



TAVOLA		TITOLO		PROGETTISTA	
Allegato 1		RELAZIONE IDRAULICA		Ing. Mauro Tortorelli	
SCALA					
DATA ELABORATO					
Aprile 2019					
PROGETTAZIONE					
 i4 Consulting S.r.l. ITech Environment & Engineering		Via Barroccio dal Borgo, 1 - 35124 Padova (PD) tel. 049 7966665 - fax 049 685800 info@i4consulting.it - www.i4consulting.it			
SO349/2019		N:\commesse\SO349_VCI_Cometti\pdf\All-1_Relazione.pdf			
0	04/2019	Prima emissione		G. Lazzaro	M. Tortorelli
REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE		VERIFICATO	APPROVATO

*Piano Urbanistico Attuativo (P.U.A.)
Area accordo di pianificazione AP-01 "Cometti"
In Spinea (VE), via Don Giussani – C.T.: foglio 9, mappali 2093-1888*

INDICE

1. Generalità	3
2. Il regolamento edilizio comunale.....	6
3. L'invarianza idraulica.....	7
4. Caratteristiche pluviometriche della zona oggetto di intervento.....	9
5. Stima della variazione del coefficiente di deflusso	15
5.1. Stima del coefficiente di deflusso nelle condizioni attuali	20
5.2. Stima del coefficiente di deflusso nelle condizioni di progetto	22
5.3. Stima della variazione del grado di impermeabilizzazione	25
6. Portata smaltibile in rete pubblica di scolo.....	27
7. Individuazione del punto di recapito.....	29
8. Calcolo dei volumi necessari per la laminazione	30
9. Dimensionamento del sistema di laminazione	32
10. Dimensionamento del manufatto di scarico	33
11. Verifica dello sfioratore di sicurezza	35
12. Manufatto di collegamento con bacino di invaso a cielo aperto	36
13. Dimensionamento della rete minore.....	38
14. Scelta dei materiali e dei dispositivi.....	40
15. Conclusioni.....	41
16. Documentazione fotografica	42

1. Generalità

Il presente progetto riguarda la predisposizione della valutazione di compatibilità idraulica relativamente all'intervento di realizzazione di un nuovo edificio residenziale da realizzare in via Don Giussani nel comune di Spinea (VE).

L'area oggetto della presente relazione interessa una superficie complessiva di circa 8200 m². L'area allo stato attuale si presenta ricoperta a verde.

L'inquadramento territoriale è riportato in Figura 1 e Figura 2.

Per il dimensionamento delle opere di smaltimento delle acque meteoriche si fa riferimento alla delibera di giunta regionale D.G.R. 2948/2009, seguita alle D.G.R. 3637/2002, D.G.R.1322/2006 e D.G.R. 1841/2007, che definisce il criterio dell'invarianza idraulica.

In base a tale criterio ogni nuovo intervento deve prevedere misure finalizzate a contenere le portate scaricate mediante sistemi costituiti da volumi di invaso e manufatti di laminazione, in grado di limitare le stesse al valore caratteristico del terreno prima della trasformazione.

A seguito degli intensi eventi meteorici avvenuti nel 2007, è stato nominato il Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 con l'obiettivo primario di ripristinare le condizioni di sicurezza nei territori colpiti.

Sebbene non più in vigore, le ordinanze commissariali n. 2, 3 e 4 del 22/01/2008 e le "Linee Guida per la Valutazione di Compatibilità Idraulica" definiscono criteri utili per il dimensionamento dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche nei comuni interessati dalle attività del Commissario delegato.

Inoltre, parte dei contenuti di suddette ordinanze sono state recepite nel Regolamento Edilizio Comunale e nelle relative Norme Tecniche di Attuazione, e costituiscono un valido aiuto nella definizione dei parametri progettuali della rete di fognatura bianca secondo il principio dell'invarianza idraulica, al fine di progettare interventi in grado di non alterare lo stato di sicurezza idraulica dell'area oggetto di intervento e delle aree contermini.



Figura 1 – Ubicazione dell'area di intervento – scala 1:10'000 – Base cartografica Carta I.G.M.

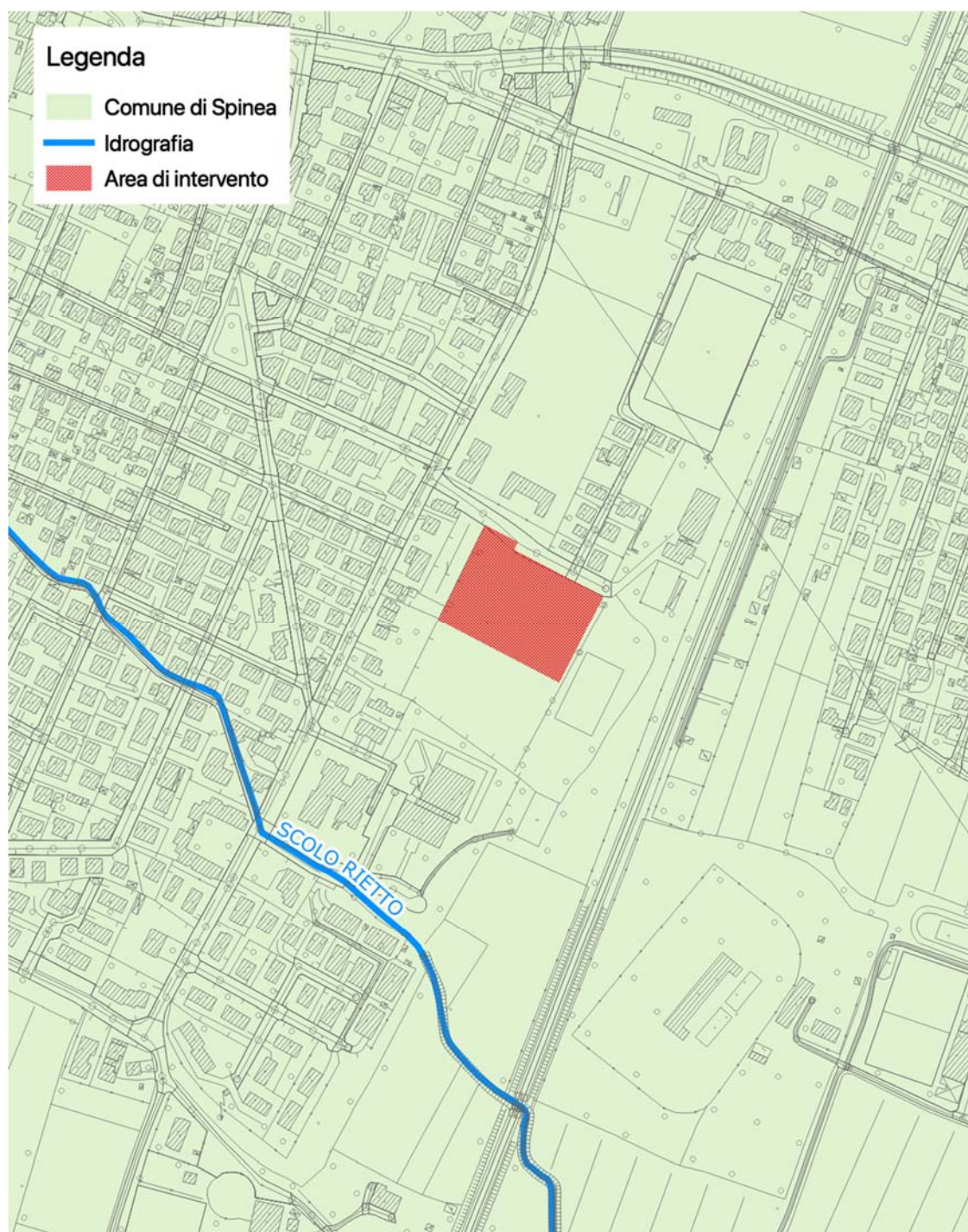


Figura 2 – Dettaglio dell'ubicazione dell'intervento – scala 1:5'000 – base cartografica C.T.R.

2. Il regolamento edilizio comunale

Il regolamento edilizio vigente (dal 12/08/2018) nel comune di Spinea stabilisce che:

Art. 3 - Documentazione da allegare alle richieste di esecuzione di interventi edilizi

4. In caso di interventi di nuova edificazione di volumetria superiore a 1000 metri cubi, o comunque comportanti una riduzione della superficie permeabile di pertinenza superiore a 200 metri quadrati, deve essere predisposta una verifica di compatibilità idraulica del progetto, che tenga conto di un tempo di ritorno pari a cinquanta (50) anni, avente le finalità di cui all'allegato A della D.G.R.V. n. 1322 del 10.05.2006, come integrato con D.G.R.V. n. 1841 del 19.06.2007 recante le "Modalità operative ed indicazioni tecniche" relative alla "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici". La verifica di compatibilità, da certificarsi in apposita relazione redatta a cura del progettista, si perfeziona con l'acquisizione del parere favorevole espresso al riguardo dal Consorzio di Bonifica territorialmente competente (ai sensi di quanto previsto dagli artt. 2 e 5 dell'ordinanza n. 3 del 22.01.2008 del "Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007"). In caso di interventi di nuova edificazione di volumetria superiore a 1000 metri cubi ed inferiore ai 2000 metri cubi o comunque comportanti una riduzione della superficie permeabile di pertinenza inferiore a 1000 metri quadrati si applica quanto disposto dall'art. 3 dell'ordinanza n. 3 del 22.01.2008 del "Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007"; ricordando che, a conclusione dei lavori e ai fini del rilascio del relativo certificato di agibilità, dovrà essere presentata attestazione di compatibilità del progetto di allacciamento alla rete fognaria delle acque bianche o miste, emessa dal soggetto gestore, che faccia esplicito riferimento all'idoneità della rete di collettamento a ricevere e smaltire in condizioni di sicurezza le ulteriori acque derivanti dall'intervento edilizio previsto;

Quanto indicato nel Regolamento Edilizio Comunale di fatto riporta i limiti di applicazione contenuti delle Ordinanze Commissariali di cui alla O.P.C.M. n. 3621 del 18.10.2007 e pertanto ad essi si farà riferimento.

Il capitolo 8 dello Studio di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del comune di Spinea fornisce invece le seguenti disposizioni:

"[...] Dovranno essere calcolate le due portate, stato attuale (per terreni agricoli si impone il coefficiente udometrico suggerito dai Consorzi di Bonifica competenti, e generalmente pari a 10 l/s ha, mentre per terreni non agricoli la portata ante operam è valutata come valor medio dell'idrogramma di piena stimato prima che avvenga la trasformazione) e di progetto, e quindi determinata la differenza di portata. [...]"

3. L'invarianza idraulica

Per il dimensionamento della rete delle acque meteoriche si fa riferimento alla delibera di giunta regionale D.G.R. 2948/2009, seguita alle D.G.R. 3637/2002, D.G.R.1322/2006 e D.G.R. 1841/2007, che prevedono tutte l'applicazione del criterio dell'invarianza idraulica per le nuove aree urbanizzate, e stabiliscono che le trasformazioni territoriali devono essere accompagnate dalla realizzazione di sistemi di contenimento delle portate scaricate, costituiti da sistemi di volumi di invaso di laminazione in grado di limitare le stesse al valore caratteristico del terreno prima della trasformazione.

Il tempo di ritorno di riferimento di 50 anni stabilito dalla DGR 2948/2009 risulta particolarmente cautelativo al fine di garantire la sicurezza idraulica dell'area progettata e delle aree limitrofe, e a tale valore si farà pertanto riferimento.

A seguito degli intensi eventi meteorici avvenuti recentemente, è stato nominato il Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 con l'obiettivo primario di ripristinare le condizioni di sicurezza nei territori colpiti. In particolare le ordinanze commissariali n. 2, 3 e 4 del 22/01/2008 e le "Linee Guida per la Valutazione di Compatibilità Idraulica" definiscono criteri utili per il dimensionamento dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche nei comuni interessati dalle attività del Commissario delegato.

Inoltre la nota esplicativa prot. 191991 del 9 aprile 2008 fornisce alcuni chiarimenti circa le modalità di calcolo delle variazioni di volume e superficie indicate per l'attuazione dei differenti gradi di approfondimento della Valutazione di Compatibilità Idraulica.

Protocollo n° 191991

Data: 09 APR 2008

Va ricordato innanzitutto che la verifica va redatta esclusivamente in relazione agli interventi edilizi che riguardano una edificazione con volumetria superiore a metri cubi 1000, o comunque comportanti una riduzione, superiore a metri quadrati 200, della superficie permeabile esistente o di pertinenza.

Al fine dell'applicabilità dei limiti di volume e superficie previste dalle ordinanze valgono le seguenti considerazioni:

- *Volumi: Il volume da considerare per l'applicabilità delle ordinanze è quello fuori terra, calcolato vuoto per pieno, con esclusione del sottotetto non abitabile, per quant'altro non disciplinato si fa riferimento ai singoli regolamenti edilizi comunali.*
- *Superfici: si intendono le superfici efficaci ai fini della formazione dei deflussi, come specificato nell'allegato A della Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto 1322/06 e successive modifiche ed integrazioni*

Le ordinanze e le linee guida sopra citate costituiscono un valido aiuto nella definizione dei parametri progettuali della rete di fognatura bianca seguendo il principio dell'invarianza

idraulica, al fine di progettare interventi in grado di non alterare lo stato di sicurezza idraulica dell'area oggetto di intervento e delle aree contermini.

Per individuare quanto l'intervento in progetto sia in grado di modificare il regime idraulico dell'area, si utilizza il coefficiente di deflusso, che risulta parametro fondamentale per determinare il comportamento idraulico dell'area. Questo parametro individua la frazione del volume di pioggia che viene restituita alla rete di fognatura bianca, ed è calcolato con riferimento all'area nelle condizioni antecedenti e successive alla realizzazione dell'intervento.

La D.G.R. 2948/2009 stabilisce che *"I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....)".*

4. Caratteristiche pluviometriche della zona oggetto di intervento

Per lo studio delle opere di smaltimento delle acque piovane in aree di limitata estensione risulta opportuno fare riferimento, oltre che alle precipitazioni di durata oraria, anche a quelle di forte intensità e breve durata.

E' stato pubblicato, a cura del Commissario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto, l' "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento", utile riferimento per i dimensionamenti idraulici nell'area interessata dallo studio.

Lo studio ha preso in esame un esteso numero di stazioni pluviografiche, e le ha raggruppate secondo rigorosi procedimenti statistici, individuando una serie di zone sufficientemente omogenee.

Tabella 1 – Risultati della cluster analysis per l'individuazione di gruppi omogenei di stazioni.

