

**SPINOSA**  
 costruzioni generali Spa  
 Sede legale: Corso Trieste, 16 00198 ROMA  
 Sede Operativa: Via San Vito snc  
 86170 ISESNIA  
 Partita IVA 0830 209 0949



<b>SPINOSA</b> costruzioni generali s.p.a. Località San Vito 80170 - Isernia		<b>LOTTO 2</b> COMUNE DI NAPOLI - DIREZIONE GENERALE PIANIFICAZIONE E GESTIONE DEL TERRITORIO SITO UNESCO SERVIZIO PROGRAMMA UNESCO E VALORIZZAZIONE DELLA CITTA' STORICA Progettazione esecutiva di variante impianto fognario via dei Tribunali			
Progettista indicato per la progettazione esecutiva di variante: Impianti:				<b>ING. ANTONIO DORI</b> 80133 Napoli Piazza Giovanni Bovio, 22 Tel. 081 - 552225 email cds.ingegneria@gmail.com Pec antonio.dori@ordingna.com	
<b>RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO</b>			prog scala data	<b>PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE</b>	
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	file	Tav. N°	<b>RT.2</b>
01			RT.2.pdf		
02			REDATTO		ING. M.S.DORI
03			VERIFICATO		ING. A.DORI

## INDICE

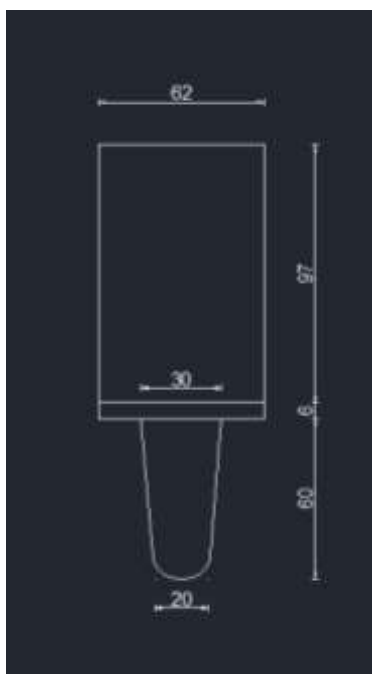
1	PREMESSA.....	2
2	CALCOLO DELLE PORTATE PLUVIALI.....	4
	<b>2.1</b> PREMESSA.....	<b>4</b>
	<b>2.2</b> DEFINIZIONE DEI BACINI COLANTI.....	<b>4</b>
	<b>2.3</b> CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA .....	<b>5</b>
	<b>2.4</b> MODELLO DI TRASFORMAZIONE DEGLI AFFLUSSI IN DEFLUSSI.....	<b>7</b>
	<b>2.5</b> CONCLUSIONI .....	<b>11</b>
3	CALCOLO DELLE PORTATE FECALI .....	12
4	VERIFICA IDRAULICA .....	13

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione è illustrata la metodologia impiegata per verificare l'efficienza idraulica della variante progettuale riguardante lo speco fognario previsto lungo Via dei Tribunali.

In virtù delle problematiche logistiche e di esecuzione dei lavori, già riscontrate durante la progettazione esecutiva, ed a seguito della recente scoperta della strada greco-romana sul quale poggia la fognatura ad oggi esistente in Via dei Tribunali, al fine di velocizzare il più possibile le lavorazioni lungo tale strada, arrecando il meno possibile disagi ai residenti ed al gran numero di locali commerciali presenti, dopo aver vagliato tutte le possibilità d'intervento, si è scelto di procedere inserendo all'interno dello scatolare esistente, una tubazione in Pead circolare fin dove i calcoli idraulici lo permettono (incrocio con Via Trincheria) e risanando il restante tratto del collettore esistente.

