

---

## RELAZIONE TECNICA SUL PROCESSO DI DEPURAZIONE DELLE ACQUE

---

### **1. Introduzione**

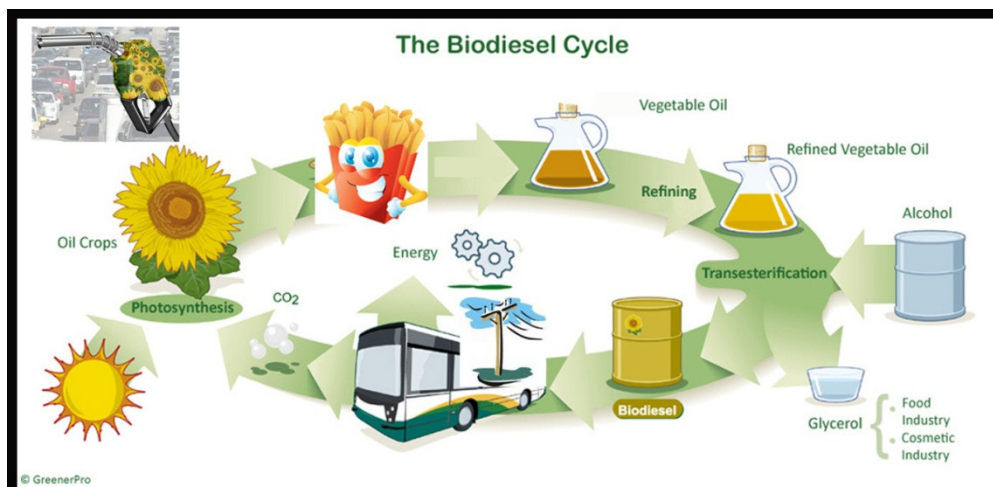
Il punto di partenza per affrontare le problematiche riguardanti la gestione delle acque meteoriche di dilavamento nei siti produttivi si ricava dall'applicazione dell'art. 39 del D.Lgs. 152/99 e dell'art. 113 del D. Lgs. 152/2006, ove, evidenziati gli ambiti di attenzione, si rimanda alle Regioni la disciplina dei casi in cui può richiedersi il trattamento di tale tipologia di acque. Nella Regione Puglia il primo atto significativo lo si rinviene nel PIANO DIRETTORE emanato nell'ambito delle attività connesse con la redazione del Piano di Tutela delle Acque, con Decreto n. 191 del 13/06/2002. Successivamente, il Commissario Delegato per l'emergenza socio-ambientale in Puglia, con Decreto n. 282 del 21 novembre 2003 ha disciplinato il regime autorizzatorio delle acque meteoriche di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne. Nel 2009 è subentrato il - Piano di Tutela delle Acque della Regione Puglia - art. 121 del D. Lgs. n. 152/2006. Per ultimo il R.R. 26/2013.

### **2. Ubicazione e Descrizione dell'attività produttiva**

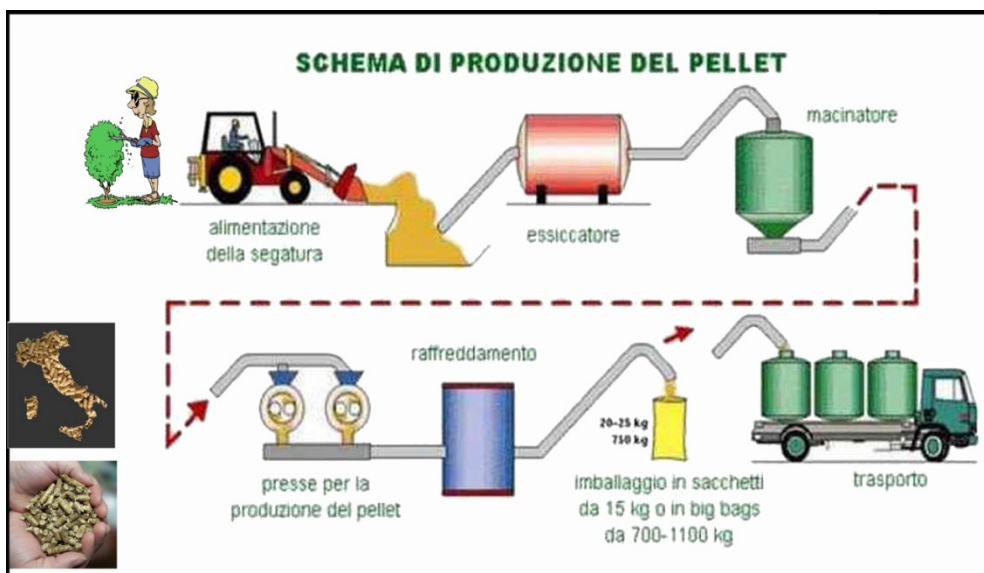
L'impianto in oggetto sarà realizzato nella zona industriale del Comune di Grottaglie, in provincia di Taranto sul lotto n° 29 – di una superficie di 3.560 mq e censito dal catasto al foglio N° 63 particelle N° 698 – 703 – 708, mentre le particelle N° 699 – 704 consentiranno l'accesso all'impianto dall'ingresso merci. L'area interessata è pianeggiante con il piano di campagna attuale in quota con il piano stradale.

