

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI CUNEO - COMUNE DI FOSSANO

**NUOVA SEDE DELLA STRUTTURA COMPLESSA MAXI-EMERGENZA 118
EMERGENCYMEDICAL TEAM 2 (EMT2) DA REALIZZARSI IN FOSSANO**

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI TORINO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

PROGETTO ARCHITETTONICO/STRUTTURALE

LGA ENGINEERING srl

Dott. Ing. ALBERTO Andrea
Corso Roma 40, 12038, Savigliano (CN)
Ordine Ingegneri Prov. di Cuneo n° A2058

COLLABORATORI

Supervisore
Controllore
Progettista

INDAGINI GEOLOGICHE

GEOLAMBDA Engineering s.r.l.

Ing.DAGUATI Marco
Via A. Diaz n.22
26845 Codogno (LO)

PROGETTO IMPIANTI ED ENERGIA

Studio i4 Engineering s.r.l.

Ing.PANNIER SUFFAIT Luca
Ing.LEONE Andrea
Piazza Carlo Emanuele II n.13
10123 Torino (TO)

PROGETTO ANTINCENDIO

Arch. BORRA Emanuele

Via Francesco Petrarca 20
10123 Torino (TO)

**STAZIONE APPALTANTE
ASL-CN1**

SC Servizio Tecnico via
Carlo Boggio n°12
12100 Cuneo

Legale Rappresentante
Ing. IVO GAMBONE

**RESPONSABILE UNICO
DEL PROCEDIMENTO**

ASL-CN1

IMPRESA

CODICE ELABORATO

03.05.PFTE.IMP.IM

TITOLO

Raccolta acque meteoriche - Relazione di calcolo

DATA

06/03/2026

SCALA

2024	007	PFTE	IM	05r	R01
------	-----	------	----	-----	-----

REVISIONI

N°	Data	Descrizione	Eseguito	Verificato	Approvato
01	28/10/2024	Prima Emissione	AM	AM	LPS
01	06/03/2026	Rev01 - Modifica posizione di accesso al lotto	AM	AM	LPS

INDICE

<u>1</u>	<u>INQUADRAMENTO</u>	<u>3</u>
1.1	PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNE DI FOSSANO.....	3
1.1.1	CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA.....	3
<u>2</u>	<u>ANALISI IDROLOGICA.....</u>	<u>4</u>
2.1	PROGETTO STRADA	4
2.1.1	METODOLOGIA.....	5
2.1.2	ESTRAZIONE DEI PARAMETRI E CALCOLO DELLA CPP.....	6
2.1.3	DETERMINAZIONE DELLE CURVE SEGNALETICHE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA (CPP)	7
2.2	PIOGGE SUBORARIE	8
<u>3</u>	<u>ANALISI IDRAULICHE.....</u>	<u>9</u>
3.1	DIMENSIONAMENTO PLUVIALI	9
3.1.1	COEFFICIENTE UDOMETRICO	9
3.2	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE DA PIAZZALI E COPERTURE	10
3.2.1	STANDARD PROGETTUALI	10
3.2.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	10
3.2.3	METODO RAZIONALE.....	12
3.2.4	DIMENSIONAMENTO COLLETTORI.....	12
3.2.5	DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI DISSABBIATURA E SEPARAZIONE OLII.....	17
3.3	RECAPITO FINALE – DIMENSIONAMENTO BACINO DI LAMINAZIONE/INFILTRAZIONE	18
3.3.1	VALVOLA DI REGOLAZIONE DELLA PORTATA.....	23
3.4	RETE SMALTIMENTO ACQUE REFLUE.....	24
3.4.1	DEFINIZIONE DELLA PORTATA DI PUNTA	24
3.4.2	DESCRIZIONE RETE.....	25
3.4.3	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....	25

1 INQUADRAMENTO

1.1 Piano Regolatore Generale Comune di Fossano

1.1.1 Carta di Sintesi della Pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica

È stata esaminata la carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica del PRG del Comune di Fossano del quale viene qui fornito uno stralcio.

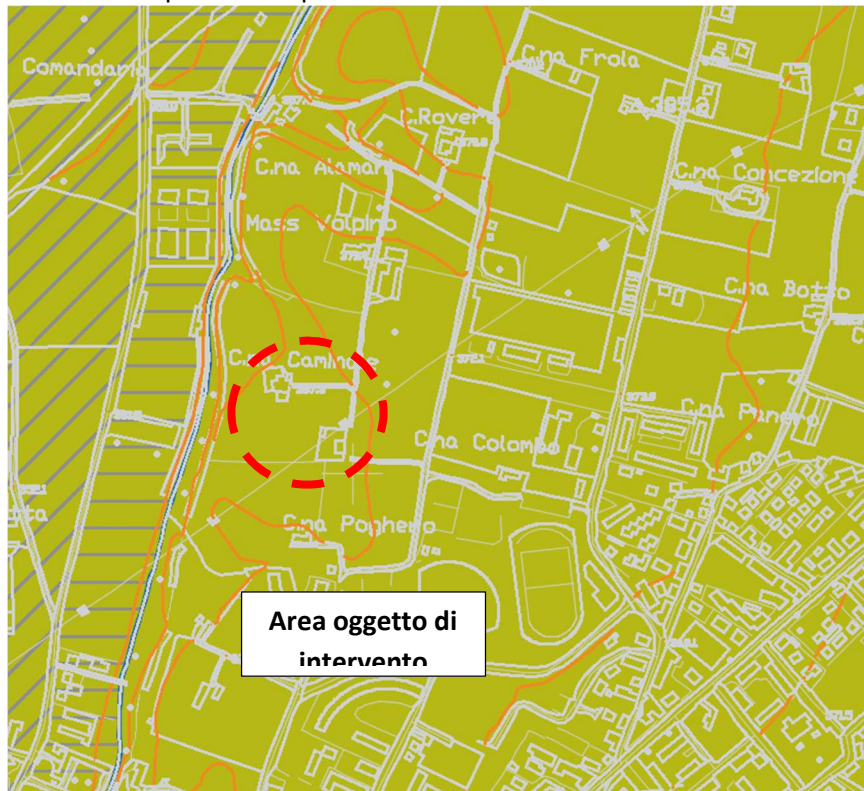
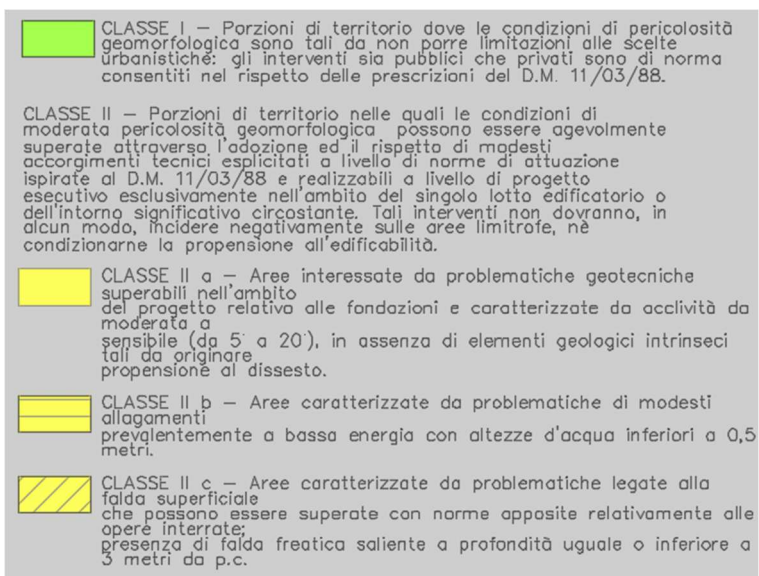


Figura 1 - Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica - PRG Comune di Fossano



L'area oggetto di intervento ricade in classe IIa.

