

COMMITTENTE:



COMUNE DI ARZANO

OGGETTO:

PROGETTO ESECUTIVO DEI “LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO E IDRICO DEL CENTRO STORICO”

FASE:

PROGETTO ESECUTIVO

IL PROGETTISTA:



I.A. Consulting s.r.l.

ELABORATO:

ER.03

TITOLO:

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

IDENTIFICAZIONE ELABORATO					DATA	SCALA
ID COMMESSA	FASE	PROG ELAB	PROG SUBELAB	TIPO DOC	REVISIONE	
						Ottobre 2025
ARCHIVIO FILE:						
01	OTT. 2025	ADEGUAMENTO PROGETTO		A.L.	A.L.	R.I.
00	NOV. 2022	EMISSIONE		A.L.	A.L.	R.I.
REV	DATA	DESCRIZIONE		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di Arzano (NA)

**PROGETTO ESECUTIVO DEI "LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL SISTEMA
FOGNARIO E IDRICO DEL CENTRO STORICO"**

INDICE

1	PREMESSE	2
2	REGIME PLUVIOMETRICO	3
2.1	STIMA DEL VALOR MEDIO DEI MASSIMI ANNUALI DI PIOGGIA	3
2.2	COEFFICIENTE DI CRESCITA CON IL PERIODO DI RITORNO	4
2.3	LEGGE DI PIOGGIA	5
3	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA	5
3.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE NERE	5
3.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE METEORICHE	6
3.3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE FOGNARIA.....	6
3.4	DIMENSIONAMENTO DELL'INTERASSE TRA LE CADITOIE	8



1 PREMESSE

Il presente elaborato costituisce la Relazione Idrologico-Idraulica relativa al Progetto Esecutivo dei "Lavori di Riqualificazione del Sistema Fognario e Idrico del Centro Storico", nel Comune di Arzano.

Il progetto proposto prevede la riqualificazione dei sistemi fognari con il ripristino delle pavimentazioni stradali e la realizzazione di opere complementari quali i marciapiedi su ambo i lati, nei vari tratti delle seguenti strade:

- via Annunziata
- via Zanardelli
- via San Giustina
- vicolo II San Giustina
- traversa San Giustina
- vicolo Municipio/via Pablo Picasso
- vico I Annunziata
- vico II Annunziata
- vico III Annunziata
- vico VI Annunziata
- vico V Annunziata
- vicolo I San Giustina
- vico I Zanardelli
- vico II Zanardelli/via A. De Curtis
- vico III Zanardelli/via Viviani

Inoltre è previsto un intervento di riqualificazione della rete fognaria su via Aldo Moro, che comprende l'eliminazione dell'esistente scolmatore su via Russiello e l'adeguamento del collettore fognario su via Aldo Moro, fino all'immissione nel collettore principale DN1200 presente su via Angelo Volpicelli.

Per quanto concerne la rete fognaria la lunghezza complessiva sarà pari a 2697 m, la stessa sarà realizzata mediante condotte in PVC rigido (per i diametri fino al DN630) e in PeAD Spiralato (per i diametri maggiori, fino al DN1400).

Sulle strade oggetto di intervento saranno posizionate opportune caditoie sifonate, al fine di intercettare le acque meteoriche. L'intervento sarà completato dal rifacimento del tappetino stradale sull'intera carreggiata oggetto dei lavori.

Nell'ambito della presente Relazione sono presentati i calcoli di dimensionamento della rete fognaria.



2 REGIME PLUVIOMETRICO

2.1 Stima del valor medio dei massimi annuali di pioggia

Al fine della valutazione delle portate meteoriche afferenti alla rete di fognatura mista si procede alla stima delle portate di pioggia.

La curva di possibilità pluviometrica (cpp) sarà pertanto valutata adottando i parametri desumibili dallo studio VAPI per la Regione Campania, redatto dal CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

La stima del valor medio del massimo annuale dell'intensità di pioggia per la Campania può essere ottenuta con una espressione del tipo:

$$m[I(d)] = m(I_0) / \left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{\beta} \quad (1)$$

in cui d e d_c vanno espressi in ore, $m[I_0]$ e $m[I(d)]$ in mm/ora e vale:

$$\beta = C - D * Z \quad (2)$$

Con Z quota sul livello del mare.

