

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO UBICATO TRA VIA TURCHIA E VIA EUGANEA - ZONA PEREQUATA RESIDENZIALE n. 9 -



COMMITTENTE

SINIGAGLIA ERMINIO

SINIGAGLIA TIZIANO

SINIGAGLIA MICHELE

SINIGAGLIA GIOVANNI ENRICO

BERTOCCO LIDIA

SINIGAGLIA VALERIA

BOSCHETTO FRANCESCA

TAVOLA

ALL. L

ELABORATO

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

SCALA

DATA

SETTEMBRE 2018

AGG.

MARZO 2019

PROGETTAZIONE



SALMASO ARCH. ALBANO

VIA PATRIARCATO, 43 - 35139 PADOVA

TEL. +39.049.662479

architetto@albanosalmaso.it

C.F.: SLM LBN 46M29 G224 N - P.IVA: 00373070283

TIMBRO E FIRMA

ING. E. CUDINI



INDICE

1. PREMESSA	1
2. INQUADRAMENTO GENERALE	3
2.1 Ubicazione dell'intervento	3
2.2 Inquadramento secondo gli strumenti di pianificazione	3
2.3 Intervento in progetto	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. ANALISI IDROLOGICA	9
4.1 Equazione di possibilità pluviometrica	9
4.2 Coefficienti di deflusso	11
4.3 Coefficiente udometrico	12
5. CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO	13
5.1 Il metodo delle sole piogge	13
5.2 Linee guida per le valutazioni di compatibilità idraulica	14
5.3 Volume di invaso di progetto	16
6. SOLUZIONE DI PROGETTO	17
6.1 Individuazione dei volumi di invaso disponibili	17
6.2 Manufatto di controllo	18
6.3 Indicazioni esecutive	19
6.4 Indicazioni per la corretta manutenzione del sistema di drenaggio	20
APPENDICE A- PLANIMETRIA RETE ACQUE METEORICHE	21

1. PREMESSA

La presente relazione si propone di valutare la “compatibilità idraulica” degli interventi previsti nell’ambito del Piano Urbanistico Attuativo (PUA) denominato “Zona perequata residenziale n.9” (ZPR9) in comune di Selvazzano Dentro.

La valutazione di compatibilità idraulica (VCI) si applica agli strumenti di pianificazione urbanistica comunali (PAT/PATI – Piano per l’Assetto del Territorio/PAT Intercomunale - o PI – Piano degli Interventi), o alle varianti che comportino una trasformazione d’uso del suolo con potenziale modifica del regime idraulico del territorio.

Ogni progetto di trasformazione dell’uso del suolo che provochi una variazione di permeabilità superficiale, deve prevedere misure compensative volte a mantenere inalterate le condizioni di sicurezza idraulica. L’individuazione delle misure compensative avviene nel corso dell’iter approvativo degli interventi urbanistico-edilizi con un dettaglio progettuale crescente a partire dalla pianificazione strutturale (PAT) fino alla definizione puntuale degli interventi, che si sviluppa nell’ambito dei PUA, quale quello in esame.

Il presente studio si propone, dunque, di individuare gli accorgimenti progettuali da attuare al fine di non alterare la risposta idrologica dell’area di lottizzazione ZPR9 rispetto alla situazione esistente, secondo il principio dell’invarianza idraulica.

L’obiettivo è quello di raggiungere, per mezzo di opportune misure di compensazione idraulica (volumi di laminazione delle piene) il dimensionamento di un sistema di raccolta e drenaggio in grado di scaricare nel ricettore finale una portata massima che non sia superiore a quella scaricata dalla stessa area nella configurazione precedente i lavori.

La relazione contiene un inquadramento territoriale dell’area di intervento, l’individuazione dei riferimenti normativi, l’analisi del regime pluviometrico intenso della regione climatica in cui il progetto è collocato, una valutazione della risposta idrologica del suolo nelle attuali condizioni e nelle condizioni di progetto, il calcolo dei volumi di compensazione e l’individuazione della soluzione progettuale per realizzare gli stessi, al fine di garantire l’invarianza idraulica tra stato attuale e di progetto.

2. INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Ubicazione dell'intervento

La lottizzazione ZPR9 in oggetto si trova in comune di Selvazzano Dentro e risulta compresa tra via Turchia e una traversa, a fondo cieco, di via Euganea (Figura 2.1).

Per quanto riguarda l'inquadramento catastale (Figura 2.1), i mappali del foglio 22 sui quali insiste l'area sono i numeri: 1232, 1235, 1320, 1417 e 1876, di proprietà dei signori Sinigaglia Erminio, Sinigaglia Michele, Bertocco Lidia, Sinigaglia Giovanni e Boschetto Francesca.



Figura 2.1 – Inquadramento area di intervento su foto aerea (a sinistra) e su N.C.T. Comune di Selvazzano Dentro (a destra).

2.2 Inquadramento secondo gli strumenti di pianificazione

Per le finalità del presente studio, è stata verificata sulla cartografia del PAI (piano per l'Assetto Idrogeologico) del bacino idrografico dei fiumi Brenta e Bacchiglione l'eventuale classe di pericolosità idraulica dell'area di intervento derivante dalla rete idrografica maggiore.

Come risulta dalla Figura 2.2, la ZPR9 è esterna al perimetro sia delle classi di pericolosità che delle zone di attenzione idraulica.

Relativamente alla pianificazione comunale, dall'esame della "Carta delle fragilità" (elab. T.03.A) del PAT del Comune di Selvazzano Dentro, di cui è riportato uno stralcio in Figura 2.3, risulta quanto segue per il sito di intervento:

- dal punto di vista della compatibilità geologica, ricade tra i terreni idonei a condizione "C": aree con presenza di bassure morfologiche o aree intercluse, a bassa probabilità di esondazione e a deflusso non difficoltoso;
- ricade tra le "aree esondabili o a periodico ristagno idrico".

