

COMUNE DI MAROSTICA

PROVINCIA DI VICENZA

**VALUTAZIONE DI PARERE COMPATIBILITA' IDRAULICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO INSEDIAMENTO
PRODUTTIVO E MAGAZZINO CENTRALE**

COMMITTENTE

AGB – ALBAN GIACOMO spa

PROGETTISTA

Arch. Antenore Quaglio

Net Project S.r.l.
PIAZZA MODIN, 12
35129 PADOVA

NOVEMBRE 2025 – V00

1. SOMMARIO

1. SOMMARIO	3
2. Premessa	5
3. Inquadramento Normativo Nazionale e Regionale	6
3.1 Normativa regionale in materia di compatibilità idraulica delle nuove urbanizzazioni	7
4. Inquadramento Territoriale	8
4.1 Contesto geografico, idrografico e climatico del territorio	8
4.2 Localizzazione dell'intervento	10
4.3 Analisi dell'intervento	12
5. Analisi idraulica dell'area	15
5.1 Coefficienti di deflusso	15
5.2 Stima del coefficiente di deflusso	16
5.3 Inquadramento Idrogeologico	17
5.5 Dimensionamento del sistema di infiltrazione	25
5.6 Gestione delle acque di dilavamento	36
5.7 Adeguamento della rete idrografica minore	37
5.8 Interferenze con i sottoservizi	38
ALLEGATO 1 – PIANO DI USO E MANUTENZIONE	39

2. Premessa

L'AGB – Alban Giacomo spa è un'azienda italiana specializzata in sistemi di ferramenta per porte, finestre ed oscuranti.

Dal 1947 offre a produttori di tutto il mondo le soluzioni più adatte per la movimentazione ed il bloccaggio di serramenti interni ed esterni di grande qualità destinati a durare nel tempo.

AGB può vantare una gamma di prodotti vastissima, che non ha eguali tra i produttori di ferramenta per serramenti.

La ditta ha una storia pluridecennale, fondata del 1947 ha conquistato fette di mercato fino al punto di avere 4 stabilimenti produttivi, 110 mercati esteri e 4 sedi commerciali estere. Presenta stabilimenti produttivi e magazzini nella zona del bassanese nei comuni di Romano d'Ezzelino, Cassola e Pove del Grappa.

La policy aziendale, rivolta sempre di più verso la conquista di nuovi mercati, prevede l'ampliamento dell'offerta produttiva mediante la realizzazione di un nuovo stabilimento in Comune di Marostica.

L'area oggetto di intervento è censita al NCT della Provincia di Vicenza, Comune di Marostica foglio 15 mappali 102 – 180 – 1303 – 186 – 130 – 131.

Attualmente il complesso presenta una superficie complessiva pari a 75.996,82 m² in parte ad uso agricolo in parte appartenenti al fallimento di una vecchia area industriale/artigianale per cui sono state realizzate e sono presenti alcune opere di urbanizzazione.

Il progetto prevede:

- La realizzazione del nuovo fabbricato AGB comprendente la produzione, amministrazione, magazzino automatizzato e logistica;
- Sistemazione delle superfici scoperte della ditta destinate a viabilità interna, parcheggi, aree verdi e zone di carico-scarico;
- Realizzazione di una parte a parcheggio e verde pubblico.

La futura disposizione delle aree, ad intervento ultimato, comporterà quindi una diminuzione delle superfici permeabili e di conseguenza un aumento del coefficiente di deflusso, per cui il progetto dovrà prevedere un'adeguata rete di scolo esterna in termini di portate da scaricare e volume da invasare.

In accordo con l'Allegato A del DGR n. 2948 del 06/10/2009 "per le varianti che non comportano alcuna alterazione del regime idraulico ovvero comportano un'alterazione non significativa la valutazione idraulica è sostituita da un'asseverazione del tecnico".

Nonostante si rientri in questo caso, in misura precauzionale e per recuperare il gap tra le misure compensative attualmente presenti nell'area e quelle che dovrebbero essere previste secondo le attuali normative, se l'area non fosse mai stata edificata, si è deciso di adeguare i volumi di laminazione, fissando per il dimensionamento un valore pari a 600 m³/ha. I nuovi volumi d'invaso garantiranno il mantenimento delle acque all'interno dell'area di pertinenza per il tempo necessario a non causare un aumento della portata scaricata nel sistema fognario e nella rete idrica esistente.

3. Inquadramento Normativo Nazionale e Regionale

- R.D.L. 8 maggio 1904, n. 368 - Regolamento per l'esecuzione del Testo Unico delle leggi 22 marzo 1900, n. 195, e 7 luglio 1902, n. 333, sulle bonificazioni delle paludi e dei territori paludosi – e successive modificazioni;
- R.D.L. 13 febbraio 1933, n. 215 - Nuove norme per la bonifica integrale - e successive modificazioni;
- L. 29 giugno 1939, n. 1497 - Protezione delle bellezze naturali;
- R.D.L. 3 giugno 1940, n. 1357 - Regolamento per l'applicazione della legge 29 giugno 1939, n. 1497, sulla protezione delle bellezze naturali;
- R.D.L. 8 maggio 1904, n. 368 - Regolamento per l'esecuzione del Testo Unico delle leggi 22 marzo 1900, n. 195, e 7 luglio 1902, n. 333, sulle bonificazioni delle paludi e dei territori paludosi – e successive modificazioni;
- R.D.L. 13 febbraio 1933, n. 215 - Nuove norme per la bonifica integrale - e successive modificazioni;
- L. 29 giugno 1939, n. 1497 - Protezione delle bellezze naturali;
- R.D.L. 3 giugno 1940, n. 1357 - Regolamento per l'applicazione della legge 29 giugno 1939, n. 1497, sulla protezione delle bellezze naturali;

Il quadro normativo nazionale nel corso degli anni si è progressivamente dotato di strumenti indirizzati alla tutela dei corsi d'acqua con finalità di volta in volta diverse: assetto idraulico, paesaggio, qualità delle acque, fauna ittica ma senza elaborare, se non parzialmente, un concetto di funzionalità unitaria del sistema fluviale: solo con la legge 183/89, si sono introdotti i presupposti per affrontare le problematiche delle regioni fluviali in una prospettiva di difesa del suolo che integra aspetti di assetto idraulico, di pianificazione territoriale e di tutela ambientale alla scala del bacino idrografico.

Per quanto riguarda la valenza paesaggistica ed ambientale, la identificazione delle fasce fluviali da tutelare è piuttosto recente nella legislazione nazionale e fa riferimento alla legge

431/85 che, come noto, sottopone a vincolo paesaggistico, ai sensi della legge 29 giugno 1939, n. 1497, i fiumi, i torrenti ed i corsi d'acqua iscritti negli elenchi delle "acque pubbliche" e le relative sponde o piede degli argini per la fascia di 150 metri (art. 1, lettera c).

Pur trattandosi di un vincolo con finalità paesistiche, ha valore anche in senso di tutela di una porzione della regione fluviale.

La legge quadro sulle aree protette 394/1991, non approfondisce questioni di individuazione e classificazione delle regioni fluviali. Si limita di fatto a segnalare l'importanza di una identificazione dettagliata anche ai fini di una migliore efficacia delle azioni di pianificazione delle aree da assoggettare a tutela e demanda la questione, peraltro in termini facoltativi, al Comitato tecnico delle aree protette.

La legislazione regionale in materia, originatasi anche antecedentemente alla emanazione della legge 431/85, riguarda prevalentemente disposizioni che fanno riferimento al controllo o al divieto per nuove costruzioni edilizie ed ogni altra opera oggetto di concessione nelle adiacenze dei corsi d'acqua. L'adozione di adempimenti normativi regionali in ottemperanza alla legge 431/85 non ha comportato l'abrogazione delle preesistenti leggi sulla medesima materia riconfermando, talvolta, dove esistenti, prescrizioni di carattere più restrittivo relative all'attività costruttiva.

3.1 Normativa regionale in materia di compatibilità idraulica delle nuove urbanizzazioni

Con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002, la Giunta Regionale forniva gli indirizzi operativi e le linee guida per la Verifica della Compatibilità Idraulica delle previsioni urbanistiche con la realtà idrografica e le caratteristiche idrologiche ed ambientali del territorio.

Tale provvedimento prevedeva che l'approvazione di un nuovo strumento urbanistico, ovvero di varianti a quello vigente, fosse subordinata al parere della competente autorità idraulica su un apposito studio di compatibilità idraulica.

Lo studio, al fine di evitare l'aggravio delle condizioni del regime idraulico, deve prevedere la realizzazione di idonee misure che abbiano funzioni compensative dell'alterazione provocata dalle nuove previsioni urbanistiche.

Inoltre è stato disposto che la Valutazione di Compatibilità debba acquisire il parere favorevole dell'Unità Complessa del Genio Civile Regionale competente per territorio, sentito il Consorzio di Bonifica.

Con l'entrata in vigore della L.R. 23.04.2004 n. 11 e della successiva Dgr 1841/07, nuova disciplina Regionale per il governo del Territorio, si è modificato sensibilmente l'approccio

per la pianificazione urbanistica, tanto da evidenziare la necessità di adeguare la "Valutazione di Compatibilità Idraulica" alle nuove procedure.

In tale prospettiva, con delibera n. 1322 del 10 maggio 2006 e s.m.i, la Giunta Regionale del Veneto, forniva le nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.

L'Allegato A della su indicata Delibera, fornisce "Modalità operative e indicazioni tecniche" delle nuove Valutazioni di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici.

Nell'agosto 2009 il "Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto" pubblica le Linee Guida per la Valutazione di compatibilità idraulica; il quale costituisce il principale riferimento tecnico progettuale in materia.

4. Inquadramento Territoriale

4.1 Contesto geografico, idrografico e climatico del territorio

Il comune di Marostica, situato nella provincia di Vicenza al confine tra la pedemontana dell'Altopiano di Asiago e la pianura veneta, occupa una posizione strategica sul territorio grazie alla propria conformazione collinare, morenica e pianeggiante. La morfologia del territorio, con quote variabili dai circa 150 m s.l.m. della pianura fino ai 700–800 m delle elevazioni collinari (come a Pradipaldo o Vallonara), è evidente nelle carte geologiche e geomorfologiche del PRG e del PATI, utili per comprendere le dinamiche idrologiche locali. L'alta variabilità altimetrica e morfologica influenza profondamente le componenti idrografiche, pedologiche e di sicurezza idraulica dell'area.

Sul versante nord del comune, le colline moreniche (ghiaie, sabbie e limi) si trasformano in un paesaggio frammentato da valli e dorsali, modellato da fenomeni erosivi e depositi torrenziali. Qui si concentrano molte sorgenti e risorgive, dove falde superficiali incontrano strati di limo-argilla, originando zone a elevata suscettibilità idrogeologica. La presenza di queste microzone con falde freatiche vulnerabili è confermata dalle cartografie comunali di rischio idraulico-idrogeologico

Nella parte pianeggiante, le aree permeabili di sedimenti ghiaiosi formano falde drenanti che si estendono sotto la pianura, alimentate dalle precipitazioni e dalle perdite in alveo del fiume Brenta, nel quale convoglia parte delle acque sotterranee.

Nelle cartografie del Piano di Gestione del Distretto alpino-orientale è evidente come la falda freatica tra Marostica e Bassano–Tezze sul Brenta abbia portata stimata intorno a 167 l/s. Questo valore, pur non elevatissimo, è significativo per le risorse idropotabili e per il regime idrologico del territorio.

Il clima di Marostica, classificato secondo Köppen come Cfa (temperato umido con estati calde), è caratterizzato da elevate precipitazioni in primavera e autunno, con un lieve calo estivo e piogge occasionali invernali, spesso nevose.

Le precipitazioni concentrate in periodi brevi possono generare piene rapide nei bacini torrenziali collinari, favorendo erosione, trasporto solido e aumento della vulnerabilità delle aree ripariali e di fondovalle.

Sul piano idrografico, Marostica è attraversata dal torrente Longhella, che nasce nella frazione San Luca ai piedi dell'Altopiano e scende verso la pianura prima di confluire nel Brenta, a valle di Marostica o nel comune vicino di Nove. Questo corso d'acqua presenta portate variabili, con un regime torrenziale accentuato durante piogge intense, e un letto ricco di materiale solido. Il Consorzio di bonifica del Brenta ha realizzato interventi di manutenzione e regimazione per prevenire esondazioni.

Le carte idrogeologiche – specificamente la “Carta idrogeologica – Falda, Idrografia, Dissesti idraulici” del Piano di Assetto Intercomunale – mostrano le reti idriche superficiali (Longhella e affluenti), le falde freatiche, zone a rischio di risorgiva, e aree potenzialmente suscettibili a fenomeni franosi o alluvionali. Queste rappresentazioni tematiche formano la base per un'adeguata gestione del territorio in termini di sicurezza idraulica, mitigazione del rischio e pianificazione urbanistica.

In sintesi, il territorio di Marostica è definito da:

- una conformazione geologica complessa con cumuli morenici e substrati alluvionali;
- presenza di falde freatiche superficiali alimentate da precipitazioni e perdite in alveo;
- un regime climatico umido con piogge concentrate in stagioni intermedie;
- un sistema idrografico dominato dal torrente Longhella e dal Brenta;
- una rete geologico-idrogeologica articolata e cartografata nei Piani e nei Regolamenti locali.

Questa configurazione rende imprescindibile un approccio integrato coinvolgente idrologia, idrogeologia, pedologia e sicurezza idraulica, formando il nucleo della gestione sostenibile del territorio. Nelle sezioni successive approfondiremo ciascuno di questi aspetti,

illustrando anche le mappe dettagliate, le criticità principali e le strategie di tutela e resilienza adottate dal Comune.

4.2 Localizzazione dell'intervento

L'area oggetto dello studio è ubicata nel Comune di Marostica all'interno del fallimento di una ex zona industriale su via Torresin, vedi fig. 1.



