REGIONE DEL VENETO	PROVINCIA DI TREVISO	COMUNE DI PAESE

PROGETTO DI REALIZZAZIONE ED AVVIO DELL'ESERCIZIO DI UN NUOVO IMPIANTO DI RECUPERO DI RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI

sita in

Comune di Paese (TV) Loc. Padernello, Via Toscana

Istanza di Verifica di Assoggettabilità alla V.I.A. ai sensi dell'art. 19 del D.Lgs n. 152/2006 e s.m.i.

ELABORATO	TITOLO ELABORATO	DATA
12	**STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**	**12/2017**

PROPONENTE:

FUTURA RECUPERI s.r.l.

Sede legale ed operativa – via Canove n. 4 – 35010 Trebaseleghe (PD)
Tel. 049-9378083, Fax. 0499375077,
info@futurarecuperi.it , futurarecuperi@legalmail.it
C.F. e P.IVA 03287700285, REA: PD – 301347

TIMBRO E FIRMA:

SCANTAMBURLO Paolino

Il Legale Rappresentante

STRUTTURA RESPONSABILE DI COMMESSA:

Studio Calore srl
Consulenza Ambientale

Via Lisbona, 7 - 35127 - PADOVA
Tel. 049 8963285 - Fax 049 8967543 - info@studiocalore.it - www.studiocalore.it
C.F. e P. IVA 04542110285 - R.E.A. n. 398131 - Cap. Soc. euro 10.000,00 i.v.

ESTENSORE RESPONSABILE DELL'ELABORATO:

ID&A
Idraulica & ambiente
Hydraulic and environmental engineering consultants

ID&A ingegneria – ingegneria sostenibile per l'IDraulica & l'Ambiente
via Monte Paularo, 1/12
30173 Favaro Veneto (Venezia) ITALIA
Tel/Fax +39 041 632509
mobile +39 380 2989587
e-mail a.pattaro@ideaingegneria.com
web: www.ideaingegneria.com

EMISSIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	NOTE
0.0	12/2017	AP	AP	AC	deposito

Questo documento costituisce proprietà intellettuale di Studio Calore S.r.l. e come tale non potrà essere copiato, riprodotto o pubblicato, tutto od in parte, senza il consenso scritto dell'autore (legge 22/04/1941 n. 633, art. 2575 e segg. C.C.)

REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI TREVISO

COMUNE DI PAESE

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA RELATIVA ALL'INSEDIAMENTO PRODUTTIVO IN VIA TOSCANA NEL COMUNE DI PAESE

ELABORATO N.

2.01

SCALA

CODICE DOCUMENTO

R0201DOC

FILE

0402_R02_01.DO

TITOLO

Studio relativo alla proprietà Futura Recuperi srl a Paese (TV)

PAESE FOGLIO 30 MAPPALE 833 – 836 – 839 – 854 – 855 – 857 - 858

PROGETTAZIONE

ID&A

Idraulica & ambiente

Hydraulic and environmental engineering consultants

ID&A ingegneria – ingegneria sostenibile per l'IDraulica & l'Ambiente
via Monte Paularo, 1/12
30173 Favaro Veneto (Venezia) ITALIA
Tel/Fax +39 041 632509
mobile +39 380 2989587
e-mail a.pattaro@ideaingegneria.com
web: www.ideaingegneria.com

REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
1	30.11.2017	MODIFICA ALLA RETE SOTTOBACINO B	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO
0	25.11.2017	PRIMA EMISSIONE	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO	ING. ALESSANDRO PATTARO

INDICE

1. INTRODUZIONE 2

2. LA NORMATIVA REGIONALE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA 4
2.1 Lo smaltimento dei deflussi mediante sistemi di infiltrazione facilitata 5
2.2 L'analisi delle criticità idrauliche in prossimità dell'insediamento 7
2.2.1 Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale 7
2.2.2 Gli strumenti di pianificazione territoriale e le Norme Idrauliche del PI 9

3. OBIETTIVI DELLO STUDIO 12

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED IDROGRAFICO 13

5. LA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA 17

6. LA SCHEMATIZZAZIONE DEL BACINO 18
6.1 La stima del tempo di corrivazione 18
6.2 Determinazione dei coefficienti di deflusso 18
6.2.1 Il tempo di corrivazione dei due sottobacini A e B 20
6.2.2 Il calcolo del volume delle acque di dilavamento 21

7. IL CALCOLO DELLE MISURE DI COMPENSAZIONE E MITIGAZIONE 25
7.1 Il volume di compenso per l'impermeabilizzazione introdotta 25
7.2 La portata in uscita dai sottobacini secondo le Norme idrauliche per l'edificazione 25
7.3 Il dimensionamento del manufatto limitatore 26
7.4 La capacità di deflusso per sfioro dei manufatti di laminazione 27
7.5 Stima della portata defluente dalla copertura 28
7.6 Stima della portata smaltita nel sottosuolo mediante sistemi di infiltrazione facilitata 30
7.7 Il dimensionamento delle condotte di deflusso meteorico 36
7.8 Applicazione del metodo dell'invaso 37

8. CONCLUSIONI 40
8.1 Volumi di compenso 40
8.2 Portata da recapitare al corpo idrico ricettore in via Toscana 42
8.3 Acque di dilavamento 42

ELABORATI ALLEGATI

Allegato A – Caratteristiche del modello idrologico

Allegato B – Planimetria, elaborati grafici

C01.00 – inquadramento planimetrico - scala 1:2000

C02.03 – planimetria della rete meteorica di deflusso – scala 1:250

C03.00 – profili idraulici condotta – scale varie

C04.00 – particolari pozzetto laminazione

1. INTRODUZIONE

Su incarico dello Studio Calore (con sede in via Via Lisbona 7 a Padova), lo studio ID&A Ingegneria, nella persona dell'ing. Alessandro Pattaro (ingegnere civile con indirizzo idraulico con laurea di 2° livello e ingegnere per l'ambiente e il territorio), ha eseguito una Valutazione di Compatibilità Idraulica per l'impianto di recupero di rifiuti non pericolosi di proprietà Futura Recuperi srl in via Toscana a Paese (TV).

La proprietà Futura Recuperi srl intende realizzare un impianto di recupero di rifiuti non pericolosi nel Comune di Paese, in prossimità di via Toscana, immediatamente a monte della linea ferroviaria Treviso - Castelfranco. La superficie complessiva da analizzare è di circa 2.2 hm² (21698 m² è la superficie fondiaria complessiva).

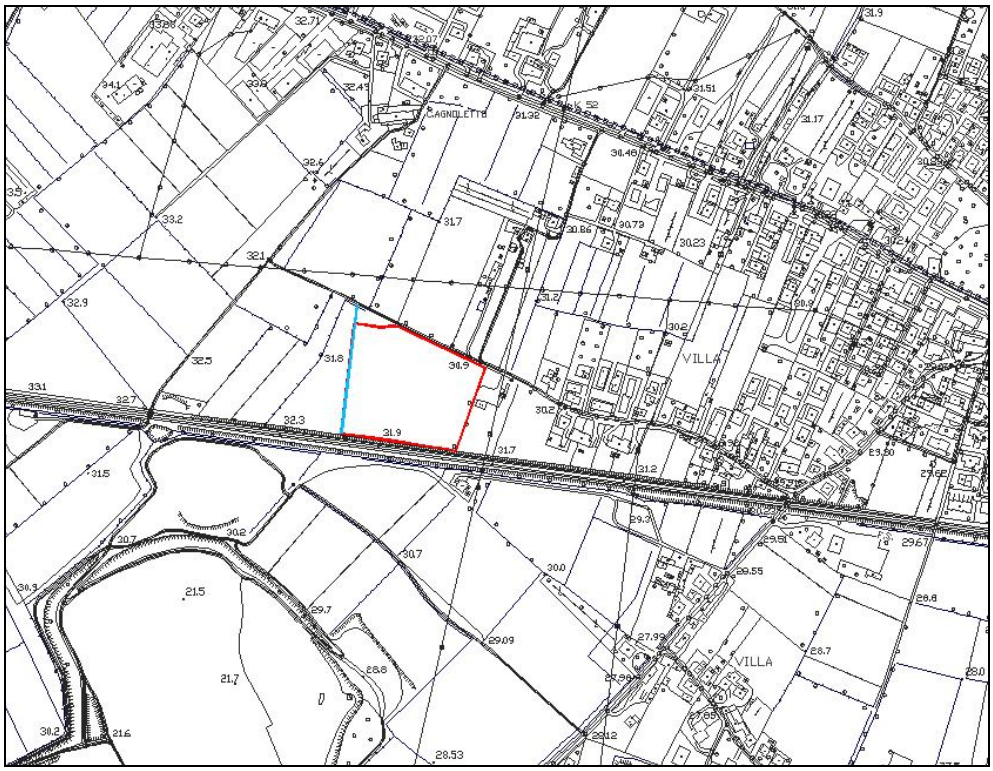


Figura 1.1 - Inquadramento dell'area oggetto del presente studio, l'impianto di recupero di rifiuti non pericolosi Futura Recuperi srl in via Toscana, nel Comune di Paese

Nella presente relazione verranno indicate le misure di mitigazione e compensazione per l'impermeabilizzazione introdotta nel bacino di proprietà Futura Recuperi srl a Paese secondo le prescrizioni delle Norme Idrauliche per l'Edificazione del Piano degli Interventi del Comune di Paese, nell'ipotesi di recapitare i deflussi in corpo idrico superficiale (un fosso sul lato nord ovest

della proprietà), essendo possibile il recapito nel primo strato del sottosuolo solo dei deflussi provenienti dalla copertura dell'edificio (da erigere).

Nell'ambito delle indagini è stato messo a punto un modello idrologico con formazione della piena tipo Nash.

Il modello ha lo scopo di ricostruire, partendo dalle precipitazioni, gli idrogrammi delle portate di piena probabili dei bacini di interesse, la superficie complessiva dei quali è di 17152 m² (i deflussi della copertura infatti, con una superficie di 4546 m², vengono recapitati nel primo strato del sottosuolo mediante dispositivi ad infiltrazione facilitata).

Una volta predisposto e messo a punto il modello idrologico, le indagini sono state finalizzate alla valutazione delle portate massime che si generano nella configurazione di progetto in concomitanza degli eventi di maggior afflusso al corpo idrico che raccoglie gli scarichi.

Per dare compimento alle attività sopra illustrate, si sono reperiti presso gli Enti competenti sul territorio e presso il Committente (e sono stati quindi utilizzati) i seguenti documenti:

- le tavolette della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000;
- Carta delle fragilità (Aree soggette a dissesto idrogeologico e fragilità ambientale) 2-1-B del PTCP della Provincia di Treviso (approvato con Delibera di Giunta Regionale n. 1137 del 23 marzo 2010, pubblicata sul B.U.R. del giorno 11 maggio 2010, entrato in vigore il giorno 26 maggio 2010;
- Le Norme Idrauliche del secondo Piano degli Interventi (approvato nel 2015) ed il quadro conoscitivo del PAT di Paese.

2. LA NORMATIVA REGIONALE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

Il presente studio intende verificare, dal punto di vista idraulico, la perseguibilità del progetto proposto per l'area in esame, sottoponendolo alle restrittive normative previste per le varianti urbanistiche.

La Regione del Veneto ha emesso alcune norme che disciplinano la pianificazione urbanistica in relazione alla regimazione dei deflussi idrici. Nel Dicembre 2002, con D.G.R.V. 3637/02, è stato istituito l'obbligo di redigere una Valutazione di Compatibilità Idraulica per ogni variante agli strumenti urbanistici.

Le disposizioni regionali in materia di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico e le indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici, approvate con Delibera G.R. n. 3637 del 13.12.2002, successivamente aggiornata con la D.G.R.V. 1322/06 (integrata successivamente dalla D.G.R.V. 2948/09), pongono dei vincoli stringenti all'attività di pianificazione urbanistica. Tali disposizioni subordinano l'approvazione di nuovi strumenti urbanistici o di loro varianti, al parere di conformità idraulica espresso dalla competente autorità idraulica, individuata dalla Regione Veneto nella unità complessa del Genio Civile Regionale. Al fine di emettere detto parere, l'autorità deve avvalersi del parere degli Enti di settore competenti per territorio.

Le disposizioni regionali costituiscono una "anticipazione" del futuro assetto normativo globale in materia idraulica e hanno lo scopo, dichiarato dalla stessa Regione, di prevenire possibili dissesti idraulici ed idrogeologici non contemplati dai P.A.I., in quanto questi ultimi possono prendere in esame soltanto lo stato di fatto e non le modifiche eventualmente introdotte da strumenti di data posteriore alla conclusione degli studi di piano.

La delibera prevedeva che tutti gli strumenti urbanistici generali e le varianti, generali o parziali o che, comunque, potessero recare trasformazioni del territorio tali da modificare il regime idraulico esistente, fossero corredati da una "Valutazione di compatibilità idraulica".

In sede di applicazione della D.G.R. citata si è palesata la necessità che venissero fornite ulteriori indicazioni, per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

Con delibera di G.R. n. 1322 del 10.05.2006, dopo l'esperienza acquisita negli anni di applicazione della D.G.R. 3637/02, è stata recepita la necessità di garantire omogeneità di approccio agli studi di compatibilità idraulica. Questi si concretizzano sostanzialmente in

elaborazioni idrologiche ed idrauliche finalizzate a definire progettualmente gli interventi che hanno funzione compensativa per garantire l' "invarianza idraulica", laddove il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio viene così definito: "Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa."

Nell'allegato A alla D.G.R.V. 2948/09 sono contenute le modalità operative e le indicazioni tecniche per la redazione della Valutazione di Compatibilità Idraulica.

La normativa regionale stabilisce che la Valutazione di Compatibilità Idraulica sia improntata nel rispetto dei seguenti criteri:

- Il tempo di ritorno cui fare riferimento venga definito pari a 50 anni;
- le stime delle portate vengano prodotte con più metodi diversi e considerare i valori più cautelativi dei calcoli del volume d'invaso di compensazione;
- si adotti una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici.

