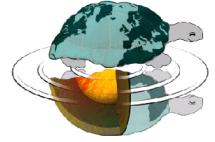




UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

Dottorato di Ricerca in Scienze della Terra  
Ciclo XXX



---

**FLUSSO IDRICO E TRASPORTO REATTIVO DI  
CONTAMINANTI IN ACQUIFERI ETEROGENEI E  
APPLICAZIONI**

Ph.D. Thesis

**Jacopo Terrenghi**  
Matricola R11016

---

<i>Tutor</i>	<i>Academic Year</i>	<i>Coordinator</i>
<b>Prof. Giovanni Pietro Beretta</b> <b>Prof. Marco Masetti</b>	<b>2016-2017</b>	<b>Prof.ssa Elisabetta Erba</b>

<b>Abstract .....</b>	<b>5</b>
<b>Riassunto .....</b>	<b>7</b>
<b>1. Introduzione .....</b>	<b>9</b>
<b>2. Inquadramento dell'area di studio .....</b>	<b>11</b>
<b>2.1. Geologia .....</b>	<b>12</b>
<b>2.2. Idrografia.....</b>	<b>14</b>
<b>2.3. Regimazione delle acque superficiali .....</b>	<b>16</b>
<b>2.4. Idrogeologia .....</b>	<b>18</b>
<b>3. Stima dei flussi in acquiferi eterogenei: applicazione ai marginamenti .....</b>	<b>23</b>
<b>3.1. Idrogeologia di Porto Marghera .....</b>	<b>23</b>
<b>3.2. Acque sotterranee .....</b>	<b>24</b>
3.2.1. Reti di monitoraggio.....	24
3.2.2. Escursione del livello della falda .....	32
<b>3.3. Climatologia .....</b>	<b>35</b>
3.3.1. Pluviometria e Termometria .....	35
3.3.2. Infiltrazione .....	37
<b>3.4. Interazione acque dolci e salate .....</b>	<b>40</b>
<b>3.5. Prelievi idrici.....</b>	<b>41</b>
<b>3.6. Reti tecnologiche .....</b>	<b>41</b>
<b>3.7. Pozzi artesiani.....</b>	<b>42</b>
<b>3.8. Messa in sicurezza dell'area .....</b>	<b>44</b>
<b>3.9. Modello numerico di flusso .....</b>	<b>45</b>
3.9.1. Struttura generale del modello.....	45
3.9.2. Discretizzazione dell'area.....	46
3.9.3. Parametrizzazione dei materiali.....	46
3.9.4. Termini sorgente/pozzo e condizioni al contorno .....	49
3.9.5. Calibrazione e verifica .....	52
<b>3.10. Risultati della modellazione .....</b>	<b>57</b>
3.10.1. Bilancio idrogeologico .....	57
3.10.2. Simulazione degli interventi.....	62
3.10.3. Scenario 1 – completamento della messa in sicurezza delle macroisole.....	62
3.10.4. Scenario 2 – realizzazione del retromarginamento dopo l'isolamento delle macroisole (Barriere fino al layer 9 del modello, -24 m s.l.m., come quelle esistenti a valle) .....	63
<b>3.11. Discussione dei risultati .....</b>	<b>67</b>
<b>4. Caratterizzazione del sottosuolo per riprodurre il trasporto di contaminanti.....</b>	<b>69</b>
<b>4.1. Caratterizzazione per la modellazione .....</b>	<b>69</b>
<b>4.2. Metodi utilizzati.....</b>	<b>71</b>
4.2.1. Dati e scenari di densità dei dati .....	71

4.2.2.	Modellazione della distribuzione della conducibilità idraulica.....	72
4.2.3.	Modello numerico di flusso e di trasporto advettivo .....	73
4.2.4.	Criteri di valutazione dei modelli.....	73
<b>4.3.</b>	<b>Risultati delle simulazioni .....</b>	<b>74</b>
4.3.1.	Caso dello scenario base .....	74
4.3.2.	Simulazioni geostatistiche e carte degli errori .....	75
4.3.3.	Flusso idrico medio e indice di connettività del trasporto .....	78
4.3.4.	Curve di restituzione della contaminazione .....	79
<b>4.4.</b>	<b>Discussione dei risultati .....</b>	<b>82</b>
<b>5.</b>	<b><i>Ricostruzione del trasporto e prime indicazioni sull'efficacia di un sistema di bioremediation ....</i></b>	<b>85</b>
<b>5.1.</b>	<b>Introduzione.....</b>	<b>85</b>
<b>5.2.</b>	<b>Geologia ed idrogeologia di dettaglio.....</b>	<b>87</b>
<b>5.3.</b>	<b>Qualità delle acque.....</b>	<b>89</b>
<b>5.4.</b>	<b>Degradazione dei solventi clorurati: generalità .....</b>	<b>90</b>
<b>5.5.</b>	<b>Sperimentazione sulla dealogenazione dei solventi clorurati operata da microrganismi ..</b>	<b>92</b>
<b>5.6.</b>	<b>Test di campo di biodegradazione.....</b>	<b>92</b>
<b>5.7.</b>	<b>Metodi sperimentali per la stima del tasso di degradazione dei contaminanti con barriere complete .....</b>	<b>94</b>
5.7.1.	Tassi di attenuazione (Newell et al, 2002).....	94
5.7.2.	Sostituzione e lavaggio del volume dei pori (Cohen et al, 1997).....	95
5.7.3.	Stabilità di pennacchi di contaminazione in acque sotterranee (Ricker, 2008) .....	95
5.7.4.	Calcolo della distribuzione della massa di inquinanti in varie sezioni dell'acquifero .....	95
5.7.5.	Cloro Organico Totale (Tillotson e Borden,2017) .....	96
<b>5.8.</b>	<b>Risultati dell'applicazione dei metodi sperimentali .....</b>	<b>96</b>
5.8.1.	Tassi di Attenuazione (Newell et al, 2002) .....	96
5.8.2.	Sostituzione e lavaggio del volume dei pori (Cohen et al, 1997).....	100
5.8.3.	Stabilità di pennacchi di contaminazione in acque sotterranee (Ricker, 2008) .....	101
5.8.4.	Distribuzione della massa di inquinanti in varie sezioni dell'acquifero .....	101
5.8.5.	Cloro organico totale (Tillotson e Borden,2017) .....	105
<b>5.9.</b>	<b>Modello numerico di flusso e trasporto .....</b>	<b>105</b>
5.9.1.	Modello di flusso in stazionario.....	105
5.9.2.	Modello di flusso in transitorio .....	109
5.9.3.	Modello di trasporto .....	111
<b>5.10.</b>	<b>Discussione dei risultati.....</b>	<b>113</b>
<b>6.</b>	<b><i>Conclusioni.....</i></b>	<b>115</b>
	<b><i>Bibliografia .....</i></b>	<b>119</b>



# Abstract

The following study will focus on groundwater flow, contaminant transport and pollutants degradation in environment with heterogeneous geology. The aim is to identify different approaches to model these areas and to evaluate the anthropogenic impact on groundwater, focusing on both quantity and quality of the resource.

The study is based on real data coming from an area with heterogeneous geology and complex hydrogeological setting. The selected area is the Venetian Plain (NE Italy) because several geological, hydrogeological and hydrological data are collected in a sizeable database realized by Provincia di Venezia and data from a monitoring network for the groundwater contamination of an old landfill are available.

The research is divided in three different steps.

The first part describe the groundwater flow and evaluate the impact of the human activities and works in the area for its exploitation and its protection.

The second part focus on a smaller area but with a high density of data. Three different approaches to simulate the subsoil were compared evaluating which need less data to reproduce better the advective transport.

The third part evaluate with different approaches the effects of an enhanced bioremediation system.

The impressing amount of data available in the selected area and a deep study on the factors interacting with the groundwater allow to reconstruct the architecture of the subsoil using the hydraulic conductivity field and to realise different groundwater flow models. The models have permitted to identify the interaction between the human works (impermeable barriers, drain, remediation systems, etc) with the groundwater and to evaluate the effects that can be produced in the area.

Different approaches were used to reconstruct the hydraulic conductivity field in the area where more data are available (Porto Marghera). Several simulation based on different data density scenarios were realized to evaluate flow and advective transport parameters of the approaches. Approaches based on geological data and on hydraulic conductivity were used to evaluate the reliability of the models in function of the data density.

The last part focus on the reactive transport of pollution (chlorinated solvent) evaluating the effects of the natural and the enhanced biodegradation on a plume originated from an old landfill located in the neighbouring of the previous area. Different analytical methods and numerical models were applied. Therefore, it was possible to identify where the bioremediation, natural or enhanced, is more active and to evaluate the time necessary for a complete remediation of the site.

This research improves the knowledge of an area with an heterogeneous geology creating a technical and scientific study to support the future works in the area and to evaluate the reliability of different methods to simulate groundwater flow, transport and biodegradation of pollution.



# Riassunto

Il presente studio riguarda il flusso delle acque sotterranee e il trasporto e la degradazione di contaminanti in ambienti con alta eterogeneità della geologia del sottosuolo. Lo scopo è l'identificazione di vari metodi per la modellazione numerica in queste aree e la valutazione degli impatti antropici sulle acque sotterranee, concentrandosi sia sulla quantità che sulla qualità della risorsa.

Si è voluto effettuare lo studio utilizzando dati sperimentali reali di un'area complessa dal punto di vista idrogeologico. Si è scelto di concentrare lo studio sulla Pianura Veneta (Italia settentrionale orientale) disponendo di numerosi dati geologici, idrogeologici e idrologici derivanti da una consistente banca dati realizzata dalla Provincia di Venezia e disponendo dei dati di una rete di monitoraggio della contaminazione delle acque sotterranee in corrispondenza di una vecchia discarica.

La ricerca può essere divisa in tre parti:

1. la prima parte descrive il flusso idrico nell'area valutando gli impatti delle opere realizzate per lo sfruttamento e la protezione dell'area;
2. la seconda parte si concentra su un'area di minore estensione ma con alta densità di dati e confronta tre diversi approcci di ricostruzione del sottosuolo valutando quale necessita di meno dati per riprodurre il trasporto advettivo;
3. la terza parte valuta gli effetti di un sistema di bioremediation con diversi approcci.

L'imponente mole di dati disponibile per l'area selezionata e un approfondito studio di tutti i fattori che interagiscono con la risorsa idrica hanno reso possibile la ricostruzione della geometria del sottosuolo sotto forma della distribuzione del campo di conducibilità idraulica e la costruzione di modelli di flusso. Questi hanno permesso di identificare le interazioni delle opere antropiche (barriere impermeabili, drenaggi, sistemi di bonifica, ecc) con le acque sotterranee e valutare eventuali problematiche che possono sorgere nell'area nella gestione delle acque.

In seguito, sono state utilizzate diverse tecniche per la ricostruzione del campo di conducibilità idraulica della zona di cui si disponeva di più dati (Porto Marghera), realizzando numerose simulazioni basate su un numero variabile di dati e valutando dei parametri significativi di flusso e trasporto advettivo dell'area. La finalità dell'elaborazione è stata quella di valutare quanto varia l'affidabilità di un modello realizzato partendo dalla ricostruzione geologica e partendo dai valori di conducibilità idraulica al variare del numero di dati.

In una ulteriore elaborazione, su un'area ristretta e limitrofa alle precedenti, è stato considerato il trasporto reattivo di contaminanti (solventi clorurati) valutando prima con diversi metodi analitici gli effetti della biodegradazione naturale e stimolata su un pennacchio di contaminazione derivante da una vecchia discarica e in seguito realizzando un modello di flusso e di trasporto per valutarne numericamente gli effetti. Sono state quindi individuate le aree a diversa concentrazione di contaminanti e quelle in cui la bioremediation, naturale o stimolata dalla iniezione di nutrienti, è più attiva. Da queste è stato stimato il tempo necessario per la bonifica completa delle acque sotterranee.

Lo studio eseguito ha quindi migliorato le conoscenze di un'area con geologia eterogenea creando una base tecnico-scientifica per eventuali interventi e valutato l'affidabilità di diversi metodi per la simulazione di flusso sotterraneo, la valutazione del trasporto e della degradazione di contaminanti.





# Capitolo 1

## Introduzione

Le acque sotterranee sono da sempre fonte di acqua potabile e la loro protezione risulta quindi fondamentale. A tal fine è necessario caratterizzare il mezzo che la contiene definendo le proprietà principali di acquiferi, acquitardi e acquicludi che le ospitano. La stima della conducibilità idraulica è uno dei passaggi chiave per l'interpretazione del sottosuolo dato che riflette la variabilità delle proprietà tessiturali del mezzo e controlla il trasporto di contaminanti (Bianchi & Pedretti, 2017).

Non è sempre semplice caratterizzare il mezzo come ad esempio nella parte terminale degli acquiferi alluvionali, dove la geologia è molto eterogenea e si individuano numerose alternanze litologiche. Infatti, in prossimità dei recapiti è comune individuare un'alternanza di sedimenti legati all'evoluzione morfologica dell'area e quindi a canali fluviali (depositi sabbiosi), pianie di esondazione (depositi argilloso limosi), argini naturali (depositi limosi) e bacini palustri (depositi torbosi).

Dato che la conducibilità idraulica negli acquiferi porosi è direttamente collegata alla granulometria (Hazen, 1893; Terzaghi, 1925; Kozeny, 1927; Carman, 1937, 1956; Beyer 1964, 1966; Shepherd, 1989; Vukovic und Soro, 1992; Alyamani und Şen, 1993; Naeef et al, 2016) diventa fondamentale ricostruire la geometria dei corpi sabbiosi (più permeabili) e di quelli meno permeabili (Webb and Anderson, 1996). In questi ambienti difficilmente si riesce a definire l'architettura del sottosuolo in modo deterministico ed univoco e vengono perciò utilizzate diverse tecniche geostatistiche come la ricostruzione del campo di conducibilità idraulica attraverso il metodo Kriging (Krige, 1951), la ricostruzione dei corpi permeabili con la Statistica Multi-Punto (dell'Arciprete et al, 2012; Comunian et al, 2016) e l'utilizzo di simulazioni stocastiche attraverso vari algoritmi come Sequential Gaussian SIMulation (SGSIM, Deutsch and Journel, 1998) o Transition PRObabilities Geostatistical Software (Tprogs; Carle and Fogg, 1996, 1997; Carle, 1999).

In presenza di una geologia complessa è inoltre necessario il supporto di modelli numerici per la stima della quantità della risorsa idrica sotterranea, della portata e della direzione di flusso nel sottosuolo e il conseguente trasporto di contaminanti. Nel primo caso i fattori che influiscono sul modello sono limitati alle proprietà dell'acquifero (conducibilità idraulica, coefficiente di immagazzinamento) e alle condizioni al contorno, mentre nel caso di modelli di trasporto si aggiungono le proprietà geochimiche dei terreni (ad es. contenuto organico), i parametri di trasporto advettivi e dispersivi e le caratteristiche e la distribuzione delle concentrazioni dei contaminanti (adsorbimento, ritardo, degradazione).

In alcuni casi è necessario un approccio multidisciplinare per la definizione dei percorsi della contaminazione in quanto la bonifica dell'acqua sotterranea avviene tramite batteri. In questo caso ulteriori parametri sono da considerare nella modellazione incrementando la complessità.

Risulta difficile avere a disposizione numerosi dati geologici e idrogeologici a causa dei costi e del tempo necessario per l'acquisizione e l'analisi (Rubin, 2003; Moslehi & de Barros, 2017). Fortunatamente per questa ricerca sono stati utilizzati due database differenti di dimensioni cospicue. Il primo è stato realizzato da Provincia di Venezia (Provincia di Venezia, 2011) ed è costituito principalmente da oltre n. 10000 stratigrafie in cui sono registrati le variazioni di litologia e di conducibilità idraulica, da due set differenti di prove di pompaggio e di slug test con circa n. 400 prove l'uno e di n. 29 misure effettuate

con data logger per la registrazione automatica dei livelli di falda per un periodo di circa due anni. Parte di questo database è già stato utilizzato in precedenza per valutare l'attendibilità di diverse tecniche per la ricostruzione di zone omogenee come eseguito da Trevisani & Fabbri (2010).

Il secondo database è stato appositamente realizzato con i dati derivanti da un sito in cui è in corso un intervento di bonifica da solventi clorurati e idrocarburi di origine petrolifera derivanti da una vecchia discarica. Questo conta circa n. 360 stratigrafie e n. 200 piezometri e pozzi, n. 130 perforazioni destinate al sistema di bioremediation appena attivato, n. 22 punti di monitoraggio in continuo del livello di falda e numerose campagne di analisi chimiche delle acque. La qualità chimico-fisica dell'acqua è monitorata da 25 anni circa e per ogni campagna le misure sono state effettuate su un numero variabili di punti che può raggiungere i 50 e con determinazioni di circa n.60 parametri per ogni campagna.

In questo elaborato vengono utilizzati approcci classici ed innovativi per la ricostruzione del sottosuolo di un'area dotata di elevata eterogeneità e la valutazione di un sistema di bonifica. È stato necessario l'implementazione di modelli di flusso idrico sotterraneo per la stima di flussi, per l'identificazione dell'affidabilità di vari approcci, per la ricostruzione della contaminazione e degli effetti di risanamento. Si sottolinea quindi l'importanza della ricostruzione del sottosuolo utili al supporto dei vari interventi e per la risoluzione di problemi tecnici ed economici di elevata importanza.

## Capitolo 2

# Inquadramento dell'area di studio

L'area di studio è sita nella provincia di Venezia. Sono state scelte tre aree distinte per focalizzarsi su diverse problematiche (figura 2.1). La prima è la più estesa (in giallo) e si estende tra le quote di circa 13 m s.l.m. fino -1.25 m al di sotto del livello del mare. All'interno ricade l'area del Sito di Interesse Nazionale (SIN) per la bonifica di Venezia Porto Marghera (in bianco). L'area arancione, studiata nella seconda ricerca, comprende la maggior parte del SIN con quote omogenee di circa 1 m s.l.m. L'ultima area è la più piccola (azzurra), ubicata completamente al di sotto del livello del mare (-1 m s.l.m.) e comprende la discarica di Dogaletto in cui sono stati ubicati nel passato alcuni scarti di lavorazione del Petrolchimico di Porto Marghera.



*Figura 2.1: In giallo l'area utilizzata nel primo studio, in bianco l'area del SIN di Porto Marghera, in rosso l'area del secondo studio, in azzurro l'area studiata in dettaglio per l'ultimo progetto. L'area di ubicazione della figura 2.2 è in fucsia (Google Earth)*

## 2.1. Geologia

La pianura veneto-friulana costituisce l'avampese fra gli Appennini e le Alpi meridionali orientali, formatosi in seguito al riempimento di età terziaria e quaternaria di un bacino deposizionale che è situato all'estremità nord-orientale della microplacca adriatica. La chiusura dello stretto di Gibilterra, avvenuta nel Messiniano, portò all'abbassamento del livello del Mediterraneo di parecchie centinaia di metri influenzando la topografia dell'area determinando l'erosione fluviale e la riorganizzazione del reticolo fluviale, favorendo la formazione dei megafan alluvionali in età tardo pleistocenica e olocenica dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta e Adige che hanno dato origine all'attuale pianura veneta (Provincia di Venezia, 2011).

I principali fiumi che scorrono in questa zona (Brenta, Piave e Tagliamento) variano il proprio tracciato passando, dallo sbocco vallivo al mare, da braided ad anastomosati e a meandriiformi: questo implica una diminuzione dell'energia del fiume e di conseguenza una riduzione della capacità di trasporto e della successione di deposizione, che varia da sedimenti grossolani a monte, a fini nel tratto terminale. Quest'ultimo è caratterizzato da depositi di esondazione limoso-argillosi e da corpi di canale sabbiosi o, più raramente, ghiaiosi (Provincia di Venezia, 2011). Nella bassa pianura le alluvioni fluviali si intercalano con sedimenti di origine marina, lacustre e palustre, mentre nell'alta i materiali sono pressoché interamente di deposito fluviale o fluvioglaciale. Infatti agli eventi alluvionali si intercalano periodicamente trasgressioni e regressioni marine, che si identificano con gli ambienti lacustri e palustri, che nella parte bassa della pianura sostituiscono completamente le alluvioni (Bondesan & Meneghel, 2004).

I sedimenti sono classificabili come depositi alluvionali costituiti da limi, sabbie e argille. Le sabbie medio-fini con variabili percentuali di limo, rappresentano facies di canale attivo, di argine naturale e ventaglio di rotta, sono concentrate in corrispondenza dei dossi, dove costituiscono corpi lentiformi scarsamente interconnessi che giungono a spessori massimi di 2-4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere coalescenti tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10-20 m. Solitamente si estendono da qualche centinaio di metri a circa 2-3 km. Gli abbondanti depositi limosi e argillosi di esondazione contengono comuni lenti di torba e orizzonti variamente organici di ambiente palustre, spessi al massimo pochi decimetri ma lateralmente continui. È presente anche uno strato cospicuo di materiali di riporto, con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiale di costruzione e archeologico soprattutto nell'area portuale di Marghera (Provincia di Venezia, 2011).

La geologia superficiale dell'area è molto variabile. In tutti i sondaggi si può identificare un'alternanza tra materiali più fini (limi e argille) e materiali relativamente più grossolani (sabbie), come è riportato in Bondesan et al. (2008). La figura 2.2 mostra una sezione nell'area di studio.

All'interno della zona lagunare sono presenti alcuni sondaggi da cui è stato possibile ricostruire la stratigrafia al di sotto del centro storico. È stata identificata una successione di argille e limi chiari con sabbia, di origine continentale e argille nerastre conchigliifere e limi scuri di origine lagunare (figura 2.3). È stato possibile identificare depositi provenienti da facies di canale alluvionale attribuibili a un paleoalveo del Brenta (Zezza, 2008).

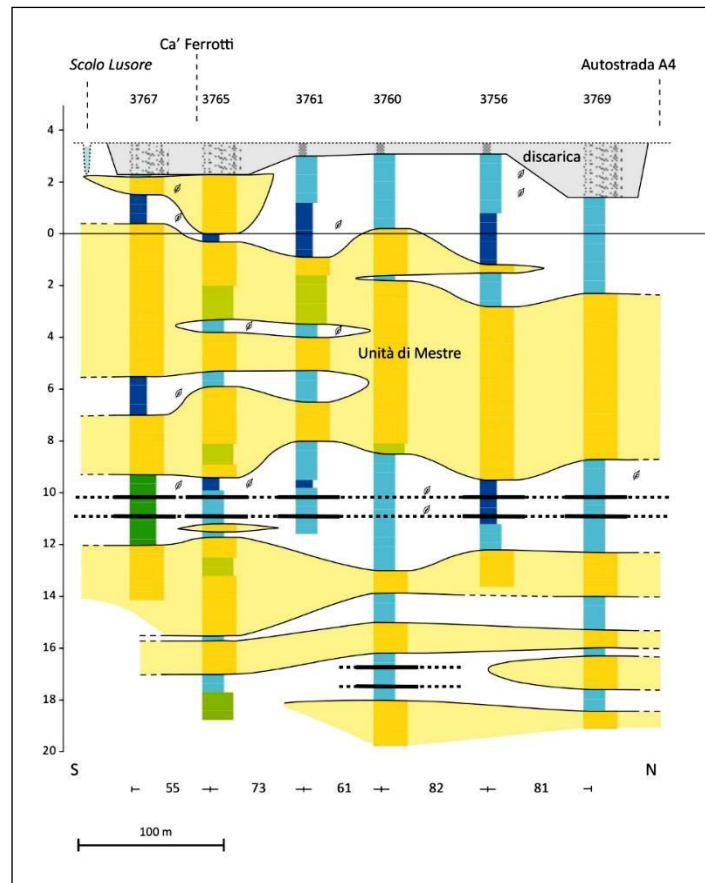


Figura 2.2: Sezione 25 – Canale Lusore, tratta da Bondesan et al. (2008)

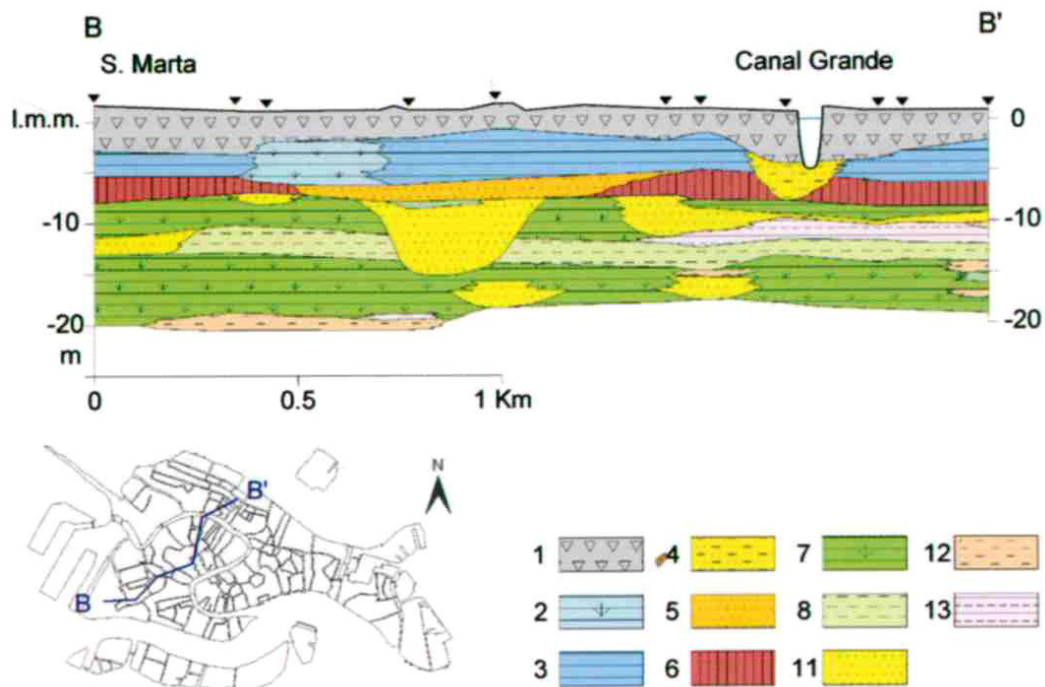


Figura 2.3: Stratigrafia sottostante al centro storico di Venezia. Le unità sono: 1 deposito antropico: coltre superficiale di copertura; depositi di ambiente lagunare; 2 argilla e argilla limosa con sostanza organica; 3 argilla con resti di molluschi; 4 limo sabbioso; 5 sabbia fine di canale di mare; depositi di ambiente continentale; 6 argilla limosa-sabbiosa ocracea, sovraconsolidata (Caranto); 7 argilla e argilla limosa con torba; 8 alternanze di limo sabbioso e limo argilloso; 11 sabbia media e fine di canale alluvionale; 12 limo sabbioso; 13 limo sabbioso e argilla (Zezza, 2008)

## 2.2. Idrografia

Il territorio provinciale veneziano è attraversato da una rete idrografica di notevole estensione anche dovute alle numerose opere idrauliche operate dai Veneziani dal XV secolo (Provincia di Venezia, 2011).

L'area oggetto di studio si trova in una parte consistente in una zona depressa dal punto di vista altimetrico e infatti sono presenti molti manufatti per la bonifica idraulica. In particolare lo scolo è solo meccanico tra Mestre e il Sile mentre è misto (naturale e meccanico) nel territorio compreso tra Mestre e Scorzè. La tabella 2.1 mostra i principali corsi d'acqua dell'area che sono stati considerati.

Tipo corso	Nome corso	Larghezza (m)
FIUME	DESE	15
NAVIGLIO	BRENTA	25
SCOLO	LUSORE	10
TIPO	BONDANTE (SCARICATORE DI MALCONTENTA O CANALE NUOVO)	13
CANALE	DELLA RANA	26
CANALE	SCOLMATORE	10
CANALE	MENEGON FIUME VECCHIO	13
FIUME	MARZENEGO	10
FIUME	MARZENEGO - OSELLINO FOCE 1	23
IDROVIA	PADOVA - VENEZIA	55
RIO	STORTO	4
SCOLO	RUVIEGO	5
RIO	CIMETTO	3
CANALE	TAGLIO DI MIRANO	13
RIO	SERRAGLIO	9
CANALE	MUSON VECCHIO	12
RIO	VETERNIGO	5
CANALE	BALZANA	5
SCOLO	DOSA	3

Tabella 2.1: Principali corsi d'acqua nell'area di studio per l'implementazione del modello numerico di flusso

Sono disponibili una quantità limitata di dati idrometrici dei fiumi. In prevalenza sono in prossimità della foce, quelli più interni registrano un livello relativo dei livelli e non è possibile identificare le quote assolute.

Di seguito vengono riportate a titolo di esempio la variazione idrometrica e di portata del canale artificiale Taglio di Mirano e il confronto tra i livelli idrometrici di Lusore, Bondante e Osellino a Tessera con il livello della laguna.

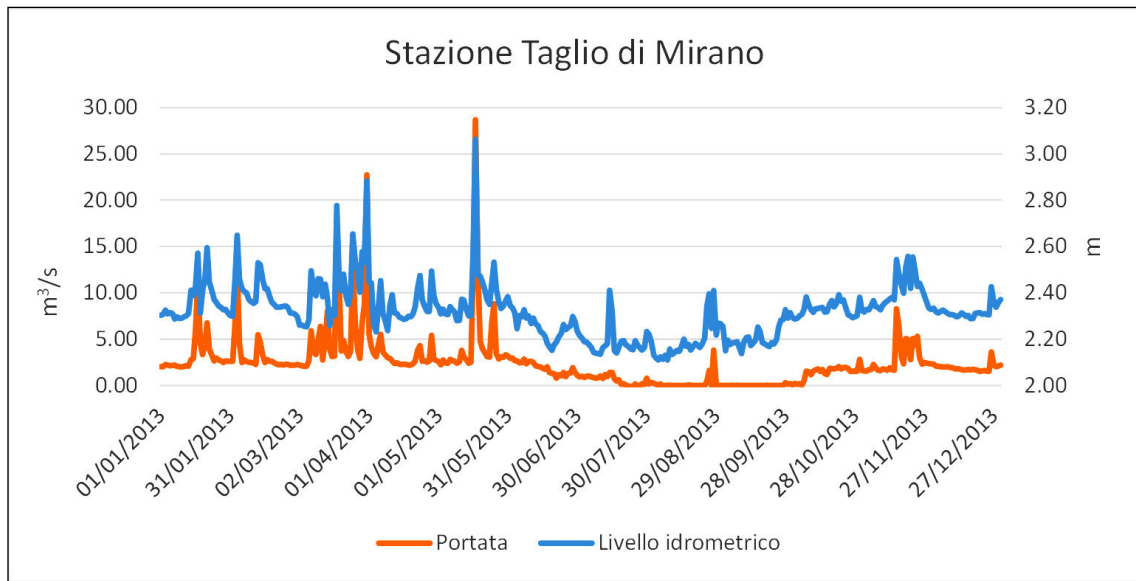


Figura 2.4: Andamento delle portate e del livello idrometrico nell'anno 2013

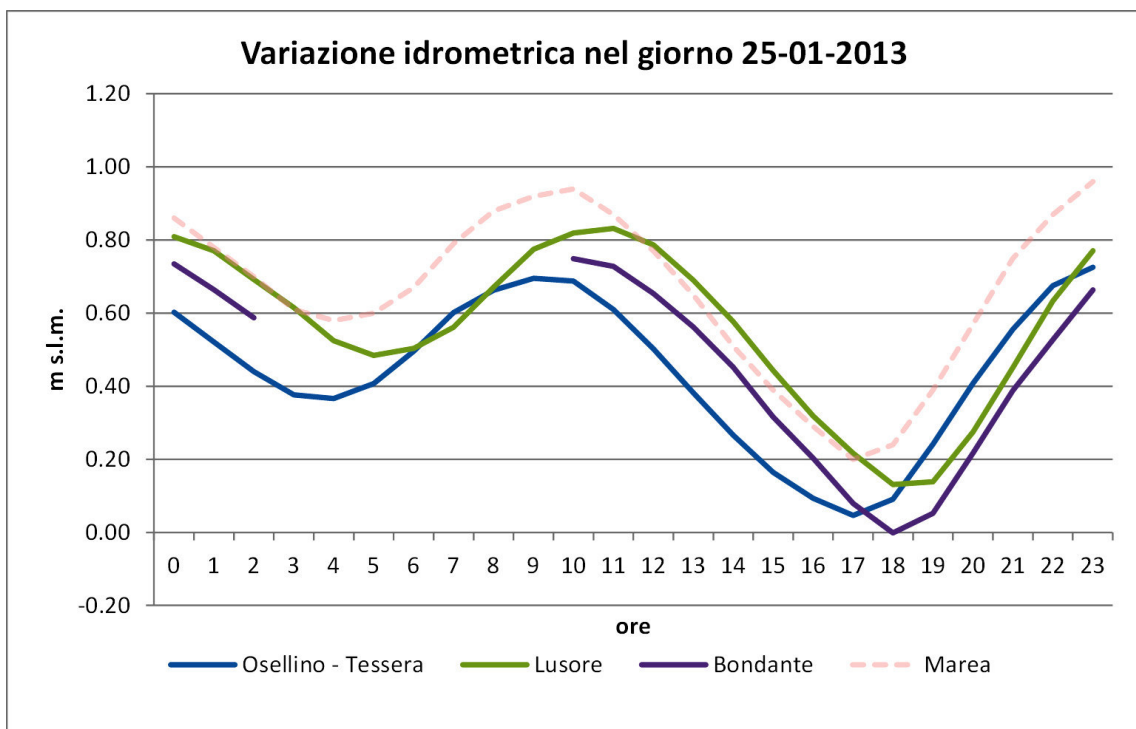


Figura 2.5: Variazione del livello idrometrico alle foci dei canali Osellino-Tessera, Lusore e Bondante

L'andamento sinusoidale lagunare è mantenuto anche dalle foci dei fiumi, in alcuni casi con un ritardo di qualche ora. Questo provoca che il Fiume Lusore nelle fasi di transizione da alta a bassa marea abbia un battente idrico che è leggermente superiore a quello lagunare. Un livello idrometrico degli alvei fluviali più basso rispetto a quello registrato in laguna implica che la direzione del flusso delle acque superficiali è verso l'entroterra. Tali episodi sono registrati come portate con valori negativi (a indicare l'inversione della normale direzione di flusso), in figura 2.6.

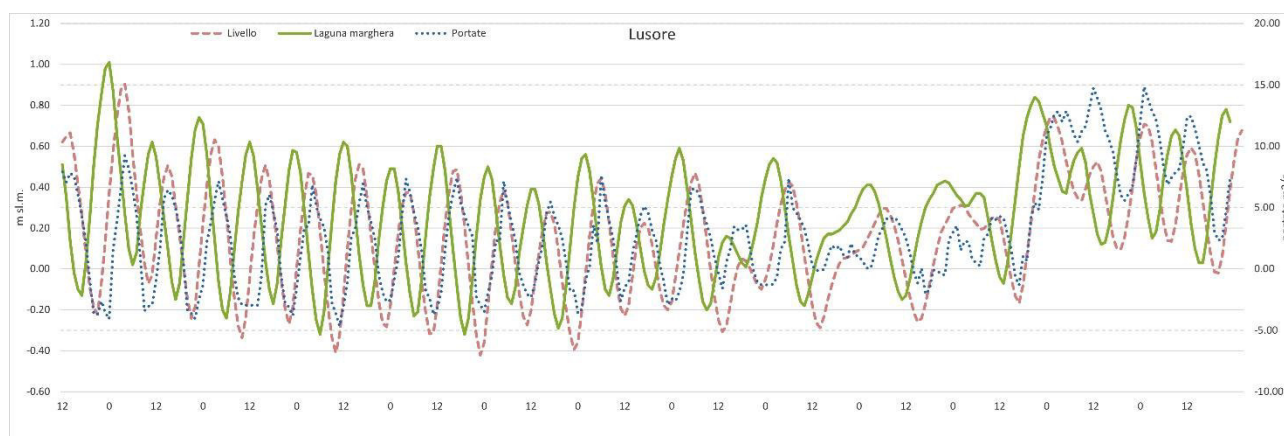


Figura 2.6: Livello idrometrico e portate del fiume Lusore dal giorno 24 febbraio 2013 al 8 marzo 2013

### 2.3. Regimazione delle acque superficiali

Come precedentemente detto parte dell'area è al di sotto del livello del mare e sottoposta a bonifica idraulica continua. La rete di bonifica di 1.687 km e con densità media di 1.68 km/km<sup>2</sup>; gli impianti idrovori presenti sono complessivamente n.15, per una portata potenzialmente sollevata di circa 130 m<sup>3</sup>/s (ARPAV et al, 2013).

Nell'area studiata n.7 idrovore influiscono sull'andamento del livello delle acque sotterranee. In tabella 2.2 e in figura 2.7 sono riassunte le principali caratteristiche, l'ubicazione, l'area di influenza e il tipo delle idrovore.

Idrovora	Volume scaricato (m <sup>3</sup> )*	Massimo volume di pompaggio (l/s)	Bacino a monte (ha)**	N. pompe
Dogaletto	10566540	23300	3396 (1503)	9
Malcontenta	5933220	25000	1694 (1161)	7
Cà Emiliani	785200	30000	991 (217)	6
Canal Salso (Via Torino)	472320	3850	261	3
San Giuliano	703728	4010	214	4
Campalto	6420305	20000	1733	7
Tessera	18732600	32500	7311 (7311)	6

\* Volume calcolato tra ottobre 2011 e settembre 2012

\*\* Tra parentesi l'area soggetta a scolo alternato, cioè l'area dove le acque defluiscono per gravità in condizioni di magra e meccanicamente in condizioni di piena

Tabella 2.2: Principali Caratteristiche delle Idrovore (ARPAV et al., 2013)



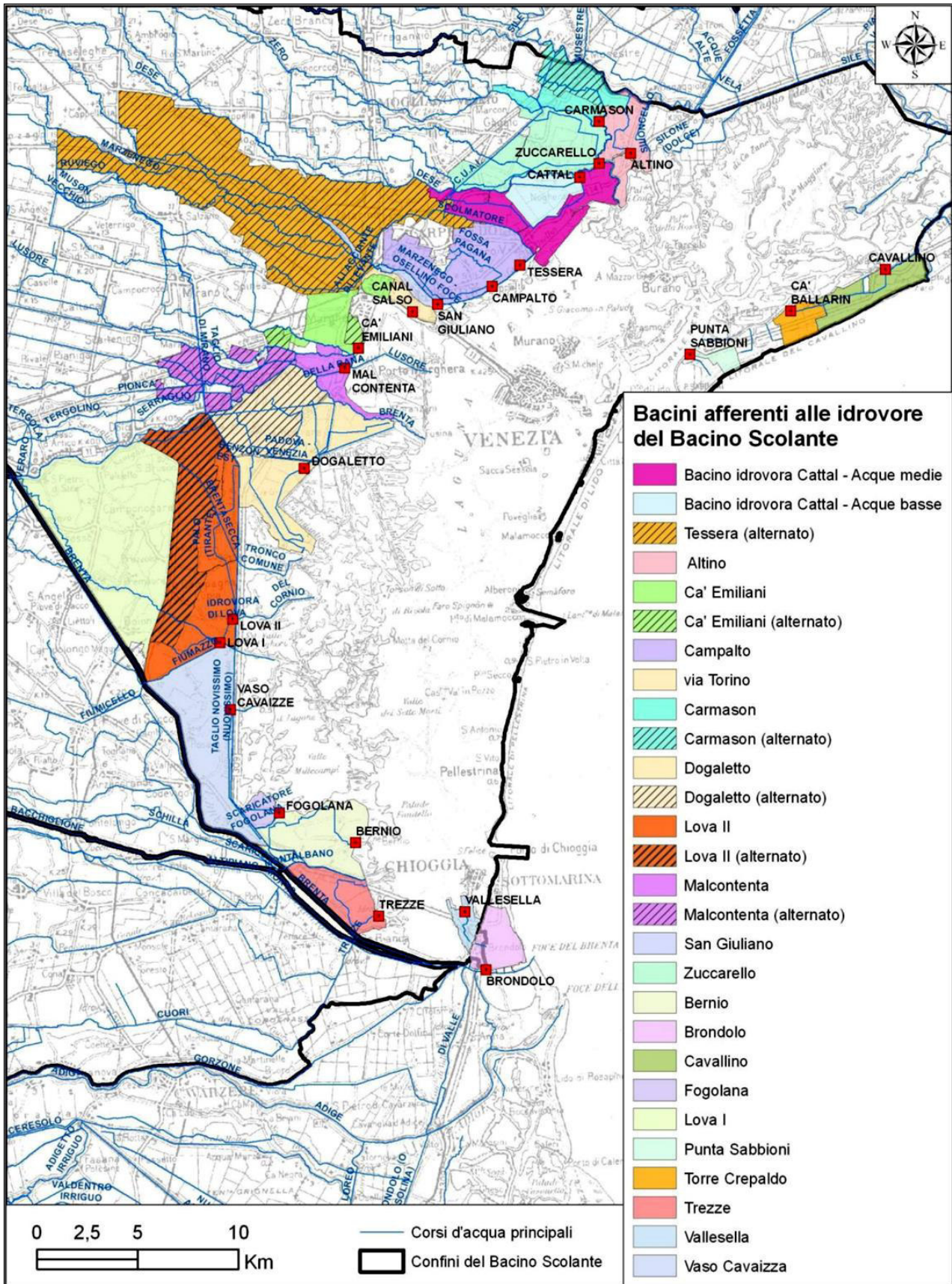


Figura 2.7: Ubicazione delle idrovore e relative aree di influenza, tratta da ARPAV et al. (2013)

I livelli ai quali iniziano a pompare acqua variano a seconda dell'idrovora e del tipo di pompa. Con maggiore dettaglio è stato possibile recuperare i dati relativi a solo due idrovore: Dogaletto e Malcontenta. Dell'idrovora di Cà Emiliani sono stati reperiti solo i livelli minimi di attacco e stacco delle pompe. Questi dati sono riportati nelle tabelle seguenti.

Impianto idrovoro Malcontenta - via Padana, 8 Malcontenta (VE)				
Pompa	Tipologia	Portata [l/s]	Quota attacco [m]	Quota stacco [m]
POMPA A1	Asse verticale a pale variabili	3000-6000	-0.89	-1.09
POMPA A2	Asse verticale a pale variabili	3000-6000	-0.89	-1.09
POMPA B1	Asse verticale	1000	-1.19	-1.27
POMPA B2	Asse verticale	1000	-1.19	-1.27
POMPA B3	Asse verticale	1000	-1.19	-1.27
POMPA C1	Sommergibile	5000	-0.99	-1.17
POMPA C2	Sommergibile	5000	-0.99	-1.17

Tabella 2.3: Caratteristiche dell'idrovora di Malcontenta

Impianto idrovoro Dogaletto - via Argine Dx Idrovia, 30 Mira (VE)				
Pompa	Tipologia	Portata [l/s]	Quota attacco [m]	Quota stacco [m]
POMPA A1	Asse verticale	4000	-2.07	-2.67
POMPA A2	Asse verticale	4000	-2.07	-2.67
POMPA A3	Asse verticale	4000	-2.07	-2.67
POMPA A4	Asse verticale	4000	-2.07	-2.67
POMPA B1	Asse verticale a pale variabili	1000-2000	-2.07	-2.67
POMPA B2	Asse verticale a pale variabili	1000-2000	-2.07	-2.67
POMPA 3/C1	Asse orizzontale centrifuga	2500	-2.07	-2.77
POMPA diesel/elettrica C2	Asse orizzontale centrifuga	3500	-2.07	-2.77
POMPA 4	Asse verticale	1300	-2.07	-2.67

Tabella 2.4: Caratteristiche dell'idrovora di Dogaletto

Impianto idrovoro Cà Emiliani		
Livello di bonifica	Fondo vasca	Massimo livello accettato
-1.50 m s.l.m.	-8.50 s.l.m.	+9.40 dal fondo vasca pari a +0.90 m s.l.m

Tabella 2.5: Caratteristiche dell'idrovora di Cà Emiliani

## 2.4. Idrogeologia

La struttura idrogeologica della Pianura Veneta può essere divisa in tre fasce (Provincia di Venezia, 2000):

1. Alta Pianura (acquifero indifferenziato – area di ricarica)
2. Media Pianura (fascia delle falde artesiane)
3. Bassa Pianura (falde a debole potenzialità).

L'alta pianura è costituita dalla parte più grossolana dei megafan che si sovrappongono e formano un unico corpo geologico indifferenziato e omogeneo molto permeabile. La media pianura è costituita da un'alternanza di livelli ghiaiosi con letti di depositi fini impermeabili. I primi sono estensioni dei corpi dell'alta pianura che verso sud si assottigliano lasciando spazio al materiale più fine. La bassa pianura è costituita da limi e argille con intercalazioni di livelli sabbiosi (Bondesan & Meneghel 2004).

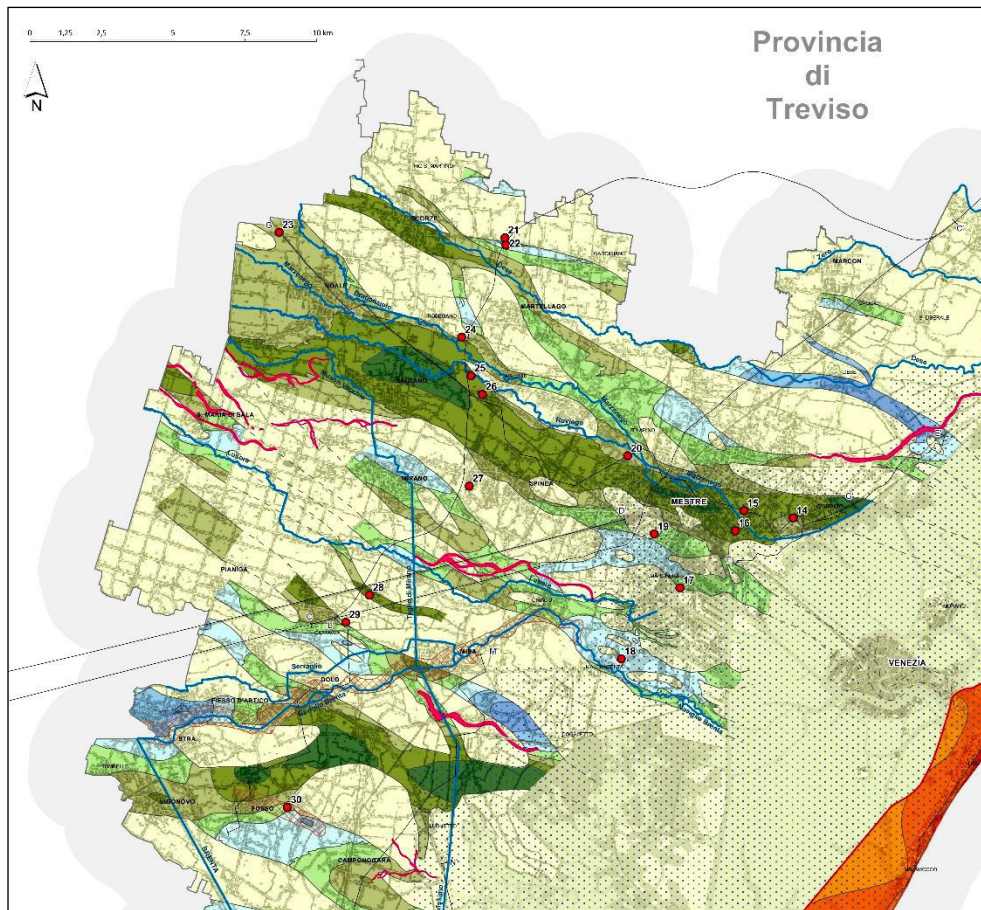


Figura 2.9: Stralcio della carta degli acquiferi superficiali (Fabbri et al, 2013)

La falda risulta essere molto profonda in prossimità dei rilievi montuosi e diminuisce di profondità fino, ad affiorare nella fascia delle risorgive, fascia che segna il limite tra l'alta e la media pianura. Nella media pianura si individuano falde sovrapposte in pressione, tutte collegate con la falda freatica della prima fascia. Nell'ultima zona, le falde nella parte più superficiale del sottosuolo non sono molto produttive a causa dell'assenza di imponenti livelli ghiaiosi, sono infatti formate da corpi geologici costituiti da sabbie, limi e argille con media e bassa permeabilità. Anche in questa zona si individuano diverse falde con varie produttività (Bondesan & Meneghel, 2004).

L'interesse di questa ricerca si focalizza sulla prima falda, quella superficiale, che è considerata di scarso interesse per la bassa qualità delle acque e per il modesto grado di protezione dell'acquifero a causa dell'elevato contatto con le attività antropiche, da quelle ingegneristiche di occupazione del suolo a quelle agricole (Provincia di Venezia, 2011).

Nell'acquifero superficiale si individuano delle fasce sabbiose derivanti dalla coalescenza di più canali che scorrevano in quest'area. I corpi hanno differenti spessori, anche superiori ai 20 m, e possono chiudersi nettamente a favore di materiali fini o mantenere una continuità con spessori minori di 5 m. Questi canali sono le principali vie di deflusso. I corpi sabbiosi sono allungati in direzione NW-SE con larghezze di oltre 1 km.

Nel caso in esame il megafan di riferimento è quello del Brenta e si possono individuare 4 grandi fasce di sedimenti più permeabili parallele tra loro che possono essere interconnesse con dei corpi permeabili con bassa trasmissività (Fabbri et al, 2013). I corpi principali sono:

- Complesso di Noale/Scorzè – Mestre: si ritrova da Noale, passa per Martellago, Salzano, Spinea, per il centro di Mestre fino alla zona aeroportuale e portuale. È costituito da un corpo principale largo tra i 2 km e i 3 km che è interconnesso a un corpo minore più a nord. La larghezza totale è circa 5.5 km ed è superficiale. La litologia dominante è la sabbia medio fine e occasionalmente sono state rinvenute tracce di ghiaia. Lo spessore medio è circa 15 m. La parte a nord risulta però minore ma è costituita da una sovrapposizione di paleocanali.
- Complesso di S. Maria di Sala – Malcontenta: si trova da S. Maria di Sala e Mirano, passa per Oriago e si addentra in laguna da Fusina. È costituito da più corpi con larghezza media di 600 m che coprono una larghezza fino a 3 km. Il tetto dei corpi è posto a una profondità minima di 5 m da p.c. e può anche raddoppiare. Lo spessore medio è di 15 m ma i corpi possono anche essere coalescenti tra loro e raggiungere i 20 m. La granulometria principale è sabbia limosa e debolmente limosa.
- Complesso del Mirese: Si ritrova da Pianiga, passa per Vigonovo, Dolo fino a Dogaletto. Largo circa 8 km, è costituito da corpi superficiali di larghezza pari a 2 km circa. Nella parte settentrionale presenta corpi sabbiosi importanti a anche a profondità di 12 m da p.c. e spessori di 10 m. In località Dogaletto si ha la sovrapposizione dei corpi che raggiungono uno spessore di 20 m circa. La granulometria principale rinvenuta è sabbia.
- Complesso di Campolongo Maggiore: si ritrova da Campolongo a Lova. È costituito da corpi piuttosto profondi di sabbia limosa (tetto a 12 m di profondità) con spessore medio di 10.

I primi due complessi sono quelli che interessano i primi due studio mentre il terzo è ubicato a Dogaletto dove è presente la confluenza di due canali e sono disponibili ulteriori dati di dettaglio.

La conducibilità idraulica degli acquiferi è stata valutata tra  $1 \times 10^{-6}$  m/s e  $2 \times 10^{-4}$  m/s con valore mediano  $2 \times 10^{-5}$  m/s (Fabbri et al, 2013).

Dalle ricostruzioni geologiche e dagli studi effettuati da Gambolati & Freeze (1974), Carbognin et al. (1984), Provincia di Venezia (2000) e Da Lio et al (2013) si possono distinguere fino a 6 acquiferi confinati diversi fino a 300 m di profondità, alcuni dei quali in pressione. Gli acquiferi confinati hanno un'elevata potenzialità idrica, si pensi che venivano prelevati fino a 600 l/s nel 1970. Dopo la sospensione dei prelievi, ad eccezione di quelli potabili in zone non interessate da acquedotto, sono stati chiusi oltre 300 pozzi, dovuta ai problemi di subsidenza dell'area lagunare (Gambolati & Freeze, 1974; Lewis & Schrefler, 1978; Carbognin et al, 1984; Gambolati & Teatini, 2015). Non sono completamente note le modalità di chiusura e cementazione dei pozzi artesiani. L'interruzione dei pompaggi dalle falde profonde nella zona lagunare ha determinato un incremento dei livelli piezometrici atto a contrastare la subsidenza. Attualmente si hanno livelli piezometrici anche superiori di qualche metro dal piano campagna.

Le conducibilità idrauliche degli acquiferi profondi varia da  $10^{-5}$  m/s a  $10^{-8}$  m/s con porosità tra 0.37 e 0.45. Le prove eseguite per ricavare i dati di K sono prove di laboratorio che, come noto, risentono dell'effetto scala.

Le acque sotterranee mostrano una direzione di flusso da NO a SE nonostante il livello piezometrico risulti diverso da falda a falda con un gradiente che varia tra 0.06% e 0.21% (Provincia di Venezia, 2011) con prelievi concentrati tra la prima falda profonda e la nona profonda. Considerando i quantitativi di risorsa disponibili, la ricarica e la richiesta idrica è stata osservata una situazione di equilibrio (Cambruzzi et al, 2010a e b).

## 21 Inquadramento dell'area di studio

---

La qualità delle acque subisce un peggioramento avvicinandosi alla laguna, aumenta la conducibilità elettrolitica delle acque e si arricchiscono in Ferro e Ammoniaca. L'acqua della bassa pianura non risulta quindi potabile a causa di elementi di origine geologica quali Alluminio, Ferro, Manganese, Arsenico e Ammoniaca. I valori elevati di questi elementi sono riconducibili alle condizioni riducenti negli acquiferi e al materiale argilloso e alla presenza di torbe per quanto concerne l'ammoniaca (Provincia di Venezia, 2011).



## Capitolo 3

# Stima dei flussi in acquiferi eterogenei: applicazione ai marginamenti

La prima parte della ricerca riguarda la valutazione dei flussi in ambiente eterogeneo e, data la forte influenza delle attività antropiche (canali, pozzi, reti tecnologiche, idrovore per la bonifica idraulica e barriere impermeabili), la stima dell'impatto umano sui flussi in un'area fortemente inquinata a contatto con la laguna veneta.

Per un maggior dettaglio, l'area interna al SIN è stata suddivisa dal Magistrato alle Acque in area denominate Macroisole, come indicato in figura. 3.1.

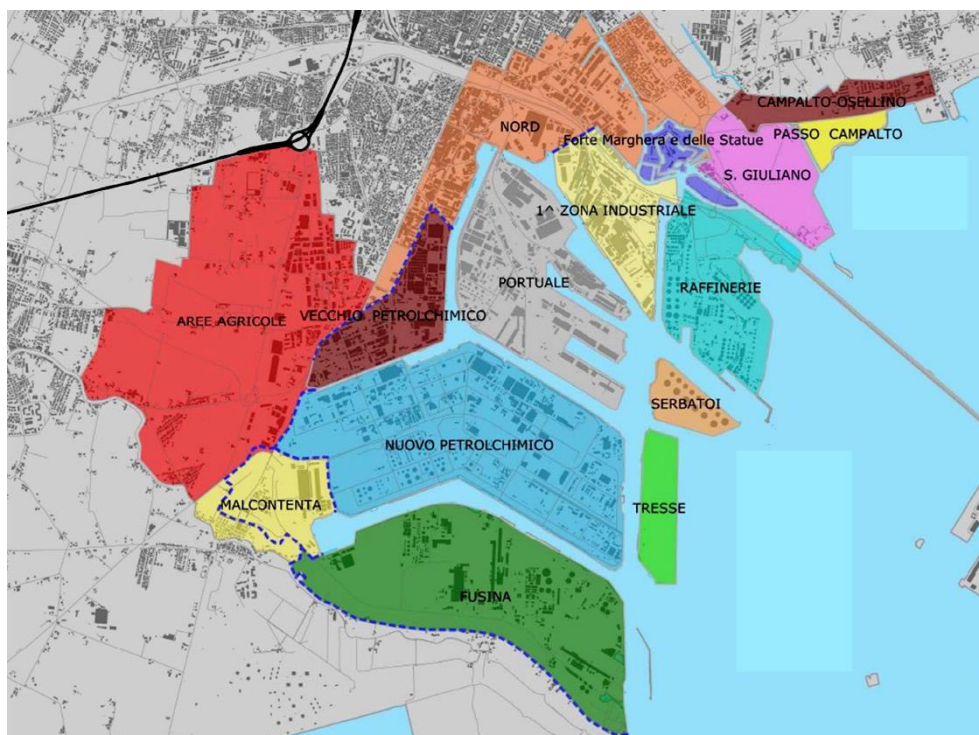


Figura 3.1: Suddivisione dell'area del SIN (Magistrato alle Acque, 2011)

Per la valutazione dei flussi idrici sotterranei nell'area di Porto Marghera (Venezia, Italia) è stato necessario prima di tutto un approfondimento idrogeologico e inseguito un'analisi di tutti i fattori, antropici e naturali, che influiscono sul deflusso.

### 3.1. Idrogeologia di Porto Marghera

Nell'area di studio si intercettano solo i complessi di Noale/Scorzè e S. Maria di Sala. Il primo può raggiungere una larghezza massima di circa 5.5 km, ma mediamente, il corpo principale, assume larghezza media di 2-3 km e si diramano più corpi secondari. La profondità del tetto dell'acquifero varia tra -1 e -7 m dal piano campagna. Gli strati sabbiosi possono chiudersi in 200-300 m o unirsi e

prolungarsi in corpi minori. Il secondo raggiunge la larghezza di 3 km, ma in media il corpo principale ha una larghezza di 600 m. Il tetto dell'acquifero è stato rinvenuto tra -5 e -11 m dal piano campagna. A causa degli esigui dati reperiti il tratto più interno del territorio provinciale risulta frammentato mentre nella zona di Fusina, dove i dati sono più cospicui, risulta più dettagliato (Provincia di Venezia, 2011).

Essendo l'area di Porto Marghera di particolare interesse ambientale, è stata indagata in maniera più approfondita e sono stati identificati quattro corpi sabbiosi: due appartenenti al complesso di Noale/Scorzè – Mestre (1 e 2) e due del complesso di S. Maria di Sala – Malcontenta (3 e 4).

- Corpo di viale San Marco, il tetto è superficiale e spesso è eroso, mentre il letto raggiunge i 18 m di profondità. In tutto l'acquifero è possibile trovare ghiaia da media a fine che caratterizza tutto l'acquifero.
- Corpo dell'area portuale largo circa 400 m e di spessore compreso fra -3 e -18 m s.l.m.; è spesso collegato con quello poco a nord di Viale San Marco.
- Corpo di Malcontenta: sono due corpi sabbiosi sovrapposti con intercalato uno strato a bassa permeabilità; la larghezza massima è di 800 m e profondità compresa tra -10 m e -30 m dal piano campagna. Verso est si suddivide in due corpi distinti nella penisola del Nuovo petrolchimico.
- Corpo di Fusina, ubicato nelle vicinanze del Naviglio Brenta ha la profondità del tetto fra -2 e -13 m s.l.m.

Dalle sezioni realizzate da Fabbri et al. (2013) si nota come gli acquiferi variano lateralmente sia in spessore che in continuità ma mantenendo una continuità dei corpi sabbiosi da monte a valle. Si nota anche che ai bordi dell'acquifero principale di San Marco sono presenti delle diramazioni dell'acquifero. A valle, sotto al centro storico veneziano, i depositi a granulometria più grossolani, appartenenti al paleoalveo del Brenta, sono riconoscibili come prolungamento dei corpi sabbiosi dell'area di Porto Marghera (Zezza, 2008).

I valori di permeabilità sono abbastanza uniformi ed omogenei nei 4 corpi acquiferi identificati. Valori leggermente superiori si registrano andando verso nord soprattutto nel corpo di Viale San Marco che, probabilmente grazie al livello con ghiaia, raggiunge valori maggiori di  $5 \times 10^{-3}$  m/s.

## 3.2. Acque sotterranee

Per mezzo dei dati disponibili e soprattutto mediante quelli registrati dalla rete di monitoraggio in continuo è stato possibile di disporre di informazioni significative sulle modalità di flusso delle acque sotterranee nell'area di studio.

### 3.2.1. Reti di monitoraggio

Diverse reti di monitoraggio erano attive sul territorio provinciale:

1. Rete Piezometrica dell'Ufficio Idrografico (ex rete Magistrato alle acque): attiva dal 1926 e in parte dismessa negli anni 80, misurava il livello freaticometrico ogni 3 giorni. Tre pozzi di questa rete fanno parte tutt'oggi della rete di monitoraggio provinciale.



2. Rete Piezometrica della Regione Veneto: istituita nel 1983 e revisionata nel 1995, conta circa n.350 pozzi, n. 41 in Provincia di Venezia, di cui n.23 falda freatica e n.18 in falde in pressione.
3. Rete piezometrica del C.N.R.-ISMAR (Istituto di Scienze Marine), ex C.N.R. - I.S.D.G.M. (Istituto per lo Studio della Dinamica delle Grandi Masse) di Venezia: realizzata nel 1990 ricostituendo la vecchia rete del C.N.R. del 1970. Conta 117 punti di misura per il controllo della pressione di strato nell'acquifero profondo, soprattutto con riferimento al noto problema della subsidenza che investe Venezia (Gambolati & Freeze, 1974; Lewis & Schrefler, 1978; Carbognin et al, 1984; Gambolati & Teatini, 2015).
4. Pozzi pubblici ("fontane") monitorate dall'USLL 13: n.41 fontane comunali venivano sottoposte ad analisi chimico-fisica.
5. ARPAV (ex Provincia di Venezia): monitora sia la falda superficiale che quelle profonde. Conta oltre n.80 pozzi, n.12 dei quali superficiali. Alcuni pozzi appartengono ad altre reti in modo da poter confrontare ed ampliare i dati all'occorrenza. Le misure del livello sono trimestrali e interessano tutti i pozzi mentre le analisi per la qualità sono semestrali e interessano unicamente i pozzi in pressione.
6. Rete superficiale della Provincia di Venezia: dal 2009, per 4 anni sono stati monitorati n.40 piezometri superficiali. Sono stati utilizzati sia pozzi presenti in altre reti, sia nuovi pozzi.
7. Esistono altri dati legati ai pozzi di uso acquedottistico ma non reperiti.
8. La falda in zona di Porto Marghera, da dicembre 2012, è monitorata attraverso una rete di n.58 piezometri che registrano il dato di soggiacenza in automatico ogni 10 minuti. La distribuzione dei punti di controllo è riportata in figura 3.2. Le caratteristiche principali dei piezometri sono riportate nella tabella 3.1.

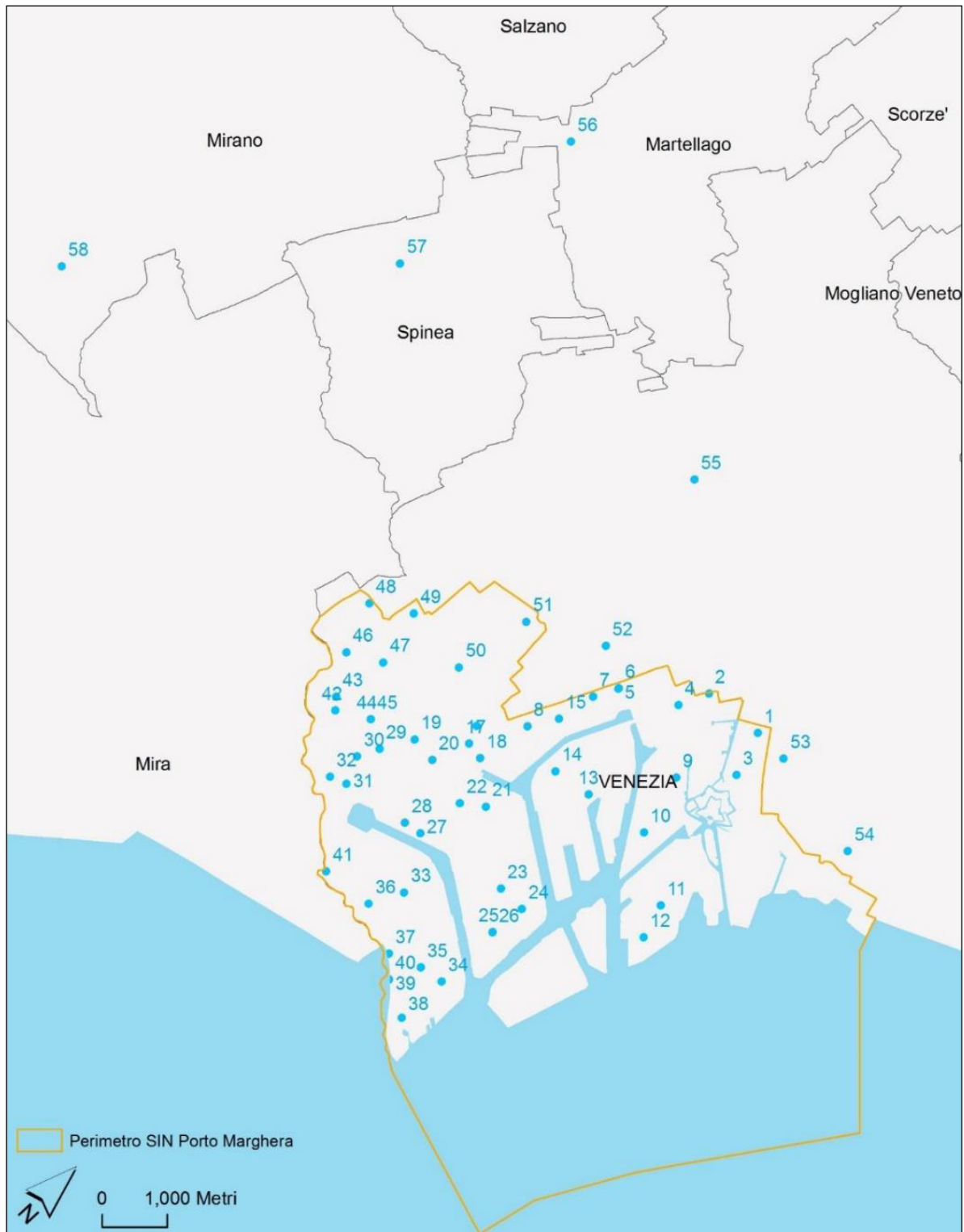


Figura 3.2: Disposizione dei punti di monitoraggio della falda superficiale nel SIN

ID	ID Pozzo	Tetto filtri	Base filtri	Prof.	Livello	ID	ID Pozzo	Tetto filtri	Base filtri	Prof.	Livello
1	11	-5.176	-8.176	10	5	30	94	-3.033	-8.033	10	4
2	48	0.042	-7.458	6.94	4	31	41	-6.999	-24.999	27	8
3	16	-5.319	-8.319	10	5	32	80	-2.461	-6.461	10	3
4	42	1.138	-7.362	9.5	3	33	13	2.189	-18.811	22.5	5
5	37	-1.345	-5.345	8	4	34	43	-4.743	-9.243	12	4
6	38	-10.845	-12.345	15	8	35	9	-14.707	-17.707	23	8
7	39	-2.623	-7.623	10	5	36	34	-14.86	-16.86	19	8
8	40	-5.738	-9.038	11.5	5	37	32	-0.447	-14.947	17	4
9	10	2.004	-4.296	7.8	2	38	29	1.204	-10.796	13.5	3
10	17	-4.801	-6.801	11.7	4	39	31	-2.461	-5.461	7.74	3
11	66	-4.923	-9.923	12	5	40	35	-7.541	-16.841	19.12	7
12	62	-9.484	-15.484	13.3	7	41	49	1.623	-8.527	11.56	3
13	30	1.552	-14.848	17.9	4	42	6	-12.032	-17.032	18.14	8
14	20	-11.314	-17.314	20	8	43	3	-4.173	-7.173	8.21	5
15	8	-2.844	-8.844	11	4	44	1	-2.187	-9.187	9.63	4
16	25	1.342	-11.158	14	4	45	7	-14.097	-19.097	19.54	9
17	26	1.332	-9.168	12	3	46	5	-5.555	-7.555	10	5
18	24	1.354	-12.146	15	4	47	4	1.576	-4.104	7.6	3
19	14	-16.249	-17.749	20	8	48	2	-9.313	-12.313	14.5	8
20	90	-4.295	-7.295	10	3	49	51	-5.055	-5.555	7.89	5
21	54	-18.426	-21.426	25	9	50	74	-2.903	-4.403	6.9	4
22	52	-6.281	-10.281	13	5	51	50	0.695	-8.805	11	4
23	21	-16.178	-21.178	25	8	52	45	-3.839	-6.839	9.5	5
24	15	-15.377	-17.377	20	8	53	46	-1.316	-13.316	15.5	5
25	22	-5.766	-10.266	12.6	4	54	47	-1.4	-7.4	9.5	4
26	23	-13.466	-19.266	21.6	4	55	103	0.501	-5.499	20	4
27	98	-6.797	-9.797	11.9	4	56	104	2.139	-1.861	10	5
28	55	-13.744	-16.744	25.5	8	57	105	3.054	-5.946	12	5
29	88	-1.943	-6.693	11.5	3	58	106	1.772	-7.228	12	5

Tabella 3.1: Piezometri della rete di monitoraggio con tetto e base dei filtri, profondità (in m) e livello del modello di flusso su cui è posizionato il centro dei filtri

Nonostante alcune difficoltà connesse sia alla disponibilità dei dati sia alla complessità del sistema di flusso nell'area di studio, condizionato a monte dalla ricarica meteorica, al centro dai livelli delle bonifiche idrauliche e a valle dalla laguna, con variazioni di livello ad una scala temporale molto breve e talora poco nota in alcuni settori, si è cercato di definire un andamento piezometrico "medio" per lo meno indicativo delle modalità di deflusso delle acque nel sottosuolo nei corpi geologici degli orizzonti più superficiali.

