

國立交通大學  
土木工程研究所  
碩士論文

現地導水度試驗評估

Analysis of In-situ Hydraulic Conductivity Tests



研究生：賴威宇

指導教授：單信瑜 博士

中華民國九十三年七月

# 現地導水度試驗評估

## Analysis of In-situ Hydraulic Conductivity Tests

研究生：賴威宇

Student : Wei-Yu Lai

指導教授：單信瑜 博士

Advisor : Hsin-Yu Shan

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文



Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

July 2004

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十三年七月

# 現地導水度試驗評估

學生: 賴威宇

指導教授: 單信瑜

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

現地滲透試驗已廣泛的應用在工程上，但是試驗方式與種類繁多，且各種地層之適用性均不相同。本研究除進行雙環入滲儀、兩階段孔內滲透儀、Guelph 滲透儀與簡易試驗外，並利用數值模擬分析來評估現地試驗差異之原因。

數值模擬分析係利用 FEMWATER 軟體，以實驗室所得之滲透係數與土水特徵曲線進行模擬。模擬的過程假設土層為均質，不考慮土層中孔隙與裂縫所造成之影響。

研究結果發現在現地試驗中，Guelph 滲透試驗與室內試驗較為接近，簡易試驗、雙環入滲試驗與室內試驗相差較大。對照數值模擬的結果，雙環入滲試驗所得現地滲透係數較不受土層異向性的影響，對 Guelph 滲透試驗與簡易試驗影響則較大。

# Analysis of In-situ Hydraulic Conductivity Tests

Student : Wei-Yu Lai

Advisor : Hsin-Yu Shan

Institute of Civil Engineering National Chiao Tung University

## ABSTRACT

In-situ hydraulic conductivity tests have been widely used in field investigations for construction project nowadays. In this study, in order to estimate the cause of various outcomes, in-situ hydraulic testes such as Double-Ring Infiltrometer, Two-Stage Borehole Permeameter, Guelph Permeameter, and Simplified Borehole Test were conducted to compare their applicability in silty and clayey soils.

In addition, numerical analysis was performed with a finite-element program, FEMWATER, to further analyze the results of the in-situ tests. The tests were simulated with FEMWATER by using the hydraulic conductivity and soil water characteristic curves obtained from laboratory experiment. The effect of anisotropy of hydraulic conductivity was also studied. Due to the difficulty of quantifying the influence of macropores and fissures in the soils on the hydraulic conductivity, the soils were assumed to be homogeneous.

The study showed that the in-situ hydraulic conductivity obtained by the Guelph Permeameter was the lowest and the closest to that from the laboratory tests. On the other hand, the hydraulic conductivity measured by the Double-Ring Infiltrometer tests and Simplified Borehole tests difference were much greater. However, considering the effect of anisotropy and macropores of soil, Double-Ring Infiltrometer test could give more reliable results than Guelph Permeameter and Simplified Borehole Test.

## 誌謝

時光匆匆，風城四年時光轉眼結束，在茫然的求學生崖中終於也找到了自己。這段時間特別感謝吾師 單信瑜博士悉心的指導與包容，終於將此論文完成，無論在知識上的啟發亦或生活上的見解均給我很大的助益。在待人處世方面也深深影響著我，讓我學會如何對自己負責。

感謝同窗好友俊賢、正宙、瑞文、任賢與學弟立偉在學期間的幫忙，也感謝女友韻玗全家人在生活上給予的幫助。家人的支持亦是我一路走下來的動力，讓一切的努力得以開花結果，感謝你們！

在此，謹獻上本論文予我最深愛的父親。



# 目錄

中文摘要	.....	I
英文摘要	.....	ii
誌謝	.....	iii
目錄	.....	iv
表目錄	.....	v
圖目錄	.....	vi
第一章	緒論.....	1
1.1	研究背景與目的.....	1
1.2	研究方法.....	2
第二章	相關理論及研究.....	3
2.1	現地土壤滲透係數.....	3
2.1.1	Borehole Tests.....	3
2.1.2	Porous Probes.....	9
2.1.3	Infiltrometer.....	9
2.1.4	Underdrains.....	12
2.1.5	現地試驗與室內試驗之結果比較.....	13
2.2	不飽和層中水的滲透行為.....	17
2.2.1	不飽和層概論.....	17
2.2.2	流體於不飽和層中的流動.....	17
2.2.3	保持特性之研究.....	18
2.2.3.1	勢能 (Potential) .....	18
2.2.3.2	保持曲線 (Retention Curve) .....	19
2.2.3.3	遲滯效應 (Hysteresis) .....	21
2.2.3.4	殘餘飽和度 (Residual Saturation` ) .....	23
2.2.3.5	保持曲線之求取方式.....	23
2.2.3.6	經驗公式.....	23
2.2.4	非飽和土壤之導水度.....	24
2.3	FEMWATER 之基本理論及前置處理系統 GMS 之簡介...	27
2.3.1	FEMWATER 及 GMS 簡介.....	27
2.3.2	FEMWATER 模式之地下水流控制方程式.....	29
2.3.2.1	水流程式的邊界條件.....	29
2.3.2.2	模式土壤特性定義.....	30
第三章	研究方法.....	32
3.1	研究方向.....	32
3.2	試驗計劃.....	32
3.3	試驗土壤.....	33

3.3.1	試驗場地	33
3.3.2	土壤基本物理試驗	33
3.3.3	土壤保持特性試驗方法	33
3.4	現地土壤透水試驗	35
3.4.1	Guelph Permeameter 試驗	35
3.4.2	Open Double-Ring Infitrometer 試驗	38
3.4.3	Two-Stage Borehole Permeameter 試驗	40
3.4.4	簡易現地滲透試驗	40
3.5	室內土壤三軸滲透試驗	42
3.5.1	滲流儀器與調壓裝置	42
3.5.2	試驗步驟	42
3.5.3	結果計算	43
3.6	FEMWATER 程式模擬	43
3.6.1	RETC	43
3.6.2	FEMWATER 模擬流程	44
第四章	實驗結果與分析	48
4.0	摘要	48
4.1	基本物理性質	48
4.2	室內試驗結果	49
4.2.1	三軸滲透試驗結果	49
4.2.2	15 Bar Pressure Plate 土壤保持特性試驗結果	49
4.3	現地滲透儀器試驗結果	52
4.3.1	交大工六(NCTU)試驗結果	52
4.3.1.1	Double-Ring Infiltrrometer 試驗	52
4.3.1.2	Guelph Permeameter 試驗	53
4.3.1.3	簡易試驗	54
4.3.1.4	Two-Stage Borehole Permeameter 試驗	55
4.3.2	寶山三峰(SunFong)試驗結果	55
4.3.2.1	Double-Ring Infiltrrometer 試驗	55
4.3.2.2	Guelph Permeameter 試驗	56
4.3.2.3	簡易試驗	57
4.3.2.4	Two-Stage Borehole Permeameter 試驗	57
4.4	FEMWATER 模擬結果	58
4.5	等勢能線	67
第五章	結論與建議	76
5.1	前言	76
5.2	結論	76
5.3	建議	77
參考文獻		79





## 表目錄

表 2.1	各現地滲透試驗優缺點之比較與適用範圍列表.....	13
表 2.2 (a)	Stephens et al. (1988) 試驗比較.....	16
表 2.2 (b)	Chen 和 Yamamoto (1987) 試驗比較.....	16
表 2.3	土壤含水比與結構势能關係的經驗方程式.....	24
表 2.4	土壤水力傳導係數與含水比關係的經驗方程式.....	26
表 4.1	交大和三峰室內三軸滲透試驗結果.....	49
表 4.2	交大工六 15 Bar Pressure Plate 保持曲線試驗結果.....	50
表 4.3	寶山三峰 15 Bar Pressure Plate 保持曲線試驗結果.....	50
表 4.4	Guelph Permeameter 結果與室內滲透比較 ( $cm/sec$ ) .....	57
表 4.5	FEMWATER 計算單位時間滲流量與現地試驗比較(交大工六)...	59
表 4.6	FEMWATER 計算單位時間滲流量與現地試驗比較(寶山三峰)...	59
表 4.7	交大工六各試驗 $k_{field}$ 、 $k_v$ ( $cm/sec$ ) 與 $k_h/k_v$ 列表.....	61
表 4.8	寶山三峰各試驗 $k_{field}$ 、 $k_v$ ( $cm/sec$ ) 與 $k_h/k_v$ 列表.....	62
表 4.9	交大試驗 $k_h/k_v = 1$ 與 $k_h/k_v = 10$ 之滲透係數比較.....	62
表 4.10	三峰試驗 $k_h/k_v = 1$ 與 $k_h/k_v = 10$ 之滲透係數比較.....	63
表 4.11	交大工六現地試驗與模擬結果流量比較.....	65
表 4.12	寶山三峰現地試驗與模擬結果流量比較.....	66

## 圖目錄

圖 2.1	Boutwell permeameter 試驗簡圖.....	4
圖 2.2	$k_2/k_1$ 的比值、 $m$ 值與孔深/孔徑的比值 ( $L/D$ ) 關係圖.....	5
圖 2.3	定水頭 Borehole 試驗簡圖.....	6
圖 2.4	形狀因子 $C$ 與 $H/r$ 之關係圖 (Reynolds and Elrick, 1987).....	7
圖 2.5	Boutwell 和 Derick (1986) 現地試驗與室內試驗數據比較.....	15
圖 2.6	傳統的土壤水保持曲線 (M. Th. van Genuchten, 1980).....	20
圖 2.7	不同粒徑土壤的保持曲線 (黃進富,1996).....	21
圖 2.8	保持曲線的吸水與排水特性.....	21
圖 2.9	不飽和層中水力傳導係數與結構勢能關係 (黃進富,1996).....	25
圖 2.10	$k_r(h)$ 經驗式的預測與實驗結果比照圖 (M. Th. Van Genuchten, 1980).....	26
圖 2.11	GMS 建立 FEMWATER 模式之流程圖.....	28
圖 3.1	研究計畫流程	33
圖 3.2	15 Bar Pressure Plate 試驗陶瓷平板結構示意圖.....	34
圖 3.3	15bar 壓力平板試驗儀器與陶瓷平板連接示意圖.....	34
圖 3.4	Guelph 試驗鑽孔鑽頭.....	37
圖 3.5	Guelph permeameter 儀器組立示意圖.....	37
圖 3.6	Double-Ring Infiltrometer 儀器架設完成圖.....	39
圖 3.7	交大簡易試驗中心部份之 3D 網格.....	45
圖 3.8	FEMWATER 模擬計算流程圖.....	47
圖 4.1	交大工六與寶山三峰試驗土壤粒徑分布曲線.....	48
圖 4.2	15 Bar Pressure Plate 試驗與 RETC 保持曲線比較.....	49
圖 4.3 (a)	交大工六輸入 FEMWATER 之土壤參數與 RETC 迴歸結果.....	51
圖 4.3 (b)	寶山三峰輸入 FEMWATER 之土壤參數與 RETC 迴歸結果.....	51
圖 4.4	交大現地雙環試驗滲透係數 $k$ 對時間變化圖.....	52
圖 4.5	交大 Guelph Permeameter 試驗滲透係數 $k$ 值對時間變化圖.....	54
圖 4.6	交大現地簡易試驗滲透係數 $k$ 值對時間變化關係圖.....	54
圖 4.7	寶山三峰現地雙環試驗滲透係數 $k$ 對時間變化關係圖.....	56
圖 4.8	寶山三峰 Guelph Permeameter 試驗滲透係數 $k$ 值對時間變化圖.....	57
圖 4.9	寶山三峰現地簡易試驗滲透係數 $k$ 值對時間變化關係圖.....	58
圖 4.10	現地試驗、室內試驗滲透係數與 $k_h/k_v=1$ 計算結果比較 (交大工六).....	59
圖 4.11	現地試驗、室內試驗滲透係數與 $k_h/k_v=1$ 計算結果比較 (寶山三峰).....	60
圖 4.12	交大工六 $k_v$ 對 $k_h/k_v$ 之半對數座標變化圖.....	64
圖 4.13	寶山三峰 $k_v$ 對 $k_h/k_v$ 之半對數座標變化圖.....	64

圖 4.14	交大雙環試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	69
圖 4.15	交大簡易試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	70
圖 4.16	交大工六 Guelph Permeameter 試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	71
圖 4.17	Guelph Permeameter 試驗 20700s 與 5 日等勢能線比較.....	72
圖 4.18	寶山三峰雙環試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	73
圖 4.19	寶山三峰簡易試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	74
圖 4.20	寶山三峰 Guelph Permeameter 試驗壓力水頭等勢能線分佈.....	75



# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景與目的

台灣地層性質複雜多變，利用現地試驗測量土層的滲透性更顯重要，雖然各種室內滲透試驗已經廣泛應用在工程上，但侷限於試驗土壤體積較小，在工程上的應用仍然有限。

現地滲透試驗則因能提供較大樣本的試驗結果，特別在土層中夾雜透水性較高的土層或土層的裂縫、孔洞等情形，在此狀況下，就只能依靠現地試驗來測量現地的滲透性，室內試驗小尺寸不擾動試體之滲透試驗，在這方面則無法提供可靠的數據，且現地狀況多為不飽和狀況，滲透性與室內試驗飽和的狀況更是不同。

現地試驗儀器種類繁多，各種現地儀器適用的土層狀況也都不大相同，試驗的結果通常也有差距，因此本研究希望利用數值模擬分析之方式，比較各種現地滲透試驗與數值模擬差異之原因。

## 1.2 研究方法

試驗所用的現地滲透方式共有四種，分別為雙環入滲儀（Double-Ring Infiltrometer）、Guelph 滲透儀（Guelph Permeameter）、簡易滲透試驗和兩階段孔內滲透儀（Two-Stage Borehole Permeameter）。

現地試驗大多在非飽和土壤層中試驗，要瞭解非飽和層之土壤滲透性質，則土壤的保持特性是重要的一環，藉由土壤之保持特性，以數值方式模擬計算非飽和層之土壤滲透情形。

以有限元素分析軟體—FEMWATER 模擬各現地試驗之狀況，計算其單

位時間滲流量，與現地試驗之結果和室內試驗之飽和滲透係數相互比較。並改變現場土層之滲透性質，模擬土壤不等向的情形，觀察各試驗之影響與結果差異。



## 第二章 相關理論及研究

### 2.1 現地土壤滲透試驗

實驗室土壤滲透試驗廣泛的應用來評估土壤滲透係數，但是室內試驗侷限於儀器的規格，土壤試體體積較小；現地試驗和實驗室的不同則在於現地試驗的土壤取樣較大，所得到的數據也較實驗室來得有代表性。

目前主要的現地試驗大致可以分成四大類，分別為（1）Borehole、（2）Porous probe、（3）Infiltrometer、（4）Underdrain。（Daniel, 1989）

現地滲透試驗量測土壤滲透係數  $k$  (hydraulic conductivity)，而土壤的透水性、不飽和的狀況、毛細現象與土壤的吸水性 (capillary suction) 或是土層中之裂縫、孔洞等，種種因素都會影響現地試驗準確性。

#### 2.1.1 Borehole Tests

Borehole Tests 的試驗方式主要可以分成變水頭試驗與定水頭試驗兩類。變水頭試驗以 Boutwell Permeameter 為代表，即是 Two-Stage Borehole Permeameter，簡稱 TSB 試驗。此試驗為 Boutwell 所提出，由 Soil Testing Engineers (1983)、Boutwell 與 Derick (1986) 製作，試驗裝置簡圖如圖 2.1。

量測過程分成兩個階段，第一階段試驗達到穩定後，利用 Hvorslev's (1949) Equation 的近似解可得到滲透係數  $k_1$ ：

$$k_1 = \frac{\pi d^2}{11 D (t_2 - t_1)} \ln \left( \frac{H_1}{H_2} \right) \quad (2.1)$$

其中  $H_1$  為  $t_1$  時之水頭高， $H_2$  為  $t_2$  時之水頭高

第二階段試驗達到穩定後，由 Hvorslev's (1949) Equation 可得到滲透係數  $k_2$ ，其方程式如下：

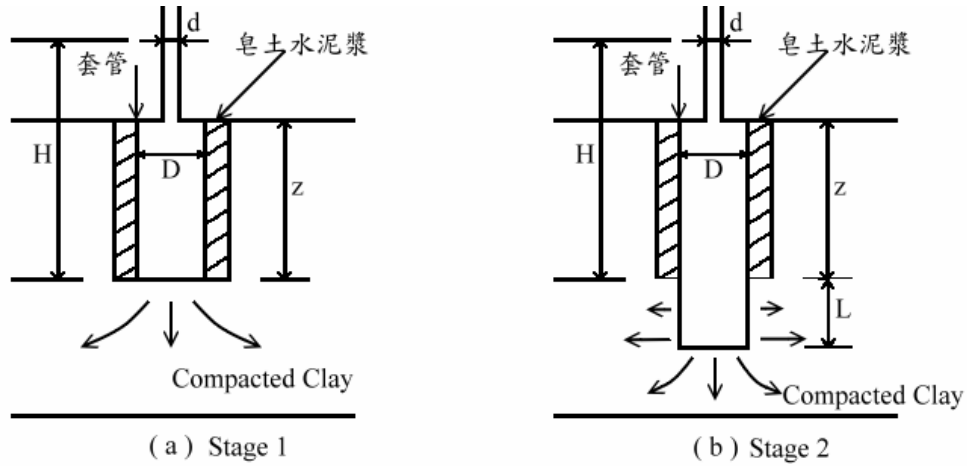


圖2.1 Boutwell permeameter試驗簡圖：(a) 為第一階段 (b) 為第二階段

$$k_2 = \frac{A}{B} \ln \left( \frac{H_1}{H_2} \right) \quad (2.2)$$

其中：

$$A = d^2 \left\{ \ln \left[ \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left( \frac{L}{D} \right)^2} \right] \right\} \quad (2.3)$$

$$B = 8D \frac{L}{D} (t_2 - t_1) \left\{ 1 - 0.562 \exp \left[ -1.57 \left( \frac{L}{D} \right) \right] \right\} \quad (2.4)$$

在非等向性的土壤中，常用  $k_2/k_1$  的比來判斷土壤不等向的程度，並定義  $m$ ，

$$m = \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \quad (2.5)$$

其中  $k_h$ 、 $k_v$  分別是水平和垂直向的土壤滲透係數。

$k_2/k_1$  與  $m$  的關係式如下：

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{\ln \left[ \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left( \frac{L}{D} \right)^2} \right]}{\ln \left[ \frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left( \frac{mL}{D} \right)^2} \right]} \cdot m \quad (2.6)$$

$k_2/k_1$  的比值、 $m$  值與孔深/孔徑的比值 ( $L/D$ ) 關係如圖 2.2， $m$  值則根據實際所得的  $k_2/k_1$  和  $L/D$  可得。

水平向與垂直向的土壤滲透係數可由下式得到：

$$k_h = mk_1 \quad (2.7)$$

$$k_v = \frac{1}{m}k_1 \quad (2.8)$$

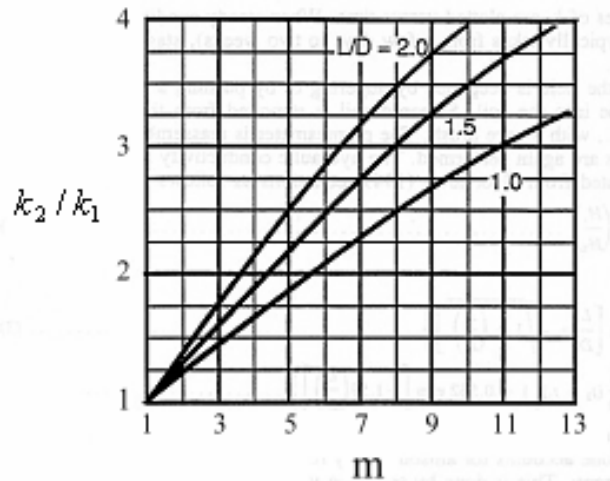


圖2.2  $k_2/k_1$  的比值、 $m$ 值與孔深/孔徑的比值 ( $L/D$ ) 關係圖

Two-Stage Borehole Permeameter 試驗有幾項假設與限制，試驗土體為均質且完全飽和、試驗過程不考慮土壤本身的吸水性、兩階段的試驗其單位時間流量均已達穩定、試驗期間土壤沒有體積變化，並假設 Hvorslev's (1949) Equation 是正確的。

TSB試驗的最主要的優點在於可以同時計算土壤水平向 $k_h$ 和垂直向 $k_v$ 之滲透係數；缺點則是試驗過程沒有考慮土壤的吸水性，此項因素特別在含水量較低的土壤中，會因為土壤的此項特性，使試驗的誤差增大。同時因為TSB試驗測量滲透係數可以達到  $10^{-9}$  cm/s，相對的試驗到平衡需要數天到數個禮拜才能達到完全穩定，所需要之時間較長。

定水頭的 Borehole 現地滲透儀器，如 Guelph Permeameter (Reynolds and Elrick 1985, 1986; Soilmoisture Equipment Corp.)，以 Borehole 方式，利用



Mariotte siphon Principle，維持定水頭的方式，測量現地土壤滲透係數，試驗簡圖如圖 2.3。

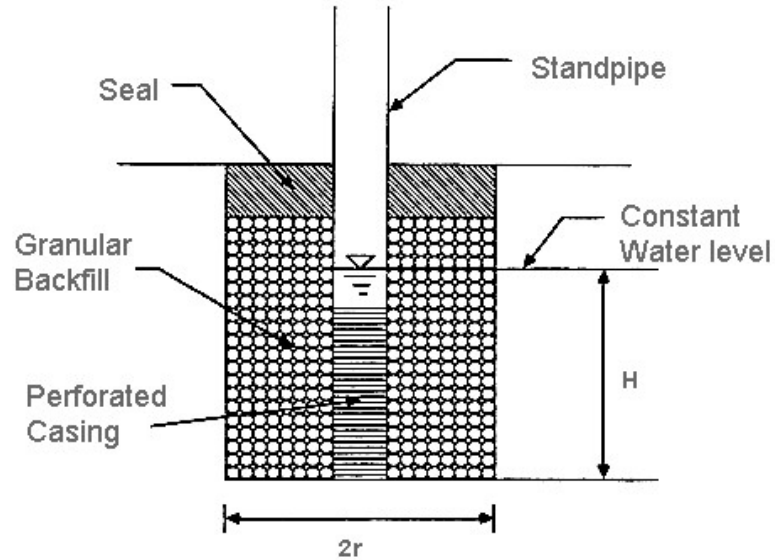


圖2.3 定水頭Borehole試驗簡圖

由定水頭 Borehole 試驗計算現地土壤滲透係數，試驗忽略土壤的吸水性 (Glover, 1953; Stevens and Neuman, 1982a)。經過改良後將土壤吸水性列入計算 (Stevens and Neuman, 1982b,c,d; Philip, 1985; Reynolds et al., 1985)，Philip, J. R.於 1985 所提出的公式如下：

$$k = \frac{q}{r^2 \sqrt{R^2 - 1} \left[ F_1 + \left( \frac{F_2}{A} \right) \right]} \quad (2.9)$$

其中：  $q$ =流速、 $R=H/r$ 、 $H$  為定水頭之水頭高、 $r$  為孔徑；

$$F_1 = \frac{4.117(1 - R^{-2})}{\ln \left[ R + \sqrt{R^2 - 1} \right] - \left[ \sqrt{1 - \left( \frac{1}{R^2} \right)} \right]} \quad (2.10)$$

$$F_2 = \frac{4.280}{\ln \left[ R + \sqrt{R^2 - 1} \right]} \quad (2.11)$$

$$A = \frac{1}{2} \alpha r \quad (2.12)$$

$\alpha$  稱為吸水係數 (Sorptive number)，單位為  $L^{-1}$ ，用以描述土壤毛細張力的特性。在細顆粒土壤中  $\alpha$  值約在  $0.002 \text{ cm}^{-1}$  (Philip, 1985)~ $0.01 \text{ cm}^{-1}$  (Elrick, 1988)。

Stephens et al. 於 1987 年由數值模擬結果計算  $k$  值：

$$k = \frac{q}{rHC_u} \quad (2.13)$$

其中  $C_u$  為形狀因子，為  $\alpha$  ( $\text{cm}^{-1}$ )、 $H$  (meter) 和  $R$  (meter) 的函數：

$$\log(C_u) = [0.653 \log(R)] - [0.257 \log(\alpha)] - [0.633 \log(H)] + (0.021\sqrt{R}) - \left(\frac{0.313}{\sqrt{N}}\right) + (1.456r) + 0.453 \quad (2.14)$$

公式針對細顆粒土壤的  $N$  值約 1.8、 $\alpha_v$  約  $0.002 \text{ cm}^{-1}$  (Stephens et al., 1988)

最後由 Elrick et al. 於 1988 年提出之公式如下：

$$k = \frac{Cq}{2\pi H^2 + \pi r^2 C + \frac{2\pi H}{\alpha^*}} \quad (2.15)$$

式中  $C$  值由圖 2.4 可得； $\alpha^*$  與  $\alpha$  相同，針對夯實黏土 Elrick 的建議值約為  $0.01 \text{ cm}^{-1}$ 。