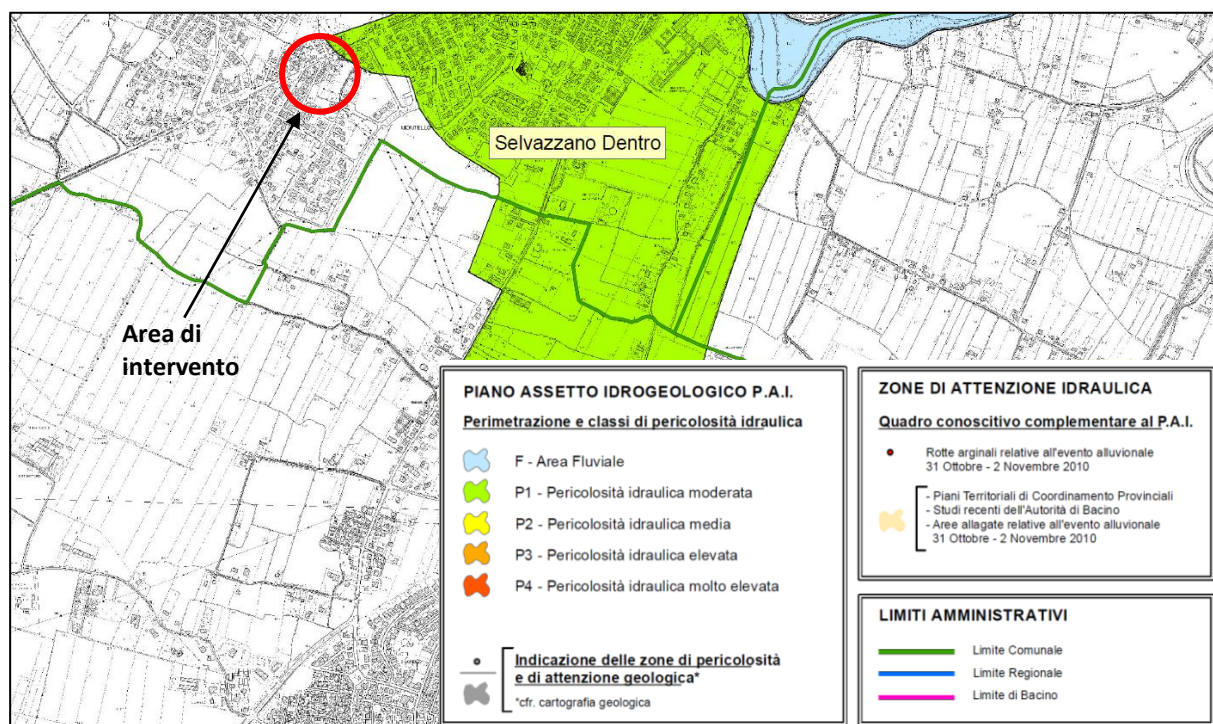


Figura 2.2 – Estratto PAI del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione. Carta della pericolosità.

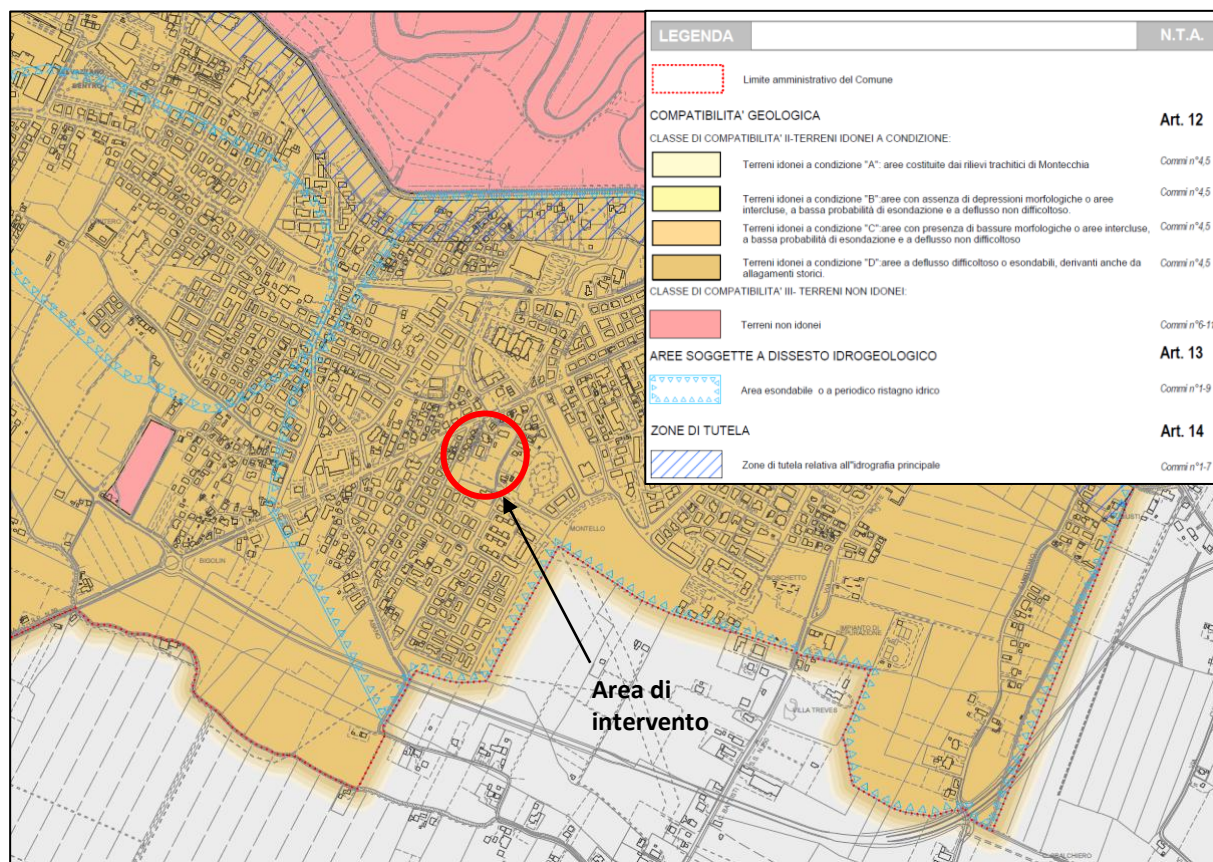


Figura 2.3- Estratto Carta delle Fragilità PAT del Comune di Selvazzano Dentro (2016).

Queste ultime, in particolare, sono soggette alle prescrizioni dell'art. 13 delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del PAT, delle quali si dirà al capitolo successivo.

La lottizzazione, infine, risulta già recepita a livello di Piano Regolatore Generale (Figura 2.4).

