



OPERE DI MESSA IN SICUREZZA, COMPLETAMENTO RIPROFILATURA
E COMPENSAZIONE AMBIENTALE DELLA DISCARICA DI PIAVE NUOVO A JESOLO

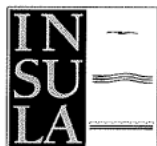
**PROCEDURA DI SCREENING VIA
INTEGRAZIONI**

Nota della Città Metropolitana di Venezia prot. 53379 del 13.07.2018

Allegato 04
STABILITA' DEL FONDO DELLA DISCARICA E
MODELLO DI DRENAGGIO DEL PERCOLATO
(PUNTO 4)

Settembre 2018

Cliente:



Insula S.p.a.

Piazzale Roma, Santa Croce 489,
30135 Venezia

Lavoro:

COMPLETAMENTO DELLA MESSA IN SICUREZZA DELLA DISCARICA PIAVE NUOVO – COMUNE DI IESOLO (VE)

Documento:

OSSERVAZIONI RELATIVE ALLA CAPACITA' PORTANTE E ALLA FILTRAZIONE DEL PERCOLATO

Codice documento:

17089G1220A

E					
D					
C					
B					
A	05-09-18	EMISSIONE	F.VOLPATO-R.SERGIO	S. CARRARO	S. CARRARO
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO



Cert. Nr. 501008053

SOGEN s.r.l. SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

SEDE LEGALE: via Bonazza, 33 – 35132 Padova (PD) – IT
SEDE OPERATIVA: via Bonazza, 33 – 35132 Padova (PD) – IT
SEDE OPERATIVA: via Savona, 123 – 20144 Milano (MI) – IT
INTERNET: www.sogen.it ftp.sogen.eu

p.iva e c.f. IT-03651260287
tel. +39 049 864 6799 fax +39 049 864 8442
email: info@sogen.it tecnico@sogen.it segreteria@sogen.it



INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3	CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	5
3.1	Premessa.....	5
3.2	Verifica della capacità portante	5
4	ANALISI DI FILTRAZIONE.....	10
4.1	Premessa.....	10
4.2	Parametri geotecnici	12
4.3	Geometria del modello di calcolo	12
4.4	Ipotesi di calcolo	13
4.4.1	Analisi 1 - H=12m.....	14
4.4.2	Analisi 2 - H=8m.....	16
4.4.3	Analisi 3 - H=5m.....	17
4.4.4	Analisi 4 - H=3m.....	18
4.4.5	Analisi 5 - H=1,5m.....	19
4.4.6	Analisi 6 - H=0m.....	20
4.4.7	Analisi 7 - H=-2m	21
4.4.8	Analisi 8 - H=-3,5m	22
4.5	TEMPI DI SMALTIMENTO.....	24

1 PREMESSA


Il presente elaborato riporta alcune osservazioni geotecniche ed idrauliche relative ai lavori di ampliamento della Discarica di "Piave Nuovo" gestita dalla Società Alisea S.p.A. L'area oggetto di studio è situata nella Bassa Pianura Padano-Veneta, a Nord rispetto al centro di Jesolo e a Sud del Fiume Piave, tra le località di Ca' Callegari, Cà Soldati, Cà Pirami. Nell'immagine satellitare seguente si definisce l'area di intervento.

In particolare le osservazioni di seguito riportate si riferiscono ai seguenti aspetti:

- capacità portante del terreno di fondazione della discarica; si esegue un confronto tra quanto è calcolato nel seguente lavoro e quanto è riportato nella Relazione Tecnica "Osservazioni in ordine alla costruzione del capping sulla discarica 'Piave Nuovo' in comune di Jesolo" dell'Aprile 2009;
- filtrazione del percolato per mezzo di pozzi di emungimento a servizio della discarica; si esegue un calcolo per mezzo di software dedicato.



Figura 1.1 Immagine satellitare con zona indicativa di intervento

	SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE		
	FILE NR. 17089G1220A.doc	LAVORO: COMPLETAMENTO DELLA MESSA IN SICUREZZA DELLA DISCARICA PIAVE NUOVO – IESOLO – OSSERVAZIONI RELATIVE ALLA CAPACITA' PORTANTE E ALLA FILTRAZIONE DEL PERCOLATO	CLIENTE: INSULA S.p.a.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati sono stati svolti secondo il metodo degli Stati Limite nel rispetto della Normativa vigente; in particolare la documentazione e la normativa cui si fa riferimento per la redazione del presente lavoro son di seguito riportate:

- D.M. 17/01/2018, “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, gennaio 1994.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, giugno 1977.
- “Relazione geologica R1300/1” di Luglio 2005 e suoi relativi allegati.
- “Elaborato B – Relazione Geologico-Geotecnica R30003/R176” di Marzo 2004 e suoi relativi allegati.
- “Relazione descrittiva delle indagini in situ” di Agosto 2017 e suoi relativi allegati.
- “Tavola Sistemazione ed ampliamento del lotto ovest” di Marzo 2004.
- “Osservazioni alla VIA 2018/1.11 Alisea S.p.a. Protocollo SUAP REP_PROV_VE/VE-SUPRO/0093373/23-4-2018”.
- “Relazione tecnica: Osservazioni in ordine alla costruzione del capping sulla discarica ‘Piave Nuovo’ in comune di Jesolo (VE)” di Aprile 2009.
- Relazione Geotecnica – Valutazione Stabilità Arginale 2D e 3D.

3 CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

3.1 Premessa

Nel seguente capitolo si riporta la verifica di capacità portante del terreno di fondazione al di sotto del corpo discarica. Le considerazioni di seguito riportate si riferiscono ai risultati ottenuti nel modello di calcolo descritto nella Relazione Geotecnica – Valutazione Stabilità Arginale 2D e 3D. Si rimanda a tale documento per una migliore chiarezza dei diversi parametri di input inseriti nella modellazione.

3.2 Verifica della capacità portante

Per la verifica della capacità portante del terreno di fondazione si confrontano le pressioni verticali medie, ricavate con il modello di calcolo Midas GTS, con la capacità portante del terreno di fondazione. In particolare le pressioni di riferimento si calcolano nelle seguenti 3 zone:

- Zona A: collocata a -3.00m dal p.c. al di sotto del Lotto Ovest della discarica;
- Zona B: collocata a +3.00m dal p.c. al di sotto della quota massima raggiunta dalla nuova coltivazione dei rifiuti;
- Zona C: collocata a -3.00m dal p.c. al di sotto del Lotto Est della discarica.

Nelle immagini seguenti si riportano le pressioni medie agenti sulle 3 Zone sopra definite. Le pressioni medie si riferiscono ad una fase di consolidazione di 30 anni dal riempimento completo della discarica.

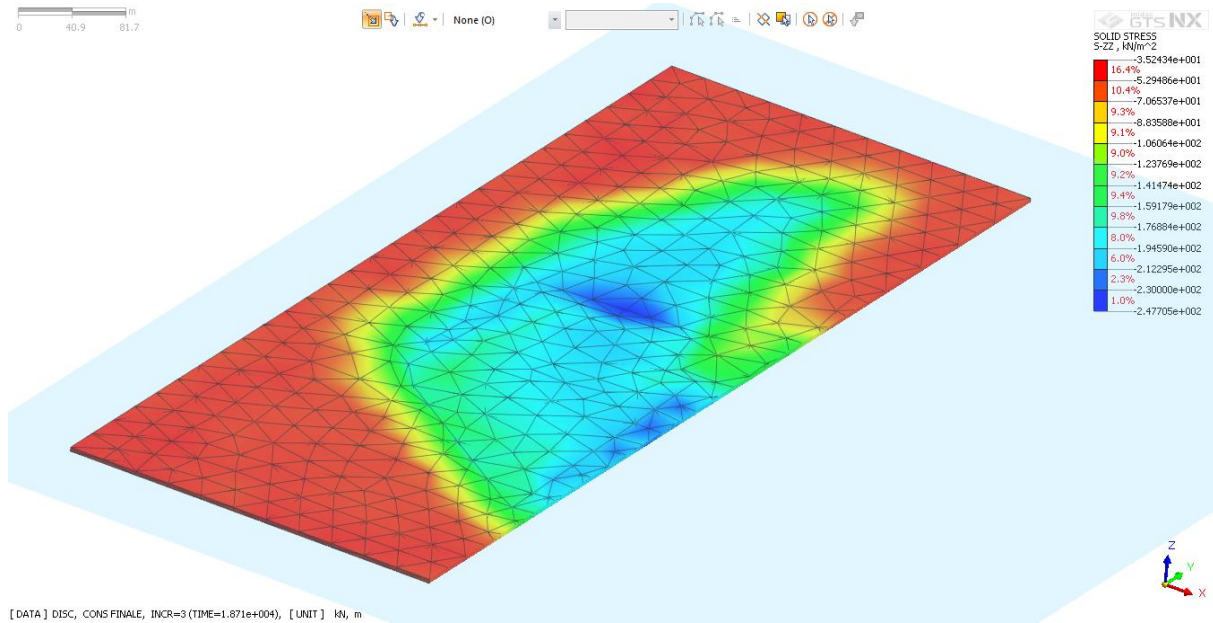


Figura 3.1 Pressione media agente in corrispondenza della Zona A $p_A = 190\text{kN/m}^2$

