



CITTA' DI SPINAZZOLA
prov. di Barletta-Andria-Trani
REGIONE PUGLIA

IMPIANTO AGROVOLTAICO "ATLANTE"
della potenza di 53 MW in AC e 60,18 MW in DC

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



ATLANTE Srl
P.IVA: 08447050728,
Sede legale: Via Guido D'Arezzo, 15
20145, MILANO (MI)
E-mail: atlante10@pec.it, atlante10srl@gmail.com

PROGETTAZIONE:



TÈKNE srl
Via Vincenzo Gioberti, 11 - 76123 ANDRIA
Tel +39 0883 553714 - 552841 - Fax +39 0883 552915
www.gruppotekne.it e-mail: contatti@gruppotekne.it



PROGETTISTA:
Ing. Renato Pertuso
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:
dott. Renato Mansi



PD

RELAZIONE ACQUE METEORICHE

Tavola: **RE22**

Filename:
TKA696-PD-RE22-Relazione impianto acque meteoriche ampliamento SE-R0.doc

Data 1°emissione: Gennaio 2023		Redatto: F. RICCO	Verificato: G.PERTOSO	Approvato: R.PERTUSO	Scala:	Protocollo Tekne:
n° revisione	1					TKA696
	2					
	3					
	4					

°REGIONE BASILICATA - COMUNE DI GENZANO DI LUCANIA (PZ)

INDICE

1 INTRODUZIONE..... 2

2 Normativa di riferimento..... 5

3 Analisi regionale dei massimi annuali delle precipitazioni in Basilicata..... 6

3.1 Pluviometria 9

3.2 Idrometria..... 10

3.3 3° Livello di regionalizzazione: leggi di probabilità pluviometriche 12

4 Determinazione della portata al colmo di piena 16

5 Impianto di trattamento con svuotamento in continuo 18

6 Dimensionamento condotta..... 19

7 Dimensionamento dell’impianto di trattamento in continuo..... 22

7.1 Dimensionamento del volume di sedimentazione..... 22

7.2 Dimensionamento del disoleatore secondo UNI EN 858-1..... 25

7.2 Scelta dell’impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo..... 26

7.4 Recapito finale: vasche di accumulo e trincee drenanti per acque meteoriche 29

PD	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	<i>GENNAIO 2023</i>	<i>F. RICCO</i>	<i>G. PERTOSO</i>	<i>R. PERTUSO</i>	TKA696-PD-RE22
PROGETTO						

1 INTRODUZIONE

L'attività in oggetto consiste nel dimensionamento della rete di raccolta e trattamento delle acque meteoriche che interessano l'ampliamento della stazione elettrica Terna 380/150 kV sita nel territorio di Genzano di Lucania (PZ). Le acque saranno convogliate nell'*impianto di trattamento* mediante una tubazione, opportunamente dimensionata, in polietilene ad alta densità tipo Ecopal coestruso a doppia parete, liscia internamente e corrugata esternamente, per condotte di scarico interrate non in pressione, prodotto in conformità alla norma europea UNI EN 13476.

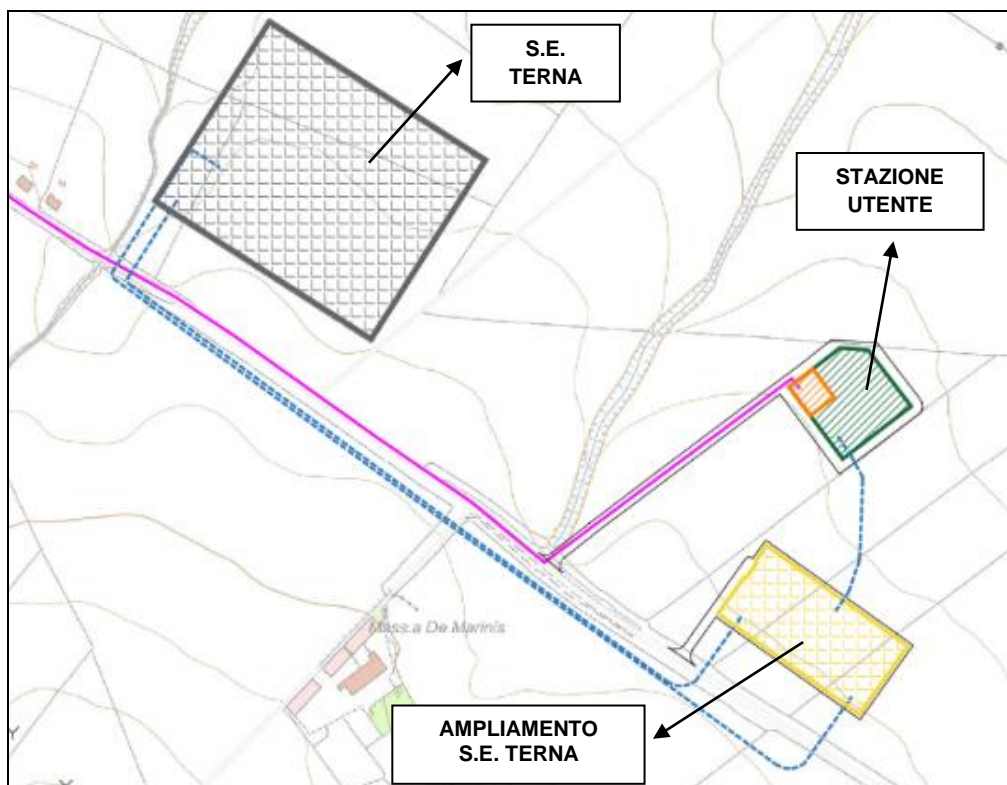


Figura 1. 1 Stazione Elettrica Terna 380/150 kV “Genzano di Lucania” e ampliamento stazione elettrica

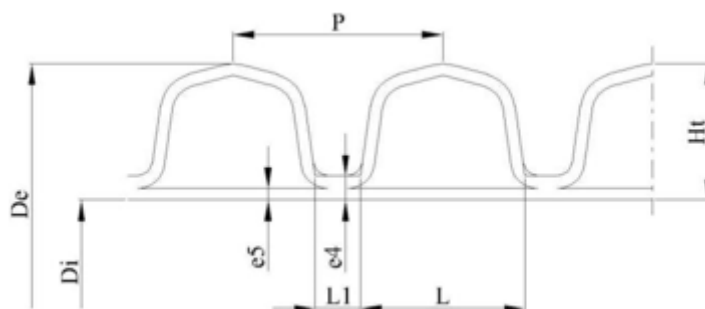


Figura 1. 2 Sezione tubo corrugato

L'ampliamento della stazione elettrica Terna occupa una superficie complessiva di 15 865 m², di cui 11 069 m² permeabili e 4796 m² impermeabili (copertura e piazzale).

Le acque meteoriche saranno intercettate da caditoie in calcestruzzo di dimensioni 60x60 cm collocate sulle superfici pavimentate ed impermeabili, ad una distanza di 20 m l'una dall'altra le quali convogliano l'acqua nei pozzetti di testata adiacenti. Da qui l'acqua, mediante le condotte, sarà indirizzata nell'impianto di trattamento del tipo "in continuo", dove avverrà la dissabbiatura e la disoleazione in grado di garantire il rispetto dei valori riportati nella *tabella 4 dell'Allegato V* alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Lo svuotamento in continuo costituisce il sistema più semplice dal punto di vista costruttivo e gestionale; esso è composto da una vasca separata in due comparti quali dissabbiatore e disoleatore con filtro a coalescenza dimensionata su eventi meteorici di breve durata e forte intensità ed è privo di organi meccanici.

Il refluo trattato verrà fatto confluire in una vasca di accumulo interrata destinata al riutilizzo irriguo. Il troppo pieno della vasca di accumulo verrà fatto confluire sul suolo mediante trincee drenanti in quanto la zona in oggetto è sprovvista di fognatura bianca.

La presente relazione è relativa agli impianti per la raccolta, il trattamento, lo smaltimento e riutilizzo delle acque meteoriche di prima e seconda pioggia che dilavano dall'ampliamento della stazione elettrica sita nel comune di Genzano di Lucania (PZ), ai sensi del REGOLAMENTO REGIONALE 29 maggio 2017, n. 9 "LINEE GUIDA REGIONALI in materia di approvazione dei progetti degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane, autorizzazione provvisoria, disciplina e regimi amministrativi degli scarichi di acque reflue domestiche e di acque reflue urbane" e nel rispetto dei principi dettati dal Piano regionale di Tutela delle Acque approvato con D.G.R. n.1888 del 21/12/2008.