I parametri delle 1 e 2 sono costanti all'interno di singole aree pluviometriche omogenee, e variano nel passare dall'una all'altra. Per identificare in quale area omogenea rientra il bacino in studio, si può fare riferimento alla corografia in Figura 1. Si osserva come l'area oggetto del presente studio appartenga alla zona omogenea A1 (cerchio verde).

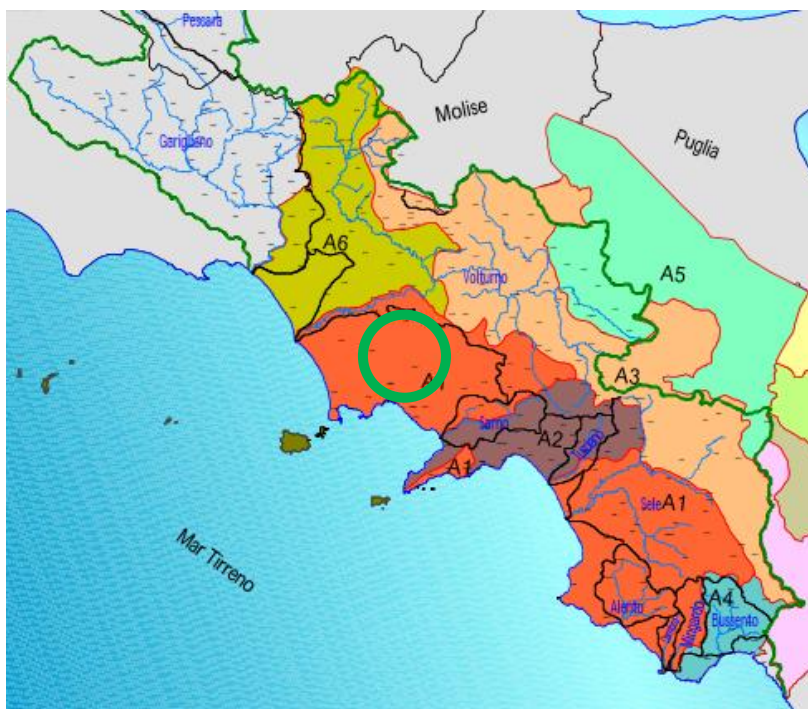


Figura 2.1 – Aree Pluviometriche omogenee della Regione Campania. Il cerchio verde rappresenta la localizzazione dell'intervento di progetto



Comune di Arzano (NA)

**PROGETTO ESECUTIVO DEI "LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL SISTEMA
FOGNARIO E IDRICO DEL CENTRO STORICO"**

I parametri delle 1 e 2 sono forniti in Tabella 1.

Area omogenea	n. staz.	$\mu(h_0)$ (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D * 10^5$	ρ^2
1	21	77.08	0.3661	0.7995	8.6077	0.9994
2	18	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9991
3	11	116.7	0.0976	0.7360	8.7300	0.9980
4	7	78.61	0.3846	0.8100	24.874	0.9930
5	12	231.8	0.0508	0.8351	10.800	0.9993
6	28	87.87	0.2205	0.7265	8.8476	0.9969
7	11	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9989

Tabella 1 - parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali per ogni area pluviometrica omogenea.

Come detto in precedenza l'area oggetto della verifica ricade nell'Area Omogenea A1. Poiché la quota dell'area di intervento è $Z = 74$ m s.l.m.m., si calcola $\beta = 0.7926$.

Pertanto il valor medio dei massimi annuali delle altezze di pioggia fornito dallo studio VAPI è definito dalla seguente relazione:

$$m_d = \frac{77.08d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7995}} \quad (3)$$

2.2 Coefficiente di crescita con il periodo di ritorno

Anche la valutazione del periodo di ritorno sarà condotta con lo studio VAPI.

Il modello probabilistico assunto nel VAPI è il TCEV (Two Component Extreme Value). Esso interpreta il processo dei valori superiori ad una soglia mediante due sequenze di variabili casuali indipendenti e identicamente distribuite, ciascuna delle quali definisce un processo poissoniano con eccedenze distribuite con legge esponenziale.

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della sottozona pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita K_T :

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})} \quad (4)$$

I parametri ottenuti per l'intero compartimento di Napoli nell'ambito del VAPI sono riportati nella Tabella seguente n.2:

Piogge	$\theta_* = 2.136$	$\Lambda_* = 0.224$	$\Lambda_1 = 41$	$\eta = 4.688$
--------	--------------------	---------------------	------------------	----------------

Tabella 2 - Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania



Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della 3 per cui, fissato un valore T del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita K_T . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito, nella Tab. 3, i valori di K_T ottenuti numericamente dalla 1 per alcuni valori del periodo di ritorno.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (piogge)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26

Tabella 3 - valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita per le piogge in Campania, per alcuni valori del periodo di ritorno.

