

**GB&PARTNERS**

SERVIZI E PROGETTI IMMOBILIARI

Via Varalli 37, 26845 Codogno (LO)

Telefono 0377 436099 - 0377 34691 - Fax 0377 436654

E-mail amministrazione@gbepartners.it - tecnico@gbepartners.it

www.gbepartners.it

REGISTRO IMPRESE DI LODI n°05966150962

PARTITA I.V.A. / C.F. 05966150962

C.S. € 11.111,10 IV



UNI EN ISO 9001:2015



UNI EN ISO 14001:2015



COMUNE DI ROVERCHIARA (VR) - 37050

Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa privata in variante al Piano degli Interventi ai sensi degli artt. 19 e 20 della L.R. n. 11 del 23 Aprile 2004 relativo all'Ambito D2/4 "Zona D2 - economico produttiva di espansione" per la realizzazione di un nuovo magazzino logistico su area libera non urbanizzata ubicata in via del Lavoro.

Il Progettista

N°	DATA	DESCRIZIONE MOTIVAZIONE DELL'AGGIORNAMENTO	STUDIO	DIS.
00	29/09/2023	Prima emissione	G.B. & P.	D.T.
01	07/12/2023	Integrazione	G.B. & P.	E.P.

Il Direttore Lavori

L'Impresa

Progetto

PUA in variante al PI per la realizzazione di nuovo magazzino logistico nell'Ambito D2/4 sito in via del Lavoro, Comune di Roverchiara

Committente

Canossa Mobili di Laeradini
Ruggero & C.S.A.S.

Scala**Data**

07/12/2023

Il Committente

Tipo tavola

AUTORIZZAZIONE

Serie

PUA

TitoloRelazione idraulica**Tavola nr.**

Tipo	AU
Serie	PUA
Numero	m
Agg	00

Orientamento

Sommario

1	PREMESSA	1
1.1	Inquadramento Normativo	1
2	INQUADRAMENTO	4
2.1	Ubicazione e topografia.....	4
2.2	Idrogologia	5
2.3	Quota di falda	6
2.4	Vincoli di sicurezza idraulica.....	6
3	ELABORAZIONE DEI DATI IDROLOGICI	8
3.1	Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento	8
3.2	Determinazione di pluviogrammi di progetto	11
4	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	12
4.1	Determinazione del coefficiente di deflusso medio e della superficie efficace....	13
5	DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	14
5.1	Determinazione del coefficiente di deflusso medio e della superficie efficace....	15
6	CALCOLO DEI VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE.....	16
6.1	Metodo delle sole piogge.....	17
6.2	Calcoli volumi minimi per la laminazione.....	19
7	INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE	20
7.1	Individuazione dei volumi di laminazione: opere private	20
7.2	Individuazione dei volumi di laminazione: opere pubbliche	23
8	RETE DI COLLETTAMENTO	25
8.1	Dimensionamento rete a terra.....	25
8.1.1	Metodo cinematico.....	25
8.1.2	Verifiche idrauliche	27
8.1.3	Risultati: opere private	28
8.1.4	Risultati: opere pubbliche.....	29
8.2	Pozzetti di ispezione.....	30
8.3	Dimensionamento pluviali.....	30
9	TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	32
9.1	Calcolo della portata di prima pioggia	33
9.2	Pozzetto scolmatore.....	34
9.3	Dissabbiatore e Disoleatore	36
10	DESCRIZIONE DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE E SCARICO	37

11	FOGNATURA NERA.....	39
11.1	Descrizione della soluzione progettuale	39
11.2	Stima della portata transitante	40
11.3	Dimensionamento tubazioni	43
11.4	Stazioni di sollevamento acque reflue	44
12	COLLETTAMENTO ALLA RETE FOGNARIA ESISTENTE	48
13	CONCLUSIONI.....	50

1 PREMESSA

La presente relazione idraulica è posta a corredo delle pratiche autorizzative per la realizzazione di un nuovo magazzino logistico nel territorio comunale di Roverchiara, in provincia di Verona, in via del Lavoro, in area contigua alla SS 434 – Transpolesana.

Il lotto di intervento comprende una superficie di 4.77 ha, di cui 3071.98 mq sono adibiti ad opere di urbanizzazione previste in cessione al comune di Roverchiara. I rimanenti 44659.98 mq comprendono le opere private relative al centro logistico di cui sopra.



Figura 1 - Area di intervento

1.1 Inquadramento Normativo

La normativa regionale di riferimento in materia di invarianza idraulica è fornita dalla D.G.R. N. 1322 del 10.05.2006, la quale è stata tuttavia integrata con la D.G.R.V. N. 1841 del 19.06.2007 e N. 2948 del 06.10.2009, a modifica di quanto precedentemente stabilito, fornendo un aggiornamento dei contenuti relativi alle modalità di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, subordinando quest'ultima al parere della

competente autorità idraulica. In seguito agli eventi alluvionali del 26 Settembre 2007 ed alla nomina di Commissario Delegato per l'emergenza, sono state inoltre emanate le Ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22 gennaio 2008, che impongono la redazione di relazioni di compatibilità idraulica a tutti gli interventi edificatori che comportano un'impermeabilizzazione superiore a mq 200.

Il Comune di Roverchiara non rientra tra i Comuni per i quali vigono le suddette ordinanze, tuttavia, in considerazione degli ultimi eventi meteorologici che stanno colpendo l'area Veneta, si ritiene di condividere e di conseguenza applicare le indicazioni fornite dalla Struttura Commissariale nelle aree a rischio idraulico.

Ordinanza n.2 <i>Disposizioni inerenti l'efficacia dei titoli abilitativi relativi ad interventi edilizi non ancora avviati</i>	
Quando si applica	Per tutti gli interventi edilizi approvati, e già in possesso del titolo abilitativo rilasciato, <u>la cui costruzione non è ancora stata avviata</u>
Ordinanza n.3 <i>Disposizioni inerenti il rilascio di titoli abilitativi sotto il profilo edilizio ed urbanistico</i>	
Quando si applica	Per tutti i <u>nuovi</u> interventi edilizi soggetti al rilascio di titoli abilitativi, secondo i campi d'applicazione sotto riportati
Ordinanza n.4 <i>Disposizioni inerenti gli allacciamenti alla rete di fognatura pubblica</i>	
Quando si applica	Esclusivamente per gli interventi edilizi rientranti nelle Ordinanze nr. 2 e nr.3
Campi d'applicazione Ordinanze (V = volume; S = superficie) (VCI = Valutazione di Compatibilità Idraulica)	V < 1000 mc: non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	1000 < V < 2000 mc necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	V > 2000 mc: necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente
	S < 200 mq: non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	200 < S < 1000 mq: necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	S > 1000 mq: necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente

La tabella sopra riportata riassume i contenuti delle ordinanze del Commissario rendendo immediata, in funzione delle soglie dimensionali, l'individuazione nella necessità o meno di redazione di Valutazione di Compatibilità Idraulica nonché del soggetto competente al rilascio del parere.

Per i comuni che hanno recepito le ordinanze risulta quindi necessario rivedere la classificazione degli interventi indicata nella D.G.R.V. 1322/06 e s.m.i.. Per ogni classe d'intervento viene suggerito un criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare al fine di limitare la portata scaricata ai

ricettori finali (fognature bianche o miste, corpi idrici superficiali): metodo dell'invaso (criterio 1), metodo delle piogge critiche (criterio 2) e modello approfondito (criterio 3).

Tabella 1-1. Soglie dimensionali per gli interventi urbanistici indicate nella D.G.R.V 1322/06 riviste secondo ordinanze commissariali.

Riferimento	Classificazione intervento	Soglie dimensionali	Criteri da adottare
Ordinanze	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	$S^* < 200 \text{ mq}$	0
	Modesta impermeabilizzazione	$200 \text{ mq} < S^* < 1.000 \text{ mq}$	1
D.G.R. 1322/06	Modesta impermeabilizzazione potenziale	$1.000 \text{ mq} < S < 10.000 \text{ mq}$	1
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$10.000 \text{ mq} < S < 100.000 \text{ mq}$ $S > 100.000 \text{ mq e } \Phi < 0,3$	2
	Marcata impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq e } \Phi > 0,3$	3

- Classe 1 - Trascurabile impermeabilizzazione potenziale

È sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi, tetti verdi ecc.

- Classe 2 - Modesta impermeabilizzazione

È opportuno sovradimensionare la rete rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco realizzando volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene, in questi casi è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro di 200 mm.

- Classe 3 - Modesta impermeabilizzazione potenziale

Oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro di 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

- Classe 4 - Significativa impermeabilizzazione potenziale

Andranno dimensionati i tiranti idrici 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.

- Classe 5 - Marcata impermeabilizzazione potenziale

È richiesta la presentazione di uno studio di dettaglio molto approfondito.

Secondo la vigente normativa in materia, pertanto, l'intervento oggetto di studio di superficie pari a 47731.96 mq, rientra nella classe di intervento "Significativa impermeabilizzazione potenziale".

2 INQUADRAMENTO

L'inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico dell'area in esame, ai fini degli aspetti di interesse per la definizione del progetto idraulico delle reti di progetto, è desunto dalla Relazione Geologica Geotecnica – “Realizzazione di una struttura produttiva ad uso logistico in via del lavoro”, Comune di Roverchiara (VR), marzo 2023, a firma del dott. geol. Mauro Mancini e dott. geol. Michele Gruzzoli denominata nel seguito brevemente Relazione Geologica.

2.1 Ubicazione e topografia

L'area d'intervento si trova nella porzione centrale del territorio comunale di Roverchiara e ricade nella zona industriale di Via del lavoro a lato della SS434 Transpolesana; il sito è posto ad una distanza di circa 1,5 Km SW dal centro del capoluogo comunale, nella porzione di territorio tra lo Scolo Nicheola (Est) e lo Scolo Canossa (Ovest); la topografia dell'area è sostanzialmente pianeggiante con quota media di circa 18,5/19 m s.l.m.



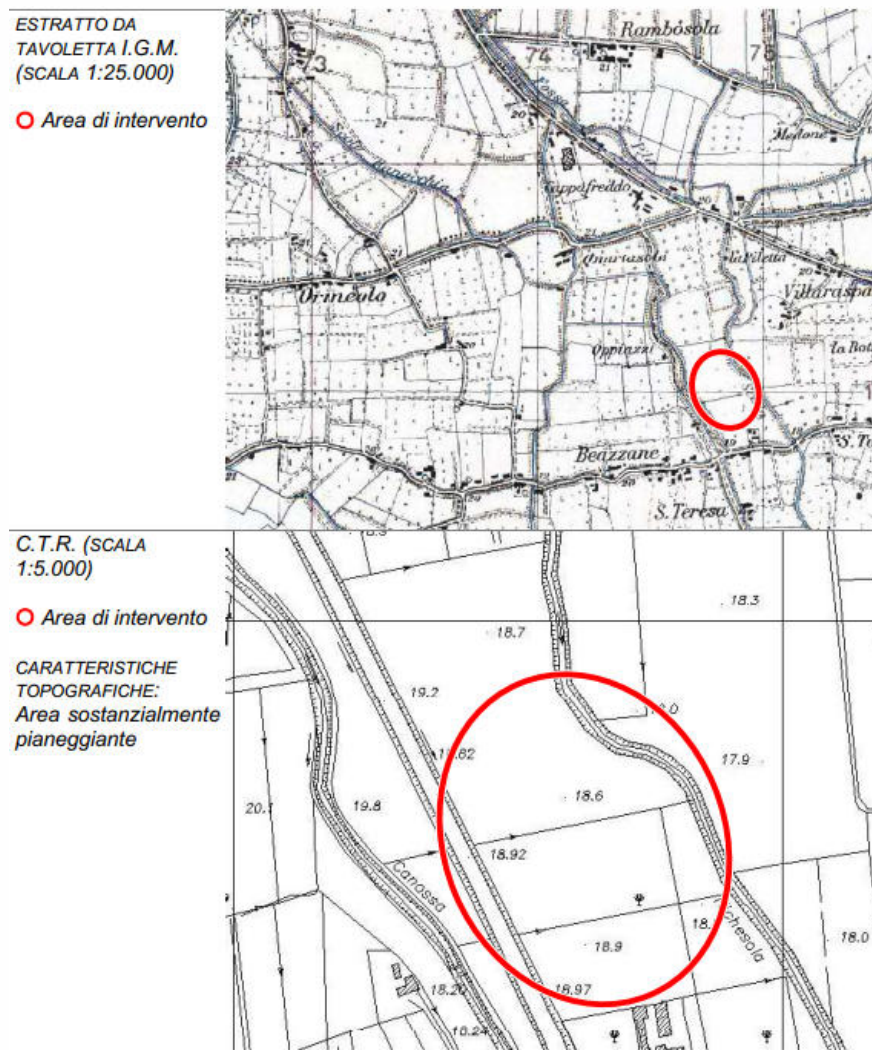


Figura 2 – Ubicazione su ortofoto (fonte google earth), cartografia IGM e CTR.

2.2 Idrogologia

Per quanto riguarda la struttura complessiva dell'acquifero residente nei sedimenti quaternari della pianura veronese, l'interdigitazione fra livelli stratigrafici a carattere permeabile con livelli a carattere impermeabile origina un sistema del tipo a falde sovrapposte, avente la prima falda generalmente a carattere freatico ed alimentata prevalentemente dalle precipitazioni; le falde profonde, residenti negli strati a granulometria maggiore (sabbie s.l.) e confinate tra banchi argillosi, si trovano in pressione. Il deflusso delle acque sotterranee locali è orientata NW-SE ossia sub-parallela alla direzione di deflusso superficiale (vedi successivo estratto da CARTA ISOFREATICA – scala 1:250.000).

