



REGIONE PUGLIA



CITTA' di GALLIPOLI  
PROVINCIA DI LECCE



# PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE CON AMPLIAMENTO DI PORTO GAIO

## MARINA DI GALLIPOLI

### PROGETTO DEFINITIVO

ISTANZA CONCESSIONE DEMANIALE MARITTIMA  
(D.P.R. 509/97 E L.R. N.17/2015)

COMMITTENTE

Porto Gaio S.r.l.



TAVOLA

# IF01

TITOLO

IMPIANTI IDRICO,FOGNANTE, ACQUE METEOR.,  
ACQUE LAVAGGIO,IRRIGAZIONE, GAS

relazione tecnica descrittiva

PROGETTISTI

OPERE PORTUALI, RETROPORTUALI E MARITTIME E STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE  
ing. Mirarco Walter  
ing. Cariddi Pierpaolo  
d\_progetti DONATI D'ELIA Associati

STUDIO IDRO-GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO  
geol.Gianfreda Francesco

STUDIO ARCHEOLOGICO  
dott. Cossa Angelo

COLLABORATORE  
ing. Filieri Andrea

---

**INDICE**

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>IMPIANTO IDRICO.....</b>	<b>2</b>
2.1	CRITERI DI SCELTA DEI DIAMETRI E DETERMINAZIONE DELLA PORTATA .....	2
2.2	DETERMINAZIONE DELLA PORTATA TOTALE IMPIANTI .....	2
2.3	CENTRALE IDRICA .....	3
2.4	RETE DI DISTRIBUZIONE .....	3
2.5	PRODUZIONE DI ACQUA CALDA SANITARIA .....	3
2.6	RIVESTIMENTI ISOLANTI.....	3
2.7	APPARECCHI SANITARI .....	3
2.8	IMPIANTO ACQUA POTABILE BANCHINA E PONTILI .....	3
2.9	IMPIANTO ACQUA SALATA AI SERVIZI DI LAVAGGIO.....	4
<b>3.</b>	<b>IMPIANTO FOGNANTE .....</b>	<b>4</b>
3.1	GENERALITÀ.....	4
3.2	MATERIALE UTILIZZATO .....	4
3.3	TIPO DI SISTEMA ADOPERATO .....	5
3.4	CONFIGURAZIONE DI SISTEMA UTILIZZATO .....	5
3.5	CONVENZIONI E SIMBOLI.....	5
3.6	CALCOLO .....	5
3.7	PRESCRIZIONI ANTIRUMORE .....	9
3.8	RACCOMANDAZIONI FINALI.....	9
3.9	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO.....	13
<b>4.</b>	<b>IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE .....</b>	<b>13</b>
4.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	13
4.2	CALCOLI IDRAULICI .....	14
4.3	INDIVIDUAZIONE DEI BACINI SCOLANTI REALIZZAZIONE DEI TRONCHI FOGNARI .....	19
4.4	TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO PIAZZALI .....	19
<b>5.</b>	<b>IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE DI LAVAGGIO PER LE LAVORAZIONI.....</b>	<b>21</b>
5.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	21
5.2	TRATTAMENTO ACQUE DI LAVAGGIO PER LAVORAZIONI .....	22
<b>6.</b>	<b>IMPIANTO IRRIGAZIONE.....</b>	<b>24</b>
<b>7.</b>	<b>IMPIANTO A METANO .....</b>	<b>24</b>
7.1	OPERE DI SCAVO.....	24
7.2	ESECUZIONE DELLE SALDATURE .....	24
7.3	REINTERRI E COLLAUDI .....	25
<b>8.</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI.....</b>	<b>25</b>
8.1	NORME IGIENICO SANITARIE .....	25
8.2	NORME TECNICHE DI PROGETTAZIONE .....	25
8.3	TUBAZIONI.....	25

## 1. PREMESSA

La presente relazione definisce gli aspetti inerenti la esecuzione degli impianti tecnologici previsti per la realizzazione dei lavori di costruzione del Porto Turistico "Porto Gaio" nel Comune di Gallipoli.

In particolare, di seguito vengono riportate le caratteristiche tecniche e di calcolo degli impianti tecnologici da realizzarsi:

- Idrico;
- Fognante;
- Smaltimento acque meteoriche;
- Trattamento acque di lavaggio;
- Irrigazione;
- Gas metano.

## 2. IMPIANTO IDRICO

L'approvvigionamento idrico è garantito dalla rete urbana dell'acquedotto che già serve il sito con presenza di allaccio con contatore, in prossimità dell'ingresso.

L'alimentazione dei servizi igienici avverrà mediante una centrale idrica che rifornisce tutte le utenze. Sono previste saracinesche di intercettazione, valvole di non ritorno con otturatore molleggiato, e contatori di misura.

I criteri di progettazione, per il dimensionamento e la distribuzione dell'acqua calda e fredda, sono quelli previsti dalla norma UNI 9182.

Il progetto idrico oltre alla parte esterna del porto (pontili) riguarda solo l'edificio di nuova realizzazione (A), dal momento che gli edifici esistenti non vengono modificati e risultano già allacciati e agibili.

### 2.1 CRITERI DI SCELTA DEI DIAMETRI E DETERMINAZIONE DELLA PORTATA

Per la determinazione del calcolo delle portate dei vari tronchi si è fatto riferimento alle portate dei rubinetti di erogazione ed alla combinazione di apparecchi, utilizzando il metodo delle unità di carico (UC) per utenze degli edifici collettivi:

Apparecchi	U.C. acqua fredda	U.C. acqua calda	U.C. (fredda +calda)
lavabo	1.5	1.5	2
bidet	1.5	1.5	2
vaso con cassetta	5		5
doccia	3	3	4
lavello	2	2	3
Lavabo+bidet+doccia+vaso	6	3.5	7

Questi valori di portata si riferiscono a pressioni a monte dei rubinetti erogatori pari a: 1 - 1,5 bar.

La portata delle diramazioni e dei vari tronchi dell'impianto è stata determinata tenendo conto della contemporaneità di utilizzo con i relativi coefficienti tabulati o diagrammati disponibili in letteratura.

### 2.2 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA TOTALE IMPIANTI

Si considerano aperti tutti gli apparecchi, il valore così ottenuto è stato ridotto sulla scorta delle succitate curve di contemporaneità che forniscono la percentuale di apparecchi da ritenere contemporaneamente in funzione.

La velocità dell'acqua nelle tubazioni sarà considerata compresa tra 0,6 e 2,0 m/s, con una velocità massima ammessa differente per i diversi diametri.

### 2.3 CENTRALE IDRICA

L'ubicazioni della centrale idrica è riportata in planimetria ed è dimensionata in modo da tenere conto dei fattori di contemporaneità impiegando elettropompe del tipo gemellare (a due/tre/quattro pompe) .

### 2.4 RETE DI DISTRIBUZIONE

La rete di distribuzione sarà realizzata per garantire nel punto di prelievo più sfavorito la minima pressione per il corretto funzionamento delle apparecchiature (1,5 bar per rubinetterie e WC a cassetta).

La tubazione principale e le reti secondarie saranno in Polietilene Reticolato. Sarà possibile intercettare ogni bagno, per mezzo di un rubinetto a sfera posto a monte. Analogamente sarà possibile intercettare ogni singolo erogatore.

Le tubazioni incassate nei muri saranno libere di eseguire le dilatazioni termiche e pertanto non dovranno essere bloccate. Le montanti saranno incassate nelle pareti della struttura.

Per compensare le dilatazioni termiche si userà il seguente sistema di compensazione:

- compensazione con raggio dilatante dove la dilatazione viene assorbita totalmente dalla geometria del percorso seguito dalla tubazione.

Per ogni diramazione si prevede l'installazione di valvole a sfera di intercettazione.

### 2.5 PRODUZIONE DI ACQUA CALDA SANITARIA

La produzione dell'acqua calda sanitaria sarà realizzata con bollitore a gas metano da 1000 l., con collegamento anche a pannelli solari posti sulla copertura dell'edificio A.

### 2.6 RIVESTIMENTI ISOLANTI

I rivestimenti delle tubazioni avverranno con isolante elastomerico certificato secondo norme e sarà impiegato per ridurre le dispersioni e per evitare danni da corrosione e la formazione di incrostazioni.

### 2.7 APPARECCHI SANITARI

Le tipologie degli apparecchi sanitari previsti nelle quantità e posizione indicate sui disegni sono le seguenti:

#### Lavabi

In vetreus-china di 1° scelta a 3 fori per fissaggio dei rubinetti, completi di gruppi di miscela con comandi a leva, sifone a bottiglia e tappi in gomma.

#### Vasi wc e bidet

In porcellana di 1° scelta con cassette di scarico a galleggiante, valvola di scarico a pulsante, rubinetto di arresto.

#### Piatti doccia

In fire-clay di 1° scelta, completi di piletta e griglia, gruppo miscelatore ad incasso, braccio doccia con soffione anticalcare.

### 2.8 IMPIANTO ACQUA POTABILE BANCHINA E PONTILI

La rete di distribuzione e di alimentazione alle colonnine è stata dimensionata in modo da fornire sufficienti portate d'acqua a tutti gli apparecchi utilizzatori senza superare valori ragionevoli di velocità dell'acqua nelle tubazioni.

Sono state utilizzate tubazioni in polietilene reticolato per la rete di distribuzione principale, rispondenti alle Norme UNI 7611 e UNI 7612, i cui diametri sono riportati nella planimetria allegata.