La società "NEF s.r.l." (Nicastro Electricity Fuel), con Part.Iva 02951470737 e sede legale in Marina di Ginosa (TA) c.da. Stornara, s.n.c., nel voler promuovere l'uso delle fonti rinnovabili, ha inteso realizzare un impianto di generazione elettrica innovativo in particolare con l'utilizzo della fonte rinnovabile di biodiesel (proveniente dal trattamento di oli esausti di origine vegetale codice CER. 200125) e da un impianto per la produzione di pellet (proveniente dal recupero di materiale di potatura e da colture dedicate codice CER 200138, 200201, 170201, 150103, 030101, 030105). Pertanto il progetto prevede la realizzazione di:

- un impianto di cogenerazione per la produzione di BIODISEL con una potenza di 400 kW;

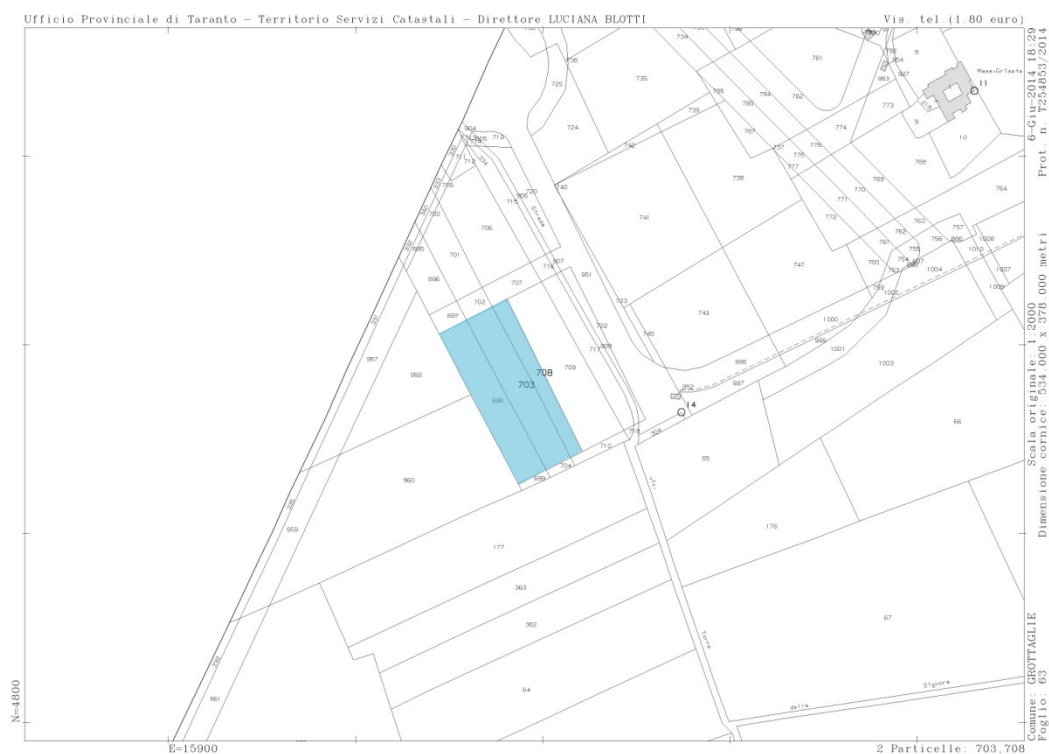


- un impianto per la produzione di PELLET proveniente dal recupero di materiale di potatura e da colture dedicate.

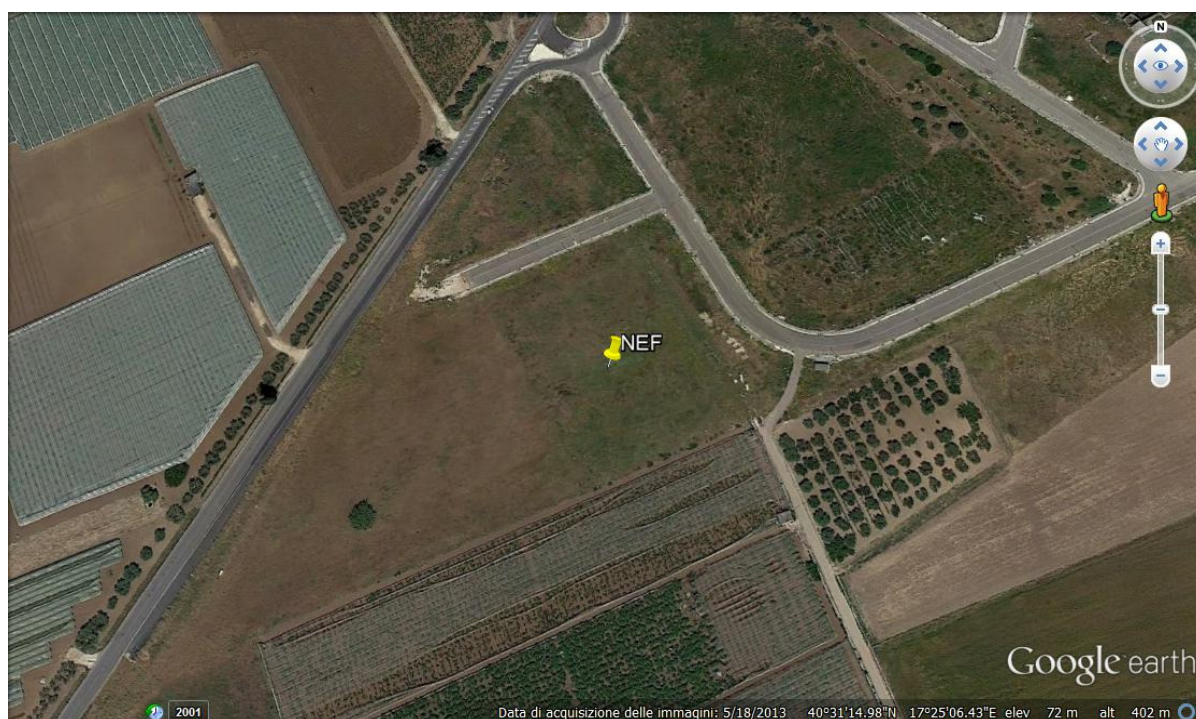


I 3.560 mq. saranno così organizzati:

- ✓ Area a verde: mq 400
- ✓ Aree coperte: mq 620
- ✓ Viabilità e piazzali: mq 2.540



**Mappa Catastale con l'ubicazione dell'area di progetto.**



**Ortofoto con l'ubicazione dell'area di progetto.**

**Altitudine** 130 m s.l.m.

**Latitudine:** 40°31'14.47"N

**Longitudine:** 17°25'7.71"

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto di cogenerazione di potenza complessiva di 400 kW, e sarà costituito da:

- a. Stoccaggio per oli esausti di origine vegetale;
- b. Stoccaggio serbatoi di metanolo;
- c. Capannone con la Macchina per la produzione del biodiesel;
- d. Stoccaggio del biodiesel;
- e. Gruppi elettrogeni 400 kW;
- f. Stoccaggio Glicerina.