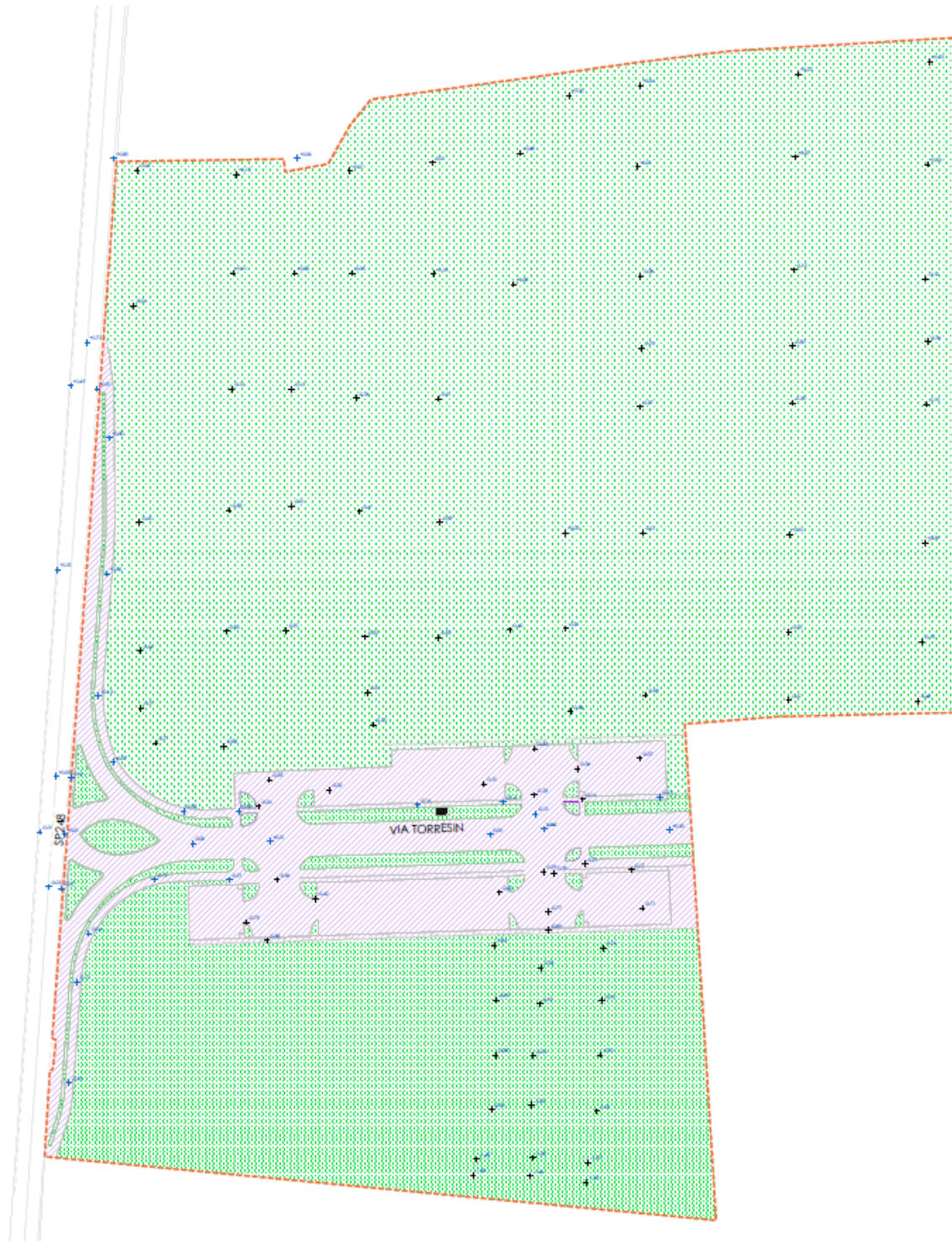
Fig.1 - ambito di intervento

L'area oggetto di intervento è censita al NCT della Provincia di Vicenza, Comune di Marostica foglio 15 mappali 102 – 180 – 1303 – 186 – 130 – 131 vedi fig. 2.



4.3 Analisi dell'intervento

L'oggetto principale dell'intervento prevede la realizzazione di un edificio industriale
Di seguito si riporta la planimetria dello stato di fatto e di progetto dell'area.



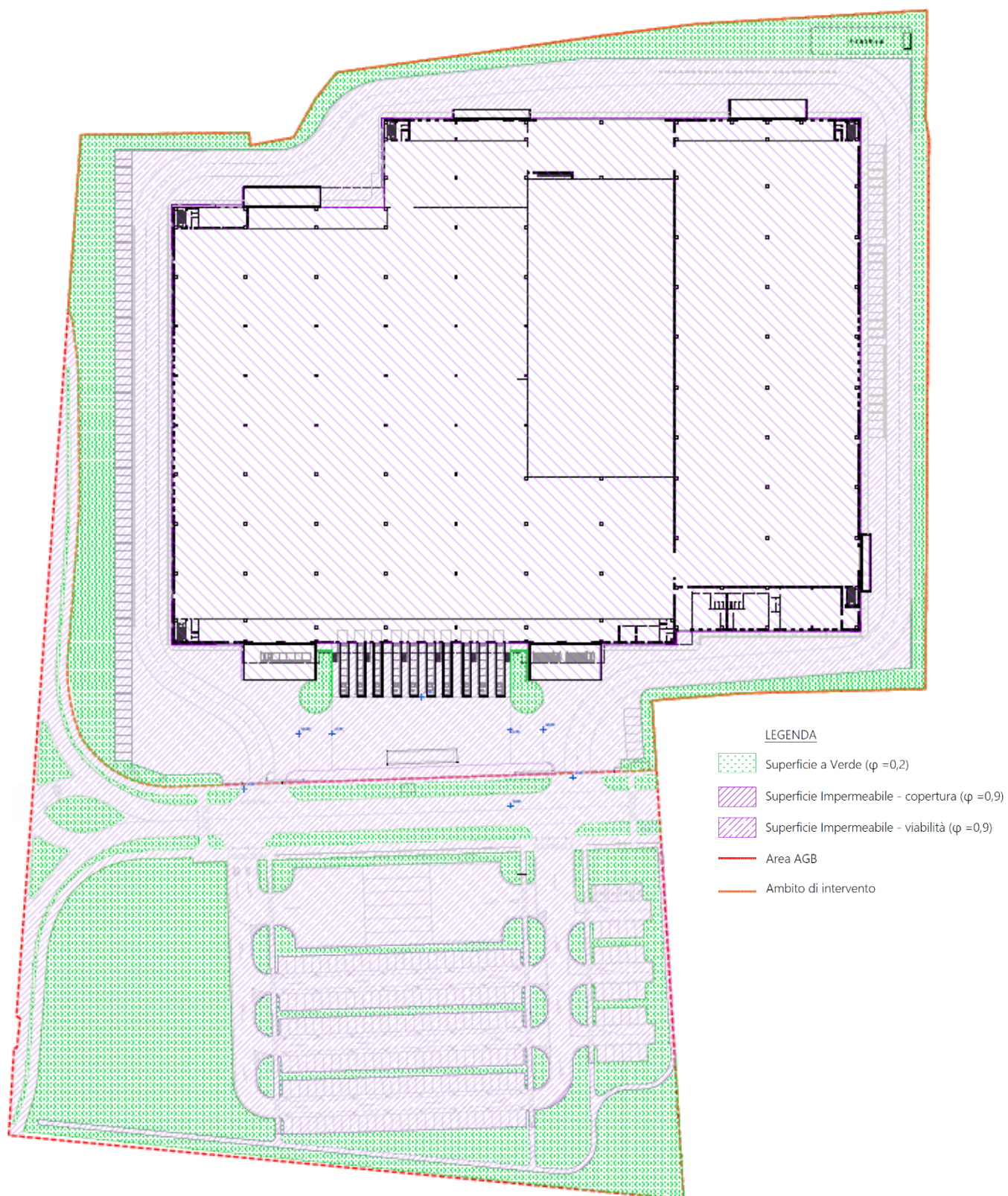


Fig. 3, sistemazioni esterne, stato di fatto e di progetto

L'area attualmente risulta essere parzialmente impermeabilizzata: una porzione occupata dalla viabilità del fallimento della vecchia area industriale.

Si riportano di seguito alcuni dati significativi relativi alla situazione che si presenta oggi e alla futura disposizione delle aree ad intervento ultimato.

	AGB		PARK	
	SDF (m ²)	SDP (m ²)	SDF (m ²)	SDP (m ²)
SUPERFICIE LOTTO	52.317,00		23.679,80	
SUPERFICIE COPERTA	0,00	31.462,00	0,00	0,00
SUPERFICIE VIARIA IMPERMEABILIZZATA	0,00	15.275,80	9.745,81	11.737,80
SUPERFICIE A VERDE	52.317,00	5.579,20	13.931,01	11.942,01

5. Analisi idraulica dell'area

5.1 Coefficienti di deflusso

La stima della frazione di afflusso meteorico efficace, ai fini del deflusso attraverso una rete di collettori, si realizza mediante il coefficiente di deflusso φ , inteso come rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo ed il volume di pioggia precipitato nell'intervallo stesso.

Per le reti destinate alla raccolta delle acque meteoriche (fognature bianche) valgono i coefficienti di deflusso riportati nella tabella seguente (dal Dgr. n. 1841 del 19 Giugno 2007, Allegato A: "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...).")

Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso φ_1
Coperture	0,90
Pavimentazioni asfaltate	0,90
Pavimentazioni drenanti	0,60
Aree verdi (giardini)	0,20
Aree agricole	0,10

Inoltre, in data 09.04.2008 Protocollo n. 191991 il Commissario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 fornisce i primi indirizzi e le raccomandazioni per l'applicazione delle Ordinanze 2, 3 e 4 del 22.01.2008 in materia di prevenzione del rischio idraulico. Per quanto riguarda l'Ordinanza n. 2 si precisa che "Le pavimentazioni discontinue sono considerate impermeabili se si esegue un sottofondo in magrone o calcestruzzo. Nel caso di sottofondo in ghiaia/sabbia, le stesse possono essere ritenute semi-permeabili. Analoga considerazione vale per i grigliati drenanti, i percorsi in terra battuta, stabilizzato o similare. Qualora nella sistemazione degli scoperti siano previste delle superfici semipermeabili, al fine della verifica di compatibilità idraulica potranno essere computate parzialmente a seconda del coefficiente di permeabilità della pavimentazione, coefficiente che potrà essere determinato

analiticamente (esempio: pavimentazione in grigliati garden coef. = 0,4; *pavimentazione in cubetti o pietre con fuga non sigillata su sabbia*, coef. = 0,7; *pavimentazione in ciotoli su sabbia*, coef. = 0,4; *superfici in ghiaia sciolta*, coef. = 0,3 ecc.)".

Nel caso in cui superfici scolanti di diversa natura (caratterizzate da diversi valori del coefficiente di deflusso φ), siano afferenti al medesimo tratto di tubazione, è necessario calcolare la media ponderale di φ ; detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , sarà:

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

5.2 Stima del coefficiente di deflusso

Stimare il valore del coefficiente di deflusso significa identificare in termini pratici la frazione di acqua precipitata che viene immediatamente convogliata nelle condotte o nel sistema di smaltimento progettato. La situazione che si presenta attualmente è contraddistinta da vari tipi di superfici aventi caratteristiche permeabili diverse, vedi tabelle seguenti.

Tipo di superficie STATO DI FATTO - AREA AGB	Coefficiente di deflusso φ_i	Area (m²)	Area efficace (m²)
Superficie impermeabilizzata coperta	0,90	0,00	0,00
Superficie verde	0,20	52.317,00	10.463,40
Superficie viaria	0,90	0,00	0,00
<u>Valore medio calcolato φ</u>	<u>0,20</u>	<u>52.317,00</u>	<u>10.463,40</u>

Il valore medio del coefficiente di deflusso che caratterizza lo stato di fatto è pari a $\varphi = 0,20$.

La situazione prevista nello stato di progetto è contraddistinta da più tipi di superfici, così come evidenziato nella tabella seguente:

Tipo di superficie STATO DI PROGETTO – AREA AGB	Coefficiente di deflusso φ_i	Area (m²)	Area efficace (m²)
Superficie impermeabilizzata coperta	0,90	31.462,00	28.315,80

Superficie verde	0,20	5.579,20	1.115,84
Superficie viaria	0,90	15.275,80	13.748,22
<u>Valore medio calcolato ϕ</u>	<u>0,83</u>	<u>52.317,00</u>	<u>43.179,86</u>

Come si può notare, l'intervento comporta una variazione delle superfici permeabili e di conseguenza del coefficiente di deflusso che assume un valore pari a $\phi = 0,83$ ad intervento ultimato.

Per l'area a parcheggio si ottiene invece:

Tipo di superficie STATO DI FATTO - AREA PARK	Coefficiente di deflusso ϕ_i	Area (m ²)	Area efficace (m ²)
Superficie impermeabilizzata coperta	0,90	0,00	0,00
Superficie verde	0,20	13.931,01	2.786,20
Superficie viaria	0,90	9.745,81	8.771,23
<u>Valore medio calcolato ϕ</u>	<u>0,49</u>	<u>23.679,82</u>	<u>11.557,43</u>

Tipo di superficie STATO DI PROGETTO - AREA PARK	Coefficiente di deflusso ϕ_i	Area (m ²)	Area efficace (m ²)
Superficie impermeabilizzata coperta	0,90	0,00	0,00
Superficie verde	0,20	11.942,01	2.388,41
Superficie viaria	0,90	11.737,81	10.564,03
<u>Valore medio calcolato ϕ</u>	<u>0,55</u>	<u>23.679,82</u>	<u>12.952,43</u>

5.3 Inquadramento Idrogeologico

La determinazione delle portate di proporzionamento per il calcolo della capacità di smaltimento delle vasche drenanti è stata svolta con metodo di calcolo razionale alla base del quale è stato eseguito un accurato studio idrologico.

Dagli annali idrologici consultati per la stazione di Bassano del Grappa, prossima all'area in oggetto, si sono dedotti i valori delle altezze di precipitazione massime annue per durate

da 24 a 1 ora a partire all'anno 1924 aggiornati fino ai dati pluviometrici più recenti raccolti per l'anno 1995, gli scrosci di 45-30-15 minuti sono stati trascurati.

Tutti i valori sono stati assunti alla base dello studio hanno costituito una serie significativa dello studio probabilistico di 61 valori.

Di seguito si riporta una sintesi dei calcoli svolti per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica a due parametri.