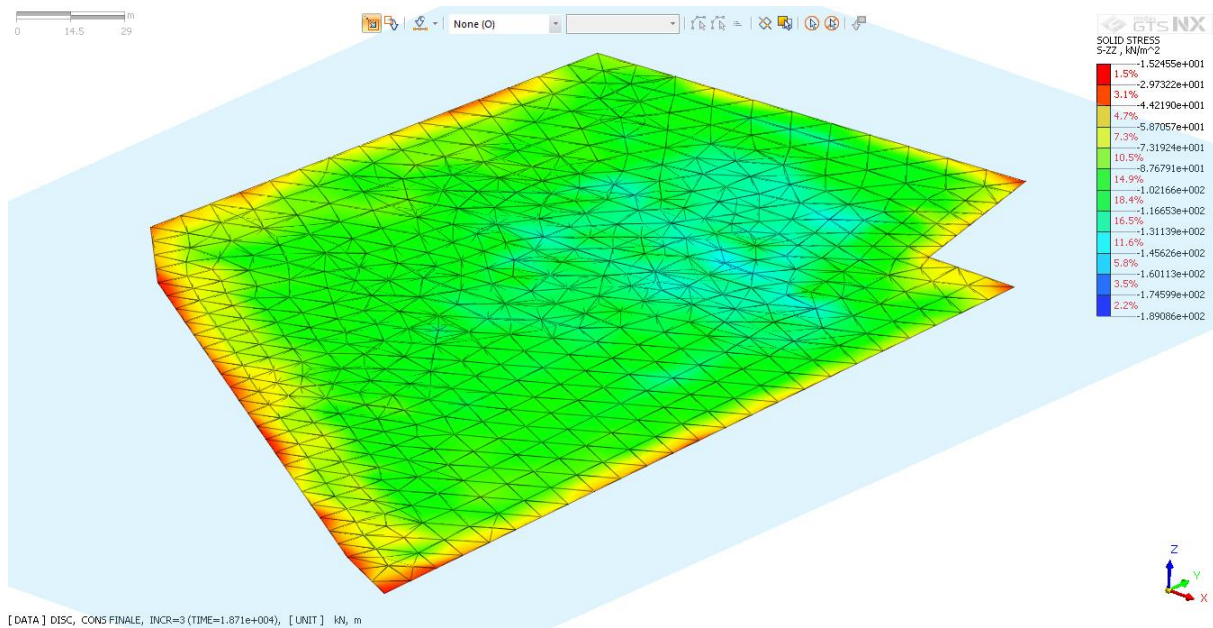


Figura 3.2 Pressione media agente in corrispondenza della Zona B $p_B = 100\text{kN/m}^2$

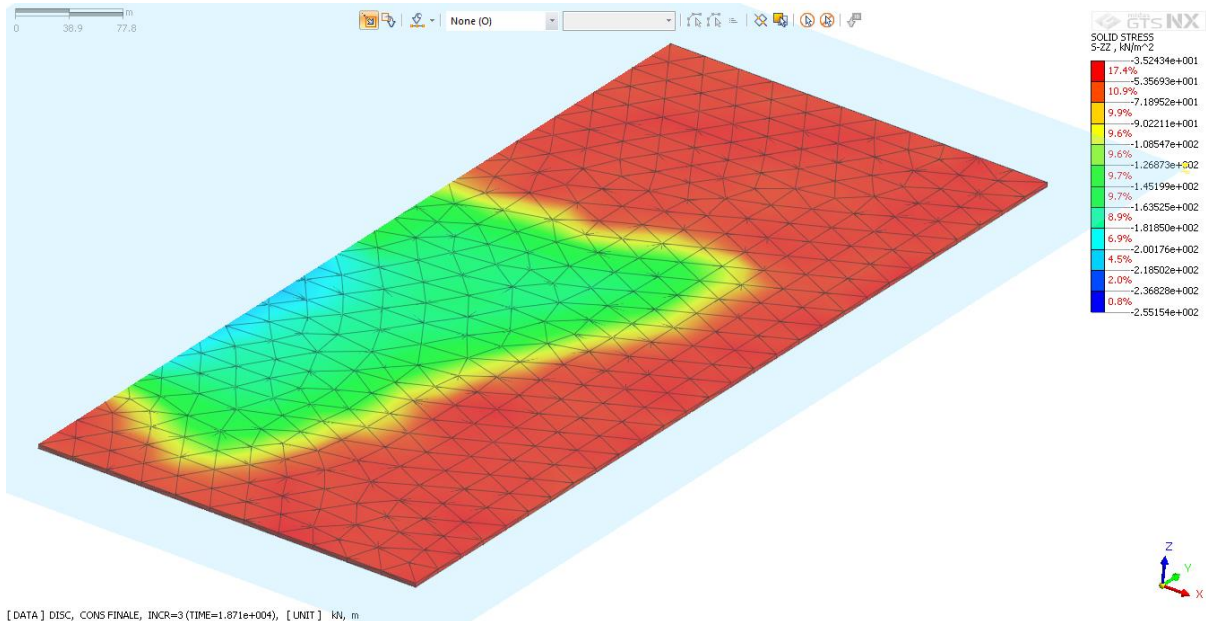


Figura 3.3 Pressione media agente in corrispondenza della Zona C $p_c = 150\text{kN/m}^2$

Per ciascuna delle zone sopra riportate si calcola la capacità portante del terreno di fondazione, considerando parametri geotecnici mediati nei primi 10m di terreno al di sotto del piano sul quale sono state calcolate le pressioni medie agenti. La capacità portante ammissibile di progetto si calcola con la teoria di Vesic, considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3.0 in condizioni drenate a lungo termine.

VESIC DRENATE					
c' [kN/mq]	13.2	q' [kN/mq]	0	0.5gB [kN/mq]	84.10
Nc [-]	16.8	Nq [-]	7.8	Ny [-]	7.1
sc [-]	1.463	sq [-]	1.403	sg [-]	0.6
dc [-]	1.14	dq [-]	1.042	dg [-]	1
ic [-]	1	iq [-]	1	ig [-]	1
gc [-]	1	gq [-]	1	gg [-]	1
bc [-]	1	bq [-]	1	bg [-]	1
	369.9		0.0		357.9
				qult [kPa]	727.8
				FS [-]	3.0
				qamm [kPa]	242.6

Figura 3.4 Capacità portante nella Zona A a -3.00m di profondità dal p.c.

VESIC DRENATE					
c' [kN/mq]	4.9	q' [kN/mq]	0	0.5gB [kN/mq]	78.12
Nc [-]	18.3	Nq [-]	8.8	Ny [-]	8.4
sc [-]	1.483	sq [-]	1.428	sg [-]	0.6
dc [-]	1.14	dq [-]	1.042	dg [-]	1
ic [-]	1	iq [-]	1	ig [-]	1
gc [-]	1	gq [-]	1	gg [-]	1
bc [-]	1	bq [-]	1	bg [-]	1
	150.4		0.0		394.7
				qult [kPa]	545.1
				FS [-]	3.0
				qamm [kPa]	181.7

Figura 3.5 Capacità portante nella Zona B a +3.00m dal p.c.

VESIC DRENATE					
c' [kN/mq]	15.4	q' [kN/mq]	0	0.5gB [kN/mq]	94.93
Nc [-]	17.3	Nq [-]	8.1	Ny [-]	7.5
sc [-]	1.470	sq [-]	1.412	sg [-]	0.6
dc [-]	1.14	dq [-]	1.042	dg [-]	1
ic [-]	1	iq [-]	1	ig [-]	1
gc [-]	1	gq [-]	1	gg [-]	1
bc [-]	1	bq [-]	1	bg [-]	1
	445.5		0.0		428.2
				qult [kPa]	873.8
				FS [-]	3.0
				qamm [kPa]	291.3

Figura 3.6 Capacità portante nella Zona C a -3.00m di profondità dal p.c.

I valori di capacità portanti sono leggermente superiori rispetto a quello definito nella Relazione Tecnica "Osservazioni in ordine alla costruzione del capping sulla discarica 'Piave Nuovo' in comune di Jesolo" datata Aprile 2009. Per la definizione di tali resistenze è stata considerata la stratigrafia riportata nella Relazione Geotecnica – Valutazione stabilità arginale 2D e 3D datata Dicembre 2017. Il modello geologico è frutto di un'analisi approfondita di tutte le prove geognostiche e geofisiche, effettuate nel sito oggetto di interesse, a partire da Marzo 2003 sino a Agosto 2017. Il calcolo della capacità portante è stato eseguito con la formula trinomia di Terzaghi, nella quale sono stati inseriti i coefficienti di forma, profondità, inclinazione del carico, della base e del piano campagna in accordo con la teoria di Vesic. La coesione e l'angolo di attrito sono parametri medi, ricavati dalla media pesata dei relativi parametri



geotecnici di ciascun orizzonte di terreno individuato a partire dal piano di posa del corpo discarica sino ad una profondità di 10m al di sotto dello stesso. A favore di sicurezza non si considerano eventuali sovraccarichi sul piano di posa del carico. La verifica è condotta a lungo termine, essendo il tempo di coltivazione della discarica tale da considerare una consolidazione del terreno di fondazione.

