

# COMUNE DI VAZZOLA

Regione del Veneto - Provincia di Treviso



## AMPLIAMENTO DI FABBRICATO PRODUTTIVO IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO GENERALE (Art. 8 D.P.R. 160/2010 e Art. 4 L.R. 55/2012 e s.m.i.)

### VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Ditta richiedente che esercita l'attività:

ERAL srl unipersonale  
via Europa, 14  
31028 VAZZOLA - Treviso  
Codice Fiscale e Partita IVA 04269920262

Firma

Ditta proprietaria dell'opificio esistente:

INCO srl  
Sede legale in via Cal Longa, 7/d  
31028 VAZZOLA - Treviso  
Codice Fiscale e Partita IVA 01825470261

Firma

Ditta proprietaria dell'area:

POSSAMAI VITTORIO	C. F. PSS VTR 33H11 C957C
ROSOLEN MARIA	C. F. RSL MRA 39C71 I103P
CESCON GIANFRANCA	C. F. CSC GFR 39C55 I221O
POSSAMAI MARZIA	C. F. PSS MRZ 69H69 C957J
POSSAMAI MIRKO	C. F. PSS MRK 67D26 C957Y

Firma

Coordinatore:

Dott. Domenico Feltrin  
Architetto



Progettista:

Ing. Lino Pollastri



SEZ. FOG. MAPP.

A/1 M.N. 591-675-682-679-431-678

SCALA

DATA Giugno 2017

Elaborato n°

**HOB**



**ERAL S.r.l.**

Via Europa Z.I., 14  
31028 - Vazzola (TV)

P.I. 04269920262

# **VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

**PROGETTISTA**

Ing. Lino Pollastri

**COLLABORATORI**

Ing. Marco Marini

Ing. Carlo Francesco Bolzonello

**DIRETTORE TECNICO**

Ing. Franco Di Biase



Mate Soc. Coop.va  
Via San Felice, 21  
40122 BOLOGNA (BO)  
Sede operativa:  
Via Treviso, 18  
31020 SAN VENDEMIANO (TV)  
Tel. 0438.412433  
mateng@mateng.it

*23/06/2017*

## Sommario

PREMESSA.....	2
1 CARATTERISTICHE DELL'AMBITO TERRITORIALE DI INTERESSE .....	5
1.1 Inquadramento territoriale .....	7
1.2 I bacini idrografici.....	8
1.3 Inquadramento geologico .....	10
2 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME LIVENZA.....	11
2.1 Bacino del Fiume Livenza .....	11
3 DESCRIZIONE DELLA TRASFORMAZIONE DI PROGETTO .....	16
3.1 Stato di fatto .....	16
3.2 Stato di Progetto.....	19
4 INVARIANZA IDRAULICA .....	22
4.1 Consorzio di Bonifica Piave: Parere di competenza idraulica.....	22
4.2 Analisi idraulica della trasformazione .....	22
4.2.1 Dimensionamento volumi di laminazione .....	22
4.3 Acque meteoriche.....	28
4.3.1 Criteri per il dimensionamento delle condotte .....	28
4.3.2 Rete acque meteoriche di dilavamento .....	31
4.3.3 Rete acque meteoriche di copertura .....	32
4.3.4 Riutilizzo acque meteoriche .....	34
5 TRATTAMENTO ACQUE PIAZZALI DI SOSTA.....	35
6 TRATTAMENTO ACQUE NERE.....	39
7 INTERSEZIONI TRA RETI IDRAULICHE .....	41
7.1.1 Sistema di riferimento altimetrico .....	41
7.1.2 Verifica altimetrica delle reti idrauliche .....	41
8 APPENDICE .....	43
8.1.1 Dimensionamento meteoriche di dilavamento.....	43

## PREMESSA

---

Il presente documento costituisce la *Relazione Idraulica - Valutazione di Compatibilità Idraulica* relativa all'intervento di ampliamento dell'attuale fabbricato di proprietà ERAL S.r.l. sito in Via Europa in comune di Vazzola in provincia di Treviso.

In particolare:

- la Relazione idraulica tratta della tipologia di scarico delle acque meteoriche e del trattamento delle acque reflue civili;
- la Valutazione di Compatibilità Idraulica (di seguito V.C.I.) viene redatta in adempimento della Normativa Regionale di settore.

Per quanto riguarda la Normativa Regionale relativa alla V.C.I., la Giunta della Regione Veneto, con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002 aveva disposto delle specifiche prescrizioni da applicare agli strumenti urbanistici generali, alle varianti generali o varianti che comportavano una trasformazione territoriale che potesse modificare il regime idraulico.

Per tali strumenti era quindi richiesta una cosiddetta “*Valutazione di compatibilità idraulica*” dalla quale si potesse desumere che il livello di rischio idraulico pre-variante non venisse incrementato per effetto delle nuove previsioni urbanistiche. Nello stesso elaborato dovevano esser indicate anche misure “compensative” da introdurre nello strumento urbanistico ai fini del rispetto delle condizioni valutate. Era stato disposto peraltro che tale elaborato dovesse acquisire il parere favorevole dell'Unità Complessa del Genio Civile Regionale competente per territorio.

Il fine era quello di evitare l'aggravio delle condizioni del dissesto idraulico di un territorio caratterizzato da una forte urbanizzazione di tipo diffuso, ove i comuni sono di medio-piccole dimensioni, con tanti piccoli nuclei abitati (frazioni) e con molte abitazioni sparse.

Negli ultimi decenni molti comuni del territorio regionale hanno subito infatti quel fenomeno tipico della pianura veneta di progressiva urbanizzazione del territorio, inizialmente sviluppatasi con caratteristiche residenziali lungo le principali direttrici viarie e nei centri da esse intersecati, e che più recentemente ha coinvolto anche le aree più esterne aventi vocazione prettamente agricola. Questa tipologia di sviluppo ha comportato anche la realizzazione di opere infrastrutturali, viarie e di trasporto energetico che hanno seriamente modificato la struttura del territorio. Conseguentemente si è verificata una forte alterazione nel rapporto tra utilizzo agricolo ed urbano del suolo, a scapito del primo, ed una notevole frammentazione delle proprietà e delle aziende: il sistema insediativo ha determinato un'agricoltura molto frammentata, di tipo periurbano, con una struttura del lavoro di tipo part-time e “contoterzi”, che ha semplificato fortemente l'ordinamento

colturale indirizzandolo verso produzioni con minore necessità di investimenti sia in termini di ore di lavoro che finanziari.

Alcune delle conseguenze più vistose sono, da una parte, il progressivo abbandono delle proprietà meno produttive e redditizie, e dall'altro un utilizzo intenso, ma irrazionale, dell'area di proprietà a scapito delle più elementari norme di uso del suolo. Sono divenute pratiche comunemente adottate la scarsa manutenzione, a volte la chiusura dei fossi e delle scoline di drenaggio, l'eliminazione di ogni genere di vegetazione in fregio ai corsi d'acqua, in quanto spazio non produttivo e redditizio, e la raccolta delle acque superficiali tramite collettori a sezione chiusa e perfettamente impermeabili rispetto a quelli a cielo aperto con ampia sezione.

L'urbanizzazione del territorio inoltre, pur se non particolarmente intensa, ha comportato una sensibile riduzione della possibilità di drenaggio in profondità delle acque meteoriche ed una diminuzione della capacità di invaso superficiale a favore del deflusso per scorrimento con conseguente aumento delle portate nei corsi d'acqua.

*I tempi di corrivazione* sono quindi diminuiti drasticamente sia per i motivi sopra detti sia per la diminuzione delle superfici scabre e permeabili rappresentate dai fossi naturali, che sono state sostituite da tubazioni prefabbricate idraulicamente impermeabili e lisce, sia per le sistemazioni dei collettori stessi, tese a rettificare il percorso per favorire un veloce smaltimento delle portate e un più regolare utilizzo agricolo del suolo.

Tutto ciò inficia l'efficacia degli interventi di sistemazione idraulica e quindi della sicurezza idraulica del territorio in quanto i collettori, dimensionati per un determinato tipo di entroterra ed adatti a risolvere problematiche di altra natura, non sono più in grado di assolvere al compito loro assegnato.

Infine la **Giunta regionale del Veneto, con deliberazione n. 2948/2009**, ha stabilito delle nuove disposizioni per la formazione degli strumenti urbanistici: si era reso necessario infatti fornire ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura e garantire omogeneità metodologica agli studi di compatibilità idraulica.

In secondo luogo l'entrata in vigore della LR n. 11/2004, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha modificato sensibilmente l'approccio per la pianificazione urbanistica. Per aggiornare i contenuti e le procedure tale DGR ridefinisce le *“Modalità operative ed indicazioni tecniche” relative alla “Valutazione di Compatibilità Idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici”*.

Si consideri che anche il “sistema di competenze” sulla rete idrografica ha subito una modifica d'assetto con l'istituzione dei *Distretti Idrografici di Bacino*, che superano le storiche competenze territoriali di ciascun Genio Civile e, con la DGR 3260/2002, è stata affidata ai Consorzi di Bonifica la gestione della rete idraulica minore.

La necessità di redazione della Verifica di Compatibilità Idraulica, infine, è stata estesa non solo agli strumenti urbanistici e relative varianti, ma anche ai progetti degli interventi, con soglie dimensionali definite in base all'impermeabilizzazione potenziale che vi è connessa.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte **lo scopo fondamentale dello studio di compatibilità idraulica è quello di garantire che le valutazioni urbanistiche tengano conto dell'attitudine dei luoghi ad accogliere le nuove edificazioni, considerando le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti e potenziali, nonché le possibili alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni di uso del suolo possono venire a determinare.**

Nello specifico nella presente valutazione, che assume come riferimento tutta l'area interessata dal progetto in esame, si procederà a:

- analizzare le problematiche di carattere idraulico dell'ambito di intervento;
- dettare specifiche discipline per non aggravare l'esistente livello di rischio;
- indicare le tipologie compensative da adottare.

Verranno quindi individuate misure compensative atte a favorire la realizzazione di nuovi volumi di invaso, finalizzate a non modificare il grado di permeabilità del suolo e le modalità di risposta del territorio agli eventi meteorici, considerando che il presente intervento rientra nella tipologia di *“Significativa impermeabilizzazione potenziale”*, come da prospetto riportato di seguito:

Classe di Intervento		Definizione
Trascurabile potenziale	impermeabilizzazione	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta potenziale	impermeabilizzazione	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa potenziale	impermeabilizzazione	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata potenziale	impermeabilizzazione	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

**La presente valutazione di compatibilità idraulica è redatta dall'Ing. Lino Pollastri, Iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Treviso al n. A1547.**

# 1 CARATTERISTICHE DELL'AMBITO TERRITORIALE DI INTERESSE

Il Comune di Vazzola si trova in provincia di Treviso, ed il suo territorio appartiene interamente al bacino idrografico del fiume Livenza.

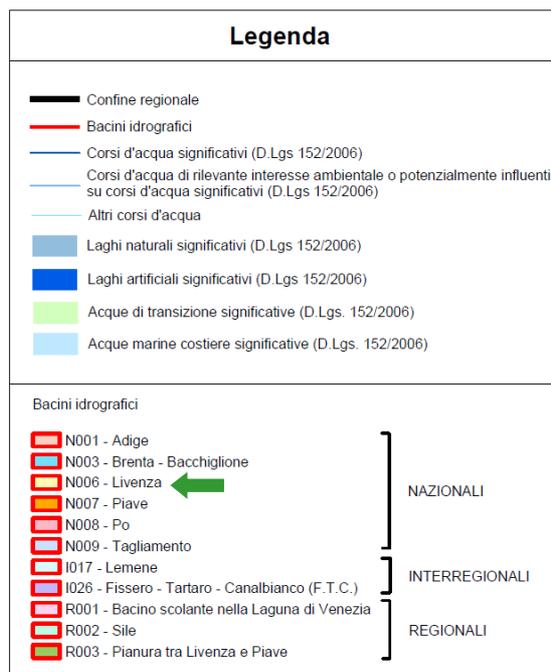


Figura 1.1: Estratto e Legenda Fig. 3.1 “Carta dei Corpi Idrici e dei Bacini Idrografici”, Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto, ottobre 2006.



**Figura 1.2:** Dettaglio estratto Fig. 3.1 “Carta dei Corpi Idrici e dei Bacini Idrografici”, Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto, ottobre 2006.

Nel seguito quindi si farà riferimento al Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I) del fiume Livenza.

## 1.1 Inquadramento territoriale

---

Il comune di Vazzola si estende per una superficie di 26.03 kmq che comprende le frazioni di Vazzola, Visnà e Tezze. Confina con i Comuni di Cimadolmo e San Polo di Piave a sud, Codognè e Fontanelle a nord, Mareno di Piave ad ovest, Fontanelle a est.

Dal punto di vista idromorfologico si trova a Nord della fascia delle risorgive ed è classificato ad elevata vulnerabilità ambientale per la tutela delle risorse idriche specialmente lungo le fasce attigue al Monticano, al Favero, al torrente Gleba.

Si è consorziato con altri comuni della Provincia di Treviso, Santa Lucia di Piave e Mareno di Piave, per formare il PATI del PIAVE, nell'area dell'Agro Coneglianese. Vazzola in particolare è localizzato nella pianura alluvionale e interessa il bacino del Monticano, fiume a carattere torrentizio, affluente del Livenza. A quest'ultimo confluisce il fiume Favero che assume carattere perenne a Visnà, grazie all'apporto delle acque delle risorgive di cui il sottosuolo della zona è ricco. Il territorio in esame è tutto pianeggiante e interessa la fascia della Sinistra Piave.

Il sito interessato dall'intervento in oggetto si colloca nella parte nord del territorio comunale, nelle vicinanze del confine con il comune di Codognè.



**Figura 1.3:** Estratto foto satellitare con la parte settentrionale del territorio del comune di Vazzola. In rosso l'ubicazione dell'area in oggetto.

L'ambito occupa una superficie di poco superiore ai 2 ettari, che al momento ha destinazione agricola, ed è posta in adiacenza del lato nord-est dell'esistente Zona Industriale di Via Tonioto. In particolare si configura come ampliamento dell'attuale stabilimento destinato alla produzione di lampade elettriche ed apparecchiature di illuminazione. Il terreno presenta andamento pressoché pianeggiante con scoline che lo percorrono in direzione nordovest-sudest.

Il sito è facilmente accessibile da Via Camillo Benso di Cavour, strada che collega il centro abitato di Vazzola con quello di Codognè.

## **1.2 I bacini idrografici**

---

La rete idrografica principale del comune di Vazzola è costituita dal fiume Piave a sud, dal fiume Monticano nel settore nord e da una serie di canalizzazioni che attraversano il territorio comunale.