Precipitazioni di massima intensità registrate a Bassano del Grappa (1924-1995).

anno	t=1 h	t=3 h	t=6 h	t=12 h	t=24 h
1924	36,40	49,8	52,20		
1926					
1928	19,00	22	36,00	51,00	92,00
1929	40,00	50,20	50,20	55,20	63,20
1930	33,00	43,6	64,20	80,80	80,80
1931	24,00	37,60	40,80	57,80	65,60
1933					
1936	16,6	20,00	26,60	43,40	58,00
1937	48,00	63,60	69,00	86,00	108,00
1938	32,40	40,40	40,40	40,40	56,00
1939	27,20	30,60	46,00	69,20	73,40
1940	40,00	90,00	126,80	160,40	164,40
1941	24,00	28,00	47,00	82,00	107,00
1942	50,40	57,40	64,40	84,40	99,00
1943	48,80	77,80	78,00	91,00	92,80
1944	27,60	51,60	53,80	70,40	92,00
1945	23,80	43,40	45,00	53,00	82,60
1946	22,20	30,20	39,80	45,00	62,80
1947	29,40	34,00	44,00	57,00	74,60
1948	37,60	48,60	57,00	77,00	85,80
1949	18,60	21,40	29,40	51,60	78,60
1950	27,80	28,40	33,60	49,80	61,40
1951	19,00	36,00	59,00	83,00	95,00
1952	21,00	24,00	29,60	54,00	93,80
1953	33,80	34,00	38,60	72,20	93,60
1954	22,60	34,20	54,80	56,00	56,00
1955	24,00	32,60	40,80	69,40	85,60
1956	33,80	36,00			
1957	21,00	29,80	33,40	38,20	54,40
1958	19,40	32,40	52,40	73,40	94,20
1959	36,00	45,00	68,20	75,20	75,20
1960	27,20	27,20	37,60	49,40	63,80
1961	51,20	57,40	59,00	59,00	67,60
1962	53,20	53,20	53,20	58,60	72,80
1963	42,40	48,20	62,40	62,60	89,40
1964	41,60	48,00	54,60	87,80	102,00
1965	31,20	32,20	46,40	73,00	100,00
1966	25,50	37,60	46,00	62,60	112,60

1967	27,00	36,00	42,00	55,00	84,00
1968	39,00	51,20	62,40	63,00	68,40
1969	19,80	27,40	41,00	64,80	76,00
1970	30,80	31,20	31,40	31,40	57,00
1971	67,80	78,40	78,60	78,60	95,00
1972	21,60	32,60	35,80	51,80	62,40
1974	27,40	42,80	57,20	62,40	96,20
1975	26,40	27,60	36,40	44,40	64,40
1976	39,60	52,40	52,40	73,60	80,00
1977	82,60	87,40	87,40	87,60	93,20
1978	21,00	34,00	48,60	58,60	93,00
1979	42,60	47,60	54,40	65,60	98,60
1981	24,00	33,20	45,80	73,00	123,60
1982	30,20	34,40	34,80	52,00	87,00
1983	37,40	38,20	39,40	54,00	97,00
1985	22,00	24,40	24,80	34,00	63,80
1986	19,60	27,50	40,50	75,00	113,00
1987	35,00	47,00	67,80	77,60	90,40
1988	26,60	34,20	40,40	75,20	76,20
1990	27,40	27,60	40,00	67,20	77,80
1991	17,20	42,60	42,60	62,80	75,20
1992	35,00	42,40	43,40	68,60	104,60
1993	33,00	46,80	65,60	66,20	66,40
1994	37,40	45,00	78,40	79,00	80,00
1995	42,60	62,80	82,60	95,40	100,60

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

La portata, nella maggior parte dei casi, è originata dalle precipitazioni meteoriche e, più in generale, dipenderà dalle caratteristiche molto variabili, sia nel tempo che nello spazio, delle trasformazioni che l'acqua subisce durante il suo ciclo idrologico. In siffatte condizioni, è praticamente impossibile calcolare la massima portata prevedibile in senso deterministico e bisognerà, quindi, affrontare il problema nel solo modo possibile, e cioè in termini probabilistici. Significa, cioè, che la portata di piena va considerata come una variabile casuale, la quale, conseguentemente, dovrà essere stimata relativamente ad un livello di probabilità che essa ha di non essere superata o, meglio ancora, relativamente ad un periodo di tempo (detto tempo di ritorno) che intercorre, in media, tra due eventi in cui il valore di tale portata viene superato.

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

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

Il calcolo che seguirà si occupa del secondo caso, quello cioè riguardante, in particolare, i bacini idrografici non monitorati e di non eccessive dimensioni (al più qualche decina di km²). Pertanto, in numerosi casi pratici si dispone solo delle precipitazioni meteoriche in alcuni punti del bacino. In tali casi la portata sarà stimata simulando, attraverso un modello matematico, il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico. Nel seguito viene affrontato il calcolo mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette curve di possibilità pluviometrica, indicate spesso con l'acronimo cpp, adottando le formule appresso riportate.

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

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

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

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

$$m = \overline{H_i} - \frac{0,577}{k}$$

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

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

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

I valori delle $H_{\text{crit}}(t, T)$ calcolate, unitamente agli altri parametri idrologici, sono riportati, in appendice, in appositi diagrammi e tabelle.

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

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

$H_{\text{crit}}(t, T)$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

$\overline{H_i}$ = media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni 1924÷1995;

s = deviazione standard;

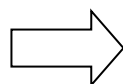
Ln = logaritmo naturale;

t = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

T = tempi di ritorno di 100, 80, 60, 40, 20, 10 anni.

Per il calcolo dei valori estremi di precipitazione relativi ai tempi di ritorno di 5 – 10 – 20 – 20 – 50 – 100 – 200 – 500 anni mediante elaborazione statistica si utilizza il metodo dei momenti e il metodo di Gumbel per la determinazione delle distribuzioni doppio esponenziale relativa alle diverse serie di precipitazioni.

$m_{1\text{ora}} = 32,18$	$s_{h1\text{ora}} = 12,33$	$\alpha = 0,10$	$u = 31,25$
$m_{3\text{ore}} = 41,49$	$s_{h3\text{ore}} = 15,27$	$\alpha = 0,08$	$u = 40,35$
$m_{6\text{ore}} = 50,90$	$s_{h6\text{ore}} = 17,57$	$\alpha = 0,07$	$u = 49,58$
$m_{12\text{ore}} = 66,04$	$s_{h12\text{ore}} = 20,17$	$\alpha = 0,06$	$u = 64,53$
$m_{24\text{ore}} = 84,37$	$s_{h24\text{ore}} = 19,74$	$\alpha = 0,06$	$u = 82,89$

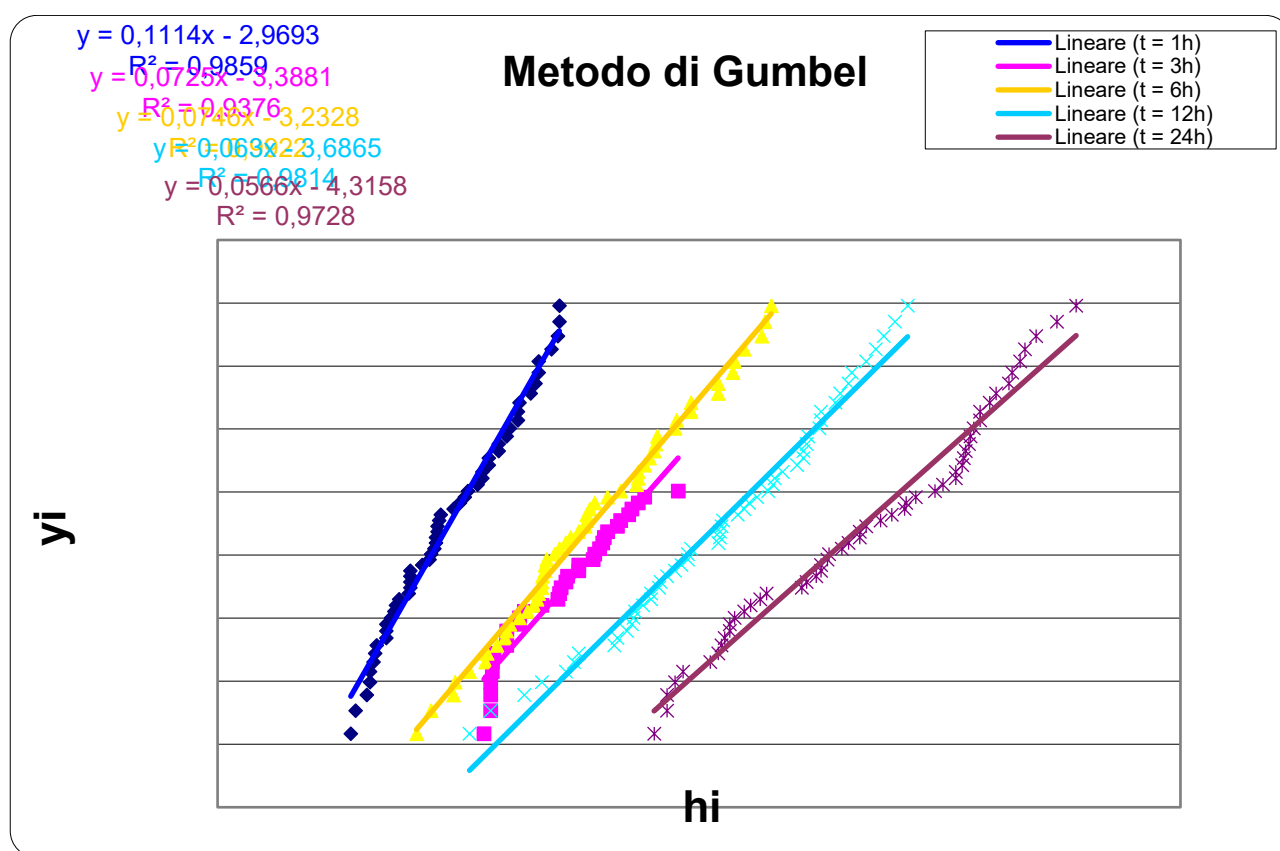


i	Fi	yi	t=1 h	t=3 h	t=6 h	t=12 h	t=24 h
1	0,02	-1,42	16,60	20,00	24,80	31,40	54,40
2	0,03	-1,23	17,20	21,40	26,60	34,00	56,00
3	0,05	-1,11	18,60	22,00	29,40	38,20	56,00
4	0,06	-1,01	19,00	24,00	29,60	40,40	57,00

5	0,08	-0,92	19,00	24,40	31,40	43,40	58,00
6	0,10	-0,85	19,40	27,20	33,40	44,40	61,40
7	0,11	-0,78	19,60	27,40	33,60	45,00	62,40
8	0,13	-0,72	19,80	27,50	34,80	49,40	62,80
9	0,15	-0,66	21,00	27,60	35,80	49,80	63,20
10	0,16	-0,60	21,00	27,60	36,00	51,00	63,80
11	0,18	-0,55	21,00	28,00	36,40	51,60	63,80
12	0,19	-0,50	21,60	28,40	37,60	51,80	64,40
13	0,21	-0,45	22,00	29,80	38,60	52,00	65,60
14	0,23	-0,40	22,20	30,20	39,40	53,00	66,40
15	0,24	-0,35	22,60	30,60	39,80	54,00	67,60
16	0,26	-0,30	23,80	31,20	40,00	54,00	68,40
17	0,27	-0,26	24,00	32,20	40,40	55,00	72,80
18	0,29	-0,21	24,00	32,40	40,40	55,20	73,40
19	0,31	-0,17	24,00	32,60	40,50	56,00	74,60
20	0,32	-0,12	24,00	32,60	40,80	57,00	75,20
21	0,34	-0,08	25,50	33,20	40,80	57,80	75,20
22	0,35	-0,04	26,40	34,00	41,00	58,60	76,00
23	0,37	0,01	26,60	34,00	42,00	58,60	76,20
24	0,39	0,05	27,00	34,00	42,60	59,00	77,80
25	0,40	0,10	27,20	34,20	43,40	62,40	78,60
26	0,42	0,14	27,20	34,20	44,00	62,60	80,00
27	0,44	0,18	27,40	34,40	45,00	62,60	80,00
28	0,45	0,23	27,40	36,00	45,80	62,80	80,80
29	0,47	0,27	27,60	36,00	46,00	63,00	82,60
30	0,48	0,32	27,80	36,00	46,00	64,80	84,00
31	0,50	0,37	29,40	37,60	46,40	65,60	85,60
32	0,52	0,41	30,20	37,60	47,00	66,20	85,80
33	0,53	0,46	30,80	38,20	48,60	67,20	87,00
34	0,55	0,51	31,20	40,40	50,20	68,60	89,40
35	0,56	0,56	32,40	42,40	52,20	69,20	90,40
36	0,58	0,61	33,00	42,60	52,40	69,40	92,00
37	0,60	0,66	33,00	42,80	52,40	70,40	92,00
38	0,61	0,71	33,80	43,40	53,20	72,20	92,80
39	0,63	0,77	33,80	43,60	53,80	73,00	93,00
40	0,65	0,82	35,00	45,00	54,40	73,00	93,20
41	0,66	0,88	35,00	45,00	54,60	73,40	93,60
42	0,68	0,94	36,00	46,80	54,80	73,60	93,80
43	0,69	1,01	36,40	47,00	57,00	75,00	94,20
44	0,71	1,07	37,40	47,60	57,20	75,20	95,00
45	0,73	1,14	37,40	48,00	59,00	75,20	95,00
46	0,74	1,21	37,60	48,20	59,00	77,00	96,20
47	0,76	1,28	39,00	48,60	62,40	77,60	97,00
48	0,77	1,36	39,60	49,80	62,40	78,60	98,60
49	0,79	1,45	40,00	50,20	64,20	79,00	99,00
50	0,81	1,54	40,00	51,20	64,40	80,80	100,00
51	0,82	1,63	41,60	51,60	65,60	82,00	100,60
52	0,84	1,74	42,40	52,40	67,80	83,00	102,00
53	0,85	1,85	42,60	53,20	68,20	84,40	104,60

54	0,87	1,98	42,60	57,40	69,00	86,00	107,00
55	0,89	2,12	48,00	57,40	78,00	87,60	108,00
56	0,90	2,28	48,80	62,80	78,40	87,80	112,60
57	0,92	2,48	50,40	63,60	78,60	91,00	113,00
58	0,94	2,71	51,20	77,80	82,60	95,40	123,60
59	0,95	3,00	53,20	78,40	87,40	160,40	164,40
60	0,97	3,42	67,80	87,40	126,80		
61	0,98	4,12	82,60	90,00			

Andando a costruire un grafico h_i/y_i e interpolando linearmente si ottengono le seguenti curve per ogni rilevamento orario.



t = 1h	a =	0,111	au =	-2,696	➡	u =	24,29
t = 3h	a =	0,072	au =	-3,388		u =	47,06
t = 6h	a =	0,074	au =	-3,232		u =	43,68
t = 12h	a =	0,063	au =	-3,686		u =	58,51
t = 24h	a =	0,056	au =	-4,315		u =	77,05

Considerando:

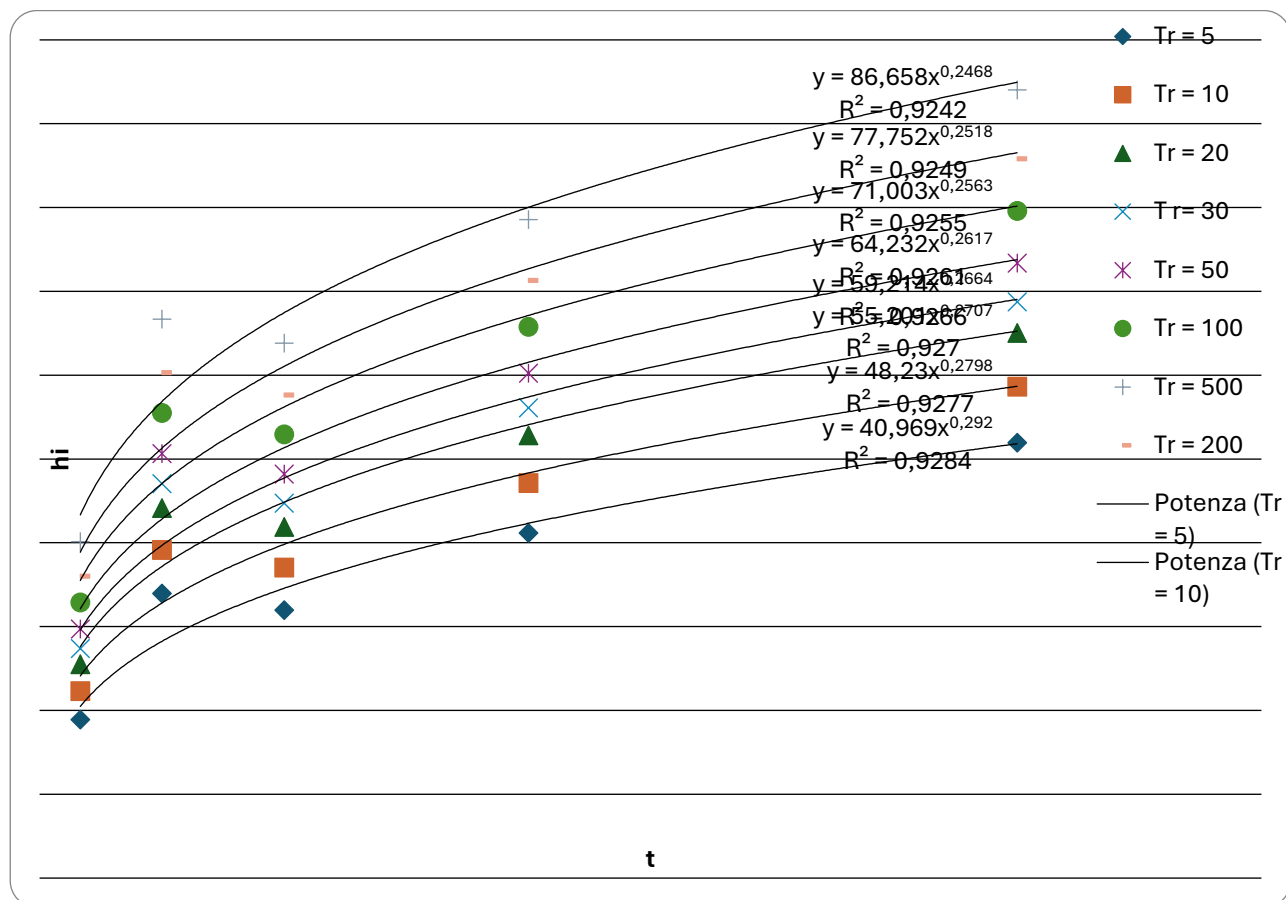
$$h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

Si ottiene:

Tr	t	hi				
		t = 1h	t = 3h	t = 6h	t = 12h	t = 24h
5	1	37,80	67,89	63,95	82,32	103,84
10	3	44,56	78,31	74,09	94,23	117,24
20	6	51,05	88,31	83,81	105,65	130,09
30	12	54,78	94,06	89,41	112,23	137,49
50	24	59,44	101,25	96,40	120,44	146,73
100		65,73	110,95	105,84	131,53	159,20
200		72,00	120,61	115,24	142,57	171,62
500		80,27	133,36	127,64	157,14	188,01

Da questi valori si andrà a costruire un grafico ponendo t lungo le ascisse e hi sulle ordinate.

Impostando una interpolazione con linea di potenza si ottiene il seguente grafico:



Tr	5	10	20	30	50	100	200	500
a	40,96	48,23	55,2	59,21	64,23	71	77,75	86,65
n	0,292	0,279	0,27	0,266	0,261	0,256	0,251	0,246

I valori precedentemente riportati sono i parametri delle varie curve di possibilità pluviometrica in funzione dei vari tempi di ritorno in base alla forma:

$$h = a t^n$$

La gestione delle acque per l'intervento in oggetto avverrà tramite un sistema di infiltrazione nel sottosuolo. Il DGRV 1841/2007 smi impone di adottare un TR = 200 anni per la gestione di queste portate.

Di conseguenza i parametri da adottare saranno $a = 77,75$ e $n = 0,251$.

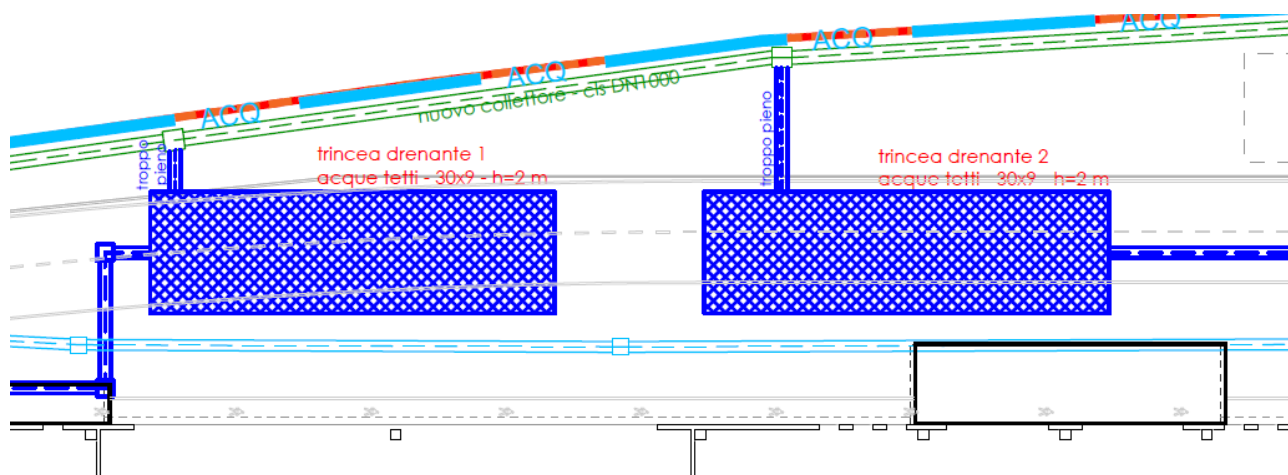
5.5 Dimensionamento del sistema di infiltrazione

Il sistema adottato per la gestione delle acque meteoriche si basa sul principio dell'applicazione di un sistema disperdente.

Si è decisa una compartimentazione della gestione delle acque andando a creare tanti sistemi disperdenti quanti sono le reti realizzate ed in particolare:

- per ambito AGB: distinzione tra sistemi disperdenti dei tetti e dei piazzali
- per ambito PARK un unico sistema disperdente.

La distinzione tra i due sistemi, per ambito AGB, si rende necessario in quanto le aree esterne di manovra saranno soggette a trattamento delle acque di prima pioggia conforme ai contenuti dell'art 39 del PTA della Regione del Veneto.



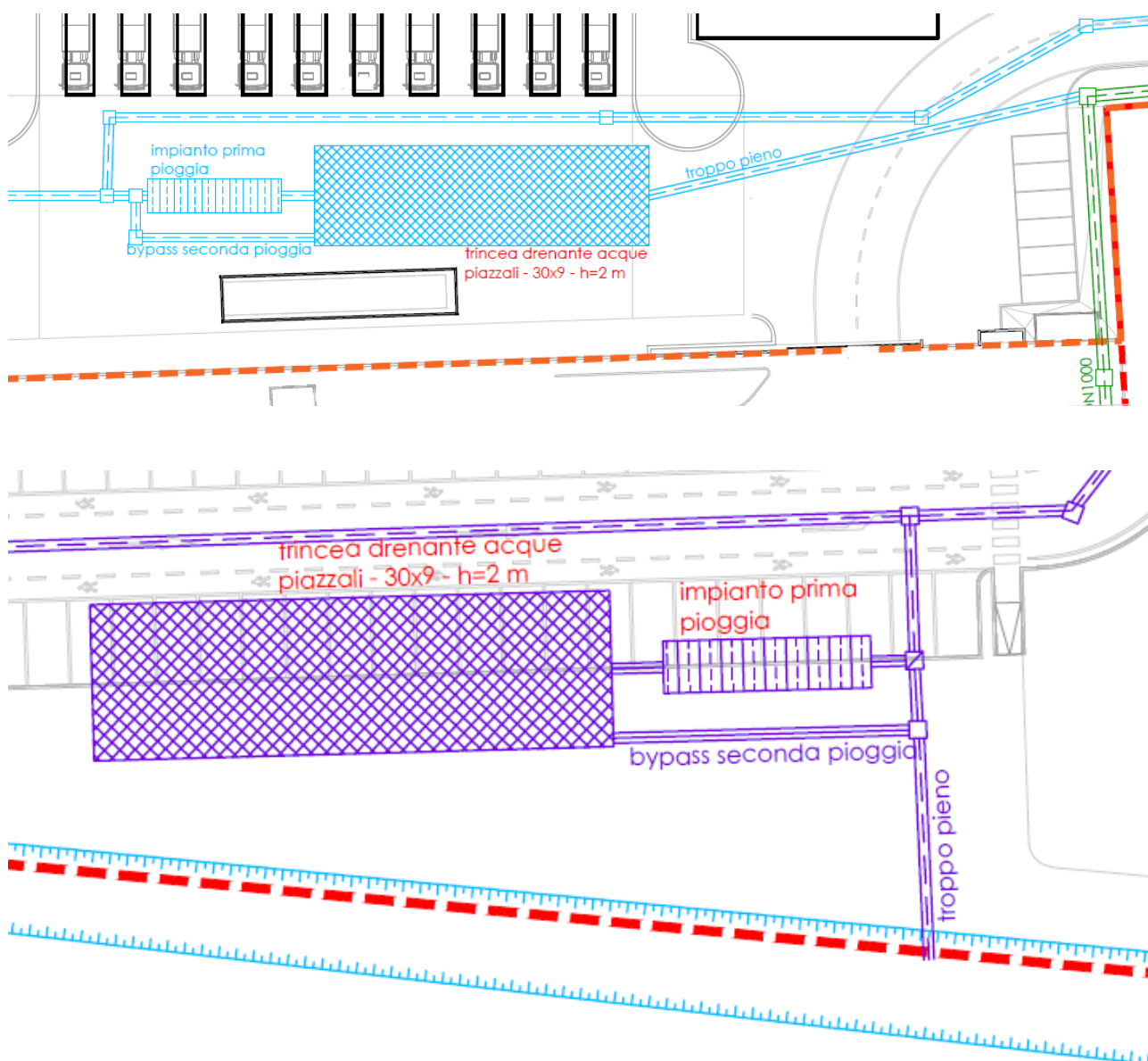


Fig. 4, particolari dei sistemi di infiltrazione

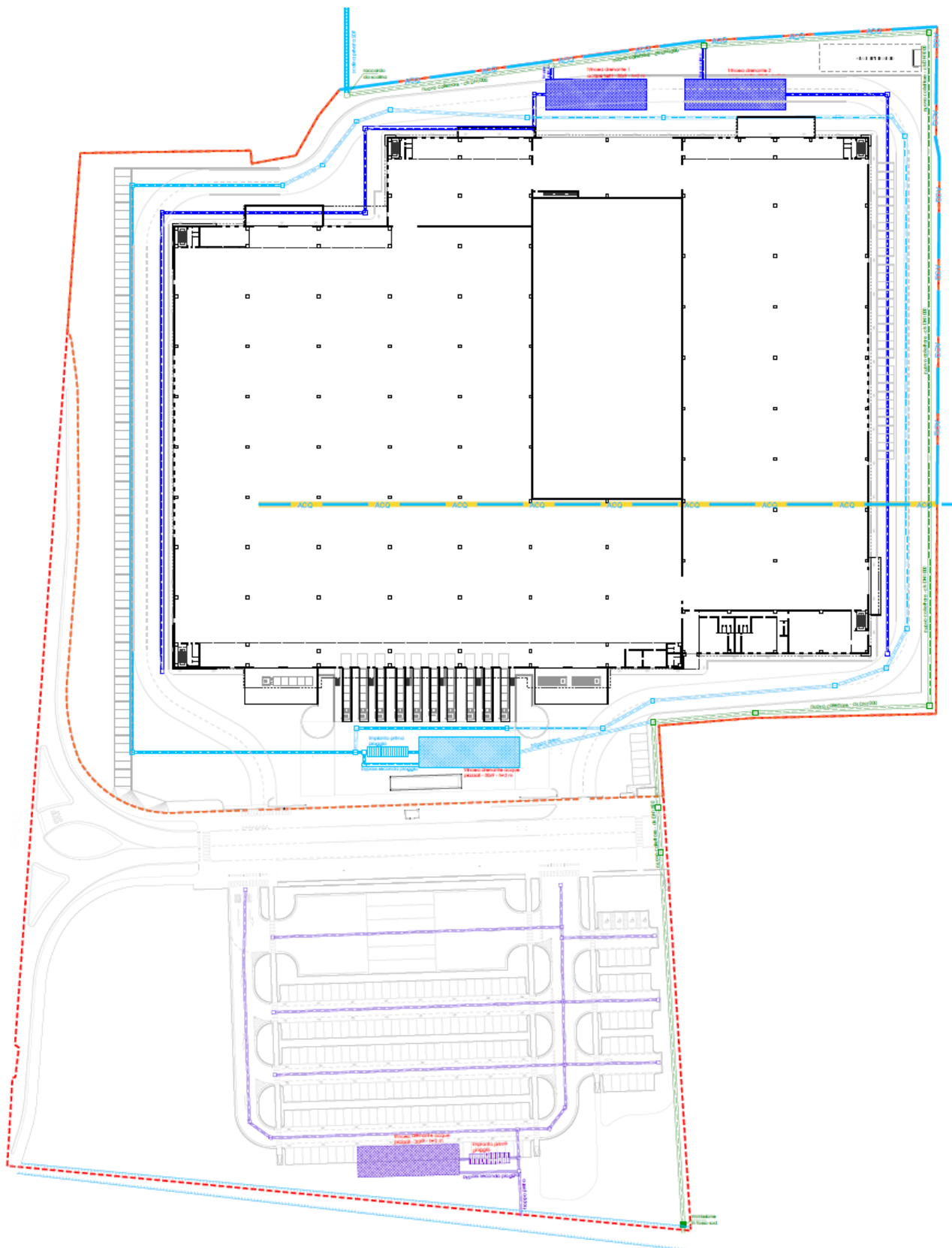


Fig. 5, rete di deflusso - stato di progetto

Il criterio di dimensionamento di tutti i sistemi d'infiltrazione va eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema (quindi l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume invasato nel sistema; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante, in cui per semplicità è stata trascurata l'evaporazione:

$$(Q_p - Q_f) \cdot Dt = DW$$

con:

Q_p portata influente;

Q_f portata infiltrazione

Dt intervallo di tempo

DW variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Dt .