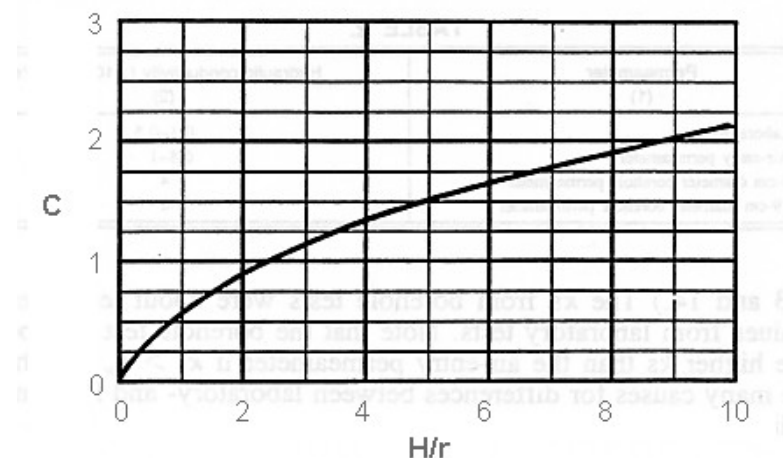


圖2.4 形狀因子  $C$  與  $H/r$  之關係圖 (Reynolds and Elrick, 1987)

現地定水頭 Borehole 試驗可使用較高的水頭進行第二階段試驗，利用 Reynolds and Elrick (1986) 的方式，分別量測在水頭高  $H_1$  和  $H_2$  (通常  $H_2 > H_1$ ) 時階段一與階段二的流速 ( $q_1$  and  $q_2$ )，由下式可得  $k$  值。

$$k = G_2 q_2 - G_1 q_1 \quad (2.16)$$

其中：

$$G_2 = \frac{H_1 C_2}{\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + r^2 (H_1 C_2 - H_2 C_1)]} \quad (2.17)$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 C_1}{H_1 C_2} \quad (2.18)$$

上式  $C$  值可由圖 2.4 得。

試驗第二階段，當試驗水頭上升，相對的，濕潤的土壤體積就增加，除非試驗地層之土壤能完全均質且飽和，否則試驗所得的滲透係數就會與第一階段不同。然而現地的狀況通常因為土壤的不均質，要在低滲透係數下得到準確可靠的  $q_1$  與  $q_2$  相對更為困難。Baumgartner et al. (1987) 和 Stephens et al. (1988) 則指出由公式 (2.16) 所計算的滲透係數  $k$  不可靠，建議以單一階段的試驗取代兩階段之試驗。

Guelph Permeameter 試驗有以下重要假設：土壤為完全均質、等向且試驗土體完全飽和，試驗過程中土壤之體積不會膨脹。定水頭 Borehole 試驗比 Boutwell Method 更為嚴謹，因為考量了土壤的吸水性質，在此試驗中將土壤的吸水性列入計算，改良了 TSB 試驗忽略土壤吸水性的計算方式，將  $\alpha$  吸水係數 (sorptive number) 作為量測土壤吸水性的參數 (Elrick, personal communication, 1988)，試驗時間相對縮短。但是其理論基本假設土層中的  $k_h = k_v$ ，與 TSB 試驗不同，故此試驗不適合在高度不等向的土壤中進行。

### 2.1.2 Porous Probes

Porous probes 目前已廣泛的用來量測現地  $k$  值，試驗的土壤不僅在飽和的壓密土壤，在不飽和的土壤也可測量。其中以 BAT permeameter (Torstensson, 1984) 就是針對不飽和黏土所設計。試驗方式是將 Porous Probes 與氣囊貫入試驗土壤中，控制氣囊內的空氣壓力，同時紀錄氣囊內之水流出量與氣壓之關係，利用波以耳定律來計算。試驗過程所需要的基本假設為，土壤為均質等向且不可壓縮的、試驗並不計算土壤的吸水性、試驗的過程沒有考慮整體的溫度變化、同時假設 Hvorslev's (1949) Equations 是成立的。

此法能夠迅速的量測較低的  $k$  值，是最重要的優勢。但設備較為昂貴，試驗土壤體積非常小，且試驗不同於 Guelph Permeameter 試驗有考慮土壤吸水性的問題。



### 2.1.3 Infiltrimeters

Infiltrimeters 試驗大致可以細分為以下四類，密閉式單環、密閉式雙環、開放式單環和開放式雙環。

四種試驗儀器中，以開放式單環 (Open, Single-Ring Infiltrimeter) 是最簡單的滲透儀器，試驗方式是將鐵製圓形外環埋入土中，可採用挖溝或是敲擊的方式，若以挖溝方式將鐵環埋入，則必須以皂土封住鐵環內外避免試驗液體由土與環間的隙縫滲出。接著在環內注水，同時紀錄水的滲流速度  $I$ ：

$$I = \frac{Q}{At} = \frac{q}{A} \quad (2.19)$$

其中  $Q$  為流量、 $A$  為滲流面積、 $t$  為滲流時間、 $q$  為流速。

則現地土壤滲透係數  $k$  可由下列公式求得：

$$k = \frac{I}{i} = \frac{I}{\frac{(H + L_f + \psi_f)}{L_f}} \quad (2.20)$$

其中  $i$  為水力梯度、 $H$  為水頭高、 $L_f$  為濕鋒 (wetting-front) 高度、 $\psi_f$  為濕鋒之張力水頭。

水力梯度  $i$  之計算基本有下列三種方式：

1. 外視導水度 (Apparent Hydraulic Conductivity)：最簡易方便的方法，常用的狀況是假設地表下 B 點為基準點，其水頭為 0；故地表 A 點之總水頭即為  $(H+D)$ ，可得水力梯度為，

$$i = \frac{H+D}{D} \quad (2.21)$$

而控制雙環試驗之試驗水位較小時，則  $H$  很小，所以可以假設  $i$  為 1。若試驗水位較高時，將無法假設  $i$  為 1，也無法求得  $i$  值。在一般狀況下，水力梯度  $i$  會大於 1，所以利用此假設方式求得的飽和現地滲透係數將較實際值為高。

2. 張力頭法 (Suction Head Method)：假設地表下 B 點為基準，但因其處於不飽和之狀況，其水頭為負值  $-H_s$ ；而地表 A 點之水頭為  $(H+D)$ ，因此水力梯度公式如下：

$$i = \frac{H + D + H_s}{D} \quad (3.5)$$

在此假設的狀況下，計算的水力梯度  $i$  較大，故最後所得現地狀況飽和之土壤滲透係數會較小。且在不飽和狀況下之滲透係數與土壤含水量（土壤中水之張力）是函數關係，並不易以公式推導計算，使得狀況更為複雜。

3. 濕峰法 (Wetting Front Method)：利用埋設張力計量測，以確實得到地表下 B 點水頭為 0 的時間，此時即為濕峰到達的時間，即可利用公式 3.4 計算 A、B 兩點間的水力梯度  $i$ 。若設法在不同深度埋設張力計，則可得到更多資料；或埋設多段式自動紀錄土壤水張力/壓力計，則可得到包括入滲

時期土壤水張力隨時間之變化，並間接得知在入滲期間土壤水含量隨時間的變化。此法則是最準確的水力梯度測量方式，根據此方式可以得到幾項重要資訊：

- 1.入滲水濕潤鋒面 (Wetting Front) 的前進速度；
- 2.確切得知各土壤深度間的水力梯度  $i$  (Hydraulic Gradient)。

開放式雙環滲透試驗儀器 (Open, Double-Ring Infiltrometer)，試驗方式是將大小不同的兩環，以單環試驗方式埋置於試驗地點的土壤中，環內的水頭通常利用 Mariotte 系統維持定水頭。內環的滲流速率和土壤的滲透係數可由公式 (2.19) 與 (2.20) 求得，外環的目的則是在降低內環的側向滲流。開放式雙環試驗的假設基本上與單環滲透相同，試驗的基本假設是試驗地點土壤為均質且在濕鋒之前的土壤都能均勻吸水，且試驗過程水不會經由環與土壤間的縫隙流出，另外開放式試驗針對蒸發散的影響也必須要列入考量。較為不同的是雙環試驗之假設中，增加了內環之滲流過程是單向度的。

封閉式單環滲透試驗 (Sealed, Single-Ring Infiltrometer) 可以採用變水頭或定水頭方式進行試驗。若採用變水頭，水頭測量要用固定的量管，因為環內水位隨時間而變化，同時必須維持水溫的固定，以減小體積所產生的誤差；定水頭則是利用 Mariotte 系統來維持定水頭。土壤之滲透係數利用公式 (2.20) 可得，同時此裝置也稱為 air-entry 滲透儀，其試驗的基本假設與開放式單環相同。

密閉式雙環試驗 (Sealed, Double-Ring Infiltrometer)，簡稱 SDRI。裝置是利用一個密閉式單環當作內環和一個開放式的外環，埋置於測試土壤中，環和土壤間用皂土填縫，避免水從孔隙滲出。內環連接一可壓縮的不透水袋，測量此不透水袋的重量變化來計算流量。同樣利用公式 (2.19) 和

(2.20) 可以計算出土壤滲透係數  $k$ 。入滲儀 (Infiltrometer) 試驗之基本假設大上上都相同，密閉式雙環之假設則與開放式雙環相同，同樣以假設內環之滲流狀況為單向度的。

#### 2.1.4 Underdrains

試驗將吸水盤 (lysimeter pan) 埋置在測試地點的土壤中，通常以不透水材質或直接採用不透水布製成，外圍包覆透水材質和濾層，再以要測試土壤覆蓋。土壤滲透係數則是以通過吸水盤的流量，利用達西定律求之。此試驗方式當土壤滲透係數  $k$  較小時 ( $k < 10^{-8} \text{ cm/s}$ )，要試驗達到穩定狀況至少需要四週以上。

試驗的過程中，假設流量已達穩定狀態，且流入吸水盤的過程視為單向度滲透。

#### 2.1.5 現地試驗與室內試驗之結果比較

現地與室內滲透係數主要的區別有二：

1. 『微觀』的土壤滲透係數，意指土壤顆粒、空氣與液體這三者相互影響下，液體通過的速度。受土壤的飽和度及液體的保持特性所影響，通常室內試驗所探討的滲透係數即是屬於此類。
2. 『巨觀』的土壤滲透係數，通常指較大範圍的土壤滲透係數。包含土層中的弱面裂隙、植物根部、岩石的裂縫、夾雜不同性質的土壤、孔洞空隙或是其他的水力缺陷 (hydraulic defects) 等等因素之影響均為探討的內容，而現地滲透試驗所得之結果則偏向此類。

各種類現地試驗之適用範圍、優缺點之比較，如表 2.2 所示。各項試驗中，儀器費用最低者為開放式單、雙環，且試驗之土壤尺寸大，但相對試驗時間耗費較長；孔內試驗則以不受現地地形因素所影響為優點，但試驗所影響的土壤體積則偏小。詳細之比較內容詳見表 2.2。







比較現地試驗與室內試驗之結果差異，Boutwell 和 Derick (1986) 利用Boutwell滲透儀進行 20 次現地試驗並取現地不擾動試體進行室內試驗，所得結果比較如圖 2.5，Boutwell並指出在夯實黏土中水平向的土壤滲透係數  $k_h$  約為垂直向土壤滲透係數  $k_v$  的 5 至 10 倍。

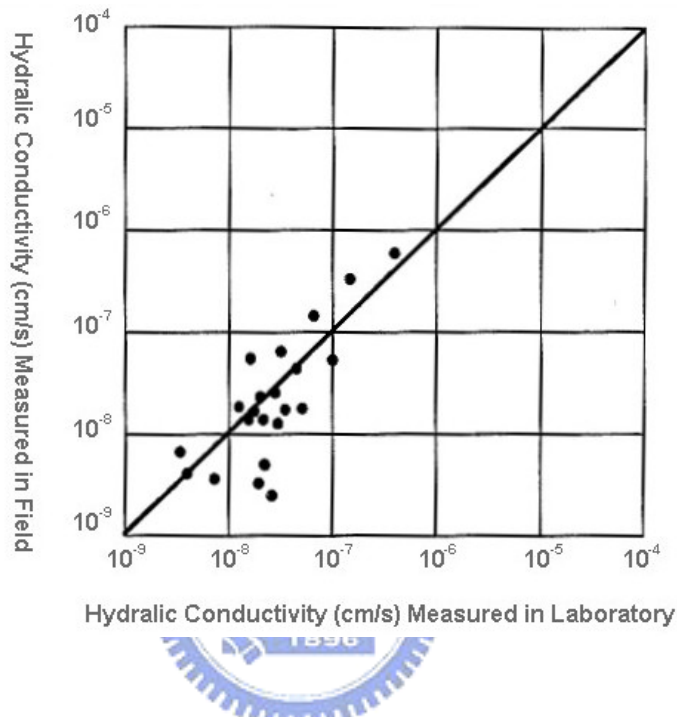


圖2.5 Boutwell和Derick (1986) 現地試驗與室內試驗數據比較

Reynolds 和 Elrick (1985) 利用Guelph Permeameter在異相性的土層進行 22 次試驗，其現地試驗平均 $k$ 值約為  $2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ，現地不擾動試體進行室內試驗的數據， $k_h$ 約為  $1.1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、 $k_v$ 約為  $6.4 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 。

Stephens et al. (1988) 進行不同孔徑的Borehole滲透儀試驗，與air-entry滲透儀並與室內試驗之結果比較，結果如表 2.2 (a)。現地試驗滲透係數 $k_s$ 為室內試驗數據的 10 倍以上，當  $k_h > k_v$  時，Borehole試驗所量測的結果會高於air-entry試驗。

Chen 和 Yamamoto (1987) 在高塑性黏土進行 BAT 試驗、密閉式雙環滲透試驗 (SDRI) 與室內試驗比較結果如表 2.2 (b)。

Daniel 和 Trautwein (1987) 與 Chen 和 Yamamoto (1987) 發現 SDRI 試驗所得的結果約大於室內試驗十倍，影響的原因很多，試驗土體的規模、飽和度等。

Day 和 Daniel (1985)、Rogowski (1986)、Lahti et al. (1987) 和 Elsbury et al. (1988) 利用 pan lysimeters 在  $10^{-4} \sim 10^{-8} \text{ cm/s}$  的土層進行試驗，其結果與取不擾動試體進行室內試驗的數據十分接近。

表 2.2 (a) Stephens et al. (1988) 試驗比較

試驗方式	滲透係數 $k$ ( $\times 10^{-7} \text{ cm/s}$ )
室內不擾動試體	0.1~0.5
Air-Entry Permeameter	0.8~1.0
5cm 直徑之 Borehole 試驗	4
10cm 直徑之 Borehole 試驗	8

表 2.2 (b) Chen 和 Yamamoto (1987) 試驗比較

試驗方式	滲透係數 $k$ ( $\times 10^{-8} \text{ cm/s}$ )
室內不擾動試體	0.7~2
密閉式雙環滲透儀	20
BAT 滲透儀	0.06~0.9

## 2.2 不飽和層中水的滲流行為

不飽和層之土壤滲透係數與土層之飽和度有密切的關係，一般而言土壤之滲透係數在飽和狀況下為最大，當土壤中含水量下降，飽和度降低，則滲透係數亦隨之減小。而現地試驗大多在非飽和層中施做，因此土層飽和度與滲透係數的關係更顯重要。

### 2.2.1 不飽和層概論

不飽和層一般可定義為包含三相的系統，即固態、液態、氣態三種物質。固態物質主要由礦物顆粒及有機物組成，在經過物理化學作用，如風化、膠結、壓密等，則形成我們常見的岩石、土壤；液態物質則包括可溶於水的物質，及不溶於水的非水相物質，許多有機液體即屬此類；氣態物質則為水蒸氣及其他氣體，其比例和大氣中各氣體比例並不相同，端視不飽和層中各物質的存在情形而定（Jury, Garden, & Garden, 1991）。

通常不飽和層依照含水量的差異，可分為毛細水邊緣層（Capillary Fringe）及不飽和區域。於毛細水邊緣層的部份的含水量幾乎是飽和的，這主要是由於土壤顆粒間的孔隙造成毛細現象，將水自地下水位拉上來造成的結果。毛細層的厚度則因土層顆粒大小而定，顆粒愈小的土層，如黏土，通常具有較厚的毛細層。而毛細水邊緣層之上至地表的部份則為不飽和區域，該部份水及空氣皆存在著。

### 2.2.2 流體於不飽和層中的流動

水於不飽和層中流動的機制主要是重力及毛細力。接近飽和的土壤，如大雨後的濕潤土壤，其中的水分會因為重力作用而向下流動，當重力作用和表面張力作用大小相同時，重力排水即停止。此時稱該土壤中的含水量為田間含水量（Field Capacity），而田間含水量之值亦可假設為保持曲線中，

當張力為 0.3 bar 時，所對應之土壤體積含水比 (Jamison & Kroth, 1958) 來計算。

當土壤漸漸變乾之後，毛細作用則佔用主要的影響因素，毛細力可分為兩種：一為水與土壤之間的吸引力，稱為附著力 (Adhesion)；一為水分子之間的吸引力，稱為內聚力 (Cohesion)，這兩種作用力則統稱為毛細力。由於毛細力的作用，可使水保持於土壤孔隙中，並造成負的壓力 (張力)。而土壤的粒徑大小分佈、夯實度大小、不同液體的侵入等，都會影響土體中液體與毛細張力間的關係。

在不飽和層中，流體的流動依然適用達西定律，但由於滲透係數在不飽和層中並非為一定值，再加上考慮各流體間的物化性質，因此對於某一流體  $i$  來說，其流動情形可以下列式子來表示 (Freeze & Cherry, 1979)：

$$v_i = \frac{-kk_{ri}}{n\mu_i} \left( \frac{\partial P_i}{\partial x} + \rho_i g \sin \theta \right) \quad (2.21)$$

其中  $v_i$  代表  $i$  流體的流速， $x_i$  代表  $i$  流體在地層中的位置， $P_i$  代表  $i$  流體在土體中的毛細張力， $\mu_i$  及  $\rho_i$  則代表流體  $i$  的黏滯性及密度， $n$  為土壤的孔隙率， $k$  及  $k_{ri}$  則為  $i$  流體在土層中的飽和滲透係數和相對滲透係數。

### 2.2.3 保持特性之研究

#### 2.2.3.1 勢能 (Potential)

液體在地下的滯留與移動情形，以水為例，可以用能量的觀點來描述。通常以自由能量 (Free Energy) 該項來判斷水在地層中流動的趨勢。當自由能量因為某項主要因素改變造成差異時，水將會由較高的自由能量往較低的自由能量處移動。

土壤與水之間的自由能量主要受三種不同的能量勢能 (Potential) 所影響 (Boulding, 1995)；

1. 結構勢能 (Matric Potential)：指水和土壤顆粒之間的吸引力。主要是由於顆粒對水的吸附 (adsorption) 及孔隙間的毛細作用所引起。此勢能會減少自由能量的量值，即結構勢能會使水留滯，因此視為負值，亦稱為結構張力 (Matric Suction)。
2. 滲透勢能 (Osmotic Potential)：由於溶解在水中的物質造成，及離子對水的吸引力而降低了自由能量，造成純水會往含高濃度溶質處移動之現象，故滲透勢能亦為負值，亦稱為滲透張力 (Osmotic Suction)。
3. 重力勢能 (Gravitational Potential)：由於地心引力對重心的吸引而導致水的流動，因此重力勢能必為正值。

土水勢能 (Soil Water Potential) 主要即為此三種勢能之和。惟有在重力勢能大於結構勢能和滲透勢能之和時，水才會造成移動。在不飽和層中，結構勢能及滲透勢能是影響水流動的主要因素。對於一般土壤而言，毛細力可能是造成水移動的最重要機制，因此在探討液體於土壤中的行為時，常就以結構勢能，即毛細張力，視為最重要的影響因素；而對於黏土質土壤來說，滲透束縛及電雙層作用則佔主要的支配。

### 2.2.3.2 保持曲線 (Retention Curve)

對於土壤與水的特徵曲線 (Soil Water Characteristic Curve) 可定義成一土壤中含水量與張力之間的關係 (Williams, 1982)。一般亦稱為土壤與水之保持曲線。含水 (液) 比通常以體積含水比的型式來表示，以便明確地瞭解液體在土壤孔隙間的行為。而張力通常指結構勢能，即以毛細張力為主。

對於保持曲線的表示方法，由於一般土壤其含水量在低範圍的變化非常大，因此若為表示出一較廣泛壓力範圍的保持曲線時，壓力可採用對數座標，含水比採算術座標即可。但若只觀看低壓範圍的保持曲線時，亦可

皆採用算術座標。

圖 2.6 中則表示一土壤的水保持曲線。其中  $\theta_s$  為土壤在大氣壓力下飽和時的體積含水比； $h_b$  則稱為空氣進入值（Air Entry Value）或起泡壓力（Bubbling Pressure），意指空氣（或非濕相液體）開始進入孔隙時的毛細張力； $\theta_r$  則為最後的殘餘體積含水比（Residual Volumetric Water Content）。

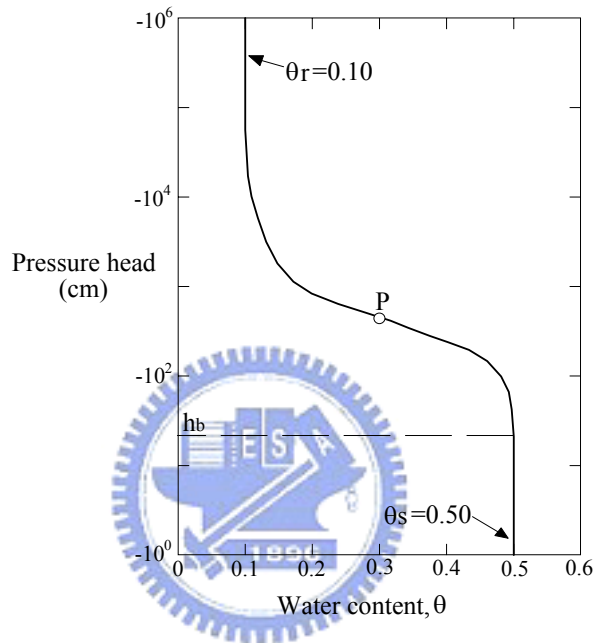


圖 2.6 傳統的土壤水保持曲線（M. Th. van Genuchten, 1980）

對一土壤的保持曲線而言，不僅代表土壤結構勢能與含水比間的關係，同時也反映出土壤粒徑與孔隙大小分佈的狀況。圖 2.7 為兩種不同粒徑分佈土壤的水保持曲線，由圖中可看出顆粒大小較一致的土壤（well sorted），其土壤水保持曲線上，會有較明顯的空氣進入值，且排水過程也較為快速（Fetter, 1993）。

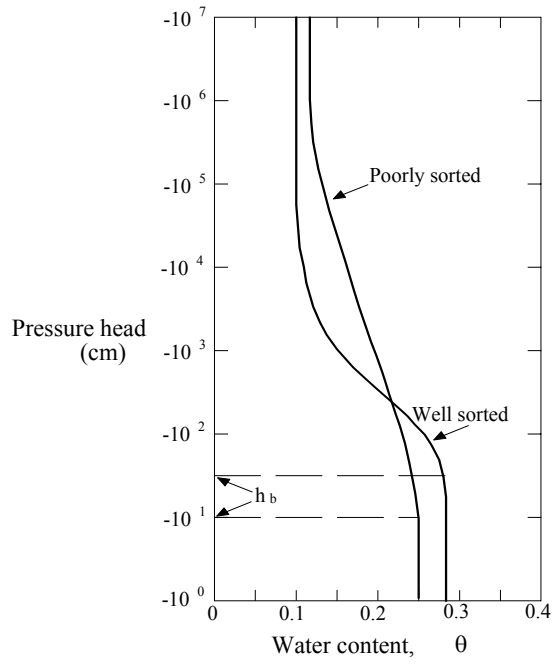


圖 2.7 不同粒徑土壤的保持曲線 (黃進富,1996)

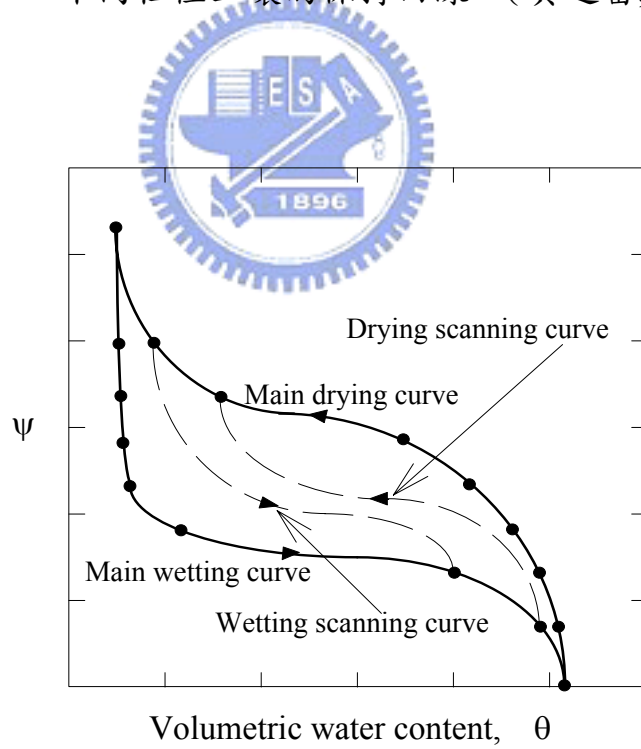


圖 2.8 保持曲線的吸水與排水特性



### 2.2.3.3 遲滯效應 (Hysteresis)

當土壤自飽和狀態開始排出液體，隨著張力的增加，會有相對應的體積含液比，直至液體不再排出為止，此時壓（張）力與體積含液比的關係即為該土壤的主要排出曲線（Main Drainage Curve, MDC）。當土壤再重新濕潤，隨著張力的減少，也會有其相對的體積含液比，此時張力與體積含液量的關係稱為該土壤的主要濕潤曲線（Main Wetting Curve, MWC）。