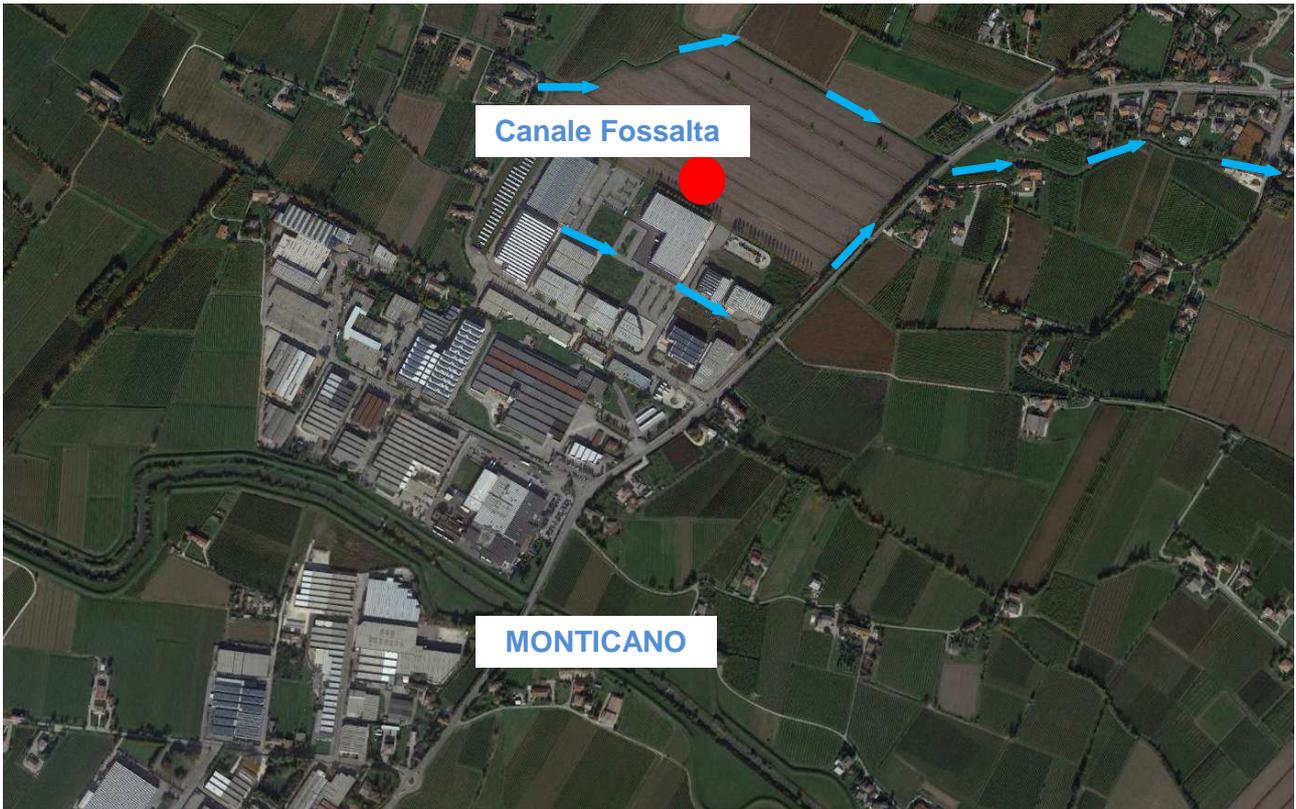
Il bacino prevalente di riferimento è quello del Fiume Livenza, del quale il Monticano risulta un affluente. Il comune ricade all'interno della fascia denominata "Media Pianura", che rappresenta una zona di passaggio tra l'Alta e la Bassa Pianura caratterizzata dalla presenza di falde artesiane. In quest'area le ghiaie diminuiscono di spessore suddividendosi in livelli separati tra loro da materiali limo-argillosi impermeabili, favorendo lo sviluppo della cosiddetta "fascia delle risorgive", ovvero particolari sorgenti d'acqua dovute all'avvicinamento della falda freatica alla superficie del suolo.

Per quanto riguarda il fiume Piave, in prossimità di Vazzola esso è caratterizzato da un vaso largo e ciottoloso, spesso scarso d'acqua; all'interno del territorio comunale è comunque interessato solo marginalmente, in quanto parte delle sue acque sono derivate nel canale Piavesella e successivamente nel Monticano.

Per quanto riguarda il fiume Monticano, esso nasce sul Monte Piavi nelle Prealpi trevigiane presso Cozzuolo di Vittorio Veneto, attraversa Conegliano e nel Comune di Vazzola scorre tra argini rialzati. Attraversa quindi Fontanelle, dove riceve le acque di numerose risorgive, Oderzo, Gorgo al Monticano e presso Motta di Livenza confluisce nel fiume Livenza.

Come già specificato il reticolo idrografico comunale è poi costituito da canali e rogge minori, tra i quali il principale è il canale Piavesella, detto anche rio Trattor, che preleva le acque dal Piave a Nervesa della Battaglia per farle confluire nel Monticano.

Altri canali importanti sono il Ghebo, principale corso d'acqua nell'area dopo il fiume Monticano di cui è un affluente, e il Favero, corso d'acqua di risorgiva che nasce nel territorio comunale ad ovest dell'abitato di Vazzola e crea una rete di affluenti del Ghebo. Nella porzione sud del territorio comunale il ricettore principale è costituito dal già citato canale Piavesella e dai suoi affluenti, rio Trattor e Ariolo, anch'essi di risorgiva, che raccolgono le acque che sgorgano dalle polle della zona. I canali citati costituiscono la rete di ricettori delle acque dell'area e sono caratterizzati da un andamento ovest-est.



**Figura 1.4:** Inquadramento dell'ambito di progetto all'interno dell'idrografia della zona.

Per quanto riguarda il vero e proprio ambito di intervento, il ricettore finale dell'area è il Canale Fossalta, che scorre a nord, come si può vedere dalla figura sopra riportata. Per ulteriori informazioni al riguardo si rimanda alla "Relazione Idraulica Compatibilità PAI", elaborato n° H0A.

### 1.3 Inquadramento geologico

---

Dal punto di vista geomorfologico, il comune di Vazzola si sviluppa nell'Alta Pianura Trevigiana formata, in età glaciale e postglaciale, dal deposito delle alluvioni grossolane apportate dal fiume Piave, che rappresenta l'elemento idrografico di maggiore importanza nella zona unitamente al torrente Crevada, che confluisce nel fiume Monticano in località Tre Acque.

Al fiume Piave sono collegate altre forme morfologiche come i tratti di scarpata di erosione fluviale attiva e, indirettamente, diversi paleoalvei, anche se privi di rilievo morfologico.

A scala regionale, l'intero territorio comunale ricade nell'Unità cosiddetta dei "Depositi fluvio-glaciali e alluvionali antichi e recenti" e, in modo marginale, sono presenti anche delle fasce di divagazione delle aste fluviali antiche e recenti del fiume Piave; è possibile infatti riconoscere due grandi paleoalvei e due conoidi pedemontane fluvioglaciali.

Da notare anche che il territorio in oggetto si posiziona all'interno del cosiddetto "*Megafan di Nervesa*" e che il suo settore centro-orientale è interessato dalla presenza di dossi fluviali ad esso legati.

Le unità geomorfologiche appartenenti al territorio comunale sono rappresentate nello "*Schema sintetico delle unità geomorfologiche della provincia di Treviso*" legato al documento di piano "Carta geomorfologica della provincia di Treviso e unità di paesaggio" del PTCP di Treviso del 2008: l'area in oggetto appartiene alla zona geomorfologica "Cervada-Meschio".

Per ulteriori informazioni al riguardo si rimanda alla "Relazione Geologico-Geotecnica", elaborato n° G0A, a firma del Dott. Geol. Filippo Baratto, appositamente redatta per l'intervento in oggetto.

## 2 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME LIVENZA

---

L'autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione<sup>1</sup> ha redatto nel corso degli anni diversi piani stralcio per i relativi bacini idrografici di competenza, viste le loro ampie estensioni e l'importanza dei fiumi coinvolti.

In particolare il territorio del comune di Vazzola è attraversato da un corso d'acqua di maggiori dimensioni, ovvero il fiume Monticano e ricade pertanto, come già specificato, nel bacino idrografico del fiume Livenza; il principale documento di riferimento è quindi il ***“Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico del fiume Livenza”***, predisposto ai sensi dell'art. 1, comma 1, della L. 267/98 e della L. 365/2000 ed approvato con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 22/07/2011. Come evidenziato nella Nota della Segreteria Tecnica trattasi di uno strumento in continua evoluzione giunto già alla sua Prima Variante nel novembre 2015.

Tale piano, in relazione alle conoscenze disponibili, individua le aree pericolose dal punto di vista idraulico, geologico e da valanga presenti nel bacino idrografico d'interesse e conseguentemente delimita le corrispondenti aree pericolose ovvero a rischio sulle quali, ai sensi delle norme di attuazione, sono previste le azioni ammissibili.

Si riportano di seguito dati e informazioni in esso presenti con particolare riferimento all'ambito oggetto della valutazione.

### 2.1 Bacino del Fiume Livenza

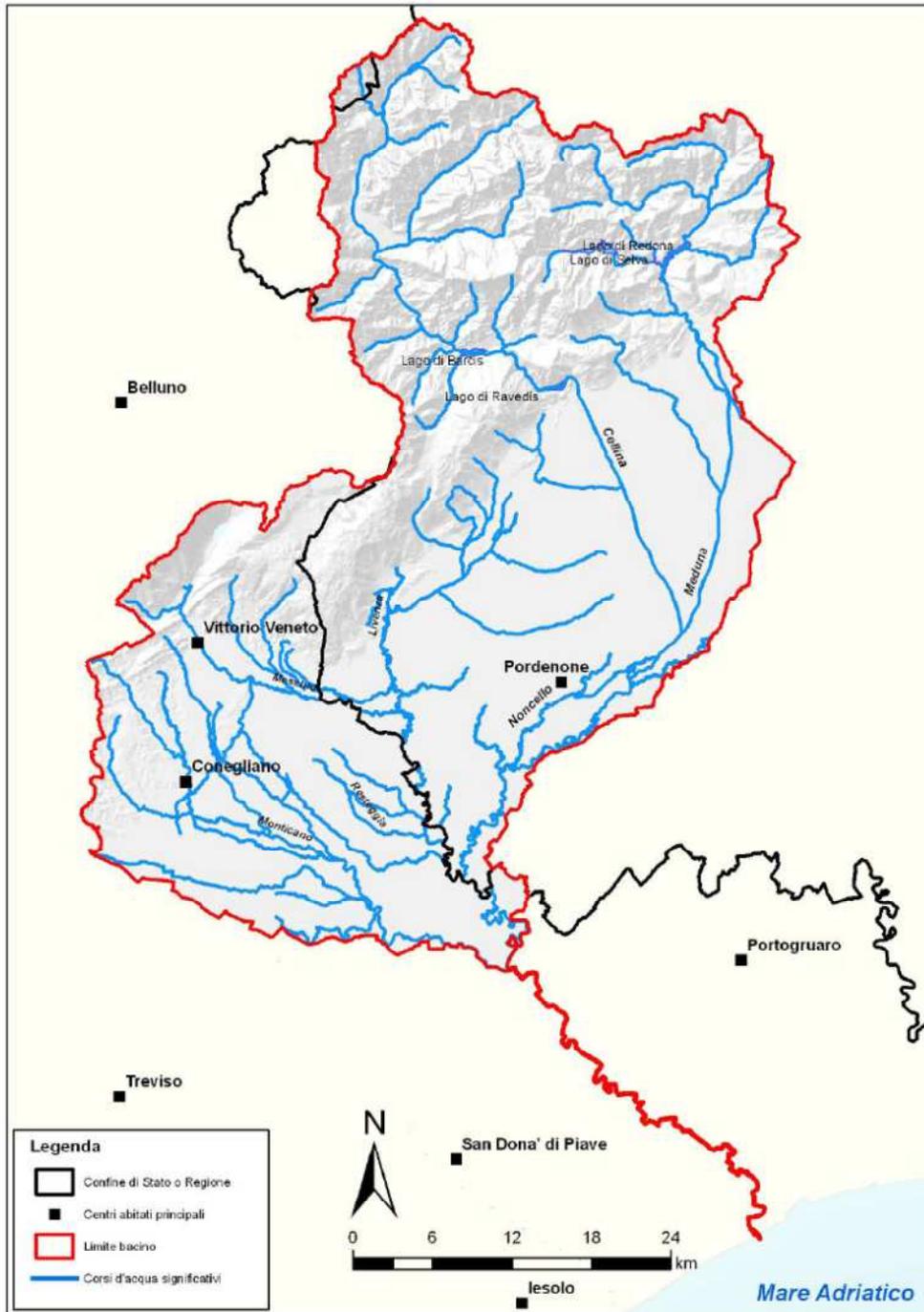
---

Il bacino del Livenza ha una superficie di circa 2500 Km<sup>2</sup> che si sviluppa tra la Regione Friuli Venezia Giulia e la Regione Veneto. Il regime idrologico dell'asta principale, il Livenza, è costituito dalla composizione di quello di risorgiva del tratto superiore pianeggiante e di quello torrentizio dei principali affluenti Cellina e Meduna, che in sostanza rappresentano il bacino montano del Livenza avente superficie pari a circa 700 Km<sup>2</sup>. L'affluente principale in sinistra idraulica del Livenza è il Meduna, che con il suo affluente Colvera ha un bacino complessivo di 315 Km<sup>2</sup>; dopo aver percorso un ampio conoide alluvionale, riceve in destra idraulica il Cellina, e si immette nel Livenza in località Tremeacque.

Principali affluenti in destra idraulica invece sono i fiumi Meschio e Monticano.

---

<sup>1</sup> Il Decreto del Ministro dell'Ambiente 25 ottobre 2016 n. 294, in ottemperanza alle richieste dell'Unione Europea, ha istituito le Autorità di bacino distrettuali in sostituzione delle previgenti Autorità di bacino nazionali, interregionali e nazionali di cui alla Legge 18 maggio 1989, n. 183. In applicazione del citato Decreto per l'area del nord-est è stato costituito il Distretto idrografico delle Alpi Orientali, che si estende dall'Alto-Adige alle lagune dell'Alto Adriatico, all'Isonzo, ai confini con Austria e Slovenia, e che a partire dal 17 febbraio 2017 subentrerà gradualmente alle Autorità previgenti.



**Figura 2.1:** Il bacino del fiume Livenza. Piano di gestione dei bacini idrografici delle Alpi Orientali - Bacino del fiume Livenza, 2010.

Il Meschio, oltre alle acque del proprio piccolo bacino, scarica nel Livenza a circa 2 Km a valle di Sacile anche quelle del Piave derivate dagli impianti idroelettrici di S. Croce.

Il Monticano, di maggiore interesse ai fini della presente relazione, nasce in località Formeniga, frazione di Vittorio Veneto, attraversa il centro di Oderzo e confluisce nel Livenza poco più a valle di Motta di Livenza.

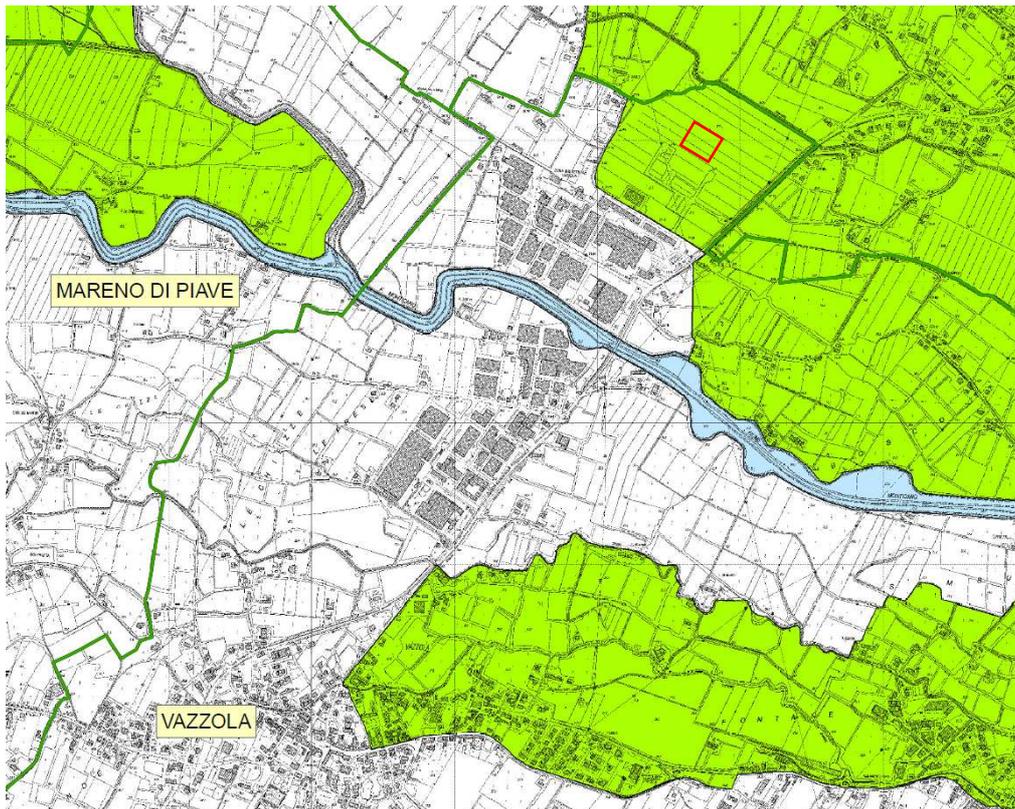
Il corso d'acqua nasce dalla fusione del Cervano col Monticano vero e proprio, che ha un bacino idrografico minore rispetto al primo (Cervano: 28 Km<sup>2</sup>; Monticano: 15,3 Km<sup>2</sup>). A valle di

Conegliano confluisce nella sua destra idraulica il torrente Crevada, che raccoglie le acque del territorio collinare a nord-ovest della città, per una superficie di circa 15 Km<sup>2</sup>; successivamente vi confluiscono in sinistra idraulica il torrente Cervada (poco prima del ponte di Vazzola), che ha origine a Vittorio Veneto e convoglia le acque della parte orientale del bacino, in gran parte pianeggiante, per un'estensione di circa 38 Km<sup>2</sup>, ed il torrente Cervadella, che parallelamente al Cervada drena le acque del lembo marginale di questo bacino. Successivamente ci sono confluenze minori di acque di pianura, tra cui quelle del fiumicello Lia subito a monte di Oderzo, che chiude in destra il bacino.