L'impianto verrà alimentato da un gruppo di spinta del tipo gemellare della potenza cadauna di 4 Kw con quadro di comando automatico e collegate all'approvvigionamento idrico costituito da n°2 serbatoi in polietilene da 10.000 litri ognuno con integrazione costante proveniente dalla rete AQP completo di quadro elettrico e strumentazione a bordo impianto.

### 2.9 IMPIANTO ACQUA SALATA AI SERVIZI DI LAVAGGIO

La rete di distribuzione è stata dimensionata in modo da fornire sufficienti portate d'acqua a tutti gli apparecchi utilizzatori senza superare valori ragionevoli di velocità dell'acqua nelle tubazioni.

Saranno utilizzate tubazioni in polietilene (PN16) rispondenti alle norme UNI 7611 – 7615, maggiormente resistenti all'acqua salata.

L'alimentazione dell'impianto avviene tramite pompe fisse ad avviamento automatico (due elettropompe collegate in sequenza della potenza di 4 Kw cadauna) collegate all'approvvigionamento idrico costituito dal mare, capace di garantire il funzionamento non in contemporaneo dei rubinetti (3/4") presenti nelle colonnine.

Per una maggiore durata del gruppo di pompaggio e dell'intero impianto sarà previsto a cadenza almeno mensile (e comunque al termine della stagione estiva) la pulizia in ogni sua parte mediante acqua dolce.

A tal fine verrà prevista l'installazione di un gruppo di riempimento che consentirà il caricamento dell'impianto con acqua dolce e la sua eventuale pulizia. Esso sarà collegato ad un serbatoio di accumulo da 1 mc con reintegro da AQP.

## 3. IMPIANTO FOGNANTE

### 3.1 GENERALITÀ

Il progetto riguarda lo smaltimento delle acque reflue dell'edificio di nuova realizzazione, dal momento che gli edifici esistenti non vengono modificati e risultano già allacciati e agibili.

Il sistema funziona a gravità per gli edifici mentre per gli scarichi della parte bassa del porto (zona bunkeraggio) si ricorrerà ad impianto di sollevamento per l'immissione nella rete fognaria pubblica.

Esso è redatto in conformità alla vigente normativa europea e in particolare:

UNI EN 12056-1 30/06/01 Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni.

UNI EN 12056-2 30/09/01 Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo.

Nel paragrafo concernente il calcolo, saranno evidenziate tutti i dati, le formule e i coefficienti utilizzati, per la progettazione delle diramazioni di scarico e di raccolta, delle colonne e dei collettori.

Le acque reflue saranno immesse nella pubblica fognatura.

Dalle verifiche eseguite e dalle considerazioni svolte, si può ritenere che non siano ragionevolmente prevedibili possibilità di riflusso dei liquami dal collettore comunale, alla rete interna.

### 3.2 MATERIALE UTILIZZATO

Il materiale utilizzato per la realizzazione di tutta la rete è il PEHD (polietilene ad alta densità) malleabilizzato e rispondente alla vigente normativa (Ved. Norme UNI 7613 e UNI 10968).

Non è ammesso l'utilizzo d'alcun altro materiale oltre al PEHD, per nessun tratto della rete.

I pozzetti da utilizzare per le ispezioni, saranno del tipo prefabbricato in calcestruzzo o in materiale sintetico. È inoltre previsto, per l'ancoraggio delle colonne e dei collettori alla struttura, l'utilizzo di un adeguato n° di braccialetti scorrevoli e a punto fisso.

### 3.3 TIPO DI SISTEMA ADOPERATO

Il sistema utilizzato è codificato dalla UNI EN 12056-2 come Tipo I e definito come di seguito:

Sistema I – Sistema di scarico con colonna di scarico unica e diramazioni di scarico riempite parzialmente.

Questo sistema prevede la connessione degli apparecchi sanitari a diramazioni di scarico riempite solo parzialmente, al 50% della loro sezione e connesse ad un'unica colonna di scarico.

I collettori interni all'edificio saranno calcolati con un riempimento del 70%, mentre i collettori esterni, avranno un riempimento dell'80%.

### 3.4 CONFIGURAZIONE DI SISTEMA UTILIZZATO

Il sistema è configurato con una ventilazione di tipo primario. In particolare il controllo della pressione all'interno della colonna è garantito oltre che dal flusso d'aria all'interno della colonna stessa, anche dall'immissione d'aria esterna. Per delle diramazioni di scarico o di raccolta potrà essere necessario ricorrere alla ventilazione secondaria; tale circostanza sarà evidenziata negli appositi elaborati grafici.

### 3.5 CONVENZIONI E SIMBOLI

- a) *Diametri delle tubazioni*: in genere ogni diametro è definito con  $DN$  se trattasi di Diametro Nominale,  $Di$  se trattasi di diametro interno,  $De$  se trattasi di diametro esterno. Il diametro della tubazione viene anche definito come  $Di/De$ . Comunque ogni numero sarà identificato anche con l'apposito simbolo di riferimento.
- b) *Unità di scarico (DU)*.
- c) *Portata delle acque reflue* prevista per un impianto di scarico ( $Q_{ww}$ ).
- d) *Portata continua*  $Q_c$ .
- e) *Coefficiente di frequenza* ( $K$ ).
- f) *Portata di progetto dell'impianto* ( $Q_{tot}$ ).

Il calcolo è effettuato con un foglio elettronico. La procedura è di seguita descritta.

### 3.6 CALCOLO

#### 3.6.1 Determinazioni delle DU

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle unità di scarico ( $DU$ ) attribuiti ad ogni apparecchio e utilizzati per il calcolo.

I valori delle  $DU$ , contenuti nella tabella, sono conformi al Prospetto 2 delle UNI EN 12056-2.

La portata delle acque reflue prevista per l'impianto di scarico è calcolata con la formula:

$$Q_{ww} = K * \sqrt{\sum DU}$$

La tabella 1 evidenzia le unità di scarico correlate al tipo d'apparecchio, considerato nel calcolo.

**Tabella 1**

Tipo di apparecchio idrosanitario	Unità di scarico <i>DU (l/s)</i>
- lavabo	0,5
- bidet	0,5
- piatto doccia	0,8
- vasca da bagno	1,0
- lavello da cucina	1,0
- lavastoviglie	1,0
- lavatrice fino a 6 kg	1,0
- WC (tutti i tipi)	2,5
- Bacinella ad uso dentistico	0,25
- lavabo a canale (3 rubinetti)	0,5
- Orinatoio con cassetta	1,0
- lavabo a canale (10 rubinetti)	1,0
- Pozzetto a terra Di/De 57/63	1,0
- Pozzetto a terra Di/De 69/75	1,5
- Pozzetto a terra Di/De 83/90	2,0
- Pozzetto a terra Di/De 101/110	2,0

### 3.6.2 Coefficiente di frequenza

La tabella 2 riporta i valori da attribuire al coefficiente *K* in funzione della destinazione d'uso dell'impianto.

**Tabella 2**

Categoria	Coefficiente riduttivo
a) Uso intermittente (appartamenti privati, locande, uffici).	<i>K</i> = 0,5
b) Uso frequente (ristoranti, alberghi, ospedali e comunità).	<i>K</i> = 0,7
c) Uso molto frequente (bagni e docce pubbliche).	<i>K</i> = 1,0
d) Uso speciale (laboratori e industrie).	<i>K</i> = 1,2

### 3.6.3 Calcolo delle diramazioni di scarico

La diramazione di scarico, del singolo apparecchio sanitario, è codificata dalla regola dell'arte (punto 6.4.1 UNI EN 12056-2).

Per la progettazione delle diramazioni di scarico ci si è attenuti alle regole di seguito elencate e illustrate per una più comoda consultazione in cantiere.

Inoltre l'illustrazione dei principi di progettazione diventa indispensabile nel caso di varianti.

I punti a e b delle regole di seguito esposte, sono correlati in quanto utilizzando per le diramazioni di scarico dei singoli pezzi (naturalmente WC (DN 100)) il DN 50, il riempimento della diramazione stessa non supera il 50%.

a) L'altezza di riempimento  $Y/D$  è del 50%..

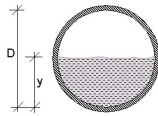


Figura - 1

b) Il diametro minimo utilizzato per le diramazioni è  $D_i/D_e = 44/50$  (DN = 50).

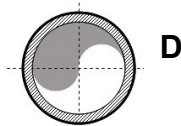


Figura - 2

c) La pendenza delle diramazioni di scarico sarà sempre  $\geq 2\%$ .

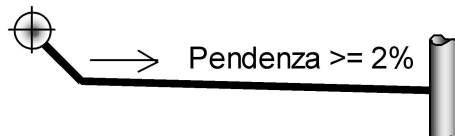


Figura - 3

d) La lunghezza massima dal sifone più lontano, alla colonna di scarico, non dovrà superare i 4 mt.

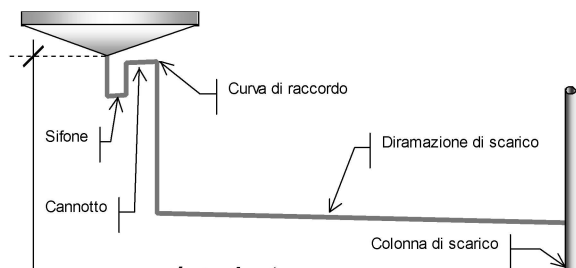


Figura - 4



e) Il numero massimo di curve a 90° nel tratto A-B è di 3 (compresa la curva di raccordo).

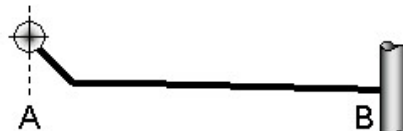


Figura - 5

f) Il dislivello massimo in una diramazione (tra il sifone dell'apparecchio sanitario e lo scarico in colonna) dovrà essere di 1 mt.