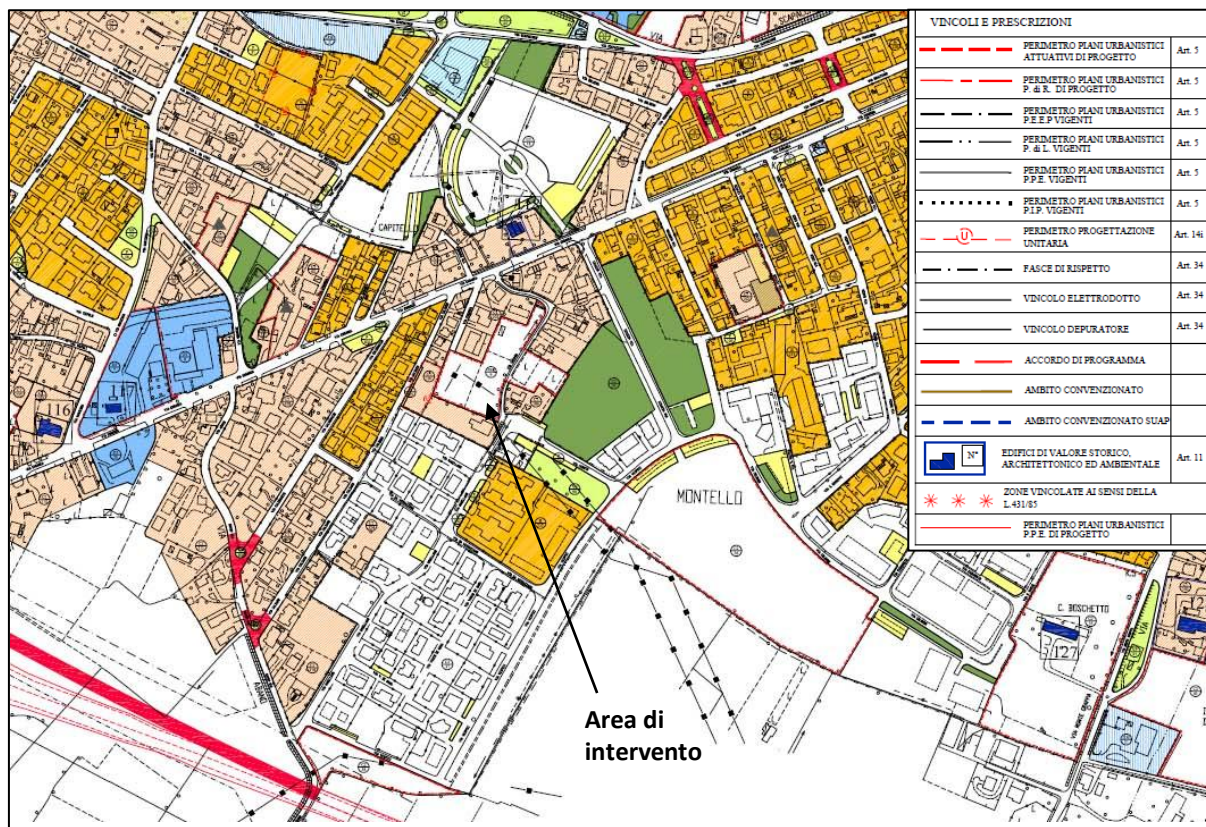


Figura 2.4 - Estratto PRG del Comune di Selvazzano Dentro.

2.3 Intervento in progetto

La superficie interessata dall'intervento urbanistico - edilizio ZPR9 è di complessivi 9'099 m².

Si tratta di un'area attualmente ad uso agricolo, il cui drenaggio è assicurato dalla presenza di un piccolo fossato lungo il lato sud, che verrà mantenuto.

La previsione è di ottenere sei lotti su cui realizzare altrettanti fabbricati bifamiliari, completamente indipendenti e divisi fra di loro in verticale (separazione terra-cielo).

L'accesso ai lotti avverrà principalmente sul lato est da una nuova strada di lottizzazione lunga all'incirca 100 m, che sostituirà l'esistente via Turchia, di dimensioni attualmente inadeguate ai fini della sicurezza stradale.

Sul lato ovest dell'area, invece, si procederà alla realizzazione di uno slargo per consentire l'inversione nell'attuale strada a fondo cieco.

L'intervento in progetto è rappresentato in Figura 2.5.



Figura 2.5 – Intervento urbanistico-edilizio in progetto.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La valutazione di compatibilità idraulica è un procedimento di competenza regionale introdotto per la prima volta con la Delibera della Giunta Regionale Veneta n. 3637 del 13.12.2002, la quale ha previsto che per tutti gli strumenti urbanistici generali e le varianti, generali o parziali o che, comunque, possano recare trasformazioni del territorio tali da modificare il regime idraulico esistente, sia presentata una Valutazione di compatibilità idraulica. L'adozione di questo strumento è stato poi confermata dal Piano di Tutela delle Acque adottato con delibera n. 4453 del 29 dicembre 2004.

La sopracitata delibera ha subito negli anni alcune modifiche ed integrazioni. Attualmente il procedimento è disciplinato dalla **DGR n. 2948 del 6 ottobre 2009** recante "Legge 3 agosto 1998, n. 267 - Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n. 304 del 3 aprile 2009", nel cui Allegato A "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici - Modalità operative e indicazioni tecniche" oltre ad alcune indicazioni tecniche su come devono essere svolte le verifiche, vengono riportate le modalità con cui devono essere presentate le valutazioni e le procedure per l'approvazione.

La valutazione di compatibilità idraulica si applica agli strumenti di pianificazione urbanistica e alle sue varianti. Lo studio deve prevedere la realizzazione di idonee misure che abbiano funzioni compensative delle alterazioni idrauliche, qualora ve ne fossero, provocate dalle nuove previsioni urbanistiche, nonché di verificare l'assenza di interferenze con fenomeni di degrado idraulico e geologico indagati dai Piani per l'Assetto Idrogeologico (PAI) predisposti dalle competenti Autorità di Bacino.

Nell'Allegato A della DGR 2948/2009 si richiama il principio dell'invarianza idraulica come obiettivo da raggiungere per mezzo di opportune misure di compensazione idraulica, ovvero il dimensionamento di un sistema di raccolta e drenaggio in grado di scaricare nel ricettore finale una portata massima che non sia superiore a quella scaricata dalla stessa area nella configurazione precedente i lavori. Tale obiettivo, definibile come compatibilità idraulica dell'opera, si traduce, nel caso di interventi che accrescano i contributi unitari di deflusso, nella necessità di immagazzinare i volumi di pioggia in eccesso e di restituirli in maniera graduale al ricettore finale.

Lo studio idraulico riguarderà un ambito di intervento di superficie pari a 9'099 m². Con riferimento, pertanto, alle "indicazioni operative" contenute nell'allegato A alla DGR n. 2948 del 6 ottobre 2009, che definisce le classi di intervento in relazione all'impermeabilizzazione potenziale derivante dall'attuazione di nuovi strumenti urbanistici, l'intervento in oggetto si classifica come "impermeabilizzazione potenziale" (intervento su superfici comprese tra 0.1 ÷ 1 ha). Per tale classe di intervento, vanno dimensionati i tiranti idraulici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

L'evento pluviometrico cui fare riferimento per le valutazioni di cui sopra è caratterizzato da **un tempo di ritorno pari a 50 anni**.

Come anticipato al capitolo precedente, inoltre, dall'esame della "Carta delle fragilità" (elab. T.03.A) del PAT del Comune di Selvazzano Dentro (Figura 2.3), risulta quanto segue per il sito di intervento:

- dal punto di vista della compatibilità geologica, ricade tra i terreni idonei a condizione "C": aree con presenza di bassure morfologiche o aree intercluse, a bassa probabilità di esondazione e a deflusso non difficoltoso;
- ricade tra le "aree esondabili o a periodico ristagno idrico".

A queste ultime si applica quanto disciplinato dall'**art. 13 delle NTA del PAT** del Comune di Selvazzano Dentro. In particolare, per il dimensionamento dei volumi di compensazione, il comma 6, lettera b) prescrive quanto segue:

*[..] Il coefficiente udometrico da considerare per la stima della massima portata scaricabile nel ricettore è fissata in **10 l/s per ettaro**. Tale parametro deve essere ridotto **5 l/s per ettaro** all'interno delle aree esondabili o a periodico ristagno idrico. Il coefficiente potrà essere ritariato su valori superiori (comunque inferiori a 10 l/s ettaro) in relazione alla realizzazione degli interventi di mitigazione idraulica previsti dal Piano delle Acque*

La trattazione riportata a seguire si atterrà alle prescrizioni sopra descritte e farà proprie, inoltre, le prescrizioni del Consorzio di Bonifica competente per territorio (Consorzio di Bonifica Bacchiglione).

4. ANALISI IDROLOGICA

4.1 Equazione di possibilità pluviometrica

Lo studio delle piogge avviene utilizzando metodologie statistiche, basate su misure delle altezze di precipitazione realmente osservate.