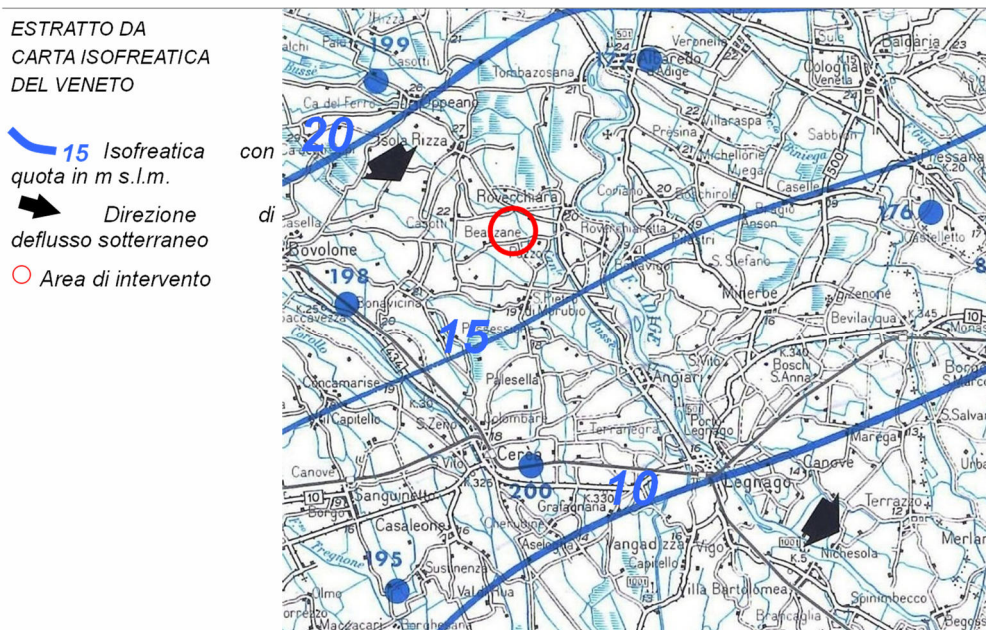


Figura 3 - estratto da CARTA ISOFREATICA

2.3 Quota di falda

Alla data dell'indagine in sito (14 e 15.02.2023) **la falda è stata rilevata a profondità variabili tra circa -0,80 e -1,80 m da piano campagna**; tale dato appare coerente con i dati ricavati da precedenti indagini eseguite in aree limitrofe e con quelli ricavabili dalla cartografia idrogeologica sopra riportata (estratto da CARTA ISOFREATICA DEL VENETO), che consentono di dedurre una **soggiacenza media della falda a circa -1/2 m da p.c.**; sono comunque note oscillazioni stagionali di ordine decimetrico/metrico in stretto rapporto con il regime delle precipitazioni, con l'intensità delle pratiche irrigue e con la conformazione del microrilievo.

2.4 Vincoli di sicurezza idraulica

L'area in tempi recenti non ha subito esondazioni o altri episodi di dissesto idrogeologico ed è da ritenersi sicura sotto il profilo idraulico; a tal proposito si osservi il successivo stralcio da carta delle fragilità relativa al P.T.P. (Piano Territoriale Provinciale) redatto a cura della Provincia di Verona nel quale si nota che la porzione di territorio comunale di Roverchiara dove è previsto l'intervento, non ricade in aree di attenzione né di pericolo idraulico.

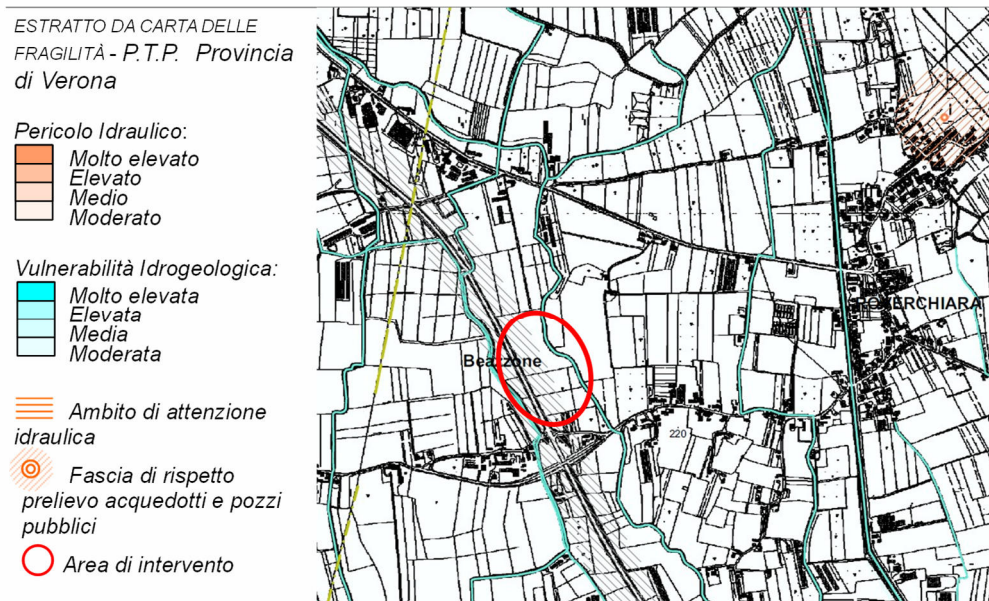


Figura 4 - stralcio da carta delle fragilità relativa al P.T.P.

3 ELABORAZIONE DEI DATI IDROLOGICI

Nel presente capitolo vengono introdotti i dati pluviometrici da utilizzare per il calcolo degli eventi meteorici di progetto e della volumetria da rendere disponibile per l'invaso ai sensi della normativa di riferimento cioè la già citata D.G.R.V. 2948/09.

All'esposizione dei risultati numerici si fa una premessa essenziale: tutti i dati pluviometrici, i parametri per la regionalizzazione delle precipitazioni, nonché i dati delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica sono quelli ricavati dallo studio *"Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento. Aggiornamento 2019 con dati al 31/12/2017"* condotto da *i4 Consulting S.R.L.*, per conto di "ANBI Veneto".

Le curve di possibilità pluviometrica contenute nello studio di ANBI Veneto sostituiscono le precedenti riportate nelle linee guida elaborate dalla Struttura Commissariale in data 3 agosto 2009. Rimangono comunque valide e attuali tutte le altre indicazioni e prescrizioni tecniche contenute nelle Linee Guida commissariali.

Secondo quanto prescritto dalle Ordinanze del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007, il tempo di ritorno di riferimento per la verifica di invarianza idraulica è $T_r = 50$ anni.

3.1 Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, cioè le formule che esprimono la precipitazione h in funzione della durata t , sono calcolate con riferimento a sottoaree omogenee. A tale scopo, è stata effettuata un'indagine delle medie dei massimi annuali mediante metodologie matematiche che producono dei raggruppamenti ottimi di una serie di osservazioni (dette tecniche di *cluster analysis*), in modo tale che ciascun gruppo risulti omogeneo al proprio interno e distinto dagli altri.

Una volta individuati i macrogruppi, le curve segnalatrici sono state calcolate valutando per ciascuna durata la media dei massimi di precipitazione delle stazioni del gruppo, calcolando poi le altezze di precipitazione per i vari tempi di ritorno e per le varie durate e producendo infine la stima dei parametri a , b e c per ottimizzazione numerica. Si ricorda che nell'applicazione della curva segnalatrice:

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

i tempi t devono essere espressi in minuti e il risultato è restituito in millimetri.

Per un'applicazione univoca dei risultati del presente studio, si ritiene utile assegnare ciascun comune a una specifica zona omogenea tra quelle precedentemente individuate. Il criterio oggettivo qui proposto prevede l'utilizzo dei cosiddetti *topoi*, o *poligoni di Thiessen*. Considerato l'insieme delle stazioni di misura, si congiunge ciascun sito con quelli ad esso prossimi, ottenendo un reticolo di maglie triangolari.

L'applicazione del metodo dei topoi al caso in esame prevede di intersecare i topoi con i perimetri dei comuni e associare poi ogni comune alla zona omogenea "prevalente", i cui topoi contengono la maggioranza relativa del territorio comunale.

Il Comune di Roverchiara risulta incluso all'interno della "Sottozona omogenea 1 – fascia sud "; a tal proposito saranno, pertanto, scelti i parametri specifici di questa zona nel calcolo degli afflussi meteorici di progetto.

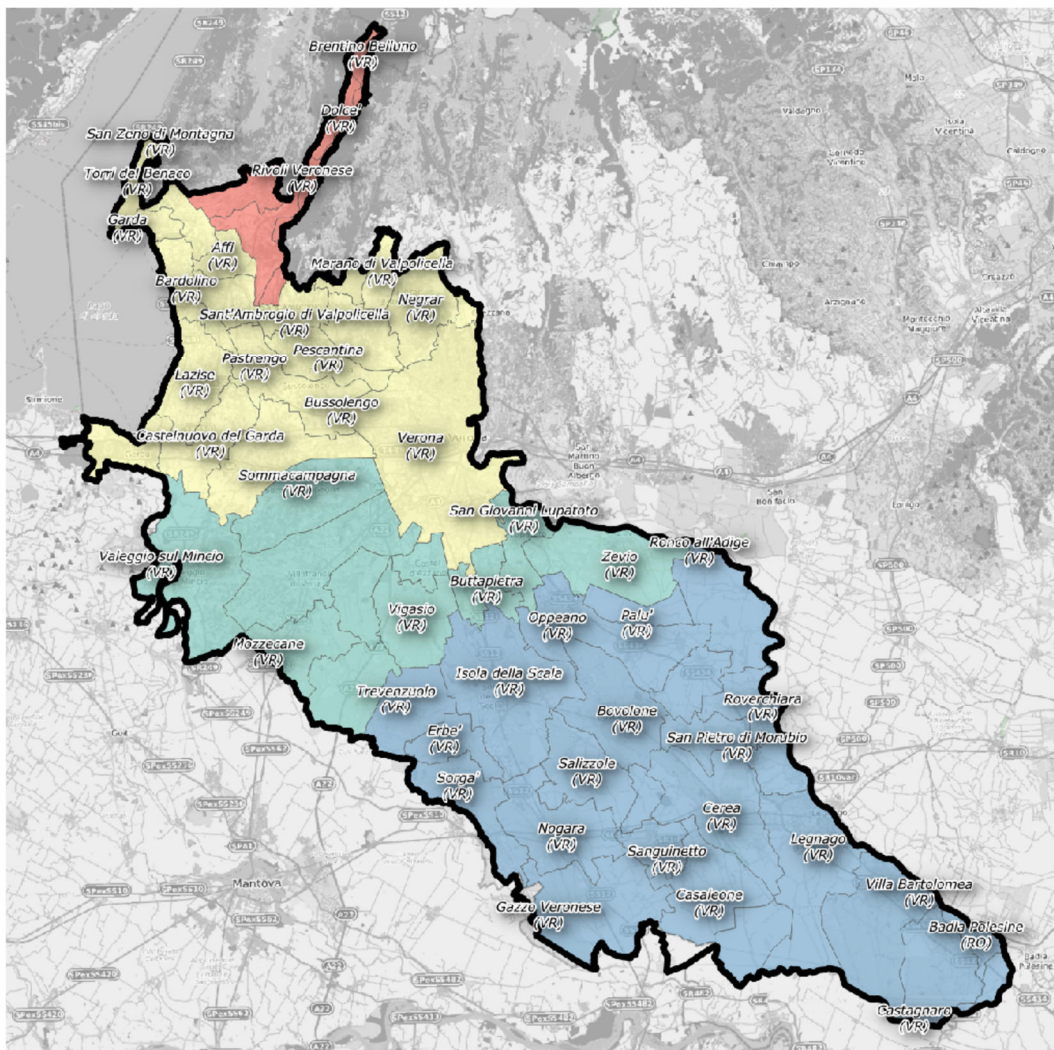


Figura 5 Suddivisione in zone omogenee del territorio del Consorzio di Bonifica Veronese. In blu la sottozona omogenea 1 – fascia sud.

Parametri della curva segnalatrice:

Tr [anni]	a	b	c
2	24.5	11.1	0.876
5	36.7	13.5	0.904
10	48.8	15.7	0.924
20	64.3	18.3	0.944
30	75.4	20.0	0.957
50	92.5	22.4	0.973
100	122.5	26.2	0.997
200	163.9	30.6	1.023

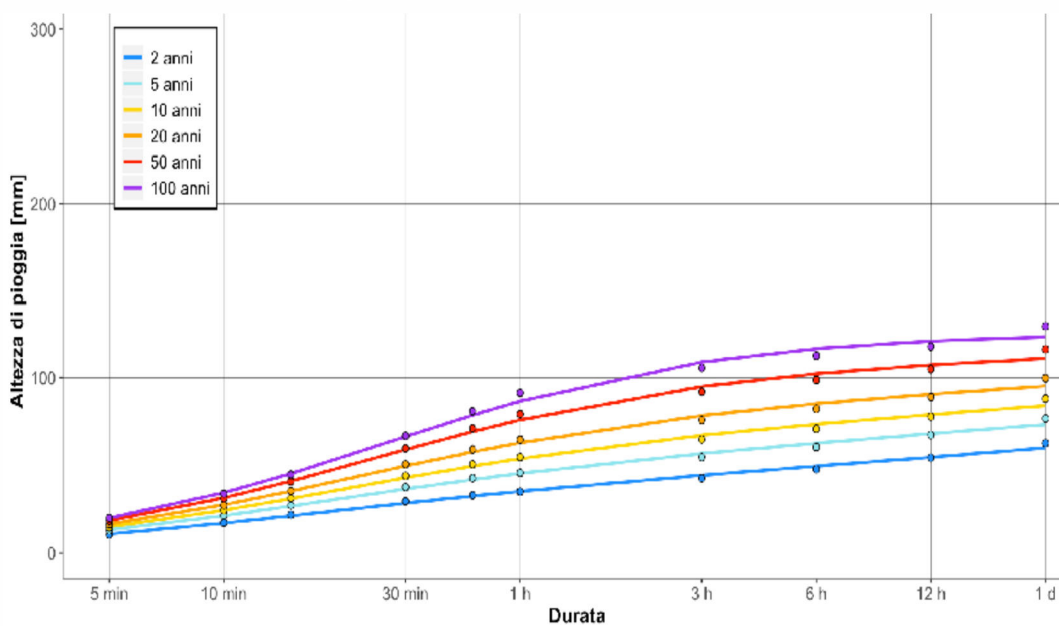


Figura 3-6. Curve segnalatrici a tre parametri.

3.2 Determinazione di pluviogrammi di progetto

Lo ietogramma utilizzato per la presente relazione è lo ietogramma rettangolare, generalmente il più usato nei calcoli di dimensionamento e verifica di reti di fognatura bianca. La tabella seguente riporta per varie durate di pioggia l'altezza di precipitazione totale in millimetri e l'intensità di pioggia espressa in millimetri all'ora calcolate secondo gli ietogrammi rettangolari dei quali, a titolo esemplificativo, ne vengono riportati tre nella figura seguente.

Tabella 3-1. Altezza di precipitazione totale e intensità di pioggia espresse rispettivamente in millimetri e millimetri all'ora per varie durate di pioggia, per la sottozona omogenea 1.

TEMPO DI PIOGGIA [min]	ALTEZZA DI PRECIPITAZIONE [mm]	INTENSITA' [mm/h]
5	18.46	221
15	40.91	164
30	58.93	118
45	69.19	92
60	75.87	76
90	84.14	56
120	89.12	45
180	94.94	32
240	98.33	25

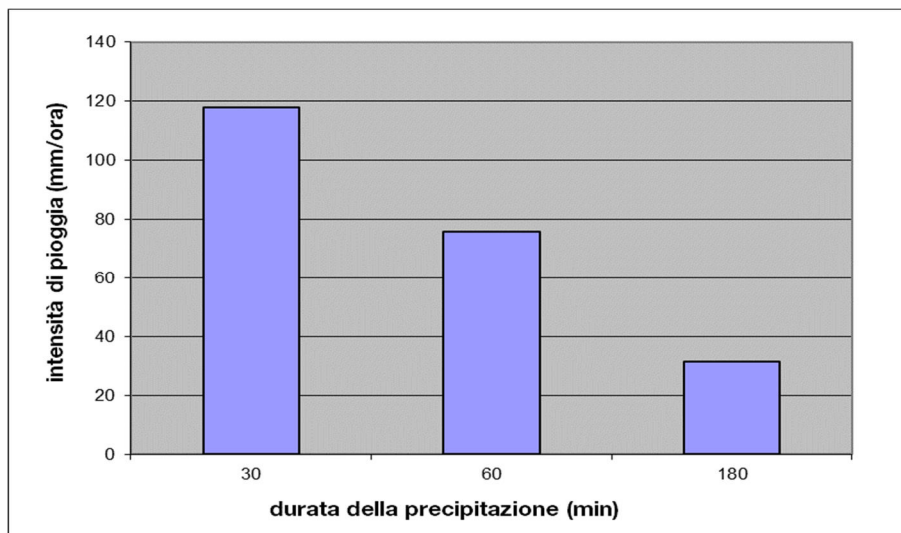


Figura 3-7. Ietogrammi rettangolari relativi a piogge di durata rispettivamente di 180, 60 e 30 minuti da un tempo di ritorno di 50 anni, per la sottozona omogenea 1.