2 ANALISI IDROLOGICA

I dati idrologici necessari per la stima delle curve di possibilità pluviometrica inferiore all'ora sono le altezze di pioggia relative degli eventi di breve durata e forte intensità.

Le curve di possibilità pluviometrica per l'area della città di Torino sono state ricavate sulla base dei dati pluviometrici raccolti dalle stazioni di misura di ARPA Piemonte pubblicati nell'ambito del progetto STRADA.

2.1 Progetto Strada



A conclusione del progetto STRADA - Strategie di adattamento ai cambiamenti climatici per la gestione dei rischi naturali, a cui Arpa Piemonte partecipa in qualità di partner, termina lo studio per la caratterizzazione delle precipitazioni nella regione Piemonte che ha prodotto il nuovo Atlante delle piogge intense.

L'Atlante consente di ricavare, in un qualsiasi punto del territorio regionale, le quantità di precipitazioni per differenti frequenze di accadimento che rappresentano lo strumento essenziale nella progettazione idraulica e nella valutazione probabilistica delle portate di piena.

Il primo atlante veniva realizzato nel 1998 utilizzando le misure di precipitazione rilevate tra il 1928 e il 1985 dalle stazioni meccaniche dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN).

Lo sviluppo di reti meteorologiche automatiche avvenuto negli ultimi 20 anni consente oggi di disporre di un'informazione pluviometrica di maggior dettaglio spazio-temporale rispetto al passato. L'analisi statistica ha utilizzato tutta la base dati disponibile comprensiva delle stazioni meccaniche funzionanti dal 1913 al 2002 e di quelle automatiche della rete regionale realizzata a partire dal 1987.

Le informazioni pluviometriche sono consultabili su base cartografica attraverso l'applicazione webgis Atlante piogge intense, realizzata dal Sistema Informativo Ambientale di Arpa. E' accessibile dalla homepage del Geoportale nella colonna di sinistra, sotto la voce Applicazioni, oppure direttamente dal seguente indirizzo:

http://webgis.arpa.piemonte.it/atlante_pioggia_webapp/

Il servizio Atlante delle piogge intense 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 che rappresentano lo strumento essenziale nella progettazione idraulica e nella valutazione probabilistica delle portate di piena. L'analisi statistica ha utilizzato tutta la base dati disponibile comprensiva delle stazioni storiche del Servizio Idrografico e Mareografico nazionale funzionanti dal 1913 al 2002 e delle stazioni della rete regionale realizzata a partire dal 1987.

2.1.1 Metodologia

La curva di probabilità pluviometrica media consente di valutare l'altezza massima di pioggia di assegnata durata che può verificarsi in una determinata zona e viene generalmente espressa per mezzo della formula monomia

$$P(d) = ad^n \quad (1)$$

L'altezza di pioggia P è espressa in funzione della durata d dell'evento meteorico a meno di due parametri:

- il coefficiente pluviale orario a , che rappresenta l'altezza media di pioggia caduta in un intervallo di tempo pari ad un'ora;
- l'esponente di invarianza di scala n , che governa l'andamento della curva e l'entità della dipendenza dalla durata della precipitazione.

La determinazione dei coefficienti della curva di probabilità pluviometrica è stata effettuata considerando le medie pesate delle massime precipitazioni per le varie durate. Queste ultime sono state determinate applicando il Kriging ordinario ad una griglia di interpolazione a maglia quadrata (250 m) partendo dalle serie storiche disponibili. Il kriging ordinario è stato applicato, per ciascuna durata, ad ogni anno di osservazione, ottenendo una serie sintetica di mappe annuali contenenti i valori stimati di massimi di precipitazione alle varie durate in ogni nodo della griglia. A valle dell'applicazione del kriging, ogni nodo è dunque caratterizzato da diverse serie sintetiche di massimi annui di precipitazione (una per ciascuna durata). La stima dei parametri a e n della curva, avviene a partire da tali serie di massimi annuali di altezza di pioggia, per cui è stato possibile ottenere le mappe di a ed n rappresentative di tutti i punti della griglia di interpolazione. La dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno può essere ricostruita moltiplicando la relazione (1) per un fattore di crescita K_T .

$$P(d, T) = ad^n K_T \quad (2)$$

Relativamente a tale fattore si può procedere alla sua stima locale (ossia su ogni punto griglia) a partire dalle serie storiche ricostruite con il kriging sequenziale per le varie durate. Tale impostazione consente di procedere a dettagliate analisi locali sulla appropriatezza dei vari modelli probabilistici con cui è possibile determinare l'altezza di pioggia relativa ad una determinata durata e ad un determinato periodo di ritorno avvalendosi della curva di probabilità pluviometrica media precedentemente determinata (1).

Assumendo che le precipitazioni estreme possano essere descritte dalla legge di Gumbel il fattore di crescita è espresso dalla relazione:

$$K_T = \left\{ 1 - CV \left[0.45 + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right] \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right\} \quad (3)$$

dove K_T è funzione del solo tempo di ritorno, assumendo il coefficiente di variazione delle piogge CV come il valore medio dei CV determinati per ciascuna durata.

Lo stesso procedimento è applicabile per le precipitazioni di durata sub-oraria; in questo caso, però, la formula analitica per il calcolo dell'altezza di pioggia relativa ad una determinata durata e ad un determinato periodo di ritorno è la seguente:

$$P(d, T) = \left(a \left(\frac{1 + B \cdot d}{1 + B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}} \right) d K_T \quad (4)$$

Dove a ed n sono gli stessi delle durate standard mentre B è una costante pari a 136.495 Il fattore di crescita Kt verrà determinato sempre attraverso l'espressione (3) utilizzando il valore di CV ottenuto per la serie di pioggia di durata oraria.

2.1.2 Estrazione dei parametri e calcolo della CPP

Di seguito si riportano gli esiti dell'estrazione dei dati dal sistema informativo di Arpa Piemonte in formato grafico e tabellare ed il calcolo dei parametri medi della curva di possibilità pluviometrica per l'area in oggetto.