Ulteriore parametro da fissare è la durata dell'evento di pioggia, che assume notevole importanza in tutti quei casi in cui entra in gioco la capacità d'invaso del sistema d'infiltrazione. In linea di massima vanno scelte brevi durate (da 10 minuti a 1 ora), e quindi elevate intensità di pioggia, nel caso di suoli molto permeabili, e al contrario lunghe durate (da qualche ora a 1 giorno), e quindi basse intensità di pioggia, nel caso di suoli con permeabilità modesta [Jonason, 1984].

La capacità d'infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Q_f = KJA$$

con:

Q_f portata d'infiltrazione [m^3/s];

K permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];

J cadente piezometrica [m/m];

A superficie netta d'infiltrazione [m^2]

In Tabella sono riportati i valori di K per alcuni suoli tipici [Francani, 1988]. Al fine di tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984]. La cadente piezometrica J può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie della falda sia convenientemente al di sotto del fondo disperdente.

Da analisi geologica si è stimato il valore della permeabilità pari a **0,0045 m/s**.

La portata di deflusso viene stimata tramite la relazione:

$$Q_d = \lambda \left(\frac{\varphi j S}{3600} \right)$$

Con:

λ coefficiente di ritardo (stimato in 0,8);

φ coefficiente di deflusso (stimato precedentemente pari a 0,8);

j intensità di precipitazione (mm/ora);

S superficie drenante (m²).

Ipotizziamo un tempo di osservazione pari a 45 min.

La copertura presenta una superficie di 31.462,00 m².

Considerando l'acqua di dilavamento della zona est si ottiene la seguente tabella:

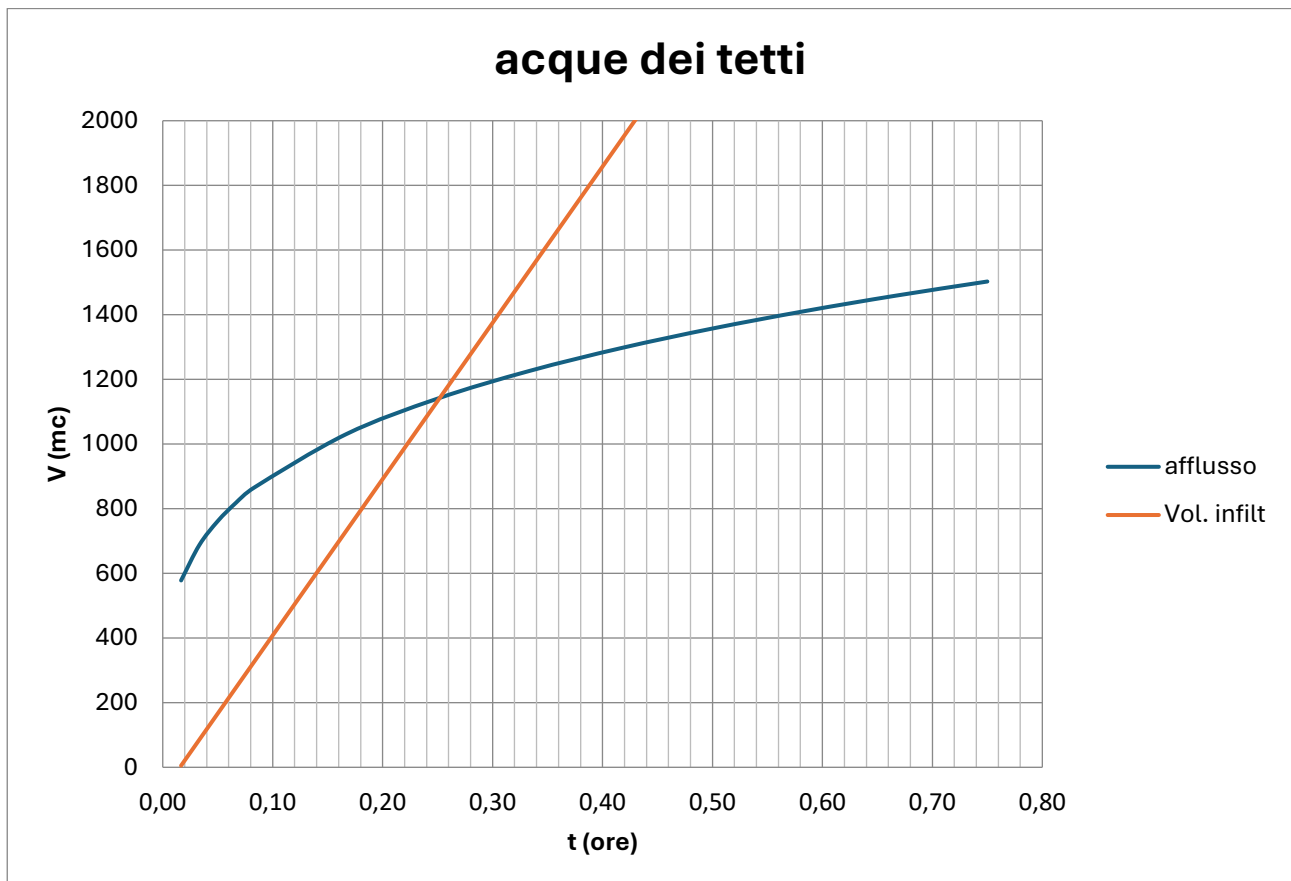
Dt (min)	Dt (ore)	Q _p (l/s)	V _p (mc)
1	0,02	9632,70	577,96
2	0,03	5731,61	687,79
3	0,05	4230,43	761,48
4	0,07	3410,40	818,50
5	0,08	2885,49	865,65
10	0,17	1716,91	1030,15
15	0,25	1267,23	1140,51
20	0,33	1021,59	1225,91
25	0,42	864,35	1296,53
30	0,50	754,02	1357,24
35	0,58	671,80	1410,78
40	0,67	607,86	1458,87
45	0,75	556,53	1502,64

Consideriamo una trincea drenante a sezione trapezia avente base maggiore pari a 9 m, base minore 5 m e altezza 2 m, per una lunghezza di 40 m, sponde della trincea a 45° con 4 tubi DN600. La portata di infiltrazione, in base alla legge di Darcy, risulta essere data da:

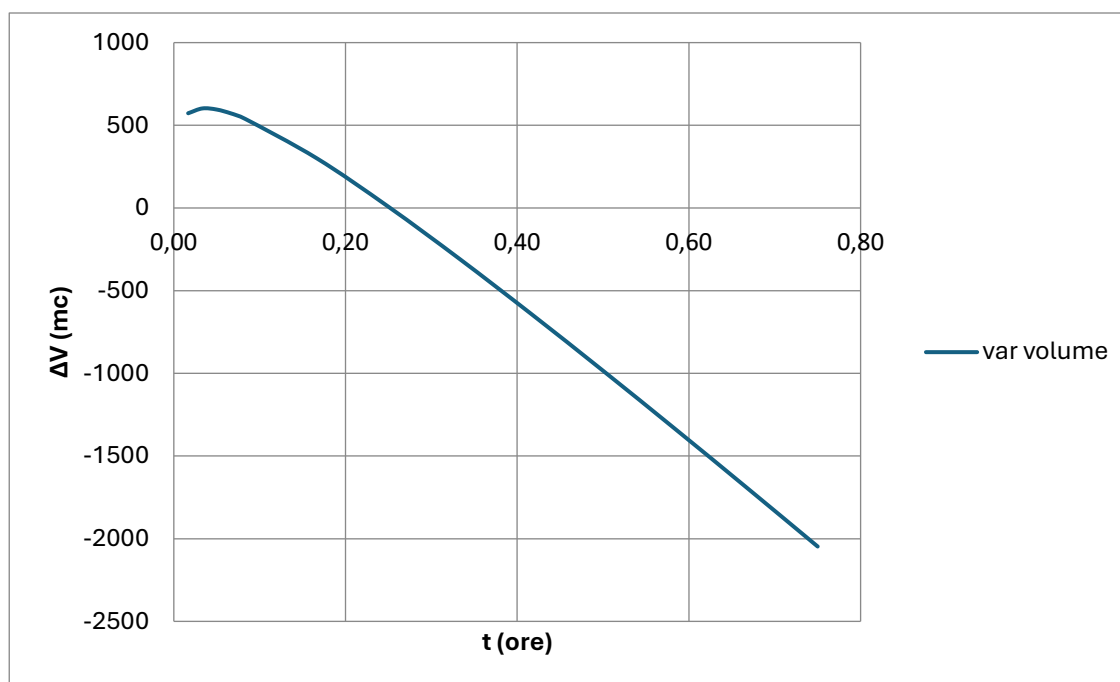
Dt (min)	Dt (ore)	V _i (mc)
1	0,02	5,17
2	0,03	85,73
3	0,05	166,30
4	0,07	246,87
5	0,08	327,43
10	0,17	730,26
15	0,25	1133,09
20	0,33	1535,92
25	0,42	1938,75

30	0,50	2341,58
35	0,58	2744,41
40	0,67	3147,23
45	0,75	3550,06

Andando a costruire un grafico tra la variazione di volume e il tempo trascorso si ottiene:



Come si può notare ad un tempo inferiore ai 20 min di pioggia le portate di ingresso ed in uscita si equivalgono, oltre tale istante si rende necessario garantire un invaso dato dal valore massimo ricavato dall'equazione di continuità e pari a 602 m³.



Tale volume di invaso verrà garantito mediante il posizionamento di una serie di condotte per il drenaggio in CLS DN800 per una lunghezza totale pari a 470 m i quali forniscono un volume di invaso di 236 m³.

Andando a ridurre, precauzionalmente, la capacità di filtrazione della trincea rispetto al valore di calcolo in quanto si considera che nel tempo il dispositivo, per l'ingresso di particelle più fini, subisca una riduzione della sua capacità filtrate. Il volume totale di invaso per quest'area è dato da:

$$236 \text{ m}^3 + 392 \text{ m}^3 = 628 \text{ m}^3 > 602 \text{ m}^3 - \text{min richiesto}$$

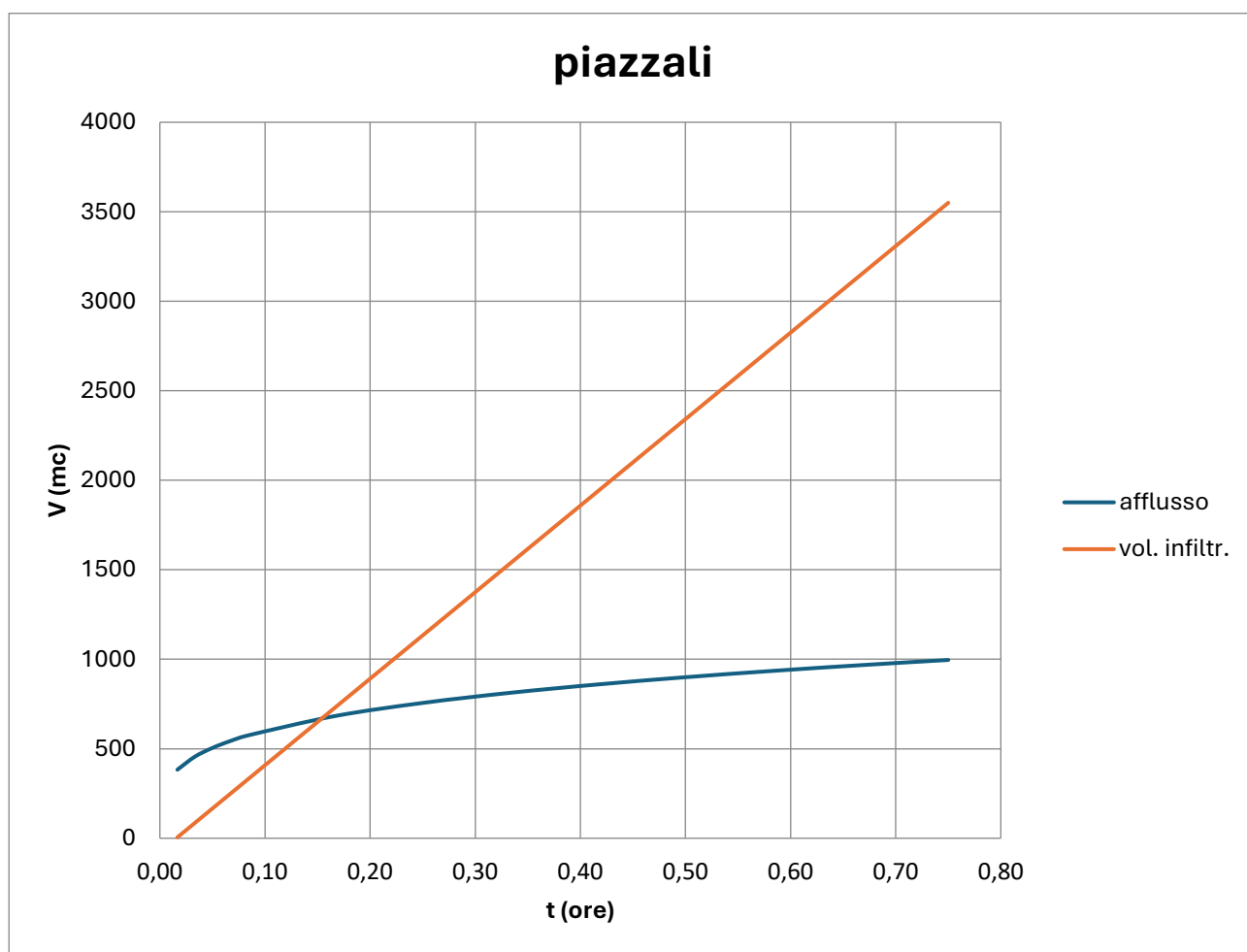
Si precisa che la trincea di progetto per le acque di copertura è stata calcolata per una lunghezza di 40 m ma si è deciso di andarne a realizzare 2 di lunghezza 30 m l'una tenuto conto di un margine di sicurezza di infiltrazione dovuto al fatto che i tubi drenanti possono intasarsi nel tempo riducendo così la loro capacità di infiltrazione.

Analogo ragionamento è stato effettuato per le acque di dilavamento dei piazzali AGB e del parcheggio pubblico di cui si riportano a seguire i risultati.