La rappresentazione di un evento pluviometrico di una certa durata τ , viene effettuata mediante una curva, detta *curva segnalatrice di possibilità pluviometrica o climatica*, caratterizzata generalmente dalla seguente espressione:

$$h = a \tau^n$$

nella quale h rappresenta l'altezza di precipitazione caduta nell'intervallo di tempo τ ; a ed n sono dei coefficienti determinati statisticamente.

Tabella 4.1 – Precipitazioni massime annuali – Serie storiche 1936-1994. Fonte: Annali idrologici.

Anno	Durata	10'	15'	30'	45'	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
		$h_{pioggia}$ [mm]								
1936						10	20	22	33,4	43,4
1937						25,3	40,8	49,8	70,4	74,4
1938	17					59	66	67	67	67
1939						23	23	28,6	39,6	41
1940			19			37	38	39,8	39,8	39,8
1941	10,2					23,2	68	90	101	104
1942	10,6					15,8	17,8	19,4	20,2	20,2
1943						12	22	24,4	25,6	29
1944			9			11,7	29,5	47	75	94,1
1945				6,5		28	31,2	31,2	43,8	51,2
1947				22,4		44	66,4	82	120	134,8
1948				30		28	30	35	52,8	87
1949				25		29,6	29,6	39,2	39,2	50,2
1950				28,4		24,4	24,6	38	44	57
1951				23,8		21,6	41,2	47,8	47,8	54,4
1952				19,6		23,8	31,6	49	60	73,6
1953				22		23,8	43,2	50,2	54,4	60,6
1954						27	29,2	29,6	36,8	37,4
1955						54	68,6	71,2	71,2	71,2
1956	14			32,4		19,8	27	29,2	39,6	66,6
1957						31,4	39,6	39,8	42,2	57,2
1958	9,2				30,4	56	71,8	75	79,6	82,8
1959	14,2			35		23	32,2	36,4	37,4	50,2
1960			13,4			25,6	31	36,2	50,4	52,6
1961	14		18			24,6	28,4	36,6	36,6	53,8
1962	5,4					12	21,8	29,2	37,8	55,4
1963			7,8			38,4	40,2	41,4	44,8	48,6
1964	23					26,4	27,6	41,2	42,4	42,4
1965	20,4					27	35	42,2	48,4	52
1966	10,8					22,8	36,5	46,4	60	81,5
1967						35,9	87	112,8	116,2	116,2
1968			19	21	29,6	30,4	48,8	73,8	77	77,6
1969			19,8	23,4	26,4	46,8	73,4	75,6	76,4	87
1970	22,4		20,6	30,8	36	32,8	38,8	39	39,2	39,2
1971			28,6	31,6		35	38	38	38	49
1972			22	27,6	30,8	29	43,6	47,6	48,8	48,8
1973			10	15,8	22,4	16,6	24	30	40,8	54,8
1974			14,2	15,4	15,8	29,8	32	32	35,5	59
1975			13,2	21,8	24,6	22	24,8	26,4	49,6	64,2
1976			20,4	21,6	21,8	33,8	35,4	37,4	37,4	43,2
1977			28,6	33	33,8	32,6	34	43,6	44	50
1978			22,8	28	29,8	20,2	39	39	39	42
1979			18	19,8	20,2	21,4	22,4	34,8	43,2	66
1985			17	18,6	20,4	21,2	21,2	28	45	70
1986			10,4	12,8	21,2	38,2	40,4	44,5	69,8	87,5
1987	30		20		30,2	37	50	70	86	96,8
1989			34			41,4	43	62,4	76	97
1990			13		40	36,2	36,4	38	65	68
1994			27,4		35,8	62	77	80,6	80,6	88,8

Nella tradizionale pratica idrologica, per la determinazione della linea segnalatrice di probabilità pluviometrica si assume che, indipendentemente dalla durata presa in esame, i valori estremi del processo di pioggia siano rappresentabili da un determinato modello probabilistico. Nella maniera più semplice, il modello probabilistico viene identificato sulla base dei dati di pioggia massima annuale di prefissata durata disponibili presso la singola stazione.

Al fine di determinare le caratteristiche pluviometriche dell'area oggetto di studio, si è cercato preliminarmente di individuare le stazioni meteorologiche più adatte, i cui dati sono stati poi utilizzati per l'analisi statistico probabilistica delle precipitazioni.

In questo caso la stazione di rilevamento di Padova è risultata la più idonea.

Con riferimento alla stazione indicata, elaborando statisticamente i dati di Tabella 4.1, si sono calcolate e si riportano nelle tabelle seguenti, le curve di possibilità pluviometrica, sia per gli scrosci che per le piogge orarie, per diversi tempi di ritorno.

Tabella 4.2 – Curve di possibilità pluviometrica per gli scrosci.

Equazioni di possibilità pluviometrica - Scrosci	
Tr = 5 anni	$h=40.45 \cdot t^{0.349}$
Tr = 10 anni	$h=46.29 \cdot t^{0.319}$
Tr = 20 anni	$h=51.93 \cdot t^{0.299}$
Tr = 25 anni	$h=53.72 \cdot t^{0.293}$
Tr = 50 anni	$h=59.26 \cdot t^{0.279}$
Tr = 100 anni	$h=64.78 \cdot t^{0.267}$

Tabella 4.3 – Curve di possibilità pluviometrica per le piogge orarie.

Equazioni di possibilità pluviometrica – Piogge orarie	
Tr = 5 anni	$h=39.15 \cdot t^{0.260}$
Tr = 10 anni	$h=46.65 \cdot t^{0.266}$
Tr = 20 anni	$h=53.84 \cdot t^{0.271}$
Tr = 25 anni	$h=56.12 \cdot t^{0.272}$
Tr = 50 anni	$h=63.16 \cdot t^{0.274}$
Tr = 100 anni	$h=70.14 \cdot t^{0.277}$

Ai fini della presente trattazione, si adotta un tempo di ritorno di 50 anni, cui corrispondono le curve di possibilità pluviometrica riportate a seguire:

- $t < 1$ ora $\Rightarrow h=59.26 \cdot t^{0.279}$ valida per piogge di durata inferiore all'ora (10',15',30',45')
- $t \geq 1$ ora $\Rightarrow h=63.16 \cdot t^{0.274}$ valida per piogge di durata superiore all'ora

con h altezza di precipitazione [mm]

t durata della precipitazione [ore]

4.2 Coefficienti di deflusso

La frazione di precipitazione che viene raccolta dal sistema di drenaggio è individuata da un coefficiente di deflusso φ , che esprime il rapporto tra il volume d'acqua afferente ad una sezione di verifica, in un definito intervallo di tempo, ed il volume meteorico precipitato nell'intervallo medesimo.

Per le reti destinate alla raccolta delle acque meteoriche (fognature bianche) valgono, di massima, i coefficienti relativi a piogge di durata oraria (φ_1) riportati nella tabella seguente:

Tabella 4.4 – Coefficiente di deflusso per varie tipologie di superficie.

Tipo di superficie	φ_1
Pavimentazioni asfaltate	0.90÷1.00
Strade in terra	0.40÷0.60
Tetti	0.90÷0.95
Giardini	0.00÷0.25
Aree residenziali a elevata intensità	0.50÷0.70
Aree residenziali a media intensità	0.25÷0.50
Terreni coltivati	0.20÷0.60
Boschi	0.10÷0.30

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$$

Sulla base delle indicazioni contenute nell'allegato A alla DGR n. 2948 del 6 ottobre 2009, 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, ecc.) e pari a 0.9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ecc.).