Raggruppamento da analisi	Stazione	s_i	Raggruppamento finale
Zona sud occidentale	TEOLO (TL)	0.413	Zona sud occidentale
	LEGNARO (LE)	0.311	
	MONTEGALDA (MT)	0.264	
	CA' DI MEZZO (DI)	0.155	
	CODEVIGO (DV)	0.143	
	CAMPODARSEGO (CM)	0.126	
	GRANTORTO (GT)	0.099	
	GALZIGNANO TERME (GG)	0.421	
	MIRA (MM)	-0.033	
Valle Averso	VALLE AVERTO UNO (VV)	-	Zona costiera e lagunare
Zona costiera e cittadellese	IESOLO (IE)	0.425	
	MOGLIANO VENETO (OG)	0.421	
	MESTRE CITTÀ (ME)	-0.014	
	SANT'ANNA DI CHIOGGIA (CH)	0.239	Zona interna nord-occidentale
	CITTADELLA (IT)	0.224	
	TREBASELEGHE (TS)	0.052	
Zona nord-orientale	PONTE DI PIAVE (PT)	0.204	Zona nord-orientale
	NOVENTA DI PIAVE (NP)	0.521	
	VILLORBA (VB)	0.485	
	RONCADE (RC)	0.480	
	ERACLEA (ER)	0.455	
	ZERO BRANCO (ZB)	0.270	
	BREDA DI PIAVE (BP)	0.246	
	CASTELFRANCO VENETO (CF)	0.202	
Zona esterna	AGNA (AA)	0.425	-
	BARBARANO VICENTINO (BB)	0.168	

Il Comune di Spinea rientra nell'elenco dei comuni colpiti dall'evento calamitoso del settembre 2007 e si dovrà quindi fare riferimento a tale studio per la valutazione della risposta idrologica dell'area di interesse attraverso le stime delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica basate sui più recenti dati pluviometrici disponibili.

Lo studio ha previsto il raggruppamento delle stazioni pluviografiche di riferimento in base a criteri statistici di uniformità. Le stazioni pluviografiche della zona omogenea sono risultate: Sant'Anna di Chioggia (CH), Iesolo (IE), Mestre (ME), Mogliano Veneto (OG), Valle Averso (VV), Mira (MM).

Il comune di Spinea è stato raggruppato con altri comuni per i quali è stata riscontrata una risposta idrologica sufficientemente omogenea, e rientra nella zona denominata "Zona Costiera e Lagunare", come rappresentato nella seguente Figura 3.

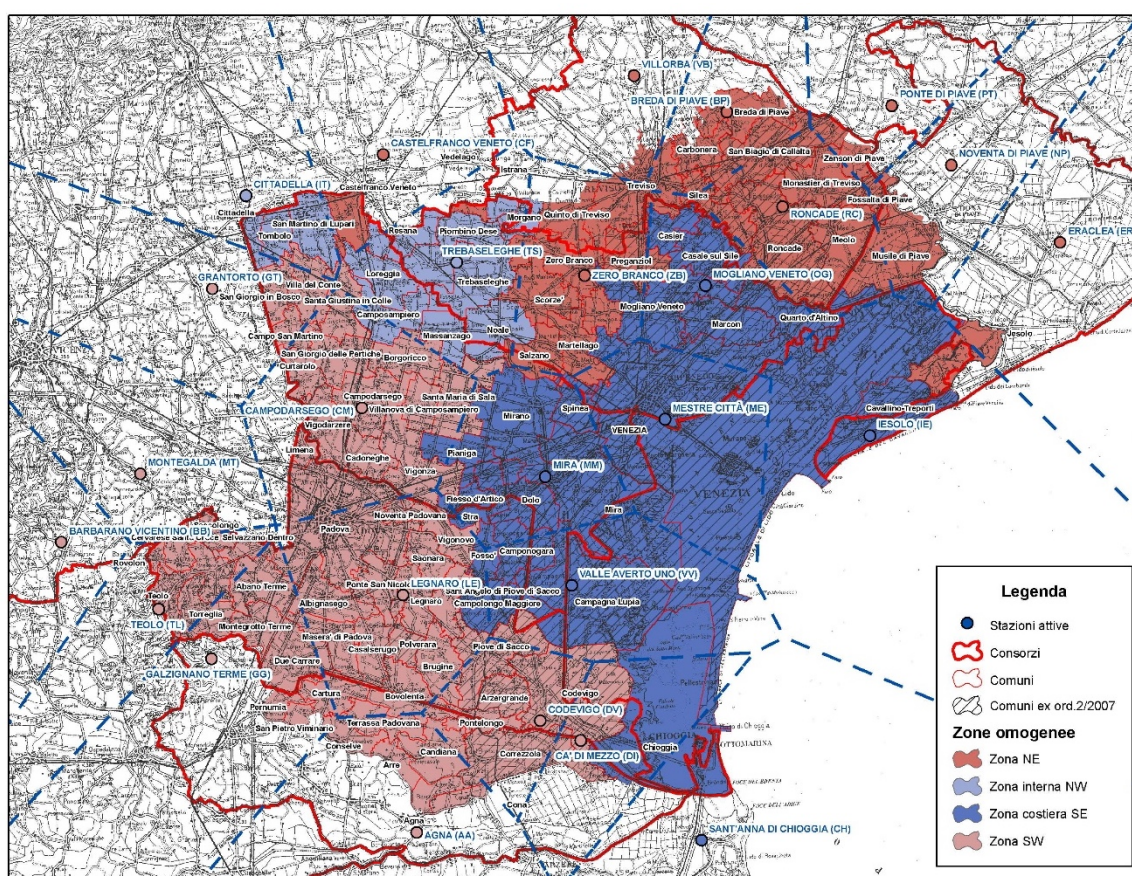


Figura 3 – Ripartizione dei comuni tra le quattro zone omogenee.

Per le stesse sono state valutate alcune grandezze caratteristiche, riportate nelle seguenti tabelle.

Tabella 2 – Grandezze indice per la zona costiera e lagunare

Durata (min)	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
h	10.022	16.906	21.553	30.249	35.020	38.236	51.389	61.443	70.688	81.369

Le stesse sono poi state utilizzate per fornire i valori attesi di precipitazione, in base a durata e tempo di ritorno dell'evento di progetto.

Tabella 3 – Valori attesi di precipitazione:

T (anni)	durata (min)									
	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
2	9.7	16.3	20.6	28.7	33.0	35.9	47.5	56.5	65.1	74.4
5	12.2	20.7	26.5	37.5	43.5	47.5	64.1	76.3	87.4	100.7
10	13.7	23.5	30.2	43.4	50.6	55.4	75.8	90.7	103.6	120.1
20	15.2	26.0	33.6	48.9	57.4	63.1	87.7	105.5	120.3	140.5
30	16.0	27.4	35.5	52.1	61.3	67.6	94.9	114.6	130.5	153.1
50	17.0	29.0	37.9	56.0	66.3	73.3	104.1	126.4	143.9	169.7
100	18.3	31.2	41.0	61.3	73.0	81.1	117.2	143.3	163.0	193.8
200	19.5	33.3	44.0	66.6	79.7	89.0	130.9	161.4	183.4	220.0

Nello studio "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento" la curva di possibilità pluviometrica è definita da tre parametri anziché dai due normalmente utilizzati, in maniera da fornire una relazione univoca per durate brevi ed orarie, normalmente interpolate con due differenti curve utilizzando la relazione a due parametri:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} t$$

Si ricorda che nell'applicazione della curva segnalatrice i tempi t devono essere espressi in minuti e il risultato è restituito in millimetri di precipitazione.

I parametri della curva segnalatrice sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 4 – Parametri di possibilità pluviometrica relativi a curva a 3 parametri

T	a	b	c
2	20.3	12.0	0.821
5	27.2	13.5	0.820
10	31.4	14.4	0.816
20	35.2	15.3	0.809
30	37.2	15.8	0.805
50	39.7	16.4	0.800
100	42.8	17.3	0.791
200	45.6	18.2	0.783

La curva rappresentata dalla relazione sopra indicata è valida in un intervallo esteso e sufficientemente attendibile per durate che vanno dai 5 minuti fino alle 24 ore, senza la necessità di utilizzare curve differenti per brevi durate e per durate orarie.

Si riportano nel grafico seguente le curve ottenute dall'applicazione dei grafici sopra indicati, con riferimento a differenti tempi di ritorno.

Pertanto la relazione che definisce l'altezza di precipitazione attesa per una determinata durata di pioggia, per l'area di interesse e con riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni, è data dalla seguente:

$$h = \frac{39.7}{(t+16.4)^{0.800}} t$$

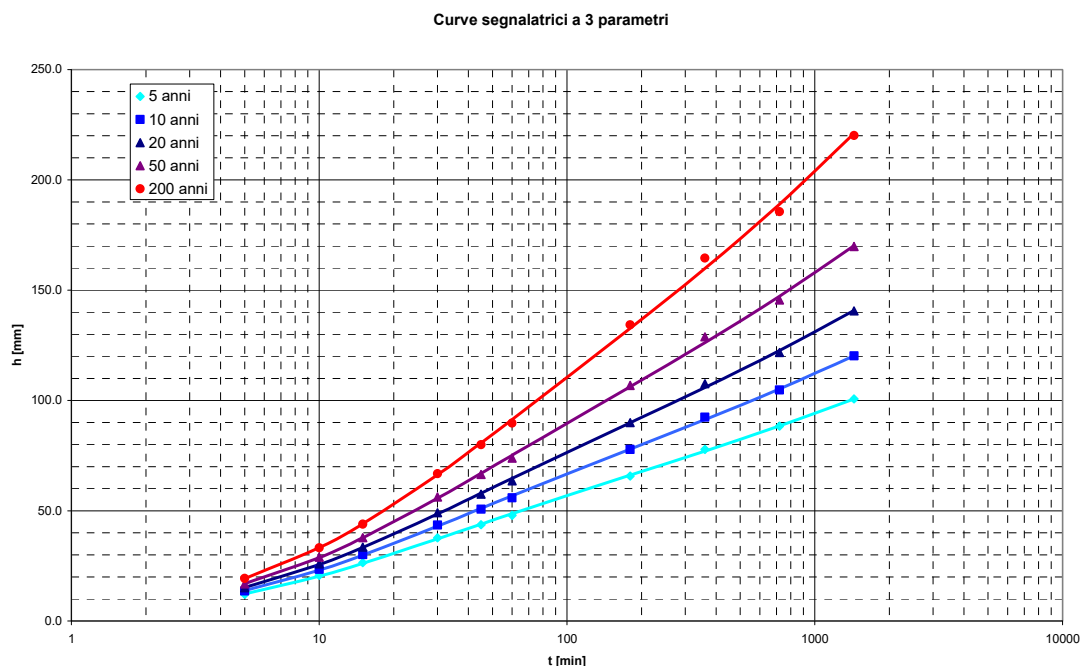


Figura 4 – Curve di possibilità pluviometrica a 3 parametri per la zona Costiera-Lagunare.

Per l'applicazione delle formule del metodo cinematico e del metodo dell'invaso, lo studio fornisce una serie di parametri di possibilità pluviometrica, da utilizzare con riferimento alla durata di precipitazione (t_p):

Tabella 5 – Parametri di possibilità pluviometrica - Zona costiera-lagunare

T_R	$t_p \approx 15$ minuti				$t_p \approx 30$ minuti				$t_p \approx 45$ minuti				$t_p \approx 1$ ora				$t_p \approx 3$ ore				$t_p \approx 6$ ore			
	da 5 min a 45 min				da 10 min a 1 ora				da 15 min a 3 ore				da 30 min a 6 ore				da 45 min a 12 ore				da 1 ora a 24 ore			
anni	a	n	Δ		a	n	Δ		a	n	Δ		a	n	Δ		a	n	Δ		a	n	Δ	
2	4.3	0.554	5.9%		6.1	0.441	2.9%		9.1	0.328	4.5%		11.8	0.267	1.2%		13.1	0.247	1.1%		14.2	0.230	1.5%	
5	5.2	0.576	5.8%		7.4	0.465	3.0%		11.1	0.348	4.8%		14.8	0.281	1.4%		16.8	0.254	1.5%		18.5	0.236	1.8%	
10	5.7	0.590	5.6%		8.0	0.482	3.1%		12.1	0.363	4.9%		16.4	0.293	1.5%		18.9	0.263	1.8%		21.1	0.242	2.1%	
20	6.2	0.603	5.4%		8.5	0.499	3.1%		13.0	0.378	5.0%		17.7	0.306	1.6%		20.7	0.272	2.1%		23.4	0.250	2.4%	
30	6.4	0.610	5.2%		8.8	0.508	3.1%		13.4	0.387	5.0%		18.4	0.313	1.7%		21.7	0.278	2.3%		24.6	0.255	2.6%	
50	6.7	0.619	5.0%		9.1	0.520	3.1%		13.8	0.399	5.0%		19.1	0.324	1.7%		22.8	0.286	2.5%		26.0	0.261	2.8%	
100	7.0	0.630	4.8%		9.4	0.536	3.1%		14.3	0.415	5.1%		19.9	0.338	1.8%		24.1	0.297	2.9%		27.8	0.271	3.1%	
200	7.3	0.642	4.5%		9.7	0.552	3.1%		14.7	0.431	5.1%		20.6	0.353	1.8%		25.3	0.309	3.2%		29.5	0.280	3.4%	

Tuttavia è stato possibile, con opportuni accorgimenti, adattare le note formule del metodo cinematico e del metodo dell'invaso alla curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri.

Si riportano nelle seguenti tabelle le tabulazioni dei coefficienti udometrici calcolati mediante l'applicazione del metodo dell'invaso o del metodo cinematico ottenuti dall'applicazione della curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri.

