

COMUNE DI FERRARA



PROVINCIA DI FERRARA

**PIANO PARTICOLAREGGIATO
DI INIZIATIVA PRIVATA IN VIA PADOVA
ZONA B4.5**

Proprietà :

Petrolifera Estense Spa
Via Padova, 43 - 44122 Ferrara

Tavola :

12c

Elaborato :

RELAZIONE E CALCOLI VASCA DI LAMINAZIONE

Visi e Pareri :

Data :

Aprile 2007

Aggiornamento :

Luglio 2012

Progettisti:

Studio Tecnico
geom. Massimo Scanavini
Via Comacchio, 13 - 44124 Ferrara
Tel. 0532/311125 - Fax. 0532/746147
E-mail: massimo@scanavini.net

Arch. Roberto Ballerini
Via Spadari, 31 - 44121 Ferrara

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	PRESCRIZIONI TECNICHE.....	4
4	ANALISI IDROLOGICHE	6
4.1	METODOLOGIA DI RICOSTRUZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER INTENSITA' DI PIOGGIA DA 1 ORA A 24 ORE	6
4.2	METODOLOGIA DI RICOSTRUZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER INTENSITA' DI PIOGGIA INFERIORI AD 1 ORA	10
5	DETERMINAZIONE PORTATE MASSIME DI PROGETTO.....	12
5.1	DIMENSIONAMENTO COLLETTORI.....	14
6	VASCA DI LAMINAZIONE.....	15
6.1	PREMESSA	15
6.2	CALCOLO VOLUME DI INVASO.....	16
6.3	VERIFICA PORTATA DI SCARICO	18
	ALLEGATO "A"	22
	ALLEGATO "B"	23
	ALLEGATO "C"	24

1 INTRODUZIONE

La presente "Relazione" accompagna il progetto della fognatura acque meteoriche relativa al piano particolareggiato di iniziativa privata in Ferrara, via Padova zona B4.5.

La rete fognaria al servizio dell'urbanizzazione sarà di tipo separato: le acque meteoriche saranno recapitate a gravità in una vasca di laminazione collegata al recettore finale costituito dal canale consortile Gramicia.

La cassa di espansione avrà capacità effettiva di invaso di circa 110 mc, così da limitare lo scarico delle acque meteoriche nello scolo Gramicia ad un massimo di 99 l/sec. Tale cassa sarà ubicata in adiacenza alla via Padova e conteggiata come verde pubblico.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- *"Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto"* - **Circ.Min. LL.PP. n.11633/74**
- *"Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione"* - **Legge n. 319 10/5/1976**
- *"Norme tecniche relative alle tubazioni"* - **D.M 12/12/1985**
- *"Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole"* – **D.Lgs. 11 maggio 1999, n.152**
- *"Direttiva concernente gli indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (Art. 39 - D.Lgs. 11 maggio 1999 n. 152)"* – **Deliberazione della Giunta Regionale Emilia Romagna 14 febbraio 2005, n.286**
- *"Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento"* **Decreto Legislativo 3 Aprile 2006, n. 152**
- *"Linee Guida di indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia in attuazione della deliberazione Giunta regionale 14 febbraio 2005 n. 286"*- **Deliberazione della Giunta Regionale Emilia Romagna 18 dicembre 2006, n.1860**
- *"Linee Guida della Direzione Tecnica Arpa Emilia Romagna: criteri di applicazione del DGR 286/05 e 1860/06 - acque meteoriche e di dilavamento"* - **Revisione del 14/04/2008.**
- *Prescrizioni tecniche Hera Ferrara relative alla progettazione delle reti fognarie nelle Lottizzazioni*
- *" Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l'applicazione del principio di invarianza idraulica-Determinazioni"* - **Deliberazione n°61 del 4 dicembre 2009 Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara**

3 PRESCRIZIONI TECNICHE

-CONDOTTE:

Il collettore principale sarà realizzato con tubi in PVC, diametro massimo di 630 mm, del tipo SDR34-SN8, con anello di tenuta in gomma, conforme alle norme UNI EN 1401.

La tubazione che collega l'utenza al pozzetto di ispezione della pubblica fognatura sarà realizzata con tubi DE 315 mm, in PVC del tipo SDR34-SN8, con anello di tenuta in gomma, conforme alle norme UNI EN 1401.

Tutte le condotte poggieranno su un letto di posa, costituito da sabbia uniformemente distribuito, con spessore non inferiore a cm.10. Il tubo verrà poi rinfiancato e ricoperto con sabbia per uno spessore minimo di 20 cm a partire dalla generatrice superiore del tubo.

-POZZETTI:

I pozzetti saranno in c.a.v. a tenuta stagna, prefabbricati rinforzati della sezione interna di 90x90 cm per tubazioni DE 400-500 e 630 mm, 70x70 per tubazioni di diametro inferiore, completi di piastra di copertura armata per carichi di 1^a categoria. I pozzetti di ispezione saranno muniti di piastra di copertura con passo d'uomo (diametro 60 cm.) atta a ricevere la botola in ghisa.

I pozzetti caditoia saranno in c.a.v. delle dimensioni esterne di cm. 50x50 completi di sifone tipo "Veggetti" e di sottopozzetto in c.a.v.

I pozzetti per allacciamento utenza saranno in c.a.v. delle dimensioni interne minime di cm. 40x40x50, completi di botola di copertura in c.a. o ghisa per ispezione e/o campionatura.

I pozzetti di ispezione, sulla condotta fognaria, saranno posti ad una distanza massima di mt. 40.00; sulla metà di ogni interasse saranno posti in opera pozzetti ciechi, aventi le stesse caratteristiche di quelli ispezionabili, salvo la botola che sarà in cemento armato, senza passo d'uomo, per traffico pesante ed interrata. I pozzetti caditoia saranno posati ad una distanza di mt. 20.00. Nei pozzetti ciechi sono ammessi solamente gli allacciamenti delle caditoie per la raccolta delle acque meteoriche della sede stradale.

Nel pozzetto cieco, come in quello ispezionabile, sarà garantita la continuità della condotta, mantenendo la stessa quota di scorrimento ed evitando così inutili decantazioni; all'interno del pozzetto, sarà inserita una barra di tubo, completa di giunti a tenuta, tagliata a metà nella parte superiore per tutta la luce utile del pozzetto, rinfiancata con calcestruzzo.

I pozzetti di testa, terminali, sulle variazioni di direzione, sui cambi di diametro della condotta principale e in corrispondenza degli allacciamenti alle utenze, saranno muniti di botola di ispezione.

-BOTOLE:

Le botole per i pozzetti di ispezione saranno in ghisa sferoidale classe D400, conforme alla norme UNI EN 124, munite di articolazioni per facilitarne l'apertura, complete di telaio quadrato e dispositivo di chiusura automatica.

