



Unione Europea
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Regione Puglia

COMUNE DI SURBO

Provincia di LECCE

LAVORI PER IL POTENZIAMENTO DELLA FOGNATURA
PLUVIALE CON ELIMINAZIONE DI POZZI ASSORBENTI
NELL'ABITATO DI GIORGILORIO

II° LOTTO FUNZIONALE (AREA SUD)

P.O.R. PUGLIA 2014-2020 - ASSE VI - AZIONE 6.4 - SUB-AZIONE 6.4.D

CUP: I29B18000080001 - CIG: 99183880B5

PROGETTO ESECUTIVO

00	Novembre 2023	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	ATTIVITA'

Progettista :

Ing. MARCO BARBARA
via Lupiae 12 - Lecce (LE)



committente:

COMUNE DI SURBO
Via G. Codacci Pisanelli, 23
73010 Surbo (LE)

R.U.P. Arch. VINCENZO PALADINI

titolo elaborato:

RELAZIONE IDRAULICA

codice elaborato:

B

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).....	3
3. ANALISI IDROLOGICA	6
3.1. Distribuzione TCEV dello studio VaPi.....	6
3.1.1. Procedura regionale di valutazione della precipitazione.....	6
3.1.2. Terzo livello di regionalizzazione	9
3.2. Analisi statistica dei dati pluviometrici della stazione di Lecce.....	11
3.3. Bacini scolanti	15
3.4. Stima delle portate al colmo di piena.....	16
4. PROGETTO E VERIFICA DEI TRONCHI FOGNARI	19
5. DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO	26
5.1. Normativa di riferimento	26
5.2. Dimensionamento dissabbiatore	26
6. VASCA DI ACCUMULO E SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	30

1. PREMESSA

La presente relazione accompagna il progetto esecutivo dei **LAVORI PER IL POTENZIAMENTO DELLA FOGNATURA PLUVIALE CON ELIMINAZIONE DI POZZI ASSORBENTI NELL'ABITATO DI GIORGILORIO** nel Comune di Surbo (Le).

Il progetto prevede la realizzazione di alcuni tronchi fognari lungo viabilità urbane, al fine di servire una porzione dell'abitato che allo stato attuale non è dotato di pubblica rete fognaria.

Lo schema idraulico prevede n. 6 tronchi che collegheranno le acque pluviali captate per mezzo di caditoie poste sulla rete stradale interessata. Il primo ramo fognante convoglia le acque su via Palmieri tra l'incrocio con via Cosimo de Giorgi e via dei Messapi; il secondo tronco prosegue lungo via dei Messapi fino all'incrocio con via 1° Maggio e, successivamente, la rete prosegue lungo via 1° Maggio per ulteriori 350 m circa dove le acque saranno riversate all'interno di una vasca di accumulo e smaltimento, previa separazione del materiale solido mediante un sistema di trattamento in continuo costituito da una fase di grigliatura ed una di dissabbiatura.

Tutte le opere idrauliche oggetto del presente progetto sono state dimensionate rispetto ad un evento meteorico avente **tempo di ritorno T_R pari a 5 anni**.

2. PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

L'Autorità di Bacino regionale della Puglia ha adottato con Deliberazione n. 25 del Comitato Istituzionale del 15 dicembre 2004 il Piano di bacino della Puglia, stralcio Assetto Idrogeologico e relative Norme Tecniche di Attuazione.

Il PAI, ai sensi dell'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n. 183, ha valore di piano territoriale di settore e rappresenta lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo attraverso il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme da finalizzare alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Le finalità del PAI sono realizzate dall'Autorità di Bacino della Puglia e dalle altre amministrazioni competenti, mediante:

- a) la definizione del quadro della pericolosità idrogeologica in relazione ai fenomeni di esondazione e di dissesto dei versanti;
- b) la definizione degli interventi per la disciplina, il controllo, la salvaguardia, la regolarizzazione dei corsi d'acqua e la sistemazione dei versanti e delle aree instabili a protezione degli abitati e delle infrastrutture, indirizzando lo stesso di modalità di intervento che privilegino la valorizzazione ed il recupero delle caratteristiche naturali del territorio;
- c) l'individuazione, la salvaguardia e la valorizzazione delle aree di pertinenza fluviale;
- d) la manutenzione, il completamento e l'integrazione dei sistemi di difesa esistenti;
- e) la definizione degli interventi per la difesa e la regolarizzazione dei corsi d'acqua;
- f) la definizione di nuovi sistemi di difesa, ad integrazione di quelli esistenti, con funzione di controllo dell'evoluzione dei fenomeni di dissesto e di esondazione, in relazione al livello di riduzione del rischio da conseguire.

All'interno del territorio di propria competenza, il PAI individua e perimetra:

- aree a pericolosità idraulica;
- aree a pericolosità geomorfologica;
- aree a rischio idrogeologico.

Nel dettaglio, riguardo la pericolosità idraulica sono individuate le seguenti aree:

- **aree ad alta pericolosità idraulica (A.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o pari a 30 anni;

- **aree a media pericolosità idraulica (M.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 30 e 200 anni;
- **aree a bassa pericolosità idraulica (B.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni.

Riguardo la pericolosità geomorfologica vengono individuate le seguenti aree:

- **aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (P.G.3):** porzione di territorio interessata da fenomeni franosi attivi o quiescenti;
- **aree a pericolosità geomorfologica elevata (P.G.2):** porzione di territorio caratterizzata dalla presenza di due o più fattori geomorfologici predisponenti l'occorrenza di instabilità di versante e/o sede di frana stabilizzata;
- **aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1):** porzione di territorio caratterizzata da suscettività geomorfologica all'instabilità.

Riguardo le aree a rischio, esse sono suddivise in:

- **R4:** aree a rischio molto elevato;
- **R3:** aree rischio elevato;
- **R2:** aree a rischio medio;
- **R1:** aree a rischio basso.

Gli interventi ricadenti nelle aree perimetrate sopra citate sono soggetti alle prescrizioni previste dalle Norme Tecniche di Attuazione allegate al PAI.

La seguente figura riporta lo stralcio cartografico del PAI vigente, aggiornato alla data 19.11.2019.



Figura 1 . PAI . Perimetrazioni delle aree a pericolosità idraulica e geomorfologica vigenti nel territorio interessato

Dalla figura sopra riportata si osserva che le opere in progetto interferiscono in parte con aree soggette a pericolosità idraulica ai sensi del PAI. Ciò nonostante si ritiene che l'intervento risulta essere compatibile in quanto l'aumento del volume di invaso incrementa la capacità di raccolta, accumulo e smaltimento delle acque meteoriche, migliorando quindi la sicurezza idraulica rispetto alle condizioni preesistenti.

3. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica si prefigge lo scopo di determinare le curve di possibilità pluviometrica corrispondenti agli eventi meteorici con definiti tempi di ritorno, che, a seconda dell'opera idraulica da progettare, sono prese a riferimento per la stima della portata al colmo di piena.

Generalmente si provvede all'analisi statistica dei dati di precipitazione registrazioni dalla stazione pluviometrica più vicina all'area oggetto di studio, mediante la quale, sulla base delle ipotesi assunte riguardo la specifica legge di distribuzione adottata (Gumbel, Log-normale, etc.) si ricavano le curve di possibilità pluviometrica.

Nel presente caso si è provveduto a confrontare i risultati ottenuti dallo studio di regionalizzazione delle precipitazioni VAPI con la curva di possibilità pluviometrica riferita all'evento meteorico avente tempo di ritorno pari a 5 anni ottenuto dall'analisi statistica dei dati registrati presso la stazione termopluviometrica di Lecce, privilegiando quella più cautelativa ai fini della stima delle portate di picco prese a riferimento per il dimensionamento della rete fognaria.

3.1. Distribuzione TCEV dello studio VaPi

In Puglia le stazioni di misura idrometriche sono in numero assai limitato, se confrontate con quelle di misura pluviometriche; pertanto il calcolo della portata di piena deve spesso essere realizzato attraverso un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

Ai sensi del DPCM 29 settembre 1998, ai fini della perimetrazione e valutazione dei livelli di rischio, *ove possibile, è consigliabile che gli esecutori traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal GNDICI-CNR*.

Nel caso dei bacini idrografici oggetto di tale studio, si è fatto quindi ricorso ai risultati del progetto VAPI (VALutazione Plene), per la determinazione delle altezze critiche di precipitazione e delle curve di possibilità pluviometrica, utilizzate per il calcolo della portata al colmo di piena.

3.1.1. Procedura regionale di valutazione della precipitazione

Nelle applicazioni idrologiche, come detto, si presenta spesso la necessità di stimare valori di una determinata grandezza, per esempio la precipitazione, in siti privi di stazioni di misura, oppure con dati misurati che si giudicano insufficienti per numero e qualità.

A ciò rispondono le procedure regionali, sia quelle classiche, sia quelle proposte con i più recenti studi inerenti la elaborazione statistica di dati spaziali.

Questi ultimi tendono a definire modelli matematici finalizzati ad una interpretazione delle modalità con cui variano nello spazio le diverse grandezze idrologiche.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi, può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche omogenee nei confronti dei parametri statistici che si è deciso di adottare.

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). In questa distribuzione i parametri fondamentali sono: Θ_1 , Λ_1 , Θ_2 , Λ_2 , che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale Y provenienti dalla componente ordinaria e dalla componente secondaria. Si ottiene:

$$\Theta^* = \Theta_2 / \Theta_1 \qquad \Lambda^* = \Lambda_2 / \Lambda_1^{1/\Theta^*}$$

La procedura di regionalizzazione comporta che al primo livello si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri Θ^* e Λ^* . Tali parametri devono essere stimati da un elevato numero di dati; questo comporta l'assunzione di una regione omogenea molto ampia. Le sottozone omogenee, caratterizzate oltre che dalla conoscenza di Θ^* e Λ^* anche dalla conoscenza di Λ_1 , sono individuate nel secondo grado di regionalizzazione; anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea. Si considerano solo le serie più numerose, in quanto la stima dei parametri suddetti è condizionata dalla presenza di dati di pioggia straordinaria che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.

L'analisi di terzo livello, basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota, ha portato alla individuazione di sei zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della

grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV, è utile rappresentare la legge $F(X_t)$ della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra il suo valore medio $\mu(X_t)$ ed una quantità $K_{T,t}$, detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno T e della durata t , definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = X_{t,T}/\mu(X_t)$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria, Ca , e dei coefficienti di variazione, Cv , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. La dipendenza dalla durata di $K_{t,T}$ (nel seguito indicato con K_T), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

In base ai valori regionali dei parametri Θ^* , Λ^* e Λ_1 , si ottiene la curva di crescita per la zona della Puglia centro - meridionale riportata in figura.

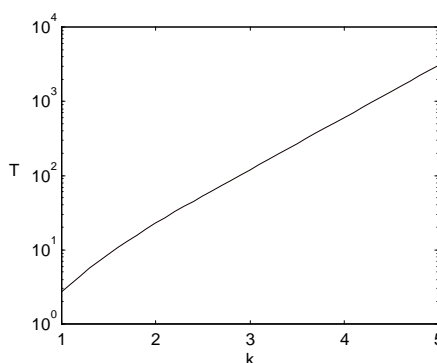


Figura 2 . Fattore di crescita al variare del tempo di ritorno

Il valore di K_T può essere calcolato in funzione di T attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T$$

in cui:

$$a = (\Theta^* \ln \Lambda^* + \ln \Lambda_1) / \eta ;$$

$$b = \Theta^* / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C \text{ ó } T_0$$

$C = 0.5772$, (costante di Eulero),

$$T_o = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\theta_*}\right)$$

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri a e b , e i relativi valori η e T_o , che consentono di determinare le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	T_o	η
Puglia centro-meridionale	0.1599	0.5166	-0.6631	4.1053

Parametri dell'espressione asintotica

Va, tuttavia, osservato che l'uso di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per $T < 50$ anni e superiori al 5% per $T < 100$ anni.

Per $T_R = 5$ anni, si ricava un valore del fattore di crescita $K_T = 0.99$

3.1.2. Terzo livello di regionalizzazione

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a \cdot t^n$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

La relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito viene generalizzata nella forma:

$$\mu(X_t) = a t^{(Ch+D+\log \alpha - \log a)/\log 24}$$

in cui α è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X_1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità. Per la Puglia il valore del coefficiente α è praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per la zona di interesse i valori dei parametri sono riportati nella seguente tabella.

Zona	α	a	C	D	N
6	0.89	33.7	0.0022	4.1223	-

Parametri dell'espressione asintotica

Nella seguente figura si riporta la suddivisione della regione in aree omogenee.

