

COMMITTENTE:

COMUNE DI NOLE

OGGETTO:

REALIZZAZIONE DI PARCHEGGIO PUBBLICO
COPERTO E SEMINTERRATO IN VIA SAN
SEBASTIANO E RELATIVO COLLEGAMENTO
PEDONALE CON PIAZZA VITTORIO EMANUELE II



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI NOLE, VIA SAN SEBASTIANO, N° 8

CODICE AREA:

IDR

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

N° ELABORATO:

001

ARCHIVIO:

4687

365

IDR

001

PFTE

00

SCALA:

-

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

DATA:

Loranzè,
dicembre 2023

CONTROLLO QUALITÀ ELABORATI			REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO	APPROVATO	REV	DATA	NOTE
CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA		RESP. AREA	COORDINATORE	RESP. PROG.	0	12/2023	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. A. DEMARIA - Arch. M. DI PERNA	.	.	M.D.P.	L.V.	1	.	.
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			2	.	.
DLL	DIREZIONE LAVORI	Dott. Ing. G. ODETTO	.	.			3	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. M. VERNETTI ROSINA	G.M.	M.V.R.			5	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Dott. Ing. E. MERCADO	.	.			6	.	.
TFM	IMPIANTI TERMOFLUIDOMECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			7	.	.
INF	INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE	.	.			8	.	.
STR	STRUTTURE	Geom. F. TONINO	.	.			9	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			10	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			11	.	.

PROGETTISTA:

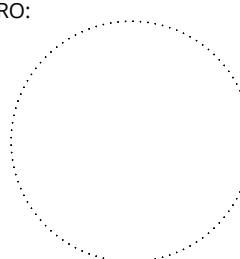
Ing. Lorenzo VIGNONO
N° 13123 ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSE	2
2	ACQUE METEORICHE.....	3
2.1	Definizione intensità di pioggia.....	3
2.2	Definizione portata di progetto	8
2.3	Definizione scabrezza tubazioni.....	9
2.4	Dimensionamento collettori Ramo 1 su strada interna	11
2.5	Dimensionamento collettori di scarico.....	14
2.5.1	Tratto 4bis – Scarico Ramo 1 - Strada interna.....	14
2.5.2	Tratto 7 – Scarico Ramo 2 - Parcheggio seminterrato.....	17
2.5.3	Tratto 8 – Scarico griglia ad ingresso rampa	21
2.5.4	Tratto 9 – Scarico griglia bordo campo.....	21
2.5.5	Tratto 10 – Scarico area tribune.....	22
3	DIMENSIONAMENTO PLUVIALI	23
4	CONCLUSIONI	24
4.1	Tratto 4bis.....	25
4.2	Tratto 7.....	25
4.3	Tratto 8.....	26
4.4	Tratto 9.....	26
4.5	Tratto 10	26



1 PREMESSE

La presente relazione idrologico-idraulica tratta il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche del nuovo parcheggio seminterrato sito in Via S. Sebastiano nel Comune di Nole, del campo da calcio sovrastante nonché della strada collegante Via S. Sebastiano con Piazza Vittorio Emanuele.

Al fine di pervenire al suddetto dimensionamento si è in prima battuta proceduto, tramite un'analisi idrologica del sito, col calcolare l'intensità di precipitazione di progetto in modo da poter successivamente proseguire al dimensionamento dei collettori relativi ai vari tratti costituenti l'intera rete di regimazione delle acque meteoriche ed alle correlate verifiche idrauliche.

2 ACQUE METEORICHE

2.1 Definizione intensità di pioggia

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della *curva di probabilità pluviometrica (CPP)* o *curve intensità-durata-frequenza (IDF)*, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

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

dove i coefficienti a ed n sono da stimare con il metodo della regressione lineare sui dati disponibili.

Nello specifico, la determinazione di tali parametri prevede la rappresentazione su un piano bi-logaritmico dei massimi delle precipitazioni medie annue per ogni durata t quali, allineandosi su una retta, identificano un cui coefficiente angolare e un termine noto che sono rispettivamente i parametri cercati.

L'equazione precedente scritta in forma logaritmica risulta espressa come

$$\log h = \log a + n \cdot \log t$$

Generalmente per la stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura si fa riferimento alle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative alle durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Nel caso in cui l'area oggetto di analisi sia priva di punti di misura diretta oppure le serie di dati a disposizione siano brevi, è necessario ricorrere a metodi di regionalizzazione delle precipitazioni basati su serie storiche da cui è possibile determinare il periodo di anni (tempo di ritorno, T_r) nel quale, mediamente, un determinato evento sia eguagliato o superato. Si precisa che tale parametro non rappresenta una scadenza fissa per il prodursi di un evento, ma la probabilità che esso possa verificarsi mediamente una volta nel periodo considerato.

Nel caso in esame le indagini di carattere idrologico sono state condotte con riferimento ai risultati degli studi preposti ARPA Piemonte nell'ambito del Progetto Interregionale Italia Svizzera 2007-2013 STRADA – Le precipitazioni intense in Piemonte, Distribuzione regionale delle piogge e caratterizzazione statistica dei valori estremi. Tale documento recita:

“L'analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata riveste una grande importanza in numerosi problemi di ingegneria, quali possono essere ad esempio la progettazione delle reti fognarie pluviali o la realizzazione di interventi di difesa dal dissesto idrogeologico, nei quali risulta fondamentale giungere preliminarmente ad una valutazione affidabile dei valori che possono essere assunti, all'interno di un certo orizzonte temporale, dalla “sollecitazione” pluviometrica.”



In particolare, il servizio *Atlante delle piogge intense*, consultabile sul Geoportale di ARPA Piemonte, consente di ricavare in un qualsiasi punto del territorio regionale le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno per le durate da 10 minuti a 24 ore.

Il metodo operativo di ricostruzione spazio – temporale delle precipitazioni estreme è denominato “kriging sequenziale” ed è stato applicato alle serie di precipitazioni estreme con durate 1 – 24 ore permettendo di stimarne le serie storiche ed i parametri della relazione intensità – durata – frequenza su un grigliato regolare che copre l'intero Piemonte. La relazione stimata localmente è estesa al campo delle durate sub-orarie introducendo una relazione compatibile con il comportamento reale delle precipitazioni nel campo delle durate inferiori all'ora. Nel complesso, il metodo fornisce per ciascun punto griglia, tre parametri per la caratterizzazione della curva intensità-durata, ovvero i parametri a e n che consentono di determinare la curva media, e il fattore di crescita delle precipitazioni estreme K_T funzione del tempo di ritorno.

