

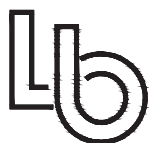


Città metropolitana  
di Venezia

# MESSA IN SICUREZZA DEI FOSSATI PERIMETRALI DEL DEPOSITO DI CENERI DI PIRITE GESTITO DA VENETA RAW MATERIAL SRL E BONIFICA DEL FOSSATO DI COLLEGAMENTO CON IL CANALE FINARDA - MIRA (VE)

## PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA



**Ing. Luca Bettega**  
Via Castelletto 12 A  
36054 Montebello Vicentino (VI)  
Tel. 0444 877480  
e-mail: info@lucabettega.it

DATA

Maggio 2025

ELABORATO

Relazione idraulica

COMMITTENTE

**CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA**  
Via Forte Marghera, 191 - 30173 Mestre (VE)  
Telefono 0412501511 - Fax 041 9651618  
PEC: protocollo.cittametropolitana.ve@pecveneto.it

N.

A.2

## INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. VERIFICHE IDRAULICHE .....	3
2.1 Definizione dell'area di captazione e stima del coefficiente di deflusso .....	3
2.2 Curva di possibilità pluviometrica .....	6
2.3 Determinazione delle portate massime .....	8
2.4 Verifica idraulica delle condotte .....	8
3. COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'INTERVENTO .....	9
3.1 Verifica dei volumi di invaso .....	10
ALLEGATI .....	15



## **1. PREMESSA**

La presente relazione illustra le verifiche idrauliche svolte nella definizione del progetto di sistemazione della rete di raccolta delle acque meteoriche e il dimensionamento dei manufatti da impiegare nella realizzazione delle opere previste.

## **2. VERIFICHE IDRAULICHE**

### **2.1 Definizione dell'area di captazione e stima del coefficiente di deflusso**

Al fine di determinare le portate di progetto, è necessario definire le superfici di competenza degli scoli interessati dall'intervento. A questo scopo, sulla base del rilievo topografico effettuato, sono state ricavate le aree interne ed esterne al deposito di ceneri che per naturale pendenza afferiscono ai fossi perimetrali. Nel dettaglio, si rileva che, per il lato relativo al deposito, la superficie scolante coincide con buona approssimazione con la sponda impermeabilizzata, essendo le superfici interne degradanti verso l'interno dell'area del deposito e pertanto gestite dal sistema di raccolta interno al sito. Per il lato esterno, relativo alle aree agricole circostanti, le superfici che afferiscono agli scoli rappresentano una fascia di modesta estensione, di larghezza variabile tra 5 e 10 metri circa dai fossi. Si riporta nella seguente immagine uno schema delle aree interessate.



**Superfici afferenti ai fossi perimetrali**

**(in verde le aree agricole/a verde; in magenta le aree di sponda impermeabilizzate)**

La superficie complessiva così determinata risulta pari a 9.925 mq, di cui 5.160 mq relativi alle superfici scolanti sul fosso nord-est e 4.765 mq relativi alle superfici scolanti sul fosso sud-ovest.

Note le caratteristiche delle superfici di progetto, è necessario associare a tale dato un valore relativo al grado di impermeabilizzazione del suolo, al fine di determinare la portata generata dall'area. Tale valore viene definito mediante un parametro, detto coefficiente di deflusso, che rappresenta la percentuale di precipitazione che viene raccolta dalla rete di gestione delle acque rispetto alla precipitazione totale caduta su un'area. La rimanente parte è costituita dal volume d'acqua che si infiltra nel sottosuolo o viene dispersa con altre modalità (evaporazione, etc). Per l'individuazione dell'effettiva quantità di acqua che viene gestita dalla rete di fognatura, dunque, il coefficiente di deflusso risulta un parametro di fondamentale importanza.

La normativa regionale e la letteratura tecnica di settore definiscono i seguenti valori guida da utilizzare quali coefficienti di deflusso:

Superficie	Coefficiente di deflusso $\phi$
Aree agricole	0,10
Aree verdi (giardini, aiuole...)	0,20
Aree semipermeabili (grigliati drenanti...)	0,60
Aree impermeabilizzate (tetti, strade, terrazze...)	0,90

Utilizzando tali valori è possibile determinare il coefficiente di deflusso del bacino di interesse, andando ad assegnare ad ogni superficie il relativo coefficiente e determinando il coefficiente complessivo come media ponderata dei valori, secondo la seguente formula:

$$\phi = \frac{\sum \phi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Nel caso in specie, per i due sottobacini relativi al fosso NE e al fosso SO, si ottengono i seguenti coefficienti.

