

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in
Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Modelli numerici e analitici per lo studio della
possibile cross-contaminazione tra acquiferi
in presenza di sonde geotermiche**



Relatori

Alessandro Casasso

Rajandrea Sethi

Simone Della Valentina

Arianna Bucci

Candidato

Simone Pescarmona

A.A. 2017/2018

*Alla mia famiglia
fonte di continua ispirazione*

*A Rebecca
preziosa compagna
che con spirito critico
ha sempre saputo incoraggiarmi*

Premessa

Lo sfruttamento del sottosuolo non è di certo un tema nuovo: oggigiorno, grazie alle nuove tecnologie si è riusciti a raggiungere campi di applicazione sempre più innovativi. La geotermia a bassa entalpia, nata negli anni '50 del secolo scorso, sfrutta questa importante risorsa naturale per produrre energia termica.

Le varie tipologie di impianti geotermici si basano sul seguente principio: sfruttare il sottosuolo e la sua proprietà di mantenere pressoché costante la temperatura nel corso degli anni.

Questo fornisce ai progettisti un “serbatoio termico” stabile con cui scambiare energia, che verrà convertita da una pompa di calore secondo le esigenze stagionali in riscaldamento invernale o raffrescamento estivo.

La tipologia impiantistica affrontata in questa tesi è quella degli impianti a sonde verticali, che prevede la realizzazione di uno o più fori di piccolo diametro nel terreno, nei quali vengono calate delle tubazioni contenenti un fluido termovettore.

La perforazione è la prima attività esecutiva che viene svolta in sito, la cui buona pianificazione e riuscita è fondamentale per la ricerca delle condizioni termodinamiche in grado di garantire quell'inerzia termica di cui l'impianto ha fortemente bisogno per lavorare ai massimi rendimenti.

Per garantire prestazioni ottimali le perforazioni a scopo geotermico devono raggiungere profondità rilevanti, funzione dell'idrogeologia locale, che generalmente vanno da un minimo di 50 m a un massimo di 400 m: questo comporta spesso l'attraversamento di più sistemi acquiferi.

Lo stato qualitativo delle falde idriche in Italia è cambiato radicalmente nel corso dell'ultimo secolo: la qualità degli acquiferi superficiali è ormai fortemente compromessa a causa dell'inquinamento indotto prevalentemente dalle attività industriali e agricole.

Questa situazione ha portato l'ente normatore italiano ad emanare, a partire dal 1988, diversi provvedimenti di legge volti a proteggere le captazioni ad uso idropotabile mediante la definizione di aree di salvaguardia, limitando severamente lo sfruttamento incontrollato del sottosuolo.

All'interno di tali aree è vietata la realizzazione di perforazioni che intercettano le falde idriche profonde e, di conseguenza, di sonde geotermiche.

Secondo il censimento delle acque per uso civile effettuato dall'Istat nel 2015, in Italia il 48.0% dell'approvvigionamento idropotabile complessivo deriva da campi pozzi, mentre circa un terzo dell'acqua prelevata (33.0%) proviene da un trattamento di potabilizzazione.

Il rischio percepito consiste quindi nella possibilità che la perforazione metta in comunicazione falde differenti, causando un potenziale flusso idraulico dagli acquiferi superficiali di minore qualità a quelli profondi di maggiore qualità.

Questa tematica è riscontrabile anche in letteratura sotto i nomi di "*leakage*" e "*cross-contamination*", dove viene affrontata parlando quasi esclusivamente di pozzi e perfori di altra natura, e raramente di sonde geotermiche.

L'obiettivo della tesi è quello di valutare e quantificare con metodi analitici e numerici i flussi idrici che vengono ad instaurarsi e le condizioni che maggiormente favoriscono lo scambio tra gli acquiferi ipotizzando un impianto geotermico a sonde verticali, facendo quindi luce su quelli che sono i potenziali rischi ambientali connessi.

Nel capitolo 1 si introduce il problema della cross-contaminazione tra acquiferi, fornendo gli strumenti teorici ed applicativi per realizzare una successiva trattazione modellistica del problema.

Nel capitolo 2 vengono presentati gli approcci metodologici impiegati, suddivisi tra soluzioni analitiche e modelli numerici agli elementi finiti.

Nel capitolo 3 vengono analizzati nel dettaglio i risultati delle simulazioni analitiche e numeriche riassunti sinteticamente in forma grafica e tabellare.

Infine il capitolo 4 contiene le conclusioni, dove si è cercato di risolvere in termini quantitativi alcuni degli interrogativi che affliggono tecnici, sviluppatori ed enti normatori riguardo la compatibilità ambientale della geotermia a sonde verticali.

Indice

1	Introduzione	1
1.1	Acquifero: significato e classificazione	1
1.2	Risorse idriche sotterranee in Italia	5
1.3	Idrogeologia del Piemonte	7
1.4	Aree di salvaguardia dei pozzi ad uso idropotabile	11
1.5	Principi base della geotermia a sonde verticali	13
1.6	Perforazione a scopo geotermico	15
1.7	Caratteristiche dei materiali di riempimento	16
1.7.1	Materiali sciolti	17
1.7.2	Malte cementizie	17
1.8	Installazione di sonde geotermiche	19
1.9	Possibili scenari idrogeologici di cross-contaminazione	21
2	Modelli analitici e numerici adottati	23
2.1	Il modello analitico	23
2.1.1	Quantificazione del leakage in condizioni stazionarie	24
2.1.2	Dinamica dei contaminanti in una falda acquifera	26
2.1.3	Equazioni analitiche adottate	29
2.2	Il modello numerico	30
2.2.1	Software di simulazione agli elementi finiti FEFLOW®	30
2.2.2	Geometria del modello	32
2.2.3	Problem settings	35
2.2.4	Condizioni iniziali e al contorno	36
2.2.5	Discretizzazione temporale e definizione dei punti di controllo	42
3	Risultati delle analisi effettuate sui modelli analitici e numerici	45

3.1	Analisi di sensitività effettuata sul modello di Bonte	45
3.2	Risultati modelli numerici	50
3.2.1	Concentrazioni al tetto dell'acquifero profondo	50
3.2.2	Concentrazioni medie nel pozzo in acquifero profondo	61
3.2.3	Cross-sections view	66
3.2.4	Mappe di concentrazione	70
3.3	Curve di breakthrough ricavate dal modello analitico	73
3.4	Verifica numerica del modello analitico di flusso nella sonda	79
3.5	Confronto tra modello analitico e numerico di trasporto di contaminante nell'acquifero inferiore	80
4	Conclusioni	90
	Bibliografia	93

1 Introduzione

Per poter sfruttare a pieno la risorsa geotermica a bassa entalpia, è stato necessario sviluppare sistemi di condizionamento a pompa di calore in grado di garantire elevati rendimenti: il più diffuso a livello mondiale è sicuramente l'impianto geotermico a sonde verticali.

Nella realizzazione di un impianto geotermico, l'elemento che comporta il maggiore disturbo ambientale è sicuramente la sonda geotermica: la sua realizzazione comporta localmente una perturbazione del sottosuolo.

Inoltre, il corretto studio dell'idrogeologia locale da parte dei tecnici è indispensabile per avere una previsione molto più robusta e sicura dei costi di realizzazione: infatti, gran parte del costo totale è riconducibile alla realizzazione della sonda.

Una delle conseguenze peggiori può quindi essere la sottostima dei costi, sia da un punto di vista ambientale che economico.

In questo capitolo verranno presentati gli elementi che costituiscono il sottosuolo, le configurazioni idrogeologiche più comuni sul territorio italiano con cui i progettisti di impianti geotermici devono confrontarsi e infine i principi base della geotermia a sonde verticali.

1.1 Acquifero: significato e classificazione

Si definisce acquifero una formazione geologica in grado di immagazzinare acqua all'interno dei suoi pori o delle sue fessure e di consentirne la circolazione con portate economicamente utilizzabili dall'uomo [1].

Da un punto di vista delle caratteristiche di permeabilità, è possibile dividere gli acquiferi in due categorie:

- **Intergranulari:** è la tipologia studiata in questa tesi, l'acqua si muove tra i grani di un mezzo poroso;
- **Fessurati:** il flusso avviene prevalentemente nel sistema di fessure all'interno di un mezzo di natura rocciosa.

Il moto stazionario di un fluido in un mezzo poroso e in regime laminare lineare è descritto dalla legge di Darcy [2], la cui formula è (1.1):

$$v = \frac{Q}{A} = K \cdot i \quad (1.1)$$

dove v è la velocità darcyana, K è la conducibilità idraulica e i è il modulo del gradiente idraulico. La velocità di Darcy viene determinata considerando una superficie di flusso A comprensiva di tutta la matrice solida e liquida.

La velocità effettiva v_e considera invece il fatto che il moto del fluido avviene solo nei pori e risulta pertanto (1.2):

$$v_e = \frac{v}{n_e} = \frac{K \cdot i}{n_e} \quad (1.2)$$

dove n_e è la porosità efficace del mezzo.

In termini vettoriali la legge di Darcy può essere riscritta come segue (1.3):

$$v = -K \nabla h \quad (1.3)$$

essendo K il tensore delle conducibilità idrauliche e h il carico idraulico.

Per le proprietà geometriche tensoriali, esiste sempre una terna cartesiana di direzioni di flusso tale che il tensore si riduca a una matrice diagonale di valori K_{xx} , K_{yy} e K_{zz} .

Un qualsiasi mezzo poroso può essere anisotropo se $K_{xx} \neq K_{yy} \neq K_{zz}$, oppure isotropo se $K_{xx} = K_{yy} = K_{zz}$.

Nei problemi di modellazione dei flussi idrici sotterranei la direzione z corrisponde alla coordinata altimetrica, mentre le direzioni x e y corrispondono alle coordinate planimetriche.

La legge di Darcy permette un iniziale inquadramento del problema dei flussi idrici sotterranei: nella realtà, il grado di complicazione è ben più elevato, dovuto alla disposizione eterogenea dei materiali nello spazio.

Le matrici solide degli acquiferi sono estremamente varie in natura, risultato dei processi geologici che hanno portato alla loro formazione.

In **Fig. 1.1** è possibile visualizzare i range di conducibilità idraulica riscontrabili nelle varie litologie.

K (m/s)		10^1 1 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}					
GRANULOMETRIA	omogenea	Ghiaia		Sabbia	Sabbia molto fine	Silt	Argilla
	varia	Ghiaia grossa e media	Ghiaia e sabbia	Sabbia e argilla			
GRADI DI PERMEABILITA'		ELEVATA			BASSA		NULLA
TIPI DI FORMAZIONI		PERMEABILI			SEMI-PERM.		IMPERM.

Fig. 1.1: Valori di conducibilità idraulica dei sistemi naturali in funzione della litologia e della granulometria [1]

I valori di conducibilità idraulica più usuali per un acquifero sono compresi tra 10^{-1} e 10^{-4} m/s : valori di permeabilità più bassi di fatto impediscono l'estrazione di portate apprezzabili.

Per $K < 10^{-9}$ m/s si parla di acquicludo, ovvero una formazione geologica a bassissima permeabilità, tanto da poter assumere che non vi sia circolazione di acqua al suo interno. Si definisce, invece, acquitardo una formazione geologica satura d'acqua ma caratterizzata da valori intermedi di K ($10^{-5} \div 10^{-8}$ m/s) tali da non poter essere economicamente sfruttabile come risorsa idrica ma che può consentire un modesto flusso idrico.

La tipologia di comportamento idrodinamico di un acquifero può essere individuata mediante lo studio di curve abbassamento-tempo in un piezometro di misura collocato ad una certa distanza da un pozzo di emungimento con portata costante (Fig. 1.2).

I possibili comportamenti individuabili sono i seguenti [1]:

- a) **Confinato:** L'acquifero è delimitato a tetto e a letto da un acquicludo: generalmente risulta in pressione e pertanto la superficie piezometrica si dice virtuale.
- b) **Semi-confinato:** L'acquifero è delimitato superiormente da un acquitardo, che permette l'instaurarsi di flussi d'acqua con l'acquifero contiguo grazie a variazioni di carico idraulico.
- c) **Non confinato:** L'acquifero è costituito da materiale permeabile e poggia su uno strato di materiale impermeabile; la superficie piezometrica corrisponde alla tavola d'acqua, pertanto è sottoposta alla pressione atmosferica.

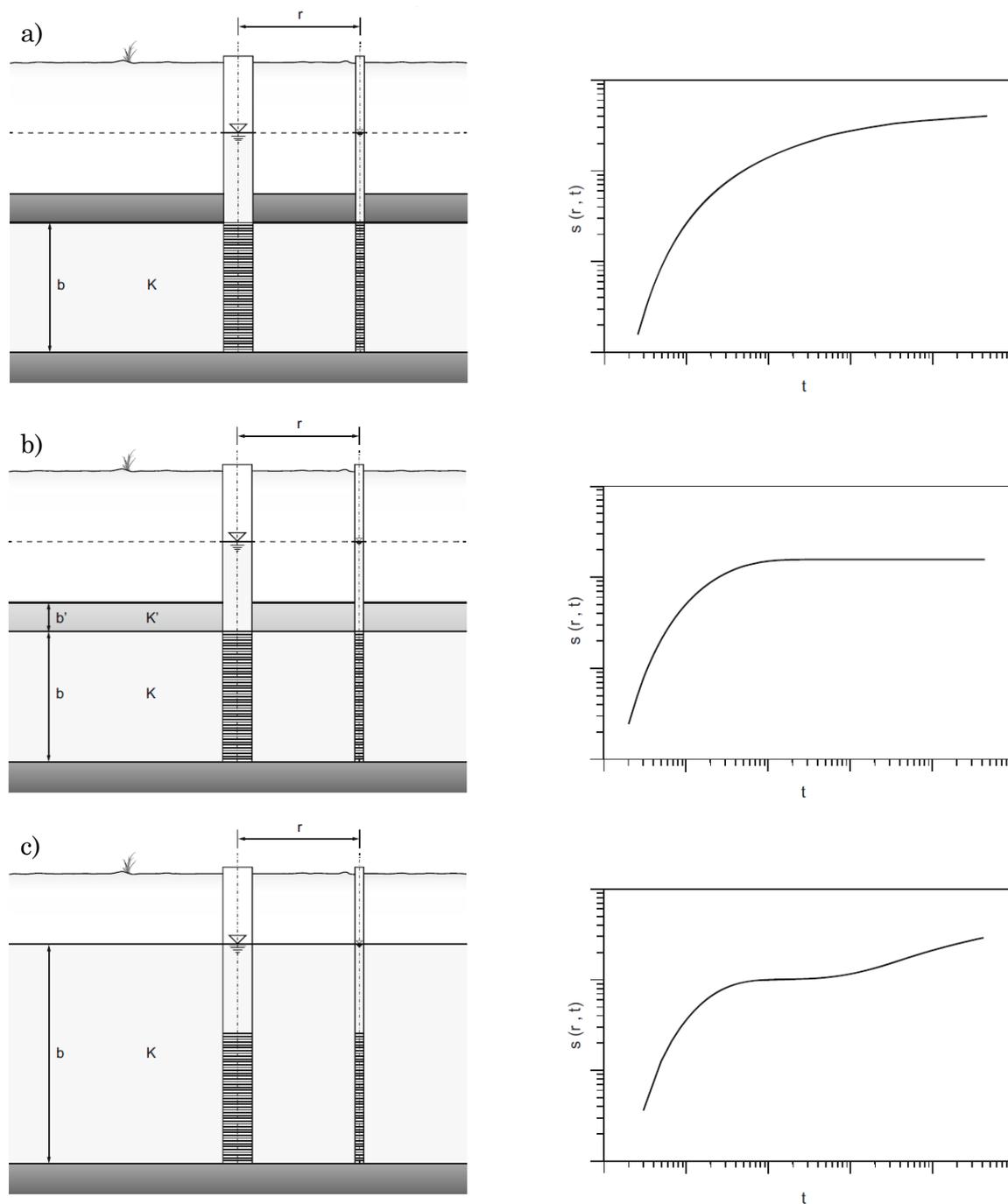


Fig. 1.2: Tipologie idrauliche di un acquifero: a) confinato; b) semiconfinato; c) non confinato. [1]

1.2 Risorse idriche sotterranee in Italia

L'Italia possiede un'elevata variabilità idrogeologica, dovuta alla complessità dei fenomeni geologici che ne hanno determinato la formazione.

È possibile classificare le tipologie di acquiferi italiani come segue [3]:

- **Sabbie e ghiaie delle depressioni quaternarie ed alluvioni vallive:**

Le depressioni quaternarie si sviluppano lungo tutta la penisola dalla Pianura Padana fino alla Sicilia, e sono in genere sistemi multiacquiferi caratterizzati dall'alternanza di depositi a diversa permeabilità (da argille a sabbie e ghiaie) mentre le alluvioni vallive sono acquiferi relativamente limitati alimentati da vasti bacini imbriferi e corsi d'acqua superficiali;

- **Calcari e dolomie:**

Riscontrabili in tutta Italia, dalle Alpi agli Appennini, su catene montuose e altipiani sub-orizzontali, la loro permeabilità è sempre per fessurazione e carsismo ed è estremamente variabile in funzione del grado di fratturazione delle rocce;

- **Vulcaniti:**

Concentrate principalmente sulla fascia tirrenica centro meridionale, nella Sicilia orientale e nella Sardegna nord occidentale, si distinguono per la loro permeabilità estremamente variabile sul territorio;

- **Sabbie, conglomerati, calcareniti degli altipiani plio-quaternari:**

Sono depositi che costituiscono una serie di zone collinari e di vasti altipiani terrazzati delimitati inferiormente da un substrato di argille plioceniche; la porosità degli acquiferi è media e la falda è di solito poco profonda e facilmente raggiungibile;

- **Acquiferi locali:**

Sono formazioni molto diverse tra loro (flysch, arenarie, evaporiti, marne, rocce cristalline e metamorfiche) che hanno in comune la scarsa permeabilità e le ridotte dimensioni sia in verticale che in orizzontale: queste caratteristiche rendono discutibile la loro importanza socio-economica.

Per la rilevanza che assume a livello nazionale, merita un particolare approfondimento il sistema acquifero relativo alla Pianura Padana.

Gli studi effettuati da Giuliano et al. [4] ricoprono un'area di circa 45.000 km² che comprende le zone di pianura delle regioni Piemonte, Lombardia, Emilia Romagna, Veneto e Friuli–Venezia Giulia.

Nella pianura esaminata è presente una delle più elevate concentrazioni di attività civili ed economiche d'Europa: questo aumenta il rischio di contaminazione delle risorse idriche sotterranee che contribuisce a soddisfare l'82% del fabbisogno idropotabile.

L'emungimento ad uso potabile delle acque sotterranee viene effettuato in gran parte attraverso pozzi privati o acquedottistici, con una densità fino a 10 pozzi per km².

A scala regionale, l'acquifero padano costituisce un sistema "monostrato", anche se in ampi tratti, soprattutto al centro della pianura e presso la linea di costa, esso appare nettamente suddiviso in più strati.

Secondo Capelli e Mazza [5], con gli anni '90 si accentua lo sforzo di valutare quantitativamente il volume delle risorse idriche relative ad alcune zone della Pianura Padana: in particolare, lo studio degli acquiferi multistrato viene affrontato utilizzando profili sismici e perforazioni progettate appositamente per la ricerca idrogeologica.

Gli obiettivi delle numerose ricerche condotte sono fondamentalmente la rappresentazione tridimensionale della struttura e dei limiti fisici degli acquiferi, l'individuazione delle risorse idriche più significative, la mappatura delle aree di ricarica e il calcolo dei bilanci idrogeologici a scala regionale.

Questi studi hanno prodotto una serie di sezioni geologiche e idrostratigrafiche definite sulla base dei parametri degli acquiferi quali permeabilità, trasmissività e coefficiente di immagazzinamento, nonché cartografie tematiche relative a spessori e profondità dei corpi acquiferi e dei layer impermeabili.

Partendo dallo studio di dettaglio di un vasto database stratigrafico e di carotaggi, Amorosi e Pavesi [6] hanno ricostruito il quadro idro–stratigrafico di una vasta porzione del Bacino Padano, relativo alla pianura emiliano–romagnola e mantovana.

Nell'area di indagine è possibile riconoscere in totale quattro sistemi acquiferi (I – IV): gli acquiferi più superficiali (I – II) mostrano una rilevante continuità stratigrafica, mentre gli acquiferi più profondi (III – IV) denotano un forte controllo da parte della tettonica sindeposizionale che influenza fortemente la geometria (**Fig. 1.3**).

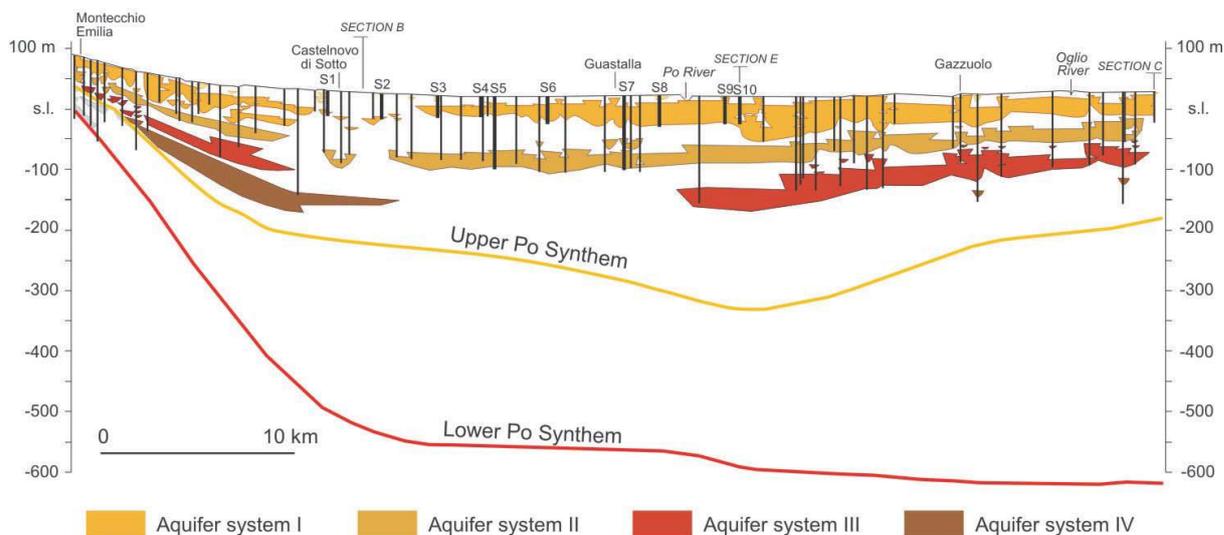


Fig. 1.3: Sezione stratigrafica dei principali sistemi acquiferi della pianura emiliano-romagnola e mantovana [6]

1.3 Idrogeologia del Piemonte

L'analisi numerica e analitica svolta in questa tesi è stata impostata ipotizzando un assetto idrogeologico paragonabile e riconducibile a quello del Piemonte.

Sono state ricercate in letteratura delle condizioni realistiche e conservative che possano portare ad un potenziale rischio di cross-contaminazione.

Dal punto di vista idrogeologico, la Regione Piemonte può essere suddiviso in tre parti: il settore alpino, il settore collinare e la pianura [7].

Il settore alpino è formato da diversi sistemi acquiferi fratturati in rocce cristalline, che danno luogo a sorgenti di modesta portata ma di ottima qualità.

Nel settore collinare, sono presenti sia rocce impermeabili o con locali circuiti sotterranei lungo zone di fessurazione, sia depositi sciolti contenenti falde idriche di importanza locale e regionale.

Il settore di pianura rappresenta in Piemonte il maggior serbatoio idrico regionale e si può suddividere in due sottoaree: una corrispondente alla fascia centro-orientale della Provincia di Torino e al settore novarese e vercellese, l'altra al tratto cuneese e alla parte meridionale della Provincia di Torino.

L'area oggetto di studio è stata localizzata all'interno di un sistema multifalda in pressione dell'alta pianura torinese (**Fig. 1.4**), dove è possibile osservare, come spiegato nel seguito, gradienti idraulici maggiori rispetto ai tratti di bassa pianura e falde idriche profonde aventi quote piezometriche inferiori rispetto agli acquiferi superficiali.

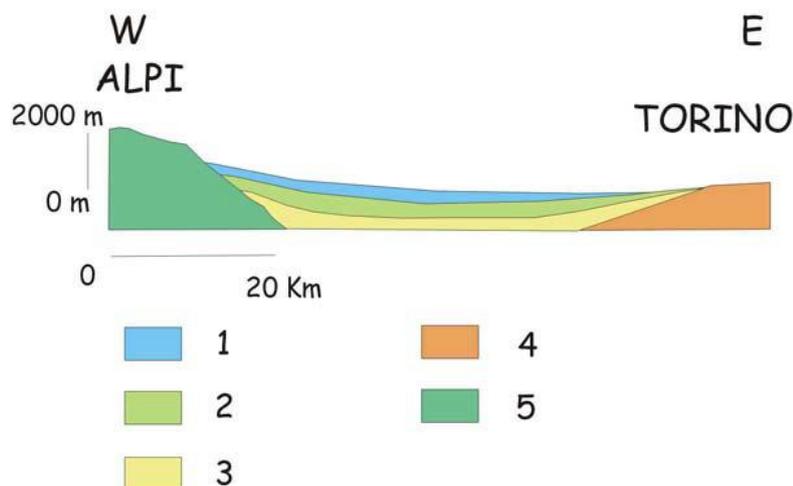


Fig. 1.4: Sezione litostratigrafica schematica: 1) sedimenti alluvionali grossolani del Quaternario superiore, ospitanti una falda a superficie libera; 2) sequenze del Villafranchiano, contenenti un sistema multifalde in pressione; 3) depositi sabbiosi marini del Pliocene in facies astiana, contenenti una falda idrica in pressione; 4) depositi marini prepliocenici, a prevalente composizione fine, impermeabili o localmente permeabili per fessurazione; 5) rocce cristalline impermeabili o poco permeabili per fessurazione [7]

Gli studi condotti su una zona ristretta del Piemonte da Bove et al. [8] riguardo gli acquiferi profondi forniscono gli spessori dei litotipi impermeabili per 50 m (**Fig. 1.5**), 100 m (**Fig. 1.6**) e 150 m (**Fig. 1.7**) di profondità indagata dal piano campagna.

Gli spessori dei litotipi impermeabili minori (0 – 10 m) si riscontrano prevalentemente nei primi 50 m di profondità dal piano campagna, come mostrato in **Fig. 1.5**.

I sistemi acquiferi separati da layer impermeabili hanno in natura comportamenti idrodinamici molto diversi: la circolazione idraulica è differente, come anche le velocità di flusso, che tendono ad essere maggiori per gli acquiferi superficiali rispetto alle acque profonde, con tempi di circolazione più lunghi e di caratteristiche idrochimiche migliori [8].

Analizzando le cartografie delle isopiezometriche relative agli acquiferi superficiali piemontesi [9], è possibile delineare un ordine di grandezza del gradiente piezometrico: si passa dalle forti pendenze in prossimità dei rilievi, pari anche al 3%, alle basse pendenze nelle zone pianeggianti, che arrivano a valori attorno all'1‰.

Vista la difficoltà tecnica ed economica che si incontra nel realizzare una cartografia delle isopiezometriche per acquiferi profondi, risulta difficile reperire dati riguardanti vaste zone del territorio: le fonti principali giungono esclusivamente da casi studio della pianura torinese di estensione limitata, dai quali è possibile trarre valori di gradiente piezometrico che vanno dall'1‰ fino al 10‰.

La distribuzione dei carichi piezometrici tra gli acquiferi superiori e quelli profondi, e quindi la loro differenza relativa, può variare notevolmente muovendosi nella direzione che va dalle montagne verso le zone pianeggianti.

Nelle zone di alta pianura piemontese, dove vengono localizzate le aree di ricarica, i carichi idraulici degli acquiferi superficiali sono tendenzialmente superiori rispetto quelli profondi: nel caso di inquinamento diffuso delle falde idriche libere, la possibilità di un fenomeno di cross-contaminazione diventa maggiormente probabile.

Le differenze di carico tra le due superfici piezometriche variano molto in base alla localizzazione geografica: dall'analisi di diversi casi studio piemontesi, si evince che un valore di 10 m sia un'assunzione cautelativa per lo studio dei possibili flussi di cross-contaminazione tra un acquifero non confinato superficiale, inquinato, e un acquifero confinato sottostante, di cui si vogliono preservare le caratteristiche qualitative.

Nelle zone di bassa pianura piemontese, si assiste ad un'inversione di comportamento: difatti, nelle aree di drenaggio verso corpi idrici superficiali, le pendenze degli acquiferi superficiali aumentano rispetto a quelle degli acquiferi profondi, mostrando zone in cui le superfici piezometriche degli acquiferi in pressione superano la tavola d'acqua degli acquiferi non confinati superficiali.

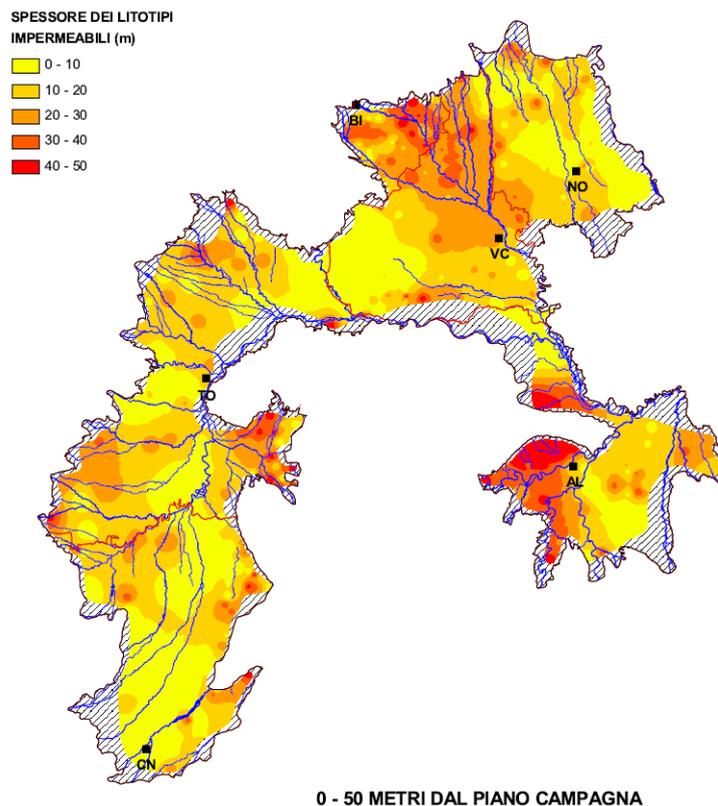


Fig. 1.5: Carta degli spessori dei litotipi impermeabili a profondità 0-50 m dal p.c. [8]

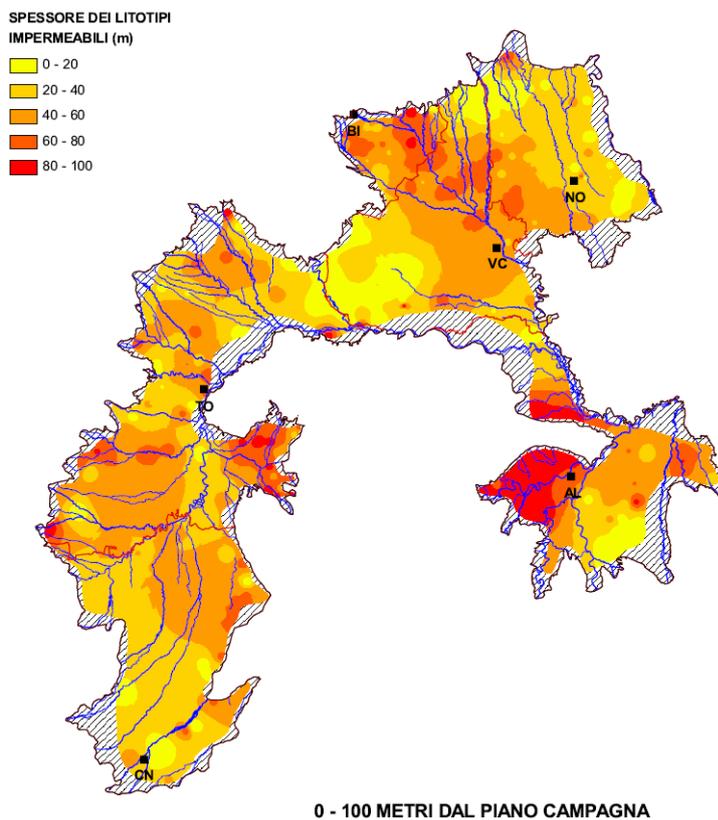


Fig. 1.6: Carta degli spessori dei litotipi impermeabili a profondità 0-100 m dal p.c. [8]

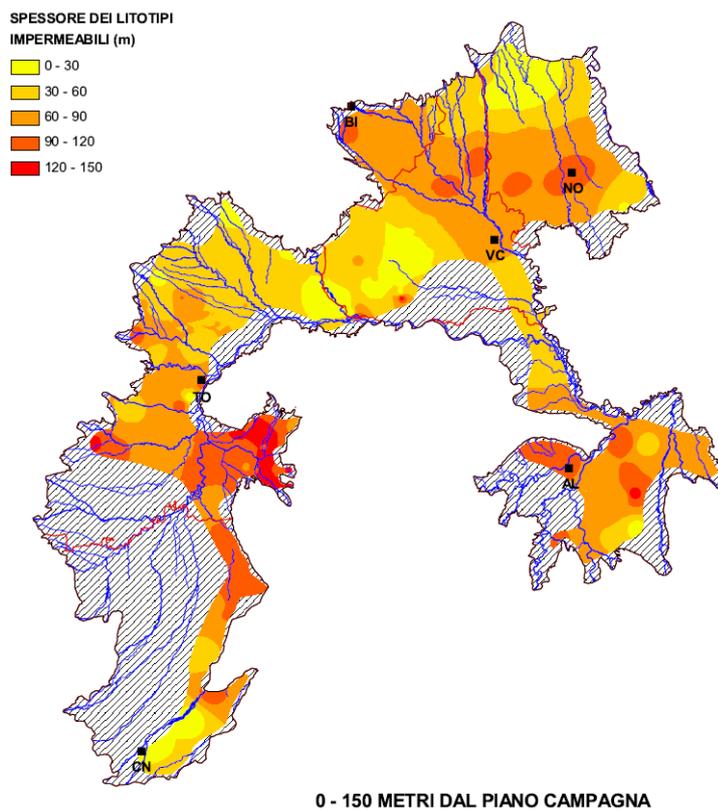


Fig. 1.7: Carta degli spessori dei litotipi impermeabili a profondità 0-150 m dal p.c. [8]

1.4 Aree di salvaguardia dei pozzi ad uso idropotabile

Le risorse idriche sotterranee contribuiscono a soddisfare il 48% del fabbisogno idrico nazionale in Italia (fonte Istat, 2015): questa importante constatazione ha portato negli anni a far crescere sempre più la sensibilità dei vari enti normatori riguardo alla salvaguardia dei sistemi acquiferi.

Ad oggi la tutela delle acque sotterranee viene garantita su tutto il territorio nazionale grazie alla cosiddetta protezione strategica: studi condotti hanno identificato due livelli di salvaguardia, il primo relativo alla sola fonte di approvvigionamento, mentre il secondo che interessa l'area decisamente più vasta di alimentazione e di flusso degli acquiferi [10].

I principali provvedimenti legislativi in materia di tutela delle acque sotterranee riguardano i metodi per sviluppare i piani di salvaguardia delle captazioni idropotabili.

Il DPR 236/88 [11] rappresenta l'attuazione della direttiva CEE n° 80/778 riguardante la qualità delle acque destinate al consumo umano.

Con tale decreto si definiscono in Italia i concetti di aree di salvaguardia e la suddivisione delle medesime in tre zone distinte: la zona di Tutela Assoluta (ZTA), la zona di Rispetto (ZR) e la zona di Protezione (ZP).

È solo con i decreti D.Lgs. 152/99 e il successivo D.Lgs. 258/2000 [12] che si arriva alla definizione di un vero e proprio testo unico sulla tutela delle acque dall'inquinamento, introducendo come uniche novità rispetto ai precedenti provvedimenti i concetti di zona di rispetto ristretta (ZRR) e zona di rispetto allargata (ZRA).

Con l'accordo tra Stato e Regioni del 2002 ed il D.Lgs. 152/2006 viene sostanzialmente attribuito alle Regioni il compito di approvare le perimetrazioni proposte dalle varie Autorità d'ambito, organismi preposti all'organizzazione, indirizzo e affidamento della gestione del servizio idrico integrato e dei rifiuti [13].

La delimitazione delle aree di salvaguardia può essere condotta secondo i seguenti tre criteri [10]:

- **Criterio geometrico:** consiste nella perimetrazione concentrica della captazione;
- **Criterio temporale:** si basa sul concetto di tempo di sicurezza: nota la direzione di flusso, è possibile tracciare a monte della captazione la relativa isocrona;
- **Criterio idrogeologico:** non introduce nessuna metodologia o guida tecnica per la determinazione delle aree di salvaguardia, perché tale criterio è finalizzato ad una caratterizzazione dell'acquifero studiato mediante indagini e prove in situ.

La normativa, in base alla zona considerata, indica quali criteri bisogna adottare per concorrere alle seguenti definizioni di aree di salvaguardia (**Fig. 1.8**):

- **Zona di Tutela Assoluta (ZTA):** è l'area più interna a ridosso dell'opera di captazione e viene determinata secondo il criterio geometrico, imponendo una perimetrazione pari all'involuppo di cerchi di raggio minimo di 10 m tracciati a partire dagli estradossi delle captazioni.
- **Zona di Rispetto (ZR):** è l'area intermedia che viene definita geometricamente mediante un cerchio di raggio minimo pari a 200 m, tracciato rispetto al punto di captazione: questa definizione decade nel momento in cui le Regioni provvedono a realizzare, mediante criterio temporale, le seguenti sottozone:
 - **Zona di Rispetto Allargata (ZRA):** corrisponde all'isocrona 180 o 365 giorni, in base alla vulnerabilità intrinseca dell'acquifero captato;
 - **Zona di Rispetto Ristretta (ZRR):** corrisponde all'isocrona 60 giorni.
- **Zona di Protezione (ZP):** è l'area più esterna che include le aree di ricarica dell'acquifero e altre zone sensibili, definite mediante l'applicazione del criterio idrogeologico.

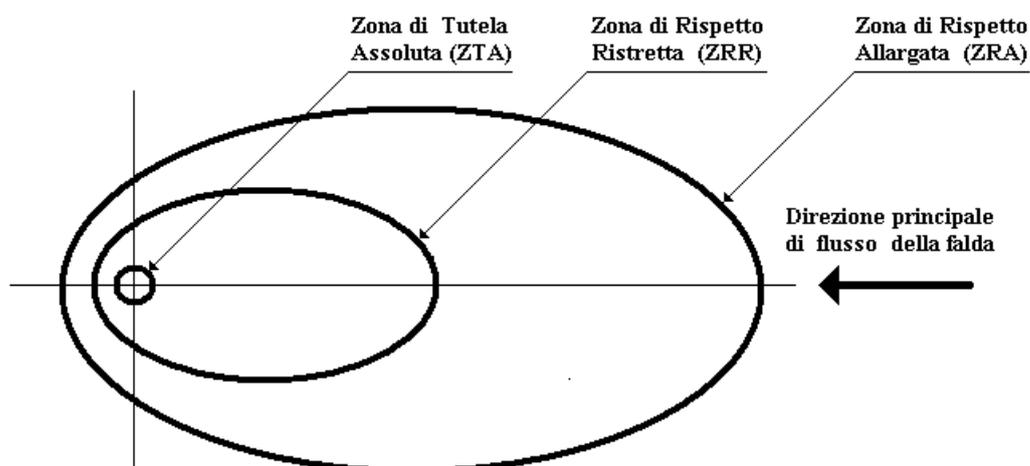


Fig. 1.8: Schema grafico con indicazione delle varie definizioni adottate [14]

L'autonomia data alle Regioni nel definire le linee guida per la tutela delle acque e i criteri di individuazione delle aree di salvaguardia, ha portato nel corso degli ultimi anni all'elaborazione di diverse leggi di carattere territoriale in tutta Italia.

A titolo esemplificativo, si riporta l'articolo 6.h del regolamento regionale 11 dicembre 2006 N.15/R emanato dalla Regione Piemonte che vieta l'insediamento all'interno della zona di rispetto di determinati centri di pericolo e attività, tra cui *“l'apertura di pozzi o la realizzazione di altre perforazioni del suolo, ad eccezione di quelli finalizzati all'estrazione delle acque [...], di quelli finalizzati alla variazione di tale estrazione, nonché di piezometri ovvero di pozzi o altri strumenti di monitoraggio necessari per il controllo e la tutela delle risorse idriche [14]”*.

In quest'ottica risulta impossibile in Regione Piemonte realizzare sonde geotermiche all'interno delle zone di rispetto che, a monte della captazione, possono estendersi notevolmente sul territorio.

1.5 Principi base della geotermia a sonde verticali

Lo schema base di un impianto geotermico a sonde verticali, rappresentato in **Fig. 1.9**, comprende i seguenti elementi [15]:

1. Sonda geotermica:

Rappresenta l'elemento che permette di effettuare lo scambio termico con il sottosuolo. Viene realizzata mediante una perforazione verticale del terreno, generalmente tra 50 e 200 m, all'interno della quale viene calata la tubazione contenente il fluido vettore;

2. Pompa di calore:

È la macchina in grado di “pompare” calore da un corpo freddo ad un corpo caldo sfruttando il lavoro fornito da un compressore.

3. Terminali di impianto:

Sono gli elementi responsabili dello scambio termico con l'utenza finale, e possono essere di diverso tipo, dai comuni radiatori ai più moderni pannelli radianti, dai ventilconvettori alle più complesse unità di trattamento aria.