Le botole per i pozzetti caditoia saranno in ghisa sferoidale classe C250 (classe D400 in aree di transito veicolare), complete di telaio quadrato delle dimensioni esterne di cm. 50x50 e conformi alle norme UNI EN 124.

4 ANALISI IDROLOGICHE

Lo studio idrologico ha previsto l'indagine sul regime delle piogge di breve durata e forte intensità per un Tempo di Ritorno di 20 anni, derivato dai dati registrati dal pluviometro di Ferrara, finalizzata alla definizione delle curve di possibilità pluviometrica.

4.1 METODOLOGIA DI RICOSTRUZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER INTENSITA' DI PIOGGIA DA 1 ORA A 24 ORE

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia con il metodo di Gumbel si è provveduto alla individuazione, dall'esame degli Annali del Servizio Idrografico Italiano, delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore. I dati si riferiscono alla stazione pluviometrica di Ferrara e riguardano osservazioni, dal 1949 al 2010, così come riportato in tabella 4.1.

TABELLA 4.1

Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo di Ferrara Urbana					
Anno	INTERVALLO DI ORE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1949	13,40	22,00	27,00	32,80	56,20
1950	17,40	20,60	26,40	29,80	30,00
1951	15,60	27,00	43,00	68,80	86,40
1952	27,60	32,00	32,00	32,60	47,80
1953	30,40	33,40	40,60	43,20	53,80
1954	29,80	36,00	36,00	40,20	42,40
1955	52,40	53,40	56,60	86,40	92,60
1956	23,00	24,60	24,80	24,80	30,60
1957	18,40	23,40	24,40	31,20	50,60
1958	20,00	29,80	45,60	77,00	90,20
1959	20,40	21,40	34,40	39,60	75,20
1960	30,60	50,60	61,40	75,40	81,80
1961	14,60	23,80	28,80	33,20	36,20
1962	14,60	21,60	29,20	35,20	37,00
1963	40,00	43,40	43,40	43,40	43,40
1964	15,40	17,80	23,80	25,00	26,20
1965	18,80	26,80	29,20	32,20	39,80
1966	90,00	107,80	110,20	110,20	157,80
1967	29,00	32,00	32,00	33,40	34,00
1968	33,20	35,20	35,20	35,40	39,80
1969	31,00	31,20	42,60	47,00	47,00
1970	24,00	25,40	26,20	26,20	29,60
1971	18,40	20,40	20,60	23,20	24,60
1972	14,60	23,00	23,20	29,80	32,60
1973	22,80	36,40	47,80	58,80	84,40
1974	16,00	29,00	31,40	32,40	46,40
1975	28,60	34,60	34,80	35,20	42,80
1976	50,60	58,00	58,20	58,20	70,00
1977	26,00	37,40	40,00	42,60	42,80

1978	31,40	43,20	45,00	45,60	67,00
1979	22,20	39,00	52,60	70,60	122,20
1980	23,80	27,20	27,40	36,20	61,20
1981	31,40	44,20	48,40	55,60	59,40
1982	31,00	51,80	51,80	51,80	57,00
1983	23,00	27,80	28,60	36,00	53,20
1984	20,00	26,60	27,40	44,00	57,80
1985	17,20	17,20	17,20	31,60	33,60
1986	31,20	41,00	53,00	55,00	56,40
1987	18,20	18,40	20,40	28,80	42,00
1988	23,80	34,20	41,00	41,60	51,00
1989	32,60	46,20	56,40	56,40	63,60
1990	23,80	39,40	48,20	69,00	70,80
1991	51,20	53,40	53,40	53,40	53,60
1992	15,00	25,00	25,40	29,20	48,20
1993	13,40	27,00	32,00	42,40	42,40
1994	17,00	28,80	43,40	45,40	67,80
1995	16,40	20,20	25,40	34,20	46,40
1996	41,00	43,80	46,40	55,40	71,00
1997	38,60	39,80	39,80	46,20	66,00
1998	20,20	26,00	33,00	36,60	38,60
1999	22,80	36,20	36,60	44,20	50,20
2000	29,00	42,40	42,60	59,00	64,80
2001	36,60	60,80	65,00	75,20	81,00
2002	24,80	40,80	44,80	48,00	48,20
2003	45,80	46,60	46,60	51,00	52,00
2005	28,80	31,40	31,40	36,20	58,00
2007	39,20	43,00	43,40	44,60	47,80
2008	38,60	45,60	52,20	52,40	72,00
2009	11,20	23,80	27,60	37,00	40,00
2010	37,00	60,00	69,20	91,20	109,60

Dopo una breve descrizione del metodo "Gumbel", si riportano nel seguito le formule adottate per il calcolo delle altezze di pioggia.

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

In generale è praticamente impossibile calcolare la massima portata prevedibile in senso deterministico e bisognerà, quindi, affrontare il problema nel solo modo possibile, e cioè in termini probabilistici. Significa, cioè, che la portata di piena va considerata come una variabile casuale, la quale, conseguentemente, dovrà essere stimata relativamente ad un livello di probabilità che essa ha di non essere superata o, meglio ancora, relativamente ad un periodo di tempo (detto tempo di ritorno) che intercorre, in media, tra due eventi in cui il valore di tale portata viene superato.

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

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

Il calcolo che seguirà si occupa del secondo caso. Pertanto, in numerosi casi pratici si dispone solo delle precipitazioni meteoriche in alcuni punti del bacino. In tali casi la portata sarà stimata simulando, attraverso un modello matematico, il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico. Nel seguito viene affrontato il calcolo mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette curve di possibilità pluviometrica, indicate spesso con l'acronimo cpp, adottando le formule appresso riportate.

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

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

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

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

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

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

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

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

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

$H_{\max}(t, T)$ = altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

- $H_{crit}(t, T)$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;
 \bar{H}_t = media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni 1949÷2010;
 s = deviazione standard;
 Ln = logaritmo naturale;
 t = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;
 T = tempi di ritorno espresso in anni.

Si riportano di seguito, per TR=20 anni, la tabella riassuntiva dei valori dei parametri della CPP così ricavati e i relativi grafici.