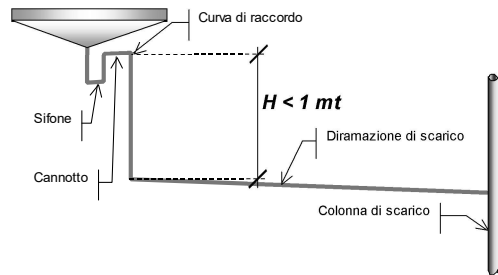


Figura - 6

g) Negli allacciamenti orizzontali degli apparecchi deve essere sempre evitato il collegamento diretto tra l'apparecchio e la colonna di scarico. È necessario creare un disassamento sempre maggiore di 1DN.

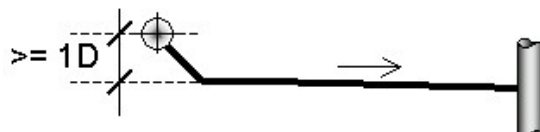


Figura - 7

### 3.6.4 Calcolo delle diramazioni di raccolta

Le diramazioni di raccolta sono progettate in modo che la loro capacità ( $Q_{max}$ ) corrisponda almeno al valore maggiore tra:

- a) portata acque reflue calcolata ( $Q_{ww}$ );
- b) portata totale ( $Q_{tot}$ );

oppure:

- c) portata dell'apparecchio con l'unità di scarico più grande.

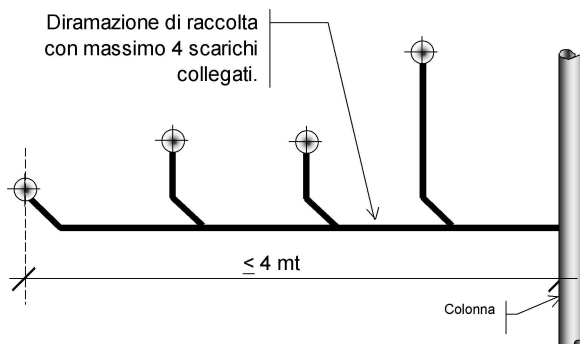


Figura - 8

Il diametro utilizzato per le diramazioni di raccolta è il DN 100-110 corrispondente al diametro dell'unità di scarico più grande.

### 3.6.5 Calcolo della colonna

Si procede al calcolo di  $Q_{tot}$  che rappresenta la portata di progetto per ogni colonna utilizzando la formula:  $Q_{tot} = Q_{WW} + Q_c$

Il calcolo della colonna è di tipo tabellare. A tal proposito si utilizzano i prospetti pubblicati nelle schede tecniche del costruttore delle tubazioni delle colonne.

Si presterà attenzione che la portata della colonna, riferita all'utilizzo della braga ad angolo, non sia superiore a quanto stabilito nel Prospetto 11 della predetta norma.

Nel nostro caso si ha una colonna di scarico da DN100.

### 3.6.6 Calcolo dei collettori

I collettori sono dimensionati utilizzando la relazione di Prandt-Colebrook:

$$V = -2 * \sqrt{2gDJ_E} * \log_{10} \left( \frac{k}{3,71D} + \frac{2,51v}{D\sqrt{2gDJ_E}} \right)$$

I valori utilizzati per  $k$  e  $v$ , sono :

- $k$  Il valore utilizzato per la scabrezza idraulica è:  $k = 0,001 \text{ mt}$ .  
Le norme UNI, suggeriscono detto valore considerando una tubazione non nuova e quindi con delle possibili irregolarità dovute a depositi.
- $v$  Per la viscosità cinematica del fluido, il valore consigliato dalle norme UNI e anche dall'A.T.V - Associazione Tecnica delle Fognature (*Abtrittsgrube Technische Vereinigung*), è di  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$ .

Si ottiene un diametro per il collettore di scarico maggiore pari a DN 200, mentre quelli di zona sono pari a DN 100 e DN 110.

## 3.7 PRESCRIZIONI ANTIRUMORE

Per le colonne passanti all'interno del corpo dell'edificio, è prescritto l'utilizzo delle seguenti tecniche per la riduzione del rumore.

- ⊕ *Tubazione di tipo fonoassorbente.* Nei tratti riportati negli appositi disegni, è indispensabile l'utilizzo di tubazioni di tipo pesante con un potere di riduzione del 40% circa. I due tipi di tubazione. La serie normale e pesante, dovranno essere della stessa marca e dello stesso materiale.
- ⊕ *Fogli d'isolanti specifici.* Nei tratti riportati negli appositi disegni, è indispensabile che la tubazione venga avvolta in fogli isolanti che abbiano un potere di riduzione del 40% circa.
- ⊕ *Chiusura del cavedio con materiale pesante.* Il cavedio o il vano contenente la colonna che attraversa un locale non di servizio, deve essere opportunamente coibentato. Tutta la colonna, per tutto il suo percorso all'interno dell'edificio, prima di essere chiusa nel suo vano, deve essere opportunamente rivestita con un materassino di lana di roccia in accoppiamento ad un foglio avente la funzione di barriera al vapore. Per l'attraversamento di locali non di servizio, è indispensabile seguire le indicazioni riportate nella figura 14.

## 3.8 RACCOMANDAZIONI FINALI

La configurazione utilizzata per il sistema adottato, non prevede che le diramazioni di scarico debbano essere ventilate.

Di seguito sono illustrati dei particolari costruttivi e degli accorgimenti atti a ridurre il rumore e a non creare brusche variazioni di pressione all'interno della colonna.

↻ *Cambiamenti di direzione.* Le colonne non devono **mai** cambiare direzione nel corpo dell'edificio se non quando s'immettono nel collettore.

↻ *Raccordo tra colonne e collettore.* Le colonne di scarico, in particolare, si devono immettere nel collettore con **due semicurve a 45°** collegate da un tratto di tubazione non inferiore a  $2*De$ , come illustrato nella seguente figura.

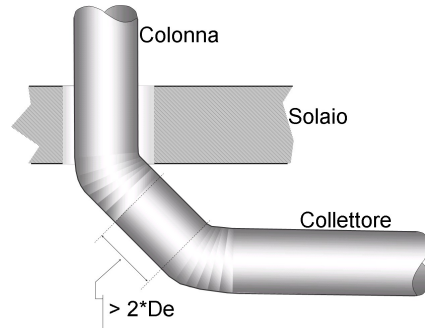


Figura - 9

↻ *Cambiamenti di sezione.* Per i cambiamenti di sezione delle tubazioni suborizzontali, devono essere utilizzate **riduzioni eccentriche**, così da tenere allineata la generatrice superiore delle tubazioni da collegare.

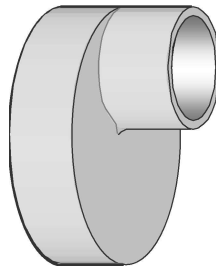


Figura - 10

↻ *La braga.* La braga da utilizzare per l'immissione degli scarichi in colonna deve essere ad  $88^\circ$  circa. Nella sottostante figura è rappresentata una braga per l'allacciamento di un WC con scarico a parete. Per qualsiasi tipo d'apparecchio, è necessario che la braga abbia un tratto suborizzontale maggiore del diametro.

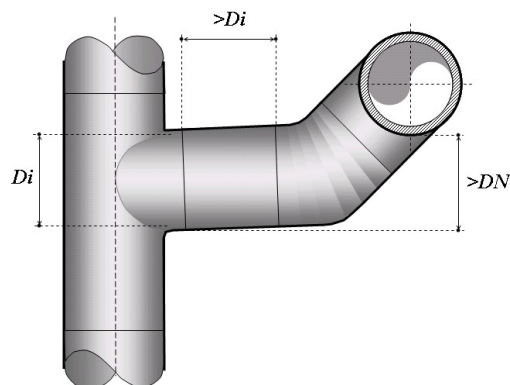


Figura - 11

↗ *Braghe ridotte.* Sono da evitare gli allacciamenti in colonna con braga ridotta a 45°

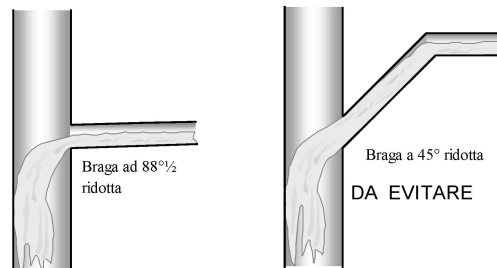


Figura - 12

↗ *Tratto terminale del tubo d'aerazione.* Il tratto terminale della colonna che costituisce il tubo d'aerazione, deve avere lo stesso diametro della colonna stessa, deve essere portato all'esterno e lasciato libero senza alcun cappelletto o mitra, come in figura 13.

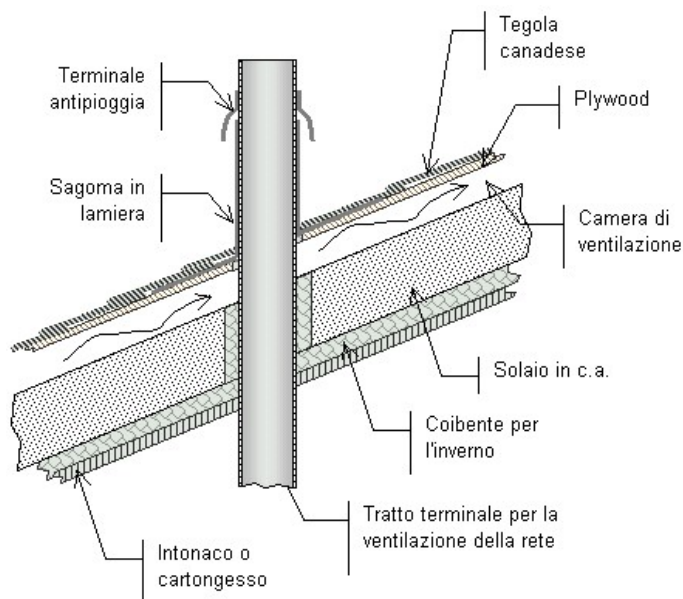


Figura - 13

Fuoriuscita della colonna dall'edificio. È indispensabile attenersi alle prescrizioni illustrate nella figura 13.

