

國立臺灣大學生物資源暨農學院生物環境系統工程學研究所



碩士論文

Department of Bioenvironmental Systems Engineering

College of Bioresources and Agriculture

National Taiwan University

Master Thesis

利用實驗與數值方法研究河川底床阻水層

對入滲率及非飽和區域發展的影響

The Impact of Clogging Layer on Groundwater Flow Pattern  
beneath Streambed by Using Experimental and Numerical  
Methods

林宏彥

Hung-Yen Lin

指導教授：許少瑜 博士

Advisor: Shao-Yiu Hsu, Ph.D.

中華民國 108 年 1 月

Jan, 2019



國立臺灣大學（碩）博士學位論文  
口試委員會審定書

利用實驗與數值方法研究河川底床阻水層  
對入滲率及非飽和區域發展的影響

The Impact of Clogging Layer on Groundwater Flow  
Pattern Beneath Streambed by Using Experimental and  
Numerical Methods

本論文係林宏彥君（學號 R05622024）在國立臺灣大學生物環境  
系統工程學系、所完成之碩（博）士學位論文，於民國 108 年 1 月 30  
日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

洪少瑜

(簽名)

李心龍 (指導教授)

邱孟嘉

胡明哲

系主任、所長

林宏彥

(簽名)

(是否須簽章依各院系所規定)

# 誌謝



研究所的日子即將接近尾聲，同時也意味著我將告別最後的學生時期，進入職場的工作階段。回想起來總覺得這段時間真的過得好快，到現在都還清楚記得第一次以學生身分進入台大上學的感覺。其實我一直都覺得自己可能沒有足夠聰明到有能力在台大讀書且畢業，只是靠著一點運氣加上考試的技巧才讓我以孫山之姿剛好錄取台大生工所，也或許是因為這樣，在一開始我對於台大並沒有太多的認同感，但是臨到畢業前卻發現自己真的已經要成為一個台大畢業生了。

很感謝許少瑜老師在這段研究所時間裡的指導，並願意接納我成為老師來台大教書的第一位研究生。老師對學生很大方也頗有耐心，常常在 meeting 時願意為聽不懂跟不上老師節奏的我多講一遍。同時，老師也可以因為我不會寫程式，便安排我去做入滲儀實驗，並買了商業軟體讓我也能夠簡單地進行數值模擬。感謝老師總是會在我的實驗或模擬遇到困難時，花時間與我討論並提出許多意見及想法，讓我順利地在老師的指導下完成這篇論文。

我還要感謝研究室的每一個人，因為我是從中興考來台大的研究所，一個人從台中上來台北念書，又進到新成立的研究室，在系上一個人都不認識，因此特別感謝最初接納我進研究室的胡老師、安勳、泰億、軒德、子豪以及錦麟，陪我度過最開始的台大生活。接下來的日子裡，我又遇到了名良、群展、宗恩、蔡博士、宇軒、皓華、勘昇、榮棟以及于哲，其中特別感謝蔡博士與名良花了許多時間教我做實驗與討論。研究室裡的大家都很好相處，讓研究室的氣氛一直都很歡樂，很高興也很感謝在我的研究生生涯中，能有這麼多人陪我聊天解悶，讓我最後的學生生活能以這麼快樂的時光來度過。

最後，我最感謝的還是我的家人，尤其是我的父母，讓我在整個學生時期都能夠無後顧之憂的安心讀書，並對我的選擇都給予支持與鼓勵。沒有我家人的幫助與陪伴，絕對沒有今天的我。

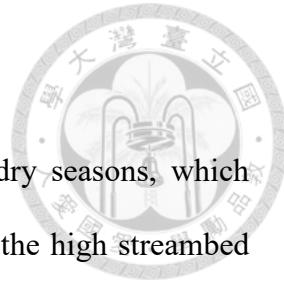
## 中文摘要



台灣山區河川大多坡陡流急，河川在枯水期時常發生斷流，對於河川內的生物環境系統造成顯著的影響。一般而言認為，山區河川底床多由粗顆粒所組成，具有較大的入滲率為影響山區河川斷流的主要因素之一。然而許多研究指出，河川中的土砂顆粒會隨沉降作用於河床上形成一層具有較低水力傳導度的阻水層，影響河川的入滲率以及地下水的流動情況。因此，本研究透過入滲儀實驗以及 COMSOL Multiphysics 數值模擬的方式推估河川在有無阻水層時的入滲率變化以及對於地下水水流況的影響。研究結果顯示，當一具有阻水層的河川受人為抽水或自然氣候乾旱等因素影響而使地下水位下降時，會使該河川系統達到 Disconnection 的狀態，即河川下的含水層內出現非飽和的區域。此時的入滲率會同時受到水力傳導度以及水力梯度變化的影響，而趨近於一穩定的入滲率。此外，模擬結果也發現阻水層的形成會使地下水的流況發生改變，對於地下水的停留時間產生顯著的影響。

關鍵字：地下水、入滲、非飽和、含水層、阻水層、入滲儀、COMSOL

# ABSTRACT



In Taiwan, steep mountain streams could be cut off during dry seasons, which impacts the rivers' ecosystem. The stream cut-off can be related to the high streambed percolation since the streambed usually consists of coarse sand with high permeability. Studies have shown that the sediment deposited on the streambed forming a thin layer with lower hydraulic conductivity, which is referred to as the "clogging layer". The layer significantly affects the infiltration or percolation rate beneath the stream bed. In this study, we quantified the effects of the clogging layer on the infiltration rate and the groundwater flow pattern beneath the stream bed by numerical simulations and lysimeter experiments. Our simulations showed that a lowering of the groundwater table turned connected surface water-groundwater into disconnected when the streambed covered by a clogging layer. Once the surface water and groundwater was disconnected, an unsaturated zone appeared in the aquifer beneath the streambed, and the infiltration rate reached to the maximum rate. Our simulation also showed that the occurrence of the clogging layer significantly changed the patterns of groundwater flow beneath the stream bed. It can influence substantially on the residence times of groundwater and the transport of nutrients between surface and subsurface water.

**Keywords:** Groundwater, Infiltration, Unsaturated zone, Aquifer, Clogging layer, Lysimeter, COMSOL

# 目錄



口試委員會審定書 .....	#
誌謝 .....	i
中文摘要 .....	ii
ABSTRACT .....	iii
目錄 .....	iv
圖目錄 .....	vii
表目錄 .....	xiv
<b>第 1 章、緒論 .....</b>	<b>1</b>
1.1    研究動機 .....	1
1.2    研究目的 .....	1
1.3    文獻回顧 .....	2
1.4    研究架構 .....	6
<b>第 2 章、相關理論 .....</b>	<b>8</b>
2.1    達西定律(Darcy's law) .....	8
2.2    理查方程式(Richards' equation).....	9
2.3    Disconnection 狀態發生的非飽和條件式 .....	11
<b>第 3 章、材料與方法 .....</b>	<b>14</b>
3.1    實驗設備 .....	14
3.1.1    時域反射儀(Time Domain Reflectometry, TDR) .....	14
3.1.2    土壤水分張力計 .....	15



3.1.3 葉片式流量計 .....	15
3.1.4 涡流式流量計 .....	16
3.1.5 水位計 .....	17
3.2 粒徑分布實驗 .....	18
3.3 水力傳導度實驗 .....	21
3.4 保水曲線實驗 .....	23
3.5 入滲儀單層實驗 .....	27
3.6 入滲儀雙層實驗 .....	28
<b>第 4 章、模擬方法 .....</b>	<b>30</b>
4.1 COMSOL Multiphysics .....	30
4.1.1 COMSOL Multiphysics 軟體 .....	30
4.1.2 有限元素法 .....	31
4.2 入滲儀單層模擬 .....	32
4.3 入滲儀雙層模擬 .....	33
4.4 簡易河段單層模擬 .....	33
4.5 簡易河段雙層模擬 .....	34
<b>第 5 章、結果與討論 .....</b>	<b>35</b>
5.1 入滲儀單層實驗與模擬結果 .....	35
5.1.1 入滲儀單層實驗 .....	35
5.1.2 入滲儀單層模擬 .....	37
5.2 入滲儀雙層實驗與模擬結果 .....	42
5.2.1 入滲儀雙層實驗 .....	42



5.2.2	入滲儀雙層模擬.....	47
5.3	簡易河段模擬 .....	57
5.3.1	簡易河段單層模擬.....	57
5.3.2	簡易河段雙層模擬.....	63
5.4	入滲儀單雙層實驗與模擬比較討論 .....	68
5.4.1	入滲率比較.....	68
5.4.2	壓力比較.....	72
5.4.3	驗證 Disconnection 狀態的發生.....	75
5.5	簡易河段模擬單雙層模擬比較討論 .....	77
5.5.1	入滲率比較.....	77
5.5.2	平均停留時間比較 .....	78
<b>第 6 章、結論與建議 .....</b>	<b>81</b>	
6.1	研究結論 .....	81
6.2	未來建議 .....	82
<b>第 7 章、參考文獻 .....</b>	<b>83</b>	

## 圖 目 錄



Fig. 1.1	各種阻塞種類(Clogging type)即其相應的水力傳導度(Blaschke et al., 2003).....	3
Fig. 1.2	河流下含水層的狀態示意圖(Brunner et al., 2009, Winter et al., 1998).....	4
Fig. 1.3	入滲率與壓力勢能隨地表水與地下水位面間之水頭差的關係曲線 (Brunner et al., 2009)。 .....	5
Fig. 1.4	研究架構圖 .....	7
Fig. 2.1	一維雙層土層水頭示意圖(圖片修改自 Brunner et al. (2009)) .....	13
Fig. 3.1	時域反射儀(TDR) (圖片來源引用自 Campbell Scientific 公司網站).....	14
Fig. 3.2	探針 CS635 .....	14
Fig. 3.3	土壤水分張力計 T4e (圖片來源引用自 UMS 公司網站).....	15
Fig. 3.4	葉片式流量計(圖片來源引用自 AICHI 公司網站).....	16
Fig. 3.5	渦流式流量(圖片來源引用自 RGL 公司網站).....	17
Fig. 3.6	水位計(圖片來源引用自 vanEssen 公司網站).....	17
Fig. 3.7	篩分析法實驗圖 .....	18
Fig. 3.8	鮑式比重計分析法實驗圖 .....	19
Fig. 3.9	含水層粒徑分布曲線圖 .....	20
Fig. 3.10	阻水層粒徑分布曲線圖 .....	21
Fig. 3.11	砂柱實驗系統 .....	22
Fig. 3.12	砂箱實驗系統 .....	23
Fig. 3.13	壓力鍋實驗系統(蔡義誌, 2008).....	24



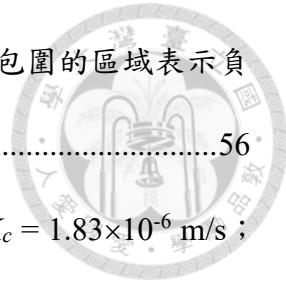
Fig. 3.14 保水曲線(van Genuchten 模式).....	26
Fig. 3.15 入滲儀單層實驗示意圖 .....	28
Fig. 3.16 入滲儀雙層實驗示意圖 .....	29
Fig. 4.1 COMSOL 圖像操作介面.....	31
Fig. 5.1 入滲儀單層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果 .....	36
Fig. 5.2 入滲儀單層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果 .....	36
Fig. 5.3 入滲儀單層模擬中情況 1 之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s) .....	38
Fig. 5.4 入滲儀單層模擬中情況 1 之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s) .....	38
Fig. 5.5 入滲儀單層模擬中情況 1 之壓力分佈(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s) .....	39
Fig. 5.6 入滲儀單層模擬中情況 1 之流線(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s) .....	39
Fig. 5.7 入滲儀單層模擬中情況 2 之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s) .....	40
Fig. 5.8 入滲儀單層模擬中情況 2 之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s) .....	40
Fig. 5.9 入滲儀單層模擬中情況 2 之壓力分佈(修正 $K_a = 1.04 \times 10^{-5}$ m/s) .....	41
Fig. 5.10 入滲儀單層模擬中情況 2 之流線(修正 $K_a = 1.04 \times 10^{-5}$ m/s) .....	41
Fig. 5.11 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力 邊界條件為 1.50 m).....	43
Fig. 5.12 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力 邊界條件為 1.10 m).....	43
Fig. 5.13 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力 邊界條件為 0.70 m).....	44
Fig. 5.14 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力 邊界條件為 0 m).....	44



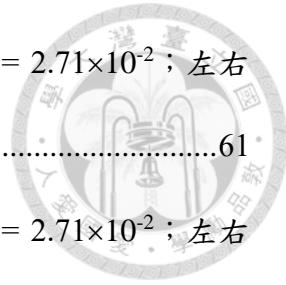
Fig. 5.15 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 1.50 m).....	45
Fig. 5.16 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 1.10 m).....	46
Fig. 5.17 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 0.70 m).....	46
Fig. 5.18 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 0 m).....	47
Fig. 5.19 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.50 m).....	48
Fig. 5.20 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.10 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	49
Fig. 5.21 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	49
Fig. 5.22 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	50
Fig. 5.23 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.50 m).....	51
Fig. 5.24 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ;	



且排水口壓力邊界條件為 1.10 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	51
Fig. 5.25 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	52
Fig. 5.26 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	52
Fig. 5.27 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.50 m).....	53
Fig. 5.28 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.10m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	54
Fig. 5.29 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	54
Fig. 5.30 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	55
Fig. 5.31 入滲儀雙層模擬中之流線(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.50 m).....	55
Fig. 5.32 入滲儀雙層模擬中之流線(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ;	



且排水口壓力邊界條件為 1.10m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	56
Fig. 5.33 入滲儀雙層模擬中之流線(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	56
Fig. 5.34 入滲儀雙層模擬中之流線(修正 $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$ m/s , $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$ m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域 .....	57
Fig. 5.35 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右 邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m) .....	59
Fig. 5.36 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右 邊界水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m) .....	59
Fig. 5.37 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右 邊界水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m) .....	59
Fig. 5.38 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右邊界 水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m) .....	60
Fig. 5.39 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右邊界 水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m) .....	60
Fig. 5.40 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗 $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ; 左右邊界 水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m) .....	60
Fig. 5.41 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ; 左右 邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m) .....	61



- Fig. 5.42 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m) ..... 61
- Fig. 5.43 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m) ..... 62
- Fig. 5.44 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m) ..... 62
- Fig. 5.45 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m) ..... 62
- Fig. 5.46 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m) ..... 63
- Fig. 5.47 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m) ..... 64
- Fig. 5.48 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m) ..... 65
- Fig. 5.49 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m) ..... 65
- Fig. 5.50 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m) ..... 66
- Fig. 5.51 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m) ..... 66
- Fig. 5.52 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m) ..... 66

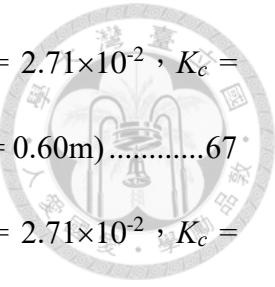


Fig. 5.53 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m) .....	67
Fig. 5.54 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m) .....	67
Fig. 5.55 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m) .....	67
Fig. 5.56 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m) .....	68
Fig. 5.57 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m) .....	68
Fig. 5.58 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地 $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ , $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m) .....	68
Fig. 5.59 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的入滲率比較圖 .....	72
Fig. 5.60 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的張力計位置處壓力比較圖 .....	75
Fig. 5.61 各排水口壓力邊界條件下的入滲率實驗與模擬結果 .....	77
Fig. 5.62 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的入滲率比較圖 .....	78
Fig. 5.63 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的粒子停留時間比較圖 .....	80

# 表目錄



Table 5.1 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的入滲率 .....	71
Table 5.2 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的張力計位置處壓力 .....	75
Table 5.3 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的入滲率 .....	78
Table 5.4 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的粒子停留時間 .....	79

# 第1章、緒論



## 1.1 研究動機

水是地球上的動植物所不可或缺的自然資源之一。在陸地上除卻冰川以及冰帽外，人類所能利用的水資源當中，地表水僅占了其中約 4.3%，其餘約 95.7%皆存在於地表下。因此，對於日益增加的水資源需求而言，了解地表水以及地下水之間的相互作用是相當重要的一環，而最直接的相互作用關係即為入滲作用 (Infiltration)。對於河川中需要維持足夠水深的生態環境，入滲率的增加可能會使河川發生斷流；但對於城市中的透水鋪面或滯洪池等設施，入滲率的降低卻是地表逕流發生的主因之一。此外，人類科技的進步，使得許多人為的汙染物或營養鹽隨著入滲作用進入到地下水之中，而這些汙染物與營養鹽在地表下的移動路徑以及停留時間(Residence time)，在很大程度上是取決於地下水的流動情況。因此，若是能夠有效掌握地下水的入滲過程以及在地表下的流動情況，將能對地表與地下水資源的利用以及保護上提供幫助。

在過往的文獻中，許多研究都將水體下的土層視為單一材質，且將土層視為完全飽和之情況來進行分析。但在另一部分的研究中卻表明，水體中的懸浮物或泥砂在經過沉降或入滲作用後，這些細小的顆粒會使土層產生阻塞(Clogging)或在土層上方形成一層具有較低水力傳導度的沉積層，在本研究中稱此水力傳導度較低之土層為阻水層(Clogging layer)。阻水層下方之含水土層則稱為含水層(Aquifer)。

## 1.2 研究目的

阻水層的存在將確實影響水體下之土層內的水文特性。因此，在本研究中將透

過入滲儀排水實驗與 COMSOL Mutiphysics 數值模擬的方式，對於阻水層在表面入滲率、含水層內的壓力分佈以及地下水的流動情況這三個面向上所造成的影响進行探討與分析。



具體研究目標如下：

- (1). 透過實驗與數值方法證明阻水層的存在，會使土層內出現非飽和之負壓區域，影響其內部的壓力分佈。
- (2). 透過實驗與數值方法分析阻水層的存在，對於土層表面入滲率的降低。
- (3). 透過數值方法模擬阻水層的存在，將使地下水在土層內的停留時間增加。

### 1.3 文獻回顧

當水體內含有懸浮物或泥砂時，在經過沉降與入滲作用後，即有可能會使河床表層的水力傳導度大幅降低，而這個過程一般被視為阻塞的過程(Blaschke et al., 2003, Joppen et al., 1992, Lisle, 1989)。在本研究中，稱該水力傳導度較低之土層為阻水層(Clogging layer)，而阻水層下方具有較高水力傳導度之含水土層則稱為含水層(Aquifer)。根據 Blaschke et al. (2003)在現地調查的結果，可以將河床的阻塞依照不同型態分為三個種類：(1) Internal clogging、(2) Armour clogging 以及(3) External clogging。其中，第一種的 Internal clogging 表示在河床頂部數公寸至數公分內的土層受到較細小顆粒的阻塞，使得河床水力傳導度降低；第三種的 External clogging 表示在河床的上方因懸浮物或泥沙的沉積作用而形成一層由細顆粒所組成的沉積層，該沉積層會使河床的水力傳導度大幅降低；第二種的 Armour clogging 則是具有介於兩者之間的材料特性與水力傳導度。Fig. 1.1 中的調查結果顯示各種阻塞型態的水力傳導度分布。根據過往的文獻回顧，阻水層的厚度目前還沒有一個明確的



值或公式能夠進行估算，但普遍認為數公釐到數公尺之間的厚度都是合理的範圍內(Irvine, 2010)。

clogging type		conductivity [m/s] using a thickness of the layer of 10 cm
internal clogging		$1 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-4}$
incipient armour layer clogging		$1 \cdot 10^{-5} - 5 \cdot 10^{-6}$
armour layer clogging		$1 \cdot 10^{-7} - 5 \cdot 10^{-7}$
incipient external clogging		$5 \cdot 10^{-8} - 1 \cdot 10^{-7}$
external clogging		$< 1 \cdot 10^{-8}$

Fig. 1.1 各種阻塞種類(Clogging type)即其相應的水力傳導度(Blaschke et al., 2003)

地表水與地下水之間具有複雜的相互作用，無論是在完全飽和或變飽和的含水層中，都受到數個因素所控制，包括河道形狀、河流水位、河床坡度、地下水位深度、河床水力特性、含水層水文性質與含水層幾何性質(Brunner et al., 2009, Doble et al., 2012, Peterson and Wilson, 1988, Riviere et al., 2014, Sophocleous, 2002)。

Brunner et al. (2009)將地表水與地下水之間的狀態分為三種狀態：(1) Connection、(2) Transition 以及(3) Disconnection (Fig. 1.2)。其中，第一種狀態 Connection 表示河床下的土層為完全飽和的狀態。當地下水位面高於地表水位面時，地下水將會對地表水進行補注(Gaining)。相反地，當地下水位面低於地表水位面時，地表水則會造成入滲損失(Losing)。此時根據達西定律可知，達西速度與水力梯度呈正比的關係；當河床下的土層發生 Disconnection 狀態時，代表其內部具有穩定的非飽和區域，且入滲率不再受到水力梯度的影響而變化，趨於一個穩定的值；而 Transition 的狀態則介於 Connection 與 Disconnection 之間。由於自然天氣

的乾燥環境或人為的抽取地下水，河床下的土層內可能會出現非飽和的區域，使內部的流動系統可以在 Connection 與 Disconnection 之間的狀態變化(Dillon and Liggett, 1983, Fox and Durnford, 2003, Osman and Bruen, 2002, Riviere et al., 2014)。Osman and Bruen (2002)以及 Fox and Durnford (2003)對地表水與地下水之間的狀態進行了數值方法的分析，發現當河床表層形成阻水層，且該河床阻水層的水力傳導度降低至小於下方含水層的水力傳導度時，就有發生 Disconnection 狀態的可能性。

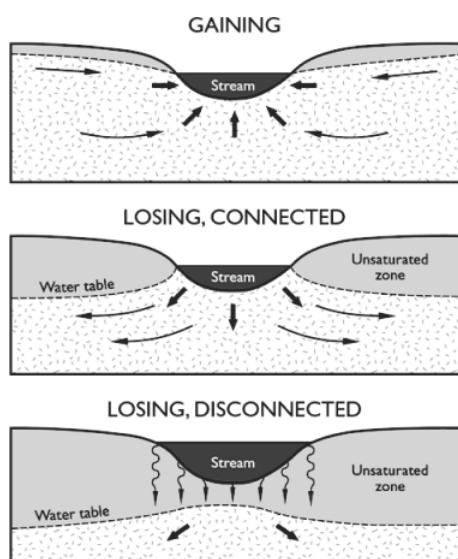


Fig. 1.2 河流下含水層的狀態示意圖(Brunner et al., 2009, Winter et al., 1998)

Brunner et al. (2009)根據達西公式結合連續方程式以及土體的邊界條件推導出，在固定水深的條件下，土層內是否可能出現非飽和之區域，即 Disconnection 狀態的條件式(詳見 2.3 節)。由該條件式可知，當含水層的厚度不為零時，含水層內的狀態是否可能發生 Disconnection 狀態，只跟固定水深、阻水層厚度以及阻水層與含水層水力傳導度的比值有關，而不受含水層厚度的影響。若阻水層與含水層水力傳導度的比值無法滿足該條件式時，此含水層內將不會出現非飽和的情況，而維持在 Connection 狀態。反之，若阻水層與含水層水力傳導度的比值滿足該條件式時，隨著地下水位面的下降，含水層內將出現穩定的非飽和區域，且入滲率會趨於一個



定值(Fig. 1.3)。Riviere et al. (2014)透過砂箱實驗與數值模擬的方法亦得到類似的入滲率關係曲線結果。此外，在過去的文獻中，也有學者提出其他判斷河川系統是否處於 Disconnection 狀態的方法。Covino and McGlynn (2007), Kalbus et al. (2006), Wald et al. (1986)表示當表面水位低於河床時，河流的系統即為 disconnection 狀態。Bouwer and Maddock (1997), Braaten and Gates (2003), Sophocleous (2002)則表示，若河道下方的地下水位深度大於河道寬度的兩倍，河流的系統為 Disconnection 狀態。但在以上的兩種方法中，都忽略了許多的水文變量，使用這些方式作為 Disconnection 的判斷依據或許是不太適當的(Brunner et al., 2009)。

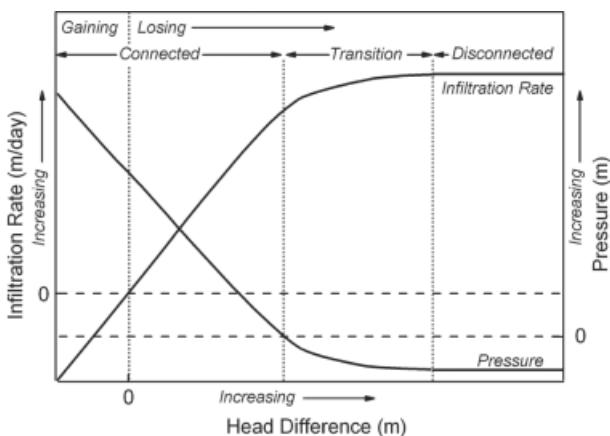


Fig. 1.3 入滲率與壓力勢能隨地表水與地下水位面間之水頭差的關係曲線(Brunner et al., 2009)。

當多孔材質表面發生阻塞的過程後，由於發生地點的不同，阻塞可能帶來正面的作用，亦或負面的影響：對於河川或湖泊中的生態，阻塞的作用就可能是一個有利的機制，底床上發生阻塞時所造成的水力傳導度降低可以減少水的入滲損失，使需要受保護的水體得以維持足夠的水深；然而對於需要補注的地下水井或人造的排水設施如都市內的透水鋪面等，阻塞則會造成不利的結果，因為入滲率的減少是造成地表逕流增加的主要原因(Galli, 1992, Nozi et al., 1999, Rimbault et al., 1999, Warnaars et al., 1999)。根據 Siriwardene et al. (2007)的研究顯示城市排水系統最大

的隱患在於透水鋪面受到阻塞作用後，會因為孔隙受阻塞後所減少的入滲率，導致地下水的補注或排水設施的排水量降低，增加地表逕流發生的頻率。

在過去的文獻中對於河床入滲的模擬大多都將河床下的土層視為單一材質，而沒有考慮到阻水層對於入滲或地下水流動所造成的影響，然而，根據文獻可知是否具有阻水層對於入滲率的影響是確實存在的，阻水層能有效降低入滲率，甚至可能影響到地下水流動的情況，這對於了解河流的生態環境是相當重要的一環。

## 1.4 研究架構

本研究將透過實驗以及數值模擬的方式，探討有無阻水層對入滲率、壓力分佈以及地下水流動情況的影響。研究架構圖如 Fig. 1.4。研究共分為兩個部分：第一部分，以入滲儀實驗場地進行單雙層土層的排水實驗，並輔以 COMSOL 數值模擬方法相互驗證結果；第二部分，假設一簡易河段，模擬河段若是發生阻塞現象產生阻水層時所帶來的影響。最後比較討論兩個部分的結果得到阻水層所帶來的影響。

在入滲儀實驗開始前需先將實驗所用之土壤進行分析得到模擬過程中所需的參數，如水力傳導度及保水曲線。接著設計不同的排水管高度，以便改變實驗中的邊界條件。單層排水的實驗進行完畢後，在原有的含水層上額外鋪設一層阻水層，再接續進行雙層排水的實驗。入滲儀的數值模擬則比照實驗過程中的邊界條件以及土壤參數進行模擬。將入滲儀的實驗與模擬結果比較討論後，驗證該數值模擬中入滲率以及壓力分佈的結果與實驗結果相符。進一步擴大模擬的尺度，模擬七家灣溪有勝溪河段若是發生阻塞現象產生阻水層時的地下水流動變化。得到該河段的單雙層模擬結果，並比較討論在入滲率以及停留時間上的差異。最後得出阻水層對於地表地下水所帶來的影響。

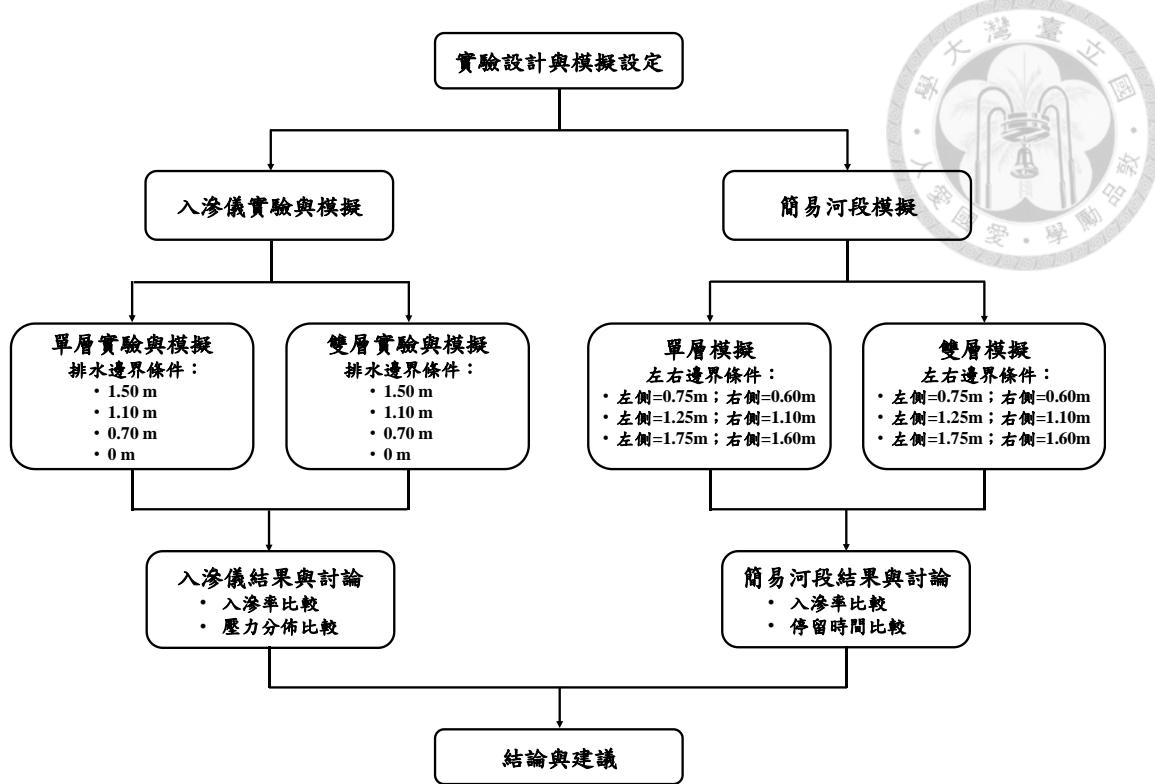


Fig. 1.4 研究架構圖

## 第2章、相關理論



早期流體力學的理論多假設流體為無摩擦且非壓縮性，且流體與接觸面間的流動僅有壓應力，而沒有剪應力的存在。但在真實流體的流動中，流體既有壓應力也有剪應力，且流動皆與黏滯性相關。

