse pari a circa 1,80 m.

L'infiltrazione nel sottosuolo avviene attraverso la matrice del terreno di imposta del bacino.

Lo schema del sistema disperdente è rappresentato in figura 3, mentre lo schema funzionale delle reti di raccolta è rappresentato in figura 6.



**Figura 3 – Bacino di accumulo e infiltrazione**



**4.1 ACQUE DI PRIMA PIOGGIA**

Il calcolo dei volumi di prima pioggia da accumulare nelle apposite vasche è stato eseguito secondo quanto indicato dalla normativa vigente, ovvero D.lgs n. 152/2006 e D.P.G.R. n. 1/R del 20 febbraio 2006.

Secondo il D.P.G.R. n. 1/R del 20 febbraio 2006, il volume di prima pioggia da accumulare è pari a 50 mc per ettaro di superficie scolante.

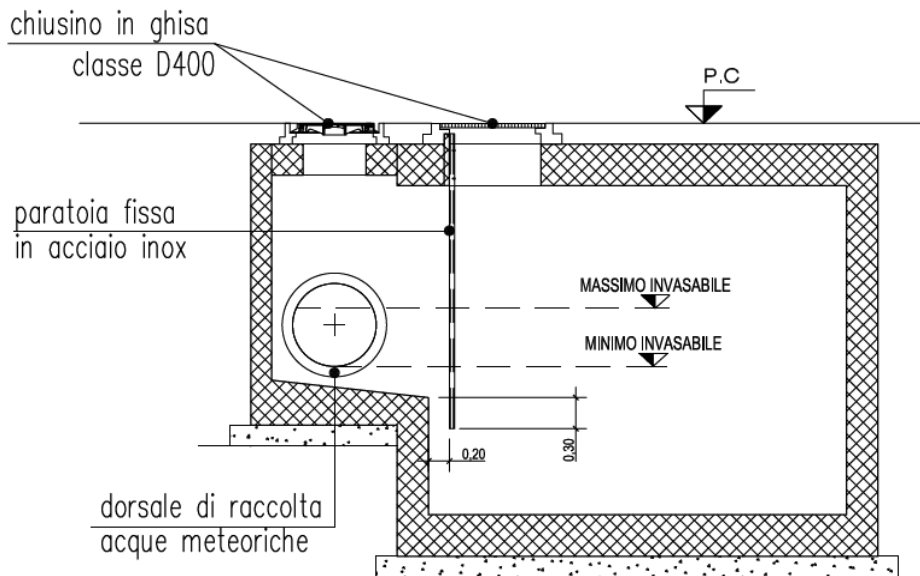
Le superfici che generano volume di prima pioggia sono tutte le superfici impermeabili adibite a parcheggio ed i tratti di viabilità di collegamento fra i lotti; sono escluse da tale conteggio le superfici delle coperture non carrabili che recapitano direttamente nei bacini di accumulo e infiltrazione.

Di seguito si riporta il calcolo dei volumi di prima pioggia stoccati in ciascuna delle 3 vasche in progetto.

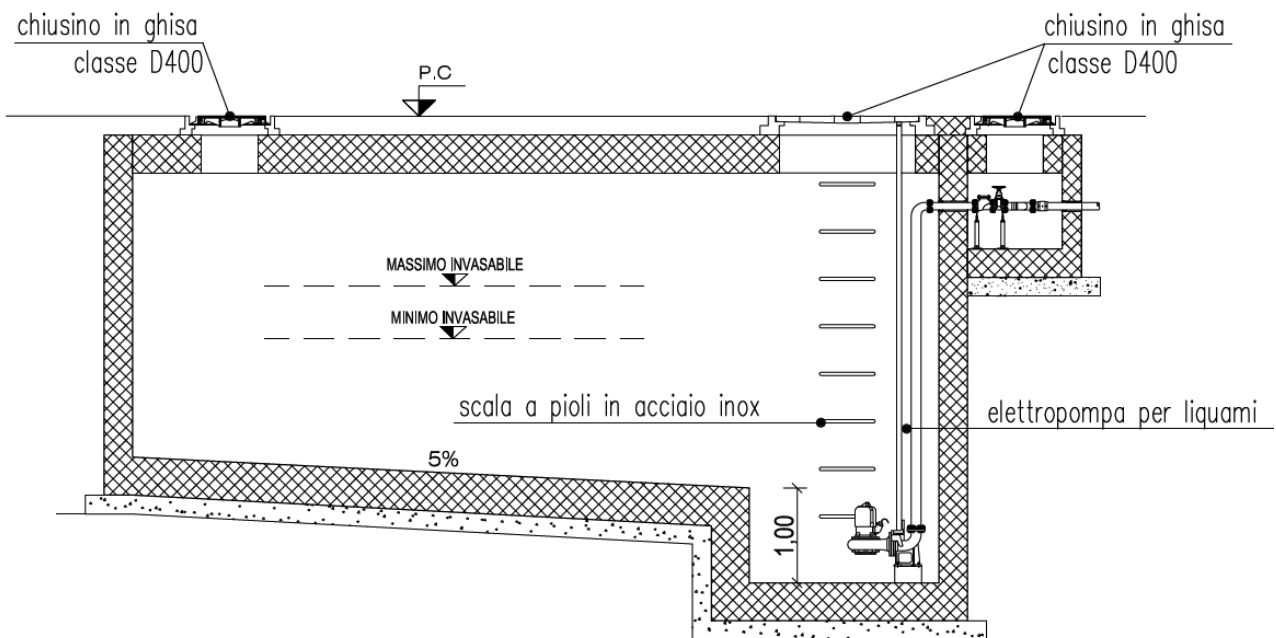
Le acque di prima pioggia accumulate nelle vasche, vengono inviate alla fognatura nera in accordo con la normativa vigente.

<b>VOLUMI INVASATI NELLE VASCHE di 1° Pioggia</b>						
IDENTIFICATIVO RETE DI RACCOLTA	Tipologia superficie scolante	superficie	coeff.	superficie ridotta	superficie ridotta TOT	Volume 1° pioggia stoccato
	mq	mq		mq		
<b>E</b>	coperture + area merci	17194	1.00	17194	3.226	161
	aree a verde	2361	0.20	472		
	stalli drenanti	8850	0.30	2655		
	viabilità in asfalto drenante	14929	0.80	11943		
<b>D</b>	area merci	1125	1.00	1125	1.517	76
	aree a verde	1862	0.20	372		
	stalli drenanti	5938	0.30	1781		
	viabilità in asfalto drenante	14859	0.80	11887		
<b>C</b>	area merci	915	1.00	915	1.668	83
	aree a verde	2436	0.20	487		
	stalli drenanti	3625	0.30	1088		
	viabilità in asfalto drenante	17738	0.80	14190		