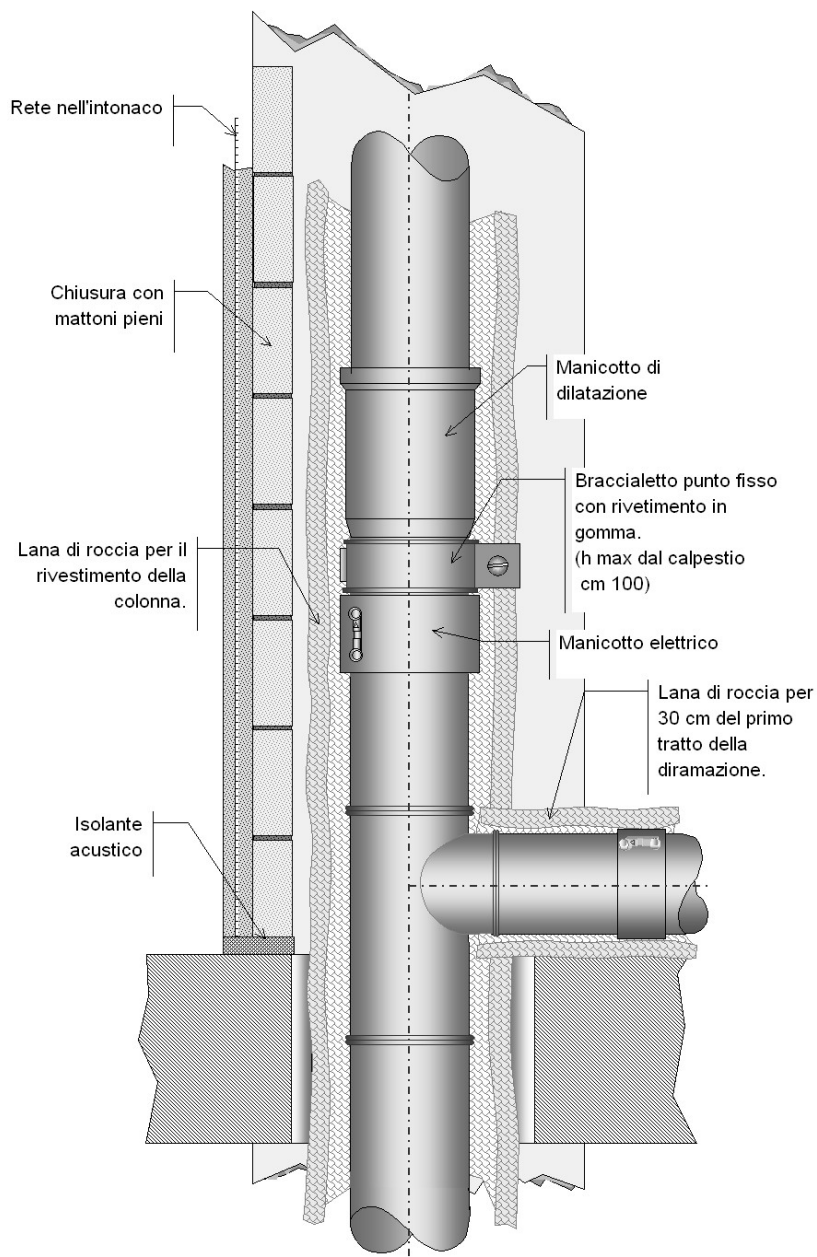


Figura - 14 – Nella figura sono riportati alcuni suggerimenti importanti per la realizzazione delle colonne e delle diramazioni di scarico.

### 3.9 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

Stazione di sollevamento utilizzata per convogliare le acque reflue della zona bassa del Porto (area bunkeraggio) nella rete fognaria a gravità.

La stazione di pompaggio sarà ubicata nell'impianto di raccolta acque reflue come indicato in planimetria.

Le pompe saranno del tipo sommergibili funzionanti singolarmente, una di riserva all'altra, solo in casi eccezionali funzioneranno insieme come logica di impianto.

L'impianto prevede tubi in polietilene PeHD e acciaio zincato con valvole di ritegno, saracinesche, tubi flessibili, strumentazione, quadro elettrico e quanto altro. La portata e la prevalenza è calcolata a soddisfare l'utilizzo di una sola pompa.

## 4. IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE

È prevista la realizzazione del sistema di intercettazione, convogliamento e trattamento depurativo delle acque di prima e seconda pioggia scolanti dalle superfici impermeabili, dalle coperture degli edifici, dalle aree parcheggio interno, dall'area varo alaggio carenaggio, per le quali il recapito finale, previo trattamento in vasca, è recuperato come riserva idrica disponibile per l'impianto di irrigazione.

Le opere da realizzare, assicureranno il convogliamento ed il trattamento depurativo delle acque di prima pioggia scolanti dalle superfici impermeabili precedentemente descritte.

Il dimensionamento di tutte le opere, è stato definito in modo tale da poter accogliere tutte le portate delle acque meteoriche derivanti dalle superfici impermeabili.

I manufatti destinati ai trattamenti depurativi sono stati progettati in armonia alla normativa di settore vigente, ovvero il RR della Regione Puglia 26/2013 e successive modificazioni apportate con RR 15/2015.

Il sistema di intercettazione delle acque di dilavamento dei piazzali è realizzato tramite apposite canalette opportunamente dimensionate.

Per la realizzazione delle condotte è stato previsto l'impiego di tubi in polietilene PeHD, fatta eccezione per il tronco fognario convogliante le acque di dilavamento dell'area varo alaggio carenaggio verso l'impianto di trattamento, per il quale si prevede la posa in opera di uno scatolare a sezione trapezia, realizzato con moduli prefabbricati in c.a..

La presente relazione illustra la metodologia adottata ai fini della determinazione della portate di progetto del sistema fognario, le verifiche idrauliche delle singole condotte impiegate, il dimensionamento dei sistemi di trattamento.

### 4.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Il sistema di fognatura bianca e di trattamento delle acque dei piazzali è composto, in virtù della diversa destinazione delle aree impermeabili servite, da una rete fognaria per l'intercettazione ed il convogliamento delle acque di prima pioggia scolanti da tutte le superfici impermeabili, con recapito finale in vasca di recupero.

#### 4.1.1 Rete fognaria pluviali e acque di dilavamento piazzali

Il sistema di intercettazione delle acque scolanti sulle superfici pavimentate ed impermeabili è garantito da canalette e griglie realizzate in moduli prefabbricati in c.a. e munite di copertura grigliata, opportunamente dimensionate sul valore della portata di prima pioggia, aventi sezione rettangolare 20x25 cm (50x50 cm), che recapitano i reflui presso le condotte, e tramite queste, convogliati all'impianto di trattamento depurativo.

Le acque raccolte dalla rete fognaria sono sottoposte a trattamento di dissabbiatura e disoleazione in apposito impianto depurativo.

#### 4.1.2 Accesso all'area portuale

L'area portuale risulterà costantemente presidiata e si garantisce l'accesso in qualsiasi momento al personale di controllo addetto alle verifiche di qualità dei reflui.

### 4.2 CALCOLI IDRAULICI

#### 4.2.1 Studio idrologico-idraulico relativo all'abitato di Otranto

##### 4.2.1.1 Il coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso medio annuo (Cd) è il rapporto fra il deflusso annuale del corso d'acqua, riferito ad una determinata sezione di chiusura, e il volume delle precipitazioni cadute durante lo stesso periodo all'interno del suo bacino imbrifero.

Nel presente caso, data la quasi totale impermeabilizzazione delle superfici scolanti servite dalla rete fognaria di progetto, si decide di utilizzare un coefficiente di deflusso pari a  $Cd = 1,00$

##### 4.2.1.2 Il metodo Gumbel per la determinazione delle curve di pioggia

Nella progettazione di opere idrauliche orientate al controllo delle portate di pioggia, è prioritariamente indispensabile procedere alla stima della portata massima prevedibile che le solleciterà nel corso della loro vita prevista.

La portata, nelle opere di tipo pluviale, è originata dalle precipitazioni meteoriche e, più in generale, dipende dalle caratteristiche molto variabili, sia nel tempo che nello spazio, delle trasformazioni che l'acqua subisce durante il suo ciclo idrologico. In siffatte condizioni, non è possibile calcolare la massima portata prevedibile in senso deterministico e bisogna, quindi, affrontare il problema in termini probabilistici. La portata di pioggia va considerata come una *variabile casuale*, la quale, conseguentemente, deve essere stimata relativamente ad un livello di probabilità che essa ha di non essere superata o, meglio ancora, relativamente ad un periodo di tempo (detto *tempo di ritorno*) che intercorre, in media, tra due eventi in cui il valore di tale portata viene superato.

In genere, è possibile riconoscere due tipi di problemi, a seconda del tipo di informazioni di cui si dispone:

1. stima della portata massima di progetto direttamente dall'analisi probabilistica di osservazioni dirette di portata fatte in passato nel sito;
2. stima della portata massima di progetto attraverso l'analisi probabilistica preliminare delle precipitazioni nel bacino idrografico interessato e la simulazione conseguente del processo della loro trasformazione in deflussi.