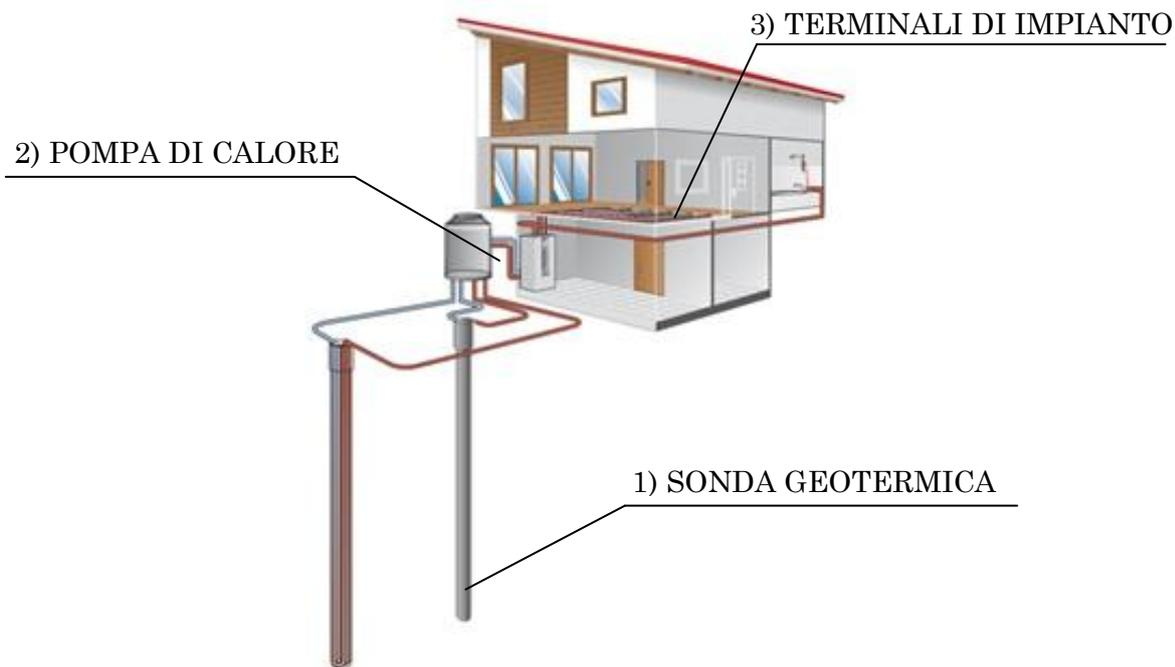


Fig. 1.9: Schema base di un impianto geotermico a sonde verticali (fonte GEOSOLUTION srl)

La sonda è spesso la parte più costosa dell'impianto e una sua errata messa in opera può compromettere il funzionamento dell'impianto o nel peggiore dei casi renderlo inutilizzabile.

Per queste motivazioni, le sonde geotermiche sono progettate per non richiedere alcun tipo di manutenzione durante la loro vita utile, che può superare i 100 anni.

Gli elementi che costituiscono la sonda sono:

1. Perforo;
2. Materiale di riempimento;
3. Tubazioni;
4. Piede di sonda;
5. Ausiliari alla posa;
6. Fluido termovettore.

Ai fini della trattazione svolta in questa tesi, verranno analizzati nel dettaglio gli elementi che maggiormente influenzano la cross-contaminazione, ovvero: le tecniche di realizzazione del foro (paragrafo 1.6), che vanno a determinare una variazione locale delle permeabilità iniziali degli acquiferi, i materiali di riempimento (paragrafo 1.7), le cui diverse conducibilità idrauliche giocano un ruolo fondamentale nella quantificazione del possibile leakage idraulico attraverso la sonda e, infine, l'intera procedura di installazione della sonda geotermica (paragrafo 1.8).

1.6 Perforazione a scopo geotermico

La perforazione è la prima interferenza ambientale che viene a crearsi nel momento in cui si ha l'intenzione di realizzare una sonda geotermica.

Gli strumenti e le apparecchiature adoperate nella pratica sono di vario tipo, a seconda della natura dei terreni, la profondità che si intende raggiungere, lo scopo della trivellazione, il tempo di esecuzione del lavoro ed infine i mezzi a disposizione [16].

I sondaggi che hanno come finalità il prelievo di campioni vengono definiti a carotaggio continuo, mentre se l'obiettivo è esclusivamente quello di realizzare un perforo si parla di sondaggi a distruzione [17].

Salvo necessità particolari per indagini geologiche o geotecniche, la perforazione per sonde geotermiche verticali è sempre a distruzione di nucleo, dove il materiale di scavo portato in superficie è disgregato e fortemente disturbato strutturalmente [15].

I metodi di perforazione più comunemente adottati sono riportati e descritti in **Tab. 1.1**.

Per alcuni metodi e utensili, l'uso dei fluidi di perforazione è spesso imprescindibile: i più comunemente utilizzati per la realizzazione di pozzi e sonde geotermiche sono miscele a base di acqua e sostanze colloidali [16].

Nella maggior parte delle applicazioni pratiche, il fango di perforazione è una miscela di acqua con una particolare argilla montmorillonitica detta bentonite le cui funzioni pratiche sono la rimozione dei detriti, la stabilizzazione delle pareti del foro, la lubrificazione degli utensili e il controllo della pressione.

Il fango produce sulle pareti del foro un intonaco impermeabile detto "pannello", che tende a formarsi specialmente nelle rocce più porose penetrando per spessori modesti, impedendo il passaggio di acqua dalle falde superficiali verso quelle profonde.

Per garantire una intonacatura efficace, il fluido deve mantenere la proprietà colloidale di perfetta e integrale sospensione: questa condizione è molto difficile da ottenere in campo, a causa della forte instabilità del fango che tende a flocculare per minime variazioni del rapporto acqua/bentonite ottimale, causate principalmente dalla inevitabile introduzione di particelle estranee alla miscela.

Per garantire una buona stabilizzazione delle pareti del foro e scongiurare eventuali manifestazioni di fluidi in pressione nel pozzo, la densità della miscela finale viene aumentata aggiungendo alla bentonite apprezzabili quantità di ferro, metalli alcalini e alcalino-terrosi. Anche in questo caso la formazione di un buon pannello può mitigare l'eventuale dispersione di questi metalli in falda.

Tab. 1.1: Scelta dei metodi di perforazione [18]

Metodi di perforazione	Utensili di perforazione	Diametro usuale	Profondità usuale	Idoneità per tipo di terreno	Non idoneità per tipo di terreno
PERCUSSIONE	Sonda a valvola	150-600 mm	60 m	Ghiaia, sabbia, limo	Terre coesive tenere o molto consistenti, rocce
	Scalpello	150-600 mm	60 m	Tutti i terreni, fino a rocce di media resistenza	Rocce con resistenza alta o molto alta
ROTAZIONE	Tubo carotiere semplice	75-150 mm	50-150 m	Tutti i terreni escluse terre a grana grossa	Terreni a grana grossa (ghiaie, ciotoli, ecc.)
	Tubo carotiere doppio	75-150 mm	50-150 m		
	Scalpello a distruzione, triconi, ecc.	60-300 mm	Praticamente illimitata		
TRIVELLA	Spirale a vite senza fine	100-300 mm	40 m	Sopra falda: da coesivi a poco coesivi; Sotto falda : coesivi	Terreni a grana grossa con elementi $\phi > D/4$; roccia

1.7 Caratteristiche dei materiali di riempimento

In seguito alla realizzazione del foro e alla stabilizzazione delle pareti, garantita dal fluido di perforazione, vengono calate e installate le tubazioni mediante l'adozione del piede di sonda e degli ausiliari di posa.

Il materiale di riempimento deve garantire un corretto scambio termico con il flusso idraulico di falda, al fine di massimizzare i rendimenti dell'impianto, e una buona impermeabilizzazione per limitare l'alterazione delle condizioni idrauliche e chimiche degli acquiferi attraversati.

Questi due differenti aspetti possono essere talvolta in conflitto tra loro: per questo motivo, l'analisi dei materiali deve necessariamente essere condotta in modo tale da ottimizzare il rendimento termico e i requisiti ambientali di impermeabilizzazione.

Nella pratica costruttiva, si sono susseguiti negli anni diversi metodi di riempimento, che prevedono sostanzialmente l'utilizzo di materiali sciolti (paragrafo 1.7.1) e di malte cementizie (paragrafo 1.7.2).

1.7.1 Materiali sciolti

La granulometria del materiale di riempimento viene scelta con l'obiettivo di massimizzare lo scambio termico con il terreno: nella pratica costruttiva, a meno di una difficile reperibilità sul territorio, si adottano quasi sempre le sabbie quarzifere.

Garantita la stabilità delle pareti, la sabbia può essere posata a secco o pompata in miscela con acqua, sempre a partire dal fondo foro, per scongiurare fenomeni di segregazione, con la conseguente formazione di vuoti d'aria.

Il riempimento mediante materiali sciolti risulta il più economico, ma anche il più controverso da un punto di vista ambientale, tanto da indurre molti costruttori e addetti ai lavori a credere che le sonde costruite a regola d'arte debbano essere cementate.

In realtà è dimostrabile che l'utilizzo di un materiale sciolto in condizioni sature sia termicamente vantaggioso per due motivi: permette al flusso di falda un contatto diretto con le tubazioni e introduce uno scambio di natura convettiva.

La saturazione della porzione di terreno a contatto con la sonda è tuttavia una condizione imprescindibile: la presenza di strati insaturi introdurrebbe aria nella matrice porosa della sabbia, aumentandone l'isolamento a discapito dello scambio termico.

I rischi ambientali legati ai materiali sciolti sono una conseguenza dei valori di conducibilità idraulica caratteristici, che possono andare dai 10^{-3} ai 10^{-7} m/s per le granulometrie più fini.

Una sonda riempita con sabbia molto permeabile e realizzata in un sistema multifalda può favorire flussi idraulici non voluti che possono causare una contaminazione delle risorse idropotabili.

Visti i pregi e i difetti, è raccomandato l'utilizzo di sabbie o altri materiali a grana grossa esclusivamente in sistemi monofalda in grado di garantire una saturazione permanente del corpo sonda.

1.7.2 Malte cementizie

Quando non è raccomandabile l'utilizzo di sabbie quarzifere, la sonda geotermica viene riempita mediante l'utilizzo di apposite miscele cementizie.

A differenza dei materiali sciolti, sono economicamente più costose, ma offrono vantaggi considerevoli, manifestando conducibilità termiche costanti indipendenti dal grado di saturazione e permeabilità nettamente inferiori.

Nell'analisi dei rischi ambientali connessi alle malte, il parametro fondamentale è la conducibilità idraulica.

Un primo ostacolo nella modellazione dei problemi di flusso è legato alla natura del mezzo: infatti, a causa dei fenomeni di ritiro e dell'azione delle forze meccaniche, le malte possono fratturarsi e quindi essere lontane dall'ipotesi di mezzo poroso.

Inoltre, l'azione corrosiva differita nel tempo offerta da soluti reattivi eventualmente contenuti nel terreno e nelle acque di falda provoca un'inevitabile deterioramento della struttura e di conseguenza un decadimento delle proprietà impermeabilizzanti.

Questo problema è stato affrontato da Bagnoli et al. [19], che si sono occupati di stimare l'aumento di conducibilità idraulica conseguente al danneggiamento dei calcestruzzi messi in opera in gallerie completamente sommerse, ottenendo mediante l'analisi indiretta di un caso reale un valore equivalente di $3.1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

In accordo con Pijaudier–Cabot et al. [20], l'evoluzione della permeabilità di una malta cementizia danneggiata avviene mediante il passaggio graduale da un mezzo continuo inizialmente poroso e microfessurato a un mezzo fratturato dove le macrofessure realizzano tra loro un reticolo di flusso tortuoso.

Visto l'estremo onere computazionale che prevede un'analisi di questo tipo, in questa tesi si è scelto di adottare conducibilità idrauliche equivalenti che tengano conto dei vari fenomeni di danneggiamento possibili delle malte.

Le malte adottate in ambito geotermico, comunemente chiamate “*geothermal grouting*”, devono garantire sia una buona resa termica della sonda che una corretta impermeabilizzazione [21]: le più utilizzate al lato pratico sono miscele termicamente migliorate di acqua–cemento–bentonite con aggiunta di additivi vari.

Il confezionamento di queste malte è divenuto oggetto di molti studi negli ultimi anni, resi però difficoltosi da un diverso comportamento dei materiali in laboratorio rispetto alla condizione in sito.

Gli studi condotti da J.C. Evans [22] rivelano quali siano i parametri che influenzano la conducibilità idraulica delle miscele bentonitiche, tra i quali i più significativi sono la composizione della miscela (**Fig. 1.10**), il tempo di stagionatura e la tensione di confinamento. Le proprietà di qualsiasi malta cementizia tendono a stabilizzarsi nel tempo, contestualmente alla conclusione dei fenomeni di maturazione: per le malte cemento–bentonite la conducibilità idraulica, inizialmente pari a 10^{-7} m/s , diminuisce, raggiungendo valori costanti a lungo termine attorno ai $10^{-9} \div 10^{-11} \text{ m/s}$ [23].

Secondo Manassero et al. [24] le miscele cemento–bentonite risentono dell'azione confinante del terreno in maniera considerevole per pressioni superiori allo snervamento, il cui aumento induce una diminuzione della conducibilità idraulica.

Nonostante le prove in laboratorio evidenzino valori di permeabilità estremamente basse per miscele cemento–bentonite, è consuetudine adottare per le verifiche progettuali valori di conducibilità idraulica maggiorati pari a $10^{-7} \div 10^{-8} \text{ m/s}$ [22], per tenere in considerazione fenomeni di danneggiamento legati principalmente alla fessurazione delle malte, alla presenza di ambienti aggressivi e a difetti macroscopici.



Fig. 1.10: Caratteristiche idrauliche e meccaniche in funzione del dosaggio dei componenti (Manassero 1993)

1.8 Installazione di sonde geotermiche

In Italia la totalità delle sonde geotermiche viene realizzata mediante cementazione del perforo con apposite malte.

La fase di costruzione è sicuramente la più delicata, perché è dalla sua buona riuscita che dipende il futuro dell'intero impianto.

Una delle parti più importanti, e spesso maggiormente trascurate dai costruttori, è l'organizzazione del cantiere, che è bene predisporre già in fase progettuale [15].

La posizione di piste d'accesso per le perforatrici, linee elettriche e idrauliche di cantiere, serbatoi di raccolta fanghi e delle future sonde geotermiche deve essere ben nota prima di iniziare i lavori. Questa minuziosa preparazione del cantiere è indispensabile per garantire una rapida esecuzione: è buona norma garantire che l'intera installazione di una sonda avvenga nell'arco di una giornata.

Ad esempio, la perforazione deve essere terminata nel più breve tempo possibile, al fine di evitare l'esposizione prolungata degli acquiferi a fattori di rischio di cross-contaminazione.

In sistemi multifalda è necessario garantire l'assenza di connessione tra diversi acquiferi tramite l'adozione di rivestimenti del foro (singoli o doppi) o tramite i fanghi bentonitici. Inoltre, per garantire una corretta installazione della sonda, il foro deve essere il più verticale possibile.

Una volta realizzata la perforazione, vengono contestualmente calate il tubo di iniezione della malta e la tubazione della sonda, preventivamente riempita d'acqua per evitare il galleggiamento nel fango e per proteggere il tubo dalla pressione esterna.

La sonda deve scendere lentamente, per evitare il danneggiamento della tubazione: può infatti capitare che un urto accidentale rompa il polietilene, con conseguenze catastrofiche.

Per questo motivo, la posa deve essere aiutata attraverso uno sbobinatore ed una rulliera che impediscano lo strozzamento delle tubazioni: terminata la procedura di posatura, la sonda deve essere subito cementata.

La cementazione della sonda è la parte più delicata dal punto di vista ambientale: per ottenere in opera delle conducibilità idrauliche paragonabili a quelle indicate nel paragrafo 1.7.2, è necessario svolgere questa lavorazione a regola d'arte.

La malta cementizia da adottare è specifica per l'applicazione geotermica e si trova in commercio già premiscelata: deve essere necessariamente iniettata dal fondo foro mediante un tubo di iniezione a perdere.

La malta iniettata deve raggiungere la sommità della perforazione, ed è necessario reintegrare dal basso qualora il livello tenda ad abbassarsi.

Spesso i costruttori non prestano particolare attenzione a questi dettagli: l'estrazione della camicia, la malta che tende a colmare i vuoti presenti nel terreno possono provocare un abbassamento del livello.

Purtroppo può anche succedere che venga di proposito realizzato dall'impresa costruttrice un grouting scadente risparmiando molto sul costo dei materiali: questa situazione è molto pericolosa, perché i vuoti che si formano vengono riempiti dall'espansione del terreno circostante al foro, aumentando anche considerevolmente la conducibilità idraulica.

Tutti questi aspetti portano il progettista a considerare valori maggiorati delle conducibilità idrauliche, secondo quanto già esposto nel paragrafo 1.7.2.

1.9 Possibili scenari idrogeologici di cross-contaminazione

I rischi ambientali legati alle sonde geotermiche verticali sono connessi principalmente ai moti di filtrazione che possono verificarsi all'atto di perforazione o durante la vita utile dell'impianto [15].

Gli scenari più ricorrenti e pericolosi sono richiamati in **Fig. 1.11** e di seguito elencati [25]:

- La perforazione viene eseguita in un sito con suolo contaminato, che può seriamente mettere in pericolo eventuali risorse idropotabili profonde durante e dopo la sua esecuzione;
- La perforazione mette in comunicazione orizzonti acquiferi altrimenti separati idraulicamente da acquitardi;
- La perforazione intercetta un acquifero artesiano.

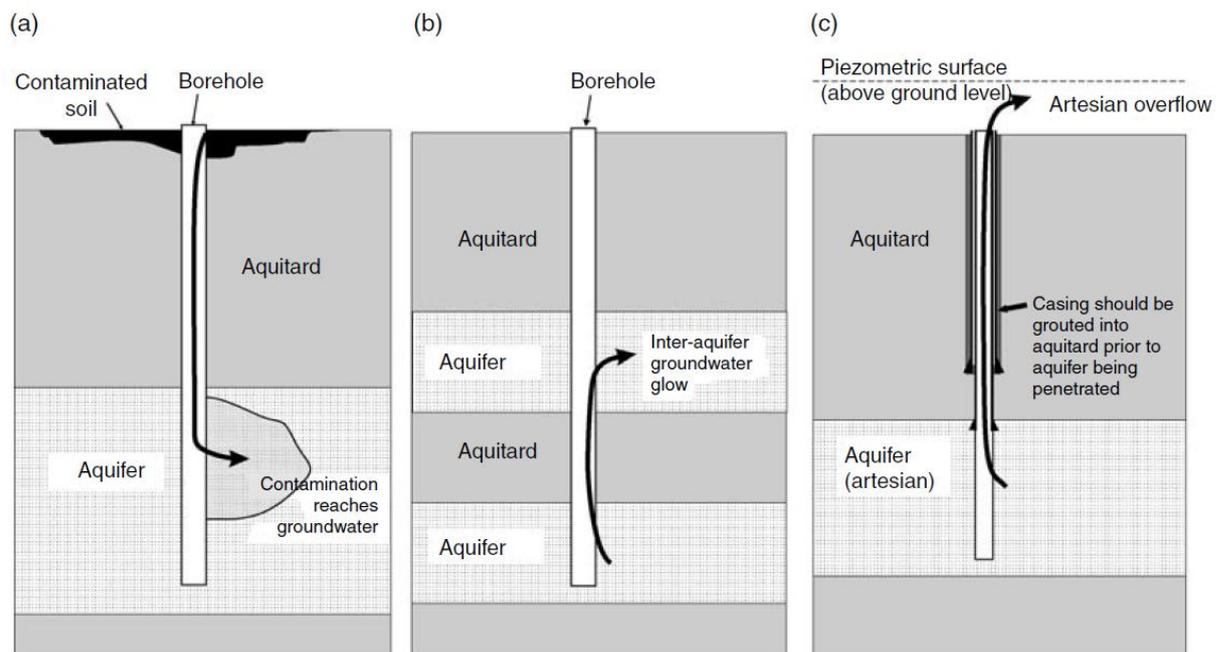


Fig. 1.11: Tre possibili scenari di cross-contaminazione del sottosuolo indotti dalla presenza di una sonda geotermica [25]

In questa tesi viene approfondito in maniera dettagliata il caso b), riguardante il problema dell'interconnessione tra diversi acquiferi.

La fonte di contaminazione è funzione della direzione del flusso: generalmente, si teme che l'acqua contenuta negli acquiferi superficiali, di bassa qualità, migri verso gli orizzonti più profondi.

Nei modelli analitici e numerici si è sempre fatto riferimento ad un carico idraulico superiore per l'acquifero superficiale.

È importante sottolineare come non sempre la qualità delle falde idriche superficiali sia inferiore rispetto alle acque degli acquiferi profondi: difatti, alcune falde in pressione manifestano fenomeni di contaminazione naturale dovuta alla presenza di inquinanti come ferro (Fe), manganese (Mn), idrogeno solforato (H₂S) e solfati (SO₄²⁻).

In quest'ottica, anche una situazione di flusso idraulico attraverso la sonda che va dagli acquiferi profondi verso gli acquiferi superficiali sarebbe da considerare: tuttavia, la quasi totalità dei pozzi ad uso idropotabile sul suolo italiano captano acqua dagli acquiferi profondi.

Quest'ultima considerazione ha portato ad escludere questa casistica, concentrando le analisi su un caso di cross-contaminazione in direzione gravitazionale.

2 Modelli analitici e numerici adottati

Il problema della possibile cross-contaminazione attraverso la sonda geotermica è stato analizzato a livello teorico mediante la sua scomposizione in due parti: un modello di flusso verticale, che si instaura nella sonda geotermica, e un modello tridimensionale di flusso e di trasporto del contaminante nell'acquifero profondo.

Nella prima parte si instaura un flusso discendente nel corpo sonda dall'acquifero superficiale all'acquifero profondo sottostante, separati idraulicamente da una formazione geologica identificata generalmente con un acquitardo.

Nella seconda parte del problema si analizza il flusso che parte dal punto di emissione, ovvero la sonda, e si propaga nell'acquifero profondo in base alle condizioni idrodinamiche esistenti.

Inoltre, in questo capitolo viene presentato il modello numerico agli elementi finiti realizzato mediante il software FEFLOW®, ponendo particolare attenzione sulle ipotesi e le assunzioni base riguardo la geometria del problema e i parametri.

In entrambi i modelli l'impianto geotermico viene analizzato in condizione di esercizio, a partire dal raggiungimento della stazionarietà delle conducibilità idrauliche e delle altre proprietà dei mezzi analizzati, tralasciando quindi l'analisi quantitativa dei transitori iniziali (perforazione, presa e indurimento della malta di riempimento, ecc), che sono comunque stati presi in considerazione da un punto di vista qualitativo nel capitolo 1.

2.1 Il modello analitico

Il modello concettuale è raffigurato in **Fig. 2.1** e si basa sulla scomposizione del flusso in due moti distinti:

1. Moto verticale che ha origine nel corpo sonda, provocato dalle diverse piezometrie e schematizzato mediante il modello proposto da Bonte [26] e descritto nel paragrafo 2.1.1;
2. Moto di trasporto nell'acquifero inferiore in condizioni di falda idrodinamica, la cui trattazione teorica è stata affrontata nel paragrafo 2.1.2.

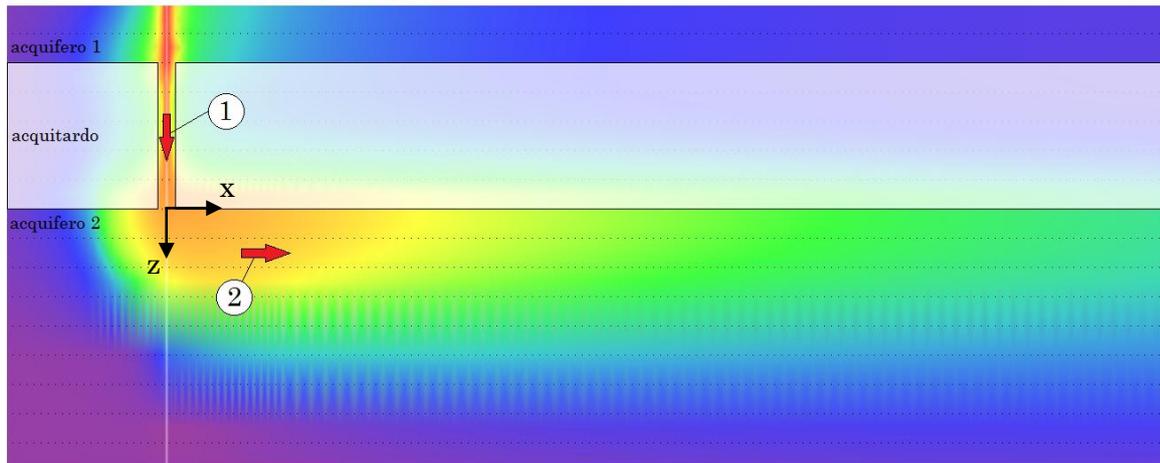


Fig. 2.1: Scomposizione del problema di flusso di contaminante tra gli acquiferi

2.1.1 Quantificazione del leakage in condizioni stazionarie

Se l'acquifero superficiale possiede una quota piezometrica superiore a quella dell'acquifero inferiore si instaura, in base alle caratteristiche di permeabilità del materiale di riempimento, un flusso idrico diretto verso il basso denominato "leakage".

Bonte et al. [26] hanno sviluppato una trattazione semplificata, schematizzata in **Fig. 2.2**: analizzando il problema nell'ipotesi di moto stazionario, si giunge alla seguente espressione analitica della portata volumetrica Q (m^3/s) (2.1):

$$Q = \frac{r_a \cdot \Delta h}{\frac{D}{K_{fill}} \pi r_a + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right)} \quad (2.1)$$

dove:

- r_a : raggio della perforazione (m);
- Δh : differenza di carico tra i due acquiferi (m);
- D : spessore dell'acquitardo (m);
- K_{fill} : conducibilità idraulica del materiale di riempimento (m/s);
- K_1 e K_2 : rispettivamente, conducibilità idrauliche dell'acquifero superiore e inferiore (m/s).

Il modello da cui partono gli autori, rappresentato in **Fig. 2.2**, considera la perforazione di un acquitardo ipotizzato impermeabile che separa due acquiferi omogenei e isotropi e il flusso stazionario è descrivibile con l'equazione di Darcy, riscritta come segue (2.2):

$$Q = \frac{h_{1,r \leq r_a} - h_{2,r \leq r_a}}{D} K_{fill} \pi r_a^2 = \frac{\Delta h_{r \leq r_a}}{D} K_{fill} \pi r_a^2 \quad (2.2)$$

La differenza di carico tra gli acquiferi nel foro $\Delta h_{r \leq r_a}$ dipende dalla differenza di carico naturale Δh corretta da un termine che considera il flusso idraulico in condizioni stazionarie. Bonte et al. [26] hanno dimostrato che l'abbassamento del carico superiore nel foro è pari a (2.3):

$$h_{1,r \leq r_a} - h_{1,r = \infty} = -\frac{Q}{4 K_1 r_a} \quad (2.3)$$

e analogamente l'innalzamento del carico inferiore nel foro è pari a (2.4):

$$h_{2,r \leq r_a} - h_{2,r = \infty} = \frac{Q}{4 K_2 r_a} \quad (2.4)$$

Unendo le espressioni (2.3) e (2.4) si ottiene la seguente (2.5):

$$\Delta h_{r \leq r_a} = \Delta h - \frac{Q}{4 r_a} \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right) \quad (2.5)$$

Sostituendo la (2.5) nella (2.2) si ottiene la formula generale riportata in (2.1).

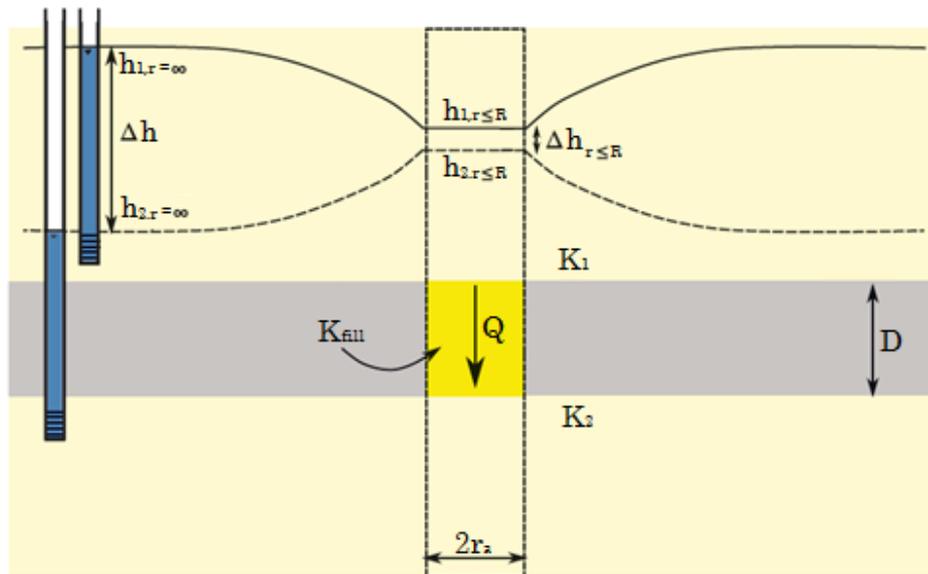


Fig. 2.2: Modello concettuale adottato da Bonte et al. per il "leakage" [26]

Partendo dalla (2.1) è possibile effettuare un'analisi di sensitività volta a cercare quali siano le configurazioni dei parametri coinvolti che massimizzano il flusso idrico Q .

Al fine di facilitare l'analisi, si è scelto di adottare una conducibilità idraulica equivalente K_{eq} che riassume in un'unica variabile il contributo dei due acquiferi e di seguito riportata (2.6):

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}} \quad (2.6)$$

Sostituendo la (2.6) nella (2.1) si ottiene la seguente (2.7):

$$Q = \frac{r_a \cdot \Delta h}{\frac{D}{K_{fill} \pi r_a} + \frac{1}{4K_{eq}}} \quad (2.7)$$

Le equazioni presentate in questo capitolo sono state adottate per condurre l'analisi di sensitività presentata al paragrafo 3.1: questo studio è stato in realtà preliminare rispetto alla definizione dei modelli numerici, ed è servito per meglio comprendere l'influenza che i vari parametri esercitano sul leakage idraulico.

2.1.2 Dinamica dei contaminanti in una falda acquifera

L'equazione differenziale generale che governa i fenomeni di propagazione può essere scritta per soluti reattivi in un mezzo poroso imponendo il principio della conservazione della massa [1], ottenendo la seguente (2.8):

$$\nabla \cdot (D \cdot \nabla C - C v_e) - \lambda C = R \frac{\partial C}{\partial t} \quad (2.8)$$

dove:

- D : tensore dei coefficienti di dispersione idrodinamica (m^2/s);
- C : concentrazione del contaminante (kg/m^3);
- v_e : velocità effettiva di falda (m/s);
- λ : coefficiente di degradazione naturale (s^{-1});
- R : coefficiente di ritardo (-).

In questa tesi è stata ipotizzata, sia nei modelli analitici che in quelli numerici, la presenza di un soluto conservativo, che rappresenta la situazione più gravosa.

Per ricavare l'equazione di trasporto di un soluto conservativo, è sufficiente porre $\lambda = 0$ e $R = 1$ nella (2.8) ottenendo la seguente (2.9):

$$\nabla \cdot (D \cdot \nabla C - C v_e) = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (2.9)$$

Il tensore dei coefficienti di dispersione idrodinamica si presenta nella forma (2.10):

$$D = \begin{pmatrix} D_x & 0 & 0 \\ 0 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_z \end{pmatrix} \quad (2.10)$$

È possibile descrivere il processo di dispersione idrodinamica come la somma di due contributi, uno di natura molecolare e uno di natura cinematica.

La dispersione molecolare è legata all'agitazione termica ed è generalmente bassa, nell'ordine di grandezza $D_0 = 10^{-9} m^2/s$, e in molte applicazioni pratiche viene trascurata.

La dispersione cinematica rappresenta l'aliquota preponderante, e nelle applicazioni pratiche viene correlata alla velocità di flusso v_e mediante un coefficiente di proporzionalità funzione della direzione k denominato dispersività (α_k).

Si ottengono per (2.10) i seguenti valori (2.11):

$$\begin{aligned} D_x &= D_0 + \alpha_x v_e \\ D_y &= D_0 + \alpha_y v_e \\ D_z &= D_0 + \alpha_z v_e \end{aligned} \quad (2.11)$$

La risoluzione delle equazioni (2.8) e (2.9) può avvenire per forma analitica o per via numerica mediante metodi agli elementi finiti o alle differenze finite.

Diversi autori si sono cimentati nella risoluzione analitica e i diversi approcci si differenziano in base alle particolari condizioni al contorno e iniziali imposte: in questa tesi sono stati impiegati due metodi, di seguito descritti.

Il primo metodo, riconducibile a Beata [27], fornisce la seguente soluzione generale della (2.8) nel caso di sorgente puntuale a immissione istantanea (2.12):

$$\begin{aligned} C(x, y, z, t) &= \frac{C_0 V_0}{8(\pi t)^{3/2} n_e \left(\frac{D_x D_y D_z}{R} \right)^{1/2}} \cdot \\ &\cdot \exp \left[-\frac{\lambda}{R} t - \frac{(Rx - v_e t)^2}{4D_x R \cdot t} - \frac{Ry^2}{4D_y \cdot t} - \frac{Rz^2}{4D_z \cdot t} \right] \end{aligned} \quad (2.12)$$

Dove C_0V_0 rappresenta la massa di immissione istantanea introdotta nel punto (0,0,0).
 È possibile ricavare da questa soluzione istantanea una soluzione continua mediante la convoluzione tra la portata massica di immissione q_p , espressa in kg/s , e la risposta all'impulso del sistema c mediante la seguente (2.13):

$$C(x, y, z, t) = \int_0^t q_p(t - \tau) \cdot c(x, y, z, \tau) d\tau \quad (2.13)$$

Nell'ipotesi di flusso idrico stazionario costante pari a Q , la massa entrante nel sistema nell'unità di tempo $d\tau$ è pari a $C_0Qd\tau$ da cui si ottiene $q_p(t - \tau) = C_0Q$.

La risposta all'impulso c si può ricavare dalla (2.12) per un generico istante τ ponendo l'immissione di massa C_0V_0 unitaria, che risulta essere adimensionale.

Sostituendo i termini nella (2.13) si ottiene la seguente (2.14):

$$C(x, y, z, t) = \int_{0^+}^t \frac{C_0Q}{8(\pi\tau)^{3/2}n_e \left(\frac{D_x D_y D_z}{R}\right)^{1/2}} \cdot \exp\left[-\frac{\lambda}{R}\tau - \frac{(Rx - v_e\tau)^2}{4D_x R \cdot \tau} - \frac{Ry^2}{4D_y \cdot \tau} - \frac{Rz^2}{4D_z \cdot \tau}\right] d\tau \quad (2.14)$$

Il secondo metodo analizzato è tratto dagli studi condotti da Park e Zhan [28] e fornisce la soluzione della (2.9) nel caso di sorgente areale continua (**Fig. 2.3**) di un contaminante conservativo posta come condizione al contorno superiore di un acquifero confinato semi-infinito (2.15):

$$C(x, y, z, t) = \frac{1}{4\sqrt{\pi D_z}} \int_{0^+}^t q_a(t - \tau) \exp\left(-\frac{z^2}{4D_z\tau}\right) \cdot \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{x - v_e\tau - x_0}{2\sqrt{D_x\tau}}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{x - v_e\tau}{2\sqrt{D_x\tau}}\right) \right] \cdot \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{y - y_0}{2\sqrt{D_y\tau}}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{y + y_0}{2\sqrt{D_y\tau}}\right) \right] \frac{d\tau}{\sqrt{\tau}} \quad (2.15)$$

dove:

- q_a : portata massica areale espressa in $(kg/m^2/s)$;
- x_0 : ampiezza sorgente nella direzione di flusso (m);
- y_0 : semi-ampiezza trasversale della sorgente (m).

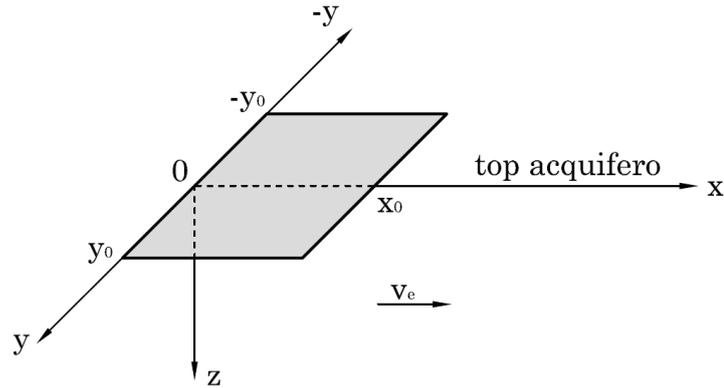


Fig. 2.3: Geometria della sorgente areale considerata da Park and Zhan

2.1.3 Equazioni analitiche adottate

Definiti i parametri idrodinamici dei due acquiferi, è possibile stimare il flusso idraulico stazionario Q che avviene nel corpo sonda mediante l'equazione (2.1).

Si ipotizzi la presenza di un inquinante di concentrazione C_0 collocato in prossimità della sonda lungo il suo sviluppo nell'acquifero superiore: la portata massica che viene trasportata nella sonda è pari a (2.16):

$$q_p = C_0 Q \quad (2.16)$$

Se si considera invece il flusso areale di contaminante nella sonda, si ottiene (2.17):

$$q_a = \frac{C_0 Q}{\pi r_a^2} \quad (2.17)$$

Per stimare la propagazione della contaminazione nell'acquifero inferiore è possibile adottare i metodi convolutivi richiamati al paragrafo 2.1.2.

Partendo dalla convoluzione di Beatslé (2.13) è possibile stimare la concentrazione a valle introducendo la (2.16) nell'equazione, ottenendo la seguente (2.18):

$$C(x, y, z, t) = \int_{0^+}^t \frac{C_0 Q}{8(\pi\tau)^{3/2} n_e \left(\frac{D_x D_y D_z}{R} \right)^{1/2}} \cdot \exp \left[-\frac{\lambda}{R} \tau - \frac{(Rx - v_e \tau)^2}{4D_x R \cdot \tau} - \frac{Ry^2}{4D_y \cdot \tau} - \frac{Rz^2}{4D_z \cdot \tau} \right] d\tau \quad (2.18)$$

Invece, sostituendo la (2.17) nell'equazione di Park e Zhan (2.15) si ottiene la (2.19):

$$\begin{aligned}
 & C(x, y, z, t) \\
 &= \frac{1}{4\sqrt{\pi D_z}} \int_{0^+}^t \frac{C_0 Q}{\pi r_a^2} \exp\left(-\frac{z^2}{4D_z \tau}\right) \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{x - v_e \tau - x_0}{2\sqrt{D_x \tau}}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{x - v_e \tau}{2\sqrt{D_x \tau}}\right) \right] \cdot \\
 & \quad \cdot \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{y - y_0}{2\sqrt{D_y \tau}}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{y + y_0}{2\sqrt{D_y \tau}}\right) \right] \frac{d\tau}{\sqrt{\tau}}
 \end{aligned} \tag{ 2.19 }$$

La geometria della sorgente nella (2.19) è rettangolare, pertanto è necessario adattarla alla sezione circolare della sonda geotermica: si è scelta una sorgente quadrata equivalente di lato $l = \sqrt{\pi} \cdot r_a$, da cui risultano le seguenti dimensioni della sorgente adottata (2.20):

$$\begin{aligned}
 x_0 &= \sqrt{\pi} \cdot r_a \\
 y_0 &= \frac{\sqrt{\pi} \cdot r_a}{2}
 \end{aligned} \tag{ 2.20 }$$

2.2 Il modello numerico

I problemi di flusso studiati precedentemente nel paragrafo 2.1 sono estremamente complessi, soprattutto in una situazione reale dove le geometrie sono diverse da quelle ideali su cui si basano le soluzioni analitiche.

Questa considerazione rende indispensabile l'utilizzo di modelli numerici, che possono essere sviluppati mediante software di simulazione agli elementi finiti; in questa tesi è stato adottato il software FEFLOW®.

Il modello numerico discusso in questo paragrafo è stato concepito in modo tale da essere il più possibile aderente ad un caso reale, con diametri tipici delle perforazioni per sonde geotermiche e le configurazioni idrogeologiche tipiche dell'alta pianura piemontese richiamate al capitolo 1.

2.2.1 Software di simulazione agli elementi finiti FEFLOW®

Le equazioni differenziali descritte nel paragrafo 2.1.2 rappresentano solo una parte dei problemi riguardanti il moto delle acque sotterranee: è possibile completare il quadro teorico aggiungendo al trasporto solido di contaminante le equazioni di flusso e di trasporto calore in un mezzo poroso e fratturato.

Gli studi teorici condotti su queste equazioni permettono di ricavare soluzioni analitiche ponendo ipotesi estremamente semplificate e il più delle volte in maniera disaccoppiata. Con l'avvento dei primi calcolatori, nasce nella comunità scientifica l'intento di risolvere complessi problemi reali per via numerica: ad oggi, le principali famiglie di metodi risolutivi derivano principalmente dalle differenze finite (FDM) e dagli elementi finiti (FEM).

Il metodo alle differenze finite (FDM) si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali, che forniscono le leggi di variazione delle variabili: i valori numerici vengono determinati in corrispondenza dei nodi di griglie regolari nelle tre dimensioni che schematizzano la reale geometria del problema.

I metodi FEM utilizzano invece l'elemento finito come unità fondamentale: in un qualsiasi problema di meccanica del continuo, le dimensioni di ogni elemento devono essere tali da consentire una lettura omogenea delle variabili macroscopiche simulate numericamente mediante opportune equazioni di bilancio [1].

Per entrambi i metodi è sufficiente introdurre nel problema opportune condizioni iniziali e al contorno per ottenere la risoluzione delle equazioni nelle tre coordinate spaziali (x, y, z) e nel tempo (t).

In questa tesi è stato adottato il software agli elementi finiti FEFLOW® [29], per via della maggiore libertà che i programmi FEM garantiscono a livello di discretizzazione della mesh sulla scelta delle zone di infittimento dei nodi.

Per la risoluzione del problema di cross-contaminazione analizzato in questa tesi, sono stati considerati il flusso idraulico e il trasporto di contaminante in un mezzo poroso saturo.

Le condizioni al contorno che è possibile assegnare al problema di flusso idraulico e al trasporto di contaminante sono di tre tipologie [30]:

- **Dirichlet (1° tipo):** vengono specificati i valori che la soluzione deve assumere su una superficie;
- **Neumann (2° tipo):** vengono specificati i valori che la derivata prima della soluzione deve assumere ai bordi del dominio;
- **Cauchy (3° tipo):** equivale all'imporre contemporaneamente una condizione del 1° tipo e una del 2° tipo.

Le condizioni al contorno riguardanti il flusso idraulico sono:

- **Hydraulic-head BC:** è una condizione di Dirichlet (1° tipo) sul carico idraulico, espresso in metri (m).
- **Fluid-flux BC:** è una condizione di Neumann (2° tipo) sul flusso idraulico entrante o uscente dal sistema, espresso in termini di velocità (m/s).
- **Fluid-transfer BC:** è una condizione di Cauchy (3° tipo) che permette di fissare il carico idraulico di limiti idrogeologici quali fiumi, laghi o altro; viene espresso in metri (m).

Le condizioni al contorno riguardanti il trasporto di massa sono:

- **Mass-concentration BC:** è una condizione di Dirichlet (1° tipo) che permette di fissare il valore della concentrazione, espresso in (mg/l) o in (kg/m^3).
- **Mass-flux BC:** è una condizione di Neumann (2° tipo) che permette di fissare un flusso di contaminante entrante o uscente dal sistema espresso in ($kg/m^2/s$).
- **Mass-transfer BC:** è una condizione di Cauchy (3° tipo) che permette di inserire sorgenti di contaminazione nel modello, descrivibile mediante un valore di concentrazione in (mg/l) o in (kg/m^3).

