

土壤塑性對縮尺化級配未飽和礫石土力學性質之影響

褚炳麟¹ 李泰明² 許傳榮³ 黃隆茂³

關鍵詞： 塑性指數、未飽和礫石土、抗剪強度、基質吸力。

摘要

本研究主要運用自行發展之部份飽和大型三軸試驗技術，以探討基質吸力對不同塑性程度之級配礫石土，在抗剪強度和變形性方面之影響程度。試料之級配乃採用粒徑縮尺法之觀念，使試體之最大粒徑縮減至 1”，並將通過 #40 篩之土壤，分別以四種不同塑性指數之細料取代，以製備四種具不同 PI 值之夯實礫石試體。經由試驗及分析結果顯示，(1) 級配礫石土中所含細料之 PI 值愈大，其吸力潛能也愈大；(2) 吸力相同時，部份飽和試體之抗剪強度及破壞應變皆隨 PI 值之增加而增加；但彈性模數則與 PI 成反比。(3) 以非線性迴歸模式分析 ϕ^b 值，代入 Fredlund 之理論式，即可建立部份飽和礫石土抗剪強度及彈性模數與基質吸力之關係式，且其相關係數相當高。

INFLUENCE OF SOIL PLASTICITY ON MECHANICAL PROPERTIES OF GRADED PARTLY SATURATED GRAVELY SOILS

Bin-Lin Chu

Chwan-Rong Sheu

Long-Maw Hwang

Department of Civil Engineering
National Chung-Hsing University
Taichung, Taiwan 40227, R.O.C.

Thay-Ming Lee

Taiwan Area National Freeway Bureau
Widening Construction Office
Taipei, Taiwan 104, R.O.C.

Key Words: plastic index, partly saturated gravelly soil, shear strength, matric suction.

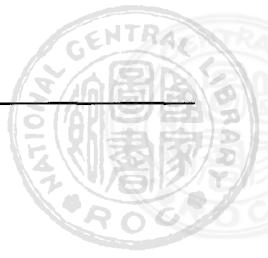
ABSTRACT

A large scale triaxial testing apparatus is developed to evaluate both the shear strength and deformability behavior of partly saturated gravelly soils under the application of matric suction. The concept of the parallel model is also applied to verifying the results obtained. In this study, field grain sizes for natural gravelly deposit were scaled down to a maximum grain size of one inch. Four compacted specimens, of which the soil particles finer than No. 40 sieve were replaced by those with different PI values, have been tested. Experimental results show that (1) the higher PI value of gravelly soil, the greater the matric potential; (2) if the suction remains con-

¹ 國立中興大學土木工程學系教授

² 國道高速公路局主任祕書

³ 國立中興大學土木工程學系碩士



stant, the shear strength, as well as the failure strain of the specimen, increases with higher PI values, while Young's modulus becomes smaller; (3) by substitution of ϕ^b value derived from the nonlinear regression into the extended theory proposed by Fredlund, two relationships can be established between the shear strength and matric suction and between Young's modulus and matric suction, with relatively high correlation coefficient.

一、緒論

臺灣本島之卵礫石堆積層 (gravelly deposits) 係一由堅硬之卵、礫石及軟弱之砂、泥等填充細料共同組合而成之複合地層，主要分佈於中央山脈以西之河階地、山麓丘陵地、台地以及東部主要河川溪口之沖積扇與頭料山礫岩層 [1]。一般而言，卵、礫石層在臺灣不但佔有相當廣大的面積，且其縱深也極為渾厚 [2]。根據褚炳麟 [3] 之研究指出，本島卵礫石堆積層內之卵、礫石含量頗豐，工程適用性亦廣，極適於作為混凝土骨材、土石壩及路堤等填方工程之回填料。而本島內許多土石壩，如石門水庫、曾文水庫、鯉魚潭水庫、南化水庫，和多項鐵公路之路堤及填方等工程，均會大量使用這些堆石材料。此外，臺灣地區許多研擬中之國家重大交通建設，如台中與桃園捷運、中二高與高速鐵路等工程計畫，皆無可避免地會局部通過這些卵礫石層所覆蓋之盆地、台地或丘陵地。因此，工程上有必要正確瞭解並掌握現地卵礫石土之抗剪強度，以作為基礎承載力分析及邊坡穩定分析之依據。

過去傳統土壤力學之研究主要著重於飽和土壤之力學行為，它的精髓是 Terzaghi 於 1930 年代所提出之有效應力原理。在此基礎上，傳統土壤力學成功地解決實際工程中有關飽和土壤之滲流、強度及體積變化等問題 [4]。然而，若干眾所皆知的實際大地工程則是屬於處理部份飽和土壤力學的問題，例如回填土壩的構築，及鐵公路和機場跑道之施工等都是使用夯實土壤。在夯實過後，土壤之飽和度通常保持在 75~90% 之間 [5]。此外，此等土壤之地表含水量由於大部份受到重力及乾涸作用之影響，使得土壤垂直剖面之上半部常處於部份飽和之狀態 [6]。

一般而言，卵礫石層由於顆粒較粗，因而導致其滲透係數較高（約在 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/s 之間）[7]，這使得卵礫石層的地下水位較深，也因此有較長的時間處於部份飽和之狀態。一般在地下水位以下之土層，皆使用飽和抗剪強度作為分析之參數，但針對地下水位以上之土層，其孔隙水壓力為負值，而造成抗剪強度增加之事實常被忽略。在許多情況下，破壞面之主要部份通過飽和帶之假設應屬合理。然對地下水位很深或滑動僅可能在淺層發生的例子裡，吾人就必須確實瞭解在部份飽和土層中，如何選取適當的強度參數與分析模式以進行穩定分析。

由野外勘查與室內試驗結果顯示，臺灣本島卵礫石堆積層所含填充細料之塑性指數分佈範圍約在 NP ~ 40 左右 [3,8,9,10]。鄭文隆和程展國 [11] 之研究亦指出：卵礫石材料之性質主要由其所含之細粒料性質而定，且可依工程種類之特性，來選擇細粒料之材料。關於部份飽和卵礫石土之力學行為，過去已有作過少量的初步研究 [12,13]；

然針對卵礫石土中所含細粒料之物理性質，對變形性及抗剪強度影響之研究，目前仍付之闕如。本文主要目的在探討細粒料之 PI 值對部份飽和卵礫石土抗剪度與力學行為之影響，俾使本研究結果有利於從事卵礫石層大地工程之設計、施工者參考。

二、部份飽和土壤之抗剪強度理論

2.1 廣義 Mohr-Coulomb 破壞準則之線性分析

Fredlund 和 Morgenstern [14] 等人曾以多相連體力學之觀點，提出部份飽和土壤單元體可用三個可能之應力狀態變數中之任兩個變數之組合，來定義其應力狀態。其可能的組合方式為： $(\sigma - U_w)$ 及 $(U_a - U_w)$ ； $(\sigma - U_a)$ 及 $(U_a - U_w)$ ；與 $(\sigma - U_a)$ 及 $(\sigma - U_w)$ 。式中， σ 表土壤所受之總應力， U_a 表孔隙中之空氣壓力， U_w 表孔隙中之水壓力。

此外，Fredlund 等人 [15] 將飽和土壤之傳統 Mohr-Coulomb 破壞準則擴展到部份飽和的範圍，並加入基質吸力軸 $(U_a - U_w)$ ，以構成部份飽和土壤之三維抗剪強度理論，其模式為：

$$\tau = c' + (\sigma - U_w) \tan \phi' + (U_a - U_w) \tan \phi'' \quad (1)$$

$$\tau = c' + (\sigma - U_a) \tan \phi' + (U_a - U_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