由於土壤孔隙並非均勻的光滑細管，而是具有高度不規則性、曲折且紛亂的情況。典型土壤樣本的實際幾何形狀及流動型式極為複雜，即使在同一孔隙通道中，各點流體的速度變化亦非常劇烈。因此，一般在描述土壤孔隙中的水分流動時，均以巨觀的觀點來描述。即水分流經土壤總體積的速度平均值。大部分情況下，土壤中水分的流動以層流來表示之(萬鑫森, 1987)。

### 2.1 達西定律(Darcy's law)

達西定律(Darcy's law)係由法國工程師 Henri Darcy 觀察通過砂石過濾器的滲漏率時發現此一定律(Darcy, 1856, Hubbert, 1956)。

考慮水分在一巨觀下的均勻飽和土柱中流動，假設水流為穩定狀態下的流動(Steady flow)。水流的方向維持單一方向，即一維流動(One-dimensional flow)。則土柱的出水率(Discharge rate,  $Q$ )為單位時間內流經土柱之體積( $V$ )，與截面積( $A$ )及水頭差(Hydraulic head drop,  $\Delta H$ )成正比，而與土柱兩端的高度差( $\Delta L$ )成反比。

$$Q = \frac{V}{t} \propto A \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (2.1)$$

沿流動方向單位距離之水頭差( $\Delta H/L$ )為水力梯度(Hydraulic gradient)。而當土柱的兩端無水頭差時，即 $\Delta H = 0$ ，將不會有水流動發生。

水力梯度( $\Delta H/\Delta L$ )與比流出率( $q$ )，亦即與單位時間內通過單位截面積水分的體



積或稱為達西速度成正比。

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{V}{At} \propto \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

通常設一比例常數  $K$ , 稱為水力傳導度(Hydraulic conductivity)。因此, 可將(2.2)式改寫為著名的達西定律(2.3)式：

$$q = -K \frac{\Delta H}{L} \quad (2.3)$$

若再將(2.3)式與截面積( $A$ )相乘, 則可得到土柱的出水率( $Q$ ), 即單位時間內通過截面積的水體積：

$$Q = -K \frac{\Delta H}{\Delta L} A \quad (2.4)$$

式中：

$Q$  : 出水率( $L^3 T^{-1}$ ), 單位時間( $t$ )內流經土柱之水分體積( $V$ )。

$q$  : 比出水率( $L T^{-1}$ ), 單位時間( $t$ )內通過單位截面積之水分體積( $V$ ),

或稱達西速度。

$K$  : 水力傳導度( $L T^{-1}$ )。

$\Delta H/\Delta L$  : 水力梯度( $L L^{-1}$ )。

## 2.2 理查方程式(Richards' equation)

在達西定律中只能說明穩定或不變(Steady or Stationary)的流動過程, 其中的達西速度( $q$ )維持一定, 且在系統中各點的勢能及梯度不隨時間而改變。非穩定或過渡(Unsteady or transition)的流動過程中, 達西速度及過程中梯度的大小甚至方向均會隨時間而改變。

因此, Richards (1931)依據質量守恆定理, 假設土壤與水為不可壓縮, 以達西



定律結合連續方程式(Equation of continuity)推導出均質非飽和土層的水流方程式。

首先將達西定律轉換成三維流動(Three-dimensional flow)，並以微分形式來呈現，

(2.3)式中的達西速度( $q$ )在  $x$ 、 $y$  及  $z$  三個方向，分別改寫為：

$$q_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial x} \quad (2.5)$$

$$q_y = -K_y \frac{\partial H}{\partial y} \quad (2.6)$$

$$q_z = -K_z \frac{\partial H}{\partial z} \quad (2.7)$$

式中  $K_x$ 、 $K_y$  及  $K_z$  分別為  $x$ 、 $y$  及  $z$  三個方向上的水力傳導度。接著考慮一小單元(立方體)的土壤，進出此小立方體的流動速率可能不同。該小立方體的長寬高分別為  $dx$ 、 $dy$  及  $dz$ ，其中的水分含量變化總量為  $d\theta dx dy dz$ 。各方向的入流率為  $q_x$ 、 $q_y$  及  $q_z$ ，出流率為  $q_{x+dx}$ 、 $q_{y+dy}$  及  $q_{z+dz}$ 。因此，在短時間內( $dt$ )的水分變化總量可視為入流量及出流量之差值，其連續方程式為(2.11)式：

$$q_{x+dx} = q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \quad (2.8)$$

$$q_{y+dy} = q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \quad (2.9)$$

$$q_{z+dz} = q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz \quad (2.10)$$

$$d\theta dxdydz = \left( -\frac{\partial q_x}{\partial x} dxdydz - \frac{\partial q_y}{\partial y} dxdydz - \frac{\partial q_z}{\partial z} dxdydz \right) dt \quad (2.11)$$

上式可改寫成：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.12)$$

接著由(2.5)、(2.6)及(2.7)式，可將上式再改寫成：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial H}{\partial z} \right) \quad (2.13)$$

此處將水頭(Hydraulic head,  $H$ )考慮為壓力勢能(Pressure head,  $\psi$ )與重力勢能(Gravity head,  $z$ )的總和：

$$H = \psi + z \quad (2.14)$$

將(2.14)式代入(2.13)式中，即可得 Richards' equation 的通用型式(2.16)式：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial \psi + z}{\partial z} \right) \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (2.16)$$

式中：

$\theta$ ：在特定壓力勢能( $\psi$ )下之體積水分含量 [ $L^3 L^{-3}$ ]。

$\psi$ ：壓力勢能 [ $L$ ]。

$K_x, K_y, K_z$ ：x、y 及 z 三個方向上的水力傳導度 [ $L T^{-1}$ ]。

## 2.3 Disconnection 狀態發生的非飽和條件式

為了瞭解雙層土層在非飽和時對於地下水流動過程的影響。在本研究中將水流通過雙層土層的流動視為穩態流動，以達西定律結合連續方程式推導出雙層土層內發生非飽和狀態的條件式(Brunner et al., 2009)。

首先考慮一雙層土層(Fig. 2.1)，假設上層的土層具有較低的水力傳導度( $K_c$ )，將其定義為阻水層(Clogging layer)。而下層的土層則具有較高的水力傳導度( $K_a$ )，定義為含水層(Aquifer)。阻水層上方維持一固定表面水深( $h_w$ )。並假設阻水層與含水層間的交界面處之壓力勢能為  $\psi_p$ 。以含水層底部為高度基準面，且其壓力勢能亦為零，表示為地下水位面。



對於一個完全飽和的雙層土層，平均水力傳導度( $K$ )可表示成(Bear, 1979)：

$$K = \left[ \frac{1}{h_c + h_a} \left( \frac{h_c}{K_c} + \frac{h_a}{K_a} \right) \right]^{-1} \quad (2.17)$$

而在穩態條件下，流經整個土層的飽和入滲通量( $q$ )，即 2.2 節中所述之達西速度，

可表示為整個土層的平均水力傳導度與水力梯度( $\Delta H/\Delta L$ )的乘積，即(2.19)式：

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{-(h_c + h_a + h_w)}{-(h_c + h_a)} \quad (2.18)$$

$$q = -(h_c + h_a + h_w) \left( \frac{h_c}{K_c} + \frac{h_a}{K_a} \right)^{-1} \quad (2.19)$$

由連續方程式(Equation of continuity)可知，流經整個土層的入滲通量( $q$ )需等於流經阻水層內的入滲通量：

$$q = -(h_c + h_a + h_w) \left( \frac{h_c}{K_c} + \frac{h_a}{K_a} \right)^{-1} = -K_c \frac{\psi_p - h_c - h_w}{-h_c} \quad (2.20)$$

經過移項整理後可得到(2.21)式：

$$\psi_p = \frac{h_a(h_w K_c + h_c K_c - h_c K_a)}{h_c K_a + h_a K_c} \quad (2.21)$$

接著，假設阻水層與含水層間的交界面處之壓力勢能( $\psi_p$ )不大於零。由(2.21)式中可發現，分母皆為正數，相乘後必將大於零。因此， $\psi_p$ 是否不大於零，取決於分子的乘積是否也不大於零，可得(2.22)式：

$$h_a(h_w K_c + h_c K_c - h_c K_a) \leq 0 \quad (2.22)$$

經整理後，可得一土層之非飽和條件式，此條件式亦由 Zaslavsky (1963)推導出：

$$\frac{K_c}{K_a} \leq \frac{h_c}{h_w + h_c} \quad (2.23)$$

式中：

$h_w$  : 表面水深[L]。



$h_c, h_a$ ：阻水層與含水層的厚度[L]。

$K_c, K_a$ ：阻水層與含水層的水力傳導度[L T<sup>-1</sup>]。

若雙層土層的條件無法滿足(2.23)式，則在固定表面水深以及含水層厚度大於零的條件下，阻水層底部將無法出現非飽和之情況，且壓力勢能也將維持恆正，而與含水層厚度無關( $h_a > 0$ )。土層內是否可能出現非飽和的情況，僅僅只是表面水深、阻水層厚度以及阻水層與含水層之水力傳導度的比值。

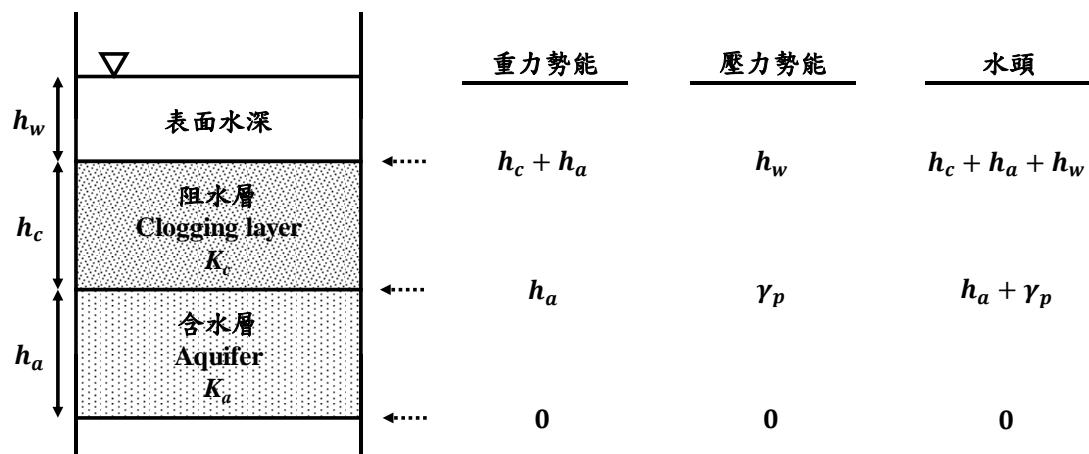


Fig. 2.1 一維雙層土層水頭示意圖(圖片修改自 Brunner et al. (2009))

## 第3章、材料與方法



### 3.1 實驗設備

#### 3.1.1 時域反射儀(Time Domain Reflectometry, TDR)

本研究中所使用之時域反射儀(Time Domain Reflectometry, TDR)設備由 Campbell Scientific 公司所生產，型號為 TDR200 (Fig. 3.1)。埋設於實驗場地中之探針型號為 CS635(Fig. 3.2)。其原理為利用傳輸通路上的阻抗不連續所產生的反射脈衝電磁波型變化，來量測通路上介質的電學性質，將其應用於土壤中即可利用反射訊號得到該研究材料的介電常數，再透過轉換即可推估出土壤的含水量與電導度。



Fig. 3.1 時域反射儀(TDR) (圖片來源引用自 Campbell Scientific 公司網站)



Fig. 3.2 探針 CS635



### 3.1.2 土壤水分張力計

本研究中所使用之土壤水分張力計由 Umweltanalytische Mess-Systemeene (UMS)公司所生產，型號為 UMS T4e (Fig. 3.3)。特點為一體式的壓克力管設計，外部連接有一細管可填充管內的水分。其原理為藉由儀器前方的白色陶瓷頭使管外的壓力與外界達到平衡，接著內部的感應器會將壓力轉換成電壓，並由紀錄器接收訊號，得到土壤的含水量。在進行量測張力前，需先將壓克力管內填滿去離子水並排除內部多餘的空氣。由於其一體式的設計，在埋設張力計時，僅需將細管露出地表，即可在不擾動土層與儀器的情況下進行補水，因此適用於有減少擾動需求的現地量測。結構主要由白色陶瓷探頭、壓克力管及感應器所組成。量測的範圍為 -85 kpa ~ 100 kpa，精度為 0.5 kpa。



Fig. 3.3 土壤水分張力計 T4e (圖片來源引用自 UMS 公司網站)

### 3.1.3 葉片式流量計

本研究中所使用之葉片式流量計由 AICHI 公司所生產，型號為 ND10-TATAAA (Fig. 3.4)。外型為一體式，無法進行拆解，但也便於進行安裝。其原理為水流進入



流量計內部後，會推動其內部的葉輪扇葉。再由紀錄器接收訊號，記錄下每秒平均的轉動圈數，即可透過圈數的轉換得到每秒的平均流量。量測的範圍為 1.0 L/min ~ 10 L/min。精度為±2%。



Fig. 3.4 葉片式流量計(圖片來源引用自 AICHI 公司網站)

### 3.1.4 涡流式流量計

本研究中使用之渦流式流量計由 REGAL JOINT CO., LTD.所生產，型號為 KSL-10L (Fig. 3.5)。外型為一體式，無法進行拆解，但也便於進行安裝。其原理為利用卡曼渦街(Karman Vortex Street)定理進行量測。當流動的流體中中存在柱狀的障礙物時，水流會在下游產生交替的渦流。而流體的流速與渦流產生的頻率彼此成比例關係。因此可以透過測量渦流的振動來推估流體的流速。再由紀錄器接受訊號，得到每秒的平均流量。量測的範圍為 1.5 L/min ~ 10 L/min。精度為±2%。



Fig. 3.5 涡流式流量(圖片來源引用自 RGL 公司網站)

### 3.1.5 水位計

本研究中使用之水位計由 vanEssen 公司所生產，型號為 DI602。是一種潛水式的數據紀錄器，可在水下使用壓力感應器進行長時間的即時水位監測。外型為一體式，無法進行拆解。使用上相當便捷，在設定好需要紀錄的測值後，僅需放入水中，該水位計將自動記錄其上方之靜水壓力。電池壽命約 10 年。量測的範圍為  $0 \text{ mH}_2\text{O} \sim 20 \text{ mH}_2\text{O}$ 。精度為  $\pm 2\%$ 。



Fig. 3.6 水位計(圖片來源引用自 vanEssen 公司網站)



## 3.2 粒徑分布實驗

在本研究中之粒徑分布以篩分析法與鮑式比重計分析法量測得到，其中含水層粒徑分布曲線圖如 Fig. 3.9。阻水層粒徑分布曲線圖如 Fig. 3.10。

篩分析法實驗圖如 Fig. 3.7。將適當重量之待測土樣放入一疊由上而下減小篩孔的篩網上，並以搖篩機均勻搖動後，量測各篩網上所遺留的土樣重量，得到粒徑分布曲線圖。若通過 200 號篩網的遺留土樣重量超過總待測土樣重量的 10% 時，需再進行鮑式比重計分析法來得到更細的粒徑分布。



Fig. 3.7 篩分析法實驗圖

實驗步驟：

- (1). 取適當重量之待測土樣，並量測各篩網重量。
- (2). 將篩號 10、20、40、60、80、100、120、200 的篩網由上而下排列，並將待測土樣放置在最上方之篩網上。
- (3). 將整疊篩網放入搖篩機均勻搖晃 30 分鐘。

- (4). 量測各篩網重並扣除篩網淨重，得到各篩網上的遺留土樣重。
- (5). 計算各篩網上的遺留土樣重佔待測土樣總重的百分比，即可換算得到通過各篩網的累積通過百分比，並繪製土樣粒徑分布曲線圖。



鮑式比重計分析法實驗圖如 Fig. 3.8。將通過 200 號篩網之待測土樣與分散劑充分混合後，倒入量筒中並加入清水或蒸餾水直至 1000 ml 為止。接著量測各沉澱時間下的比重計刻度，換算得到粒徑小於 0.074 mm(200 號篩網孔徑)的累積通過百分比。



Fig. 3.8 鮑式比重計分析法實驗圖

實驗步驟：

- (1). 取 50 g 之烘乾搗碎且通過 200 號篩網之待測土樣(若前述篩分析實驗中通過 200 號篩網的遺留土樣重量超過總待測土樣重量的 10%)，與 125ml 之 4%的分散劑(偏磷酸鈉溶液)充分混合並靜置 24 小時。
- (2). 將土樣與溶液的混合物倒入沉澱用的量筒中，並加入清水或蒸餾水直至



1000 ml 為止。

- (3). 以手掌或橡皮蓋封住量筒口，正倒搖動到量筒底部沒有土樣附著。接著迅速將量筒置於桌上，同時跑錶紀錄時間，並小心地將比重計放入量筒中。
- (4). 紀錄下時間為 0.25、0.5、1、2、5、15、30、60、120、240、360、480、1440 以及 2880 分鐘時的比重計讀數與溫度。
- (5). 經過查表與計算後，即可得到各粒徑的累積通過百分比。
- (6). 將前述篩分析實驗所得之結果與此鮑式比重計法實驗結果結合，即可繪製完整的土樣粒徑分布曲線圖。

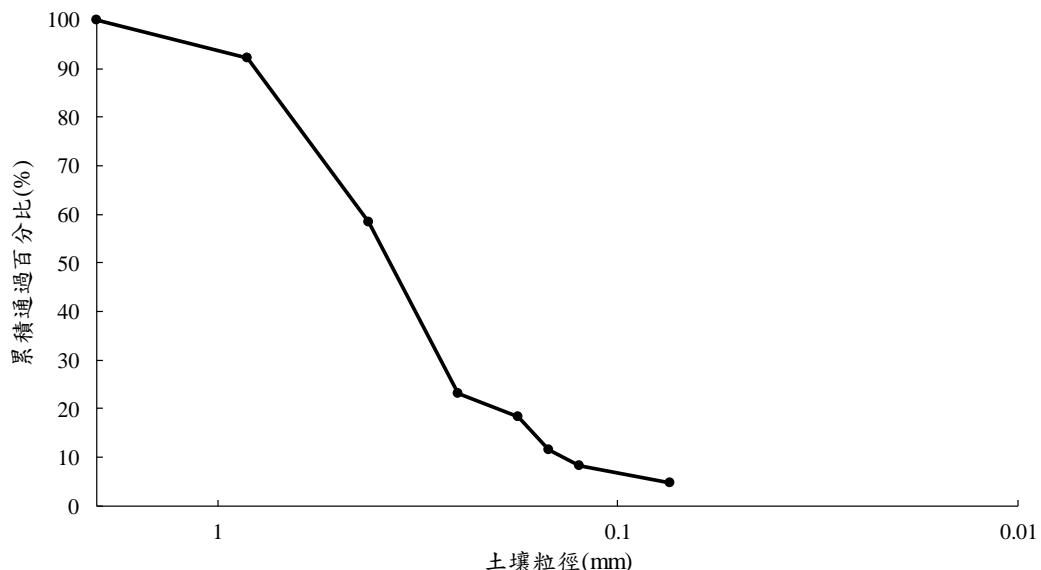


Fig. 3.9 含水層粒徑分布曲線圖

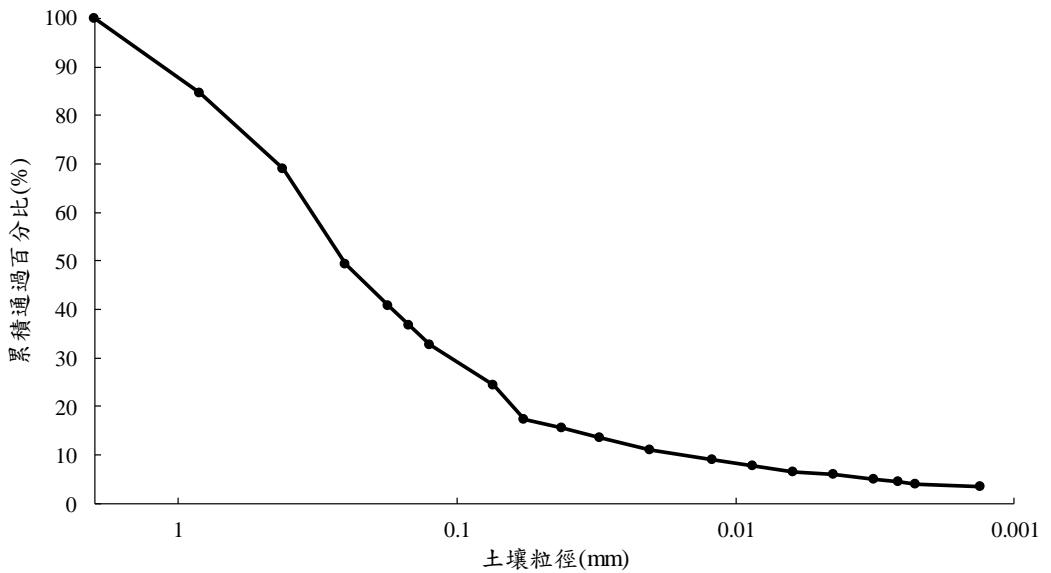


Fig. 3.10 阻水層粒徑分布曲線圖

### 3.3 水力傳導度實驗

在本研究中之水力傳導度以本節中的砂柱實驗測量得到。其中，含水層水力傳導度  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s。阻水層水力傳導度  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s。

砂柱實驗系統的實驗簡圖如 Fig. 3.11。一根長 30 cm，半徑 1.25 cm 的玻璃管柱，內部填滿待測土樣。玻璃管柱上端以矽膠軟管連接 Mariotte's bottle，並以固定水頭高度進行排水。同時由電子秤量測 Mariotte's bottle 中每秒所減少的水重，即土樣每秒入滲的水體積。再將此水體積除以玻璃管柱的截面積，可得到該土樣的水力傳導度  $K$  (m/s)。

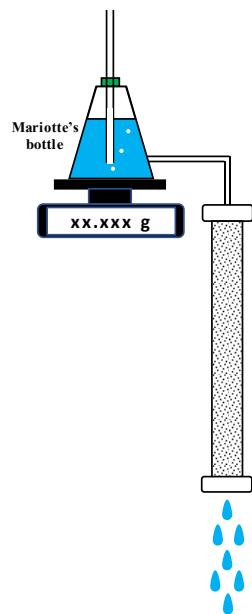


Fig. 3.11 砂柱實驗系統

實驗步驟：

- (1). 在玻璃管內均勻的填入待測土樣，並每填入約 3 cm 後以鐵棒夯實，反覆此步驟直到裝滿玻璃管柱為止。
- (2). 將玻璃管柱的下端以矽膠軟管連接 Mariotte's bottle。接著控制 Mariotte's bottle 中的玻璃管高度略高於待測土樣的底部，待土樣底部充分濕潤後再逐步提高 Mariotte's bottle 的高度，直至土樣完全飽和為止。此步驟之目的為利用毛細原理使土樣能夠充分達到完全飽和的狀態。
- (3). 土樣飽和後，將玻璃管柱小心地反轉，將矽膠管連接的一端朝上。同時將 Mariotte's bottle 移至適當的水頭高度並開始進行砂柱排水實驗。
- (4). 待排水實驗穩定後，使用電子秤記錄下每秒 Mariotte's bottle 所減少的水重，即土樣每秒入滲的水體積。再將此水體積除以玻璃管柱的截面積，就可得到該土樣的水力傳導度  $K$  (m/s)。



### 3.4 保水曲線實驗

在本研究中根據 van Genuchten (1980) 模式，以本節中的砂箱排水實驗與壓力鍋實驗測量得到該模式中的保水曲線參數  $\theta_s$ 、 $\theta_r$ 、 $a$ 、 $n$ 。其中， $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $a = 3.55$  (1/m) 以及  $n = 3.45$ 。

砂箱實驗系統的實驗簡圖如 Fig. 3.12。一個長 30 cm，寬 20 cm，高 30 cm，及厚度 2 cm 的壓克力砂箱，內部填充一定高度之待測土樣。在砂箱底部向上 10 cm 處左右各有一開孔，可裝設含水量計以及張力計。砂箱底部的排水口以矽膠軟管連接 Mariotte's bottle，並以定水頭高度進行排水。同時以含水量計與張力計量測土樣在相同高度下的測值，並由 Data logger (數據搜集器) 記錄下每分鐘的含水量與張力變化。得到該張力下的含水量結果。

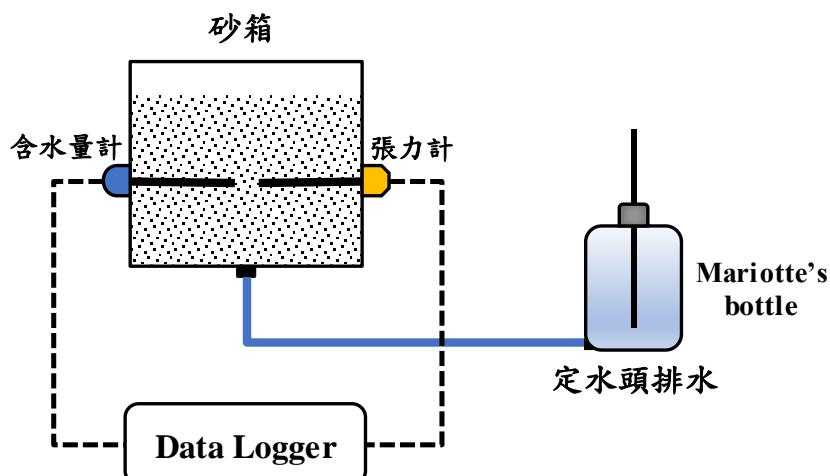


Fig. 3.12 砂箱實驗系統

實驗步驟：

- (1). 在壓克力砂箱內均勻的層層填入待測土樣，第一層 3 cm，第二、三、四層皆 5 cm，共 18 cm 高的土樣。每層皆以 1 kg 重之砝碼夯實。
- (2). 將壓克力砂箱底部以矽膠軟管連接 Mariotte's bottle。接著控制 Mariotte's



bottle 中的玻璃管高度略高於待測土樣的底部，待土樣底部充分濕潤後

再逐步提高 Mariotte's bottle 的高度，直至土樣完全飽和為止。此步驟之

目的為利用毛細原理使土樣能夠充分達到完全飽和的狀態。

(3). 土樣飽和後，降低 Mariotte's bottle 的高度至適當的水頭高度，並開始進行砂箱排水實驗。在排水實驗過程中，需等待此水頭高度下的 Mariotte's bottle 內不再繼續排出水後，才能降低至下一水頭高度。反覆此步驟直至砂箱內部不再有水能夠排出為止。

(4). 由 Data logger 紀錄前一步驟中所調降之各水頭高度下的穩定含水量計與張力計測值。得到該張力下之土樣的對應含水量。

壓力鍋實驗系統的實驗簡圖如 Fig. 3.13。主體為一壓力鍋所組成，內部裝有透水的多孔瓷板及裝於鐵環內的待測土樣。各鐵環底部皆黏有濾紙。壓力由空氣壓縮機所提供之空氣壓縮機所提供，與壓力鍋相連接。實驗過程中以氣筏開關與壓力錶控制需要的壓力來進行排水，即可得到該壓力下的土樣含水量。

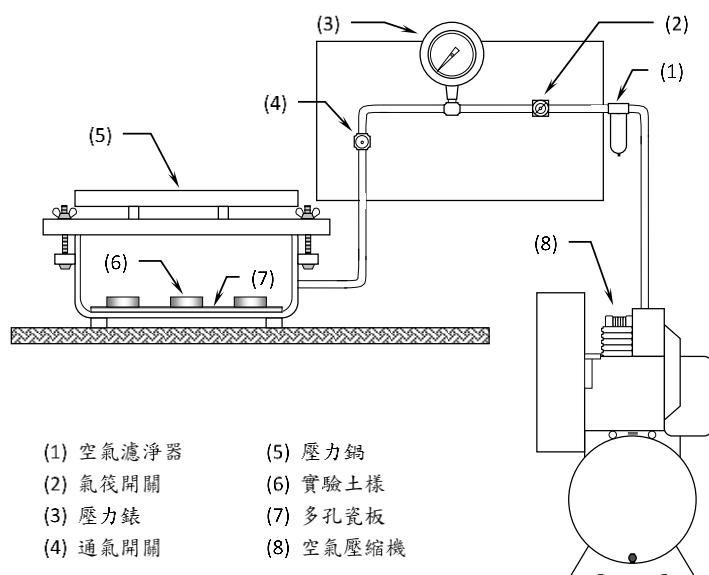


Fig. 3.13 壓力鍋實驗系統(蔡義誌, 2008)



實驗步驟(蔡義誌, 2008)：

- (1). 將多孔瓷板浸泡於水中一段時間以去除瓷板內的空氣。將飽和後的多孔瓷板放入壓力鍋中，並連接壓力鍋中的排水管以利實驗加壓時的水分排除。
- (2). 將待測土樣填入與壓力鍋配套的鐵環之中，並將填滿土樣後的鐵環置於水中的多孔瓷板上預濕。利用毛細原理使水分透過多孔瓷板上升以均勻地濕潤土樣而達到自然飽和。
- (3). 將飽和後的土樣壓克力環放入壓力鍋中。放置後將壓力鍋之蓋子蓋上並鎖緊，確保氣體不會在實驗加壓過程中逸出。
- (4). 開啟空氣壓縮機進行加壓，在空壓機進行運轉前先關閉連接壓力鍋之通氣開關。啟動空壓機充氣加壓後，旋轉氣筏開關以控制壓力大小，並觀察壓力錶待壓力達到所需後。打開通氣開關使加壓空氣進入壓力鍋開始對土樣加壓，同時須注意壓力鍋是否有漏氣之情況。
- (5). 本實驗中分別施做 0.54 bar、1.0 bar、1.5 bar、2.0 bar、2.5 bar、3.0 bar 以及 3.5 bar 壓力時之水分含量。每一壓力平衡時間約 3 天，待土樣壓克力環達恆重時關閉空壓機並取出秤其重量。實驗完成後再將土樣取出於 105°C 之烘箱烘乾 24 小時候秤重。
- (6). 在各壓力下除了土樣會吸收水分外，其鐵環底部之濾紙亦會吸收水分。因此，實驗中需有未裝土樣之空白對照組，得到濾紙在不同壓力下的吸水量。計算土樣含水量時，須扣除此濾紙的吸水量，才可得到該壓力下之土樣的對應含水量。