**Tabella 2 – volumi di prima pioggia accumulati nelle vasche**



**Figura 4 – sezione trasversale tipo vasche di prima pioggia**



**Figura 5 – sezione longitudinale tipo vasche di prima pioggia**

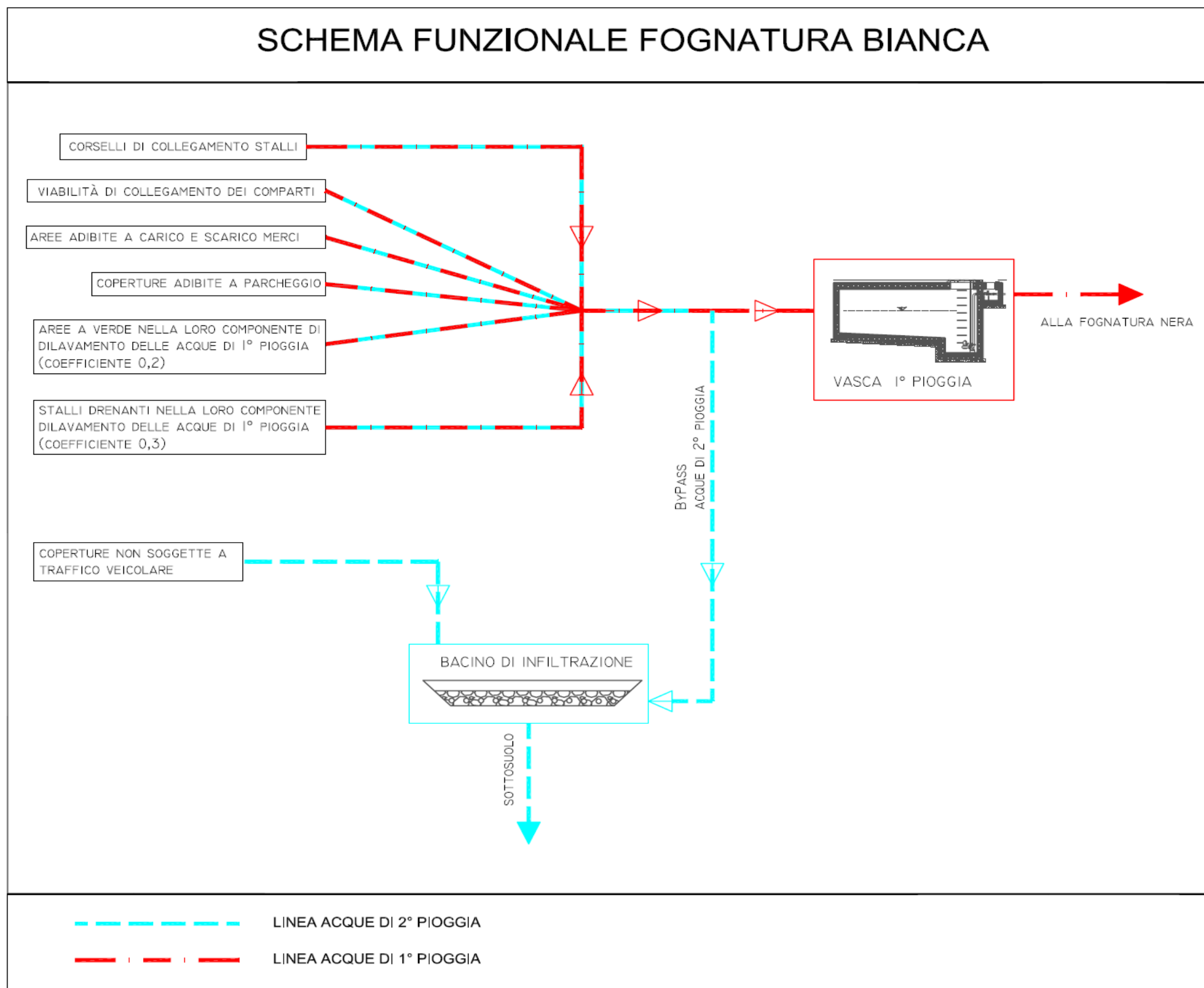


Figura 6 – Schema funzionale fognatura bianca

## 4.2 ACQUE DI SECONDA PIOGGIA – METODO CINEMATICO

Per la valutazione delle portate pluviali si è fatto riferimento al metodo di calcolo cinematico lineare o della corrivazione. In questo metodo si assume il concetto che le gocce di pioggia cadute nello stesso istante in punti differenti del bacino impieghino tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura e che l'apporto di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena sia direttamente proporzionale all'intensità di pioggia rilevata nel punto, in un tempo  $t$  antecedente il passaggio della piena: tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e costante per ogni evento meteorico. E' quindi possibile definire il tempo di corrivazione  $t_c$  caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario affinché una goccia di pioggia caduta nel punto più lontano dall'area di scolo riesca a giungere la sezione di chiusura. Le condizioni più gravose per il funzionamento della rete fognaria si raggiungono quando il tempo di pioggia  $t_p$  è pari al tempo di corrivazione  $t_c$ .

Il metodo della corrivazione fornisce una portata al colmo della piena critica data dalla relazione:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot \frac{10^6 \cdot h \cdot A}{3600 \cdot t_c}$$

in cui:

$Q_{\max}$	=	portata al colmo di piena ( $m^3/s$ )
$\varphi$	=	coefficiente di afflusso del bacino
$h$	=	altezza di pioggia di durata $t_c$ (m)
$t_c$	=	tempo di corrivazione (ore)
$A$	=	superficie di bacino ( $Km^2$ )

### 4.2.1 Il coefficiente di afflusso

Il coefficiente di afflusso è nella sostanza riconducibile a quattro fattori.

#### Infiltrazione $\varphi_1$

Tiene conto della permeabilità della superficie scolante.

Nel caso specifico è stato assunto pari a:

- 0.2 - per le aree a verde
- 0.3 - per gli stalli drenanti
- 0.8 - per la viabilità in asfalto drenante
- 1.0 - per le superfici coperte e per le aree di carico/scarico merci

#### Ritardo $\varphi_2$

Il coefficiente di ritardo, tiene conto del tempo di intercorre tra l'inizio della pioggia e la formazione dell'onda di piena nella sezione fognaria considerata e quindi dei fenomeni di invaso che si verificano all'interno della rete di raccolta.

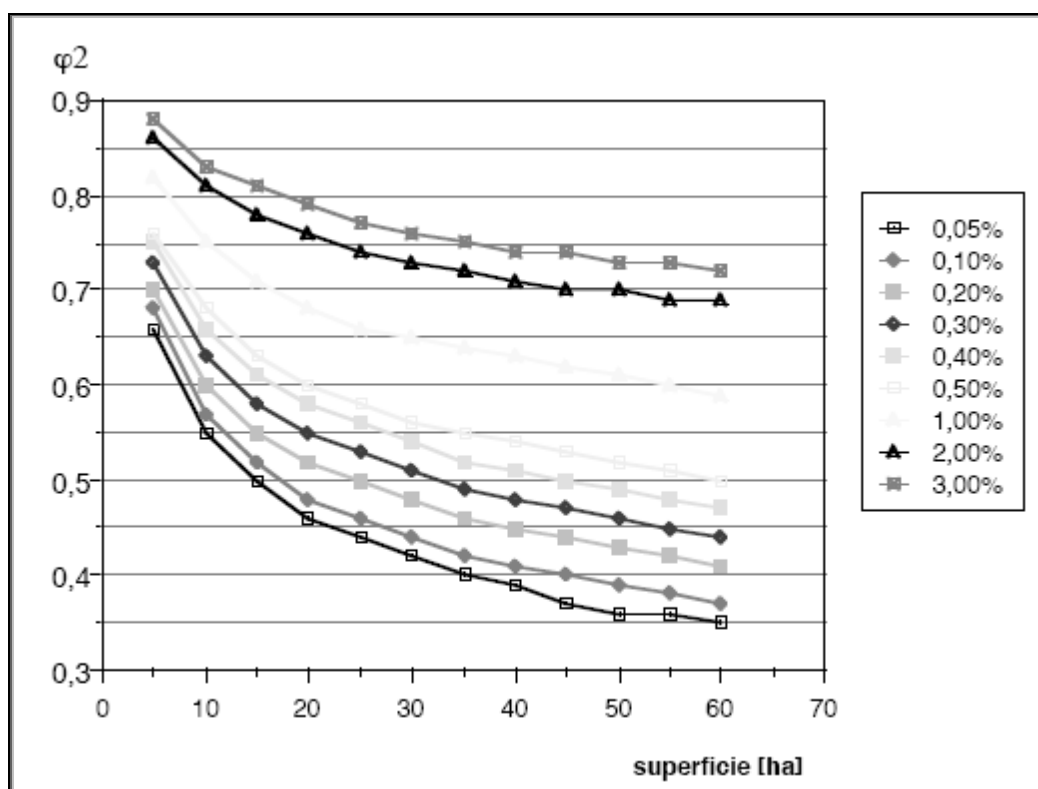
Una stima del coefficiente di ritardo è data dalla formula di Burki:

$$\varphi_2 = \frac{j}{\sqrt[n]{A}}$$

dove A è l'area del bacino scolante (ha) ed n un parametro funzione della pendenza media j del canale scolante.

L'abaco riportato in figura 7, fornisce i valori del coefficiente di ritardo per varie pendenze J delle condotte.

Nel caso di interesse è stato assunto un coefficiente  $\varphi_2$  corrispondente a condotte con pendenza dello 0.3%.



**Figura 7 – coefficiente di ritardo**

**Ritenuta  $\varphi_3$**

Il coefficiente di ritenuta tiene conto della quantità di acqua meteorica che, anziché prendere la via del collettore fognario, si invasa in piccoli avvallamenti che incontra sul suo percorso (pozzanghere, laghetti, etc..). Tale coefficiente varia normalmente tra 0.8-1

Nel caso di interesse è stato assunto  $\varphi_3=0.9$

**Distribuzione delle piogge  $\varphi_4$**

Il coefficiente di uniformità tiene conto del fatto che ben difficilmente le piogge sono distribuite uniformemente su tutto il bacino. Tale considerazione vale prevalentemente per bacini molto grandi, mentre nel caso di interesse è lecito assumere  $\varphi_4=1$ .

### 4.2.2 Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione  $t_c$  viene determinato facendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura. La valutazione di  $t_c$  comporta la conoscenza di due parametri fondamentali: il tempo di accesso  $t_a$  ed il tempo di rete  $t_r$ . Il primo necessario alle gocce a raggiungere il collettore più vicino il secondo a percorrere la canalizzazione fino alla sezione di misura. La somma di questi due parametri serve per stimare il tempo di corrivazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- $t_c$  = tempo di corrivazione  
 $t_a$  = tempo di accesso alla rete  
 $t_r$  = tempo di rete

Per i bacini sottesi dalle quattro reti di raccolta in progetto, sono stati calcolati i seguenti tempi di corrivazione:

- rete E  $t_c = 22$  min.
- rete D  $t_c = 19$  min.
- rete C  $t_c = 23$  min.

### 4.3 PORTATE DI PROGETTO

Dall'applicazione del metodo sopra descritto alle reti di raccolta previste derivano le portate di progetto indicate in tabella 3, per eventi meteorici caratterizzati da  $T_r=20$  anni.

RETE E		Sup.	coeff.	$\varphi 1$ media	coeff.	coeff.	coeff.	Tempo corr.	Qtot
		mq	$\varphi 1$	pesata	$\varphi 2$	$\varphi 3$	$\varphi 4$	min	(l/s)
parcheggio in copertura + area merci		17194	1.00	0.74	0.73	0.90	1.00	22	549
aree a verde		2361	0.20						
stalli drenanti		8850	0.30						
viabilità in asfalto drenante		14929	0.80						
TOT		43334							
RETE D		Sup.	coeff.	$\varphi 1$ media	coeff.	coeff.	coeff.	Tempo corr.	Qtot
		mq	$\varphi 1$	pesata	$\varphi 2$	$\varphi 3$	$\varphi 4$	min	(l/s)
copertura + area merci		9525	1.00	0.73	0.73	0.90	1.00	19	438
aree a verde		1862	0.20						
stalli drenanti		5938	0.30						
viabilità in asfalto drenante		14859	0.80						
TOT		32183							
RETE C		Sup.	coeff.	$\varphi 1$ media	coeff.	coeff.	coeff.	Tempo corr.	Qtot
		mq	$\varphi 1$	pesata	$\varphi 2$	$\varphi 3$	$\varphi 4$	min	(l/s)
copertura + area merci		6765	1.00	0.74	0.73	0.90	1.00	23	373
aree a verde		2436	0.20						
stalli drenanti		3625	0.30						
viabilità in asfalto drenante		17738	0.80						
TOT		30564							

Tabella 3 – portate di progetto

Le portate calcolate con il metodo cinematico per  $T_r=20$  anni corrispondono a dei coefficienti udometrici variabili da 122-136 l/s per ettaro di superficie scolante (vedasi Tabella 4). Tale dato conferma come la stima delle portate meteoriche sia corretta e vada in favore di sicurezza.

rete	Stot (mq)	Q (mc/s)	U (l/sxha)
E	43334	549	127
D	32183	438	136
C	30564	373	122

**Tabella 4 – portate unitarie**

## 5 BACINI DI INFILTRAZIONE

I bacini di infiltrazione previsti sono costituiti da un vaso interrato rivestito in geotessile, riempito di ghiaia grossolana, e attraversato da condotte in polietilene corrugato fessurato D630 mm aventi interasse 1,80 m circa. La porosità della ghiaia grossolana (pari a 0.3) consente l'invaso di parte dei volumi di pioggia afferenti che saranno comunque dispersi nel sottosuolo.