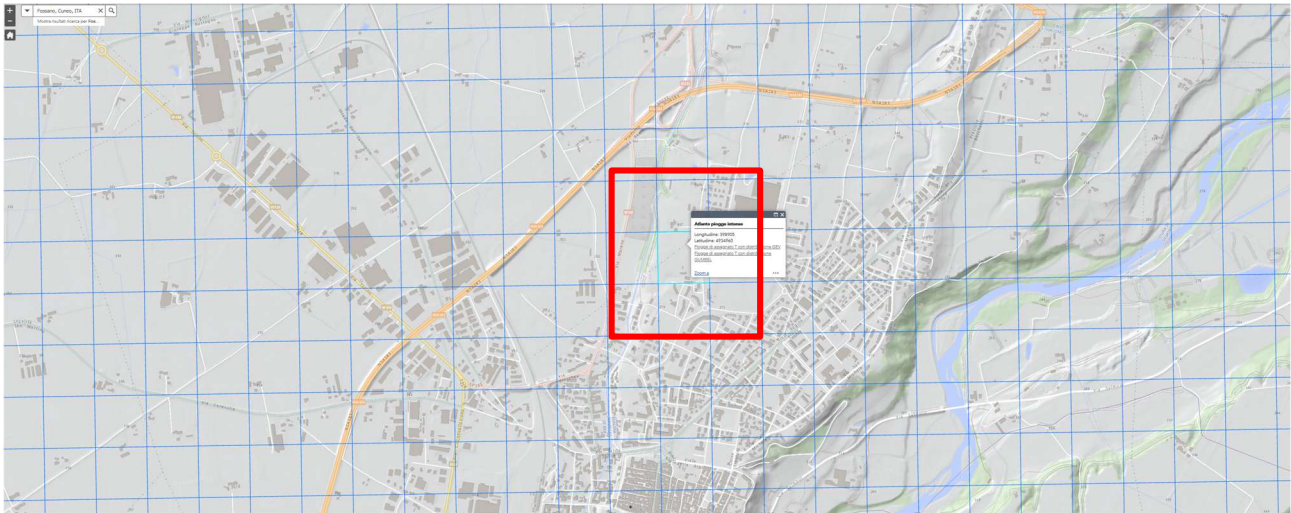


Figura 2 - progetto STRADA, immagine cartografica del webgis

Si riporta di seguito la media dei parametri estratti dal database in riferimento alle celle

Tabella 1 - progetto STRADA, media dei dati estratti dalle celle

a*	25.490
n	0.320

2.1.3 Determinazione delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica (CPP)

La curva di possibilità pluviometrica di progetto adottata per l'intera area è caratterizzata da parametri a ed n ottenuti come media dei parametri forniti dal Progetto STRADA in riferimento ai tempi di ritorno di progetto per il dimensionamento delle opere di smaltimento delle acque di piattaforma e per le opere di drenaggio ed attraversamento del corpo stradale.

Tabella 2: Stima dei parametri delle curve di possibilità climatica

TR	2	5	10	20	50	100	200
Kt	0.941	1.256	1.465	1.665	1.924	2.118	2.312
a	22.36	29.84	34.81	39.56	45.71	50.32	54.93
n	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31

Si riportano di seguito i valori caratteristici delle curve di possibilità climatica in riferimento alle formulazioni precedentemente esposte per gli eventi di durata superiore ed inferiore all'ora.

Tabella 3 - valori caratteristici delle cpp ottenute con il metodo STRADA

Atlante piogge intense in Piemonte - Gumbel							
TR	2	5	10	20	50	100	200
10 minuti	12.6	16.8	19.6	22.3	25.8	28.4	31
20 minuti	15.8	21.1	24.6	28	32.3	35.6	38.9
30 minuti	18	24	28	31.8	36.8	40.5	44.2
1 ora	22.4	29.9	34.8	39.6	45.7	50.3	54.9
3 ore	31.5	42	49	55.7	64.3	70.8	77.3
6 ore	39	52.1	60.7	69	79.8	87.8	95.8
12 ore	48.4	64.6	75.3	85.6	98.9	108.9	118.9
24 ore	60	80.1	93.4	106.2	122.7	135.1	147.4

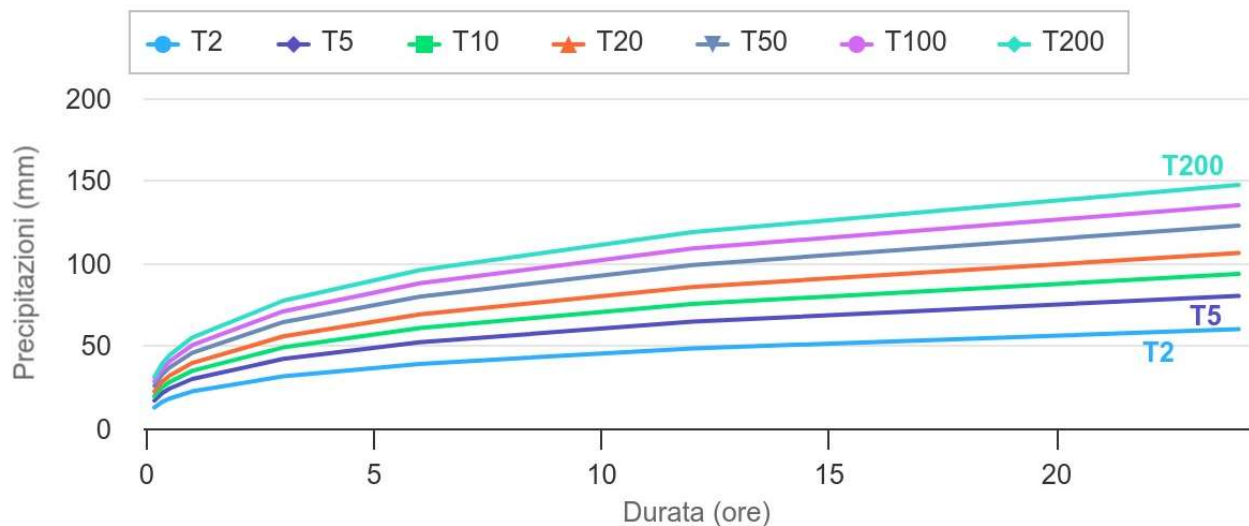


Figura 3 - Curve di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno

2.2 Piogge suborarie

Un aspetto che può condizionare l'affidabilità del calcolo della precipitazione di progetto riguarda l'informazione sulla base della quale vengono ricavate le LSPP.

Questa informazione per la maggior parte dei siti è costituita dai dati consistenti nelle altezze massime annuali di precipitazione per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore (Tab. III, sez. B, parte I degli Annali Idrologici) e in alcuni valori di altezza di pioggia e relativa durata per precipitazioni di notevole intensità e di breve durata (Tab. V, sez. B, parte I degli Annali Idrologici). È ben noto che per questi ultimi valori non c'è alcuna garanzia che il valore riportato per una certa durata sia il massimo annuale (Moisello, 1998). Per queste brevi durate, inoltre, i valori pubblicati sono sempre in numero molto inferiore a quelli relativi alle durate da 1 a 24 ore.

Per le stazioni oggetto di studio, infatti, sono disponibili le registrazioni dei massimi annui di pioggia di durata pari a 15 e 30 minuti, ma per un numero limitato di anni (25 anni per il pluviometro di Amandola e 18 per il pluviometro di Montemonaco). La limitatezza del campione non consente, pertanto, di poter procedere a proiezioni statistiche su questa tipologia di dato.

Una delle possibilità a disposizione del progettista è quella di estrapolare le altezze di pioggia per durate inferiori all'ora da CPP stimate sui massimi di durata da 1 a 24 ore, tuttavia tale procedura ha dimostrato di portare ad una sovrastima sensibile della precipitazione (Ciaponi, 2005).

Negli anni sono stati condotti numerosi studi volti all'individuazione di metodologie alternative, e al contempo scientificamente robuste, finalizzate alla determinazione delle altezze di pioggia suborarie in funzione di parametri più comunemente registrati dai servizi pluviografici nazionali ed internazionali.

A tal fine, è già stato indicato come piuttosto promettente (Calenda et al., 1993) l'utilizzo della proprietà osservata da Bell (1969) in base alla quale i rapporti rd tra le altezze di pioggia h_d di durata d molto breve e l'altezza di pioggia oraria h_1 (1 ora) **sono relativamente poco dipendenti dalla località e dal tempo di ritorno**. La buona stabilità dei rapporti al variare della località parrebbe in effetti confermata, almeno per quanto riguarda i valori medi dei massimi annuali, anche con riferimento ai dati misurati in alcune località italiane.