將壓力轉換成張力值後，結合砂箱排水實驗與壓力鍋排水實驗之各張力下的



對應含水量後，即可代入 van Genuchten 保水曲線模式(3.1)式。計算得到 van Genuchten 保水曲線中的各參數值。本研究中之保水曲線參數  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55$  (1/m)以及  $n = 3.45$ 。

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha h)^n]^{1-\frac{1}{n}}} \quad (3.1)$$

式中：

$\theta(\psi)$ ：在特定壓力勢能( $\psi$ )下之體積水分含量 [ $L^3 L^{-3}$ ]。

$\theta_s$ ：飽和體積水分含量 [ $L^3 L^{-3}$ ]。

$\theta_r$ ：殘餘體積水分含量 [ $L^3 L^{-3}$ ]。

$\alpha$ ：van Genuchten 之參數 ( $L^{-1}$ )。

$n$ ：van Genuchten 之參數。

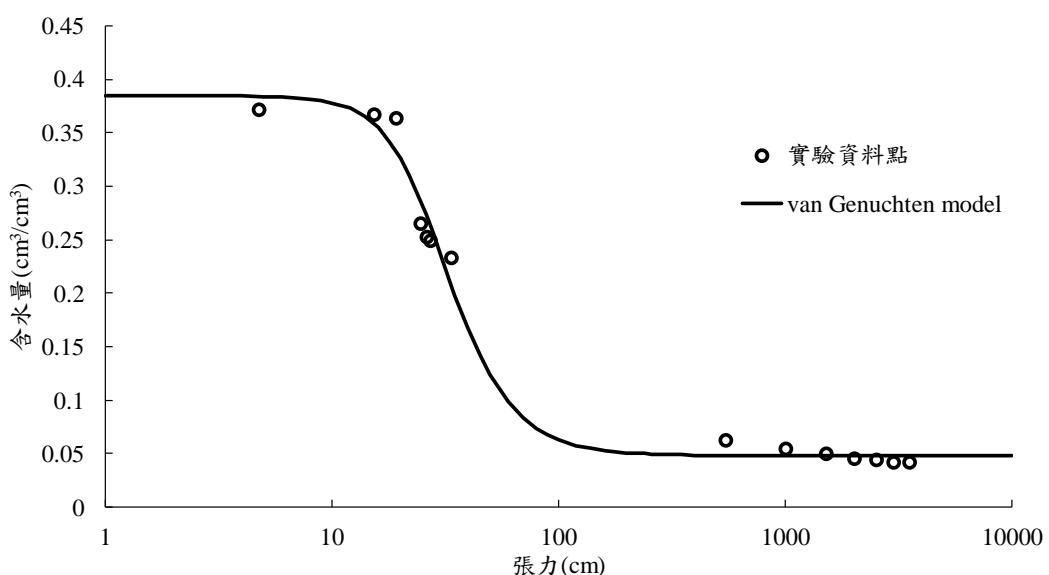


Fig. 3.14 保水曲線(van Genuchten 模式)



### 3.5 入滲儀單層實驗

入滲儀單層實驗的儀器配置圖如 Fig. 3.15。入滲儀場地長 4 m，寬 1.5 m，中間位置深 2.085 m，周圍為不透水之水泥牆。底部放入等同實驗場地長度之排水管，並在其外部包裹透水不織布，防止土樣經由排水管流失。實驗場地內所需的含水層土樣以鏟土機填入，土樣厚度填至距離頂部溢流口位置下 0.32 m。其含水層水力傳導度使用 3.3 節中的水力傳導度實驗所測得之結果， $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s，但由於土層僅為單層情況，因此無法滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。在填土的同時，配合鏟土機的施做，分別於中間剖面之含水層表面下 0.43 m、0.83 m 以及 1.23 m 的深度，間隔 1 m 寬埋設 TDR 探針以及土壤水分張力計 T4e。其中 TDR 探針共埋設 9 支，編號為 1~9。張力計則埋設 2 支，編號為 1~2。分別量測土樣各點的含水量以及張力變化。各儀器編號的相對位置如配置圖中所示。葉片式流量計分別裝設於進水口以及溢流井的出口處，而渦流式流量計則裝設於排水口處，監控水流進出實驗場地的流量。水位計則置於溢流井中，用以測量井中之水位變化，便於補償因水位變化所造成的溢流損失。

實驗過程中，水流從進水口進入實驗場地，並於含水層上方因溢流口的控制而維持一固定水深 0.32 m。此時，一部分的水會從溢流口排至溢流井中，再由溢流井的出口處排出。另一部分的水則會入滲至含水層中，並進入底部的排水管後由排水口排出。

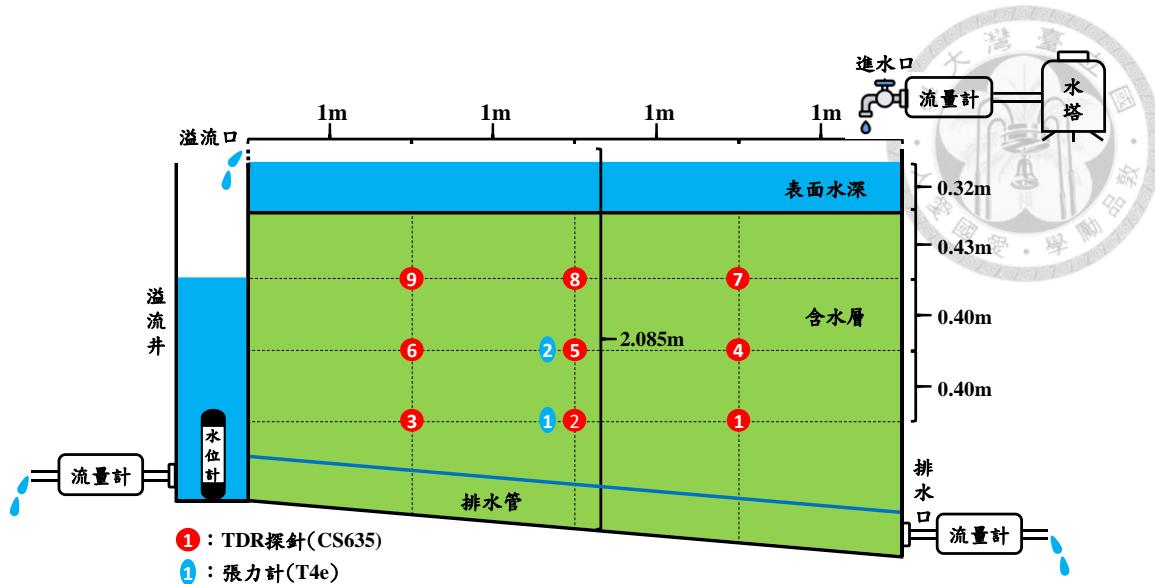


Fig. 3.15 入滲儀單層實驗示意圖

實驗步驟：

- (1). 開啟進水口閥門使水進入實驗場地中。
- (2). 待含水層達到飽和並於上方維持 0.32 cm 的固定水深後，開啟排水口閥門，開始單層排水實驗。
- (3). 排水實驗進行中，由 Data logger 紀錄下實驗過程中各儀器的測值，包括含水量、張力、流量以及水位的量測結果。

## 3.6 入滲儀雙層實驗

入滲儀雙層實驗的儀器配置圖如 Fig. 3.16。實驗場地與儀器配置同上節中的單層實驗。但在含水層的上方額外鋪設一層水力傳導度較低的土樣作為阻水層，而表面之固定水深則變為 0.22 m。其含水層與阻水層水力傳導度使用 3.3 節中的水力傳導度實驗所測得之結果，分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ，且滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。在排水口處為了控制地下水位面的下降，將排水口連接有不同高度的不鏽鋼管，代表不同的出口壓力邊界條件。在此雙層排水實驗中，以排

水口高度向上為基準，分別將排水口壓力邊界控制為 1.50 m、1.10 m、0.70 m 以及 0 m (等同排水口高度)之條件進行排水。

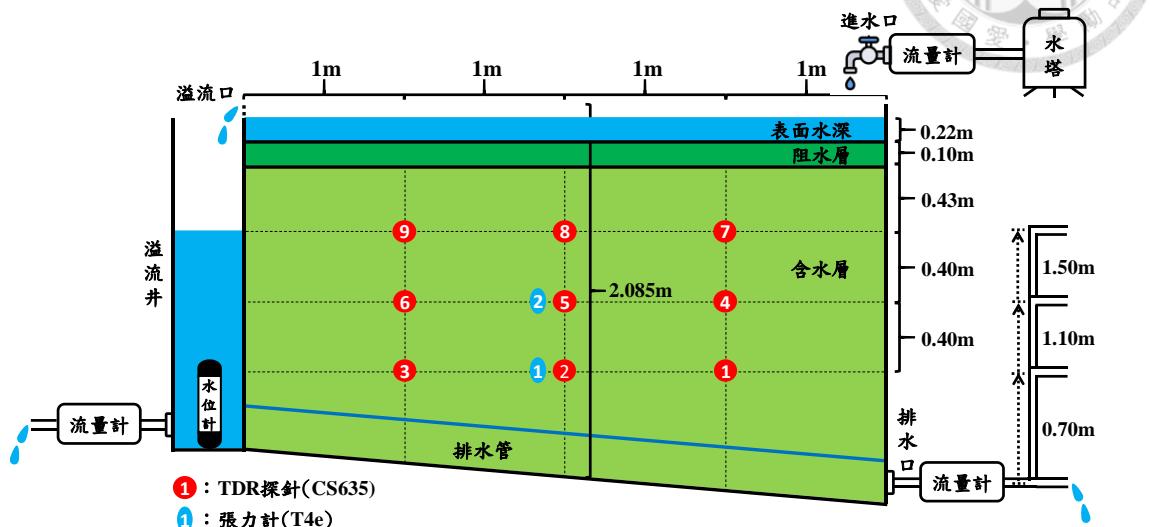


Fig. 3.16 入滲儀雙層實驗示意圖

實驗步驟：

- (1). 開啟進水口閥門使水進入實驗場地中。
- (2). 待含水層與阻水層皆達到飽和並於上方維持 0.22 cm 的固定水深後，開啟排水口閥門，開始雙層排水實驗。
- (3). 依次以 1.50 m、1.10 m、0.70 m 以及 0 m (等同排水口高度)之出口壓力邊界條件進行排水實驗。
- (4). 每個出口壓力邊界條件的排水實驗過程中，由 Data logger 紀錄下實驗過程中各儀器的測值，包括含水量、張力、流量以及水位的量測結果。

## 第4章、模擬方法



### 4.1 COMSOL Multiphysics

#### 4.1.1 COMSOL Multiphysics 軟體

在本研究中所採用之模擬軟體為 COMSOL Mutiphysics，以有限元素法(Finite element method)為基礎，通過求解偏微分方程或偏微分方程組來實現真實物理現象的模擬，以數學方法求解真實世界中的各種物理現象。

軟體中的操作介面採用圖像式介面，如 Fig. 4.1 為 COMSOL 的操作介面。能夠清楚地設定模型中的各項幾何或邊界條件。且軟體中的參數設定具有相當大的自由度，從幾何模型、材料屬性到邊界條件，都可自定義為常數或任意變量的函數。並以有限元素為基礎的離散化方式來自動生成模型網格，解決多數常見的物理問題。在結果的輸出與展示上，提供了強大的可視化與後處理工具。可視化的功能包括表面圖、切面圖、箭頭圖與流線圖等繪圖類型。而後處理工具方面則可利用數學式，如積分或導數，計算得到表面、沿切線或各點的上的任意物理量。

在軟體中提供了一系列預定義的物理界面，用於模擬各種物理現象。其中包括了流體力學、熱力學、結構力學甚至電磁場等諸多領域的模組，並且能夠於同一模型中耦合多個物理量。在各模組中採用了大量預設的物理應用模型，如地下水模組中則包含達西與理查方程式等，讓使用者能夠快速地建立模型，但同時也可自定義各種方程來創建新的物理場。而在本研究中將使用地下水模組來模擬地下水水流場的變化情況。

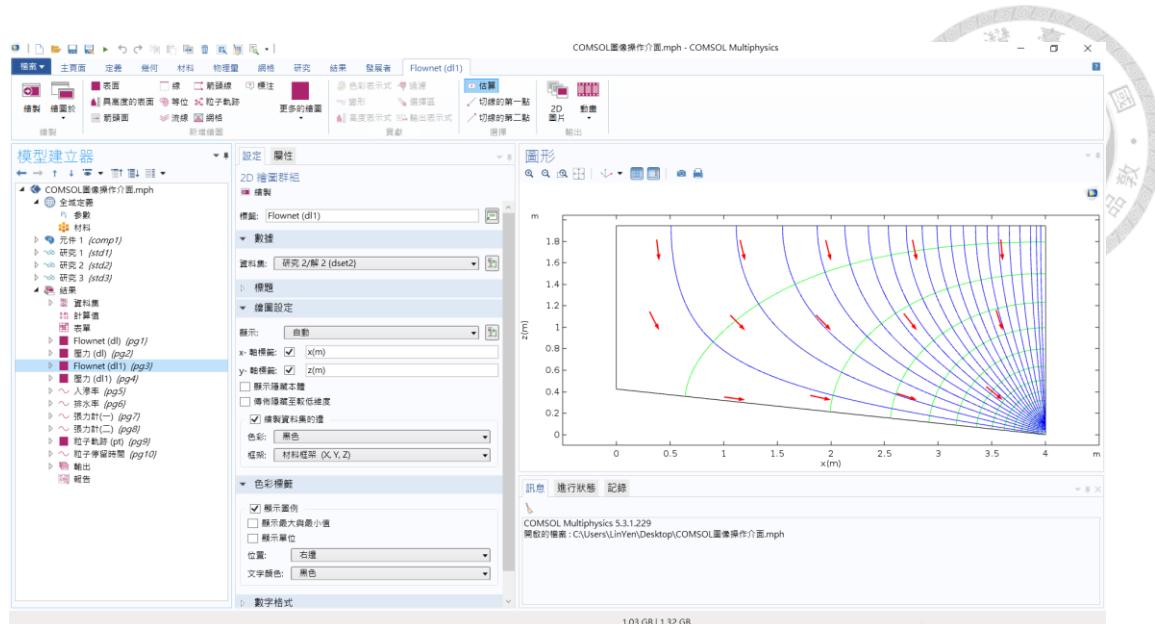


Fig. 4.1 COMSOL 圖像操作介面

地下水模組乃基於地下水流動來分析地球物理現象。該模組可以應用於模擬多孔介質中的地下水流動、廢料與污染物在土壤中的擴散、油與氣體的流動，以及由於地下水開發所造成的地層下陷等現象。在本研究中用來模擬地下水流動的控制方程式為理查方程式。能夠模擬地下水在變飽和或完全飽和土層中的流動情況，同時施以粒子追蹤，得到土層表面的入滲率、土層內的壓力分佈以及地下水在土層中的停留時間。

#### 4.1.2 有限元素法

有限元素法(Finite Element Method)最早可追溯到二十世紀初期，並在 1960 年代後開始蓬勃發展，起初是學者們為了能夠更有效率地計算材料受到外力影響後所產生的形變與破壞過程，而發展出一種求解近似值的計算方法。直至今日，有限元素法已成為目前在學術界與工業界最廣泛應用的方法之一，且其理論由早期的結構力學應用，擴展到了其他各個物理領域之中，如流體力學、熱力學及電磁領域。



等。

對於大多數牽扯到複雜幾何形狀、材料屬性或外力的問題來說，通常難以找到一個數學上的解析解來描述問題。因此，有限元素法的基本概念就是將一個連續的物體離散化(Discretization)，分割為有限(Finite)個小單位的元素(Element)來取代原本的連續體，各元素之間以節點(Nodes)相連。接著以邊界值問題(Boundary value problems)代入問題的控制方程式與邊界條件計算出各節點上的近似值，即可求解連續體內的各項變數結果。由於有限元素法中的基本單位為元素，且所有的物理作用都只能作用在節點上，因此在連續體內切割出的元素越多，越能夠透過有限元素法近似出真實解。

## 4.2 入滲儀單層模擬

在入滲儀單層的模擬中，其模擬的模型幾何、材料屬性以及邊界條件皆對應於3.5 節中的入滲儀單層實驗。但由於土層僅為單層情況，因此無法滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。

入滲儀單層模擬中，在土層表面的上邊界給予一固定水深為 0.32 m。左右邊界在實驗中為不透水之水泥牆，因此設為不透水邊界。底部邊界同樣為不透水邊界，但在排水口處設為等同排水口高度之水壓為邊界條件，相當於實驗中經由排水口進行排水。含水層水力傳導度( $K_a$ )使用 3.3 節中砂柱實驗所測得之結果， $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55 \text{ (1/m)}$  以及  $n = 3.45$ 。



### 4.3 入滲儀雙層模擬

在入滲儀雙層的模擬中，其模擬的模型幾何、材料屬性以及邊界條件皆對應於 3.6 節中的入滲儀雙層實驗，且滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。

入滲儀雙層模擬中，於原有之含水層上方額外增設 0.1 m 之阻水層，並在土層表面的上邊界給予一固定水深為 0.22 m。左右邊界在實驗中為不透水之水泥牆，因此設為不透水邊界。底部邊界同樣為不透水邊界，但在排水口處，以排水口高度向上為基準，分別控制為 1.50 m、1.10 m、0.70 m 以及 0 m (等同排水口高度)之壓力為邊界條件，相當於實驗中經由不同高度之不鏽鋼管進行排水。含水層水力傳導度( $K_a$ )以及阻水層水力傳導度( $K_c$ )使用 3.3 節中水力傳導度實驗所測得之結果，分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s， $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55$  (1/m) 以及  $n = 3.45$ 。

### 4.4 簡易河段單層模擬

在簡易河段單層模擬中，模型的幾何與參數設定之參考依據來自邱永嘉老師及其團隊所提供之現地實測數據。

在模型中的含水層厚度為 5 m。土層表面的上邊界給予一固定水頭高當作表面水深，左右邊界則分別假設為地下水位高，左側 = 0.75 m，右側 = 0.60 m。底部則考慮為母岩而設為不透水邊界。含水層水力傳導度( $K_a$ )使用前述之現地推估結果， $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  m/s。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55$  (1/m) 以及  $n = 3.45$ 。



## 4.5 簡易河段雙層模擬

在簡易河段雙層模擬中，模型的幾何與參數設定之參考依據來自邱永嘉老師及其團隊所提供之現地實測數據。

在模型中的含水層厚度為 4.7 m，而其上方之阻水層厚度則為 0.3 m。土層表面的上邊界給予一固定水頭高當作表面水深，左右邊界則分別假設為地下水位高，左側 = 0.75 m，右側 = 0.60 m。底部則考慮為母岩而設為不透水邊界。含水層水力傳導度( $K_a$ )使用前述之現地推估結果， $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  m/s。而阻水層水力傳導度( $K_c$ )則依據  $K_a$  以及 2.3 節中所述之條件式推算而得， $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55$  (1/m) 以及  $n = 3.45$ 。

## 第5章、結果與討論



### 5.1 入滲儀單層實驗與模擬結果

#### 5.1.1 入滲儀單層實驗

在入滲儀的單層實驗中，含水層上方維持 0.32 m 的固定水深為上邊界條件。四周為水泥的不透水邊界，底部則埋設一包裹透水不織布之排水管。使水流經由排水管內流至低點的排水口後流出。

Fig. 5.1 為埋設於中間之土層剖面的 9 支 TDR 探針所測得之含水量隨排水時間變化結果。但在實驗過程初期系統尚未達到穩定，使得土層上方無法維持固定水深，因此在 Fig. 5.1 及 Fig. 5.2 中的實驗結果為系統穩定並在上方維持固定水深後的結果。由圖中可以發現單層實驗的含水量於系統穩定後維持在 0.35 到 0.38 之間，表示含水量在 9 個 TDR 探針的位置上是處於近飽和的狀態。圖中的黃線表示含水量的平均變化量。各支探針的量測結果上有些微差距，是由於儀器個體上的差異所造成。

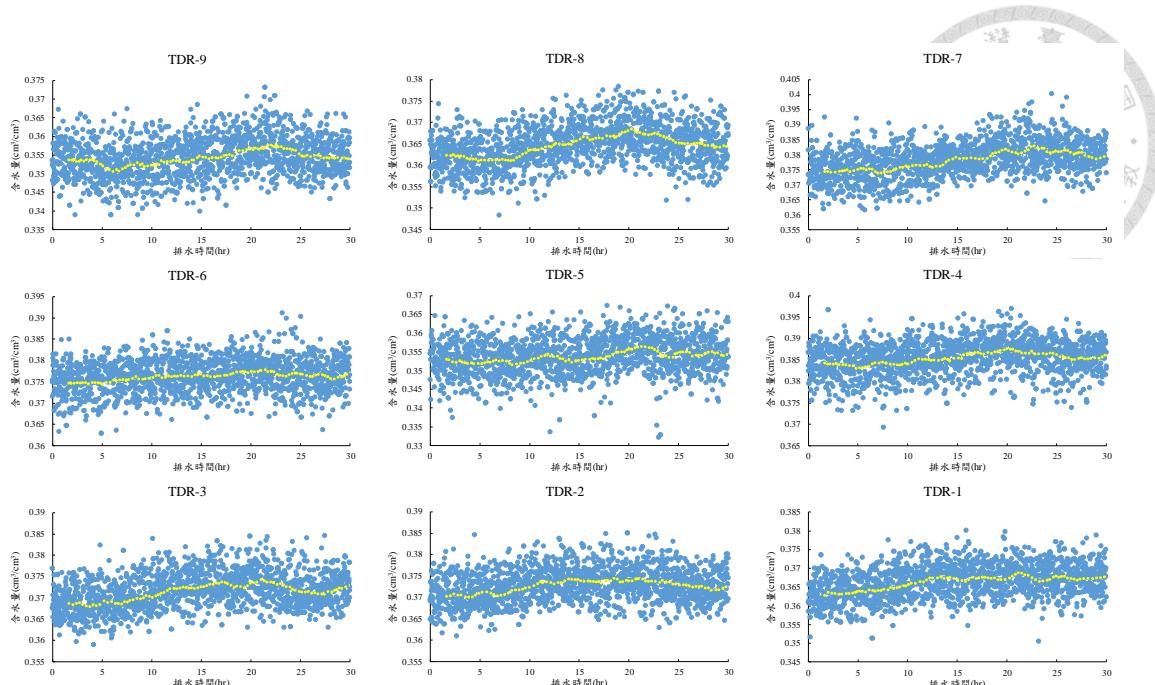


Fig. 5.1 入滲儀單層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果

Fig. 5.2 為埋設於中間之土層剖面的 2 支張力計所測得之張力隨排水時間變化結果。此處測得之張力值與壓力值相差負號。由圖中可發現單層實驗的張力測值於系統穩定後維持不變。因此，結合 Fig. 5.1 的結果可得知該單層實驗中的含水層內部皆維持在近飽和的狀態。另外，兩支張力計的埋設位置在垂直方向上相差 0.40 m，也與張力計測量結果大致相符。

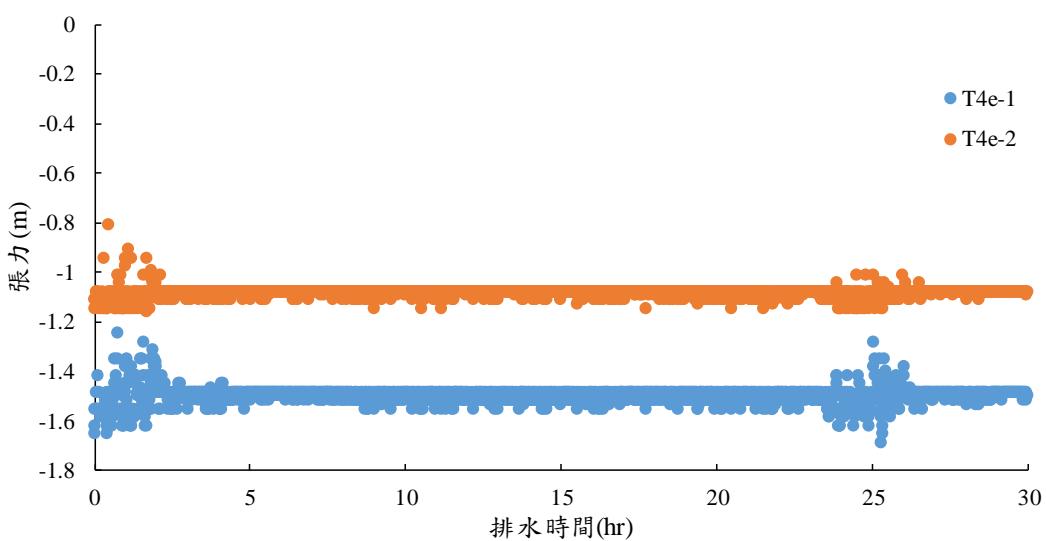


Fig. 5.2 入滲儀單層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果



### 5.1.2 入滲儀單層模擬

在入滲儀的單層模擬中，以 0.32 m 的定水頭為上邊界條件，左右邊界為不透水邊界。底部邊界則考慮兩種情況：情況 1. 底部同樣為不透水邊界，但在排水口處設為等同排水口高度的水壓為邊界條件；情況 2. 由於無法確定排水管內是否積滿水，因此也嘗試將土層底部與排水

管之接觸面設為大氣邊界條件，檢測此模擬結果與實驗是否相符。含水層的水力傳導度( $K_a$ )使用由 3.3 節中的水力傳導度實驗所測得之結果， $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ，但由於土層僅為單層情況，因此無法滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55 \text{ (1/m)}$  以及  $n = 3.45$ 。此外，本研究中的 COMSOL 數值模型裡只針對土層內部進行模擬，土層上方的固定水深以及水流經由排水口流出後的情況皆並未繪製於圖中。

Fig. 5.3 到 Fig. 5.6 為情況 1 之單層模擬結果。其中，Fig. 5.3 及 Fig. 5.4 分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  所得到的模擬壓力分佈與流線圖。由 Fig. 5.3 中可發現，含水層頂部具有 0.32 m 的固定水深，並透過模型右下角最低點處的排水口進行排水，因此最大的壓力發生在整個含水層的左下角積水處。而右下角的排水口處則具有最小的壓力分佈。由 Fig. 5.4 中可發現，由於含水層為單一均勻材質，因此水流入滲進含水層後，便直接向著圖中壓力的最低點處進行滲流。

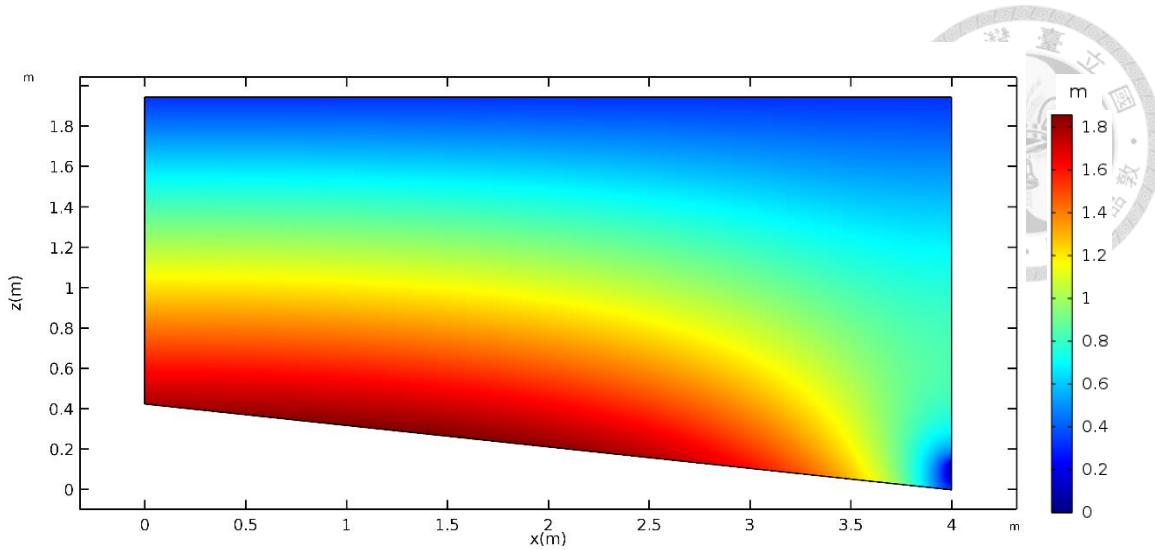


Fig. 5.3 入滲儀單層模擬中情況 1 之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s)

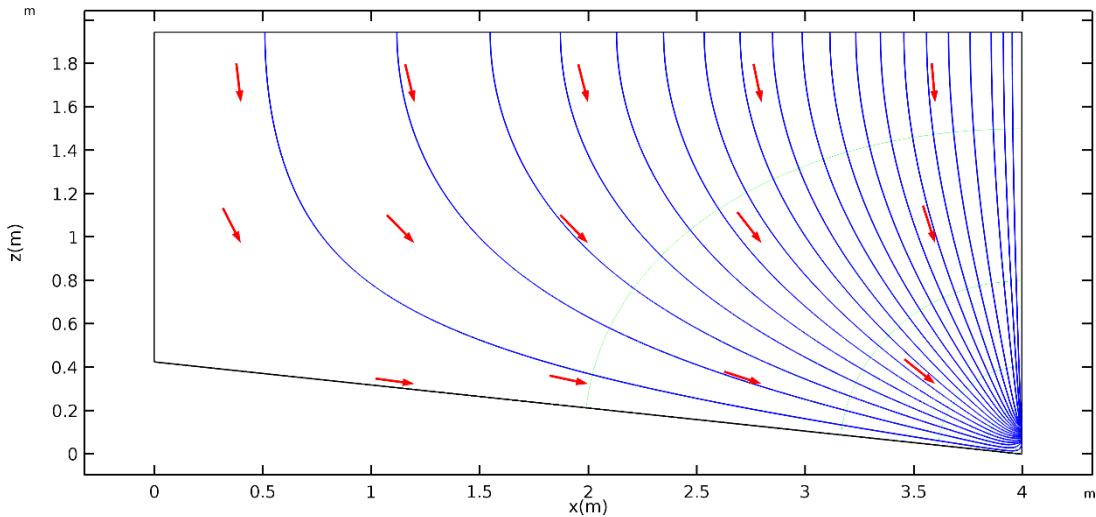


Fig. 5.4 入滲儀單層模擬中情況 1 之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s)

