

COMMITTENTE:

COMUNE DI BRANDIZZO

OGGETTO:

PNRR - MISSIONE 4 - ISTRUZIONE E RICERCA - COMPONENTE 1- POTENZIAMENTO DELL'OFFERTA DEI SERVIZI DI ISTRUZIONE: DAGLI ASILI NIDO ALLE UNIVERSITA'.
INVESTIMENTO 1.1: PIANO PER ASILI NIDO E SCUOLE DELL'INFANZIA E SERVIZI DI EDUCAZIONE E CURA PER LA PRIMA INFANZIA.
"AMPLIAMENTO ASILO NIDO PAJETTA".
CIG:B25D99AE59 - CUP:F65E24000090006



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

VIA MORANDI N. 3 - 10032 BRANDIZZO (TO)

CODICE AREA:

IDR

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

001

ARCHIVIO:

6198

354

IDR

001

ESE

00

SCALA:

-

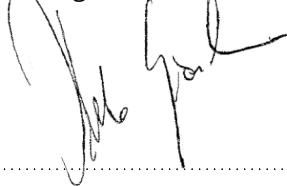
TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE IDRAULICA

DATA:

Loranzè,
Settembre 2024

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI			REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO	APPROVATO	REV	DATA	NOTE
CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA		RESP. AREA	COORDINATORE	RESP. PROG.	0	09/2024	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. M. DI PERNA	.	.	F.G.	A.D.	1	.	.
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			2	.	.
DLV	DIREZIONE LAVORI	Ph.D. Ing. G. ODETTO	.	.			3	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. M. VERNETTI ROSINA	L.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:

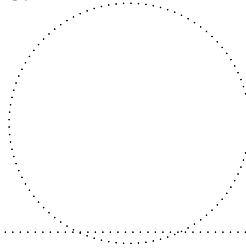
Arch. Alessandro DEMARIA
N°8982 Ordine degli
Architetti di Torino

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
3	OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO	4
4	DEFINIZIONE DELLE PORTATE NERE.....	4
5	CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA DI PROGETTO	4
5.1	CALCOLO INTENSITA' DI PIOGGIA.....	5
5.2	CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO	9
6	DIMENSIONAMENTO VASCA DI RECUPERO DELLE ACQUE METEORICHE	12
7	DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI DI PROGETTO	13
7.1	DIMENSIONAMENTO SCARICO FINALE ACQUE REFLUE	13
7.1.1	DEFINIZIONE SCABREZZA TUBAZIONE	14
7.1.2	DIMENSIONAMENTO COLLETTORE	15
7.2	DIMENSIONAMENTO SCARICO FINALE ACQUE METEORICHE.....	16
7.2.1	DEFINIZIONE SCABREZZA TUBAZIONE	17
7.2.2	DIMENSIONAMENTO COLLETTORE	18
8	CONCLUSIONI	20

1 PREMESSA

L'Amministrazione comunale del Comune di Brandizzo ha avviato un percorso finalizzato all'ampliamento dell'offerta formativa degli asili nido e delle scuole dell'infanzia al fine offrire un aiuto alla famiglie attraverso l'accesso ai fondi del programma Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, PNRR, approvato da parte della Commissione europea ed inserito all'interno del programma Next Generation EU (NGEU), Missione 4 "Istruzione e Ricerca" – Componente 1 "Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università" – Investimento 1.1: "Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia", si è reso possibile lo sviluppo del progetto in oggetto e la sua futura realizzazione. La presente relazione idrologico idraulica tratta gli aspetti inerenti al dimensionamento e verifica dei nuovi allacci alla rete fognaria esistente. Si è quindi proceduto alle necessarie valutazioni di carattere idrologico al fine di stimare la portata generata dalle superfici scolanti impermeabili in progetto e da quelle esistenti da modificare in seguito agli interventi previsti. L'accesso ai fondi del programma Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) impone il riutilizzo dell'acqua piovana raccolta a scopo irriguo o per alimentazione dei dispositivi igienico-sanitari, di conseguenza è stata dimensionata una vasca in grado di raccogliere il volume di acqua meteorica generato dalla copertura del nuovo ampliamento in progetto, da utilizzare per l'irrigazione dell'adiacente superficie a giardino.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di intervento è situata nel territorio comunale di Brandizzo, comune facente parte della Città Metropolitana di Torino di circa 8 670 abitanti e caratterizzato da un'estensione di 6.29 km². Nell'immagine sottostante si riporta un inquadramento dell'area oggetto di intervento.