In accordo con quanto sopra riportato si evince comunque che la capacità portante ammissibile è ampiamente soddisfatta avendo adottato cautelativamente il coefficiente di sicurezza $FS=3.0$. Tale coefficiente è in accordo con quanto riportato nelle N.T.C. 2018, nelle quali si prescrive di adottare l'approccio A1+M1+R3 che definisce i coefficienti $\gamma_{A1} \cdot \gamma_{R3} = 1.3 \cdot 2.3 = 3.0$. In tutte le Zone critiche sopra definite risulta $p_{amm} > p_{medie\ agenti}$ ed in particolare $p_{amm} / p_{medie\ agenti} > 3.0$.

4 ANALISI DI FILTRAZIONE

4.1 Premessa

A seguito delle richieste pervenute in merito alle portate e alle soluzioni di emungimento delle acque di falda si procede ad analisi dei processi di filtrazione per un campo tipo.

I sistemi di captazione della falda e di emungimento sono costituiti da pozzi drenanti aventi interasse pari a 110metri.

Al fine di considerare un modello rappresentativo delle condizioni in essere, nel presente capitolo si farà riferimento ad un sistema completamente confinato perimetralmente per la presenza dei depositi a bassa permeabilità rilevati nel corso della definizione del modello geotecnico.

Prima di procedere alle successive analisi, allo scopo di poter valutare criticamente quando scaturito dal modello di calcolo, si riportano a seguire alcune generalità relative ai moti di filtrazione in campo dinamico e statico. Relativamente ai sistemi di dreni e al moto da essi indotto sui fluidi in pressione, si sottolineano le particolarità offerte dalle "configurazioni aperte", dove la falda quindi risulta costantemente alimentata, e le "configurazioni chiuse" dove di fatto a differenti istanti temporali corrispondono variazioni delle pressioni idrostatiche a partire da un valore di massimo iniziale.

La presenza di un sistema di drenaggio in un sistema idraulico di tipo sotterraneo e confinato genera una perturbazione; tale perturbazione si attenua con la distanza ed il sistema globale tende con il tempo a stabilizzarsi. Si può quindi ragionevolmente immaginare che esista un limite oltre il quale gli effetti del drenaggio e conseguente pompaggio non si risentono più, anche se il pozzo viene mantenuto in attività per molto tempo. Questa distanza viene definita raggio di influenza e varia da caso a caso in funzione del tipo di acquifero, del tipo di opera di captazione e della portata emunta. Se, ad esempio, a parità di altre condizioni, si immagina di aumentare la portata del pozzo si può ragionevolmente immaginare che questa distanza aumenti, mentre se si diminuisce la portata questa distanza diminuirà.

Questo concetto, intuitivo per il caso del pozzo, si può applicare ad una trincea drenante, ad una galleria, ad un sistema well-point e in generale a qualunque sistema destinato all'estrazione di acqua da una falda.

Da un punto di vista idrogeologico il raggio di influenza di una determinata opera in determinate condizioni di funzionamento può quindi essere definito come la distanza oltre la quale gli effetti del

sistema sull'acquifero non sono più rilevabili e quindi si ristabiliscono le condizioni a regime; tale concetto vale solo nel caso in cui il sistema rimanga alimentato da monte costantemente e non risulta rappresentativo di un sistema idraulicamente chiuso (confinato perimetralmente e alla base).

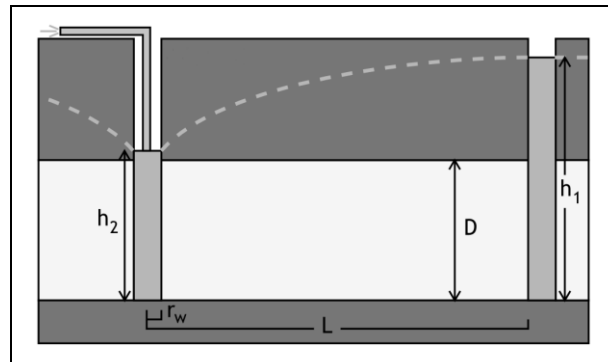


Figura 4.1. Schematizzazione del problema

Sebbene l'estensione delle risultanze di un modello bidimensionale con sistemi a captazione radiale rappresenta una "forte" approssimazione, i risultati in termini di portate che si ottengono si possono considerare in linea con quelli teorici determinati per filtrazioni relative a un pozzo alimentato lateralmente.

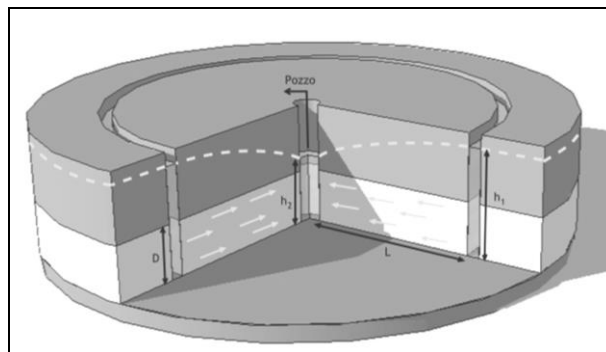


Figura 4.2. Schema di pozzo artesiano in regime stazionario

In altre parole, si può considerare che, mentre nell'ipotesi di sistema aperto alla distanza limite coincidente con il raggio idraulico corrisponde una quota e relativa altezza piezometrica massima h_1 limite costante, nell'ipotesi di sistema idraulicamente chiuso (come nel caso che si andrà analizzare) a fronte di un istante iniziale in cui le pressioni sono quelle massime coincidenti con una piezometrica massima h_1 , si attendono ad istanti successivi cadenti piezometriche via via sempre più basse.

4.2 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici caratteristici sono quelli di seguito riportati nella seguente tabella. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**; le profondità degli strati riportate fanno riferimento al modello globale riportato nella Relazione Geotecnica – Valutazione Stabilità Arginale 2D e 3D.

Tabella 4.1 Parametri geomeccanici di progetto dei materiali

Materiale	γ_d [kN/m ³]	c'_d [kPa]	cu_d [kPa]	Φ_d [°]
Strato di riporto	19.0	0.8	-	24.8
Rifiuti	8.0	8.0	-	24.8
Argilla più o meno limosa	18.8	13.4	-	19.9
Sabbia fine	18.6	6.4	-	27.9
Argilla consistente	20.2	-	57.1	-
Argilla e limi argillosi	19.8	9.6	-	19.4
Argine	19.0	5.6	-	29.3
Materasso drenante	19.0	0.1	-	26.6
Materasso argilloso	19.0	8.0	-	19.6
Capping finale	19.0	4	-	26.6

4.3 Geometria del modello di calcolo

L'analisi dei processi di filtrazione, è effettuata attraverso l'ausilio del codice di calcolo numerico SLIDE 5.0 della Rocscience Inc., Ontario, Canada (www.rocscience.com). Il programma rappresenta un pre e post processore del codice STABL (R.A. Siegel, 1975) e STABL4 (C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984) sviluppati nella School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986, ed è largamente utilizzato sia nella ricerca che in campo progettuale; il software permette di ricostruire l'andamento delle piezometriche e di determinare, rispetto a delle sezioni "interrogate", i valori delle portate filtranti per metro lineare di profondità. La geometria considerata è quella di seguito rappresentata.

Tabella 4.2 Coefficienti di permeabilità

Strato	Z in. [m da P.C.]	Z fin. [m da P.C.]	Spessore [m]	K [m/s]
Riporto	P.C.	-2.00	2,00	1*10 ⁻⁶
Vecchia discarica	-2.00	-5,00	3,00	1*10 ⁻⁵
Argilla limosa	-5,00	-5,50	0,50	1*10 ⁻⁷

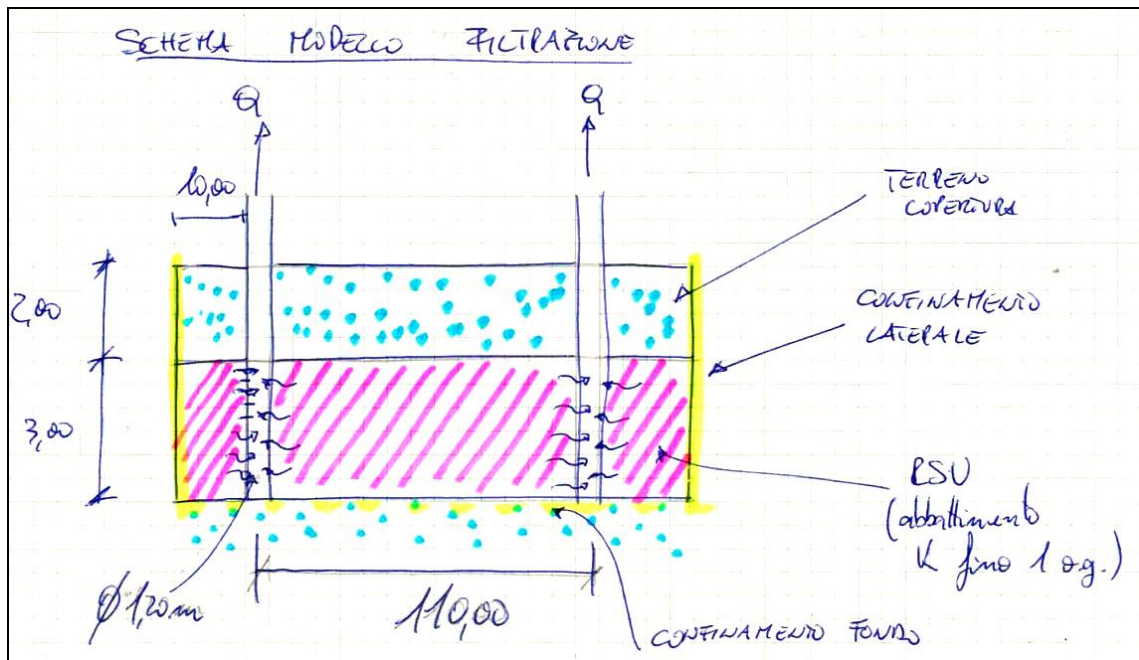


Figura 4.3. Sezione di analisi

4.4 Ipotesi di calcolo

La soluzione che si intende adottare consiste nell'adozione di un opportuno impianto costituito da pozzi drenanti corredati da opportuno sistema di pompaggio, inseriti quindi in materiale poroso, che verrà posto nello strato di terreno al di sopra dello strato impermeabile costituito dai depositi argillosi.