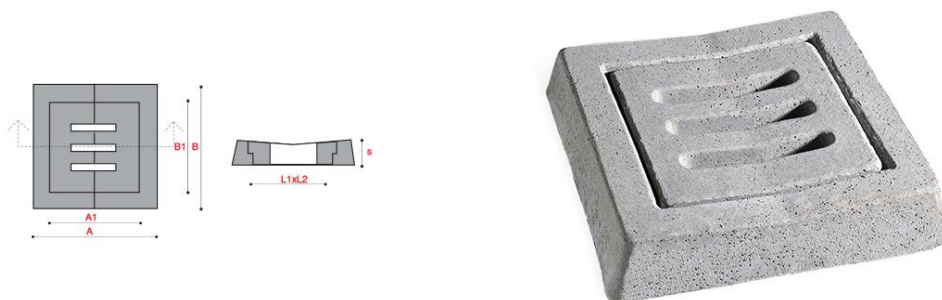


Figura 1. 3 Caditoie in calcestruzzo



Figura 1.4 Pozzo disperdente

2 Normativa di riferimento

La LEGGE REGIONALE 29 maggio 2017 N. 9 - ART. 5 “LINEE GUIDA REGIONALI in materia di approvazione dei progetti degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane, autorizzazione provvisoria, disciplina e regimi amministrativi degli scarichi di acque reflue domestiche e di acque reflue urbane” , nel rispetto delle disposizioni del decreto legislativo 3 aprile 2006 n.152 in attuazione di quanto previsto *all’articolo 5 della Legge Regionale del 29 maggio 2017, n. 9 disciplinano anche il dimensionamento degli impianti di depurazione con potenzialità inferiore a 2000 AE, dei sistemi di trattamento per gli scarichi di acque reflue domestiche e assimilate non recapitanti in fognatura, degli scaricatori di piena e dei sistemi di trattamento acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, degli impianti di fitodepurazione.*

L’articolo 1 dell’allegato 2 del REGOLAMENTO REGIONALE 29 maggio 2017, n. 9 “Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia” definisce:

- **acque meteoriche di dilavamento:** la parte delle acque di una precipitazione atmosferica che, non assorbita o evaporata, dilava le superfici scolanti;
- **acque di prima pioggia** quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche;
- **acque di seconda pioggia:** la parte delle acque meteoriche di dilavamento eccedente le acque di prima pioggia;
- **acque di lavaggio:** e acque, comunque approvvigionate, attinte o recuperate, utilizzate per il lavaggio delle superfici di cui alla lettera f) e qualsiasi altra acqua di origine non meteorica venga ad interessare le medesime superfici direttamente o indirettamente;
- **rete di raccolta delle acque meteoriche** l’insieme delle condotte utilizzate per la raccolta separata ed il convogliamento delle acque meteoriche di dilavamento e di quelle di lavaggio relative alle superfici scolanti.

Le acque meteoriche ricadenti nella zona oggetto dell’intervento saranno trattate in impianti con funzionamento in continuo in grado di garantire la grigliatura, la dissabbiatura e la disoleazione, sulla base della portata stimata secondo le caratteristiche pluviometriche *dell’area da cui dilavano per un tempo di ritorno pari a 5 anni.*

Il progetto prevede l’impiego di un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, conforme alla Norma UNI EN 858-1, nel quale i reflui subiscono un trattamento depurativo che comprende, oltre alla grigliatura ed alla dissabbiatura prevista dal Piano Direttore, anche la disoleazione, garantendo quindi il rispetto dei limiti allo scarico sul

suolo o negli strati superficiali del sottosuolo previsti dalla tabella 4 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Lo svuotamento del dissabbiatore/disoleatore avverrà in continuo, *anche durante l'evento meteorico* ed il recapito finale è nella vasca di accumulo per il riutilizzo irriguo, mentre il troppo pieno verrà scaricato ad una profondità di 40 cm dal piano campagna negli strati superficiali del terreno mediante trincee drenanti.

3 Analisi regionale dei massimi annuali delle precipitazioni in Basilicata

Il Progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, ha l'obiettivo di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali.

Scopo di tale Rapporto è quello di fornire uno strumento ed una guida ai ricercatori ed ai tecnici operanti sul territorio, per comprendere i fenomeni coinvolti nella produzione delle portate di piena naturali e per effettuare previsioni sui valori futuri delle piene in una sezione di un bacino idrografico non regolato.

L'uso del presente Rapporto permette di ottenere stime delle portate di piena di assegnata frequenza sufficientemente attendibili per scopi di progettazione e pianificazione del territorio.

L'analisi regionale è stata implementata in tutta Italia dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR ed è entrata a far parte del PAI di tutte le Autorità di Bacino italiane. Mediante l'analisi regionale possiamo usare dei dati rilevati in siti diversi per colmare lacune di conoscenza delle osservazioni in bacini non strumentati appartenenti alla regione che stiamo considerando.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi (massimi annuali delle precipitazioni e massimi annuali delle portate fluviali) può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione di probabilità che si è deciso di adottare, e che sono via via più ampie man mano che l'ordine dei parametri aumenta (P. Claps et al.).

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). Per l'individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello si è fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Iritano, 1994).

La regione in esame è quella relativa ai bacini del versante ionico della Basilicata (Figura 3.1), che comprende i bacini del Bradano, del Basento, del Cavone, dell'Agri e del Sinni e misura circa 8500

Tabella 1 Principali statistiche delle serie storiche dei massimi annuali delle portate al colmo di piena

Cod.	Stazione	n° dati	Media	C _v	C _a
1.1	Bradano a S.Giuliano	17	507	0.79	1.03
1.3	Bradano a p.te Colonna	32	202	0.76	1.21
2.0	Basento a Menzena	24	401	0.63	1.57
2.1	Basento a Gallipoli	38	353	0.63	2.25
2.3	Basento a Pignola	28	35	0.43	1.1
3.2	Agri a Tarangelo	32	189	0.38	0.75
3.4	Agri a Le Tempe	27	87	0.15	0.55
4.0	Sinni a Valsinni	22	555	0.55	2.42
4.1	Sinni a Pizzutello	19	262	0.25	0.75

Tab. 9.1. Principali statistiche delle serie storiche dei massimi annuali delle portate al colmo di piena.

3.1 Pluviometria

L'analisi condotta sulle piogge giornaliere, consente di accogliere l'ipotesi che 70 stazioni appartengano ad una zona unica A e le restanti 8 ricadano nella zona B; entro le due zone si possono ritenere costanti i valori teorici dei parametri Θ e Λ .

I parametri regionali stimati al primo ed al secondo livello sono quelli riportati nella tabella successiva:

Tabella 2 Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Basilicata

Sottozona	Λ^*	θ^*	Λ_1	η
A	0.104	2.632	20.64	3.841
B	0.104	2.632	55.23	4.825

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della SZO pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita K_T :

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})} \quad (1)$$

Fissato un valore T del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita K_T .

Si riportano di seguito i valori di K_T ottenuti numericamente dalla relazione per alcuni valori del periodo di ritorno:

Tabella 3 Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge in Basilicata, per alcuni valori del periodo di ritorno T

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (SZOA)	0.92	1.25	1.49	1.74	1.83	2.03	2.14	2.49	2.91	3.50	3.97
K_T (SZOB)	0.97	1.10	1.20	1.30	1.34	1.42	1.46	1.61	1.78	2.02	2.21

Dati i valori assunti dai parametri della distribuzione TCEV in Basilicata si determinano i valori di K_T per ciascuna sottozona:

$$(SZO A) K_T = -0.7628 + 0.6852 \ln T$$

$$(SZO B) K_T = -0.4032 + 0.5455 \ln T$$

3.2 Idrometria

Al I° livello di regionalizzazione si sono assunti validi, per la Basilicata, i parametri λ^* e θ^* nazionali. Si è infatti ritenuto che la rappresentatività delle serie dei dati disponibili fosse troppo bassa (poche serie e non eccessivamente lunghe) per mettere in *discussione l'ipotesi di appartenenza* della Basilicata alla zona unica nazionale nella quale λ^* e θ^* sono ipotizzati costanti.

