

Prot. N° P/0065/2024/FL
Prev. N° 0/5319/2024/AMD

Spett. le Azienda
HYDROGEN POWER srl
Lotto IV.B.024 Consorzio ASI
7210 – Brindisi (BR) –

Alla cortese attenzione dell'Ing. Carmine CARELLA

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA



IMPIANTO APPROPRIATO DI DISSABBIATURA E DISOLEAZIONE

ECO®RAIN CFS/NS 400 CFG – SII-I-P UNI EN 858-1/2:2004-5

PER IL **NORMALE TRATTAMENTO** DI “**ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO E**

PRIMA PIOGGIA” DELLE SUPERFICI SCOLANTI DI

UNO **STABILIMENTO INDUSTRIALE DI GASSIFICAZIONE IN IDROLISI (ATECO.IT.2007: 35.21.00)**

UBICATO NELL' **AGGLOMERATO INDUSTRIALE DELL'ASI DELLA CITTA' DI BRINDISI (BR)**

PIANO DI PREVENZIONE IDRAULICO-AMBIENTALE E GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO
(D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 – R.R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26 – L.R. Puglia 10 giugno 2008, N. 13)

Giovinazzo (BA), venerdì 5 settembre 2025



CARMINE CARELLA
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BARI
INGEGNERE
30.09.2025 14:12:18 GMT+02:00

ECOACQUE® srl

L' Amministratore Unico

(Ing. Luigi Fanizzi)

L'esposizione della presente relazione, è articolata in modo da dare la possibilità di una consultazione immediata degli elementi, tecnici ed economici, relativi all'impianto di trattamento in oggetto.

INDICE

Cap.	1.	Premessa	pag. 03
Cap.	2.	Analisi morfologica	pag. 03
Cap.	3.	Analisi normale	pag. 04
Cap.	4.	Analisi idrologica	pag. 05
Cap.	5.	Analisi progettuale	pag. 06
Cap.	6.	Impianto di trattamento	pag. 11
Cap.	7.	Il dimensionamento della vasca di prima pioggia	pag. 11
Cap.	8.	Il dimensionamento dei separatori secondo la teoria di Stokes	pag. 13
Cap.	9.	La verifica secondo le Norme UNI EN 858	pag. 19
Cap.	10.	Il sistema di depurazione ECO®RAIN	pag. 22
Cap.	11.	Funzionamento e fasi di trattamento dell'impianto ECO®RAIN	pag. 23
Cap.	12.	Funzionamento fasi di trattamento di tutte le acque	pag. 23
Cap.	13.	Descrizione dell'impianto di stoccaggio e recupero	pag. 24
Cap.	14.	Bilancio idrico annuo ed efficienza idrica	pag. 28
Cap.	15.	Scelta degli impianti di sollevamento	pag. 28
Cap.	16.	Reti di servizio	pag. 29
Cap.	17.	Specifiche delle apparecchiature in fornitura	pag. 30
Cap.	18.	Installazione e Montaggi	pag. 33
Cap.	19.	Stima geometrica delle opere edili Extra Fornitura	pag. 33
Cap.	20.	Dati di fornitura del Cliente	pag. 34
Cap.	21.	Condizioni per i Montaggi in sito	pag. 34
Cap.	22.	Revisioni	pag. 34
Cap.	23.	Allegati	pag. 35

1. PREMESSA

Le fognature pluviali hanno lo scopo di raccogliere le acque che si formano sulle superfici impermeabili esterne, derivanti dal dilavamento delle precipitazioni meteoriche (**acque bianche**) e convogliarle in appropriati impianti di depurazione, in conformità con la normativa regionale vigente in materia ed infine verso il recapito finale (rete fognaria separata, acque superficiali, suolo o strati superficiali del sottosuolo anidro). La progettazione di un sistema di drenaggio richiede, com'è noto, un approccio multidisciplinare nel quale i numerosi aspetti da tenere in considerazione, da quelli urbanistici a quelli idraulici ed ambientali, siano integrati in modo appropriato e si sviluppa sostanzialmente in due fasi. Nella prima viene effettuata una serie di studi preliminari a livello morfologico ed idrologico per il tracciamento della rete e per la definizione dei parametri progettuali fondamentali (*caratteristiche morfometriche*), mentre nella seconda si procede al dimensionamento idraulico dei collettori e di tutti gli altri manufatti e opere accessorie necessarie per il suo normale funzionamento. Nella prima fase si definisce il tracciato della rete e la posizione delle opere accessorie, almeno a livello preliminare. Infine si stimano le portate di progetto nei punti significativi della rete (sezioni di chiusura), cioè a valle di ogni confluenza tra collettori (o almeno di quelle principali) e all'ingresso e all'uscita delle opere accessorie. Particolarmente delicata è la stima delle portate meteoriche di progetto, attraverso l'analisi quantitativa del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi. Nella seconda fase si dovranno stabilire le caratteristiche idrauliche e costruttive, sulla base del moto dell'acqua nella rete e del comportamento strutturale dei suoi elementi costitutivi. In particolare, si definiscono le dimensioni delle canalizzazioni e delle opere accessorie, in base alle portate di progetto e ipotizzando generalmente condizioni di moto permanente. Mentre questa seconda fase non presenta normalmente difficoltà di rilievo, basandosi su modelli di calcolo ormai abbastanza ben definiti, la prima presenta generalmente incertezze significative nella sua attuazione. Infatti, la complessità e l'aleatorietà dei fenomeni idrologici che compongono il processo di trasformazione afflussi-deflussi nei bacini scolanti fa sì che la stima delle portate di progetto sia spesso la fase più delicata ed incerta della progettazione delle reti di fognatura pluviale. Questa incertezza spiega anche perché i modelli matematici proposti in letteratura per la progettazione delle reti di fognatura, presentino le maggiori differenze proprio nelle metodologie per la stima delle portate di progetto.

2. ANALISI MORFOLOGICA

L'analisi morfologica deve permettere, in primo luogo, di individuare il bacino che dovrà essere servito dalla rete di drenaggio, evidenziando le caratteristiche del territorio interessato a questo tipo di opere. E' necessario quindi individuare le caratteristiche morfologiche delle aree che dovranno essere servite ed il tipo di insediamenti esistenti, al fine di definire per ciascuna zona sia le densità che le caratteristiche dei suoli (**uso, permeabilità, estensione, pendenze**), allo scopo di valutarne il comportamento nei confronti dei fenomeni idrologici quali scorrimento superficiale, ristagno ed infiltrazione. L'andamento plano-altimetrico della rete, che è posata al disotto del piano campagna, è stabilito sulla base delle caratteristiche urbanistiche dell'area da drenare, tenendo conto di eventuali vincoli naturali (corsi d'acqua, rilievi, eccetera) od artificiali (tunnel sotterranei, canali, eccetera) e dell'altimetria del terreno in modo da consentire un funzionamento per quanto possibile a gravità.

I principali criteri di carattere generale da seguire sono i seguenti:

-  adottare uno schema fognario che assicuri il più completo drenaggio delle varie zone, minimizzando i percorsi dell'acqua sia sul bacino, prima dell'ingresso in rete, sia all'interno della rete stessa;
-  seguire, per quanto possibile, l'andamento e la pendenza delle strade, evitando tratti eccessivamente lunghi in contropendenza e scavi troppo profondi;

- analizzare il reticolo idrografico eventualmente presente dei corsi d'acqua naturali od artificiali (ad es. canali irrigui) già presenti nell'area di interesse, in modo da evidenziare spartiacque, eventuali punti di attraversamento ed i punti più adatti per il recapito finale per le acque trattate nell'impianto di depurazione.

Nota la quota di riferimento del punto di recapito finale (ingresso all'impianto di depurazione o corpo ricettore finale), si può determinare l'andamento altimetrico della rete: tenendo presente che, normalmente, i condotti devono trovarsi almeno **1 metro** al di sotto del piano stradale e facendo in modo che la loro pendenza sia compresa indicativamente tra il **2** ed il **20** per mille, assegnando, preferibilmente, pendenze più piccole alle canalizzazioni più, grandi. Qualora le pendenze stradali risultino superiori a tali valori, come capita, bisognerà introdurre dei pozzetti di salto, che consentano di limitare le velocità.

3. ANALISI NORMALE

Le normative di riferimento, progettualmente, considerate, sono:

NORMATIVA STATALE

D.M. 5 settembre 1994: *"Elenco delle industrie insalubri di cui all'art. 216 del testo unico delle leggi sanitarie (Regio Decreto 27 luglio 1934, n. 1265)"*.

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i.: *"Norme in materia ambientale"*;

Deliberazione del Comitato dei Ministri per la Tutela delle Acque dall'Inquinamento (CITAI), del 4 febbraio 1977.

DPR marzo 2013, N. 59: *"Regolamento recante la disciplina dell'autorizzazione unica ambientale e la semplificazione di adempimenti amministrativi in materia ambientale gravanti sulle piccole e medie imprese (cd PMI) e sugli impianti non soggetti ad autorizzazione integrata ambientale"*.

D.M. 1 febbraio 1986: *"Norme di sicurezza antincendi per la costruzione e l'esercizio di autorimesse e simili"*.

NORMATIVA REGIONALE

PTA Regione Puglia, App. Delibera di Consiglio N. 230 del 20 ottobre 2009;

1° Aggiornamento PTA DRG 10 febbraio 2011, N. 177;

PAI, C. 8, Art. 9, L.R. Puglia 9 dicembre 2002;

Norme Tecniche di Attuazione PAI, Novembre 2005;

L.R. Puglia 9 dicembre 2002, N. 19: *"Istituzione dell'Autorità di bacino della Puglia"*;

R. R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26: *"Disciplina delle acque meteoriche e di prima pioggia"*.

L. R. Puglia 10 giugno 2008, N. 13: *"Norme sull'abitare sostenibile"*.

NORMATIVA TECNICA UE ED EXTRA UE ARMONIZZATA

Circolare Ministero LL.PP. n.11633 del 07.01.1974: Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto.

Delibera Ministero LL.PP. del 04.02.1977: Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione.

UNI EN 12056-3:2001: *"Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche"*.

UNI EN 12666-1: 2011: *"Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione"*.

UNI EN 858-1:2005: *"Impianti di separazione per liquidi leggeri (per esempio benzina e petrolio) - Parte 1"*.

UNI EN 858-2:2004: *"Impianti di separazione per liquidi leggeri (ad esempio benzina e petrolio) - Parte 2"*.

UNIT S 11445:2012: "Impianti per la raccolta e utilizzo dell'acqua piovana per usi diversi dal consumo umano".

API PUBLICATION N. 421:1990-FIRST ED.: "Design and operation of oil water separators".

4. ANALISI IDROLOGICA

Lo studio idrologico consiste principalmente nell'analisi delle precipitazioni e breve durata e forte intensità della zona per caratterizzarne l'intensità, la durata e frequenza. Tramite una serie di elaborazioni statistiche, da effettuare sulle registrazioni degli eventi più intensi nella stazione pluviometrica più prossima al comprensorio da drenare, si stimano le curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno. Per i calcoli di progetto si è fatto normalmente riferimento ad un tempo di ritorno T_r di **5** anni. Per il ragguaglio all'area si è utilizzato il metodo del Puppini (1932), correggendo i parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica mediante le formule:

$$a' = a \cdot \left[1 - 0,052 \cdot \left(\frac{S}{100} \right) + 0,002 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right]$$

e

$$n' = n + 0,0175 \cdot \frac{S}{100}$$

valide per aree imbrifere **S** non superiori a **1.300** ha e per durate non superiori a **24** h (si presuppone che la curva segnalatrice di possibilità climatica sia stata derivata da osservazioni effettuate al centro scroscio). La determinazione della curva di possibilità pluviometrica non esaurisce le analisi idrologiche necessarie per l'impostazione del progetto. Da tali curve, infatti, si deduce l'altezza di precipitazione che si verifica sul bacino scolante per una certa durata di pioggia e con un certo livello di probabilità, cioè la quantità di pioggia in ingresso nel bacino. Una parte di questa pioggia, però, si perde, per effetto di una serie di fenomeni idrologici, prima di arrivare alla rete di drenaggio. Per il dimensionamento di quest'ultima sarà quindi rilevante solo la restante parte della pioggia, cioè la cosiddetta pioggia netta od efficace, che può essere valutata con diverse metodologie. Una valutazione di massima può essere fatta attraverso il coefficiente di afflusso areale ϕ_i che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale. Anche se dipende in realtà da molti fattori, alcuni anche variabili nel tempo, nella pratica progettuale questo coefficiente viene generalmente considerato costante per tutta la durata della pioggia, ammettendo valide le ipotesi che solo le aree perfettamente impermeabili contribuiscano alla generazione del deflusso. Un approccio più recente e più corretto consiste nel far dipendere la stima del coefficiente d'afflusso dal tempo di ritorno di progetto e nel valutarlo separatamente per le aree impermeabili ϕ_{IMP} e per quelle permeabili ϕ_{PERM} , in modo che venga rispettata la condizione (A. Paoletti, 1996):

$$\phi = [\phi_{IMP} \cdot IMP + \phi_{PERM} \cdot (1 - IMP)]$$

dove **IMP** è il cosiddetto *coefficiente di impermeabilità*, rapporto tra **aree impermeabili** ed **area totale del bacino scolante** (per il bacino scolante, in esame, considerando esclusivamente le aree impermeabili **IMP = 1,00**). In progetto, in funzione del coefficiente medio di afflusso delle aree (ϕ_{IMP} e ϕ_{PERM}) e del tempo di ritorno idrologico (**$T_r = 5$** anni), si sono considerati, rispettivamente, i seguenti coefficienti (A. Paoletti, 1996):

$$\phi_{IMP} = \mathbf{0,65}$$

e

$$\phi_{PERM} = \mathbf{0,25}$$

$$\text{con} \quad \phi = [\phi_{IMP} \cdot IMP + \phi_{PERM} \cdot (1 - IMP)] = \mathbf{0,65}$$

TIPOLOGIE DI USO DEL SUOLO	COEFFICIENTE DI IMPERMEABILITÀ IMP [%]	T _r (anni)	Φ _{ERM}	Φ _{IMP}
Aree urbane produttive		≤ 2	0,05 ÷ 0,15	0,60 ÷ 0,75
Aree commerciali e artigianali (periferia + centro)	60 ÷ 85	2 ÷ 10	0,10 ÷ 0,25	0,65 ÷ 0,80
Aree industriali (leggera + pesante)	65 ÷ 75	10 ÷ 20	0,15 ÷ 0,30	0,70 ÷ 0,90
Aree urbane residenziali		> 20	0,25 ÷ 0,50	0,80 ÷ 0,95
Centri urbani intensivi	85	* (A. Paolletti, 1996)		
Centri urbani semintensivi	70			
Aree urbane di tipo estensivo	60			

5. ANALISI PROGETTUALE

Il calcolo delle portate di progetto va effettuato per tutte le sezioni dei condotti a monte delle confluenze od almeno le più importanti. Le portate meteoriche di progetto consistono nelle massime portate al colmo che si possono realizzare nelle sezioni significative della rete fognaria (sezione di chiusura del bacino), per effetto delle precipitazioni piovose sul bacino. L'aleatorietà dei fenomeni piovosi implica la necessità di definire un livello di probabilità da associare alla stima di tali portate, espresso mediante il tempo di ritorno T_r . Normalmente si sceglie un **tempo di ritorno idrologico di 5 anni** per il dimensionamento dei collettori (p. to 3.8.5. – Drenaggio urbano, di cui al **DPCM 4 marzo 1996**: "Disposizioni in materia di risorse idriche"). Per l'analisi quantitativa del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi si è adottato il metodo del **CORRINVA** (metodo italiano diretto), che costituisce una perfetta integrazione delle peculiarità possedute dai due metodi italiani: quello dell'invaso e quello razionale. G. Frega ed altri, nel 2006, hanno trovato, infatti, una possibile connessione fra i due metodi. Se si considera, infatti, che l'intensità media di precipitazione $i = \frac{h}{t}$

diventa, nel caso di curve di possibilità pluviometrica a due parametri ($h = a \cdot t^n$), $i = \frac{a \cdot t^n}{t} = a \cdot t^{n-1}$, è possibile osservare che h è il volume per unità di superficie (*volume specifico*) e che i è, invece, la portata media affluita sul bacino per unità di superficie (*portata specifica*).

