

台北粉質黏土體積變化與不排水行為
**VOLUMETRIC AND UNDRAINED BEHAVIORS
OF TAIPEI SILTY CLAY**

秦中天，劉泉枝

Chung Tien Chin and Chuan Chih Liu

原著載於中國土木工程學刊第九卷第四期
1997年，第665~678頁

*Reprinted from Journal of the Chinese Institute of Civil and
Hydraulic Engineering
1997, Vol. 9, No. 4, pp.665~678*

台北粉質黏土體積變化與不排水行爲

秦中天¹ 劉泉枝²

關鍵詞：台北粉質黏土、土壤模式、非均向性、不排水行爲

摘 要

本研究以高品質之取樣方式取得台北盆地 K1 區之黏性土樣，以精密之試驗儀器及嚴謹之試驗程序進行試驗，期能對台北粉質黏土之基本力學行爲有更深入之認識；其中 CRS 壓密試驗結果可瞭解土壤於正常壓密及過壓密狀態下之體積變化情形及其滲透性質； \overline{CK}_0UC 、 \overline{CK}_0UE 以及 \overline{CK}_0UDSS 試驗則係依據 SHANSEP 之試驗程序進行，其結果可瞭解台北粉質黏土於不排水情況下之應力應變及強度特性；本文分析其體積變化特性及不排水之應力應變行爲，供作日後研究土壤模式之基礎。

VOLUMETRIC AND UNDRAINED BEHAVIORS OF TAIPEI SILTY CLAY

Chung-Tien Chin

*Moh and Associates, Inc.
Taipei, Taiwan 105, R.O.C.*

Chuan-Chih Liu

*Department of Construction Engineering
National Taiwan University of Science and Technology
Taipei, Taiwan 106, R.O.C.*

Key Words: Taipei silty clay, soil modeling, anisotropy, undrained behavior.

ABSTRACT

The purpose of this study is to understand the fundamental behavior of the Taipei silty clay. High quality continuous piston samples were taken from K1 zone of Taipei basin. Tests were carefully carried out. Constant-rate-of-strain consolidation tests were conducted to study the volumetric behavior under normally consolidated and over-consolidated states. K_0 -consolidated undrained triaxial compression, direct simple shear, and triaxial extension tests were conducted by using SHANSEP procedures at various OCRs. These shear test results provide insightful information of the undrained stress-strain-strength behavior of Taipei silty clay. The paper presents not only the test results but also the interpretation of these results and its implication on modeling.

一、前言

早期台北都會區之發展，大部份集中於台北車站附近區域之市中心，由於一些大型公共設施及民間大樓之興建完成，土層狀況亦逐漸為人熟知，即一般所稱之松山層。過去幾年中，針對松山層互層之黏性土壤與砂性土壤之基本性質及工程特性，國內學者專家不斷地深入研究，並獲致許多之成果 (Moh 與 Ou [1], 亞新[2]; Moh 等人[3]; Woo 與 Moh [4])。近年來由於土地資源有限，土地開發及商業發展逐漸往市郊擴及，大型公共建設及運輸網路亦隨之延伸至這些新開發地區，由於各流域之土壤沈積環境相異，近市郊之土層狀況與市中心截然不同，最明顯之位置即屬基隆河流域，該區域有著深厚之軟弱黏性土壤，而且分佈甚廣，如圖 1 所示，這些地區即是在台北盆地大地工程分區中之 K1 區及 K2 區 (Huang 等人[5])。由於軟弱黏土之低強度特性，造成工程設計上之困難，同時於這些地區屢傳工程災害，如深開挖工程導致之鄰近結構物損壞等，致使該地區之土壤性質日受重視。有關軟弱黏性土壤之強度特性及其工程性質亦因此廣被研究 (秦中天等人[6]; 劉泉枝等人[7]; Liu 等人[8])。大體而言，上述之各項研究成果大部分係針對如何選用適當之土壤強度參數應用於工程分析上，對於目前進行之各項工程設計可謂助益良多。

黏性土壤為一種行為複雜之材料，其主要之特點在於 (1) 非均向性，(2) 應變軟化，(3) 小應變下之非線性行為，(4) 反覆荷重下之凝滯性及產生塑性變形，以及 (5) 時間因素之影響等。這些特性於傳統之工程分析上通常難以完全考慮，惟可藉由深入瞭解其基本行為而作適當之判斷及評估。另外，就數值分析方法而言，由於黏性土壤行為複雜，往往無法建立一般性之土壤模式描述所有土壤之行為，因此也僅能針對特定之工程 (如深開挖) 及所要求之精確性進行模擬，縱然如此，合理之土壤模式仍需具備土壤之基本特性，以正確掌握土壤之應力、應變、強度行為，同時亦不致於落入太過於經驗化之格局。由此可知，無論傳統之工程分析或在探討土壤模式之適切性時，對於土壤之基本行為即需有透徹之瞭解。

由於工程環境所使，國內過去之研究中，一般僅以簡單之方式或敲擊方法取得所謂不擾動土樣作為研究對象，實際上取樣方式及應力之解除已對土壤產生程度不一之擾動，而此擾動之程度可由壓密試驗結果約略觀察而得 (Jamiolkowski 等人[9]); 依據研究指出 (Hight 等人[10])，取樣方法對土壤行為有顯著之影響，亦即不同之擾動程度造成試驗結果之分散或可信資料不多，就實際工程或學術上之研究，低擾動之取樣技術實應加以推賣。再者，取樣後土壤應力之解除乃無法避免之事，為了克服土壤擾動對試驗結果之影響，在強度試驗技術上即有 SHANSEP (Ladd 與 Foott[11]) 及再壓縮 (Bjerrum [12]) 之試驗程序發展，致使試驗結果較能完整描述土壤之行為而不致於過於凌亂。

本文之目的即是藉著可靠之試驗儀器、嚴謹試驗程序

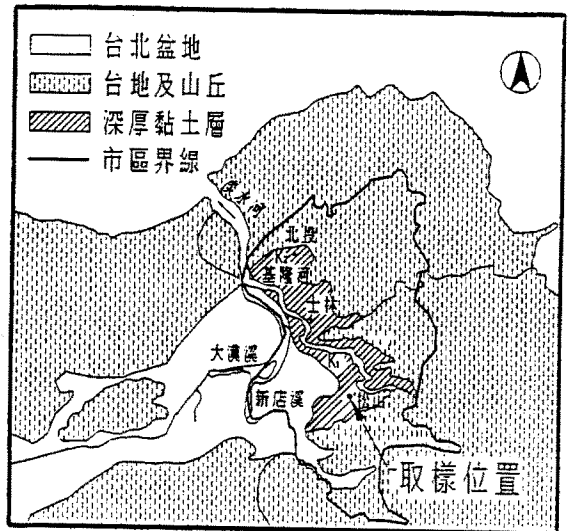


圖 1 台北市區深厚黏土層分佈位置

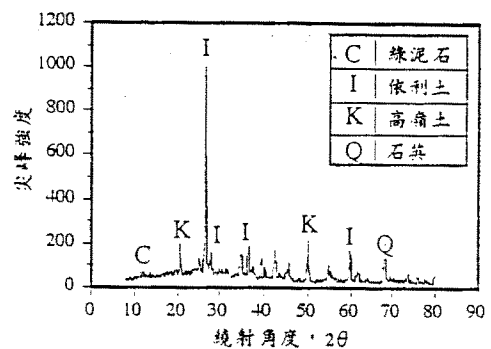


圖 2 X-ray 繞射分析結果

及高品質土樣，進行土壤試驗室之力學性質試驗，以期獲致合理之台北粉質黏土力學行為基本架構，作為日後更深入研究之基礎及工程上土壤行為之研判，並可據此針對過去諸多之研究成果作一有效之回顧及整理。

二、土樣說明

本文中所採用之台北粉質黏土取自 K1 區，取樣位置如圖 1 所示，土壤深度介於地表下 18 公尺至 22 公尺之間，並以低擾動之定置式活塞取樣器自地表起進行連續取樣，以獲取 3 英寸之薄管土樣，取樣過程中並控制鑽孔中之泥水比重於 1.05 t/m^3 至 1.10 t/m^3 之間，以減低土壤回脹造成土樣擾動，樣品則完整封密並作防震處理，並運至美國麻省理工學院進行試驗。

依據洪如江[13]之研究指出，台北市之黏性土壤礦物組成以依利土 (illite) 及綠泥石 (chlorite) 為主，本次取得之土樣亦進行 X-ray 光譜反應測試，其結果如圖 2 所示，顯示其礦物組成主要為依利土 (78%)，其次為高嶺土 (20%)，而綠泥石之含量較少。而由電子顯微鏡拍攝之土壤組構型式則如圖 3 所示，顯示垂直向拍攝 (水平面) 之土壤顆粒大致為片狀排列層層疊置，而水平拍攝 (垂直剖