### **3. Descrizione dell'intervento**

Le acque di dilavamento ricadenti nel lotto 29 verranno raccolte da caditoie munite di griglie sistemate in opportuni punti di compluvio dei piazzali impermeabilizzati dell'azienda nonché in prossimità del cancello di ingresso/uscita, in modo tale che le stesse possano intercettare la totalità delle acque corrivanti sul bacino di pertinenza, evitando la possibilità di deflusso, anche parziale, al di fuori dell'attività.

I presidi utilizzati per evitare la tracimazione delle acque meteoriche di dilavamento raccolte sulle superfici impermeabilizzate saranno costituiti da:

- ✓ **Cordoli:** utilizzati per separare le aree a verde dai piazzali impermeabili (altezza pari a circa 10 cm)
- ✓ **Griglie:** utilizzate come separazione idraulica tra l'impianto e l'attigua viabilità stradale;
- ✓ **Muro di recinzione:** delimiterà il confine di proprietà, quindi garantirà che le acque meteoriche raccolte sulle superfici impermeabilizzate non possano tracimare su aree adiacenti di altri proprietari.

In seguito, tali acque saranno convogliate, tramite tubazioni in PVC, a un pozzetto scolmatore posto a monte dell'impianto di trattamento atto a separare le acque di prima pioggia da quelle di seconda pioggia e, infine, disperse negli strati superficiali del terreno mediante la subirrigazione.

Immediatamente prima dello smaltimento finale delle acque di prima e di seconda pioggia, sono stati previsti pozzetti di ispezione per il campionamento dell'acqua al fine di poter verificare le caratteristiche conformi alla Tabella 4 dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/06 e successive modifiche.

### **4. Analisi dei Dati Pluviometrici**

Si intende illustrare il procedimento di analisi statistica dei dati pluviometrici utilizzato per la costruzione della curva di possibilità climatica relativa al bacino idrologico del Comune di Grottaglie, in provincia di Taranto.

Per la determinazione di tale curva si è proceduto, in primo luogo, alla definizione di un campione che fosse rappresentativo della popolazione delle piogge massime possibili per il comune in esame: sono state collezionate, servendosi degli annali idrologici, 39 osservazioni di pioggia massima annua di durata 15 min, 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, registrate dalla stazione di Grottaglie (TA).

Per quanto riguarda i massimi di piovosità annui relativi a durate inferiori ad un'ora, si è proceduto ad uniformare il dato in base allo standard di quindici minuti secondo il seguente criterio: per  $t > 15$  min ( $t$  = durata della pioggia massima registrata dal pluviografo) si è ridotta l'altezza di pioggia, proporzionalmente al tempo, mentre per  $t \leq 15$  minuti è stato preso il dato di altezza tal quale.

Si è così pervenuti a sei serie di campioni, di seguito riportate nella tabella 1.

GROTTAGLIE								
ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE	<1h		
39	mm	mm	mm	mm	mm	mm	min	15min
1958	43,4	44,6	46,6	46,6	47,0	40,2	25	9,33
1959	40,6	46,8	54,6	67,0	75,4	17,8	10	17,80
1960	18,4	32,6	41,8	53,0	90,6	11,4	10	11,40
1961	63,0	65,4	65,6	66,6	66,8	19,2	10	19,20
1964	34,6	50,0	76,4	113,4	128,0	11,4	15	11,40
1966	38,6	43,8	45,6	49,4	49,4	20,0	20	15,00
1967	38,6	39,2	39,2	39,2	39,4	20,0	20	15,00
1968	26,8	35,4	41,2	41,2	41,2	18,8	15	18,80
1969	26,2	38,4	41,6	71,6	73,6	11,2	10	11,20
1970	51,2	55,2	63,0	82,0	94,0	40,0	30	11,25
1972	32,2	36,6	38,8	48,6	49,4	31,8	30	14,15
1973	42,0	54,2	54,2	54,2	54,4	20,0	20	15,00
1974	28,2	31,6	43,0	59,2	71,2	27,8	40	21,58
1975	21,0	29,2	32,4	41,4	43,4	12,0	20	25,00
1977	41,2	54,2	55,2	57,8	57,8	30,8	35	17,05
1978	14,8	25,6	33,2	45,8	45,8	12,0	25	31,25
1979	20,8	22,4	22,4	29,4	49,4	19,0	10	19,00
1980	44,0	75,0	77,2	77,2	77,2	33,0	30	13,64
1981	19,8	30,0	45,8	50,2	50,2	13,2	15	13,20
1982	57,8	58,6	58,6	58,8	66,2	51,8	40	11,58
1983	29,2	29,2	36,6	38,0	44,6	29,2	30	15,41
1985	31,6	35,6	36,0	38,4	48,4	11,0	5	11,00
1987	15,4	18,4	18,4	26,0	29,0	7,6	5	7,60
1988	54,2	66,6	67,0	86,8	87,0	40,0	30	11,25
1991	28,2	28,2	34,4	42,0	44,0	12,4	5	12,40
1992	28,0	56,2	62,8	64,0	70,4	7,4	5	7,40
1994	26,6	26,6	30,4	32,6	35,8	26,0	30	17,31
1996	37,8	46,6	54,0	74,8	89,4	21,8	15	21,80
1997	40,0	43,6	47,2	56,8	71,2	22,0	15	22,00
1998	35,2	46,6	49,4	67,4	69,0	28,8	30	15,63
2000	35,0	37,6	37,8	37,8	47,0	8,6	5	8,60
2001	21,4	21,8	26,8	35,8	43,2	4,8	5	4,80
2002	49,8	52,2	52,2	54,4	88,6	6,8	5	6,80
2003	22,8	49,4	70,0	72,4	79,0	8,8	5	8,80
2004	61,8	69,0	81,8	82,6	82,6	12,0	5	12,00
2005	35,2	49,2	58,2	70,0	77,0	7,2	5	7,20
2008	29,4	40,8	67,6	73,8	75,8	8,0	5	8,00
2009	34,4	41,6	42,2	42,2	59,4	9,2	5	9,20
2010	23,4	41,0	51,2	66,0	82,0	6,6	5	6,60