Sovrapponendo la griglia costituita da maglie quadrate di 250 m di lato alla porzione di territorio digitalizzata è possibile risalire alle relative caratteristiche pluviometriche senza la necessità di ragguagliare i dati di pioggia con i metodi tradizionali.

La *Figura 1* rappresenta lo schema utilizzato per la determinazione dei suddetti parametri.

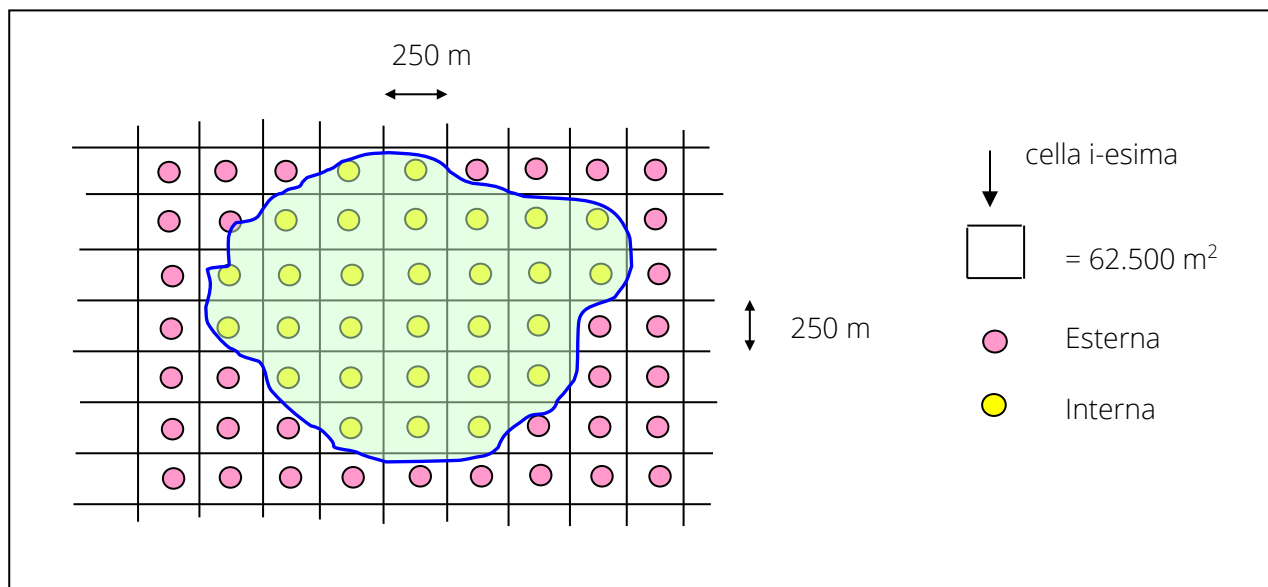


Figura 1: Schema adottato per la determinazione dei coefficienti a e n secondo il metodo ARPA Piemonte.

Nel caso in cui l'area oggetto di analisi rientri all'interno di due o più celle di lato pari a 250 m contigue e contenenti percentuali del bacino differenti, si procede alla determinazione dei parametri a e n attraverso una media ponderata.

Le relazioni utilizzate per la determinazione dei coefficienti a e n sono le seguenti:

$$a = \sum \frac{A_{Cella}}{A_{Totale}} \cdot a_{Cella} \qquad n = \sum \frac{A_{Cella}}{A_{Totale}} \cdot n_{Cella}$$

dove:

- A_{Totale} = area totale del bacino considerato;
- A_{Cella} = area del bacino contenuto nella cella di 250 m di lato considerata;
- a_{Cella} = altezza di pioggia per la durata di un'ora della cella i -esima;
- n_{Cella} = esponente della cella i -esima;
- a = altezza di pioggia per la durata di un'ora stimata per la trattazione idrologica;
- n = esponente considerato per la trattazione idrologica.

La porzione di territorio in esame ricade all'interno della cella riportata in Tabella 1.

Tabella 1: Cella metodo ARPA Piemonte in cui ricade l'area oggetto di studio

Cella ID	147386 – Nole
a	31.61
n	0.37

In merito al coefficiente di crescita K_T , valutato in funzione della distribuzione di probabilità GEV, si riportano i coefficienti al variare del T_r (Tabella 2).

Tabella 2: Valori del fattore di crescita delle precipitazioni estreme K_T per assegnato tempo di ritorno.

GEV						
K2	K5	K10	K20	K50	K100	K200
0.916	1.285	1.546	1.807	2.165	2.447	2.742

Inoltre, per piccoli bacini occorre fare riferimento a precipitazioni di durata inferiore ad un'ora. La forma più frequentemente utilizzata in Italia per descrivere l'andamento della curva IDF nell'arco temporale 1 – 24 ore è la seguente:

$$i(d) = a \cdot d^{n-1}$$

Tuttavia, questa relazione può risultare inadeguata nel campo delle brevi durate dove, per $d \rightarrow 0$, il comportamento reale dell'intensità di pioggia prevede che queste non crescano più in maniera indefinita ma convergano ad un valore finito di intensità. Per tale motivo è necessario introdurre un'espressione più flessibile della relazione intensità – durata nell'analisi delle precipitazioni sub – orarie data da:

$$i(d) = i_0(1 + B \cdot d)^\beta$$



dove $i_0 = \frac{a}{(1+B)^\beta}$ e $\beta = \frac{(n-1)(1+B)}{B}$ che, sostituite nella relazione precedente, forniscono l'espressione

$$i(d) = a \cdot \left(\frac{1 + B \cdot d}{1 + B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}}$$

Il parametro B, relativo alla variabilità sub – oraria, è stimato per via numerica con il metodo dei minimi quadrati che restituisce una stima di B pari a

$$\hat{B} = 136.5h^{-1} \text{ con } h = a \cdot d^n$$

La dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno può essere ricostruita moltiplicando le suddette relazioni per un fattore di crescita K_T indipendente dalla durata delle precipitazioni e, pertanto, utilizzabile come semplice fattore moltiplicativo delle relazioni medie definite in precedenza.

