



AEROPORTO GUGLIELMO MARCONI di BOLOGNA S.p.A.

NUOVA PIAZZOLA ED EDIFICIO DE-ICING



AEROPORTO G. MARCONI di BOLOGNA S.p.a.
Sviluppo Infrastrutture

Post Holder Progettazione e Manutenzione
Ing. Davide Serrau

Post Holder Progettazione
e Manutenzione Sistemi
Ing. Marco Rossetto

Post Holder Movimento
Dott.ssa Laura Nobili

Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Domenico Terra

Project Manager
p.e. Davide Gentilini

Progettazione:



PRISMA INGEGNERIA S.r.l. - Società di Ingegneria
PRATO-Via del Romito,15/4 tel.0574/38297-30304 fax.0574/29128
BOLOGNA-Via Mercadante,4 tel.-fax 051/478504
cod. fisc. - P. IVA: 01984900975 e-mail: prisma@prismaing.it
www.prismaing.it Società certificata in regime di qualità



Direttore Tecnico
Dott. Ing. Patrizio Bessi

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO:

Relazione idraulica

n° ELABORATO:

5

D.003	1.55	PE	OC	RIDR	1	5					
CODICE WBS	OPERA	FASE	ARG	DOC	NUM	REV	D.003_1.55_PE_OC_RIDR_1_5_Relazione idraulica				
CODICE ENAC							SETTORE: SI				
7											
6											
5	VARIANTE PROGETTO ESECUTIVO						SET 2015	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
4	VARIANTE PROGETTO ESECUTIVO						DIC 2014	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
3	VARIANTE PROGETTO ESECUTIVO						LUG 2014	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
2	VARIANTE PROGETTO ESECUTIVO						SET 2013	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
1	VARIANTE PROGETTO ESECUTIVO						LUG 2013	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
0	PRESENTAZIONE PROGETTO ESECUTIVO						DIC 2011	PRISMA	C.BAIETTI	BESSI	
REV.	DESCRIZIONE						DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

AEROPORTO G. MARCONI – BOLOGNA
NUOVA PIAZZOLA ED EDIFICIO DE-ICING

RELAZIONE IDRAULICA

Sommario

1. PREMESSA	3
2. DATI TEMPERATURE E NIVOMETRICI	6
3. CALCOLO DELLE CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA’ PLUVIOMETRICA PER DIVERSO TEMPO DI RITORNO	8
3.1 Premessa.....	8
3.2 Dati disponibili.....	9
3.3 Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno.....	13
4. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE	17
4.1 Metodo di calcolo.....	17
4.2 Criteri di Dimensionamento.....	19
4.3 Piatto De-Icing	20
4.4 Piazzale aeromobili e vie di rullaggio.....	24
4.5 Piazzali carrabili e viabilità di servizio	29
5. IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA PIAZZALE AEROMOBILI E VIE DI RULLAGGIO	33
6. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE DE-ICING	35
7. IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PIOGGIA DEL PIATTO DE-ICING.....	38
8. DIMENSIONAMENTO VASCA DI LAMINAZIONE	41
8.1 Metodo di calcolo utilizzato.....	41
8.2 Vasca di laminazione Piazzale aeromobili e viabilità di servizio - Risultati di calcolo	42
8.3 Vasca di laminazione Piatto de-icing - Risultati di calcolo	43
9. SCELTE TECNICHE IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO.....	44
9.1 Premessa.....	44
9.2 Scelte Tecniche Di Progetto Per La Condotta In Pressione.....	44
9.3 Relazione Di Calcolo Nuovo Sistema Di Sollevamento.....	44
9.3.1 Procedura Di Calcolo Della Condotta In Pressione	44
9.3.2 Curva Caratteristica Della Tubazione	45
9.3.3 Curva Caratteristica Della Pompa.....	49
9.3.4 Procedura Di Verifica Idraulica	49
9.3.5 Procedura Di Dimensionamento Della Condotta In Pressione	50
9.3.6 Procedura Di Dimensionamento Del Vano Pompe.....	51
10. DEFINIZIONE SISTEMI CONDOTTA – POMPA	55

10.1 Vasca di laminazione Piazzale aeromobili e viabilità di servizio – Impianto di sollevamento	55
10.2 Vasca di laminazione Piatto de-icing –Impianto di Sollevamento.....	60
10.3 Verifica fognatura nera ricettrice	66
11. RETI FABBRICATO DE-ICING.....	67
12. RECAPITO IN FOGNATURA NERA DELLE ACQUE.....	68
13. COLLETTORE ACQUE BIANCHE ESISTENTE.....	69

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica ha lo scopo di illustrare i criteri progettuali generali e i metodi adottati per i calcoli idraulici di dimensionamento delle reti fognarie previste a corredo della realizzazione piazzola de-icing presso l'aeroporto G.Marconi di Bologna.

Preliminarmente all'esame specifico di quanto appena preannunciato, occorre illustrare le macroscelte che sono state adottate nella progettazione in esame, iniziando col far presente che lungo il confine Ovest dell'area di progetto insiste un sistema di smaltimento delle acque piovane e di dilavamento piazzali air-side costituito da 3 tubi diametro 1000 mm che scaricano nella rete fognaria di tipo misto della località Lippo in Comune di Calderara di Reno. Tale scarico è regolarmente autorizzato dal Comune di Calderara di Reno con Autorizzazione Prot.n.29924/2012 del 5 Dicembre 2012, corredata di parere tecnico di Hera Bologna s.r.l. ente gestore delle fognature comunali.

A sud dell'area di progetto corre invece una tubazione di fognatura nera Ø400 mm PVC di Aeroporto di Bologna che si immette successivamente nella rete fognaria del comune di Bologna. Tale immissione era autorizzata dal Comune di Bologna con Autorizzazione con P.G. n. 236369 del 24 Settembre 2009 ed attualmente in attesa di rinnovo in seguito a Domanda di Autorizzazione Unica Ambientale ai sensi del D.P.R. 59/2013 ed acquisita dalla Provincia con PG.165315 del 29/11/2013

Esaurito l'esame degli scarichi esistenti si passa ora a illustrare quelli di progetto.

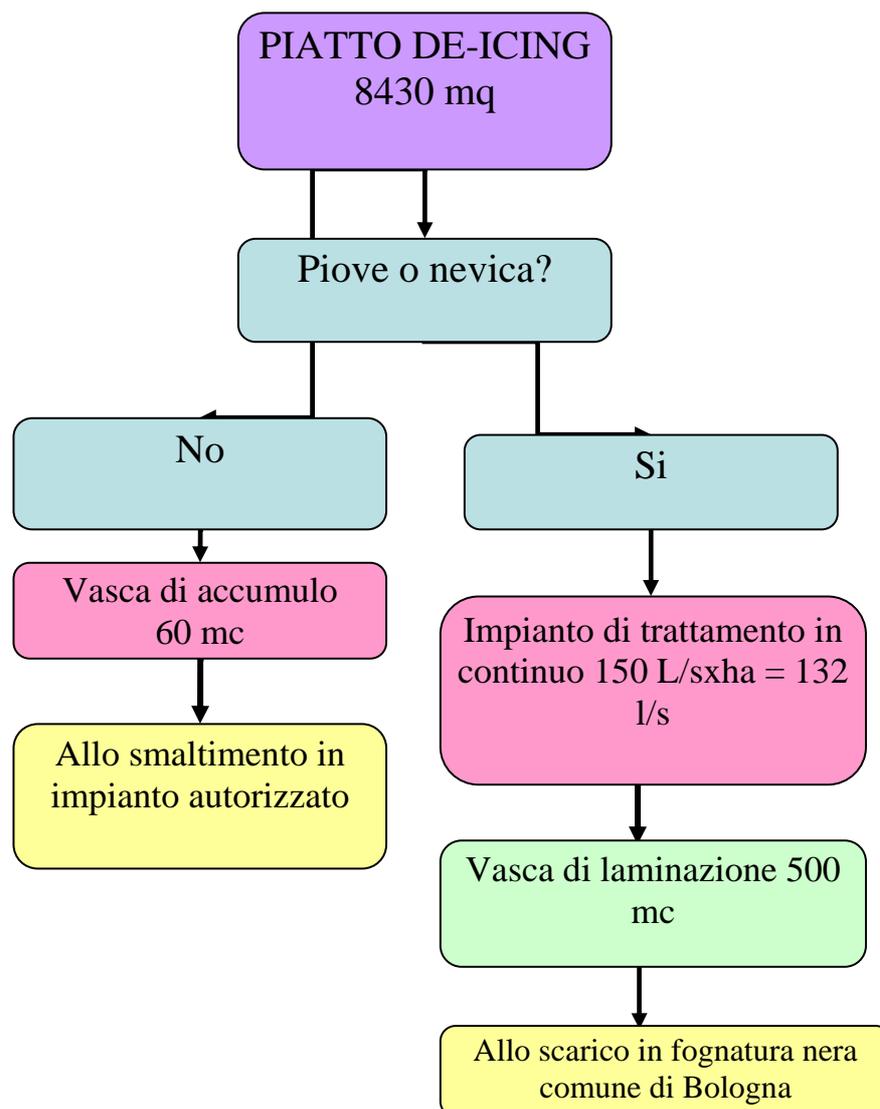
La rete fognaria avrà lo scopo di raccogliere e convogliare al trattamento le acque di pioggia e di raccogliere ed inviare allo smaltimento in discarica autorizzata il liquido utilizzato per il trattamento de-icing degli aeromobili.

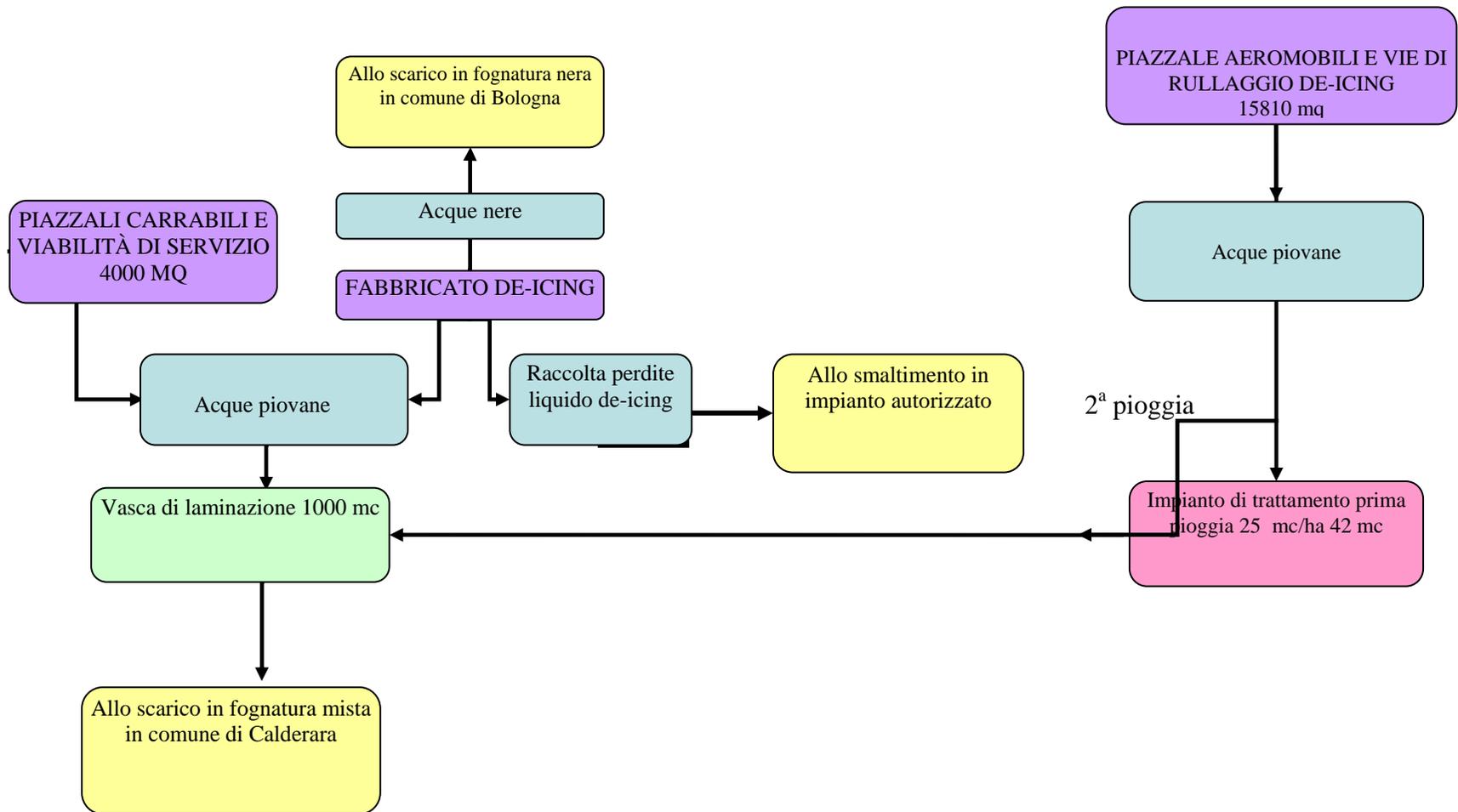
Le aree pavimentate sono state quindi delimitate con canali di drenaggio grigliati che permettessero di delimitare l'area dedicata all'irrorazione della carlinga degli aerei con i prodotti de-icing. Quest'area verrà denominata nel seguito "piatto de-icing".

Questa soluzione permette di raccogliere i liquidi utilizzati per il de-icing in tempo secco ed inviarli allo smaltimento in discarica autorizzata, mentre le acque derivanti da eventi meteorici, cadute sul piatto de-icing verranno inviate alla fognatura nera di Bologna in seguito a trattamento di disoleatura in loco.

Le acque piovane derivanti, invece, dai piazzali aeromobili e dalle vie di rullaggio di accesso ed uscita dal piatto de-icing saranno raccolte ed inviate ad un trattamento di prima pioggia in loco e successivamente alla fognatura mista di Calderara di Reno. Le acque meteoriche che gravano alla viabilità di servizio verranno inviate in fognatura mista senza alcun trattamento.

Tutte le acque meteoriche prima dell'invio in fognatura saranno accumulate in vasca di laminazione in modo da consentirne lo smaltimento controllato senza aggravare le condizioni idrauliche delle fognature ricettrici. Saranno quindi realizzate due vasche di laminazione interrate, una per le acque piovane del piatto-de-icing destinate alla fognatura nera di Bologna ed una per le acque piovane del piazzale aeromobili e della viabilità di servizio destinate alla fognatura mista di Calderara di Reno. La progettazione del sistema idraulico inerente la realizzazione della piazzola de-icing si può riassumerne nei diagrammi riportati nel seguito.





La progettazione idraulica ha seguito le indicazioni riportate nella *Deliberazione della Giunta Regionale 1 ottobre 2012, n. 1402 Parere in merito alla pronuncia di compatibilità ambientale sul masterplan 2009-2023 dell'Aeroporto di Bologna*.

2. DATI TEMPERATURE E NIVOMETRICI

La realizzazione di un'area de-icing si rende necessaria data la frequenza delle operazioni di de-icing durante la stagione invernale presso l'aeroporto di Bologna.

Nel seguito si riportano i dati termometrici e nivometrici più significativi, riferiti ai 3 mesi più rigidi dell'anno –Gennaio, Febbraio e Dicembre- per la Stazione di misura Bologna Osservatorio Idrografico sita a 51 m.s.l.m., maggiormente rappresentativa delle condizioni meteo che si incontrano presso l'aeroporto G.Marconi di Bologna.

Nelle prime due colonne sono riportati la media delle temperature minime e gli estremi di temperatura minima registrati per ciascun mese di ogni anno; nelle seconde due colonne sono riportati i cm. di neve ed il n° di giorni con precipitazioni nevose.

I dati sono estratti dagli annali idrologici pubblicati dal Servizio Idro-Meteo-Clima di Arpa Regione Emilia-Romagna e disponibili a partire dall'anno 1990.

La media delle temperature minime quasi sempre al di sotto dei 5°C e gli estremi di temperatura minima al di sotto dello 0°C nella quasi totalità dei casi rendono evidente la necessità delle operazioni di de-icing.

I dati nivometrici, disponibili solo per 2 annate, non sono, invece per nulla significativi; purtroppo non sono disponibili dati nivometrici per nessuna stazione di rilevamento nel raggio di 10 km.

Anno	Mese	Medie delle temperature	Temperature estreme	Q.tà di neve caduta nel mese	Nr. precipitazioni nevose
		°C min.	°C min.	cm.	
1990	Gennaio	0,1	-6,2	1	1
	Febbraio	5,3	-1,7		
	Dicembre	0,7	-1,6	0	0
1991	Gennaio	0,2	-3,0		
	Febbraio	-0,8	-8,6		
	Dicembre	-0,3	-5,4		
1992	Gennaio	-0,5	-3,8		
	Febbraio	1,7	-2,8		
	Dicembre	3,0	-4,0		
1993	Gennaio	1,6	-4,0		

	Febbraio	1,4	-2,5		
	Dicembre	3,2	-1,5		
1994	Gennaio	3,6	0,8		
	Febbraio	1,7	-4,2		
	Dicembre	3,1	-0,5		
1995	Gennaio	0,9	-2,0		
	Febbraio	4,0	-2,0		
	Dicembre	2,0	-2,0		
1996	Gennaio	2,0	-4,9		
	Febbraio	1,0	-3,5		
	Dicembre	1,8	-7,1		
1997	Gennaio	2,3	-2,6		
	Febbraio	4,1	-1,1		
	Dicembre	3,4	-0,4		
1998	Gennaio	2,5	-2,0		
	Febbraio	5,4	-1,5		
	Dicembre	1,3	-3,9		
1999	Gennaio	2,5	-3,3		
	Febbraio	2,0	-3,2		
	Dicembre	1,6	-2,0		
2000	Gennaio	0,6	-4,4		
	Febbraio	4,1	0,4		
	Dicembre	4,7	-6,2		
2001	Gennaio	3,4	-1,0		
	Febbraio	4,4	0,8		
	Dicembre	0,6	-2,0		
2002	Gennaio	1,1	-5,1		
	Febbraio	4,2	0,0		
	Dicembre	4,7	0,0		
2005	Gennaio	1,3	-1,6		
	Febbraio	1,6	-1,0		
	Dicembre	2,3	-1,3		
2006	Gennaio	0,9	-3,0		
	Febbraio	3,2	-0,5		
	Dicembre	4,8	-1,6		
2007	Gennaio	5,0	2,1		
	Febbraio	5,8	0,4		
	Dicembre	3,0	-3,3		
2008	Gennaio	4,6	0,7		
	Febbraio	4,9	1,0		
	Dicembre	3,5	-1,3		
2009	Gennaio	1,0	-5,5	6	2
	Febbraio	3,9	0,3		
	Dicembre	2,4	-9,3	31	3

3. CALCOLO DELLE CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER DIVERSO TEMPO DI RITORNO

3.1 Premessa

Vengono riportati di seguito i criteri adottati per la determinazione della curve segnalatrici di possibilità pluviometrica della zona interessata dalle reti di collettori oggetto di verifica.