Tabella 1 - Dati pluviometrici presenti negli Annali Idrologici della stazione idrografica di Grottaglie ordinati per anno di rilevazione



La determinazione della curva di possibilità climatica per l'area in esame è il passo successivo alla raccolta dei dati pluviometrici. Tale risultato scaturisce dalla distribuzione di probabilità per i campioni in esame (le piogge massime annuali di durata 0,25 h, 1 h, 3 h, 6 h, 12 h, 24 h).

Tra tutte le distribuzioni di probabilità disponibili in letteratura si è presa in esame quella ai valori massimi del I tipo o di Gumbell.

#### 4.1 Distribuzione di Gumbell

La distribuzione di probabilità è espressa dalla relazione:

$$P(h) = e^w$$

Equazione 1

dove

$$w = -e^{-\alpha(h-\beta)}$$

Equazione 2

dove

$$\alpha = 1,283/\sigma;$$

$$\beta = \mu - 0,450 \cdot \sigma$$

essendo  $\mu$  e  $\sigma$  rispettivamente media e scarto quadratico medio di ciascuna serie storica; per cui per ciascuna serie storica si ha:

durata	15min	1h	3h	6h	12h	24h
$\mu$	13,12	33,2	41,3	47,1	51,9	63,9
$\sigma$	4,940592	11,62256	13,002875	14,26347	16,74981	20,36684
$\alpha$	0,259685	0,110389	0,0986705	0,08995	0,076598	0,062995
$\beta$	10,89905	27,98523	35,492296	40,684	44,36814	54,77851

Tabella 2 Valori di  $\mu$ ,  $\sigma$ ,  $\alpha$  e  $\beta$  per ciascuna serie storica

Dalla relazione

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Equazione 3

dove  $T_r$  è definito tempo di ritorno e rappresenta il tempo ipotizzato nel progetto che deve intercorrere tra il verificarsi di due eventi sfavorevoli successivi.

Fissando un tempo di ritorno pari a 5 anni, è possibile conoscere  $P(h)$  che risulta pari a  $P(h) = (5-1)/5 = 0,8$

Noti questi dati, dalla Equazione 1 e dalla Equazione 2 è possibile ricavare, in corrispondenza di ciascuna durata, l'altezza della pioggia massima che ha l'80% di probabilità di essere superata 1 volta ogni 5 anni.

durata (ore)	15min	1h	3h	6h	12h	24h
h(mm)	16,67504	41,57303	50,693802	57,35926	63,95015	78,58914

Tabella 3 Altezza di pioggia massima in corrispondenza di ciascuna serie storica

La curva di possibilità climatica è quella che interpola i dati precedenti la cui equazione è del tipo:

$$h = aT^n$$

**Equazione 4**

dove  $a$  e  $n$  sono i parametri caratteristici della curva.

L'Equazione 4 può essere scritta anche nella forma logaritmica:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \ln(T)$$

**Equazione 5**

che rappresenta una retta di equazione  $y = k + n \cdot x$  nel piano log – log, come si evince ponendo:

$$y = \ln(h)$$

$$k = \ln(a)$$

$$x = \ln(T)$$

L'interpolazione con il metodo dei minimi quadrati (Equazione 6 Equazione 7 Equazione 8 Equazione 9) ha fornito per  $a$  e  $n$  i risultati riportati di seguito.

$$\sum_{i=1}^m y_i = m \cdot k + n \cdot \sum_{i=1}^m x_i$$

**Equazione 6**

$$\sum_{i=1}^m x_i \cdot y_i = k \cdot \sum_{i=1}^m x_i + n \cdot \sum_{i=1}^m x_i^2$$

**Equazione 7**

ovvero:

$$\sum_{i=1}^m \ln(h_i) = m \cdot \ln(a) + n \cdot \sum_{i=1}^m \ln(T_i)$$

**Equazione 8**

$$\sum_{i=1}^m \ln(T_i) \cdot \ln(h_i) = \ln(a) \cdot \sum_{i=1}^m \ln(T_i) + n \cdot \sum_{i=1}^m [\ln(T_i)]^2$$

**Equazione 9**

I dati necessari per la risoluzione del sistema sono riassunti nella seguente tabella 5:

h (mm)	T(ore)	ln(h)	ln(T)	ln(h)*ln(T)	[ln(T)] <sup>2</sup>
16,67504	0,25	2,8139131	-1,38629	-3,90091	1,921812
41,57303	1	3,7274516	0	0	0
50,6938	3	3,9258037	1,098612	4,312936	1,206949
57,35926	6	4,0493343	1,791759	7,255433	3,210402
63,95015	12	4,1581038	2,484907	10,3325	6,174761
78,58914	24	4,3642335	3,178054	13,86977	10,10003
	totale	23,03884	7,167038	31,86973	22,61395

