

Comune di SANSEPOLCRO  
Provincia di Arezzo

Progettazione



via Giuseppe Ferrari, 39  
20900 MONZA (MB)

Tel. 039/3900237  
Fax. 039/2314017

[ufficio.tecnico@trmgroup.org](mailto:ufficio.tecnico@trmgroup.org)

Progettista:

Ing. Giuseppe Ciccarone

Ordine Ingegneri  
Provincia di Monza e Brianza  
Numero A2248

Collaboratori di commessa:

Ing. Roberto Vergani  
Ing. Nicolo' Jordens  
Ing. Luca Serio  
Ing. Francesco Masucci  
Dott. Paolo Galbiati

Committente

4-PROGRESS

AREA EX BONINSEGNI  
PROGETTO UNITARIO CONVENZIONATO  
PROPOSTA DI MIGLIORAMENTO  
ASSE VIA SENESE ARETINA

PROGETTO

DEFINITIVO

Titolo elaborato	Elaborato	Rev.
Relazione idraulica	R03	A
Codice progetto	Scala	Data
A.119	-	31.03.21

N° rev	Data	Descrizione	Red.	Contr.	App.
A	31.03.21	Emissione	LS	RV	GC

Codice elaborato

A119 P D 1 RL 003 GNR A

Questo disegno non può essere riprodotto, copiato e/o trasmesso a terze persone e case concorrenti senza autorizzazione da parte degli autori. Non utilizzare per scopi diversi da quello per cui è stato fornito.



## INDICE

1. Premessa .....	2
2. Analisi del sistema dei vincoli .....	5
2.1 Analisi del sistema vincolistico .....	5
3. Analisi idrologica.....	7
3.1 Studio della pluviometria della zona.....	7
4. Metodologia di calcolo .....	9
4.1 Il metodo dell'invaso.....	9
4.2 Condotte di drenaggio stradale .....	9
4.2.1 Scelta dei materiali e tipologie costruttive.....	9
4.2.2 Calcolo delle portate meteoriche nei collettori .....	10
4.2.3 Calcolo delle luci a battente.....	13
4.3 Fossi disperdenti.....	15
5. Risultati.....	18
6. Appendice 1: Verifica delle condotte.....	19
7. Appendice 3: Verifica fossi disperdenti .....	21

## 1. PREMESSA

Scopo della presente relazione è il dimensionamento idraulico dei manufatti atti al collettamento ed allo smaltimento delle acque di piattaforma relative alle opere di riqualifica di via Senese Aretina (SS73) e di parte di via Maestri del Lavoro nel quadrante Sud-Ovest del Comune di Sansepolcro in provincia di Arezzo (AR).

Le opere riguardano la realizzazione di un'intersezione a rotatoria sulla SS73 in adiacenza ai comparti "Famila" e "Troni" e nella realizzazione di due viabilità di collegamento tra via Senese Aretina e via Maestri del Lavoro.

L'opera è legata alla riqualifica dell'area ex Boninsegni comprendente l'attivazione di funzioni a carattere commerciale, produttivo e servizi.



Figura 1: Planimetria d'individuazione degli assi oggetto d'intervento

---

Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi presi a riferimento per la progettazione:

- *D.Lgs. n° 152 del 3 aprile 2006 “Norme in materia ambientale” e smi;*
- *Legge Regionale n. 28/2010 “Misure straordinarie in materia di scarichi nei corpi idrici superficiali. Modifiche alla legge regionale 31 maggio 2016 n.20”;*
- *D.M. 12/12/1985 “Norme tecniche relative alle tubazioni”*

La fase di progettazione è stata svolta in riferimento alla portata di progetto (tempo di ritorno pari a 20 anni per le tubazioni di progetto e tempo di ritorno pari a 50 anni per gli elementi disperdenti, quali fossi di guardia e bacini a verde depressi). Le verifiche idrauliche degli elementi di progetto è eseguita utilizzando il metodo dell'invaso lineare (metodo di calcolo per il dimensionamento del sistema di drenaggio).

Il presente progetto prevede 2 distinte tipologie di intervento infrastrutturale:

- a. Riqualfica e allargamento del sedime stradale di via Senese Aretina (SS73). Nel tratto in oggetto la gestione delle acque meteoriche è affidata ai fossi di guardia posti sul lato Ovest del tronco stradale. La funzione di dispersione delle acque meteoriche del fosso di progetto è realizzata in aree non soggette a vincoli di natura idrogeologica;
- b. Realizzazione di nuova viabilità in cessione alla Pubblica Amministrazione, ovvero strade di collegamento tra via Maestri del Lavoro e via Senese Aretina. La raccolta delle acque meteoriche avviene tramite le caditoie di progetto che convogliano le acque nella rete di fognatura bianca di progetto. Il progetto prevede l'allaccio della rete di fognatura bianca di progetto alla rete di fognatura esistente. La rete di fognatura bianca di progetto è sovradimensionata al fine di garantire una laminazione delle portate meteoriche di piena e di conferire all'interno della fognatura esistente una portata regolata;

Per le opere di cui al punto a) non sono previsti apprezzabili aumenti della superficie urbanizzata. Per tali opere si prevede di adeguare il sistema di captazione delle acque meteoriche esistente in funzione delle nuove geometrie stradali.