式中 c' 表有效凝聚力參數， ϕ' 表有效內摩擦角， ϕ'' 表當 $(\sigma - U_w)$ 固定時，隨 $(U_a - U_w)$ 而變化之摩擦角， ϕ^b 表當 $(\sigma - U_a)$ 固定時，隨 $(U_a - U_w)$ 而變化之摩擦角。Fredlund 並利用以上之抗剪強度模式針對三種土壤之試驗資料加以分析，並建議式(2)在工程上較為實用。此外，Ho [16] 等人認為部份飽和土壤抗剪強度方程式中之基質吸力項，可以考慮成對土壤凝聚力項之增加，如式(3)所示。

$$C = c' + (U_a - U_w) \tan \phi^b \quad (3)$$

2.2 廣義 Mohr-Coulomb 破壞準則之非線性行為

已有實驗證明當土壤之基質吸力較高時，破壞包絡線對基質吸力軸並非線性。Escario 和 Saez [17] 首先成功地應用移軸技術 (axial-translation technique) 且使用可分別控制 U_a 和 U_w 之改良式剪力盒，對三種土壤作直接剪力試驗，結果顯示剪應力和基質吸力間的關係為一曲面。

Gan 和 Fredlund [5] 則針對夯實冰積土之飽和與部份飽和試體，作了多段式直接剪力試驗。Gan 也觀察到，冰積土之抗剪強度對基質吸力平面之破壞包絡線為非線性

之行為。此外，Fredlund 等人 [18] 亦提出若干方法以掌握破壞包絡線之非線性行為。其中一種方法是將破壞包絡線區分成許多線段，以模擬高度非線性之破壞包絡線。此外，Fredlund 亦引用 Satija [19] 部份飽和三軸之試驗結果再加以分析，結果再度顯示剪應力對基質吸力破壞包絡線呈非線性關係。

三、研究方法

本研究係依據苗栗三義鯉魚潭水庫中，第九借土區之現地粒徑分佈曲線，引用褚炳麟 [8] 所提供之平移式 P 組模擬方式，將卵礫石層之現地級配曲線平移並縮小 12 倍，使試體之最大粒徑變為 1"，以利進行室內試驗，且試體直徑之尺寸至少須為試料最大粒徑之 6 倍以上，並將過 #40 篩以下的細粒料，分別以不同塑性指數之細粒料取代。試體之模擬級配曲線如圖 1 所示。又本研究中模擬試體之直徑為 6"，高度為 12"，其最大粒徑為 1"。

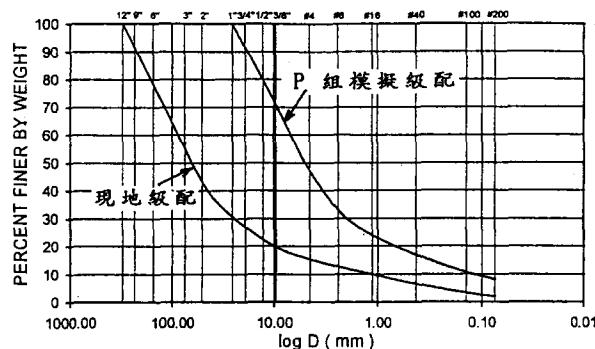


圖 1 鯉魚潭第九借土區現地礫石層及本研究之 P 組模擬級配曲線

在此定義本研究所採用之四組級配中，所含細料之塑性指數為 0 之試體為 A 組；塑性指數為 10 之試體為 B 組；塑性指數為 20 之試體為 C 組；而級配之細料塑性指數為 40 之試體為 D 組。

A、B、C、D 四組級配根據室內夯實試驗所求得之最佳含水量調配試體，再分別以不同之夯實能量夯製試體，以控制試體之孔隙率參數 n 。上述試體皆利用壓力板裝置，以測求影響礫石土之水份特性曲線，並依據吸力試驗結果作為卵礫石土在進行部份飽和三軸壓縮試驗時施加吸力之依據。本研究首先以三軸 CID 壓縮試驗求得四種級配在飽和時之抗剪強度參數 c' 及 ϕ' ，並進一步參考褚炳麟等人 [12] 所開發之高透氣盤底座及部份飽和三軸試驗之設備與方法，以進行部份飽和礫石土之抗剪強度試驗。試驗時係以圍壓與吸力為控制變數，同時為考慮到試體之變異性及避免試體累積過多的變形，本研究採二階段加壓方式以求得部份飽和礫石土之另一強度參數 ϕ^b 。本文並進一步比較四種級配試體在部份飽和狀態下，其抗剪強度、破壞應變與彈性模數 E 值之受影響程度並檢討其在廣義 Mohr-coulomb 破壞理論中之適用性。

四、試驗步驟與使用儀器

4.1 現場取樣

四組試體中停留 #40 篩與通過 1" 之粗粒料部份係取自苗栗鯉魚潭水庫第九借土區。另外，本研究所採用之四組級配細料部份，則係取自下列各地點：

- A 組：自苗栗鯉魚潭水庫第九借土區之卵礫石土材料中，篩選 #40 篩以下之細粒料，其 PI = 0 (非塑性)。
- B 組：自基隆新山水庫加高工程借土區之壩心材料中，篩選借土區編號 ET-64 中，#40 篩以下之細粒料，其 PI = 10 (實測值為 9.81)。
- C 組：自臺中大肚山紅土卵礫石層材料中，篩選 #40 篩以下之粒料，其 PI = 20 (實測值為 19.63)。
- D 組：以高嶺土與皂土為 19:1 的混合比例調配而成 (重量比)，其 PI = 40 (實測值為 39.54)。

4.2 粒料之準備與一般物理試驗

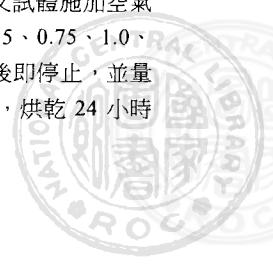
四組試體之粒徑皆各自篩分為 1"、3/4"、1/2"、3/8"、4#、8#、16#、40#、100#、200# 以上及小於 #200 篩等 11 種粒群，用水洗滌篩法加以篩選，4 號篩以上的粒料另置於塑膠桶內，並用水浸泡 24 小時以上備用。4 號篩以下的粒料篩取後送進烘箱，在 105°C 下烘乾 24 小時後，取出置於方桶中靜置。大於 4 號篩以上之粒群分別求其面乾內飽和時之比重與吸水率。上述各項試驗皆依據 ASTM-C121-90 之規範進行 [20]。另外，分別取四組模擬級配試體中小於 #40 篩以下之土樣，依據 ASTM-D4318-84 液性限度及塑性限度之試驗方法進行試驗 [20]。

4.3 室內夯實試驗

室內夯實試驗分成 A、B、C、D 四組試體，利用 6" 直徑之夯實模以標準 Proctor 夯實能量夯實，並據以求得各組試體之最佳含水量 O.M.C. 與最大乾密度 $(\gamma_d)_{max}$ 。

4.4 土壤水份特性試驗

本試驗採用美國 Soil Moisture Company 出品，透氣值為 3bar 之多孔陶瓷板與可耐 15bar 之壓力鍋進行試驗，以求得基質吸力與含水量及飽和度之關係。首先對礫石土施加不同之夯實能量以獲得具各種不同孔隙率之試體，並利用壓力板進行吸力試驗。於吸力試驗前須先將多孔陶瓷板煮沸並浸水 24 小時以上。將飽和後之試體置於陶瓷板上方並裝入壓力鍋中，鎖緊螺栓後開始逐段施加預期之空氣壓力。加壓 24 小時後，取出試體秤重。又試體施加空氣壓力之順序分別為 0.05、0.1、0.2、0.3、0.5、0.75、1.0、1.25、2.0 及 2.5kg/cm²。加壓至 2.5kg/cm² 後即停止，並量測最終重量然後將試體送進 105°C 之烘箱，烘乾 24 小時後取出秤重，求其孔隙率 n 與飽和度 S。



4.5 三軸 CID 壓縮試驗

本試驗所使用之加壓系統(圖2)係參考並改良 Fredlund 等人 [5,15,16] 之設備，可分別施加與控制空氣壓力及水壓力。本儀器與 Fredlund 等人相異之處乃加裝了總體積變化儀，且將擴散氣體體積指示器擴充成三組，可分別適合測試各種大小尺寸之試體。擴散氣體體積指示器之最大容量分別為 10cc、25cc 及 50cc，刻度最小單位分別為 0.05cc、0.1cc 及 0.1cc。