Per la ricostruzione delle piezometrie indicative nell'intervallo di tempo tra gennaio 2013 e gennaio 2014 sono stati utilizzati i dati provenienti dai database di:

- ARPAV: con i dati piezometrici delle provincie di Venezia, Padova e Treviso. Questi dati sono relativi a n.219 pozzi e le misure ricoprono una superficie ben più ampia dell'area del modello ma sono occasionali.
- ISPRA Ambiente: con i dati dei mareografi della laguna veneta. Sono state utilizzate solamente le stazioni di Marghera e di Punta della Salute.
- Regione del Veneto: con i dati provenienti dalla rete di monitoraggio di Porto Marghera.
- Consorzio Acque Risorgive: con i dati relativi alle idrovore di Malcontenta, Dogaletto e Lova.
- Dati dal reticolo idrografico: sono state stimate le misure idrometriche ipotizzando due differenti gradienti idraulici: 0.1‰ per i corsi d'acqua la cui quota è inferiore a 3 m s.l.m. e per quelli artificiali e 0.7‰ ai restanti. In totale sono stati calcolate le quote per 29 punti.

I dati di Regione del Veneto non permettono una stima precisa del livello piezometrico nell'intera area considerata per il modello, per questo sono stati integrati con i restanti. In base al numero delle misure si sono scelti i periodi per la realizzazione delle piezometrie. A causa degli esigui valori giornalieri dei dati di ARPAV si è optato per l'unione dei dati di più giorni; in particolare sono stati uniti i quattro giorni precedenti e i quattro successivi al giorno prescelto, per un totale di nove giorni. Di alcuni pozzi non era disponibile la quota topografica di riferimento e in questi casi si è considerato il piano campagna. Dove non fosse disponibile la quota del piano campagna, si è provveduto a recuperare la misura dal DTM a 5 m della Regione del Veneto.

Sono state quindi selezionati i giorni per le ricostruzioni piezometriche in base al numero dei dati disponibili. Tra i diversi giorni considerati si è quindi optato per le ricostruzioni dei seguenti giorni:

- 25 gennaio 2013
- 24 marzo 2013
- 2 settembre 2013

Per le idrovore si è considerato il livello minimo del pescaggio più basso a cui è stata sommata anche metà della prevalenza. Le figure 3.3, 3.4 e 3.5 mostrano alcune ricostruzioni piezometriche realizzate. Si può notare che nell'area di studio la piezometria varia tra circa 11 m s.l.m. e valori di poco superiori a -1 m s.l.m. La maggior parte dei fiumi risulta drenare la falda, ma lo stesso fiume può modificare nel tempo il suo comportamento, come in corrispondenza di periodi di piena. La parte prossimale alla laguna può subire notevoli variazioni del livello. Confrontando le piezometrie, nella zona di Mestre si nota che aumenta l'area il cui livello della falda è inferiore al livello del mare. Nella zona di Porto Marghera invece la piezometria risulta più irregolare essendo presenti numerosi elementi antropici che perturbano il deflusso naturale delle acque sotterranee. Confrontando le quote della falda con quelle del piano campagna in tutti e tre i casi si può riscontrare un'area in cui la falda superficiale risulta talora in pressione (riquadro azzurro nelle figure 3.6, 3.7 e 3.8). Va tuttavia rilevato che in alcune zone la falda può essere affiorante o subaffiorante, come si è verificato in alcuni periodi a causa di elevate e continue precipitazioni.



Figura 3.3: Ricostruzione piezometrica del 25 gennaio 2013 (m s.l.m.)

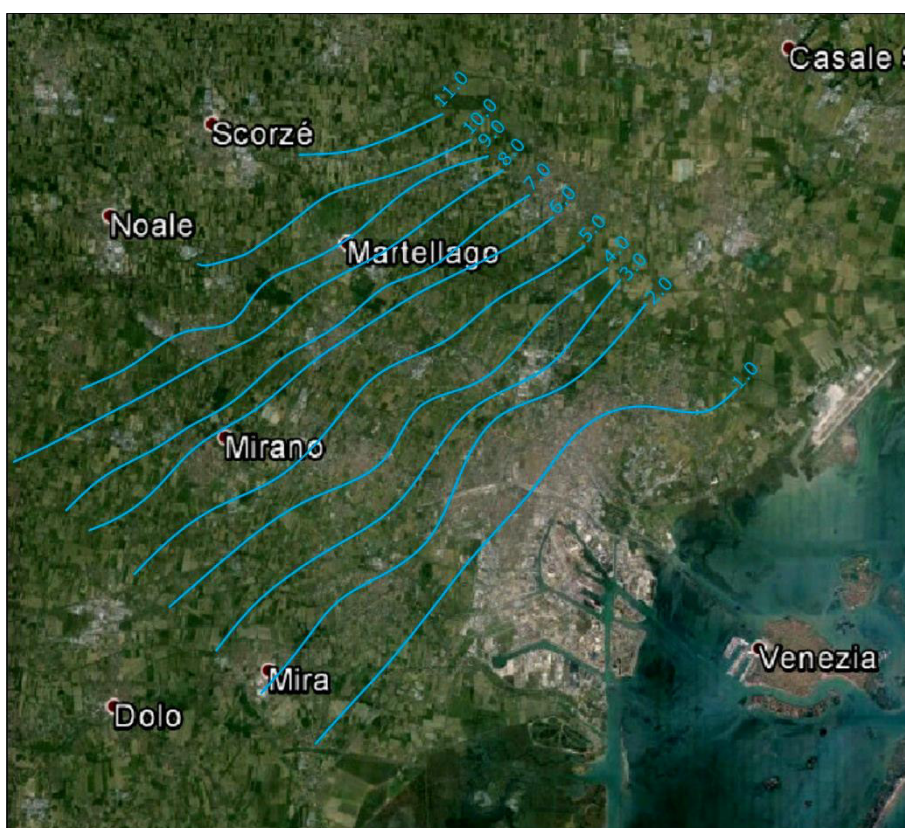


Figura 3.4: Ricostruzione piezometrica del 24 marzo 2013 (m s.l.m.)

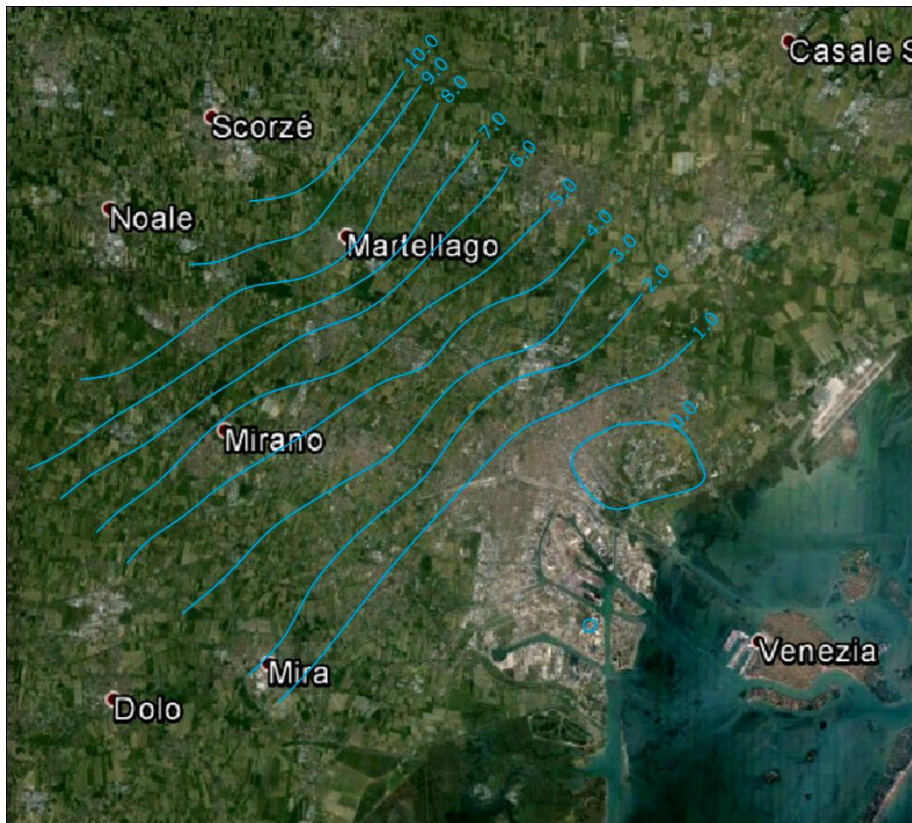


Figura 3.5: Ricostruzione piezometrica del 9 settembre 2013 (m s.l.m.)

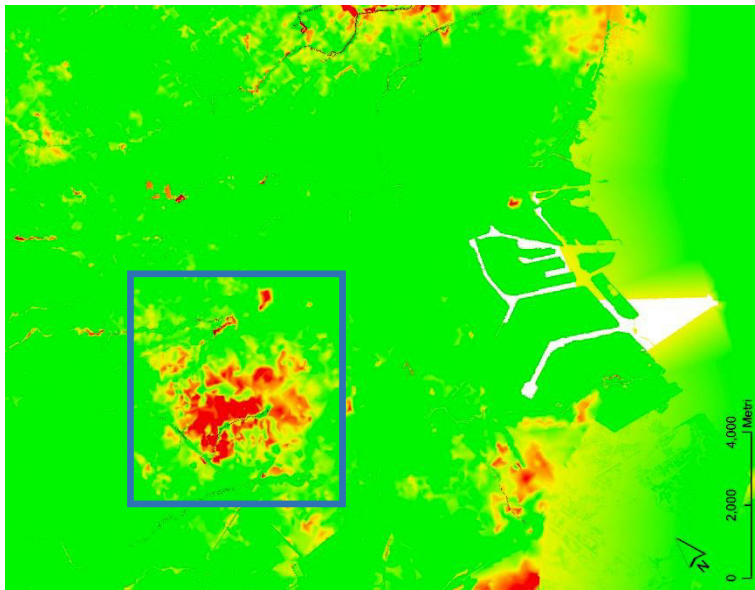


Fig 3.8: Soggiacenza calcolata dalla ricostruzione piezometrica del 2 settembre 2013. Dal punto di vista qualitativo la scala dal rosso, al giallo, al verde indica la soggiacenza dove la soggiacenza è negativa, a zero e positiva.

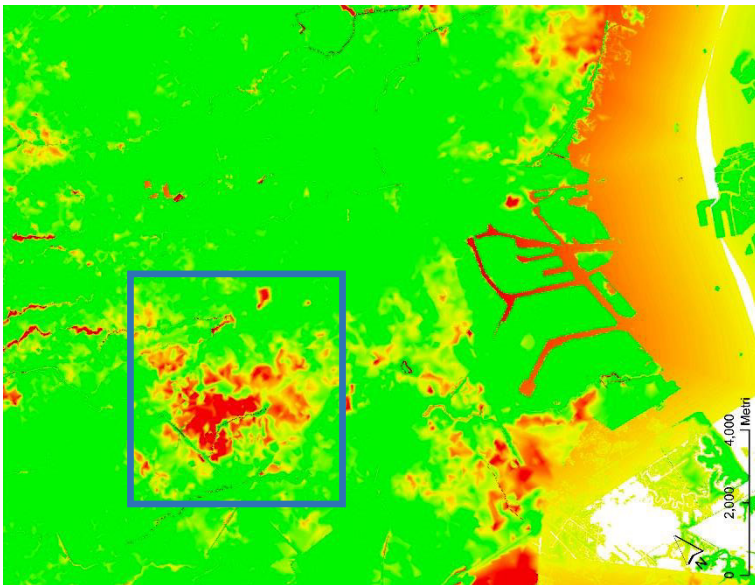


Fig 3.7: Soggiacenza calcolata dalla ricostruzione piezometrica del 24 marzo 2013. Dal punto di vista qualitativo la scala dal rosso, al giallo, al verde indica rispettivamente dove la soggiacenza è negativa, a zero e positiva.

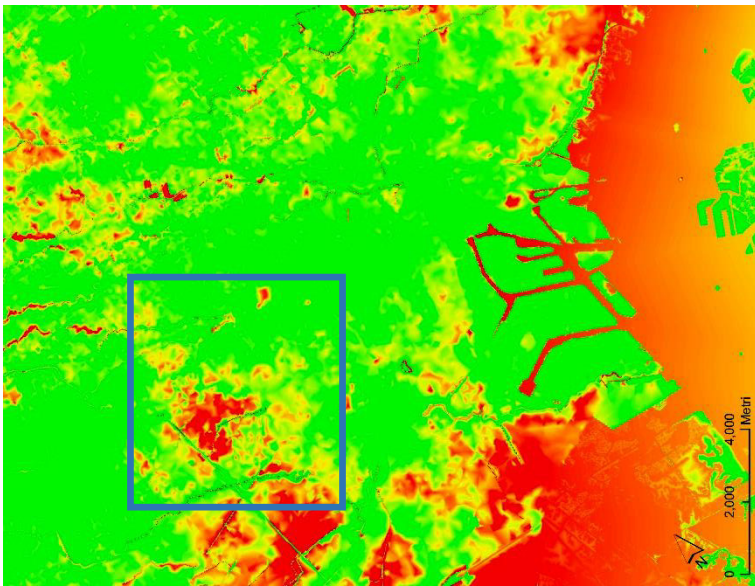


Fig 3.6: Soggiacenza calcolata dalla ricostruzione piezometrica del 25 gennaio 2013. Dal punto di vista qualitativo la scala dal rosso, al giallo, al verde indica rispettivamente dove la soggiacenza è negativa, a zero e positiva.

### 3.2.2. Escursione del livello della falda

Nell'area di studio di possono identificare diversi effetti sulla falda dipendenti dal punto di misura (figura 3.9): la falda può essere influenzata dalla marea (ID15), dalle idrovore (ID45) o essere influenzata da altri fattori antropici (barriere impermeabili; ID35). Nella macroisola del Nuovo Petrolchimico il livello della falda è notevolmente influenzata dalla marea (figura 3.10). Nel periodo tra 1 marzo 2013 e il 1 maggio 2013 si nota come dei livelli alti della marea generano, come atteso, dei picchi nelle registrazioni dei piezometri, innalzando la quota piezometrica al di sopra del livello del mare, mentre con le condizioni normali risulta inferiore. In alcuni periodi (ottobre – dicembre) l'influenza della marea sulla falda diminuisce, probabilmente per l'effetto degli emungimenti (ID21-ID23).

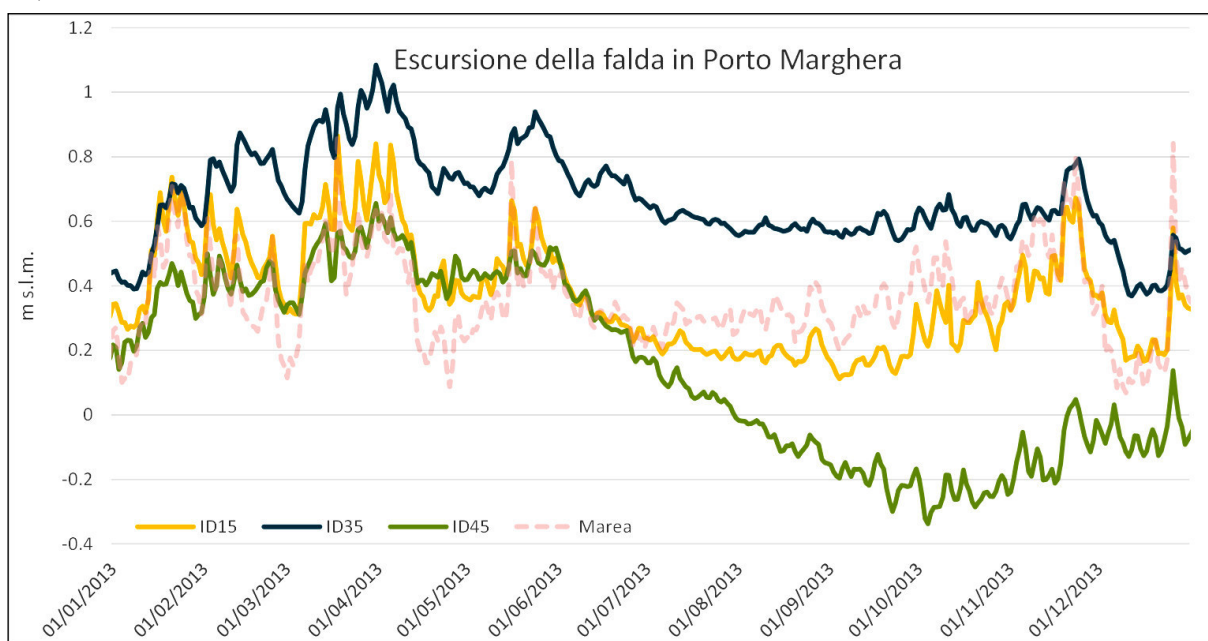


Figura 3.9: Escursione del livello della falda nella zona di Porto Marghera

L'effetto e l'efficacia delle idrovore è visibile confrontando i valori di ID45 e ID15 (figura 3.9): nel periodo primaverile ed estivo, durante la fase di crescita delle coltivazioni, i picchi e l'escursione della falda sono sempre minori nel piezometro in prossimità dell'idrovora (ID 45), mentre nel periodo autunnale e invernale la differenza della falda tra i due piezometri è superiore. Questo comportamento è proprio di tutte le idrovore, anche se con effetti diversi. Infatti le idrovore che influenzano i piezometri ID1 e ID4, rispettivamente San Giuliano e Canal Salso, drenano i terreni più superficiali rispetto all'idrovora Malcontenta che influisce sui piezometri ID45 e ID47 (figura 3.11).

I piezometri della zona a monte hanno un carico idraulico praticamente costante che, come riportato in Fabbri et al. (2013), è influenzato unicamente e lievemente dalle precipitazioni: la falda mantiene quindi un livello costante (figura 3.12).



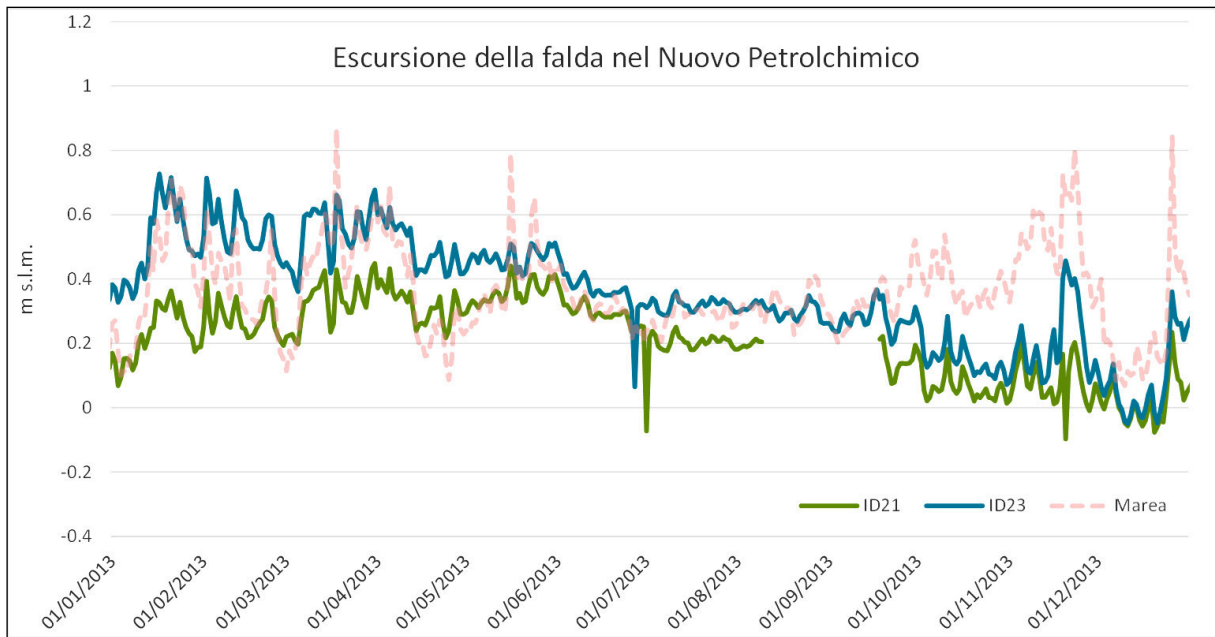


Figura 3.10: Escursione del livello della falda nel Nuovo Petrolchimico

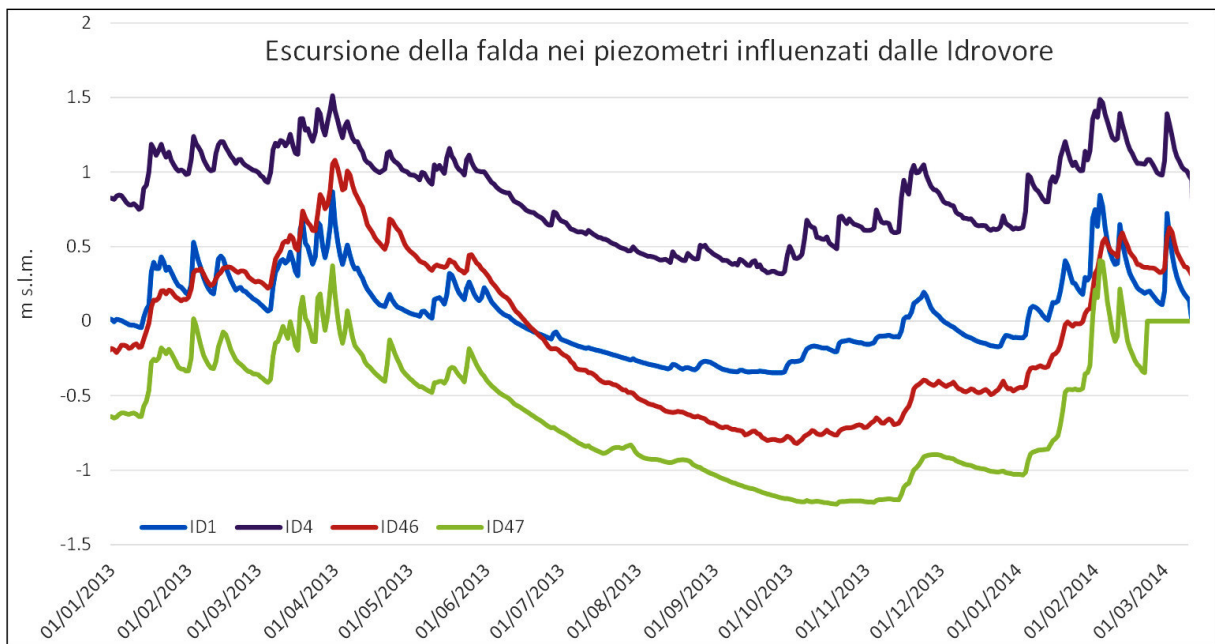


Figura 3.11: Escursione del livello della falda nei piezometri influenzati dalla idrovore

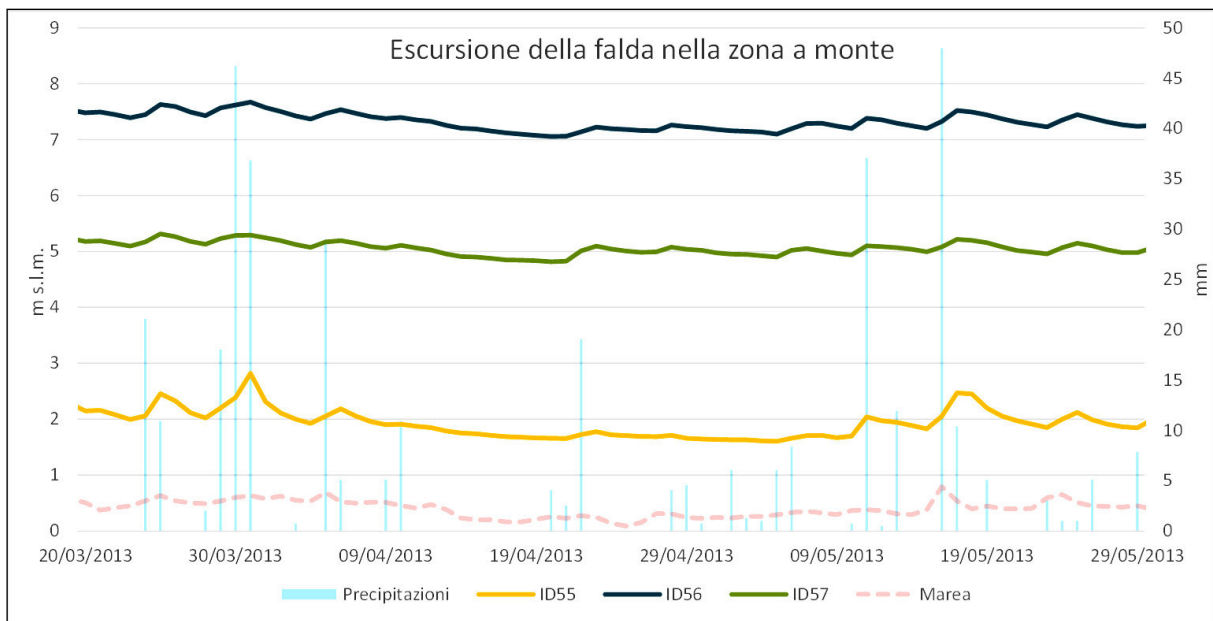


Figura 3.12: Escursione del livello della falda nella zona a monte del SIN

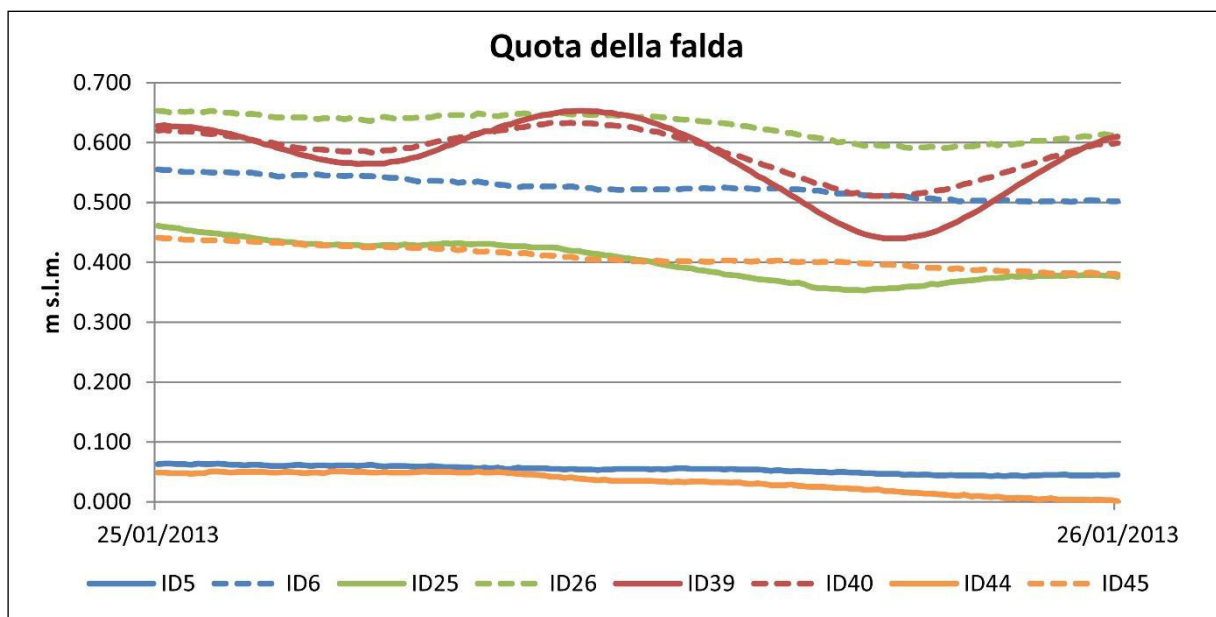


Figura 3.13: Quota della falda nel giorno 25 gennaio 2013: con lo stesso colore sono rappresentati i piezometri vicini tra loro ma che hanno i filtri posizionati a quote diverse

Sono quattro i casi in cui sono state appositamente predisposte due sonde a pochi metri di distanza ma a profondità diverse: ID5 e ID6, ID25 e ID56, ID39 e ID40 e ID44 e ID45. Dalla Fig. 3.13 si nota che l'andamento in piezometri vicini è molto simile, con una differenza dei valori misurati quasi costante e con massimi di 50-60 cm.

Si possono identificare due casi differenti: il primo in cui le quote sono molto simili tra loro (ID39-ID40) e il secondo in cui la differenza rimane sempre quasi costante (ID5-ID6, ID25-ID26 e ID44-ID45). Il piezometro che ha filtri più profondi (quelli tratteggiati in tutte le coppie) ha un livello quasi sempre più elevato.

### 3.3. Climatologia

#### 3.3.1. Pluviometria e Termometria

Per le finalità dello studio sono state monitorate le precipitazioni e le temperature dal 1 gennaio 2013 al 31 dicembre 2013.

Le stazioni pluviografiche di cui si sono acquisiti i dati sono: Gazzera, Cà Emiliani, Favaro Veneto, Bissuola, Mira e Scorzè. Inoltre sono stati reperiti i dati della stazione termo-pluviografica di Tessera. Ad eccezione dell'ultima, le stazioni ricadono all'interno dell'area e costituiscono la rete di monitoraggio pluviometrica del Comune di Venezia.

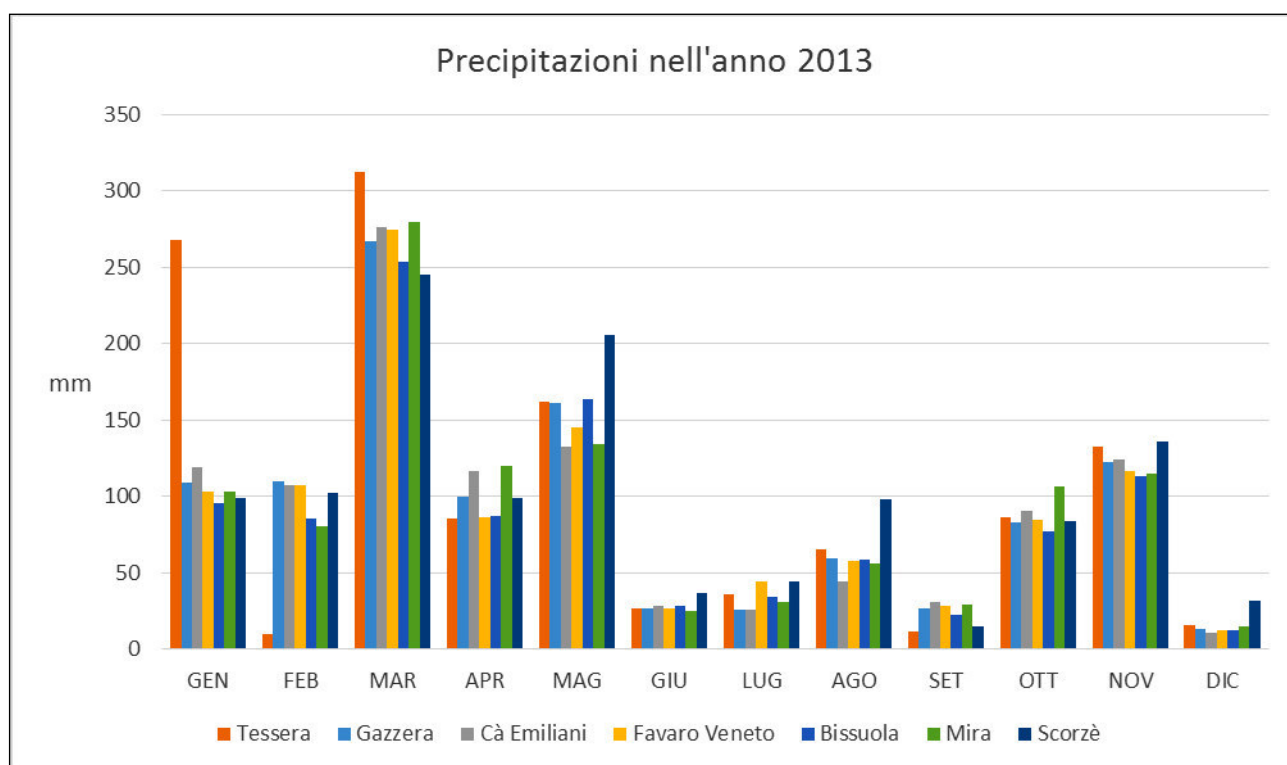


Figura 3.14: Precipitazioni mensili registrate (mm)

Ad eccezione di due picchi relativi del pluviometro di Tessera (massimo a Gennaio e minimo a Febbraio) le precipitazioni sembrano essere omogenee nell'area. Il basso valore di Febbraio 2013 del pluviometro di Tessera può essere dovuto a dei dati non disponibili.

Dall'andamento delle precipitazioni nel tempo (figura 3.14) si identificano dei picchi primaverili e dei minimi estivi. Il valore massimo registrato è 312 mm in marzo a Tessera mentre il minimo (escluso il valore di febbraio di Tessera) è 11 mm in Dicembre a Cà Emiliani.

Va sottolineato che dai dati storici disponibili si è riscontrato che le precipitazioni dell'anno 2013 sono tra le più abbondanti degli ultimi 40 anni, soprattutto nel mese di marzo (figura 3.15)

Sono in quest'ultimo mese che sono stati anche riscontrati allagamenti nelle aree di monte del modello come riscontrato sugli organi di stampa locali:

- <http://www.veneziatoday.it/cronaca/allagamenti-pioggia-oggi-portogruaro-san-dona-venezia.html>
- <http://nuovavenezia.gelocal.it/venezia/cronaca/2013/03/19/news/una-notte-di-paura-per-i-fiumi-esondano-i-canali-consortili-1.6733015>

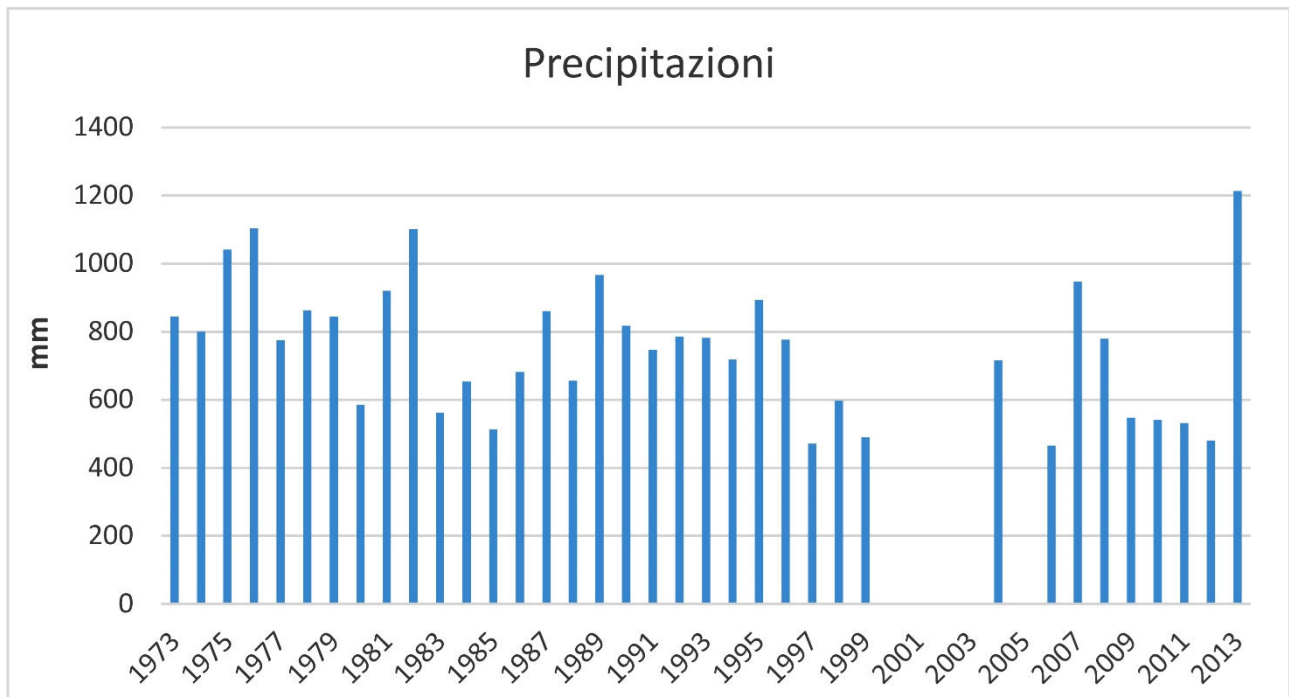


Figura 3.15: Precipitazioni (mm) negli ultimi 40 anni ([www.tutitempo.net](http://www.tutitempo.net))

La figura 3.16 indica l'andamento delle temperature durante il periodo considerato presso la stazione di Tessa. L'andamento è sinusoidale con massimi estivi ( $34.7^{\circ}\text{C}$ ) e minimi invernali ( $-3^{\circ}\text{C}$ ). L'umidità relativa è massima in inverno e minima d'estate.

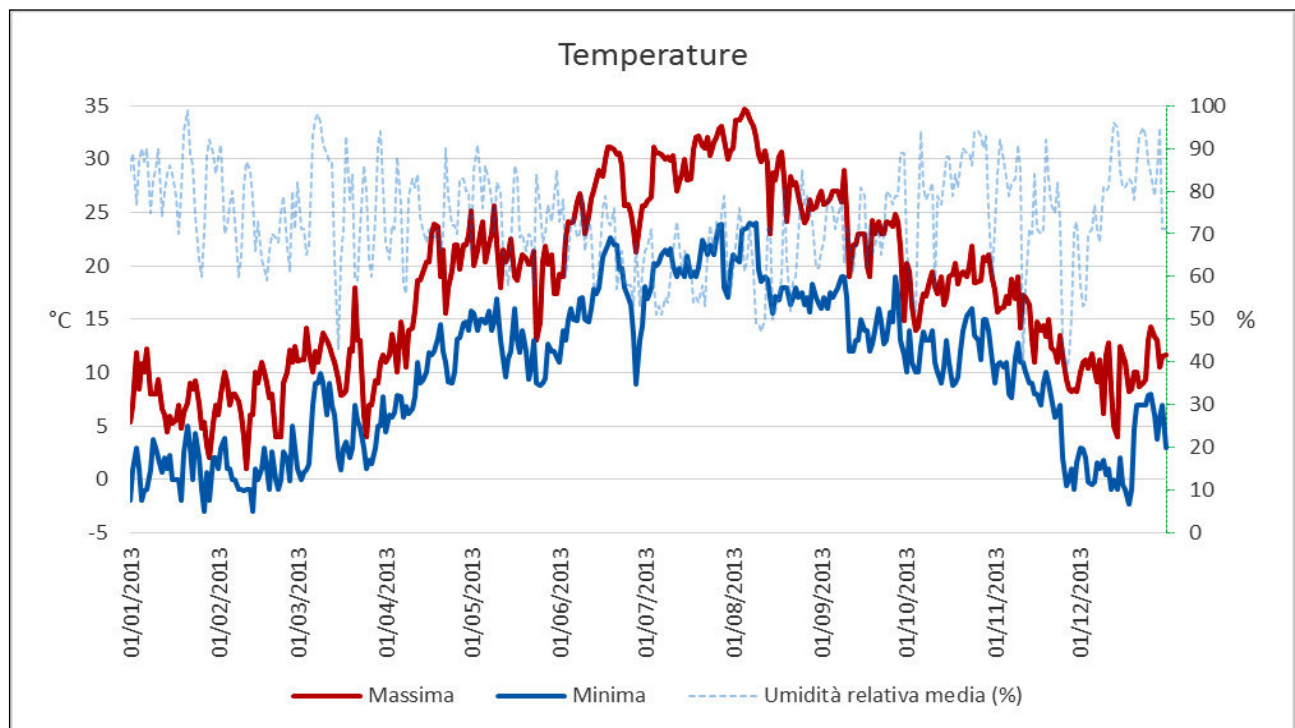


Figura 3.16: Andamento della temperatura massima e minima e dell'umidità relativa

3.3.2. Infiltrazione

Considerando le caratteristiche geo-pedologiche e climatiche dell'area è stata calcolata l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo mediante l'unione del metodo di Thornthwaite-Mather (Thornthwaite & Mather, 1957) che permette la stima dell'evapotraspirazione, e del metodo del Curve Number (CN; Cronshey et al. 1986) per calcolare lo scorrimento superficiale. Il metodo di Thornthwaite-Mather utilizza i dati di precipitazione e temperatura medie mensili, contenuto d'acqua medio del suolo e latitudine per stimare l'evapotraspirazione potenziale e da questa calcolare quella reale. Il metodo CN si basa sull'elaborazione dei dati meteorologici, pedologici, dell'uso del suolo e sulle sue condizioni di umidità per la stima dello scorrimento superficiale.

Il contenuto medio di umidità (AWC), che rappresenta il quantitativo d'acqua utilizzabile dalle piante presente all'interno del suolo e determinabile come differenza tra la quantità d'acqua presente alla capacità di campo e quella al punto di appassimento permanente. Si sono ottenuti i valori riferiti a 150 cm di suolo riportati in tabella 3.2.

AWC (mm)	Classe
< 75	Molto bassa
75 - 150	Bassa
150 – 225	Moderata
225 – 300	Alta
> 300	Molto alta

Tabella 3.2: Riserva idrica dei suoli per 150 cm di profondità partendo dai dati di Provincia di Venezia & ARPAV (2008)

BILANCIO IDROLOGICO MENSILE	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC	ANNO 2013
P	104.80	98.85	266.20	101.58	157.13	28.63	34.42	62.45	25.51	87.54	121.45	15.93	1104.50
T	3.90	3.90	7.40	13.70	16.70	21.80	25.50	24.20	19.70	15.20	10.40	6.00	
F	0.65	0.65	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
RAIN	68.12	64.25	266.20	101.58	157.13	28.63	34.42	62.45	25.51	87.54	121.45	15.93	1033.22
SNOW	36.68	34.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	71.28
PACK	12.84	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
MELT	23.84	30.83	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	71.28
W	91.96	95.09	282.80	101.58	157.13	28.63	34.42	62.45	25.51	87.54	121.45	15.93	1104.50
PET	24.09	27.43	39.83	67.42	89.10	126.36	152.52	130.65	90.02	59.82	38.60	26.64	872.47
W-PET	67.87	67.66	242.97	34.16	68.04	-97.72	-118.10	-68.20	-64.51	27.72	82.85	-10.71	
SOIL	91.57	159.23	200.00	200.00	200.00	15.34	13.85	17.78	18.11	45.83	128.68	23.70	
ΔSOIL	67.87	67.66	40.77	0.00	0.00	-184.66	-1.49	3.93	0.33	27.72	82.85	-104.99	
ET	24.09	27.43	39.83	67.42	89.10	213.30	35.91	58.53	25.18	59.82	38.60	120.91	800.11
W-ET-ΔSOIL	0.00	0.00	202.20	34.16	68.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	304.40

Tabella 3.3: Calcolo dell'evapotraspirazione di Thornthwaite-Mather dove i termini del bilancio idrologico sono espressi in mm e P: Precipitazione mensile; T: Temperatura media mensile (°C); F: coefficiente di fusione; RAIN: Precipitazioni come piogge; SNOW: Precipitazioni come neve; PACK: Strato di neve; MELT: fusione della neve; W: somma di piogge e fusione della neve; PET: Evapotraspirazione potenziale; W-PET: Input di acqua netto; SOIL: umidità del suolo; ΔSOIL: variazione dell'umidità del suolo; ET: Evapotraspirazione reale; W-ET-ΔSOIL: ricarica e deflusso superficiale.

Considerando la capacità di acqua disponibile del suolo pari a 200 mm/m, risulta che la somma tra ricarica e deflusso superficiale è 304.40 mm (tabella 3.3).

Per l'applicazione del metodo del CN i dati pedologici sono stati derivati dalla "Carta dei Suoli" della Provincia di Venezia; di questi si è considerato soprattutto il drenaggio (tabella 3.4), classificandolo secondo il metodo CN come segue (tabella 3.5).

Drenaggio (carta dei Suoli)	Classe (Curve Number)
Rapido	A
Moderatamente rapido	B
Buono	
Mediocre	C
Lento	
Molto lento	D
Impedito	

Tabella 3.4: Classi di drenaggio e le classi dei gruppi idrologici del metodo CN

Descrizione	Gruppo Idrologico
Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie spesse con scarsissimo limo e argilla. Ma anche ghiaie spesse, molto permeabili,	A
Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione, anche a saturazione.	B
Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli con considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno abbondanti che nel gruppo D. Il gruppo possiede scarsa potenzialità d'infiltrazione a saturazione.	C
Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con livelli pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.	D

Tabella 3.5: Descrizione del comportamento idrologico dei suoli secondo il metodo del CN

Nel caso in cui i suoli superficiali fossero a livello intermedio tra due classi si è considerata nei calcoli la classe minore, dato che, trattandosi di infiltrazione, la componente verticale della conducibilità idraulica equivalente risulta influenzata maggiormente dai valori di permeabilità inferiori.

I dati relativi all'uso del suolo disponibili sul geoportale della Regione del Veneto sono stati ricavati dalle ortofoto dell'anno 2006. Basandosi sulle carte dell'uso del suolo, sono state attribuite ai terreni le classi del metodo CN con i relativi Curve Number secondo la tabella 3.6.

Tipologia di uso del territorio	A	B	C	D
1 (agricolo)				
a) coltivazioni in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
b) coltivazioni in assenza di pratiche di conservazione del suolo	71	81	88	91
2 (pascolo)				
a) terreno da pascolo in cattive condizioni	68	79	86	89
b) terreno da pascolo in buone condizioni	39	61	74	80
3 (boschivo)				
a) boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
b) boschi, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
4 (extraurbano)				
a) spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
b) spazi aperti con manto erboso tra il 50% e il 75% dell'area	49	69	79	84
c) spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
5 (urbano)				
a) zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
b) zone commerciali, civili e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
c) zone residenziali, lotti fino a 500 m <sup>2</sup> (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
d) zone residenziali, lotti di 500-5000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 38-25%)	61	75	83	87
e) zone residenziali, lotti di 5000-10000 m <sup>2</sup> (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
6 (altro)				
a) ambiente umido e delle acque	100	100	100	100

Tabella 3.6: Tipologia di uso del territorio con relativo Curve Number

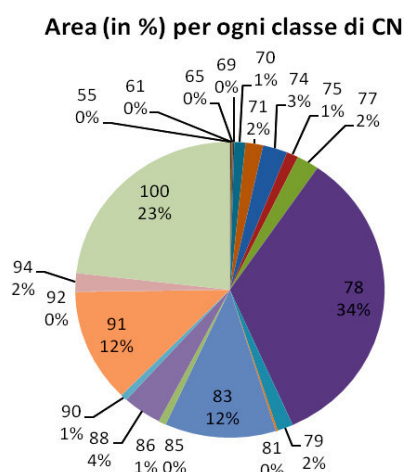


Figura 3.17: Percentuale di area assegnata ad ogni valore di CN

Il valore di CN dovrebbe essere corretto in relazione al valore di umidità che varia in funzione di stagione di crescita e di stagione di stasi e aumenta o diminuisce il valore del CN a seconda della piovosità dei cinque giorni precedenti. La stagione di crescita è stata valutata dal 1 marzo al 31 ottobre vista anche la vicinanza con la laguna, mentre quella di stasi dal 1 novembre al 28 febbraio. Sono state attribuite le classi di umidità secondo la tabella 3.7.

Precipitazione (mm) nei 5 giorni precedenti		Classi AWC
Crescita	Stasi	
< 12.7	< 35.6	I
12.7 – 28	35.6 – 53.3	II
> 28	> 53.3	III

Tabella 3.7: Criteri per l'attribuzione delle classi di umidità

CN	Peso di ogni area	Infiltrazione totale CNI	Infiltrazione totale CNII	Infiltrazione totale CNIII	Infiltrazione * Peso CNI	Infiltrazione * Peso CNII	Infiltrazione * Peso CNIII
55	0.000414	235.31	183.08	126.05	0.10	0.08	0.05
61	0.001186	222.01	166.23	110.00	0.26	0.20	0.13
65	0.0018	211.94	154.35	99.38	0.38	0.28	0.18
69	0.001187	200.68	141.86	88.76	0.24	0.17	0.11
70	0.011672	197.66	138.63	86.10	2.31	1.62	1.01
71	0.018497	194.54	135.35	83.44	3.60	2.50	1.54
74	0.02578	184.57	125.22	75.43	4.76	3.23	1.94
75	0.012204	181.02	121.74	72.75	2.21	1.49	0.89
77	0.02334	173.56	114.59	67.36	4.05	2.67	1.57
78	0.337121	169.62	110.93	64.65	57.18	37.40	21.79
79	0.016678	165.53	107.19	61.93	2.76	1.79	1.03
81	0.001954	156.88	99.50	56.46	0.31	0.19	0.11
83	0.116522	147.50	91.48	50.93	17.19	10.66	5.93
85	9.13E-06	137.28	83.10	45.33	0.00	0.00	0.00
86	0.007841	131.80	78.75	42.51	1.03	0.62	0.33
88	0.040702	120.01	69.72	36.80	4.88	2.84	1.50
90	0.007165	106.89	60.17	30.99	0.77	0.43	0.22
91	0.123738	99.73	55.17	28.05	12.34	6.83	3.47
92	0.000389	92.10	50.00	25.08	0.04	0.02	0.01
94	0.019883	75.16	39.10	19.04	1.49	0.78	0.38
100	0.231919	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Totali					115.90	73.78	42.20
% P					10.49	6.68	3.82

Tabella 3.8: Calcolo dell'infiltrazione con il CN considerando solo le precipitazioni efficaci di Thornthwaite-Mather

Partendo dal valore di ricarica e deflusso superficiale stimato con il metodo di Thornthwaite-Mather si è calcolato il deflusso mensile con il metodo del Curve Number senza modificarlo in funzione dell'umidità essendo su valori mensili e non giornalieri. È così risultato un'infiltrazione di circa 74 mm annui pari al 6.68 % delle precipitazioni (38.07 % delle precipitazioni che raggiungono il suolo) concentrata nei mesi primaverili. Ipotizzando degli scenari in cui il CN sia diminuito ed aumentato secondo l'umidità a CNI e CNIII (Tab. 3.8), l'infiltrazione varia da 3.82% a 10.49% delle precipitazioni (da 42.2 mm a 115.9 mm)

A scopo di verifica si è applicato questo metodo al periodo febbraio 2006-gennaio 2007, anno in cui il Magistrato alle Acque di Venezia ha eseguito delle indagini sperimentali sul campo e ha ottenuto che, per il periodo di tempo monitorato, l'infiltrazione fosse nulla. Utilizzando questo metodo si evince che dal solo bilancio idrologico non risulta disponibile acqua per l'infiltrazione.

### 3.4. Interazione acque dolci e salate

Per valutare il livello idrometrico della laguna ci si è riferiti alla rete di mareografi gestita da ISPRA Ambiente presente nell'area. In particolare sono stati utilizzati i mareografi di Punta della Salute e Marghera; entrambi che registrano le misure ogni 10 minuti.

In generale il territorio costiero veneziano è da tempo interessato dal fenomeno dell'intrusione salina, come indicato nelle indagini condotte da Benvenuti (1974), Benvenuti et al (1973, 1998). Tale aspetto è da mettere in relazione con il consistente emungimento in corrispondenza di impianti idrovori,



finalizzati alla salvaguardia idraulica del territorio, i quali favoriscono l'ingresso delle acque salate.

### 3.5. Prelievi idrici

All'interno del SIN sono stati identificati n.167 punti di prelievo di acque sotterranee, distinti in:

1. Pozzi: emungono acqua sia dai terreni di riporto dell'unità di Marghera, sia dalla prima falda. Si è a conoscenza dell'esistenza di alcuni pozzi che prelevano dalla falda profonda che sono stati chiusi e sigillati in prossimità dei tratti filtrati.
2. Piezometri: la maggior parte dei prelievi sono di questo tipo e ne sono stati contati n.118.
3. Dreni verticali: sono in n.23, quasi tutti realizzati nella penisola del Nuovo Petrolchimico.
4. Trivellazioni Orizzontali Controllate: In totale nell'area sono n.13, per una lunghezza di circa 150 m cadauno. Sono ubicati tutti all'interno del Nuovo e del Vecchio Petrolchimico.
5. Trincee: n.2 trincee sono state realizzate all'interno della zona industriale.
6. Vasche: nell'area sono presenti due vasche da cui si preleva acqua.

Inoltre dal database dell'Autorità d'Ambito Territoriale Ottimale (AATO) Laguna di Venezia, costituito da oltre 7000 pozzi e piezometri, sono stati estratti tutti i pozzi emungenti acqua con profondità inferiore a 40 m che interessano l'area di studio. In seguito sono state analizzati i tratti filtrati e calcolate le profondità dal piano campagna ricavato dal DTM a 5 m della Regione Veneto. In totale sono n.86 i pozzi che intercettano le acque sotterranee nell'area di studio e la maggior parte di essi sono ubicati nella parte più settentrionale. Mentre quelli all'interno del SIN sono destinati alla bonifica dell'area, quelli all'esterno (registrati all'AATO) sono a scopo industriale, potabile e soprattutto irriguo.

### 3.6. Reti tecnologiche

La fitta attività industriale e l'evoluzione dei centri abitati attigui hanno avuto la necessità di realizzazione di reti tecnologiche per la distribuzione e lo smaltimento delle acque. Con aggiornamento al 2011, gli scarichi in laguna derivanti da Porto Marghera erano di circa 1500 milioni di m<sup>3</sup>/anno, di cui la massima parte era di acqua salata e in minima parte di acqua dolce (Magistrato alle Acque, 2011).

Come è noto, le reti di collettamento delle acque di approvvigionamento industriale e quelle degli insediamenti civili sono oggetto di perdite, soprattutto in relazione ai contesti storici urbani e alla vetustà delle tubazioni. Non è conosciuta l'entità delle perdite dagli insediamenti industriali, mentre stime su quelle degli insediamenti urbani di Venezia sono di circa 30-35% rispetto ad un quantitativo di oltre 58.5 milioni di m<sup>3</sup>/anno. Per la rete fognaria invece non è stato possibile reperire i volumi di acqua circolanti, ma dalla simulazione eseguita da Dalla Vecchia *et al.* (2012) nella sola area di via Torino a Marghera sono state stimate perdite pari al 50.9 % delle precipitazioni. In base a queste sintetiche considerazioni, assumono una significativa importanza sul bilancio idrico sotterraneo le aliquote di perdite di risorse idriche nel sottosuolo, dapprima nel riporto e successivamente nei terreni naturali.

### 3.7. Pozzi artesiani

Nell'area di studio sono localizzati molti pozzi profondi che erano destinati all'approvvigionamento prevalentemente industriale e captavano 6 acquiferi, fino ad oltre 300 m di profondità. L'interruzione dei pompaggi dalle falde profonde per contrastare il fenomeno della subsidenza nella zona lagunare (Gambolati & Freeze, 1974; Lewis & Schrefler, 1978; Carbognin et al, 1984; Gambolati & Teatini, 2015) ha determinato un auspicato incremento dei livelli piezometrici. Il ripristino dei livelli piezometrici può determinare uno scambio di acque tra i differenti corpi geologici permeabili nel sottosuolo in funzione del carico idraulico esistente al loro interno. Tale scambio, che si ha con una componente di flusso idrico verso l'alto, si può schematizzare nei seguenti tre modi.

1) Perdite dalle falde profonde in pressione verso quelle più superficiali. Questo meccanismo è stato adottato dagli Autori precedenti (Avci, 1992, Cultrera, 2010, Paris et al., 2010, Da Lio et al., 2013) per giustificare anomalie piezometriche nella falda superficiale. E' stato utilizzato per una stima delle perdite il metodo di Avci (1992) che prevede uno scambio di acque attraverso un pozzo che filtra più acquiferi. Tuttavia la schematizzazione riportata in figura 3.18 mostra gli schemi di completamento di alcuni pozzi profondi artesiani dai quali si osserva l'assenza di filtri nella parte più superficiale nei pozzi multifalda e che i filtri erano posti oltre i 70 m di profondità dal livello del mare

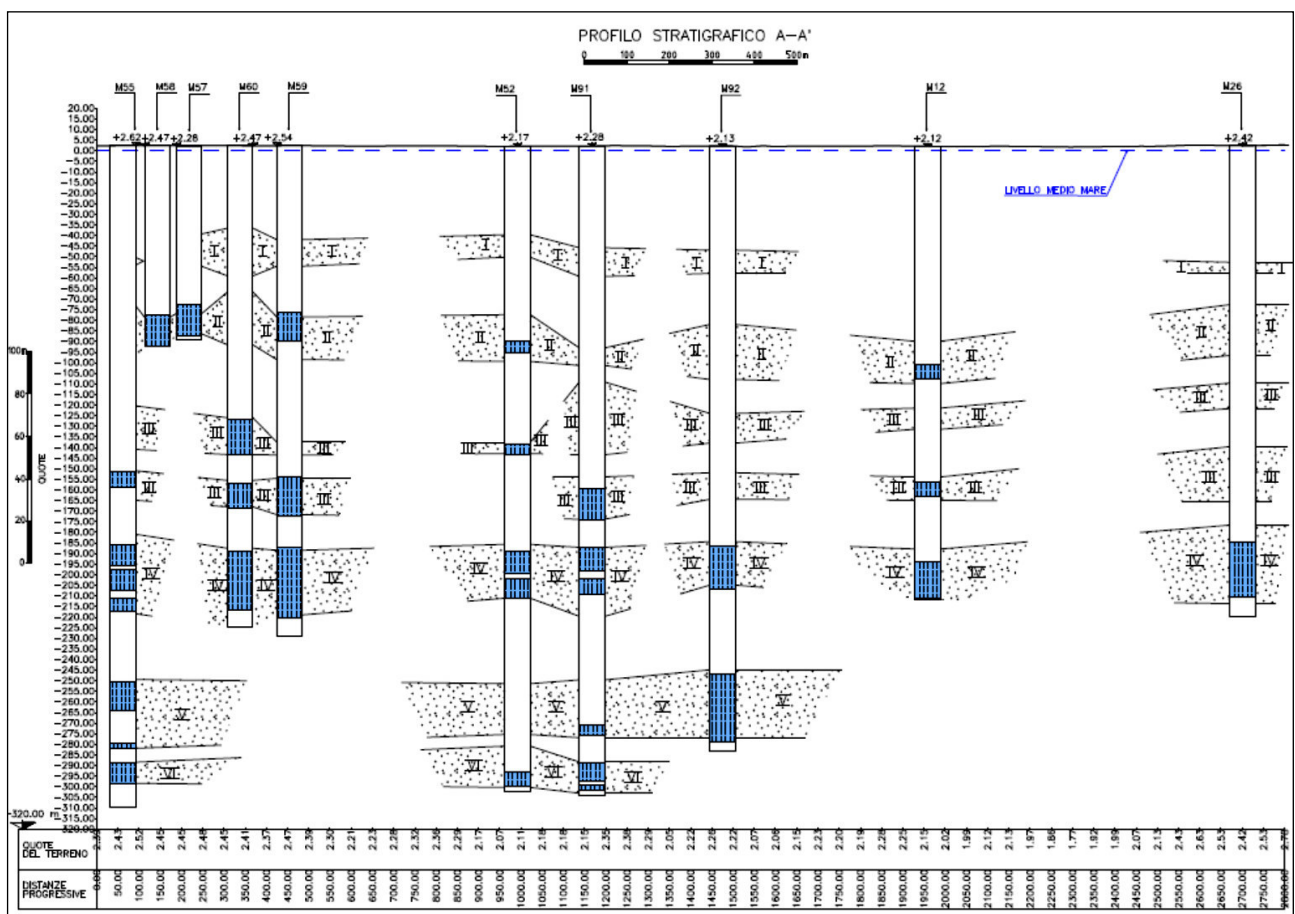


Figura 3.18: Schema illustrativo dei pozzi artesiani nella zona di Porto Marghera – sezione A-A' (da Magistrato alle Acque, 2008)

2) Perdite attraverso il pozzo tra le diverse falde. Questo meccanismo prevede una filtrazione di acque attraverso un "tappo" di riempimento presente all'interno della tubazione e successivamente un flusso

simile alla modalità espressa nel punto precedente. Per stimare le perdite è applicabile il metodo di Bonte et al. (2014). Tuttavia non risulta che siano state effettuate operazioni di cementazione dei pozzi, anche se tale aspetto deve essere ulteriormente esplorato e rimane comunque l'osservazione sopra riportata al punto 1) rispetto alla posizione dei filtri nei pozzi.

3) Perdite nell'intercapedine tra tubazione e perforo. Questa situazione si realizza in caso di mancata tenuta della cementazione o di presenza di dreno continuo. Per stimare le perdite è applicabile il metodo di Chesnaux et al. (2006). Questo metodo, che si ritiene il più probabile nell'applicabilità del caso considerato, prevede una valutazione mediante la seguente relazione

$$q_L = \frac{K_2 A}{L} (h_{W_u} - h_{W_l}) \quad (3.1)$$

Dove:

$q_L$  è la portata in  $m^3/s$ ;

$K_2$  è la conducibilità idraulica del completamento del pozzo (dreno nel caso in esame) espressa in  $m/s$ ;

$A$  è l'area occupata dal completamento del pozzo ( $m^2$ );

$L$  è la differenza tra la base dell'acquifero superiore e il tetto di quelli inferiori (m);

$H_{W_u} - h_{W_l}$  esprime la differenza tra il livello della falda superiore e quella inferiore (m).

Come detto in precedenza è stato ipotizzato che il completamento del pozzo sia costituito unicamente dal dreno ( $K=10^{-4}$  m/s); così facendo viene considerato il flusso massimo. L'area utilizzata per il calcolo è l'anello di dreno esistente tra la tubazione del pozzo (ipotizzato essere 0.23 m) e il diametro di perforazione (0.3 m derivato dal catasto dei pozzi). Dalla stratigrafia è emerso che la base delle sabbie appartenenti all'acquifero superficiali sono a circa 15 m di profondità dal piano campagna, mentre il tetto delle sabbie del secondo acquifero è a 80 m di profondità, per un totale di 65 m di materiale impermeabile che costituisce l'acquitardo.

Da Magistrato alle Acque (2008) è emerso che il pozzo 58 ha un livello medio a +2.70 m dal livello del mare, mentre dai rilievi eseguiti durante il monitoraggio della falda superficiale si nota che il livello medio del piezometro ID 17, il più prossimo al pozzo profondo 58, è 1.863 m s.l.m., per una differenza di quota di 0.837 m. Utilizzando questi dati risulta che il flusso dall'acquifero profondo a quello superficiale è  $0.0032 m^3/giorno$ , pari a 3.2 l/giorno.

Considerando un altro pozzo, il numero 258 nella zona del Vecchio Petrolchimico, dal database della Regione del Veneto risulta che i filtri sono posizionati tra 291 e 307 m di profondità e il diametro è di 0.1778 m. Dal Magistrato alle acque (2008) risulta che il livello medio della falda è +5.00 m s.l.m., mentre il punto di controllo della rete di monitoraggio del SIN più prossimo è ID 8 con livello a +1.205 m s.l.m.. Considerando il diametro di perforazione 0.3 m, la base delle sabbie dell'acquifero a 30 m di profondità e che il pozzo sia stato completato unicamente con dreno con conducibilità idraulica pari a  $10^{-4}$  m/s risulta che la portata alla base dell'acquifero superficiale è  $0.0058 m^3/giorno$ , pari a 5.8 l/giorno.

Dall'ordine di grandezza dei valori di portata sopra calcolati si osserva come sia molto ridotto il possibile apporto dalle falde profonde verso quelle più superficiali attraverso le opere di captazione secondo il meccanismo ipotizzato; ciò anche considerando il rilevante numero di pozzi artesiani esistenti in passato.

### 3.8. Messa in sicurezza dell'area

Tra gli interventi di messa in sicurezza dell'area di Porto Marghera sono state realizzate una serie di barriere fisiche impermeabili lungo la costa per il contenimento delle acque sotterranee. La stabilità di ogni opera è influenzata dall'utilizzo, dal metodo di costruzione e dal materiale utilizzato e per questo motivo le profondità di intestazione sono diverse. Alcune profondità sono variabili anche all'interno della stessa opera e si possono raggiungere anche valori di -26 m s.l.m. La figura 3.19 mostra l'ubicazione dei diaframmi. La spesa effettuata per la realizzazione delle barriere ad oggi è dell'ordine di € 800 milioni circa.

A tergo delle barriere, per garantire un livello piezometrico stabile e costante nel tempo ed evitare innalzamenti eccessivi e relativi problemi ad essi collegati, sono stati realizzati dei dreni. Queste opere sono state attivate unicamente lungo la sponda nord del Canale Sud. Inoltre, come detto in precedenza, sono presenti altri drenaggi della falda identificati principalmente in pozzi, dreni verticali e orizzontali. Alcuni di questi sono ubicati in modo da evitare la realizzazione del dreno orizzontale superficiale a tergo delle barriere o in luoghi dove ne era impossibile la realizzazione, altri possono essere ulteriori interventi per garantire la sicurezza dell'area.

È stato poi progettato un intervento di confinamento idraulico con barriere fisiche anche a monte dell'area industriale di Porto Marghera (denominato "Retromarginamento"). Attualmente è prevista la realizzazione di diaframmi impermeabili con materiali differenti fino alla profondità di -14 m s.l.m.. Tale intervento di elevato costo, secondo gli obiettivi del progetto, avrà la finalità di interferire con gli afflussi idrici sotterranei da monte bloccandone una parte, prima dell'arrivo nella zona industriale contaminata.

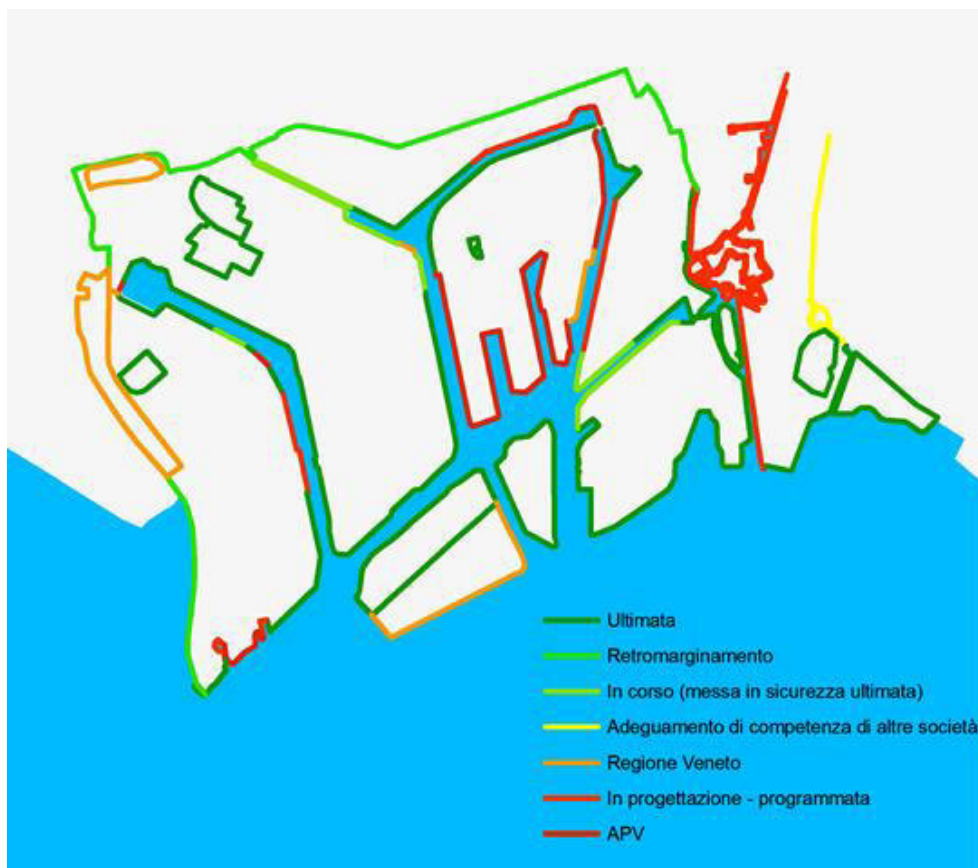


Figura 3.19: Ubicazione delle barriere impermeabili.

### 3.9. Modello numerico di flusso

È stato utilizzato un modello numerico di flusso per ricostruire l'andamento piezometrico, per quantificare le portate circolanti nella zona portuale e per valutare l'efficacia e l'efficienza degli interventi in progetto a protezione delle acque sotterranee. È stata realizzata una modellazione in regime stazionario per una valutazione preliminare della circolazione idrica sotterranea e per una iniziale calibrazione dei parametri che incidono su tale circolazione. Dovendo utilizzare numerosi dati e variabili, è stato utilizzato a supporto dell'implementazione il software Visual Modflow 2010 (Schlumberger Water Services, 2010), interfaccia che ha all'interno il codice numerico MODFLOW (Harbaugh, 2005).

L'equazione differenziale a derivate parziali di governo del flusso idrico sotterraneo in mezzi eterogenei ed anisotropi che viene risolta dal codice numerico è la seguente:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left( K_{xx} \frac{\delta h}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( K_{yy} \frac{\delta h}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left( K_{zz} \frac{\delta h}{\delta z} \right) \pm W = 0 \quad (3.2)$$

in cui  $x, y, z$  (m) sono gli assi principali di un sistema di riferimento cartesiano che si assume allineato alle componenti principali della conducibilità idraulica  $K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  e  $K_{zz}$  (m/s),  $h$  (m) rappresenta il carico idraulico e  $W$  (1/s) i flussi volumetrici sorgente/pozzo per unità di volume.

Lo studio eseguito e descritto nei precedenti capitoli è servito per l'implementazione del modello concettuale dell'area di studio, in modo da poter definire la geometria e la parametrizzazione dei diversi corpi geologici nel sottosuolo, gli afflussi e deflussi e le forzanti costituite da fattori naturali ed antropici.

Per quanto riguarda le finalità si ricorda che lo studio ha lo scopo di comprendere la dinamica delle acque sotterranee nella parte più superficiale del sottosuolo (fino a circa 30 m di profondità dal p.c.) in un contesto molto eterogeneo dal punto di vista idrogeologico.

Tale profondità è quella che interessa gli interventi di bonifica e messa in sicurezza del SIN di Venezia-Porto Marghera.

#### 3.9.1. Struttura generale del modello

I modelli numerici di flusso precedentemente realizzati nell'area (Francani et al, 2004, Venezia Ricerche, 2001 e Ministero delle Infrastrutture - Magistrato alle Acque di Venezia, 2007c) sono stati basati sulla ricostruzione geologica generale descritta all'interno del Master Plan (Regione del Veneto, 2004); quella eseguita per questo studio invece è basata sull'interpolazione spaziale dei dati provenienti dal database delle stratigrafie della Provincia di Venezia e sulle ricostruzioni eseguite da Fabbri et al (2013).