Tabella 6 – Coefficienti udometrici calcolati mediante l'applicazione del metodo dell'invaso, ottenuti dall'applicazione della curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri

Zona costiera e lagunare - Coefficienti udometrici ricavati con il metodo dell'invaso [$\text{l s}^{-1}\text{ha}^{-1}$]																
T_R	k	Volume di invaso [m^3/ha]														
[anni]		50	70	90	110	130	150	170	190	210	230	250	270	290	310	330
2	0.1	0.8	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.2	13.0	5.6	2.4	1.1	0.5	0.3	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.3	37.2	22.3	12.9	7.3	4.1	2.4	1.4	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1
	0.4	67.3	46.6	31.7	21.2	14.0	9.1	5.9	3.9	2.6	1.8	1.2	0.9	0.6	0.5	0.4
	0.5	100.8	75.5	56.1	41.2	30.0	21.5	15.4	10.9	7.7	5.5	4.0	2.9	2.1	1.6	1.2
	0.6	136.3	107.3	84.1	65.6	50.8	39.0	29.7	22.5	16.9	12.7	9.5	7.2	5.4	4.2	3.2
	0.7	173.3	141.1	114.8	93.1	75.2	60.4	48.2	38.2	30.2	23.7	18.6	14.5	11.4	8.9	7.0
	0.8	211.2	176.4	147.4	123.0	102.3	84.8	69.9	57.4	47.0	38.3	31.0	25.1	20.3	16.3	13.2
	0.9	250.0	212.8	181.5	154.6	131.5	111.6	94.4	79.5	66.8	55.9	46.6	38.8	32.2	26.6	22.0
5	0.1	3.1	0.9	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.2	27.0	15.3	8.4	4.5	2.4	1.4	0.8	0.5	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0
	0.3	63.3	44.3	30.6	20.8	13.9	9.2	6.1	4.0	2.7	1.9	1.3	0.9	0.7	0.5	0.4
	0.4	104.9	80.8	61.8	47.0	35.4	26.4	19.5	14.3	10.5	7.7	5.7	4.2	3.1	2.4	1.8
	0.5	149.5	121.3	98.3	79.4	63.8	51.0	40.5	32.0	25.1	19.7	15.3	12.0	9.3	7.3	5.7
	0.6	195.8	164.4	138.1	115.9	97.0	80.9	67.3	55.7	45.9	37.7	30.8	25.1	20.4	16.6	13.5
	0.7	243.4	209.3	180.3	155.2	133.5	114.6	98.2	83.9	71.4	60.6	51.3	43.3	36.5	30.6	25.7
	0.8	291.8	255.4	224.1	196.6	172.5	151.2	132.3	115.5	100.7	87.6	76.0	65.8	56.8	49.0	42.1
	0.9	340.9	302.5	269.1	239.6	213.3	189.9	168.8	149.9	133.0	117.7	104.1	91.8	80.9	71.1	62.4
10	0.1	5.6	2.0	0.8	0.3	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.2	37.1	23.4	14.4	8.7	5.2	3.1	1.9	1.2	0.8	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1
	0.3	80.4	59.9	44.3	32.4	23.5	16.8	12.0	8.5	6.1	4.3	3.1	2.3	1.7	1.3	1.0
	0.4	128.8	103.4	82.9	66.2	52.6	41.5	32.6	25.5	19.8	15.3	11.8	9.2	7.1	5.6	4.4
	0.5	179.8	150.7	126.4	106.0	88.6	73.8	61.3	50.7	41.8	34.3	28.1	22.9	18.7	15.2	12.4
	0.6	232.4	200.4	173.1	149.5	129.0	111.2	95.6	82.0	70.2	59.9	50.9	43.2	36.6	30.9	26.1
	0.7	286.1	251.7	221.8	195.7	172.6	152.2	134.0	117.8	103.3	90.5	79.1	69.1	60.1	52.3	45.3
	0.8	340.7	304.1	272.1	243.8	218.5	195.7	175.3	156.8	140.1	125.1	111.5	99.2	88.2	78.2	69.3
	0.9	395.9	357.4	323.6	293.3	266.0	241.3	218.9	198.4	179.7	162.7	147.1	132.9	119.9	108.0	97.3
20	0.1	8.9	3.8	1.7	0.8	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.2	47.4	32.3	21.8	14.4	9.5	6.2	4.1	2.7	1.9	1.3	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3
	0.3	97.2	75.7	58.8	45.5	34.9	26.6	20.2	15.2	11.5	8.7	6.6	5.0	3.8	3.0	2.3
	0.4	151.6	125.6	104.2	86.3	71.3	58.7	48.1	39.3	32.0	26.0	21.0	17.0	13.8	11.1	9.0
	0.5	208.4	179.1	154.1	132.7	114.2	98.1	84.1	71.9	61.4	52.2	44.4	37.6	31.8	26.9	22.7
	0.6	266.8	234.7	207.0	182.7	161.3	142.3	125.4	110.4	97.0	85.2	74.6	65.3	57.0	49.7	43.3
	0.7	326.1	291.8	261.7	235.1	211.2	189.8	170.5	153.1	137.3	123.0	110.1	98.4	87.9	78.4	69.8
	0.8	386.2	349.9	317.9	289.2	263.3	239.8	218.4	198.8	181.0	164.6	149.6	135.8	123.2	111.7	101.2
	0.9	446.9	408.9	375.1	344.7	317.0	291.6	268.4	247.0	227.2	209.0	192.1	176.5	162.1	148.7	136.4
50	0.1	13.6	6.9	3.5	1.8	1.0	0.6	0.4	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
	0.2	60.3	44.0	31.9	23.0	16.4	11.7	8.3	5.9	4.2	3.1	2.3	1.7	1.3	1.0	0.8
	0.3	117.4	95.3	77.3	62.6	50.5	40.7	32.6	26.0	20.7	16.5	13.1	10.5	8.4	6.7	5.4
	0.4	178.7	152.5	130.4	111.5	95.3	81.3	69.2	58.8	49.9	42.2	35.7	30.1	25.4	21.4	18.0
	0.5	242.2	212.9	187.6	165.5	146.1	128.8	113.6	100.0	87.9	77.2	67.8	59.4	51.9	45.4	39.6
	0.6	307.1	275.3	247.5	222.8	200.7	180.8	162.9	146.7	132.0	118.7	106.7	95.8	85.9	77.0	68.9
	0.7	373.5	339.6	309.6	282.8	258.5	236.4	216.2	197.7	180.8	165.2	150.9	137.8	125.7	114.7	104.5
	0.8	439.5	403.9	372.1	343.4	317.2	293.2	271.1	250.7	231.9	214.4	198.2	183.1	169.2	156.2	144.1
	0.9	506.5	469.3	436.0	405.7	377.8	352.2	328.4	306.3	285.8	266.6	248.7	231.9	216.2	201.5	187.8

Tabella 7 – Coefficienti udometrici calcolati mediante l'applicazione del metodo cinematico, ottenuti dall'applicazione della curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri

Zona costiera e lagunare - Coefficienti udometrici ricavati con il metodo cinematico [$\text{l s}^{-1}\text{ha}^{-1}$]																
T_R	k	Tempo di corrvazione [ore]														
[anni]		0.25	0.5	1	2	3	4	5	6	12	24	36	48	72	96	120
2	0.1	22.6	15.7	10.1	6.1	4.5	3.6	3.0	2.6	1.5	0.9	0.6	0.5	0.3	0.3	0.2
	0.2	45.2	31.5	20.2	12.3	9.0	7.2	6.1	5.2	3.0	1.7	1.2	1.0	0.7	0.6	0.5
	0.3	67.8	47.2	30.3	18.4	13.5	10.8	9.1	7.9	4.5	2.6	1.8	1.5	1.0	0.8	0.7
	0.4	90.4	62.9	40.4	24.6	18.1	14.4	12.1	10.5	6.0	3.4	2.5	1.9	1.4	1.1	0.9
	0.5	113.0	78.6	50.5	30.7	22.6	18.1	15.2	13.1	7.5	4.3	3.1	2.4	1.7	1.4	1.2
	0.6	135.6	94.4	60.6	36.9	27.1	21.7	18.2	15.7	9.0	5.1	3.7	2.9	2.1	1.7	1.4
	0.7	158.2	110.1	70.7	43.0	31.6	25.3	21.2	18.4	10.5	6.0	4.3	3.4	2.4	1.9	1.6
	0.8	180.8	125.8	80.8	49.1	36.1	28.9	24.3	21.0	12.0	6.9	4.9	3.9	2.8	2.2	1.8
	0.9	203.4	141.5	90.9	55.3	40.6	32.5	27.3	23.6	13.5	7.7	5.5	4.4	3.1	2.5	2.1
5	0.1	29.1	20.6	13.4	8.2	6.0	4.8	4.1	3.5	2.0	1.2	0.8	0.7	0.5	0.4	0.3
	0.2	58.1	41.1	26.7	16.4	12.1	9.7	8.1	7.0	4.1	2.3	1.7	1.3	0.9	0.7	0.6
	0.3	87.2	61.7	40.1	24.6	18.1	14.5	12.2	10.6	6.1	3.5	2.5	2.0	1.4	1.1	0.9
	0.4	116.3	82.2	53.5	32.8	24.2	19.4	16.3	14.1	8.1	4.6	3.3	2.6	1.9	1.5	1.2
	0.5	145.3	102.8	66.8	41.0	30.2	24.2	20.3	17.6	10.1	5.8	4.2	3.3	2.4	1.9	1.6
	0.6	174.4	123.3	80.2	49.2	36.3	29.1	24.4	21.1	12.2	6.9	5.0	3.9	2.8	2.2	1.9
	0.7	203.5	143.9	93.6	57.4	42.3	33.9	28.5	24.7	14.2	8.1	5.8	4.6	3.3	2.6	2.2
	0.8	232.6	164.4	106.9	65.6	48.4	38.7	32.6	28.2	16.2	9.3	6.7	5.3	3.8	3.0	2.5
	0.9	261.6	185.0	120.3	73.8	54.4	43.6	36.6	31.7	18.2	10.4	7.5	5.9	4.3	3.4	2.8
10	0.1	33.2	23.7	15.5	9.6	7.1	5.7	4.8	4.2	2.4	1.4	1.0	0.8	0.6	0.4	0.4
	0.2	66.3	47.4	31.1	19.2	14.2	11.4	9.6	8.3	4.8	2.7	2.0	1.6	1.1	0.9	0.7
	0.3	99.5	71.1	46.6	28.8	21.3	17.1	14.4	12.5	7.2	4.1	3.0	2.4	1.7	1.3	1.1
	0.4	132.6	94.7	62.2	38.4	28.4	22.8	19.2	16.6	9.6	5.5	4.0	3.1	2.3	1.8	1.5
	0.5	165.8	118.4	77.7	48.0	35.5	28.5	24.0	20.8	12.0	6.9	4.9	3.9	2.8	2.2	1.9
	0.6	199.0	142.1	93.3	57.6	42.6	34.2	28.8	25.0	14.4	8.2	5.9	4.7	3.4	2.7	2.2
	0.7	232.1	165.8	108.8	67.2	49.7	39.9	33.6	29.1	16.8	9.6	6.9	5.5	3.9	3.1	2.6
	0.8	265.3	189.5	124.4	76.8	56.8	45.6	38.4	33.3	19.2	11.0	7.9	6.3	4.5	3.6	3.0
	0.9	298.4	213.2	139.9	86.3	63.9	51.3	43.2	37.4	21.6	12.4	8.9	7.1	5.1	4.0	3.3
20	0.1	37.1	26.8	17.8	11.1	8.2	6.6	5.6	4.8	2.8	1.6	1.2	0.9	0.7	0.5	0.4
	0.2	74.3	53.7	35.6	22.1	16.5	13.2	11.2	9.7	5.6	3.2	2.3	1.9	1.3	1.1	0.9
	0.3	111.4	80.5	53.4	33.2	24.7	19.9	16.8	14.5	8.4	4.9	3.5	2.8	2.0	1.6	1.3
	0.4	148.6	107.3	71.1	44.3	32.9	26.5	22.3	19.4	11.3	6.5	4.7	3.7	2.7	2.1	1.8
	0.5	185.7	134.1	88.9	55.4	41.1	33.1	27.9	24.2	14.1	8.1	5.9	4.6	3.3	2.7	2.2
	0.6	222.9	161.0	106.7	66.4	49.4	39.7	33.5	29.1	16.9	9.7	7.0	5.6	4.0	3.2	2.7
	0.7	260.0	187.8	124.5	77.5	57.6	46.4	39.1	33.9	19.7	11.3	8.2	6.5	4.7	3.7	3.1
	0.8	297.2	214.6	142.3	88.6	65.8	53.0	44.7	38.8	22.5	13.0	9.4	7.4	5.4	4.2	3.5
	0.9	334.3	241.5	160.1	99.6	74.0	59.6	50.3	43.6	25.3	14.6	10.5	8.4	6.0	4.8	4.0
50	0.1	42.0	30.7	20.6	13.0	9.7	7.8	6.6	5.8	3.4	1.9	1.4	1.1	0.8	0.6	0.5
	0.2	84.0	61.4	41.2	25.9	19.4	15.7	13.2	11.5	6.7	3.9	2.8	2.2	1.6	1.3	1.1
	0.3	126.0	92.2	61.8	38.9	29.1	23.5	19.8	17.3	10.1	5.8	4.2	3.4	2.4	1.9	1.6
	0.4	167.9	122.9	82.5	51.9	38.7	31.3	26.5	23.0	13.5	7.8	5.7	4.5	3.3	2.6	2.2
	0.5	209.9	153.6	103.1	64.8	48.4	39.1	33.1	28.8	16.8	9.7	7.1	5.6	4.1	3.2	2.7
	0.6	251.9	184.3	123.7	77.8	58.1	47.0	39.7	34.5	20.2	11.7	8.5	6.7	4.9	3.9	3.3
	0.7	293.9	215.0	144.3	90.8	67.8	54.8	46.3	40.3	23.6	13.6	9.9	7.9	5.7	4.5	3.8
	0.8	335.9	245.8	164.9	103.7	77.5	62.6	52.9	46.0	26.9	15.6	11.3	9.0	6.5	5.2	4.3
	0.9	377.9	276.5	185.5	116.7	87.2	70.4	59.5	51.8	30.3	17.5	12.7	10.1	7.3	5.8	4.9

5. Stima della variazione del coefficiente di deflusso

Nel corso di un evento piovoso il coefficiente di deflusso rappresenta la percentuale del volume di pioggia che raggiunge la rete di raccolta di fognatura bianca. Il volume rimanente viene invece infiltrato nel sottosuolo o trattenuto negli invasi superficiali.

Per stimare i volumi che defluiscono attraverso la rete di fognatura risulta quindi indispensabile conoscere le caratteristiche dei terreni, che possono essere caratterizzati da differenti caratteristiche di permeabilità e di disponibilità di invasi superficiali.

Ad esempio i terreni agricoli soggetti a lavorazioni agronomiche sono tipicamente in grado di trattenere una porzione rilevante del volume di pioggia, mentre superfici pavimentate o coperture sono prevalentemente caratterizzate da ridotta permeabilità e ridotti invasi distribuiti tali da trasferire in fognatura la quasi totalità del volume di pioggia.