TABELLA 4.2

Stazione di Ferrara Urbana	
$\alpha=$	50,025
$n=$	0,203

FIGURA 4.1

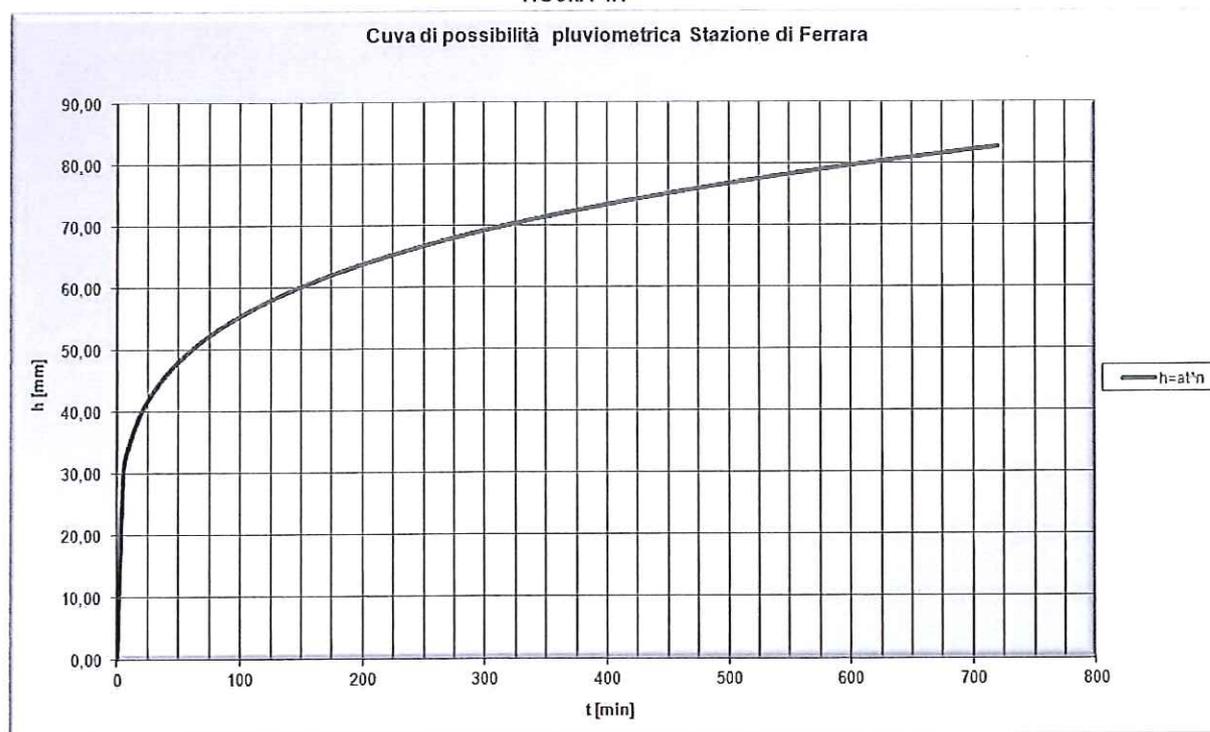
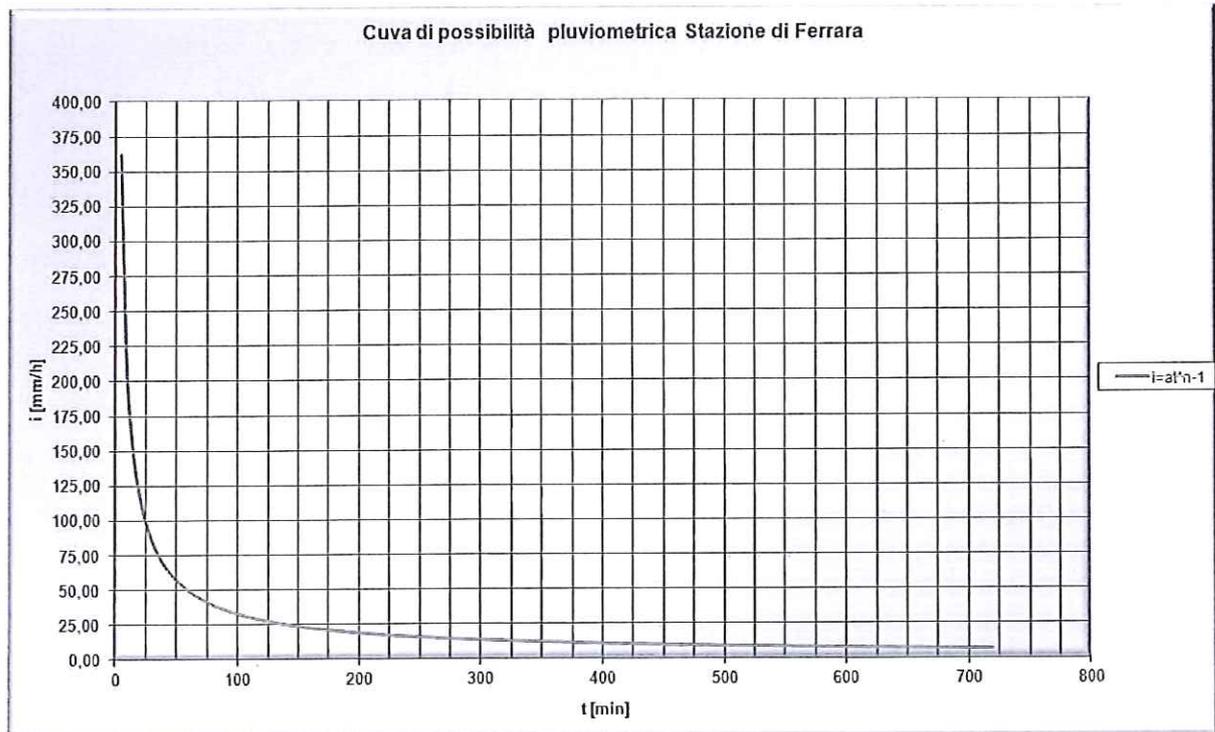


FIGURA 4.2



4.2 METODOLOGIA DI RICOSTRUZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER INTENSITA' DI PIOGGIA INFERIORI AD 1 ORA

Per la verifica dei sistemi di raccolta, per i quali la risposta al deflusso è immediata, si deve necessariamente calcolare la sollecitazione più gravosa durante eventi di pioggia intensi e di durata inferiore ad 1 ora.

Il calcolo dei parametri delle CPP per durate inferiori all'ora è stato effettuato mediante la formula di Bell a partire dalle CPP per durate superiori all'ora.