Con l'approfondimento delle conoscenze, conseguente ai numerosi dati prodotti, si è passati da una schematizzazione del modello geologico del sottosuolo costituita da una struttura caratterizzata da una stratificazione degli acquiferi rispetto ad acquitardi ed acquicludi ad una struttura caratterizzata da canalizzazioni sabbiose (paleoalvei) che interrompono la continuità degli orizzonti poco permeabili.

Il database è costituito da n.10096 prove e per il presente studio ne sono state utilizzate n.5472 (54%), che sono state realizzate in prossimità o all'interno dell'area. Nel database sono descritti tutti i sondaggi e le loro caratteristiche litostratigrafiche riportando i seguenti dati: numero dello strato,

profondità del tetto, del letto e dello spessore di ogni livello, descrizione geologico-stratigrafica dello strato, litotipi costituenti i livelli, permeabilità stimata di ogni livello, presenza di torba, di “Caranto” e di fossili e contenuto organico. La disposizione dei vari orizzonti litologici quindi è stata ricostruita sulla base della differente permeabilità dei litotipi, ricreando in questo modo anche la variazione geologica dell'area. In questo modo per ogni strato si riescono comunque a definire le geometrie dei paleoalvei e quindi la disposizione di acquiferi e acquitardi/acquicludi. Il confronto con la pubblicazione di Fabbri *et al.* (2013) permette di valutare l'effettivo significato geologico dell'elaborazione dei dati che è stata effettuata.

### 3.9.2. Discretizzazione dell'area

È stato deciso di implementare un modello di flusso di un area con dimensioni  $20.9 \times 16.1$  km. Per riprodurre con il maggior dettaglio possibile la geologia del primo acquifero sono stati definiti n.11 strati. La griglia utilizzata ha maglia  $100 \times 100$  m. La scarsa risoluzione orizzontale è stata imposta da limiti modellistici. Per il piano campagna è stato interpolato linearmente il DTM della Regione del Veneto con maglia a 25 m. La seconda superficie corrisponde alla base dei terreni di riporto (laddove presente) e agrari, ottenuta sottraendo lo spessore di questi alla superficie del piano campagna. Non è stato utilizzato direttamente il DTM in questo passaggio perché la superficie ottenuta con questo metodo risulta più lineare. Utilizzando i valori del modello digitale del terreno, soprattutto nelle aree corrispondenti ai canali lagunari si ottenevano valori troppo sfalsati e irreali. Infatti lo spessore interpolato del riporto, all'interno dei canali appariva piuttosto elevato. Se si fosse sottratto questo valore al DTM si sarebbero rappresentati i canali a 12 m di profondità dal l.m.m., con un ulteriore strato di almeno 5 m di riporto, ottenendo una profondità basale di almeno 17 m, superiore alla reale. Lo spessore minimo dello strato superficiale è stato impostato a 0.7 m, per evitare che la superficie topografica tagli il primo strato, eliminando dalle elaborazioni alcune celle. Le superfici sottostanti sono state costruite parallele alla base del riporto ma con spaziatura differente a seconda della profondità: le più superficiali, dalla superficie n.3 alla n.8, formano strati dello spessore di 2 m, mentre quelle più profonde, dalla n.9 alla n.12, pari a 4.5 m. La figura 3.20 riporta una schematizzazione di tale discretizzazione.

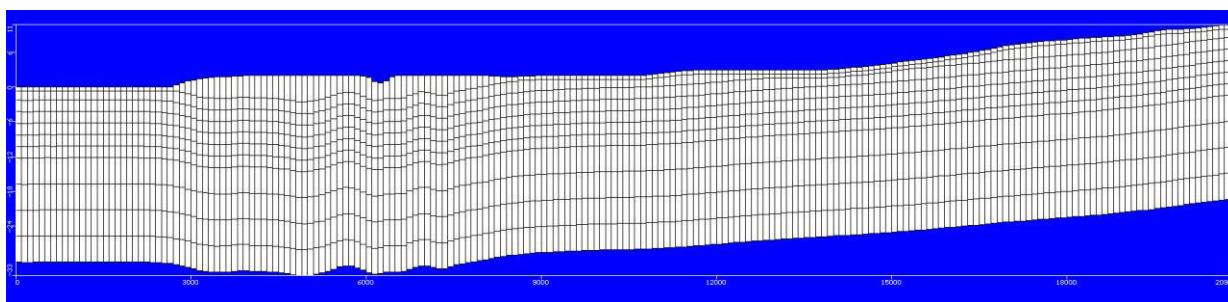


Figura 3.20: schermata del software Visual Modflow 2010 (Schlumberger Water Services, 2010) in cui si riporta un esempio di sezione del modello in cui si possono visualizzare gli spessori dei layer

### 3.9.3. Parametrizzazione dei materiali

Nello studio di Fabbri *et al.* (2013), la permeabilità dei litotipi in quest'area è stata determinata con n.493 prove di campo di cui n.442 nella zona di Porto Marghera e n.51 nelle zone a monte. Va inoltre

precisato che non tutti i valori ricavati dalle prove eseguite all'interno di Porto Marghera risultano all'interno dei maggiori corpi acquiferi identificati. Dai risultati delle prove si ricavano valori di conducibilità idraulica variabili: nella zona a monte risultano valori compresi tra  $1 \times 10^{-6}$  e  $2 \times 10^{-4}$  m/s, con mediana  $2 \times 10^{-5}$  m/s. Il valore mediano nei corpi geologici nell'area di Porto Marghera si distingue per zone: i corpi denominati Portuale, Malcontenta e Doppia Falda hanno valori tra  $1.6 \cdot 10^{-5}$  e  $3.0 \cdot 10^{-5}$  m/s, mentre il corpo più settentrionale, denominato di San Marco,  $1.5 \cdot 10^{-4}$  m/s. La conducibilità idraulica del primo strato (riporto e suoli agrari) è stata definita basandosi sulla Carta dei suoli della Provincia di Venezia. In tale cartografia si riporta in alcuni casi un valore di conducibilità idraulica verticale (Ksat) basato sulle analisi di campagna dei profili, sulla granulometria, sulla struttura, sulla consistenza, sulla porosità e sulla presenza di figure pedogenetiche del suolo; in altri casi, sui suoli più rappresentativi, i valori sono stati valutati mediante misura con permeometro a carico costante.

In base alla velocità del flusso dell'acqua attraverso il suolo saturo (Ksat), sono state distinte n.6 classi di permeabilità descritte in tabella 3.10 (Provincia di Venezia & ARPAV, 2008)

	Classe	Ksat (cm/h)	Ksat (m/s)
1	Molto bassa	<0.0035	< $10^{-8}$
2	Bassa	0.0035-0.035	$10^{-8}$ - $10^{-7}$
3	Moderatamente bassa	0.035-0.35	$10^{-7}$ - $10^{-6}$
4	Moderatamente alta	0.35-3.5	$10^{-6}$ - $10^{-5}$
5	Alta	3.5-35	$10^{-5}$ - $10^{-4}$
6	Molto alta	>35	> $10^{-4}$

Tabella 3.10: Classi di conducibilità idraulica saturo distinte nella carta dei suoli della Provincia di Venezia (Provincia di Venezia & ARPAV, 2008)

La “Carta dei suoli” (Provincia di Venezia & ARPAV, 2008) non comprende l'area di Porto Marghera e pertanto, partendo dai marginamenti, sono state riprodotte le isole e le penisole a cui è stato assegnato in prima approssimazione il valore di conducibilità idraulica di  $1 \times 10^{-5}$  m/s (componente orizzontale  $K_h$ ) e  $1 \times 10^{-6}$  m/s (componente verticale  $K_v$ ); questi valori derivano dalle medie delle prove eseguite nei riporti presenti studio di Fabbri *et al.* (2013).

La realizzazione di un modello i cui strati non corrispondono ai livelli geologici ha portato a considerare la conducibilità idraulica equivalente per ogni strato. Si sono utilizzate le relazioni tra granulometria e conducibilità idraulica per assegnare a ogni strato una conducibilità idraulica e sono stati utilizzati i risultati delle prove di pompaggio, degli slug test e delle prove Lefranc nonché la carta dei sistemi idrogeologici dello studio di Fabbri *et al.* (2013) e alle relative sezioni stratigrafiche per verificare e validare le interpolazioni eseguite in termini di valore e geometria degli acquiferi.

Per assegnare agli strati un valore di conducibilità idraulica è stato utilizzato il database dei sondaggi della Provincia di Venezia. Nel database stratigrafico a ogni livello è assegnato un valore di conducibilità idraulica che varia in un intervallo di valori. Ad ognuno è stato quindi assegnato il valore medio. Da questi valori sono state calcolate le conducibilità idrauliche equivalenti (componenti orizzontale e verticale), in ogni sondaggio e trasferite ad ogni strato del modello come  $K_h$  e  $K_v$  rispettivamente mediante le seguenti note formule:

$$K_H = \frac{\sum K_i z_i}{\sum z_i} \quad (3.3)$$

$$K_v = \frac{\sum z_i}{\sum \frac{z_i}{K_i}} \quad (3.4)$$

Dalla cartografia di Fabbri *et al.* (2013) dei “Sistemi idrogeologici – Acquiferi presenti fino a 30 m di profondità” risulta che la direzione di sviluppo degli acquiferi varia tra 97° e 123° rispetto al nord; la regionalizzazione dei dati è stata effettuata con una interpolazione mantenendo una direzione di anisotropia pari a 110°.

In tutti gli strati si evince che l’andamento dei corpi acquiferi è NW-SE, evidenziando anche l’approccio utilizzato durante la realizzazione che ha considerato l’effetto di anisotropia dei corpi geologici. Con l’aumento della profondità (tabelle 3.11 e 3.12) si nota un ampliamento delle larghezze delle sezioni degli acquiferi e un incremento dei valori di conducibilità idraulica. Negli strati da 8 a 10 m di profondità dalla base del riporto e dei terreni agrari la conducibilità idraulica diminuisce, ma aumenta nuovamente negli strati successivi. Nelle interpolazioni di conducibilità idraulica equivalente orizzontale da 12 m di profondità dal piano basale del riporto si distingue un unico acquifero di larghezza e valori di conducibilità idraulica superiori. Ciò è dovuto anche al fatto che gli strati hanno spessore superiore al doppio di quelli precedenti. Nello stesso intervallo, da 12 a 30 m dalla base del riporto, la conducibilità idraulica verticale diminuisce bruscamente, a causa di numerosi livelli fini che inducono un flusso prevalentemente orizzontali.

Strato (m)	Minimo	Massimo	Media	Mediana
0-2	2.01x10 <sup>-08</sup>	5.30x10 <sup>-04</sup>	6.10x10 <sup>-06</sup>	2.53x10 <sup>-06</sup>
2-4	2.27x10 <sup>-08</sup>	0.00075	1.56x10 <sup>-05</sup>	5.30x10 <sup>-06</sup>
4-6	1.12x10 <sup>-08</sup>	0.00082	2.52x10 <sup>-05</sup>	5.45x10 <sup>-06</sup>
6-8	4.43x10 <sup>-09</sup>	0.002728	3.90x10 <sup>-05</sup>	1.07x10 <sup>-05</sup>
8-10	3.03x10 <sup>-10</sup>	0.045226	0.000105	9.68x10 <sup>-06</sup>
10-12	1.45x10 <sup>-07</sup>	0.021488	5.64x10 <sup>-05</sup>	1.08x10 <sup>-05</sup>
12-16.5	2.48x10 <sup>-06</sup>	0.011325	0.000111	8.27x10 <sup>-05</sup>
16.5-21	6.83x10 <sup>-07</sup>	0.004095	0.00011	8.65x10 <sup>-05</sup>
21-25.5	5.16x10 <sup>-07</sup>	0.003241	8.31x10 <sup>-05</sup>	4.47x10 <sup>-05</sup>
25.5-30	6.40x10 <sup>-12</sup>	0.005559	9.63x10 <sup>-05</sup>	2.80x10 <sup>-05</sup>

Tabella 3.11: Valori di minimo, massimo, media e mediana di  $K_h$  (m/s) per ogni strato del modello

Strato (m)	Minimo	Massimo	Media	Mediana
0-2	2.26x10 <sup>-09</sup>	6.68x10 <sup>-05</sup>	1.53x10 <sup>-07</sup>	7.33x10 <sup>-08</sup>
2-4	1.04x10 <sup>-09</sup>	0.000107	5.07x10 <sup>-07</sup>	8.78x10 <sup>-08</sup>
4-6	3.57x10 <sup>-09</sup>	0.000206	2.59x10 <sup>-06</sup>	1.60x10 <sup>-07</sup>
6-8	2.83x10 <sup>-09</sup>	0.000312	2.61x10 <sup>-06</sup>	2.92x10 <sup>-07</sup>
8-10	5.01x10 <sup>-15</sup>	0.055039	5.68x10 <sup>-05</sup>	2.65x10 <sup>-07</sup>
10-12	1.21x10 <sup>-08</sup>	0.63158	0.000183	2.75x10 <sup>-07</sup>
12-16.5	1.15x10 <sup>-12</sup>	1.06x10 <sup>-05</sup>	1.61x10 <sup>-07</sup>	9.65x10 <sup>-08</sup>
16.5-21	1.79x10 <sup>-10</sup>	3.72x10 <sup>-06</sup>	1.33x10 <sup>-07</sup>	1.07x10 <sup>-07</sup>
21-25.5	6.79x10 <sup>-09</sup>	0.000711	1.50x10 <sup>-06</sup>	5.65x10 <sup>-08</sup>
25.5-30	3.47x10 <sup>-16</sup>	0.000172	5.48x10 <sup>-07</sup>	5.42x10 <sup>-08</sup>

Tabella 3.12: Valori di minimo, massimo, media e mediana di  $K_v$  (m/s) per ogni strato del modello

Dalle tabelle 3.11 e 3.12, in cui sono riportati i valori di minimo, massimo, media e mediana della conducibilità idraulica per ogni strato, si evince che gli strati da 8 a 16.5 m di profondità dalla base del riporto presentano dei valori massimi elevati. Tutte queste aree di valori elevati sono riconducibili a piccole zone ai margini del modello, perlopiù rappresentanti la laguna, dove non sono stati realizzati sondaggi. Per i valori di media e di mediana si nota come la maggior parte dei valori siano intorno



all'ordine di grandezza di  $10^{-5}$  m/s per le Kh e di uno o due ordini di grandezza inferiori per quelle di Kv. In questo modo si è riusciti a riprodurre la geologia, definendo gli acquiferi con permeabilità maggiori rispetto agli acquitardi e agli acquicludi. La geometria degli acquiferi ottenuta in questo modo rispecchia la distribuzione delle sabbie proposta da Fabbri *et al.* (2013).

La parte sudorientale del modello è occupata dalla laguna. Dalle batimetrie dell'Autorità Portuale di Venezia (2013) si evince che la profondità dei canali lagunari di Porto Marghera è compresa per la maggior parte tra 12 e 13 m. Quindi per simulare la presenza della laguna dal primo al settimo strato è stata modificata la conducibilità idraulica fittizia, assegnando un valore molto elevato di conducibilità idraulica.

È stata considerata la relazione tra la conducibilità idraulica valutata con prove in campo e quella stimata dalla granulometria. Gli studi eseguiti dal Magistrato alle Acque e dalla Provincia di Venezia hanno permesso di stimare la permeabilità del sottosuolo attraverso prove di pompaggio, prove Lefranc e slug test.

Più precisamente sono state effettuate n.373 prove dal Magistrato alle Acque, di cui n.324 prove Lefranc, n. 49 prove di pompaggio, mentre dagli studi della Provincia sono state eseguite in totale n.352 prove, di cui 122 prove Lefranc, n.75 prove di pompaggio di lunga durata e n.155 slug test. Va precisato che le prove più speditive (slug test e prove Lefranc) forniscono risultati puntuali rispetto alle prove di lunga durata, che hanno un raggio di esplorazione maggiore, interessando quindi un volume più significativo di litotipi nel sottosuolo.

Visto il complesso assetto geologico dell'area e la griglia utilizzata si ritiene che i valori provenienti dalle prove di pompaggio siano più correlabili con i valori utilizzati rispetto ai valori delle prove che indagano pochi metri. Sono stati quindi confrontati i valori ottenuti con le prove di campo del MAV e della Provincia di Venezia con i risultati dell'interpolazione con metodi geostatistici dei valori stimati dalla granulometria. A causa delle approssimazioni eseguite non è stato possibile eseguire il confronto di alcune prove dato che ricadono nelle aree assegnate come laguna nel modello, dove alla conducibilità idraulica è stato assegnato un valore elevato fittizio. Considerando l'intervallo di significatività pari a un ordine di grandezza, è stato verificato che i valori della conducibilità idraulica del 45 % delle prove eseguite dal MAV risultano comparabili con i valori delle celle in cui ricadono quelli interpolati, mentre la percentuale sale al 60% se si comparano i valori della Provincia di Venezia con quelli interpolati. La stessa operazione è stata eseguita dopo la taratura del modello e le percentuali sono diminuite rispettivamente al 33 % e 49 %. Dato che la significatività delle prove è proporzionale al raggio indagato, confrontando unicamente i valori delle prove di pompaggio di lunga durata, per i valori del Magistrato alle Acque, si passa da 71 % a 77 %, mentre utilizzando i valori della Provincia di Venezia le percentuali variano da 71 % a 68 %. In ogni caso la maggior parte dei valori provenienti dalle prove di pompaggio risultano coerenti con i valori utilizzati all'interno del modello di flusso.

### 3.9.4. Termini sorgente/pozzo e condizioni al contorno

Sono state considerati come "pozzi" tutte le captazioni della falda che estraggono acqua dal sottosuolo, quindi dreni verticali, piezometri, pozzi, Trivellazione Orizzontali Controllate e vasche. Il totale delle opere inserite nel modello sono in numero di n.168 e tutte sono entrate in funzione prima dell'anno 2010. Non si conosce l'esatto momento in cui vengono attivate e disattivate. Di alcuni pozzi non si hanno a disposizione i dati di prelievo che sono stati ipotizzati nel modo seguente:

- Le portate dei pozzi sono state calcolate partendo dai volumi mensili e considerando che l'emungimento sia effettuato in modo continuo. Le portate emunte variano da un massimo di 58.3 m<sup>3</sup>/giorno a valori esegui, da poter essere considerati praticamente nulli. Ai pozzi con portata ignota, che sono molti dei piezometri delle aree industriale, è stata assegnata il valore di 2.5 m<sup>3</sup>/mese. Il valore è stato attribuito confrontando gli altri piezometri con caratteristiche simili.
- I dati del piano campagna ove non disponibili sono stati ricavati dal microrilievo di Porto Marghera o dal DTM a 5 m della Regione del Veneto.
- La profondità, quando non specificata, è stata inserita basandosi sulla falda intercettata: nel caso sia la falda del riporto il valore è stato assegnato pari a 3 m, nel caso sia la prima falda è stata assegnata una profondità pari a 12 m.
- I tratti filtrati non noti dei pozzi sono stati imposti da 1 m di profondità dal piano campagna fino a 0.5 m di distanza dal fondo foro.
- La profondità delle vasche equivale alla profondità del riporto nelle celle in cui sono ubicate; entrambi i pozzi introdotti nel modello che simulano il comportamento delle vasche sono stati considerati completamente filtrati.
- Le Trivellazioni Orizzontali Controllate sono state considerate ubicate nel punto medio del segmento che collega il punto iniziale con il finale. Gli ultimi 20 m dei TOC risultano filtrati, ma vista la disposizione orizzontale, solo l'ultimo tratto del pozzo equivalente, pari a 1.2 m, è stato considerato filtrato (Francani et al, 2004).
- L'originaria ubicazione di alcuni pozzi è stata modificata perché risultavano essere esterni ai marginamenti.

Risulta da approfondire l'aspetto di eventuali dispersioni da pozzi profondi, mentre sono da considerare le perdite occulte delle reti tecnologiche; per cui eventuali deficit idrici sono stati stimati come dovuti a questo tipo di contributo. In questa fase, in assenza di dati specifici, sono state considerate le perdite comunque in aliquota molto ridotta solo per quelle aree in cui l'entità delle voci attive della ricarica non erano in grado di giustificare localmente i valori di livello piezometrico misurati nella rete di monitoraggio. Queste perdite sono state inserite in due zone distinte: la prima zona è ubicata nel nuovo petrolchimico in prossimità del tratto finale dello scolo Lusore, la seconda è in prossimità del confine tra il Vecchio petrolchimico e l'abitato di Mestre. Nella prima sono stati inseriti due pozzi fenestrati nei primi 7 livelli del modello, nella seconda altri due fenestrati nel secondo e nel terzo strato. Entrambi i pozzi inseriti hanno portata di 90 m<sup>3</sup>/giorno. Dai valori desunti da Magistrato alle Acque (2011), considerando il totale delle acque scaricate giornalmente all'interno del SIN (più di 4 milioni di m<sup>3</sup>) risulterebbe che le perdite simulate sono inferiori al 0.05%.

La prima elaborazione del modello in fase di calibrazione è stata effettuata riferendosi ai dati disponibili di gennaio 2013. Dalle ricostruzioni piezometriche eseguite è possibile attribuire al contorno dell'area di studio, in questa fase della modellazione, due condizioni differenti: flusso nullo e carico costante. La condizione di flusso nullo è stata attribuita ai lati orientati da NW a SE, che corrispondono a delle linee di flusso idrico sotterraneo. A monte del modello si è deciso di assegnare a tutti gli strati un carico variabile tra 8 e 12 m s.l.m. cercando di riprodurre il più fedelmente possibile la ricostruzione piezometrica effettuata con i dati sperimentali. Anche a valle del modello è stata

assegnato un carico costante al primo layer che corrisponde all'area occupata dalla laguna a cui è stato assegnato il valore medio del giorno 25 gennaio 2013 del mareografo di Marghera (0.888 m). A tutti gli strati sottostanti è stato attribuito il limite a carico costante all'ultima riga del modello, con valore uguale a quello del primo layer. Nonostante si sia verificato che la marea subisca un ritardo di 30 minuti tra i mareografi di Punta della Salute e di Marghera, per il modello in regime stazionario si sono utilizzati, a livello preliminare, i valori medi giornalieri senza considerare il ritardo.

Per simulare i fiumi è stato utilizzato il pacchetto River che permette di simulare uno scambio tra fiume falda unicamente dal fondo. L'altezza idrometrica dei fiumi è stata calcolata ipotizzando due differenti gradienti idraulici: 0.1‰ per i corsi d'acqua la cui quota del piano campagna all'interno del modello è inferiore a 3 m s.l.m. e per quelli artificiali e 0.7‰ per i restanti. Il corso d'acqua può intersecare più strati del modello e, non conoscendone attualmente la profondità, si è scelto di valutarla in funzione della larghezza: a maggiore larghezza del fiume corrisponde generalmente una maggiore profondità. Sono state scelte 4 diverse classi di larghezza: da 0 a 5 m, da 5 a 10 m, da 10 a 20 m e maggiori di 20 m. A queste sono state assegnate rispettivamente i valori di profondità di 1 m, 1.5 m, 2 m e 4 m, che sono stati sottratti al valore idrometrico.

In alcuni casi è stato necessario correggere alcuni errori dato che il DTM utilizzato tiene conto anche delle altezze idriche nei fiumi. Essendo il corso d'acqua inciso, è difficile che sia superiore al piano campagna ad eccezione che siano presenti degli arginamenti. Quindi per un battente idrico maggiore del piano campagna è stato impostato a -0.5 m dallo stesso. Di conseguenza anche la base dell'alveo del fiume è stata modificata in funzione della nuovo livello idrometrico. I tratti finali dei fiumi sono stati corretti secondo la seguente tabella ricavata dai valori medi delle differenze tra i valori idrometrici delle foci e quelli della marea misurata al mareografo di Marghera (tabella 3.13). Non disponendo di altre informazioni, per tutti i fiumi si è considerato uno strato di sedimenti al fondo pari a 0.1 m con conducibilità idraulica di  $10^{-6}$  m/s.

Fiume	Correzione (m)
Lusore	-0.1
Bondante	-0.19
Naviglio Brenta	-0.19
Osellino-Rotte	-0.19

Tabella 3.13: Correzione apportata alla parte terminale dei fiumi.

Il ruolo delle idrovore presenti è anche quello di mantenere il livello della falda al di sotto di una determinata soglia; per questo motivo sono state definite delle aree di pertinenza di ogni idrovora e in seguito a queste aree è stata assegnata una funzione di dreno (pacchetto di MODFLOW denominato Drain) a cui è stato attribuito un valore di innesco dipendente dal tipo di scolo. Se lo scolo è di tipo alternato, cioè l'area è influenzata dalle idrovore solamente durante i periodi di piena, l'altezza del pacchetto Drain è stata impostata a -0.3 dal piano campagna, nel caso fosse sempre meccanico, invece, sono stati assegnati i valori della tabella 3.14.

Idrovora	Altezza da piano campagna (m)	Conduttanza (m <sup>2</sup> /giorno)
San Giuliano	-2.6	40
Malcontenta	-1.8	100
Dogaletto	-1	10
Cà Emiliani	-2	1
Canal Salso (Via Torino)	-1	0.1
Campalto	-1.6	100
Cattal	-2.6	100
Scolo Alternato	-0.3	10

Tabella 3.14: Valori assegnati ai dreni che simulano le idrovore nel modello

A tergo delle barriere impermeabili realizzate sulla sponda nord del canale Sud è stato realizzato un dreno per captare le acque e impedire innalzamenti del livello idrico sotterraneo. Questo è stato simulato attribuendogli una quota di -1.8 m s.l.m. (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti-Magistrato alle Acque, 2010) e una conduttanza 3 m<sup>2</sup>/giorno.

Per simulare i marginamenti è stato utilizzato il pacchetto Wall. La stabilità di ogni opera è influenzata dall'utilizzo, dal metodo e dal materiale utilizzato e per questo motivo le profondità di intestazione sono diverse. Alcune profondità erano variabili anche all'interno della stessa opera. Rispetto ai dati forniti da Regione del Veneto alcune profondità sono state modificate con i dati contenuti in APV (2007). Per le opere a cui era assegnato un intervallo di profondità si è utilizzata la profondità media, mentre le opere di cui non era presente la profondità sono state considerate come non realizzate ad eccezione della banchina Beltrame ed Ilva di cui si avevano dati disponibili (Autorità portuale di Venezia, 2007).

Il microrilevo di Porto Marghera ha consentito di estrarre la quota del piano campagna del punto centrale di ogni singola opera, in modo da poter calcolare la quota finale di infissione.

La griglia utilizzata nel codice numerico permette di simulare le barriere impermeabili lungo i bordi delle celle quadrate. Se una barriera taglia una cella a metà bisogna scegliere a quale lato attribuirle; questa approssimazione allo stato di dettaglio attuale non permette di mantenere la precisione assoluta sulla posizione dei marginamenti quindi alcune opere hanno dovuto essere accorpate tra loro anche se di profondità differenti. Per questi motivi si è deciso di riprodurre i marginamenti attualmente terminati sui 9 layers superficiali, indipendentemente dalla loro profondità, con spessore di 0.5 m e conducibilità idraulica pari a 10<sup>-11</sup> m/s.

Essendo la prima elaborazione di calibrazione valutata nel mese di gennaio 2013 la ricarica è stata calcolata nulla essendo questa positiva solo per i mesi di marzo, aprile e maggio 2013.

### 3.9.5. Calibrazione e verifica

La calibrazione (o taratura) consente di verificare la significatività delle schematizzazioni effettuate cercando di ricostruire i flussi idrici misurati. Attraverso una procedura iterativa si è cercato di minimizzare gli errori (misurato/simulato) modificando i parametri idrogeologici entro un intervallo accettabile di variazione, comunque ridotto.

I punti scelti per misurare l'efficacia della calibrazione sono stati quelli utilizzati per il monitoraggio di Porto Marghera.

Il modello è stato tarato tramite procedura trial and error e sono stati osservati gli andamenti e i valori delle linee isopiezometriche calcolate rispetto a quelle misurate, la retta di calibrazione (quote piezometriche calcolate rispetto a quelle misurate) e i seguenti parametri statistici:

- Massimo errore
- Minimo errore
- Errore medio
- Errore medio assoluto
- Deviazione standard (RMS)
- Deviazione standard normalizzata rispetto ai valori massimi e minimi registrati dai piezometri
- Deviazione standard normalizzata rispetto ai valori massimi e minimi della piezometria del modello
- Coefficiente di correlazione

Dopo numerosi calcoli eseguiti l'RMS normalizzato è stato ridotto a 9.98 % e il coefficiente di correlazione a 0.78; l'errore massimo registrato è stato di 0.65 m al piezometro 4.

La tabella 3.15 mostra i valori ottenuti dall'elaborazione e i residui (ovvero la differenza tra valori calcolati ed osservati).

ID Pozzo	Misurato	Calcolato	Residuo	ID Pozzo	Misurato	Calcolato	Residuo
1	0.33	0.21	-0.12	34	0.92	0.84	-0.08
11	0.98	0.75	-0.22	35	0.70	0.83	0.13
13	0.76	0.68	-0.08	36	0.84	0.67	-0.17
15	0.65	0.92	0.27	37	0.70	0.87	0.17
16	1.01	0.82	-0.19	38	0.67	0.88	0.21
17	0.72	0.59	-0.14	39	0.57	0.89	0.32
18	0.62	0.65	0.03	4	1.08	0.43	-0.65
19	0.38	0.62	0.23	40	0.58	0.88	0.30
2	0.18	0.37	0.19	41	0.54	0.63	0.09
20	1.43	1.55	0.12	42	0.56	0.41	-0.15
21	0.28	0.26	-0.02	44	0.03	0.21	0.18
22	0.42	0.51	0.09	45	0.41	0.58	0.17
23	0.58	0.18	-0.41	46	0.20	0.53	0.33
24	-0.84	-0.37	0.46	47	-0.21	0.18	0.39
25	0.40	-0.03	-0.44	48	0.97	1.00	0.03
26	0.63	0.03	-0.60	49	0.96	0.89	-0.07
27	0.28	0.44	0.16	5	0.05	0.59	0.53
28	0.83	0.48	-0.36	51	1.19	1.22	0.02
29	0.62	0.34	-0.28	6	0.53	0.60	0.07
30	0.50	0.45	-0.05	7	0.62	0.64	0.02
32	0.56	0.34	-0.22	8	1.82	1.53	-0.29
33	0.74	0.73	-0.01	9	0.88	0.58	-0.30

Tabella 3.15: Valori misurati e simulati nei piezometri della rete di monitoraggio (m s.l.m.)

La figura 3.21 mostra il confronto tra i valori misurati e calcolati dal modello; l'optimum sarebbe l'allineamento dei punti lungo la retta rossa (retta di calibrazione).

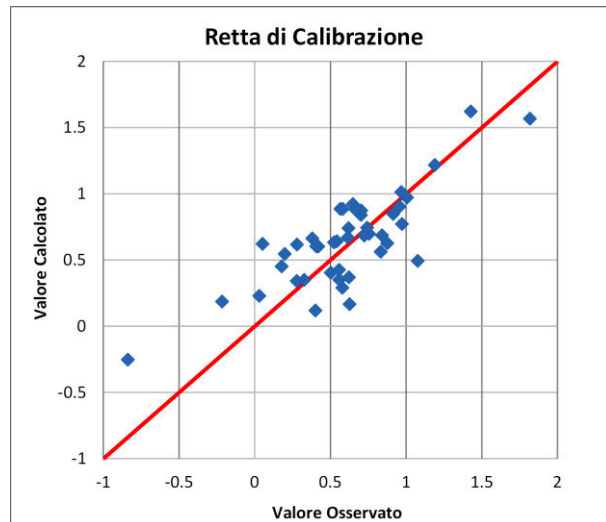


Figura 3.21: Retta di calibrazione

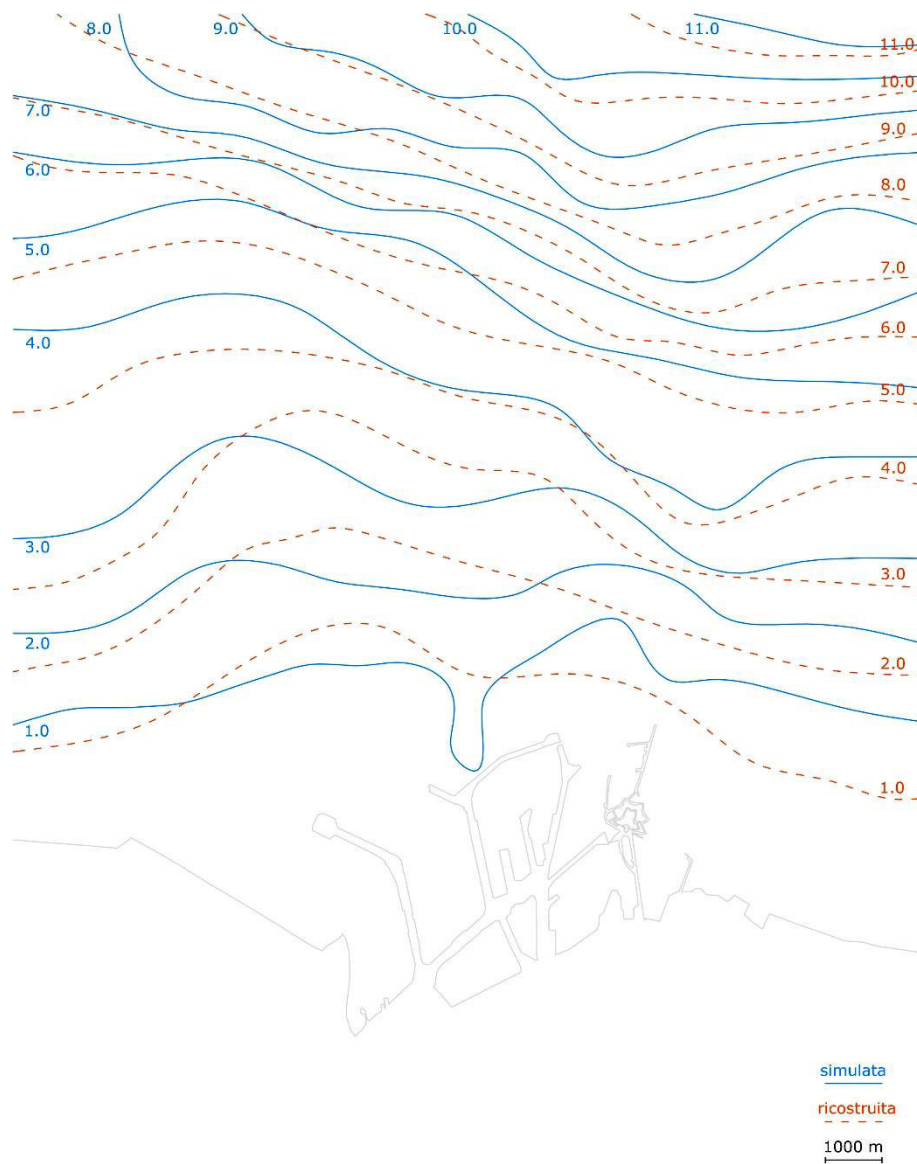


Figura 3.22: Piezometria ricostruita e piezometria simulata di gennaio 2013 (m s.l.m.)

Considerando la deviazione standard dei residui (0.265) normalizzata rispetto ai valori massimi e minimi della piezometria del modello (da -1 a 12 m s.l.m.) si ottiene 2 %, valore inferiore al 10% e pertanto, secondo Anderson & Woessner (1992), il modello può considerarsi calibrato.

La figura seguente mostra il confronto tra la ricostruzione piezometria ricostruita con elaborazioni geostatistiche e quella simulata con il modello numerico di flusso. Si nota come l'andamento generale sia simile.

La figura 3.23 mostra una ricostruzione di maggior dettaglio della piezometria nella sola area di Porto Marghera, che ha dimensioni di  $9.8 \times 9.8$  km. L'interpolazione dei dati ricostruiti dal modello evidenzia un flusso idrico sotterraneo locale parzialmente influenzato dai corsi d'acqua verso monte. Anche alcune direzioni di flusso possono subire parziali modifiche rispetto all'andamento regionale nell'intera area di studio che interessa  $16.1 \times 20.9$  km.

Più a valle si osserva come le idrovore e i canali di bonifica influenzino invece in modo significativo l'andamento locale della falda; il drenaggio operato dalle idrovore è in grado di richiamare le acque sotterranee dai settori limitrofi e anche le acque della laguna. Sia il dettaglio delle informazioni disponibili che le modalità di implementazione del modello non consentono nel settore di valle di identificare i rapporti fiumi-falda.

Nell'area portuale il flusso idrico sotterraneo è fortemente influenzato dalle opere di marginamento realizzate e dai sistemi di drenaggio. In alcune macroisole (Vecchio Petrolchimico, Portuale e Raffinerie) non è chiaramente definibile un andamento del flusso idrico; in altre invece (Fusina, Zona Industriale e San Giuliano), dove le opere di confinamento non sono ancora state completate, l'acqua lagunare viene richiamata verso monte in seguito all'azione esercitata dalle idrovore. L'area del Nuovo Petrolchimico, grazie anche ad un maggiore dettaglio di dati, rappresenta una situazione particolare in quanto nei settori dove i marginamenti non sono ancora completati viene richiamata l'acqua lagunare, che però appare drenata dalle opere di bonifica attive (pozzi, drenaggi e vasche). Va precisato che a causa delle dimensioni delle celle del modello implementato ( $100 \times 100$  m) e delle interpolazioni dei dati, si possono perdere alcuni dettagli.

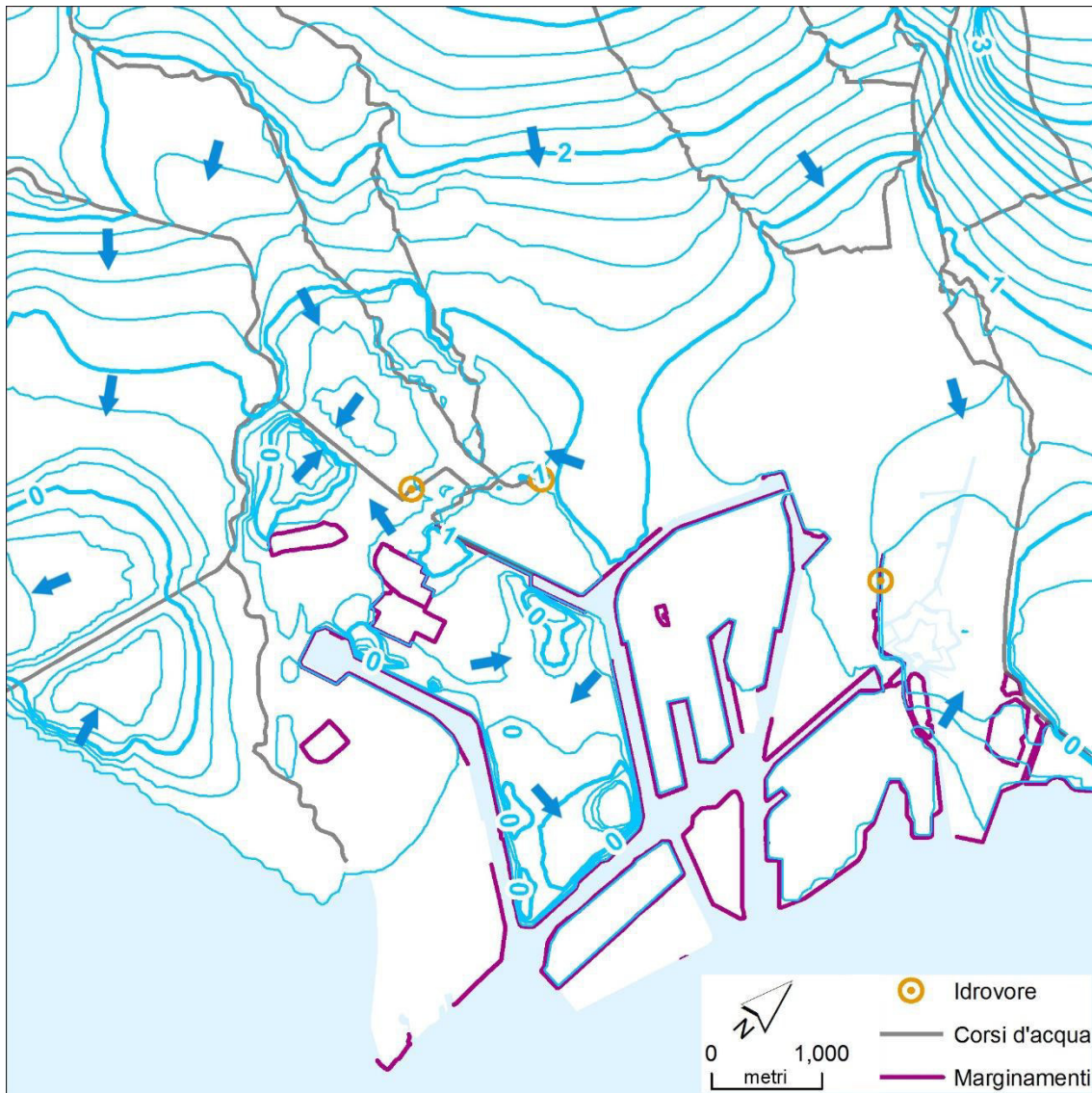


Figura 3.23: Piezometria di maggior dettaglio (m s.l.m.) dell'area di Porto Marghera (le frecce indicano la direzione del flusso idrico sotterraneo)

Per validare i risultati sono stati utilizzati i dati di due differenti periodi dell'anno scelti in base alla quantità di informazioni disponibili rinvenute e in due stagioni con caratteristiche diverse tra loro: 24 marzo 2013 e 2 settembre 2013. Per entrambi i periodi sono state modificate le condizioni al contorno e i valori di osservazioni secondo i dati disponibili. Per la prima verifica (marzo 2013), l'RMS normalizzato è risultato di 4.64 % e il coefficiente di correlazione di 0.953. L'errore massimo registrato è -0.73 m al piezometro 51. La deviazione standard dei residui è 0.37 che se normalizzata rispetto alla piezometria risulta un errore del 2.84 %.

Dai risultati del modello con una seconda verifica (settembre 2013) si ottengono i seguenti parametri statistici:

- RMS normalizzato: 6.14 %
- Coefficiente di correlazione: 0.905
- Errore massimo registrato: 0.731 m al piezometro 41
- Deviazione standard dei residui: 0.331 m (2.54 % se normalizzata con l'ampiezza di variazione della piezometria del modello)



In entrambi l'RMS normalizzato risulta minore di 10 % e il coefficiente di correlazione è sempre elevato. L'errore massimo rilevato supera di poco i 0.7 m.

Considerando pertanto complessivamente le verifiche effettuate si ritiene il modello validato.

## 3.10. Risultati della modellazione

### 3.10.1. Bilancio idrogeologico

Il modello permette innanzitutto di valutare i volumi di acqua circolanti nella zona di studio. Per la suddivisione si è mantenuta quella eseguita dal Magistrato alle Acque (2011, figura 3.1). Nella situazione attuale si possono stimare le portate complessivamente circolanti in due periodi di riferimento.

Il bilancio idrogeologico in un periodo di ricarica trascurabile (gennaio 2013) prevede portate circolanti di 39225 m<sup>3</sup>/giorno. Le entrate sono costituite dagli afflussi da monte e da valle per circa il 51%, i corsi d'acqua contribuiscono per circa il 48% mentre la restante parte è stata attribuita a perdite dalle reti tecnologiche. Per quanto riguarda i deflussi la maggior componente è dovuta ai dreni per circa il 74 % e subordinatamente ai corsi d'acqua per il 21 %. La componente di estrazione da pozzi e piezometri incide per circa il 5 %. La tabella 3.16 riporta i volumi idrici circolanti espressi in m<sup>3</sup>/giorno per il periodo di calibrazione.

Considerando la situazione di un periodo caratterizzato da consistenti apporti meteorici (marzo 2013) si hanno portate circolanti complessivamente di 64517 m<sup>3</sup>/giorno. Gli afflussi sono caratterizzati da un consistente apporto della ricarica meteorica per circa il 60% seguita dall'apporto dei corsi d'acqua (circa 21%) e da quelli provenienti da monte e da valle (circa 18%) e con la restante minima parte dovuta alle perdite delle reti tecnologiche. Per quanto riguarda i deflussi predomina l'azione di drenaggio per circa il 56% e secondariamente quella dei fiumi per circa il 37 %, ridotto appare l'apporto dei deflussi per circa il 5% e ancora inferiore quello dei pozzi e piezometri per circa il 2%. La tabella 3.17 riporta i volumi idrici circolanti espressi in m<sup>3</sup>/giorno per il periodo di marzo 2013.

Da quanto sopra illustrato risulta importante osservare che:

- in tutti i periodi dell'anno l'azione principale è quella dei drenaggi e quella dei corsi d'acqua;
- appare molto contenuta l'incidenza dei prelievi idrici dalla falda superficiale;
- in assenza di ricarica meteorica il deflusso sotterraneo verso la laguna risulta molto contenuto;
- le maggiori portate circolanti sono nel Nuovo Petrolchimico (circa 590 m<sup>3</sup>/giorno) e subordinatamente nel Vecchio Petrolchimico (circa 230 m<sup>3</sup>/giorno);
- i valori minimi di portata si hanno nella macroisola Raffinerie con valori di 32 m<sup>3</sup>/giorno.

Bilancio Idrogeologico [m3/giorno]	Raffinerie		Zona Industriale		Nord		Portuale		Vecchio Petrolchimico		Malcontenta		Nuovo petrolchimico		Fusina		Esterno SIN	
	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT
Carichi imposti	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20350.00	125.80
Pozzi	0.00	0.00	0.00	1.92	0.00	0.58	0.00	25.59	0.00	163.12	0.00	1.59	180.00	470.38	0.00	2.06	180.00	1248.20
Dreni	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.33	0.00	81.06	0.00	7.48	0.00	28846.00
Fiumi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18695.00	8421.50
Ricarica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esterno SIN	30.06	32.08	151.50	119.77	130.82	188.03	72.62	35.28	230.26	48.95	42.91	14.12	381.48	27.88	193.57	183.12		
Fusina											0.91	0.00				183.12	193.57	
Nuovo petrolchimico											10.18	27.96				27.88	381.48	
Malcontenta													27.96	10.18		14.12	42.91	
Vecchio petrolchimico																48.95	230.26	
Portuale																35.28	72.62	
Nord											0.00	11.76	0.00	18.20		188.03	130.82	
Zona Industriale																119.77	151.50	
Raffinerie	2.02	0.00	0.00	2.02	29.68	1.88										32.08	30.06	
Totale	32.08	32.08	153.38	153.38	190.46	190.49	72.62	72.63	230.26	230.26	54.00	54.00	589.44	589.49	193.57	193.57	39874.22	39874.72

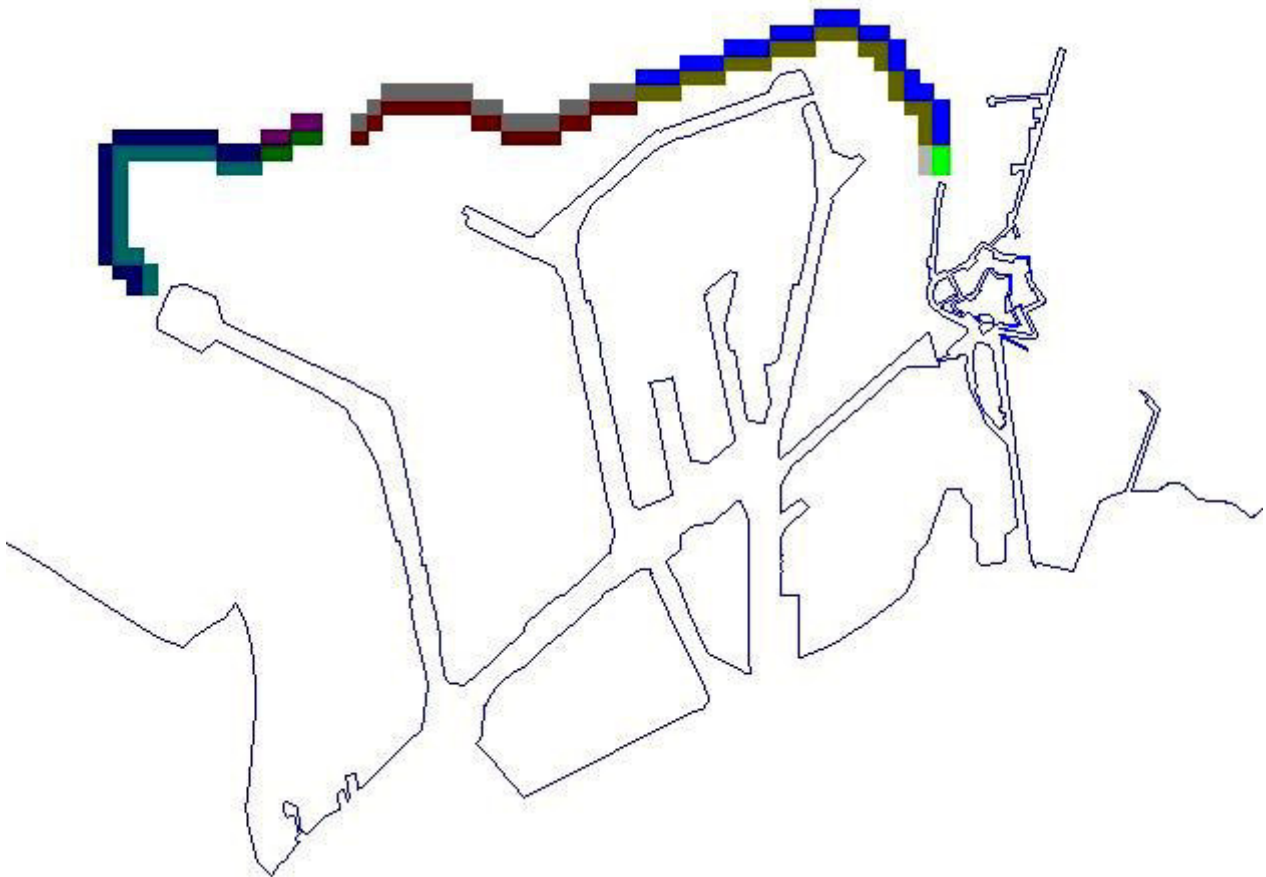
Tabella 3.16: Bilancio idrogeologico per il periodo di gennaio 2013 (ricarica nulla)

Bilancio Idrogeologico [m3/giorno]	Raffinerie		Zona Industriale		Nord		Portuale		Vecchio Petrolchimico		Malcontenta		Nuovo petrolchimico		Fusina		Esterno SIN	
	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT
	Carichi imposti	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11860.00
Pozzi	0.00	0.00	0.00	1.92	0.00	0.58	0.00	25.59	0.00	163.12	0.00	1.59	180.00	470.38	0.00	2.06	180.00	1248.50
Dreni	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.63	0.00	102.24	0.00	5.06	0.00	36509.00
Fiumi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13619.00	23647.00
Ricarica	79.20	0.00	49.65	0.00	31.71	0.00	103.27	0.00	39.64	0.00	31.07	0.00	159.16	0.00	118.58	0.00	38858.00	0.00
Esterno SIN	11.90	75.67	42.78	121.18	210.38	282.18	10.18	66.63	217.84	59.65	42.17	26.23	248.04	40.44	14.16	126.56		
Fusina											0.01	0.95					126.56	14.16
Nuovo petrolchimico											8.94	34.77					40.44	248.04
Malcontenta													34.77	8.94	0.95	0.01	26.23	42.17
Vecchio petrolchimico																	59.65	217.84
Portuale																	66.63	10.18
Nord			18.76	3.52			0.00	21.20	0.00	34.71							282.18	210.38
Zona Industriale	0.30	15.73			3.52	18.76											121.18	42.78
Raffinerie			15.73	0.30													75.67	11.90
Totale	91.40	91.40	126.92	126.92	301.52	301.53	113.45	113.42	257.48	257.48	82.20	82.17	621.97	622.00	133.69	133.69	65315.54	65313.24

Tabella 3.17: Bilancio idrogeologico per il periodo di marzo 2013 (alta ricarica)

I carichi imposti possono essere sia come apporti che come deflussi dato che sia a monte che a valle è stato utilizzato questo limite. L'apporto di input dei pozzi è legato alle perdite dalle reti tecnologiche che sono state inserite in questo modo. L termine Dreni accorpa sia le idrovore che il dreno a tergo delle barriere impermeabili nel Vecchio Petrolchimico. Il contributo dei fiumi che può essere anch'esso positivo o negativo. È stata considerata come ricarica solo quella proveniente dalle precipitazioni. Bisogna porre particolare attenzione alle diciture "IN" e "OUT". Con "IN" si intende il contributo idrico da una delle aree indicate all'inizio della riga verso la zona indicata nella colonna. Con "OUT" si intende l'opposto, ovvero si intende il quantitativo idrico che fuoriesce dalla zona indicata nella colonna verso le aree indicate nelle righe.

È stato poi valutato con maggior dettaglio il flusso idrico che interessa l'area di futura ubicazione del retromarginamento. Per questo alcune celle del modello sono state selezionate in modo da valutare il flusso entrante in ogni macroisola. La figura 3.24 permette di identificare la posizione delle zone della successiva tabella, in cui sono riportate le portate circolanti in ogni zona. Si ricorda che le diciture "IN" e "OUT" sono da leggersi come sopra riportato.



*Figura 3.24: Identificazione delle aree considerate per il calcolo delle portate transitanti attraverso le celle interessate dal retromarginamento: Malcontenta EXT (Blu Scuro), Malcontenta INT (Azzurro), Nuovo Petrolchimico EXT (Viola), Nuovo Petrolchimico INT (Verde Scuro), Vecchio Petrolchimico EXT (Grigio Scuro), Vecchio Petrolchimico INT (Rosso), Nord EXT (Blu Chiaro), Nord INT (Ocra), Zona Industriale EXT (Verde Chiaro) e Zona Industriale INT (Grigio Chiaro)*

Dalla Tab 3.18 si evince che la portata totale che interessa l'area di progetto del retromarginamento, che ha una lunghezza dei diaframmi di circa 7 km, è di 366 m<sup>3</sup>/giorno. Tale valore è ricavato dai flussi dalle zone esterne (EXT) verso quelle interne (INT).

Questo valore è stato calcolato per un periodo di scarsi apporti di ricarica, mentre in presenza di elevati apporti il valore sale a 459 m<sup>3</sup>/giorno.

Bilancio Idrogeologico [m <sup>3</sup> /giorno]	Resto del modello		Malcontenza EXT		Malcontenza INT		Nuovo Petrochimico EXT		Nuovo Petrochimico INT		Vecchio Petrochimico EXT		Vecchio Petrochimico INT		Nord EXT		Nord INT		Zona Industriale EXT		Zona Industriale INT	
	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN
Carico imposto	125.80	20350.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Prozzi	1913.10	340.00	0.00	0.00	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Dreni	28918.00	0.00	20.35	0.00	4.30	0.00	1.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fiumi	8421.50	18536.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	158.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ricarica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resto del modello	66.98	30.22	30.22	66.98	30.54	12.78	8.59	3.02	6.94	20.15	75.69	145.48	225.44	12.91	154.95	99.20	97.74	149.75	112.17	0.06	0.00	100.26
Malcontenza EXT					13.99	36.46			6.06	0.00												
Malcontenza INT																						
Nuovo Petrochimico EXT									8.69	1.55												
Nuovo Petrochimico INT																						
Vecchio Petrochimico EXT											226.16	13.63					0.00	15.60				
Vecchio Petrochimico INT																						
Nord EXT																						
Nord INT																						
Zona Industriale EXT																						
Zona Industriale INT																						
Totale	39988.98	39988.29	87.04	87.03	49.24	49.24	11.71	11.71	21.70	21.70	317.44	317.45	239.07	239.07	251.56	251.87	251.87	112.18	112.17	102.03	102.03	102.03

*Tabella 3.18: Calcolo della portata della falda in m<sup>3</sup>/giorno nelle celle corrispondenti al retromarginamento. I carichi imposti possono essere sia come apporti che come deflussi dato che sia a monte che a valle è stato utilizzato questo limite. L'apporto dei pozzi positivo è legato alle perdite dalle reti tecnologiche che sono state inserite. Dreni accorpa sia le idrovore che il dreno a tergo delle barriere impermeabili nel vecchio petrolchimico. La ricarica è intesa come precipitazioni. Le altre zone si possono identificare nella figura 3.23. In allegato 1 è visibile ingrandita.*

### 3.10.2. Simulazione degli interventi

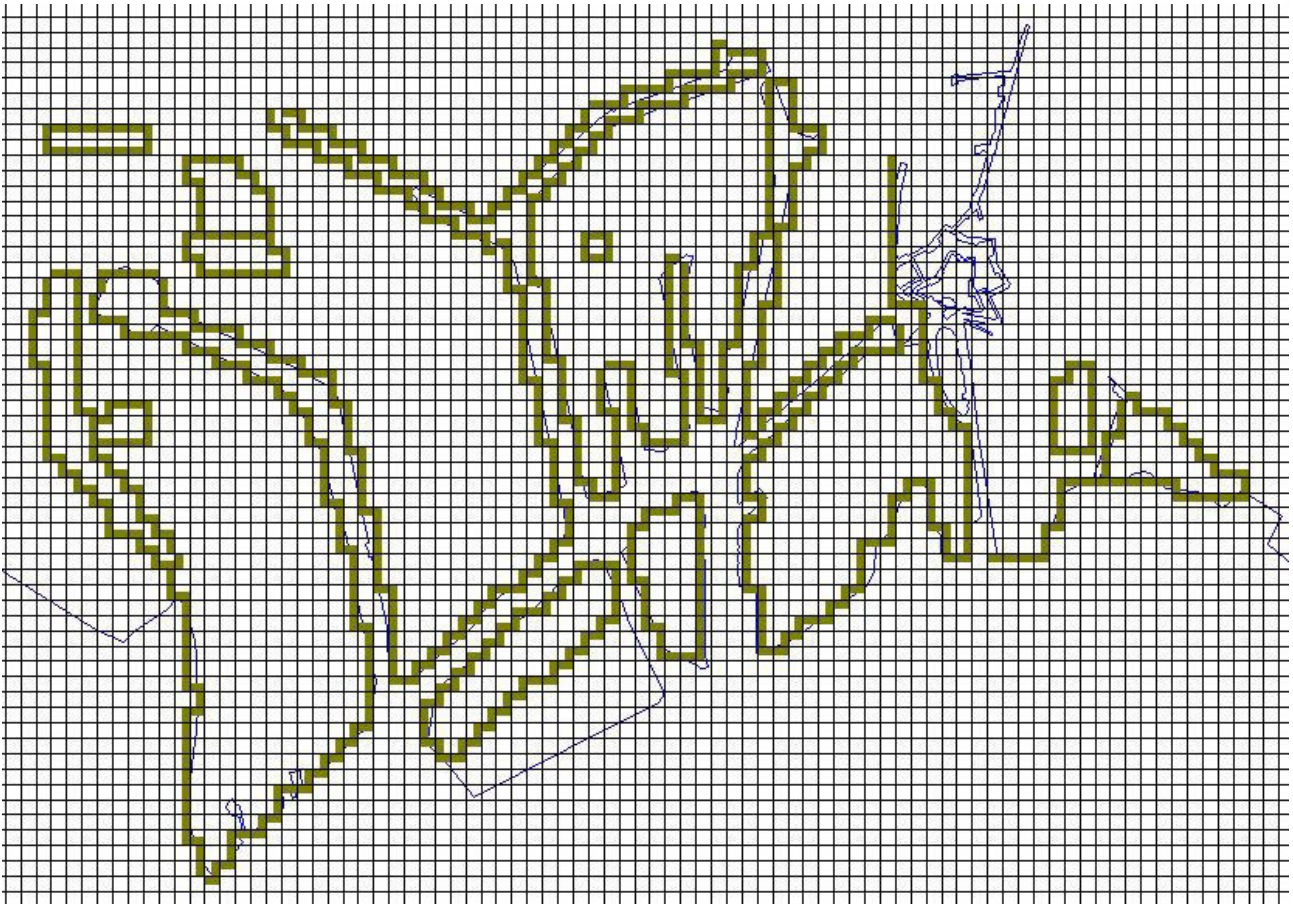
Utilizzando il modello di flusso calibrato e validato, seppure in regime stazionario in questa fase stante l'assenza di dati utilizzabili per il regime transitorio, è stato possibile simulare diversi scenari partendo da quello attuale. In particolare l'attenzione è stata concentrata sugli effetti indotti dal completamento delle barriere impermeabili sul lato lagunare e dall'eventuale realizzazione del retromarginamento del SIN. Sono stati analizzati i seguenti scenari per sia per condizioni idriche normali, sia con ricarica elevata:

0. Scenario attuale con barriere parzialmente completate
1. Completamento della messa in sicurezza delle macroisole;
2. Realizzazione del retromarginamento dopo l'isolamento delle macroisole (Barriere fino al layer 9 del modello, -24 m s.l.m., come quelle esistenti a valle);
3. Realizzazione del retromarginamento dopo l'isolamento delle macroisole (Barriere fino al layer 8 del modello, -19.5 m s.l.m.);
4. Realizzazione del retromarginamento dopo l'isolamento delle macroisole (Barriere fino al layer 6 del modello, -15 m s.l.m.);
5. Realizzazione drenaggi a tergo delle barriere di isolamento all'interno delle macroisole (dreni ubicati lungo le barriere a lato laguna);
6. Realizzazione drenaggi a tergo delle barriere di isolamento all'interno delle macroisole e del retromarginamento (dreni ubicati lungo le barriere a lato laguna e lungo il retromarginamento);
7. Completamento della messa in sicurezza delle macroisole, sospensione dei prelievi idrici all'interno del SIN e attivazione dei drenaggi a tergo delle barriere di isolamento;

Di seguito vengono illustrati solo i primi due scenari che vengono ritenuti i più significativi.

### 3.10.3. Scenario 1 – completamento della messa in sicurezza delle macroisole

Sono state inserite nell'area SIN nuove barriere con il pacchetto "Wall", in modo da simulare il completamento del marginamento del lato lagunare e del Vallone Moranzani. Come per le barriere finora realizzate, si è ipotizzato che quelle nuove raggiungano il nono layer del modello ovvero la profondità di circa -25 m s.l.m.. La figura 3.25 mostra una schermata del modello con tutte le barriere lagunari completate.



*Figura 3.25: Ubicazione delle barriere impermeabili nello scenario di ipotesi del completamento dei marginamenti lagunari.*

**3.10.4. Scenario 2 – realizzazione del retromarginamento dopo l’isolamento delle macroisole  
(Barriere fino al layer 9 del modello, -24 m s.l.m., come quelle esistenti a valle)**

Un ulteriore scenario rappresenta la realizzazione dell’eventuale retromarginamento, con opere a profondità uguale a quelle esistenti, in modo da intercettare tutto l’acquifero superficiale e non solo fino alla profondità di 14 m come previsto dal progetto del Magistrato alle Acque (2008). La figura seguente mostra l’ubicazione del previsto retromarginamento all’interno del modello.

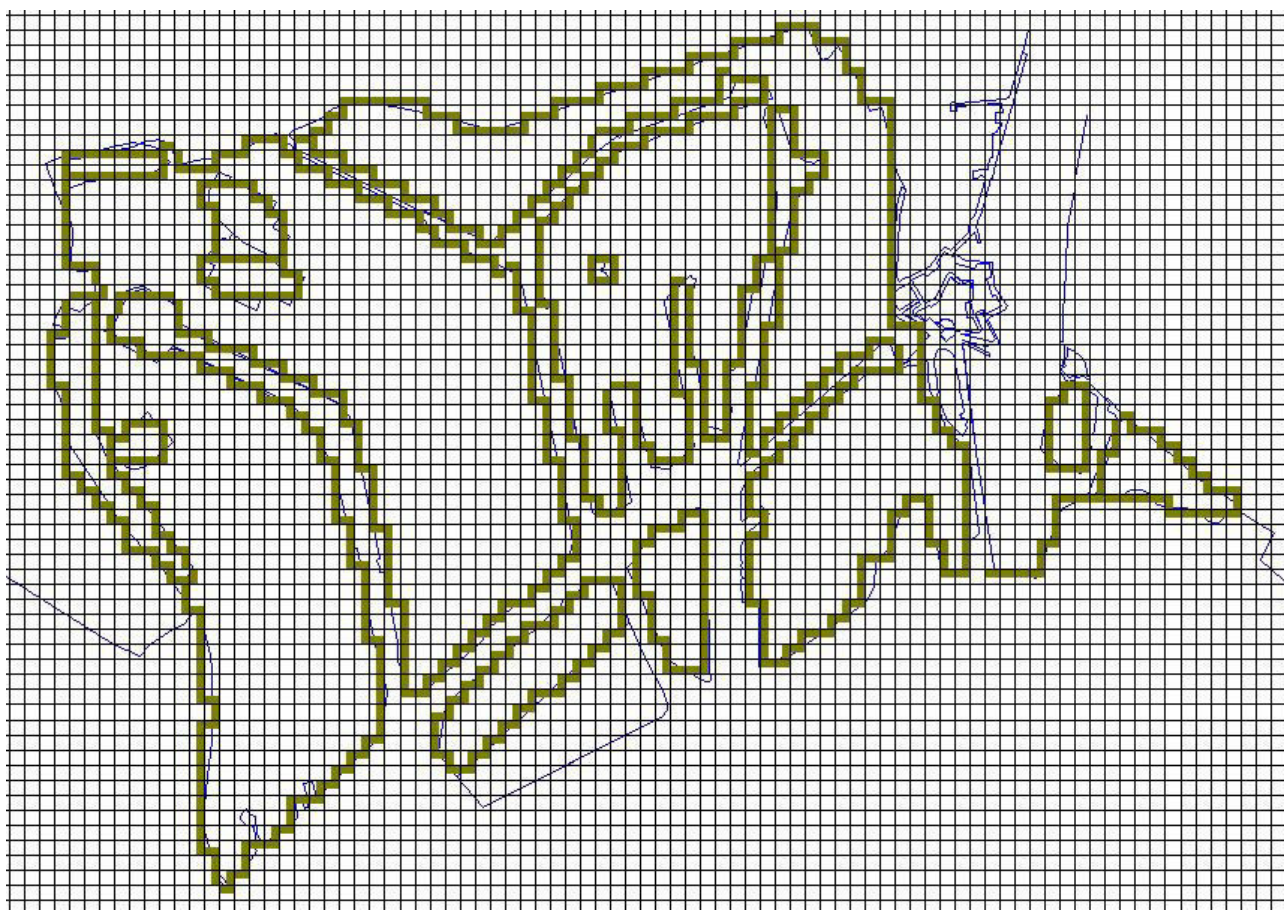


Figura 3.26: Ubicazione del retromarginamento nel modello.

Al fine di valutare indicativamente l'impatto del retromarginamento, è stato calcolato per ogni scenario senza ricarica la quantità d'acqua che defluisce attraverso il futuro retromarginamento in progetto.

In tabella 3.19 sono riportati i valori dei flussi totali calcolati per ogni scenario dall'esterno verso l'interno del retromarginamento e viceversa.

SCENARIO	Attuale	1	2
Da esterno a interno	366.10	426.42	134.03
Da interno a esterno	296.56	240.25	4.17

Tabella 3.19: Portate in  $m^3/giorno$  di acque sotterranee attraverso il retromarginamento nei vari scenari realizzati

Dalle elaborazioni eseguite è stato possibile ipotizzare la piezometria degli scenari previsionali con le opere realizzate e valutare le variazioni della quota piezometrica.

Dallo Scenario 1 (figura 3.27) con le barriere a lato laguna completate si può notare una diminuzione del livello piezometrico nel Nuovo Petrolchimico, nella penisola Portuale, nella Zona Industriale, nella macroisola Raffinerie e nella parte di valle della zona di Fusina. Gli innalzamenti della falda identificati sono nel Vecchio Petrolchimico e nella zona a monte della penisola di Fusina. Tutte le variazioni previste sono contenute e dell'ordine di 0.5 m, considerando comunque la presenza dell'emungimento in atto. Per lo scenario 2 (figura 3.28) si è calcolato un abbassamento del livello piezometrico nel Nuovo Petrolchimico, nell'area Portuale, nella Zona Industriale, nella zona di valle



della penisola di Fusina e nel Vecchio petrolchimico. Gli abbassamenti sono contenuti (0.5 m circa) tranne nel Vecchio Petrolchimico che raggiungono 1.5 m circa. Gli innalzamenti sono lievi nel lato di monte della zona di Fusina, nell'area di Malcontenta e nella zona Nord, mentre raggiungono 1.5 m a monte delle barriere nella zona del Vecchio Petrolchimico, dove è presente il centro abitato.

Ulteriori scenari analizzati, ma non riportati per sinteticità in questo elaborato, hanno considerato la variazione di profondità delle barriere impermeabili, la realizzazione di drenaggi a tergo delle barriere di isolamento all'interno delle macroisole, la simulazione dei drenaggi a protezione del retromarginamento, e la sospensione dei prelievi idrici all'interno dell'area industriale.

