



COMUNE DI SANREMO

Provincia di Imperia

Settore Lavori Pubblici Fondi Europei ed Espropri
Servizio Manutenzione Immobili e Progettazione

RIQUALIFICAZIONE ESTETICA E FUNZIONALE DI **PIAZZA BOREA D'OLMO e VIA MATTEOTTI**

Progettista: Arch. Giulia Barone

Collaboratore progetto architettonico: Arch. Stefano Antonelli

RUP: Ing. Danilo Burastero

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

D) RELAZIONE IDRAULICA

SCALA

-

REV.	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE	TAV.
0		FEBBRAIO 2019		
1				
2				
3				
4				
5				

—

—



COMUNE DI SANREMO

**RIQUALIFICAZIONE ESTETICA E FUNZIONALE
DI PIAZZA BOREA D'OLMO E VIA MATTEOTTI**

PROGETTO ESECUTIVO

**PROGETTO E VERIFICA COLLETTORI
FOGNARI ACQUE METEORICHE**

Il tecnico

Ing. Riccardo Restani

INDICE

1. Premessa	pag. 2
2. Descrizione delle opere esistenti	pag. 2
3. Dimensionamento del collettore fognario	pag. 3
3.1 Portata smaltibile dai collettori	pag. 4
3.2 Superficie del bacino	pag. 6
3.3 Coefficiente di riduzione delle piogge	pag. 7
3.4 Linea segnalatrice di possibilità pluviometrica e intensità di precipitazione	pag. 8
3.5 Calcolo del tempo di corrivazione	pag. 11
3.6 Calcolo della portata di massima piena	pag. 13
3.7 Dimensionamento collettore in progetto	pag. 15
4. Conclusioni	pag. 15

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica è finalizzata alla verifica della capacità di deflusso dei collettori per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, che insistono su via Matteotti e sulle seguenti aree ad essa limitrofe:

- P.za Borea D'Olmo;
- Via Mameli.

In particolare, verrà valutata la capacità di smaltimento dell'esistente rete delle acque bianche, in funzione delle modifiche al sistema di drenaggio superficiale e di collettamento derivanti dal progetto esecutivo dei lavori di Riqualficazione funzionale ed estetica di p.za Borea D'Olmo e via Matteotti; si procederà quindi a definire le caratteristiche dimensionali delle opere di collettamento necessarie per il completamento della rete esistente.

Nel seguito della trattazione verranno approfonditi i criteri di calcolo adottati per la verifica dei collettori, assumendo come dati di ingresso quelli desunti dal rilievo "as - built" redatto dal personale dell'Ufficio Tecnico comunale.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE ESISTENTI

Le tubazioni oggetto di verifica sono state posate in opera nell'ambito dei lavori di riqualficazione di via Matteotti e sono così costituite:

- n. 2 tubazioni in PVC Φ 315, che dall'innesto di via Mameli in via Matteotti, a partire da due pozzetti, corrono sotto strada in parallelo per una lunghezza di ca. 80 ml, intercettando le acque provenienti da griglie e caditoie presenti su strada;
- n. 1 tubazione in PVC Φ 630, in cui confluiscono le due tubazioni di cui al punto precedente all'altezza di via Gaudio, che intercetta altre acque meteoriche per una lunghezza di ca. 130 ml, recapitandole nel Torrente San Romolo all'altezza di c.so Mombello.

3. DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE FOGNARIO

Esistono varie metodologie per il dimensionamento di un tratto di fognatura per la raccolta delle acque meteoriche. Ai fini della presente trattazione si adotta il metodo razionale o della corrivazione, in base al quale la pioggia che provoca la massima portata di piena è quella che ha una durata pari al tempo di corrivazione:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi i_c S}{3.6}$$

dove:

Q_{\max} = portata massima di piena, espressa in mc/s;

S = superficie del bacino drenato dal tratto di fognatura, espressa in kmq;

i_c = intensità di pioggia, espressa in mm/ora;

φ = coefficiente di riduzione delle piogge;

3.6 è un fattore che consente di esprimere le portate in mc/s.

L'intensità di pioggia critica i_c si ottiene dalla seguente espressione:

$$i_c = \frac{h}{t_c}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione (o di concentrazione) del bacino, espresso in ore;

h = altezza di pioggia critica (mm).