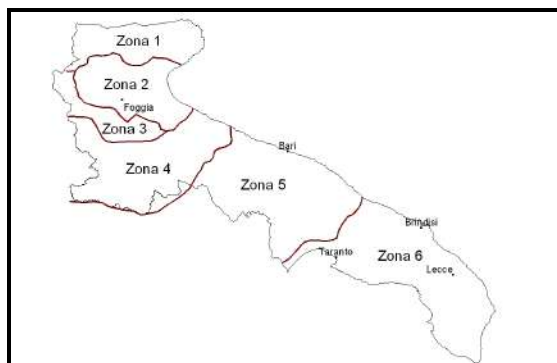


Figura 3 . Zone omogenee, 3° livello di regionalizzazione

L'area in oggetto si inquadra, quindi, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 6; pertanto, l'equazione da applicare è la seguente:

$$h(t,z) = 33.7 t^{((0.488+0.0022z)/3.178)}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti, in funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare. Ai valori così ottenuti vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al fattore di crescita K_T (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al fattore di riduzione areale K_A (funzione della superficie del bacino espressa in Km^2 , e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore). La dimensione areale dei bacini in studio comporta che il relativo fattore di riduzione tenda all'unità; pertanto, a vantaggio di sicurezza, tale parametro non viene preso in considerazione nella valutazione della Curva di Possibilità Pluviometrica.

Assumendo, a favore di sicurezza, per il parametro z il valore pari alla quota massima dell'intero bacino sotteso dalla rete fognaria, ovvero $z = 52$ m s.l.m., risulta:

$$h = K_T \cdot 33.7 t^{0.1896}$$

dove:

h = altezza di pioggia (mm)

$K_T = 0.99$ per $T = 5$ anni

per cui la curva di possibilità pluviometria da prendere a riferimento è:

$$h = 33.41 t^{0.1896}$$

3.2. Analisi statistica dei dati pluviometrici della stazione di Lecce

Nella seguente tabella si riportano le altezze massime registrate per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore rispettivamente, per il periodo in cui risultano disponibili sul sito web della Regione Puglia, tra il 1930 ed il 2020, per complessivi 79 anni di osservazioni.

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)					
Stazione di:		LECCE			
Numero di osservazioni:		79			
ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1930	43.0	60.0	64.0		
1932	29.2	29.2	38.0	55.0	90.0
1933	27.0	40.0	43.4	52.4	41.8
1934	27.0	56.2	56.4	56.8	57.0
1935	26.0	33.0	39.0	69.0	88.4
1936	20.2	20.4	24.4	48.0	54.0
1937	24.2	38.6	52.0	64.6	72.0
1938	38.0	38.0	38.0	40.4	59.8
1939	32.8	46.6	48.0	59.8	65.6
1940	31.8	38.2	39.0	39.2	39.2
1941	22.6	44.6	44.8	64.6	87.2
1942	40.4	45.8	45.8	45.8	56.4
1943	20.0	31.0	39.8	42.2	79.6
1944	17.4	32.4	33.6	51.6	64.0
1949	33.0	59.0	65.4	104.6	120.0
1951	28.8	31.4	37.0	45.8	49.6
1953	28.2	29.4	29.6	37.8	42.8
1954	18.2	27.2	34.4	45.0	64.0
1955	35.2	43.0	47.2	48.8	50.8
1957	23.6	28.4	40.0	41.8	53.8
1958	36.2	51.8	51.8	52.0	74.2
1960	36.0	41.8	44.6	48.8	54.8
1961	25.2	31.0	41.4	46.6	47.4
1962	22.8	35.8	56.0	60.0	60.8
1963	25.6	26.8	46.6	50.4	76.6
1964	36.0	70.8	71.4	79.2	123.8
1965	14.4	21.2	21.2	22.2	46.8
1966	20.2	24.6	24.6	26.6	36.0

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)					
Stazione di:		LECCE			
Numero di osservazioni:		79			
ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1967	22.0	24.0	34.4	42.6	71.8
1968	40.2	81.0	82.4	84.0	100.2
1969	38.0	41.8	47.8	52.0	62.8
1970	60.0	71.4	83.0	96.8	140.4
1971	49.0	58.6	86.2	91.6	92.4
1972	34.8	54.0	54.2	63.8	82.4
1973	34.4	43.2	43.2	43.6	44.4
1974	37.0	69.4	74.0	78.2	78.2
1975				42.0	45.6
1976	46.0	53.6	53.6	53.6	61.2
1977	11.6	28.2	49.8	51.0	51.0
1979	58.0	108.4	110.0	110.2	110.2
1980	25.0	45.0	55.0	57.2	63.0
1981	48.2	48.2	48.2	48.2	48.2
1982	17.2	22.6	29.6	40.6	62.4
1983	24.4	26.2	40.0	70.0	103.6
1985	24.0	52.4	55.2	71.4	81.4
1986	28.0	39.4	53.6	55.8	60.6
1987				67.4	77.2
1988	38.0	55.0	61.8	66.2	69.2
1989	26.8				
1991	16.0	19.8	24.8	27.4	31.6
1992	13.0	21.4	32.8	35.4	45.4
1993	37.0	68.4	68.4	82.6	84.4
1994	19.0	30.4	34.6	36.0	37.0
1995	41.4	47.6	47.8	47.8	47.8
1996	47.0	102.4	120.2	159.4	160.0
1997	19.6	34.6	42.0	53.2	62.2
1998	24.2	26.8	36.4	51.8	64.4
1999	89.8	98.2	98.2	98.2	98.2
2000	23.0	25.8	30.0	37.2	48.0
2001	12.0	22.0	26.8	36.2	39.6
2002	34.4	36.4	52.0	56.0	65.2
2003	28.6	47.4	51.6	51.6	62.2
2004	65.2	103.2	107.4	107.4	111.8
2005	34.2	38.8	42.2	48.4	52.0
2006	28.4	30.2	30.2	30.2	30.2
2007	20.6	33.6	40.8	47.0	53.6
2008	17.8	22.2	35.0	51.8	78.2
2009	50.0	54.0	54.6	64.4	78.4
2010	28.4	56.2	77.8	88.8	88.8
2011	20.0	21.4	23.8	33.2	48.0
2012	45.0	64.6	71.4	82.2	83.4