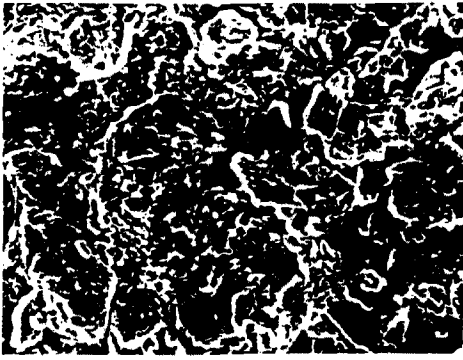


圖 3(a) 電子顯微鏡觀察土壤組構之情形 (水平面)



圖 3(b) 電子顯微鏡觀察土壤組構之情形 (垂直剖面)

面)之土壤顆粒排列方式較不規則,惟大致呈角對角或角對面之接合。

此外,本試驗中所取得之土樣,其自然含水量約為 38%,液性限度及塑性指數分別約為 40%及 18%,比重為 2.73。

三、試驗程序描述

本次試驗於準備試體之前,所有薄管土樣均先以 X-ray 觀察土樣可能受擾動之情形,土層沈積概況及土壤均質之狀況(如貝屑、腐木分佈位置),土樣之選取均避開土樣可能受擾動之處及有雜物之位置。選取之土樣以直接裁剪薄管之方式,並以纖細之鋼絲沿薄管內側環繞一圈,分開土樣與薄管,再將薄管移開,而不直接以機具頂出土樣,以減少受擾動之情形。主要試驗項目包括固定應變速率壓密試驗(CRS consolidation),三軸非均向壓密不排水壓縮及伸張試驗($\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$),以及單剪試驗($\overline{CK_0UDSS}$),其較特殊之試驗程序描述如后:

3.1 固定應變速率壓密試驗(CRS consolidation)

本試驗係以 Wissa 等人[14]所發展之儀器進行,惟去除橫隔膜封,以減少潛在之摩擦影響,共計進行兩組試驗,試體直徑為 5cm,高度則為 2cm,試驗中並施加約 3.9kg/cm²之反水壓進行試體之飽和。於垂直壓力之施加時,其控制之應變速率約為 0.5%/hr,在正常狀況下於試驗過程中,由試體底部量測之超額孔隙水壓力與垂直應力

之比值不超過 0.05;另外,其中一組試驗並進行解壓與再壓之程序。

3.2 單剪試驗($\overline{CK_0UDSS}$)

本試驗係以 Norwegian Geotechnical Institute 發展之 Geonor 型式單剪儀器進行,並配合自動控制系統控制壓密及受剪之程序,所使用之試體截面積為 35cm²,高度則為 2cm,且應用 SHANSEP 之觀念以固定應變速率之方式進行壓密,其應變速率約為 0.5%/hr,受剪時則以固定體積之方式進行,受剪之剪應變速率約為 5%/hr(Ladd [15]),計進行一組過壓密比 OCR=1 之($\overline{CK_0UDSS}$)試驗。

3.3 三軸非均向壓密不排水壓縮及伸張試驗($\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$)

三軸試驗係以傳統三軸儀器,配合自動控制系統及安裝於試體外之精密電子量測儀器進行,對於試驗程序及儀器均作嚴謹之較正(Gemaine 與 Ladd [16]),試體之高度為 8cm,截面積為 10 cm²,並以 SHANSEP 之試驗程序,分別進行 OCR=1, 2 及 4 之不排水壓縮及伸張試驗共六組;而壓密之過程則以固定應變速率之方式進行,其應變速率約為 0.07%/hr,由自動控制系統保持試體於 K_0 狀態,而至最大壓密應力時(為土層預估之前期最大壓密應力之 2 至 4 倍),則保持 24 小時壓密時間,之後依試驗所需之 OCR 解壓至最後壓密應力,並保持約 8 小時之壓密時間(試體已完成壓密);試體受剪之前,先關閉排水線,持續 3 分鐘觀察孔隙水壓是否有變化,以確定試體完全密封。

對於三軸不排水剪力試驗,試體受剪速率影響試驗結果甚巨,依據 Lacasse[17]之研究指出,應變速率增加 10 倍,其不排水強度約可增加 10%-20%;緩慢之應變速率往往牽涉至潛變因素及實際施作之困難,而快速之受剪則又使超額孔隙水壓無法均勻分佈,使得試驗結果不具代表性; Bishop 與 Henkel[18]建議試體內部孔隙水壓之分佈需達 95%之均勻度,並提出下式推估應變速率之限制:

$$t_{95} = \frac{T_{95}h^2}{c_v} \quad (1)$$

式中 h 為試體高度之半, c_v 為壓密係數, T_{95} 則為時間因數,依 MIT 試驗之經驗,試體側向加上濾紙提供側向排水之情況下, T_{95} 採 0.34 可得甚佳之試驗結果,依此估算 8cm 高度之台北粉質黏土試體受剪速率約介於 0.2%~0.5%/hr,本次試驗即依此應變速率施作,另外 $\overline{CK_0UE}$ 試驗係採側向加壓之方式進行。

四、壓縮性、滲透特性及應力歷史

CRS 壓密試驗之特點主要在於試驗時間可大量縮短,不似傳統壓密儀 24 小時壓密試驗至少需持續 10 天以上

表 1 壓密試驗結果綜合表

深度 (m)	試驗編號	土樣性質		試驗數據		$\bar{\sigma}_w$ (kg/cm ²)	試驗結果			
		ω_n (%)	e_0	u_b (kg/cm ²)	$\dot{\epsilon}$ (sec ⁻¹)		CR	RR	$C_v(NC)$ (cm ² /sec)	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kg/cm ²)
19.90-19.96	CRS66	38	1.07	3.93	1.4×10^{-6}	1.93	0.175	-	$3.7 \times 10^{-3} - 6.3 \times 10^{-3}$	2.8
19.35-19.38	CRS68	40	1.10	3.92	1.44×10^{-6}	1.88	0.180	0.02	$1.5 \times 10^{-3} - 2.3 \times 10^{-3}$	3.0
18.50-18.54	OED44	42	1.17	-	-	1.81	0.183	-	1.3×10^{-3}	2.4

※ OED44於台北進行試驗。

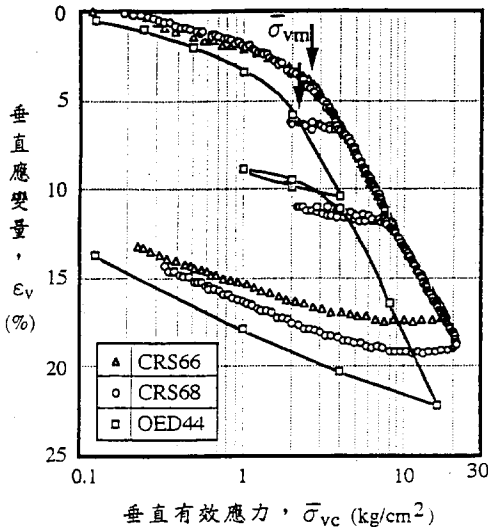


圖 4 CRS 及壓密儀壓密試驗應力與應變之關係

之試驗時間；另外，CRS 壓密試驗結果為連續之數據，可更清楚顯示土壤之壓密行為。綜合兩組 CRS 壓密試驗之各項數據如表 1 所示，壓密曲線則示於圖 4，圖中顯示：

- (1) 由壓密曲線中可很清楚看出曲線降伏點之位置，亦即 CRS 壓密試驗求取之土層前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm}$ 之位置。
- (2) 於現地有效覆土應力 $\bar{\sigma}_v$ 。位置之應變量 ϵ_v 僅約 2.5%，顯示本次取得之土壤均屬高品質之土樣。
- (3) 兩組結果之應力應變行為亦相近，即於正常壓密階段其對數應力-應變呈線性之行為，即使於較大應力之下，土壤顆粒並未有反曲之現象而呈曲線之行為，顯示台北粉質黏土並非是高度構造之材料。
- (4) 解壓及再壓之反覆荷重應力應變關係中，亦可看出土壤材料凝滯之行為。

此外，特別一提的是，現地原始壓密曲線 (virgin compression line, VCL) 係代表一應力臨界狀態，土層現地之有效覆土應力僅存在於曲線之左側 (或於曲線上)，而不可能發生於 VCL 之右側，縱使係未壓密完成之土層，其應力狀態亦僅及 VCL 上，因此應無所謂 OCR 小於 1 之情形。過去台北地區一般工程實務中，以壓密儀進行傳統比例荷重增量之 24 小時壓密試驗之結果，經常發現土壤現地應力狀態在 VCL 之右側，其原因應係試驗時土樣擾

動或時間因素之影響。

本文中另亦進行一組以壓密儀進行之傳統壓密試驗，作為相互比較之用，其荷重比率為 1.1，每階段之荷重則保持 24 小時之壓密時間，試驗結果亦示於表 1 及圖 4 中。