Tabella 4

La soluzione del sistema è:

$$n = 0,309523$$

$$\ln(a)=3,47$$

$$a = 32,1393[\text{mm}/h^n]$$

quindi la curva di possibilità climatica ha equazione:

$$h=32,1393 * T^{0,3095}$$

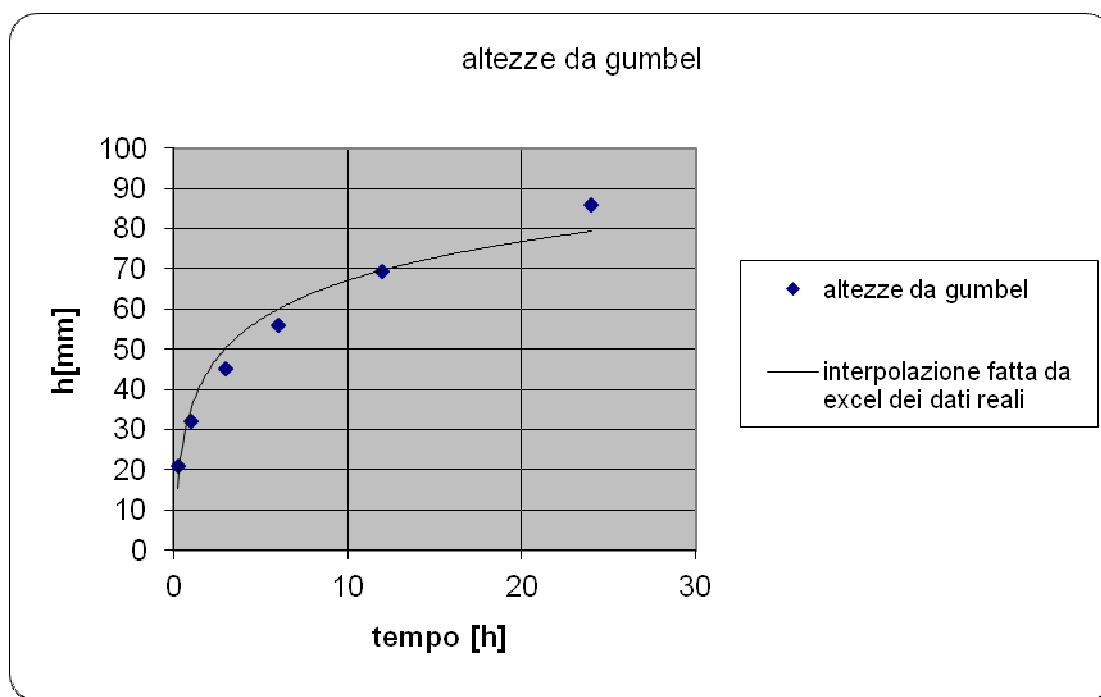


Figura 1 Curva di possibilità climatica secondo Gumbell

Quindi l'altezza di pioggia max di durata 15 minuti è pari a 20,9 mm.



## 5. Calcolo della portata di Progetto

### 5.1 Metodo Cinematico

Il metodo cinematico, particolarmente adatto per bacini di estensione limitata si basa sul fatto che la portata dipende dalle caratteristiche proprie del bacino sotteso e dall'evento pluviometrico in relazione alla sua durata. S'ipotizza che venga raggiunta la massima portata quando i contributi di tutto il bacino raggiungono la sezione in esame; il tempo necessario affinché questo avvenga è detto tempo di corrivazione o di ritardo (*dato dalla somma del tempo di accesso + tempo di rete*). La valutazione della portata prevista allo sbocco viene calcolata utilizzando la seguente formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

dove:

$Q$ : portata al colmo di piena [mc/s]

$\varphi$ : coefficiente d'afflusso medio del bacino [adim], di valore pari a "1" per superficie scarsamente permeabile quale un piazzale asfaltato e/o cementato

$i$ : intensità di pioggia critica (intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione  $t_c$ ) [mm/h]

$S$ : superficie del bacino [ha]

Il coefficiente udometrico  $u$  [mm/h] è dato da:

$$u = \varphi \cdot i$$

Il metodo cinematico si basa sul concetto di *tempo di corrivazione* inteso come il tempo necessario affinché una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione.

Turazza ha dimostrato che, in relazione alla curva di possibilità climatica prevista, una pioggia che abbia la massima altezza possibile per una durata pari al tempo di corrivazione, risulta quella critica per la rete.

Nel caso in esame l'intera area oggetto dell'intervento è stata suddivisa in 3 sottobacini ognuno dei quali è munito di griglia di captazione posta nella sezione di chiusura dello stesso sottobacino. Per ciascun sottobacino sono stati calcolati il tempo di accesso alla rete di drenaggio e quindi l'intensità di pioggia critica. I suddetti valori di intensità sono stati poi presi in considerazione nel calcolo della portata di acque dilavanti il piazzale che ogni punto di captazione dovrà essere in grado di convogliare nella rete di smaltimento idrico. In base a tali valori di portata sono state dimensionate le griglie – caditoie. La seguente tabella riporta i valori ottenuti:

AREA	Superficie Scolante S (mq)	ta (h)	i(mm/h)	hc(mm)	Qp (l/s)
Sottobacino 1	700	0,037	313,6	12	18,78
Sottobacino 2	1860	0,027	313,6	12	49,9
Sottobacino 3	600	0,032	342,13	11	17,6

Tabella 5 Portate di acque dilavanti il piazzale che ogni punto di captazione dovrà essere in grado di convogliare nella rete di smaltimento idrico

Al tempo di accesso alla rete di drenaggio  $t_a$  è stato sommato il tempo di rete avendo imposto in prima approssimazione una velocità di flusso in condotta pari ad 2 m/s. Si è ottenuto in tale maniera il tempo di corrivazione  $t_c$  delle superfici scolanti alle quali è stato imposto un coefficiente di deflusso pari a 1 trattandosi di piazzale cementato.

Si è pervenuti così alla valutazione delle portate di piena relative al lotto oggetto di intervento:

AREA	Superficie Scolante S (mq)	$t_a$ (h)	$t_r$ (h)	$t_c$ (h)	$i$ (mm/h)	$h_c$ (mm)	$Q_p$ (l/s)
Sottobacino 1	700	0,037	0,016	0,053	244,34	13	14,6
Sottobacino 2	1860+Sottob. 1	0,027	0,023	0,05	255,88	13	40,7
Sottobacino 3	600	0,032	0,012	0,045	273,32	12	14,0

**Tabella 6 Portate di piena relative all'area oggetto di intervento ed interessanti la stazione di trattamento terminale delle reti idrauliche**

Fissando a priori velocità e pendenza ipotetici della tubazione in PVC, si è calcolata la portata massima smaltibile.