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5 \quad (d \text{ espresso in minuti})$$

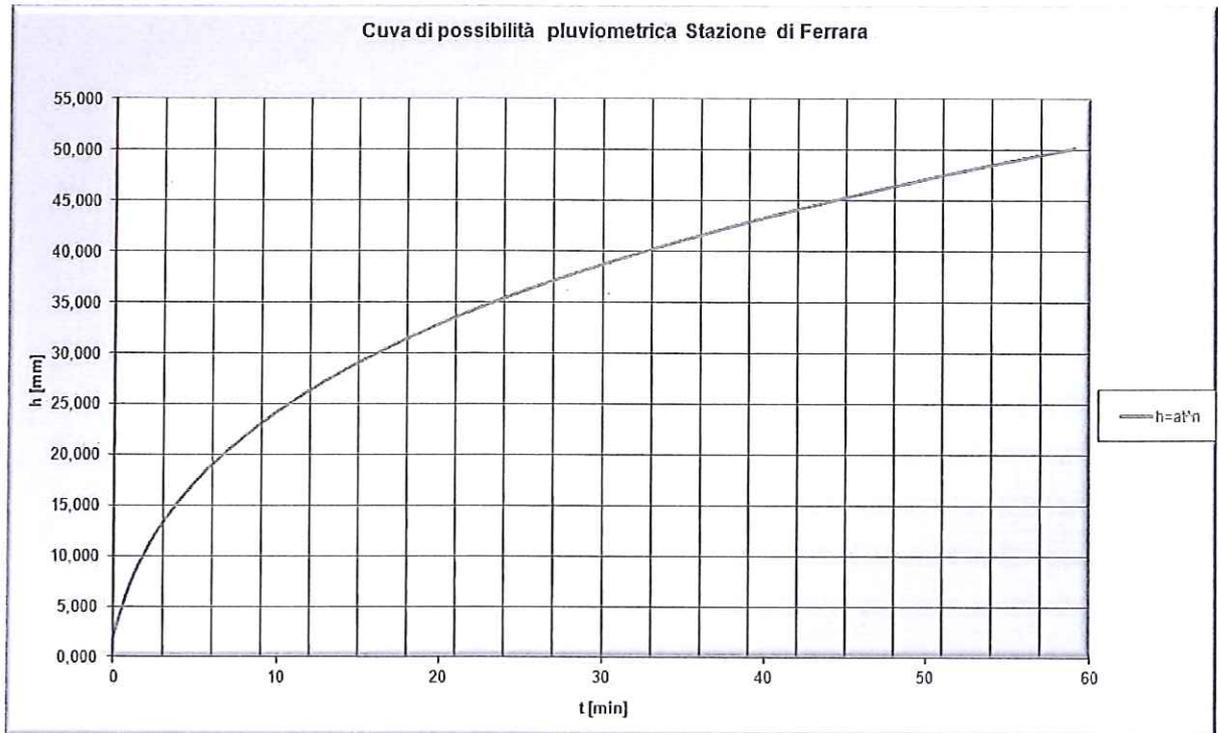
Con essa è possibile calcolare la pioggia di durata $d < 60$ minuti e tempo di ritorno T , in funzione del valore $h_{60,T}$ fornito dalla CPP relativa allo stesso periodo di ritorno.

I risultati ottenuti sono riportati nella sottostante tabella e nei relativi grafici.

TABELLA 4.3

Stazione di Ferrara Urbana	
$\alpha =$	50,170
$n =$	0,412

FIGURA 4.3



5 DETERMINAZIONE PORTATE MASSIME DI PROGETTO

Avendo definito i parametri caratteristici della curva di possibilità climatica è possibile calcolare ora i valori delle portate massime, la cui determinazione è stata effettuata attraverso il "metodo di corrivazione" o "metodo razionale".

Questo metodo si basa sulla considerazione che le gocce di pioggia cadute in punti diversi del bacino nel medesimo istante, impiegano tempi differenti per arrivare alla sezione di chiusura e che ogni bacino ha un tempo caratteristico, detto "tempo di corrivazione", che rappresenta il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura dello stesso.

La durata di pioggia critica per il bacino (o tempo di corrivazione) si determina mediante la seguente formula:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_c [h] è la durata critica di pioggia; t_a è il tempo di entrata in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce d'acqua per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il tempo di entrata è funzione, generalmente, della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti); infine t_r è il tempo di traslazione lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale").

Il tempo di ingresso in rete t_a viene posto pari a 15 minuti per tenere in conto il forte effetto d'invaso che si ha all'inizio della precipitazione, mentre il tempo di traslazione t_r alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i}$$

dove:

N : numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione facenti parte dell'asta principale;

L_i : lunghezza del tronco i -esimo;

v_i : velocità nel tronco i -esimo.

Nota la curva di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno T prefissato, la massima portata di piena può essere calcolata per ogni sezione di progetto partendo da monte verso valle, determinando per ciascuna di esse l'area drenata e il tempo di corrivazione:

$$Q_{\max} = \phi \frac{10^6 \cdot S \cdot h}{3600 \cdot \tau_c} = [mc/sec]$$

dove:

ϕ_i : 0.85 coefficiente d'afflusso superfici impermeabili

ϕ_p : 0.45 coefficiente d'afflusso superfici permeabili;

$$\phi = \frac{S_i \cdot \phi_i + S_p \cdot \phi_p}{S_{TOT}}$$

S : [Km²] superficie scolante;

h : [m] altezza di pioggia TR=20 anni;

t_c : [ore] tempo di corrivazione

La superficie afferente la linea principale della rete fognaria è quella indicata in planimetria di cui all'ALLEGATO "A"; è escluso dal conteggio l'apporto (2272 m²) dell'area "1", la quale scaricherà le acque direttamente nello scolo Gramicia tramite una propria tubazione così come avviene attualmente.

$S_{TOT} = 13138 - 2272 = 10866$ m²; $S_i = 9526$ m²; $S_p = 1340$ m²; $\phi = 0.80$; $t_a = 900$ sec; $v_r = 1$ m/sec;

$L_i = 170$ m; $t_r = 170$ sec; $t_c = t_a + t_r = 1070$ sec = 17.83 min = 0.297 ore;

$h(0.297) = 30.433$ mm (altezza di pioggia derivata da CPP eventi < 1 ora)

$i(0.297) = 102.393$ mm/h (intensità di pioggia derivata da CPP eventi < 1 ora)

$Q_{max} = 247$ l/sec (portata massima di progetto)

5.1 DIMENSIONAMENTO COLLETTORI

La verifica per il dimensionamento dei collettori, viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore, sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Gauckler –Strickler, riportata nell'equazione

$$Q = AK_s R^{2/3} i^{1/2}$$

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è $K_s=100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PVC. Fissati un coefficiente di scabrezza K_s e una pendenza longitudinale i , si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto.

La verifica consisterà nel rispettare le seguenti condizioni:

- $h/D \leq 0,85$, il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore o uguale di 0,85.
- $0,60 < v_{EFF} < 5,00 \text{ m/s}$, relazione valida per le fognature bianche.

Nota la curva di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno T prefissato (20 anni), la massima portata di piena può essere calcolata per ogni sezione di progetto partendo da monte verso valle, determinando per ciascuna di esse l'area drenata e il tempo di corrivazione.