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)					
Stazione di: LECCE					
Numero di osservazioni: 79					
ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
2013	35.6	75.0	96.6	120.2	120.8
2014	28.0	29.6	41.6	43.6	45.6
2015	20.0	28.6	28.6	45.0	48.6
2016	49.6	53.8	54.4	60.6	75.6
2017	22.0	23.2	26.8	29.8	46.8
2018	16.4	22.8	25.6	25.6	25.6
2019	20.8	24.8	25.4	26.0	27.2
2020	19.0	19.2	19.2	19.4	20.0

Tabella 1 . Altezze massime di pioggia registrate dalla stazione pluviometrica di Lecce

Nell'ipotesi che per precipitazioni seguano la legge di distribuzione di Gumbel, la probabilità di non superamento può essere espressa dalla seguente relazione:

$$P = \exp \left[- \left(\frac{h - u_t}{a_t} \right)^n \right]$$

dove u_t e a_t sono i parametri della curva legati alla media $\mu(h_t)$ ed allo scarto quadratico medio $\sigma(h_t)$ della variabile h_t secondo opportune relazioni teoriche:

$$u_t = \mu(h_t) - 0,45 \cdot \sigma(h_t)$$

$$a_t = 1,283 / \sigma(h_t)$$

Invertendo la legge di distribuzione e sostituendo il tempo di ritorno T_R in luogo della probabilità P si ottiene:

$$h = u_t + a_t \cdot \left[- \ln \left(\frac{1}{T_R} \right) \right]^{1/n}$$

che permette di calcolare, per ciascuna delle durate (1, 3, 6, 12 e 24 ore) il valore di altezza massima di pioggia (quantile regolarizzato) fissato il tempo di ritorno.

Disponendo su un diagramma logaritmico le $h_t(T_R)$ al variare della durata t è possibile ricavare i parametri a ed n mediante il modello lineare:

$$\ln(h_t(T_R)) = \ln(a(T_R)) + n(T_R) \cdot \ln(t)$$

OSSERVAZIONI = 79	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
--------------------------	-----------	-----------	-----------	------------	------------

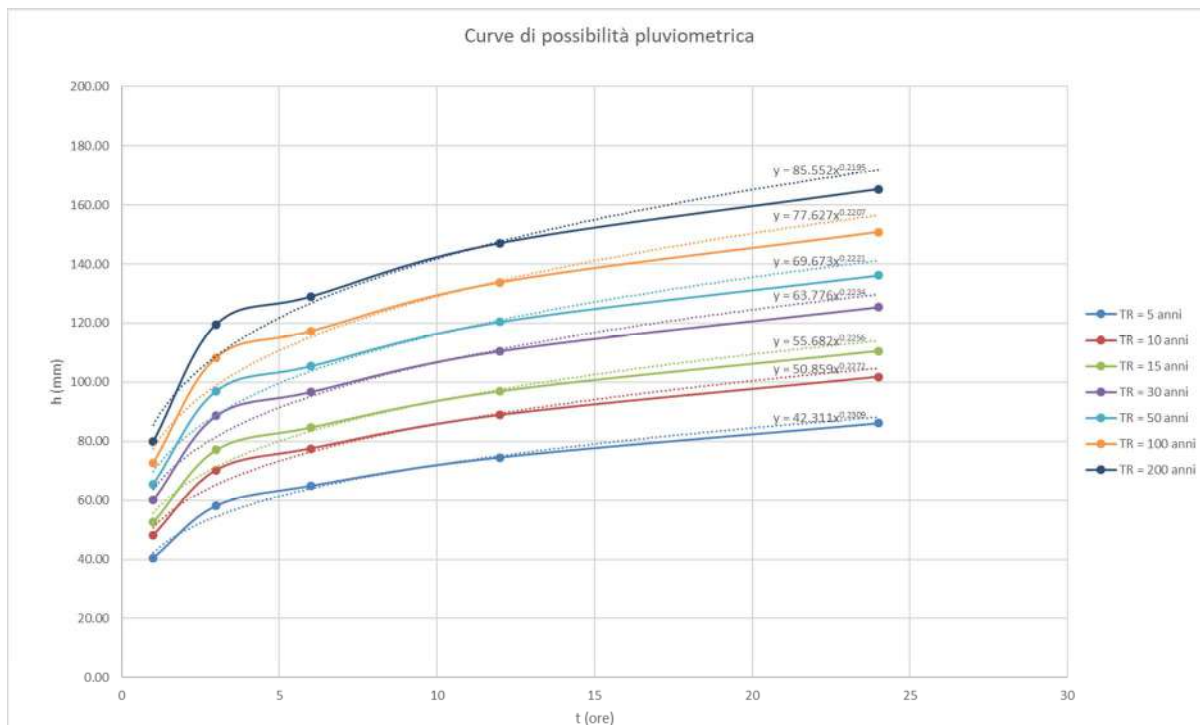
$\mu (h_t)$	30.80	43.17	49.29	56.90	66.79
$\sigma (h_t)$	13.36	20.77	21.65	24.50	26.78
a_t	10.41	16.19	16.88	19.10	20.88
u_t	24.79	33.82	39.55	45.88	54.74

Tabella 2 . Calcolo dei parametri della curva di possibilità pluviometrica

Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)					
T_R (anni)	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
5	40.41	58.11	64.87	74.53	86.06
10	48.22	70.27	77.54	88.87	101.74
15	52.63	77.12	84.68	96.95	110.58
30	60.03	88.63	96.67	110.53	125.42
50	65.42	97.01	105.41	120.42	136.23
100	72.70	108.32	117.20	133.75	150.81
200	79.94	119.59	128.94	147.04	165.33

Tabella 3 . Altezze massime di pioggia regolarizzate

Le curve di possibilità pluviometriche ricavate dall'analisi statistica sono riportate di seguito:

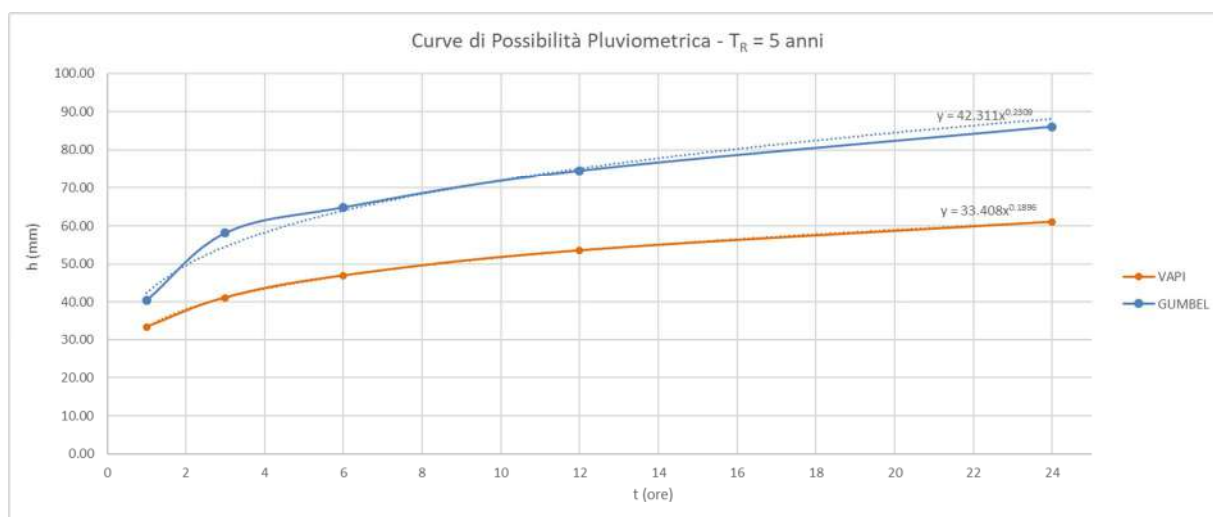


T_R (anni)	Curve di possibilità pluviometrica
--------------	------------------------------------

5	$h = 42.311 \cdot t^{0.231}$
10	$h = 50.859 \cdot t^{0.227}$
15	$h = 55.682 \cdot t^{0.226}$
30	$h = 63.776 \cdot t^{0.223}$
50	$h = 69.673 \cdot t^{0.222}$
100	$h = 77.627 \cdot t^{0.221}$
200	$h = 85.552 \cdot t^{0.220}$

Alla luce dei risultati ottenuti con le due distinte metodologie sopra illustrate si conclude che la curva di possibilità pluviometrica da prendere a riferimento per l'evento meteorico di progetto risulta essere quella ottenuta dall'analisi statistica di Gumbel, ovvero:

$$h = 42.311 \cdot t^{0.231}$$



3.3. Bacini scolanti

Nella seguente figura si riportano i bacini scolanti individuati in base all'andamento topografico del territorio ed al tracciato della rete fognaria.

- Q è la portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno T_R [mc/s];
- Φ è il coefficiente di afflusso [adim];
- $i_{\max} = h_{\text{crit}}/t_c$ è intensità massima di pioggia per evento meteorico avente T_R pari a 5 anni [mm/h];
- S è la superficie del bacino scolante [kmq];
- h_{crit} = altezza di pioggia critica, funzione di T_R e di t_c [mm];
- t_c = tempo di corrivazione [h].

Nel caso in esame, date le caratteristiche di forte antropizzazione, per la stima del tempo di corrivazione t_c ci si affida, più che all'applicazione di formule più o meno empiriche che mal si adattano alla specifica situazione, alla semplice constatazione che tale parametro è somma di due contributi:

$$t_c = t_{\text{accesso in rete}} + t_{\text{percorrenza rete}}$$

ove:

$t_{\text{accesso in rete}}$ è il tempo impiegato dalla particella di pioggia più lontana a raggiungere la caditoia di captazione delle acque meteoriche;

$t_{\text{percorrenza rete}}$ è il tempo impiegato per la percorrenza della rete fognaria.

Riguardo al tempo di accesso in rete, in letteratura questo valore può assumere un valore compreso tra 5 e 30 minuti, a seconda della conformazione del bacino e della distanza delle caditoie dall'area più lontana servita dalla rete; nel caso in esame si adotta un tempo di accesso in rete pari a 10 minuti. L'altezza di pioggia critica presa a riferimento è pertanto quella corrispondente alla durata t dell'evento meteorico pari al tempo di corrivazione t_c .

Per quanto concerne la stima del coefficiente di deflusso da applicare, questo generalmente dipende da quattro fattori: impermeabilità del suolo, fattore di ritardo (funzione del tempo di corrivazione), la ritenuta superficiale e la distribuzione della pioggia. Esso risulta pertanto essere pari a:

$$= 1 \times 2 \times 3 \times 4$$

$1 =$ fattore di impermeabilità del suolo che può assumere valore compreso tra 0 (terreni totalmente permeabili) e 1 (terreni totalmente impermeabili). Nella pratica si assume un valore corrispondente alla media pesata rispetto alla superficie coperta dei coefficienti caratteristici di ciascun suolo compreso all'interno dell'intero bacino; il valore del fattore di impermeabilità tipico per ciascun tipo di

suolo è facilmente reperibile in letteratura, alcuni valori tipici sono riportati nella seguente tabella.

TIPOLIGIA URBANA	α
Parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70÷0,90
Zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50÷0,70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25÷0,50
Zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10÷0,30
Prati e parchi	0,00÷0,25

La media pesata è pari a:

$$\alpha = (n_i \times S_i) / \sum S_i$$

α_2 = fattore di ritardo dipende dal tempo di corrivazione, ed assume valori compresi tra 0,30 e 0,90.

α_3 = fattore di ritenuta dipende dal fenomeno di aderenza al suolo, specie della prima pioggia caduta, che aderisce a superfici che presentano cavità o che viene trattenuta dal fogliame delle piante. In letteratura si assegna un valore compreso tra 0.80 e 1.

α_4 = fattore di distribuzione dipende dalla distribuzione non uniforme della pioggia e dal fatto che la sua intensità può variare anche sensibilmente all'interno della superficie del bacino di riferimento.

Inoltre, è necessario tenere conto delle aree verdi o intercluse che, sebbene ricadenti nei sottobacini, di fatto non concorrono al deflusso ed alla costituzione della onda di piena.

Nel caso in esame è stato assunto un coefficiente di deflusso costante pari a 0.5.

La seguente tabella riporta i valori delle portate di riferimento ottenute per ciascun tronco fognario in progetto in base al tempo di corrivazione e coefficiente di deflusso applicati.