4 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

L'intervento è sito via del Lavoro, nel Comune di Roverchiara. Il lotto, confina a sud con un lotto agricolo di altra proprietà affacciate su Via Santa Teresa, a nord con l'area industriale di via del Lavoro, a est con lo scolo Nichiesola e a ovest con la SS 434 - Transpolesana.

La superficie totale del lotto è pari a 47731.96 mq. L'area, in rosso in Figura 8, all'interno della quale si colloca l'intervento è pressoché pianeggiante.



Figura 8. Planimetria stato di fatto.

All'interno di questa superficie si contano:

- 44659.98 mq destinati alle opere private (OOPP);
- 3071.98 mq destinati alle opere di urbanizzazione, previste in cessione (OOUU).

4.1 Determinazione del coefficiente di deflusso medio e della superficie efficace

Secondo quanto suggerito dalla normativa citata in premessa, si adotteranno i seguenti coefficienti di deflusso:

- 0,90 per aree assimilabili a superficie impermeabile;
- 0,60 per le superfici semipermeabili;
- 0,20 alle restanti aree a verde ritenendo che queste siano totalmente permeabili e non siano queste direttamente collegate alla rete di smaltimento acque meteoriche.

Si riporta di seguito la distinta delle superfici con i rispettivi coefficienti di deflusso medi riguardanti lo stato di fatto.

Tabella 2. Tabella riassuntiva della configurazione dello stato di fatto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI FATTO OOPP		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
Superficie impermeabile	0	0.9
Superficie semipermeabile	0	0.6
Superficie permeabile	44659.98	0.2
Totale area	44659.98	0.20

Tabella 3. Tabella riassuntiva della configurazione dello stato di fatto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI FATTO OOUU		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
Superficie impermeabile	0	0.9
Superficie semipermeabile	0	0.6
Superficie permeabile	3071.98	0.2
Totale area	3071.98	0.20

Moltiplicando l'area di intervento per il coefficiente di deflusso medio si ottiene un valore corrispondente all'area efficace pari a **8932 mq** per l'area delle opere private e **614,40 mq** per l'area delle opere di urbanizzazione.

5 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

I lavori oggetto della presente relazione sono finalizzati alla realizzazione di un complesso a destinazione d'uso logistico.

L'intervento consiste nella realizzazione di un nuovo centro logistico con relativi parcheggi e viabilità interna e di una strada, in cessione, per l'accesso al lotto privato.

In Figura 9 si riporta una planimetria dello stato di progetto: la linea tratteggiata rossa individua l'area di progetto.

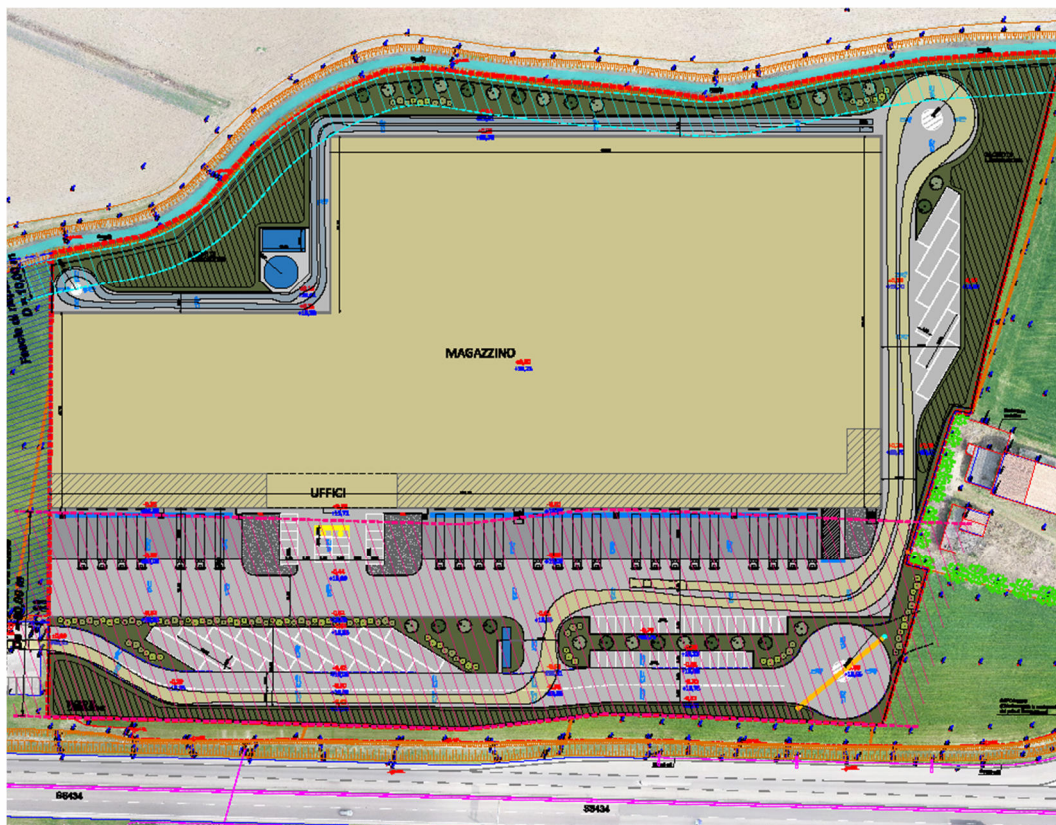


Figura 9. Planimetria dello stato di progetto.

5.1 Determinazione del coefficiente di deflusso medio e della superficie efficace

Le seguenti tabelle riportano la suddivisione per tipologia di copertura del suolo ed i corrispondenti coefficienti di deflusso medi riguardanti lo stato di progetto delle opere.

Tabella 4. Tabella riassuntiva della configurazione dello stato di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI PROGETTO OOPP		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
Superficie impermeabile	36670.05	0.9
Superficie semipermeabile	0.00	0.6
Superficie permeabile	7989.93	0.2
Totale area	44659.98	0.77

Tabella 5. Tabella riassuntiva della configurazione dello stato di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI PROGETTO OOUU		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
Superficie impermeabile	2893.96	0.9
Superficie semipermeabile	0.00	0.9
Superficie permeabile	178.02	0.2
Totale area	3071.98	0.86

Moltiplicando l'area di intervento per il coefficiente di deflusso medio si ottiene un valore corrispondente all'area efficace pari a **34601.03 mq** per le opere private e **2640.17 mq** per le opere di urbanizzazione.

L'impermeabilizzazione progettuale è pari alla differenza di area effettiva tra stato di fatto e di progetto e ammonta a **25669.04 mq** per le opere private e **2025.77 mq** per le opere di urbanizzazione.

Secondo la D.G.R.V. 1322/06, l'intervento rientra nella categoria *significativa impermeabilizzazione potenziale* poiché l'impermeabilizzazione progettuale risulta compresa tra 10 000 mq e 100 000 mq. Per tale motivo vien suggerito il metodo delle sole plogge quale criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare al fine di limitare la portata scaricata ai ricettori finali.

6 CALCOLO DEI VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE

Noto il coefficiente di deflusso medio dell'area oggetto di studio e le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica si sono calcolate per varia durata della precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

La figura seguente rappresenta i volumi affluiti alla sezione di chiusura della rete di raccolta delle acque meteoriche. La linea blu rappresenta i volumi ottenuto utilizzando curve di possibilità pluviometrica caratterizzate da un tempo di ritorno di 20 anni, la linea rossa invece rappresenta i volumi affluiti per un tempo di ritorno di 50 anni.

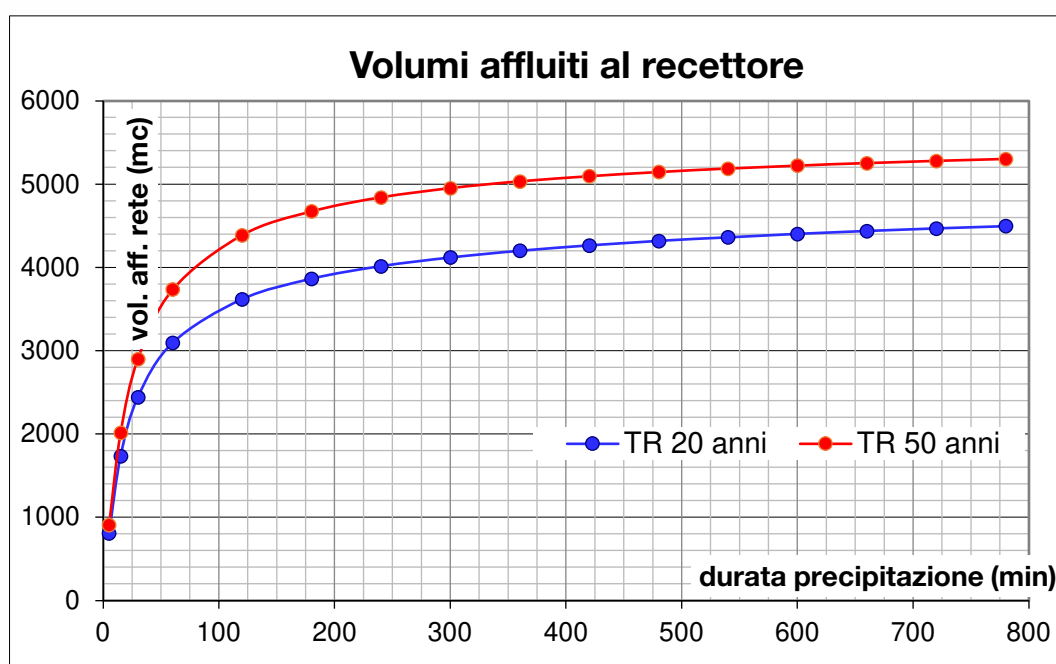


Figura 10 Volumi affluiti alla sezione di chiusura della rete di raccolta delle acque meteoriche per tempi di ritorno di 20 e 50 anni e per durate di pioggia crescenti da 5 minuti a 9 ore.

Al fine di non aggravare con le opere di progetto l'equilibrio idraulico dell'area, si considera accettabile immettere alla rete idrografica una portata specifica invariata rispetto a quella che l'area scarica attualmente e pari a 10,00 l/s*ha per un totale di circa 44.66 l/s per le OOPP e 3.07 l/s per le OOUU.

La determinazione dei massimi volumi di invaso da garantire viene effettuata in maniera distinta per l'area di opere private e l'area di opere pubbliche in cessioni, aventi queste superfici differenti. Essendo un unico intervento, nonostante secondo la D.G.R.V. 1322/06 per una superficie quale l'area delle opere di urbanizzazione si indicherebbe un differente metodo di calcolo, si applica il metodo delle sole piogge per entrambe le aree.

6.1 Metodo delle sole piogge

Il metodo ricalca il procedimento esposto nel testo "Sistemi di fognatura, manuale di progettazione" (Centro Studi Idraulica Urbano, Hoepli, Milano) e permette di valutare il volume d'invaso necessario a fronte di una determinata portata in uscita da un sistema.

La valutazione del volume d'invaso si basa sulla curva di possibilità pluviometrica, sulle caratteristiche di permeabilità della superficie drenante e sulla portata massima, supposta costante, imposta in uscita dal sistema.

La risposta idrologica del sistema adottata nel sistema risulta essere semplificata, trascurando i processi di trasformazione afflussi-deflussi; nella valutazione permane unicamente la determinazione della precipitazione efficace ottenuta con il metodo del coefficiente di afflusso. Tale ipotesi semplicistica implica che le portate in ingresso al sistema di invaso siano sovrastimate e di conseguenza, nel caso di portata costante in uscita, anche i volumi di laminazione risultano sovrastimati e cautelativi.

Il massimo volume d'invaso, per una data durata t , generica, viene calcolato come differenza tra il volume entrato nel bacino d'invaso V_{in} e il volume uscito V_{out} dallo stesso nel periodo della durata della precipitazione.

$$V_{in} - V_{out} = V_{invasato}$$

Il volume entrante per effetto di una precipitazione di durata t è dato dalla seguente relazione, valutata secondo quanto esposto nella premessa precedente:

$$V_{in} = S \cdot \varphi \cdot h(t)$$

Dove:

- φ è il coefficiente di afflusso medio, imposto costante, nel bacino drenato a monte del bacino d'invaso;
- S è la superficie del bacino drenato a monte dell'invaso;
- $h(t)$ è l'altezza di pioggia, funzione della durata, secondo le curve di possibilità pluviometrica.

Il volume che nello stesso tempo esce dal bacino d'invaso, supponendo che esso si verifichi a partire dal medesimo istante temporale della portata in ingresso, è pari a:

$$V_{out} = Q_{out} \cdot t$$

Richiamando l'equazione generale descritta in precedenza essa sarà pertanto pari a:

$$V_{in} - V_{out} = S \cdot \varphi \cdot h(t) - Q_{out} \cdot t = V_{invasato}$$

Dove l'altezza di pioggia $h(t)$ può essere espressa dall'equazione ottenuta dalle curve di possibilità pluviometrica a due parametri descritte in precedenza.

Tale equazione di bilancio delle portate in ingresso e in uscita da un sistema chiuso (come si può supporre quello analizzato, validando le medesime ipotesi adottate nella Relazione

Idraulica), nota altresì come “equazione dei serbatoi”, comporta l'esistenza di una durata critica t_{cr} per la quale il volume di invaso risulti massimo.

In linea generale suddetta durata **risulta nell'ordine delle ore**, e non coincide con la durata di pioggia tale da massimizzare il picco di portata convogliata all'interno di un sistema, che risulta invece nell'ordine dei minuti, coincidendo in ultima analisi essa con il tempo di corrivazione del bacino drenato.

