

Venice LNG S.p.A. Marghera, Italia

Deposito Costiero GNL a Marghera

Relazione Idrologica e Idraulica

Doc. No. P0008501-1-H16 Rev. 0 – Ottobre 2018

Rev.	0
Descrizione	Prima Emissione
Preparato da	L. C. Pasquale / A. Sola
Controllato da	P. Paci
Approvato da	C. Mordini
Data	Ottobre 2018

Deposito Costiero GNL a Marghera
Relazione Idrologica e Idraulica



Rev.	Descrizione	Preparato da	Controllato da	Approvato da	Data
0	Prima Emissione	L. C. Pasquale / A. Sola	P. Paci	C. Mordini	29/10/2018

Tutti i diritti, traduzione inclusa, sono riservati. Nessuna parte di questo documento può essere divulgata a terzi, per scopi diversi da quelli originali, senza il permesso scritto di RINA Consulting S.p.A.

INDICE

	Pag.
LISTA DELLE TABELLE	2
LISTA DELLE FIGURE	2
ABBREVIAZIONI E ACRONIMI	3
1 INTRODUZIONE	4
2 ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI	6
2.1 PREMESSA	6
2.2 PLUVIOMETRIA – ANALISI STATISTICA	6
2.3 CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA	8
3 MODALITÀ DI GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE	10
4 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – METODOLOGIA	11
4.1 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO	12
4.1.1 Parametri Curva di Possibilità Pluviometrica	12
4.1.2 Tempo di Corrivazione della Rete Fognaria	12
4.1.3 Coefficiente di Afflusso Superfici di Scolo	13
4.1.4 Determinazione della Portata Massima Transitante nella Rete Fognaria	13
4.1.5 Analisi Idraulica Tubazioni	14
4.1.6 Analisi Idraulica Griglie	14
5 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – VERIFICHE	16
5.1 PARAMETRI CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA	16
5.2 VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONI	16
5.3 VERIFICA IDRAULICA CANALETTE	16
5.4 VERIFICA IDRAULICA GRIGLIE	17
5.5 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO	17

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 2.1:	Serie Storiche delle Precipitazioni di Massima Intensità per le Durate di 5, 10, 15, 30 e 45 Minuti	6
Tabella 2.2:	Serie Storiche delle Precipitazioni di Massima Intensità per le Durate di 1, 3, 6, 12 e 24 Ore	7
Tabella 2.3:	Curve di Probabilità Pluviometrica	8
Tabella 5.1:	Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica	16
Tabella 5.2:	Verifica Idraulica Rete	16
Tabella 5.3:	Verifica Idraulica Canalette	16
Tabella 5.4:	Area Scolante e Portata Impianto di Trattamento	17
Tabella 5.5:	Valori di Funzionamento della Singola Pompa	18

LISTA DELLE FIGURE

Figura 1.1:	Inquadramento dell'Area di Intervento	4
Figura 2.1:	Curve di Probabilità Pluviometrica	9
Figura 2.2:	Curve Intensità-Durata-Frequenza (IDF)	9
Figura 4.1:	Dettaglio Tipologico Pozzetto	11
Figura 4.2:	Dettaglio Posa Tubazioni PEAD	12
Figura 4.3:	Scala delle Portate di una Griglia	15
Figura 5.1:	Curva Caratteristica della Pompa	18
Figura 5.2:	Intervallo di Funzionamento delle Pompe tra il Punto di Arresto e Quello di Avvio	19

ABBREVIAZIONI E ACRONIMI

CLIENTE	Venice LNG S.p.A.
PROGETTO	Deposito Costiero GNL a Marghera
CTR	Comitato Tecnico Regionale
GNL	Gas Naturale Liquefatto
NOF	Nulla Osta di Fattibilità

1 INTRODUZIONE

Venice LNG intende installare, all'interno dell'area portuale e industriale di Marghera, un deposito costiero costituito da No. 1 serbatoio a pressione atmosferica da 32,000 m³.

Il deposito sarà alimentato mediante navi gasiere di piccola e media taglia, mentre la distribuzione sarà garantita attraverso camion e metaniere di piccola taglia ("bettoline"). Le gasiere e le bettoline ormeggeranno presso No. 2 accosti dedicati, uno esistente (Ormeggio Centrale, destinato a ricevere le gasiere e le bettoline di dimensioni superiori a 85-90 m) e uno di nuova realizzazione (Ormeggio Est, presso il quale saranno ospitate le bettoline di capacità di progetto pari a 3,000 m³).

Le caratteristiche dimensionali delle gasiere da 27,500 m³ e quelle delle bettoline da 3,000 m³ 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 (fatte salve le considerazioni di cui sopra) 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.

Il progetto prevede un transito di 450,000 m³/anno di GNL nella fase iniziale delle operazioni, e fino a 900,000 m³/anno a regime con l'aumento della domanda di mercato.

L'area del deposito sarà prevalentemente localizzata a Est dell'attuale deposito oli di proprietà DECAL, in una zona attualmente non interessata dalla presenza di attività produttive; una ridotta porzione (destinata all'ubicazione dei serbatoi antincendio/di riuso e della torcia) sarà ubicata in area attualmente di proprietà DECAL (che verrà conferita a Venice LNG in fase di esecuzione).