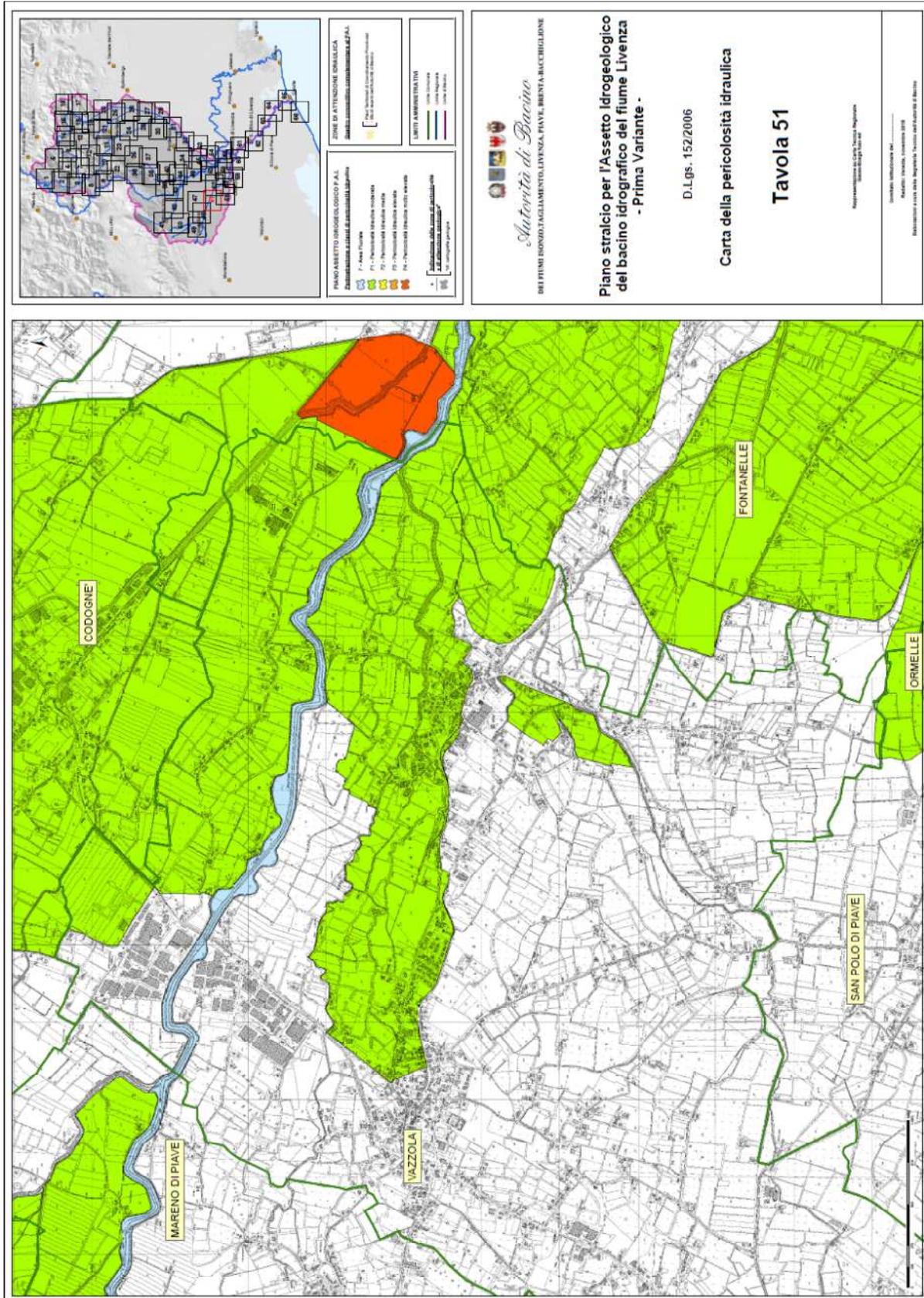
Il carattere del corso d'acqua è torrentizio: l'asta principale del Cervano decresce da una quota pari a 325 m s.l.m ad una pari a 57 m s.l.m. (ponte ferroviario di Conegliano) per un percorso di 15 km con una pendenza media dell'1,8%; segue un tratto di pendenza media dello 0,8% per 11 km fino all'altezza di Vazzola. Il tratto arginato, che inizia a Conegliano e si sviluppa per un percorso di 40 km, ha pendenza media fino allo sbocco nel Livenza dello 0,125%. La mutua distanza degli argini inizialmente di 40 m, diventa di 60 m nel tratto terminale; in questo punto la loro quota in sommità raggiunge i 5 m rispetto al piano campagna. Le golene hanno una profondità di circa 3 m dai cigli arginali e sono profondamente incise dall'alveo di magra.

I fattori meteorologici e fisico-geografici che caratterizzano l'ambiente del fiume Monticano concorrono a rendere particolarmente impetuoso il regime di piena del fiume stesso; le piene risultano ricorrenti ed improvvise e possono verificarsi in qualsiasi periodo dell'anno anche dopo un singolo temporale a nord dell'abitato di Conegliano. Le intense precipitazioni della zona collinare e l'elevata corrivazione delle acque dovuta alla pendenza ed alla impermeabilità del suolo ingrossano in breve tempo gli affluenti subcollinari, i quali scaricano pressoché contemporaneamente le loro portate nel primo tratto del corso pianeggiante del Monticano provocando repentine ondate di piena. Dopo la confluenza del torrente Crevada a sud di Conegliano il regime di piena tende a stabilizzarsi sia perché nel tratto mediano le pendenze in gioco sono minori sia perché gli apporti diventano meno intensi a causa dell'alta permeabilità e della minore pendenza dei terreni. I contributi dati dagli affluenti prima di giungere all'abitato di Oderzo nella zona di pianura infine concorrono ad aumentare la portata del corso d'acqua che da questo punto in poi defluisce più lentamente, a causa della diminuzione locale delle pendenze.

Per quanto riguarda nello specifico l'area oggetto d'intervento il P.A.I., in quanto strumento che individua le aree pericolose dal punto di vista idraulico, la fa ricadere all'interno della classe di pericolosità "P1 - Pericolosità idraulica moderata", come si può evincere dall'estratto della "Carta della pericolosità idraulica" del P.A.I. riportato di seguito:



**Figura 2.2:** Dettaglio estratto Tav. 51 “Carta della pericolosità idraulica”, P.A.I. del fiume Livenza, novembre 2015. In rosso l’ubicazione dell’area in oggetto.



### 3 DESCRIZIONE DELLA TRASFORMAZIONE DI PROGETTO

---

#### 3.1 Stato di fatto

---

L'area è attualmente adibita ad uso agricolo con la probabile coltivazione di seminativi. Inserita in un contesto agricolo, è contornata a Nord dal canale Fossalta mentre a Sud dal fabbricato esistente Eral S.r.l. incluso nell'area industriale di Vazzola. La relativa ortofoto, disponibile nel Geoportale nazionale del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, è rappresentata in Figura 3.1.



**Figura 3.1:** Estratto da foto satellitare (2012) della zona interessata dall'intervento in progetto (in rosso).

Le acque meteoriche ricadenti nell'ambito in oggetto, attraverso un sistema di scoline in direzione Nord-Ovest Sud-Est, vengono restituite al canale Fossalta che convoglia il deflusso oltre la strada di Via Cavour ad Est. In esso confluiscono vari affluenti che svolgono la funzione di scolo ad eccezione del Fosso Moretti avente finalità promiscua secondo la classificazione del Consorzio Piave. Il canale Codolo, nel quale il Fossalta confluisce, costeggia per un breve tratto la Cadore-





**Figura 3.3:** Fabbricato esistente con evidenziazione dell'alveo e direzione di flusso del canale Fossalta (Foto con drone - maggio 2017).



**Figura 3.4:** Canale Fossalta in prossimità del ponte di Via Cavour con vista dell'edificio esistente a sinistra (Giugno 2017).

## 3.2 Stato di Progetto

---

L'intervento previsto consiste nella realizzazione di un ampliamento dell'unità produttiva, costituito da una superficie quadrata coperta destinata alle attività lavorative e a magazzino pari a circa 10720 mq. Il magazzino di cui sopra sarà funzionale alle attività di progettazione, assemblaggio e realizzazione di componenti e articoli a LED dedicati all'illuminazione pubblica e industriale ed è stato progettato per essere costruito pressoché a livello con l'edificio esistente, onde minimizzare la differenza di quota tra i due edifici. Il fabbricato in progetto è dotato di una sala ufficio, due sale laboratorio, spogliatoio e due bagni. La superficie coperta rappresenta circa il 50% della superficie oggetto d'intervento per cui particolare attenzione è stata posta al corretto dimensionamento delle grondaie, dei pluviali e dei collettori. È stata inserita anche una vasca interrata di accumulo delle acque meteoriche di copertura per consentirne il riutilizzo per altri scopi, come l'irrigazione di aree verdi.

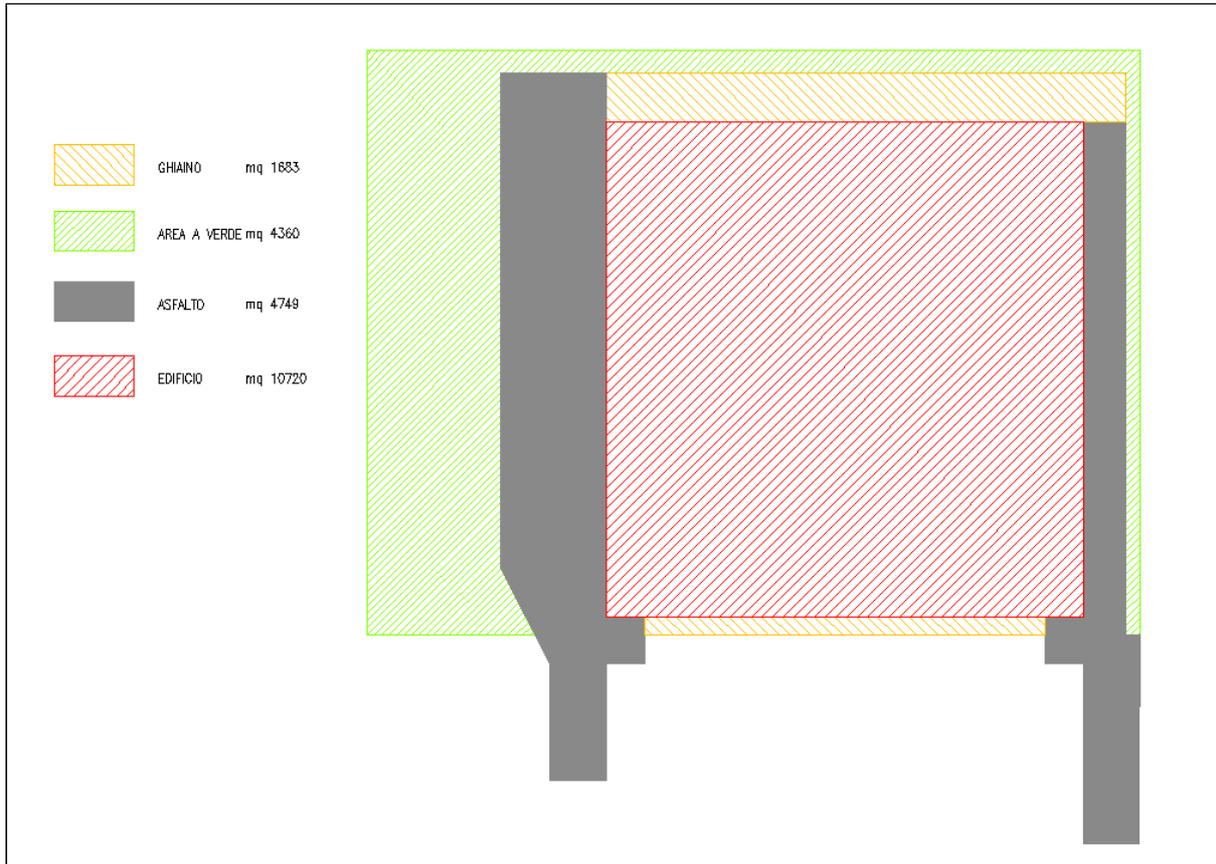
Lungo il perimetro dell'edificio in progetto, ad Ovest ed a Est si realizzeranno dei piazzali, ovvero superfici pavimentate impermeabili adibite a movimentazione materiali e soggette a dilavamento da parte delle acque meteoriche; di conseguenza saranno dimensionati e installati due disoleatori per il trattamento delle acque di prima pioggia che dilavano tali superfici.

Il progetto illustrato in Figura 3.5 indica le superfici impermeabilizzate (asfalto ed edificio) e le aree permeabili (aree a verde e ghiaio drenante).

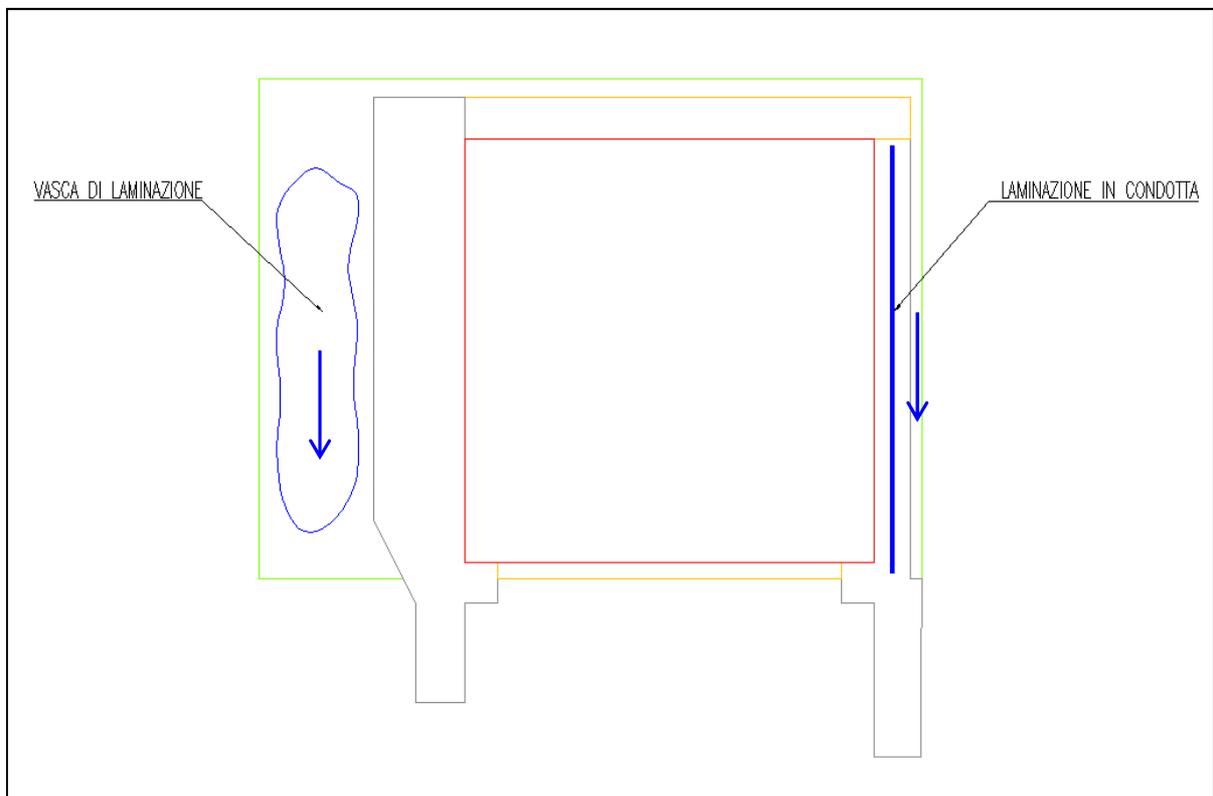
Nell'area verde, situata ad Ovest, sarà realizzata una vasca di laminazione con sviluppo Nord-Sud che consentirà l'accumulo delle acque meteoriche di copertura unitamente a quelle di dilavamento previo trattamento. Ciò consentirà la laminazione delle stesse, con restituzione rallentata alla rete fognaria con un coefficiente idrometrico di 10 l/s/ha per non gravare sul sistema a valle.