STATO DI PROGETTO – INTERA SUPERFICIE		
TIPOLOGIA	S [mq]	$\phi$
Superfici impermeabili	3325	0,9
Superfici semipermeabili	0	0,6
Superfici permeabili	0	0,2
Superfici permeabili (agricole)	6600	0,1
<b>SUPERFICIE TOTALE [mq]</b>	<b>9925</b>	
<b>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO <math>\phi</math></b>	<b>0,37</b>	

STATO DI PROGETTO – FOSSO NE		
TIPOLOGIA	S [mq]	$\phi$
Superfici impermeabili	1982	0,9
Superfici semipermeabili	0	0,6
Superfici permeabili	0	0,2
Superfici permeabili (agricole)	2783	0,1
<b>SUPERFICIE TOTALE [mq]</b>	<b>4765</b>	
<b>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO <math>\phi</math></b>	<b>0,43</b>	

STATO DI PROGETTO – FOSSO SO		
TIPOLOGIA	S [mq]	$\phi$
Superfici impermeabili	1342	0,9
Superfici semipermeabili	0	0,6
Superfici permeabili	0	0,2
Superfici permeabili (agricole)	3818	0,1
<b>SUPERFICIE TOTALE [mq]</b>	<b>5160</b>	
<b>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO <math>\phi</math></b>	<b>0,31</b>	

## 2.2 Curva di possibilità pluviometrica

Al fine di determinare l'entità delle precipitazioni è necessario determinare la curva di possibilità pluviometrica per l'area in esame. Tale curva è ottenibile a partire dai dati relativi alle massime precipitazioni storiche annuali verificatesi nell'area, mediante elaborazione con il metodo di Gumbel. Essa è rappresentata da un'equazione che associa ad un determinato tempo di pioggia  $t$  la corrispondente altezza di pioggia  $h$ , secondo la nota formulazione

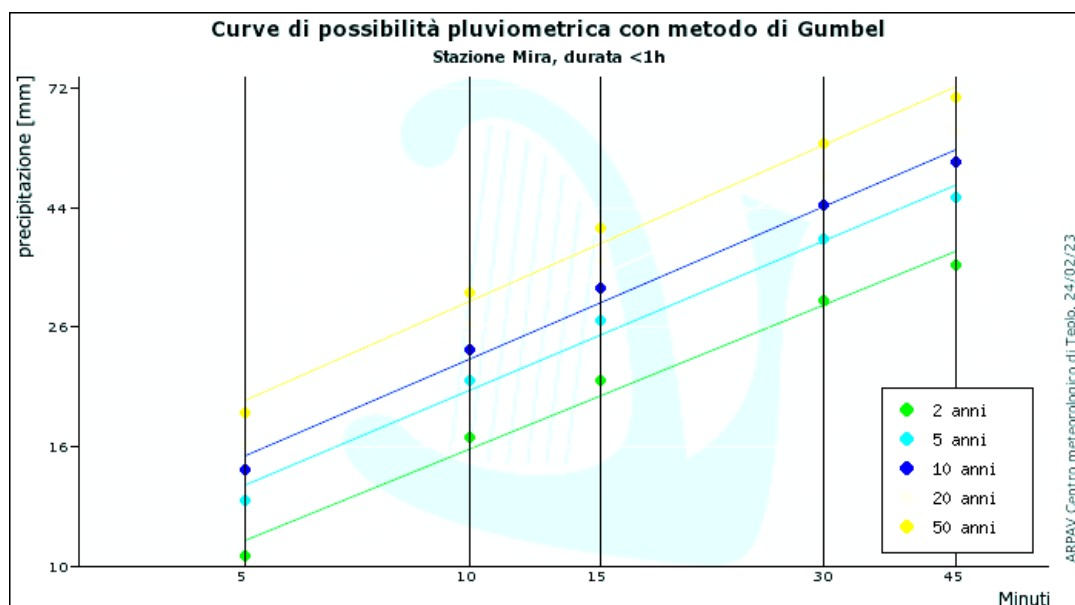
$$h = at^n$$

Tale curva viene ricavata per diversi tempi di ritorno, intendendo con questi ultimi il numero di anni durante i quali mediamente un determinato evento può essere superato o eguagliato.

