

| | | | | | |
|------|-----|-------------------|------------|------------|-----------|
| 0 | FAC | PRIMA EMISSIONE | 06/04/2015 | IERINO' | CITTERIO |
| 1 | FUS | SECONDA EMISSIONE | 09/10/2015 | IERINO' | CITTERIO |
| REV. | ST. | DESCRIZIONE | DATA | VERIFICATO | APPROVATO |



P920AGKC004

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

| | | | | |
|------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| 09/10/2015 | SECONDA EMISSIONE | FPR / ABA | LPO | MBG |
| 06/04/2015 | PRIMA EMISSIONE | FPR / ABA | LPO | MBG |
| DATA | DESCRIZIONE | ESEGUITO | CONTROLL. | APPROVATO |

INDICE

| | <u>Pagina</u> |
|---|---------------|
| 1 INTRODUZIONE | 3 |
| 2 ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI..... | 5 |
| 2.1 PLUVIOMETRIA – ANALISI STATISTICA | 5 |
| 2.2 CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA | 7 |
| 3 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - METODOLOGIA | 11 |
| 3.1 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO..... | 16 |
| 4 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - VERIFICHE | 21 |
| 4.1 PARAMETRI CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA | 21 |
| 4.2 VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONI | 21 |
| 4.3 VERIFICA IDRAULICA GRIGLIE | 21 |
| 4.4 VERIFICA STATICA TUBAZIONI | 22 |
| 4.5 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO | 22 |

1 INTRODUZIONE

Edison S.p.A. intende realizzare all'interno del porto di Oristano un Terminale costiero per lo stoccaggio e la distribuzione di GNL di capacità utile pari a 10,000 m³.

Il Terminale sarà approvvigionato mediante gasiere di piccola taglia; in considerazione del continuo sviluppo del mercato delle navi di trasporto GNL di piccole dimensioni, ai fini della progettazione si è fatto riferimento a navi attualmente operanti sul mercato, di capacità pari a 7,500 e 15,600 m³, le cui caratteristiche dimensionali sono considerate rappresentative delle navi che potranno approvvigionare il deposito costiero e sono state utilizzate quale riferimento per lo sviluppo dell'ingegneria (con particolare riferimento al dimensionamento delle opere a mare).

L'effettiva capacità di riferimento delle navi che approvvigioneranno il terminale sarà definita in fase di più avanzata progettazione a valle di considerazioni tecniche di compatibilità, di disponibilità di mercato e di ottimizzazione della logistica di trasporto del GNL.

La distribuzione potrà essere effettuata mediante autocisterne (con capacità minima utile di circa 40 m³) e mediante bettoline (ai fini della progettazione si è fatto riferimento alle caratteristiche di mezzi esistenti di capacità pari a 1,000 m³; l'effettiva capacità di riferimento delle bettoline sarà definita in una fase successiva del progetto).

L'area di prevista ubicazione dell'impianto è situata all'interno del Porto di Oristano, in corrispondenza del Canale Sud; la zona di ormeggio delle bettoline presenta una lunghezza complessiva di circa 340 m, ed è costituita da un primo tratto, orientato lungo la direttrice Sud-Sud-Est/Nord-Nord-Ovest (lunghezza di circa 230 m) ed un secondo che si sviluppa da Sud a Nord.

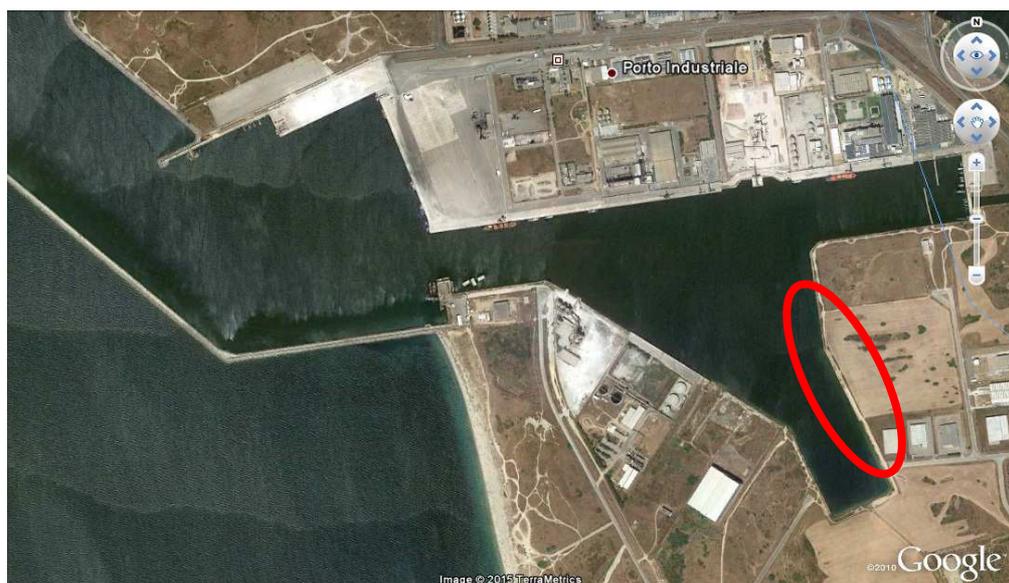


Figura 1.1: Punto di realizzazione del nuovo terminale

Lo specchio acqueo antistante presenta una profondità media di -11 m rispetto al livello del medio mare (s.l.m.m.) (Consorzio Industriale Provinciale Oristanese, 2004).

Questa relazione ha come obiettivo l'analisi del regime delle precipitazioni nell'area di progetto e il dimensionamento della rete di drenaggio a progetto per lo smaltimento degli afflussi meteorici.

2 ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI

Il presente capitolo illustra le elaborazioni e le metodologie di calcolo finalizzate alla determinazione dell'andamento degli afflussi meteorici intensi, con durata inferiore alle 24 ore, sull'area in esame.

Per la corretta definizione delle portate di progetto della rete è stata effettuata un'analisi statistica sull'entità delle precipitazioni di breve durata e massima intensità registrate nella stazione pluviometrica di Santa Giusta, che risulta più rappresentativa del regime delle piogge intense nell'area in esame, sia per la lunga serie storica di registrazioni (circa 40 anni) sia per l'affidabilità dei dati.

2.1 PLUVIOMETRIA – ANALISI STATISTICA

Per l'analisi sono stati utilizzati i dati ottenuti dagli annali idrografici pubblicati sul sito ufficiale della Regione Sardegna, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Santa Giusta, appartenente al bacino del Tiso, e ubicata ad una quota di 10 m s.l.m..

Della stazione pluviometrica di Santa Giusta sono disponibili i dati storici di precipitazione di massima intensità e breve durata per il periodo 1935-1936, 1938-1941, 1946-1948, 1951-1954, 1956-1959, 1962-1980, 1982-1983 e 1988 (39 anni). I dati ufficialmente pubblicati dal Servizio Idrografico costituiscono un campione storico sufficientemente esteso ed omogeneo per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, mentre per i dati con durata inferiore a 1 ora, le letture non sono continue anche a causa della variabilità degli intervalli temporali di riferimento utilizzati. Nella seguente tabella sono riportati anno per anno i valori di precipitazione di massima intensità per le durate di 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore, utilizzati nelle successive elaborazioni.