Il calcolo eseguito si occupa del secondo caso, quello cioè riguardante, in particolare, i bacini idrografici non monitorati e di non eccessive dimensioni (al più qualche decina di km<sup>2</sup>). Pertanto, in numerosi casi pratici si dispone solo delle precipitazioni meteoriche in alcuni punti del bacino. In tali casi la portata è stimata simulando, attraverso un modello matematico, il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico. Nel seguito viene affrontato il calcolo mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette *curve di possibilità pluviometrica*, adottando le formule appresso riportate.

$$H_{\max}(t, T) = m \frac{\left( \ln \left( - \ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)}{k} \quad (1)$$

$$H_{crit}(t, T) = a \times t^n \quad (2)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H}_i)^2}{n - 1}}$$

$$k = \frac{1}{0,78 \times s}$$

$$m = \bar{H}_i \frac{0,577}{k}$$

Per la (2) il coefficiente *a* e l'esponente *n* sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, secondo le seguenti relazioni matematiche:

$$n = \frac{\sum (\log t \cdot \overline{\log t}) \times \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t \cdot \overline{\log t})^2}$$

$$a = 10^{(\overline{\log H_{\max}(t, T)} - n \cdot \overline{\log t})}$$

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

***H<sub>max</sub>(t, T)*** = altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

***H<sub>crit</sub>(t, T)*** = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

***H<sub>i</sub>*** = media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni di osservazione;

***s*** = deviazione standard;

***Ln*** = logaritmo naturale;

***t*** = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

***T*** = tempi di ritorno di 10, 30, 50, 100, 200 anni.

Per la determinazione dei tempi di corrivazione e della portata massima (*portata di piena*) del bacino idrografico, essendo lo stesso considerato piccolo per estensione, si adotta la seguente relazione matematica, proposta da Kirpich (*t<sub>c</sub>*) per bacini di piccola estensione:



$$t_c = 0,02221 \times \left( \frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0,8}$$

dove le variabili del bacino sono:

**tc (ore)** = tempo di corrivazione;

**P (adim)** = pendenza media del percorso idraulico;

**L (km)** = lunghezza del percorso idraulico principale;

Per la determinazione della portata massima del bacino idrografico, si assume, data la sua limitata estensione, il valore dell'altezza critica **Hcrit (t,T)**, corrispondente ad un tempo di ritorno **T** di 10 anni e per una durata **t** corrispondente al tempo di corrivazione calcolato **tc**.

Dall'esame delle annesse tabelle di calcolo e dei grafici, si possono rispettivamente rilevare i valori delle portate massime **Qmax** dei bacini idrografici, per i vari tempi di ritorno

**T** (anni) e l'andamento delle altezze critiche di pioggia **Hcrit** riferite ai tempi di ritorno **T** (anni) ed al tempo di durata **t** (ore).

#### 4.2.1.3 Determinazione delle portate di progetto delle canalette e delle condotte

Il calcolo del volume di progetto delle condotte è stato effettuato con riferimento ad un evento critico di pioggia caratterizzato da una probabilità di accadimento media tale da non determinare un sovradimensionamento eccessivo della rete in modo da evitare, allo stesso tempo, frequenti crisi del sistema. Un tempo di ritorno pari a 10 anni è apparso compatibile con tali necessità.

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia con il metodo di Gumbel, relative al bacino scolante considerato, si è provveduto alla determinazione, attraverso l'esame dei dati registrati dagli Annali del Servizio Idrografico Italiano, delle altezze massime di pioggia per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore.

Nel seguito si riportano i dati pluviometrici tabellati e quelli ottenuti, dall'elaborazione statistica effettuata con il metodo di Gumbel, relativi alle altezze massime (Hmax) e critiche (Hcrit) di pioggia, con tempi di ritorno di 5, 10, 30, 50, 100 e 200 anni.

39	52,8	73,0	80,2	100,2	109,4
40	55,4	74,0	88,2	100,6	112,4
41	60,0	78,4	89,4	104,4	114,0
42	65,0	83,0	93,2	106,0	121,4
43	67,6	89,4	100,4	108,0	122,4
44	68,0	90,2	103,0	109,2	127,4
45	68,8	93,2	105,8	121,0	132,4
46	73,0	94,4	108,0	125,8	133,8
47	75,0	95,4	108,0	147,0	168,4
48	80,0	105,8	112,0	153,6	181,8
49		147,4	114,2	155,2	188,4
50			155,0	156,0	204,6

**Tabella 1** – Precipitazioni rilevate nell'area di intervento dal 1954 al 2005 in senso crescente

I due parametri caratteristici della funzione di Gumbel, *moda* ed  $\alpha$ , sono stati determinati e riportati in Tabella 2.

Durata	Moda	$\alpha$
1 ora	31,88	14,71
3 ore	46,44	20,82
6 ore	55,03	22,52
12 ore	64,22	27,01
24 ore	73,71	31,93

Tabella 2 – Valori caratteristici della funzione di Gumbel.

E' stato tracciato su carta probabilistica di Gumbel il diagramma riportato in Figura 1.

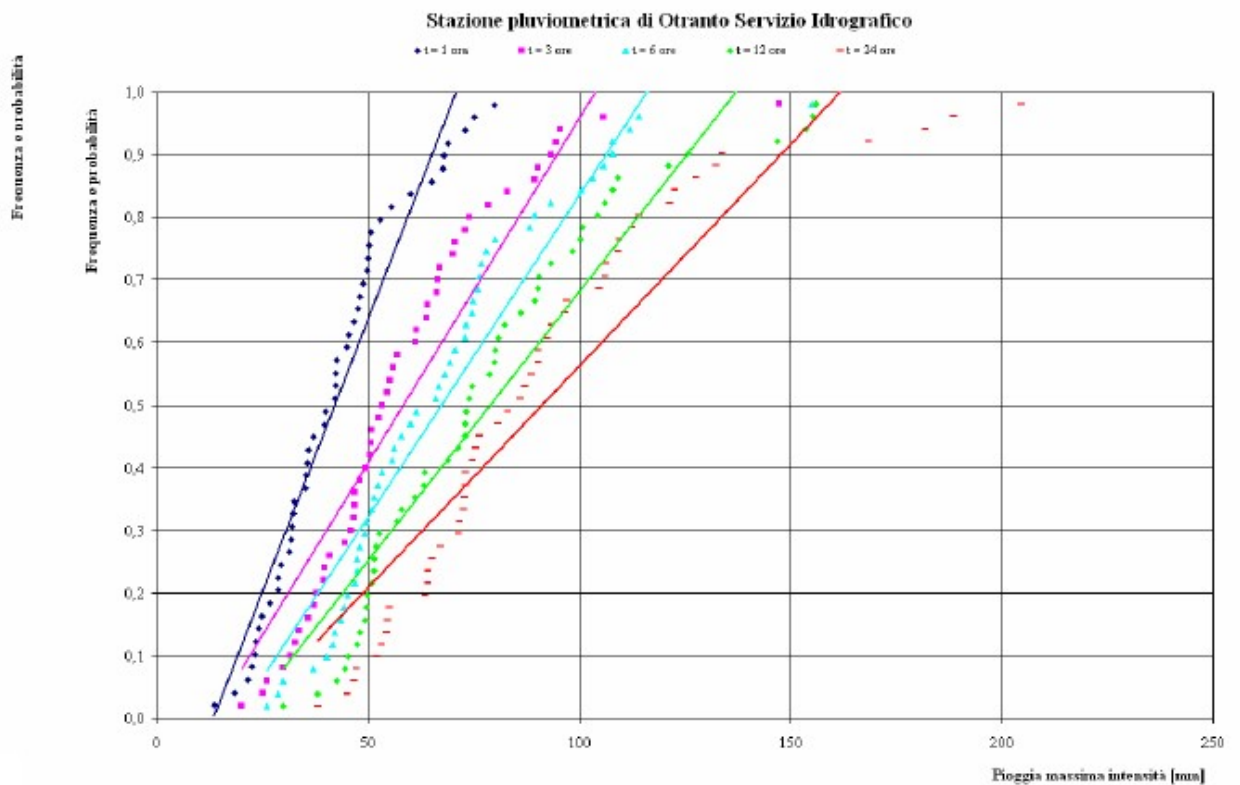


Figura 1 – Confronto tra la frequenza delle precipitazioni di massima intensità annuali a 1, 3, 6, 9, 12, 24 ore e la probabilità secondo la funzione di distribuzione della probabilità di Gumbel.

Dal confronto grafico tra le rette teoriche e l'andamento dei dati sperimentali è stata verificata una buona attendibilità della funzione di probabilità impiegata. In Tabella 3, sono riportate le altezze di pioggia corrispondenti alle diverse durate e tempi di ritorno utilizzate per la stima della curva di possibilità pluviometrica.

Durata	T = 5 anni	T = 10 anni	T = 20 anni	T = 50 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
	Altezza di pioggia [mm]					
1 ora	56,88	66,45	76,19	89,29	99,71	109,79
3 ore	81,83	95,36	109,15	127,67	142,42	156,69
6 ore	93,31	107,95	122,86	142,90	158,85	174,29
12 ore	110,14	127,69	145,59	169,62	188,76	207,28
24 ore	127,81	148,49	169,58	197,90	220,45	242,27

**Tabella 3** - Valore delle altezze di pioggia rilevate nell'area di intervento in funzione del tempo di ritorno  $T_r$

Infine, con i dati indicati nella precedente tabella, per ciascun periodo di ritorno prefissato  $T_r$  (5, 10, 20, 50, 100, 200 anni) è stata determinata l'equazione di possibilità climatica (Figura 2).