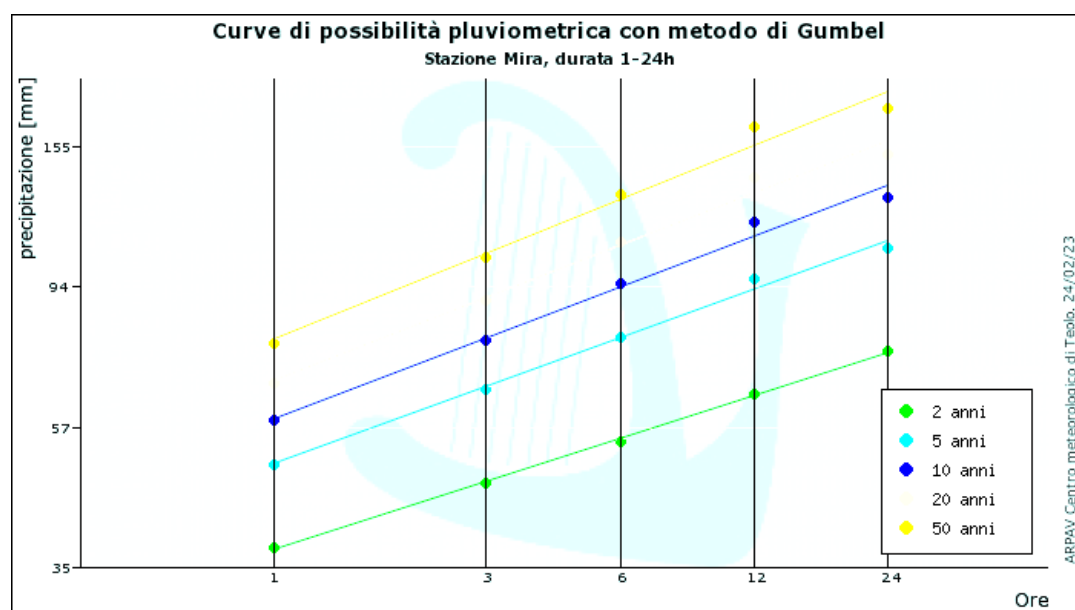
I parametri  $a$  e  $n$  dell'equazione di possibilità pluviometrica forniscono, per il tempo di pioggia  $t_p$  desiderato, l'altezza di precipitazione che può essere uguagliata o superata mediamente una volta ogni  $T_r$  anni.

Per l'area di interesse sono state utilizzate le curve di possibilità pluviometrica fornite da ARPAV per la **stazione di Mira**, elaborate a partire dalle serie di dati rilevati nel periodo **1992-2022**. Si riportano di seguito i valori forniti per i parametri della curva, per i diversi tempi di ritorno.

Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)		
Tempo di ritorno	$a$	$n$
2 anni	42.611	0.549
5 anni	56.430	0.571
10 anni	65.588	0.580
20 anni	74.377	0.588
50 anni	85.757	0.595



Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata 1-24h (espressa in ore)		
Tempo di ritorno	a	n
2 anni	36.848	0.221
5 anni	50.108	0.250
10 anni	58.883	0.261
20 anni	67.300	0.269
50 anni	78.193	0.277



Curve di possibilità pluviometrica – Fonte: [www.arpa.veneto.it](http://www.arpa.veneto.it)



Per il dimensionamento della rete meteorica di progetto, si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni.