Tabella 4 - Rapporti fra i valori medi dei massimi annuali delle altezze di pioggia di diverse durate

STAZIONE	$rd = h_d/h_1$			
	5 min	10 min	15 min	30 min
Cascina Scala (PV)	0.28	0.47	0.60	0.79
Milano Monviso [Piga et al. 1990]	0.32	0.49	0.60	0.81
Roma Macao [Calenda et al. 1993]	0.28	0.44	0.54	0.76
USA [Bell 1969]	0.29	-	0.57	0.79
Australia [Bell 1969]	0.30	-	0.57	0.78
URSS [Bell 1969]	0.26-0.32	-	0.53-0.61	0.75-0.83
Valori medi	0.29	0.47	0.58	0.79

Come possibile rilevare dalla Tabella 4, i valori non si scostano molto anche per aree geografiche ed epoche di conduzione delle analisi estremamente differenti tra loro. Nello studio in esame, in ogni caso, in relazione alla vicinanza geografica della zona di conduzione dello studio, **sono stati selezionati i parametri proposti da Calenda (1993)**.

3 ANALISI IDRAULICHE

Nel presente paragrafo vengono fornite le analisi svolte al fine di effettuare:

- Il dimensionamento dei pluviali;
- Il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche;
- Il dimensionamento del bacino di infiltrazione;
- Il dimensionamento della rete di smaltimento di acque reflue;
- Il dimensionamento dell'impianto di depurazione dei reflui;

3.1 Dimensionamento Pluviali

Il dimensionamento idraulico dei pluviali è stato effettuato conformemente alla norma UNI EN 12056-3.

3.1.1 Coefficiente udometrico

Il tempo di corrivazione per l'ingresso al pluviale è stato assunto pari a 2 minuti.

Il Tempo di ritorno è stato assunto pari a 50 anni.

Coefficiente di deflusso delle coperture pari a 1

L'intensità di pioggia per uno scroscio di 2 minuti è stata valutata tramite lo studio di Calenda, precedentemente citato, che porta a stimare una intensità pari a **177 mm/h**. Di seguito si propone la formulazione del coefficiente udometrico.

$$u = \frac{10000}{3600} \Phi \cdot i$$

Si stima pertanto un coefficiente udometrico per il dimensionamento delle coperture pari a **490 l/(s x ha)**.

Si prevede di adottare 8 pluviali in PVC Diametro 160 mm.

In questo modo la superficie massima per singolo pluviale presenta una estensione di circa 318 mq a cui corrisponde una **portata da smaltire di circa 16 l/s**.

Assumendo un grado di riempimento f pari a 0.33, desumibile dal prospetto 8 della norma UNI EN 12056-3 e dall'applicazione dell'indicata equazione di Wyly Eaton, **la portata massima smaltibile per singolo pluviale è pari a 37 l/s** risultando, quindi, verificato.

3.2 Rete di smaltimento acque meteoriche da piazzali e coperture

3.2.1 Standard progettuali

Il dimensionamento della rete di collettamento delle acque meteoriche è stato condotto sotto le seguenti ipotesi:

- Metodo razionale per la trasformazione afflussi-deflussi;
- Tempo di corrivazione t_c pari a 5 minuti;
- Moto uniforme nelle condotte;
- Massimo riempimento ammissibile dei collettori pari al 70%;
- Tempo di ritorno di dimensionamento pari a 20 anni;
- Velocità minima non inferiore a 0,5÷0,6 m/s;
- Velocità massima non superiore a 5 m/s.
- Tubazioni in materiale plastico (PVC/Pe.AD.)

3.2.2 Descrizione delle opere in progetto

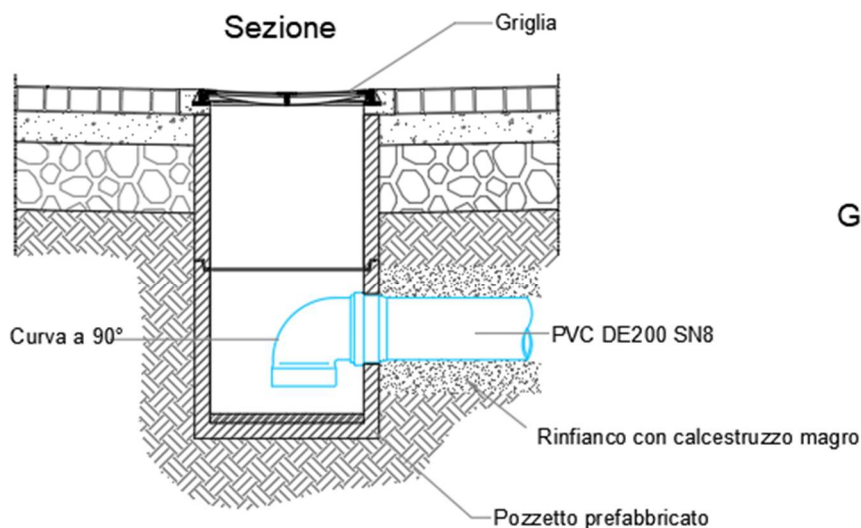
La quota di finito dei piazzali è individuata a quota +0.30 m rispetto allo stato di fatto.

Raccolta

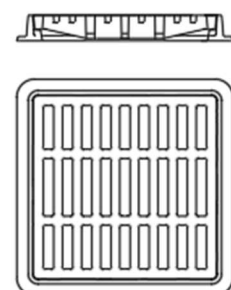
La raccolta delle acque è effettuata a mezzo di:

- Caditoie o Bocche di Lupo prefabbricate in c.a. disposte in corrispondenza degli impluvi del piazzale;
- Pluviali DE100 in PVC a servizio delle coperture.

Tutti gli elementi di raccolta sono connessi alla rete a mezzo di tubazioni in PVC DE160



Griglia in ghisa sferoidale D400



Collettamento

Il sistema di collettamento è realizzato a mezzo di una rete a gravità realizzata a mezzo di tubazioni in PVC di diametri compresi tra il DE315 e il DE630 con pendenza minima pari allo 0.2%.

Il sistema convoglia in un bacino di laminazione (che verrà analizzato nei seguenti paragrafi) in 3 punti distinti. Il manufatto in progetto è costituito da un sistema di vasche prefabbricate. La regolazione della portata è realizzata a mezzo di una valvola basculante in acciaio inox da installarsi sulla forometria di uscita del manufatto.

2 scarichi competono alla rete di smaltimento dei tetti del fabbricato.

Lo scarico restante compete alla rete di smaltimento dei piazzali. Per questi ultimi è stata prevista la posa di un separatore di olii a coalescenza a monte dei due recapiti nel bacino.

Recapito finale

Il recapito finale è costituito dalla bealera del “Naviglio di Bra”.

La morfologia del sito di intervento (con pendenza marcatamente in direzione est) è tale per cui ad oggi le acque di ruscellamento superficiale sono naturalmente convogliate nel canale in esame.

La trasformazione del lotto, pertanto non altera, il recapito delle acque meteoriche di ruscellamento superficiale rispetto allo stato di fatto

3.2.3 Metodo Razionale

Di seguito viene fornita la formula utilizzata per la valutazione della portata defluente da un sottobacino servito da un ramo di fognatura:

$$Q = S \cdot i \cdot \phi \cdot t_c$$

dove:

- S = Estensione delle aree drenate dal ramo
- i = intensità di pioggia per t=t_c;
- ϕ = Coefficiente di deflusso, assunto pari a 1 per le coperture, 0,9 per asfalti ed aree pavimentate, 0.2 per aree a verde.