Dalla video ispezione effettuata, è emerso che il collettore esistente lungo via dei tribunali è del tipo rettangolare con larghezza 60cm ed altezze variabili dai 90 ad i 125 cm, con al di sotto un cuneo di larghezza superiore pari a 30 cm ed altezza 60 cm;



non potendo rompere il setto interposto tra lo scatolare superiore ed il cuneo sottostante, poiché andrebbe a causare un cedimento strutturale delle pareti laterali della fognatura con conseguente messa a rischio dei fabbricati attigui, si è considerato il completo rifacimento del fondo attraverso uno spessore di circa dieci centimetri di Cls e rifinitura impermeabile con vernice epossidica modificata con resine idrocarburiche.

La relazione riporta i procedimenti impiegati, i risultati del calcolo per la determinazione delle portate pluviali e la verifica dei collettori.

Infine si riporta la tabella che riassume i calcoli di dimensionamento della rete.

## 2 CALCOLO DELLE PORTATE PLUVIALI

### 2.1 PREMESSA

La stima della portata pluviale è necessaria al dimensionamento delle fognature miste di progetto.

Con riferimento alla sezione di chiusura del bacino si sono calcolati, ai fini della stima delle portate al colmo di piena, i seguenti parametri:

- 1) la pendenza media dell'asta  $i_m$ , pari alla media pesata, sulle lunghezze, delle pendenze dei tratti a monte della sezione di chiusura considerata;
- 2) la percentuale impermeabile media  $P_{i_m}$  dell'asta, pari alla media pesata, sulle superfici, della percentuale di area edificata su ciascun tratto ( $P_i$ ) a monte della sezione di chiusura considerata; la percentuale di area edificata  $P_i$  è stata stimata sulla base del livello di urbanizzazione relativo al tratto in esame;
- 3) la lunghezza progressiva dell'asta, pari alla somma delle lunghezze dei tratti a monte della sezione di chiusura considerata;
- 4) la superficie totale ( $A_{tot}$ ) sottesa dall'asta nella sezione di chiusura considerata.

### 2.2 DEFINIZIONE DEI BACINI COLANTI

La delimitazione del bacino colante è stata svolta assumendo quale sezione di chiusura la sezione posta in corrispondenza del nodo della rete nell'assetto di progetto.

I bacini delle aree edificate sono stati caratterizzati attraverso la determinazione di un coefficiente di afflusso valutato mediante la relazione di Wisner e P'ng:

$$(1) \quad \varphi = 0.9 I_m + 0.2 (1 - I_m)$$

in cui  $I_m$  è il rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino urbano (è, cioè  $P_{i_m}$  espresso come rapporto e non come percentuale). Mediante tale espressione il valore di  $\varphi$  dipende esclusivamente da un parametro oggettivamente rivelabile quale risulta essere  $I_m$  svincolandosi dalla tipologia del tessuto urbano.

### 2.3 CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA

La determinazione della portata pluviale, afferente alla rete di drenaggio urbana di progetto, è stata effettuata sulla scorta della curva di probabilità pluviometrica adoperata dall'Autorità di Bacino del Sarno nell'ambito della definizione del "Piano Stralcio di Bacino".

Tale curva è espressa da una relazione a tre componenti così definita:

$$(2) \quad h[t, T] = K_T \frac{m[I_0] \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{d_c}\right)^{C-D \cdot z}}$$

dove:

$d$  = durata evento meteorico (ore)

$m[I_0]$  = media del massimo annuale riferita alla sottozona omogenea considerata (mm/h)

$z$  = quota media del bacino (m)

$d_c$  = durata critica (ore)

$C, D$  = parametri di regressione lineare

Per la stima dei parametri statistici della legge di probabilità pluviometrica si è fatto riferimento alle sei aree pluviometriche omogenee individuate dal VAPI. Il territorio in esame ricade nella zona omogenea 1 per la quale valgono i seguenti parametri:

Area omogenea	$m(I_0)$	$d_c$	$C$	$D \cdot 10^5$
1	77.08	0.3661	0.7995	3.61

Inserendo i valori su indicati si ottiene l'espressione:

$$(3) \quad h[t, T] = K_T \frac{77.08 \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{0.3661}\right)^{0.7995 - 3,6112 \cdot 10^{-5} \cdot z}}$$