L'esperienza ha dimostrato che tale curva può essere rappresentata dalla seguente equazione geometrica:

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

dove a ed n sono due parametri che vengono determinati in relazione ai campioni di precipitazioni esaminati.

Il numero di osservazioni a disposizione, rilevate dagli annali idrologici, ha consentito di servirsi di metodi statistici con finalità probabilistiche, ormai di uso comune in idrologia, al fine di poter determinare con prefissato "tempo di ritorno T_r " la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Il "tempo di ritorno", detto anche intervallo di ricorrenza, rappresenta il periodo di tempo medio (espresso in anni) durante il quale un determinato valore x , dell'evento preso in considerazione, viene raggiunti o superato una sola volta.

Pertanto per la determinazione della suddetta curva ci si è serviti:

- del metodo di Gumbel (teoria degli estremi) per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di uguale durata, trattandosi di eventi pluviometrici massimi annuali;
- della teoria dei minimi quadrati per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di diversa durata, ma equiprobabili e con prefissato "tempo di ritorno" al fine di determinare l'equazione : $h = a \cdot t^n$

I parametri "a" e "n" di tale equazione servono per la determinazione del coefficiente idrometrico calcolato con il metodo del volume di invaso.

Data la superficie limitata delle superfici scolanti, il tempo di corrivazione è

sicuramente inferiore all'ora, quindi sono state scelte come durata delle piogge quelle <1h.

3.2 Dati disponibili

Per il calcolo di dimensionamento dei collettori fognari sono stati raccolti ed elaborati i dati riguardanti le piogge di massima intensità e di breve durata (da 10 minuti ad un'ora) disponibili presso la stazione di rilevamento pluviometrico del Servizio Idrografico di Bologna che forniva, rispetto agli altri osservatori presenti sul territorio bolognese, che può essere considerato omogeneo dal punto di vista climatico, un maggior numero di registrazioni consentendo così una migliore attendibilità dei risultati. I data disponibili coprono l'arco temporale che va dal 1934 al 2007.

Per il successivo calcolo di verifica delle vasche di laminazione sono invece stati raccolti ed elaborati i dati riguardanti le piogge di massima intensità e di lunga durata (da un'ora a 24 ore) disponibili presso la stazione di rilevamento pluviometrico del Servizio Idrografico di Bologna, che meglio si adattano a modellare il comportamento delle vasche di laminazione con il metodo dell'invaso lineare.

Le registrazioni sono state oggetto di analisi statistica, intesa a determinare le curve di segnalatrici di possibilità climatica, relative ai tempi di ritorno di 10, 20, 25, e 50 anni.

Nella tabella seguente sono stati riportati i valori delle piogge massime registrate in ogni anno per i tempi di pioggia di 10', 15', 20', 25', 30', 35', 40', e 60'.

Tab. 1: Valori delle piogge massime registrate, in ogni anno per i tempi di pioggia indicati, presso la stazione del Servizio Idrografico di Bologna.

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1934						47.8
1935				33.0		35.0
1936	13.4		29.4			61.0
1937		12.0	14.0			18.2
1938	10.0	10.0	21.8			22.2
1939		18.8				27.0
1940				20.2		30.8
1941	12.6	14.2				18.2
1942				18.0		21.0
1943				14.2		14.8

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1944				21.2		21.2
1945				17.2		17.8
1946				14.4		19.6
1947				17.0		17.2
1948				11.6		13.6
1949				24.8		28.2
1950				9.8		11.6
1951						25.0
1952	13.2					18.6
1953	21.0					28.8
1954					29.0	32.2
1955	11.6					44.4
1956			17.8			26.6
1957						12.0
1958		12.8		18.0		18.2
1959			22.6			24.6
1960						27.6
1961		14.0	17.0	30.0		30.0
1962			18.2			18.2
1963		17.4		17.4		48.2
1964			13.2	21.8		22.6
1965						11.0
1966	12.0	18.4	18.4	19.4		20.6
1967		12.2				15.0
1968						18.0
1969						16.0
1970			10.6		22.2	22.2
1971						13.4
1972	10.2	13.4	15.4			20.0
1973		17.2				25.6
1974				32.0		38.8
1975			12.0			22.0
1976	10.6	12.2		13.6		15.6
1977				19.8		22.8
1978					18.2	18.6
1979			16.4			27.8
1980						10.4
1981	11.4					25.0
1982			28.0	32.0		44.0
1983			21.0			27.0
1984		19.0		24.2		40.0
1985			14.0		20.6	22.6
1986			14.0	17.4		24.0
1987				12.6		14.0
1988		13.8		20.6		23.2
1989	11.6			19.8		25.0
1990		16.6		19.0	31.4	34.0

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1991		11.4		17.4	22.4	26.8
1992		14.4		19.6	23.4	27.2
1993		8.8		16.4	24.0	29.8
1994		9.4		17.0	20.6	23.4
1995		14.4		19.6	24.6	28.6
1996		9.8		16.2	21.4	26.0
1997		11.0		12.2	13.4	14.8
1998		11.4		13.4	15.6	17.8
1999		12.8		17.6	21.2	22.8
2000		13.4		17.2	23.6	26.4
2001		22.2		24.0	26.0	26.8
2002		22.6		37.6	41.6	42.4
2003		5.8		9.2	12.6	14.6
2004		11.0		15.0	17.6	18.2
2005		7.4		11.8	16.2	17.6
2006		10.0		11.8	15.0	17.2
2007		18.6		24.4	28.8	31.6

Anno	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1934	47,8	61,4	79,6	80,2	81,6
1935	35,0	35,8	37,6	57,0	64,8
1936	61,0	64,4	64,4	64,4	64,4
1937	18,2	21,8	36,6	43,0	68,2
1938	22,2	22,2	30,2	38,4	43,0
1939	27,0	27,2	28,2	35,6	48,8
1940	30,8	39,4	46,2	74,6	110,0
1941	18,2	20,6	24,6	32,4	52,8
1942	21,0	21,0	23,6	23,6	36,4
1943	14,8	21,4	27,4	44,0	58,4
1944	21,2	25,0	26,4	34,2	68,6
1945	17,8	20,4	20,4	30,4	32,2
1946	19,6	27,2	44,2	53,4	57,2
1947	17,2	18,2	31,0	43,8	54,4
1948	13,6	30,0	49,2	71,8	101,2
1949	28,2	35,0	50,0	57,8	69,4
1950	11,6	15,4	19,6	26,2	29,6
1951	25,0	28,6	33,4	47,2	73,0
1952	18,6	31,0	32,4	39,6	58,8
1953	28,8	28,8	28,8	43,0	55,8
1954	32,2	39,8	40,6	48,6	70,2
1955	44,4	46,6	46,6	49,8	49,8
1956	26,6	28,2	29,4	43,8	50,0
1957	12,0	17,0	22,0	40,6	49,8
1958	18,2	22,6	33,6	50,6	79,4
1959	24,6	30,0	39,4	47,0	63,2
1960	27,6	47,4	53,4	55,8	55,8
Anno	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore

1961	30,0	40,0	48,4	49,2	68,0
1962	18,2	19,6	30,8	40,4	64,0
1963	48,2	48,2	53,2	71,8	77,2
1964	22,6	27,2	30,6	36,8	50,8
1965	11,0	16,6	33,0	39,2	54,4
1966	20,6	25,8	35,2	61,0	93,2
1967	15,0	27,6	34,6	48,2	70,0
1968	18,0	24,0	27,4	49,8	57,2
1969	16,0	25,4	33,8	40,4	42,6
1970	22,2	22,2	22,2	30,2	34,0
1971	13,4	21,4	36,2	46,8	48,4
1972	20,0	34,0	50,2	84,8	105,8
1973	25,6	39,0	57,6	64,0	96,2
1974	38,8	39,8	39,8	44,6	56,0
1975	22,0	32,0	53,0	68,0	101,6
1976	15,6	23,4	26,8	40,8	54,0
1977	22,8	40,4	43,4	48,0	78,8
1978	18,6	19,0	23,4	33,2	48,8
1979	27,8	30,0	43,6	71,4	86,0
1980	10,4	27,0	29,4	38,8	58,6
1981	25,0	33,4	33,4	59,0	80,8
1982	44,0	64,8	64,8	65,6	71,0
1983	27,0	74,0	79,8	79,8	86,6
1984	40,0	58,8	58,8	60,2	62,2
1985	22,6	26,6	28,4	40,6	50,6
1986	24,0	48,0	62,0	92,4	102,6
1987	14,0	20,2	32,0	54,2	62,4
1988	23,2	27,8	28,2	29,8	31,8
1989	25,0	43,6	54,4	80,2	98,8
1990	34,0	73,2	99,0	119,0	134,6
1991	26,8	29,0	37,6	59,2	85,0
1992	27,2	38,8	39,6	49,0	68,4
1993	29,8	42,0	42,6	42,6	51,4
1994	23,4	33,6	47,6	54,8	88,8
1995	28,6	48,4	70,4	89,2	119,8
1996	26,0	43,6	49,4	58,8	91,6
1997	14,8	24,6	31,8	35,4	49,8
1998	17,8	25,4	35,2	39,4	39,4
1999	22,8	31,2	38,6	45,4	51,4
2000	26,4	37,4	37,4	37,4	37,4
2001	26,8	36,0	36,4	43,0	56,0
2002	42,4	42,4	42,4	45,4	59,4
2003	14,6	31,4	38,4	55,2	66,6
2004	18,2	29,0	44,0	58,6	61,2
2005	17,6	43,0	76,0	105,6	114,2
2006	17,2	29,6	41,4	53,2	59,8
2007	31,6	35,2	46,4	64,2	90,6

3.3 Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno

Trattandosi di fenomeni estremi ed in particolare di massimi, si può supporre che la distribuzione di probabilità della variabile casuale “altezza di pioggia”, per ogni dato di pioggia, sia riconducibile ad una funzione di tipo Gumbel; la legge dei valori estremi proposta da Gumbel (*legge asintotica del massimo valore*), e utilizzata per il calcolo, ha la forma seguente:

$$P(h) = e^{[-e^{-y}]}$$

dove y è la variabile ridotta pari a:

$$y = \alpha \cdot (h - u)$$

dove α (*fattore di scala*) e u (*parametro di posizione*) indicano i parametri della distribuzione, che possono essere valutati con il metodo dei momenti:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \qquad u = \mu - 0.45005 \cdot \sigma$$

I due parametri che compaiono nella distribuzione sono funzione di μ e di σ dove:

μ = valore medio della distribuzione

σ = scarto quadratico medio della distribuzione

In pratica, per ognuna delle serie di campioni di N osservazioni di dati meteorologici, relativa ad ogni tempo di pioggia T_p (durata), il primo passo compiuto è stato nella valutazione della media e dello scarto quadratico medio (stime indistorte).

$$\mu = \frac{\sum_i h_i}{n}$$
$$\sigma = \left(\sqrt{\sum_i \frac{(h_i - \mu)^2}{N - 1}} \right)^{1/2}$$

Tab.2 parametri statistici

d (min)	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
N° casi	11	32	17	43	22	74
Media □	12.5091	13.6375	17.8706	19.0558	22.2455	24.4703
SQM □	3.0297	4.0511	5.2834	6.4036	6.6281	9.6175
Gumbel □	0.4233	0.3166	0.2427	0.2003	0.1935	0.1334
Gumbel u	11.1456	11.8143	15.4928	16.1739	19.2625	20.1419

d (min)	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
N° casi	74	74	74	74	74
Media □	24,4703	33,5135	41,1811	52,7216	67,0892
SQM □	9,6175	12,9890	15,3025	18,1444	22,3328
Gumbel □	0,1334	0,0987	0,0838	0,0707	0,0574
Gumbel u	20,1419	27,6678	34,2942	44,5557	57,0383

Fissati diversi “tempi di ritorno T_r ” (10, 20, 25, 50 e 100 anni), si è calcola la probabilità cumulata $P(h)$ corrispondente :

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Quindi si è determina la variabile ridotta (y):

$$y = -\ln[-\ln(P(h))]$$

Calcolata la variabile ridotta y, si è avuto immediatamente il corrispondente valore della altezza di pioggia h con tempo di ritorno pari a quello prefissato.

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

Tutti i valori sono stati riportati nella tabella seguente.

Tab 3: Valori delle altezze di pioggia calcolate per diversi tempi di ritorno.

Durata (min)						
Tr	10'	15'	20'	30'	45'	60'
5	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
10	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
25	18.70	21.92	28.67	32.14	35.79	44.13
50	20.36	24.14	31.57	35.66	39.43	49.40
100	22.01	26.34	34.44	39.14	43.04	54.64

Durata (ore)					
Tr	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
5	31,39	42,86	52,19	65,78	83,16
10	37,02	50,46	61,14	76,39	96,22
25	44,13	60,06	72,46	89,81	112,73
50	49,40	67,18	80,85	99,76	124,98
100	54,64	74,26	89,18	109,63	137,14

Infine, quindi, si sono ottenuti tanti valori dell'altezza di pioggia, uno per ciascun tempo di pioggia T_p di cui si avevano i dati storici, tutti relativi allo stesso tempo di ritorno T_r ; tali valori, avendo ipotizzato una legge di regressione del tipo $h(t) = a \cdot t^n$, (curva segnalatrice di possibilità climatica), sono stati raccordati mediante il metodo dei minimi quadrati, per dare in definitiva la curva di pioggia caratteristica del "tempo di ritorno T_r " prefissato.

Generalmente la curva viene interpolata in due tronchi distinti, uno per valori di t inferiori all'ora ed uno per i valori superiori.

Pertanto per ottenere a ed n , dopo aver dedotto per ogni durata T_p il valore della altezza di pioggia h relativo ad un assegnato "tempo di ritorno" T_r , è stato necessario passare ai logaritmi per cui si ha:

$$\log(h) = \log(a) + n \cdot \log(t)$$

cioè $Y = A + n \cdot X$

dove:

$$Y = \log(h) \quad A = \log(a) \quad X = \log(t)$$

Applicando il metodo dei minimi quadrati alla retta $Y-X$, ed indicando con N il numero delle coppie di valori $h-t$ ricavate per ogni durata T_p attraverso l'elaborazione dei valori estremi di Gumbel, si è ottenuto:

$$A = \left[X^2 \cdot Y - X \cdot \frac{XY}{N} \cdot X^2 - X^2 \right] \text{ e } n = \left[N \cdot XY - X \cdot \frac{Y}{N} \cdot X^2 - X^2 \right]$$

Ricavati A ed n si è dedotto il valore del parametro a e quindi si è valutata l'equazione della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica corrispondente ad ogni tempo di ritorno Tr.

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute per durate di pioggia inferiore all'ora sono:

Tr = 5	$h = 31.42 \cdot t^{0.4199}$
Tr = 10	$h = 36.73 \cdot t^{0.4409}$
Tr = 25	$h = 43.44 \cdot t^{0.4607}$
Tr = 50	$h = 48.43 \cdot t^{0.4721}$
Tr = 100	$h = 53.37 \cdot t^{0.4816}$

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute per durate di pioggia superiore all'ora sono:

Tr = 5	$h = 30.88 \cdot t^{0.3058}$
Tr = 10	$h = 36.51 \cdot t^{0.0.2993}$
Tr = 25	$h = 43.63 \cdot t^{0.2934}$
Tr = 50	$h = 48.91 \cdot t^{0.2901}$
Tr = 100	$h = 54.15 \cdot t^{0.2974}$

Per la verifica ed il dimensionamento delle condotte in oggetto è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni.

4. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

4.1 Metodo di calcolo

La legge di probabilità pluviometrica che interessa la zona in cui ricade la rete da progettare è la seguente:

$$h=43,44 \times d^{0.4607}$$

dove h è l'altezza di pioggia, d è la durata di pioggia, in ore.