Una variazione del coefficiente di deflusso in aumento determina generalmente un aggravio di volumi scaricati e un incremento delle portate di punta, e di conseguenza richiede interventi per la laminazione delle portate di piena mediante realizzazione di volumi di invaso e di manufatti di controllo delle portate scaricate.

Tuttavia in situazioni di urbanizzazione preesistente è possibile ottenere anche variazioni negative del coefficiente di deflusso. In questi casi la trasformazione urbanistica permetterebbe già una riduzione di portate e volumi scaricati, e eventuali interventi potrebbero essere mirati a ridurre ulteriormente l'apporto alla rete dell'area oggetto di intervento al fine di garantire un miglioramento alla situazione idraulica generale del bacino di appartenenza.

La D.G.R. 2948/2009 definisce i seguenti valori guida da utilizzare quali coefficienti di deflusso, nel caso in cui non vengano calcolati analiticamente:

Tabella 8 – Coefficienti di deflusso suggeriti dalla D.G.R. 1841/2007.

Superficie	Coefficiente di deflusso ϕ
Aree agricole	0.10
Aree verdi (giardini)	0.20
Aree semipermeabili (grigliati drenanti)	0.60
Aree impermeabilizzate (tetti, strade, terrazze)	0.90

La successiva nota integrativa del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007, prot. n. 191991 del 09/04/2008, fornisce alcuni chiarimenti sulla metodologia di calcolo da adottare per la valutazione dell'impatto idraulico dell'intervento, e definisce ulteriori coefficienti di deflusso per alcuni tipi comuni di pavimentazione semipermeabile.

Tabella 9 – Coefficienti di deflusso suggeriti dal Commissario Delegato nella nota del 09/04/2008.

Superficie	Coefficiente di deflusso φ
Superfici in ghiaia sciolta	0.30
Grigliati garden	0.40
Pavimentazione in ciottoli su sabbia	0.40
Pavimentazioni in cubetti o pietre con fuga non sigillata su sabbia	0.70

Il coefficiente di deflusso medio viene stimato sulla base della suddivisione in aree caratterizzate da coefficiente di deflusso omogeneo.

Il coefficiente di deflusso, viene calcolato come valore medio pesato sull'area:

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

Viene quindi valutato il coefficiente di deflusso nelle condizioni attuali, e nella situazione di progetto, per valutare l'incidenza dell'intervento sul regime idraulico.

Per le tipologie di pavimentazione di tipo permeabile, realizzate con procedimenti innovativi non presenti sul mercato al momento dell'uscita dei primi decreti sull'invarianza idraulica, si è ritenuto opportuno procedere al calcolo analitico del coefficiente di deflusso, sulla base delle specifiche caratteristiche costruttive e di posa.

Per le pavimentazioni di tipo permeabile si intende calcolare il coefficiente di deflusso sulla base del volume d'acqua segregato nelle porosità del rivestimento e del materiale di sottofondo. Infatti la quantità di pioggia che raggiungerà effettivamente le reti di smaltimento acque meteoriche risulterà inferiore a quella effettivamente piovuta in quanto una porzione di essa sarà trattenuta al di sotto del piano di ruscellamento superficiale, sarà quindi dispersa per evaporazione o infiltrazione laterale, o utilizzata dalla vegetazione.

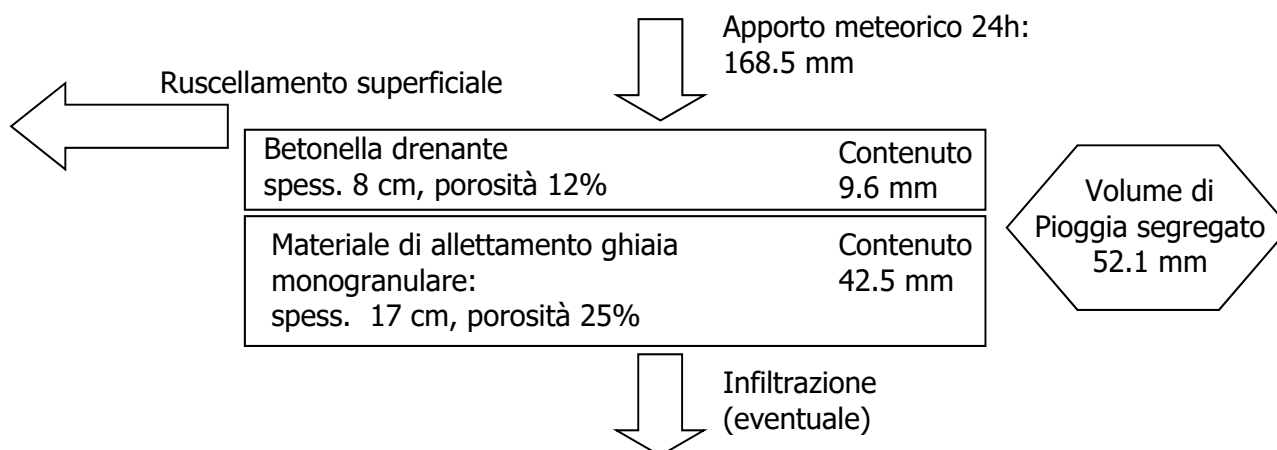


Tabella 10 – Parametri significativi della curva di possibilità pluviometrica e portate pluviometriche afferenti

t	T	h	j	K	Apporto medio specifico
(min)	(ore)	(mm)	(mm/min)	(m/s)	(l/s/ha)
1	0	4.0	4.04	6.73E-05	673.3
5	0.1	17.1	3.27	5.45E-05	544.9
10	0.2	28.9	2.36	3.94E-05	394.1
15	0.3	37.8	1.77	2.95E-05	294.9
30	0.5	55.3	1.17	1.95E-05	194.6
60	1	74.2	0.63	1.05E-05	105.1
120	2	93.4	0.32	5.32E-06	53.2
240	4	112.7	0.16	2.69E-06	26.9
360	6	124.3	0.10	1.62E-06	16.2
720	12	145.4	0.06	9.73E-07	9.7
1080	18	158.6	0.04	6.12E-07	6.1
1440	24	168.5	0.03	4.58E-07	4.6

L'apporto di riferimento (168.5 mm) è calcolato con riferimento ad una pioggia di durata di 24 ore, poiché oltre tale durata l'intensità di pioggia diviene così bassa che l'apporto totale risulta comparabile alla portata smaltibile attraverso il foro di laminazione, essendo il relativo contributo inferiore a 5 l/s·ha, e quindi non potrebbe più determinarsi alcun ulteriore accumulo.

Infatti oltre tale durata l'apporto meteorico risulta sicuramente inferiore al deflusso pur in condizioni di laminazione nelle condizioni più cautelative.

Un materiale poroso è in grado di contenere acqua all'interno delle proprie cavità, la cui quantità dipende dal valore della porosità, solitamente stabilita da apposite analisi di laboratorio. Il volume di acqua segregato dalla presenza dei vuoti nel materiale di rivestimento e di sottofondo andrà quindi a costituire una porzione del volume di pioggia che sarà perso in tempi prolungati.

Per la realizzazione di vialetti pedonali e aree di manovra veicolari si propone comunque l'utilizzo di betonelle drenanti, caratterizzate da elevata percentuale di vuoti e pertanto in grado di accumulare all'interno delle proprie cavità significative porzioni del volume di pioggia.

La porosità efficace della ghiaia di sottofondo è riportata in Tabella 11, normalmente si attesta nell'intorno del 25%, valore che viene quindi assunto come riferimento, che dovrà comunque essere verificato mediante opportune analisi di laboratorio in sede di esecuzione. Per massimizzare il contenuto d'acqua è necessario che la granulometria del materiale di sottofondo sia quanto più omogenea possibile.

Il materiale denominato "Mattone Filtrante" dispone di un impasto con materiale monogranulare che gli consente di ottenere una porosità efficace dell'ordine di almeno 12% ed un coefficiente di permeabilità piuttosto elevato.

La permeabilità superficiale è stata calcolata con apposite analisi di laboratorio e risulta pari a $5.16 \cdot 10^{-4}$ m/s, come riportato nel certificato di prodotto allegato in calce alla presente.

Poiché la permeabilità della pavimentazione risulta di un ordine di grandezza superiore alla massima intensità di pioggia prevedibile per tempo di ritorno di 50 anni, risulta ampiamente sufficiente a garantire l'infiltrazione del massimo apporto meteorico, ovvero ad evitare ogni forma di ruscellamento superficiale fino al completo intasamento dello strato di sottofondo e di pavimentazione.

Tabella 11 – Porosità di alcune tipologie di materiale.

Sedimento	Porosità	Porosità efficace
Ghiaia grossa	28	23
Ghiaia media	32	24
Ghiaia fine	34	25
Sabbia grossa	39	27
Sabbia media	39	28
Sabbia fine	43	23
Silt	46	8
Arenaria a grana fine	33	21
Argilla	42	3
Arenaria a grana media	37	27
Calcare	30	14
Dolomia	26	-
Sabbia di duna	45	38
Loess	49	18
Torba	92	44
Scisti	38	26
Siltite	35	12
Argillite	43	-
Shale	6	-
Till sabbioso	31	16
Till siltoso	34	6
Tufo	41	21
Basalto	17	-
Gabbro alterato	43	-
Granito alterato	45	-

Valori indicativi di porosità e porosità efficace per una serie di sedimenti
(Water Supply Paper, USGS)

Alcune semplici regole possono essere seguite quando si deve stimare la porosità efficace partendo dalla porosità: (Kresic):

- Per sabbie e ghiaie pulite, la differenza è inferiore al 5%
- Per sabbie ghiaie non uniformi o loro miscele è inferiore al 10%
- Una miscela 50-50 di sabbia uniforme ed argilla può avere una porosità di 0,5 mentre quella effettiva anche 0,05
- La porosità efficace dell'argilla è di solito 1-5%
- Se la porosità efficace è utilizzata per calcolare la velocità effettiva del flusso idrico, o di un inquinante trasportato per convezione, è più prudente usare i valori più alti

Dal calcolo del contenuto d'acqua che viene segregato negli strati di sottofondo e di pavimentazione, considerando una media di 17 cm di ghiaia di allettamento, si ottiene il coefficiente di deflusso analitico riportato in Tabella 12, che evidenzia che una pavimentazione anche se posata su suolo impermeabile, grazie alla capacità di trattenere un discreto volume al suo interno possiede un coefficiente di deflusso tale da assimilarlo ad una pavimentazione semipermeabile.

Tabella 12 – Calcolo del coefficiente di deflusso per pavimentazione drenante su suolo impermeabile

Stratigrafia	Spessore (cm)	% foratura Porosità utile	Quantità di apporto segregato (mm)
MATTONE FILTRANTE ®	8	0.12	9.6
Ghiaino di allettamento 4-6 mm	17	0.25	42.5
Guaina imp.	0.5	---	---
Totale segregato			52.1
COEFF. DEFLUSSO (riferito a 168.5 mm)			0.69

Per prudenza il valore viene comunque incrementato a **0.70**.

Lo stesso materiale su suolo naturale assume invece un comportamento differente, per il fatto che la stratigrafia assume valori differenti ed inoltre l'interfaccia inferiore garantisce un seppur ridotto smaltimento per infiltrazione, quantificabile cautelativamente con un coefficiente pari a 0.70.

In virtù della stratigrafia indicata in Tabella 13, il coefficiente di deflusso della pavimentazione drenante posata su suolo naturale raggiunge un valore pari a circa la metà di quanto precedentemente calcolato.

Tabella 13 – Calcolo del coefficiente di deflusso per pavimentazione drenante su suolo permeabile

Stratigrafia	Spessore (cm)	% foratura Porosità utile	Quantità di apporto segregato (mm)
MATTONE FILTRANTE ®	8	0.12	9.6
Ghiaino di allettamento	5	0.25	12.5
geotessuto	---	---	---
Sottofondo in ghiaione	15	0.25	37.5
geotessuto	---	---	---
Totale segregato			59.6
Totale deflusso sup. inferiore			44.5
COEFF. DEFLUSSO (riferito a 168.5 mm di apporto e coeff. deflusso sup. inferiore pari a 0.70)			0.38

Su indicazione del Consorzio il valore sopra calcolato viene elevato a **0.60** per uniformità con le indicazioni riportate nella D.G.R. 2948/2009, superando quindi il calcolo analitico appena sviluppato.

Sebbene quindi in funzione della capacità di trattenere un volume d'acqua all'interno della stratigrafia della pavimentazione sia possibile realizzare superfici caratterizzate da ridotto valore del coefficiente di deflusso, ai fini del calcolo il Consorzio di bonifica Acque Risorgive suggerisce l'adozione di coefficienti di deflusso indicati nella delibera regionale, al fine di garantire un discreto margine di sicurezza anche al progressivo intasamento nel tempo delle porosità delle pavimentazioni permeabili.

5.1. Stima del coefficiente di deflusso nelle condizioni attuali

L'area oggetto di studio risulta allo stato attuale ricoperta da vegetazione spontanea, con un comportamento idraulico pari a quello di un terreno agricolo non soggetto a lavorazioni agronomiche.

La superficie complessivamente coinvolta risulta pari a 8257 m².

La Figura 5 riporta in forma schematica l'utilizzo del suolo all'interno dell'area di intervento prima dell'attuazione dell'intervento di riqualificazione urbana.

Utilizzando i valori del coefficiente di deflusso riportati in Tabella 8 e Tabella 9, e le successive elaborazioni analitiche riportate in Tabella 12 e Tabella 13, si può stimare, seppur indirettamente, la portata attualmente scaricata dall'area all'interno della rete di scolo al fine di garantire successivamente l'invarianza idraulica o un miglioramento alla stessa.

Tabella 14 – Calcolo del coefficiente medio di deflusso allo stato ATTUALE

Superficie	ϕ	area effettiva (m²)	area totale (m²)
Aree agricole	0.10	8257	825.7
TOTALE	0.10	8257	825.7

Sulla base delle considerazioni sopra esposte si è stimato il coefficiente di deflusso di riferimento dell'area nello stato di fatto, risultato pari a **0.10**.



Figura 5 – Planimetria dello stato attuale (scala 1:1000)

5.2. Stima del coefficiente di deflusso nelle condizioni di progetto

Il progetto prevede un intervento di urbanizzazione con la realizzazione di due lotti residenziali, uno composto da n. 3 edifici residenziali e relative opere di urbanizzazione, un'area a parcheggio e un'area destinata a verde pubblico.