Come precedentemente indicato, il dimensionamento è stato condotto per TR 20 anni e per un tempo di corrivazione della rete assunto pari a 5 minuti che, tenuto conto del metodo di valutazione delle piogge suborarie proposto da Calenda, porta a valutare una intensità di pioggia di progetto pari a **153 mm/h**.

3.2.4 Dimensionamento collettori

Definiti i parametri pluviometrici e il metodo di trasformazione afflussi/deflussi, si effettua il dimensionamento delle opere idrauliche in progetto. La verifica idraulica degli specchi in progetto, viene effettuata valutando le altezze idriche e le velocità relative alle portate di progetto tramite l'espressione di Chézy:

$$V = k \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V$$

dove K, il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Gauckler-Strickler:

$$K = K_s R^{1/6}$$

ottenendo:

$$Q = A K_s R^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- Q la portata (m³/s)
- i la pendenza media della canalizzazione (m/m);
- A la sezione idrica (m²);
- K_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, pari a 90 (tubazione in materiale plastico ed acciaio);
- R il raggio idraulico pari al rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato (m).

Tabella 5 - Parametri di input per la verifica delle tubazioni in moto uniforme applicando il metodo razionale

Scabrezza secondo Manning	n	0.011
Scabrezza secondo Strickler		90
Coefficiente di deflusso coperture	φ	1
coefficiente di deflusso asfalto	φ	0.9
coefficiente di deflusso area verde	φ	0.9
tempo di corrivazione	$t [min]$	5
tempo di corrivazione	$t [h]$	0.08
intensità di pioggia	$i [mm/h]$	153

Nella seguente tabella viene fornito il dimensionamento delle tubazioni condotto in condizioni di moto uniforme. In verde sono evidenziati i collettori che costituiscono la rete di smaltimento acque delle coperture mentre in blu sono indicate le tubazioni costituenti la rete di smaltimento acque dei piazzali. La superficie indicata in tabella è la Superficie impermeabile equivalente servita dal tratto di collettore. Tale valore viene ottenuto moltiplicando l'estensione effettiva dell'area per il coefficiente di deflusso in relazione al tipo di superficie.

Tabella 6 - Aree scolanti

		SUPERFICIE	SUPERFICIE	Φ	U (TR=20, t=5min)	Q	Φ medio (imp. area)
		mq	ha	-	l/s ha	l/s	-
AREA A1	VERDE	232.0	0.02	0.2	85.1	2.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	538.0	0.05	0.9	382.8	20.6	
	TOTALE	770.0	0.08	-	-	22.6	0.69
AREA A2	VERDE	67.0	0.01	0.2	85.1	0.6	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	669.0	0.07	0.9	382.8	25.6	
	TOTALE	736.0	0.07	-	-	26.2	0.84
AREA A3	VERDE	67.0	0.01	0.2	85.1	0.6	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	592.0	0.06	0.9	382.8	22.7	
	TOTALE	659.0	0.07	-	-	23.2	0.83
AREA A4	VERDE	45.0	0.00	0.2	85.1	0.4	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	529.0	0.05	0.9	382.8	20.3	
	TOTALE	574.0	0.06	-	-	20.6	0.85
AREA A5	VERDE	58.0	0.01	0.2	85.1	0.5	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	530.0	0.05	0.9	382.8	20.3	
	TOTALE	588.0	0.06	-	-	20.8	0.83
AREA A6	VERDE	364.0	0.04	0.2	85.1	3.1	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	475.0	0.05	0.9	382.8	18.2	
	TOTALE	839.0	0.08	-	-	21.3	0.60
AREA A7	VERDE	204.0	0.02	0.2	85.1	1.7	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	528.0	0.05	0.9	382.8	20.2	
	TOTALE	732.0	0.07	-	-	21.9	0.70
AREA A8	VERDE	118.0	0.01	0.2	85.1	1.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	593.0	0.06	0.9	382.8	22.7	
	TOTALE	711.0	0.07	-	-	23.7	0.78
AREA A9	VERDE	222.0	0.02	0.2	85.1	1.9	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	460.0	0.05	0.9	382.8	17.6	
	TOTALE	682.0	0.07	-	-	19.5	0.67

		SUPERFICIE	SUPERFICIE	Φ	U (TR=20, t=5min)	Q	Φ medio (imp. area)
		mq	ha	-	l/s ha	l/s	-
AREA A10	VERDE	59.0	0.01	0.2	85.1	0.5	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	462.0	0.05	0.9	382.8	17.7	
	TOTALE	521.0	0.05	-	-	18.2	0.82
AREA A11	VERDE	61.0	0.01	0.2	85.1	0.5	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	449.0	0.04	0.9	382.8	17.2	
	TOTALE	510.0	0.05	-	-	17.7	0.82
AREA A12	VERDE	277.0	0.03	0.2	85.1	2.4	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	397.0	0.04	0.9	382.8	15.2	
	TOTALE	674.0	0.07	-	-	17.6	0.61
AREA A13	VERDE	204.0	0.02	0.2	85.1	1.7	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	ROADS	528.0	0.05	0.9	382.8	20.2	
	TOTALE	732.0	0.07	-	-	21.9	0.70
AREA C1	VERDE	0.0	0.00	0.2	85.1	0.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	TETTI	635.0	0.06	1.0	425.3	27.0	
	TOTALE	635.0	0.06	-	-	27.0	1.00
AREA C2	VERDE	0.0	0.00	0.2	85.1	0.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	TETTI	635.0	0.06	1.0	425.3	27.0	
	TOTALE	635.0	0.06	-	-	27.0	1.00
AREA C3	VERDE	0.0	0.00	0.2	85.1	0.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	TETTI	635.0	0.06	1.0	425.3	27.0	
	TOTALE	635.0	0.06	-	-	27.0	1.00
AREA C4	VERDE	0.0	0.00	0.2	85.1	0.0	
	PARCHEGGI	0.0	0.00	0.7	297.7	0.0	
	TETTI	635.0	0.06	1.0	425.3	27.0	
	TOTALE	635.0	0.06	-	-	27.0	1.00