Per la matrice del terreno d' imposta del bacino è stata assunta una permeabilità  $k=1,20 \times 10^{-4}$  m/s, desunta dalla relazione idraulica a firma dell'ing. Casalegno allegata al progetto esecutivo della Nuova Strada Comunale di Collegamento fra la S.S. 26 e la S.P 81.

Le indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento hanno evidenziato una stratigrafia del sottosuolo costituita da un primo strato superficiale di conglomerato bituminoso, seguito da uno strato di riporto che si estende sino a 2.20-2.30 m dal piano campagna formato da ghiaia sabbiosa a tratti limosa, ed uno strato di ghiaia eterometrica in matrice siltoso-sabbiosa a partire da una profondità di circa -2.30 m dal piano campagna.

I sistemi disperdenti in progetto hanno un piano di imposta che si colloca in quest'ultimo strato pertanto stando ai sondaggi sinora eseguiti, il valore di permeabilità assunto nei calcoli risulta in accordo con la natura del sottosuolo evidenziata dalle indagini geognostiche.

Citando la relazione geologica allegata alla documentazione predisposta per la Fase di Verifica *le indagini sinora a disposizione nell'area di intervento non hanno rilevato la presenza di falda nei primi 10 m di sottosuolo*, pertanto i sistemi disperdenti in progetto non intercettano la falda superficiale.

### 5.1 DIMENSIONAMENTO SISTEMA DISPERDENTE

Il metodo di calcolo seguito per il dimensionamento recepisce quanto suggerito dal Centro Studi Deflussi Urbani del Politecnico di Milano (Dipartimento di ingegneria Idraulica, Ambientale e del Rilevamento – Sezione Idraulica), in accordo con le metodologie contenute in "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione", Hoepli, 1997.

Il metodo di dimensionamento si basa sull'equazione di continuità:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

dove:

$Q_p$  : portata influente;

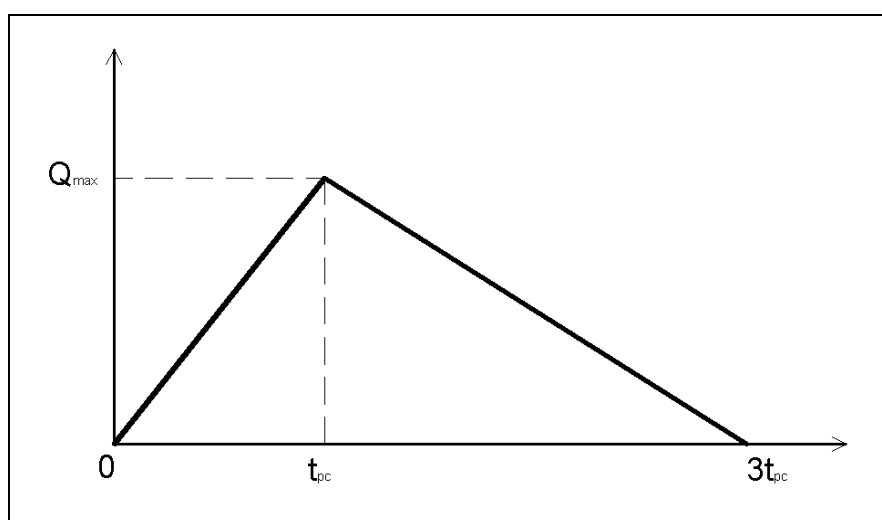
$Q_f$  : portata infiltrata;

$\Delta t$  : intervallo di tempo;

$\Delta W$ : variazione del volume invasato nel mezzo filtrante, nell'intervallo  $\Delta t$ .

L'idrogramma rappresentativo delle portate afferenti ai bacini di infiltrazione è stato assunto triangolare secondo il modello proposto da Artina et al., con un massimo pari alla portata ventennale  $Q_{20}$  per un tempo di pioggia critico  $t_{pc}$  ed una durata complessiva dell'idrogramma pari a  $3t_{pc}$ .

Tale scelta va a vantaggio di sicurezza in quanto porta a sovrastimare leggermente i volumi in ingresso ai bacini. In figura 8 si riporta l'idrogramma di piena adottato.



**Figura 8 – Idrogramma tipo**

Il contributo dell'evapotraspirazione viene trascurato per semplicità e a vantaggio della sicurezza.

La capacità di infiltrazione viene stimata mediante la legge di Darcy:

$$Q_f = kJA$$

dove:

$Q_f$  : portata d'infiltrazione ( $m^3/s$ );

$k$  : permeabilità ( $m/s$ );

$J$  : cadente piezometrica ( $m/m$ );

$A$  : superficie netta d'infiltrazione ( $m^2$ ).



La cadente piezometrica  $J$  può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda sia convenientemente al disotto del fondo disperdente.

Nel caso di strutture a serbatoio quali bacini filtranti in cui l'accumulo avvenga al disotto del piano di campagna utilizzando la porosità del mezzo filtrante, la variazione può essere stimata come segue:

$$\Delta W = A \cdot \Delta h \cdot p$$

dove  $p$  è la porosità, variabile a seconda del tipo di riempimento adottato.

Nel caso specifico è previsto uno riempimento in ghiaia grossolana per la quale è lecito assumere una porosità  $p=0,30$ .

Il metodo sopra descritto è stato implementato in ambiente Visual Basic, al fine di integrare numericamente l'equazione di continuità.

I diagrammi di funzionamento dei sistemi disperdenti sono riportati negli allegati 1-2-3.

In tabella 5 si riassumono le caratteristiche dei bacini di infiltrazione in progetto:

<b>TABELLA RIASSUNTIVA - BACINI DI FILTRAZIONE</b>						
<b>bacino</b>	<b>K (m/s)</b>	<b>porosità bacino</b>	<b>Dimensioni in pianta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>altezza strato filtrante (m)</b>	<b>Max invaso (m) Tr20anni</b>	<b>Tempo svuotamento (ore)</b>
<b>E</b>	1.2 E-04	0.30	20mx60m	1.80	1.23	3.1
<b>D</b>	1.2 E-04	0.30	20mx45m	1.80	1.19	3.0
<b>C</b>	1.2 E-04	0.30	20mx40m	1.80	1.35	3.3

**Tabella 5 – caratteristiche dei bacini di accumulo e infiltrazione**

Si osserva come i tiranti idrici all'interno dei bacini lascino ampio margine di accumulo per eventi meteorici caratterizzati da tempi di ritorno superiori ai 20 anni, in quanto l'altezza prevista per gli invasi è di circa 1.80 m.

Grazie alla buona permeabilità del sottosuolo, i tempi di svuotamento dei bacini risultano variabili da 3 ore a 3 ore e 20 minuti dal termine dell'evento meteorico di progetto. Tale rapidità di svuotamento consente il buon funzionamento del sistema disperdente anche in concomitanza di piene ripetute.

Per approfondimenti sul dimensionamento e sul funzionamento dei sistemi disperdenti in progetto, si rimanda agli allegati 1-2-3.

## **6 FOGNATURA NERA**

### **6.1 FOGNATURA NERA ESISTENTE**

Il recettore delle acque reflue dell'area di intervento è costituito dalla fognatura nera in gestione alla SMAT S.p.A. esistente a lato della la S.S. 26 Della Val d'Aosta, con verso di scorrimento da Sud a Nord (cfr. ALLEGATO 4).

La condotta è costituita da una tubazione in gres diametro 300 mm, con pendenza del fondo scorrevole pari allo 0,5%.

La profondità dei pozzetti esistenti lungo la suddetta tubazione in corrispondenza dell'incrocio fra la S.S. 26 e la nuova strada comunale, risulta pari a circa -3,65 m rispetto ai chiusini di suggello degli stessi pozzetti.

## 6.2 FOGNATURA NERA IN PROGETTO

La fognatura nera in progetto prevede una nuova condotta in PEAD diametro 250 mm che attraversa l'area di intervento in direzione NE-SO per andare ad allacciarsi al collettore esistente in prossimità dell'incrocio fra la S.S. 26 e la nuova strada di collegamento con la S.P. 81.

La nuova condotta convoglia le acque reflue dell'insediamento in progetto verso il recettore di cui al paragrafo precedente, seguendo il tracciato della viabilità di collegamento dei lotti (cfr. ALLEGATO 4).

Per i tratti di fognatura in progetto la portata relativa alle acque reflue QN è stata determinata con il riferimento alla popolazione equivalente insediabile e contemporaneamente presente, assunta pari a 600 abitanti, ed una dotazione pro-capite apri a 200 l/ab giorno.

In tabella 6 si riportano i valori della portata di calcolo (valore frequente), e della portata massima di punta (valore massimo dovuto alla sovrapposizione delle utenze) stimata.

dotazione pro capite media	200 l/ab*d
tempo di concentrazione	24 h/d
portata pro capite giorno di medio consumo	0.002315 l/s*ab
coefficiente di dispersione	1
numero di abitanti equivalenti	600 ab
portata media giornaliera Qm	1.39 l/s
coefficiente di punta K1	2
<b>portata di calcolo <math>Q_c=K1*Q_m</math></b>	<b>2.78 l/s</b>
coefficiente di punta K2	5
<b>portata massima <math>Q_{max}=K2*Q_m</math></b>	<b>6.94 l/s</b>

**Tabella 6 – portate reflue di progetto**

La tubazione prevista in progetto è costituita da una condotta in PEAD diametro 250 mm e pendenza circa 0.5%.