L'ambito di intervento è stato suddiviso in zone omogenee secondo l'uso del suolo previsto, e ad ogni tipologia è stato associato un coefficiente di deflusso secondo i valori di letteratura, le stime analitiche riportate al precedente paragrafo, oltre alle indicazioni commissariali riportate in Tabella 9. Si riporta nella seguente tabella, il calcolo del coefficiente di deflusso medio nelle condizioni di progetto.

Tabella 15 – Calcolo del coefficiente medio di deflusso allo stato di PROGETTO

Superficie	ϕ	area effettiva (m²)	area totale (m²)
Aree impermeabili (edifici)	0.90	1417	1275
Aree impermeabili (recinzione)	0.90	40	36
Aree semi-impermeabili (aree di manovra)	0.60	1194	716
Aree semi-impermeabili (parcheggi)	0.60	1233	740
Aree semi-impermeabili (vialetti pedonali)	0.60	146	88
Aree a verde	0.20	4227	845
TOTALE	0.45	8257	3701

Sulla base delle considerazioni sopra esposte si è stimato il coefficiente di deflusso di riferimento dell'area nello stato di progetto, risultato pari a **0.45**, quale media pesata sulla superficie del coefficiente di deflusso calcolato per le singole aree coinvolte.

La Figura 7 e la Figura 8 riportano un confronto tra i volumi generati dalle zone che compongono l'area oggetto dell'intervento, nelle condizioni attuali e nelle condizioni di progetto durante una precipitazione caratterizzata da un tempo di ritorno di 50 anni.

L'intervento nel complesso determina quindi un incremento dei volumi generati rispetto alle condizioni attuali, come evidenziato dal grafico di Figura 7. Tale incremento richiede pertanto l'adozione di intervento di mitigazione idraulica, mediante la realizzazione di volumi di invaso e manufatti di regolazione delle portate scaricate.

Si otterrà in ogni caso una significativa riduzione dell'impatto idraulico dell'intervento complessivo, grazie all'attuazione di interventi di mitigazione idraulica con rilascio di portate corrispondenti ad un coefficiente udometrico caratteristico di un terreno agricolo.

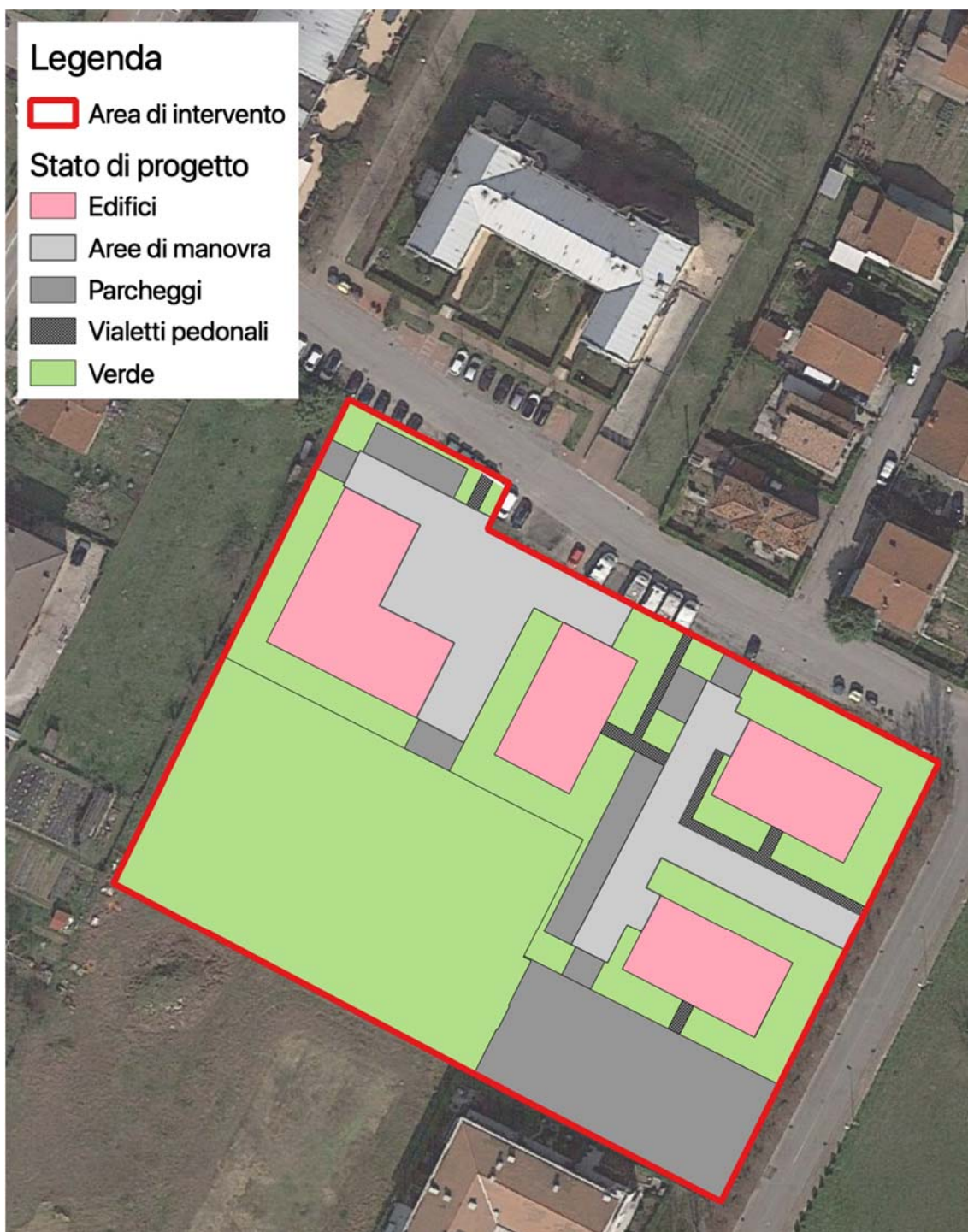


Figura 6 – Planimetria dello stato di progetto (scala 1:1000)

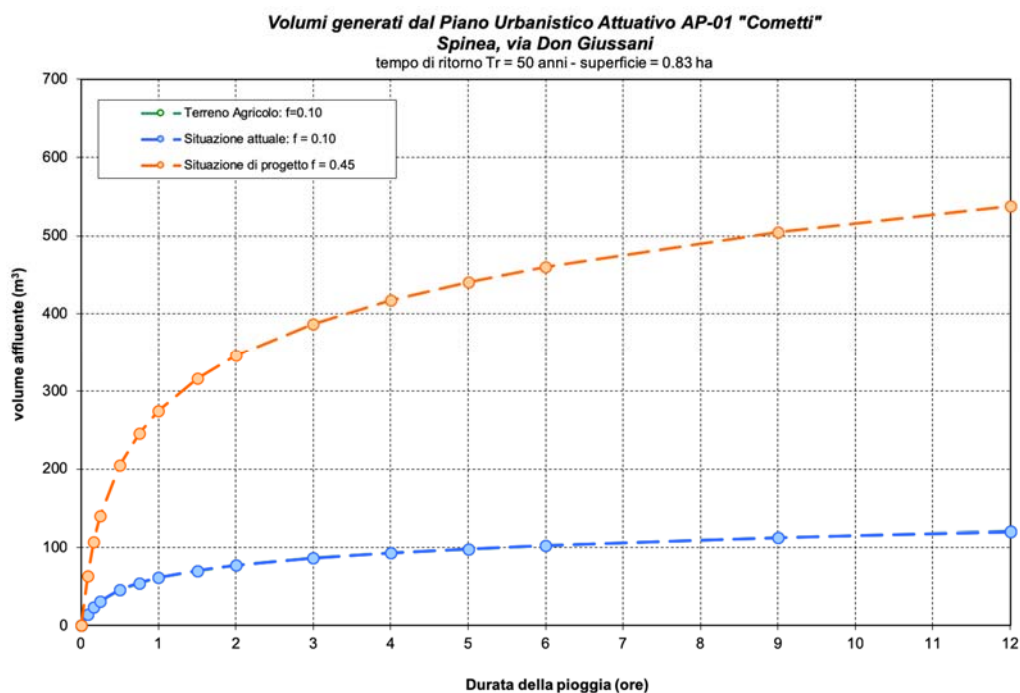


Figura 7 – Stima dei volumi generati nell'area di intervento nelle condizioni attuali e di progetto

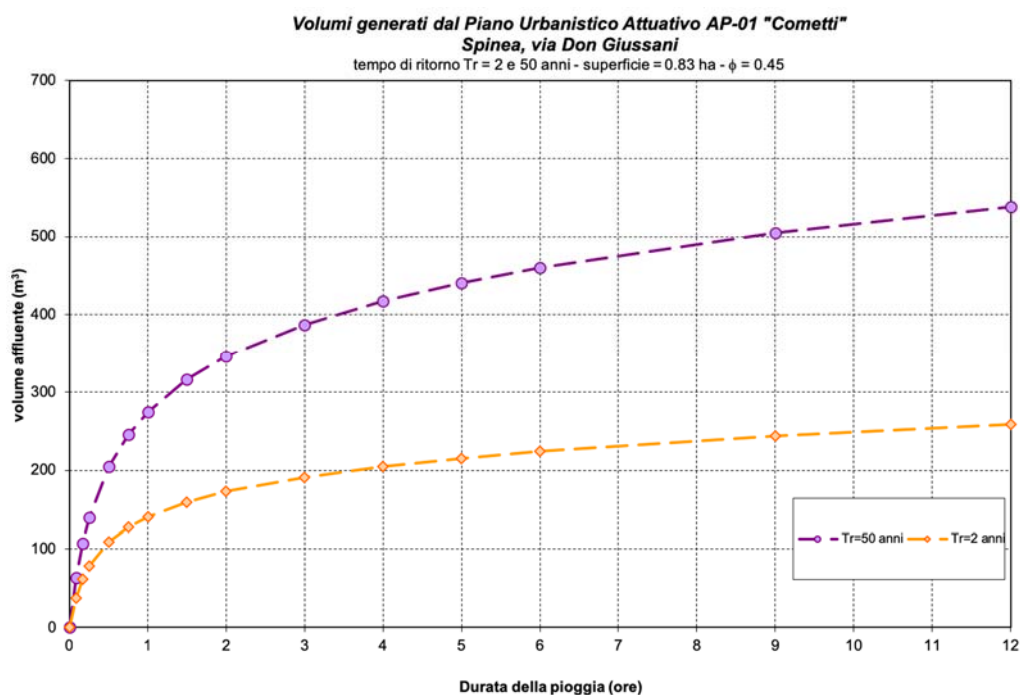


Figura 8 – Stima dei volumi generati nell'area di intervento nelle condizioni di progetto per $Tr=2$ e 50 anni

5.3. *Stima della variazione del grado di impermeabilizzazione*

Le ordinanze del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 introducono, oltre al concetto dell'invarianza idraulica già introdotto nella D.G.R. 1322/2006 e nella successiva D.G.R. 2948/2009, alcuni parametri dimensionali in base ai quali viene stabilito il grado di approfondimento dello Studio di Compatibilità Idraulica.

In particolare sono individuate tre soglie dimensionali:

- 1) variazione di superficie impermeabilizzata inferiore a 200 m² o cubatura di nuova costruzione inferiore a 1000 m³;
- 2) variazione di superficie impermeabilizzata superiore a 200 m² ma inferiore a 1000 m² o cubatura di nuova costruzione superiore a 1000 m³ ma inferiore a 2000 m³;
- 3) variazione di superficie impermeabilizzata superiore a 1000 m² o cubatura di nuova costruzione superiore a 2000 m³;

Le condizioni di cui ai punti 1), 2) e 3) vanno considerate nel modo più restrittivo, ovvero si passa alla casistica successiva al superamento anche di uno solo dei limiti imposti.

Nel caso 1) non è richiesta la Valutazione di Compatibilità Idraulica e non sono richieste misure di mitigazione dell'impatto idraulico dell'intervento;

nel caso 2) è richiesta la Valutazione ai sensi della D.G.R. 2948/2009 e di conseguenza vanno previste idonee misure di mitigazione idraulica, ma non è richiesto il parere idraulico del competente Consorzio di bonifica;

nel caso 3) è richiesta la Valutazione di Compatibilità Idraulica con il progetto delle relative misure di mitigazione idrauliche accompagnate dal parere favorevole del Consorzio di bonifica competente per territorio.

Risulta importante a questo punto definire come calcolare l'incremento di superficie impermeabilizzata dovuto alla variazione d'uso del suolo conseguente all'attuazione dell'intervento urbanistico.

Si ritiene quindi utile introdurre il concetto di "variazione di superficie efficace", che rappresenta l'effetto di impermeabilizzazione equivalente conseguente ad un intervento di impermeabilizzazione anche parziale con pavimentazioni semipermeabili.

In questo modo viene valutata come la variazione di destinazione d'uso della superficie di intervento vada a modificare il regime idraulico, ovvero individui nel caso di realizzazione di superfici semipermeabili, la quantità di superficie impermeabilizzata che può essere assimilata all'intervento.

La variazione di superficie efficace potrebbe teoricamente assumere anche valori negativi, qualora l'intervento determinasse una riduzione del coefficiente di deflusso globale (per esempio demolizione di un edificio e ricostruzione di un'area con maggior presenza di superfici a verde), e quindi una riduzione dell'impatto idraulico dell'area sulla rete di scolo.

Nel caso in esame l'impermeabilizzazione dovuta all'intervento, calcolata come superficie equivalente di area impermeabilizzata, può essere calcolata valutando la differenza tra le superfici efficaci.

Tabella 16 – Determinazione dell'impermeabilizzazione dell'intervento.

Superficie	Coefficiente di deflusso φ	Superficie (m²)	Superficie efficace (m²)
Stato di fatto	0.10	8257	825.7
Stato di progetto	0.45	8257	3700.5
Variazione superficie efficace			+2874.8

Dalla semplice analisi sull'utilizzo delle aree prima e dopo gli interventi in progetto si deduce che il coefficiente di deflusso medio passa dal valore di **0.10** nello stato di fatto, al valore di **0.45** nello stato di progetto.

Di conseguenza l'intervento produce un aumento della superficie efficace corrispondente a **2874.8 m²** di nuova superficie equivalente impermeabile.

Si deduce pertanto che la proposta di progetto nel caso specifico rientra, dal punto di vista idraulico nella terza casistica indicata nel presente capitolo, poiché determina una variazione di superficie impermeabilizzata superiore a 1000 m².

Essendo le condizioni indicate in precedenza da considerare in maniera restrittiva, la sola variazione di superficie equivalente impermeabile determina da sola la casistica da considerare. Si evidenzia comunque come la volumetria di nuova costruzione sia al di sopra dei 2'000 m³.