Per la verifica idraulica della rete è stato utilizzato il *metodo dell'invaso* (con precisione = 0.00500). Tale metodo che sfrutta per il calcolo delle portate di pioggia le capacità invasanti della rete. Le ipotesi alla base del metodo sono stazionarietà e linearità che comportano la invarianza nel tempo delle trasformazioni che il bacino compie sugli input (afflussi) e la validità del principio di sovrapposizione degli effetti. In fase di calcolo si ipotizza che il riempimento dei canali avvenga in modo sincrono e che nessun canale determini fenomeni di rigurgito in tratti di canale a monte. Il metodo si fonda sulla equazione di continuità. Se si indica con w il volume invasato nel bacino, con la portata transitante attraverso la sezione di chiusura z e con p la portata netta immessa in rete, per la continuità si ha:

$$p(t)dt - q(t)dt = dw$$

considerando costante l'intensità di pioggia e individuando un legame funzionale tra w e q , si perviene alla fine ad una relazione in cui si esprima q in funzione del tempo t

In particolare si fa riferimento alla relazione (valida nel caso in cui il moto vario si possa definire come sovrapposizione di moti uniformi):

$$w = K\omega$$

La successiva integrazione della suindicata equazione di continuità tra gli istanti $T_1 = 0$ e $T_2 = T_r$ (tempo di riempimento del canale, cui corrisponde una portata Q) ci permette di individuare qual'è il tempo (tempo di riempimento T_r) necessario perchè il canale convogli la massima portata possibile:

$$T_r = W/Q \cdot \ln(p/(p-Q))$$

Se allora l'evento meteorico di intensità costante pari ad i ha una durata $T_p < T_r$ nel canale non si raggiungerà il massimo livello previsto, che invece viene raggiunto per $T_p = T_r$. Nel caso in cui, invece, dovesse risultare $T_p > T_r$, allora ci sarà un intervallo di tempo pari a $T_p - T_r$ in cui il canale esonderà non essendo in grado di convogliare la portata in arrivo.

Appare ovvio, quindi, che la condizione di corretto proporzionamento dello speco è quella che si realizza nel caso che $T_p = T_r$, cioè nel caso in cui il tempo di pioggia eguagli proprio il tempo di riempimento del canale. In questa ottica nasce il metodo dell'invaso non come metodo di verifica, ma come strumento di progetto: ed infatti, se si impone l'uguaglianza $T_p = T_r$ e si sostituiscono le espressioni analitiche ai due termini si perviene ad una relazione:

$$u = K \frac{(\phi A)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1}{n}-1}} \quad (1)$$

dove

u = coefficiente udometrico della sezione, rappresenta la portata per unità di superficie (Q/A)

K = costante che vale 2158 per sezioni ovoidali, 2518 per sezioni rettangolari o trapezie, 2878 per sezioni triangolari.

n = esponente della legge di pioggia

A = area colante

ϕ = coefficiente di afflusso

Per quanto concerne l'utilizzo della (1), assegnata la legge di pioggia e il coefficiente di afflusso, si fissa un valore di primo tentativo di w , diciamolo w_1 . Dalla (1) si può così risalire al valore di u e quindi della portata mediante la conoscenza delle scale di deflusso delle sezioni, e si confronta il volume proprio invasato W così ricavato con quello iniziale di tentativo W_0 . Se $W = W_0$ (a meno di una certa precisione), allora l'ipotesi iniziale è corretta ed il problema è risolto; se invece $W - W_0$ è maggiore della precisione assegnata è necessario iterare il procedimento.

4.2 Criteri di Dimensionamento

La rete è stata quindi progettata tenendo separate la raccolta acque meteoriche del piatto de-icing, per permettere anche la raccolta del glicole propilenico utilizzato per le attività di de-icing vere e proprie e la raccolta acque meteoriche della parte di piazzale più esterno, da inviare direttamente al trattamento acque di prima pioggia e quindi allo scarico.

Le sezioni dei singoli rami costituenti la rete di fognatura sono state verificate, con pendenza e sezione costante, in condizioni idrauliche di moto uniforme, utilizzando la formula di Chèzy:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

Il parametro di resistenza al moto χ è stato quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R^{1/6}$$

dove K ($m^{1/3} \cdot s^{-1}$) è il coefficiente di scabrezza della condotta secondo Gauckler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione.

Nel caso specifico tale valore è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC e a 70 per quelli in cls.

I condotti che il progetto prevede di posare sono quelli circolari sia in PVC che di tipo prefabbricato in cls assemblati su platea di fondazione precedentemente realizzata secondo la livelletta di progetto, con diametri compresi tra 200 (PVC) e 120 cm (in cls). Saranno altresì impiegati in ristretti tratti elementi scatolari di dimensioni interne 100x60 cm. di tipo prefabbricato in cls assemblati su platea di fondazione precedentemente realizzata secondo la livelletta di progetto.

Tali condotti sono dotati di accoppiamento a bicchiere o giunto a mezzo spessore e anello di tenuta idraulica (nei due sensi).

Il tipo di cemento utilizzato per il getto di tali elementi sarà idoneo ad ottenere un'alta resistenza nei confronti dei solfati; la prefabbricazione delle tubazioni prevede la tecnica della vibro-compressione e l'idoneità a sopportare i massimi carichi stradali secondo la norma UNI 7517 e ATV A127; circa la tenuta idraulica le norme di riferimento saranno invece le UNI 8520/2 e 8981.

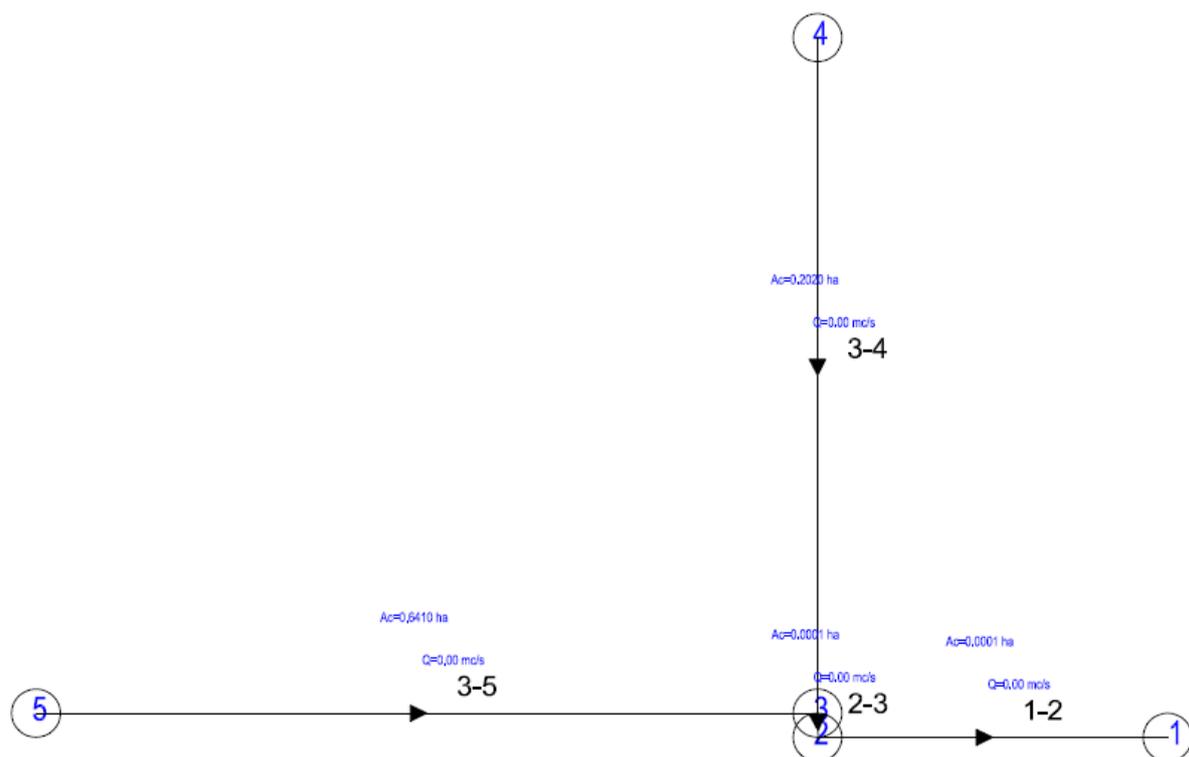
Per la raccolta ed il deflusso verso i condotti fognari delle acque in piazzale saranno utilizzati canali di drenaggio, realizzati in c.a.v., autoportante, costruiti con inerti e

cemento tipo 425 R45, e con armatura interna in acciaio per c.a. FeB44k ad aderenza migliorata o equivalente con rete elettrosaldada, con luce netta 300 mm ed altezza interna variabile tra 73 e 120 cm, testate ad incastro (maschio femmina) per la tenuta stagna e fondo con forma a “V” autopulente per aumentare la velocità di deflusso, costruita secondo norme UNI EN 1433:2004. I canali di drenaggio saranno dotati di griglie di raccolta in ghisa sferoidale GGG50, prodotta in classe F900 in rispetto delle norme UNI EN 124/1229 fissate con bulloni al sottostante telaio in acciaio zincato completo di zanche di fissaggio per essere annegate nel calcestruzzo.

Nel seguito vengono esposti i calcoli di dimensionamento delle reti.

4.3 Piatto De-Icing

Nella figura a seguire è schematizzata la rete in oggetto



Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni utilizzate, le tabelle contenenti i dati di progetto, le tabelle dei risultati (tabella pioggia e tabella verifiche). Ogni tabella è corredata di legenda.

TABELLA SEZIONI CIRCOLARI

N.	Nome	Diametro	Formula	Scabrezza
		[m]		
1	800	0.80	GS	70.00

TABELLA SEZIONI SCATOLARI

N.	Nome	Tipo	Base	Altezza	Pendenza Fondo	Raggio Fondello	Formula	Scabrezza	Scab. Fond.
			[m]	[m]	[%]	[m]			
1	CANALE H95	0	0.30	0.77	0	0.00	GS	70	70.00
2	CANALE H120	0	0.30	1.00	0	0.00	GS	70	70.00
3	SCAT.10 0x60	0	1.00	0.60	0	0.00	GS	70	90.00

Legenda Formule di resistenza

GS = formula di Gauckler-Strickler: $V=KsR^{(2/3)}j^{(1/2)}$

CB = formula di Chezy-Bazin: $V=KbR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kb=87/(1+\gamma/R^{(1/2)})$

CK = formula di Chezy-Kutter: $V=KkR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kk=100/(1+m/R^{(1/2)})$

MS = formula di Manning-Strickler: $V=(1/n)R^{(2/3)}j^{(1/2)}$

TABELLA DATI TRATTI

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Wo	Tr
				[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
3-4	4	3	CANALE H95	88.00	0.010	0.2020	1.00	30.00	5.00
3-5	5	3	CANALE H120	96.00	0.005	0.6410	1.00	30.00	5.00
1-2	2	1	800	42.00	0.005	0.0001	0.10	30.00	5.00
2-3	3	2	SCAT.10 0x60	3.00	0.018	0.0001	0.10	30.00	5.00

Legenda Tabella Tratti

Nome = nome identificativo del tratto inserito lungo il tracciato della rete

Pic1 = nome del 1° picchetto del tratto

Pic2 = nome del 2° picchetto del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

phi = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

Wo = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Tr = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

TABELLA PIOGGIA

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tr	intensità	Qp
		[ha]		[mm/h^n]		[mc]	[l/s/ha]	[min]	[mm/h]	[mc/s]
3-4	CANALE H95	0.2020	1.00	43	0.46	5.70	445.68	2.53	237	0.09
3-5	CANALE H120	0.6410	1.00	43	0.46	20.50	413.99	2.90	220	0.27
1-2	800	0.8432	1.00	43	0.46	34.87	351.61	3.93	187	0.30
2-3	SCAT.100x60	0.8431	1.00	43	0.46	26.67	417.30	2.86	222	0.35

Legenda Tabella Pioggia

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Actot = area colante totale, intesa come somma delle aree dei bacini che gravano, con i loro afflussi, sul tratto in esame; in presenza di scaricatori è l'area ridotta che effettivamente concorre alla piena;

Phim = coefficiente di afflusso medio delle aree gravanti sul tratto; indica l'aliquota impermeabile media delle aree gravanti sul tratto che effettivamente contribuisce alla formazione della portata

a = coefficiente della legge di pioggia

n = esponente della legge di pioggia

Wp = volume proprio totale invasato dalla rete; è la sommatoria dei volumi propri invasati in tutti i tratti a monte fino al tratto in esame incluso

u = coefficiente udometrico; rappresenta il contributo di piena per unità di superficie Q/A

tr = tempo di riempimento

Qp = portata di pioggia che defluisce lungo il tratto in esame

1ª TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	L	i	Qp
		[m]	[-]	[mc/s]
3-4	CANALE H95	88.00	0.010	0.09
3-5	CANALE H120	96.00	0.005	0.27
1-2	800	42.00	0.005	0.30
2-3	SCAT.100x60	3.00	0.018	0.35

Legenda 1° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Qp = portata di pioggia totale che affluisce al tratto in esame

2ª TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
3-4	CANALE H95	0.09	0.000	0.22	28.05	1.39
3-5	CANALE H120	0.27	0.000	0.71	71.17	1.24
1-2	800	0.30	0.000	0.33	41.21	1.52
2-3	SCAT.100x60	0.35	0.000	0.16	26.08	2.25

Legenda 2° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

h_{min} = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

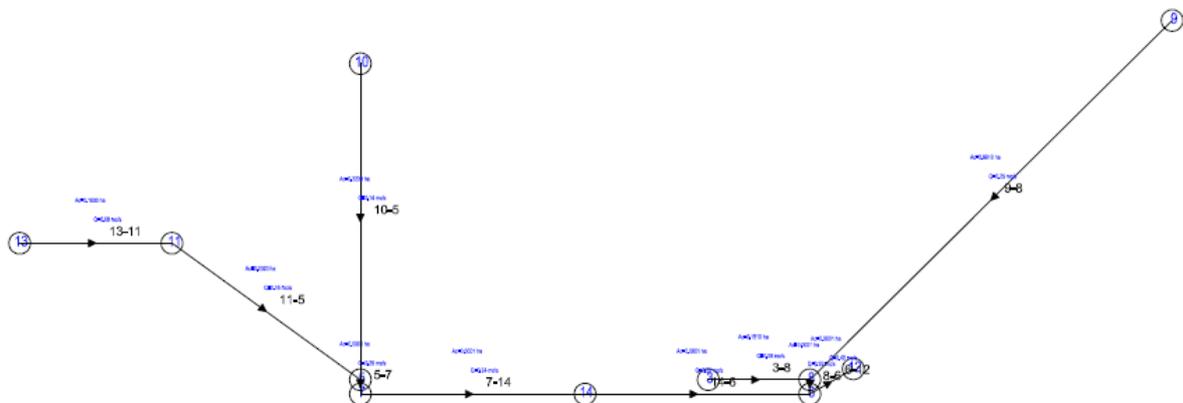
h_{max} = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

G_{max} = grado di riempimento massimo

V_{max} = velocità massima

4.4 Piazzale aeromobili e vie di rullaggio

Nella figura a seguire è schematizzata la rete in oggetto



Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni utilizzate, le tabelle contenenti i dati di progetto, le tabelle dei risultati (tabella pioggia e tabella verifiche). Ogni tabella è corredata di legenda

TABELLA SEZIONI CIRCOLARI

N.	Nome	Diametro	Formula	Scabrezza
		[m]		
1	630	0.63	GS	100.00
2	800	0.80	GS	70.00
3	1200	1.20	GS	70.00

TABELLA SEZIONI SCATOLARI

N.	Nome	Tipo	Base	Altezza	Pendenza a Fondo	Raggio Fondello	Formula	Scabrezza	Scab. Fond.
			[m]	[m]	[%]	[m]			
1	CANALE H95	0	0.30	0.77	0	0.00	GS	70	70.00
2	CANALE H120	0	0.30	1.00	0	0.00	GS	70	70.00
3	CANALE H145	0	0.30	1.30	0	0.00	GS	70	70.00
4	SCAT.100x60	0	1.00	6.00	0	0.00	GS	70	90.00
5	CANALE H73	0	0.30	0.54	0	0.00	GS	70	70.00

Legenda Formule di resistenza

GS = formula di Gauckler-Strickler: $V=KsR^{(2/3)}j^{(1/2)}$

CB = formula di Chezy-Bazin: $V=KbR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kb=87/(1+\gamma/R^{(1/2)})$

CK = formula di Chezy-Kutter: $V=KkR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kk=100/(1+m/R^{(1/2)})$

MS = formula di Manning-Strickler: $V=(1/n)R^{(2/3)}j^{(1/2)}$

TABELLA DATI TRATTI

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Wo	Tr
				[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
7-14	7	14	630	62.00	0.006	0.0001	0.10	30.00	5.00
5-7	5	7	SCAT.100x60	2.00	0.001	0.0001	0.10	30.00	5.00
11-5	11	5	CANALE H145	85.00	0.014	0.2020	1.00	30.00	5.00
10-5	10	5	CANALE H95	88.00	0.007	0.3230	1.00	30.00	5.00
3-8	3	8	CANALE H95	28.00	0.005	0.1510	1.00	30.00	5.00
8-6	8	6	SCAT.100x60	2.00	0.001	0.0001	0.10	30.00	5.00
9-8	9	8	CANALE H120	146.00	0.006	0.6910	1.00	30.00	5.00
6-12	6	12	1200	16.00	0.003	0.0001	0.10	30.00	5.00
14-6	14	6	800	62.00	0.006	0.0001	0.10	30.00	5.00
13-11	13	11	CANALE H73	42.00	0.005	0.1630	1.00	30.00	5.00

Legenda Tabella Tratti

Nome = nome identificativo del tratto inserito lungo il tracciato della rete

Pic1 = nome del 1° picchetto del tratto

Pic2 = nome del 2° picchetto del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

phi = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

Wo = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Tr = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

TABELLA PIOGGIA

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tr	intensità	Qp
		[ha]		[mm/h^n]		[mc]	[l/s/ha]	[min]	[mm/h]	[mc/s]
7-14	630	0.6882	1.00	43	0.46	28.56	350.78	3.95	187	0.24
5-7	SCAT.100 x60	0.6881	1.00	43	0.46	21.07	425.45	2.76	226	0.29
11-5	CANALE H145	0.3650	1.00	43	0.46	10.94	430.67	2.70	229	0.16
10-5	CANALE H95	0.3230	1.00	43	0.46	9.39	437.88	2.62	233	0.14
3-8	CANALE H95	0.1510	1.00	43	0.46	2.32	596.99	1.47	318	0.09
8-6	SCAT.100 x60	0.8421	1.00	43	0.46	30.91	380.36	3.40	202	0.32
9-8	CANALE H120	0.6910	1.00	43	0.46	27.80	357.13	3.82	190	0.25
6-12	1200	1.5305	1.00	43	0.46	73.38	316.84	4.76	169	0.48
14-6	800	0.6883	1.00	43	0.46	37.16	290.21	5.61	154	0.20
13-11	CANALE H73	0.1630	1.00	43	0.46	3.46	517.45	1.92	275	0.08