I risultati ottenuti sono stati riportati in Tabella 4, che fornisce, al variare di  $T_r$ , i valori di  $a$  ed  $n$  nell'equazione  $h = at^n$ . Il coefficiente di correlazione,  $r$ , indica la qualità dell'interpolazione: tanto più prossimo all'unità risulta essere il valore di  $r$ , tanto migliore è la interpolazione ottenuta.

$T_r$ [anni]	$a$ [mm ore <sup>-n</sup> ]	$n$ [-]	$R$ [-]
5	59,1	0,250	0,988
10	68,9	0,248	0,988
20	78,9	0,247	0,988
50	92,4	0,245	0,988
100	103,1	0,244	0,988
200	113,5	0,243	0,988

**Tabella 4** - Valori di  $a$  ed  $n$  al variare del tempo di ritorno.

Dall'analisi statistica di tali dati è stato possibile calcolare i coefficienti  $a$  ed  $n$  della curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno assegnato pari a  $T_r = 10$  anni:

$$a = 68,90 \quad n = 0,248$$

$$\text{da cui la curva di pioggia} \quad h = 68,9 t^{0,248}$$

Il valore della portata massima ai fini del dimensionamento delle condotte è pertanto ricavabile tramite la nota formula razionale, funzione dell'altezza massima di pioggia:

$$Q_{10} = \frac{c_d \times h(t, T) \times S}{3,6 \times t_c}$$

dove

$c_d$  = coefficiente di deflusso posto pari a 1;

$S$  = superficie del bacino considerato;

A differenza delle condotte, le canalette di intercettazione delle acque di dilavamento dei piazzali sono dimensionate sul valore della portata di prima pioggia.

Il Piano Direttore a stralcio del Piano di tutela delle acque della Regione Puglia, nel definire le acque di prima pioggia come *“le prime acque meteoriche di dilavamento fino ad una altezza massima di precipitazione massima di 5 millimetri, relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, uniformemente distribuite sull'intera superficie scolante”*, non specifica l'intervallo temporale da prendere a riferimento per la definizione della corrispondente intensità di pioggia. Sia in normative in vigore in altre regioni italiane (ad esempio Regione Lombardia e Regione Emilia Romagna), sia da dati reperibili nella letteratura scientifica, tale intervallo temporale è assunto pari a **15 minuti**. Pertanto, definito il bacino di pertinenza e la relativa superficie

S [m<sup>2</sup>] di ciascuna canaletta, la portata di progetto, espressa in m<sup>3</sup>/s, è pari a:

$$Q_{\text{prima pioggia}} = (S \times 5 \times 10^{-3})/900$$

#### 4.3 INDIVIDUAZIONE DEI BACINI SCOLANTI REALIZZAZIONE DEI TRONCHI FOGNARI

Attraverso le metodologie di calcolo sopra dettagliate, stabiliti i sottobacini scolanti, è stato possibile dimensionare sia le canalette di intercettazione sia le condotte di convogliamento riportate negli elaborati grafici.

#### 4.4 TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO PIAZZALI

Il progetto prevede il trattamento delle acque meteoriche di dilavamento di tutti i piazzali impermeabili.

Le acque pluviali collettate dalla rete fognaria separata prevista dal progetto e le acque meteoriche di dilavamento dei piazzali intercettate tramite le apposite canalette, sono inviate ad un impianto di depurazione, opportunamente dimensionato, nel quale i reflui, già sottoposti a grigliatura, i reflui sono sottoposti a trattamento di dissabbiatura e disoleatura.

##### 4.4.1 Caratteristiche dell'impianto di trattamento

###### 4.4.1.1 Volumi di prima pioggia

Per il bacino considerato, il volume corrispondente ad una precipitazione di 5 mm è pari a:

$$V_{\text{prima pioggia}} = \text{Aridotta} \cdot 5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 12500 \times 0,005 = 62,50 \text{ m}^3$$

###### 4.4.1.2 Portata di prima pioggia

Il valore della portata di prima pioggia è pari a:  $Q_{\text{prima pioggia}} = V_{\text{prima pioggia}} / t_c$

dove  $t_c$  è assunto pari a 15 minuti;

si ottiene pertanto:  $Q_{\text{prima pioggia}} = 62,50/900 = 69,44 \text{ l/s}$

###### 4.4.1.3 Dimensionamento dei comparti di dissabbiatura e di disoleazione

Il principio di funzionamento del pozzetto di dissabbiatura si basa sul processo di sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi sufficienti.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo della vasca occorre pertanto: assicurare un tempo di detenzione minimo; verificare che il carico idraulico superficiale, inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S, non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare.

Per stimare la velocità  $v_s$  di precipitazione delle sabbie si fa riferimento alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \frac{D^2}{\mu}$$

dove:

$g$  = accelerazione di gravità;

$s$  = peso specifico delle particelle;

$a$  = peso specifico dell'acqua;

$D$  = diametro delle particelle;

$\mu$  = viscosità cinematica dell'acqua (pari a  $1,139 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s a temperatura di 15 °C)

All'interno delle vasche di calma, pertanto, tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione superiore al carico idraulico superficiale vengono trattenute e raccolte sul fondo.

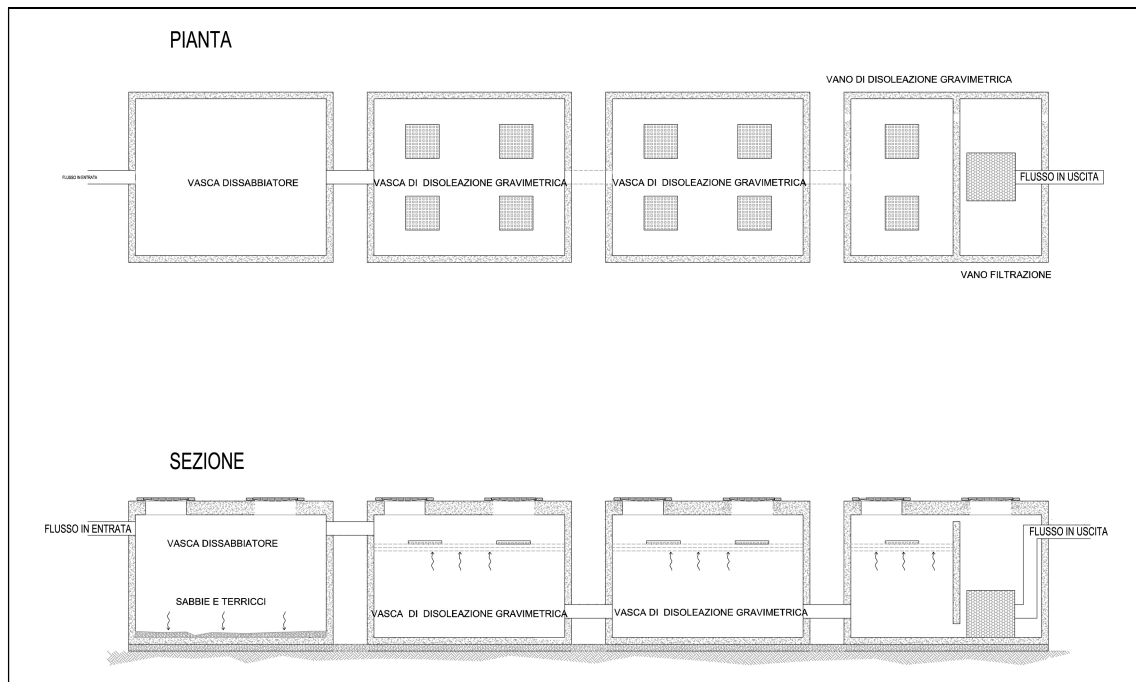
Il principio di funzionamento dell'impianto è pertanto il seguente: i reflui affluiscono in settori posti in serie in cui si effettua la sedimentazione dei fanghi pesanti (sabbie e terriccio) ed il trattamento in superficie degli oli e grassi; l'ultimo comparto è munito di un filtro a coalescenza in materiale espanso a canali aperti, atto a separare i residui di oli ed idrocarburi o altre materie in sospensione.

Nel presente caso, imponendo un tempo di detenzione minimo nel pozzetto non inferiore a 5 minuti (300 secondi), si ricava il volume utile necessario al trattamento:

$$V_{diss} = Q \text{ prima pioggia} \times t \text{ detenzione} = 20,832 \text{ mc}$$

Si adotta un impianto costituito da 4 moduli 220x300 h210 cm, certificato UNI EN 851-1 idoneo a servire aree fino a 12500 m<sup>2</sup> e portata massima fino a 102 l/s.

### IMPIANTO DISOLEATORE DISSABBIATORE TIPICO



## 5. IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE DI LAVAGGIO PER LE LAVORAZIONI

Tra gli interventi compresi dal progetto è previsto, oltre alla realizzazione del sistema di intercettazione, convogliamento e trattamento depurativo delle acque di prima pioggia scolanti dalle superfici impermeabili (piazzette, piazzali, coperture, aree parcheggio, area varo alaggio carenaggio), uno specifico sistema di intercettazione, convogliamento e trattamento in apposito impianto dedicato, delle acque reflue generate dalle lavorazioni (lavaggio carene) effettuate nell'area varo alaggio carenaggio, il cui recapito finale è la pubblica rete fognaria.

I manufatti destinati ai trattamenti depurativi sono stati progettati in armonia alla normativa di settore vigente, ovvero il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e il Piano Direttore a stralcio del Piano di tutela delle acque della Regione Puglia (Appendice A1 *Criteri per la disciplina delle acque meteoriche di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne*), redatto ai sensi della O.M.I. del 22 marzo 2002, n. 3184.