Fig. 5.5 及 Fig. 5.6 則分別為修正含水層水力傳導度( $K_a$ )後的模擬壓力分佈與流線圖。此處修正後之  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s。此處修正水力傳導度之原因為實驗填土方式上的差異，在 3.3 節中所述之水力傳導度實驗僅在實驗室內以砂柱進行飽和入滲得到。但在入滲儀實驗場地中由於使用到的土樣體積龐大，須以鏟土機施做才能填滿實驗場地，使得土層內部的水力傳導度無法精細控制。因此入滲儀內部土層的水力傳導度在經過入滲率的校正後，將更符合實驗過程。Fig. 5.5 及 Fig. 5.6 之壓力分



佈與流線同 Fig. 5.3 及 Fig. 5.4，但在入滲率上比照實驗結果而有所差異(詳見 5.4.1 節)。

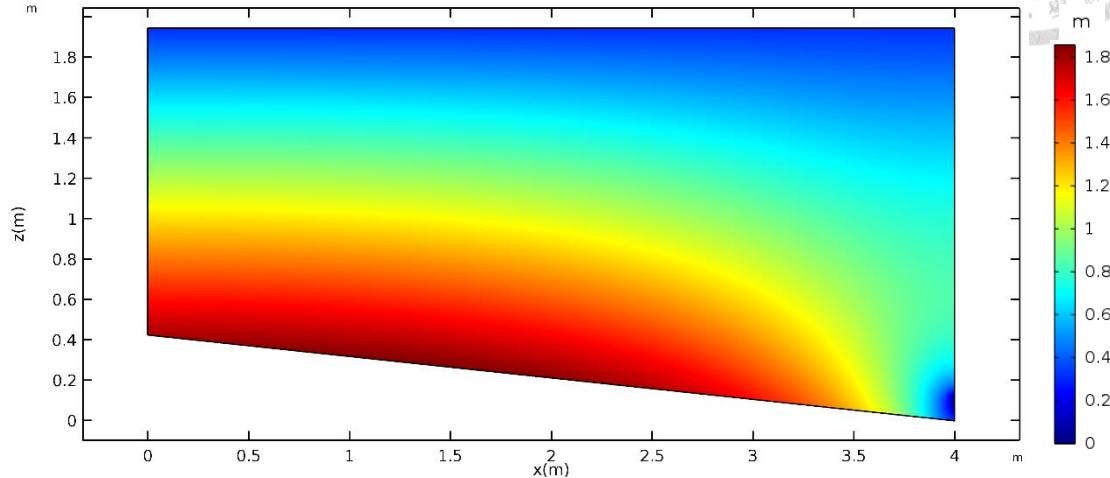


Fig. 5.5 入滲儀單層模擬中情況 1 之壓力分佈(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s)

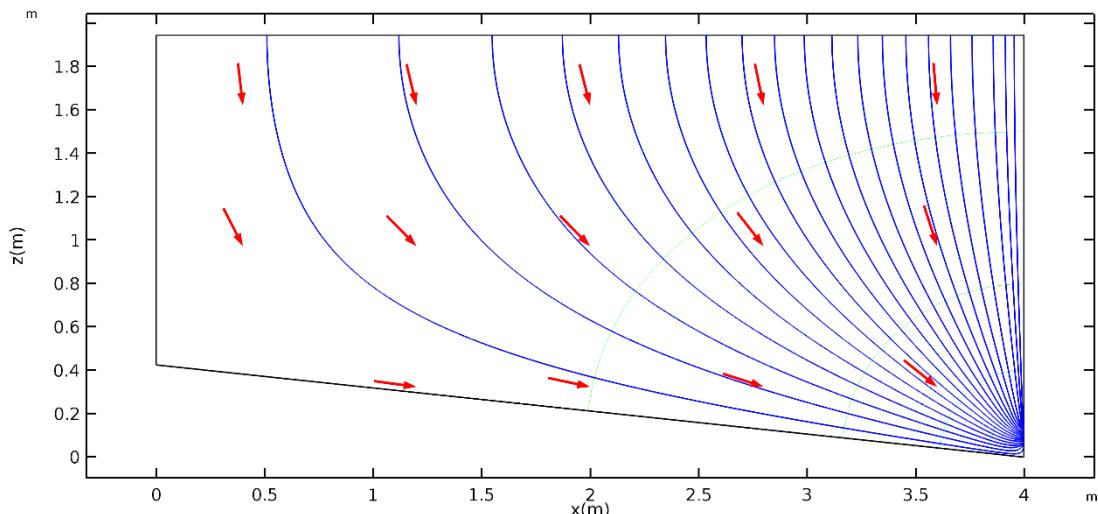


Fig. 5.6 入滲儀單層模擬中情況 1 之流線(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s)

Fig. 5.7 到 Fig. 5.10 為情況 2 之單層模擬結果。其中，Fig. 5.7 及 Fig. 5.8 分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s 所得到的模擬壓力分佈與流線圖。由 Fig. 5.7 中可發現，由於排水方式由最低點處的排水口排水，改為由橫跨整個剖面底部的排水管進行排水，因此含水層頂部的固定水深 0.32 m 為最大的壓力。而底部則連接排水管而具有最

小的壓力，即大氣壓力。由 Fig. 5.8 中可發現流線從頂部入滲進含水層後，直接向下滲流至底部的排水管中。需要注意的是，在本情況中的模擬圖中僅呈現出土層內的流動情況，因此水進入排水管後再經由低點的排水口流出之過程並未繪製於圖中。

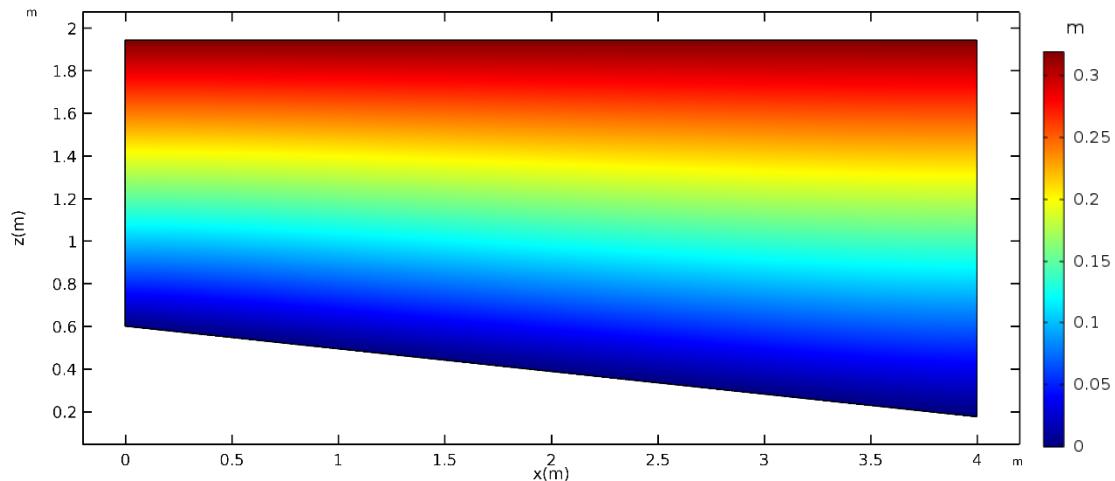


Fig. 5.7 入滲儀單層模擬中情況 2 之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s)

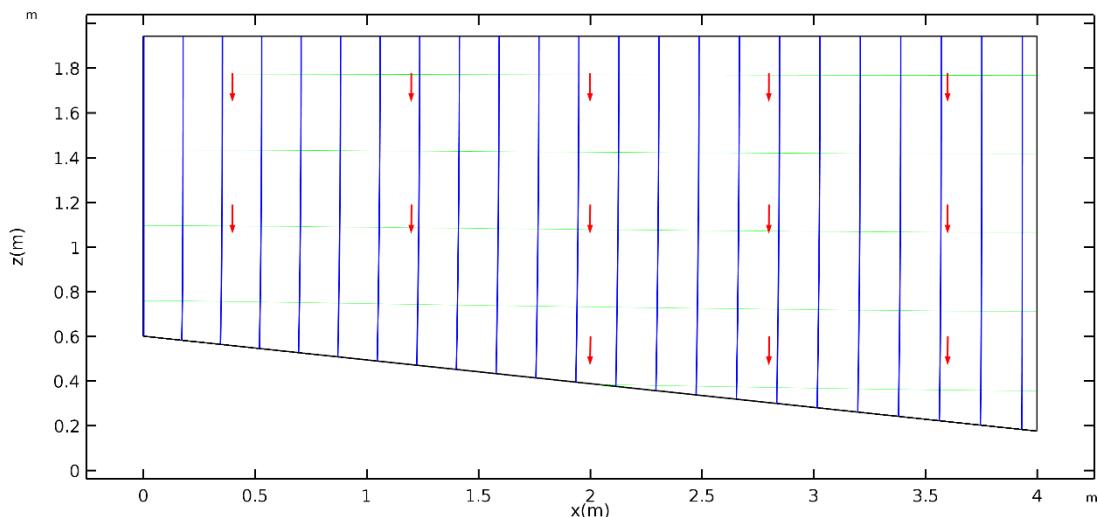


Fig. 5.8 入滲儀單層模擬中情況 2 之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s)

Fig. 5.9 及 Fig. 5.10 則分別為考慮實驗填土方式上之差異後，為了使模擬參數更加符合實驗過程，將含水層水力傳導度( $K_a$ )進行修正後的模擬壓力分佈與流線圖。



此處修正後之  $K_a = 1.04 \times 10^{-5}$  m/s。Fig. 5.9 及 Fig. 5.10 之壓力分佈與流線同 Fig. 5.7 及 Fig. 5.8，但在入滲率上比照實驗結果而有所差異。

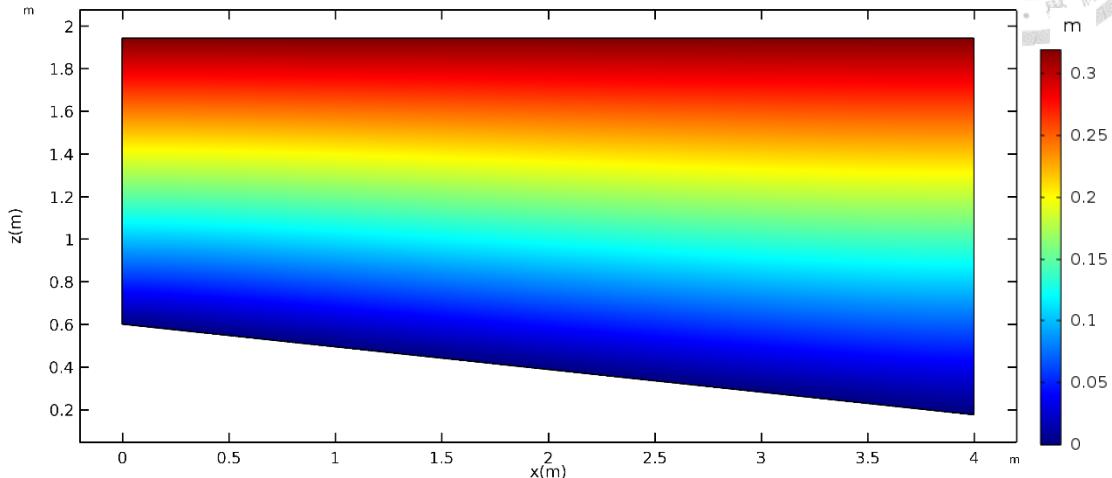


Fig. 5.9 入滲儀單層模擬中情況 2 之壓力分佈(修正  $K_a = 1.04 \times 10^{-5}$  m/s)

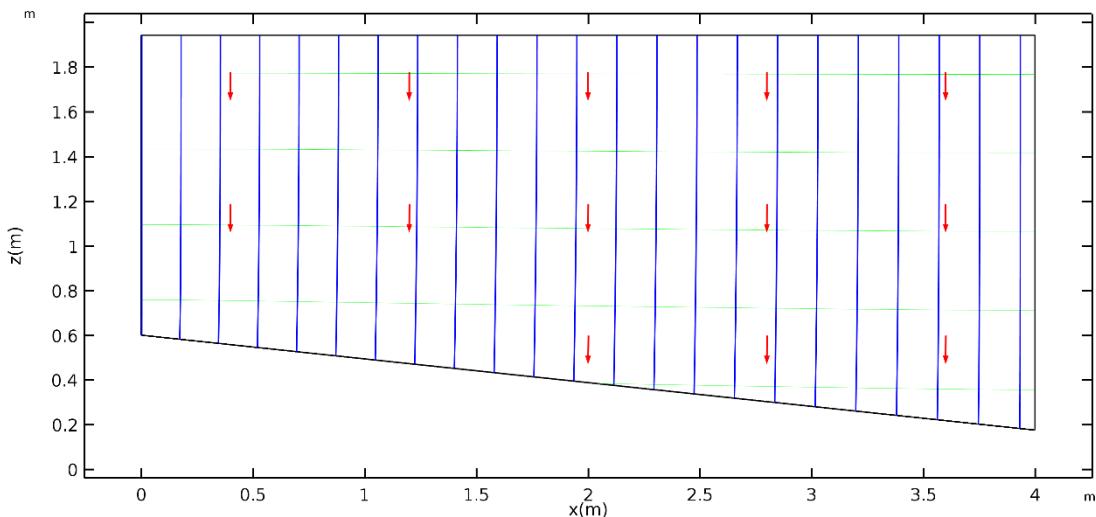


Fig. 5.10 入滲儀單層模擬中情況 2 之流線(修正  $K_a = 1.04 \times 10^{-5}$  m/s)

由以上情況 1 與情況 2 的壓力模擬圖中(Fig. 5.3、Fig. 5.5 以及 Fig. 5.7、Fig. 5.9)可發現以情況 1(底部同樣為不透水邊界，但在排水口處設為等同排水口高度的水壓為邊界條件)的底部邊界條件進行模擬所得到的壓力分佈結果，與 Fig. 5.2 中的實驗張力計測值更為相符，皆呈現出深度越深，壓力越大之分布情況。因此，可

由此處判斷出情況 1 的模擬邊界條件比起情況 2 更為符合實驗結果，在後續的章節中將只以情況 1 來進行討論。



## 5.2 入滲儀雙層實驗與模擬結果

### 5.2.1 入滲儀雙層實驗

在入滲儀的雙層實驗中，於原有單層實驗的含水層頂部額外鋪設一層約 0.10 m 厚的阻水層，並在阻水層的上方維持 0.22 m 的固定水深為上邊界條件，四周為水泥的不透水邊界，底部則埋設一包裹透水不織布之排水管，而出口處為了控制土層內之地下水位面的下降，再排水口分別連接 1.50 m、1.10m、0.70 m 以及 0 m 高的不鏽鋼管，使排水管及不鏽鋼鋼管內皆充滿水，令排水口處的壓力邊界條件為連通之不鏽鋼管高度的水壓，水流從表面經由排水管流至低點的排水口接入連通之不鏽鋼管後流出。不鏽鋼管的高度以排水口高度向上為基準(示意圖可參考 Fig. 3.16)。

Fig. 5.11 至 Fig. 5.14 分別為排水口壓力邊界條件 1.50 m、1.10 m、0.70 m 以及 0 m 時的含水量隨排水時間變化結果。由這四張圖中可以發現含水量隨時間的變化量不大，含水量維持在 0.33 至 0.37 之間。表示在這四個高度下的排水口邊界條件下的含水量在 9 個 TDR 探針的位置上皆處於近飽和的狀態。圖中的黃線表示含水量的平均變化量。各支探針的量測結果上有些微差距，是由於儀器個體上的差異所造成。

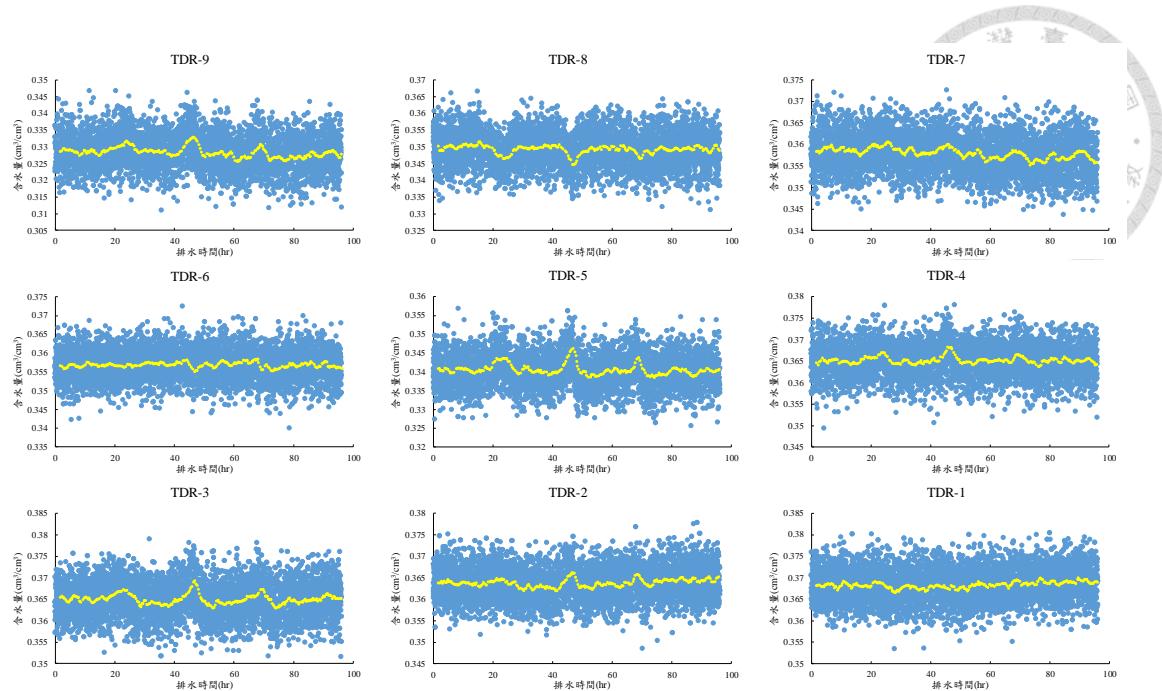


Fig. 5.11 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

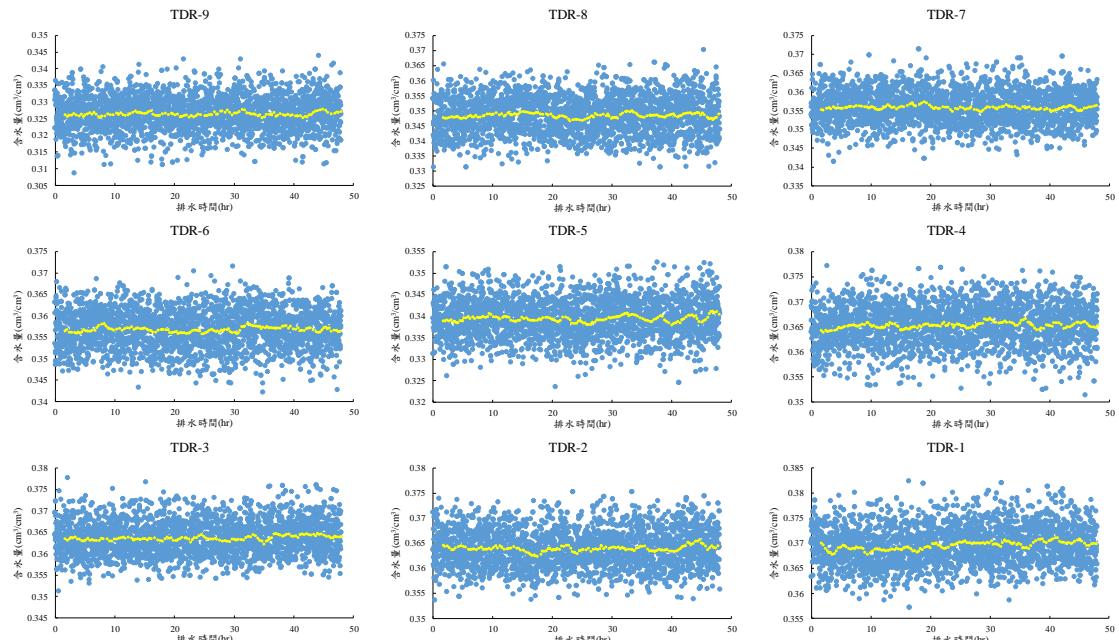


Fig. 5.12 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 1.10 m)

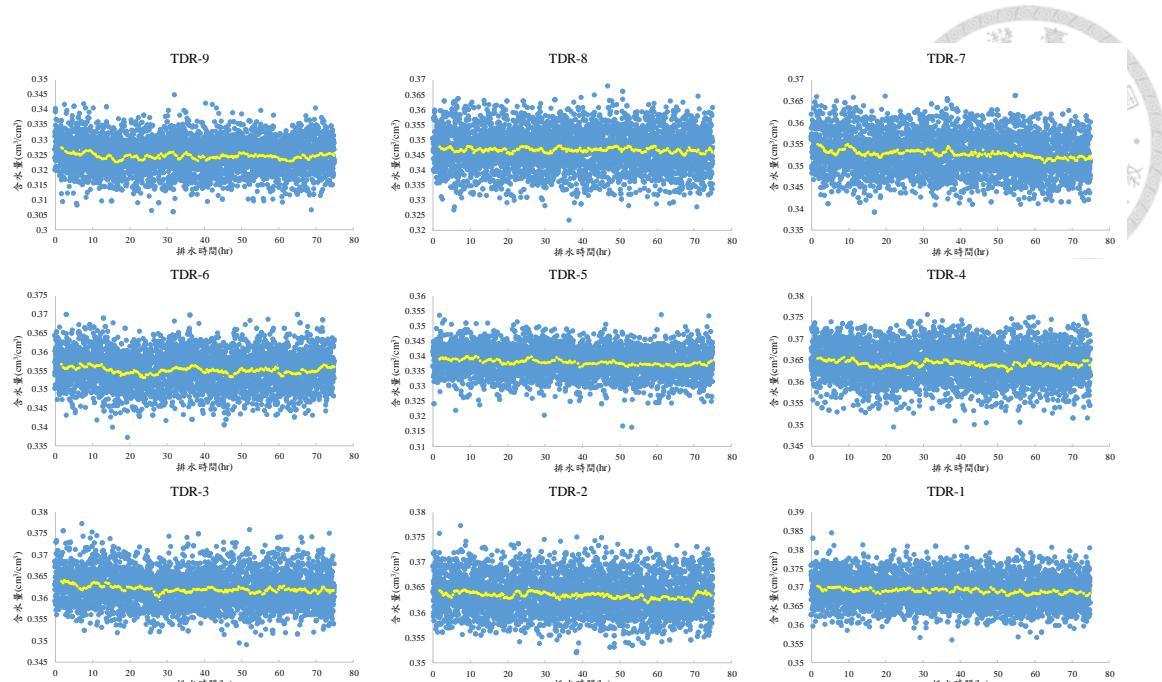


Fig. 5.13 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 0.70 m)

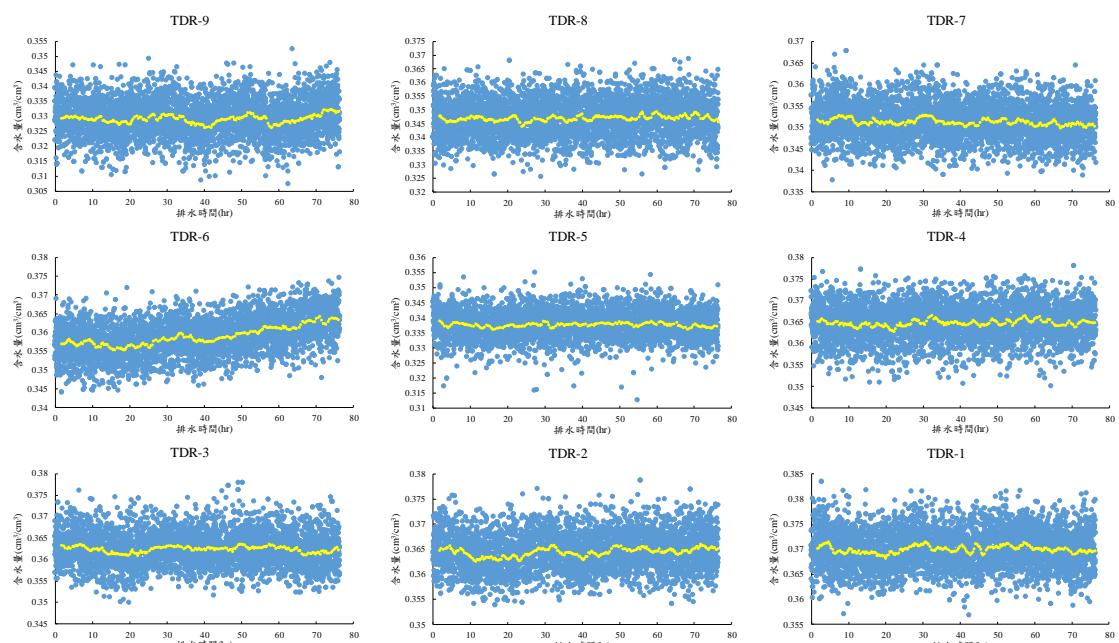


Fig. 5.14 入滲儀雙層實驗中 TDR 的含水量測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 0 m)

Fig. 5.15 至 Fig. 5.18 分別為排水口壓力邊界條件為 1.50 m、1.10 m、0.70 m 以及 0 m 時的張力隨排水時間變化結果。此處測得之張力值與壓力值相差負號。其中，Fig. 5.17 與 Fig. 5.18 中並無埋設位置較深的張力計測值(T4e-1)，是因為在實



驗進行過程中該張力計出現故障之情況，使得張力測值出現雜訊，因此在後續章節中不將該張力計之測值納入討論。此外，圖中所測得之張力測值，大約每 24 小時便會出現一次不穩定的震盪現象，推測原因為實驗室內電源的週期性變化。

由這四張圖中可以發現在四個排水口壓力邊界條件下的張力測值皆會隨著排水時間的增加在初期快速上升，而後因為出口壓力固定而趨於穩定。且隨著排水口壓力邊界條件的逐步降低(Fig. 5.15 至 Fig. 5.18)，穩定後的張力測值亦隨之上升(壓力下降)，但皆仍處於飽和的負值範圍中。表示在儀器所埋設之位置處並未量測到非飽和的負壓區域。但對於土層在淺層處(深度小於 0.53 m，未埋設儀器之區域)是否有出現非飽和的負壓區域，需配合入滲儀單層與雙層實驗模擬結果的比較以及模擬壓力分佈圖，才能有更好的判斷依據(詳見 5.2.2 節中的模擬壓力分佈圖與 5.4.2 節中的討論)。

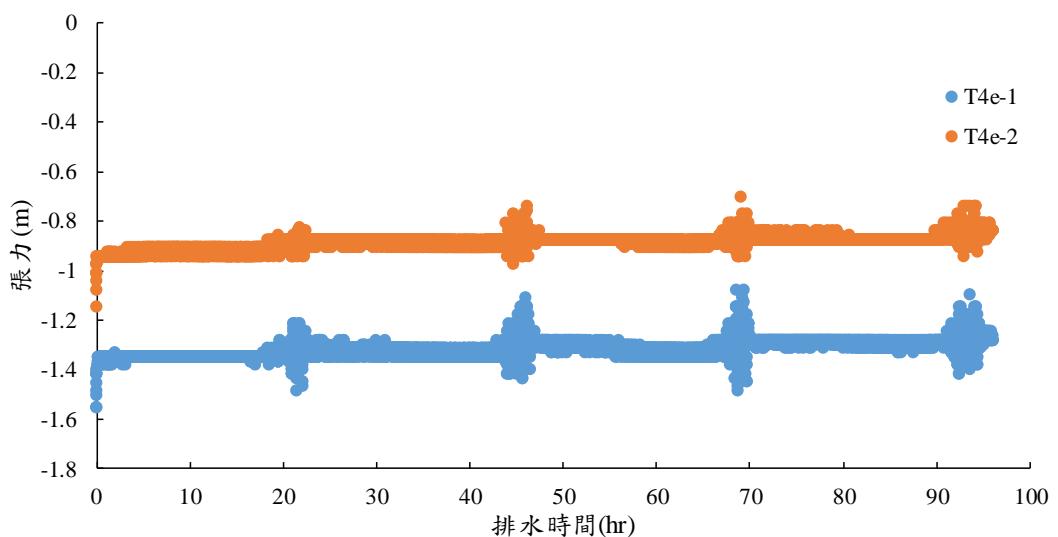


Fig. 5.15 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

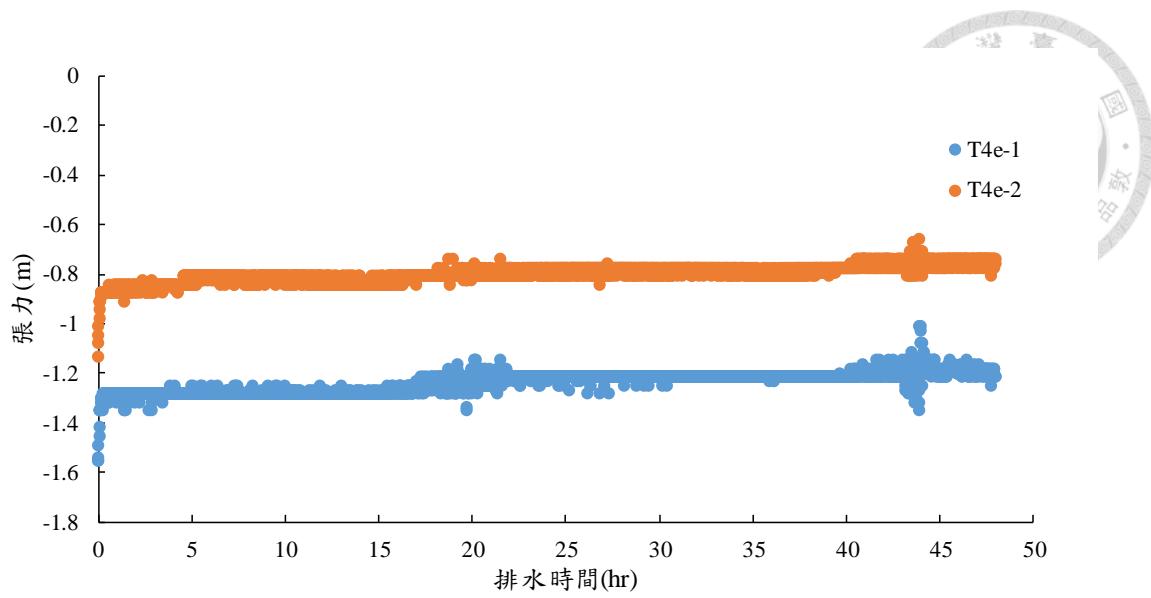


Fig. 5.16 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力  
邊界條件為 1.10 m)