I valori assunti, validi per *tutta l'Italia appenninica ed insulare, ad eccezione della Sardegna*, sono:

$$\theta^* = 2.654; \lambda^* = 0.350$$

ai quali corrisponde un coefficiente di asimmetria teorico $Ca = 2.32$.

Al secondo livello si è effettuata, per ogni singolo sito idrometrografico, la stima regionale del parametro della TCEV, avendo vincolato la stima a λ^* e θ^* per i quali si sono assunti i valori nazionali. La procedura di stima utilizzata è quella di massima verosimiglianza (MV). I risultati vengono riportati nella tabella 4, in cui si è escluso il valore di Agri a Le Tempe, inammissibile: data l'ampia variabilità osservata, si è portati ad escludere *l'ipotesi che i bacini lucani possano appartenere ad una sottozona unica omogenea rispetto al parametro λ_1* . *D'altra parte*, ciò è in accordo con la variabilità dei parametri geomorfoclimatici che è possibile notare passando da un *bacino all'altro*. *Riguardando infatti i risultati raggruppati per bacino è possibile individuare tre sottozone omogenee (Figura 3):*

- **Sottozona A:** *si identifica praticamente con l'intero bacino del Bradano. Tale bacino è in assoluto quello caratterizzato dalla maggiore aridità di tutta la regione, caratteristica che induce bassi valori di λ_1 , tra le altre cose, anche a causa del fatto che il suolo è il più delle volte asciutto prima delle piene. Va poi rimarcata la presenza di zone carsiche all'interno del bacino.*

- **Sottozona B:** comprendente il medio e basso bacino del Basento, le cui caratteristiche sono non molto dissimili da quelle della zona A, anche se il numero medio degli eventi è leggermente maggiore. Ai fini di questa suddivisione, il basso Basento si può approssimativamente far iniziare a valle della città di Potenza.
- **Sottozona C:** dove si fa rientrare l'Agri, il Sinni e l'alto bacino del Basento ovvero la zona a monte di Potenza. In quest'ultima sottozona il numero degli eventi piovosi significativi ai fini delle piene è molto maggiore rispetto agli altri bacini del versante ionico.

La stima del parametro λ_1 regionale è stata effettuata quindi separatamente per le tre sottozone computando la media pesata del parametro Cv_1

$$Cv_1 = \frac{0.557}{(\log \Lambda_1 - 0.251)}$$

I valori regionali ottenuti per λ_1 relativamente ad ogni sottozona omogenea sono riportati in tabella 4.

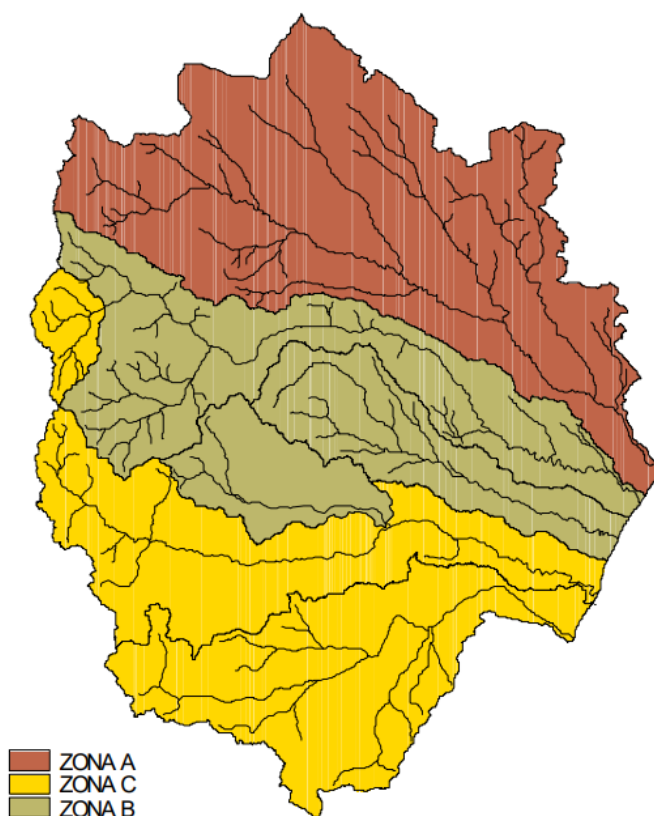


Figura 3. 3 Sottozone omogenee regione Basilicata

Tabella 4 Valori regionali di λ_1 per le sottozone idrometriche considerate

	Stazione	C_V	Λ_1	C_{V_1}	$C_{V_{1med}}$	Λ_{1REG}
Zona A	Bradano a S.Giuliano	0.79	2.9757	0.7687	0.694	3.561
	Bradano a p.te Colonna	0.76	4.4492	0.6194		
Zona B	Basento a Menzена	0.63	6.4369	0.5256	0.500	7.302
	Basento a Gallipoli	0.63	8.3992	0.4739		
Zona C	Basento a Pignola	0.43	19.8687	0.3595	0.355	20.849
	Agri a Tarangelo	0.38	20.2427	0.3576		
	Sinni a Valsinni	0.55	19.7996	0.3598		
	Sinni a Pizzutello	0.25	23.8833	0.3419		

In definitiva, i valori dei parametri della distribuzione TCEV, per l'intera Basilicata, vengono riportati nella successiva tabella 5.

Tabella 5 Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Basilicata

Sottozona	Λ^*	θ^*	Λ_1	η
A	0.350	2.654	3.56	2.598
B	0.350	2.654	7.30	3.316
C	0.350	2.654	20.8	4.363

Si riportano, inoltre, in Tab. i valori di K_T ottenuti numericamente dalla (1) per alcuni valori del periodo di ritorno T.

Tabella 6 valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piene in Basilicata, per alcuni valori del periodo di ritorno T.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (SZOA)	0.81	1.44	1.96	2.55	2.76	3.21	3.43	3.12	4.83	5.76	6.47
K_T (SZOB)	0.85	1.34	1.75	2.21	2.38	2.73	2.90	3.45	4.00	4.73	5.29
K_T (SZOC)	0.89	1.26	1.57	1.92	2.05	2.31	2.45	2.86	3.28	3.84	4.26

3.3 3° Livello di regionalizzazione: leggi di probabilità pluviometriche

Obiettivo del terzo livello di regionalizzazione dei massimi annuali delle piogge brevi è la definizione di relazioni utili alla valutazione del valor medio della distribuzione del massimo annuale della grandezza di interesse in un generico sito, o come valore caratteristico di un'area.

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

$$m[h(d)] = a d^n$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito e d la durata dell'evento di pioggia.

Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

L'individuazione delle aree omogenee al terzo livello avviene solitamente con riferimento alle medie delle piogge giornaliere, sempre per ragioni legate alla maggiore disponibilità di stazioni e dati/stazione.

Tuttavia, per la regione in indagine, precedenti analisi sulla variabilità spaziale di $m(h)$ [Dell'Aera, 1991; Gabriele e Iritano, 1994] non hanno consentito di individuare aree nelle quali fossero evidenti legami quali quelli sopra accennati.

In assenza delle indicazioni su eventuali aree omogenee al III livello, l'analisi delle medie delle piogge brevi è consistita nell'identificazione delle isoiete di $m[h(d)]$, per le diverse durate, utilizzando un metodo geostatistico, il kriging. Tale metodo, a differenza di altri, consente di interpolare tenendo conto della relazione fra la varianza campionaria e la varianza spaziale dei dati, secondo un approccio di tipo stocastico.

Utilizzando tale tecnica, conoscendo i dati relativi alle 55 stazioni pluviografiche considerate nella regione in esame, sono stati calcolati i valori della stima di $m[h(d)]$ in corrispondenza dei nodi di una griglia regolare. Tramite questi valori si sono tracciate le isolinee di $m[h(d)]$, per le durate $d = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore.

Per la regione Basilicata sono stati stimati i valori di a ed n per le 55 stazioni considerate.

Poiché non si sono individuate aree omogenee rispetto alle leggi di probabilità pluviometriche, la loro determinazione su un'area quale può essere, ad es., un bacino idrografico viene determinata a seguito di una operazione di media sui parametri a ed n della legge di pioggia.

Per fornire dati utili per valutazioni idrologiche speditive, questa operazione è stata eseguita non solo per tutti i bacini monitorati in passato dal SIMN in Basilicata, incluse le aree comprese tra sezioni successive lungo il corso d'acqua, ma anche per celle di 10 Km di lato che ricoprono l'intero territorio lucano.