Se, quindi, $i = \frac{h}{t}$ (con t durata della pioggia), rappresenta la portata media in afflusso sulla superficie del bacino, risulta accettabile definire:

$$i^* = \frac{h}{t + \tau} = \frac{a \cdot t^n}{t + \tau}$$

la portata media per unità di superficie che raggiunge la sezione di chiusura. Dalla (1) si deduce che il valore massimo di i^* , al variare della durata della pioggia (*durata critica*), è dato da:

$$\frac{di^*(t)}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{a \cdot t^n}{t + \tau} \right) = 0$$

Che fornisce n soluzioni per $t_c = 0$ ed una soluzione fisicamente accettabile per:

$$t_c = \frac{\tau}{\frac{1}{n} - 1}$$

Si definisce in tal modo una relazione tra la durata della pioggia t ed il tempo di corrivazione τ , in corrispondenza della quale si verifica la massima portata lorda media, per unità di superficie, alla sezione di chiusura del bacino scolante. Dalla teoria dell'invaso (G. Supino, 1965) è noto che:

$$\varepsilon = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{Q} = \frac{\varphi \cdot A \cdot a \cdot t^{n-1}}{Q}$$

dove φ è il coefficiente di afflusso (≤ 1), i l'intensità media di pioggia (mm/h), A l'area del bacino (m^2), Q la portata a sezione piena (L/s), a (mm/hⁿ) ed n (dimensionale) i parametri caratteristici della curva di possibilità pluviometrica, dalla quale è possibile esplicitare la durata critica t_c in funzione di ε_c e Q_{max} :

$$t_c = \left(\frac{\varepsilon_c \cdot Q_{max}}{\varphi \cdot a \cdot A} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Pertanto il problema della ricerca del tempo critico di pioggia t_c consiste nel ricavare il valore del parametro ε_c . Sempre dalla teoria dell'invaso, è noto che esiste un legame fra i parametri n ed ε in quanto:

$$n = 1 + (\varepsilon - 1) \cdot \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon}$$

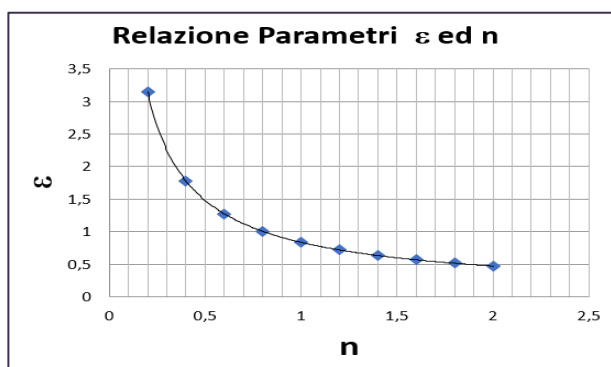
A questo punto ragguagliando i parametri a ed n all'effettiva estensione aerale del bacino (a' ed n') ed eguagliando le durate critiche espresse dalle equazioni (3) e (5), si ottiene una relazione che lega la portata critica di piena Q_{max} (L/s) sia al valore tempo di corrivazione τ che al valore del parametro del metodo dell'invaso ε_c :

$$Q_{max} = \left(\frac{\tau}{\frac{1}{n'} - 1} \right)^{n'-1} \cdot \frac{\varphi \cdot a'(T_r) \cdot A}{3600 \cdot \varepsilon_c}$$

Calcolato, pertanto, il parametro d'invaso ε_c , in funzione del parametro di pioggia n' e calcolato il parametro cinematico τ , in funzione delle caratteristiche del bacino, può determinarsi, sinteticamente, una portata massima indicativa degli effetti moderatori operati sia dalle caratteristiche cinematiche di spostamento dei volumi d'acqua affluiti al bacino che dalle caratteristiche d'invaso proprie del bacino scolante, reticolarizzato dall'insieme delle opere idrauliche, d'intercettazione e collettamento, poste a costituire il suo sistema drenante (*rete fognaria separata*). Per il calcolo di ε_c , parametro che tiene conto della capacità d'invaso del bacino, si fa ricorso alla semplificazione introdotta da G. Supino, per la soluzione dell'equazione (6), che porta alla seguente relazione, molto bene approssimata:

$$\varepsilon_c = 3,93 - 8,21 \cdot n' + 6,26 \cdot (n')^2$$

con n' , parametro adimensionale, ragguagliato, della curva di possibilità pluviometrica (c.d. *c.p.p.*).



Nella fattispecie, il calcolo della portata di piena, è stato effettuato per un **bacino** avente una **superficie scolante**, come **area esterna (coperture escluse)** di circa **S = 15.900 > 10.000 m²**, (intesa come ogni superficie scoperta impermeabile, ovvero coperta, le cui acque di dilavamento corrivino su dette superfici scoperte, alle quali si applicano le disposizioni della disciplina regionale di cui al **R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26**), coefficiente globale d'impermeabilità **IMP = 1,00**, coefficiente ponderato di deflusso, cautelativo, $\varphi = 0,65$, dotato di un collettore principale, di drenaggio, di sezione circolare (DN **500** mm $\geq$ DN_{min} **200** mm; **0,00** m/m $\leq$ h/D = **0,58** m/m $\leq$ **0,80** m/m; **0,5** m/s < v = **2,85** m/s < **5,0** m/s), avente una lunghezza complessiva **stimata** L pari a circa **210** m (densità media di

drenaggio: $d \geq 150$ m/ha) e pendenza media $i = 0,005$ m/m $\geq 0,0025$ m/m. Si sono calcolate, per detta superficie, mediante **poligonatura topoitica del Thiessen**, le curve di probabilità pluviometrica (Stazione pluviografica di **Brindisi**; Bacino **P. Salentina**, corrispondenti ad un tempo di ritorno idrologico $T_r = 5$ anni, di equazioni monomie, **ragguagliate realmente (Puppini)**, pari, rispettivamente, a:

$h = 46,17 \cdot t^{0,26}$ con t durata della pioggia espressa in ore ≥ 1 h;

$h = 46,17 \cdot t^{0,48}$ con t durata della pioggia espressa in ore < 1 h (Estrapolazione del **Bell**).

Il **tempo di corrivazione** o critico del bacino, con coefficienti ragguagliati alla summenzionata superficie **S**, si è calcolato del seguente valore:

$$t_c = 0,100 < 1,00 \text{ h}$$

ossia un **tempo di versante** (o di accesso) $t_a = 0,086$ h e **t. di canale** (o di rete) $t_r = 0,015$ h, inferiore ad **1,00** ora. La portata dai Voi fornitaci, per la summenzionata superficie scolante e per le successive calcolazioni, con l'ovvio significato dei simboli, è:

$$Q_{\max} = \left(\frac{\tau}{\frac{1}{n'} - 1} \right)^{n'-1} \cdot \frac{\varphi \cdot \alpha'(T_r) \cdot A}{3600 \cdot \varepsilon_c} = 336,58 \text{ [L/s]}$$

ECOACQUE® srl - Via Bitonto, 87 - Giovinazzo (BA)	
METODO DEL CORRINVA	
Area totale (m²) =	15900,00
Area scoperta imp. (m²) =	15900,00
Area coperta (m²) =	0,00
Area permeabile (m²) =	0,00
IMP (Coeff. Impermeabilità) =	1,00
φ_i (Coeff. d'afflusso a. imperm.) =	0,65
φ_p (Coeff. d'afflusso a. permeab.) =	0,25
φ (Coeff. d'afflusso ponderato) =	0,65
L (m) =	210,00
i (m/m) =	0,0050
τ_r (h) =	0,015
τ_r (h) =	0,000
τ_a (h) =	0,086
τ_a (h) =	0,086
τ_c (h) =	0,1004323
a (mm/h^n) =	46,21
n (-) =	0,26
a' (mm/h^n) =	46,17
n' (-) =	0,26
n'' (-) =	0,46
n (-) =	0,46
ε (-) =	1,47
r_c (-) =	0,646
τ (h) =	0,086
Q_e (L/s) =	336,58
D_r (m) =	0,500
D (m) =	0,500
k_s (m ^{1/3} /s) =	150
V_r (m/s) =	2,65
Q_r (L/s) =	520,65
q_r (-) =	0,201
h/D (m/m) =	0,58
V_c (m/s) =	2,85

N.B.: Ai sensi dell'Art. 1, Comma 3-ter, del Decreto Legge 4 giugno 2004, N. 144: *Sono considerate superfici impermeabili non adibite allo svolgimento di attività produttive le strade pubbliche e private, i piazzali di sosta e di movimentazione di automezzi, parcheggi e similari, anche di aree industriali, dove non vengono svolte attività che possono oggettivamente comportare il rischio di trascinamento di sostanze pericolose o di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali.*

L'analisi statistica, dei dati "**AT SITE**", sugli eventi idrologici estremi (*precipitazioni piovose brevi ed intense; Emil Gumbel, 1941*), è stata eseguita su una dimensione di **N** dati, del campione sperimentale (rif. Flood Estimation Handbook, Ed. Centre for Ecology & Hydrology, 1999, Wallingford, UK), pari a :

$$N \geq 2 \cdot T_R + 1 = 11$$

Il metodo di E. J. Gumbel (1958: "*Statistics of Extremes*"; Columbia University Press, New York) e, quindi, la sua applicazione, ai dati di interesse (precipitazioni annuali di massima intensità e breve durata), prevede:

- 🖨 calcolo di media e deviazione standard per le varie durate;
- 🖨 calcolo dei parametri della distribuzione per le varie durate;
- 🖨 calcolo dei quantili di precipitazione per le varie durate e per un prefissato tempo di ritorno idrologico;
- 🖨 calcolo della linea segnalatrice;
- 🖨 uso della linea segnalatrice e del tempo di corruzione per la valutazione della precipitazione di progetto.

Calcolo di media aritmetica e deviazione standard (cd scarto quadratico medio), per le serie di **N** dati pluviometrici (h_i), afferenti le precipitazioni piovose medie annuali, di massima intensità e breve durata, per diverse durate (**1, 3, 6, 12 e 24** ore):

$$\mu(h) = \sum_{i=1}^N \frac{h_i}{N} \quad \text{e} \quad \sigma(h) = \sqrt{\sum_{i=1}^N \frac{[h_i - \mu(h)]^2}{N-1}}$$

Calcolo dei parametri della variabile ridotta di Gumbel α e u per le cinque durate tramite le relazioni:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma(h)} ;$$

$$u = \mu(h) - \gamma \cdot \frac{1}{\alpha} ;$$

ove $\gamma = 0,57721\ 56649$ Costante di Eulero-Mascheroni.

Calcolo dei quantili relativi ad un tempo di ritorno idrologico (T_R) di **5** anni per le cinque durate esaminate tramite la relazione:

$$h = u + \alpha \cdot \left\{ -\text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \right\}$$

Il quantile relativo ad una probabilità p è il valore caratterizzato da una probabilità di non superamento pari a p . Nota che p può essere collegata al tempo di ritorno T_R dalla relazione:

$$p = 1 - (1/T_R)$$

Per la stima dei parametri **a** ed **n** della curva di pioggia conviene considerare la trasformata logaritmica dei valori delle precipitazioni e delle durate ed applicare il metodo dei minimi quadrati di C. F. Gauss (1809). Passando ai logaritmi naturali, ossia, come in questo caso, di base neperiana e, l'equazione monomia: $h = a \cdot t^n$, diventa un'espressione lineare: $\text{Ln}(h) = \text{Ln}(a) + n \cdot \text{Ln}(t)$. Ponendo, quindi, $Y = \text{Ln}(h)$; $A = \text{Ln}(a)$ ed $X = \text{Ln}(t)$ si ottiene:

$$Y = A + n \cdot X$$

che è l'equazione di una retta di intercetta A e coefficiente angolare n . Note le 5 coppie di valori (h, t) relative alle **5** durate, riferite ad uno stesso periodo di ritorno idrologico, i coefficienti A ed n possono essere determinati approssimando la retta dell'equazione precedente con la retta di interpolazione dei minimi quadrati. Tale retta di interpolazione è quella che minimizza la somma dei quadrati delle distanze tra la retta stessa ed i punti individuati dalle **5** coppie di valori noti. I parametri, date le **5** coppie di valori noti $[\text{Ln}(h), \log(t)]$, possono essere stimati attraverso le equazioni normali:

$$\ln(a) = \frac{\sum_{i=1,5} \ln(h_i) - n \cdot \sum_{i=1,5} \ln(t_i)}{5};$$

$$n = \frac{5 \cdot \sum_{i=1,5} \ln(t_i) \cdot \ln(h_i) - \sum_{i=1,5} \ln(t_i) \cdot \sum_{i=1,5} \ln(h_i)}{5 \cdot \sum_{i=1,5} \ln(t_i)^2 - \left(\sum_{i=1,5} \ln(t_i)\right)^2} \text{ coefficiente angolare}$$

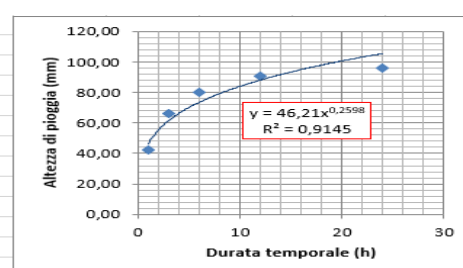
$$a = e^{\ln(a)} = 2,718281828^{\ln(a)} \text{ intercetta.}$$

Una volta stimati i parametri è possibile entrare nella curva di probabilità pluviometrica caratterizzata da un certo tempo di ritorno e ricavare l'altezza di pioggia corrispondente ad un tempo di pioggia posto pari a quello di corruzione (t_c). Per $t_c < 1$ h occorre estrapolare l'altezza di pioggia, dalla curva di possibilità climatica trovata, utilizzando la formula di F. C. Bell (1969):

$$h_{t_c,T} = h_{60,T} \cdot [0,54 \cdot (t_c \cdot 60)^{25} - 0,50] \quad [\text{mm/h}^n]$$

con essa è possibile calcolare l'altezza di precipitazione piovosa di durata $t_c < 60$ minuti e tempo di ritorno idrologico T_r , in funzione del valore $h_{60,T}$, fornito dalla curva di possibilità climatica relativa allo stesso tempo di ritorno. Si sottolinea che la durata t_c , che compare nella formula di F.C. Bell, è espressa in minuti.