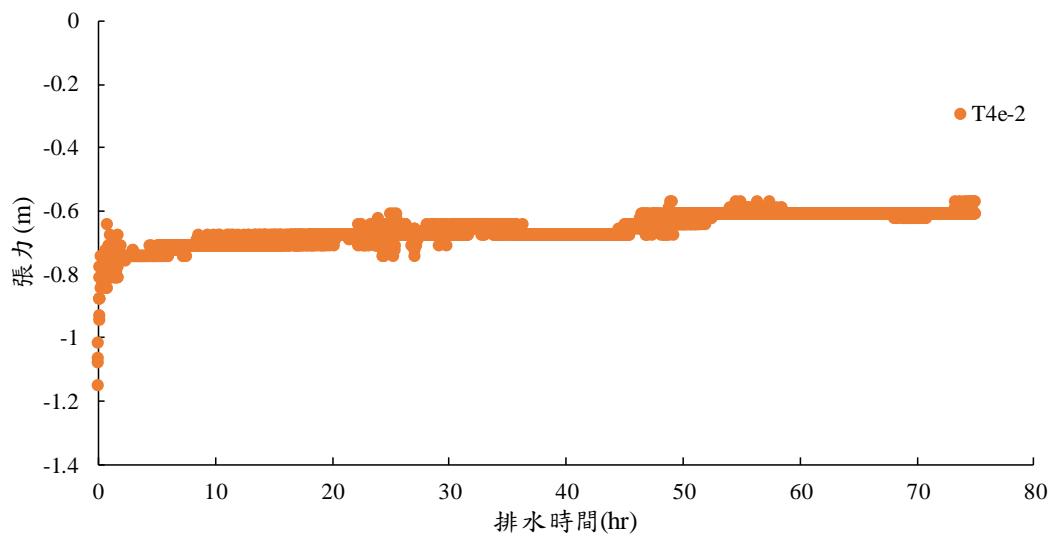


Fig. 5.17 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力  
邊界條件為 0.70 m)

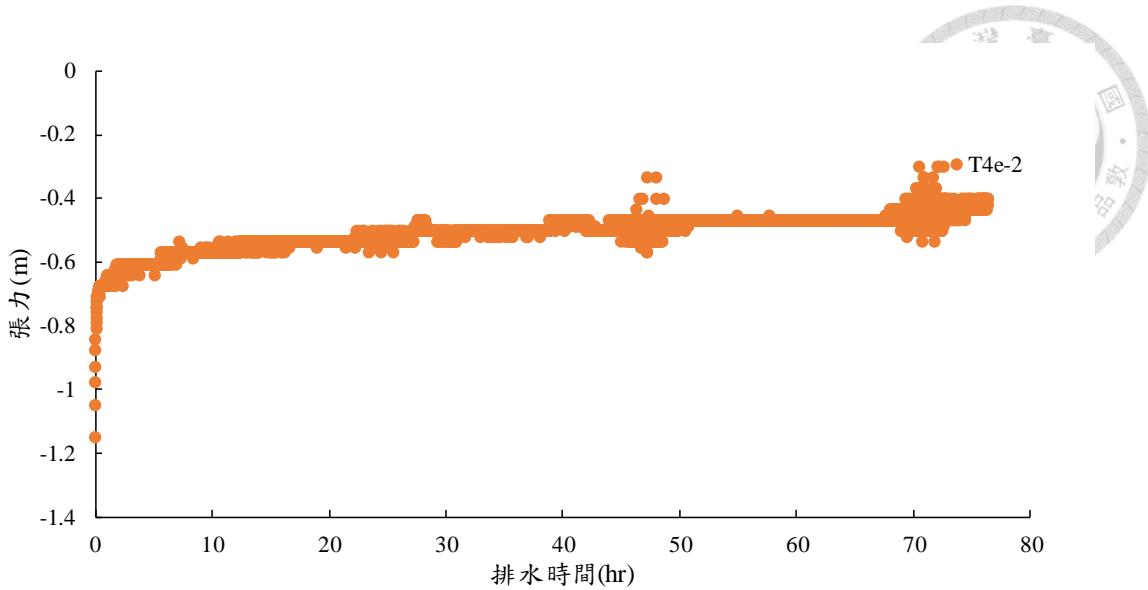


Fig. 5.18 入滲儀雙層實驗中張力計的張力測值隨排水時間變化結果(排水口壓力邊界條件為 0 m)

### 5.2.2 入滲儀雙層模擬

在入滲儀的雙層模擬中，以 0.22 m 的定水頭為上邊界條件，左右及底部邊界為不透水邊界。僅在排水管的出口處，即排水口分別設為對應 1.50 m、1.10m、0.70 m 以及 0 m 高度之不鏽鋼管的壓力。含水層的水力傳導度( $K_a$ )與阻水層的水力傳導度( $K_c$ )使用由 3.3 節中水力傳導度實驗所測得之結果，分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  以及  $K_c = 2.49 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ，滿足(2.23)式的土層非飽和條件式。保水曲線為 van Genuchten 模式，參數使用由 3.4 節中保水曲線實驗所測得之結果，分別為  $\theta_s = 0.38$ 、 $\theta_r = 0.048$ 、 $\alpha = 3.55 \text{ (1/m)}$  以及  $n = 3.45$ 。此外，本研究中的 COMSOL 數值模型裡只針對土層內部進行模擬，土層上方的固定水深以及水流經由排水口流出後的情況皆並未繪製於圖中。

Fig. 5.19 至 Fig. 5.26 分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  以及  $K_c = 2.49 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  時不同排水口高度之邊界條件的雙層模擬結果。

Fig. 5.19 至 Fig. 5.22 為排水口壓力邊界條件分別為 1.50 m、1.10m、0.70 m 以



及 0 m 高時的壓力隨排水時間變化結果。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示壓力小於零，即非飽和之負壓區域。由這四張圖中可以發現最大的壓力皆發生在含水層底部偏左的積水處。而最小的壓力則分為兩種情況：一、當土層內未出現非飽和之負壓區域(排水口壓力邊界條件為 1.50 m 的 Fig. 5.19)時，最小壓力分佈在土層上方的固定水深，0.22 m；二、當土層內出現非飽和之負壓區域(排水口壓力邊界條件為 1.10 m、0.70 m 與 0 m 的 Fig. 5.20 至 Fig. 5.22)時，最小壓力則分佈在阻水層與含水層間的交界面處。此外，非飽和負壓區域的發展會隨著不同排水口邊界條件而改變，排水口壓力邊界條件的高度越高，非飽和負壓區域越小，甚至沒有非飽和的區域；反之，排水口邊界條件的高度越低，非飽和負壓區域就越大。

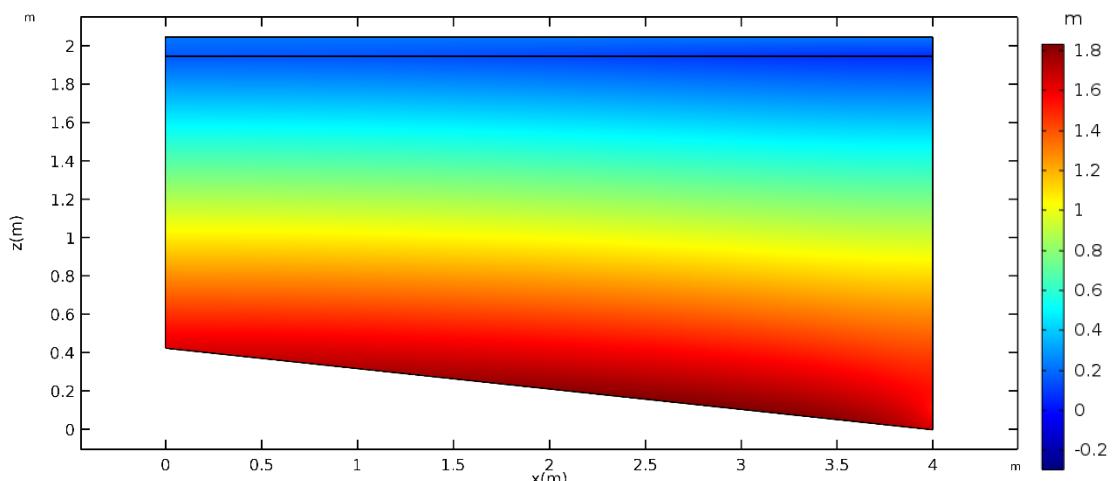


Fig. 5.19 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

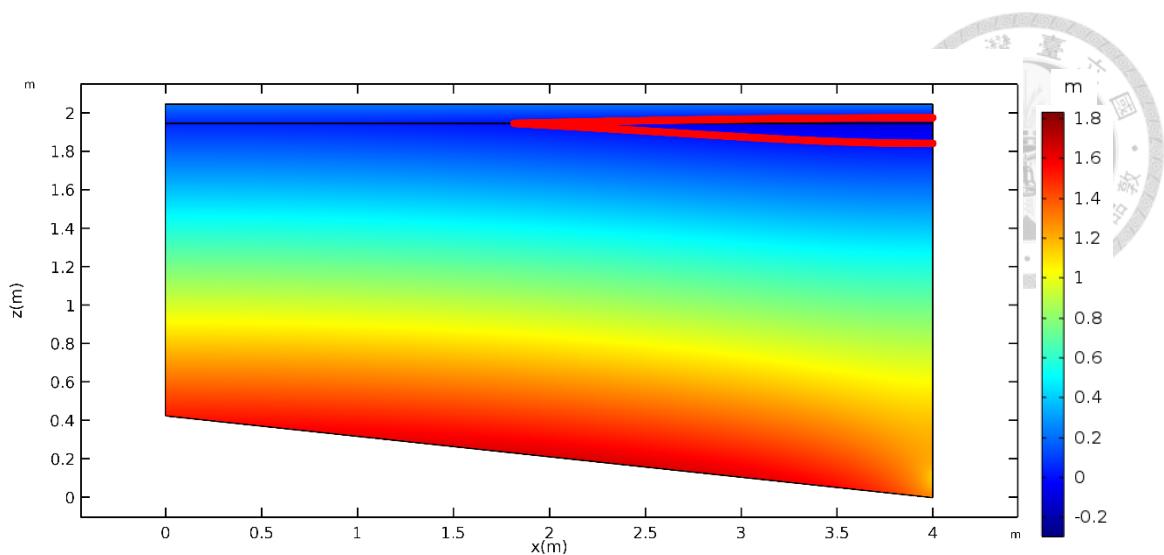


Fig. 5.20 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.10 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

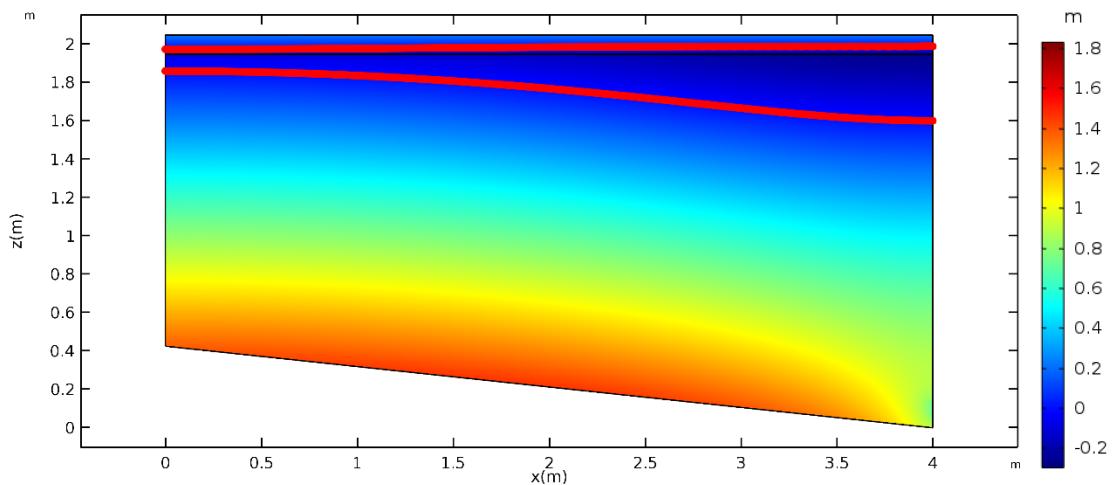


Fig. 5.21 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

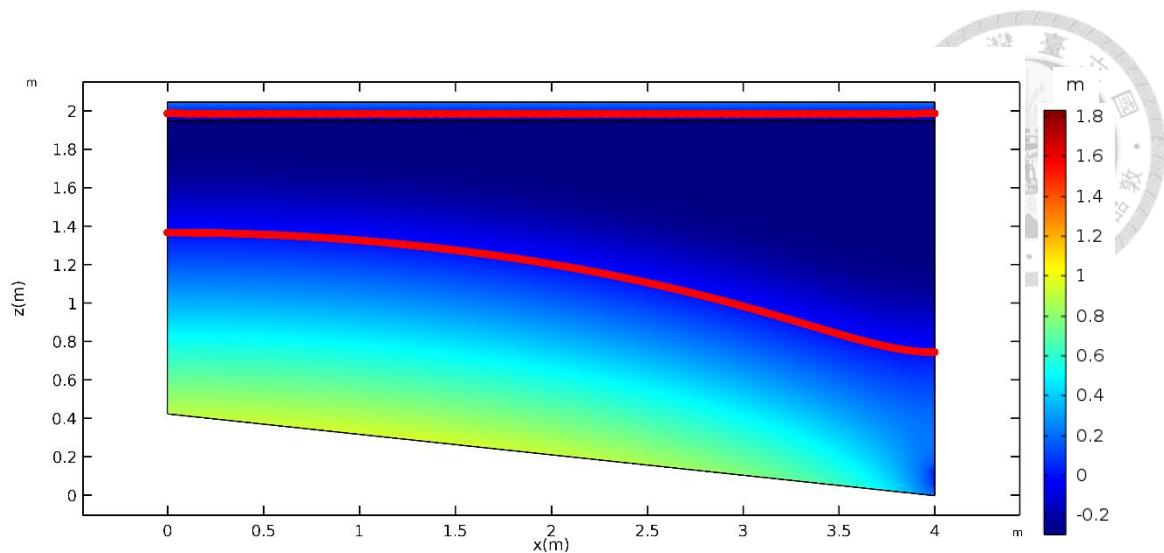


Fig. 5.22 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

Fig. 5.23 至 Fig. 5.26 為排水口壓力邊界條件分別為 1.50 m、1.10m、0.70 m 以及 0 m 高時的流線隨排水時間變化結果。由這四張圖中可以發現流線對於不同排水口邊界條件而改變的主要因素為非飽和負壓區域。非飽和負壓區域越小，甚至沒有非飽和的區域時，流線的結果就越相近；反之，非飽和負壓區域越大，流線結果的差異就越大。此情況是由於非飽和負壓區域內含有空氣，使得區域內的橫向壓差變小，令流線呈現出較為垂直的流動情況。直到流線通過非飽和負壓區域後，才轉向排水口處的方向。

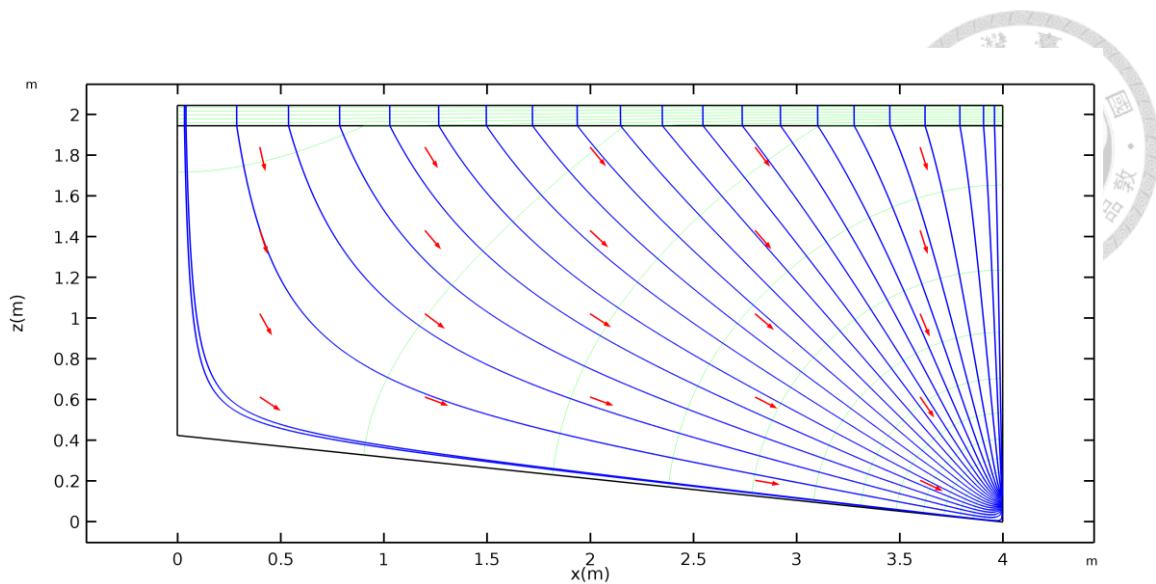


Fig. 5.23 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

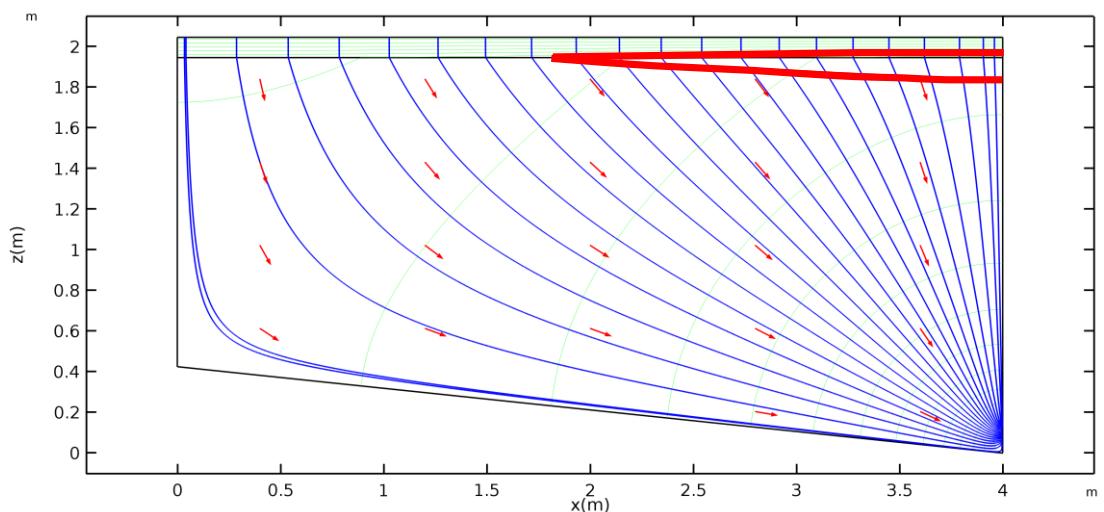


Fig. 5.24 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 1.10 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

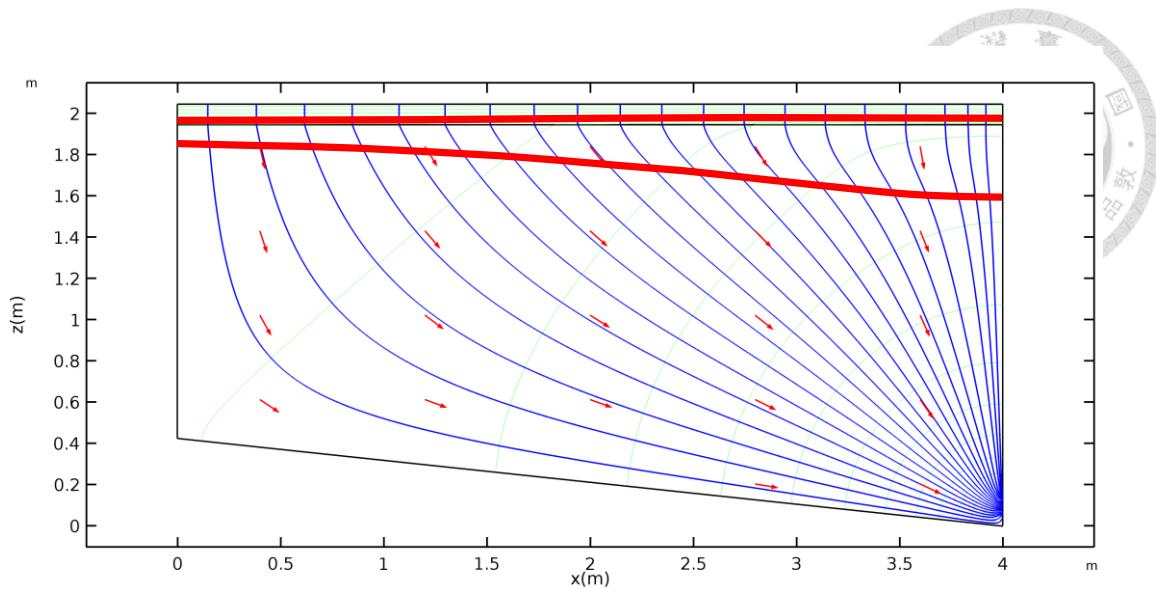


Fig. 5.25 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

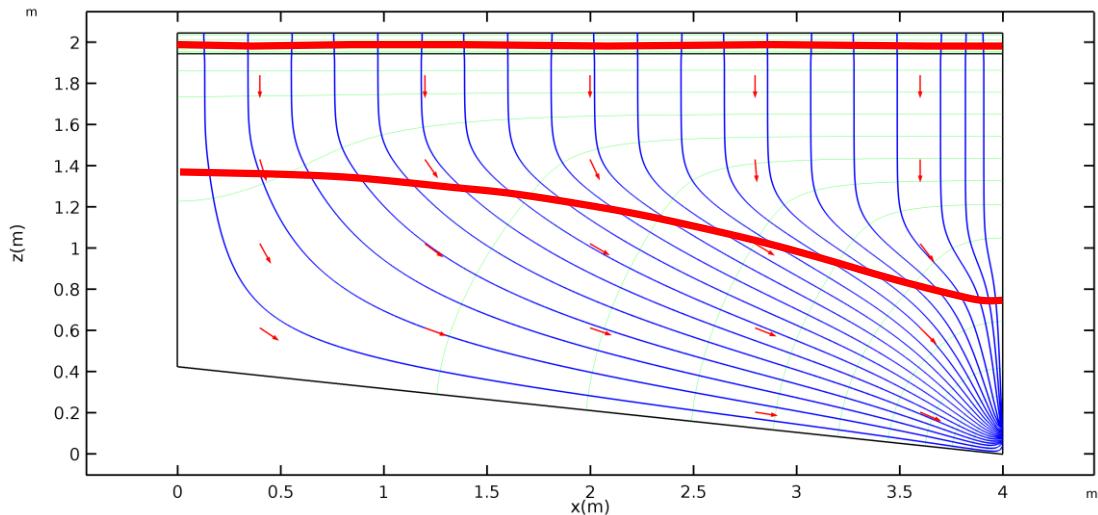


Fig. 5.26 入滲儀雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

Fig. 5.27 至 Fig. 5.34 為考慮實驗填土方式上之差異後，為了使模擬參數更加符合實驗過程，修正含水層水力傳導度( $K_a$ )以及阻水層水力傳導度( $K_c$ )後的模擬壓力分佈與流線圖。 $K_a$  的修正比照前述的單層模擬參數， $K_c$  的修正則選擇使張力計位置處的壓力與實驗結果相符之值(修正方式詳見 5.4.1 節中)。 $K_a$  與  $K_c$  分別修正為

$K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s 以及  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s。Fig. 5.27 至 Fig. 5.34 之壓力分佈與流線的變化趨勢同 Fig. 5.19 至 Fig. 5.26，但在非飽和負壓區域與流線隨不同排水口壓力邊界條件而改變的發展程度以及入滲率上有所差異(入滲率的比較結果可見 5.4.1 節)。由上述的雙層排水實驗與模擬結果中可發現，實驗過程中無法判斷是否出現的非飽和負壓區域，在壓力模擬結果中能夠清楚地看出非飽和負壓區域的產生，且該負壓區域的範圍在修正水力傳導度後的模擬結果裡(Fig. 5.27 至 Fig. 5.30)也確實並未深達儀器所埋設之位置，使得儀器的量測未達到預期結果。

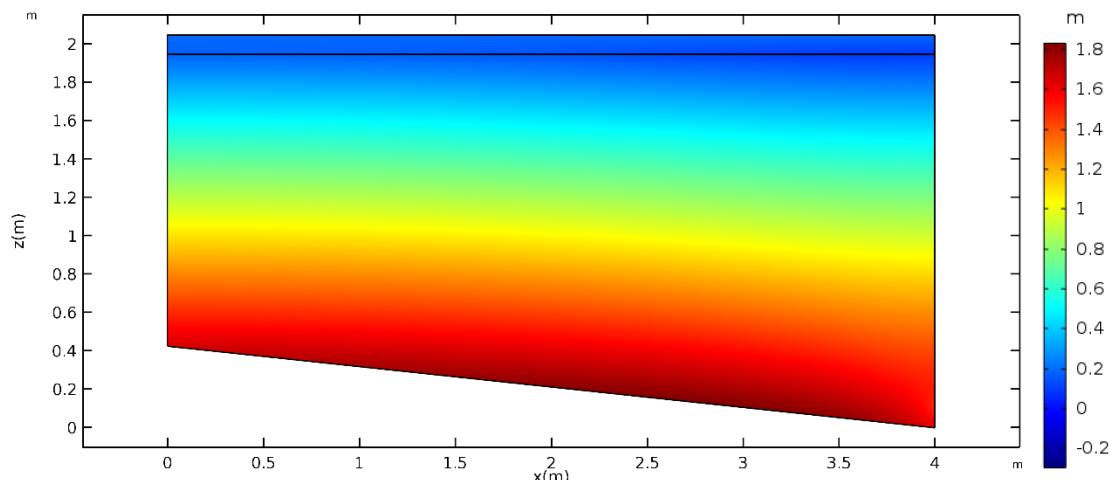


Fig. 5.27 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

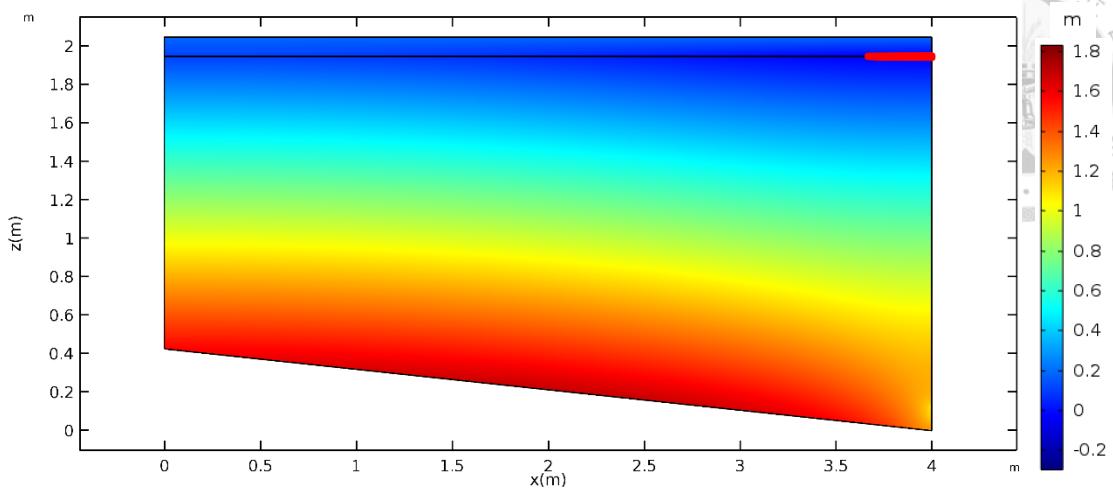
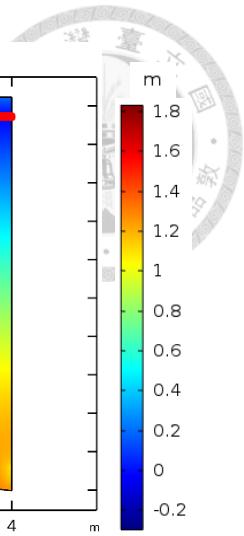


Fig. 5.28 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.10m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