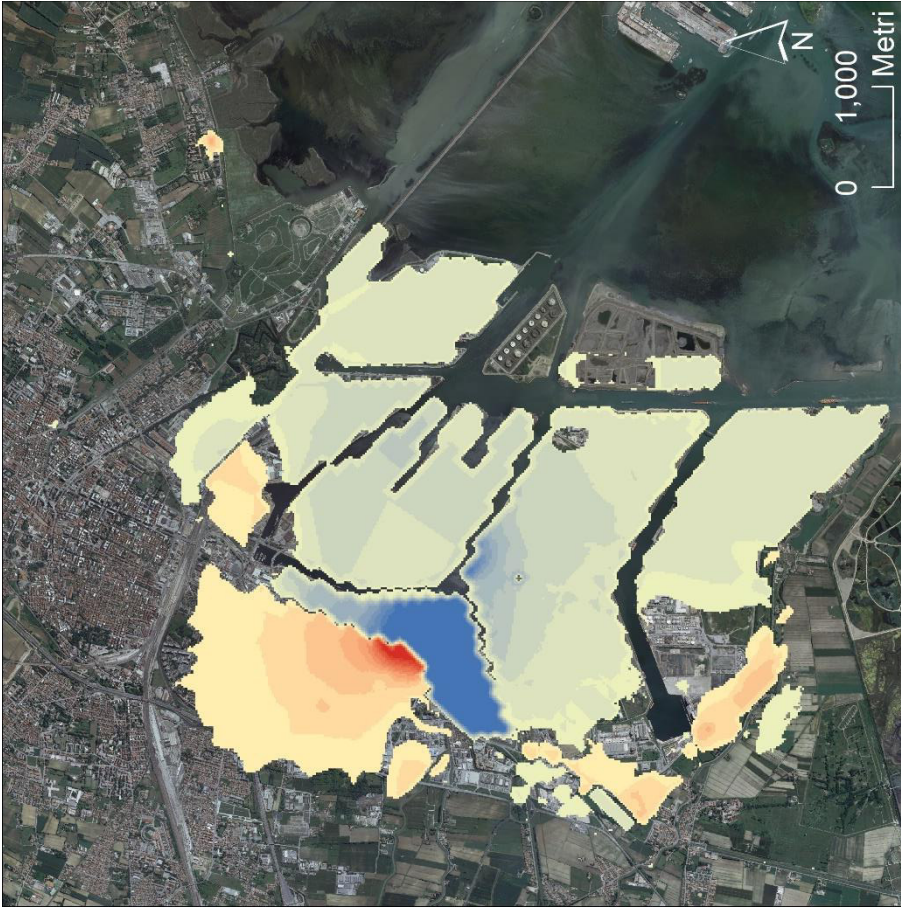


Figura 3.28: Variazione dell'altezza piezometrica con il retromarginamento completato fino al layer 9 (le diverse tonalità dell'azzurro indicano abbassamento e quelle del rosso innalzamento del livello della falda)

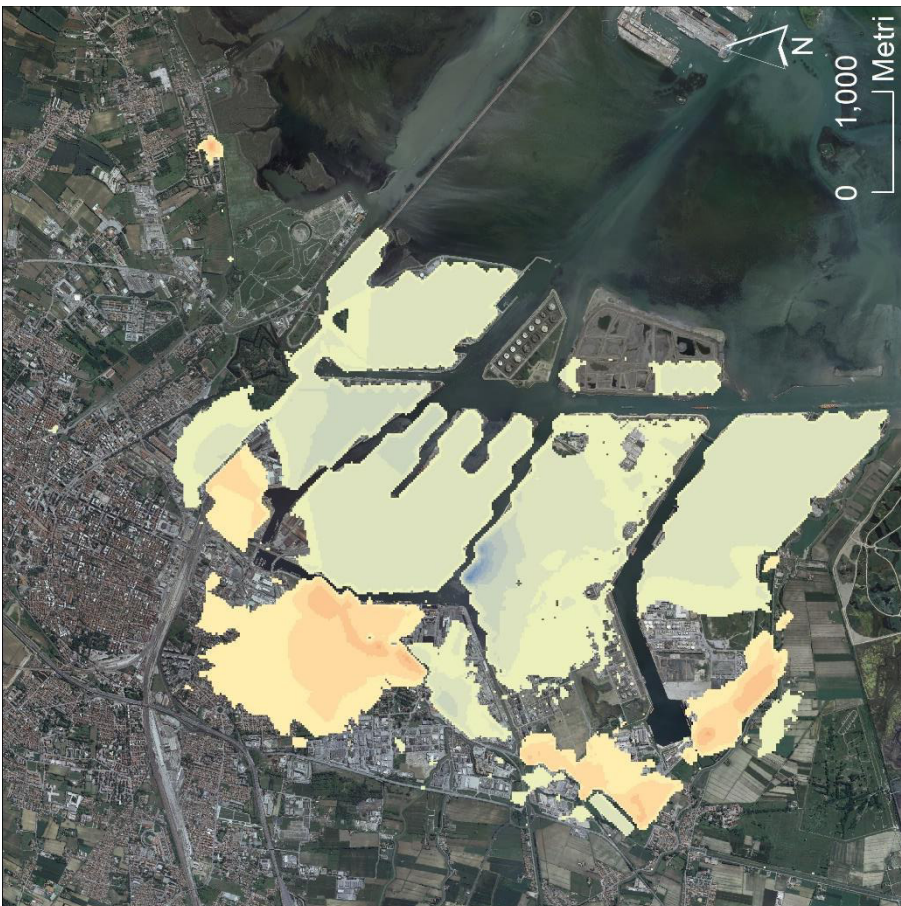


Figura 3.27: Variazione dell'altezza piezometrica con il completamento delle barriere idrauliche sul lato lagunare (le diverse tonalità dell'azzurro indicano abbassamento e quelle del rosso innalzamento del livello della falda)

### 3.11. Discussione dei risultati

E' stato effettuato uno studio su un'area molto ampia per meglio valutare le modalità del flusso idrico sotterraneo nel Sito di Interesse Nazionale (SIN) di Venezia Porto Marghera, anche mediante modellazione numerica. La conoscenza di tali modalità è finalizzata alla ricostruzione delle portate della falde superficiali e alla definizione dell'impatto delle opere esistenti e in progetto che interessano le acque sotterranee.

Con riferimento agli studi di Fabbri et al. (2013) si sono in sintesi individuati corpi sabbiosi principali con andamento all'incirca Nord Ovest-Sud Est denominati corpo di Viale San Marco, corpo dell'isola portuale, corpo di Malcontenta e corpo di Fusina che sono posti all'interno di orizzonti più fini.

Il modello di flusso implementato ha stimato portate circolanti da circa 39.000 a 65.000 m<sup>3</sup>/giorno, rispettivamente in periodi con infiltrazione praticamente nulla e con notevole ricarica meteorica, causata dalle copiose precipitazioni che si sono avute nell'area di studio nel periodo considerato (anno 2013).

Le acque possono provenire all'area di studio sia da monte che da valle in vicinanza del SIN, richiamate dall'azione svolta dalle idrovore per la salvaguardia dei territori che si trovano al di sotto del livello del mare. Una voce importante è infatti costituita dai drenaggi e in particolare quelli dovuti al funzionamento delle n.7 idrovore che, prelevando quantitativi significativi di acque superficiali in periodi critici, determinano anche un richiamo delle acque sotterranee; tale voce si manifesta quindi sempre in uscita rispetto al bilancio idrogeologico ed è stato calcolato in un anno un volume di oltre 43.6 milioni di m<sup>3</sup>. Svolge un ruolo rilevante il rapporto fiume-falda sia a livello temporale (variabilità dei periodi di afflussi meteorici che generano i deflussi superficiali) che a livello spaziale (settori con drenaggio o ricarica delle acque sotterranee). Nell'intervallo temporale considerato per lo studio si è verificato un periodo di intense precipitazioni che hanno portato innalzamenti del livello della falda e una consistente ricarica superiore, almeno per un periodo limitato di tempo, agli altri apporti in entrata alle acque sotterranee. I prelievi idrici presenti, soprattutto all'interno del SIN (pozzi e piezometri), incidono per una aliquota limitata a qualche punto percentuale rispetto ai valori sopra riportati delle portate circolanti. Le portate dei pozzi artesiani profondi verso l'acquifero superficiale sono state considerate di pochi litri per giorno.

Nella situazione attuale modellata sono stimati in poco più di 4 l/s (366 m<sup>3</sup>/giorno) le portate circolanti attraverso tutto il tratto che è interessato dal progetto di retromarginamento (circa 7 km).

Compatibilmente con le approssimazioni nella quantificazione effettuata a livello modellistico, le modifiche alle modalità di deflusso delle acque nel sottosuolo indotte dalle opere in corso di completamento (isolamento delle macroisole) e in previsione (retromarginamento) e simulate negli scenari previsionali non modificano significativamente l'entità delle portate circolanti, ma la loro distribuzione. Come atteso risultano abbassamenti del livello della falda all'interno dell'area SIN oggetto di barrieramento, in relazione ai mancanti apporti idrici, con valori stimati dell'ordine di 1.5 m. La presenza di tale barrieramento determina anche un innalzamento del livello della falda a monte del SIN, con valori stimati dell'ordine di 1.5 m in assenza di interventi di mitigazione, il fenomeno viene risentito fino ad una distanza di circa 2500 m interessando quindi l'abitato di Mestre; essendo i risultati delle elaborazioni dei valori "mediati" e non essendo stato possibile in questo studio effettuare valutazioni in regime transitorio, in periodi di elevate precipitazioni non si esclude che si possa incorrere in innalzamenti della falda superiori, con possibili affioramenti.

Si può quindi affermare che:

- le acque superficiali (fiumi e idrovore) costituiscono la principale voce sia in entrata che in uscita del bilancio idrogeologico;
- i prelievi e le perdite dai pozzi profondi hanno un impatto limitato;
- le opere di isolamento causano innalzamenti della falda che potrebbero interessare anche le fondazioni di edifici dell'abitato di Mestre.

Il lavoro sopra descritto è stato presentato in un convegno internazionale (Terrenghi et al., 2015) pubblicato in Beretta e Terrenghi (2017); ulteriori studi sulla geologia dell'area sono stati effettuati in Felletti et al. (2015).

## Capitolo 4

# Caratterizzazione del sottosuolo per riprodurre il trasporto di contaminanti

La seconda parte dello studio riguarda la valutazione, tramite la riproducibilità dei risultati, dell'influenza delle modalità di ricostruzione del sottosuolo sul trasporto advettivo in falda di contaminanti. L'utilizzo di dati reali in 3D unito alla modifica delle funzioni di interpolazione al variare dei dati costituiscono parte fondamentale ed innovativa nell'applicazione di un approccio stocastico che utilizza simulazioni numeriche e tre diverse metodologie per la valutazione del flusso e del trasporto advettivo.

Questa parte è stata realizzata presso il British Geological Survey in collaborazione con il Dott. Marco Bianchi.

### 4.1. Caratterizzazione per la modellazione

I dati raccolti in campo sono indispensabili per caratterizzare un sito e per la realizzazione di un modello concettuale del sottosuolo robusto, siano essi geologici, idrogeologici o geofisici. Durante l'acquisizione di dati di campo vengono registrati più dati possibili e di qualsiasi tipo, ma in ogni caso questi dati sono sempre soggetti ad errori ed ad un costo. I dati geologici (come tipologia di terreno, granulometria, colore, ecc.) sono più facili da stimare rispetto a dati idrogeologici (conducibilità idraulica, spessore dell'acquifero, ecc) che in alcuni casi richiedono anche attrezzature apposite e di conseguenza anche costi maggiori. Solitamente più dati si hanno a disposizione, più è facile identificare eventuali anomalie ed assegnare ad ogni mezzo le proprietà più consone. È ovvio che più dati sono a disposizione meno errori si commettono ma non sempre è possibile acquisire un numero elevato di dati e quindi è necessario sapere quando i dati sono sufficienti per poter riprodurre adeguatamente la struttura del sottosuolo. Allo stesso tempo l'acquisizione di dati richiede tempo e risulta importante non sovradimensionare i piani di indagine, evitando spese eccessive ed inutili.

Dai dati raccolti è possibile definire un cosiddetto "modello concettuale" dell'area di studio. La realizzazione di un modello concettuale risulta sempre più complessa se si considera una condizione geologica di elevata eterogeneità. Data la complessità, i dati da raccogliere devono essere numerosi e la loro interpretazione lascia comunque spesso incertezze elevate. I dati per questo aspetto dello studio sono concentrati nell'area del SIN di Porto Marghera (figura 4.1) che, come visto nei capitoli precedenti, è ubicato in un'area con una geologia molto eterogenea con brusche variazioni di litologia in pochi metri, ma allo stesso tempo sono presenti numerosi dati derivanti dalle indagini per la messa in sicurezza e bonifica nell'insediamento industriale. Da tempo le aree con forti eterogeneità geologiche sono oggetto di studio, soprattutto per la simulazione dei flussi di acque sotterranee e il trasporto di contaminanti.

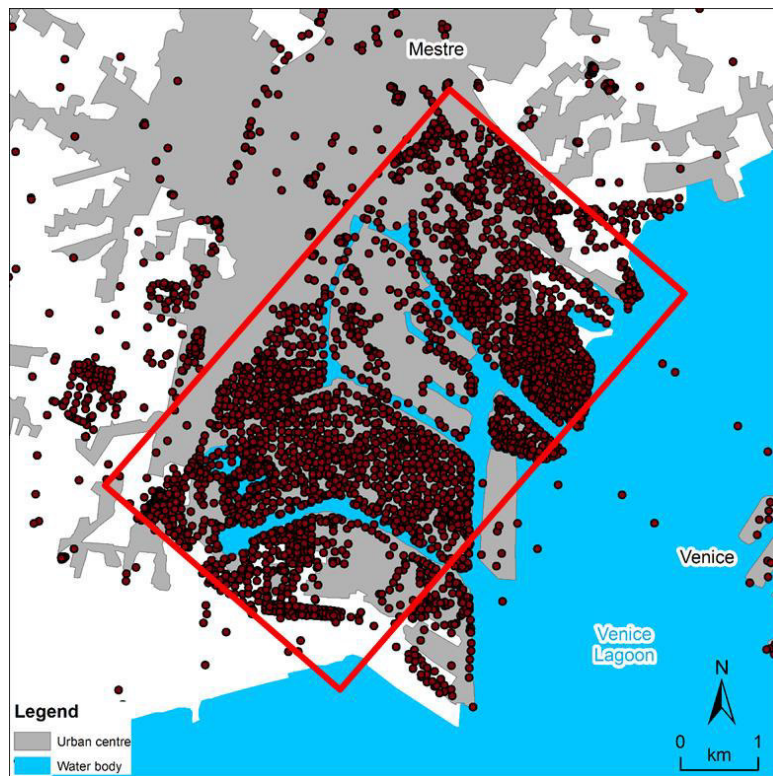


Fig. 4.1: dati disponibili all'interno dell'area del SIN di Porto Marghera

È importante definire quali sono i dati necessari per la realizzazione di un modello di flusso, infatti esistono diversi approcci. Tra i tanti disponibili, è possibile realizzare un modello partendo da un modello geologico ed assegnando dei valori di conducibilità alle varie litologie oppure partire dai dati di conducibilità idraulica ( $K$ ) e simulare la geologia unicamente dalla riproduzione delle  $K$ . Il primo approccio è stato seguito da numerosi autori (Weissmann and Fogg, 1999; Riva et al, 2006; Bianchi et al, 2015; Bianchi and Zheng, 2016) i quali hanno ricostruito il sottosuolo basandosi sulle facies e quindi sui dati geologici ed assegnando un valore di  $K$  ad ogni facies. Il secondo approccio è stato seguito, ad esempio, da Dogan et al. (2014) i quali hanno realizzato numerosi misure di conducibilità idraulica ad alta risoluzione e modellato i flussi e il trasporto delle acque sotterranee.

Come è stato dimostrato da Dogan et al (2014) e Bianchi and Zheng (2016) è possibile simulare con entrambi i metodi il trasporto di soluti in un area eterogenea come il MADE site (Zheng et. al, 2011). A parte l'approccio, due sono le grosse differenze tra i due studi: a) la dimensione dell'area di studio e b) il numero di punti utilizzati per la modellazione stocastica della geologia/idrogeologia dell'area espressa attraverso il campo di conducibilità idraulica.

L'approccio di Dogan et al (2014) si è basato sulla misura e la ricostruzione del campo di  $K$  e quindi è stato caratterizzato il campo di conducibilità idraulica attraverso la realizzazione di profili verticali di 10 m con misura ogni 1.5 cm con tecniche di perforazione direct push ed integrando i dati con quelli provenienti da flowmeter tests ogni 15 cm di profondità realizzati negli anni precedenti. Sono stati utilizzati 5500 dati per un volume di  $25 \times 45 \times 10$  m discretizzato attraverso  $3.20 \times 10^6$  nodi (celle con dimensioni  $0.25 \times 0.25 \times 0.05$  m). Bianchi and Zheng (2016) hanno invece utilizzato i dati litologici di Boggs et al (1990) per un totale di 411 campioni raccolti da 38 pozzi ogni 1.5 m fino ad una profondità di 11 m circa. Gli Autori hanno prima ricostruito le eterogeneità geologiche del sottosuolo e poi mappato la  $K$  in base alla litologia rinvenuta in ogni punto. Il volume di  $120 \times 290 \times 10$  m è stato simulato con

$1.82 \times 10^4$  nodi (celle di  $2 \times 2 \times 0.5$  m). Come valutato da Bianchi and Zheng (2016) per simulare la loro area, che ha estensione maggiore, sarebbero necessarie  $11 \times 10^6$  nodi per Dogan et al. (2014).

Dato che è possibile raggiungere lo stesso risultato con diversi approcci e quindi considerando più o meno dati, si è voluto valutare l'effetto della densità di dati sul flusso, sul trasporto advettivo e sulla connettività utilizzando tre diversi approcci. Il primo approccio è basato sull'utilizzo dei dati litologici per la ricostruzione della geologia del sottosuolo e l'utilizzo di queste per la mappatura delle K. Il secondo utilizza i dati di conducibilità idraulica per riprodurre il campo di K. Il terzo utilizza il valore di K medio della litologia al quale viene assegnato un errore massimo di un ordine di grandezza per poi interpolare i valori di K. Tutti i metodi utilizzano interpolatori statistici per poter estendere i dati puntuali ai volumi analizzati.

Per tutti gli approcci sono stati creati degli scenari con diversa densità di dati, partendo con l'utilizzo di tutti i dati disponibili e poi riducendoli a densità variabili da 7/8 a 1/80 del totale. Il primo scenario rappresenta quello di riferimento, la massima conoscenza del sottosuolo possibile, mentre diminuendo la densità, diminuiscono teoricamente le conoscenze dell'area. Ciò che è stato valutato è l'influenza del numero di dati sulla capacità di riprodurre lo scenario di riferimento e da questi valutare quale approccio meglio riproduce lo scenario di riferimento con il minor numero di dati possibile.

Uno studio precedente di McCallum et al (2014) ha dimostrato che il tempo di residenza di particelle in un acquifero sintetico in 2D è influenzato dal metodo di interpolazione del campo di K e dal numero di punti che condizionano tali metodi. Inoltre hanno evidenziato che, con meno dati, i modelli basati su campi di K costruiti con approcci che considerano la distribuzione delle litologie (Multiple Points Statistics nel loro caso) riproducono meglio i risultati rispetto ad altri (Sequential Gaussian SIMulation; SGSIM; Deutsch and Journel, 1998).

I dati in possesso hanno permesso di eseguire uno studio in 3D su un caso reale valutando la correlazione dei valori di K e di litologie con il variare dei punti considerati per la modellazione, modificando le funzioni di correlazione con il variare di quest'ultimi. Gli approcci geostatistici sono basati su SGSIM (per gli approcci basati sulla conducibilità idraulica) e su probabilità di transizione e catene di Markov (T-PROGS, Carle, 1999) per gli approcci litologici.

## 4.2. Metodi utilizzati

### 4.2.1. Dati e scenari di densità dei dati

L'area oggetto di questo approfondimento dello studio è all'interno del SIN di Porto Marghera e ha dimensioni di  $7 \times 4$  km. Molti pozzi con diversa profondità sono stati perforati per caratterizzare l'acquifero superficiale per la progettazione delle attività di bonifica dell'area. Nell'area scelta sono stati contati più di 3200 perforazioni in cui le litologie principali rinvenute sono sabbia, limo e argilla escludendo i riporti antropici. Questo studio valuta solo la parte naturale dell'acquifero e tutti i riporti antropici sono stati esclusi. La litologia principale è la sabbia medio fine (38%), la quale può includere lenti limose; lo spessore varia da 2 a 20 m. Le percentuali di limo (29%) e argilla (33%) sono leggermente minori. Le sabbie costituiscono i corpi più permeabili (acquiferi con K media pari a  $1 \times 10^{-3}$  m/s) mentre limi e argille i corpi più impermeabili (acquitardi/acquiclude con K media pari a rispettivamente  $1 \times 10^{-7}$  m/s e  $1 \times 10^{-8}$  m/s)

I dati per lo studio sono derivati dal database delle stratigrafie della Provincia di Venezia ogni 0.5 m selezionando conducibilità idraulica media e litologia per un totale di circa 44000 punti. N. 8 densità di dati sono state scelte, selezionando casualmente dal database i dati da utilizzare. La situazione di base è quella con tutti i dati disponibili ed è stato utilizzato come riferimento (scenario Dmax). In seguito i dati sono stati cancellati scegliendo dei sondaggi a caso e cancellando i dati dalla base fino al raggiungimento della densità scelta a priori. È stata fatta questa scelta per la cancellazione dei dati perché è comparabile alla metodologia di campionamento diretto (dalla superficie verso la profondità). La tabella seguente indica il numero di punti utilizzati in ogni scenario.

Scenario	Dmax	D=7/8	D=3/4	D=1/2	D=1/4	D=1/8	D=1/16	D=1/80
N° di punti condizionanti il modello	43968	38472	32976	24732	12366	6183	3092	619
N° di punti usati nella validazione	0	5496	10992	19236	31602	37785	40876	43349
Densità di dati	1/1	7/8	3/4	1/2	1/4	1/8	1/16	1/80
Dati utilizzati [%]	100.0	87.5	75.0	56.2	28.1	14.0	7.0	1.4

Tabella 4.1: dati utilizzati in ogni scenario

#### 4.2.2. Modellazione della distribuzione della conducibilità idraulica

Sono stati utilizzati tre approcci per la simulazione del campo di conducibilità idraulica.

- 1) L'approccio geologico (GA) è quello basato sulle litologie: viene ricreata la disposizione delle litofacies e viene assegnata ad ognuna un valore di conducibilità idraulica. In questo lavoro la distribuzione spaziale delle litofacies è stata simulato con T-PROGS (Carle, 1999). Questo approccio utilizza le probabilità di transizione e modelli basati sulle catene di Markov per generare simulazioni stocastiche della distribuzione spaziale di una variabile categorica. È stato scelto il codice T-PROGS perché mantiene invariati i dati di input, le proporzioni e la lunghezza media delle facies. La conducibilità idraulica è stata mappata basandosi sulla distribuzione delle facies assegnando ad ognuna il valore medio di K ottenuto dal database della Provincia di Venezia. Questo approccio permette di simulare le brusche variazioni di litologia e di K nel sottosuolo tipiche di ambienti eterogenei.
- 2) L'approccio idrologico (HA) si basa sulla distribuzione spaziale della conducibilità idraulica. Partendo da dati puntuali di K e basandosi sulla distribuzione spaziale dei valori è stato ricreato il campo di conducibilità idraulica in 3D con il supporto del codice SGSIM (Deutsch and Journel, 1998). Il codice utilizza un algoritmo per eseguire il kriging per cui è stato necessario considerare una distribuzione Gaussiana dei valori: è stato necessario utilizzare il logaritmo di K e in seguito si è trasformato la distribuzione in normale attraverso algoritmi contenuti in SGSIM. Dato che non era disponibile il valore di conducibilità idraulica per ogni singolo punto, sono stati simulati dei flowmeter tests (Molz et al., 1989; Molz et al, 1994; Young, 1994) partendo dal modello GA con tutti i dati disponibili. È stato quindi possibile calcolare il valore puntuale di  $K_i$  secondo la formula seguente:



$$K_i = K_{eq} \frac{Q_i/z_i}{Q_{TOT}/Z} \quad (4.1)$$

L'utilizzo di questo metodo per la stima della conducibilità idraulica puntuale è stato confermato da Bianchi (2017).

- 3) Il terzo approccio (NA) consiste nell'utilizzare le K medie delle litofacies (valori utilizzati per GA) e calcolare un errore da assegnare ad ogni punto che condizionerà il campo di conducibilità idraulica. L'errore viene ipotizzato con distribuzione gaussiana e di un ordine di grandezza. L'ampiezza dell'errore è legata ai valori presenti nel database per ogni litologia. La distribuzione è stata realizzata con SGSIM (Deutsch and Journel, 1998) ipotizzando un variogramma esponenziale con range pari alla lunghezza media della facies calcolata con GA. Una volta calcolata la K per ogni punto (K media a cui viene sommato l'errore) i valori sono stati interpolati con SGSIM. Considerando che la distribuzione delle K dei punti era trimodale in quanto i valori medi erano  $1 \times 10^{-3}$  m/s,  $1 \times 10^{-7}$  m/s e  $1 \times 10^{-8}$  m/s e l'errore (positivo e negativo) di un ordine di grandezza, è stato necessario trasformare i valori in modo che la distribuzione fosse gaussiana come già fatto con HA.

L'area è stata discretizzata con celle di  $50 \times 50 \times 0.5$  m (totale 672000) e per ogni densità di dati riportata nella tabella 4.1 sono stati realizzati tre modelli stocastici (uno per ogni metodo) con 100 simulazioni. I modelli con la stessa densità di dati sono stati condizionati con i punti ubicati nelle stesse coordinate. Ogni volta che il numero di dati variava sono stati ricalcolati sia i transiogrammi che i variogrammi.

#### 4.2.3. Modello numerico di flusso e di trasporto advettivo

Per ogni realizzazione di ogni approccio il flusso idrico sotterraneo e il trasporto advettivo sono stati simulati usando un modello numerico alle differenze finite in condizioni stazionarie attraverso il codice MODFLOW (Harbaugh, 2005) che risolve l'equazione 3.2.

La griglia utilizzata è la stessa considerata per i modelli stocastici usati per la generazione del campo di K. Condizioni di carichi idraulici imposti sono state assegnate lungo i lati più lunghi dell'area considerata mentre i lati più corti del rettangolo sono stati considerati come no flow. In questo modo è stato possibile simulare il gradiente idraulico dell'area.

Il trasporto advettivo è stato simulato con il tracciamento dei percorsi di 3200 particelle con il codice MODPATH (Pollock, 2012). L'iniezione delle particelle è avvenuta in un piano in cui il flusso medio è costante costituito da 3200 celle ( $80 \times 40$  celle rispettivamente nelle direzioni x e z) prossimo alla condizione al contorno di monte idrogeologico e centrato rispetto al piano verticale.

#### 4.2.4. Criteri di valutazione dei modelli

La riproduzione dei risultati degli scenari con il minor numero di dati è stata eseguita valutando carte di errore della riproduzione della conducibilità idraulica, indici di connettività del trasporto, parametri statistici delle curve di restituzione della contaminazione (BTC) e analisi dei momenti statistici.

Le carte di errore sono state realizzate considerando le differenze tra il logaritmo di K di ogni realizzazione con il valore medio dello scenario Dmax, a cui è stata sommata o sottratta il doppio della deviazione standard. Ciò permette di identificare quali e quanti punti hanno conducibilità idraulica compresa in un intervallo di valori del 95.5% rispetto al valor medio dello scenario con più dati. Per ogni simulazione sono stati contati i punti che soddisfacevano la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \bar{K}(i, j, k)_{Dmax} - 2 * \sigma(K(i, j, k))_{Dmax} &\leq K_{realization}(i, j, k) \\ &\leq \bar{K}(i, j, k)_{Dmax} + 2 * \sigma(K(i, j, k))_{Dmax} \end{aligned}$$

dove  $K_{realization}(i, j, k)$  è il valore di K della realizzazione nella cella (i,j,k),  $\bar{K}(i, j, k)_{Dmax}$  è la K media dello scenario Dmax nella cella (i,j,k) e  $\sigma(K(i, j, k))_{Dmax}$  è la deviazione standard del valore di K nella cella (i,j,k) nello scenario Dmax.

Studi precedenti hanno valutato l'importanza del ruolo della connettività in idrogeologia (Western et al, 2001; Knudby and Carrera, 2005; Vassena et al, 2010; Bianchi et al, 2011; dell’Arciprete et al, 2014). In questo studio è stato utilizzato l'indice  $CT_1$  (Knudby and Carrera, 2005) definito come il rapporto tra il tempo medio di arrivo delle particelle ( $t_{ave}$ ) e il tempo dei primi arrivi che è valutato come il tempo di arrivo del 5% delle particelle (Knudby and Carrera, 2005; Bianchi et al., 2011; Renard and Allard, 2013) come espresso dalla seguente formula:

$$CT_1 = \frac{t_{ave}}{t_{5\%}} \tag{4.3}$$

Sono stati valutati 4 piani in cui sono state calcolate le BTC (a 1/3, 1/2, 2/3 lungo la direzione di flusso e in prossimità del limite di valle del modello) e valutati i relativi parametri statistici. In particolare ci si è focalizzati sul calcolo della media dei tempi di arrivo e della varianza. Questi corrispondono al tempo di arrivo del centro di massa della contaminazione e alla relativa variazione temporale.

### 4.3. Risultati delle simulazioni

#### 4.3.1. Caso dello scenario base

Lo scenario base è stato realizzato con tutti i dati disponibili e ogni approccio mostra un campo di K differente a seconda dell'approccio utilizzato (figura 4.2). La generazione di un campo di K in cui è presente un alternanza di tre valori è stata realizzata con il GA. In questo si riesce ad identificare un orientazione dei corpi geologici e anche una variazione verticale di litologia e quindi di K. Utilizzando HA viene generato un campo con variazioni graduali e risulta più complicato individuare i canali più permeabili. L'approccio NA genera un modello in cui una litologia (limo) essendo intermedia alle altre due tende a circondare i corpi più permeabili e fare da litologia di passaggio verso quella meno permeabile facendo sembrare il modello bimodale.

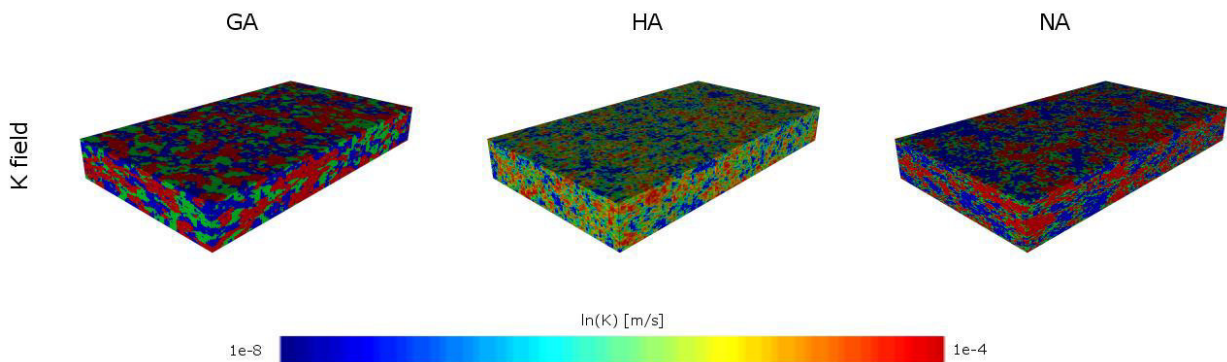


Figura 4.2: esempi di interpolazioni del logaritmo naturale del campo di conducibilità idraulica

Non tutte le celle dello scenario base sono state condizionate nonostante sono stati utilizzati tutti i dati a disposizione, motivo per cui si è scelto di valutare le carte di errore delle K anche per questo scenario.

Esempi di carte degli errori sono riportate in figura 4.3. I valori positivi indicano le aree dove (per la specifica simulazione rappresentata) si ha una sovrastima dei valori, quelli negativi una sottostima.

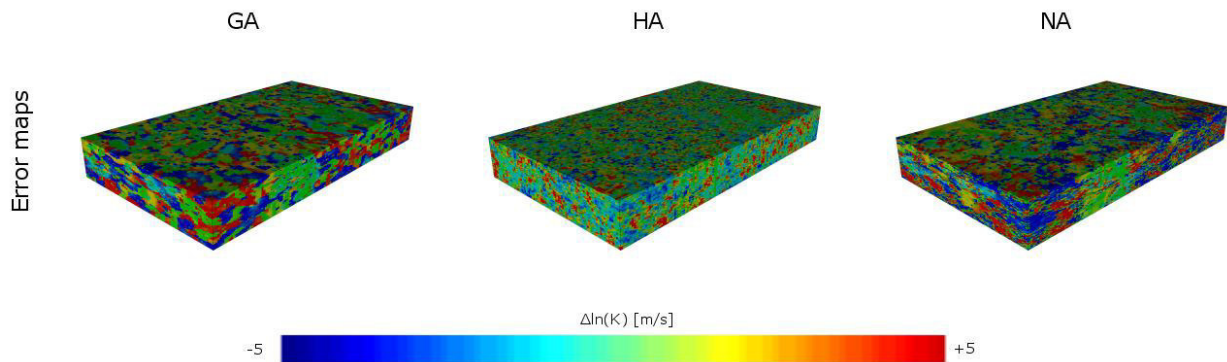


Figura 4.3: esempi di carte di errore

A seconda della distribuzione di  $K$  che viene utilizzata nel modello si modifica il campo di flusso e di conseguenza anche il percorso effettuato dalle particelle. Per questo sono stati valutati per ogni realizzazione i tempi di arrivo delle particelle lungo 4 piani e soprattutto al limite a valle del modello. L'approccio che registra le particelle più veloci è NA ( $2 \times 10^2$  anni) ma il tempo di residenza minore è calcolato con GA. HA è l'approccio che calcola i tempi più lenti delle particelle (primo arrivo  $10^3$  anni).

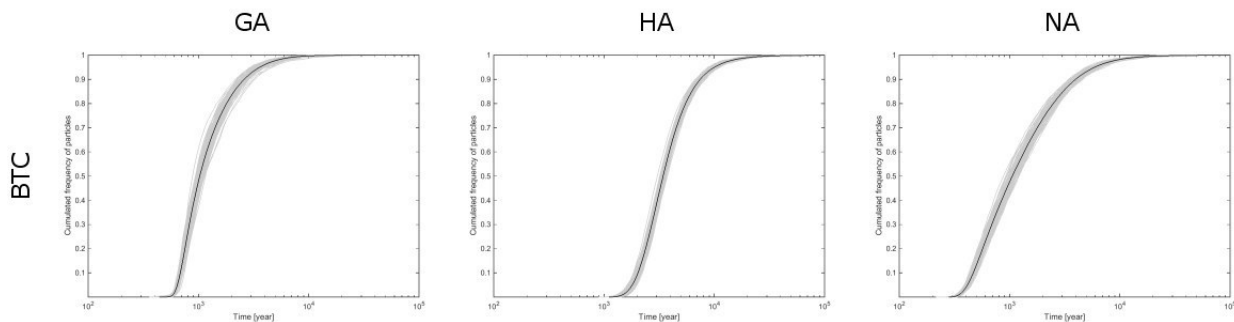


Figura 4.4: BTC degli scenario Dmax, uno per ogni approccio.

#### 4.3.2. Simulazioni geostatistiche e carte degli errori

Riducendo il numero di dati a disposizione si verificano delle modifiche alla distribuzione della conducibilità idraulica.

L'utilizzo di un approccio basato sulle litologie permette sempre di visualizzare dei canali (paleovalvei sabbiosi della zona di studio) che sembrano diminuire di larghezza e interconnessione con il diminuire dei dati disponibili. Generando un campo continuo di  $K$  è più complicato individuare delle differenze tra scenari. Si vede un aumento della dimensione dei canali e delle lenti impermeabili solamente con densità dei dati pari a  $1/80$  rispetto a quella di partenza mentre, negli altri casi, la  $K$  risulta sempre con picchi contenuti e quindi rende difficile l'identificazione dei canali. NA permette di simulare dei canali piuttosto definiti con un aumento netto delle dimensioni nello scenario con densità dei dati minori.

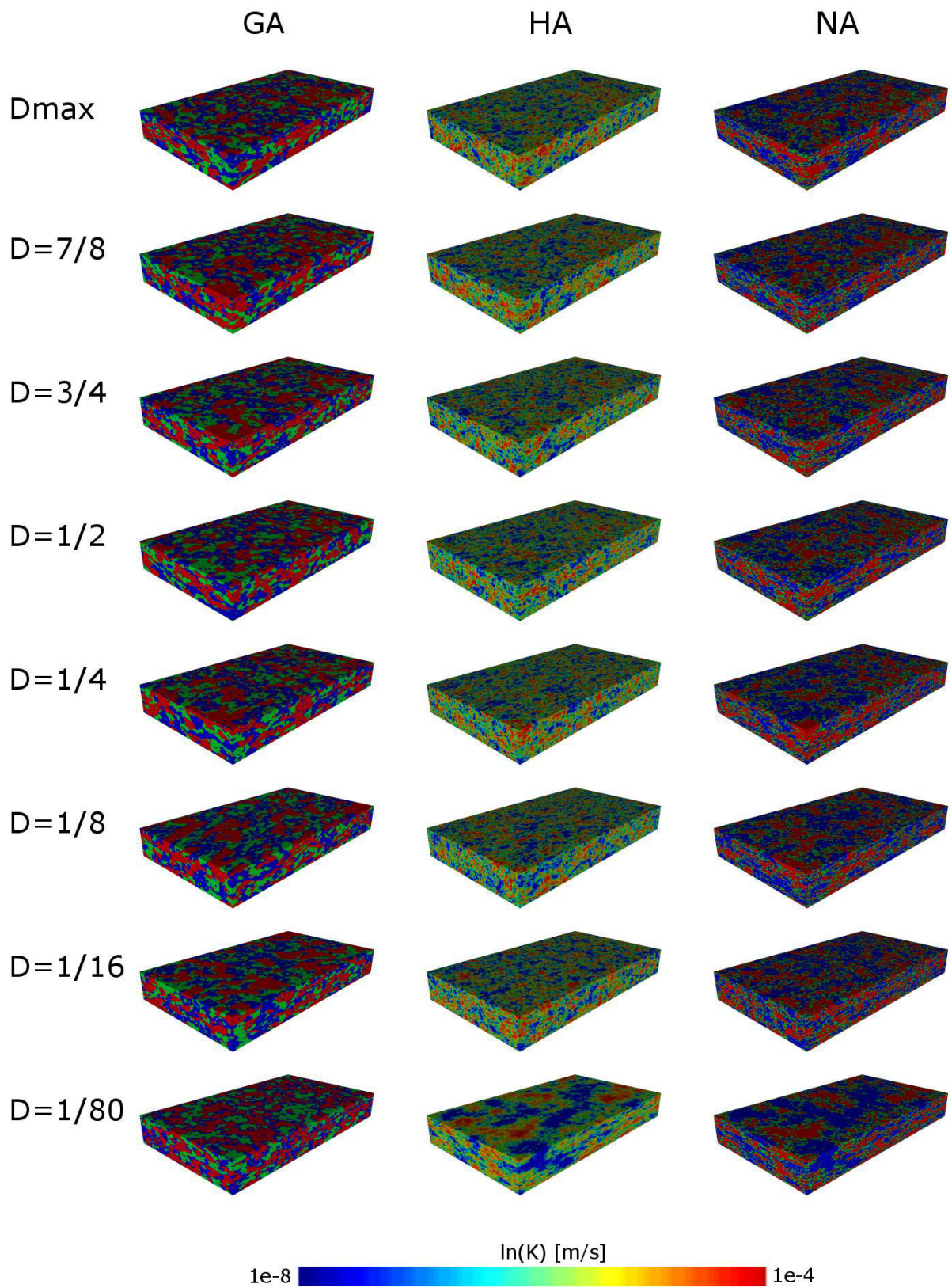


Figura 4.5: esempi di campi di conducibilità idraulica per ogni approccio e per ogni scenario

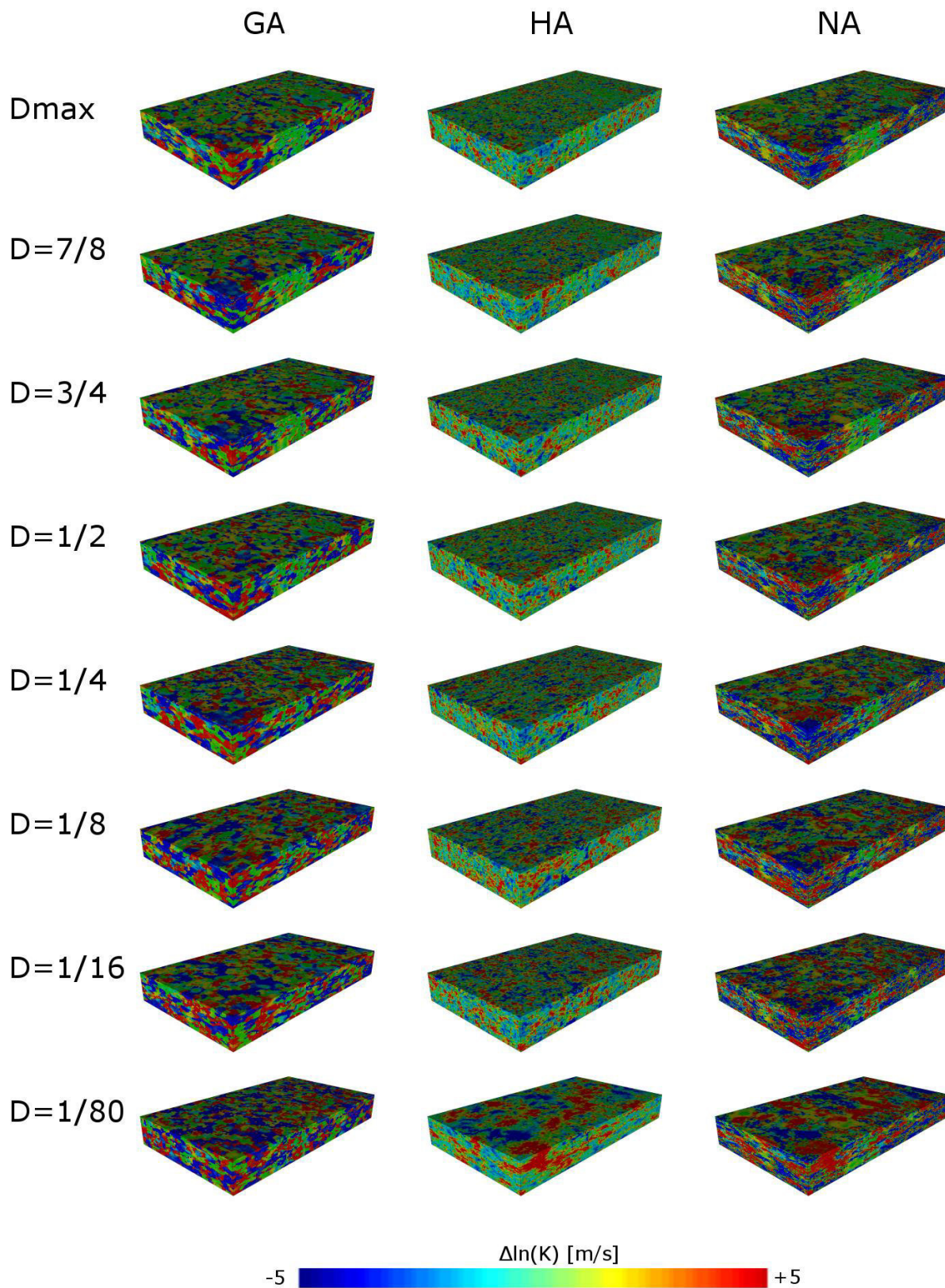


Figura 4.6: carte di errori della conducibilità idraulica per ogni approccio e per ogni scenario

Come è visibile in figura 4.6 utilizzando il HA sembra si commetta un errore più o meno costante e limitato, ad eccezione per lo scenario  $D=1/80$  in cui si identificano ampie aree con comportamento

omogeneo ed errore elevato. GA e NA mostrano un errore più zonato, si riescono infatti da identificare sempre delle aree in cui l'errore risulta circa costante, questo è dovuto alla metodologia usata per generare il campo di K. In ogni caso diminuendo i dati utilizzati per costruire il campo di conducibilità idraulica, si passa da un errore minore a valori più estremi.

La figura 4.7 mostra il numero di punti validati per ogni scenario. Non si vedono differenze se il totale dei punti utilizzati per creare il campo di K viene dimezzato e tutti i metodi sembrano essere equivalenti. Diminuendo ulteriormente il numero dei punti l'approccio HA risulta quello che commette meno errori nel riprodurre i dati dello scenario Dmax. GA è l'approccio che valida meno punti con le densità da 1/4 a 1/80.

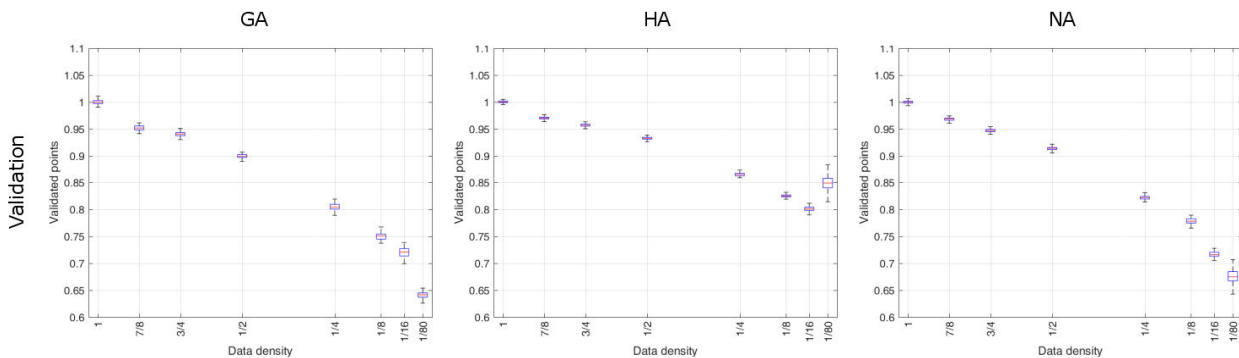


Figura 4.7: Boxplot dei punti validati per scenario Vs densità dei dati. I risultati sono espressi come rapporto tra i valori dello scenario e il valore medio dello scenario Dmax dello stesso approccio.

#### 4.3.3. Flusso idrico medio e indice di connettività del trasporto

I risultati seguenti sono espressi come rapporto tra il valore dello scenario che si sta valutando e quello relativo allo scenario Dmax dello stesso metodo per avere un confronto migliore tra i dati ed evidenziare la riproducibilità.

Il flusso idrico diminuisce con la diminuzione della densità di punti condizionanti (figura 4.8). Usando il GA, la decrescita è costante. Con HA la diminuzione risulta più marcata con  $D=1/4$  e  $D=1/8$ ; il flusso aumenta fino a una media di 1.4 volte quello di Dmax considerando  $D=1/16$  e  $D=1/80$ . Usando NA il flusso rimane costante al diminuire della densità dei dati, e solo con densità inferiori a 1/8 dell'originale la diminuzione è marcata. Come per HA, anche per NA usando la minima densità di dati il flusso aumenta notevolmente.

La connettività basata sul trasporto risulta costante per il GA con l'eccezione per  $D=1/8$  in cui risulta sovrastimata. Usando HA e NA la connettività risulta costante fino a  $D=1/8$  e poi aumenta e diminuisce rispettivamente.

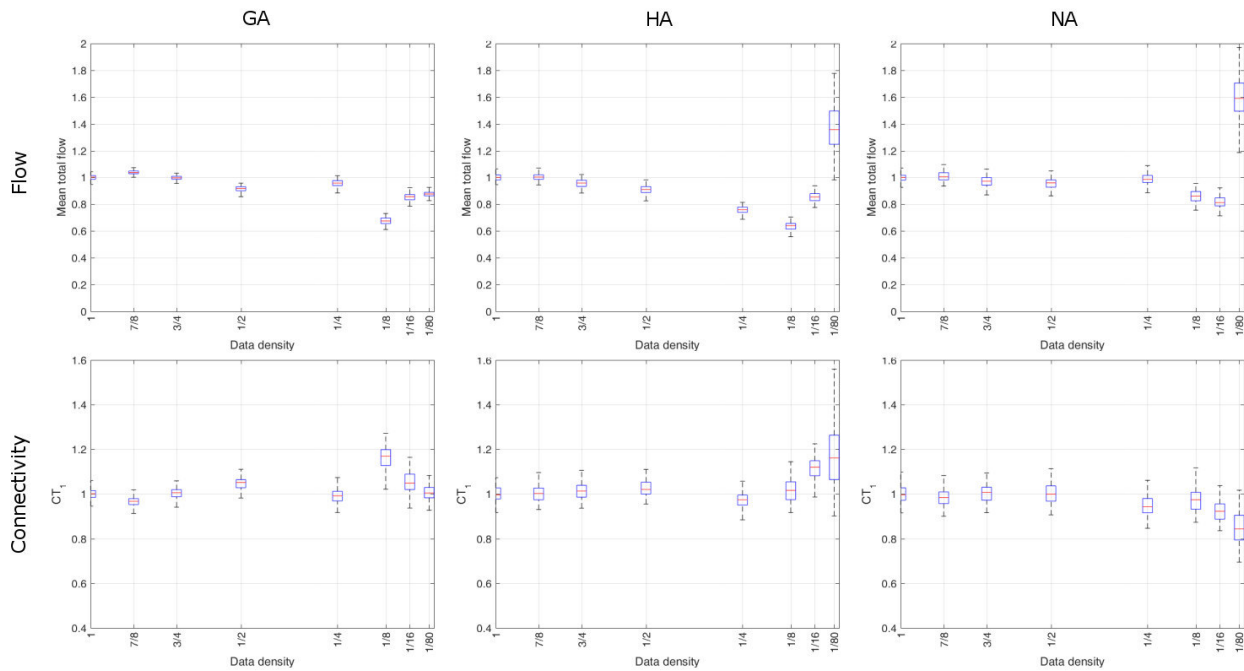


Figura 4.8: boxplot del flusso medio calcolato e del indice di connettività ( $CT_1$ ) per ogni densità di dati. I risultati sono espressi come rapporto tra i valori dello scenario e quello dello scenario  $D_{max}$  dello stesso metodo.

#### 4.3.4. Curve di restituzione della contaminazione

I tempi di arrivo delle particelle sono stati valutati a 4 sezione di controllo ubicate a distanze di 1/3, 1/2 e 2/3 dal monte idrogeologico del modello e a valle idrogeologico del modello. La forma delle BTC è costante per tutte le distanze ma la differenza tra il tempo di arrivo di tutte le particelle e il tempo dei primi arrivi diminuisce con la distanza. In figura 4.9 sono riportate le BTC considerate alla sezione di valle idrogeologico.

Ogni approccio riesce a ricreare il tempo di arrivo delle particelle solo per alcune densità di dati. Si considera come riprodotto lo scenario di partenza se tutta la BTC media dello scenario  $D_{max}$  risulta nell'area delle simulazioni dello scenario (ovvero se è all'interno dell'area grigia dei grafici). Per il GA viene riprodotto lo scenario base fino alla densità  $D=1/8$  in cui è visibilmente non riprodotta. Per valori minori la riproduzione è al limite dell'accettabilità. Utilizzando HA si riproduce la curve fino a  $D=1/2$  mentre per NA fino a densità  $D=1/8$ . La variabilità nel GA risulta costante per tutti gli scenari mentre aumenta notevolmente per  $D=1/80$  utilizzando HA e NA. Le BTC risultano ritardate con il diminuire della densità con l'eccezione per lo scenario  $D=1/80$  di HA e NA che risultano più veloci.

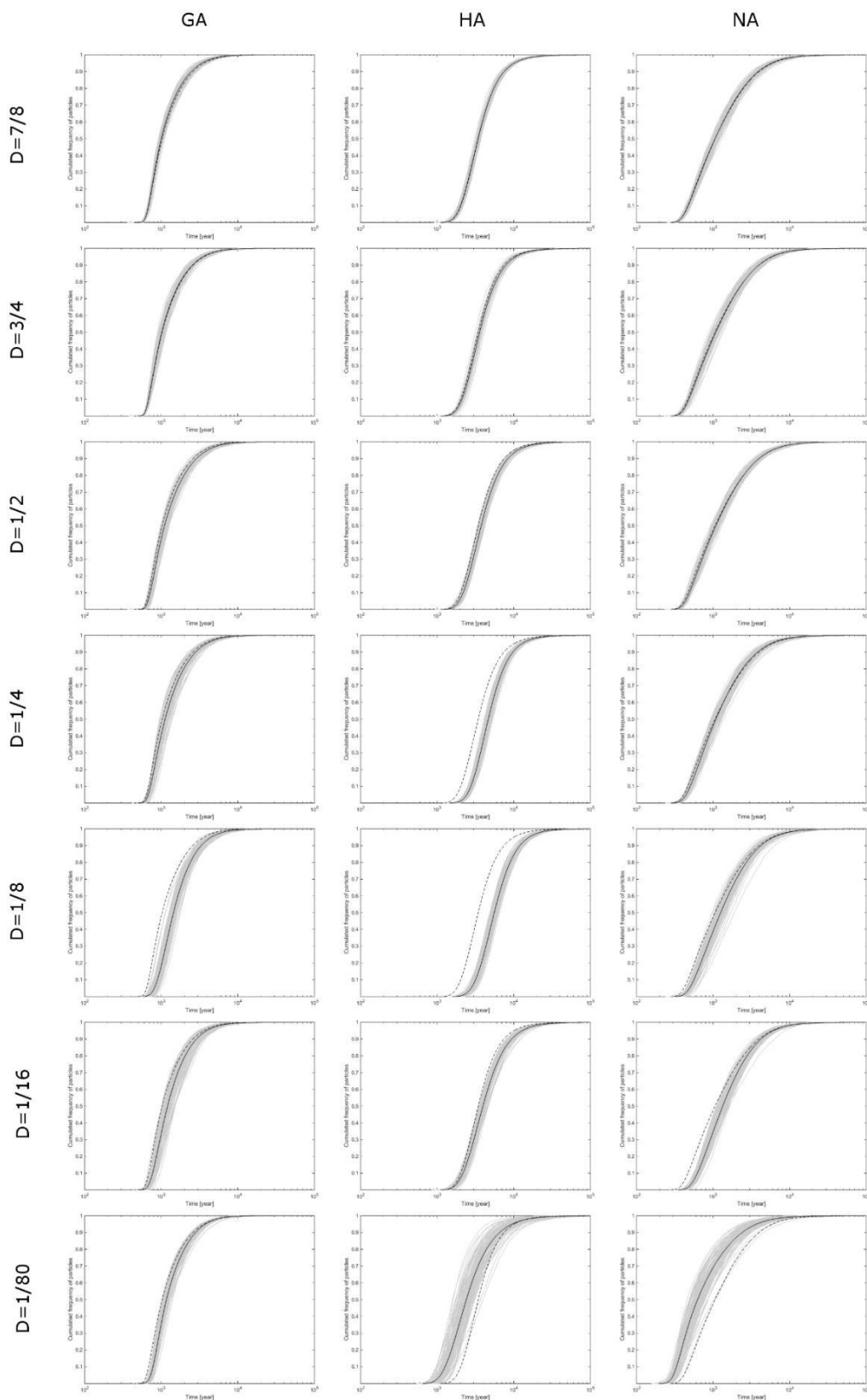


Figura 4.9: Curve Breakthrough cumulate calcolate a valle idrogeologico del modello per ogni scenario ed ogni approccio (linee grigie). La linea nera rappresenta la media, quella tratteggiata la media dello scenario Dmax.



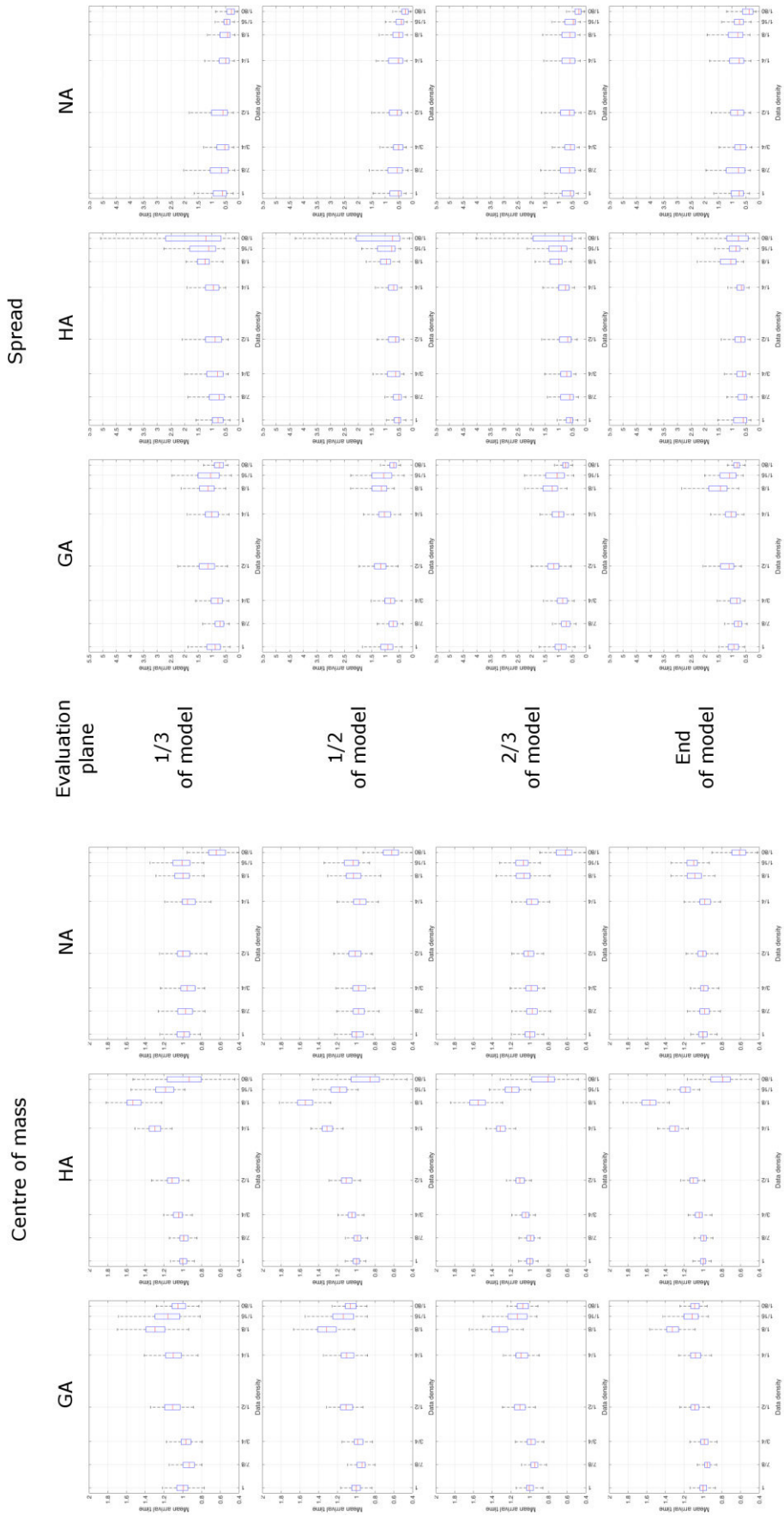


Figura 4.10: Centro di massa e varianza delle BTC a lungo diverse sezioni del modello per ogni scenario e per ogni approccio. Il risultato è espresso come rapporto tra il valore dello scenario e il valore medio dello scenario  $D_{max}$  definito con lo stesso metodo. In allegato 2 è visibile ingrandita

La distribuzione dei tempi di arrivo del centro di massa di ogni scenario risulta essere omogenea in tutti i piani per tutti gli approcci. Al variare della densità gli approcci GA e NA mantengono la variabilità della media del centro di massa con un errore inferiore al 20% ad eccezione dello scenario D=1/8 per GA (in cui il tempo di arrivo è maggiore) e D=1/80 per NA (in cui il tempo è inferiore). HA mostra un ritardo dell'arrivo del centro di massa fino allo scenario D=1/8 per poi aumentare la velocità di propagazione negli ultimi due scenari.

#### **4.4. Discussione dei risultati**

Lo studio effettuato è stato finalizzato alla valutazione della capacità di riprodurre i risultati dello scenario con il massimo numero di dati utilizzando varie densità di dati e approcci diversi per la creazione del campo di conducibilità idraulica in 3D che condiziona i flussi idrici sotterranei.

I tre approcci utilizzati danno risultati differenti. Considerando tutti i parametri analizzati si nota che utilizzando il GA i risultati sono meglio riprodotti e hanno una variabilità ridotta rispetto agli altri metodi. Questo avviene soprattutto quando i dati a disposizione sono in numero ridotto.

È possibile quindi riprodurre in modo più affidabile il flusso idrico e il trasporto dei soluti con dati ridotti utilizzando un approccio geostatistico basato su litofacies a cui viene assegnata una conducibilità idraulica piuttosto che basarsi unicamente sulla K derivata dalle prove sperimentali. L'interpolazione delle K può dare risultati affidabili solo se si hanno a disposizione un numero sufficiente di dati come dimostrato anche da McCallum et al (2014). Dovendo ricalcolare variogrammi e transiogrammi ogni volta che la densità dei dati varia, è necessario avere a disposizione un numero consono di dati per poter identificare i modelli da utilizzare nelle interpolazioni.

Utilizzando GA risulta fondamentale avere a disposizione un numero sufficiente di punti per stimare le proporzioni delle litofacies. Valutando per ogni scenario le percentuali di ogni litologia si nota come nello scenario D=1/8 le proporzioni non vengono rispettate (figura 4.11). Solitamente la sabbia risulta maggiore dell'argilla che è maggiore del silt (sabbia > argilla > silt) ma in D=1/8 l'argilla è la litologia in percentuale maggiore (argilla > sabbia > silt). Questo errore si ripercuote su tutti i parametri analizzati i quali per lo scenario D=1/8 del GA non risultano allineati con gli altri dello stesso scenario: il flusso idrico medio risulta minore, l'indice di connettività è superiore, le BTC subiscono un ritardo come il centro di massa. Questo supporta quando affermato anche da Ritzi et al. (2004). Inoltre è confermato che un numero minore di dati che condizionano le simulazioni con T-PROG non peggiora il modello geologico, come precedentemente affermato da Lee et al (2007).

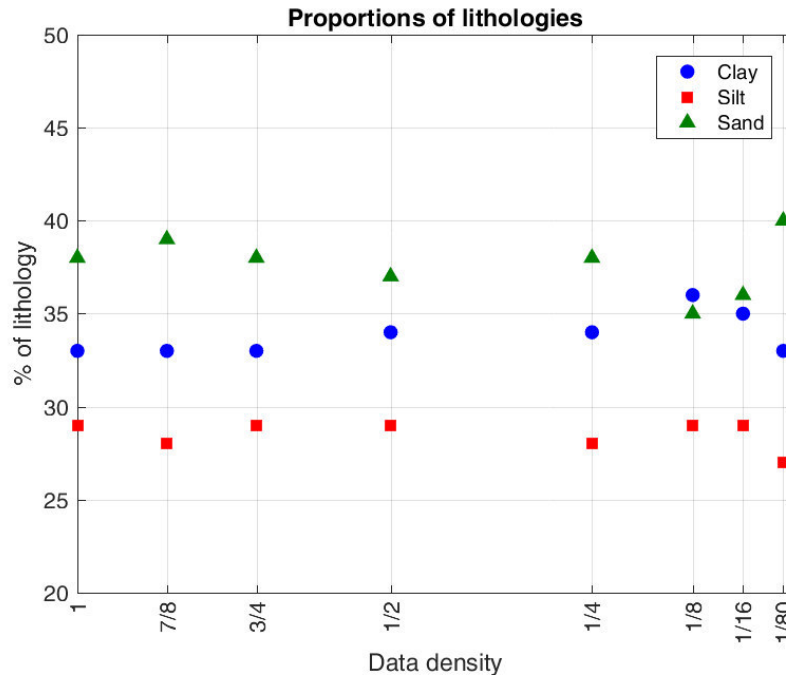


Figura 4.11: Proporzioni delle litologie nei vari scenari

Il flusso idrico risulta più riproducibile con GA rispetto agli altri due metodi i quali con la minima densità generano un ampio errore. Invece, l'indice di connettività può essere riprodotto con meno problemi rispetto al flusso idrico. Infatti, riducendo la densità di dati di un fattore 8, tutti i metodi riescono a riprodurlo con una sufficiente accuratezza; diminuendo la densità solo il GA riesce a mantenere la soglia di errore del 20%.

Gli approcci condizionano la forma della BTC. Il GA riproduce meglio la distribuzione dei tempi di arrivo delle particelle in tutti gli scenari mentre HA e NA anticipano il tempo dei primi arrivi dello scenario con minore densità.

Si può quindi affermare che:

- L'approccio basato sulle litologie risulta più accurato ed è affetto da meno perdita di informazioni. L'efficacia di questo approccio è fortemente dipendente dalla corretta stima delle percentuali delle litofacies.
- Solo con un numero di dati elevato è possibile utilizzare gli altri approcci.
- Considerare la struttura geologica nella determinazione del campo di conducibilità idraulica è una strategia efficace, e probabilmente economica, per la caratterizzazione di acquiferi a supporto di modellazione di flusso e trasporto.
- Il confronto delle curve di BTC aiuterebbe a definire quale approccio risulta il più realistico.

Questo studio è stato presentato ad un convegno internazionale (Terrenghi et al, 2016) e un articolo su una rivista scientifica è in fase di elaborazione.



## Capitolo 5

# Ricostruzione del trasporto e prime indicazioni sull'efficacia di un sistema di bioremediation

La terza parte dello studio riguarda la ricostruzione del movimento di contaminanti organici e la valutazione della loro biodegradazione in un pennacchio generato da una vecchia discarica di rifiuti industriali utilizzando diverse metodologie.

Di seguito vengono utilizzate le seguenti sigle:

PCE Tetracloroetilene

TCE Tricloroetilene

DCE Dicloroetilene

VC Vinilcloruro

TCA Tricloroetano

DCA Dicloroetano

ETH Etilene

### 5.1. Introduzione

Per lo studio dei fenomeni di trasporto di soluti nelle acque sotterranee è stato concentrato su una zona di dimensioni ristrette ai margini dell'area studiata nella prima parte della ricerca. L'area di studio, posta ad Ovest di Venezia, è delimitata a nord dallo scolo Giare che giunge all'idrovora di Dogaletto. Il confine meridionale è dato dalla laguna. A est l'area è definita dal canale che collega l'idrovora alla laguna, mentre a ovest si è imposto il limite parallelo a una linea di flusso idrico sotterraneo. L'area così definita risulta essere di circa 31 ha (figura 5.1).

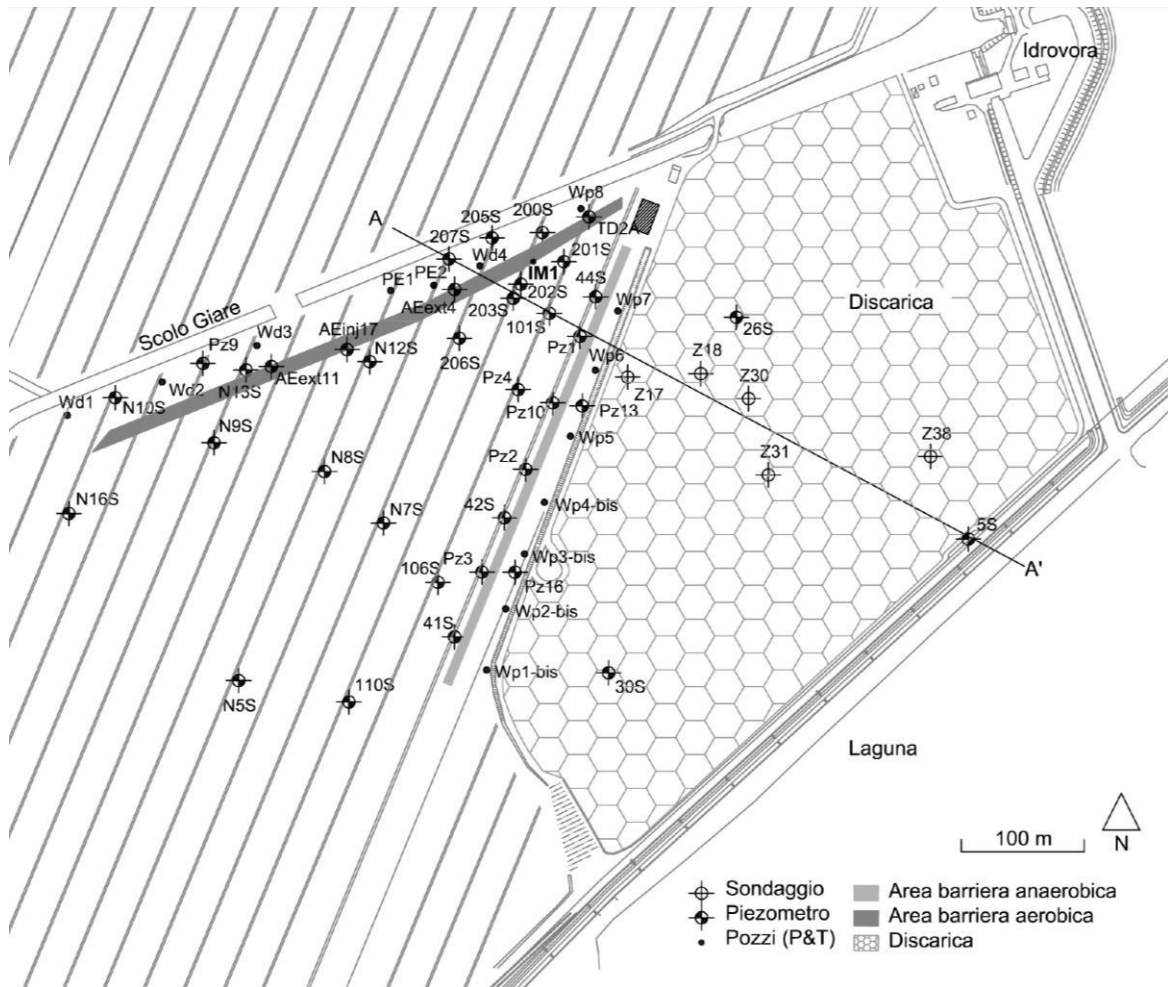


Figura 5.1: area di studio della discarica di Dogaletto con i l'ubicazione dei piezometri

L'area si può dividere in due zone principali: il corpo discarica e l'area del pennacchio di contaminazione. Il primo ha una quota che varia da 0 m a 11 m s.l.m., mentre la seconda risulta quasi completamente al di sotto del livello marino con profondità massima di -1 m s.l.m e soggetta a bonifica idraulica esercitata dal canale (scolo Giare).

La discarica è la conseguenza di attività di accumulo di rifiuti industriali depositati a partire dalla fine degli anni '60 sino alla metà degli anni '70. Sono stati conferiti in tale zona dal Petrolchimico di Porto Marghera i residui di produzione dell'acido tereftalico, fanghi e terre di scavo, materiali da demolizione, gessi ed altri composti inorganici, residui organici clorurati, ceneri di pirite e materiali di supporto e di assorbimento per lo smaltimento di sostanze solide e semisolidi (Tauw, 2012). Dei 900000 m<sup>3</sup> costituenti la discarica, solo 485000 m<sup>3</sup> sono stati identificati come contaminati; di questi 280000 m<sup>3</sup> sono rifiuti insaturi, 50000 m<sup>3</sup> sono rifiuti saturi e 155000 m<sup>3</sup> sono terreni naturali che costituiscono i corpi geologici con diversa conducibilità idraulica che caratterizza acquiferi, acquitardi e acquicludi (AECOM, 2012).