Le ipotesi sulla base delle quali risulta applicabile il metodo della corrivazione sono le seguenti:

- a) la legge precipitazioni – durata deve essere del tipo $h = a t^n$;
- b) la distribuzione delle piogge deve essere uniforme sul bacino considerato;
- c) l'intensità della pioggia $i = h/t$ deve essere considerata costante per tutta la durata dell'evento;
- d) il bacino sotteso dalla sezione del collettore deve essere il più possibile regolare.

Considerata la modesta estensione dei bacini afferenti ai collettori oggetto della presente trattazione si possono assumere valide le ipotesi sopra riportate.

Inoltre, poiché lo scopo della presente analisi è la verifica della capacità di smaltimento dei collettori esistenti, la portata di deflusso sarà un dato di ingresso del problema, determinata in base alle caratteristiche geometriche e costruttive degli stessi. L'incognita del problema consiste nel verificare se la portata massima di deflusso nei collettori esistenti sia in grado o meno di garantire un tempo di ritorno adeguato alla esigenze progettuali.

Di seguito si esaminano i singoli fattori che concorrono a definire il problema di verifica dei collettori fognari esistenti, nonché le modalità di valutazione di ognuno di essi.

3.1 PORTATA SMALTIBILE DAI COLLETTORI

Il moto dell'acqua in una fognatura è descritto con sufficiente approssimazione dalla legge del moto uniforme:

$$j = s$$

dove j rappresenta le perdite di carico, mentre s è la pendenza media del tratto fognario.

Le perdite di carico sono espresse dalla seguente espressione:

$$j = \frac{V^2}{K^2 R_m^{4/3}}$$

con:

V = velocità media nella sezione;

R_m = raggio medio (raggio idraulico);

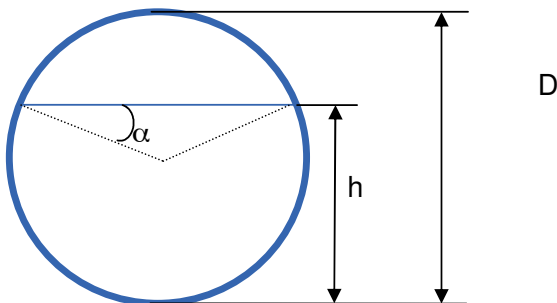
$K = 1/n$ dove n è il coefficiente di Manning (coefficiente di scabrezza).

Con riferimento ad una sezione circolare (si veda la figura seguente), si esprimono di seguito la sezione bagnata (ω), il perimetro bagnato (C_b) e il raggio idraulico (R_m):

$$\omega = \frac{\pi D^2}{4} \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi} \right)$$

$$C_b = D (\pi - \alpha)$$

$$R_m = \frac{\pi D}{4} \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi} \right)}{(\pi - \alpha)}$$



In conseguenza della diretta dipendenza da α (e quindi da h) delle caratteristiche geometriche della sezione parzializzata (oltre che dai valori caratteristici della sezione piena), anche la velocità media V e la portata Q dipendono solo da questi fattori. Ricordando la relazione del moto uniforme, si ha:

$$V = KR_m^{2/3} s^{1/2}$$

$$Q = \omega V = \omega KR_m^{2/3} s^{1/2}$$

Dette V^* e Q^* rispettivamente la velocità e la portata relative al deflusso a sezione piena, è possibile definire i rapporti seguenti:

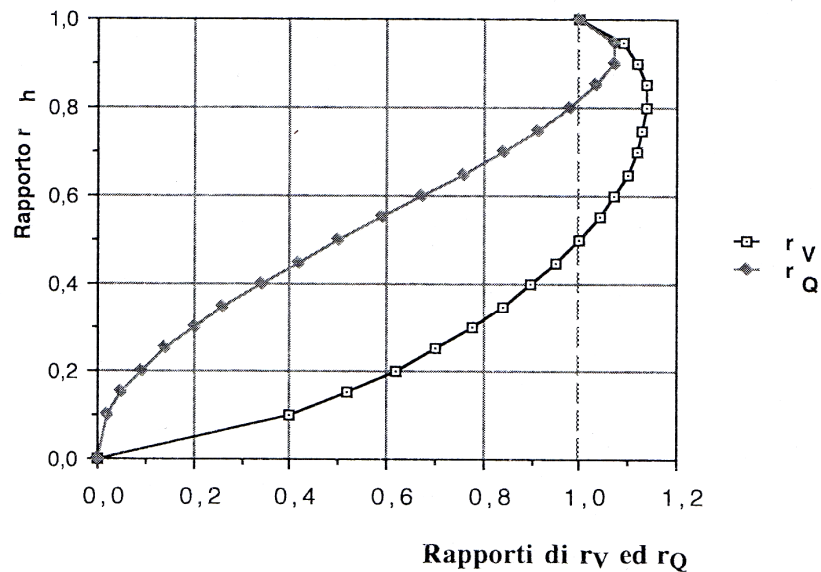
$$r_V = \frac{V}{V^*}$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q^*}$$