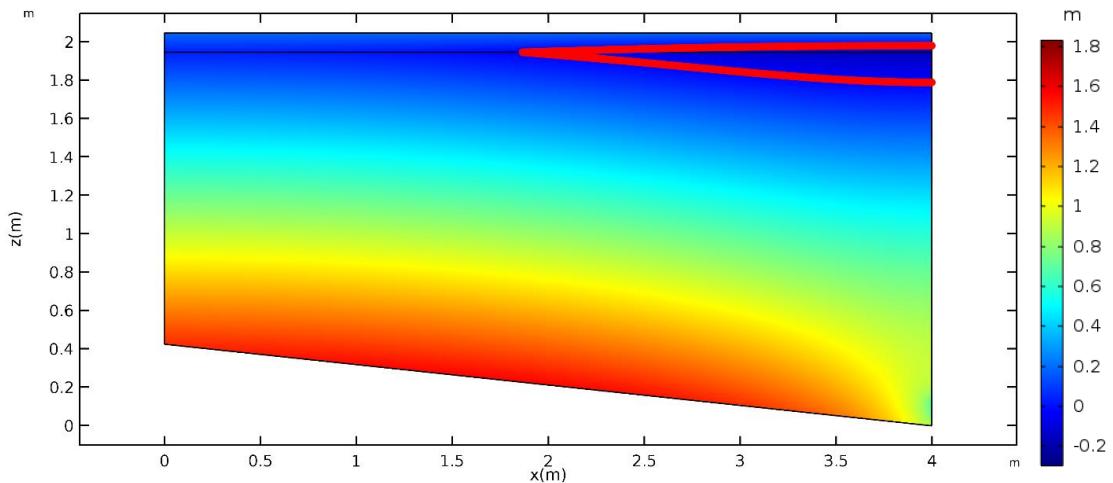


Fig. 5.29 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

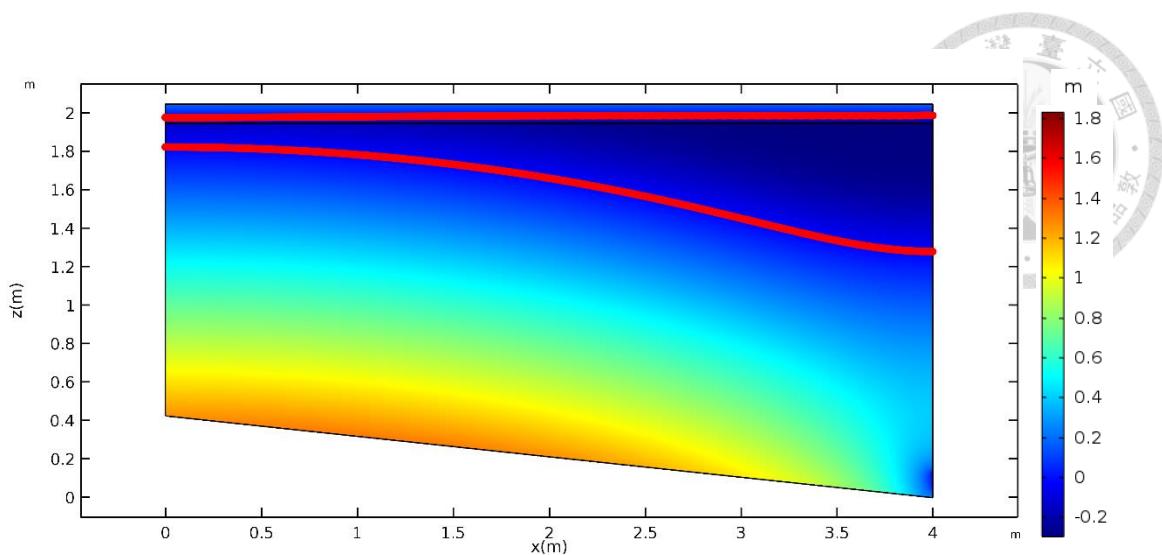


Fig. 5.30 入滲儀雙層模擬中之壓力分佈(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

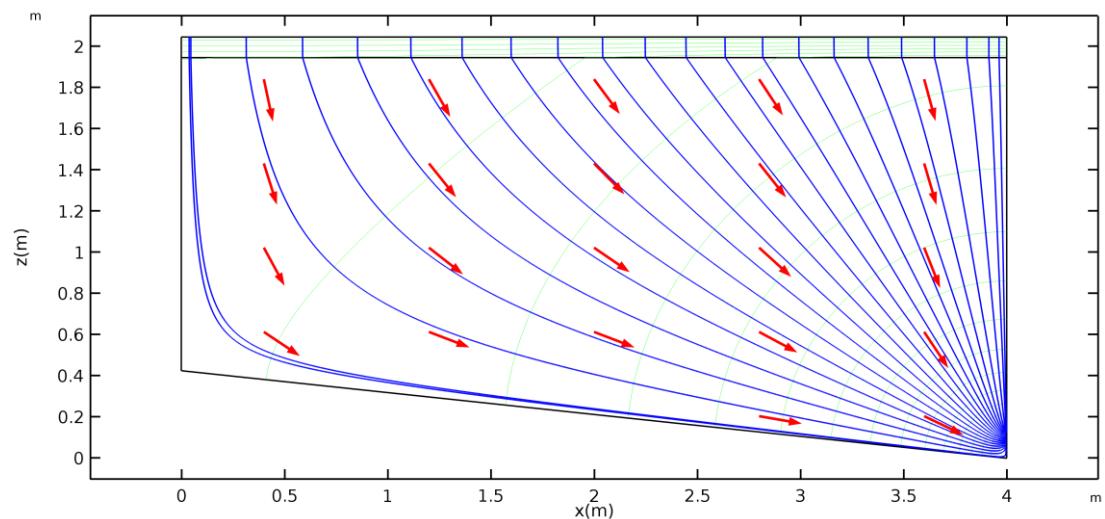


Fig. 5.31 入滲儀雙層模擬中之流線(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s ,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s ; 且排水口壓力邊界條件為 1.50 m)

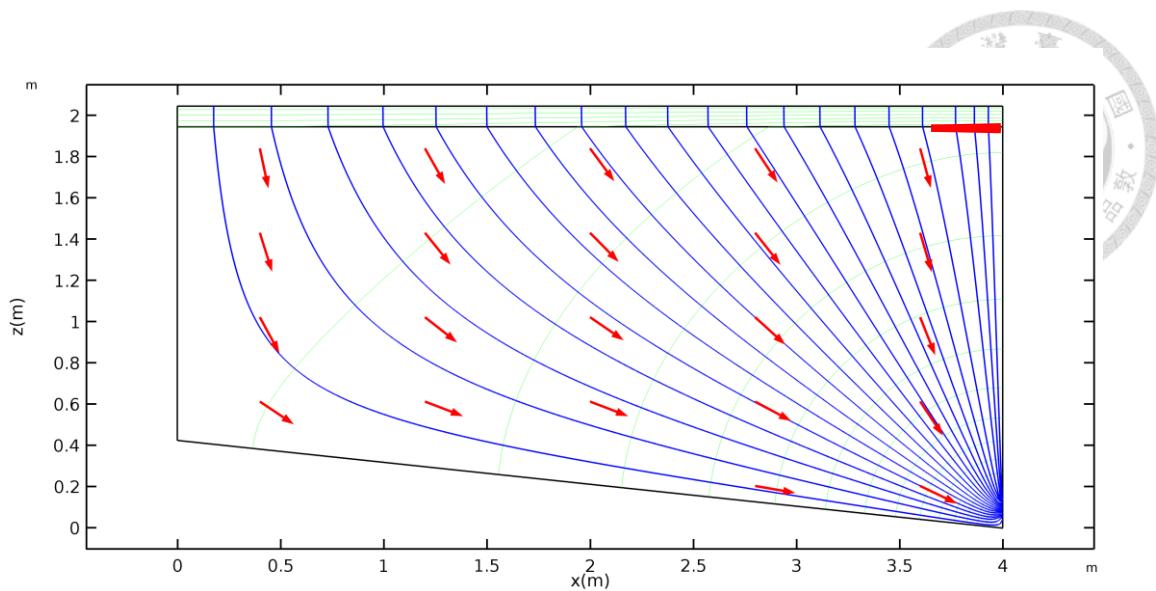


Fig. 5.32 入滲儀雙層模擬中之流線(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 1.10m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

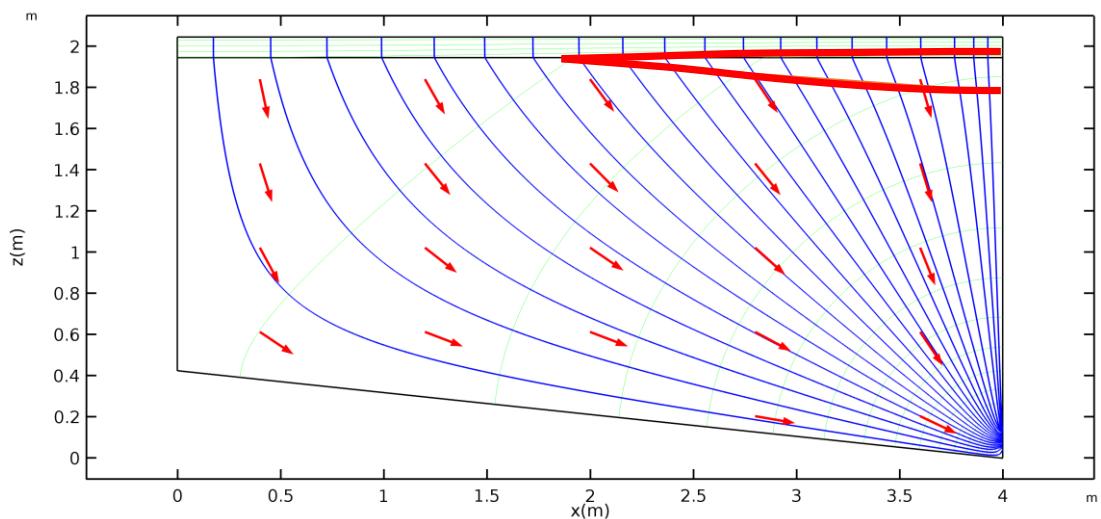


Fig. 5.33 入滲儀雙層模擬中之流線(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 0.70 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

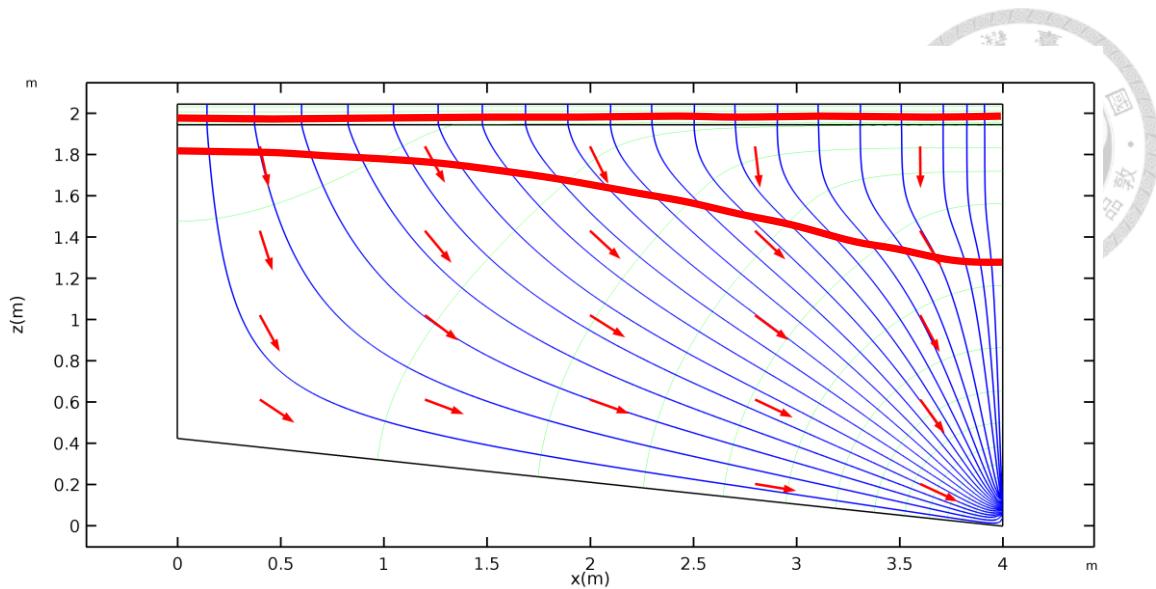


Fig. 5.34 入滲儀雙層模擬中之流線(修正  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s,  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s；且排水口壓力邊界條件為 0 m)。圖中由紅色粗線所包圍的區域表示負壓的非飽和區域

### 5.3 簡易河段模擬

在本研究中除了透過入滲儀的實驗與模擬結果來探討阻水層對於地下水的入滲與流動情況之影響外，在本節中將進一步擴大模擬的範圍，觀察大尺度下的河段有無阻水層對於地下水流動情況的改變。在此模擬中的參數以前述研究中的實驗結果與邱永嘉老師及其團隊所提供之數據為參考。

#### 5.3.1 簡易河段單層模擬

在簡易河段的單層模擬中，含水層假設為 5 m 厚，且其底部為不透水邊界。土層表面的上邊界給予一固定水頭高當作表面水深；模型兩側的邊界假設為地下水位高，左側 = 0.75 m；右側 = 0.60 m。含水層的水力傳導度( $K_a$ )考慮兩種情況：情況 1. 由 3.3 節中水力傳導度實驗所測得之結果， $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s；情況 2. 邱永嘉老師及其團隊由現地資料所推估之結果， $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  m/s。為了觀察模型內部非飽和區域的發展，在模擬中會逐步降低左右邊界條件的水頭高度。左右邊界條件



的水頭高以地表向下為基準算起。邊界水頭的下降以一次降低  $0.5\text{ m}$  為基準，兩側邊界水頭同時降低，共降低兩次。從左側 =  $0.75\text{ m}$ ，右側 =  $0.60\text{ m}$  降低至左側 =  $1.75\text{ m}$ ，右側 =  $1.60\text{ m}$ 。

Fig. 5.35 至 Fig. 5.40 為情況 1 之單層模擬結果(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}\text{ m/s}$ )。

Fig. 5.35 至 Fig. 5.37 為逐步降低左右水頭邊界條件之單層模擬壓力分佈圖。

由這三張圖中可發現含水層因為假設單一且均勻之材質，因此在不同水頭邊界條件下的模型中皆為完全飽和的壓力狀態。且由於底部為不透水邊界，因此壓力的分佈隨深度的增加而變大。但在靠近模型兩側的邊界處，受到固定邊界條件設定的影響，使得兩側靠近邊界的壓力比起模型中間區域的壓力較小。並隨著水頭邊界條件的逐步降低而下降。

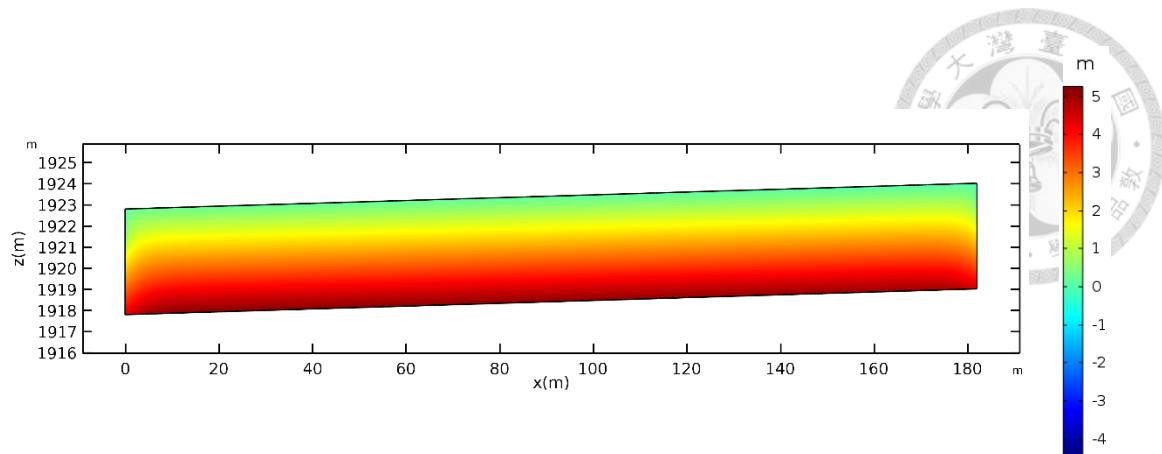


Fig. 5.35 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m)

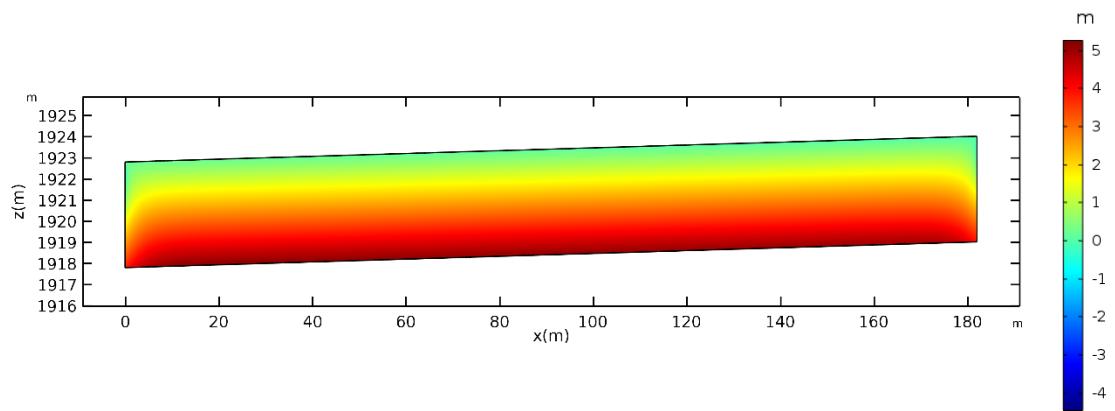


Fig. 5.36 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m)

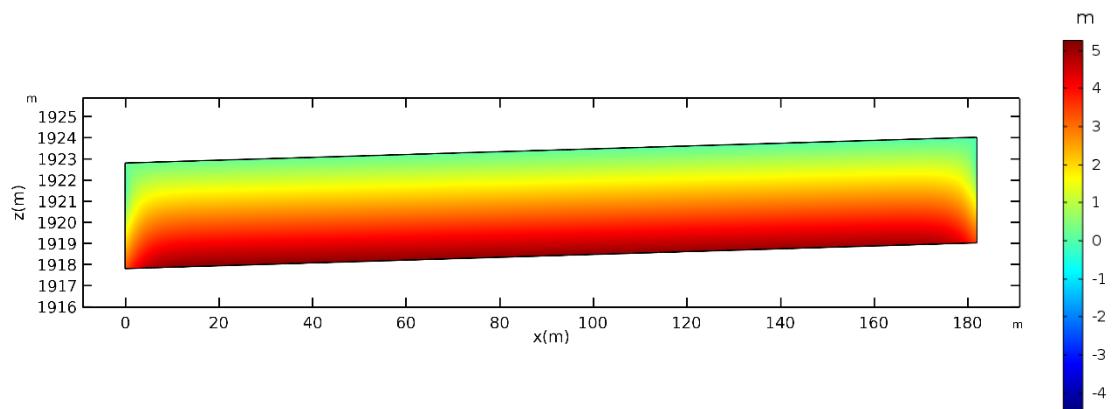


Fig. 5.37 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m)

Fig. 5.38 至 Fig. 5.40 為逐步降低左右水頭邊界條件之單層模擬流線圖。由這三張圖中可發現含水層因為假設單一且均勻之材質，壓力的分布除了在模型邊界上有些微的差異外，在其他區域皆相同。因此流線在此條件下的模擬結果也呈現出相同的趨勢。

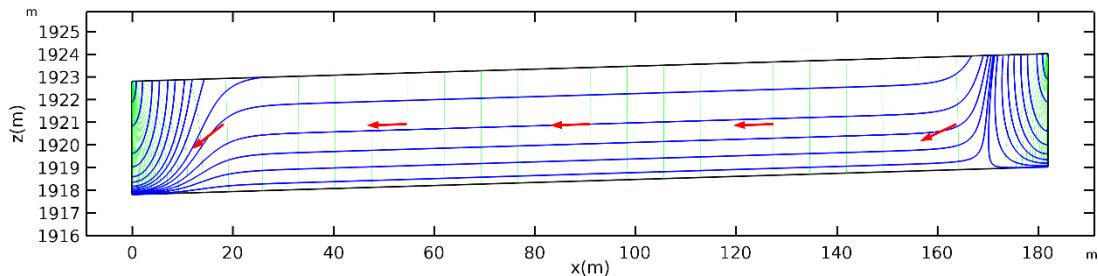


Fig. 5.38 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m)

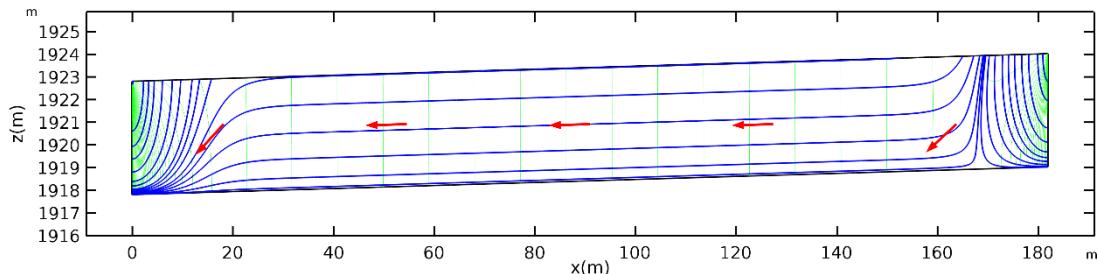


Fig. 5.39 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m)

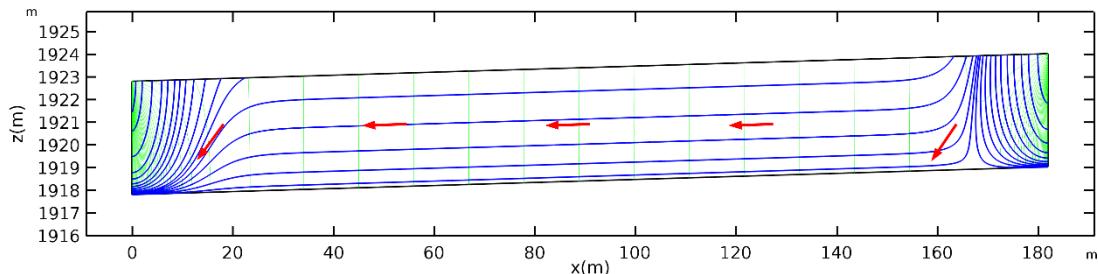


Fig. 5.40 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m)

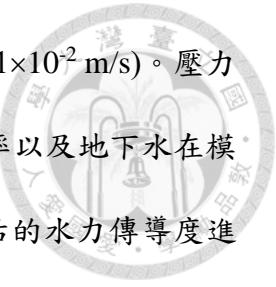


Fig. 5.41 至 Fig. 5.46 為情況 2 之單層模擬結果(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  m/s)。壓力分佈與流線的變化趨勢同 Fig. 5.35 至 Fig. 5.40，僅在表面入滲率以及地下水在模型中的停留時間上有所差異。但由於使用了現地採樣資料所推估的水力傳導度進行模擬，因此停留時間的模擬結果從一萬一千天降至五天(詳見 5.5.1 與 5.5.2 節中的討論)。

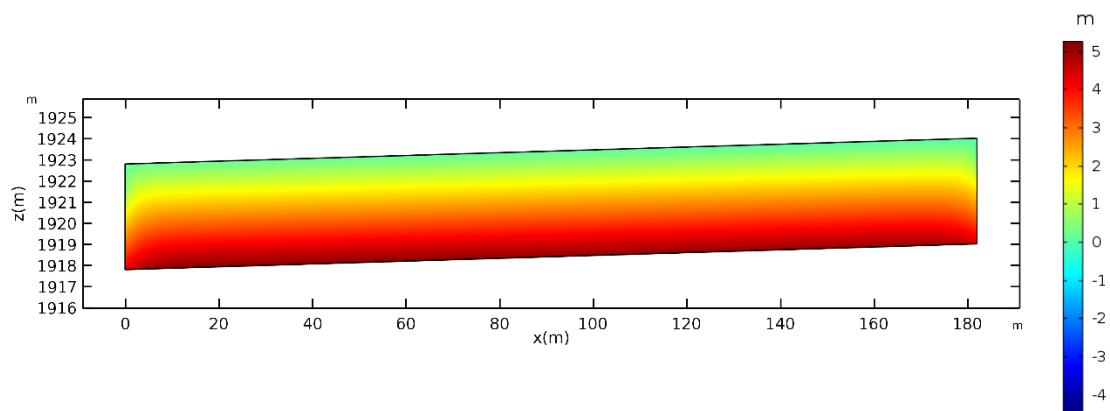


Fig. 5.41 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m)

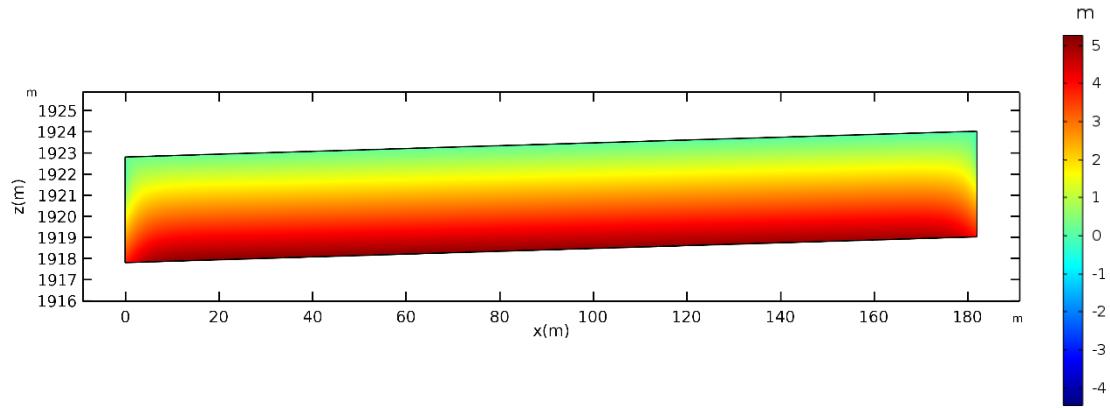


Fig. 5.42 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m)

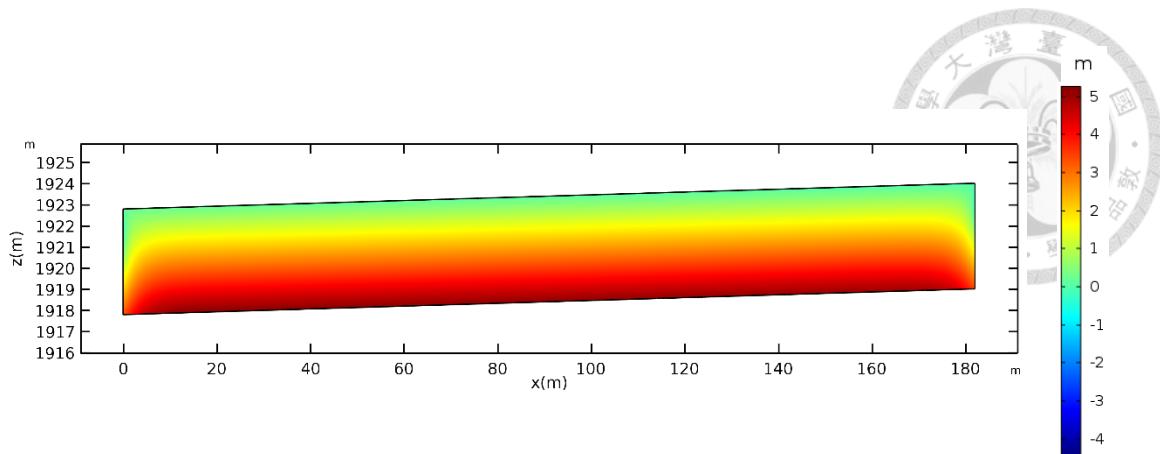


Fig. 5.43 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m)

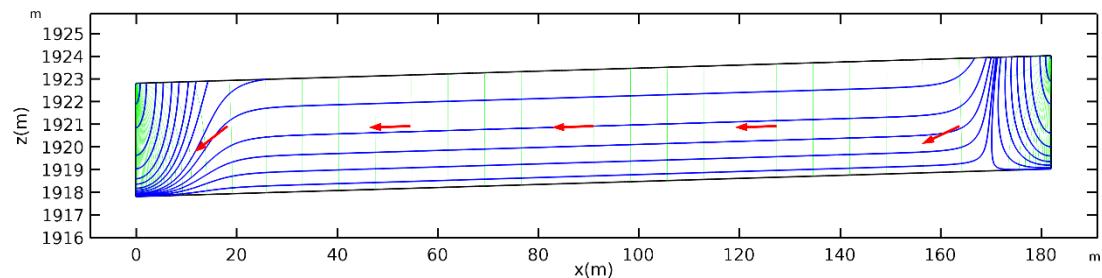


Fig. 5.44 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m)

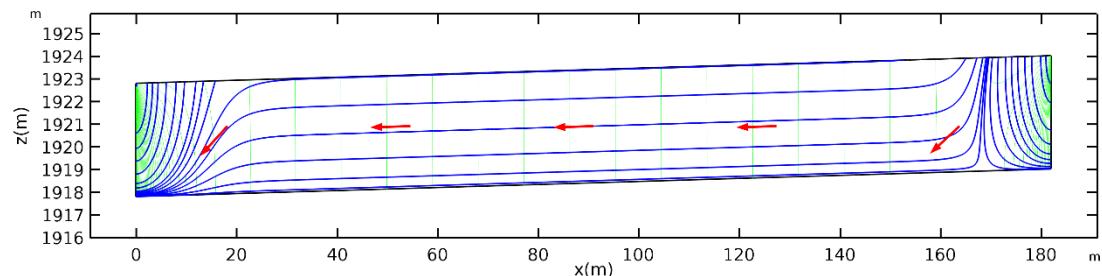


Fig. 5.45 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m，右側 = 1.10m)

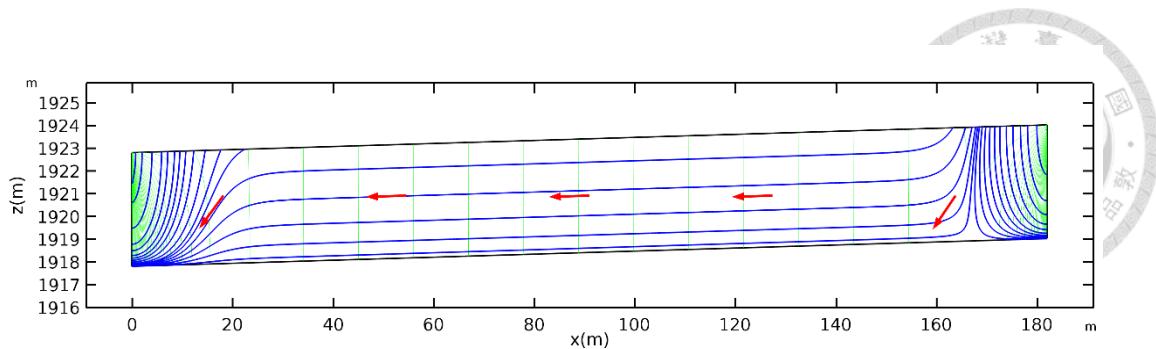


Fig. 5.46 七家灣溪有勝溪河段單層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ；左右邊界水頭高左側 = 1.75m，右側 = 1.60m)