Il sito individuato è contiguo ad aree a vocazione industriale (sia a Est sia a Ovest) e attualmente interessate da attività produttive. L'area di studio è collocata nella zona centro-occidentale della laguna di Venezia, all'interno dell'area portuale e industriale di Marghera; essa si trova in località Fusina (Comune di Venezia), e confina a Nord con il Canale Industriale Sud e a Sud con l'adiacente Comune di Mira. L'area risulta inoltre inserita all'interno del Sito di Interesse Nazionale di Venezia-Porto Marghera (SIN) come stabilito dalla legge No. 426/1998 "Nuovi interventi in campo ambientale".



Figura 1.1: Inquadramento dell'Area di Intervento

Venice LNG ha presentato, in data 8 Febbraio 2018, istanza per l'avvio della procedura integrata di VIA-Valutazione di Incidenza, nonché della procedura per il rilascio del NOF presso il CTR della Regione Veneto.

In data 19 Settembre 2018 il CTR della Regione Veneto ha rilasciato parere favorevole con prescrizioni, chiedendo contestualmente l'implementazione di alcune modifiche progettuali, di seguito elencate:

- ✓ spostamento dei 4 serbatoi antincendio (e del relativo sistema di pompaggio) dalla porzione settentrionale a quella meridionale del Deposito Oli DECAL. La proprietà della relativa area verrà conferita da DECAL a Venice LNG in fase di esecuzione;

- ✓ spostamento di circa 0.5 m verso Est del serbatoio GNL;
- ✓ sopraelevazione di 1.3 m dei seguenti edifici/apparecchiature: compressori BOG, palazzina uffici e sala strumentazione e controllo, diesel di emergenza, pompe antincendio, serbatoi antincendio e cabina MT;
- ✓ spostamento dell'area torcia verso Sud di alcuni metri;
- ✓ inserimento di ulteriori tubazioni di tipo "pipe-in-pipe" in sostituzione di tubazioni con contenimento singolo, in corrispondenza dei seguenti tratti di condotta per:
 - distribuzione GNL (tratto che scorre lungo la parete verticale del serbatoio di stoccaggio GNL, da 12"),
 - distribuzione GNL alle pensiline di carico autocisterne (8"),
 - mandata GNL dalle pompe (area vaporizzatori. In alternativa alla tubazione pipe-in-pipe, lungo questo tratto, potrà essere previsto l'inserimento di altri sistemi di protezione),
 - mandata gas dai Compressori alla Misura Fiscale,
 - invio gas dalla Cabina di Misura Fiscale al Punto di Consegna alla Rete Nazionale;
- ✓ modifiche al sistema antincendio;
- ✓ realizzazione della recinzione (dalla banchina alla sala controllo) con muro continuo di altezza non inferiore a 2.5 m;
- ✓ realizzazione di muri tagliafuoco presso le baie di carico autocisterne;
- ✓ dotazione della torcia di fiamma pilota.

La modifica ha comportato la necessità di procedere al dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche al fine di tenere in considerazione anche l'area destinata alla localizzazione dei serbatoi di acqua antincendio/di riuso e della torcia, la cui proprietà sarà conferita da DECAL a Venice LNG in fase di esecuzione.

Il presente documento costituisce la Relazione Idrogeologica e Idraulica funzionale allo sviluppo del progetto, definita a partire dai dati pluviometrici disponibili relativi all'area di interesse. A partire dalla caratterizzazione dell'area, si è proceduto alla definizione della portata di riferimento, in funzione del relativo tempo di ritorno, per il dimensionamento del sistema di trattamento e smaltimento delle acque di pioggia.

Il documento è strutturato nel seguente modo:

- ✓ il Capitolo 2 presenta l'analisi del regime delle precipitazioni nell'area;
- ✓ al Capitolo 3 sono brevemente riportate le modalità di gestione delle acque;
- ✓ al Capitolo 4 è descritta la metodologia utilizzata per il dimensionamento della rete di smaltimento;
- ✓ il Capitolo 5 presenta il dimensionamento del sistema di smaltimento e le verifiche condotte.

2 ANALISI DEL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI

2.1 PREMESSA

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 Mira (VE), che risulta la stazione più prossima a Marghera per la quale tali informazioni sono risultate disponibili (Dipartimento Meteorologico ARPAS, 2016).

2.2 PLUVIOMETRIA – ANALISI STATISTICA

Per l'analisi sono stati utilizzati i dati forniti dal Dipartimento Meteorologico dell'ARPAS, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Mira, della quale sono disponibili i dati storici di precipitazione di massima intensità e breve durata per il periodo 1992-2016 (25 anni). I dati ufficialmente pubblicati costituiscono un campione storico omogeneo sia per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, sia per gli eventi con durata inferiore a 1 ora (5, 10, 15, 30 e 45 minuti). Nelle due tabelle seguenti sono riportati anno per anno i valori di precipitazione di massima intensità per le durate di 5, 10, 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 le Durate di 5, 10, 15, 30 e 45 Minuti

Anno	Pioggia (mm) Per le Varie Durate				
	5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti
1992	11.4	18.6	20.2	22.6	24.2
1993	5.8	9.0	11.6	18.2	20.8
1994	11.8	19.6	26.6	41.6	43.0
1995	12.8	25.2	29.2	31.6	32.0
1996	11.6	18.8	30.4	35.0	42.4
1997	9.2	17.8	23.8	36.0	41.0
1998	8.6	14.4	15.8	16.8	21.2
1999	16.6	25.6	31.4	37.6	44.6
2000	10.6	16.2	21.4	35.6	40.8
2001	10.8	17.6	20.6	29.6	31.4