Tali valori hanno fornito la base dell'analisi probabilistica finalizzata alla determinazione delle curve segnalatrici di probabilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno. Le elaborazioni sono state condotte regolarizzando le altezze di pioggia massime annuali per ciascuna durata utilizzando la legge probabilistica log-normale di Galton, tuttora una delle leggi più usate nelle pratiche applicazioni e che fornisce, a parità di probabilità, valori più alti di altezza di pioggia. In particolare, indicando con h [mm] la variabile altezza di pioggia, con $P(h)$ la sua probabilità cumulata, con $m(h)$ la media e con $s(h)$ lo scarto quadratico medio, si ottiene:

Distribuzione log-normale a due parametri (di Galton):

$$P(h) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \cdot du$$

con:

$$u = a \cdot \ln(h) + b$$

$$a = \left[\ln \left(1 + \left(\frac{s(h)}{m(h)} \right)^2 \right) \right]^{0.5}$$

$$b = \frac{0.5}{a} - a \cdot \ln(m(h))$$

Tabella 2.1: Serie storiche delle precipitazioni di massima intensità per diverse durate

| Pluviometro di Santa Giusta (Oristano) - Bacino del Tirso | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Anno | Durata | | | | | | | |
| | 15 min | 30 min | 45 min | 1 ora | 3 ore | 6 ore | 12 ore | 24 ore |
| 1935 | | | | 16.4 | 25 | 26 | 40.8 | 54.8 |
| 1936 | 7 | | | 18.8 | 19 | 23.2 | 25.4 | 25.4 |
| 1938 | | | | 19 | 21.4 | 22.6 | 23.6 | 27.6 |
| 1939 | | | | 18.8 | 25.6 | 25.6 | 38 | 38.2 |
| 1940 | | | | 16.6 | 19.2 | 30.8 | 38.6 | 38.7 |
| 1941 | | 18.8 | | 21.6 | 23.3 | 26.5 | 31.7 | 36.9 |
| 1946 | | 16.4 | | 18.2 | 31.4 | 35.6 | 44 | 81.4 |
| 1947 | | 20 | | 32.2 | 35.4 | 39 | 39 | 39 |
| 1948 | | 10.8 | | 15.2 | 27.4 | 42 | 42.2 | 45.4 |
| 1951 | | | | 23.5 | 27 | 69 | 91.7 | 99.7 |
| 1952 | | | | 31 | 31.8 | 40.4 | 41.6 | 42 |
| 1953 | 15.8 | | | 18.4 | 32.2 | 51.8 | 62.6 | 83.8 |
| 1954 | | | 10.5 | 10.6 | 13.1 | 13.8 | 13.8 | 24.2 |
| 1956 | | 10.2 | | 13.4 | 18.8 | 24.6 | 25.2 | 28.6 |
| 1957 | | | | 16 | 17.4 | 22.4 | 26.6 | 40.4 |
| 1958 | | | | 20.8 | 24 | 24 | 24 | 39.6 |
| 1959 | 20.2 | | | 32 | 38.8 | 39.6 | 48.2 | 54.2 |
| 1962 | 9 | 17 | | 31.6 | 51.2 | 52 | 53.8 | 53.8 |
| 1963 | 13.2 | | | 29 | 58.4 | 60.2 | 60.2 | 60.2 |
| 1964 | 15 | 18.4 | | 21.2 | 28.2 | 35.6 | 39 | 41.6 |
| 1965 | 12 | 24 | 28 | 31.6 | 34.8 | 35 | 35.2 | 36.2 |
| 1966 | 20 | 21 | | 23 | 31.2 | 32.3 | 37.6 | 40.6 |
| 1967 | 7.2 | 9.8 | | 10 | 23 | 36.2 | 46.2 | 49.4 |
| 1968 | 8 | | | 10.4 | 16.2 | 32 | 41.6 | 51.2 |
| 1969 | 18 | | | 20 | 26.6 | 33 | 39.2 | 40 |
| 1970 | 10 | 13 | 18 | 19.6 | 20.2 | 20.2 | 20.8 | 23.2 |
| 1971 | 10 | 15 | | 25 | 30.4 | 30.4 | 30.6 | 30.6 |
| 1972 | 7 | 8.4 | | 12 | 17.6 | 33.2 | 41.6 | 64.2 |
| 1973 | 7 | 12 | | 26.6 | 30 | 30.6 | 30.6 | 36.4 |
| 1974 | 7.4 | 9 | | 11.8 | 14.4 | 23.2 | 32.4 | 40.6 |
| 1975 | 15 | 21 | | 22.4 | 23 | 27.8 | 27.8 | 33.2 |
| 1976 | 16 | 20 | | 28.6 | 40.2 | 46 | 46 | 46 |
| 1977 | 18 | 20 | | 37.4 | 47.4 | 47.4 | 60 | 60.2 |
| 1978 | 6 | 10 | | 11 | 23 | 32.4 | 35 | 43.2 |
| 1979 | 20 | 27 | | 32 | 32.4 | 33.6 | 35.2 | 46 |
| 1980 | 17 | 21 | | 26.4 | 26.4 | 26.4 | 28.2 | 47.6 |
| 1982 | 13.2 | 13.4 | | 14.2 | 17.2 | 27.2 | 40.6 | 40.6 |
| 1983 | 17.4 | 21 | | 21.2 | 22.8 | 33.4 | 38.8 | 43.2 |
| 1988 | 13.8 | 29.8 | 35.8 | 40 | 42.4 | 43.2 | 43.2 | 43.2 |

2.2 CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA

A partire dalla legge Log-normale sono state costruite le curve di probabilità pluviometrica per diversi periodi di ritorno nella forma:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;
- a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