STAZIONE PLUVIOMETROGRAFICA		BRINDISI		BACINO:		P. Salentina	
N. Oss.	Anni	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	
1	2001	18,2	19,8	24,2	24,6	27,4	
2	2002	38,2	49,0	55,0	77,8	83,8	
3	2003	22,8	48,0	65,2	97,4	102,6	
4	2004	64,0	75,6	83,2	85,0	85,6	
5	2005	55,2	115,6	136,4	139,2	142,6	
6	2006	17,6	18,0	22,0	29,4	40,2	
7	2007	16,8	19,6	25,4	31,6	37,0	
8	2008	23,8	36,8	48,2	56,2	81,0	
9	2009	18,6	20,8	31,4	38,6	41,4	
10	2010	31,4	50,4	69,2	76,0	76,2	
11	2011	30,0	44,8	56,2	64,4	69,0	
MEDIA		30,60	45,31	56,04	65,47	71,53	
SCARTO Q. MEDIO		15,95	29,39	33,52	34,68	33,93	
α		0,08	0,04	0,04	0,04	0,04	
β		23,42	32,08	40,95	49,86	56,26	
$T_r =$	5	anni	$T_{Tr} =$	1,50	$N =$	5	
Durate (h) =		1	3	6	12	24	
$h_{i(T_r)} =$		42,07	66,45	80,15	90,42	95,94	
$\ln(t)$	$\ln(h)$	$\ln(t) \cdot \ln(h)$	$\ln(t)^2$	Parametri			
0,00	3,74	0,00	0,00	C. Angolare	0,26		
1,10	4,20	4,61	1,21	Intercetta =	3,83		
1,79	4,38	7,85	3,21				
2,48	4,50	11,19	6,17	$a =$	46,21	mm/h ⁿ	
3,18	4,56	14,50	10,10	$n =$	0,26	n. p.	
8,55	21,39	38,16	20,69	$h =$	$a \cdot t^n$	mm	

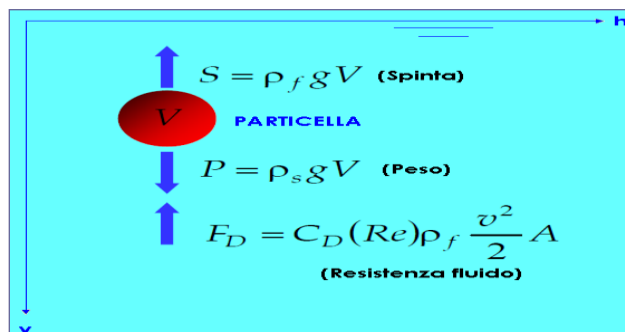


La bontà dei risultati può, ovviamente, essere valutata ricorrendo ad opportuni Test statistici e tra quelli più utilizzati, in idrologia tecnica, si è ricorso a quello di Kolmogorov-Smirnov.

1h	$6^{0,3} \cdot \sigma / \pi$		$\mu - 0,450 \cdot \sigma$	$e^{-e^{-(x-u)/\alpha}}$	$F_0(x)$	$F+ = i/N - (i-1)/N$	D+	D-	$D_{max} <$	$C_{a,N}$	
N° Ordine	x_i [mm]	α	u	$F_x(x)$							
1	16,8	12,43551625	23,4	0,182099798	0,090909	0	0,091191	0,1821	0,182	0,391	VERO
2	17,6			0,202486839	0,181818	0,090909	0,020669	0,111578			
3	18,2			0,218307112	0,272727	0,181818	0,05442	0,036489			
4	18,6			0,229081018	0,363636	0,272727	0,134555	0,043646			
5	22,8			0,349485858	0,454545	0,363636	0,10506	0,014151			
6	23,8			0,379059347	0,545455	0,454545	0,166395	0,075486			
7	30,0			0,554763461	0,636364	0,545455	0,0816	0,009309			
8	31,4			0,590682251	0,727273	0,636364	0,13659	0,045681			
9	38,2			0,73733125	0,818182	0,727273	0,080851	0,010059			
10	55,2			0,925279376	0,909091	0,818182	0,016188	0,107098			
11	64,0			0,962452388	1	0,909091	0,037548	0,053361			
N		30,6	15,94916926	0,577215665							
		Media	S.Q.M.	C. Eulero - M.							
		μ	σ	γ							

6. IMPIANTO DI TRATTAMENTO

Poiché sulla superficie scolante dello stabilimento, si depositano, caricano/scaricano, travasano e/o miscelano sostanze pericolose di cui alle Tab. 3/A e 5 dell'Allegato 5 Alla Parte III del D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i. ovvero sostanze ambientalmente pregiudizievoli di cui all'Elenco indicativo di cui a successivo Allegato 8 del medesimo decreto, l'attività dell'insediamento produttivo, in oggetto, ricade nelle fattispecie disciplinate al Capo II del R.R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26 e s.m.i., pertanto le acque di prima pioggia, provenienti da tale superficie impermeabilizzata, saranno avviate, dopo grigliatura, operata in appositi pozzetti a caditoia grigliata, dislocati lungo l'apposita rete di raccolta e convogliamento, verso una vasca di accumulo, a perfetta tenuta stagna, previo appropriato trattamento di dissabbiatura statica e disoleazione coalescente. Le ulteriori acque sono avviate al direttamente recapito finale, previo idoneo accumulo per il loro successivo riutilizzo compatibile, in sito. Tale vasca è dotata di un sistema di alimentazione che consente di escludere le stesse a riempimento avvenuto e di accorgimenti tecnici che ne consentano lo svuotamento entro le quarant'ore successive al termine dell'evento meteorico. Le acque di prima pioggia, accumulate in apposita vasca di raccolta a tenuta stagna, sono avviate, entro 48 ore dal termine dell'evento meteorico, tramite ditte autorizzate alla gestione di rifiuti ai sensi della Parte IV del D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 ad un appropriato impianto di trattamento gestito da terzi con le modalità proprie dei rifiuti liquidi (c. 2 art. 10, R.R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26. Il trattamento di **dissabbiatura statica**, per la normale rimozione di particelle sospese sedimentabili di dimensioni superiori a **0,20** (zero virgola venti) mm è dimensionato ai sensi dell'**Art. 3, c. 1, lettera m, R. R. Puglia, 9 dicembre 2013, N. 26**, mentre il trattamento di disoleatura coalescente, per rimozione di particelle liquide leggere di dimensioni superiori a **0,15** (zero virgola quindici) mm è dimensionato ai sensi della **Normativa Tecnica UNI EN 858-1:2005**. I meccanismi con cui queste separazioni si svolgono, pur essendo determinati sempre dalla forza di gravità, dipendono fortemente dalla natura e dalla tipologia delle particelle (organiche e/o inorganiche), nonché dalla loro concentrazione e può essere schematizzato nel cosiddetto processo di *sedimentazione* ovvero *nell'inverso processo di flottazione, discreta di particelle isolate*.



Schematizzazione forze agenti sulla particella.

Va ricordato che, spesso, negli impianti reali, come nella fattispecie, nello stesso processo di sedimentazione si può avere, in serie o in concomitanza, presenza dei diversi meccanismi di rimozione come, per esempio, la flottazione (disoleazione degli olii e liquidi leggeri non emulsionati). Tale tipo di sedimentazione (o *flottazione*), può essere studiata attraverso le leggi della separazione gravitica formulate da Stokes-Newton.

7. IL DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA DI PRIMA PIOGGIA

Secondo le definizioni del citato regolamento regionale (**Art. 3, c. 1, lett. b**), le acque di prima pioggia sono costituite dalla prima frazione delle acque meteoriche di dilavamento relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno **48** (quarantotto) ore di tempo asciutto, per una altezza di precipitazione uniformemente distribuita compresa tra **5,0** (cinque) e **2,5** (due virgola cinque) mm

(millimetri), per le superfici scolanti rientranti tra **10.000** (diecimila) e **50.000** (cinquantamila) m² (metri quadrati), valutate al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, in funzione dell'estensione dello stesso bacino correlata al tempo di corrivazione alla sezione d'imbocco della vasca di prima pioggia. Per tale prescrizione, di cui alla summenzionata disciplina regionale, si può far uso della formula di Desbordes et Al. (1984), valida per aree non superiori a **400** ha (quattrocento ettari) e per durata della precipitazione non superiori ad **1** ora, che esprime il Fattore di Riduzione Areale o ARF (Areal Reduction Factor), secondo la seguente equazione:

$$ARF = A^{-\varepsilon}$$

ove l'area A del bacino è misurata in ettari ed ε è un parametro, adimensionale, che assume il seguente valore:

$$\varepsilon = [k_1 - \log_{10}(t^{0,03320})] \cdot (A^{0,1050} - k_2)$$

ove t è la durata della precipitazione, espressa in ore, che si fa corrispondere al tempo di corrivazione t_c ed A è l'area della superficie scolante espressa in ettari e k_1 , k_2 coefficienti, adimensionali, indipendenti dal tempo idrologico di ritorno:

A (ha) =	1,590	1,00 [ha] ≤ A ≤ 5,00 [ha]
t_c (h) =	0,100	$t_c \leq 1,00$ [h]
ε (n.p.) =	0,3075	$\varepsilon = (0,9280 - \log(t_c^{0,0332})) \cdot (A^{0,1050} - 0,7300)$
ARF =	0,90	Desbordes (1984): $ARF = A^{-\varepsilon}$
h_{pp} (mm) =	4,50	$h_{pp} = 5,00$ mm · ARF
V_{pp} (m ³) =	71,55	$V_{pp} = A \cdot h_{pp}$

Ai fini di una migliore laminazione (*laminazione ottimale*), della portata in uscita, prevista, anch'essa, in fogna separata consortile, viene considerata un'altezza di pioggia, uniformemente distribuita sulla superficie scolante, di **4,50 mm** (cinque millimetri) di pioggia. Per cui si adotterà una vasca di prima pioggia di volume pari **72 m³**, realizzata in calcestruzzo armato, gettato in opera ovvero in CAV. Tale vasca sarà dotata di un sistema di deviazione passivo che consente di separare le acque di prima pioggia dalle acque di dilavamento successive, a riempimento avvenuto e, inoltre, degli accorgimenti tecnici che ne consentono lo svuotamento entro le **48** (quarantotto) ore successive all'evento meteorico. Questi ultimi saranno azionati, in automatico, da un sensore di pioggia, per la segnalazione di fine evento. Avendo schematizzato l'intensità di precipitazione con un'opportuna legge pluviometrica, si ottengono, rispettivamente, un **tempo di corrivazione $t_c = 360$ s < 3600 s (1,00 h)** ed un'intensità di pioggia, costante, **$i = h/t_c = a \cdot t_c^{n-1} = 160,09$ mm/h** (con $h = a = 46,17$ mm e $n = 0,46$ n.p.). Conoscendo, quindi, il valore della portata critica di piena (Q_{max}) ed il suo relativo **tempo di corrivazione (t_c)**, è possibile conoscere il valore della portata laminata (y) in uscita (cd acque di seconda pioggia) ed il relativo tempo di riempimento della vasca (x). Stante, infatti, la proporzionalità fra i lati dei due triangoli equilateri, dell'idrogramma di piena, in figura, risulta:

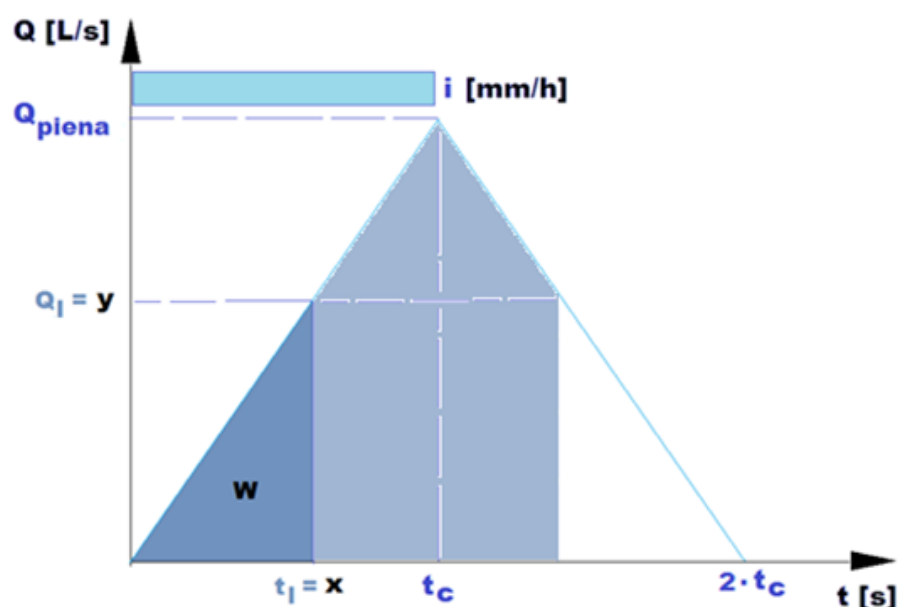
$$y/x = Q_{max}/t_c = \mathbf{0,93} \text{ [L/s}^2\text{]}$$

onde

$$y = \mathbf{304,60} \text{ [L/s]}$$

con **$x = 394,20$ [s] > $t_c = 360$ [s]**

$Q_{piena} [L/s] =$	336,58	Portata di prima pioggia		
$t_c [s] =$	360,00	Tempo di corrivazione del bacino scolante		
$W_{pp} [L] =$	71550,00	Volume della vasca di prima pioggia		
$W_c [L] =$	121168,80	Volume di piena		
$R = W_{pp}/W_c [\%] =$	59,0499	Grado di riempimento		
$y/x [L/s^2] =$	0,93	Rapporto: Q_{max}/t_c		
$x \cdot y [L] =$	99237,60	Prodotto: $t_i \times Q_i$		
$y [L/s] = [(x \cdot y) \cdot y/x]^{0,5}$	304,60	Portata laminata dalla vasca di prima pioggia		
$x [s] = (x \cdot y)/y$	394,20	Tempo di invaso della vasca di prima pioggia		
$Q_{laminata} [L/s] =$	304,60	Portata laminata dalla vasca di prima pioggia		
$t_i [s] =$	394,20	Tempo di riempimento della vasca di prima pioggia		
$\eta = Q_{laminata}/Q_{piena} =$	0,90	Grado di laminazione		
$1 - \eta =$	0,10	Grado di efficienza		
$\epsilon = 1 - \eta =$	0,10	Grado di efficienza		



L'acqua di dilavamento, invasata nella vasca di prima pioggia, entro le **48** [h], dalla fine dell'evento meteorico, sarà avviata, in maniera costante, mediante una pompa volumetrica, all'impianto di trattamento appropriato in ragione di:

$$q = W_{pp}/(24 \cdot 1.000) \cong \mathbf{2,98} [m^3/h]$$

il volume d'invaso sarà realizzato delle seguenti dimensioni: **7,26 m** · **4,52 m** · **2,20 m** (H_w).