Tabella 7 - Tabella di dimensionamento collettori smaltimento meteoriche

	Verifica tubazioni per TR19 Verifica tubazioni per TR20											
	Aree	Coefficiente di deflusso	Superficie scolante	Superficie equivalente	Pendenza	Portata tratto	Velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro nominale	Diametro interno	Grado di riempimento	Franco idraulico
		fi	S	S _{tot,eq}	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco
		-	m²	m²	m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm
T1.1-T1.2	C1	1.00	635	635	0.002	26.99	0.72	0.17	315	0.27	61	11
T1.2-T1.3	C1+C2	1.00	635	635	0.002	26.99	0.73	0.14	400	0.34	42	20
T2.1-T2.2	C3	1.00	635	635	0.002	26.99	0.72	0.17	315	0.27	61	11
T2.2-T2.3	C3+C4	1.00	635	635	0.002	26.99	0.73	0.14	400	0.34	42	20
P1.1-P1.2	A3	0.83	659	547	0.004	23.25	0.91	0.12	315	0.27	45	15
P1.2-P1.3	A3+A2+A1	0.78	2165	1697	0.004	72.11	1.20	0.21	400	0.34	62	13
P1.3-P1.4	A4+A3+A2+A1	0.80	2739	2184	0.004	92.85	1.28	0.22	500	0.43	50	21
P1.4-P1.5	A5+A4+A3+A2+A1	0.80	3327	2672	0.004	113.60	1.35	0.24	500	0.43	57	18
P1.5-P1.6	A6+A5+A4+A3+A2+A1	0.76	4166	3176	0.004	134.99	1.41	0.24	630	0.53	44	30
P1.6-P1.7	A7+A6+A5+A4+A3+A2+A1	0.75	4898	3688	0.004	156.77	1.46	0.26	630	0.53	48	27
P2.1-P2.2	A8	0.78	711	555	0.004	23.57	0.91	0.12	315	0.27	45	15
P2.2-P2.3	A9+A8	0.73	1393	1012	0.004	43.00	1.06	0.15	400	0.34	45	19
P2.3-P2.4	A10+A9+A8	0.75	1914	1439	0.004	61.16	1.15	0.17	500	0.43	40	26
P2.4-P2.5	A11+A10+A9+A8	0.77	2424	1857	0.004	78.93	1.22	0.18	630	0.53	33	36
P2.5-P2.6	A12+A11+A10+A9+A8	0.73	3098	2268	0.004	96.41	1.29	0.20	630	0.53	37	34
P2.6-P2.7	A13+A12+A11+A10+A9+A8	0.73	3830	2780	0.004	118.19	1.36	0.22	630	0.53	41	31

La tabella evidenzia come tendenzialmente i vincoli su velocità e riempimenti siano rispettati.

Si ritiene, pertanto che la verifica sia soddisfatta.

3.2.5 Dimensionamento Impianto di dissabbiatura e separazione olii

La portata da trattare è stata determinata calcolando la portata generata dai primi 5 minuti di precipitazione sui piazzali.

L'area complessiva di trasformazione è pari a 8728 m² ed è stato valutato un coefficiente di deflusso medio complessivo pari a 0.74, con una superficie impermeabile equivalente di circa 6500 m².

Tenuto conto che il volume di acqua di prima pioggia corrisponde ai 5 mm di pioggia caduti nei primi 15 minuti di evento meteorico è possibile valutare la portata di trattamento tramite la seguente relazione

$Q = A \cdot h / t$ che risulta essere pari a **34 l/s**.

Il manufatto previsto in progetto è un dissabbiatore/disoleatore a coalescenza con capacità massima di trattamento pari a 50 l/s.

La portata eccedente tale valore bypasserà il manufatto venendo collettata direttamente nel manufatto di laminazione.

La capacità di trattamento eccedente, oltre i 34 l/s strettamente necessari, potrà essere sfruttata per eventuali espansioni future del centro.

3.3 Recapito finale – Dimensionamento bacino di laminazione/infiltrazione

Il calcolo del volume (V) da assegnare alla vasca di laminazione, è stato condotto risolvendo per incrementi finiti di tempo, l'equazione differenziale di continuità di un serbatoio, applicata alla situazione in esame. La procedura prevede, per diverse durate dell'evento piovoso, la scrittura dell'equazione di continuità con riferimento al volume di controllo costituito dalla vasca:

$$\frac{dW(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_u(t)$$

In tale equazione con W(t) si è indicato il volume invasato nella trincea al tempo t, e con Q_e(t) e Q_u(t) le portate, in ingresso ed in uscita al tempo t, dalla vasca medesima.

La portata in ingresso, variabile temporalmente, è costituita dall'idrogramma generato dalle acque meteoriche cadute sulle superficie da drenare. L'idrogramma di afflusso adottato presenta una forma rettangolare secondo la formula di Turazza, con picco corrispondente al tempo di corrivazione delle superfici scolanti.

Il valore di picco dell'idrogramma è stato ottenuto, per ciascuna durata di pioggia considerata, con la seguente espressione:

$$Q_{e_max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot d^{n-1} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

nella quale:

- φ coefficiente di deflusso medio del lotto, assunto pari a 0.8
- A superficie drenata [m²];
- d [h] durata dell'evento piovoso;

Per il calcolo della massima portata concessa all'uscita e del tempo di ritorno di progetto si è fatto riferimento, in assenza di indicazioni normative locali o regionali, al PTC2 della città metropolitana di Torino.

Il piano indica che il tempo di ritorno del manufatto deve essere pari a 50 anni e che la valutazione della massima portata di runoff del lotto deve essere stimata a partire da una valutazione del runoff ante-operam.

Al paragrafo 4.1 dell'elaborato DS6 del PTC2 "DISPOSIZIONI TECNICO-DISPOSIZIONI TECNICO- NORMATIVE IN MATERIA DI DIFESA NORMATIVE IN MATERIA DI DIFESA DEL SUOLO DEL SUOLO" si riporta che *[..]tutti gli interventi di nuova urbanizzazione o di trasformazione urbanistica si applica in generale il principio dell'invarianza idraulica. Per trasformazione del territorio a invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.*

Nel caso in cui il corpo idrico ricevente sia ritenuto in condizioni critiche (ovvero un bacino e relativo tronco di chiusura per il quale non sono ammessi ulteriori apporti) o particolarmente critiche (ovvero un bacino e relativo tronco di chiusura in cui si evidenzia la necessità inderogabile di interventi di riequilibrio idraulico) si applica il criterio dell'attenuazione idraulica. Per trasformazione del territorio ad attenuazione idraulica si intende la trasformazione di un'area che determini una riduzione della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa. La riduzione della portata deve essere pari almeno al 50% rispetto alla portata in condizione ante-operam.

Per la stima della portata di runoff si è ipotizzato:

- tempo di corrivazione 10 min. $i = 134 \text{ m/h}$
- area verde – coeff. Di deflusso pari a 0.2.

Applicando il modello razionale si stima un coefficiente di deflusso di circa 74 l/(s*ha) con una portata di runoff complessiva di circa 80 l/s .

Cautelativamente è stata applicata la decurtazione del 50% valida per ipotesi di ATTENUAZIONE IDRAULICA in caso di corpo idrico in condizioni critiche.

La portata massima in uscita è stata pertanto imposta a 40 l/s .

A seguire, per ogni durata considerata dell'evento piovoso, è stato costruito l'idrogramma di afflusso alla trincea $Q_e(t)$, discretizzando il tempo in intervalli temporali, e dalla soluzione dell'equazione di continuità alle differenze finite sono stati valutati, istante per istante, il valore del tirante all'interno della trincea disperdente e il volume in essa invasato.

Variando quindi la durata dell'evento piovoso iterativamente è stato possibile determinare la durata critica alla quale corrisponde il massimo valore del tirante idrico e quindi il massimo volume di invaso necessario per lo strato in esame.