2.2.2 Geometria del modello

Il modello concettuale di riferimento è tridimensionale ed è stato raffigurato in planimetria (**Fig. 2.4**) e in sezione nella direzione di flusso (**Fig. 2.5**): l'asse x è stato fatto coincidere con la direzione del flusso di falda mentre l'asse y indica la direzione geografica nord.

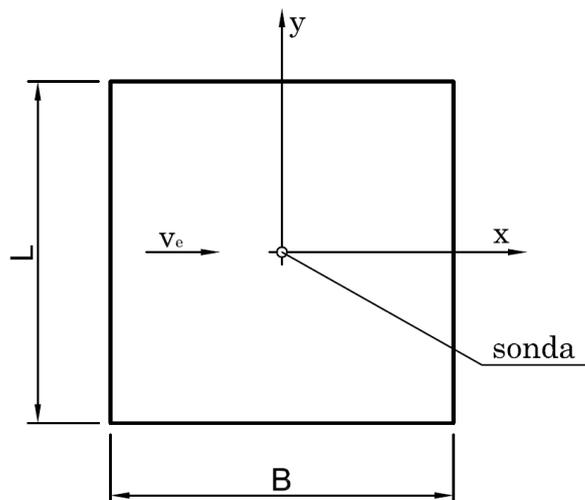


Fig. 2.4: Planimetria del modello

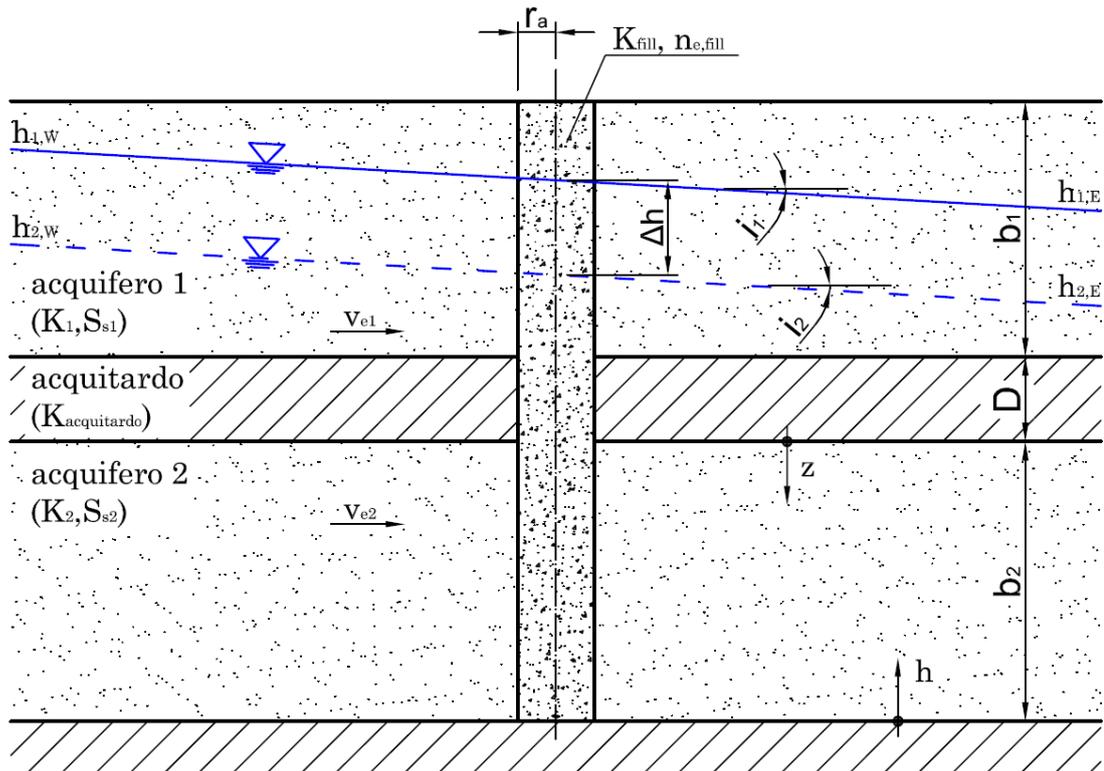


Fig. 2.5: Sezione stratigrafica del modello nella direzione di flusso

Come è visibile in **Fig. 2.4** l'origine del sistema di riferimento planimetrico (xy) è stato posizionato sull'asse della sonda e risulta pertanto centrato rispetto alla mesh quadrata di dimensioni pari a $B = 500 \text{ m}$ e a $L = 500 \text{ m}$.

Tali dimensioni planimetriche della mesh sono state scelte al fine di ottenere una sufficiente distanza tra gli oggetti nel dominio e le condizioni al contorno e permettere di misurare la concentrazione a valle della sorgente seguendo i criteri delle aree di salvaguardia presentati al paragrafo 1.4.

Per la sonda geotermica si è scelto di adottare il valore $r_a = 0.075 \text{ m}$, corrispondente a 150 mm di diametro, valore tipico di realizzazione delle sonde.

I nodi della mesh sono stati ricavati mediante il metodo di suddivisione per triangolazione in maniera differente in funzione della posizione: in particolare, si è scelto di infittire il reticolo nell'intorno dell'asse x (**Fig. 2.7**).

Questa scelta deriva dalla forma che il plume di inquinante assume durante la simulazione numerica: infatti, le condizioni iniziali e al contorno fissate portano ad ipotizzare la presenza di una simmetria delle isolinee di concentrazione rispetto all'asse x , che viene confermata dai report grafici delle mappe di concentrazione contenute nel paragrafo 3.2.4.

Questa suddivisione della mesh garantisce quindi un'elaborazione dettagliata dei profili di concentrazione, diminuendo gli oneri computazionali derivanti da un infittimento generale dei nodi del modello.

Dopo la realizzazione del reticolo bidimensionale, FEFLOW® permette l'estensione al formato 3D scegliendo la spaziatura tra le varie slices.

Dovendo realizzare tre strati a diversa permeabilità (**Fig. 2.5**), la distanza tra le slices è stata infittita in prossimità della discontinuità data dall'acquitaro (**Fig. 2.6**), al fine di garantire una maggiore precisione di calcolo.

Sono state create 47 slices, per un'altezza totale di 150 m, confrontabile con le profondità generalmente raggiunte dalle sonde geotermiche (paragrafo 1.5): dalla slice 1 alla slice 8 e dalla slice 28 alla slice 47 l'equidistanza è pari a 5 m, mentre dalla slice 8 alla slice 28 l'equidistanza si riduce ad 1 m.

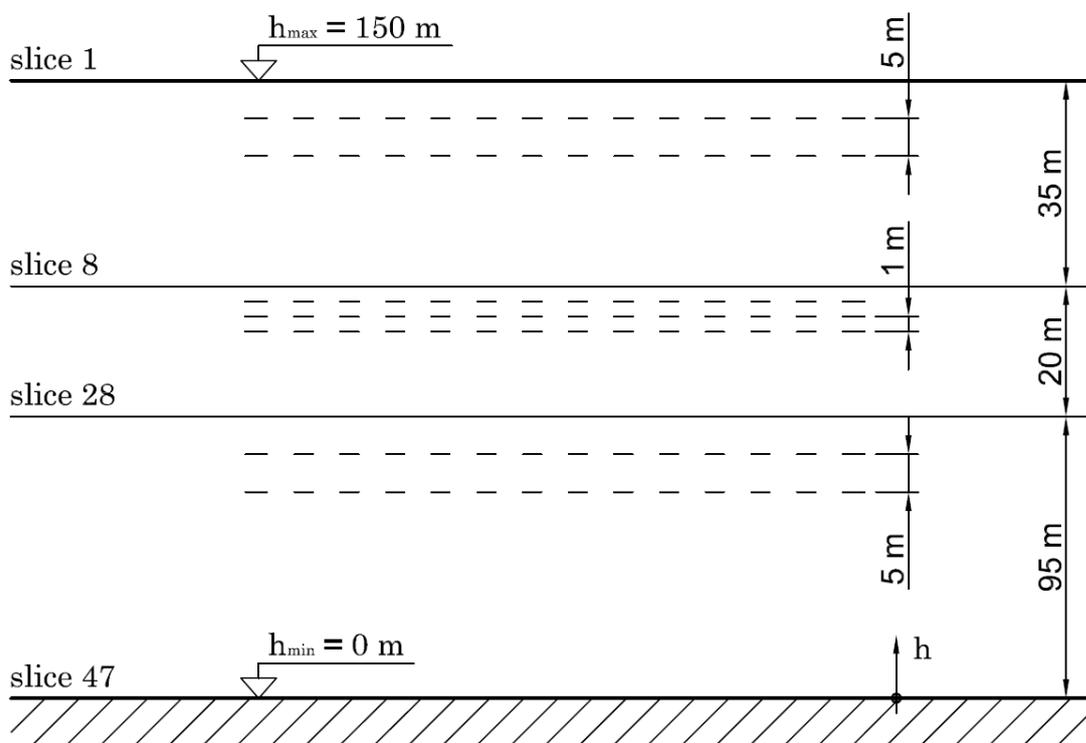


Fig. 2.6: Configurazione 3D dei modelli realizzati in FEFLOW®

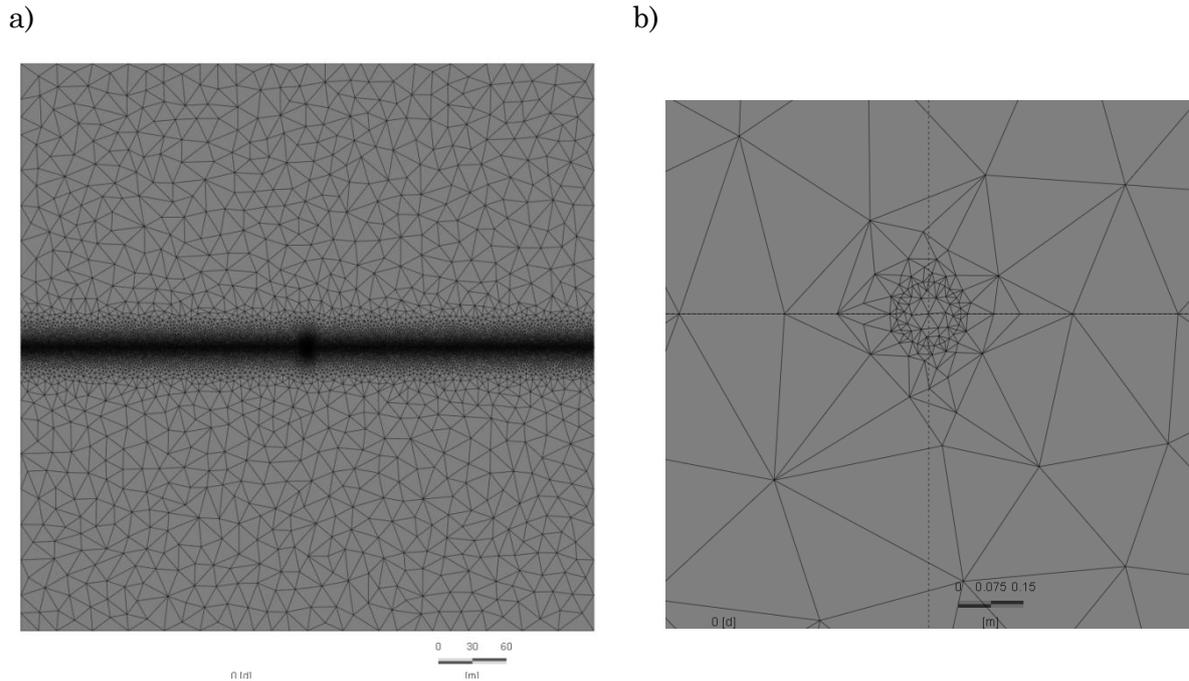


Fig. 2.7: Geometria della mesh su FEFLOW®: a) visione planimetrica globale del modello; b) particolare sonda geotermica

2.2.3 Problem settings

Permette di inserire una serie di impostazioni comuni che stanno alla base della risoluzione numerica, denominate in FEFLOW® sotto il nome “*Problem Class*”.

È stata selezionata una simulazione di flusso in condizioni di mezzo completamente saturo (“*groundwater-flow equation*”), includendo il trasporto di massa; lo stato di moto è stato impostato sia per il flusso fluido sia per il trasporto solido in condizioni transitorie (“*Transient*”).

È possibile indicare le tipologie di acquifero che intervengono nella simulazione: essendo interessati esclusivamente al trasporto di inquinante nell’acquifero profondo in pressione, si è scelta l’impostazione *Fully confined system*.

Difatti, l’acquifero superiore serve ai fini applicativi esclusivamente per fissare la differenza di carico rispetto a quello inferiore: questa considerazione giustifica l’assunzione di un *Fully confined system* al fine di snellire l’onere computazionale delle simulazioni.

Per la *Simulation-Time Control* è stato impostato un time-step iniziale pari a 0.001 d e un tempo di fine simulazione pari a 7300 d, con una dimensione massima del time-step pari a 10 d.

La *Chemical Species* del contaminante è stata considerata in soluzione con la fase liquida (*Fluid Phase*), ipotizzando un decadimento di primo ordine (*First-order decay*).

L'impostazione numerica prevede una simulazione *no-upwinding (Galerkin-FEM)*: non sono stati quindi introdotti quei metodi di discretizzazione (*upwinding schemes*) che permettono la soluzione di problemi in cui l'advezione domina sulla dispersione e che, in presenza di una discretizzazione spaziale o temporale insufficiente, portano a soluzioni oscillanti ("spurie").

Infatti, i metodi di upwinding introducono delle forzature numeriche nella simulazione di questo tipo di problemi, a prezzo però dell'accuratezza fisica della soluzione.

Si consiglia quindi di evitare quanto più possibile il ricorso all'upwinding, a meno che i tempi di calcolo per una soluzione stabile siano insostenibili [29].

L'efficacia di questa scelta è stata comunque testata nei modelli preliminari, in cui si è evidenziata l'assenza di soluzioni oscillanti all'interno del plume di contaminazione.

La forza di gravità è stata impostata in direzione negativa rispetto alla coordinata h che esprime le altitudini e i carichi idraulici, mentre l'anisotropia del modello è stata settata nella condizione *AXIS-PARALLEL ANISOTROPY*, dove direzioni degli assi cartesiani e delle conducibilità idrauliche coincidono.

L'impostazione *Transport Settings* permette di settare le caratteristiche del moto di trasporto di massa: in particolare, si è scelto un modello di dispersione lineare, ovvero dove i coefficienti di dispersione cinematica sono proporzionali alla velocità di falda, e una *sorption* lineare di Henry per il soluto.

Inoltre, è stata selezionata la viscosità costante e la densità in base all'approssimazione di Boussinesq per la fase fluida e la forma convettiva per le equazioni di trasporto.

2.2.4 Condizioni iniziali e al contorno

Nella modellazione numerica una possibile scelta è quella di realizzare un'analisi di sensitività: la scelta del numero di parametri di modello è cruciale per riuscire a descrivere efficacemente la loro influenza sul risultato finale.

Un numero elevato di variabili, può portare a risultati poco leggibili e inconsistenti: per questo motivo solo due parametri sono stati variati nel corso delle analisi, e sono la conducibilità idraulica del materiale di riempimento K_{fill} e lo spessore dell'acquitaro D .

Tutti i mezzi (acquiferi, acquitaro e corpo sonda) sono stati considerati come isotropi, quindi le conducibilità nelle tre direzioni sono riassumibili in una unica variabile $K_{xx} = K_{yy} = K_{zz} = K$.

Per la conducibilità idraulica K_{fill} si è scelto un set di valori, rappresentati graficamente in **Fig. 2.8**, che permettesse di sondare vari materiali di riempimento comunemente adottati nelle condizioni in opera (paragrafo 1.7) mentre gli spessori corrispondono ad un range di valori minimi dedotti dagli studi idrogeologici sul territorio dell'alta pianura piemontese (paragrafo 1.3).

Il set di parametri adottati risulta essere:

- $K_{fill} = [10^{-2} \ 10^{-3} \ 10^{-4} \ 10^{-5} \ 10^{-6} \ 10^{-7} \ 10^{-8} \ 10^{-9}] \ m/s$
- $D = [10 \ 8 \ 6 \ 4 \ 2] \ m$

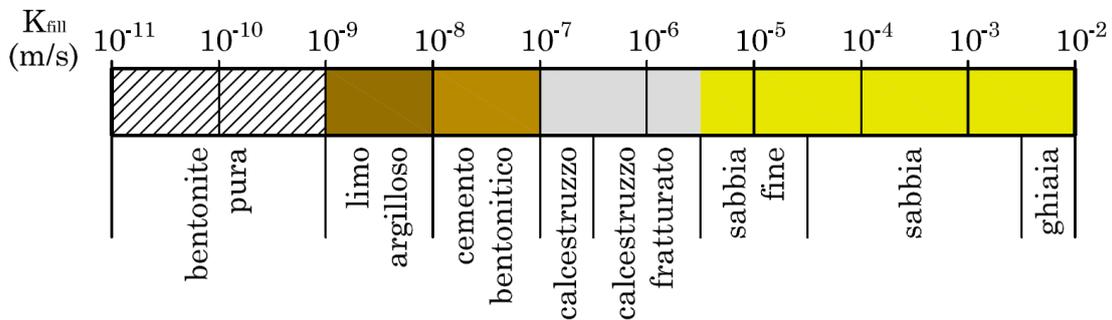


Fig. 2.8: Set di valori di K_{fill} adottati nella modellazione numerica

Combinando insieme le due variabili, si ottengono 40 modelli differenti, raggruppati in 5 gruppi con diverso spessore D , ognuno dei quali composto da 8 modelli contenenti tutti i valori di conducibilità idraulica K_{fill} .

Per realizzare modelli con diverso spessore D , non è stata modificata la struttura 3D raffigurata in **Fig. 2.6**, ma si è intervenuto sullo spessore dei singoli strati: è stata mantenuta costante la potenza dell'acquifero superiore $b_1 = 40 \ m$ e fatti variare reciprocamente D e b_2 per ottenere tutte le configurazioni geometriche (**Tab. 2.1**).

È importante sottolineare come gli spessori degli acquiferi profondi assegnati ai vari modelli siano molto elevati (superiori ai 100 m), tanto da non influenzare il trasporto: la situazione ottenuta si avvicina quindi a quella teorica di acquifero semi-infinito.

Le altre variabili, mantenute costanti per i vari modelli, sono state scelte mediante l'ausilio di studi condotti sul territorio italiano e piemontese riportati nei paragrafi 1.2 e 1.3 che hanno fornito le condizioni idrogeologiche volte a massimizzare il flusso di contaminante.

I coefficienti di immagazzinamento specifico dei due acquiferi sono stati posti uguali e pari a $S_{s1} = S_{s2} = 10^{-4} \ m^{-1}$, come la porosità efficace fissata a $n_{e,1} = n_{e,2} = 0.3$.

Per il materiale interno alla sonda, si è scelto un unico valore di porosità efficace $n_{e,fill} = 0.3$ che potesse essere comune a tutti i materiali considerati: difatti, tale valore è riscontrabile sia per le malte fessurate e sia per i materiali a grana grossa.

Secondo i risultati contenuti nel successivo paragrafo 3.1, che si basano sulla formulazione analitica di Bonte et al. [26] presentata al paragrafo 2.1.1, le conducibilità idrauliche degli acquiferi influiscono, seppur minimamente, sul leakage: si sono scelti i valori $K_1 = 10^{-3} m/s$ (sabbia ghiaiosa) e $K_2 = 10^{-4} m/s$ (sabbia limosa) come valori tipici di acquiferi in sedimenti fluviali e glaciali. Per l'acquitarzo, la granulometria scelta corrisponde ad un limo argilloso, la cui conducibilità idraulica è stata fissata pari a $K_{acquitarzo} = 10^{-9} m/s$. La distribuzione delle conducibilità idrauliche adottata per tutti i modelli è raffigurata in **Fig. 2.9**.

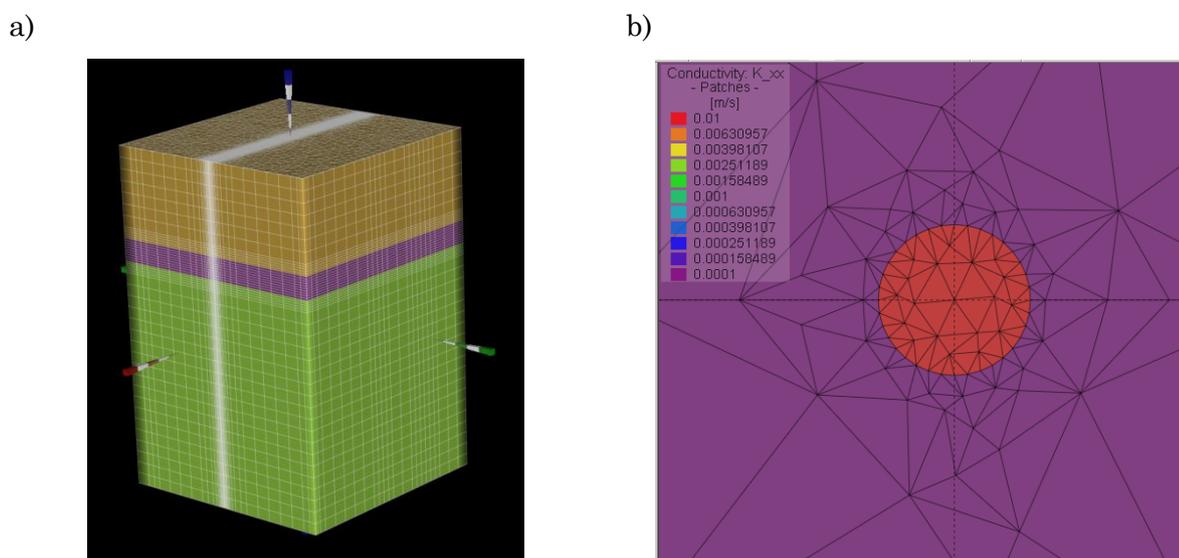


Fig. 2.9: Conducibilità idrauliche impostate nel modello; a) rappresentazione 3D del modello con differenziazione conducibilità tra acquifero superiore (giallo), acquifero inferiore (verde) e acquitarzo (viola); b) particolare conducibilità idraulica del corpo sonda (rosso).

Le condizioni al contorno di flusso sono state impostate in modo tale da garantire piezometrie inclinate per entrambi gli acquiferi (**Fig. 2.5**): al fine di semplificare la modellazione, è stato assegnato lo stesso gradiente piezometrico a entrambi gli acquiferi pari a $i_1 = i_2 = 10\%$, valore rappresentativo per aree pedemontane e di ricarica degli acquiferi profondi (paragrafo 1.3).

Il carico idraulico è stato impostato negli acquiferi sia come condizione iniziale mediante interpolazione lineare, al fine di rendere più veloce la simulazione, sia come condizione al contorno di 1° tipo sui bordi della mesh (**Fig. 2.10**).

Tab. 2.1: Numerazione dei modelli e rispettive variabili

MODELLO	Conducibilità sonda	Spessore acquitardo	Potenza acquifero 2
	K_{fil} (m/s)	D (m)	b_2 (m)
Model_001	1.00E-02	10	100
Model_002	1.00E-03	10	100
Model_003	1.00E-04	10	100
Model_004	1.00E-05	10	100
Model_005	1.00E-06	10	100
Model_006	1.00E-07	10	100
Model_007	1.00E-08	10	100
Model_008	1.00E-09	10	100
Model_009	1.00E-02	8	102
Model_010	1.00E-03	8	102
Model_011	1.00E-04	8	102
Model_012	1.00E-05	8	102
Model_013	1.00E-06	8	102
Model_014	1.00E-07	8	102
Model_015	1.00E-08	8	102
Model_016	1.00E-09	8	102
Model_017	1.00E-02	6	104
Model_018	1.00E-03	6	104
Model_019	1.00E-04	6	104
Model_020	1.00E-05	6	104
Model_021	1.00E-06	6	104
Model_022	1.00E-07	6	104
Model_023	1.00E-08	6	104
Model_024	1.00E-09	6	104
Model_025	1.00E-02	4	106
Model_026	1.00E-03	4	106
Model_027	1.00E-04	4	106
Model_028	1.00E-05	4	106
Model_029	1.00E-06	4	106
Model_030	1.00E-07	4	106
Model_031	1.00E-08	4	106
Model_032	1.00E-09	4	106
Model_033	1.00E-02	2	108
Model_034	1.00E-03	2	108
Model_035	1.00E-04	2	108
Model_036	1.00E-05	2	108
Model_037	1.00E-06	2	108
Model_038	1.00E-07	2	108
Model_039	1.00E-08	2	108
Model_040	1.00E-09	2	108

Avendo lo stesso gradiente, le due superfici piezometriche risultano essere parallele tra loro, poste ad una distanza fissata pari a $\Delta h = 10\text{ m}$: anche la definizione di questo parametro deriva dagli studi sul territorio piemontese presentati al paragrafo 1.3, e rappresenta cautelativamente un valore limite superiore.

La direzione del flusso va da ovest verso est e i valori di carico e le condizioni al contorno dei carichi idraulici assegnate sui bordi del modello sono contenute in **Tab. 2.2**.

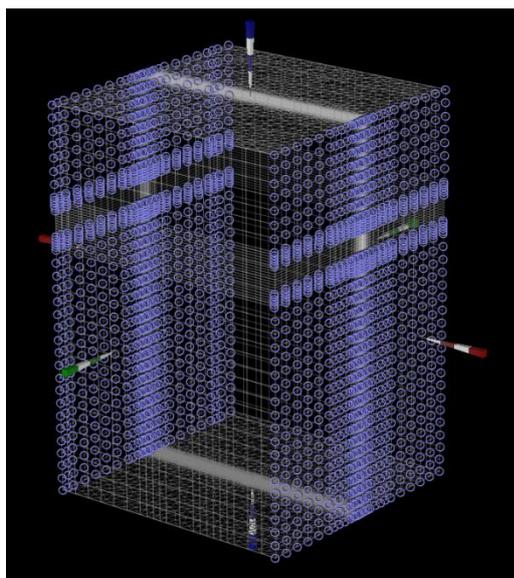
Tab. 2.2: Valori dei carichi idraulici assegnati come condizioni al contorno (BC) del 1° tipo

Acquifero 1	Bordo ovest	$h_{1,W} = 140\text{ m}$
	Bordo est	$h_{1,E} = 135\text{ m}$
Acquifero 2	Bordo ovest	$h_{2,W} = 130\text{ m}$
	Bordo est	$h_{2,E} = 125\text{ m}$

Il dislivello per entrambe le superfici piezometriche risulta essere di 5 m sulla lunghezza in pianta di 500 m, che corrisponde appunto ad un gradiente idraulico del 10 %.

Avendo per ogni gruppo di modelli spessori di acquitardo differenti, si è scelto un andamento dei carichi per l'acquifero inferiore che risultasse sempre in pressione, con una superficie piezometrica al di sotto della tavola d'acqua dell'acquifero superiore (**Fig. 2.10**).

a)



b)

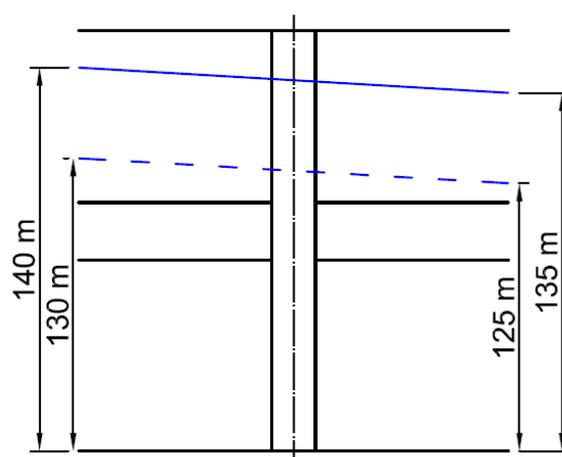


Fig. 2.10: Condizioni al contorno (BC) del 1° tipo assegnate ai carichi idraulici; a) condizioni al contorno sui carichi imposti ai lati della mesh 3D; b) interpolazione lineare dei carichi idraulici per i due acquiferi e rispettivi valori di estremità

Si è scelto di adottare un contaminante di tipo conservativo: si tratta di un'ipotesi cautelativa poiché, in assenza di degradazione ed adsorbimento, la massa di inquinante nell'acquifero cresce costantemente e si propaga con la stessa velocità del flusso di falda.

Le condizioni imposte al soluto sono quindi le seguenti:

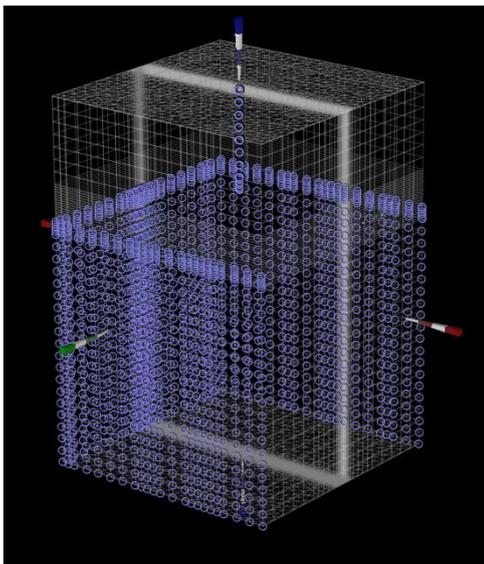
- coefficiente di adsorbimento lineare di Henry $H = 0$;
- coefficiente di degradazione $\lambda = 0$;
- coefficiente di ritardo $R = 1 + H/n_e = 1$;
- diffusione molecolare $D_0 = 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$;
- dispersività longitudinale $\alpha_x = 5 \text{ m}$;
- dispersività nelle altre direzioni $\alpha_{y,z} = 0.1 \cdot \alpha_x$.

La fonte di inquinamento è stata individuata nei nodi interni e sul perimetro della sonda per tutto il suo sviluppo nell'acquifero superiore, e gli è stata assegnata una condizione al contorno del 1° tipo $C_0 = 100 \text{ mg/l}$.

Le concentrazioni del contaminante nell'acquifero inferiore sono quindi espresse in termini percentuali, ovvero $C/C_0 = 1 \%$ per $C = 1 \text{ mg/l}$ (**Fig. 2.11**).

È stata assegnata un'ulteriore condizione al contorno del 1° tipo in tutto l'acquifero inferiore sui tre bordi nord, sud e ovest pari a $C_0 = 0 \text{ mg/l}$, per simulare la ipotesi di acqua incontaminata a monte della sonda (**Fig. 2.11**).

a)



b)

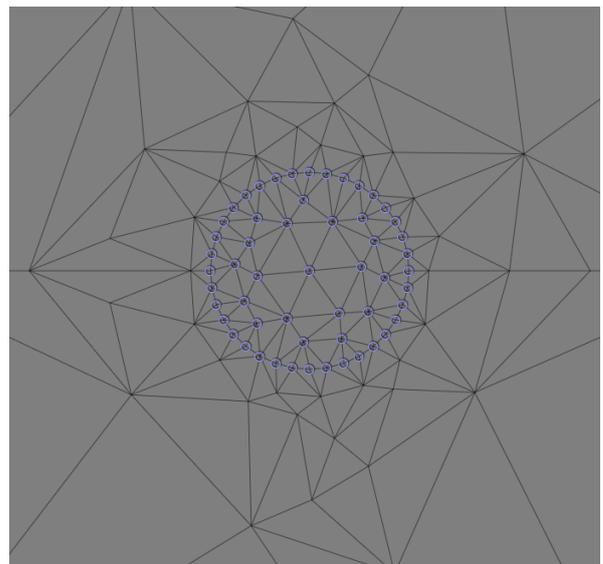


Fig. 2.11: Condizioni al contorno (BC) del 1° tipo assegnate alle concentrazioni; a) condizioni al contorno sulle concentrazioni imposte ai lati della mesh nell'acquifero inferiore ($C_0 = 0 \text{ mg/l}$) e al corpo sonda nell'acquifero superiore ($C_0 = 100 \text{ mg/l}$); b) particolare BD concentration assegnato alla sonda lungo il suo sviluppo nell'acquifero superiore

2.2.5 Discretizzazione temporale e definizione dei punti di controllo

Assegnate le opportune condizioni al contorno, il software FEFLOW® permette di risolvere le equazioni di trasporto separando le variabili spaziali da quella temporale.

È possibile fissare degli istanti temporali (“*timesteps*”) rispetto ai quali la simulazione fornisce i valori di tutte le variabili considerate in ogni punto della mesh 3D.

La simulazione è stata protratta nell’arco temporale di 20 anni e sono stati fissati i seguenti timesteps (**Tab. 2.3**):

Tab. 2.3: Timesteps adottati nelle simulazioni dei modelli FEFLOW®

Timesteps	1	2	3	4	5	6
Anni (a)	0.50	1	5	10	15	20
Giorni (d)	183	365	1825	3650	5475	7300

Inoltre, è possibile fissare in determinati punti della mesh 3D degli “*observation points*” rispetto ai quali viene registrato l’andamento di una delle variabili nel tempo: nel caso della concentrazione, viene restituita la curva di breakthrough.

I punti di osservazione possono essere assegnati ad un unico nodo sulla mesh: l’elevato onere computazionale che ne deriva rende necessario introdurre un valido criterio di assegnazione.

La trattazione analitica svolta nel paragrafo 2.1 fornisce utili strumenti teorici per valutare la condizione più sfavorevole, ovvero la slice orizzontale dove si colloca la maggiore concentrazione del plume inquinante.

Analizzando le formule convolutive di Beatslé (2.18) e Park and Zhan (2.19), si evince che in entrambi i casi la concentrazione tende a diminuire all’aumentare della distanza del punto di osservazione dal top dell’acquifero (z).

Dall’analisi dei risultati di modelli numerici preliminari, sono stati evidenziati casi in cui l’ipotesi teorica avanzata risulta essere non vera, riscontrando che i massimi valori di concentrazioni si collocano su slices inferiori rispetto al top dell’acquifero inferiore.

Questo fenomeno è stato ampiamente discusso nel successivo capitolo 3: le cause sono sostanzialmente da ricercare nelle ipotesi semplificative del modello analitico.

Questa constatazione ha portato all’adozione di una ulteriore funzione di FEFLOW® chiamata “*multilayer wells*” che permette di inserire dei pozzi di monitoraggio in grado di rilevare una concentrazione mediata sulla lunghezza di finestratura.

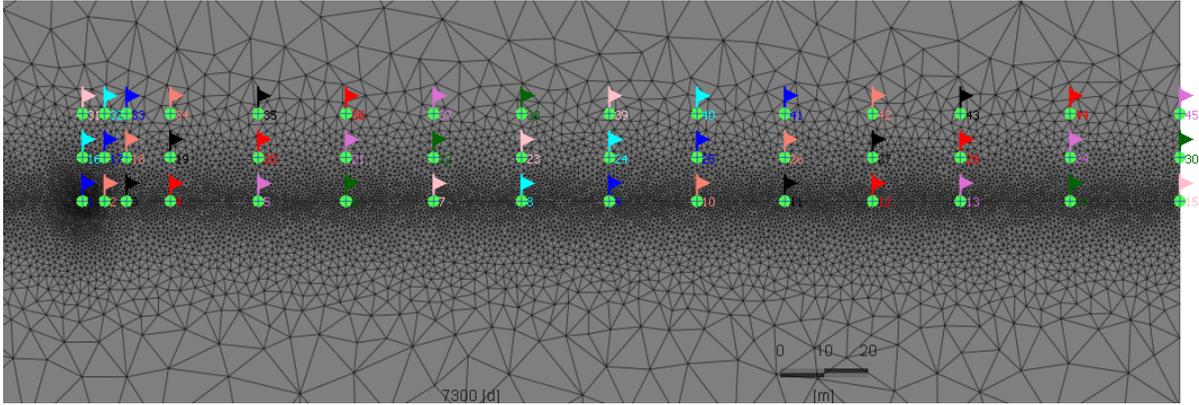


Fig. 2.12: Collocazione geometrica degli observation points sulla slice di interfaccia tra acquitardo e acquifero inferiore

I valori medi ottenuti saranno chiaramente inferiori rispetto a quelli determinati per una specifica slice, ma non potendo conoscere a priori la posizione del fronte di avanzamento del plume questo strumento fornisce una lettura chiara del reale andamento nel tempo delle concentrazioni su una porzione di acquifero.

In base alle precedenti considerazioni, per ogni modello sono stati collocati sia un set di observation points sulla slice del top acquifero inferiore ($z = 0$), le cui coordinate planimetriche sono contenute in **Tab. 2.4**, sia un pozzo fittizio di campionamento a valle della sonda. Sono stati inseriti in totale 45 observation points, organizzati su tre file da 15 punti ciascuna distanziate di 10 m tra loro: la prima fila è collocata in corrispondenza dell'asse x, come si evince dalla **Fig. 2.12**.

Tab. 2.4: Coordinate planimetriche degli observation points

n _{ob}	x (m)	y (m)	n _{ob}	x (m)	y (m)	n _{ob}	x (m)	y (m)
1	0	0	16	0	10	31	0	20
2	5	0	17	5	10	32	5	20
3	10	0	18	10	10	33	10	20
4	20	0	19	20	10	34	20	20
5	40	0	20	40	10	35	40	20
6	60	0	21	60	10	36	60	20
7	80	0	22	80	10	37	80	20
8	100	0	23	100	10	38	100	20
9	120	0	24	120	10	39	120	20
10	140	0	25	140	10	40	140	20
11	160	0	26	160	10	41	160	20
12	180	0	27	180	10	42	180	20
13	200	0	28	200	10	43	200	20
14	225	0	29	225	10	44	225	20
15	250	0	30	250	10	45	250	20

Per quanto riguarda l'utilizzo del *multilayer wells*, si è scelto per motivi computazionali di inserire un unico pozzo di campionamento collocato nel punto di coordinate $(200\text{ m}, 0\text{ m})$, che corrisponde al limite della zona di salvaguardia ristretta geometrica, finestrato lungo 30 m al di sotto del top dell'acquifero inferiore, con portata di estrazione trascurabile ($Q = 0.001\text{ l/s}$) e raggio pari a $r = 0.0508\text{ m}$ (**Fig. 2.13**).

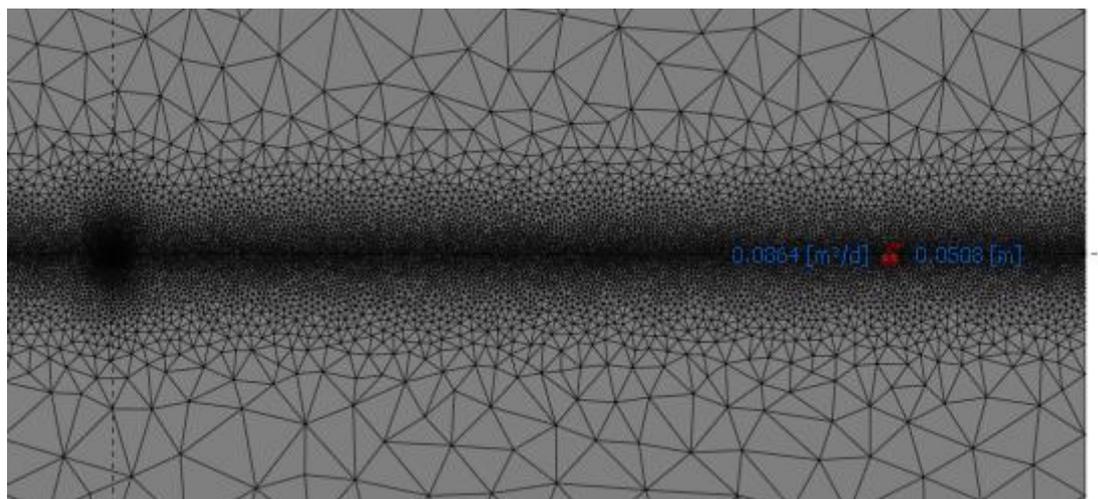


Fig. 2.13: Collocazione geometrica del multilayer well sulla slice di interfaccia tra acquitardo e acquifero inferiore

3 Risultati delle analisi effettuate sui modelli analitici e numerici

In questo capitolo vengono presentati i risultati in forma numerica e in forma grafica sia dei modelli realizzati mediante il software FEFLOW® sia dei modelli analitici.

La visione degli elaborati permette un confronto critico e obiettivo tra i vari modelli al fine di identificare gli effetti sull'ambiente nelle varie configurazioni proposte.

Viene quindi ultimata in questo capitolo la ricerca delle condizioni idrogeologiche, legate al territorio, ed esecutive, legate direttamente alle sonde geotermiche, che possono incidere sulla qualità delle risorse idriche sotterranee.

3.1 Analisi di sensitività effettuata sul modello di Bonte

Molte scelte effettuate nel paragrafo 2.2, tra cui le conducibilità idrauliche dei due acquiferi, derivano da questo studio preliminare sul modello proposto da Bonte et al. [26] descritto nel paragrafo 2.1.1.

Al fine di permettere una corretta analisi dell'equazione (2.7), si è scelto di variare i parametri D , K_{fill} e K_{eq} , adottando i seguenti range di valore:

- $K_{eq} = [10^{-12} \div 1] m/s$
- $K_{fill} = [10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9}] m/s$
- $D = [10 \ 8 \ 6 \ 4 \ 2] m$

I valori scelti per K_{fill} e D sono gli stessi già adottati al paragrafo 2.2 per il modello numerico.

È importante sottolineare come i valori che K_{eq} può assumere in un caso reale vanno dai $5 \cdot 10^{-5} m/s$ ai $5 \cdot 10^{-2} m/s$, ricavabili dalla (2.6) noti i valori estremi delle conducibilità idrauliche di acquiferi riscontrabili in natura (paragrafo 1.1): si è scelto tuttavia l'intervallo più ampio presentato in precedenza per facilitare la visione grafica delle curve.

Considerando una perforazione per l'installazione di una sonda geotermica, i diametri tipici variano da 90 mm ai 150 mm [15]: pertanto, si è scelto di adottare un raggio massimo del perforo pari a $r_a = 0.075 \text{ m}$, adottato anche nel modello in FEFLOW® descritto al paragrafo 2.2.

Per quanto riguarda la differenza di carico Δh , la scelta di un valore rappresentativo dipende fortemente dalle caratteristiche idrodinamiche dei due acquiferi.

Secondo la (2.7) la portata che scorre nella perforazione è direttamente proporzionale alla differenza di carico: è necessario quindi identificare un valore massimo riscontrabile in un caso reale.

Dall'analisi di cartografie tematiche idrogeologiche piemontesi riguardanti le piezometrie degli acquiferi superficiali e profondi si sono riscontrate zone in cui il carico dell'acquifero superiore supera anche di 10 m quello dell'acquifero inferiore (paragrafo 1.3). A livello preventivo, si è scelto di adottare una differenza di carico massimo pari a $\Delta h = 10 \text{ m}$, adottato anche per il modello numerico nel paragrafo 2.2.