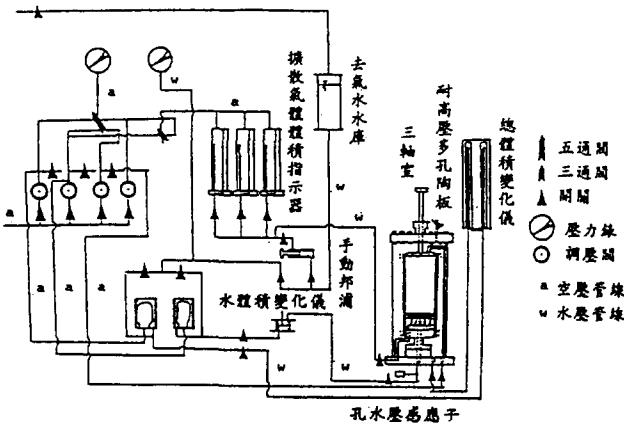


圖 2 兼具傳統礫石土三軸試驗及部份飽和礫石土三軸試驗之加壓系統

A、B、C、D 四組試體以標準 Proctor 夯實能量製作。三軸壓縮試驗係參考洪如江 [21] 之試驗方法進行，圍壓範圍為 0.5、1.0、2.0 和 4.0 kg/cm²；對 A、B、C、D 四組試體進行試驗，分別測求此四組試體飽和時之抗剪強度參數 c' 和 ϕ' 。

4.6 部份飽和礫石土之二段式三軸壓縮試驗

4.6.1 多孔陶板之配置

根據 Ho 和 Fredlund [16] 研究之部份飽和三軸試驗儀器配置圖得知，一般土壤之多孔陶板乃直接安置於試體底部與三軸室底座之間。但由於卵礫石土之三軸壓縮強度很高、級配粗且粒徑大等原因，故必須採用直徑較大之試體。若將多孔陶板直接安置在試體與三軸室底座之間，多孔陶板必定無法承受如此大之應力而破裂。參考褚炳麟等人 [12] 之研究與改良，試體多孔陶板配置情形如圖 3 所示。此多孔陶板配置經多次測試，已可成功地進行部份飽和礫石土之三軸壓縮試驗。

4.6.2 部份飽和礫石土之二段式三軸壓縮試驗

為使試體在三軸壓縮試驗時，仍然能夠維持吸力一定，同時為減低試體之變異性與避免材料產生過大之累積應變，故本研究採用二段式加壓方式以進行部份飽和礫石土之三軸壓密排水試驗。此外，吸力平衡和壓密期間所量測之總體積變化，可用來修正試體在施加軸差荷重時之面積與應變，以獲得更準確之分析結果。

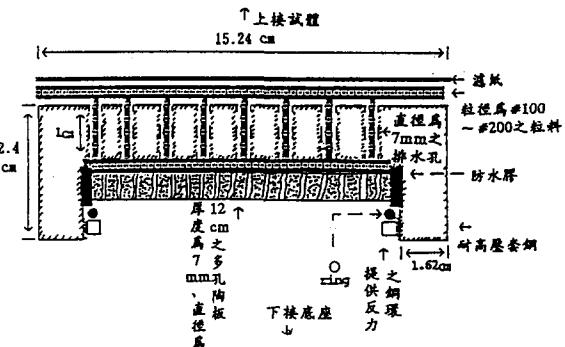


圖 3 應用於部份飽和礫石土之耐高壓多孔陶板

試體之準備和三軸飽和 CID 壓縮試驗相同，試驗之初先施予基質吸力，待其基質吸力平衡，壓密也完成後，再以適當的加壓速率施加軸差荷重。本文針對承受不同基質吸力的試體以二段式加壓，探討吸力對部份飽和礫石土抗剪強度之影響。

4.6.3 部份飽和三軸試驗之加壓速率

Ho 和 Fredlund [16] 曾提出部份飽和三軸試驗加壓速率之確定方式，在試體壓密完成之後，以一定的應變率加壓求得試體之軸差應力，而所選擇之應變率是基於試體在壓密期間所觀察到的壓密係數即孔隙壓力消散至 95% 時，作為決定加壓速度之主要依據。一般而言，典型的加壓速率約為每分鐘 0.001%。

Gan 和 Fredlund [5] 使用改良式直接剪力儀，對夯實冰積土以四種不同的加壓速率加壓進行試驗。結果顯示當加壓速率小於 2.2×10^{-4} mm/s 時，試體之尖峰應力會保持定值。因此 Gan 選擇 1.76×10^{-4} mm/s 作為所有部份飽和試體試驗時之加壓速率。並選擇其中一個試體以上述速率之一半 (約 0.833×10^{-4} mm/s) 進行加壓，且在最後一段時將加壓速率降至 0.194×10^{-4} mm/s。經由試驗結果之比較，證明所選擇之加壓速率 1.76×10^{-4} mm/s，已經足以確保試體在受剪時達到完全的排水狀態。

本研究採 0.0005mm/s (相當於每分鐘 0.00098% 應變) 作為部份飽和礫石土三軸壓縮試驗施加軸差荷重時之速率，已足以達到孔隙壓力消散至 95% 之要求。

五、試驗結果分析與討論

5.1 一般物理試驗

經由試驗結果發現模擬試體各粒群 (#40 節以上者) 之比重約在 2.611 ~ 2.633 之間，且隨著粒徑愈小，比重有愈大之趨勢；吸水率則約在 1.045% ~ 1.754% 之間，大致上有隨粒徑之增加而愈低之趨勢。另外，四組級配試體中小於 #40 節之細粒料比重約在 2.618 ~ 2.725 之間；且隨塑性指數之增加，比重有增大之趨勢。

各組試體所含細料之液性限度、塑性限度及塑性指數，如表 1 所示，細料之 PI 值分別為 0, 10, 20 及 40，是本研究刻意選定之材料。

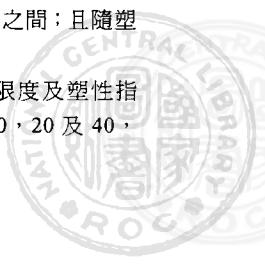


表 1 四組級配中細料之阿太堡限度試驗結果

級配	液性限度 LL (%)	塑性限度 PL (%)	塑性指數 PI (%)	< # 4 (%)	< # 200 (%)	Cu	Cc	USCS 分類	AASHTO 分類
A 組	-	-	NP	48	8	57.5	4.83	GP-GM	A-1-a
B 組	28	18	10	48	8	57.5	4.83	GP-GC	A-2-4
C 組	39	19	20	48	8	57.5	4.83	GP-GC	A-2-6
D 組	63	23	40	48	8	57.5	4.83	GP-GC	A-2-7

5.2 室內夯實試驗

四組室內標準 Proctor 夯實試驗結果如圖 4 所示。由圖 4 可看出，最佳含水量 O.M.C. 會隨礫石土中所含細料 PI 值之增加而增加；而最大乾密度 (γ_d)_{max} 則受礫石土中所含細料之影響並不大，此乃因 A、B、C、D 四組試體級配中小於 # 40 篩之細料含量只佔整體重量之 17% 左右而已，故對乾密度之影響有限。

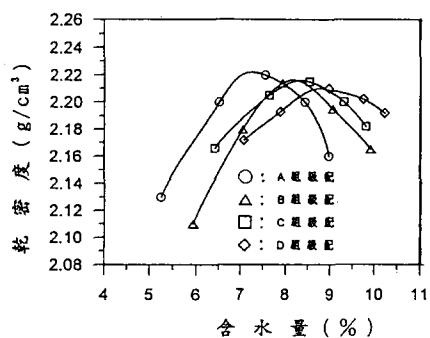


圖 4 夯實礫石土室內夯實試驗結果

5.3 土壤水分特性試驗

四組夯實礫石土之土壤水份特性曲線如圖 5 與表 2 所示。圖中顯示六種不同孔隙之試體，其吸力行爲與飽和度之關係曲線。由圖與表中可知：

- (1) 於試驗終了時，A 組試體之飽和度約為 36% ~ 44%，含水量為 2.8% ~ 3.2%；B 組試體之飽和度約為 62% ~ 68%，含水量為 5.8% ~ 6.8%；C 組試體之飽和度約為 67% ~ 77%，含水量為 6.8% ~ 7.8%；D 組試體之飽和度約為 77% ~ 86%，含水量為 7.8% ~ 8.4%。
- (2) 由(1)可知，D 組試體 (PI = 40) 於試驗終了時，其飽和度與含水量約為 A 組 (PI = 0) 之二倍如圖 6 及表 2，顯示細料塑性程度之增加，使礫石土之保水能力亦隨之增加。
- (3) 各組試體之孔隙率約在 0.1 ~ 0.2 之間時，孔隙率愈小其保水能力亦明顯增加。