Per le opere di cui al punto b) si prevede la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque meteoriche mediante caditoie e tubazioni. In corrispondenza delle 2 nuove viabilità, vista l'assenza di fossi esistenti e visto il poco spazio a disposizione è necessario prevedere un allaccio alla rete di fognatura esistente presente su via Maestri del Lavoro e su via Senese Aretina.



## 2. ANALISI DEL SISTEMA DEI VINCOLI

### 2.1 ANALISI DEL SISTEMA VINCOLISTICO

L'analisi dei vincoli è stata effettuata analizzando i documenti degli strumenti urbanistici del Comune di Sansepolcro, in particolare il Piano Strutturale.

Dall'analisi della tavola del Piano Strutturale - *"Tavola 02b - I beni soggetti a disciplina o vincolo straordinario - Ottobre 2011"*, emerge che l'intervento ricade all'interno della delimitazione dei centri abitati.

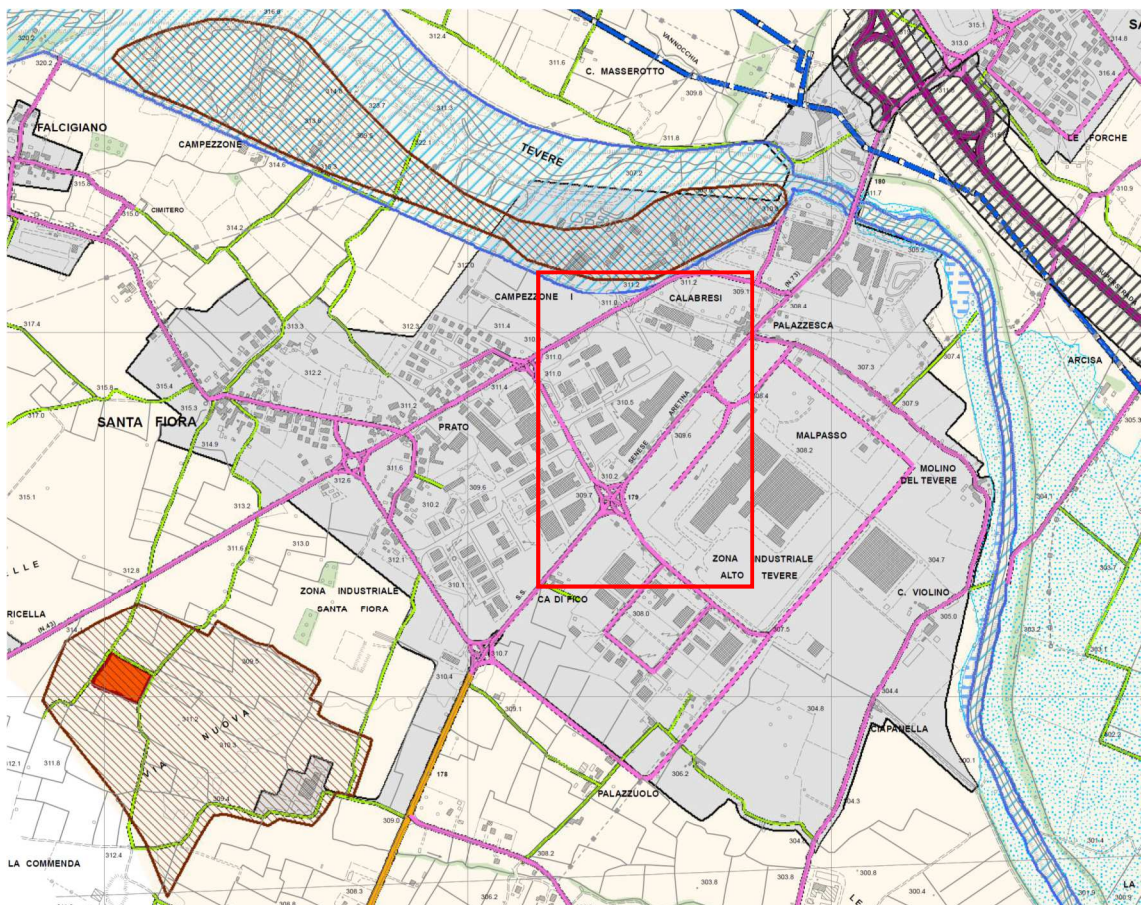


Figura 2: Stralcio Tavola 02b: Tavola dei vincoli - in rosso area d'intervento

Dall'analisi della tavola del Piano Strutturale - *"Tavola G5 - Carta Idrogeologica - Novembre 2008"*, emerge che l'intervento ricade in parte all'interno delle fasce di rispetto di 200 m dei pozzi ad uso potabile. Il terreno dell'area oggetto d'intervento è caratterizzato da una classe di permeabilità primaria elevata, inoltre la falda dell'acquifero hanno una profondità media dal piano di campagna pari a circa 9-10 m.