Un pennacchio di contaminazione, principalmente dovuto a solventi clorurati e idrocarburi, si estende dalla discarica fino al canale Giare. Dal 2002 è attivo un impianto di Pump and Treat (P&T) con due serie di pozzi: una costituita da 7 pozzi in prossimità della discarica e una con 7 pozzi nelle vicinanze dello scolo Giare. È presente anche un pozzo di reimmissione di acque per consentire nelle vicinanze l'estrazione di acque, stante la bassa conducibilità locale. L'acqua estratta viene convogliata ad un

impianto di trattamento il quale ne reimmette in parte nel sottosuolo mediante un pozzo e scarica la rimanente direttamente nello scolo Giare. A supporto dell'intervento di bonifica è attivo anche un monitoraggio quadrimestrale dell'intero pennacchio per valutare l'evoluzione della contaminazione.

E' stato deciso di modificare l'approccio alla bonifica delle acque sotterranee, cercando di trasformare le sostanze presenti in soluzione mediante l'attività di microrganismi autoctoni. Data la natura e il comportamento dei contaminanti è stata progettata e realizzata una barriera anaerobica per i solventi clorurati (con introduzione di reagenti in grado di incrementare l'attività microbica) e una successiva barriera aerobica per gli idrocarburi (con introduzione di aria e nutrienti per accelerare le reazioni microbiche).

Dopo i test di laboratorio, nel maggio 2013 sono iniziati i test di campo per verificare la fattibilità della barriera anaerobica e di quella aerobica (maggiori dettagli nel paragrafo 5.6). I test sono risultati positivi e ad oggi sono state realizzate le due barriere per la bonifica delle acque sotterranee.

Lo studio effettuato ha avuto l'obiettivo di verificare l'efficacia delle barriere sui solventi clorurati, con particolare riferimento alla serie degli eteni (PCE, TCE, DCE, VC ed ETH), evidenziando eventuali problematiche e cercando una stima della durata dell'intervento di bonifica del pennacchio.

Si tratta di un approccio preliminare in quanto si hanno dati circa le prime fasi di attività che richiedono un adattamento della flora batterica presente nel sito.

## **5.2. Geologia ed idrogeologia di dettaglio**

Come visto in precedenza la pianura veneta nella parte meridionale risulta essere caratterizzata da una forte eterogeneità e l'area in esame si ubica alla confluenza di due paleoalvei ubicati nella parte più settentrionale del complesso del Mirese. I due paleocanali sono infatti ubicati a differente profondità. Dai carotaggi eseguiti nella parte pianeggiante (i primi eseguiti nel 1987) si identifica un livello superficiale spesso 0,4 m di terreno vegetale. Continuando in profondità, tra 0,4 e 2,5 m, si riconosce uno strato di argilla limosa consistente di colore nocciola-ocra con rari noduli calcarei o torba continuo su tutta l'area. Aumentando la profondità, tra 2,5 e 9,7 m si incontra uno strato con granulometria da sabbiosa media a limosa, grigio con intercalazioni di livelli limosi da millimetrici a centimetrici. Questo costituisce l'acquifero superficiale e ha spessore medio di 8 m. La base dell'acquifero superficiale è costituita da uno strato con spessore variabile fino a 4 m costituito da livelli limoso sabbiosi alternati a argilla limosa con rari livelli sabbiosi, all'interno c'è un livello torboso con spessore massimo di 0.4 m; a volte questa base risulta discontinua.

Sul corpo discarica si identifica una copertura superficiale di circa 1 m con spessori più ridotti nelle parti più acclivi. Questa copertura isola i rifiuti posti da 1 a 13 m dal p.c. I materiali posti a dimora in discarica sono stati posizionati approssimativamente a quote corrispondenti al piano campagna, mentre in limitate porzioni nel settore settentrionale ed in quello meridionale sono emerse locali anomalie che indicherebbero un piano di imposta dei rifiuti al di sotto del piano campagna (ENSRIAECOM, 2006). Al di sotto dei rifiuti è possibile trovare una sequenza simile alla parte pianeggiante, ma gli spessori dei primi due strati (strato superficiale e acquifero superficiale) risultano minori.

Dai risultati dei test granulometrici di laboratorio (figure 5.2 5.3) condotti sulle varie litologie si evince che le litologie sono relativamente omogenee.

Le argille sono inattive e a media plasticità.

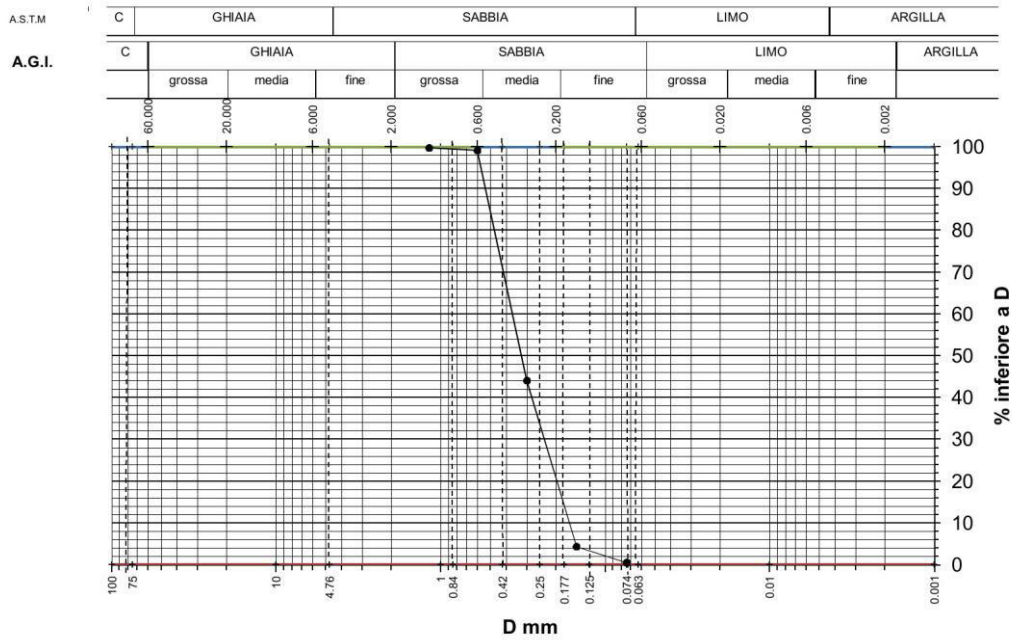


Figura 5.2: Granulometria del livello sabbioso di un pozzo di iniezione

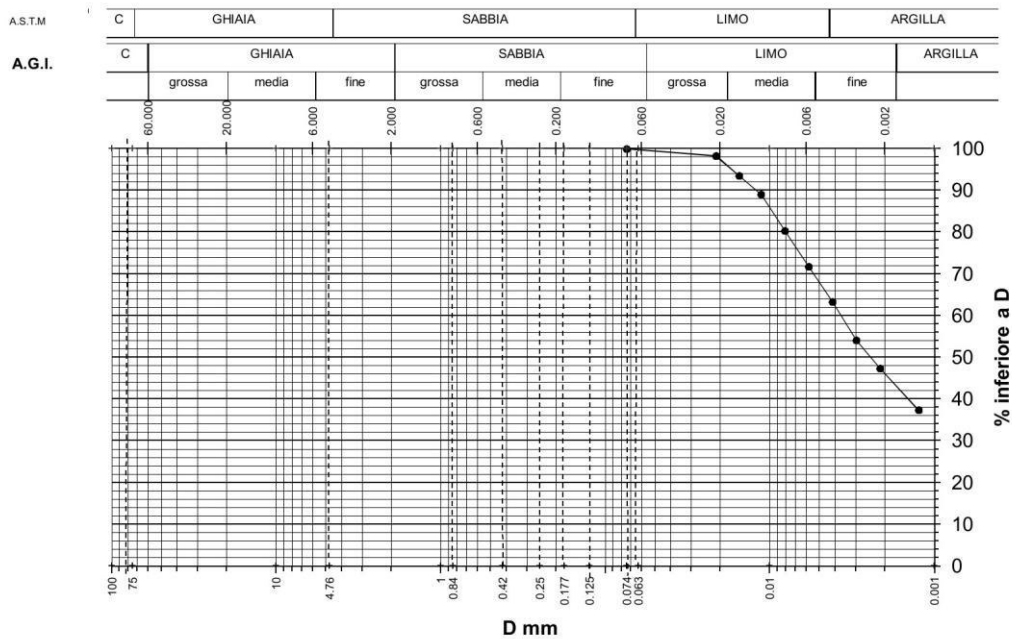


Figura 5.3: Granulometria del livello argilloso di pozzo di iniezione

Il contenuto organico e la conducibilità idraulica sono stati valutati sui campioni in laboratorio e variano a seconda della litologia: il contenuto organico per le argille è circa il 30%, 10 % per le sabbie e 95% per la torba mentre la conducibilità idraulica è inferiore a  $1 \times 10^{-10}$  m/s per le argille e  $1.7 \times 10^{-4}$  m/s per le sabbie.

La direzione generale di flusso idrico sotterraneo in quest'area è governata dalla laguna e dallo scolo Giare ed è opposta all'andamento regionale; infatti ha direzione da SE verso NO con gradiente idraulico del 3%. La soggiacenza è molto limitata e questo implica che alcuni rifiuti siano ubicati nella zona saturata.



### 5.3. Qualità delle acque

Come detto precedentemente la contaminazione dell'area è dovuta all'immersione in falda di parte di una discarica, anche per cedimento del fondo, costituita da residui di lavorazione del Petrolchimico di Porto Marghera (figura 5.4). L'acqua di falda liscivia parte dei composti formando un pennacchio di contaminazione a valle. Come rilevato dai primi campionamenti del 1993 e dalle successive campagne di monitoraggio della qualità idrica sotterranea, i principali composti che causano la contaminazione sono da ricercarsi in solventi clorurati (eteni ed etani) e idrocarburi di origine petrolifera (BTEX). Nonostante la base dell'acquifero superficiale possa presentare delle discontinuità, non sono stati rilevate contaminazioni nella parte più profonda e per questo si è concentrato lo studio sulla parte più superficiale del sottosuolo.

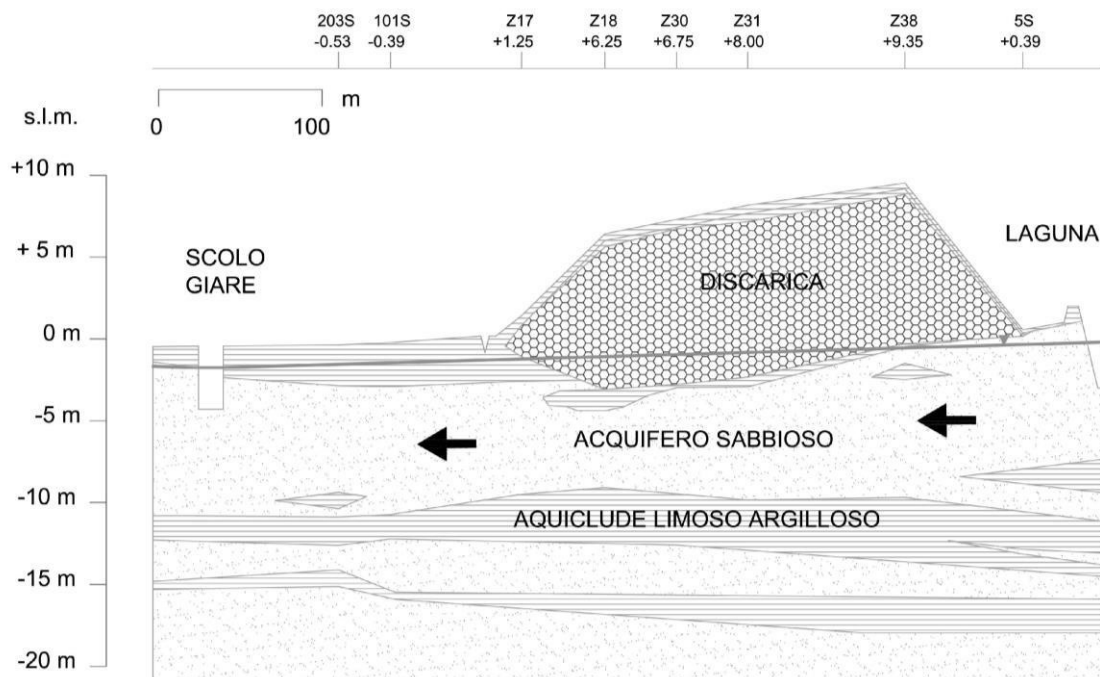


Figura 5.4: Sezione schematica dell'area

Le concentrazioni nel sito sono diversi ordini di grandezza superiori alla concentrazione limite di legge. Considerando 3 piezometri allineati lungo il flusso, uno in prossimità della discarica (Pz10), uno al centro (N12S), e uno vicino al canale Giare (N10S) si notano andamenti differenti a seconda del contaminante considerato (tabella 5.1): i composti ad alto contenuto di atomi di Cloro diminuiscono verso valle mentre quelli a basso contenuto di Cloro aumentano. Questo ha fatto pensare che dei processi di degradazione biologica naturale siano in atto nel sito.

Sostanza	U M	CSC (D.Lgs152/06)	Pz10	N12S	N10S
PCE	µg/l	1.1	9600	0.76	0.4
TCE	µg/l	1.5	63000	64	5.1
1,1DCE	µg/l	0.05	79000	7400	5.3
1,2DCE	µg/l	60	49000	17300	50
VC	µg/l	0.5	129000	330000	222
1,1,2TCA	µg/l	0.2	171000	nr	nr
1,1DCA	µg/l	810	62000	60000	800
1,2DCA	µg/l	3	102000	165	17.1
Benzene	µg/l	1	1010	810	34
Idrocarburi n-esano	µg/l	350	7780	1523	353

Tabella 5.1: Concentrazioni di composti della serie degli eteni, degli etani e Idrocarburi in prossimità della discarica (Pz10), al centro del pennacchio (N12S) e vicino al canale Giare (N10S).

#### 5.4. Degradazione dei solventi clorurati: generalità

I composti organo-clorurati possono essere degradati sia in condizioni aerobiche sia anaerobiche in base al grado di alogenazione del composto, ai microorganismi presenti nel terreno e alle condizioni ossidanti o riducenti dell'ambiente (Majone et al., 2006).

I composti possono essere soggetti a biotrasformazioni da parte di microorganismi subendo processi di tipo metabolico o cometabolico. Quando l'organismo consuma il composto per soddisfare i propri bisogni catabolici ed anabolici è di tipo metabolico. Nel secondo caso l'organismo non ricava energia o materiale per la biosintesi. I processi sono differenti per finalità, energie utilizzate e per le cinetiche. Essendo indispensabili per ricavare energia e materiali per la crescita i microorganismi sviluppano il processo metabolico più velocemente (Majone et al., 2006).

I composti con un numero elevato di sostituenti alogeni (ad es. PCE) sono biodegradabili unicamente in condizioni anaerobiche attraverso dealogenazione riduttiva. Questa consiste nella sostituzione nucleofila dell'alogeno con uno ione ioduro. Tale reazione è schematizzata in figura 5.5 (Majone et al., 2006).

Attivando la dechlorazione riduttiva microbica per il PCE e per il TCE in ambienti anaerobici si riesce a degradare questi ultimi due composti fino a VC. Numerosi sono gli organismi capaci di degradare il VC con processi cometabolici o metabolici attraverso organismi che si sviluppano su metano, propano, propene, isoprene, toluene, fenolo o ammoniaca (Majone et al., 2006).

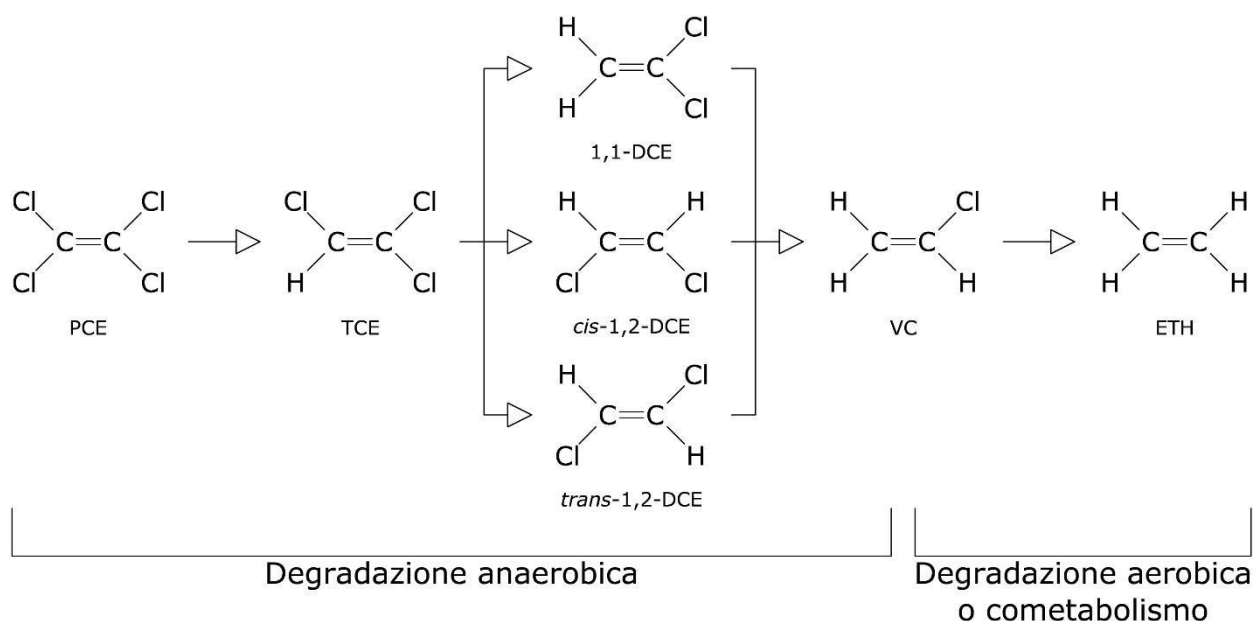


Figura 5.5: Schema della dealogenazione riduttiva del PCE con il tipo di degradazione

Numerosi sono i batteri trovati in grado di effettuare la dealogenazione riduttiva del PCE (tabella 5.2), ma solo il *Dehalococcoides ethenogenes* Strain 195 é in grado di ridurre il PCE ad ETH, passando da riduzione metabolica fino al VC e cometabolica da VC a ETH. Questo batterio necessita di acetato, la vitamina B12 e ignoti fattori di crescita presenti nel supernatante di un digestore anaerobico. Gli altri riescono, al massimo, a ridurre PCE in cis-DCE (Majone et al., 2006).

Organismo	Declorazione	Donatore di elettroni	Accettore di elettroni
<i>Dehalobacter restrictus</i>	PCE → cis-DCE	H <sub>2</sub> ,	PCE
Strain TEA	PCE → cis-DCE	H <sub>2</sub> ,	PCE, TCE
<i>Dehalospirum multivorans</i>	PCE → cis-DCE	H <sub>2</sub> , piruvato, lattato, etanolo, formiato, glicerolo	PCE, fumarato, nitrato
<i>Desulfodacterum PCE 1</i>	PCE → TCE	L-lattato, piruvato, etanolo, formiato, butirrato, succinato	PCE, 2-clorofenolo, 2,4,6-triclorofenolo, 3-cloro-4-idrossi-fenilacetato, solfito, tiosolfato, fumarato
<i>Desulfodacterum TCE 1</i>	PCE → cis-DCE	H <sub>2</sub> , lattato, etanolo, formiato, butirrato, malato	PCE, TCE, solfito, nitrato, fumarato
<i>Desulfodacterum PCE-S</i>	PCE → cis-DCE	Piruvato, estratto di lievito, H <sub>2</sub> , formiato	PCE, fumarato, solfito
Strain 195	PCE → VC-ETH	H <sub>2</sub> ,	PCE, TCE, cis-DCE, 1,1-DCE, 1,2-dibroetano, trans-DCE, VC
<i>Desulfuromonas chloroethnica</i>	PCE → cis-DCE	Acetato, Piruvato	PCE, TCE, fumarato, Fe(III), nitriloacetato, polisolfato
<i>Enterobacter agglomerans</i>	PCE → cis-DCE		
Strain MS-1	PCE → cis-DCE	Acetato, lattato, piruvato, formiato, glucosio, estratto di lievito, aminoacidi	PCE, TCE

Tabella 5.2: Batteri PCE decloranti (Modificata da Majone et al., 2006)

## 5.5. Sperimentazione sulla dealogenazione dei solventi clorurati operata da microrganismi

Sono stati condotti dei test in laboratorio per la determinazione delle masse batteriche presenti nel sito per valutare la fattibilità delle bio-barriere eseguendo una caratterizzazione microbica delle acque di falda e delle analisi molecolari qualitative e quantitative. I test sono stati eseguiti dal laboratorio VITO di Mol in Belgio (AECOM, 2011) e hanno valutato condizioni ambientali adeguate per l'instaurarsi di processi riduttivi, ma le basse concentrazioni di microrganismi del genere *Dehalobacters* e del genere *Dealococcoides* non sono state ritenute in grado di sostenere un approccio di attenuazione naturale controllata. È stato quindi necessario modificare l'habitat per accelerare la dealogenazione, accrescendo la biomassa specializzata, e ricercare le condizioni per ottimizzare il sistema.

Sono stati quindi eseguiti dei test in microcosmo con la presenza di diversi substrati (siero di latte, melasse di zucchero, olio di soia) i quali hanno confermato che le velocità di diminuzione sono più repentine e si mantengono costanti nel tempo con i substrati, mentre considerando solamente l'attenuazione naturale, la diminuzione è minore e più graduale. Le prove eseguite hanno confermato un'attività di respirazione microbica soprattutto con aggiunta di ossigeno e nutrienti.

Ulteriori prove sono in corso con la collaborazione della prof.ssa Cavalca del Dipartimento di Scienze per gli Alimenti, la Nutrizione e l'Ambiente dell'Università degli Studi di Milano, che ha realizzato un microcosmo con aggiunta di un composto brevettato Percol® o Azoto e fosfati (Markantonis et al, 2017). L'aggiunta di Percol®, come fonte di carbonio, ha registrato effetti positivi per la degradazione de DCE fino al 20% e utilizzando la PCR quantitativa è stata confermata e quantificata la presenza di *Bacteria*, *Archaea*, *Desulfitobacterium*, *Geobacter*, *Dehalococcoides*, *Dehalogenases* (vcrA, tceA) e *Toluene-Benzene-Monooxygenase* (Tom), batteri utili per la degradazione delle sostanze nel sito in analisi.

## 5.6. Test di campo di biodegradazione

A seguito degli ottimi risultati dei test di laboratorio si è eseguito un test in campo da parte della società Tauw. Il test è consistito nella realizzazione di un campo di biodegradazione anaerobica e ed uno di degradazione aerobica. Il primo è prossimo alla discarica mentre il secondo è in corrispondenza dello scolo Giare, all'interno dello stesso canale di flusso. Il campo anaerobico è costituito da quattro piezometri e cinque pozzi. I pozzi garantiscono il ricircolo dell'acqua e permettono l'inserimento di un substrato (Percol™ fornito da BioSoil International B.V.) per stimolare i batteri mentre i piezometri, ubicati due a monte e due a valle, sono utilizzati per il monitoraggio. Il campo aerobico è costituito da 7 pozzi e 4 piezometri. A monte sono stati collocati i pozzi per l'iniezione di aria, di acqua e substrato, mentre più a valle i pozzi di estrazione per permettere il ricircolo.

Per verificare l'efficacia dell'impianto è stato programmato un monitoraggio mensile di tutti i piezometri e dei pozzi di estrazione di ogni campo. Nelle figure 5.6 e 5.7 sono riportate le concentrazioni dei principali composti.

Si nota come tutte le concentrazioni dei principali inquinanti diminuiscono notevolmente.

Le concentrazioni nel piezometro di valutazione considerato a valle della barriera aerobica sono altalenanti in quanto tale piezometro è ubicato ai margini del canale di flusso considerato e si sono verificati degli imprevisti durante l'immissione di aria.

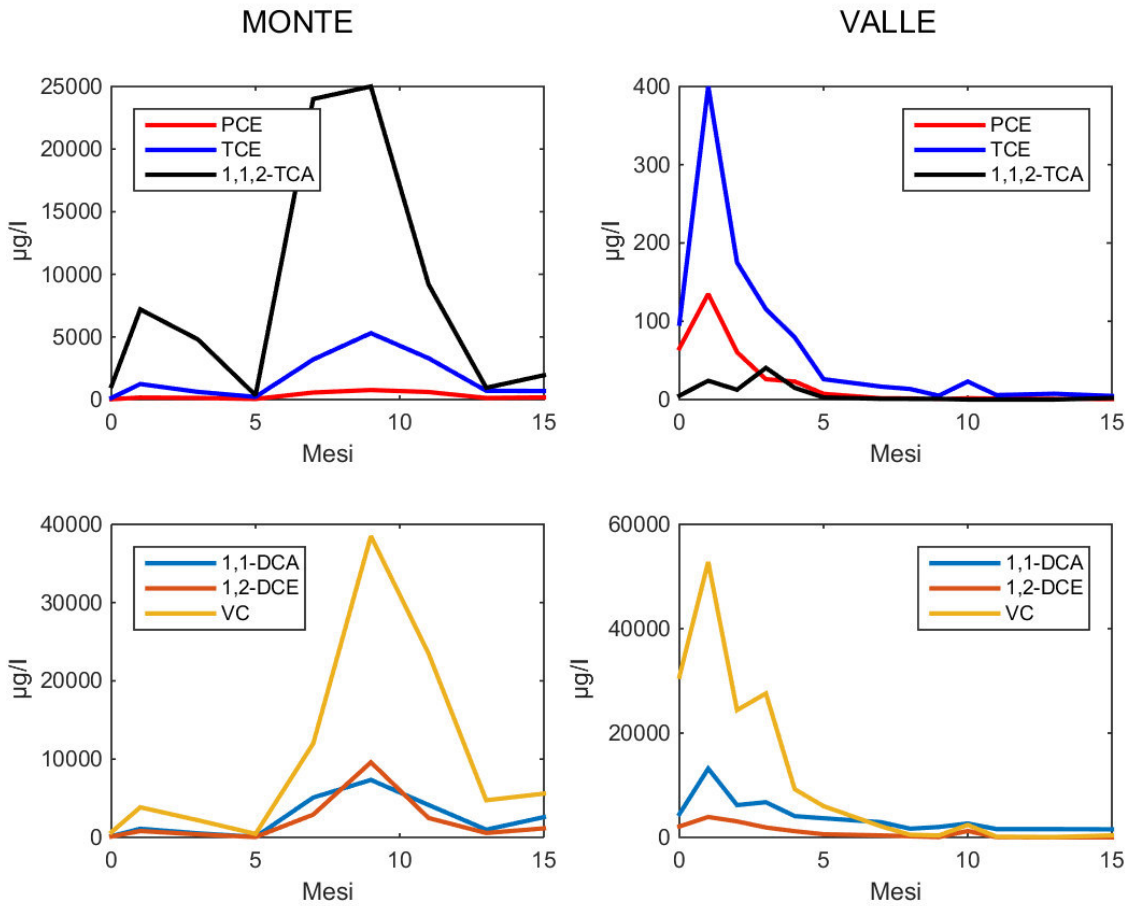


Figura 5.6: Concentrazioni nel tempo a monte e a valle della barriera anaerobica (Maggio 2013 – Settembre 2014)

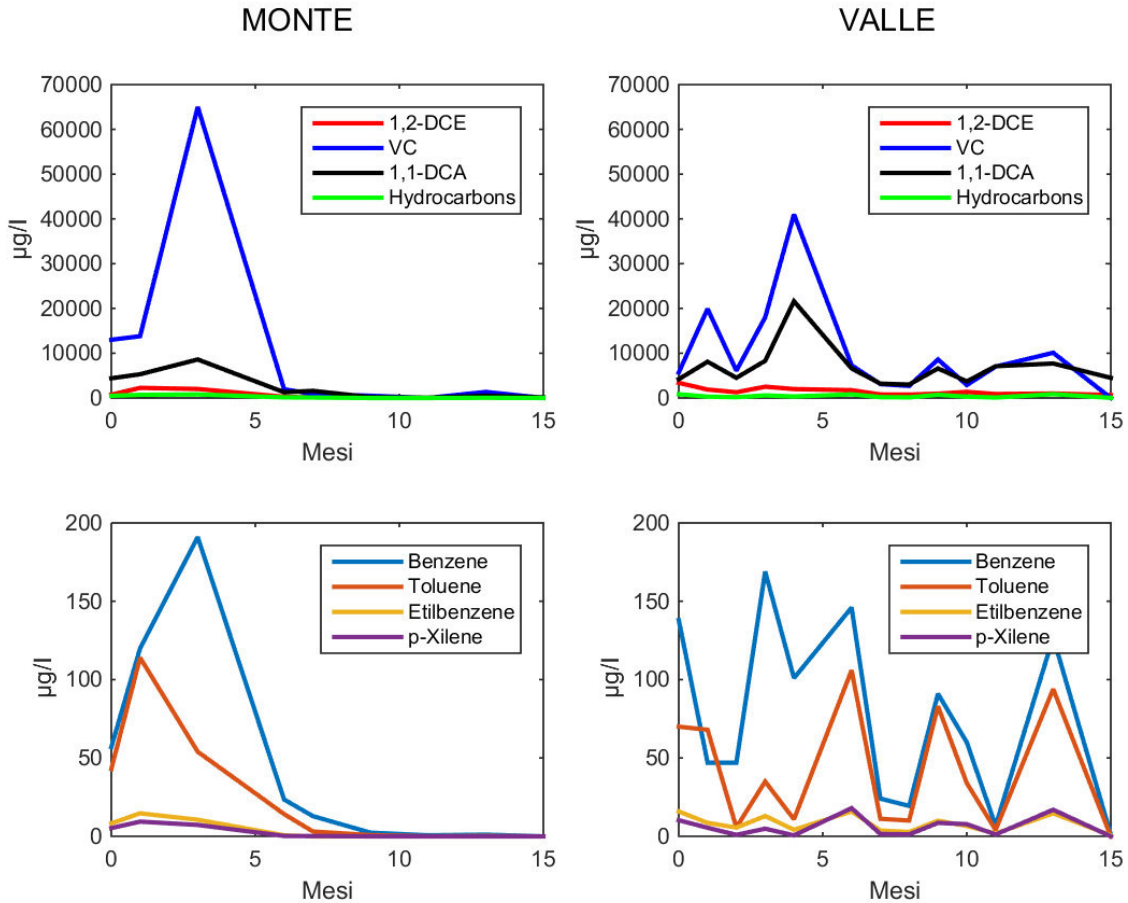


Figura 5.7: Concentrazioni nel tempo a monte e a valle della barriera aerobica (Maggio 2013 – Settembre 2014)

## 5.7. Metodi sperimentali per la stima del tasso di degradazione dei contaminanti con barriere complete

Sono stati raccolti tutti i dati chimico-fisici disponibili per la realizzazione di un database, ma sono stati analizzati in questa sede gli ultimi 8 campionamenti disponibili (da febbraio 2015 a gennaio 2017). I dati dall'avvio delle barriere erano limitati a n. 4 campionamenti e si è scelto di duplicarne il numero per valutare l'andamento nel periodo precedente l'avvio e poter evidenziare meglio l'effetto delle barriere. Va sottolineato che nell'anno precedente all'avvio delle barriere erano stati avviati due campi prova (uno aerobico e uno anaerobico) in una zona limitata per valutare la fattibilità delle barriere.

L'efficienza è stata valutata attraverso diversi metodi di seguito descritti.

### 5.7.1. Tassi di attenuazione (Newell et al, 2002)

Per valutare se è in atto una degradazione in un'area, Newell et al. (2002) distinguono costanti di attenuazione differenti:

#### a. Tasso di attenuazione Concentrazione vs. Distanza (k)

La costante k ha unità di misura 1/tempo ed è ricavata dalla pendenza della retta di regressione lineare del logaritmo naturale della concentrazione nello spazio considerando i punti di monitoraggio allineati lungo una linea di flusso moltiplicata per la velocità reale di filtrazione (figura 5.8a). Sono state considerate due linee di flusso con diversa lunghezza.

#### b. Tasso di attenuazione Concentrazione vs. Tempo ( $K_{point}$ )

La costante  $K_{point}$  ha unità di misura 1/tempo ed è ricavata dalla pendenza della retta di regressione lineare del logaritmo naturale della concentrazione nel tempo in un punto di monitoraggio (figura 5.8b).

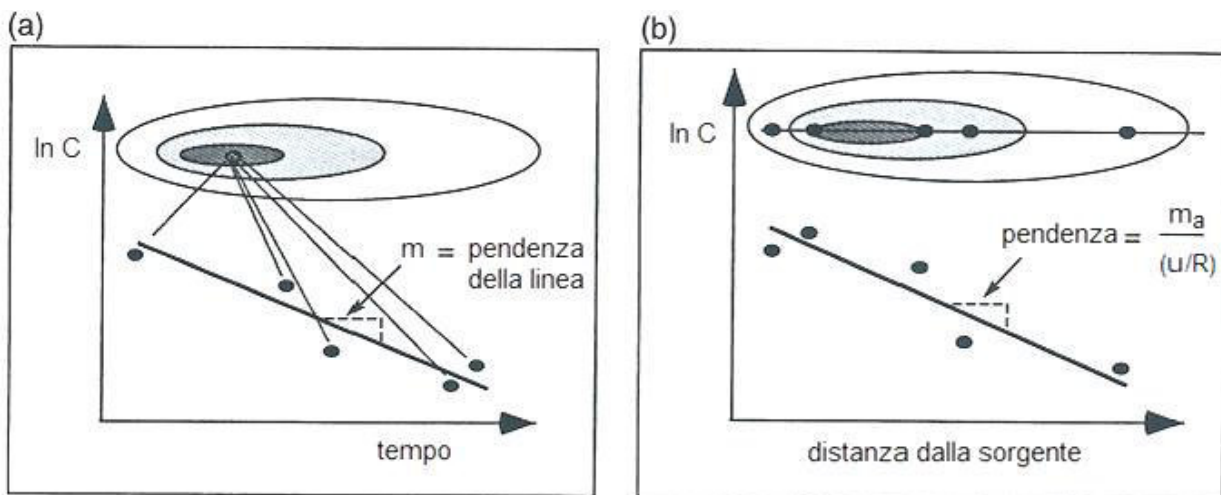


Figura 5.8: Determinazione del tasso di degradazione Concentrazione vs. Distanza (A) e Concentrazione vs. Tempo (B) (Newell et al, 2002)

Utilizzando queste costanti è possibile stimare il tempo  $t$  di raggiungimento di un valore soglia attraverso l'equazione seguente:

$$t = \frac{\ln C_{CSC} - \ln C}{m} \quad (5.1)$$

Dove  $C_{CSC}$  è la concentrazione soglia,  $C$  è la concentrazione rilevata nel punto e  $m$  è la costante calcolata con uno dei due metodi precedenti.

### 5.7.2. Sostituzione e lavaggio del volume dei pori (Cohen et al, 1997)

La bonifica di acque sotterranee con P&T richiede un quantitativo d'acqua sufficiente a rimuovere la fase disciolta e quella adsorbita (in parte anche retrodiffusa dalla zona impermeabile). Il volume di acqua sotterranea all'interno di un pennacchio è descritto dal volume dei pori (PV) definita come (se porosità e altezza sono relativamente uniformi)

$$PV = BnA \quad (5.2)$$

dove B e A sono lo spessore medio e l'area del pennacchio e n è la porosità.

Il numero di PV teorici necessari per rimuovere un contaminante da un acquifero omogeneo, con adsorbimento lineare, reversibile e istantaneo, è approssimato dal fattore di ritardo R ed è pari a:

$$No. PV = -R \ln(C/C_f) \quad (5.3)$$

dove C è concentrazione per cui si ritiene il sito bonificato e  $C_f$  la concentrazione di contaminante iniziale in falda. Il numero risulta sottostimato a causa delle approssimazioni legate all'adsorbimento lineare.

### 5.7.3. Stabilità di pennacchi di contaminazione in acque sotterranee (Ricker, 2008)

Il metodo permette di definire se la massa del pennacchio è in aumento o in diminuzione attraverso la posizione del "centroide" della contaminazione. È basato sull'interpolazione dei dati disponibili durante il monitoraggio e la creazione di un griglia della distribuzione della contaminazione. In questo caso è stata eseguita un'analisi variografica del logaritmo naturale dei dati di concentrazione per poterli interpolare con il kriging. Partendo dalla griglia così calcolata si può calcolare il volume totale della contaminazione che supera il limite di legge e l'area piana da essa occupata. Il loro rapporto sommato al limite di legge ha permesso di calcolare la concentrazione media. Considerando il gradiente idraulico dell'area e l'area dell'acquifero è stata calcolata la massa. Inoltre per la valutazione dell'andamento del pennacchio è stato calcolato il centroide come la media pesata delle X e delle Y di ogni punto della griglia e usando come peso il valore della concentrazione.

### 5.7.4. Calcolo della distribuzione della massa di inquinanti in varie sezioni dell'acquifero

È stata calcolata la massa di contaminante presente lungo delle sezioni a diverse distanze dalla discarica e perpendicolari al flusso.

Sono state ritenute significative 4 sezioni: 1 a monte della barriera anaerobica, 1 a valle della stessa, 1 a monte della barriera aerobica e 1 a valle della stessa. Le sezioni sono equidistanti dalle barriere.

La massa è stata calcolata conoscendo la concentrazione ed ipotizzando il flusso attraverso la sezione con la formula seguente:

$$M_{sezione} = \sum_{i=1}^n l_i h_i K_i i C_i \quad (5.4)$$

Dove

$l$ ,  $h$ ,  $K$ ,  $i$  e  $C$  sono rispettivamente la larghezza, altezza dell'acquifero, conducibilità idraulica, gradiente idraulico e concentrazione di contaminante del tratto  $i$ -esimo di sezione.  $K$  e  $i$  sono state considerate costanti.

Avendo a disposizione le interpolazioni eseguite per il metodo precedente è stata calcolata la massa per più periodi.

#### 5.7.5. Cloro Organico Totale (Tillotson e Borden, 2017)

Come suggerito da Tillotson & Borden (2017), per valutare la degradazione nell'area sono state valutate gli atomi di Cloro totali per ogni pozzo nel tempo secondo la seguente formula:

$$\Sigma Cl = 4 \times [PCE] + 3 \times [TCE] + 2 \times [DCE] + 1 \times [VC] \quad (5.5)$$

con tra parentesi quadra la concentrazione del composto in  $\mu\text{mol/l}$ .

Questo metodo ha il vantaggio di considerare contemporaneamente tutti i composti della serie degli eteni e riassumere la contaminazione in un unico valore e permette il confronto nel tempo e tra vari pozzi della massa degradata.

## 5.8. Risultati dell'applicazione dei metodi sperimentali

Alcuni metodi richiedono delle concentrazioni limite per considerare contaminata l'area. Si è scelto di utilizzare le CSC definite nel D.Lgs 152/06. Non avendo distinto tra 1.2-*cis*-DCE, 1.2-*trans*-DCE e 1.1-DCE nei dati disponibili si è scelto di utilizzare come limite quello superiore.

Composto	Valore CSC [ $\mu\text{g/l}$ ]
PCE	1.1
TCE	1.5
1.1-DCE	0.05
1.2-DCE	60
VC	0.5

Tabella 5.3: Concentrazioni soglia di contaminazione di eteni clorurati

#### 5.8.1. Tassi di Attenuazione (Newell et al, 2002)

##### a) Tasso di attenuazione Concentrazione vs. Distanza ( $k$ )

Sono stati considerati due linee di flusso di diversa lunghezza a causa della struttura dell'area. Essendo la sorgente areale e non potendo considerare lo stesso punto di partenza per entrambi i transetti, è stato scelto come punto di partenza la linea che congiunge i pozzi della barriera idraulica in prossimità della discarica. La tabella 5.4 riporta i punti considerati in ogni transetto con le rispettive distanze mentre in figura 5.9 è possibile individuare la loro ubicazione.



Transetto NE		Transetto SW	
Punto	Distanza [m]	Punto	Distanza [m]
Pz13	0	Pz16	0
WP5	0	Wp2 bis	0
PZ10	23	PZ3	29
PZ4	53	106S	59
206S	113	N7S	117
AEet4	130	N8S	177
PE 2	147	N9S	269
PE 1	179	AEet11	247
		N13S	266
		PZ9	300

Tabella 5.4: Punti considerati per ogni transetto e rispettiva distanza

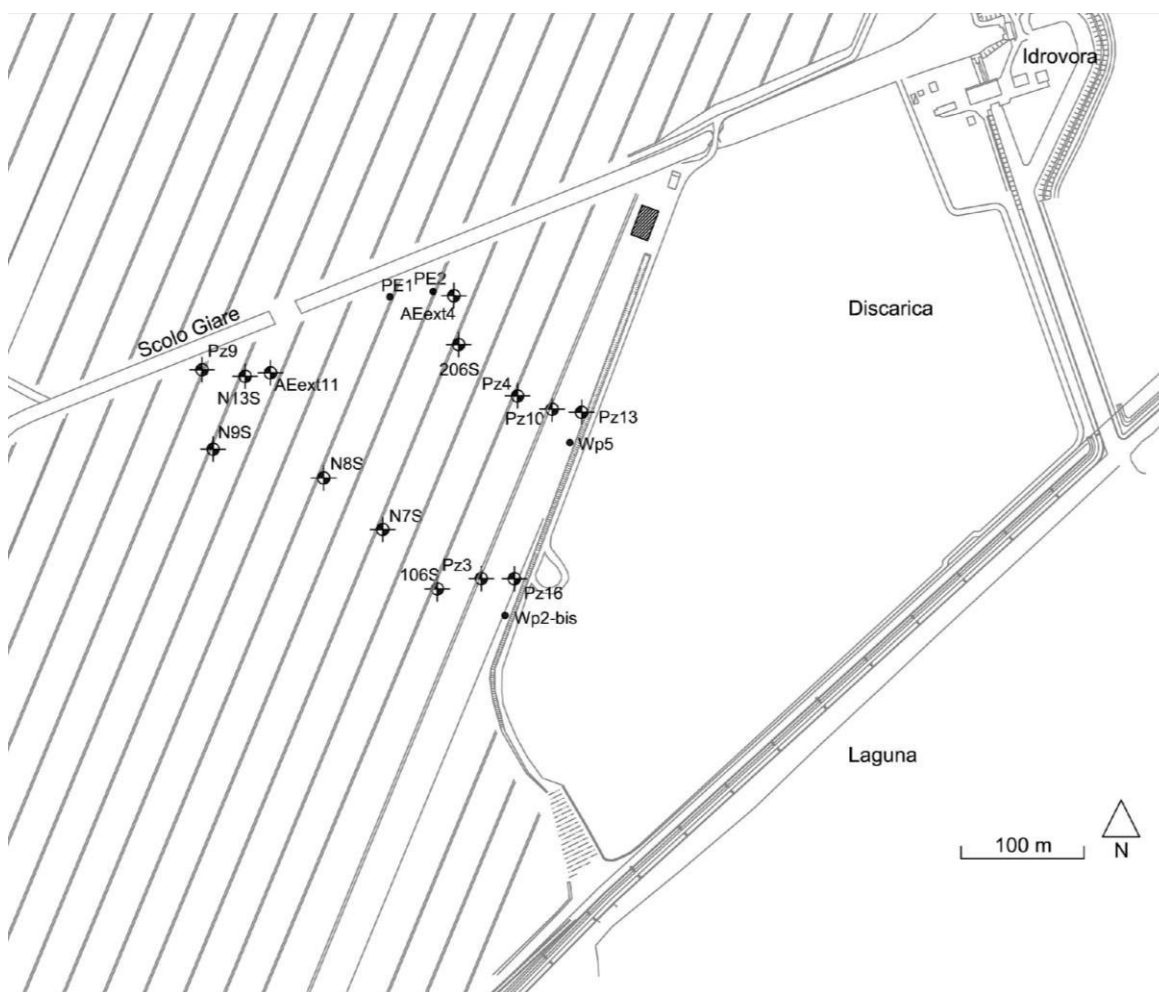


Figura 5.9: Ubicazione dei punti utilizzati per calcolare il tasso di attenuazione Concentrazione vs. Distanza

La velocità effettiva di filtrazione è stata calcolata desumendo i gradienti idraulici dei vari periodi dalle carte piezometriche dell'area e considerando conducibilità idraulica e porosità efficace rispettivamente pari a  $1 \times 10^{-4}$  m/s e 0.15. La tabella 5.5 riassume i risultati.

Composto	Transetto	feb-15	mag-15	ott-15	gen-16	mag-16	set-16	nov-16	gen-17
		PCE	NE	-4.60E-09	-2.55E-09	-2.65E-09	-2.62E-09	-4.31E-09	-5.21E-09
	SW	-2.09E-09	-1.67E-09	-1.12E-09	-1.36E-09	-1.99E-09	-8.90E-10	-1.20E-09	-1.61E-09
TCE	NE	-3.71E-09	-1.79E-09	-2.24E-09	-2.33E-09	-3.62E-09	-3.58E-09	-3.09E-09	-3.26E-09
	SW	-1.38E-09	-1.42E-09	-7.69E-10	-9.67E-10	-1.31E-09	-5.30E-10	-8.36E-10	-1.07E-09
DCE (R <sub>min</sub> )	NE	-5.08E-09	-2.42E-09	-4.13E-09	-4.73E-09	-6.66E-09	-5.82E-09	-4.60E-09	-6.64E-09
	SW	-3.84E-09	-3.66E-09	-2.26E-09	-3.26E-09	-4.07E-09	-1.77E-09	-2.36E-09	-3.71E-09
DCE (R <sub>max</sub> )	NE	-3.23E-09	-1.54E-09	-2.63E-09	-3.01E-09	-4.23E-09	-3.70E-09	-2.93E-09	-4.22E-09
	SW	-2.44E-09	-2.33E-09	-1.44E-09	-2.07E-09	-2.59E-09	-1.12E-09	-1.50E-09	-2.36E-09
VC	NE	1	-2.62E-09	-1.11E-09	-2.59E-09	-3.74E-09	-1.87E-09	-1.94E-10	-1.41E-09
	SW	-4.63E-09	-4.42E-09	-3.38E-09	-4.69E-09	-3.77E-09	-2.39E-09	-2.10E-09	-5.15E-09

Tabella 5.5: Valore stimato delle costanti di attenuazione (in  $\ln(\mu\text{g/l})/\text{s}$ ) lungo ogni transetto per ogni periodo. Il valore 1 indica che le concentrazioni tendevano ad aumentare invece che a diminuire.

Solo durante il periodo di febbraio 2015 è stata identificato un aumento delle concentrazioni VC nel transetto NE e non è stato possibile calcolare il tasso di degradazione k. I valori di k risultano sempre maggiori per il transetto SW per PCE, TCE e DCE mentre sono minori per VC. Le costanti nei due transetti hanno due comportamenti differenti nel tempo: per SW valori di k tendono ad aumentare con cicli interni che hanno valori massimi a fine estate e minimi ad inizio primavera, mentre in NE k diminuisce nel tempo tranne per VC.

Composto	Transetto	feb-15	mag-15	ott-15	gen-16	mag-16	set-16	nov-16	gen-17
		PCE	NE	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	SW	-1	-1	-1	-1	5.46	-1	-1	-1
TCE	NE	20.92	-1	46.55	39.30	5.15	11.36	23.87	5.35
	SW	-1	56.96	89.03	0.65	73.23	132.28	76.59	18.50
DCE (R <sub>min</sub> )	NE	4.97	-1	11.83	9.31	-1	-1	-1	-1
	SW	-1	14.58	56.07	14.62	39.25	78.43	52.67	19.85
DCE (R <sub>max</sub> )	NE	7.82	-1	18.61	14.65	-1	-1	-1	-1
	SW	-1	22.93	88.20	23.00	61.74	123.37	82.85	31.23
VC	NE		61.22	225.86	98.58	53.70	100.89	1083.54	134.07
	SW	40.56	58.65	108.40	59.25	99.68	155.25	168.61	62.18

Tabella 5.6: tempo (in anni) calcolato per la degradazione fino ai limiti di legge dei composti. Il valore -1 indica che la concentrazione limite di legge è già stata raggiunta.

Per il calcolo dei tempi sono stati scelti i valori di concentrazione dei piezometri 206S e N9S rispettivamente per i transetti NE e SW. Questi erano gli unici piezometri all'interno del transetto con una completa continuità temporale e ubicati nella sonda terminale del transetto.

In entrambi i punti il PCE ha già raggiunto i limiti di legge. Con l'attivazione delle barriere, i tempi per la degradazione di TCE e DCE sono diminuiti per il transetto NE ed aumentati per quello SW, per DCE addirittura sono stati raggiunti i limiti di legge nel transetto NE. I tempi stimati per la degradazione di VC sono sempre elevati con un andamento altalenante.

## b) Tasso di attenuazione Concentrazione vs. Tempo (Kpoint)

Sono stati valutati i dati degli ultimi due anni e quelli del solo ultimo anno (in cui erano attive le barriere di bioremediation) per poter valutare l'effetto delle barriere. Di tutti i piezometri monitorati nell'area sono stati utilizzati solo quelli con la serie temporale più lunga: 41S, Pz3, 42S (vicini alla discarica a Sud), Pz2 Pz10, Pz1 (vicini alla discarica a nord), N9S, N12S, 206S (vicini allo scolo a ovest), 201S e 200S (vicini allo scolo a est). La figura 5.10 riporta le loro ubicazioni.

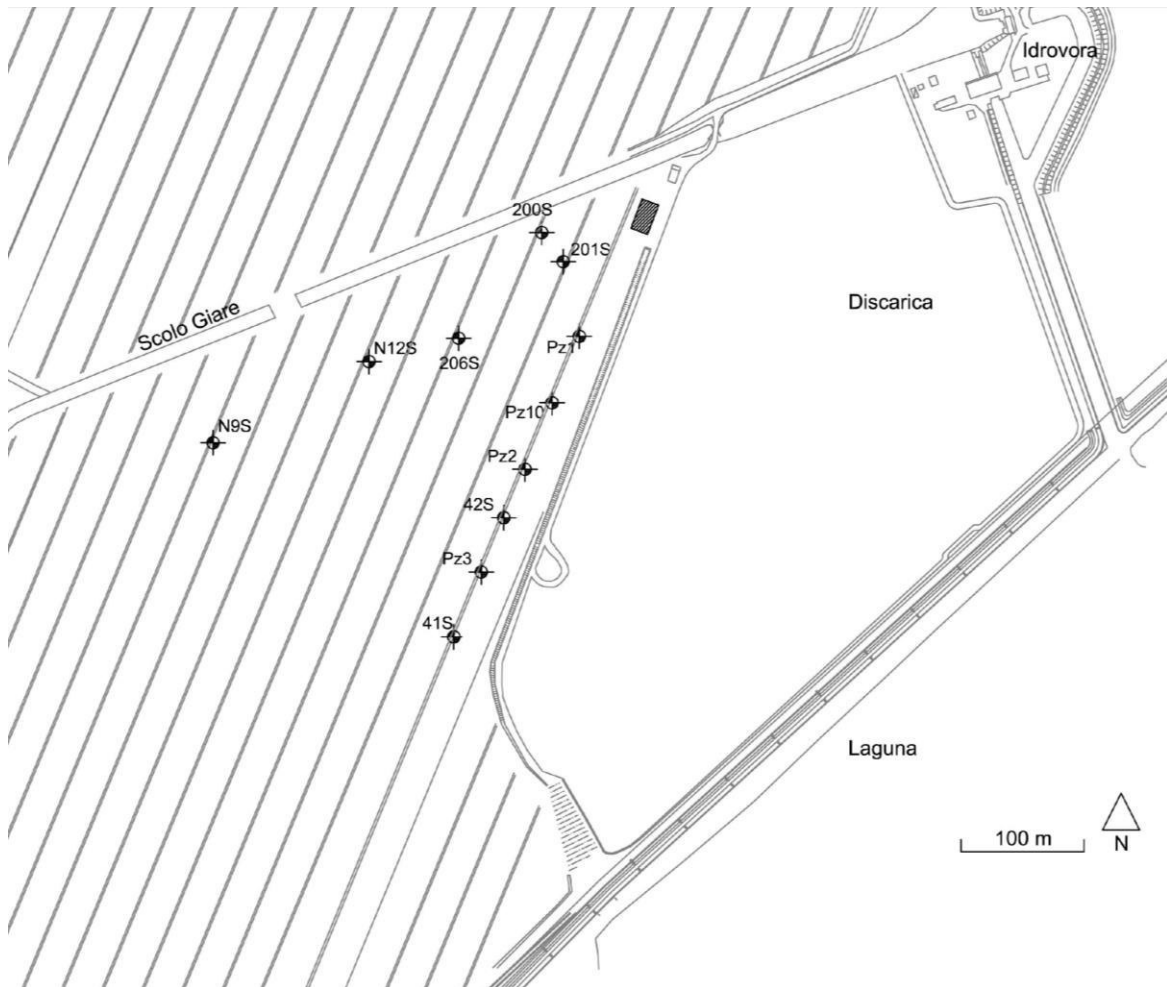


Figura 5.10: Ubicazione dei punti utilizzati per calcolare il tasso di attenuazione Concentrazione vs. Tempo

Durante i due anni analizzati sono state calcolate le rette di regressione lineare per valutare le tendenze (tabella 5.7). È stata considerata la tendenza delle concentrazioni in aumento nel caso il coefficiente angolare della retta di regressione lineare sia maggiore di 0.001 ((ln( $\mu\text{g/l}$ )/giorno), in diminuzione se minore di -0.001 ((ln( $\mu\text{g/l}$ )/giorno) e stabile se compreso tra i due valori.

Le rette di interpolazione dell'intero periodo di PCE, di TCE e di DCE hanno tendenze per lo più in aumento. Quelle di VC risultano stabili (soprattutto in prossimità della discarica) e in aumento (soprattutto vicini allo scolo Giare). Le tendenze calcolate per Pz2 e Pz3 risultano tutti negative. Diverso è il discorso considerando le tendenze del solo ultimo anno: in n. 5 piezometri si riscontrano diminuzioni di concentrazione per tutti i composti (n. 4 dei quali prossimi alla discarica). Al diminuire degli atomi di

cloro si ha un aumento delle tendenze negative e stabili fino ad arrivare al VC che in questo intervallo non risulta con concentrazioni in aumento.

Intero periodo				PIEZOMETRO	Ultimo anno			
PCE	TCE	DCE	VC		PCE	TCE	DCE	VC
+	+	+	+	200S	+	+	-	0
+	+	-	-	201S	-	-	-	0
+	+	+	+	206S	-	-	-	-
+	+	+	0	41S	+	+	+	0
0	+	+	+	42S	+	-	+	0
+	+	+	+	N12S	+	+	+	0
+	0	-	0	N9S	+	+	0	0
+	+	+	0	PZ1	-	-	-	-
+	0	0	0	PZ10	-	-	-	-
-	-	-	-	PZ2	-	-	-	-
-	-	-	-	PZ3	-	-	-	-

Tabella 5.7: andamento della tendenza delle concentrazioni nei piezometri considerati per l'intero periodo e l'ultimo anno. + indica che le concentrazioni aumentano, - che diminuiscono e 0 che sono stabili

Utilizzando tutti i punti in cui è stata individuata una tendenza negativa, quindi in cui la concentrazione nei punti diminuisce, è stato possibile anche stimare il tempo di durata della contaminazione partendo dall'ultimo dato di concentrazione disponibile (tabella 5.8).

Considerando l'intero periodo i tempi di durata risultano superiori al doppio rispetto all'utilizzo dei dati del solo l'ultimo anno. PCE, TCE e DCE hanno tempi più ristretti di VC. Considerando le tendenze negative dei piezometri stabili, i tempi sono molto elevati e raggiungono i 1000 anni.

Intero periodo				PIEZOMETRO	Ultimo anno			
PCE	TCE	DCE	VC		PCE	TCE	DCE	VC
				200S			-1	(13.24)
		-1	6.84	201S	-1	-1	-1	
				206S	-1	0.19	0.63	4.16
				41S				
				42S		0.65		(900.31)
				N12S				
		-1	(18.88)	N9S			(-1)	(27.64)
			(135.98)	PZ1	1.06	5.32	0.89	3.97
				PZ10	0.93	0.61	1.03	2.45
2.98	1.30	1.35	10.88	PZ2	1.25	0.49	0.35	2.43
1.84	2.33	2.12	13.04	PZ3	0.80	0.82	0.86	3.31

Tabella 5.8: durata stimata (anni) per la degradazione di ogni composto. I valori sono stati calcolati per tutti i piezometri in cui le tendenze risultava negativa. -1 indica i punti in cui le concentrazioni sono già inferiori al limite di legge, i valori tra parentesi sono i piezometri in cui le concentrazioni erano state valutate come stabili.

### 5.8.2. Sostituzione e lavaggio del volume dei pori (Cohen et al, 1997)

Utilizzando il metodo di Cohen et al. (1997) è stato possibile stimare il numero del volume dei pori teorici necessari per rimuovere i contaminanti nell'area in esame (ovviamente con la possibile riduzione e/o cessazione della sorgente) e considerando la portata circolante nella falda pari mediamente a 0.0095 m<sup>3</sup>/s è stato calcolato il tempo teorico necessario per la bonifica dell'area. Sono stati considerati lo spessore medio pari a 8.5 m, l'area del pennacchio uguale a 109410 m<sup>2</sup>, la porosità di 0.15, le

concentrazioni da raggiungere pari a quelle del D. Lgs. 152/06 riportate in tabella 5.9 e a seconda del composto considerato i parametri nella tabella seguente:

Parametro	KOC [l/kg]	Ritardo	Concentrazione totale iniziale media [mg/l]	Numero dei VP	Durata [anni]
PCE	155	30.45	0.207	159.48	74.3
TCE	166	32.54	0.484	188	87.6
DCE	35.5-58.9	7.75-12.19	2.681	29.4-132.8	13.7-61.9
VC	18.6	4.53	6.763	32.7	15.2

Tabella 5.9: Valori utilizzati per il calcolo del numero dei volumi di pori e durata della bonifica

La concentrazione iniziale è stata mediata a partire dalle ricostruzioni della distribuzione della contaminazione proposto da Ricker (2008).

#### 5.8.3. Stabilità di pennacchi di contaminazione in acque sotterranee (Ricker, 2008)

Sono state create carte della distribuzione dei contaminanti per ogni campionamento. Per il primo anno erano disponibili circa 50 punti di campionamento, mentre per il secondo circa 30. In allegato 3 sono disponibili i risultati in forma tabellare e grafica comprese le carte della distribuzione della contaminazione realizzate.

In tutte le ricostruzioni si nota una concentrazione elevata in prossimità della barriera idraulica vicina alla discarica mentre, verso lo scolo Giare il pennacchio tende ad avere una concentrazione più elevata nella zona centrale con ai lati aree che risultano anche inferiori al limite di legge. Le concentrazioni di PCE e TCE risultano meno impattanti rispetto a quelle di DCE e VC come confermato anche dalle medie calcolate.

L'ubicazione del centroide per PCE e TCE si sposta verso NE circa 70 m soprattutto durante il secondo anno. Per DCE e VC lo spostamento è più limitato (25 m circa) e la dispersione dei punti è più omogenea senza particolari tendenze per il secondo anno come visto per PCE e TCE.

Osservando l'ubicazione di tutti i centroidi si nota che i valori di PCE e TCE sono quelli più arretrati, complice anche le concentrazioni minori mentre il VC è quello più avanzato. In tutte le concentrazioni si nota un avanzamento verso valle del centroide con i valori di Novembre 2016 e un arretramento con Gennaio 2017.

#### 5.8.4. Distribuzione della massa di inquinanti in varie sezioni dell'acquifero

Considerando 4 sezioni di acquifero perpendicolari al flusso idrico e quindi anche al pennacchio di contaminazione è stata individuata la massa transitante attraverso di esse (figura 5.11). Le sezioni sono state valutate a monte e valle delle due barriere. Le concentrazioni sono state desunte dalle ricostruzioni eseguite per il metodo proposto da Ricker (2008), mentre gradiente idraulico e conducibilità idraulica sono state considerati rispettivamente 0.03 e  $1 \times 10^{-4}$  m/s

Nelle tabelle 5.10 e 5.11 è riportata la massa di ogni contaminante per ogni periodo. Il periodo è da intendersi come la differenza in giorni tra il campionamento considerato e quello successivo ad eccezione dell'ultimo che, non avendo a disposizione la data del campionamento successivo, è stato imposto uguale al periodo precedente. La massa trattata con il sistema di P&T è stata calcolata moltiplicando la portata dei pozzi nel periodo considerato per la concentrazione rilevata. Le percentuali

passante ed intercettata sono state calcolate come rapporto tra la massa a valle della barriera e quella di monte, nel primo caso, e la massa trattata dal sistema di P&T e sempre quella di monte, nel secondo caso. La percentuale degradata è stata calcolata per differenza.

La barriera anaerobica ha incrementato leggermente la degradazione di PCE mentre sono notevoli gli effetti su TCE, DCE e VC. Quest'ultimo, in particolare, passava da valori bassi di degradazione e a volte nulli, a una degradazione del 50 % circa. Il visibile incremento di degradazione avvenuto nell'area della barriera anaerobica non è stato registrato nella barriera aerobica, in quanto il sistema appare ancora in fase di miglioramento dell'efficienza anche a causa della tempo necessario all'attivazione di una significativa attività batterica in presenza di diversi contaminanti. In quest'ultima il PCE non viene degradato, il TCE passa da una degradazione costante pre-barriera a un andamento altalenante con valori da nulli a molto elevati. DCE e VC registrano un leggero aumento di degradazione all'attivazione delle barriere con una diminuzione al quarto campionamento. Dall'attivazione delle barriere si nota una diminuzione della massa intercettata dalle barriere idrauliche, probabilmente dovuta anche alla diminuzione delle portate dei pozzi.

Prima dell'attivazione della barriera anaerobica avveniva principalmente la degradazione di PCE mentre stimolando i batteri si riesce ad avere una degradazione marcata anche degli altri composti. Mentre la barriera aerobica mostra delle limitazioni alla degradazione di DCE e VC, probabilmente dovuto alle basse concentrazioni presenti di Ossigeno disciolto, conseguenti alla necessità di progressivo adattamento alle condizioni di iniezione nel sottosuolo.

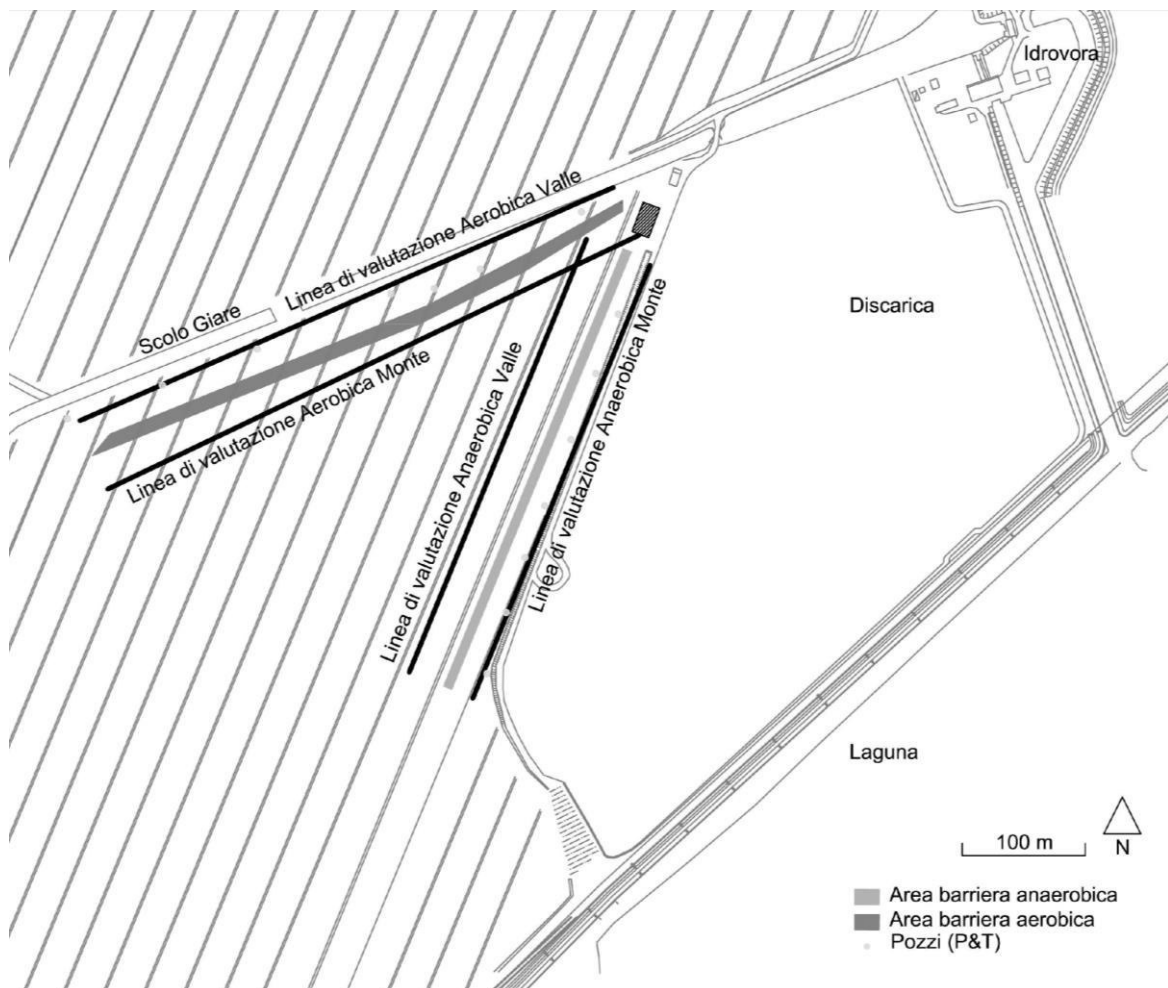


Figura 5.11: Ubicazione delle sezioni utilizzate per calcolare la degradazione

Composito	Periodo	BARRIERA ANAEROBICA						BARRIERA AEROBICA						
		MONTE	VALLE	P&T	% passante	% intercettata	% degradata	MONTE	ETTIVA	L&D	% passante	% intercettata	% degradata	
		Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]	Massa [kg/per]
PCE	feb-15	36.036	3.831	17.828	10.600	49.500	39.900	0.044	0.079	0.054	181.400	123.200	-204.600	
	mag-15	105.917	0.875	30.854	0.800	29.100	70.000	0.775	2.306	0.173	297.600	22.300	-2.19.900	
	ott-15	44.854	5.684	14.455	12.700	32.200	55.100	0.108	0.099	0.058	91.800	53.700	-45.500	
	gen-16	58.240	4.412	12.861	7.600	22.100	70.300	0.098	0.132	0.059	134.900	60.300	-95.200	
	mag-16	202.953	4.042	20.410	2.000	10.100	88.000	0.219	0.345	0.039	157.100	17.800	-74.900	
	set-16	46.862	0.270	12.263	0.600	26.200	73.300	0.096	0.081	0.015	84.300	15.900	-0.200	
	nov-16	41.795	0.292	14.020	0.700	33.500	65.800	0.212	0.200	0.020	94.600	9.300	-3.900	
gen-17	104.993	2.883	14.020	2.700	13.400	83.900	0.066	0.128	0.020	192.900	29.600	-122.500		
TCE	feb-15	147.542	15.272	55.872	10.400	37.900	51.800	1.057	0.590	0.308	55.800	29.200	15.000	
	mag-15	251.667	2.634	85.262	1.000	33.900	65.100	5.120	2.042	0.711	39.900	13.900	46.200	
	ott-15	130.851	20.487	39.301	15.700	30.000	54.300	1.444	0.398	0.254	27.500	17.600	54.800	
	gen-16	157.169	15.159	36.509	9.600	23.200	67.100	1.587	0.488	0.338	30.800	21.300	47.900	
	mag-16	946.321	10.130	70.002	1.100	7.400	91.500	3.465	3.527	0.185	101.800	5.300	-7.100	
	set-16	394.877	5.360	34.232	1.400	8.700	90.000	1.847	0.613	0.068	33.200	3.700	63.100	
	nov-16	356.720	2.405	34.410	0.700	9.600	89.700	3.163	1.007	0.075	31.800	2.400	65.800	
gen-17	317.570	6.394	34.410	2.000	10.800	87.200	1.000	0.582	0.075	58.100	7.500	34.400		

Tabella 5.10: Massa di contaminante a monte, a valle delle biobarriere e massa estratta dal sistema di P&T. La massa è espressa in kg per periodo considerato

Composto	Periodo	BARRIERA ANAEROBICA						BARRIERA AEROBICA					
		MONTE	VALLE	P&T	% passante	% intercettata	% degradata	MONTE	VALLE	P&T	% passante	% intercettata	% degradata
DCE	feb-15	511.531	134.396	168.71	26.3	33	40.7	20.225	16.875	22.378	83.4	110.6	-94.1
	mag-15	930.616	88.235	238.813	9.5	25.7	64.9	35.168	82.077	46.138	233.4	131.2	-264.6
	ott-15	446.427	229.437	122.616	51.4	27.5	21.1	41.821	14.827	16.528	35.5	39.5	25
	gen-16	435.36	224.262	118.424	51.5	27.2	21.3	28.643	17.31	15.108	60.4	52.7	-13.2
	mag-16	2095.556	148.029	179.552	7.1	8.6	84.4	87.774	30.825	10.238	35.1	11.7	53.2
	set-16	1340.841	69.307	97.931	5.2	7.3	87.5	31.771	7.35	5.135	23.1	16.2	60.7
	nov-16	890.712	10.767	13.691	1.2	1.5	97.3	38.895	13.003	53.866	33.4	138.5	-71.9
	gen-17	1000.204	123.028	13.691	12.3	1.4	86.3	15.35	7.622	53.866	49.7	350.9	-300.6
	feb-15	819.443	545.623	271.392	66.6	33.1	0.3	121.114	87.097	203.116	71.9	167.7	-139.6
	mag-15	1509.8	687.344	424.099	45.5	28.1	26.4	162.086	542.761	360.228	334.9	222.2	-457.1
VC	ott-15	615.436	1139.988	188.631	185.2	30.6	-115.9	1042.789	187.784	136.931	18	13.1	68.9
	gen-16	696.029	857.915	202.742	123.3	29.1	-52.4	339.213	184.539	119.426	54.4	35.2	10.4
	mag-16	2836.909	569.443	319.279	20.1	11.3	68.7	624.705	158.969	132.814	25.4	21.3	53.3
	set-16	1657.431	637.059	145.981	38.4	8.8	52.8	372.31	63.569	66.236	17.1	17.8	65.1
	nov-16	1550.419	63.554	158.361	4.1	10.2	85.7	402.128	134.136	41.578	33.4	10.3	56.3
	gen-17	1529.001	659.773	158.361	43.2	10.4	46.5	219.289	100.232	41.578	45.7	19	35.3

Tabella 5.11: Massa di contaminante a monte, a valle delle biobarriere e massa estratta dal sistema di P&T. La massa è espressa in kg per periodo considerato



### 5.8.5. Cloro organico totale (Tillotson e Borden,2017)

Come avvenuto per le elaborazioni sul tasso di attenuazione Concentrazione vs. Tempo ( $K_{point}$ ), sono stati utilizzati solo i piezometri con la serie temporale più lunga: 41S, Pz3, 42S (vicini alla discarica a Sud), Pz2 Pz10, Pz1 (vicini alla discarica a nord), N9S, N12S, 206S (vicini allo scolo a ovest), 201S e 200S (vicini allo scolo a est). Questa scelta è per permettere un confronto tra l'assenza e la presenza della barriera anaerobica attiva.