Applicando le formule sopra citate si ottengono i valori di intensità di precipitazione per assegnato tempo di ritorno riportati in **Tabella 3** e **Tabella 4**, distinguendo tra gli eventi meteorici caratterizzati da una durata superiore o inferiore ad un'ora.

- Per $d \geq 1h$

Tabella 3: Valori di intensità di precipitazione per durate dell'evento meteorico maggiori di un'ora interessanti l'area in progetto.

d [minuti]	d[h]	h [mm]	i [mm/h]	iT2 [mm/h]	iT5 [mm/h]	iT10 [mm/h]	iT20 [mm/h]	iT50 [mm/h]	iT100 [mm/h]	iT200 [mm/h]
60	1	31,61	31,61	28,95	40,62	48,87	57,12	68,44	77,35	86,67
90	1,5	36,73	24,48	22,43	31,46	37,85	44,24	53,01	59,91	67,14
120	2	40,85	20,43	18,71	26,25	31,58	36,91	44,22	49,98	56,01
150	2,5	44,37	17,75	16,26	22,80	27,44	32,07	38,42	43,43	48,66
180	3	47,46	15,82	14,49	20,33	24,46	28,59	34,25	38,71	43,38
240	4	52,79	13,20	12,09	16,96	20,40	23,85	28,57	32,30	36,19
300	5	57,34	11,47	10,50	14,74	17,73	20,72	24,83	28,06	31,44
360	6	61,34	10,22	9,36	13,14	15,81	18,47	22,13	25,02	28,03
420	7	64,94	9,28	8,50	11,92	14,34	16,76	20,08	22,70	25,44

- Per $d < 1h$

Tabella 4: Valori di intensità di precipitazione per durate dell'evento meteorico minori di un'ora interessanti l'area in progetto.

d [minuti]	h [mm]	B	i [mm/h]	iT2 [mm/h]	iT5 [mm/h]	iT10 [mm/h]	iT20 [mm/h]	iT50 [mm/h]	iT100 [mm/h]	iT200 [mm/h]
5	12,60	10,83	111,17	101,83	142,86	171,87	200,89	240,69	272,04	304,83
10	16,29	8,38	82,74	75,79	106,32	127,91	149,51	179,13	202,46	226,87
15	18,93	7,21	68,34	62,60	87,82	105,66	123,50	147,97	167,24	187,40
20	21,05	6,48	59,15	54,18	76,01	91,45	106,89	128,07	144,75	162,20
30	24,46	5,58	47,62	43,62	61,20	73,62	86,05	103,10	116,53	130,58
45	28,42	4,80	37,71	34,54	48,46	58,30	68,14	81,64	92,28	103,40
60	31,61	4,32	31,61	28,95	40,62	48,87	57,12	68,44	77,35	86,67

Nel caso oggetto di studio, trattandosi della progettazione di opere fognarie atte a regimare portate meteoriche, si adotta un valore di intensità di pioggia associato ad un tempo di ritorno pari a 20 anni, generalmente utilizzato per la progettazione/verifica delle fognature, e una durata dell'evento meteorico pari a 15 minuti, da cui si ricava un valore di progetto di intensità pari a

$$i = 123,50 \text{ mm/h}$$

Per il dimensionamento/verifica della rete in questione si adotta, a favore di sicurezza, un valore di intensità pari a:

$$i = 150 \text{ mm/h}$$

considerando il verificarsi di eventi meteorici caratterizzati sempre più frequentemente da brevi durate e forte intensità.



2.2 Definizione portata di progetto

Per calcolare la portata defluente da regimare correttamente con la rete in progetto, si è fatto riferimento al metodo razionale ed alla seguente formulazione, funzione della su definita intensità di pioggia:

$$Q = \frac{\Psi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

- Q = portata ruscellante relativa all'area A;
- Ψ = coefficiente di deflusso definito come il rapporto tra le piogge nette e le piogge totali;
- i = intensità della precipitazione espressa in mm/h;
- A = area considerata in m².

Relativamente al coefficiente Ψ , parametro che condiziona in ultima analisi il dimensionamento dei collettori, si adotta, per le aree di competenza, la seguente scala, desunta dalle indicazioni riportate in letteratura e in particolare dai suggerimenti di G. Ippolito, che cita la tabella di Kuichling e i valori adottati in media per le fognature tedesche, e di V. Nanni che riporta elementi analitici (relativi a singole superfici) e globali (riferiti a zone o aree estese):

- parchi, giardini, prati, aree agricole, etc.: da 0,25 a 0,05, secondo il tipo e la pendenza del terreno, la presenza di terrazzamenti, il tipo e l'estensione degli insediamenti, lo sviluppo del reticolo viario;
- centri di paese: da 0,6 a 0,4;
- aree di paese con insediamenti spaziosi, orti e giardini: 0,40;
- zone a villini: da 0,35 a 0,25;
- aree non edificate: da 0,20 a 0,15;
- aree sportive e giardini: da 0,20 a 0,10;
- pavimentazioni in asfalto, tetti, terrazze, lastricati: da 0,9 a 0,7;
- Lastricati ben connessi: 0,8 - 0,7;
- Lastricati ordinari: 0,7 - 0,5;
- Macadam e selciati: 0,6 - 0,4;

Dal momento che le opere di fognatura bianca in progetto sono al servizio di un'area con pavimentazione totalmente impermeabile si è assunto un coefficiente Ψ pari ad 1 in luogo del valore 0,9 consigliato in letteratura a favore di sicurezza:

$$\Psi = 1$$

2.3 Definizione scabrezza tubazioni

Il coefficiente di scabrezza può assumere differenti valori in funzione del materiale e delle condizioni di usura della tubazione, e di eventuali rivestimenti o trattamenti applicati per preservarne le caratteristiche nel tempo.

La tabella seguente riassume i valori di riferimento per i coefficienti di scabrezza in letteratura secondo le formule di Bazin, Kutter e Strickler, riferiti alle diverse tipologie di materiale e delle condizioni in cui questi si presentano.