如圖 2.8，這兩條特徵曲線並不會相同，在濕潤曲線上的任何一點，其含液比都會比在排出曲線上對應相同張力情況下的含液比來得低，這種現象就叫做遲滯效應。

主要造成遲滯效應的原因有三：（Hillel, 1980）

1. 由於土壤孔隙的大小及幾何形狀呈不規則，因此在相同的含液比下會有不同的張力（ $P \propto \frac{1}{r}$ ），即所謂墨水瓶效應（ink bottle effect）。
2. 液體和土壤顆粒之間的接觸角會視液體在土壤是排出或進入的情形而異（receding or advancing），接觸角在濕潤情形（advancing）時會較排出時大，因此張力較小（ $P \propto \frac{\cos \theta}{r}$ ）。
3. 當土壤在濕潤時，濕相液體（如水）會取代非濕相液（如空氣、有機液），但同時也會將非濕相液給牽絆住（entrapped），使得濕相液的含液量因此減少。由於此項原因，常使得 MWC 在張力為零時，常不能回到 MDC 的起點，此差值即為殘餘非濕相含量（residual nonwetting fluid content）。

此外，土壤的乾縮（shrinking）及膨脹（swelling），乾濕速率快慢不同，孔隙表面的粗糙程度等，都會影響土壤的遲滯效應（Davidson, Nielson & Biggar, 1966; Demond & Roberts, 1991）。至於用數值來模擬土壤特徵曲線時，遲滯的效應是必須考慮進去的，才能更為精確地預測流體流動情形（P.J Van Geel, J.F.Sykes, 1994）。

#### 2.2.3.4 殘餘飽和度 (Residual Saturation)

殘餘飽和度 ( $S_r$ ) 是指液體在排出土壤時，隨著毛細力的增加，飽和度仍維持一定值，該飽和度即稱之。對於濕相及非濕相殘餘飽和度的問題，許多文獻中都有被討論，但是在每個討論之間尚未建立一個明確的關係，甚至會有互相矛盾的結果。一般來說，濕相殘餘飽和度會受液體的性質（如密度），液體間及液體和介質間的界面性質（如表面張力及接觸角），孔隙的幾何排列、大小分布所影響（Kia, 1988; von Englehardt, 1955; Morrow, 1970）；而對於非濕相的殘餘飽和度，除了上述原因，各液體間的黏滯比、密度比、界面張力及水力梯度等，都會影響有機液體殘留在土壤中的量（Mercer & Cohen, 1990; Stegemeier, 1977）。

液體殘留在土壤中是一個相當複雜且受到許多因素互相影響的過程，每個因素的對殘餘飽和度的效應尚未有明確地得到證實。起始含水比、有機物質等因素的影響趨勢及程度更是不清楚，許多問題仍待解。

#### 2.2.3.5 保持曲線的求取方式

實驗室中最常用來求取保持曲線的方法是由Haines（1930）提出的張力平板裝置（Suction Plate Assembly）。將濕的土壤放置於一個多孔的陶瓷片上，土壤頂部保持大氣壓力，陶瓷片底部施以一負壓（張力），待一段時間水力平衡之後，求出體積含水比，即可獲得該土壤毛細張力與含水比間的關係。

#### 2.2.3.6 經驗公式

對於不飽和層中土壤含液比與毛細張力間的關係，許多學者亦提出一些經驗方程式，如表 2.3 所示。

表中， $\lambda$  是表示土壤粒徑大小分佈的指數， $m$ 、 $n$  及  $\alpha$  則為 Van Genuchten 土壤參數。而在含水的孔隙中，若其含水比低於殘餘含水比，則對平流

(Convective Flow) 的貢獻甚小，所以 Brooks and Corey 忽略殘餘含水比的影響，提出有效飽和度 (Effective Saturation,  $S_e$ ) 一詞，用以代替飽和度  $S$ 。

定義如下：

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (2.22)$$

$S_e$  亦可代表為一被正規化 (normalized, dimensionless) 的含水比，從有效飽和度的觀點與毛細張力之間的關係，更加可以說明孔隙中水的流動情形。

表 2.3 土壤含水比與結構勢能關係的經驗方程式

Authors	Equations	Parameter Index
Brooks and Corey (1964)	$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left( \frac{h_b}{\psi} \right)^\lambda$	$\lambda$ = experimentally derived pore size index $h_b$ = bubbling pressure $\theta_r$ = residual volumetric water content $\theta_s$ = volumetric water content at saturation $\psi$ = matric potential
Campbell (1974)	$\frac{\theta}{\theta_s} = \left( \frac{h_b}{\psi} \right)^\lambda$	同上
Van Genuchten (1980)	$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left( \frac{1}{1 + (\alpha \times \psi)^n} \right)^m$	$n = \frac{1}{1 - m}$ $\alpha = \frac{1}{h_b} \left( 2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{1 - m}$

\* 摘自黃進富, 1996

#### 2.2.4 非飽和土壤之導水度

不飽和層中之土壤滲透係數  $k$  並非定值，而是會隨著土壤含水比或結構勢能變化的函數  $k = k(\theta)$  or  $k = k(\psi)$ 。如同土壤保持曲線一般，不飽和層中水力傳導係數與土壤結構勢能間的關係，亦有遲滯現象，如圖2.9所示。

一般在高結構勢能時（即較低的毛細張力），含水比較高，土壤水力傳導係數  $k$  值亦較高，反之亦然。

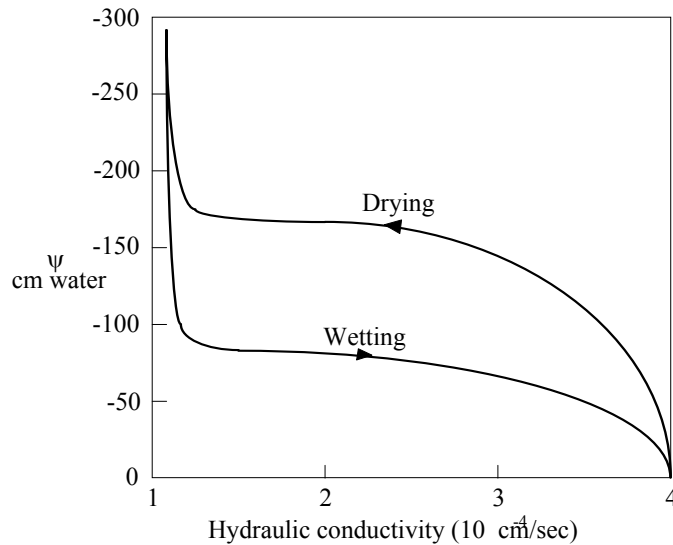


圖 2.9 不飽和層中水力傳導係數與結構勢能關係（黃進富,1996）

無論是在實驗室或是現場，計算不飽和層中  $k$  值的過程均相當麻煩，於是有了一些經驗式的推演。通常這些經驗式中所用的土壤參數，均可由土壤之保持曲線得來，如表2.4所示。

另外由Van Genuchten（1980）所提出之（2.22）式，滲透係數  $k$  值與壓力頭  $h$  間的關係式，其中  $k_r(h)$  代表相對滲透率(Relative Permeability)的觀念。圖2.10中顯示其理論值與實驗所得結果相當接近。

$$k_r(h) = \frac{k(h)}{k_s} = \frac{\left\{ 1 - (\alpha \times h)^{n-1} \left[ 1 + (\alpha \times h)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[ 1 + (\alpha \times h)^n \right]^{\frac{m}{2}}} \quad (2.22)$$

表 2.4 土壤水力傳導係數與含水比關係的經驗方程式

Authors	Equations
Brooks and Corey (1964)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3+(2/\lambda)}$
Campbell (1974)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = \left( \frac{\theta}{\theta_s} \right)^{3+(2/\lambda)}$
Van Genuchten (1980)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/2} \left\{ 1 - \left[ 1 - \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \right\}^2$

\* 表2.4中參數 $\lambda$ 、 $m$ 的定義均與表2.3中水保持曲線經驗式相同， $k_s$ 則為完全飽和時的 $k$ 值。

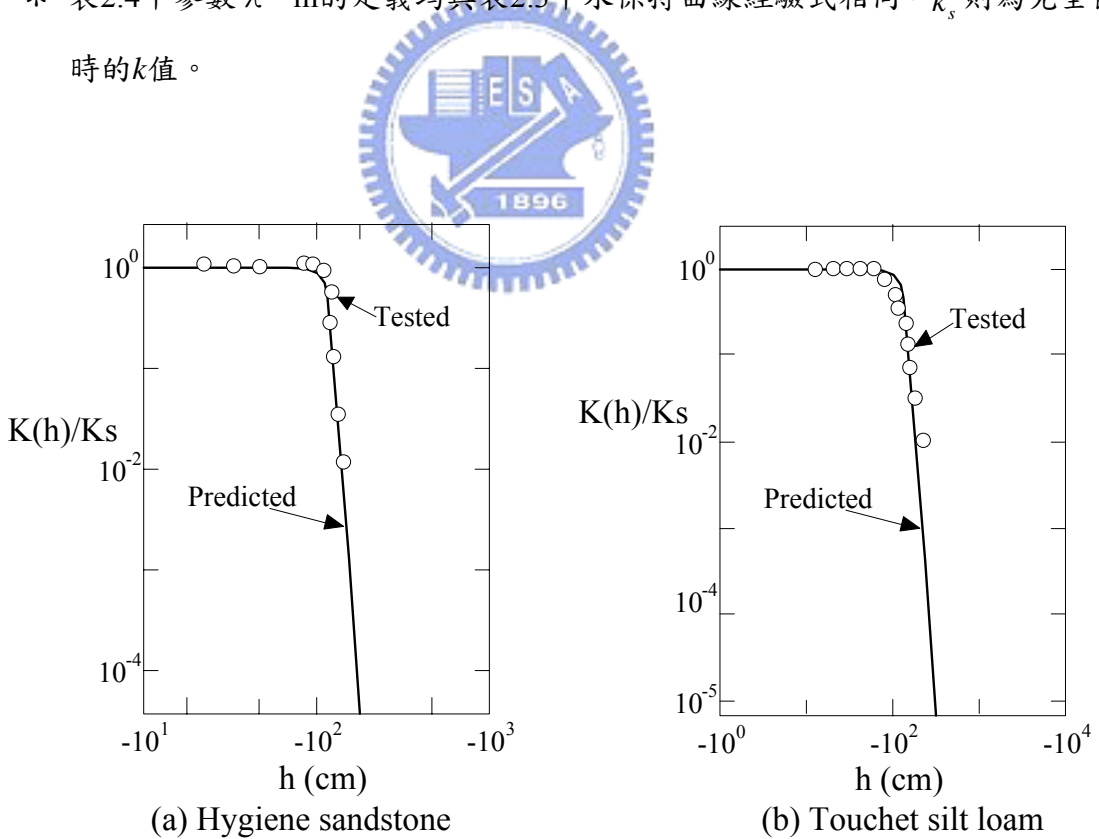


圖 2.10  $k_r(h)$ 經驗式的預測與實驗結果比照圖

(M. Th. Van Genuchten, 1980)

## 2.3 FEWATER之基本理論及前置處理系統GMS之簡介

### 2.3.1 FEMWATER及GMS簡介

FEMWATER 乃是美國陸軍工兵團所發展，並由賓州大學葉高次博士撰寫之三維地下水飽和及未飽和數值模擬模式。該模式可同時求解污染傳輸及地下水流問題，FEMWATER 模式乃利用葛勒金有限元素法（Galerkin Finite Element Method）求解水流控制方程式，數值方程式之求解方法有：

1. Pointwise iterative matrix solver ，
2. Pre-condition conjugate gradient method（Polynomial） ，
3. Precondition conjugate gradient method（Incomplete Choleski）。

程式之重要單元包括有區域土壤特性之描述、區域性補注量、蒸發散、滲流率、降雨、水井及定水頭邊界等。模式建立時，首先根據所蒐集的地質資料建立入模式的三維空間模型，此三維空間模型乃分割成許多立體三角格網，三角格網所形成之有限元素可用於入各種狀況的模擬，如非均質土壤層的分布情況對地下水流的影响，以及各種邊界條件的描述等等。因三維模式所需處理的資料量龐大，為了加速模式資料整理與輸入，本研究採用美國國防部所發展之地下水模擬系統（Groundwater Modeling System，GMS）軟體。

GMS 為一使用者介面之圖形化程式，以便於輸入輸出各項土壤資訊、地下水流資料以及模式之邊界條件等等參數，可大量減少資料輸入時間，且方便管理模式的制定與各項資料的檢核。模擬現地入滲試驗的各種狀況，如非均質土壤層的分布、地下水位的設定以及各種邊界條件的描述均可透過 GMS 迅速的處理，且模擬之後的資訊可以利用 GMS 圖形化輸出，以進一步瞭解模擬結束之現地試驗狀況。利用 GMS 設計 FEMWATER 模式之詳細流程如圖 2.11 所示。

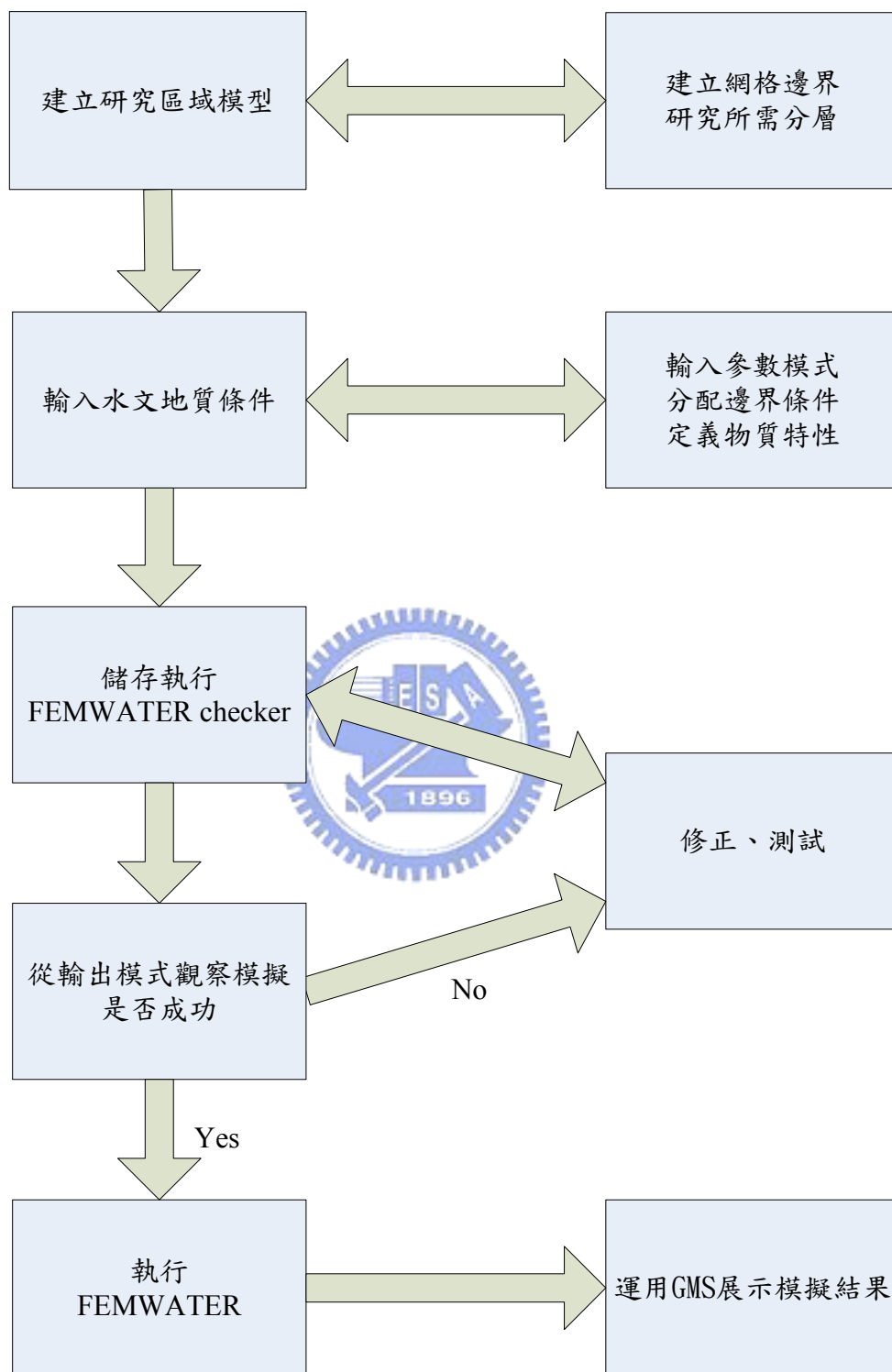


圖 2.11 GMS 建立 FEMWATER 模式之流程圖

### 2.3.2 FEMWATER 模式之地下水流控制方程式

$$\frac{\rho}{\rho_0} \left( a \rho_0 g \frac{\theta}{n_e} + b \rho_0 g \theta + \frac{d\theta}{dh} \right) \frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot \left[ k \cdot \left( \nabla h + \frac{\rho}{\rho_0} \nabla z \right) \right] + \frac{\rho^*}{\rho_0} q \quad (2.23)$$

其中：

$h$ ：為壓力水頭

$k$ ：滲透係數

$z$ ：為位置水頭

$\rho$ ：污染質濃度  $C$  時之水密度

$\rho_0$ ：污染質濃度  $0$  時之水密度

$\rho^*$ ：注入或抽出之水密度

$q$ ：點源方式之抽注水量

$a$ ：多孔介質之壓縮比

$b$ ：流體壓縮比

$\theta$ ：為體積含水比

$n_e$ ：為孔隙率

$t$ ：時間項

此水流控制方程式同時求解未飽和層與飽和層問題。在飽和層中，由於流體充滿孔隙，因此體積含水比等於孔隙率，對含水量的微分值為零，土層之儲水效應全由多孔介質與流體之壓縮變化所影響；於未飽和層部份，水流流動多為土體含水量與壓力變化所致，其變化遠較因介質與流體壓縮之變化為大，為控制方程式中之  $\frac{d\theta}{dh}$  項。

#### 2.3.2.1 水流程式的邊界條件

壓力水頭邊界條件（Dirchlet Conditions）：



$$h = h_d(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_d \quad (2.24)$$

紐曼邊界條件 (Neumann Conditions) :

$$-n \cdot k \cdot \frac{\rho_0}{\rho} \nabla h = q_n(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_n \quad (2.25)$$

科西邊界條件 (邊界水流通量, flux, Cauchy Conditions) :

$$-n \cdot k \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} \nabla h + \nabla z \right) = q_c(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_c \quad (2.26)$$

可變動邊界 (降雨、蒸發散與滲漏邊界條件, Variable Conditions) :

降雨時 :

$$h = h_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_v \quad \text{OR} \quad (2.27)$$

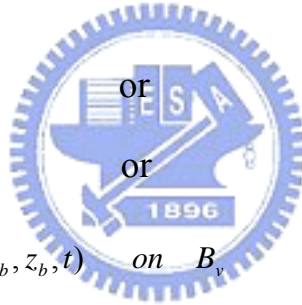
$$-n \cdot k \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} \nabla h + \nabla z \right) = q_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_v \quad (2.28)$$

非降雨時 :

$$h = h_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_v \quad \text{OR} \quad (2.29)$$

$$h = h_m(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_v \quad \text{OR} \quad (2.30)$$

$$-n \cdot k \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} \nabla h + \nabla z \right) = q_e(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{on } B_v \quad (2.31)$$



其中  $(x_b, y_b, z_b, t)$  : 為邊界之空間座標

$n$  : 為垂直邊界向外之單位向量

$h_d$ 、 $h_p$ 、 $h_m$  : 為指定之一般 Dirchlet 函數值、積水深度值與最小壓力水頭。

$B_d$ 、 $B_n$ 、 $B_c$ 、 $B_v$  : 為 Dirchlet、Neumann、Cauchy、Variable 邊界。

### 2.3.2.2 模式土壤特性定義

此水流控制方程式同時描述未飽和層與飽和層問題。在飽和層中，由於假設土體與水皆不可壓縮，因此含水量為常數，所以對含水量的微分值為零，左方時間項為零，意即飽和層壓力狀態可瞬時反應自由液面變化，

立即趨於穩態平衡。於未飽和層部份， $\frac{d\theta}{dh}$  為土壤含水量對壓力水頭之一階微分值，在此本研究採用 van Genuchten (1980) 提出之關係式配合 Carsel 與 Parrish (1988) 所做之各項土壤參數。於未飽和土壤中，由於孔隙存在空氣，造成流體僅在較小之孔隙中流動，使得水力傳導係數相對減小，因此未飽和水力傳導係數與飽和度有關。FEMWATER 模式將未飽和土壤之滲透係數定義為飽和狀況之滲透係數與相對滲透係數之乘積。在此沿用相同之關係式與土壤參數。

$$k(h) = k_r(h) \times k_s \quad (2.27)$$

$k_r$ : 為相對土壤滲透係數，為壓力之函數

$k_s$ : 為飽和土壤滲透係數

因此在執行 FEMWATER 模擬前，除了要給定土壤之飽和滲透係數外，令外還需給予產生三條曲線，張力 (pressure) - 含水量 (Moisture Content)、張力 (pressure) - 相對傳導度 (Relative Conductivity) 與張力 (pressure) - 保水容量 (Water Capacity) 才能決定非飽和層之土壤特性。

表 2.2 各現地滲透試驗優缺點之比較與適用範圍列表 (Daniel, 1989)

試驗方式	儀器名稱	優點	缺點
孔內透水儀 (Borehole)	兩階段孔內透水儀 (Boutwell permeameter(TSB))	儀器價格便宜 可以同時量測垂直與水平方向的土壤導水度 可用在導水度低的土壤(可達到 $10^{-9}$ cm/s) 不受地形的影響：可以在較深的地方或邊坡上施工	試驗的土壤體積很小 沒有考慮土壤不飽和的情況下土壤吸水的性質 所需要的試驗時間較長(當土壤導水度小於 $10^{-7}$ cm/s時通常需要幾天到幾個禮拜的時間才能達到穩定)
	定水頭孔內透水儀 (Constant head permeameter)	儀器價格便宜 施工簡單，架設容易 有考慮土壤不飽和的情況下土壤吸水的性質 相對的試驗時間較短(大約幾小時到幾天) 如果試驗的主要目的是要瞭解土壤垂直向的導水度，則為此項試驗之優點 可以在較深的地方進行試驗	試驗的土壤體積很小 如果試驗的主要目的是要瞭解土壤水平向的導水度，則為此項試驗之缺點 不適合用在導水度低的土壤(小於 $10^{-7}$ cm/s)
透水儀 (Porous probe)	BAT 透水儀 (BAT permeameter)	架設容易 試驗時間短(通常在幾分鐘到幾個小時) 可以同時量測孔隙水壓 可用在導水度低的土壤(可達到 $10^{-10}$ cm/s) 如果試驗的主要目的是要瞭解土壤垂直向的導水度，則為此項試驗之優點 可以在較深的地方進行試驗	儀器價格昂貴 試驗的土壤體積非常小 如果試驗的主要目的是要瞭解土壤水平向的導水度，則為此項試驗之缺點 沒有考慮土壤不飽和的情況下土壤吸水的性質
入滲儀 (Infiltrometer)	開放式單環入滲儀 (Open, single-ring infiltrometer)	儀器價格低 安裝與架設容易 大型的入滲儀可以用來試驗範圍較大的土壤 適用於測量垂直向的土壤導水度	不適合用在導水度低的土壤(小於 $10^{-7}$ cm/s) 針對水分的蒸發散必須選擇進行修正或忽略 針對水往側向滲透情形必須修正(非單向度) 試驗時間長(當土壤導水度小於 $10^{-7}$ cm/s時通常需要幾星期到幾個月的時間才能達到穩定) 在斜率太大的地形不能使用

	開放式雙環入滲儀 (Open, double-ring infiltrometer)	儀器價格低 適用於測量垂直向的土壤導水度 內環中的水往側向的滲透小(可視為單向度)	不適合用在導水度低的土壤(小於 $10^{-7}$ cm/s) 針對水分的蒸發散必須選擇進行修正或忽略 試驗時間長(當土壤導水度小於 $10^{-7}$ cm/s時通常 需要幾天到幾星期的時間才能達到穩定) 在斜率太大的地形不能使用
	密閉式單環入滲儀 (Closed, single-ring infiltrometer)	儀器價格低 適用於測量垂直向的土壤導水度 可用在導水度低的土壤(可達到 $10^{-8}$ - $10^{-9}$ cm/s)	試驗的土壤體積較小，因為環的直徑小於 1 公尺 針對水往側向滲透的情形必須修正 試驗時間長(通常需要幾星期到幾個月的時間) 不適用在有坡度的地形上
	密閉式雙環入滲儀 (Seald, double-ring infiltrometer)	儀器價格適中 適用於測量垂直向的土壤導水度 可以測量較低的土壤導水度(可達到 $10^{-8}$ cm/s) 內環中的水往側向的滲透小(可視為單向度) 試驗的土壤尺寸較大	試驗時間長(通常需要幾星期到幾個月的時間) 不適用在有坡度的地形上
	Air-entry 入滲儀 (Air-entry permeameter)	儀器價格適中 試驗時間相對較短(幾個小時到幾天就會平衡) 適用於測量垂直向的土壤導水度 可用在導水度低的土壤(可達到 $10^{-8}$ - $10^{-9}$ cm/s)	試驗的土壤相對體積小，因為濕鋒深度通常都在 幾公分的範圍 不適用在有坡度的地形上 需要作幾個重要的假設條件
集水式 (Underdrain)	集水盤 (Lysimeter pan)	儀器價格低 適用於測量垂直向的土壤導水度 試驗的土壤體積尺寸較大 試驗並不擾動土壤	必須事先施工 試驗時間長(當土壤導水度小於 $10^{-7}$ cm/s時通常 需要幾天到幾星期的時間才能達到穩定)