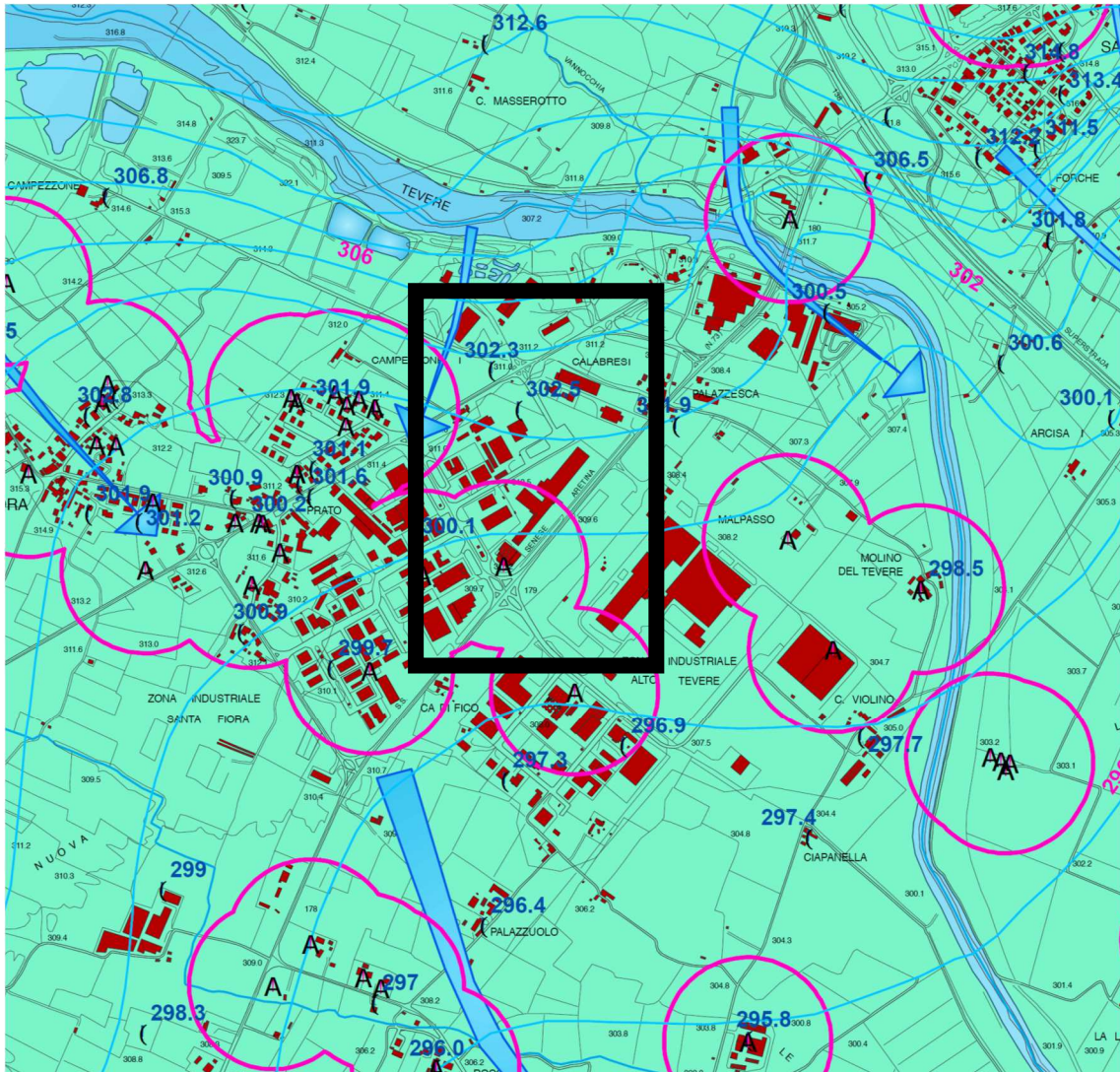


Figura 3: Stralcio Tavola G5 carta idrogeologica - in rosso nero area d'intervento



---

### 3. ANALISI IDROLOGICA

#### 3.1 STUDIO DELLA PLUVIOMETRIA DELLA ZONA

Per dimensionare un sistema di drenaggio delle acque meteoriche, è necessario stimare la quantità di pioggia che il sistema deve smaltire in occasione delle precipitazioni di maggiore intensità.

Dato il carattere aleatorio degli eventi di pioggia, la descrizione del regime delle piogge intense si deve fondare su un'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche. In particolare, per ricercare la durata critica e quindi l'intensità critica della pioggia, è necessario conoscere la legge secondo la quale varia, al variare della durata, l'altezza di precipitazione caratterizzata da un certo grado di rarità dell'accadimento. Questa relazione, detta curva di probabilità pluviometrica, si rappresenta usualmente con l'espressione monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

nella quale  $h$  è l'altezza di pioggia (mm),  $t$  è la durata (ore), mentre  $a$  ed  $n$  sono parametri che variano a seconda della località indagata.

Per caratterizzare il grado di rarità dei valori  $h$  forniti dalla (1) si fa ricorso al concetto di tempo di ritorno  $T$ , intendendosi con tale dicitura la durata dell'intervallo di tempo  $T$  (anni) per la quale il valore di  $h$  è mediamente superato una volta. La relazione monomia (1) fornisce i valori  $h$  dell'altezza di pioggia, relativi alle diverse durate, che hanno uno stesso valore del tempo di ritorno.

Nel calcolo della sezione da assegnare alle condotte si sono considerate precipitazioni caratterizzate da una breve durata dell'evento meteorico e con tempo di ritorno pari a  $TR = 20$  anni.