Anno	Pioggia (mm) Per le Varie Durate				
	5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti
2002	10.6	17.6	23.8	34.2	45.4
2003	7.0	12.4	14.2	22.0	26.0
2004	11.2	17.8	21.6	27.4	29.6
2005	6.6	11.2	16.0	25.4	28.4
2006	11.4	17.8	23.2	35.4	44.0
2007	9.4	14.4	17.4	26.6	38.0
2008	12.8	17.0	19.2	35.6	44.0
2009	10.0	17.4	22.0	26.8	28.6
2010	10.2	18.0	24.8	40.2	47.0
2011	12.2	17.4	23.4	36.0	50.4
2012	9.4	15.8	21.8	37.4	53.6
2013	7.0	9.4	10.6	11.8	14.6
2014	16.4	28.6	37.0	53.4	57.0
2015	9.4	16.2	19.6	23.8	24.0
2016	10.8	17.6	21.2	35.8	49.8

Tabella 2.2: Serie Storiche delle Precipitazioni di Massima Intensità per le Durate di 1, 3, 6, 12 e 24 Ore

Anno	Pioggia (mm) Per le Varie Durate				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1992	24.2	38.2	63.8	77.0	93.2
1993	21.8	22.4	22.8	29.0	43.2
1994	44.6	44.6	44.6	44.6	82.2
1995	34.4	37.8	41.6	42.0	54.2
1996	44.6	45.2	45.2	45.2	57.8
1997	43.2	49.4	50.4	50.6	63.6
1998	26.2	49.0	63.0	70.8	74.0
1999	46.8	46.8	56.0	83.4	88.4
2000	41.6	44.6	44.6	49.8	78.6
2001	32.4	43.0	45.4	68.6	87.2
2002	47.6	74.6	82.2	82.8	83.4
2003	28.0	28.8	28.8	32.4	38.0
2004	30.0	37.2	42.8	61.0	67.6
2005	30.6	35.2	48.0	69.8	98.0
2006	46.8	56.2	82.4	100.8	119.0
2007	46.4	71.4	133.8	163.4	169.0
2008	49.0	66.8	77.2	90.2	96.6
2009	29.2	59.8	91.8	151.6	170.6
2010	53.2	61.0	64.8	117.0	133.8
2011	56.6	96.6	100.2	101.4	103.4
2012	67.2	81.0	81.2	81.2	81.2
2013	19.6	25.0	35.4	42.8	53.2
2014	57.8	68.0	72.0	72.0	72.2
2015	24.4	29.2	29.2	31.4	41.4
2016	61.2	81.2	82.2	82.2	82.2

2.3 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 "n1" e "n2" 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", "n1" e "n2".

Tabella 2.3: Curve di Probabilità Pluviometrica

Durata (t) [minuti]	Periodo di Ritorno [Anni]					
	5	10	25	50	100	200
5	13.1	14.2	15.9	17.1	18.3	19.4
10	19.3	21.0	23.7	25.8	27.7	29.6
15	24.2	26.4	30.0	32.7	35.3	37.8
20	28.4	31.0	35.5	38.8	41.9	45.0
25	32.2	35.2	40.4	44.2	47.9	51.6
30	35.6	39.0	44.9	49.2	53.4	57.6
35	38.8	42.6	49.1	53.9	58.6	63.2
40	41.8	45.9	53.1	58.4	63.5	68.5
45	44.6	49.1	56.9	62.6	68.1	73.6
50	47.3	52.1	60.4	66.6	72.5	78.5
55	49.9	55.0	63.9	70.4	76.8	83.1
60	52.4	57.8	67.2	74.1	80.9	87.6
70	54.5	60.2	70.1	77.5	84.6	91.8
80	56.4	62.4	72.8	80.5	88.0	95.6
90	58.1	64.4	75.2	83.3	91.1	99.0
100	59.7	66.2	77.5	85.8	94.0	102.2
110	61.2	67.9	79.5	88.2	96.7	105.2
120	62.6	69.5	81.5	90.5	99.2	108.0
130	63.9	70.9	83.3	92.6	101.6	110.7
140	65.1	72.4	85.1	94.5	103.8	113.2
150	66.3	73.7	86.7	96.4	106.0	115.6
160	67.4	75.0	88.3	98.2	108.0	117.9
170	68.4	76.2	89.8	100.0	110.0	120.0
180	69.4	77.3	91.2	101.6	111.8	122.1
360	82.9	92.9	110.7	124.0	137.2	150.6
720	99.1	111.7	134.2	151.4	168.3	185.7
1440	118.3	134.2	162.8	184.7	206.5	228.9
a	52.40	57.80	67.19	74.12	80.87	87.62
n1	0.5569	0.5663	0.5806	0.5899	0.5982	0.6059
n2	0.2563	0.2651	0.2785	0.2873	0.295	0.3022