Legenda Tabella Pioggia

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Actot = area colante totale, intesa come somma delle aree dei bacini che gravano, con i loro afflussi, sul tratto in esame; in presenza di scaricatori è l'area ridotta che effettivamente concorre alla piena;

Phim = coefficiente di afflusso medio delle aree gravanti sul tratto; indica l'aliquota impermeabile media delle aree gravanti sul tratto che effettivamente contribuisce alla formazione della portata

a = coefficiente della legge di pioggia

n = esponente della legge di pioggia

Wp = volume proprio totale invasato dalla rete; è la sommatoria dei volumi propri invasati in tutti i tratti a monte fino al tratto in esame incluso

u = coefficiente udometrico; rappresenta il contributo di piena per unità di superficie Q/A

tr = tempo di riempimento

Qp = portata di pioggia che defluisce lungo il tratto in esame

1^a TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	L	i	Qp
		[m]	[-]	[mc/s]
7-14	630	62.00	0.006	0.24
5-7	SCAT.100x60	2.00	0.001	0.29
11-5	CANALE H145	85.00	0.014	0.16
10-5	CANALE H95	88.00	0.007	0.14
3-8	CANALE H95	28.00	0.005	0.09
8-6	SCAT.100x60	2.00	0.001	0.32
9-8	CANALE H120	146.00	0.006	0.25
6-12	1200	16.00	0.003	0.48
14-6	800	62.00	0.006	0.20
13-11	CANALE H73	42.00	0.005	0.08

Legenda 1° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Qp = portata di pioggia totale che affluisce al tratto in esame

2^a TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
7-14	630	0.24	0.000	0.26	41.13	2.00
5-7	SCAT.100x60	0.29	0.000	0.37	6.19	0.79
11-5	CANALE H145	0.16	0.000	0.29	22.56	1.79
10-5	CANALE H95	0.14	0.000	0.36	46.19	1.33
3-8	CANALE H95	0.09	0.000	0.28	35.90	1.09
8-6	SCAT.100x60	0.32	0.000	0.40	6.60	0.81
9-8	CANALE H120	0.25	0.000	0.63	63.46	1.30
6-12	1200	0.48	0.000	0.40	33.48	1.46
14-6	800	0.20	0.000	0.26	31.99	1.44
13-11	CANALE H73	0.08	0.000	0.27	50.82	1.02

Legenda 2° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

hmin = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

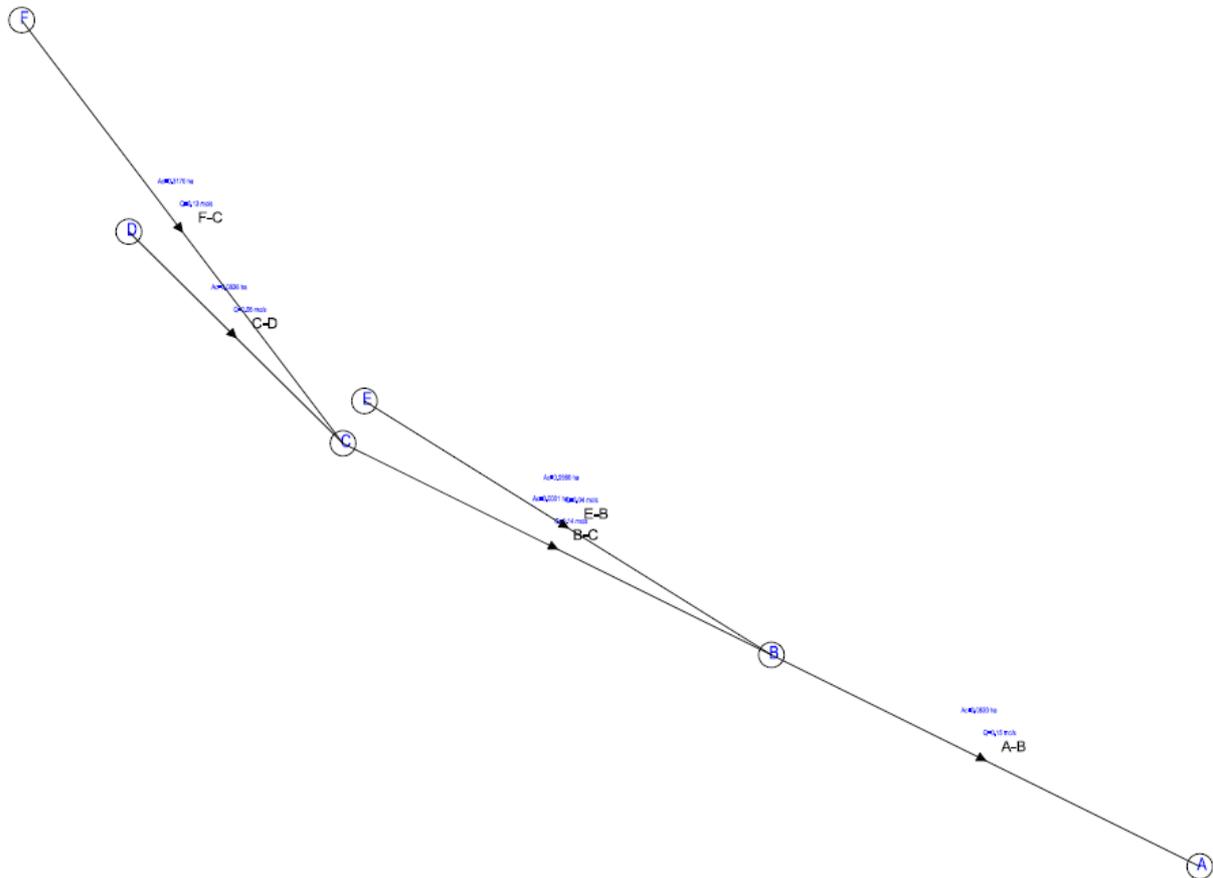
hmax = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

Grmax = grado di riempimento massimo

Vmax = velocità massima

4.5 Piazzali carrabili e viabilità di servizio

Nella figura a seguire è schematizzata la rete in oggetto



Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni utilizzate, le tabelle contenenti i dati di progetto, le tabelle dei risultati (tabella pioggia e tabella verifiche). Ogni tabella è corredata di legenda

TABELLA SEZIONI CIRCOLARI

N.	Nome	Diametro	Formula	Scabrezza
		[m]		
1	250	0.25	GS	70.00
2	400	0.40	GS	70.00

TABELLA SEZIONI SCATOLARI

N.	Nome	Tipo	Base	Altezza	Pendenza a Fondo	Raggio Fondello	Formula	Scabrezza	Scab. Fond.
			[m]	[m]	[%]	[m]			
1	CANALE H73	0	0.30	0.54	0	0.00	GS	70	70.00

Legenda Formule di resistenza

GS = formula di Gauckler-Strickler: $V=KsR^{(2/3)}j^{(1/2)}$

CB = formula di Chezy-Bazin: $V=KbR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kb=87/(1+\gamma/R^{(1/2)})$

CK = formula di Chezy-Kutter: $V=KkR^{(1/2)}j^{(1/2)}$, dove $Kk=100/(1+m/R^{(1/2)})$

MS = formula di Manning-Strickler: $V=(1/n)R^{(2/3)}j^{(1/2)}$

TABELLA DATI TRATTI

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Wo	Tr
				[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
A-B	B	A	400	144.00	0.008	0.0820	0.90	30.00	5.00
B-C	C	B	400	56.00	0.010	0.0001	0.10	30.00	5.00
C-D	D	C	250	27.00	0.026	0.0836	1.00	30.00	5.00
E-B	E	B	CANALE H73	56.00	0.005	0.0980	0.90	30.00	5.00
F-C	F	C	CANALE H73	85.00	0.014	0.3170	0.90	30.00	5.00

Legenda Tabella Tratti

Nome = nome identificativo del tratto inserito lungo il tracciato della rete

Pic1 = nome del 1° picchetto del tratto

Pic2 = nome del 2° picchetto del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

phi = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

Wo = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata

sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Tr = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

TABELLA PIOGGIA

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tr	intensità	Qp
		[ha]		[mm/h ⁿ]		[mc]	[l/s/ha]	[min]	[mm/h]	[mc/s]
A-B	400	0.5807	0.91	43	0.46	28.48	256.54	5.97	149	0.15
B-C	400	0.4007	0.92	43	0.46	12.20	357.22	3.27	206	0.14
C-D	250	0.0836	1.00	43	0.46	0.83	694.22	1.11	369	0.06
E-B	CANALE H73	0.0980	0.90	43	0.46	2.39	384.87	2.73	227	0.04
F-C	CANALE H73	0.3170	0.90	43	0.46	6.51	418.25	2.34	247	0.13

Legenda Tabella Pioggia

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Actot = area colante totale, intesa come somma delle aree dei bacini che gravano, con i loro afflussi, sul tratto in esame; in presenza di scaricatori è l'area ridotta che effettivamente concorre alla piena;

Phim = coefficiente di afflusso medio delle aree gravanti sul tratto; indica l'aliquota impermeabile media delle aree gravanti sul tratto che effettivamente contribuisce alla formazione della portata

a = coefficiente della legge di pioggia

n = esponente della legge di pioggia

Wp = volume proprio totale invasato dalla rete; è la sommatoria dei volumi propri invasati in tutti i tratti a monte fino al tratto in esame incluso

u = coefficiente udometrico; rappresenta il contributo di piena per unità di superficie Q/A

tr = tempo di riempimento

Qp = portata di pioggia che defluisce lungo il tratto in esame

1^a TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	L	i	Qp
		[m]	[-]	[mc/s]
A-B	400	144.00	0.008	0.15
B-C	400	56.00	0.010	0.14
C-D	250	27.00	0.026	0.06
E-B	CANALE H73	56.00	0.005	0.04
F-C	CANALE H73	85.00	0.014	0.13

Legenda 1° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Qp = portata di pioggia totale che affluisce al tratto in esame

2^a TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
A-B	400	0.15	0.000	0.29	71.70	1.54
B-C	400	0.14	0.000	0.26	65.18	1.65
C-D	250	0.06	0.000	0.15	59.78	1.90
E-B	CANALE H73	0.04	0.000	0.14	26.38	0.88
F-C	CANALE H73	0.13	0.000	0.26	47.29	1.73

Legenda 2° Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

hmin = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

hmax = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

Grmax = grado di riempimento massimo

Vmax = velocità massima

5. IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA PIAZZALE AEROMOBILI E VIE DI RULLAGGIO

Le acque bianche provenienti dai piazzali aeromobili e vie di rullaggio si configurano come acque contaminate da rifiuti oleosi e/o idrocarburi e devono obbligatoriamente passare attraverso un sistema di trattamento delle acque di prima pioggia. Facendo riferimento alla normativa specifica della Regione Emilia-Romagna (D.G.R. n. 286 del 14 Febbraio 2005) che detta la disciplina delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne (art. 39, comma 3 della Parte III del D.Lgs. 152/06), è necessario prevedere un sistema di trattamento per le acque di prima pioggia di superfici specifiche.

In tale ottica, per il relativo dimensionamento il riferimento normativo è costituito dall'art 3.1 della D.G.R. n. 286 del 2005 secondo il quale "...il volume di "acque di prima pioggia" da contenere e/o da assoggettare all'eventuale trattamento, di norma, sia compreso nei valori di 25 – 50 mc per ettaro, da riferirsi alla parte di superficie contribuente in ogni punto di scarico effettivamente soggetta ad emissione (ad esempio la superficie pavimentata soggetta a traffico veicolare). Il parametro più elevato di 50 mc. per ettaro si applica alle superfici contribuenti comprese in aree a destinazione produttiva/ commerciale".

Seguendo infine le linee guida di ARPA del 2008 "Criteri di applicazione della DGR 286/05 e 1860/06 acque meteoriche e dilavamento", al paragrafo 5.4.2.2 è indicato il metodo di calcolo per il trattamento delle acque di prima pioggia (non in continuo) ed in accordo con la *D.G.R. 1 ottobre 2012, n. 1402 Parere in merito alla pronuncia di compatibilità ambientale sul masterplan 2009-2023 dell'Aeroporto di Bologna:*

"omissis...considerata l'estensione territoriale dell'intervento, le caratteristiche delle attività e degli usi presenti e futuri delle aree esterne, nonché tutte le molteplici procedure operative, gestionali e di sicurezza adottate e da adottarsi, si ritiene accettabile e compatibile con i criteri di cui al punto 3.1 della delibera di Giunta Regionale 286/2005, la scelta progettuale di riferirsi ad un volume di mc 25 per ettaro, per definire il volume di prima pioggia da separare fisicamente e sottoporre a trattamento..."

si dimensiona quindi un impianto per il trattamento con la seguente formula:

$$V_{tot} = V_{pp} + V_{sed}$$

Dove:

- $V_{pp} = S \text{ (m}^2\text{)} \times 0.0025 \text{ m}$ (dove S è la superficie di aree dilavanti su cui si vuole separare le acque di prima pioggia)
- $V_{sed} = Q \times C_f$
- $Q \text{ (l/s)} = S \times i =$ Portata relativa alla precipitazione di 5 mm in 15'
- $i = 0.0056 \text{ l/s/m}^2$ è l'intensità di precipitazione su unità di superficie
- C_f è il coefficiente della quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione/uso della superficie, che in questo è stato posto = 100 (valore medio):

Vasca di prima pioggia piazzale aeromobili	
<u>DATI DI PROGETTO</u>	
Superficie piazzale	15200mq
H Prima pioggia	0,0025m
i (intensità prima pioggia)	0,0056l/s/mq
Cf	100
ts (Densità degli oli fino a 0,85 g/cm ³ - fattore di massa volumica fd pari a 1 e tempo di separazione di 16,6 min)	16,60min
Qp (Portata della pompa ipotizzata)	3,00l/s
<u>DIMENSIONAMENTO VASCA</u>	
Vpp - Volume di prima pioggia	38,00mc
Q (Portata di prima pioggia)	85,12l/s
V sed (volume per la sedimentazione dei fanghi)	8,51mc
V disol (volume disoleazione)	2,988mc
VOLUME UTILE MINIMO COMPARTO DI ACCUMULO E SEDIMENTAZIONE (Vtot)	46,51mc
VOLUME UTILE MINIMO DI DISOLEAZIONE*	2,99mc
VOLUME ACC. OLI (Comparto di accumulo degli oli separati nel processo)**	0,41mc

**Volume non richiesto dalla normativa (richiesto dalla committenza)

Tutto ciò considerato, si adotta una vasca di trattamento acque di prima pioggia con le seguenti volumetrie interne, ampiamente sufficiente a soddisfare i requisiti necessari:

Volume di ritenzione: 55,60 m³

Volume utile disoleatore: 3,61 m³

Capacità accumulo olio: 0,41 m³

L'impianto sarà costituito da due vasche in cemento armato di forma ovale di dimensioni 8000/2500 mm e 4300/2500 mm. Tali vasche saranno collegate da una tubazione intermedia posta a 55 cm dal fondo, in questo modo nella prima, a monte, si realizzerà un volume di sedimentazione paria :

$V_{sed} = Area \times h = 16,26 \text{ mq} \times 0,55 \text{ m} = 8,94 \text{ mc.}$

Superiore al volume minimo richiesto, mentre la seconda a valle, fungerà da vasca di ritenzione e disoleatore. Vasca di sedimentazione e vasca compatta per la ritenzione e separatore oli in c.a. C 50/60 saranno costruiti secondo la norma EN 858-1.

6. RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE DE-ICING

Il trattamento de-icing viene effettuato con miscele a base di glicole propilenico. Tale prodotto chimico, come risulta dalle schede tecniche fornite da Aeroporto di Bologna G.Marconi presenta le seguenti caratteristiche:

Pienamente biodegradabile	per >99% in 5 giorni
BOD ₅	390 gO ₂ /Kg
COD	790 mgO ₂ /g
TOC	234 g/Kg

Il glicole propilenico viene impiegato miscelato con acqua calda in una proporzione variabile a seconda delle condizioni meteo compresa mediamente tra 50% glicole propilenico e 50% acqua calda e 75% glicole propilenico e 25% acqua calda. Più raramente in condizioni meteo eccezionali viene utilizzato il prodotto puro. Considerando in prima approssimazione un peso specifico del glicole propilenico pari a 1 Kg/l, le caratteristiche della miscela impiegata al 75% saranno quindi le seguenti:

Pienamente biodegradabile	per >99% in 5 giorni
BOD ₅	293 gO ₂ /Kg (= 293 mg/l)

COD	593 mgO ₂ /g (=593 mg/l)
TOC	176 g/Kg
Rapporto COD/BOD ₅	2,02

In tempo secco la miscela così impiegata verrà raccolta dai canali di drenaggio delimitanti il piatto de-icing e collettate ad una vasca di accumulo, ove il glicole verrà accumulato in attesa di essere caricato su autobotte ed inviato ad impianto di smaltimento rifiuti ai sensi di quanto previsto dal D.Lgs 152/06 parte quarta. Tali canali grigliati di drenaggio sono stati previsti tenendo conto delle pendenze della pavimentazione di rullaggio degli aeromobili. In considerazione di tali pendenze i canali grigliati ricevanti il liquido de-icing sono stati previsti sui lati Sud-Est e Sud-Ovest del quadrato costituente il piatto de-icing (griglie viola tav.70), mentre sul lato Nord-Est non vi è prevista raccolta trovandosi a monte e sul lato Nord-Ovest è previsto un canale grigliato di raccolta delle acque piovane della via di rullaggio (griglia verde Tav.70). In particolare sul lato Sud-Ovest, ove in affiancamento alla griglia di raccolta delle acque del piatto de-icing è prevista una griglia di raccolta delle acque meteoriche della viabilità automezzi di servizio (griglia azzura Tav.70), essendovi una linea di compluvio, per evitare commistione di acque di origine diversa e per evitare che glicole propilenico possa pervenire in vasca di laminazione senza preliminare trattamento, è stato previsto che tali canali grigliati vengano realizzati ad una distanza di 50 cm l'uno dall'altro e che il canale grigliato delimitante il piatto de-icing sia posto ad una quota inferiore (vedi Sez.3 – Foglio 16 – Tav.74). Sul lato Nord-Ovest è invece preferibile installare un solo canale grigliato per la raccolta acque meteoriche vie di rullaggio, essendovi la pendenza verso Sud, che fa sì che le acque del piatto de-icing defluiscano verso le griglie viola descritte poc'anzi. In considerazione della disposizione degli aeromobili durante l'irroramento con glicole propilenico, si ritiene improbabile lo spandimento di glicole all'esterno del piatto de-icing, mentre il trascinamento del prodotto all'esterno da parte dei mezzi di servizio è sicuramente ridotto dai percorsi preferenziali previsti per tali mezzi (Tav.24)

Per l'accumulo del liquido de-icing utilizzato, da considerarsi rifiuto speciale, si prevede n° 1 serbatoio a doppia camera cilindrico da interrare, costruito in acciaio al carbonio lamiera S235JR UNI EN 10025, saldature eseguite a MIG, fondi bombati e orlati, costruiti in conformità a quanto disposto dal Decreto del Ministero dell' Interno

del 29.11.2002 – G.U. n. 293 del 14.12.2002 con protezione anticorrosione esterna realizzata con rivestimento in epossicatrame, per un volume complessivo di 60 mc.