I piazzali AGB hanno una estensione di 20.855 m², si ottiene così una tabella di afflusso:

Dt (min)	Dt (ore)	Q _p (l/s)	V _p (mc)
1	0,02	6385,16	383,11
2	0,03	3799,27	455,91

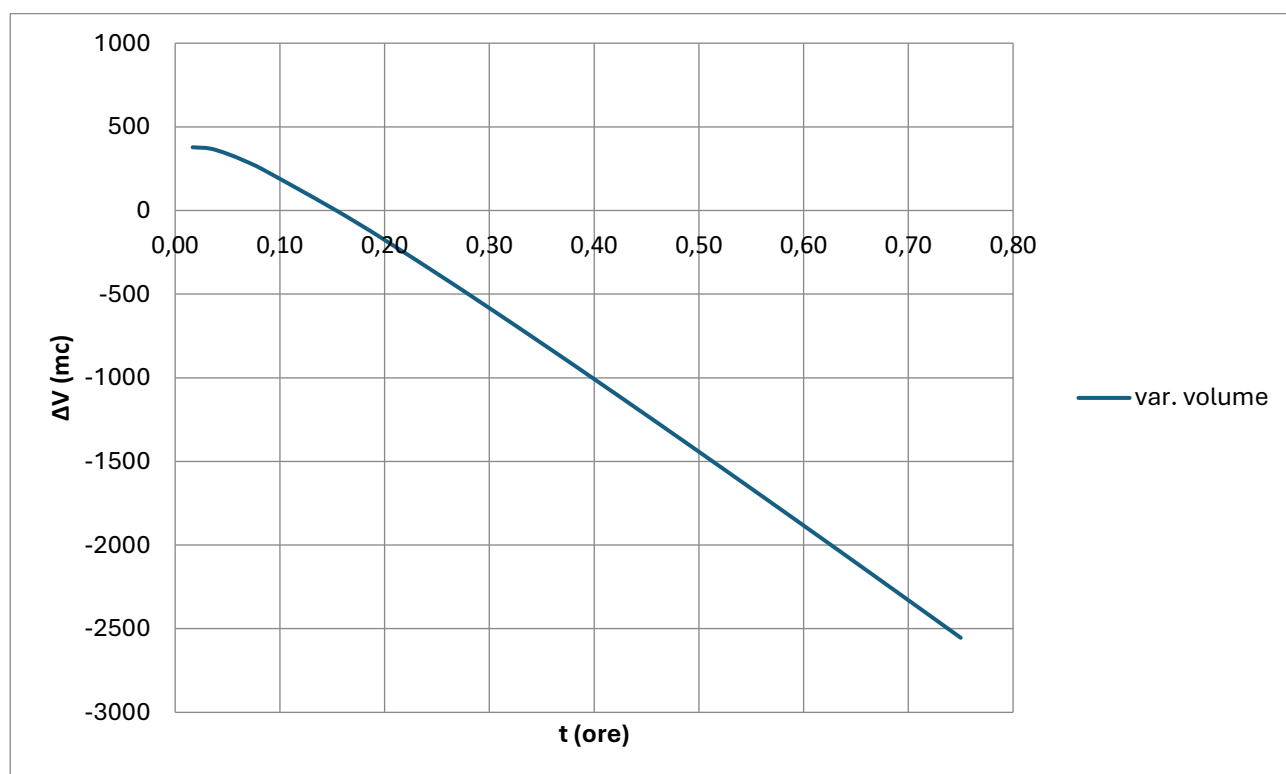
3	0,05	2804,19	504,75
4	0,07	2260,63	542,55
5	0,08	1912,68	573,81
10	0,17	1138,08	682,85
15	0,25	840,00	756,00
20	0,33	677,17	812,61
25	0,42	572,95	859,42
30	0,50	499,81	899,66
35	0,58	445,31	935,16
40	0,67	402,93	967,03
45	0,75	368,91	996,05



Consideriamo una trincea drenante a sezione trapezia avente base maggiore pari a 9 m, base minore 5 m e altezza 2 m, per una lunghezza di 30 m, sponde della trincea a 45° con 4 tubi DN600. La portata di infiltrazione, in base alla legge di Darcy, risulta essere data da:

Dt (min)	Dt (ore)	V _f (mc)
1	0,02	5,17
2	0,03	85,73
3	0,05	166,30
4	0,07	246,87
5	0,08	327,43
10	0,17	730,26
15	0,25	1133,09
20	0,33	1535,92
25	0,42	1938,75
30	0,50	2341,58
35	0,58	2744,41
40	0,67	3147,23
45	0,75	3550,06

Come si può notare ad un tempo inferiore ai 25 min di pioggia le portate di ingresso ed in uscita si equivalgono, oltre tale istante si rende necessario garantire un invaso dato dal valore massimo ricavato dall'equazione di continuità e pari a 378 m³.



Tale volume verrà ricavato mediante l'impiego di una rete di condotte in CLS DN800 per una lunghezza di 753 m.

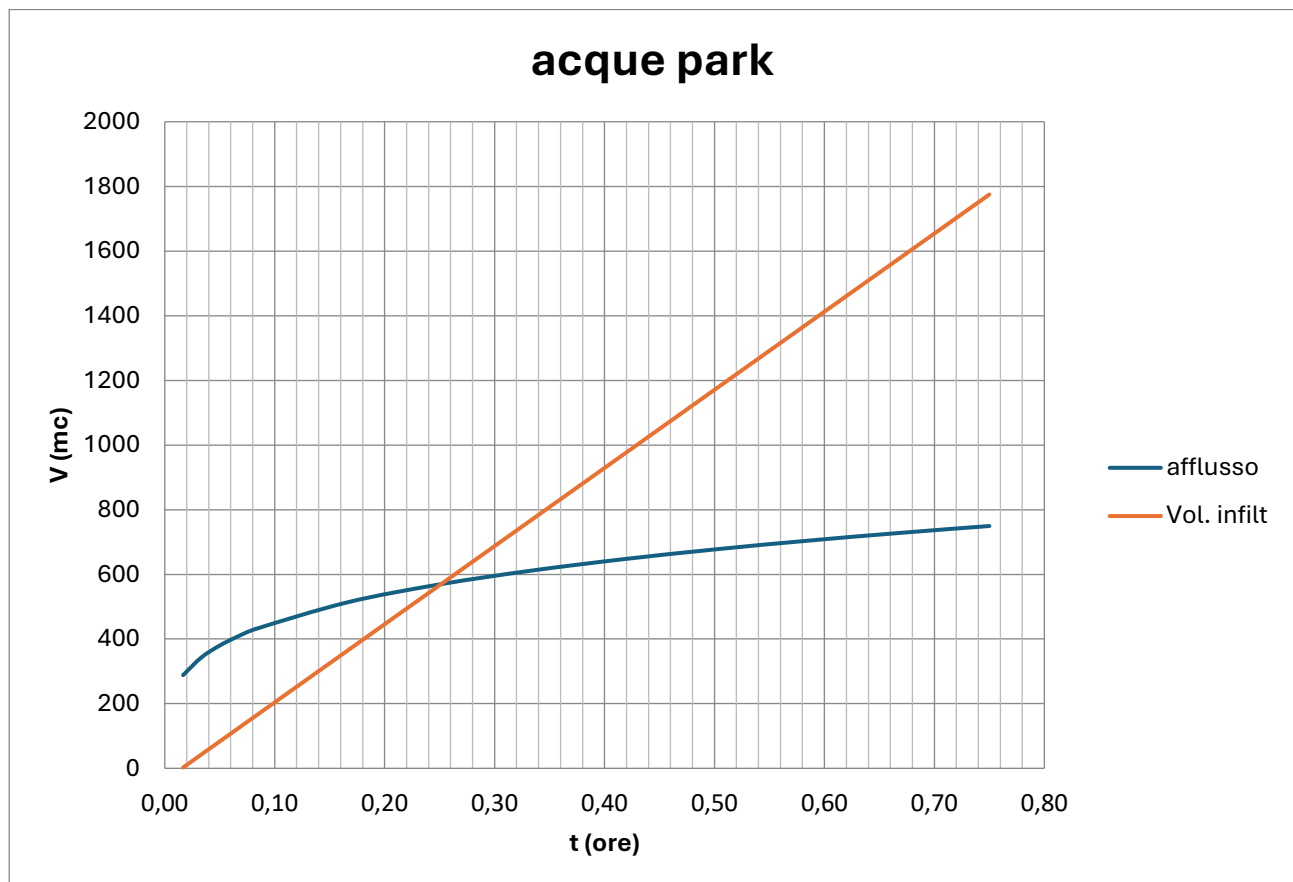
Il volume totale di invaso per quest'area è dato da:

$$378,5 \text{ m}^3 + 249 \text{ m}^3 = 628 \text{ m}^3 > 378 \text{ m}^3 - \text{min richiesto}$$

Valgono le stesse considerazioni progettuali sulla riduzione della capacità filtrante nel tempo fatte per i tetti.

L'area a parcheggio presenta una superficie di 23.680 m², si ottiene così una tabella di afflusso:

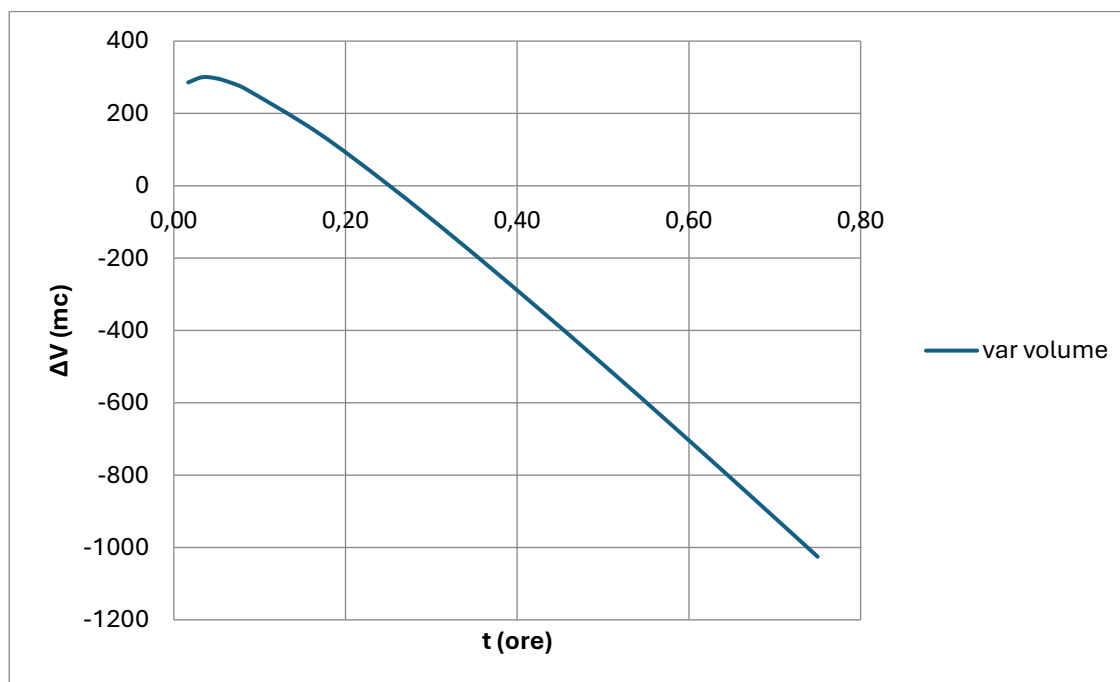
Dt (min)	Dt (ore)	Q _p (l/s)	V _p (mc)
1	0,02	4804,79	288,29
2	0,03	2858,93	343,07
3	0,05	2110,14	379,82
4	0,07	1701,11	408,27
5	0,08	1439,28	431,78
10	0,17	856,40	513,84
15	0,25	632,09	568,89
20	0,33	509,57	611,48
25	0,42	431,14	646,71
30	0,50	376,11	676,99
35	0,58	335,09	703,70
40	0,67	303,20	727,68
45	0,75	277,60	749,52



Consideriamo una trincea drenante a sezione trapezia avente base maggiore pari a 9 m, base minore 5 m e altezza 2 m, per una lunghezza di 20 m, sponde della trincea a 45° con 4 tubi DN600. La portata di infiltrazione, in base alla legge di Darcy, risulta essere data da:

Dt (min)	Dt (ore)	ΔV (mc)
1	0,02	285,70
2	0,03	300,20
3	0,05	296,68
4	0,07	284,83
5	0,08	268,07
10	0,17	148,71
15	0,25	2,34
20	0,33	-156,48
25	0,42	-322,66
30	0,50	-493,80
35	0,58	-668,50
40	0,67	-845,93
45	0,75	-1025,51

Come si può notare ad un tempo inferiore ai 25 min di pioggia le portate di ingresso ed in uscita si equivalgono, oltre tale istante si rende necessario garantire un invaso dato dal valore massimo ricavato dall'equazione di continuità e pari a 300 m³.



Tale volume verrà ricavato mediante l'impiego di una rete di condotte in CLS DN600 per una lunghezza di 567 m.

Il volume totale di invaso per quest'area è dato da:

$$160 \text{ m}^3 + 196 \text{ m}^3 = 356 \text{ m}^3 > 300 \text{ m}^3 - \text{min richiesto}$$

Valgono le stesse considerazioni progettuali sulla riduzione della capacità filtrante nel tempo fatte per i tetti.

5.6 Gestione delle acque di dilavamento

Le acque meteoriche di dilavamento sono acque piovane che depositandosi sul suolo impermeabilizzato dilavano le superfici defluendo verso i corpi ricettori.

La disciplina delle acque meteoriche di dilavamento, per la Regione Veneto, è attualmente contenuta nell'art. 39 del DGR. n. 2884 del 29.09.09. Tale Decreto della Giunta Regionale pone in regime di salvaguardia, ai sensi del comma 2 dell'art. 121 del D. Lgs. n. 152/2006 le disposizioni di alcuni articoli delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque al fine di garantire la necessaria tutela ambientale e igienico-sanitaria delle acque fluviali e marino-costiere dall'inquinamento. Infatti, il Decreto Legislativo 3 Aprile 2006 n. 152 riprende sostanzialmente quanto già previsto dall'abrogato D. Lgs. n. 152/1999 e individua nel Piano di Tutela delle Acque, specifico piano di settore, lo strumento del quale le Regioni debbono dotarsi per il raggiungimento e il mantenimento degli obiettivi di qualità ambientale e per la specifica destinazione dei corpi idrici regionali.

Il DGR n. 2884 del 29.09.09 ha posto come una delle norme di salvaguardia l'art. 39 delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque, contenendolo all'interno dell'Allegato A, in quanto tale articolo si propone di minimizzare l'inquinamento da parte delle acque meteoriche di dilavamento e in particolare di quelle di prima pioggia. Queste sono in grado di veicolare un carico inquinante che può contribuire all'inquinamento delle acque fluviali e marino costiere, come specificato anche nell'art. 33 in cui si afferma che i maggiori problemi di non conformità delle acque di balneazione si verificano spesso immediatamente a seguito di importanti eventi piovosi.