Invece, la laminazione delle aree ad Est è stata progettata in modo da essere realizzata in condotta ovvero allocando un opportuno volume di accumulo all'interno della rete scolante.

## Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

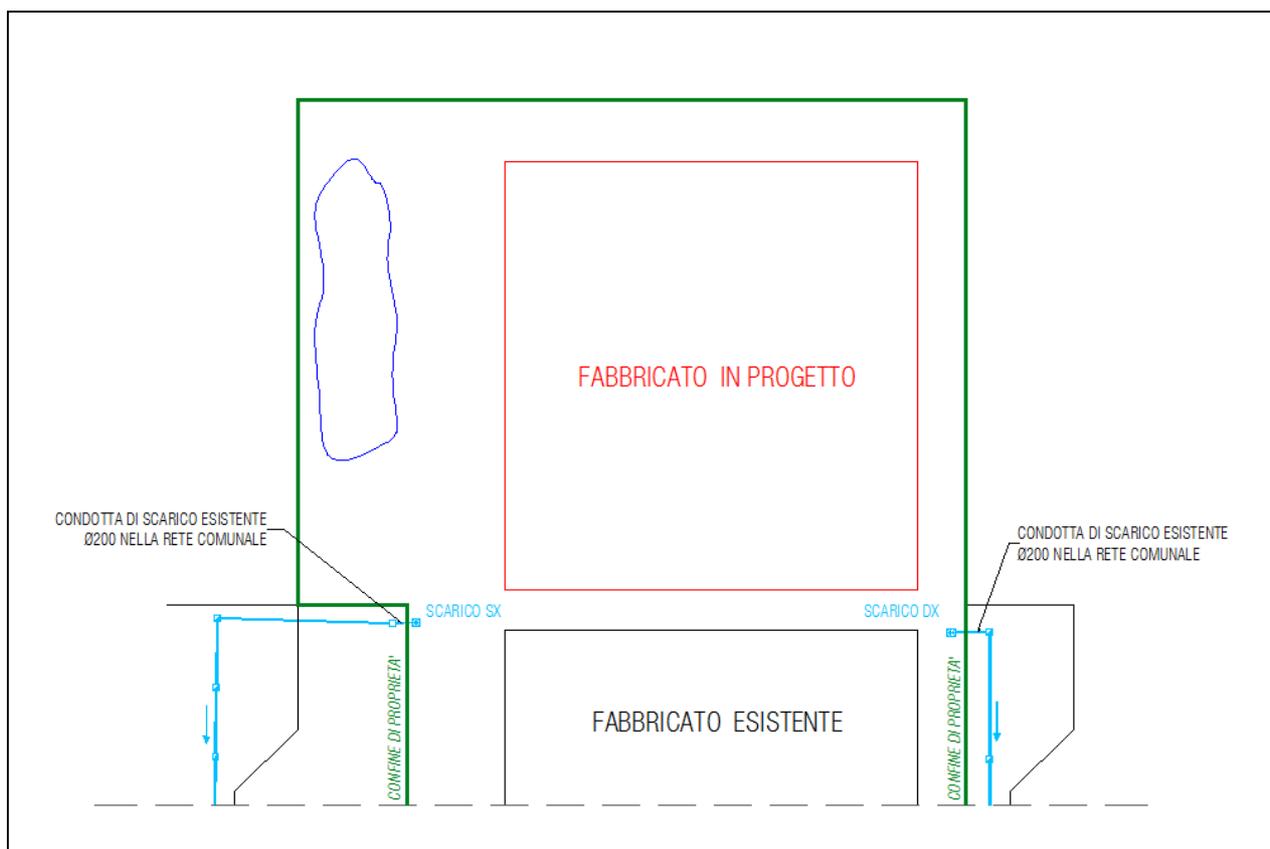


**Figura 3.5:** Suddivisione delle aree secondo le varie caratteristiche di permeabilità.



**Figura 3.6:** Laminazione delle aree ad Ovest (vasca di laminazione) e di quelle ad Est (laminazione in condotta).

Gli scarichi sono denominati “SX” e “DX” rispettivamente ad Ovest ed a Est. Sono entrambi presidiati da manufatto di controllo con paratoia metallica avente un foro circolare al fondo per regolare la portata nella rete delle acque bianche. Il convogliamento delle portate laminate e delle acque reflue trattate nel collettore pubblico avviene con una tubazione esistente in PVC di diametro 200 mm per entrambi gli scarichi. Si riporta la posizione dei due scarichi con i pozzetti interni ed esterni al lotto.



**Figura 3.7:** Posizione degli scarichi e collegamento alla rete delle acque bianche comunale.

Il fondo tubo degli scarichi interni al lotto sono a:

- -1.60 m per lo scarico SX
- -1.82 m per lo scarico DX

entrambi considerati dall’estradosso della soletta del pozzetto. Le quote associate agli scarichi hanno determinato lo sviluppo e la progettazione dell’intera rete di collettamento.

Il territorio incluso in questo ambito è caratterizzato da una morfologia di pianura, con limitata pendenza verso il canale Fossalta. A seguito della modellazione si è potuto verificare che la quota del sito scelto per l’ampliamento del fabbricato non risente di particolari criticità. Infatti, il massimo tirante idrico relativo ad una piena bicentenaria è inferiore alla quota di calpestio del fabbricato in progetto di circa 1.20 m.

## 4 INVARIANZA IDRAULICA

---

### 4.1 Consorzio di Bonifica Piave: Parere di competenza idraulica

---

L'area oggetto di studio è drenata dal canale Fossalta che è idraulicamente amministrato e tutelato dal Consorzio di Bonifica Piave, derivante dall'accorpamento del Consorzio Pedemontano Sinistra Piave con il Consorzio Destra Piave ed il Consorzio Brentella di Pederobba. La sede legale é ubicata a Montebelluna, mentre quella operativa di competenza è Oderzo.

### 4.2 Analisi idraulica della trasformazione

---

La trasformazione verrà ora analizzata dal punto di vista idraulico in conformità delle N.T.A. del P.A.T. di Vazzola. In questa fase saranno dimensionati i volumi di invaso e le condotte di drenaggio delle acque meteoriche necessarie a rispettare l'invarianza idraulica e a permettere un corretto deflusso idraulico dell'area.

#### 4.2.1 Dimensionamento volumi di laminazione

---

Il volume di invaso da considerare per l'area di progetto è stato definito sulle basi delle sopracitate prescrizioni del Consorzio e considerando il coefficiente di deflusso medio dell'area. La curva di possibilità pluviometrica utilizzata è quella relative a precipitazioni orarie con un tempo di ritorno di 50 anni fornita dal P.A.T.I. dell'Agro coneglianese sud-orientale. Il coefficiente udometrico imposto allo scarico è pari a 10 l/s/ha ma avendo due zone distinte di laminazione, la portata limite allo scarico è stata proporzionalmente suddivisa.

La curva di possibilità pluviometrica  $Tr = 50$  anni è la seguente:

$$h = 81.14 \cdot \tau^{0.239}$$

I coefficienti di deflusso da considerare per le diverse aree in trasformazione sono quelli indicati nella DGR 2948/2009 e sono indicati nella seguente tabella:

Tipo di suolo	Coeff. di deflusso ( $\phi$ ) DGR 2948/2009
Superfici occupate da edifici	0.90
Pavimentazioni asfaltate o comunque impermeabilizzate	0.90
Pavimentazioni drenanti (ghiaia, stabilizzato, betonelle con sottofondo permeabile)	0.60
Impianti fotovoltaici su terreno senza pavimentazioni	0.30
Aree verdi (giardini, prati)	0.20

**Tabella 4.1:** Coefficienti di deflusso convenzionali per diverse tipologie scolanti.

Un'area in trasformazione si superficie complessiva S, che prevede diversi tipi di copertura, avrà un coefficiente di deflusso ( $\phi$ ) dato dalla media pesata dei coefficienti di deflusso ( $\phi_i$ ) delle singole superfici ( $S_i$ ), secondo la seguente relazione:

$$\phi = \sum_i \frac{\phi_i \cdot S_i}{S}$$

Pertanto, una volta noto il coefficiente di deflusso dell'area in trasformazione è possibile ottenere i volumi di invaso specifici e quindi i volumi da considerare per l'invarianza idraulica.

STATO DI PROGETTO		
Tipologia superfici	$\phi$	m <sup>2</sup>
Superfici impermeabili (tetti)	0.90	10,720.00
Ghiaio drenante	0.50	1,683.00
Strade e parcheggi impermeabili	0.90	4,749.00
Verde - giardini	0.20	4,360.00
<b>Coefficiente totale</b>	<b>0.73</b>	<b>21,512.00</b>

**Tabella 4.2:** Superfici di progetto e coefficiente di deflusso adottato.

La portata massima consentita allo scarico per l'intero lotto risulta di 21.51 l/s.

Si procede al calcolo del massimo volume da invasare nella vasca di laminazione.

Data l'impossibilità altimetrica di unificare lo scarico dell'area causa le dimensioni dell'edificio, l'ambito è stato suddiviso in **due bacini idraulici indipendenti**.

Tempo	Tempo	V pioggia	Q pioggia	V <sub>max</sub> smaltibile	Q smaltibile	V da invasare
[min]	[ore]	[mc]	[l/s]	[mc]	[l/s]	[mc]
6.0	0.10	731.7	2,032.6	7.7	21.5	724.0
15.0	0.25	910.9	1,012.1	19.4	21.5	891.5
24.0	0.40	1,019.2	707.7	31.0	21.5	988.2
33.0	0.55	1,099.8	555.4	42.6	21.5	1,057.2
42.0	0.70	1,165.0	462.3	54.2	21.5	1,110.8
51.0	0.85	1,220.3	398.8	65.8	21.5	1,154.5
60.0	1.00	1,268.7	352.4	77.4	21.5	1,191.2
69.0	1.15	1,311.8	316.9	89.1	21.5	1,222.7
78.0	1.30	1,350.8	288.6	100.7	21.5	1,250.1
87.0	1.45	1,386.5	265.6	112.3	21.5	1,274.2
96.0	1.60	1,419.5	246.4	123.9	21.5	1,295.6
105.0	1.75	1,450.2	230.2	135.5	21.5	1,314.7
114.0	1.90	1,479.0	216.2	147.1	21.5	1,331.9
123.0	2.05	1,506.1	204.1	158.8	21.5	1,347.4
132.0	2.20	1,531.8	193.4	170.4	21.5	1,361.4
141.0	2.35	1,556.1	183.9	182.0	21.5	1,374.1
150.0	2.50	1,579.3	175.5	193.6	21.5	1,385.7

Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

159.0	2.65	1,601.4	167.9	205.2	21.5	1,396.2
168.0	2.80	1,622.6	161.0	216.8	21.5	1,405.8
177.0	2.95	1,643.0	154.7	228.5	21.5	1,414.5
186.0	3.10	1,662.6	149.0	240.1	21.5	1,422.5
195.0	3.25	1,681.5	143.7	251.7	21.5	1,429.8
204.0	3.40	1,699.7	138.9	263.3	21.5	1,436.4
213.0	3.55	1,717.3	134.4	274.9	21.5	1,442.4
222.0	3.70	1,734.4	130.2	286.5	21.5	1,447.9
231.0	3.85	1,751.0	126.3	298.2	21.5	1,452.8
240.0	4.00	1,767.0	122.7	309.8	21.5	1,457.2
249.0	4.15	1,782.6	119.3	321.4	21.5	1,461.2
258.0	4.30	1,797.8	116.1	333.0	21.5	1,464.8
267.0	4.45	1,812.6	113.1	344.6	21.5	1,468.0
276.0	4.60	1,827.0	110.3	356.2	21.5	1,470.8
285.0	4.75	1,841.1	107.7	367.9	21.5	1,473.3
294.0	4.90	1,854.8	105.1	379.5	21.5	1,475.4
303.0	5.05	1,868.3	102.8	391.1	21.5	1,477.2
312.0	5.20	1,881.4	100.5	402.7	21.5	1,478.7
321.0	5.35	1,894.2	98.3	414.3	21.5	1,479.9
330.0	5.50	1,906.8	96.3	425.9	21.5	1,480.8
339.0	5.65	1,919.1	94.3	437.6	21.5	1,481.5
348.0	5.80	1,931.1	92.5	449.2	21.5	1,481.9
357.0	5.95	1,942.9	90.7	460.8	21.5	1,482.2
366.0	6.10	1,954.5	89.0	472.4	21.5	1,482.1
375.0	6.25	1,965.9	87.4	484.0	21.5	1,481.9
384.0	6.40	1,977.1	85.8	495.6	21.5	1,481.5
393.0	6.55	1,988.1	84.3	507.3	21.5	1,480.8
402.0	6.70	1,998.9	82.9	518.9	21.5	1,480.0
411.0	6.85	2,009.5	81.5	530.5	21.5	1,479.0
420.0	7.00	2,019.9	80.2	542.1	21.5	1,477.8
429.0	7.15	2,030.2	78.9	553.7	21.5	1,476.4
438.0	7.30	2,040.3	77.6	565.3	21.5	1,474.9
447.0	7.45	2,050.2	76.4	577.0	21.5	1,473.2
456.0	7.60	2,060.0	75.3	588.6	21.5	1,471.4
465.0	7.75	2,069.6	74.2	600.2	21.5	1,469.4
474.0	7.90	2,079.1	73.1	611.8	21.5	1,467.3
483.0	8.05	2,088.5	72.1	623.4	21.5	1,465.1
492.0	8.20	2,097.7	71.1	635.0	21.5	1,462.7
501.0	8.35	2,106.8	70.1	646.7	21.5	1,460.2
510.0	8.50	2,115.8	69.1	658.3	21.5	1,457.6
519.0	8.65	2,124.7	68.2	669.9	21.5	1,454.8
528.0	8.80	2,133.4	67.3	681.5	21.5	1,451.9
537.0	8.95	2,142.1	66.5	693.1	21.5	1,449.0
546.0	9.10	2,150.6	65.6	704.7	21.5	1,445.9
555.0	9.25	2,159.0	64.8	716.3	21.5	1,442.7
564.0	9.40	2,167.3	64.0	728.0	21.5	1,439.4
573.0	9.55	2,175.6	63.3	739.6	21.5	1,436.0
582.0	9.70	2,183.7	62.5	751.2	21.5	1,432.5
591.0	9.85	2,191.7	61.8	762.8	21.5	1,428.9

## Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

600.0	10.00	2,199.6	61.1	774.4	21.5	1,425.2
609.0	10.15	2,207.5	60.4	786.0	21.5	1,421.4
618.0	10.30	2,215.2	59.7	797.7	21.5	1,417.6
627.0	10.45	2,222.9	59.1	809.3	21.5	1,413.6

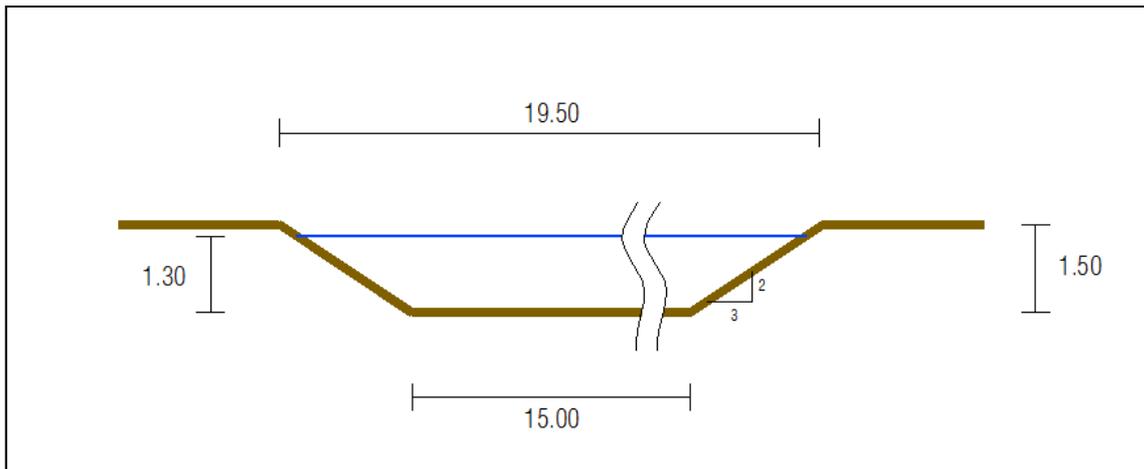
**Tabella 4.3:** Determinazione del massimo volume da invasare per rispettare la portata allo scarico pari a 10 l/s/ha.