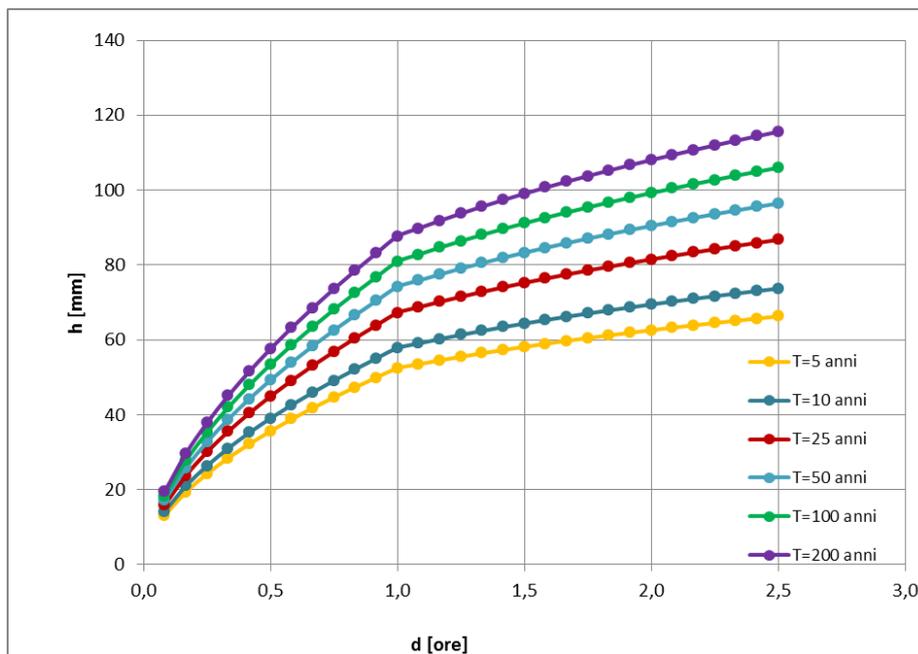


Figura 2.1: Curve di Probabilità Pluviometrica

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

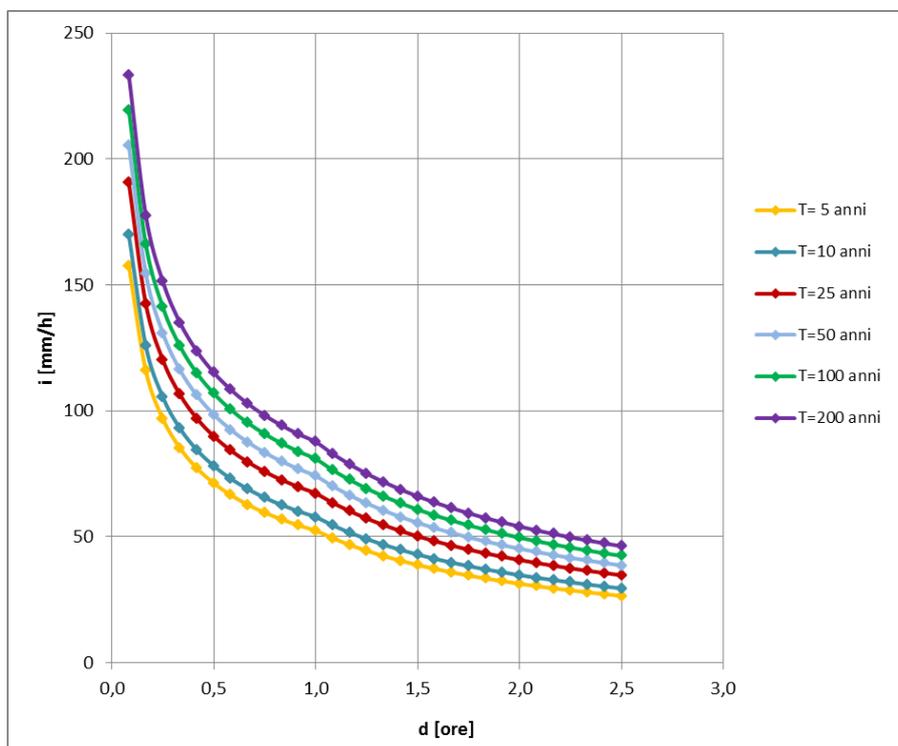


Figura 2.2: Curve Intensità-Durata-Frequenza (IDF)

3 MODALITÀ DI GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Per quanto riguarda la gestione e lo scarico delle acque di piattaforma nell'area di progetto si prevede che:

- ✓ Le acque di prima pioggia siano collettate ed inviate ad una vasca di trattamento posizionata all'interno del deposito Venice LNG, a Nord del serbatoio di stoccaggio. Di lì saranno destinate ad un apposito impianto di trattamento (impianto "Veritas") ubicato ad Est del deposito stesso;
- ✓ Le acque di seconda pioggia siano collettate alla medesima vasca di trattamento e di lì scaricate in laguna attraverso lo scarico esistente "SP1" come da Autorizzazione allo Scarico Reflui (Prot. Registro Ufficiale n. 26733 del 04/09/2015) rilasciata dell'Ufficio Tecnico per l'Antinquinamento della Laguna di Venezia o, in alternativa, inviate ai serbatoi di stoccaggio dell'acqua antincendio/di riuso (aventi capacità di 2,500 m³ ciascuno).

Si procederà nell'ambito dello sviluppo dell'iniziativa a consentire a Venice LNG l'utilizzo di tale punto di scarico.