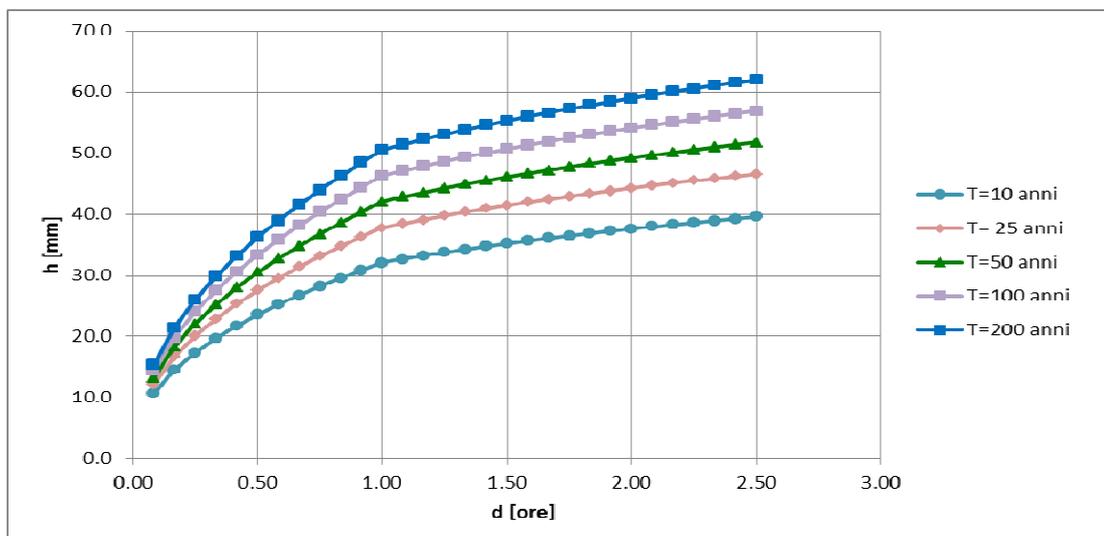
I valori di “ a ” e di “ n ” sono stati ricavati per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100, 200 anni mediante interpolazione ai minimi quadrati dei valori di h [mm] al variare della durata t [ore] per un prefissato valore di T [anni].

In particolare sono stati ricavati due diversi valori “ n_1 ” e “ n_2 ” del parametro n validi per durate rispettivamente inferiori e superiori ad 1 ora, mantenendo inalterato il valore del parametro “ a ”.

Nella seguente tabella sono riportate in forma numerica tali curve al variare del periodo di ritorno con esplicitati i valori dei parametri “ a ”, “ n_1 ” e “ n_2 ”.

Tabella 2.2: Curve di probabilità pluviometrica

| t | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| [minuti] | [anni] | [anni] | [anni] | [anni] | [anni] | [anni] |
| 5 | 9.7 | 10.6 | 12.1 | 13.2 | 14.3 | 15.3 |
| 10 | 13.2 | 14.5 | 16.7 | 18.3 | 19.8 | 21.4 |
| 15 | 15.7 | 17.3 | 20.0 | 22.1 | 24.0 | 26.0 |
| 20 | 17.8 | 19.7 | 22.9 | 25.2 | 27.5 | 29.8 |
| 25 | 19.7 | 21.7 | 25.3 | 28.0 | 30.6 | 33.2 |
| 30 | 21.3 | 23.6 | 27.5 | 30.4 | 33.3 | 36.2 |
| 35 | 22.8 | 25.2 | 29.5 | 32.7 | 35.8 | 39.0 |
| 40 | 24.1 | 26.8 | 31.4 | 34.8 | 38.2 | 41.5 |
| 45 | 25.4 | 28.2 | 33.1 | 36.8 | 40.4 | 44.0 |
| 50 | 26.6 | 29.6 | 34.7 | 38.6 | 42.4 | 46.2 |
| 55 | 27.7 | 30.8 | 36.3 | 40.4 | 44.4 | 48.4 |
| 60 | 28.8 | 32.0 | 37.8 | 42.0 | 46.2 | 50.5 |
| 70 | 29.8 | 33.2 | 39.1 | 43.5 | 47.9 | 52.2 |
| 80 | 30.8 | 34.2 | 40.3 | 44.9 | 49.3 | 53.8 |
| 90 | 31.6 | 35.2 | 41.4 | 46.1 | 50.7 | 55.3 |
| 100 | 32.4 | 36.0 | 42.4 | 47.2 | 51.9 | 56.6 |
| 110 | 33.1 | 36.8 | 43.4 | 48.2 | 53.0 | 57.8 |
| 120 | 33.8 | 37.6 | 44.3 | 49.2 | 54.1 | 59.0 |
| 130 | 34.4 | 38.3 | 45.1 | 50.1 | 55.1 | 60.1 |
| 140 | 35.0 | 39.0 | 45.8 | 51.0 | 56.0 | 61.1 |
| 150 | 35.6 | 39.6 | 46.6 | 51.8 | 56.9 | 62.0 |
| 160 | 36.1 | 40.2 | 47.3 | 52.5 | 57.7 | 62.9 |
| 170 | 36.6 | 40.7 | 47.9 | 53.3 | 58.5 | 63.8 |
| 180 | 37.1 | 41.3 | 48.5 | 54.0 | 59.3 | 64.6 |
| 360 | 43.6 | 48.4 | 56.9 | 63.2 | 69.4 | 75.6 |
| 720 | 51.2 | 56.8 | 66.6 | 73.9 | 81.1 | 88.3 |
| 1440 | 60.1 | 66.6 | 78.1 | 86.6 | 94.9 | 103.2 |
| a | 28.79 | 32.05 | 37.77 | 42.04 | 46.23 | 50.46 |
| n1 | 0.44 | 0.44 | 0.46 | 0.47 | 0.47 | 0.48 |
| n2 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 |


Figura 2.1: Curve di probabilità pluviometrica

Nella seguente figura sono riportate in forma grafica le curve di intensità-durata-frequenza (IDF) per i diversi periodi di ritorno.

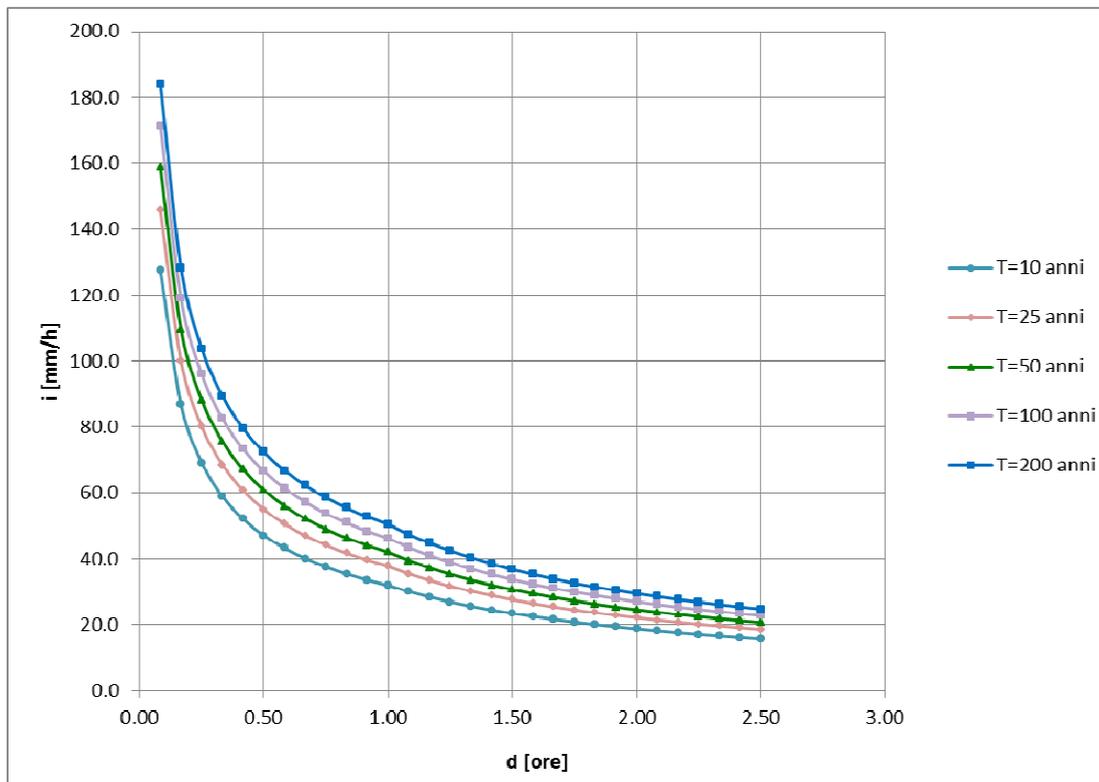


Figura 2.2: Curve intensità-durata-frequenza (IDF)

3 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - METODOLOGIA

Nell'area dell'impianto è prevista una rete di smaltimento delle acque meteoriche.