Come si può osservare dalla Tabella 4.3, il volume da invasare risulta essere di 1482.2 mc e pertanto si assume come volume utile della vasca di laminazione il valore di 1485 mc. Da osservare che il volume utile è in funzione dell'intero lotto. In realtà la laminazione avviene separatamente per l'area ad Ovest e quella ad Est. Il volume di accumulo è determinato con una proporzione rispetto alle aree impermeabili come successivamente descritto.

Le caratteristiche di progetto della vasca di laminazione sono elencate in Tabella 4.4. A fini cautelativi si è imposto un franco di 20 cm tra la quota di massimo invaso e la quota media del piano campagna all'interno dell'area di intervento.

<i>Volume utile [m<sup>3</sup>]</i>	1485.00
<i>Quota DTM P.C.</i>	28.18
<i>Quota DTM fondo OUT</i>	26.64
<i>h<sub>tot</sub> [m]</i>	1.50
<i>Franco sicurezza [m]</i>	0.20
<i>h<sub>H2O</sub> [m]</i>	1.30
<i>Superf. areale [mq]</i>	1142
<i>Lunghezza media [m]</i>	70
<i>Pendenza media [m/m]</i>	0.001
<i>Quota DTM fondo IN</i>	26.71
<i>Scarpa sponde (H/V)</i>	1.5
<i>Base minore [m]</i>	15.00
<i>Larghezza P.C. [m]</i>	19.50
<b><i>Volume di scavo pari al vol. max invasabile [m<sup>3</sup>]</i></b>	<b>1811.25</b>

**Tabella 4.4:** Parametri della vasca di laminazione a Ovest del fabbricato in progetto.



**Figura 4.1:** Sezione trasversale della vasca di laminazione a massimo riempimento.

<i>Supef. tot. SX</i> [ha]	1.9528
$\phi$ SX [adim.]	0.73
<i>Superf. imp. equiv. SX</i> [ha]	1.4255
$Q_{lim}$ SX [m <sup>3</sup> /s]	0.0194

**Tabella 4.5:** Caratteristiche bacino scolante nello scarico SX.

<i>Supef. tot. DX</i> [ha]	0.1984
$\phi$ DX [adim.]	0.77
<i>Superf. imp. equiv. DX</i> [ha]	0.1528
$Q_{lim}$ DX [m <sup>3</sup> /s]	0.0021

**Tabella 4.6:** Caratteristiche bacino scolante nello scarico DX.

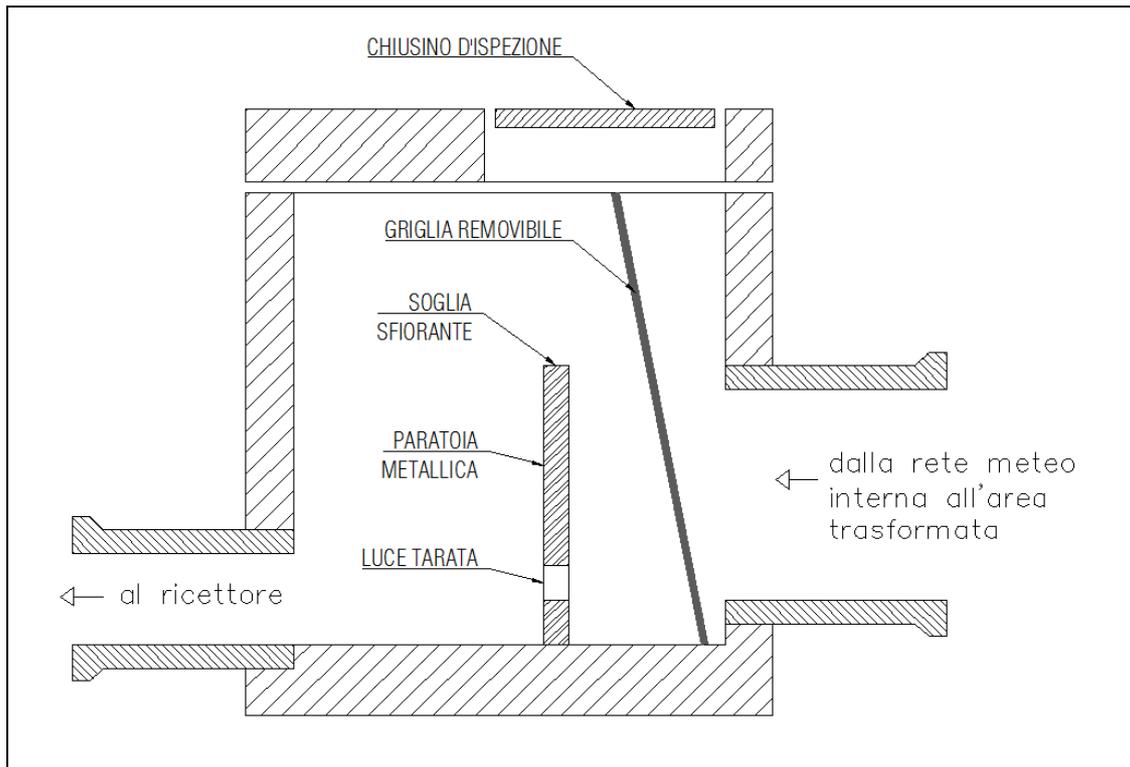
Il volume di accumulo come laminazione in condotta è stimabile secondo la seguente proporzione:

$$S_{imp,equiv,DX} : S_{tot} = V_{condotta} : V_{tot}$$

Si precisa che tale volume è in aggiunta a quello richiesto dal calcolo della compatibilità idraulica.

$V_{condotta}$ [m <sup>3</sup> ]	Lunghezza [m]	$D_{calc}$ [m]	$D_{prog}$ [m]
105.46	107	1.12	1.20

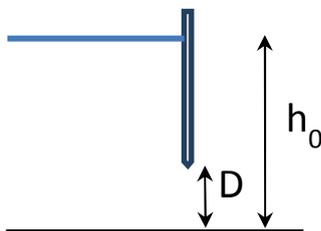
**Tabella 4.7:** Dimensionamento tubazione circolare per la laminazione dell'area ad Est.



**Figura 4.2:** Sezione tipo del manufatto di controllo con luce tarata.

Nota la portata ammissibile e l'altezza del tirante  $h_0$ , è possibile ricavare innanzitutto la sezione della luce  $A$  dalla formula di letteratura della foronomia per luce sotto battente e, in seguito il diametro  $D = (4A / \pi)^{0.5}$ . Nel caso dello scarico SX il tirante è stato assunto pari all'altezza massima di progetto del pelo libero nella vasca di laminazione mentre per lo scarico DX il diametro della condotta in ingresso al pozzetto.

$$Q = 0.61 \cdot A \sqrt{2gh_0}$$



**Figura 4.3:** Schema del deflusso sotto battente.

Il diametro di progetto del foro della luce tarata  $D$ , per i due scarichi è riportato in Tabella 4.8.

Scarico	$h_0$ [m]	A [m <sup>2</sup> ]	$V_m$ [m/s]	$D_{calc}$ [m]	$D_{prog}$ [m]
SX	1.30	0.006	3.08	0.090	0.100
DX	1.20	0.001	2.96	0.030	0.100

**Tabella 4.8:** Dimensionamento luce a battente dei manufatti di controllo.

Come si evince, il diametro di calcolo della luce di fondo dello scarico DX risulta troppo esiguo e di scarsa efficienza idraulica in quanto soggetto a periodico intasamento per cui si adotta un diametro superiore pari a 10 cm per regolare il flusso in uscita.

Si evidenzia che le acque meteoriche di dilavamento dei parcheggi e dei piazzali essendo anch'esse soggette alla laminazione vengono depurate in appositi disoleatori prima di essere scaricate nella laminazione.

## 4.3 Acque meteoriche

---

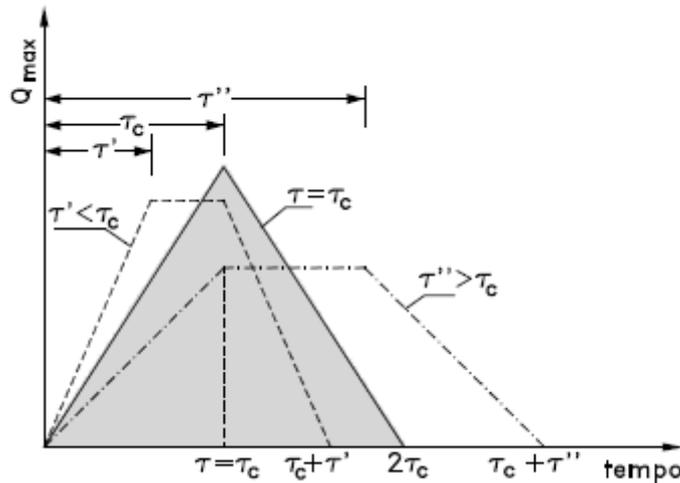
### 4.3.1 Criteri per il dimensionamento delle condotte

---

Viene di seguito riportato il dimensionamento delle condotte di progetto per un evento di  $Tr = 25$  anni che coinvolge l'intero lotto soggetto all'ampliamento. La rete meteorica è suddivisa in due blocchi:

- Meteoriche di copertura
- Meteoriche di dilavamento

La durata dell'eventi meteorici che mettono maggiormente in difficoltà la rete delle condotte sono gli eventi di breve durata, in particolare quelli in cui  $t_{pioggia} = t_{corrivazione}$  perché massimizzano la portata.



**Figura 4.4:** Idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione ( $\tau'$  e  $\tau''$ ).

Per questo motivo si andrà ad analizzare il tempo di corrivazione delle due reti in esame, con il quale si troverà il tempo di pioggia critica e la relativa altezza di pioggia e portata alla sezione di chiusura. Utilizzando il metodo della corrivazione ed assumendo un grado massimo di riempimento delle condotte del 90% che, nel caso di condotte circolari, vuol dire fissare  $Q_c / Q_r < 1.066$  dove  $Q_r$  è la portata in condizioni di moto uniforme a tubo pieno. Si determinino le dimensioni dei diametri dei collettori fognari assumendo la seguente relazione per il calcolo del tempo di corrivazione:

$$t_c = t_a + \frac{t_r}{1.5}$$

dove  $t_a$  è il tempo di accesso in rete, e  $t_r$  è il tempo di residenza in rete, valutabile come

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{r,i}}$$

dove  $L_i$  e  $V_{r,i}$  sono, rispettivamente, la lunghezza del collettore  $i$ -esimo e la velocità dell'acqua in condizioni di massimo riempimento; la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo (in termini di durata) della rete a monte. Per la valutazione del tempo di entrata si può far riferimento alla seguente relazione:

$$t_a = \left[ \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} 120 S^{0.3}}{\bar{i}^{0.375} (a\psi)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{n+3}}$$

nella quale  $t_a$  è in secondi,  $S$  è la superficie del bacino in ettari,  $i$  la pendenza media in m/m,  $a$  in mm/ora<sup>n</sup> e  $n$  i coefficienti della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica (CSPP)

Tempo di ritorno	Parametri	t < 1ora	t > 1ora
25 anni	$a$	79.95	71.92
	$n$	0.561	0.241

**Tabella 4.9:** Parametri delle CSPP per il dimensionamento della rete per le acque meteoriche di dilavamento.

Le condotte fognarie vengono scelte in calcestruzzo armato prefabbricato per il quale si assume un valore di scabrezza di Gauckler-Strickler,  $k_s$ , pari a  $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ .

Si dimensiona quindi la tubazione sulla base delle seguenti formule:

- Velocità in condizioni di tubo pieno  $V_r \text{ (m/s)} = k_s \left( \frac{D}{4} \right)^{2/3} i_f^{1/2}$

- Portata in condizioni di tubo pieno  $Q_r \text{ (l/s)} = V_r \frac{\pi D^2}{4} 1000$

- Tempo di residenza  $t_r \text{ (min)} = t_{r,m} + \frac{1}{60} \frac{L}{V_r}$

- Tempo di corrivazione  $t_c \text{ (min)} = t_a + \frac{t_r}{1.5}$

- Coefficiente udometrico  $u_c \text{ (l/s/ha)} = 2.78 \psi_m a \left( \frac{t_c}{60} \right)^{n-1}$

- Portata defluente massima  $Q_c \text{ (l/s)} = u_c S$

Si osserva che per il calcolo di  $V_r$  è necessario conoscere il diametro della condotta,  $D$ , che deve quindi essere scelto preventivamente. Si reitera il calcolo incrementando ogni volta al diametro commerciale superiore fino a che non si verifica la condizione  $Q_c / Q_r < 1.066$  (riempimento massimo pari al 90%). In Appendice si riportano i calcoli iterativi per il dimensionamento di tutte le condotte. A favore di sicurezza il coefficiente di deflusso per le aree impermeabili viene assunto pari a 1.00.

### 4.3.2 Rete acque meteoriche di dilavamento

Ad Ovest la rete si sviluppa seguendo il limite dell'area asfaltata per giungere al disoleatore a Nord e, in seguito, giungere alla vasca di laminazione. Ad Est la rete si sviluppa parallelamente al limite di proprietà fino a Nord in cui è situato il disoleatore per poi tornare verso Sud laminando la portata di picco fino allo scarico.