Dallo sviluppo dei calcoli i due precedenti rapporti risultano funzione dell'angolo α , e quindi del rapporto r_h così definito:

$$r_h = \frac{h}{D}$$

Sono stati sviluppati grafici (curve di riempimento) in cui si riportano i rapporti r_V e r_Q in funzione di r_h per la sezione circolare:



Relazione tra i rapporti r_V , r_Q e r_h in sezione circolare

Note le caratteristiche geometriche dei collettori esistenti, nonché le pendenze dei tratti d'interesse, dalle formule e dai diagrammi precedentemente richiamati si calcolano le portate smaltibili dalle tubazioni. Poiché il grado di riempimento (r_h) dei collettori è un parametro che influisce sul calcolo della portata, di seguito sono state assunte due differenti ipotesi per la verifica dei collettori:

- massima portata smaltibile;
- massima portata smaltibile con franco di sicurezza, che verifichi la condizione $h \leq \frac{3}{4} D$ o $h \geq 0.20$ m (per collettori con $DN \geq 400$ mm).

I risultati della verifica, considerando i diametri interni delle tubazioni, una pendenza costante dell'0.5% e un valore di scabrezza per le tubazioni usate pari a $90 \text{ mm}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, sono di seguito sintetizzati.

Φ	Massima portata			Franco		
	Q (mc/s)	V (m/s)	r_h (-)	Q (mc/s)	V (m/s)	r_h (-)
315	0.086	1.239	0.95	0.073	1.283	0.75
630	0.546	1.967	0.95	0.400	1.985	0.67

Dai risultati ottenuti si riscontra come la massima portata smaltibile dai due collettori Φ 315 sia significativamente minore della portata smaltibile con franco di sicurezza dal collettore di diametro maggiore, in cui confluiscono i primi due.

3.2 SUPERFICIE DEL BACINO

Per quanto concerne le superfici potenzialmente afferenti ai collettori esistenti, dall'analisi della planimetria delle aree limitrofe a via Matteotti e in base a specifici sopralluoghi effettuati nel tratto compreso tra p.za Colombo e c.so Mombello, si evince che la superficie totale interessata dal convogliamento delle acque meteoriche è pari a ca. 16.300 mq sul lato Nord, mentre la rimanente superficie interessa le aree poste sul lato Sud della strada per una estensione valutata in ca. 6.200 mq. In particolare, suddette aree sono state suddivise come di seguito indicato:

<i>Area</i>	<i>Superficie (mq)</i>	<i>Descrizione</i>
S1 – lato Nord	5300	Compresa tra via Mameli, via Matteotti, via Cavour e via Palazzo
S2 – lato Nord	9000	Compresa tra via Cavour, via Matteotti, c.so Mombello e via Palazzo
S3 – lato Nord	2000	Compresa tra via San Francesco, via Matteotti, via Mameli e via Palazzo
S4 – lato Sud	1800	Compresa tra via Matteotti (tra via Mameli e via Gaudio), via Gaudio, inclusi parte degli edifici a valle di via Matteotti
S5 – lato Sud	3200	Compresa tra via Matteotti (tra via Gaudio e c.so Mombello), via Gaudio, c.so Mombello, inclusi parte degli edifici a valle di via Matteotti
S6 – lato Sud	1200	Compresa tra via Matteotti (tra p.za Colombo e via Mameli), p.za Colombo, inclusi parte degli edifici a valle di via Matteotti