Il parametro  $K_T$  rappresenta il fattore di crescita e il suo valore è fornito dalla funzione di distribuzione di probabilità cumulata  $F(k)$  del modello T.C.E.V.

$$(4) \quad T=1/(1-F(k) = 1/(1-\exp(-\Lambda_1 x e^{-(\eta x k)} - \Lambda^* x \Lambda_1^{(1/\theta^*)} x e^{-(\eta x k / \theta^*)}))$$

con:

$\theta^*$	$\Lambda^*$	$\Lambda_1$	$\eta$
2.536	0.224	41	4.688

Nell'espressione precedente T rappresenta il periodo di ritorno e rappresenta il numero medio di anni che bisogna attendere perché l'evento ad esso riferito si verifichi almeno una volta e risulta, pertanto, legato al rischio di insufficienza.

Per i sistemi fognari urbani generalmente il dimensionamento viene svolto per valori del tempo di ritorno inferiori alla vita utile dell'opera, pertanto sussiste la certezza che in qualche occasione l'opera risulti insufficiente. D'altronde per evitare ciò sarebbe necessario incrementare, e non di poco, il valore di T di progetto e, conseguentemente, le dimensioni e il costo delle opere.

Nel caso specifico, per la verifica delle opere, si è considerato un evento con periodo di ritorno di T = 30 ed un evento con periodo di ritorno di T=50 .

Per T=30, il valore di  $K_T$  fornito dall'espressione precedente è:

- $K_{30} = 1.801$

Sostituendo i valori di  $K_T$  nella espressione di  $h_{t,T}$  si ottiene:

$$(5) \quad h_t = 1.801 \frac{77.08 * t}{\left(1 + \frac{t}{0.3661}\right)^{0.7995 - 3,6112 * 10^{-5} * z}}$$

Invece, per T=50 il valore di  $K_T$  fornito dall'espressione precedente è:

- $K_{50} = 2.026$

$$(6) \quad h_t = 2.026 \frac{77.08 * t}{\left(1 + \frac{t}{0.3661}\right)^{0.7995 - 3,6112 * 10^{-5} * z}}$$

utilizzate per la verifica idraulica delle opere di progetto.

## 2.4 MODELLO DI TRASFORMAZIONE DEGLI AFFLUSSI IN DEFLUSSI

Per la determinazione delle massime portate pluviali è stato applicato il metodo *dell'invaso lineare* che rappresenta un modello concettuale di trasformazione afflussi – deflussi, diffusamente utilizzato nella pratica tecnica.

Secondo tale metodo il legame esistente tra la portata  $Q(t)$ , defluente in una assegnata sezione ed il volume d'acqua  $W(t)$  che si deve immagazzinare sulla superficie  $A$  del bacino sotteso dalla rete fognaria a monte, affinché attraverso la stessa sezione possa defluire la portata  $Q(t)$ , è un legame lineare espresso dalla relazione:

$$(7) \quad Q(t) = W(t)/K$$

Con  $K$  costante di invaso lineare, avente le dimensioni di un tempo.

L'applicazione del modello adottata è quella del *metodo italiano* per il quale l'espressione di  $K$  è fornita dal rapporto tra il volume totale invasato nella rete fognaria sulla relativa superficie drenata in concomitanza con il deflusso della portata  $Q(t)$  e la portata stessa. In tal modo il metodo risulta di agevole utilizzo per la progettazione di una rete di collettori o per la verifica della rete allorquando siano note tutte le caratteristiche dei collettori a monte della sezione d'esame.

La costante di invaso  $K$  può essere espressa in funzione delle caratteristiche morfologiche del bacino drenato e della rete fognaria afferente. Per la progettazione della rete in oggetto la stima della costante di invaso è stata effettuata utilizzando la relazione proposta da Desbordes:

$$(8) \quad K = \frac{4.19 A^{0.30}}{I_m^{0.45} (100 i_m)^{0.38}} - 0.21 \quad (\text{min})$$

Dove:

- $A$  è la superficie del bacino in ettari;
- $i_m$  è la pendenza media del collettore principale (m/m);
- $I_m$  è la percentuale di area edificata.