Per la determinazione delle «curve di possibilità climatica» relativa all'area in esame, si sono utilizzati i dati pluviometrici provenienti dalle «Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica – Aggiornamento 2012». In particolare saranno utilizzati i dati della stazione pluviometrica di Pieve S.Stefano (AR) - TOS11000040.

---

L'elaborazione statistica dei dati pluviometrici di durata inferiore all'ora ha permesso l'individuazione dei parametri della curva di possibilità climatica al variare del tempo di ritorno dell'evento meteorico, che per il caso in studio, assumono i valori:

Tr [anni]	a [mm/h <sup>n</sup> ]	n
20	47,71100	0,27123
50	54,55900	0,28254

---

## 4. METODOLOGIA DI CALCOLO

La verifica idraulica di condotte e fossi di guardia per lo smaltimento delle acque di piattaforma è stata condotta mediante il metodo dell'invaso a fronte dell'elevata affidabilità e della vasta diffusione di tale approccio semplificato.

### 4.1 IL METODO DELL'INVASO

Tale metodo tratta il problema del moto vario in maniera semplificata: assegna all'equazione del moto la semplice forma del moto uniforme ed assume come equazione di continuità quella detta "dei serbatoi" per simulare, concettualmente, l'effetto d'invaso.

Tale metodologia sfrutta per il calcolo delle portate le capacità d'invaso della rete. Le ipotesi alla base del metodo sono stazionarietà e linearità, che comportano l'invarianza nel tempo delle trasformazioni che il bacino compie sugli input (afflussi) e la validità del principio di sovrapposizione degli effetti.

In fase di calcolo si ipotizza che il riempimento delle condotte avvenga in modo sincrono e che nessun canale determini fenomeni di rigurgito in tratti di canale a monte. Il metodo si fonda sull'equazione di continuità.

### 4.2 CONDOTTE DI DRENAGGIO STRADALE

#### 4.2.1 *Scelta dei materiali e tipologie costruttive*

La scelta della tipologia e dei materiali costituenti le condotte da porre in opera è stata effettuata sulla base di diversi fattori, sia tecnici che economici, al fine di perseguire il corretto esercizio del sistema di drenaggio nelle diverse possibili condizioni di funzionamento e di ottimizzare i costi di costruzione e gestione delle opere.

Gli aspetti presi in considerazione nella scelta del materiale da assegnare alla tubazione sono i seguenti:

- stabilità statica delle condotte ed interazione con il terreno di posa;
- resistenza all'abrasione esercitata dalle sabbie trasportate dalla corrente;
- tenuta idraulica sia delle condotte che dei giunti;
- facilità di posa.

In base agli elementi ed ai criteri sopra descritti, si è scelto di utilizzare tubazioni in PVC di diametro variabile da un minimo di 200 mm ad un massimo di 630 mm con rigidità anulare SN 8 (8 kN/m<sup>2</sup>). In generale, saranno posati sotto la banchina o sotto la zona spartitraffico.

Per quanto riguarda le modalità costruttive, la posa è prevista a cielo aperto con scavo a sezione obbligata con pareti sub-verticali se le caratteristiche meccaniche del terreno presente in sito sono idonee, fino a profondità non superiori a 1,5 m, al disopra le pareti verranno svasate oppure armate.

Le condotte verranno posate su letto in sabbia dello spessore di 15 cm, rinfiancate e ricoperte sempre con sabbia costipata per ulteriori 15 cm al di sopra della generatrice superiore. Il rinterro sarà poi eseguito con materiale proveniente dagli scavi, se idoneo, ovvero proveniente da cave di prestito; il cassonetto stradale sarà poi realizzato secondo le indicazioni progettuali indicate negli elaborati grafici pertinenti.

Le condotte sono intervallate da pozzetti d'ispezione, posizionati ad una distanza non superiore a 40 m e in ogni caso in presenza di un cambio di diametro, di direzione, di una confluenza e in corrispondenza della sezione iniziale di tutti i tronchi di testa, così da garantire la possibilità di procedere alle periodiche operazioni di ispezione e pulizia.

Il dimensionamento idraulico delle condotte di drenaggio delle acque di piattaforma stradale è stato eseguito mediante il modello di calcolo noto come "modello dell'invaso lineare" di seguito esposto.

#### **4.2.2 Calcolo delle portate meteoriche nei collettori**

Le portate meteoriche affluenti alle condotte sono state calcolate mediante il modello di calcolo noto come "modello dell'invaso lineare", seguendo la seguente procedura.

Per ogni tratto di condotta si è individuata la sezione di calcolo, in corrispondenza della quale è stato chiuso il bacino scolante, ad ogni tipologia di superficie si è associato un coefficiente di deflusso  $\varphi$ . Di seguito si riportano i coefficienti di deflusso utilizzati per superfici aventi caratteristiche omogenee:

- a)  $\varphi = 0,95$  per tutte le superfici impermeabili (superfici stradali, marciapiedi, edifici);
- b)  $\varphi = 0,70$  per le aree destinate all'infiltrazione delle acque pluviali;
- c)  $\varphi = 0,30$  per tutte le sotto-aree permeabili di qualsiasi tipo ricadenti nel bacino delle opere di dispersione di progetto;



Si è quindi calcolata la portata massima di pioggia affluente alla rete (tempo di ritorno pari a 20 anni) utilizzando il metodo di calcolo «diretto» noto come metodo italiano dell'invaso lineare basato sull'utilizzo della seguente formula:

$$u = \frac{2168 \cdot [n \cdot (\varphi \cdot a)^{1/n}]}{w^{(1/n-1)}} \quad [l/s/ha]$$

dove:

**u** coefficiente udometrico, è la portata specifica del bacino in esame (rapporto tra portata al colmo Q e la superficie del bacino)

**n'**<sub>o</sub> = 4/3 n', con n' parametro adimensionale della curva pluviometrica

**φ** coefficiente di deflusso

**a'** parametro della curva pluviometrica [m/h<sup>-n</sup>]

**w** volume specifico di invaso, rapporto tra il volume totale invasato a monte della sezione di calcolo e la superficie del bacino A; w si calcola come somma tra w<sub>0</sub> (volume dei piccoli invasi) e w<sub>1</sub> (invaso proprio). Posto w<sub>0</sub>=50 m<sup>3</sup>/Ha, w<sub>1</sub> si ricava a mezzo della relazione seguente derivante da un indagine statistica

$$w_1 = w_0 \cdot r \cdot A^{0,227}$$

dove r coefficiente di ragguaglio varia tra 0.33 per bacini mediamente pianeggianti a 0.27 per aree abbastanza ripide, un valore medio che può essere assunto nella maggior parte dei casi è r = 0.29. Nel caso in questione si è assunto r = 0,29 per tutti i tratti.

Ricavato u, nota la superficie del bacino A (espressa in ettari), si ricava la portata al colmo Q (in l/s).

La verifica delle condotte viene eseguita calcolando per ciascuna condotta la portata al massimo riempimento Q<sub>r</sub> ed il rapporto di riempimento h/D durante il passaggio della portata massima Q<sub>max</sub> prevista nella sezione in esame per il dato tempo di ritorno; la portata Q<sub>r</sub> di massimo riempimento è determinata con la formula di Chèzy:

$$Q = \chi A \sqrt{R} i$$

dove:

**Q** portata al riempimento del collettore

**A** area della sezione liquida al riempimento del collettore, con A= π D<sup>2</sup>/4

**χ** coefficiente di attrito determinato con la formula di Bazin:

$$\chi = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

**R** raggio idraulico della sezione al riempimento R= D/4;

---

i pendenza minima di fondo del condotto;  
γ coefficiente di scabrezza, per il quale in via cautelativa si è assunto il valore 0,18 per tener conto del degrado delle condotte.

La verifica è soddisfatta quando:

$$Q > Q_{\max}$$

Altra verifica da soddisfare è quella del grado di riempimento della condotta. Reiterando la formula di Chezy-Strickler per tentativi, si determina l'altezza idrica  $h$  della corrente. Il grado di riempimento si calcola dividendo l'altezza idrica per il diametro della condotta.

$$r = h/D \leq 0,75$$

La velocità di scorrimento  $V$  della corrente nelle condotte deve essere tale da evitare l'erosione delle stesse, ma al tempo stesso deve garantirne l'autopulizia. È per questi due motivi che si pongono dei valori massimi delle velocità, in alternativa delle pendenze. In generale è bene avere velocità comprese tra i seguenti valori:

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 2,50 \text{ m/s}$$

E' altresì vero che il limite inferiore indicato ha senso nel caso di fognature nere, mentre nel caso di fognature bianche può essere ulteriormente diminuito.

Il dimensionamento idraulico è soddisfatto se le configurazioni geometriche sclete sono tali da consentire lo smaltimento delle portate afferenti con un grado di riempimento massimo pari al 60% per condotte avente diametro minore o uguale a 400 mm e pari al 70% per condotte di diametro maggiore di 400 mm.

### 4.2.3 Calcolo delle luci a battente

A valle delle 2 reti di smaltimento acque di progetto, prima dell'allaccio alla rete di fognatura mista esistente, all'interno dei pozzetti d'ispezione di progetto sarà realizzata una luce sotto battente circolare di diametro nominale pari a 200 mm, in grado di scaricare una portata regolare durante gli eventi meteorici critici.

La quota di scorrimento della tubazione di diametro 200 mm sarà di 10 cm più alta del fondo della camerette al fine di evitare eventuali intasamenti della condotta di dimensioni ridotte. La tubazione di allaccio di diametro 200 mm si innesterà alla rete di fognatura esistente a circa metà dell'altezza al fine di evitare eventuali rigurgiti all'interno della rete di smaltimento acque di progetto. Di seguito si riporta il dimensionamento delle luci a battente e le rispettive portate di immissione nella rete di fognatura mista durante l'evento meteorico critico con tempo di ritorno pari a 20 anni.

#### Luce a battente rete fognatura Sud

Per il dimensionamento della bocca a stramazzo, presente nella cameretta 106 della rete di smaltimento si è utilizzata la formula di Bazin:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Q: portata in uscita dalla luce sotto battente (m<sup>3</sup>/s)

$\mu$ : coefficiente di efflusso (pari a 0,6)

A: superficie trasversale della tubazione in uscita (m<sup>2</sup>)

h: altezza totale del fluido a monte della soglia rispetto alla mezzeria della tubazione (m)

g: accelerazione di gravità (m<sup>2</sup>/s)

Considerando

A pari a 0,0314 m<sup>2</sup> (area condotta diametro 200 mm)

h pari a 0,45 m (considerando riempimento all'interno della condotta di progetto)

è risultato

$$Q = 56,00 \text{ l/s}$$

---

Al fine di limitare la portata di scarico nella rete di fognatura mista esistente, si prevede di installare un regolatore di portata di tipo meccanico (regolatore di portata a galleggiante) al fine di regolare la portata a 13,20 l/s durante gli eventi meteorici. Pertanto, la nuova rete di smaltimento acque durante gli eventi meteorici scaricherà nella rete di fognatura mista esistente una portata costante pari a **13,20 l/s**.