3.3 COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLE PIOGGE

La portata d'acqua piovana che affluisce alla rete fognaria è inferiore a quella meteorica lorda che insiste su un bacino avente una certa superficie, poiché una parte dell'acqua evapora, viene intercettata o trattenuta dal suolo, riempie piccole cavità e soprattutto penetra per infiltrazione nel terreno. Il coefficiente di riduzione delle piogge tiene conto di questi fattori. Tuttavia nella pratica progettuale, per bacini di limitata estensione quale l'area oggetto della presente trattazione, si è soliti ricondurre tale coefficiente di riduzione ad un coefficiente di infiltrazione φ , che tiene conto del fatto che la superficie sulla quale cade la pioggia non è tutta impermeabile, per cui una parte dell'acqua meteorica si infiltra e non affluisce in fognatura. Secondo schemi classici tale coefficiente viene valutato in base alla media ponderata di fattori di impermeabilità empirici:

$$\varphi = \frac{\sum_{j=1}^N \varphi_j \cdot A_j}{A}$$

dove N sono le superfici, a permeabilità differente, che costituiscono la superficie complessiva del bacino.

Si riporta di seguito una tabella con l'indicazione delle varie tipologie di superficie che costituiscono l'area complessiva e l'estensione di ciascuna di esse. Ad ogni tipologia di superficie è stato associato un fattore di impermeabilità φ , secondo quanto reperibile in letteratura.

<i>DESTINAZIONE URBANISTICA</i>	<i>SUPERFICIE (mq)</i>	φ
Superficie coperta da edifici (inclusi porticati)	16.300 (lato Nord) 6.200 (lato Sud)	0.90
Rampe di accesso autorimesse interrato		0.90
Viabilità pubblica		0.90
Parcheggi pubblici/privati		0.90
Aree per spazi pubblici attrezzati	0	0.60
Aree verdi private	0	0.10

Si ricava un coefficiente di riduzione delle piogge complessivo per le aree in oggetto pari a $\varphi = 0.90$.

3.4 LINEA SEGNAATRICE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA E INTENSITA' DI PRECIPITAZIONE

Il calcolo dell'altezza di pioggia (h) per una durata prefissata (t) è espresso da una relazione analitica del tipo:

$$h = h(t)$$

Essa lega i valori delle altezze di pioggia h al tempo t .

L'esperienza ha evidenziato che, nella quasi totalità dei casi, la funzione $h = h(t)$ assume la forma:

$$h = at^n$$

essendo a e n due coefficienti numerici.

Il calcolo dell'altezza di pioggia per un tempo di ritorno prefissato (T_r) può essere effettuato secondo la metodologia che consente di determinare la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP) di un sito specifico a partire dai dati di pioggia registrati presso una o più stazioni pluviometriche.

In particolare, si è deciso di seguire la metodologia individuata nella DGR 359/2008 "Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri", nella quale si propone il modello SIGEV (Scale – Invariance Generalized Extreme Value) per la definizione della LSPP.

In forma generalizzata una LSPP scala – invariante può essere così scritta:

$$h(T;d) = a_1 w_T d^v$$

dove

$a_1 = E[H(1)]$ rappresenta il coefficiente di scala della linea segnalatrice, pari al valore atteso dell'altezza di pioggia massima annuale H per la durata oraria (pioggia indice);

v rappresenta l'esponente di scala con cui la variabilità del fenomeno si trasmette alla scala temporale di riferimento per le altre scale temporali;

w_T è il fattore di crescita della pioggia in frequenza, in quanto dipende dal tempo di ritorno T e dalla distribuzione di probabilità scelti.

Per la distribuzione GEV (General Extreme Value) w_T assume la seguente forma:

$$w_T = \varepsilon + \alpha/k \{1 - [\ln(T/T-1)]^k\}$$

dove ε indica il parametro di posizione, α il parametro di scala e k il parametro di forma della distribuzione, tutti adimensionali. I valori dei precedenti parametri relativi alle stazioni pluviometriche liguri sono riportati nella DGR 359/2008.

Nel caso specifico in esame occorre fare riferimento alla stazione pluviometrica di Sanremo, per la quale sono disponibili i dati di pioggia relativi a 26 anni.

Nell'Appendice II dell'allegato tecnico della DGR 359/2008 (Parte II) è riportata una tabella relativa ai parametri per la determinazione delle LSPP nelle stazioni pluviometriche liguri. Per la stazione di Sanremo si ricavano i seguenti valori:

$$\varepsilon = 0.863$$

$$\alpha = 0.238$$

$$k = 0$$

$$a_1 = 23.5$$

$$v = 0.379$$

Poiché il parametro k è pari a 0, nel caso specifico la distribuzione GEV si riduce alla distribuzione di Gumbel (valore estremo di primo tipo EV1):

$$w_T = 1 - C_V \{0.45 + \sqrt{6} \times \ln[\ln(T/T-1)]\}$$

essendo C_V il coefficiente di variazione, che può essere assunto costante in prima approssimazione e pari al valor medio dei C_{Vd} calcolati per le diverse durate di pioggia. Nel caso specifico il valore di C_V è pari a 0.285.