Allo stato attuale, l'area di intervento si compone di terreni agricoli, ai quali, dunque, può essere attribuito un coefficiente di deflusso $\varphi=0.1$.

Per la determinazione di φ nello stato di progetto, le superfici sono state suddivise per destinazione d'uso come indicato in Tabella 4.5.

Le superfici semimpermeabili sono relative alle aree scoperte di pertinenza dei singoli lotti e alle aree a parcheggio, che dovranno quindi essere realizzate con l'impiego di materiali drenanti (betonella forata / green park) posati su idoneo sottofondo, in sabbia/ghiaio, atto a garantirne l'efficienza idraulica.

Nello stato di progetto risulta, dunque, un coefficiente di deflusso medio $\varphi=0.61$, superiore a quello dello stato attuale.

Gli interventi in progetto, dunque, dovranno prevedere un sistema in grado di accumulare il volume d'acqua in eccesso rispetto allo stato attuale prodotto dalla superficie del nuovo piano di lottizzazione e capace di restituire poi tale volume alla rete idrografica minore, rispettando i limiti

di portata imposti dal Consorzio di bonifica e dal Comune.

Tabella 4.5 – Coefficiente di deflusso medio dell'area di intervento nello stato di progetto.

STATO DI PROGETTO			
DESTINAZIONE D'USO	SUPERFICIE	φ	$\varphi \cdot S$
	m ²		
SUPERFICI IMPERMEABILI (tetti, strade)	3322	0.9	2990
SUPERFICI SEMIMPERMEABILI (cls drenante , superficie fondiaria dei lotti)	3596	0.6	2158
SUPERFICI A VERDE	2191	0.2	436
TOTALE	9099		5584
$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i} = 0.61$			

4.3 Coefficiente udometrico

Il parametro di riferimento che descrive la risposta idrologica di un terreno in termini di trasformazione degli afflussi (piogge) in deflussi (portate) è detto "coefficiente udometrico", o "contributo specifico di piena" e si esprime usualmente in $[l / (s \cdot ha)]$ (litri al secondo per ettaro). L'ordine di grandezza del coefficiente udometrico (nel seguito indicato con "u") dipende dall'estensione del bacino o comprensorio in esame.

I valori ricorrenti in letteratura per terreni adibiti ad uso agricolo si attestano intorno a $u=1 \div 2 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$, per le aree di maggior estensione (bonifiche della Val Padana), mentre sono generalmente maggiori di un ordine di grandezza $u=10 \div 20 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ per aree relativamente piccole come quella in esame.

Ai fini della presente trattazione si fa riferimento alle più restrittive prescrizioni del Comune di Selvazzano Dentro (cfr. cap. 3 "Normativa di riferimento"), secondo cui, in considerazione dello stato generale di criticità idraulica dell'area in cui ricadono gli interventi, la portata massima scaricabile nel ricettore finale deve corrispondere a un coefficiente udometrico massimo $u=5 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$.

Le aree di intervento presentano una superficie di complessivi 9'099m² (cfr. Tabella 4.5), cioè 0.91 ha. La portata allo scarico, Q_u , che dovrà risultare dagli interventi in progetto, dunque, dovrà essere pari o inferiore al seguente valore:

$$Q_u = u \cdot S = 4.55 \text{ l/s}$$

5. CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO

La trasformazione d'uso del suolo introdotta dalle nuove urbanizzazioni implica l'aumento del coefficiente udometrico, u , con il conseguente aumento della portata scaricata nei corpi idrici ricettori.

Per mantenere inalterato il contributo specifico dell'area d'intervento è necessario adottare misure compensative adeguate, prevedendo dispositivi di limitazione della portata e volumi d'invaso aggiuntivi.

Il calcolo di tali volumi può essere effettuato con diverse metodologie, quali il *metodo dell'invaso*, il *metodo cinematico* e il *metodo delle sole piogge*.

I risultati ottenuti con i diversi metodi mostrano sostanziali differenze, legate alle ipotesi semplificative poste alla base dei metodi utilizzati stessi.

Il metodo dell'invaso, che tende ad esaltare l'effetto attenuante operato dal bacino nella trasformazione afflussi-deflussi, conduce ad una valutazione più ridotta della portata critica e quindi anche del volume di laminazione. Per contro il modello delle sole piogge, che trascura completamente l'effetto attenuante della trasformazione afflussi-deflussi operato dal bacino, conduce ad una determinazione massimizzata del volume di laminazione.

Nel seguito si descrive in dettaglio il cosiddetto "metodo delle sole piogge".

5.1 Il metodo delle sole piogge

Il metodo si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti, ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. Le ipotesi semplificate adottate sono le seguenti:

- ietogramma netto di pioggia a intensità costante (ietogramma rettangolare);
- effetto di laminazione della rete trascurato;
- svuotamento del volume di laminazione a portata costante pari a Q_u , (laminazione ottimale).

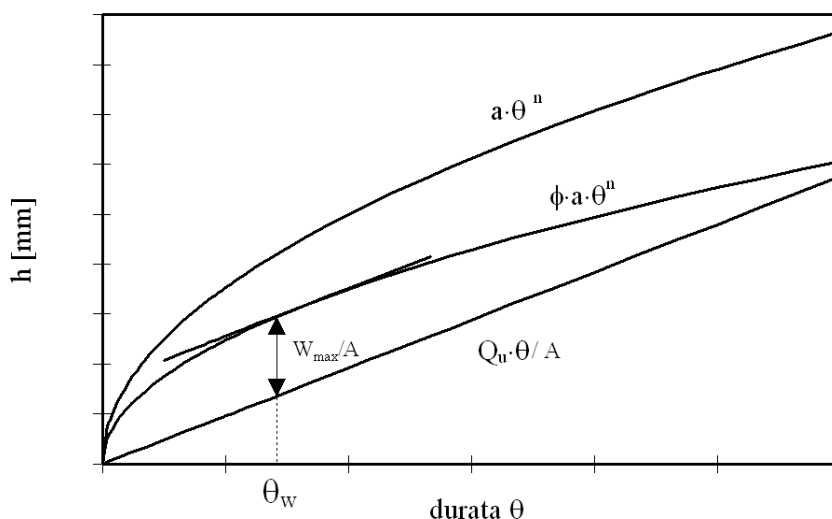


Figura 5.1– Individuazione dell'evento critico per la vasca con il metodo delle sole piogge

Per il calcolo del volume d'invaso di progetto, riferito all'unità di area, A , del bacino a monte, si valuta il valore massimo della differenza tra le due curve indicate in Figura 5.1 (piano h , θ): la

curva di possibilità pluviometrica netta $h_{\text{netta}} = \varphi \cdot a \cdot \theta^n$ e la retta rappresentante il volume uscente dall'invaso $h_u = Q_{u,\text{max}} \cdot \theta / A$.