### 5.3.2 簡易河段雙層模擬

在簡易河段的雙層模擬中，含水層假設為 4.7 m 厚，阻水層假設為 0.3 厚，且其底部為不透水邊界。土層表面的上邊界給予一固定水頭高當作表面水深；模型兩側的邊界假設為地下水位高，左側 = 0.75 m；右側 = 0.60 m。含水層的水力傳導度( $K_a$ )與阻水層的水力傳導度( $K_c$ )考慮兩種情況：情況 1. 由 3.3 節中水力傳導度實驗所測得之結果，分別為  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s 以及  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；情況 2. 邱永嘉老師及其團隊由現地資料所推估之結果， $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  m/s 以及  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s。其中情況 2 中的  $K_c$  並非與  $K_a$  一同為邱永嘉老師及其團隊由現地資料所推估之結果，而是依據  $K_a$  以及 2.3 節中所述之條件式推算而得。為了觀察模型內部非飽和區域的發展，在模擬中會逐步降低左右邊界條件的水頭高度。左右邊界條件的水頭高以地表向下為基準算起。邊界水頭的下降以一次降低 0.5 m 為基準，兩側邊界水頭同時降低，共降低兩次。從左側 = 0.75 m，右側 = 0.60 m 降低至左側 = 1.75 m，右側 = 1.60 m。

Fig. 5.47 至 Fig. 5.52 為情況 1 (實驗  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  以及  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s)之雙層模擬結果。

Fig. 5.47 至 Fig. 5.49 為逐步降低左右水頭邊界條件之雙層模擬壓力分佈圖，



由這三張圖中可以發現由於底部為不透水邊界，因此壓力的分布在不同水頭邊界條件下皆隨深度的增加而變大。但在靠近模型兩側的邊界處，受到固定邊界條件設定的影響，使得兩側靠近邊界的壓力比起模型中間區域的壓力較小。並隨著水頭邊界條件的逐步降低而下降。圖中由紅色粗線所圍繞的範圍表示壓力小於零，即非飽和與負壓區域。此非飽和負壓區域隨著左右水頭邊界條件的逐步下降，而隨之擴大其範圍。

但由 Fig. 5.49 中可發現，儘管左右兩側的水頭邊界條件比起原有的水頭高(Fig. 5.47)已額外下降 1 m 深，然而非飽和負壓區的範圍卻依然無法完整橫跨整個模型的剖面，這是因為二維模型在底部為不透水邊界的條件下，地下水僅能夠由模型左右兩側的開放邊界進出，使得非飽和負壓區域的發展受到限制。

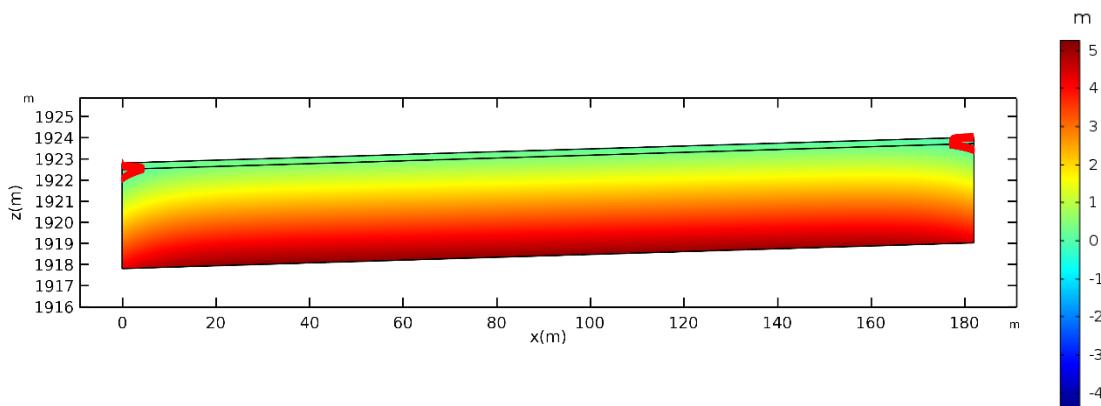


Fig. 5.47 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s；左右邊界水頭高左側 = 0.75m，右側 = 0.60m)

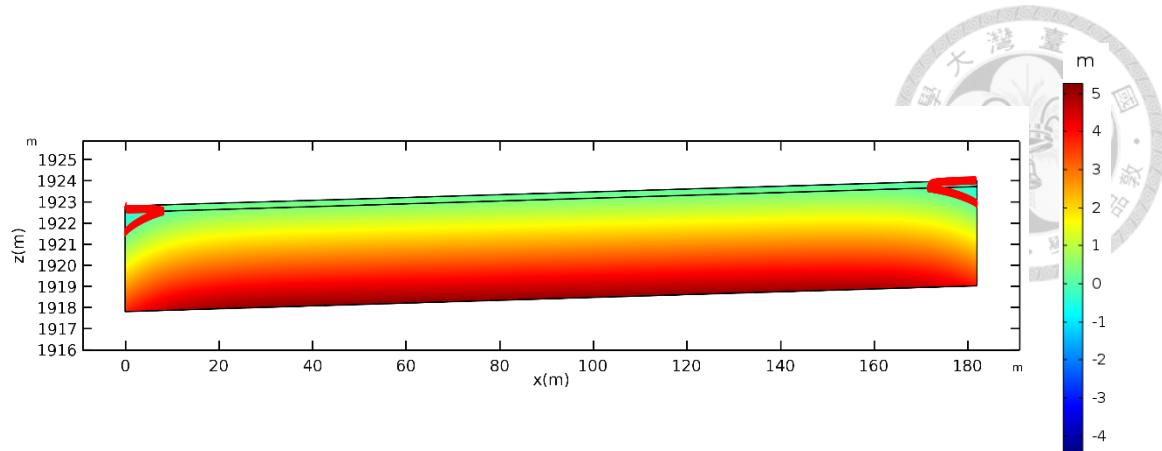


Fig. 5.48 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m, 右側 = 1.10m)

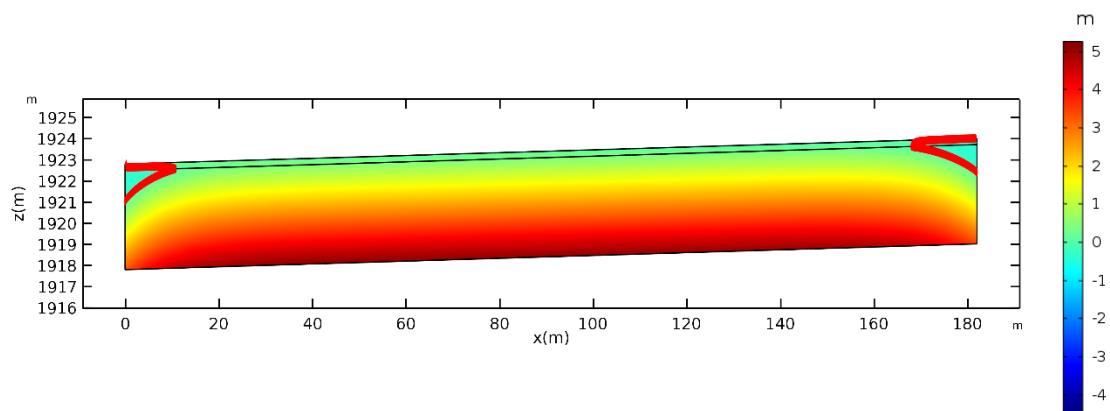


Fig. 5.49 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m, 右側 = 1.60m)

Fig. 5.50 至 Fig. 5.52 為逐步降低左右水頭邊界條件之雙層模擬流線圖。由這三張圖可以發現，流線雖然隨著左右水頭邊界的下降並無明顯的流向改變，而呈現相似的趨勢。但在模型右側由地表流向地下的補注點位置卻會隨著左右水頭邊界的下降而逐漸向左側偏移。

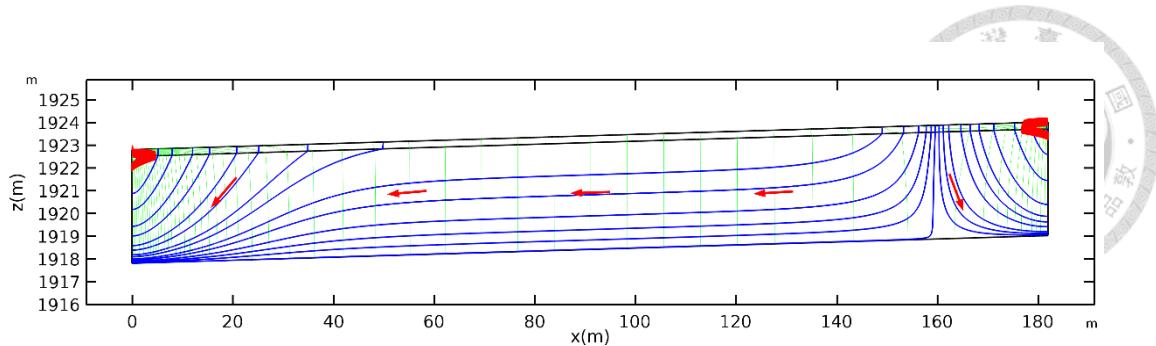


Fig. 5.50 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m, 右側 = 0.60m)

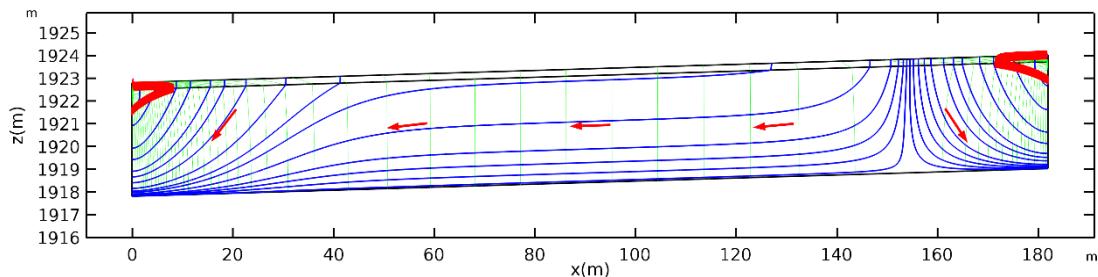


Fig. 5.51 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m, 右側 = 1.10m)

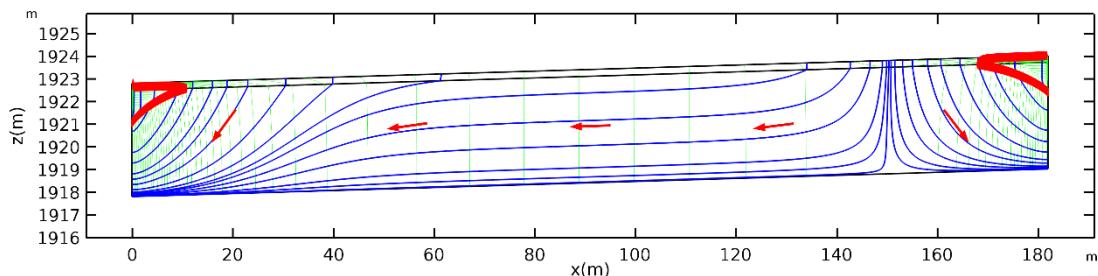


Fig. 5.52 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(實驗  $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m, 右側 = 1.60m)

Fig. 5.53 至 Fig. 5.58 為情況 2 之雙層模擬結果(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  以及  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s)。壓力分佈與流線的變化趨勢同 Fig. 5.47 至 Fig. 5.52，但在非飽和負壓區域與流線補注點隨不同左右邊界條件而改變的發展程度、表面入滲率以及地下水的停留時間上有所差異。但由於使用了現地採樣資料所推估的水力傳導度進行模擬，因此停留時間的模擬結果從一萬五千天降至二十五天(詳見 5.5.1 與 5.5.2

節中的討論)。

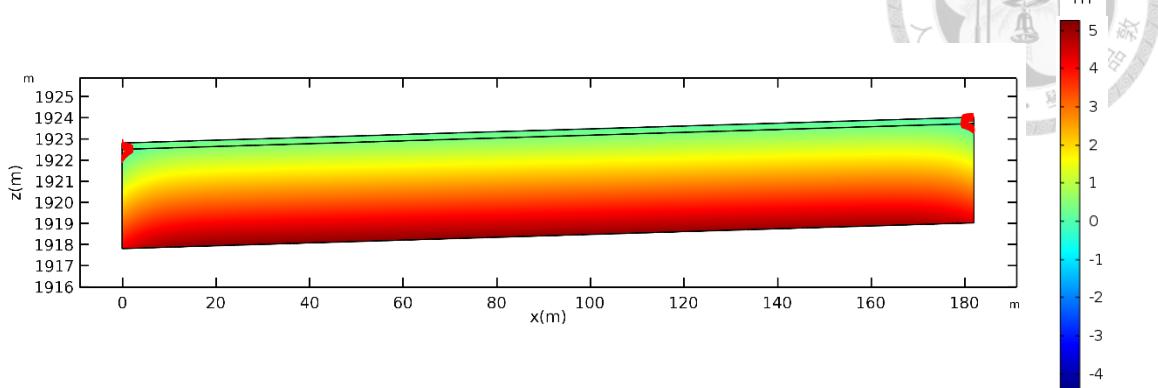


Fig. 5.53 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m)

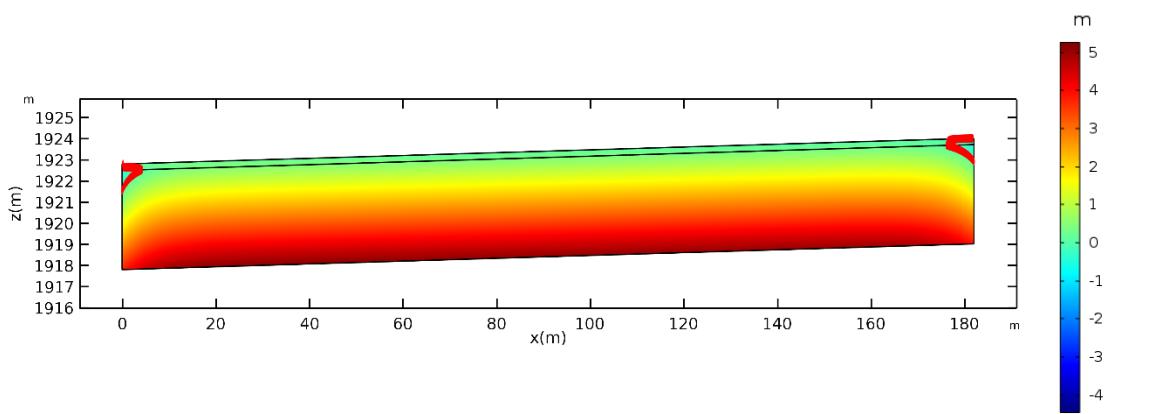


Fig. 5.54 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m)

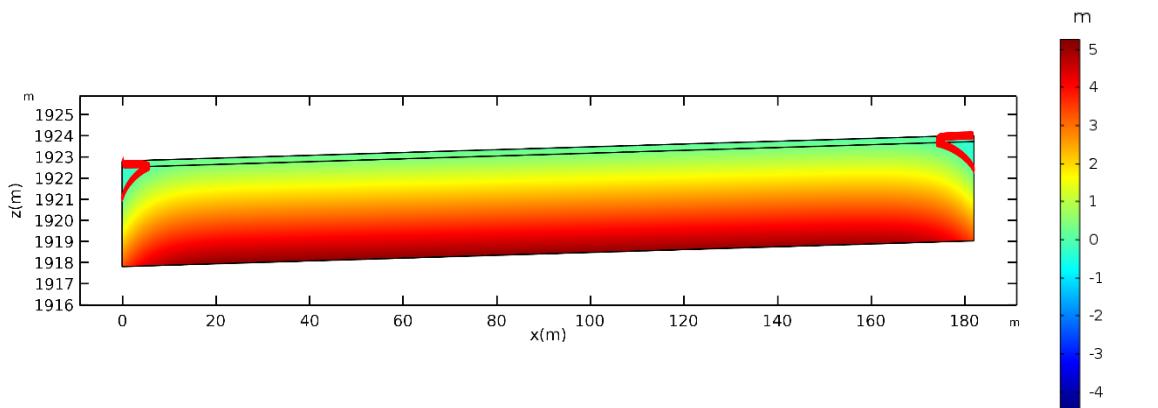


Fig. 5.55 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之壓力分佈(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m)

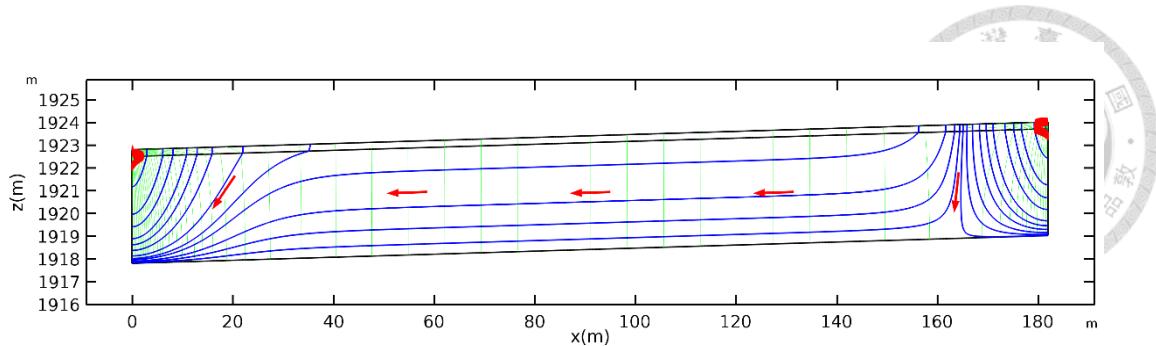


Fig. 5.56 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 0.75m , 右側 = 0.60m)

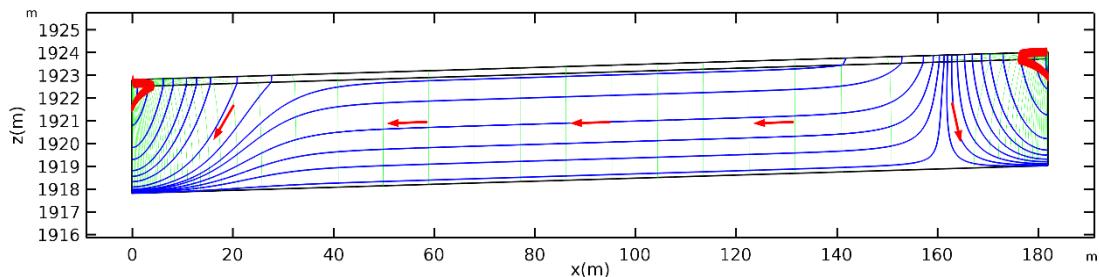


Fig. 5.57 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.25m , 右側 = 1.10m)

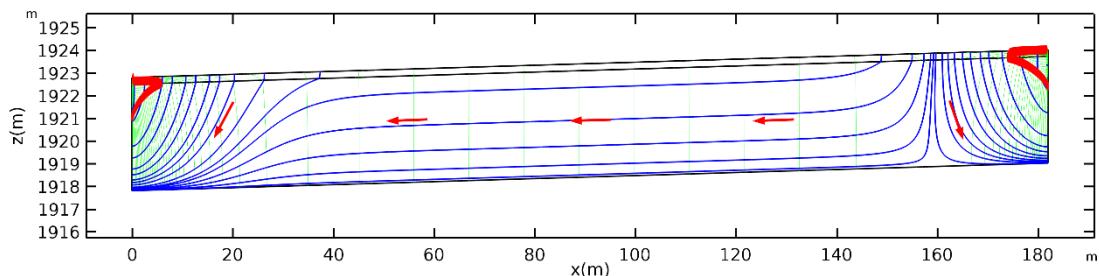
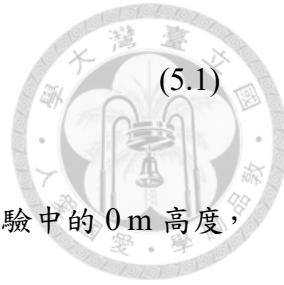


Fig. 5.58 七家灣溪有勝溪河段雙層模擬中之流線(現地  $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$  m/s ; 左右邊界水頭高左側 = 1.75m , 右側 = 1.60m)

## 5.4 入滲儀單雙層實驗與模擬比較討論

### 5.4.1 入滲率比較

在本節中之實驗的入滲率計算方式，由進水口處之流量計測值( $Q_{in}$ )減去溢流井出口處之流量計測值( $Q_{out}$ )，再加上溢流井內之水位降低深度( $\Delta D$ )乘以溢流井面積(A)，即可得到水流入滲至土中的入滲率( $Q$ )，如(5.1)式：



$$Q = Q_{in} - Q_{out} + (\Delta D \times A)$$

(5.1)

並將入滲儀之單雙層實驗與模擬結果呈現於 Table 5.1 中。

在入滲儀單層實驗中，當排水口壓力邊界條件等同於雙層實驗中的 0 m 高度，入滲率約為  $75.47 \text{ cm}^3/\text{s}$ 。而在入滲儀單層模擬中，由 5.1.2 節中的 Fig. 5.3 到 Fig. 5.6 可知將排水口處設為等同排水口高度的壓力邊界條件之模擬結果與實驗較為相符，因此在本節中只取此邊界條件的模擬結果進行比較與討論。此外，雖然單層實驗並無進行其他排水口高度的邊界條件實驗，但在模擬中對於其他高度的邊界條件同樣進行模擬，並呈現於 Table 5.1 中。模擬首先以前述實驗所測得之含水層水力傳導度進行模擬， $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 。當排水口邊界條件高度為 0 m 時，模擬入滲率結果約為  $16.10 \text{ cm}^3/\text{s}$ ，與實驗結果的入滲率( $75.47 \text{ cm}^3/\text{s}$ )有所落差。接著改變含水層水力傳導度為  $K_a = 5.81 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ，可得到一更加接近實驗結果的模擬入滲率， $75.44 \text{ cm}^3/\text{s}$ 。表示實際入滲儀場地內部土層的水力傳導度與前述實驗所測得之水力傳導度參數有所差異。此差異可能是由於實驗填土方式不同所導致，在實驗室內使用砂柱所做的水力傳導度實驗僅使用到較少量含水層土樣，且填充的方式也較能呈現出均勻的狀態；但在入滲儀實驗中由於使用到的土樣體積龐大，需利用鏟土機才能填滿入滲儀實驗場地，因此無法準確控制入滲儀內部各點水力傳導度的一致，只能以水力傳導度實驗的結果當作整體的水力傳導度參數。這也導致以水力傳導度實驗中的參數( $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ )進行模擬時，會與入滲儀實驗結果有所落差，因此需要在水力傳導度上進行修正。

在入滲儀雙層實驗中，不同排水口邊界條件的穩定入滲率如 Table 5.1 中。隨著邊界條件高度的降低，入滲率從  $40.01 \text{ cm}^3/\text{s}$  增加至  $72.52 \text{ cm}^3/\text{s}$ 。在入滲儀雙層模擬中，首先同樣以前述實驗所述之水力傳導度( $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、 $K_c = 2.49 \times 10^{-$



$^7$  m/s)進行模擬，可發現模擬的結果隨著排水口壓力邊界條件高度的降低，入滲率僅從  $3.09 \text{ cm}^3/\text{s}$  增加至  $7.17 \text{ cm}^3/\text{s}$ ，與實驗所得之入滲率結果有相當大的落差。顯示出實際入滲儀場地內部含水層以及阻水層的水力傳導度皆與前述實驗所測得之水力傳導度參數有所差異。接著將含水層的水力傳導度( $K_a$ )修正為同單層模擬中的值， $K_a = 5.81 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 。但在阻水層水力傳導度( $K_c$ )的修正上，發現在滿足 2.3 節中所述之條件式的前提下，同樣以實驗的入滲率做為參照進行比較時，無法使模擬得到一個符合實驗入滲率結果的  $K_c$  值。因此改以在排水口邊界條件為 0 m 時所測得之壓力結果(0.47 m)作為參照，比較同樣位置處之模擬與實驗結果的壓力值。最後在滿足 2.3 節中所述之條件式的前提下，將阻水層水力傳導度修正為， $K_c = 1.83 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ 。修正後水力傳導度分別為， $K_a = 5.81 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、 $K_c = 1.83 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ 。得到修正後雙層模擬入滲率隨排水口壓力邊界條件高度的降低，入滲率從  $16.44 \text{ cm}^3/\text{s}$  增加至  $50.53 \text{ cm}^3/\text{s}$ 。雖然此入滲率結果不及實驗之入滲率，但與實驗之水力傳導度( $K_a = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、 $K_c = 2.49 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ )的模擬結果相比，在入滲率的模擬上有更好的表現。

在單層與雙層實驗中，可發現入滲率會隨著排水口壓力邊界條件的下降(壓力梯度變大)而增加，顯示出入滲率與壓力梯度的正相關。但當排水口壓力邊界條件高度同樣為 0 m 時，單層與雙層實驗所得之入滲率的差異不大，表示雙層實驗中的阻水層在實驗過程中並未展現出與單層實驗的明顯區別。接著比較修正後之  $K_a$  與  $K_c$  的模擬結果，可以發現不論是單層或雙層模擬的入滲率都會隨著排水口壓力邊界條件的下降而增加，同樣顯示出入滲率與壓力梯度的正相關，與實驗結果有相同的趨勢。然而，雙層模擬中的入滲率，在四種邊界條件下皆小於單層模擬的結果，表示在模擬的理想狀況中，阻水層確實會降低整體的入滲率。因此，結合上述的實

驗與模擬結果可得到結論：阻水層的存在在理想狀態下確實會減少整體土層的入滲率，但在實驗過程卻並未發揮出阻水效果。根據實驗過程中的人為觀察，發現到阻水層與周圍之水泥邊壁間存在有許多細小的縫隙，而水流極有可能因此直接由周圍的細小縫隙穿透阻水層而入滲至含水層中，使入滲率有高估的情況，導致阻水層發揮出的阻水效果有限，而僅由含水層的水力傳導度( $K_a$ )以及壓力梯度來決定入滲率的變化。

Fig. 5.59 為入滲儀單雙層實驗與模擬的入滲率結果比較圖。以藍色與紅色分別表示單層與雙層的實驗以及模擬結果；實心點表示為實驗測值，虛線表示為實驗所測得之 $K$ 值模擬結果，實線則表示為修正後之 $K$ 值模擬結果。

Table 5.1 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的入滲率

	$K_a$ (m/s)	$K_c$ (m/s)	入滲率(cm <sup>3</sup> /s)			
			1.50 m*	1.10 m*	0.70 m*	0 m*
單層實驗	-	-	-	-	-	75.47
單層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	-	4.80	7.82	10.83	16.10
單層模擬 (修正 $K_a$ )	$5.81 \times 10^{-5}$	-	22.51	36.63	50.74	75.44
雙層實驗	-	-	40.01	47.67	59.03	72.52
雙層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	$2.49 \times 10^{-7}$	3.09	5.01	6.65	7.17
雙層模擬 (修正 $K_a$ 及 $K_c$ )	$5.81 \times 10^{-5}$	$1.83 \times 10^{-6}$	16.44	26.85	37.08	50.53

\*以排水口高度為基準向上的水壓高度

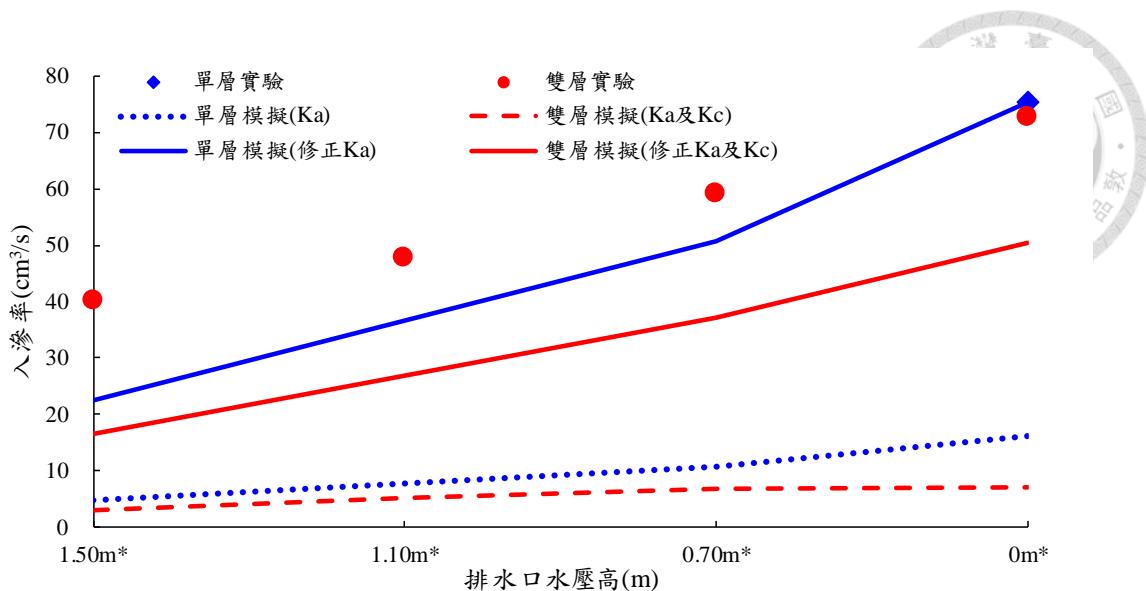


Fig. 5.59 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的入滲率比較圖

#### 5.4.2 壓力比較

在本節的討論中統一將實驗之張力測值轉換為壓力值進行討論。儘管埋設於入滲儀場地內的張力計有兩支，但埋設位置較深的 T4e-1 張力計在實驗過程中有出現雜訊的狀況，因此只取有完整數據的 T4e-2 張力計的測值進行討論。且模擬結果中之壓力值也以該張力計位置處之壓力進行比較。並將入滲儀之單雙層實驗與模擬結果呈現於 Table 5.2 中。

在入滲儀單層實驗中，排水口壓力邊界條件等同於雙層實驗中的 0 m 高度。由含水量以及張力皆不隨排水時間而變化的結果(Fig. 5.1 與 Fig. 5.2)，可知含水層內部維持在近飽和的狀態，實驗所測得之壓力值為 1.08 m。而在入滲儀單層模擬中，由 5.1.2 節中的 Fig. 5.3 到 Fig. 5.6 可知將排水口處設為等同排水口高度的壓力邊界條件之模擬結果與實驗較為相符，因此在本節中只取此邊界條件的模擬結果進行比較與討論。此外，雖然實際單層實驗中並無進行其他排水口高度的邊界條件實驗，但在模擬中對於其他高度的邊界條件同樣有進行模擬結果，並呈現於 Table 5.2 中。模擬首先以前述實驗所測得之含水層水力傳導度進行模擬， $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$



m/s。再依照 5.4.1 節中所述之方式將  $K_a$  修正為  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s。由於假設含水層為單一均勻材質，因此含水層內的飽和程度不變，使得模擬壓力值並不會隨著水力傳導度( $K_a$ )的修正而變化，均維持在飽和的正壓範圍內。在排水口壓力邊界條件同樣為 0 m 時的實驗與模擬結果中有 0.07 m 的些微差異，這可能是由於儀器誤差或埋設位置發生略為偏移的因素所造成。