Dovendo perciò individuare la casistica procedurale da seguire ai fini dello Studio di Compatibilità Idraulica, ne discende che per il caso in esame sia richiesta la Valutazione di Compatibilità Idraulica con il progetto delle relative misure di mitigazione idrauliche accompagnate dal parere favorevole del Consorzio di bonifica competente per territorio

6. Portata smaltibile in rete pubblica di scolo

Normalmente le aree agricole sono caratterizzate da coefficienti udometrici dell'ordine di qualche l/s·ha. A titolo di esempio si può notare in Tabella 6 come un'area agricola, caratterizzata da un volume di invaso tipico di circa 130 m³/ha e coefficiente di deflusso pari a 0.1, possa determinare allo scarico una portata dell'ordine di 1 l/s·ha, con riferimento a un tempo di ritorno di 50 anni.

Eventi con tempo di ritorno di 50 anni su aree urbanizzate risultano invece caratterizzati da coefficienti udometrici assai elevati, che possono raggiungere e superare valori dell'ordine di 200 l/s·ha. A tal proposito basti osservare la Tabella 7 con riferimento a un coefficiente di deflusso pari o superiore a 0.50 (caratteristico di ambiti urbanizzati) e tempo di corrivazione dell'ordine di 15 minuti (0.25 ore), da cui risulta un coefficiente udometrico di 209 l/s·ha.

Si può notare però che il coefficiente udometrico calcolato con il metodo dell'invaso risulta assai sensibile alla scelta del coefficiente di deflusso: se con coefficiente di deflusso $\phi=0.10$ si aveva $u=1$ l/s·ha, ad un raddoppio dello stesso, $\phi=0.20$, corrisponde un coefficiente udometrico $u=16.4$ l/s·ha, con un incremento di oltre 16 volte. Per ovviare a tale incertezza viene usualmente suggerito l'utilizzo di valori dell'ordine di 10 l/s·ha quale coefficiente udometrico massimo da assumere per le nuove lottizzazioni da realizzare su terreni agricoli, con riferimento al tempo di ritorno di progetto, al fine di garantire un efficace contenimento delle portate scaricate.

L'invarianza idraulica in una trasformazione urbanistica che prevede la sostituzione di terreno agricolo o di terreno lasciato incolto con terreno urbanizzato può essere ottenuta con la realizzazione di un manufatto di recapito che impedisca lo scarico di portate più elevate di quanto ottenuto con riferimento alle condizioni precedenti alla trasformazione. Le maggiori portate devono quindi essere invasate per un certo periodo all'interno dell'area stessa, laminando il picco di portata.

L'incertezza sulla determinazione del corretto coefficiente udometrico per valori bassi del coefficiente di deflusso richiede una valutazione approfondita. Nel caso in esame si possono stimare i coefficienti udometrici con i due modelli per i coefficienti di deflusso nelle condizioni attuali, valutando adeguatamente il tempo di corrivazione e il volume specifico di invaso avvalendosi dei valori riportati in Tabella 6 e Tabella 7.

La stima del tempo di corrivazione per ciascuna zona può essere condotta utilizzando la formula di *Ventura*:

$$t_c = 7.56 \cdot \sqrt{S} \quad (S \text{ in km}^2, t_c \text{ in ore})$$

Nelle condizioni attuali si è stimato un coefficiente di deflusso di 0.10, tipico di un'area agricola, ed un tempo di corrivazione di circa 40 minuti (0.69 h), corrispondente ad una superficie di 0.83 ha. Si può inoltre assumere un volume specifico di invaso di 100 m³/ha, valore tipico di aree a verde non soggette a lavorazioni agronomiche.

Tabella 17 – Calcolo del coefficiente udometrico con il metodo cinematico e il metodo dell'invaso

Condizioni ATTUALI – area = 8257 m² – $\phi=0.10$	
Metodo Cinematico	Metodo dell'Invaso
Tempo di corrivazione stimato: 0.69 ore	Invaso specifico stimato: 100 m³/ha
Coefficiente udometrico: $u = 26.0 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$	Coefficiente udometrico: $u = 2.5 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$
Portata scaricata: $Q = 21.5 \text{ l/s}$	Portata scaricata: $Q = 2.1 \text{ l/s}$
Valore medio 11.8 l/s ($u=14.3 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$)	

Al fine di garantire l'invarianza idraulica dell'area di intervento previsto dalla D.G.R. 2948/2009 è quindi sufficiente limitare la portata scaricata ad un valore non superiore a 11.8 l/s, corrispondente alla media aritmetica dei coefficienti udometrici calcolati con il metodo cinematico e con il metodo dell'invaso (14.3 l/s·ha).

Si riporta di seguito un estratto dallo Studio di Compatibilità Idraulica allegato al Piano degli Interventi del comune di Spinea, nel quale vengono fornite specifiche indicazioni sulla portata scaricata in rete dall'area di intervento nelle condizioni attuali. L'area di intervento, in Tabella 18, è individuata dalla sigla A05. Si evidenzia come il Piano degli Interventi stimi l'attuale portata scaricata nella rete in **18.41 l/s·ha, corrispondente ad una portata di 15.2 l/s**

Tabella 18 – Estratto dallo Studio di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del comune di Spinea

Stima dei volumi di invaso da destinare alla laminazione delle piene

Areale	Superficie fondiaria reale	Coeff. Deflusso ante operam ϕ_{ante}	Coeff. Deflusso post operam ϕ_{post}	Coeff. Udometrico ante operam U_{ante}	Coeff. Udometrico post operam U_{post}	Altezza pioggia H_{pioggia}	Volume invaso totale WTOT	Volume invaso specifico W_s
	[m ²]			[l/s·ha]	[l/s·ha]	[mm]	[m ³]	[m ³ /ha]
G95	2.083	0,1	0,695	22,51	312,63	33,98	136	654
G96	198	0,1	0,695	30,63	350,64	30,01	13	654
G97	1.019	0,1	0,695	24,78	326,28	32,44	67	654
A02	1.348	0,1	0,590	23,87	272,63	33,00	71	528
A05	8.683	0,1	0,590	18,41	224,75	40,68	459	528
A06	18.383	0,1	0,590	16,47	210,97	43,57	971	528
B03	2.273	0,1	0,590	22,24	263,88	34,19	120	528

Si ritiene comunque necessario contribuire a ridurre ulteriormente, per quanto possibile, la portata scaricata a valle dell'intervento rispetto alle condizioni attuali, al fine di contribuire a una riduzione dell'impatto idraulico dell'intervento sulla rete di recapito. Per tale motivo si è scelto di applicare una riduzione alla portata riconducendola al valore caratteristico di terreni agricoli.

Viene quindi imposto un coefficiente udometrico di **10 l/s·ha, corrispondente ad una portata massima scaricabile di 8.2 l/s.**

7. Individuazione del punto di recapito

Il sistema di scarico dell'ambito di intervento è attualmente costituito da una condotta CLS DN500 presente lungo via Don Giussani. La condotta, che poco a valle del punto di scarico aumenta di diametro a 1000 mm, convoglia direttamente le acque allo scolo consortile "Rietto".

Si ritiene utile richiamare in questa sede alcuni elementi rilevati dal geom. Fulvio Bonso (luglio 2011) nell'area di intervento. Nel contesto di tale rilievo sono stati forniti i dettagli relativi a ciascun pozzetto della rete di fognatura bianca presente lungo via Don Giussani. In particolare, in corrispondenza del punto di scarico delle portate generate dall'ambito di intervento oggetto della presente Valutazione di Compatibilità Idraulica si evidenzia come la quota di scorrimento della condotta DN500 sia a quota -1.50 m rispetto al piano stradale, ovvero alla quota assoluta 2.71 m s.m.m..

Per i dettagli completi relativi alle quote rilevate, si faccia riferimento all'Allegato 3 – Rilievo.

8. Calcolo dei volumi necessari per la laminazione

Il calcolo dei volumi richiesti per la laminazione può essere condotto, con buona approssimazione, considerando il bilancio tra portate entranti, ovvero gli afflussi meteorici, e la portata uscente determinata al precedente paragrafo.

Per quanto riguarda le precipitazioni, si considera prudenzialmente una precipitazione che fornisca il massimo afflusso per ciascuna durata, quindi quello fornito dalle curve di possibilità pluviometrica individuate per un tempo di ritorno di 50 anni, riportate nella Figura 4.

La portata scaricata dall'area di intervento è stata limitata al valore massimo calcolato con riferimento alle condizioni caratteristiche di un terreno agricolo, come individuato in precedenza; per questo si è resa necessaria la realizzazione di invasi per la laminazione della portata generata durante gli eventi pluviometrici più intensi.

Per le portate uscenti è stato considerato un ritardo di 5 minuti, che simula il tempo di propagazione della piena all'interno delle condotte della fognatura.

Il volume massimo da invasare nell'area oggetto di intervento di riqualificazione può essere individuato con l'ausilio del grafico riportato in Figura 9 che, oltre a riportare la curva dei volumi di afflusso, indica i volumi netti all'interno della rete di fognatura per alcuni valori di portata scaricata.

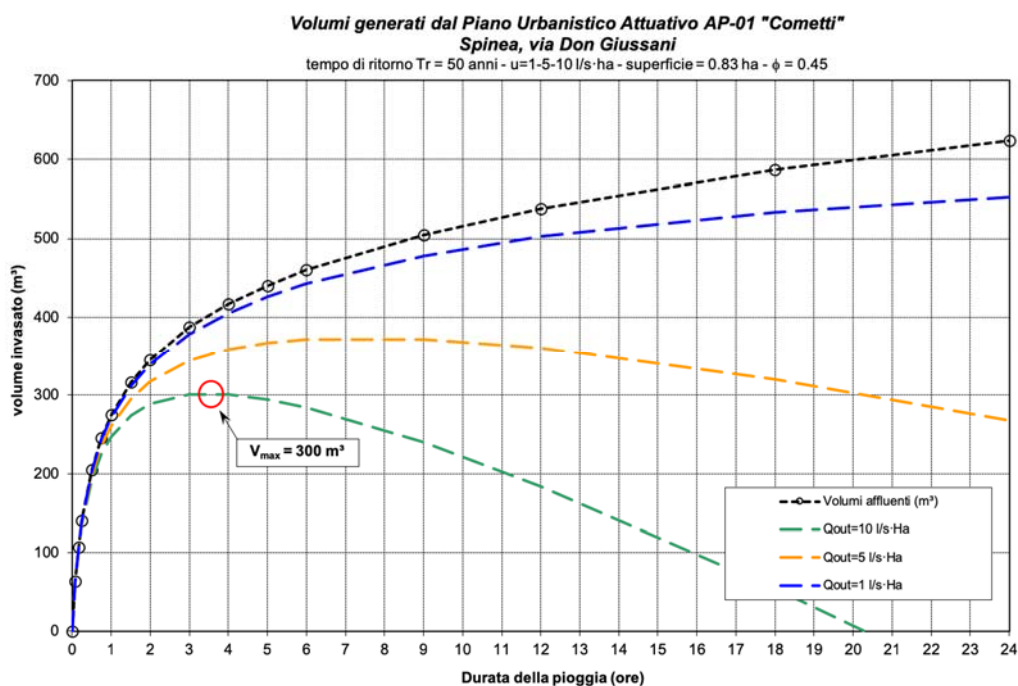


Figura 9 – Volume da invasare per un tempo di ritorno $T_r = 50$ anni

La curva verde rappresenta il caso corrispondente al coefficiente udometrico imposto di **10 l/s-ha**, corrispondente ad una portata scaricata di **8.3 l/s** complessivi.

Dal bilancio tra i volumi affluenti alla rete e i volumi scaricati corrispondenti ad un coefficiente udometrico di **10 l/s-ha**, considerando una pioggia caratterizzata da tempo di ritorno di 50 anni, risulta necessario un volume di invaso complessivo di **300 m³**, corrispondente ad un volume specifico di invaso di circa **364 m³/ha**.

È importante ricordare che il volume utile realizzato all'interno della rete deve rimanere completamente al di sopra della quota di recapito finale almeno durante il regime di magra, al fine di consentire il naturale svuotamento dei volumi predisposti al temine dell'evento pluviometrico, e garantire quindi la presenza del volume richiesto al momento del bisogno.

L'invaso complessivo verrà ricavato realizzando un bacino di vaso all'interno dell'ambito di intervento e un sistema di condotte in calcestruzzo sovradimensionate.

Il sistema di vaso così realizzato è in grado di contenere al proprio interno il volume necessario ad invasare l'afflusso di pioggia massimo generato da eventi pluviometrici caratterizzati da tempo di ritorno di 50 anni, garantendo una portata scaricata inferiore a 10 l/s·ha.

Inoltre, per garantire il regolare funzionamento della rete di fognatura bianca anche in condizioni di piena, è necessario che tutte le immissioni avvengano nei pozzetti di collegamento a quota superiore alla quota di massimo vaso, ovvero alle quote indicate nella allegata planimetria di progetto e nei relativi profili longitudinali, rispettando scrupolosamente quote e pendenze di posa.

Nel funzionamento ordinario, per eventi caratterizzati da tempo di ritorno di 2-5 anni e quindi con minor volume di pioggia, le portate scaricate risulteranno inferiori, per via del minor tirante assunto all'interno della rete di accumulo.

9. Dimensionamento del sistema di laminazione

Per la laminazione della piena dovuta ad eventi meteorologici caratterizzati da tempo di ritorno di 50 anni si rende necessaria la realizzazione di un volume di invaso minimo pari a circa **300 m³** che garantisce non solo il pieno rispetto del criterio dell'invarianza idraulica, ma anche un significativo miglioramento del comportamento idraulico dell'area sulla rete di scolo, avendo previsto una significativa riduzione della portata scaricata rispetto allo stato di fatto.

Da evidenziare inoltre che tale volume si origina nelle condizioni di massimo invaso previsto, durante il quale è garantito ancora un regolare funzionamento della rete di fognatura bianca.

Di seguito sono riportate le caratteristiche principali della rete.