Si osservi che i coefficienti a e v della curva di possibilità pluviometrica andrebbero corretti in funzione del ragguaglio alla superficie del bacino. Tuttavia, per bacini di limitata estensione, tale operazione risulta priva di significatività.

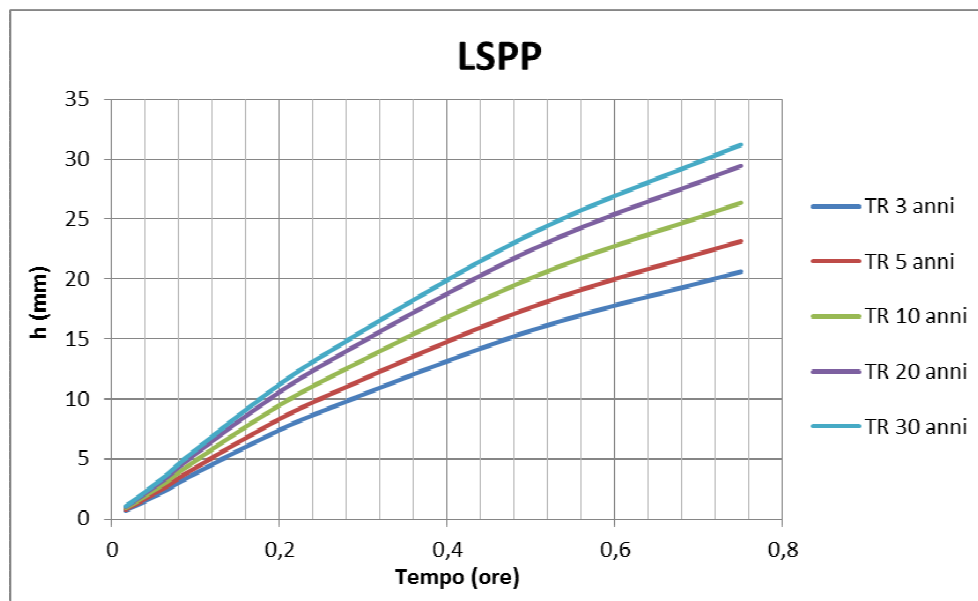
Le LSPP sono ricavate mediante l'analisi statistica di dati di pioggia relativi a durate comprese tra 1 e 24 ore, come desunte dagli Annali Idrologici. Sugli Annali sono riportati anche i dati delle piogge intense e di breve durata (< 1 ora), ma la copertura è molto limitata e risulta pressoché impossibile svolgere le necessarie valutazioni statistiche. D'altronde, l'esperienza mostra come l'esponente di scala v sia maggiore per piogge caratterizzate da breve durata e forte intensità rispetto alle piogge di durata > 1 ora. Questo aspetto risulta essere molto importante per una corretta impostazione del problema progettuale, in quanto per piccoli bacini drenanti i tempi di corrivazione sono dell'ordine di poche decine di minuti e quindi le piogge critiche di maggior interesse sono proprio quelle caratterizzate da una notevole intensità e breve durata, per le quali i dati rilevati sperimentalmente sono, come detto, in generale insufficienti per svolgere un'analisi statistica.

Nel caso in cui le osservazioni relative a piogge intense di breve durata non siano disponibili in misura sufficiente, come nel caso in oggetto, l'estrapolazione della regolarizzazione della LSPP verso basse durate di pioggia può essere eseguita imponendo il passaggio per le altezze ricavate dai rapporti r_s tra le altezze di durata molto breve e l'altezza oraria, disponibili in letteratura. Tale ipotesi risulta essere sufficientemente avvalorata da studi svolti in varie parti del pianeta, secondo i quali tali rapporti r_s sono poco dipendenti dalla località e risultano essere piuttosto stabili.

Nel presente caso si è deciso di utilizzare i rapporti dei valori medi delle massime altezze di pioggia annua di differenti durate (h_s), rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria (h_1), calcolati al pluviografo di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (*Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano* – Piga e altri, 1990), come da tabella seguente:

δ (minuti)	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_s = h_s/h_1$	0.130	0.180	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Di seguito si riportano le LSPP per tempi di ritorno pari a 3, 5, 10, 20 e 30 anni, riferite alle sole durate di pioggia inferiori ad un'ora.