在入滲儀雙層實驗中，壓力測值隨著排水口壓力邊界條件的逐步降低而有下降的趨勢，隨著排水口壓力邊界條件從 1.50 m 降至 0 m，張力計測值由 0.85 m 下降到 0.47 m，但仍處於飽和的正壓範圍內，表示在儀器埋設位置處並未發生非飽和之現象，無法由實驗結果中所得知土層內出現非飽和負壓的區域。而在入滲儀雙層模擬中，首先以前述實驗中所測得之水力傳導度( $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  m/s、 $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$  m/s)進行模擬，當壓力隨排水口邊界條件從 1.50 m 降至 0 m，模擬值由 0.92 m 下降到 0.26 m。雖然在排水口邊界條件為 1.50 m、1.10 m 以及 0.70 m 時的壓力與實驗結果相近，但在排水口邊界條件為 0 m 時有較大的差距。因此接著將模擬中的含水層水力傳導度( $K_a$ )以及阻水層水力傳導度( $K_c$ )依照 5.4.1 節中所述之方式分別修正為  $K_a = 5.81 \times 10^{-5}$  m/s 以及  $K_c = 1.83 \times 10^{-6}$  m/s，使得邊界條件為 0 m 時的模擬壓力結果與實驗結果相符，同樣為 0.47 m 的壓力。可以發現利用此方式修正水力傳導度的模擬結果雖然無法使每個排水口邊界條件下的壓力值都與實驗相符，但在 5.4.1 節中的入滲率模擬結果上會有更好的表現。

在單層與雙層實驗中，可發現當排水口壓力邊界條件高度為 0 m 時，張力計位置處的壓力測值從 1.08 m(單層實驗)大幅降低至 0.47 m(雙層實驗)，由此推斷在雙層實驗的土層中應有非飽和的負壓區域產生，使得壓力測值大幅下降。但在 5.2.1 節中的雙層實驗含水量測值結果卻不隨排水時間而改變，表示該非飽和負壓區域

的範圍應位於土層的淺層處(深度小於 0.53 m 未埋設儀器之區域)，未深達儀器埋設位置。此外，由 5.4.1 節中排水口壓力邊界條件為 0 m 時的入滲率比較可知，單層與雙層實驗所得之入滲率的差異相當小(分別為 75.47 m/s 以及 68.40 m/s)，而在本節中的壓力量測結果上卻呈現出顯著的差異(1.08 m 以及 0.47 m)。此處入滲率與壓力並未展現出相同趨勢的原因是，在實驗過程中張力計位置處的壓力應確實受到阻水層的影響而有下降的情況，但在入滲率的量測上並非如張力計一般為單點量測，而是在整個表面積上進行量測，包含通過阻水層與周圍水泥邊壁間之細小縫隙的入滲。導致入滲率在實驗過程中的高估，而與壓力量測結果無法形成相應的關係。接著比較修正後之  $K_a$  及  $K_c$  的模擬結果，可以發現不論是單層或雙層的壓力值都會隨著邊界條件的改變而變化，與實驗結果的趨勢相符。然而，雙層模擬的壓力值在四個排水口壓力邊界條件下皆小於單層模擬的飽和壓力值，表示在雙層模擬的土層中應有非飽和負壓區域的產生，使得模擬壓力值與單層的飽和壓力值相比有所降低。並且隨著邊界條件的下降，雙層模擬與單層模擬的壓力差逐漸增加，代表非飽和負壓區域的範圍亦隨之擴大。但因為壓力值仍處於正壓的飽和範圍內，因此非飽和負壓區域的範圍並未深達儀器所埋設之深度，與前述的推論以及 Fig. 5.27 至 Fig. 5.30 的模擬壓力分佈圖相符。因此，結合前述單層與雙層實驗中壓力變化的推論以及模擬結果的比較可得到結論：隨著水頭差逐漸增加，阻水層的存在確實會使土層中出現非飽和之負壓區域，達到 Disconnection 的狀態，並在含水層與阻水層的交界面處產生最大負壓(參照 Fig. 5.28 至 Fig. 5.30)。

Fig. 5.60 為入滲儀單雙層實驗與模擬在張力計位置處的壓力結果比較圖。以藍色與紅色分別表示單層與雙層的實驗以及模擬結果；實心點表示為實驗測值，虛線表示為實驗所測得之  $K$  值模擬結果，實線則表示為修正後之  $K$  值模擬結果。

Table 5.2 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的張力計位置處壓力

	$K_a$ (m/s)	$K_c$ (m/s)	壓力(m)			
			1.50 m*	1.10 m*	0.70 m*	0 m*
單層實驗	-	-	-	-	-	1.08
單層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	-	1.11	1.08	1.06	1.01
單層模擬 (修正 $K_a$ )	$5.81 \times 10^{-5}$	-	1.11	1.08	1.06	1.01
雙層實驗	-	-	0.85	0.74	0.61	0.47
雙層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	$2.49 \times 10^{-7}$	0.92	0.77	0.60	0.26
雙層模擬 (修正 $K_a$ 及 $K_c$ )	$5.81 \times 10^{-5}$	$1.83 \times 10^{-6}$	0.97	0.86	0.75	0.47

\*以排水口高度為基準向上的水壓高度

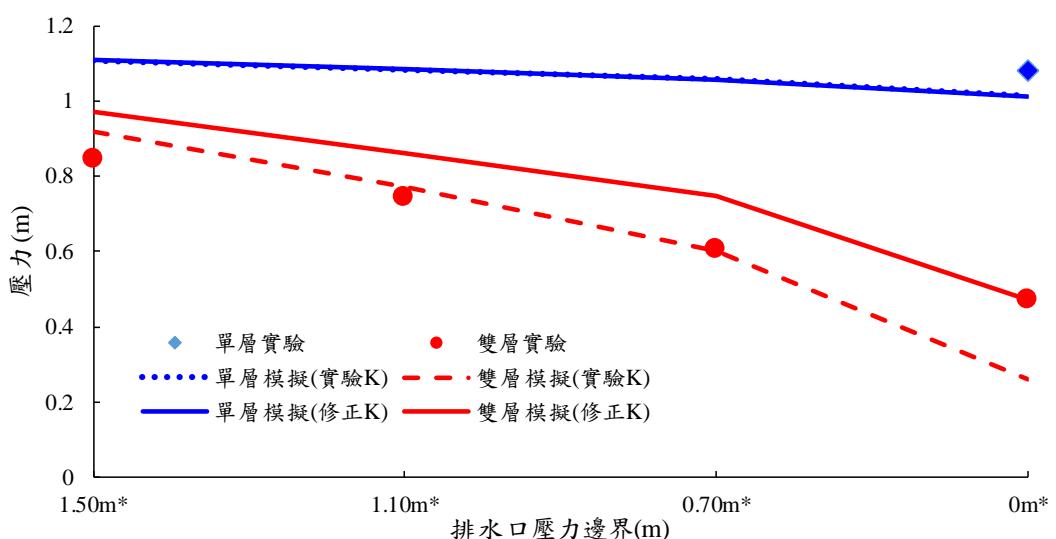
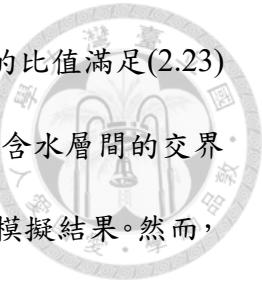


Fig. 5.60 入滲儀單雙層實驗與模擬在不同邊界條件下的張力計位置處壓力比較圖

### 5.4.3 驗證 Disconnection 狀態的發生

由 1.3 節的文獻回顧以及 2.3 節中的 Disconnection 狀態非飽和條件式可知，當土層的邊界條件與水力傳導度的比值未滿足(2.23)式時，該土層內並不會隨著地下水位面的下降而發生非飽和的現象，而是維持在完全飽和的狀態下，如 5.1 節中的



單層排水實驗與模擬結果。反之，當土層的邊界條件與水力傳導度的比值滿足(2.23)式的非飽和條件時，隨著地下水位面的下降，土層內會從阻水層與含水層間的交界面處開始逐漸出現非飽和負壓區域，如 5.2 節中的雙層排水實驗與模擬結果。然而，Disconnection 狀態的發生，除了非飽和負壓區域的出現以外，還需要有一個趨於恆定的入滲率作為依據。因此，在本節中將模擬更多排水口壓力邊界條件下的結果，比較各邊界條件下的模擬入滲率，得到入滲率隨排水口壓力邊界條件下降的關係圖(Fig. 5.61)。

由 Fig. 5.61 可發現，當雙層模擬中的排水口壓力邊界高度為排水口向下 0.2 m(亦即-0.2 m)時，入滲率會達到定值。表示在本研究中之雙層土層的邊界條件下，滿足(2.23)式的非飽和條件式，該土層會在排水口壓力邊界高度為-0.2 m 時，達到 Disconnection 的狀態，並具有穩定的非飽和區域且入滲率趨於恆定，不再受到水力梯度的影響而變化。由此模擬結果可知，在本研究中的雙層排水實驗內，若是排水口高度能夠持續下降，應亦可以在實驗結果中發現 Disconnection 的狀態發生。此外，雙層實驗中的入滲率同 5.4.1 節中所述，皆略大於修正 K 值後之模擬結果。

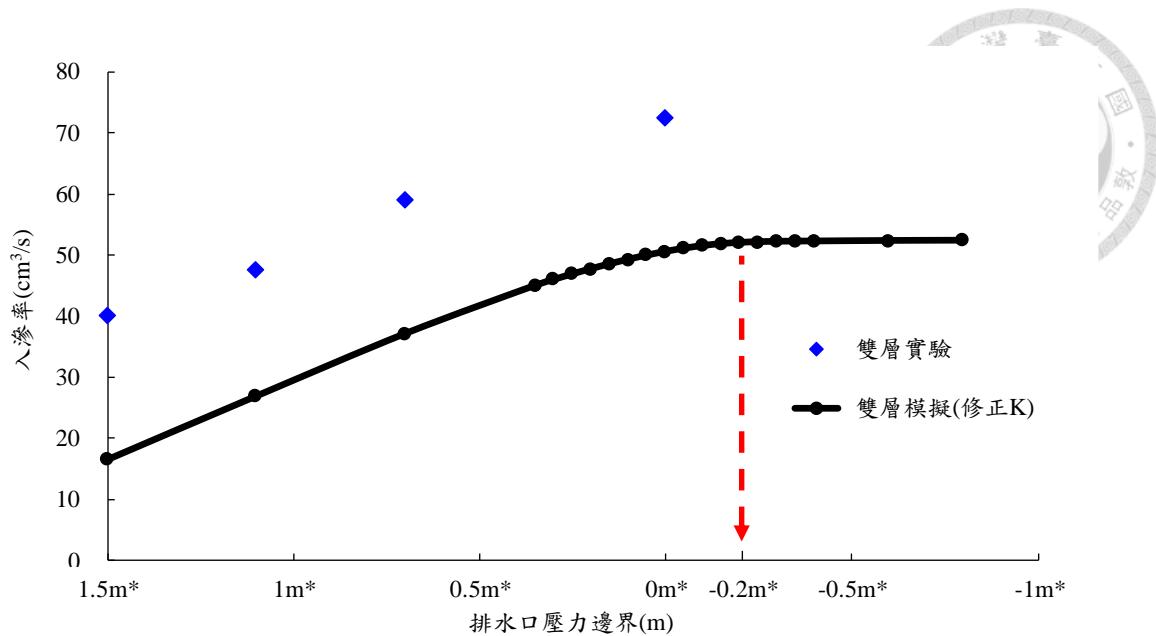


Fig. 5.61 各排水口壓力邊界條件下的入滲率實驗與模擬結果

## 5.5 簡易河段模擬單雙層模擬比較討論

### 5.5.1 入滲率比較

Table 5.3 為簡易河段單層與雙層入滲率的模擬結果。可以發現單層與雙層模擬的入滲率雖然皆會隨著左右水頭邊界的降低而增加，但增加的幅度並不顯著。而隨著水力傳導度由前述實驗所測得之  $K$  值( $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$  ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ )改變為由邱永嘉老師及其團隊所提供的現地推估  $K$  值( $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$  ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ )。入滲率卻表現出相當顯著的增加，約提高了三個數量級。導致此一結果的原因為二維模擬的限制，在二維模擬中的穿透紙面方向無法進出水流，而底部為不透水之邊界，導致地下水僅能由兩側的開放邊界進出。因此在模擬中的壓力變化較小，且集中在靠近模型的兩側位置，如 5.3 節中的模擬壓力分佈圖。使得水力傳導度在此模擬中為主導入滲率變化的主要因素。而在單層與雙層模擬的比較中，可以發現阻水層的增加會使雙層模擬中的入滲率在相同邊界條件下皆小於單層模擬的結果。表示阻水層的存在確實會阻礙入滲率的發展，與 5.4.1 節中的入滲儀比較討論得到相同



的結論。

Fig. 5.62 為簡易河段單雙層模擬的入滲率結果比較圖。以藍色與紅色分別表示為單層與雙層的模擬結果；虛線表示為實驗所測得之  $K$  值模擬結果，實線則表示為以邱永嘉老師及其團隊所提供的現地推估  $K$  值模擬結果。

Table 5.3 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的入滲率

$K_a$ (m/s)	$K_c$ (m/s)	入滲率( $\text{cm}^3/\text{s}$ )			
		左側=0.75 m*	左側=1.25 m*	左側=1.25 m*	
		右側=0.60 m*	右側=1.10 m*	右側=1.10 m*	
單層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	-	50.72	59.11	66.45
單層模擬 (現地 $K_a$ )	$2.71 \times 10^{-2}$	-	$1.11 \times 10^5$	$1.29 \times 10^5$	$1.45 \times 10^5$
雙層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	$2.49 \times 10^{-7}$	10.18	13.92	16.55
雙層模擬 (現地 $K_a$ 及 $K_c$ )	$2.71 \times 10^{-2}$	$1.53 \times 10^{-3}$	$3.59 \times 10^4$	$4.97 \times 10^4$	$5.95 \times 10^4$

\*以河床表面向下為基準的地下水位邊界條件水頭高度

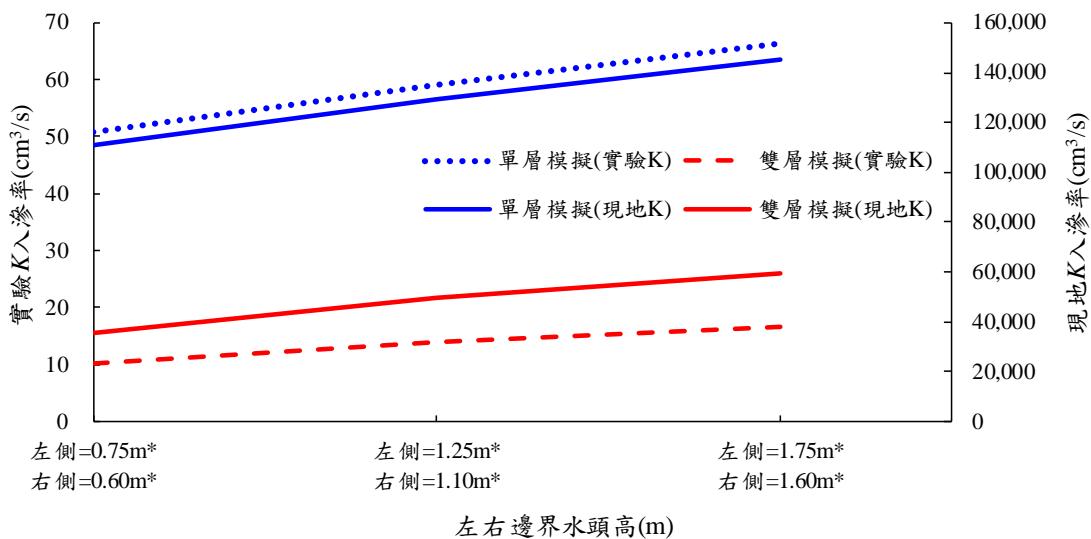


Fig. 5.62 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的入滲率比較圖

### 5.5.2 平均停留時間比較

在本節中之停留時間(residence time)表示粒子從進入模型到離開模型的平均

時間，即地下水在模型中的平均移動時間。粒子沿著 5.3 節中之模擬所得的流線方向行進。

Table 5.4 為簡易河段單層與雙層停留時間的模擬結果。可以發現單層與雙層模擬的粒子停留時間與 5.5.1 節中的入滲率呈現相反的趨勢，入滲率越快，地下水的停留時間就越短。停留時間隨著左右水頭邊界的降低皆會逐漸減少。而隨著水力傳導度由前述實驗所測得之  $K$  值 ( $K_a = 1.24 \times 10^{-5}$ ,  $K_c = 2.49 \times 10^{-7}$ ) 改變為由邱永嘉老師及其團隊所提供的現地推估  $K$  值 ( $K_a = 2.71 \times 10^{-2}$ ,  $K_c = 1.53 \times 10^{-3}$ )。停留時間也與入滲率表現出相反的趨勢，在時間上有相當顯著的減少。而在單層與雙層模擬的比較中，可以發現阻水層的增加會使雙層模擬結果中的停留時間在相同邊界條件下皆大於單層模擬的結果。表示阻水層的存在會使地下水在土中的停留時間增加，對於地下水中汙染物的清理或稀釋造成相當大的困難。

Fig. 5.63 為簡易河段單雙層模擬的停留時間結果比較圖。以藍色與紅色分別表示為單層與雙層的模擬結果；虛線表示為實驗所測得之  $K$  值模擬結果，實線則表示為以邱永嘉老師及其團隊所提供的現地推估  $K$  值模擬結果。

Table 5.4 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的粒子停留時間

$K_a$ (m/s)	$K_c$ (m/s)	粒子停留時間(day)			
		左側=0.75 m <sup>*</sup>	左側=1.25 m <sup>*</sup>	左側=1.25 m <sup>*</sup>	右側=0.60 m <sup>*</sup>
單層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	-	11996.30	11530.13	11224.92
單層模擬 (現地 $K_a$ )	$2.71 \times 10^{-2}$	-	5.49	5.28	5.14
雙層模擬 (實驗 $K_a$ )	$1.24 \times 10^{-5}$	$2.49 \times 10^{-7}$	21881.80	15621.40	12579.58
雙層模擬 (現地 $K_a$ 及 $K_c$ )	$2.71 \times 10^{-2}$	$1.53 \times 10^{-3}$	28.73	25.15	22.94

\*以河床表面向下為基準的地下水位邊界條件水頭高度

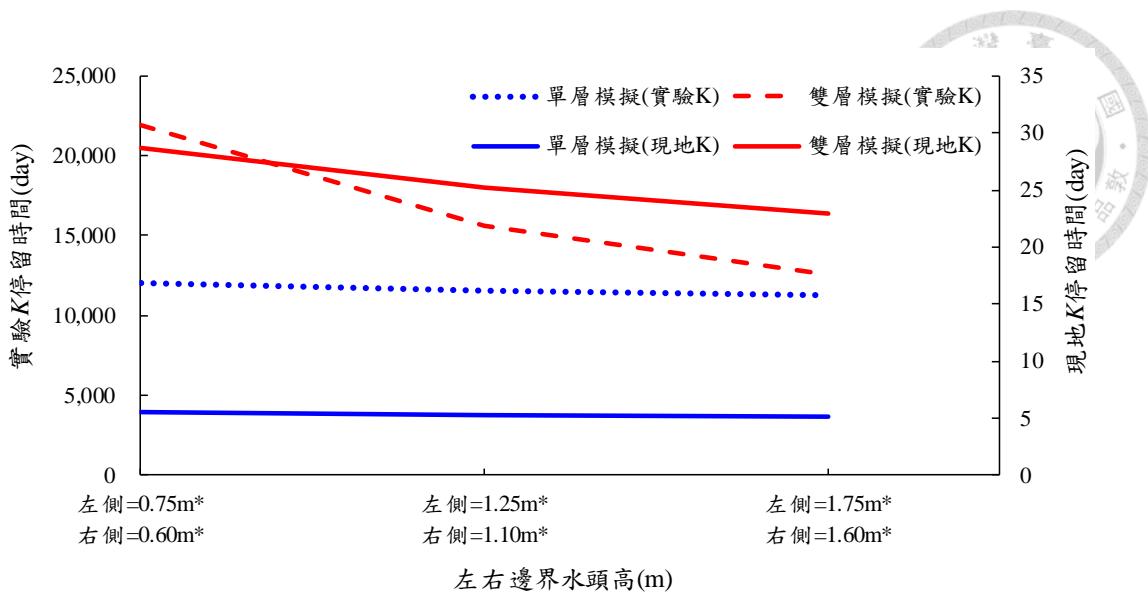


Fig. 5.63 簡易河段單雙層模擬在不同邊界條件下的粒子停留時間比較圖

## 第6章、結論與建議



### 6.1 研究結論

1. 本研究在比較討論入滲儀實驗與數值模擬的結果後，發現當土層上方具有一固定水深，且含水層與阻水層的水力傳導度滿足非飽和之條件式時，隨著水頭差的逐漸增加，將會有一個非飽和區域在含水層與阻水層間的交界面處產生，達到 Disconnection 的狀態。
2. 本研究透過實驗與數值模擬的方式，發現阻水層的存在將有效降低土層表面的入滲率，對於需要受到保護的水體，在底部加入具有較低水力傳導度的材質將能有效降低其入滲損失，並達到防止斷流的保護措施。
3. 本研究透過數值模擬的方式，於簡易河段的河床模型中加入阻水層，發現地下水流在土層內流動的停留時間將有顯著的提升，增加地下水中汙染物清理或排除的困難度。
4. 入滲儀實驗與模擬中，入滲率會隨著出口壓力邊界條件的降低而增加，顯示出入滲率與水力梯度的正相關性。
5. 入滲儀單層實驗中，由兩支張力計所埋設的相對位置與其張力測值差可知，張力計的量測結果是可信的，因此在後續討論中以實驗張力測值與模擬結果作參照，修正得到阻水層水力傳導度。
6. 入滲儀單層模擬中，比較了兩種排水出口邊界條件的設定，發現以排水口為邊界條件設定的模擬結果，在土層內的壓力分佈上較符合實驗結果。此外，單層的模擬中，壓力分佈並不隨邊界條件的改變而變化，且無法在土層內產生非飽和區域。



7. 入滲儀雙層實驗中，無法僅從實驗結果的張力測值變化就直接判定土層內發生非飽和的現象，需再搭配單層實驗以及模擬的結果作比較，才能推斷出非飽和區域的產生。
8. 入滲儀雙層模擬中，排水口壓力邊界條件的改變，將使土層內發生非飽和區域並影響其範圍大小，且壓力分佈與流線的結果皆不同於單層模擬。
9. 簡易河段的模擬中，發現當河床上具有一阻水層時，兩側水頭邊界條件的改變，對於地表入滲至地下的補注點位置將有偏移的情況出現，同時也會產生非飽和的區域。

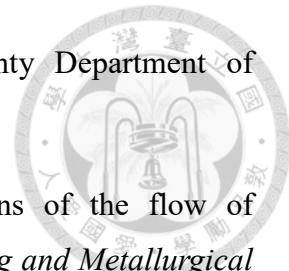
## 6.2 未來建議

1. 本研究中的入滲儀雙層實驗，由於阻水層與周圍水泥邊壁間存在有許多細小的縫隙，使得阻水層所發揮出的阻水效果有限，導致雙層實驗中的入滲率有高估的情況，無法與單層實驗的入滲率結果表現出顯著的差異性。因此，在後續更進一步的實驗中，若能改進此邊壁縫隙的問題，將可有效提升阻水層的阻水效果，達到更好的實驗結果。
2. 本研究中的 COMSOL Multiphysics 數值模擬，對於土層上方的表面水是以靜止狀態的固定水深表示，但真實河川中的表面水卻是持續流動的，而流動狀態下的水流對於土層表面所造成的水壓應與靜止狀態下的結果不同。因此，若能以流動狀態的水流表示土層上方靜止的表面水，應可使地下水的流動與壓力分佈之模擬結果更符合真實的地下水流動情況。
3. 本研究中的 COMSOL Multiphysics 數值模擬，僅建立二維的入滲儀及簡易河川剖面模型，無法模擬出側向的地下水流動。因此，若能以三維模型進行模擬，將可得到更符合真實情況的地下水流動情況。

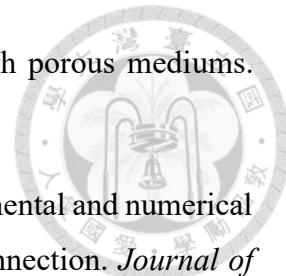
## 第7章、參考文獻



- [1] Bear, J. (1979) *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill, New York.
- [2] Blaschke, A.P., Steiner, K.H., Schmalfuss, R., Gutknecht, D. and Sengschmitt, D. (2003) Clogging processes in hyporheic interstices of an impounded river, the Danube at Vienna, Austria. *International Review of Hydrobiology* 88(3-4), 397-413.
- [3] Bouwer, H. and Maddock, T.I. (1997) Making sense of the interactions between groundwater and streamflow: Lessons for water masters and adjudicators. *Rivers* 6, 19-31.
- [4] Braaten, R. and Gates, G. (2003) Groundwater-surface water interaction in inland New South Wales: a scoping study. *Water Science and Technology* 48, 215-224.
- [5] Brunner, P., Cook, P.G. and Simmons, C.T. (2009) Hydrogeologic controls on disconnection between surface water and groundwater. *Water Resources Research* 45.
- [6] Covino, T.P. and McGlynn, B.L. (2007) Stream gains and losses across a mountain-to-valley transition: Impacts on watershed hydrology and stream water chemistry. *Water Resources Research* 43.
- [7] Darcy, H. (1856) *Les fontaines publiques de la ville de Dijon: exposition et application*, Victor Dalmont.
- [8] Dillon, P.J. and Liggett, J.A. (1983) An Ephemeral Stream-Aquifer Interaction-Model. *Water Resources Research* 19(3), 621-626.
- [9] Doble, R., Brunner, P., McCallum, J. and Cook, P.G. (2012) An Analysis of River Bank Slope and Unsaturated Flow Effects on Bank Storage. *Ground Water* 50(1), 77-86.
- [10] Fox, G.A. and Durnford, D.S. (2003) Unsaturated hyporheic zone flow in stream/aquifer conjunctive systems. *Advances in Water Resources* 26(9), 989-1000.
- [11] Galli, J. (1992) *Analysis of urban BMP performance and longevity in Prince*



- [12] Hubbert, M.K. (1956) Darcy's law and the field equations of the flow of underground fluids. *Transactions, American Institute of Mining and Metallurgical Engineering* 207, 222-239.
- [13] Irvine, D. (2010) *Investigating the Influence of Clogging Layer Heterogeneity on Groundwater- Surface Water Interactions for Disconnected Losing Streams*, Flinders University of South Australia, School of the Environment.
- [14] Joppen, M., Sulser, P., Blaser, P. and Kohler, A.J.W.M.O., Mitteilung (1992) Einfluß der Stauregelung auf Grundwasser. *Wasserbau München–Obernach, Mitteilung Nr.* (73), 365-375.
- [15] Kalbus, E., Reinstorf, F. and Schirmer, M. (2006) Measuring methods for groundwater - surface water interactions: a review. *Hydrology and Earth System Sciences* 10, 873-887.
- [16] Lisle, T.E. (1989) Sediment Transport and Resulting Deposition in Spawning Gravels, North Coastal California. *Water Resources Research* 25(6), 1303-1319.
- [17] Nozi, T., Mase, T. and Murata, K. (1999) Maintenance and management aspect of stormwater infiltration system. In: *Proceedings of the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*, Sydney, Australia, vol. 3, 1497-1503.
- [18] Osman, Y.Z. and Bruen, M.P. (2002) Modelling stream-aquifer seepage in an alluvial aquifer: an improved loosing-stream package for MODFLOW. *Journal of Hydrology* 264(1-4), 69-86.
- [19] Peterson, D.M. and Wilson, J.L. (1988) Variably saturated flow between streams and aquifers. *Tech. Completion Rep. 233, New Mexico Water Resources Research Institute, Socorro*.
- [20] Rimbault, G., Nadji, D. and Gauthier, C. (1999) Stormwater infiltration and porous material clogging. In: *Proceedings of the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*, Sydney, Australia, vol. 2, 1016-1024.



- [21] Richards, L.A. (1931) Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, 318-333.
- [22] Riviere, A., Goncalves, J., Jost, A. and Font, M. (2014) Experimental and numerical assessment of transient stream-aquifer exchange during disconnection. *Journal of Hydrology* 517, 574-583.
- [23] Siriwardene, N.R., Deletic, A. and Fletcher, T.D. (2007) Clogging of stormwater gravel infiltration systems and filters: Insights from a laboratory study. *Water Research* 41(7), 1433-1440.
- [24] Sophocleous, M. (2002) Interactions between groundwater and surface water: the state of the science. *Hydrogeology Journal* 10(1), 52-67.
- [25] van Genuchten, M.T. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 44, 892-898.
- [26] Wald, J., Kron, W., Buck, W. and Plate, E.J.I.-A.p. (1986) Generation of storm runoff in an area with a high groundwater table. *Conjunctive Water Use (Proceedings of the Budapest Symposium, July 1986)*, 97-109.
- [27] Warnaars, E., Larsen, A.V., Jacobsen, P. and Mikkelsen, P.S. (1999) Hydrologic behaviour of stormwater infiltration trenches in a central urban area during 2(3)/(4) years of operation. *Water Science and Technology* 39(2), 217-224.
- [28] Winter, T.C., Harvey, J.W., Franke, O.L. and Alley, W.M. (1998) *Ground water and surface water: a single resource*, Circular 1139, USGS, Denver, Colorado.
- [29] Zaslavsky, D. (1963) Theory of unsaturated flow in a non-uniform soil profile. *Soil Science Society of America Journal* 97, 400-410.
- [30] 萬鑫森 (1987) 基礎土壤物理學, 國立編譯館.
- [31] 蔡義誌 (2008) 不飽和土壤水力傳導度與介質孔隙分佈關係之研究, 國立中興大學水土保持學系博士論文.