Nell'ambito del presente studio si assumerà un periodo di ritorno $T = 20$ anni. Pertanto si utilizzerà $K_T = 1.65$.

Tale scelta è dettata dalle seguenti considerazioni:

- Il progetto mira a riqualificare un'area strategica del territorio comunale, e pertanto la probabilità di allagamenti della stessa deve essere, per quanto possibile, ridotta;
- Alla luce dei fenomeni di cambiamento climatico è opportuno, soprattutto per i fenomeni governati dalla piogge più brevi e intense, utilizzare un maggiore coefficiente di sicurezza.

2.3 Legge di pioggia

D quanto discusso nei precedenti paragrafi, la legge che descrive il massimo annuale delle altezze di pioggia a periodo di ritorno $T = 20$ anni è

$$h_{d,20} = \frac{127d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7995}} \quad (5)$$

3 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA

3.1 Metodologia di Calcolo delle Portate Nere

Ai fini del calcolo delle portate nere afferenti alla nuova rete mista si è proceduto nella maniera seguente:

- Per ciascun tratto è stata delimitata l'area afferente.
- Si è proceduto alla stima della portata media nera Q_{mn} considerando una densità abitativa di 240 Abitanti/ha e una dotazione idrica di 200 l/Abitante/giorno, e pertanto calcolando $Q_{mn} = 240 \times A \times 200 / 86400$ (portata in l/s).
- E' stato pertanto stimato il coefficiente di punta per il raggruppamento di abitanti utilizzando la formula di de Marinis et Al. (2008), valida per cluster di abitanti inferiori a 1000, che si scrive $C_p = 20 \text{ Ab}^{-0.2}$, con C_p = coefficiente di punta, Ab = numero di abitanti.
- E' stata calcolata la portata nera di punta $Q_{pn} = C_p \times Q_{mn}$.



3.2 Metodologia di Calcolo delle Portate Meteoriche

La stima delle portate meteoriche è stata condotta mediante il metodo dell'invaso semplificato (metodo razionale) proposto da De Martino (Pubblicazione n.55 degli Istituti di Idraulica dell'Università degli Studi di Napoli) e valido per bacini di area inferiore ai 30 ha.

In tale metodo la portata meteorica viene calcolata mediante la formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot \psi \cdot i \cdot A}{0.36} \quad (6)$$

dove

Q = portata meteorica (m³/s);

φ = coefficiente di afflusso, dipendente dal grado di impermeabilità del bacino considerato. Qui viene stimato (American Society of Civil Engineers) pari a 0.80 in base alla considerazione dell'elevato grado di urbanizzazione delle aree oggetto dell'intervento.

ψ = coefficiente di ritardo desunto dalla tabella A della pubblicazione dell'ing. De Martino (Pubblicazione n.55 degli Istituti di Idraulica dell'Università degli Studi di Napoli);

i = intensità massima di pioggia in m/h corrispondente alla durata di 15 minuti (pioggia critica per bacini inferiori a 30 ha);

A = area del bacino in ha.

Dalla (5) si calcola, per $d = 15' = 0.25$ h, $i = 86.3$ mm/h = 0.0863 m/h.

3.3 Dimensionamento e Verifica della Rete Fognaria del Centro Storico

Ai fini del dimensionamento e della verifica della rete fognaria mista si è proceduto nella seguente maniera:

- È stata utilizzata la portata meteorica, sommata alla portata nera di punta, per verificare la capacità dello speco (grado di riempimento inferiore al 70%, e inferiore al 50% per i diametri minori), nonché la velocità massima (che deve essere inferiore a 5 m/s).
- E' stata utilizzata la portata nera di punta per calcolare la velocità minima, che deve essere in ogni caso superiore a quella che consente l'autopulitura dei condotti fognari (0,50 m/s).

La tabella seguente riporta i calcoli di dimensionamento e verifica. Si precisa che, negli stessi, è stato adottato per la scabrezza delle condotte (in materiale plastico) un coefficiente di resistenza di Strickler $K_{st} = 80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, per portare in conto la presenza di sempre possibili depositi e incrostazioni, mentre il diametro è il diametro interno delle condotte (della tabella è però rappresentato il diametro nominale, per un immediato riconoscimento).