E' opportuno sottolineare che tale espressione è stata tarata su bacini urbani reali strumentati con dispositivi di misura delle piogge e delle portate. Conseguentemente la metodologia di calcolo trova ordinaria ed indiscutibile applicazione in contesti omogenei.

L'idrogramma di piena è dato dall'integrale, rispetto al tempo  $t$ , dell'equazione del serbatoio lineare e l'equazione di continuità:

$$(9) \quad I(t)d(t) = dW(T) + Q(T)dt$$

Con:

- $I(t)$  afflusso netto sul bacino (mc/s);
- $W(t)$  volume immagazzinato a monte (mc);
- $Q$  portata in uscita dalla sezione (mc/s).

Introducendo l'ipotesi di afflusso netto  $I(t)$  costante e pari a  $\varphi \cdot i(t) \cdot A$  si ha, al termine dell'afflusso ( $t_p$ ), la portata al colmo pari a:

$$(10) \quad Q_m = \varphi \cdot i(t_p) \cdot S(1 - e^{-t_p/K})$$

Dove:

- $\varphi$  è il coefficiente di afflusso;
- $i(t_p)$  è l'intensità di pioggia corrispondente alla durata della pioggia  $t_p$ .

Il massimo valore della portata è quello relativo alla durata critica  $t_c$ , che si ottiene eguagliando a zero la derivata della espressione precedente rispetto a  $t_p$ .

Il valore  $t_c$  si ottiene risolvendo per tentativi, rispetto ad  $r$ , la seguente espressione:

$$(11) \quad m = (c/K + r) e^{-r} / (1 - e^{-r})$$

Dove:

- $m$  è l'esponente del denominatore della espressione della curva di probabilità pluviometrica a tre parametri (cfr. par. precedente);
- $c$  è la durata critica dell'evento meteorico
- $K$  è la costante di invaso;
- $r$  è il rapporto tra durata dell'afflusso  $t_p$  e  $K$

Pertanto, la portata al colmo di piena è data dall'espressione:

$$(12) \quad Q = \varphi \cdot i \cdot A \cdot (1 - e^{-r})$$

Sulla base della metodologia illustrata sono state determinate le portate al colmo di piena relative alle sezioni di calcolo individuate.

I risultati dei calcoli eseguiti, con riferimento ad un periodo di ritorno pari a  $T = 30$  e  $50$  anni, sono di seguito riportati in tabella.