2.1 Lo smaltimento dei deflussi mediante sistemi di infiltrazione facilitata

La sopracitata delibera di Giunta Regionale del Veneto contiene anche la seguente previsione, sulla possibilità di smaltimento dei deflussi meteorici negli strati superficiali del sottosuolo mediante sistemi di infiltrazione facilitata:

In caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge (coefficiente di filtrazione maggiore di 10^{-3} m/s e frazione limosa inferiore al 5%), in presenza di falda freatica sufficientemente profonda e di regola in caso di piccole superfici impermeabilizzate, è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione. Questi sistemi, che fungono da dispositivi di reimmissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di vasche o condotte disperdenti posizionati negli strati superficiali del sottosuolo in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. I parametri assunti alla base del dimensionamento dovranno essere desunti da prove sperimentali. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata.

Qualora si voglia aumentare la percentuale di portata attribuita all'infiltrazione, fino ad una incidenza massima del 75%, Il progettista dovrà documentare, attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici, la funzionalità del sistema a smaltire gli eccessi di portata prodotti

dalle superfici impermeabilizzate rispetto alle condizioni antecedenti la trasformazione, almeno per un tempo di ritorno di 100 anni nei territori di collina e montagna e di 200 anni nei territori di pianura.

Nel Quadro Conoscitivo del PAT si forniscono le seguenti caratteristiche generali dell'acquifero:

Il gradiente idraulico varia circa da 0.6 a 4 per mille, e nell'area in esame varia da quota 28 a 18 metri s.l.m..

La Tavola 4.2.s Idrogeologia del PAT mostra una profondità della falda freatica pari a circa 10 ÷ 11 m dal piano campagna.

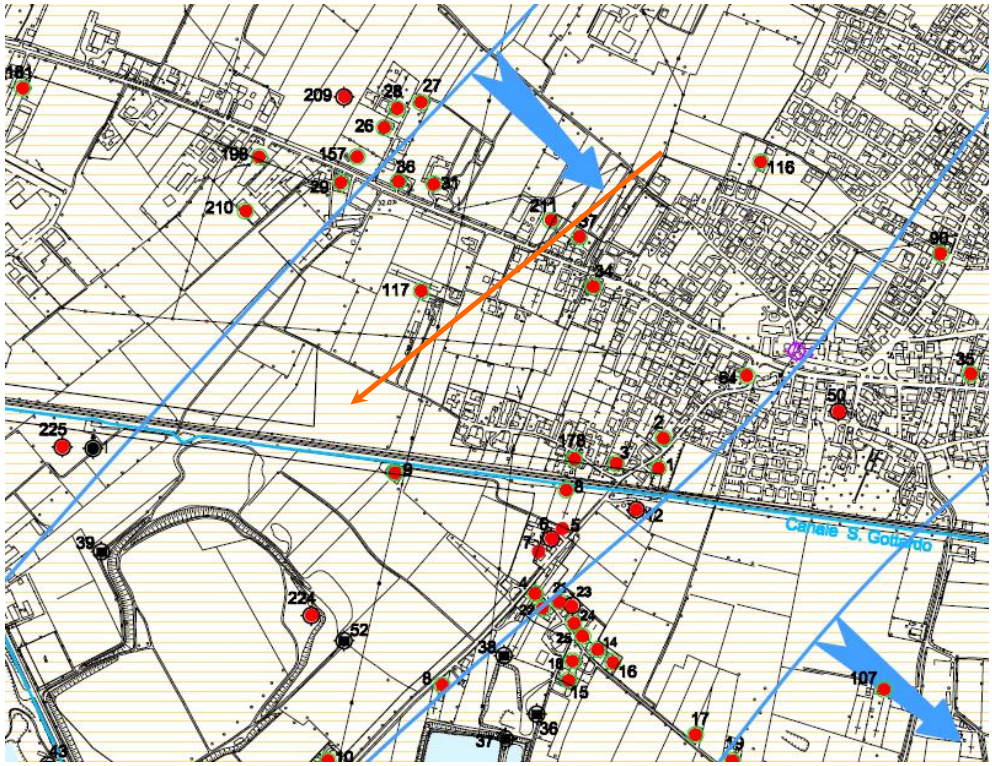


Figura 2.1 – Tavola 4.2.s Idrogeologi del PAT di Paese

Per quanto riguarda la conducibilità idraulica verticale il Quadro Conoscitivo del PAT stima una variabilità compresa fra $2 \cdot 10^{-4}$ e $1.5 \cdot 10^{-2}$ m/s, con una permeabilità media di falda freatica pari a $1.38 \cdot 10^{-3}$ m/s, quindi una permeabilità tale (secondo l'allegato A della DGR 2948/09) da consentire lo smaltimento dei deflussi superficiali nello strato superficiale del sottosuolo.

Nelle Norme Idrauliche del Piano degli Interventi del Comune di Paese (approvato nel 2015) all'art. 4 si prescrive:

[…] L'acqua proveniente dalle coperture deve essere sempre raccolta e smaltita nel sottosuolo con l'ausilio di pozzi drenanti dimensionati come all'art.9.

All'art. 9 le Norme Idrauliche indicano le seguenti misure:

Deve essere posizionato un pozzo drenante diametro interno 1.50 mt e profondità 5.00 mt ogni 500 m² o frazione di superficie impermeabilizzata, posti ad interasse non inferiore a 20,00 mt. […].

Il pozzo deve essere rinterrato nel contorno con almeno 50 cm di materiale arido di nuova fornitura avente pezzatura dai 50 ai 150 mm. La batteria, o il singolo pozzo, deve essere preceduta da un pozzetto di decantazione, dimensioni minime interne 80x80 cm², che deve essere periodicamente ispezionato e svuotato del materiale fino depositato. La distanza tra due pozzi successivi deve essere almeno pari a 2 o 3 volte l'altezza del pozzo stesso. Per il pozzo perdente, o per la batteria, deve essere predisposto un troppo pieno di sicurezza alla rete di smaltimento superficiale.

Essendo la superficie di copertura pari a 4546 m², sarà necessario disporre almeno 9 pozzi perdenti con le caratteristiche prescritte dalle Norme Idrauliche del PI.

2.2 L'analisi delle criticità idrauliche in prossimità dell'insediamento

2.2.1 Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale

Il PTCP è un atto di programmazione generale che stabilisce gli indirizzi strategici di assetto del territorio di competenza (il PTCP è stato approvato con Delibera di Giunta Regionale n. 1137 del 23 marzo 2010, pubblicata sul B.U.R. del giorno 11 maggio 2010, entrato in vigore il giorno 26 maggio 2010).

Obiettivo del Piano è tutelare i molteplici interessi della comunità in una visione della realtà locale come parte di una rete di relazioni con le zone confinanti.

Tutela dell'ambiente, difesa del suolo, crescita economica, programmazione delle infrastrutture, valorizzazione dei beni culturali e delle risorse turistico-ambientali, qualità della vita e benessere sociale sono gli obiettivi del Piano, che dovrebbe costituire la mappa dello sviluppo del territorio veneziano nei prossimi anni.

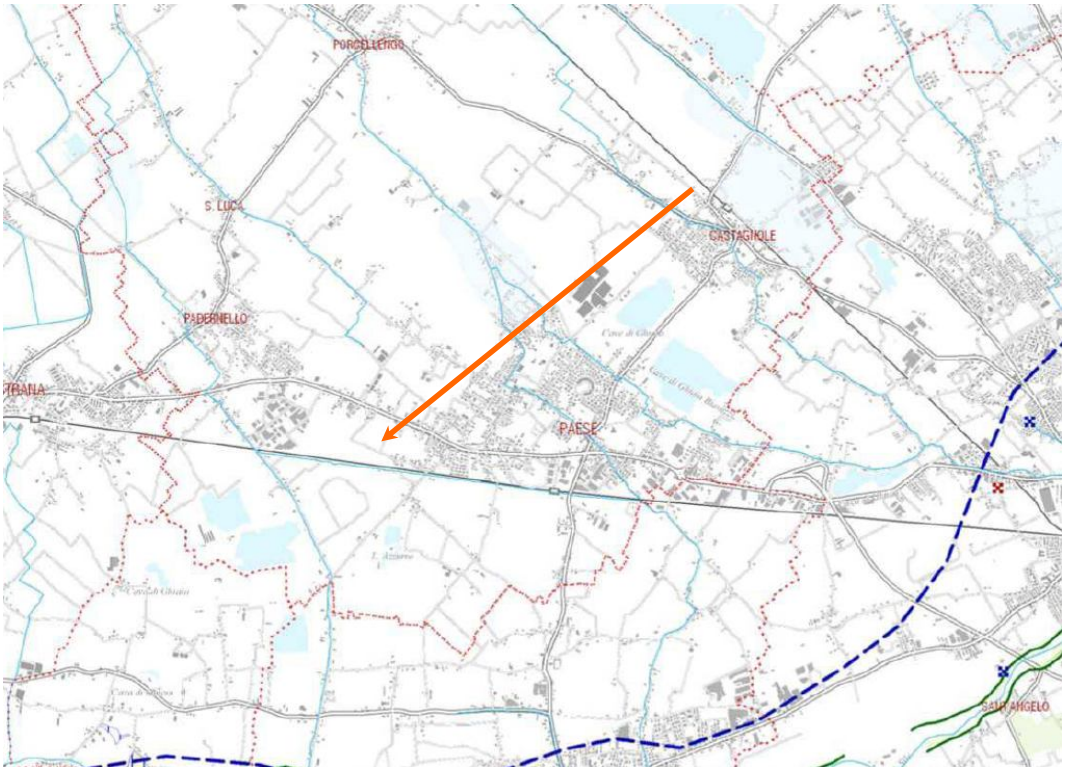
Fra i numerosi aspetti indagati, il PTCP analizza le criticità idrauliche del territorio, distinguendo i problemi della rete idraulica minore (per lo più riconducibili agli effetti di trasformazioni territoriali

relativamente recenti e ad una politica di gestione del territorio poco oculata) da quelli della rete idraulica principale (i.e. il fiume Piave o il fiume Sile): questi ultimi risalgono generalmente ad anni molto lontani, essendo stati determinati da scelte e da interventi operati in epoca storica, non sempre felici dal punto di vista della difesa delle piene.

Il Documento di Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (con riferimento agli aspetti idraulici relativi alla difesa del suolo, allegato E) fa propri i risultati delle indagini condotte per l'elaborazione dei P.A.I. dell'Autorità di Bacino.

In prossimità dell'area di studio, il PTCP non segnala condizioni di pericolosità (cfr. Figura 2.2).

Il Piano di Assetto Idrogeologico del fiume Piave non considera l'area dell'insediamento di Futura Recuperi srl a pericolo idraulico.



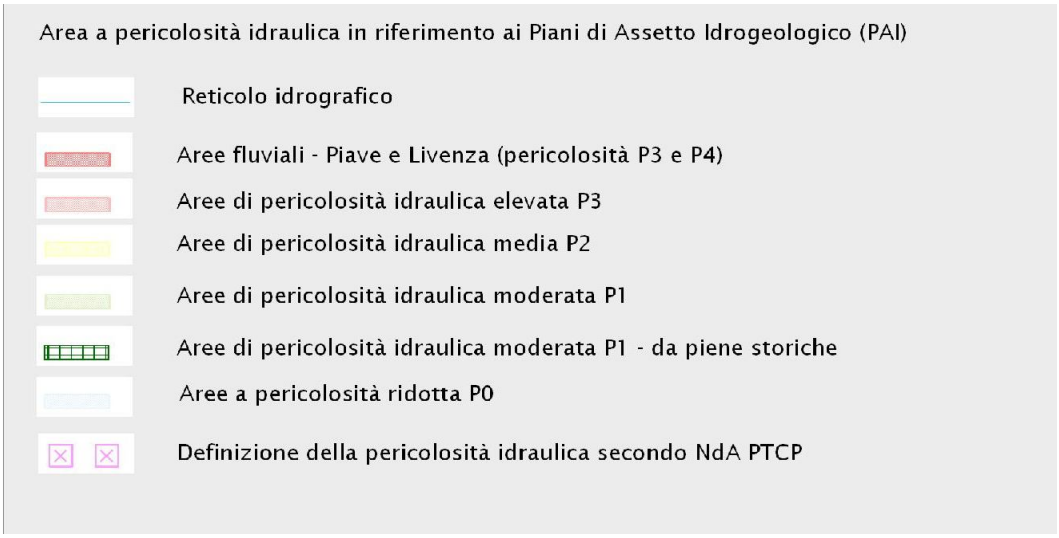


Figura 2.2 – Carta delle fragilità (TAV 2) del PTCP di Treviso in prossimità della proprietà Futura Recuperi srl

2.2.2 Gli strumenti di pianificazione territoriale e le Norme Idrauliche del PI

Il Comune di Paese è dotato sia del Piano di Assetto Territoriale, sia del Piano degli Interventi.

Dall'analisi della carta delle fragilità del PAT del Comune di Paese l'area della proprietà Futura

Recuperi srl viene censita come area idonea all'edificazione.