Rete di raccolta acque meteoriche	L	Superficie lorda	ϕ	Superficie netta	Tc	Q
TRATTI	(m)	(mq)	(-)	(mq)	(s)	(l/s)
TRONCO T1	65	17482	0.50	8741	621	397
TRONCO T2	96	18159	0.50	9080	676	386
TRONCO T3	83	53546	0.50	26773	696	1114
TRONCO T4	85	85687	0.50	42844	720	1735
TRONCO T5	80	98787	0.50	49394	741	1958
TRONCO T6	100	102458	0.50	51229	776	1960

4. PROGETTO E VERIFICA DEI TRONCHI FOGNARI

Il progetto prevede la realizzazione di alcuni tronchi fognari lungo viabilità urbane, al fine di servire una porzione dell'abitato che allo stato attuale non è dotato di pubblica rete fognaria. Lo schema idraulico prevede n. 6 tronchi che colleteranno le acque pluviali captate per mezzo di caditoie poste sulla rete stradale interessata. Il primo ramo fognante convoglia le acque su via Palmieri tra l'incrocio con via Cosimo de Giorgi e via dei Messapi; il secondo tronco prosegue lungo via dei Messapi fino all'incrocio con via 1° Maggio e, successivamente, la rete prosegue lungo via 1° Maggio per ulteriori 350 m circa dove le acque saranno riversate all'interno di una vasca di accumulo e smaltimento, previa depurazione mediante un sistema di trattamento in continuo costituito da una fase di grigliatura ed una di dissabbiatura.

Si adottano tubazioni in PEAD aventi le seguenti caratteristiche:

- coefficiente di scabrezza (Gauckler-Strickler): $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- pendenza minima: 0.31 %

Le tubazioni sono state dimensionate rispetto all'evento meteorico avente tempo di ritorno pari a $T_R = 5$ anni e curva pluviometrica di possibilità pluviometrica caratteristica

$$h = 42.311 \dot{U}^{0.231}$$

Riguardo la verifica delle tubazioni, si accetta un riempimento massimo degli specchi pari all'80%; per quanto concerne le velocità all'interno delle tubazioni, è buona norma che siano maggiori di 0.40 - 0.50 m/s per evitare depositi e inferiori a 5.0 m/s per acque bianche per evitare problemi di abrasione dovuti al trasporto di materiale solido (Circolare Ministero LL.PP n. 11633/74).

Nella seguente tabella si riportano i dati utilizzati ed i risultati del dimensionamento dei collettori principali costituenti la rete di progetto.

Rete di raccolta acque meteoriche	L	Superficie lorda	ϕ	Superficie netta	Tc	Q	Quota monte	Quota valle	i	h/D	V	CONDOTTA
TRATTI	(m)	(mq)	(-)	(mq)	(s)	(l/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(%)	(%)	(m/s)	
TRONCO T1	65	17482	0.50	8741	616	400	39.40	37.50	2.92	35.00	4.19	DN800
TRONCO T2	96	18159	0.50	9080	673	388	37.50	37.18	0.33	50.00	1.68	DN800
TRONCO T3	83	53546	0.50	26773	710	1097	36.98	36.70	0.34	82.00	2.24	DN1000
TRONCO T4	85	85687	0.50	42844	734	1710	36.50	35.90	0.71	60.00	3.46	DN1200
TRONCO T5	80	98787	0.50	49394	755	1930	35.90	35.20	0.87	60.00	3.86	DN1200
TRONCO T6	100	102458	0.50	51229	778	1956	35.20	34.10	1.10	60.00	4.32	DN1200

Di seguito si riporta il dettaglio dei risultati delle verifiche svolte per ciascuna tubazione.

TRONCO T1			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	39,40	m s.l.m.	
Scorrimento finale	37,50	m s.l.m.	
Lunghezza	65,00	m	
Pendenza	2,92	%	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino A+B	17482	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A - Φ	8741	mq	
Area lorda tratti confluenti	0	mq	
Area netta tratti confluenti	0	mq	
Area lorda totale	17482	mq	
Area netta totale	8741	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	0	s	
V percorrenza	4,19	m/s	
T percorrenza	16	s	
T _c bacino	616	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	28	mm	
i	165	mm/h	
Q _{max}	0,400	mc/s	
Scabrezza tubazioni			
	PEAD	Gaukler-Strickler	
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		2,92	%
Diametro interno	DN800	0,678	m
h/D		35,00	%
h		0,237	m
Raggio		0,339	m
Area bagnata		0,113	mq
Contorno bagnato		0,858	m
Raggio idraulico		0,131	m
V		4,19	m/s
Q _{max}		0,472	mc/s

TRONCO T2			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	37,50	m s.l.m.	
Scorrimento finale	37,18	m s.l.m.	
Lunghezza	96,00	m	
Pendenza	0,33	%	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino C	677	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A - Φ	339	mq	
Area lorda tratti confluenti	17482	mq	
Area netta tratti confluenti	8741	mq	
Area lorda totale	18159	mq	
Area netta totale	9080	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	16	s	
V percorrenza	1,68	m/s	
T percorrenza	57	s	
T _c bacino	673	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	29	mm	
i	154	mm/h	
Q _{max}	0,388	mc/s	
Scabrezza tubazioni	PEAD	Gaukler-Strickler	
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		0,33	%
Diametro interno	DN800	0,678	m
h/D		50,00	%
h		0,339	m
Raggio		0,339	m
Area bagnata		0,181	mq
Contorno bagnato		1,065	m
Raggio idraulico		0,170	m
V		1,68	m/s
Q _{max}		0,303	mc/s

TRONCO T3			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	36,98	m s.l.m.	
Scorrimento finale	36,70	m s.l.m.	
Lunghezza	83,00	m	
Pendenza	0,34	‰	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino D	35387	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A · Φ	17694	mq	
Area lorda tratti confluenti	18159	mq	
Area netta tratti confluenti	9080	mq	
Area lorda totale	53546	mq	
Area netta totale	26773	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	73	s	
V percorrenza	2,24	m/s	
T percorrenza	37	s	
T _c bacino	710	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	29	mm	
i	147	mm/h	
Q _{max}	1,097	mc/s	
Scabrezza tubazioni			
PEAD	Gaukler-Strickler		
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		0,34	‰
Diametro interno	DN1000	0,851	m
h/D		82,00	‰
h		0,698	m
Raggio		0,426	m
Area bagnata		0,499	mq
Contorno bagnato		1,928	m
Raggio idraulico		0,259	m
V		2,24	m/s
Q _{max}		1,119	mc/s