4.1 正常壓密狀態之壓縮性

本次兩組 CRS 壓密試驗求取之壓縮指數 C_c 分別為 0.36 及 0.38，而於試驗中之最大壓密應力為 20 kg/cm²，在此應力範圍內，台北粉質黏土於正常壓密狀態下之應力對數值與應變均呈線性之關係，亦即可以單一壓縮指數表示其壓縮性，其數值並不隨對數應力值之變化而改變。而於比較正常壓密土壤之壓縮性時，因土層之壓縮量尚與土壤之孔隙比有關，而直以壓縮比 CR ($= C_c / (1 + e_0)$) 值為基準 (劉泉枝 [19])；兩組 CRS 壓密試驗求取之 CR 約為 0.18，相較於其他地區之黏土，台北粉質黏土與 Boston blue clay (BBC) (CR= 0.17; Kavvas [20]) 相當，而高塑性之 Empire clay 則有較高值 (CR=0.32; Azzouz 與 Baligh [21])。

4.2 過壓密狀態之壓縮性

過壓密狀態下黏性土壤之壓縮性可由解壓再壓行為中分析而得，傳統之土壤力學及臨界狀態理論中，一般僅以一固定值 (κ) 表示之，亦即視為彈性行為及未考慮土壤之凝滯性質，因此無論解壓或再壓行為均可以 OCR 為其指標，惟若考慮土壤之凝滯特性時，OCR 則無法同時描述解壓與再壓之行為，而使土壤凝滯性質之數學模式難以建立，此一問題可以應力比 ξ 之觀念加以解決， ξ 之定義如下：

$$\xi = \bar{\sigma}_o / \bar{\sigma}_c \quad \text{解壓過程} \quad (2-1)$$

$$= \bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_o \quad \text{再壓過程} \quad (2-2)$$

式中 $\bar{\sigma}_c$ 為解壓或再壓過程中之應力，對於解壓過程而言， $\bar{\sigma}_o$ 為開始解壓時之初始壓密應力，此時 ξ 相當於土壤之 OCR，如圖 5(a) 所示；而於再壓過程中， $\bar{\sigma}_o$ 則代表開始再壓時之初始壓密應力，此時 ξ 之意義為再壓過程中之應力與初始壓密應力之比值，並非表示土壤之 OCR，如圖 5(b) 所示。應用此無單位指數 ξ 之觀念，可

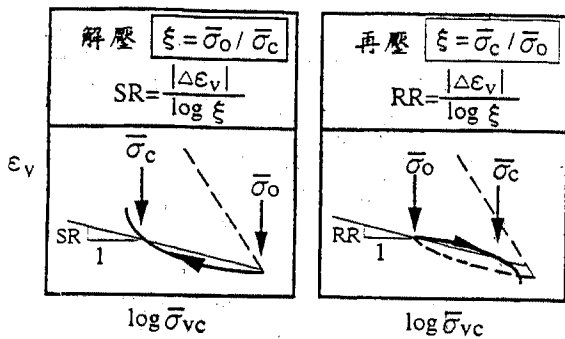


圖 5 應力比 ξ 之定義

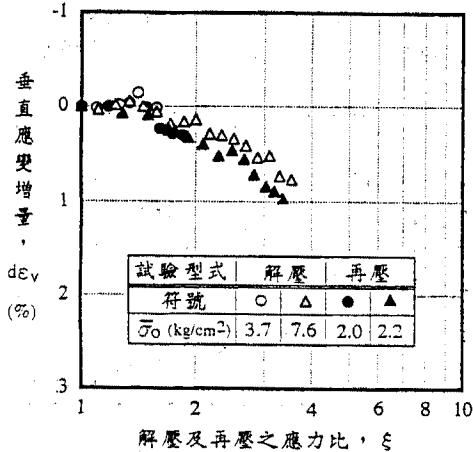


圖 6 過壓密台北粉質黏土之壓縮性質 (原始試驗數據)

在數學關係中統合描述解壓與再壓之性質，無需運用兩個指標分別闡釋解壓及再壓，此一應力比觀念，於建立土壤模式上有其重要之意義。

圖 6 即為本次 CRS 壓密試驗解壓及再壓過程中，軸向應變增量與應力比之關係，圖中顯示，於初期解壓或再壓時 (ξ 於 1~1.5 之間)，土樣未立即顯現回脹或壓縮之行爲，亦即仍有負值之應變增量發生，推究其原因，大部份應係初始應力 $\bar{\sigma}$ 所引致之二次壓密所致，因此若直接由圖 6 探討土壤過壓密狀態下之壓縮性則不近合理，較適切之方式係將解壓或加壓過程中，對 $\bar{\sigma}$ 所產生之二次壓密加以扣除；檢視本次兩組 CRS 壓密試驗之程序，於解壓或再壓前，均先固定其 $\bar{\sigma}$ ，保持約 1~12 小時，使超額孔隙水壓力消散，並讓 $\bar{\sigma}$ 引致之初期二次壓密先行發生，以避免對其後之解壓或再壓試驗結果產生過大之影響，其間於超額孔隙水壓力大致消散後之應變增量與時間之關係如圖 7 所示，顯示應變增量與時間之對數約呈直線關係；由圖 7 之結果，依解壓及再壓試驗過程時間之變化，扣除 $\bar{\sigma}$ 。於此過程所引致之二次壓密，則可得如圖 8 所示之軸向應變增量與應力比之關係，圖中顯示：

- (1) 以 $\bar{\sigma}$ 為基準之回脹及再壓正割斜率 SR 及 RR 非固定位，隨 ξ 之增加而增大。
- (2) 解壓及再壓之數值大致均落於一小範圍內，表示在相同之 ξ 值下，SR 與 RR 值十分接近，亦即凝滯圈大致對稱，而由圖 4 之應力應變曲線中亦可發現，完

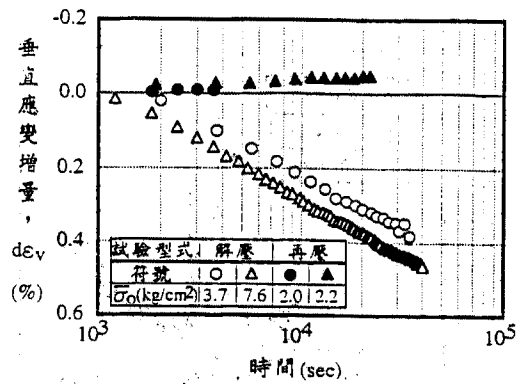


圖 7 CRS 壓密試驗中解壓及再壓前之靜置時間與軸向應變增量之關係

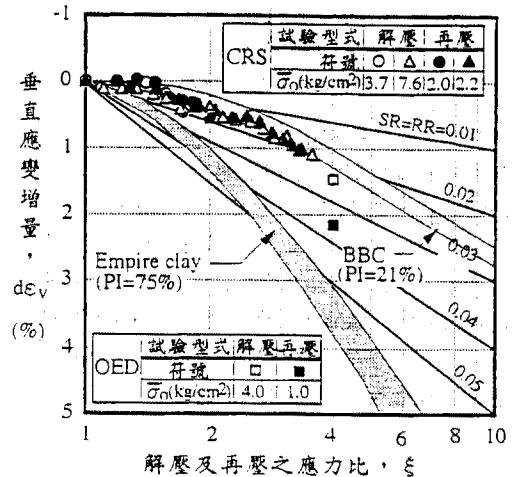


圖 8 過壓密狀態台北粉質黏土之壓縮比 (修正後之結果)

成解壓再壓之凝滯圈後，再壓應力至 $\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ 時所產生之塑性應變量 $\Delta\epsilon_p$ 並不大，對於第一及第二次之再壓過程 (ξ 分別為 1.9 及 3.5)， $\Delta\epsilon_p$ 分別為 0.15% 及 0.25%。

- (3) 由第 (2) 項亦可顯示，過壓密狀態下之壓縮性主要由 ξ 所控制，而與 $\bar{\sigma}$ (解壓時代表 $\bar{\sigma}_{vm}$) 無關。
- (4) ξ 於 1~3.5 之間時，SR 及 RR 大致小於 0.02。
- (5) 相較於其他地區之黏土 (如圖中所示)，台北粉質黏土之行爲與 BBC 相當，而高塑性之 Empire clay 則有較大之 SR 及 RR 值。

綜合以上所述，模擬台北粉質黏土於解壓及再壓時之凝滯性質及其產生之塑性應變時，以 ξ 之觀念，配合不同方向之應力路徑，並融入塑性變形參數，應屬較為可行之做法。

4.3 壓密係數 c_v

圖 9 為 CRS 壓密試驗中加壓階段壓密係數 c_v 變化之情形，顯示施加之垂直應力小於前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm}$ 時， c_v 值分佈較為凌亂，而垂直應力大於 $\bar{\sigma}_{vm}$ 之 1.5 倍至 2 倍後，亦即於正常壓密狀態下， c_v 值之變化則趨於一致