#### Luce a battente rete fognatura Nord

Per il dimensionamento della bocca a stramazzo, presente nella cameretta 205 della rete di smaltimento si è utilizzata la formula di Bazin:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Q: portata in uscita dalla luce sotto battente (m<sup>3</sup>/s)

$\mu$ : coefficiente di efflusso (pari a 0,6)

A: superficie trasversale della tubazione in uscita (m<sup>2</sup>)

h: altezza totale del fluido a monte della soglia rispetto alla mezzera della tubazione (m)

g: accelerazione di gravità (m<sup>2</sup>/s)

Considerando

A pari a 0,0314 m<sup>2</sup> (area condotta diametro 200 mm)

h pari a 0,45 m (considerando massimo riempimento all'interno della condotta di progetto)

è risultato

$$Q = 56,00 \text{ l/s}$$

Al fine di limitare la portata di scarico nella rete di fognatura mista esistente, si prevede di installare un regolatore di portata di tipo meccanico (regolatore di portata a galleggiante) al fine di regolare la portata a 10,00 l/s durante gli eventi meteorici. Pertanto, la nuova rete di smaltimento acque durante gli eventi meteorici scaricherà nella rete di fognatura mista esistente una portata costante pari a **10,00 l/s**.



### 4.3 FOSSI DISPERDENTI

In alcune delle zone interessate dalla realizzazione della riqualifica di via Senese Aretina si prevede lo spostamento di fossi di guardia esistenti. Nel tratto Sud di via Senese Aretina non è possibile disperdere le acque di piattaforma per la presenza del vincolo idrogeologico della fascia di rispetto di 200 m di pozzi ad uso potabile. In questi tratti il fosso di guardia di progetto ha lo scopo di convogliare le acque nel bacino a verde depresso di progetto che avrà la funzione di smaltire le portate meteoriche di piattaforma.

I fossi e le aree a verde disperdenti che ricevono i volumi meteorici sono dimensionati per garantire la laminazione temporanea e la dispersione dei volumi; tali fossi non hanno un recapito in un corpo idrico superficiale, sono pensati in piano, cioè senza pendenza longitudinale e di conseguenza sono stati dimensionati in modo tale da garantire l'invaso temporaneo e la dispersione di tutti i volumi in arrivo.

La portata dispersa dai fossi per infiltrazione è stata stimata in funzione delle dimensioni geometriche del fosso (superficie netta d'infiltrazione) e dalla capacità di permeabilità del terreno presente in sito. La capacità di infiltrazione dei fossi disperdenti viene stimata con la legge di Darcy mediante la seguente formula:

$$Q_f = K J A$$

Con:

$Q_f$  : portata d'infiltrazione [ $m^3/s$ ]

$K$  : permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [ $m/s$ ]

$J$  : cadente piezometrica [ $m/m$ ]

$A$  : superficie netta d'infiltrazione (Superficie bagnata del fosso) [ $m^2$ ]

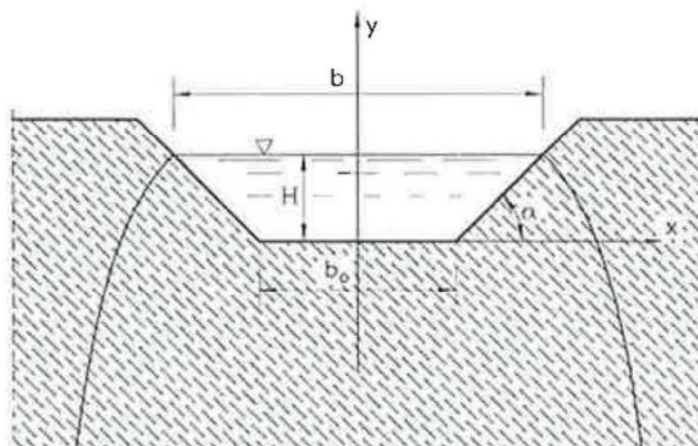


Figura 4: Schema del funzionamento disperdente del fosso

Dall'analisi della tavola idrogeologica degli strumenti urbanistici del Comune di Sansepolcro si evince che la classe di permeabilità dei terreni presenti in sito è elevata. Pertanto, visto che non sono disponibili i dati di permeabilità dedotti da prove specifiche si assume un valore del coefficiente di permeabilità a titolo cautelativo pari a:

- K coefficiente di permeabilità pari a  $1,1 \times 10^{-5}$  m/s;