La determinazione della durata critica si ottiene imponendo nulla la derivata prima del volume di invaso in funzione della durata:

$$\frac{dV_{inv}}{dt} = \frac{d(S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n - Q_{out} \cdot t)}{dt} = 0$$

Ottenendo quindi:

$$t_{cr} = \left(\frac{Q_{out}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

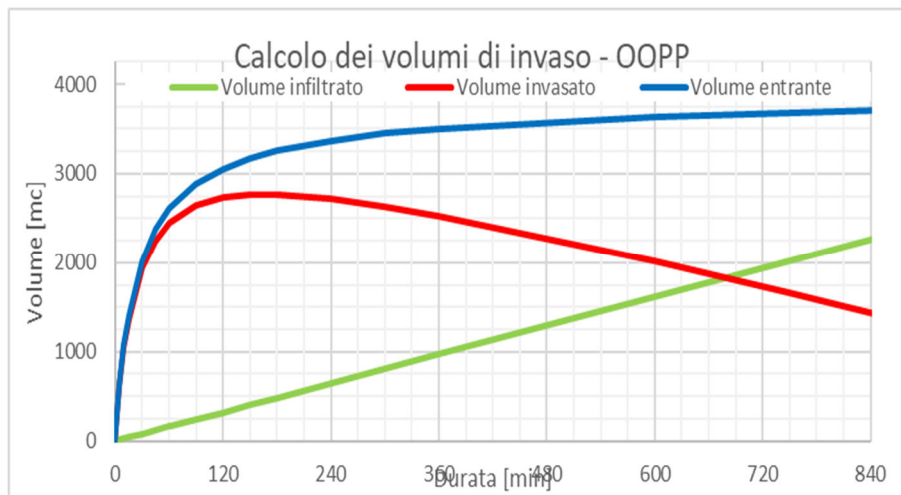
Ne consegue che il massimo volume che dovrà essere contenuto dal serbatoio, strettamente correlato con la portata in uscita dal sistema Q_{out} , risulta pari a:

$$V_{invaso\ max} = (S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{out}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{out} \cdot \left(\frac{Q_{out}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}})$$

6.2 Calcoli volumi minimi per la laminazione

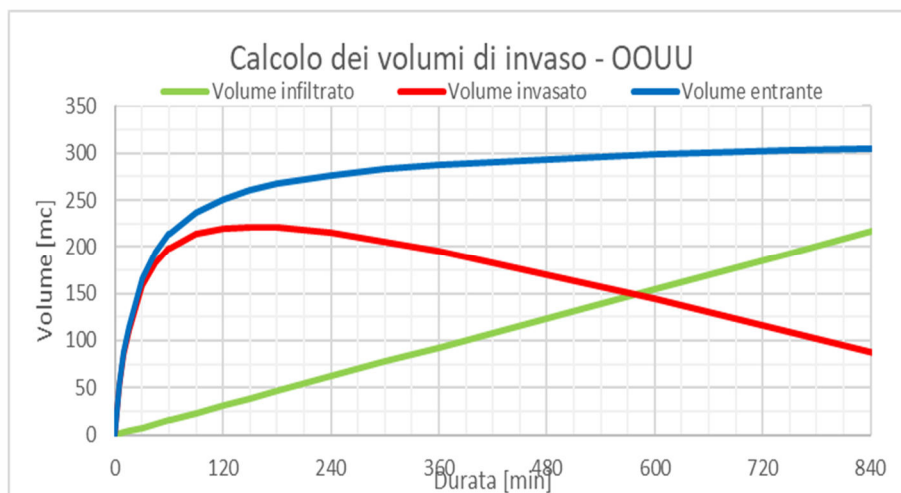
L'applicazione delle equazioni sopra riportate al caso studio ha portato ad individuare i seguenti valori per le opere private:

<i>portata consentita allo scarico</i>	<i>$Q = 44.66 \text{ l/s}$</i>
<i>durata critica</i>	<i>$t = 2.73 \text{ ore}$</i>
<i>volume di invaso specifico</i>	<i>$v = 616 \text{ mc/ha}$</i>
<i>volume di invaso</i>	<i><u>$V = 2770 \text{ mc}$</u></i>



L'applicazione delle equazioni sopra riportate al caso studio ha portato ad individuare i seguenti valori per le opere di urbanizzazione:

<i>portata consentita allo scarico</i>	<i>$Q = 3.07 \text{ l/s}$</i>
<i>durata critica</i>	<i>$t = 2.96 \text{ ore}$</i>
<i>volume di invaso specifico</i>	<i>$v = 516 \text{ mc/ha}$</i>
<i>volume di invaso</i>	<i><u>$V = 222 \text{ mc}$</u></i>



7 INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE

Il volume necessario alla laminazione, complessivamente pari a 2770 mc per l'area di opere private e 222 mc per l'area di opere pubbliche, sarà garantito mediante la realizzazione di più bacini a cielo aperto e da reti di scatolari di grandi dimensioni per le opere private, fino a garantire il volume richiesto.

7.1 Individuazione dei volumi di laminazione: opere private

Il volume da garantire per l'area di opere private viene garantito in primo luogo dalla realizzazione di due bacini posti nelle aree verdi nel lato sud nel lato est del lotto. Il bacino sud permette di invasare un volume massimo di 836 mc, realizzando un tirante di 0.80 m dal fondo dello stesso, mentre il bacino est permette di invasare un volume massimo di 845 mc, realizzando un tirante di 1.00 m. I bacini presentano quote di fondo differenti per poter ottimizzare l'andamento del livello freatico, rispettando un franco di 1.50 m dal valore misurato della stessa secondo la relazione citata al paragrafo 2.2.

Tabella 6 Bacini di invaso: dimensioni geometriche e parametri idraulici.

BACINI DI INVASO			
Parametro	Bacino Est	Bacino Sud	UdM
Area bacino su piano campagna	1032.00	1298.00	mq
Area fondo bacino	735.00	928.00	mq
Area liquida	908.00	1138.00	mq
Scarpa O/V	1.00	1.00	-
Quota piano campagna	0.00	-0.10	m rif
Quota fondo bacino	-1.70	-1.50	m rif
Quota tirante	-0.65	-0.65	m rif
Tirante idrico	1.05	0.85	m
Franco di sicurezza	0.65	0.55	m
Profondità di scavo	1.70	1.40	m
VOLUME INVASATO BACINO	860.98	876.53	mc
VOLUME TOTALE SCAVO	923.28	941.66	mc

I due bacini complessivamente permettono di invasare 1737.51 mc.

Rimane quindi un volume da invasare residuo pari a 1025 mc. Questo verrà garantito tramite la posa di una rete di scatolari di dimensioni 200x80 cm, andando a costituire le dorsali principali della rete di acque meteoriche. Si prevede quindi di realizzare due doppie linee, una est e una sud, al di sotto della viabilità. Le linee così disposte avranno una

lunghezza complessiva rispettivamente di 194/198 m e 124 m. Considerando un riempimento massimo pari al 100% permetteranno di invasare ulteriori **1096 mc**.

Tabella 7 Dorsali in elementi scatolari: dimensioni geometriche e parametri idraulici

INVASO IN ELEMENTI SCATOLARI										
ID	B	h	L	Z monte	Z valle	Z invaso	pendenza	y_med	Riemp.	Volume
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[m]	[%]	[mc]
sc 1	2	0.8	125	-1.55	-1.61	-0.65	0.05%	0.93	1	198.4
sc 2	2	0.8	125	-1.55	-1.61	-0.65	0.05%	0.93	1	198.4
sc 3	2	0.8	194	-1.60	-1.70	-0.65	0.05%	1.00	1	310.4
sc 4	2	0.8	198	-1.60	-1.70	-0.65	0.05%	1.00	1	316.8
TOTALE VOLUME INVASATO										1027

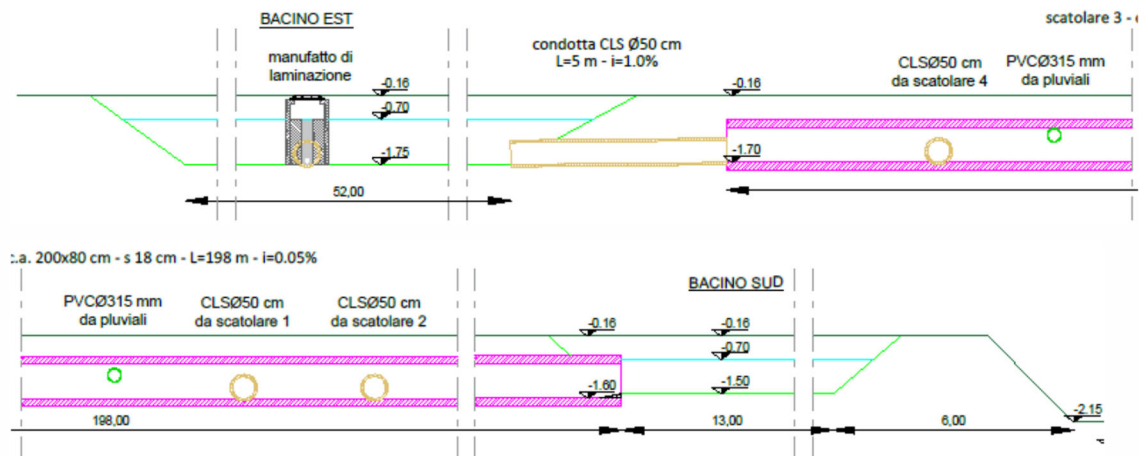


Figura 11 Sezione dei bacini di invaso e delle condotte in elementi scatolari.

I rimanenti volumi di invaso sono garantiti dalle condotte in CLS Ø600 mm e CLS Ø500 mm presenti su due dorsali parallele al di sotto della viabilità antistante, come riassunte nella tabella seguente.

Tabella 8 Invaso garantito dalle condotte in CLS

INVASO IN CONDOTTA									
Materiale	DN	L	Z monte	Z valle	Z invaso	pendenza	y_medio	Riemp.	Volume
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[m]	[%]	[mc]
CLS	0.6	149	-1.33	-1.55	-0.65	0.15%	0.79	1	42.13
CLS	0.5	65	-1.22	-1.33	-0.65	0.17%	0.63	1	12.76
CLS	0.6	6	-1.54	-1.55	-0.65	0.17%	0.90	1	1.70
CLS	0.5	60	-1.48	-1.54	-0.65	0.10%	0.86	1	11.78
TOTALE VOLUME INVASATO									68

Il volume di invaso necessario per assicurare l'invarianza idraulica è quindi rispettato, come riassunto nella tabella seguente.

Tabella 9 Riassunto volumi complessivi di invaso

Volume di invaso complessivo da garantire	2763 mc
Volume massimo nel bacino	1738 mc
Volume invasato negli elementi scatolari	1027 mc
Volume invasato nelle condotte	68 mc
SALDO VOLUME DA INVASARE	-71 mc

Il volume di invaso minimo è così garantito. A favore di sicurezza, inoltre, non sono stati conteggiati i volumi costituiti dai pozzetti e dalle altre condotte costituenti la rete.

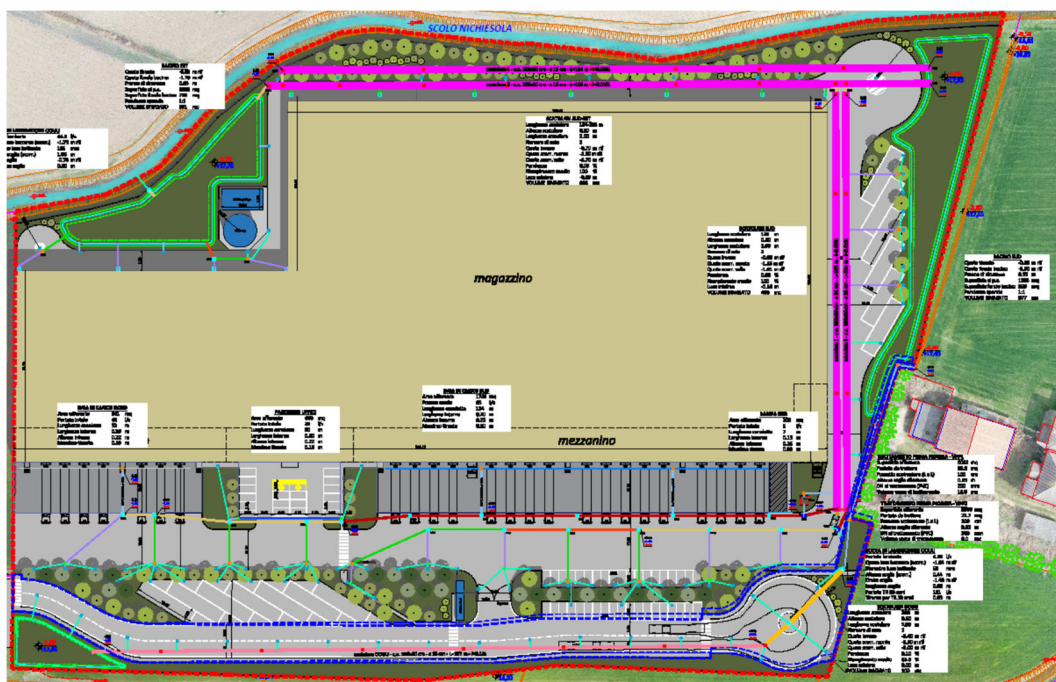


Figura 12 Rete di invaso e drenaggio per le opere private e le opere pubbliche.

7.2 Individuazione dei volumi di laminazione: opere pubbliche

Nell'area di opere pubbliche il volume di invarianza viene garantito dalla realizzazione di un bacino a cielo aperto con sviluppo prevalente nella direzione parallela alla viabilità in cessione. Il bacino viene realizzato nell'area di opere private, essendo in ogni caso quest'area sottoposta a vincolo essendo compresa nella fascia di rispetto stradale determinata dalla presenza della SS 434.

Il bacino (bacino OOUU) permette di invasare un volume massimo di 97 mc, realizzando un tirante medio di 0.40 m dal fondo dello stesso. Le caratteristiche geometriche ed idrauliche sono riassunte nella tabella seguente.

Il volume di invaso necessario risulta così verificato.

Tabella 10 Bacini di invaso: dimensioni geometriche e parametri idraulici.

BACINO DI INVASO - OOUU		
Parametro	Valori	UdM
Area bacino su piano campagna	220.00	mq
Area fondo bacino	158.00	mq
Area liquida	192.00	mq
Scarpa O/V	1.00	-
Quota piano campagna	-1.00	m rif
Quota fondo bacino	-1.90	m rif
Quota tirante	-1.40	m rif
Tirante idrico	0.50	m
Franco di sicurezza	0.40	m
Profondità di scavo	0.90	m
VOLUME INVASATO BACINO	87	mc
VOLUME TOTALE SCAVO	169	mc

Rimane quindi un volume da invasare residuo pari a 114 mc. Questo verrà garantito tramite la posa di una linea di scatolari di dimensioni 100x60 cm, andando a costituire una dorsale al di sotto del piano stradale con scopo di collettamento e invaso. Tale linea avrà le caratteristiche riassunte nella tabella a seguire. Considerando un riempimento massimo pari all'83.3% permetteranno di invasare ulteriori 100 mc.

Tabella 11 Dorsale in elementi scatolari: dimensioni geometriche e parametri idraulici

INVASO IN ELEMENTI SCATOLARI										
ID	B	h	L	Z monte	Z valle	Z invaso	pend	y_med	Riemp.	Volume
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[m]	[%]	[mc]
OOUU	1.00	0.60	200	-1.90	-2.00	-1.40	0.05%	0.55	0.92	110.0
TOTALE VOLUME INVASATO										110

Inoltre, ulteriori 16 mc sono assicurati dalla condotta in CLS Ø500 mm che colletta le acque invase dallo scatolare verso il manufatto di laminazione.