表 2 標準 Proctor 夯實能量下，試驗終了時之水份特性性質

試體組別	孔隙率 (n)	飽和度 (S%)	含水量 (w%)
A 組	0.1775	37.33	2.97
B 組	0.1619	65.31	6.30
C 組	0.1569	70.50	7.13
D 組	0.1502	81.81	8.07

圖 5(a) A 組夯實礫石土之土壤水份特性曲線

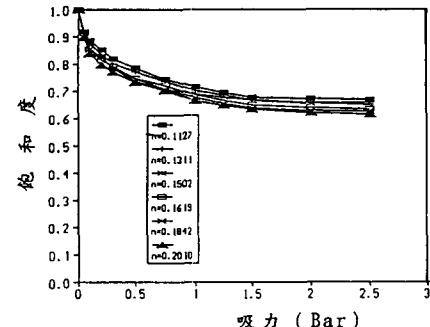
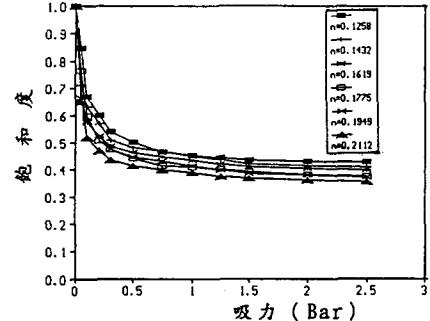


圖 5(b) B 組夯實礫石土之土壤水份特性曲線

圖 5(c) C 組夯實礫石土之土壤水份特性曲線

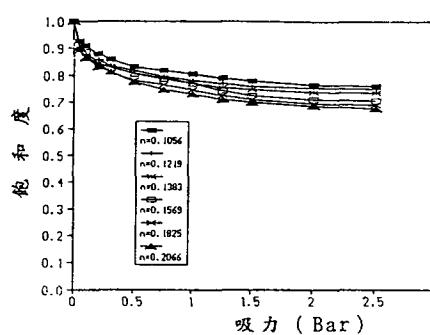


圖 5(c) C 組夯實礫石土之土壤水份特性曲線

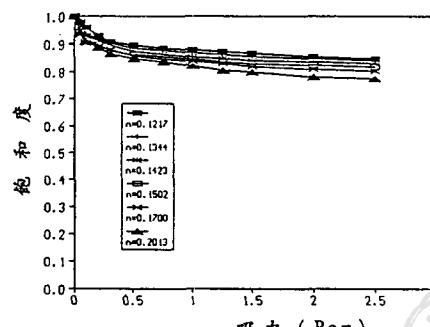


圖 5(d) D 組夯實礫石土之土壤水份特性曲線



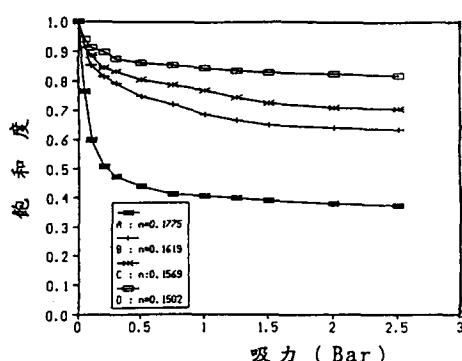


圖 6 四組夯實礫石土之土壤水份特性曲線，飽和度與吸力之關係

綜合上述之資料可發現：

- (1) PI 值愈大，孔隙率愈小時，卵礫石土之保水能力則愈佳。
- (2) A 組試體之土壤水份特性曲線，當吸力施加至 $1\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，土壤的飽和度與含水量已大幅降低，且曲線已趨平緩而無明顯變化。
- (3) B、C 二組試體之土壤水份特性曲線，則直至吸力施加約至 $1.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，土壤的飽和度與含水量才無明顯變化。

(4) D 組試體之土壤水份特性曲線，因所含細料之 PI 值高達 40，其保水能力相當強，故吸力對飽和度及含水量的影響尚未消失。

5.4 三軸 CID 壓縮試驗

各組試體分別進行等向壓密排水式三軸壓縮試驗，在不同圍壓下之應力－應變曲線如圖 7 示。由圖中可發現：

- (1) 細料之 PI 值愈小，其尖峰應力值愈明顯；PI 值愈大，則愈無明顯之尖峰值。
- (2) PI 值愈小時，在圍壓愈高之情況下，其破壞時之尖峰軸差應力與應變亦愈大且明顯。然而，PI 值愈大時，破壞時則並無明顯的尖峰軸差應力與應變。

圖 7 中顯示當圍壓愈高時，應變軟化之現象反而愈趨明顯，此結果與一般土壤之典型行為略有不同。究其原因可能是由於礫石土是屬於一種骨構土壤，其力學行為主要受夯實能量、級配與圍壓等因素之影響。在低圍壓狀態時，夯實礫石土可能屬於接觸結合結構 (contact-bound structure)，其構造較疏鬆，且粗粒接觸較少，因而應力－應變曲線可能沒有明顯的尖峰值。當圍壓增加時，由於束制增加，粗粒之接觸也增多而逐漸轉變為構造較緊密之孔隙結合結構 (void-bound structure)，因而形成堅強之互鎖結構，其應力－應變曲線則可能有較明顯的尖峰值。

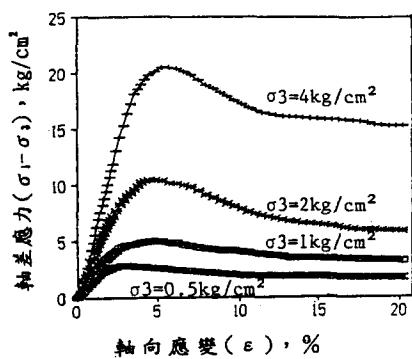


圖 7(a) A 組夯實礫石土飽和 CID 三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

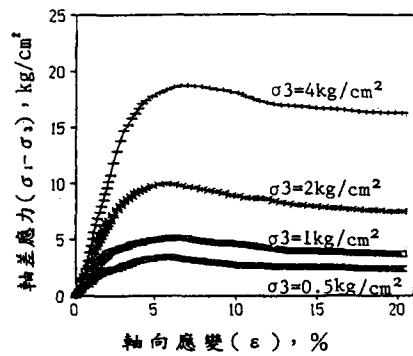


圖 7(b) B 組夯實礫石土飽和 CID 三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

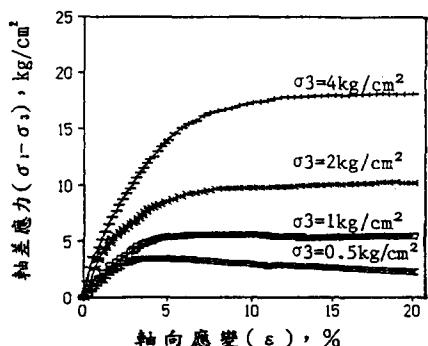


圖 7(c) C 組夯實礫石土飽和 CID 三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

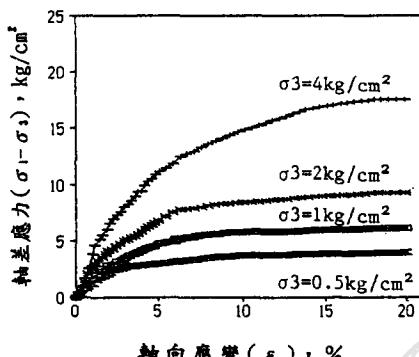


圖 7(d) D 組夯實礫石土飽和 CID 三軸壓縮試驗之應力－應變曲線



鄭文隆和余明山 [22] 曾以 $PI = 2$ 之紅土礫石材料進行三軸 UUU 試驗，結果發現在標準及低夯實能量時，試體之應力－應變曲線呈現無明顯尖峰值之塑性行為，若能量提高至修正夯實能量時，則試體隨即呈現應變軟化現象，且有明顯的尖峰強度。另外，當細料含量增加且含水量降低時，試體內之礫石與細料間將不易固結成形，其礫石含量亦不足以構成孔隙結合結構。綜上所述，本文試驗所得之礫石土應力－應變曲線特性與前人之研究結果相似。