Il calcolo del deflusso sostenuto dalla condotta è eseguito mediante la formula di Gaukler-Strikler precedentemente descritta, secondo la tabella 5.1

TABELLA 5.1

CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA: $h=\alpha t^n$												
$\alpha = 50,170$												
$n = 0,412$												
$f_{progetto} = 0,80$												
Ramo	Area [m ²]	DN [mm]	i	L [m]	T _a [min]	T _r [min]	T _c [min]	Q _{critica} [m ³ /s]	Q _{max riemp} [m ³ /s]	h _{riemp} [m]	h/D	V[m/sec]
Princ.	10866,0	630	0,0010	170,00	15,0	2,83	17,83	0,247	0,252	0,493	0,831	1,007

6 VASCA DI LAMINAZIONE

6.1 PREMESSA

Il presente progetto di urbanizzazione prevede un aumento della superficie impermeabile esistente secondo le seguenti quantità:

SUPERFICI	A _{IMP.} [mq]	A _{PERM.} [mq]	A _{TOT} [mq]
ESISTENTE	8888	4250	13138
PROGETTO	11798	1340	13138

TABELLA 6.1

Attualmente l'area in oggetto scarica le acque di pioggia nello scolo Gramicia tramite n°2 tubazioni $\phi 200$, posizionate come in planimetria di cui all'ALLEGATO "B".

La futura rete fognaria delle acque bianche prevede il rispetto del principio dell'invarianza idraulica secondo il quale la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area. Di fatto, l'unico modo per garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni è quello di prevedere volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi che compensino, mediante un'azione laminante, l'accelerazione dei deflussi e la riduzione dell'infiltrazione che sono un effetto inevitabile di ogni aumento della percentuale impermeabile dei suoli considerati.

Conseguentemente, in accordo con detto principio, la superficie afferente la linea principale della rete fognaria è quella indicata in planimetria di cui all'allegato "A"; è escluso dal conteggio l'apporto (2272 m²) dell'area "1", la quale scaricherà le acque direttamente nello scolo Gramicia tramite una propria tubazione così come avviene attualmente.

Riassumendo, le superfici conteggiate nel calcolo del volume di invaso sono quelle indicate nella seguente tabella:

SUPERFICI	A _{IMP.} [mq]	A _{PERM.} [mq]	A _{TOT} [mq]
ESISTENTE	(8888-2272)	4250	10866
PROGETTO	(11798-2272)	1340	10866
DA LAMINARE	2910	1340	4250

TABELLA 6.2

6.2 CALCOLO VOLUME DI INVASO

Con riferimento alla Deliberazione n°61 del 4 dicembre 2009 Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara - "Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l'applicazione del principio di invarianza idraulica-Determinazioni", il volume minimo di invaso relativo alla presente urbanizzazione è stato calcolato secondo la seguente procedura:

superfici da 0 a 0,5 ha

- scarico concesso 15 l/sec ha;
- volume da accumulare: il valore più alto tra 150 m³/ha lordo e 215 m³/ha imp.;

superfici da 0,5 ha a 1 ha

- scarico concesso 12 l/sec ha;
- volume da accumulare: il valore più alto tra 200 m³/ha lordo e 285 m³/ha imp.;

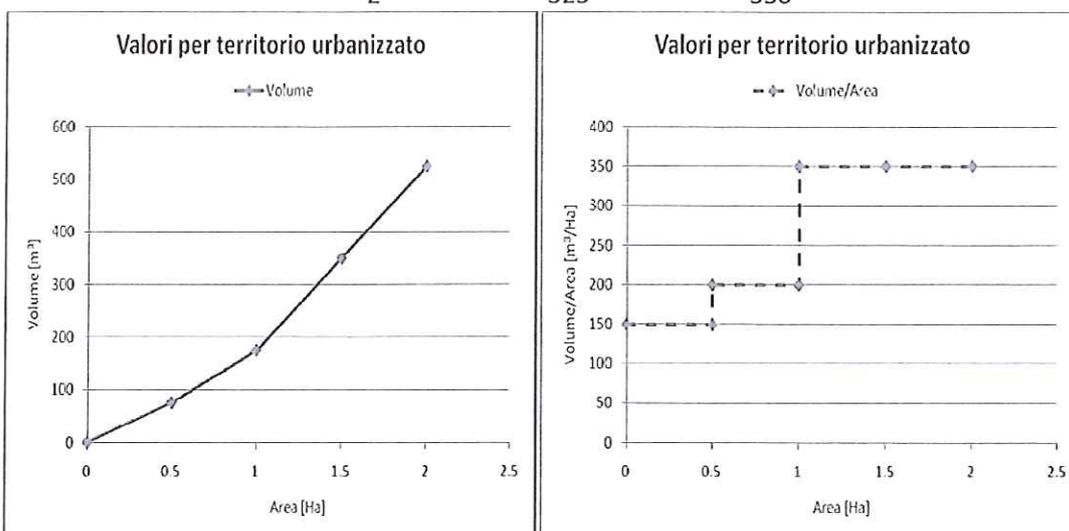
superfici oltre 1 ha

- scarico concesso 8 l/sec ha;
- volume da accumulare: il valore più alto tra 350 m³/ha lordo e 500 m³/ha imp.;

Tabelle e grafici relativi:

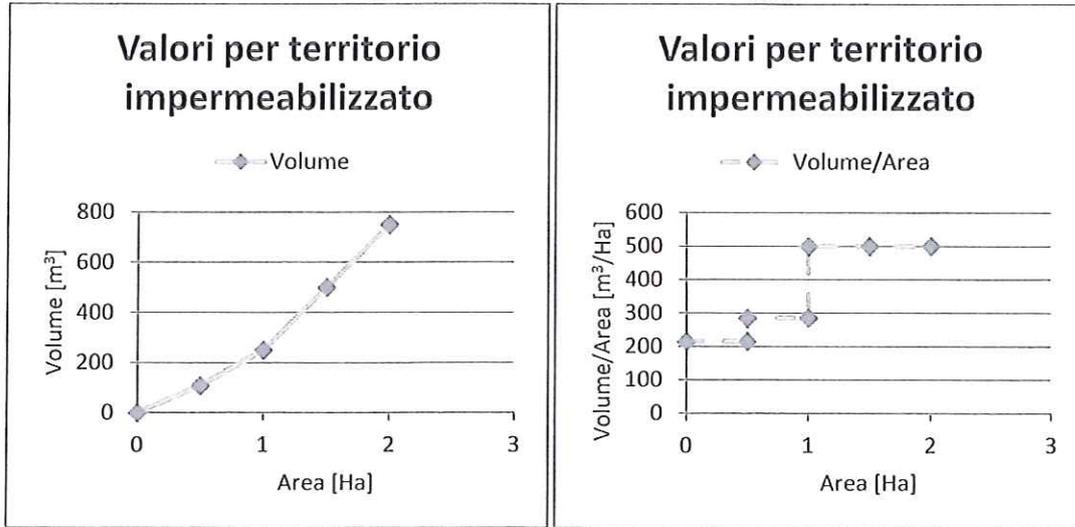
Valori per territorio urbanizzato

Superficie [Ha]	Volume [m ³]	Volume/Area [m ³ /Ha]
0	0	150
0,5	75	150
1	175	200
1,5	350	350
2	525	350