### 5.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Il sistema di fognatura bianca e di trattamento delle acque dei piazzali è composto, in virtù della diversa destinazione delle aree impermeabili servite, da due reti distinte: una rete fognaria per l'intercettazione ed il convogliamento delle acque di prima pioggia scolanti da tutte le superfici impermeabili, con recapito finale al trattamento depurativo consistente nella grigliatura, dissabbiatura e disoleazione; una rete fognaria a servizio dell'area varo alaggio carenaggio, appositamente dedicata all'intercettazione ed il convogliamento delle acque impiegate nelle operazioni di lavaggio delle carene, con recapito nella pubblica rete fognaria, previo idoneo trattamento depurativo consistente nella grigliatura, dissabbiatura e disoleazione.

#### 5.1.1 Rete fognaria acque di lavaggio per lavorazioni

La rete fognaria è costituita da canalette di intercettazione delle acque di lavaggio carene utilizzate presso l'area varo alaggio carenaggio, realizzate con moduli prefabbricati in c.a. e munite di copertura grigliate, aventi sezione rettangolare 15x15 cm, e da una condotta in PVC avente diametro DN200 che convoglia i reflui così raccolti presso un apposito impianto di trattamento in cui viene operata la depurazione tramite processi di dissabbiatura e disoleazione. I reflui depurati sono convogliati verso un impianto di sollevamento e quindi recapitati presso la pubblica rete fognaria.

L'attività di lavaggio delle carene verrà effettuata mediante semplice acqua pressurizzata, ovvero senza l'impiego di detersivi o altre sostanze utilizzabili a tale scopo (solventi). I reflui generati dalle lavorazioni saranno pertanto caratterizzati principalmente dalle particelle solide staccatesi dalle carene per via dell'azione meccanica pulente delle idropulitrici, oltre che da possibili residui di oli ed idrocarburi.

Date tali caratteristiche chimico-fisiche dei reflui, appaiono adeguati i trattamenti previsti di sedimentazione/dissabbiatura e disoleazione.

Le limitate dimensioni dell'area varo alaggio carenaggio, nonché la presenza di vari sottoservizi, non permettono la realizzazione di una seconda linea separata di fogna nera in aggiunta a quella esistente a servizio delle acque di sentina; per tale motivo, si rende necessario collettare le acque di lavaggio carene depurate all'impianto di sollevamento esistente, che consente il convogliamento presso la pubblica rete fognaria. Il punto di prelievo per il campionamento dei reflui depurati verrà garantito da apposito pozzetto 40x40 cm da realizzarsi immediatamente a valle dell'impianto di trattamento.

### 5.1.2 Accesso all'area portuale

L'area portuale risulta costantemente presidiata e si garantisce l'accesso in qualsiasi momento al personale di controllo addetto alle verifiche di qualità dei reflui.

## 5.2 TRATTAMENTO ACQUE DI LAVAGGIO PER LAVORAZIONI

Il progetto prevede il trattamento dei reflui generatisi dalle attività di lavorazione (lavaggio carene) svolte presso l'area varo alaggio carenaggio, secondo quanto prescritto dal Piano Direttore.

Le acque di lavorazione vengono intercettate dalle apposite canalette munite di griglia e convogliate mediante condotta in PVC di rete fognaria separata verso l'impianto di trattamento, per poi essere recapitate presso la pubblica rete fognaria. I trattamenti previsti nell'impianto depurativo consistono nella sedimentazione/dissabbiatura e disoleazione; nel definire le dimensioni dell'impianto sono stati adottati ampi margini cautelativi specie per la fase di disoleazione, data la probabile presenza nei reflui di residui di oli ed altri idrocarburi, presenti per via dell'attività di pulizia delle carene.

### 5.2.1 Dimensionamento dell'impianto di depurazione

L'impianto di trattamento è costituito da una vasca monoblocco in calcestruzzo armato a pianta circolare. La vasca risulta divisa in due comparti (vano per la separazione gravimetrica e vano con filtro a coalescenza) collegati idraulicamente tra di loro attraverso i fori di passaggio situati nella parte sottostante della parete che li divide. Il principio di funzionamento del pozzetto di dissabbiatura si basa sul processo di sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi sufficienti.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo della vasca occorre pertanto: assicurare un tempo di detenzione minimo; verificare che il carico idraulico superficiale, inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S, non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare. Per stimare la velocità  $v_s$  di precipitazione delle sabbie si fa riferimento alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \frac{D^2}{\mu}$$

dove:

g = accelerazione di gravità;

s = peso specifico delle particelle;

a = peso specifico dell'acqua;

D = diametro delle particelle;

$\mu$  = viscosità cinematica dell'acqua (pari a  $1,139 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s a temperatura di 15 °C)

All'interno delle vasche di calma, pertanto, tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione superiore al carico idraulico superficiale vengono trattenute e raccolte sul fondo.

Il principio di funzionamento dell'impianto è pertanto il seguente: il refluo contenete oli minerali, grassi, particelle solide, affluisce al primo settore, dove avviene la sedimentazione dei fanghi pesanti (sabbie, terricci, etc.) e trattamento in superficie di circa il 70% degli oli e grassi iniziali (disoleazione primaria).

L'acqua parzialmente disoleata passa nel secondo settore, attrezzato di un filtro a coalescenza in materiale espanso a canali aperti, atto a separare residui di oli ed idrocarburi, ed altre sostanze in sospensione. Per l'impianto di trattamento delle acque di lavorazione effettuate presso l'area varo alaggio

carenaggio (superficie pari a circa 1000 m<sup>2</sup>), si prevede una portata massima da trattare, pari alla potenzialità complessiva delle idropultrici impiegate, quantificabile in circa 4 l/s.

I comparti di trattamento sono dimensionati sulla base dei seguenti principi di funzionamento:

tempo utile minimo per la decantazione dei fanghi sedimentabili pari ad almeno 5 minuti di ritenzione riferiti alla portata massima in arrivo; tempo utile minimo per la separazione oli/idrocarburi dell'acqua pari a 5 minuti; velocità ascensionale, ovvero rapporto tra la portata e l'area superficiale del vano di separazione oli/idrocarburi dell'acqua non deve essere superiore a 30 m/ora.

Per la separazione gravimetrica degli oli/idrocarburi, il tempo di detenzione nella vasca deve essere di almeno 5 minuti, per cui il primo settore di vasca dovrà avere le seguenti volumetrie minime:  $4 \times 300 = 1,2$  mc.

Il secondo settore della vasca sarà attrezzato di un filtro a coalescenza, avente potenzialità di filtrazione pari ad almeno 2 volte la portata massima in arrivo. Il volume del secondo settore di vasca, dovrà essere almeno il 50% del volume del primo settore (separazione gravimetrica), per cui:  $1,2 \times 50/100 = 0,6$  mc.

Si sceglie pertanto un impianto monoblocco prefabbricato avente dimensioni 207 x h 225, con potenzialità di 4 l/s, certificato UNI EN 858-1, avente volumetria utile complessiva pari a circa 5,65 mc equamente distribuiti nei due comparti di sedimentazione gravimetrica e filtrazione a coalescenza.

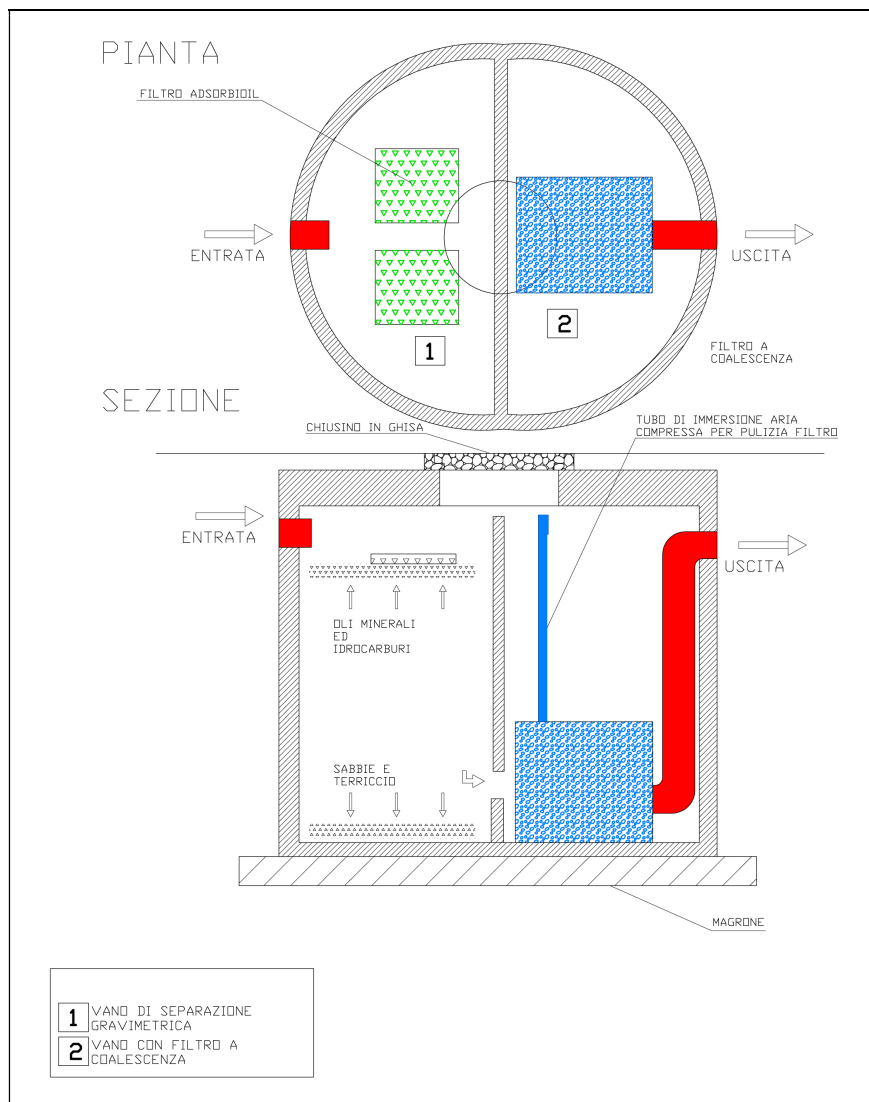


Figura 1 – Pianta e sezione dell'impianto di trattamento



## 6. IMPIANTO IRRIGAZIONE

L'impianto di innaffiamento dovrà essere in grado di soddisfare le esigenze irrigue delle essenze erbacee, arbustive ed arboree avvalendosi di materiali e tecnologie d'avanguardia che consentiranno l'utilizzo dell'impianto con operazioni di manutenzioni molto limitate.