四組模擬試體飽和時之有效應力破壞包絡線及有效抗剪強度參數 c' 與 ϕ' 如表 3 所示。由表中可知：

表 3 三軸 CID 試驗之抗剪強度參數

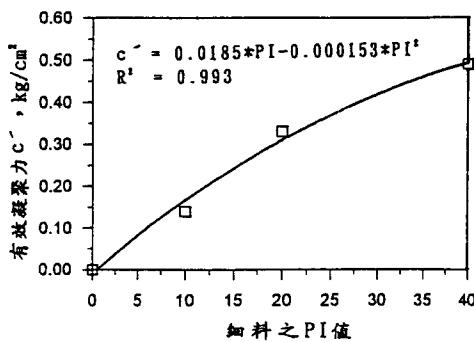
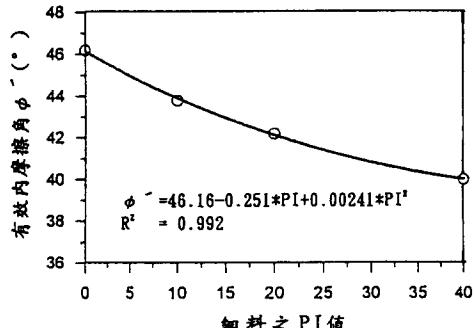
模擬級配	$c' (\text{kg}/\text{cm}^2)$	$\phi' (\circ)$
A 組	0	46.2
B 組	0.14	43.8
C 組	0.33	42.2
D 組	0.49	40.0

(1) 細料之塑性程度愈高，有效凝聚力值 c' 也愈大。 PI 值與 c' 之關係，則如圖 8 所示。並以二次迴歸分析可得式(4)，其相關係數 R^2 為 0.993。

$$c' (\text{kg}/\text{cm}^2) = 0.0185 \times PI - 0.00015 \times PI^2 \quad (4)$$

(2) PI 值愈大，有效內摩擦角 ϕ' 則愈小，如圖 9 所示。以二次迴歸分析可得式(5)，其相關係數為 0.992。

$$\phi' = 46.16 - 0.251 \times PI + 0.00241 \times PI^2 \quad (5)$$

圖 8 細料之 PI 值與有效凝聚力 c' 之關係圖圖 9 細料之 PI 值與有效內摩擦角 ϕ' 之關係圖

5.5 部份飽和試體之吸力平衡與壓密

四組試體部份飽和三軸壓縮試驗時，吸力平衡與壓密之水體積變化量如表 4 所示。由表中可發現：

表 4 在吸力平衡及壓密時，試體內水體積之變化量
(單位：cc)

級配	吸力(kg/cm ²) 吸力平衡與壓密	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
		吸力平衡	壓密	吸力平衡	壓密	吸力平衡	壓密
A 組	吸力平衡	32	—	58	—	85	—
	壓密	117	87	66	43	29	22
B 組	吸力平衡	30	—	53	—	75	—
	壓密	105	79	60	40	27	21
C 組	吸力平衡	27	—	45	—	67	—
	壓密	90	68	53	36	25	19
D 組	吸力平衡	23	—	40	—	56	—
	壓密	74	58	44	29	19	15

- (1) 於吸力平衡階段，水體積變化量隨吸力之增加而增加。顯示進行吸力平衡時，吸力值愈大，試體之飽和度與含水量則會降低；在吸力相同時，細料 PI 值較高之試體，則顯然有較佳之保水能力。
- (2) 於壓密階段，當吸力達平衡時，由於試體已在較高吸力時排出較多之水份，故壓密時，水體積之變化量在相同圍壓下，會隨吸力之增加而減少。
- (3) 細料之 PI 值愈大，其水體積變化量則愈少，再度說明含高塑性之材料有較佳之保水能力。

5.6 部份飽和礫石土之三軸壓縮試驗

5.6.1 應力－應變曲線

圖 10 ~ 圖 15 分別為 B 及 D 組模擬試體在 $1.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 之圍壓下，施加不同吸力所得之軸差應力－軸向應變曲線。表 5 為各組試體破壞時之軸差應力與應變，由圖及表中可發現：

- (1) 四組試體之抗剪強度皆隨吸力之增加而有明顯之增加。在吸力增加下之部份飽和試驗與飽和 CID 試驗時之破壞軸差應力相互比較，結果如表 6 所示。表 6 顯示：(a) A 組試體在吸力大於 $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，其破壞軸差應力已無明顯之增加。吸力達 $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，其強度約較飽和 CID 試驗高 24.25%。(b) B 組則在吸力大於 $1.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，其破壞軸差應力才無明顯之增加。而在吸力達 $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，其強度約較飽和 CID 試驗高 26.31%。(c) C、D 二組試體之破壞軸差應力則一直有顯著增加。在吸力達 $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，其強度約較飽和 CID 試驗高 33.09% 與 32.45%。
- (2) 以 B 組 ($PI = 10$)、C 組 ($PI = 20$)、D 組 ($PI = 40$) 三組之破壞軸差應力與 A 組 ($PI = 0$) 比較如表 7。顯示吸力相同時，隨所含細料塑性指數之增加，各組試體之尖峰軸差應力則會有相當明顯之增加。
- (3) 四組試體隨吸力之增加，破壞應變則有明顯減少。此因吸力之增加使試體之彈性模數增加，因而有趨於脆性之現象。

- (4) 吸力相同時，破壞應變會隨所含細料塑性指數之增加而有明顯增加，顯示 PI 值之增加，可增加試體之延展性。
- (5) 吸力對抗剪強度之影響行為，亦可藉由與水份特性曲線之比較而得知。由水份特性曲線吸力與飽和度之關係曲線圖中（圖 5），A 組試體在吸力大於 1kg/cm^2 時，對試體之飽和度已無明顯影響；B、C 二組試體在吸力大於 1.5kg/cm^2 時，對試體之飽和度亦無明顯影響；D 組試體吸力變化則對飽和度之影響不甚明顯。此結果顯示土壤之水份特性曲線與吸力對四組試體抗剪強度之影響行為吻合。