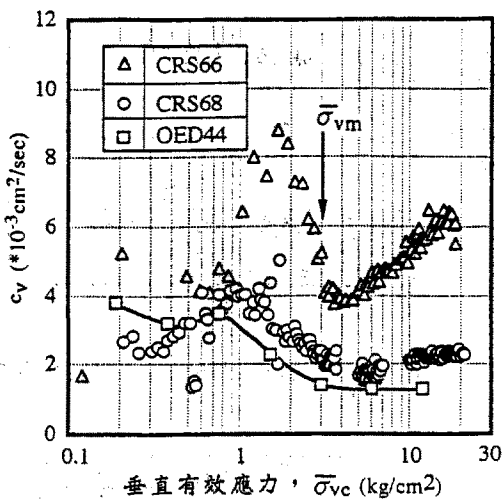


圖 9 加壓階段壓密係數變化之情形

，此一數值即一般所稱正常壓密狀態之 c_v 值。

另外對於解壓階段 c_v 值之變化則示於圖 10(a)，圖中顯示於解壓時 c_v 值迅速減小，針對 $\bar{\sigma}_{vm}(lab) = 20 \text{ kg/cm}^2$ 解壓至 OCR 約為 4~6 時， c_v 值趨近於一定值範圍，而此數值則接近正常壓密加壓時之 c_v 值。由於試驗中解壓過程均在較高應力狀態，亦即土壤之孔隙比較現地為低，其獲取之 c_v 值往往無法反應現地之情形，較佳之估算方式即考慮各應力狀態下土壤透水性之變化，如下式所示：

$$c_{v(r)} = c_{v(lab)} \times \frac{k_0}{k} \quad (3)$$

式中 $c_{v(r)}$ = 估算之現地 c_v 值，
 $c_{v(lab)}$ = 試驗中解壓階段量測之 C_v 值，
 k_0 = 相對於現地孔隙比下之透水係數，
 k = 試驗中解壓前之透水係數。

圖 10(b) 係 c_v 值與解壓階段 OCR 之關係，顯示 c_v 值落在一小範圍之內，且隨 OCR 之增加而減少，因此在表示解壓階段 c_v 值之變化時，以 OCR 為函數應具有其意義存在。

圖 11 為土壤於再壓階段 c_v 值之變化情形，顯示再壓初期 c_v 值顯著下降，至 $\bar{\sigma}_{vm}(lab)$ 之前則形成一固定值，此數值即一般選取之過壓密黏性土壤 c_v 值。而當垂直應力大於 $\bar{\sigma}_{vm}(lab)$ 時，則 c_v 值又急速下降，而於垂直應力到達正常壓密應力後， c_v 值則為正常壓密狀態加壓之數值。

4.4 透水性質

理論上由 CRS 壓密試驗結果求取土壤透水係數 k 值，可依下式加以推算 (Wissa 等人[14])：

$$k = \frac{\dot{\epsilon} H^2 \gamma_w}{2 \Delta u} \quad (4)$$

式中

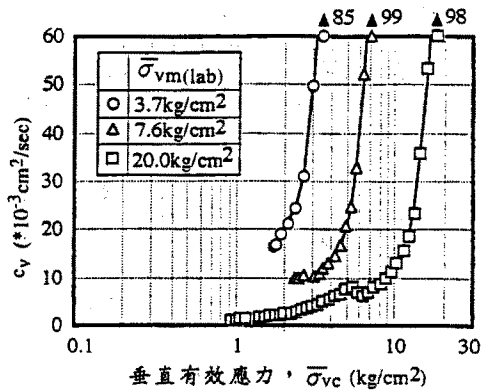


圖 10(a) 解壓階段壓密係數變化之情形

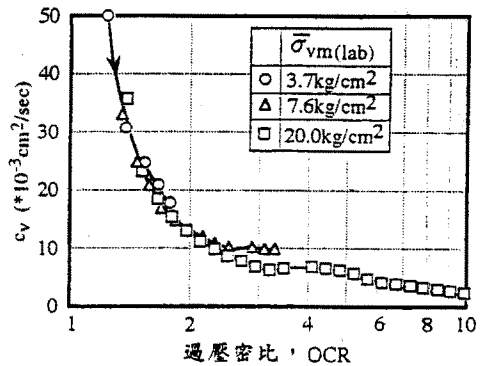


圖 10(b) 解壓階段壓密係數與過壓密比之關係

$\dot{\epsilon}$ = 應變速率
 Δu = 量測之超額孔隙水壓力
 H = 土樣高度
 γ_w = 水之單位重

由上式之理論推導可知，推算 k 值之過程中與土壤之勁度無關，而直接由量測之超額孔隙水壓力所決定；依據本次兩組 CRS 壓密試驗結果 (應變速率為 0.5%/hr)，推算台北粉質黏土之透水係數 k 值與其孔隙比 e 之關係如圖 12 所示，圖中顯示：

- (1) 透水係數之對數值與孔隙比呈現一線性關係。
- (2) 透水係數隨孔隙比之減少而降低。
- (3) 兩組試驗中， $e-\log k$ 線性關係之斜率 C_k 分別約為 0.55 及 0.58。

於土壤模式數值分析之中，應用 C_k 表示 $e-\log k$ 之線性關係時，即可依土壤之應變增量推求其透水係數，以解決土壤滲流及壓密行為之相關問題。

Tavenas 等人[22] 整理各地黏土之透水性值時，建議 C_k 值可以下式表示之：

$$c_k = 0.5e_0 \quad (5)$$

式中 e_0 為初始孔隙比；本次兩組 CRS 壓密試驗土樣之 e_0 值分別為 1.07 及 1.10，若依上式推估其 c_k 值則為 0.54 及 0.55，與試驗結果甚為接近。

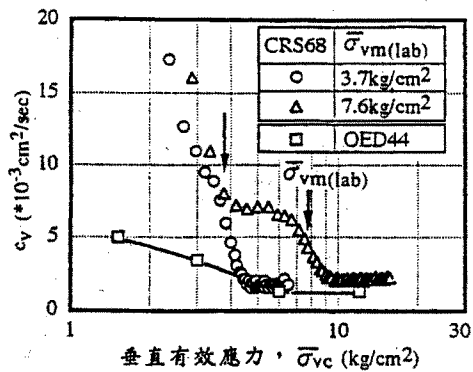


圖 11 再壓階段壓密係數變化之情形

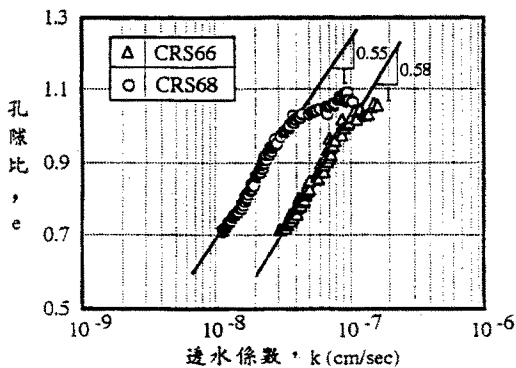


圖 12 透水係數與孔隙比之關係

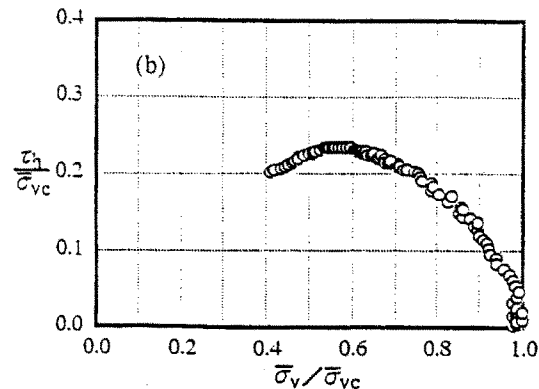
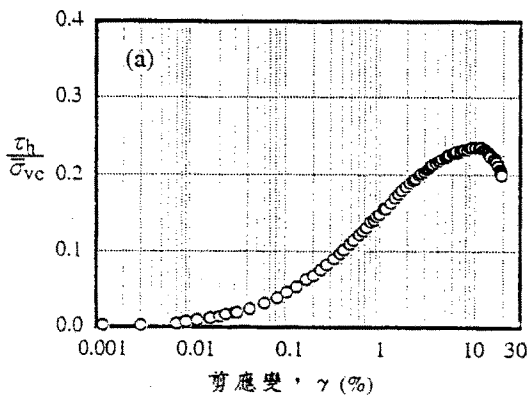


圖 13 正常壓密台北粉質黏土 CK_0UDSS 試驗結果 (a) 常化剪應力與剪應變之關係 (b) 常化應力路徑

4.5 傳統壓密儀壓密試驗與 CRS 壓密試驗結果之比較

4.5.1 前期最大壓密應力

圖 4 之應力應變曲線中，兩組 CRS 壓密試驗結果所得之前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm}$ 約為 2.8-3.0 kg/cm²，而壓密儀 (OED) 壓密試驗求得之 $\bar{\sigma}_{vm}$ 則為 2.4 kg/cm²，較 CRS 壓密試驗結果小約 14% ~ 20%。

依據 Leroueil 等人[23] 針對壓密儀壓密試驗結果之研究指出，對於同一土壤於相同之深度下，土層之 $\bar{\sigma}_{vm}$ 與試驗之應變速率呈對應之關係，即應變速率增大反應之 $\bar{\sigma}_{vm}$ 值越高；本次 CRS 壓密試驗之應變速率約為 $1.4 \times 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$ 相較於 24 小時壓密儀壓密試驗 (相對於典型之應變速率為 10.7 sec^{-1})，並參考 Leroueil 等人[23] 之研究成果，CRS 壓密試驗結果應較壓密儀壓密試驗結果大約 13%，與實際量測值 (14%~20%) 相比較，並考慮 Leroueil 等人數據之分散性 (約 ±9%)，此一結果應屬合理。此外，若將壓密儀壓密試驗數據修正為主壓密完成之壓密曲線，其求取之 $\bar{\sigma}_{vm}$ 約為 2.8 kg/cm²，與 CRS 壓密試驗結果甚為接近。