Le soluzioni irrigue dovranno essere appropriate (irrigazione a pioggia, irrigazione a goccia, tramite micro dippers e irrigazione a goccia tramite ala gocciolante) per permettere una distribuzione d'acqua corretta, appropriata e uniforme in funzione delle esigenze delle colture.

L'impianto sarà completamente automatico e sarà collegato al gruppo pompante alimentato dalla vasca di raccolta acque meteoriche (adeguatamente trattate).

Le tubazioni saranno in polietilene ad alta densità, così come le valvole, la raccorderia, i filtri e quanto altro.

Le valvole automatiche dovranno essere del tipo elettrico e saranno comandate dal programmatore mediante dei cavetti in butile alimentati a bassa tensione 24 V, interrati assieme alla tubazione. È prevista la subirrigazione per irrigare alberi e arbusti con tubo geotessile.

Gli irrigatori saranno del tipo statico.

## 7. IMPIANTO A METANO

La rete di distribuzione metano prevede l'allaccio al collettore della rete cittadina con la fornitura di contatore gruppo di riduzione, valvole, tubi, raccordi e quanto altro per condotte di 6<sup>a</sup> e 7<sup>a</sup> specie.

L'impianto distribuzione gas metano dovrà essere realizzato con rete interrata con tubo in polietilene PeHD tipo PN1 S 12,5 con banda segnaletica color giallo, mentre le derivazioni d'utenza dovranno essere in acciaio zincato.

All'ingresso di ogni locale saranno previste idonee cassette di derivazione con valvole di intercettazione.

Gli impianti dovranno essere realizzati in accordo alle norme UNI 9860, UNI CIG e D.M. 24.11.1984.

I tubi, i raccordi ed i pezzi speciali dovranno essere idonei al convogliamento di gas combustibili come indicato dalle Norme UNI ISO 4437, UNI 8849, UNI 8850, conformi e rispondenti a quanto previsto dal D.M. 24.11.1984.

### 7.1 OPERE DI SCAVO

Lo scavo per tubi in PeHD dovrà essere realizzato a sezione obbligata, la larghezza dello scavo sul fondo dovrà essere 20 cm superiore al diametro del tubo che dovrà essere interrato.

La profondità minima di interramento dovrà essere non meno di 60 cm dall'estradosso del tubo.

È consentito l'interramento a profondità minore se protetto con manufatti o altro e sempre ritenuti validi dalla D.L..

Il letto di posa sarà costituito da sabbia o materiale equivalente e la circonferenza del tubo sarà protetto da identico materiale di spessore di almeno 20 cm sulla generatrice superiore del tubo.

### 7.2 ESECUZIONE DELLE SALDATURE

Per quanto riguarda le saldature e la formazione dei giunti sono previste saldature "testa a testa" con termoelemento o con manicotti di giunzione elettrosaldabili e quanto altro previsto dal D.M. 24.11.1984 e quanto previsto e raccomandato dall'Istituto Italiano dei Plastici.

Le derivazioni dovranno essere realizzate mediante collare in polietilene a saldatura elettrica.

Per i tratti fuori terra dovranno essere impiegate tubazioni in acciaio zincato e raccorderia in ghisa malleabile.

Le caratteristiche del collare dovranno essere identiche ai manicotti ed al tubo in Pe.

### 7.3 REINTERRI E COLLAUDI

La posa delle condotte nello scavo dovrà essere realizzata in modo da evitare i danneggiamenti alle pareti del tubo.

La copertura dei tubi deve essere realizzata con sabbia, inerti con granulometria tale da evitare danneggiamenti al tubo stesso.

Durante la posa si dovrà provvedere alla sistemazione di nastro di segnalazione della presenza del tubo gas.

Inoltre, su tutta la rete gas metano, si eseguiranno le prove di collaudo di cui è prevista la pressione massima per la condotta di 6<sup>a</sup> e 7<sup>a</sup> specie di 1 bar e mantenuta la pressione costante per un minimo di 4 ore.

## 8. RIFERIMENTI NORMATIVI

### 8.1 NORME IGIENICO SANITARIE

- *R.D. 3.2.1901 n. 45*
- *R.D. 23.6.1904 n. 369*
- *D.P.R. 3.8.1968 n. 1095*

### 8.2 NORME TECNICHE DI PROGETTAZIONE

#### 8.2.1 IMPIANTI DI ALIMENTAZIONE E DISTRIBUZIONE DI ACQUA CALDA E FREDDA

- *UNI 9182*

#### 8.2.2 SISTEMI DI SCARICO DELLE ACQUE USATE

- *UNI 9184*

### 8.3 TUBAZIONI

#### 8.3.1 TUBI DI ACCIAIO

- *UNI 8863 - UNI ISO 7/1 - ISO 50*
- *UNI 5745*
- *UNI 6363*

#### 8.3.2 RACCORDI IN GHISA MALLEABILE

- *UNI 5192 ISO 7/1*

#### 8.3.3 TUBI E RACCORDI IN PVC

- *UNI 7441*
- *UNI 7442*
- *UNI 7443*
- *UNI 7343*

## 8.3.4 TUBI E RACCORDI IN PE A.D.

- UNI 8452
- UNI 7613

## 8.3.5 TUBI E RACCORDI IN RAME

- UNI 6507
- UNI 8050

## 8.3.6 TUBI IN POLIETILENE RETICOLATO

- UNI 9338
- UNI 9949

## 8.3.7 TUBI IN POLIETILENE

- D.M. 24.11.1984
- Norme UNI CIG

Il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n.152 disciplina a livello nazionale gli scarichi di acque meteoriche e di dilavamento provenienti da reti fognarie separate.

Nello specifico, secondo l'art.1131 *.ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni [...], disciplinano e attuano:*

- a) *le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
- b) *i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque reflue meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione."*

Il Piano Direttore a stralcio del Piano di tutela delle acque della Regione Puglia, nell'Appendice A1 *.Criteri per la disciplina delle acque meteoriche di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, di cui all'art.39 D.Lgs. 152/99 come novellato dal D.Lgs. 258/2000.*, definisce:

*acque meteoriche di dilavamento: le acque di pioggia che precipitano sull'intera superficie impermeabilizzata scolante afferente allo scarico o all'immissione; acque di prima pioggia: le prime acque meteoriche di dilavamento fino ad una altezza di precipitazione massima di 5 millimetri, relativamente ad ogni evento meteorico, preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, uniformemente distribuite sull'intera superficie scolante; acque di lavaggio: le acque utilizzate per operazioni di lavaggio di aree esterne impermeabilizzate artificialmente e suscettibili di veicolare sostanze pericolose o che comunque possono creare pregiudizio per l'ambiente."*

Nel presente caso, poiché si prevede la realizzazione di un sistema separato della rete fognaria, per quanto concerne il trattamento delle acque di dilavamento di tutte le aree impermeabili, trova applicazione il punto 4 dell'Appendice A1 *Disciplina e trattamento degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate*, per cui le acque di prima pioggia derivanti dagli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate, di cui all'art.39, comma 1, lettera a) del Decreto Legislativo n.152/99, come novellato dal D.Lgs. n.258/2000 devono essere sottoposti, prima del loro smaltimento, ad un trattamento di grigliatura e dissabbiatura.

Il progetto prevede l'impiego di un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia, realizzato mediante moduli prefabbricati, a servizio di tutte le aree impermeabili, conforme alla Norma UNI EN 858-1, nel quale i reflui subiscono un trattamento depurativo che comprende, oltre alla grigliatura ed alla

dissabbiatura prevista dal Piano Direttore, anche la disoleazione, e che garantisce, pertanto, rendimenti depurativi che consentono il rispetto dei limiti allo scarico in acque superficiali previsti dalla tabella 3 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Per quanto concerne, invece, le acque utilizzate per le lavorazioni svolte presso l'area varo alaggio carenaggio, si sottolinea che il loro impiego è finalizzato esclusivamente alle operazioni di pulizia delle carene, e che in tale area non sono previste altre tipologie di lavorazioni, né il deposito e/o la movimentazione di mezzi e di materiali che possano dar luogo al rilascio di sostanze pericolose. Per tali reflui, intercettati mediante apposite canalette provviste di griglia, si prevede specifico impianto di trattamento, comprendente la dissabbiatura e la disoleazione; l'impianto, realizzato in moduli prefabbricati, è conforme alla Norma UNI EN 858-1, e garantisce il rispetto dei limiti previsti dalla normativa vigente per il recapito in pubblica rete fognaria (Tabella 3 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n. 152/2006).