## 第三章 研究方法

### 3.1 研究方向

本研究主要藉由現地滲透儀器試驗，量測現地土壤滲透係數，同時利用有限元素分析軟體，FEMWATER 程式模擬各種滲透係數狀況下現地滲透儀器滲透情形，與現地量測所得之土壤滲透係數  $k$  值 ( *field conductivity* ) 比較。計算各種狀況之流量，其所得的數據與現地試驗的數據進行正反比較，以瞭解各種現地試驗儀器之適用差異與計算結果之可靠性。

### 3.2 試驗計畫

本研究的實驗計畫，主要分成四個部分，整體流程如圖 3.1：

1. 利用四種現地土壤滲透儀器，分別挑選交通大學工六現地與寶山鄉三峰國小校地，兩種現地土壤進行試驗，並計算各試驗所得之現地土壤滲透係數。
2. 現場薄管取樣，在實驗室內利用室內柔性壁三軸滲透儀模擬現地土壓狀況，測量飽和時之土壤滲透係數  $k_s$ ；另利用 15 Bar Pressure Plate 壓力平板試驗量測土壤之保持曲線。
3. 利用 FEMWATER 此有限元素分析之數值程式，模擬現地試驗狀況，計算單位時間滲流量；利用試誤法找出不同之土壤滲透係數  $k$ ，並調整  $k_h/k_v$  關係，觀察當模擬之單位時間滲流量相當於現地試驗時之  $k$  值變化。
4. 將各狀況下程式模擬計算、現地滲透試驗與室內三軸試驗之結果互相比較，以瞭解各試驗之特性與適用性與準確性。



粉土地層的試驗地點選在新竹縣寶山鄉三峰國小校地，該校位於新竹縣寶山鄉內，校園內地表土層為土黃色之粉土夾雜少量礫石，有少量植物，試驗地點就選在該校之空曠地，水源取得與設備管理較為方便。

### 3.3.2 土壤基本物理試驗

土壤含水量、飽和度、孔隙比、土壤粒徑分佈和土壤性質分類，對土壤滲透性質影響極大，在本研究中佔有重要的地位。需要進行的土壤物理性質試驗均以 ASTM 規範為依據。

1. 土壤含水量試驗〔ASTM D2216〕
2. 比重試驗〔ASTM D854〕
3. 土壤粒徑分析〔ASTM D422〕
4. 阿太保液、塑性限度〔ASTM D4318〕

### 3.3.3 土壤保持特性試驗方法

研究測量土壤保持特性之方法，是採用為 Soil Moisture 公司製造的 Model 1500，15 Bar Pressure Plate Extractor。儀器包含金屬容器、15bar 陶瓷壓力板、壓力調節閥與空壓系統。陶瓷壓力平板之設計如圖 3.2，整體儀器裝置如圖 3.3。

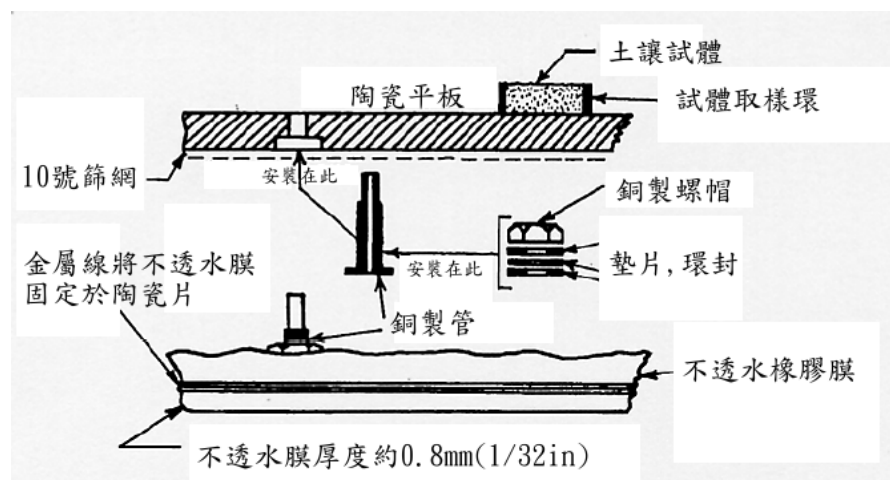


圖 3.2 15 Bar Pressure Plate 試驗陶瓷平板結構示意圖

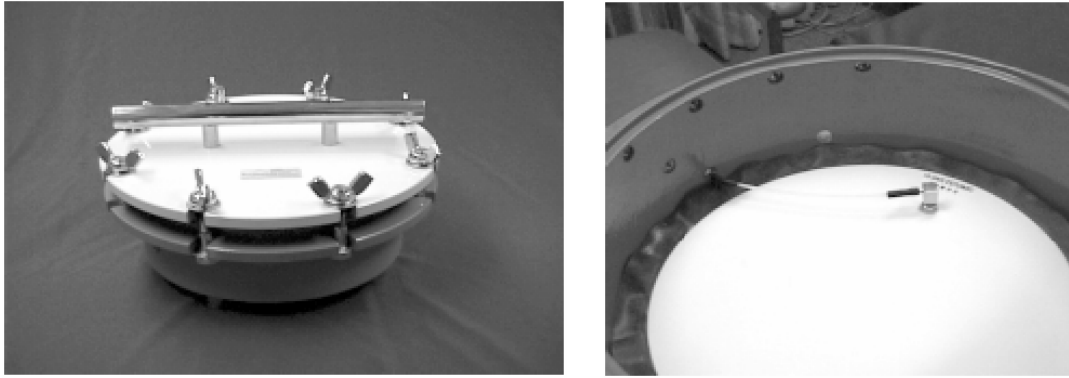


圖 3.3 15bar 壓力平板試驗儀器與陶瓷平板連接示意圖

因儀器設計以壓力排出土壤中之水份，故僅能得到土壤的主要排出曲線，並無法獲得土壤的主要濕潤曲線。在本試驗中所採取的壓力範圍為 0 ~12 bar，分別施加 1、2、3、4、6、8、10、12bar 共八點壓力。因實驗室內之空壓機僅能穩定提供到 8bar，10、12bar 之壓力則改採高壓氮氣鋼瓶來進行試驗。

試驗土壤試體以現地取樣之不擾動土樣來進行，將土體由薄管頂出後，利用取樣環取得試驗土體，取樣環為高 0.8 cm、直徑 5 cm 之橡膠環，將取樣好之土樣連同取樣環置於陶瓷壓力板之上，置於水槽之中進行飽和，水槽中保持水面比取樣環略低，應避免土樣流失。試驗進行時，土壤孔隙內的水分会經由外流管排出，當土壤顆粒氣液介面有效曲率與空氣壓力達到平衡時，空氣不再突破新的土壤孔隙取代水分，土壤水分便停止流動，而達到平衡。經由排出管排出之水必須以量筒收集，並避免蒸發散影響讀數，當讀數穩定持續 24 小時以上時即可視為達成平衡。而每階段試驗達成平衡所需要的時間則視土壤性質而定，通常需要數日甚至數週。當試驗達成平衡後即可取出取樣環及土樣，秤重烘乾後測量該土壤之含水量；記錄在各壓力狀況下所得到的含水量，再換算成土壤之體積含水比即為該土壤的保持曲線。



## 3.4 現地土壤透水試驗

### 3.4.1 Guelph Permeameter 試驗

Guelph Permeameter 為加拿大 Guelph 大學之研究人員所研發出來的現地地表入滲儀器，目前此儀器由美國 Soil Moisture Equipment Corp. 所製造。此試驗可視為 Borehole 定水頭試驗，其理論基礎為，在一鑽孔中之定水頭狀況下，一特定大小的飽和球體 (Bulb) 會形成，此球體狀況穩定，形狀則受土壤種類而影響。此穩定球體產生時，則孔中水之流量會維持為定值，孔中的水位與流量則可用來求得土壤的滲透係數。

Guelph Permeameter 可以迅速量測得土壤的滲透係數，但是此試驗基本假設之一是土壤為等向，此假設與現地土壤狀況可能會有出入。



試驗步驟與數據計算：

試驗首先以儀器中特製鑽頭 A (圖 3.4)，鑽頭直徑 6 cm，鑽孔至試驗土層所需之深度，再以鑽頭 B (圖 3.4) 將孔底挖平，最後以刷頭 (圖 3.4) 將孔壁受擾動的土刷去。將組裝好的儀器架上鑽好的孔中，整體儀器設置完成簡圖如圖 3.5。將儲水管注滿水，並確定氣管在試驗前有確實抵住儲水管出口防止儲水管之水流出，並將頂部水頭控制管歸零。儲水管分成內管與外管，由儲水閥門控制，可選擇僅以內管進行試驗或雙管同時進行，在滲透係數較小的土層中建議單獨使用內管進行試驗，一方面試驗時間可以縮短，且讀數也較為精確容易。試驗開始時只需將氣管依照水頭控制管刻度提高至所需高度即可，依照水流速度定時記讀儲水管讀數，直到連續三次讀數差相同時即可進行第二階段試驗。

通常第一階段試驗採用 5 cm 定水頭進行試驗，第二階段採取 10 cm 定水頭試驗，試驗方式只需再將氣管提高 5 cm，則可繼續記讀數據直到末三次讀數差值相同時，試驗即可停止。利用兩階段穩定時所得時間與滲流量之關係，再以下列公式可以求得土壤的飽和滲透係數：

$$k_{fs} = (0.0041)(Y)(\overline{R_2}) - (0.0054)(Y)(\overline{R_1}) \quad (3.1)$$

上式由 (2.16) (2.17) (2.18) 三式簡化而來，其中  $k_{fs}$  為現地土壤飽和之滲透係數； $\overline{R_1}$ 、 $\overline{R_2}$  則分別為階段一與階段二達穩定狀況下儲水管內每分鐘下降的高度； $Y$  為儲水管係數，每組 Guelph Permeameter 儀器都有不同的儲水管係數，係數分為內管係數與雙管係數，視所採取的試驗方式來使用。上式所得的土壤滲透係數單位為  $cm/sec$ 。



圖 3.4 Guelph 試驗鑽孔鑽頭 A、B、刷頭

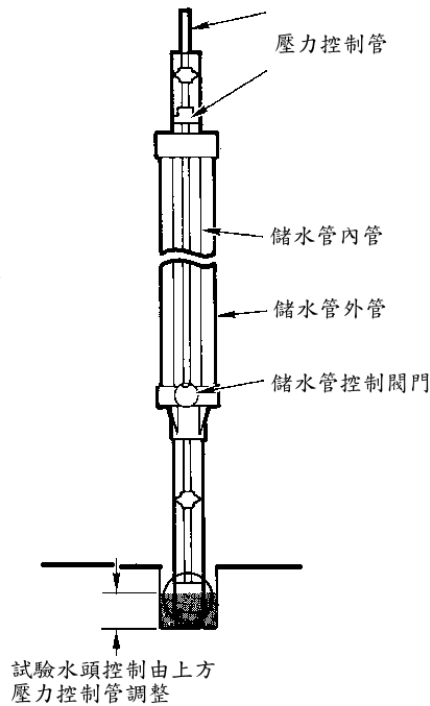


圖 3.5 Guelph permeameter 儀器組立示意圖

### 3.4.2 Open Double-Ring Infiltrometer 試驗

雙環試驗分為開放式與封閉式，此試驗採取開放式雙環試驗，實驗儀器是採用 Geotest Instrument Corp. 所製做的 Double-Ring Infiltrometer Instrument。儀器規格及實驗方法參考 ASTM D3385 規範。

#### 試驗步驟與數據計算：

1. 確認所選定實驗位置後，先以鋤頭等土工器具將所定範圍之雜草、雜物清除乾淨，並清除地表約 3~5 cm 之表土。
2. 利用土樣採樣器取土樣，以供實驗室進行土壤基本性質試驗。
3. 將地表土壤整平後，將外環打進土層約 15 cm (敲打過程先將外環蓋上蓋子，並在蓋子上墊上木塊，用榔頭敲擊一至兩下，繞著蓋子敲打，直到外環打入土層約達 15 cm)。
4. 將內環中心，對準外環，再將內環打入土層約 10 cm (敲打過程同上述 3)

之方法)。

5. 將量筒支架固定於適當位置，並維持水平。將大、小量筒架設好，大量筒用水管接至外環，小量筒用水管接至內環，如圖 3.5。
6. 決定內外環水位高度(內外環水位高度需相等)，可視現地土壤種類而調整，其水位高度範圍大致為 2 cm~15 cm。
7. 將內外環進水浮板調整至步驟 6 所決定之內外環水位高度。並分別將水管接至內外環浮板之進水口。
8. 分別同時於大小量筒注水，直至大小量筒注滿水(即大小量筒內之水位均達刻度 0 之位置，並儘量縮短注水時間，減少實驗誤差)。
9. 於步驟 8 將水注滿大小量筒後，開始計時。並量測記錄水溫、土溫、水 pH 值、天氣狀況、地下水位(若附近有地下水觀測井)。記錄大、小量筒讀數，於實驗開始第一小時內，每隔 15 分鐘記錄一次，第二小時起，每隔 30 分鐘記錄一次，第三小時起至第六小時每隔 60 分鐘記錄一次，記錄的頻率則視試驗滲流量的狀況增加或減少。
10. 儀器架設完成如圖 3.6，試驗數據結果僅借助於假設的水頭狀況來計算水力梯度，並利用達西公式(3.2)計算現地飽和滲透係數。假設欲計算地表 A 點與地表下 B 點間的水力梯度，則所利用的基本公式如下(3.3)

$$Q = kiA \quad (3.2)$$

$$i = \frac{H_A - H_B}{D} \quad (3.3)$$

在此計算  $i$  值之方式採外視導水度法：

外視導水度 (Apparent Hydraulic Conductivity)，是較為簡易方便的水力梯度求取方式，假設地表下 B 點為基準點，其水頭為 0；故地表 A 點之總水頭即為  $(H+D)$ ，可得水力梯度為，

$$i = \frac{H + D}{D} \quad (3.4)$$

當控制雙環試驗之試驗水位較小時，即  $H$  很小，則水力梯度可以假設為 1。

若試驗水位較高時，將無法假設  $i$  為 1，也無法求得  $i$  值。在一般之土層狀況下，水力梯度  $i$  會略大於 1，所以利用此假設方式求得的飽和土壤滲透係數將較實際值為高。



圖 3.6 Double-Ring Infiltrometer 儀器架設完成圖

### 3.4.3 Two-Stage Borehole Permeameter 試驗

Two-Stage Borehole Permeameter 試驗簡稱為 TSB 試驗，試驗可同時求得土層之水平與垂直向滲透係數。此試驗由 Boutwell 所發展出來 (Soil Testing Engineers, 1983)。基本的試驗概念是，藉由兩個階段的試驗，各自的飽和球體不同，導致垂直向和水平向滲透係數對入滲率之影響不同，分別利用兩階段試驗所得的結果，可以求出垂直向和水平向之滲透係數。

#### 試驗步驟與數據計算：

第一階段試驗，首先利用特製鑽頭，鑽頭直徑約 15 cm，在試驗土層鑽孔至試驗深度，將孔底清理整平之後，放入套管，套管直徑 10.2 cm，孔與套管之間之空隙則以皂土確實填充，以避免水從孔與套管間溢流。慢慢將水注滿套管，盡量以不擾動孔底土壤為優，套上上蓋與量管，打開注水管，並將上蓋殘留的空氣壓出。仔細檢查上蓋、量管與各接頭是否漏水。將注

水管關閉後即可開始試驗。記錄時間與流量關係，當流量達穩定之後，第一階段試驗即告完成，可繼續進行第二階段試驗。

第二階段試驗，將套管之上蓋與量管取下後，以特製之鑽頭由套管內往下鑽至預定深度，鑽頭直徑約 10 cm，比套管略小，同樣將孔底土壤整平之後即可進行第二階段試驗，試驗方式同第一階段，直到流量再達穩定試驗即可終止。利用兩階段所得時間與滲流量之關係，計算土壤之滲透係數方式詳見第二章。

#### 3.4.4 簡易現地滲透試驗

此試驗為『寶山第二水庫工程計畫築壩材料輾壓試驗』計畫中之現地透水試驗，屬於孔內注水方式之變水頭 Borehole 試驗，理論與計算方式則是由 Two-Stages Borehole 試驗簡化而來，試驗規範同樣以 TSB 試驗所提供之方式。

試驗步驟與數據計算：

試驗僅有一階段，且試驗方式可直接利用現地工地密度試驗之試坑進行試驗，孔徑約 16 cm、孔深 30 cm。開挖後若注水後有坍塌之虞，可事先在孔內填補乾淨沙。孔內注水靜置 24 小時以上，若單位時間入滲量達到穩定時，即可視為孔邊之土壤已達飽和，則可開始進行試驗觀測讀數。觀測時間間隔則視土壤種類或滲流速度來決定，原則上每小時觀測一次數據。當所得的單位時間入滲量達到穩定時，現場試驗即告完成。

簡易試驗之滲透係數是根據 Two-Stage Borehole Permeameter 規範，將 ASTM D 6391-99 中第二階段之公式將水位高  $H_1$  稍微修改，以符合此試驗之條件，

$$k = G_2 \ln(H_1/H_2)/(t_2 - t_1) \quad (3.6)$$

$$G_2 = \left( \frac{D^2}{16FH_1} \right) \times G_3 \quad (3.7)$$

$$G_3 = 2Ln(G_4) + aLn(G_5) \quad (3.8)$$

$$G_4 = H_1/D + [1 + (H_1/D)^2]^{1/2} \quad (3.9)$$

$$G_5 = \frac{[4b/D + H_1/D] + [1 + (4b/D + H_1/D)^2]^{1/2}}{[4b/D - H_1/D] + [1 + (4b/D - H_1/D)^2]^{1/2}} \quad (3.10)$$

$$F = 1 - 0.5623Exp(-1.566H_1/D) \quad (3.11)$$

其中： $H_1$ 、 $H_2$ 分別為 $t_1$ 、 $t_2$ 時之水位；

$D$ 為孔徑；

$b$ 為水深；

$a$ 為底層土壤透水性參數，其狀況如下，

$a=0$  表孔底可透水層達 20 倍孔徑，如砂層或黏土；

$a=1$  表孔底為不透水層，如膠結狀況及水密性良好的岩盤；

$a=-1$  表孔底為透水層

### 3.5 室內土壤三軸滲透試驗



此試驗之試驗規範參考 ATSM D 5084-90：Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter。

#### 3.5.1 滲流儀器與調壓裝置

此試驗使用柔性壁三軸滲透儀為試驗的主要裝置，所採用的土體直徑 7.6 cm，試體高度則控制在 10 cm 左右，長徑比約 1.2：1 至 1.5：1 之間。單位時間滲流量則由壓力控制盤讀取，量測系統僅使用內管讀取時，精度可達 0.05 ml，使用雙管測量試驗時精度為 0.25 ml。

### 3.5.2 試驗步驟

試體之準備，將現地以薄管取樣之土壤，利用頂土器頂出適當長度後，小心以線鋸將試體切下，試體兩端需平整避免試驗過程土壤傾倒，維持土體長徑比約 1：1.2~1：1.4 之間。

試體飽和過程，因室內三軸滲透試驗以模擬現地土壓狀況為前提，有效應力應控制不要太大，最佳狀況為與現地土壓狀況相同，避免過大有效應力造成土壤試體壓密，影響土壤滲透係數。飽和過程室壓  $2.87 \text{ kg/cm}^2$ ，上下反水壓為  $2.73 \text{ kg/cm}^2$ ，讓試體飽和 48 小時後進行滲透。

試體在飽和後即可進行滲流，調整下反水壓為  $2.8 \text{ kg/cm}^2$ ，上反水壓為  $2.66 \text{ kg/cm}^2$ ，造成下上之反水壓壓力差為  $0.14 \text{ kg/cm}^2$ ，使之由下往上產生滲流，室壓則維持  $2.87 \text{ kg/cm}^2$  不變。

滲透終止條件需要達成下列二點：

- 1.末三次連續流入與流出的滲透係數比值介於 0.75 跟 1.25 之間；
- 2.最終三次數據不可有明顯上升或下降的趨勢。

### 3.5.3 結果計算

此試驗之計算原理與定水頭試驗相同，飽和狀況下土壤之滲透係數採用以下定水頭試驗公式計算，

$$k_s = \frac{QL}{Aht} \quad (3.12)$$

其中： $k_s$  為土壤飽和狀況之滲透係數、 $Q$  為流量、 $L$  為試體長度、 $A$  為試體截面積、 $h$  為試體兩端之水頭差、 $t$  為對應流量  $Q$  所需之時間。

## 3.6 FEMWATER 程式模擬

現地試驗結果使用 FEMWATER 程式進行模擬，因現地土層試驗狀況為



未飽和，FEMWATER 計算過程除了需要提供各方向之土壤滲透係數  $k$ ，另外還需要三組曲線以表示土壤特性，分別為相對滲透係數與張力之關係、體積含水比對張力之關係（土壤之保持曲線）與保水容量對張力之關係。依據 van Genuchten 所提出  $k$  值與壓力頭  $h$  間之關係式 (2.22)，其中之  $\alpha$  與  $n$ ，即為 FEMATER 產生上述三組曲線之參數 van Genuchten alpha 和 van Genuchten beta。

$$k_r(h) = \frac{k(h)}{k_s} = \frac{\left\{1 - (\alpha \times h)^{n-1} \left[1 + (\alpha \times h)^n\right]^{-m}\right\}^2}{\left[1 + (\alpha \times h)^n\right]^{\frac{m}{2}}} \quad (2.22)$$

### 3.6.1 RETC

FEMWATER 所需輸入之土壤參數 van Genuchten alpha and beta，透過美國環境保護協會（EPA）提供之 RETC（Retention Curve Computer Code）軟體計算，利用室內試驗所得之土壤保持曲線，求取 FEMWATER 所需參數。

RETC 用以計算不飽和狀況土層之土壤保持曲線與土壤滲透係數關係，程式同樣根據 van Genuchten 所建立的參數模型，利用最小平方法，迴歸計算求取未知參數。

### 3.6.2 FEMWATER 模擬流程

FEMWATER 現地模擬模型之建立，考慮程式本身 3000 個 nodes 與 3500 個 elements 的限制，採 5 度扇形切片計算，以避免網格數目超過限制，故模擬計算所得僅為實際模型的  $\frac{1}{72}$ ，。

根據鑽探資料設定現場土層厚度與地下水位，交大工六紅色黏土層設定為 230 cm，手動輸入各項不飽和土壤參數；第二層土壤設定為灰色沉泥，厚度為 760 cm，土壤參數則採用 FEMWATER 內建之數據，地下水位位於

630 公處。寶山三峰土層設定，第一層三峰黃色粉土深度 800 *cm*，利用 RETC 計算得到之參數輸入，地下水位於 600 *cm* 處，第二層為灰黑色砂岩，厚度 200 *cm*，採 FEMWATER 內建參數設定。基本上 FEMWATER 網格之設定以接近試驗中心處之網格較細，越往外側，網格越大。

模擬計算之前，上邊界土壤之初始條件設定為土壤之田間含水量，田間含水量之值以保持曲線中當壓力為 0.3 bar 時所對應之土壤含水量 (Jamison & Kroth, 1958) 計算。當設地表面高程為 0，則上邊界以 -300 *cm* 水頭設定之，以此邊界條件模擬計算，可得一不飽和土層之壓力水頭分佈圖，以此壓力水頭作為模擬試驗狀況之初始值。

以下為 FEMWATER 建立完整模式概略之與流程方法：

1. 依現地試驗之儀器大小建立平面 2D 之扇形網格，半徑視實驗調整，約 600~800 *cm*，主要以模擬過程水平向之距離不會影響滲流過程為主。
2. 建立完整 3D 網格，照現地試驗之鑽孔大小、深度，依據現地鑽探資料設定土層厚度與地下水位，原則上以內密外疏之方式切割網格，如圖 3.7 為交大簡易試驗中心處之 3D 網格。
3. 設定土層與各項參數，包含保持特性、重力加速度、密度與試驗土壤之滲透係數，最後給定模擬現地滲透試驗之時間與間隔，以利最後計算單位時間之滲流量；於 FEMWATER 之所有數值單位必須統一，在此設定所有長度單位為 *cm*、時間單位為 *sec*、重量單位為 *kg*。
4. 最後則是設定模擬現地試驗之各項水壓力邊界值與初始值，網格之設定即完成。所有之設定都是透過 GMS 此軟體輸入，再利用 GMS 輸出成 FEMWATER 讀取的檔案格式。