RETE FOGNATURA BIANCA DA REALIZZARE:

Bacino di invaso collocato all'interno dell'area destinata a verde nell'ambito di intervento, con le seguenti caratteristiche - superficie al fondo pari a circa 350 m² - superficie alla quota di massimo invaso pari a circa 630 m² - quota media di fondo: -1.10 m s.r. (3.11 m s.m.m.); - quota di massimo invaso: -0.60 m s.r. (3.61 m s.m.m.); - tirante massimo 0.50 m	245 m³
Condotta in CLS DN 800 per uno sviluppo complessivo di circa 110 m	50 m³
Pozzetti di dimensioni interne 1.2 m x 1.2 m (n. 8) per un tirante massimo pari a 0.8 m	9 m³
Pozzetto di collegamento con il bacino di invaso di dimensioni interne 1.5 m x 1.5 m per un tirante massimo pari a 0.8 m	2 m³
Pozzetto di laminazione di dimensioni interne 1.5 m x 1.5 m (computato al 50% per la presenza del setto di laminazione) per un tirante massimo pari a 0.8 m	1 m³
TOTALE	307 m³

In questo modo è possibile ottenere un volume complessivo di invaso disponibile pari a circa **307 m³**, superiore al volume richiesto pari a 300 m³.

Il tirante massimo in corrispondenza del manufatto di laminazione è prossimo all'altezza del sistema di invaso e pertanto in occasione degli eventi caratterizzati da tempo di ritorno superiori 50 anni, nella parte terminale risulterà completamente riempita; tuttavia ciò non impedisce il regolare funzionamento della stessa e non altera le condizioni di sicurezza idraulica del sistema.

Per questo motivo è importante che gli allacci siano sempre realizzati all'interno dei pozzetti di ispezione collegando il cielo delle tubazioni sopra la quota di massimo invaso.

10. Dimensionamento del manufatto di scarico

La variazione delle portate scaricate verrà effettuata per mezzo di una luce calibrata in funzione del tirante presente all'interno del manufatto di scarico.

Il tirante corrispondente al tempo di ritorno di 50 anni, è stato imposto pari al massimo riempimento ammesso all'interno del manufatto di laminazione.

La modulazione della portata in uscita verrà effettuata per mezzo di un manufatto di scarico provvisto di una luce di fondo calibrata in modo da restituire, nella condizione di massimo invaso, la portata massima ammessa per il tempo di ritorno di progetto.

Si è scelto di utilizzare uno scarico costituito da una luce di fondo e sfioratore di sicurezza a quota superiore al livello di massimo invaso previsto.

La portata smaltibile attraverso la luce di fondo è data dalla seguente relazione:

$$Q = c_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove: c_q = coefficiente di portata, che per le modalità di realizzazione in parete grossa posto pari a 0.50;
 g = accelerazione di gravità, pari a 9.806 m/s²;
 A [m²] = area della luce di fondo;
 h [m] = carico rispetto all'asse della sezione di scarico.

Il calcolo richiede che la portata sia limitata a non più di 8.3 l/s, nelle condizioni di massimo invaso prevedibile per tempo di ritorno di 50 anni.

Il riempimento massimo consentito all'interno della rete corrisponde ad un tirante massimo di 80 cm in corrispondenza del manufatto di laminazione.

La portata viene limitata mediante una luce di fondo del diametro di **74 mm**: nelle condizioni di invaso massimo consentito, in corrispondenza ad un evento avente tempo di ritorno di 50 anni, risulta infatti:

$$Q = 0.5 \cdot \frac{\pi \cdot 0.074^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (0.80 - 0.074/2)} = 8.3 \text{ l/s}$$

Si ritiene non conveniente ridurre ulteriormente il diametro della luce di fondo, al fine di evitare facili intasamenti. È inoltre opportuno che la luce di laminazione sia preceduta da una griglia con maglia non superiore a 1/2 diametro facilmente removibile per pulizia al fine di prevenire l'eventuale occlusione della luce di laminazione.

In corrispondenza della luce di scarico è inoltre previsto l'inserimento di un clapet di non ritorno rivolto verso l'esterno al fine di evitare l'eventuale rigurgito all'interno delle reti in caso di livelli idrometrici elevati nella rete di recapito.

In *Figura 10* è illustrato schematicamente il prospetto della luce di scarico calcolata.

In *Figura 11* è evidenziato il comportamento della sezione di scarico attraverso la scala delle portate del sistema di laminazione. Le limitate dimensioni della luce di scarico consentono un rapido innalzamento del livello all'interno della rete e la limitazione della portata massima a

meno di 8.3 l/s in corrispondenza al massimo riempimento previsto (0.80 m rispetto alla quota di fondo della luce di laminazione).

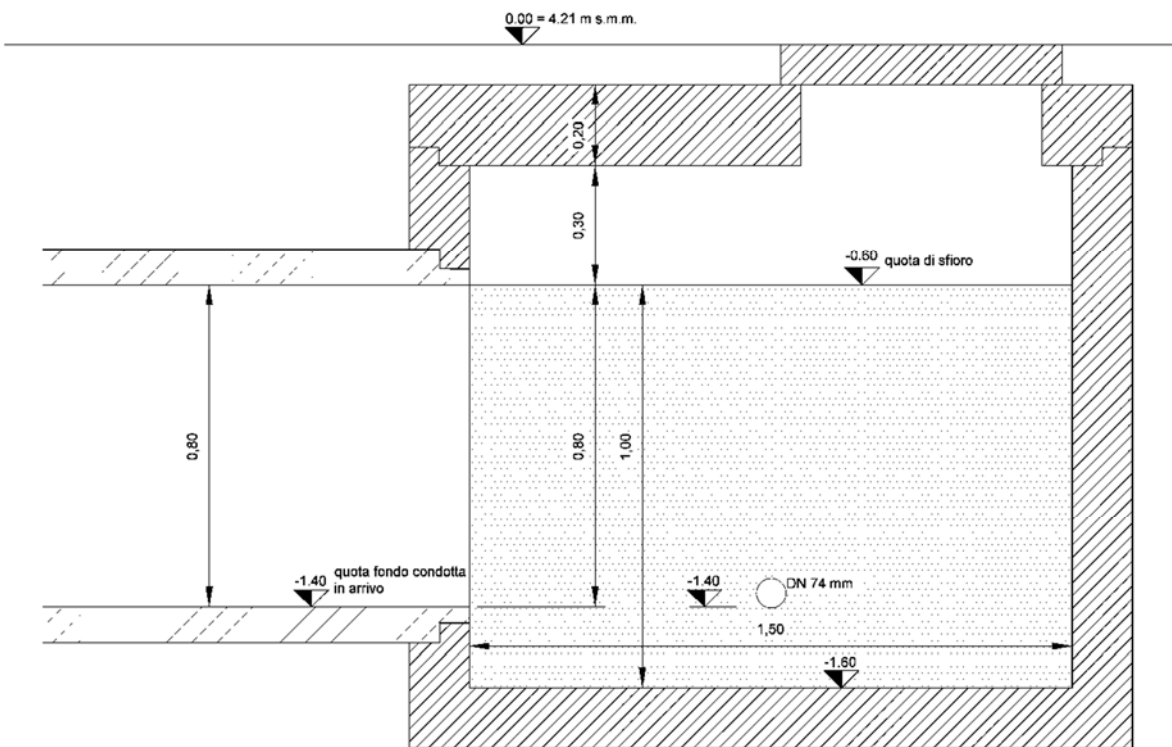


Figura 10 – Dimensioni caratteristiche della luce di scarico nel pozzetto di laminazione LAM.

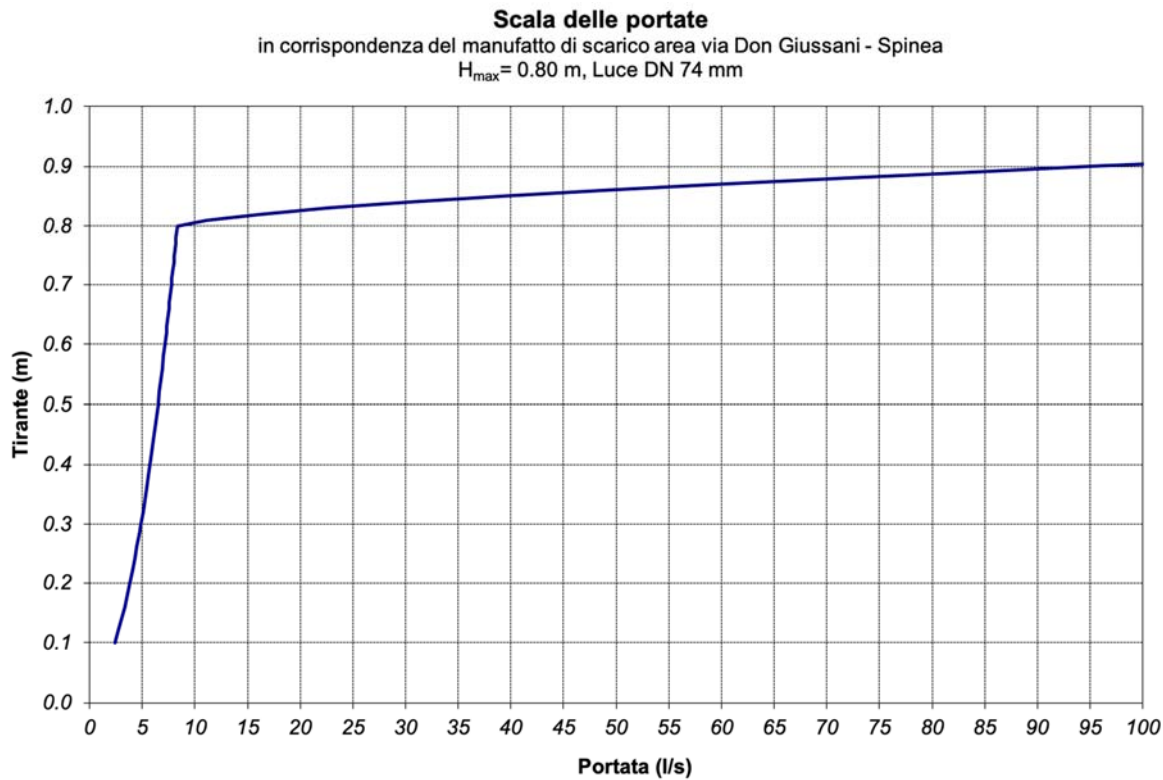


Figura 11 – Scala delle portate della luce di fondo del setto di laminazione

11. Verifica dello sfioratore di sicurezza

La sezione di modulazione delle portate è ricavata predisponendo un setto in calcestruzzo armato con una luce di fondo all'interno di un pozzetto posto in vicinanza allo scolo di recapito.

Prudenzialmente al di sopra della sezione di modulazione è stato posto un largo sfioratore per limitare la possibilità insufficienza della rete progettata, la cui entrata in funzione è prevista solo per eventi pluviometrici caratterizzati da tempo di ritorno superiore a 50 anni.

Lo sfioratore superiore viene dimensionato in modo tale da consentire il passaggio della massima portata di progetto, che è stata calcolata mediante l'applicazione del metodo cinematico (Tabella 7), con riferimento a tempo di corrivazione di circa 40 minuti e coefficiente di deflusso $\varphi=0.45$.

Si ottiene un coefficiente udometrico pari a 117 l/s·ha, che corrisponde ad una portata calcolata di circa 96.6 l/s e richiede un tirante minimo sopra lo sfioratore di sicurezza di circa 10 cm. Per prudenza tale valore minimo viene elevato a 30 cm al fine di garantire lo scarico della portata massima in condizioni di sicurezza.

Il calcolo della portata sfiorata è stato effettuato con riferimento ad uno sfioratore in parete grossa, presumendo quindi che il profilo di sfioro non venga sagomato seguendo un profilo idraulico, secondo la relazione:

$$Q = c_q \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove

Q = portata sfiorata, in m³/s;

c_q = coefficiente di portata, assunto pari a 0.385 per sfioratori in parete grossa;

L = larghezza dello sfioratore, pari a 1.5 m;

g = accelerazione di gravità, pari a 9.806 m/s²;

h = tirante idraulico sopra la quota di sfioro.

La portata massima sopra calcolata è quanto scaricherebbe l'area di intervento a seguito dell'intervento edilizio in assenza di invasi e manufatto di laminazione. Va quindi evidenziato che la portata massima scaricabile dal manufatto di laminazione risulterà invece non superiore a 8.3 l/s.

Si precisa che quest'ultimo valore verrà raggiunto solamente in corrispondenza al massimo riempimento previsto (80 cm misurati presso il manufatto di laminazione). Nella maggior parte degli eventi caratterizzati da tempo di ritorno inferiore a 50 anni la portata scaricata risulterà inferiore a tale valore.

È inoltre da evidenziare che la portata calcolata viene scaricata solo in condizioni di scarico libero. In presenza di deflusso rigurgitato, quando nella rete di scolo a valle dei manufatti di laminazione si verificano livelli idrometrici significativi, le portate scaricate risulteranno inferiori al valore calcolato.

Solo con riferimento ad eventi caratterizzati da tempo di ritorno superiore a 50 anni è prevista l'entrata in funzione dello sfioratore di sicurezza, con scarico di portate più elevate di quanto calcolato.

12. Manufatto di collegamento con bacino di invaso a cielo aperto

Per realizzare il volume complessivo necessario alla laminazione degli eventi estremi si rende necessaria la realizzazione di un bacino di invaso a cielo aperto a servizio dell'area d'ambito, per la quale è stato calcolato un fabbisogno di volume da invasare, pari a circa 245 m³.

Tale volume dovrà essere invasato in corrispondenza al massimo livello idrico di progetto (-0.60 m s.r.) e sarà realizzato sotto forma di depressione con quota media del fondo di -1.10 m s.r., superficie del fondo bacino di circa 350 m², superficie dello specchio liquido al livello di massimo invaso di circa 630 m², tirante massimo pari a circa 50 cm e scarpate con pendenza di 1:5.

In condizioni di massimo riempimento il bacino risulterà interessato da un tirante idrico di circa 50 cm, per un volume di invaso di circa 245 m³.

Per evitare che il bacino di invaso sia interessato dalla presenza di acqua anche in concomitanza di eventi meteorici di modesta intensità, è stato previsto un manufatto di immissione che consente l'ingresso solo al superamento di un determinato livello idrometrico all'interno della rete di fognatura bianca.

La realizzazione di soglie di ingresso a quota elevata tuttavia richiede che al superamento delle stesse le portate in arrivo siano rapidamente trasferite al bacino di laminazione, garantendo il trasferimento della massima portata calcolata.

La portata massima che comunque dovrà essere garantita verso l'invaso è data dalla differenza tra la massima portata generabile dall'area drenata per un evento meteorico con tempo di ritorno pari a 50 anni (96.6 l/s) e la portata smaltita dalla luce di fondo del manufatto di laminazione (8.3 l/s). La portata che dovrà essere sfiorata dal manufatto di collegamento con il bacino di invaso a cielo aperto è pari a 88.3 l/s.