Figura 1 - Inquadramento area di intervento.

L'area di studio risulta attualmente caratterizzata dalla presenza dell'Asilo Nido della Scuola dell'Infanzia "Hans Christian Andersen", il quale sarà ampliato a seguito dei lavori previsti dal presente progetto. Gli interventi prevedono quindi la realizzazione di una nuova struttura ricettiva per la fascia d'età 0 - 2 anni.

3 OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di due nuovi allacci fognari alla rete SMAT, uno per lo scarico delle acque reflue ed un altro destinato allo scarico delle acque meteoriche raccolte dalla rete in progetto. Le caratteristiche dei collettori di allaccio alla fognatura esistente sono elencate di seguito.

Condotta di allaccio alla rete di fognatura nera esistente:

- Materiale tubazione: PVC;
- Diametro: DN 110;
- Pendenza: 30 m/km;
- Coefficiente di scabrezza: $110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Condotta di allaccio alla rete di fognatura nera esistente:

- Materiale tubazione: PVC;
- Diametro: DN 200;
- Pendenza: 15 m/km;
- Coefficiente di scabrezza: $110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;

4 DEFINIZIONE DELLE PORTATE NERE

Nel presente capitolo si procede alla definizione delle portate di acque reflue. Si procede quindi alla definizione delle portate nere che la rete in progetto dovrà essere in grado di smaltire. Come si evince dall'elaborato "TFM.001.PFTE.00 - Relazione Impianti Meccanici" la portata proveniente dagli scarichi presenti all'interno del nuovo edificio è pari a 3 l/s.

$$Q_{nera(civile)} = 3.0 \text{ l/s}$$

5 CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA DI PROGETTO

All'interno del presente capitolo è stata calcolata l'intensità di pioggia di riferimento, utilizzata nei calcoli successivi per ricavare la portata di progetto, utile al dimensionamento ed alla verifica delle condotte e della vasca in progetto.

5.1 CALCOLO INTENSITA' 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 da 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 2 rappresenta lo schema utilizzato per la determinazione dei suddetti parametri.

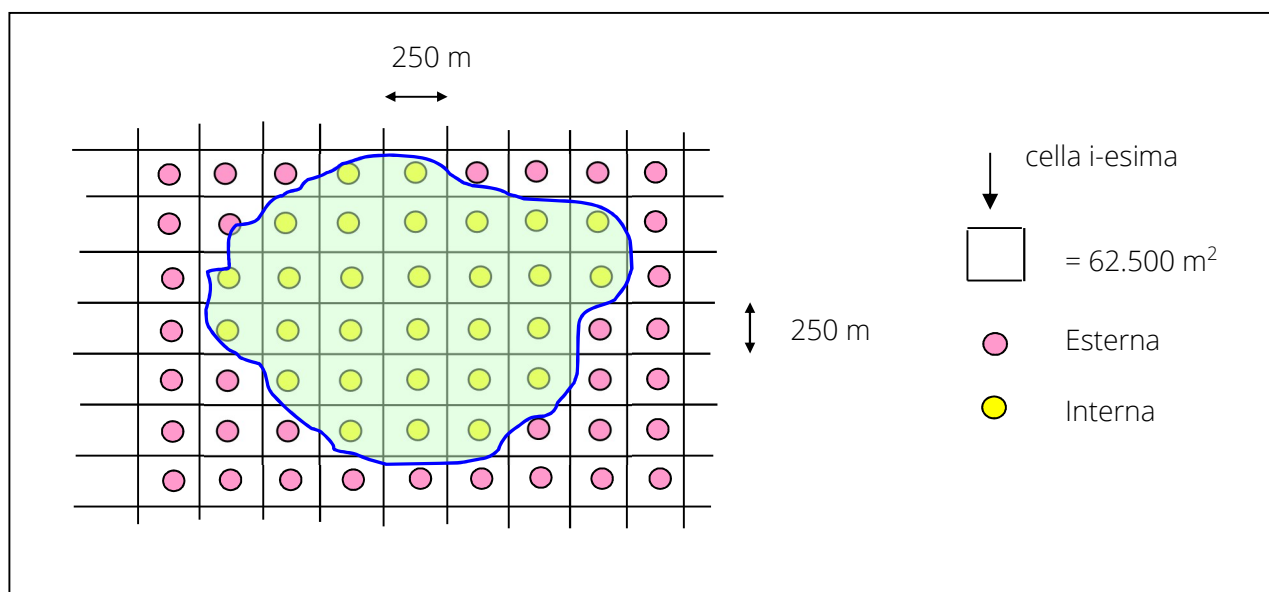


Figura 2: Schema adottato per la determinazione dei coefficienti a e n secondo il metodo ARPA Piemonte.