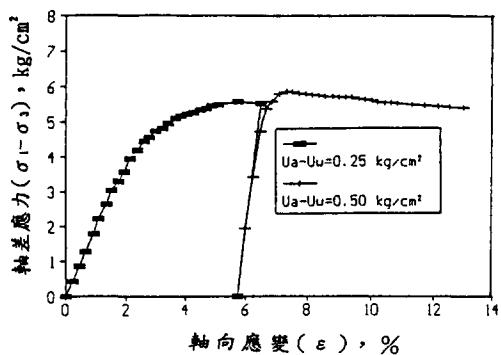


圖 10 B 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

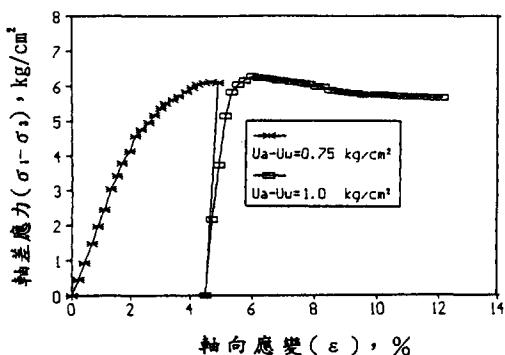


圖 11 B 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

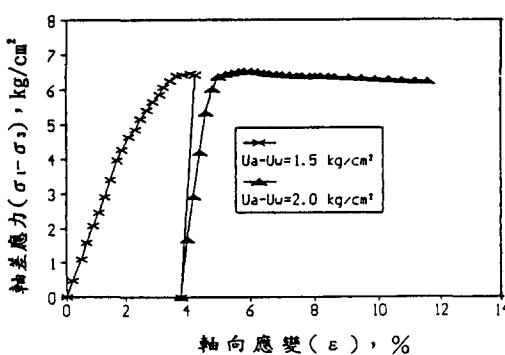


圖 12 B 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

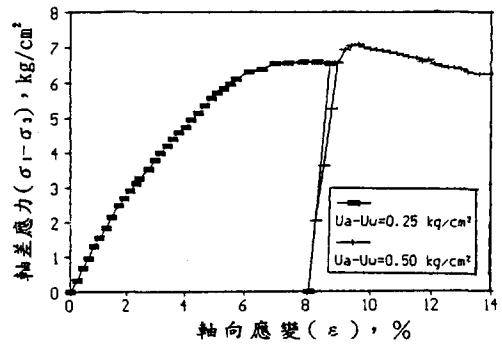


圖 13 D 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

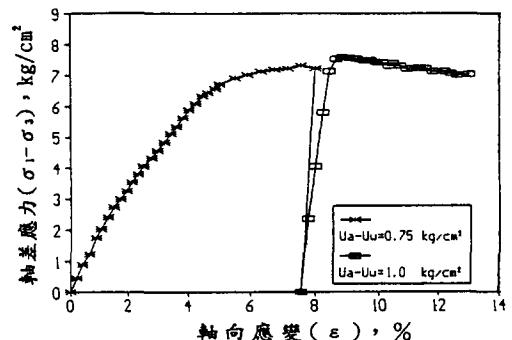


圖 14 D 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

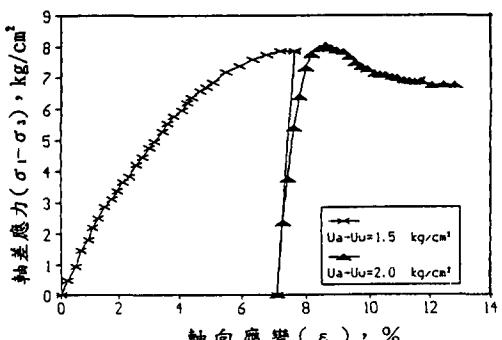


圖 15 D 組部份飽和夯實礫石土二段式三軸壓縮試驗之應力－應變曲線

表 5 在不同吸力下之尖峰軸差應力 σ_r (單位： kg/cm^2) 與破壞應變 ϵ_r (吸力單位： kg/cm^2)

級配	吸力 σ_r 與 ϵ_r	0	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
		σ_r	ϵ_r	σ_r	ϵ_r	σ_r	ϵ_r	σ_r
A 組	σ_r	4.99	5.52	5.78	5.96	6.09	6.17	6.20
	ϵ_r	4.85%	4.47%	—	4.08%	—	3.67%	—
B 組	σ_r	5.17	5.58	5.89	6.11	6.27	6.44	6.53
	ϵ_r	6.57%	5.75%	—	4.71%	—	4.13%	—
C 組	σ_r	5.41	6.12	6.45	6.67	6.85	7.05	7.20
	ϵ_r	—	7.48%	—	6.86%	—	4.87%	—
D 組	σ_r	6.07	6.58	7.08	7.32	7.58	7.85	8.04
	ϵ_r	—	8.34%	—	7.58%	—	7.21%	—

表 6 部份飽和試體在吸力增加下之破壞軸差應力與飽和試體破壞軸差應力之比較 (吸力單位： kg/cm^2)

吸力 級配 \\	0	0.25	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0
A	1	1.106	1.158	1.194	1.220	1.237	1.243
B	1	1.079	1.139	1.182	1.213	1.246	1.263
C	1	1.131	1.192	1.233	1.266	1.303	1.331
D	1	1.084	1.166	1.206	1.249	1.293	1.325

表 7 以 B 組、C 組、D 組之尖峰軸差應力與 A 組比較之增加比例表 (吸力單位： kg/cm^2)

吸力 級配 \\	0	0.25	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0
A	1	1	1	1	1	1	1
B	1.036	1.011	1.019	1.025	1.030	1.044	1.053
C	1.084	1.109	1.116	1.119	1.125	1.143	1.161
D	1.216	1.192	1.225	1.228	1.245	1.272	1.297

5.6.2 彈性模數

圖 16(a)、16(b)、16(c) 及圖 16(d) 分別為四組試體之飽和 CID 試驗與部份飽和三軸壓縮試驗應力－應變圖之比較情形。四組試體之初始切線彈性模數 E_t 和正割彈性模數 E_s 詳列於表 8。由表中可知：

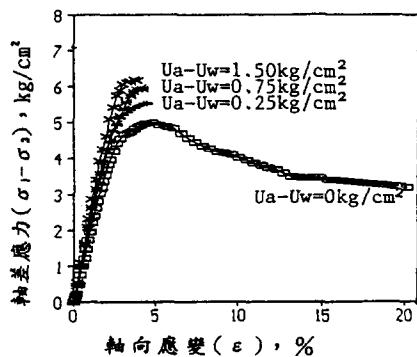


圖 16(a) A 組飽和與部份飽和三軸壓縮試驗之有效應力破壞包絡線

表 8 在不同吸力時之初始切線彈性模數 E_t 與正割彈性模數 E_s (單位： kg/cm^2)

吸力 (kg/cm^2) \\ 模擬級配	0		0.25		0.75		1.5	
	Et	Es	Et	Es	Et	Es	Et	Es
A 組	200.04	191.58	208.58	203.01	227.17	216.70	244.61	238.07
B 組	175.92	149.21	189.53	163.37	211.52	208.92	225.34	222.96
C 組	163.45	-	170.46	131.47	183.37	153.01	220.55	217.18
D 組	133.18	-	145.20	116.44	177.95	146.58	204.68	151.48

(1) 彈性模數隨吸力之增加而增加，經直線迴歸分析，結果如圖 17 所示。迴歸方程式如下：

A 組級配 (相關係數 $R^2 = 0.981$) :

$$Et = 134.94 + 48.50 (Ua - Uw) \quad (6)$$

B 組級配 ($R^2 = 0.974$) :

$$Et = 160.73 + 37.96 (Ua - Uw) \quad (7)$$

C 組級配 ($R^2 = 0.945$) :

$$Et = 180.30 + 32.45 (Ua - Uw) \quad (8)$$

D 組級配 ($R^2 = 0.987$) :

$$Et = 201.44 + 29.86 (Ua - Uw) \quad (9)$$

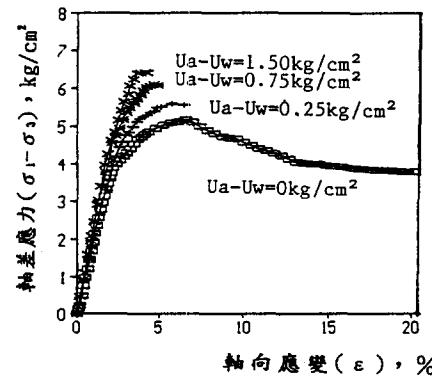


圖 16(b) B 組飽和與部份飽和三軸壓縮試驗之有效應力破壞包絡線

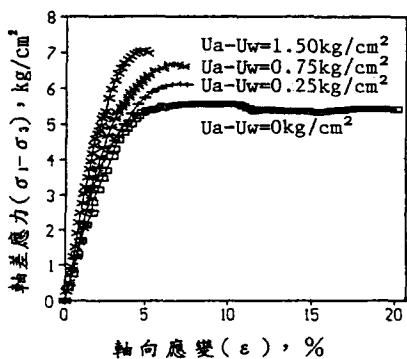


圖 16(c) C 組飽和與部份飽和三軸壓縮試驗之有效應力破壞包絡線

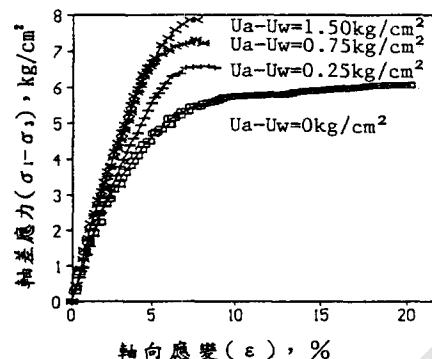


圖 16(d) D 組飽和與部份飽和三軸壓縮試驗之有效應力破壞包絡線



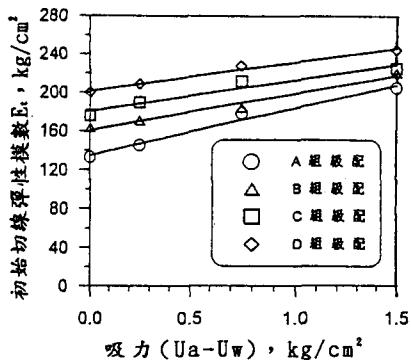


圖 17 初始切線彈性模數與吸力之關係圖

(2) 吸力相同時，試體之彈性模數會隨細料 PI 值之增加而減少，經直線迴歸分析結果如圖 18 所示。其迴歸方程式如下：

吸力 $0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($R^2 = 0.985$) :