In questo caso si fa riferimento ai valori di a e n riportati in tabella per ciascuna stazione pluviometrica (tabella 7)

Il comune di Genzano di Lucania non ha una stazione pluviometrica e la più prossima all'area di intervento è quella di Spinazzola quindi i valori di a ed n utilizzati per la determinazione della CPP dell'area in esame sono rispettivamente 24.62 e 0.25 .

Tabella 7 Stime dei parametri a ed n della curva di probabilità pluviometrica

Stazione	a	n	Stazione	a	n
Acerenza	19.96	0.31	Monticchio Bagni	23.77	0.32
Altamura	27.25	0.22	Muro Lucano	22.91	0.32
Anzi	19.20	0.29	Nova Siri Scalo	32.40	0.31
Atella	24.06	0.24	Oriolo	29.14	0.38
Calitri	24.48	0.25	Palazzo San Gervasio	20.88	0.29
Castel Lagopesole	23.70	0.29	Pescopagano	24.59	0.35
Castelsaraceno	22.06	0.44	Picerno	20.97	0.26
Cogliandrino	24.68	0.42	Policoro	24.69	0.33
Diga Rendina	22.49	0.23	Potenza	22.51	0.28
Ferrandina	22.62	0.30	Recoleta	20.87	0.35
Forenza	26.29	0.23	Ripacandida	26.30	0.22
Ginosa	30.27	0.26	Rocchetta S. Antonio	26.13	0.22
Gravina in Puglia	34.16	0.19	Rocchetta S. A. scalo	25.58	0.22
Irsina	23.06	0.27	S. Arcangelo	20.50	0.33
Isca di Tramutola	18.99	0.36	S. Chirico Raparo	16.52	0.43
Lacedonia	26.23	0.26	S. Fele	22.42	0.30
Lagonegro	29.35	0.45	S. Mauro Forte	21.35	0.41
Lauria inferiore	32.43	0.41	S. Nicola di Avigliano	18.76	0.29
Lavello	24.68	0.24	S. Severino Lucano	20.15	0.45
Maratea	31.51	0.31	Santeramo in Colle	29.02	0.24
Marsico Nuovo	20.09	0.37	Senise	22.22	0.36
Matera	28.35	0.21	Spinazzola	24.62	0.25
Melfi	23.17	0.34	Terranova del Pollino	22.80	0.47
Metaponto	28.20	0.27	Tolve	19.62	0.32
Minervino	30.66	0.23	Tricarico	19.66	0.35
Moliterno	23.48	0.33	Valsinni	25.26	0.44
Montemilone	25.03	0.24	Venosa	21.49	0.30
Montescaglioso	26.77	0.29			

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 kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

In via cautelativa, vista l'esigua dimensione dell'area oggetto di interesse, il fattore di riduzione Areale K_A verrà considerato pari a 1.

d è la durata dell'evento di pioggia assunto uguale a 1,3,6,12 e 24 ore per la determinazione della curva di possibilità pluviometrica; il valore K_t è stato precedentemente riportato in tabella per i diversi tempi di ritorno sia per la zona A che per la zona B.

$$h_{t,T} = K_T a d^n$$

Pertanto, sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i valori del fattore di crescita proposti al variare del tempo di ritorno dell'evento meteorico e considerando una durata delle piogge di

1,3,6,12,24 ore, è possibile implementare in Excel la curva di possibilità pluviometrica corrispondente a valori di T_R di 5, 10 e 50 anni.

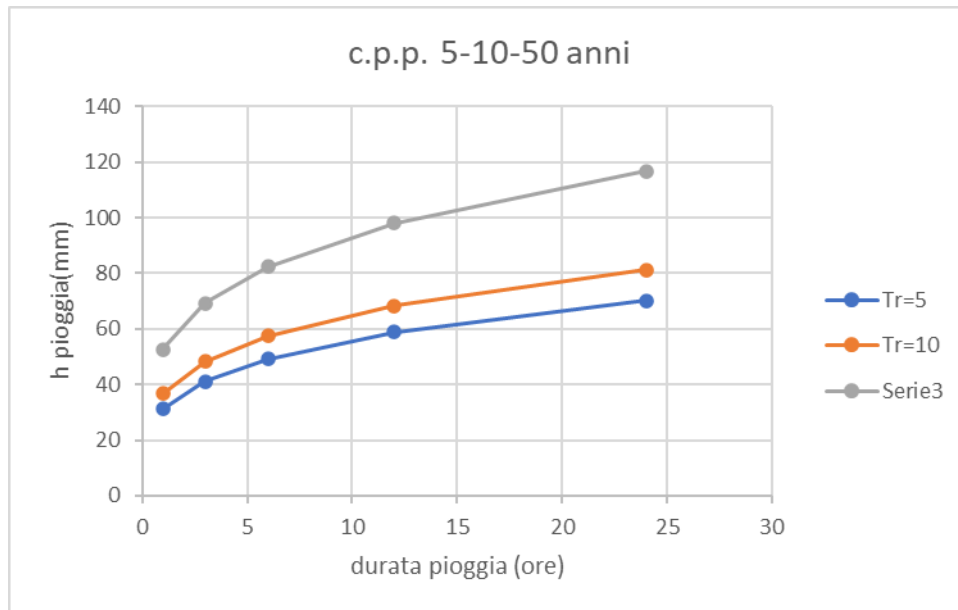


Figura 3. 4 CPP zona in esame

4 Determinazione della portata al colmo di piena

I criteri per la disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, di cui all'art. 113 del D. Lgs 152/06, sono stati riportati dalla Regione Basilicata nella Legge Regionale numero 9 del 29 maggio 2017.

Si definiscono "acque meteoriche di dilavamento" quella parte delle acque di una precipitazione atmosferica che, non assorbita o evaporata, dilava le superfici scolanti; si definiscono "acque di prima pioggia" quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche.

Secondo l'art.3 LR9/2017 tutte le superfici scolanti in cui insistono le attività *di cui all'articolo 2* devono essere impermeabili. In linea generale, per quanto possibile, è necessario limitare al minimo le superfici da impermeabilizzare. Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in *corpo d'acqua* superficiale ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 m³ per ettaro di superficie scolante.

Alle acque meteoriche di dilavamento deve essere destinata una apposita rete di raccolta e convogliamento, munita, nei casi di cui al comma 2, di un sistema di alimentazione delle vasche di prima pioggia che le escluda automaticamente a riempimento avvenuto; la rete deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona, e comunque *quanto meno assumendo che l'evento si verifichi* in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo.

Le acque di prima pioggia e di lavaggio devono essere sottoposte, su indicazione *dell'Autorità competente*, separatamente o congiuntamente alle restanti acque reflue degli edifici od installazioni dalle cui superfici drenanti siano derivate, ai trattamenti necessari ad assicurare il rispetto dei valori limite allo scarico prescritti dall'*articolo 5.1*. Resta fermo che per il conseguimento dei suddetti valori limiti dovranno essere adottati sistemi di trattamento specifici in *relazione all'attività svolta sul piazzale ed alla tipologia di* contaminanti potenzialmente presenti nelle acque meteoriche.

Per il dimensionamento dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia la portata di progetto è stata determinata con la formula razionale:

$$Qp = \frac{\varphi * S(m^2) * h}{3.6 * Tc}$$

dove:

- φ è il coefficiente di afflusso medio che dipende dalle condizioni di deflusso superficiale della superficie scolante
- h è l'altezza di pioggia (in mm) funzione del tempo di corrivazione e del tempo di ritorno, si determina mediante la formula della curva di possibilità pluviometrica precedentemente descritta assumendo un valore del T_r pari a 5 anni cui corrisponde un valore di K_T pari a 1.25.
- S è la superficie totale occupata dalla stazione (m²)
- Tc è il tempo di corrivazione (ore) che si assume pari ai primi 15 minuti dell'evento di pioggia

Per la determinazione dell'altezza di pioggia con il terzo livello di Analisi Regionale, si considera una durata dell'evento di pioggia di un'ora e tempo di ritorno di 5 anni:

$$h_{t,T} = K_T a d^n = 1.25 * 24.62 * 1^{0.25} = 30.77 \text{ mm}$$

Per il calcolo del coefficiente di deflusso si considera la media pesata dei coefficienti sulle diverse superfici scolanti:

$$\frac{\sum \varphi_i S_i}{S_{tot}}$$

Nel rispetto dei parametri riportati in letteratura, si può assumere il coefficiente di afflusso pari a 0.8 per le superfici totalmente impermeabili (coperture degli edifici e le zone impermeabili pedonali a piano terra) e pari a 0,1 per le aree permeabili di qualsiasi tipo.