L'equazione (2.7) è stata risolta determinando la portata Q transitante nella sonda in funzione di K_{fill} , K_{eq} e D : i risultati grafici sono riportati sul piano bilogarithmico in **Fig. 3.1, Fig. 3.2, Fig. 3.3, Fig. 3.4 e Fig. 3.5.**

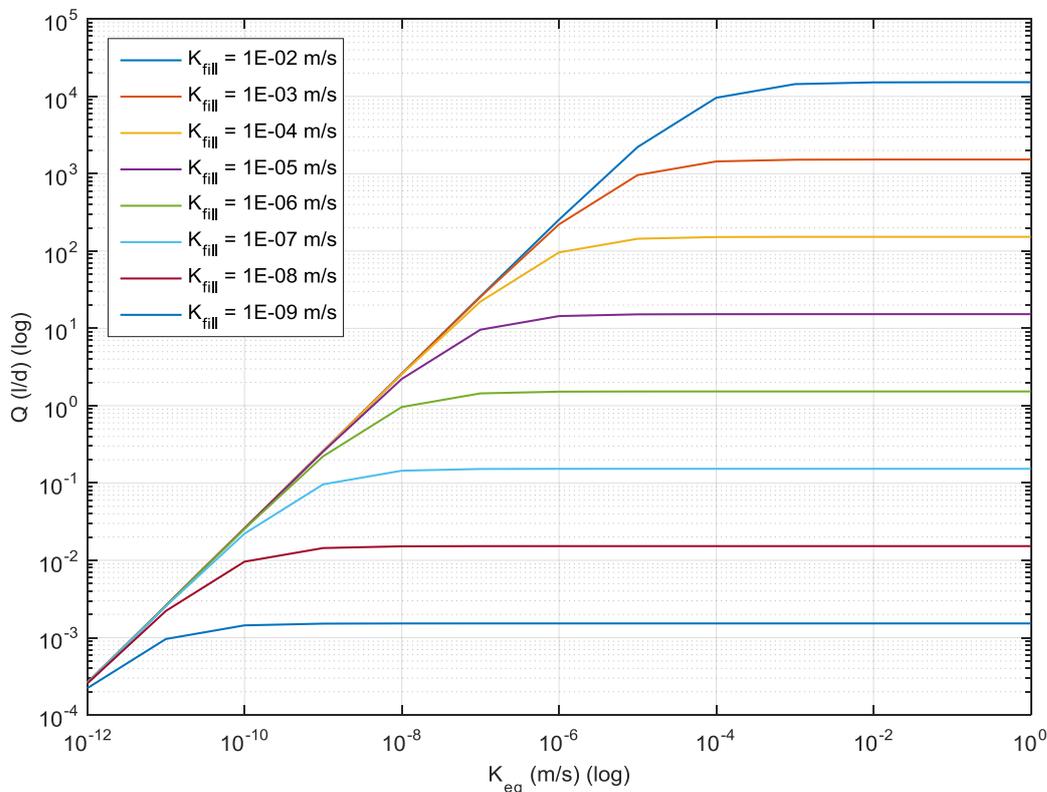


Fig. 3.1: Determinazione portata con il metodo di Bonte per $D = 10 \text{ m}$, $\Delta h = 10 \text{ m}$ e $r_a = 0.075 \text{ m}$

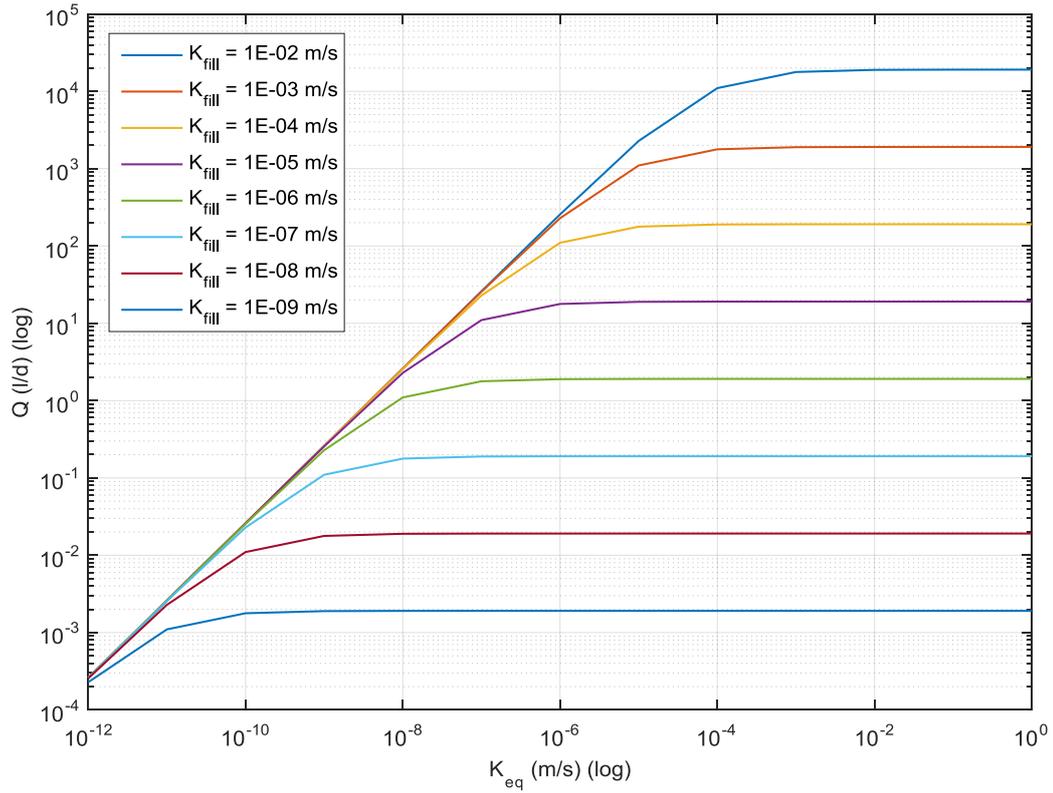


Fig. 3.2: Determinazione portata con il metodo di Bonte per $D = 8 \text{ m}$, $\Delta h = 10 \text{ m}$ e $r_a = 0.075 \text{ m}$

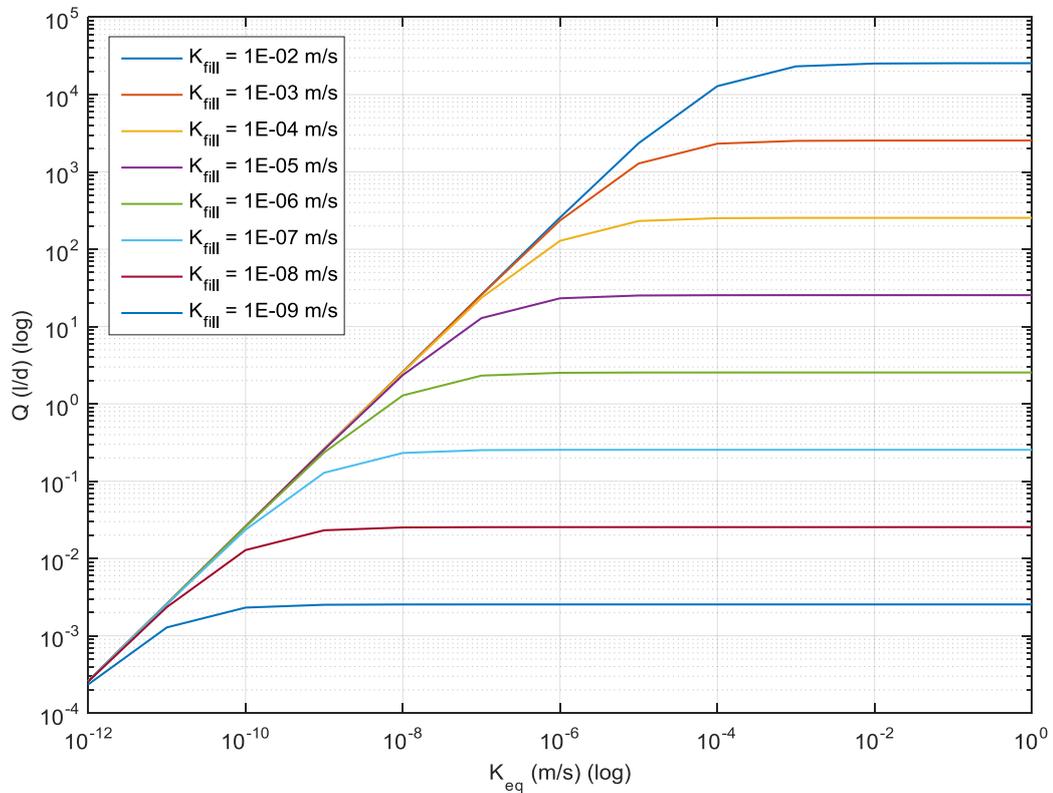


Fig. 3.3: Determinazione portata con il metodo di Bonte per $D = 6 \text{ m}$, $\Delta h = 10 \text{ m}$ e $r_a = 0.075 \text{ m}$

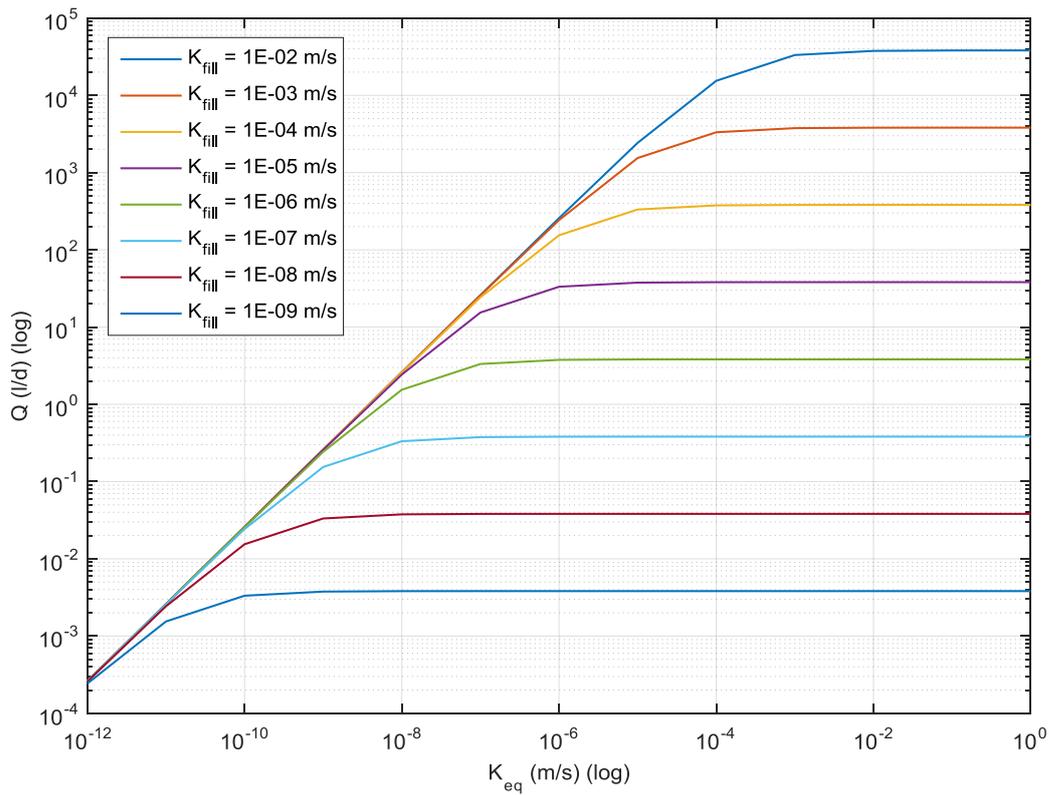


Fig. 3.4: Determinazione portata con il metodo di Bonte per $D = 4$ m , $\Delta h = 10$ m e $r_a = 0.075$ m

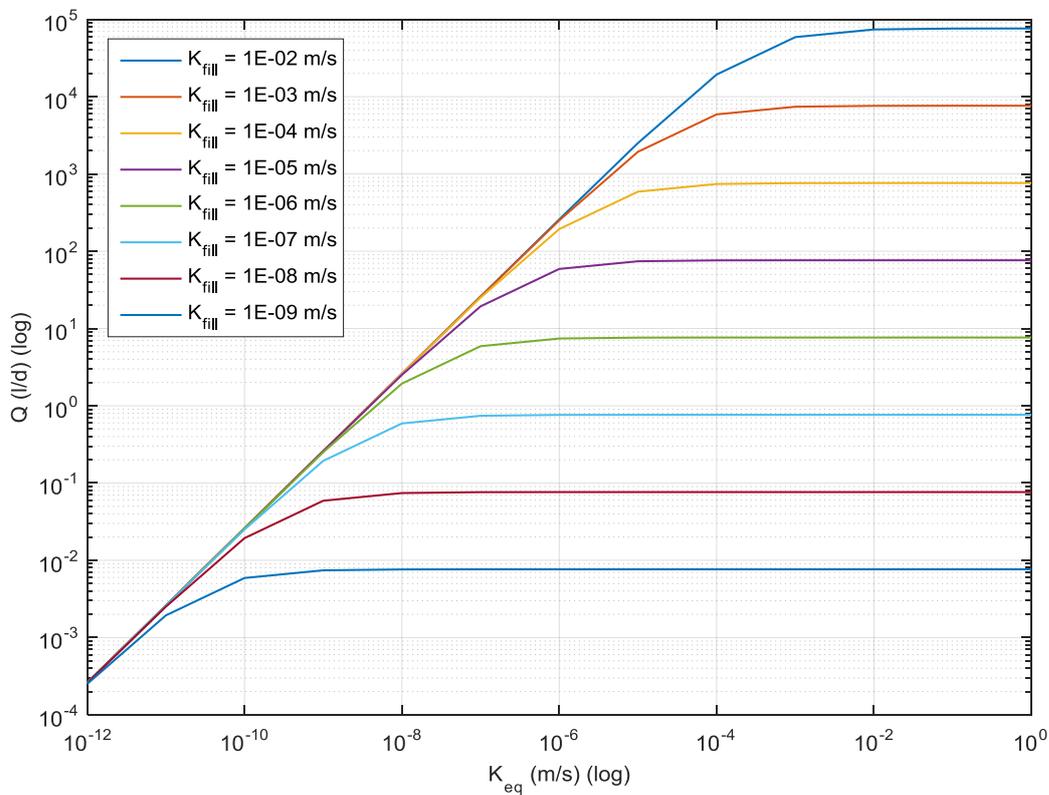


Fig. 3.5: Determinazione portata con il metodo di Bonte per $D = 2$ m , $\Delta h = 10$ m e $r_a = 0.075$ m

Si può notare come l'andamento di Q tenda a valori massimi asintotici all'aumentare di K_{eq} , mentre per bassi valori di quest'ultimo il flusso è influenzato dalle proprietà degli acquiferi; inoltre, l'influenza delle conducibilità degli acquiferi, nei range riscontrabili in natura, è maggiore quanto più è maggiore la conducibilità della sonda K_{fill} .

Da questa considerazione derivano le scelte fatte nel paragrafo 2.2 per quanto riguarda le conducibilità idrauliche dei due acquiferi, pari a $K_1 = 10^{-3} \text{ m/s}$ e $K_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$, da cui risulta secondo la (2.6) una $K_{eq} = 9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \approx 10^{-4} \text{ m/s}$.

È possibile ammettere che per tale valore di K_{eq} si ottengono i valori massimi di flusso, fatta eccezione per materiali di riempimento con $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ e $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$: come si evince da una visione complessiva dei grafici in **Fig. 3.1**, **Fig. 3.2**, **Fig. 3.3**, **Fig. 3.4** e **Fig. 3.5**, per ottenere valori asintotici di Q è necessario avere valori di $K_{eq} \geq 10^{-2} \text{ m/s}$, difficilmente riscontrabili per un acquifero naturale.

Questa considerazione è maggiormente apprezzabile osservando il grafico di **Fig. 3.6**, dove nel piano bilogarithmico le curve per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ e $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ si differenziano per forma dalle altre, mostrando valori più bassi di flusso rispetto a quelli attesi: questo fenomeno è dovuto al contributo che i due acquiferi hanno sulla diminuzione della differenza di carico nella sonda $\Delta h_{r \leq r_a}$ (**Fig. 2.2**).

In **Tab. 1.1** sono schematicamente esposti i valori del flusso idraulico Q in l/d ricavati per i vari casi: è importante sottolineare come nel range di valori di K_{fill} considerati le portate ricavate si distribuiscono su un range di valori elevato, di circa 7 ordini di grandezza.

Tab. 3.1: Determinazione flusso idraulico nella sonda con il metodo di Bonte per $K_{eq} = 10^{-4} \text{ m/s}$, $\Delta h = 10 \text{ m}$ e $r_a = 0.075 \text{ m}$

Q (l/d)	D = 10 m	D = 8 m	D = 6 m	D = 4 m	D = 2 m
$K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$	9608.35	10991.80	12840.64	15437.20	19350.06
$K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$	1441.88	1777.63	2317.20	3327.08	5897.20
$K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$	151.79	189.46	252.00	376.16	741.57
$K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$	15.26	19.07	25.42	38.11	76.12
$K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$	1.53	1.91	2.54	3.82	7.63
$K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$	1.53E-01	1.91E-01	2.54E-01	3.82E-01	7.63E-01
$K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$	1.53E-02	1.91E-02	2.54E-02	3.82E-02	7.63E-02
$K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$	1.53E-03	1.91E-03	2.54E-03	3.82E-03	7.63E-03

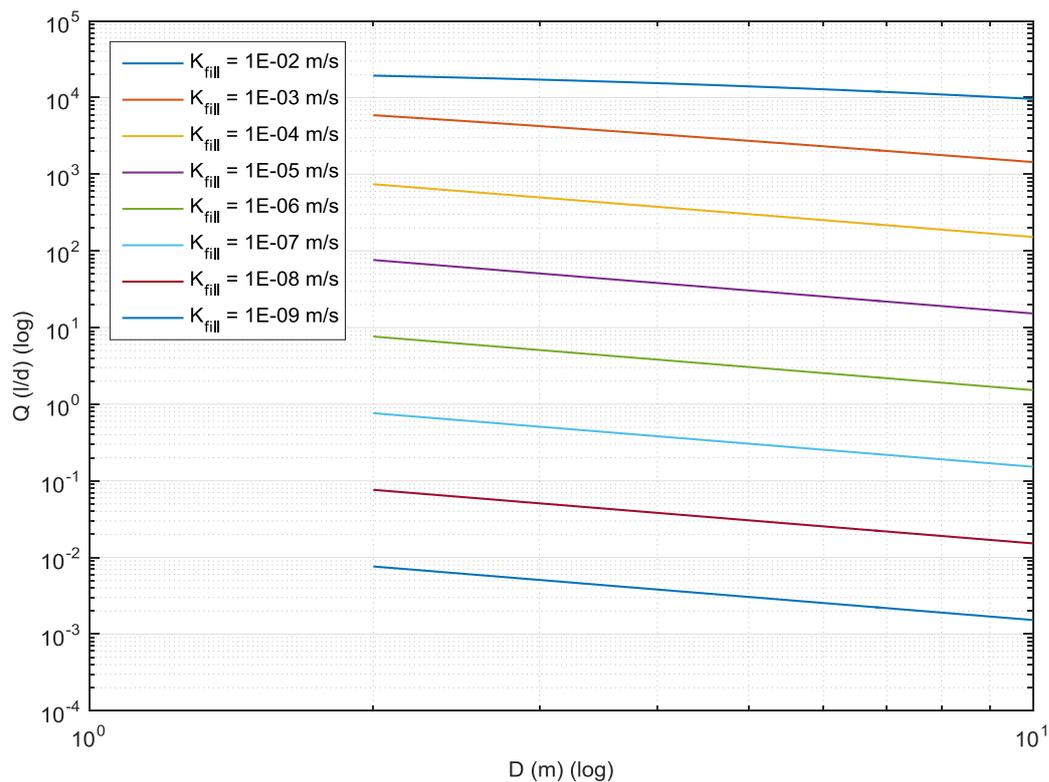


Fig. 3.6: Determinazione flusso idraulico nella sonda con il metodo di Bonte per $K_{eq} = 10^{-4}$ m/s , $\Delta h = 10$ m e $r_a = 0.075$ m

3.2 Risultati modelli numerici

Differentemente a quanto fatto nel capitolo 2, si è scelto di presentare prima i risultati numerici delle concentrazioni di inquinante in falda e dopo i risultati del modello analitico.

Questa scelta dell'ordine espositivo deriva dalla maggiore importanza che i modelli numerici rivestono rispetto a quelli analitici: infatti, l'obiettivo è quello di valutare la cross-contaminazione in una casistica il più vicina possibile alla realtà, la cui rappresentazione accurata è ottenibile esclusivamente mediante una simulazione numerica.

3.2.1 Concentrazioni al tetto dell'acquifero profondo

Come già discusso nel paragrafo 2.2.5, le considerazioni svolte sui modelli analitici portano ad affermare che il fronte del plume si muova più velocemente nella slice all'interfaccia rispetto a tutte le altre, osservando quindi nel generico istante temporale

concentrazioni maggiori rispetto a quelle determinate su qualsiasi altro nodo di una stessa verticale.

I punti di osservazione sono stati quindi posizionati per tutti i modelli su questa slice: le varie simulazioni hanno permesso di ricavare le curve di breakthrough per ognuno di questi punti.

Visto l'elevato numero di punti di osservazione, si è scelto di rappresentare le curve rispetto al solo observation point n° 13, che è collocato esattamente 200 m a valle rispetto l'asse del plume: questa scelta del punto di esposizione (POE) risiede nelle considerazioni svolte sulle aree di salvaguardia nel paragrafo 1.4.

L'analisi quantitativa delle curve di breakthrough permette di confrontare la quantità di contaminante che si disperde nell'acquifero inferiore: per agevolare il confronto, ogni grafico riportato nelle pagine a seguire, la cui denominazione è schematizzata in **Tab. 3.2**, si riferisce ad un unico valore di K_{fill} e contiene cinque curve di breakthrough per tutti i valori di D .

Tab. 3.2: Denominazione dei grafici in funzione delle K_{fill} considerate

$K_{fill}(m/s)$	1E-02	1E-03	1E-04	1E-05	1E-06	1E-07	1E-08	1E-09
Figura	Fig. 3.7	Fig. 3.8	Fig. 3.9	Fig. 3.10	Fig. 3.11	Fig. 3.12	Fig. 3.13	Fig. 3.14

È importante ricordare che il valore di concentrazione assegnato come condizione al contorno in corrispondenza della sonda lungo il suo sviluppo nell'acquifero superiore è pari a $C_0 = 100 \text{ mg/l}$.

Le concentrazioni C ricavate in FEFLOW® per ogni nodo della mesh corrispondono in valore assoluto ai valori percentuali, cioè espressi in (%), del concentration ratio C/C_0 : alla luce di questa considerazione è possibile valutare la percentuale di soluto conservativo nel generico istante di tempo misurabile per una qualsiasi coordinata spaziale rispetto alla sorgente inquinante.

Si è scelto di rappresentare i valori del concentration ratio C/C_0 in scala logaritmica e di mantenere inalterata la scala dell'asse temporale.

La rappresentazione delle curve sul piano semilogaritmico permette un confronto migliore dei risultati, che spaziano diversi ordini di grandezza in base ai modelli simulati.

L'intervallo di C/C_0 considerato va da un minimo di $C/C_0 = 0.01 \%$ ad un massimo di $C/C_0 = 100 \%$, mentre l'asse del tempo contiene tutti gli istanti temporali simulati in ambiente FEFLOW® fino al massimo pari a 7300 d.

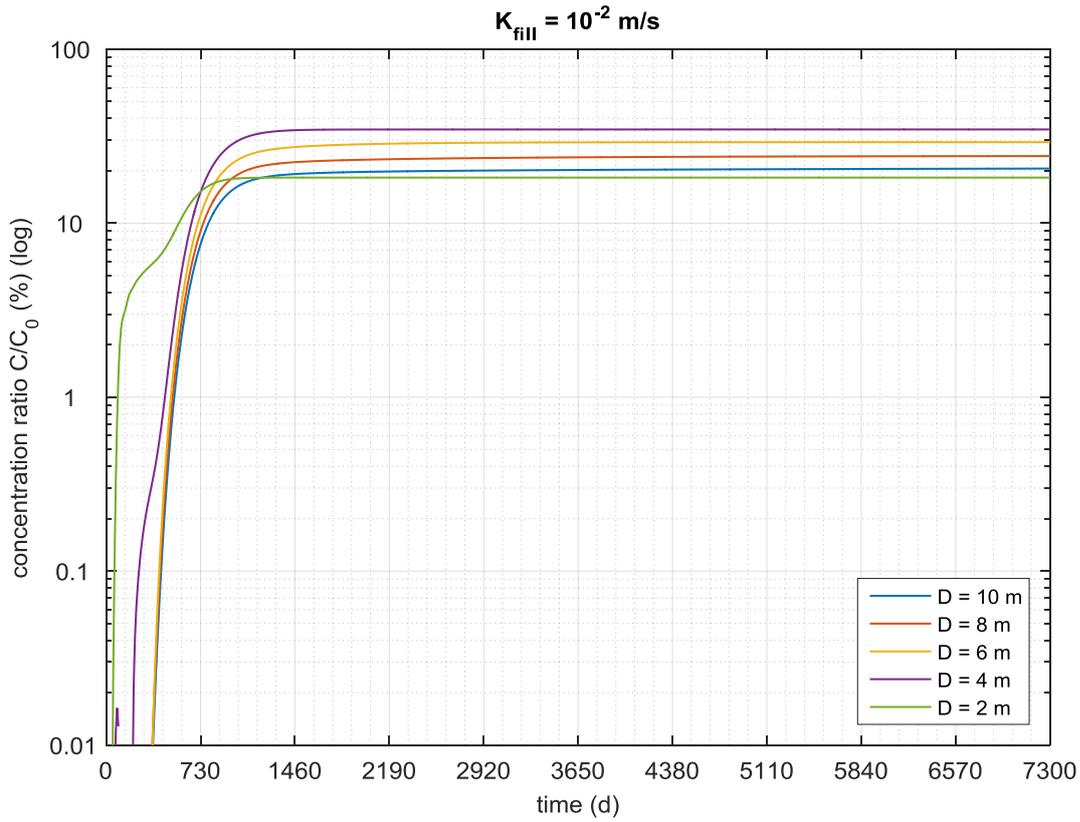


Fig. 3.7: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

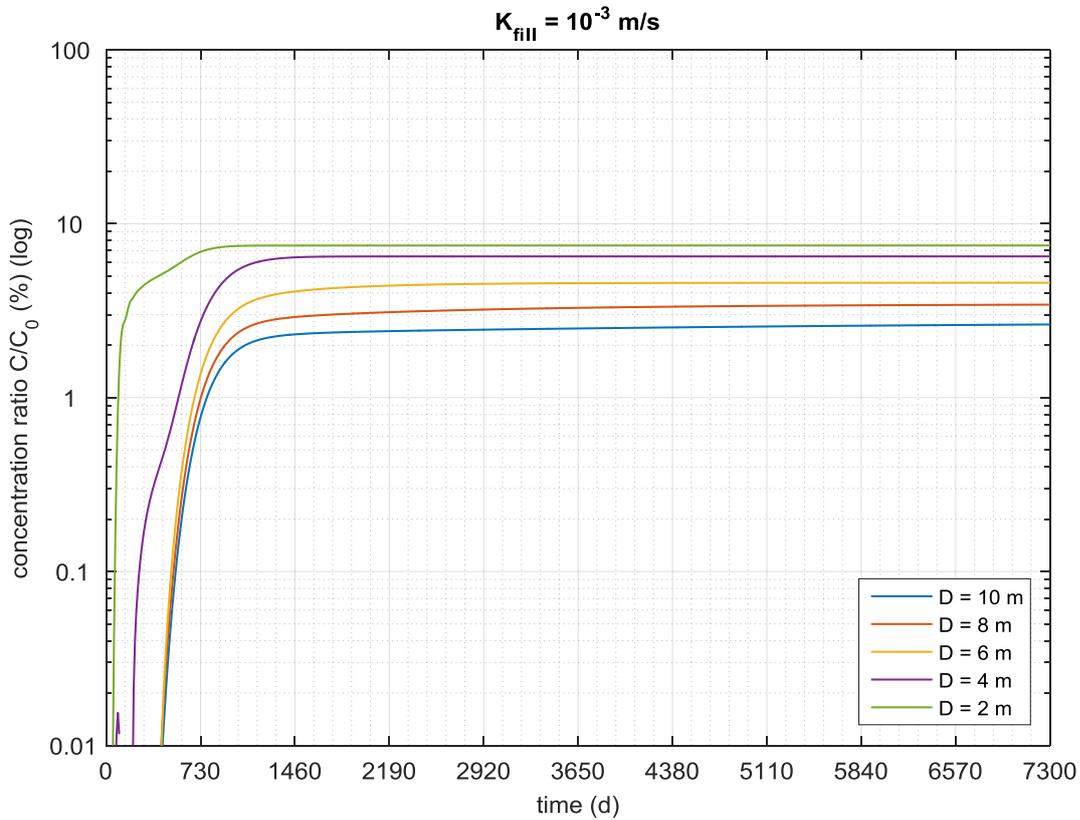


Fig. 3.8: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

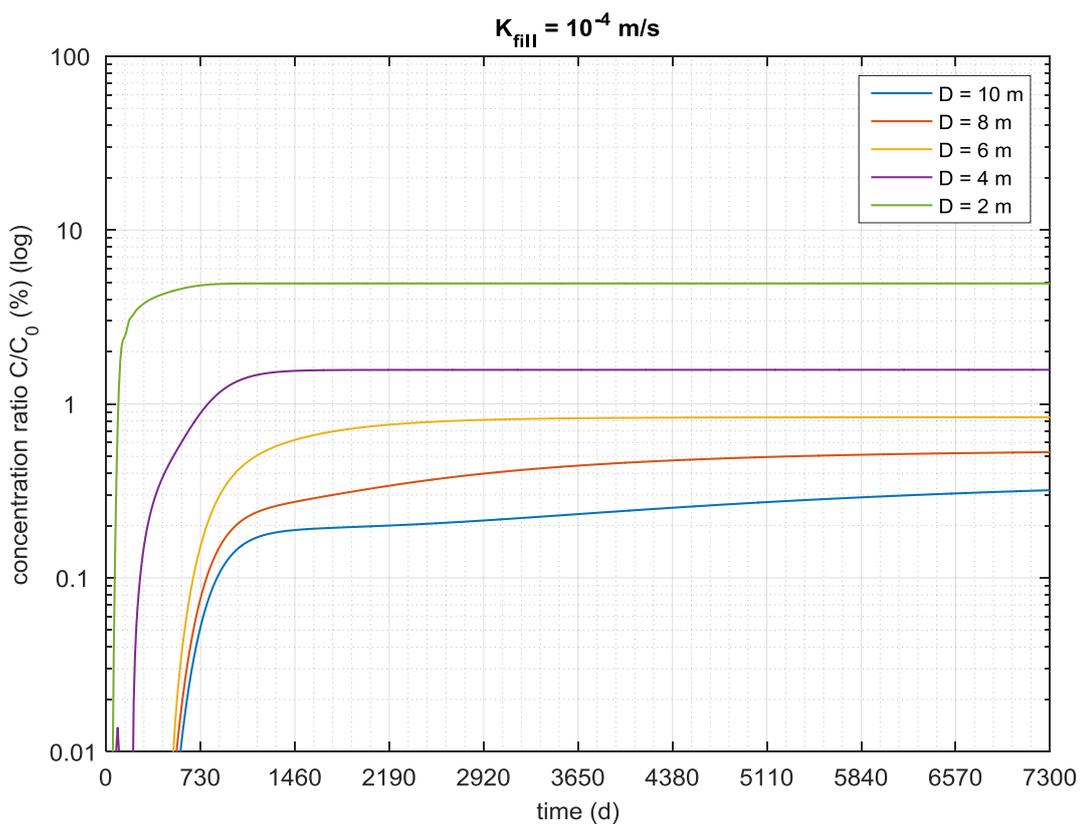


Fig. 3.9: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

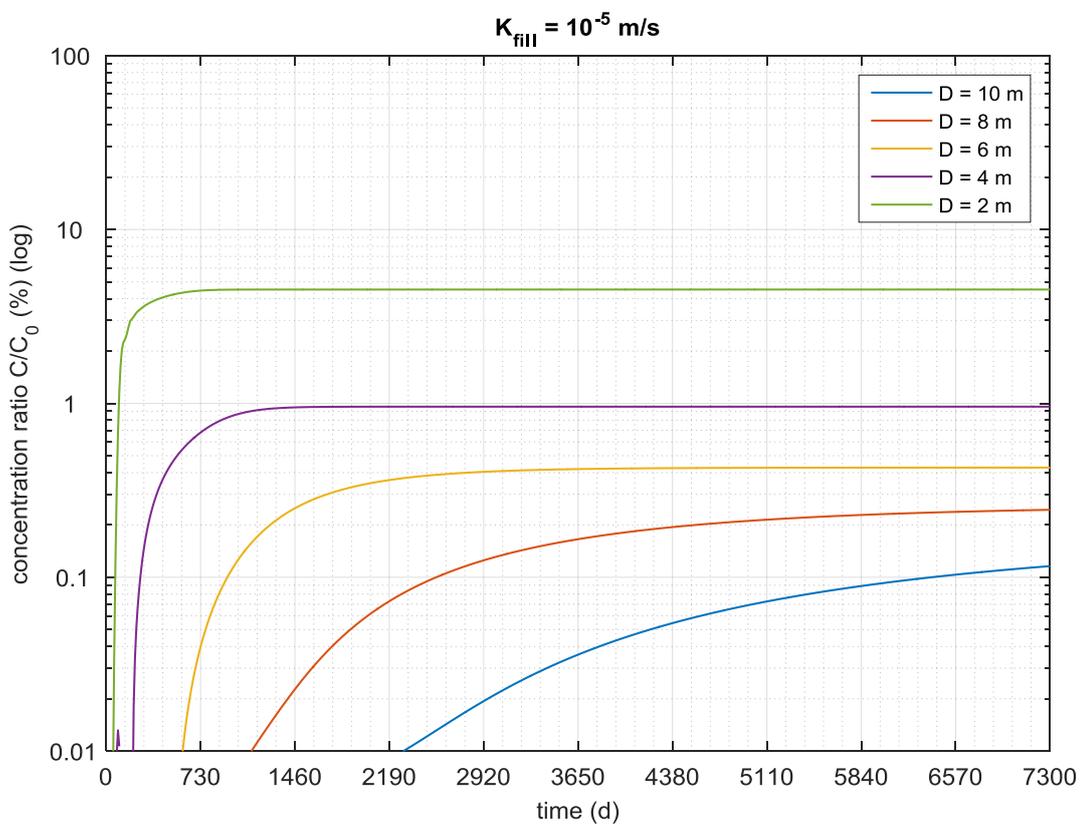


Fig. 3.10: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

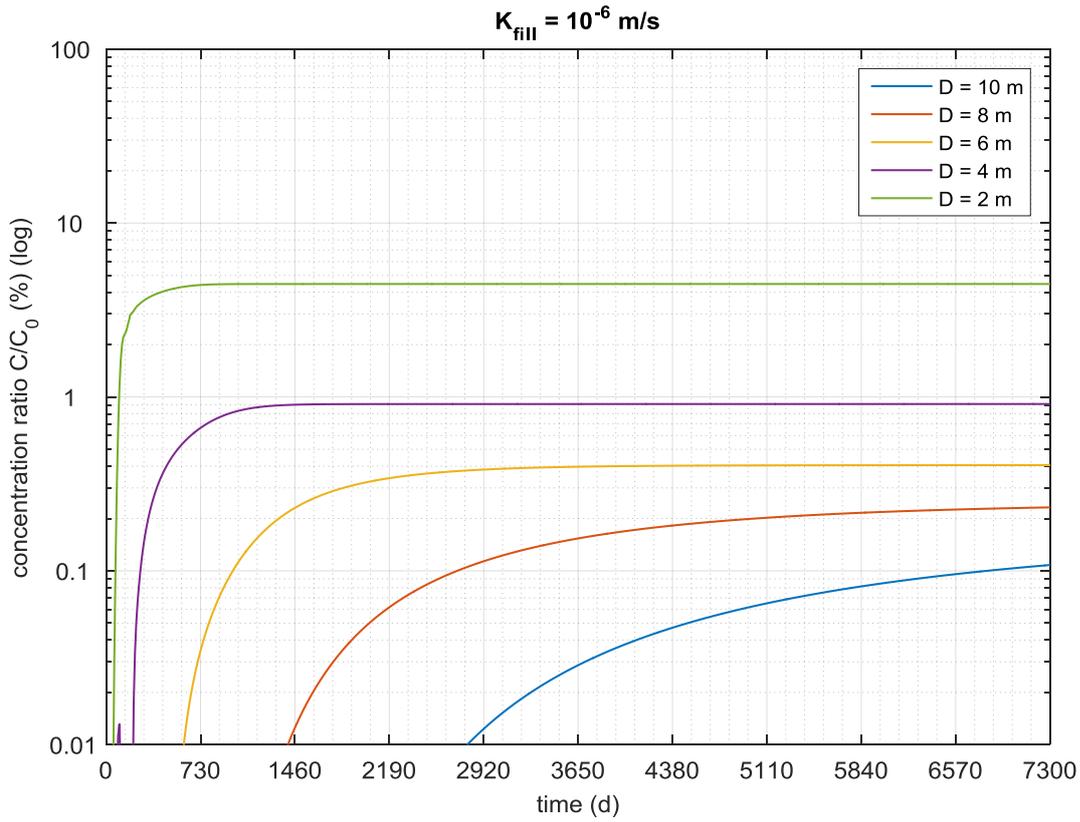


Fig. 3.11: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

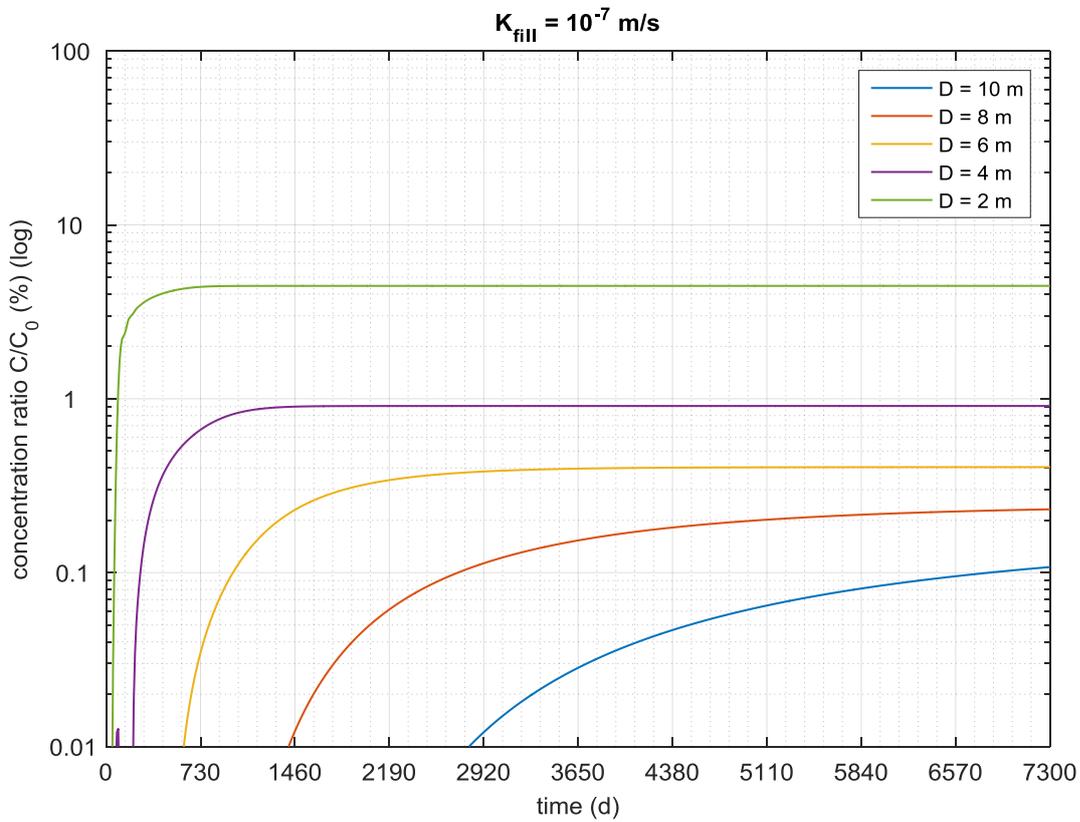


Fig. 3.12: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

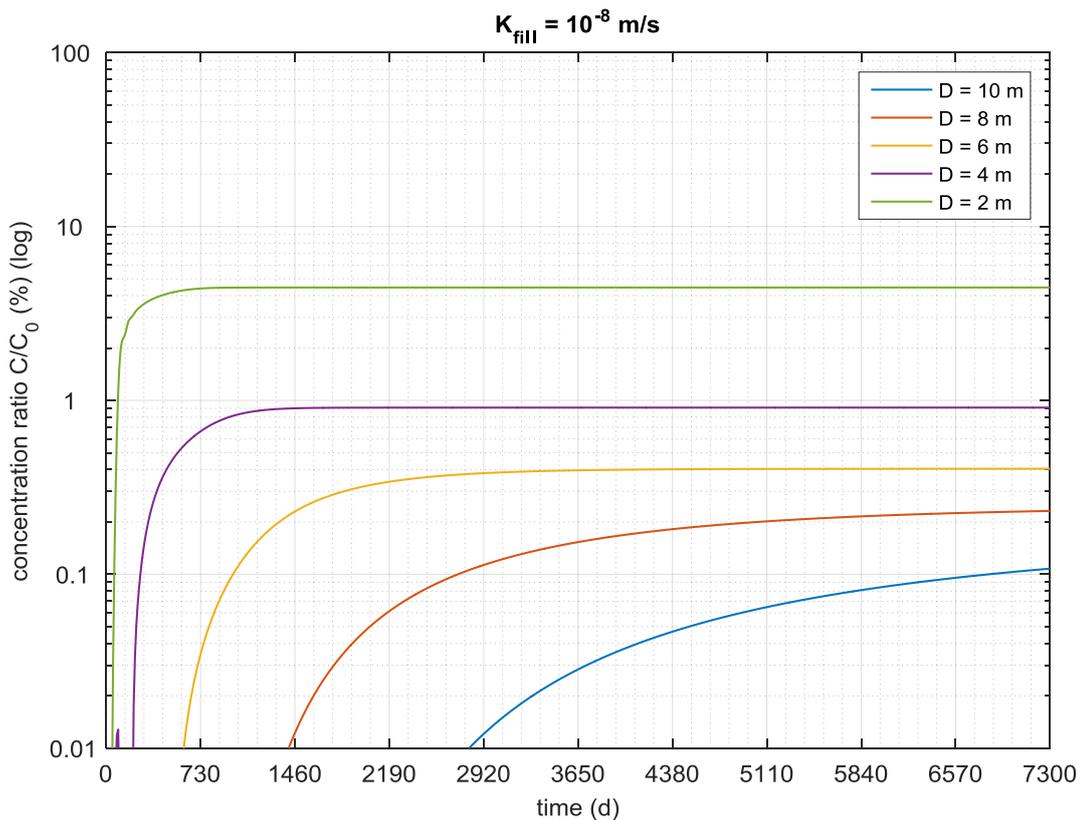


Fig. 3.13: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

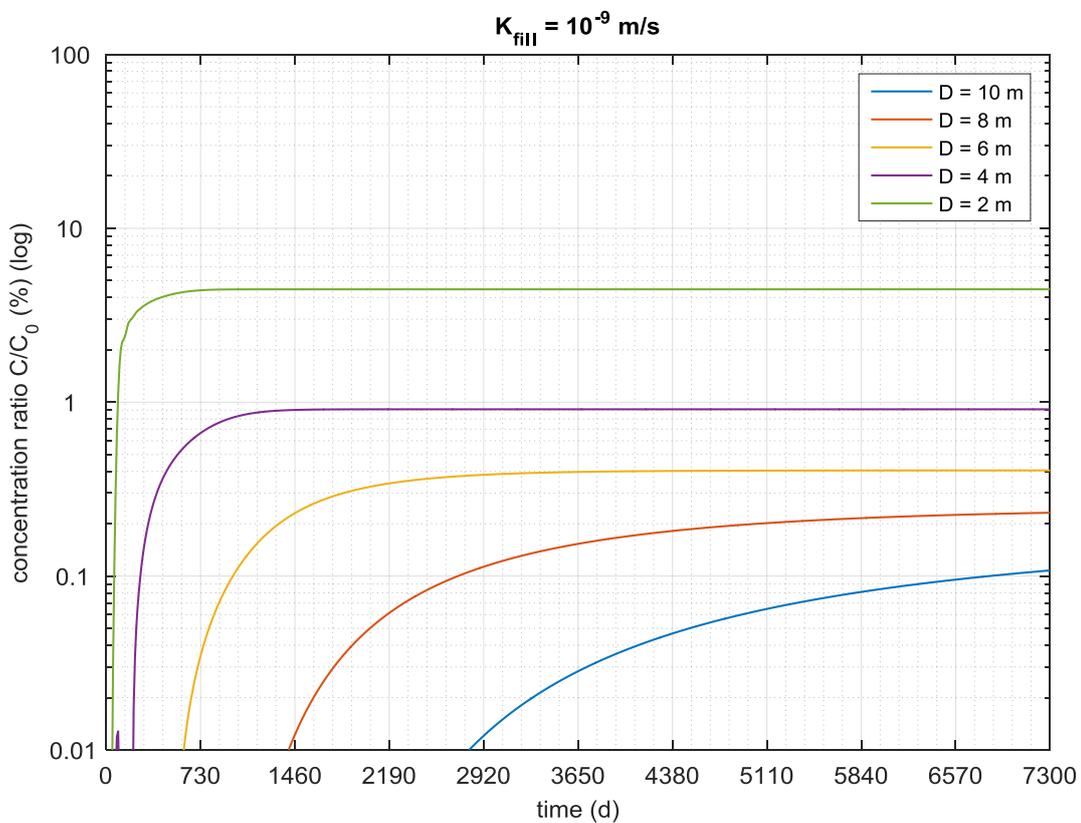


Fig. 3.14: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$ – observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

Dall'analisi di **Fig. 3.7** è riscontrabile un andamento anomalo della curva per $D = 2\text{ m}$, le cui concentrazioni sono inferiori rispetto a tutti gli altri modelli con spessore D superiore. Anche in **Fig. 3.8** è riscontrabile sempre per la curva a $D = 2\text{ m}$ un andamento differente nella forma rispetto a quello assunto dalle altre curve.