In accordo con il Masterplan 2009-2023 di Aeroporto di Bologna si possono fare le seguenti stime d'impiego delle vasche di accumulo:

Si prevede al 2023 un numero massimo di movimenti aeromobili pari a 93.243, che diviso per 365 giorni l'anno significa circa 255 voli al giorno. Di questi bisogna considerare che la metà sono atterraggi e la metà sono decolli, caso di nostro interesse. Avremo quindi al 2023 un numero massimo di aeromobili da trattare in de-icing pari a 128 al giorno. A tal fine è stata calcolata la quantità massima di liquido de-icing impiegato nell'arco della giornata.

Si può riportare un consumo medio di miscela glicole-acqua pari a circa 350 litri/aeromobile, otteniamo quindi:

Consumo miscela giorno = $350 \times 128 = 44.800$ litri = 44,8 mc.

Poiché:

$60 \text{ mc} / 44,8 \text{ mc/g} = 1,34 \text{ gg}$

La vasca interrata di contenimento avrà al 2023 nelle condizioni di massimo impiego una autonomia senza essere svuotata pari ad 1 giorno.

Calcolando invece un impiego medio di miscela, che si ritiene maggiormente attendibile, in quanto generalmente solo nelle ore più fredde della giornata è necessario procedere con il trattamento di de-icing prima del decollo e stimando quindi che mediamente vengano trattati circa 40 aeromobili al giorno, otteniamo:

Consumo miscela giorno = $350 \times 40 = 14.000$ litri = 14 mc.

Poiché:

$60 \text{ mc} / 14 \text{ mc/g} = 4,29 \text{ gg}$

La vasca interrata di contenimento avrà nelle condizioni di medio impiego una autonomia senza essere svuotata pari a 4 giorni.

La vasca sarà inoltre dotata di sensore di livello con misura in continuo riportata a quadro nel locale tecnico dell'edificio de-icing in modo da prevedere con sufficiente anticipo il necessario svuotamento delle vasche.

Per svuotare le vasche sono installate due pompe (di cui una di riserva) con attacco Perrot per autobotte ed avviamento manuale, con portata di progetto pari a 100 l/s, in queste condizioni lo svuotamento delle vasche di accumulo richiederà un tempo T pari a 11 minuti, infatti :

$T = V / Q = 660 \text{ s} = 11 \text{ minuti}$

Dove.

V = volume della vasca di accumulo pari a 60 mc = 60.000 lt

Q = portata nominale della pompa pari a 100 l/s

Per il trasporto verranno invece impiegate autocisterne, che hanno una volumetria massima di 25.000 lt, questo significa che nelle condizioni di massimo impiego vi saranno 2 o 3 viaggi autocisterna ogni giorno/giorno e mezzo e nelle condizioni di medio impiego 3 viaggi autocisterna ogni 4 giorni circa.

7. IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PIOGGIA DEL PIATTO DE-ICING

Il piatto de-icing è stato perimetrato con canali di drenaggio grigliati che sul lato di monte evitano che le acque piovane cadute all'esterno del "piatto" vi defluiscano all'interno e sul lato di valle si occupano della raccolta del liquido de-icing e delle acque meteoriche cadute all'interno del piatto durante l'evento piovoso o nevoso. Le acque bianche provenienti dal piatto de-icing si configurano come acque contaminate da rifiuti oleosi e/o idrocarburi e devono obbligatoriamente passare attraverso un sistema di trattamento delle acque di pioggia. Facendo riferimento alla normativa specifica della Regione Emilia-Romagna (D.G.R. n. 286 del 14 Febbraio 2005) che detta la disciplina delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne (art. 39, comma 3 della Parte III del D.Lgs. 152/06), è necessario prevedere un sistema di trattamento per le acque di pioggia di superfici specifiche.

Tutto ciò considerato, per la determinazione dell'intensità di pioggia, il valore medio per la Regione Emilia Romagna per impianti di trattamento in continuo (indicato al paragrafo 5.4.1 delle linee guida ARPA), è pari a 0.0200 l/(s*mq).

E' stato previsto un impianto di trattamento rispondente appieno alla norma EN858 e dimensionato seguendo le linee guida di Arpa.

L'impianto deve essere così dimensionato:

$$Q_{tot} = A \times 0.02 = 8430 \times 0,02 = 168,6 \text{ l/s}$$

Tale impianto sarà costituito da un disoleatore con potenzialità fino 175 l/s secondo il sistema S II I P della normativa UNI EN 858, con vasca prefabbricata monolitica di cemento armato di forma ovale delle dimensioni esterne 7000x2500 mm x h3400 mm, divisa in due sezioni, la prima di sfangazione o sedimentazione

grossolana, la seconda di separazione oli. Il calcestruzzo armato, sarà di qualità C 50/60 XA2T con certificazione EN 858-1 resistente alle sostanze chimiche.

All'ingresso del sedimentatore ai sensi del par.6.3.7 della norma UNI EN 858 sarà presente *“...un dispositivo di controllo della portata in corrispondenza dell'entrata al fine di ridurre la velocità di ingresso e garantire una portata uniforme. Tale dispositivo deve essere progettato in modo da evitare cortocircuiti e consentire ai sedimenti di depositarsi.”*

Inoltre ai sensi del par. 6.5.3 della norma UNI EN 858 sarà presente un dispositivo di chiusura automatica per evitare la fuoriuscita accidentale degli oli accumulatisi. Infatti tale paragrafo recita:

“Gli impianti di separazione devono essere dotati di dispositivi di chiusura automatica. I dispositivi di chiusura automatica devono provvedere ad un funzionamento efficace. La chiusura deve essere attivata dal liquido leggero accumulato. Devono essere tenuti in considerazione cambiamenti della portata. I dispositivi di chiusura automatica devono avere una facile manutenzione. Qualora i dispositivi di chiusura siano attivati da galleggianti, essi devono essere facilmente rimovibili e regolabili, e devono essere calibrati per liquidi leggeri con una massa volumica di 0,85 g/cm³ o 0,90 g/cm³ o 0,95 g/cm³. Quando sottoposta a prova in conformità a 8.3.2, la perdita non deve superare 100 NS del separatore, in millilitri, durante un periodo di 15 min. Deve essere evitata la rimozione non autorizzata del dispositivo di chiusura automatico.”

Il sistema garantisce una capacità di trattamento superiore alla portata minima di calcolo. Poiché il sistema di trattamento è dimensionato per piogge con tempi di ritorno pari a 25 anni, a tutela del sistema, a monte è stato installato un pozzetto con tubazione di troppo pieno per deviare a valle del sistema eventuali piogge eccezionali con tempi di ritorno superiori a 25 anni. Tale tubazione entrerà in funzione solo in caso il sistema di trattamento sia completamente pieno e non riesca a trattare ulteriori portate.

Per poter inviare a trattamento le acque è stato, inoltre, predisposto un pozzetto deviatore al monte del trattamento. In tale pozzetto perverranno sempre tutte le acque provenienti dal piatto de-icing, sia in tempo secco che in tempo di pioggia o neve, vi saranno installate due paratoie dotate di attuatore elettromeccanico con funzione di deviatori di flusso. Le due paratoie saranno sempre una chiusa e l'altra aperta, in tempo secco tutti i fluidi provenienti dal piatto de-icing come il glicole

propilenico confluiranno nelle vasche di accumulo descritte ai precedenti paragrafi. In caso di evento meteorologico a carattere piovoso o nevoso, un sensore di pioggia installato in prossimità del piazzale de-icing trasmetterà alle paratoie il comando di apertura-chiusura, deviando il flusso di acqua verso l'impianto di trattamento in continuo fino alla fine dell'evento meteorico, quando il medesimo sensore di pioggia trasmetterà il segnale di inversione delle paratoie.

Le acque così trattate verranno inviate alla vasca di laminazione per essere accumulate e poi essere inviate alla fognatura nera del comune di Bologna lentamente nell'arco dell'intera giornata.

Durante il periodo estivo, in cui non vengono utilizzate le piazzole de-icing, le vasche di accumulo del glicole propilenico verranno chiuse mediante la chiusura della paratoia di afflusso ed il sensore di pioggia rimarrà inutilizzato. In periodo estivo quindi le acque meteoriche successivamente al trattamento di disoleatura in continuo confluiranno alle vasca di laminazione, tuttavia, non essendovi acque nere da smaltire, sarà possibile, mediante l'azionamento di due saracinesche sulla condotta premente DE125 proveniente dalla vasca di laminazione, inviare le acque alla seconda vasca di laminazione e da qui alla fognatura bianca di Calderara, in modo da non gravare sulla fognatura nera di Bologna.

Poiché come detto in presenza di precipitazioni meteoriche le acque reflue originate dal dilavamento della superficie adibita all'attività di de-icing (piatto de-icing) ad opera delle precipitazioni si configurano, ai sensi di quanto stabilito dalla normativa regionale vigente, come acque reflue di dilavamento e sono equiparate ad acque reflue industriali; devono pertanto essere inviate alla rete fognaria mista del Comune di Bologna nel rispetto dei limiti di accettabilità previsti dalla Tab. 3 del D.Lgs 152/06 Allegato 5 parte Terza e dal Regolamento del Gestore del Servizio Idrico Integrato.

Tale prescrizione si ritiene possa essere ampiamente rispettata, in quanto oltre al trattamento di disoleatura, la presenza di glicole propilenico nell'acqua di dilavamento sarà comunque in percentuale ridotta e tale da rientrare nei limiti di legge.

8. DIMENSIONAMENTO VASCA DI LAMINAZIONE

8.1 Metodo di calcolo utilizzato

Per il dimensionamento sommario del volume necessario ci si è basati sul metodo dell'invaso e sull'ipotesi di laminazione ottimale, con ciò intendendo che essa avvenga a portata uscente costante durante la fase di colmo dell'onda di piena.

Tale metodo schematizza il funzionamento del bacino afferente come un serbatoio lineare di costante d'invaso K , sollecitato da una precipitazione costante di durata θ e avente un coefficiente d'afflusso φ , costante durante l'evento.

Fissato il rapporto m tra la massima portata entrante e la massima portata uscente, e ricercando la condizione di massimo al variare della durata della precipitazione, il volume W_m dell'invaso e la corrispondente durata di pioggia θ_w critica per la vasca sono forniti dalle seguenti espressioni [Meriggi e Zampaglione, 1978]:

$$C = \frac{0,165 \cdot n}{\frac{1}{m} + 0,01} - \frac{\frac{1}{m} - 0,1}{30} + 0,5$$

con θ_w pari a:

$$\theta_w = \frac{1}{C} \cdot \left[\frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot a \cdot S} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

e volume d'invaso W :

$$W = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^n \cdot \left[0,95 - \left(\frac{1}{m} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{3}{2}}$$

Per effettuare i calcoli si sono dedotti i valori dei coefficienti a ed n della curva di pioggia precedentemente calcolata per $t > 1$ ora. con un tempo di ritorno di 25 anni.

La curva segnalatrice è la seguente:

$$Tr = 25$$

$$h = 43,63 \cdot t^{0,2934}$$

Per l'individuazione del coefficiente di afflusso φ si fa riferimento al valore di 1, per il piatto de-icing, si considera cioè che tutte le aree siano impermeabili e che le acque meteoriche affluiscano interamente alla vasca di laminazione. Si considera invece il valore φ pari a 0,95 per il resto dei piazzali, aeromobili e viabilità carrabile, considerando una ridottissima perdita nell'afflusso in virtù della maggiore estensione e della presenza di area verde in fregio alla strada di servizio.

8.2 Vasca di laminazione Piazzale aeromobili e viabilità di servizio - Risultati di calcolo

Le portate massime afferenti la vasca di laminazione (Q_i) saranno la somma di tutte quelle provenienti dal piazzale aeromobili e vie di rullaggio con una superficie pari a 15.210 mq e pari a 480 l/s come calcolato ai precedenti capitoli e di quelle provenienti dalla viabilità di servizio carrabile e dal tetto del fabbricato de-icing con una superficie pari a 5810 e pari a 150 l/s.

Avremo quindi:

$$Q_i = 480 + 150 = 630 \text{ l/s} = 2268 \text{ mc/h}$$

La portata massima uscente dalla vasca di laminazione deriva dalla portata impostata delle pompe di progetto, tale portata è stata impostata sulla base di 10 l/s per ettaro di superficie, valore comunemente adottato per mantenere l'invarianza idraulica delle superfici agricole, in questo caso considerando una superficie complessiva di 21.020 mq si ottiene una portata in uscita pari a 21,02 l/s (75,67 mc/h):

$$Q_u = 21,02 \text{ l/s}$$

Tale portata in uscita sarà garantita da due elettropompe sommergibili, di cui una di scorta, che invieranno l'acqua alla rete di drenaggio esistente con recapito la fognatura mista del Comune di Calderara di Reno. L'evacuazione delle acque avverrà solo ed esclusivamente mediante impianto di sollevamento, non sarà quindi necessario installare valvole di intercettazione per impedire la fuoriuscita accidentale di acqua.

Si ottengono così i seguenti risultati:

$$m = \frac{Q_i}{Q_u} = 29,97$$

$$C = 1,62$$

$$\theta_w = 3,46 \text{ ore}$$

$W = 976 \text{ mc}$

A maggior garanzia idraulica si realizzerà una vasca di volume utile pari a 1.000 mc

8.3 Vasca di laminazione Piatto de-icing - Risultati di calcolo

Le portate massime afferenti la vasca di laminazione (Q_i) saranno quelle provenienti dal piatto de-icing, in uscita dall'impianto di trattamento acque di pioggia con una superficie pari a 8.430 mq e pari a 300 l/s come calcolato ai precedenti capitoli.

Avremo quindi:

$$Q_i = 300 \text{ l/s} = 1080 \text{ mc/h}$$

La portata massima uscente dalla vasca di laminazione deriva dalla portata impostata delle pompe di progetto, tale portata è stata impostata sulla base di 10 l/s per ettaro di superficie, valore comunemente adottato per mantenere l'invarianza idraulica delle superfici agricole, in questo caso considerando una superficie complessiva di 8.430 mq si ottiene una portata in uscita pari a 8,43 l/s (30,35 mc/h):

$$Q_u = 8,43 \text{ l/s}$$

Tale portata in uscita sarà garantita da due elettropompe sommergibili, di cui una di scorta, che invieranno l'acqua alla fognatura nera esistente con recapito la fognatura nera del Comune di Bologna. L'evacuazione delle acque avverrà solo ed esclusivamente mediante impianto di sollevamento, non sarà quindi necessario installare valvole di intercettazione per impedire la fuoriuscita accidentale di acqua.

Si ottengono così i seguenti risultati:

$$m = \frac{Q_i}{Q_u} = 35,58$$

$$C = 1,62$$

$$\theta_w = 3,40 \text{ ore}$$

$$W = 418 \text{ mc}$$

A maggior garanzia idraulica si realizzerà una vasca di volume utile pari a 500 mc

9. SCELTE TECNICHE IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

9.1 Premessa

Il dimensionamento di un impianto di sollevamento non risulta fattibile se non corredato dal progetto della rispettiva condotta premente in quanto i due elementi sono imprescindibili al fine di dare un risultato alla ricerca di un sistema chiuso per cui, in questa sede, definiremo grandezze che serviranno per arrivare al risultato.

La trattazione è costituita quindi dalla parte di progetto-verifica della condotta in pressione e la parte di dimensionamento della vasca di raccolta alloggiamento pompe.

9.2 Scelte Tecniche Di Progetto Per La Condotta In Pressione

Al fine di dimensionare in maniera corretta il sistema si deve innanzi tutto definire quale sia il percorso della condotta premente con i propri parametri piano altimetrici e dimensionali oltrechè i propri materiali costitutivi.

Tralasciando la trattazione di dettaglio che ha portato a queste conclusioni (studio per tentativi di sistemi pompa condotta fino a trovare quello che garantisce il maggior rendimento nel tempo) basti qui definire che si prevede la posa di una condotta in PEAD DE 160 PN 16 che collegherà la vasca di laminazione acque bianche con la rete acque meteoriche esistente nei piazzali aeroportuali, percorrendo una distanza di circa 50 ml e che la prevalenza geodetica massima risulta di 6,30 mt ed una condotta in PEAD DE 125 PN 16 che collegherà la vasca di laminazione acque piazzale de-icing con la rete fognaria acque nere esistente dell'Aeroporto di Bologna, percorrendo una distanza di circa 250 ml e che la prevalenza geodetica massima risulta di 7,20 mt.

