


1						N°	cod.
0	MAG 2011	EMISSIONE		G. de ROSA	varie	D	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGN.	CONTR.	SCALA	ALLEGATO	

C O M U N E D I T A R A N T O

Progetto per la realizzazione di un impianto di autodemolizione e di autorottamazione di con edifici industriali e fabbricati da destinare ad uffici amministrativi

<i>IL PROGETTISTA:</i>	Autorizzazione Unica ex art. 208 del D. Lgs. 152/2006 e ss. mm. ed ii. Valutazione di Impatto Ambientale ai sensi del D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 e della L.R. 11/2001		
<i>IL COLLAUDATORE STATICO:</i> da nominare	<i>ESECUTORE:</i> da nominare		
	<i>COMMITTENTE:</i> AL.MER. S.r.L.		
	<i>UBICAZIONE:</i> Strada Statale n. 172 per Martina Franca		
	<i>ELABORATO:</i>		
<i>IL CALCOLATORE:</i> da nominare	RELAZIONE IDROLOGICA		
		STUDIO TECNICO VIA DE PRETIS N° 88 80100 NAPOLI TEL. 081/5423223	

Sommario

1. FINALITÀ DELL'INTERVENTO	3
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
2.1 INDAGINE METEORICA	4
2.2 PORTATA DI PROGETTO	8
2.3 VERIFICA DEL FUNZIONAMENTO IDRAULICO DELLE GRIGLIE - CADITOIA.....	10
2.4 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE IDRICA IN PVC.....	11
2.5 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO.....	11
2.6 RECAPITO FINALE.....	12

1. Finalità dell'intervento

Ai sensi di quanto stabilito all'art. 113 del D.L.vo 152/06 le acque di prima pioggia provenienti dai piazzali pavimentati devono essere convogliate, mediante idoneo impianto, in vasca di raccolta a tenuta stagna.

Il "Piano Direttore" della regione Puglia considera "acque di prima pioggia" quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuite sulla superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Ai fini del calcolo delle portate si ipotizza che tale valore si raggiunga in 15 minuti di evento piovoso. Tali acque devono essere separate dalle successive e devono essere assoggettate a particolare trattamento, prima del loro smaltimento.

Gli interventi operativi per l'adempimento agli obblighi di legge previsti dalla normativa vigente consistono in:

- grigliatura acque meteoriche;
- collettamento di tutte le acque di pioggia in un solo punto dello stabilimento;
- trattamento delle acque di prima pioggia e di lavaggio a mezzo di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione, a condizione che le stesse non diano luogo al rilascio di sostanze di cui alle Tabelle 3A e 5 del D.Lg. n. 152/06;
- separazione delle acque di prima pioggia a mezzo pozzetto scolmatore e stoccaggio delle stesse in vasca a tenuta stagna opportunamente dimensionata prima di subire un ulteriore trattamento disoleatore a mezzo di vasca con filtri a coalescenza;
- smaltimento negli strati superficiali del suolo delle acque cosiddette di seconda pioggia;

2. Descrizione dell'intervento

Le acque di dilavamento verranno raccolte da caditoie munite di griglie sistemate in opportuni punti di compluvio dei piazzali asfaltati dell'azienda nonché in prossimità dei cancelli di ingresso e di uscita, compresi quelli pedonali, in modo tale che le stesse possano intercettare la totalità delle acque corrivanti sul bacino di pertinenza, evitando la possibilità di deflusso, anche parziale, al di fuori dell'opificio. In seguito tali acque saranno convogliate tramite tubazioni in PVC ad un pozzetto scolmatore posto a monte dell'impianto di trattamento e, infine, smaltite in trincee realizzate nelle aiuole disposte lungo il perimetro dello stabilimento.

È stato previsto il posizionamento, immediatamente prima dello smaltimento finale, di un pozzetto di ispezione per il campionamento dell'acqua al fine di poter verificare che l'impianto di trattamento le renda le caratteristiche conformi alla Tabella 4 dell'Allegato 5 del D.Leg. 152/06 e successive modifiche. La Tabella suddetta descrive le peculiarità necessarie affinché le acque di pioggia possano essere smaltite sul suolo.