Tale soluzione operativa consente di:

- ✓ Minimizzare gli scarichi di acque meteoriche in laguna (utilizzando i serbatoi antincendio come "polmone");
- ✓ Evitare l'introduzione di nuovi punti di scarico;
- ✓ Garantire elevati standard ambientali in conformità alla situazione attuale.

4 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – METODOLOGIA

Nell'area dell'impianto è prevista la realizzazione di 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, nonché la porzione destinata all'ubicazione dei serbatoi antincendio/di riuso e della torcia, la cui proprietà sarà trasferita da DECAL a Venice LNG in fase di esecuzione.

La gestione e lo scarico delle acque di piattaforma prevede che:

- ✓ Le acque di prima pioggia siano collettate ed inviate nella vasca di trattamento situata all'interno del deposito Venice LNG (elemento 21 nella tavola della planimetria). Una volta trattate le acque verranno inviate ad un secondo impianto di trattamento ubicato ad Est del deposito (impianto "Veritas");
- ✓ Le acque di seconda pioggia siano collettate alla medesima vasca di collettamento e da lì inviate allo scarico in laguna esistente (SP1) avente diametro interno pari a 600 mm e pendenza minima dello 0.2%. Le portate eccedenti quella massima transitabile nel collettore di scarico SP1 verranno inviate ai serbatoi antincendio/di riuso mediante l'utilizzo di una stazione di sollevamento.

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- ✓ tubazioni in PEAD SN8;
- ✓ canalette in calcestruzzo, due posizionate rispettivamente a Est e a Ovest della strada di accesso e una terza sul lato Est della via di emergenza presente tra Venice LNG e Ecoprogetto;
- ✓ pozzetti in c.a. con griglia in ghisa sferoidale classe D400.

Le tubazioni saranno interrato e, dove lo strato di terreno che le ricopre risulterà di spessore inferiore a 80 cm, verrà realizzata una struttura in calcestruzzo necessaria per proteggere le stesse dai carichi sovrastanti.

Lo scavo propedeutico all'installazione delle tubazioni di scarico ed all'installazione dei pozzetti sarà impermeabilizzato preliminarmente alla posa degli stessi. L'impermeabilizzazione dello scavo potrà avvenire mediante l'impiego di una geomembrana impermeabile che rivestirà le scarpate ed il fondo dello scavo.

L'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è in grado di trattare complessivamente una portata di 195.4 l/s.

La portata totale di picco delle acque meteoriche risulta pari a circa 818.6 l/s.

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

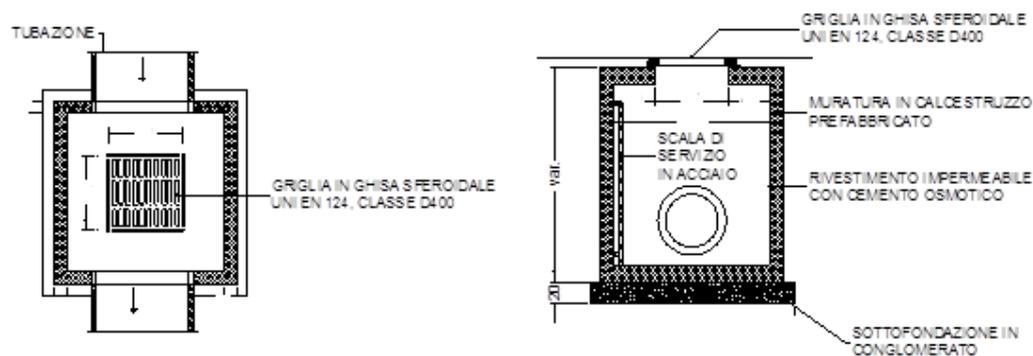


Figura 4.1: Dettaglio Tipologico Pozzetto

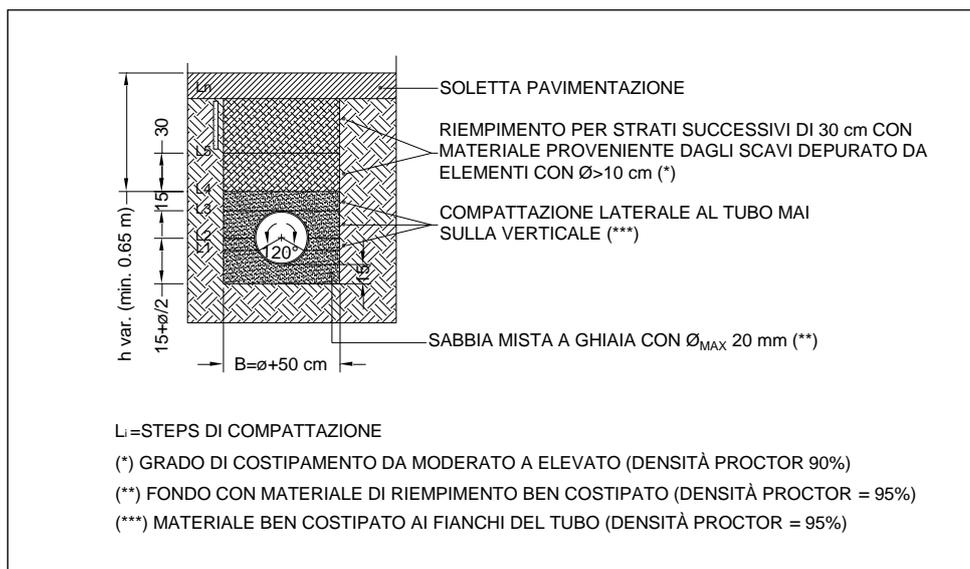


Figura 4.2: Dettaglio Posa Tubazioni PEAD

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.