Dall'analisi grafica di **Fig. 3.11**, **Fig. 3.12**, **Fig. 3.13** e **Fig. 3.14** si evince che le curve tendono ad essere visivamente identiche, mentre le curve nei grafici riportati in **Fig. 3.9** e **Fig. 3.10** risultano essere maggiormente aderenti alle previsioni analitiche.

Queste deviazioni di comportamento rispetto a quanto è possibile prevedere analizzando le equazioni analitiche presentate nel paragrafo 2.1.3 sono la diretta conseguenza delle ipotesi semplificative che necessariamente sono state prese in considerazione nel modello teorico di flusso e trasporto di massa. Infatti, il modello analitico è il risultato della combinazione di due parti, la prima che comprende i fenomeni idrodinamici che avvengono nel corpo sonda e la seconda che contempla il trasporto nella falda idrica.

È possibile trovare una spiegazione alle anomalie precedentemente riscontrate tenendo conto dell'alterazione del campo di moto dovuta al flusso attraverso l'acquitaro, indotto dalla differenza di carico presente tra i due acquiferi (**Fig. 3.15**).

Nell'acquifero superiore, a causa della presenza di un flusso di falda, avviene un trasporto di contaminante verso valle: quest'ultimo può migrare in profondità attraverso l'acquitaro a valle della sonda.

Inoltre, in presenza di un forte flusso nella sonda la massa di contaminante viene portata a profondità maggiori e quindi si distribuisce verticalmente (**Fig. 3.15**).

Questi fenomeni sono ben visibili nelle analisi riportate in seguito effettuate sui multilayer wells (paragrafo 3.2.2) e sulle cross-sections view (paragrafo 3.2.3).

Per valori più alti di K_{fill} , compresi tra 10^{-2} m/s e 10^{-4} m/s , il flusso di contaminante nell'acquitaro diventa trascurabile rispetto a quello che avviene nella sonda, mentre per valori più bassi di K_{fill} , compresi tra 10^{-5} m/s e 10^{-9} m/s , il flusso nella sonda diventa trascurabile rispetto a quello che avviene attraverso l'acquitaro.

Questo spiega il perché al diminuire di K_{fill} le curve di breakthrough tendono ad assomigliarsi: i valori di concentrazione calcolati dal software nell'acquifero inferiore non sono influenzati dalla conducibilità della sonda, ma dipendono esclusivamente dalla conducibilità dell'acquitaro, comune per tutti gli acquiferi.

Anche lo spessore del layer semipermeabile ha un ruolo importante: il moto di trasporto nell'acquitaro è tanto più evidente quanto più sono bassi i valori di D , influenzando le concentrazioni calcolate nell'acquifero inferiore.

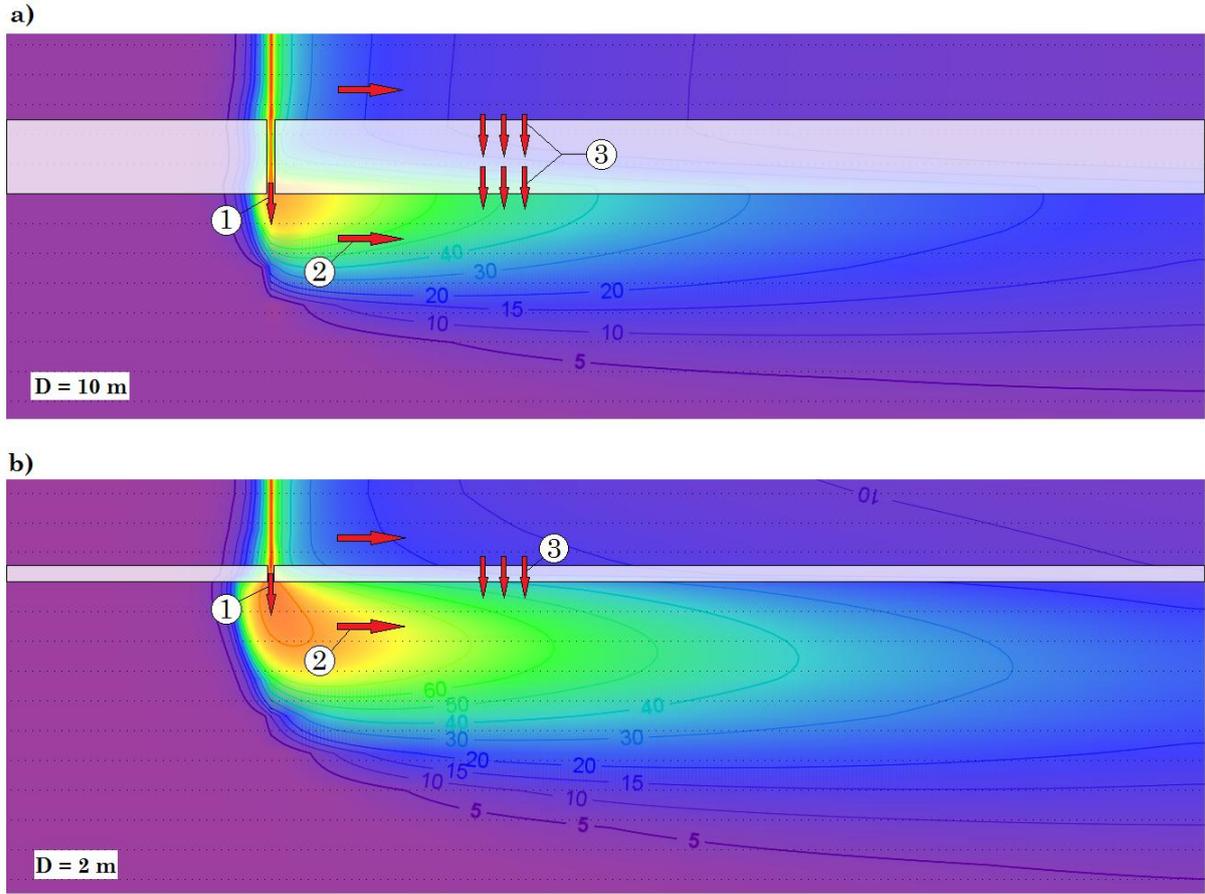


Fig. 3.15: Scomposizione dei moti di trasporto di massa che avvengono nel corpo sonda e nell'aquitardo; a) Model_001 ($K_{fll} = 10^{-2} \text{ m/s}$; $D = 10 \text{ m}$); b) Model_033 ($K_{fll} = 10^{-2} \text{ m/s}$; $D = 2 \text{ m}$)

Il moto di trasporto nell'aquitardo può infatti incidere negativamente, aumentando le concentrazioni nell'acquifero inferiore, o positivamente, provocando la diluizione del soluto con conseguente diminuzione delle concentrazioni calcolate nelle slice più vicine all'interfaccia acquitardo–acquifero inferiore.

Questo fenomeno spiega anche le forme anomale che alcune curve di breakthrough presentano: infatti, la curva complessiva calcolata dal software corrisponde alla sovrapposizione degli effetti prodotti dal moto nella sonda e dal moto nell'aquitardo.

Le soluzioni analitiche delle equazioni differenziali che descrivono il trasporto di massa (paragrafo 2.1.2) reperibili in letteratura nel caso di sorgente continua prevedono sempre il raggiungimento di uno stato stazionario.

Questa tendenza è stata osservata per le curve di breakthrough ricavate in FEFLOW® in maniera più o meno marcata a seconda dei modelli: è importante verificare se le

concentrazioni assumano valori stazionari all'interno dell'intervallo temporale analizzato per poter scongiurare la presenza di valori maggiori per tempi superiori non simulati.

Per i modelli con $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ (**Fig. 3.7**) e $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ (**Fig. 3.8**) è riscontrabile il raggiungimento della stazionarietà per tutte le curve analizzate.

Nei modelli riferiti a $K_{fill} = 10^{-4} \div 10^{-9} \text{ m/s}$ (**Fig. 3.9**, **Fig. 3.10**, **Fig. 3.11**, **Fig. 3.12**, **Fig. 3.13** e **Fig. 3.14**), per le curve $D = 10 \text{ m}$ e $D = 8 \text{ m}$ non si osserva graficamente il raggiungimento della completa stazionarietà nell'arco temporale di 20 anni.

È quindi possibile riscontrare valori maggiori di concentrazione oltre il tempo di simulazione: sicuramente, tali valori non possono superare le concentrazioni stazionarie dei modelli con spessore dell'acquitrardo D inferiore, a cui corrispondono comunque valori cautelativi.

Considerando come POE l'observation point n°13 posto 200 m a valle sull'asse del plume, per il model_019 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$, $D = 6 \text{ m}$) si ottiene a stazionarietà un concentration ratio $C/C_0 = 0.84 \%$ (**Fig. 3.9**): tale valore rappresenta il limite superiore per le curve di breakthrough che non manifestano la stazionarietà.

Si è scelto di rappresentare in forma tabellare i risultati ottenuti per il tempo massimo, pari a 7300 day, perché risultano essere i maggiori riscontrabili nell'arco temporale considerato.

In **Tab. 3.3** sono contenuti i valori percentuali di concentration ratio C/C_0 determinati per tutti i modelli nel solo observation point n° 13, collocato 200 m a valle della sonda.

In **Tab. 3.4** e **Tab. 3.5** sono contenuti i valori percentuali di concentration ratio C/C_0 determinati per tutti i modelli negli observation points collocati sull'asse del plume, che vanno dal n° 1 al n° 15.

Tab. 3.3: Concentration Ratio C/C_0 determinato sull'interfaccia acquitrardo-acquifero inferiore per $t = 7300 \text{ d}$ per l'observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

C/C_0 (%)	$D = 10 \text{ m}$	$D = 8 \text{ m}$	$D = 6 \text{ m}$	$D = 4 \text{ m}$	$D = 2 \text{ m}$
$K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$	20.59	24.30	29.21	34.57	18.28
$K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$	2.64	3.43	4.58	6.49	7.50
$K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$	0.32	0.53	0.84	1.57	4.93
$K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$	0.12	0.24	0.43	0.96	4.52
$K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$	0.11	0.23	0.41	0.91	4.46
$K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$	0.11	0.23	0.40	0.91	4.46
$K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$	0.11	0.23	0.40	0.91	4.46
$K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$	0.11	0.23	0.41	0.91	4.46

Tab. 3.4: Concentration Ratio C/C_0 determinato sull'interfaccia acquitardo–acquifero inferiore rispetto all'asse del plume per $t = 7300 d$ e observation point dal numero 1 al numero 8

C/C ₀ (%) t=7300 d	Observation Points							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Model_001	89.1804	87.3161	84.5648	77.6865	62.8947	51.1331	42.5946	36.3412
Model_002	64.5101	50.5849	37.5106	22.8903	12.3822	8.4539	6.4166	5.1740
Model_003	23.3930	9.0701	4.8043	2.3533	1.1947	0.8277	0.6464	0.5380
Model_004	1.7842	0.4581	0.2794	0.1913	0.1520	0.1389	0.1318	0.1273
Model_005	0.0525	0.0991	0.1050	0.1110	0.1133	0.1131	0.1125	0.1118
Model_006	0.0336	0.0872	0.0997	0.1086	0.1122	0.1123	0.1118	0.1112
Model_007	0.0472	0.0854	0.0990	0.1084	0.1121	0.1123	0.1118	0.1113
Model_008	0.0538	0.0851	0.0989	0.1083	0.1121	0.1122	0.1118	0.1112
Model_009	90.5218	89.0669	86.8922	81.3793	68.5278	57.2115	48.4630	41.8118
Model_010	69.1954	56.6688	43.8335	28.0337	15.5582	10.6835	8.1434	6.5950
Model_011	28.5577	12.2407	6.6790	3.3612	1.7507	1.2333	0.9796	0.8293
Model_012	2.8592	0.7548	0.4854	0.3533	0.2949	0.2754	0.2653	0.2591
Model_013	0.1514	0.1937	0.2117	0.2264	0.2336	0.2348	0.2348	0.2346
Model_014	0.0967	0.1769	0.2038	0.2228	0.2318	0.2336	0.2339	0.2338
Model_015	0.1032	0.1754	0.2032	0.2225	0.2317	0.2335	0.2338	0.2337
Model_016	0.1125	0.1751	0.2031	0.2225	0.2317	0.2335	0.2338	0.2338
Model_017	91.9675	90.8936	89.2454	85.0886	74.6411	64.3116	55.6510	48.7131
Model_018	74.7700	64.0294	51.8838	35.0903	20.2364	14.0512	10.7569	8.7336
Model_019	36.4899	17.4423	9.8306	5.0492	2.6675	1.8933	1.5121	1.2867
Model_020	4.9378	1.3475	0.8674	0.6279	0.5202	0.4841	0.4654	0.4538
Model_021	0.3157	0.3471	0.3789	0.4014	0.4110	0.4120	0.4114	0.4106
Model_022	0.1992	0.3185	0.3649	0.3948	0.4077	0.4098	0.4097	0.4092
Model_023	0.1943	0.3166	0.3641	0.3944	0.4075	0.4097	0.4096	0.4091
Model_024	0.2046	0.3166	0.3641	0.3946	0.4078	0.4100	0.4100	0.4095
Model_025	93.3213	92.3921	90.8693	87.4176	79.3483	70.6782	62.6817	55.8093
Model_026	81.2644	72.8443	62.2381	45.2975	27.6265	19.5358	15.0685	12.2794
Model_027	48.8399	26.8380	15.9456	8.4831	4.6040	3.3270	2.6954	2.3207
Model_028	10.2183	3.0758	2.0036	1.4572	1.2034	1.1147	1.0666	1.0356
Model_029	0.8343	0.8488	0.9185	0.9579	0.9657	0.9591	0.9509	0.9434
Model_030	0.5344	0.7760	0.8824	0.9410	0.9574	0.9535	0.9467	0.9400
Model_031	0.4772	0.7732	0.8810	0.9403	0.9570	0.9533	0.9465	0.9398
Model_032	0.4792	0.7732	0.8811	0.9406	0.9575	0.9538	0.9472	0.9406
Model_033	93.7423	82.4319	71.8230	60.1024	48.2654	40.8346	35.2302	30.8043
Model_034	86.6090	70.2552	58.3699	42.8928	26.7519	19.2183	15.1111	12.5939
Model_035	66.6756	41.4815	27.2230	16.6044	10.7236	8.6134	7.4686	6.7264
Model_036	29.1091	14.3441	11.5753	9.5057	7.8082	6.8920	6.2738	5.8175
Model_037	8.4874	9.4113	9.5270	8.7060	7.4830	6.6950	6.1337	5.7088
Model_038	8.0492	9.1212	9.3957	8.6503	7.4575	6.6784	6.1212	5.6988
Model_039	8.5626	9.1089	9.3888	8.6470	7.4558	6.6772	6.1203	5.6980
Model_040	8.7327	9.1080	9.3883	8.6468	7.4557	6.6771	6.1203	5.6980

Tab. 3.5: Concentration Ratio C/C_0 determinato sull'interfaccia acquitardo-acquifero inferiore rispetto all'asse del plume per $t = 7300$ d e observation point dal numero 9 al numero 15

C/C_0 (%) t=7300 d	observation points						
	9	10	11	12	13	14	15
Model_001	31.6089	27.9198	24.9775	22.5840	20.5941	18.5472	17.1523
Model_002	4.3352	3.7307	3.2752	2.9204	2.6352	2.3505	2.1611
Model_003	0.4656	0.4135	0.3744	0.3439	0.3193	0.2946	0.2783
Model_004	0.1241	0.1215	0.1194	0.1176	0.1160	0.1142	0.1131
Model_005	0.1111	0.1103	0.1096	0.1088	0.1081	0.1072	0.1066
Model_006	0.1106	0.1099	0.1091	0.1084	0.1077	0.1068	0.1063
Model_007	0.1106	0.1099	0.1092	0.1085	0.1078	0.1069	0.1063
Model_008	0.1106	0.1099	0.1092	0.1085	0.1077	0.1069	0.1063
Model_009	36.6570	32.5718	29.2742	26.5671	24.3002	21.9537	20.3467
Model_010	5.5496	4.7954	4.2265	3.7828	3.4258	3.0691	2.8319
Model_011	0.7293	0.6576	0.6038	0.5620	0.5283	0.4946	0.4724
Model_012	0.2547	0.2513	0.2486	0.2463	0.2444	0.2423	0.2411
Model_013	0.2341	0.2336	0.2330	0.2324	0.2318	0.2310	0.2307
Model_014	0.2335	0.2330	0.2325	0.2319	0.2313	0.2306	0.2303
Model_015	0.2334	0.2330	0.2324	0.2319	0.2313	0.2306	0.2303
Model_016	0.2335	0.2330	0.2324	0.2319	0.2313	0.2306	0.2303
Model_017	43.1468	38.6274	34.9144	31.8255	29.2120	26.4821	24.5984
Model_018	7.3643	6.3755	5.6294	5.0474	4.5790	4.1111	3.7999
Model_019	1.1373	1.0306	0.9506	0.8886	0.8388	0.7891	0.7566
Model_020	0.4457	0.4396	0.4347	0.4307	0.4273	0.4238	0.4219
Model_021	0.4096	0.4084	0.4073	0.4063	0.4053	0.4041	0.4037
Model_022	0.4084	0.4074	0.4064	0.4055	0.4045	0.4034	0.4031
Model_023	0.4083	0.4073	0.4064	0.4055	0.4044	0.4033	0.4030
Model_024	0.4088	0.4079	0.4069	0.4060	0.4050	0.4039	0.4036
Model_025	50.0174	45.1464	41.0398	37.5562	34.5651	31.4005	29.1896
Model_026	10.3774	8.9993	7.9580	7.1454	6.4916	5.8386	5.4045
Model_027	2.0718	1.8938	1.7602	1.6564	1.5726	1.4887	1.4343
Model_028	1.0129	0.9950	0.9803	0.9681	0.9572	0.9455	0.9389
Model_029	0.9362	0.9292	0.9227	0.9168	0.9109	0.9042	0.9008
Model_030	0.9333	0.9267	0.9205	0.9148	0.9091	0.9026	0.8993
Model_031	0.9332	0.9266	0.9204	0.9147	0.9090	0.9025	0.8993
Model_032	0.9340	0.9275	0.9214	0.9157	0.9101	0.9036	0.9003
Model_033	27.2392	24.3315	21.9388	19.9515	18.2781	16.5433	15.2931
Model_034	10.9033	9.6909	8.7803	8.0716	7.5002	6.9277	6.5453
Model_035	6.1899	5.7755	5.4425	5.1674	4.9327	4.6848	4.5204
Model_036	5.4577	5.1619	4.9137	4.7017	4.5158	4.3150	4.1819
Model_037	5.3686	5.0864	4.8479	4.6433	4.4632	4.2680	4.1386
Model_038	5.3602	5.0791	4.8415	4.6375	4.4579	4.2632	4.1342
Model_039	5.3596	5.0785	4.8409	4.6370	4.4574	4.2628	4.1338
Model_040	5.3596	5.0786	4.8409	4.6370	4.4575	4.2629	4.1339

3.2.2 Concentrazioni medie nel pozzo in acquifero profondo

I risultati discussi e analizzati nel paragrafo 3.2.1 evidenziano come sia difficile identificare la slice dove risulta massima la concentrazione rispetto ad una qualsiasi verticale, e quindi il massimo inquinamento ottenuto.

A questo scopo, si è scelto di introdurre un pozzo di campionamento, le cui caratteristiche sono state descritte nel paragrafo 2.2.5, in corrispondenza dell'observation point n°13 posto 200 m a valle sull'asse del plume.

La funzione multilayer wells ha permesso di ricavare per ogni modello una concentrazione mediata lungo una verticale di 30 m al di sotto del top dell'acquifero inferiore e nel corso del tempo della simulazione.

Le curve di breakthrough risultanti, contenute in **Fig. 3.16**, **Fig. 3.17**, **Fig. 3.18**, **Fig. 3.19**, **Fig. 3.20**, **Fig. 3.21**, **Fig. 3.22** e **Fig. 3.23**, seguono lo stesso schema di rappresentazione già adottato nel paragrafo 3.2.1.

Rispetto alle curve di breakthrough calcolate per la slice all'interfaccia, mostrano chiaramente dei valori inferiori.

È possibile osservare una migliore stazionarietà in quasi tutte le curve dei vari modelli rispetto a quelle determinate nel paragrafo 3.2.1: fanno eccezione le curve per $D = 10\text{ m}$ e $D = 8\text{ m}$ ricavate per i modelli con $K_{fill} = 10^{-5} \div 10^{-9}\text{ m/s}$ (**Fig. 3.19**, **Fig. 3.20**, **Fig. 3.21**, **Fig. 3.22** e **Fig. 3.23**).

È importante ricavare un valore limite superiore che tali curve non possono superare oltre i 20 anni di simulazione: un valore cautelativo può essere il concentration ratio stazionario per la curva $D = 6\text{ m}$ di **Fig. 3.19**, pari a $C/C_0 = 0.012\%$.

In tutti i grafici di seguito riportati le curve assumono l'andamento teoricamente prevedibile, ovvero il concentration ratio aumenta al diminuire dello spessore di acquitrando.

Questa constatazione consolida le ipotesi avanzate nel paragrafo 3.2.1 riguardo la presenza di moti di trasporto nell'acquitrando che provocano in alcuni modelli delle interferenze nelle slice più vicine al top dell'acquifero inferiore.

I grafici di **Fig. 3.16** e **Fig. 3.17**, aventi rispettivamente $K_{fill} = 10^{-2}\text{ m/s}$ e $K_{fill} = 10^{-3}\text{ m/s}$, presentano entrambi le curve per $D = 10\text{ m}$ e $D = 8\text{ m}$ molto simili tra loro, dovuto a dispersione verticale di contaminante confrontabile e alla presenza di approssimazioni numeriche, mentre le altre curve si diversificano bene, mostrando sempre valori maggiori di C/C_0 al diminuire di D .

I valori di C/C_0 ricavati per il tempo massimo 7300 day sono stati riassunti in **Tab. 3.6**.

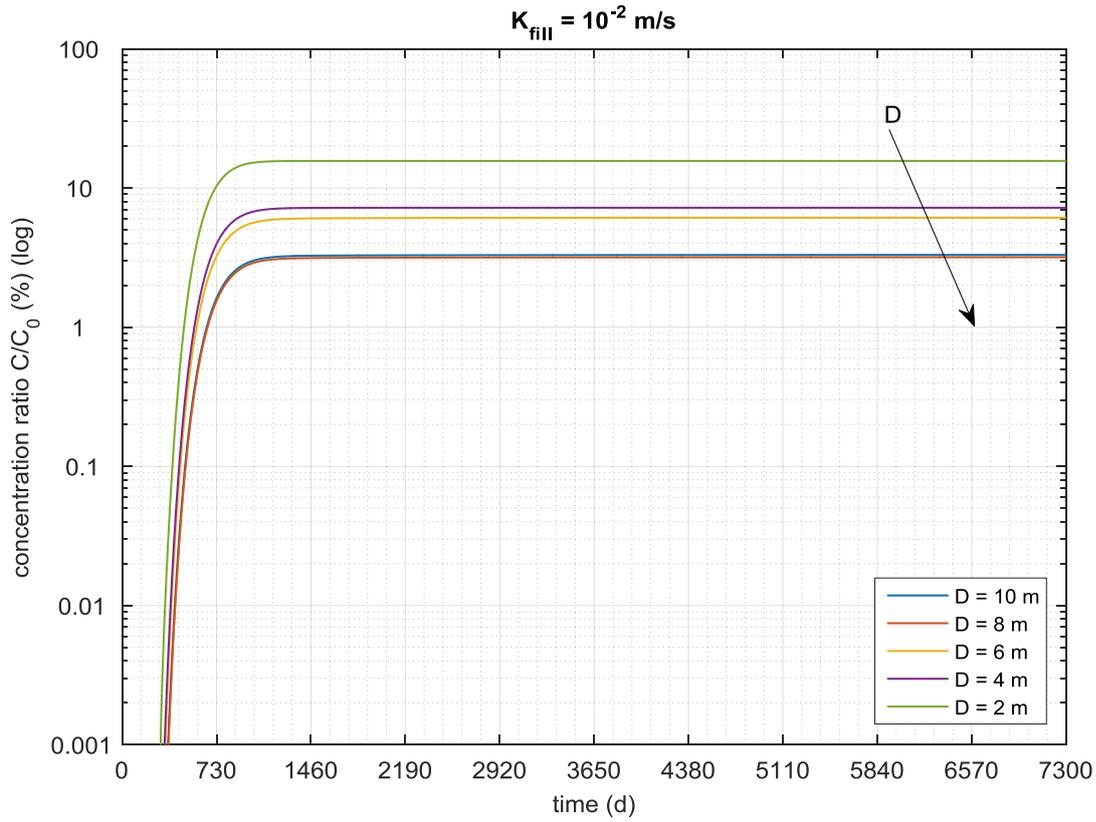


Fig. 3.16: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

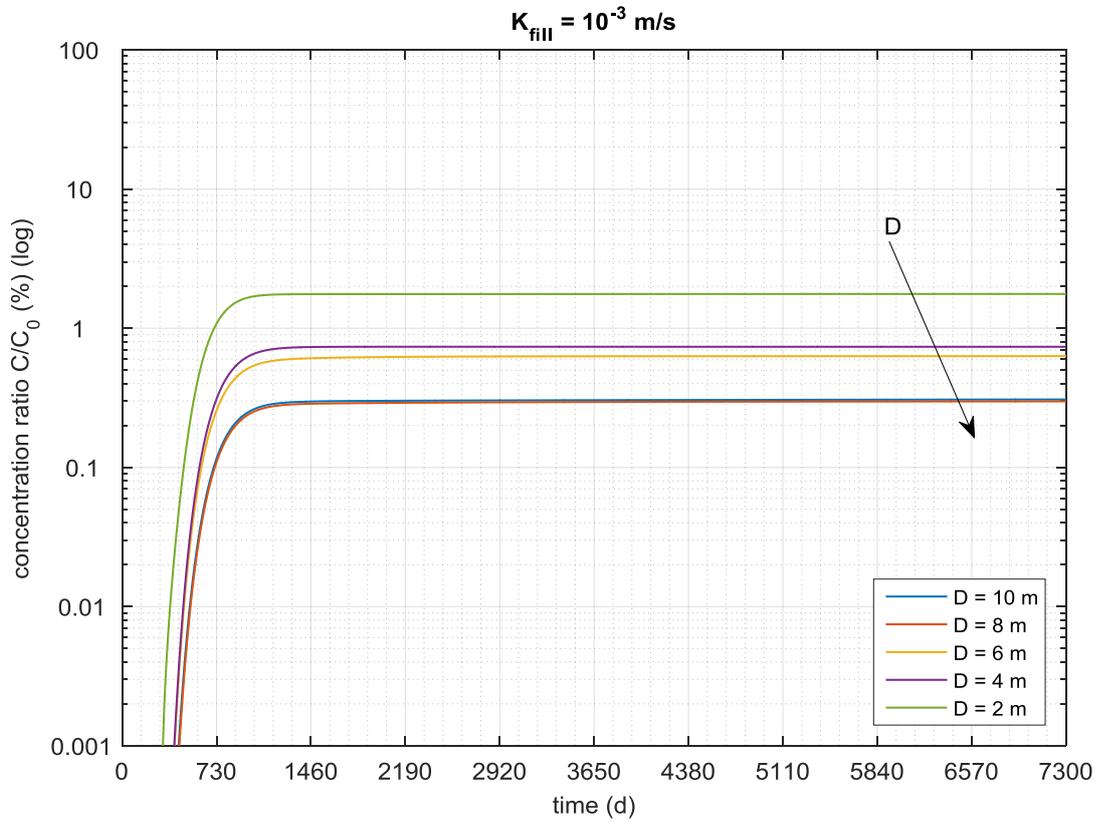


Fig. 3.17: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

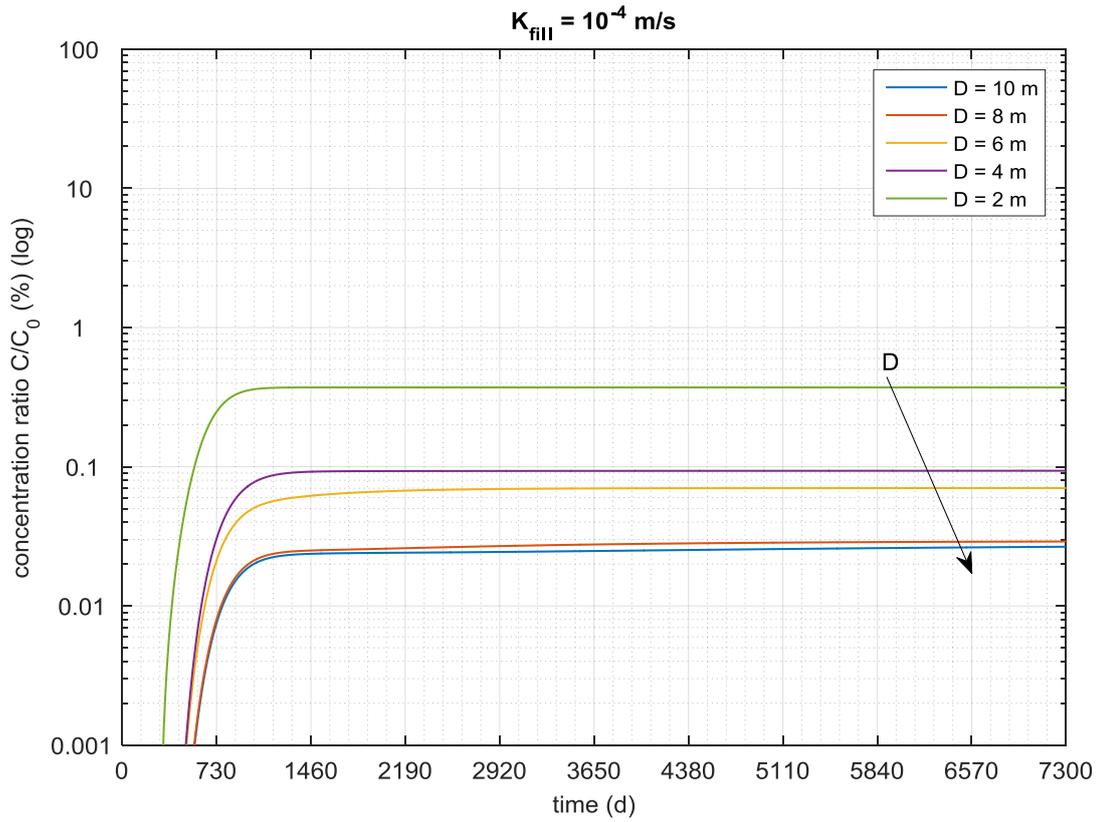


Fig. 3.18: Curva di breakthrough per $K_{full} = 10^{-4} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

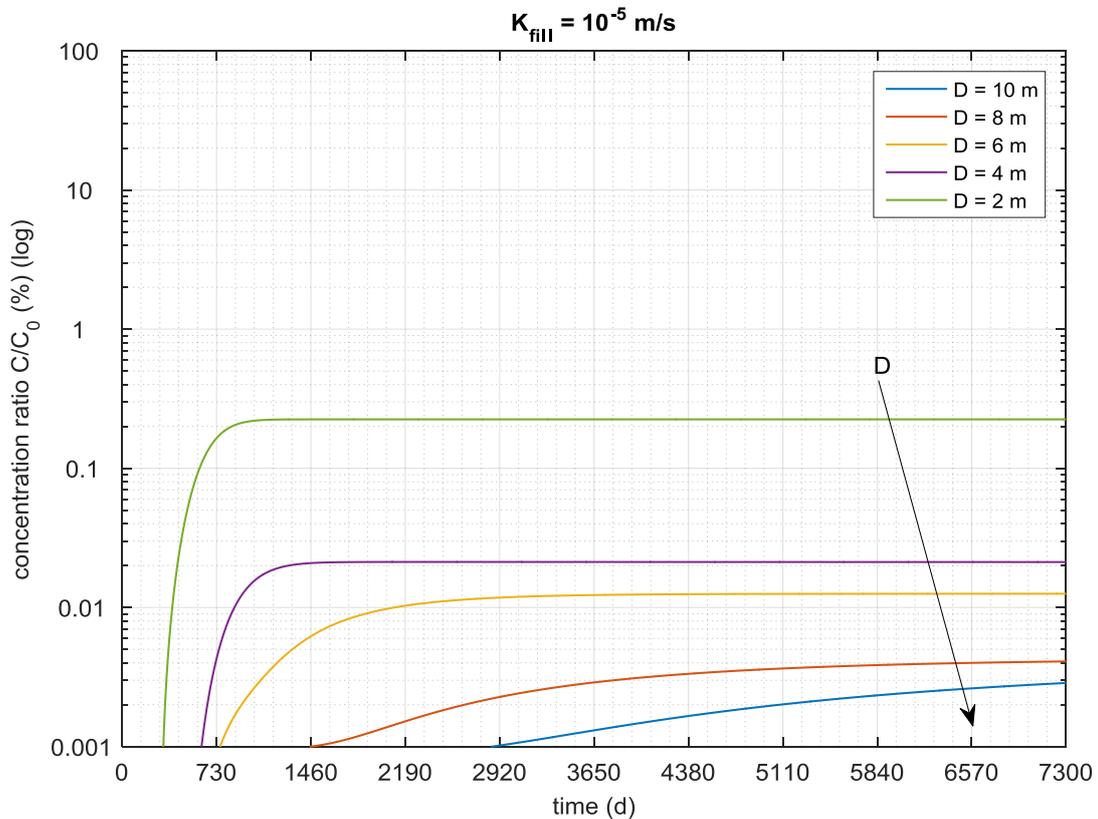


Fig. 3.19: Curva di breakthrough per $K_{full} = 10^{-5} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