I pozzi filtranti saranno posizionati nella zona compresa tra i -2 e -5m, in modo da inserirsi all'interno dello strato costituito dai rifiuti vecchi. La parte terminale filtrante non dovrà, in alcun modo, ricadere all'interno dello strato argilloso presente oltre i -5m, così facendo si eviterà l'intasamento del sistema che ne comprometterebbe l'efficacia.

L'analisi sarà effettuata considerando il confinamento degli apporti idrici alle pareti e alla base, così facendo si renderà il sistema di tipo chiuso.

In accordo con quanto descritto in precedenza, e al fine di procedere alle valutazioni più cautelative possibili, saranno studiate differenti configurazioni e i carichi piezometrici assegnati saranno espressi in termini di quote assolute con una quota zero di riferimento coincidente con il piano di posa della nuova discarica. In particolare, partendo da un primo modello relativo allo stato iniziale, sarà fatta variare l'altezza piezometrica, intesa come colonne di acqua equivalente, imposta alla base dei depositi RSU vecchi, da un valore massimo determinato dal rapporto tra il massimo cedimento per il sovraccarico e la porosità dei rifiuti $H_{max} = 0,6 / 0,08 = 12\text{m}$, e un valore minimo di -3,5 da piano di imposta della nuova

discarica; così facendo si andranno a simulare al meglio le condizioni reali per differenti e successivi istanti.

Fintanto che le quote piezometriche imposte sono tali da essere intercettate dalle trincee drenanti, sarà adottata la permeabilità definita in precedenza (rappresentativa del sistema rifiuti più trincee), per gli altri casi invece i valori di k considerati saranno tali da considerare i soli depositi costituiti dai rifiuti vecchi.

Considerando che le filtrazioni in terreni stratificati sono legati a molteplici fattori, è bene tener presente che le stime sui tempi e sugli afflussi idrici, sono da considerarsi indicative, e vanno opportunamente monitorate in fase operativa.

Un'adeguata apparecchiatura di pompaggio risulta necessaria per procedere all'allontanamento delle acque intercettate dal sistema; tale apparecchiatura sarà tale da garantire che tempi necessari al totale smaltimento delle acque siano compatibili con la vita utile di 10 anni.

La schematizzazione del pozzo è fatta considerando la presenza di un dreno verticale con permeabilità elevata; poiché l'interasse longitudinale tra gli elementi è di 110 metri, il modello considera un campo da 55 metri relativo al raggio di captazione per il singolo pozzo.

Per una corretta lettura dei risultati ottenuti va considerato che per ogni pozzo il flusso è evidentemente radiale, pertanto con riferimento alla sezione trasversale e alla schematizzazione bi-dimensionale offerta dal programma di calcolo le restituzioni offerte non sono da estendere a metri di sviluppo, ma da rapportare all'intero sviluppo circonferenziale per ricondurre i risultati al sistema 3D. In altre parole, posto che si andrà a realizzare il semi modello bi-dimensionale, e a parità di spessore drenante, l'afflusso o portata specifica determinato risulta relativo a un metro di sviluppo e quindi ad un'area di $A=55\text{m}^2$, e andrà ragguagliato nell'ipotesi di afflusso radiale all'intero sviluppo circolare corrispondente ad un'area $A'=\pi*R^2=9498\text{m}^2 \approx 9500\text{m}^2$ mediante un coefficiente pari a $9500/55=172$.

4.4.1 Analisi 1 - H=12m

Per il primo modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 12m.

La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

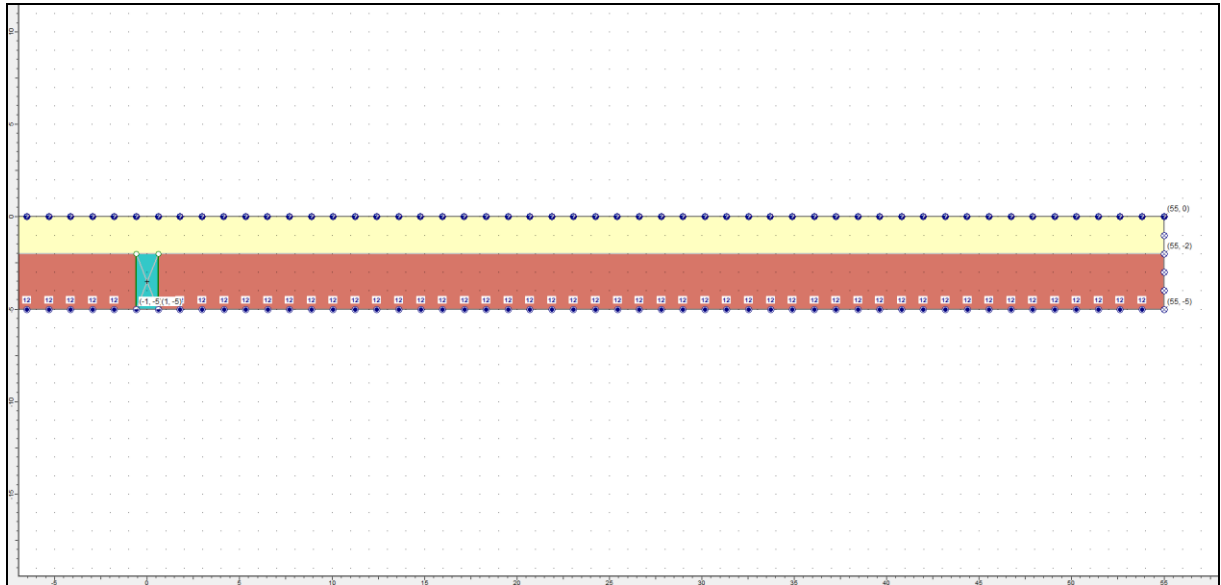


Figura 4.4. Modello di calcolo

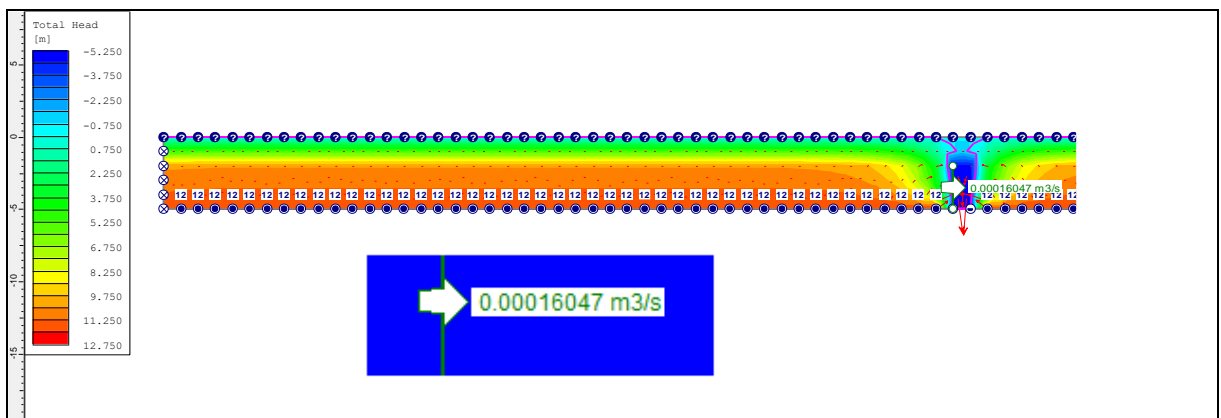


Figura 4.5. Portata transiente

Si determina una portata specifica $q=1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 30l/s.