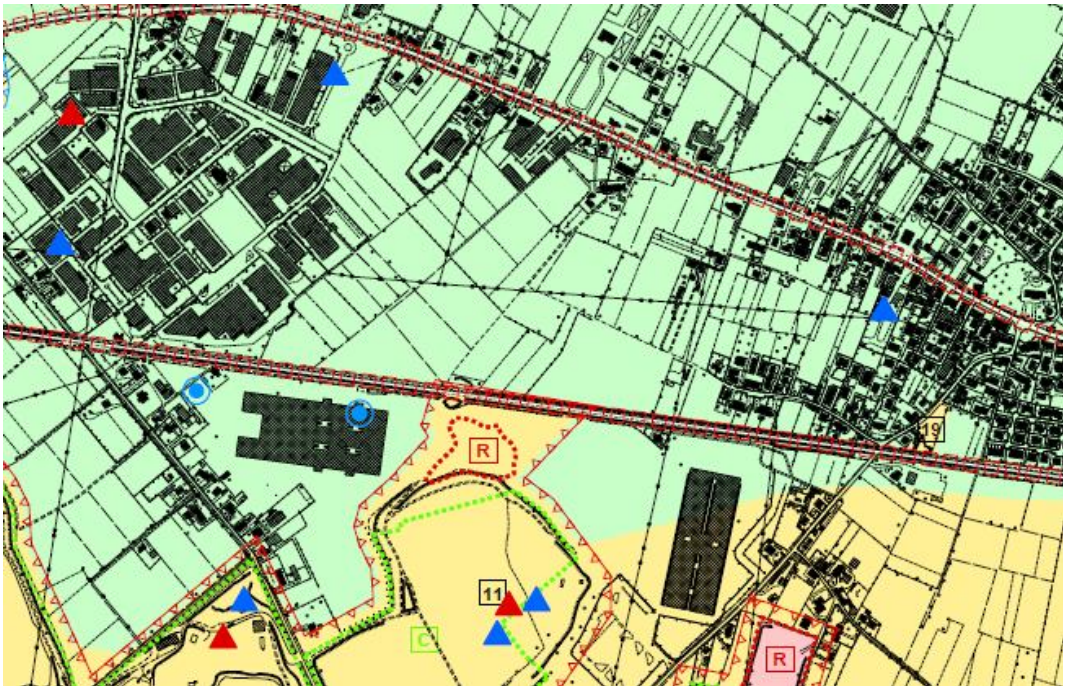


Figura 2.3 – Carta delle fragilità (TAV 3) del PAT di Paese in prossimità della proprietà Futura Recuperi srl

Il Piano degli Interventi del Comune di Paese è corredato anche di specifiche Norme idrauliche per l'edificazione, che contemplano alcune misure per la mitigazione del pericolo idraulico e la compensazione delle superfici impermeabilizzate.

All'art. 2 delle Norme Idrauliche per l'edificazione si indica come calcolare il volume di compenso per l'impermeabilizzazione introdotta nel bacino, a seconda che l'insediamento sia di tipo residenziale o produttivo.

Nel caso della proprietà Futura Recuperi srl il volume specifico di compenso da realizzare è calcolabile attraverso la seguente formula:

$$V_{comp} = 300 + 420 * (S_{imp} - 0.9 * S_{tetti}) / (S_{tot} - S_{tetti})$$

dove:

- V_{comp} = volume specifico di compenso (m³/ha);
- S_{imp} = superficie impermeabilizzata;
- S_{tetti} = superficie coperta (da smaltire attraverso pozzi perdenti);

- S_{tot} = superficie totale (territoriale dell'intervento).

La superficie impermeabilizzata va calcolata secondo la relazione:

$$S_{imp} = 0.9 \cdot S_{tetti} + 0.9 \cdot S_{pav} + 0.6 \cdot S_{semi} + 0.2 \cdot S_{ver}$$

Alla rete di smaltimento comunale e consortile deve essere recapitata solo la portata massima scaricabile. La portata massima scaricabile si calcola moltiplicando la superficie totale per il seguente coefficiente udometrico, che nel caso dell'insediamento commerciale di proprietà Futura Recuperi srl è stato prescritto in 10 l/s·hm².

L'art. 3 "Soglie dimensionali per la valutazione di compatibilità idraulica" indica il tipo di approfondimento richiesto per la Valutazione di Compatibilità Idraulica a seconda dell'estensione del bacino.

La verifica della compatibilità idraulica è obbligatoria per ogni intervento, l'approfondimento dipende dall'estensione territoriale dell'area urbanizzata.

Se l'area è compresa tra 1 e 10 hm² (come nel caso della proprietà Futura Recuperi srl) è necessario calcolare e fornire i seguenti dati:

- Relazione di compatibilità idraulica;
- volume di compenso calcolato con la relazione all'art. 2;
- portata uscente calcolata con coefficiente udometrico di cui all'articolo 2;
- sezione di chiusura regolabile e tiranti idrici derivanti da apposito calcolo;
- planimetria, profilo e particolari costruttivi della rete di raccolta e delle opere di compensazione.

3. OBIETTIVI DELLO STUDIO

Lo studio è stato principalmente finalizzato ad individuare, nell'ambito territoriale considerato, il funzionamento idraulico della rete idrografica minore e della rete di raccolta delle acque meteoriche, in occasione di eventi di piena generati dalle precipitazioni più intense, in grado di produrre condizioni critiche per il sistema di drenaggio e di causare esondazioni ed allagamenti di porzioni più o meno estese di territorio.

Nel presente studio si indicheranno le misure per garantire l'invarianza idraulica dei deflussi secondo le prescrizioni contenute nelle Norme Idrauliche per l'Edificazione contemplate nel Piano degli Interventi del Comune di Paese.

L'insediamento produttivo della proprietà Futura Recuperi srl in via Toscana avrà un unico recapito per i deflussi meteorici: un fosso profondo circa 2 m situato in corrispondenza al vertice nord ovest della proprietà. Si tratta di un capiente corpo idrico a quota depressa collegato alla rete di deflusso meteorico della lottizzazione.

Attraverso l'applicazione di un modello idrologico si è stimato l'idrogramma di piena generato dal bacino di studio per un tempo di ritorno di 50 anni e confrontato il colmo di portata con il limite previsto dalle Norme idrauliche per l'edificazione del Piano degli Interventi del Comune di Paese.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED IDROGRAFICO

La proprietà Futura Recuperi srl prevede di realizzare l'impianto di recupero di rifiuti non pericolosi in una zona produttiva nel Comune di Paese, in via Toscana. La proprietà è censita catastalmente al Foglio 30 mappali 833 – 836 – 839 – 854 – 855 – 857 - 858.

L'intera area, con una superficie complessiva di 21698 m², può essere descritta come un piano inclinato con una modesta pendenza verso sud: nella configurazione di progetto la quota di imposta dei piazzali varierà linearmente, realizzando dei compluvi verso la rete delle condotte. La quota media del piano di imposta attuale è 31.5 m s.l.m..

Non ci sono corsi d'acqua significativi in prossimità della proprietà Futura Recuperi srl: i deflussi verranno recapitati su un fosso di profondità pari a circa 2 m situato in corrispondenza del vertice a nord ovest della proprietà. Sul confine ovest della proprietà è già presente una condotta di diametro pari a 400 mm collegata a pozzi con fondo disperdente di dimensioni 2x2 m e collegato al fosso centrale di via Toscana con un troppo pieno.

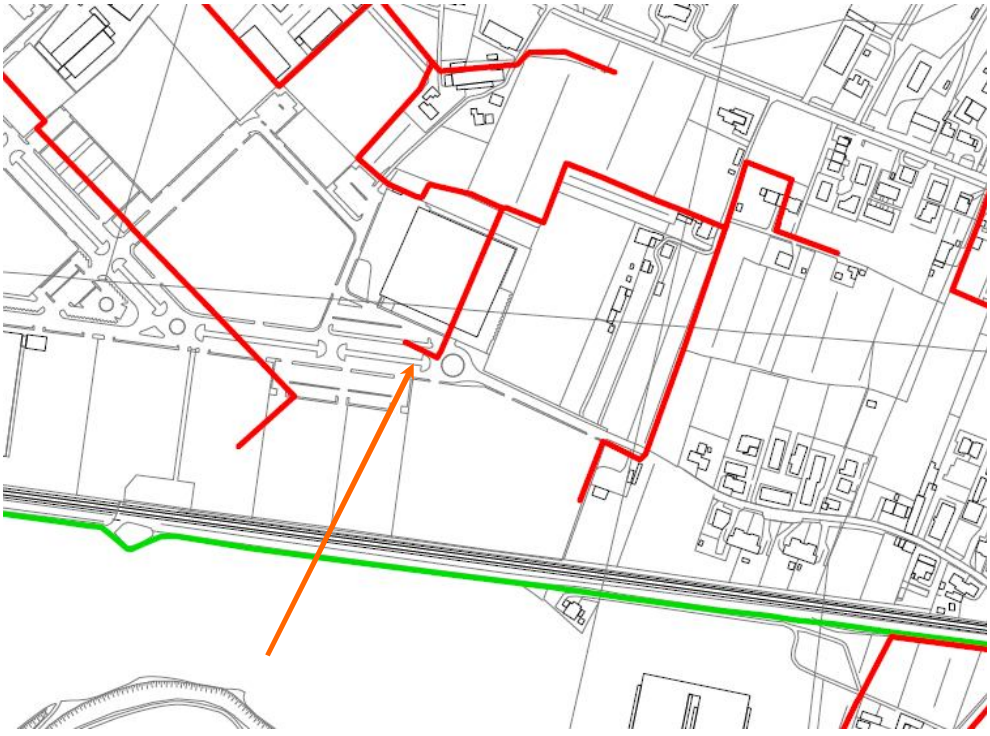


Figura 4.1 – reti di bonifica ed irrigua censite nella Tavola 8 del Piano degli Interventi del Comune di Paese

Questa stessa condotta è collegata, attraverso un tombino sottopassante la ferrovia, ad un fosso che scorre a sud della ferrovia con asse ovest-est.

Figura 4.2 – Il fosso di recapito dei deflussi uscenti dalla proprietà Futura Recuperi srl in via Toscana

Figura 4.3 – Il fosso lungo il lato sud della ferrovia collegato alla condotta sul confine ovest della proprietà

La Tavola 8 del Piano degli Interventi censisce la rete di deflusso superficiale del Comune di Paese e riporta il tracciato del corpo idrico superficiale di recapito dei deflussi della proprietà Futura Recuperi srl.

Figura 4.4 – Il fosso di recapito dei deflussi uscenti dalla proprietà Futura Recuperi srl

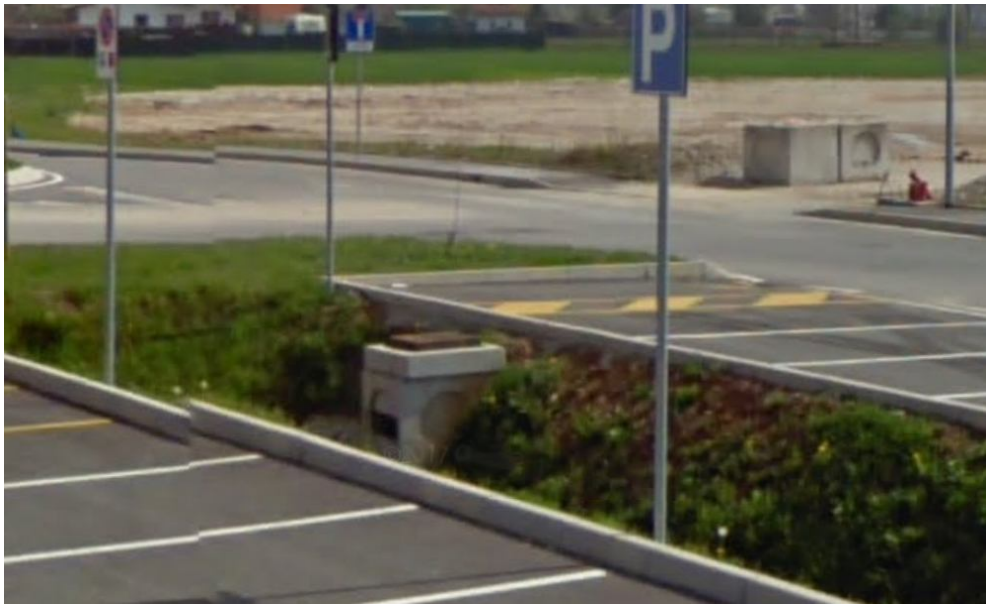


Figura 4.5 – Il fosso di recapito dei deflussi uscenti dalal prorpietà visto da nord ovest

Considerate le significative profondità della falda freatica (10÷11 m dal piano campagna) e l'elevata conducibilità idraulica dei terreni le Norme idrauliche del Piano degli Interventi prescrivono lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla coperture nello strato superficiale del sottosuolo attraverso dispositivi ad infiltrazione facilitata.

Figura 4.6 – Foto satellitare della proprietà Futura Recuperi sr

5. LA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Il modello idrologico messo a punto consente di simulare le piene di un bacino idrografico, di qualsivoglia dimensione e forma, a partire dalle precipitazioni. In particolare, con esso è possibile simulare piene ipotetiche, partendo da piogge di durata variabile e con diversa criticità in termini statistico-probabilistici. In rapporto agli scopi dell'analisi idrologica, è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno di 50 anni indicata dalle Norme Idrauliche di Edificazione relative al Piano degli Interventi del Comune di Paese.

La curva segnalatrice di possibilità pluviometrica a tre parametri ha la seguente l'espressione:

$$h = \frac{31.5 \cdot t}{(11.3 + t)^{0,797}} \text{ [mm]}$$

Oppure (a seconda del tempo di corrivazione) si può utilizzare una curva segnalatrice di possibilità pluviometrica a due parametri con la seguente l'espressione:

$$h = a \cdot t^n \text{ [mm]}$$

dove:

- a, n parametri della curva segnalatrice;
- t è il tempo espresso in minuti.

Per il Comune di Paese e il TR = 50 anni si conviene di utilizzare la seguente curva di possibilità pluviometrica $h = 66.77 \cdot t^{0.254}$ (con t espresso in ore e h in mm)

6. LA SCHEMATIZZAZIONE DEL BACINO

6.1 La stima del tempo di corrivazione

Si è applicato un modello idrologico con il fine di simulare il comportamento del bacino, in concomitanza a significativi eventi meteorici generati sinteticamente a partire dalle altezze di precipitazione aventi una determinata frequenza probabile.

Poiché il codice di calcolo predisposto non pone limiti particolari al numero di sottobacini da considerare nella schematizzazione, né tanto meno alla struttura della relativa rete di collegamento, la suddivisione in sottobacini elementari potrebbe essere spinta fino a considerare le più piccole unità idrografiche.

Per quanto riguarda la stima del tempo al colmo dell'idrogramma superficiale t_s si è fatto riferimento alla seguente formula tecnica:

$$t_s = t_{sec} + 1.03 \cdot \frac{(1.1 - C_d) \cdot \sqrt{L_{OV}}}{\sqrt[3]{i}} \qquad \textbf{Eq. 6-1}$$

riportata in letteratura tecnica e largamente adottata nel calcolo delle reti di drenaggio urbano, nella quale il significato dei simboli è il seguente:

- t_s è il tempo al colmo, espresso in minuti;
- t_{sec} è il tempo, espresso in minuti, impiegato dall'onda a percorrere i condotti della rete secondaria;
- C_d è il coefficiente di deflusso;
- L_{ov} è la lunghezza in metri del bacino drenato, oltre la lunghezza dei condotti;
- i è la pendenza media del bacino.