Così, adottando la formula di Gauckler-Strickler, il diametro teorico  $D$  è dato dalla formula:

$$D = 2 \left[ \frac{Q}{K_s \cdot \frac{A}{r^2} \cdot \left( \frac{R}{r} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}} \right]^{3/8}$$

dove:

$Q$ = portata ( $m^3/s$ )

$A/r^2$  e  $R/r$  =grandezze geometriche normalizzate per sezioni circolari (adim) ( $A$ = sezione bagnata e  $R$ =raggio idraulico)

$K_s$  = coefficiente di Gauckler – Strickler, pari a  $80 m^{1/3} s^{-1}$  per tubazioni in PVC

$i$  = pendenza

ottenuta dalla nota relazione di Chezy:

$$v = \chi \sqrt{Ri}$$

Una volta ricavato il valore del diametro teorico si è preso il diametro commerciale immediatamente superiore.

Nel dimensionare la tubazione, diversa da quello commerciale, si è tenuto conto che il funzionamento del canale è a pelo libero e che va lasciato un franco di sicurezza affinché non ci siano problemi di moto vario; per questo motivo si è imposto un tirante idrico  $h/d = 0,8$ .

Da tale grado di riempimento, usando la portata di progetto e usando le scale di deflusso normalizzate per sezioni circolari, è stata dimensionata la tubazione.

Utilizzando i valori dei diametri commerciali ottenuti sono stati verificati il grado di riempimento ( $0,65 < h/d < 0,8$ ) e le velocità ( $0,5 m/s < V < 4 m/s$ ) attraverso delle interpolazioni di dati sulle scale di deflusso. Questa verifica garantisce il corretto funzionamento della rete.

Vista l'entità contenuta dei volumi in gioco, il calcolo proposto verifica l'adeguatezza di un tubo di PVC di diametri compresi tra 200 e 400 mm rispetto alla portata convogliata dall'intero sistema di raccolta acque.

## **5.2 Calcolo della portata nelle caditoie a salto sul fondo**

Le acque meteoriche cadute sul piazzale saranno intercettate da caditoie a salto sul fondo che scaricano la portata in un pozzetto alla cui sommità vi è una griglia, le cui barre, per motivi di efficienza idraulica saranno poste in senso longitudinale.

Per calcolare le portate delle caditoie si utilizzerà una formula sperimentale (manuale di Progettazione Artina):

$$Q = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0,5} \left( h - \frac{W}{tg \vartheta} \right)^{-0,5}$$

Dove:

Q= portata in cunetta

L= lunghezza della luce della caditoia

h= altezza della corrente in cunetta (0,4 m)

g= accelerazione di gravità (9,82m/s<sup>2</sup>)

W= larghezza della caditoia

ϑ= anangolo compreso tra il fondo trasversale della cunetta e il filo del bordo piazzale

La prima caditoia poste sul piazzale è lunga 10 metri, larga 0,4 metri e profonda 0,5 metri; applicando l'espressione precedente e ponendo h (a favore di sicurezza) pari a 0,3 anziché 0,5 si ricava che la portata in cunetta è pari a 86 l/s; la seconda caditoia conserva le stesse caratteristiche delle precedenti solo che è lunga 30 metri quindi la portata risulta essere pari a 89 l/s; la terza caditoia conserva le stesse caratteristiche delle precedenti solo che è lunga 10 metri quindi la portata risulta essere pari a 87 l/s; valori che superano di gran lunga le portate di piena previste per il sito in questione (vedi tabella 5).

## 6. Impianto di Trattamento

I primi 5mm di pioggia caduti sul piazzale, che dai calcoli risultano essere pari a 15,80 mc (3160 mq x 5 mm), saranno avviate a un sistema di depurazione di tipo gravimetrico che agisce secondo leggi fisiche con l'ausilio di sistemi coalescenti a pacchi lamellari, prima di essere smaltite negli strati superficiali del sottosuolo da un impianto di subirrigazione.

Le acque di seconda pioggia saranno ugualmente trattate fisicamente prima di essere anch'esse smaltite negli strati superficiali del suolo dallo stesso impianto di subirrigazione.

### 6.1 Dimensionamento dell'impianto di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia

#### Dimensionamento in base alla portata di progetto

La vasca di trattamento delle acque di prima pioggia è stata dimensionata per un volume di invaso pari al prodotto della superficie impermeabilizzata per 5 mm di altezza di pioggia:

Sup. impermeabile [mq]	Volume vasca [mc]
3.160	15,80

L'ingresso di questa vasca sarà dotato di una valvola antiriflusso che si chiuderà nel momento in cui l'acqua avrà raggiunto il livello massimo; passando dal pozzetto scolmatore al sistema di trattamento delle acque di seconda pioggia.

La capacità di trattamento minima di questo comparto sarà:

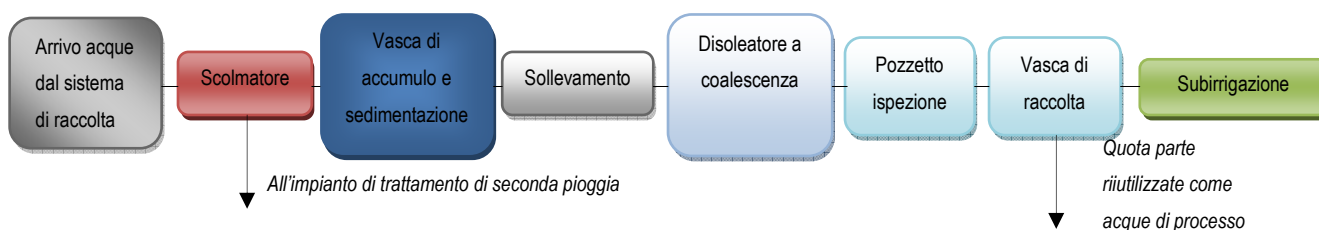
15,8 mc/ 48h= 16.300 l/ 2880 min = 5,5 l/min

Che corrisponde anche alla portata di scarico nel corpo ricettore.