8. IL DIMENSIONAMENTO DEI SEPARATORI SECONDO LA TEORIA SCIENTIFICA DI STOKES NEWTON

Per il dimensionamento della vasca di dissabbiatura (separatori gravitimetici), nota la portata del fluido in ingresso (Q m^3/s), il diametro ($\varnothing = \mathbf{0,200}$ mm $\equiv \mathbf{0,0002}$ m) e la densità media delle particelle di agglomerato sabbioso-organico ($\gamma \geq \mathbf{2.350}$ Kg/ m^3 : **85** % SS + **15** % S.O.) sospese nell'acqua alla temperatura media **15** °C, si determina la velocità limite di sedimentazione v_0 delle particelle, che si vogliono rimuovere, attraverso la legge di G. Gabriel Stokes (1851):

$$v_0 = \frac{1}{18} \cdot g \cdot \frac{(\rho_s - \rho_f)}{\mu_f} \cdot d_s^2 = \mathbf{0,0256324}$$

dove

v_0 = velocità ascensionale data da **Q/A** [m/s];

Q = portata in ingresso [m³/s];

S = superficie della vasca di dissabbiatura [m²];

g = **9,80665** accelerazione di gravità [m/s²];

ρ_s = **2.350** densità delle particelle solide (**85 % S. l.** e **15 % S.O.**) a **15 °C** [kg/m³];

ρ_f = **999,055795** densità dell'acqua a **15 °C** [kg/m³];

μ_f = **0,001148567** viscosità dinamica dell'acqua [Kg/(m · s)];

d_s = 0,000200 diametro delle particelle sedimentabili [m] (art. 3, c. 1, lettera m, **R.R. Puglia n.26/2013**);

ν_f = **0,0000114965** viscosità cinematica dell'acqua [m²/s];

Φ = **2,00** fattore di forma [-]

$$v_0 \equiv \mathbf{0,01822453 \text{ m/s (valore iterato)}}$$

Nota la velocità limite di sedimentazione si controlla il valore del Numero di Reynolds (includendovi il fattore di forma), per verificare se si è, effettivamente, in condizioni di regime laminare:

$$Re = \Phi \cdot \frac{v_0 \cdot d_s}{\nu_f} = \mathbf{6,348110} > 1,0$$

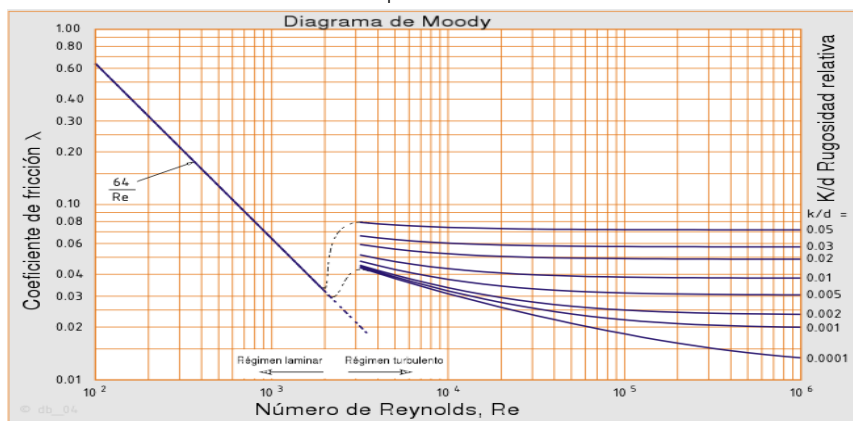


Diagramma di Moody

Essendo **Re > 1** per il calcolo della velocità di sedimentazione in regime di moto di transizione è necessario applicare l'equazione di Newton, determinando dapprima il coefficiente di attrito:

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 = \mathbf{5,3110}$$

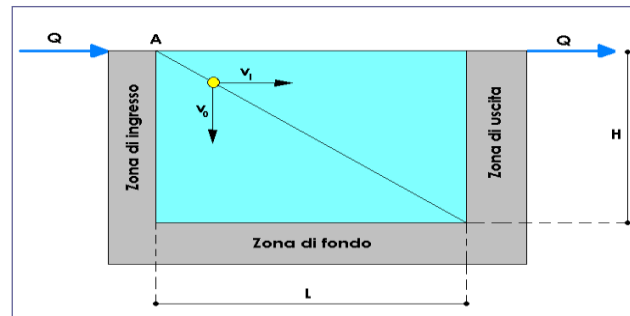
Si utilizza, dunque, il valore del coefficiente di attrito, così determinato, per ricalcolare la velocità di sedimentazione a mezzo dell'equazione di Newton:

$$v_0 = \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_f) \cdot d}{3000 \cdot C_d \cdot \Phi}} = \mathbf{0,0182453 \text{ m/s}}$$

dal momento che il valore assunto inizialmente con quello della velocità coincide, per approssimazione, in difetto, con quello ora determinato si adotta, ai fini pratici, quest'ultimo valore. Le particelle solide saranno, inoltre assoggettate anche ad una velocità di trasporto orizzontale v_h data da:

$$v_h = \frac{Q}{(B \cdot H)} < \mathbf{0,088574 \text{ m/s (velocità limite di trascinamento)}}$$

dove B è la larghezza della vasca ed H l'altezza utile di decantazione, pertanto $B \cdot H$ [m²], costituisce la sezione trasversale della vasca.



Schema della sezione utile di sedimentazione

Come illustra la figura, le particelle che entrano nella vasca avranno modo di decantare se la velocità di sedimentazione v_0 è tale per cui la traiettoria ricade entro la lunghezza utile della vasca. Tale condizione è soddisfatta se:

$$v_0 \geq \frac{Q}{L \cdot B} = \frac{Q}{S}$$

affinché ciò accada il tempo di percorrenza orizzontale:

$$t_0 = \frac{L}{v_i} = L \cdot \frac{(H \cdot B)}{Q}$$

deve essere inferiore od al più uguale al tempo di percorrenza verticale:

$$t_v = \frac{H}{v_0}$$

e tale condizione è soddisfatta quando:

$$\frac{Q}{L \cdot (H \cdot B)} \leq \frac{v_0}{H}$$

ossia:

$$v_0 \geq \frac{Q}{L \cdot B} = \frac{Q}{S}$$

dove:

S rappresenta la superficie orizzontale del decantatore.

Al fine di evitare fenomeni di risospensione e trascinamento delle particelle solide sedimentate, la velocità orizzontale del fluido all'interno della vasca dovrebbe essere mantenuta a valori sufficientemente ridotti. La velocità critica alla quale avviene la risospensione delle particelle è stata espressa analiticamente da Camp (1946), in base a risultati di studi condotti da Shields (1936), mediante la seguente equazione:

$$v_H = \left[\frac{8 \cdot k \cdot (s - 1) \cdot g \cdot d}{f} \right]^{0,50}$$

dove

v_H = velocità orizzontale critica alla quale corrisponde l'inizio dei fenomeni di risospensione.

k = costante dipendente dalle caratteristiche delle particelle solide, adimensionale.

s = 2,35222 densità relativa delle particelle solide, adimensionale

g = 9,80665 accelerazione di gravità [m/s²],

d = 0,0002 diametro delle particelle [m],

f = coefficiente di attrito di Darcy-Weisbach, adimensionale.

La costante **k** vale tipicamente **0,04** per sabbia monogranulare e **0,06** per particelle oleose con maggiore tendenza all'adesione. Il coefficiente di attrito **f** di Darcy-Weisbach dipende dalle caratteristiche della superficie di contatto con il fluido nonché dal numero di Reynolds. Il valore tipico, di tale coefficiente è pari a **0,025**. Note pertanto la portata influente e la velocità limite di sedimentazione e la velocità limite di trascinamento della particella sabbiosa queste consentono di ricavare tutte le altre grandezze afferenti il separatore gravitometrico così come di seguito tabellate:

NS [n.p.] =	400	TAGLIA NOMINALE DEL SEPARATORE DELLE SABBIE	NS	DN [mm]
Q [L/s] =	336,58	Portata influente	1,5	100
Q [m³/s] =	0,337	Portata influente	3	100
v ₀ [m/s] =	0,0182307	Velocità limite di sedimentazione (15°C)	6	125
v _H [m/s] =	0,184249	Velocità limite di trascinamento (15°C)	10	150
v _H /v ₀ [n.p.] =	10	Rapporto velocitario ≤ 15	15	200
S [m²] =	18,46	Area orizzontale (R. R. Puglia N. 26:2013)	20	200
S' [m²] =	1,83	Area verticale necessaria	30	250
B _{min} [m] =	1,01	Larghezza minima teorica del separatore	40	300
B [m] =	2,30	Larghezza effettiva del separatore	50	300
H [m] =	1,80	Altezza effettiva del separatore ≥ 1,40 [m]	65	300
L _{min} [m] =	8,03	Lunghezza minima del separatore	80	300
L [m] =	9,80	Lunghezza effettiva del separatore	100	300
V _{fanghi} [m³] =	40,00	Volume minimo separatore [100 · NS/(f _d - 1000)]	125	400
V [m³] =	40,57	Volume effettivo separatore ≥ V _{fanghi} con f _d = 1	150	400
S [m²] =	22,54	Superficie d'acqua (specchio liquido orizzontale)	200	400
			300	500
			400	600

Nelle zone di ingresso del separatore andrà posto un baffle (*deflettore e rompischiuma*), ad una distanza pari a **0,60** volte il diametro del tubo d'ingresso, con lo scopo di soddisfare la superficie necessaria occorrente, favorendo la coalescenza ed affinché si realizzino, praticamente, le seguenti condizioni:

- ▣ Velocità di traslazione uniforme in ogni punto della vasca;
- ▣ Particelle sospese distribuite, nella zona di ingresso, in maniera uniforme sulla sezione trasversale della vasca;
- ▣ Particelle sedimentate al fondo non risospensibili.

Analogamente, per il dimensionamento della vasca di disoleatura, nota la portata del fluido in ingresso (**Q** m³/s), il diametro ($\varnothing = 0,150 \text{ mm} \equiv 0,00015 \text{ m}$; API Publication 421, First Edition, February 1990) e la densità delle particelle oleose ($\gamma \geq 850 \text{ Kg/m}^3$) sospese nell'acqua alla temperatura media annua di **15 °C**, si determina la velocità limite di sedimentazione **v₀** delle particelle di liquido leggero, che si vogliono rimuovere, attraverso la legge di Stokes:

$$v_0 = \frac{1}{18} \cdot g \cdot \frac{(\rho_o - \rho_f)}{\mu_f} \cdot d_o^2 = 0,002 \text{ m/s} \quad (v_l \leq 15 \cdot v_0 = 0,03 \text{ m/s})$$

dove:

v_0 = velocità ascensionale data da Q/A [m/s];

Q = portata in ingresso [m³/s];

S = superficie della vasca di disoleatura [m²];

$g = 9,80665$ accelerazione di gravità [m/s²];

$\rho_o = 850,00$ densità minima delle particelle oleose a 15°C [kg/m³];

$\rho_f = 999,055795$ densità dell'acqua a 15°C [kg/m³];

$\mu_f = 0,001148567$ viscosità dinamica dell'acqua [Kg/(m · s)];

$d_o = 0,000150$ diametro delle particelle idrocarburiche flottabili [m] (**Norme DIN 1999-101:2009-05**);

$\nu_f = 0,00000114965$ viscosità cinematica dell'acqua [m²/s];

$\Phi = 1,00$ fattore di forma, pressoché sferica [-]

Nota la velocità limite di flottazione si controlla il valore del numero di Reynolds (includendovi il fattore di forma), per verificare se si è, effettivamente, in condizioni di regime laminare:

$$Re = \Phi \cdot \frac{v_0 \cdot d_o}{\nu_f} = 0,261 < 1,0$$

Essendo $Re < 1$ il regime di moto, della particella oleosa, rientra pienamente in quello cosiddetto laminare. La suddetta velocità di sedimentazione v_0 , consente di ricavare la superficie minima di flottazione:

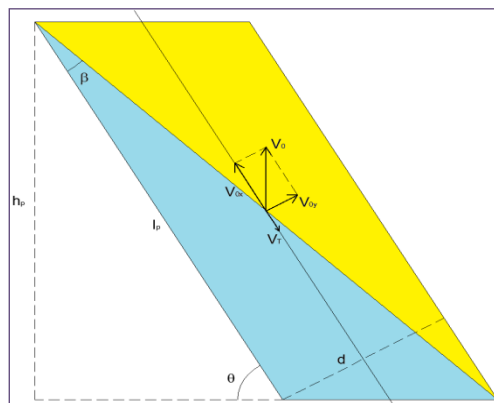
$$S = \frac{Q}{v_0}$$

Ove S rappresenta la superficie orizzontale del separatore.

Al fine di evitare fenomeni di risospensione e trascinamento delle particelle solide sedimentate, la velocità di trascinamento del fluido, all'interno dei pacchi lamellari, dovrebbe essere mantenuta a valori sufficientemente ridotti. Tale velocità critica è espressa dalla seguente equazione (Metcalf & Eddy, 2006):

$$v_T = v_0 \cdot \frac{\sin\theta + \tan\beta \cdot \cos\theta}{\tan\beta}$$

$$v_T = v_0 \cdot \frac{\cos\theta + \tan\beta \cdot \sin\theta}{\tan\beta} = 15 \cdot v_0$$



dove:

v_0 = è la velocità minima di flottazione;

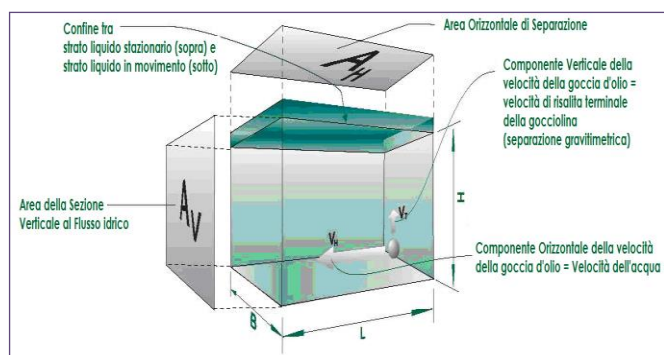
$\beta = \pi/2 - \arctan(l_p/d) = 2^\circ$ è l'angolo che la traiettoria della particella soggetta a velocità di trascinamento e velocità di flottazione determina con la superficie dei setti inclinati del P.L.;

$d = 0,025$ distanza tra i setti del canale;

$l_p = h_p / \sin\theta = 0,6928$ m è la lunghezza del canale con $h_p = 0,60$ m altezza dei setti;

$\theta = 60^\circ$ è l'angolo di inclinazione dei canali del P.L. rispetto al piano orizzontale;

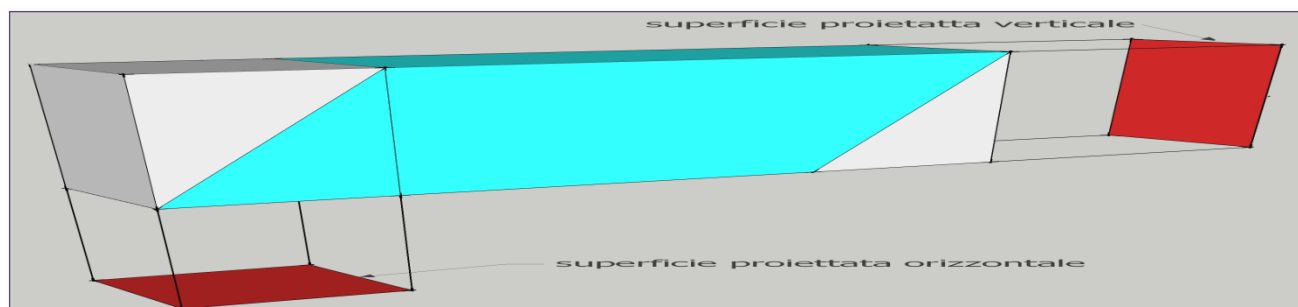
$v_T \leq 15 \cdot v_0$ è la velocità di trascinamento all'interno dei setti inclinati del pacco lamellare.



Componenti della velocità particellare.

DESCRIZIONE	VALORI [U.M.]
CARICO STATICO DISTRIBUITO SOPPORTABILE	855 [kg]
INCLINAZIONE CONDOTTO	60 [°]
INTERASSE	27,3 [mm]
DISTANZA FRA LE PARETI	25 [mm]
RAGGIO IDRAULICO	5,79 [mm]
INDICE DI VUOTO	96 [%]
ONDULAZIONE	13 [mm]
SPESSORE FOGLI	0,40 [mm]
AREA DI SEDIMENTAZIONE PROIETTATA**	60 [m²/m²]
DENSITÀ PACCO LAMELLARE	26,50 [kg/m²]

Caratteristiche del modulo di riempimento PL



Superfici efficaci del modulo coalescente e sue proiezioni sui piani verticale ed orizzontale.

Anche per la flottazione risulta che, per una data portata in ingresso, l'efficienza del processo è influenzato unicamente dalla superficie **S** e non dal volume della vasca (e, quindi, neanche dal tempo di ritenzione idraulica) né, conseguenzialmente, dalla profondità della vasca.