6.2 Determinazione dei coefficienti di deflusso

La definizione dei coefficienti di deflusso dipende dal tipo di superficie che contribuisce alla piena, e dalla durata dell'evento meteorico.

Ci si può riferire, in linea di massima, ai coefficienti relativi ad una pioggia avente la durata di un'ora, riportati di seguito:

Tabella 6.1 – Valori ricorrenti dei coefficienti di deflusso

Tipo di superficie	***Coeff. di Defl.***
Tetti metallici	0.95
Tetti a tegole	0.90
Pavimentazioni asfaltate	0.85-0.90
Pavimentazioni in pietra	0.80-0.85
Massicciata in strade ordinarie	0.40-0.80
Zone con ghiaia non compressa	0.15-0.25
Giardini	0.05-0.25
Parti centrali di città, completamente occupate da costruzioni	0.70-0.90
Quartieri con pochi spazi liberi	0.50-0.70
Quartieri con fabbricati radi	0.25-0.50
Tratti scoperti	0.10-0.30
Giardini e cimiteri	0.05-0.25

Per aree composte da differenti tipi di superficie (S_i), ognuna delle quali caratterizzata da un proprio coefficiente di deflusso (C_{Di}), si utilizzerà un coefficiente dato dalla media ponderale dei singoli valori:

$$C_D = \frac{\sum C_{Di} \cdot S_i}{\sum S_i} \qquad \text{Eq. 6-2}$$

Tabella 6.2 - Valori dei parametri che nel modello idrologico controllano la trasformazione degli afflussi in deflussi (la copertura non viene conteggiata perché i deflussi vengono recapitati nello strato superficiale del sottosuolo attraverso dispositivi ad infiltrazione facilitata)

Situazione	***Area***		***L***	t_{sec}	C_D	L_{ov}	***i***	t_s	$Ø_t$
	fraz.	[m²]	[m]	[min]		[m]		[h]	
progetto	verde	4243.8	270	5	0.2	25	0.005	0.28	0.69
	copert	No cont.			0.9				
	pavime.	10685			0.9				
	semip.	2223			0.6				

Attraverso la definizione di tali parametri, si opera la trasformazione afflussi-deflussi, determinando la modalità con la quale il territorio restituisce le acque ricevute dall'evento meteorico.

6.2.1 Il tempo di corrivazione dei due sottobacini A e B

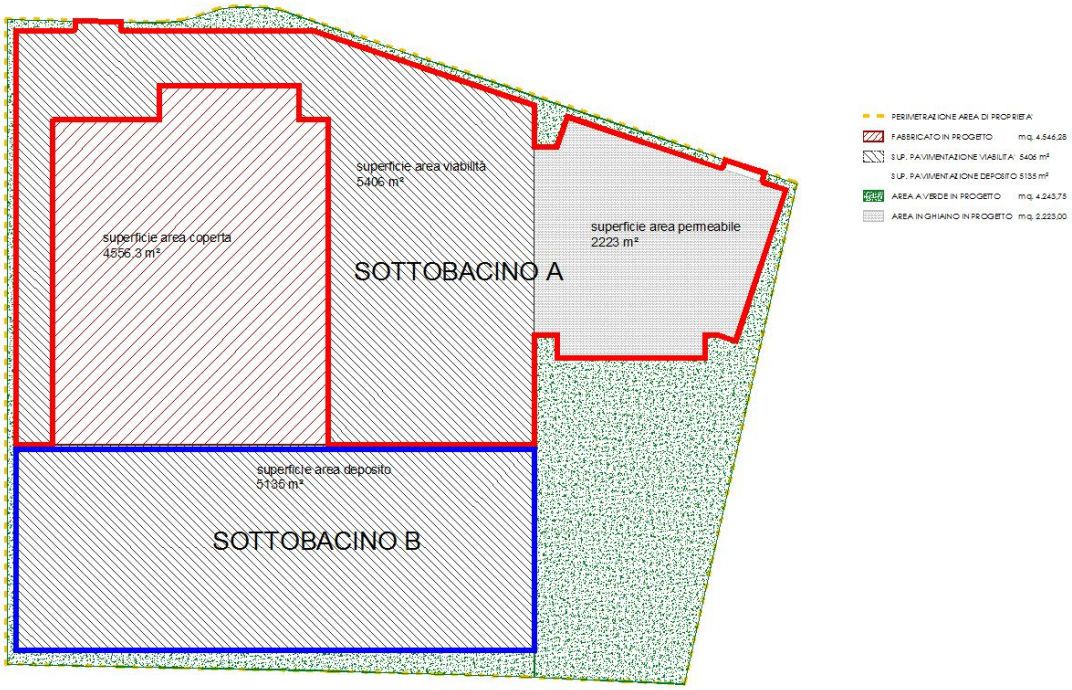


Figura 6.1 – Suddivisione delle superfici a seconda del tipo di impermeabilizzazione

L'intera superficie della proprietà Futura Recuperi srl è stata suddivisa in quattro sottobacini:

- la copertura (i cui deflussi vengono rilasciati nello strato superficiale del sottosuolo attraverso dispositivi ad infiltrazione facilitata senza la necessità di alcun trattamento);
- l'area verde (i cui deflussi vengono raccolti in un bacino d'invaso e poi esitati alla rete idrografica superficiale senza la necessità di alcun tipo di trattamento);
- il sottobacino A (dedicato alla viabilità interna) i cui deflussi vengono sottoposti ad un trattamento di sedimentazione e disoleazione, prima di venir recapitati nella condotta di scarico (le acque di seconda pioggia vengono recapitate nel bacino d'invaso verde);
- il sottobacino B al quale pervengono i deflussi potenzialmente inquinati: in questa area, infatti, vengono depositati i rifiuti non pericolosi stoccati in balle di cartone e i reflui dell'autolavaggio e del diesel tank: tutti gli afflussi dell'area (corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50 anni) vengono sottoposti ad un trattamento di sedimentazione, disoleazione e ad un trattamento fisico –chimico.

Le opere di compensazione e mitigazione idrauliche dovranno essere dimensionate in relazione alla necessità di procedere al trattamento delle acque di dilavamento, nello specifico del sottobacino A

e del sottobacino B.

Per quanto riguarda il sottobacino A (viabilità interna e parcheggio autoveicoli), il volume di deflusso in eccesso, rispetto alle acque di dilavamento, è da considerarsi di seconda pioggia e può defluire in un corpo idraulico recettore senza alcun tipo di trattamento. Le acque di seconda pioggia non necessitano di trattamento e non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico. In base ai coefficienti di afflusso indicati nell'art. 39 del Piano di Tutela delle Acque (0.9 per le superfici impermeabilizzate, 0.6 per le superfici permeabili, 0.2 per le superfici a verde), il volume specifico di pioggia di dilavamento da sottoporre a trattamento va moltiplicato per il coefficiente di afflusso medio del sottobacino.

Nelle seguenti tabelle si riportano i dati morfometrici, in base ai quali si calcolano i coefficienti di afflusso medi dei due sottobacini (sottobacino A e B) e i tempi di corrivazione.

Tabella 6.3 - Valori dei parametri per la determinazione del tempo di corrivazione e del coefficiente di deflusso del sottobacino A

Sottobacino	***Area***		***L***	t_{sec}	C_D	L_{ov}	***i***	t_s	$Ø_t$
	fraz.	[m²]	[m]	[min]		[m]		[h]	
A	parch	2223	270	5	0.6	25	0.005	0.21	0.81
	copert.	-			0.9				
	verde.	-			0.2				
	pavimen	5550			0.9				

Tabella 6.4 - Valori dei parametri per la determinazione del tempo di corrivazione e del coefficiente di deflusso del sottobacino B

Sottobacino	***Area***		***L***	t_{sec}	C_D	L_{ov}	***i***	t_s	$Ø_t$
	fraz.	[m²]	[m]	[min]		[m]		[h]	
B	parch	-	135	2.5	0.6	25	0.005	0.13	0.9
	copert.	-			0.9				
	verde.	-			0.2				
	pavimen	5135			0.9				

Il sottobacino A, con una superficie di 7773 m², ha un coefficiente di afflusso medio di 0.81.

Il sottobacino B, con una superficie di 5135 m², ha un coefficiente di afflusso medio di 0.9.

6.2.2 Il calcolo del volume delle acque di dilavamento

Una parte dei deflussi interessanti il bacino dovrà essere sottoposta a trattamento in ottemperanza

alle norme del Piano di Tutela delle Acque della Regione del Veneto, prima di venir recapitate nel corpo idrico superficiale di via Toscana.

SOTTOBACINO A (viabilità interna)

Per il sottobacino A, il volume di dilavamento da sottoporre a trattamento risulta (considerando in via precauzionale di raccogliere una lama d'acqua pari a 15 mm di pioggia uniformemente distribuita sul bacino):

$$V = S \cdot h_p \cdot C_d = 7773 \cdot 0.015 \cdot 0.814 = 95 \text{ m}^3$$

nella quale il significato dei simboli è il seguente:

- V è il volume sottoposto a trattamento.
- h_p è l'altezza di pioggia;
- S è la superficie di raccolta delle acque di dilavamento;
- C_d è il coefficiente di deflusso.

SOTTOBACINO B (deposito rifiuti + area autolavaggio e diesel tank)

Per il sottobacino B si è convenuto di trattare tutti gli afflussi corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50 anni. Tutti i reflui (per TR 50 anni) transiteranno per un impianto chimico-fisico che ha una capacità di trattamento pari a circa 3 l/s (10 m³/h).

Il piazzale del sottobacino B ha una superficie in pendenza verso le due dorsali delle fognature che lo attraversano da ovest verso est: in prossimità dell'edificio la quote del piano è pari a +0.15 m, mentre in corrispondenza delle due dorsali delle fognature le quote del piano sono pari a 0.0 m. Tutto introno alla pavimentazione viene disposto un cordolo con quota pari a 0.20 m che costituisce anche un confine idraulico, in modo che gli afflussi interessanti il sottobacino B non possano che defluire attraverso le opere di captazione (le griglie disposte lungo le dorsali delle fognature).

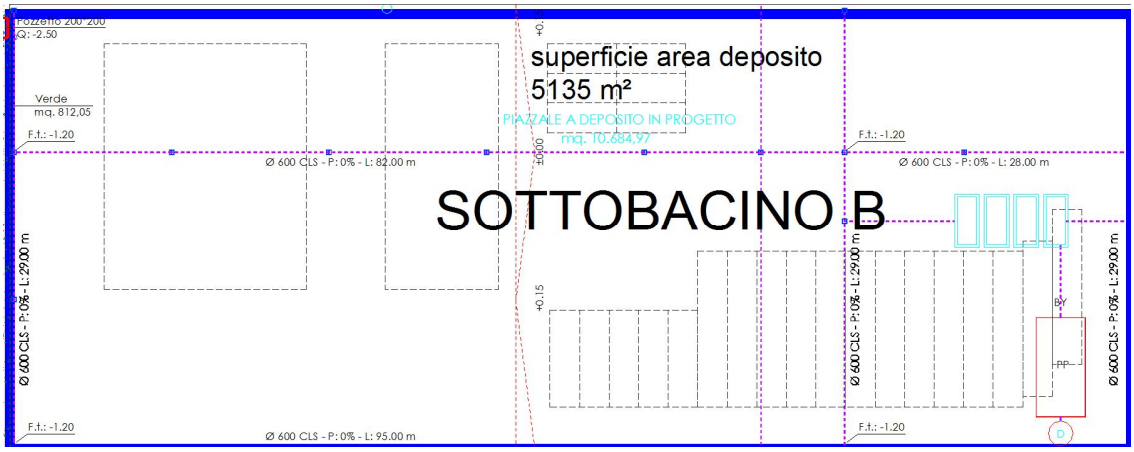


Figura 2 – In rosso l'andamento delle quote del piazzale: quota 0.0 m in corridpondenza delle due dorsali delle fognature e quota 0.15 m in prossimità dell'edificio e a 2/3 del piazzale verso sud

In questo modo tutte le precipitazioni fino alla quota di 150 mm nei tratti più depressi (oltre a quelle che affluiscono alle condotte fognarie) vengono trattenuti all'interno del sottobacino B.

Essendo il sottobacino una superficie di dimensione pari a 45 x 114 m² = 5135 m², si ottiene un volume di invaso superficiale massimo pari a

$$V = \frac{L \cdot l \cdot h}{2} = \frac{114 \cdot 45 \cdot 0.15}{2} = 384.75 \text{ m}^3$$

Dove:

- L è il lato maggiore della superficie del sottobacino B;
- l è il lato minore della superficie del sottobacino B;
- h è la depressione maggiore (lungo le due dorsali della fognatura).

Sapendo che tutti i deflussi interessanti il sottobacino B e l'area del diesel tank e dell'autolavaggio dovranno transitare attraverso il trattamento chimico-fisico di portata massima pari a 2.7 l/s, sarà necessario realizzare a monte un volume d'invaso, che potrà essere desunto attraverso un bilancio idrico (che utilizza un modello idrologico di Nash).