Un ulteriore pozzetto di campionamento è previsto a valle del percorso relativo alle acque di prima pioggia le quali, a differenza della seconda pioggia ed a vantaggio di sicurezza, dovranno subire un ulteriore trattamento di disoleazione a carboni attivi prima di essere smaltite.

Il dimensionamento di gran parte della rete in progetto è legato al dato di “Portata di piena” il cui valore viene definito in base all’entità di un evento meteorico scelto come “critico” all’interno di un campione di dati storici. Di seguito viene descritto lo studio statistico che ha portato a definire la curva di possibilità pluviometrica di progetto.

2.1 Indagine meteorica

Al fine di pervenire alla caratterizzazione climatica della località di intervento si è provveduto ad elaborare la curva di possibilità pluviometrica su base storico-statistica ricorrendo alla elaborazione dei dati di pioggia provenienti della stazione pluviometrica di Taranto desunti dagli archivi pubblicati in rete sul sito Internet della Regione Puglia. Tale campione, riportato nella seguente tabella n. 1, ricopre un periodo di 55 anni e contiene i valori delle massime altezze di precipitazione relativamente ad eventi meteorici di durata oraria (1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive). Tramite l’analisi statistica dei dati pluviometrici è stato possibile costruire la curva di possibilità climatica per un tempo di ritorno fissato pari a 5 anni.

ANNI	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
55	mm	mm	mm	mm	mm
1935	27,0	29,4	36,4	53,0	53,0
1936	33,2	43,2	43,2	56,6	60,6
1939	29,0	54,2	62,2	63,0	63,0
1940	57,6	101,2	174,8	182,6	184,0
1941	14,8	23,8	35,0	41,8	45,4
1942	13,4	22,0	22,4	26,6	45,2
1943	21,0	26,4	48,6	48,8	49,2
1944	36,0	36,0	41,6	65,8	87,8
1945	21,0	38,6	48,6	62,0	63,2
1946	18,8	19,4	23,4	34,6	50,8
1947	21,4	28,0	28,0	28,0	29,6
1948	20,4	29,8	29,8	34,4	36,6
1950	22,2	22,2	22,2	27,2	40,0
1951	25,0	26,8	27,0	27,0	27,0
1952	19,0	24,8	26,2	27,8	33,6
1956	35,2	68,8	69,6	70,0	74,2
1957	23,2	23,2	24,2	28,6	34,8

1959	21,6	32,6	48,4	57,6	73,2
1960	18,0	26,8	30,8	33,8	52,0
1961	14,8	22,2	23,4	24,2	28,0
1962	17,6	24,0	31,0	43,0	65,8
1963	24,6	33,2	36,2	55,4	59,6
1964	35,2	39,8	39,8	49,0	60,4
1965	15,8	20,6	30,8	51,2	57,8
1966	58,6	62,2	75,4	81,2	82,0
1968	47,4	53,2	53,4	53,4	53,6
1969	19,8	33,6	53,0	67,8	67,8
1970	31,0	31,8	37,0	60,0	61,8
1971	37,0	60,0	71,4	88,4	92,6
1972	25,8	45,8	70,6	96,0	100,4
1973	28,4	40,0	41,8	41,8	41,8
1974	24,6	33,4	41,8	65,4	68,6
1977	32,0	38,6	38,6	40,0	55,6
1978	31,4	48,4	55,2	62,8	62,8
1979	12,4	15,4	20,8	35,0	60,2
1980	20,0	35,0	54,0	62,0	70,4
1981	19,0	21,6	23,6	35,2	37,6
1982	16,8	28,0	35,2	49,8	68,0
1983	29,4	37,0	41,6	41,6	44,8
1984	33,0	54,6	56,6	57,6	71,2
1985	27,8	50,6	88,6	90,6	92,6
1986	60,8	70,0	70,6	70,6	70,6
1987	14,4	18,0	22,4	29,6	34,2
1989	37,4	40,4	41,6	49,6	49,6
1990	15,4	25,2	38,6	54,2	71,4
1991	29,0	31,4	31,4	32,2	33,2
1992	37,0	40,8	45,2	45,2	45,4
1993	33,4	33,6	33,6	40,0	53,2
1994	/	36,0	37,2	37,2	37,2
1995	52,8	59,6	62,4	62,4	69,8
1996	25,2	34,8	54,4	84,8	101,0
1997	/	/	/	/	83,6
1998	17,4	17,4	22,4	39,0	55,8
1999	46,4	46,8	46,8	47,4	47,4
2000	20,4	23,8	24,6	38,6	40,2