Calcolo delle Portate Meteoriche																
Collettore	Bacino	Caratteristiche morfologiche del bacino					Formula di Desbordes			T=30anni			T=50 anni			
		Area totale del bacino (ha)	Area urbanizzata del bacino (ha)	Pendenza media del collettore (%)	Pendenza media del collettore (m)/[m]	Pmp Percentuale area edificata	Coefficiente di Afflusso $\phi$ aree edificate	K di Desbordes (min)	Intensità di pioggia - $i_0(tc)$ (mm/h)	$Q_{30}$ (m <sup>3</sup> /s)	coefficiente udometrico - $u_0$ (l/s*ha)	Intensità di pioggia - $i_5(tc)$ (mm/h)	$Q_{50}$ (m <sup>3</sup> /s)	coefficiente udometrico - $u_0$ (l/s*ha)		
<b>Via dei tribunali - Via muzi</b>																
	1	0,01	0,01	100%	0,01	4,00	0,04	1,00	0,90	0,38	131	0,00	323	147	0,00	364
	2	0,01	0,01	100%	0,01	4,00	0,04	1,00	0,90	0,40	131	0,01	616	147	0,01	693
	3	0,22	0,22	100%	0,22	4,00	0,04	1,00	0,90	1,36	120	0,07	314	135	0,08	353
	4	0,28	0,28	100%	0,28	4,00	0,04	1,00	0,90	1,47	119	0,15	534	134	0,17	600
	5	0,27	0,27	100%	0,27	4,00	0,04	1,00	0,90	1,46	119	0,22	834	134	0,25	938
	6	1,10	1,10	100%	1,10	4,00	0,04	1,00	0,90	2,34	113	0,52	468	127	0,58	527
	7	0,07	0,07	100%	0,07	4,00	0,04	1,00	0,90	0,89	125	0,54	8086	140	0,60	9097
	8	0,41	0,41	100%	0,41	4,00	0,04	1,00	0,90	1,69	117	0,65	1585	132	0,73	1783
	9	0,11	0,11	100%	0,11	4,00	0,04	1,00	0,90	1,06	123	0,68	6326	138	0,77	7116
	10	0,78	0,78	100%	0,78	1,20	0,01	1,00	0,90	3,42	107	0,88	1125	120	0,98	1265
	11	0,03	0,03	100%	0,03	1,20	0,01	1,00	0,90	1,09	123	0,88	34640	138	0,99	38967
	12	0,02	0,02	100%	0,02	1,20	0,01	1,00	0,90	1,06	123	0,89	37276	138	1,00	41932
	13	0,63	0,63	100%	0,63	1,20	0,01	1,00	0,90	3,19	108	1,05	1663	121	1,18	1871
	14	0,02	0,02	100%	0,02	1,20	0,01	1,00	0,90	0,94	124	1,05	62306	140	1,18	70090
	15	0,02	0,02	100%	0,02	1,20	0,01	1,00	0,90	1,07	123	1,06	43646	138	1,19	49099
	16	0,04	0,04	100%	0,04	1,20	0,01	1,00	0,90	1,28	121	1,07	26545	136	1,20	29861
	17	0,11	0,11	100%	0,11	1,20	0,01	1,00	0,90	1,82	116	1,10	9847	131	1,24	11077
	18	0,02	0,02	100%	0,02	1,20	0,01	1,00	0,90	0,95	124	1,11	63886	139	1,24	71867
	19	0,03	0,03	100%	0,03	1,20	0,01	1,00	0,90	1,10	122	1,11	43167	138	1,25	48560
	20	0,05	0,05	100%	0,05	1,20	0,01	1,00	0,90	1,35	120	1,13	24288	135	1,27	27322
<b>51 Via dei Tribunali (Via Duomo - Via Trincherà)</b>																
<b>51 Via Trincherà (Via Trincherà - Via Muzi)</b>																

## 2.5 CONCLUSIONI

In sintesi, la stima delle portate al colmo di piena è stata effettuata seguendo la procedura di seguito riportata:

1. si è determinata, preliminarmente, la curva di probabilità pluviometrica corrispondente ai periodi di ritorno  $T$  (30 e 50 anni) rispetto ai quali si sono stimate le portate di piena;
2. per ogni sezione di calcolo si sono determinati i valori delle grandezze fisiche, quali superficie  $A$ , percentuale di area impermeabile  $P_{im}$  ( $I_m$ ) ecc., del bacino sotteso, al fine di calcolare il valore della costante d'invaso  $K$ , applicando la formula di Desbordes (7);
3. si è calcolato il valore della costante d'invaso relativo al bacino sotteso dalla sezione di calcolo;
4. nota la costante d'invaso  $K$  e la curva di probabilità pluviometrica, in base alla relazione (10) si è calcolato il valore di  $r$  che rende massima la portata al colmo e la corrispondente durata  $t_c = rK$ ;
5. noto il valore di  $r$ , la portata di progetto è stata determinata in base alla relazione (11);
6. per ogni sezione di calcolo, come ulteriore parametro di controllo, si è calcolato il coefficiente udometrico  $u = Q/A$ .

### 3 CALCOLO DELLE PORTATE FECALI

La stima della portata nera  $q_{m,n}$  è sostanzialmente legata al numero di abitanti serviti, alla dotazione idrica pro-capite e ad un coefficiente di afflusso in fogna; la portata massima nera si ottiene moltiplicando la portata media nera  $q_{m,n}$  per il coefficiente di punta.