$$E_t = 199.45 - 1.62 \times PI \quad (10)$$

吸力 $0.25 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($R^2 = 0.987$) :

$$E_t = 206.01 - 1.58 \times PI \quad (11)$$

吸力 $0.75 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($R^2 = 0.846$) :

$$E_t = 221.99 - 1.26 \times PI \quad (12)$$

吸力 $1.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($R^2 = 0.987$) :

$$E_t = 240.08 - 0.93 \times PI \quad (13)$$

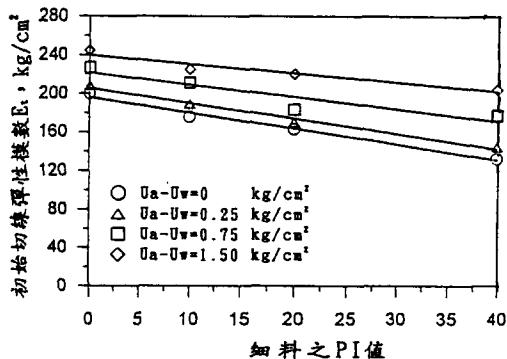


圖 18 初始切線彈性模數與 PI 值之關係圖

5.7 部份飽和礫石土之抗剪強度

5.7.1 凝聚力截距 C 與摩擦角 ϕ^b

本研究以二次迴歸加以分析，探討吸力對部份飽和礫石土抗剪強度之影響。四組試體經分析後之凝聚力截距 C 與 ϕ^b 值之迴歸曲線如圖 19、20、21 及圖 22 所示。由圖 19 與圖 20 可明顯發現，凝聚力截距並非隨吸力增加而無限制地直線增加，因此不可將凝聚力截距 C 與摩擦角 ϕ^b 視為定值。C 值與摩擦角 ϕ^b 在不同吸力之變化情形如下：

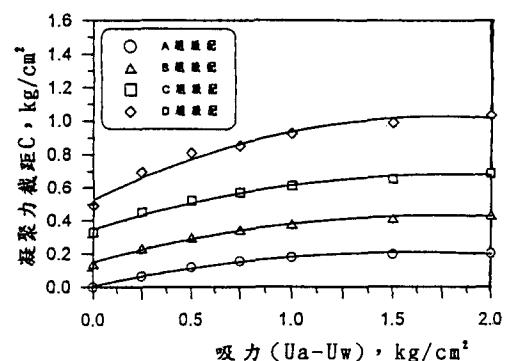


圖 19 凝聚力截距與吸力之迴歸曲線

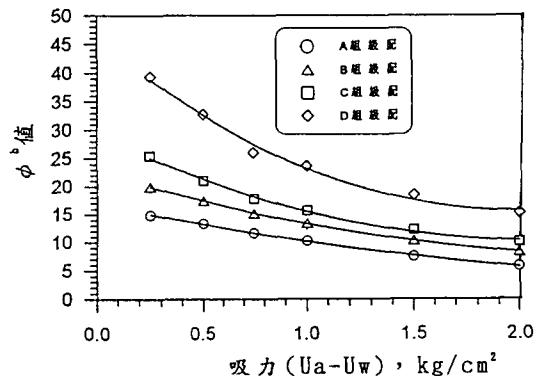
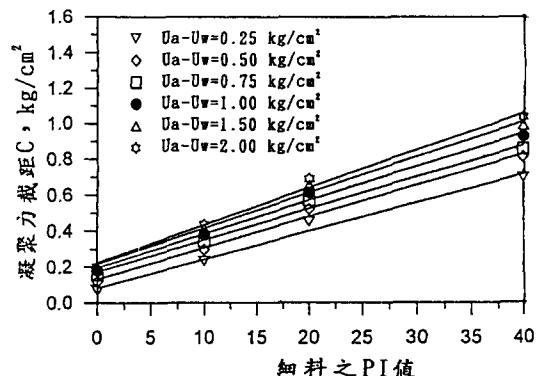
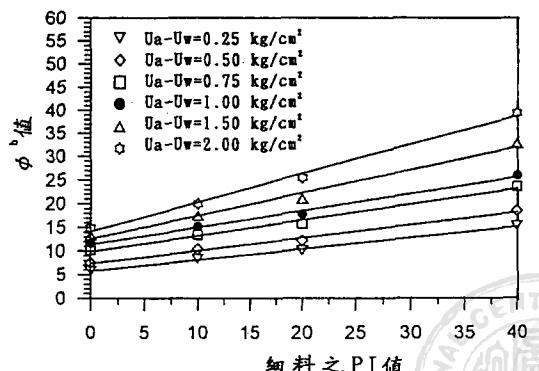
圖 20 ϕ^b 值與吸力之迴歸曲線

圖 21 凝聚力截距與 PI 值之迴歸曲線

圖 22 ϕ^b 值與 PI 值之迴歸曲線

(1) A 組級配：迴歸方程式之相關係數分別為 0.995、0.999。

$$C = 0.0057 + 0.2544 (U_a - U_w) - 0.0792 (U_a - U_w)^2 \quad (14)$$

$$\phi^b = 16.95 - 7.88 (U_a - U_w) + 1.14 (U_a - U_w)^2 \quad (15)$$

(2) B 組級配：迴歸方程式之相關係數分別為 0.991、0.999。

$$C = 0.1495 + 0.3246 (U_a - U_w) - 0.0929 (U_a - U_w)^2 \quad (16)$$

$$\phi^b = 22.72 - 11.55 (U_a - U_w) + 2.19 (U_a - U_w)^2 \quad (17)$$

(3) C 組級配：迴歸方程式之相關係數分別為 0.986、0.997。

$$C = 0.3477 + 0.3726 (U_a - U_w) - 0.1037 (U_a - U_w)^2 \quad (18)$$

$$\phi^b = 29.43 - 18.24 (U_a - U_w) + 4.35 (U_a - U_w)^2 \quad (19)$$

(4) D 組級配：迴歸方程式之相關係數分別為 0.982、0.995。

$$C = 0.5277 + 0.5768 (U_a - U_w) - 0.1659 (U_a - U_w)^2 \quad (20)$$

$$\phi^b = 45.98 - 30.37 (U_a - U_w) + 7.61 (U_a - U_w)^2 \quad (21)$$

又由圖 21 與圖 22 亦可明顯發現，凝聚力截距 C 與 ϕ^b 值會隨細料 PI 值之增加而增加。針對具不同 PI 值之各組模擬試體，本研究以 PI 值對 C 值與 ϕ^b 值進行線性迴歸，其結果如下：