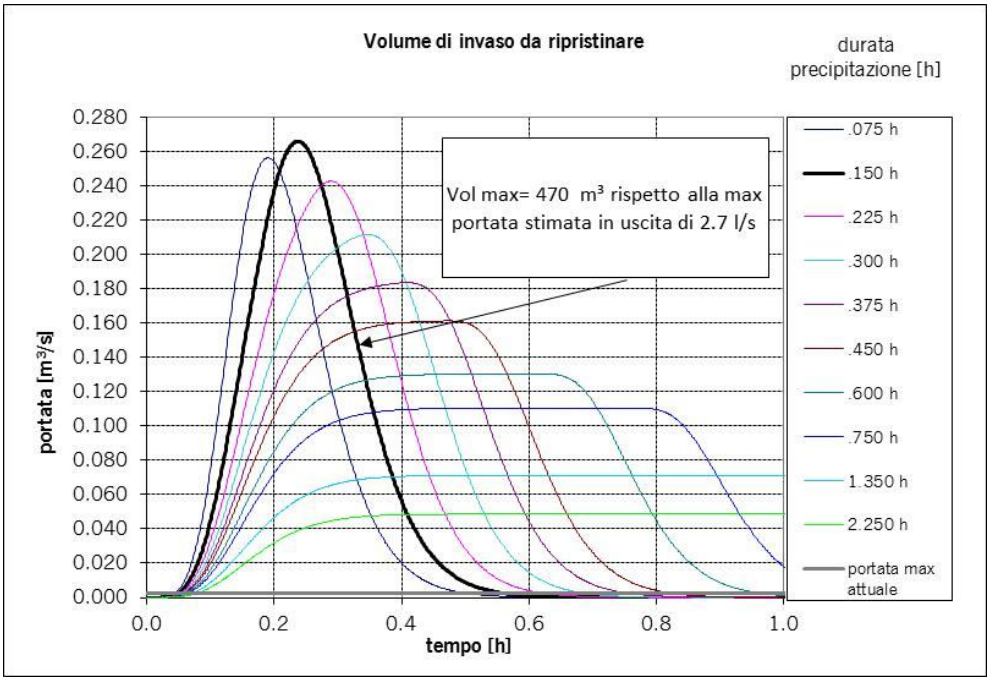


Figura 3 – Gli afflussi generati dal sottobacino B (+ area diesel tank e autolavaggio) per un TR 50 anni

Il volume da trattenere a monte del presidio di trattamento chimico-fisico risulta pari a 470 m³.

Se il volume di compenso relativo al sottobacino B venisse calcolato con la formula indicata nelle Norme Idrauliche del Piano degli Interventi di Paese, si otterrebbe un volume di 385 m³.

7. IL CALCOLO DELLE MISURE DI COMPENSAZIONE E MITIGAZIONE

7.1 Il volume di compenso per l'impermeabilizzazione introdotta

In base alle prescrizioni contenute nell'art. 2 delle Norme idrauliche per l'edificazione del Piano degli Interventi di Paese, la superficie impermeabilizzata risulta:

$$S_{imp} = 0.9 \cdot S_{tetti} + 0.9 \cdot S_{pav} + 0.6 \cdot S_{semi} + 0.2 \cdot S_{ver}$$

In cui i coefficienti di afflusso sono stati inseriti con la seguente convenzione:

- φ = 0.9 per superficie coperta e pavimentata
- φ = 0.6 per superficie semi-permeabile
- φ = 0.2 per superficie a verde

$$S_{imp} = 0.9 \cdot 4546.3 + 0.9 \cdot 10685 + 0.6 \cdot 2223 + 0.2 \cdot 4243.8 = 15890.7 \text{ m}^2$$

Per S_{tetti} si intende la proiezione sul piano orizzontale di tutte le parti edificate fuori terra dotate di copertura senza nessuna esclusione, per S_{pav} si intende la superficie resa impermeabile e quindi coperta da strade, piazzali, sia pedonali che carrabili (sono da considerare anche gli interrati al di fuori della sagoma dell'edificio fuori terra) e per S_{semi} si intende la superficie pavimentata con materiale drenante, con terra battuta, stabilizzato, grigliato drenante, ecc.

Applicando la formula per il calcolo del volume specifico di compenso, si ottiene:

$$V_{comp} = 300 + 420 * (S_{imp} - 0.9 * S_{tetti}) / (S_{tot} - S_{tetti})$$

$$Vcomp = 300 + 420 \cdot (15890.7 - 0.9 \cdot 4246.3) / (21698.1 - 4246.3) = 588.93 \text{ m}^3/\text{hm}^2$$

cui corrisponde un volume di compenso di 1010.1 m³ (il volume di compenso specifico per ettaro calcolato in precedenza va moltiplicato per l'area non coperta).

7.2 La portata in uscita dai sottobacini secondo le Norme idrauliche per l'edificazione

Secondo le Norme idrauliche per l'edificazione del PI la portata uscente dal bacino non dovrebbe essere superiore a Q = 10 l/(s·hm²)·1.715 hm² = 17.2 l/s

7.3 Il dimensionamento del manufatto limitatore

Al fine di limitare il colmo del deflusso della superficie impermeabilizzata, sarà necessario disporre un manufatto di laminazione a valle della sezione di chiusura dei sottobacini, prima del recapito nel fosso in corrispondenza del vertice nord ovest della proprietà.

Il manufatto di laminazione è un semplice pozzetto ispezionabile, nel quale confluiscono tutti i deflussi provenienti dai sottobacini.

All'interno del pozzetto si dispone una strozzatura, una luce di fondo, che limita la portata effluente.

La luce di fondo dovrebbe consentire l'afflusso al corpo idrico di recapito con una portata complessiva di 17.2 l/s; il volume affluito in eccesso verrà invasato nelle condotte sovradimensionate disposte a monte del manufatto limitatore.

La portata effluente da una luce sotto battente è funzione del battente di monte.

Facendo un bilancio energetico fra la sezione di monte e quella di valle della luce di fondo, si può calcolare agevolmente la portata effluente da una luce di sezione circolare:

$$h_{monte} = a \cdot c_c + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (a \cdot c_c \cdot b)^2}$$

dove

- h_{monte} è il tirante di monte [m];
- a è l'altezza della luce di fondo [m];
- c_c è il coefficiente di contrazione della luce;
- Q è la portata [m³/s];
- b è la larghezza della luce [m].

Nella figura successiva si indica la capacità di deflusso della luce sotto battente, al variare del tirante e della dimensione della luce.

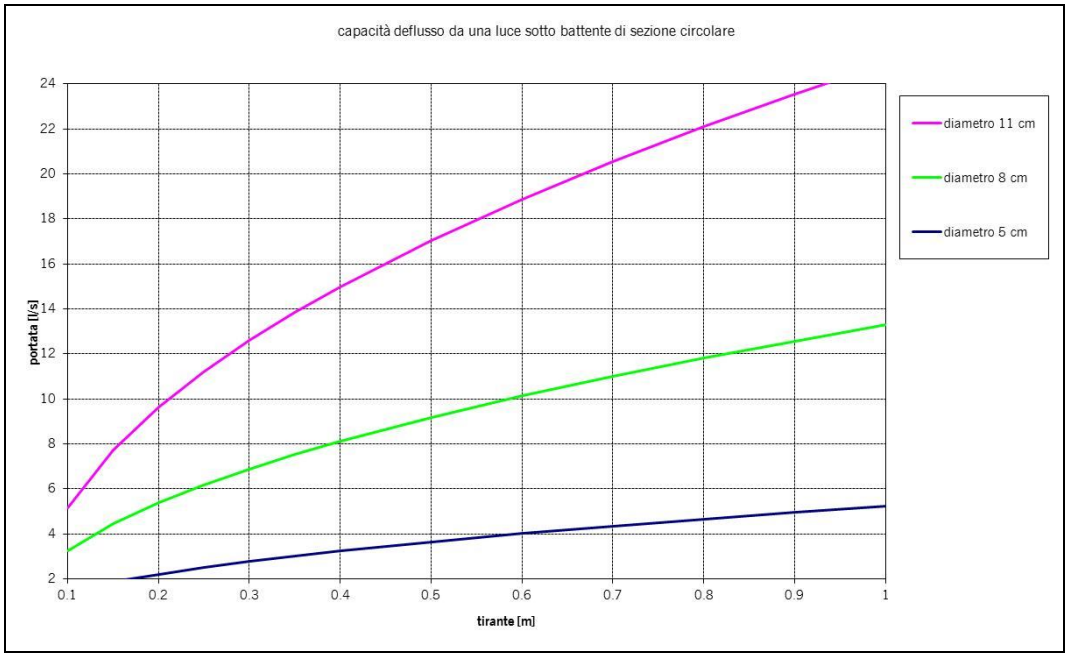


Figura 7.1 – capacità di deflusso di una luce sotto battente di sezione circolare al variare del tirante e della dimensione della luce – condizione di deflusso libero

Una luce di fondo di sezione circolare di diametro pari a 11 cm consente una capacità di deflusso pari a circa 17 l/s in corrispondenza ad un tirante di 0.5 m.

La capacità di deflusso viene calcolata supponendo che il deflusso sia libero e non rigurgitato. Si propone di disporre delle bocche tarate con luci di efflusso dal diametro non inferiore a 15 cm: il ricorso a luci di fondo eccessivamente modeste, aumenta il rischio di intasamenti.

7.4 La capacità di deflusso per sfioro dei manufatti di laminazione

La luce di fondo sotto battente del manufatto di laminazione deve garantire la convenuta capacità di deflusso pari alla portata media calcolata per lo stato attuale; è necessario verificare la capacità di deflusso per sfioro delle stesse portate massime nel caso in cui le luci di fondo siano ostruite.

Tabella 7.1 – Capacità di deflusso per sfioro

	Luce di fondo libera			***Luce di fondo ostruita (sfioro)***		
Manufatto	***Tirante considerato [m]***	***Luce di fondo [cm]***	***Capacità di deflusso [l/s]***	***Max carico idraulico [cm]***	***Larghezza sfioro [m]***	***Capacità di deflusso consentita [l/s]***
Modulatore di deflussi finale	0.5	11 cm (diametro)	17	5	1.5	29

Facendo un bilancio energetico fra la sezione di monte e quella immediatamente a valle dello sfioro, si può calcolare la portata effluente (il valore del coefficiente di efflusso C_q è ricavato sperimentalmente):

$$Q = c_q \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H_0)^{3/2} \qquad \text{Eq. 7-1}$$

dove

- H_0 è il tirante di monte [m];
- g è l'accelerazione di gravità [m/s²];
- C_q è il coefficiente di efflusso (in parete grossa vale 0.385);
- L è la larghezza dello sfioro [m].

Come si può constatare consultando la Tabella 7.1, la capacità di efflusso per sfioro del manufatto di laminazione è superiore a quella calcolata per il dimensionamento delle luci di fondo e quindi adeguata a garantire lo smaltimento della portata anche nel caso la luce di fondo si ostruisse.

Il calcolo della capacità di efflusso per sfioro è stato ottenuto considerando un coefficiente di efflusso di 0.385, valore associato alle pareti grosse (quindi valore cautelativo).

7.5 Stima della portata defluente dalla copertura

I deflussi della copertura, essendo acque pulite, verranno recapitati nello strato superficiale del sottosuolo mediante dispositivi ad infiltrazione facilitata.

La stima delle portate viene effettuata mediante l'applicazione di un modello idrologico tipo Nash (che viene descritto nell'Appendice A).

Il sottobacino della copertura, di cui viene stimata la portata per un tempo di ritorno di 50 anni, ha le seguenti caratteristiche (si considera la metà dell'intera superficie della copertura, in quanto, nella configurazione di progetto, metà recapita nello strato superficiale del sottosuolo attraverso i pozzi perdenti ad Ovest, l'altra metà attraverso i pozzi perdenti ad Est):

- Superficie pari a 2273 m² (1/2 dell'intera superficie della copertura);
- coefficiente di deflusso pari a 0.9;
- tempo di corrivazione stimato pari a 5 minuti.

La curva segnalatrice di possibilità pluviometrica a due parametri ha la seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n \quad [\text{mm}]$$

dove:

- a, n parametri della curva segnalatrice;
- t è il tempo espresso in minuti.

Per il tempo di ritorno pari a 50 anni la legge di possibilità pluviometrica può essere scritta nel modo seguente (i parametri della curva di possibilità pluviometrica sono stati ricavati dalle elaborazioni del professor Vincenzo Bixio, che ha realizzato delle analisi statistico – probabilistiche dei dati pluviometrici relativi alla regione interessata dalle intense precipitazione del 26 Settembre 2007):

per Tr = 50 anni $h = 66.77 \cdot t^{0.254}$ (con t espresso in ore e h in mm)

Tabella 7.2 - Durata critica dell'evento meteorico e valori della portata massima, calcolati con il modello di Nash per metà della copertura

Bacino	***Durata pioggia [ore]***	***Portata massima Q_{max} [l/s]***
		Tr =50 anni
Copertura (1/2)	0.1	150

La Tabella 7.2 riporta i valori al colmo della portata: la portata al colmo (per il tempo di ritorno di 50 anni) è di 150 l/s.

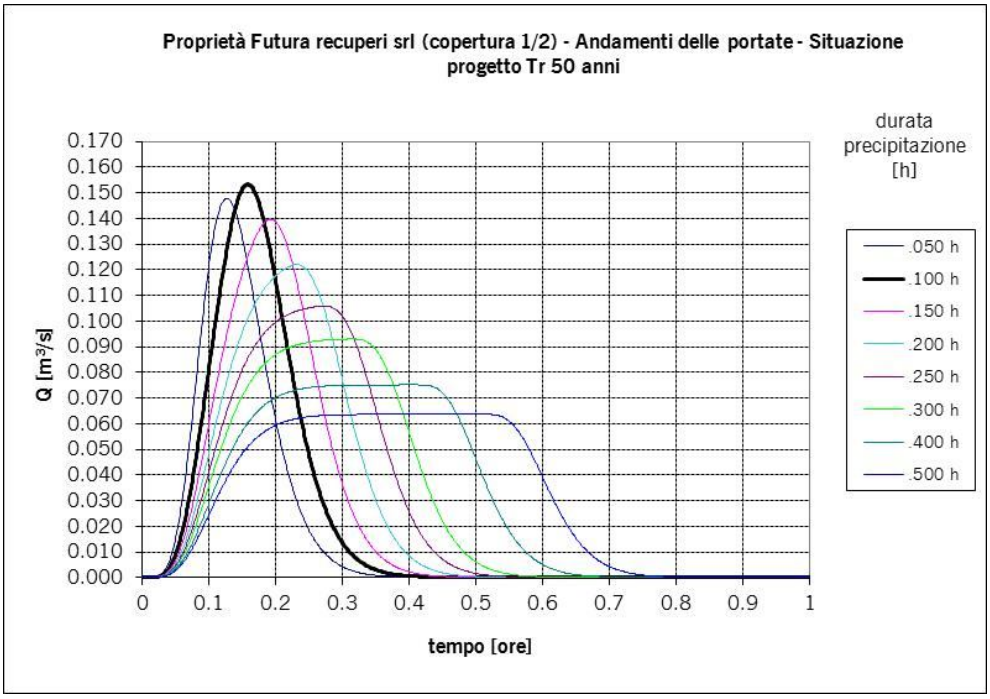


Figura 7.2 – Deflussi meteorici generati da metà della copertura dell'impianto di recupero rifiuti per tempi di ritorno di 50 anni e durata delle precipitazioni variabile.