La superficie impermeabile complessiva è pari a 4796 m² e la superficie permeabile a 11 069 m²; pertanto, si determina un coefficiente di deflusso pari a 0,31.

Applicando la formula razionale

$$Qp = \frac{0.31 * 15865(m^2) * 30.77 * 10^{-3}}{3600 * 0.25} = 0.17 m^3/s$$

si ricava una portata pari a 170 l/s.

5 Impianto di trattamento con svuotamento in continuo

Lo svuotamento in continuo, tipicamente applicato alle vasche in linea costituisce il sistema più semplice dal punto di vista costruttivo e gestionale; esso è composto da un dissabbiatore ed un disoleatore a coalescenza dimensionati su eventi meteorici di breve durata e forte intensità ed è privo di organi meccanici.

Le condotte della rete fognaria sono costituite da tubazioni non in pressione in polietilene ad alta densità coestruso a doppia parete, liscia internamente di colore grigio e corrugata esternamente di colore nero, per condotte di scarico interrate non in pressione, prodotto in conformità alla norma EN 13476 tipo B.

Lo schema da adottare prevede un trattamento di grigliatura dei reflui lungo la condotta di scarico delle acque di fognatura, a monte dell'*impianto di depurazione, attraverso appositi pozzetti.*

Il pozzetto di grigliatura grossolana rimuove dal liquame i solidi grossolani che potrebbero ostruire le condotte di *deflusso all'interno* della vasca.

All'interno del pozzetto di grigliatura viene installata una griglia a pulizia manuale, del tipo subverticale diritta, composta da ferri piatti (per esempio 40 x 5 mm spazati di 50 mm).

Il pozzetto è attrezzato con una vaschetta di raccolta del materiale grigliato ed una paratoia di esclusione del flusso in entrata.

La vasca del pozzetto di grigliatura è in genere prefabbricata, di dimensioni e capacità variabili, realizzata in cemento armato, interrata con solette di copertura atte a sopportare carichi dinamici accidentali (pedonali, stradali); le ispezioni possono essere in cemento, lamiera zincata, lamiera in acciaio inox o in ghisa sferoidale.

Le acque reflue vengono poi convogliate *all'impianto* di trattamento depurativo dove sono sottoposte a trattamento di dissabbiatura e disoleazione e quindi recapitate nella vasca per il riutilizzo irriguo, da qui il troppo pieno viene scaricato negli strati superficiali del TERRENO per mezzo di TRINCEE DRENANTI che rilasceranno l'acqua nell'aiuola perimetrale interna della stazione elettrica.

6 Dimensionamento condotta

Il dimensionamento della condotta che convoglierà la portata all'impianto di depurazione in continuo è stato effettuato mediante la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$v = kR^{2/3}i^{1/2}$$

con:

- K coefficiente di scabrezza assunto pari a 120
- i pendenza della condotta
- R raggio idraulico
- D diametro interno della condotta

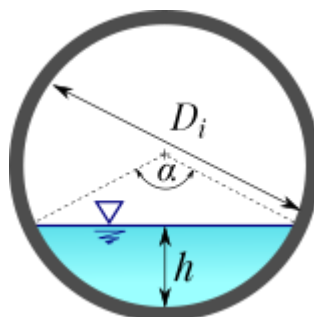


Figura 6. 1 Sezione condotta a pelo libero

La pendenza della tubazione seguirà la pendenza naturale del terreno per limitare gli scavi, questa è di circa 0.03 % nei tratti più lunghi di condotta e 3% nei tratti più brevi come rapporto tra il dislivello del terreno e la distanza L del tratto di condotta. Si assume quindi la condizione di moto uniforme per il dimensionamento della condotta.

Per un valore del diametro esterno di 500 mm cui corrisponde un diametro interno di **427 mm** la portata di progetto calcolata in precedenza è stata verificata mediante la formula di Chezy per i tratti più lunghi di condotta di pendenza 0.3 %; il tratto più lungo di condotta interessando un terreno con una pendenza maggiore pari a 3 % avrà un diametro interno di **344 mm** e quello esterno di 400 mm; è stata considerata una percentuale di riempimento dell'80% e il coefficiente di Gauckler-Strickler di 120.

Per ogni singolo tronco si è verificato che la portata effettiva sia minore della portata massima nel rispetto delle velocità massime consentite dalle normative vigenti, attestandosi sui valori consigliati nella letteratura tecnica.

La condotta in polietilene espanso ad alta densità che convoglierà le acque di pioggia da trattare, avrà quindi un diametro interno di 42,7 cm nei tratti più lunghi e 34,4 cm nei tratti più corti.

La condotta, di tipo ECOPAL, è un tubo corrugato prodotto in polietilene ad alta densità o in polipropilene ad alto modulo elastico che, grazie alla sua particolare conformazione geometrica, *possiede un'alta resistenza* alla deformazione. ECOPAL è un tubo coestruso a doppia parete impiegato in condotte di scarico interrato non in pressione; è un tubo corrugato antischiacciamento e resistente all'urto, alle basse temperature e presenta *un'elevata resistenza* agli agenti chimici. È un prodotto parzialmente flessibile: ciò permette di evitare gli ostacoli durante la posa nel terreno e di ovviare ad imperfezioni dello scavo.

Tabella 8 Diametri condotte di raccolta delle acque di prima pioggia

DE mm	Ø Interno mm
160	135
200	170
250	218
315	273
350	300
400	344
465	400
500	427
580	500
630	533
700	600
800	691
930	800
1000	855
1200	1024

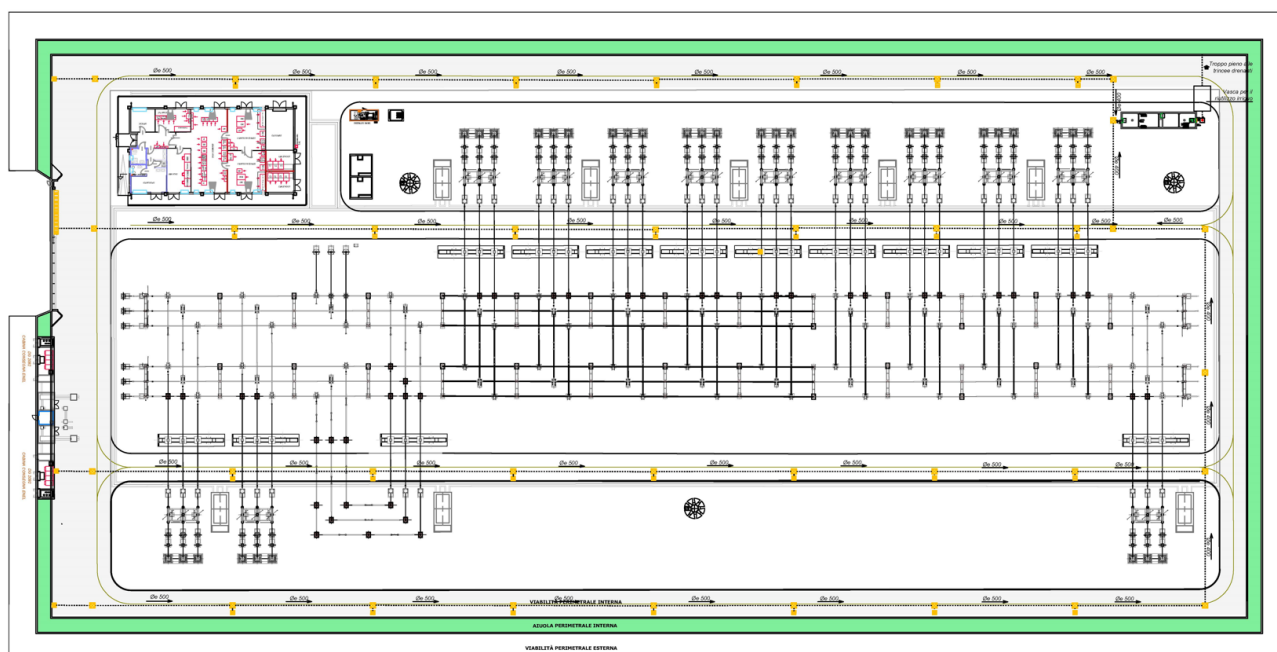


Figura 6. 2 Planimetria ampliamento stazione elettrica con relativo impianto di trattamento delle acque meteoriche