Successivamente, le acque di prima pioggia, attraverso una elettropompa sommersa, vengono rilanciate con portata controllata alla sezione di disoleazione dove, per i tempi stazionamento e per particolari apparecchiature in esso contenute, avviene la separazione della massima parte degli oli e/o idrocarburi eventualmente presenti.

Il ciclo di funzionamento della pompa è impostato in modo tale che dopo 48 ore, in accordo con quanto definito al punto 3.1., lettera b), Appendice A1 del Piano Direttore della Regione Puglia, il settore di accumulo sia vuoto e pronto a ricevere un nuovo evento meteorico.

Le acque così trattate verranno poi inviate in un pozzetto di campionamento e per ultimo in una vasca di accumulo acque trattate prima del recapito finale in subirrigazione (anche se quota parte delle stesse acque verranno riutilizzate come acque di processo).



## 6.2 Dimensionamento della vasca di trattamento delle acque di seconda pioggia

Per dimensionare la vasca di trattamento di seconda pioggia partiamo dalla portata meteorica massima corrispondente all'altezza di pioggia max di durata 15 min (21,4 mm); 5 mm di pioggia in 15 minuti corrisponde a una portata di 50m³/ha\*15' e quindi a 55,6litri/sec\*ha ossia 77,7 l/sec e quindi il volume totale di pioggia afferente 1h sulla superficie scolante è circa 70 m³. La portata di seconda pioggia è pari a:

$$Q_{2^a p} = (V_{tot} - V_{1^a p}) / (\tau_{tot} - \tau_{1^a p}) = (70 - 16,35) / (3600 - 900) = 19,9 [l / s]$$

In via cautelativa consideriamo 30 [l / s] come portata di seconda pioggia

<b>parametri di dimensionamento del dissabbiatore/disoleatore</b>	
Tempo di ritenzione Tr a Qmax	2 – 5 min
Profondità h	0,75 – 2,5 m
Carico idraulico superficiale max Cis	< 50 mc/mq*h
L/B	3:1 a 5:1
B/H	1:1 a 5:1

**procedura di dimensionamento**

Avendo un  $Q_{max} = 30 \text{ l/s} = 108 \text{ m}^3/\text{h}$

1) Calcolo del volume V:

$$V (\text{m}^3) = Q_{max, pioggia} * Tr (\underline{5\text{min}}) = 9 \text{ m}^3$$

2) Calcolo della superficie A, assumendo  $H = 1,5 \text{ m}$

$$A (\text{m}^2) = V / H = 6 \text{ m}^2 \text{ che maggioriamo in via cautelativa portandolo a } 7 \text{ m}^2$$

3) Verifico il Cis

$$Cis = Q_{max}/A = 18 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h} \text{ (verificato)}$$

4) Calcolo la lunghezza, assumendo  $B = 1,5 \text{ m}$

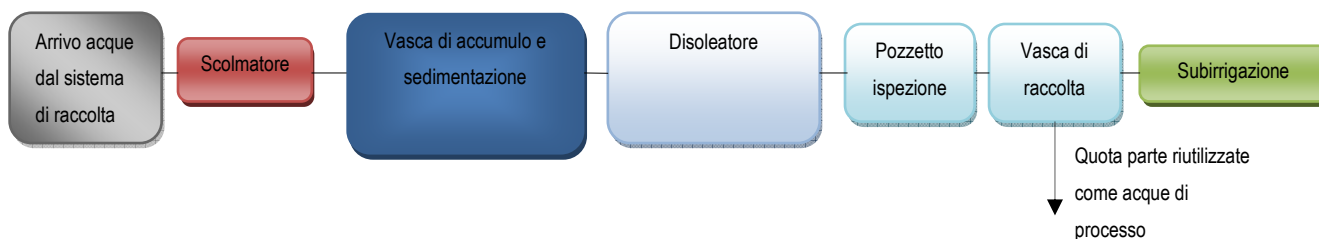
$$L = A/B = 4,5 \text{ m}$$

Per stabilire se la vasca assolve anche al compito di sedimentatore delle sabbie (e, in generale, delle particelle minerali di diametro 0,1 mm) si valuta il tempo di sedimentazione  $T_s$  di queste ultime:

$$T_s = H / v_s = 1,5 / 0,007 = 214,3 \text{ s} = 3,57 \text{ min}$$

Il valore "0,007" equivale alla velocità di sedimentazione delle particelle di sabbia di diametro pari a 0,1mm secondo la legge di Stokes.

Confrontando il tempo di sedimentazione col tempo di permanenza si deduce che la vasca, in presenza della portata meteorica massima  $Q_{max}$  è in grado di far sedimentare le sabbie.



### 6.3 Impianto di subirrigazione

Il recapito finale delle acque di pioggia opportunamente trattate è costituito da una condotta disperdente in PVC di diametro 150 mm opportunamente forata.

Le condotte saranno poste in una trincea della profondità di 70 cm. Le condotte saranno avvolte da una massa ghiaiosa di granulometria compresa tra 40 e 70 mm; la parte superiore della trincea, prima di essere coperta con il terreno da scavo, sarà protetta con uno strato di "tessuto non tessuto" che impedisce l'intasamento del terreno sovrastante ma nel contempo garantisce l'aerazione del sistema drenate.

Lungo l'asse della condotta disperdente saranno messe a dimora piante sempreverdi ad elevato apparato fogliare che consentono il rapido smaltimento delle acque mediante evapotraspirazione.

Le tubazioni disperdenti avranno una pendenza variabile tra lo 0,2% e lo 0,5%;

Il volume di progetto da smaltire risulta pertanto pari a circa 50 mc.

La procedura seguita per il dimensionamento delle trincee drenanti ha tenuto conto delle caratteristiche del terreno (ricavate dall'indagine geologica), delle caratteristiche del materiale utilizzato per realizzare la trincea, delle dimensioni dello spazio a disposizione.