Come per la costante  $K_{point}$ , durante i due anni analizzati sono state calcolate le rette di regressione lineare per valutare le tendenze (tabella 5.12). È stata considerata la tendenza delle concentrazioni in aumento se il coefficiente angolare della retta di regressione lineare era maggiore di 0.001 ( $(\ln(\mu\text{mol/l})/\text{giorno})$ ), in diminuzione se minore di -0.001 ( $(\ln(\mu\text{mol/l})/\text{giorno})$ ) e stabile se compreso tra i due valori.

Considerando la tendenza prima della realizzazione della barriera si nota che è positiva in tutti i pozzi ad eccezione di due: in Pz2 la sommatoria di cloro è stabile mentre in 201S diminuisce (tendenza negativa). L'effetto della barriera lo si nota soprattutto nei piezometri Pz1, Pz2, Pz3, Pz10, 201S e 206s in cui la tendenza della sommatoria del Cloro organico diminuisce; nei rimanenti piezometri la sommatoria del Cloro organico risulta stabilizzata o in leggero aumento. Considerando l'intero periodo in tre piezometri la concentrazione risulta in diminuzione (201S, Pz2 e Pz3), in n.5 è in aumento (200S, 206S, 41S, 42S e N12S) e stabile nei rimanenti.

Periodo Piezometri	Totale		Pre-barriera		Post-barriera	
	Pendenza	Tendenza	Pendenza	Tendenza	Pendenza	Tendenza
200S	4.84E-03	+	8.47E-03	+	1.52E-03	+
201S	-1.81E-03	-	-9.92E-03	-	-3.15E-03	-
206S	5.76E-03	+	1.06E-02	+	-7.00E-03	-
41S	1.01E-03	+	3.56E-03	+	1.41E-03	+
42S	4.86E-03	+	7.81E-03	+	-1.63E-05	0
N12S	2.63E-03	+	6.24E-03	+	1.14E-03	+
N9S	-9.45E-04	0	5.14E-03	+	-5.48E-04	0
Pz1	2.77E-04	0	4.34E-03	+	-6.46E-03	-
Pz10	-5.33E-04	0	7.17E-03	+	-1.07E-02	-
Pz2	-2.82E-03	-	-6.43E-04	0	-1.20E-02	-
Pz3	-2.91E-03	-	3.36E-03	+	-9.12E-03	-

Tabella 5.12: Valore stimato delle costanti di attenuazione ( $\ln(\mu\text{mol/l})/\text{giorno}$ ) lungo ogni transetto per ogni periodo e andamento della tendenza delle concentrazioni nei piezometri considerati per l'intero periodo e l'ultimo anno. + indica che le concentrazioni aumentano, - che diminuiscono e 0 che sono stabili

## 5.9. Modello numerico di flusso e trasporto

### 5.9.1. Modello di flusso in stazionario

È stato necessario identificare un'area significativa nei dintorni della discarica per la realizzazione del modello, quindi sono stati scelti come limiti idrogeologici del modello la laguna (Sud-Est), il canale Giare (Nord) e un limite a flusso nullo (Sud-Ovest) dell'area. L'area selezionata (figura 5.12) è stata discretizzata con celle quadrate regolari di 2 x 2 m per un totale di 315 x 498 celle. In verticale sono stati considerati due strati: uno rappresentante i terreni agricoli, le argille nocciola superficiali e i rifiuti e uno per l'acquifero sabbioso-limoso. Questa scelta è stata dovuta all'elevata omogeneità delle classi granulometriche che si ritrovano nel sottosuolo e alle proprietà idrauliche dei materiali considerati.

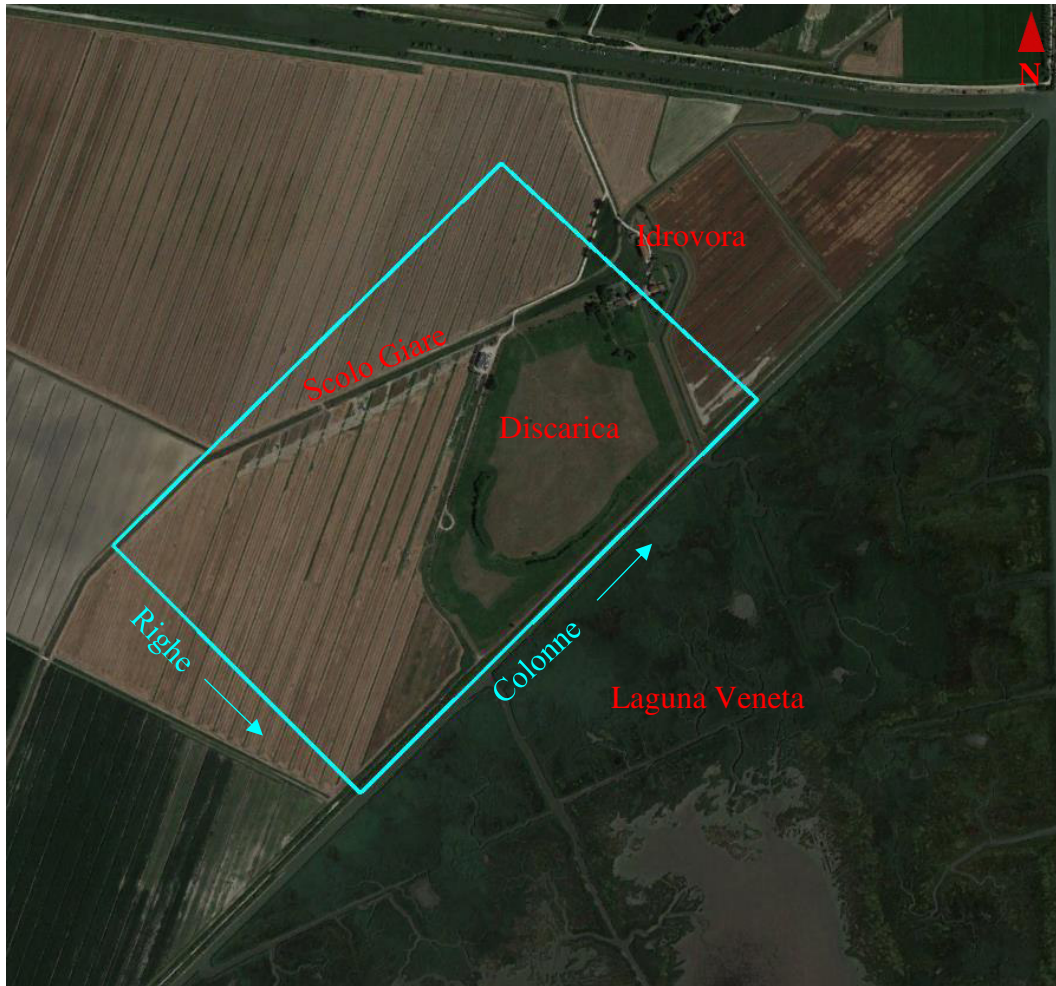


Figura 5.12: Limite dell'area modellata in azzurro. La forma dell'area modellata è detta dal codice numerico scelto.

Nell'area sono presenti n. 20 dispositivi per la registrazione in automatico dei livelli idrometri di laguna, scolo Giare e falda che hanno permesso di assegnare valori di carico idraulico alle condizioni al contorno e la calibrazione del modello.

La conducibilità idraulica è stata assegnata pari a  $10^{-8}$  m/s per lo strato più superficiale corrispondente, in prevalenza, ad argille e rifiuti, mentre un processo stocastico è stato utilizzato per identificare un opportuna architettura del campo di K per l'acquifero più in profondità. Sono state realizzate 1000 simulazioni della distribuzione della conducibilità idraulica tramite il codice SGSIM (Sequential Gaussian SIMulation; Deutsch and Journel, 1998) e testate in un modello di flusso in regime stazionario (con il codice numerico MODFLOW; Harbaugh, 2005) con condizioni al contorno di carico costante assegnate lungo la laguna e allo scolo Giare, mentre flusso imposto per i pozzi del sistema di P&T. Mentre il carico della laguna è stato considerato uguale per tutta l'area, il livello all'interno del canale è stata ipotizzato variare in funzione della distanza dall'idrovora con un gradiente pari a 0.001. I valori assegnati a tutte le condizioni al contorno sono stati mediati sui dati di due anni (febbraio 2015 – gennaio 2017).

A validazione dei campi sono stati considerati i valori mediati dei 18 piezometri a disposizione. È stata definita la migliore architettura del sottosuolo quella che minimizza la somma del quadrato dei residui per i 18 punti in cui si disponeva delle osservazioni. La figura 5.13 riporta l'ubicazione dei piezometri e la figura 5.14 la distribuzione della conducibilità idraulica dell'acquifero scelta. La minima somma dei

quadrati è risultata pari a 0.59 e le differenze tra simulato e misurato per i vari piezometri sono riportate in tabella 5.13. La piezometria risultante è riportata in figura 5.15.

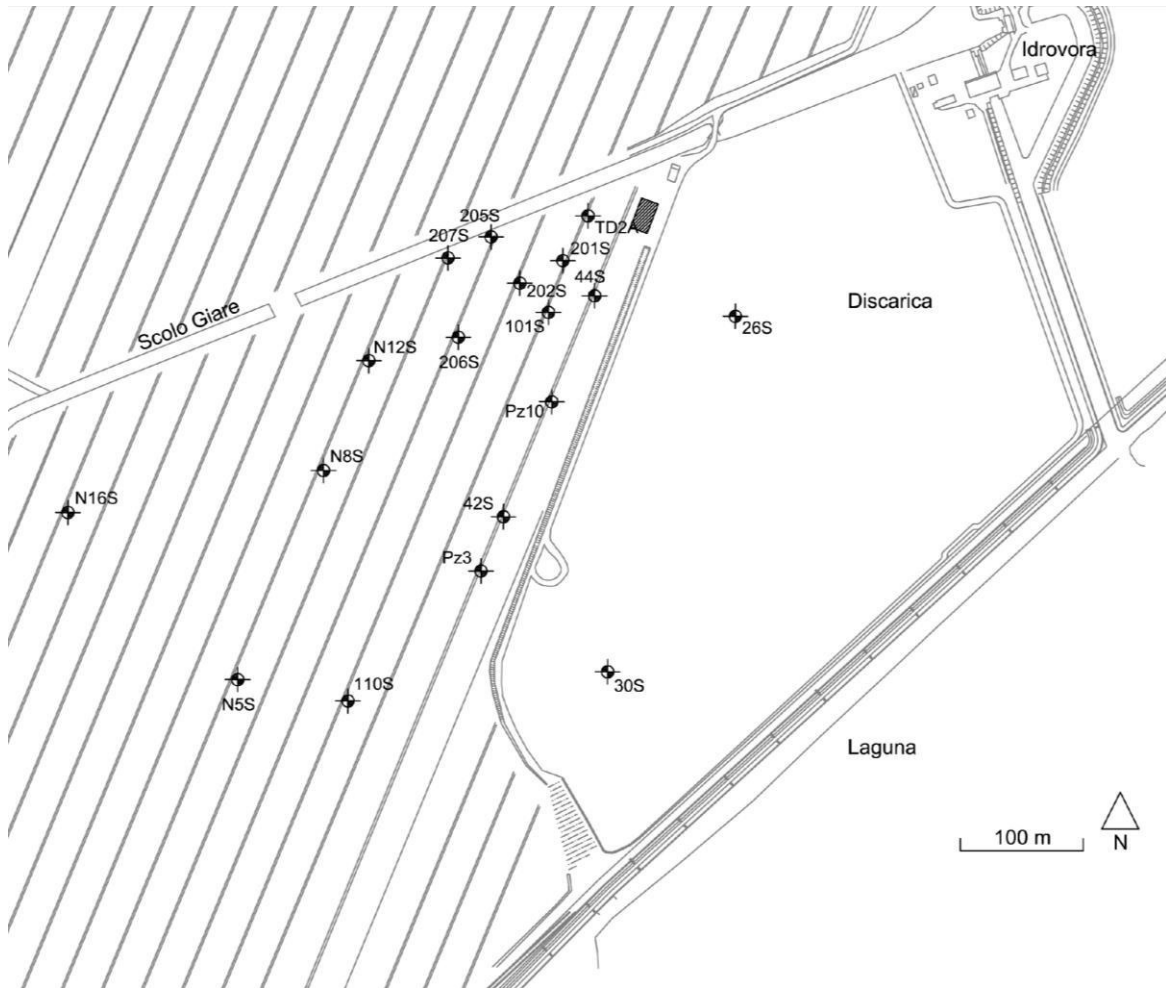


Figura 5.13: Ubicazione dei piezometri utilizzati per la calibrazione del modello.

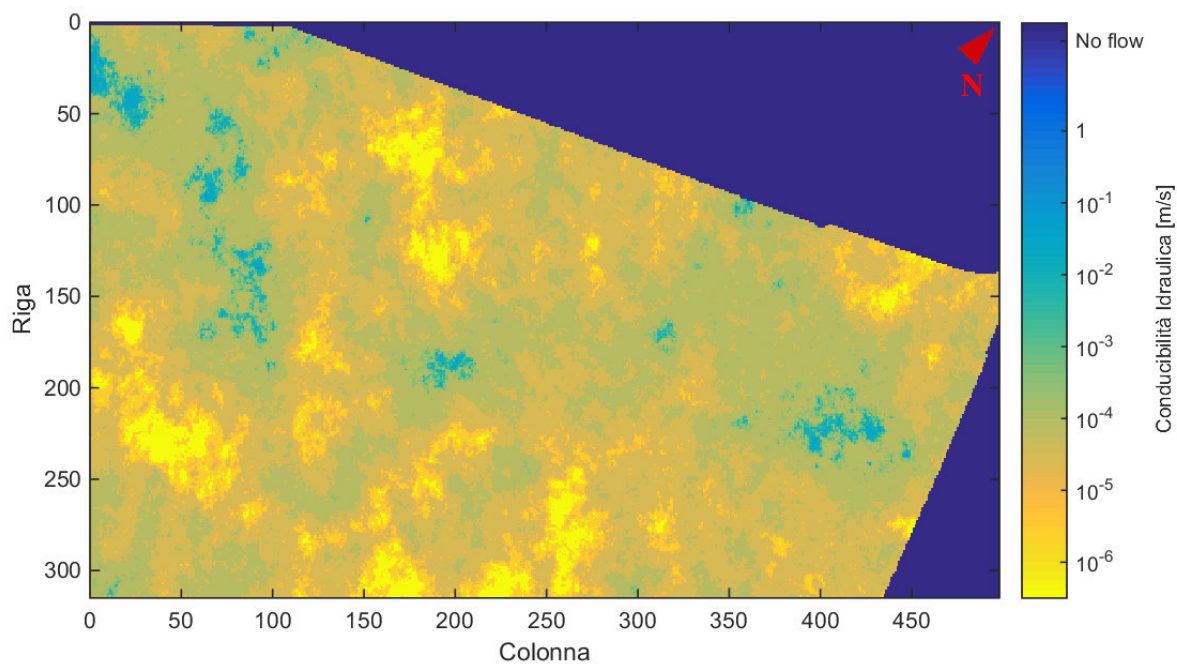


Figura 5.14: distribuzione della conducibilità idraulica che ha permesso di calcolare la minima somma dei quadrati dei residui.

Nome	Osservato [m s.l.m]	Simulato [m s.l.m]	Differenza [m]	Nome	Osservato [m s.l.m]	Simulato [m s.l.m]	Differenza [m]
26S	-1.31	-1.18	-0.13	Pz3	-1.58	-1.44	-0.15
44S	-2.06	-1.95	-0.11	Pz10	-1.78	-1.73	-0.05
101S	-1.87	-1.96	0.09	TD2A	-2.73	-2.38	-0.36
110S	-1.05	-1.29	0.24	N8S	-1.88	-1.80	-0.08
201S	-1.86	-2.10	0.24	N12S	-2.03	-2.05	0.03
202S	-1.92	-2.11	0.18	N16S	-1.99	-1.76	-0.23
205S	-2.02	-2.37	0.35	N5S	-1.52	-1.42	-0.10
206S	-1.92	-2.06	0.14	30S	-0.93	-0.84	-0.09
207S	-2.49	-2.29	-0.20	42S	-1.56	-1.59	0.03

Tabella 5.13: Valori osservati mediati, simulati e loro differenza.

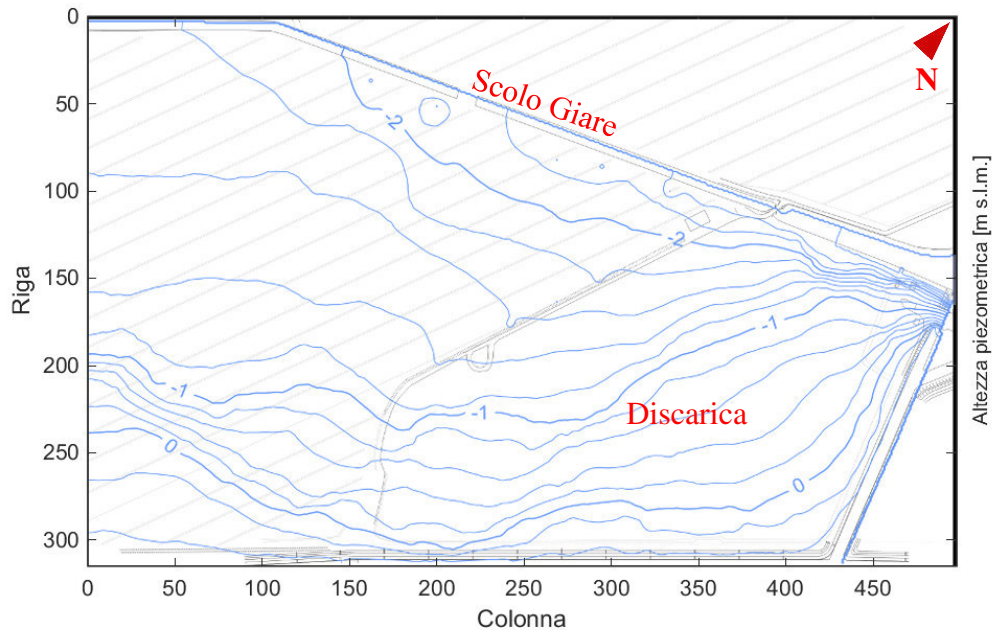


Figura 5.15: Altezza piezometrica calcolata con il modello di flusso in stazionario.

Dalle portate calcolate con il modello di flusso in stazionario (tabella 5.14) si osserva che il pozzo di reimmissione dell'acqua trattata influisce in minima parte sul bilancio idrico (1%), mentre le portate estratte risultano essere il 27 % circa delle portate uscenti totali.

Elementi	IN (m <sup>3</sup> /giorno)	OUT (m <sup>3</sup> /giorno)
Carico imposto	1155.02	852.64
Pozzi	12.03	314.40
Totale	1167.04	1167.04

Tabella 5.14: Portate stimate nell'area con il modello in stazionario.

### 5.9.2. Modello di flusso in transitorio

Identificata una struttura del campo di  $K$  idonea con il modello stazionario, è stato possibile implementare un modello in transitorio da febbraio 2015-gennaio 2017, sempre con il codice numerico MODFLOW (Harbaugh, 2005) ma impostandolo per risolvere la nota equazione:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.6)$$

in cui i termini a sinistra sono stati spiegati in precedenza,  $S_s$  è l'immagazzinamento specifico e  $t$  il tempo.

La discretizzazione temporale è stata considerata oraria mediando i valori disponibili in quanto registrati ogni 5 minuti. La porosità è stata considerata costante su tutto il modello e pari a 0.2. Il coefficiente di immagazzinamento, trattandosi di una falda prevalentemente non confinata, è stato assegnato basandosi sul valore di  $K$  assegnato ad ogni cella secondo la tabella 5.15.

Conducibilità idraulica	Immagazzinamento
$< 10^{-6}$	0.10
$10^{-6} < K < 10^{-5}$	0.15
$10^{-5} < K < 10^{-4}$	0.25
$< 10^{-4}$	0.30

Tabella 5.15: Valori di immagazzinamento assegnati in funzione del valore di conducibilità idraulica.

Dopo alcune elaborazioni preliminari sui valori di precipitazione ed evapotraspirazione, la ricarica è stata impostata a 1/10 del valore misurato durante le precipitazioni ricavate dalla stazione di Venezia Tessera (unici dati disponibili per il periodo modellato). Essendo disponibili solo i valori giornalieri si è optato per utilizzare l'intero importo solo nello stress period corrispondente alla prima ora della giornata. La calibrazione del modello è stata eseguita tramite comparazione dei livelli piezometrici nel tempo. La figura 5.16 riporta a titolo di esempio i livelli piezometri misurati in campo in due pozzi (202S e Pz10) e il loro valore simulato nel tempo.

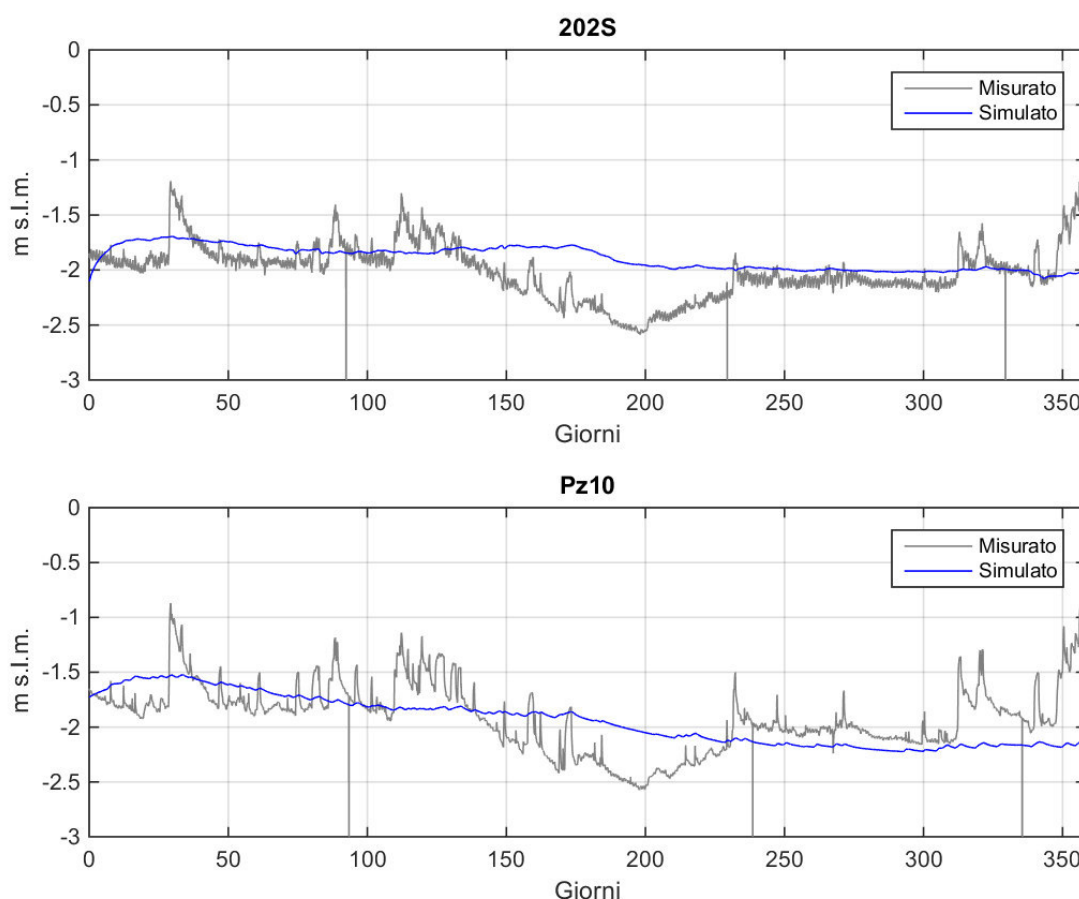


Figura 5.16: Confronto tra piezometria misurata (grigio) e simulata (blu)

Sono state valutate le portate circolanti nel modello per ogni giorno e il contributo di ogni condizione al contorno (figura 5.17).

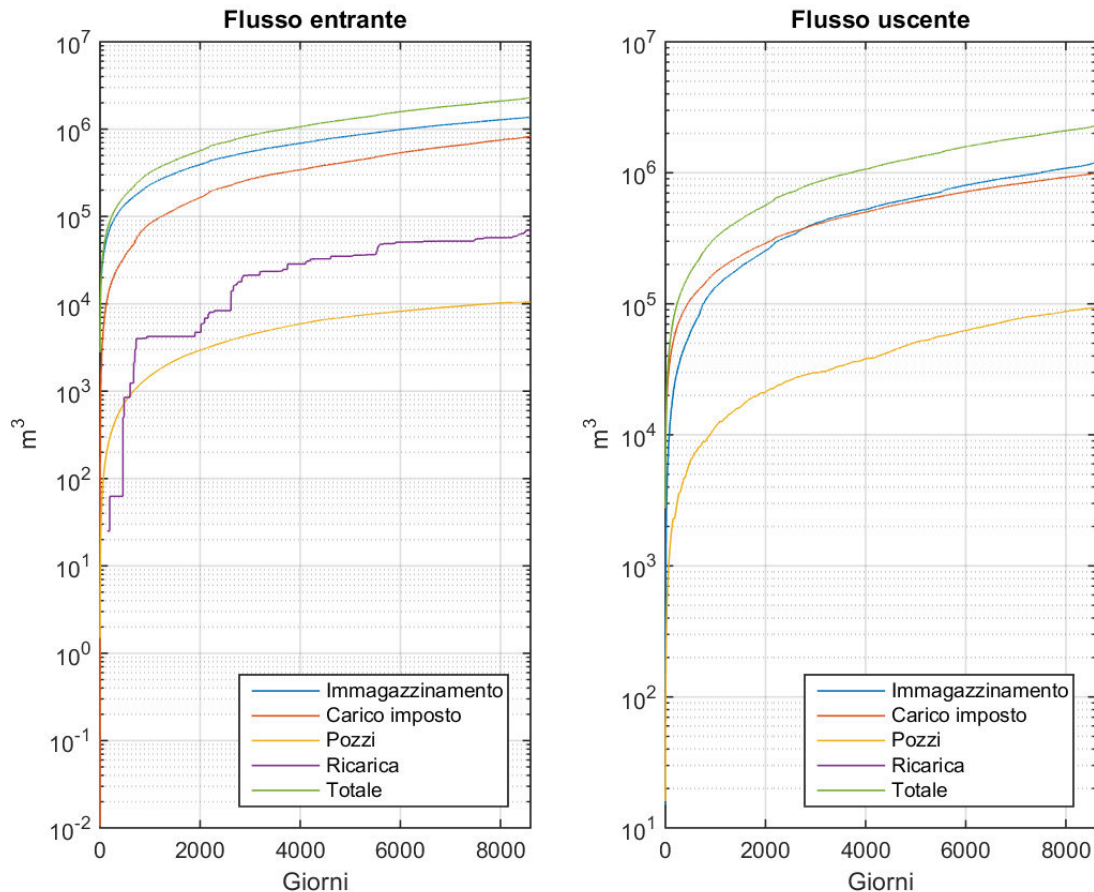


Figura 5.17: Portate cumulate calcolate con il modello di flusso in transitorio considerando i contributi di ogni limite al contorno.

Il modello permette su lungo periodo la simulazione del flusso medio, ma attualmente non riesce a simulare le variazioni repentine di piezometria. Questo può essere dovuto ad un errore di registrazione dei dati (in quanto i data logger devono essere ricalibrati ogni anno), all'assenza di calibrazione, ad errori presenti già nel modello stazionario legati alla distribuzione del campo di  $K$  e all'errata stima ed assegnazione dei parametri. La cumulata dei flussi può essere approssimata da una funzione lineare, ciò indica che i contributi di ogni condizione al contorno risulta inserire ed estrarre dal modello una quantità d'acqua omogenea durante e vari stress period. L'unica condizione discontinua è la ricarica. Ulteriori approfondimenti di modellazione potranno comunque essere effettuati mediante i nuovi dati di monitoraggio che si renderanno disponibili, essendo l'intervento nelle fasi iniziali e quindi ancora in corso.

### 5.9.3. Modello di trasporto

A causa degli eccessivi tempi di calcolo necessari per l'implementazione di un modello di trasporto considerando il flusso in transitorio ed essendo il flusso totale e i singoli contributi circa costanti nel tempo si è scelto, in una prima fase preliminare, di utilizzare il modello di flusso in stazionario per la ricostruzione della dispersione dei contaminanti. Per la simulazione del trasporto è stato utilizzato il codice numerico MT3DMS (Zheng & Wang, 1999). Il codice risolve la seguente equazione:

$$\frac{\partial(\theta C^k)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \theta D \frac{\partial C^k}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial y} (\theta v_i C^k) + q_s C_s^k + \sum R_n \quad (5.7)$$

dove  $\theta$  è la porosità,  $C^k$  è la concentrazione disciolta,  $x$  e  $y$  sono le distanze lungo le rispettive coordinate cartesiane,  $D$  è il coefficiente di dispersione,  $v$  è la velocità di Darcy lungo  $x$ ,  $q_s$  è la portata per unità di volume di acquifero in prossimità di sorgenti o pozzi,  $C_s^k$  è la concentrazione nella sorgente (o pozzo) e  $\Sigma R_n$  definisce le reazioni chimiche/biologiche.

Per risolvere l'equazione sono richiesti i parametri di seguito elencati. La porosità e il peso di volume sono stati considerati costanti e rispettivamente pari a 0.2 e 1.9 g/cm<sup>3</sup>. La dispersività è stata divisa nelle tre componenti longitudinale, trasversale e verticale al flusso a cui sono stati assegnati i seguenti valori: 1 m lungo la direzione di flusso, 0.1 m trasversalmente e 0.01 m verticalmente. Ciò sulla base di valutazioni con le note formule empiriche e mediante processo iterativo di calibrazione del modello. Inoltre, è stato utilizzato un valore di diffusione molecolare pari a  $1 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s. Attualmente è stato implementato unicamente il trasporto di PCE con la relativa degradazione durante il periodo in cui non erano ancora state implementate le barriere (aerobica ed anaerobica). Sono stati considerati valore di coefficienti di distribuzione ( $K_d$ ) pari a 0.155 l/kg e di costante di degradazione 0.01 1/giorni, anche sulla base dei dati precedentemente esposti circa valori apparenti di degradazione. La contaminazione dell'area è stata impostata basandosi sulle interpolazioni eseguite per applicare il metodo di Ricker (2008). La sorgente della contaminazione è stata simulata con una serie di pozzi allineati in prossimità del limite di valle della discarica che iniettano una concentrazione variabile nel tempo compresa tra 0 e  $1 \times 10^{10}$  µg/giorno.

La simulazione ha permesso di simulare l'andamento del pennacchio per 1 anno. In figura 5.18 sono riportate le concentrazioni osservate in quattro piezometri, giudicati maggiormente significativi.

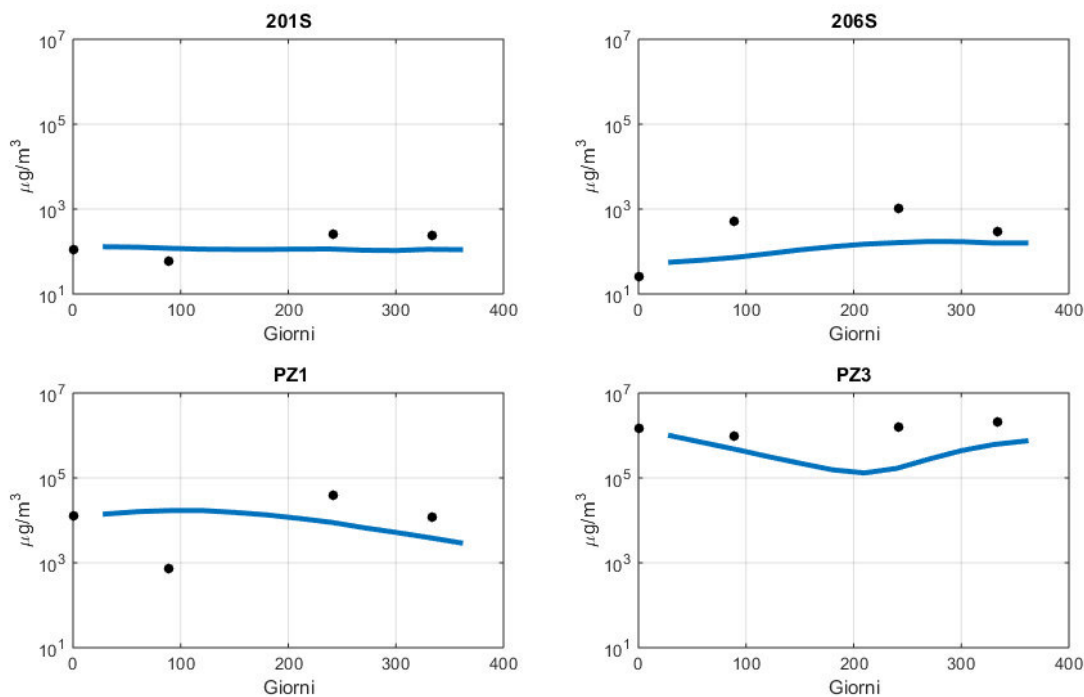


Figura 5.18: Concentrazioni di PCE misurate nei piezometri (punti neri) e simulata (linea blu)



La costante di degradazione del PCE utilizzata nel modello di trasporto tarato risulta più elevata anche di un ordine di grandezza rispetto a quella calcolata con i metodi analitici. Nonostante alcuni metodi mostravano un aumento delle concentrazioni, dai calcoli effettuati con il modello si evince che una degradazione era già in atto.

## 5.10. Discussione dei risultati

I metodi sperimentali e numerici hanno permesso di valutare l'impatto della barriera e/o dei tempi di degradazione della contaminazione. L'impatto che ha la barriera viene identificato in tutti i metodi ad eccezione del lavaggio dei pori che è stato applicato su valori concentrazione mediati sull'arco temporale. L'attivazione delle barriere mostra un aumento della degradazione o lo si deduce dalla diminuzione della durata della contaminazione.

La scelta della lunghezza del periodo da analizzare influenza i risultati soprattutto se vengono attivati ulteriori sistemi di bonifica. Il metodo della stabilità di Ricker (2008) e della massa lungo le sezioni, mostrano risultati differenti prima e dopo l'attivazione delle barriere, questo può essere dovuto sia alla loro attivazione sia alla diminuzione dei pompaggi da parte del sistema di P&T. Inoltre nel corso della bonifica è stata modificata la rete di monitoraggio e si dispone di un numero di dati inferiore dopo l'attivazione delle barriere. Questo condiziona i risultati delle interpolazioni che sono alla base dei due metodi.

Alcuni metodi danno anche la possibilità di identificare delle zone in cui la degradazione è maggiore o sono presenti anomalie di concentrazioni. Utilizzando il tasso di attenuazione Concentrazione vs. Distanza ( $k$ ) si nota che la contaminazione nel piezometro N7S è sempre notevolmente inferiore rispetto alle rimanenti dello stesso transetto, mentre il tasso di attenuazione Concentrazione vs. Tempo ( $k_{point}$ ) evidenzia che le barriere hanno prodotto ottimi effetti in Pz1 e Pz10.

La durata della contaminazione ha ordini di grandezza confrontabili tra il metodo della sostituzione e lavaggio dei pori e del tasso di attenuazione Concentrazione vs. Distanza ( $k$ ). Il calcolo della durata utilizzando  $k_{point}$  non considera adsorbimento e desorbimento del contaminante e stima valori molto inferiori (massimo 5 anni rispetto a 50-100 anni).

La costante  $k$  mostra dei cicli con valori massimi a fine estate e minimi ad inizio primavera, quindi la maggiore degradazione avviene durante il periodo estivo; il metodo della stabilità dei pennacchi valuta uno spostamento verso valle durante l'autunno e un arretramento in inverno, quindi una diminuzione della degradazione e/o un aumento della massa in autunno e un aumento della degradazione e/o una diminuzione della massa in inverno.

L'arretramento del centroide rilevato in gennaio 2017 non rispecchia quanto identificato con il metodo della massa nelle sezioni che vede una minor degradazione delle barriere. Tale arretramento non è legato a una diminuzione generale della massa nel pennacchio.

Si può quindi affermare in sintesi che:

- tutti i metodi utilizzati confermano che era in corso una degradazione naturale dei composti clorurati in aree limitate seppur di entità ridotta e la realizzazione delle barriere di biorisanamento ha mostrato un notevole aumento della degradazione su tutta l'area e già dai primi mesi di attivazione;

- il metodo di Ricker (2008) necessita di più dati per valutare l'effettiva efficienza delle barriere e probabilmente i risultati dell'applicazione del metodo sono inficiati anche dalla modifica della rete di monitoraggio eseguita e dal sistema di P&T attivo sull'area;
- non tutti i metodi consentono di calcolare un tempo per la degradazione dei solventi, ma dalle valutazioni complessivamente eseguite saranno necessari circa 50-100 anni per la degradazione completa di tutti i composti e comunque l'acquisizione di ulteriori dati di concentrazione potrebbe migliorarne la stima.

I diversi modelli di flusso e di trasporto hanno permesso di effettuare le seguenti valutazioni sulla dinamica delle acque sotterranee e sulla migrazione dei contaminanti nell'area:

- con il modello in stazionario è stato valutato che l'impatto dei pozzi nell'area è piuttosto elevato, raggiungendo il 27% circa delle portate circolanti nel sottosuolo;
- dal modello in transitorio si evince che i flussi sono circa costanti nel tempo considerando le variazioni delle condizioni di altezza idrometrica di laguna e del canale, mentre l'unica entrata variabile nei flussi risulta la ricarica;
- il modello di trasporto ha permesso di valutare il settore più vicino alla laguna della discarica come quello in cui si ha una maggiore fuoriuscita di contaminante e una biodegradazione naturale piuttosto elevata rispetto a quella calcolata con i metodi analitici.

Dalle elaborazioni eseguite si evince che la barriera anaerobica ha incrementato l'area di azione e l'attività dei microorganismi favorendo la degradazione dei composti su tutta l'area. Ciò è confermato dall'aumento dei coefficienti di degradazione, dalla diminuzione dei tempi di recupero dell'area considerando unicamente i composti con più atomi di Cloro e dall'incremento della massa degradata stimata mediante modellazione. Alcune vie preferenziali di fuoriuscita della contaminazione sono individuabili nella parte di discarica prossima alla laguna, su cui sarà da valutare un eventuale incremento dei monitoraggi per ottimizzare l'iniezione di nutrienti al fine di aumentare la biodegradazione dei composti inquinanti.

Parte di questo studio è stato presentato come poster durante un convegno internazionale (Terrenghi & Beretta, 2016) e un articolo è in fase di realizzazione.

# Capitolo 6

## Conclusioni

Sono stati acquisiti numerosi dati per l'analisi di fenomeni in mezzi geologici eterogenei dotati di una significativa complessità e utilizzata la modellazione numerica per affrontare problemi pratici e per il riscontro di problemi tecnici ed economici di elevato livello. Tale disponibilità risulta probabilmente unica a livello nazionale, costituendo in pratica un campo prova sperimentale per lo studio del flusso delle acque sotterranee e per la migrazione dei contaminanti.

Si tratta della zona della bassa pianura veneta in corrispondenza della laguna di Venezia.

Lo studio eseguito è stato in sintesi articolato in diverse fasi:

- Acquisizione della documentazione geologica e idrogeologica
- Revisione critica dei dati e loro elaborazione
- Progettazione di una rete di monitoraggio in continuo ad integrazione dei punti misurati nella rete regionale
- Acquisizione dei dati sulle opere di messa in sicurezza/bonifica che interessano le acque sotterranee nell'insediamento industriale del petrolchimico di Porto Marghera
- Modellazione del flusso idrico sotterraneo e applicazione alla valutazione degli effetti delle opere eseguite e in progetto
- Acquisizione dello stato di qualità delle acque sotterranee in corrispondenza di una vecchia discarica di rifiuti industriali
- Ricostruzione e modellazione della distribuzione dei solventi clorurati anche in relazione alla presenza di interventi di bonifica e di futuro biorisanamento anaerobico e aerobico delle acque sotterranee.

Oltre ad applicare metodologie consolidate nel campo dell'idrogeologia, si è cercato di utilizzare anche metodi innovativi, grazie all'utilizzo di software sia con utilizzo e la modifica di codici numerici sorgente che mediante interfacce grafiche.

Entrando in un maggior dettaglio, lo studio approfondito degli elementi che influenzano l'idrogeologia della bassa pianura veneta e il cospicuo database realizzato dalla Provincia di Venezia hanno permesso la stima dei flussi idrici sotterranei in un ambiente geologico eterogeneo e complesso in cui insiste una area inquinata di notevoli dimensioni (SIN Venezia –Porto Marghera). I dati a disposizione comprendono: a) oltre n. 10000 stratigrafie in cui sono registrati le variazioni di litologia e di conducibilità idraulica, b) da prove di pompaggio e slug test con circa n. 400 prove per ogni set e c) di n. 29 misure effettuate con data logger per la registrazione automatica dei livelli di falda per un periodo di circa due anni.

L'utilizzo di questi dati ha permesso la ricostruzione dettagliata della struttura del sottosuolo sull'area studiata (20.9 × 16.1 km) con la distribuzione a livello tridimensionale di acquiferi, acquitardi e acquicludi. Non è stato realizzato un modello 3D della geologia del sottosuolo, ma si è ricostruito direttamente il campo di variazione orizzontale e verticale di conducibilità idraulica nel dominio dell'area. Sono state infatti calcolate le K equivalenti orizzontali e verticali per ogni dato stratigrafico

ed in seguito interpolate. Tale struttura è stata validata attraverso due diverse serie di prove di permeabilità e la conducibilità idraulica media è risultata essere dell'ordine di  $10^{-4}$  m/s.

Le incertezze relative ad alcuni parametri di input sono state ridotte considerando tutti gli afflussi e deflussi dell'area e utilizzando metodi compositi per la stima dell'infiltrazione e un accurato studio sui flussi dagli acquiferi profondi (“falde artesiane”).

Il modello è stato calibrato e verificato su due periodi differenti, uno con alta ricarica e uno con ricarica nulla permettendo la simulazioni dell'avanzamento dei lavori nelle macroisole dell'insediamento industriale di Porto Marghera, con il completamento delle barriere impermeabili a valle, a monte e l'attivazione dei rispettivi dreni a tergo dei marginamenti e un eventuale spegnimento dei pozzi utilizzati per la bonifica delle acque.

È stato quindi possibile stimare gli impatti di tutte le opere antropiche realizzate e che erano in progetto nelle macroisole (barrieramenti fisici e idraulici) con il supporto di un modello numerico di flusso. Si è potuto stabilire che:

- le portate circolanti in tutto il modello calcolate sono variabili da 39.000 a 65.000 m<sup>3</sup>/giorno) e i principali fattori che influenzano la circolazione sono le opere di bonifica idraulica (idrovore) e la fitta rete di corsi d'acqua nell'area rispettivamente con il 50% e 48% in periodi senza ricarica e con il 74% e 21% in periodi con forte ricarica;
- le portate che attraversano la sezione del retromarginamento (circa 7 km) è di 366 m<sup>3</sup>/giorno;
- nonostante nell'area di maggior interesse ambientale (SIN di Porto Marghera) la portata sia piuttosto ridotta un eventuale sbarramento dei flussi potrebbe causare consistenti innalzamenti del livello della falda a monte del SIN, con valori massimi stimati dell'ordine di 1.5 m in assenza di interventi di mitigazione fino ad una distanza di circa 2500 m, interessando quindi i centri abitati prossimi al polo industriale, in cui la soggiacenza della falda è molto bassa.

Queste risultanze sono state oggetto di valutazione anche in ambito istituzionale quale contributo scientifico per ottimizzare dal punto di vista tecnico-economico e ambientale le opere da realizzare nel sito industriale.

In seguito e a prescindere delle necessità pratiche che hanno determinato questa situazione di disponibilità di indagini, è stata colta l'occasione per effettuata una operazione di ottimizzazione dei dati sul sottosuolo, valutando se fosse davvero necessario reperire un quantitativo simile di dati per la riproduzione di flusso idrico e trasporto di soluti e se con un approccio differente si potesse raggiungere un risultato simile. Sono stati applicati tre approcci differenti: il primo basato sulla ricostruzione geologica del sottosuolo e l'assegnazione di un valore di K ad ogni litologia, il secondo mediante la definizione del campo di K partendo dai valori puntuali misurati nei punti di osservazione e il terzo con assegnazione ad ogni livello riscontrato nella stratigrafia un valore di K e un disturbo e ricostruisce il campo di K.

È stato adottato un approccio stocastico per valutare poi i risultati di 100 differenti simulazioni e altrettanti modelli di flusso e di trasporto avvertivo per n. 8 diverse densità di dati, partendo dall'utilizzo di "tutti" i dati disponibili (3500 stratigrafie disponibili con diversa profondità) fino ad un'aliquota di “1/80” dei dati totali. Sono state confrontate carte di errore della riproduzione della conducibilità idraulica, indici di connettività del trasporto, parametri statistici delle curve di restituzione e momenti statistici ed è stato valutato che:

- un approccio di tipo geologico può diminuire notevolmente il numero di dati necessario per le simulazioni a condizione che i dati utilizzati permettano la stima corretta delle percentuali di ogni facies;
- gli approcci basati sulla ricostruzione del campo di K necessitano di un numero di dati elevato per poter essere adeguatamente utilizzati nelle finalità previste;
- considerare la struttura geologica per costruire il campo di K può essere una strategia efficace, per la modellazione di flusso e trasporto dei contaminanti in acquiferi eterogenei, che ottimizza gli investimenti economici necessari per la caratterizzazione.

Per una modellazione del trasporto di soluti nelle acque sotterranee si è scelto di concentrarsi su un'area limitrofa che risulta al di sotto del livello medio del mare e che grazie alle opere di bonifica idraulica si mantiene all'asciutto e determina una direzione del flusso della falda "inverso" (dalla laguna verso la terraferma). Nell'area è ubicata una vecchia discarica con i rifiuti industriali provenienti dal Porto Marghera e questa ha generato un pennacchio di contaminazione di vari composti organici in particolare solventi clorurati e idrocarburi che raggiungono concentrazioni anche di centinaia di mg/l.

Nell'area sono a disposizione numerosi dati che hanno permesso la realizzazione di un database contenente circa n. 360 stratigrafie e n. 200 piezometri e pozzi, n. 130 perforazioni destinate al sistema di bioremediation appena attivato, n. 22 punti di monitoraggio in continuo del livello di falda e numerose campagne di analisi chimiche delle acque. La qualità chimico-fisica dell'acqua è monitorata da 25 anni circa (con maggior dettaglio e precisione nell'ultimo periodo) e per ogni campagna le misure sono state effettuate su un numero variabile di punti che può raggiungere i 50 e con determinazioni di circa n.60 parametri per ogni campagna.

Concentrando l'attenzione sulle due categorie di contaminanti nelle acque sotterranee maggiormente presenti nell'area (solventi clorurati e idrocarburi) sono stati valutati innanzitutto gli effetti in laboratorio di una biodegradazione con batteri autoctoni nei terreni analizzati. Dopo i risultati positivi dei test biologici di laboratorio sono stati realizzati dei campi prova in situ per una valutazione in campo di un eventuale stimolazione dei batteri. Essendo anche questi test positivi, grazie anche ai risultati delle sperimentazioni eseguite nei laboratori microbiologici dell'Università degli Studi di Milano, nel Dipartimento di Scienze per gli Alimenti, la Nutrizione e l'Ambiente, sono state realizzate due barriere di biodegradazione con lunghezza di circa 420 m (barriera anaerobica per la degradazione dei solventi clorurati) e una di 500 m (aerobica per la degradazione degli idrocarburi e in secondo luogo dei solventi clorurati per eventuale cometabolismo).

Si è optato per l'esecuzione di una valutazione iniziale dell'evoluzione dell'inquinamento e dell'efficienza delle barriere realizzate concentrandosi sugli eteni clorurati (PCE, TCE, DCE, VC) essendo questi molto presenti nell'area e rappresentando la distribuzione della contaminazione generale e delle condizioni chimico-fisiche. Utilizzando innanzitutto n.6 metodi analitici semplificati e basati sui dati sperimentali si è riscontrato che:

- con tutti i metodi si può individuare il momento dell'attivazione delle barriere e gli effetti di queste sulla contaminazione;
- la degradazione naturale era presente solo in aree localizzate e l'attivazione delle barriere ha permesso di attivare, favorire ed accelerare la degradazione degli eteni clorurati su tutta l'area;
- alcuni metodi necessitano di più dati; la modifica della rete di monitoraggio e il sistema di P&T, che indirizza i flussi idrici, possono aver influito su questo risultato;

- utilizzando i metodi considerati nello studio è possibile stimare il tempo necessario alla completa degradazione dei solventi è possibile stimare circa 50-100 anni per raggiungere le concentrazioni di legge con tutti i composti (ammettendo l'interruzione dei flussi dall'area sorgente).

A completamento dello studio è stato realizzato anche un modello di trasporto reattivo propedeutico alla ottimizzazione del sistema di bioremediation in campo anaerobico. Questo ha permesso di valutare che:

- l'impatto dei pozzi esistenti nella zona dei pennacchi, che funzionano da sistema di P&T, è piuttosto elevato, raggiungendo il 27% circa delle portate uscenti dal modello in stazionario;
- l'unico dato di input che subisce variazioni significative nel tempo risulta la ricarica mentre i restanti i flussi idrici sotterranei sono circa costanti nel tempo (Laguna, Canale di scolo e pozzi);
- l'area della discarica verso la laguna sembra avere una maggiore fuoriuscita di contaminante;
- nell'area è presente una biodegradazione naturale piuttosto significativa, anche più elevata rispetto a quella calcolata con i metodi analitici semplificati utilizzati nel corso dello studio.

L'area di azione e l'attività dei microorganismi dopo la realizzazione delle barriere, soprattutto anaerobica, risulta aumentata favorendo la degradazione dei composti su tutta l'area. Alcune vie preferenziali di fuoriuscita della contaminazione sono individuabili nella parte di discarica prossima alla laguna su cui sarà da valutare un eventuale incremento dei monitoraggi per ottimizzare i quantitativi delle sostanze da iniettare per favorire la biodegradazione.

L'utilizzo di due database molto corposi contenenti indagini di diverso tipo (geologiche, idrogeologiche, idrochimiche) accoppiati ad un'adeguata analisi delle componenti che interagiscono con la falda, applicando metodi geostatistici e di modellazione numerica hanno permesso di migliorare le conoscenze di un'area con elevata eterogeneità, creando una base tecnico-scientifica per eventuali ulteriori interventi di bonifica e messa in sicurezza, grazie anche all'applicazione e valutazione dell'affidabilità di diversi approcci per la simulazione di flusso idrico sotterraneo e per la valutazione del trasporto reattivo di contaminanti che interessano un'area di elevata sensibilità dal punto di vista ambientale.

# Bibliografia

- AECOM (2011). *Risultati dei test biologici di laboratorio - Enhanced Natural Attenuation (ENA) Sito di Dogaletto (VE)*
- AECOM (2012). *Documento progettuale descrittivo delle attività da eseguirsi presso il sito di Dogaletto (VE)*
- Alyamani M.S. & Şen Z. (1993). *Determination of hydraulic conductivity from complete grain-size distribution curves*. Ground Water 31, 551–555
- Anderson M.P. & Woessner W.W. (1992). *Applied groundwater modeling*. Academic Press, San Diego (2002)
- ARPAV, Magistrato alle acque di Venezia & Regione del Veneto (2013). *Progetto per l'integrazione delle conoscenze sui carichi inquinanti immessi nella laguna di Venezia dai bacini a scolo meccanico della gronda lagunare - Rapporto Finale*
- Autorità portuale di Venezia (2007). *Opere di marginamento e verifica della tenuta idraulica delle banchine esistenti*.
- Autorità portuale di Venezia (2013). *Batimetrie dei canali*
- Avci C.B. (1992). *Flow occurrence between confined aquifers through improperly plugged boreholes*. Journal of Hydrology 139, no. 1-4: 97-114
- Benvenuti G. (1974). *Ricerche stratigrafiche superficiali e di falde acquifere mediante sondaggi elettrici a sud-ovest della laguna di Venezia*. Ministero dei Lavori Pubblici, Comitato per lo studio dei Provvedimenti a Difesa della Città di Venezia ed a salvaguardia dei suoi caratteri ambientali e monumentali, III Gruppo di lavoro: Geologia - Geofisica - Geotecnica. Società Cooperativa Tipografica. Padova
- Benvenuti G., Galgaro A. & Tosi L. (1998). *Indagine geoelettrica per la valutazione dell'intrusione salina negli acquiferi costieri del comprensorio meridionale veneziano*. TR n. 222, CNR. ISDGM, 30 p., Venezia
- Benvenuti G., Norinelli A. & Zambrano R. (1973). *Contributo alla conoscenza del sottosuolo dell'area circumlagunare veneta mediante sondaggi elettrici verticali*. Boll. di Geofisica teorica e applicata, XV, 57, 23-38
- Beretta G.P. & Terrenghi J. (2017). *Groundwater flow in the Venice lagoon and remediation of the Porto Marghera industrial area (Italy)*. Hydrogeol J 25: 847. doi:10.1007/s10040-016-1517-5
- Beyer W. (1964). *Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve*. WWT 14, 165–168
- Beyer W. (1966). *Hydrogeologische Untersuchungen bei der Ablagerung von Wasserschadstoffen*. Zeitschrift fuer Angewandte Geologie. 12 (11), 599–606. (In German).
- Bianchi M. & Pedretti D. (2017). *Geological entropy and solute transport in heterogeneous porous media*. Water Resour. Res., 53, 4691–4708, doi:10.1002/2016WR020195.
- Bianchi M. & Zheng C. (2016). *A lithofacies approach for modeling non-Fickian solute transport in a heterogeneous alluvial aquifer*. Water Resour. Res., 52, 552–565, doi:10.1002/2015WR018186.
- Bianchi M. (2017). *Validity of flowmeter data in heterogeneous alluvial aquifer*. Advances in Water Resources 102: 29–44. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2017.01.003>

- Bianchi M., Kearsley T. & Kingdon A. (2015). *Integrating deterministic lithostratigraphic models in stochastic realizations of subsurface heterogeneity. Impact on predictions of lithology, hydraulic heads and groundwater fluxes.* *Journal of Hydrology* Volume 531, Part 3, December 2015, Pages 557–573
- Bianchi M., Zheng C., Wilson C., Tick G.R., Liu G. & Gorelick S.M. (2011). *Spatial connectivity in a highly heterogeneous aquifer: From cores to preferential flow paths.* *Water Resources Research*, vol. 47, W05524, doi:10.1029/2009WR008966
- Boggs J.M., Young S.C., Benton D. J. & Chung Y.C. (1990). *Hydrogeologic characterization of the MADE site.* Interim Rep. EN-6915, Electr. Power Res. Inst., Palo Alto, Calif.
- Bondesan A. & Meneghel M. (2004). *Geomorfologia della provincia di Venezia.* Esedra Editrice s.r.l., Padova
- Bondesan A., Primon S., Bassan V. & Vitturi A. (2008). *Le unità geologiche della provincia di Venezia.* Cierre Grafica, Caselle di Sommacampagna (VR)
- Bonte L., Zaadnoordijk W. & Naas K. (2014). *A simple Analytical Formula for the Leakage Flux Through a Perforated Aquitard.* *Groundwater* Jul 12. doi: 10.1111/gwat.12239
- Cambuzzi T., Conchetto E., Fabbri P., Marcolongo E., Rosignoli A. & Zangheri P. (2010a) - *Definizione del bilancio idrogeologico nella zona di media pianura veneta ricadente nell’Ambito Territoriale Ottimale “Laguna di Venezia”.* *Acque Sotterranee.* n.121. 9-16
- Cambuzzi T., Conchetto C., Fabbri P., Zangheri P., Marcolongo E. & Rosignoli A. (2010b) *Risorse idriche e bilancio idrogeologico nell’Ambito Territoriale Ottimale “LAGUNA DI VENEZIA”.* Grafiche Erredici Srl, Sarmeola di Rubano
- Carbognin L., Gatto P., Mozzi G., Gambolati G. & Ricceri G. (1984). *Case History No. 9.3. Venice. Italy. Guidebook to studies of land subsidence due to groundwater withdrawal.* J. F. Poland (ed.). Unesco. 161-174
- Carle S.F. & Fogg G.E. (1996). *Transition probability-based indicator geostatistics.* *Math. Geol.* 28 (4), 453–476.
- Carle S.F. & Fogg G.E. (1997). *Modeling spatial variability with one and multidimensional continuous-lag Markov chains.* *Math. Geol.* 29 (7), 891–918.
- Carle S.F. (1999). *T-PROGS: Transition Probability Geostatistical Software, Version 2.1.* University of California, Davis, California.
- Carman P.C. (1937). *Fluid flow through granular beds.* *Transactions Institute Chemical Engineering*, 15, 150.
- Carman P.C. (1956). *Flow of gases through porous media.* London: Butterworths Scientific Publications.
- Chesneaux R., Chapuis R.P. & Molson J.W. (2006). *A New Method to Characterize Hydraulic Short-Circuits in Defective Borehole Seals.* *Groundwater* Sep-Oct; 44(5) pp. 676-81
- Cohen R.M., Mercer J.W., Greenwald R.M. & Beljin M.S. (1997). *Design Guidelines for Conventional Pump-and-Treat Systems.* Ground Water Issue Paper, EPA/540/S-97/504, U.S. Environmental Protection Agency, National Risk Management Research Laboratory, Ada, Oklahoma. [https://clu-in.org/download/contaminantfocus/dnapl/Treatment\\_Technologies/pmptreat.pdf](https://clu-in.org/download/contaminantfocus/dnapl/Treatment_Technologies/pmptreat.pdf)



- Comunian A., De Micheli L., Lazzati C., Felletti F., Giacobbo F., Giudici M. & Bersezio, R. (2016). *Hierarchical simulation of aquifer heterogeneity: implications of different simulation settings on solute-transport modeling*. Hydrogeology Journal, 24(2), 319-334.
- Cronshey R., McCuen R., Miller N., Rawls W., Robbins S. & Woodward D. (1986). *Urban hydrology for small water-sheds*. TR-55 (2nd ed.): Washington, D.C., U.S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Engineering Division, Technical Release 55, 164 p.
- Cultrera M. (2010). *Hydrogeological surveys and analytical applications of the venetian aquifer system. Implementations of safety measures for the Venice lagoon area*. Tesi di dottorato. Università di Padova. Dipartimento di Geoscienze. Scuola di dottorato in Scienze della Terra. XXII Ciclo
- D. Lgs. del 03 aprile 2006, n. 152, "Norme in materia ambientale"
- Da Lio C., Tosi L., Zambon G., Vianello A., Baldin G., Lorenzetti G., Manfè G. & Teatini P. (2013). *Long-term groundwater dynamics in the coastal confined aquifers of Venice (Italy)*. Estuarine, Coastal and Shelf Science. 135. 248-259
- Dalla Vecchia P., Conchetto E. & Francese R. (2012). *Rilievo delle infrastrutture di drenaggio urbano e modellizzazione dei flussi nel bacino fognario di Mestre. Via Torino (Venezia, Italia)*. Atti 16a Conferenza Nazionale ASITA
- dell'Arciprete D., Bersezio R., Felletti F., Giudici M., Comunian A. & Renard P. (2012). *Comparison of three geostatistical methods for hydrofacies simulation: a test on alluvial sediments*. Hydrogeology Journal, 20, 299–311
- Deutsch C.V. & Journel A.G. (1998). *GSLIB: Geostatistical Software Library—and user's guide*. 2nd edn. Oxford University Press, New York
- Dogan M., Van Dam R. L., Liu G., Meerschaert M.M., Butler Jr. J.J., Bohling G.C., Benson D.A. & Hyndman D.W. (2014). *Predicting flow and transport in highly heterogeneous alluvial aquifers*. Geophys. Res. Lett., 41, 7560–7565, doi:10.1002/2014GL061800.
- ENSRIAECOM (2006). *Indagini propedeutiche*
- Fabrizi P., Zangheri P., Bassan V., Fagarazzi E., Mazzuccato A., Primon S. & Zogno C. (2013). *Sistemi idrogeologici della Provincia di Venezia. Acquiferi superficiali*. Cierre Grafica, Caselle di Sommacampagna (VR)
- Felletti F., Marini M., Beretta G.P., Terrenghi, J. & Sapelli F. (2015) *Using large subsoil data repositories to model 3D hydrofacies distribution: a case study from Porto Marghera and the Lagoon of Venice (NE, Italy)*. Proceedings of IAMG 2015 pp.823-832
- Francani V., Alberti L., Trefiletti P. & Formentin G. (2004). *Stabilimento petrolchimico di Porto Marghera. Modello matematico per lo studio del regime di flusso della falda*
- Gambolati G. & Freeze R.A. (1974). *Mathematical Simulation of the Subsidence of Venice. 1.Theory*. Water Resour. Res. 10 (3). 563-577
- Gambolati G. & Teatini P. (2015) *Geomechanics of subsurface water withdrawal and injection*. Water Resources Research Vol 51 (6) pp 3922-3955. DOI: 10.1002/2014WR016841
- Harbaugh A.W. (2005). *MODFLOW-2005, The U.S. Geological Survey modular ground-water model—the Ground-Water Flow Process*. U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6–A16, variously p.

- Hazen A. (1892). *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration*. In: Massachusetts State Board of Health, 24th Annual Report. Publication No. 34, p. 539–556.
- Knudby C. & Carrera J. (2005). *On the relationship between indicators of geostatistical, flow and transport connectivity*. *Adv Water Resour* 28(4):405–421. doi:10.1016/j.advwatres.2004.09.001
- Kozeny J. (1927). *Über Kapillare Leitung Des Wassers in Boden*. *Sitzungsber Akad. Wiss. Wien Math.*, 271–306.
- Krige D.G. (1951). *A statistical approach to some mine valuations and allied problems at the Witwatersrand*. Master's thesis, University of Witwatersrand, South Africa.
- La nuova di Venezia e Mestre, <http://nuovavenezia.gelocal.it/venezia/cronaca/2013/03/19/news/una-notte-di-paura-per-i-fiumi-esondano-i-canali-consortili-1.6733015> (31/03/2015)
- Lee S., Carle S.F. & Fogg G.E. (2007). *Geologic heterogeneity and a comparison of two geostatistical models: Sequential Gaussian and transition probability-based geostatistical simulation*. *Advances in Water Resources* Volume 30, Issue 9, September 2007, Pages 1914–1932.
- Lewis R.W. & Schrefler B. (1978) *A fully coupled consolidation model of the subsidence of Venice*. *Water Resources Research* Vol 14 (2) pp 223-230. DOI: 10.1029/WR014i002p00223
- Magistrato alle Acque (2008). *Nuovi interventi per la salvaguardia di Venezia. Interventi di conterminazione finalizzati al completamento della messa in sicurezza. Macroisole del Vecchio Petrolchimico e della prima zona industriale a Venezia-Porto Marghera, Venezia*
- Magistrato alle Acque (2011). *Gli scarichi idrici e le qualità delle acque dell'area industriali di Porto Marghera* Ispettorato Generale per la laguna di Venezia. Marano e Grado e per l'attuazione della legge per la Salvaguardia di Venezia. Ufficio tecnico per l'Antinquinamento
- Majone M., Petrangeli Papini M., Aulenta F., Viotti P., Leccese M., Tandoni V., Rossetti S. & Cupo S. (2006). *Biorisanamento anaerobico in situ di falde contaminate da "solventi clorurati"*. *Proposta di protocollo di indagine per la valutazione di fattibilità*. Atti del convegno internazionale e progetto Trans-it. La bonifica dei siti contaminati, Provincia di Milano.
- Markantonis M., Zecchin S., Dittmer J., Ferrari L., Buscone G., de Nisi P. & Cavalca L. (2017). *Assessment of natural and enhanced reductive dehalogenation of chlorinated aliphatics in a contaminated aquifer under remediation* (oral presentation) DehaloConII - The Second Conference on Anaerobic Biological Dehalogenation, Leipzig (Germany), 26-29th March 2017.
- McCallum J.L., Herckenrath D. & Simmons C.T. (2014). *Impact of Data Density and Geostatistical Simulation Technique on the Estimation of Residence Times in a Synthetic Two-dimensional Aquifer*. *Math Geosci* (2014) 46:539–560 DOI 10.1007/s11004-013-9518-6
- Ministero delle Infrastrutture - Magistrato alle Acque di Venezia (2007). *Modello interpretativo della dinamica degli acquiferi nella zona di Porto Marghera – Rapporto Finale Risultati delle applicazioni del modello matematico ed indicazioni per il monitoraggio*. BV027S-RTF-0M
- Molz F.J., Boman G.K., Young S.C. & Waldrop W.R. (1994). *Borehole flowmeters: field application and data analysis*. *Journal of Hydrology* 163, 347-371
- Molz F.J., Morin R.H., Hess A.E., Melville J.G. & Güven O. (1989). *The Impeller Meter for measuring aquifer permeability variations: Evaluation and comparison with other tests*. *Water resources research*, Volume 25, Issue 7, Pages 1677–1683

- Moslehi M. & de Barros F.P.J. (2017). *Uncertainty quantification of environmental performance metrics in heterogeneous aquifers with long-range correlations*. Journal of Contaminant Hydrology Vol 196, Jan 2017, Pages 21-29. <https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2016.12.002>
- Naeef M., Naeef M.R., Salehi J. & Rahimi R. (2016). *Hydraulic conductivity prediction based on grain-size distribution using M5 model tree*. Geomechanics and Geoengineering, DOI: 10.1080/17486025.2016.1181792
- Newell C.J., Rifai H.S., Wilson J.T., Connor J.A., Aziz J.A. & Suarez M.P. (2002). *Calculation and use of first-order rate constants for monitored natural attenuation*. Groundwater Issue Paper, EPA/540/S02/500, U.S. Environmental Protection Agency, National Risk Management Laboratory, Cincinnati. <http://www.epa.gov/ada/pubs/issue/540S02500.html>
- Paris A., Teatini P., Venturini S., Gambolati G. & Bernstein. A.G. (2010). *Hydrological effects of bounding the Venice (Italy) industrial harbour by a protection cut-off wall: A modeling study*. J. Hydrol. Engineering 15 (11). 882-891
- Pollock D.W. (2012). *User guide for MODPATH version 6—A particle-tracking model for MODFLOW*. U.S. Geological Survey Techniques and Methods, book 6, chap. A41, 58 p.
- Provincia di Venezia & ARPAV (2008). *I Suoli della provincia di Venezia*. Grafiche Erredici S.r.l., Rubano (PD)
- Provincia di Venezia (2000). *Indagine idrogeologica del territorio provinciale di Venezia*. Cicero di Stefano Bortoli, Venezia 2001.
- Provincia di Venezia (2011). *Atlante geologico della provincia di Venezia - Note illustrative*. Arti Grafiche Venete S.r.l., Quarto d'Altino (VE)
- Regione del Veneto (2004). *Master plan per la bonifica dei siti inquinati di Porto Marghera*
- Renard P. & Allard D. (2013). *Connectivity metrics for subsurface flow and transport*. Advances in Water Resources, 51, 168–196
- Ricker J.A. (2008). *A Practical Method to Evaluate Ground Water Contaminant Plume Stability*. Ground Water Monitoring & Remediation, 28: 85–94. doi:10.1111/j.1745-6592.2008.00215.x
- Ritzi R.W., Dai Z., Dominic D.F. & Rubin Y.N. (2004). *Spatial correlation of permeability in cross-stratified sediment with hierarchical architecture*. Water Resour. Res., 40, W03513, doi:10.1029/2003WR002420
- Riva M., Guadagnini L., Guadagnini A., Ptak T. & Martac E. (2006). *Probabilistic study of well capture zones distributions at the Lauswiesen field site*. J Contam Hydrol 88:92–118
- Rubin Y. (2003). *Applied Stochastic Hydrogeology*. Oxford University Press, USA.
- Schlumberger Water Services (2010). *Visual MODFLOW 2010.1. User's Manual*. Canada
- Shepherd R.G. (1989). *Correlations of permeability and grain size*. Ground Water 27, 633–638
- Tauw (2012). *Sito di Dogaletto (VE) Progetto Operativo di Bonifica ai sensi del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. Progettazione degli interventi per fasi*.
- Terrenghi J., Beretta G.P., Fassina S., Cattelan M., Penzo L., Zanella L. & Novello C. (2015). *Groundwater flow in venice-porto marghera and the impact of containment works*. in Supplemento n. 1 al Vol. 39/2016 Rend. Online della Società geologica italiana
- Terrenghi, J. & Beretta G. P. (2016). *Bioremediation in saline lagoon groundwater*. in Proceedings of the 43rd IAH Congress, 2334, Montpellier, France

- Terrenghi, J., Bianchi M., & Beretta G.P. (2016). *Should we collect more K data or more aquifer samples for effective subsurface characterization? A comparative study based on reproducibility of flow and transport modelling results*. in Proceedings of the 43rd IAH Congress, 2331, Montpellier, France
- Terzaghi K. (1925). *Principles of soil mechanics*. Engineering News-Record, 95, 832.
- Thorntwaite C.W. & Mather J.R. (1957). *Instructions and tables for computing potential evapotranspiration and the water balance*. Centerton, N.J., Laboratory of Climatology, Publications in Climatology, v. 10, no. 3, p. 185-311
- Tillotson J.M. & Borden R.C. (2017). *Rate and Extent of Chlorinated Ethene Removal at 37 ERD Sites*. Journal of Environmental Engineering Vol. 143, Issue 8
- Trevisani S. & Fabbri P. (2010). *Geostatistical Modeling of a Heterogeneous Site Bordering the Venice Lagoon, Italy*. Groundwater Vol. 48, No. 4 pages 614–623 doi: 10.1111/j.1745-6584.2009.00632.x
- Vassena C., Cattaneo L. & Giudici M. (2010). *Assessment of the role of facies heterogeneity at the fine scale by numerical transport experiments and connectivity indicators*. Hydrogeology Journal 18: 651–668
- Venezia Ricerche (2001). *Valutazione del marginamento delle sponde dei canali industriali al fine del confinamento efficace dell'intera area in cui insistono le imprese firmatarie dell'accordo per la chimica. Rapporto finale*
- VeneziaToday, <http://www.veneziatoday.it/cronaca/allagamenti-pioggia-oggi-portogruaro-san-dona-venezia.html> (31/03/2015)
- Vukovic M. & Soro A. (1992). *Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size composition*. In: Kasenow, M. (Hrsg.) *Determination of Hydraulic Conductivity from Grain Size Analysis*. Water Resources Publications, Littleton
- Webb E.K. & Anderson M.P. (1996). *Simulation of preferential flow in threedimensional heterogeneous conductivity fields with realistic internal architecture*. Water Resour Res 1996;32(3):533–45.
- Weissmann G. & Fogg G. (1999). *Multi-scale alluvial fan heterogeneity modeled with transition probability geostatistics in a sequence stratigraphic framework*. J Hydrol 226(1-2):48–65. doi:10.1016/S0022-1694(99)00160-2
- Western A., Bloschl G. & Grayson R.B. (2001). *Toward capturing hydrologically significant connectivity in spatial patterns*. Water Resour Res 37:83–97
- Young S.C. (1994). *Characterization of High-K Pathways by Borehole Flowmeter and Tracer Tests*. Ground water Vol. 33, No 2, 311-318
- Zeza F. (2008). *Geologia a progettazione nel centro storico di Venezia. La riqualificazione delle città e dei territori*. Il Poligrafico, Padova (2008)
- Zheng C. & Wang P.P. (1999) *MT3DMS: A Modular Three-Dimensional Multispecies Transport Model for Simulation of Advection, Dispersion, and Chemical Reactions of Contaminants in Groundwater Systems; Documentation and User's Guide*. Department of Geological Sciences, University of Alabama, Tuscaloosa
- Zheng C., Bianchi M. & Gorelick S.M. (2011). *Lessons learned from 25 years of research at the MADE site*. Groundwater, 49, 649–662, doi:10.1111/j.1745-6584.2010.00753.x.