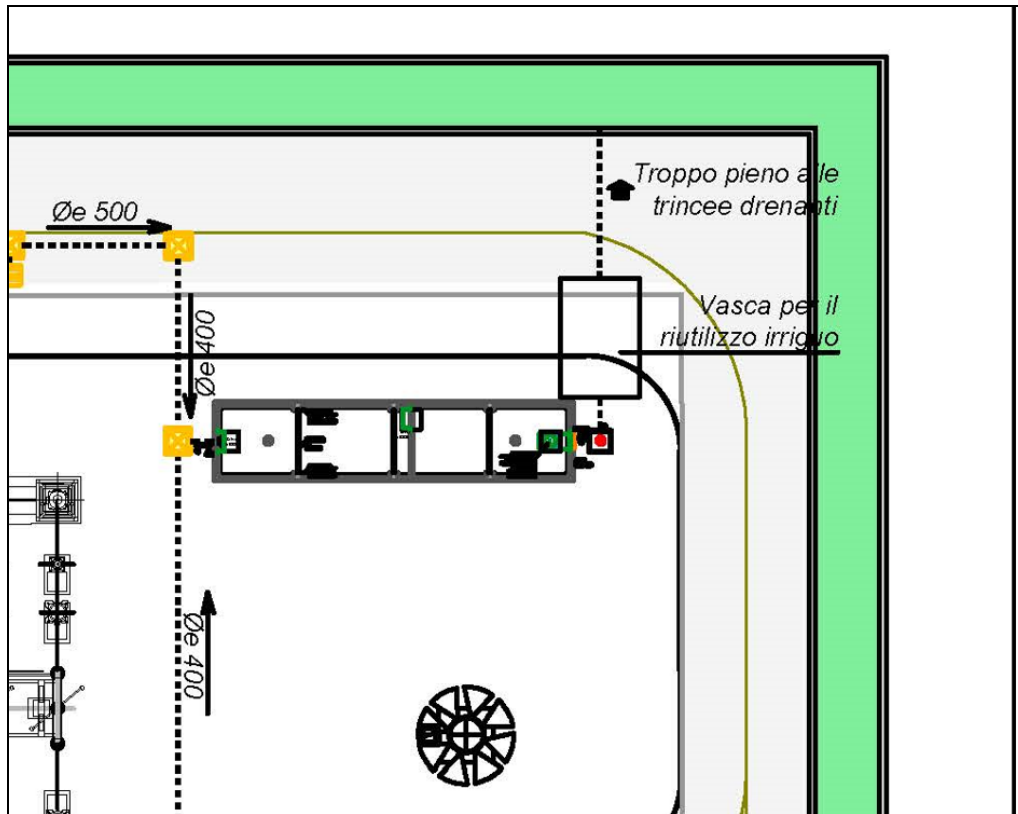


Figura 6. 3 Particolare impianto di trattamento

7 Dimensionamento dell'impianto di trattamento in continuo

7.1 Dimensionamento del volume di sedimentazione

Il dissabbiatore è una vasca di calma in cui avviene la separazione dal refluo delle sostanze e particelle in sospensione che hanno una densità più elevata (sabbie, ghiaia, limo, pezzetti di metallo e di vetro, ecc.) *di quella dell'acqua*.

I dissabbiatori sono essenzialmente di due tipi: dinamici e statici.

I primi, di forma circolare a tramoggia, sono principalmente utilizzati negli impianti di depurazione di acque nere o miste e presentano organi meccanici in movimento.

I secondi non presentano organi in movimento, e per tale motivo, volendo adottare un sistema di trattamento semplice ed economico da gestire, senza necessità di presidio più o meno costante (o di personale addetto alla manutenzione) sono utilizzati per le acque di prima pioggia.

Per il corretto funzionamento del dissabbiatore andranno eseguite operazioni periodiche *d'ispezione*, con maggiore frequenza nei primi mesi di servizio *dell'impianto* (cadenza mensile/bimestrale), al fine di individuare la cadenza ottimale delle operazioni di spurgo e pulizia (comunque la cadenza sarà almeno semestrale), da eseguirsi da parte di aziende specializzate.

A tal fine, il fondo del canale avrà un'opportuna pendenza trasversale per facilitare le operazioni di rimozione del materiale sedimentato.

Si riporta il calcolo del volume delle vasche di sedimentazione:

- 1) La sezione di sedimentazione viene dimensionata in base alla normativa EN858; nel caso di superfici di dilavamento che comportano una bassa produzione di fango il volume è pari a:

$$V_{SED} = 100 \cdot NG / f_d$$

con NG massima portata in l/s che può essere trattata dall'*impianto* ed f_d fattore di densità pari ad 1.

$$V_{SED} = 170 \text{ l/s} \times 100 = 17\,000 \text{ l/s} = 17 \text{ m}^3$$

- 2) In genere esigenze tecnico-costruttive legate alle particolarità dell'opera consentono di definire la larghezza (B) della vasca.

Rimangono da definire la lunghezza (L) e la profondità della vasca ($H + H_f$) con H_f franco di sicurezza di almeno 25-30 cm, ovvero quelle dimensioni che influenzano direttamente la rimozione delle sabbie.

La lunghezza totale del dissabbiatore può essere indicata uguale a:

$$L_{tot} = L + L_c$$

dove L_c (in genere compresa tra 0.80 –1.5 m) è una lunghezza aggiuntiva necessaria ad accogliere il getto riveniente dalla grigliatura/scolmatore, per cui non sussistono le ipotesi necessarie alla realizzazione della sedimentazione.

Il collettore di scarico immetterà il flusso di acqua reflua nell'area di calma a monte del dissabbiatore, ciò abatterà l'energia cinetica del flusso in modo da non influenzare i fenomeni di decantazione che dovranno realizzarsi; successivamente l'acqua inizierà a muoversi lentamente verso lo stramazzo d'uscita, con tempi di permanenza superiori al tempo di sedimentazione della particella più piccola prevista.

Dalla RE2.2-Relazione geologica si evince che lo strato superficiale del terreno è costituito da sabbie limose e assumendo che siano caratterizzate da un diametro medio delle particelle di 0,40 mm è possibile valutare una velocità di sedimentazione dinamica v_s applicando la seguente equazione nota come legge di Stokes:

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

con:

μ viscosità dinamica dell'acqua (10⁻³ Pa·s);

ρ_s = densità delle particelle (1600 Kg/mc per la sabbia);

ρ = densità dell'acqua (1000 Kg/mc);

D = diametro equivalente delle particelle

V_s risulta uguale a 0.052 m/s

A partire dalla velocità v_s per una profondità di tirante in vasca pari ad H il tempo di sedimentazione t_s sarà dato da

$$t_s(D) = \frac{H}{v_s(D)}$$

Per il dissabbiatore andrà verificato che la velocità di transito sia inferiore a quella di sedimentazione, pertanto si considera la condizione di minima velocità, che si verifica quando il tempo di sedimentazione della particella è uguale a quello di percorrenza del fluido

all'interno della vasca ovvero per $t_p=t_s$

Per una generica portata Q, considerato che

$$t_p = \frac{L}{v_p} = L \left(\frac{H * B}{Q} \right)$$

$$\frac{1}{v_s} = \frac{L * B}{Q}$$

uguagliando questi due tempi, si ottiene che

$$\frac{1}{v_s} = \frac{L * B}{Q}$$

$$CSI = \frac{Q}{L * B} = \frac{Q}{A_D}$$

La grandezza CSI è chiamata Carico Idraulico Superficiale, o velocità di overflow, ed è nella pratica il parametro che viene comunemente utilizzato per il *dimensionamento dell'unità di sedimentazione*.