Dai calcoli effettuati si evidenzia come il sistema fognario progettato sia sempre verificato, con l'eccezione di tre tratti (capofogna) nei quali la velocità minima risulta inferiore a quella di autopulitura. Trattandosi comunque di una fogna mista, ciò non deve creare allarme, in quanto le portate meteoriche dilaveranno, alla bisogna, gli eventuali depositi.



Comune di Arzano (NA)

PROGETTO ESECUTIVO DEI "LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL SISTEMA
FOGNARIO E IDRICO DEL CENTRO STORICO"

Tratto	Confluenti	A	ΣA	L	p	φ	φ _u	φ _v	Q _p	speco	Q _r	HD	h	V _r	V _{max}	u	N Ab	Q _{mn}	Q _{np}	h	V _{min}
		/s	/s	m	%	°	°	°	l/s	mm	m ³ /s	%	cm	m/s	m/s	l/(s ha)		l/s	l/s	cm	m/s
23-21		0.47	0.47	80	0.2	0.80	0.80	0.60	61	500	11.10	51.0	26	28.0	0.6	131	112	0.23	1.82	3	0.39
22-21		0.34	0.34	55	1.3	0.80	0.80	0.55	41	315	9.90	45.0	14	30.0	1.2	120	81	0.17	1.40	2	0.51
21-18	23-21, 22-21	0.11	0.92	62	1.5	0.80	0.80	0.66	132	630	4.71	35.5	22	24.5	1.7	144	220	0.46	3.12	3	0.75
19-18		0.40	0.40	55	0.7	0.80	0.80	0.55	48	315	15.87	61.0	19	31.0	0.9	120	96	0.20	1.61	3	0.51
18-16	21-18, 19-18	0.37	1.69	110	1.5	0.80	0.80	0.68	250	630	8.92	47.5	30	27.0	1.9	148	405	0.84	5.08	4	0.80
17-16		0.52	0.52	70	0.5	0.80	0.80	0.54	61	400	12.67	55.0	22	29.0	0.9	118	124	0.26	1.97	3	0.51
16-15	17-16, 18-16	0.35	2.56	70	1.7	0.80	0.80	0.69	385	800	6.81	39.0	31	24.0	2.1	150	614	1.28	7.08	4	1.02
14-15		1.01	1.01	60	0.3	0.80	0.80	0.60	132	500	19.47	69.0	35	31.0	0.8	131	242	0.50	3.36	4	0.48
15-12	16-15, 14, 15	0.08	3.65	50	0.9	0.80	0.80	0.66	525	800	12.76	55.0	44	29.0	1.9	144	876	1.83	9.41	5	0.75
13-12		0.20	0.20	50	0.9	0.80	0.80	0.56	24	250	13.19	65.0	16	30.0	0.9	122	48	0.10	0.92	2	0.51
12-11	15-12, 13-12	0.02	3.87	25	0.9	0.80	0.80	0.69	582	800	14.15	62.0	50	30.1	1.9	150	928	1.93	9.86	5	0.76
10-11		0.18	0.18	55	0.9	0.80	0.80	0.60	24	250	12.72	55.0	14	29.0	0.9	131	43	0.09	0.84	2	0.50
24-11		0.95	0.95	210	0.8	0.80	0.80	0.60	124	500	11.22	50.0	25	28.0	1.2	131	228	0.48	3.21	3	0.52
11-9	24-11, 12-11, 10-11	0.15	5.15	45	1	0.80	0.80	0.63	707	800	16.31	64.0	51	31.0	2.1	137	1236	2.58	12.40	6	1.01
8-9		0.62	0.62	100	1	0.80	0.80	0.60	81	400	11.87	54.0	22	29.0	1.2	131	148	0.31	2.27	3	0.62
9-7	11-9, 8-9	0.10	5.87	50	1	0.80	0.80	0.63	805	900	13.58	55.0	50	27.0	2.0	137	1408	2.93	13.76	5	0.90
4-6		0.27	0.27	55	0.7	0.80	0.80	0.55	32	315	10.71	50.0	16	26.5	0.8	120	64	0.13	1.16	2	0.50
5-6		0.07	0.07	76	0.7	0.80	0.80	0.55	8	200	9.32	47.0	9	28.0	0.6	120	16	0.03	0.38	2	0.39
6-7	4-6, 5-6	0.10	0.44	30	0.7	0.80	0.80	0.56	54	315	17.77	68.0	21	31.0	0.9	122	105	0.22	1.72	3	0.52
7-2	9-7, 6-7	1.25	7.56	225	0.6	0.80	0.80	0.61	1004	1000	16.50	65.0	65	31.0	1.9	133	1814	3.78	16.85	7	0.90
3-2		1.17	1.17	130	0.5	0.80	0.80	0.59	150	500	17.18	68.0	34	32.0	1.1	128	280	0.58	3.78	4	0.58
2-1	3-2, 7-2	0.51	9.24	76	0.2	0.80	0.80	0.56	1127	1400	13.07	55.0	77	29.0	1.3	122	2217	4.62	19.79	9	0.55
20-26		0.43	0.43	85	2.7	0.80	0.80	0.67	63	315	10.58	50.0	16	28.0	1.7	146	103	0.21	1.70	2	0.70
25-26		0.35	0.35	75	0.7	0.80	0.80	0.59	45	315	14.89	59.0	19	29.0	0.9	128	84	0.18	1.44	3	0.51
26-28	20-26, 25-26	0.39	1.17	110	1.6	0.80	0.80	0.60	153	400	17.71	65.0	26	31.0	1.7	131	280	0.58	3.78	3	0.75
27-28		1.09	1.09	115	1.2	0.80	0.80	0.60	142	500	10.51	55.0	28	28.0	1.5	131	261	0.54	3.57	3	0.78
28-29	27-28, 26-28	0.14	2.40	45	0.7	0.80	0.80	0.62	324	800	8.94	50.0	40	25.0	1.4	135	576	1.20	6.73	4	0.66
31-30		0.95	0.95	130	2.4	0.80	0.80	0.59	122	400	11.54	52.5	21	27.0	1.8	128	228	0.48	3.21	3	0.96