4.4.2 Analisi 2 - H=8m

Per il secondo modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 8m. La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

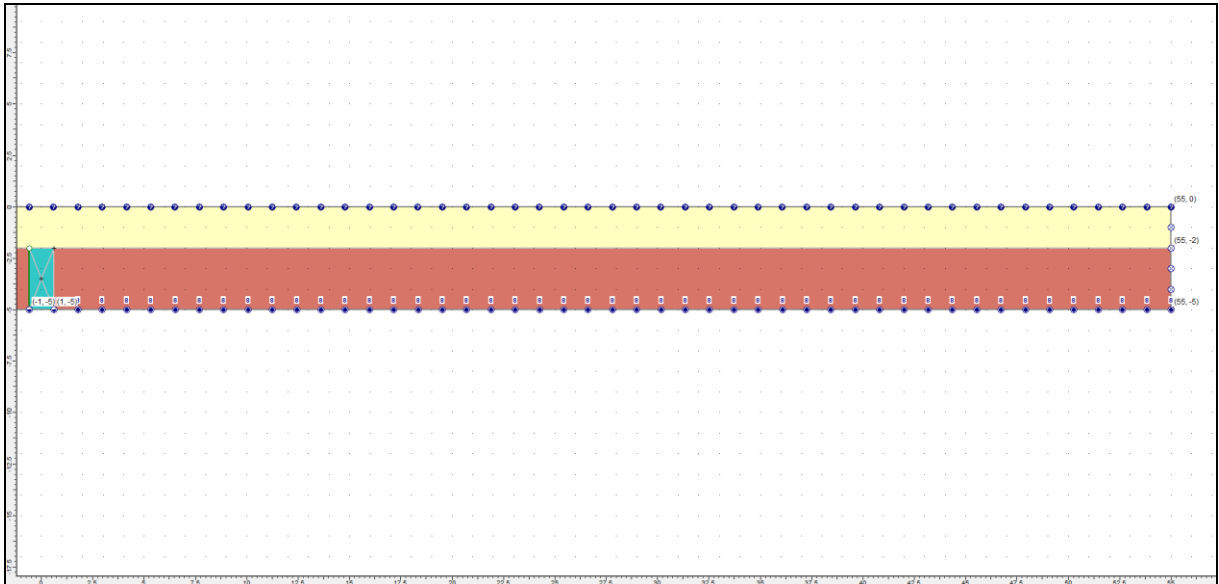


Figura 4.6. Modello di calcolo

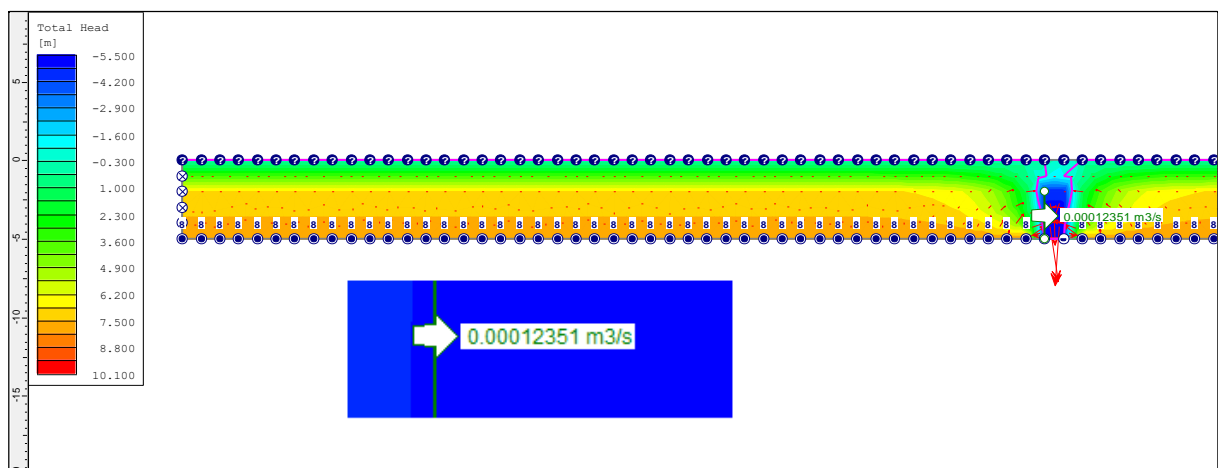


Figura 4.7. Portata transitante

Si determina una portata specifica $q=1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 20 l/s.

4.4.3 Analisi 3 - H=5m

Per il terzo modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 5m. La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

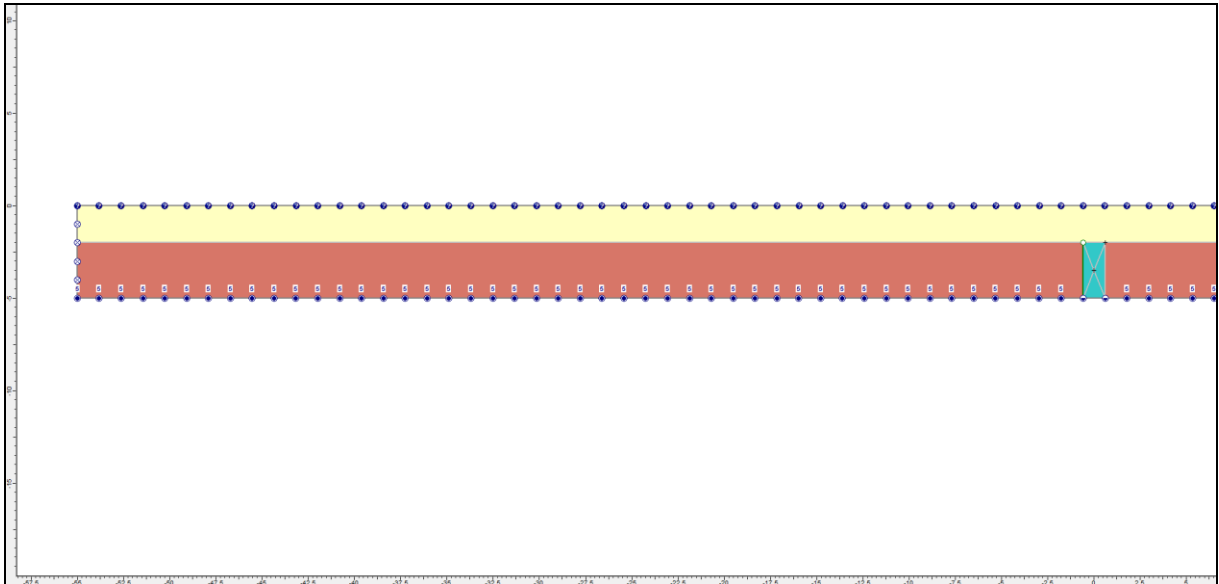


Figura 4.8. Modello di calcolo

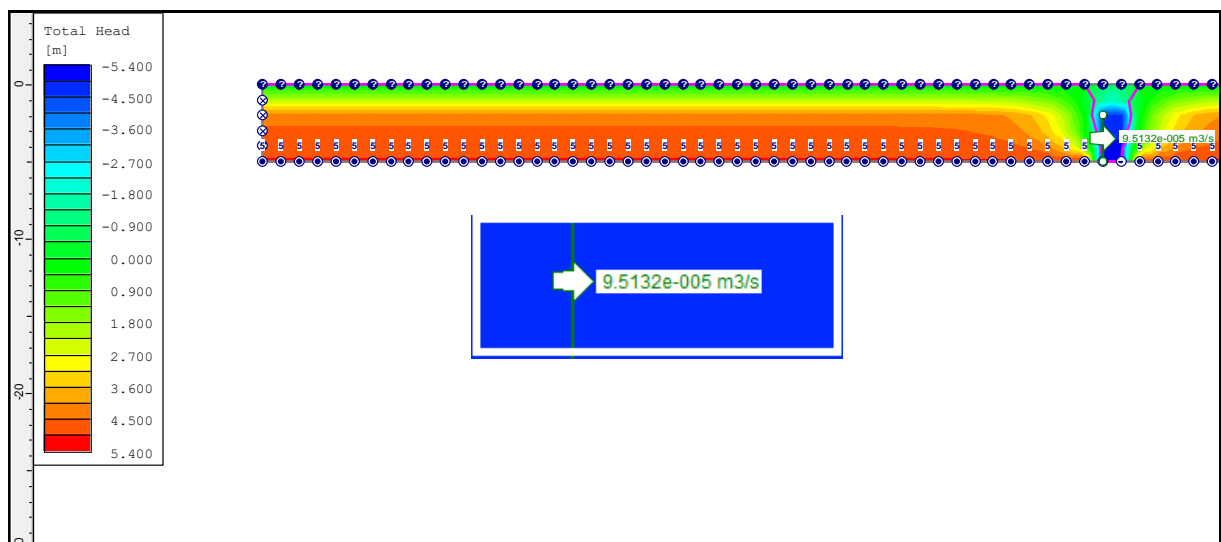


Figura 4.9. Portata transiente

Si determina una portata specifica $q=9,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 16l/s.

4.4.4 Analisi 4 - H=3m

Per il quarto modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 3m.