4.5.2 壓縮性及 c_v 值

比較 CRS 及壓密儀壓密試驗所獲取之正常壓密狀態壓縮性 (圖 4 及表 1)， $C_{c(OED)}$ 約為 0.40，而 $C_{c(CRS)}$ 則為 0.36-0.38；若以 CR 表示，則兩者之結果甚為接近，其值約為 0.18。至於過壓密狀態下壓縮性之比較則亦示於圖 8，圖中顯示壓密儀壓密試驗結果大致與 CRS 壓密試驗結果相近，惟當再壓應力至 $\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ ($\xi = 4$) 時，其產生之塑性應變 $\Delta \epsilon_p$ (0.65%) 較 CRS 壓密試驗結果為大，推究其原因，應係再壓應力至 $\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ 時，由於 24 小時之壓密時間產生之二次壓密量較大之故。

圖 11 中亦比較 CRS 及壓密儀壓密試驗結果 c_v 值之變化，由圖中可發現正常壓密狀態下 $C_{v(OED)}$ 與 $C_{v(CRS)}$ 相近，至於過壓密狀態之 c_v 值，則較難由圖中作合理之比較。

五、不排水應力—應變行為及強度特性

如前所述，台北粉質黏土並非一高度構造化之材料，且由前人多次試驗結果 (秦中天等人[6]；劉泉枝等人[7]) 均指出，台北粉質黏土具有常化之行為，土壤具備常化行為之意義在於相同之 OCR 狀態下，雖然施於不同之壓密應力 $\bar{\sigma}_{vc}$ (亦即不同之前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm}$)，若以 $\bar{\sigma}_{vc}$ 加以常化，則可得到極為近似之應力應變行為及強度特性，對於同一種黏土及相同之破壞模式下，黏土之常化參數，諸如不排水強度、不排水楊氏模數，即與土壤之 OCR 呈對應之關係。

應用 SHANSEP 試驗程序之先決條件亦在於土壤需具備有常化之行為，此種試驗程序主要之用意，在於減低試體因現場取樣及試體製作時所受之擾動對試驗結果之影響

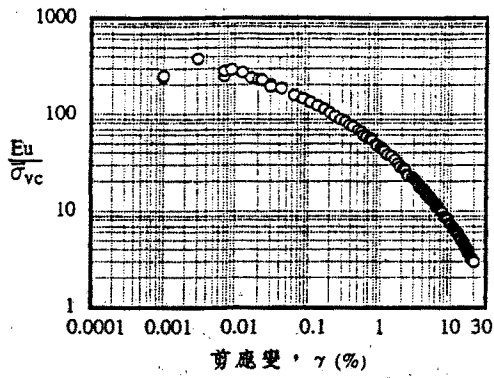


圖 14(a) 正常壓密台北粉質黏土 $\overline{CK}_0\overline{UDSS}$ 試驗常化不排水楊氏模數與剪應變之關係

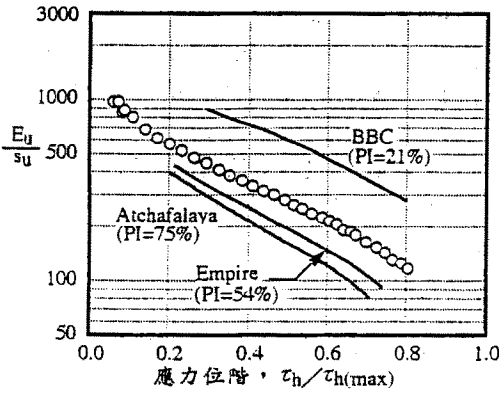


圖 14(b) 正常壓密台北粉質黏土 $\overline{CK}_0\overline{UDSS}$ 試驗常化不排水楊氏模數與應力位階之關係

；此外土壤具備常化行為，亦是發展土壤模式之重要性質。

5.1 $\overline{CK}_0\overline{UDSS}$ 試驗結果

本次單剪試驗各項試驗數據如表 2 所示，此項試驗主要在模擬土壤承受水平剪應變時之行為，惟一般 DSS 儀器由於缺乏側向應力量測零件，因此無法瞭解試體之整體應力狀態，而試驗結果一般亦僅能做為求得土壤之強度及勁度；圖 13 係本次正常壓密狀態下 $\overline{CK}_0\overline{UDSS}$ 試驗所獲得剪應力-剪應變之關係及其應力路徑，圖中顯示於剪應變 γ 為 10.2% 時達最大剪應力 τ_{max} ，其相對應之不排水剪力強度比 $s_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 為 0.23，其中 s_u 為施加之最大水平剪應力 τ_{max} ，相較於 BBC 及 Empire clay ($s_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 分別為 0.2 及 0.21; Ladd 與 Edgers [24]; Azzouz 與 Baligh [21])，台北粉質黏土則有較高之值。

至於土壤不排水正割楊氏模數 E_u 與剪應變 γ 之對數關係則如圖 14(a) 所示，其中 E_u 係依下式計算而得：

$$E_u = 3G \quad (6)$$

式中 G 為試驗中求取之不排水正割剪力模數，並考慮土壤柏松比為 0.5。圖中顯示常化之不排水正割楊氏模數

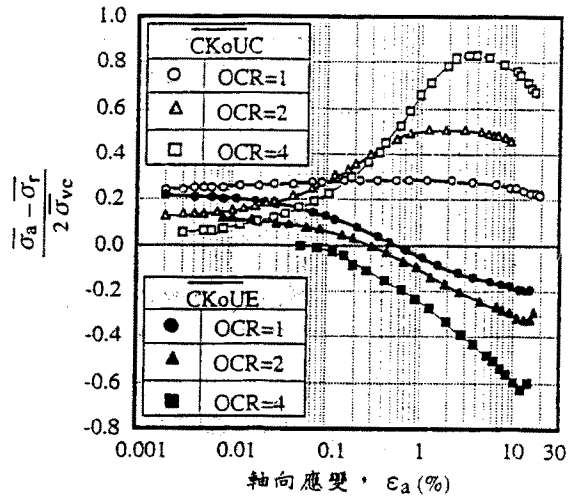


圖 15 三軸 $\overline{CK}_0\overline{U}$ 試驗應力與應變之關係

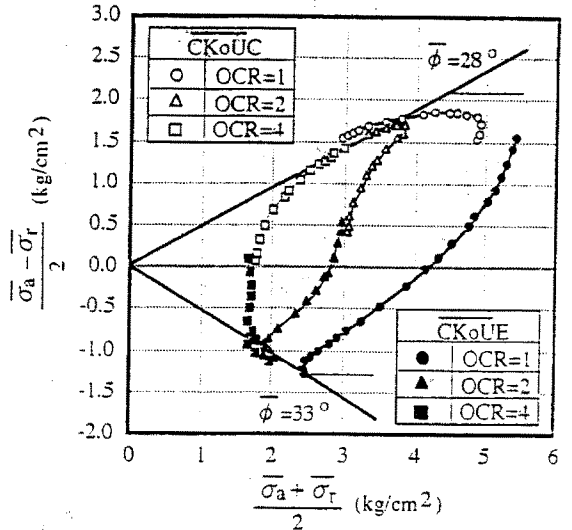


圖 16 三軸 $\overline{CK}_0\overline{U}$ 試驗之應力路徑

$E_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 隨剪應變 γ 之增大而逐漸減小；由於 E_u 及 s_u 均可作常化處理，因此對於不排水正割楊氏模數之變化亦可以 E_u/s_u 表示； E_u/s_u 與剪應力位階 τ_h/s_u (stress level) 之關係則示於圖 14(b)，圖中顯示：

- (1) $E_{u(50)}/s_u$ 約為 280，其中 $E_{u(50)}$ 係剪應力位階為 0.5 所對應之不排水正割楊氏模數（對應之 γ 為 0.55%）。
- (2) $E_{u(20)}/s_u$ 至 $E_{u(80)}/s_u$ 約介於 550~120 之間，其中 $E_{u(20)}$ 及 $E_{u(80)}$ 分別係剪應力位階為 0.2 ($\gamma = 0.11\%$) 及 0.8 ($\gamma = 2.0\%$) 所對應之不排水正割楊氏模數。
- (3) 比較其他地區黏土模數數據 (Ladd 與 Edgers [24]; Azzouz 與 Baligh [21])，本次試驗結果之 E_u/s_u 值較接近於高塑性之 Atchafalaya clay 及 Empire clay 之值，而 E_u/s_u 值似乎與塑性指數無直接之關係，惟仍需進一步加以探討。