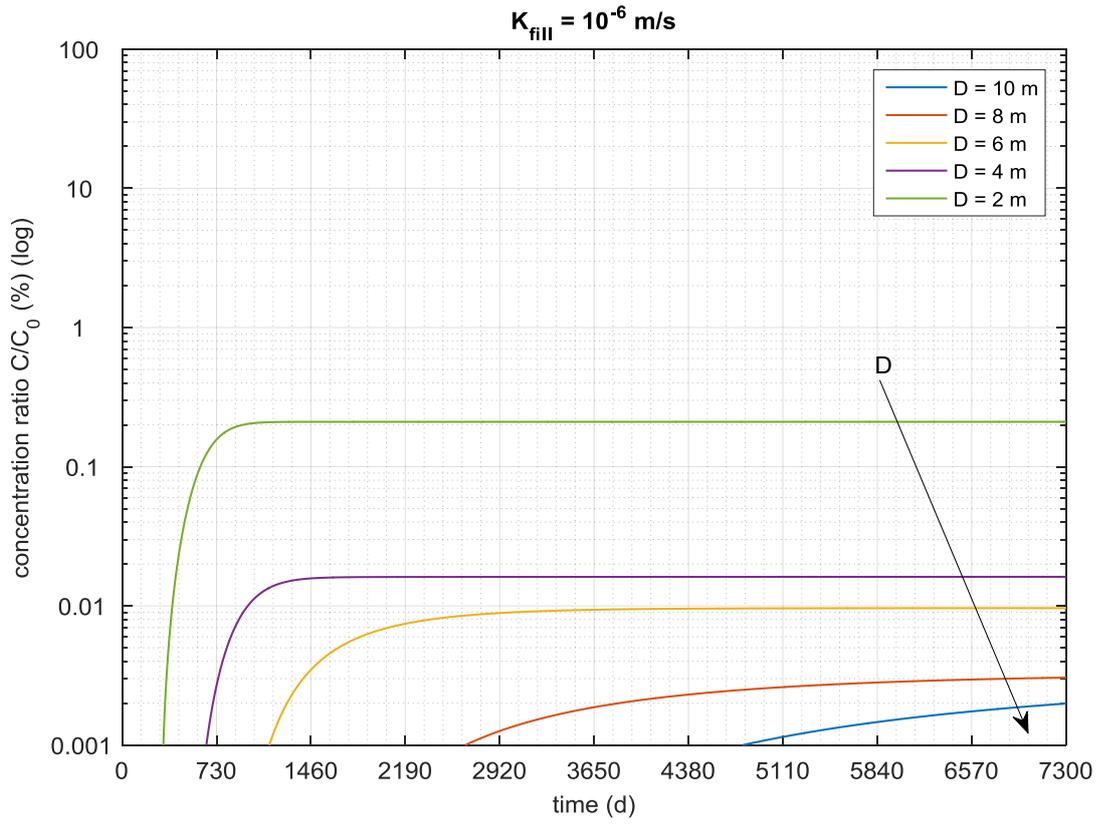


Fig. 3.20: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

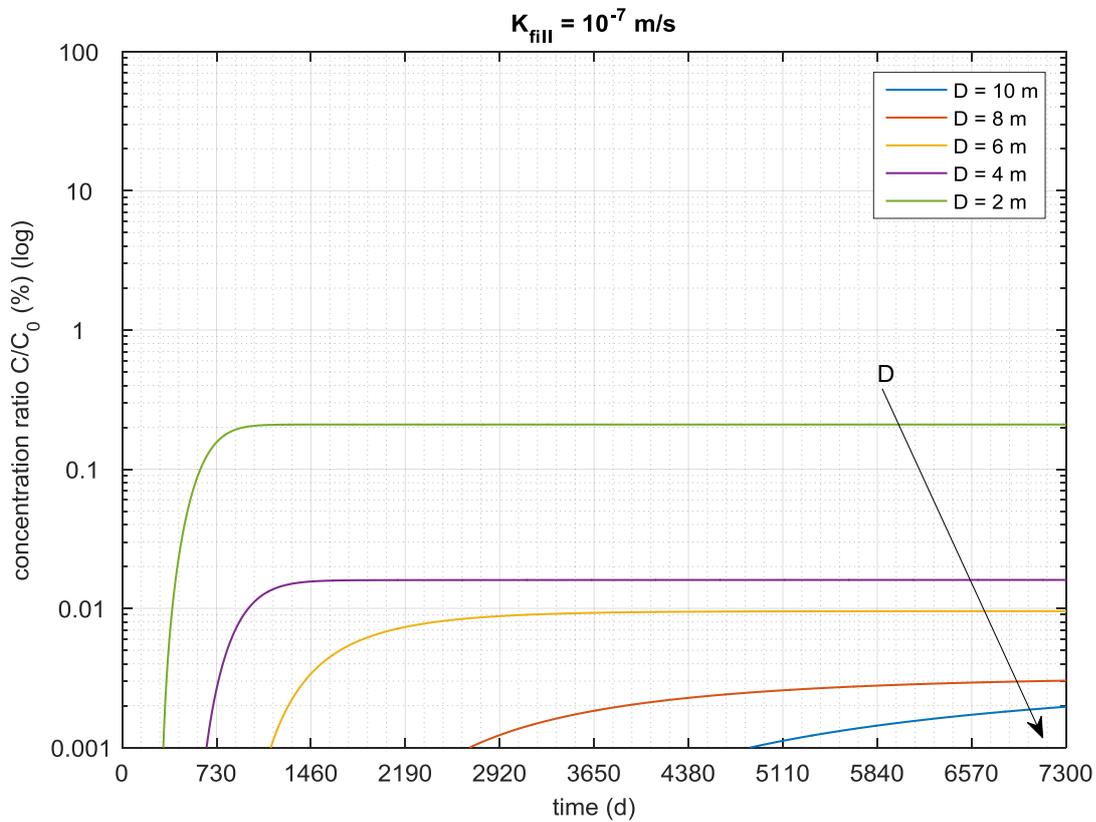


Fig. 3.21: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

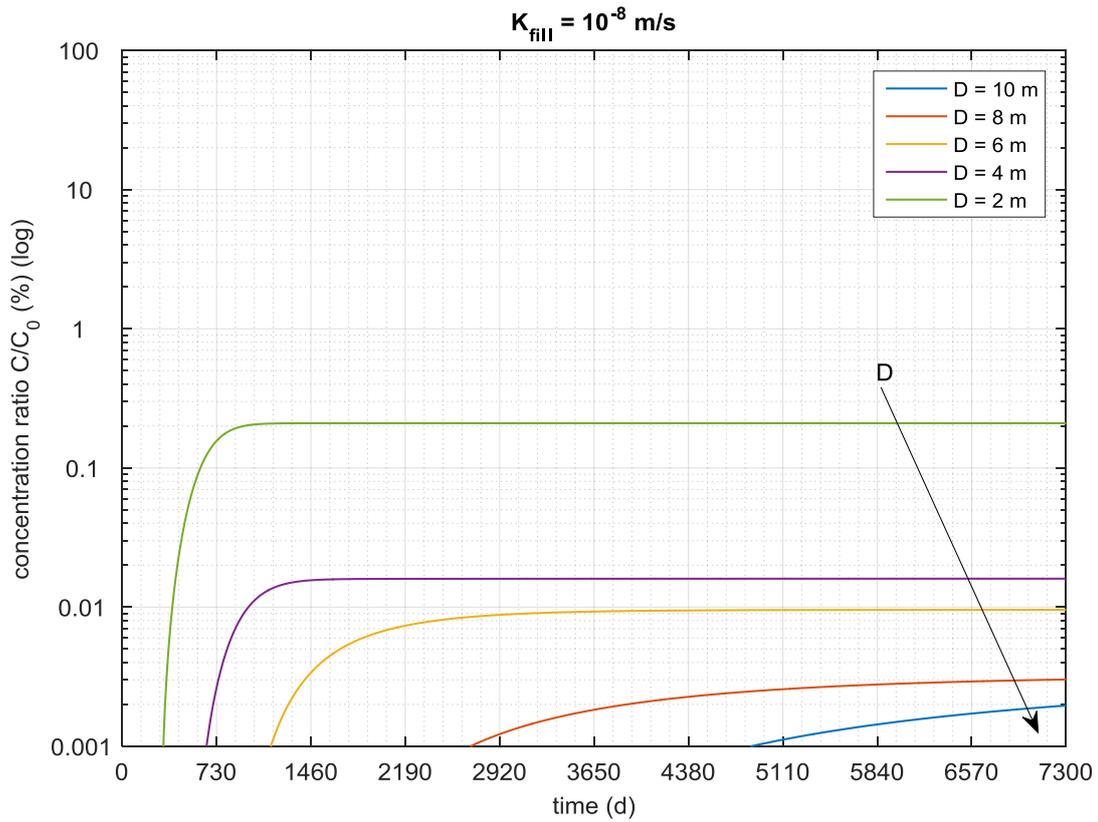


Fig. 3.22: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

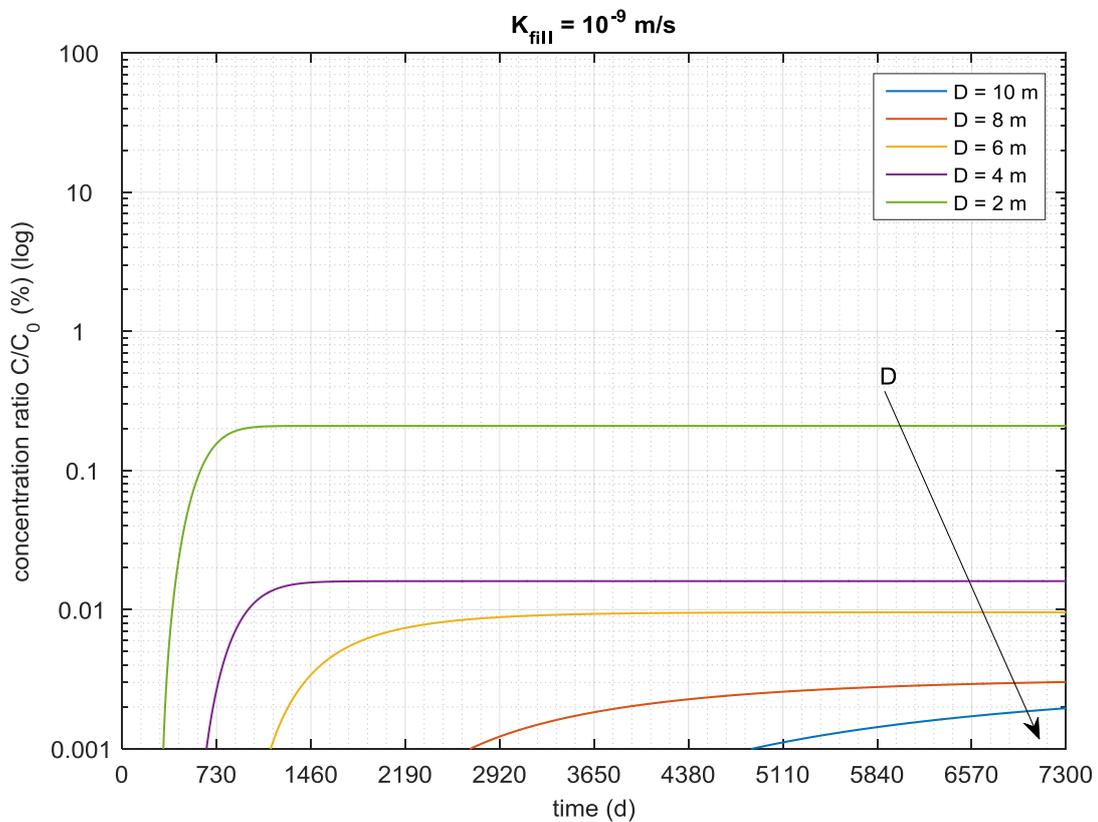


Fig. 3.23: Curva di breakthrough per $K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$ – multilayer well ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

Tab. 3.6: Concentration ratio C/C_0 per $t = 7300 d$ e per il multilayer well ($x = 200 m ; y = 0 m$)

C/C_0 (%)	$D = 10 m$	$D = 8 m$	$D = 6 m$	$D = 4 m$	$D = 2 m$
$K_{fill} = 10^{-2} m/s$	3.30	3.18	6.12	7.21	15.64
$K_{fill} = 10^{-3} m/s$	0.31	0.30	0.63	0.74	1.76
$K_{fill} = 10^{-4} m/s$	2.66E-02	2.90E-02	7.03E-02	9.36E-02	3.71E-01
$K_{fill} = 10^{-5} m/s$	2.87E-03	4.10E-03	1.26E-02	2.12E-02	2.25E-01
$K_{fill} = 10^{-6} m/s$	1.99E-03	3.05E-03	9.64E-03	1.62E-02	2.10E-01
$K_{fill} = 10^{-7} m/s$	1.96E-03	3.03E-03	9.56E-03	1.60E-02	2.09E-01
$K_{fill} = 10^{-8} m/s$	1.96E-03	3.02E-03	9.55E-03	1.60E-02	2.09E-01
$K_{fill} = 10^{-9} m/s$	1.96E-03	3.02E-03	9.58E-03	1.60E-02	2.09E-01

3.2.3 Cross-sections view

Le cross-sections view sono state ricavate graficamente per ogni modello rispetto la piano xz lungo la direzione di flusso: è quindi possibile visionare le isolinee di concentrazione e il loro sviluppo verticale sulla mesh.

Interessante è l'analisi grafica offerta da FEFLOW® riguardo al flusso di Darcy: infatti, è possibile ricavare per ogni punto della mesh intensità, direzione e verso del vettore velocità effettiva v_e per ogni timesteps.

L'istantanea riferita al model_001 scattata per $t = 7300 d$ e riportata in **Fig. 3.24**, mostra come sia presente un flusso verticale sia all'interno del corpo sonda che nell'acquitrardo.

I valori di velocità, per il modello rappresentato in **Fig. 3.24**, risultano essere maggiori all'interno della sonda rispetto all'acquitrardo: questa affermazione è chiaramente valida per tutti i modelli con K_{fill} superiore alla conducibilità idraulica dell'acquitrardo, pari a $K_{acquitrardo} = 10^{-9} m/s$.

Analizzando graficamente **Fig. 3.24** è possibile riscontrare delle perturbazioni del campo di moto all'imbocco e all'uscita del condotto generato dalla sonda geotermica: difatti, i vettori velocità di flusso risultano essere inclinati e quindi scomponibili in una componente orizzontale e una verticale.

La perturbazione risulta essere tanto più marcata quanto maggiore è la permeabilità del materiale di riempimento: questa situazione, riscontrabile nei modelli agli elementi finiti, si allontana dalle ipotesi semplificative dei modelli analitici presentati al paragrafo 2.1.

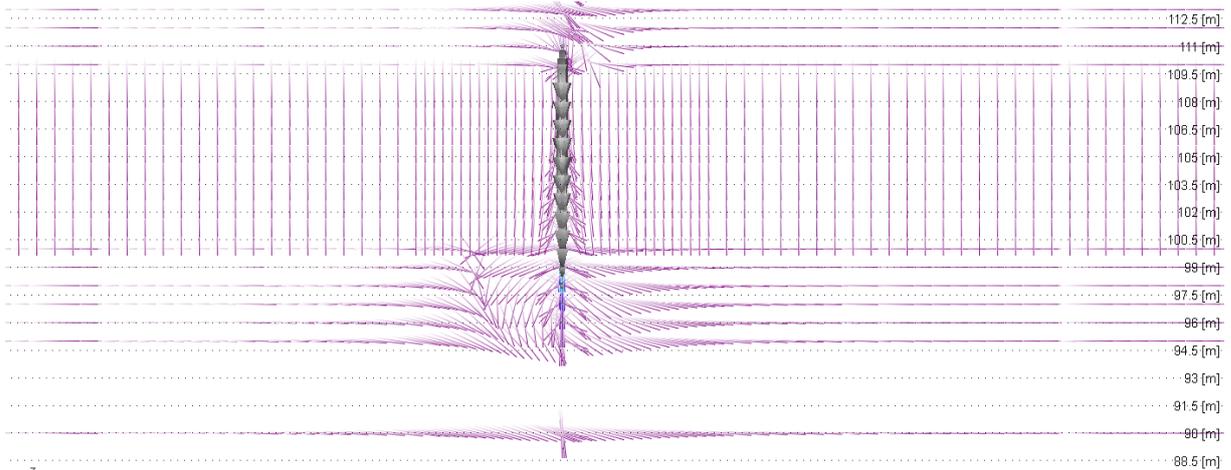


Fig. 3.24: Cross-section view del Darcy flux nodal per il model_001 per $t = 7300 d$

È importante sottolineare come nei modelli per K_{fill} inferiori, nonostante le velocità effettive siano basse nell'acquitrardo, l'estensione planimetrica di quest'ultimo provoca un flusso non trascurabile rispetto a quello che si genera nella sonda, provocando quelle anomalie sulle curve di breakthrough riscontrate nei paragrafi 3.2.1 e 3.2.2.

Si è deciso di rappresentare graficamente le cross-sections view per le concentrazioni al tempo massimo di 20 anni solo per i seguenti modelli reputati i più significativi: model_001, model_002, model_003, riferiti allo spessore massimo di acquitrardo considerato $D = 10 m$ (**Fig. 3.25**), e model_033, model_034, model_035, riferiti allo spessore minimo di acquitrardo considerato $D = 2 m$ (**Fig. 3.26**).

Le conducibilità idrauliche della sonda considerate sono quelle con valore maggiore, pari a $K_{fill} = 10^{-2} m/s$, $K_{fill} = 10^{-3} m/s$ e $K_{fill} = 10^{-4} m/s$.

Le concentrazioni riportate in **Fig. 3.25** e **Fig. 3.26**, espresse in mg/l , corrispondono in valore assoluto alle concentration ratio C/C_0 espresse in (%), essendo $C_0 = 100 mg/l$.

Osservando tutte le tre sezioni contenute in **Fig. 3.25** è possibile notare come il fronte del plume si muova più velocemente nelle slice più vicine al top dell'acquifero inferiore, come previsto dai modelli analitici: lo si evince dalla forma delle isolinee di concentrazione, che presentano un massimo in corrispondenza della slice all'interfaccia.

La stessa situazione non si verifica per le prime due sezioni di **Fig. 3.26**, le cui isolinee presentano il punto di massimo al di sotto della slice del top acquifero, manifestando una deviazione dal comportamento ideale come già riportato nel paragrafo 3.2.1.

I modelli aventi questa forma del plume sono soltanto tre (model_025, model_033, model_034), a cui corrispondono bassi valori di D e alti valori di K_{fill} .

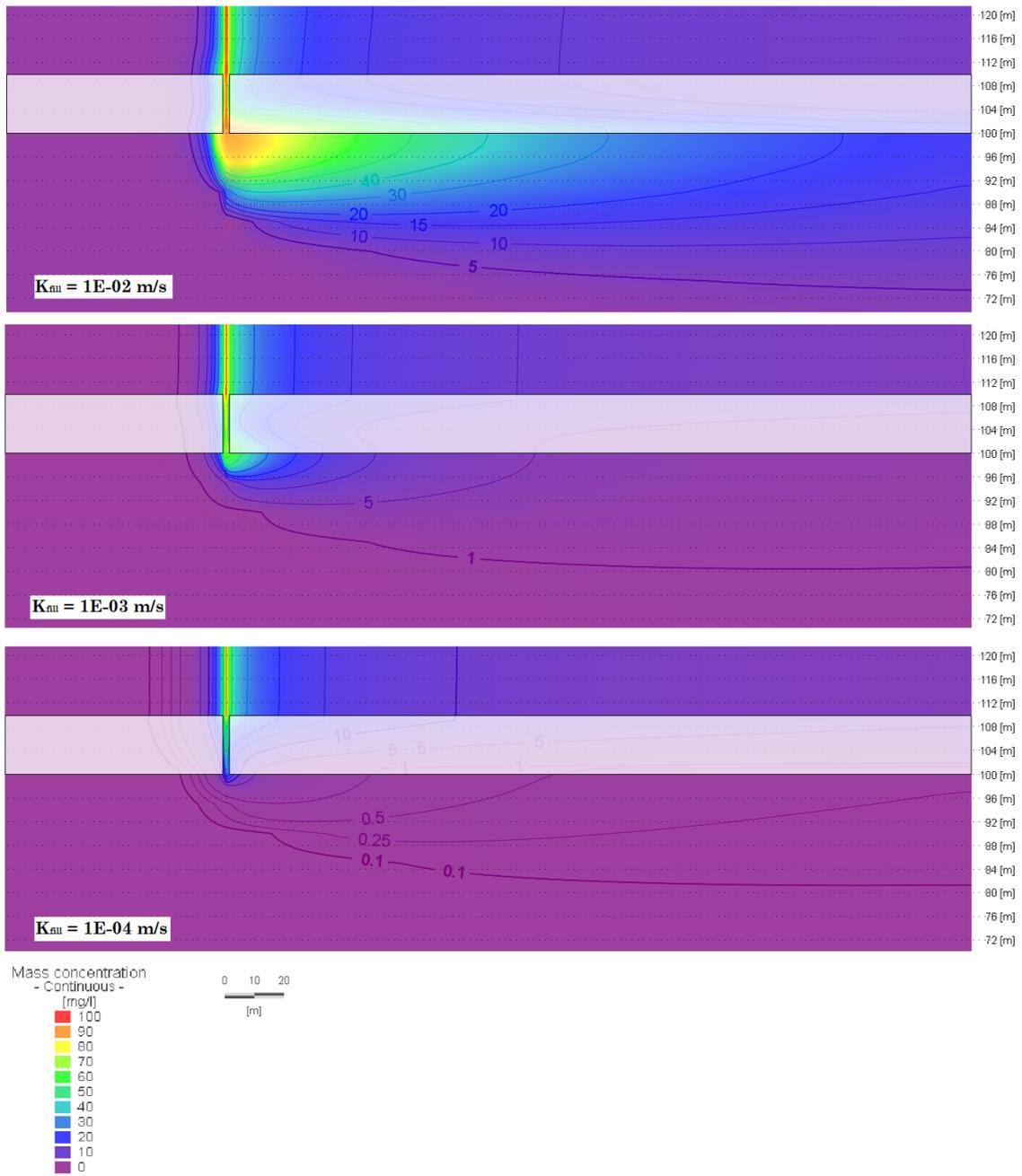


Fig. 3.25: Cross-section view rispetto all'asse del plume al tempo $t = 7300 d$ e per uno spessore di acquitrando $D = 10 m$

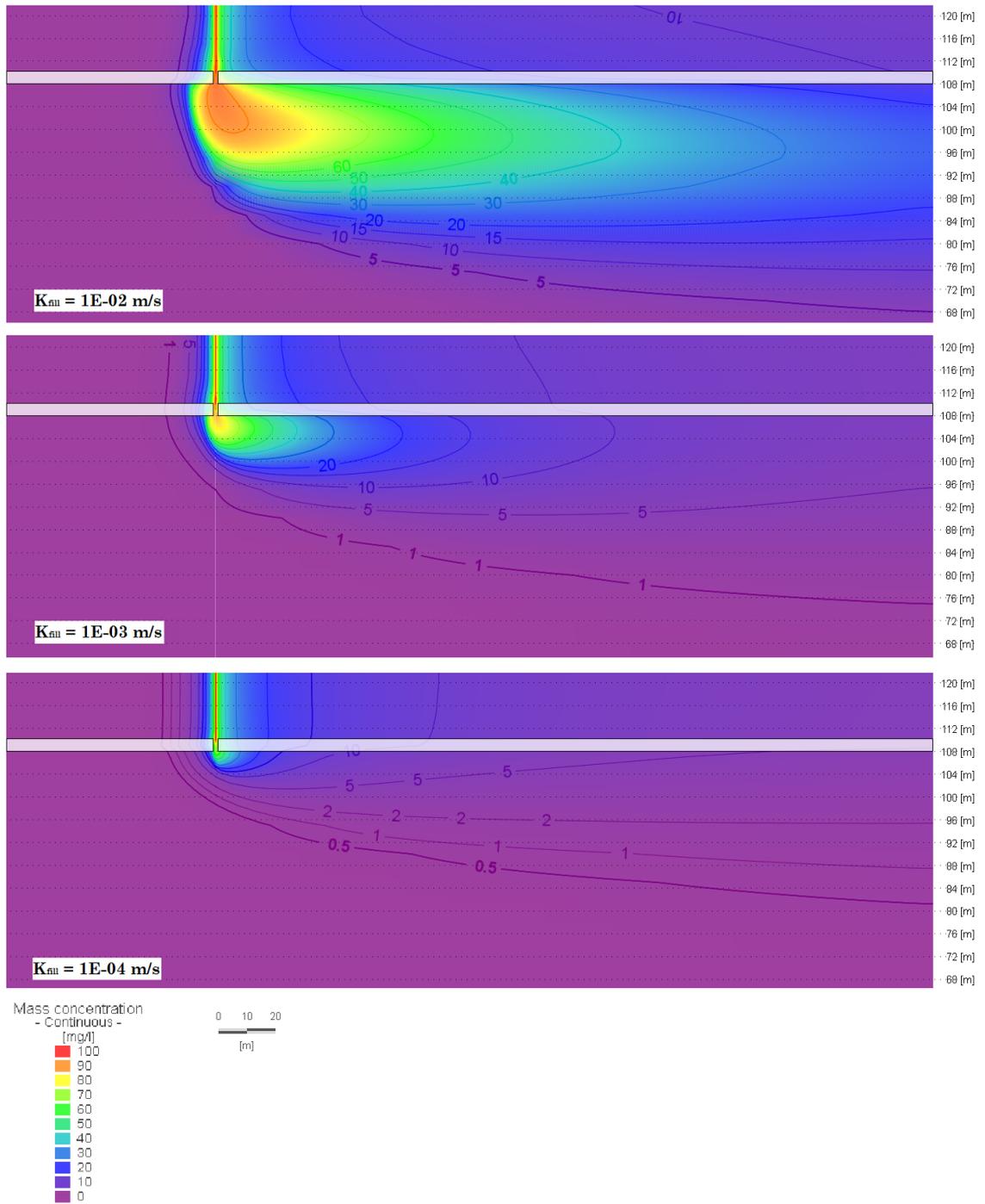


Fig. 3.26: Cross-section view rispetto all'asse del plume al tempo $t = 7300$ d e per uno spessore di acquitardo $D = 2$ m

3.2.4 Mappe di concentrazione

Le mappe di concentrazione sono delle rappresentazioni planimetriche di curve isolinee di concentrazione, e sono state ricavate per la slice al top dell'acquifero inferiore.

Le casistiche considerate sono le stesse già adottate nel paragrafo 3.2.3, perché considerate quelle maggiormente rilevanti: la **Fig. 3.27** rappresenta le mappe dei model_001, model_002, e model_003 ($D = 10\text{ m}$), mentre la **Fig. 3.28** rappresenta le mappe dei model_033, model_034, e model_035 ($D = 2\text{ m}$), tutte determinate al tempo massimo di simulazione pari a 20 anni.

La forma ellittica allungata nella direzione di flusso delle curve è prevedibile analiticamente ed è classica per i problemi diffusivi, dovuta alla maggiore diffusività imposta lungo x rispetto alle altre direzioni.

In entrambe le mappe di **Fig. 3.27** e **Fig. 3.28** è possibile riscontrare il decadimento di circa un ordine di grandezza delle curve isoconcentrazione, passando dai modelli con K_{fill} più conduttivo a quelli con K_{fill} meno conduttivo.

Per questo motivo, si è scelto di variare il limite inferiore di isoconcentrazione (equivalente al concentration ratio C/C_0) in base al modello e alla conducibilità della sonda e i valori scelti sono contenuti in **Tab. 3.7**.

Inoltre, sempre in **Tab. 3.7** sono contenute le ampiezze dei plume in corrispondenza delle curve isoconcentrazione minime sul bordo est del modello.

Tab. 3.7: Valori di $(C/C_0)_{min}$ per le curve isoconcentrazione e relative ampiezze del plume contaminante per i modelli analizzati

Model	Model_001	Model_002	Model_003	Model_033	Model_034	Model_035
$(C/C_0)_{min}$ (%)	5.0	1.0	0.1	5.0	1.0	1.0
Ampiezza(m)	52	39	45	52	61	55

Confrontando graficamente le mappe riferite al modello con $K_{fill} = 10^{-2}\text{ m/s}$ di **Fig. 3.27** e **Fig. 3.28**, si constatano le stesse anomalie già riportate nel paragrafo 3.2.1.

Infatti, il fronte del plume riferito a $D = 10\text{ m}$ (**Fig. 3.27**) risulta graficamente molto più sviluppato rispetto al plume riferito a $D = 2\text{ m}$ (**Fig. 3.28**).

Analizzando i valori di ampiezze riportati in **Tab. 3.7** è constatabile un aumento delle dimensioni e delle concentrazioni del plume per i modelli con $D = 2\text{ m}$, eccetto per i modelli con $K_{fill} = 10^{-2}\text{ m/s}$, dove l'ampiezza del plume rimane pressoché invariata.

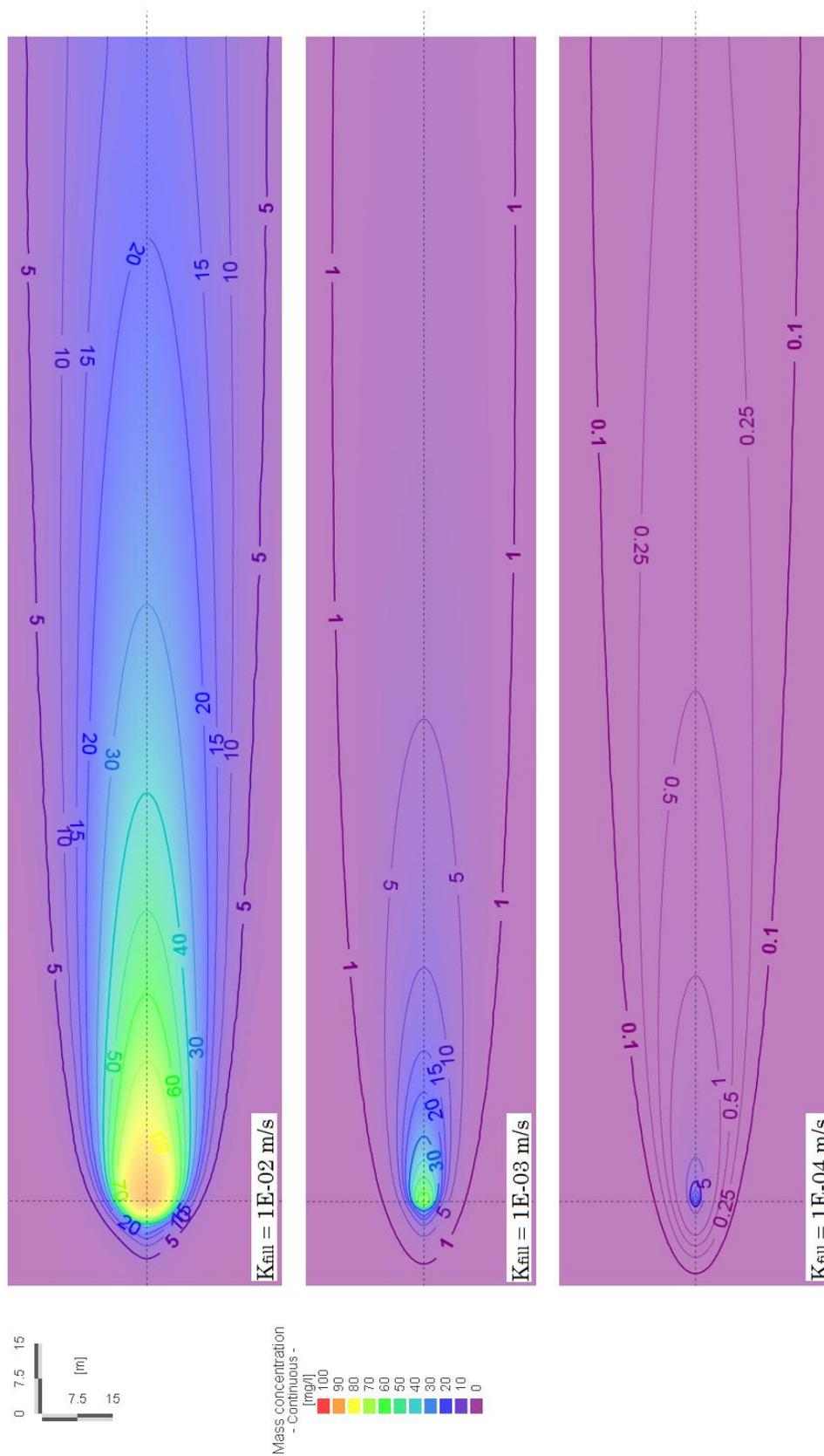


Fig. 3.27: Mappa di concentrazione per la slice all'interfaccia acquitardo-acquifero inferiore al tempo $t = 7300$ d e per uno spessore di acquitardo $D = 10$ m

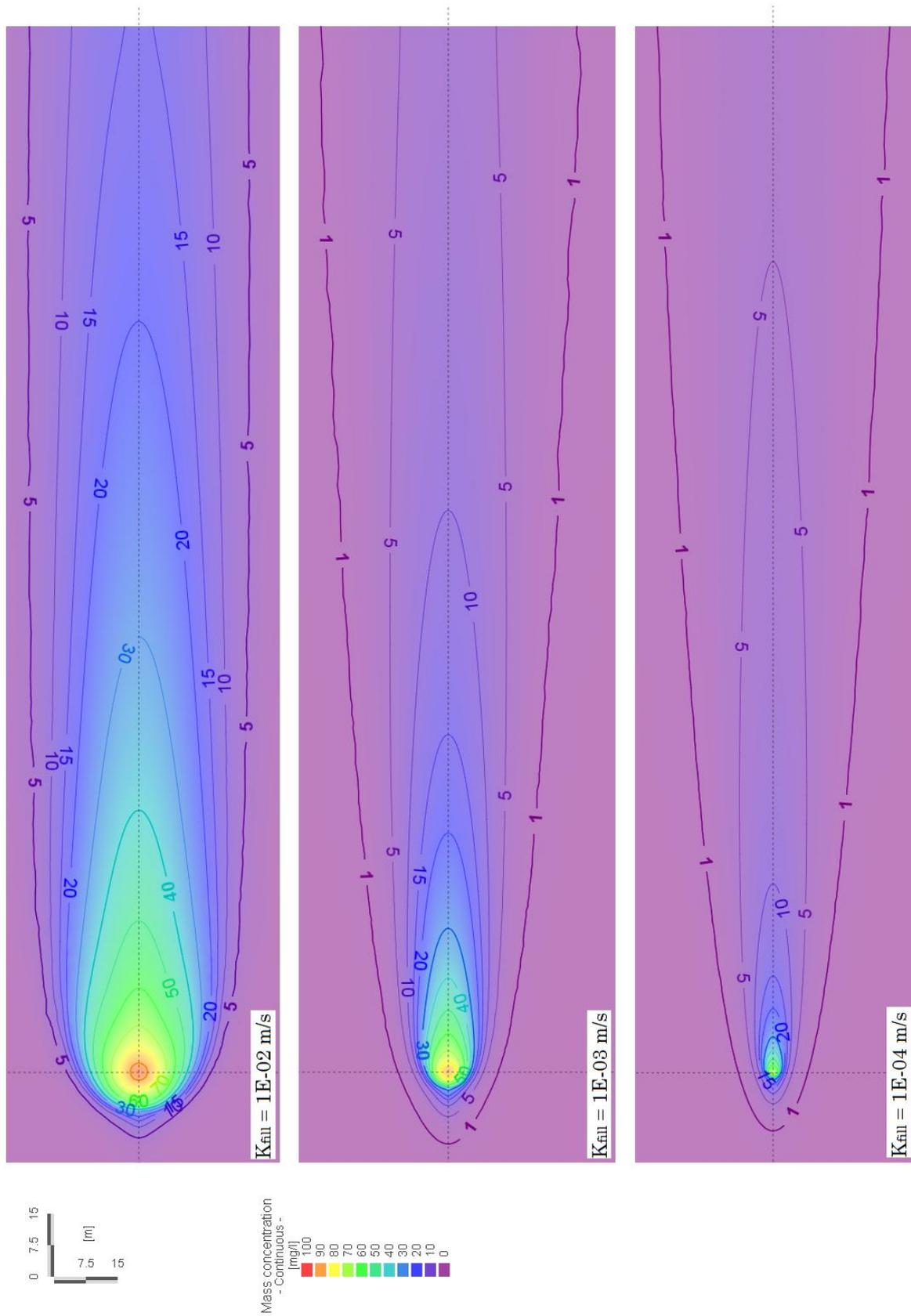


Fig. 3.28: Mappa di concentrazione per la slice all'interfaccia acquitardo-acquifero inferiore al tempo $t = 7300$ d e per uno spessore di acquitardo $D = 2$ m

3.3 Curve di breakthrough ricavate dal modello analitico

I due modelli analitici adottati sono quelli esposti nel paragrafo 2.1.3, e si basano sostanzialmente sulla scomposizione del problema di trasporto in due parti.

Per la prima parte, che riguarda il moto all'interno della sonda, viene sempre adottato il modello di Bonte, mentre per la seconda parte, che riguarda il moto di trasporto all'interno dell'acquifero inferiore, si fa utilizzo sia del modello convolutivo di Park che di quello proposto da Beatslé.

La necessità di trovare delle soluzioni esprimibili analiticamente, comporta l'adozione di ipotesi semplificative, di seguito riassunte:

- Il modello proposto da Bonte prevede la presenza di un moto stazionario all'interno della sonda geotermica;
- Non viene modellato il flusso di contaminante all'interno dell'acquitardo;
- Non si considerano le alterazioni del campo di moto in prossimità della sonda.

Queste semplificazioni giustificano il diverso comportamento delle simulazioni numeriche rispetto alle previsioni teoriche, tematica già ampiamente discussa nel paragrafo 3.2.

Sono quindi state studiate due soluzioni analitiche, una derivante dal modello congiunto di Bonte e Park e l'altra riferita a Bonte e Beatslé: in entrambi i casi l'integrale di convoluzione è stato comunque risolto per via numerica.

Le condizioni iniziali e al contorno e la definizione dei parametri sono le stesse già adottate per il modello numerico e presentate nel paragrafo 2.2.

Le curve di breakthrough sono state ricavate come nel paragrafo 3.2.1 per la slice all'interfaccia tra acquitardo e acquifero inferiore per il solo observation point n° 13.

I risultati di entrambi i modelli analitici rivelano come le concentrazioni nell'acquifero tendano a diminuire di circa un ordine di grandezza per ogni decremento del K_{fill} .

Dall'analisi dei valori numerici del concentration ratio riportati in **Tab. 3.8** per il metodo di Park e in **Tab. 3.9** per il metodo di Beatslé, si riscontra che per $K_{fill} < 10^{-5} m/s$, $C/C_0 < 0.01\%$: pertanto, per facilitare un corretto confronto grafico con le curve di breakthrough numeriche nel paragrafo 3.2.1, si è scelto di rappresentare solo le curve relative ai modelli con $K_{fill} = 10^{-2} \div 10^{-5} m/s$.

I grafici riferiti alla soluzione di Park sono contenuti in **Fig. 3.29**, **Fig. 3.30**, **Fig. 3.31** e **Fig. 3.32**, mentre i grafici riferiti alla soluzione di Beatslé sono contenuti in **Fig. 3.33**, **Fig. 3.34**, **Fig. 3.35** e **Fig. 3.36**.

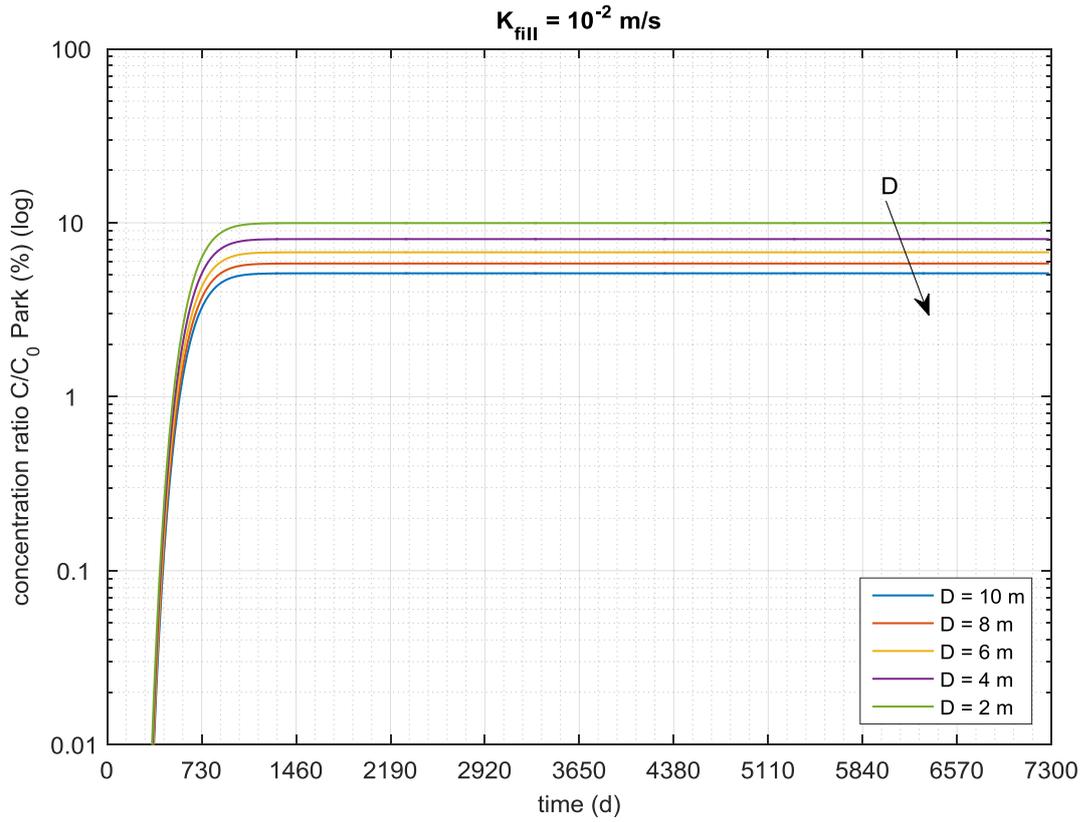


Fig. 3.29: Curva di breakthrough (modello di Park) per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

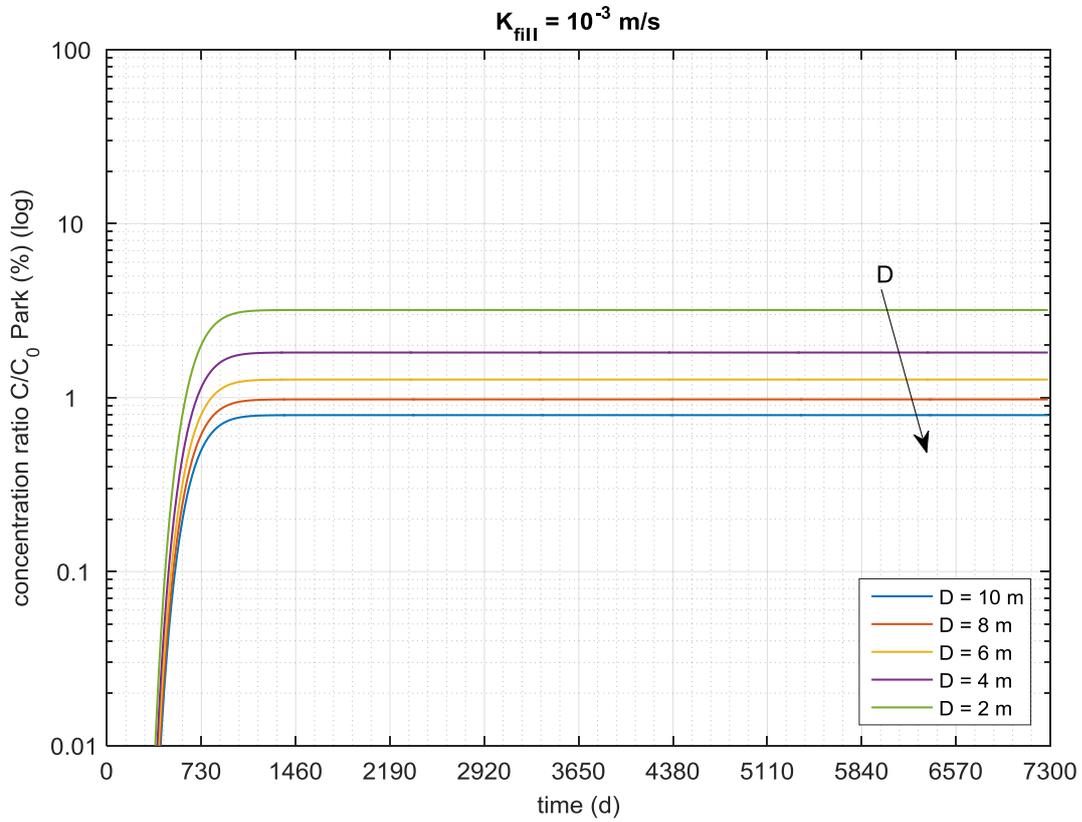


Fig. 3.30: Curva di breakthrough (modello di Park) per $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

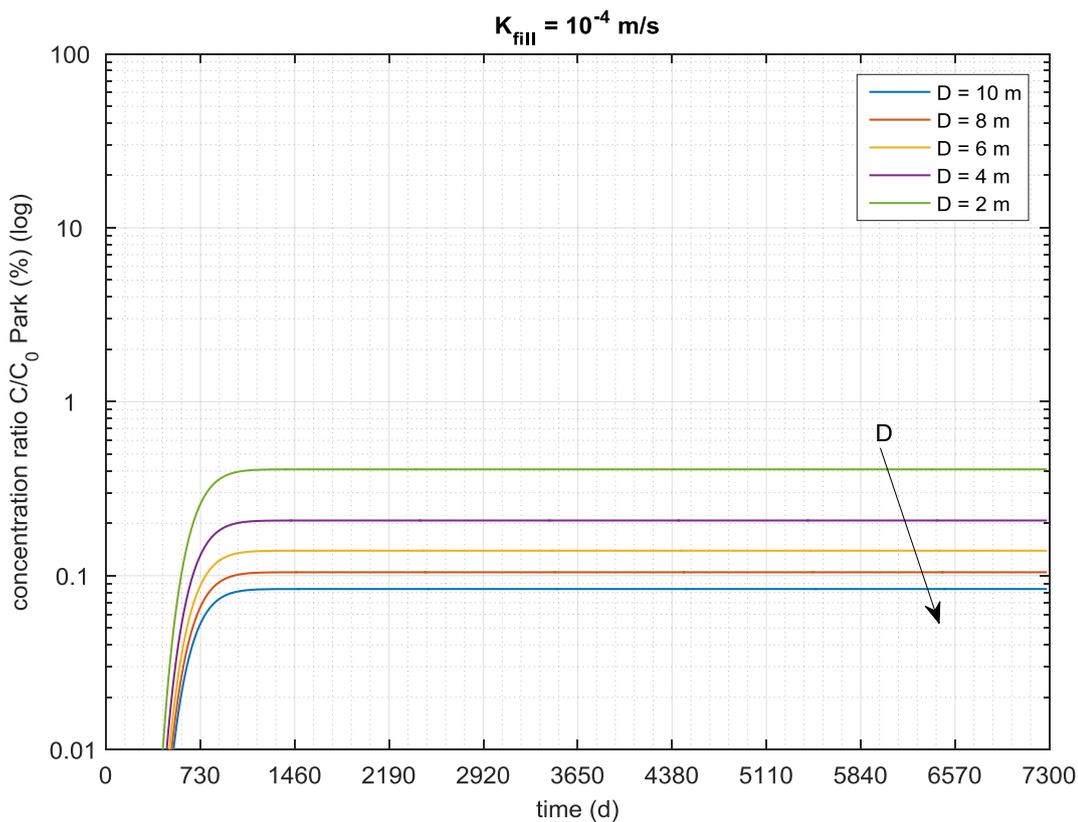


Fig. 3.31: Curva di breakthrough (modello di Park) per $K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