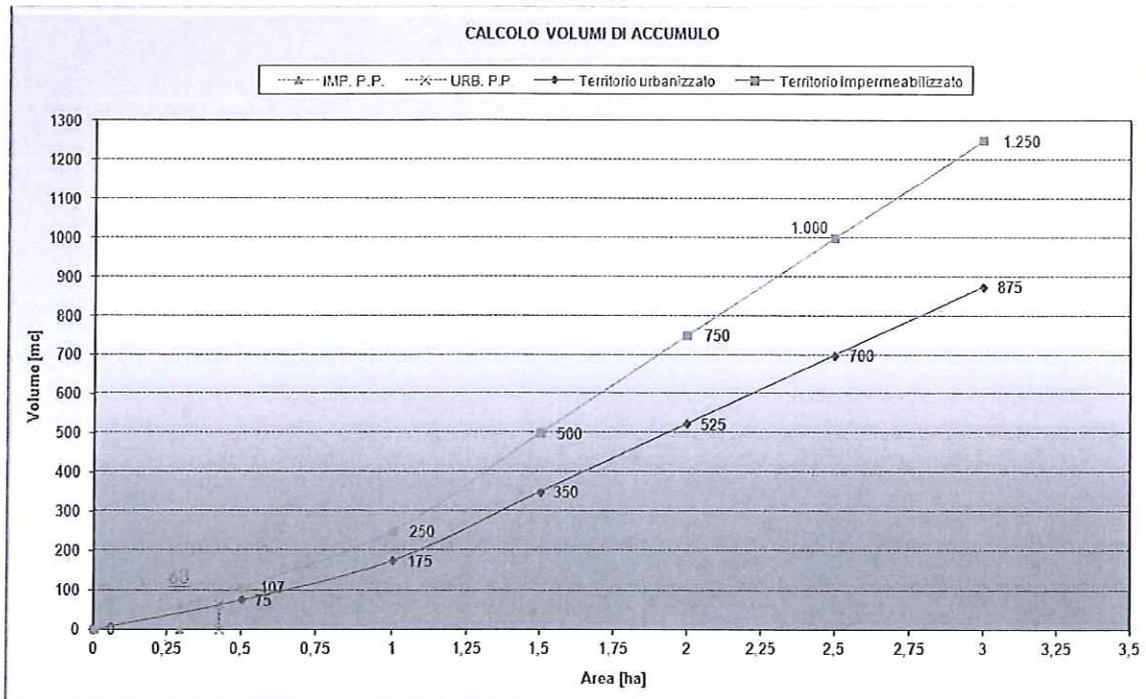
Valori per territorio impermeabilizzato

Superficie [Ha]	Volume [m ³]	Volume/Area [m ³ /Ha]
0	0	215
0,5	107	215
1	250	285
1,5	500	500
2	750	500



Per l'urbanizzazione in oggetto:

FIGURA 6.1



In accordo con il p.to 2.2 " Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l'applicazione del principio di invarianza idraulica-Determinazioni" - Deliberazione n°61 del 4 dicembre 2009 Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara), nel rispetto dell'invarianza idraulica, il volume di invaso minimo richiesto risulta:

Superfici urbanizzate da 0 a 0,50 Ha

$$W_1 = (150 \text{ mc/ha urbanizzato}) * 0.425 \text{ ha} = 63.75 \text{ mc}$$

$$W_2 = (215 \text{ mc/ha impermeabilizzato}) * 0.291 \text{ ha} = 62.56 \text{ mc}$$

$$W = \max(W_1; W_2) = 63.75 \text{ mc}$$

6.3 VERIFICA PORTATA DI SCARICO

Si calcola ora il massimo volume da invasare in ragione della portata effettivamente scaricata durante l'evento meteorico.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato da una vasca volano e che dunque costituiscono l'oggetto del dimensionamento sono:

- la geometria della vasca;
- le caratteristiche dei dispositivi di scarico;
- il volume massimo utile W della vasca.

Usualmente i primi due fattori vengono definiti nella fase preliminare del dimensionamento, salvo poi prevedere loro perfezionamenti successivi, così che esso si riduce principalmente all'individuazione del volume che è necessario assegnare alla vasca per ridurre la portata massima in uscita al valore desiderato Q_e , inferiore alla portata al colmo della piena entrante Q_{max} .

Di seguito viene brevemente esposto uno dei più usuali metodi pratici approssimati per la determinazione del volume da assegnare alla vasca. Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Tale metodo approssimato si basa generalmente sulla considerazione che, assegnati l'idrogramma entrante e la massima portata Q_e desiderata a valle, il massimo effetto di laminazione, cioè la riduzione del colmo con il minimo volume invasabile, si otterrebbe con un dispositivo di scarico tale da evacuare una portata costante durante tutta la fase di colmo. L'area dell'idrogramma entrante che sovrasta la linea orizzontale corrispondente alla Q_e , individua quindi il minimo volume d'invaso necessario, in tale situazione ottimale, per ottenere il desiderato effetto di laminazione.

Si considera l'idrogramma entrante trapezio come quello che si otterrebbe nell'ipotesi di legge aree-tempi lineare per eventi di durata $\theta > T_c$. L'espressione del volume da invasare risulta essere:

$$W = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta_w^n + \frac{T_c \cdot Q_e^2 \cdot \theta_w^{1-n}}{S \cdot \phi \cdot a} - Q_e \cdot \theta_w - Q_e \cdot T_c$$

con θ_w , durata critica per la vasca, ricavabile dalla relazione:

$$n \cdot S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + \frac{(1-n) \cdot T_c \cdot Q_e^2 \cdot \theta_w^{-n}}{S \cdot \phi \cdot a} - Q_e = 0$$