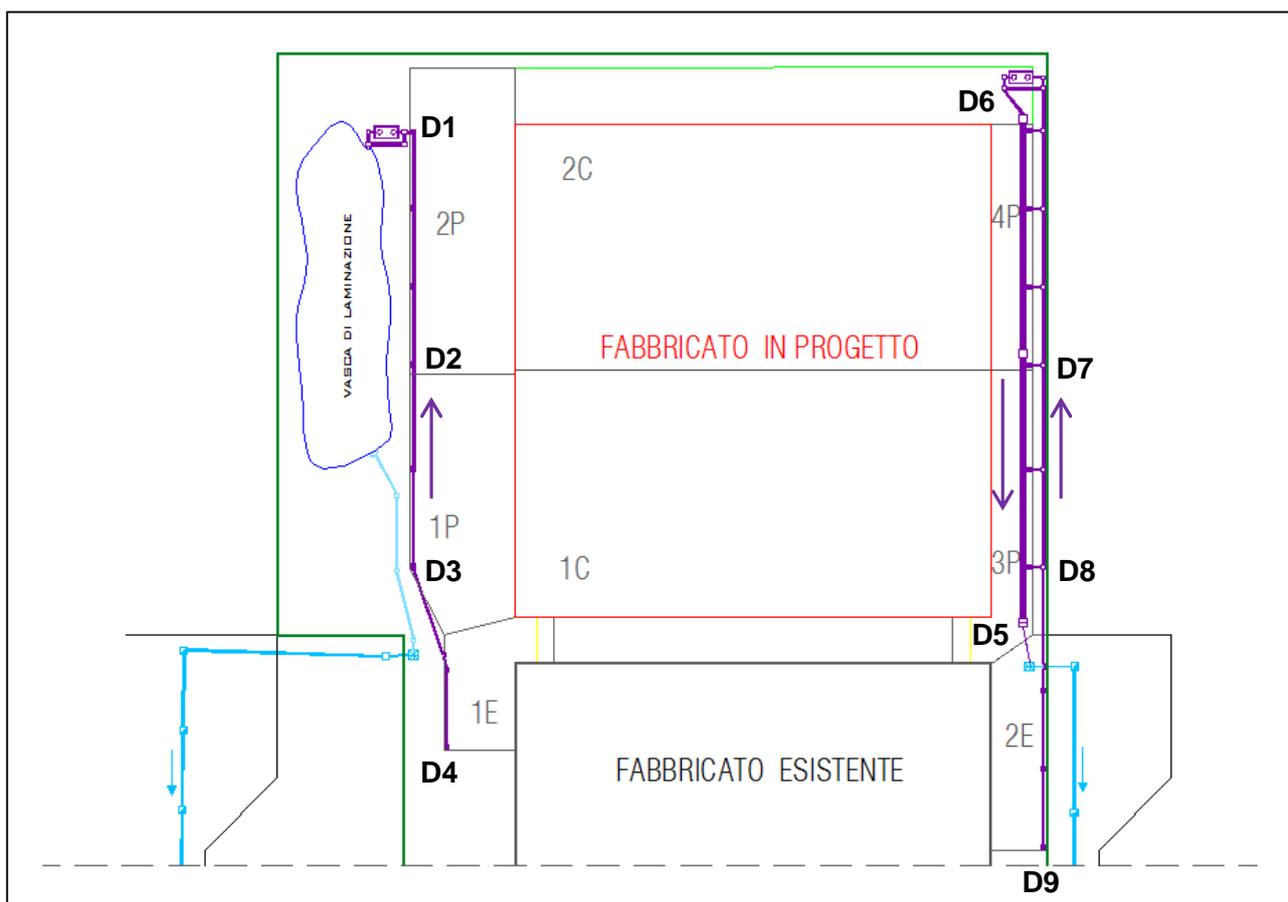


Figura 4.5: Planimetria rete meteorica di dilavamento (viola).

In relazione a quanto esposto al §4.3.1 si dimensiona la rete con i diametri commerciali disponibili. Nei tratti iniziali risultano essere di 400 mm fino a circa metà percorso per poi essere di 600 mm fino al disoleatore. I collegamenti fra caditoie e pozzetti della rete DX avverrà con tubazioni in PVC di 200 mm di diametro.

SCARICO SX			
Tratto	D [m]	L [m]	if [m/m]
D1-scarico	0.60	10	0.002
D2-D1	0.60	56	0.002
D3-D2	0.60	42	0.002
D4-D3	0.40	40	0.002

Tabella 4.10: Diametro e sviluppo delle condotte afferenti allo scarico SX.

SCARICO DX			
Tratto	D [m]	L [m]	if [m/m]
D5-scarico	0.20	8	0.005
D6-D5	1.20	107	0.001
D7-D6	0.60	77	0.002
D8-D7	0.60	43	0.002
D9-D8	0.40	60	0.002

Tabella 4.11: Diametro e sviluppo delle condotte afferenti allo scarico DX.

### 4.3.3 Rete acque meteoriche di copertura

Viene di seguito riportato il dimensionamento delle condotte di progetto per un evento di  $Tr = 25$  anni riguardante le grondaie, i pluviali e le condotte riceventi i pluviali.

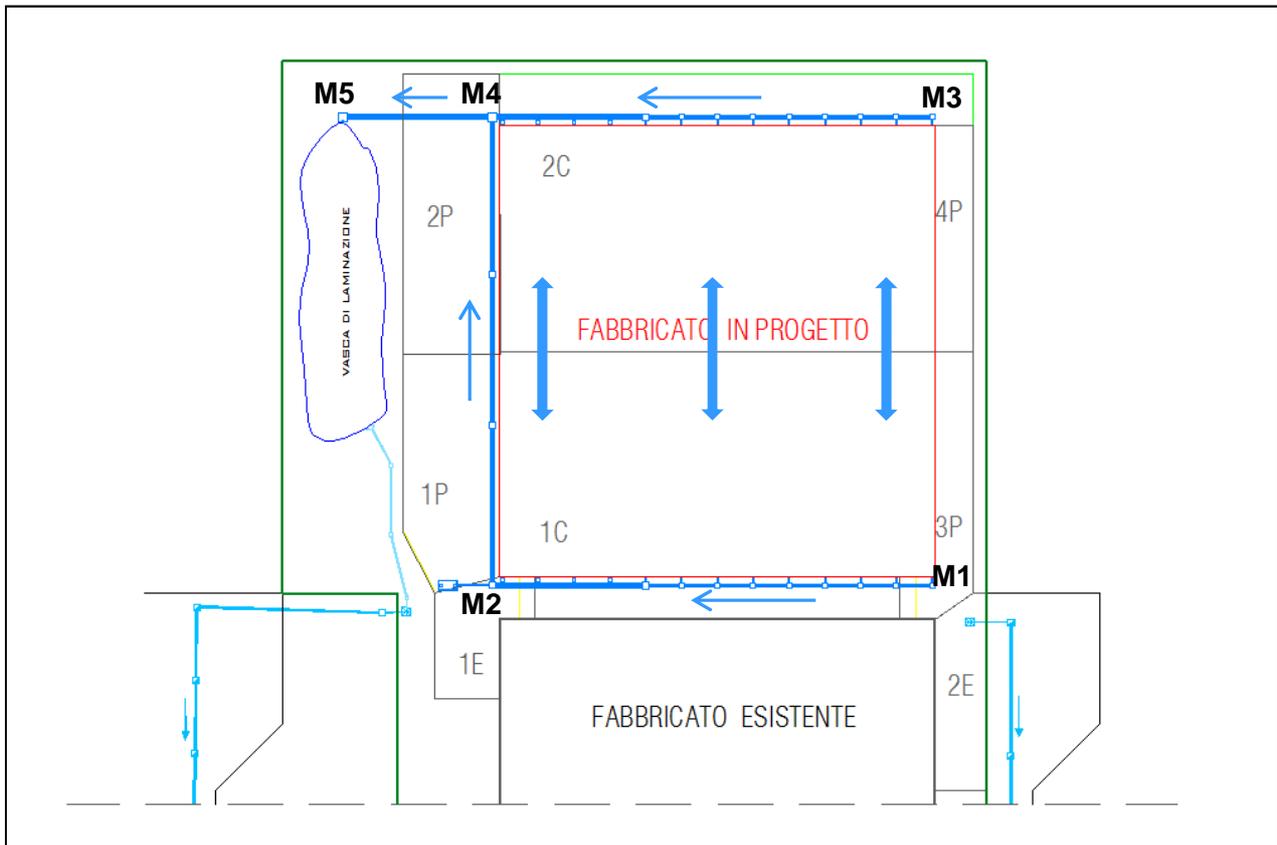


Figura 4.6: Planimetria rete meteorica di copertura (blu).

La copertura è stata divisa in due falde e, per evitare pluviali di dimensioni considerevoli, essi sono stati collocati con un passo di circa 8 m. Come visibile in Figura 4.6, tutta la rete convoglia le acque nel pozzetto in testa alla vasca di laminazione dopo aver riempito la vasca interrata di accumulo dell'acqua piovana posta in prossimità dello spigolo Sud-Ovest del fabbricato in progetto.

Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

<i>n° pluviali</i>	$Q_{TOT}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$k_s$ [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ]	$b$ [m]	$y_c$ [m]	$y_0$ [m]	$h_{prog}$ [m]
13	0.689	0.057	50	0.30	0.16	0.22	0.30

**Tabella 4.12:** Dimensionamento delle grondaie a sezione rettangolare per singola falda.

Si assume una grondaia di sezione 30x30 cm ipotizzando una pendenza nulla e il raggiungimento dell'altezza critica in corrispondenza del pluviale.

<i>n° pluviali</i>	$Q_{TOT}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$\Delta h$ [m]	$C_q$	$A$ [mq]	$D_{calc}$ [m]	$D_{prog}$ [m]
13	0.689	0.057	0.16	0.61	0.0539	0.26	0.30

**Tabella 4.13:** Dimensionamento dei pluviali a sezione circolare.

Si assumono dei pluviali di diametro 30 cm avendo ipotizzato un effluo sotto battente pari all'altezza critica  $y_c$ .

In relazione a quanto esposto al §4.3.1 si dimensiona la rete con i diametri commerciali disponibili. La rete delle condotte meteoriche di copertura è stata progettata cercando di eliminare le interferenze con altre tubazioni e imponendo una pendenza media dell'1‰ dato il notevole carico che la rete può ricevere dai pluviali. Nei tratti iniziali, per mantenere una certa continuità di diametri, si avranno condotte in calcestruzzo armato prefabbricato di diametro pari a 800 mm. I collegamenti dei pluviali avverrà direttamente nel pozzetto di scorrimento.

Nel tratto finale di entrambe le falde, è necessario predisporre un diametro di almeno 1000 mm ma, per aumentare il franco fra piano campagna e tubazione, si opta per tubazioni scatolari 1000x750 mm. I pluviali, in questo tratto, saranno collegati dapprima a un pozzetto 60x60 cm di ispezione e, in seguito, direttamente nello scatolare.

Le acque della falda 1C e 2C si uniscono nel pozzetto M4 per confluire con una tubazione di 1250x1000 mm alla vasca di laminazione.

<b>Tratto</b>	$t_a$ [min]	$i$ [mm/ora]	$h$ [mm]	$Q$ [l/s]	$D_{calc}$ [mm]	$A$ [m <sup>2</sup> ]	$B$ [mm]	$H$ [mm]	$A_{rett}$ [m <sup>2</sup> ]
M1-M2,M2-M4,M3-M4	1.1	462.7	27.4	688.9	976	0.709	1000	750	0.75
M4-M5	SOMMA PORTATE			1377.8	1266	1.192	1250	1000	1.25

**Tabella 4.14:** Dimensionamento delle condotte della rete meteorica di copertura.

#### 4.3.4 Riutilizzo acque meteoriche

Per quanto riguarda la vasca di accumulo dell'acqua piovana esso è dimensionato per soddisfare il fabbisogno minimo per l'irrigazione dell'area verde in funzione della piovosità annua locale.

Il funzionamento è garantito da un'elettropompa sommersa da 0.25 kW. Il prelievo dell'acqua avviene sotto un certo livello dal pelo libero al fine di prelevare lo strato d'acqua più pulito. Un microfiltro autopulente posto sulla mandata della pompa assicura all'acqua una ulteriore purezza. Il serbatoio è costruito in cemento armato monolitico ed è munito di due passi d'uomo di ispezione con coperchio in lamiera zincata pesante. Alla tubazione in PVC in ingresso di 200 mm di diametro proveniente dal pozzettone d'angolo deve essere garantita una pendenza di almeno il 3% sia per favorire il deflusso rapido nella vasca che, soprattutto, per evitare l'intersezione con la condotta delle acque reflue trattate (tubazione superiore) come descritto al §7.1.2.

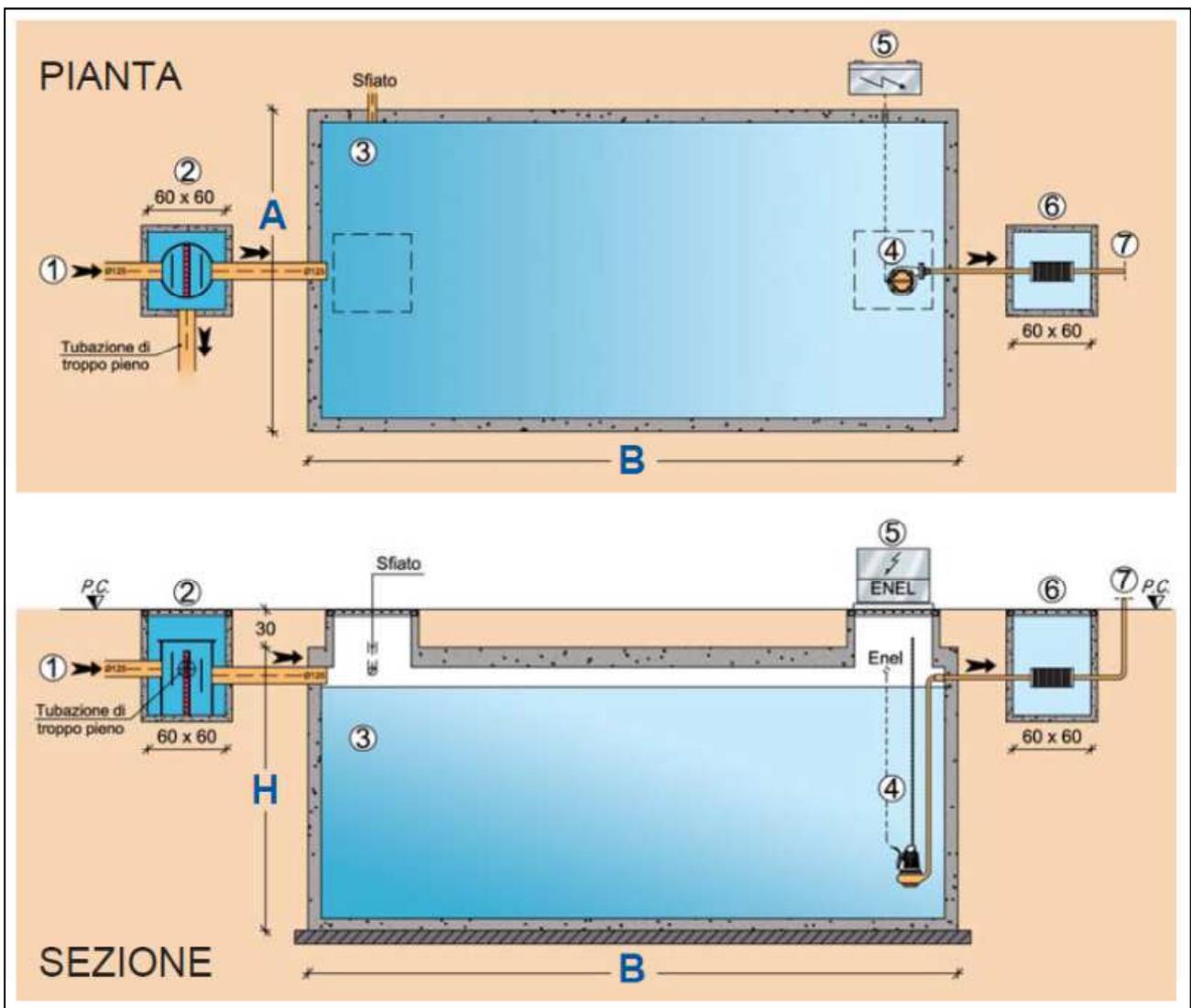


Figura 4.7: Vista planimetrica e in sezione della vasca di accumulo dell'acqua piovana.