La dimensione dei diversi fossi drenanti è stata calcolata tenendo conto sia della loro capacità disperdente che della capacità d'invaso (metodo delle sole piogge). I volumi di invaso sono calcolati sottraendo al volume in arrivo, determinato a partire dalle curve di possibilità pluviometrica, le portate disperse nel sottosuolo. Il calcolo del volume di laminazione  $\Delta W$  necessario per laminare la portata in arrivo dalla piattaforma è effettuato risolvendo, con riferimento ad un bacino scolante con superficie S, al variare del tempo di pioggia  $t_p$  (espresso in ore), l'equazione di bilancio dei volumi, ossia:

$$\Delta W(t_p) = V_e(t_p) - V_u(t_p)$$

Con:

$$Q_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot D^{n-1}$$

valida nell'ipotesi semplificativa che inizi la dispersione contestualmente all'inizio dell'evento piovoso. Il calcolo dell'andamento temporale dei volumi drenati nel sottosuolo a dispersione ( $V_u$ ), è stato effettuato seguendo lo schema riportato nel paragrafo precedente associandogli un'efficienza pari al 50% per tenere conto del suo funzionamento a lungo termine:

$$V_u = \eta \cdot K \cdot J \cdot A \cdot t_p \quad \text{con } \eta = 50\%$$

Sono stati dunque adottati i seguenti valori:

- S - superficie afferente al singolo fosso, intesa sia come superficie della piattaforma sia come superficie esterna;
- a - coefficiente della curva di possibilità pluviometrica per un  $T_R$  pari a 50 anni ( $\text{mm/h}^{-n}$ );
- n - coefficiente della curva di possibilità pluviometrica per un  $T_R$  pari a 50 anni;

Per laminare e disperdere il volume meteorico in ingresso al fosso, calcolato con i dati sopra riportati, è stato dimensionato un fosso disperdente trapezoidale, con sponde aventi pendenza 1 su 1, avente sezione variabile, con pendenza longitudinale nulla o quasi nulla; di seguito si riportano le dimensioni standard adottate:

Tabella 1: Dimensione delle sezioni tipologiche dei fossi disperdenti del drenaggio di piattaforma

Asse di Progetto	Sezione tipo	Dimensioni B - b <sub>0</sub> x H [mq]	K [m/s]	ΣS <sub>perm</sub> [m <sup>2</sup> /m]	ΣS <sub>imp</sub> [m <sup>2</sup> /m]
Fosso 1	Trapezia sponde 1/1	0,75 - 2,25 x 0,75	1,10E-05	6,00	3,50
Fosso 2	Trapezia sponde 1/1	0,75 - 2,25 x 0,75	1,10E-05	8,50	3,50

Il fosso disperdente deve essere in grado di ricevere e mantenere al suo interno i volumi in arrivo per svolgere la sua funzione di laminazione e dispersione della portata.

Il calcolo del volume di laminazione  $\Delta W$  necessario per laminare la portata in arrivo dalla piattaforma è effettuato risolvendo, con riferimento ad un bacino scolante con superficie S, al variare del tempo di pioggia  $t_p$  (espresso in ore), l'equazione di bilancio dei volumi, ossia:

$$\Delta W(t_p) = V_e(t_p) - V_u(t_p)$$

## 5. RISULTATI

Di seguito si riportano i dati ottenuti dai calcoli effettuati.

Come si evince dalle tabelle in appendice 1: Verifica delle condotte, le condotte previste per lo smaltimento delle acque di piattaforma sono in grado di smaltire le acque meteoriche.

Le tabelle di verifica dei collettori sono suddivise per recapito della rete di drenaggio e contengono: codice del collettore, diametro del collettore, lunghezza collettore, pendenza, coefficiente di afflusso pesato, volume specifico d'invaso, coefficiente udometrico, portata critica, portata di moto uniforme, livello idrico all'interno della condotta, velocità, grado di riempimento.

In calce all'appendice 1 si riporta il valore della portata immessa nella rete di fognatura mista esistente.

Di seguito sono riportate le tabelle di verifica dei fossi di guardia e delle aree a verde depresse disperdenti, elementi dimensionati con 50 anni di periodo di ritorno.



## 6. APPENDICE 1: VERIFICA DELLE CONDOTTE

Tabella 2: Verifica tubazioni volano di progetto (Tratto 101 - 106) - Tempo di ritorno 20 anni

Tempo di svuotamento [h]			Portata uscente media Qf [l/s]		$\Delta W$ max	h' max
3,19			13,194		42,127	0,557
<b>CALCOLO ALTEZZA TIRANTE IDRICO</b>						
Tempo	Portata entrante Qp [m <sup>3</sup> /h]	Volume entrante We [m <sup>3</sup> ]	Portata uscente Qf [l/s]	Volume uscente Vf [m <sup>3</sup> ]	$\Delta W$ [m <sup>3</sup> ]	h' [m]
0,00	0,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	694,83	34,74	13,194	2,375	32,367	0,428
0,10	418,92	41,89	13,194	4,750	37,142	0,491
0,15	311,59	46,74	13,194	7,125	39,613	0,524
0,20	252,57	50,51	13,194	9,500	41,013	0,543
0,25	214,60	53,65	13,194	11,875	41,775	0,553
0,30	187,86	56,36	13,194	14,250	42,107	0,557
0,35	167,86	58,75	13,194	16,625	42,127	0,557
0,40	152,27	60,91	13,194	19,000	41,909	0,554
0,45	139,73	62,88	13,194	21,375	41,502	0,549
0,50	129,38	64,69	13,194	23,750	40,942	0,542
0,55	120,69	66,38	13,194	26,125	40,253	0,532
0,60	113,26	67,96	13,194	28,500	39,456	0,522
0,65	106,83	69,44	13,194	30,875	38,566	0,510
0,70	101,21	70,84	13,194	33,250	37,594	0,497
0,75	96,23	72,18	13,194	35,625	36,551	0,483
0,80	91,81	73,44	13,194	38,000	35,445	0,469
0,85	87,83	74,66	13,194	40,375	34,282	0,453
0,90	84,24	75,82	13,194	42,750	33,068	0,437
0,95	80,98	76,93	13,194	45,125	31,808	0,421
1,00	78,01	78,01	13,194	47,500	30,506	0,404
1,05	75,28	79,04	13,194	49,875	29,165	0,386
1,10	72,76	80,04	13,194	52,250	27,789	0,368
1,15	70,44	81,01	13,194	54,625	26,381	0,349
1,20	68,28	81,94	13,194	57,000	24,942	0,330
1,25	66,28	82,85	13,194	59,375	23,475	0,311
1,30	64,41	83,73	13,194	61,750	21,982	0,291
1,35	62,66	84,59	13,194	64,125	20,465	0,271
1,40	61,02	85,42	13,194	66,500	18,924	0,250
1,45	59,47	86,24	13,194	68,875	17,363	0,230
1,50	58,02	87,03	13,194	71,250	15,781	0,209