Per il dimensionamento del dissabbiatore andrà verificato il carico idraulico superficiale massimo CSI corrispondente alla Q_{max} in arrivo dal collettore di raccolta che dovrà essere minore di 70mc/mq*h.

$$CSI_{max} = \frac{Q_{max}}{A_D} \leq 70 \frac{m^3}{m^2 * h}$$

A partire dalla condizione precedente si determina la lunghezza della vasca, ipotizzando una base B del dissabbiatore di 3 m:

$$A_D = B * L_{min} = \frac{Q_{max} * 3600}{70}$$

$$L_{min}(m) = \frac{3600 * Q_{max}}{70 * B}$$

Q_{max} è la massima portata che può arrivare all'*impianto di depurazione* (m³/s). Si determina una lunghezza minima di 2,9 m alla quale va aggiunta la lunghezza di calma L_c di 1 m per un totale di 4 m.

Per L_{min} di 4, il carico idraulico superficiale massimo sarà uguale a 0,014 m³/m²s ovvero 51 m³/m²*h, inferiore quindi a 70 m³/m²*h.

Adesso, note tutte le grandezze appena definite è possibile valutare il valore minimo di H, come

$$H_{min} = \frac{CSI_{max} * L}{v_s(D)}$$

Si determina un valore di H_{min} uguale a 1,1m cui si somma un franco di sicurezza di 30 cm per un valore totale approssimato di 1,5 m. Dalla relazione:

$$v_p \left(\frac{m}{s} \right) = L * \left(\frac{CSI_{max}}{H} \right)$$

Otteniamo la velocità di percorrenza che risulta pari a 0.0466 m/s, inferiore rispetto alla velocità di sedimentazione delle particelle $v_s(D)$.

Si è dimensionata, pertanto, una vasca di dimensioni **3 m x 4 m x 1,5 m** per un volume totale di **18 mc** circa:

Tali dimensioni possono essere rimodulate se si sceglie di utilizzare delle vasche prefabbricate.

7.2 Dimensionamento del disoleatore secondo UNI EN 858-1

Il disoleatore serve per superfici sulle quali ordinariamente o per cause accidentali possono finire oli e benzine come: garage e autorimesse, autofficine, distributori di carburante, parcheggi, strade, aeroporti ecc.

Secondo la EN 858 l'utilizzo dei separatori di classe II è preferibile dove non si richiede un trattamento spinto del refluo e dove si richiede di bloccare solo gli sversamenti accidentali. Questi separatori vengono anche chiamati trappole per oli.

I separatori di classe I sono invece da installare laddove è richiesta una rimozione spinta degli idrocarburi e dove c'è bisogno di un trattamento continuo anche dopo la prima pioggia. Anche la EN 858 per la prima pioggia suggerisce di utilizzare un separatore di tipo by-pass di classe I.

Perché sia efficace la densità della frazione oleosa non deve essere superiore a 0,95 g/cm³. Secondo la EN 858 il dimensionamento di un disoleatore si basa sulla natura e la portata dei liquidi da trattare tenendo presente:

- la massima portata di pioggia
- la massima portata di effluente
- la densità del liquido oleoso
- la presenza di sostanze che possono impedire la separazione come i detersivi.

La formula per il dimensionamento è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x * Q_s) f_d$$

Dove:

NS è la taglia nominale del separatore;

Q_r è la massima portata di pioggia in l/s;

Q_s è la massima portata di refluo in l/s – pari a 0 in quanto nella fattispecie in esame non esiste un'attività di lavaggio o similare ma viene considerato il solo evento meteorico;

f_d è il fattore di densità che varia da 1 a 2 a seconda del tipo di olio, pari a 1, come nel caso in esame, per sostanze oleose con massa volumica fino a $0,85 \text{ g/cm}^3$, come da prospetto 3, punto 4.3.2.2 della UNI En 858-2.

f_x è il fattore di impedimento.

La taglia nominale NS è un numero, espresso in unità, approssimativamente equivalente alla portata massima effluente in litri/sec del separatore sottoposto al test di cui al paragrafo 8.3.3. della EN. Una volta calcolato NS attraverso la formula si richiederà al fornitore un impianto avente la taglia nominale immediatamente superiore.

Nel caso in esame bisogna trattare solo acqua di pioggia; pertanto, dall'equazione si toglierà il parametro $f_x \times Q_s$, come nel caso in esame.

$$NS = Q_r = 170 \text{ l/s}$$

Il volume di separazione sarà dato da:

$$V_{SEP} = 100NS/f_d = 100 \times 170 / 1 = 17\ 000 \text{ l} = 17 \text{ mc}$$

7.2 Scelta dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo

Sulla base dei calcoli effettuati si è scelto di optare per impianti di trattamento delle acque di prima pioggia prefabbricati in continuo del tipo PPC12500 di Edil impianti 2 costituiti da una vasca di sedimentazione e una di disoleazione con filtro a coalescenza, in grado di convogliare una portata massima di 187,5 l/s.

L'Impianto di Prima Pioggia in continuo è in realtà un sistema che viene installato per il trattamento *delle acque di dilavamento, chiamate così perchè dilavando il materiale immagazzinato sull'area di riferimento*, queste continuano a produrre un refluo da depurare anche successivamente alla prima parte dell'evento meteorico. In questo tipo di impianto **non è presente il pozzetto scolmatore pertanto le acque entrando in vasca vengono immediatamente trattate**. Nel primo comparto avviene la dissabbiatura-separazione fanghi, successivamente le acque vengono convogliate nel secondo scomparto dove avviene la flottazione gravimetrica degli oli e nel comparto finale le *restanti micro particelle vengono intrappolate grazie all'effetto per coalescenza dei filtri installati*.

La vasca di Prima Pioggia (Dissabbiatore-Disoleatore) prefabbricata da interrare tipo quella prodotta in EDIL IMPIANTI 2 S.r.l. con sistema di gestione UNI EN ISO 9001 e ISO 45001, realizzata in cemento armato vibrato monoblocco, rinforzata con pilastri verticali e puntoni

orizzontali in acciaio inox, con materiali certificati CE, calcestruzzo in classe di resistenza a compressione C45/55 ($R_{CK} > 55 \text{ N/mm}^2$), armature interne in acciaio ad aderenza migliorata controllate in stabilimento, fibre d'acciaio GREESMIX5® (Brevetto N.0001421398 rilasciato dal Ministero dello Sviluppo Economico) e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C, corredata di attestazioni RESISTENZA CHIMICA e REAZIONE AL FUOCO (classe: A1) rilasciate da organo esterno secondo le norme UNI EN.

L' Impianto di Prima Pioggia in continuo mod.PPC12500 , volume totale 57 mc., portata 187,5 l/s, deve essere costituito da una vasca di Prima Pioggia (Dissabbiatore-Disoleatore) delle dimensioni esterne di 246 cm x 1120 cm x h 250 cm , completa di:

foro entrata/uscita; deflettore in acciaio inox AISI 304 in entrata; comparto di dissabbiatura; setto di separazione interna in c.a.v. con foro di passaggio e deflettore in acciaio inox AISI 304 in uscita al dissabbiatore; comparto di disoleazione completo di filtro Refill per coalescenza in telaio in acciaio inox AISI 304 estraibile e lavabile e dispositivo di chiusura automatica del tipo Otturatore a galleggiante interamente realizzato in acciaio inox AISI 304 e conforme alla norma UNI EN 858-1.

L' Impianto di Prima Pioggia in continuo deve avere le pareti esterne trattate con prodotti impermeabilizzanti idonei.

L' impianto in continuo è di tipo statico e non utilizza organi elettromeccanici per il proprio funzionamento garantendo la separazione delle sostanze che tendono a depositarsi sulle superfici pavimentate specialmente le sabbie e gli idrocarburi che durante le piogge vengono dilavati e trasportati verso il recettore finale.

Per il corretto funzionamento dell' impianto i manufatti devono essere posizionati in piano e interrati seguendo le istruzioni contenute nei disegni esecutivi forniti; prima di avviare l' impianto è necessario che questo venga completamente riempito di acqua pulita e che i chiusini di ispezione forniti risultino accessibili per le operazioni di manutenzione e controllo.

Per la movimentazione della vasca risulta necessario il sollevamento rigorosamente con 4 (quattro) brache o funi o catene e ganci (ciascuna con portata superiore ai 3000 kg,) collegate ai 4 *ganci dell' impianto*. *La copertura è appoggiata* sulla struttura inferiore. Entrambe, durante il sollevamento effettuato come sopra, costituiscono struttura monolitica. Qualsiasi movimentazione deve essere effettuata a impianto vuoto.