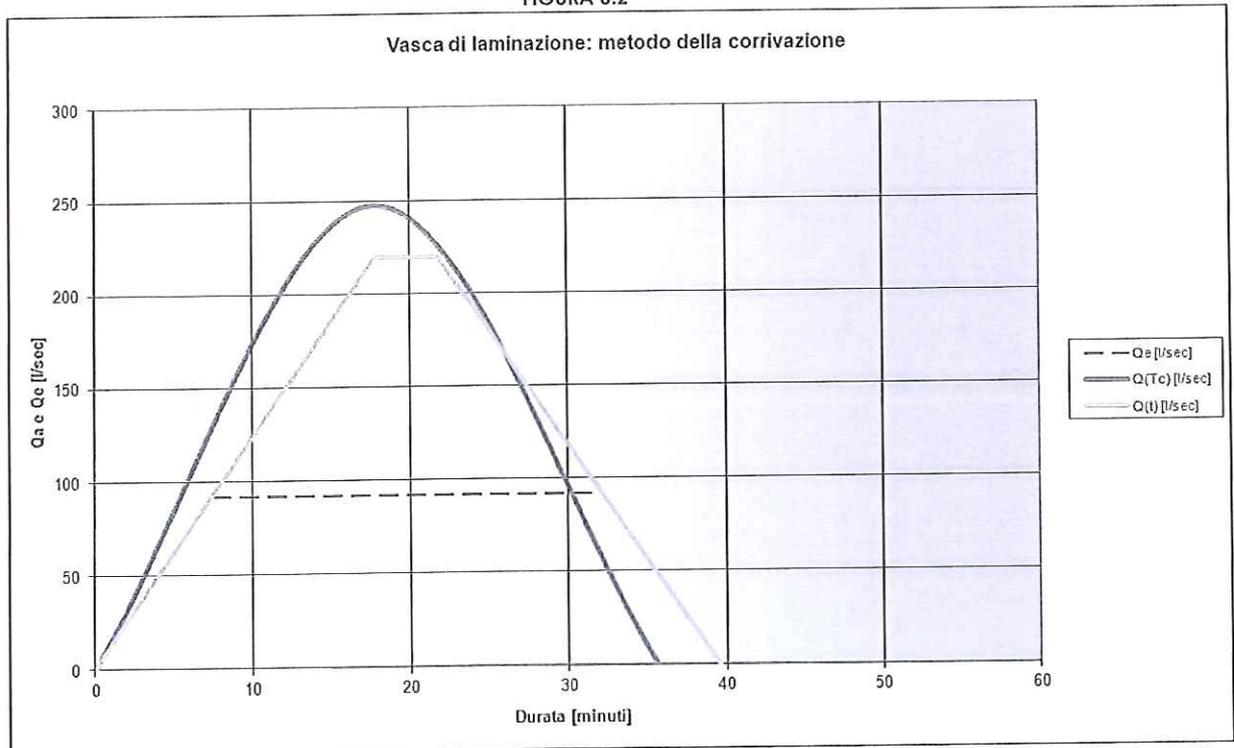
In ALLEGATO "C" il tabulato di calcolo, dal quale si ricava:

W= 109.841 mc volume invasato;

Q_e= 92.00 l/sec portata in uscita

Di seguito gli idrogrammi di piena per $\theta = \theta_w$ e $\theta = T_c$

FIGURA 6.2

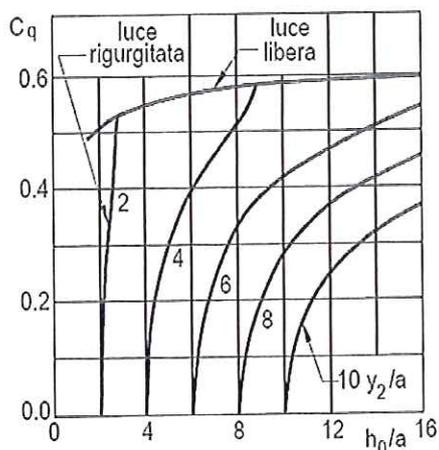
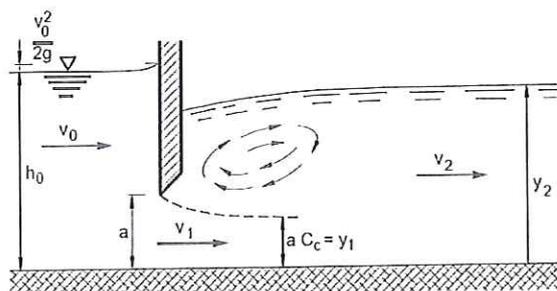


La portata in uscita Q_e è stata quindi considerata costante durante tutto l'evento; si calcola ora il valore massimo e minimo di tale valore in modo tale da eguagliare i volumi scaricati. Supponendo lo scarico caratterizzato da un funzionamento a battente, la formula per il calcolo della portata attraverso una luce di scarico si ottiene dall'equazione di bilancio dell'energia (teorema di Bernoulli) e risulta:

$$q = c_q \cdot A \cdot \sqrt{2gh_0}$$

dove:

- | | | |
|---------|-----------|---|
| $c_q =$ | 0.6 | coefficiente di portata; |
| $a =$ | 0.1882 m | apertura della luce di fondo; |
| $A =$ | 0.0278 mq | Area netta ϕ_{200} |
| g | | accelerazione di gravità; |
| h_0 | | carico piezometrico a monte della sezione |



Il coefficiente di portata c_q dipende dal coefficiente di contrazione C_c , dalla luce a e dal carico h_0 . Il valore di c_q è graficato in funzione del rapporto h_0/a in figura sopra riportata, in cui compare anche il caso dell'efflusso rigurgitato. In quest'ultimo caso la vena che defluisce sotto battente, si immerge in una corrente con conseguente dissipazione di energia localizzata e l'espressione precedente non è più valida, se non introducendo nell'equazione di bilancio dell'energia un termine che tenga conto della perdita di energia localizzata.

Posta la quota di fondo scarico a +13.90, i valori di calcolo sono sintetizzati nella seguente tabella:

LIVELLO VASCA	h_0 [m]	h_0/a	q [l/sec]
Min=+15.20	1.30	6.907	84.252
Max= +15.70	1.80	9.564	99.139

TABELLA 6.3

Posto:

$$T_L = 24 \text{ min} = 1440 \text{ sec,}$$

il tempo totale di laminazione, cioè il tempo durante il quale la vasca di laminazione passa da un invaso nullo alla massima capacità di accumulo, si vuole ora dimostrare che il volume

scaricato da una portata costante (come ipotizzato in ALLEGATO C) è equivalente al volume effettivamente scaricato da una portata variabile in funzione del grado di riempimento della vasca:

$$V_1 = Q_e \cdot T_L = 92 \cdot 1440 = 132.480 \text{ l} \quad \text{volume scaricato da una portata costante}$$

$$V_2 = 0.5 \cdot (Q_{\min} + Q_{\max}) \cdot T_L$$
$$= 0.5 \cdot (84.2 + 99.10) \cdot 1440 = 131.976 \text{ l} \quad \text{volume scaricato da luce sotto battente}$$

L'equivalenza è ottenuta.