7.6 Stima della portata smaltita nel sottosuolo mediante sistemi di infiltrazione facilitata

Si stima la portata drenata nel terreno mediante l'applicazione della teoria di Dupuit. Si assume un coefficiente di conducibilità idraulica pari a $1 \cdot 10^{-3}$ m/s e profondità della falda pari a 10 m.

La teoria di Dupuit per l'analisi dei moti di filtrazione in un mezzo poroso prende le mosse da due ipotesi:

- Hp 1: La piccola inclinazione della superficie libera fa sì che le linee di corrente possano essere assunte come orizzontali e quindi le equipotenziali come verticali;
- Hp 2: Il gradiente idraulico sia eguale alla pendenza della superficie libera invariante con la quota z.

La trattazione analitica del calcolo della portata di un pozzo freatico completamente penetrante nello strato permeabile secondo le ipotesi di Dupuit può applicarsi al caso di un pozzo emungente

sfruttando la simmetria radiale e, in modo del tutto analogo, al caso di un pozzo perdente.

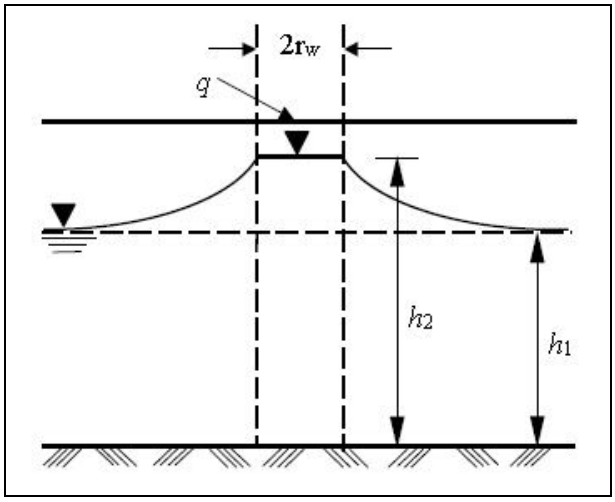


Figura 7.3 – schema di un pozzo disperdente completamente penetrante in falda

La portata ad una certa distanza *r* dal centro del pozzo, nelle ipotesi di Dupuit è:

$$Q_o = \frac{\pi \cdot k \cdot \left(h_2^2 - h_1^2\right)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$ **Eq. 7-2**

che, introducendo i valori dei parametri illustrati in precedenza, fornisce il seguente valore di portata molto elevato, pari a 78 l/s (per il pozzo di diametro pari a 1.2 m, profondo 3 m e coeff. di conducibilità idraulica k pari a 0.001 m/s).

E' necessario considerare, tuttavia, che i pozzi perdenti interferiscono fra loro (il raggio di influenza è dell'ordine di centinaia di metri) e che, pertanto, si ritiene prudente considerare una riduzione della capacità di infiltrazione.

Da letteratura si possono ricavare le seguenti considerazioni:

Con riferimento ai dispositivi disperdenti a pozzo, quali quelli maggiormente in uso nella zona, a titolo di esempio si riportano di seguito gli esiti sintetici di alcune valutazioni approfondite della capacità disperdente confrontate con misure sperimentali svolte durante il reale funzionamento in campo della struttura.

I pozzi considerati sono ricavati con elementi forati cilindrici di diametro 1.2 m e profondità 3 m. Il riempimento dopo la posa dei prefabbricati viene eseguito con materiale sciolto ad elevata pezzatura. Tramite un modello bidimensionale alla differenze finite in grado di simulare il flusso

radiale in un mezzo permeabile a conduttività idraulica pari a 10^{-4} m/s si è ricavata l'intensità di infiltrazione in funzione del tempo (Figura 19).

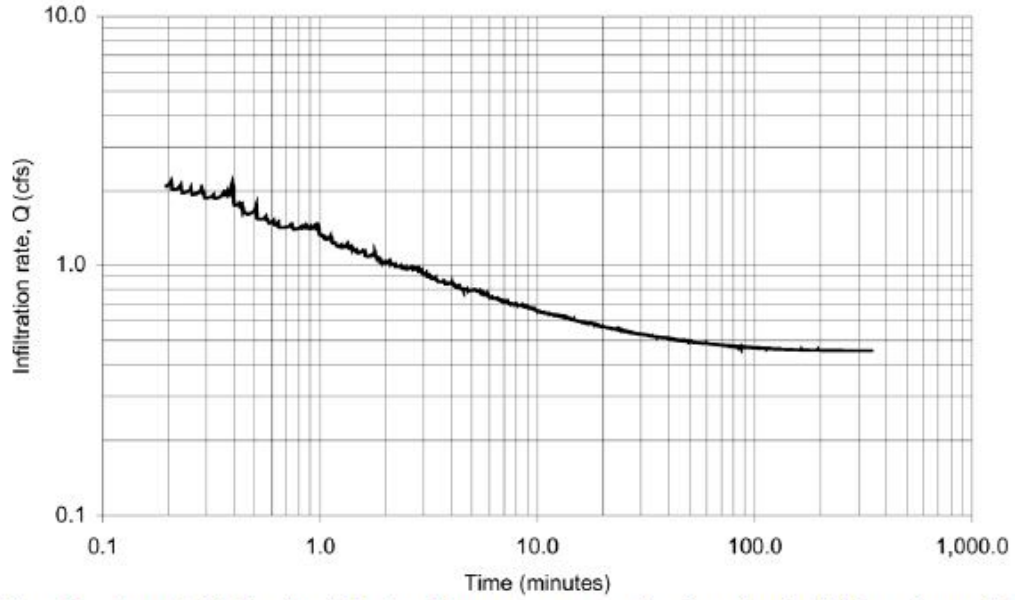


Figura 19. Intensità di infiltrazione in funzione del tempo per un pozzo disperdente di profondità 3 m e diametro 1.2 m, in mezzo poroso con conduttività idraulica pari a 10^{-4} m/s e superficie della falda posta a -15 m rispetto al fondo del pozzo.

Dal grafico si apprezza come l'intensità dell'infiltrazione sia massima non appena il pozzo entra in funzione (50-55 l/s pari a 2 cfs) e quindi diminuisca man mano che la saturazione nel mezzo poroso aumenta fino a tendere al valore per il moto permanente in condizioni sature (14-15 l/s pari a 0.45 cfs). La distanza della superficie della falda dal fondo del pozzo è stata assunta in questo caso pari a 48 ft, ovvero 15 m circa.

L'applicazione del modello per altre conduttività idrauliche del mezzo poroso ed altre profondità di falda fornisce i valori di intensità di infiltrazione per condizioni di moto permanente riportati in Tabella 18.

Tabella 18. Intensità di infiltrazione da pozzo perdente di profondità 3 m e diametro 1.2 m, per varie conduttività idrauliche e per diverse profondità di falda.

PROFONDITA' DELLA FALDA DAL FONDO POZZO [m]	CONDUTTIVITA' IDRAULICA DEL MEZZO POROSO [m/s]	INTENSITA' DI INFILTRAZIONE [l/s]
1	2×10^{-5}	2.3
	1×10^{-4}	9.0
	2.5×10^{-4}	22.9
	5×10^{-4}	45.8
2.5	2×10^{-5}	2.7
	1×10^{-4}	11.0
	2.5×10^{-4}	22.9
	5×10^{-4}	45.8
8.5	2×10^{-5}	3.5
	1×10^{-4}	14.0
	2.5×10^{-4}	35.4
	5×10^{-4}	70.8
14.6	2×10^{-5}	3.6
	1×10^{-4}	14.4
	2.5×10^{-4}	35.9
	5×10^{-4}	72.2

Dai risultati sperimentali raccolti durante una campagna di prove su un numero consistente di pozzi esistenti, contraddistinti da uguali dimensioni geometriche ma diverse conduttività idrauliche del terreno in cui sono costruiti, si è ricavato il grafico riportato in Figura 20.

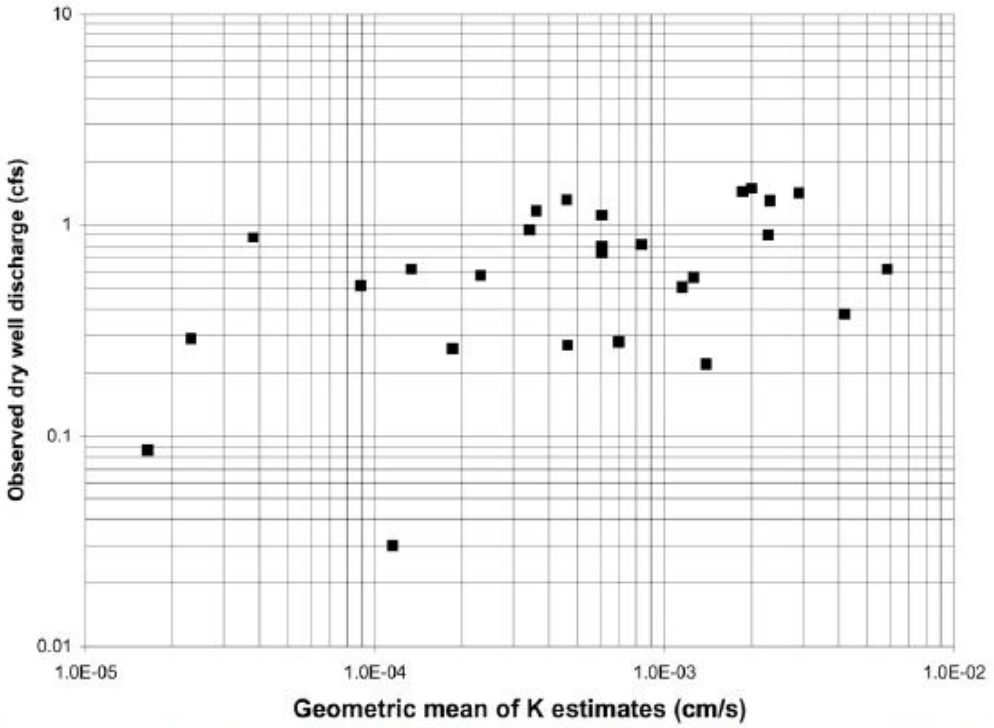


Figura 20. Valori di intensità di infiltrazione in condizioni permanenti, misurati presso pozzi esistenti di profondità 3 m e diametro 1.2 m, in funzione della conduttività idraulica del terreno in cui il pozzo è inserito.

Il grafico mostra in modo evidente quanto nella realtà la portata dispersa non sia effettivamente direttamente proporzionale alla conduttività idraulica del mezzo, ma l'intensità di infiltrazione

comunque si attesti in condizioni permanenti su valori compresi tra 0.5 e 1 cfs, ovvero 14-28 l/s. Ciò dipende principalmente dal fatto che il mezzo permeabile non presenta mai nella realtà una conduttività idraulica costante, quale quella ipotizzata nella simulazione, ma piuttosto variabile lungo l'estensione del mezzo.

Considerando un pozzo delle dimensioni con diametro 1.5 m e profondità 5 m, inserito in terreni permeabili contraddistinti da conduttività compresa tra 10^{-3} e 10^{-4} m/s, si può assumere come intensità minima di infiltrazione in condizioni permanenti un valore di circa 20 l/s. Il pozzo così descritto risulta di dimensioni leggermente maggiori rispetto a quello oggetto delle prove sperimentali.

Si suppone che il valore della conducibilità idraulica in loco sia prossimo a 10^{-3} m/s, valore minimo previsto dalla DGR 2948/2009 per recapitare i deflussi meteorici in falda attraverso dispositivi ad infiltrazione facilitata. Adottando il modello di calcolo illustrato in precedenza e secondo i valori ricavabili dalla Tabella 18, un pozzo perdente del diametro di 1.2 m, profondo 3 m, con profondità della falda intorno a 10 m, dovrebbe consentire una capacità di infiltrazione superiore a 75 l/s.

Ripetendo i calcoli per un pozzo perdente del diametro di 2 m, profondo 5 m, con profondità della falda intorno a 10 m, dovrebbe consentire una capacità di infiltrazione superiore a 100 l/s. Per consentire il deflusso dell'acqua meteorica dalla copertura, i 9 pozzi perdenti previsti, con diametro pari a 1.5 m e profondità pari a 5 m, dovrebbero essere più che sufficienti.

In alternativa alla realizzazione di un pozzo perdente, può essere realizzata una trincea drenante.

Nell'ipotesi che il fronte di dispersione uscente lateralmente dalla condotta drenante diventi più ampio con legge lineare, si può ricavare una formula analitica per il calcolo della portata:

$$Q_o = \frac{\alpha \cdot k \cdot \left(h_2^2 - h_1^2\right)}{\ln\left(\frac{1+\frac{\alpha \cdot R}{l}}{1+\frac{\alpha \cdot r_w}{l}}\right)} \qquad \textbf{Eq. 7-3}$$

dove l è la lunghezza della condotta drenante e α è un coefficiente di ragguaglio.

L'introduzione dei parametri stimati in loco nella formula precedente permette il calcolo della portata dispersa dalla trincea drenante al variare della lunghezza della condotta e della dimensione della condotta.