4.1 VERIFICHE IDRAULICHE RETI DI DRENAGGIO

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

4.1.1 Parametri Curva di Possibilità Pluviometrica

Come descritto al capitolo 3, per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati forniti da ARPAV relativi alla stazione di Mira e al periodo storico 1992-2016.

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.

4.1.2 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.

4.1.3 Coefficiente di Afflusso Superfici di Scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle reti si considera dovuta al grado di impermeabilità delle superfici e al ritardo degli afflussi dovuto alle varie tipologie 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:

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

Il valore del coefficiente di afflusso è stato assunto pari a 0.9 per le aree impermeabili e pari a 0.6 per le aree drenanti.

4.1.4 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, tenendo 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:

$$t_c = t'_c + L/V$$

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 ricalcolano 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.

4.1.5 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:

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

4.1.6 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:

- ✓ Si stabilisce il valore ammissibile del carico h ;
- ✓ Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P ;
- ✓ Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc.);
- ✓ 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.

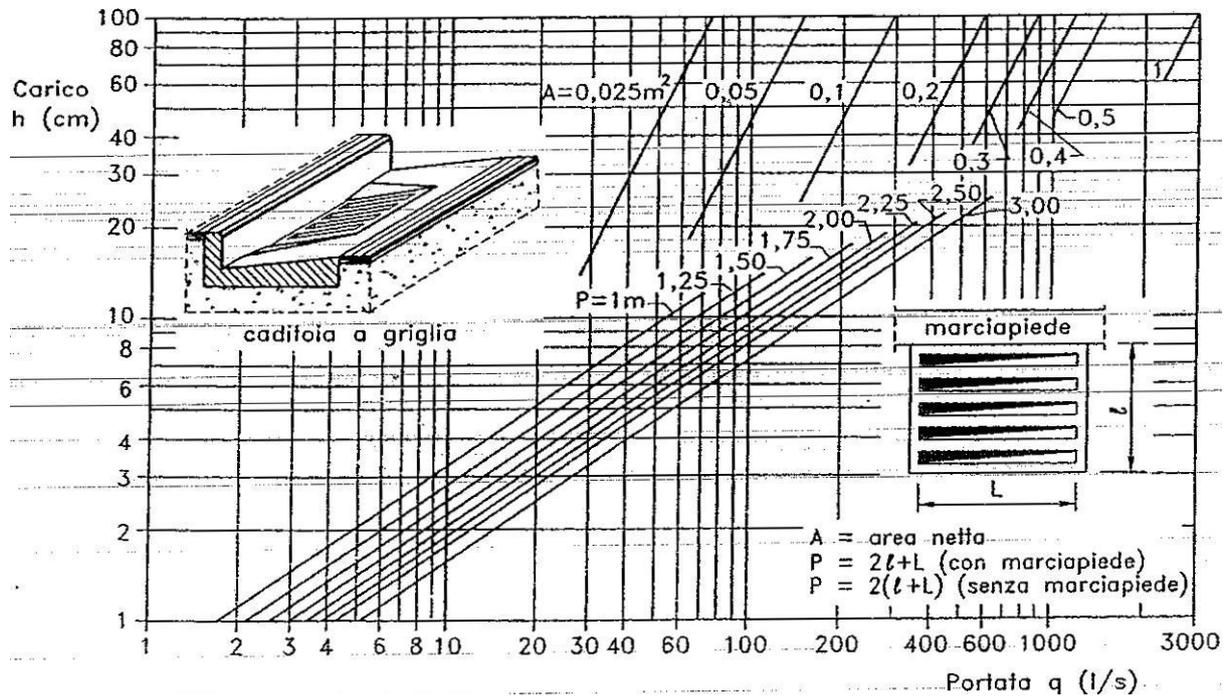


Figura 4.3: Scala delle Portate di una Griglia

Di seguito si riporta una breve descrizione delle aree funzionali di impianto.

5 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – VERIFICHE

5.1 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 5.1: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

T_ritorno	a	n
25	67.19	0.58

5.2 VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONI

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

Tabella 5.2: Verifica Idraulica Rete

DN tubo	Q _{IDRO} max	Pendenza	Area max	Q ₇₅
mm	l/s	-	m ²	l/s
315	27.0	0.0025	899	36.0
400	57.0	0.0025	1,882	68.0
500	102.0	0.0025	3,390	122.0
630	182.0	0.0025	6,057	214.0
800	397.0	0.0025	14,618	403.0
1000	725.0	0.0025	25,518	742.0
1200	1,014.0	0.0025	35,174	1,230.0

5.3 VERIFICA IDRAULICA CANALETTE

Analogamente a quanto fatto per le tubazioni, è stata effettuata una verifica idraulica delle canalette avendo considerato un grado di riempimento non superiore al 70%. Nella seguente tabella è riportata la verifica idraulica delle canalette in oggetto.