Tubazione	ϵ mm	Bazin (γ) $m^{1/2}$	Kutter (m) $m^{1/2}$	Strickler (k_s) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
<i>Tubazione tecnicamente liscia</i>				
Vetro, ottone, rame, trafilato, vetroresina, materiali plastici (PVC, etc) -a seconda condizioni d'esercizio-	0-0,02	-	-	120
<i>Tubazione d'acciaio</i>				
<i>Nuovi</i>				
Grezzi non saldati	0,03-0,06	-	-	130-115
Grezzi saldati (produzione di serie)	0,03-0,08	-	-	130-110
<i>Nuovi con rivestimenti degradabili nel tempo</i>				
Verniciati per centrifugazione	0,02-0,05	-	-	140-120
Bitumati per immersione	0,10-0,15	£ 0,06	£ 0,12	100
Con asfalto o catrame applicati a mano	0,5-0,6	0,16	0,20-0,25	85-80
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
Con leggera ruggine	0,6-0,8	0,18	0,25	80-90
Con tubercolizzazione diffusa	1-4	0,23	0,30-0,35	75-70
<i>Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo (a seconda delle condizioni di servizio)</i>				
Zincati	0,02-0,05	-	-	140-120
Galvanizzati	0,015-0,03	-	-	140-130
Rivestimento bituminoso a spessore	0,015-0,04	-	-	140-125
Rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05-0,15	< 0,06	< 0,12	120-100
<i>Tubazione in ghisa</i>				
<i>Nuovi</i>				
Grezzi	0,2-0,4	0,10	0,12	90-85
Rivestiti internamente con bitume (rivestimento degradabile)	0,10-0,20	0,10	0,15	90
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
Con lievi incrostazioni	0,4-1,0	0,16	0,20	85-75



Parzialmente arrugginiti	1,0-2,0	0,23	0,30-0,35	75-70
Con forti incrostazioni	3-5	0,36	0,4	65
In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili				
Cemento applicato per centrifugazione	0,05-0,15	< 0,06	< 0,12	120-100
Tubazione	ϵ mm	Bazin (γ) $m^{1/2}$	Kutter (m) $m^{1/2}$	Strickler (k_s) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
Tubazione in cemento amianto				
Nuovi				
Cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130-105
In servizio				
Cemento amianto (in servizio)	0,10-0,4	0,10	0,12	105-85
Tubazione in cemento armato				
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuovi)	0,10-0,15	0,06	0,12	100
Come sopra, in servizio da più anni	1-3	0,23	0,30-0,35	75-70
Gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1-10	0,23-0,36	0,30-0,45	70-60

Nel caso delle tubazioni in esame, per le tubazioni in PVC, si assume un valore di scabrezza di Strickler

$$K_s = 90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}.$$

Tali valori sono minori rispetto al coefficiente suggerito in letteratura per tubi nuovi in modo da effettuare il calcolo delle portate circolanti prendendo in considerazione la futura usura delle tubazioni che andrà a ridurre suddetto coefficiente.

2.4 Dimensionamento collettori Ramo 1 su strada interna

Caratteristiche tubazioni:

- Diametro: DN200 (Vedasi tavola apposita);
- Materiale: PVC SN8 (minimo);
- Pendenza motrice Tratto 1 e Tratto 2: 80 m/km;
- Pendenza motrice Tratto 3 e Tratto 4: 50 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

B: contorno bagnato [m];

A: area sezione bagnata [m²];

V: velocità [m·s⁻¹];

Coeff. K_s: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per PVC;

i: pendenza mortice = 80 [m/km] (Tratto 1-2); 50 [m/km] (Tratto 3-4);

Q: portata [m³·s⁻¹].

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata defluente dall'area in esame, insistente su di esso, in aggiunta alle portate giungenti da monte nel tratto considerato.

Il valore di portata defluente che l'area in esame genera a seguito di un evento meteorico è stato calcolato con la seguente formulazione:

$$Q = \frac{\Psi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

- Q = portata ruscellante relativa all'area A in esame;
- Ψ = rappresenta il coefficiente di afflusso ed è definito come il rapporto tra le piogge nette e le piogge totali;
- i = 150 mm/h, rappresenta l'intensità della precipitazione;
- A = area scolante in m² insistente sul tratto di condotta in esame.



Tabella riportante le aree costituenti i sottobacini in cui è stata divisa la strada interna.

Aree strada	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 1	61,4	1,00	2,56	0,00256
AREA 2	42,6	1,00	1,78	0,00178
AREA 3	38,4	1,00	1,60	0,00160
AREA 4	58,6	1,00	2,44	0,00244
AREA 4bis	23,5	1,00	0,98	0,00098

Tabella riportante la portata circolante all'interno di ogni tratto confrontata con la Qmax del medesimo collettore.

Tratto	Info collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto	V con Q tratto m/s
1	200 PVC 8%	2,56	<	99,00	12,00	1,49
2	200 PVC 8%	4,33	<	99,00	15,00	1,71
3	200 PVC 5%	5,93	<	78,50	20,00	1,61
4	200 PVC 5%	8,38	<	78,50	23,00	1,75
4bis*	315 PVC 1%	29,98	<	118,00	36,00	1,36

Schema di deflusso con relativi contributi:

- Tratto 1: Area 1;
- Tratto 2: Tratto 1 + Area 2;
- Tratto 3: Tratto 2 + Area 3;
- Tratto 4: Tratto 3 + Area 4;
- Tratto 4bis: Tratto 4 + Area 4bis + Tratto 9 (Area 5)*.

* Nel Tratto 4bis confluisce anche la portata giungente dall'Area 5 relativa al campo di gioco successivamente trattato.