TRONCO T4			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	36,50	m s.l.m.	
Scorrimento finale	35,90	m s.l.m.	
Lunghezza	85,00	m	
Pendenza	0,71	‰	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino E	32141	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A - Φ	16071	mq	
Area lorda tratti confluenti	53546	mq	
Area netta tratti confluenti	26773	mq	
Area lorda totale	85687	mq	
Area netta totale	42844	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	110	s	
V percorrenza	3,46	m/s	
T percorrenza	25	s	
T _c bacino	734	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	29	mm	
i	144	mm/h	
Q _{max}	1,710	mc/s	
Scabrezza tubazioni			
PEAD	Gaukler-Strickler		
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		0,71	‰
Diametro interno	DN1200	1,030	m
h/D		60,00	‰
h		0,618	m
Raggio		0,515	m
Area bagnata		0,522	mq
Contorno bagnato		1,825	m
Raggio idraulico		0,286	m
V		3,46	m/s
Q _{max}		1,808	mc/s

TRONCO T5			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	35,90	m s.l.m.	
Scorrimento finale	35,20	m s.l.m.	
Lunghezza	80,00	m	
Pendenza	0,87	%	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino F	13100	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A - Φ	6550	mq	
Area lorda tratti confluenti	85687	mq	
Area netta tratti confluenti	42844	mq	
Area lorda totale	98787	mq	
Area netta totale	49394	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	134	s	
V percorrenza	3,86	m/s	
T percorrenza	21	s	
T _c bacino	755	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	29	mm	
i	141	mm/h	
Q _{max}	1,930	mc/s	
Scabrezza tubazioni			
Scabrezza tubazioni	PEAD	Gauckler-Strickler	
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		0,87	%
Diametro interno	DN1200	1,030	m
h/D		60,00	%
h		0,618	m
Raggio		0,515	m
Area bagnata		0,522	mq
Contorno bagnato		1,825	m
Raggio idraulico		0,286	m
V		3,86	m/s
Q _{max}		2,013	mc/s

TRONCO T6			
Dati condotta			
Scorrimento iniziale	35,20	m s.l.m.	
Scorrimento finale	34,10	m s.l.m.	
Lunghezza	100,00	m	
Pendenza	1,10	%	
Dati idrologici			
a	42,311	-	
n	0,231	-	
Bacino G	3671	mq	
Φ	0,50	-	
Area netta: A · Φ	1836	mq	
Area lorda tratti confluenti	98787	mq	
Area netta tratti confluenti	49394	mq	
Area lorda totale	102458	mq	
Area netta totale	51229	mq	
T accesso in rete	600	s	
T percorrenza tratto monte	155	s	
V percorrenza	4,32	m/s	
T percorrenza	23	s	
T _c bacino	778	s	
h (60,T)	42	mm	
h (t,T)	30	mm	
i	137	mm/h	
Q _{max}	1,956	mc/s	
Scabrezza tubazioni			
Scabrezza tubazioni	PEAD	Gaukler-Strickler	
	95	m ^{1/3} · s ⁻¹	
Pendenza		1,10	%
Diametro interno	DN1200	1,030	m
h/D		60,00	%
h		0,618	m
Raggio		0,515	m
Area bagnata		0,522	mq
Contorno bagnato		1,825	m
Raggio idraulico		0,286	m
V		4,32	m/s
Q _{max}		2,258	mc/s

5. DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO

5.1. Normativa di riferimento

D.Lgs 152/06 e Regolamento Regionale della Puglia 26/2013

- Art.4 comma 6 e Art.5 comma 2 del Regolamento Regionale della Puglia n°26/2013 – Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e prima pioggia.
- Artt.8,9e10 commi 1 e 4 del Regolamento Regionale della Puglia n°26/2013– Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e prima pioggia. I piazzali non dovranno essere destinati alla movimentazione o allo stoccaggio di sostanze di cui alla Tab.3/A e Tab. 5 dell'All.to 5 del D.lgs 152/06 e successive modifiche ed integrazioni. L'impianto proposto opera esclusivamente una separazione delle sabbie (intese come solidi sedimentabili aventi un diametro $>0,2\text{mm}$), sempre che vengano rispettati i parametri di progetto e le norme per la manutenzione e gestione ordinaria, riportatene i libretti di istruzione.

Caratteristiche funzionali dell'impianto di trattamento (per la conformità alla Tabella 4 dell'allegato 5 del D.Lgs152/06 per scarichi sugli strati superficiali del suolo)

- Diametro particelle di sabbia: 0,2 mm
- Rendimento di trattamento dissabbiatura in fase di massima piena: $> 95 \%$

5.2. Dimensionamento dissabbiatore

Nel presente caso, si opta per il trattamento in continuo delle acque di dilavamento, prevedendo un impianto per la grigliatura e dissabbiatura, preso a riferimento un evento meteorico avente $T_r = 5$ anni, di riferimento anche per il dimensionamento dei tronchi fognari in progetto.

L'impianto, comunque, dovrà essere a servizio dell'intera rete pluviale che in esso recapiterà, pertanto ai fini del dimensionamento della vasca, è stato necessario prendere a riferimento anche i bacini sottesi dalla rete esistente; pertanto, la portata di progetto dell'impianto è:

Q (m^3/s)	Q (m^3/h)	Q (l/s)
1.96	7054.47	1960

Il funzionamento della vasca di dissabbiatura si basa sul fenomeno fisico della sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi di detenzione sufficientemente brevi.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo di una vasca a funzionamento in continuo occorre pertanto:

- verificare che il carico idraulico superficiale (C/S), inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S , non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle v_s che si vuole far sedimentare;
- verificare, nel caso di vasca a flusso orizzontale, che la velocità del flusso v non sia superiore al valore limite (30÷50 cm/s) tale da consentire la risospensione delle particelle solide già sedimentate sul fondo vasca.

Il tempo di detenzione assume un'importanza più marginale rispetto a vasche isolate in quanto la cosa che conta nel caso di funzionamento in continuo è che la velocità di sedimentazione delle particelle sia superiore a quella di percorrenza in senso longitudinale della vasca.

Per stimare la velocità di precipitazione delle sabbie v_s si fa riferimento in questo caso alla formula di Newton (valida per particelle sferiche), per la quale vale la relazione:

$$v_s = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho)D}{3C_D \cdot \rho}}$$

dove:

- g è accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s²;
- ρ_s è la densità delle particelle, pari a 2200 kg/m³;
- ρ è la densità del fluido, pari a 1000 kg/m³ per l'acqua;
- D è il diametro delle particelle;
- C_D è il coefficiente di attrito.