Note pertanto la portata influente e le velocità limite di flottazione e di trascinamento, della particella oleosa, queste consentono di ricavare tutte le altre grandezze afferenti il separatore coalescente così come di seguito tabellate:

NS [n.p.] =	400	TAGLIA NOMINALE DEL SEPARATORE L. LEGGERI	NS	DN [mm]
Q [L/s] =	336,58	Portata influente	1,5	100
Q [m³/s] =	0,337	Portata influente	3	100
v ₀ [m/s] =	0,001502	Velocità limite di flottazione (15°C)	6	125
v _T [m/s] =	0,0225	Velocità limite di trascinamento (15°C) ≤ 15 · v ₀	10	150
v _T /v ₀ [n.p.] =	15	Rapporto velocitario (API Publ. N. 421:1990)	15	200
F [n.p.] =	1,64	Fattore di turbolenza e rigurgito (API Publ. N. 421:1990)	20	200
S _{min} [m²] =	367,50	Area orizzontale minima necessaria	30	250
N° P.L. [n.p.] =	10,00	Numero pacchi lamellari (S _{P.L.} = 60 m²/m²)	40	300
S [m²] =	455,00	Area effettiva proiettata in orizzontale dai P.L. ≥ S _{min}	50	300
B [m] =	2,26	Larghezza effettiva del separatore	65	300
H [m] =	1,75	Altezza effettiva del separatore ≥ 1,4 = 0,9 + 0,15 + 0,35 [m]	80	300
H/B [m/m] =	0,8	Rapporto altezza/larghezza 0,3 ≤ H/B ≤ 0,6 [m/m]	100	300
L [m] =	7,26	Lunghezza effettiva del separatore	125	400
L/B [m/m] =	3,2	Rapporto lunghezza/larghezza > 1,5 (UNI EN 858:2004/05)	150	400
V _{oli} [m³] =	12	Volume minimo stoccaggio olii (0,15 · 0,2 · NS)	200	400
V _{inerti} [m³] =	28	Volume minimo stoccaggio inerti (0,35 · 0,2 · NS)	300	500
h [m] =	0,06	Altezza libera da lasciare sopra il pelo libero per accumulo ol	400	600
S _w [m²] =	16,41	Superficie d'acqua effettiva con P.L. ≤ 0,2 - NS Superficie senza P.L.	500	600
V [m³] =	28,71	Volume Totale separatore: B · L · H	NS Comp. > 600	
V _{PL} [n.p.] =	0,76	Volume P.L.	Dimensioni [m] :	
			1,10	1,15
				0,60

Per la **verifica del sistema** viene utilizzata la relazione proposta dalla **Pubblicazione API N. 421:1990** sul dimensionamento dei separatori di olii con diametro delle gocce pari a **150** micron che prescrive una velocità verticale limite di flottazione del globulo d'olio (espressa in piedi al minuto), calcolata con la seguente equazione:

$$v_0 = 0,0241 \cdot \frac{S_w - S_0}{\mu} = 0,0241 \cdot \frac{0,9920 - 0,920}{0,0065} = 0,267 \left[\frac{\text{ft}}{\text{min}} \right]$$

dove:

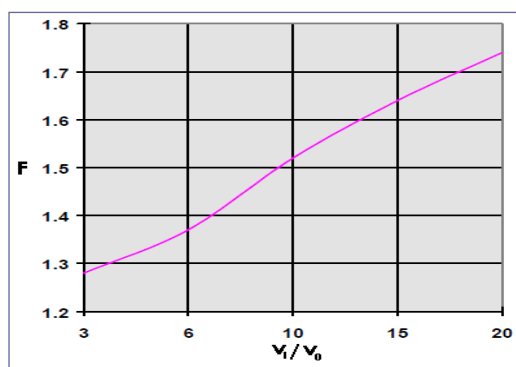
$S_w = 0,9920$ peso specifico dell'immissione idrica, alla temperatura di progetto (adimensionale);

$S_0 = 0,920$ peso specifico dell'olio presente nell'immissione idrica (adimensionale, non in gradi API);

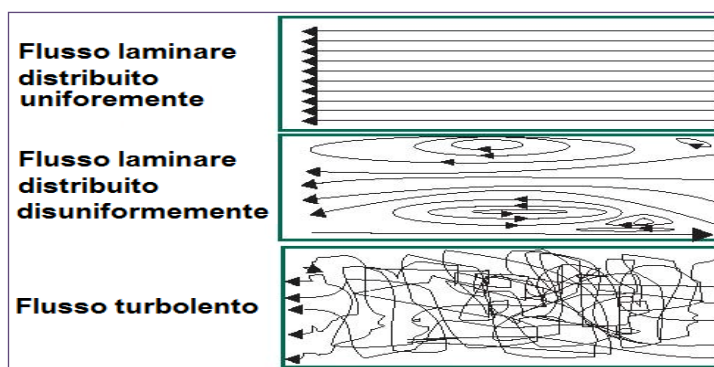
$\mu = 0,0065$ viscosità assoluta dinamica dell'immissione idrica, alla temperatura di progetto (in poise).

Per cui, riportando il risultato nel sistema internazionale, risulta:

$v_0 = Q/S = 0,0014$ [m/s] che, risolvendo rispetto ad S , nota Q , porta ad un valore di $S_{\min}$ [m²] (superficie teorica necessaria) < S [m²] (superficie effettivamente realizzata).



Valori di F al variare dei valori di v_i/v_0



Regime laminare all'interno del vano di dissabbiatura

9. LA VERIFICA TECNICA SECONDO LE NORME UNI EN 8581/2002

Secondo le norme tecniche europee **UNI EN 858** (parti I e II), l'utilizzo dei separatori gravitometrici di Classe I (separatori coalescenti) sono da installare laddove è richiesto una rimozione spinta di liquidi leggeri di origine idrocarburica e dove c'è bisogno di un trattamento continuo anche dopo la prima pioggia. Perché il processo sia efficace la densità della frazione oleosa (diametro minimale delle particelle leggere di origine idrocarburica **0,150** mm) non deve essere inferiore a **0,850** g/cm³ ($\gamma_{\text{olio}} \geq 850$ Kg/m³). Secondo le norme **UNI EN 858** (Parti I e II) il dimensionamento si basa sulla natura e sulla 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, per esempio, i detergenti).

La formula per il dimensionamento, per la configurazione **S-II-I- P**, è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d = 400 \text{ (Nominal Size)}$$

dove:

NS = è la taglia nominale, composita, del separatore;

Q_r = è la massima portata di pioggia, in L/s;

Q_s = 0 è la massima portata di acqua reflua, in L/s;

f_d = 1,00 è il fattore minimo di densità per il tipo di olio;

f_x = è il fattore di impedimento (non pertinente in quanto, essendo solo acqua piovana, Q_s = 0).

Componenti		Contenuto massimo ammissibile di olio residuo ^a (mg/l)	Lettera codice	Configurazione	Qualità dell'effluente
Sedimentatore			S	S-II-P	Consigliata come qualità minima dell'effluente per l'immissione in sistemi di scarico/reti fognarie e impianti per reti fognarie
Separatore	Classe II	100 (tecnica di separazione tipica a gravità)	II II b (separatore con bypass)	S-I-P	Consigliata dove può essere richiesto un grado di separazione maggiore
	Classe I	5,0 (tecnica di separazione tipica a coalescenza)	I I b (separatore con bypass)	S-II-I-P	Consigliata per la stessa qualità dell'effluente della combinazione S-I-P, ma dove la portata di afflusso può contenere quantità di liquidi leggeri maggiori
Condotto di campionamento			P	S-IIb-P	Può essere utilizzata per contenere lo sversamento di liquido leggero
				S-Ib-P	Può essere utilizzata per trattenerne il primo deflusso superficiale contaminato

^a Quando sottoposto a prova come da 8.3.3.1 e in seguito all'analisi dei campioni per il rilevamento del loro contenuto di idrocarburi tramite spettroscopia a infrarossi A.2/3.

La taglia nominale NS è un numero, espresso in unità, approssimativamente equivalente alla portata massima effluente in L/s del separatore.

Una volta calcolato NS attraverso la formula si richiederà al fornitore un impianto avente la taglia nominale più vicina. La taglia nominale viene espressa preferibilmente secondo questa serie:

1,5, 3, 6, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 65, 80, 100, 125, 150, 200, 300, 400 e 500

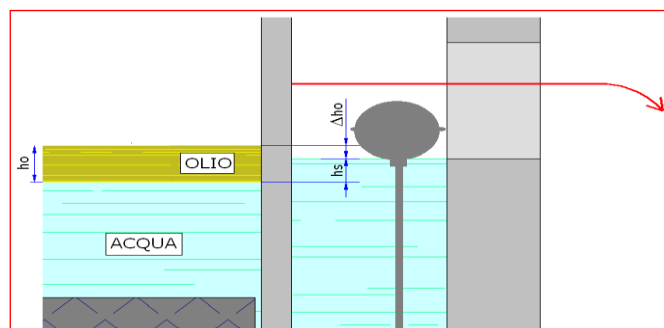
e loro combinazioni per NS > **500**. Il fattore di densità (**f_d**) varia da **1** a **2** a seconda della densità degli idrocarburi e della combinazione dei componenti il separatore.

Tipo di scarico	f _x
a. per il trattamento delle acque reflue (effluenti commerciali) provenienti da processi industriali, lavaggio di veicoli, pulizia di parti ricoperte di olio o altre sorgenti (per esempio piazzole di stazioni di rifornimento carburante)	2
b. per il trattamento dell'acqua piovana contaminata da olio (deflusso superficiale) proveniente da aree impervie, per esempio parcheggi per auto, strade, aree di stabilimenti	0
c. per il contenimento di qualunque rovesciamento di liquido leggero e per la protezione dell'area circostante	1

Densità g/cm³	Fino a 0,85	da 0,85 fino a 0,90	da 0,90 fino a 0,95
Combinazione	Fattore di massa volumica o densità f _d		
S II P	1	2	3
S I P	1 ^a	1,5 ^a	2 ^a
S II I P	1^b	1^b	1^b
S per Dissabbiatore; I o II per Classe del Separatore; P per Pozzetto di ispezione e/o prelievo.			
^a Per i Separatori di Classe I che operano solo con la gravità si utilizza il f_d della classe II .			
^b Sia per la classe I che per la classe II .			

Per la raccolta del sedimento che potrebbe portare ad occludere le condotte del separatore si utilizza un'anticamera come parte integrante dello stesso oppure un contenitore a sé stante. Per il dimensionamento della "sludge-trap" la **EN 858, P. I e II**, a seconda della prevedibile formazione di sedimento, richiede di moltiplicare la NS per un fattore adimensionale e poi dividere il risultato per il fattore f_d.

Il volume di raccolta dell'olio deve essere **10** volte la **NS** qualora il separatore sia munito di otturatori automatici per prevenire tracimazioni e di **15** volte la NS, in caso contrario, come nella fattispecie. Il rapporto tra profondità e larghezza del separatore deve essere compresa tra **1:1,5 ÷ 1:5**. Il rapporto massimo tra profondità liquida e larghezza deve essere **$0,3 \leq H_w/B \leq 0,6$** e la profondità liquida massima compresa fra **$2,50 \text{ m} \geq H_w \geq H_{\min} = 1,50 \text{ m}$** (**American Petroleum Institute Publication N° 241, february 1990, API First Edition; D.C. 20005, Washington**), comprensiva di una profondità di **0,15** m per lo stoccaggio del liquido leggero e di **0,35** m per la raccolta dei sedimenti (**UNI EN 858-1:2005**).



Capacità di stoccaggio liquido leggero separato.

L'altezza del liquido leggero, nel vano trappola, se dotato di otturatore automatico, ha espressione:

$$h_o = V_o/S = (10 \cdot NS/1000) \cdot [1/(0,20 \cdot NS)] = 0,05 \text{ [L/m}^2\text{]} \quad \text{ossia} \quad 0,05 \text{ [mm]}$$



Variazione del sovralz idrico Δh_o in funzione dello spessore oleoso h_o , per $\delta_o = 0,85$.

Considerando, quindi, una massa volumica normale (**Norme UNI EN 858-1:2005. Punto 6.5.2**) del liquido leggero di $\delta_o = 850 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ con densità relativa all'acqua ($\delta_w = 1000 \text{ kg/m}^3$), $\delta_o = 850/1000 = 0,85$, si ottiene:

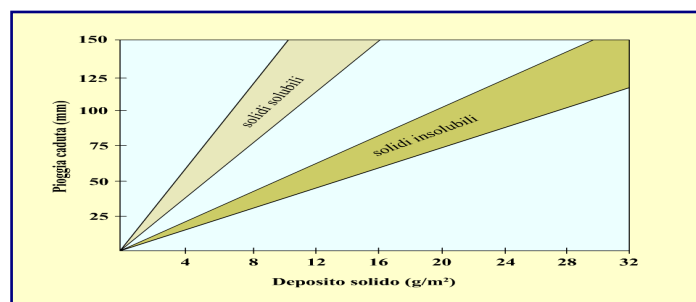
$$\Delta h_o \cong (1 - \delta_o) \cdot h_o = (1 - 0,85) \cdot 0,005 = 0,0008 \text{ [cm]}$$

ed altezza di sovralz idrico, in uscita, ininfluyente:

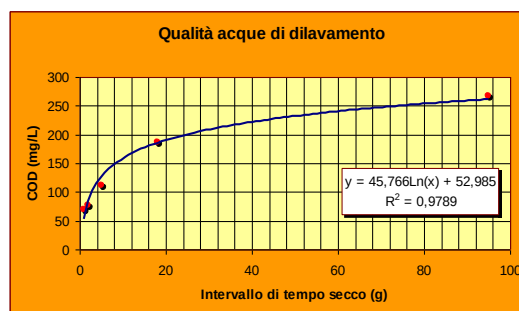
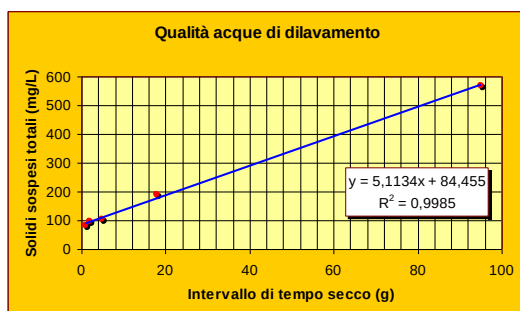
$$h_s = (h_o - \Delta h_o) \cong 0,0050 - 0,0008 = 0,0042 \text{ [cm]}$$

L'immissione, costituita dall'**acqua meteorica di dilavamento** nel **recapito finale costituito dagli strati superficiali anidri del sottosuolo**, così definiti secondo il *Parere del Ministero dell'Ambiente e Tutela del Territorio N. Prot. 6983/TAI/DI/PRO del 07.08.2002*, avverrà in piena conformità con quanto disposto dal D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i., nel rispetto delle prescrizioni del Regolamento del Gestore Consorzio ASI di Brindisi, del R. R. Puglia 9 dicembre 3103, N. 26, delle Norme Tecniche Generali di cui all'Allegato N. 5, accluso alla Delibera CITAI del 4 febbraio 1977.

N.B.: Per la **grigliatura**, già intesa effettuata a monte del sistema di trattamento in progetto, negli appositi pozzetti a caditoia, la sostanza: "materiali grossolani; è da ritenersi assente.



Relazione fra pioggia caduta e deposito solido secco.



Relazione fra qualità delle acque meteoriche ed intervallo di tempo secco.

10. IL SISTEMA DI DEPURAZIONE ECO®RAIN

L'impianto per il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento, è asservito dai manufatti edili, così come di seguito combinato (**S-II-I-P**):

IMPIANTO APPROPRIATO - R.R. PUGLIA 9 Dicembre 2013, N. 26

DISSABBIATURA STATICA R.R. 9.12.2013, N. 26 E DISOLEAZIONE COL. - NORME UNI EN 858-PP.1/2:2005

- Dissabbiatore statico S-II** o **Separatore Gravitimetrico di Classe II** in CAV (o da realizzare in opera), da **40,57 m³**, dotata di sistema a baffles interni, idoneo alla separazione di particelle solide inerti maggiori od uguali a **0,200 mm** (densità **2.350 g/dm³**);
- Disoleatore S-I** o **Separatore Coalescente di Classe I**, in CAV (o da realizzare in opera), da **28,71 m³** di origine idrocarburica, di diametro maggiore di **0,150 mm** ed aventi densità maggiore od al più uguale a **850 g/dm³**. Composto da un vano inferiore, con funzione di stoccaggio degli inerti più fini ed un vano trappola, superiore, per gli oli esausti ed un vano di alloggio per gli otturatori automatici a galleggiante tarato.
- Pozzetto P d'ispezione, partizione, uscita**, in CAV, **1.500 mm x 2.000 mm** (o da realizzare in opera).