Tabella 5.3: Verifica Idraulica Canalette

B x H	Q _{IDRO} max	Pendenza	Area max	Q ₇₀
m	l/s	-	m ²	l/s
0.20 x 0.30	15.6	0.0015	520	18.9
0.60 x 0.30	82.0	0.0015	2,730	84.7

5.4 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.

A partire dalla definizione del carico idraulico è stata ipotizzata una griglia di forma quadrata e lato pari a 80 cm (cui corrisponde un perimetro pari a 3.2 m).

La griglia così dimensionata è risultata adeguata.

5.5 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 0.9.

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.

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

Tabella 5.4: Area Scolante e Portata Impianto di Trattamento

Zona	Area scolante [m ²]	Portata impianto [l/s]
Impianto	35,174	195.4

La gestione e lo scarico delle acque di piattaforma prevede che:

- ✓ Le acque di prima pioggia siano collettate ed inviate nella vasca di trattamento situata all'interno del deposito Venice LNG (elemento 21 nella tavola della planimetria). Una volta trattate le acque verranno inviate ad un impianto di trattamento ubicato ad est del deposito (impianto "Veritas").
- ✓ Le acque di seconda pioggia siano collettate alla medesima vasca di collettamento e da lì inviate allo scarico in laguna esistente (SP1) avente diametro interno pari a 600 mm e pendenza minima dello 0.2%. Le portate eccedenti quella massima transitabile nel collettore di scarico SP1 verranno inviate ai serbatoi antincendio mediante l'utilizzo di una stazione di sollevamento.

Gli ingressi e gli scarichi dalla vasca di trattamento sono pertanto i seguenti:

- ✓ un ingresso proveniente dalla rete di smaltimento delle acque meteoriche;
- ✓ uno scarico delle acque di prima pioggia verso l'impianto di trattamento "Veritas";
- ✓ uno scarico delle acque di seconda pioggia verso il ricettore (scarico esistente in laguna SP1);
- ✓ un troppo pieno dello scarico SP1 verso la stazione di sollevamento ai serbatoi antincendio.

L'impianto di sollevamento deve essere in grado di sollevare le portate d'acqua di progetto dalla quota di scarico del tubo di troppo pieno fino alla quota sommitale dei serbatoi antincendio (alti circa 18 m e sopraelevati di 1.3 m rispetto al piano campagna). A tale fine si rende necessario realizzare nel punto di partenza del nuovo impianto una vasca di accumulo (Volume = 80 m³) nella quale convogliare le acque di seconda pioggia (troppo pieno dello scarico SP1) prima di essere sollevate alla quota di progetto delle vasche.

Per il dimensionamento della vasca di accumulo e per le pompe è stata utilizzata la portata di progetto ($Q_{2p} = 818.6$ l/s) ridotta del valore massimo di portata defluibile dallo scarico SP1 valutata per un grado di riempimento della tubazione del 70% ($Q_{SP1(70)} = 150$ l/s). La portata di progetto dell'impianto sarà pertanto pari a $Q_d = 668.6$ l/s.

Il sistema di pompaggio è stato progettato ipotizzando l'adozione di 2 o più pompe disposte in parallelo (più una pompa di riserva di stesse caratteristiche) sovrapponendo, se necessario, i volumi assegnati alle singole pompe; la sovrapposizione dei volumi, infatti, consente una notevole diminuzione del volume utile complessivo a patto che esse si avviino in sequenza all'aumentare del livello nella camera e, quindi, all'aumentare della portata. I livelli di avvio e arresto si differenziano in ragione di un dislivello costante ipotizzato per il caso in esame pari a 0.40 m.

Assumendo i seguenti dati:

- ✓ $\Delta H_{\text{geo}} = 24.00$ m (prevalenza geodetica);
- ✓ $L = 720$ m (lunghezza tubazione di mandata);
- ✓ $\mu = 1.006 \cdot 10^{-3}$ N*s/m² (viscosità dinamica acqua);
- ✓ $\varepsilon = 1.00 \cdot 10^{-5}$ m (coefficiente di scabrezza della tubazione).

e prevedendo l'utilizzo in parallelo di pompe centrifughe si è proceduto al dimensionamento dell'impianto.

Dai calcoli è risultato necessario utilizzare 2 pompe più una terza di riserva di uguali caratteristiche, funzionanti in ciclo alternato in modo da limitare l'usura meccanica nel tempo.

Considerando un diametro della condotta di mandata di 800 mm sono state stimate le perdite di carico distribuite e concentrate che, sommate alla prevalenza geodetica dell'impianto, hanno condotto ad una prevalenza manometrica di circa 30 m.

Le pompe utilizzate sono del tipo sommergibile aventi una curva caratteristica tale da permettere un intervallo di funzionamento compreso tra i valori presenti in Tabella 5.5 e rappresentato nel grafico sottostante.