Il calcolo della portata sfiorata è stato effettuato con riferimento ad uno sfioratore in parete grossa, presumendo quindi che il profilo di sfioro non venga sagomato seguendo un profilo idraulico, secondo la relazione:

$$Q = c_q \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

Q = portata sfiorata, in m³/s;

c_q = coefficiente di portata, assunto pari a 0.385 per sfioratori in parete grossa;

L = larghezza dello sfioratore, pari a 1.5 m;

g = accelerazione di gravità, pari a 9.806 m/s²;

h = tirante idraulico sopra la quota di sfioro.

La risoluzione della formula sopra riportata rispetto all'altezza del tirante idraulico h permette di calcolare la quota di sfioro necessaria allo smaltimento della portata richiesta, semplicemente sottraendo il tirante idraulico calcolato alla quota di massimo invaso.

La portata massima generata dal bacino durante l'evento pluviometrico caratterizzato da tempo di ritorno di 50 anni può essere calcolata sempre con riferimento a quanto riportato nel precedente Paragrafo 11, stimata in circa 97 l/s.

Trascurando la portata in uscita attraverso il manufatto di laminazione la portata da garantire attraverso la soglia sfiorante dovrà comunque risultare superiore al valore di 97 l/s.

La soluzione del calcolo idraulico fornisce un'altezza di sfioro di circa 11 cm, per prudenza elevati a 20 cm, e quindi una quota di sfioro pari a $-0.60 - 0.20 = -0.80$ m s.r..

Il manufatto sarà dotato sul fondo di un foro di svuotamento del diametro di 160 mm dotato di clapet di non ritorno, al fine di permettere lo svuotamento del bacino al termine dell'evento pluviometrico, evitando l'afflusso al bacino stesso fino al raggiungimento della quota di sfioro, garantendo quindi l'utilizzo dei volumi in condotta prima dell'utilizzo del bacino di invaso a cielo aperto.

Il fondo del bacino dovrà essere sagomato in leggera pendenza in modo tale da favorire lo svuotamento dell'invaso al termine dell'evento di pioggia.

Il manufatto di collegamento è strutturato in modo tale da mantenere all'interno della rete tubata un certo volume di invaso minimo senza interessare il bacino a cielo aperto; in questo modo il bacino verrà allagato solo in corrispondenza degli eventi più significativi.

13. Dimensionamento della rete minore

Per il dimensionamento della rete minore (collegamento dei lotti residenziali con la condotta di laminazione, allaccio di caditoie e pluviali) si è fatto riferimento a tubazioni in PVC di diametro commerciale, correttamente poste in opera alla pendenza prescritta.

Si riporta nella seguente tabella la portata smaltibile calcolata secondo la nota formula di Gauckler-Strickler, con tubazione riempita per il 50% come normalmente attribuito alle condotte di ridotto diametro, utilizzando per coefficiente di scabrezza il valore di $90 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, tipico di condotte in PVC.

Tabella 19 – Portata smaltibile dai diametri commerciali in PVC per diverse pendenze di posa.

Diametro nominale	Diametro interno (mm)	Q stimata con pendenza 0.5% (l/s)	Q stimata con pendenza 1.0% (l/s)	Q stimata con pendenza 1.5% (l/s)
DN 110	103.6	2.3	3.3	4.1
DN 125	117.6	3.3	4.7	5.7
DN 160	150.6	6.4	9.0	11.0
DN 200	188.2	11.5	16.3	20.0
DN 250	235.4	21.0	29.6	36.3
DN 315	296.6	38.8	54.9	67.2

Si sono quindi stimate le portate di punta, calcolate con riferimento alla massima intensità di precipitazione prevedibile con tempo di ritorno di 50 anni desumibile dalla curva di possibilità pluviometrica calcolata al paragrafo 2, per piogge di breve durata pari a 17.0 mm in 5 minuti, considerata particolarmente critica per superfici di modeste dimensioni, assumendo un coefficiente di deflusso maggiormente gravoso, ovvero quello di superfici impermeabilizzate stimato pari a 0.90.

In base all'area afferente a ciascun tratto di tubazione andrà pertanto attribuito il diametro della tubazione di collegamento con la rete acque bianche secondo la seguente tabella, in funzione della pendenza di posa adottata.

Tabella 20 – Diametri delle tubazioni di allaccio in funzione della pendenza di posa

AREA servita [mq]	Q stimata [l/s]	Diametro richiesto (mm) / Portata smaltita (l/s)					
		0.5%		1.0%		1.5%	
50	2.6	DN160	6.4	DN160	9.0	DN160	11.0
100	5.1	DN160	6.4	DN160	9.0	DN160	11.0
150	7.7	DN200	11.5	DN160	9.0	DN160	11.0
200	10.2	DN200	11.5	DN200	16.3	DN160	11.0
250	12.8	DN250	21.0	DN200	16.3	DN200	20.0
500	25.5	DN315	38.8	DN250	29.6	DN250	36.3
750	38.3	2xDN315	77.6	DN315	54.9	DN315	67.2
1000	51.0	2xDN315	77.6	DN315	54.9	DN315	67.2

Qualora si ponesse la necessità di contenere la profondità delle condotte di allaccio per poter arrivare al collegamento con la rete acque bianche al di sopra del livello di massimo invaso, al fine di evitare possibili fenomeni di rigurgito, sarà necessario incrementare il diametro delle tubazioni per compensare la perdita di capacità di portata conseguente alla riduzione della pendenza, attenendosi scrupolosamente ai dati riportati nelle tabelle precedenti.

Il dimensionamento delle condotte minori andrà quindi effettuato con riferimento ai dati riportati in Tabella 20.

Si ritiene opportuno, al fine di evitare facili intasamenti, non ridurre i diametri delle condotte della rete acque meteoriche al di sotto di 160 mm, mentre è da ricordare che assume notevole importanza la modalità di realizzazione della rete minore, per consentire che le portate giungano all'interno della condotta principale prima di dar luogo a possibili insufficienze.

In particolare, andranno curati i collegamenti tra rete minore e principale, facendo attenzione che le condotte minori si allaccino sempre a quota superiore al cielo della condotta principale.

Andranno inoltre evitate per quanto possibile le brusche deviazioni, sostituendo le curve a 90° con due successive curve a 45° distanziate di almeno 10 diametri una dall'altra.

Particolare attenzione andrà inoltre posta alla realizzazione della corretta pendenza di posa, evitando la formazione di avvallamenti lungo il profilo delle condotte, sia principali che secondarie, mediante l'utilizzo di idonei materiali di sottofondo e di rinfiacco delle condotte.

14. Scelta dei materiali e dei dispositivi

Particolare cura e attenzione dovrà essere prestata nella scelta e nella successiva posa in opera dei manufatti previsti nel progetto di fognatura bianca.

Date le ridotte pendenze di posa necessarie a ridurre l'approfondimento della rete, al fine di limitare i possibili cedimenti che causerebbero avvallamenti lungo il profilo e quindi possibili zone di ristagno di acqua piovana, dovrà essere particolarmente curato lo strato di sottofondo.

Poiché il ricoprimento previsto al di sopra della rete acque bianche risulta limitato, va verificato che gli elementi in CLS presentino caratteristiche idonee a sopportare carichi previsti per il transito veicolare anche con i ridotti valori di ricoprimento.

Infine è da assicurare il corretto funzionamento dei giunti di tenuta, sia per limitare l'eventuale drenaggio della falda durante il periodo invernale, sia per evitare che possibili infiltrazioni di materiale fino in condotta possano causare nel tempo cedimenti della sede soprastante, che potrebbero risultare anche improvvisi per mancanza di sottofondo. Andrà curata con particolare cura la chiusura dei giunti tra gli elementi prefabbricati con l'interposizione di una apposita guarnizione in gomma e la stuccatura del giunto con cordolo esterno in CLS.

Per le caditoie è preferibile l'utilizzo di griglie in ghisa sferoidale con ampie aperture, di classe opportuna secondo le indicazioni della normativa e dovranno essere posizionate come previsto nell'allegata planimetria di progetto, avendo cura di assegnare correttamente le pendenze di drenaggio di tutte le superfici. Come per gli altri manufatti della rete di fognatura bianca, anche per le caditoie è necessaria una continua e frequente manutenzione per evitare il deposito eccessivo di materiale e l'accumulo di fanghi sul fondo dei pozzetti con conseguente riduzione di efficienza e limitazione della capacità di funzionamento.

15. Conclusioni

Le ordinanze del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 introducono, oltre al concetto dell'invarianza idraulica già introdotto nella D.G.R. 1322/2006 e nella successiva D.G.R. 2948/2009, alcuni parametri dimensionali in base ai quali viene stabilito il grado di approfondimento dello Studio di Compatibilità Idraulica.

1. variazione di superficie impermeabilizzata inferiore a 200 m² o cubatura di nuova costruzione inferiore a 1000 m³; in tale caso non è richiesta la Valutazione di Compatibilità Idraulica né sono richieste misure di mitigazione idraulica;
2. variazione di superficie impermeabilizzata superiore a 200 m² ma inferiore a 1000 m² o cubatura di nuova costruzione superiore a 1000 m³ ma inferiore a 2000 m³; in tale caso è richiesta la Valutazione ai sensi della D.G.R. 2948/2009 con predisposizione delle misure di mitigazione idraulica ma non è richiesto il parere del competente Consorzio di bonifica;
3. variazione di superficie impermeabilizzata superiore a 1000 m² o cubatura di nuova costruzione superiore a 2000 m³; in tale caso è richiesta la Valutazione di Compatibilità Idraulica corredata del progetto delle opere di mitigazione idraulica accompagnata dal parere favorevole del Consorzio di bonifica competente per territorio.

L'intervento di cui alla presente relazione determina una variazione della superficie impermeabile complessivamente superiore a 1000 m².

L'intervento prevede inoltre la realizzazione di un incremento di cubatura edificata, rispetto allo stato attuale, ampiamente superiore a 2000 m³.

Pertanto, in base ai contenuti della D.G.R. 2948/2009 e delle ordinanze del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007, è richiesta la predisposizione della Valutazione di Compatibilità Idraulica con i relativi interventi di mitigazione idraulica e risulta necessario l'ottenimento del parere del Consorzio di bonifica sulla presente Valutazione di Compatibilità Idraulica.

La Valutazione di Compatibilità Idraulica è composta, oltre che dalla presente relazione, dai seguenti allegati:

- **Allegato 2 – planimetrie generali di inquadramento**
- **Allegato 3 – planimetria di rilievo**
- **Allegato 4 – planimetria di progetto**
- **Allegato 5 – Profili longitudinali della rete di acque bianche**
- **Allegato 6 – manufatto di laminazione e particolari.**

Padova, 05/04/2019

ing. Mauro Tortorelli

16. Documentazione fotografica

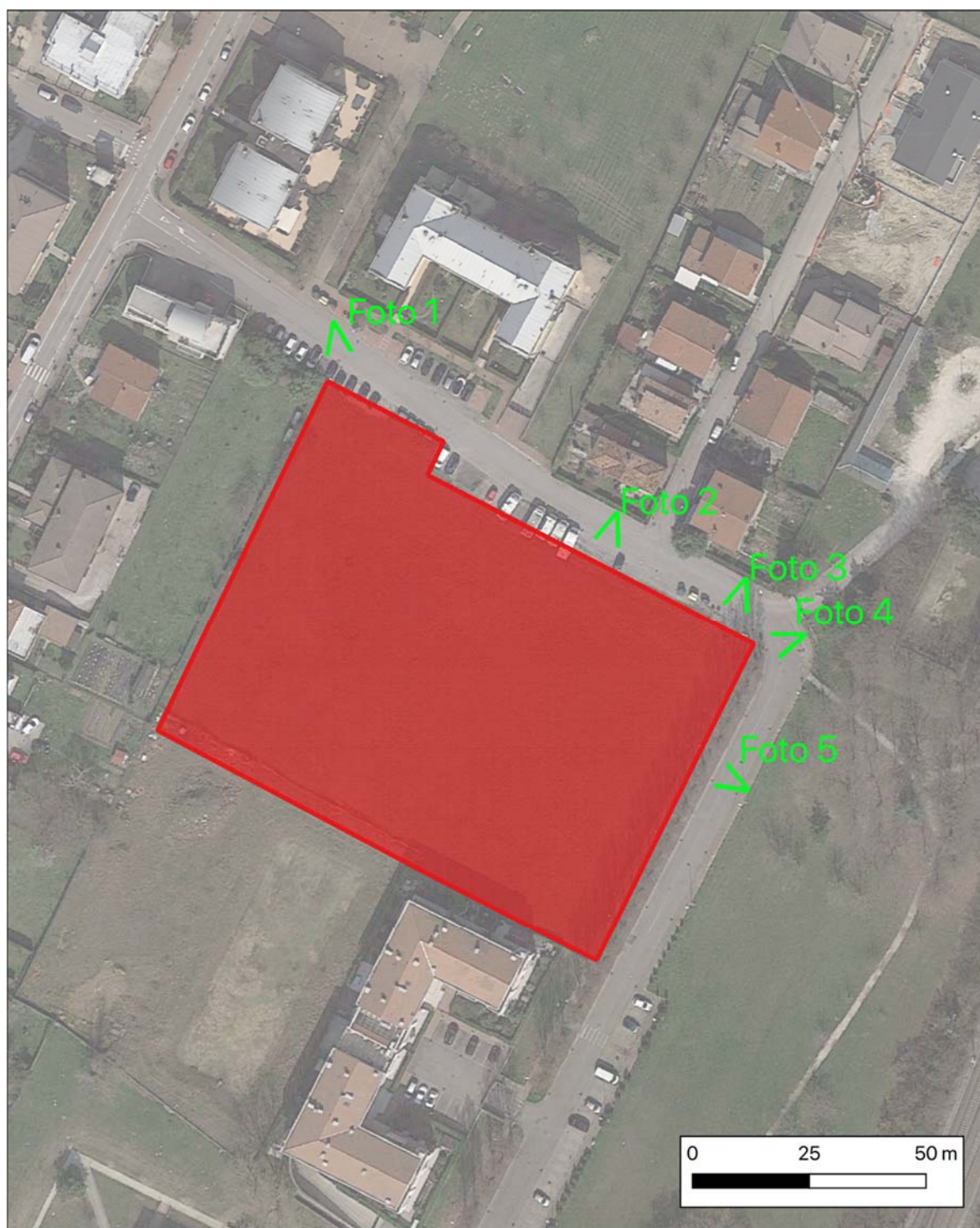


Figura 12 – Documentazione fotografica



Foto 1



Foto 2



Foto 3



Foto 4



Foto 5