L'Art. 39 al comma 3 fa riferimento alla lettera d) *ai parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali o analoghe di estensione superiore o uguale a 5000 mq.*

Per le superfici appartenenti a questa categoria, le acque di prima pioggia sono riconducibili alle acque reflue industriali, devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima dello scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso deve essere previsto anche un trattamento di disoleatura; lo scarico è soggetto al rilascio dell'autorizzazione e al

rispetto dei limiti di emissione nei corpi idrici superficiali o sul suolo o in fognatura, a seconda dei casi. Le acque di seconda pioggia non necessitano di trattamento e non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico.

Pertanto, si prevede:

- Installazione di un impianto di trattamento acque di prima pioggia in corrispondenza dell'ingresso della trincea drenante dei piazzali AGB di 20 m, composta da disoleatore e sedimentatore in grado di trattare 15.276 m² di superficie e quindi una portata di 85 l/s;
- Installazione di un impianto di trattamento acque di prima pioggia per l'area park pubblico in corrispondenza dell'ingresso della trincea drenante composto da disoleatore e sedimentatore in grado di trattare 11.738 m² di superficie e quindi una portata di 62 l/s.

Il sistema di trattamento deve lavorare in continuo.

5.7 Adeguamento della rete idrografica minore

In accordo con il competente Consorzio di Bonifica Brenta si sono riscontrate una serie di criticità di zona emerse in seguito alla realizzazione delle opere di urbanizzazione della zona industriale, in particolare si è evidenziata la presenza di una serie di pozzi drenanti nella parte a sud non funzionanti e l'interruzione del deflusso delle acque della rete idrografica minore in seguito alla realizzazione di via Torresin.

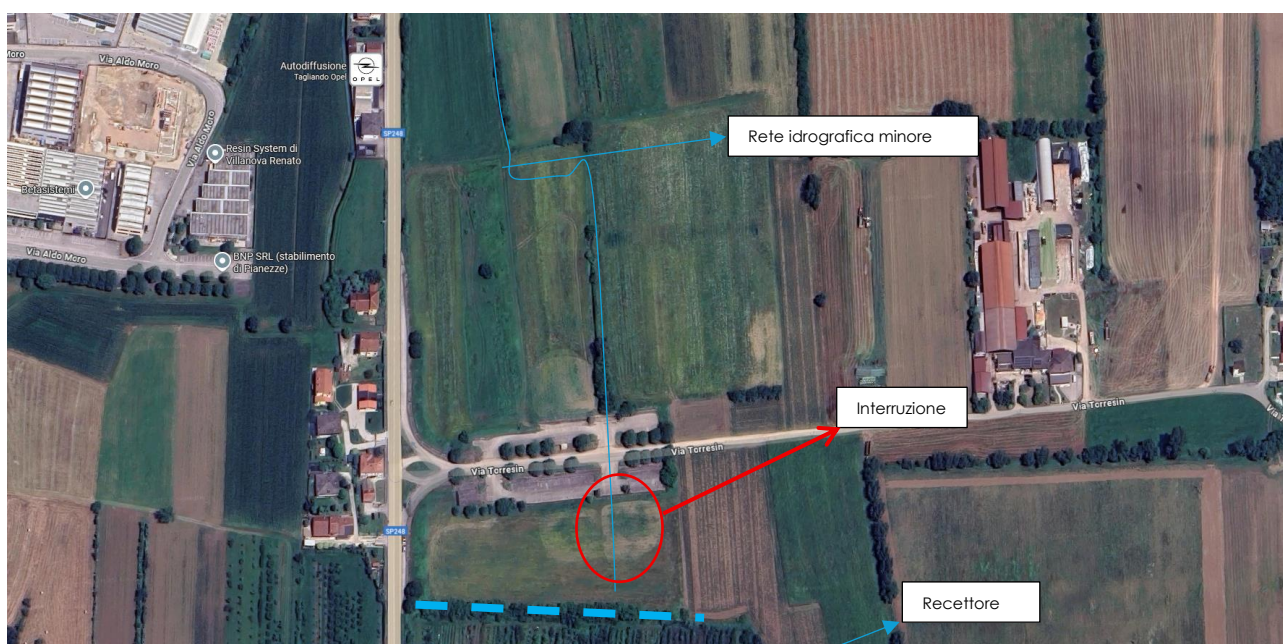


Fig. 6, rete idrografica minore

In particolare, la realizzazione della strada ha comportato la creazione di uno sbarramento alla continuità tra la rete idrografica minore il suo recettore intermedio causando l'allagamento di alcune aree a nord.

Poiché la rete taglia longitudinalmente l'area di intervento si decide di andare a realizzare un tominamento al confine di proprietà il quale andrà a captare le acque dilavanti a nord della proprietà e le metterà in comunicazione con il recettore a sud. Considerando una sezione media del fossato esistente pari a $0,70 \text{ m}^2$ si andrà ad impiegare una condotta in cls DN1000.

I pozzi disperdenti esistenti verranno smantellati o comunque non considerati nel sistema di deflusso di zona data la loro inefficienza attualmente accertata.

Si rimanda ad elaborato grafico allegato (IDR 02) per i dettagli dei tracciati.

5.8 Interferenze con i sottoservizi

Il lotto di intervento AGB, data la sua passata vocazione agricola, è tagliato trasversalmente dalla presenza di un pluvirriguo denominato PLUV. NOVE in cemento amianto DN125 in gestione al Consorzio di Bonifica Brenta.

Si prevede di intercettare tale ramo e di deviarlo lungo il confine nord della proprietà.

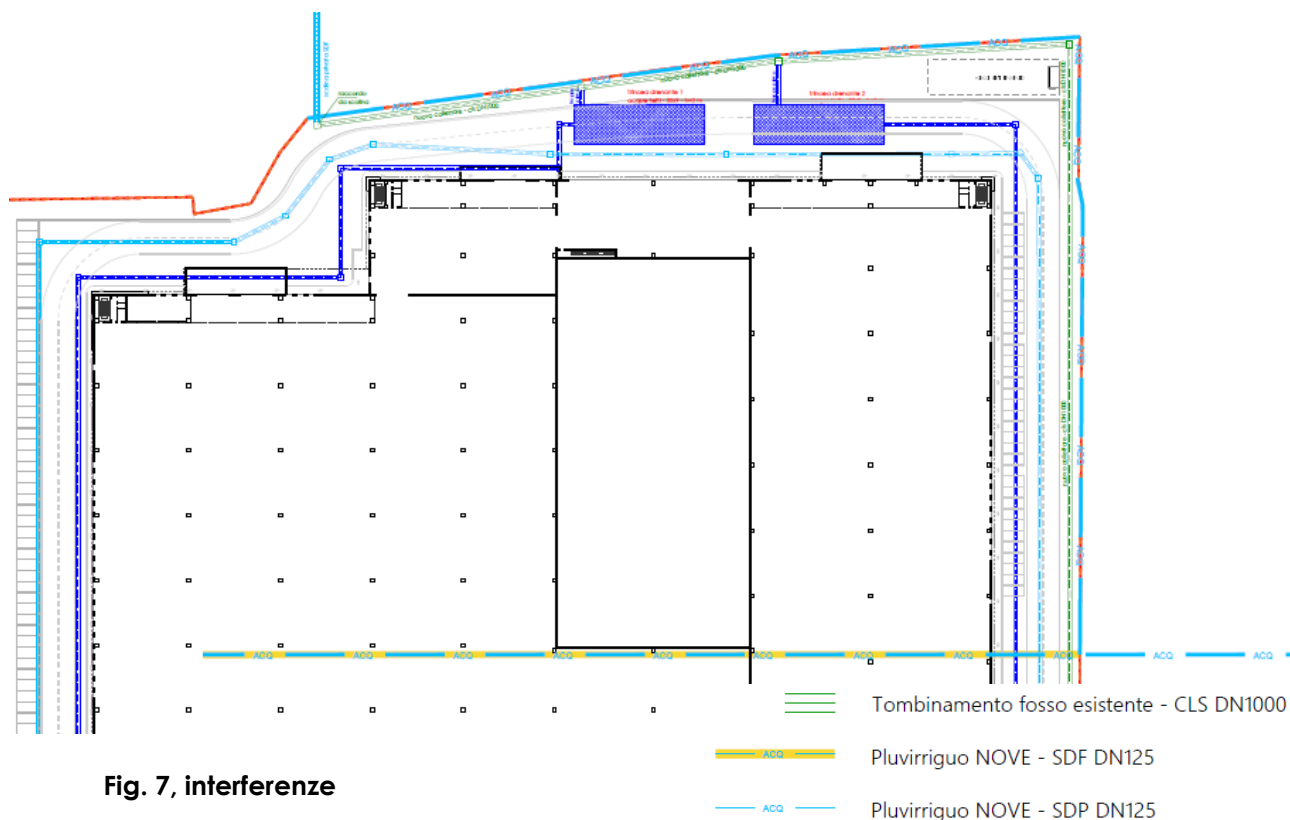


Fig. 7, interferenze

ALLEGATO 1 – PIANO DI USO E MANUTENZIONE

1. PREMESSA

Il presente piano è volto alla previsione delle attività di manutenzione ordinaria necessarie in futuro per la conservazione in buono stato e la funzionalità della rete di collettamento dei reflui fognari bianchi e neri provenienti dal fabbricato oggetto di intervento.

Il piano manutentivo dell'opera e delle sue parti deve essere, per le opere di fognatura, ancor più che per qualsiasi altra struttura od opera da realizzarsi, assolutamente ancorato e riferito alle scelte progettuali che sono state adottate.

2. MANUTENZIONE DELL'OPERA

La manutenzione assume un ruolo sempre più essenziale nella gestione tecnica ed economica di un impianto, in quanto, prevedendo opportunamente i tempi e le modalità degli interventi, si possono ridurre la frequenza e la gravità di guasti ed inconvenienti, assicurando una maggiore continuità di esercizio e una diminuzione dei disservizi alle utenze. Dallo studio dei processi occorre che ciascun intervento manutentivo derivi da un'attenta valutazione dei tipi di guasti possibili, delle cause che possono favorirli, del modo di manifestarsi verso l'esterno e dei loro effetti.

2.1. Manutenzione ordinaria

Per manutenzione ordinaria si intendono tutte le operazioni atte a mantenere il complesso impiantistico efficiente nella sua globalità. Ciò comprende la fornitura di mano d'opera, utensileria, materiali, mezzi per la conduzione, il controllo e la manutenzione programmata del complesso impiantistico.

Il seguente elenco, indicativo e non esaustivo, riporta una serie di attività minime e indispensabili giornalmente o a cadenza dettata dalla necessità sull'impianto fognario realizzato:

- a) Pulizia e manutenzione dell'area di pertinenza della fognatura;
- b) Manutenzione ordinaria dell'impianto elettrico, comprendente per esempio la sostituzione di fusibili, lampade spia, piccola manutenzione ai componenti (se presenti);
- c) Manutenzione ordinaria agli strumenti di controllo, regolazione e misura;

- d) Verifica del corretto funzionamento delle apparecchiature;
- e) Compilazione del quaderno di conduzione;
- f) Compilazione della scheda riassuntiva degli interventi di manutenzione (sia ordinaria, che programmata, che straordinaria);
- g) Interventi periodici di derattizzazione ed eventuale disinfestazione;
- h) Sfalcio dell'erba una volta al mese da maggio ad ottobre, cura delle essenze arboree ubicate nell'area dell'impianto;
- i) Verifica del funzionamento del quadro elettrico di controllo.

Per quanto non specificatamente dettagliato, si fa riferimento a quanto suggerito dalla necessità di una corretta e razionale gestione dei complessi impiantistici, nonché ai libretti di istruzioni e manutenzione dei vari componenti.

2.2. Manutenzione programmata

Entro il termine manutenzione programmata si includono tutte quelle attività di carattere periodico volte alla individuazione di difetti di funzionamento, manifesti o potenziali, dei singoli componenti (meccanici, elettrici, strumentali) installati sull'impianto e alla loro sollecita rimozione attraverso interventi di carattere manutentivo preventivo e correttivo. Non sono presenti in questo caso particolari impianti i quali necessitano di programmi di manutenzione.

3. CRITERI SCIelta PROGETTUALE

La definizione della vita di esercizio di un'opera di fognatura è sempre strettamente collegata a un giudizio complessivo sulla rete. I principali criteri da considerare per la costruzione e la gestione di una rete fognaria sono:

- La qualità del materiale delle tubazioni;
- La qualità della costruzione;
- Le caratteristiche del suolo, inclusa l'eventuale presenza di falda freatica;
- I carichi statici e dinamici che gravano sulla condotta;
- La composizione chimica del liquame e del suolo;
- L'affidabilità di eventuali trattamenti protettivi dei tubi;
- Le modifiche dei parametri idraulici nel tempo;
- Le situazioni particolari di pericolo che possono verificarsi a causa di scavi successivi.

Le caratteristiche tecniche dei materiali di fognatura possono essere valutate obiettivamente in funzione delle seguenti proprietà:

- Combinazione di resistenza chimica, biologica, meccanica;
- Stabilità strutturale nel tempo;
- Efficienza idraulica;
- Condizioni di posa;
- Gamma di diametri e pezzi speciali disponibili;
- Compatibilità con l'ambiente;
- Possibilità di riciclaggio.

La combinazione fra i criteri strutturali di costruzione e gestione della fognatura con le sopraelencate caratteristiche dei materiali utilizzati comporta come risultato differenti durate di esercizio. Svariate esperienze internazionali attribuiscono le seguenti durate medie ai vari tipi di materiali impiegati:

Cemento e cemento+fibre 40 - 50 anni

Materiali plastici 30 - 40 anni

Tali valori sono da attribuirsi a materiali di prima qualità, in tutto conformi alle più severe normative tecniche e posti in opera a regola d'arte. In linea generale si può affermare che i materiali che garantiscono una maggiore durata sono normalmente più costosi di altri, e ciò comporta la necessità di un investimento maggiore; d'altra parte è però indispensabile sottolineare che la maggior durata del prodotto produce un notevole risparmio dei costi nel tempo, sia di quelli diretti di rifacimento dell'opera, sia di quelli indiretti derivanti dai reiterati disagi da sopportare durante i nuovi lavori di rifacimento.

4. PIANO DI MANUTENZIONE

Il sistema di smaltimento e canalizzazione delle acque reflue urbane nella rete di deflusso dell'ambito di un territorio comunale in genere è gestito e mantenuto dai vari Enti pubblici e/o privati, ognuno nell'ambito delle proprie competenze, in quanto compiti propri di istituto od in virtù di mansioni assegnate mediante convenzione. Gli elaborati da predisporre per la compilazione del piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti possono essere così sintetizzati:

- Manuale d'uso;
- Manuale di manutenzione;
- Programma di manutenzione.