Tabella 5.5: Valori di Funzionamento della Singola Pompa

Q	ΔH
l/s	m
0	42
100	39
200	36
300	34
400	32
500	29
600	27
700	23
800	18

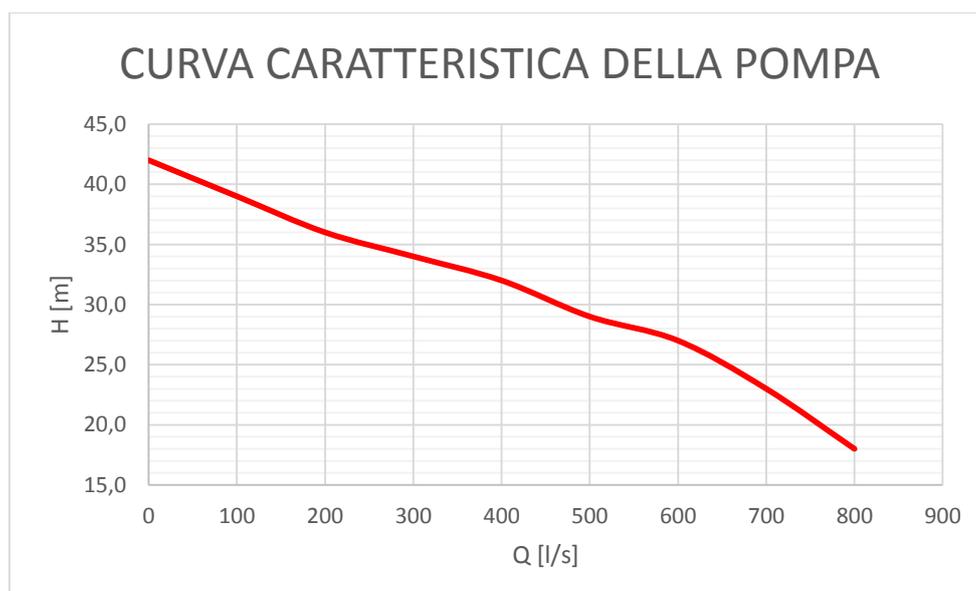


Figura 5.1: Curva Caratteristica della Pompa

La potenza necessaria al funzionamento di ogni singola pompa è pari a circa 180 kW, avendo ipotizzato una efficienza della macchina pari a $\eta = 0.75$.
Il volume utile della vasca è stato assunto pari a 80 m^3 ipotizzando un'altezza utile della vasca pari a:

$$\Delta h = h_{\text{avvio}} - h_{\text{arresto}} = 0.80 \text{ m}$$

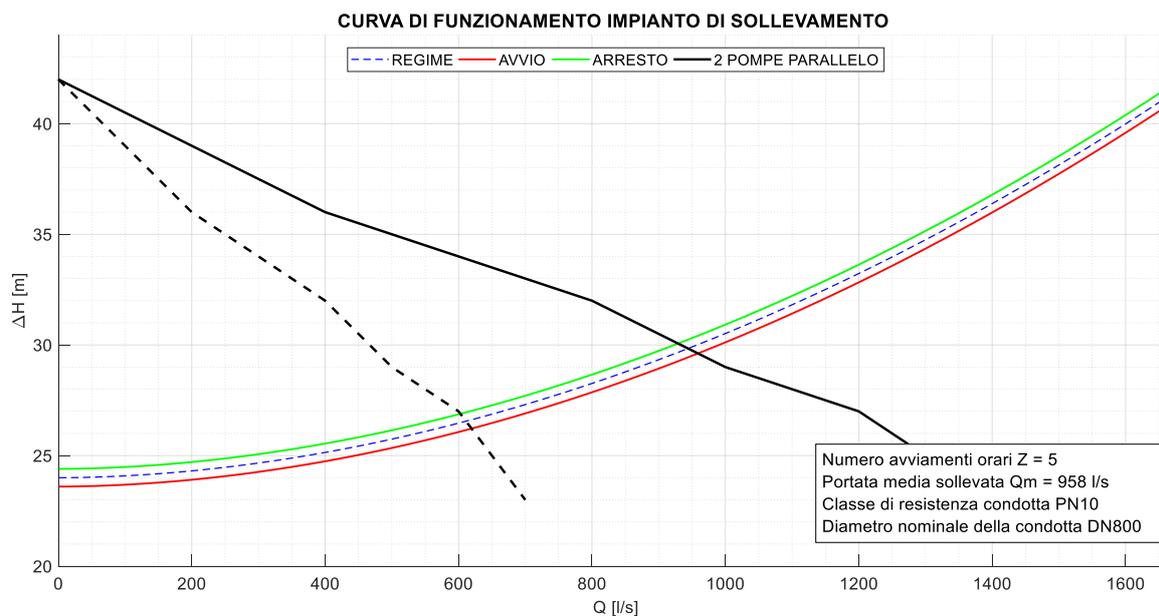


Figura 5.2: Intervallo di Funzionamento delle Pompe tra il Punto di Arresto e Quello di Avvio

In fase di successiva ingegneria si valuterà l'eventuale utilizzo di un numero maggiore di pompe di minori dimensioni.

Infine si ritiene necessario prevedere l'immissione di un ulteriore corpo ricettore (in funzione della durata dell'evento meteorico) per usi tecnici all'uscita della vasca di accumulo della stazione di sollevamento allo scopo di evitare inefficienze della rete di smaltimento. Potrà in caso essere valutato lo scarico nella rete esistente previa verifica della compatibilità idraulica.

LCP01/ALS/PP/CSM:tds



RINA Consulting S.p.A. | Società soggetta a direzione e coordinamento amministrativo e finanziario del socio unico RINA S.p.A.
Via San Nazaro, 19 - 16145 GENOVA | P. +39 010 31961 | rinaconsulting@rinaconsulting.org | www.rinaconsulting.org
C.F./P. IVA/R.I. Genova N. 03476550102 | Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.