Dopo i summenzionati trattamenti (grigliatura, dissabbiatura statico-gravitimetrica e disoleazione coalescente), le prime acque di pioggia verranno accumulate in una vasca a perfetta tenuta stagna per il loro normale avvio, da parte di Ditte autorizzate alla gestione dei rifiuti ai sensi della Parte IV del D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i., ad un impianto di trattamento gestito da terzi con le modalità proprie dei rifiuti liquidi, mentre le acque successive saranno avviate al recapito finale.

11. FUNZIONAMENTO E FASI DI TRATTAMENTO DELL'IMPIANTO DEPURATIVO ECO®RAIN

Il trattamento di tutte le "acque meteoriche di dilavamento", individuate ai sensi della normativa nazionale, di cui al **Decreto Legislativo 3 aprile 2006, N. 152** (c.d. *Nuovo Codice Ambientale*), avviene tramite la realizzazione di specifiche opere di d'intercettazione (*caditoie con griglia*), collettamento separativo delle acque (*condotte pluviali*) ed un normale impianto di trattamento per la *dissabbiatura* e la *disoleazione*, secondo i dettami della specifica normativa regionale. Il calcolo dei volumi di acqua relativi alla portata di colmo, è stato effettuato per un tempo di ritorno idrologico (T_r), non inferiore a **5** anni. Lo schema di depurazione adottato per l'impianto proposto è, pertanto, così combinato (**S-II-I-P**):

- 📄 Trattamenti preliminari di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione;
- 📄 Pozzetti d'uscita, controllo ed ispezione;
- 📄 Vasca di accumulo **A** per il **riutilizzo compatibile** (L. R. Puglia 10 giugno 2008, n. 13);
- 📄 Trattamento **acque di prima pioggia c/o** impianto depurativo gestito da terzi (R.R. N.26/2013);
- 📄 Immissione nel corpo recettore (**A. II Pioggia**).

La progettazione dei manufatti destinati al trattamento di queste ultime è stata eseguita secondo le seguenti linee guida:

- a) Un tempo di ritorno idrologico (5 anni), per il calcolo della portata di piena delle acque;
- b) La tenuta stagna delle vasche;
- c) Pozzetti per le operazioni, in sicurezza, inerenti il controllo e lo svuotamento periodico;
- d) L'eventuale recupero, delle acque trattate, per gli usi compatibili;
- e) L'immissione, nel corpo recettore, secondo le norme vigenti in materia di tutela delle acque.

N.B.: Le apparecchiature, sono dimensionate e realizzate secondo le indicazioni delle norme UNI EN 858-1/2005.

12. FUNZIONAMENTO E FASI DI TRATTAMENTO APPROPRIATO DI TUTTE LE ACQUE METEORICHE

L'eliminazione delle sostanze sospese (cd **particolato**) è operata, nell'impianto, congiuntamente all'eliminazione di quelle **organiche** ed **inorganiche disciolte**. Il sistema di trattamento, proposto, è articolato nelle unità operative (c.d. *stazioni*), così come di seguito tabellate.

1	Grigliatura (art. 10, c. 4, Capo II, R.R. Puglia N. 26/2013);
2	Dissabbiatura statica (Art. 3, c. 1, lettera m ed Art. 10, c. 4, Capo II, R.R. Puglia N. 26/2013);
3	Disoleazione coalescente (Norme UNI EN -1/2:2004/5);
4	Automatizzazione da sensore di fine pioggia (R.R. Puglia 9 dicembre 2013, N. 26);
5	Accumulo prima pioggia e avviamento entro 48h a impianto di trattamento gestito da terzi;
6	Immissioni acque di seconda pioggia nel recapito finale (<i>strati superficiali anidri sottosuolo</i>).
7	Raccolta e riutilizzo compatibile acque trattate (L.R. Puglia N. 13/2008),

L'acqua da trattare, proveniente dalla superficie scolante dello stabilimento produttivo e già grigliata a monte, in griglie a caditoia, dislocate lungo la rete di collettamento, è convogliata, graviticamente, previo trattamento di dissabbiatura statica e disoleazione coalescente ad una vasca di prima pioggia a perfetta tenuta stagna.

Quest'ultima è dotata di sistema di deviazione idraulica passivo, che consente di separare le acque di prima pioggia, da quelle di dilavamento successive e di escludere, la stessa vasca, a riempimento avvenuto. Le acque, così separate e così invase, sono ivi stoccate e conservate per il successivo avviamento, da parte di ditte autorizzate ad impianto di trattamento gestito da terzi con le modalità proprie dei rifiuti liquidi ai sensi della Parte IV del D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i.. L'automatismo di evacuazione delle stesse è comandato da un **sensore di pioggia** ed un **timer delay-off** . Il sensore pioggia, posto esternamente al quadro di comando rileva l'inizio e la fine della precipitazione. Al termine della precipitazione atmosferica il sensore, tramite un uscita a relè, attiverà il timer che, con un ritardo di **24** ore, attiverà un segnalatore acustico e luminoso in modo da consentire lo svuotamento, della vasca entro le **24** ore successive. Qualora nell'arco di queste **48** ore dovesse riprendere la precipitazione, il sensore pioggia provvederà a rilevarne il nuovo inizio, azzerando il timer che verrà poi nuovamente avviato con il termine della precipitazione. Nel caso di precipitazioni di piccola entità, i volumi d'acqua raccolti nella vasca di accumulo, anche se inferiori ai normali volumi della prima pioggia, segnalati da un sensore di livello conducimetrico in vasca, entro le **48** ore verranno avviati, comunque, all' **appropriato sistema di trattamento gestito da terzi** . Le ulteriori acque meteoriche sono invece avviate al sistema di raccolta per il loro riutilizzo compatibile ai sensi dell'art. 2, c. 2 del R.R. 9 dicembre 2013, N. 26, previo trattamento di dissabbiatura statica e disoleazione coalescente. Detto sistema di raccolta è dotato degli accorgimenti tecnici di cui **all'Art. 5, c. 2, della L. R. Puglia 10 giugno 2008, N. 13** ossia di un filtraggio ed erogazione automatica integrativa, quindi un **troppo pieno con recapito finale, dell'immissione idrica, negli strati superficiali anidri del sottosuolo, ai sensi dell'art. 113, c.3 del D. Lgs. 3 aprile 2006, N. 152 e s.m.i.**

13. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO DI STOCCAGGIO E RECUPERO IDRICO (BILANCIO IDROLOGICO)

Per i calcoli che seguono si è utilizzato il modello fornito dalla **Norma UNI/TS 11445:2012** . Applicando la formula, al caso in esame, ad una **superficie scolante** situata nell' **agglomerato industriale ASI** della Città di **Brindisi (BR)** , con apporto piovoso, nell' **anno medio idrologico (media trentennale)** , di **I = 588 mm** ($\equiv 588 \text{ L/m}^2$), otteniamo un apporto di acqua piovana pari a:

$$Q = S [\text{m}^2] \cdot \phi \cdot I [\text{L/m}^2] \cdot 10^{-3} = 1.222,50 [\text{m}^3/\text{a}] \quad (1)$$

La stima del quantitativo di acqua di servizio, va fatta in funzione del fabbisogno idrico minimo. Normalmente i risultati si ottengono dal prodotto per la dotazione idrica minima necessaria che, riferita all'uso compatibile per le utenze dell'edificio dicché trattasi (**Irrigazione del verde ornamentale: 300 m²; 15 m³ mensili; consumo idrico nei mesi aridi**), può stimarsi pari a circa:

$$R = 975,00 [\text{m}^3/\text{a}] \quad (2)$$

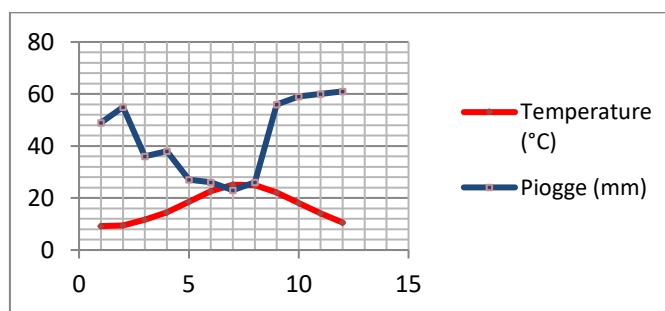


Diagramma ombrotermico di Bagnouls-Gaussen

Dalle precedenti calcolazioni si confronta l'apporto annuo di acqua piovana (1) con il fabbisogno idrico annuo (2); quindi, per il caso, per i calcoli successivi si, si considera, il minimo fra i valori di **Q** ed **R** . Per il calcolo della capienza del serbatoio si tiene conto del periodo secco massimo ovvero della quantità di giorni durante i quali si può verificare assenza di precipitazioni piovose.

Nella fattispecie, quindi, considerando un periodo di secco consecutivo pari a **21** giorni (**21/360** $\cong$ 0,06), il volume ottimale invasabile, con **k = 1,50** **coefficiente di sicurezza**, secondo il metodo semplificato, risulterebbe:

$$V_{\min} = k \cdot R \cdot 0,06 \cong 87,75 \text{ [m}^3\text{]}$$

che restituisce un valore del *water saving index* pari a **W_s $\cong$ 27** [%]; col metodo analitico, come sviluppato nel capitolo successivo, si trova, invece, un volume di:

$$V = 90 \text{ [m}^3\text{]} \geq V_{\min}$$

che restituisce un valore del *water saving index* pari a **W_s = 27,69** [%]. Entrambi i valori attestano il rientro del sistema di riutilizzo nella Classe di Efficienza Idrica **D**.

TIPO DI UTENZA	FABBISOGNO GIORNALIERO PROCAPITE (L)	FABBISOGNO ANNUALE (L/m ²)	N° UTENZE	VERDE [m ²]	PIAZZALE [m ²]	CONSUMO MENSILE [L]	CONSUMO MESE IRRIGUO [L]
WC in abitazione ⁽¹⁾	40	—	0	—	—	0	—
WC negli uffici	30	—	0	—	—	0	—
WC negli edifici scolastici	20	—	0	—	—	0	—
Orinatoio	2	—	0	—	—	0	—
Lavatrice	15	—	0	—	—	0	—
Pulizie domestiche	2	—	0	—	—	0	—
Lavaggio per 1 m ² di area a piazzale	—	30	—	—	0	—	0
Irrigazione per 1 m ² di area a verde	—	300	—	3250	—	—	162500
TOTALI MENSILI						0	162500

(1) Tale valore può essere ridotto del 20 % se si utilizzano dispositivi a risparmio idrico a doppio azionamento (6 L e 3 L)

MATRICE SINOTTICA DEI CONSUMI IDRICI ANNUALI DEL SISTEMA DI ACCUMULO DRWH

Il soddisfacimento delle richieste dell'impianto di accumulo dipende da una serie di caratteristiche fortemente correlate tra loro; possiamo focalizzarle schematicamente e in ordine d'importanza nei punti che seguono. La posizione influisce sul tipo di sotto-sistema di distribuzione (con o senza autoclave) e quindi anche sugli utilizzi (secondo sistema solo per annaffiature del verde, lavaggi piazzali, eccetera), sui costi complessivi di installazione e manutenzione, sulla forma e sui materiali impiegati. Le alternative riguardo alla dislocazione del serbatoio possono essere: fuori terra, all'interno dell'edificio (cantina, garage, eccetera) ed interrato. Il posizionamento entro terra, anche se più oneroso, consente di eliminare ingombri in vista non sempre compatibili con le esigenze funzionali ed estetiche dell'edificio e consente l'installazione di manufatti anche di grande capienza.

La sequenza di posa in opera prevede:

1. scavo secondo le dimensioni della cisterna e alla profondità utile per il raccordo con il sistema di raccolta dell'acqua piovana (va rispettata la distanza di almeno un metro da murature e altre opere di fondazione);
2. formazione di un letto di sabbia compattata e livellata (terreni con densità superiori a 1500 kg/m²) ovvero di una soletta in calcestruzzo dello spessore non inferiore a 10 cm. Nel caso la profondità di posa, in opera, possa essere interessata dalla presenza (anche periodica o eccezionale) di falde acquifere, occorre provvedere all'ancoraggio del serbatoio ad una soletta appositamente dimensionata per costituire elemento di zavorramento (ammaro);
3. asservimento del serbatoio utilizzando un sistema d'autoclave;
4. riempimento del serbatoio con acqua;
5. installazione delle tubazioni di collegamento con le altre componenti dell'impianto;
6. completamento dell'interramento e posa del chiusino di accesso al serbatoio a livello del suolo una piastra di calcestruzzo per la ripartizione dei carichi a norma delle disposizioni vigenti.

I serbatoi devono essere realizzati in materiali compatibili con le normative che riguardano lo stoccaggio delle acque destinate agli usi domestici, siano esse trattate o non trattate (D. Lgs. 2 febbraio 2002, n. 271). Generalmente si tratta di calcestruzzo armato rivestito di materiale impermeabilizzante.

14. BILANCIO IDRICO ANNUO ED EFFICIENZA IDRICA

Con tale indicatore è possibile quantificare e classificare le diverse tipologie edilizie in termini di risparmio/riutilizzo della risorsa idrica. L'efficienza dell'impianto di raccolta ed utilizzo dell'acqua piovana è stata analizzata attraverso la semplice regola **YAS** (acronimo di *Yeld After Spillage*) che, tradotta in equazioni matematiche, si scrive come:

$$Y(t) = \min \begin{cases} D(t) \\ V(t-1) \end{cases}$$

ossia l'algoritmo YAS considera la resa idrica, all'attualità, $Y(t)$, come il minimo valore tra il volume d'acqua stoccata nel serbatoio, nel precedente intervallo di tempo, $V(t-1)$, e la domanda all'attualità $D(t)$. La quantità di acqua nel serbatoio, all'attualità, è ottenuta, quindi, aggiungendo il deflusso dalle superfici di captazione e sottraendo la resa attuale al volume di acqua immagazzinato nel precedente intervallo temporale, con ogni eccesso d'acqua (compatibilmente con le dimensioni del sistema di stoccaggio), scaricato come *overflow* nel corpo ricettore finale:

$$V(t) = \min \begin{cases} V(t-1) + A \cdot R(t) - Y(t) \\ S - Y(t) \end{cases}$$

dove l'*overflow* Q_D [m³] è il volume scaricato, come trabocchi, dal serbatoio di stoccaggio [max fra i valori 0 e $V(t-1) + A \cdot R(t) - S$], V [m³] è il volume in stoccaggio, R [m] è l'altezza di pioggia annua, Y [m³] è il rendimento idrico ossia il volume erogato dal serbatoio di stoccaggio. D [m³] è la richiesta d'acqua (*domanda*), t è l'intervallo di tempo [considerato], A [m²] è l'area efficace netta del tetto (proiezione orizzontale), S [m³] è la capacità massima d'invaso del serbatoio di stoccaggio ed M [m³] è l'acqua, di reintegro, fornita dalla rete d'acquedotto. In figura, è schematizzata la configurazione del sistema e sono riportate le variabili descritte del modello di gestione del serbatoio. Si sono considerate, quindi, le diverse combinazioni di quantità di domanda d'uso, capacità del serbatoio, superficie di captazione e quantità di precipitazione piovosa.