5.2 三軸 $\overline{CK}_0\overline{UC}$ 及 $\overline{CK}_0\overline{UE}$ 試驗結果

本次三軸試驗分別針對 OCR=1、2 及 4 之台北粉質

表 2 單剪試驗結果綜合表

深度 (m)	試驗 編號	土樣性質		壓密速率 (%/hr)	壓密結果			受剪速率 (%/hr)	受剪結果	
		ω_n (%)	e_0		$\bar{\sigma}_{vm}(lab)$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{vc}$ (kg/cm ²)	OCR		τ (%)	$Tn(max) / \bar{\sigma}_{vc}$
19.01-19.05	DSS299	37	1.03	0.5	9.01	9.01	1	5	10.2	0.23

表 3 三軸壓縮及伸張試驗結果綜合表

深度 (m)	試驗 編號	土樣性質		壓密 速率 (%/hr)	壓密結果				受剪 速率 (%/hr)	受剪結果						備註				
		ω_n (%)	e_0		$\bar{\sigma}_{vm}(lab)$ (kg/cm ²)	$(K_0)_{vc}$	$\bar{\sigma}_{vc}$ (kg/cm ²)	OCR		$(K_0)_{oc}$	最大軸差應力 (at max. q)			最大傾角 (at max. obliquity)						
											ϵ_a (%)	$q / \bar{\sigma}_{vc}$	$p / \bar{\sigma}_{vc}$	$\bar{\phi}$ (deg.)	A_f		ϵ_a (%)	$q / \bar{\sigma}_{vc}$	$p / \bar{\sigma}_{vc}$	$\bar{\phi}$ (deg.)
19.77-19.95	TRI148	36	1.01	0.08	6.4	0.52	6.4	1	-	0.4	0.4	0.29	0.711	24.1	1	10	0.252	0.493	30.7	$\overline{CK_0UC}$
20.78-20.90	TRI158	39	1.08	0.08	7	0.55	7	1	-	-0.49	-13.3	-0.192	0.351	33.2	1	-13	-0.192	0.35	33.3	$\overline{CK_0UE}$
18.35-18.95	TRI159	38	1.08	0.07	6.9	0.56	3.39	2.03	0.78	0.16	1.7	0.51	1.127	26.9	0.2	6.5	0.484	1.012	28.3	$\overline{CK_0UC}$
19.59-19.69	TRI160	37	1.05	0.08	7	0.52	3.48	2	0.69	-0.32	-13.7	-0.329	0.57	35.2	0.79	-12.6	-0.326	0.561	35.4	$\overline{CK_0UE}$
20.64-20.74	TRI193	37	1.02	0.11	7	0.52	1.74	4.04	0.93	-0.5	-12.4	-0.633	1.607	36.4	0.41	-11.9	-0.631	1.056	36.7	$\overline{CK_0UE}$
20.49-20.59	TRI194	40	1.12	0.09	6.7	0.56	1.71	3.92	1.07	0.2	3.55	0.832	1.738	28.6	0.08	3.55	0.832	1.738	28.6	$\overline{CK_0UC}$

黏土進行不排水壓縮 ($\overline{CK_0UC}$) 及伸張 ($\overline{CK_0UE}$) 試驗，各項試驗數據詳列於表 3；圖 15、圖 16 及圖 17 分別為其應力應變曲線、應力路徑及超額孔隙水壓變化之情形，茲就此試驗結果討論如后：

5.2.1 應力應變行為

由圖 15 之應力應變關係中顯示，對於 $\overline{CK_0UC}$ 試驗，於正常壓密狀況下，在應變量為 0.48% 即達尖峰強度，其 $s_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 為 0.29，其中 s_u 定義為最大軸差應力之半，而隨後即呈現些微之應變軟化現象；至於過壓密狀態下之試驗結果，其達尖峰強度時之應變量隨 OCR 之增大而加大 (OCR=2 時，尖峰強度時之應變量 $\epsilon_{a,p} = 1.7\%$ ，OCR=4 時 $\epsilon_{a,p} = 3.6\%$)，應變軟化之跡象亦越加明顯。至於 $\overline{CK_0UE}$ 試驗結果，於 OCR=1,2 及 4 狀況下，均在應變量 10% 以上始達尖峰強度，而達尖峰強度後，試體即有受剪破壞之現象而使應力迅速下降；其不排水強度比亦隨 OCR 之增加而加大。

圖 18 為本次三軸 $\overline{CK_0U}$ 試驗整理而得之常化不排水正割楊氏模數 $E_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 與軸向應變 ϵ_a 之對數關係，圖中顯示：

- (1) $E_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 隨 ϵ_a 之增大而逐漸減小。
- (2) $\overline{CK_0UC}$ 試驗結果中，於相同之 ϵ_a 下， $E_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 隨 OCR 之增加而增大。
- (3) $\overline{CK_0UE}$ 試驗結果之 $E_u / \bar{\sigma}_{vc}$ ，大致上隨 OCR 之增加而增大之趨勢並不顯著，與壓縮試驗結果有所不同，顯示前期之過壓密現象對於土層垂直向不排水模數之影響遠較水平向為大。

至於不排水正割楊氏模數比 E_u / s_u 隨應力位階之變化則如圖 19 所示，圖中顯示：

- (1) 各項試驗求得之 E_u / s_u 隨應力位階變化之趨勢均相類似。

- (2) 於相同之應力位階下， E_u / s_u 隨 OCR 之增加而減小。
- (3) 於相同之過壓密狀態及應力位階之下， $E_u / s_u (\overline{CK_0UC})$ 均大於 $E_u / s_u (\overline{CK_0UE})$ ，顯示非均向性之影響。
- (4) 對於正常壓密狀況下， $\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$ 試驗之 $E_{u(50)} / s_u$ 分別約為 680 ($\epsilon_a = 0.025\%$) 及 470 ($\epsilon_a = 0.46\%$)。

土壤模式之參數分析中，重要之處在於小應變量下之行為，其偏差若太大，則影響其後應變增量下行為之準確性甚巨，一般而言，應變程度超過 $10^{-3}\%$ 後，土壤之非線性行為將較為顯著 (Hardin 與 Black[25])，惟國內之試驗結果中極少有小應變量之數據，值得往後深入之研究；本次之試驗則可測得小應變量下土壤之性質，其結果可作為發展土壤模式之參考。綜觀正常壓密之台北粉質黏土三種剪力試驗結果，若以軸向應變量 ($\overline{CK_0UDSS}$ 試驗為剪應變量) $10^{-3}\%$ 之不排水正割楊氏模數為初始值 $E_{u(i)}$ ，則其與不排水剪力強度 s_u 之比值大致如下：

$$E_{u(i)} = 1700 s_u \overline{CK_0UDSS} \quad (7-1)$$

$$E_{u(i)} = 2200 s_u \overline{CK_0UC} \quad (7-2)$$

$$E_{u(i)} = 4200 s_u \overline{CK_0UE} \quad (7-3)$$

此外，試驗室試驗往往無法獲取極小應變量下之受剪結果，因此對於土壤之勁度性質，一般即運用震波量測之方式獲得，表 4 係整理相關之研究成果加以比較，其中歐章煜及蕭文達[26] 針對台北粉質黏土 (正常壓密至輕微過壓密) 於電子錐貫入試驗 (CPT) 之同時，進行錐頭震波之量測，其結果顯示， $E_{u(i)} / \bar{\sigma}_{vo}$ 之平均值為 1095 (應變量約於 $10^{-3} \sim 10^{-5}$ 之間)，而對應 $E_{u(i)} / s_u$ 平均

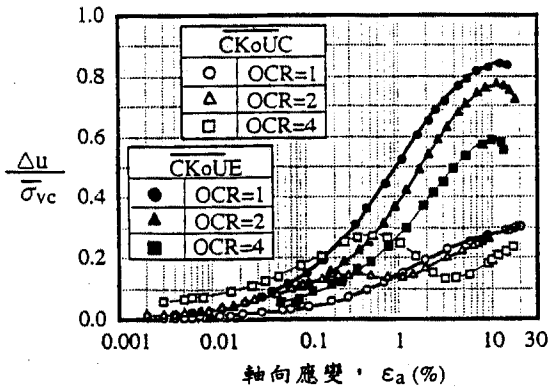


圖 17 三軸 \overline{CK}_0U 試驗超額孔隙水壓力變化情形

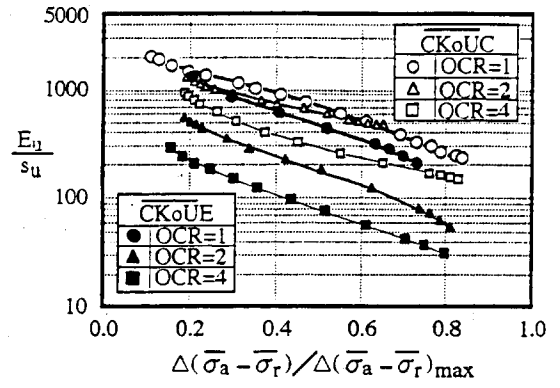


圖 19 三軸 \overline{CK}_0U 試驗不排水楊氏模數與應力位階之關係

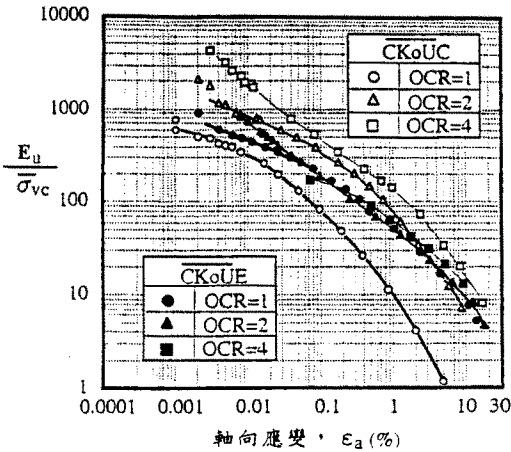


圖 18 三軸 \overline{CK}_0U 試驗常化不排水楊氏模數變化之情形

值則為 3041 及 3531，其中 s_u 係依不壓密不排水壓縮試驗 (UU)，及現場十字片剪力試驗得來，本次 \overline{CK}_0UC 及 \overline{CK}_0UE 試驗結果 ($E_{u(50)}/\sigma_{vc}$ 分別約為 650 及 800)，大致已與震波量測之結果相近。