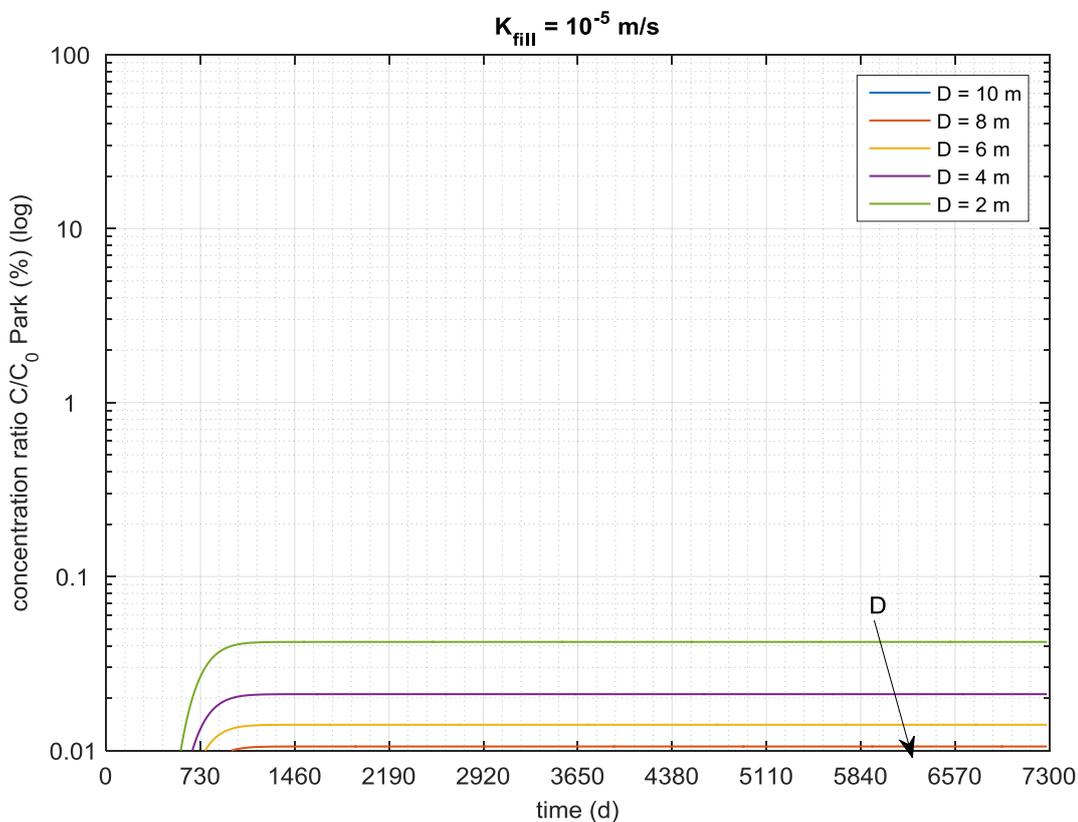


Fig. 3.32: Curva di breakthrough (modello di Park) per $K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

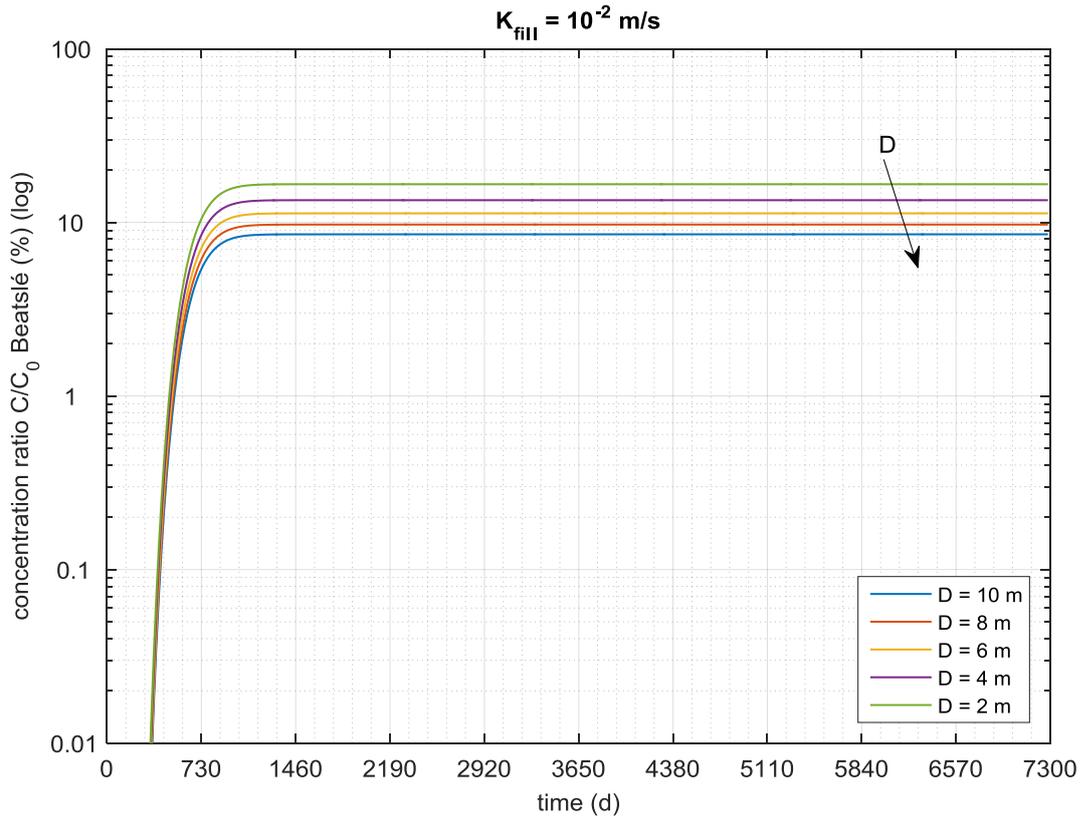


Fig. 3.33: Curva di breakthrough (modello di Beatslé) per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

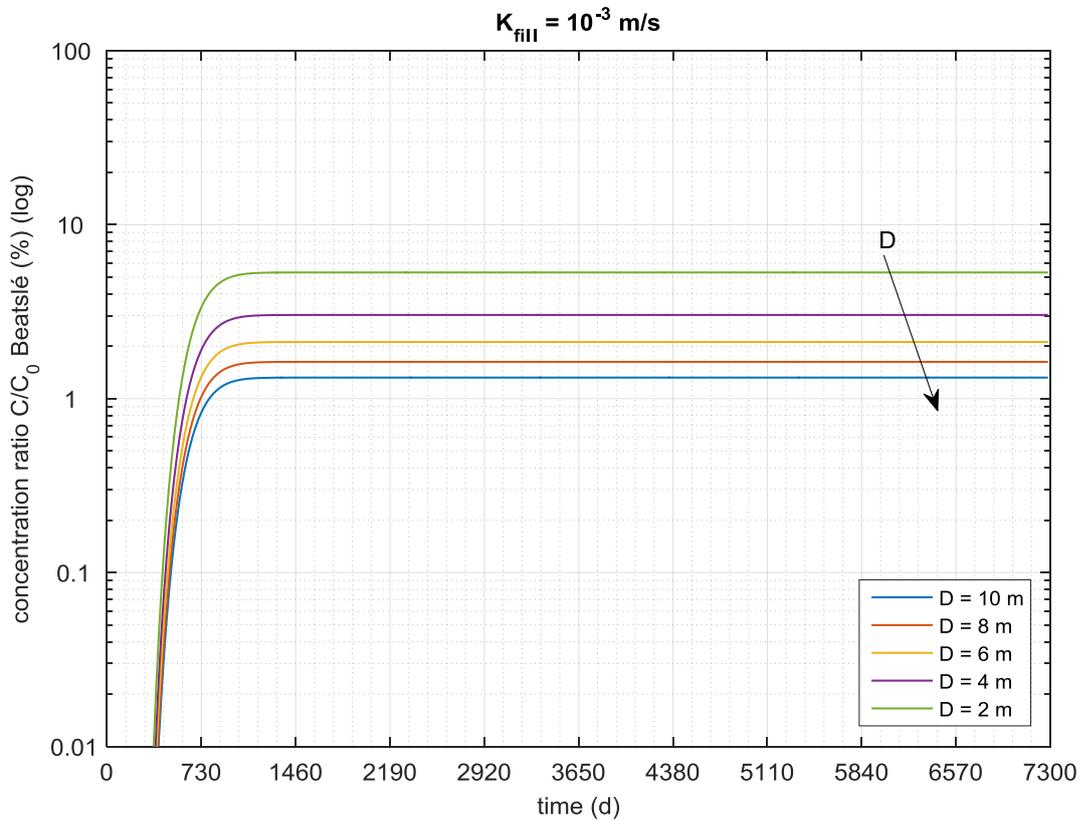


Fig. 3.34: Curva di breakthrough (modello di Beatslé) per $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

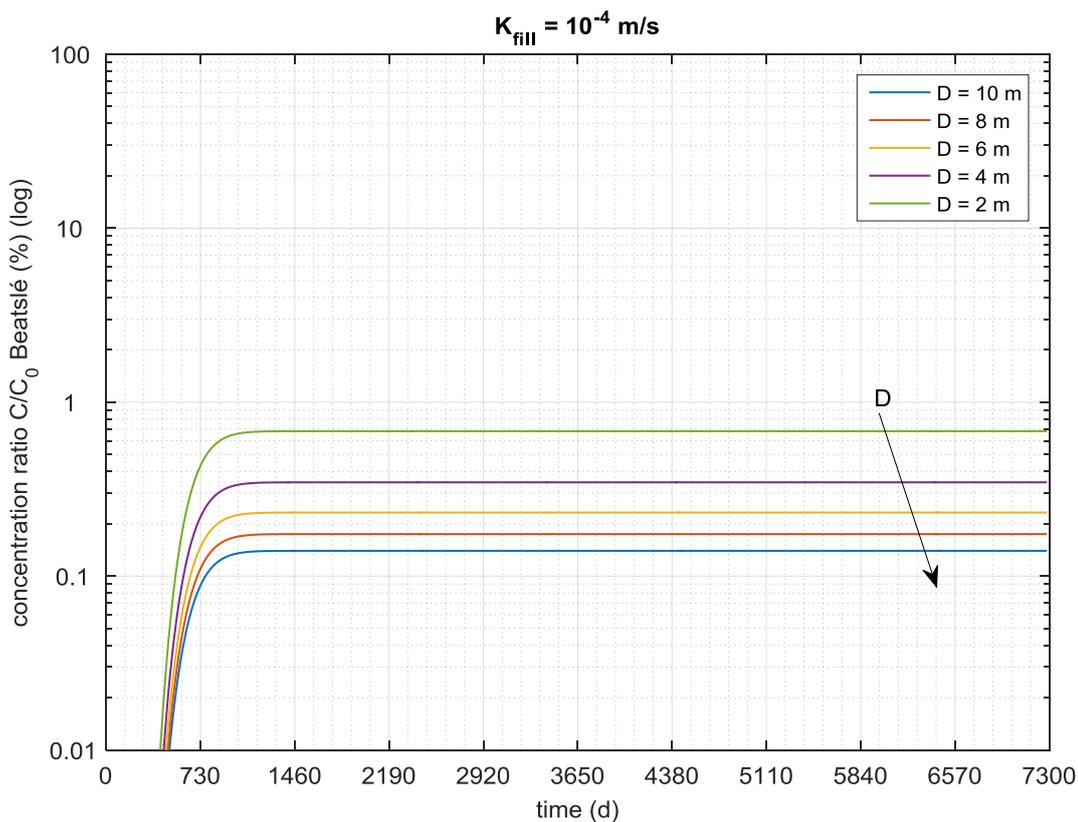


Fig. 3.35: Curva di breakthrough (modello di Beatslé) per $K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

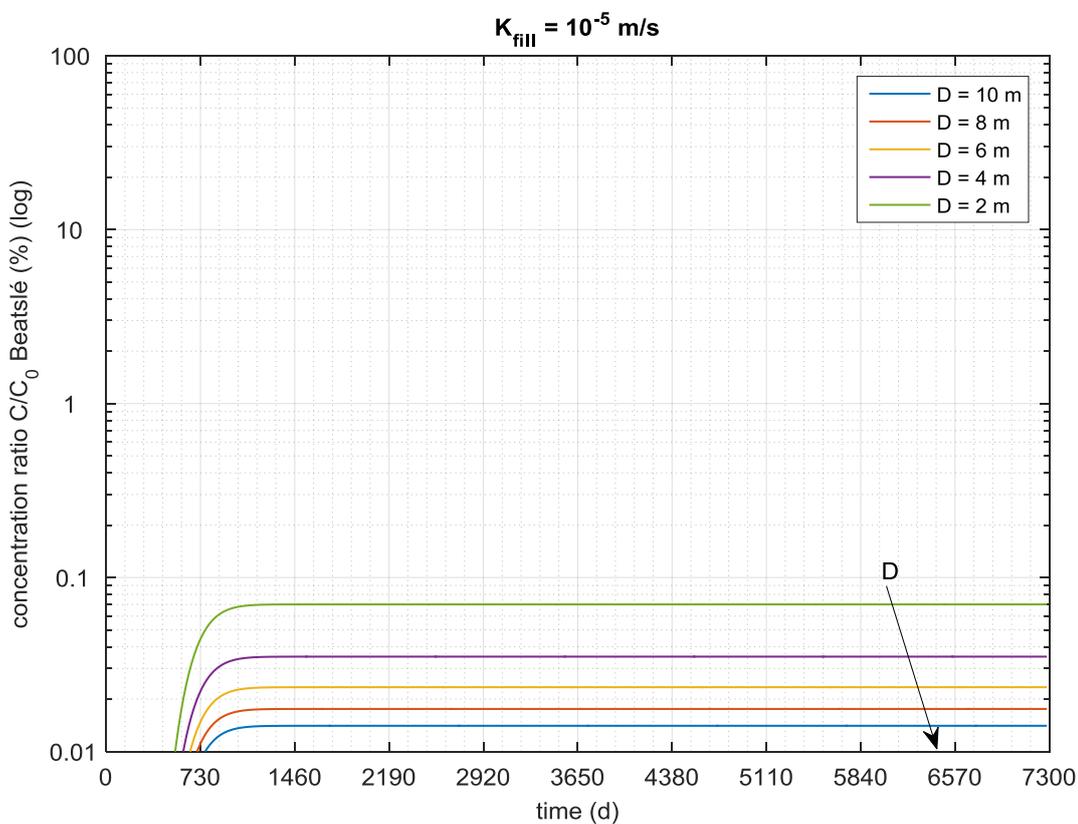


Fig. 3.36: Curva di breakthrough (modello di Beatslé) per $K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$ - ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

Dal confronto dei valori contenuti in **Tab. 3.8** e **Tab. 3.9**, si evince come il modello di Beatslé fornisca una sovrastima dell'impatto ambientale rispetto al modello di Park.

È possibile affermare che, per ogni spessore di acquitardo considerato, per $K_{fill} < 10^{-5} \text{ m/s}$ il moto di trasporto nella sonda diventi trascurabile.

Questa evidenza analitica conferma le ipotesi avanzate nel paragrafo 3.2.1 per spiegare la similitudine delle curve di breakthrough riferite ai modelli per K_{fill} inferiori, provocata dalla presenza di un moto di trasporto nell'acquitardo e non dal flusso nella sonda.

Inoltre, dall'analisi grafica delle curve, è possibile constatare come modelli con spessore di acquitardo inferiore comportino sempre un inquinamento maggiore, conseguenza non sempre riscontrata nelle curve numeriche del paragrafo 3.2.1, dove al diminuire dello spessore si accentua l'influenza del moto nell'acquitardo e delle perturbazioni del moto in prossimità della sonda.

Tab. 3.8: Concentration Ratio C/C_0 determinato con il metodo di Park sull'interfaccia acquitardo-acquifero inferiore per $t = 7300 \text{ d}$ per l'observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

C/C_0 (%)	D = 10 m	D = 8 m	D = 6 m	D = 4 m	D = 2 m
$K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$	5.12	5.83	6.76	8.05	9.95
$K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$	0.79	0.98	1.27	1.82	3.19
$K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$	8.39E-02	1.05E-01	1.39E-01	2.08E-01	4.09E-01
$K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$	8.43E-03	1.05E-02	1.41E-02	2.11E-02	4.21E-02
$K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$	8.44E-04	1.05E-03	1.41E-03	2.11E-03	4.22E-03
$K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$	8.44E-05	1.06E-04	1.41E-04	2.11E-04	4.22E-04
$K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$	8.44E-06	1.06E-05	1.41E-05	2.11E-05	4.22E-05
$K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$	8.44E-07	1.06E-06	1.41E-06	2.11E-06	4.22E-06

Tab. 3.9: Concentration Ratio C/C_0 determinato con il metodo di Beatslé sull'interfaccia acquitardo-acquifero inferiore per $t = 7300 \text{ d}$ per l'observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

C/C_0 (%)	D = 10 m	D = 8 m	D = 6 m	D = 4 m	D = 2 m
$K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$	8.53	9.71	11.27	13.42	16.58
$K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$	1.32	1.63	2.12	3.03	5.31
$K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$	0.14	0.17	0.23	0.35	0.68
$K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$	1.41E-02	1.76E-02	2.34E-02	3.51E-02	7.01E-02
$K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$	1.41E-03	1.76E-03	2.34E-03	3.52E-03	7.03E-03
$K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$	1.41E-04	1.76E-04	2.34E-04	3.52E-04	7.03E-04
$K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$	1.41E-05	1.76E-05	2.34E-05	3.52E-05	7.03E-05
$K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$	1.41E-06	1.76E-06	2.34E-06	3.52E-06	7.03E-06

3.4 Verifica numerica del modello analitico di flusso nella sonda

È importante sottolineare come il modello analitico proposto da Bonte sia stato ricavato in condizioni di flusso stazionario: pertanto, si è scelto il confronto dei valori analitici contenuti in **Tab. 3.1** con i valori numerici riferiti al massimo valore del tempo di simulazione (7300 d) contenuti in **Tab. 3.10**. Il confronto, riportato sullo scatter plot bilogaritmico di **Fig. 3.37**, rivela un'ottima corrispondenza per valori di $K_{fill} \leq 10^{-3} \text{ m/s}$, mentre per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ il modello analitico di Bonte tende a sottostimare il leakage rispetto al modello numerico. Il valore di portata volumetrica è stata ricavata indirettamente dai modelli numerici, come prodotto tra l'area del perforo e la velocità darcyana.

Il valore della velocità di Darcy di riferimento è stato estratto dai vari modelli numerici per il tempo massimo (7300 d) in corrispondenza del nodo centrale della sonda collocato in posizione mediana rispetto al suo sviluppo nell'acquitrando, per garantire l'assenza di perturbazione esistente agli estremi del condotto (**Fig. 3.24**).

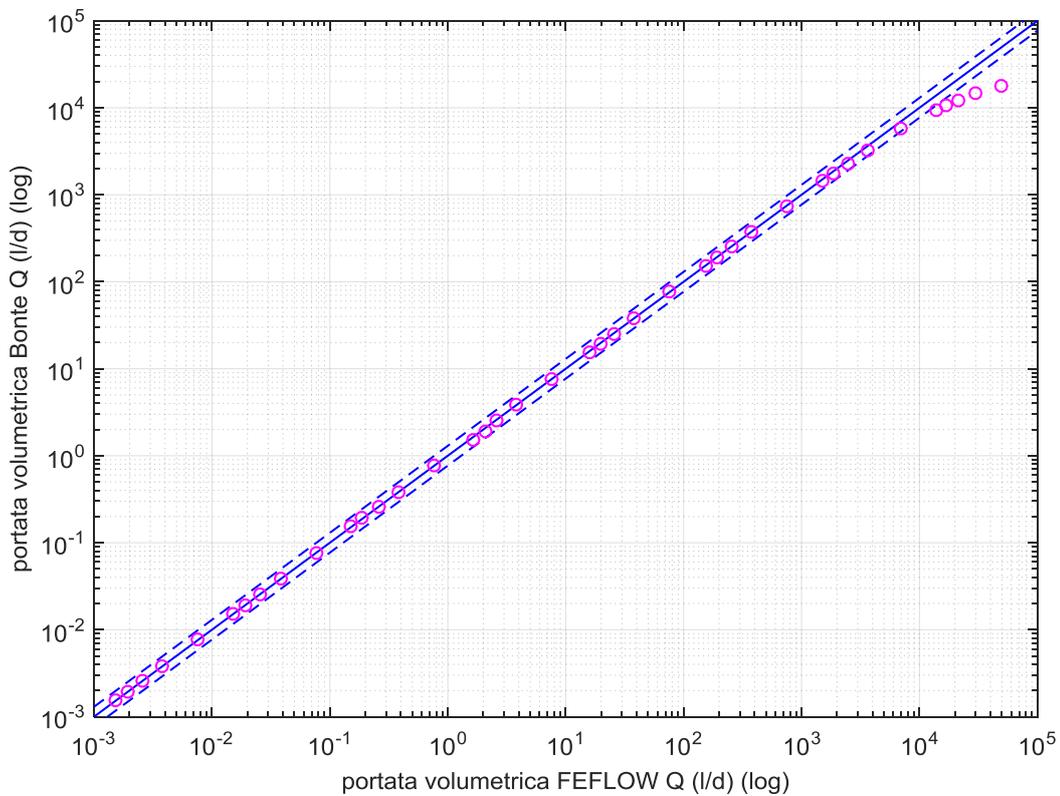


Fig. 3.37: Confronto analitico (modello di Bonte)–numerico (tratto blu —: perfetta corrispondenza; tratteggio blu - - : deviazione del 30%)

Tab. 3.10: Valori di portata volumetrica nella sonda ricavati dai modelli numerici FEFLOW®

Q (l/d)	D = 10 m	D = 8 m	D = 6 m	D = 4 m	D = 2 m
$K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$	13763.36	16788.95	21511.80	29941.04	49208.45
$K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$	1501.13	1866.56	2466.07	3640.70	6951.23
$K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$	153.82	191.32	253.58	379.18	752.21
$K_{fill} = 10^{-5} \text{ m/s}$	15.82	19.77	25.57	38.10	75.95
$K_{fill} = 10^{-6} \text{ m/s}$	1.66	2.08	2.62	3.81	7.60
$K_{fill} = 10^{-7} \text{ m/s}$	1.50E-01	1.88E-01	2.57E-01	3.81E-01	7.60E-01
$K_{fill} = 10^{-8} \text{ m/s}$	1.53E-02	1.91E-02	2.54E-02	3.82E-02	7.60E-02
$K_{fill} = 10^{-9} \text{ m/s}$	1.53E-03	1.91E-03	2.54E-03	3.82E-03	7.60E-03

3.5 Confronto tra modello analitico e numerico di trasporto di contaminante nell'acquifero inferiore

Questo paragrafo mette a confronto il modello numerico con ognuno dei due modelli analitici adottati per il trasporto in acquifero, che sono riconducibili a Park e Beatslé.

Come al paragrafo 3.3 il flusso nella sonda viene sempre modellato analiticamente mediante l'espressione fornita da Bonte.

Inizialmente, sono stati confrontati i valori di concentration ratio già calcolati nei precedenti paragrafi per l'observation point 13 nel caso di modello numerico (Tab. 3.3) e nei casi di modelli analitici di Park (Tab. 3.8) e di Beatslé (Tab. 3.9) per i soli modelli con K_{fill} più conduttivo (Fig. 3.38, Fig. 3.39 e Fig. 3.40).

Il confronto è stato poi esteso a tutti i 45 observation points definiti nel paragrafo 2.2.5 e collocati sulla slice all'interfaccia tra acquitardo e acquifero inferiore determinando con ognuno dei metodi le curve di breakthrough relative come già fatto nel paragrafo 3.3.

È importante sottolineare come le soluzioni analitiche, riconducibili a integrali di convoluzione, sono state risolte numericamente, pertanto è necessario verificare la convergenza dei risultati.

Il confronto è stato effettuato graficamente sul piano bilogaritmico mediante scatter plots delle concentration ratio C/C_0 al tempo $t = 7300 \text{ d}$ ricavate dai modelli numerici e analitici.

Per via delle semplificazioni adottate nei modelli analitici descritte al paragrafo 3.3, solo per alcune combinazioni di K_{fill} e D gli scatter plots hanno rilevato una discreta corrispondenza analitico–numerico.

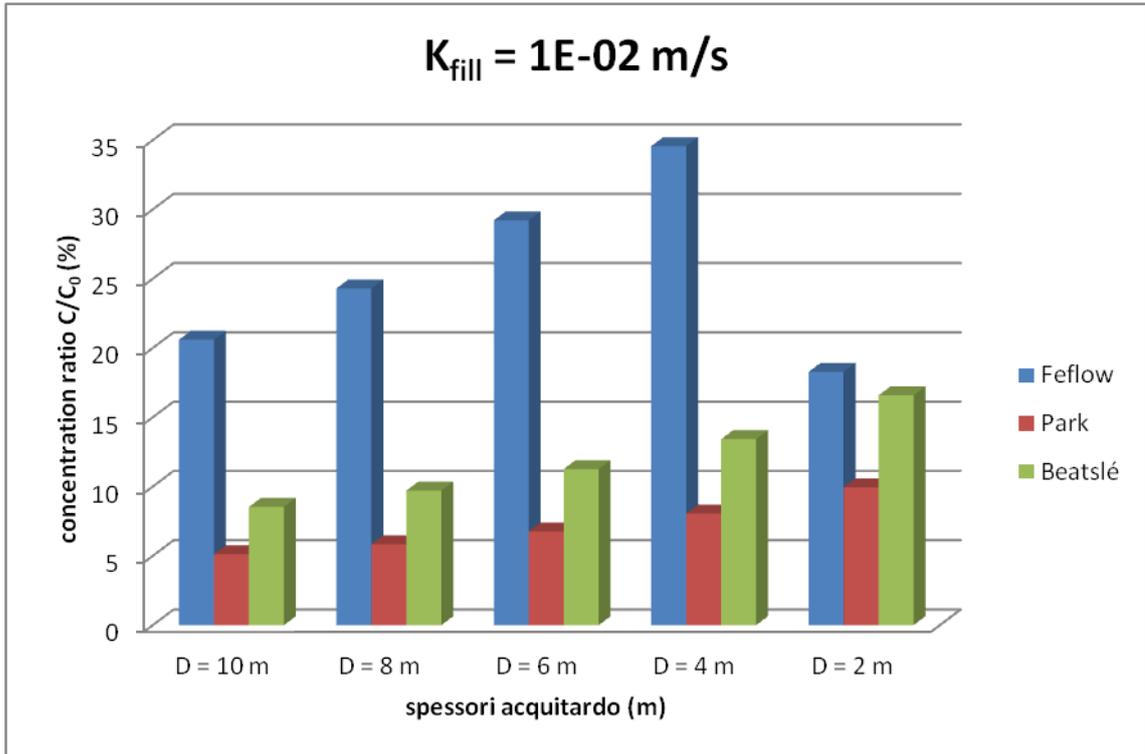


Fig. 3.38: Confronto analitico-numerico delle concentration ratio C/C_0 per $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$, $t = 7300 \text{ d}$ e observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

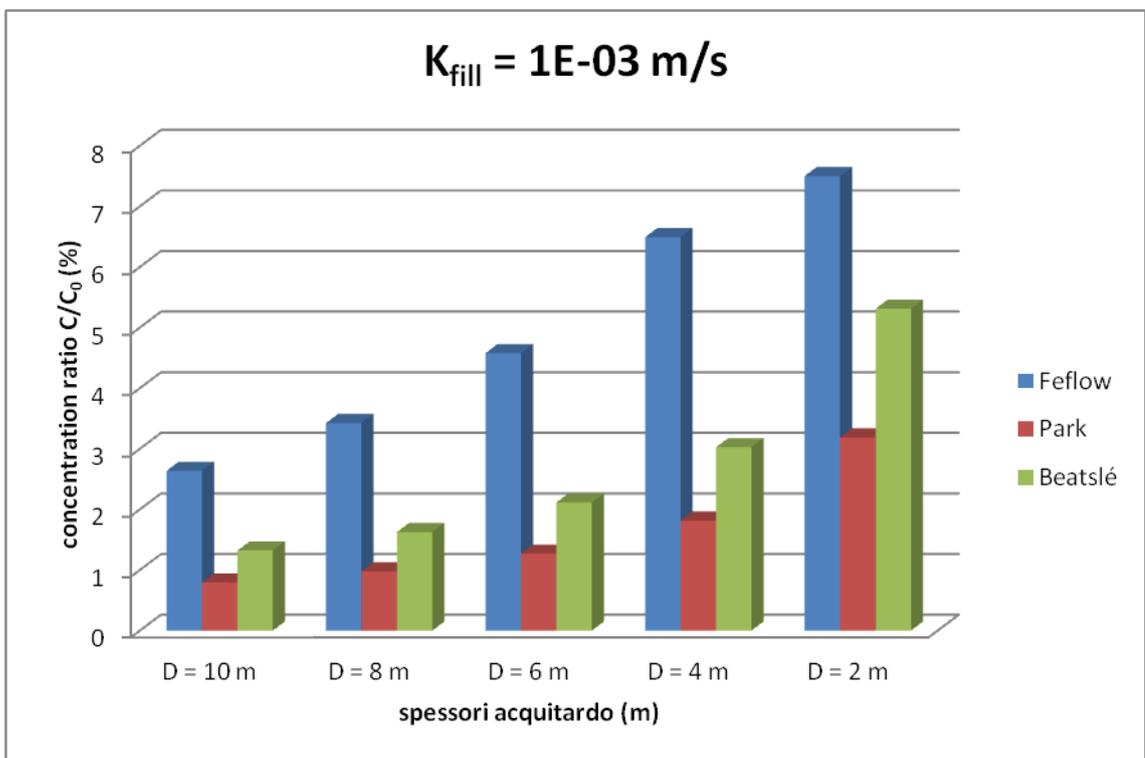


Fig. 3.39: Confronto analitico-numerico delle concentration ratio C/C_0 per $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$, $t = 7300 \text{ d}$ e observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

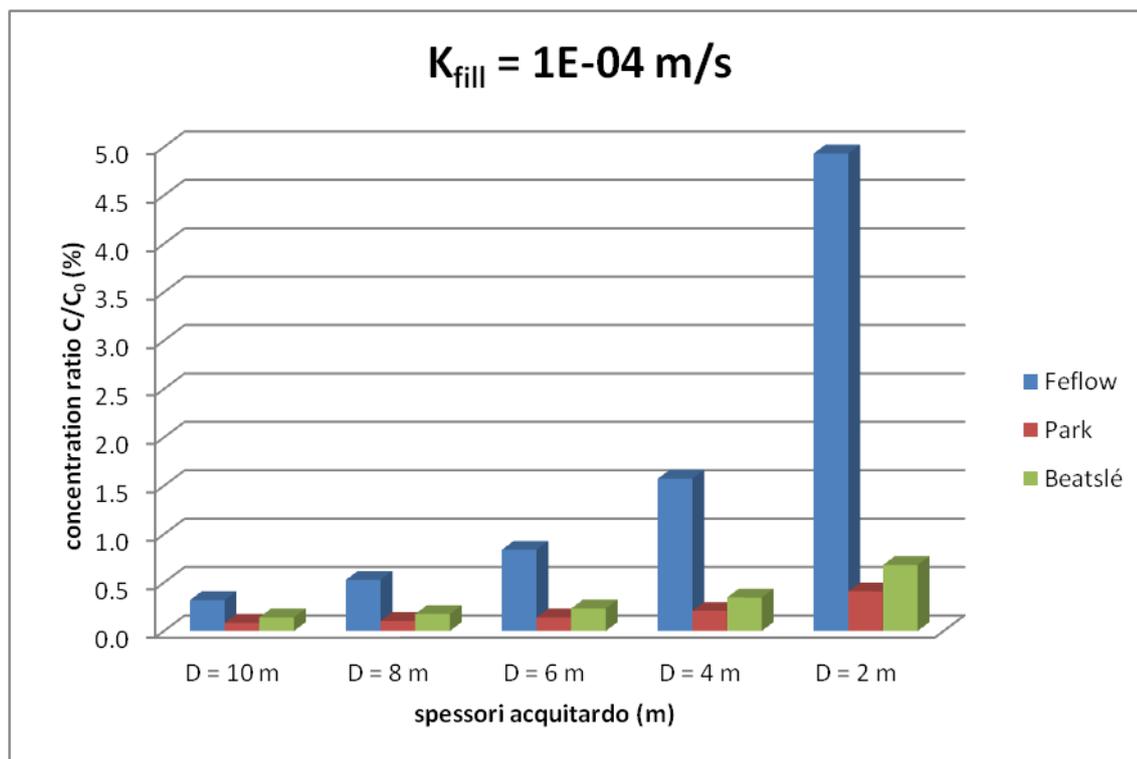


Fig. 3.40: Confronto analitico–numerico delle concentration ratio C/C_0 per $K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$, $t = 7300 \text{ d}$ e observation point 13 ($x = 200 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$)

Il confronto dei modelli riferiti a $K_{fill} < 10^{-5} \text{ m/s}$ e con $D = 2 \text{ m}$ ha restituito una cattiva corrispondenza, dovuta alla presenza del moto nell’acquitardo nei modelli numerici, mentre i confronti migliori si sono ottenuti per tutti quei modelli aventi $K_{fill} = 10^{-2} \div 10^{-4} \text{ m/s}$.

Nei modelli aventi $K_{fill} = 10^{-2} \text{ m/s}$ e $K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$ sono state riscontrate delle divergenze dei risultati per i punti di osservazione più vicini alla sonda e collocati nei primi 20 m sull’asse del plume.

Gli scatter plots rappresentati nel seguito sono una selezione delle migliori corrispondenze ottenute: in generale, le soluzioni analitiche mostrano un buon allineamento sul piano bilogaritmico, tendendo però a sottostimare le concentrazioni con valori che sono nello stesso ordine di grandezza dei risultati numerici.

I grafici che riportano il confronto con il modello di Park sono contenuti in **Fig. 3.41**, **Fig. 3.43**, **Fig. 3.45**, **Fig. 3.47**, **Fig. 3.49**, **Fig. 3.51** e **Fig. 3.53**, mentre i grafici che riportano il confronto con il modello di Beatlé sono contenuti in **Fig. 3.42**, **Fig. 3.44**, **Fig. 3.46**, **Fig. 3.48**, **Fig. 3.50**, **Fig. 3.52** e **Fig. 3.54**.

Per ognuno dei grafici, la linea blu identifica la perfetta corrispondenza, mentre le linee blu tratteggiate identificano una deviazione del $\pm 30 \%$.

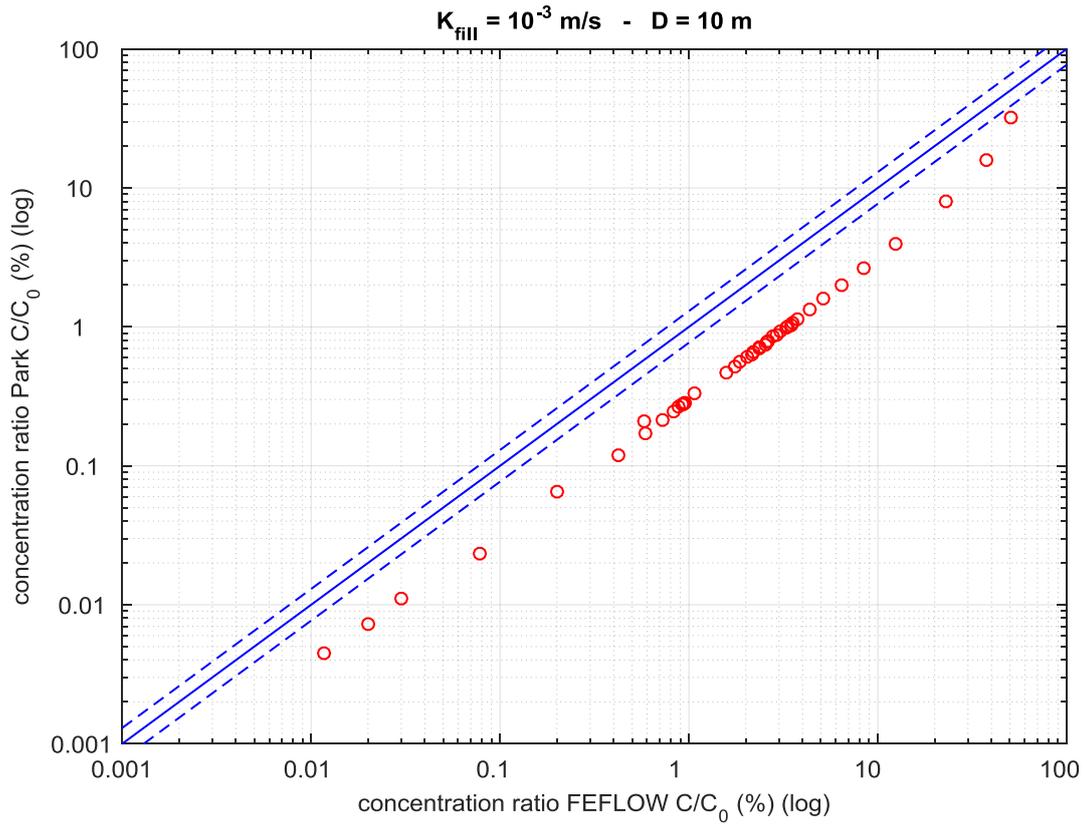


Fig. 3.41: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_002 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 10 \text{ m}$)

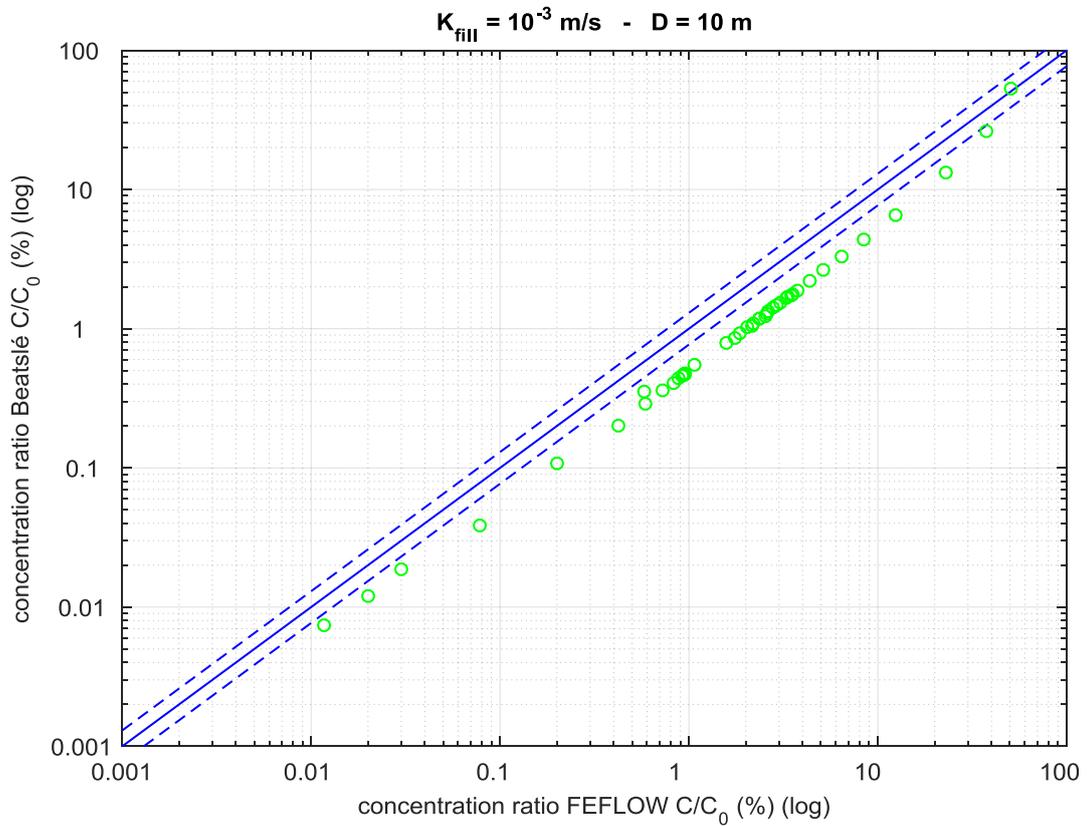


Fig. 3.42: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_002 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 10 \text{ m}$)

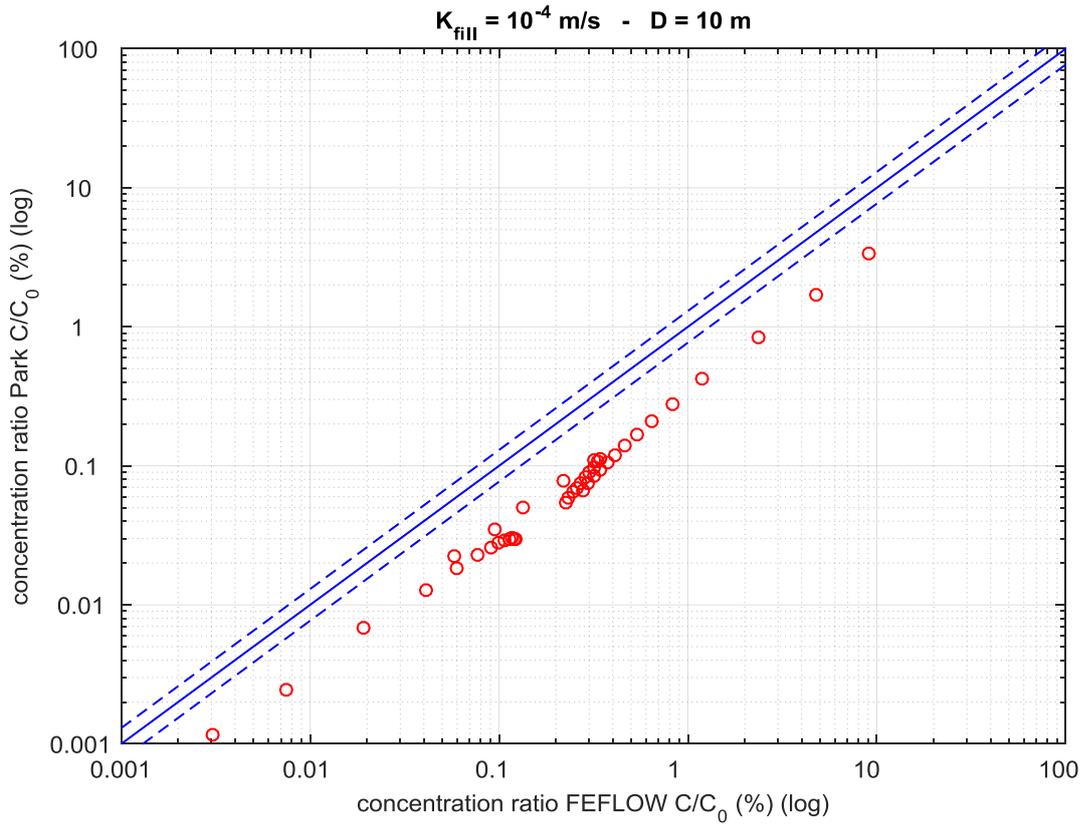


Fig. 3.43: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_003 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 10 \text{ m}$)