Tabella 4 – calcolo di dimensionamento e verifica del sistema fognario misto



3.4 Dimensionamento e Verifica della Rete Fognaria su via Aldo Moro

Attualmente nell'area di via Aldo Moro, nella zona Nord-Occidentale del territorio comunale, si verificano frequenti allagamenti a causa della deficienza del sistema di collettamento delle acque bianche.

E' stata pertanto rilevata la rete esistente, che presenta diametri variabili, ma sempre intorno al DN400, e uno scolmatore che da via Aldo Moro scarica su via Russiello. Sulla stessa via Russiello si presentano allagamenti, indice dell'inadeguatezza della rete fognaria ivi esistente.

Al fine di risolvere tali problemi, si propone di:

- adeguare la rete fognaria esistente su via Aldo Moro;
- abolire lo scolmatore da via Aldo Moro su via Russiello.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della rete fognaria mista si è proceduto nella seguente maniera:

- È stata utilizzata la portata meteorica, sommata alla portata nera di punta, per verificare la capacità dello speco (grado di riempimento inferiore al 70%, e inferiore al 50% per i diametri minori), nonché la velocità massima (che deve essere inferiore a 5 m/s).
- E' stata utilizzata la portata nera di punta per calcolare la velocità minima, che deve essere in ogni caso superiore a quella che consente l'autopulitura dei condotti fognari (0,50 m/s).

Per il dimensionamento e verifica è stato adottato per la scabrezza delle condotte (in materiale plastico) un coefficiente di resistenza di Strickler $K_{st} = 80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, per portare in conto la presenza di sempre possibili depositi e incrostazioni.

Il calcolo di dimensionamento è riportato di seguito.

Tratto	Confluenti	A	ΣA	L	p	φ	φ_m	ψ	Q_p	speco	Q_r	h/D	h	V_r	V_{max}	u
		ha	ha	m	%	-	-	-	l/s	mm	m^3/s	%	cm	m/s	m/s	l/(s ha)
Aldo Moro 2		11.20	11.20	196	0.75	0.50	0.50	0.48	732	800	19.50	72.0	58	30.5	1.8	65
Aldo Moro 1	via Marzabotto	18.8	18.8	206	0.75	0.50	0.50	0.45	1152	900	22.41	75.0	68	30.0	1.9	61

N Ab	Q_{mn}	Q_{np}	h	V_{min}
	l/s	l/s	cm	m/s
1344	2.80	13.26	6	0.79
2256	4.70	20.07	7	0.88

3.5 Dimensionamento dell'interasse tra le caditoie

Di seguito si effettua il calcolo dell'interasse da imporre tra le caditoie.