Modello	Volume accumulo mc	A cm	B cm	H cm	Peso ton	Pompa kw
MB 6	6	220	220	190	7	0,25
MB 10	10	220	335	190	10	0,25
MB 12	12	220	420	190	12	0,25
MB 15	15	220	440	220	13	0,25
MB 20	20	250	500	220	16	0,55
MB 25	25	250	550	260	23	0,55
MB 30	30	250	650	260	27	0,55
MB 40	40	250	850	260	31	0,55

**Tabella 4.15:** Evidenziazione delle caratteristiche della vasca di accumulo dell'acqua piovana.

## 5 TRATTAMENTO ACQUE PIAZZALI DI SOSTA

In conformità a quanto prescritto dal D.P.C.M. 4 marzo 1996 – Disposizioni in materia di risorse idriche e dal Piano di Tutela delle Acque, approvato dalla Regione Veneto con deliberazione del Consiglio Regionale n.107 del 5 Novembre 2009, è previsto che le acque di fognatura bianca per i parcheggi pubblici di estensione superiore ai 5'000 mq, prima dello scarico, siano sottoposti a trattamento di dissabbiatura e disoleazione limitatamente alle portate cosiddette di “prima pioggia”. Le acque di “prima pioggia”, secondo la Legge R. Lombardia n.4 del 24 Marzo 2006 *Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne*, sono quelle generate dai primi 15 minuti di precipitazione che formano una lama d'acqua di 5 mm uniformemente distribuita sulla superficie di progetto drenata .

La portata da smaltire nei corsi d'acqua consortili sarà opportunamente pretrattata mediante impianto di sedimentazione/disoleazione in continuo a norme UNI-EN 858 del tipo S-II-I-P, in grado di garantire l'eliminazione degli inquinanti di tipo oleoso, gommoso derivanti dal traffico in conformità alla richiesta.

Per la situazione di progetto è stato preso in considerazione l'impianto di prima pioggia METEOTANK® MT. L'impianto è stato progettato in conformità alle norme della legge regionale lombarda n° 62 del 27/05/85. Esso è costituito da una vasca monolitica in calcestruzzo armato vibrato a perfetta tenuta idraulica, ad alte caratteristiche di resistenza (C50/60) e di esposizione (XA2).

L'impianto è particolarmente adatto alla intercettazione di acque sgrondanti da superfici pavimentate interessate in varia misura da traffico veicolare sulle quali avvengono versamenti di oli minerali e benzine.

È questo il caso dei piazzali delle stazioni di servizio carburanti, dei piazzali di sosta di autoservizi, ma anche di tratti di superfici stradali, rotatorie, ecc. L'impianto è dotato di una speciale barriera filtrante che garantisce la ricomposizione delle più minute particelle di olio flottanti che potrebbero, per la loro microscopica dimensione, sfuggire all'effetto gravitazionale. La barriera filtrante a pacchi lamellari compie così un effetto coalescente, aggregando e facendo emergere in tal modo le particelle.

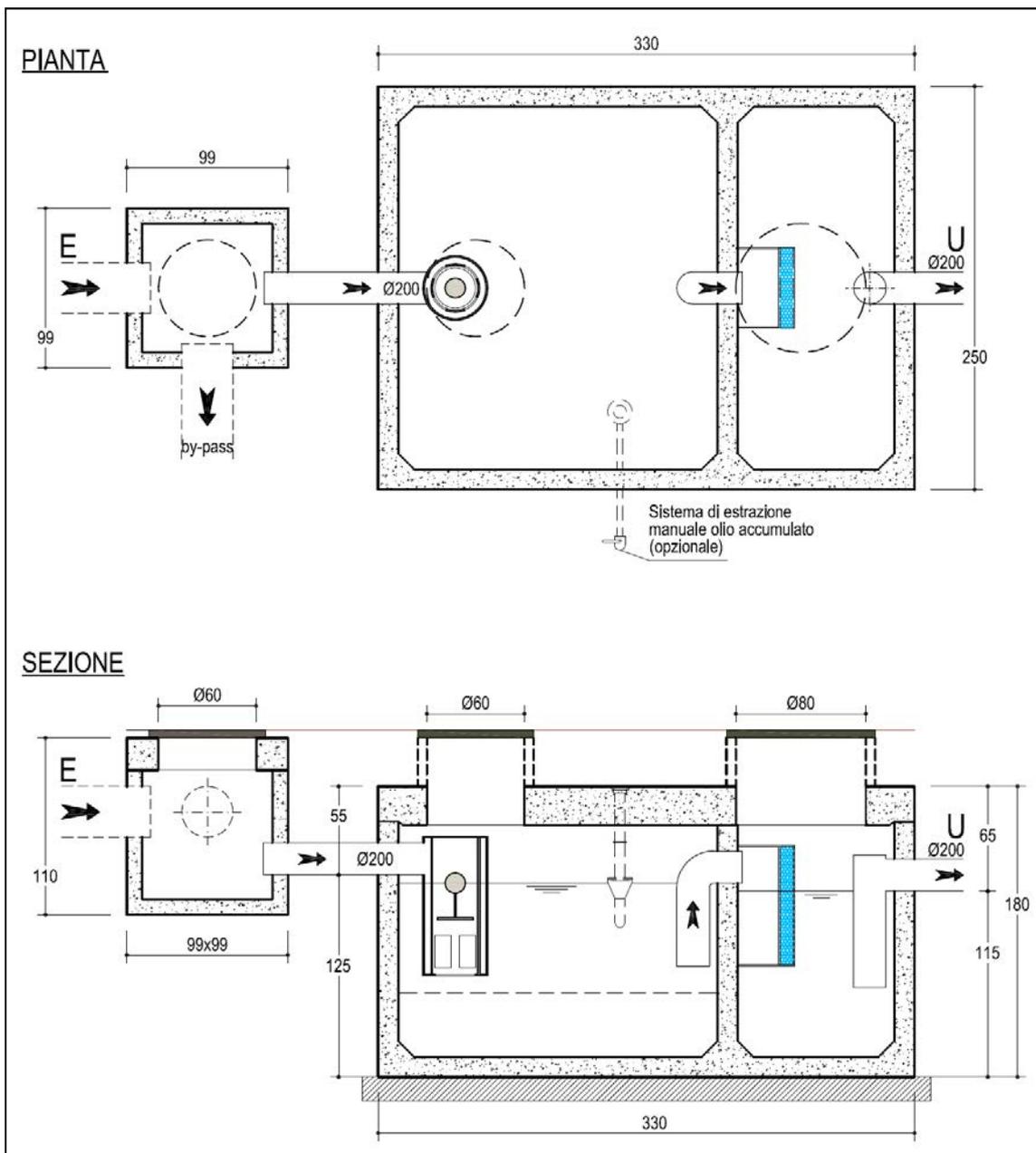


Figura 5.1: Vista planimetria e in sezione dell'impianto di depurazione delle acque prima pioggia.

Le aree che devono essere disoleate sono tutte le aree esterne impermeabili di progetto. L'installazione dell'impianto avviene direttamente sulla tubazione in arrivo, prevedendo un bypass per deviare le acque non inquinate di seconda pioggia.

In Figura 5.2 sono evidenziate posizioni dei due disoleatori. Il dimensionamento sarà eseguito sulla base dell'area afferente che, considerati i primi 5 mm di pioggia distribuiti uniformemente sull'intera area in non più di 15 minuti, si tradurrà in una portata in ingresso.

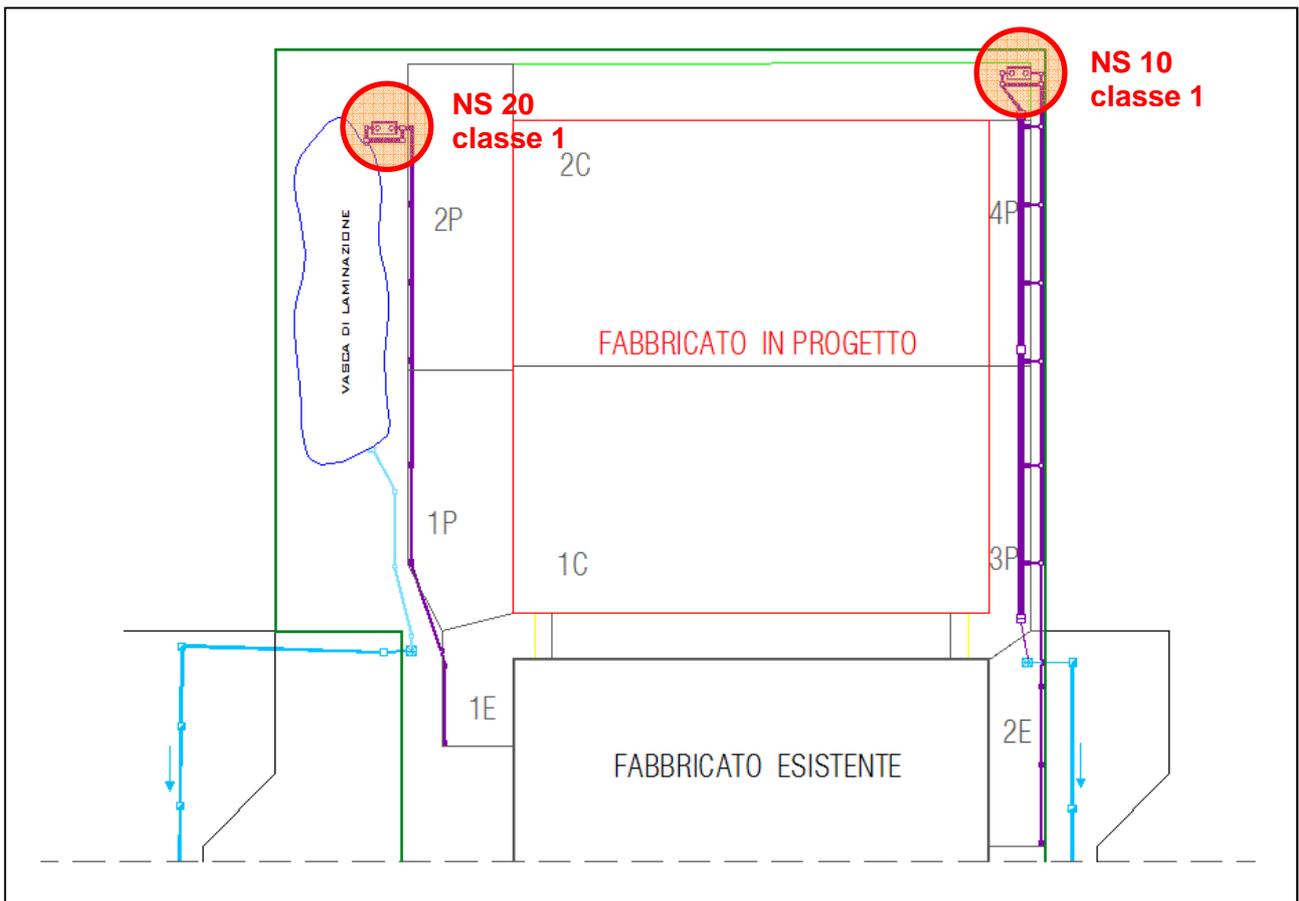


Figura 5.2: Evidenziazione degli impianti di trattamento delle acque prima pioggia.

L'impianto di trattamento viene dimensionato secondo la norma UNI-EN 858:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

NS: rappresenta le dimensioni nominali del separatore

$Q_r$ : è la portata massima dell'acqua piovana, in l/s ( $Q_r = \psi \cdot i \cdot A$ )

$Q_s$ : è la portata massima delle acque reflue, in l/s

$f_d$ : è il fattore di massa volumica per il liquido leggero in oggetto

$f_x$ : è il fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico

Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

<i>Categoria</i>	<i>Superf. [ha]</i>	$\varphi$ [adim.]	$Q_r$ [l/s]	$f_d$	$f_x$	$Q_r$ [l/s]	$Q_{calc}$ [l/s]	<i>NS</i>
SX	0.3143	1.00	17.46	1.00	0.00	0.00	17.46	20
DX	0.1606	1.00	8.92	1.0	0.0	0.0	8.92	10

**Tabella 5.1:** Dimensionamento dell'impianto di trattamento acque meteoriche di prima pioggia.

Entrambi i separatori appartengono alla classe I (<5 mg/l) progettati per ottenere una concentrazione allo scarico entro i limiti previsti dalla Tab. 3 dell'allegato 5 del D.Lgs.152/06 e s.m.i., per scarico in corpo idrico superficiale relativamente a S.S.T. ed idrocarburi totali.

Considerando il tipo d'impianto di prima pioggia scelto e la portata generata dalle aree vengono scelti i modelli MT 10 ( $NS = 10$ ) per l'area SX e MT 20 ( $NS = 20$ ) per l'area DX.

MODELLO	PORTATA (l/s)	DIMENSIONI (m)			PESO (ton)
		A	B	H	
MT 10	10	2,50	2,30	1,80	8 + 3,5
MT 20	20	2,50	3,30	1,80	10 + 4,5
MT 30	30	2,50	3,80	2,10	11 + 5,5
MT 40	40	2,50	4,30	2,15	12 + 6
MT 50	50	2,50	4,80	2,20	14 + 7
MT 65	65	2,50	4,80	2,60	15,5 + 7
MT 80	80	2,50	5,80	2,60	18 + 8
MT 90	90	2,50	6,30	2,65	19 + 9

**Tabella 5.2:** Evidenziazione delle caratteristiche dei due impianti di trattamento delle acque prima pioggia.

## 6 TRATTAMENTO ACQUE NERE

---

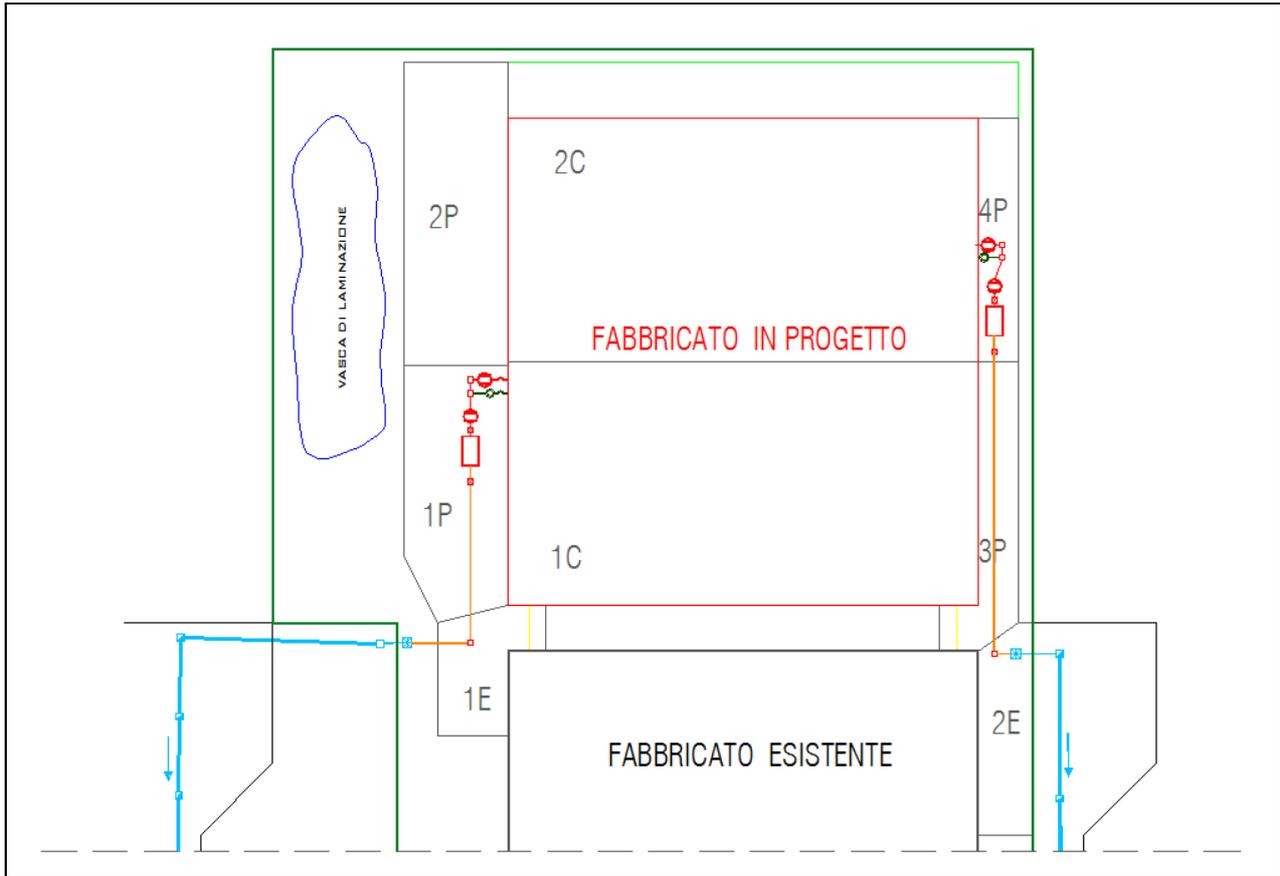
Data la posizione periferica della zona rispetto i centri abitati, l'edificio in progetto non dispone di una rete fognaria per le acque nere. Di conseguenza si opta per l'installazione di un idoneo impianto di trattamento dei reflui per poterli conferire nella rete delle acque bianche che si trova sia ad Ovest che ad Est del fabbricato esistente.