9.3 Relazione Di Calcolo Nuovo Sistema Di Sollevamento

9.3.1 Procedura Di Calcolo Della Condotta In Pressione

La trattazione della procedura che si può utilizzare per risalire al diametro ottimale di una condotta in pressione partendo dal dato noto della portata da smaltire risulta intimamente legato dalla valutazione del sistema Pompa - Condotta.

Il sistema Pompa Condotta infatti risulta l'uno vincolato dall'altra senza potere esulare dalla valutazione delle conseguenze che la variazione di un parametro dell'uno comporta in quelle dell'altra.

La risoluzione del sistema Pompa Condotta è d'altronde, teoricamente, "idraulicamente indeterminato", fissato infatti un diametro della condotta vi sarà sempre una pompa idonea a smaltire la portata di progetto in un intervallo di funzionamento che rispetti i parametri di rendimento ottimali.

Questo comporta che per valutare quale siano i valori delle grandezze ottimali si debba procedere per tentativi partendo dai diametri commerciali delle condotte, risalendo al tipo di pompa che si può utilizzare e definendo una valutazione prettamente economica dell'ammortamento dell'impianto negli anni.

Non si vuole in questa sede procedere ad un trattato teorico su quanto asserito sopra per cui si riporteranno solamente le formulazioni ed i dati necessari per trovare la soluzione rimandando al capitolo seguente la valutazione per il caso specifico:

Rimane solo da precisare che nel caso di condotte quali quelle di smaltimento acque in aree di pianura l'ipotesi primaria risulta che il flusso in condotta sia di "moto uniforme", tralasciando la considerazione del moto vario che verrà comunque sottintesa e che porterà ad inserire lungo il tracciato elementi che la compensino

9.3.2 Curva Caratteristica Della Tubazione

Si definisce Curva Caratteristica della tubazione, per un determinato diametro della condotta e per un fluido di determinate caratteristiche, il legame che intercorre fra la Portata e la Prevalenza, quest'ultima definita da alcuni fattori più oltre esplicitati ma che nella sostanza risulta la quantità di Energia che devo trasmettere ad un fluido per poterlo portare da un punto ad un altro, che abbiano o meno quote diverse, lungo una condotta di determinato diametro e con una certa velocità del fluido all'interno della stessa.

Per potere risalire alla Curva caratteristica dell'Impianto bisogna trattare alcune formulazioni proprie del moto permanente:

a. Equazione di Continuità del Moto Permanente

$$Q = V * A = Costante$$

con:

A : sezione della condotta, parametro costante definito a priori; (U.M.= m²); V : Velocità del fluido all'interno della condotta; (U.M. = m/sec)

Q: Portata all'uscita; (U.M. = mc/sec)

Dalla quale si desume che il movimento di un liquido incomprimibile che occupi tutto lo spazio all'interno di una condotta circolare ha una velocità media costante e quindi l'uniformità del moto.

Nella realtà il moto all'interno di una condotta ha sempre delle perdite di energia che vengono dette "perdite di carico" e la curva che meglio approssima queste, detta "cadente J", è funzione del tipo di liquido, del tipo di condotta e del moto.

Per condotte a sezione circolare si utilizza la seguente formula:

b. Cadente J (perdite di carico distribuite)

$$J = l * V^2 / 2 * g * D \quad (1)$$

con:

J = Cadente, perdita di energia per unità di lunghezza della condotta m/m

l : Coefficiente adimensionale di attrito o resistenza funzione della scabrezza della condotta e dal n° di Reynolds (Re);

V : Velocità del fluido all'interno della condotta; m/sec

g: Accelerazione di Gravità; m/sec²

D: Diametro della Condotta; m

Per correnti turbolente Re > 4000 che riveste la quasi totalità delle applicazioni tecniche il valore di 2 può essere ricavato dall'espressione di Colebrook.

$$1/\sqrt{l} = -2 \text{ Log} (\sqrt{l} * 2,51 / \text{Re} + ((e / D) * (1/3, 71))) \quad (2)$$

con:

f : Coefficiente adimensionale di attrito o resistenza funzione della scabrezza della condotta e dal n° di Reynolds (Re);

Re : n° di Reynolds = $\rho * V * D / \mu$ (ρ = densità del fluido, v =velocità; D =diametro; μ = viscosità dinamica)

e : scabrezza della tubazione da rilevarsi in letteratura tecnica a seconda del tipo di materiale cui è costituita la condotta e le condizioni di utilizzo;

D : Diametro interno della Condotta; (U.M. = m)

L'equazione sopra si potrebbe esplicitare in funzione della cadente J e di e ed una volta nota f con la prima relazione risalire alla portata o alla velocità del fluido nella condotta.

In genere però il caso che si vuole risolvere è quello in cui ho una prefissata portata da smaltire e non conosco la Cadente J .

In questo caso però la relazione (2) non si riesce ad esplicitare con grandezze note per cui bisogna adottare un metodo numerico a step successivi che porti al risultato.

In genere si utilizza l'abaco di Moody, nel quale seguendo la curva per un prefissato valore di

e / D e per un assegnato valore di Re si ricava il valore di f . Da utilizzarsi nella (1).

In questa trattazione si utilizzerà proprio una routine di calcolo che ci porterà ad avere il risultato a passi successivi.

c. Perdite di Carico Concentrate

In generale vengono calcolate le "Perdite di Carico Localizzate" che valutano la perdita di energia che il fluido subisce negli attraversamenti di elementi singoli del tracciato quali valvole, saracinesche, misuratori di portata, ovvero in deviazioni della condotta quali curve, allargamenti e/o restringimenti bruschi di sezione della condotta.

In generale queste hanno valori che incidono sul calcolo globale delle perdite di carico in condotte corte dove $L \sim 1000 D$ mentre perdono la loro incidenza in condotte estremamente lunghe. Il valore delle perdite di carico lo si può in generale ricavare dalla formula:

$$AH = k * V^2 / 2 * g \quad (4)$$

con:

k = valore che dipende dalla tipologia della singolarità

V = Velocità della Corrente (U.M. = m/s)

g = Accelerazione di Gravità; (U.M. = m²/sec)

Vi sono in letteratura studi già effettuati ed universalmente accettati che riportano una forbice sul valore di K di ciascuna singolarità che dei casi pratici si può incontrare.

Definito caso per caso il corrispondente valore di K e nota la velocità del fluido quindi si calcolerà la somma delle perdite concentrate del sistema condotta.

d. Curva Caratteristica della Tubazione

A questo punto della trattazione si può ragionevolmente impostare l'equazione che porta al grafico della curva della tubazione e/o impianto:

$$H_t = H_g + \sum J_i * L_i + \sum H_i \quad (5)$$

con:

H_t = Prevalenza Totale, energia che si deve dare al fluido in totale (m/m)

H_g = prevalenza geodetica costante – Differenza di quota Assoluta fra la partenza e l'arrivo della condotta m/m, è indipendente dalla portata perché relativa a una condizione effettiva di posa.

H_i = Perdite di Carico Localizzate

J_i = Cadente, perdita di energia per unità di lunghezza della condotta m/m

L_i = Lunghezza totale del tratto di condotta in riferimento

Con l'espressione sopra riportata è possibile, a parità di diametro della condotta ed avendo fissato la velocità che si vuole entro la condotta, che è sempre bene tenere fra 0,75 m/s e 2,5 m/s, realizzare un grafico Prevalenza – Portata.

9.3.3 Curva Caratteristica Della Pompa

La curva caratteristica della pompa risulta anch'essa la relazione che intercorre fra la Prevalenza totale e la Portata ed assume l'espressione generale

$$H_t = H_t(Q) \quad (5)$$

Questa curva è fornita dal produttore della pompa e cambia a seconda della tipologia di pompa utilizzata.

E' solo il caso qui di riportare alcune considerazioni sulla tipologia di pompa da utilizzarsi per impianti di sollevamento acque di dilavamento stradale.

In commercio vi è una vasta gamma di pompe di sollevamento per cui è bene fare un distinguo fra quelle idonee o meno all'uso che se ne deve fare.

Innanzitutto è importante definire quale sia l'ordine di grandezza della portata da smaltire e della prevalenza da superare, nonché se si trattano di reflui civili ovvero reflui provenienti da scarichi industriali, zootecnici, ospedalieri ecc. .o se di tipo molto fibroso o se acque di dilavamento stradale ed inoltre se il sistema è grigliato o meno, questo per decidere quale tipo di pala utilizzare e la sua posizione ovvero se usare delle pompe monocanale o bicanale.

Inoltre le pompe, a seconda dell'installazione, possono essere "annegate" o "a secco" oppure ad asse orizzontale o verticale ovvero con motore sommergibile o non sommergibile.

L'esperienza ha portato a definire quale tipologia di pompe che risultano affidabili per un impianto locale a servizio di una rete fognaria reflua o mista di medie dimensioni, con portate ridotte pari a 10 o 15 l/sec ed estrema variabilità della prevalenza, dovuta al progressivo svuotamento della vasca di laminazione, quelle annegate – ad asse verticale – con motore sommergibile – con piede di accoppiamento e sistema di guida e girante bicanale semiaperta o aperta.

9.3.4 Procedura Di Verifica Idraulica

Nel caso si volesse fare un calcolo di verifica idraulica dell'impianto questo comporta conoscere le caratteristiche geometriche Lunghezza e Diametro della

Condotta, i parametri fisici, la prevalenza geometrica Hg e le caratteristiche della pompa o delle pompe installate.

Le relazioni sopra riportate consentono allora di risalire alla portata che si avrebbe allo scarico della premente.

Questo sistema viene risolto agevolmente per via grafica disegnando la curva della tubazione e quella della pompa che si è deciso di adottare ricavando così il punto di incontro delle due curve detto "Punto di funzionamento dell'impianto".

Ricavato questo punto si è trovata la portata dell'impianto con la quale si potrà risalire alla velocità la quale andrà verificato essere nel campo di ammissibilità.

In generale si può considerare che perché la condotta abbia una buona autopulizia e favorisca il fenomeno di trascinamento dell'aria la velocità non dovrebbe essere inferiore ad 1,00 m/sec.

Si dovrà inoltre verificare che i rendimenti del gruppo motore pompa siano prossimi a quelli massimi ed inoltre che il valore dell' NPSH corrispondente al punto di funzionamento garantisca assenza di cavitazione della pompa.

E' solo il caso di fare presente che in questa trattazione si parla sempre di pompa intendendola in singola unità quindi in un impianto in cui al massimo ho due pompe l'una funzionante e l'altra di riserva con rotazione delle due a cicli; nel caso, (non in esame), si abbia un impianto in cui sono presenti più pompe che entrano in funzione in sequenza siano esse in serie o parallelo la trattazione deve considerare altri aspetti legati ai punti di attacco e stacco e alle portate delle singole pompe con conseguente modifica delle curve caratteristiche e dei punti di funzionamento.

Un ulteriore parametro che si dovrà definire per l'utilizzo di un sistema con più pompe è la sequenza di accensione e spegnimento delle stesse durante il funzionamento che vincolerà anche il volume utile della vasca e di conseguenza il suo dimensionamento. Nel nostro caso, avendo pompe a servizio dello svuotamento lento di vasche di laminazione, esse funzionano in continuo, fino al completo svuotamento della stessa.

9.3.5 Procedura Di Dimensionamento Della Condotta In Pressione

Il caso più frequente che si va ad affrontare risulta quello della definizione del diametro ottimale e della conseguente pompa a parità di portata da smaltire ovvero siccome il sistema risulta idraulicamente indeterminato si fissano i diametri

commerciali e si risale alla pompa o al sistema di pompe che garantiscono la migliore funzionalità e il maggior valore Costi Benefici nel tempo.

I parametri noti sono quindi la Lunghezza L della Condotta, i parametri legati al fluido e dimensionali della condotta che fanno risalire alla cadente J , Hg di progetto, Q portata da sollevare.

In generale però come detto si fissano dei diametri di tentativo per cui anche il D_i della condotta è noto e il problema rimane quale soluzione che tipo di pompa acquistare.

Si ritiene che per impianti medio piccoli si possa fissare la velocità del liquido al valore minimo di 1,00 m/sec e che il diametro interno della condotta non dovrebbe essere inferiore ai 100 mm.

Con i parametri noti, utilizzando le stesse formulazioni sopra esposte, si ricavano i parametri mancanti avendo scelto una pompa o un sistema di pompe che abbiano una curva portata prevalenza che intersechi la curva della tubazione nel punto che dia una portata maggiore o uguale a quella di progetto.

La verifica sulla pompa o sistema di pompe che è stata citata nel paragrafo precedente va comunque effettuata.

9.3.6 Procedura Di Dimensionamento Del Vano Pompe

In questa sede si vuole definire quali ipotesi stanno dietro alla trattazione fatta ed effettuare il calcolo di quale debbano essere le dimensioni minime del vano pompe e del vano alloggiamento organi di manovra per il caso in esame, ben consci che con ogni probabilità essi verranno soddisfatti essendo il vano pompe costituito dalle vasche di laminazione.

Il vano alloggiamento pompe è definito dalla sua dimensione planimetrica e dal volume utile che deve garantire al sistema di pompe.

Per quanto attiene il dimensionamento planimetrico questo deve garantire la possibilità di una soddisfacente manutenzione delle pompe e che il sistema sia idraulicamente idoneo per la tipologia di pompe da installare.

In bibliografia si trovano vari studi già effettuati, teorici e pratici, che riportano le dimensioni minime significative da mantenersi fra i vari elementi del sistema, siano esse le pompe installate, siano le distanze fra queste e le pareti perimetrali compreso quella opposta rispetto a quella di montaggio, le quali, a

seconda della quota di scarico della condotta è bene tenere a distanze maggiorate per dare modo al fluido di effettuare un percorso più lungo perdendo nel contempo l'aria in eccesso, dannosa per la pompa e limitando i vortici superficiali che porterebbero più aria in dispersione.

Lo scarico è bene che sia frontale rispetto alle pompe e se la velocità di ingresso e/o il salto di quota fra uscita e piano medio di livello interno fossero troppo elevate è bene prevedere una parete frangiflutto ovvero un vero e proprio muro di smorzamento per fare sì, come detto, che il liquido contenga la minor quantità possibile d'aria, elemento dannoso per le pompe.

Il fondo della vasca poi non deve avere zone morte nelle quali avvengano ristagni di materiale o acqua per cui deve essere sagomato verso l'area dove è posizionata la pompa con angolo di 8° rispetto all'orizzontale.

È necessario poi posizionare sul fondo vasca la placca di appoggio della pompa in quanto le pompe di maggiore utilizzo sono quelle con piede di accoppiamento e sistema di guida con quest'ultimo ancorato alla parete del vano.

Il vano andrà volendo illuminato con faro nel caso di manutenzione e vi saranno portati all'interno i cavi di alimentazione per le pompe. Vi sono poi abachi in cui si possono ricavare i valori in funzione delle portate della singola pompa. Definito nel modo sopra descritto le dimensioni planimetriche della vasca si dovrà definire il suo sviluppo altimetrico.

In primo luogo uno dei dati di progetto risulta la quota di scarico della condotta di arrivo; in secondo luogo, una volta definito il tipo di pompa idonea per l'impianto, si avrà il livello minimo di riempimento del vano affinché non si abbiano delle avarie nelle pompe stesse.

A questo punto, sapendo anche la superficie planimetrica della vasca, si dovrà ricavare il volume minimo invasabile dalla stessa che definirà in maniera univoca l'altezza totale di tutto il vano e la quota di imposta delle pompe.

Si definisce a tale proposito quale "volume utile" quello compreso fra il livello massimo di avviamento ed il minimo di arresto del sistema di elettropompe installate.

Questo volume deve essere tenuto il minimo necessario a garantire un soddisfacente lavoro delle elettropompe nelle condizioni più sfavorevoli di afflusso, quelle cioè nelle quali si hanno il massimo numero di avviamenti orari.

Si tenga presente che nelle situazioni pratiche la portata in ingresso alla vasca è variabile nel tempo e quindi anche il sistema di pompaggio avrà un diverso rendimento nel tempo e le pompe singolarmente lavoreranno con tassi diversi.

La trattazione teorica cerca di ottenere una soluzione che minimizzi le differenze di funzionamento mantenendo un rendimento più o meno stabile nel tempo con un utilizzo delle singole pompe più o meno uguale per cui i parametri che definiscono gli avviamenti dovranno essere tali da ottenere il risultato sopra definito.

Nel caso, quindi, si utilizzi una sola elettropompa il volume utile della vasca coincide con quello designato per la singola elettropompa e dipende dalla Portata media Q_p della pompa in detto intervallo di livelli (fra attacco e stacco) e dal massimo numero Z di avviamenti orari sopportabili dal motore e soprattutto dal suo impianto di raffreddamento che in genere sfrutta l'acqua stessa della vasca.

Considerando quindi che le grandezze in gioco sono la portata in ingresso Q_i , la portata della pompa Q_p , il volume utile V e il numero di attacchi e stacchi sopportabili dalla pompa Z si vuole definire quale relazione intercorre fra queste grandezze e quali i valori nel caso si massimizzino gli utili.

Si può ricavare, esplicitando l'equazione che definisce il Tempo di ciclo T_c , quale tempo complessivo dato dalla somma fra il tempo di riempimento T_r intercorso fra il livello minimo e massimo ammesso nella vasca ed il tempo di svuotamento T_v successivo con pompa in funzione, la seguente relazione:

$$T_{c1} = V_1 / (\alpha_1 * Q_1 * (1 - \alpha_1))$$

Dove:

T_{c1} = Tempo di ciclo (U.M = s)

V_1 = Volume Utile Pompa 1

Q_1 = Portata della Pompa 1

$0 < \alpha_1 < 1$ tale per cui $Q_i = \alpha_1 * Q_1$

Volendo minimizzare V_1 e quindi massimizzare il numero di attacchi stacchi della pompa, risolvendo in derivata seconda l'equazione sopra riportata si desume che il valore di $\alpha_1 = 1/2$.