La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

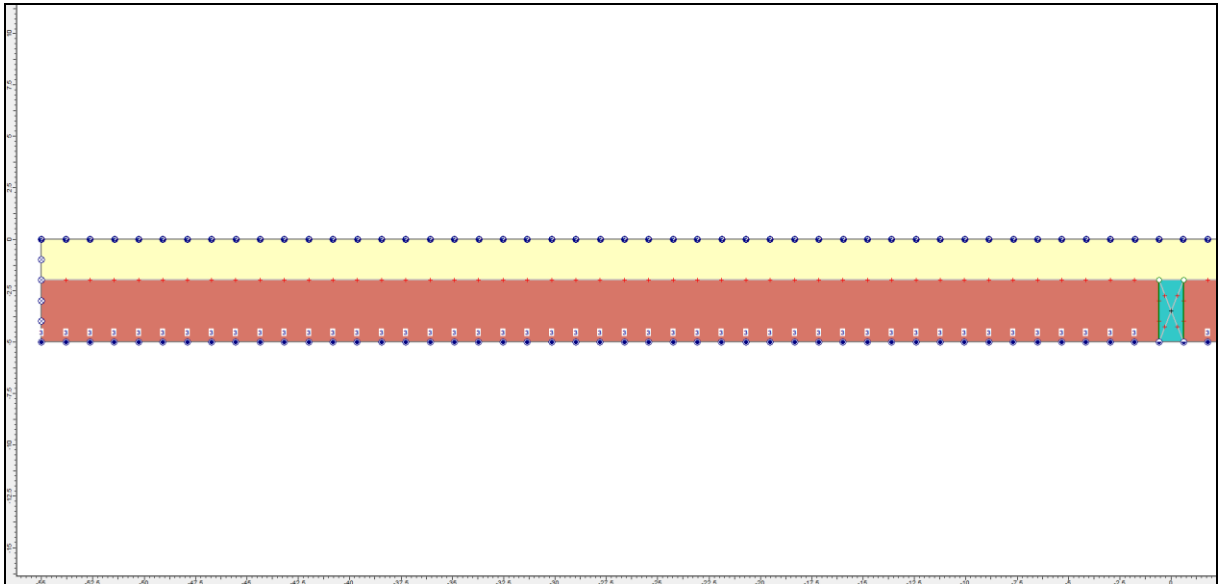


Figura 4.10. Modello di calcolo

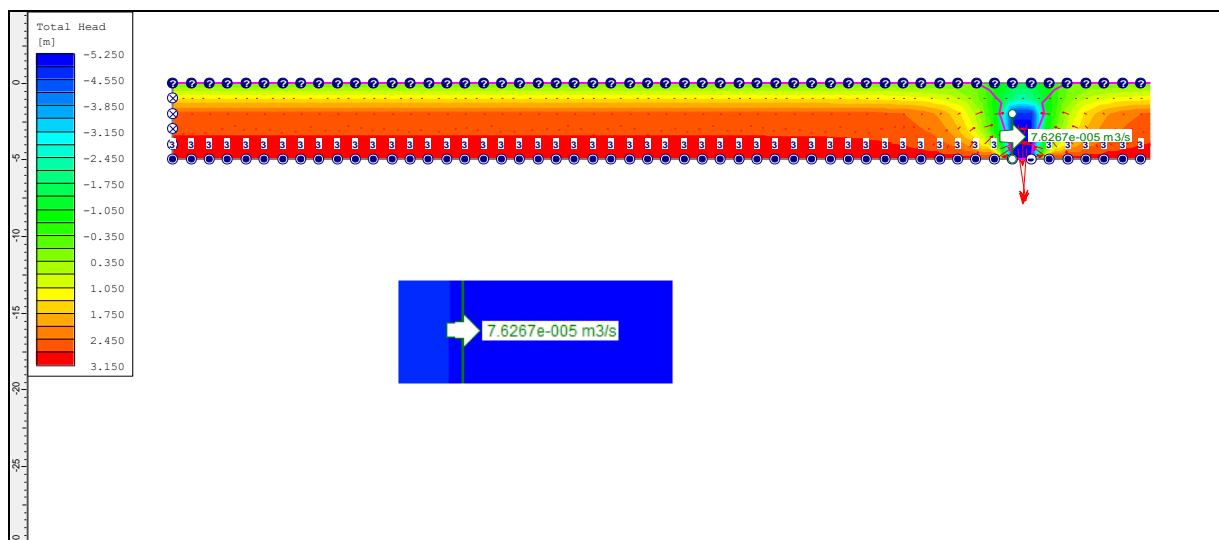


Figura 4.11. Portata transiente

Si determina una portata specifica $q=7,6 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=7,6 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 13l/s.

4.4.5 Analisi 5 - H=1,5m

Per il quinto modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 1,5m.

La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

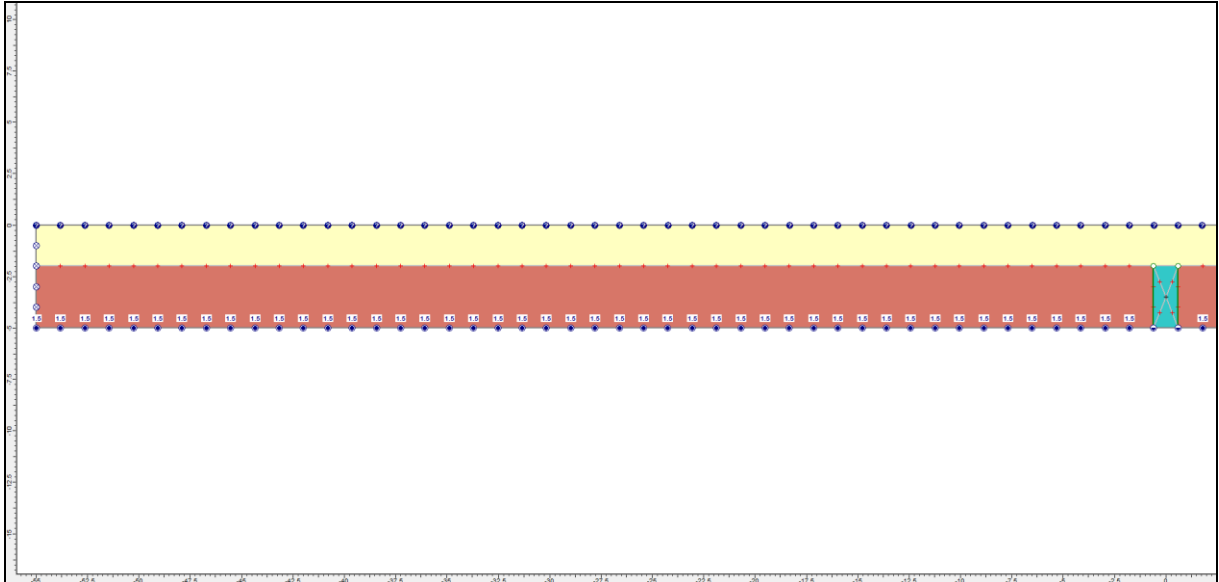


Figura 4.12. Modello di calcolo

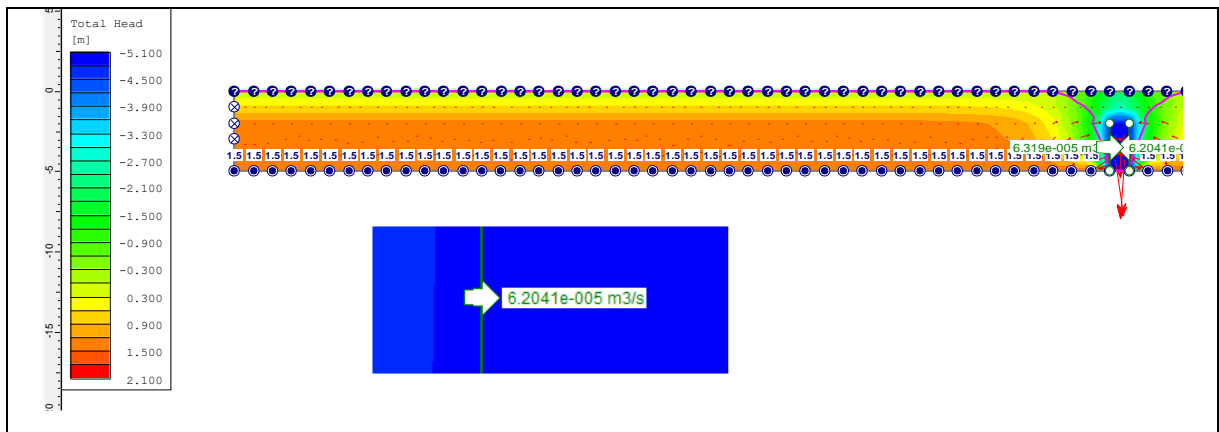


Figura 4.13. Portata transitante

Si determina una portata specifica $q=6,2 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=6,2 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,0106 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 11l/s.

4.4.6 Analisi 6 - H=0m

Per il sesto modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a 0m.