La rete di drenaggio raccoglie le acque meteoriche che interessano i piazzali pavimentati esterni e la viabilità presenti nell'area.

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- tubazioni in PEAD SN8;
- pozzetti in c.a. con griglia in ghisa sferoidale classe D400.

La materia della gestione e scarico delle acque di piattaforma nell'area di progetto è amministrata dal Regolamento del "Consorzio Industriale Provinciale Oristanese (Cipor)".

Il Regolamento prevede in generale:

- Trattamento delle acque di prima pioggia in una apposita vasca e il convogliamento di queste nella rete di raccolta delle acque nere, previo controllo, a valle del trattamento, dei volumi immessi in rete mediante misuratore di portata;
- Convogliamento delle acque di seconda pioggia nella rete di raccolta delle acque bianche.
- Realizzazione di pozzetti di ispezione a bordo lotto, esterni alla recinzione, secondo lo schema riportato nelle figure 3.1 e 3.2, prima dell'immissione nelle reti di raccolta consortili (sia per le acque bianche che per le acque nere);

Le acque di prima pioggia vengono pertanto convogliate a due unità di trattamento con sistema in continuo in grado di trattare una portata di 150 l/s ciascuna, costituite da una doppia vasca in cui avvengono i trattamenti di sedimentazione e decantazione, attrezzato con filtro a coalescenza e pacchi lamellari.

L'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è in grado di trattare complessivamente una portata di 300 l/s.

Visto il ridotti dislivelli in gioco sia le acque di prima pioggia (a valle del trattamento) che le acque di seconda pioggia vengono convogliate in una vasca di rilancio e successivamente mediante pompaggio vengono inviate ai rispettivi pozzetti a bordo lotto, secondo quanto indicato in figura 3.3 e negli elaborati dedicati. La portata totale di picco delle acque meteoriche risulta pari a circa 1620 l/s.