Da cui sostituendolo nella equazione sopra riportata si desume che:

$$T_{c1} = 4 * V_1 / Q_1$$

Ovvero:

$$V1 = Tc1 * Q1 / 4$$

E per rispettare le ipotesi iniziali avrei anche che $Qp = 2 Qi$

Da quanto sopra quindi una volta fissato il tempo di ciclo e definita la pompa si può ricavare il volume utile della vasca.

In genere non si usa quale parametro il Tempo di ciclo bensì il numero di attacchi stacchi orari per cui la relazione sopra riportata (dopo alcuni banali passaggi) la si può anche scrivere quale:

$$V1 = Q1 / 4 * Z$$

Dove:

$Q1$ = portata media della pompa entro il delta di livello
 m^3/ora

Z = n° di avviamenti orari stabiliti

In genere il valore di Z è mantenuto fra 4 e 12 all'ora, da cui si ricava che il tempo di Ciclo varia fra 900 sec e 300 sec per cui la relazione sopra la si può trovare anche scritta come:

$$V1 = 75 \div 225 * Q1$$

Si otterrà quindi essendo $Q1 = 21$ l/s per la pompa a servizio della vasca di laminazione acque provenienti dal piazzale aeromobili:

$$V1 = 75 \div 225 * 21 = 1575 \div 4725 \text{ lt}$$

Questa volumetria viene ampiamente superata, essendo la vasca di progetto pari a 1000 mc.

Si otterrà quindi essendo $Q1 = 8,4$ l/s per la pompa a servizio della vasca di laminazione acque provenienti dal piazzale de-icing:

$$V1 = 75 \div 225 * 8,4 = 630 \div 1890 \text{ lt}$$

Questa volumetria viene ampiamente superata, essendo la vasca di progetto pari a 500 mc.

10. DEFINIZIONE SISTEMI CONDOTTA – POMPA

10.1 Vasca di laminazione Piazzale aeromobili e viabilità di servizio – Impianto di sollevamento

Le acque verranno quindi inviate alla rete di drenaggio esistente di diametro Ø1000, con una condotta premente diametro DE160 PN16 e da una elettropompa da 2 Kw in grado di funzionare sia a vasca di laminazione vuota che a vasca di laminazione piena. Nei grafici alle pagine successive si riportano il sistema di tubazioni con le perdite di carico e la curva di funzionamento della pompa, sia a vasca vuota, con prevalenza geodetica Hg pari a 6,3 mt, che a vasca piena con prevalenza geodetica pari a 3 mt. La pompa sarà dotata di scorta ed alimentata da gruppo elettrogeno in caso di necessità.

A differenza di quanto riportato nei grafici la condotta in pressione è stata prevista in polietilene PE100 PN 16, invece che PN10, a maggior tutela di durabilità.

In conseguenza del cambio di classe di pressione il diametro di progetto è stato aumentato da DE140 a DE160 in modo da mantenere costante il diametro interno, la sezione utile e di conseguenza le perdite di carico e le portate.

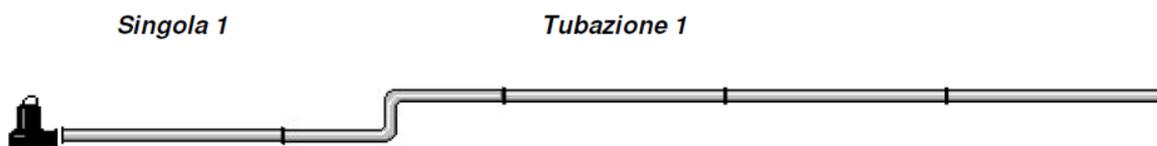
Le tubazioni di progetto saranno quindi DE160 in polietilene PE100 PN 16 a norma UNI EN 12201 con marchio di conformità IIP, posata su sottofondo, rinfiacco e copertura in CLS.

Singola 1

Lunghezza	5,0	m	Piede acc.	0,30	1	N° di
Materiale	Acciaio		Curva a 90°	0,24	1	
Classe di press	NORM		Saracinesca	0,15	1	
Dimensioni	100	mm	Innesto a T	0,60	1	
Rugosità	0,220	mm	Valvola ritegno	0,30	1	
Diametro int.	107,1	mm	Sbocco	1,00	0	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,60		
Velocità acqua:	1,7	m /s				Pc nel singolo tratto: 0,4 m

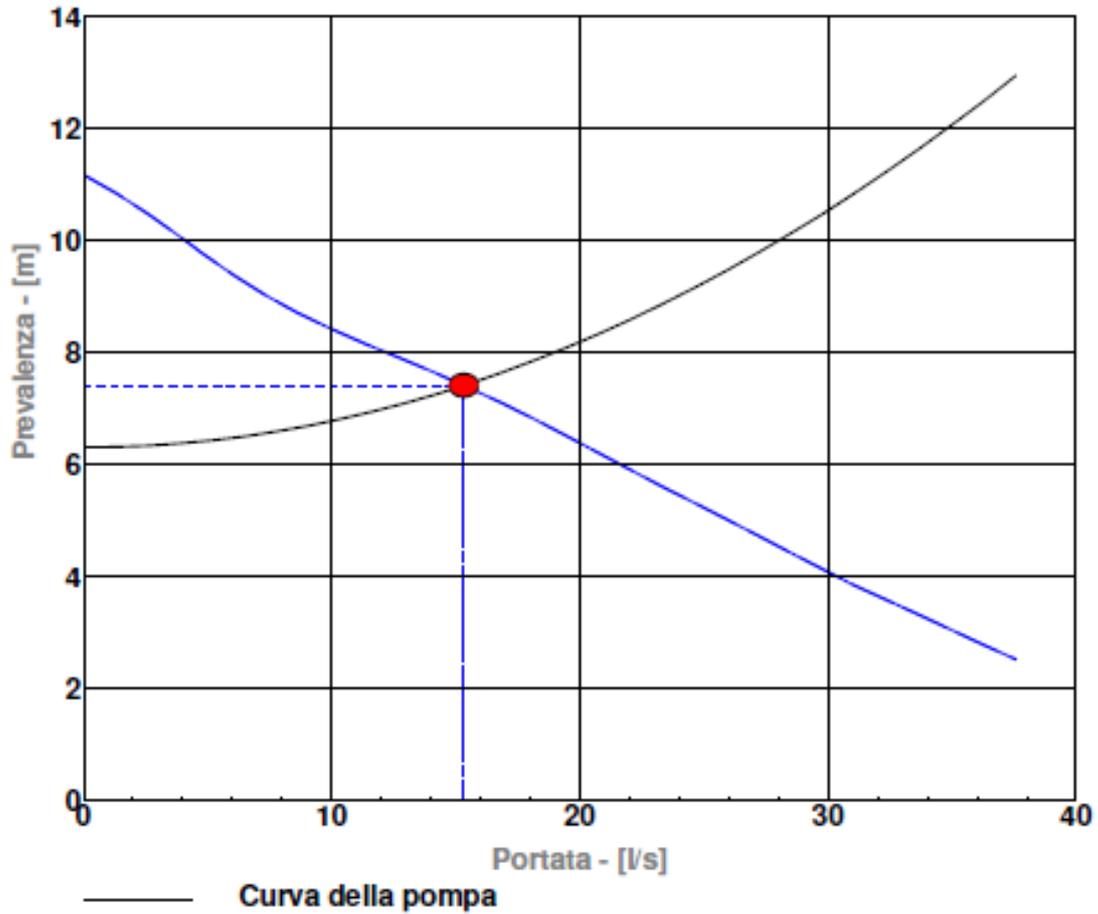
Tubazione 1

Lunghezza	50,0	m	Piede acc.	0,30	0	N° di
Materiale	PE100		Curva a 90°	0,24	2	
Classe di press	PN10		Saracinesca	0,15	0	
Dimensioni	140	mm	Innesto a T	0,60	0	
Rugosità	0,010	mm	Valvola ritegno	0,30	0	
Diametro int.	123,4	mm	Sbocco	1,00	1	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,50		
Velocità acqua:	1,3	m /s				Pc nel singolo tratto: 0,7 m



Portata totale:	15,4	l/s	N° di	Perd. di carico:	Prev. totale:
Prev. geodetica:	6,3	m	1	1,1 m	7,4 m

Illustrazione 1: sistema di tubazioni con $H_g=6,3$ mt.



DATI CARATTERISTICI

Potenza nom.: 2 kW
 Diametro girante: 175 mm
 Canali: 2
 Passaggio: 0 mm

CONDIZIONE DI LAVORO

N° di pompe: 1
 Portata: 15,3 l/s
 Prevalenza: 7,4 m
 Potenza idr.: 1,6 kW
 Rendimento idr.: 69,7 %
 Energia specif.: 0,0377 kWh/m³
 NPSH-rich.: 2,8 m

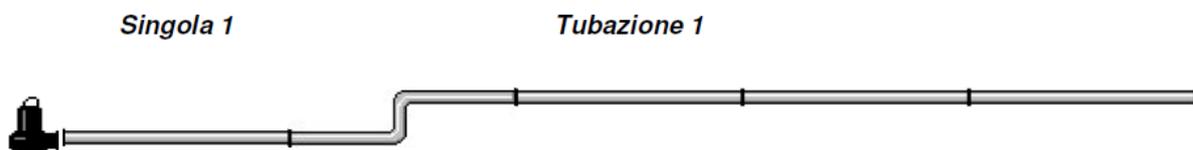
Illustrazione 2: curva di funzionamento con $H_g=6,3$ mt

Singola 1

Lunghezza	5,0	m	Piede acc.	0,30	1	N° di
Materiale	Acciaio		Curva a 90°	0,24	1	
Classe di press	NORM		Saracinesca	0,15	1	
Dimensioni	100	mm	Innesto a T	0,60	1	
Rugosità	0,220	mm	Valvola ritegno	0,30	1	
Diametro int.	107,1	mm	Sbocco	1,00	0	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,60		
Velocità acqua:	1,7	m /s		Pc nel singolo tratto:	0,4 m	

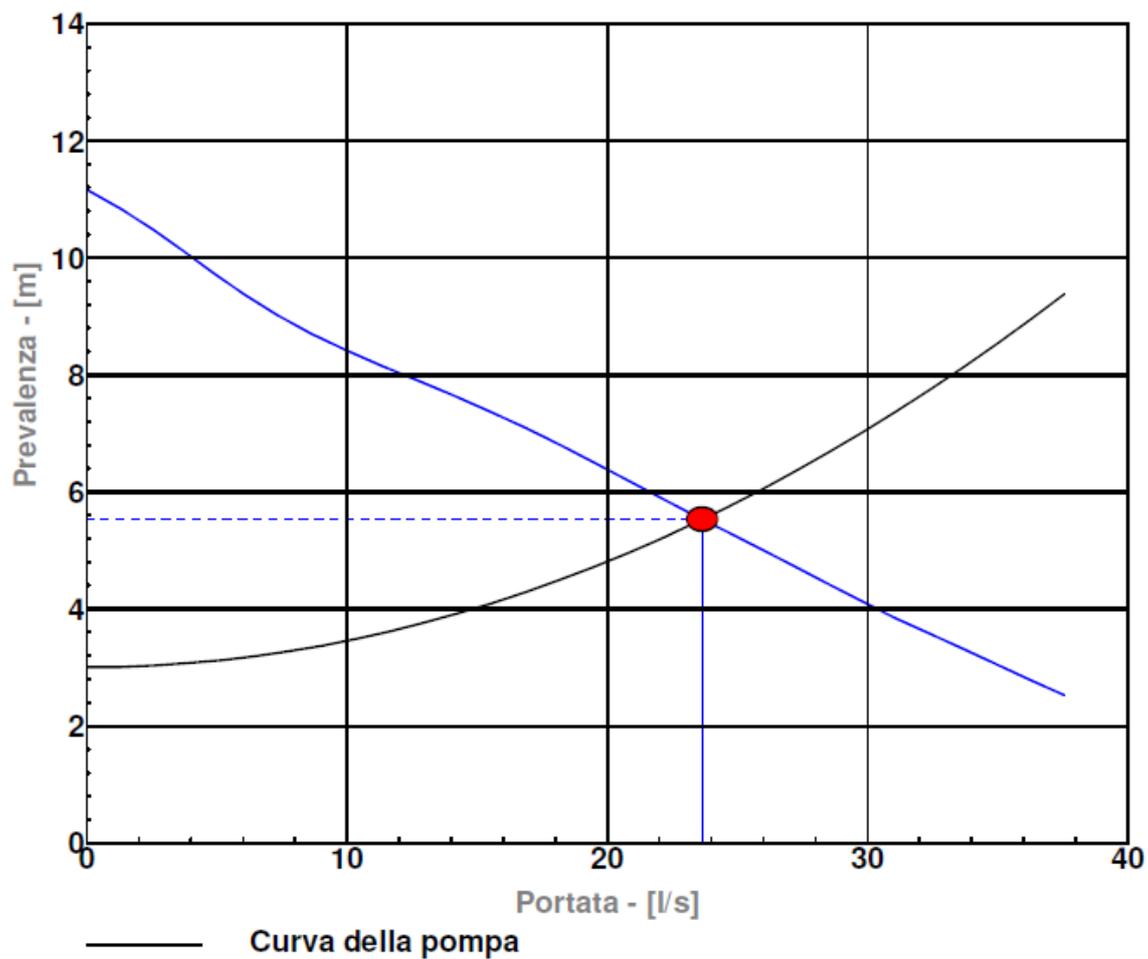
Tubazione 1

Lunghezza	50,0	m	Piede acc.	0,30	0	N° di
Materiale	PE100		Curva a 90°	0,24	2	
Classe di press	PN10		Saracinesca	0,15	0	
Dimensioni	140	mm	Innesto a T	0,60	0	
Rugosità	0,010	mm	Valvola ritegno	0,30	0	
Diametro int.	123,4	mm	Sbocco	1,00	1	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,50		
Velocità acqua:	2,0	m /s		Pc nel singolo tratto:	1,6 m	



Portata totale:	23,5	l/s	N° di	Perd. di carico:	Prev. totale:
Prev. geodetica:	3,0	m	1	2,5 m	5,5 m

Illustrazione 3: sistema di tubazioni con $H_g=3,0$ mt.



DATI CARATTERISTICI

Potenza nom.: 2 kW
 Diametro girante: 175 mm
 Canali: 2
 Passaggio: 0 mm

CONDIZIONE DI LAVORO

N° di pompe: 1
 Portata: 23,7 l/s
 Prevalenza: 5,5 m
 Potenza idr.: 1,8 kW
 Rendimento idr.: 71,3 %
 Energia specif.: 0,0277 kWh/m³
 NPSH-rich.: 2,6 m

Illustrazione 4: curva di funzionamento con $H_g=3,0$ mt

10.2 Vasca di laminazione Piatto de-icing –Impianto di Sollevamento

Le acque verranno quindi inviate alla fognatura nera Ø400 Pvc esistente mediante una condotta premente diametro DE125 PN16 e da una elettropompa da 2,4 Kw in grado di funzionare sia a vasca di laminazione vuota che a vasca di laminazione piena. Nei grafici alle pagine successive si riportano il sistema di tubazioni con le perdite di carico e la curva di funzionamento della pompa, sia a vasca vuota, con prevalenza geodetica Hg pari a 7,2 mt, che a vasca piena, con prevalenza geodetica pari a 3,9 mt. La pompa sarà dotata di scorta ed alimentata da gruppo elettrogeno in caso di necessità.

A differenza di quanto riportato nei grafici la condotta in pressione è stata prevista in polietilene PE100 PN 16, invece che PN10, a maggior tutela di durabilità.

In conseguenza del cambio di classe di pressione il diametro di progetto è stato aumentato da DE110 a DE125, in modo da mantenere costante il diametro interno, la sezione utile e di conseguenza le perdite di carico e le portate.

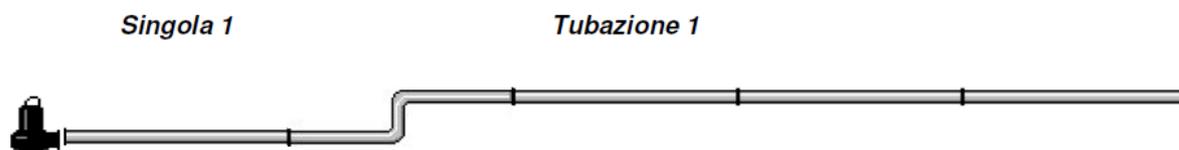
Le tubazioni di progetto saranno quindi DE125 in polietilene PE100 PN 16 a norma UNI EN 12201 con marchio di conformità IIP, posata su sottofondo, rinfiacco e copertura in ghiaietto.