ALLEGATO C

DATI E CALCOLAZIONI:

ϕ =coeff. afflusso area=	0,800
S =[mq]=superficie=	10.866,000
a =coeff. curva possibilità climatica=	50,170
n =coeff. curva possibilità climatica=	0,412

Vasche di laminazione: metodo della corrivazione

Si considera l'idrogramma entrante trapezio come quello che si otterrebbe nell'ipotesi di legge aree-tempi lineare per eventi di durata $\theta > T_c$. Il volume invasato durante l'evento risulta pari a:

$$W = \phi * S * a * \theta^n + (T_c * Q_e^2 * \theta^{1-n}) / (\phi * S * a) - Q_e * (\theta + T_c)$$

DATI E CALCOLAZIONI:

Q_e =[l/sec]=portata in uscita=	92,000
T_c =[ore]= tempo di corrivazione=	0,297

θ_w =[ore]=tempo dell'evento che massimizza il volume da invasare=	0,363
Equazione da uguagliare zero. Incognita θ_w .	0,000

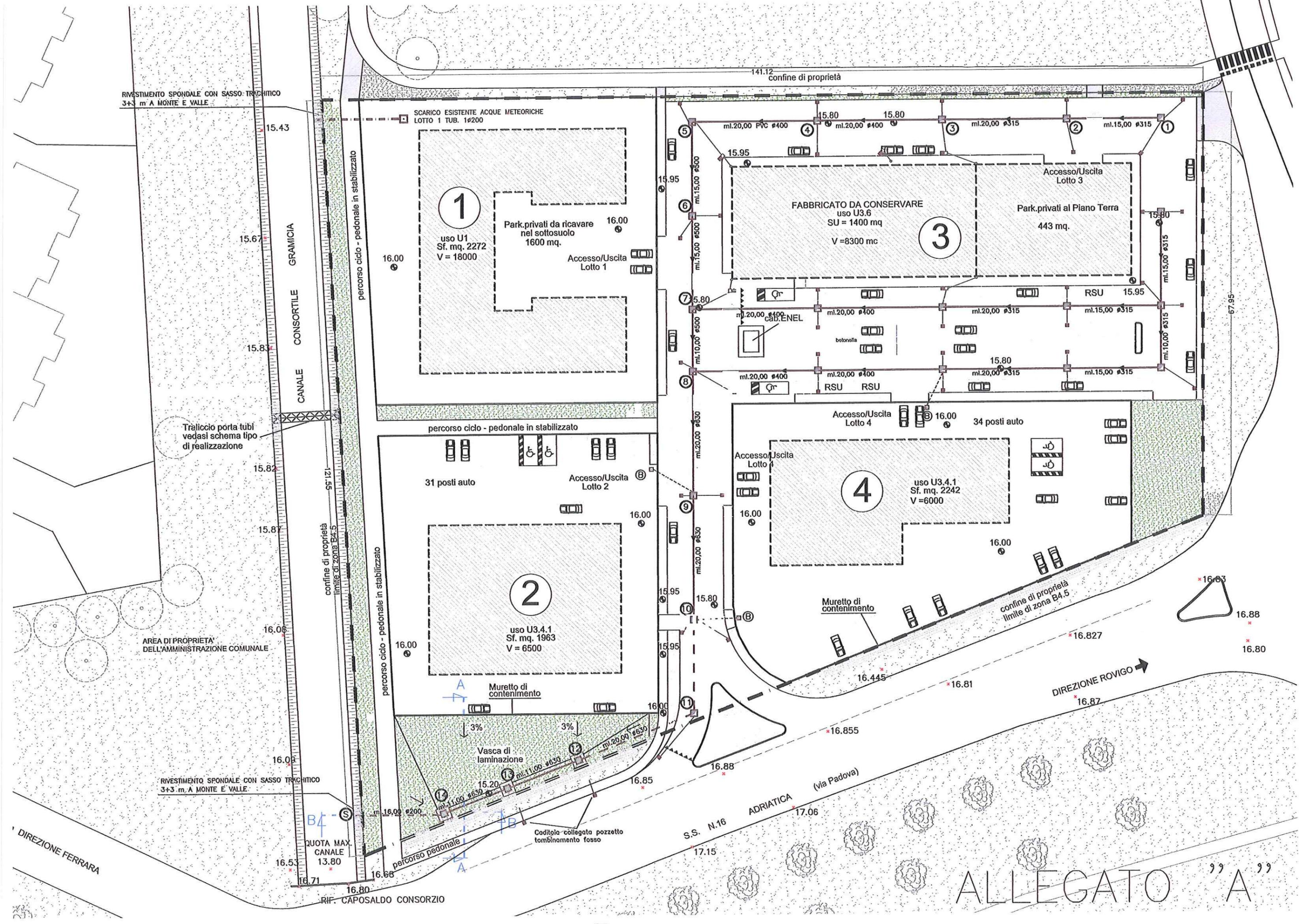
Altezza di pioggia e portata per un evento di durata

T_c	
$h = a * T_c^n$ =[mm]=altezza di pioggia=	30,424
i =[mm/h]=intensità di pioggia=	102,439
Q_{max} =[l/sec]= portata massima per un evento di durata	
T_c =	247,355

Altezza di pioggia e portata per un evento di durata θ_w

$h = a * \theta_w^n$ =[mm]=altezza di pioggia=	33,046
i =[mm/h]=intensità di pioggia=	91,040
Q_{max} =[l/sec]= portata massima per un evento di durata	
θ_w =	219,832

W =[mc]=volume invasato=	109,841
----------------------------	---------



RIVESTIMENTO SPONDALE CON SASSO TRACHITICO
3+3 m. A MONTE E VALLE

141.12
confine di proprietà

SCARICO ESISTENTE ACQUE METEORICHE
LOTTO 1 TUB. 1#200

1

uso U1
Sf. mq. 2272
V = 18000

Park. privati da ricavare
nel sottosuolo
1600 mq.

Accesso/Uscita
Lotto 1

FABBRICATO DA CONSERVARE
uso U3.6
SU = 1400 mq
V = 8300 mc

3

Accesso/Uscita
Lotto 3
Park. privati al Piano Terra
443 mq.

4

uso U3.4.1
Sf. mq. 2242
V = 6000

31 posti auto

Accesso/Uscita
Lotto 2

2

uso U3.4.1
Sf. mq. 1963
V = 6500

Muretto di
contenimento

Vasca di
laminazione

Muretto di
contenimento

confine di proprietà
limite di zona B4.5

Traliccio porta tubi
vedasi schema tipo
di realizzazione

AREA DI PROPRIETA'
DELL'AMMINISTRAZIONE COMUNALE

RIVESTIMENTO SPONDALE CON SASSO TRACHITICO
3+3 m. A MONTE E VALLE

QUOTA MAX.
CANALE
13.80

RIF. CAPOSALDO CONSORZIO

S.S. N.16 ADRIATICA (via Padova)

DIREZIONE ROVIGO

DIREZIONE FERRARA

ALLEGATO A