La performance del sistema di raccolta, quindi, si descrive valutando l'efficienza del risparmio annuale, attraverso il parametro funzionale W_s (*Water Saving*) ed il volume annuale, scaricato per troppo pieno, mediante il parametro funzionale O_F (*Overflow*):

$$W_s (\%) = \frac{\text{Volume d'acqua recuperato}}{\text{Volume d'acqua richiesto}} = \frac{\sum Y}{\sum D} \cdot 100 = \left(1 - \frac{\sum M}{\sum D}\right)$$

Dove Y rappresenta il volume di acqua piovana recuperato e reso dal serbatoio di stoccaggio mentre M è il volume, di reintegro, fornito dalla rete d'acquedotto.

$$O_F (\%) = \frac{\text{Volume scaricato in overflow}}{\text{Volume affluito al serbatoio}} = \frac{Q_D}{\sum (A \cdot R)} \cdot 100$$

Dove Q_D rappresenta il volume scaricato, come *overflow*, dal serbatoio, $(A \cdot R)$ il volume affluito al serbatoio e dove le somme sono estese a ciascun anno della simulazione di bilancio idrico. Come ci si poteva aspettare, i valori della funzione W_s crescono sia all'aumentare della capacità del serbatoio (S), in quanto direttamente proporzionale alla resa dello stesso (Y), che compare al numeratore, che

al diminuire della domanda (**D**), che compare al denominatore. Dualmente, per quanto riguarda il comportamento in *overflow*, l'andamento della funzione **O_F** mostra come ad un aumento della capacità del serbatoio ossia ad un aumento del volume d'acqua in esso affluibile (**A · R**), che compare al denominatore, la percentuale di scarico diminuisca. Inoltre la funzione **O_F**, rappresentando l'esubero degli afflussi al serbatoio (**A · R**), rispetto alla domanda (**D**), diminuisce all'aumentare di quest'ultima.

MESI	P _t [mm]	Q _t [m ³]	R _i [m ³]	R _o [m ³]	R _t [m ³]	M _t [m ³]	O _t [m ³]	Y _t [m ³]	V _t [m ³]	= Y _t + V _t [m ³]	S ₀ [m ³]	S [m ³]	W _s [%]
GENNAIO	64	712,3	0,0	0,0	0,0	0,0	622,3	0,0	90,0	90,0	90,00	87,75	27,00
FEBBRAIO	61	678,9	0,0	0,0	0,0	0,0	678,9	0,0	90,0	90,0		934,92	100,00
MARZO	57	634,4	0,0	0,0	0,0	0,0	634,4	0,0	90,0	90,0			
APRILE	42	467,5	0,0	162,5	162,5	72,5	467,5	90,0	0,0	90,0			
MAGGIO	27	300,5	0,0	162,5	162,5	162,5	210,5	0,0	90,0	90,0			
GIUGNO	19	211,5	0,0	162,5	162,5	72,5	211,5	90,0	0,0	90,0			
LUGLIO	15	167,0	0,0	162,5	162,5	162,5	77,0	0,0	90,0	90,0			
AGOSTO	21	233,7	0,0	162,5	162,5	72,5	233,7	90,0	0,0	90,0			
SETTEMBRE	46	512,0	0,0	162,5	162,5	162,5	422,0	0,0	90,0	90,0			
OTTOBRE	70	779,1	0,0	0,0	0,0	0,0	779,1	0,0	90,0	90,0			
NOVEMBRE	84	934,9	0,0	0,0	0,0	0,0	934,9	0,0	90,0	90,0			
DICEMBRE	82	912,7	0,0	0,0	0,0	0,0	912,7	0,0	90,0	90,0			
ANNO	588	6544,4			975	705,0	6184,4	270,0		90,0			

φ [n.p.] =	0,7	Coefficiente di afflusso
A [m ²] =	15900	Superficie coperta di captazione in proiezione orizzontale e/o a terra
[m ³ /mese]	0	Richiesta idrica mensile domestica (<i>indoor</i>)
[m ³ /mese]	162,50	Richiesta idrica mensile irrigua (<i>outdoor</i>)
in(ΣQ _t , ΣR _t)	975,0	Minimo (Afflusso ΣQ _t ; Richiesta ΣR _t)
S _{min} [m ³] =	87,75	Volume minimo serbatoio secondo il metodo semplificato: 1,5 · min(ΣQ _t ; ΣR _t) · 0,06
S _{max} [m ³] =	934,92	Volume del serbatoio calcolato sul massimo afflusso mensile captabile: max(P _t · A · φ)
S ₀ [m ³] =	90,00	Volume del serbatoio con regolazione ottimale degli sfiori
O _s [%] =	94,50	Percentuale di Overflow: ΣO _t /Q _t
W _s [%] =	27,69	Water Saving: (ΣY _t /ΣR _t) · 100 : CLASSE D
M [%] =	72,31	Percentuale di rabbocco acquedottistico = R _t - Y _t
S [m ³] =		Capacità d'accumulo Max(V _t +Y _t)
Y _t [m ³] =		Volume erogato: Min(R _t , V _{t-1})
V _t [m ³] =		Volume immagazzinato Min(V _{t-1} +Q _t -Y _t ; S-Y _t)
P _t [mm] =		Precipitazione locale mensile

ACQUA Mod. ECORAIN	Norma UNI/TS 11445:2012
ECOACQUE®	
IMPIANTI DI TRATTAMENTO ACQUE	
Alti risparmi W _s =80-100% A W _s =60-79% B W _s =40-59% C W _s =20-39% D W _s =0-19% E Bassi risparmi	
Risparmio d'acqua L/anno in base ai risultati di bilancio idrico annuo	270000

MATRICE SINOTTICA DEL BILANCIO IDRICO ANNUO DEL SISTEMA DI ACCUMULO DRWH

Come si evince dalla summenzionata simulazione numerica, il massimo volume, affluito al serbatoio, che verrà realizzato da ca. **9 m³**, è sempre inferiore della richiesta. L'**efficienza idrica**, intesa come percentuale di acqua di servizio, fornita dal sistema di raccolta dell'acqua piovana, quindi, vale circa:

$$W_s (\%) = 30 \%$$

Dall'altra parte, l'analisi dell'efficienza percentuale, effettuata sulla **riduzione dei deflussi** meteorici in *overflow*, porta al valore:

$$O_F (\%) = 99,43 \%$$

Il valore del volume idrico annuo, da fornire, come percentuale di *reintegro* al sistema *Domestic Rain Water Harvesting* (acr. DRWH; M = percentuale di rabbocco acquedottistico), dalla rete d'acquedotto, infine, vale:

$$M = 70,00 \%$$

Il **Protocollo ITACA 2017** della **Regione Puglia**, per **EDIFICI NON RESIDENZIALI** (Allegato A alla **DGR 11 luglio 2017**), per le acque meteoriche captate e stoccate, specifica i criteri sui quali si fonda il sistema analisi multicriterio sviluppato con il supporto Tecnico-Scientifico di IISBE Italia e ITC-CNR per la valutazione ambientale degli edifici non residenziali (*edifici commerciali, scolastici, industriali, uffici e strutture ricettive esclusi quelli pubblici di nuova costruzione*), in coerenza delle **Legge Regione Puglia 10 giugno 2008, n. 13: "Norme sull'Abitare Sostenibile"** e le definizioni contenute nella **Norma Tecnica UNI/PdR 13.0:2015**. Il sistema di **Analisi Multi Criteri (AMC)** si sintetizza in **Schede** ed è strutturato secondo tre livelli gerarchici: **Aree**, **Categorie** e **Criteri**. Le Aree di Valutazione, rappresentano Macrotemi che si ritengono significativi ai fini della valutazione di sostenibilità ambientale di un edificio. Le **Aree di valutazione** sono **5** (cinque) e quella di cui alla fattispecie ricade nella **Lettera C.: Carichi Ambientali**. Ogni Area è, poi, suddivisa in Categorie e le Categorie suddivise in Criteri. Nella fattispecie la Categoria di riferimento è la **Categoria: C.4 Acque Reflue (anche se trattasi di emissioni idriche, diverse dalle acque reflue)**, sintetizzata nella **Scheda RP. 1 Acque meteoriche captate e stoccate**. Lo specifico Criterio è applicabile nel caso in cui ci siano superfici di pertinenza (aree esterne). L'indicatore di prestazione (espresso, come unità di misura, in %), riguarda il volume di acqua piovana recuperata e stoccata all'anno, rispetto a quella effettivamente recuperabile dalla superficie captante. Per il calcolo dell'indicatore di prestazione si procede come segue:

1. Si calcola il volume di acque piovane potenzialmente recuperabili dalle aree di captazione in relazione alla loro estensione, al loro coefficiente di deflusso e della locale piovosità media annua:

$$Q = 6.544,4 \text{ [m}^3\text{]}$$

2. Si calcola il volume di acque piovane effettivamente recuperate e stoccate (**Y**), in relazione al fabbisogno idrico richiesto (Domanda Totale **R**, variabile, caso per caso):

$$Y = 270,0 \text{ [m}^3\text{]} \leq R = 975,0 \text{ [m}^3\text{]}$$

3. Si calcola il rapporto tra il massimo volume di acqua piovana recuperabile (**Q**) e quello effettivamente recuperato (**Y**):

$$\text{Indice Prestazionale ITACA IPI [\%]} = (Y/Q) \cdot 100$$

GIUDIZIO SCALA PRESTAZIONALE: **4,13** [%] – PUNTEGGIO: **0,21** > **0 SUFFICIENTE** -

SCALA DI PRESTAZIONE		
	%	PUNTI
SUFFICIENTE	0	0
BUONO	60	3
OTTIMO	100	5

In base alle suddette calcolazioni, essendo **W_s = 27,69 %**, il sistema DRWH, preso in esame, rientra pienamente nella **Classe di Efficienza Idrica: D**.

15. SCELTA DEGLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

Date le modeste portate in gioco, si è considerato l'utilizzo di **1** sola pompa. La portata nominale da sollevare, quindi, è:

Parametri	U. M.	Valori
Portata massima d'esercizio	m ³ /h	4,50
Coefficiente di punta	--	1
Numero pompe (riserva non compresa)	--	1
Pressione nominale d'esercizio (p. manometrica)	m c.a.	24,50

Per il calcolo della prevalenza geodetica si è considerata la condizione più gravosa, ovvero quella in cui l'acqua è al carico minimo nella vasca (valore prossimo alla sommersa minima = **0,50 m**).

Si è assunto che la quota della mandata passi a - **0,50 m** al di sotto della quota della pavimentazione e che la prevalenza manometrica minima da garantire sia $H_g \geq \mathbf{5,00\ m\ c.a.}$

Le perdite di carico distribuite lungo la condotta di mandata si sono calcolate con la relazione di Chezy:

$$\Delta h_{\text{dist.}} = J \cdot L \quad [\text{m c.a.}]$$

ove:

$$J = \frac{10,29 \cdot Q^2}{k_s^2 \cdot D^{5,33}} = \text{cadente piezometrica} \quad [\text{m c.a./m}];$$

D = diametro della condotta di mandata [m];

K_s = **150** coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler [m^{1/3} · s⁻¹], per tubazioni strutturate in PVC;

L = lunghezza della condotta di mandata [m];

Q = portata convogliata nella condotta [m³/s].

Per il pre-dimensionamento della condotta di mandata, si è scelto un tubo in PVC/PN16 di diametro DN **50** mm ($\equiv \mathbf{2''\ G}$) la cui lunghezza è data dalla somma dei tratti orizzontali, verticali, curve e derivazioni. Si noti che la lunghezza della condotta è sufficientemente bassa in modo da evitare anche problemi di tempi di detenzione eccessivi. Si sono computate, infine, anche le perdite di carico localizzate dovute a raccordi, curve e sbocchi che inducono dissipazioni nel deflusso all'interno della condotta di mandata:

$$\Delta h_{\text{conc.}} = \frac{\sum_{i=1}^N k_i \cdot v^2}{2 \cdot g}$$

ove:

k_i = coefficienti tabellati per il calcolo della perdita concentrata a seconda del tipo di alterazione;

N = numero di alterazioni (cd. *singularità*);

v = velocità dell'acqua nella condotta di mandata [m/s];

g = **9,80665** accelerazione di gravità [m/s²].

L'apposito sistema di raccolta, filtraggio pressurizzazione ed erogazione integrativa automatica, sarà conforme a quanto richiesto all'art. 5, c. 1, della L. R. Puglia 10 giugno 2008, N. 13. Tali accorgimenti tecnici saranno installati, in parte nella vasca di raccolta (*Gruppo di pressurizzazione e Regolazione di livello*) ed in parte nella limitrofa camera di manovra (*Filtro, Pressoflussostato ed Organi di regolazione/intercettazione*)

16. RETI DI SERVIZIO

Alimentazione elettrica:	Disponibile a 400 V ~ 50 Hz
Trasformazioni:	110V - 50 Hz Trasformata all'interno del quadro.
Alimentazione idrica:	Portata regolabile da 1" munita di valvola di intercettazione, bocchettone, tubo flessibile.

Acque influenti (in ingresso al depuratore):	a carico del cliente fino all'impianto di trattamento.
Acque effluenti (in uscita al depuratore):	a carico del cliente dall'uscita dell'impianto di trattamento.
Forza Elettromotrice	sulla morsettiera del ns. quadro di controllo e comando (tre fasi + neutro + terra e rete equipotenziale). Interruttore differenziale sulla linea di alimentazione.

17. SPECIFICA DELLE APPARECCHIATURE PREVISTE

Le apparecchiature offerte sono di fornitura standard, pertanto non possono essere realizzate in altro regime di "Controllo di Qualità" che non sia quello di **ECOACQUE® Srl**. Si elencano, di seguito, le specifiche tecniche degli elementi base costituenti l'impianto proposto.

17.1 STAZIONI DI DISOLEAZIONE COALESCENTE (UNI EN 848:2004/5)

N° 1 (UNO) CORPI PLASTICI DI RIEMPIMENTO, costituiti da **10 (DIECI)** pacchi lamellari coalescenti Cross Flow Separator di Classe I Nominal Size **NS 400 CE** (per combinazione normale S-I-P); conformità norme tecniche europee **UNI EN 858-1-2/2004-5**, da 310 micron di spessore, fogli lamellari termoformati in PVC stabilizzato NO-UV_{ray} (Classe VO – T_{max} 60 °C), a condotti inclinati incrociati di 60° sull'orizzontale, con telai piani d'irrigidimento in PVC 3 mm; superficie specifica equivalente proiettata di **60 m²/m³** (Conformità **Direttiva Comunitaria 94/96/CE**). Dimensionato per la separazione, in acqua a 15 °C, di materiali, in sospensione, aventi dimensioni $\geq$ **150 micron** e densità $\geq$ **850 Kg/m³** (Norme U.S. API, Publ. Febr. 1990, N. 421, I Edition). **DIM.: 1100 mm x 1150 mm x 600 mm (H)**.

CARATTERISTICHE FUNZIONALI/PRESTAZIONALI MODULI		
Parametri	Parametri	Parametri
Carico statico distribuito sopportabile	855	kg
Inclinazione condotto	60	°
Distanza fra le pareti	24	mm
Raggio idraulico	5,79	mm
Indice di vuoto	97,50	%
Ondulazione	12	mm
Spessore fogli	400	µm
Area di sedimentazione proiettata orizzontalmente	60	m ² /m ³
Densità pacco lamellare	26,50	kg/m ³

17.2 DISPOSITIVO DI CHIUSURA AUTOMATICO AD OTTURATORE FLOTTANTE D'EMERGENZA

N° 4 (QUATTRO) DISPOSITIVI DI CHIUSURA AUTOMATICI D'EMERGENZA AD OTTURATORE A GALLEGGIANTE TARATO 250/300, realizzati, completamente, in materiale plastico ad elevata inerzia chimica e conformato a sifone. Il galleggiante cilindrico, di spinta dell'otturatore, è tarato conformemente al punto 6.5.2 delle Norme UNI EN 858-1:2005, per una massa volumica del liquido leggero, di origine idrocarburica, di **0,850 g/cm³**.