Tabella 12 Invaso garantito dalla condotta in CLS

INVASO IN CONDOTTA									
Materiale	DN	L	Z monte	Z valle	Z invaso	pendenza	y_medio	Riemp.	Volume
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[‰]	[m]	[‰]	[mc]
CLS	0.50	37	-2.00	-2.05	-1.40	0.14%	0.63	1.00	14.53
TOTALE VOLUME INVASATO									15

Risultano quindi un volume di 211.9 mc invasi, a fronte di 210.9 mc richiesti per l'invarianza.

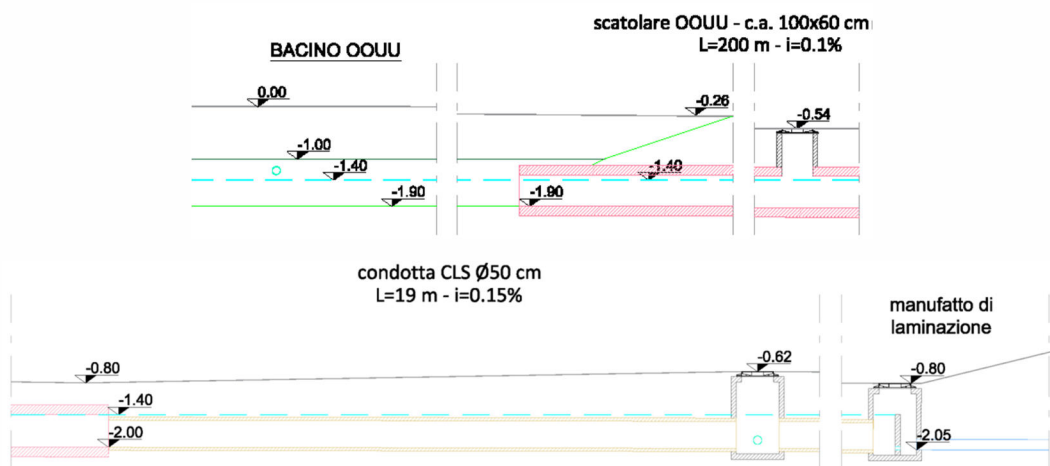


Figura 13 Sezione opere di invaso: bacino di laminazione e elemento scatolare.

8 RETE DI COLLETTAMENTO

Al fine di raccogliere e convogliare i contributi di precipitazione, si rende necessario predisporre adeguata rete di collettamento posta a servizio dell'ambito di intervento.

8.1 Dimensionamento rete a terra

Il sistema di collettamento delle acque meteoriche per l'area di opere private è composto da una rete che raccoglie le acque meteoriche dalla copertura, dalla viabilità, dai piazzali e dalle baie di carico, dotate queste ultime di trattamenti delle acque di prima pioggia. Le reti sono state dimensionate considerando un tempo di ritorno di 20 anni e funzionamento a gravità, saranno realizzate attraverso condotte in PVC di diametro da Ø160mm a Ø400mm, e condotte da Ø500 mm e Ø600 in cls, scaricanti nelle dorsali in elementi scatolari da 200x80 cm.

Il sistema di collettamento delle acque meteoriche per l'area di opere di urbanizzazione è costituito da una condotta in CLS Ø500 mm che colletta le acque verso il manufatto di laminazione, quindi dallo scarico costituito da una condotta in PVC Ø200 mm per uno sviluppo complessivo di 65 m.

I ricoprimenti di alcune condotte situate in corrispondenza della viabilità non sono sempre sufficienti a garantirne l'integrità e la funzionalità. Qualora il ricoprimento risultasse inferiore a 0.80 m per le condotte in PVC si rende necessaria una calottatura in CLS o c.a. per assicurare l'integrità della condotta stessa. Qualora il ricoprimento risultasse inferiore a 0.60 m per le condotte in CLS si rende necessario l'utilizzo di condotte armate, a meno di specifiche indicazioni del produttore.

8.1.1 Metodo cinematico

Il metodo cinematico permette di calcolare la massima portata di acque meteoriche in funzione del sottobacino sotteso e di stabilire pertanto le caratteristiche geometriche della rete in progetto.

Propedeutica all'applicazione del metodo stesso è la suddivisione dell'area di intervento in sottobacini, ciascuno dei quali afferirà ad un tratto della rete oggetto di progettazione. Tale definizione è legata in particolar modo al piano quotato di progetto dell'ambito, che permette la definizione delle principali direzioni di drenaggio e l'individuazione di eventuali barriere al deflusso.

Vengono calcolate le seguenti grandezze:

φ = coefficiente di afflusso ponderato;

$S_{tot} [ha]$ = area scolante totale;

$L [m]$ = lunghezza del tratto;

D [m] = diametro della condotta, imposto per tentativi;

i = pendenza del tratto considerato, imposta per tentativi o vincolato dalle quote di scorrimento delle condotte esistenti;

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (per tubazioni in materiali plastici

si pone pari a $95 \frac{1}{m^{1/3}}$, per tubazioni in cemento armato pari a $80 \frac{1}{m^{1/3}}$);

R = raggio idraulico, per una tubazione circolare completamente riempita $R = \frac{D}{4}$;

V_p = velocità a sezione piena, con Gauckler-Strickler: $V_p = K_s R^{2/3} i^{1/2}$ [m/s]

Q_p = portata a sezione piena, è: $Q_p = V_p \pi \left(\frac{D}{2}\right)^2$ [l/s];

j = intensità dell'evento pluviometrico di durata pari al T_e : $j = a T_e^{b-1}$ [mm/ora];

Q_b = massima portata bianca, derivante dai soli eventi meteorici: $Q_b = \varphi i S_{tot}$ [l/s].

Il confronto viene fatto tra la portata derivante dagli eventi meteorici e la portata convogliabile dalla condotta, le cui variabili dipendenti sono il diametro e la pendenza.

Il coefficiente d'afflusso di ogni area è stato calcolato come media ponderata dei coefficienti di afflusso di ogni singola area componente con diversa destinazione d'uso (verde, copertura, piazzale) secondo la seguente relazione:

$$\varphi_{area} = \frac{\sum_i S_i \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

con:

- S_i = area della i-esima zona omogenea dal punto di vista dell'uso del suolo;
- φ_i = coefficiente di deflusso relativo alla zona i-esima.

In particolare, per le aree verdi è stato assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.2 mentre per i piazzali, le coperture e le aree impermeabili pari a 0.9.

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di accesso alla rete t_a (assunto pari a 10 minuti, da letteratura vedi "Fognature" di L. Da Deppo e C. Datei) e del tempo in rete t_r , calcolato con l'equazione:

$$T_r = \frac{L}{1.5 \cdot V}$$

dove:

- t_r = tempo di rete in secondi;
- L = lunghezza della rete in metri;
- V = velocità media nella rete.

8.1.2 Verifiche idrauliche

Rapporto Q_b/Q_p

La prima verifica da effettuare è accertarsi che il rapporto tra la portata di progetto (Q_p) e la portata a sezione piena (Q_b) di ogni tratto sia inferiore a 1. Se ciò è verificato si può procedere con le altre verifiche.

$$\frac{Q_p}{Q_b} < 1 \quad (\text{verifica di partenza})$$

Percentuale di riempimento ottimale

Affinché sia garantito un funzionamento ottimale della condotta è stato dimostrato che il valore del rapporto tra tirante idrico (h) e diametro della condotta (D) deve mantenersi attorno a 0.7. Ciò assicura la presenza di un franco libero per l'aerazione della condotta che, nel caso dell'instaurarsi di un moto ondoso, evita eventuali occlusioni momentanee della condotta stessa. Pertanto:

$$\frac{h}{D} \cong 0.8 \quad (1^\circ \text{ verifica})$$

Velocità massima

La velocità massima raggiunta dal fluido all'interno della condotta non può superare i 4 m/s. Si considera il valore assunto dal rapporto Q_b/Q_p nei vari tratti e si interpola, nella scala di deflusso numerica, il corrispondente valore di V_b/V_p che, moltiplicato per la velocità a sezione piena V_p , fornisce la velocità massima raggiungibile del flusso all'interno della condotta. Se questa velocità risulta inferiore a 4 m/s la verifica è soddisfatta altrimenti dovranno essere modificati i valori del diametro e/o della pendenza del tratto.

$$V_{max} < 4 \text{ m/s} \quad (2^\circ \text{ verifica})$$

8.1.3 Risultati: opere private

Di seguito si riportano le verifiche effettuate per il dimensionamento delle condotte atte al convogliamento della precipitazione meteorica.

Tabella 13 Dimensionamento idraulico delle condotte della rete meteorica provenienti dai pluviali.

Tratto in esame	ϕ ponderato progressivo	Superficie scolante progressiva	Lunghezza tratto	Diametro	Pendenza	Scabrezza	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Portata bianca critica	Percentuale di riempimento	Velocità per Q_{max} ($V_{max} < 4$ m/s)
		Stot mq	L m	D mm	i m/m	ks $m^{1/3}s^{-1}$	Tc min	ic mm/h	Qb l/sec	h/d	Vmax m/sec
M01 - M02	1.00	1290	15	500	0.0015	80	10.32	162.64	58	0.42	0.716
M02 - M03	1.00	2190	23	500	0.0015	80	10.82	160.03	97	0.58	0.821
M03 - M04	1.00	2890	23	500	0.0015	80	11.31	157.50	126	0.69	0.865
M04 - M05	1.00	3390	14	500	0.0015	80	11.61	156.01	147	0.79	0.882
M05 - M06	1.00	4249	18	600	0.0015	80	11.96	154.34	182	0.63	0.953
M06 - M07	1.00	4249	21	600	0.0015	80	12.36	152.43	180	0.63	0.953
M07 - M08	1.00	5114	28	600	0.0015	80	12.89	149.97	213	0.71	0.982
M08 - M09	1.00	5114	28	600	0.0015	80	13.42	147.59	210	0.70	0.979
M09 - M10	1.00	5979	28	600	0.0015	80	13.96	145.28	241	0.79	0.996
M10 - M11	1.00	6082	12	600	0.0015	80	14.19	144.32	244	0.80	0.997
M11 - M12	1.00	6082	12	600	0.0015	80	14.41	143.37	242	0.80	0.997
M14 - M15	1.00	1050	25	315	0.002	95	10.56	161.40	47	0.74	0.848
M15 - M16	1.00	1500	20	400	0.002	95	10.93	159.42	66	0.60	0.943
M16 - M17	1.00	2100	21	400	0.002	95	11.33	157.40	92	0.76	0.998
M17 - M18	1.00	2850	21	500	0.002	80	11.72	155.46	123	0.61	0.964
M18 - M19	1.00	3300	21	500	0.002	80	12.12	153.58	141	0.67	0.991
M19 - M20	1.00	3750	16	500	0.002	80	12.41	152.17	159	0.74	1.012
M20 - M21	1.00	3900	11	500	0.002	80	12.62	151.22	164	0.76	1.015
PLUVIALI FALDA NORD	1.00	1361	10	315	0.01	95	10.10	163.85	62	0.52	1.704
PLUVIALI FALDA SUD	1.00	2514	10	315	0.01	95	10.20	163.31	114	0.80	1.911

8.1.4 Risultati: opere pubbliche

Tabella 14 Dimensionamento idraulico delle condotte della rete meteorica delle condotte di scarico

<i>Tratto in esame</i>	<i>ϕ ponderato progressivo</i>	<i>Superficie scolante progressiva</i>	<i>Lunghezza tratto</i>	<i>Diametro</i>	<i>Pendenza</i>	<i>Scabrezza</i>	<i>Tempo di corrivazione</i>	<i>Intensità di pioggia</i>	<i>Portata bianca critica</i>	<i>Percentuale di riempimento</i>	<i>Velocità per Q_{max} ($V_{max} < 4$ m/s)</i>
		Stot mq	L m	D mm	i m/m	ks $m^{1/3}s^{-1}$	Tc min	ic mm/h	Qb l/sec	h/d -	Vmax m/sec
CLS Ø500	1.00	2792	39	500	0.0015	80	10.84	159.92	124.0	0.68	0.862
PVC Ø200	1.00	104	65	200	0.003	95	12.44	152.06	4.4	0.32	0.545

8.2 Pozzetti di ispezione

La rete di collettamento, costituita da condotte circolari Ø160-200-250-315-400 mm in PVC, da condotte circolari Ø50-60 cm in c.a. ed elementi scatolari in c.a. da 200x80 cm, sarà opportunamente collegata da pozzetti di ispezione in c.a. 60x60 cm, 80x80 cm e 100x100 cm. A favore di sicurezza tali pozzetti non sono stati considerati nel volume di invaso.

8.3 Dimensionamento pluviali

Per la verifica idraulica della copertura si considera un'intensità di precipitazione cautelativa di 254 mm/h, corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni.

La copertura dell'edificio, complessivamente pari a 25768 mq, presenta due falde: una "nord" di 8168 mq e una "sud" di 17600 mq. Queste sono servite rispettivamente da 6 pluviali in PVC Ø250 mm e 7 pluviali in PVC Ø315 mm. Il dimensionamento dei pluviali è stato realizzato considerando l'intera superficie impermeabile di ciascuna falda suddivisa in un'area per ciascun pluviale. In Tabella 8-15 si riportano i calcoli effettuati per la determinazione della portata di progetto. La portata totale afferente alla copertura viene divisa per il numero dei pluviali previsti per trovare la portata di progetto per il singolo scarico.

Tabella 8-15. Calcolo portate massime generabili in copertura e per ciascun punto di scarico.

Area analizzata	Intensità pioggia [mm/h]	Coeff. ϕ	Superficie falda [mq]	Portata totale [l/s]	Pluviali previsti	Portata pluviale [l/s]
FALDA NORD	254	1	8168	577.31	6	96.22
FALDA SUD	254	1	17600	1243.96	7	177.71

La portata massima di progetto per ciascun pluviale è pari a 96.22 l/s per la falda nord e 177.71 l/s per la falda sud.

La norma UNI EN 12056-3 tramite le equazioni di Wyly-Eaton permette di stabilire il diametro del pluviale per uno scarico verticale come funzione della portata generata sulla falda afferente.

$$Q_{RWP} = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot k_b^{-0,167} \cdot d_i^{2,667} \cdot f^{1,667}$$

dove:

Q_{RWP} è la capacità del pluviale, in litri al secondo (l/s);

k_b è la scabrezza del pluviale, in millimetri (considerata 0,25 mm);

d_i è il diametro interno del pluviale, in millimetri (mm);

f è il grado di riempimento, definito come proporzione della sezione trasversale riempita d'acqua, adimensionale.

La portata massima generabile sulla copertura, nell'ipotesi cautelativa di intensità pari a 191 mm/h, è in linea con la potenzialità di scarico dei pluviali previsti di diametro Ø 250 mm

considerando un grado di riempimento compreso tra il 20% e il 33%, come suggerito dalla normativa (v. *Tabella 8-16*).