Dati di input*Tabella 8 - Superfici scolanti*

Nome superficie	Area (mq)	Coeff. Defl. ϕ	Tc (min)
area scolante	11268	0.8	5

Tabella 9 – Dati bacino di infiltrazione

Perimetro base	160	[m]
Area di base	269	[mq]

Risultati TR50:

Tabella 10 - Risultati del calcolo espressi in funzione del tempo di precipitazione T_p – TR50

T_p		h	0.08	0.17	0.33	0.50	0.67	0.83	1.00	1.67	2.00	3.33	5.00	10.0	15.0
		min	5	10	20	30	40	50	60	100	120	200	300	600	900
Max portata entrante	l/s		442	336	230	186	151	129	114	80	71	50	38	23	18
Max portata infiltrazione	l/s		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Max portata pompaggio	m		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	35
Max livello in vasca	mc		0.41	0.62	0.81	0.94	0.96	0.97	0.97	0.88	0.81	0.44	0.01	0.01	0.01
Volume di afflusso	mc		133	201	276	334	362	388	412	483	511	598	679	841	954
Volume max. riemp. vasca	mc		110	167	219	253	258	260	261	237	218	117	2	3	3
Volume infiltrato totale	mc		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Volume pompaggio totale	mc		133	201	276	334	362	388	412	483	511	598	679	841	954

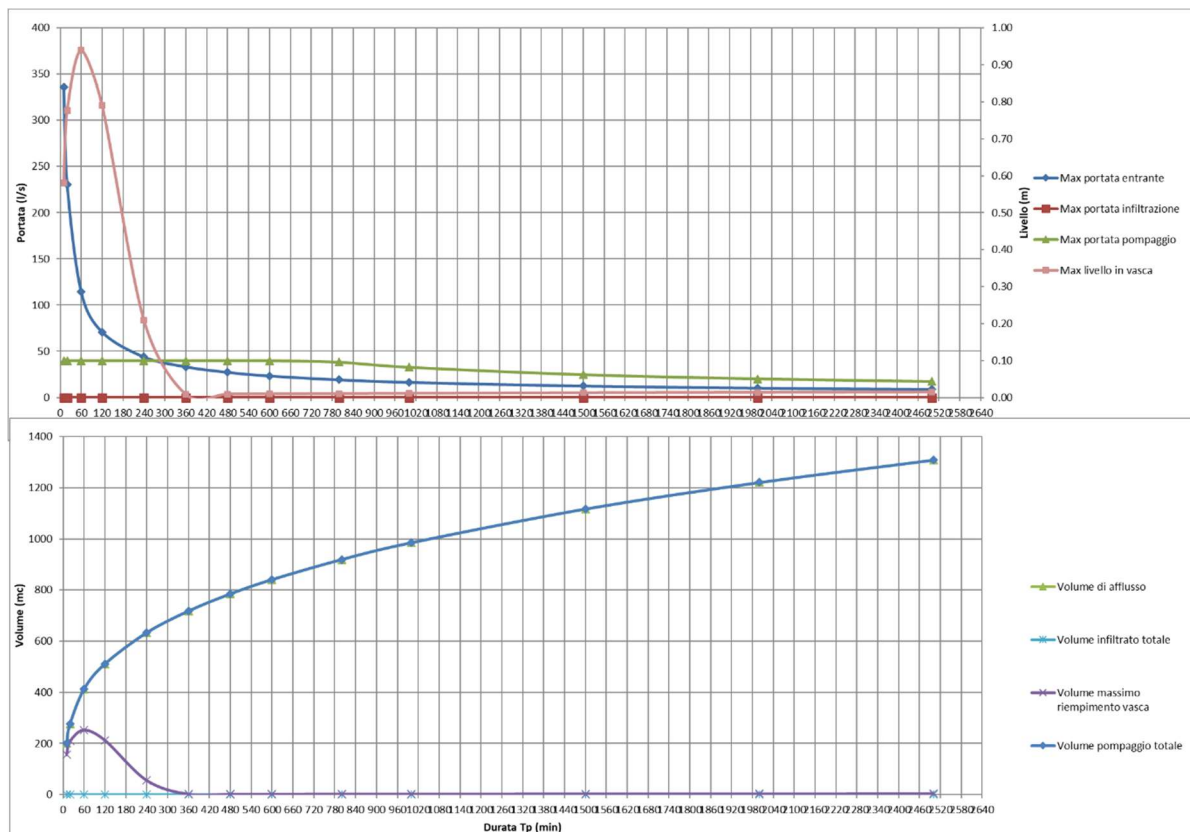


Figura 5.4 - risultati del calcolo per diversi tempi di precipitazione – TR50

Come si può osservare dai risultati rappresentati nei precedenti grafici e riportati in formato tabellare in tabella, per un evento meteorico con **tempo di ritorno di 50 anni** la vasca raggiunge il massimo riempimento nel caso di precipitazione di circa **60 min** di durata. Il volume massimo accumulato nel bacino è di circa **261 m³**, che corrisponde ad un livello di **0.97 m**.

Risultati TR200:

Tabella 11 - Risultati del calcolo espressi in funzione del tempo di precipitazione Tp – TR200

Tp		h	0.08	0.17	0.33	0.50	0.67	0.83	1.00	1.67	2.00	3.33	5.00	10.0	15.0
		min	5	10	20	30	40	50	60	100	120	200	300	600	900
Max portata entrante	l/s		266	404	277	223	181	155	138	97	85	60	45	28	21
Max portata infiltrazione	l/s		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Max portata pompaggio	m		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Max livello in vasca	mc		0.47	0.73	0.98	1.15	1.19	1.22	1.24	1.21	1.17	0.86	0.35	0.01	0.01
Volume di afflusso	mc		159	242	332	402	435	466	495	580	614	719	815	1011	1146
Volume max. riemp. vasca	mc		126	197	264	310	321	329	334	326	314	231	94	3	3
Volume infiltrato totale	mc		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Volume pompaggio totale	mc		159	242	332	402	435	466	495	580	614	719	815	1011	1146