La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

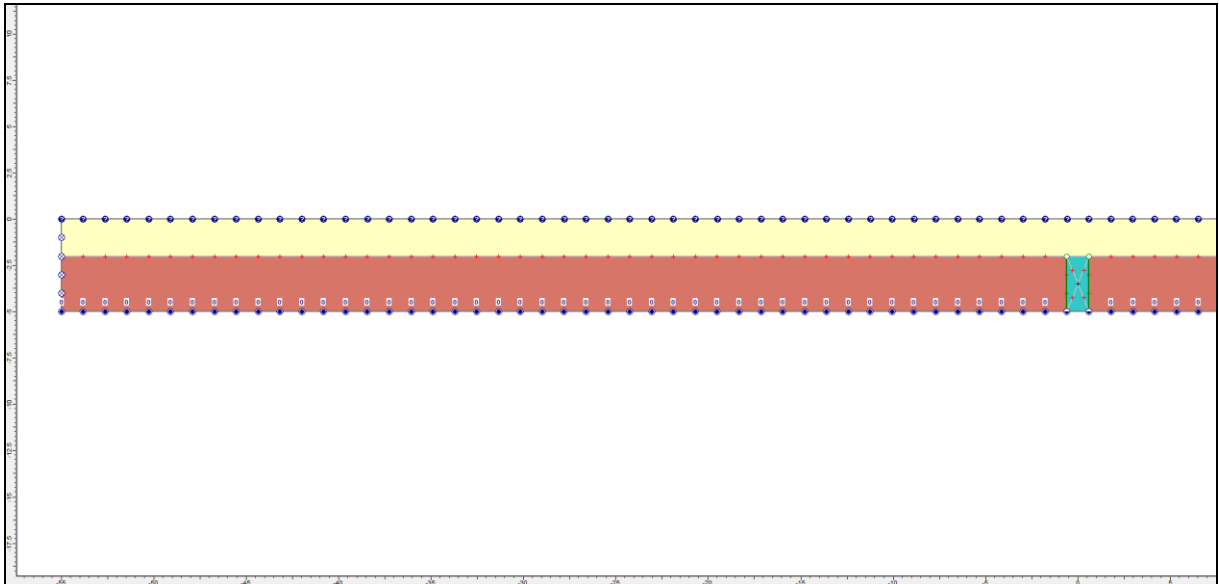


Figura 4.14. Modello di calcolo

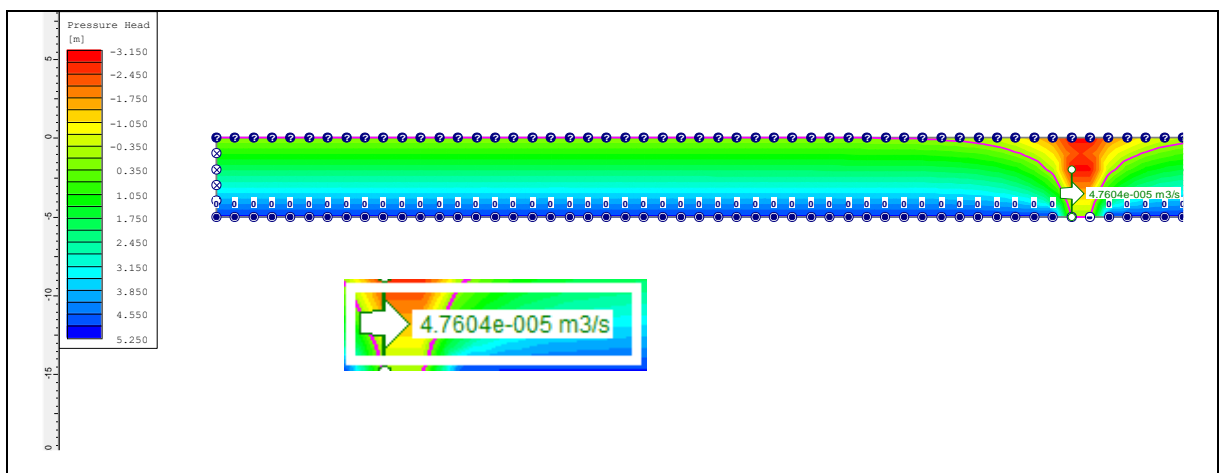


Figura 4.15. Portata transitante

Si determina una portata specifica $q=4,76 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=4,76 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \times 172=0,00819 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 8,2l/s.

4.4.7 Analisi 7 - H=-2m

Per il settimo modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a -2m.

La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

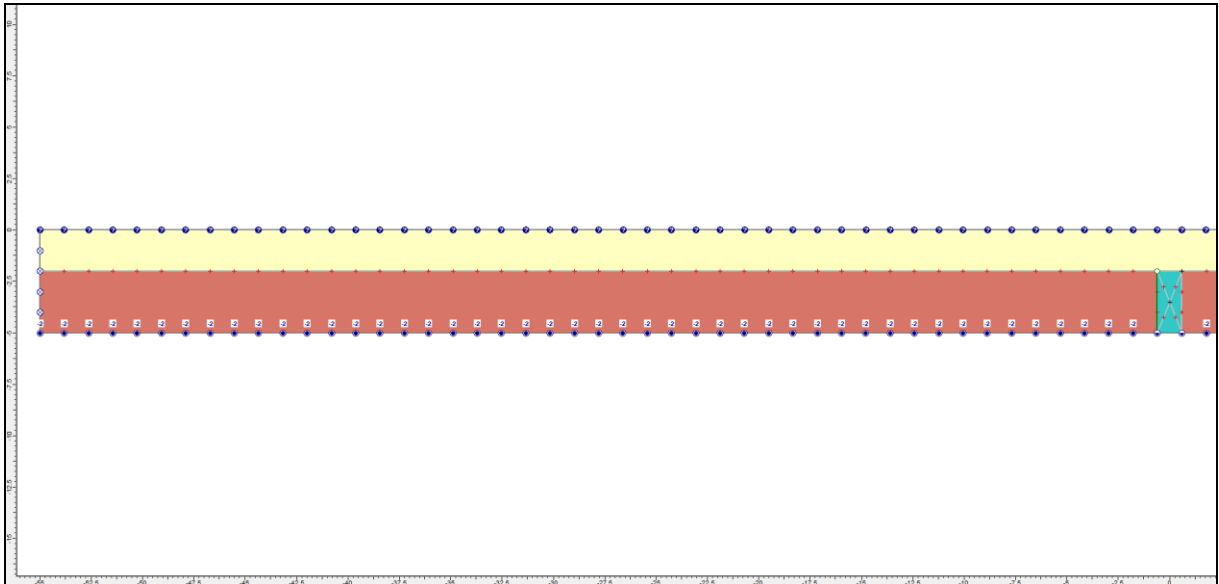


Figura 4.16. Modello di calcolo

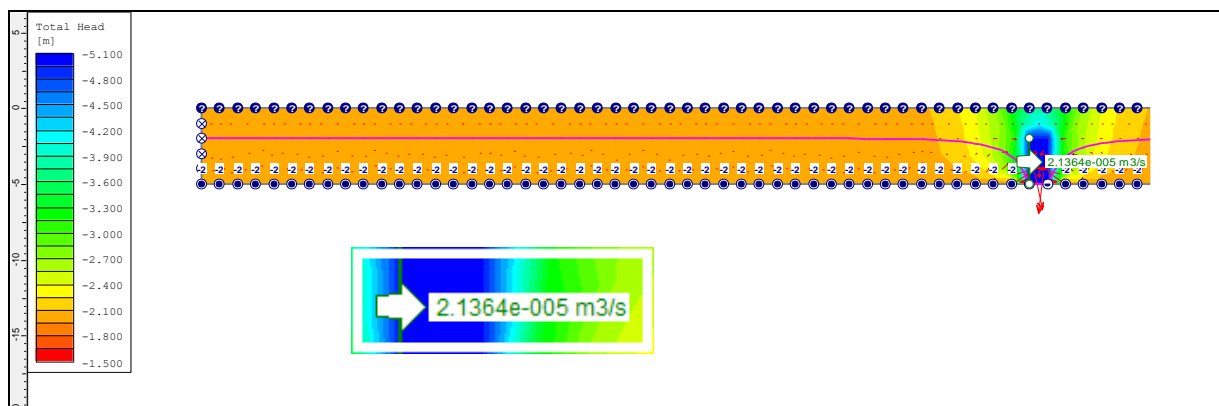


Figura 4.17. Portata transitante

Si determina una portata specifica $q=2,14 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=2,14 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \times 172= 0,0036 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 3,7l/s.

4.4.8 Analisi 8 - H=-3,5m

Per l'ultimo modello considerato, la quota piezometrica imposta alla base dei rifiuti, è posta pari a -3,5m e poiché a tale livello non si ha il contributo delle trincee drenanti le permeabilità considerate sono quelle relative al solito RSU. La discretizzazione della mesh di calcolo e i relativi risultati sono di seguito riportati.