La superficie di dispersione del dreno è stata calcolata con la seguente espressione generale, derivata dalla Legge di Darcy:

$$A = \frac{V}{(n \cdot h + k \cdot t)}$$

dove:

A = superficie di infiltrazione della trincea [ mq ]

V = volume totale da smaltire [mc]

n = porosità del materiale costituente la trincea

h = profondità della trincea [ m ]

k = coefficiente di permeabilità del terreno naturale [ m/s ]

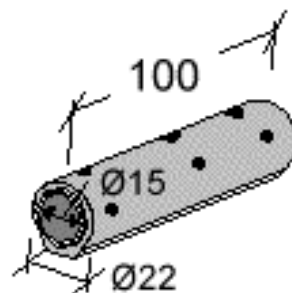
t = tempo necessario per la dispersione del volume V [ s ]

L'espressione generale riportata tiene conto sia della capacità drenante naturale del terreno, sia della capacità di stoccaggio della trincea, data dal volume di accumulo effettivo, che dipende dalla porosità del materiale messo in opera.

Visto gli spazi a disposizione si è optato per realizzare due trincee uguali di profondità  $h = 0,70$  m.

Assumendo come porosità della ghiaia pulita utilizzata per il riempimento della trincea  $n = 0,30$  e come permeabilità del terreno esistente il valore desunto dalla relazione geologica a firma del Dott. Stefani  $k = 4,4 \cdot 10^{-5}$  m/s, l'espressione sopra riportata fornisce per A un valore di circa 100 mq.

La lunghezza delle due trincee può quindi essere calcolata con la seguente espressione derivata dalla prima:



$$L = \frac{V}{(b \cdot k \cdot t)}$$

che fornisce un valore pari a circa 70 m.

Pertanto, si è scelto di posizionare 2 tronchi disperdenti della lunghezza pari a 35 m.

## **7. Riutilizzo acque trattate**

Il comma 2 dell'art. 2 del Regolamento Regionale Approvato con Delibera di Giunta Regionale n. 1915 del 15.10.2013 recita testualmente "In coerenza con le finalità della Legge Regionale n. 13/2008, è obbligatorio il riutilizzo delle acque meteoriche di dilavamento finalizzato alle necessità irrigue, domestiche, industriali ed altri usi consentiti dalla legge".

Nel pieno rispetto della D.G.R. su citata quota parte delle acque meteoriche trattate verranno riutilizzate come:

1. Acque di processo per la produzione del biodiesel;
2. per innaffiare il verde;
3. per gli sciacquoni dei servizi igienici.



## **8. Acque reflue assimilate alle domestiche**

Le acque reflue in questione derivano da *“un’attività di produzione le cui acque reflue sono costituite esclusivamente dallo scarico di acque derivanti dal metabolismo umano e da attività domestiche”* (art. 3 comma 1 lett. a del R.R. 26/2011) non recapitanti nella rete fognaria; quindi ai sensi dell’art. 3 comma 1 dello stesso regolamento sono assimilati alle acque reflue domestiche.

Il dimensionamento dell’impianto sarà effettuato tenendo conto della crescita di personale all’interno dell’azienda fino a 4 addetti per ufficio e 6 addetti all’officina.

### **8.1 Calcolo degli A.E.**

Considerando

- 1 A.E. ogni 3 addetti per ufficio
- 1 A.E. ogni 2 addetti all’officina

il n° di A.E. totale è pari a 5.

### **8.2 Trattamento Appropriato e riutilizzo**

Dalla Tabella B dell’Allegato 2 del R.R. 26/2011 per lo scarico in questione non sono richiesti limiti allo scarico ma è sufficiente la verifica sul rispetto dei requisiti minimi di dimensionamento in quanto si tratta di un numero di A.E. ≤ 50 ed il recapito finale è il suolo.

La Tabella C dell’Allegato 3 del suddetto R.R. individua i trattamenti appropriati in funzione del recapito e del numero di A.E., per il caso in questione come trattamento appropriato si è individuato un trattamento primario con fossa settica di tipo Imhoff e come trattamenti secondari l’ossidazione, la fitodepurazione per il successivo riutilizzo ai fini produttivi.

Le acque reflue dopo gli opportuni trattamenti, verranno stoccate in una cisterna a tenuta e utilizzate per la produzione del biodisel. L’impianto che si andrà a realizzare ha bisogno di circa 100 litri di acqua al giorno.

#### **8.2.1 Dimensionamento fossa Imhoff**

La fossa Imhoff nel suo interno sarà suddivisa in due comparti nettamente distinti: uno superiore dove verrà trattato il liquame e uno inferiore dove sarà trattato il fango. Nel primo comparto si avrà la decantazione dei solidi sedimentabili e la flottazione dei grassi presenti nei liquami; nel secondo comparto si avrà la raccolta e la digestione dei fanghi sedimentati per via anaerobica. Così trattati questi ultimi verranno completamente mineralizzati.

Ai sensi punto 1.2 dell’Allegato 4 del Regolamento Regionale n° 26/2011 l’ubicazione delle vasche sarà esterna all’edificio e distante almeno 5 m dai muri perimetrali di fondazione e non meno di 20 m da condotte, pozzi o serbatoi di acqua potabile. La vasca sarà interrata ed avrà accesso dall’alto per mezzo di apposito vano ed sarà munita di tubo di ventilazione.

La Nef s.r.l. ha un numero di A.E.  $\leq 30$ , quindi, ai sensi del punto 1.2 dell'Allegato 4 del R.R. n. 26/2011, si prevederà l'istallazione di una fossa imhoff con *Volume di Sedimentazione* pari a 1mc e *Volume di Digestione* pari a 4 mc.

Il fango verrà asportato con periodicità almeno trimestrale ad opera di ditte autorizzate allo smaltimento.

#### **9. Approvvigionamento idrico per uso potabile**

Per l'approvvigionamento idrico per uso potabile si metteranno a disposizione del personale dipendente e non dipendente delle bottiglie di acqua minerale.

Crispiano, novembre 2014

**Il Progettista**