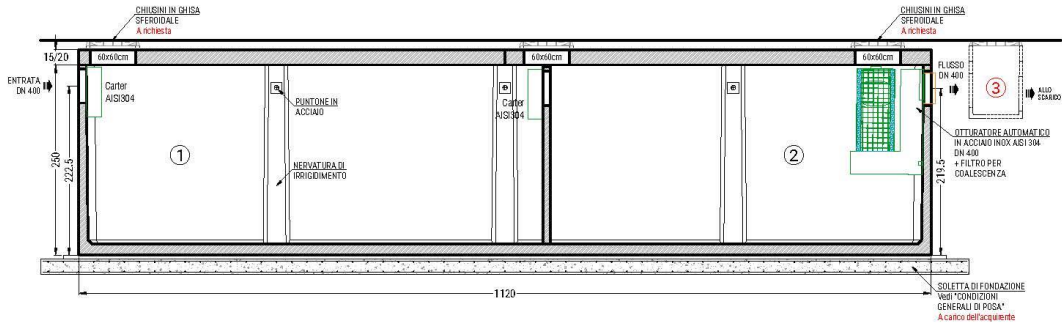
EDIL IMPIANTI₂

Via A. Costa 139
C.P. 90 - 47822
Santarcangelo di
Romagna (RN)

+39 0541 626 370
+39 0541 626 939
www.edilimpianti.it
info@edilimpianti.it

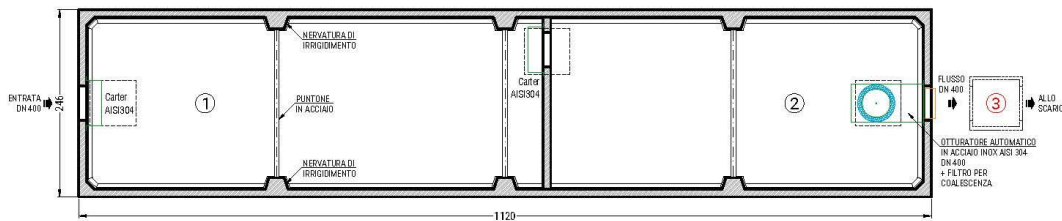
PPC12500 - IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA IN CONTINUO
Sup. 12.500 mq - Vol. Totale P.P. = 57,0 mc

SEZIONE LONGITUDINALE

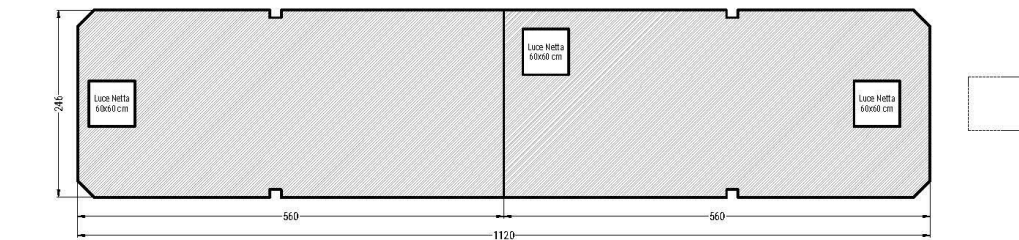


- LEGENDA**
1. COMPARTO DISSABBIATORE
 2. COMPARTO DISOLEATORE
 3. POZZETTO D'ISPEZIONE/PRELIEVO CAMPIONI (a carico dell'acquirente)

PIANTA VASCHE



PIANTA COPERTURE



SCHEDA TECNICA

N.B.: Le dimensioni e i materiali qui utilizzati sono riferiti a manufatti da installare entrotterra

MATERIALI COSTITUENTI LA STRUTTURA	
Classe di Resistenza	C45/55
Slump	S5
Dmax	16mm
Classe di Esposizione	XC4 - XS3 - XD3 - XF3 - XA2
Acciaio d'Armatura	Tipo B 450 C (come Feb44k)
* il mix può prevedere l'aggiunta di fibre d'acciaio GREESMIX5	

DESCRIZIONI TECNICHE						PESO		
SUPERFICIE (mq)	VOLUME TOTALE (mc)	PORTATA (lt/sec)	DIMENSIONI ESTERNE (cm)			VASCA (lit)	COPERTURA (qil)	
			Larghezza	Lunghezza	Altezza		h 15 cm	h 20 cm
12.500	57,0	187,5	246	1120	250	312,0	102,7	136,9

Per lo scavo occorre maggiorare le misure di circa 50/100 cm. Sul pesi Edil Impianti 2 S.r.l. si riserva una tolleranza del ± 5%

Disegnato da EDIL IMPIANTI 2 S.r.l.	Disegnatore	Controllato da
---	-------------	----------------

Questo disegno non può essere riprodotto o reso noto a terzi o aziende concorrenti senza la nostra autorizzazione	Rif. PPC12500	N.B. Disegno non in scala	Data _/_/
---	------------------	------------------------------	--------------

Figura 7. 1 Scheda impianto di trattamento tipo

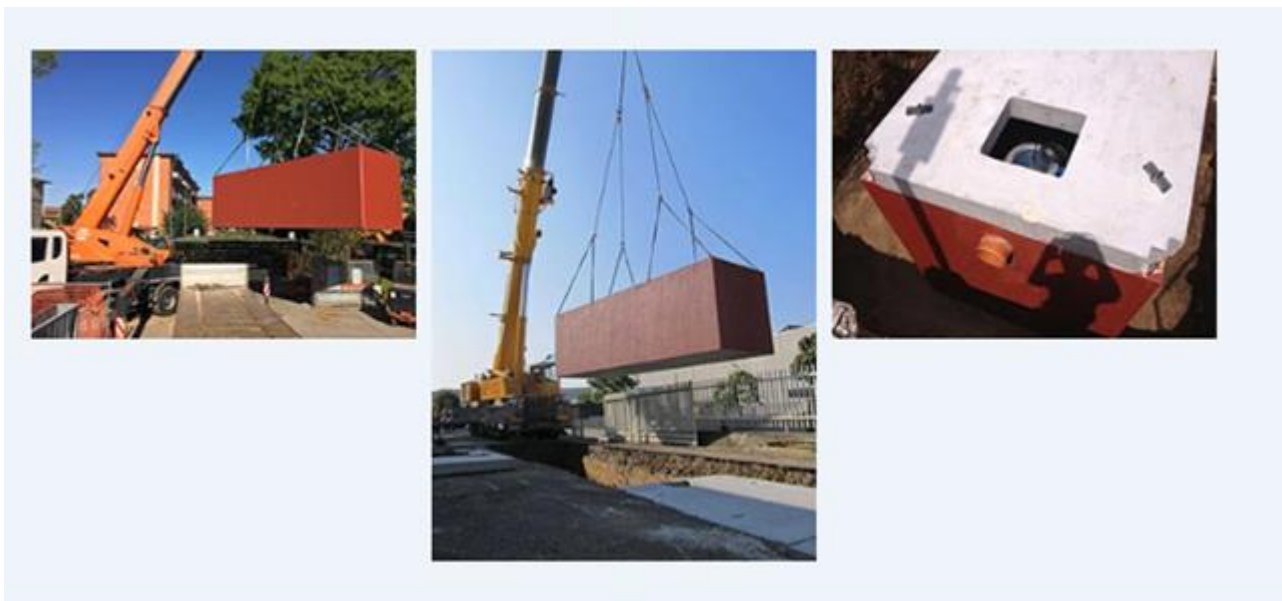


Figura 7.2 Posa della vasca di trattamento delle acque reflue

7.4 Recapito finale: vasche di accumulo e trincee drenanti per acque meteoriche

L'acqua trattata verrà recapitata in apposite vasche di accumulo per essere destinata al riutilizzo irriguo. Il troppo pieno delle acque meteoriche invece verrà rilasciato negli strati superficiali del sottosuolo mediante trincee drenanti e andrà ad irrigare l'aiuola che circonda il perimetro della della stazione elettrica

Il manufatto scelto sarà in grado di trattare una portata di 170 l/s **rispettando i valori riportati in tabella 4 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.**

Non avrebbe senso inoltre destinare le acque meteoriche per usi indoor in quanto non vi è una presenza continua di personale nella cabina.

A chiusura delle vasche sono disponibili coperchi *"leggeri"* pedonali o *pesanti carrabili* di 1° categoria, e chiusini in ghisa 60x60 cm.