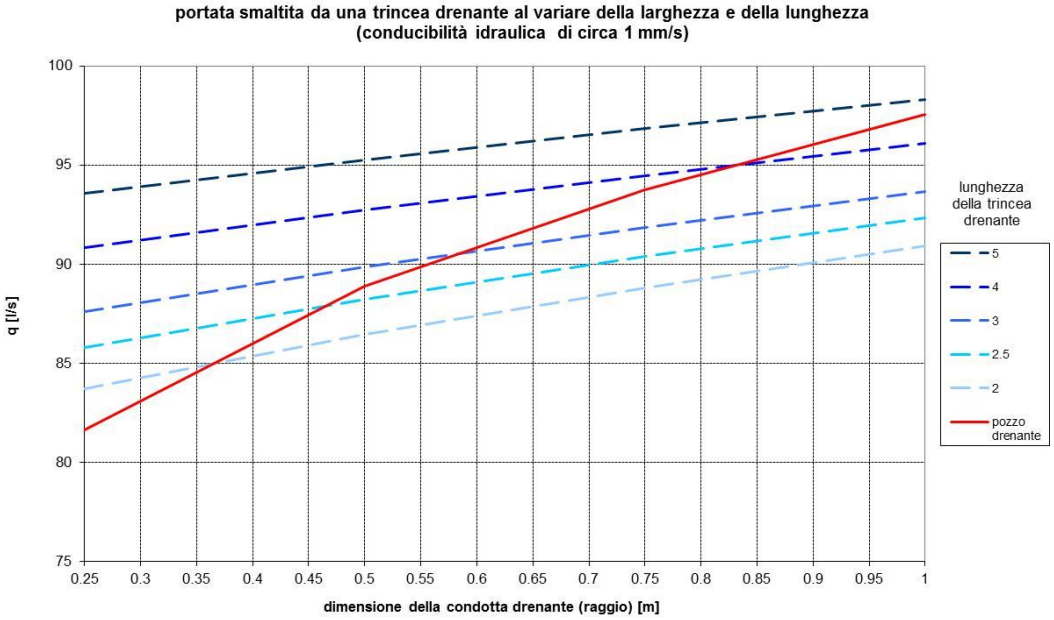


Figura 7.4 – Stima della portata smaltita attraverso la trincea drenante confrontata con la portata defluente da un pozzo perdente profondo 5 m

La profondità del vassoio (o della condotta drenante) può variare fra 0.6 ÷ 0.8 m. e verrà riempita, procedendo dal basso verso l'alto da:

- 1° strato: ghiaia grossa con granulometria di 60÷80 mm per un'altezza di 15-20 cm.
- 2° strato: ghiaia più fine con granulometria di 20÷40 mm per un'altezza di 10 cm.
- 3° strato: terreno vegetale.

Per evitare che il terriccio che completa il riempimento (3° strato) si infiltri negli strati sottostanti, si deve stendere uno strato di lana di vetro o meglio un materassino di fibre minerali (tessuto non tessuto).

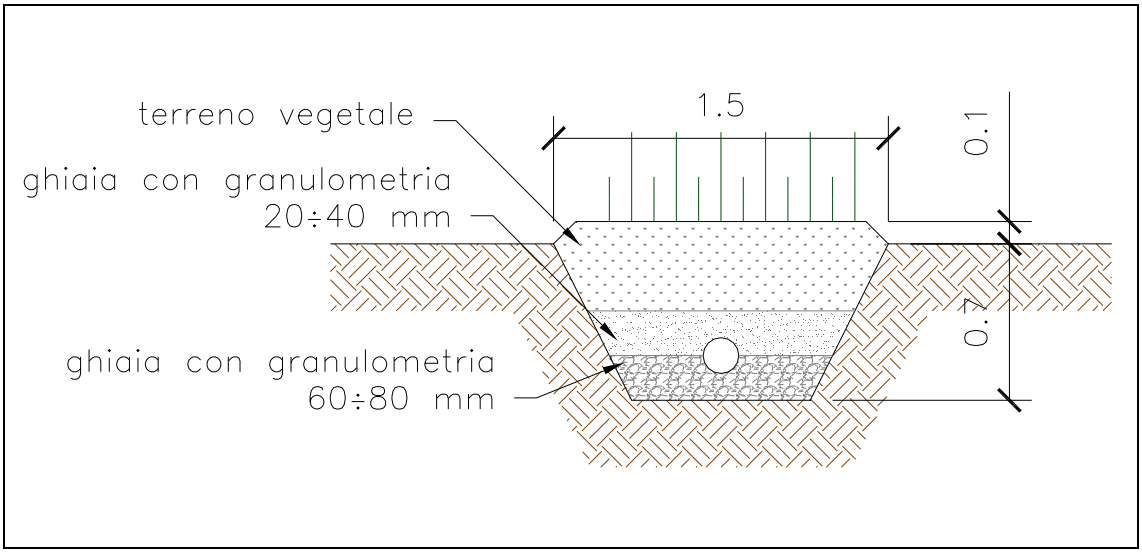


Figura 7.5 – sezione tipo del letto drenante

7.7 Il dimensionamento delle condotte di deflusso meteorico

Il metodo si basa su alcune considerazioni preliminari che portano ad assumere come lineare il legame tra il volume W(t), complessivamente invasato sul bacino e nella rete, e la contemporanea portata Q(t) defluente attraverso la sezione finale del collettore.

Il calcolo dei volumi viene effettuato avvalendosi di alcune ipotesi storiche circa le condizioni di funzionamento della rete di drenaggio simili a quelle adottate per il metodo cinematico; queste consistono essenzialmente nel considerare che:

1) il funzionamento dei collettori sia autonomo, trascurando quindi eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;

2) il deflusso all' interno dei singoli collettori avvenga in condizioni di moto uniforme, ragion per cui il volume d'invaso dei singoli tratti sarà ottenuto come prodotto della lunghezza del tratto L per la sezione idrica A, determinata in condizioni di moto uniforme;

3) il comportamento della rete nel suo complesso sia sincrono, cioè che i diversi collettori raggiungano contemporaneamente il massimo valore del volume invasato. Quest' ultima ipotesi semplifica enormemente la determinazione del volume invasato a monte in quanto questo verrà calcolato in base alle portate precedentemente determinate, ma rappresenta una delle più consistenti limitazioni del metodo.

Le formule di partenza sono l'equazione di continuità e l'equazione del moto (o equazione della

conservazione dell'energia), adottando delle opportune ipotesi semplificative.

L'equazione di continuità può essere scritta:

$$p - Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per t< della durata della pioggia,}$$

$$-Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per t> della durata della pioggia,}$$

dove:

p è l'afflusso meteorico, Q è il deflusso di una certa area S, V è il volume di pioggia cumulato nel bacino.

L'equazione del moto può essere scritta:

$$\frac{\partial y}{\partial s} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} - i + \frac{v^2}{K_s^2 \cdot R_h^{4/3}} = 0$$

Se si suppone che i termini di moto vario siano nulli, ovvero che il fenomeno sia di lenta evoluzione nello spazio e nel tempo, si ottiene la seguente espressione:

$$-i + \frac{v^2}{K_s^2 \cdot R_h^{4/3}} = 0$$

Dall'integrazione del sistema di equazioni, con ulteriori ipotesi semplificative, si perviene al calcolo del coefficiente udometrico:

$$u = \left(\frac{K_c}{v_0}\right)^{\frac{1-n}{n}}$$

$$\textbf{con } K_c = \left(\frac{10 \cdot \varphi \cdot a}{\varepsilon \cdot 3.6^n}\right)^{\frac{1}{1-n}} \cdot \frac{1}{\ln\frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

dove ϕ è il coefficiente di deflusso, a e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica ed ε si ricava dalla seguente espressione $\varepsilon = 3.94 - 8.21 \cdot n + 6.23 \cdot n^2$.

7.8 Applicazione del metodo dell'invaso

Per l'applicazione del metodo dell'invaso si sono adottate le seguenti caratteristiche:

- coefficiente di deflusso ϕ calcolato per ogni singolo sottobacino (come indicato nelle precedenti tabelle morfometriche di sintesi);
- si considera di adottare un coefficiente di scabrezza delle condotte pari a 75 $m^{1/3}/s$ (condotte in calcestruzzo);
- volume specifico di invaso pari a 50 m^3/hm^2.

Si sono adottate la seguente curva di possibilità pluviometrica:

$h = 66.77 \cdot t^{0.254}$ per Tr = 50 anni.

Nelle successive tabelle si riportano gli esiti dell'applicazione del metodo dell'invaso (le sezioni vengono verificate solo nelle sezioni terminali; per la linea sottobacino A2 e sottobacino A3 si sono conteggiati volumi d'invaso concentrati pari a 5 e 20 m^3).

coefficiente di scabrezza condotte esistenti 75 $m^{1/3}/s$

volume specifico piccoli invasi 50 m^3/hm^2

tratto	bacini recapito	TRONCO			AREA SCOLANTE [hm^2]			QUOTE TERRENO [m s.m.]		QUOTE FONDO TUBO [m s.m.]		RICOPRIM. [m]					
condotta		dal nodo	al nodo	lunghezza [m]	del tronco	totale	ϕ	nodo iniziale	nodo finale	nodo iniziale	nodo finale	nodo iniziale	nodo finale	pendenza tronco [m/m]	tipo e dimensioni sezioni [m]	portata a sezione piena [l/s]	velocità a sezione piena [m/s]
sottobacino A1	nord ovest	nord ovest		265	0.186	0.186	0.900	0.00	0.15	-1.1	-1.3	0.60	0.95	0.0008	0.5	101.1	0.5
sottobacino A2	centrale	centrale		90	0.237	0.237	0.900	0.00	0.15	-1.1	-1.3	0.50	0.85	0.0022	0.6	282.2	1.0
sottobacino A3	nord est	nord est		115	0.341	0.341	0.700	0.00	0.15	-1.1	-1.3	0.60	0.95	0.0017	0.5	153.5	0.8
sottobacino B1	nord	nord		150	0.356	0.356	0.900	0.00	0.15	-1.7	-2.0	0.90	1.35	0.0020	0.8	576.6	1.1
sottobacino B2	sud	sud		115	0.178	0.178	0.900	0.00	0.15	-1.5	-2.0	1.00	1.65	0.0043	0.5	242.8	1.2

tratto	bacini recapito	TRONCO		INVASO SEZIONE FINALE [m^3]				CONDIZIONI DI DEFLUSSO NEL TRONCO							
condotta		dal nodo	al nodo	superficiale	profondo	totale	portata [l/s]	grado di riempimento (%)	velocità media [m/s]	τ al contorno [Pa]	tirante [m]	perdita di carico [m]	invaso tronco [m^3]	quota pelo libero: inizio [m s.m.]	quota pelo libero: fine [m s.m.]
sottobacino A1	nord ovest	nord ovest		9.3	37.2	46.5	80.21	0.67	0.6	1.08	0.336	0.200	37.21	-0.76	-0.96
sottobacino A2	centrale	centrale		11.9	29.2	41.0	301.05	0.90	1.1	3.89	0.541	0.200	29.17	-0.56	-0.76
sottobacino A3	nord est	nord est		17.0	41.4	58.5	163.76	0.90	0.9	2.54	0.451	0.200	41.44	-0.65	-0.85
sottobacino B1	nord	nord		17.8	47.1	58.4	385.60	0.60	1.2	4.35	0.479	1.000	47.07	-0.95	-1.95
sottobacino B2	sud	sud		8.9	20.7	29.6	252.50	0.86	1.4	6.44	0.431	0.500	20.69	-1.07	-1.57

8. CONCLUSIONI

L'applicazione dei modello idrologici e l'applicazione delle formule delle Norme Idrauliche del Piano degli Interventi del Comune di Paese hanno permesso di calcolare le misure compensative per l'impermeabilizzazione introdotta nel bacino di studio, provvedimenti che consentono di ridurre, se non di annullare, gli incrementi di portata prodotti con la realizzazione delle pavimentazioni (mentre i deflussi della copertura vengono rilasciati in falda mediante dispositivi ad infiltrazione facilitata).

	Esistente	***Progetto***	***Differenza***
Superficie impermeabilizzata [m²]	0	10685	+ 10685
Superficie semipermeabile [m²]	0	2223	+ 2223

All'interno dell'area di studio il volume di invaso di compensazione verrà ottenuto mediante la realizzazione di una capiente rete meteorica, costituita da fossi e aree verdi depresse.

La formula prescritta dalla Norme Idrauliche del Piano degli Interventi del Comune di Paese l'evento probabilistico considerato (tempo di ritorno della precipitazione pari a 50 anni) ha permesso di stimare in 1010.1 m³ il volume necessario per compensare l'impermeabilizzazione introdotta nel bacino.

Si possono indicare in 4 punti gli interventi principali per il recupero dei volumi di invaso:

1. la realizzazione di una capiente rete meteorica costituita da condotte di diametro variabile e da pozzetti che permette di realizzare un volume di 222 m³;
2. la realizzazione di una vasca in cls dal volume di compenso di 450 m³ (sottobacino B);
3. la realizzazione di aree verdi depresse collegate alle linee di deflusso meteorico con un volume specifico di 0.6 m³/m² per una superficie complessiva di circa 1000 m² consente di ricavare un volume di 600 m³ (sottobacino A);
4. il collegamento alla rete meteorica di recapito venga effettuato a mezzo di una luce di fondo di diametro pari a 15 cm.