### 2.3 Determinazione delle portate massime

Ai fini di dimensionare correttamente la rete è necessario individuare la portata massima generata dall'area e dai relativi sottobacini. Si applica pertanto un modello concettuale tra i più diffusi: il metodo cinematico. Come è noto, il metodo cinematico prevede la determinazione del tempo di corrivazione del bacino, che corrisponde al tempo impiegato ad una goccia d'acqua che cade nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura. Per il calcolo, il tempo è stato stimato come somma di due contributi: un tempo di accesso alla rete meteorica ed un tempo di rete. In questo modo il tempo di corrivazione risulterà pari a

$$t_c = t_a + t_r$$

Per il calcolo del tempo di accesso alla rete, si è fatto riferimento all'espressione suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland per il caso di cunette e fossi di guardia:<sup>1</sup>

$$t_c = \left[ 26,3 \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{(1-n)0,4} a^{0,4} i^{0,3}} \right]^{1/(0,6+0,4n)}$$

in cui

$t_c$ : tempo di corrivazione [s];

$L$ : lunghezza della superficie scolante [m];

$K_s$ : coefficiente di Gauckler-Strickler [ $m^{1/3}/s$ ];

$i$ : pendenza media della superficie scolante;

$a, n$ : parametri della curva di possibilità climatica.

I valori di  $K_s$  assunti usualmente sono per le condotte dell'ordine dei  $70 \div 80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ,  $20 \div 50 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ , ma anche  $2 \div 5 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  per superficie erbose. Il tempo di rete, invece è stato calcolato come al rapporto tra la lunghezza del collettore principale e la velocità nella tubazione, assunta pari a  $1 \text{ m/s}$ .

### 2.4 Verifica idraulica delle condotte

Per la gestione delle portate di progetto verranno impiegate delle canalette in calcestruzzo a base trapezia, di dimensioni interne pari a 50 cm di base, 50 cm di altezza e 150 cm di larghezza in sommità. Per verificare la canaletta adottata, è stata calcolata la capacità di portata del manufatto ed è stata confrontata con la portata al colmo. La verifica della capacità di deflusso della condotta è stata eseguita cautelativamente sotto l'ipotesi di moto uniforme. Come noto, la formula di Gauckler-Strickler del moto uniforme, per regimi a pelo libero, è così espressa:

<sup>1</sup> cfr. Da Deppo L, Datei C., *Fognature*, 2004, Libreria Internazionale Cortina, Padova

$$V = K_s * R h^{2/3} * i^{1/2}$$

dove:

$V$  = velocità di scorrimento (m/s);

$K_s$  = coefficiente di scabrezza ( $m^{1/3}s^{-1}$ );

$i$  = pendenza del fondo (‰);

$Rh$  = raggio idraulico - sezione bagnata/perimetro bagnato (m).

La portata è pertanto data dal prodotto tra la velocità calcolata come sopra e l'area della sezione bagnata:

$$Q = A * V$$

Nel caso in esame è stato utilizzato un coefficiente di deflusso  $K_s$  pari a  $70 m^{1/3}s^{-1}$ , compatibile con il materiale utilizzato per le condotte. Le pendenze utilizzate saranno corrispondenti alle esistenti, fatto salvo la necessaria regolarizzazione che verrà realizzata lungo il tracciato, al fine di correggere alcune limitate contropendenze rinvenute allo stato di fatto. Si riportano nella seguente tabella sintetica i risultati delle verifiche e si rimanda agli allegati per i calcoli di dettaglio.

TRATTO	SUPERFICIE AFFERENTE [mq]	SEZIONE CANALETTA (cm)	PENDENZA	Q MAX SUP [l/s]	Q MAX CONDOTTA (l/s)
FOSSO NE	4.765	150x50x50(h)	0,5 ‰	105	320
FOSSO SO	5.160	150x50x50(h)	1,5 ‰	91	554

Come si evince, il formato adottato risulta ampiamente adeguato a garantire il corretto deflusso delle portate massime di pioggia generate dall'area.

### 3. COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'INTERVENTO

Gli interventi previsti sono associati ad una trasformazione dei suoli, ovvero ad un aumento del grado di impermeabilizzazione dell'area. Nella fattispecie, l'installazione della canaletta in calcestruzzo comporta la riduzione di permeabilità del sedime di posa della stessa, corrispondente alla parte di fosso non già ricoperta dal telo impermeabile (posizionato dal lato del deposito). In particolare, si avrà **un aumento complessivo di superficie impermeabile pari a 585 mq circa**. Come si evince dall'allegato A della DGRV n. 2948 del 06/10/2009, che definisce le "Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla Valutazione di Compatibilità Idraulica degli strumenti urbanistici", tale intervento rientra

tra quelli a **“trascurabile impermeabilizzazione potenziale”**, corrispondente agli interventi su superfici di estensione inferiore a 0,1 ha. Per questi interventi non sono previste misure specifiche, se non quella di adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili.