Il coefficiente di attrito è rappresentabile in funzione del numero di Reynolds Re , che a sua volta è funzione della velocità v_s . Per questo motivo la velocità di sedimentazione non è

direttamente ricavabile dalla legge di Newton. Infatti, per particelle sferiche e valori del numero di Reynolds inferiori a 10^4 , si ha che:

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$Re = \frac{\phi \cdot \rho \cdot v_s \cdot D}{\mu}$$

dove:

- ϕ è un fattore di forma che tiene conto delle irregolarità della particella, assunto pari a 0.85;
- μ è la viscosità dinamica del fluido, pari a $1.139 \times 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ a temperatura di 15°C per l'acqua.

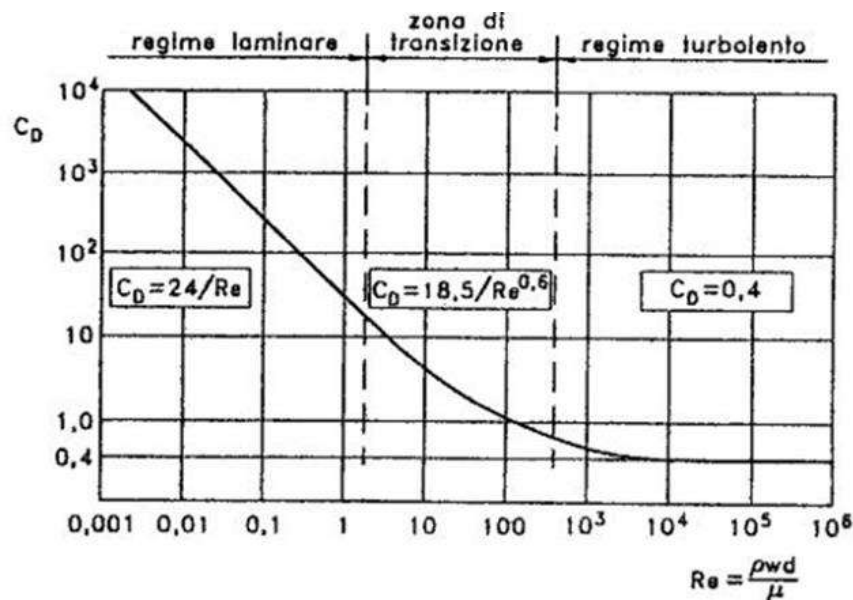


Figura 5.1 - Andamento del coefficiente di resistenza dinamica C_D in funzione del numero di Reynolds

In condizioni di moto laminare ($Re < 0.3$, caso in cui la particella sedimenta ad una velocità tale da non indurre vortici nel fluido) il secondo ed il terzo membro della relazione di C_D possono essere trascurati, per cui è possibile calcolare la velocità di sedimentazione secondo l'espressione nota come legge di Stokes:

$$v_s = \frac{1}{18} \frac{g(\rho_s - \rho)}{\mu} D^2$$

All'interno della vasca di calma tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione v_s superiore al carico idraulico superficiale CIS vengono trattenute e raccolte

sul fondo. Al fine di effettuare un'efficiente dissabbiatura, si impone il diametro delle particelle che si vuole far sedimentare. Fissato, pertanto, un valore del diametro $D = 0.20$ mm (in accordo alla definizione di dissabbiatura indicata all'art. 3 comma 1 lettera m), si ricava mediante la formula di Stokes il valore della velocità v_s e quindi il valore limite del CIS. Imponendo, poi, il valore del CIS:

$$CIS = \frac{Q}{S_{FONDO}}$$

si ricava la superficie del fondo dell'impianto di trattamento S_{FONDO} .

Come suddetto, la formula di Stokes è valida in regime di moto laminare, pertanto bisognerà verificare che il numero di Reynolds sia inferiore a 0.3. In questo caso $Re > 0.3$ e quindi per il calcolo della velocità limite di sedimentazione si deve ricorrere ad una procedura iterativa assumendo una velocità di sedimentazione iniziale. Si parte da questa per calcolare il numero di Reynolds che serve per stimare il coefficiente di resistenza $C_D^{(1)}$.

Noto quest'ultimo si può ricavare un valore di secondo tentativo della velocità di sedimentazione $v_s^{(2)}$ utilizzando l'espressione di Newton.

Noto $C_D^{(2)}$, è possibile poi calcolare un nuovo valore della velocità $v_s^{(3)}$, procedendo iterativamente fino al raggiungimento della condizione:

$$|v_s^{(i+1)} - v_s^{(i)}| < \varepsilon$$

essendo ε la tolleranza prefissata.

Il procedimento giunge a convergenza dopo 9 iterazioni.

I risultati sono riportati nelle tabelle seguenti:

ρ (kg/m ³)	ρ_s (kg/m ³)	g (m/s ²)	D (mm)	μ (N·s/m ²)	v_{limite} (m/s)
1000	2200	9.81	0.20	1.139E-03	0.30

v_s (m/s)	$CIS=v_s$ (m/s)	S_{FONDO} (m ²)	b (m)	h (m)	L (m)	S_{FONDO} (m ²)	v (m/s)
0.023	0.023	85.3	6.00	1.20	15.00	90.0	0.27

6. VASCA DI ACCUMULO E SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Partendo dai dati ottenuti al capitolo 4, si procede al dimensionamento della vasca di accumulo delle acque meteoriche.

Le prove svolte in situ hanno permesso di stimare valori della permeabilità del recapito, ed a vantaggio di sicurezza si prende come riferimento il valore misurato minimo pari a:

$$K = 1,03 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

tp (min)	tp (ore)	a	n	h (mm)	i (mm/h)	Qa (mc/s)	Qu (mc/s)	Va (mc)	Vu (mc)	V (mc)
5	0,08	42,311	0,231	23,83	286	4,070	0,773	1220,89	231,75	989,14
10	0,17	42,311	0,231	27,97	168	2,388	0,773	1432,90	463,50	969,40
15	0,25	42,311	0,231	30,72	123	1,748	0,773	1573,60	695,25	878,35
20	0,33	42,311	0,231	32,83	98	1,401	0,773	1681,72	927,00	754,72
30	0,50	42,311	0,231	36,05	72	1,026	0,773	1846,85	1390,50	456,35
45	0,75	42,311	0,231	39,59	53	0,751	0,773	2028,19	2085,75	-57,56
60	1,00	42,311	0,231	42,31	42	0,602	0,773	2167,55	2781,00	-613,45

Le dimensioni della vasca di accumulo di progetto sono le seguenti:

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

che consentono un accumulo pari a **1125 mc** (> 989.14 mc) con un adeguato franco di sicurezza.

Lo svuotamento della vasca si completa in circa 45 minuti.