Allegato D1

SCHEMA TIPO
 DI POZZETTO DI ISPEZIONE ACQUE NERE DA POSIZIONARE A BORDO LOTTO

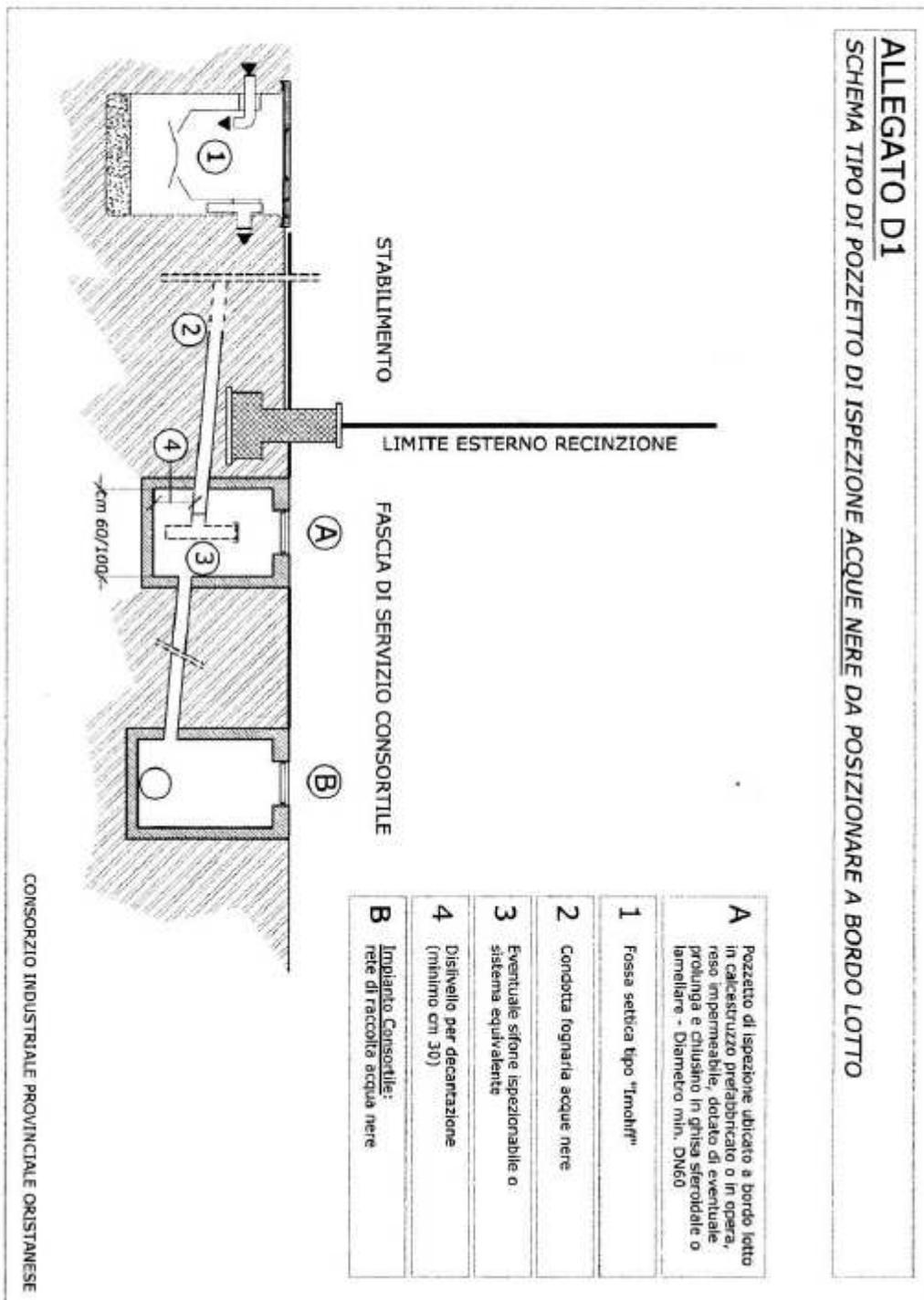


Figura 3.1: Schema pozzetto a bordo lotto – acque nere

Allegato D2

SCHEMA TIPO

DI POZZETTO DI ISPEZIONE ACQUE BIANCHE DA POSIZIONARE A BORDO LOTTO

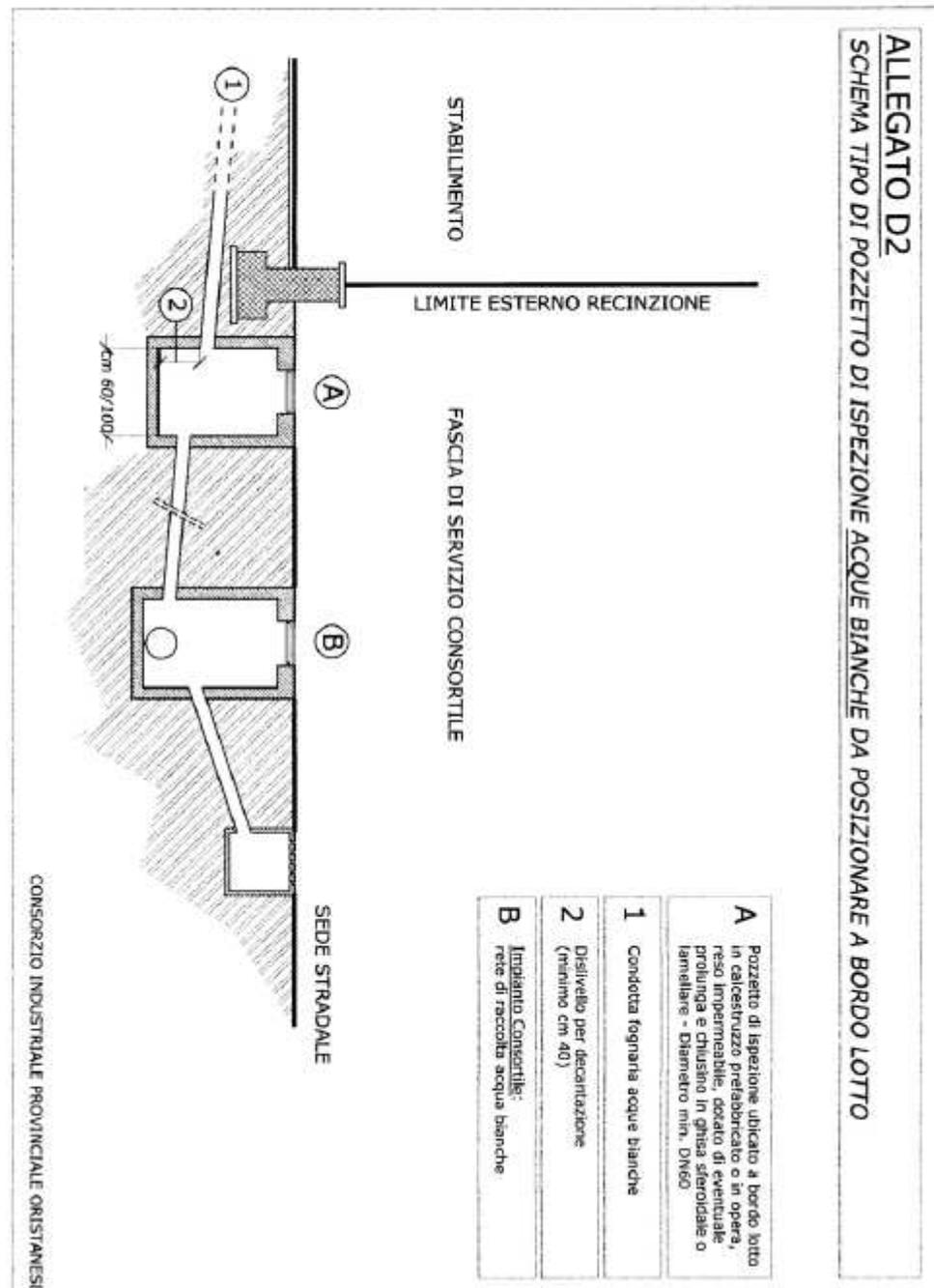


Figura 3.2: Schema pozzetto a bordo lotto – acque bianche

Per l'ubicazione planimetrica della rete e i dettagli si rimanda alla tavola dedicata.

Nella seguente figura si riporta la planimetria della rete di smaltimento.

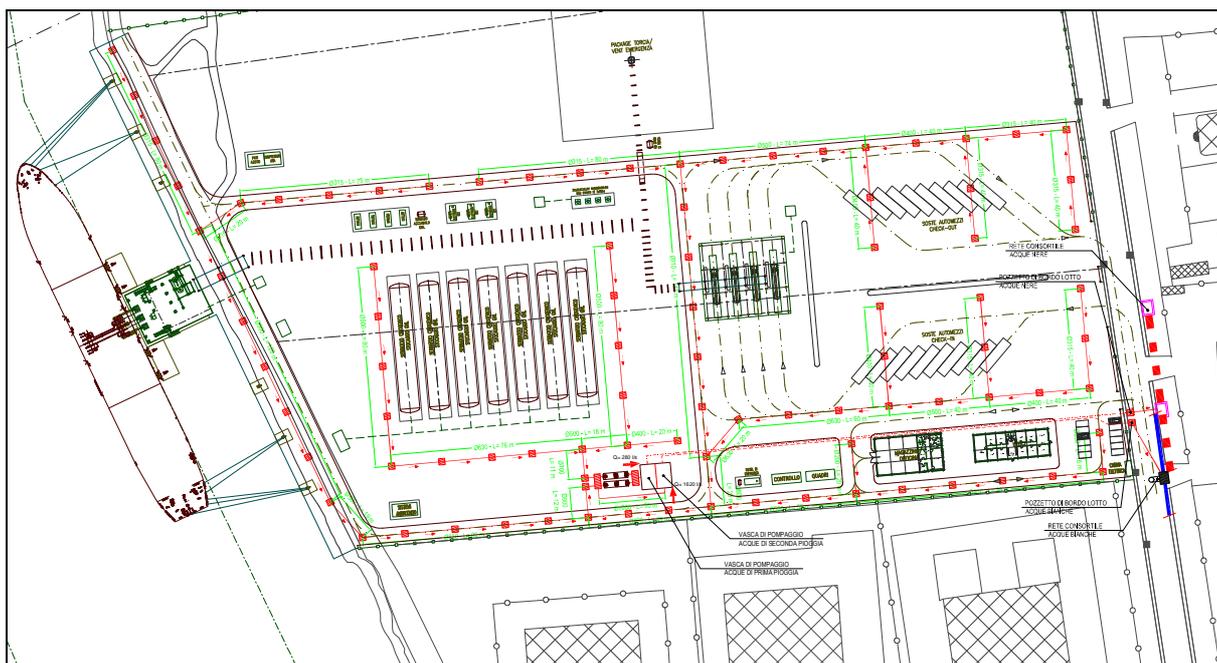


Figura 3.3: Planimetria rete di smaltimento acque meteoriche

I tipologici del pozzetto previsto a progetto e della posa delle tubazioni sono riportati nelle seguenti figure.