8.1 Volumi di compenso

Nella seguente tabella vengono indicati i dispositivi per la realizzazione degli invasi

Tabella 8.1 – Volume d'invaso ricavabile dalla rete meteorica interna al lotto nella soluzione ipotizzata: è possibile anche una diversa disposizione dei manufatti, purché si assicuri il volume d'invaso minimo richiesto

Sottobacino A	Dispositivo	Quantità	Volume specifico medio utile	Volume [m³]
condotta f500 sottobacino NW	Condotta ϕ500	180 m	0.2 m³/m	35.34
pozzetti 100x100 sottobacino NW	Pozzetti 1x1 m	13 poz	1 m³/cad	13.00
pozzetti 80x80 sottobacino NW	Pozzetti 0.8x0.8 m	8 poz	0.64 m³/cad	5.12
condotta f600 sottobacino centrale	Condotta ϕ600	21 m	0.28 m³/m	5.94
condotta f500 sottobacino centrale	Condotta ϕ500	74 m	0.2 m³/m	14.53
pozzetti 100x100 sottobacino centrale	Pozzetti 1x1 m	8 poz	1 m³/cad	8.00
condotta f500 sottobacino NE	Condotta ϕ500	205 m	0.2 m³/m	40.25
pozzetti 100x100 sottobacino NE	Pozzetti 1x1 m	15 poz	1 m³/cad	15.00
area verde depressa	Area verde	600 m²	0.6 m³/m²	600.00
Totale	Totale	-	-	737.18

Sottobacino B	Dispositivo	Quantità	Volume specifico medio utile	Volume [m³]
condotta f800 sottobacino N	Condotta ϕ800	850 m	0.28 m³/m	42.73
pozzetti 120x120 sottobacino N	Pozzetti 1x1 m	7 poz	1 m³/cad	7.00
condotta f600 sottobacino N	Condotta ϕ600	25 m	0.28 m³/m	7.07
pozzetti 100x100 sottobacino N	Pozzetti 1x1 m	2 poz	1 m³/cad	2.00
pozzetti 80x80 sottobacino N	Pozzetti 0.8x0.8 m	7 poz	0.64 m³/cad	4.48
condotta f500 sottobacino S	Condotta ϕ500	138 m	0.2 m³/m	27.10
pozzetti 100x100 sottobacino S	Pozzetti 1x1 m	10 poz	1 m³/cad	10.00
pozzetti 80x80 sottobacino S	Pozzetti 0.8x0.8 m	1 poz	0.64 m³/cad	0.64
vasca cls	vasca	150 m	3 m³/m²	450.00
Totale	Totale	-	-	551.0

Volumi totali nella soluzione proposta: $V_{sottA} + V_{sottB} = 1288.2\ m^3 > 1010.1\ m^3$

Una diversa disposizione o composizione della rete di raccolta e dei manufatti previsti per l'invaso i non inficia gli esiti del presente studio, purché si conservi lo stesso volume d'invaso stimato per compensare l'impermeabilizzazione introdotta nei sottobacini.

8.2 Portata da recapitare al corpo idrico ricettore in via Toscana

Il recapito dei deflussi meteorici al corpo idrico superficiale in via Toscana deve essere limitato ad una portata complessiva di 17 l/s; il volume affluito in eccesso verrà invasato nelle condotte sovradimensionate disposte a monte del manufatto limitatore.

I deflussi transiteranno attraverso un manufatto limitatore dotato di una strozzatura, una luce di fondo che limita i deflussi in uscita. Sulla base delle considerazioni esposte nel paragrafo 7.3, si indica di realizzare una luce di fondo con diametro non inferiore di 150 mm.

8.3 Acque di dilavamento

Le NTA del Piano di Tutela delle Acque e impongono il trattamento delle acque meteoriche dei piazzali. Per il dimensionamento dei presidi e delle opere inerenti le acque di dilavamenti, si faccia riferimento alla relazione "Richiesta di autorizzazione degli scarichi derivanti dalle acque meteoriche di dilavamento per l'impianto di recupero di rifiuti Futura Recuperi srl".

Favaro Veneto, 30 Novembre 2017 Ing. Alessandro Pattaro

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

L. DA DEPPO, C. DATEI, (1997): *Fognature*. Edizioni Libreria Cortina (Padova)

D.G.R.V. n. 3637/2002 (13/12/2002): *Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici.* Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

D.G.R.V. n. 1322/2006 (10/05/2006): *Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici. Modalità operative e indicazioni tecniche.* Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

D.G.R.V. n. 1841/2007 (19/06/2007): *Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica D.G.R. 1322 del 10 Maggio 2006.* Giunta Regionale del Veneto (Venezia)

A. PATTARO, (2000): *Attuali criteri per la valutazione della pericolosità idraulica del territorio fra Sile e Piave*. Tesi di laurea quinquennale di Ingegneria Civile Università degli studi (Padova)

A. PATTARO, L. D'ALPAOS (2003): *Valutazione compatibilità idraulica del PRG di Meolo*. Comune di Meolo (Venezia)

ALLEGATO A – Caratteristiche del modello idrologico

Caratteristiche principali del modello idrologico di piena

Il modello idrologico di piena utilizzato per valutare le portate e gli idrogrammi defluenti da un bacino si basa essenzialmente su di una generalizzazione del modello di Nash. Tale modello consente di tenere conto degli aspetti fondamentali che caratterizzano la formazione delle piene in un bacino idrografico di qualsiasi estensione. In particolare, attraverso la suddivisione del bacino in una serie di sottobacini elementari, il modello consente di considerare gli effetti dovuti ad una distribuzione delle precipitazioni variabile non solo nel tempo, ma anche nello spazio. E' inoltre possibile evidenziare il contributo alla formazione della piena degli apporti che arrivano alle aste della rete idrografica con ritardi accentuati rispetto ai più rapidi deflussi superficiali. Tali effetti, sostenendo la coda della piena, contribuiscono a modificare la forma dell'idrogramma, soprattutto in presenza di piogge persistenti o di picchi successivi di portata.

Il comportamento idrologico di un bacino idrografico esteso può essere quindi simulato suddividendo il bacino stesso in una serie di sottobacini elementari collegati tra loro da una rete idrografica lungo la quale gli idrogrammi di piena sono trasferiti da nodo a nodo tenendo conto sia del ritardo dovuto alla propagazione, sia degli eventuali effetti di laminazione dovuti alla presenza di consistenti volumi di invaso. Nello schema ciascun sottobacino è a sua volta simulato da un doppio sistema di invasi disposti in parallelo, in grado di rappresentare da una parte la risposta rapida dei deflussi superficiali, dall'altra quella più lenta dei deflussi profondi (Fig. A.1).

Poiché, di fatto, non vi è limite alcuno alla suddivisione del bacino in sottobacini, il modello, che di per se stesso è un modello a parametri concentrati, si può trasformare al limite in un modello a parametri distribuiti.

Quanto all'individuazione degli afflussi meteorici che si trasformeranno in deflussi che, come è noto, è problema di notevole importanza in quanto condiziona in misura determinante la bontà dei risultati ottenibili dalla simulazione matematica, il modello consente tre possibili opzioni alternative.

La prima di tali opzioni consiste nel valutare le precipitazioni efficaci mediante il cosiddetto "metodo dell'indice Φ", un semplice schema di calcolo a 2 parametri basato sulla definizione di due indici invarianti nel tempo Φ_s e Φ_p, (espressi in mm), che rappresentano la quantità minima di pioggia che deve cadere nel tempo Δt affinché l'impulso generico di precipitazione p(i) possa dare un contributo alla formazione, rispettivamente, del deflusso superficiale e di quello profondo (Fig. A.2 a).

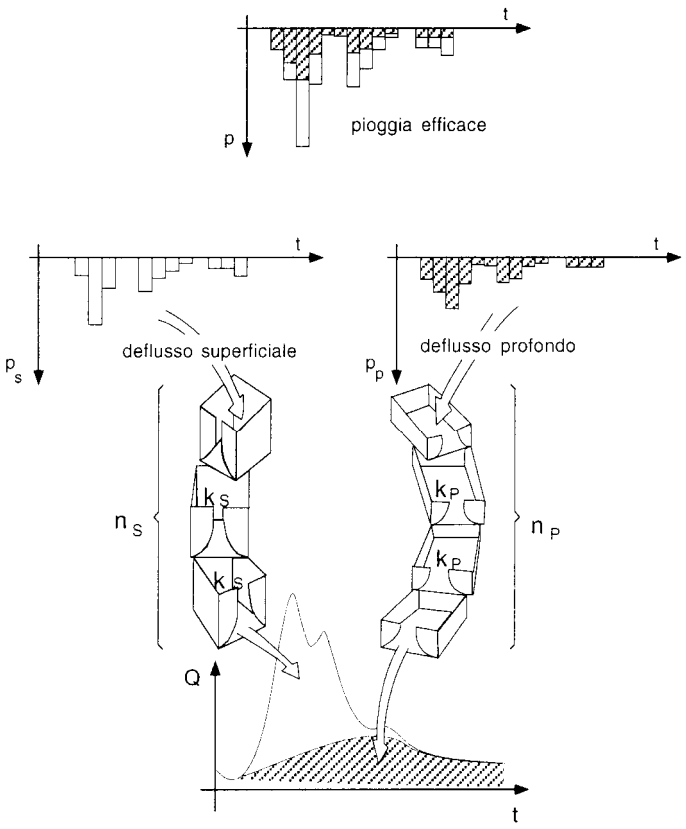


Fig. A.1 – Schematizzazione della risposta complessiva di un bacino elementare

La seconda opzione è quella rappresentata dal cosiddetto metodo percentuale, secondo il quale ogni impulso di precipitazione p(i) avente durata definita Δt contribuisce al deflusso in base a due coefficienti Φ_s e Φ_p, (espressi in %), che forniscono le frazioni alimentanti, rispettivamente, il deflusso superficiale e quello profondo (Fig. A.2 b).

Infine con la terza opzione, noto il coefficiente di deflusso totale C_D e superficiale C_S, è possibile trasformare il volume totale di pioggia P_T, caduto nel tempo t_p, nella quota parte P_s che sostiene il

deflusso superficiale e nella frazione P_p che alimenta il deflusso profondo (Fig. A.2 c). Resta inoltre individuata anche la frazione di precipitazione P_i che non contribuisce in alcun modo alla formazione dei deflussi di piena. Nella formulazione originale del modello, ciascuna delle tre opzioni considerate consente di determinare la "pioggia efficace" a partire da ietogrammi totali di precipitazione registrati a terra nelle stazioni pluviografiche esistenti, nel caso in cui si voglia simulare un evento di piena reale, od utilizzando i dati di precipitazioni ipotetiche ottenuti con le elaborazioni statistico-probabilistiche. A partire da tali valori di precipitazione, il modello genera i corrispondenti idrogrammi di piena ai quali convenzionalmente si può attribuire un tempo di ritorno coincidente con quello delle piogge considerate. Tale coincidenza nella realtà può peraltro non sussistere, poiché è noto che non sempre a precipitazioni di assegnata frequenza probabile corrispondono eventi di piena di eguale gravità.

Nel presente studio si suppone che lo ietogramma efficace risulti costante durante il tempo di precipitazione. La semplificazione così introdotta non costituisce un limite per l'efficacia dell'analisi, in quanto le speculazioni sulle possibili misure di mitigazioni da adottare, rispetto alle alterazioni prodotte sul regime idraulico, vertono più sul confronto fra i deflussi ex ante ed ex post, che sulla forma dell'idrogramma di deflusso stesso.

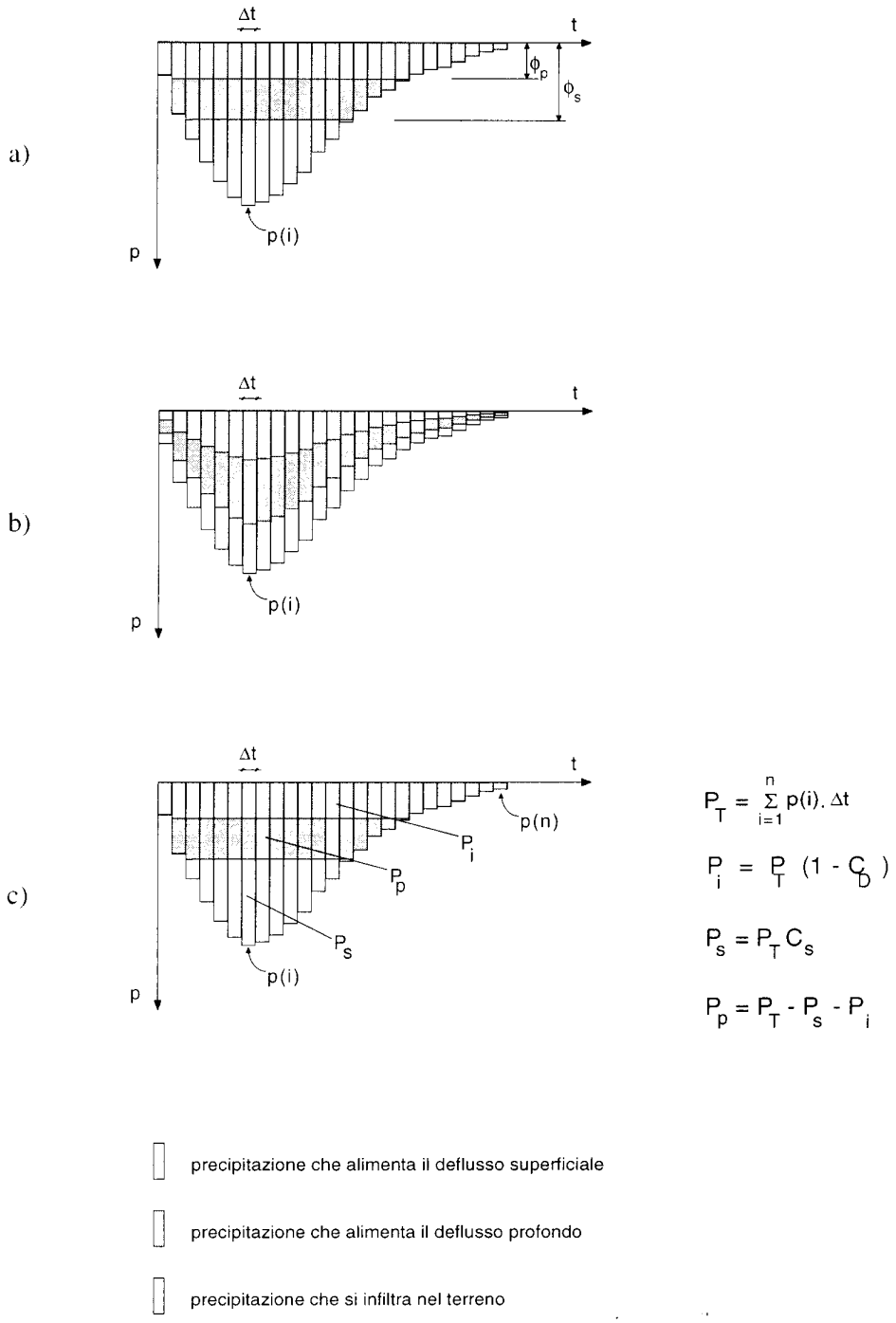


Fig. A.2 – Trasformazione delle precipitazioni in piogge efficaci: a) metodo dell'indice ϕ; b) metodo percentuale; c) metodo del coefficiente di deflusso

ALLEGATO B – Schemi tipo ed elaborati grafici