Questi elaborati offrono una guida nel controllo della funzionalità dell'opera una volta in esercizio.

5. IPOTESI DI GESTIONE DELLA RETE FOGNARIA NERA

5.1. Condotte fognarie

La manutenzione sarà effettuata essenzialmente con l'uso di veicoli speciali, tipo canale (autospurghi), dotati di decompressori per l'aspirazione dei fanghi depositati e di pompe per il lavaggio dei condotti fognari, ad altissima potenza.

Le operazioni di spurgo, di stasatura e di successivo lavaggio potranno riguardare sia i collettori fognari sia le centraline di sollevamento, nonché tutte le altre opere predisposte per il corretto funzionamento della fognatura quali pozzetti d'ispezione, di confluenza, sifonati, ecc.

5.2. Opere murarie e stradali

I pozzetti saranno sottoposti a visite d'ispezione periodiche al fine di mantenere la funzionalità di sistema su un piano di qualità.

In particolare dovranno essere controllati elementi vari, per i quali vengono proposti diversi interventi manutentori (Tabella 1).

6. MANUALE D'USO

Le fognature sono reti di impianti atti a soddisfare un'esigenza fondamentale del vivere civile: allontanare le acque di rifiuto e/o altri liquidi di scarico.

Quale modalità d'uso corretta si indica la necessità di eseguire controlli periodici atti a verificare il mantenimento di buone condizioni di funzionamento e scarico delle condotte, ad evitare la formazione di accumuli indesiderati e consentire di intervenire tempestivamente al fine di non ridurre il rendimento della condotta stessa, alla verifica di tenuta e conservazione sia dei pozzetti che dei chiusini.

6.1. Tubazioni

I materiali utilizzati per la realizzazione dei tubi destinati al trasporto delle acque reflue devono possedere caratteristiche tecniche rispondenti alle Norme UNI vigenti.

Si raccomanda di evitare di introdurre all'interno delle tubazioni oggetti che possano comprometterne il buon funzionamento. Non immettere fluidi con pressione superiore a quella consentita per il tipo di tubazione utilizzata.

6.2. Pozzetti

Tutti gli elementi della fognatura (sfiati, valvole riduttrici o regolatrici dei carichi, saracinesche, valvole a farfalla, ecc.), quando non sono collocati all'interno di determinati locali, devono essere installati all'interno di appositi manufatti realizzati in calcestruzzo o in muratura, quasi sempre totalmente interrati, chiamati "pozzetti". I pozzetti sono dotati di chiusini metallici per l'accesso dall'esterno, che devono essere forniti di opportuni sistemi di chiusura. Le dimensioni interne del pozzetto variano a seconda delle apparecchiature installate e devono essere tali da consentire tutte le manovre degli apparecchi necessarie durante l'esercizio e di eseguire le operazioni di manutenzione ordinaria, di riparazione, di smontaggio e di sostituzione delle apparecchiature.

L'utente dovrà unicamente accertarsi della comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di fessurazioni, disgregazione del materiale, riduzione del copriferro. Verificare l'integrità dei chiusini e la loro movimentazione.

7. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Si evidenziano a seguire le caratteristiche economico - operative degli interventi di manutenzione previsti per una rete fognaria.

Per mantenere in buono stato di conservazione ed efficienza il patrimonio dei manufatti idraulici è necessario provvedere alle seguenti attività: verifiche e controlli dello stato di manutenzione delle opere, in genere attività svolte da personale salariato in economia diretta dall'Amministrazione oppure, in casi particolari, da ditte appositamente attrezzate con sonde televisive; espurgo dei condotti principali e secondari e manutenzione edile degli stessi, attività, questa, svolta in genere da ditte specializzate nel settore mediante affidamento in appalto delle opere relative.

Il sistema di controlli e di interventi di manutenzione, da eseguire secondo le cadenze temporali da fissarsi in relazione ai parametri sopra accennati, diversi ovviamente per ogni opera realizzata, vengono riportati nel programma di manutenzione. Quest'ultimo dovrà anche contenere le indicazioni relative al costo di tali operazioni, che si può, ad esempio, esplicitare per ogni categoria di lavoro manutentivo sotto forma di costo per ogni chilometro di condotta.

Tali opere sono riassunte nei seguenti punti:

- Ispezione della tubazione mediante sonde televisive, accedendo alla condotta attraverso le apposite camerette di ispezione solo in caso di necessità e comunque rispettando le norme di sicurezza; verifica dell'eventuale presenza di materiale di rifiuto depositatosi sul fondo;
- Controllo della parte strutturale della tubazione ed individuazione di eventuali lesioni o deformazioni della sezione geometrica originaria;
- Controllo lungo il tracciato di eventuali deterioramenti dei giunti che pregiudicano la buona tenuta idraulica della condotta;
- Verifica del buon funzionamento dei sistemi di pompaggio;
- Controllo dei manufatti di chiusura e coronamento di ghisa posti sulla carreggiata stradale al fine di accertare che non siano sconnessi dalla loro sede e/o lesionati.

Elementi Manutenibili / Controlli	Tipologia	Frequenza	TIPOLOGIA	FREQUENZA
TUBAZIONI				

Controllo: Controllo generale tubazioni

Verificare le caratteristiche principali delle tubazioni con particolare riguardo a:

- tenuta delle congiunzioni a flangia;
- giunti per verificare la presenza di lesioni o di sconnessioni;
- stabilità de sostegni dei tubi;
- presenza di acqua di condensa;
- coibentazione dei tubi.

Anomalie riscontrabili: 1) Alterazioni cromatiche; 2) Difetti ai raccordi o alle connessioni; 3) Errori di pendenza; 4) Deformazione.

Ditte specializzate: Idraulico. Ispezione a vista Ispezione a vista

POZZETTI

Controllo: Controllo chiusini

Verificare lo stato dei chiusini di accesso ai pozzetti controllando che siano facilmente removibili.

Requisiti da verificare: 1) Resistenza meccanica.

Anomalie riscontrabili: 1) Difetti dei chiusini.

Ditte specializzate: Tecnici di livello superiore. Ispezione a vista Ogni 6 mesi

Controllo: Controllo struttura

Controllare l'integrità delle strutture individuando la presenza di eventuali anomalie come fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura.

Verifica dello stato del calcestruzzo e controllo del degrado e/o eventuali processi di carbonatazione.

Requisiti da verificare: 1) Resistenza meccanica.

Anomalie riscontrabili:

- 1) Cavillature superficiali;
- 2) Deposito superficiale;
- 3) Efflorescenze;
- 4) Esposizione dei ferri di armatura;
- 5) Presenza di vegetazione.

Ditte specializzate: Tecnici di livello superiore. Controllo a vista Ogni anno

Ogni operazione effettuata all'interno dei condotti di fognatura deve essere svolta nel rigoroso rispetto di fondamentali norme atte a tutelare l'incolumità degli operatori; per questo dovranno essere adottate tutte le precauzioni idonee ad evitare incidenti sia in superficie che nelle condotte interrate. In particolare, dovrà essere predisposta la segnaletica per evidenziare le limitazioni od i divieti che si renderanno necessari; dovrà essere prevista l'aerazione preventiva del cunicolo attraverso l'apertura dei chiusini, oppure addirittura l'insufflazione forzata d'aria; la discesa nella condotta dovrà essere preceduta da accertamenti

di pericolo da effettuarsi con l'ausilio di strumenti di rilevazione di gas, che comunque dovranno essere tenuti in funzione durante tutta la durata del controllo o dell'eventuale lavoro da svolgere.

Non si dimentichi inoltre che il personale, sia in superficie che all'interno delle condotte, dovrà essere in possesso della dotazione personale di sicurezza e di pronto soccorso, come previsto dalle vigenti norme in materia (D.Lgs. 81/08).

Per quanto concerne l'ispezione all'interno delle tubazioni, soprattutto quelle di piccolo diametro, l'attuale tecnologia permette di fare uso di sonde televisive che vengono poste all'interno della tubazione su appositi carrelli. Questi ultimi vengono manovrati via cavo da una strumentazione collocata su di un elemento mobile di superficie e restituiscono le immagini via cavo al monitor presente nella stazione di comando stessa. E' inoltre possibile effettuare le registrazioni di quanto ripreso. Si riporta la Tabella 3 ad indicare la frequenza delle verifiche per ogni tipo di manufatto, se presenti.

Espurgo e pulizia delle tubazioni fognarie sono necessarie al fine di mantenere sgombra la sezione idraulica dal deposito di rifiuti e materiale, soprattutto sul fondo; risulta così garantito un deflusso di portata sempre ottimale e comunque pari a quello di calcolo progettuale, perseguendo inoltre l'obiettivo di evitare il crearsi di inconvenienti igienico sanitari dovuti al deposito dei detti materiali a causa della scarsa pendenza e della scabrezza interna del condotto. La Tabella 4 definisce la frequenza con cui devono essere eseguiti gli interventi di espurgo in funzione di alcune variabili:

Elementi Manutenibili / Controlli Tipologia Frequenza

TUBAZIONI

Intervento: Pulizia

Pulizia o eventuale sostituzione dei filtri dell'impianto.

Ditte specializzate: Idraulico. Ogni 6 mesi

POZZETTI

Intervento: Interventi sulle strutture

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a seconda del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato.

Ditte specializzate: Specializzati vari Quando occorre

Intervento: Disincrostazione chiusini

Eseguire una disincrostazione dei chiusini di accesso ai pozzetti con prodotti sgrassanti.

Ditte specializzate: Tecnici di livello superiore. Ogni 6 mesi

8. MANUALE DI MANUTENZIONE

L'espurgo dei condotti di fognatura deve essere effettuato da ditte in possesso delle necessarie autorizzazioni regionali per l'espurgo, il trasporto ed il conferimento presso le

discariche dei reflui prelevati, catalogati in speciali o tossico-nocivi in funzione della loro composizione.

Le operazioni di spurgo vengono eseguite mediante l'impiego di apparecchiatura combinata montata su un autocarro provvisto di pompa, cisterna divisa in due scomparti, impianto oleodinamico e aspirante combinato. Lo stesso è dotato di attrezzatura per rifornimento idrico, nastro girevole con tubazione ad alta resistenza ed ugelli piatti e radioli per getti d'acqua ad alta pressione. L'effettuazione dei lavori di spurgo si attua, in modo corretto, su ogni campata di fognatura iniziando da valle e risalendo il condotto con la sonda spinta da acqua in pressione (pertanto in senso contrario al flusso di scorrimento dei liquami), ritirando poi la tubazione di alimentazione della sonda. L'eventuale materiale presente nella condotta viene accumulato prima e poi aspirato dalla cameretta di ispezione utilizzata come stazione.

Per ogni autocarro attrezzato alle operazioni di espurgo dovranno essere previsti non meno di due operatori, di cui almeno uno specializzato alla manovra delle apparecchiature, ed entrambi attrezzati secondo quanto previsto dalle norme antinfortunistiche, di sicurezza e di igiene per eventuali lavori manuali di espurgo che si rendessero necessari all'interno del condotto di fognatura.

Tutti i rifiuti asportati durante le operazioni di espurgo dovranno essere conferiti presso impianti e/o discariche autorizzate nel completo rispetto delle normative nazionali e regionali vigenti in materia.

La manutenzione edile delle condotte di fognatura consiste in riparazione e/o sostituzione parziale di:

- tubazioni;
- pozzetti di ispezione;
- allacciamenti alla fognatura delle utenze private,

il tutto ogni qualvolta si riscontri il loro cattivo stato di conservazione, o il loro mancato funzionamento.

Inoltre una manutenzione costante deve essere eseguita sui manufatti in ghisa, ovvero sui chiusini per le camerette di ispezione e relativi telai e sulle griglie per caditoie; infatti l'eccessivo carico e la frequenza di transito del traffico veicolare possono inficiarne la stabilità.

Essendo inoltre manufatti compresi nel piano stradale è indispensabile che vengano riposizionati in quota ogni qualvolta si provveda al rifacimento del manto stradale di

usura della pavimentazione, al fine di evitare pericolose sporgenze o avvallamenti nella pavimentazione stessa.

8.1. Tubazioni

8.1.1. Requisiti e prestazioni

8.1.1.1. Tenuta all'acqua

Le tubazioni ed i raccordi tra valvole e tubi e tra tubi e tubi devono essere in grado di resistere alle pressioni di esercizio. I campioni vengono riempiti di acqua ad una pressione massima di 0,05 MPa e ad una temperatura di 20°C per i tubi della serie 303 e con acqua ad una pressione pari ad 1,5 volte la pressione di esercizio per i tubi della serie 312. Si deve verificare assenza di perdite.

8.1.1.2. Regolarità delle finiture

Le tubazioni devono presentare superficie esterna ed interna e sezione prive di difetti. I campioni di tubazione vengono sottoposti ad un esame a vista per accertarne l'idoneità. Le tolleranze ammesse sono:

- 5 mm per le lunghezze;
- 0,05 mm per le dimensioni dei diametri;
- 0,01 mm per le dimensioni degli spessori.

La rettilineità delle tubazioni viene accertata adagiando la tubazione su una superficie piana in assenza di sollecitazione. Deve essere accertata la freccia massima che si verifica.

8.1.1.3. Resistenza meccanica

Le tubazioni e gli elementi accessori quali valvole e rubinetti devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni. La prova per determinare la resistenza alla pressione interna avviene utilizzando un dispositivo che consente di raggiungere la pressione interna alla temperatura prescritta per la prova (variabile in funzione del diametro e degli spessori). Deve essere rilevato per ogni provino se la rottura si è verificata prima del tempo stabilito. Per la validità della prova non devono verificarsi rotture.

8.1.2. Anomalie riscontrabili

Alterazioni cromatiche

Deformazioni

Difetti ai raccordi o alle connessioni

Errori di pendenza

8.1.3. Manutenzioni eseguibili da personale specializzato

Pulizia - Pulizia od eventuale sostituzione dei collettori – quando occorre.

8.2. Pozzetti

8.2.1. Requisiti e prestazioni

8.2.1.1. Resistenza meccanica

I pozzetti ed i relativi componenti devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti dovuti all'azione di determinate sollecitazioni (carichi, forze sismiche, ecc.).

8.2.2. Anomalie riscontrabili

Cavillature superficiali

Difetti chiusini

Distacco

Efflorescenze

Esposizione dei ferri di armatura

8.2.3. Manutenzioni eseguibili da personale specializzato

Interventi sulle strutture - Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a seconda del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto - quando occorre

Disincrostazione chiusini - Eseguire una disincrostazione dei chiusini di accesso ai pozzetti con prodotti sgrassanti – ogni sei mesi.