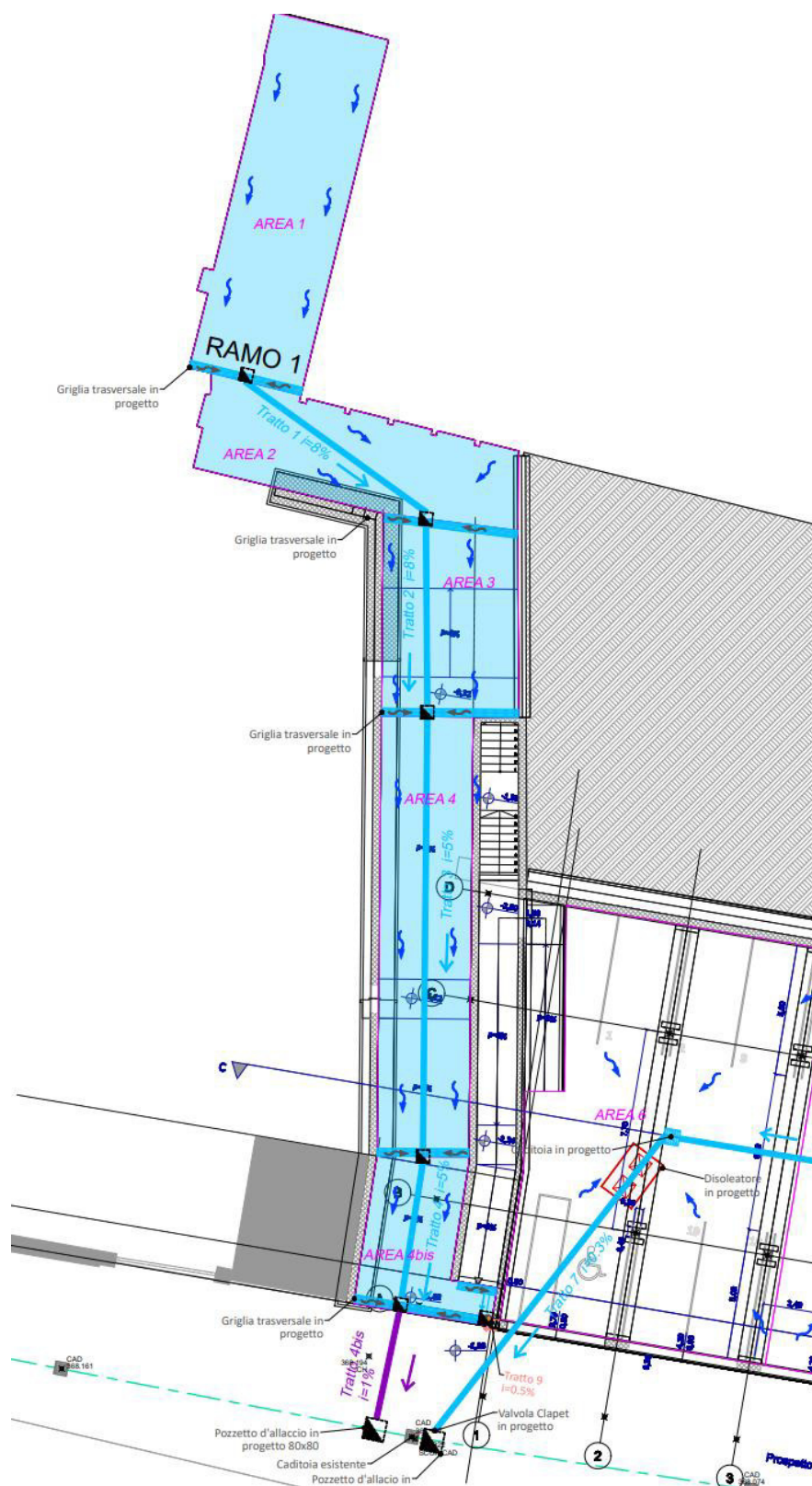


Figura 2: Inquadramento delle aree di scolo relative alla strada interna e dei correlati collettori suddivisi per "Tratti". La portata meteorica è intercettata dalle griglie trasversali a valle di ogni area di scolo.



2.5 Dimensionamento collettori di scarico

2.5.1 Tratto 4bis – Scarico Ramo 1 - Strada interna

Si procede dunque al dimensionamento del collettore di scarico nella rete pubblica esistente su Via S. Sebastiano, suddetto collettore è denominato Tratto 4bis ed è relativo al Ramo 1.

Sul Tratto 4bis insiste, oltre alla superficie della strada interna, anche l'area scolante relativa al campo da gioco (Area 5) sovrastante il parcheggio seminterrato. La portata meteorica generata dal campo da gioco viene intercettata da una griglia longitudinale posta al lato del campo adiacentemente a Via S. Sebastiano e collettata, tramite il Tratto 9, nel Tratto 4bis d'allaccio alla rete esistente.

Area campo	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 5 (campo)	495,0	1,00	20,63	0,02063
AREA 11 (tribune)	137,0	1,00	5,71	0,00571

Tratto	Info collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto	V con Q tratto m/s
1	200 PVC 8%	2,56	<	99,00	12,00	1,49
2	200 PVC 8%	4,33	<	99,00	15,00	1,71
3	200 PVC 5%	5,93	<	78,50	20,00	1,61
4	200 PVC 5%	8,38	<	78,50	23,00	1,75
4bis	315 PVC 1%	29,98	<	118,00	36,00	1,36
9	250 PVC 0,5%	20,63	<	45,00	50,00	0,96
10	200 PVC 1%	5,71	<	35,00	29,00	0,89

Schema di deflusso con relativi contributi:

- Tratto 1: Area 1;
- Tratto 2: Tratto 1 + Area 2;
- Tratto 3: Tratto 2 + Area 3;
- Tratto 4: Tratto 3 + Area 4;
- Tratto 4bis: Tratto 4 + Area 4bis + Tratto 9 (Area 5)*.
- Tratto 10: Area 11.