Tabella 1

L'equazione di possibilità climatica, che sta alla base dei calcoli e delle verifiche idrauliche condotte, è:

$$h = a t^n$$

in cui

t è la durata dell'evento di pioggia;

h è l'altezza di pioggia in mm;

a ed n sono delle costanti che dipendono dal tempo di ritorno T_r dell'evento di pioggia di progetto, nonché dai dati di pioggia assunti, che rappresentano dei massimi annuali per il sito dove si intende realizzare le opere idrauliche.

La scelta del tempo T_r sul quale deve essere basato il dimensionamento della rete è in generale funzione di numerosi fattori legati a considerazioni sia di carattere economico che tecnico. Nel caso dell'opera in esame è stato assunto un valore di $T_r=5$ anni.

L'elaborazione statistica dei dati è stata effettuata avvalendosi della ben nota funzione di distribuzione di Gumbel ed ha permesso di pervenire alla definizione della curva di possibilità pluviometrica la cui relazione algebrica permette di ottenere un legame tra tempo di pioggia θ , intensità di pioggia i ed altezza di pioggia h , secondo la seguente relazione:

$$i = a(T)\theta^{n-1}$$

L'elaborazione dei dati pluviometrici forniti da una stazione di misura delle piogge si svolge ricercando la relazione esistente tra l'altezza h delle precipitazioni e le loro durate t .

Affinché le deduzioni siano attendibili è necessario che il periodo di osservazione sia sufficientemente esteso nel tempo: si ammette che un periodo non inferiore a 20/30 anni possa dare discreto fondamento alla elaborazione.

I dati pluviometrici rappresentano una serie cui si può accordare significato statistico.

Avendo a disposizione i dati di pioggia degli eventi massimi annuali (con durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore) dal 1935 al 2000, si è applicata, per rappresentare questo campione, la distribuzione dei valori estremi di Gumbel.

La probabilità secondo Gumbel che un evento si verifichi è data dall'equazione

$$P(h) = e^{-e^{-\alpha(h-\varepsilon)}} = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Da cui

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

I coefficienti α ed ε sono esprimibili in funzione dei parametri della media e dello scarto come:

$$\alpha = \frac{1,283}{\sigma(h)}$$

$$\varepsilon = \mu(h) - \frac{0,5772}{\alpha}$$

quindi per ogni durata avremo un h (Tr).

Si ricorda inoltre che si definiscono:

- Scarto quadratico medio:

$$\sigma(h) = \sqrt{\frac{\sum (h_i - \mu(h))^2}{N-1}}$$

- Media

$$\mu(h) = \sum_{i=1}^N \frac{h_i}{N}$$

Nel caso in esame i valori di a ed n hanno assunto rispettivamente i valori 37,224 e 0,248, per cui l'espressione della curva di possibilità climatica sarà:

$$h = 37,224 * t^{0,248}$$

la cui rappresentazione grafica è di seguito riportata:

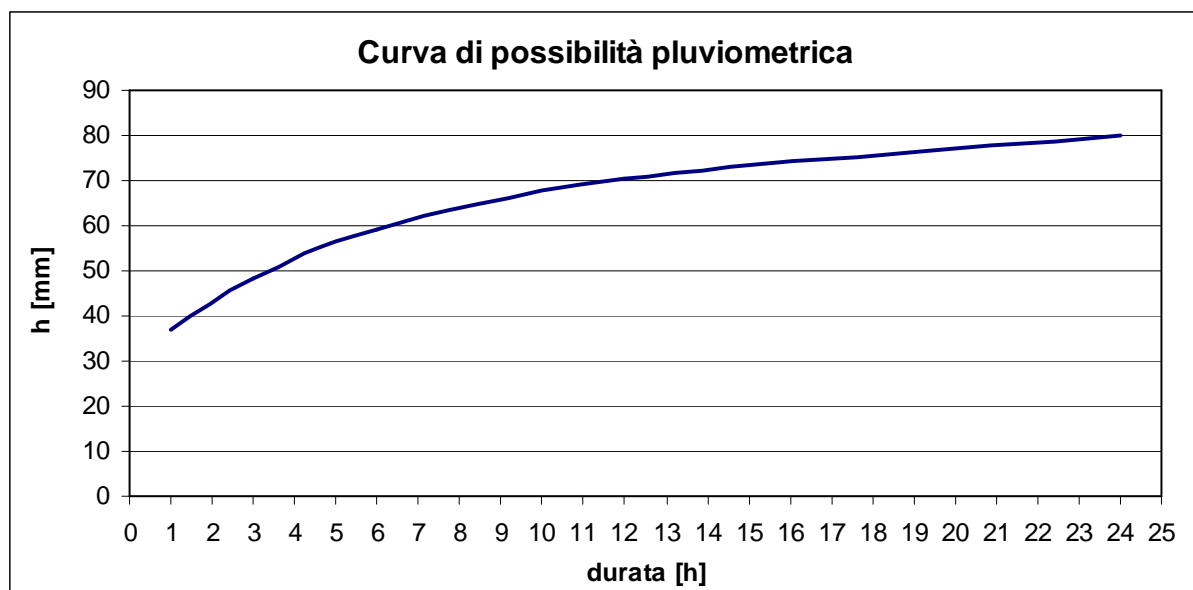


Figura 1

2.2 Portata di progetto

La determinazione della portata di piena è stata effettuata utilizzando il metodo razionale sulla base delle caratteristiche del bacino e delle precipitazioni critiche.

Il modello presuppone che la massima portata si realizzi quando l'intera superficie A del bacino contribuisca alla formazione della portata di piena, ovvero quando l'evento meteorico sia di durata pari almeno al tempo di corrivazione, per cui anche le particelle d'acqua cadute sulle parti più lontane dalla sezione di chiusura raggiungano quest'ultima.

Il metodo razionale si basa sulla seguente formula:

$$Q_p = 0,28 * C * i * A$$

dove:

Q_p : portata di progetto [mc/s];

C: coefficiente di deflusso [adim], di valore pari a "0,9" per superficie scarsamente permeabile quale un piazzale asfaltato;

i : intensità di pioggia critica [mm/h]

A: superficie del bacino [kmq]

Il tempo di corrivazione t_c del bacino è stato calcolato utilizzando la formula empirica del Giandotti.

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

Questo intervallo di tempo è quello teoricamente richiesto ad una goccia d'acqua per giungere dal punto idraulicamente più distante del bacino fino alla sezione di chiusura (rappresentata dalla singola caditoia con griglia) e dipende dalle caratteristiche morfologiche del bacino stesso. Nel caso in esame l'intera area oggetto dell'intervento è stata suddivisa in 2 bacini di scolo principali denominati nell'allegato elaborato grafico AREA 1 ed AREA 2 ognuno dei quali sarà servito da un impianto di trattamento per le acque meteoriche raccolte. Ogni bacino è stato suddiviso in sottoacini ognuno dei quali è munito di griglia di captazione posta nella sezione di chiusura dello stesso sottobacino. Per ciascun sottobacino sono state calcolati il tempo di accesso alla rete di drenaggio (mediante la succitata formula empirica del Giandotti) e quindi l'intensità di pioggia critica. I suddetti valori di intensità sono stati poi presi in considerazione nel calcolo della portata di acque dilavanti il piazzale che ogni punto di captazione dovrà essere in grado di convogliare nella rete di smaltimento idrico. In base a tali valori di portata sono state dimensionate le griglie – caditoie. La seguente tabella n. 2 riporta i valori ottenuti:

BACINO	SUPERFICIE (Kmq)	ta (ore)	i (mm/h)	h (tc) (mm)	Qp (mc/s)
1	0,007236	0,77	45,31	34,89	0,08262
2	0,0036	0,56	57,57	32,24	0,05223
3	0,0039	0,45	67,86	30,54	0,06669
4	0,00537	0,76	45,76	34,77	0,06192
5	0,003256	0,62	53,33	33,06	0,04376
6	0,0037	0,67	50,31	33,70	0,04690
7	0,00038	0,23	112,41	25,85	0,01076

Tabella 2

Al tempo di accesso alla rete di drenaggio t_a è stato sommato il tempo di percorrenza nelle tubazioni avendo imposto in prima approssimazione una velocità di flusso in condotta pari ad 1 m/s. Si è pervenuti in tal maniera alla definizione del tempo di corrivazione t_c delle superfici scolanti alle quali è stato imposto un coefficiente di deflusso pari a 0,9 trattandosi di superfici asfaltate.

Si è pervenuti così alla valutazione delle portate di piena relative ai lotti oggetto di intervento ed interessanti le stazioni di trattamento terminali delle reti idrauliche in progetto:

- AREA 1: $Q_P = 164,78$ l/s
- AREA 2: $Q_P = 145,23$ l/s

BACINO	SUPERFICIE (Kmq)	ta (ore)	tp (ore)	t c (ore)	i (mm/h)	h (tc) (mm)	Qp (mc/s)
1	0,007236	0,77	0,0217	0,792	44,37	35,13	0,08091
2	0,0036	0,56	0,0228	0,583	55,87	32,56	0,05068
3	0,0039	0,45	0,0228	0,473	65,39	30,91	0,06426
4	0,00537	0,76	0,0089	0,769	45,36	34,88	0,06138
5	0,003256	0,62	0,0261	0,646	51,70	33,40	0,04242
6	0,0037	0,67	0,0444	0,714	47,93	34,25	0,04469
7	0,00038	0,23	0,0336	0,264	101,45	26,74	0,00971
AREA1	0,014736			0,79	44,37		0,16478
AREA2	0,012706			0,769	45,36		0,14523

Tabella 3

2.3 Verifica del funzionamento idraulico delle griglie - caditoia

Nelle griglie metalliche di raccolta avviene la prima fase di grigliatura delle particelle solide più grossolane e la prima sedimentazione dovuta alla diminuzione della velocità dell'acqua che causa la deposizione delle particelle solide sul fondo.

Per il dimensionamento delle griglie si è proceduto alla verifica della portata da esse smaltibile in relazione alle dimensioni e caratteristiche di progetto prescelte.

Tale portata viene calcolata trattando il caso specifico di un canale a pelo libero a sezione rettangolare con flusso idrico in moto permanente e viene in seguito confrontata con la portata di progetto valutata sulla base delle considerazioni di carattere climatico e della morfologia del bacino imbrifero che interessa la singola griglia.

Sono state scelte successioni di caditoie munite di griglia in ghisa carrabili di dimensione 30x30 cm con altezza pari a 45 cm, fondo inclinato dello 1 % e coefficiente di scabrezza considerato $m = 0.25$ (Secondo Kutter). A titolo esemplificativo si riportano nell'ALLEGATO 1 le verifiche di funzionamento idraulico in funzione dell'altezza del pelo libero caratteristico della portata da accogliere per la griglia – caditoia n.1 in maniera del tutto analoga sono state verificate tutte le altre griglie.

Si è proceduto calcolando la portata di piena caratteristica di ogni porzione di lotto servito da una griglia e quindi si è verificato che il riempimento massimo tra tutti i canali grigliati (larghezza sez. trasv. 30 cm in cls) fosse inferiore alla altezza delle caditoie carrabili ipotizzate (45 cm) ottenendo i seguenti valori di altezza di pelo libero per verifica riportati nella seguente tabella n.