La portata di punta (6.94 l/s) defluisce nella fognatura nera in progetto con un tirante h=65 mm corrispondente ad un grado di riempimento h/d pari al 26%, pertanto la tubazione in progetto risulta ampiamente sufficiente per raccogliere i reflui dei vari lotti.

In figura 9 è rappresentata la scala di deflusso della condotta in progetto.

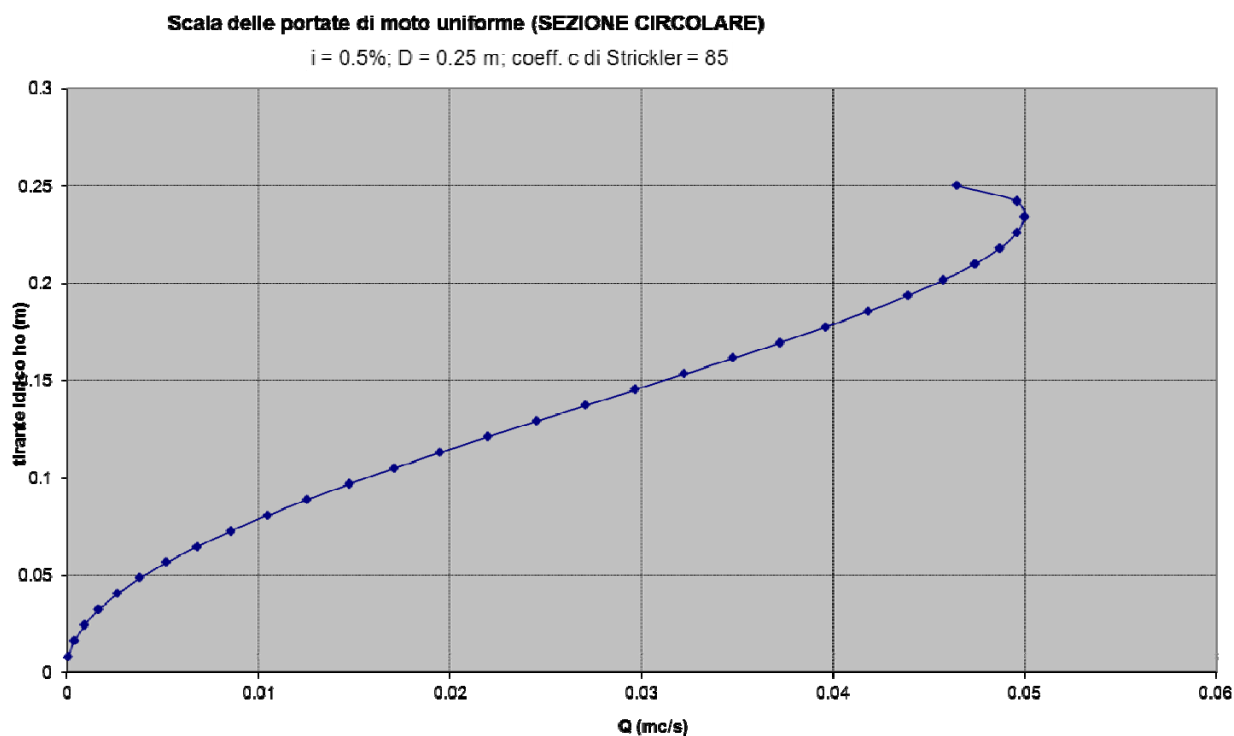


Figura 9 – scala di deflusso fognatura nera

## 7 ACQUEDOTTO

### 7.1 ACQUEDOTTO ESISTENTE

L'acquedotto esistente è costituito da una condotta DN 250 mm in acciaio in gestione alla società Acque Potabili S.p.A.

La suddetta tubazione ubicata lungo la carreggiata Nord della nuova Strada Comunale di Collegamento fra la S.S. 26 e la S.P 81, e presenta lungo il suo tracciato alcuni idranti sottosuolo (cfr. ALLEGATO 6).

### 7.2 ACQUEDOTTO IN PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di numero 3 stacchi dalla condotta esistente in corrispondenza delle strade di collegamento fra i vari lotti che attraversano l'area di intervento in direzione Nord-Sud.

Le condotte in progetto sono costituite da tubazioni in acciaio DN 250 mm, e sono dotate di idranti sottosuolo collocati lungo le nuove tubazioni (cfr. ALLEGATO 6).