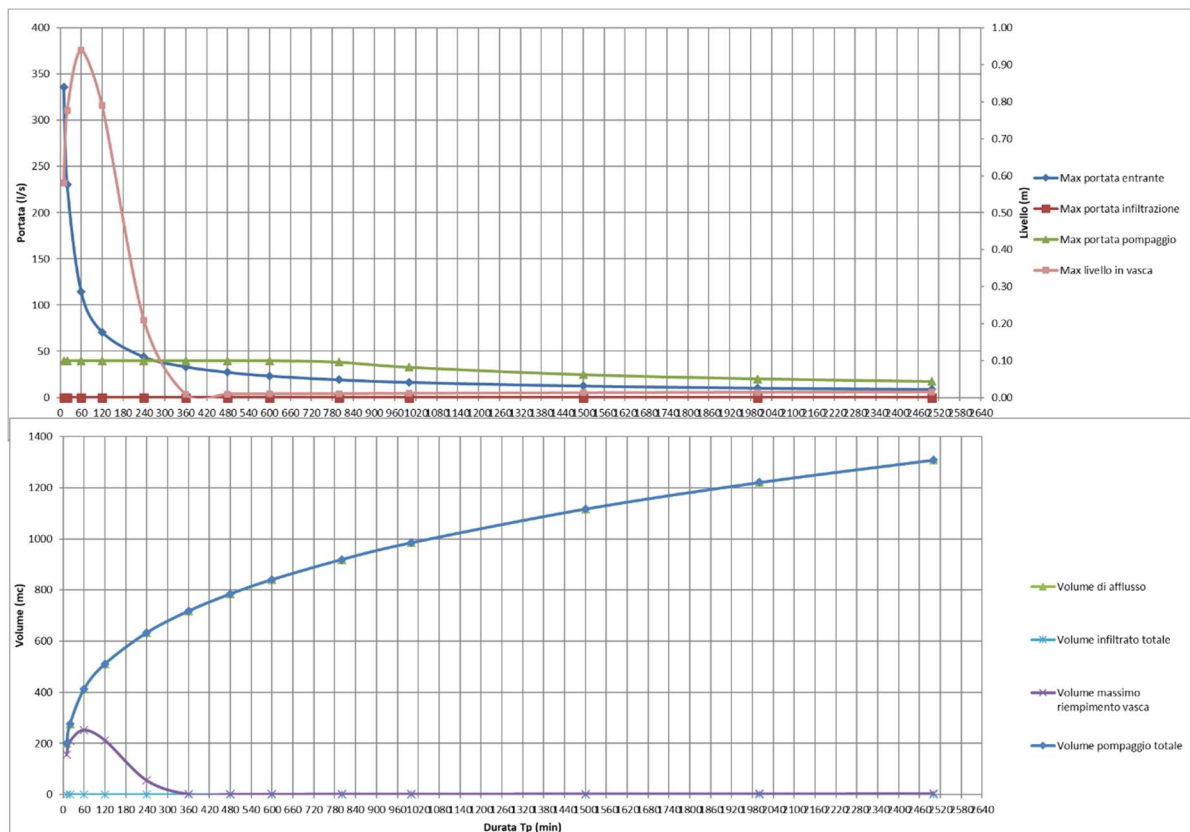


Figura 5.4 - risultati del calcolo per diversi tempi di precipitazione – TR200

Come si può osservare dai risultati rappresentati nei precedenti grafici e riportati in formato tabellare in tabella, per un evento meteorico con **tempo di ritorno di 200 anni** la vasca raggiunge il massimo riempimento nel caso di precipitazione di circa **60 min** di durata. Il volume massimo accumulato nel bacino è di circa **334 m³**, che corrisponde ad un livello di **1.24 m**.

Il fondo vasca è stato collocato altimetricamente a quota -3.50 rispetto alla quota 0 di progetto.

In base ai riempimenti calcolati è possibile valutare che, rispetto alla tubazione più profonda in ingresso in vasca (quota -1.81 rispetto allo 0), il franco rispetto a quest'ultima è:

- superiore a 50 cm per TR50;
- superiore a 20 cm per TR200.

3.3.1 Valvola di regolazione della portata

La regolazione della portata diretta verso lo scarico è realizzata tramite l'inserimento sulla forometria in uscita dalla vasca di una valvola automatica di regolazione della portata. La tipologia prevista è costituita da un corpo in acciaio inox AISI304. La chiusura progressiva dell'orifizio di scarico all'aumentare del livello consente di mantenere costante la portata a valle.



Figura 4 - valvola automatica di regolazione portata in uscita

In caso di fallanza del funzionamento del sistema a causa di fattori aleatori e non prevedibili, è stata prevista la realizzazione di un bypass di troppo pieno PVC DE630 posto a quota superiore a tutte le condotte di ingresso in vasca.

3.4 Rete smaltimento acque reflue

Nel nuovo edificio è prevista la presenza di 250 addetti stimati dal conteggio delle postazioni. Le acque reflue scaricate dal nuovo insediamento, non essendo presenti lavorazioni di tipo industriale che richiedano l'impiego di acqua, sono assimilabili a domestiche ai sensi della legge regionale 13/90.

Nella stima degli Abitanti Equivalenti (AE) si è assunto un valore di 1 AE ogni 3 dipendenti, valore in linea con quelli suggeriti dalla letteratura di settore.

Ipotizzando, per eccesso, la presenza di 250 addetti su 3 turni è stata valutata la portata nera media transitante in rete.

Tabella 12 - Portata nera media

Addetti a turno	Portata pro capite [l/(ab*g)]	Portata totale su 3 turni [mc/g]	Q media [l/s]
250	100	75	0.9

3.4.1 Definizione della portata di punta

Adottando i criteri di calcolo della norma UNI 12056-2:2001, si ottiene una portata di punta pari a circa 2.9 l/s, portata che è stata anche utilizzata nella verifica della rete.

	UNITA DI SCARICO
Bagno P1 C01	14.6
Bagno P1 C02	11
Cucina P1 C03	1.6
Bagno PT C04	6.1

$$Q = K \cdot \sqrt{\sum DU}$$

Con k = 0.5

	l/s
SOMMA GLOBALE EDIFICIO	2.9

3.4.2 Descrizione rete

La rete principale è costituita da tubazioni in PVC SN8 DE200 (pendenza 0.5%) che a partire dal lato SUD raccolgono gli scarichi lungo il lato meridionale per conferire in una stazione di sollevamento che rilancia le acque reflue verso il pozzetto di rottura posto sul limite della viabilità pubblica di via Saracco per poi allacciarsi alla condotta PVC De315 in direzione Fossano.

Applicando la formula di Chezy si è valutato che la portata di 3 l/s defluisce nel collettore di scarico con un riempimento del 22% e una velocità di 0.6 m/s. **Il collettore è pertanto verificato.**

3.4.3 Impianto di sollevamento

Le portate di dimensionamento sono riportate nel paragrafo precedente.

Per individuare le caratteristiche di funzionamento dell'impianto di sollevamento è necessario determinare la prevalenza totale della pompa, che dipende sia dalle caratteristiche meccaniche della stessa, sia dalle caratteristiche dell'impianto idraulico in cui essa è inserita (condotta di mandata, organi di intercettazione, etc.). La prevalenza totale è data dalla seguente relazione, somma della prevalenza geodetica, delle perdite di carico continue e delle perdite di carico concentrate:

$$H = \Delta H_{ggg} + J L + \Delta Y_c$$

ove:

- H [m] è la prevalenza totale, dislivello manometrico tra l'aspirazione e la mandata della pompa;
- ΔH_{ggg} [m] è il dislivello geodetico tra il livello minimo di avvio delle pompe e l'asse della tubazione (quota di sbocco);
- L [m] è la lunghezza della condotta premente;
- J [m/m] è la cadente piezometrica lungo la condotta premente;
- $\Sigma \Delta Y_c$ [m] rappresenta la somma delle perdite di carico localizzate, dovute a singolarità ed ostruzioni presenti nell'impianto.

Nel presente lavoro, le perdite di carico continue sono state calcolate con la formula di Darcy:

$$J = \beta \frac{Q^2}{D^5}$$

ove Q [m³/s] è la portata, D [mm] il diametro interno della stessa e β il coefficiente di scabrezza, calcolato tramite K Stricker = 90.

Le perdite di carico localizzate sono invece state calcolate attraverso la seguente relazione, in funzione della velocità media in condotta:

$$\Delta Y_c = \sum \xi \frac{v^2}{2g}$$

ove g è l'accelerazione di gravità ed ξ è un coefficiente che dipende dalla particolare tipologia di perdita di carico: nel presente studio sono state considerate perdite di imbocco, sbocco, curve, valvole.

La seguente tabella riassume le caratteristiche delle due stazioni di pompaggio previste.

L'impianto di sollevamento previsto è realizzato a mezzo di due elettropompe sommergibili in configurazione 1+1R.

	Q (l/s)	H geodetica (m)	H tot (design head) (m)	Mandata D (mm)	pumps
Stazione di sollevamento	3	2.7	3.2	90	1+ 1R

Ipotizzando il rendimento della pompa pari a 0.68 ed il rendimento del motore pari a 0.57 si valuta un rendimento totale di 0.57.

calcolo potenza di una pompa per sollevamento liquami

	ro [kg/m ³]	g [m/s ²]	Q [m ³ /s]	H [m]	
P =	1000	9.81	0.003	3.2	= 0.2 Kw
		0.57			
		[-]			
		eta tot.			

La potenza assorbita dalla pompa per il sollevamento in progetto è pari a 0.2 kW