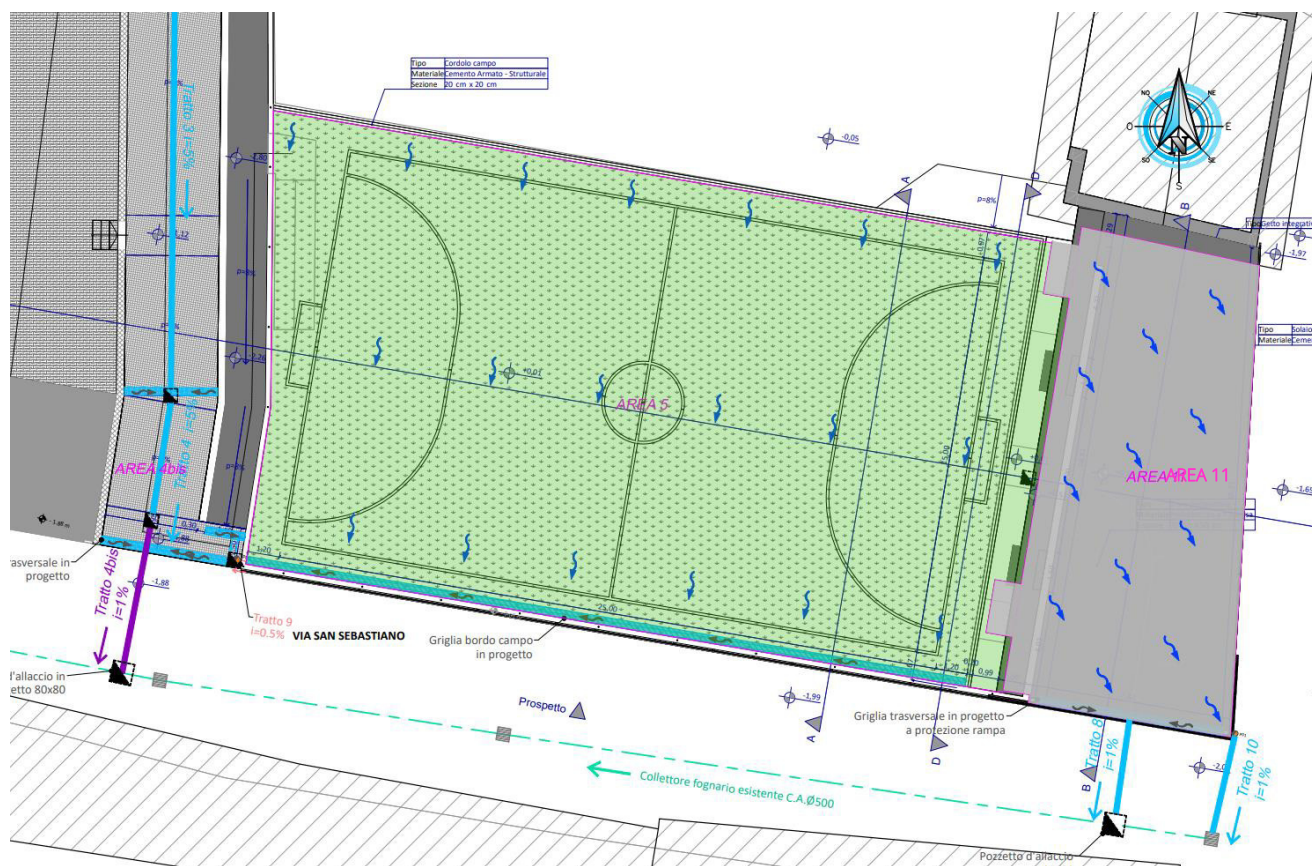


Figura 3: Inquadratura delle aree di scolo relative al campo da gioco e dei correlati collettori suddivisi per "Tratti". La portata meteorica è intercettata dalle griglie trasversali longitudinalmente al campo e convogliata nel Tratto 4bis per mezzo del Tratto 9.

Caratteristiche tubazione Tratto 4bis:

- Diametro: 315 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 10 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

- B: contorno bagnato [m];
A: area sezione bagnata [m²];
V: velocità [m·s⁻¹];



Coeff. Ks: **90** m^{1/3}·s⁻¹ per CLS;

i: pendenza motrice = minimo 10 [m/km];

Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata giungente da monte nel tratto in esame (Q = 29.98 l/s) per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Portata	Y	RIEMP.	b	B	A	V	Q	V ² /2g
	(m)	(%)	(m)	(m)	(m ²)	(m·s ⁻¹)	(l/s)	(m)
Q di verifica portata di progetto (Q = 29,98 l/s)	0.11	36%	0.28	0.38	0.02	1.36	30.43	0.09

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica allaccio al 36% riempimento (l/s)
29,98	<	30,43

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione allaccio (l/s)
29,98	<	118,00

2.5.2 Tratto 7 – Scarico Ramo 2 - Parcheggio seminterrato

Il Tratto 7 rappresenta l'allaccio del Ramo 2 inerente alla rete del parcheggio interrato. Suddetta rete, essendo il parcheggio coperto e non soggetto a precipitazioni, è dimensionata tenendo conto dell'eventuale neve trasportata all'interno dalle auto e che, sciogliendosi, genera una portata defluente (seppur minima).

In via cautelativa si è stimata la portata generata dallo scioglimento della neve considerando il parcheggio con tutti gli stalli occupati da auto (aventi superficie di circa 10 m²) interamente ricoperte da 30 cm di neve fresca. Utilizzando la definizione di SWE (Snow Water Equivalent o Equivalente in acqua della neve) si è stimata un'altezza d'acqua in millimetri derivante dallo scioglimento in simultanea della neve situata sulle auto per giungere infine alla conseguente portata defluente. Si tratta di una stima molto cautelativa che va a porsi in una condizione prettamente sfavorevole ed a favor di sicurezza.

$$SWE = \frac{h_{neve} \cdot \gamma_{neve}}{\gamma_{acqua}} \cdot 1000$$

dove:

- h_{neve} : altezza di neve [m] = 0.30 m;
- γ_{neve} : densità neve [Kg/m³]. In caso di neve fresca = 50 Kg/m³;
- γ_{acqua} : densità acqua [Kg/m³]. Assunta = 997 Kg/m³.

Ne consegue un'altezza in acqua equivalente pari a:

$$h = 15 \text{ mm.}$$

Assumendo un tempo di corrivazione all'interno del parcheggio di circa 6 minuti (360 sec) ed applicando la formula per trasformare afflussi in deflussi si ottiene la portata defluente.

$$Q = \frac{A \cdot h \cdot \Psi}{t_{cor}}$$

Aree parcheggio	N° stalli	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 6*	6	60,0	1,00	2,51	0,00010
AREA 7*	10	100,0	1,00	4,18	0,00017
AREA 8*	4	40,0	1,00	1,67	0,00007

* Nota: la superficie in m² è il risultato del prodotto della superficie di una singola auto, stimata approssimativamente in 10 m², per il numero di stalli presenti nell'area.