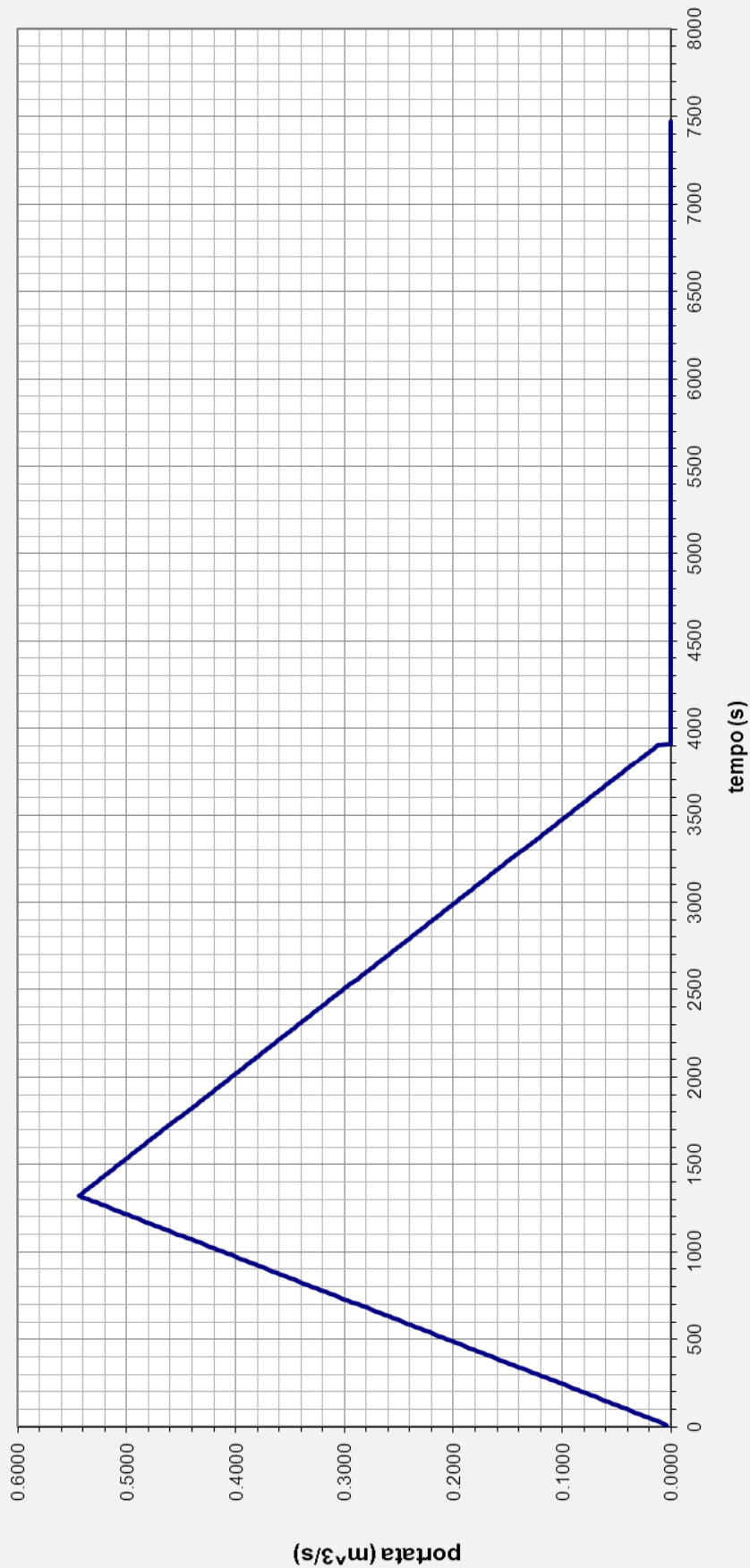
***ALLEGATO 1***

Diagrammi di funzionamento

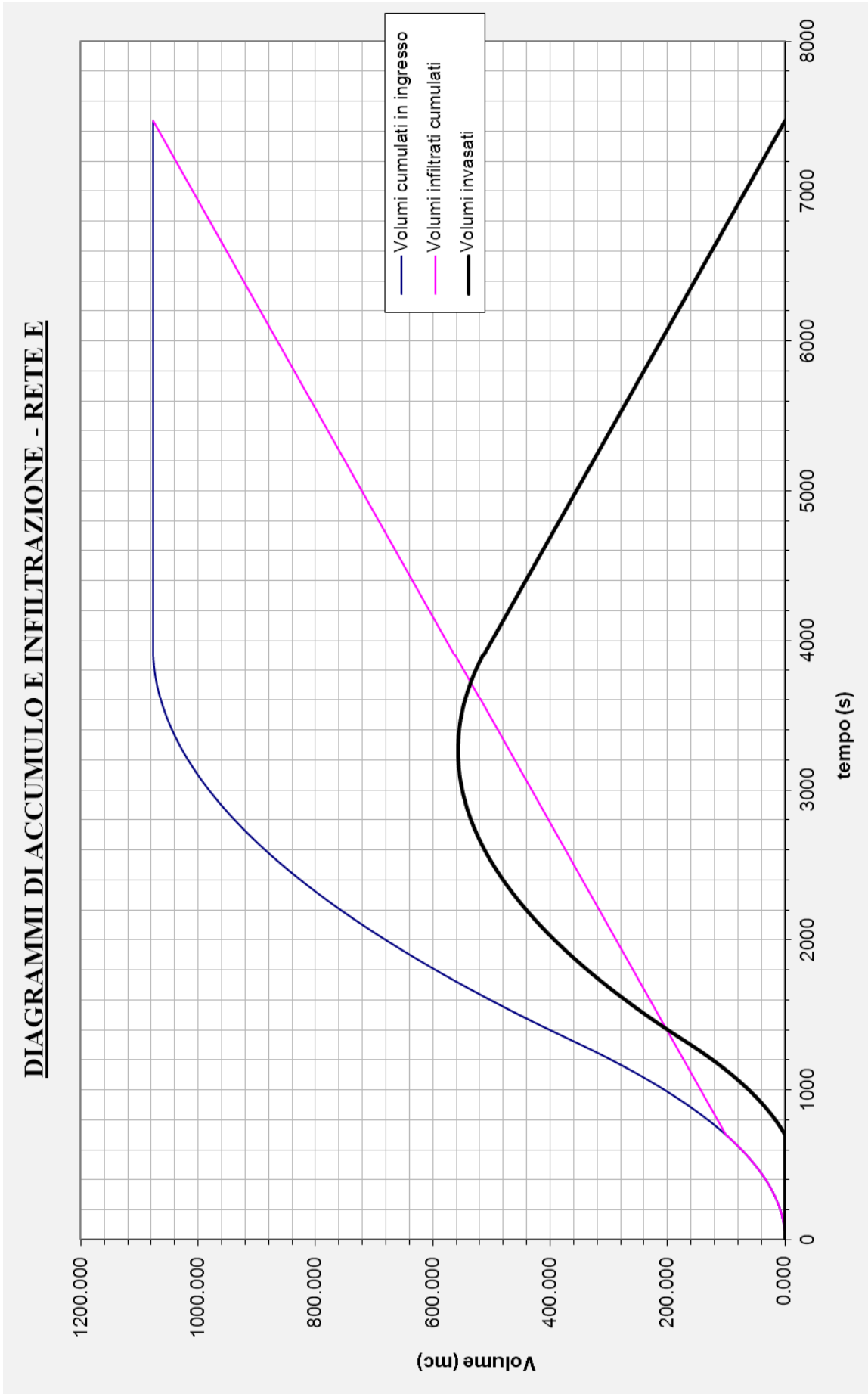
bacino di infiltrazione

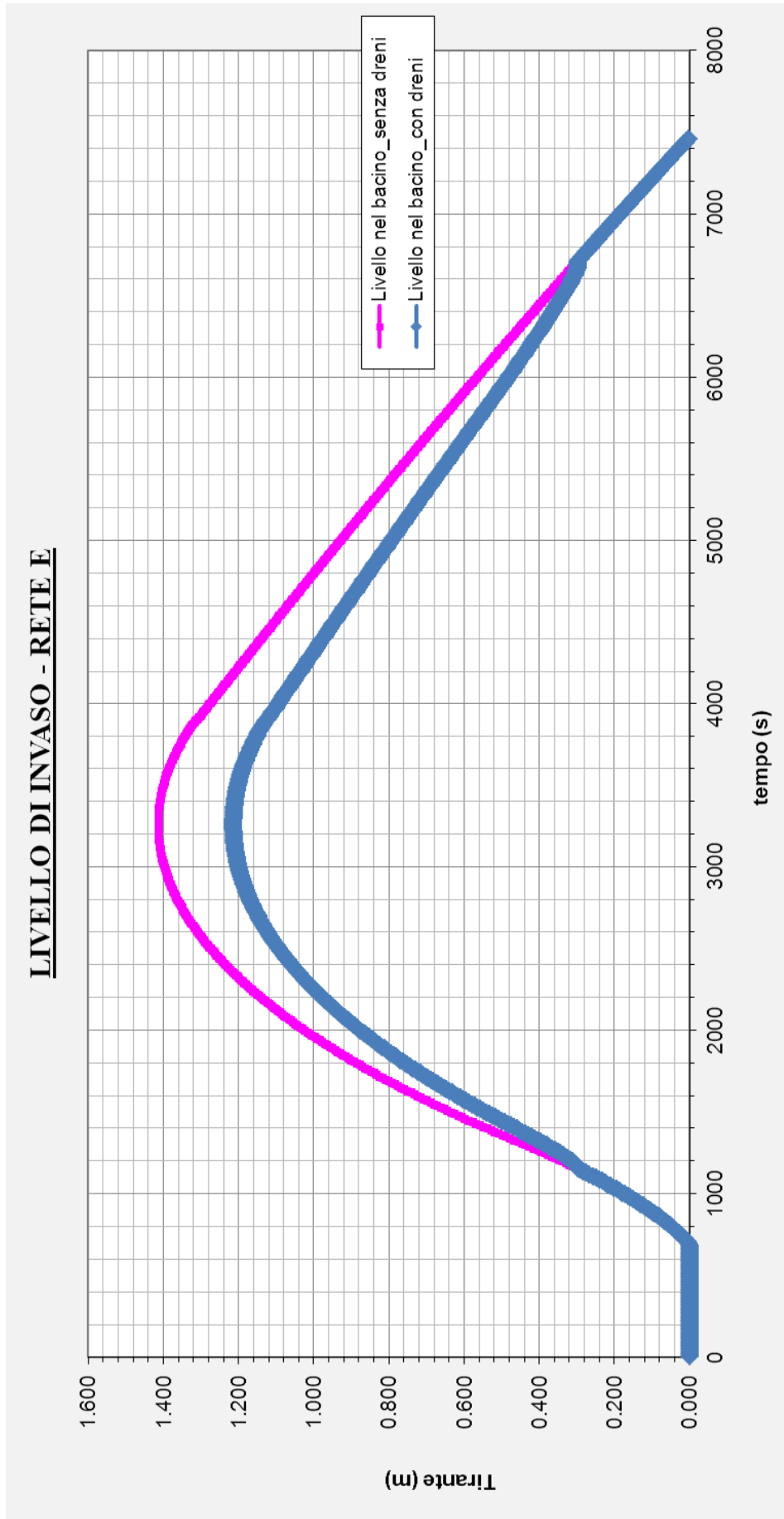
Rete E

**IDROGRAMMA DI PIENA - RETE E**



**DIAGRAMMI DI ACCUMULO E INFILTRAZIONE - RETE E**





***ALLEGATO 2***

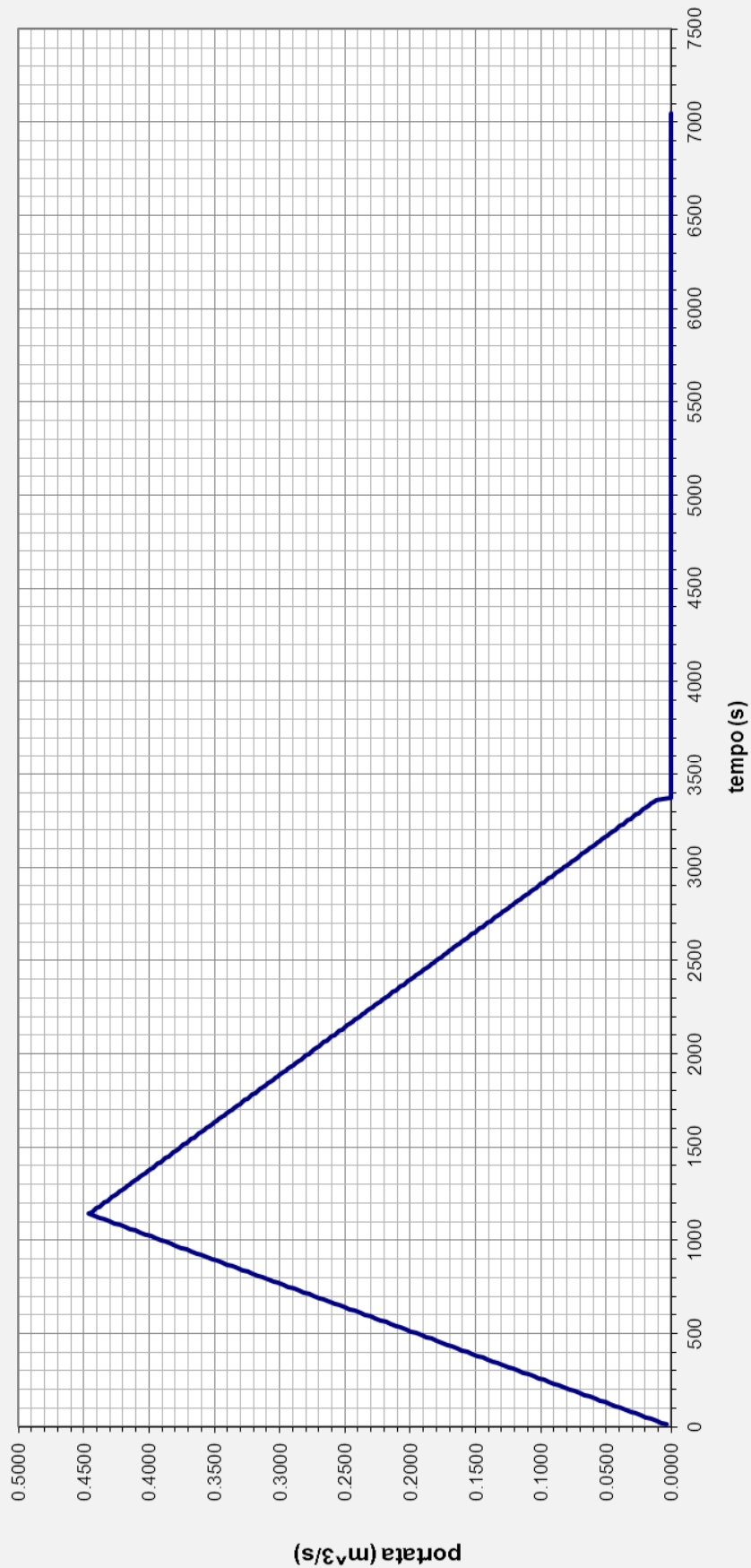
Diagrammi di funzionamento

bacino di infiltrazione

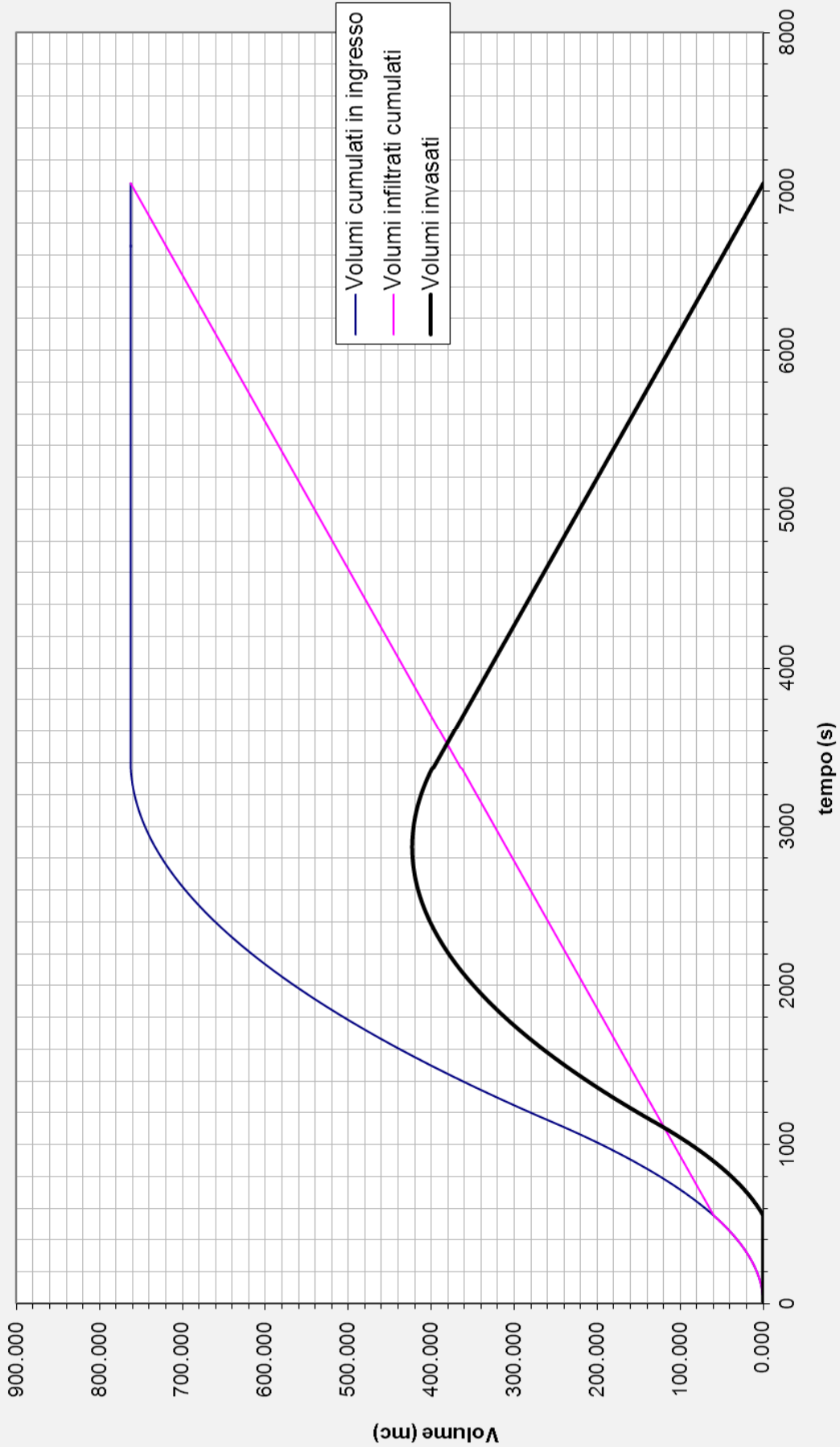
Rete D

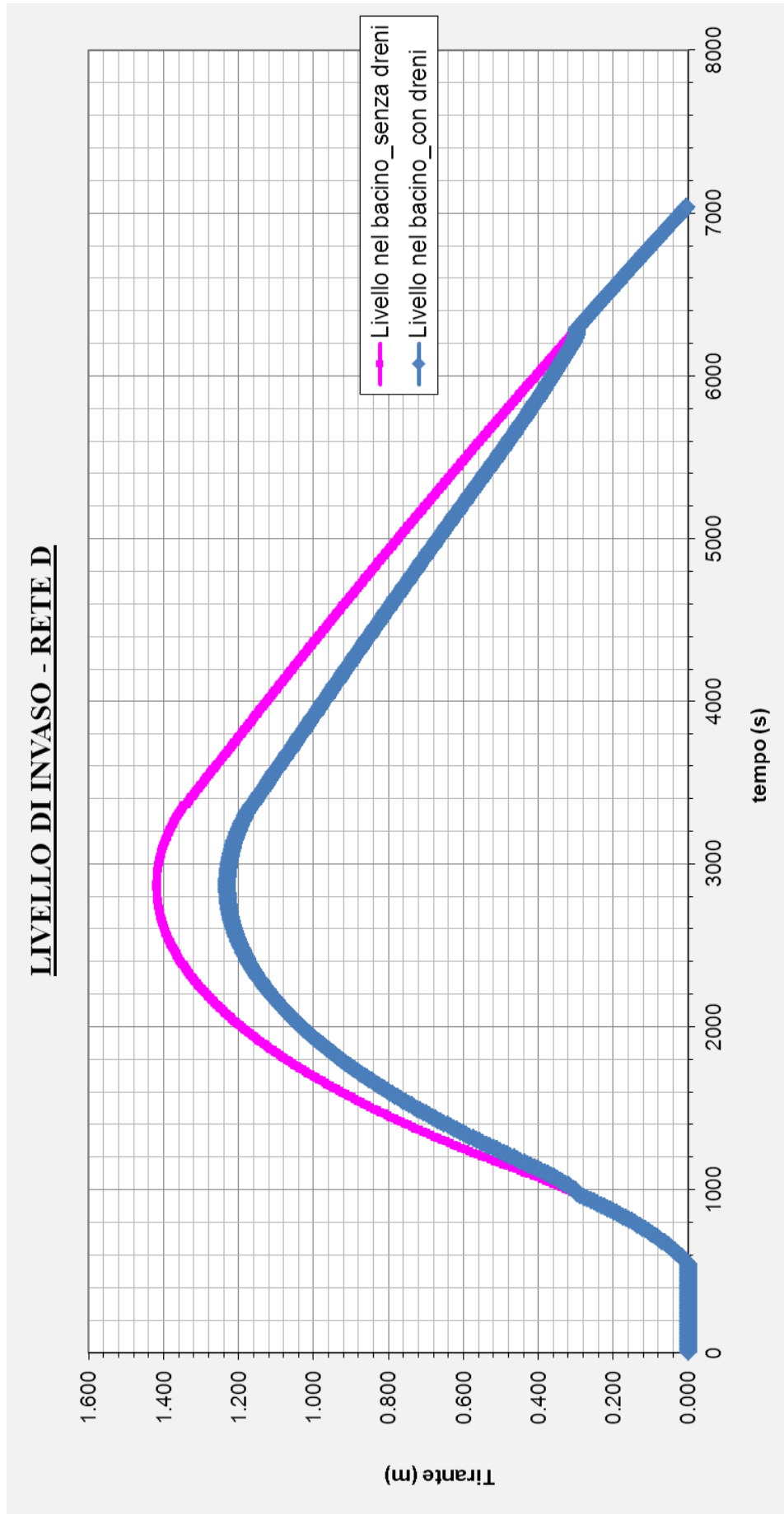