(1) 吸力為 $0.25\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，其相關係數分別為 0.985、0.991。

$$C = 0.0833 + 0.0158 \times PI \quad (22)$$

$$\phi^b = 14.20 + 0.6146 \times PI \quad (23)$$

(2) 吸力為 $0.50\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，其相關係數分別為 0.994、0.986。

$$C = 0.1324 + 0.0174 \times PI \quad (24)$$

$$\phi^b = 12.67 + 0.4849 \times PI \quad (25)$$

(3) 吸力為 $0.75\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，其相關係數分別為 0.997、0.993。

$$C = 0.1738 + 0.0176 \times PI \quad (26)$$

$$\phi^b = 11.46 + 0.3555 \times PI \quad (27)$$

(4) 吸力為 $1.00\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，其相關係數分別為 0.964、0.989。

$$C = 0.1966 + 0.0188 \times PI \quad (28)$$

$$\phi^b = 9.94 + 0.3328 \times PI \quad (29)$$

(5) 吸力為 $1.50\text{kg}/\text{cm}^2$ 時：如式(30)、(31)所示，其相關係數分別為 0.992、0.993。

$$C = 0.2171 + 0.0199 \times PI \quad (30)$$

$$\phi^b = 7.40 + 0.2710 \times PI \quad (31)$$

(6) 吸力為 $2.00\text{kg}/\text{cm}^2$ 時，其相關係數分別為 0.993、0.997。

$$C = 0.2261 + 0.0208 \times PI \quad (32)$$

$$\phi^b = 5.81 + 2337 \times PI \quad (33)$$

5.7.2 抗剪強度方程式

將前述以吸力為參數迴歸所得之 ϕ^b 值，代入 Fredlund 之抗剪強度公式中，即可求得抗剪強度與基質吸力之關係式：

(1) A 組級配：

$$\begin{aligned} \tau &= 0 + (\sigma - U_a) \tan 46.2^\circ + (U_a - U_w) \\ &\quad \tan [16.95 - 7.88 (U_a - U_w) + 1.14 (U_a - U_w)^2] \end{aligned} \quad (34)$$

(2) B 組級配：

$$\begin{aligned} \tau &= 0.14 + (\sigma - U_a) \tan 43.8^\circ + (U_a - U_w) \\ &\quad \tan [22.72 - 11.55 (U_a - U_w) + 2.19 (U_a - U_w)^2] \end{aligned} \quad (35)$$

(3) C 組級配：

$$\begin{aligned} \tau &= 0.33 + (\sigma - U_a) \tan 42.2^\circ + (U_a - U_w) \\ &\quad \tan [29.43 - 18.24 (U_a - U_w) + 4.35 (U_a - U_w)^2] \end{aligned} \quad (36)$$

(4) D 組級配：

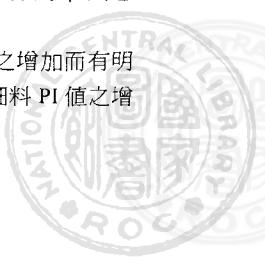
$$\begin{aligned} \tau &= 0.49 + (\sigma - U_a) \tan 40.0^\circ + (U_a - U_w) \\ &\quad \tan [45.98 - 30.37 (U_a - U_w) + 7.61 (U_a - U_w)^2] \end{aligned} \quad (37)$$

由上述以吸力為參數所得之四式(34)~(37)，可綜合迴歸得部份飽和卵礫石土之抗剪強度方程式為：

$$\begin{aligned} \tau &= (0.0185 \times PI - 0.000153 \times PI^2) \\ &\quad + (\sigma - U_a) \tan (46.16 - 0.251 \times PI + 0.0024 \times PI^2) \\ &\quad + (U_a - U_w) \tan [15.95 + 0.7327 \times PI \\ &\quad - (6.92 + 0.5765 \times PI) (U_a - U_w) \\ &\quad + (0.91 + 0.1665 \times PI) (U_a - U_w)^2] \end{aligned} \quad (38)$$

六、結論

- 在標準 Proctor 夯實能量作用下，最佳含水量隨礫石土中所含細料 PI 值之增加而增加；而最大乾密度受 PI 值之影響則不大。
- 模擬試體所含細料之 PI 值愈大，礫石土之保水能力也愈高。
- 細料之 PI 值愈大時，各組試體在飽和三軸 CID 試驗之有效凝聚力 c' 也愈大；反之，有效內摩擦角 ϕ' 則愈小。
- 各組試體之部份飽和抗剪強度皆隨吸力之增加而有明顯之增加。在吸力相同時，抗剪強度隨細料 PI 值之增加亦會有顯著之增加。



5. 吸力增加時，破壞應變會明顯減小。吸力相同時，破壞應變會隨 PI 值之增加而有明顯之增加，顯示 PI 之增加可增加試體之延展性。
6. 部份飽和試體之初始切線彈性模數 Et 與正割彈性模數 Es，皆隨吸力之增加而增加。在吸力相同之下，隨細料 PI 值之增加而有減少之趨勢。
7. 計算各組未飽和試體之凝聚力截距，並以二次迴歸分析可得 ϕ^* 值，且迴歸公式之相關係數皆在 0.96 以上。

參考文獻

1. 經濟部中央地質調查所，「臺灣地區陸上砂石資源調查與研究報告第一卷」，中華民國經濟部，臺北，第 5-10 頁 (1982)。
2. 何春蓀，「臺灣地質概論—臺灣地質說明書」，中華民國經濟部，臺北，第 86-89 頁 (1975)。
3. 褚炳麟，「台灣地區麓山帶與台地礫石材料性質之初步研究」，土木水利季刊，第九卷，第二期，第 73-86 頁 (1982)。
4. 陳仲頤，「非飽和土壤的基本原理與實際應用」，海峽兩岸土力學及基礎工程，地工技術學術研討會論文集，中國大陸，西安，第 31-40 頁 (1994)。
5. Gan, K.J., and Fredlund, D.G., "Multistage direct shear testing of unsaturated soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 2, pp. 132-138 (1988).
6. Fredlund, D.G., and Morgenstern, N.R., "Stress state variables of unsaturated soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 3, pp. 313-321 (1978).
7. 褚炳麟、陳育志、張翔年、黃鳳岡，「紅土台地礫石堆積層之工程性質研究」，中華民國第二屆路面工程研討會論文集，中壢，第 457-490 頁 (1987)。
8. 褚炳麟，「紅土礫石層之壓縮性與滲透性」，第二屆大地工程學術研討會論文集，中壢，第 159-172 頁 (1985)。
9. 萬獻銘、陳淑華、呂仲泰，「林口台地紅土基本特性研究」，國科會防災報告 74-52A，台北 (1986)。
10. 劉家男，「林口台地邊坡坍方之綜合研究」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所，台北 (1990)。
11. 鄭文隆、程展國，「細料含量對紅土礫石之夯實與強

- 度性質影響研究」，國立臺灣工業技術學院營建系大地工程研究報告，台北 (1983)。
12. 褚炳麟、黃俊義、李泰明、黃隆茂，「部份飽和夯實礫石土之抗剪強度行為」，第五屆大地工程學術研討會，台灣，福隆，龍門，第 165-172 頁 (1993)。
 13. 陳振東，「級配對部份飽和礫石土抗剪強度之影響」，碩士論文，國立中興大學土木工程學研究所，臺中 (1993)。
 14. Fredlund, D.G., and Morgenstern, N.R., "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils," *Cana-dian Geotechnical Journal*, Vol. 13, pp. 261-276 (1976).
 15. Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A., "The shear strength of unsaturated soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 3, pp. 313-321 (1978).
 16. Ho, D.G.F., and Fredlund, D.G., "A multistage triaxial test for unsaturated soils," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 5, No. 1/2, pp. 18-25 (1982).
 17. Escario, V., and Saez, J., "Shear strength of partly saturated soils," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp. 453-456 (1986).
 18. Fredlund, D.G., Rahardjo, H., and Gan, J.K.M., "Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils," *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, India, pp. 49-54 (1987).
 19. Satija, B.S., "Shear behavior of partly saturated soils," Ph.D. Thesis, Indian Institute of Technology, Delhi, India (1978).
 20. ASTM, *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 4.08, Soil and Rock, Storer, R.A., Ed., American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA (1994).
 21. 洪如江，土壤力學試驗，科技圖書公司，台灣，台北 (1987)。
 22. 鄭文隆、余明山，「礫石含量對夯實林口紅土礫石材力學影響之研究」，碩士論文，國立台灣工業技術學院工程技術研究所，台北 (1986)。

86 年 4 月 24 日	收稿
87 年 2 月 18 日	修改
87 年 3 月 4 日	接受