# Allegato 1

Ingrandimento della tabella 3.18. Calcolo della portata della falda in m<sup>3</sup>/giorno nelle celle corrispondenti al retromarginamento. I carichi imposti possono essere sia come apporti che come deflussi dato che sia a monte che a valle è stato utilizzato questo limite. L'apporto dei pozzi positivo è legato alle perdite dalle reti tecnologiche che sono state inserite. Dreni accorpa sia le idrovore che il dreno a tergo delle barriere impermeabili nel vecchio petrolchimico. La ricarica è intesa come precipitazioni. Le altre zone si possono identificare nella figura 3.23.

Bilancio Idrogeologico [m³/giorno]	Resto del modello		Malcontenta EXT		Malcontenta INT		Nuovo Petrolchimico EXT		Nuovo Petrolchimico INT		Vecchio Petrolchimico EXT		Vecchio Petrolchimico INT		Nord EXT		Nord INT		Zona Industriale EXT		Zona Industriale INT	
	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN	OUT	IN
Carico imposto	125.80	20350.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pozzi	1913.10	360.00	0.00	0.00	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Dreni	28918.00	0.00	20.35	0.00	4.30	0.00	1.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fiumi	8421.50	18536.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	158.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ricarica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resto del modello			30.22	66.98	30.54	12.78	8.59	3.02	6.94	20.15	75.69	145.48	225.44	12.91	154.95	99.20	97.74	149.75	112.17	0.06	0.00	100.26
Malcontenta EXT	66.98	30.22			13.99	36.46			6.06	0.00												
Malcontenta INT	12.78	30.54	36.46	13.99																		
Nuovo Petrolchimico EXT	3.02	8.59							8.69	1.55												
Nuovo Petrolchimico INT	20.15	6.94	0.00	6.06			1.55	8.69														
Vecchio Petrolchimico EXT	145.48	75.69											13.63	226.16			0.00	15.60				
Vecchio Petrolchimico INT	12.91	225.44										226.16	13.63									
Nord EXT	99.20	154.95															152.35	86.33	0.01	10.28		
Nord INT	149.75	97.74									15.60	0.00			86.33	152.35					0.19	1.77
Zona Industriale EXT	0.06	112.17													10.28	0.01					101.84	0.00
Zona Industriale INT	100.26	0.00															1.77	0.19	0.00	101.84		
Totale	39988.98	39988.29	87.04	87.03	49.24	49.24	11.71	11.71	21.70	21.70	317.44	317.45	239.07	239.07	251.56	251.56	251.87	251.87	112.18	112.17	102.03	102.03

Tabella 3.18: Calcolo della portata della falda in m³/giorno nelle celle corrispondenti al retromarginamento. I carichi imposti possono essere sia come apporti che come deflussi dato che sia a monte che a valle è stato utilizzato questo limite. L'apporto dei pozzi positivo è legato alle perdite dalle reti tecnologiche che sono state inserite. Dreni accorpa sia le idrovore che il dreno a tergo delle barriere impermeabili nel vecchio petrolchimico. La ricarica è intesa come precipitazioni. Le altre zone si possono identificare nella figura 3.23.

# Allegato 2

Ingrandimento della figura 4.10: Centro di massa e varianza delle BTC a lungo diverse sezioni del modello per ogni scenario e per ogni approccio. Il risultato è espresso come rapporto tra il valore dello scenario e il valore medio dello scenario Dmax definito con lo stesso metodo.

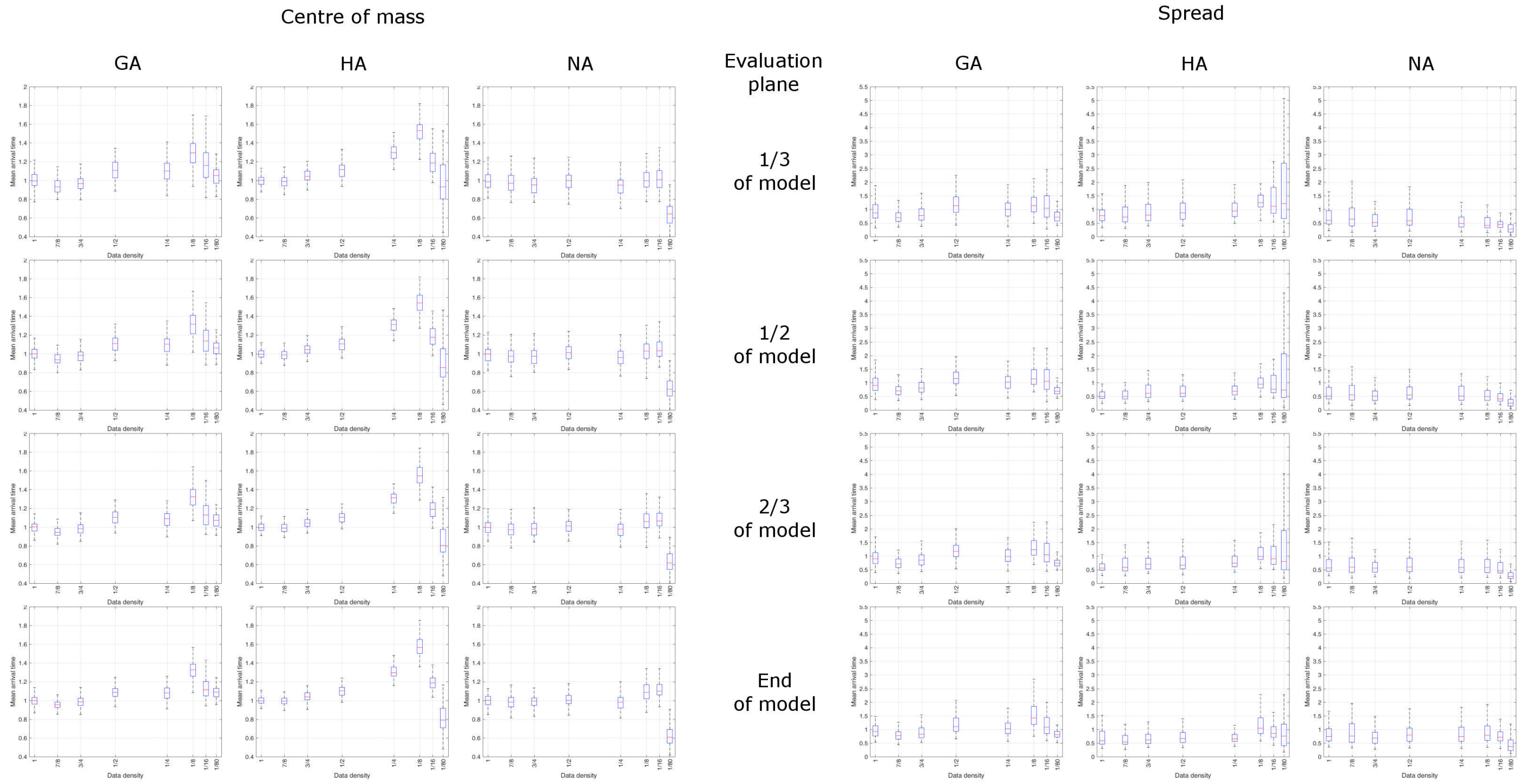


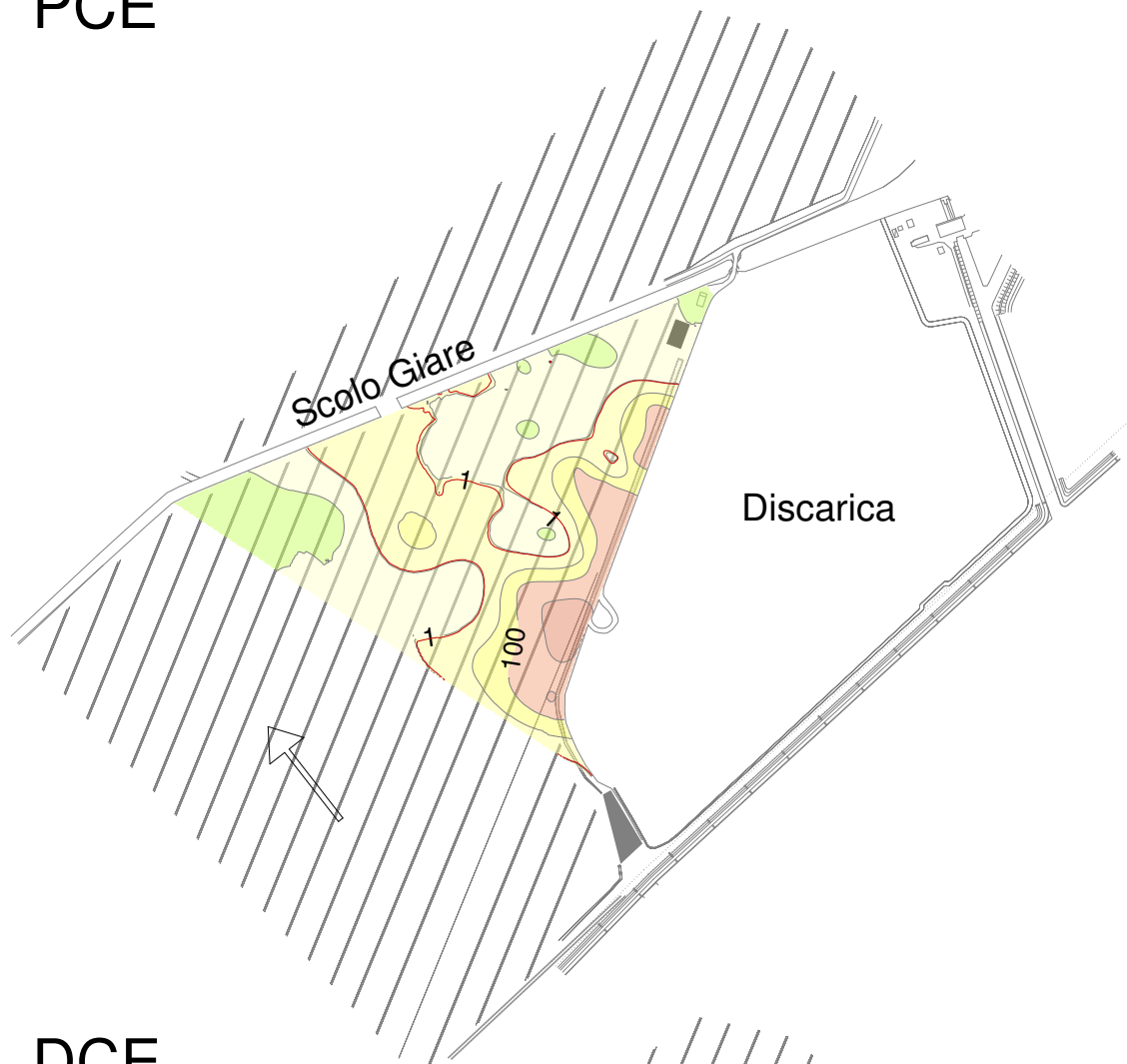
Figura 4.10: Centro di massa e varianza delle BTC a lungo diverse sezioni del modello per ogni scenario e per ogni approccio. Il risultato è espresso come rapporto tra il valore dello scenario e il valore medio dello scenario  $D_{max}$  definito con lo stesso metodo.



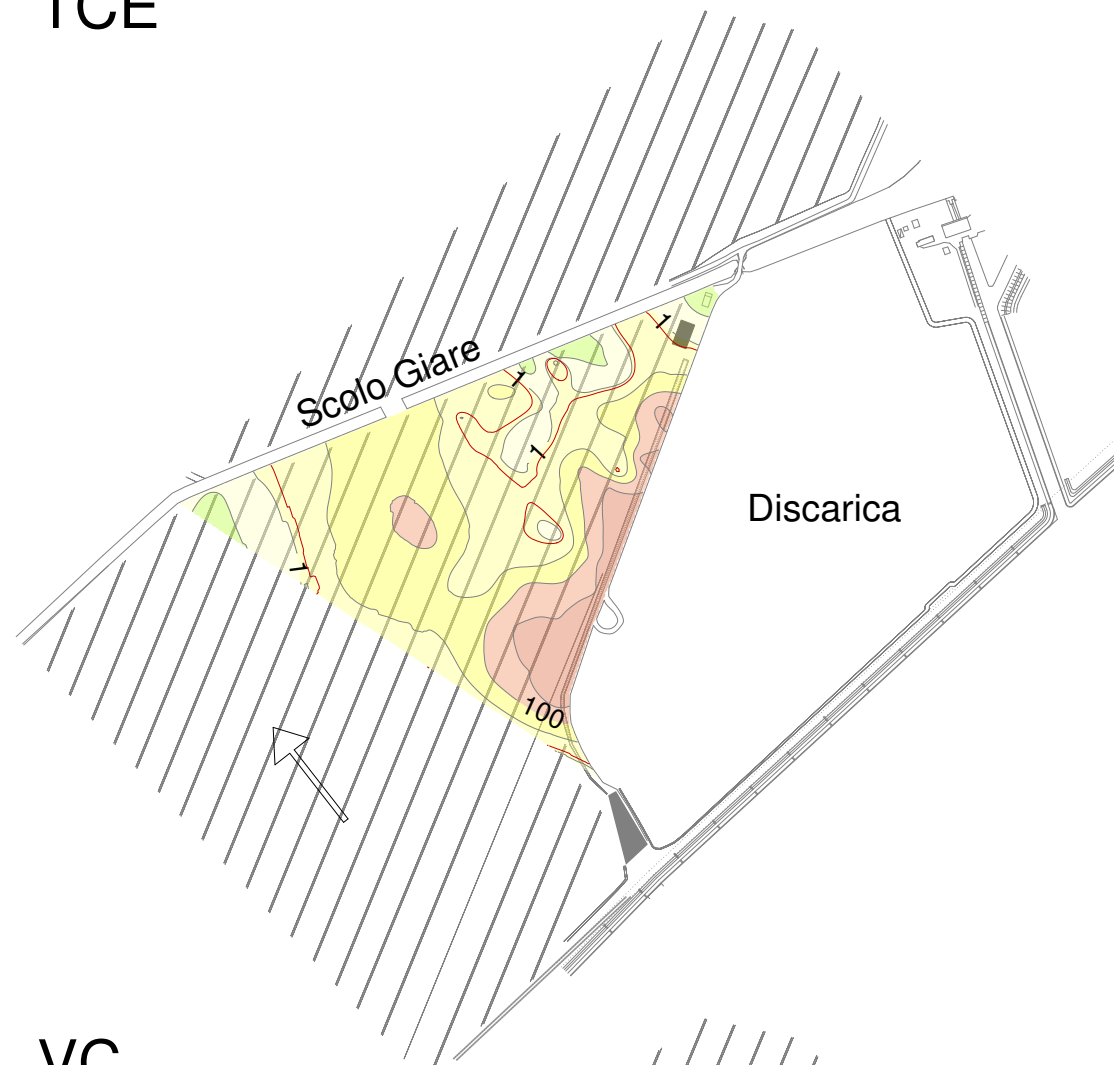
# Allegato 3

Tabelle e immagini a supporto del metodo della stabilità di pennacchi di contaminazione in acque sotterranee (Ricker, 2008)

PCE



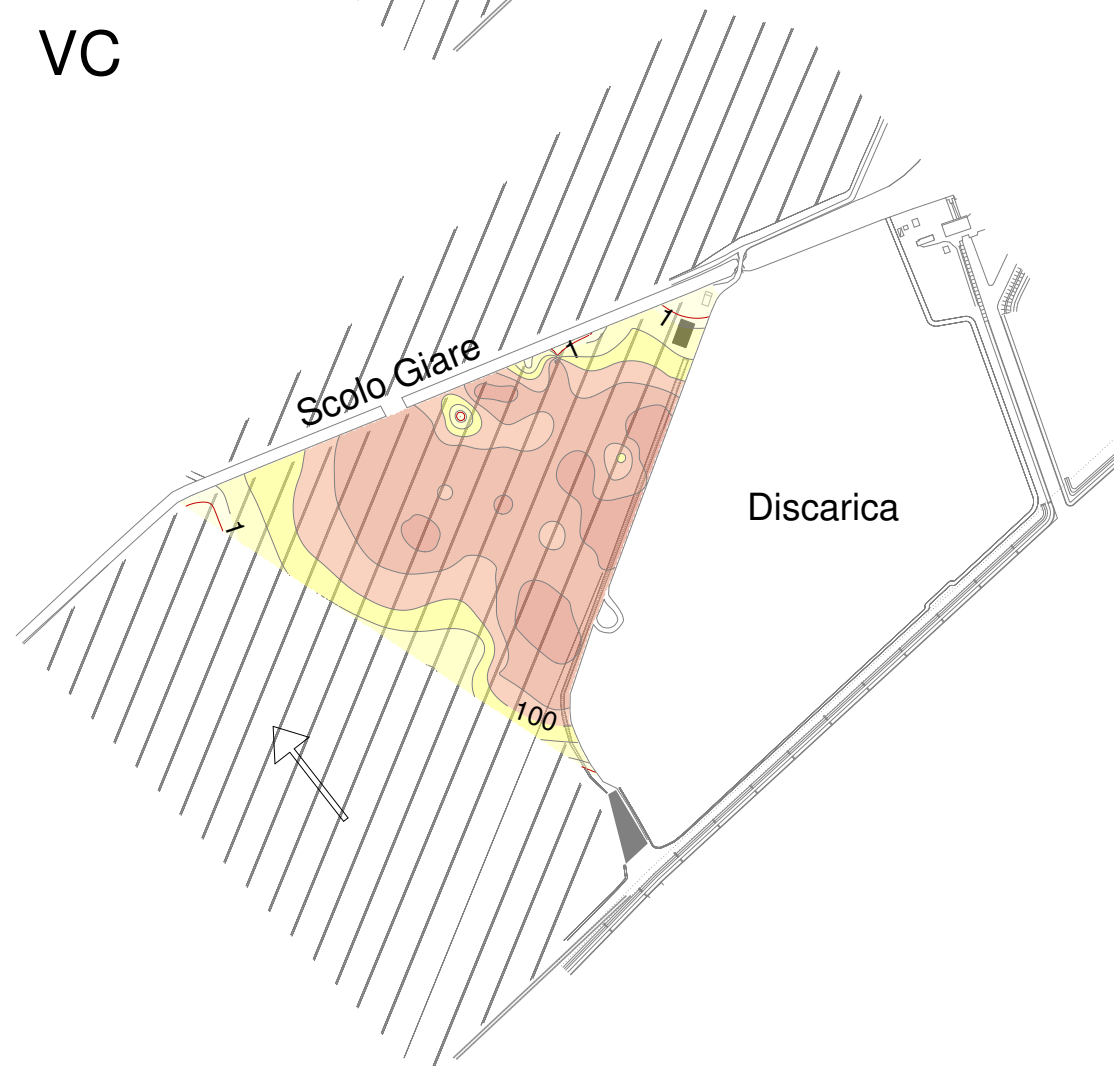
TCE



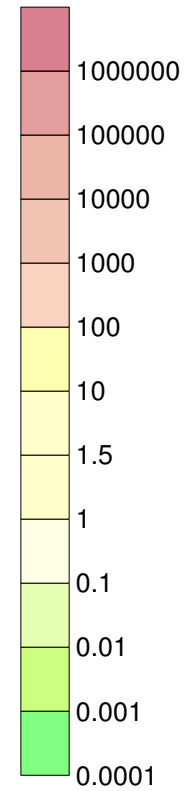
DCE



VC



Concentrazione [µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Febbraio 2015

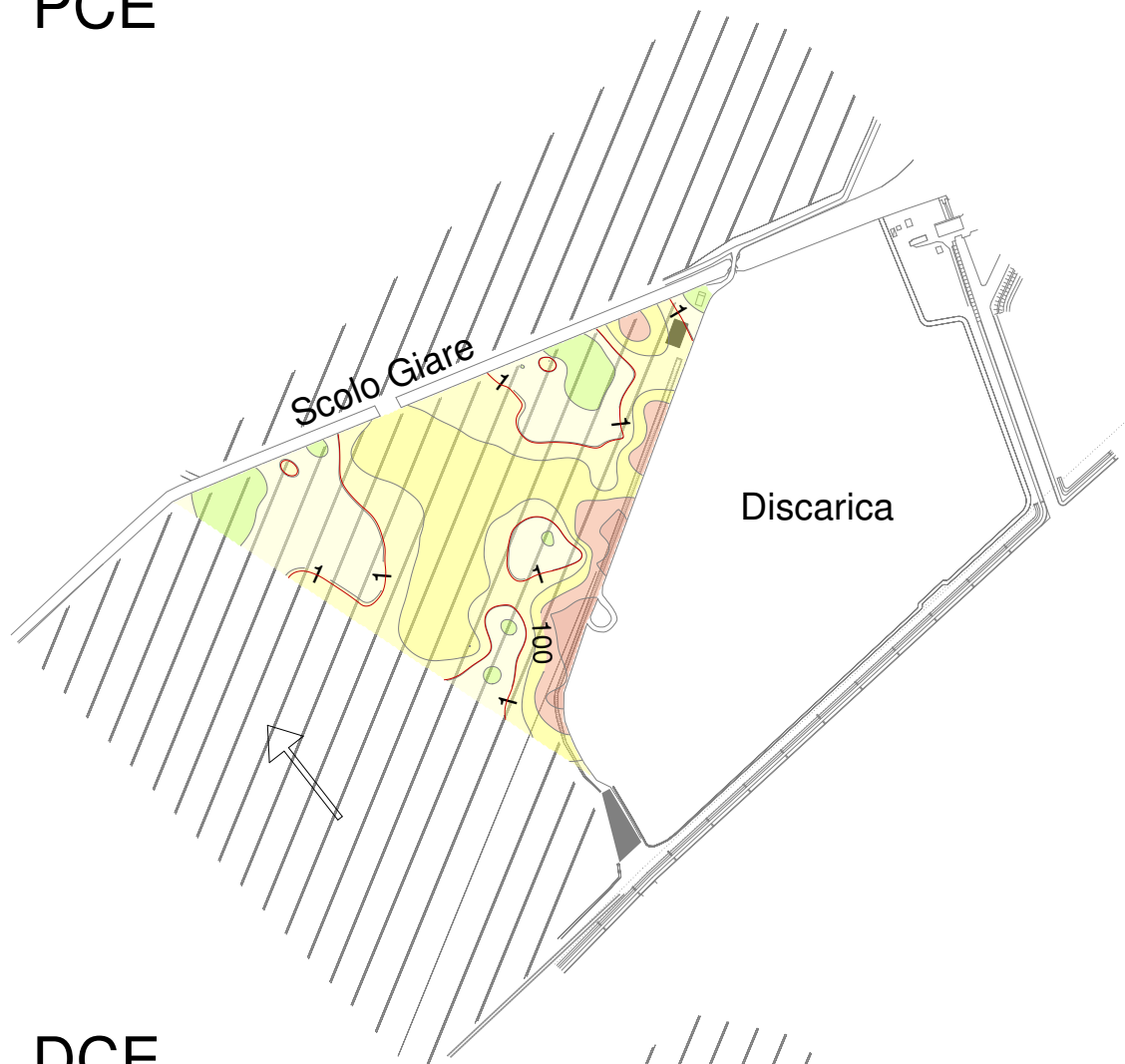
**Allegato 3**

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

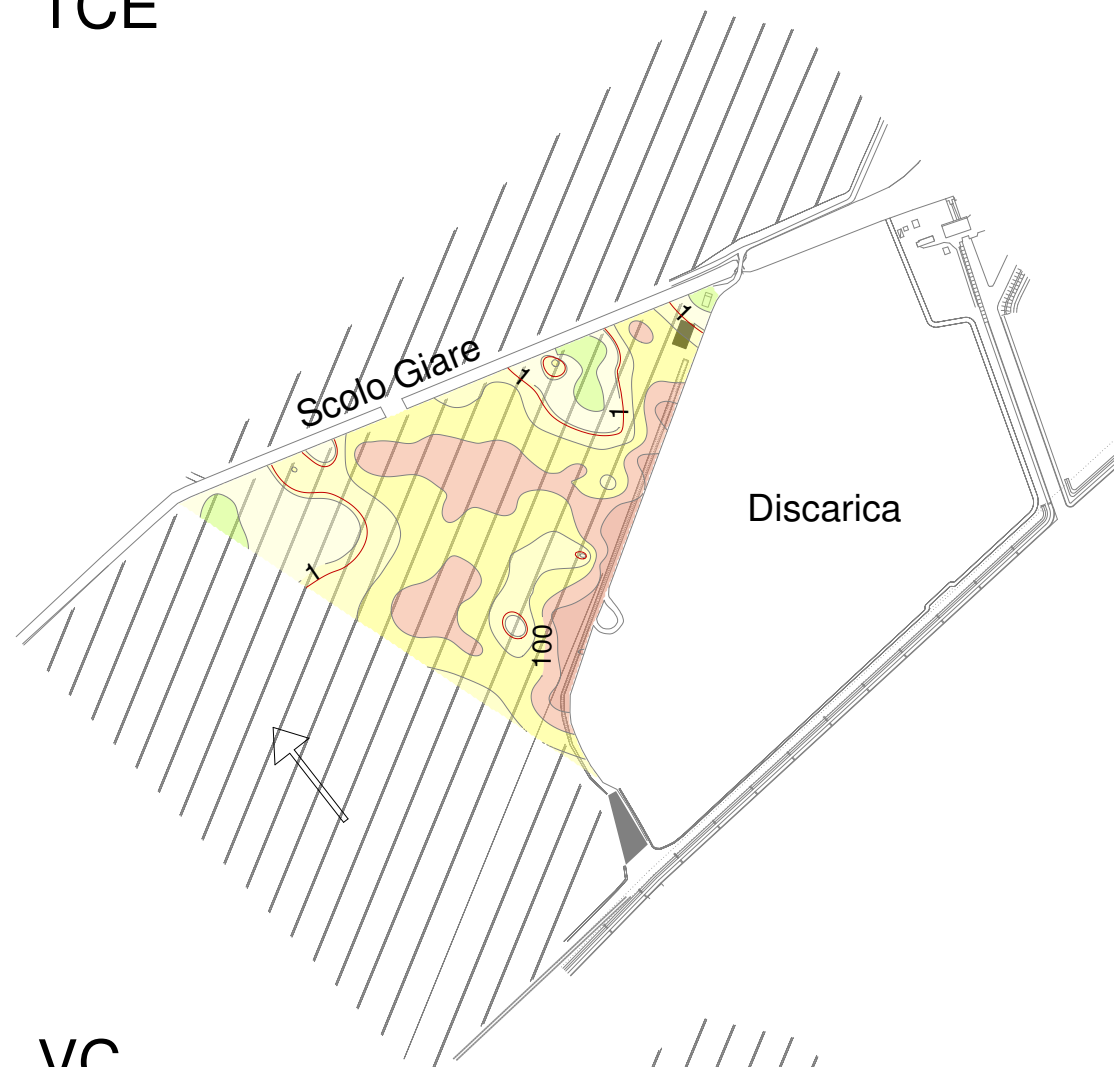
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

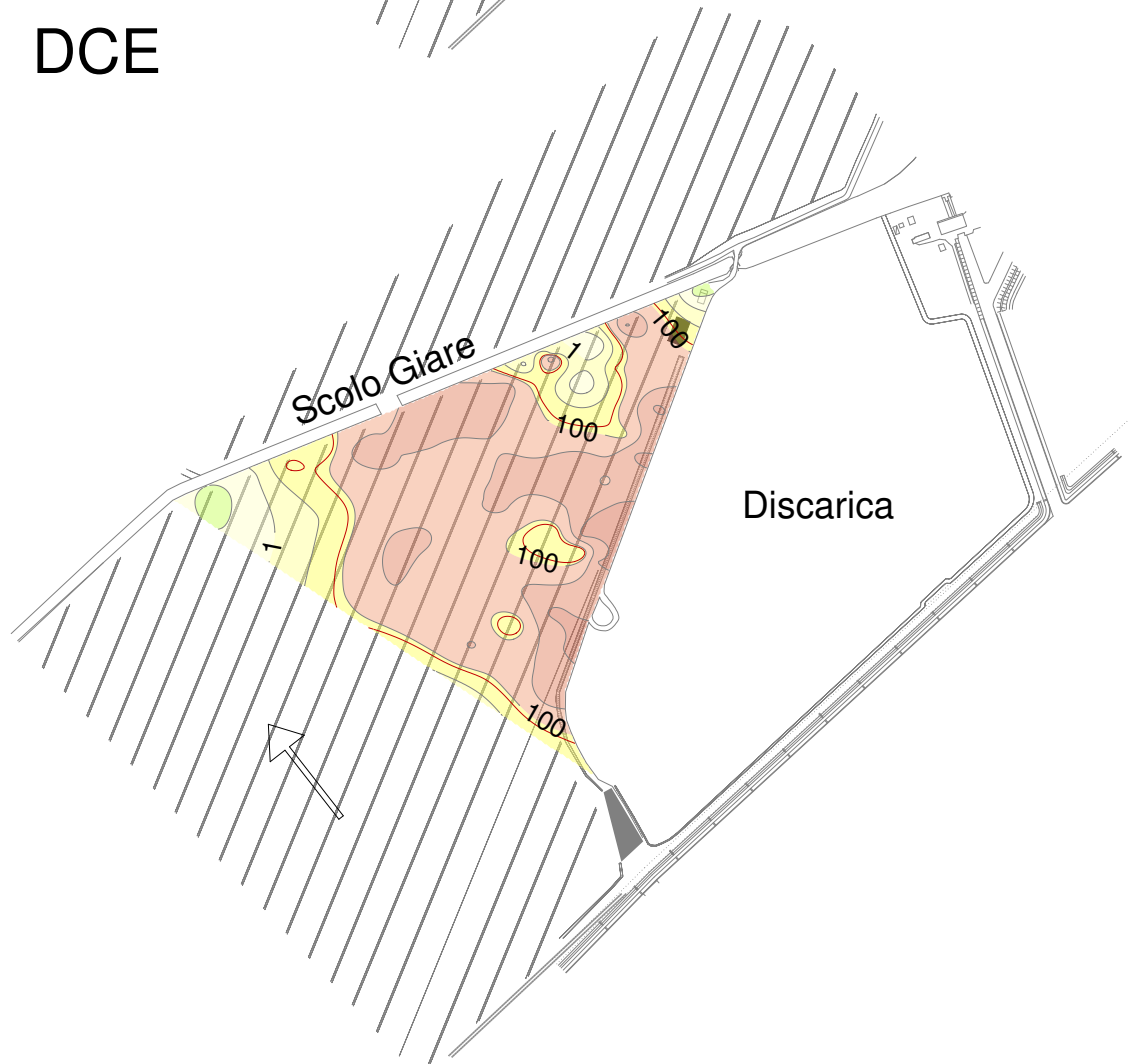
PCE



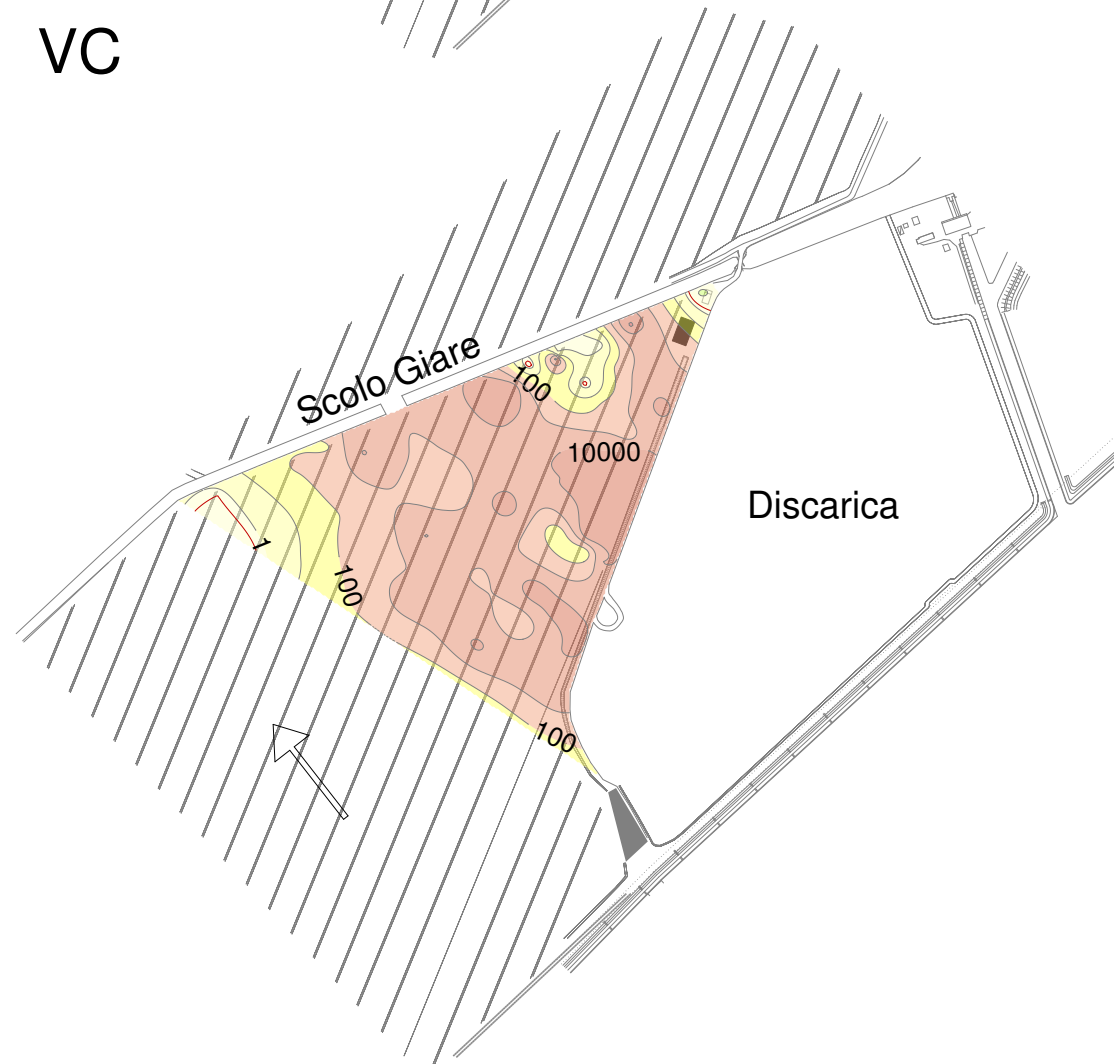
TCE



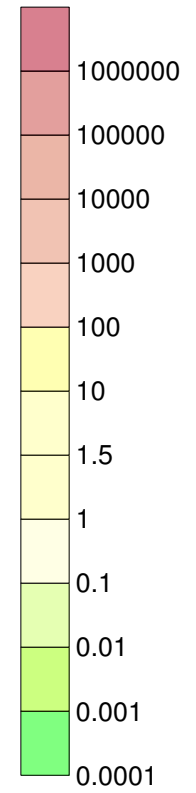
DCE



VC



Concentrazione  
[µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Maggio 2015

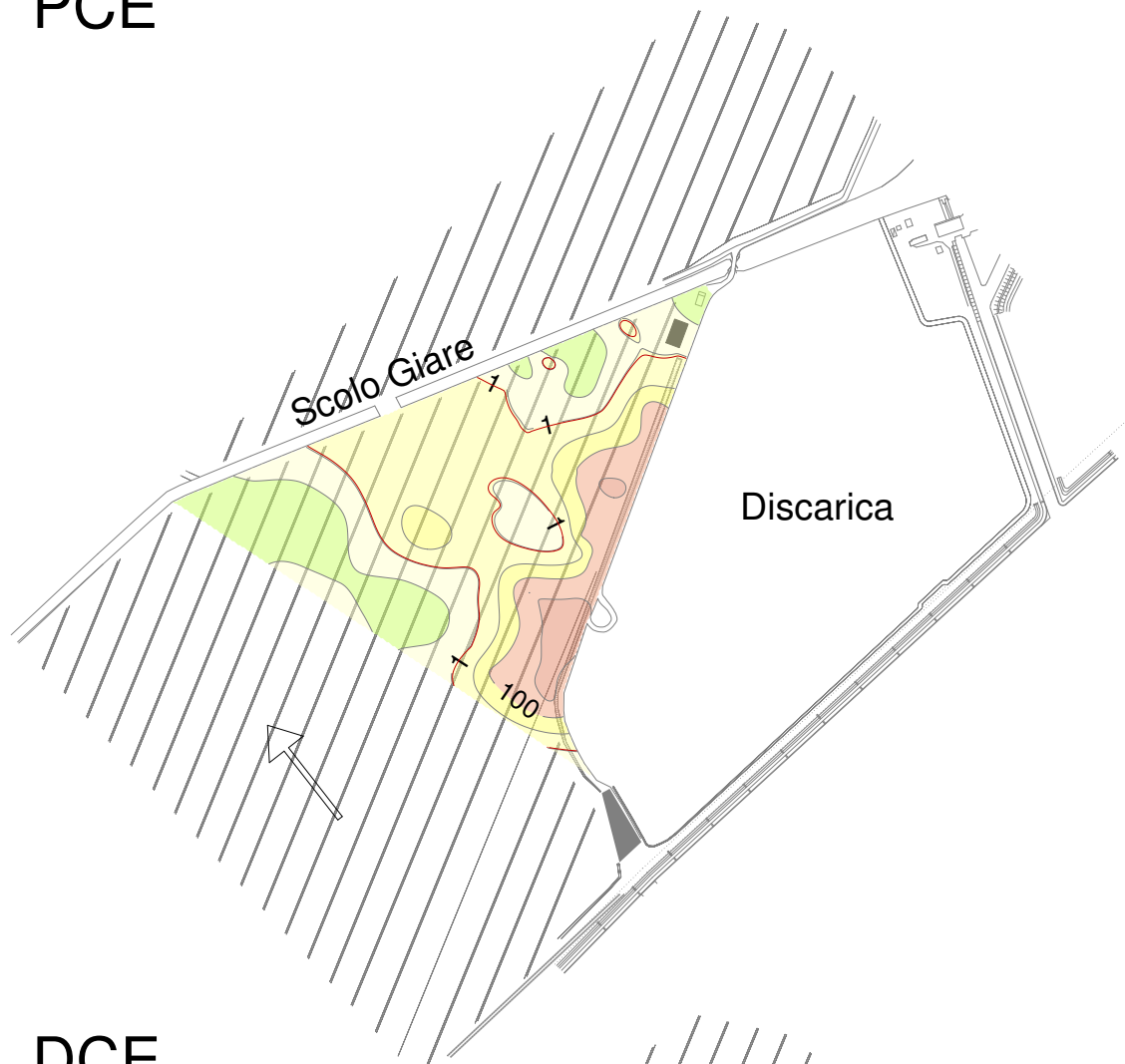
**Allegato 3**

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

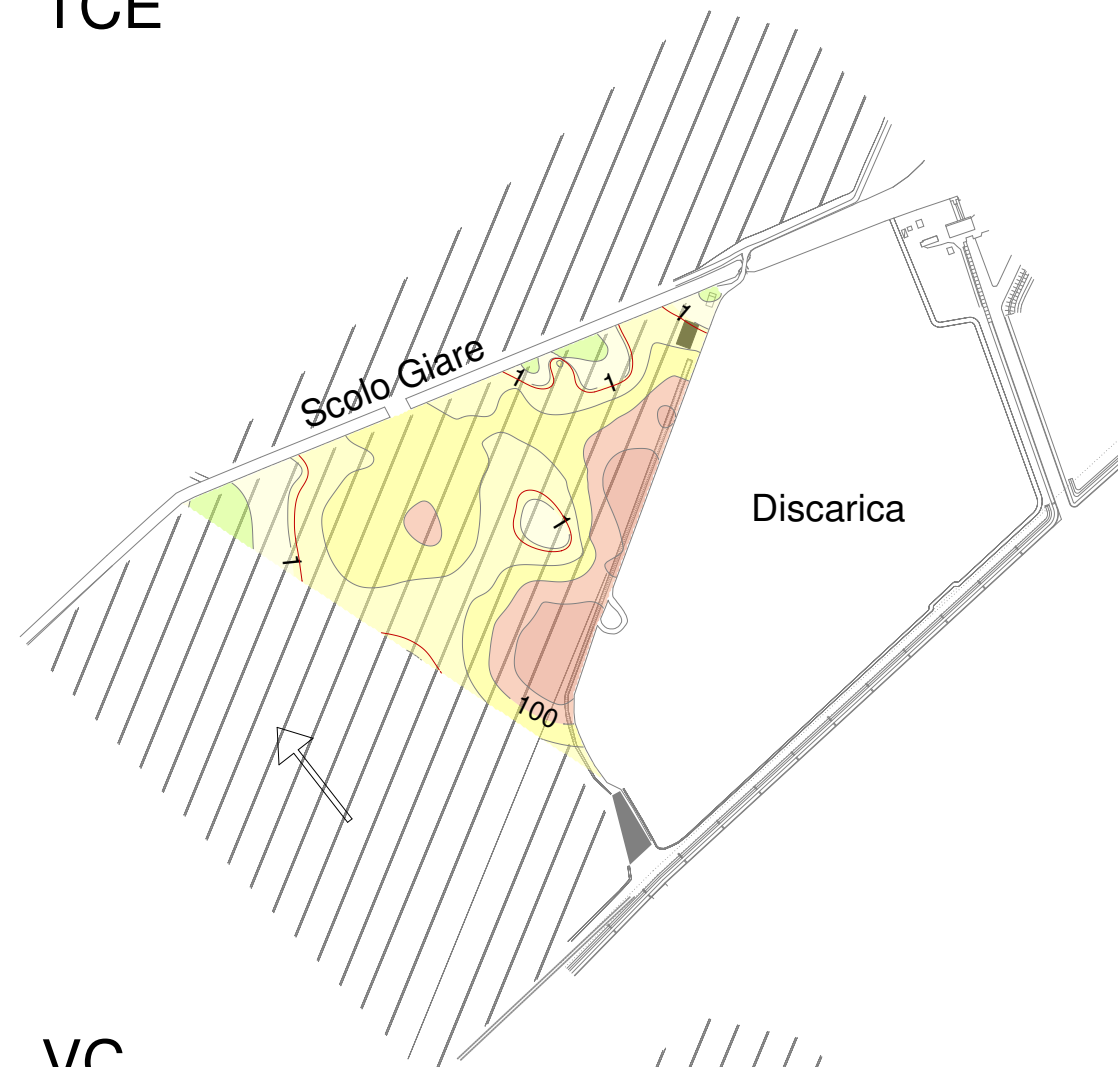
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

PCE



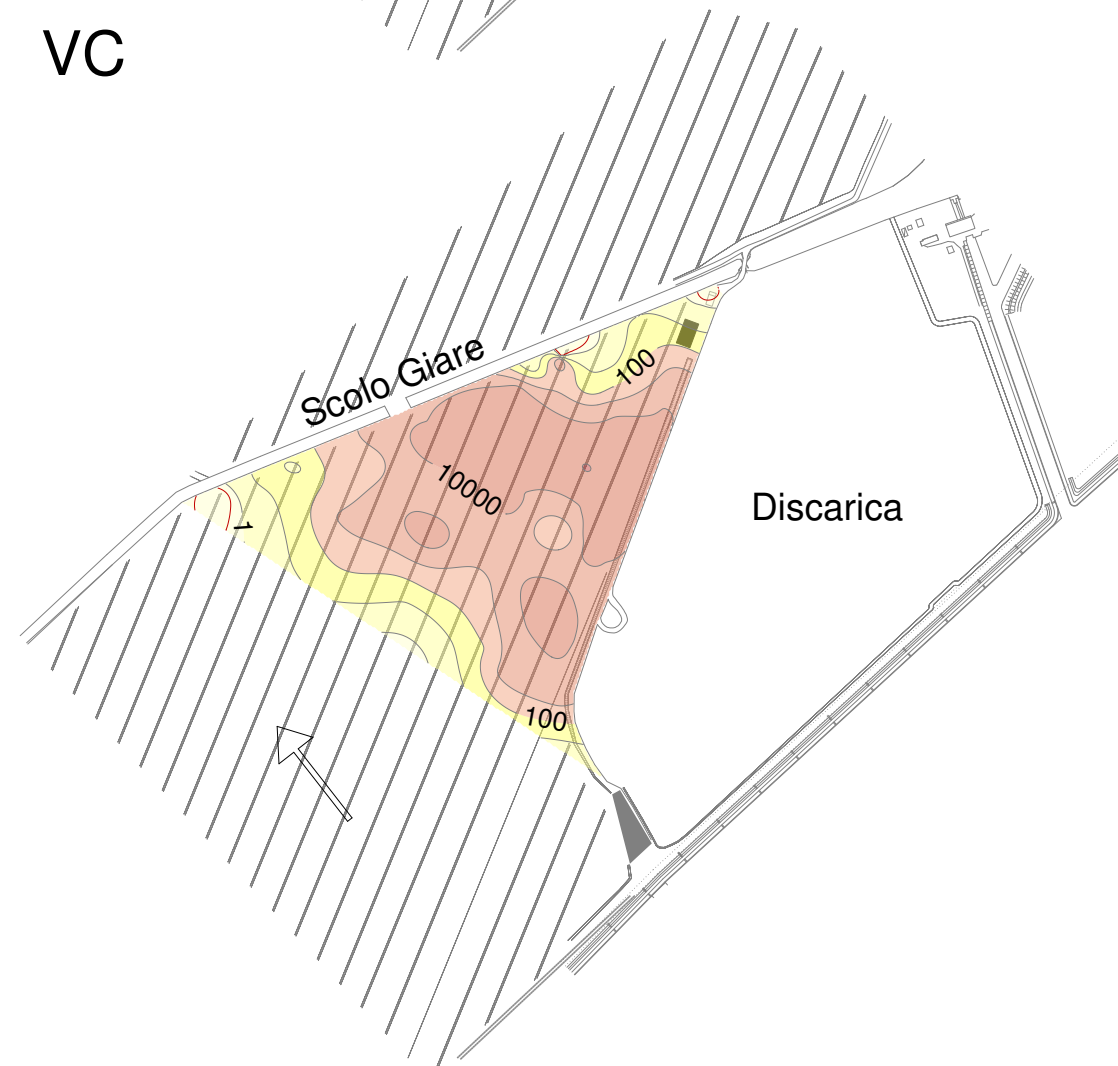
TCE



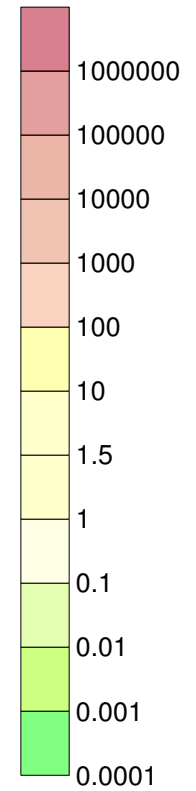
DCE



VC



Concentrazione  
[µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Ottobre 2015

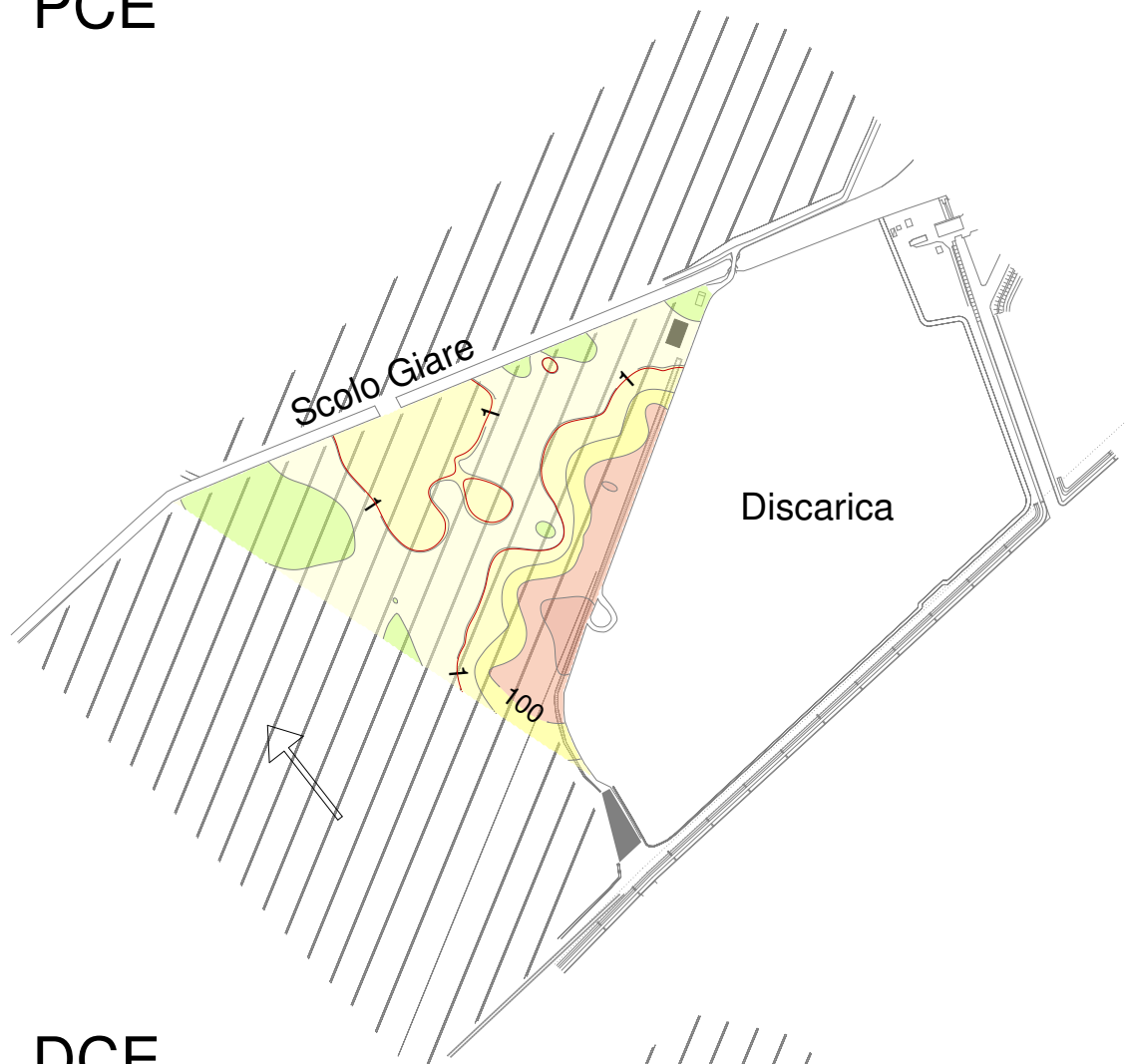
**Allegato 3**

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

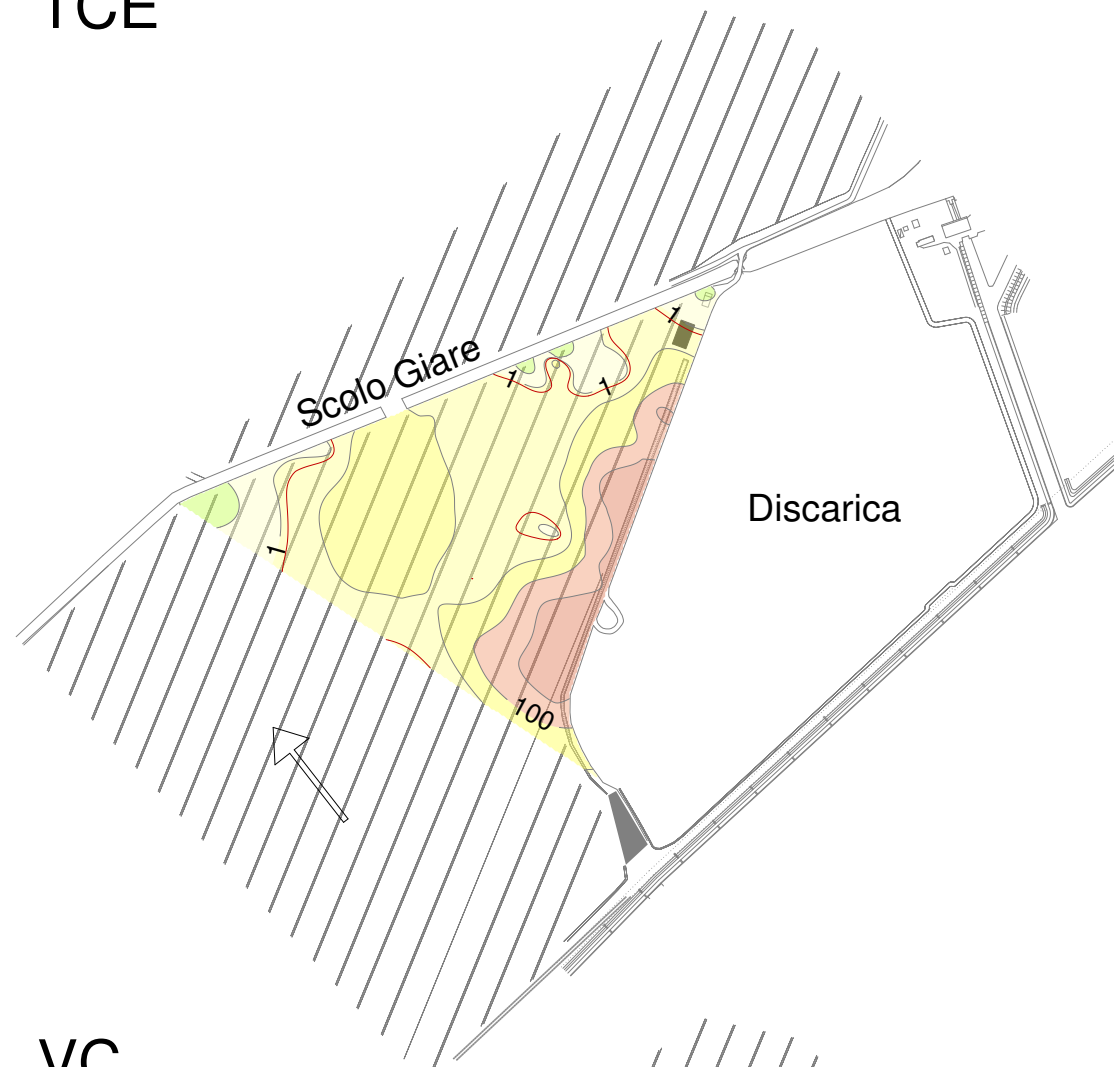
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

PCE



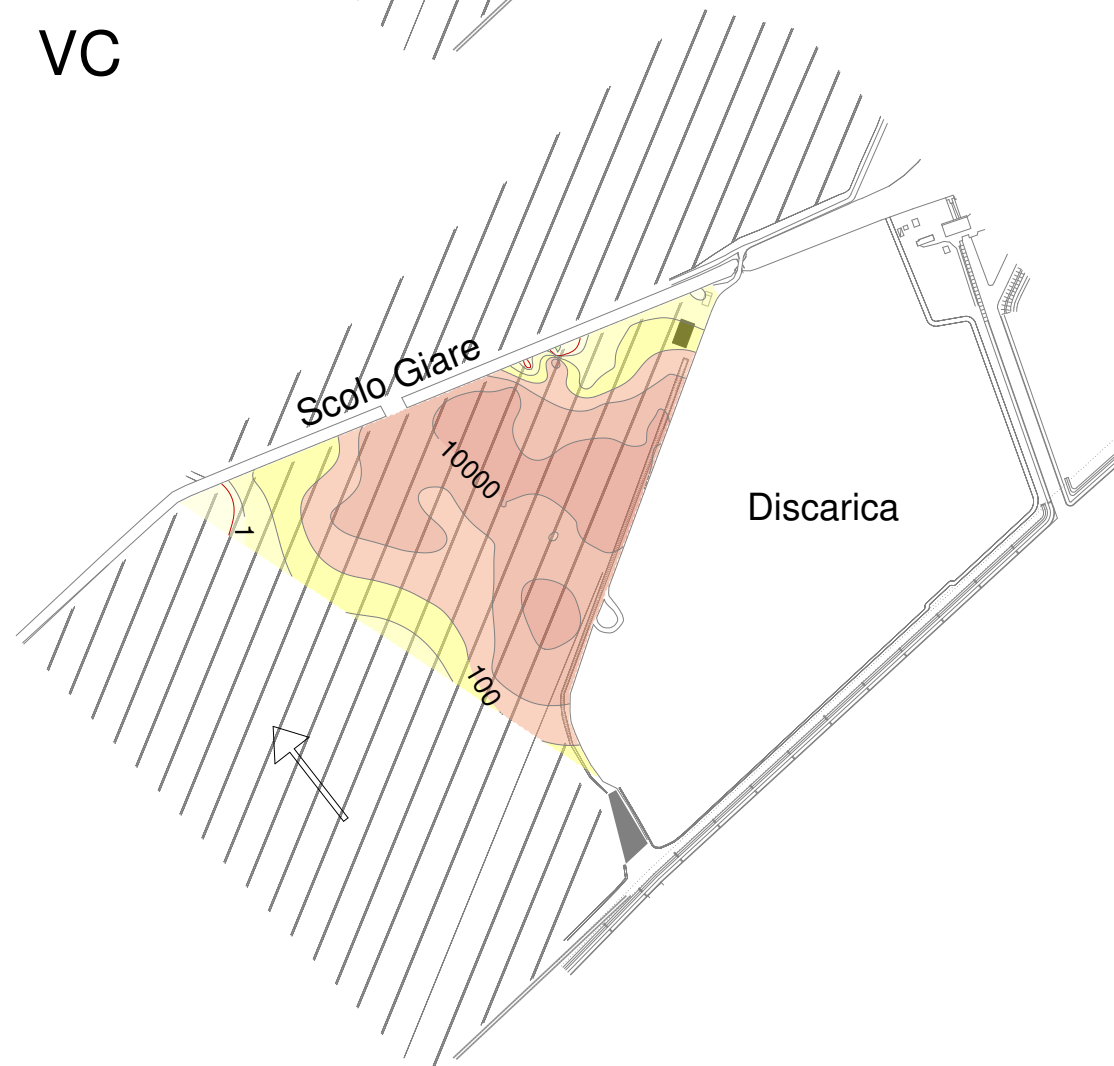
TCE



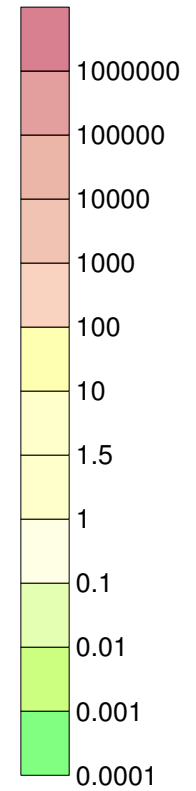
DCE



VC



Concentrazione [µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Gennaio 2016

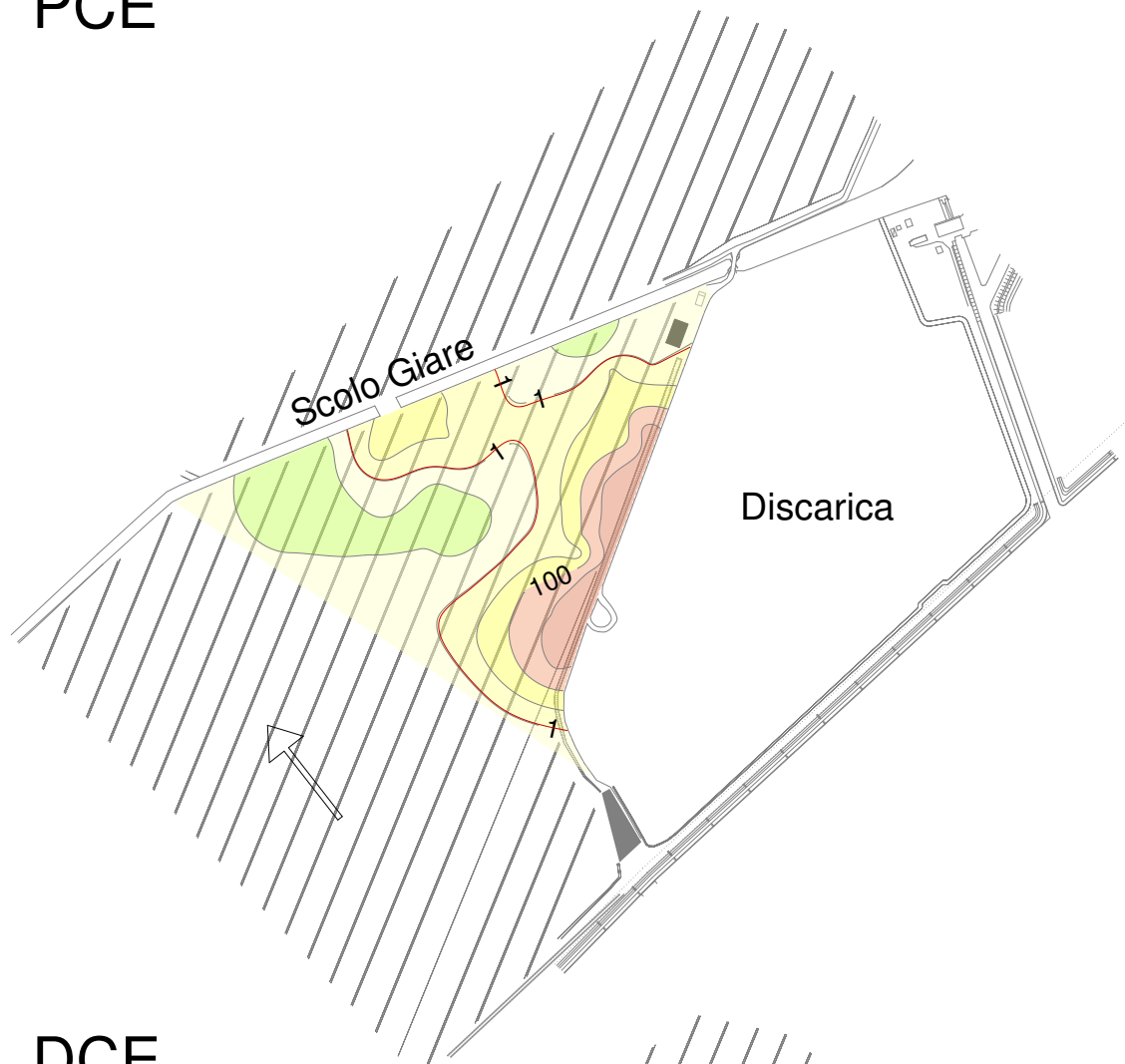
**Allegato 3**

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

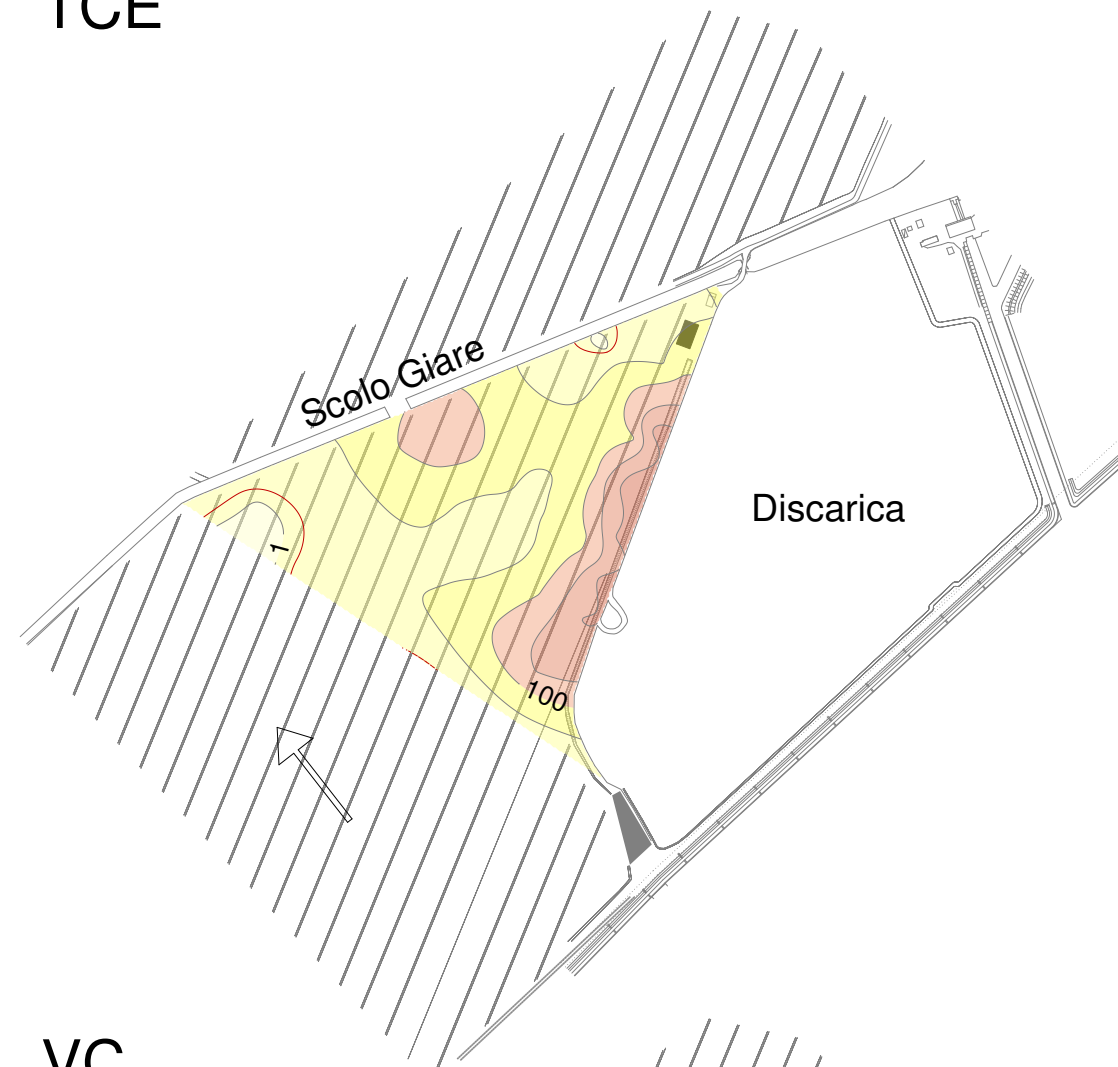
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