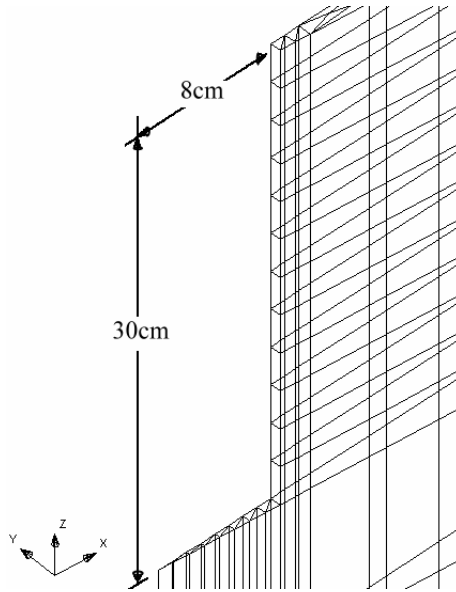


圖 3.7 交大簡易試驗中心部份之 3D 網格

研究主要利用 FEMWATER 模擬計算，分成下列四部份討論：

1. 在 FEMWATER 輸入室內三軸滲透試驗所得之飽和土壤滲透係數，模擬現地土壤狀況，由輸出之流速計算單位時間之流量，分別比較各組試驗單位時間之流量與實際試驗流量之差異。
2. 改變 FEMWATER 中輸入的土壤滲透係數，同 1 計算單位時間流量，利用試誤法找出流量與現地狀況相同時之滲透係數，並比較各組不同試驗之關係。
3. 改變 FEMWATER 中垂直向與水平向土壤滲透係數之比值，分別計算當  $k_h/k_v = 1、2、5、10$  之狀況，同樣依照 2 的計算方式，找出單位時間流量與現地狀況相同時之土壤滲透係數，觀察垂直與水平之比值與滲透係數間之關係，模擬計算之流程如圖 3.8。模擬土層不均質的性質，比較不均質土層對各組試驗之影響。
4. 依據 3 所得滲透係數關係，延長 FEMWATER 模擬試驗之時間，比較當時間延長至 5 天後所得之狀況，觀察試驗之變化。

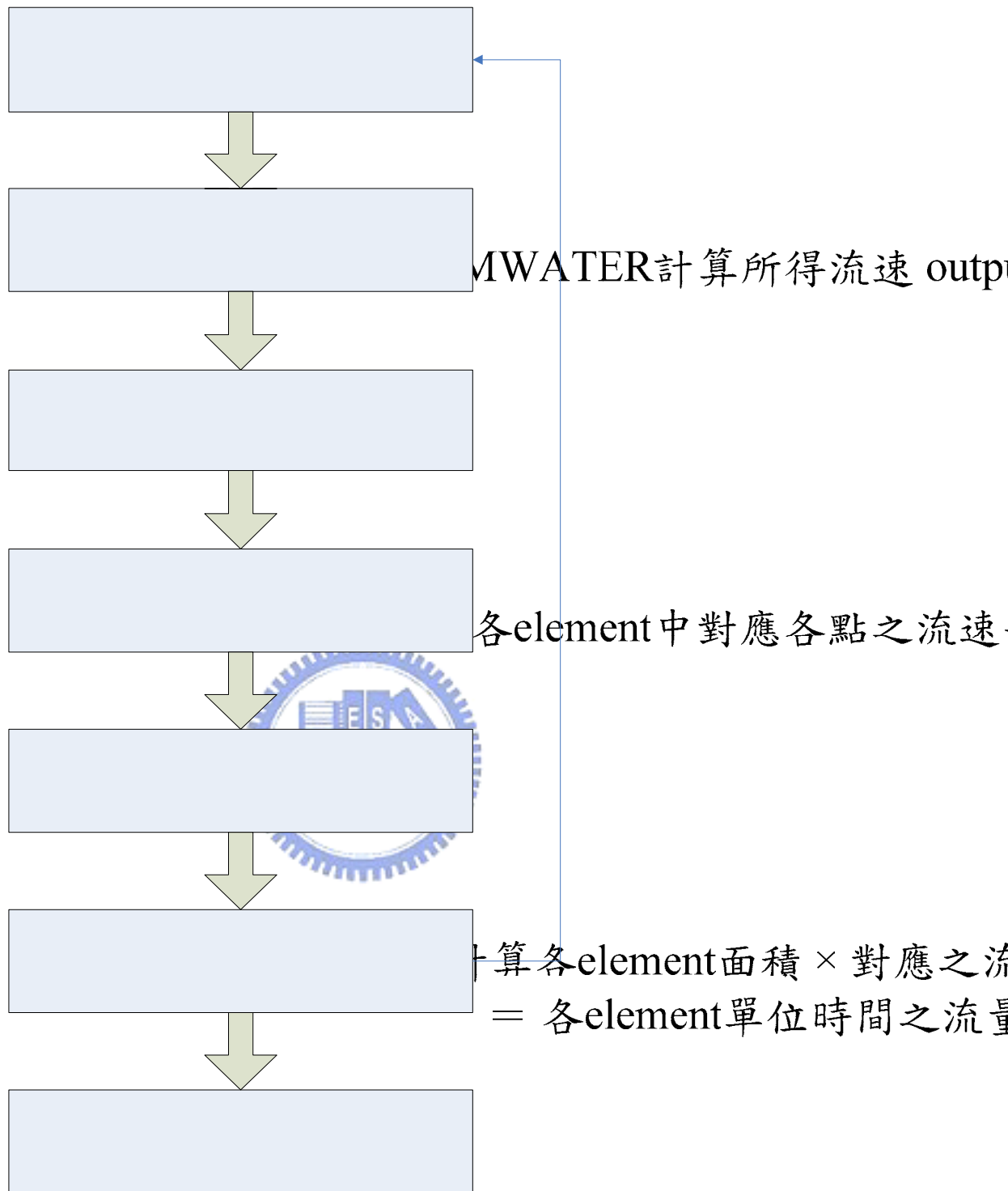


圖 3.8 FEMWATER 模擬計算流程圖

計算所有element單位時間流量之

## 第四章 實驗結果與分析

### 4.0 摘要

本章將所有試驗的結果整理成圖形與表格，包含現地滲透試驗、實驗室中之土壤試驗，以及 FEMWATER 模擬各項現地試驗之結果，逐一以圖表討論。大致上而言，影響現地滲透試驗的因素有所得現地滲透係數與現地試驗土體大小成正比，其中影響的因素可能有土層中之裂縫、植物造成之孔洞與岩石裂隙等等，使現地試驗所得滲透係數往往比室內試驗大。

### 4.1 基本物理性質試驗

試驗土壤分別為交大紅土(NCTU)和寶山三峰國小黃土(Sunfong)。交大紅土現地土樣重量含水比為 20.0%，寶山三峰國小黃土現地土樣重量含水比為 16.8%；依據統一土壤分類法，新竹交大紅土(NCTU)屬於 CL，寶山鄉三峰國小黃土(Sunfong)為 SC。兩組土壤之土壤粒徑分布曲線如圖 4.1。

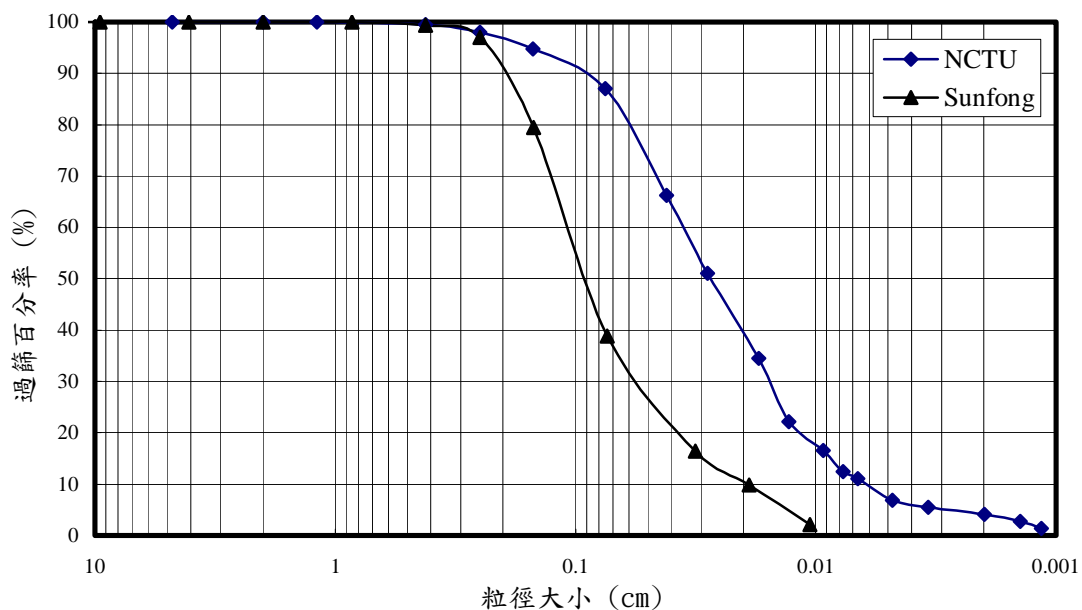


圖 4.1 交大工六與寶山三峰試驗土壤粒徑分布曲線

## 4.2 室內試驗結果

### 4.2.1 三軸滲透試驗結果

試驗依據 ASTM D 5084-90 規範，採室壓  $2.87 \text{ kg/cm}^2$ ，下反水壓  $2.8 \text{ kg/cm}^2$ 、上反水壓  $2.66 \text{ kg/cm}^2$  進行滲流，紀錄時間與滲流量變化。

交大進行兩組試驗，高度分別為  $9.8 \text{ cm}$  和  $10.4 \text{ cm}$ ；三峰一組試驗，試體高度  $12 \text{ cm}$ ，滲流過程上下壓力差為  $0.14 \text{ kg/cm}^2$ 。滲透係數  $k$  值計算結果如表 4.1，交大試驗平均之滲透係數為  $4.5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ ，三峰試驗滲透係數為  $2.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。

表 4.1 交大和三峰室內三軸滲透試驗結果

		室內飽和滲透係數	
交大工六	Test 1	$2.6 \times 10^{-7}$	平均為 $4.5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$
	Test 2	$6.4 \times 10^{-7}$	
寶山三峰		$2.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	

### 4.2.2 15 Bar Pressure Plate 土壤保持特性試驗結果

試驗數據如表 4.2、4.3，利用 RETC 進行最佳化可得土壤參數與試驗結果比較如圖 4.2，圖中橫軸為試驗所施加之壓力，單位為  $\text{cmH}_2\text{O}$ ，由大至小，也可表示為土壤中之張力；縱軸為土壤之體積含水比，圖 4.3 (a)、(b) 分別為交大與三峰由 RETC 迴歸所得之參數，輸入 FEMWATER 之參數與計算三組不飽和土壤參數關係。

表 4.2 交大工六 15 Bar Pressure Plate 保持曲線試驗結果

壓力 bar ( $cmH_2O$ )	含水量 ( w% )	體積含水比 ( $\theta$ % )
0 (0)	35.53%	60.75%
1 (1019.72)	25.26%	43.18%
2 (2039.44)	24.04%	41.10%
3 (3059.16)	23.88%	40.83%
4 (4078.88)	23.19%	39.64%
6 (6118.32)	22.61%	38.65%
8 (8157.76)	21.13%	36.13%
10 (10197.2)	19.11%	32.66%
12 (12236.6)	18.95%	32.40%

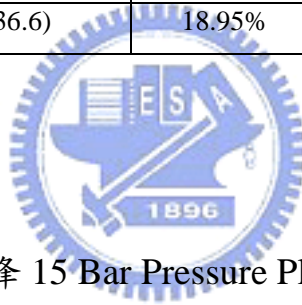


表 4.3 寶山三峰 15 Bar Pressure Plate 保持曲線試驗結果

壓力 bar ( $cmH_2O$ )	含水量 ( w% )	體積含水比 ( $\theta$ % )
0 (0)	30.54%	59.77%
1 (1019.72)	14.71%	28.78%
2 (2039.44)	11.84%	23.17%
3 (3059.16)	11.42%	22.35%
4 (4078.88)	10.87%	21.27%
6 (6118.32)	10.58%	20.71%
8 (8157.76)	9.36%	18.33%
10 (10197.2)	8.20%	16.04%
12 (12236.6)	8.03%	15.71%

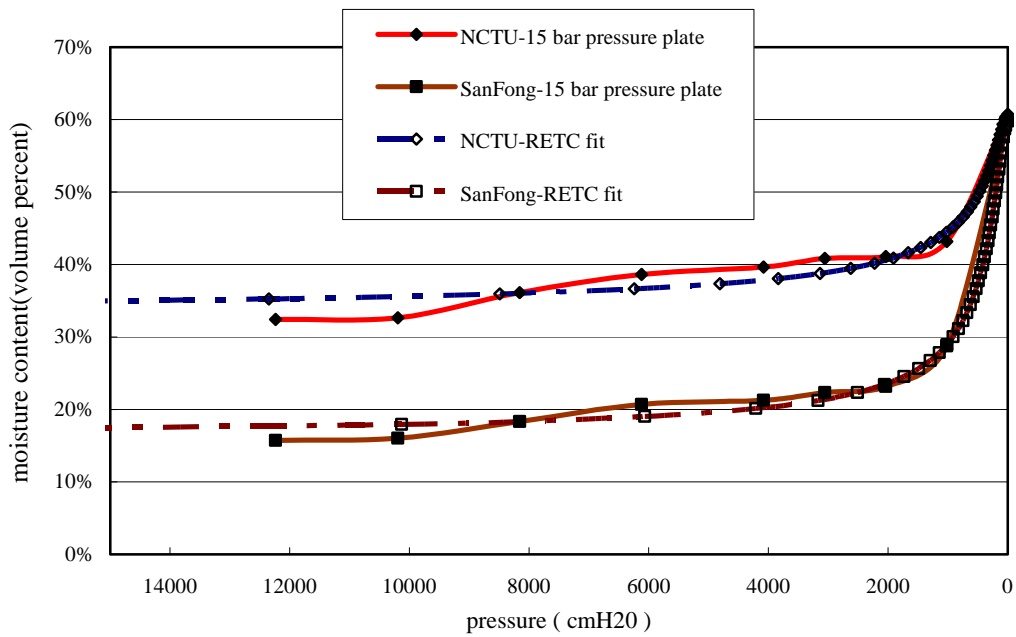


圖 4.2 15 Bar Pressure Plate 試驗與 RETC 保持曲線比較

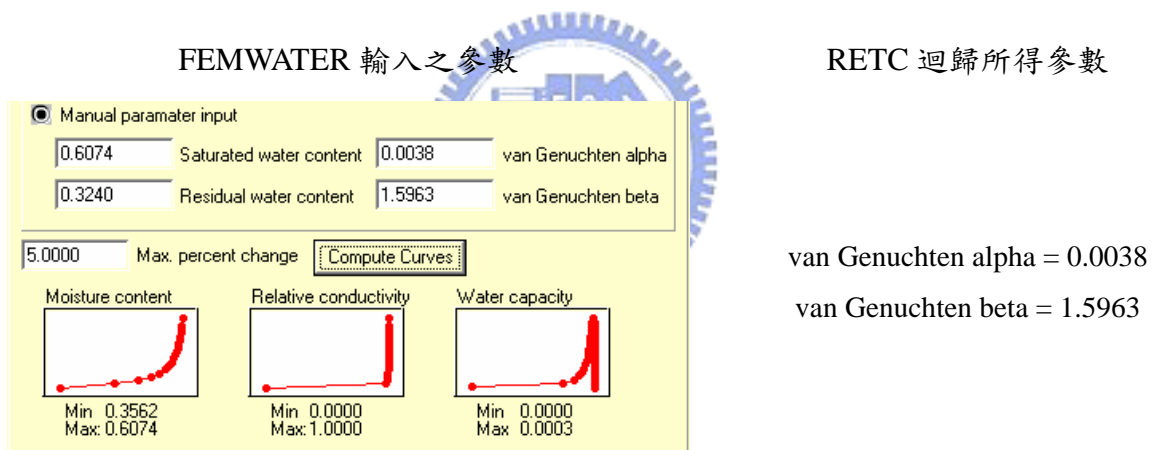


圖 4.3 (a) 交大工六輸入 FEMWATER 之土壤參數與 RETC 迴歸結果

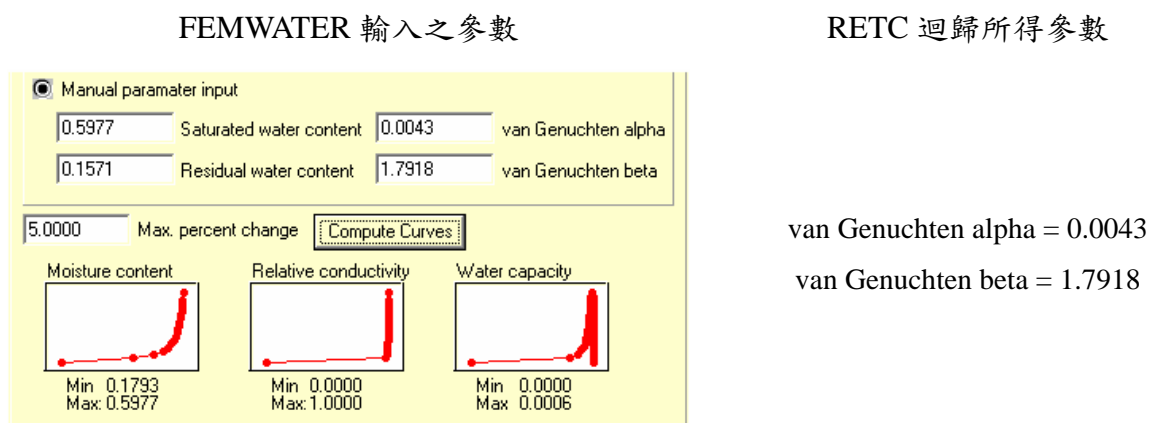


圖 4.3 (b) 寶山三峰輸入 FEMWATER 之土壤參數與 RETC 迴歸結果



## 4.3 現地滲透儀器試驗結果

### 4.3.1 交大工六(NCTU)試驗結果

#### 4.3.1.1 Double-Ring Infiltrometer 試驗

雙環試驗，內外環採敲擊方式，外環貫入試驗土層 15 cm，內環貫入土層 12 cm，內外環水頭保持 2 cm。試驗過程總共 12 小時，紀錄時間與流量關係。圖 4.4 為內、外環試驗過程滲透係數對時間變化關係圖，由圖可見，內環在試驗 12 小時終止時，滲透係數已漸趨穩定，但外環變化仍不穩定。雙環試驗計算滲透係數以內環數據為主，試驗假設滲流過程為單向，在此並無埋設張力計，故為簡化計算公式，假設水力梯度  $i$  為 1，利用公式(2.19)與(2.20)計算滲透係數，滲透係數採試驗最後三組數據之平均，計算所得內環滲流量為 393 ml / 30 mins，滲透係數為  $3.1 \times 10^{-4}$  cm/s；外環滲流量為 1130 ml / 30 mins，滲透係數為  $3.0 \times 10^{-4}$  cm/s。此數據與黏土層之滲透係數有不小的差距，一般認為黏土之滲透係數約介於  $10^{-6} \sim 10^{-8}$  cm/s 之間，此數據顯示試驗因儀器架設採敲擊方式而使黏土產生裂縫或土層內本身之裂縫而使試驗數據放大。

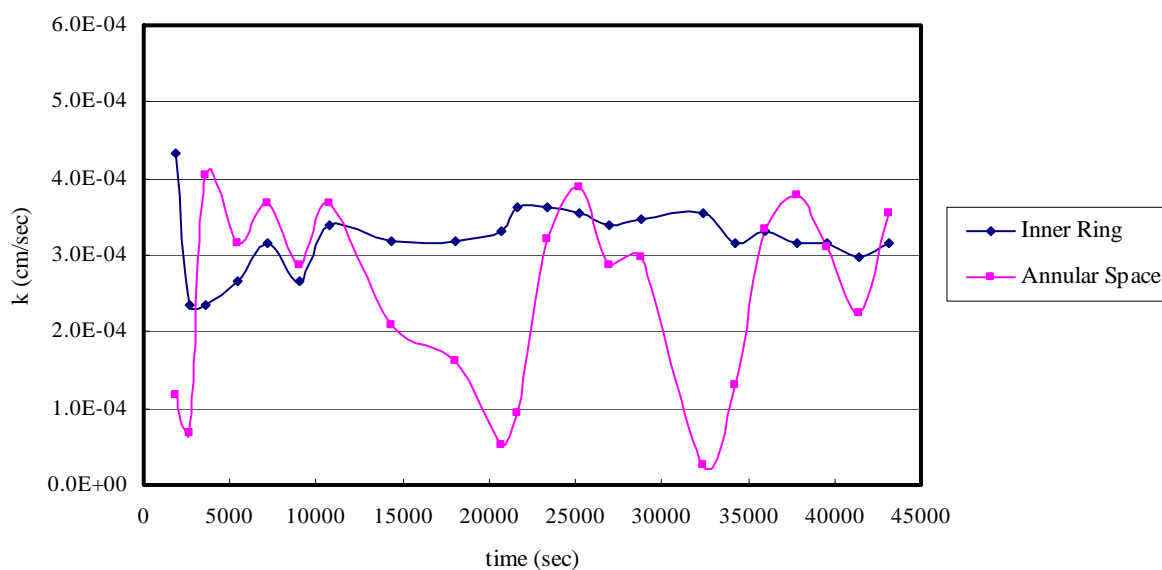


圖 4.4 交大現地雙環試驗滲透係數  $k$  對時間變化圖

雙環試驗計算過程忽略蒸發散量之影響，依據中央氣象局試驗當日之蒸發散量紀錄，以每日 7 mm 之蒸發散量換算，內環面積每 30 分鐘蒸發散量約 10 ml，扣除蒸發散量的影響，得內環滲透係數為  $3.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ；外環滲透係數為  $2.9 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 。由前後之滲透係數關係，計算蒸發散之影響對此試驗影響小於 3%，在此忽略蒸發散對試驗產生的誤差。

#### 4.3.1.2 Guelph Permeameter 試驗

此試驗孔徑 6 cm，孔深約 30 cm，分成 5 cm 和 10 cm 兩階段之定水頭試驗，試驗過程儲水管僅使用內管進行測量，每 15 分鐘紀錄內管水量變化，至末三次變化相同時即停止。

試驗紀錄數據、滲流率與時間關係，由兩階段試驗平衡時之關係，利用 (3.1) 式計算滲透係數為  $8.1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。上式利用兩階段試驗之結果計算所得。

$$k_{fs} = (0.0041)(Y)(\overline{R_2}) - (0.0054)(Y)(\overline{R_1}) \quad (3.1)$$

另依據 Baumgartner et al. (1987) 和 Stephens et al. (1988) 的建議，以單一階段的試驗取代兩階段之試驗。改採 (2.15) 式，以第二階段 10 cm 水頭試驗達平衡時之滲流率計算  $k$  值，其中  $C$  值由圖 2.4 所得；在細顆粒土壤中  $\alpha$  值約在  $0.002 \text{ cm}^{-1}$  (Philip, 1985) ~  $0.01 \text{ cm}^{-1}$  (Elrick, 1998)，針對夯實黏土 Elrick 的建議值約為  $0.01 \text{ cm}^{-1}$ ，以 0.01 代入計算得  $k$  值為  $6.2 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 。

$$k = \frac{Cq}{2\pi H^2 + \pi r^2 C + \frac{2\pi H}{\alpha^*}} \quad (2.15)$$

Guelph Permeameter 試驗之試驗截面積小且讀數間隔時間短，蒸發散的影響相對較小，在此不考慮蒸發散對試驗之影響。圖 4.5 為利用 (2.15) 式計算之現地滲透係數對時間變化關係圖。

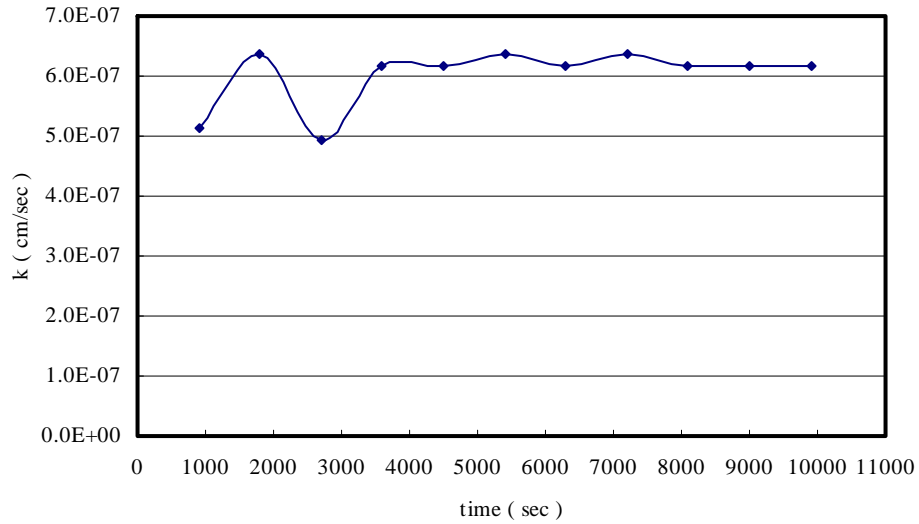


圖 4.5 交大 Guelph Permeameter 試驗滲透係數  $k$  值對時間變化圖

#### 4.3.1.3 簡易試驗

此試驗孔徑  $16\text{ cm}$ ，屬於簡化 TSB 試驗之變水頭 Borehole 試驗，測量並記錄每小時之水頭變化，直至水頭變化相同為止。試驗記錄間隔時間可依現場狀況更改，此試驗採每小時紀錄。圖 4.6 為簡易試驗現地滲透係數對時間變化之關係圖。