Il volume da invasare W_i , ad un certo tempo θ , è data dalla differenza tra volume entrante W_e e volume uscente W_u :

$$W_i = W_e - W_u$$

Il volume entrante W_e è determinato dall'afflusso meteorico h (altezza di precipitazione) su di una superficie S , caratterizzata da un coefficiente di deflusso φ , in un certo tempo di pioggia θ :

$$W_e = \varphi S h(\theta) = \varphi S a \theta^n$$

mentre il volume uscente W_u , nell'ipotesi di portata uscente Q_u costante, è dato da:

$$W_u = Q_u \theta$$

Pertanto il volume da invasare nel caso di un evento meteorico di durata θ risulta:

$$W_i = \varphi S a \theta^n - Q_u \theta$$

Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia $\Delta W = W_e - W_u$, si ricavano la durata dell'evento critico θ_w ed il volume massimo di laminazione W_{max} .

$$\theta_w = \left(\frac{Q_u}{\varphi S a n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$W_{\text{max}} = \varphi S a \left(\frac{Q_u}{\varphi S a n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \left(\frac{Q_u}{\varphi S a n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

La portata massima in uscita, Q_u , nella configurazione di progetto, è stata determinata al par. 4.3 e corrisponde a un coefficiente udometrico di **5 litri al secondo per ettaro**.

Utilizzando i parametri della curva di possibilità pluviometrica corrispondenti a un pioggia con tempo di ritorno di 50 anni e le altre grandezze determinate nelle pagine precedenti per il sito di intervento, si ottengono i seguenti risultati dall'applicazione del metodo delle sole piogge:

- $\theta = 11.4$ ore durata dell'evento critico
- $W_{\text{max}} = 496 \text{ m}^3$ volume massimo di laminazione

5.2 Linee guida per le valutazioni di compatibilità idraulica

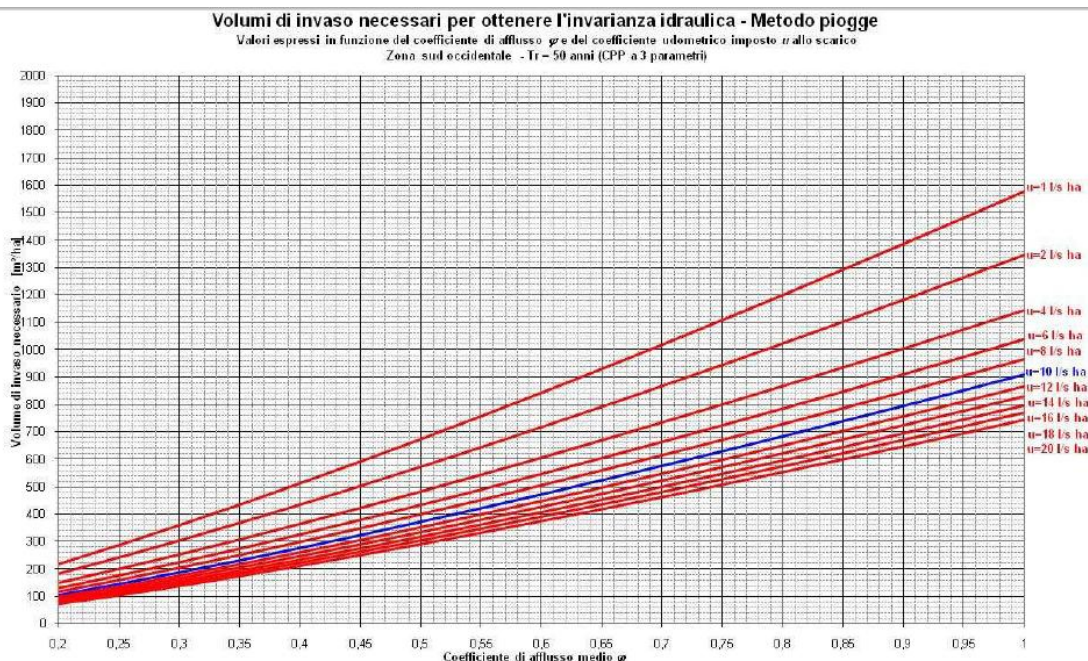
Si riporta di seguito la determinazione del volume di invaso minimo necessario, effettuata attraverso gli abachi messi a disposizione dalle **Linee guida per la predisposizione degli studi di compatibilità idraulica (di seguito "Linee guida")**, predisposte dal gruppo di lavoro organizzato dal *Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto* di cui OPCM 3261/2007 (AA.VV., 2009) e richiamate dalla DGR n.2948/09.

Le *Linee guida* mettono a disposizione delle tabelle e degli abachi, che possono essere utilizzati per determinare il volume specifico di invaso v_0 , relativo a un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Utilizzando gli abachi relativi sempre al metodo delle piogge, ottenuti, però, adottando una curva di possibilità pluviometrica (CPP) a tre parametri (Figura 5.2), che discende dallo studio “*Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve di possibilità pluviometrica di riferimento*”, per l'area di intervento si ricava il seguente valore di v_0 :

Zona sud-occidentale
Coefficiente idrometrico imposto allo scarico
Coefficiente di deflusso di progetto
 v_0

Selvazzano Dentro
 $u=5 \text{ l/s,ha}$
 $\phi=0.61$
 $593 \text{ m}^3/\text{ha}$



Zona sud occidentale - Tr = 50 anni			Comuni: Abano Terme, Agna, Albignasego, Arre, Arzergrande, Borgoricco, Bovolenta, Brugine, Cadoneghe, Campo San Martino, Campodarsego, Candiana, Cartura, Casalsierugo, Cervarese Santa Croce, Codevigo, Cona, Conselve, Corezzola, Curtarolo, Due Carrare, Legnaro, Limena, Maserà di Padova, Montebelluna, Montebelluna, Noventa Padovana, Padova, Pernumia, Piove di Sacco, Polverara, Ponte San Nicolò, Pontelongo, Rovolon, Saccobello, San Giorgio delle Pertiche, San Giorgio in Bosco, San Pietro Viminario, Santa Giustina in Colle, Sant'Angelo di Piove di Sacco, Santa Maria di Sala, Saonara, Selvazzano Dentro, Teolo, Terrassa Padovana, Torreglia, Vigodarzere, Vigonovo, Vigonza, Villa del Conte, Villanova di Camposampiero.									
a	39,5	[mm min ⁻¹]										
b	14,5	[min]										
c	0,817	[-]										
VOLUME DI INVASO SPECIFICO [m³/ha] NECESSARIO PER OTTENERE L'INVARIANZA IDRAULICA												
f	Coefficiente idometrico imposto allo scarico [l/s,ha]											
	1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
0,1	91	74	58	49	42	36	32	28	25	22	20	
0,15	151	126	101	87	77	69	62	57	52	48	44	
0,2	217	182	149	130	116	106	97	90	83	78	73	
0,25	286	241	199	175	158	145	135	125	117	110	104	
0,3	358	303	252	223	203	187	174	164	154	146	138	
0,35	434	367	307	273	249	231	216	204	192	183	174	
0,4	511	434	363	325	297	277	260	245	233	221	211	
0,45	591	502	422	378	347	324	304	288	274	262	250	
0,5	673	572	482	432	398	372	351	333	317	303	291	
0,55	757	644	543	488	450	421	398	378	361	346	332	
0,6	842	717	606	545	504	472	446	425	406	389	375	
0,65	929	791	669	603	558	524	496	472	452	434	418	
0,7	1.018	867	734	662	613	576	546	521	499	479	462	
0,75	1.108	944	800	723	670	630	597	570	546	526	507	
0,8	1.199	1.022	867	784	727	684	649	620	595	573	553	
0,85	1.292	1.102	935	846	785	739	702	671	644	621	600	
0,9	1.386	1.182	1.004	908	844	795	755	723	694	669	647	
0,95	1.481	1.264	1.073	972	903	851	810	775	745	719	695	
1	1.577	1.346	1.144	1.036	963	909	865	828	796	768	744	

Figura 5.2 – Abaco e tabella Linee guida per il metodo delle piogge, per la zona sud-occidentale.