PCE



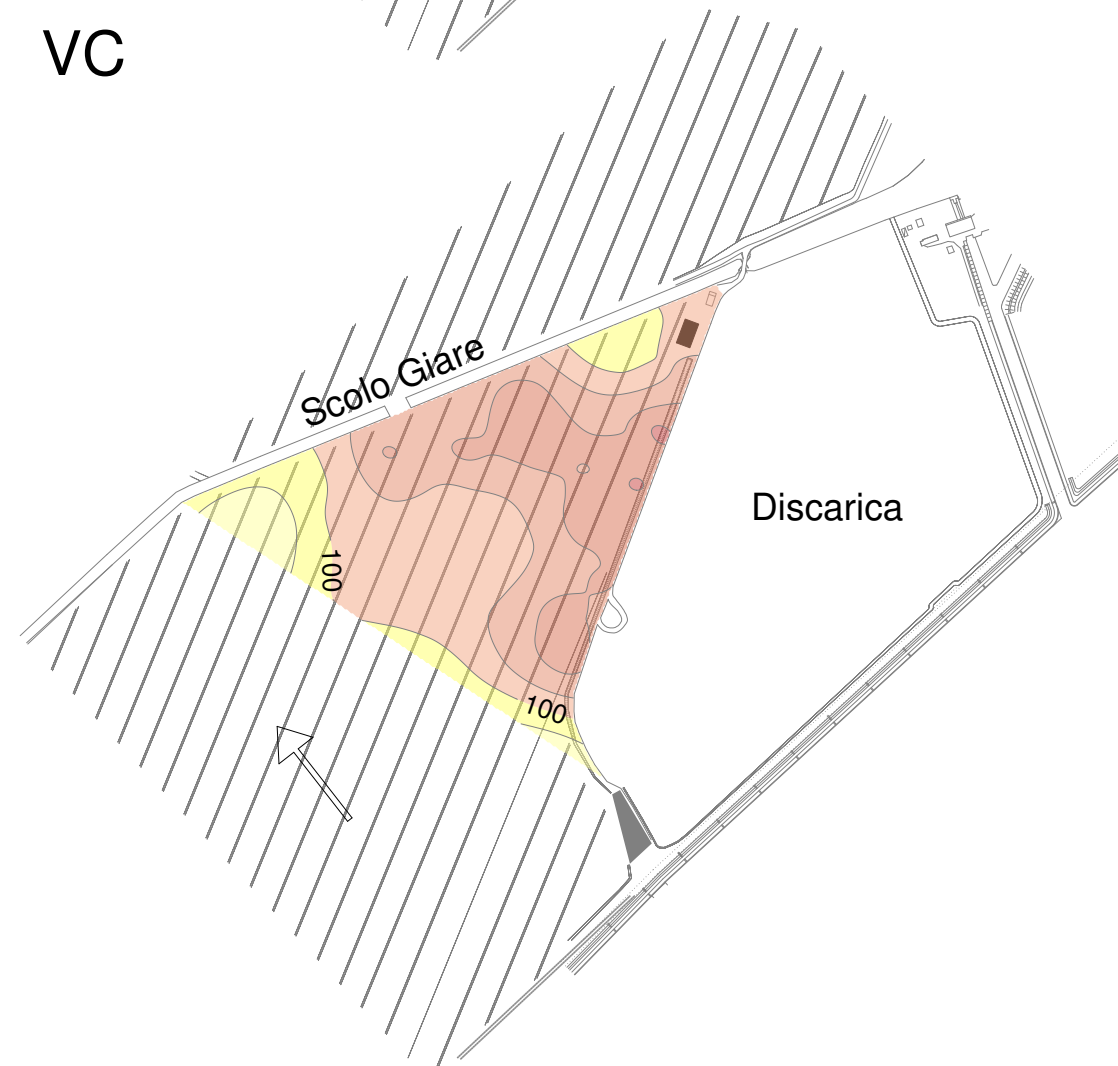
TCE



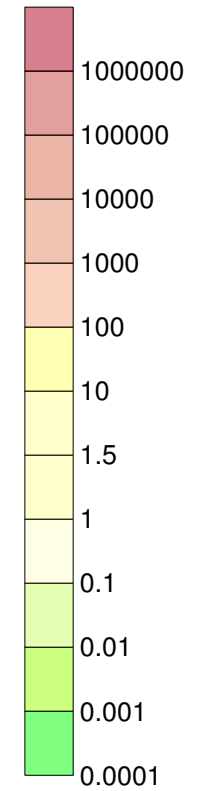
DCE



VC



Concentrazione  
[µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Maggio 2016

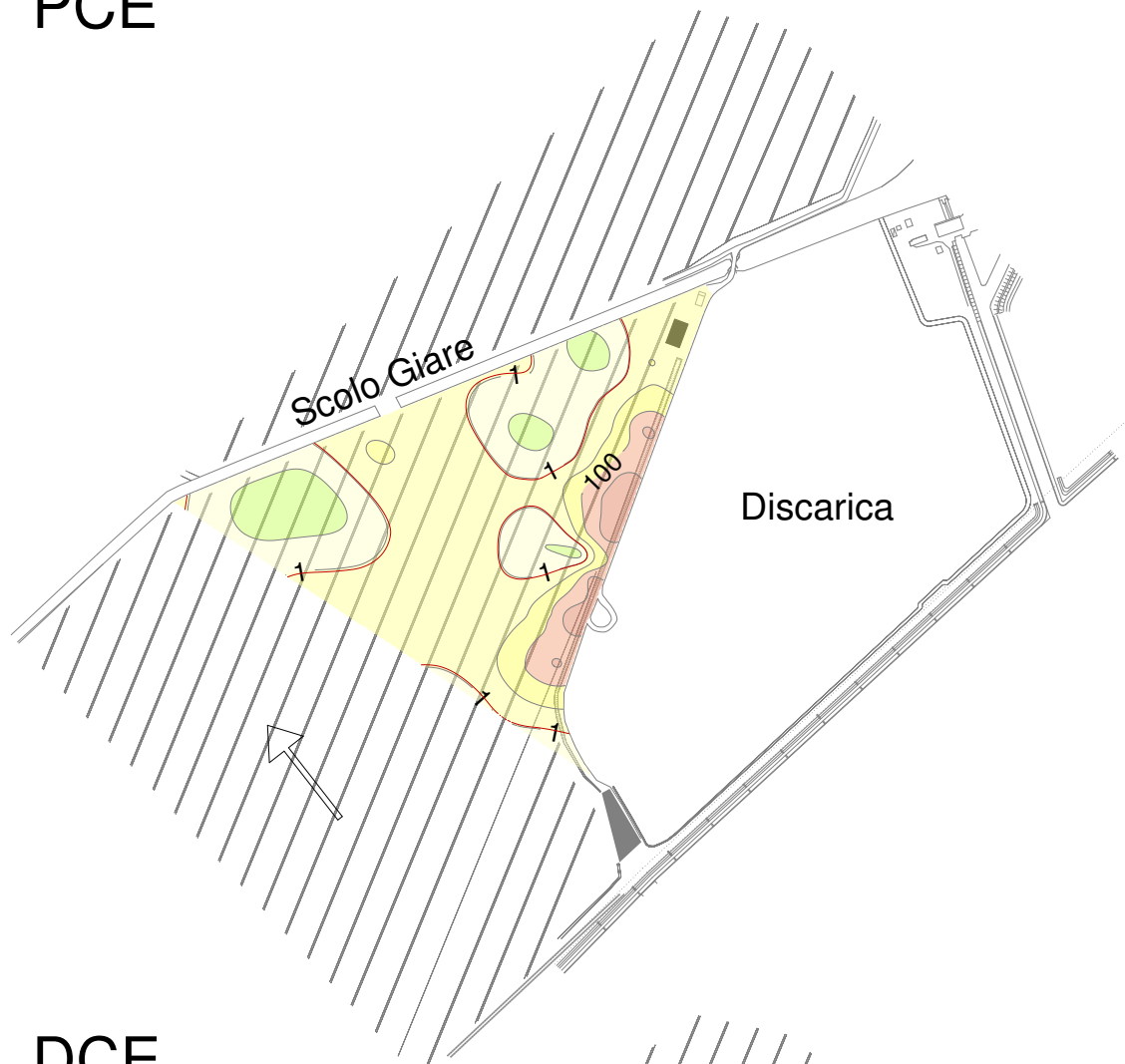
**Allegato 3**

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

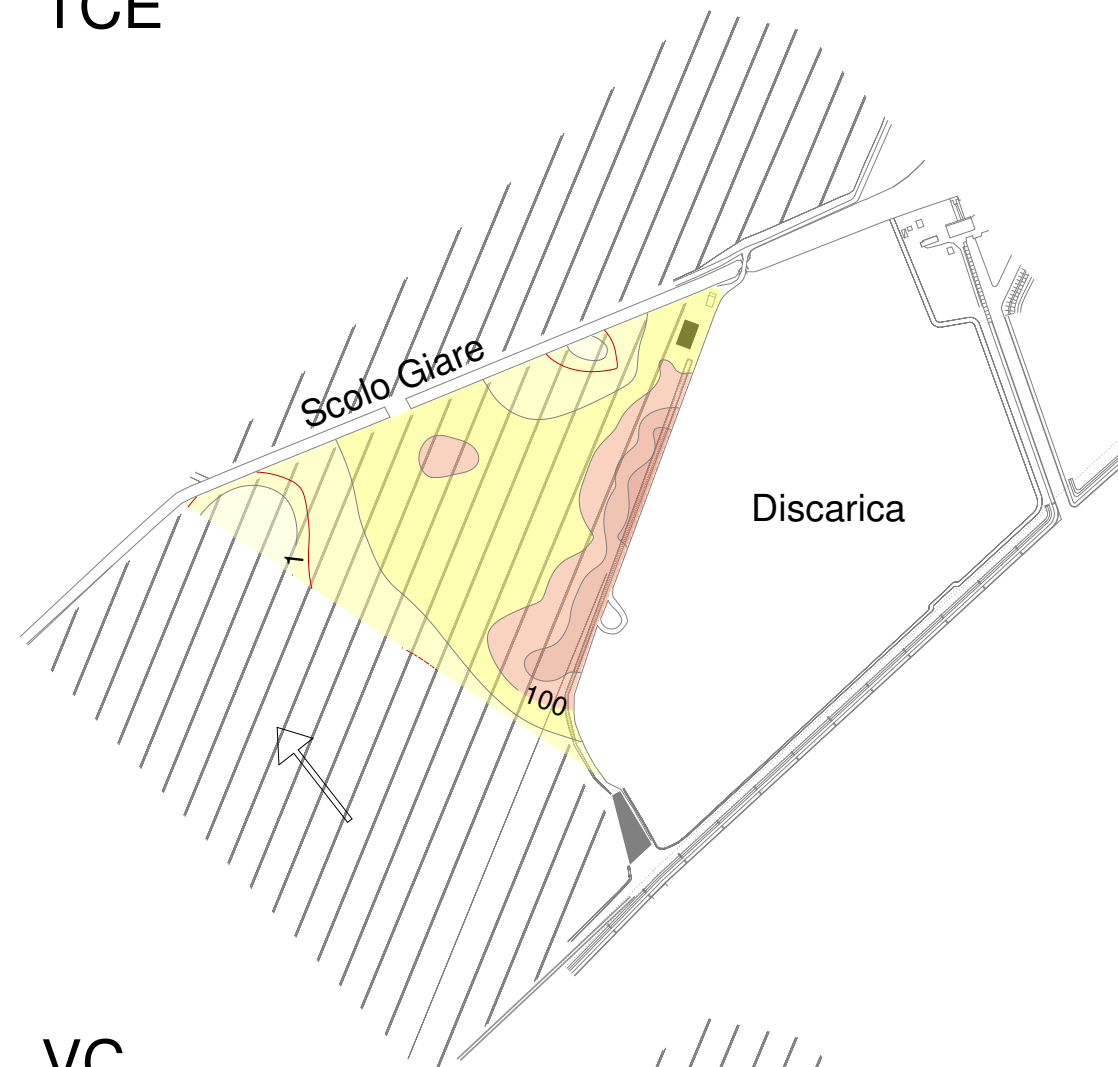
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

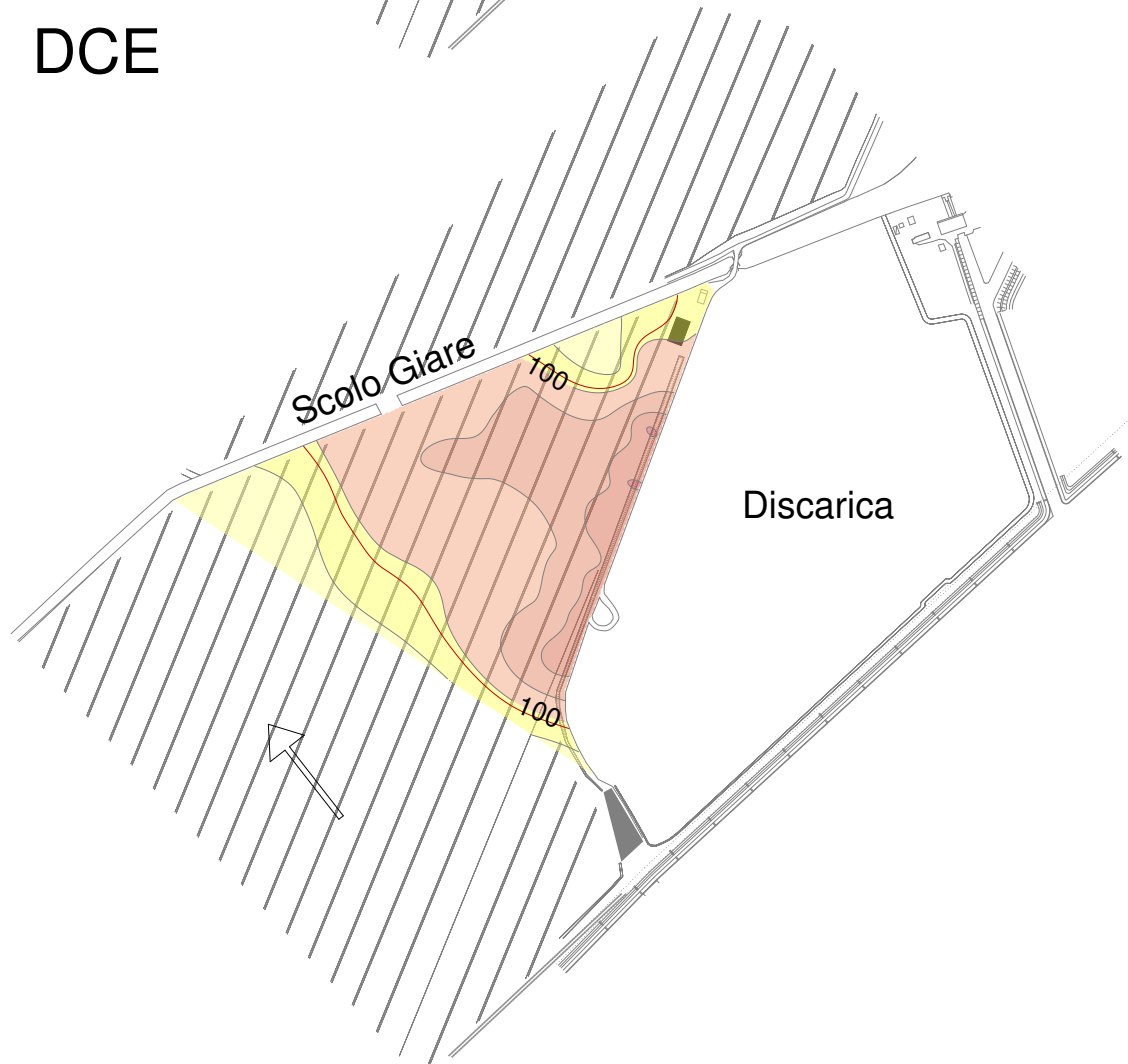
PCE



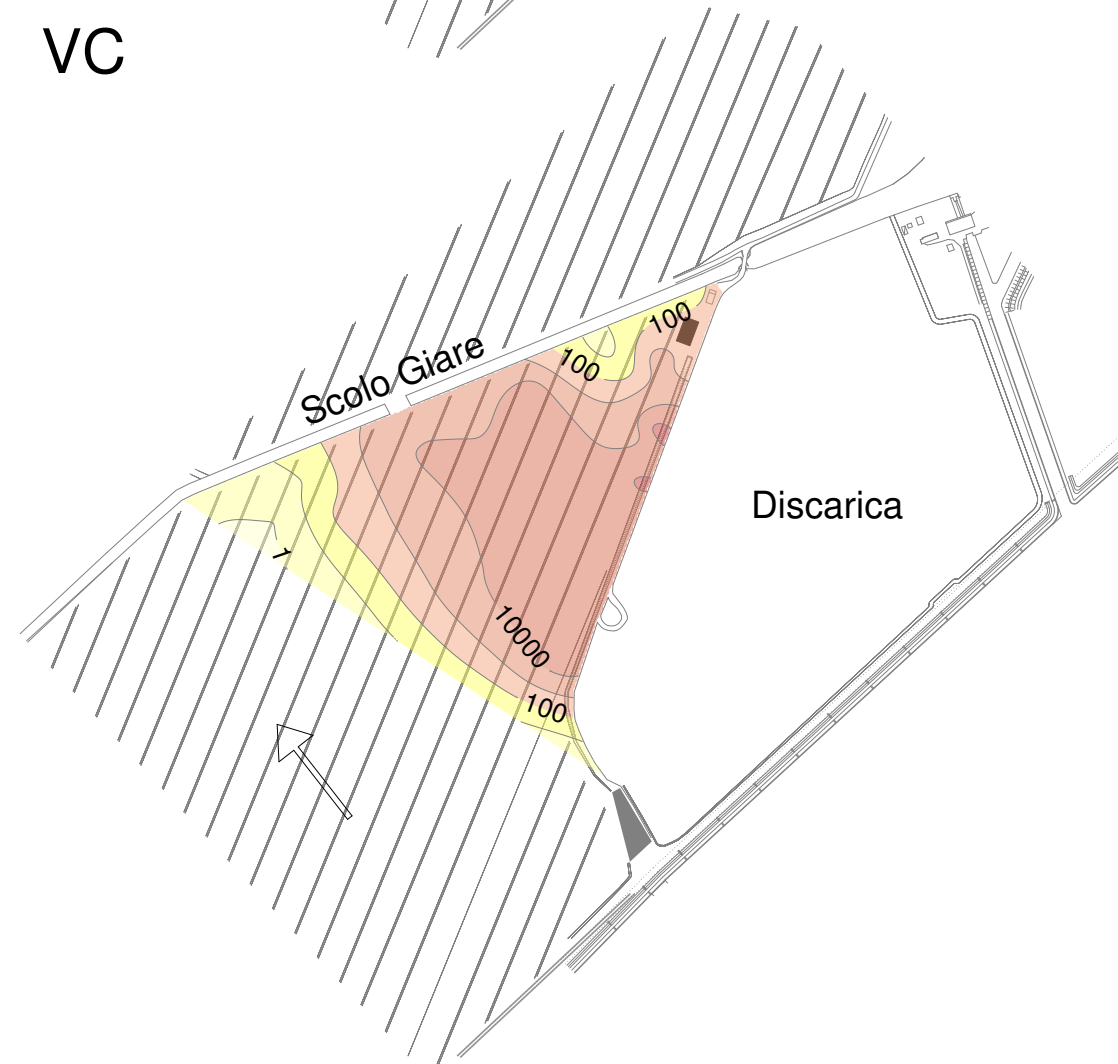
TCE



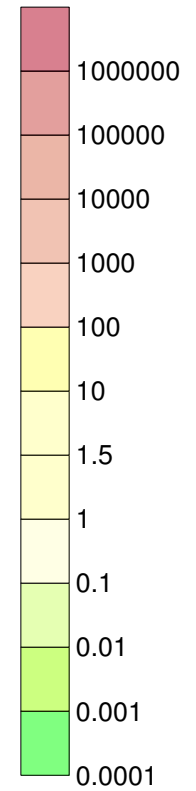
DCE



VC



Concentrazione [µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Settembre 2016

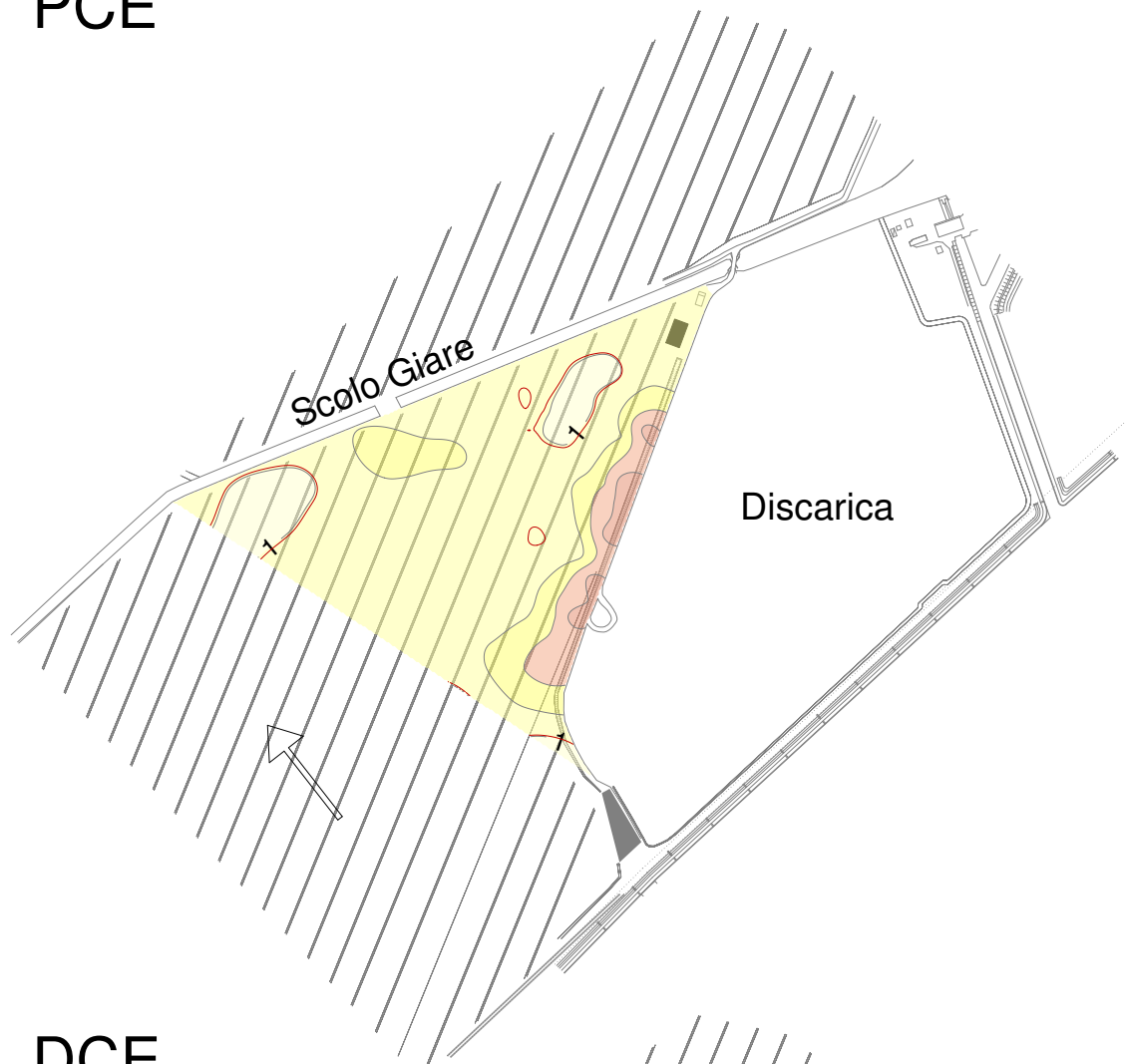
### Allegato 3

FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

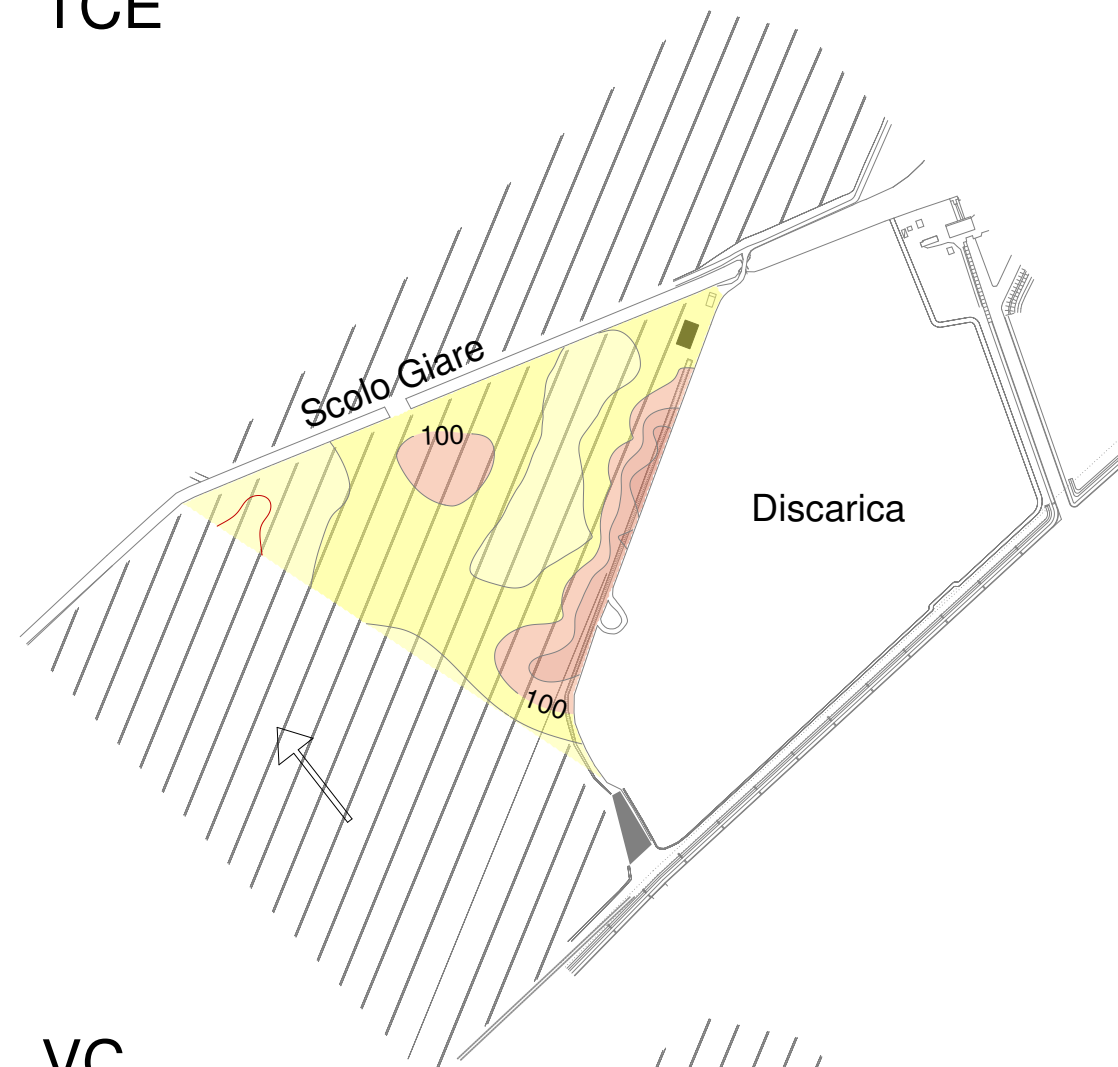
Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

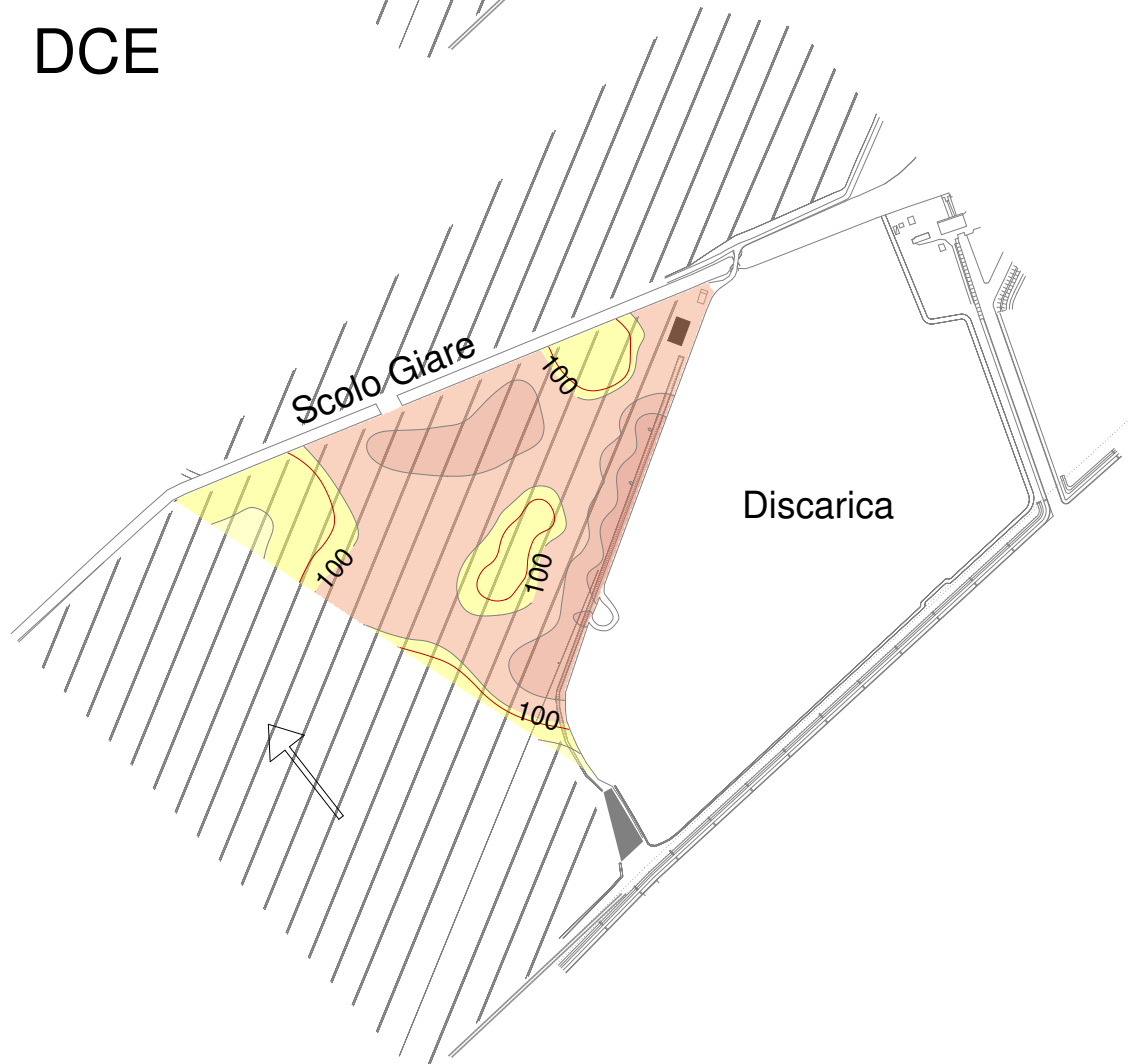
PCE



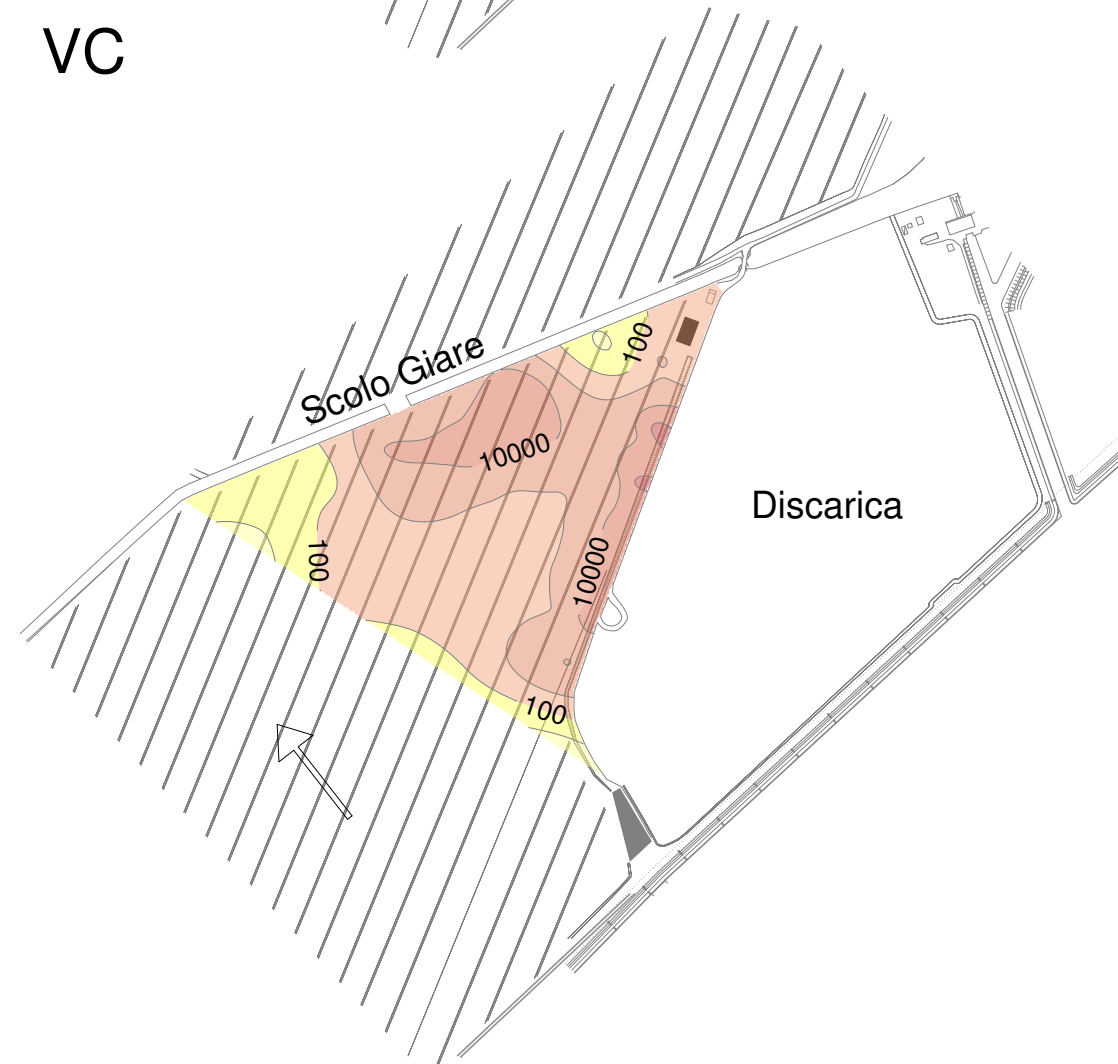
TCE



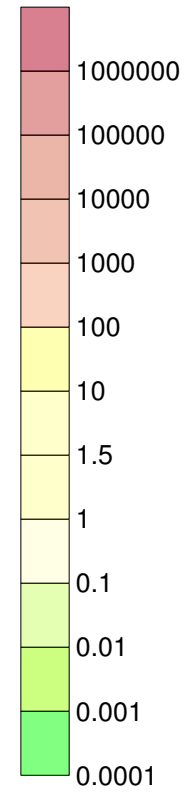
DCE



VC



Concentrazione [µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Novembre 2016

**Allegato 3**

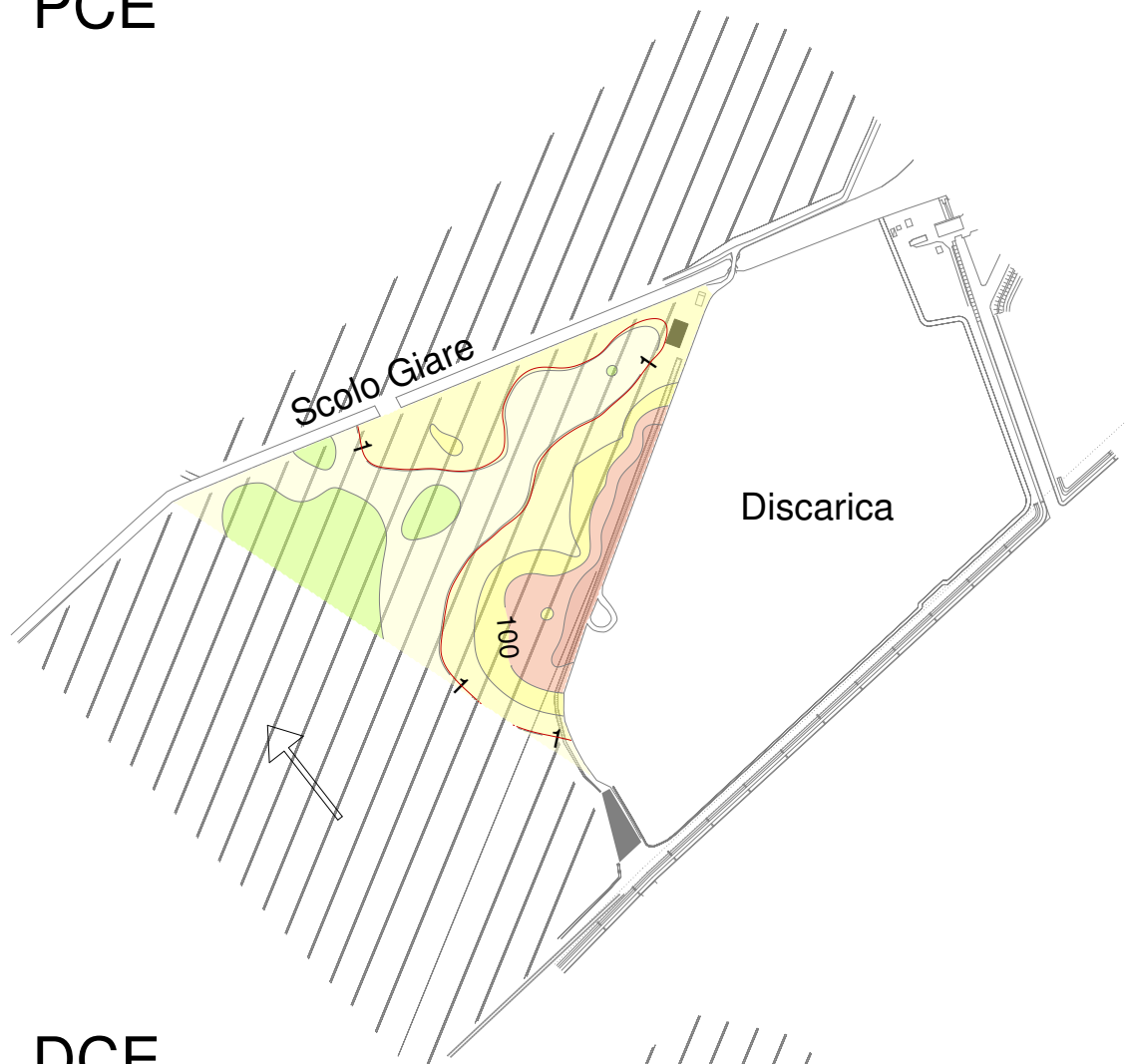
FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

Jacopo Terrenghi

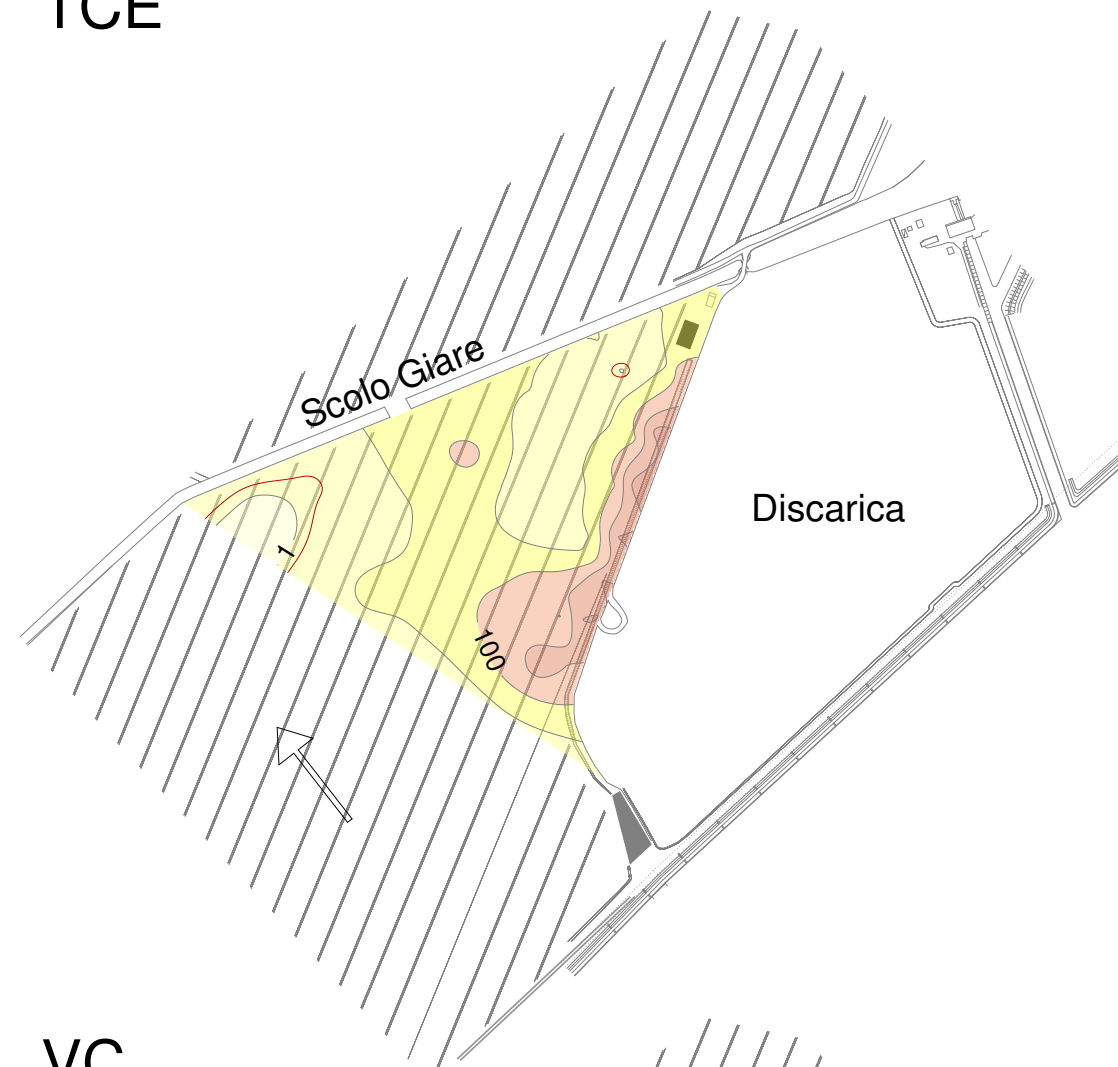
Matr. R11016



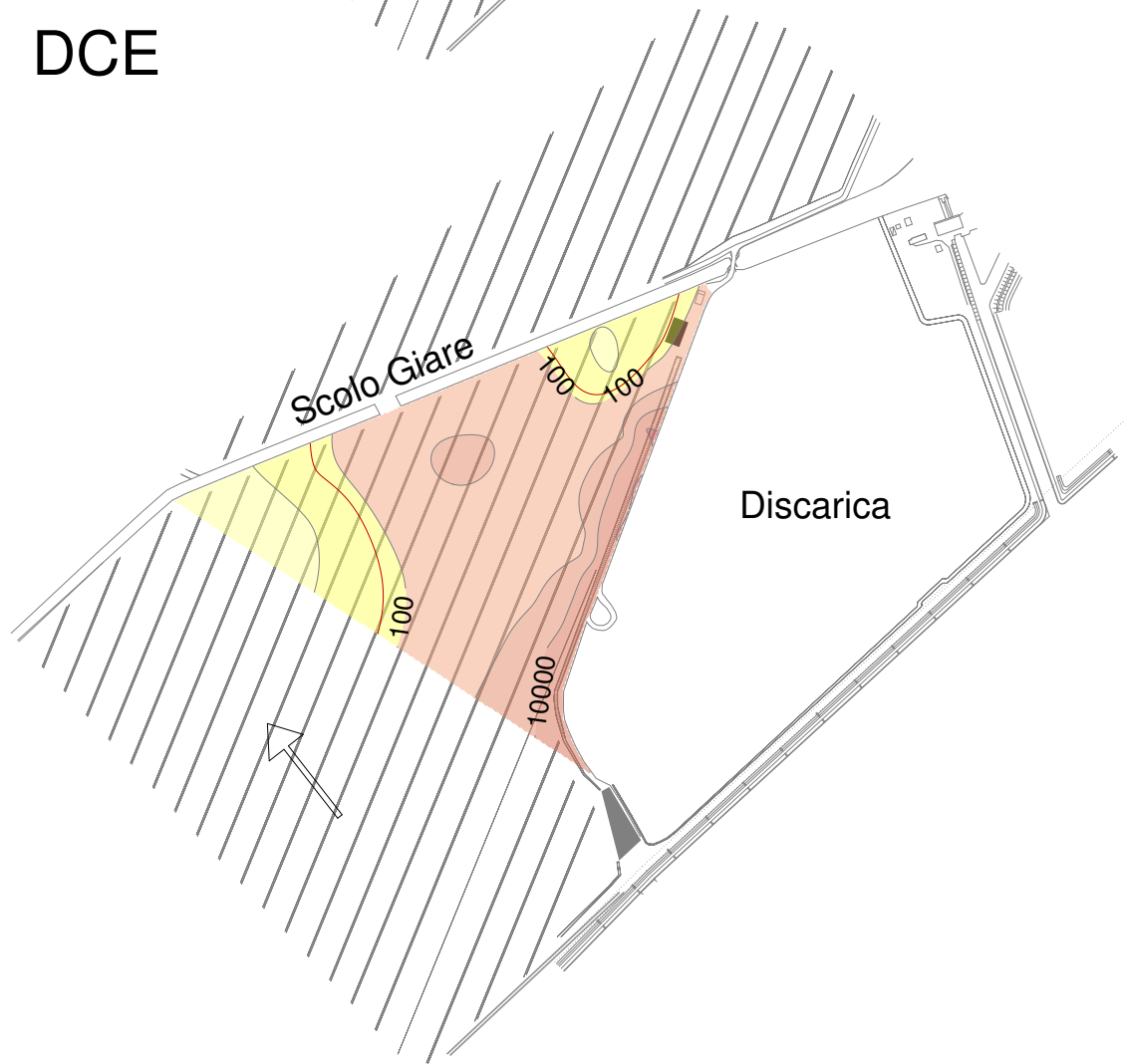
PCE



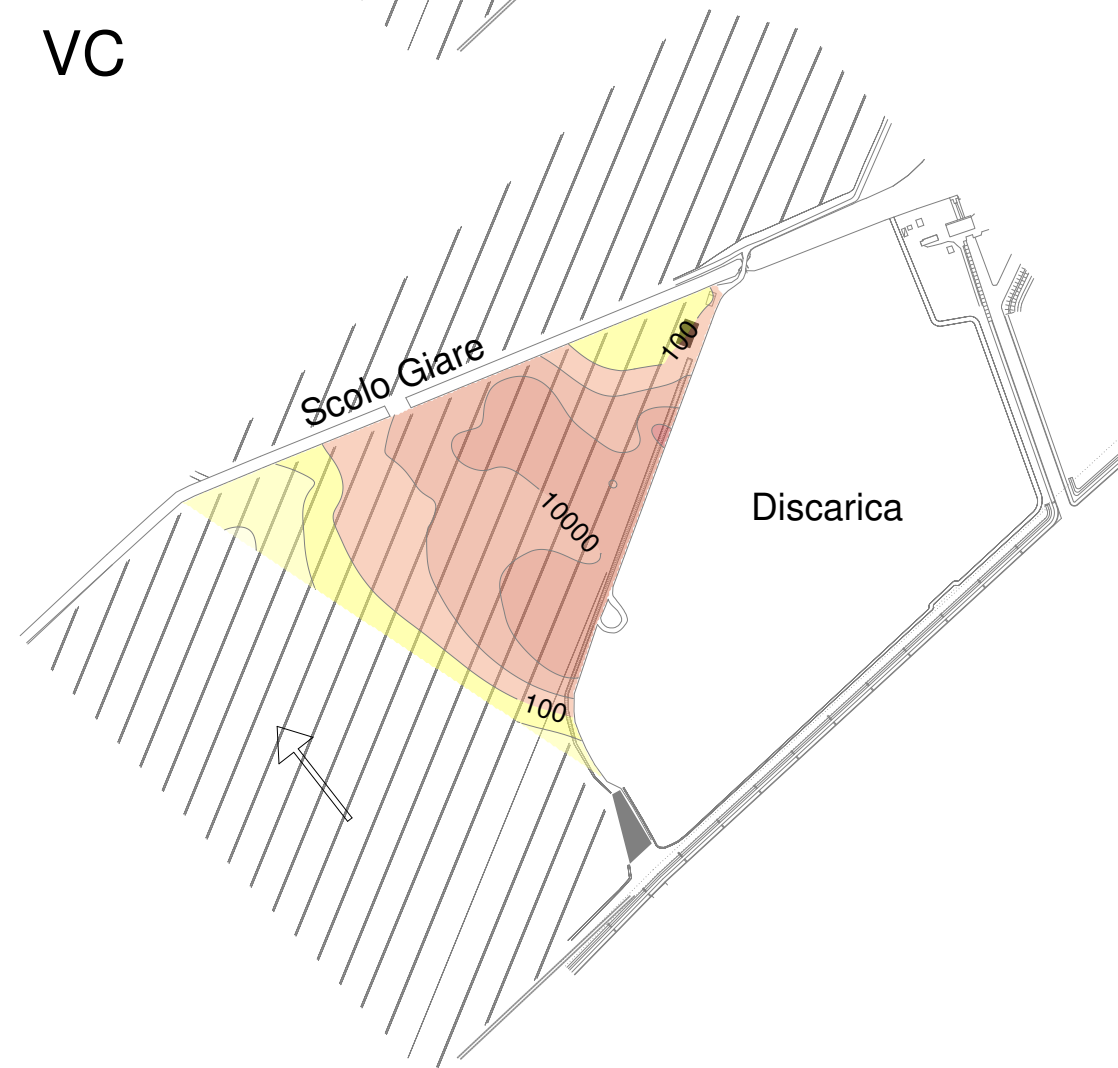
TCE



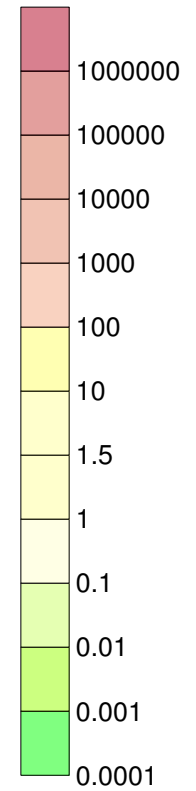
DCE



VC



Concentrazione [µg/l]



— CSC (D.Lgs 152/06)

← Direzione di flusso

Distribuzione delle  
contaminazioni  
durante il  
campionamento di  
Gennaio 2017

**Allegato 3**

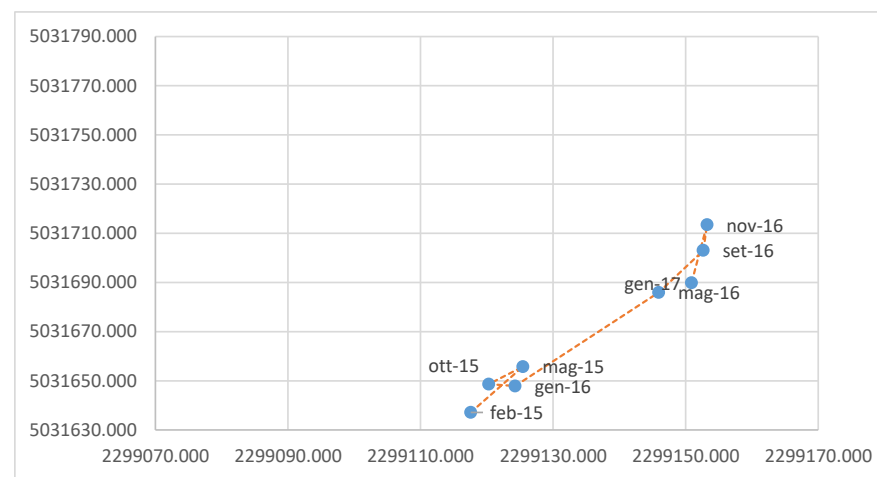
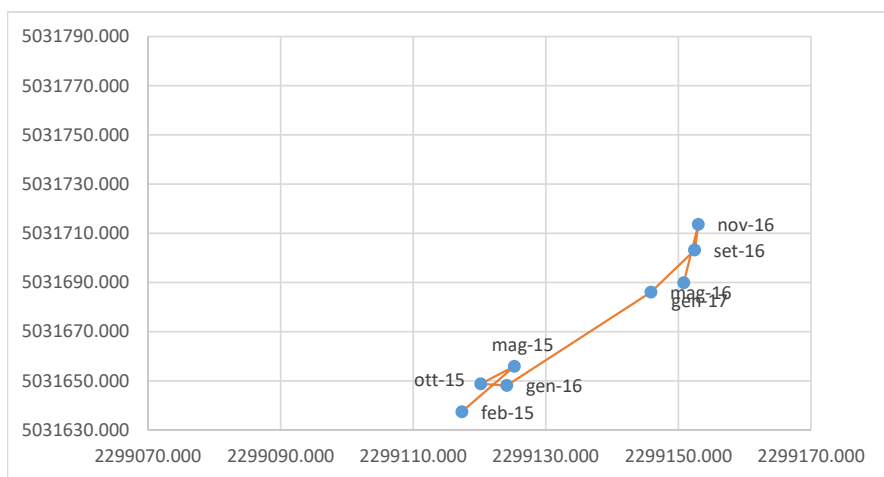
FLUSSO IDRICO E TRASPORTO  
REATTIVO DI CONTAMINANTI  
IN ACQUIFERI ETEROGENEI  
E APPLICAZIONI

Jacopo Terrenghi

Matr. R11016

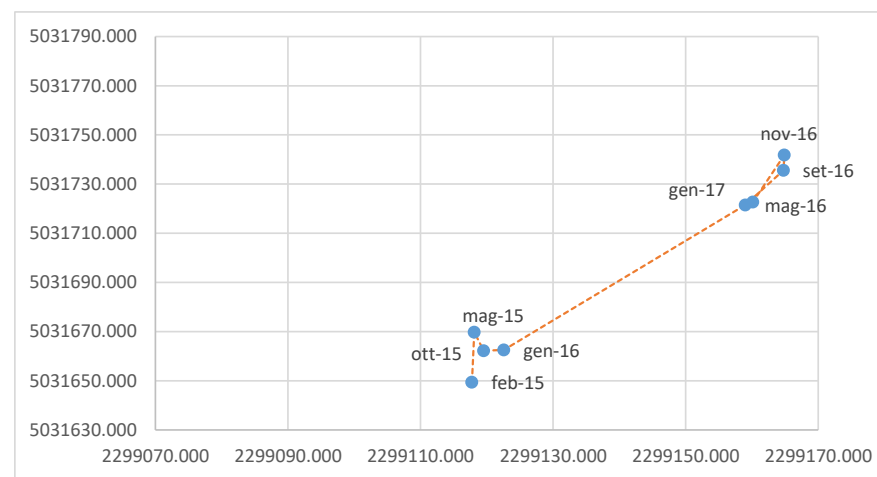
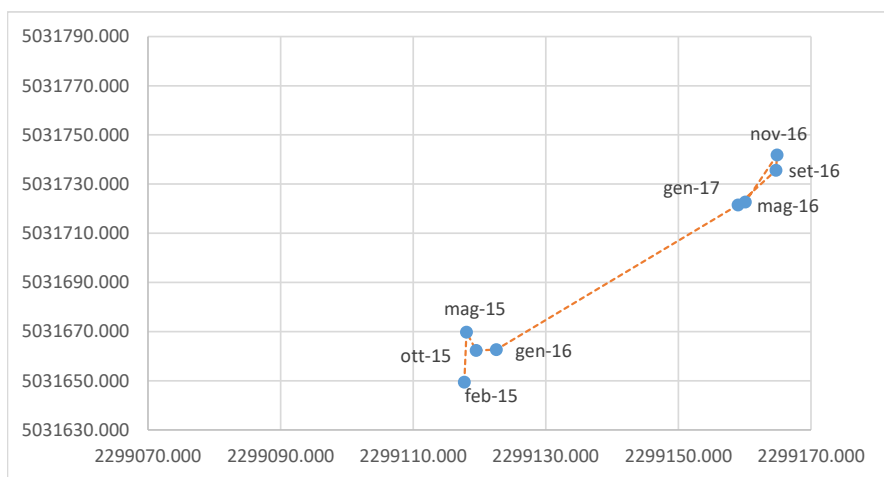
Composto	Valore Limite (CSC)	Spostamento
PCE	1.1 µg/l	62.253 m

UM		µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l	µg/l	m	m	m	m
Periodo	N. punti	Totale		Superamento limiti		Concentrazione media		Totale		Superamento limiti	
		Volume	Area	Volume	Area	Totale	> limiti	X centroide	Y centroide	X centroide	Y centroide
feb-15	57	8477.891	109410.00	8398.435	53369.60	77.487	158.464	2299117.337	5031637.413	2299117.568	5031637.123
mag-15	51	10093.738	109410.00	9999.099	71644.57	92.256	140.665	2299125.268	5031655.907	2299125.463	5031655.788
ott-15	51	11164.853	109410.00	11082.094	62448.29	102.046	178.560	2299120.204	5031648.744	2299120.295	5031648.603
gen-16	50	9688.601	109410.00	9611.132	50621.94	88.553	190.961	2299124.114	5031648.118	2299124.289	5031647.856
mag-16	33	22246.891	109410.00	22171.947	52828.20	203.335	420.799	2299145.845	5031686.013	2299145.931	5031685.969
set-16	29	9931.714	109410.00	9838.252	70538.21	90.775	140.574	2299152.455	5031703.116	2299152.667	5031703.041
nov-16	29	7921.965	109410.00	7803.895	97301.45	72.406	81.303	2299153.01	5031713.60	2299153.225	5031713.536
gen-17	33	19234.280	109410.00	19154.424	55655.26	175.800	345.262	2299150.792	5031689.913	2299150.893	5031689.842



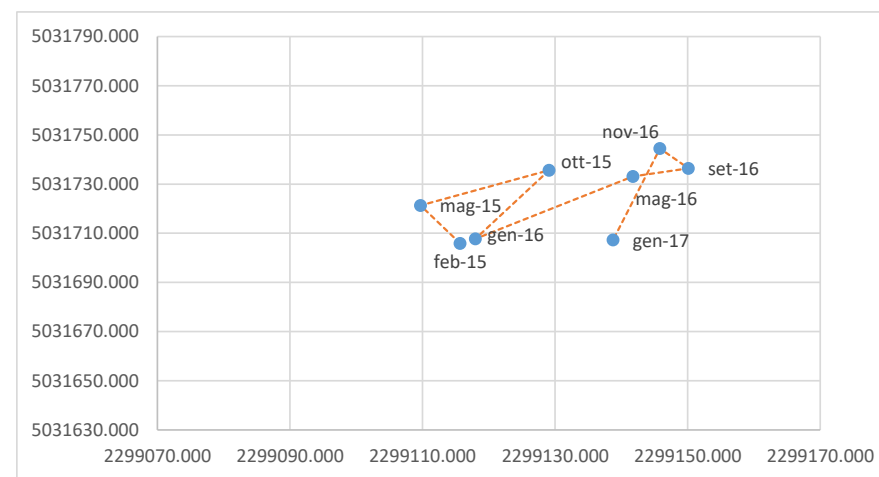
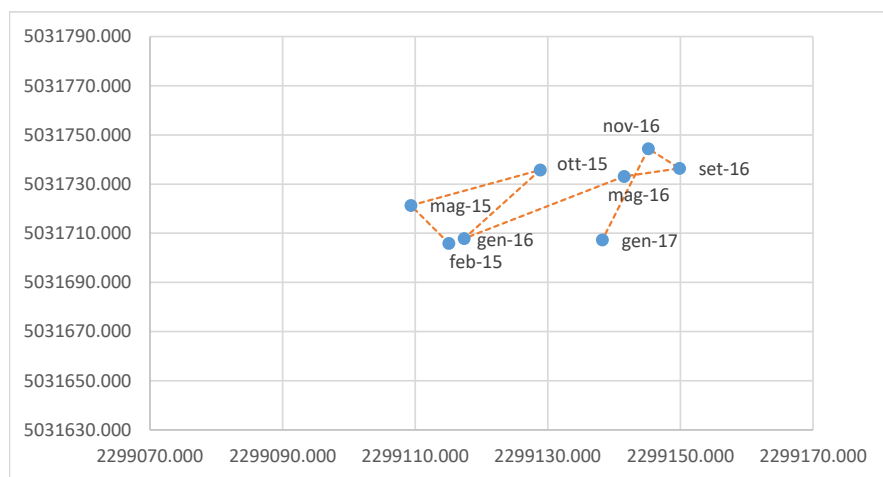
Composto	Valore Limite (CSC)	Spostamento
TCE	1.5 µg/l	84.599 m

UM		µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l	µg/l	m	m	m	m
Periodo	N. punti	Totale		Superamento limiti		Concentrazione media		Totale		Superamento limiti	
		Volume	Area	Volume	Area	Totale	> limiti	X centroide	Y centroide	X centroide	Y centroide
feb-15	57	29080.747	109410.00	28932.467	88083.02	265.796	329.968	2299117.711	5031649.468	2299117.757	5031649.395
mag-15	51	24388.345	109410.00	24244.966	87740.60	222.908	277.826	2299118.052	5031669.828	2299118.114	5031669.787
ott-15	51	35550.149	109410.00	35399.618	93259.29	324.926	381.083	2299119.482	5031662.303	2299119.513	5031662.275
gen-16	50	27615.259	109410.00	27461.708	95280.53	252.402	289.720	2299122.535	5031662.651	2299122.579	5031662.607
mag-16	33	89962.670	109410.00	89798.261	103891.53	822.253	865.846	2299158.99	5031721.527	2299159.011	5031721.526
set-16	29	69299.883	109410.00	69138.706	99973.83	633.396	693.068	2299164.713	5031735.644	2299164.75	5031735.64
nov-16	29	56499.518	109410.00	56332.935	107858.51	516.402	523.785	2299164.88	5031741.82	2299164.895	5031741.82
gen-17	33	52689.906	109410.00	52526.627	102632.60	481.582	513.293	2299160.109	5031722.676	2299160.151	5031722.673



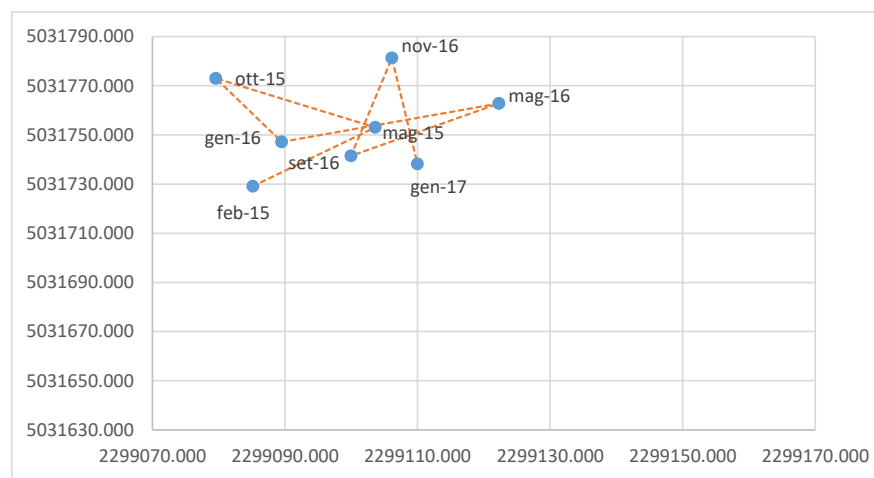
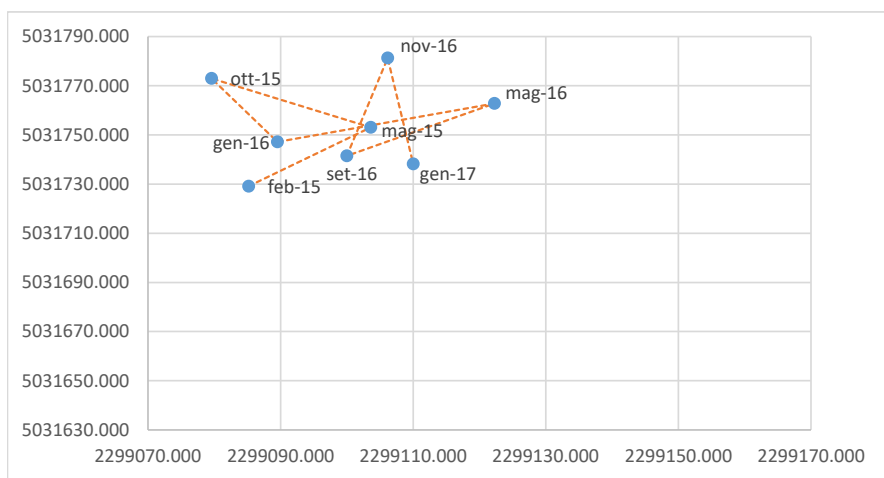
Composto	Valore Limite (CSC)	Spostamento
DCE	60 µg/l	23.199 m

UM		µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l	µg/l	m	m	m	m
Periodo	N. punti	Totale		Superamento limiti		Concentrazione media		Totale		Superamento limiti	
		Volume	Area	Volume	Area	Totale	> limiti	X centroide	Y centroide	X centroide	Y centroide
feb-15	57	134935.631	109410.00	129642.435	77450.72	1233.303	1733.870	2299115.086	5031705.884	2299115.657	5031705.886
mag-15	51	136732.830	109410.00	131299.825	81388.09	1249.729	1673.256	2299109.345	5031721.356	2299109.696	5031721.334
ott-15	51	210961.024	109410.00	205860.219	76195.82	1928.169	2761.726	2299128.870	5031735.718	2299129.106	5031735.656
gen-16	50	146021.135	109410.00	140705.267	76125.51	1334.623	1908.333	2299117.374	5031707.826	2299117.974	5031707.769
mag-16	33	254742.984	109410.00	323901.294	87266.83	2328.334	3771.620	2299141.501	5031733.167	2299141.752	5031733.162
set-16	29	328039.586	109410.00	322660.163	79584.85	2998.260	4114.291	2299149.859	5031736.4	2299150.132	5031736.435
nov-16	29	188916.829	109410.00	182857.984	88236.58	1726.687	2132.360	2299145.18	5031744.40	2299145.813	5031744.463
gen-17	33	254742.984	109410.00	249324.418	75595.81	2328.334	3358.125	2299138.239	5031707.351	2299138.778	5031707.265



Composto	Valore Limite (CSC)	Spostamento
VC	0.5 µg/l	26.420 m

UM		µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l*m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	µg/l	µg/l	m	m	m	m
Periodo	N. punti	Totale		Superamento limiti		Concentrazione media		Totale		Superamento limiti	
		Volume	Area	Volume	Area	Totale	> limiti	X centroide	Y centroide	X centroide	Y centroide
feb-15	57	426908.098	109410.00	426852.808	107754.76	3901.911	3961.836	2299085.168	5031729.152	2299085.168	5031729.151
mag-15	51	473794.585	109410.00	473739.293	107861.23	4330.450	4392.618	2299103.608	5031753.026	2299103.608	5031753.026
ott-15	51	1096886.669	109410.00	1096831.232	107972.54	10025.470	10158.927	2299079.580	5031773.000	2299079.580	5031773.000
gen-16	50	530833.395	109410.00	530778.162	107685.76	4851.781	4929.454	2299089.507	5031747.172	2299089.507	5031747.172
mag-16	33	766042.851	109410.00	765987.229	109410.00	7001.580	7001.571	2299122.274	5031762.804	2299122.274	5031762.804
set-16	29	1163883.952	109410.00	1163828.330	109410.00	10637.821	10637.812	2299099.989	5031741.417	2299099.989	5031741.417
nov-16	29	594801.699	109410.00	594746.077	109410.00	5436.447	5436.439	2299106.14	5031781.26	2299106.137	5031781.257
gen-17	33	830415.568	109410.00	830359.946	109410.00	7589.942	7589.934	2299110.004	5031738.163	2299110.004	5031738.163



# **Allegato 4**

Prima pagina dell'articolo pubblicato su rivista internazionale

# Groundwater flow in the Venice lagoon and remediation of the Porto Marghera industrial area (Italy)

Giovanni Pietro Beretta<sup>1</sup> · Jacopo Terrenghi<sup>1</sup>

Received: 12 May 2016 / Accepted: 9 December 2016  
© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2016

**Abstract** This study aims to determine the groundwater flow in a large area of the Venice (northeast Italy) lagoon that is under great anthropogenic pressure, which is influencing the regional flow in the surficial aquifer (about 30 m depth). The area presents several elements that condition the groundwater flow: extraction by means of drainage pumps and wells; tidal fluctuation; impermeable barriers that define part of the coastline, rivers and artificial channels; precipitation; recharge, etc. All the elements were studied separately, and then they were brought together in a numerical groundwater flow model to estimate the impact of each one. Identification of the impact of each element will help to optimise the characteristics of the Porto Marghera remediation systems. Longstanding industrial activity has had a strong impact on the soil and groundwater quality, and expensive and complex emergency remediation measures in problematic locations have been undertaken to ensure the continuity of industrial and maritime activities. The land reclamation and remediation works withdraw 56–74% of the water budget, while recharge from the river accounts for about 21–48% of the input. Only 21–42% of groundwater in the modelled area is derived from natural recharge sources, untouched by human activity. The drop of the piezometric level due to the realization of the upgradient impermeable barrier can be counteracted with the reduction of the pumping rate of the remediation systems.

**Keywords** Italy · Coastal aquifer · Drainage pump · Impermeable barriers · Groundwater flow

✉ Giovanni Pietro Beretta  
giovanni.beretta@unimi.it

<sup>1</sup> Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli studi di Milano, via Mangiagalli 34, 20133 Milano, Italy

## Introduction

Numerous studies have been carried out to evaluate the relationships between surficial water and groundwater in the Venice lagoon (northeastern Italy), using both quantitative and qualitative numerical models. In this respect, Bendoricchio and De Boni (2005) and Ferrarin et al. (2013) applied models to simulate the effects of nutrients in water, and Ferrarin et al. (2013) also introduced the effect of global climate change.

Deheyne and Shaffer (2007) report on the management of coastal ecosystems to arrest and reverse deterioration in the Venice lagoon; the management scheme should also consider inputs of groundwater coming from the industrial area of Porto Marghera, which projects into the lagoon and is located upgradient of the city. Porto Marghera petrochemical plants constituted 80% of the Italian chemical industry in the 1970s and represented one of the most important industrial centers in Europe. The site, built in large part on infill and waste, is characterized by widespread pollution of soil and groundwater, and is classified as a site of national interest for remediation of 3,100 ha of emerged industrial surfaces, 500 ha of industrial channels and 2,200 ha of lagoon.

The master plan for site remediation (Regione del Veneto 2004) provides for the containment of industrial surfaces to prevent contaminant transport from the mainland to the lagoon through physical barriers (sheet piles, soil bentonite slurry walls, etc.) and drainage of groundwater (vertical and horizontal wells, trenches, etc.) through complex constructions in the subsoil lithologies (sand, silt and clay), entailing high cost. This plan has allowed for the possibility to apply innovative cleanup techniques for soil, water and landfilling wastes under controlled conditions inside the industrial area. This series of actions has changed the flow of surficial groundwater (up to about 30 m depth) and has required a detailed hydrogeological study.