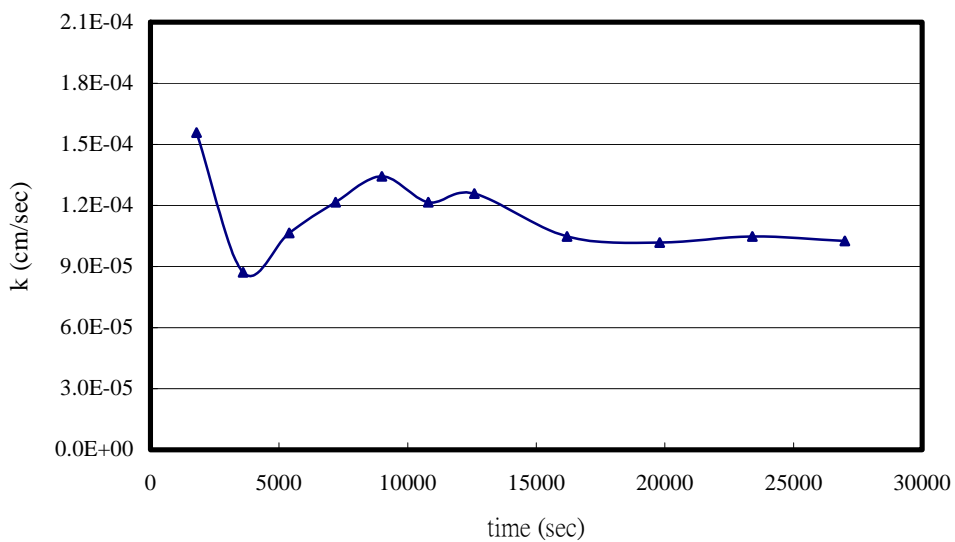


圖 4.6 交大現地簡易試驗滲透係數  $k$  值對時間變化關係圖

相對 Double-Ring Infiltrometer 和 Guelph Permeameter，蒸發散量對簡易試驗之影響應介於上述兩試驗之間，因此滲透係數之影響應該均可忽略。紀錄每小時水頭下降量，達到穩定時水頭下降約 5 cm，依據 (3.6) ~ (3.11) 式計算可得滲透係數  $k$  為  $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 。

#### 4.3.1.4 Two-Stage Borehole Permeameter 試驗

TSB 試驗在交大工六試驗時，發現測管水頭下降速度過快，以致無法順利讀取數據，約十數秒的時間，測管水頭已降至底部，試驗歷時約一週，均無法紀錄試驗結果，應為現場之土層狀況不適宜採用 TSB 試驗量測。此試驗並無現地試驗數據可供比較。

#### 4.3.2 寶山三峰(SunFong)試驗結果

##### 4.3.2.1 Double-Ring Infiltrometer 試驗

試驗地點表土含少量礫石與植物，挖除少許表土後將內外環敲入土層 15 cm，內外環保持 2 cm 定水頭進行試驗。試驗過程記錄滲流量對時間關係，計算滲透係數時同樣忽略蒸發散之影響，並假設水力梯度  $i$  為 1。試驗完成之末三次數據平均，內環滲流量為 1753 ml / 30mins，計算內環滲透係數  $k$  值約為  $1.38 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ；外環滲流量 5390 ml / 30mins，滲透係數  $k$  值約為  $1.41 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ，圖 4.7 為試驗過程內、外環之滲透係數對時間變化關係圖。

由圖觀察，外環滲透係數因側向滲流略大於內環的影響，試驗於理想狀況下，滲流量應會略大於內環，此現象於交大之試驗並無特別明顯。

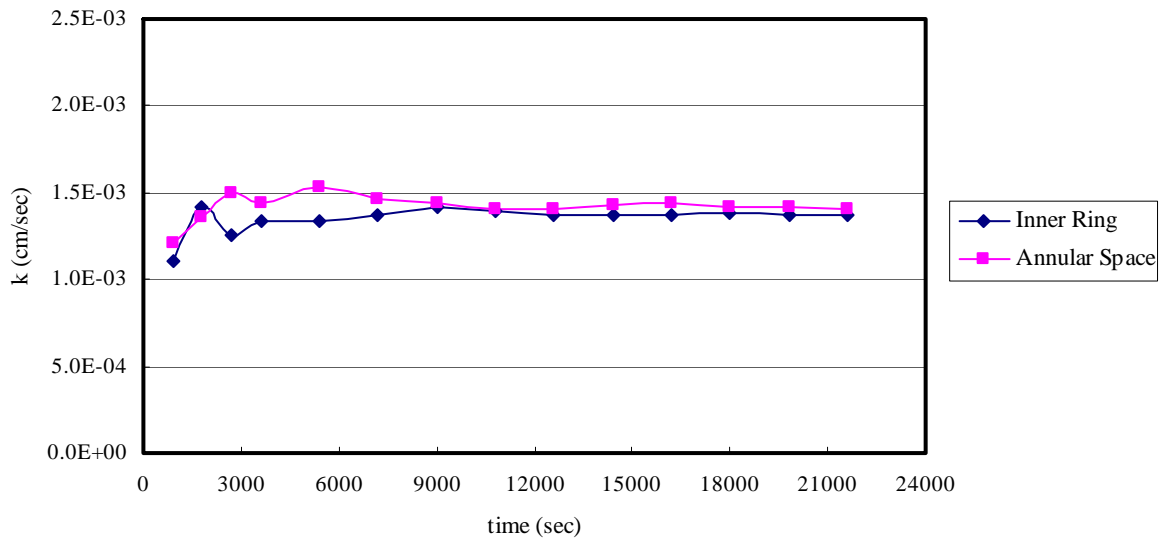


圖 4.7 寶山三峰現地雙環試驗滲透係數  $k$  對時間變化關係圖

#### 4.3.2.2 Guelph Permeameter 試驗

儀器設置同交大工六試驗， $6\text{ cm}$  孔徑，試驗孔深約  $30\text{ cm}$ ，分別進行兩階段  $5\text{ cm}$  與  $10\text{ cm}$  之定水頭試驗。試驗過程儲水管開啟雙管同時進行，每  $10$  分鐘計讀水量變化，至末三次變化量相同時即停止。

試驗紀錄與滲流率對時間關係，以兩階段試驗平衡之結果，用 (3.1) 式計算得現地滲透係數  $k$  值為  $2.6 \times 10^{-5}\text{ cm/s}$ 。同交大方式，另外比較第二階段  $10\text{ cm}$  水頭平衡時之滲流率，利用 (2.15) 式計算，得現地滲透係數  $k$  值為  $9.1 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$ ，圖 4.8 為滲透係數對時間變化關係圖。兩計算方式約有  $2.9$  倍差距，同時與交大工六試驗比較，以 (2.15) 式分別計算試驗  $5\text{ cm}$  與  $10\text{ cm}$  之結果並與 (3.1) 式之結果比較，如表 4.4。利用 (3.1) 所得之滲透係數偏大，以 (2.15) 計算所得滲透係數與室內試驗之結果較為接近，由兩地之試驗數據比較，滲透係數較小的交大土層，兩式計算結果差異更達數十倍，下一節由 FEMWATER 數值模擬之結果可進一步比較兩式計算差異。

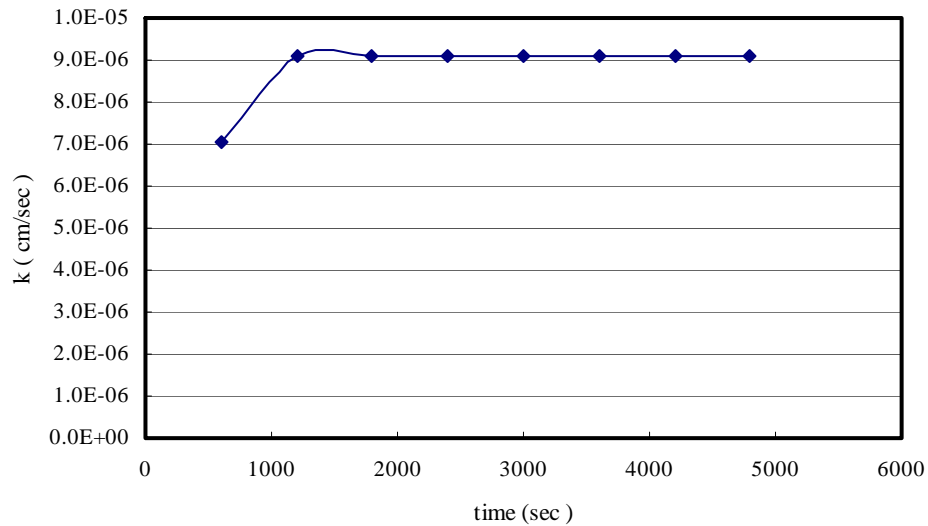


圖 4.8 寶山三峰 Guelph Permeameter 試驗滲透係數  $k$  值對時間變化圖

表 4.4 Guelph Permeameter 結果與室內滲透比較 ( $cm/sec$ )

	$k_{field}$ from eq 2.15		$k_{field}$ from eq 3.1	$k_s$ from lab
交大工六	5 cm	$2.9 \times 10^{-7}$	$8.1 \times 10^{-6}$	$4.5 \times 10^{-7}$
	10 cm	$6.2 \times 10^{-7}$		
寶山三峰	5 cm	$8.4 \times 10^{-6}$	$2.6 \times 10^{-5}$	$2.0 \times 10^{-6}$
	10 cm	$9.1 \times 10^{-6}$		

#### 4.2.2.3 簡易試驗

試驗每 30 分鐘紀錄水頭之變化，直至水頭變化達穩定為止。穩定後 30 分鐘水頭由 23 cm 下降至 19.1 cm，依據 (3.6) ~ (3.11) 式計算可得現地滲透係數  $k$  值為  $1.8 \times 10^{-4} cm/s$ ，滲透係數對時間變化關係如圖 4.9。

#### 4.2.2.4 Two-Stage Borehole Permeameter 試驗

TSB 試驗狀況同交大狀況，因測管內水量僅約 50 ml，此量測系統並不適用於滲透係數較大的場地。

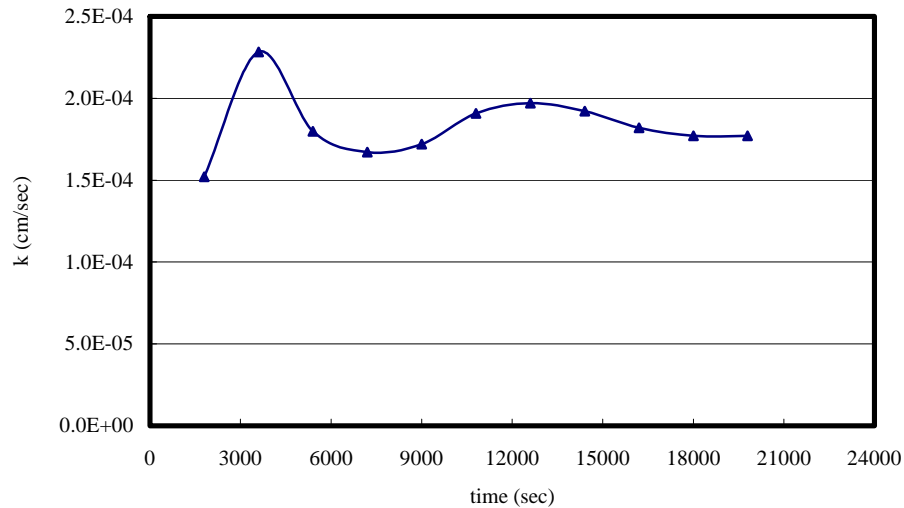


圖 4.9 寶山三峰現地簡易試驗滲透係數  $k$  值對時間變化關係圖

#### 4.4 FEMWATER 模擬結果

以室內滲透試驗得兩地土壤之  $k$  值，交大黏土為  $4.5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 、三峰粉土為  $2.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ，輸入 FEMWATER 以模擬現場試驗計算滲流量，表 4.5、4.6 為 FEMWATER 計算所得單位時間滲流量與現地試驗之比較。由表發現三組現地儀器，試驗之土壤體積越大則 FEMWATER 計算的結果與現地試驗之差距越大，儀器大小依序為雙環試驗內環直徑  $30 \text{ cm}$  > 簡易試驗直徑  $16 \text{ cm}$  > Guelph Permeameter 直徑  $6 \text{ cm}$ ，現地試驗之流量與模擬計算的流量比例如表所示。

產生此差異的原因可能來自土層中之裂隙或孔洞所造成，而雙環試驗之結果相差較大，亦可能由於現地試驗過程儀器架設時採敲擊方式，進而造成土層產生裂縫，導致現地試驗結果大於實際狀況。

表 4.5 FEMWATER 計算單位時間滲流量與現地試驗比較 (交大工六)

交大工六	FEMWATER 計算之流量	現地試驗紀錄之流量	比例
雙環試驗內環流量	7 ml / 30mins	393 ml / 30mins	56
簡易試驗	44 ml / 60mins	1005 ml / 60mins	23
Guelph Permeameter	2.36 ml / 15mins	3.21 ml / 15mins	1.36

表 4.6 FEMWATER 計算單位時間滲流量與現地試驗比較 (寶山三峰)

寶山三峰	FEMWATER 計算之流量	現地試驗紀錄之流量	比例
雙環試驗內環流量	33 ml / 30mins	1750 ml / 30mins	53
簡易試驗	150 ml / 30mins	784 ml / 30mins	5
Guelph Permeameter	24.15 ml / 10mns	31.55 ml / 10mns	1.31

改變輸入之滲透係數，以試誤法找出單位時間滲流量與現地試驗相同時最接近的  $k$  值；並改變  $k_h/k_v$  之關係，由此觀察土層不等向的程度對各項試驗之影響。當  $k_h/k_v = 1$ ，即假設土層為等向，圖 4.10、4.11 分別比較現地試驗、室內試驗與假設土層  $k_h/k_v = 1$  時 FEMWATER 所得  $k$  值關係。

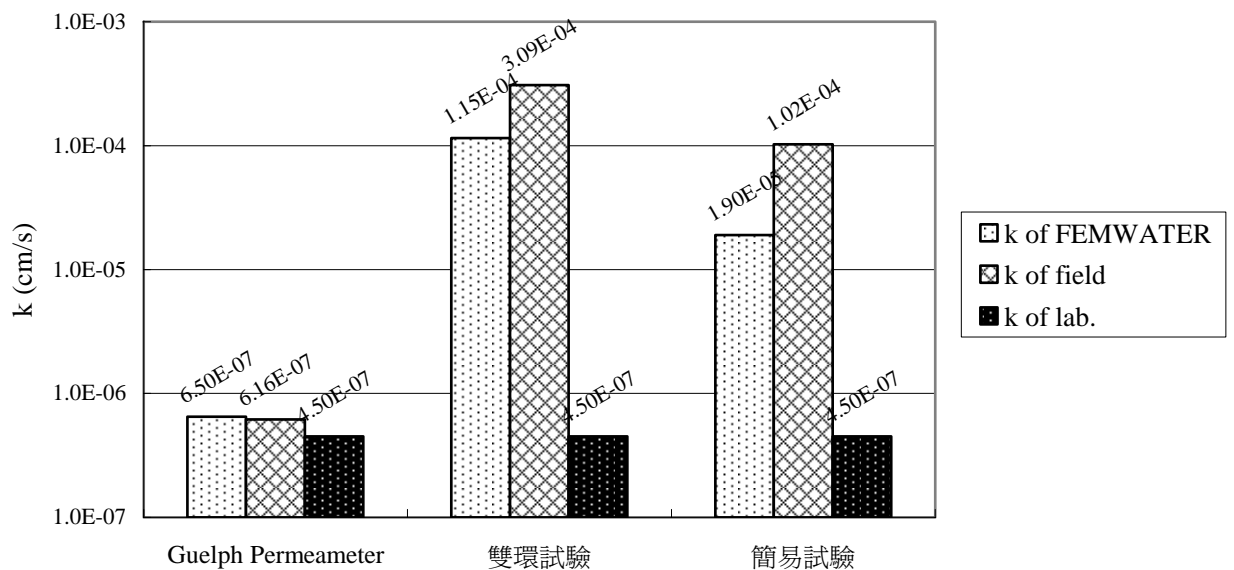


圖 4.10 現地試驗、室內試驗滲透係數與  $k_h/k_v = 1$  計算結果比較 (交大工六)



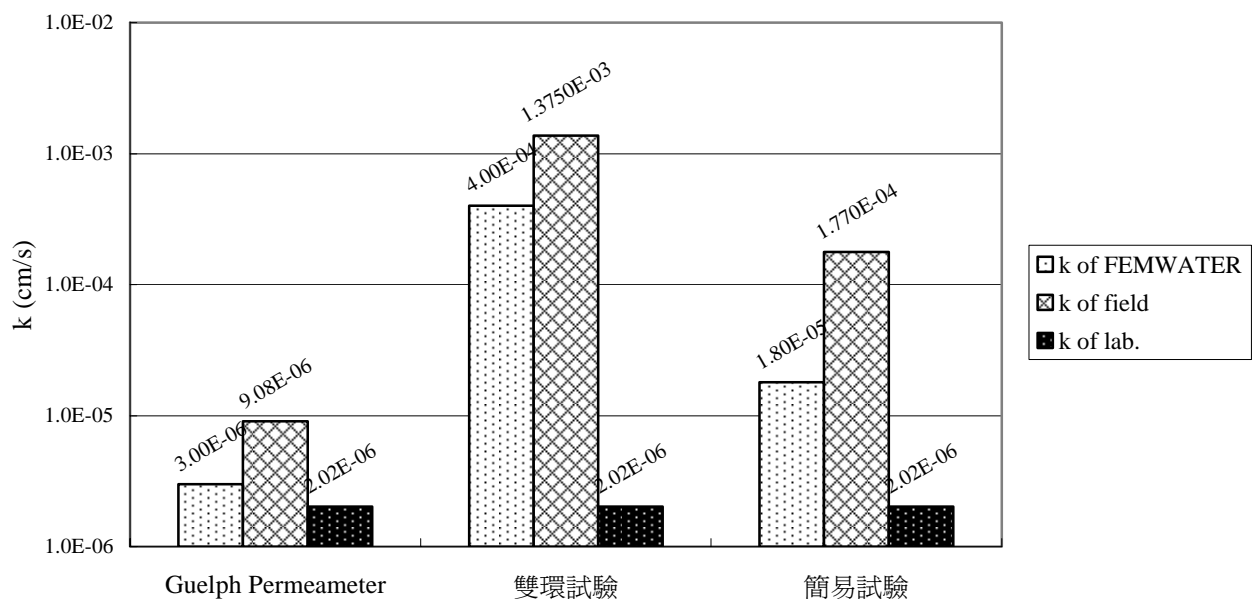


圖 4.11 現地試驗、室內試驗滲透係數與  $k_h/k_v = 1$  計算結果比較 (寶山三峰)

圖 4.10 交大試驗中，Guelph Permeameter 現地滲透係數  $k$  值採 (2.15) 式計算第二階段試驗 10 cm 水頭穩定時之滲透係數， $k$  值為  $6.2 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ ，與 FEMWATER 模擬所得之值  $6.50 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  相近，若與 (3.1) 式計算之結果  $8.1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$  比較，相差約 13 倍；圖 4.11 為三峰試驗，其 Guelph 數據也是以單一階段所得， $k$  值為  $9.2 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$  與模擬結果  $3.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$  相差約 3 倍，以 (3.1) 式計算之結果  $2.6 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$  相差約 9 倍。以『微觀』土壤滲透性 (Micro-Permeability) 的觀點或數值計算來討論，Elrick 於 1988 年提出之 (2.15) 式所得結果較為準確。

而 Guelph Permeameter 試驗影響之土壤體積較小，試驗時間也最短。試驗影響之土壤體積關係到試驗結果是否具有代表性，即該滲透係數是否可以符合現地真正的地層狀況與『巨觀』土壤滲透性 (Macro-Permeability) 的條件。小尺寸之滲透儀器優點在於試驗時間短，儀器架設容易且攜帶方便，但試驗結果是否符合工程上的需求，可靠性可能不如試驗面積較大、

試驗時間較長的試驗，但同時也需要考慮到蒸發散或其他因素之影響，可選擇如大尺寸之密閉式雙環試驗。

雙環試驗之結果因試驗時間長、面積較大，儀器架設上的困難度亦較高，相對影響試驗結果的因素較其他試驗為大，包括所謂『巨觀』的土壤滲透性所敘述的特徵，種種因素可能導致現地雙環試驗所得的滲流量偏大。比較交大與三峰試驗，現地所得與室內試驗約有 3 個數量級的差距，原因可能來自土層裂縫或孔洞，亦或是儀器架設時環與土壤間的孔隙所造成。觀察模擬結果與現地之差距並不大，差距約 3 倍，可能由計算過程假設水力梯度為 1 及忽略蒸發散量之影響而來，若於試驗同時於試驗土層架設張力計，即能準確計算試驗土層之水力梯度，減小計算上的誤差。

交大簡易試驗，現地試驗所得  $k$  值與模擬所得之結果相差約 5 倍；三峰結果則相差約 10 倍。其現地試驗計算結果較室內試驗大約 2 個數量級，但是簡易試驗並無雙環試驗儀器架設產生的問題，產生的差距則可能單純為土層不等向或是地層中之裂隙與孔洞所造成。

調整  $k_h/k_v$  之比值，分別計算當  $k_h/k_v = 1$ 、 $k_h/k_v = 2$ 、 $k_h/k_v = 5$  與  $k_h/k_v = 10$  時之滲透係數，以此比較土層不等向之狀況對各組試驗結果的影響，方式同以試誤法求出滲流量與現地試驗最接近時之  $k$  值，交大與三峰結果關係如表 4.7、4.8。

表 4.7 交大工六各試驗  $k_{field}$ 、 $k_v$  (cm/sec) 與  $k_h/k_v$  列表

交大工六	雙環試驗, $k_v$	簡易試驗, $k_v$	Guelph Permeameter, $k_v$
$k_{field}$	$3.1 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	$8.1 \times 10^{-6}$
$k_h/k_v = 1$	$1.15 \times 10^{-4}$	$1.9 \times 10^{-5}$	$6.5 \times 10^{-7}$
$k_h/k_v = 2$	$8.5 \times 10^{-5}$	$1.3 \times 10^{-5}$	$3.6 \times 10^{-7}$
$k_h/k_v = 5$	$5.5 \times 10^{-5}$	$6.6 \times 10^{-6}$	$1.5 \times 10^{-7}$

$k_h/k_v = 10$	$4.1 \times 10^{-5}$	$3.7 \times 10^{-6}$	$8.0 \times 10^{-8}$
----------------	----------------------	----------------------	----------------------

表 4.8 寶山三峰各試驗  $k_{field}$ 、 $k_v$  (cm/sec) 與  $k_h/k_v$  列表

寶山三峰	雙環試驗, $k_v$	簡易試驗, $k_v$	Guelph Permeameter, $k_v$
$k_{field}$	$1.4 \times 10^{-3}$	$1.8 \times 10^{-4}$	$2.6 \times 10^{-5}$
$k_h/k_v = 1$	$4.0 \times 10^{-4}$	$1.8 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-6}$
$k_h/k_v = 2$	$3.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-5}$	$1.6 \times 10^{-6}$
$k_h/k_v = 5$	$2.0 \times 10^{-4}$	$4.8 \times 10^{-6}$	$6.4 \times 10^{-7}$
$k_h/k_v = 10$	$1.4 \times 10^{-4}$	$2.6 \times 10^{-6}$	$3.3 \times 10^{-7}$

交大試驗模擬之結果，觀察當  $k_h/k_v = 10$  時，各試驗所得之  $k_h$  與  $k_v$  值，如表 4.9，分別與  $k_h/k_v = 1$  之結果比較。以雙環試驗之結果為例，當  $k_h = 10k_v$  時，水平向滲透係數  $k_h = 4.1 \times 10^{-4}$ ，與  $k_h/k_v = 1$  時之水平向滲透係數  $k_h = 1.15 \times 10^{-4}$  相比，放大了 3.6 倍；而垂直向滲透係數  $k_v$  值則由  $4.1 \times 10^{-5} \rightarrow 1.15 \times 10^{-4}$ ，縮小 2.8 倍。相對 Guelph 試驗，水平向滲透係數僅放大 1.2 倍，垂直向滲透係數縮小 8.1 倍。亦即當土層中不等向的行為較明顯時，雙環試驗所求的結果  $k_v$  較不受影響；相對 Guelph 試驗所得垂直向滲透係數之結果，影響則較雙環試驗為大。

表 4.9 交大試驗  $k_h/k_v = 1$  與  $k_h/k_v = 10$  之滲透係數比較

交大工六	雙環試驗,	簡易試驗,	Guelph Permeameter,
$k_h/k_v = 1$	$k_v = 1.15 \times 10^{-4}$	$k_v = 1.9 \times 10^{-5}$	$k_v = 6.5 \times 10^{-7}$
	$k_h = 1.15 \times 10^{-4}$	$k_h = 1.9 \times 10^{-5}$	$k_h = 6.5 \times 10^{-7}$
$k_h/k_v = 10$	$k_v = 4.1 \times 10^{-5}$	$k_v = 3.7 \times 10^{-6}$	$k_v = 8.0 \times 10^{-8}$
	$k_h = 4.1 \times 10^{-4}$	$k_h = 3.7 \times 10^{-5}$	$k_h = 8.0 \times 10^{-7}$
$k_v$ 影響比例	縮小 2.8	縮小 5.1	縮小 8.1

$k_h$ 影響比例	放大 3.6	放大 1.9	放大 1.2
------------	--------	--------	--------

表 4.10 三峰試驗  $k_h/k_v = 1$  與  $k_h/k_v = 10$  之滲透係數比較

寶山三峰	雙環試驗,	簡易試驗,	Guelph Permeameter,
$k_h/k_v = 1$	$k_v = 4.0 \times 10^{-4}$	$k_v = 1.8 \times 10^{-5}$	$k_v = 3.0 \times 10^{-6}$
	$k_h = 4.0 \times 10^{-4}$	$k_h = 1.8 \times 10^{-5}$	$k_h = 3.0 \times 10^{-6}$
$k_h/k_v = 10$	$k_v = 1.4 \times 10^{-4}$	$k_v = 2.6 \times 10^{-6}$	$k_v = 3.3 \times 10^{-7}$
	$k_h = 1.4 \times 10^{-3}$	$k_h = 2.6 \times 10^{-5}$	$k_h = 3.3 \times 10^{-6}$
$k_v$ 影響比例	縮小 2.9	縮小 6.9	縮小 9.1
$k_h$ 影響比例	放大 3.5	放大 1.4	放大 1.1