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: Celle metodo ARPA Piemonte in cui ricade l'area oggetto di studio

Cella ID	34232- Brandizzo
a	29.27
n	0.28

In merito al coefficiente di crescita K_T , valutato in funzione della distribuzione di probabilità più gravosa (GUMBEL), 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.

GUMBEL						
K2	K5	K10	K20	K50	K100	K200
0.94	1.25	1.46	1.65	1.91	2.10	2.29

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	29.27	29.27	27.51	36.59	42.73	48.30	55.91	61.47	67.03
90	1.5	32.79	21.86	20.55	27.32	31.91	36.07	41.75	45.90	50.06
120	2	35.54	17.77	16.70	22.21	25.94	29.32	33.94	37.32	40.69
150	2.5	37.83	15.13	14.22	18.92	22.09	24.97	28.90	31.78	34.65
180	3	39.81	13.27	12.47	16.59	19.38	21.90	25.35	27.87	30.39
240	4	43.15	10.79	10.14	13.48	15.75	17.80	20.61	22.65	24.70
300	5	45.93	9.19	8.64	11.48	13.41	15.16	17.55	19.29	21.04
360	6	48.34	8.06	7.57	10.07	11.76	13.29	15.39	16.92	18.45
420	7	50.47	7.21	6.78	9.01	10.53	11.90	13.77	15.14	16.51

- 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]	d[h]	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	0.08	14.60	9.35	119.10	111.96	148.88	173.89	196.52	227.49	250.12	272.75
10	0.17	17.72	7.70	86.90	81.69	108.63	126.88	143.39	165.99	182.50	199.01
15	0.25	19.85	6.88	70.36	66.14	87.95	102.73	116.10	134.40	147.76	161.13
20	0.33	21.52	6.34	59.83	56.24	74.79	87.35	98.72	114.27	125.64	137.01
30	0.50	24.11	5.66	46.77	43.97	58.47	68.29	77.17	89.34	98.22	107.11
45	0.75	27.00	5.05	35.82	33.67	44.77	52.29	59.10	68.41	75.22	82.02
60	1.00	29.27	4.66	29.27	27.51	36.59	42.73	48.30	55.91	61.47	67.03

Nel caso oggetto di studio, si adotta un valore di intensità di pioggia associato ad un tempo di ritorno pari a 100 anni e una durata dell'evento meteorico pari a 15 minuti, da cui si ricava un valore di progetto di intensità pari a:

$$i = 116.10 \text{ mm/h}$$

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.

5.2 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

Per calcolare la portata defluente da regimare correttamente con la rete in progetto, si è fatto riferimento alla seguente formula, funzione della suddetta 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 spazati, 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;

Le opere destinate allo smaltimento delle acque meteoriche interessano un'area caratterizzata dalla presenza di superfici impermeabili, rappresentata, in particolare, dalla copertura del nuovo ampliamento rappresenta la superficie impermeabile. Si adotta quindi un coefficiente di deflusso pari a 0.9 per le aree classificate come impermeabili. La superficie scolante impermeabile perimetrata è rappresentata nella planimetria riportata di seguito.



Figura 3 - Perimetrazione superficie impermeabile nuovo ampliamento in progetto.

Considerando quindi una superficie impermeabile con estensione pari a 562.11 m^2 è possibile calcolare, mediante l'applicazione della formula riportata precedentemente, la portata generata, la quale rappresenta il parametro da utilizzare in sede di dimensionamento e verifica delle opere in progetto. I risultati di tale calcolo sono riassunti nella tabella sottostante.

Area	Area [m^2]	ψ	Q [l/s]	Q [m^3/s]
AREA IMPERMEABILE PRE INTERVENTO	562.1	0.90	21.08	0.02108

Tabella 5 - Risultati calcolo della portata.