Tabella 3: Verifica tubazioni volano di progetto (Tratto 201 - 206) - Tempo di ritorno 20 anni

Tempo di svuotamento [h]			Portata uscente media Qf [l/s]		$\Delta W$ max	h' max
0,80			36,000		28,840	0,500
<b>CALCOLO ALTEZZA TIRANTE IDRICO</b>						
Tempo	Portata entrante Qp [m <sup>3</sup> /h]	Volume entrante We [m <sup>3</sup> ]	Portata uscente Qf [l/s]	Volume uscente Vf [m <sup>3</sup> ]	$\Delta W$ [m <sup>3</sup> ]	h' [m]
0,00	0,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	488,72	24,44	10,000	1,800	22,636	0,393
0,10	294,65	29,47	10,000	3,600	25,865	0,449
0,15	219,16	32,87	10,000	5,400	27,474	0,477
0,20	177,65	35,53	10,000	7,200	28,329	0,491
0,25	150,94	37,74	10,000	9,000	28,736	0,498
0,30	132,13	39,64	10,000	10,800	28,840	0,500
0,35	118,07	41,32	10,000	12,600	28,724	0,498
0,40	107,10	42,84	10,000	14,400	28,441	0,493
0,45	98,28	44,23	10,000	16,200	28,026	0,486
0,50	91,00	45,50	10,000	18,000	27,502	0,477
0,55	84,89	46,69	10,000	19,800	26,888	0,466
0,60	79,66	47,80	10,000	21,600	26,198	0,454
0,65	75,14	48,84	10,000	23,400	25,442	0,441
0,70	71,18	49,83	10,000	25,200	24,629	0,427
0,75	67,69	50,77	10,000	27,000	23,766	0,412
0,80	64,57	51,66	10,000	28,800	22,858	0,397
0,85	61,78	52,51	10,000	30,600	21,911	0,380
0,90	59,25	53,33	10,000	32,400	20,928	0,363
0,95	56,96	54,11	10,000	34,200	19,912	0,345
1,00	54,87	54,87	10,000	36,000	18,867	0,327
1,05	52,95	55,59	10,000	37,800	17,794	0,309
1,10	51,18	56,30	10,000	39,600	16,697	0,290
1,15	49,54	56,98	10,000	41,400	15,577	0,270
1,20	48,03	57,63	10,000	43,200	14,435	0,250
1,25	46,62	58,27	10,000	45,000	13,274	0,230
1,30	45,30	58,89	10,000	46,800	12,094	0,210
1,35	44,07	59,50	10,000	48,600	10,897	0,189
1,40	42,92	60,08	10,000	50,400	9,684	0,168
1,45	41,83	60,66	10,000	52,200	8,456	0,147
1,50	40,81	61,21	10,000	54,000	7,214	0,125

## 7. APPENDICE 3: VERIFICA FOSSI DISPERDENTI

Verifica dei fossi di guardia disperdenti:

Tabella 4: Tabella dei risultati della verifica dei fossi disperdenti

Verifica al metro lineare di pavimentazione stradale								
Asse di Progetto	Sezione tipo	Dimensioni B - b <sub>0</sub> x H [mq]	K [m/s]	ΣS <sub>perm</sub> [m <sup>2</sup> /m]	ΣS <sub>imp</sub> [m <sup>2</sup> /m]	Volume di riferimento al metro lineare [m <sup>3</sup> /m]		
						necessario	totale	utile
Fosso 1	Trapezia sponde 1/1	0,75 - 2,25 x 0,75	1,10E-05	6,00	3,50	0,420	1,395	0,975
Fosso 2	Trapezia sponde 1/1	0,75 - 2,25 x 0,75	1,10E-05	8,50	3,50	0,574	1,395	0,821

Le verifiche dei fossi di guardia disperdenti sono state effettuate al metro lineare di pavimentazione impermeabile, in corrispondenza delle sezioni maggiormente critiche. A vantaggio di sicurezza nei calcoli idraulici non si è tenuto conto del materasso drenante in ghiaia di progetto.