3

CADITOIA	PORTATA DI PROGETTO (mc/s)	LARGHEZZA (m)	ALTEZZA CADITOIA H (m)	CAPACITA' DI DEFLUSSO (mc/s)	ALTEZZA DEL PELO LIBERO h (m)	VELOCITA' DI DEFLUSSO (m/s)
1	0,08262	0,3	0,45	0,089	0,19	1,55
2	0,05223	0,3	0,45	0,053	0,13	1,36
3	0,06669	0,3	0,45	0,07	0,16	1,47
4	0,06192	0,3	0,45	0,064	0,15	1,43
5	0,04376	0,3	0,45	0,047	0,12	1,31
6	0,04690	0,3	0,45	0,047	0,12	1,31
7	0,01076	0,1	0,45	0,012	0,14	0,83

Tabella 4

Come si può notare dalla precedente tabella per la sola griglia n. 7 la sezione trasversale è pari a 10 cm per via della limitata area di pertinenza.

2.4 Dimensionamento della rete idrica in PVC

Il dimensionamento della rete idrica è stato effettuato verificandone la capacità di ricevere le portate di progetto secondo lo stesso schema utilizzato per le griglie continue appena visto. Tali portate vanno quindi confrontate a quelle di un canale a pelo libero a sezione circolare caratterizzato da moto permanente. Il canale in questione è ora la tubazione in PVC di diametro e pendenza prescelti per la realizzazione della specifica porzione di rete.

Tutti i tronchi sono stati dimensionati rispetto alle portate calcolate per le rispettive superfici scolanti, verificando di volta in volta un riempimento massimo in condizioni di pioggia critica mai superiore al 80% ed una velocità caratteristica del flusso in condizioni critiche mai inferiore ad 1 m/s e mai superiore a 3 m/s.

A titolo esemplificativo si riportano nell'ALLEGATO 2 le verifiche di funzionamento idraulico in funzione dell'altezza del pelo libero caratteristico della portata da accogliere per il tronco n.1 in maniera del tutto analoga sono state verificati tutti gli altri tronchi.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dal calcolo.

TRONCO	PORTATA DI PROGETTO (mc/s)	RAGGIO (m)	DIAMETRO (m)	PENDENZA (%)	ALTEZZA DEL PELO LIBERO h (m)	CAPACITA' DI DEFLUSSO (mc/s)	VELOCITA' DI DEFLUSSO (m/s)
1	0,08262	0,15	0,3	0,5	0,22	0,084	1,52
2	0,05223	0,125	0,25	0,5	0,19	0,054	1,35
3	0,06669	0,15	0,3	0,5	0,19	0,0069	1,47
4	0,11892	0,175	0,35	0,5	0,25	0,122	1,67
5	0,20154	0,25	0,5	0,4	0,29	0,208	1,76
6	0,04690	0,125	0,25	0,5	0,17	0,047	1,33
7	0,05767	0,125	0,25	0,5	0,2	0,057	1,36
8	0,10142	0,15	0,35	0,5	0,22	0,103	1,61
9	0,06192	0,15	0,3	0,5	0,18	0,064	1,44
10	0,16334	0,25	0,5	0,4	0,24	0,164	1,67

Tabella 5

2.5 Dimensionamento dell'impianto di trattamento

Lo schema depurativo prevede che tutta l'acqua piovana subisca un trattamento di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione, quindi l'acqua di prima pioggia viene accumulata in una vasca

apposita, mentre l'acqua di seconda pioggia viene separata tramite un pozzetto ripartitore ed inviata direttamente al recapito finale. I volumi delle vasche di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione sono stati desunti da impianti commercialmente disponibili in grado di trattare le superfici e le portate in gioco. I due lotti saranno serviti ciascuno da un impianto di trattamento e rispettivamente:

AREA 1: Impianto in grado di trattare la portata $Q_p = 165$ l/s

AREA 2: Impianto in grado di trattare la portata $Q_p = 150$ l/s

L'acqua di prima pioggia viene prelevata tramite pompa a portata costante ed inviata ad un impianto di adsorbimento su carbone attivo in grado di eliminare i microinquinanti presenti nello scarico. Essa verrà trattata nelle 48 ore successive all'evento meteorico come da disposizioni di normativa vigente.