Per quanto riguarda la portata media reflua pro-capite relativa al giorno di massimo consumo, in conformità al progetto del Commissario Delegato per l’Emergenza Sarno, si è fissato un valore di 450 l/ab giorno e per la determinazione delle portate di punta si è utilizzato un coefficiente amplificativo pari a 3.

Pertanto la stima della portata nera e di punta viene qui di seguito riportata:

Strada	Valutazione delle portate nere								
	bacino	Area del tratto (ha)	abitanti del tratto	abitanti totali gravanti sul tratto	dotazione idrica procapite (l/abxg)	portata media nera (l/sec)	coeff. di punta	portata di punta (l/sec)	portata di prima pioggia (l/sec)
<b>51 Via dei Tribunali (Via Duomo - Via Trincherà)</b>	1	0,01	2		450	<b>0,01</b>	3,00	<b>0,03</b>	0,04
	2	0,01	2	4	450	<b>0,01</b>	3,00	<b>0,03</b>	0,04
	3	0,22	30	32	450	<b>0,13</b>	3,00	<b>0,38</b>	0,63
	4	0,28	38	68	450	<b>0,16</b>	3,00	<b>0,48</b>	0,79
	5	0,27	37	75	450	<b>0,15</b>	3,00	<b>0,46</b>	0,77
	6	1,10	150	187	451	<b>0,63</b>	3,00	<b>1,88</b>	3,13
	7	0,07	10	160	452	<b>0,04</b>	3,00	<b>0,13</b>	0,21
	8	0,41	56	66	453	<b>0,23</b>	3,00	<b>0,70</b>	1,17
<b>51 Via Trincherà (Via Trincherà - Via Muzi)</b>	9	0,11	15	71	454	<b>0,06</b>	3,00	<b>0,19</b>	0,32
	10	0,78	106	121	455	<b>0,45</b>	3,00	<b>1,34</b>	2,23
	11	0,03	4	110	456	<b>0,02</b>	3,00	<b>0,05</b>	0,08
	12	0,02	4	8	457	<b>0,02</b>	3,00	<b>0,05</b>	0,08
	13	0,63	86	90	458	<b>0,36</b>	3,00	<b>1,09</b>	1,82
	14	0,02	3	89	459	<b>0,01</b>	3,00	<b>0,04</b>	0,06
	15	0,02	4	7	460	<b>0,02</b>	3,00	<b>0,05</b>	0,09
	16	0,04	6	10	461	<b>0,03</b>	3,00	<b>0,08</b>	0,13
	17	0,11	16	22	462	<b>0,07</b>	3,00	<b>0,21</b>	0,34
	18	0,02	3	19	463	<b>0,01</b>	3,00	<b>0,04</b>	0,06
	19	0,03	4	7	464	<b>0,02</b>	3,00	<b>0,05</b>	0,09
	20	0,05	7	11	465	<b>0,03</b>	3,00	<b>0,09</b>	0,15

#### 4 VERIFICA IDRAULICA

La verifica idraulica dei collettori viene condotta in condizioni di moto uniforme per le correnti lente, in condizioni di stato critico per le correnti veloci.

A tal fine si è sommata la portata di punta fecale alla portata pluviale determinata in riferimento ad un periodo di ritorno.

Pertanto le portate considerate ai fini della verifica, sono quelle pluviali, riportate al paragrafo precedente.

In ipotesi di moto uniforme la corrente scorre in un alveo cilindrico con la superficie libera a distanza costante dal fondo; in essa le caratteristiche idrauliche (velocità, sezione, portata) non variano nello spazio e nel tempo.

La letteratura tecnica fornisce numerosi esempi di formule per il calcolo delle caratteristiche in moto uniforme. Nel caso in esame, per la verifica dei collettori, è stata adottata la formula di Gauckler e Strickler.