另外本文中亦整理 OCR 對 $E_{u(50)}/s_u$ 之影響供工程上之應用，其結果如圖 20 所示，顯示 $E_{u(50)}/s_u$ 均隨 OCR 之增大而減小；至於 \overline{CK}_0UDSS 試驗結果，則因試驗僅及正常壓密狀態之試體，無法瞭解與 OCR 之關係，惟依據 Ladd 與 Edgers [24] 針對五種不同性質沈積黏土之研究，於正常壓密狀態至輕微過壓密狀態之間， \overline{CK}_0UDSS 試驗求取之 $E_{u(50)}/s_u$ 變化並不大。

5.2.2 不排水剪力強度

傳統之設計上，黏性土壤之不排水剪力強度為一重要之土壤參數，圖 21 為本次試驗求取之常化不排水剪力強度 s_u/σ_{vc} 與 OCR 之關係，圖中顯示：

- (1) 於相同之過壓密狀態下， \overline{CK}_0UC 試驗之 s_u/σ_{vc} 均較 \overline{CK}_0UE 試驗為大，顯示土壤非均向性之影響。
- (2) 對於正常壓密狀態下， \overline{CK}_0UC 及 \overline{CK}_0UE 試驗所求得之 s_u/σ_{vc} 分別為 0.29 及 0.19。如前所述， \overline{CK}_0UDSS 試驗求得正常壓密狀態試體之 s_u/σ_{vc} 為 0.23，介於壓縮及伸張試驗結果之間。

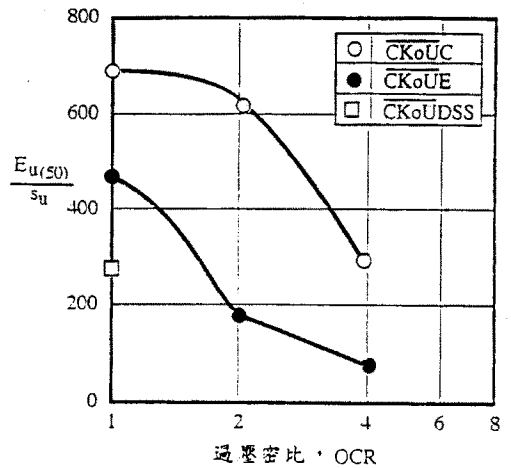


圖 20 常化不排水模數 $E_{u(50)}$ 與過壓密比之關係

- (3) 參考較早之研究結果 (劉泉枝等人[7])，其 $(s_u/\sigma_{vc})_{nc}$ 值均較本次試驗結果為高，對於鄰近深度之試體， \overline{CK}_0UC 試驗約高出 7%~17%，而 \overline{CK}_0UE 試驗則約高出 5%~20%，推究其原因，可能主要係應變速率 (約 8%/hr) 較本次試驗為快之故。
- (4) 過壓密狀態下之 s_u/σ_{vc} 可以下式表示之：

$$(s_u/\sigma_{vc})_{oc} = (s_u/\sigma_{vc})_{nc} (OCR)^m \quad (8)$$

依本次試驗結果，對於 \overline{CK}_0UC 試驗之 m 值約為 0.78，而 \overline{CK}_0UE 試驗則約為 0.75，與相關之研究相近 (Chin 等人[27])。

- (5) \overline{CK}_0UDSS 試驗之結果隨 OCR 之變化則有待進一步之研究。

實際運用上式求取不排水剪力強度時，有效覆土應力及過壓密比之值亦至為重要，由於早期台北盆地地下水超抽之現象，改變土層之應力狀態，目前地下水壓又有逐漸回升之趨向，至使土層之應力狀態更形複雜，因此更需有完善之調查及進一步之研究。再者，由本次試驗中亦可清楚看出，不同之破壞模式，其不排水剪力強度亦相異，因此實際運用時，應針對工程可能之破壞型式，選取適當之不排水剪力強度，以獲取合理之分析結果。

表 4 $E_{u(i)}/s_u$ 值之比較

資料來源	土壤種類	試驗種類	$E_{u(i)}/s_u$	對應之 應變量(%)	備著
歐章煜及蓋文達 [26]	台北粉質黏土 (正常壓密至輕 微過壓密)	CPT錐頭震波量測	3041(UU), 3531(FVT)	10^{-3} - 10^{-5}	s_u 取自三軸不壓密不排水試驗 (UU)及十字片剪力試驗(FVT)。 $E_{u(i)}/\bar{\sigma}_{vm}=1095$ 。
張聰輝 [33]	台北粉質黏土 (正常壓密)	三軸 $\overline{CK_0UC}$ 三軸 $\overline{CK_0UE}$	400 700 1370 1750	0.05 0.02 0.05 0.02	受剪應變速率為 1%/hr。
Leroueil and Jamiolkowski [34]	各地區 14 種黏 土 ($I_p=10\%$ - 100%)	Seismic Cone Test(SC)	900-9000	$<10^{-4}$	假設柏松比為 0.5 分析而得。
Finno [35]	Chicago Glacial Clays ($I_p=11\%$ - 31% , 正 常壓密)	三軸 $\overline{CK_0UC}$ 三軸 $\overline{CK_0UE}$	300-600 1600-2200	0.05 0.05	受剪應變速率為 0.5%/hr。
本研究之結果	台北粉質黏土 (正常壓密)	三軸 $\overline{CK_0UC}$ 三軸 $\overline{CK_0UE}$	450 1078 2200 1400 2316 4200	0.05 0.01 10^{-3} 0.05 0.01 10^{-3}	受剪應變速率為 0.2-0.5%/hr。

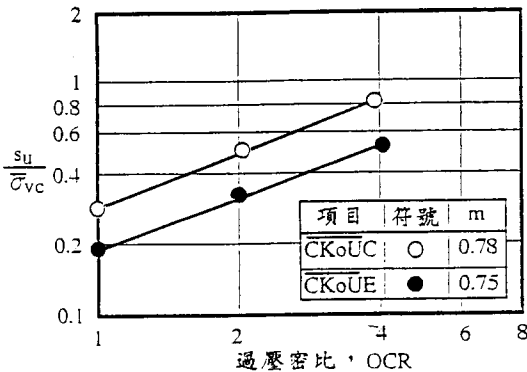


圖 21 常化不排水剪力強度與過壓密比之關係

5.2.3 超額孔隙水壓力

土壤不排水剪力試驗激發之超額孔隙水壓力，不僅由平均主應力之作用所產生，軸差應力作用亦將激發超額孔隙水壓力，如下式所示：

$$\Delta u = \Delta u_o + \Delta u_s \quad (9-1)$$

$$= (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)/3 + a(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (9-2)$$

式中 $(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)/3$ 為平均主應力增量， $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ 為軸差應力增量， a 則為孔隙水壓力參數，而其中真正為土壤本身所控制者亦僅有軸差應力作用所產生之超額孔隙水壓力，因此除可由圖 17 瞭解整體超額孔隙水壓力之變化外，亦可由軸差應力作用激發之孔隙水壓力瞭解土壤受剪體積變化之行為。而 a 值之變化則反應於土壤應力路徑之趨勢上。

圖 22(a) 及圖 22(b) 係依圖 17 之試驗結果，整理而得

$\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$ 試驗軸差應力作用激發之孔隙水壓力變化情形，其行為綜合歸納如下：

- (1) 對於 $\overline{CK_0UC}$ 試驗，OCR=1 之試體受剪呈現收縮之趨勢。至於過壓密狀態之試體 (OCR=2, 4)，則於尖峰強度前呈現受剪膨脹。
- (2) $\overline{CK_0UE}$ 試驗中，對於 OCR=1 及 2 之試體，於受剪之初呈現收縮之趨勢，惟於破壞之前，激發之超額孔隙水壓力則逐漸下降，呈受剪膨脹；至於 OCR=4 之試體，則於尖峰強度前呈現受剪膨脹。
- (3) 試體於尖峰強度後均呈受剪收縮之趨勢。