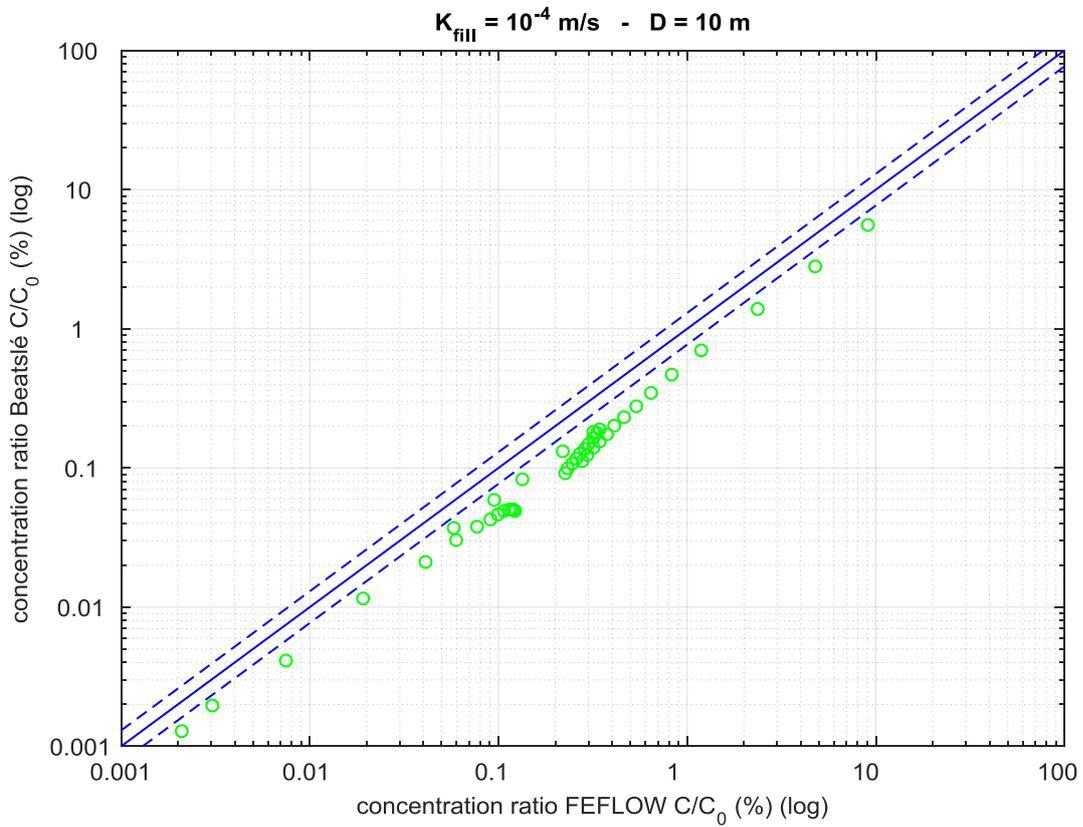


Fig. 3.44: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_003 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 10 \text{ m}$)

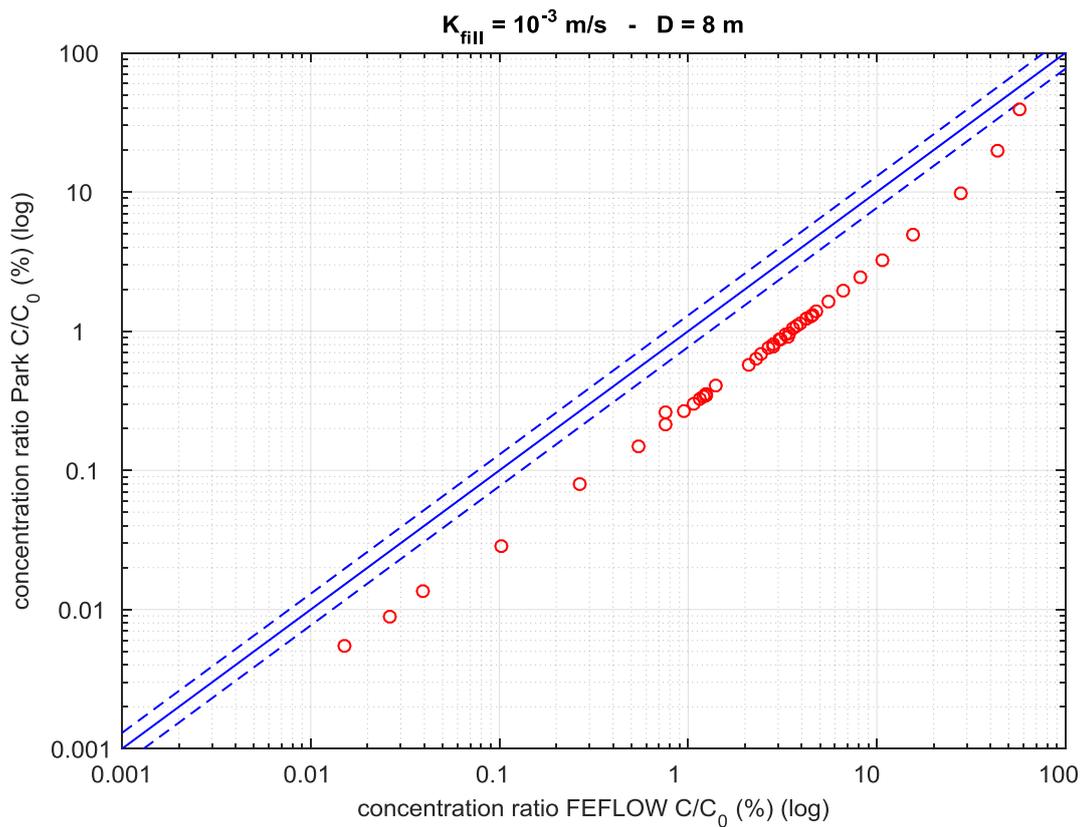


Fig. 3.45: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_010 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 8 \text{ m}$)

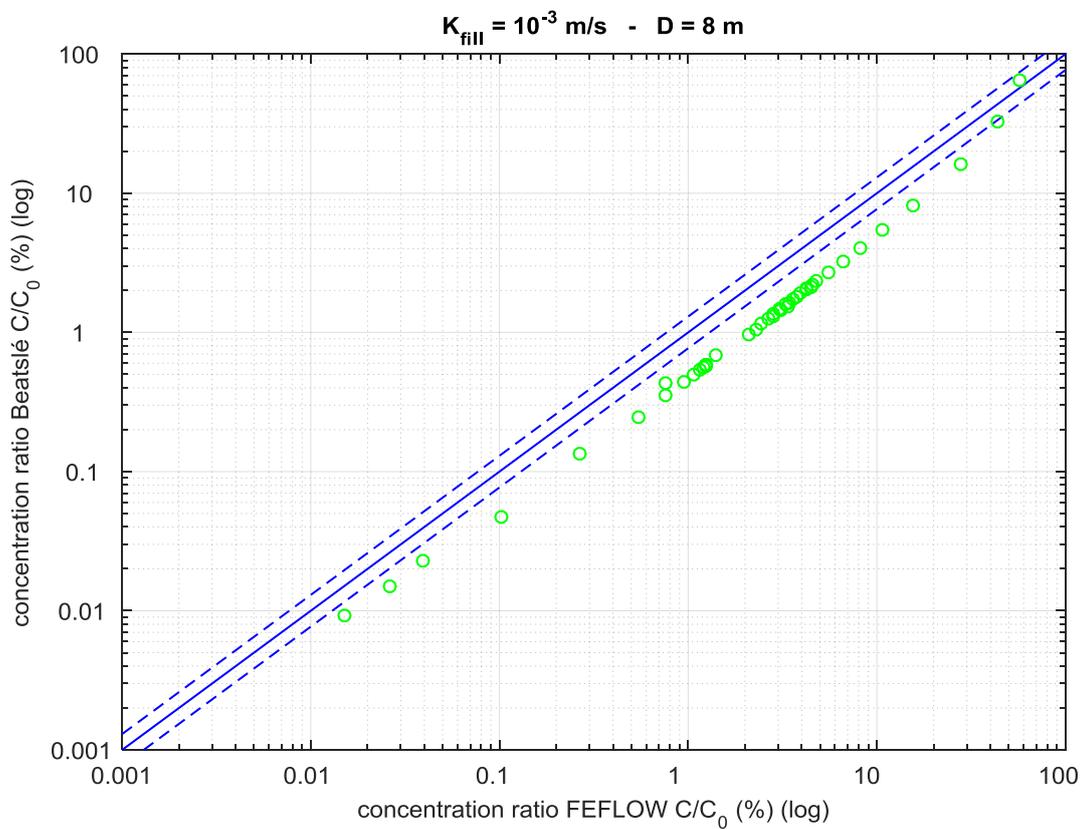


Fig. 3.46: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_010 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 8 \text{ m}$)

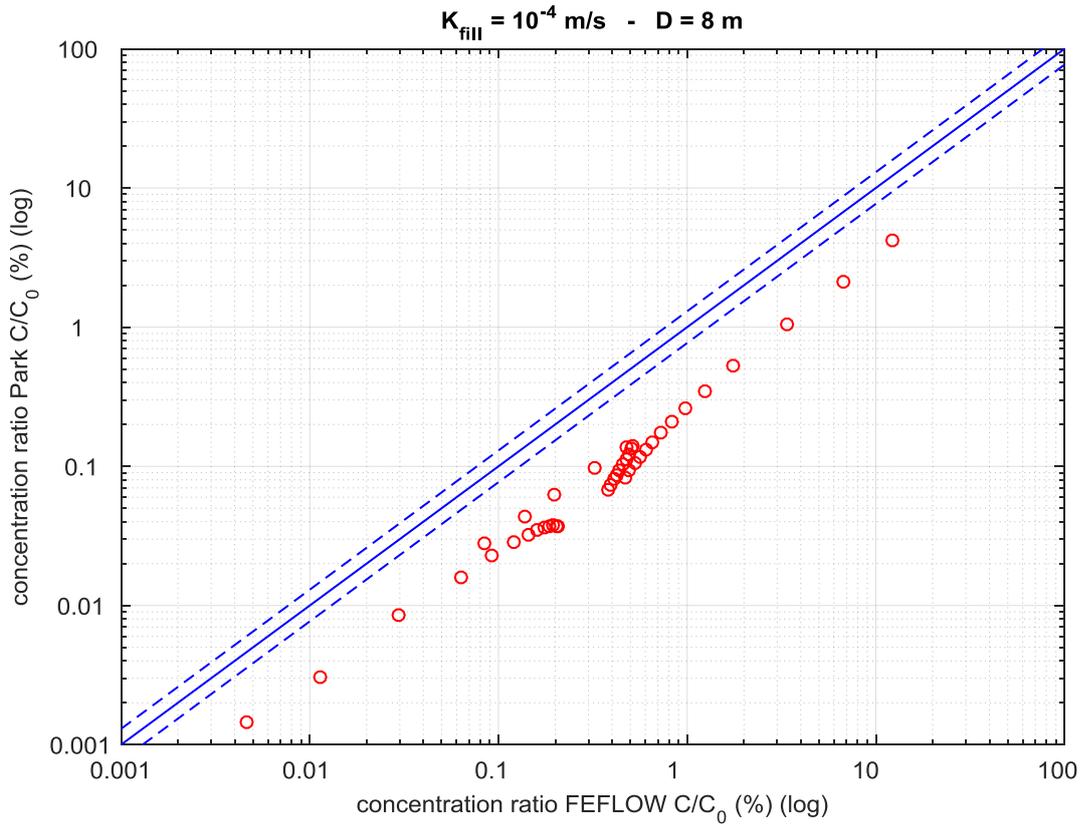


Fig. 3.47: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_011 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 8 \text{ m}$)

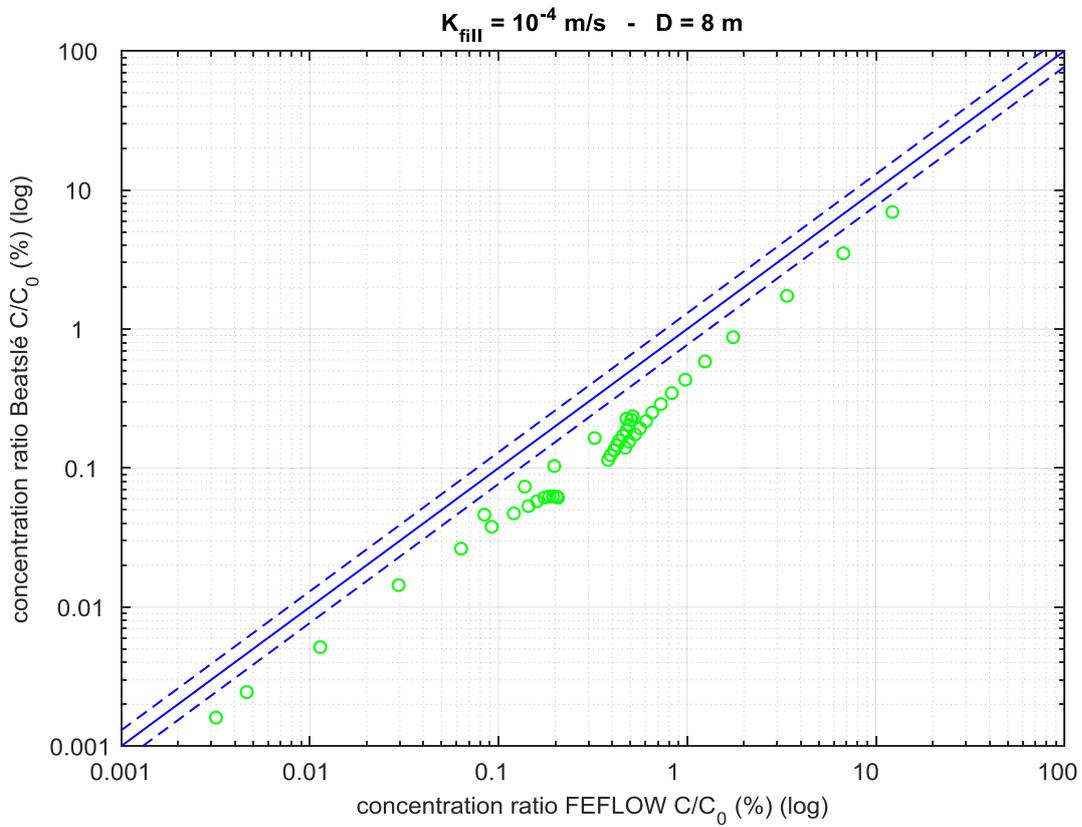


Fig. 3.48: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_011 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 8 \text{ m}$)

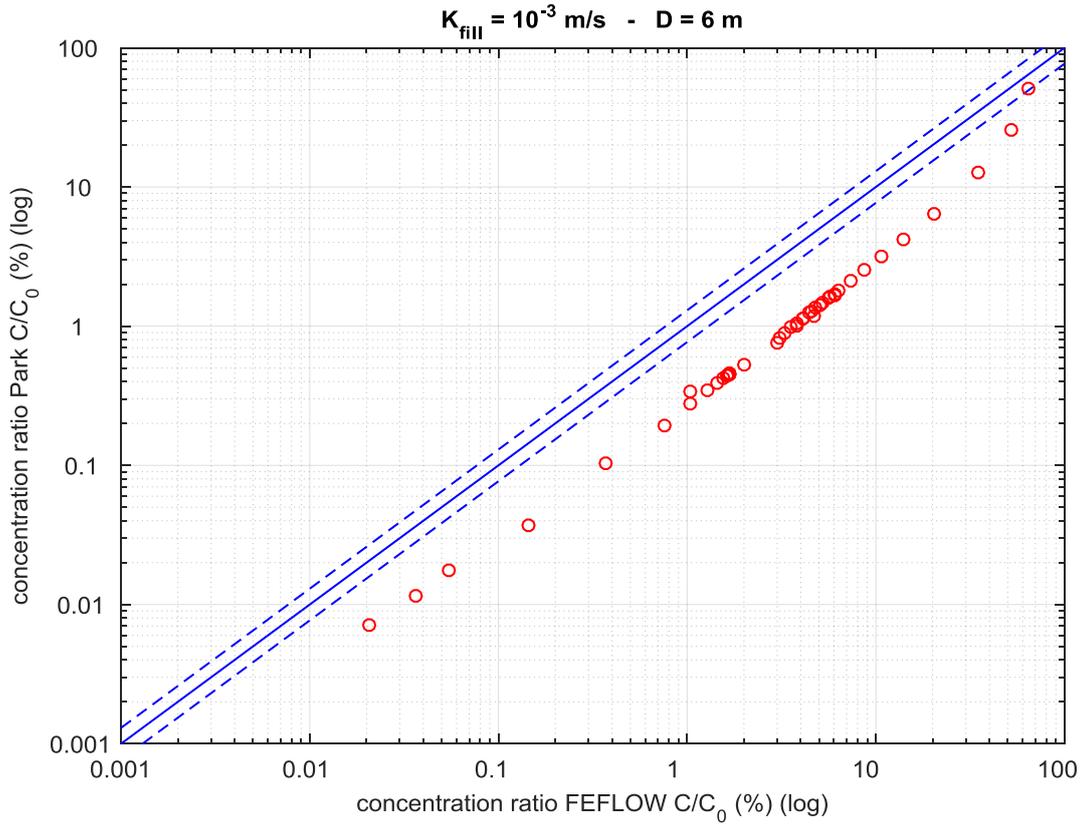


Fig. 3.49: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_018 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 6 \text{ m}$)

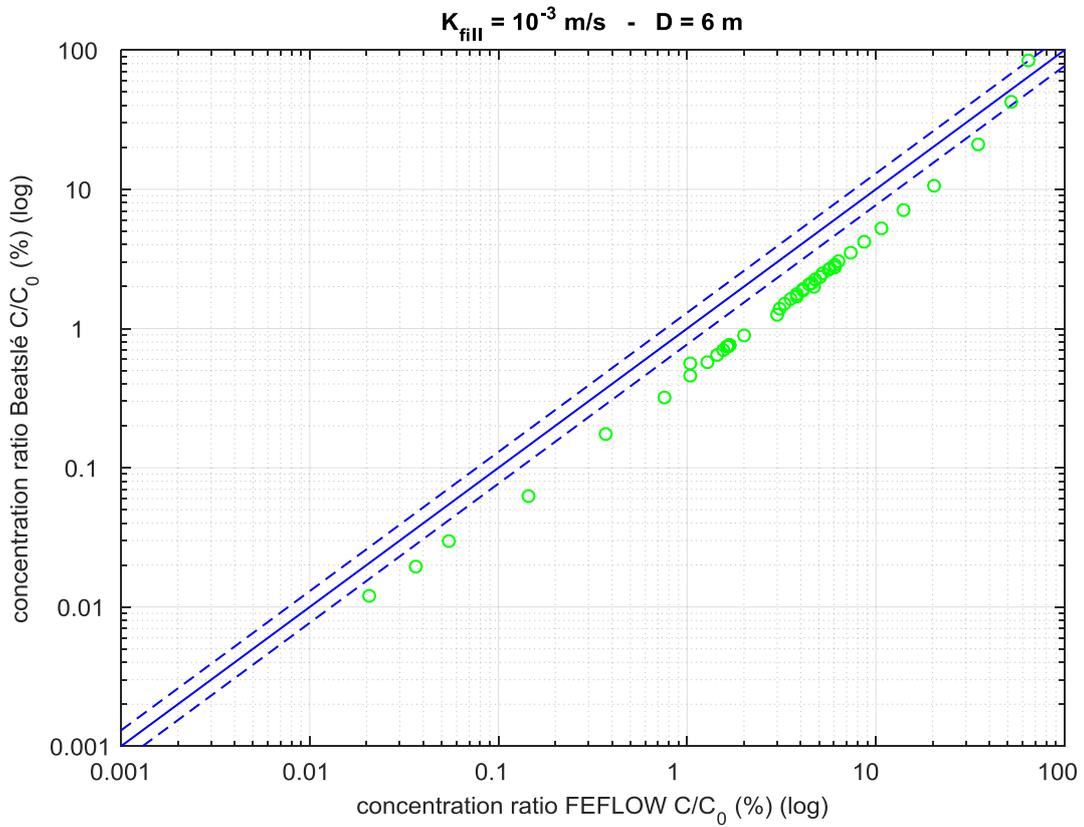


Fig. 3.50: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_018 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 6 \text{ m}$)

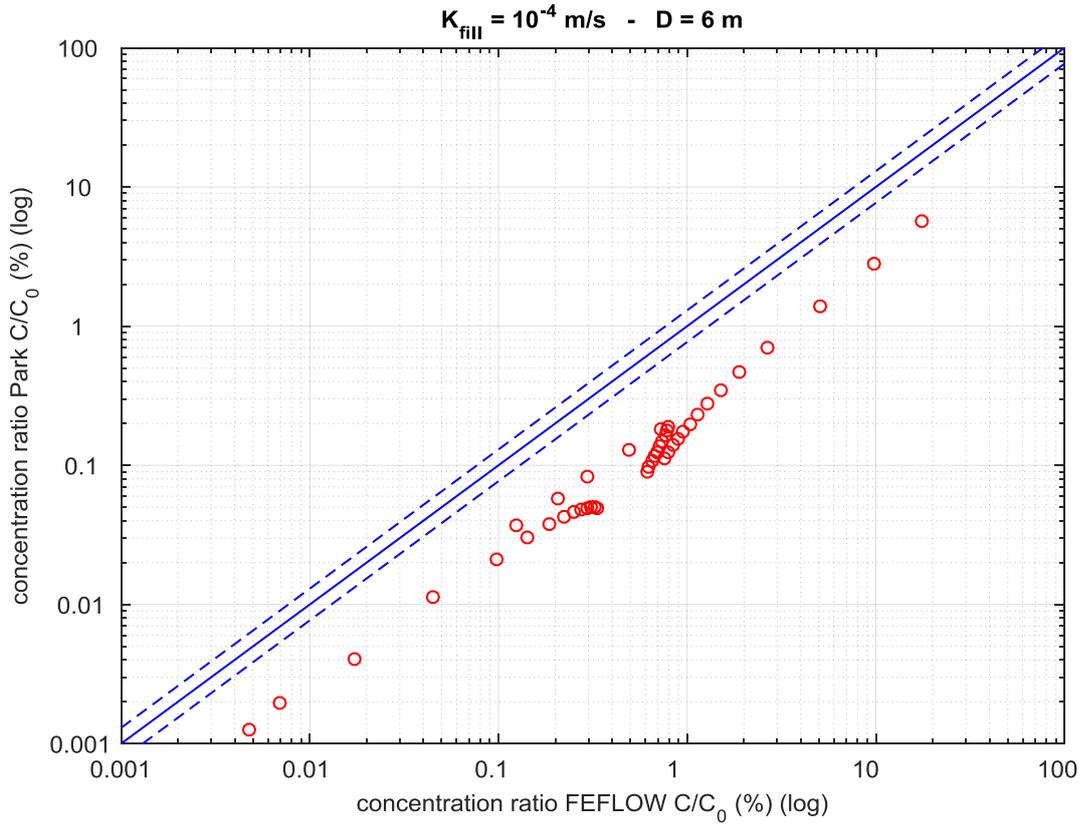


Fig. 3.51: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_019 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 6 \text{ m}$)

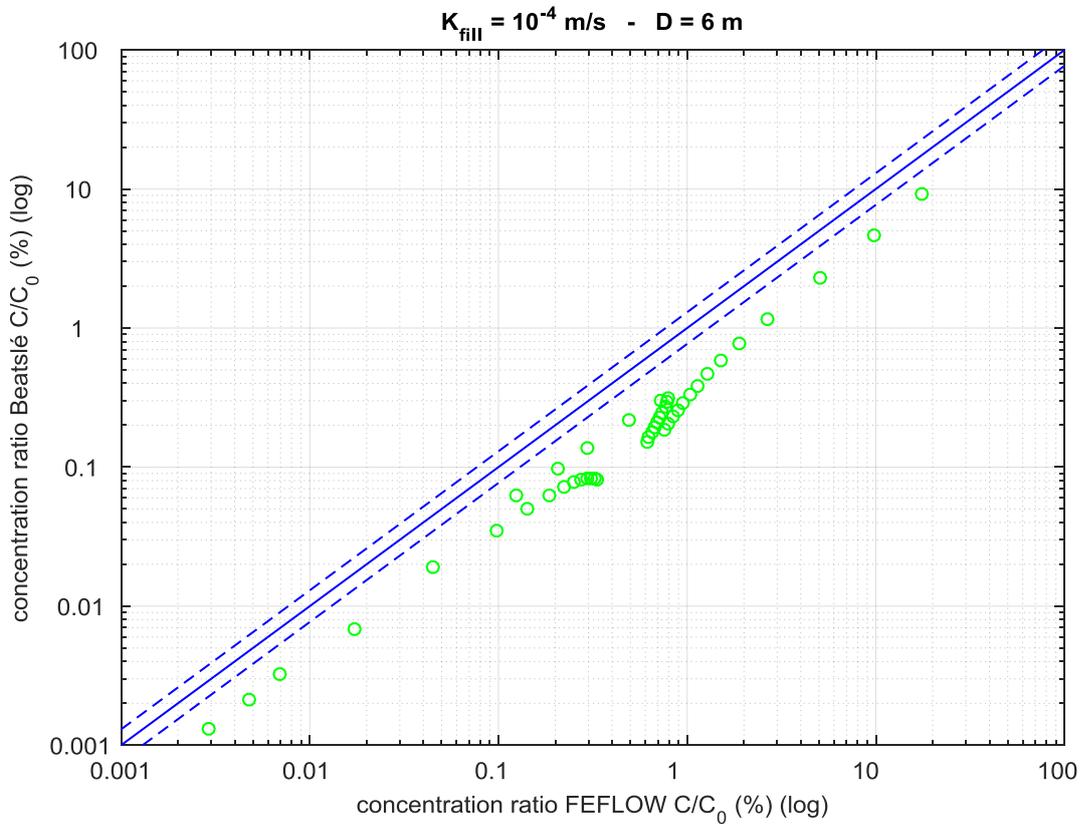


Fig. 3.52: Confronto analitico(modello Beatlé)-numerico - model_019 ($K_{fill} = 10^{-4} \text{ m/s}$; $D = 6 \text{ m}$)

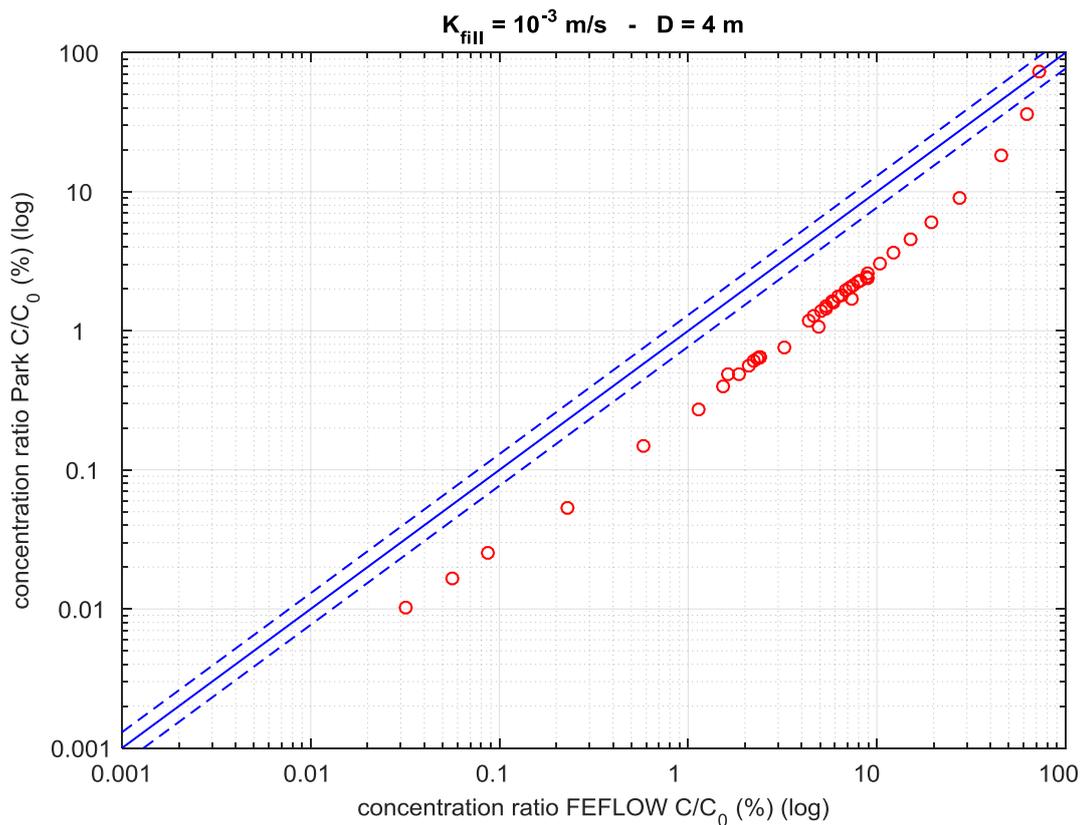


Fig. 3.53: Confronto analitico(modello Park)-numerico - model_026 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 4 \text{ m}$)

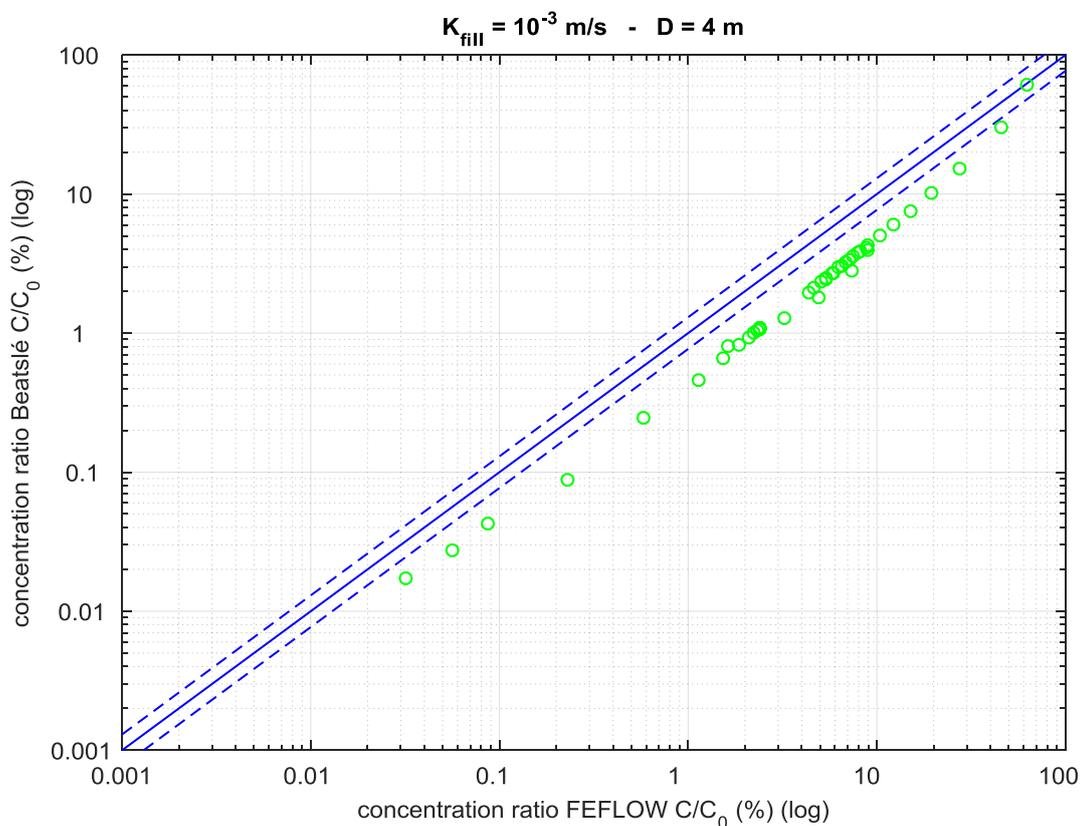


Fig. 3.54: Confronto analitico(modello Beatslé)-numerico - model_026 ($K_{fill} = 10^{-3} \text{ m/s}$; $D = 4 \text{ m}$)

4 Conclusioni

L'intero elaborato di tesi è stato articolato con l'obiettivo di ricercare le condizioni maggiormente conservative che permettessero di valutare i potenziali pericoli di cross-contaminazione legati alle sonde geotermiche.

La situazione idrogeologica estrema, l'adozione di un soluto conservativo nel trasporto di massa, i valori di conducibilità idraulica del materiale di riempimento anche elevati sono tutte condizioni volutamente imposte ai modelli analizzati volte a massimizzare il leakage idraulico e il suo potenziale effetto sulle risorse idriche sotterranee.

Lo studio è stato condotto su una singola sonda in un range temporale che va dai primi istanti di installazione fino a 20 anni dall'inizio della sua operatività.

La trattazione numerico-quantitativa è stata effettuata in condizione di esercizio dell'impianto, mentre il transitorio iniziale legato alla costruzione della sonda è stato descritto in termini più qualitativi.

In linea di massima, si è riscontrato che il rischio di contaminazione degli acquiferi inferiori in sistemi multifalda nelle fasi di realizzazione può essere quasi totalmente azzerato servendosi di un buono studio idrogeologico preventivo, volto ad identificare eventuali problematiche (es: la presenza di siti contaminati superficiali), e di una esecuzione dei lavori a regola d'arte.

Infatti il rischio che si instauri un flusso tra diversi layer acquiferi durante la perforazione è scongiurato dall'adozione di un fluido di perforazione a bassa conducibilità idraulica (es: miscele bentonitiche) e dall'eventuale presenza di camiciatura del foro.

La descrizione del problema di flusso è avvenuta principalmente mediante l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti FEFLOW®, mentre la trattazione teorico-analitica si è rivelata essere uno strumento importante per la pianificazione dei modelli numerici e la contestualizzazione dei risultati delle simulazioni.

Le variabili dei modelli numerici sono state scelte basandosi sulle interpretazioni di formule analitiche semplificate e sono la conducibilità idraulica del materiale di riempimento e lo spessore dell'acquitrando.

Basandosi sulle conducibilità idrauliche della sonda, è possibile classificare i modelli in due gruppi: il primo comprende i modelli aventi $K_{fill} = 10^{-2} \div 10^{-4} m/s$, mentre il secondo comprende i modelli aventi $K_{fill} = 10^{-5} \div 10^{-9} m/s$.

Le simulazioni numeriche del primo gruppo evidenziano il preponderante trasporto di contaminante che avviene nel corpo sonda: il massimo valore ottenuto al top acquifero inferiore 200 m a valle sull'asse del plume è riconducibile al Model_025 e pari a $C/C_0 = 34.57 \%$.

Questo dato sta ad indicare che è possibile riscontrare una concentrazione al limite dell'area di salvaguardia ristretta superiore al 30% della concentrazione di un contaminante prossimo alle condizioni conservative contenuto nell'acquifero superiore.

È quindi da evitare l'utilizzo di materiale a grana grossa come riempimento della sonda in sistemi multiacquifero: in Italia le sonde vengono realizzate esclusivamente mediante cementazione, ma in altre parti del mondo le sabbie quarzifere vengono ancora adottate come materiale di riempimento.

Anche una cementazione decisamente scadente o quasi totalmente assente può provocare dei rischi: infatti, la conducibilità della sonda in questi casi può essere paragonata a quella del terreno circostante al foro (nel caso in esame $K_{fill} = 10^{-3} \div 10^{-4} m/s$), con concentration ratio che vanno da un massimo $C/C_0 = 7.50 \%$ ad un minimo di $C/C_0 = 0.32 \%$ al limite dell'area di salvaguardia considerata.

Nei modelli riferiti a conducibilità della sonda inferiore, si assiste ad una diminuzione considerevole del trasporto nella sonda, che diventa trascurabile rispetto a quello che avviene nell'acquifero.

È possibile affermare che per i modelli del secondo gruppo il contributo della sonda nella contaminazione della risorsa idrica sia totalmente trascurabile, attribuendo alla cementazione un ruolo di primo piano nella tutela delle risorse idriche sotterranee.

Infatti il range di conducibilità idrauliche del secondo gruppo va da un cemento bentonitico estremamente performante in sito ($K_{fill} = 10^{-8} \div 10^{-9} m/s$) a valori riscontrabili per un calcestruzzo estremamente danneggiato ($K_{fill} = 10^{-5} \div 10^{-6} m/s$).

Ponendo invece l'attenzione sull'altra variabile considerata, si osserva nei modelli con spessore inferiore dell'acquifero un trasporto anche considerevole: questo dato pone quindi un certo livello di allerta in caso di forti dislivelli tra le piezometriche di acquiferi separati da spessori limitati di litotipi impermeabili.

Particolare attenzione pone il caso più conservativo, di spessore $D = 2 m$, dove si raggiungono valori di $C/C_0 = 4.46 \%$ al limite dell'area di salvaguardia ristretta geometrica e dovuto esclusivamente al trasporto nell'acquifero. Per le simulazioni riferite al secondo gruppo, di spessore $D \geq 4 m$, il rischio diminuisce considerevolmente: il concentration ratio determinato per l'observation point n° 13 risulta inferiore all'1 %.

Il confronto tra i risultati numerici e quelli analitici ha sottolineato la difficoltà nel trovare un modello teorico in grado rappresentare al meglio il problema di trasporto in falda di un contaminante immesso da una sonda geotermica.

In particolare, per i modelli del primo gruppo è stato riscontrato un buon allineamento dei risultati analitici su scatter plots bilogaritmici, che forniscono tuttavia una sottostima delle concentrazioni rispetto ai valori numerici, rimanendo nello stesso ordine di grandezza.

Questo fenomeno può essere dovuto al fatto che il flusso di contaminante nella sonda, che genera una perturbazione del campo di moto, viene schematizzato nei modelli analitici con una sorgente ideale equivalente, areale nel modello di Park e puntiforme nel modello di Beatslé, che non introduce nessuna modifica al moto di falda.

Per quanto riguarda il secondo gruppo, le soluzioni analitiche mostrano un decadimento delle concentrazioni passando da un modello con K_{fii} maggiore a uno con K_{fii} minore, mentre le curve di breakthrough numeriche risultano essere pressoché identiche per tutti i modelli aventi lo stesso spessore di acquitardo: questa differenza è chiaramente dovuta alla mancata modellazione analitica del trasporto nell'acquitardo.

Bibliografia

- [1] A. Di Molfetta, and R. Sethi, *Ingegneria degli acquiferi*: Springer Science & Business Media, 2012.
- [2] D. Citrini, and G. Nosedà, *Idraulica*: Casa Ed. Ambrosiana, 2009.
- [3] E. Commission, "Studio sulle risorse in acque sotterranee dell'Italia," Scientific and technical research, 2008.
- [4] G. Giuliano, G. Mari, A. Cavallin *et al.*, "Ricerca sulla vulnerabilità naturale e sul rischio d'inquinamento delle acque sotterranee nella Pianura Padana e Veneto-Friulana," *Memorie descrittive della carta geologica d'Italia, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato*, vol. 56, pp. 55, 1998.
- [5] G. Capelli, and R. Mazza, "Carte idrogeologiche regionali in Italia - Italian hydrogeological maps," *Università degli studi "Roma Tre" - Dipartimento di Scienze Geologiche*, pp. 53-68, 2009.
- [6] A. Amorosi, and M. Pavesi, "Aquifer stratigraphy from the middle-late Pleistocene succession of the Po Basin," *Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia*, vol. 90, pp. 7-20, 2010.
- [7] A. Bove, E. Destefanis, A. De Luca *et al.*, "Assetto geoidrologico della regione Piemonte," *Cd Rom). Idrogeologia della Pianura Piemontese, Regione Piemonte*, 2005.
- [8] A. Bove, D. Casaccio, E. Destefanis *et al.*, "V. CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI ACQUIFERI PROFONDI RELATIVI AI TERRITORI DI PIANURA DELLA REGIONE PIEMONTE."
- [9] A. Bove, D. Casaccio, E. Destefanis *et al.*, "Piezometria della falda superficiale nel territorio di pianura della Regione Piemonte," *Idrogeologia della pianura piemontese, Regione Piemonte, Mariogros Industrie Grafiche SpA, Torino*, pp. 10, 2005.
- [10] M. Civita, *Idrogeologia applicata e ambientale*: CEA, 2005.
- [11] "Decreto del Presidente della Repubblica 24 maggio 1988, n. 236," 1988.
- [12] "Decreto Legislativo 18 agosto 2000, n. 258," 2000.
- [13] E. M. Palli, "La (prorogata) soppressione delle Autorità d'ambito territoriale ottimale nei servizi pubblici ambientali," *Istituzioni del federalismo: rivista di studi giuridici e politici*, no. 4, pp. 881-906, 2012.
- [14] R. Piemonte, "Regolamento Regionale 11 dicembre 2006 N. 15/R recante: Disciplina delle aree di salvaguardia delle acque destinate al consumo umano," 2006.
- [15] R. DELMASTRO, and G. NOCE, "GSHP: Geotermia a sonde verticali," *Mariani Artigrafiche, Olgiate Olona*, pp. 25-124, 2009.
- [16] M. Tanzini, *Perforazioni a scopo geotecnico e tecniche di consolidamento*: Dario Flaccovio Editore, 2012.
- [17] R. Lancellotta, and J. Calavera, *Fondazioni*: McGraw-Hill Education, 2016.
- [18] A. g. italiana, "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche."

- [19] P. Bagnoli, M. Bonfanti, G. Della Vecchia *et al.*, "A method to estimate concrete hydraulic conductivity of underground tunnel to assess lining degradation," *Tunnelling and underground space technology*, vol. 50, pp. 415-423, 2015.
- [20] G. Pijaudier-Cabot, F. Dufour, and M. Choinska, "Permeability due to the increase of damage in concrete: From diffuse to localized damage distributions," *Journal of engineering mechanics*, vol. 135, no. 9, pp. 1022-1028, 2009.
- [21] M. Cultrera, "Sonde geotermiche verticali: materiali di riempimento del perforo," *Acque Sotterranee-Italian Journal of Groundwater*, vol. 3, no. 1, 2014.
- [22] J. C. Evans, "Hydraulic conductivity of vertical cutoff walls," *Hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil*: ASTM International, 1994.
- [23] P. Tedd, V. Paul, and C. Lomax, "Investigation of an eight year old slurry trench cut-off wall."
- [24] M. Manassero, E. Fratalocchi, E. Pasqualini *et al.*, "Containment with vertical cutoff walls."
- [25] D. Banks, *An Introduction to Thermogeology: Ground Source Heating and Cooling*: Wiley, 2012.
- [26] M. Bonte, W. J. Zaadnoordijk, and K. Maas, "A Simple Analytical Formula for the Leakage Flux Through a Perforated Aquitard," *Groundwater*, vol. 53, no. 4, pp. 638-644, 2015.
- [27] L. Baetsle, "Migration of radionuclides in porous media," *Progress in Nuclear Energy, Series XII, Health Physics*, pp. 707-730, 1969.
- [28] E. Park, and H. Zhan, "Analytical solutions of contaminant transport from finite one-, two-, and three-dimensional sources in a finite-thickness aquifer," *Journal of Contaminant Hydrology*, vol. 53, no. 1-2, pp. 41-61, 2001.
- [29] H. J. G. Diersch, *FEFLOW: Finite Element Modeling of Flow, Mass and Heat Transport in Porous and Fractured Media*: Springer Berlin Heidelberg, 2013.
- [30] H. H. Shen, A. H. D. Cheng, K. H. Wang *et al.*, *Environmental Fluid Mechanics: Theories and Applications*: American Society of Civil Engineers, 2002.