**IDROGRAMMA DI PIENA - RETE D**



**DIAGRAMMI DI ACCUMULO E INFILTRAZIONE - RETE D**



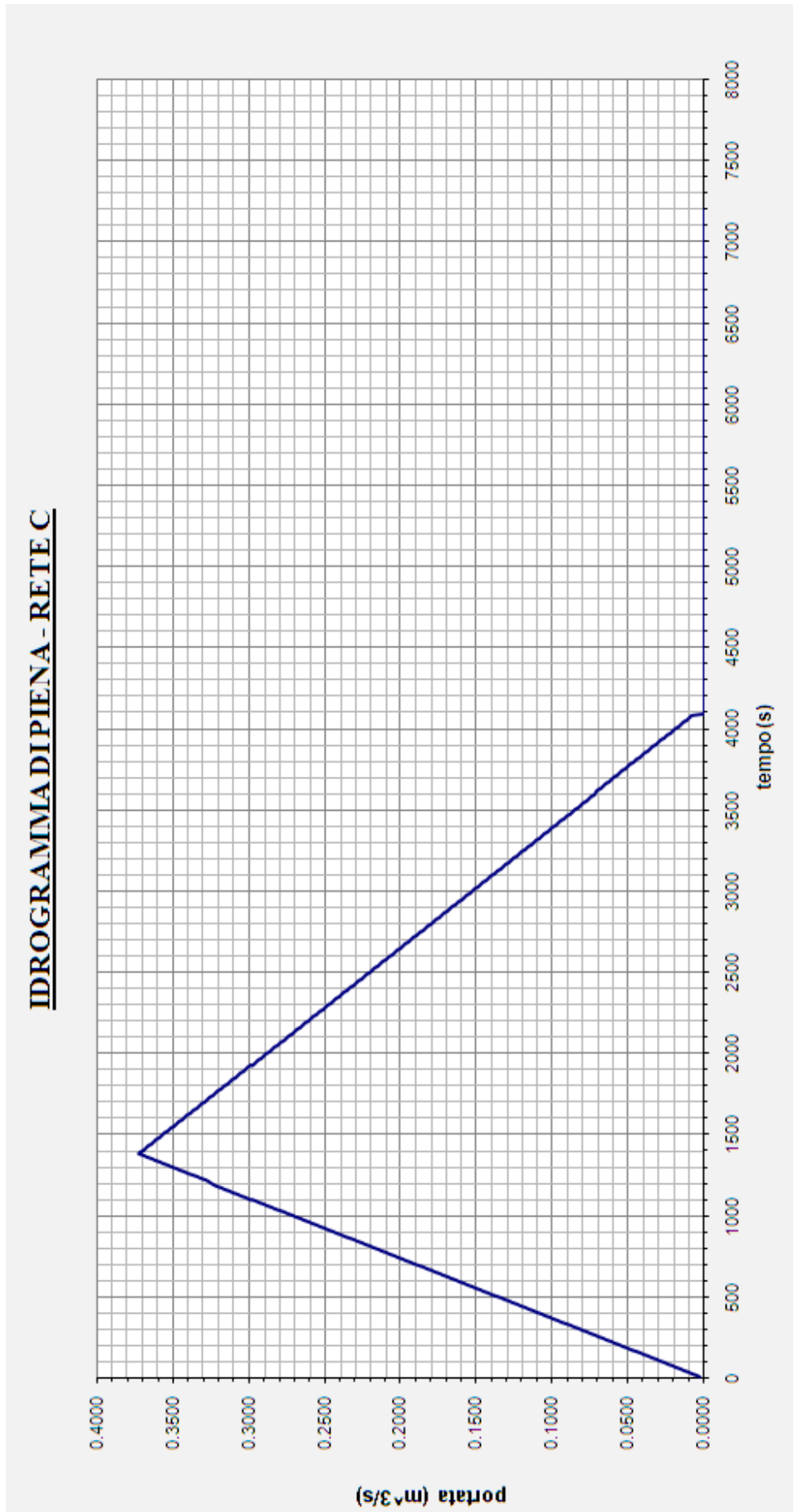


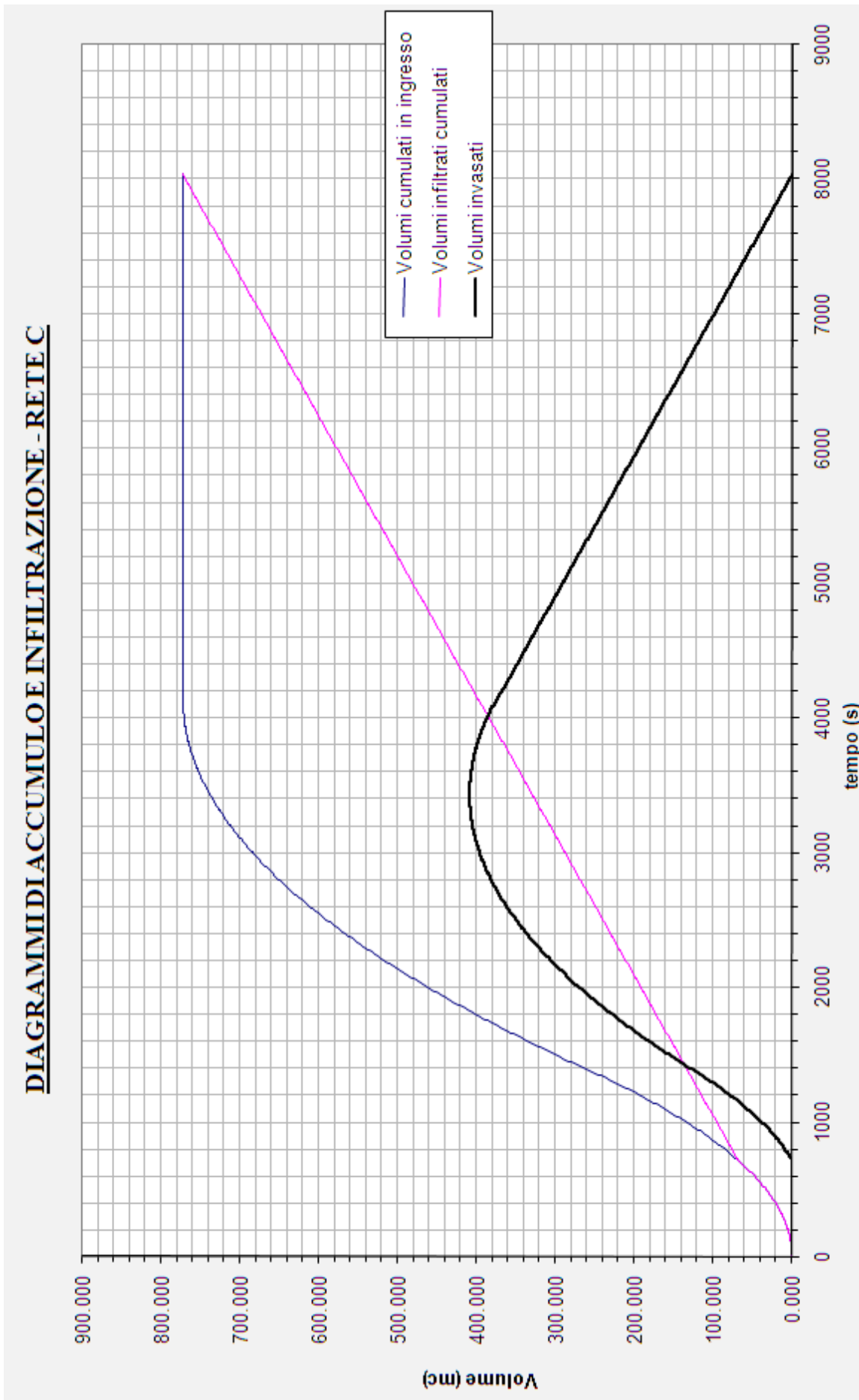
***ALLEGATO 3***

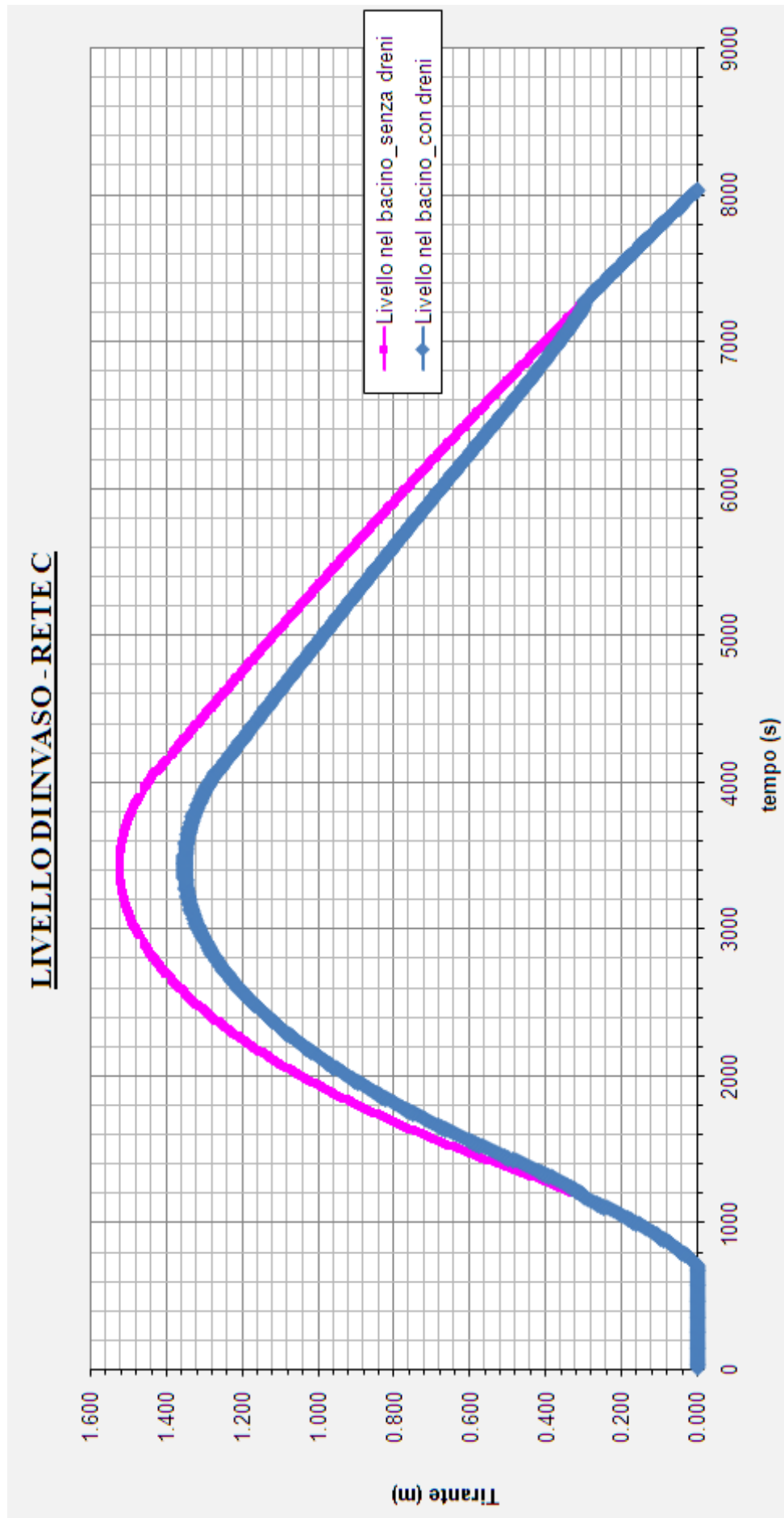
Diagrammi di funzionamento

bacino di infiltrazione

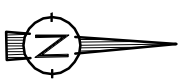
Rete C







**ALLEGATO 4**  
**PLANIMETRIA**  
**FOGNATURA NERA**  
**SCALA 1:2000**



FOGNATURA NERA  
ESISTENTE  
Ø300 gres

VASCA 1° PIOGGIA

VASCA 1° PIOGGIA

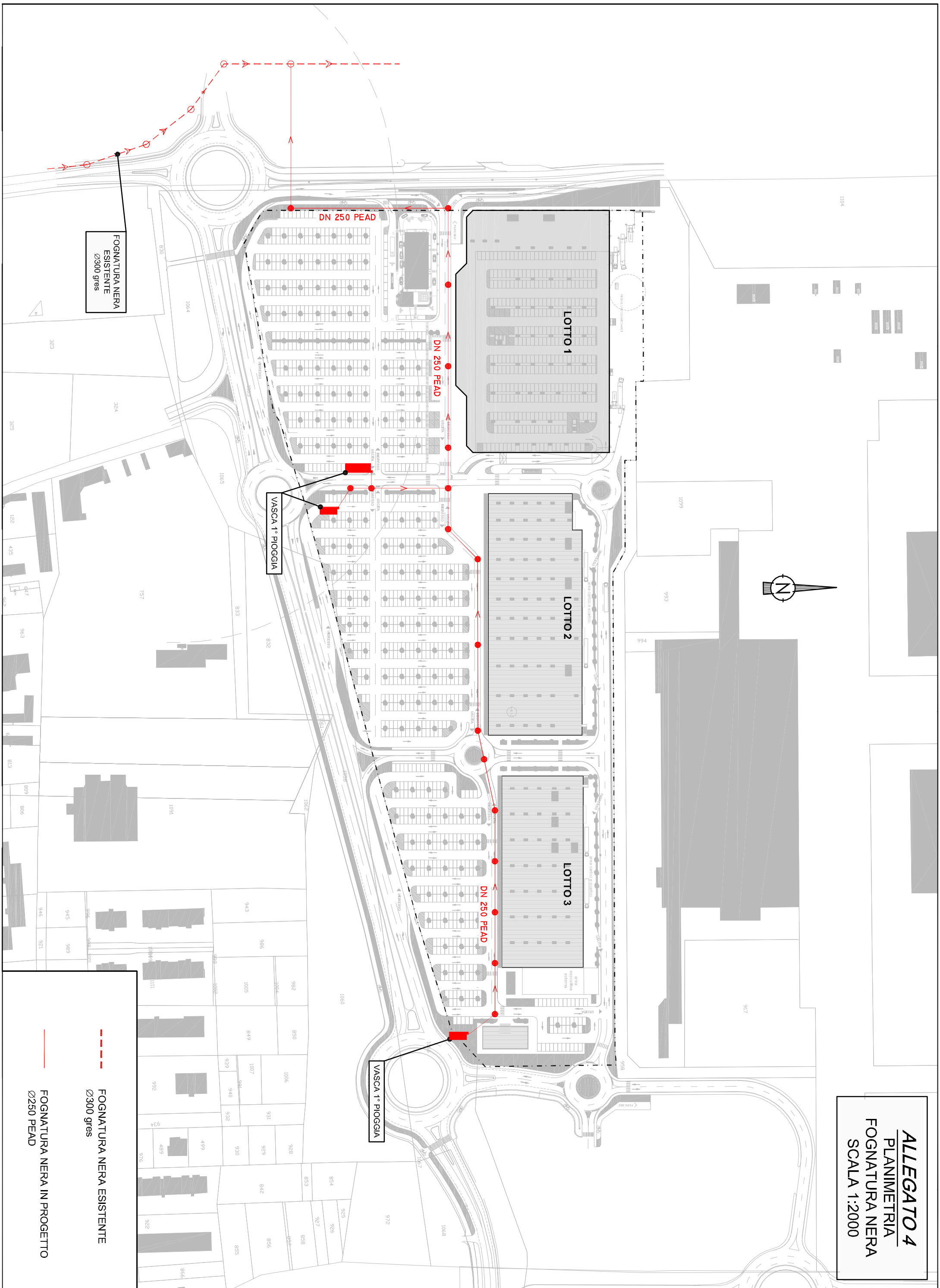
DN 250 PEAD

DN 250 PEAD

DN 250 PEAD