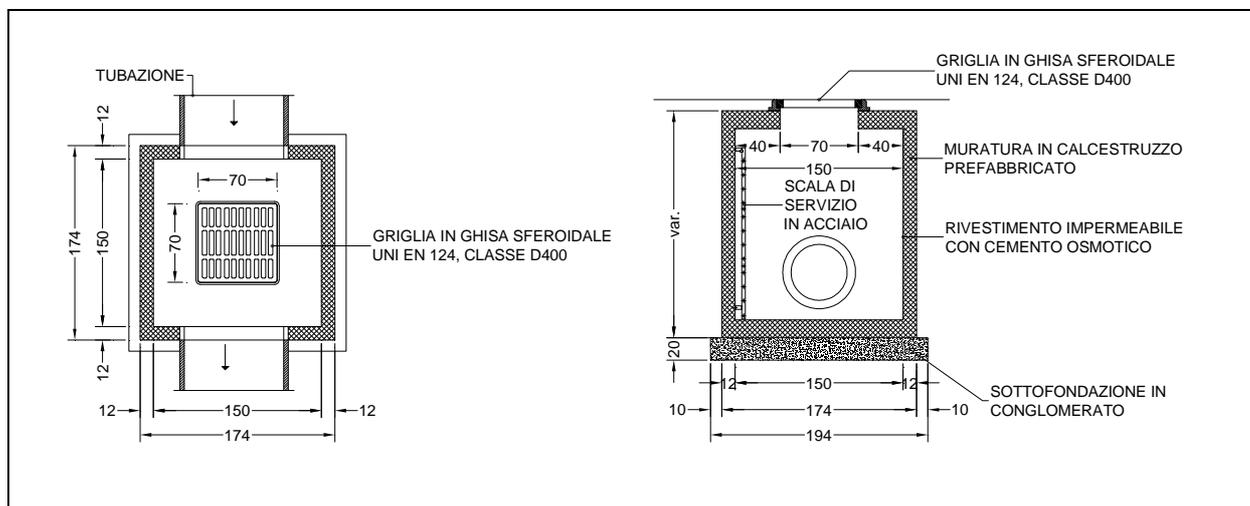
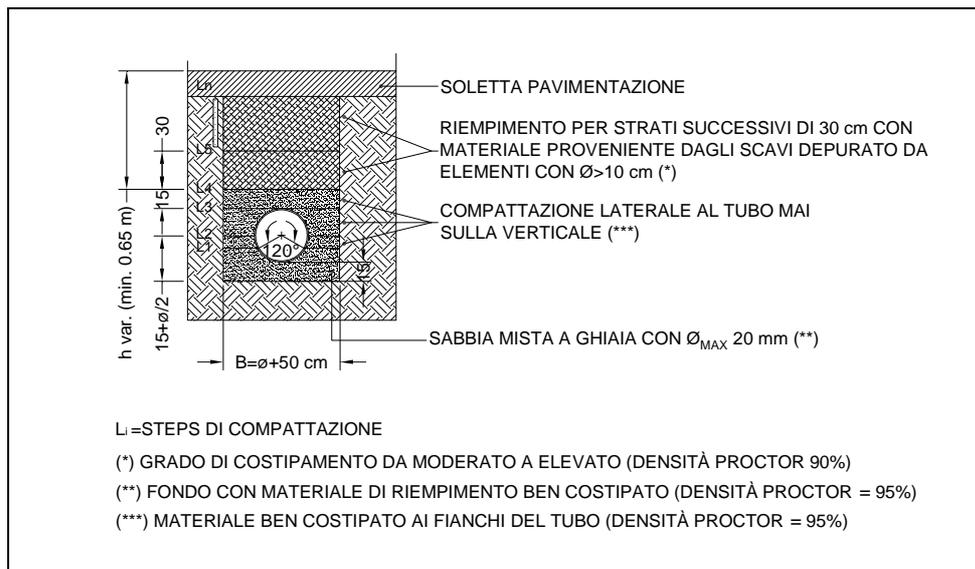


Figura 3.4: Dettaglio Tipologico Pozzetto


Figura 3.5: Dettaglio Posa Tubazioni PEAD

Rimangono fuori dallo scopo della presente relazione le verifiche di compatibilità tra la portata dimensionante, per i singoli tratti della rete di progetto, e quella scaricabile nella rete consortile, così come le verifiche delle altimetrie dei pozzetti esistenti della rete a cui collegarsi come punti terminali degli scarichi. Queste verifiche verranno sviluppate opportunamente in sede di progettazione più avanzata e di maggior dettaglio.

3.1 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO

Nel presente paragrafo viene descritta nel dettaglio l'analisi idraulica effettuata per le verifiche delle reti di drenaggio.

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Come descritto al capitolo precedente, per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dal sito della Regione Sardegna, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Santa Giusta.

La curva di possibilità pluviometrica è rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui:

- h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;
- "a" ed "n" sono i parametri pluviometrici rappresentativi della stazione.

Tempo di corrivazione della rete fognaria

La valutazione del tempo di corrivazione, vale a dire il tempo che l'acqua impiega a compiere il percorso tra il punto del bacino più lontano e una determinata sezione di chiusura della canalizzazione, è stata effettuata tenendo in considerazione il fatto che non è possibile assimilare il comportamento delle superfici di scolo a quelle di un normale bacino idrografico per via della limitata pendenza delle aree afferenti e per l'assenza di una rete idrografica in senso stretto. In questo caso quindi il tempo di corrivazione, più correttamente denominato tempo di concentrazione T_c , è stato calcolato utilizzando la seguente metodologia valida per aree urbanizzate ("Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" – HOEPLI, 1997):

$$T_c = t_a + t_r$$

Dove:

- t_a = tempo d'accesso alla rete relativo al sotto bacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, valutato dell'ordine di 5 minuti;
- t_r = tempo di rete, somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo il percorso più lungo (L) della rete fognaria; $t_r = \sum L_i/v_i$;
- v = velocità della particella liquida [m/s].

Per i tratti di tubazione successivi al primo si utilizza come tempo di accesso " t_a " il tempo di concentrazione T_c più elevato dei tratti afferenti a monte, nel caso in cui

sia effettivamente più elevato del tempo di accesso calcolato per il tratto di tubazione in esame.

Coefficiente di afflusso superfici di scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete si considera dovuta al grado di impermeabilità delle superfici e al ritardo degli afflussi dovuto ad ogni tipo di ostacolo. Tali parametri variano a seconda della densità delle costruzioni e della topografia della zona.

Se esistono bacini tributari verrà valutato un coefficiente di afflusso pesato, secondo la formulazione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

In generale, tutte le superfici scolanti sono state considerate completamente impermeabili con **coefficiente di afflusso $\varphi = 1$** .

Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria

Il calcolo della portata di afflusso alle opere di drenaggio è stato eseguito mediante il metodo cinematico.