Alla luce dei risultati ottenuti è possibile adottare una portata di acque meteoriche di riferimento pari a 22 l/s.

6 DIMENSIONAMENTO VASCA DI RECUPERO DELLE ACQUE METEORICHE

Nel presente capitolo si descrive il dimensionamento della vasca che si intende realizzare destinata al recupero e riutilizzo dell'acqua piovana proveniente dalla copertura del nuovo edificio in progetto. Trattandosi di un intervento finanziato attraverso i fondi del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) è necessario prevedere adeguate misure di stoccaggio delle acque meteoriche da impiegare per scopi irrigui o per l'alimentazione dei dispositivi igienico-sanitari presenti nel nuovo edificio, al fine di evitare lo spreco della risorsa e di impedire l'aumento di carico gravante sulla fognatura esistente. Al fine di garantire un corretto dimensionamento della vasca in progetto è necessario considerare i seguenti parametri.

- Piovosità media annua registrata = 1040 mm/anno (ricavata da ARPA Piemonte);
- Tempo secco medio = 21 giorni.

La piovosità media annua rappresenta il valore medio di precipitazione annuale registrato, mentre il tempo secco medio rappresenta il numero di giorni consecutivi verificatisi durante l'anno dove non sono state registrate precipitazioni, che, in letteratura, si pone generalmente uguale a 21 giorni. Si procede quindi con il calcolo della resa della pioggia utilizzando la formula seguente.

$$R = S \cdot V_p \cdot V_t$$

Dove:

- R = Resa della pioggia (l);
- S = Superficie scolante che genera la portata da raccogliere (m²);
- V_p = Precipitazione media annua (mm);
- V_t = Coefficiente di deflusso della copertura.

Trattandosi di una tettoia si adotta un coefficiente di deflusso pari a 0.9, mentre la superficie scolante considerata è rappresentata dall'estensione della copertura del nuovo edificio in progetto, pari a circa 370 m². La resa di pioggia risultante è quindi pari a 346 320 litri. Il dato appena ricavato deve essere confrontato con il fabbisogno idrico relativo alla superficie da irrigare, calcolata moltiplicando la predetta superficie per il fattore idrico competente alle attività di irrigazione, pari a 450 litri al metro quadrato.

$$Fabbisogno = A \cdot F_i$$

Dove:

- A = Superficie da irrigare (m²);
- Fi = Fattore idrico (l/m²).

La superficie da irrigare ha un'estensione di circa 370 m², di conseguenza si è calcolato un fabbisogno idrico di 166 500 litri. La capacità della vasca si ricava moltiplicando il fabbisogno idrico appena ottenuto per un fattore dipendente dal tempo secco medio.

$$V = K \cdot \text{Fabbisogno}$$

Dove:

- K = rapporto tra tempo secco medio e durata dell'anno (21/365);
- Fabbisogno = Fabbisogno idrico della superficie da irrigare (l).

Dal calcolo effettuato è risultato un volume pari a circa 9.5 m³, di conseguenza si prevede l'installazione di una vasca di raccolta con una capacità di 10 m³. Si prevede di installare il dispositivo dietro all'edificio di nuova realizzazione, in modo da collocarlo adiacente al giardino esistente, che rappresenta la superficie da irrigare, inoltre si prevede la realizzazione di uno scarico di troppo pieno collegato alla fognatura esistente collocata lungo Via Cena, al fine di garantire adeguate condizioni di sicurezza idraulica. Per maggiori dettagli in merito alla vasca di raccolta delle acque meteoriche si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto.

7 DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI DI PROGETTO

Nel presente capitolo si procede al dimensionamento ed alla verifica dei collettori da posare. Il progetto prevede l'installazione di nuove tubazioni utili allo smaltimento della portata delle acque nere e delle acque meteoriche. Si procede quindi alla verifica dei nuovi allacci alla fognatura esistente.

7.1 DIMENSIONAMENTO SCARICO FINALE ACQUE REFLUE

Il tratto di scarico finale confluyente nella linea di fognatura nera esistente, situato lungo Via Morandi sarà realizzato attraverso la posa di una tubazione in PVC SN 8 DN 110 funzionante a gravità con una pendenza motrice pari a 3 %, che dovrà smaltire una portata pari a 3 l/s garantendo adeguate condizioni di sicurezza idraulica. La velocità all'interno del collettore dovrà quindi essere maggiore di 0.5 m/s, al fine di prevenire il deposito di sostanze che dovrebbero essere successivamente rimosse manualmente.