Tabella 8-16. Diametro del pluviale per uno scarico verticale.

<i>DN pluviale</i> <i>[mm]</i>	<i>Di pluviale</i> <i>[mm]</i>	<i>capacità di</i> <i>portata</i> <i>20% [l/s]</i>	<i>capacità di</i> <i>portata</i> <i>33% [l/s]</i>	<i>portata di</i> <i>progetto</i> <i>[l/s]</i>	<i>controllo portata</i>
250	235	45.59	105.06	96.22	Verificato
315	297	84.45	194.59	177.71	Verificato

Il collegamento dei pluviali alla rete meteorica a terra verrà realizzato tramite pozzetti dissipatori da 80x80 cm.

Il dimensionamento delle cassette dei pluviali e dei troppopieni sulla copertura verrà realizzata in successiva fase progettuale.

9 TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Come anticipato precedentemente, le reti costituite dalle condotte collettranti le acque di dilavamento della pavimentazione stradale delle sette baie di carico e dei parcheggi/piazzali sul lato ovest, verranno dotate di sistemi di trattamento in continuo delle acque di prima pioggia, costituiti, da monte verso valle, da un pozzetto scolmatore di separazione delle acque di prima pioggia e, in coda, un trattamento combinato che prevede sia la sedimentazione iniziale che la successiva disoleazione per coalescenza. Si prevede la realizzazione di due sistemi di trattamento.

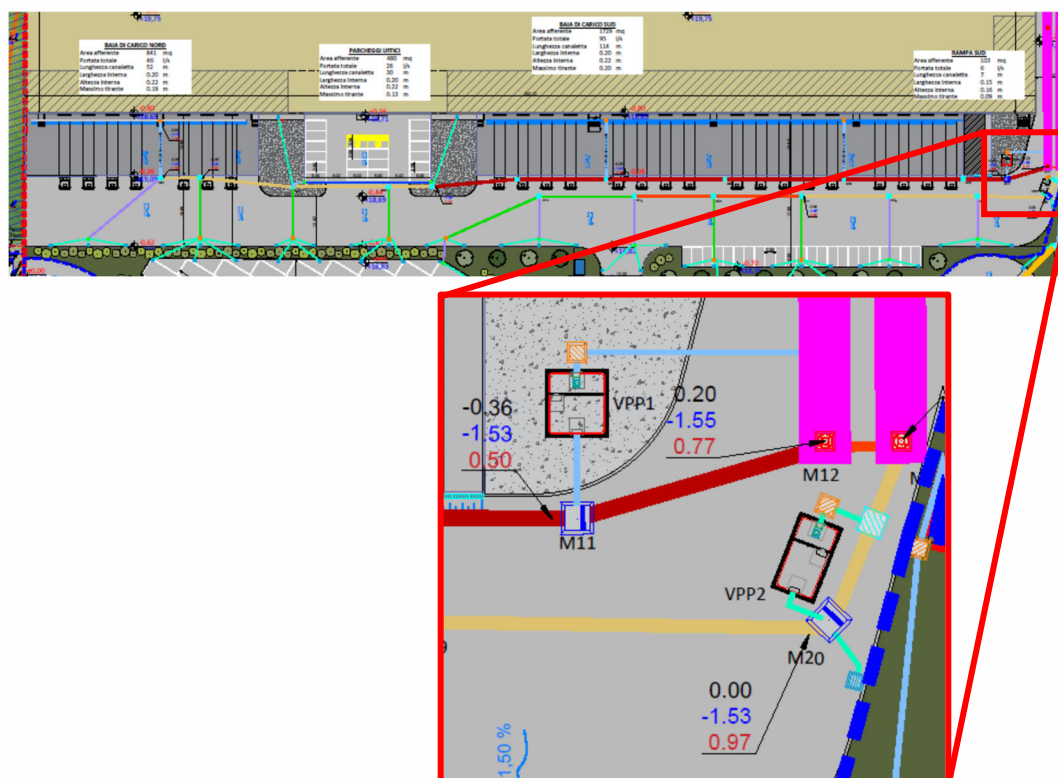


Figura 14 Planimetria della rete di progetto con evidenziate le aree le cui acque collettate sono soggette a trattamento nei 2 impianti previsti.

Tali strutture vengono realizzate con tecniche differenti dai diversi produttori, purché rispettino i contenuti della normativa EN 858-1, che ne definisce i parametri costruttivi e i criteri prestazionali necessari per essere idonei alla vendita. Per questo motivo, i disoleatori di classe "I", ovvero quelli che garantiscono una concentrazione di olii residui all'uscita inferiore a 5 mg/l, vengono classificati secondo un parametro denominato NS ("nominal size"), corrispondente alla portata da trattare.

9.1 Calcolo della portata di prima pioggia

Le acque di prima pioggia sono identificate nei primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento, uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio. Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore venga raggiunto dopo un periodo di tempo di 15 minuti di pioggia. Si ottiene quindi uno ietogramma costante di intensità pari a 20 mm/h.

Noto lo ietogramma in ingresso, la portata (Q, [l/s]) da trattare si valuta rapidamente mediante l'impiego della formula razionale, moltiplicando il tasso lordo della precipitazione di progetto (i, [mm/h] per l'area complessivamente afferente (A, [m²]) e il relativo coefficiente di afflusso medio φ :

$$Q = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{3600}$$

Per ciascuna linea di trattamento si ottengono quindi i seguenti valori.

ID Impianto	A [mq]	φ	Q totale [l/s]	Q prima pioggia [l/s]	Q trattamento [l/s]
VPP-1	6082	1.0	246.0	33.79	45.0
VPP-2	3900	1.0	164.0	21.67	27.0
TOTALE	9982	-	-	55.46	72.0

9.2 Pozzetto scolmatore

Il pozzetto scolmatore costituisce un elemento fondamentale per la ripartizione della quota parte di portata in ingresso al sistema di trattamento (prima pioggia) e la quota parte rimanente (seconda pioggia) diretta alla vasca di laminazione. Esso viene generalmente dotato di uno stramazzo laterale di altezza pari al diametro della tubazione in uscita in direzione del dissabbiatore, al fine di garantire il regolare deflusso delle acque di prima pioggia in direzione del dissabbiatore. In condizioni critiche tale configurazione comporta un funzionamento in pressione del sistema che porterebbe al dissabbiatore portate maggiori di quella di progetto. Il sistema deve quindi essere dimensionato per funzionare adeguatamente anche in tali condizioni.

Il manufatto sarà realizzato in un pozzetto di dimensioni 80x80 cm mediante la realizzazione di due setti:

- uno dotato di luce di fondo la quale permetterà il deflusso delle acque di prima pioggia, garantendo una portata non superiore al limite imposto dal trattamento;
- uno di altezza inferiore, permetterà lo sfioro di una portata sufficiente a smaltire l'intera portata in arrivo non portata a trattamento, mantenendo un tirante controllato.

L'altezza della soglia assicura quindi il governo della portata, garantendo il prioritario afflusso alla vasca di trattamento; si verifica inoltre che la soglia permetta lo sfioro dell'intera portata di pioggia in ingresso qualora il collettamento al trattamento fosse interrotto. Le caratteristiche dei singoli impianti di trattamento sono specificate nella Tabella 17

Tabella 17 Caratteristiche geometriche ed idrauliche dei manufatti scolmatori di ciascun trattamento

ID VPP	ID Pozz. scolm	Scorr. di monte [m]	Quota fondo pozzetto [m]	Quota soglia [m]	h soglia [m]	y TR20 [m]	Q TR20 [l/s]
VPP-1	M11	-1.53	-1.65	-1.30	0.35	0.44	44.74
VPP-2	M20	-1.53	-1.65	-1.33	0.32	0.50	28.28

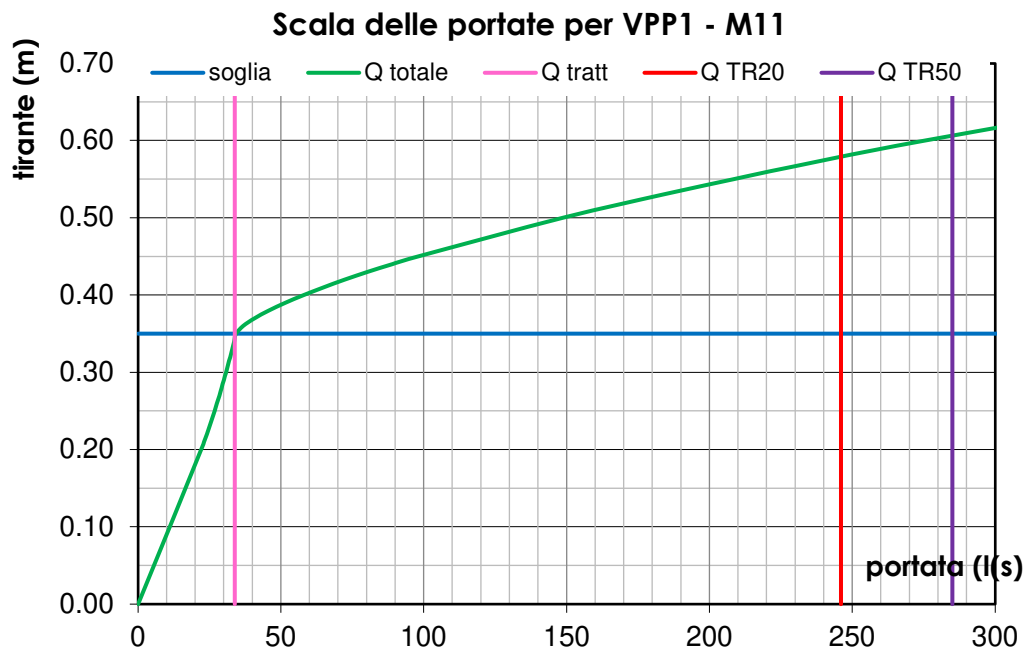


Figura 15 Scala delle portate per il pozzetto scolmatore M11 a servizio del trattamento VPP1.

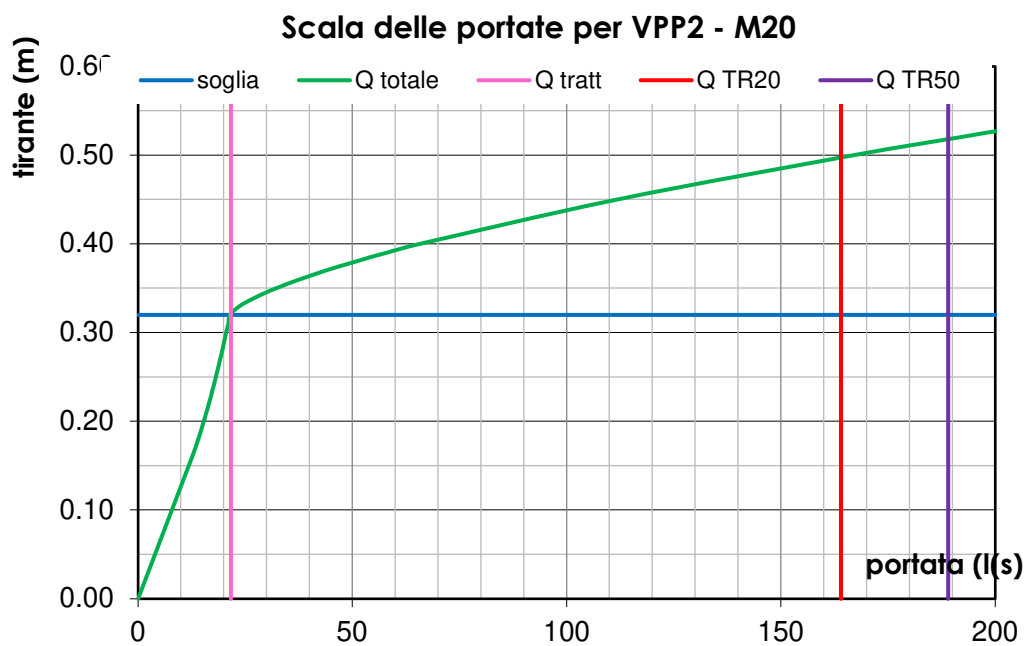


Figura 16 Scala delle portate per il pozzetto scolmatore M20 a servizio del trattamento VPP2.

9.3 Dissabbiatore e Disoleatore

Come già accennato, i disoleatori di classe "I", ovvero quelli che garantiscono una concentrazione di olii residui all'uscita inferiore a 5 mg/l, vengono classificati secondo un parametro denominato NS ("nominal size"), che in questo caso non deve essere inferiore a 60 l/s. Il dimensionamento del dissabbiatore si basa sul tempo di decantazione che esso garantisce alle particelle solide sospese (detriti, polveri, etc.) in ingresso, che determina poi il diametro minimo delle particelle in grado di sedimentare. Una formula largamente utilizzata per il dimensionamento del volume di un dissabbiatore (V_{DS} , m³) in continuo è la seguente:

$$V_{DS} = kQ$$

dove Q [m³/s] è la portata dell'evento di prima pioggia considerato e k [s] è un parametro assimilabile al tempo di residenza medio dell'acqua nella struttura, solitamente assunto tra 100 e 300 secondi.

In questo caso, nota Q e la geometria di varie strutture prefabbricate ad oggi in commercio, si è verificato il valore di k per ciascuna di esse, andando a ricercare le dimensioni che maggiormente soddisfacessero la presente situazione. Le caratteristiche del manufatto scelto, con un valore di k pari a circa 200 e pianta rettangolare, vengono riportate in tabella seguente:

ID VPP	Q [l/s]	V_{DS} [mc]	L [m]	B [m]	h [m]	V_{UTILE} [mc]	k [s]	V_{ST} [mm/s]
VPP1	33.8	6.8	2.40	2.21	2.00	10.61	200	8.48
VPP2	21.7	4.3	2.96	1.56	1.51	6.97	200	5.85

Dal valore di velocità di decantazione, rapporto tra l'altezza utile della vasca e il tempo di decantazione (assunto pari al tempo medio di residenza), è possibile ricavare il diametro D_p della particella più piccola in grado di depositarsi durante l'evento.

A partire dall'equazione di Stokes:

$$v_{ST} = \frac{(\rho_0 - \rho_w)}{18\eta_w} g D_p^2$$

dove ρ_0 e ρ_w sono la densità rispettivamente delle particelle solide e dell'acqua, η_w è il coefficiente di viscosità dinamica dell'acqua a 20°C, si ottiene un diametro minimo delle particelle sedimentabile pari a circa 90 µm e 77 µm. Tale valore corrisponde a una sabbia molto fine (si ricorda che, nella classificazione dei terreni, si parla di limi al di sotto di 64 µm); si ritiene pertanto tale valore ampiamente soddisfacente in termini di efficienza del dissabbiatore.

Si lascia all'appaltatore, sulla base dei manufatti reperibili sul mercato, facoltà di utilizzare dissabbiatori di dimensioni differenti rispetto a quelle indicate, purché le prestazioni rimangano invariate.