Tale metodo tiene conto del fenomeno di corrivazione, con considerazioni puramente cinematiche che trascurano completamente il valore dell'invaso.

Le ipotesi di base del metodo sono le seguenti:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura. Il funzionamento dei collettori è autonomo (si trascurano eventuali effetti di rigurgito indotti dai collettori di valle);
- il moto per il deflusso nei rami è uniforme;
- il comportamento della rete nel suo complesso è sincrono (i diversi collettori raggiungono il massimo valore della portata contemporaneamente).

Nell'ipotesi di ietogramma rettangolare la portata massima in una generica sezione di una rete si ottiene per una pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso e risulta:

$$Q_M = \varphi \frac{i \cdot A}{360}$$

Con:

- φ = coefficiente di afflusso;
- i = intensità di pioggia in mm/h (in funzione del periodo di ritorno);
- A = area del bacino in ha.

In generale il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto è stato assunto pari a:

$$t_c = t'_c + \frac{L}{V}$$

in cui t'_c è il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte ed L/V è il tempo di percorrenza del tratto stesso (L =lunghezza tratto, V =velocità tratto), in condizioni di moto uniforme.

La massima portata al colmo di piena è stata determinata, procedendo da monte verso valle, seguendo la seguente procedura:

1. per ogni sezione di calcolo è stata determinata l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso;
2. ad ogni singolo tratto è stato assegnato il tempo di ruscellamento di accesso alla rete;
3. si è calcolato il tempo di corrivazione della sezione di calcolo;
4. è stata determinata l'intensità media di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione e si calcola la portata al colmo di piena, si proporziona lo speco corrispondente e si determina la velocità del flusso. Se la velocità è diversa da quella precedentemente assunta si ritorna al punto 3 e si ricalcola il tempo di corrivazione, l'intensità media di pioggia e la portata;
5. raggiunta la convergenza si è proceduto al dimensionamento del tronco di valle, una volta verificata l'accettabilità delle velocità e dimensioni di progetto ottenute.

Analisi idraulica tubazioni

L'analisi idraulica è relativa alla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni di progetto. La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

- Q = portata liquida all'interno del tubo;
- k_s = coefficiente di scabrezza (pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per tubazioni in PEAD);
- Ω = area della sezione di deflusso;
- i_f = pendenza tubazioni (pari a 0.5%);
- R = raggio idraulico;
- B = perimetro bagnato.

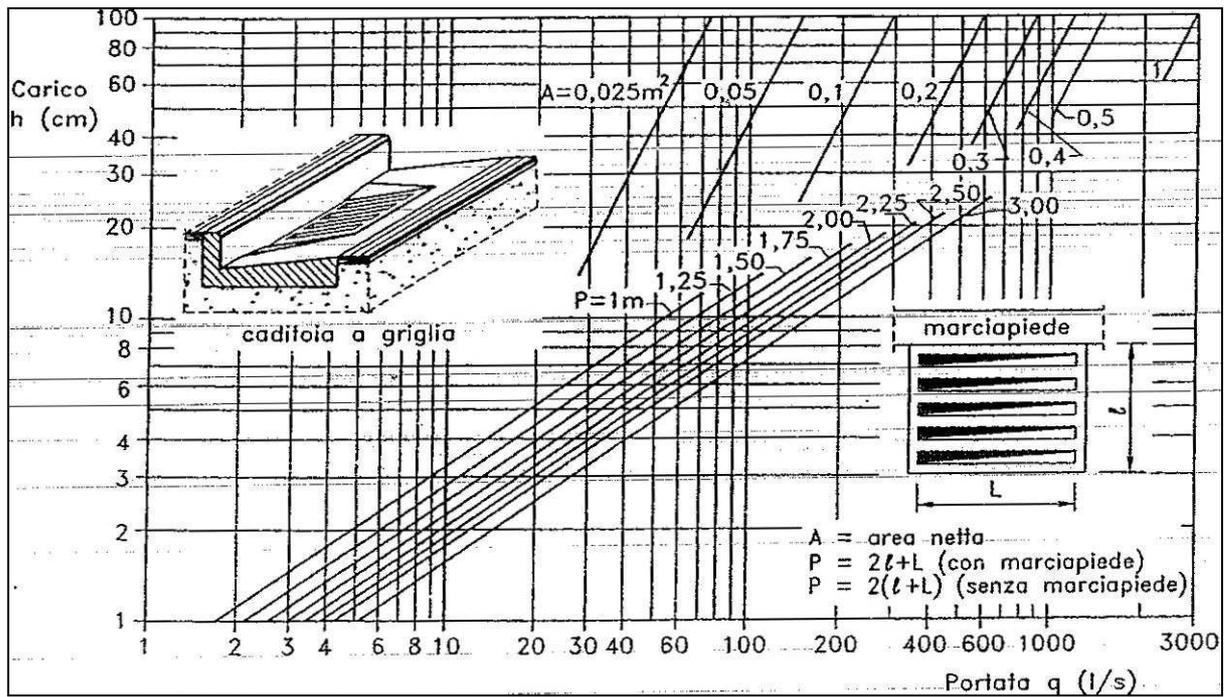
Analisi idraulica griglie

La verifica idraulica è stata effettuata confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia verificando che quest'ultima risulti maggiore.

Si è adottato il seguente procedimento:

1. Si stabilisce il valore ammissibile del carico h ;
2. Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P ;
3. Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc.);
4. Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.


Figura 3.6: Scala delle portate di una griglia

4 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - VERIFICHE

4.1 PARAMETRI CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

Per la rete di smaltimento delle acque meteoriche è stato utilizzato un **tempo di ritorno pari a 25 anni**.

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tabella 4.1: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

| Tr | a | n |
|----|-------|------|
| 25 | 37.77 | 0.46 |

4.2 VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONI

Faccendo riferimento alle metodologie esposte al capitolo precedente, e considerando un **grado di riempimento** sempre inferiore al **75%**, si riportano nella tabella seguente gli output della verifica idraulica della rete.

Tabella 4.2: Verifica idraulica rete

| Diametro DN [mm] | Pendenz a p [%] | Area massima A_{max} [m ²] | Portata massima Q_{max} [l/s] |
|------------------|-----------------|--|---------------------------------|
| 200 | 0.5 | 534 | 21 |
| 315 | 0.5 | 1822 | 64 |
| 400 | 0.5 | 3860 | 136 |
| 500 | 0.5 | 7409 | 249 |
| 630 | 0.5 | 9332 | 316 |
| 710 | 0.5 | 14217 | 501 |
| 800 | 0.5 | 27160 | 857 |
| 900 | 0.5 | 35942 | 1143 |
| 1000 | 0.5 | 50159 | 1619 |

4.3 VERIFICA IDRAULICA GRIGLIE

La verifica idraulica è stata effettuata confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia. Quest'ultima deve risultare maggiore.