Le caditoie sono costituite da una luce d'intercettazione, da un pozzetto sottostante e da una condotta trasversale alla strada che le collega al più vicino canale di fognatura. Il dimensionamento dell'interasse da assegnare alle caditoie è effettuato imponendo che, a fronte di uno scroscio di pioggia con un tempo di ritorno di 100 anni, non si abbia sul margine esterno della banchina un velo liquido superiore a qualche centimetro. Le caditoie, di regola, devono essere disposte sempre negli avvallamenti delle strade ed in corrispondenza delle intersezioni stradali. Inoltre, esse devono essere disposte in modo tale che i passaggi pedonali siano tenuti il più possibile sgombri dalle acque che defluiscono nelle cunette

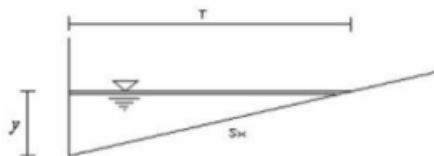


Comune di Arzano (NA)

**PROGETTO ESECUTIVO DEI "LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DEL SISTEMA
FOGNARIO E IDRICO DEL CENTRO STORICO"**

stesse. La portata in cunetta Q [m^3/s], che permette di avere un tirante idrico minore dell'altezza del cordolo del marciapiede, è valutata con la formula di Chèzy:

$$Q = \frac{C_f}{n} \times S_X^{5/3} \times T^{8/3} \times S_0^{1/2}$$



Con $C_f = 0.376$

T = massima larghezza ammessa in sommità della sezione bagnata espressa in [m]; n = coefficiente di scabrezza secondo Manning, pari all'inverso del coefficiente di scabrezza valutato secondo Strickler. In pratica si ha che: $n = 1/K_s$; S_x = pendenza trasversale della cunetta; S_0 = pendenza longitudinale della strada; y = tirante idrico, ossia l'altezza del pelo libero in corrispondenza del marciapiede. Calcolata la portata Q in [m^3/s] per stabilire quante caditoie occorrono lungo il tratto di strada interessato dall'intervento in oggetto, si deve calcolare la lunghezza del tratto di strada che permette di avere nella corrispondente cunetta proprio quella portata massima. Per il calcolo della portata suddetta si utilizza la formula razionale dei deflussi:

$$Q = \frac{C \times I}{3,6} \times (x + a) \times L'$$

C = coefficiente di deflusso in funzione della superficie drenata [adimensionale];

I = intensità di pioggia espressa in mm/h; x = larghezza di una falda in km; a = larghezza marciapiede in km; L' = lunghezza del tratto di strada interessata in km. Se la lunghezza L' così ottenuta risulta essere minore della lunghezza complessiva della strada in esame, allora andranno disposte caditoie intermedie.

Per la situazione in studio i parametri di calcolo saranno i seguenti: $C_f = 0,376$; $S_x = 2,68\%$; $S_0 = 2\%$; $C = 0,9$; $x = 3,2$ m; $a = 1,5$ m; $T = 0,60$ m; $y' = 13$ cm (altezza marciapiede); $1/n = k_s = 60$ m^{1/3}/s. La portata che corrisponde alla massima ampiezza ($T = 0,6$ m) in sommità della sezione bagnata vale: $Q = 0,376 \times k_s \times S_x^{5/3} \times T^{8/3} \times S_0^{1/2}$ espresso in [m^3/s]

$$Q = 0,376 \times 60 \times 0,02685^{5/3} \times 0,6^{8/3} \times 0,0031^{1/2} = 0,00246 \text{ [} m^3/s \text{]} = 2,46 \text{ [l/s]}$$

Il tirante idrico ad essa corrispondente risulta: $y = T \times S_x = 0,60 \times 0,0268 \cong 0,0161$ m = 1,61 cm < $y' = 13$ cm y = altezza del pelo libero in corrispondenza del marciapiede

Considerando la prima caditoia all'inizio della strada, la seconda caditoia sarà posizionata ad una distanza non superiore a L' , data da: $L' = [3,6 \times Q] / [C \times I \times (x + a)]$ espressa in km $L' = [3,6 \times 0,00080] / [0,9 \times 84,28 \times (0,0032 + 0,0015)] = 0,022$ km = 22 m

L'interasse tra le caditoie sarà pertanto assunto pari a 20 m.