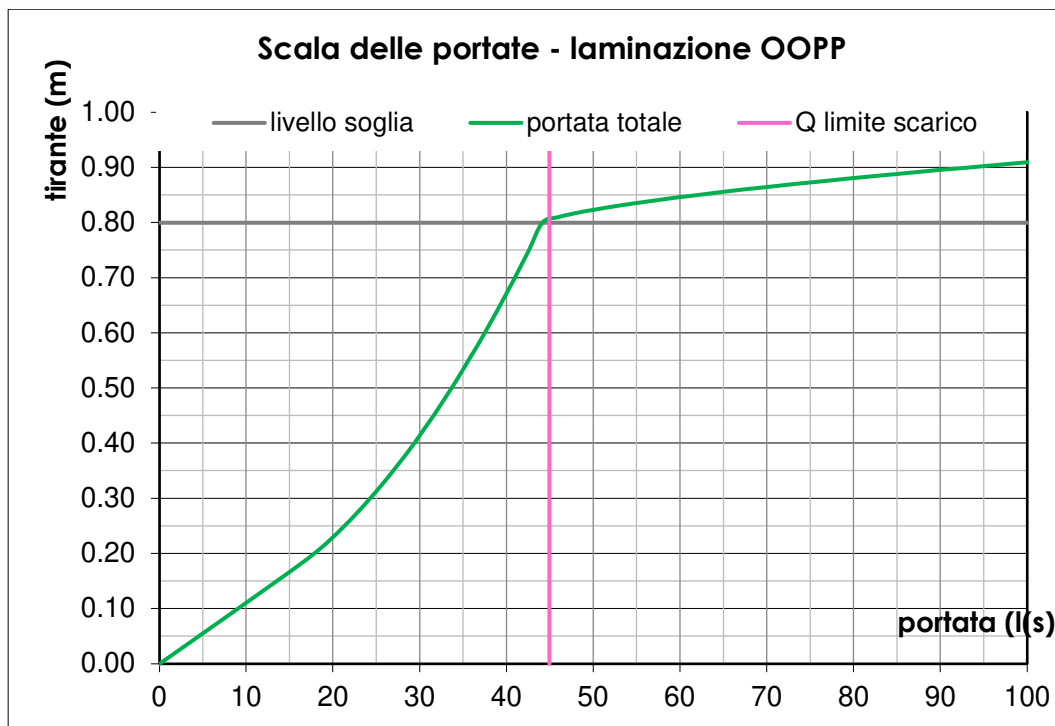
10 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE E SCARICO

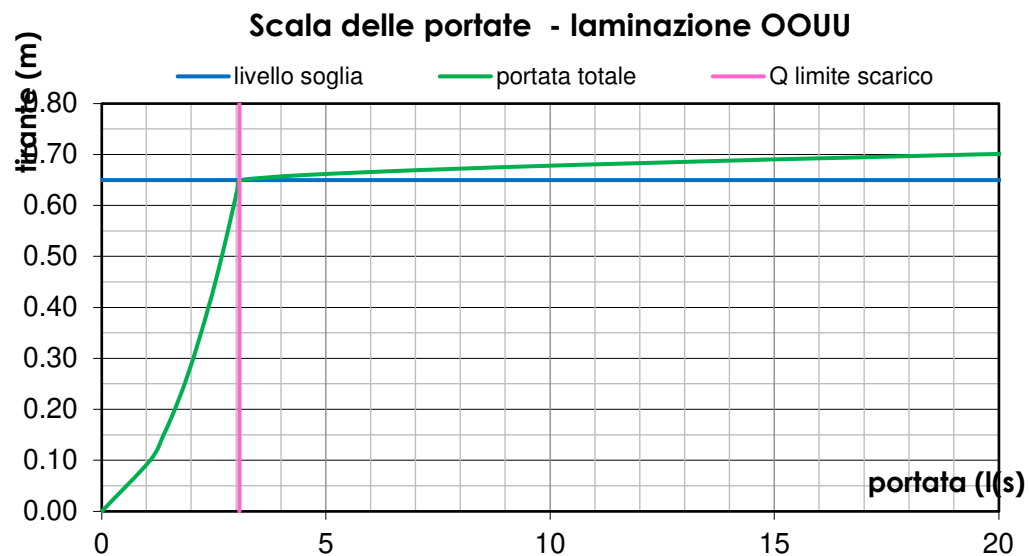
In accordo con le Linee Guida del Consorzio di Bonifica Veronese, per la Valutazione di Compatibilità Idraulica, occorre garantire di non eccedere la massima portata di scarico consentita tramite la realizzazione di un manufatto di laminazione. Questo è costituito da una vasca, opportunamente dimensionata, con un setto di altezza tale che permetta di sfiorare, con funzionamento a stramazzo, fino alla portata corrispondente ad un TR di 50 anni. Una luce di fondo a quota di scorrimento consente di laminare la portata fissata secondo il coefficiente udometrico di 10 l/s ha.

Le soglie sfioranti vengono dimensionate per garantire il mantenimento del volume di invaso dei bacini di invaso, ossia 0.80 m per le opere private e 0.44 per le opere di urbanizzazione, rispetto la quota di scorrimento, rispettivamente pari a -1.75 e -1.85 m dal riferimento del fabbricato.

La dimensione del foro della luce a battente è stata calcolata mediante le equazioni della foronomia $Q = c_c \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$ attribuendo al coefficiente di contrazione c_c un valore pari a 0.55.

Il diametro risultante dall'equazione è pari a 165 mm per le opere private e 45 mm per le opere di urbanizzazione.





Sarà necessaria e fondamentale sarà la sua periodica pulizia per mantenere la completa efficienza del sistema.

La connessione al fosso di recapito avverrà tramite tubazioni in PVC Ø 200 mm con pendenza pari al 3‰. Subito a monte dello scarico sarà posta una valvola di non ritorno di tipo “clapet”. Al fine di evitare eventuali intasamenti della condotta di scarico e mantenere la completa efficienza del sistema si ritiene fondamentale la sua periodica pulizia.



Figura 17 Sezione del bacino est con manufatto di laminazione in pozzetto 80x80 cm.

11 FOGNATURA NERA

Si effettua infine il dimensionamento della rete di acque nere prodotte dal fabbricato. Verrà fornita una descrizione della soluzione progettuale ipotizzata con la definizione planimetrica della rete fognaria ed una stima della portata transitante nei vari tratti.

11.1 Descrizione della soluzione progettuale

La rete fognaria interna consisterà in una sola dorsale che colleterà i reflui provenienti dai locali bagni presenti sul lato ovest del fabbricato sia della zona uffici che a servizio del comparto logistico. Sono stati individuati 4 blocchi di uscita della rete di cui 2 collettati dalla sola rete di acque nere (N1 e N4) e 2 blocchi collettati da entrambe le reti (N2-G1 e N3-G2). Non presenti in planimetria, si considerano due ulteriori blocchi bagni afferenti alle colonne di scarico di G1-N2 e G2-N3, per suppletivi 6 wc e 4 lavabi.

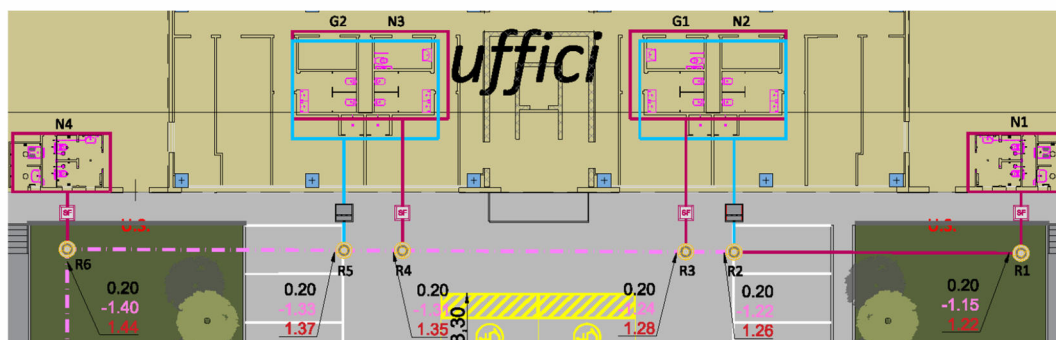


Figura 18 Estratto dall'allegato 04: planimetria della rete di acque reflue con blocchi bagno.

Essendo tutti scarichi di tipo civile (servizi igienici al servizio del personale ivi operante), la rete può dunque essere assimilata, da un punto di vista normativo a una rete domestica, con le seguenti caratteristiche:

- reti interne: in PVC SN8 Ø125 mm, da ogni compartimento usciranno sottoreti separate:
 - le sottoreti di reflui “neri”, collettanti gli scarichi dei wc e dei lavabi dei bagni, al cui termine verrà posto un pozzetto contenente un sifone di tipo “Firenze” orizzontale, situato nel corrispondente pozzetto posto immediatamente all'esterno del fabbricato;
 - le sottoreti di reflui “grigi”, collettanti gli scarichi dei lavabi e delle docce (ove presenti), anch'essa dotata di pozzetto sifonato all'uscita, seguito da un pozzetto separatore di schiume volto alla separazione preventiva di saponi e schiume, a monte dell'immissione nel collettore principale della rete.
- collettori: i collettori in PVC SN8 Ø160 mm con pendenza pari al 5% si svilupperanno lungo il lato sud-ovest dell'edificio e tenderanno a congiungersi

- Sollevamento: si predispone una stazione di sollevamento con due pompe ad uso alternato in grado di sollevare almeno 5.38 l/s per una prevalenza di 3.60 m. Lo scarico della mandata avviene in un pozzetto di calma situato nei pressi del sollevamento;
- scarico: la portata nera verrà quindi scaricata a gravità nel recettore finale, tramite una condotta in PVC SN8 Ø160 mm con pendenza pari all'1%



11.2 Stima della portata transitante

Il metodo della portata probabile calcola la massima portata fognaria afferente a un determinato tratto della rete (Q_p , [l/s]), quantificando il carico prodotto dai singoli apparecchi sanitari (wc, docce, lavabi, etc.) connessi a monte di tale tratto, e moltiplicando il risultato ottenuto per un determinato coefficiente di contemporaneità. La formula utilizzata è la seguente:

$$Q_p = k_r \sqrt{Q_t} \quad ; \quad Q_t = \sum_i q_{as i}$$

dove

- Q_t [l/s] è la portata totale prodotta dagli apparecchi sanitari a monte di tale tratto, nell'ipotesi di funzionamento simultaneo;
- $q_{as\ i}$ [l/s] è la portata di scarico del generico apparecchio sanitario, valutata caso per caso secondo i valori riportati in tabella seguente:

Tabella 18 Valori delle portate di scarico per i singoli apparecchi sanitari

Apparecchio sanitario	Sistema 1
	DU l/s
Lavabo, bidè	0,5
Doccia senza tappo	0,6
Doccia con tappo	0,8
Orinatoio con cassetta	0,8
Orinatoio con valcola di cacciata	0,5
Orinatoio a parete	0,2*
Vasca da bagno	0,8
Lavello da cucina	0,8
Lavastiviglie (domestica)	0,8
Lavatrice carico max. 6 kg	0,8
Lavatrice carico max. 12 kg	1,5
WC, capacità di cassetta 4,0 l	**
WC, capacità di cassetta 6,0 l	2,0
WC, capacità di cassetta 7,5 l	2,0
WC, capacità di cassetta 9,0 l	2,5

- k_r [/] è il coefficiente di contemporaneità da applicare a ciascun ramo della rete per tenere conto della non simultaneità di funzionamento degli apparecchi sanitari. È funzione della destinazione d'uso della struttura e i valori tipicamente utilizzati sono contenuti nella tabella seguente. Per il presente progetto, si è adottato il valore di 0.7 per ciascun tratto della rete.

Tabella 19 Valori del coefficiente di contemporaneità in funzione della destinazione d'uso della struttura.

Utilizzo degli apparecchi	Coefficiente K
Uso intermittente, per esempio in abitazioni, locande, uffici	0,5
Uso frequente, per esempio in ospedali, scuole, ristoranti, alberghi	0,7
Uso molto frequente, per esempio in bagni e/o docce pubbliche	1,0
Uso speciale, per esempio laboratori	1,2

Si riportano quindi il numero e il tipo di apparecchi sanitari presenti in ciascun blocco.

Tabella 20 Numero e tipo di apparecchi sanitari presenti nell'edificio

ID Blocco	bagni lavandini	docce	w.c.	vuotatoi
N1	2		3	2
N2			7	
N3			7	
N4	2		3	2
G1	8	2		
G2	8	2		

Si è dunque proceduto al calcolo delle portate di progetto secondo il metodo nella portata probabile considerando tre diversi punti di allaccio sul lato est e sul lato ovest, come si può vedere dalla planimetria allegata.

I risultati ottenuti sono riportati in tabella seguente; vengono indicati, per ogni tratto di rete, il numero di apparecchi sanitari considerati, la dotazione idrica unitaria, i valori di portata totale e probabile.

Tabella 21 Calcolo della portata probabile lungo i diversi tratti della rete

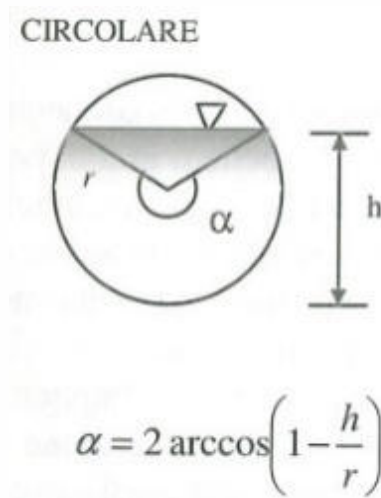
ID Blocco	bagni lavandini singoli docce	w.c.	vuotatoi	Portata totale Qt (l/s)	Portata di progetto Qp (l/s)
N1	2	3	2	13.50	2.57
N2		5		17.50	2.93
N3		5		17.50	2.93
N4	2	3	2	13.50	2.57
G1	5	2		5.20	1.60
G2	5	2		5.20	1.60

11.3 Dimensionamento tubazioni

Stimate le portate prodotte è ora possibile calcolare il diametro delle tubature di collettamento alla rete nera principale mediante la formula di Chezy del moto uniforme, di seguito riportata, effettuando una serie di ipotesi relative alle altre grandezze in essa contenute:

$$Q \left[\frac{l^3}{s} \right] = 10^{-3} k_s \sqrt{s} A(h) R(h)^{\frac{2}{3}} = 10^{-3} k_s \sqrt{s} \frac{r^2}{2} (\alpha - \sin(\alpha)) \left(\frac{\frac{r^2}{2} (\alpha - \sin(\alpha))}{r \alpha} \right)^{2/3}$$

dove:



- k_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, assunto pari a 95 considerando di utilizzare tubazioni in PVC SN8 Kn/m²;
- s [m/m] è la pendenza delle tubazioni, assunta pari a 0.005 per ciascun tratto, valore vicino al limite inferiore delle pendenze comunemente utilizzate per le reti di fognatura nera;
- h [m] è il tirante idrico interno alla tubazione, ovvero l'incognita che verrà calcolata per la verifica della sufficienza delle stesse;
- r è il raggio interno delle tubazioni, pari ovviamente a metà del diametro.
- $A(h)$ [m²] ed $R(h)$ [m] rappresentano rispettivamente l'area e il raggio idraulico delle tubazioni

Nota l'equazione da utilizzare, si è proceduto a verificare la tubazione considerando un diametro pari a D_{est} 125 mm (D_{int} 117.6 mm) per le condotte uscenti dai pozzetti dei sifoni Firenze e dei separatori di schiuma, un diametro pari a D_{est} 160 mm (D_{int} 150.6 mm) per le condotte della rete.