Assunti i seguenti dati:

- Carico idraulico h pari a 3 cm;
- Perimetro idraulicamente attivo della griglia $P = 4 \times 70 \text{ cm} = 2.8\text{m}$;

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

Nella seguente tabella si riportano i valori utilizzati per la verifica.

Tabella 4.3: Verifica idraulica griglia

| Carico h [cm] | Perimetro P [m] | Portata derivabile [l/s] | Portata idrologica [l/s] | Esito verifica |
|---------------|-----------------|--------------------------|--------------------------|----------------|
| 3 | 2.8 | 27 | 20 | OK |

4.4 VERIFICA STATICA TUBAZIONI

La verifica statica di una canalizzazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto. Nel caso di tubazioni in materie plastiche ci si colloca nel campo delle tubazioni deformabili: occorre quindi verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali. Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

A seguito della determinazione dei carichi ovalizzanti si effettuano le seguenti verifiche:

- verifica dell'inflessione diametrale;
- verifica della sollecitazione massima di flessione;
- verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico (buckling).

Considerando **un'altezza di ricoprimento di 0.80m**, le verifiche statiche delle tubazioni risultano soddisfatte.

4.5 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO

Il calcolo delle portate di trattamento è stato condotto considerando acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; il coefficiente di afflusso alla rete è stato assunto pari a 1.

Considerando come prima pioggia i 5 mm iniziali che si calcola ricadano nei primi 15 minuti, quindi con una piovosità pari a 0.0056 mm/s, la portata dell'impianto si determina moltiplicando il coefficiente di piovosità per la superficie scolante.

$$Q = S \cdot i = S \cdot 0.0056$$

Si riportano nella seguente tabella l'area scolante e la portata dell'impianto di prima pioggia di progetto.

Tabella 4.4: Area Scolante e Portata Impianto di Trattamento

| Zona | Area scolante [m2] | Portata impianto [l/s] |
|----------|--------------------|------------------------|
| Impianto | 50159 | 279 |

L'impianto di trattamento è costituito da un manufatto monoblocco realizzato in vetroresina (PRFV resina poliestere rinforzata con fibra di vetro).

Questo sistema permette il permanere del trattamento in continuo, senza l'utilizzo di pompaggi, assicurando la separazione dall'acqua di fanghi, oli minerali e benzine, restituendo al ricettore uno scarico controllato.

Le acque di dilavamento, provenienti dalle superfici scolanti, vengono inviate al trattamento di dissabbiatura e separazione dei liquidi a basso peso specifico (olio combustibile, benzina, gasolio, ecc.).

L'impianto prevede due bacini: quello di sedimentazione e quello di disoleazione, attrezzato con filtro a pacco lamellare e filtro a coalescenza munito di dispositivo di scarico con otturatore a galleggiante, avente la funzione di chiudere il sistema ed impedire la fuoriuscita di oli quando la camera di raccolta è completamente riempita.

Le acque di prima pioggia iniziano il trattamento nella sezione di sedimentazione per un tempo ottimale per consentire la separazione delle sostanze sedimentabili. Le acque così pre-trattate, vengono avviate verso la sezione di disoleazione, ove subiscono un processo di flottazione delle sostanze leggere (oli) in sospensione.

L'aggregazione delle particelle in emulsione si completa nella parte terminale del manufatto, ove sono presenti filtri a coalescenza. Le micro-particelle di olio aderiscono al filtro, che esercita un effetto di assorbimento e, dopo essersi aggregate fra loro, aumentano la loro dimensione (processo di coalescenza); le aggregazioni di particelle, ora di dimensioni superiori, subiscono l'effetto di flottazione in superficie.

In caso di eccessivo carico di oli, di cattivo funzionamento dei filtri o di sversamento accidentale pervenuto in vasca, un sistema automatico di otturazione a galleggiante attua la chiusura dell'uscita dell'impianto, in maniera da evitare lo sversamento dell'inquinante nel ricettore.

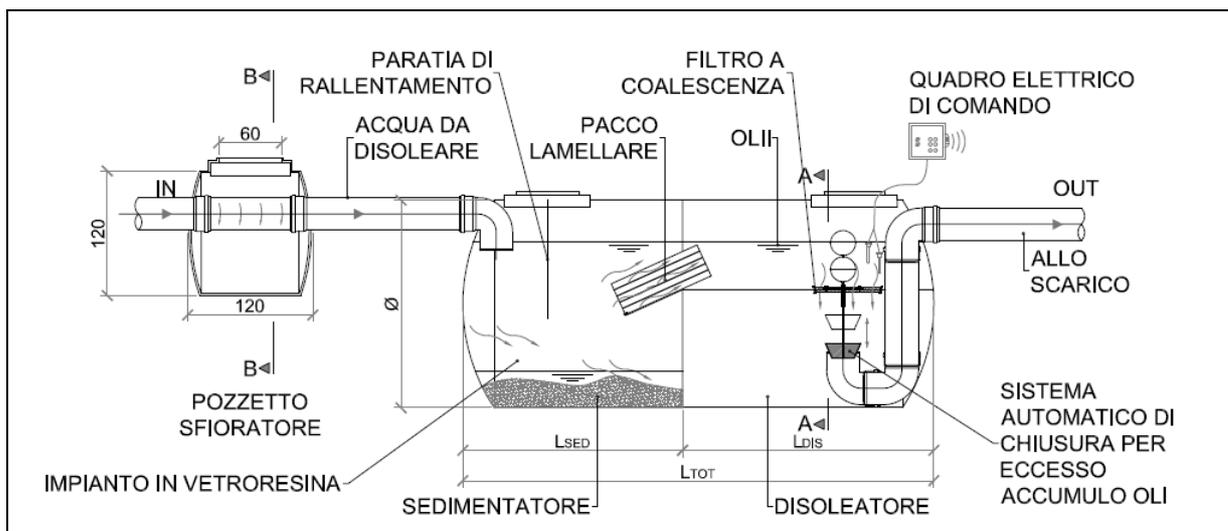
L'impianto è perfettamente stagno, presenta resistenza agli agenti corrosivi e resistenza meccanica particolarmente elevate grazie alle caratteristiche della vetroresina ed è in grado di essere interrato senza deformarsi sotto la spinta del terreno o dei sovraccarichi esterni.

Si riportano nella seguente tabella le caratteristiche geometriche dell'impianto di trattamento di progetto:

Tabella 4.5: Caratteristiche geometriche impianto di trattamento

| | |
|---------------------------------------|-----------|
| Portata [l/s] | 15 0 |
| Diametro interno Φ [m] | 2. 40 |
| Lunghezza totale L_{tot} [m] | 10. 20 |
| Lunghezza sedimentatore L_{sed} [m] | 5. 30 |
| Lunghezza disoleatore L_{dis} [m] | 4. 90 |

Nella seguente figura si riporta il tipologico dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia. E' previsto l'impiego di due impianti in parallelo.


Figura 4.1: Impianto di trattamento acque prima pioggia

Per ulteriori dettagli si rimanda alla tavola dedicata.