CARATTERISTICHE FUNZIONALI/PRESTAZIONALI MODULI		
Parametri	Valori	U. M.
DN Tubazione uscita	250/300	mm
Altezza max del dispositivo a sifone all'uscita	500	mm
Cilindro contenente l'otturatore	200	mm
Taratura del dispositivo a galleggiante dell'otturatore	0,850	g/cm ³

N. 1 (UNO) SCONNETTORI IDRAULICI F. CON CHIUSURA A CLAPET ASSERVITA DA GALLEGGIANTE, con O-Ring, corpo e battente a piattello PVC stampato ad iniezione, corpo in PVC – EN 13564, tenuta idraulica garantita da una guarnizione a labbro di NBR. DN **500** mm, contropressione massima ammissibile 5,00 mm c.a., temperatura min/max d'esercizio – 1 °C a + 75 °C, portata di fuga inferiore a 0,025 L/s. La paratoia è dotata di braccio oscillante, camera d'ispezione, con coperchio, e leva di blocco paratoia a piattello dotata di galleggiante per la chiusura idraulica.

CARATTERISTICHE FUNZIONALI/PRESTAZIONALI		
Parametri	Valori	Unità
Diametro nominale	500	mm
Lunghezza	380	mm
Altezza	550	mm
Inclinazione paratoia	101	°

17.3 SISTEMA DI RACCOLTA, FILTRAGGIO ED EROGAZIONE INTEGRATIVA (L. R. 10 GIUGNO 2008, N.13)

N° 1 (UNA) ELETTROPOMPA MULTIGIRANTE DI PRESSURIZZAZIONE ACQUE PIOVANE AD ALTA PREVALENZA, di robusta e compatta costruzione. L'elettropompa sommersa, con posizionamento di funzionamento verticale, ha un corpo pompa, giranti arretrate aperte **NOCLOG** a Vortice Liquido (*Antintasamento*) profilate per un alto rendimento idraulico, griglia di protezione all'aspirazione e supporto superiore in tecnopolimero; carcassa motore, camicia esterna, albero piatto d'appoggio, in acciaio inossidabile AISI 304. Tripla tenuta ad anelli sull'albero. Il funzionamento elettrico silenzioso è con girante ad elevato rendimento idraulico e, quindi, a più bassi consumi energetici. Ogni pompa ha un motore asincrono a **2** poli (**3** ph), classe d'isolamento F. La tipologia ed il raffreddamento a mezzo del liquido atossico non inquinante, è stata progettata per lavoro continuo ovvero intermittente e per un numero non superiore a **20** avviamenti orari. L'alimentazione è normalmente **400 V ~ 50 Hz**, con protezione **IP 68**. Idonee, al sollevamento di acque meteoriche dissabbiate. Il motore, ha un numero di giri 2.850 giri/minuto. Peso **29,50** Kg.

CARATTERISTICHE FUNZIONALI/PRESTAZIONALI		
Parametri	Valori	Unità
Portata massima	4.50	m ³ /h
Prevalenza manometrica	19,50	m c.a.
Potenza (Corrente nominale I = 3,00 A)	1,50	kW
Attacchi DN (2" Gas)	50	mm

Predetta stazione è completata da uno specifico collegamento elettrico a Q.E./B.T. generale e da automatismi costituiti da 1 (UNO) pressoflussostato con autoreset (1 ogni 2 h a ciclo continuo), N. **1 (UNO)** galleggiante di minimo. Sistema di innesto rapido con N. **1 (UNO)** valvola di non ritorno,

saracinesche, valvole, viti di fissaggio in A2, catena genovese in acciaio inox completa di grilli di fissaggio, portata max 50 kg (2,50 m) e pezzi speciali necessari a bordo impianto.

N° 1 (UNA) SERIE DI TUBAZIONI E CURVE PN 16 IN PVC, G 2" - 1" ¼ garden e/o ad incollaggio, solidalmente staffate, kit di aspirazione e pezzi speciali, fino a bordo vasca.

N° 1 (UNO) PRESSOFUSSOSTATO ELETTRONICO TRIFASE CON AUTORESET (6 A 3 HP CC), per il comando diretto, con funzionamento in verticale/orizzontale, di una elettropompa ed il controllo contro la marcia a secco (**IN/OUT idraulici da 1" ¼**), con autoreset (1 ogni 2 ore a ciclo continuo). Grazie al sensore interno, il pressoflussostato fornisce un **flusso costante**, all'utilizzo, evitando andamenti altalenanti della pressione, in rete e l'utilizzo di un galleggiante di minimo livello. Il pressostato interno, tarato alla pressione di **0,8 bar (regolabile)**, determina la partenza automatica dell'elettropompa mantenendo in pressione l'impianto (pressione massima **10 bars**). Tensione di lavoro **430 V ~ 50 Hz** (Carico max **20 A**), Protezione IP 65. Temperatura massima di esercizio **60 °C**.

CARATTERISTICHE FUNZIONALI/PRESTAZIONALI		
Parametri	Valori	Unità
Portata massima	12	m ³ /h
Prevalenza manometrica	25	m c.a.
Attacchi DN (1" ¼ G)	32	mm

N° 1 (UNO) FILTRO A RETE PN 8 IN PVC DN 2" BSP (Gas), NODRAIN, IN OUT filettato M, con scarico, tappo, valvola, e cartuccia filtrante in rete poliestere lavabile **175 µm**.

N° 1 (UNO) REGOLATORE DI LIVELLO SOMMERGIBILE MULTICONTATTO DI MINIMO, a galleggiante (serie Red) per acque reflue industriali chiarificate, stagni fino a 100 (cento) metri di profondità, insensibili all'umidità ed alla condensa. Dotati di commutatore 10 A – 250 V c.a. (Mercury Free), a contatti elettrici a microinterruttore/commutatore C/2HP (ON/OFF) ed elevata distanza di copertura.

17.4 QUADRO ELETTRICO B.T. DI CONTROLLO E GESTIONE P.M. IMPIANTO

N° 1 (UNO) QUADRO ELETTRICO B.T., a tenuta stagna, con piedistallo, costituito da un armadio ad anta apribile, con chiusura di sicurezza, protezione **IP 55**. Internamente sono montati e cablati i teleruttori e gli accessori per il comando, il controllo e la sicurezza dei singoli motori elettrici installati. L'esecuzione, in materiale plastico antistinguente, è in pieno rispetto con le norme **CEI EN 61439-1/2:2012**. A seconda dell'estensione della fornitura, dal quadro elettrico è possibile comandare a mezzo pulsanti i seguenti macchinari:



Elettropompa di erogazione integrativa:

è comandabile manualmente da un predispositore tipo W/KC, Automatico – 0 – Manuale ed automaticamente da un galleggiante di Min/Max ed un pressoflussostato trifase.

N° 1 (UNA) SERIE DI COLLEGAMENTI ELETTRICI, con cavi normali di lunghezza e sezioni adeguate al Q.E. di comando e controllo; i tratti fuori terra verranno bloccati alle pareti ed i tratti interrati protetti da normali guaine plastiche. L'impianto elettrico verrà realizzato in conformità alle vigenti disposizioni di legge (Dir. LCV 2014/35/CE; CEI EN 61439-1/2; EMC 2014/30/CE). Collegamento con cavo GV alla rete di terra e collegamento con corda di rame nudo alla rete equipotenziale esistenti.

I cavi elettrici dal quadro ai singoli motori saranno di sezione adeguata e protetti da normali guaine.

18. INSTALLAZIONE E MONTAGGI

L'installazione ed i montaggi (elettrici ed idraulici) se previsti nella presente specifica, per tutte le apparecchiature avverrà ad opera di personale specializzato. Sono comprese tutte le operazioni e le prestazioni necessarie per dare l'opera perfettamente funzionante ed in conformità a quanto normalmente previsto in materia di direttiva macchine.

19. STIMA GEOMETRICA OPERE EDILI

S'intendono adatte, al processo di trattamento in specifica, le opere edili, così come da nostro progetto ed elaborati grafici architettonici. Le dimensioni utili delle vasche in CAV (al netto, cioè, degli spessori murari e dell'esatta quota di scorrimento della tubazioni di arrivo), tipo Gallo Prefabbricati o simili sono, di seguito, ordinatamente elencati.

IMPIANTO DI PRETRATTAMENTO (R.R. PUGLIA N. 26/2013 – Capo I; L.R. PUGLIA N. 13/2008)

-  **N° 1** x [(B = 2,30 m) x (L = 9,80m) x (H_{acqua} = 1,80 m)] **SEPARATORE GRAVITIMETRICO (S-II)**
-  **N° 1** x [(B = 2,26 m) x (L = 7,26 m) x (H_{acqua} = 1,75 m)] **SEPARATORE COALESCENTE I CL. (S-I)**
-  **N° 2** x [(B = 2,00 m) x (L = 1,50 m) x (H_{acqua} = VAR m)] **POZZETTO SFIORATORE (PS)**

IMPIANTO DI PRETRATTAMENTO (R.R. PUGLIA N. 26/2013 – Capo II; L.R. PUGLIA N. 13/2008)

-  **N° 2** x [(B = 2,26 m) x (L = 7,26 m) x (H_{acqua} = 2,20 m)] **VASCA DI PRIMA PIOGGIA (VIP)**

IMPIANTO DI EROGAZIONE E RIUTILIZZO COMPATIBILE (L.R. PUGLIA 10 GIUGNO 2008, N. 13)

-  **N° 2** x [(B = 2,30 m) x (L = 9,80 m) x (H_{acqua} = 2,00 m)] **VASCA DI RACCOLTA (VR)**
-  **N° 1** x [(B = 1,00 m) x (L = 1,00 m) x (H_{utile} = 1,00 m)] **CAMERA DI MANOVRA (CM)**

Eventuali vasche esistenti saranno comunque rilevate, senza alcuna responsabilità, da parte dei nostri tecnici in fase preesecutiva di montaggio dei macchinari. In quest'ultimo caso, saranno altresì dettate le opportune ed eventuali modifiche edili, per il necessario adeguamento al presente progetto.

20. DATI DI FORNITURA DEL CLIENTE

Con l'ordine il Cliente deve fornire:

La conferma delle caratteristiche della corrente elettrica di alimentazione (la mancanza di questa conferma sarà considerata accettazione implicita dei dati richiesti nella presente specifica).

21. CONDIZIONI PER I MONTAGGI IN SITO

Le ns. prestazioni per il montaggi (elettrici ed idraulici) in sito, qualora compresi, includeranno tutta la mano d'opera necessaria a dare in opera l'impianto offerto, saranno fornite al prezzo concordato, a condizione che:

- a) deve essere assicurato sul posto un locale idoneo a ricevere le attrezzature di cantiere necessarie ed i macchinari che non è possibile posizionare immediatamente sui basamenti;
- b) deve essere fornito un attacco di acqua di servizio (p. minima = 2 bar);
- c) deve essere fornito un quadro di cantiere provvisorio 250/430 V trifase 50 Hz. e/o gruppo elettrogeno, per l'allacciamento delle ns. attrezzature di cantiere, delle saldatrici, trapani, flessibili, ecc.;
- d) le opere murarie e gli adeguamenti edili richiesti dovranno essere terminati nei tempi pattuiti ed essere conformi ai ns. elaborati grafici esecutivi.

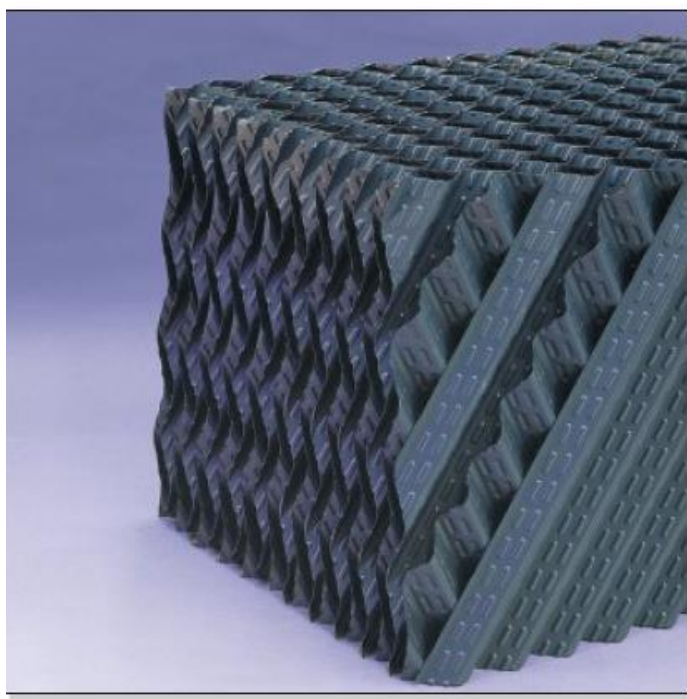
22. REVISIONI

Il Ministero dell'Ambiente ha adeguato la normativa italiana a quella europea in tema di rinnovi periodici dell'autorizzazione allo scarico degli impianti di depurazione acque reflue, così dal 1° gennaio 2000 tali rinnovi si dovranno effettuare ogni tre anni per i nuovi impianti. Per mantenere questi ultimi funzionali, più sicuri e, soprattutto, meno inquinanti, occorre, dunque, una revisione più frequente e, comunque, almeno biennale. Si pensi che quasi il **50 %** dei *danni ambientali* è dovuto proprio al cattivo stato di funzionamento delle installazioni impiantistiche dei sistemi di trattamento. Contemporaneamente, **ECOACQUE® srl** ha anche provveduto a velocizzare la procedura delle revisioni: oggi bastano non più di tre ore per un check-up completo di tutti gli esami necessari, effettuati in sito, ai fini della regolare revisione e del normale ripristino del depuratore.

Informativa: D. Lgs. N. 196/2003

V'informiamo che il trattamento dei dati personali e/o societari, inseriti nella nostra banca informatica, necessari per evadere la Vs gentile richiesta, sarà effettuato nel rispetto del Codice della Privacy, in materia di protezione dei dati personali (art. 13). A Vs carico sono attribuiti i diritti di cui all'art. 7 del summenzionato decreto in incipit.

23. ALLEGATI

DIMENSIONI E MATERIALI DEL MODULO DI RIEMPIMENTO LAMELLARE COALESCENTE
CLASSE I ECOACQUE

IL RIEMPIMENTO LAMELLARE COALESCENTE CROSSFLOW

ECOACQUE® è particolarmente indicato nella realizzazione di sedimentatori, dissabbiatori, disoleatori o flottatori statici dove si voglia aumentare la superficie specifica. La prerogativa del modulo componibile per la sedimentazione o la disoleazione è di poter essere assemblata sia in opera, riducendo pertanto le spese di trasporto, che preassemblata in blocchi da posizionare direttamente negli appositi alloggiamenti nelle vasche. Questa versatilità permette l'utilizzo dei moduli ECOACQUE® sia in impianti di nuova costruzione che nel potenziamento di impianti preesistenti (*update* o *revamping*) permettendo, da una parte, un consistente aumento di efficienza del sistema, dall'altra, una non trascurabile riduzione dei costi (vasche più contenute rispetto alle tradizionali).

MATERIALE (a)	P.V.C. - Colore grigio - resistente raggi UV Classe VO – Dir. Europea 94/96/CE Temperatura massima esercizio 60° c
CARICO STATICO SOPPORTABILE (b)	855 kg/m ² (distribuito)
INCLINAZIONE CONDOTTI INCROCIATI	60°
INTERASSE	27,30 mm
SPESSORE FOGLI CORRUGATI	260 µm
DISTANZA FRA LE PARETI	25 mm
ONDULAZIONE	12 mm
RAGGIO IDRAULICO	5,8 mm
AREA DI DISOLEAZIONE/SEDIMENTAZIONE PROIETTATA	60 x L (c) m ² /m ³
DENSITA' PACCO LAMELLARE	26,50 Kg/m ³

a) materiale plastico standard (modulo **CFS**: 1.100 mm x 1.150 mm x H 600 mm);

b) per una maggiore sicurezza, in fase di montaggio, si consiglia di utilizzare delle assi da sovrapporre ai moduli;

c) calcolata, idealmente, per metro cubo *standard*, H= 1.000 mm.