In ultimo, si è considerata un'area di scolo antistante la rampa d'ingresso del parcheggio. Nel caso la griglia trasversale all'ingresso della rampa dovesse essere ostruita e/o non collettare più la portata all'interno del Tratto 8, scaricante nel collettore esistente su Via S. Sebastiano, la portata ruscellerà lungo la rampa entrando nel parcheggio e venendo intercettata dalla griglia trasversale posta alla base di suddetta rampa e dunque, infine, convogliata all'interno del Tratto 5 del Ramo 2, scaricante nel collettore esistente tramite il Tratto 7. In tal modo, nel dimensionamento dei collettori del parcheggio interrato, si tiene conto anche di un eventuale ingresso d'acqua da Via S. Sebastiano. Allo sbocco del Tratto 7, nel collettore esistente, si prevede una valvola Clapet al fine di impedire l'ingresso in condotta di acqua proveniente dal collettore esistente e scongiurare rigurgiti all'interno del parcheggio seminterrato.

Aree rampa	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 9	75,0	1,00	3,33	0,00313
AREA 10	80,0	1,00	3,33	0,00333

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto	V con Q tratto m/s
5	200 PVC 0,3%	5,01	<	19,20	37,00	0,56
6	200 PVC 0,3%	9,18	<	19,20	52,00	0,65
7	200 PVC 0,3%	11,69	<	19,20	60,00	0,69
8	200 PVC 1%	3,33	<	35,00	22,00	0,76

Schema di deflusso con relativi contributi:

- Tratto 5: Area 8 + Area 9 (Area 10),
- Tratto 6: Tratto 5 + Area 7;
- Tratto 7: Tratto 6 + Area 6.
- Tratto 8: Area 10.

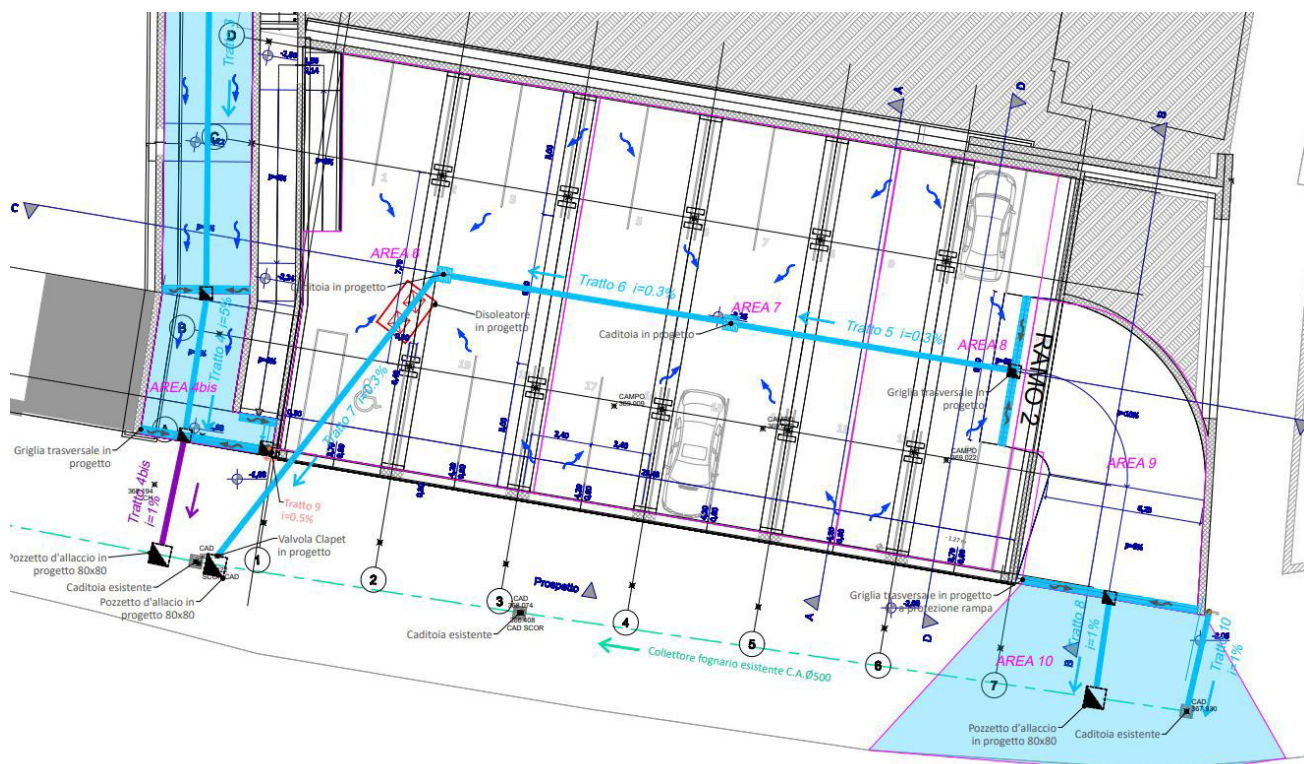


Figura 4: Inquadramento delle aree di scolo relative al parcheggio seminterrato e dei correlati collettori suddivisi per "Tratti". La portata meteorica è intercettata dalle griglie trasversali ad inizio e fine rampa, mentre la portata da disgelo della neve è intercettata dalle caditoie nel parcheggio.

Caratteristiche tubazione Tratto 7:

- Diametro: 200 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 3 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

- B: contorno bagnato [m];
- A: area sezione bagnata [m²];
- V: velocità [m·s⁻¹];
- Coeff. Ks: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per CLS;



i: pendenza motrice = minimo 3 [m/km];

Q: portata [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata giungente da monte nel tratto in esame ($Q = 11,69 \text{ l/s}$) per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Portata	Y	RIEMP.	b	B	A	V	Q	$V^2/2g$
	(m)	(%)	(m)	(m)	(m^2)	($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	(l/s)	(m)
Q di verifica portata di progetto ($Q = 11,69 \text{ l/s}$)	0.11	60%	0.18	0.33	0.02	0.69	12.01	0.02

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 60% riempimento (l/s)
11,69	<	12,01

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione allaccio (l/s)
11,69	<	19,20

2.5.3 Tratto 8 – Scarico griglia ad ingresso rampa

Caratteristiche tubazione Tratto 8:

- Diametro: 200 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 10 m/km.