Per determinare il volume delle acque di prima pioggia si è impiegato il metodo dell'altezza di prima pioggia, in cui il volume di acqua da trattare è ottenuto dal prodotto dell'altezza dell'acqua di prima pioggia per l'estensione della superficie.

Le due vasche di prima pioggia sono state dimensionate volumetrica mente per poter accogliere la quantità d'acqua prevista secondo le disposizioni del "Piano Direttore" regionale. Si è quindi considerata un'altezza di precipitazione pari a 5 mm dilavante le aree impermeabili dei due lotti, pervenendo ai seguenti risultati:

- AREA 1: $V_p = 73.68$ m³ -- V.vasca cls (75 mc) 5 x 7.5 m h = 2 m (altezza massima pelo libero)
- AREA 2: $V_p = 63.53$ m³ -- Vvasca (66 mc) cls 6 x 5.5 m h = 2 m (altezza massima pelo libero)

2.6 Recapito finale

Il recapito finale delle acque meteoriche raccolte dalla rete oggetto di studio è costituito da uno scavo in cui vengono alloggiata delle tubazione in PVC del diametro di 200 mm e munite di tagli alla quota dell'asse longitudinale (normalmente eseguiti con flessibile, longitudinalmente rispetto alla lunghezza e ad una distanza gli uni dagli altri di circa 15/20 cm). Le condotte disperdenti sono disposte in modo da rispettare una distanza minima tra i loro assi longitudinali pari a un metro.

La trincea viene riempita per una altezza di circa cm 60 di ghiaione lavato della pezzatura di 40/70. All'interno dello strato ghiaioso, ad una profondità di circa 150 cm dal piano campagna, viene posto il tubo di scarico (condotta disperdente). Viene poi immesso altro ghiaione fino a ricoprire detto tubo per uno spessore di almeno 10 cm. Sopra a quest'ultimo strato viene posto

del tessuto non tessuto onde evitare che la terra intasi gli spazi fra i ciottoli, poi viene rintombato il tutto con terreno vegetale per uno strato di circa 190 cm e sistemata la relativa area.

Di notevole importanza, nell'esecuzione di quest'opera, sono le pendenze delle tubazioni che non devono mai superare il 0,5%.

Per il dimensionamento della sub-irrigazione, quando la superficie freatica si trova sufficientemente al di sotto del piano campagna, il flusso è essenzialmente verticale e, pertanto, si ha una portata di infiltrazione pari a:

$$q = [(c + a \cdot H) \cdot k]$$

dove:

q = portata unitaria d'infiltrazione [mq/d]

c = larghezza della trincea alla superficie di sfioro tubolare [m]

H = Battente idraulico nella trincea [pari a 1 m]

K = conducibilità idraulica o permeabilità [m/d]

Avendo scelto una trincea di sezione rettangolare ($\alpha = 90^\circ$) il valore della costante "a" è pari a:

$$a = 1,470 + [2,120 \cdot (\alpha/180)]$$

quindi si ricava la lunghezza della trincea:

$$L = Q/q$$

dove Q = portata in smaltimento [mc/d]

Avendo imposto un valore di permeabilità del terreno estrapolato da considerazioni sul tipo di terreno in oggetto (**terreno agrario di riporto per la realizzazione delle aiuole**) pari a $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, dal confronto tra la portata di progetto e la portata unitaria di infiltrazione è possibile pervenire al calcolo della lunghezza di trincea necessaria a smaltire nello strato superficiale del terreno l'acqua raccolta dalla rete al culmine dell'evento critico considerato.

In particolare si hanno i due valori:

- **AREA 1: Lt = 524 m** -- Quattro Tubazioni disperdenti PVC DN 200 mm forati, interasse 1 m L = 81 m + Quattro Tubazioni disperdenti PVC DN 200 mm forati, interasse 1 m L = 50 m;
- **AREA 2: Lt = 416 m** – Quattro Tubazioni disperdenti PVC DN 200 mm forati, interasse 1 m L = 34 m + Quattro Tubazioni disperdenti PVC DN 200 mm forati, interasse 1 m L = 70 m;