相同的比較在三峰試驗所得結果與交大試驗大致相同， $k_h/k_v = 10$  與  $k_h/k_v = 1$  之結果如表 4.10 所示，顯示 Guelph 試驗較易受土層不等向的因素所影響。

雙環試驗之基本假設中，假設試驗過程內環為單向度滲流，即忽略內環產生之側向滲流之影響，亦即雙環試驗較不受土層不等向的因素所影響，而 Guelph 試驗則是水平向滲透係數之影響遠大於垂直向，在不等向的土層中試驗，Guelph 試驗所得的結果可能誤差會較大。圖 4.12、4.13 為交大與三峰之  $k_v$  對  $k_h/k_v$  比值變化關係圖。

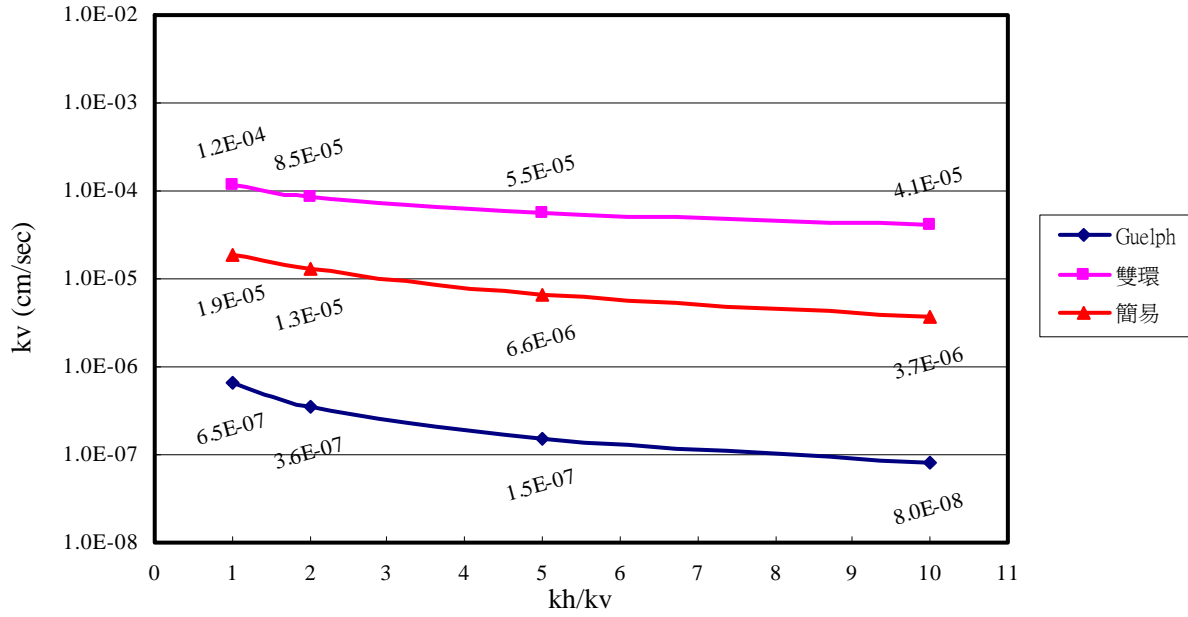


圖 4.12 交大工六  $k_v$  對  $k_h/k_v$  之半對數座標變化圖

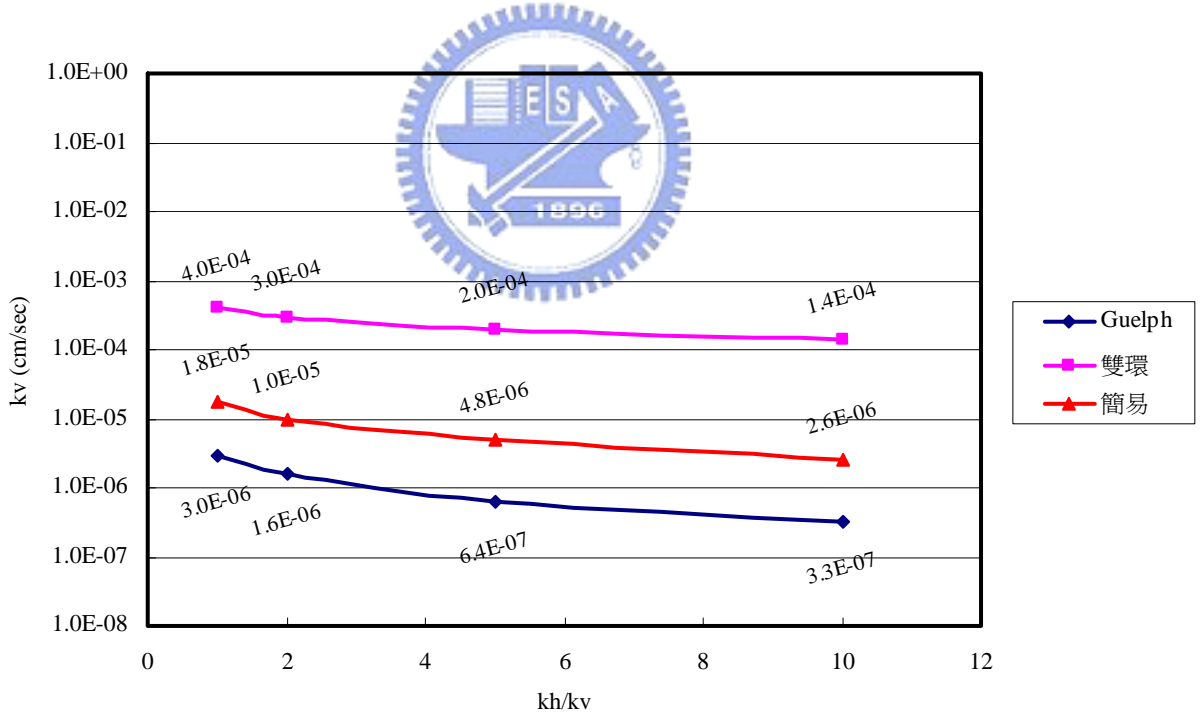


圖 4.13 寶山三峰  $k_v$  對  $k_h/k_v$  之半對數座標變化圖

為檢驗模擬現地試驗之試驗時間已達穩定，並推估試驗時間變長後滲透係數之變化，延長 FEMWATER 模擬之時間至 5 日。針對上述  $k_h/k_v = 1$  與

$k_h/k_v=2$  狀況下所得之滲透係數，輸入 FEMWATER 模擬試驗 5 日後之滲流量與依照現地試驗時間所模擬之結果比較，交大工六結果如表 4.11。

交大工六試驗，雙環試驗時間 12 小時，試驗終止時滲流量為 393 ml / 30 min，當土層  $k_h/k_v=1$ ，以此滲流量利用 FEMWATER 以試誤法找到最接近之滲流量為 398 ml / 30 min，此  $k$  值為  $1.2 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ，以此  $k$  值延長模擬時間至五日後計算其單位時間滲流量為 396 ml / 30min，流量之變化已非常小。簡易試驗五日後之變化量仍在容許的範圍，約 5%~7%，對滲透係數的影響均不大，可視試驗已達平衡。相對試驗時間較短的 Guelph Permeameter 模擬結果顯示，滲流量仍有 40% 以上的變化量，當  $k_h/k_v=1$  時以 5 日後穩定之滲流率以 (2.15) 式反推滲透係數  $k$  值為  $3.7 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ ； $k_h/k_v=2$  時反推得穩定時滲透係數  $k$  值為  $3.3 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 。

表 4.11 交大工六現地試驗與模擬結果流量比較

交大工六	現地試驗流量	模擬所得流量	模擬 5 日後流量	流量變化量
雙環試驗 - $k_h/k_v=1$	393 ml / 30 min	397 ml / 30 min	396 ml / 30 min	小於 1 %
雙環試驗 - $k_h/k_v=2$	393 ml / 30 min	399 ml / 30 min	394 ml / 30 min	1.3 %
簡易試驗 - $k_h/k_v=1$	1005 ml / 60 min	994 ml / 60 min	950 ml / 60 min	4.4 %
簡易試驗 - $k_h/k_v=2$	1005 ml / 60 min	977 ml / 60 min	905 ml / 60 min	7.4 %
Guleph 試驗 - $k_h/k_v=1$	3.21 ml / 15 min	3.21 ml / 15 min	1.90 ml / 15 min	40.8 %
Guleph 試驗 - $k_h/k_v=2$	3.21 ml / 15 min	3.24 ml / 15 min	1.72 ml / 15 min	46.9 %

同時觀察寶山三峰試驗結果 (表 4.12)，雙環試驗與簡易試驗之滲流量變化不大，Guelph 試驗之結果與交大相同一樣流量尚未穩定，有 40% 以上之變化量，觀察  $k_h/k_v=1$  之變化量為 42.8%， $k_h/k_v=2$  之變化量為 46.9%。當  $k_h/k_v=1$  時，以穩定之滲流量由 (2.15) 式計算 Guleph 試驗之滲透係數  $k$  值為  $5.3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ，當  $k_h/k_v=2$  時計算穩定之  $k$  值為  $4.8 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。

表 4.12 寶山三峰現地試驗與模擬結果流量比較

寶山三峰	現地試驗流量	模擬所得流量	模擬 5 日後流量	流量變化量
雙環試驗 - $k_h/k_v = 1$	1750 ml / 30 min	1736 ml / 30 min	1705 ml / 30 min	1.5 %
雙環試驗 - $k_h/k_v = 2$	1750 ml / 30 min	1756 ml / 30 min	1733 ml / 30 min	1.2 %
簡易試驗 - $k_h/k_v = 1$	784 ml / 30 min	786 ml / 30 min	745 ml / 30 min	5.2 %
簡易試驗 - $k_h/k_v = 2$	784 ml / 30 min	760 ml / 30 min	693 ml / 30 min	8.8 %
Guleph 試驗 - $k_h/k_v = 1$	31.55 ml / 10 min	31.88 ml / 10 min	18.22 ml / 10 min	42.8 %
Guleph 試驗 - $k_h/k_v = 2$	31.55 ml / 10 min	31.91 ml / 10 min	16.54 ml / 10 min	48.2 %



## 4.5 等勢能線

觀察 FEMWATER 輸出模擬結果所繪成的壓力水頭等勢能分佈，比較各組試驗現地試驗之滲流狀況，等勢能線即能顯示各試驗平衡狀況之水力梯度狀況與土層中水流之方向。藉由等勢能線的分布狀況，來評估水力梯度對非飽和之土壤滲透係數之影響。

圖 4.14 為交大雙環試驗 FEMWATER 輸出之等勢能線圖，由(a)、(b)、(c)、(d)四圖中  $k_h/k_v$  比值變大的趨勢可以發現，水平向滲透係數在放大的同時，等勢能線並沒有水平向放大的趨勢，而等勢能線垂直方向壓縮隨垂直向滲透係數縮小的現象較為明顯；以雙環中心 30 cm 深度的點，水力梯度放大約 3 倍。圖 4.15 為簡易試驗等勢能線圖，超過 60 cm 的部份，因網格不夠細，導致計算結果有些許誤差。而  $k_v$  縮小時等勢能線變化之現象與雙環相同； $k_h$  放大時，等勢能線在水平向則有較明顯的變大。比較雙環與簡易試驗可以明顯發現兩試驗滲流方式之不同，於雙環內環部分 (15 cm) 之等勢能線較為水平，即內環部份之流線幾乎是垂直向下，非常接近雙環試驗之基本假設『內環為單向度之滲流』。

觀察簡易試驗平衡時之等勢能線則如球狀，依照流線方向與雙環試驗比較，明顯與雙環不同。隨水平向滲透係數之增大，等勢能線於水平向擴大的現象也較雙環明顯。

Guelph Permeameter 試驗的等勢能線，因為模擬時間較短，無法正確比較四種狀況下壓力水頭變化的情形，如圖 4.16，應該是因為模擬仍未達穩定的因素，可另外比較模擬試驗經過 5 日後 (圖 4.17) 所得穩定的壓力水頭等勢能線。

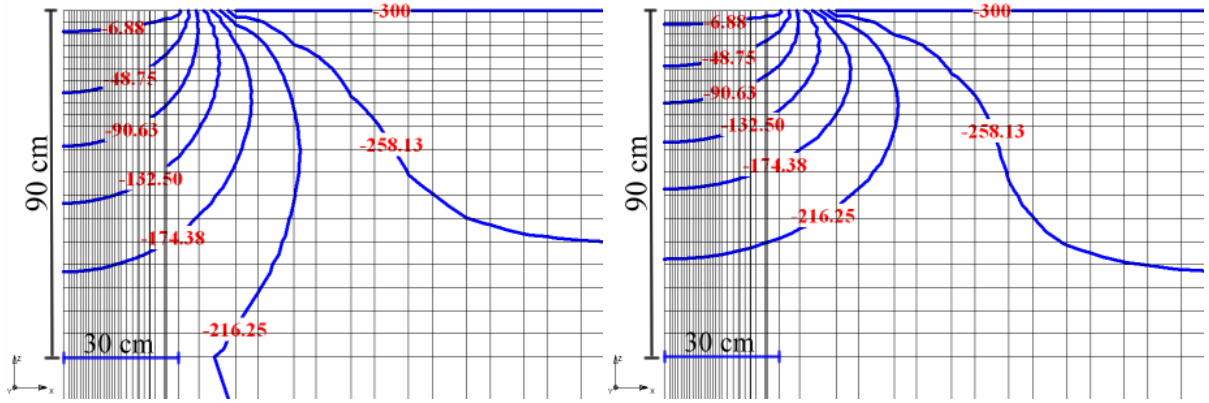
利用等勢能線推估土壤含水量分布情形，進而比較各組試驗影響的土壤範圍。以 -90 cm 之壓力等勢能線比較，雙環試驗之第三條等勢能線，約



在深度 36 cm 處、簡易試驗則約在孔底 20 cm 處、Guelph 試驗以模擬 5 日，其 -90 cm 之等勢能線約在孔底 8 cm 處。由此比較可知試驗完成時 Guelph 之影響範圍相對較小。

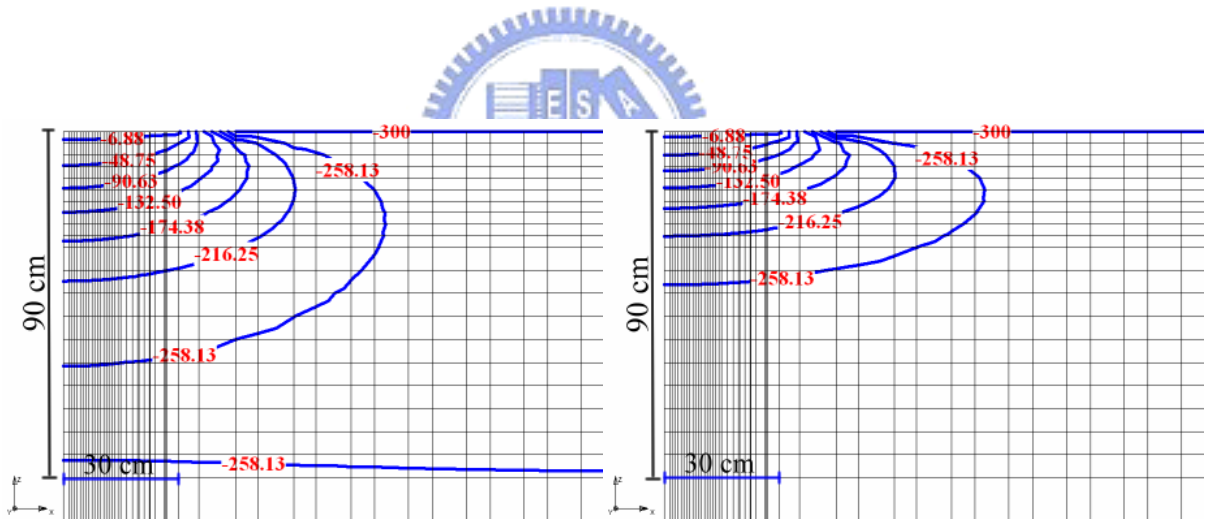
圖 4.18、4.19、4.20 為三峰各試驗之等勢能線圖，與交大試驗所得類似。





(a)  $k_v = k_h = 1.15 \times 10^{-4}$

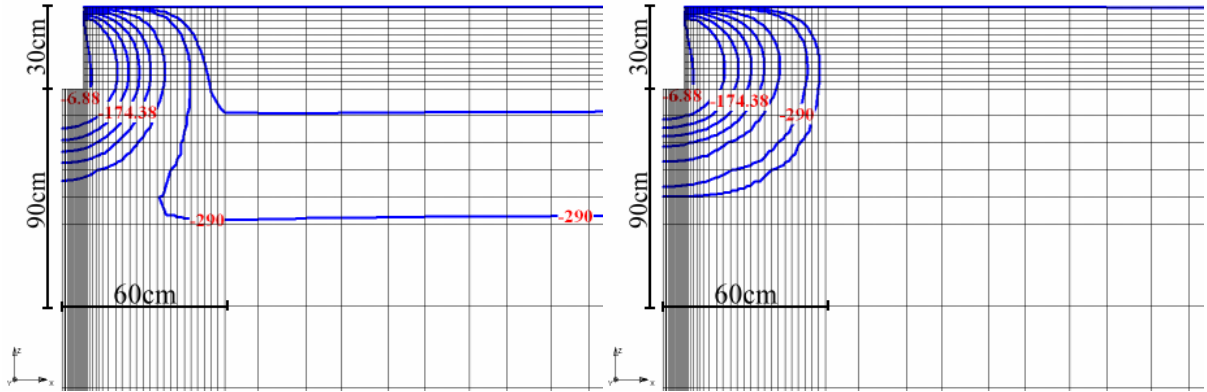
(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 8.50 \times 10^{-5}$



(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 5.50 \times 10^{-5}$

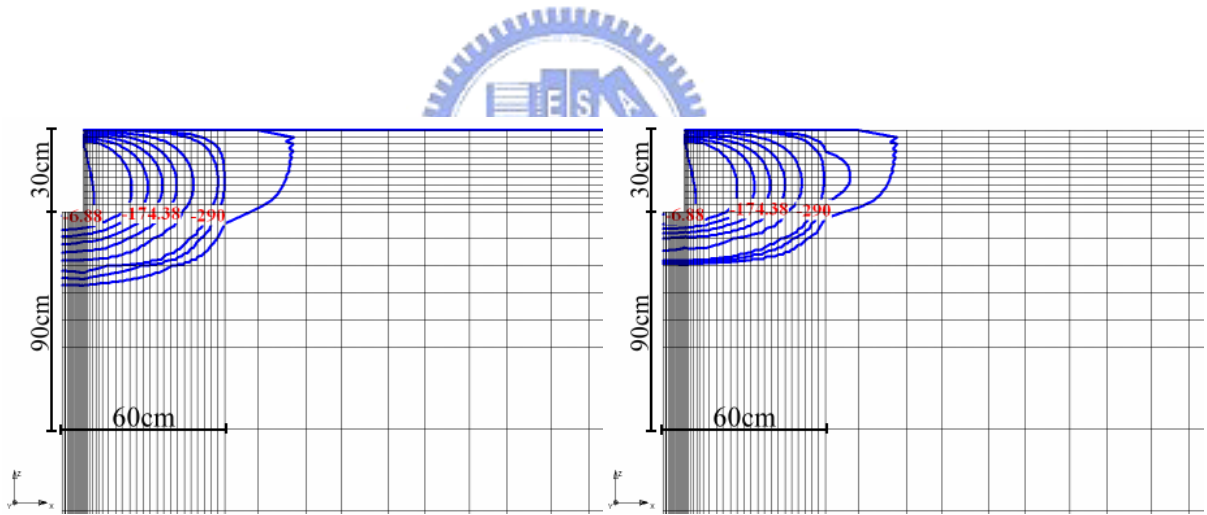
(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 4.10 \times 10^{-5}$

圖 4.14 交大雙環試驗壓力水頭等勢能線分佈



(a)  $k_v = k_h = 1.9 \times 10^{-5}$

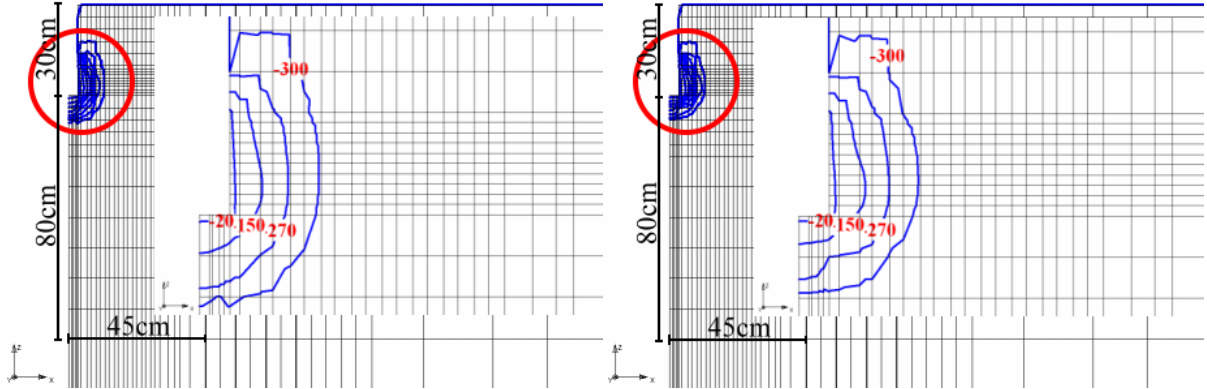
(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 1.30 \times 10^{-5}$



(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 6.60 \times 10^{-6}$

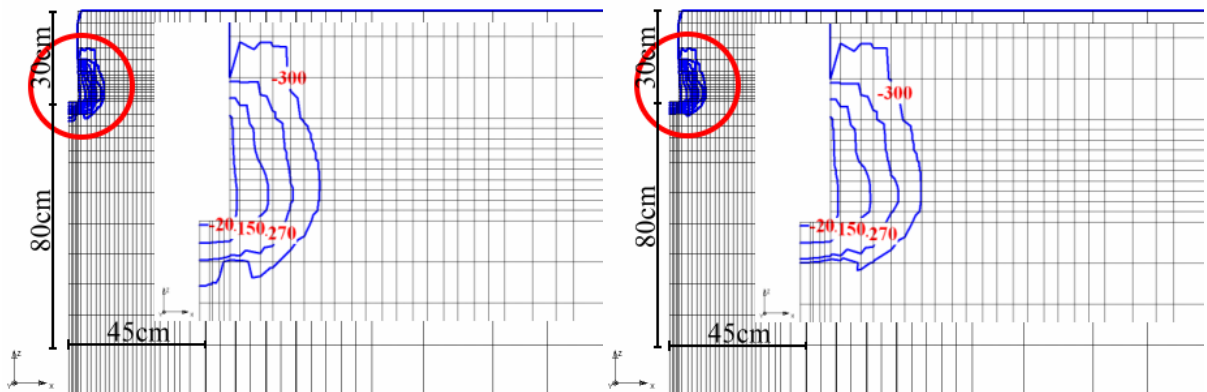
(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 3.70 \times 10^{-6}$

圖 4.15 交大簡易試驗壓力水頭等勢能線分佈



(a)  $k_v = k_h = 6.50 \times 10^{-7}$

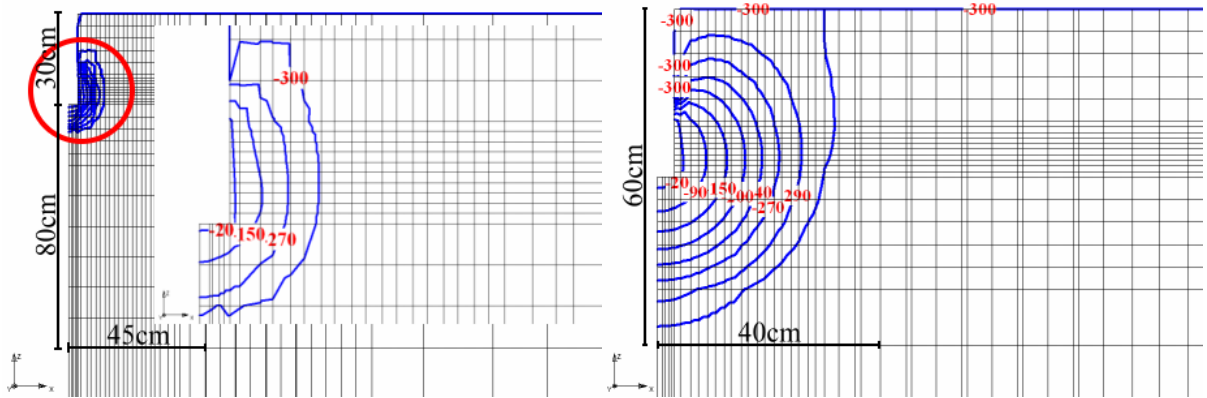
(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 3.60 \times 10^{-7}$