Nel progetto in esame, tale requisito viene soddisfatto dalla sezione di progetto, che limita l'impermeabilizzazione al solo sedime della canaletta, e mantiene naturalizzate le rimanenti porzioni di terreno a ridosso della stessa oggetto di sistemazione.

Ai fini di sicurezza, è stato in ogni caso valutato l'intervento nella sua totalità, verificando l'intera area di competenza allo stato di progetto, al fine di verificare la presenza, nei fossi perimetrali, di sufficiente volume di invaso a compensazione della superficie impermeabile presente, sia relativa al presente progetto sia realizzata precedentemente, a seguito dell'intervento di impermeabilizzazione delle sponde.

Si riporta di seguito il calcolo del coefficiente di deflusso allo stato attuale e di progetto.

STATO DI FATTO		
TIPOLOGIA	S [mq]	$\phi$
Superfici impermeabili	2740	0,9
Superfici semipermeabili	0	0,6
Superfici permeabili	0	0,2
Superfici permeabili (agricole)	7185	0,1
<b>SUPERFICIE TOTALE [mq]</b>	<b>9925</b>	
<b>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO <math>\phi</math></b>	<b>0,32</b>	
STATO DI PROGETTO		
TIPOLOGIA	S [mq]	$\phi$
Superfici impermeabili	3325	0,9
Superfici semipermeabili	0	0,6
Superfici permeabili	0	0,2
Superfici permeabili (agricole)	6600	0,1
<b>SUPERFICIE TOTALE [mq]</b>	<b>9925</b>	
<b>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO <math>\phi</math></b>	<b>0,37</b>	

Come si evince, a seguito della impermeabilizzazione di una superficie pari a 585 mq, si ottiene un modesto incremento del coefficiente di deflusso dell'intera superficie afferente.

### 3.1 Verifica dei volumi di invaso

Il volume di pioggia da mitigare mediante laminazione della portata defluente è determinabile come differenza, per ogni intervallo di tempo, tra la portata generata dall'evento meteorico e la portata defluita dall'area. Generalmente il deflusso avviene mediante scarico in corpo idrico superficiale o rete di fognatura bianca e la portata scaricata non può superare la portata defluita allo stato di fatto, nel

rispetto del principio dell'invarianza idraulica. Spesso, per esigenze di gestione della rete o sicurezza idraulica, gli Enti preposti (quali i Consorzi di Bonifica) definiscono limiti anche più restrittivi al deflusso e sono tali limiti, pertanto, a definire la portata massima scaricabile. Nel caso in esame, è stata considerata una portata massima allo scarico pari a 10 l/s ha, corrispondente ad uno stato ante operam costituito da superfici interamente permeabili.

Il metodo applicato per la determinazione del coefficiente udometrico di progetto è il metodo dell'invaso. Il metodo dell'invaso applica delle semplificazioni al problema del moto vario, assegnando all'equazione del moto la forma del moto uniforme, e assumendo, in luogo dell'equazione di continuità delle correnti unidimensionali, l'equazione dei serbatoi per simulare l'effetto dell'invaso.

Il Consorzio di Bonifica Acque Risorgive fornisce, per ogni area geografica omogenea nel territorio di competenza, il volume di vaso specifico in relazione al coefficiente udometrico imposto allo scarico e al coefficiente di deflusso. Per il territorio in esame il volume da ricavare è il seguente

$$V_{\text{specifico}} = 279 \text{ m}^3/\text{ha}$$

A tale volume va detratto il valore relativo ai cosiddetti "piccoli invasi", ovvero alla capacità di vaso della rete di drenaggio e delle superfici interessate. Nel caso in esame, si possono considerare i seguenti valori:

$$V_{\text{piccoli invasi}} = 22 \text{ m}^3/\text{ha} \text{ (velo idrico per coefficiente di afflusso} = 0,3)$$

Si ottiene pertanto il seguente volume:

DATI PIOGGIA	
Tempo di ritorno	50
<b>Curva a tre parametri</b>	
<b>ZONA OMOGENEA 2</b>	
a	42,3 [mm h <sup>-n</sup> ]
b	16,0 [min]
c	0,84 [-]
SUPERFICIE DI INTERVENTO	
c. deflusso	0,37
Superficie totale	9925 mq
	0,993 ha
PORTATA ALLO SCARICO	
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 l/s ha
Q totale defluita	9,93 l/s
VOLUME DI INVASO SPECIFICO	
Volume di invaso specifico necessario per l'invarianza idraulica	279 mc/ha
Piccoli invasi	-22 mc/ha
<b>VOLUME DI INVASO SPECIFICO PER L'AREA DI STUDIO</b>	<b>257 mc/ha</b>
<b>VOLUME DI INVASO RICHIESTO</b>	<b>255 mc</b>

Come si vede, il volume complessivo richiesto per la superficie allo stato di progetto risulta pari a 255 mc.

La canaletta di progetto avrà sezione trapezia e sponde con inclinazione 1:1. Il fondo della canaletta di scolo sarà costituito da una sezione prefabbricata in calcestruzzo, con dimensioni di base pari a 50 cm e altezza 50 cm. Tale canaletta sarà raccordata alle sponde naturali in terra dal lato esterno del deposito e rivestita in telo di polietilene dal lato del deposito di ceneri. Lo sviluppo lineare complessivo della canaletta sarà pari a 780 m.

Nella seguente tabella si riportano i principali parametri di calcolo; data la pendenza dei due rami della canaletta, la capacità di invaso è stata calcolata ragguagliando le sezioni di monte e valle.

<b>CANALETTA A SEZIONE TRAPEZIA</b>	
pendenza sponde	1/1
base fondo b	0,5 m
altezza canaletta	0,5 m
Larghezza sommità	1,5 m
Sezione	0,50 mq
<b>FOSSO SO</b>	
Pendenza canaletta	0,0015 m/m
Lunghezza canaletta	320 m
Tirante max valle	0,55 m
Larghezza pelo libero valle	1,6 m
Sezione bagnata valle	0,58 mq
Tirante max monte	0,07 m
Larghezza pelo libero monte	0,64 m
Sezione bagnata monte	0,04 mq
Sezione media	0,31 mq
<b>VOLUME</b>	<b>99 mc</b>
<b>FOSSO NE</b>	
Pendenza canaletta	0,0005 m/m
Lunghezza canaletta	460 m
Tirante max valle	0,55 m
Larghezza pelo libero valle	1,6 m
Sezione bagnata valle	0,58 mq
Tirante max monte	0,32 m
Larghezza pelo libero monte	1,14 m
Sezione bagnata monte	0,26 mq
Sezione media	0,42 mq
<b>VOLUME</b>	<b>193 mc</b>
<b>VOLUME TOTALE</b>	<b>292 mc</b>

Come si può desumere dalla tabella, il volume ricavabile con un tirante di 0,55 m nella sezione di chiusura è pari a 292 mc, ampiamente superiore a quello richiesto per la trasformazione in esame. Tale tirante garantisce in ogni caso un franco minimo di 20 cm in ogni punto della canaletta nella condizione idraulica di maggiore criticità, ovvero per eventi estremi con  $Tr = 50$  anni.

#### Pozzetto di laminazione

Lo scarico avverrà, come indicato dal Consorzio di Bonifica, attraverso una tubazione di diametro pari a 200 mm, posta all'interno del pozzetto terminale che fungerà da manufatto di laminazione. Tale diametro viene indicato come minimo in quanto luci inferiori sono soggette a potenziali intasamenti, che possono comportare conseguenti problematiche sotto il profilo idraulico.

Ai fini di sicurezza, sulla sommità sarà posizionata una soglia sfiorante, in grado di attivarsi in caso di malfunzionamento dello scarico. Come illustrato nella seguente tabella, con una soglia sfiorante di

larghezza pari a 1 m è sufficiente un tirante inferiore a 5 cm per lo scolmo della portata di progetto di 9,9 l/s.

<b>SFIORATORE S1</b>	
Lunghezza soglia	1 m
tirante	0,035 m
Cq	0,41
g	9,81 m/s <sup>2</sup>
<b>Q</b>	<b>12 l/s</b>

## **ALLEGATI**

- Calcoli idraulici di progetto