Il dimensionamento dell'impianto di trattamento dei reflui è progettato in base al numero degli A.E. Si ricorda che con "abitante equivalente" (ab.eq. o A.E.), o "carico organico specifico", viene indicata, nel campo dell'ingegneria sanitaria, la quantità di sostanze organiche biodegradabili, derivate da un'utenza civile o assimilabile a questa, convogliate in fognatura nell'arco temporale di un giorno (24 ore) a cui corrisponde una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (120 ore) pari a 60 grammi di O<sub>2</sub> al giorno (D. Lgs. 152/06 art. 74 - Definizioni). In tale contesto, il numero degli A.E. è pari a 10.

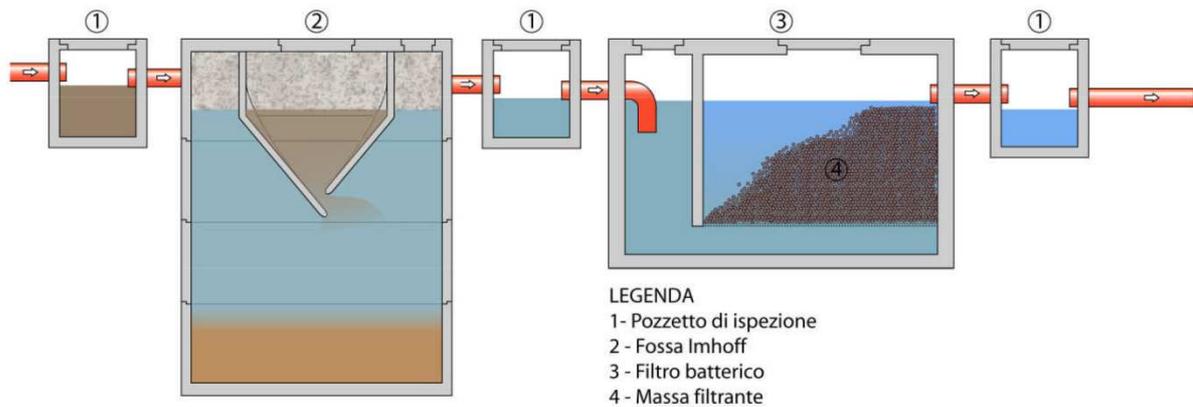
Le acque reflue provenienti dai due bagni ad Ovest ed a Est dell'edificio sono assimilabili a quelli di natura domestica e avranno una linea di acque saponate che confluiranno in una vasca condensagrassi e una linea delle acque nere con passaggio in vasca Imhoff.

Entrambe passeranno poi attraverso una vasca Imhoff e un trattamento con filtro batterico anaerobico, schema appositamente pensato per l'intervento in oggetto date le caratteristiche dei terreni dell'area e della tipologia di fognatura presente, prima di essere convogliate nel pozzetto di scarico e immesse nella rete delle acque bianche.

Le tubazioni di progetto in PVC delle acque reflue separate hanno diametro pari a 160 mm in ingresso nelle vasche di primo trattamento e, in seguito, di 200 mm in uscita dal pozzetto in comune. La pendenza nei vari tratti è posta all'1%.



**Figura 6.1:** Rete delle acque nere e saponate con impianto di trattamento dedicato.



**Figura 6.2:** Schema semplificato di filtro batterico anaerobico.

## 7 INTERSEZIONI TRA RETI IDRAULICHE

### 7.1.1 Sistema di riferimento altimetrico

Le quote assolute descritte nella presente relazione e quelle riportate nell'elaborato H01 fanno riferimento al datum altimetrico denominato "ADBVE2008" sviluppato dell'Autorità di Bacino dei fiumi dell'Alto Adriatico per la creazione del DTM, che non coincide con il geoide di riferimento "Italgeo2005" coerente con il datum altimetrico della rete di livellazione nazionale. Al fine mettere in relazione le quote basate unicamente su DTM, a quelle della CTR si è eseguito un rilievo con stazione totale dell'area oggetto di studio. Il rilievo è stato agganciato al caposaldo regionale 782, materializzato da un centrino posizionato sul basamento nord-est del traliccio dell'alta tensione, nei pressi di Via C. Battisti e Via Moretto come descritto nel §3.2 dell'elaborato H0A. La differenza media fra  $Q_{DTM}$  e  $Q_{CTR}$  risulta essere di  $0.50 \pm 0.12$  m. La quota di calpestio dell'edificio esistente misurata in sito risulta essere di 28.28 m DTM.

### 7.1.2 Verifica altimetrica delle reti idrauliche

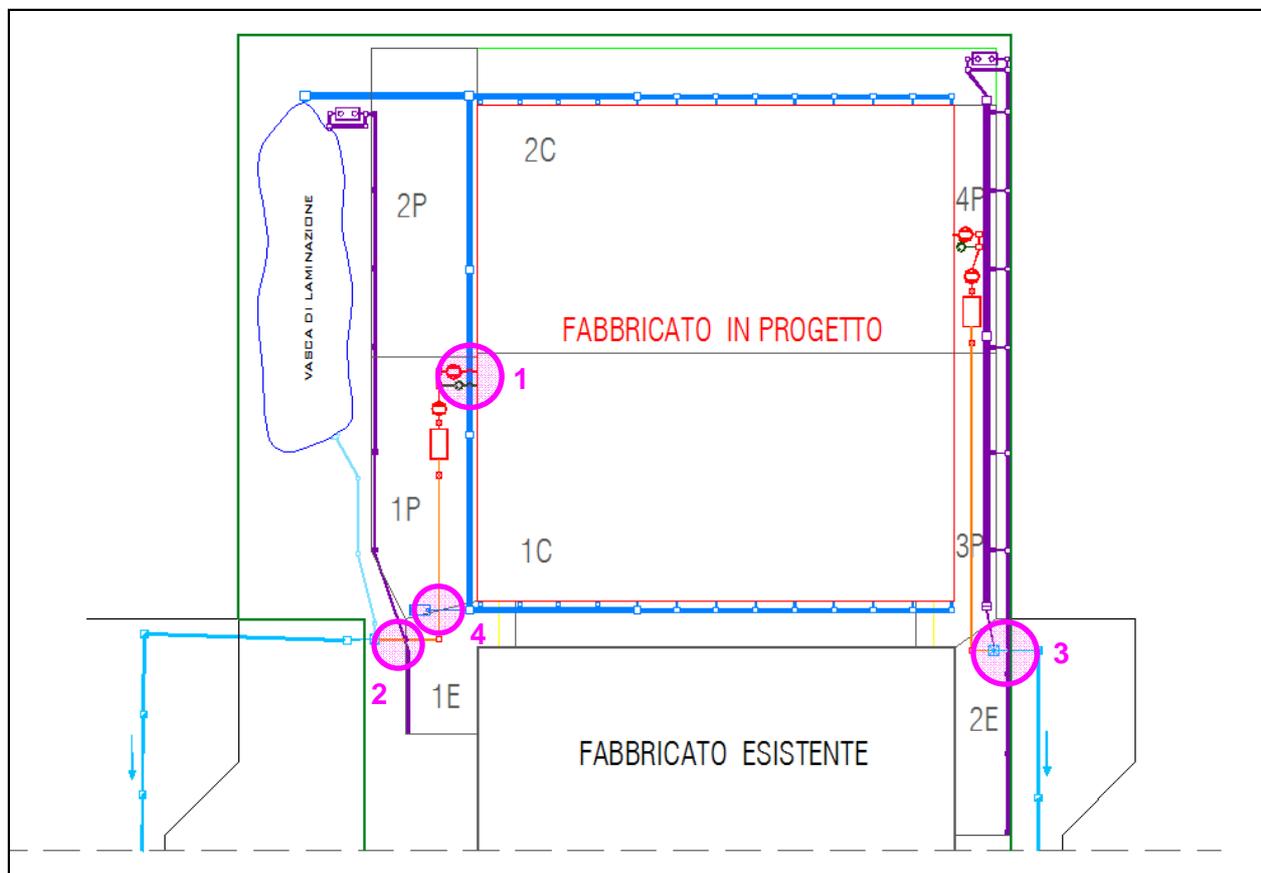
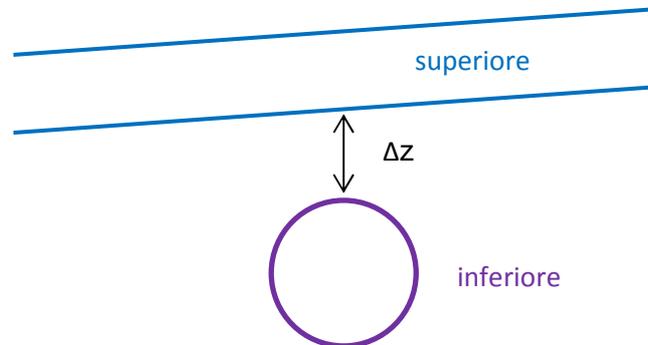


Figura 7.1: Evidenziazione delle interferenze fra le varie reti idrauliche.

## Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

Nella progettazione della rete idrauliche vi sono delle sovrapposizioni fra le varie reti idrauliche: meteoriche di copertura-nere (1), meteoriche di dilavamento-nere (2) e meteoriche di dilavamento-scarico DX (3). Si procede quindi alla verifica altimetrica di non intersecamento dei tre punti critici evidenziati.



**Figura 7.2:** Schema di calcolo della differenza di quota nelle zone di sovrapposizione.

<b>Sovrapposizione 1</b>	Quota NERE	Quota RETE COPERT.	$\Delta z$ [m]
	27.75	27.73	0.01
<i>Posizione</i>	<i>SUPERIORE</i>	<i>INFERIORE</i>	ok

**Tabella 7.1:** Verifica delle quote di scorrimento delle condotte sovrapposte nel punto n° 1.

<b>Sovrapposizione 2</b>	Quota RETE DILAVAM.	Quota NERE	$\Delta z$ [m]
	27.26	26.85	0.41
<i>Posizione</i>	<i>SUPERIORE</i>	<i>INFERIORE</i>	ok

**Tabella 7.2:** Verifica delle quote di scorrimento delle condotte sovrapposte nel punto n° 2.

<b>Sovrapposizione 3</b>	Quota RETE DILAVAM.	Quota SCARICO DX	$\Delta z$ [m]
	27.04	26.51	0.54
<i>Posizione</i>	<i>SUPERIORE</i>	<i>INFERIORE</i>	ok

**Tabella 7.3:** Verifica delle quote di scorrimento delle condotte sovrapposte nel punto n° 3.

<b>Sovrapposizione 4</b>	Quota NERE	Quota METEOR.	$\Delta z$ [m]
	26.78	26.71	0.07
<i>Posizione</i>	<i>SUPERIORE</i>	<i>INFERIORE</i>	ok

**Tabella 7.4:** Verifica delle quote di scorrimento delle condotte sovrapposte nel punto n° 4.

Il caso più critico risulta quello del n° 1 in cui la condotta delle acque nere in uscita dall'edificio di progetto si dovrà appoggiare all'estradosso dello scatolare 1000x750 mm che costeggia l'edificio.

## 8 APPENDICE

### 8.1.1 Dimensionamento meteoriche di dilavamento

CONDOTTE SX					
$Q_{DTM}$ ft scarico	26.70				
$Q_{DTM}$ P.C. iniz.	28.18				
<b>Tratto</b>	<b>D4-D3</b>				
Diametro [m]	0.30	<b>0.40</b>			
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67			
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75			
$t_{r,m}$ [min]	0.00	0.00			
$t_r$ [min]	1.20	0.99			
$t_c$ [min]	1.66	1.52			
$u_c$ [l/s/ha]	1072.55	1114.60			
$Q_c$ [l/s]	51.91	53.95			
$Q_c/Q_r$	1.319	0.637			
Verifica	no	ok			
<b>Tratto</b>	<b>D3-D2</b>				
Diametro [m]	0.30	0.40	<b>0.50</b>		
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67	0.78		
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75	153.67		
$t_{r,m}$ [min]	0.99	0.99	0.99		
$t_r$ [min]	2.25	2.03	1.88		
$t_c$ [min]	2.36	2.21	2.12		
$u_c$ [l/s/ha]	919.31	945.50	964.01		
$Q_c$ [l/s]	152.97	157.33	160.41		
$Q_c/Q_r$	3.887	1.856	1.044		
Verifica	no	no	ok		
<b>Tratto</b>	<b>D2-D1</b>				
Diametro [m]	0.30	0.40	0.50	<b>0.60</b>	<b>accettabile diff. 0.003</b>
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67	0.78	0.88	
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75	153.67	249.88	
$t_{r,m}$ [min]	1.88	1.88	1.88	1.88	
$t_r$ [min]	3.56	3.27	3.08	2.94	

Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

$t_c$ [min]	3.24	3.04	2.91	2.82
$u_c$ [l/s/ha]	800.37	822.52	838.13	849.89
$Q_c$ [l/s]	251.56	258.52	263.43	267.12
$Q_c/Q_r$	6.392	3.050	1.714	1.069
Verifica	no	no	no	no

**CONDOTTE DX**

$Q_{DTM}$ ft scarico	26.34
$Q_{DTM}$ P.C. iniz.	28.16

<b>Tratto</b>	<b>D9-D8</b>	
Diametro [m]	0.30	<b>0.40</b>
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75
$t_{r,m}$ [min]	0.00	0.00
$t_r$ [min]	1.80	1.48
$t_c$ [min]	2.08	1.87
$u_c$ [l/s/ha]	970.97	1017.08
$Q_c$ [l/s]	50.88	53.30
$Q_c/Q_r$	1.293	0.629
Verifica	no	ok

<b>Tratto</b>	<b>D8-D7</b>		
Diametro [m]	0.30	0.40	<b>0.50</b>
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67	0.78
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75	153.67
$t_{r,m}$ [min]	1.48	1.48	1.48
$t_r$ [min]	2.77	2.55	2.40
$t_c$ [min]	2.73	2.58	2.49
$u_c$ [l/s/ha]	861.97	883.57	898.68
$Q_c$ [l/s]	98.01	100.46	102.18
$Q_c/Q_r$	2.490	1.185	0.665
Verifica	no	no	ok

<b>Tratto</b>	<b>D7-D6</b>		
Diametro [m]	0.30	0.40	<b>0.50</b>
$V_r$ [m/s]	0.56	0.67	0.78
$Q_r$ [l/s]	39.35	84.75	153.67

## Relazione idraulica – Valutazione di compatibilità idraulica

$t_{r,m}$ [min]	2.40	2.40	2.40
$t_r$ [min]	4.70	4.30	4.04
$t_c$ [min]	4.02	3.75	3.58
$u_c$ [l/s/ha]	727.48	749.86	765.77
$Q_c$ [l/s]	116.83	120.43	122.98
$Q_c/Q_r$	2.969	1.421	0.800
Verifica	no	no	ok