Singola 1

Lunghezza	5,0	m	Piede acc.	0,30	1	N° di
Materiale	Acciaio		Curva a 90°	0,24	1	
Classe di press	NORM		Saracinesca	0,15	1	
Dimensioni	80	mm	Innesto a T	0,60	1	
Rugosità	0,220	mm	Valvola ritegno	0,30	1	
Diametro int.	82,5	mm	Sbocco	1,00	0	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,60		
Velocità acqua:	1,6	m /s		Pc nel singolo tratto:	0,4 m	

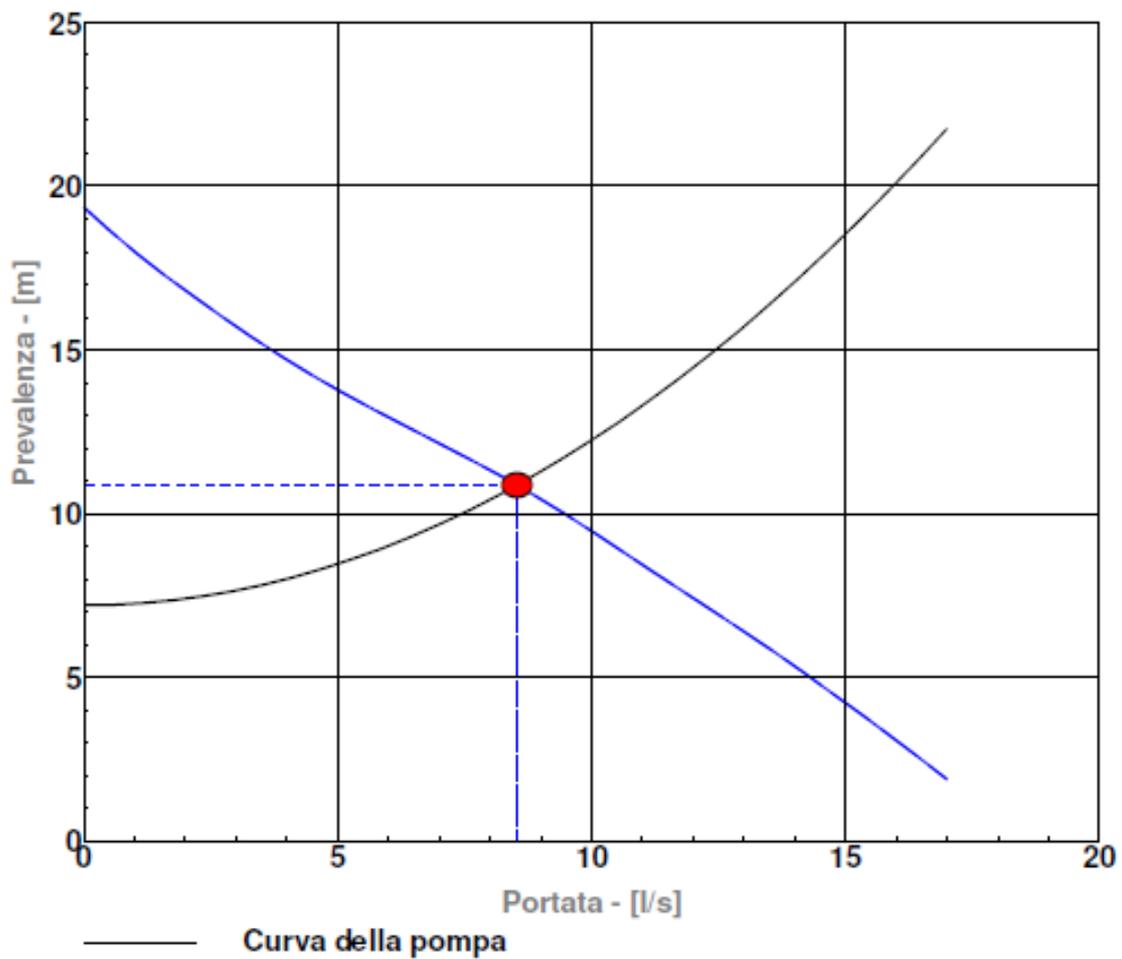
Tubazione 1

Lunghezza	245,0	m	Piede acc.	0,30	0	N° di
Materiale	PE100		Curva a 90°	0,24	2	
Classe di press	PN10		Saracinesca	0,15	0	
Dimensioni	110	mm	Innesto a T	0,60	0	
Rugosità	0,010	mm	Valvola ritegno	0,30	0	
Diametro int.	96,8	mm	Sbocco	1,00	1	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,50		
Velocità acqua:	1,2	m /s		Pc nel singolo tratto:	3,2 m	



Portata totale:	8,5	l/s	N° di	Perd. di carico:	Prev. totale:
Prev. geodetica:	7,2	m	1	3,6 m	10,8 m

Illustrazione 5: sistema di tubazioni con $H_g=7,2$ mt.



DATI CARATTERISTICI

Potenza nom.: 2,4 kW
 Diametro girante: 126 mm
 Canali: 2
 Passaggio: 0 mm

CONDIZIONE DI LAVORO

N° di pompe: 1
 Portata: 8,5 l/s
 Prevalenza: 10,9 m
 Potenza idr.: 1,7 kW
 Rendimento idr.: 53,6 %
 Energia specif.: 0,0671 kWh/m³
 NPSH-rich.: 3,7 m

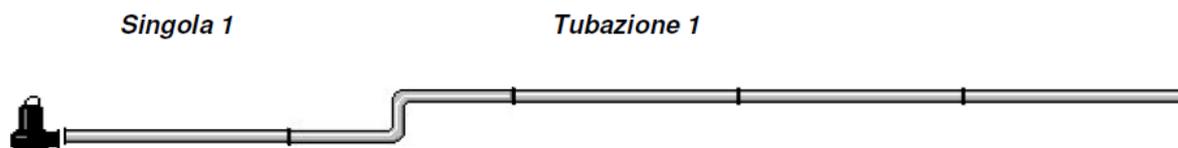
Illustrazione 6: curva di funzionamento con $H_g=7,2$ mt

Singola 1

Lunghezza	5,0	m	Piede acc.	0,30	1	N° di
Materiale	Acciaio		Curva a 90°	0,24	1	
Classe di press	NORM		Saracinesca	0,15	1	
Dimensioni	80	mm	Innesto a T	0,60	1	
Rugosità	0,220	mm	Valvola ritegno	0,30	1	
Diametro int.	82,5	mm	Sbocco	1,00	0	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,60		
Velocità acqua:	1,9	m /s				Pc nel singolo tratto: 0,6 m

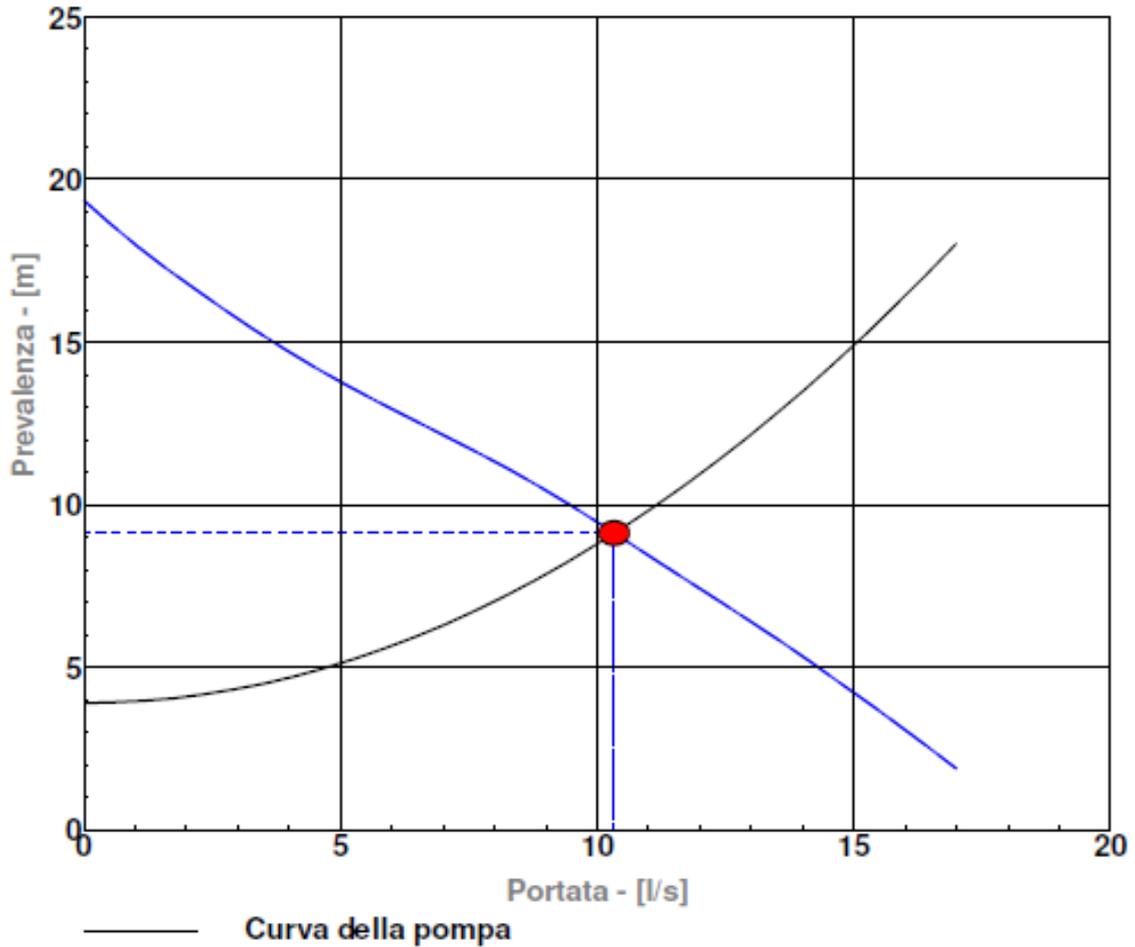
Tubazione 1

Lunghezza	245,0	m	Piede acc.	0,30	0	N° di
Materiale	PE100		Curva a 90°	0,24	2	
Classe di press	PN10		Saracinesca	0,15	0	
Dimensioni	110	mm	Innesto a T	0,60	0	
Rugosità	0,010	mm	Valvola ritegno	0,30	0	
Diametro int.	96,8	mm	Sbocco	1,00	1	
			Altro	0,00	0	
			Totale:	1,50		
Velocità acqua:	1,4	m /s				Pc nel singolo tratto: 4,6 m



Portata totale:	10,3	l/s	N° di	Perd. di carico:	Prev. totale:
Prev. geodetica:	3,9	m	1	5,2 m	9,1 m

Illustrazione 7: sistema di tubazioni con $H_g=3,9$ mt.



DATI CARATTERISTICI

Potenza nom.: 2,4 kW
Diametro girante: 126 mm
Canali: 2
Passaggio: 0 mm

CONDIZIONE DI LAVORO

N° di pompe: 1
Portata: 10,3 l/s
Prevalenza: 9,1 m
Potenza idr.: 1,7 kW
Rendimento idr.: 54,5 %
Energia specif.: 0,0554 kWh/m³
NPSH-rich.: 3,8 m

Illustrazione 8: curva di funzionamento con $H_g=3,9$ mt

10.3 Verifica fognatura nera ricettrice

Per quanto riguarda le portate smaltibili dalla fognatura nera Ø400 Pvc esistente la formula adottata per il calcolo della portata massima a bocca piena che un condotto è in grado di smaltire, ipotizzando il verificarsi del moto uniforme, è:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

dove

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s);
- S: sezione di deflusso del condotto (m²);
- χ : parametro di resistenza al moto;
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione;
- i: pendenza di progetto del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente, ossia per numero di Reynolds superiore a 2500; in queste situazioni il parametro di resistenza al moto “ χ ”, dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto “ χ ” viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R^{1/6}$$

dove k (m^{1/3}*s⁻¹) è il coefficiente di scabrezza della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e del suo stato di conservazione, che è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

Il progetto prevede l'immissione in una fognatura nera in PVC aventi diametro □400 con una pendenza media misurata nel tratto iniziale pari allo 1,14% ed è tale da garantire velocità di deflusso sufficienti ad evitare depositi di materiali putrescibili che sono causa di cattivi odori ed ostruzioni.

La portata a bocca piena del condotto terminale di progetto, di diametro pari a 400 mm con pendenza motrice pari a 1,14% è pertanto pari a:

$$Q_{bp} = 245 \text{ l/s}$$

Dal momento che $Q_{tot} = 8,4$ l/s si ricava che anche considerando il condotto pieno per l'80% l'apporto aggiuntivo è quasi irrilevante e tale da non creare problemi alla fognatura in oggetto.

11. RETI FABBRICATO DE-ICING

In uscita dal fabbricato si distinguono diverse reti di progetto a seconda del recapito finale delle acque.

Le acque di scarico dei sanitari e le acque saponose dei lavandini confluiranno nella fognatura nera esistente Ø400 PVC dell'aeroporto, mediante una condotta Ø200 Pvc.

Le acque piovane provenienti dal coperto saranno collettate verso la vasca di laminazione insieme alle acque superficiali della viabilità di servizio.

Le acque raccolte dalle caditoie di servizio del ricovero automezzi de-icing, saranno collettate verso l'esterno da una condotta dotata di idonea saracinesca di sezionamento per trattenere eventuali perdite di glicole propilenico. In adiacenza al fabbricato tali acque verranno trattate in idoneo disoleatore per poi confluire insieme alle acque nere del fabbricato alla fognatura nera del Comune di Bologna.

Le vasche di contenimento dei serbatoi dei liquidi di de-icing, saranno collegati ad una condotta di fondo Ø75, mediante valvole di sezionamento poste in uscita dalle vasche. Tale condotta terminerà con un attacco di tipo Perrot al di fuori del fabbricato in modo che eventuali sversamenti possano essere raccolti in autobotte e reimpiegati o avviati allo smaltimento in impianto autorizzato.

Saranno previsti 6 serbatoi per i liquidi, di cui 4 per il liquido di trattamento della carlinga degli aerei e due per il liquido di trattamento della pista. I primi 4 saranno dotati di 4 vasche di contenimento collegate tra loro e di volumetria superiore ad un terzo del volume complessivo dei serbatoi e comunque superiore al volume di un serbatoio intero. I secondi due saranno dotati di 2 vasche di contenimento collegate tra loro e di volumetria superiore a metà del volume complessivo dei serbatoi e comunque superiore al volume di un serbatoio intero. Il carico dei serbatoi avverrà con autobotti in sosta sul retro dell'edificio e manichette di collegamento con attacco posto all'interno dell'edificio ed all'interno dell'impronta delle vasche di contenimento serbatoi, in modo che eventuali sversamenti, sgocciolamenti o perdite accidentali di glicole propilenico vengano trattenuti nei bacini realizzati allo scopo.

Il dimensionamento delle vasche di contenimento è stato effettuato seguendo le prescrizioni del DM 31 Luglio 1934 *“Approvazione delle norme di sicurezza per la lavorazione, l’immagazzinamento, l’impiego o la vendita di oli minerali, e per il trasporto degli oli stessi”* ed equiparando il glicole propilenico che vi verrà contenuto ad un liquido di categoria B. In tale decreto all'art.54 si cita: *“omissis...-Se si tratta di liquidi di categoria B, il raggruppamento può essere analogamente costituito con serbatoi disposti a distanza rispettiva di m.5^a 10 secondo la loro capacità, a partire da 5 metri per 500 metri cubi, e aventi un totale complessivo di liquidi non superiore a 12.000 metri cubi. Il bacino di contenimento deve avere capacità uguale alla terza parte di quella complessiva effettiva dei serbatoi...omissis”*

12. RECAPITO IN FOGNATURA NERA DELLE ACQUE

Nell'ambito della realizzazione delle opere idrauliche di progetto verrà razionalizzato l'innesto delle varie condotte esistenti e di progetto nel condotto Ø400 PVC esistente di fognatura nera (pianta e sezioni di dettaglio Tav.70). Tale condotto recapita in fognatura di Bologna gli scarichi del terminal passeggeri, inoltre in prossimità degli innesti degli scarichi di acque reflue domestiche dell'edificio de-icing e delle acque di pioggia provenienti dal piatto de-icing è presente lo scarico del depuratore dei “bottini di bordo”, ovvero gli scarichi delle toilette degli aeromobili. Lo scarico del depuratore verrà spostato in modo da realizzare un pozzetto di confluenza degli scarichi del depuratore e delle acque provenienti dalla vasca di laminazione acque meteoriche del piatto de-icing. La condotta in uscita da tale pozzetto sarà dotata di tubazione di ispezione a “Ti” Ø80 con chiusino stradale tronco-conico per il posizionamento di un campionatore automatico portatile e confluirà nel pozzetto successivo con un salto di 40 cm per consentire il campionamento manuale delle acque all'ente di controllo ARPA Emilia-Romagna. Il condotto di scarico Ø200 PVC dei bagni del fabbricato de-icing si immetterà nel collettore principale di fognatura solo successivamente al pozzetto di campionamento.

Oltre alla riorganizzazione e razionalizzazione degli scarichi delle acque nere verranno installati due misuratori di portata elettromagnetici nei pozzetti 1*N e 8*N per consentire la misura in continuo e la totalizzazione delle portate provenienti dal depuratore dei bottini (pozzetto 8*N) e dalla vasca di laminazione piatto de-icing.

13. COLLETTORE ACQUE BIANCHE ESISTENTE

Attualmente è presente una fognatura bianca nell'area che verrà impiegata per la realizzazione della pista di rullaggio per l'accesso degli aeromobili al piatto de-icing costituita da 3 tubi Ø1000, tali condotti per dimensioni e quota di fondo saranno interferenti con la realizzazione della pavimentazione per aeromobili e per tale motivo andranno demolite e sostituite. Dal momento che nelle tubazioni 3Ø1000 non vi sono scarichi ed attualmente non vi sono acque in arrivo da monte, la dimensione delle condotte è eccessiva per le reali necessità. Si è scelto, quindi, di installare un condotto di sezione analoga al condotto Ø800 CLS presente a monte in modo da garantire lo smaltimento di tutte le portate che possano arrivare da monte. In progetto è stato inserito un condotto scatolare di dimensioni interne 60 x 100 cm, che grazie al profilo ribassato consente la realizzazione della pavimentazione di progetto senza accorgimenti particolari. Tale condotto inoltre ha una sezione pari a 0,6 mq, appena superiore a quella del citato Ø800, con sezione pari a 0,5 mq

Prato, Marzo 2015

Il Progettista



A circular professional stamp in blue ink. The outer ring contains the text "ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI PRATO" with a small star at the bottom. The inner circle contains the text "DOTT. ING. PATRIZIO BESSI N° 20". To the right of the stamp is a handwritten signature in blue ink that reads "P. Bessi".