7.1.1 DEFINIZIONE SCABREZZA TUBAZIONE

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
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
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) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
<i>Tubazione in cemento amianto</i>				
<i>Nuovi</i>				
Cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130-105
<i>In servizio</i>				
Cemento amianto (in servizio)	0,10-0,4	0,10	0,12	105-85
<i>Tubazione in cemento armato</i>				
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

$$K_s = 110 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}.$$

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.

7.1.2 DIMENSIONAMENTO COLLETTORE

Caratteristiche tubazione:

- Diametro: SN 8 DN 110;
- Materiale: PVC;
- Pendenza motrice: 30 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: **110 m^{1/3}·s⁻¹** per PVC;
 i: pendenza mortice [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 per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Il valore di portata defluente all'interno del collettore è al massimo pari a:

$$Q = 3.0 \text{ l/s}$$

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 = 3.0 l/s)	0.03	32%	0.10	0.12	0.002	1.34	3.12	0.09

Dai risultati ottenuti si evince che la condotta in progetto è in grado di smaltire la portata di riferimento garantendo un riempimento non superiore al 32 %.

7.2 DIMENSIONAMENTO SCARICO FINALE ACQUE METEORICHE

Il tratto di scarico finale confluyente nella linea di fognatura bianca esistente, situata lungo Via Morandi, sarà realizzato impiegando una tubazione in PVC SN 8 DN 200 funzionante a gravità con una pendenza motrice pari a 1.5 %, che dovrà smaltire una portata pari a 24 l/s garantendo adeguate condizioni di sicurezza idraulica.

7.2.1 DEFINIZIONE SCABREZZA TUBAZIONE

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
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
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) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
<i>Tubazione in cemento amianto</i>				
<i>Nuovi</i>				
Cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130-105
<i>In servizio</i>				
Cemento amianto (in servizio)	0,10-0,4	0,10	0,12	105-85
<i>Tubazione in cemento armato</i>				
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

$$K_s = 110 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}.$$

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.

7.2.2 DIMENSIONAMENTO COLLETTORE

Caratteristiche tubazione:

- Diametro: SN 8 DN 200;
- Materiale: PVC;
- Pendenza motrice: 15 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: **110 m^{1/3}·s⁻¹** per PVC;
 i: pendenza mortice [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 per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Il valore di portata defluente all'interno del collettore è al massimo pari a:

$$Q = 24 \text{ l/s}$$

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 = 22 l/s)	0.10	54%	0.19	0.31	0.02	1.65	25.24	0.14