Il valore di v_0 può essere depurato del valore corrispondente ai piccoli invasi (velo idrico, caditoie, ecc.), che per l'area di intervento viene stimato in $13 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Il volume specifico risultante (nel caso in esame $580 \text{ m}^3/\text{ha}$) va moltiplicato per l'intera superficie dell'area di trasformazione per individuare il volume complessivo da realizzare.

La lottizzazione in oggetto presenta una superficie di estensione $S=9'099\text{m}^2$, alla quale corrisponde, dunque, un volume di invaso $V=528 \text{ m}^3$.

5.3 Volume di invaso di progetto

Il volume di invaso di progetto è stato fissato, cautelativamente, pari al maggiore dei valori determinati ai paragrafi precedenti.

In conclusione:

$$V_{\text{progetto}}=528 \text{ m}^3$$

6. SOLUZIONE DI PROGETTO

6.1 Individuazione dei volumi di invaso disponibili

La rete principale di fognatura bianca di progetto è rappresentata nella planimetria di Appendice A ed è costituita da collettori a sezione circolare di diametro interno Ø40÷60 cm e da un tratto in scatolare 100x100 cm. E' prevista, inoltre, la realizzazione di invasi aggiuntivi per conseguire il volume di progetto individuato al capitolo precedente.

Confrontando, infatti, il **volume di progetto pari a 528 m³** con il volume di invaso reso disponibile mediante la rete fognaria, pari a 86 m³, si riscontra la necessità di reperire ulteriori volumi di invaso: VI-1, VI-2, VI-3, VI-4 (cfr. planimetria Appendice A). Tutti gli invasi sono volumi interrati.

Nella Tabella 6.1 sono evidenziati i vari tratti di fognatura e gli invasi aggiuntivi previsti con i loro corrispondenti volumi d'invaso.

Tabella 6.1 - Volumi d'invaso disponibili nel progetto.

TRATTO RETE ACQUE BIANCHE	LUNGHEZZA [m]	N. TUBI	DIM. TUBO	SUP. SEZ. [m ²]	VOLUME [m ³]
ABCD	86	1	Ø40	0.13	11
FG	18	1	100X100	1.00	18
HD	25	1	Ø60	0.28	7
DZ	88	2	Ø60	0.28	50
TOTALE PARZIALE RETE ACQUE BIANCHE					86
INVASO SU AREA PUBBLICA	DIMENSIONI [m x m]	SUPERFICIE [m ²]	ALTEZZA [m]		VOLUME [m ³]
INVASO VI-1	11.8x15	177.00	1.25		221
INVASO VI-2	2x25	50.00	1.00		50
TOTALE PARZIALE INVASI					271
TOTALE VOLUME PUBBLICO					357
INVASO SU AREA PRIVATA	DIMENSIONI [m x m]	SUPERFICIE [m ²]	ALTEZZA [m]		VOLUME [m ³]
INVASO VI-3 PRIVATO	4x24	96.00	1.25		120
INVASO VI-4 PRIVATO	2.5x16.5	41.25	1.25		52
TOTALE VOLUME PRIVATO					172
TOTALE GENERALE					528

I volumi VI-1 e VI-2 sono invasi interrati in c.a. a sezione rettangolare, che verranno realizzati rispettivamente nell'area verde a Sud, a valle della linea del metanodotto esistente, e sotto il marciapiede ad Est prospiciente il lotto F, parallelamente al parcheggio.

Gli invasi VI-1 e VI-2, insieme al volume reso disponibile dalla rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, rappresentano quello che in Tabella 6.1 è stato definito "volume su area pubblica". Questo corrisponde a complessivi 357 m³, che verranno realizzati nella prima fase del progetto, la quale prevede l'attuazione delle opere di urbanizzazione senza edificazione dei lotti.

Assimilando la superficie dei lotti inedificati a una superficie a verde e le opere di urbanizzazione a superfici impermeabili, a tale fase corrisponde un coefficiente di deflusso medio $\varphi=0.38$ (Tabella 6.2).

Tabella 6.2 – Coefficiente di deflusso medio dell'area di intervento nella prima fase del progetto: attuazione delle opere di urbanizzazione senza edificazione dei lotti.

STATO DI PROGETTO			
DESTINAZIONE D'USO	SUPERFICIE m ²	φ	$\varphi \cdot S$
SUPERFICI IMPERMEABILI (opere di urbanizzazione: strade, marciapiedi, ecc.)	2317	0.9	2085
SUPERFICI A VERDE (lotti inedificati)	6782	0.2	1356
TOTALE	9099		3442
$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i} = 0.38$			

Utilizzando il procedimento illustrato al § 5.2, gli abachi e la tabella di Figura 5.2, si ricava il volume specifico di invaso v_0 relativo alla prima fase di attuazione del progetto:

Zona sud-occidentale	Selvazzano Dentro
Coefficiente idrometrico imposto allo scarico	$u=5 \text{ l/s,ha}$
Coefficiente di deflusso di progetto	$\varphi=0.38$
v_0	$324 \text{ m}^3/\text{ha}$

e, quindi, il volume di invaso $V_{\text{fase 1}}=295 \text{ m}^3$, che risulta inferiore al volume disponibile in questa fase pari a 357 m^3 .

Il completamento del sistema di laminazione complessivamente a servizio della lottizzazione ZPR9 è demandato alla seconda fase del progetto, con la realizzazione degli invasi VI-3 e VI-4 su area privata.

6.2 Manufatto di controllo

A monte dell'immissione nella fognatura esistente verrà posizionato un manufatto di scarico (Figura 6.1) dimensionato in modo tale da consentire il passaggio di una portata limitata, garantendo nel contempo il riempimento degli invasi disponibili in rete.

Il manufatto è costituito da una camera di raccolta e da una seconda camera, da cui si diparte la tubazione di scarico.

Il setto di separazione tra le due camere è dotato di una luce di fondo circolare con diametro 100 mm, pari al minimo consentito, secondo le prescrizioni del Consorzio di Bonifica.

La parte superiore del setto funge da sfioratore superficiale di troppo pieno (funziona solo in emergenza) e garantisce la sicurezza della rete; la quota di sfioro è fissata in relazione al massimo

riempimento normalmente ammesso nelle tubazioni.

Per facilitare la manutenzione del sistema, si prevede la protezione della luce di fondo con una griglia mobile che dovrà essere periodicamente pulita per evitare la parzializzazione del foro di scarico.