Area rampa	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 10	80,0	1,00	3,33	0,00333

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto
8	200 PVC 1%	3,33	<	35,00	22,00

2.5.4 Tratto 9 – Scarico griglia bordo campo

Caratteristiche tubazione Tratto 9:

- Diametro: 250 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 5 m/km. Tratto da collegare a pozzetto su strada interna con pluviale avente diametro interno minimo di 130mm.

Area	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 5 (Campo)	495,0	1,00	20,63	0,02063

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto
9	250 PVC 0,5%	20,63	<	45,00	50,00



2.5.5 Tratto 10 – Scarico area tribune

Caratteristiche tubazione Tratto 10:

- Diametro: 200 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 10 m/km. Tratto da collegare a caditoia su strada con pluviale avente diametro interno minimo di 100mm.

Area tribune	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 11	137,00	1,00	5,71	0,00571

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto
10	200 PVC 1%	5,71	<	35,00	29,00

3 DIMENSIONAMENTO PLUVIALI

Per il dimensionamento dei pluviali captanti la portata in arrivo dalle su descritte aree di deflusso, si è adottata la procedura secondo UNI EN 12056 secondo la quale la sezione interna dei pluviali è scelta attraverso una tabella riportante la portata smaltibile con una percentuale di riempimento della sezione del 20% e del 33%. Per tale progetto si è proceduto considerando una percentuale di riempimento del 33%. Si riporta nel seguito suddetta tabella.

Diametro interno del pluviale [mm]	Capacità Idraulica	
	riempimento 0.20 [l/s]	riempimento 0.33 [l/s]
50	0.7	1.7
55	0.9	2.2
60	1.2	2.7
65	1.5	3.4
70	1.8	4.1
75	2.2	5.0
80	2.6	5.9
85	3.0	6.9
90	3.5	8.1
95	4.0	9.3
100	4.6	10.7
110	6.0	13.8
120	7.6	17.4
130	9.4	21.6
140	11.4	26.3
150	13.7	31.6
160	16.3	37.5
170	19.1	44.1
180	22.3	51.4
190	25.7	59.3
200	29.5	68.0
220	38.1	87.7
240	48.0	110.6
260	59.4	137.0
280	72.4	166.9
300	87.1	200.6
>300	$2.5 \cdot 10^{-4} \cdot k_0^{-0.187} \cdot d_i^{2.867} \cdot f^{1.867}$ dove: k_0 è la scabrezza del pluviale, considerata 0.25 mm; d_i è il diametro interno del pluviale; f è il grado di riempimento.	

Stanti suddetti dati, si riporta nel seguito una tabella confrontante la portata insistente su ogni pluviale in progetto confrontata con la portata smaltibile dal medesimo con una percentuale di riempimento del 33%.

PLUVIALE	Tratto in cui scarica	Q da aree insistenti l/s	< >	Qmax pluviale 33% l/s	Dint pluviale mm
P1	Tratto 10	5,71	<	10,7	100
P2	Tratto 9	20,63	<	21,6	130



4 CONCLUSIONI

Nel seguito si riassumono i risultati ottenuti attraverso le seguenti tabelle.

Area	N° stalli	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]
AREA 1	/	61,4	1,00	2,56
AREA 2	/	42,6	1,00	1,78
AREA 3	/	38,4	1,00	1,60
AREA 4	/	58,6	1,00	2,44
AREA 4bis	/	23,5	1,00	0,98
AREA 5	/	495,0	1,00	20,63
AREA 6	6	60,0	1,00	2,51
AREA 7	10	100,0	1,00	4,18
AREA 8	4	40,0	1,00	1,67
AREA 9	/	75,0	1,00	3,33
AREA 10	/	80,0	1,00	3,33
AREA 11	/	137,0	1,00	5,71

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto	Velocità con Q tratto m/s
1	200 PVC 8%	2,56	<	99,00	12,00	1,49
2	200 PVC 8%	4,33	<	99,00	15,00	1,71
3	200 PVC 5%	5,93	<	78,50	20,00	1,61
4	200 PVC 5%	8,38	<	78,50	23,00	1,75
4bis	315 PVC 1%	29,98	<	118,00	36,00	1,36
5	200 PVC 0,3%	5,01	<	19,20	37,00	0,56
6	200 PVC 0,3%	9,18	<	19,20	52,00	0,65
7	200 PVC 0,3%	11,69	<	19,20	60,00	0,69
8	200 PVC 1%	3,33	<	35,00	22,00	0,76
9	250 PVC 0,5%	20,63	<	45,00	50,00	0,96
10	200 PVC 1%	5,71	<	35,00	29,00	0,89

In conclusione si può asserire che tutti i tratti costituenti la rete di collettamento delle acque meteoriche in progetto possono operare in sicurezza idraulica avendo un grado riempimento non superiore al 70%. Si è inoltre effettuata la verifica dei tratti d'allaccio alla rete fognaria su Via S. Sebastiano al fine di verificare che il grado di riempimento sia minore del 70% e che le velocità non superino i 5 m/s nonché inferiori a 0,5 m/s:

4.1 Tratto 4bis

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione di scarico 36% riempimento (l/s)	Velocità m/s
29,98	<	30,43	1,36

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione di scarico (l/s)
39,98	<	118

4.2 Tratto 7

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione di scarico 60% riempimento (l/s)	Velocità m/s
11,69	<	12,01	0,69

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione di scarico (l/s)
11,69	<	19,20



4.3 Tratto 8

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione di scarico 22% riempimento (l/s)	Velocità m/s
3,33	<	3,46	0,76

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione di scarico (l/s)
3,33	<	35

4.4 Tratto 9

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione 50% riempimento (l/s)	Velocità m/s
20,63	<	20,95	0,96

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione (l/s)
20,63	<	45

4.5 Tratto 10

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione 29% riempimento (l/s)	Velocità m/s
5,71	<	5,98	0,89

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione (l/s)
5,71	<	35

La rete possiede dunque i requisiti per operare in sicurezza idraulica.