Per il calcolo dell'intensità di precipitazione critica occorre definire il tempo di corrivazione del bacino.

3.5 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per tempo di corrivazione (o concentrazione) s'intende il tempo che una goccia d'acqua, in posizione idraulica più sfavorevole, impiega a giungere alla sezione di chiusura considerata. Nel caso di una fognatura urbana esso può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria, fino alla sezione di chiusura d'interesse, considerandolo come somma di due tempi distinti:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete (di norma compreso tra 5 e 10 minuti) e t_r è il tempo di rete (sommatoria dei tempi di percorrenza di ogni canalizzazione, seguendo il percorso più lungo della rete fognaria).

Si comprende come non sia semplice la determinazione di tale valore, in considerazione dell'esistenza di una serie di formule di natura empirica e del notevole grado di incertezza che regola i fenomeni di deflusso.

Per il calcolo del tempo di accesso in rete si può utilizzare la seguente tabella (*Il metodo del condotto equivalente nella simulazione del deflusso superficiale in ambiente urbano* – Mambretti e Paoletti, 1997), valida per esponenti della LSPP compresi tra 0.4 e 0.6: si ritiene che nel caso

specifico, poiché l'esponente di scala trovato è pari a 0.379, ma aumenta per tempi di pioggia minori di un'ora, sia possibile utilizzare tale metodologia.

S [ha]	s [m/m]	$a \cdot \varphi$ [mm/h ^{0.379}]			
		10	30	50	70
1	0,003	7,5	5,5	5,0	4,5
	0,010	4,5	3,5	3,0	3,0
	0,050	2,5	2,0	1,5	1,5
2	0,003	9,5	7,0	6,0	5,5
	0,010	6,0	4,5	4,0	3,5
	0,050	3,0	2,5	2,0	2,0
5	0,003	13,0	9,5	8,5	7,5
	0,010	8,0	6,0	5,0	4,5
	0,050	4,0	3,0	2,5	2,5
10	0,003	17,0	12,0	10,5	9,5
	0,010	10,0	7,5	6,5	6,0
	0,050	5,0	4,0	3,5	3,0
20	0,003	21,5	15,5	13,5	12,0
	0,010	12,5	9,0	8,0	7,5
	0,050	6,5	5,0	4,0	4,0

Per valori intermedi è valida l'interpolazione lineare.

A seguito delle necessarie interpolazioni lineari, ipotizzando una superficie di circa due ettari e una pendenza $s = 0.005$ come rilevata lungo via Matteotti si è trovato che il tempo di accesso è pari a 5 minuti.

Per la valutazione del tempo di rete la formulazione maggiormente impiegata è quella di *Becciu e altri* (1997) di seguito riportata:

$$t_r = \sum (L/1.5 V_u)_i$$

dove L è la lunghezza di ogni i – esima canalizzazione, V_u la velocità di moto uniforme che si instaura in ognuna delle precedenti e la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

Il valore ottenuto è pari a $t_r = 4.6$ minuti.

Complessivamente il tempo di concentrazione è pari a $t_c = 9.6$ minuti, che verrà assunto costante per ogni sottobacino dell'area oggetto di indagine.

3.6 CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI PIENA

Una volta definiti tutti i parametri necessari per l'applicazione del metodo della corrivazione è possibile calcolare la portata di piena nel tratto interessato per ogni tempo di ritorno d'interesse. Di seguito si riporta una tabella con indicati, per ogni superficie di bacino afferente al collettore di interesse e per i differenti tempi di ritorno:

- il coefficiente di riduzione delle piogge φ ;
- l'altezza di pioggia h per un tempo pari al tempo di corrivazione;
- il tempo di corrivazione t_c ;
- la portata massima di piena Q_{max} afferente ad ogni bacino;

T_r	φ	h (mm)	t_c (ore)	Q_{max} (l/s)					
				S1-N	S2-N	S3-N	S4-S	S5-S	S6-S
3	0.90	6.25	0.167	52	88	20	18	45	29
5	0.90	7.02	0.167	58	99	22	20	50	33
10	0.90	7.99	0.167	66	112	25	22	57	38
20	0.90	8.92	0.167	74	125	28	25	64	42
30	0.90	9.46	0.167	78	133	30	27	68	45