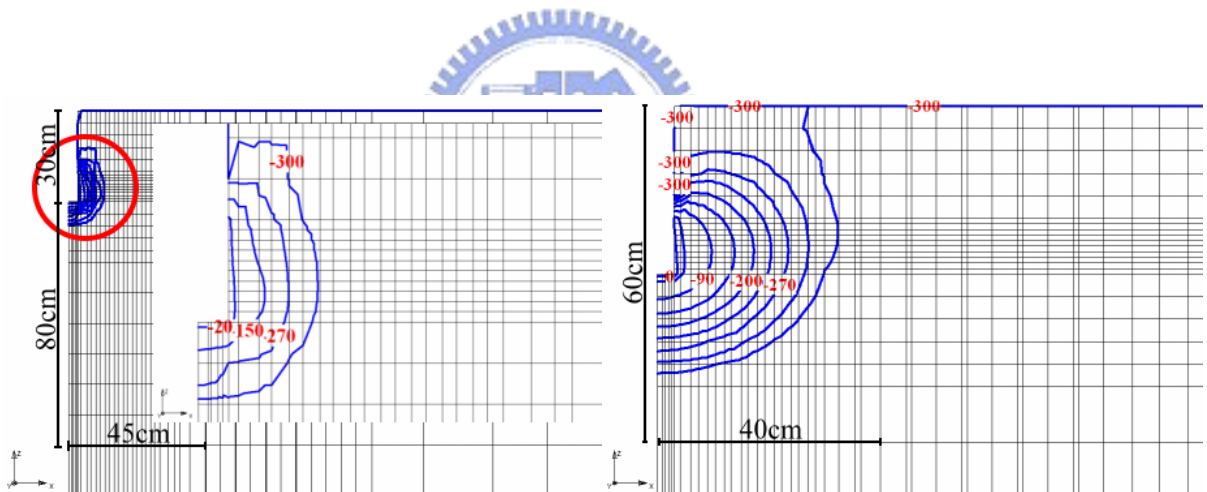
(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 1.50 \times 10^{-7}$

(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 8.00 \times 10^{-8}$

圖 4.16 交大工六 Guelph Permeameter 試驗壓力水頭等勢能線分佈

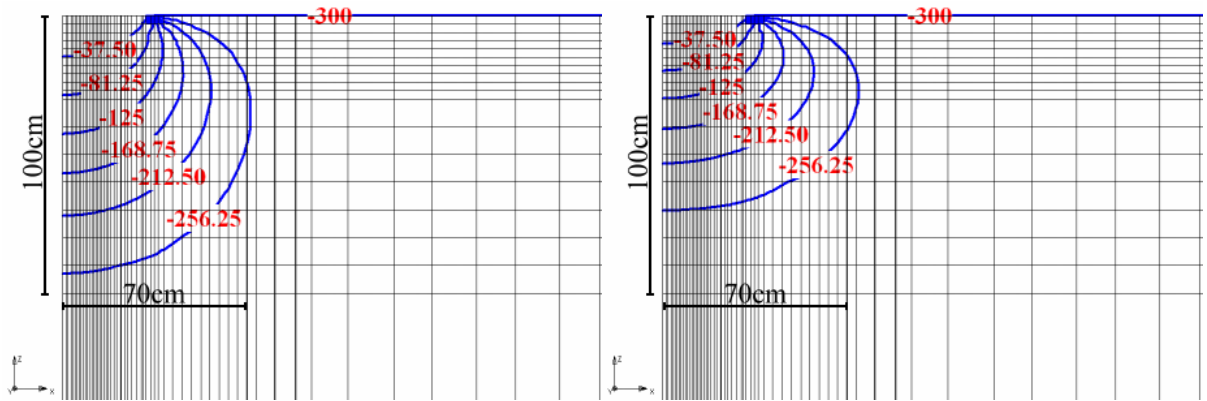


(a)  $k_v = k_h = 6.50 \times 10^{-7}$  , 20700s 與 5 日比較



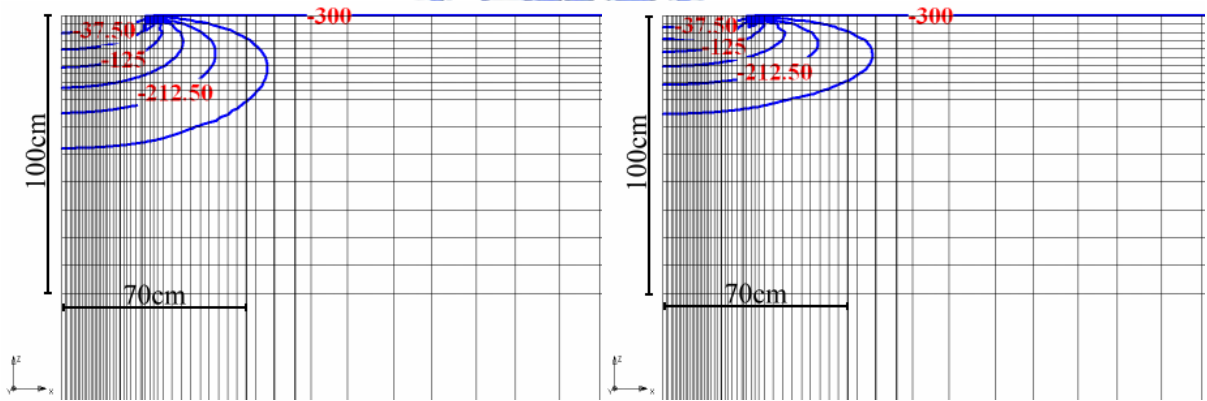
(b)  $k_v = \frac{1}{2}k_h = 3.60 \times 10^{-7}$  , 20700s 與 5 日比較

圖 4.17 Guelph Permeameter 試驗 20700s 與 5 日等勢能線比較



(a)  $k_v = k_h = 4.00 \times 10^{-4}$

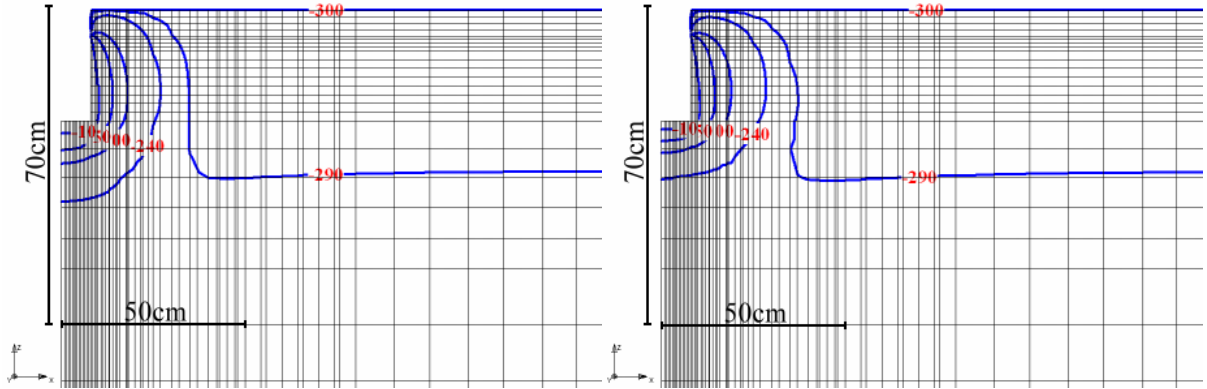
(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 3.00 \times 10^{-4}$



(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 2.00 \times 10^{-4}$

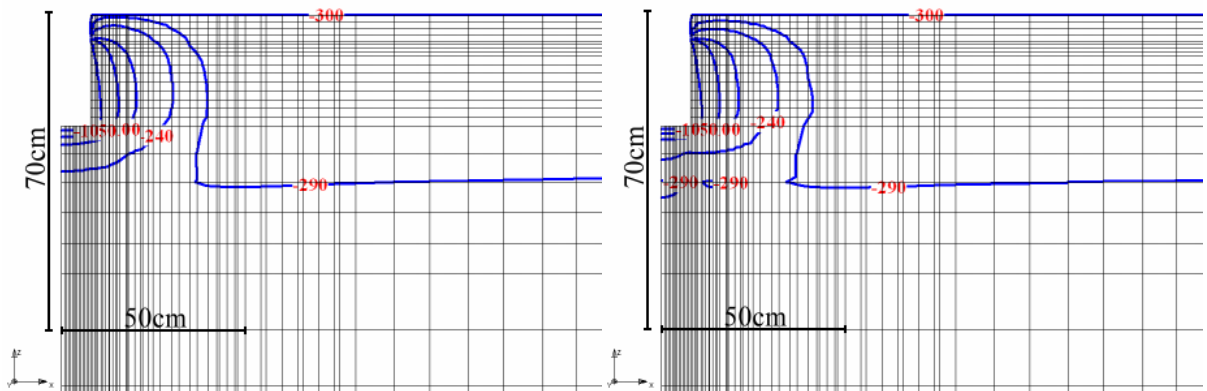
(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 1.40 \times 10^{-4}$

圖 4.18 寶山三峰雙環試驗壓力水頭等勢能線分佈



(a)  $k_v = k_h = 1.80 \times 10^{-5}$

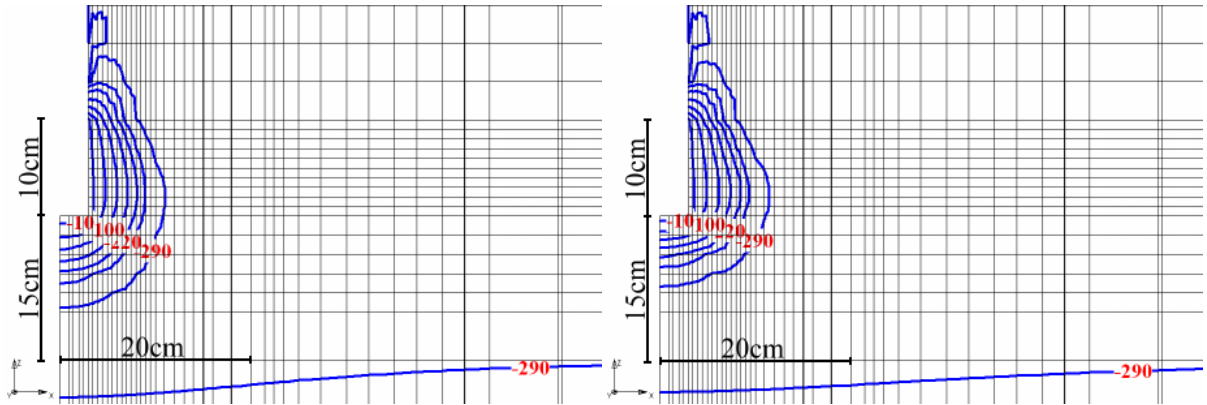
(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 1.00 \times 10^{-5}$



(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 4.80 \times 10^{-6}$

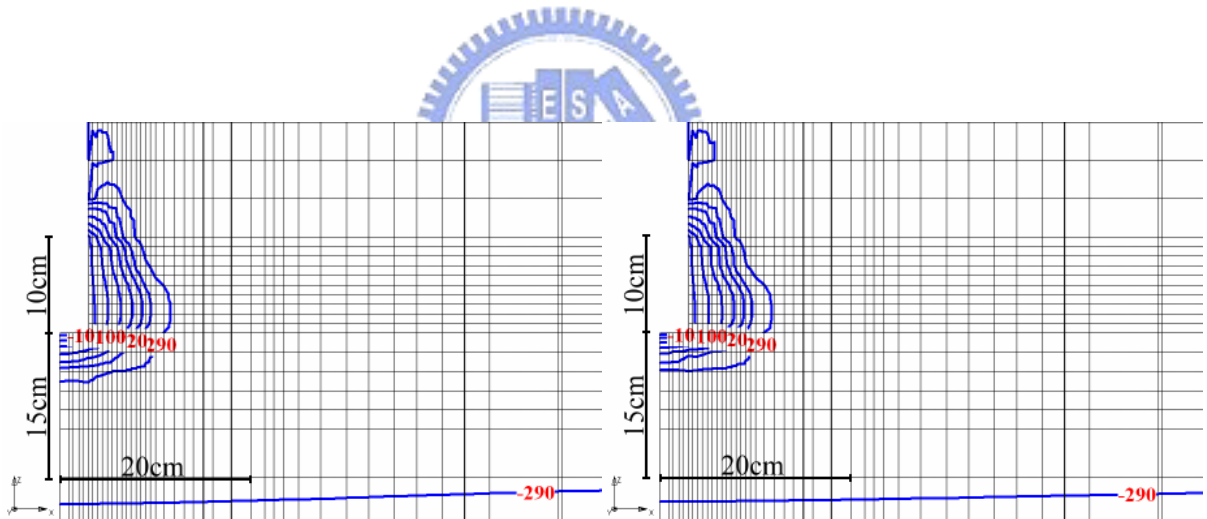
(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 2.60 \times 10^{-6}$

圖 4.19 寶山三峰簡易試驗壓力水頭等勢能線分佈



(a)  $k_v = k_h = 3.00 \times 10^{-6}$

(b)  $k_v = \frac{1}{2} k_h = 1.60 \times 10^{-6}$



(c)  $k_v = \frac{1}{5} k_h = 6.40 \times 10^{-7}$

(d)  $k_v = \frac{1}{10} k_h = 3.30 \times 10^{-7}$

圖 4.20 寶山三峰 Guelph Permeameter 試驗壓力水頭等勢能線分佈



## 第五章 結論與建議

### 5.1 前言

本研究中探討各種現地滲透試驗儀器與數值計算之差異，以比較各儀器在各地層之適用性與計算滲透係數之準確性。傳統之現地滲透係數往往以經驗公式計算或是採用不擾動試體之室內三軸滲透試驗取代之，現地滲透試驗耗時且儀器架設需考量現場狀況，現地因素與天候狀況均會影響試驗結果。若可利用數值方法模擬現地試驗，推估得到近似可靠的現地滲透係數，進而瞭解現地土層之滲透性，將可克服多數問題。

### 5.2 結論

1. 小尺寸之現地試驗儀器如 Guelph Permeameter 試驗，儀器輕、體積小，架設迅速且容易，試驗所需水量少，試驗完成時間短。惟試驗土體較小，若現地土層中有孔洞或裂縫之影響，試驗結果滲流量將偏大。比較室內三軸滲透試驗之結果與 Guelph 試驗所得結果十分相近。
2. 雙環試驗之結果因試驗時間長、面積大、試驗土壤體積大，儀器架設上的困難度亦較高，包括土層中之裂縫或孔洞等因素，相對影響試驗結果的因素較其他試驗為大。開放式雙環試驗所得的結果與室內試驗有很大的差距，與黏土之滲透係數已有段差距，其原因可能來自儀器架設過程採用敲擊方式，造成土層產生破裂，亦或是環與土壤間之裂縫造成額外之滲流；其次，土層中之裂隙和其他額外因素所造成。上述原因導致試驗結果產生之差距並無法以數值分析之方式討論，因數值分析僅能模擬土層不等向的狀況，並無法模擬土層不均值所造成影響。

3. 簡易試驗屬於 Borehole 變水頭試驗，試驗土壤體積與試驗完成時間介於雙環與 Guelph 試驗之間，試驗水頭則為最大。與室內試驗結果比較，差異較 Guelph 試驗為大。
4. 比較各組現地試驗所得結果：試驗的土壤體積大小依序為雙環 > 簡易 > Guelph；試驗達平衡之時間長短依序為雙環 > 簡易 > Guelph，計算所得滲透係數大小順序為雙環 > 簡易 > Guelph。此比較結果與數值模擬大致相符。
5. 數值模擬結果與現地試驗最接近者為 Guelph 滲透儀。而各組試驗中以開放式雙環入滲儀最不受土層異相性所影響，且由模擬雙環試驗所得之等勢能線觀察，當土層不等向之情形越明顯，以流線觀察雙環試驗內環部份之滲流行為則更接近單向度之假設狀況。
6. 數值模擬過程所需的土壤不飽和參數，對模擬結果之影響有限，主要影響滲流量之因素仍取決於土壤滲透係數之設定。實際狀況中，土層之結構相當複雜，若要完整模擬現地之狀況所需的土壤參數，不僅只於不飽和狀況下的土壤性質，包括邊界值之設定、地層之分布與地下水位等等。本研究中數值模擬過程，簡化了現地土層之邊界值，以田間含水量代替；並假設試驗土層圍完全均質的狀況下所得的結果，忽略地層中可能存在的孔隙或裂縫所造成之影響。

### 5.3 建議

1. 現地雙環試驗進行的同時應該架設土壤張力計，以便計算試驗完成時的水力梯度，即避免假設水力梯度為 1 時所產生的誤差。若試驗土層滲透係數較小則應改採用密閉式雙環試驗代替之。

2. 現地雙環儀器的架設應改以挖溝方式取代敲擊方式，於溝中填入皂土與水泥之混合物後再將環置入，以減低試驗過程水經由環與土壤間之縫隙流出的情形，比較此法與敲擊方式之試驗結果滲透係數之差異。
3. 建議改變 Guelph 滲透儀試驗的孔徑進行多組試驗，改變孔徑大小使試驗土體體積增大，以彌補 Guelph 滲透試驗之缺點，並比較孔徑大小對試驗結果之影響。
4. FEMWATER 之模擬可改變各項試驗的尺度，例如雙環試驗之整體大小或更改內外環之比例，Guelph 滲透試驗之水頭高、孔徑等，以推估現地試驗之結果進而改良現地試驗之方式並加以驗證。
5. 現地試驗終止時，應立即進行試體取樣，目的在量測試驗達穩定時之的土壤含水量與飽和度，利用保持曲線換算當時之土壤滲透係數並與數值模擬之結果相互映證。



## 參考文獻

1. Baumgartner, N., Elrick, D. E., and Bradshaw, K. L. (1987). "In-situ hydraulic conductivity measurements of slowly permeable materials using a modified Guelph permeameter and the Guelph infiltrometer." *Proc.*, First National Outdoor Action Conf. on Aquifer Restoration, Ground Water Monitoring and Geophysical Methods, 469-483.
2. Boutwell, G. P., and Derick, R. K. (1986), "Groundwater protection for sanitary landfills in the saturated zone." *Presented to Waste Tech '86*, National Solid Waste Management Association, Chicago, III
3. Bouwer, H. (1966), "Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis." *Water Resour. Res.*, 2, 729-732
4. Bouwer, H. (1978), *Groundwater hydrology*. McGraw-Hill, New York, N. Y.
5. Bouwer, H. (1986), "Intake rate: cylinder Infiltrometer." *Methods of soil analysis, Part 1, Physical and mineralogical methods, Agronomy Monograph No. 9*, American Society of Agronomy, Madison, Wis., 825-844
6. Boulding, J. R., (1995P), "Ractical Handbook of Soil, vadose-zone, and Ground-Water Contamination: Assessment, Prevention, and Remediation," Boca Raton : Lewis Publishers, 948
7. Danial, D. E., (1983), "Permeability test for unsaturated soil." *Geotech. Test. J.*, 6(2), 81-86
8. Danial, D. E., (1984), "Predicting the hydraulic conductivity of compacted clay liners." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 110(2), 285-300
9. Danial, D. E., (1984), " Permeability testing with flexible-wall permeameters." *Grotech. Test. J.*, 7(3), 113-122
10. Danial, D. E., and Trautwein, S. J. (1986), "Field permeability test for earthen liners." *Proc.*, *In Situ '86*, Blacksburg, Va., 146-160
11. David E. Daniel (1989), "In Situ Hydraulic Conductivity Tests for Compacted Clay" *Journal of Geotechnical Engineering* v 115 n 9 Sep 1989
12. Davidson, J. M., Nielsen, D. R., and Biggar, J. W., (1966), "The dependency of Soil Water Uptake and Release on the Applied Pressure Increment", *Soil Science Society of America, Proc. Vol.30*, No. 3:298-304
13. Demond, A. H., and Robert, P. V., (1991), "Effect of interfacial forces on two-phase capillary pressure-saturation relationships", *Water Resour. Res.*, 27:423-437
14. Elrick, D. E., Reynolds, W. D., and Tan, K. A. (1988), "A new analysis for the constant head well Permeameter." *Proc.*, *Validation of Flow and Transport Models for the Unsaturated Zone*, University of New Mexico, Las Cruces, N. M. (in press).
15. Fetter, C. W., (1993), "Contaminant Hydrogeology" , *Macmillan Publishing Company, New York*, 168-175

16. Garden, W. R., (1956), "Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data," *Proceedings of the Soil Science Society of America*, Vol.20, No.3, 317-320.
17. Haines, W. B., (1930), "Studies in the Physical Properties of Soil: V. The Hysteresis Effect in Capillary Properties and the Modes of Moisture Associated Therewith," *Journal of Agricultural Science*, Vol.20, 97-116
18. Hvorslev, M. J. (1949), *Time lag in the observation of ground-water levels and pressures*. U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
19. Hillel, Daniel., (1980), "Fundamentals of Soil Physics", *New York: Academic Press, Inc*, 413
20. Kia, S. F., (1988), "Modeling of the retention of organic contaminants in porous media of spherical particals," *Water Res.* 22(10),1301-1309
21. Lahti, L. R., (1987). "Quality assurance monitoring of a large clay liner." *Proc., Geotechnical Practice for Waste Disposal '87*, ASCE, 640-654.
22. Morrow, N. R.,(1970), "Irreducible wetting phase saturation in porous media," *Chem. Eng. Sci.*, 25(11),1799-1815
23. Olson, R. E., and Daniel, D. E. (1981), "Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils." *ASTM STP 746*, 18-64
24. Philip, J. R. (1985). "Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil." *Water Resour. Res.*, 21(7), 1025-1033.
25. Reynolds, W. D., and Elrick, D. E. (1985), " In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and the a-pearameter using the Guelph Permeameter." *Soil Sci.*, 140(4), 292-302
26. Reynolds, W. D., and Elrick, D. E. (1986), "A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships." *Ground Water Monitoring Rev.*, 6(1), 84-95
27. Reynolds, W. D., Elrick, D. E. and Clothier, B. E. (1985), "The constant head well Permeameter: Effect of unsaturated flow." *Soil Sci.*, 139(2), 172-180
28. Reynolds, W. D., Elrick, D. E., and Topp, G. C. (1983), "A reexamination of the constant head well Permeameter for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table." *Soil Sci.*, 136(2), 250-268.
29. Rogowski, A. S. (1986). "Hydraulic conductivity of compacted clay soils." *Proc., Twelfth Annual Res. Symp. On Land Disposal, Remedial Action, Incineration, and Treatment of Hazardous Waste*, U.S. EPA, Cincinnati, Ohio, 29-39.
30. Stegemeier, E. A., (1977), "Mechanisms of entrapment and mobilization of oil in porous media," In: D. O. Shan, and R. S. Schechter, "Improved Oil Recovery by Surfactant and Polymer Flooding," *Academic Press, New York*, 55-91
31. Soilmoisture Equipment Corp. (1987). *Model 2800 Guelph Permeameter*. Soilmoisture Equipment Corp., Santa Barbara, Calif.
32. Soilmoisture Equipment Corp. (2003). *Model 1500 15 Bar Pressure Plate*

- Extractor Operating Instructions*. Soilmoisture Equipment Corp., Santa Barbara, Calif.
33. Torstensson, B. A. (1984). "A new system for ground water monitoring." *Ground Water Monitoring Rev.*, 4(4), 131-138.
  34. Chen, H. W., and Yamamoto, L. O. (1987), "Permeability tests for hazardous waste management unit clay liners." *Geotechnical and geohydrological aspects of waste management*, D. J. A. van Zyl, eds., Lewis Publishing, Inc., Chelsea, Mich., 229-243
  35. Day, S. R., and Daniel, D. E. (1985b). "Field permeability test for clay liners." *ASTM STP 874*, 276-288.
  36. Soil Testing Engineers, Inc. (1983). *STEI Two-stage permeability test*. Soil Testing Engineers, Inc., Baton Rouge, La.
  37. Stephens, D. B., and Neuman, S. P. (1982a). "Vadose zone permeability tests: Summary." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(5), 623-639
  38. Stephens, D. B., and Neuman, S. P. (1982b). "Vadose zone permeability tests: Steady state results." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(5), 640-677
  39. Stephens, D. B., and Neuman, S. P. (1982c). "Vadose zone permeability tests: Unsteady flow." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(5), 660-677
  40. Stephens, D. B., and Neuman, S. P. (1982d). "Free surface and saturated-unsaturated analyses of borehole infiltration tests above the water table." *Adv. Water Resour.*, 5, 111-116.
  41. Stephens, D. B., (1988). "Vadose zone characterization of low-permeability sediments using field permeameters." *Ground Water Monitoring Rev.*, 8(2), 59-66.
  42. Trautwein Soil Testing Equipment Co. (1987). *Installation and operating instructions for the sealed double-ring infiltrometer*. Trautwein Soil Testing Equipment Co., Houston, Tex.
  43. Lambe, T. W. (1958). "The engineering behavior of compacted clay." *J. soil Mech. Found. Div., ASCE*, 84(2), 1654-1-1654-34
  44. Lambe, T. W. (1954). "The permeability of compacted fine-grained soils." *ASTM STP 163*, 56-67.
  45. Williams, P. J., (1982), "The Surface of the Earth, an introduction to geotechnical science," *Longman Inc.*, New York.
  46. van Geel, P. J., and Sykes, J. F., (1994) "Laboratory and Model Simulations of A LNAPL Spill in A Variably-Saturated Sand, 2. Comparison of Laboratory and Model Results," *Journal of Contaminant Hydrology*, 17:27-53
  47. von Englahardt, W., (1955), "Interstitial water of oil bearing snads and sandstones," *Proc. World Petroleum Congress*, 399-416
  48. 黃進富, 『土壤中水/有機液體保持特性研究』, 國立交通大學, 碩士論文, 民國 84 年 6 月