Questa si esprime come segue:

$$(13) \quad V = K \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

che combinata opportunamente con quella di continuità:

$$(14) \quad Q = V \times \sigma$$

fornisce:

$$(15) \quad Q = K \times \sigma \times R^{(2/3)} \times i^{(1/2)}$$

I simboli indicano le seguenti grandezze:

- V (m/s), la velocità in moto uniforme;
- K (m<sup>1/3</sup>/s) il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler;
- R (m) il raggio idraulico espresso come rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato;
- i la pendenza del collettore;
- Q (mc/s) la portata;
- σ (mq) la sezione idrica.

La formula consente, nota la geometria della sezione idrica, di determinare le caratteristiche idrauliche della corrente che si instaurano al passaggio delle varie portate.

Per quanto concerne il valore del coefficiente di scabrezza  $K$ , questo dipende dalla natura delle pareti che costituiscono lo speco.

Per valori elevati di tale coefficiente si tende a pareti sostanzialmente lisce.

Nel caso in esame, si è previsto un coefficiente di scabrezza pari a 85.

Infine, per le pendenze del collettore fognario si è cercato di utilizzare valori quanto più prossimi al piano stradale, ma dove il terreno risultava molto ripido si sono scelti valori di pendenza inferiori, al fine di rispettare i limiti di velocità del refluo.

I risultati del dimensionamento e delle verifiche effettuate, sono riportati nella tabella allegata.

Collettore	Bacino	Pendenza [%]	Speco [circ mm] [rett m]	T=30				T=50					
				Q [m³/s]	Q [l/s]	Tirante uniforme [m]	Velocità uniforme [m/s]	Grado di riempimento [%]	Q [m³/s]	Q [l/s]	Tirante uniforme [m]	Velocità uniforme [m/s]	Grado di riempimento [%]
				1	4,00	circolare 400	0,00	3	0,02	1,00	0,00	3	0,02
2	4,00	circolare 400	0,01	6	0,03	1,26	0,01	6	0,03	1,31	9%		
3	4,00	circolare 400	0,07	69	0,11	2,65	0,08	78	0,11	2,74	30%		
4	4,00	circolare 400	0,15	148	0,16	3,27	0,17	166	0,17	3,37	46%		
5	4,00	circolare 560	0,22	225	0,17	3,59	0,25	253	0,19	3,71	35%		
6	4,00	circolare 560	0,52	517	0,28	4,49	0,58	582	0,30	4,61	57%		
7	4,00	circolare 560	0,54	537	0,28	4,52	0,60	605	0,30	4,65	58%		
8	4,00	circolare 560	0,65	652	0,32	4,73	0,73	734	0,35	4,85	66%		
9	4,00	circolare 560	0,68	685	0,33	4,78	0,77	770	0,36	4,89	68%		
10	1,20	rett. 0,60 x1,05	0,88	875	0,56	4,72	0,98	985	0,62	4,82	59%		
11	1,20	rett. 0,60 x1,10	0,88	883	0,57	4,73	0,99	993	0,62	4,83	57%		
12	1,20	rett. 0,60 x1,10	0,89	890	0,57	4,73	1,00	1001	0,63	4,84	57%		
13	1,20	rett. 0,60 x1,20	1,05	1046	0,65	4,88	1,18	1177	0,72	4,97	60%		
14	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,05	1051	0,65	4,88	1,18	1183	0,72	4,98	56%		
15	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,06	1059	0,66	4,88	1,19	1191	0,73	4,98	56%		
16	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,07	1070	0,66	4,89	1,20	1204	0,73	4,99	56%		
17	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,10	1101	0,68	4,92	1,24	1239	0,75	5,01	58%		
18	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,11	1106	0,68	4,92	1,24	1245	0,75	5,02	58%		
19	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,11	1114	0,69	4,93	1,25	1253	0,76	5,02	58%		
20	1,20	rett. 0,60 x1,30	1,13	1128	0,69	4,94	1,27	1268	0,77	5,03	59%		