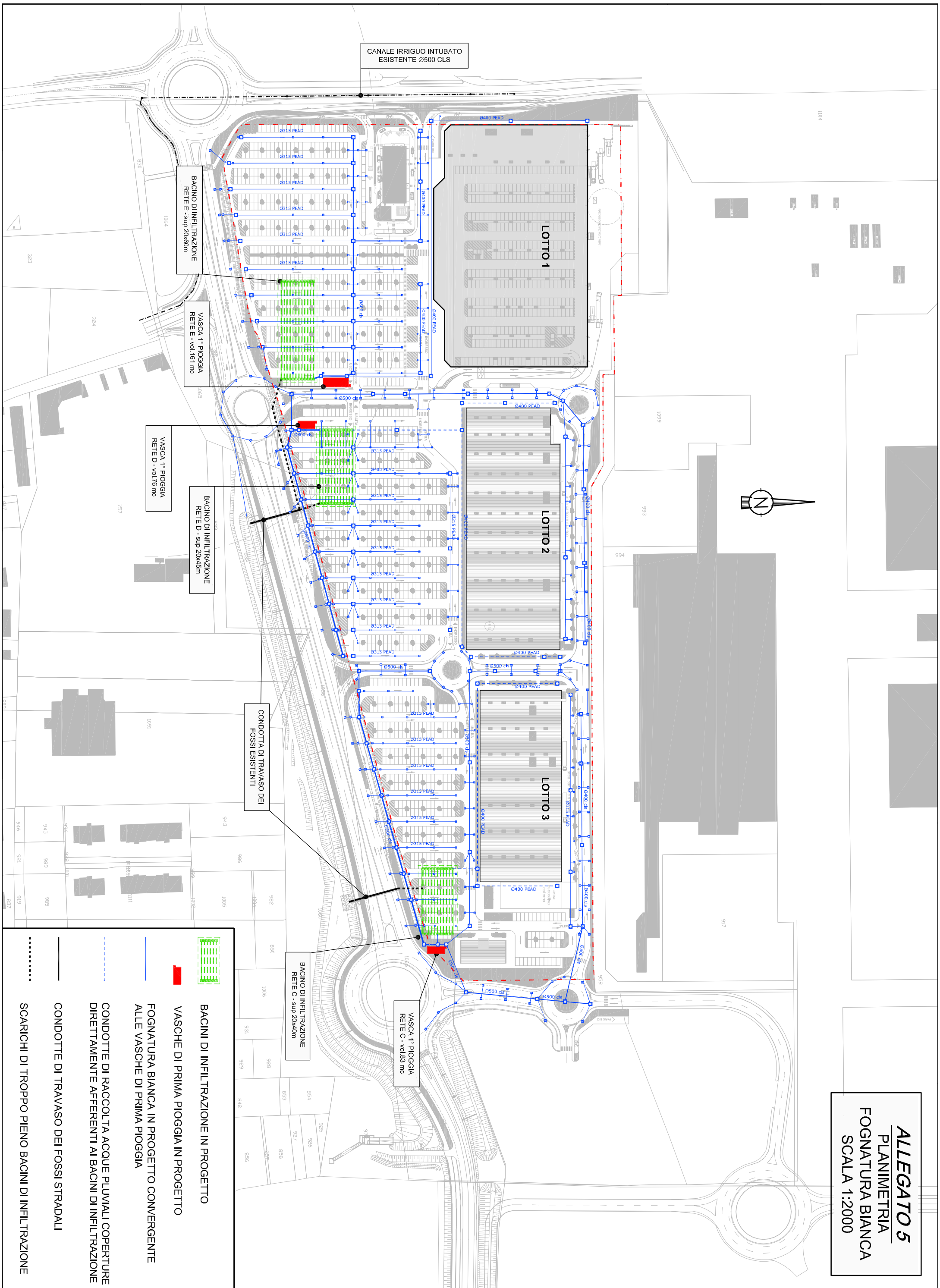
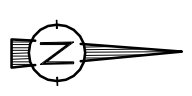
FOGNATURA NERA ESISTENTE  
Ø300 gres

FOGNATURA NERA IN PROGETTO  
Ø250 PEAD





**ALLEGATO 5**  
**PLANIMETRIA**  
**FOGNATURA BIANCA**  
**SCALA 1:2000**



CANALE IRRIGUO INTUBATO  
 ESISTENTE Ø500 CLS

BACINO DI INFILTRAZIONE  
 RETE E - sup 20x80m

VASCA 1° PIOGGIA  
 RETE E - vol.161 mc

VASCA 1° PIOGGIA  
 RETE D - vol.76 mc

BACINO DI INFILTRAZIONE  
 RETE D - sup 20x45m

CONDOTTA DI TRAVASO DEI  
 FOSSI ESISTENTI

BACINO DI INFILTRAZIONE  
 RETE C - sup 20x40m

VASCA 1° PIOGGIA  
 RETE C - vol.83 mc



BACINI DI INFILTRAZIONE IN PROGETTO

VASCHE DI PRIMA PIOGGIA IN PROGETTO

FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO CONVERGENTE  
 ALLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

CONDOTTE DI RACCOLTA ACQUE PLUVIALI COPERTURE  
 DIRETTAMENTE AFFERENTI AI BACINI DI INFILTRAZIONE

CONDOTTE DI TRAVASO DEI FOSSI STRADALI

SCARICHI DI TROPPO PIENO BACINI DI INFILTRAZIONE

**ALLEGATO 6**  
**PLANIMETRIA**  
**ACQUEDOTTO**  
**SCALA 1:2000**