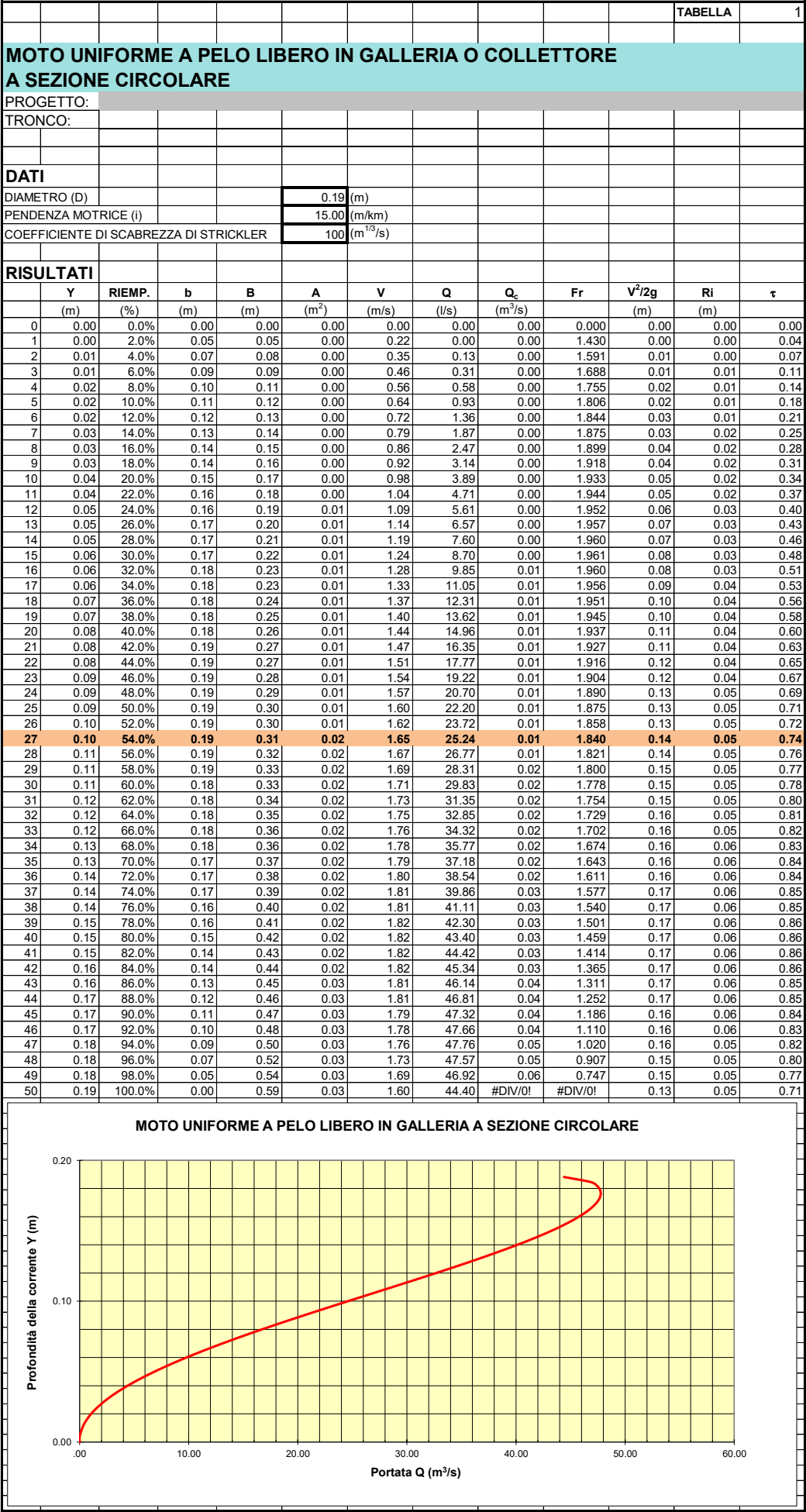
Dai risultati ottenuti si evince che la condotta in progetto è in grado di smaltire la portata di riferimento garantendo un riempimento non superiore al 54 %.

8 CONCLUSIONI

L'allaccio alla fognatura nera esistente previsto dal presente progetto, realizzato impiegando tubazioni del tipo PVC SN 8 DN 110, garantisce adeguate condizioni di sicurezza idraulica in quanto permette lo smaltimento della portata di acque reflue calcolata con un riempimento non superiore al 70 %, inoltre le velocità all'interno dei collettori da posare sono maggiori di 0.5 m/s, evitando quindi la presenza di depositi. E' stato quindi dimensionato lo scarico delle acque meteoriche nella fognatura collocata lungo Via Cena, impiegando una tubazione PVC SN 8 DN 200, la quale soddisfa le verifiche effettuate garantendo riempimenti inferiori al 70 % e velocità maggiori a 0.5 m/s. La rete in progetto possiede quindi le caratteristiche per operare in sicurezza idraulica. Trattandosi di opere finanziate attraverso i fondi destinati al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) e dovendo quindi prevedere lo stoccaggio ed il riutilizzo dell'acqua piovana è stata dimensionata una vasca di raccolta delle acque meteoriche. Il calcolo inerente al dimensionamento del suddetto dispositivo è stato effettuato sulla base del fabbisogno idrico, calcolato nei capitoli precedenti, della superficie da irrigare. Dai calcoli effettuati si evince quindi che una vasca di raccolta con capacità pari a 10 m^3 è sufficiente a garantire una adeguata irrigazione dell'area a giardino adiacente al nuovo edificio in progetto. Al fine di assicurare adeguate condizioni di sicurezza idraulica è prevista la realizzazione di uno scarico di troppo pieno collegato direttamente alla fognatura bianca esistente.

ALLEGATI

**VERIFICA COLLETTORE DI RECAPITO FINALE DELLE
ACQUE METEORICHE – PVC SN 8 DN 200**



**VERIFICA COLLETTORE DI RECAPITO FINALE DELLE
ACQUE REFLUE – PVC SN 8 DN 110**