Nella configurazione di stato attuale i collettori esistenti intercettano le acque meteoriche provenienti dalle aree sopra richiamate, secondo la seguente tabella:

Tubazioni	Aree drenate	Superficie totale (mq)	T_r (anni)	Q_{max} (l/s)
n. 2 Φ 315	S1-N S4-S	7100	3	70
			5	78
			10	88
			20	99
			30	105
n. 1 Φ 630	S1-N S2-N S4-S S5-S	19300	3	202
			5	227
			10	257
			20	288
			30	306

Le portate di progetto così individuate sono state confrontate con le massime portate smaltibili dai collettori esistenti, con e senza franco, di seguito richiamate:

Φ (mm)	Q_{max} (l/s)	Q_f (l/s)
315	86	73
630	546	400

Dal confronto tra le due precedenti tabelle si evince come i collettori esistenti, considerato che sono presenti due tubazioni Φ 315, garantiscono un deflusso per eventi di pioggia con tempo di ritorno superiore a 30 anni.

Nella configurazione di progetto i collettori esistenti intercettano le acque meteoriche provenienti dalle aree già intercettate nello stato attuale, cui occorre aggiungere le aree S3-N e S6-S, secondo la seguente tabella:

Tubazioni	Aree drenate	Superficie totale (mq)	T_r (anni)	Q_{max} (l/s)
n. 2 Φ 315	S1-N	10300	3	117
	S3-N		5	131
	S4-S		10	148
	S6-S		20	166
			30	177
n. 1 Φ 630	S1-N	22500	3	237
	S2-N		5	280
	S3-N		10	317
	S4-S		20	355
	S5-S		30	378
	S6-S			

Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince che i due collettori Φ 315 esistenti, nell'ipotesi progettuale che prevede il drenaggio di una superficie maggiore rispetto a quella di stato attuale, garantiscono il deflusso con franco di sicurezza di portate aventi tempo di ritorno pari a circa 10 anni; considerando, invece, la massima portata smaltibile dai due collettori, il tempo di ritorno aumenterebbe a poco più di 20 anni. Per quanto concerne, invece, il collettore Φ 630 esistente,

anche nella configurazione di progetto risulta in grado di smaltire portate con tempo di ritorno superiore a 30 anni.

3.7 DIMENSIONAMENTO COLLETTORE IN PROGETTO

Si procede, quindi, a calcolare la dimensione della tubazione da posare nel tratto iniziale di via Matteotti, nel tratto compreso tra p.za Colombo e via Mameli, in base alle portate di piena individuate nel precedente paragrafo per le superfici drenanti S3-N e S6-S: in riferimento ad un tempo di ritorno di 30 anni le portate defluenti nel collettore in progetto sono pari a 75 l/s.

Nell'ipotesi di considerare una tubazione a sezione circolare in PVC, mantenendo una pendenza dello 0,5% e una scabrezza per tubazioni usate pari a $90 \text{ mm}^{1/3}\text{s}^{-1}$, dall'utilizzo dei precedenti abachi di calcolo si ottiene che un collettore $\Phi 400$ è in grado di garantire il deflusso di una portata pari a 75 l/s, con un grado di riempimento inferiore al 50% (quindi con un franco di sicurezza pari a circa 0.20 m). In corrispondenza dell'innesto di via Mameli in via Matteotti si prevede la realizzazione di un pozzetto ripartitore, che sarà in grado di convogliare le portate meteoriche provenienti dal nuovo collettore in progetto e da via Mameli stessa all'interno delle due tubazioni $\Phi 315$ esistenti.

4 CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite nell'ambito della presente relazione, riferite ai collettori di acque bianche esistenti sotto al sedime di via Matteotti, hanno evidenziato che anche nell'ipotesi progettuale di aumentare le superfici drenate il sistema di collettamento è in grado di garantire un corretto smaltimento delle acque meteoriche, con tempi di ritorno compatibili con le buone regole di progettazione.

Per quanto concerne il dimensionamento del collettore di acque bianche da posizionare sotto al sedime di via Matteotti, nel tratto compreso tra p.za Colombo e via Mameli, le valutazioni svolte nell'ambito della presente relazione suggeriscono la posa di una tubazione in PVC avente diametro $\Phi 400$, da collegare ai due collettori esistenti mediante un pozzetto ripartitore.

Il Tecnico
Ing. Riccardo Restani