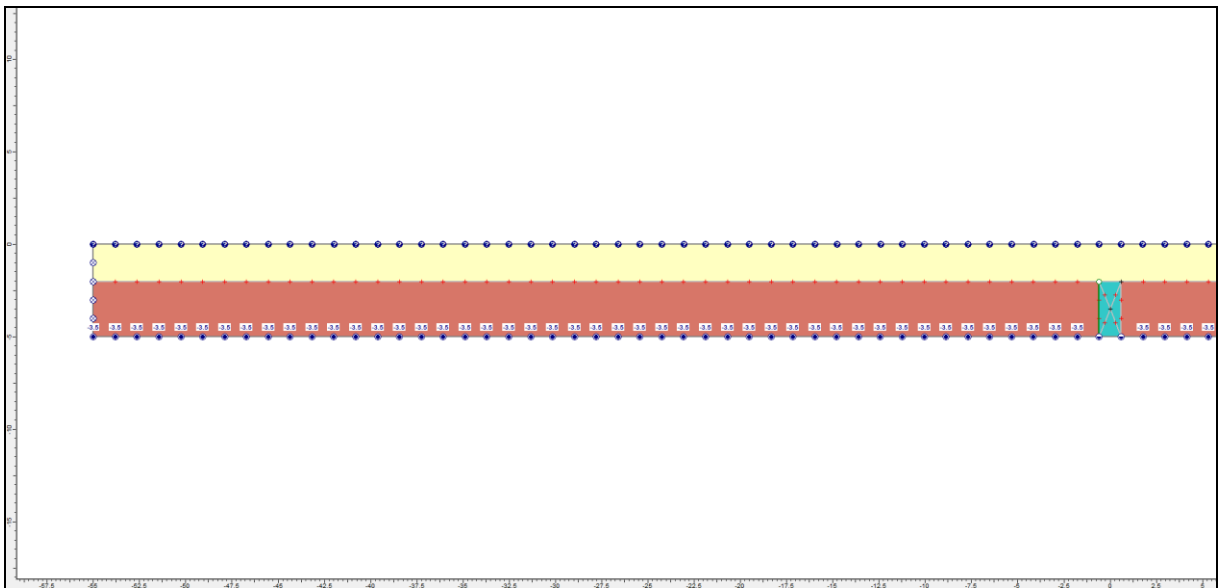


Figura 4.18. Modello di calcolo

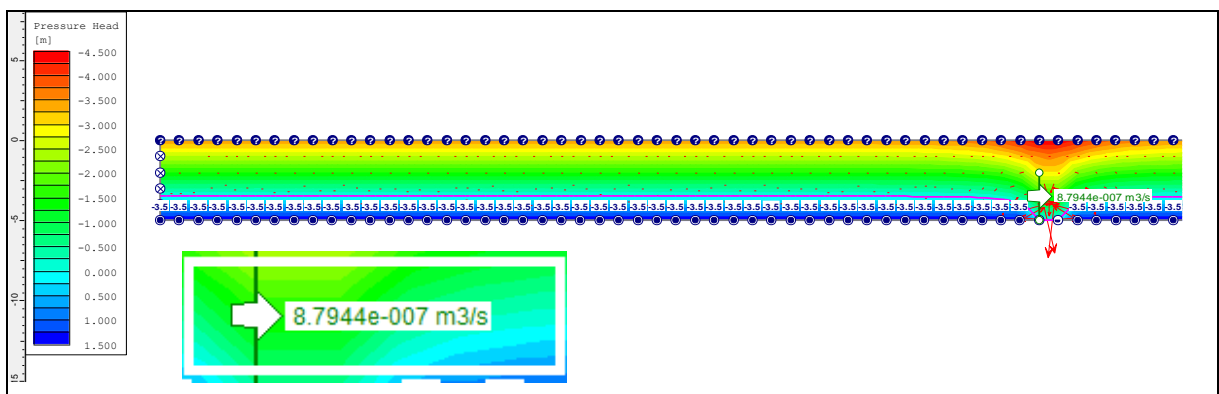


Figura 4.19. Portata transitante

Si determina una portata specifica $q=8,8 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$; in accordo con quanto esposto in precedenza, per l'intero sviluppo radiale si stima una portata totale $Q=8,8 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s} \times 172 = 0,00015 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondente a circa 0,15l/s.

I risultati ottenuti per le singole analisi sono inseriti nel grafico seguente che fornisce per ogni livello considerato la relativa portata stimata.

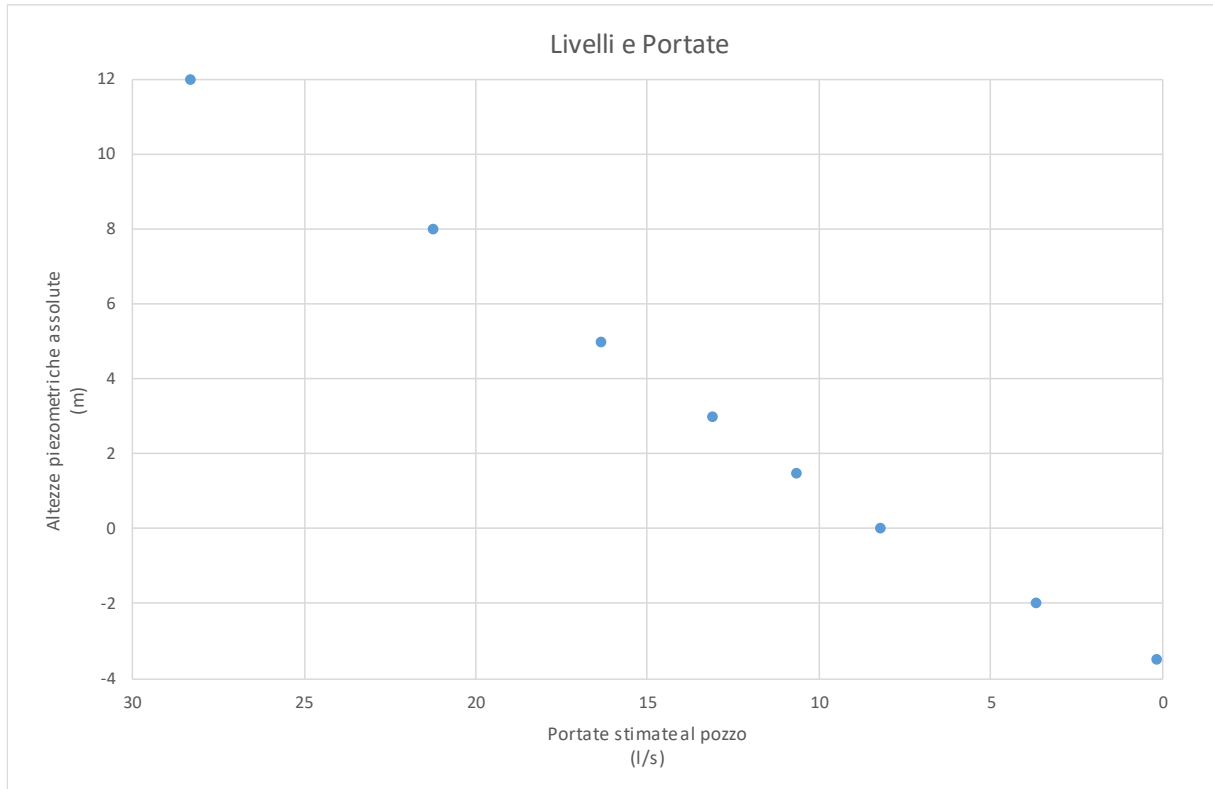
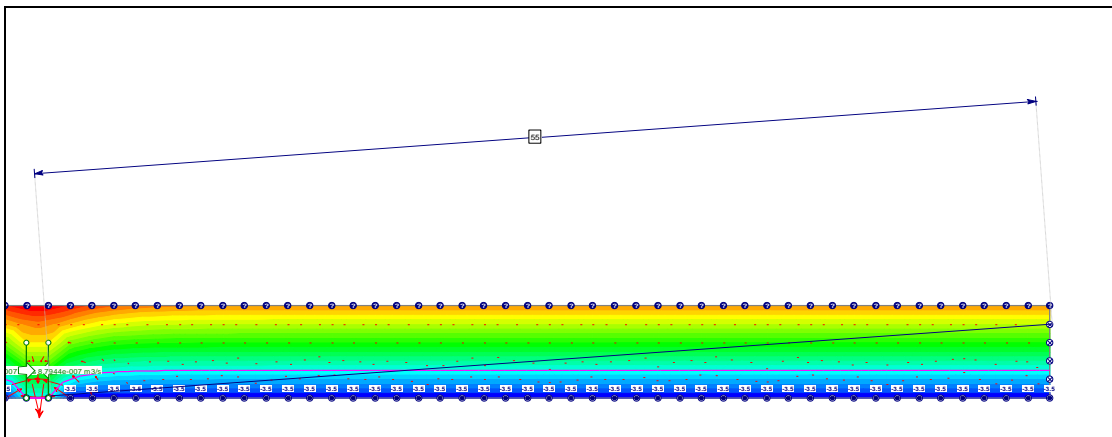


Figura 4.20. Grafico delle portate

4.5 TEMPI DI SMALTIMENTO

Di seguito si procede alla stima dei tempi necessari allo smaltimento totale del percolato. In particolare, nell'impossibilità di ottenere valori precisi e puntuali come descritto in precedenza, per i limiti e la molteplicità dei fattori che determinano i moti di filtrazione, si procederà ad una prima stima semplificata e sommaria mediante metodi speditivi.

Ipotizzando, con riferimento alla figura seguente, che il massimo percorso idraulico, per le particelle più lontane dal sistema drenante, è indicativamente pari a 55m e considerando per i depositi RSU della vecchia discarica una permeabilità pari a $1 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$, senza tener conto a favore della sicurezza della presenza delle trincee drenanti, il tempo T necessario a percorrere tutto il percorso si può stimare in modo semplificato come $T=L/k$.



Considerando $L=60\text{m}$, a favore di sicurezza, si determina:

$$T=60\text{m}/1 \cdot 10^{-6}\text{m/s}=60000000\text{s} \approx 2\text{anni}$$

confermando tempi attesi abbondantemente inferiori al limite dei 10 anni.