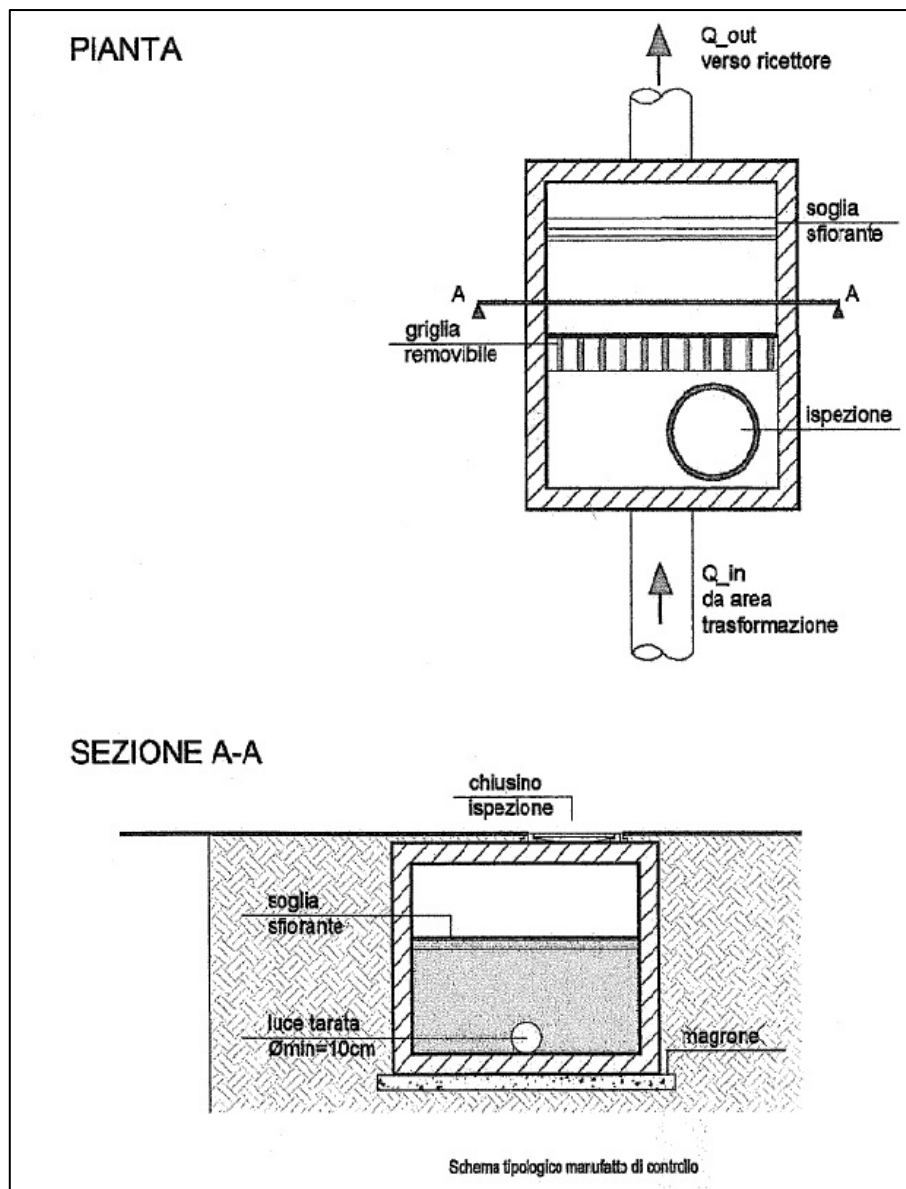


Figura 6.1 – Tipologico manufatto di controllo

6.3 Indicazioni esecutive

Gli elementi di progetto caratteristici del sistema sono:

- Scavi, rinterri mai superiori ai 2,50 m di profondità con creazione di uno strato di posa delle condotte con sabbia ben costipata della spessore minimo pari a 15 cm, o in cls armato con rete Ø6 passe 20x20 cm, realizzato secondo le pendenze riportate nei disegni di progetto, e sostituzione delle terre rimosse con misto granulare di frantoio o di cava.
- Armatura degli scavi per altezze maggiori di 1,50 m per assicurare la salvaguardia

dell'incolumità fisica degli operatori e per contenere scoscendimenti laterali delle terre.

- Impiego di condotte in cls a base piana con giunto elastomerico a tenuta di diametro DN40÷60 cm e scatolari per la realizzazione delle linee principali del sistema d'invaso.
- Camerette d'ispezione monolitiche prefabbricate, poste ad interasse non superiore a 50 m, corredate di adeguate prolunghie raggiungi quota, con passo d'uomo e coperchio con chiusino in ghisa sferoidale apribile a livello strada, con imbocchi per le tubazioni predisposte nella fase di confezionamento.
- Allacciamenti delle caditoie realizzati con tubazioni in PVC rigido di diametro 125-160 mm.
- Caditoie costituite da grigliati in ghisa per la raccolta dell'acqua di pioggia poste su pozzetti sifonati tipo Padova e a interasse di 15 m.

Dopo la posa delle condotte e la relativa sistemazione dei giunti, lo scavo sarà riempito di sabbia, posta in opera per strati successivi adeguatamente costipati, fino al raggiungimento di una quota superiore di almeno 20 cm rispetto al filo superiore del tubo. L'ulteriore ricoprimento verrà realizzato nelle modalità adeguate, fornite dal produttore.

La posa in opera delle condotte dovrà prevedere che la generatrice superiore esterna sia posta ad una profondità che non ne pregiudichi la resistenza meccanica allo schiacciamento; nel caso non risultasse possibile si dovrà provvedere alla realizzazione di un'adeguata soletta di ricoprimento e di ripartizione dei carichi verticali, in alternativa alla richiesta di fornitura di materiali adeguati all'utilizzo secondo tale configurazione.

6.4 Indicazioni per la corretta manutenzione del sistema di drenaggio

Un'adeguata manutenzione della rete è indispensabile per il corretto funzionamento del sistema di smaltimento nel suo complesso. Gli eventi meteorici (in particolare quelli di elevata intensità e breve durata, tipicamente i temporali estivi) trascinano nella rete una non trascurabile frazione di sedimenti di diametro medio - piccolo (sabbie fini, limi ed argille), che, sedimentando ed essiccandosi, formano uno strato compatto che riduce la sezione libera di deflusso.

Questa riduzione di sezione abbassa i margini di sicurezza per le portate che transitano nelle condotte, aumentando le probabilità che il sistema drenante nella sua globalità risulti insufficiente, riducendo i volumi d'invaso efficaci.

Un secondo problema, legato soprattutto alla generazione di un velo liquido sulle strade e sui parcheggi, riguarda l'intasamento delle bocche di lupo e delle caditoie ad opera dei sedimenti grossolani, delle foglie, della carta, ecc. fra loro cementati dalle frazioni fini dei sedimenti. Per un corretto funzionamento della rete è necessario pertanto procedere alla pulizia periodica delle tubazioni (canaljet) in particolar modo prima dell'inizio delle piogge autunnali, quando cioè i sedimenti che si sono accumulati nella stagione estiva sono facilmente asportabili, non essendosi ancora compattati.

A cavallo tra la stagione autunnale e quella invernale è opportuno inoltre procedere alla pulizia sistematica delle caditoie e delle bocche di lupo.

Particolare attenzione va poi dedicata al pozzetto limitatore di portata, essendo questo il nodo idraulico principale per il corretto funzionamento del sistema; la verifica e l'eventuale pulizia devono essere effettuate dopo ogni evento significativo.

APPENDICE A- Planimetria rete acque meteoriche

PLANIMETRIA RETE ACQUE METEORICHE