I risultati ottenuti, in termini di tirante, percentuale di riempimento e velocità sono riassunti nella tabella a seguire, corrispondenti al transito della portata probabile sopra calcolata.

Tabella 22 Parametri di dimensionamento della rete nera

Tratto condotta	Portata nera probabile	Diametro interno	Diametro esterno	Pendenza	Scabrezza	Riempimento	Vel Qmax
	Qprob l/sec	D int m	D est m	i m/m	ks m ^{1/3} s ⁻¹	h/d	Vmax m/sec
N1	2.57	0.1176	0.125	0.50%	95	0.42	0.59
N2	2.93	0.1176	0.125	0.50%	95	0.45	0.61
N3	2.93	0.1176	0.125	0.50%	95	0.45	0.61
N4	2.57	0.1176	0.125	0.50%	95	0.42	0.59
G1	1.60	0.1176	0.125	0.50%	95	0.32	0.51
G2	1.60	0.1176	0.125	0.50%	95	0.32	0.51
R1-R2	2.57	0.1176	0.125	0.50%	95	0.42	0.59
R2-R3	3.03	0.1506	0.160	0.50%	95	0.32	0.61
R3-R4	4.21	0.1506	0.160	0.50%	95	0.38	0.66
R4-R5	5.13	0.1506	0.160	0.50%	95	0.42	0.70
R5-R6	5.37	0.1506	0.160	0.50%	95	0.43	0.71
R6-scarico	5.96	0.1506	0.160	0.50%	95	0.46	0.73

Come si osserva dai risultati ottenuti, le tubazioni così dimensionate risultano abbondantemente sufficienti (è buona pratica mantenere il rapporto h/D al di sotto del 50%), e anche le velocità di scorrimento rientrano nel range consigliato (0.4 – 2 m/s).

11.4 Stazioni di sollevamento acque reflue

Come già anticipato, al fine di collettare le acque reflue alla rete di acque reflue pubblica esistente, si prevede di realizzare un sollevamento a monte del recapito. La portata di progetto dell'impianto di sollevamento è pari alla portata probabile determinata dai sanitari, ossia pari a 5.96 l/s.

L'impianto di sollevamento sarà dimensionato per funzionare con una pompa attiva ed una seconda di riserva di analoghe caratteristiche.

All'atto pratico deve essere adottata una programmazione di funzionamento alternato delle elettropompe per preservarne l'usura e tenerle entrambe attive nel tempo.

Di seguito si riporta il dimensionamento idraulico dell'impianto di sollevamento.

Scegliendo di far lavorare le macchine in sequenza 2, con un numero di 4 avviamenti per ora di progetto, si calcola il volume minimo da garantire al di sopra del livello minimo d'acqua che dovrà essere sempre garantito nella vasca stessa per il corretto funzionamento delle elettropompe sommergibili.

Tabella 23 Tabella riassuntiva di calcolo del volume da assegnare alla vasca di pompaggio

n° pompe uguali	2
Q (l/s) singola pompa	5.96
T ciclo (s)	450
n° attacchi/stacchi,ora	8
Volume seq. 1 (m ³)	1.34
Volume seq. 2 (m ³)	0.93

Secondo le buone norme tecniche per la realizzazione degli impianti di sollevamento le 2 pompe dovranno essere alloggiare all'interno di una vasca di pompaggio di dimensioni tali da evitare la formazione di vortici e la sedimentazione in zone di calma; per l'impianto in esame le dimensioni adeguate per un corretto funzionamento sono 120x120 cm.

All'interno del pozzetto di sollevamento saranno installate quindi due elettropompe sommergibili, opportunamente sincronizzate tramite galleggianti e centralina, programmate per lavorare sia con funzionamento alternato programmato (per omogeneizzare l'usura nel tempo) sia con funzionamento sincrono.

Si procede quindi al calcolo delle perdite di carico per individuare la prevalenza.

Un fluido in moto dissipa energia per effetto dell'attrito contro le pareti del condotto in cui si muove, dell'attrito fra le singole particelle di fluido e della turbolenza di queste particelle.

Se si riferisce l'energia così dissipata a un volume di fluido di peso unitario, come si è fatto parlando del carico totale, si ottiene una grandezza che ha, come il carico totale, le dimensioni di una lunghezza, che si misura in metri e che si chiama perdita di carico.

Si distinguono due tipi di perdite di carico: le perdite di carico localizzate e le perdite di carico continue.

Le perdite di carico localizzate sono essenzialmente dovute ai fenomeni di turbolenza che si generano in tratti singolari e relativamente brevi del condotto, quali l'imbocco, lo sbocco, le curve, le variazioni di sezione, a causa del brusco cambiamento di direzione che devono subire le traiettorie in questo breve tratto. Perciò ad esse corrispondono bruschi abbassamenti della linea dei carichi totali nella direzione del moto del fluido.

I fattori che determinano le perdite di carico localizzate sono, in generale:

- le caratteristiche geometriche della singolarità che le genera;
- la velocità del fluido.

Perciò le formule per calcolarle hanno la struttura del tipo:

$$Y = \frac{K V^2}{2g}$$

che esprime un legame di proporzionalità tra la perdita di carico e l'altezza cinetica attraverso un coefficiente di proporzionalità K , detto anche fattore di resistenza, che dipende dalle caratteristiche geometriche.

Le perdite di carico continue sono quelle che il fluido subisce anche muovendosi in un condotto cilindrico a sezione costante per effetto dei fenomeni di attrito e di turbolenza che in ogni caso si verificano lungo tutto il percorso. Esse perciò si manifestano come un graduale abbassamento della linea dei carichi totali nella direzione del moto del fluido.

Le perdite di carico continue sono calcolate con la seguente formula:

$$Y = L J$$

La cadente J è stata espressa tramite la *formula di Darcy-Weisbach*:

$$J = \frac{f V^2}{2gD}$$

in cui f è il coefficiente di attrito o numero di resistenza, che è legato agli altri fattori che determinano la cadente attraverso la formula di Colebrook, detta anche *formula di Colebrook-White*:

$$\frac{1}{f^{0.5}} = -2 \log \left[\left(\frac{\varepsilon}{3.71D} \right) + \frac{2.51}{Re f^{0.5}} \right]$$

in cui ε è un coefficiente di scabrezza e Re è il numero di Reynolds.

La risoluzione delle equazioni per il calcolo delle perdite di carico si traduce in un ciclo iterativo basato sul bilanciamento del numero di resistenza f , l'equazione è infatti matematicamente implicita rispetto a tale parametro.

$$\Delta H = i \cdot L \quad i = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.71 \cdot D} + \frac{2.52}{Re \cdot \sqrt{f}} \right)$$

Tabella 24 Calcolo delle perdite di carico distribuite.

PARAMETRO		VALORE	UdM
portata	Q	5.96	l/s
lunghezza condotta	L	5	m
materiale condotta		PE100_PN16	
diametro nominale	DN	75	mm
diametro interno	Dint	0.0614	m
scabrezza assoluta	e	0.0003	m
velocità media	V	2.01	m/s
viscosità cinema (T=8 °C)	n	0.0000014	mq/s
Num di Reynolds	Re	88268	
numero di resistenza	f	0.031211842	
cadente motrice	j	0.105	
perdite di carico distribuite	DH	0.525	m

Tabella 25 Calcolo delle perdite di carico concentrate.

tipo di perdita concentrata	coefficiente di perdita	perdita di carico conc [m]	numero di singolarità	perdite di carico conc complessive [m]
perdita di imbocco	0.5	0.10	1	0.10
Valvola a palla	5	1.032	1	1.03
valvola a sfera	0.05	0.010	1	0.01
perdita in curva	0.2	0.04	6	0.25
perdita di sbocco	1	0.21	1	0.21
somma				1.60

Tabella 26 Calcolo del dislivello geodetico.

dislivello geodetico	1.80	m
----------------------	------	---

La sommatoria delle precedenti perdite di carico, che coincide con la prevalenza della singola elettropompa da 25 l/s, risulta pari a **0,53+1,60 +1,80=3,92 m.**

Per una velocità in condotta adeguata e un valore di prevalenza ragionevole, il progetto prevede che la condotta di mandata a valle delle elettropompe sommergibili sia in PE100 PN16 DN75 mm.

Si definisce quindi un impianto aventi le seguenti caratteristiche.

Tabella 27 Riepilogo sollevamenti acque reflue.

ID	dimensioni pozzetto accumulo [cm]	di	profondità fondo pozzetto [m]	portata singola elettropompa [l/s]	numero elettropompe	prevalenza elettropompa [m]
Impianto	120x120		-2.20	6.0	2	3.9

12 COLLETTAMENTO ALLA RETE FOGNARIA ESISTENTE

Sul proseguimento di Via del Lavoro realizzato in funzione del nuovo polo logistico e di futuro ulteriore sviluppo urbanistico nel lotto adiacente, si prevede la realizzazione di una condotta che estenda l'attuale rete di fognatura come fornita dal gestore locale, Acque Veronesi s.c.ar.l.

L'attuale rete presente in via del lavoro è costituita da condotte in PEAD Ø300 mm le quali si sviluppano, in una direzione prevalente, da sud-est verso nord-ovest.

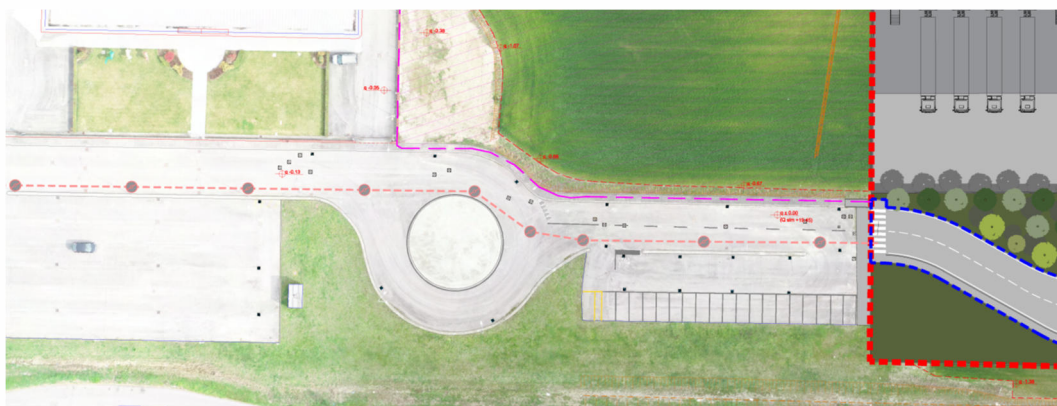


Figura 20 Rete di acque reflue di Acque Veronesi: in rosa la rete esistente, in rosso l'area oggetto di studio.

Il collettamento delle acque reflue del lotto privato verrà realizzato, secondo le indicazioni del gestore, a gravità tramite una condotta in PVC SN8 Ø160 mm con una pendenza dell'1%. La portata sollevata, come già indicato, verrà collettata prima in un pozzetto di calma per assicurare la dissipazione di qualsiasi sovrappressione. L'innesto alla rete esistente verrà realizzato posando un pozzetto 80x80 cm al terminale della rete, secondo le indicazioni tecniche fornite dal gestore.

La portata scaricata sarà quindi determinata dal sollevamento e sarà pari a 5.4 l/s.

Per il calcolo della portata media si fa riferimento al numero di addetti presenti. Come indicato dal committente, si prevedono fino ad un massimo di 10 impiegati e 39 magazzinieri organizzati su 2 turni diurni.

Tabella 28 Rapporti convenzionali abitanti equivalenti.

Ditte e uffici commerciali	1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
----------------------------	---

Si associa pertanto, sia per gli impiegati che per i lavoratori, 1 AE ogni 3 lavoratori, ottenendo quindi, arrotondando per eccesso, 17 AE.

Per la stima della portata delle acque nere è necessario conoscere il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e, naturalmente, la *dotazione (dot)* d'acqua prevista per abitante.

La dotazione idrica per usi civili è valutata in un consumo medio giornaliero pari a 250 l/ab gg. La dotazione per uso commerciale, terziario, industriale ed artigianale è stata stimata in media pari a 150-200 l/ab gg.

Per il calcolo della portata media, si può stimare che la frazione d'acqua che giunge alla rete di fognatura sia circa l'80÷90% di quella erogata, con un coefficiente di deflusso ϕ quindi pari a 0.8÷0.9.

Dunque, detta **dot** la dotazione in l/ab*gg e AE il numero di abitanti equivalenti, la *portata media* \bar{Q} [l/s] della fognatura nera è allora:

$$\bar{Q}_{giornaliera} = \frac{AE \cdot dot \cdot \phi}{86.400} [l/s]$$

Risulta pertanto

$$\bar{Q}_{giornaliera} = \frac{17AE * 200 \frac{l}{ab} gg * 0.8}{86'400} = 0.032 \frac{l}{s} = 0.000032 \frac{mc}{s} = 2.72 \frac{mc}{d}$$

La *portata di picco* è determinata dalla portata sollevata verso la rete pubblica, per cui

$$Q_{peak} = 6.0 \frac{l}{s} = 0.006 \frac{mc}{s}$$

Per il calcolo del *volume annuo* scaricato, è necessario conoscere la dotazione idrica in l/ab gg, il numero di giorni lavorativi della struttura e il numero di abitanti equivalenti. Il valore ottenuto va moltiplicato per un coefficiente che tiene conto delle perdite per eventuali utilizzi pari a 0.8:

$$V_{medio\ annuo} = \frac{AE \cdot dot \cdot gg_{lavorativi} \cdot \phi}{1000} [mc]$$

Risulta pertanto

$$V_{medio\ annuo} = \frac{17 AE * \frac{200l}{ab} gg * 255 * 0.8}{1000} = 693.6 mc$$

13 CONCLUSIONI

Il presente elaborato mira, in via preliminare, alla predisposizione di opere preposte al rispetto dei criteri di Invarianza Idraulica e Idrologica ai sensi della normativa vigente: Legge regionale 11 marzo 2005, n.12 *"Legge per il Governo del Territorio"*, Legge Regionale 15 marzo 2016, n. 4 *"Revisione della normativa regionale in materia di difesa del suolo, di prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e di gestione dei corsi d'acqua"*, Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n.7 *"Criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)"*, pubblicato sul Supplemento al Bollettino Ufficiale di Regione Lombardia del 27 novembre 2017 n. 48, così come modificato e integrato dai r.r. n. 7 del 2018 e n. 8 del 2019.

Il dimensionamento in dettaglio dei singoli elementi costituenti le reti in progetto e le opere di invaso e laminazione è rimandato alle successive fasi di progettazione.