5.2.4 有效抗剪角 $\bar{\phi}$

表 3 中亦詳列六個三軸試驗試體求取之 $\bar{\phi}$ ，包括於最大軸差應力下及最大傾角之情況，表中之值均係於有效應力截距 $\bar{\sigma}$ 值為零之下求得，顯示於相同過壓密狀態之試體，由於土壤非均向性之影響，伸張試驗求取之 $\bar{\phi}$ 明顯高於壓縮試驗之值，由圖 16 之應力路徑綜合試驗結果可取 $\bar{\phi}_{(\overline{CK_0UC})} = 28^\circ$ 及 $\bar{\phi}_{(\overline{CK_0UE})} = 33^\circ$ 。

5.2.5 靜止土壓力係數 K_0

本次三軸試驗中，試體於壓密階段均於 K_0 狀態下以固定應變速率之方式進行，因此除可求得正常壓密狀態之 K_0 值外，對於過壓密黏土於解壓階段則可測得不同應力狀態之 K_0 值，圖 23 即係四個過壓密試體 K_0 隨 OCR 變化之情形，圖中顯示，正常壓密之 K_0 值約介於 0.52~0.56 之間，而於過壓密狀態中， K_0 隨 OCR 之增加而加大，且在一小範圍內，一般則以下式表示：

$$(K_0)_{oc} = (K_0)_{nc}(OCR)^a \quad (10)$$

依據 Mayne 與 Kulhawy [28] 之研究， $(K_0)_{nc}$ 與有

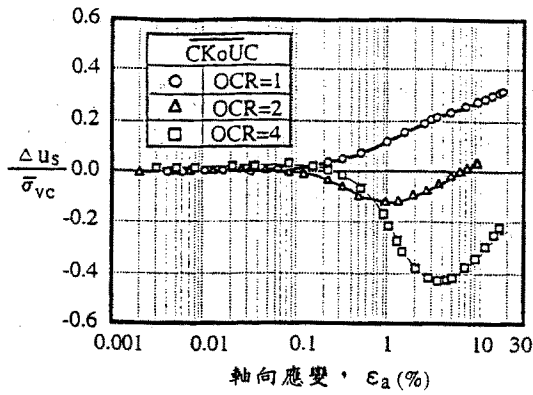


圖 22(a) 三軸 $\overline{CK_0UC}$ 試驗軸差應力激發之超額孔隙水壓變化情形

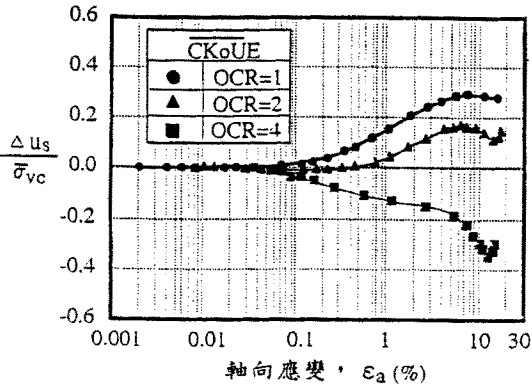


圖 22(b) 三軸 $\overline{CK_0UE}$ 試驗軸差應力激發之超額孔隙水壓變化情形

效抗剪角之經驗關係為：

$$(K_0)_{nc} = 1 - 0.987 \sin \bar{\phi} \quad (11)$$

另外，Mayne 與 Kulhawy [28] 亦整理 α 值之經驗關係等於 $\sin \bar{\phi}$ 。對於台北粉質粘土，若取上述之 $\bar{\phi} = 28^\circ$ ，依式 (11) 計算 $(K_0)_{nc}$ 約為 0.54；而 α 值則約為 0.47，依此計算台北粉質粘土過壓密狀態下之 K_0 值亦示於圖 23，顯示亦落於試驗值之範圍內。

六、結論與建議

- (1) CRS 壓密試驗所求取之 CR 值約為 0.13，與壓密儀壓密試驗結果相近。至於過壓密狀態下之 SR 及 RR 值，則隨應力比 ξ 之增加而逐漸增高，於 ξ 小於 3.51 時，SR 及 RR 小於 0.02。
- (2) 於解壓及再壓之過程中，考慮土壤之凝滯行為及其產生之塑性應變時，應力比 ξ 之觀念更能清楚描述此基本行為，並有助於土壤模式之發展。
- (3) 透水係數之對數值與孔隙比 e_0 呈現一線性關係，其斜率大致可表示為 $0.5e_0$ 。
- (4) CRS 壓密試驗求得之 $\bar{\sigma}_{vm}$ 較壓密儀 24 小時壓密試驗求取之值為大，惟與其修正為主壓密完成型態時

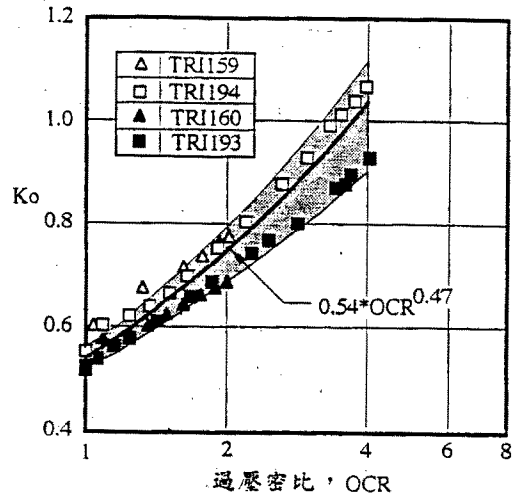


圖 23 靜止土壓力係數與過壓密比之關係

之值相近。

- (5) Geonor 型式之 DSS 儀器一般僅能測得垂直應力及水平剪應力，因此無法完全瞭解試體真正之應力狀態，本研究僅針對正常壓密狀態下之台北粉質粘土進行 $\overline{CK_0UC}$ 試驗，其求取之 $s_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 為 0.23，對於過壓密狀態下之行為則需進一步深入探討。
- (6) 三軸試驗結果顯示，台北粉質粘土於小應變下 ($\epsilon_a = 10^{-1} \sim 10^{-3}\%$) 仍呈現非線性行為，對於正常壓密狀況下， $\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$ 試驗求取之 $E_{u(50)}/s_u$ 分別為 680 及 470，若以 ϵ_a 等於 $10^{-3}\%$ 之不排水正割楊氏模數為初始值 $E_{u(1)}$ ，則 $E_{u(1)}/s_u$ 分別約為 2200 及 4200 (對應之 $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 分別約為 650 及 800)。而於相同之應力位階之下， E_u/s_u 大致隨過壓密比之增大而減小。
- (7) 對於正常壓密狀況下， $\overline{CK_0UC}$ 及 $\overline{CK_0UE}$ 試驗求取之 $s_u/\bar{\sigma}_{vc}$ 分別為 0.29 及 0.19，均較以往之研究成果為低，可能係應變速率影響所致；而求取之過壓密指數 m 則分別約為 0.78 及 0.75。
- (8) 由於黏性土壤行為之複雜，導致一般性之土壤模式較難建立，目前常應用之 Modified Cam Clay (MCC) 模式基本上具有簡易之功能，惟模擬之結果往往偏差甚遠 (Whittle 等人 [29])，Whittle [30] 則提出 MIT-E3 土壤模式，對土壤之行為可作較完整之描述。本文中之各項試驗結果則可作為台北粉質粘土應用 MIT-E3 模式參數分析之用，更甚者亦可依試驗結果對此模式之各項假設作更深入之修正。此外，依據相關之研究 (林宏達及白朝金[31]; Lin 與 Wang[32])，台北粉質粘土具有顯著之潛變行為，對於潛變之影響程度以及在模式之中考慮時間因素，則尚須更深入之研究。
- (9) 為獲取可靠之試驗數據，則需具備高品質之土樣，惟高品質土樣之取得不易，現場鑽探取樣往往因土樣擾動程度不一，致使試驗結果難以比較或取捨，或可應用再沈降之原理，於試驗室製作高品質之土

樣，免除取樣擾動之困擾，在學術研究上更為方便

- (10) 發展土壤模式中，另一項重要工作為建立土壤之降伏準則及性流定則，此項工作則須有排水應力路徑之試驗數據，雖有初步結果(Chin 等人[27])，尚有進一步研究之必要。

誌 謝

本文之資料主要取自台北捷運工程大地工程專業顧問服務之部份工作成果，作者感謝台北市政府捷運工程局及亞新工程顧問公司同意本文之發表，以及麻省理工學院 Dr. J. T. Germaine 之參與試驗，並感謝莫若楫博士、鄭文隆教授及麻州大學 Prof. D. J. DeGroot 的寶貴意見。

參考文獻

1. Moh, Z.C. and C.D. Ou, "Engineering Characteristics of Taipei Silt," *Proceedings of the Sixth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Singapore, Vol. 1, pp. 155-158 (1979).
2. 亞新工程顧問公司，「台北市地層大地工程性質分析報告」(1987)。
3. Moh, Z.C., C.T. Chin, C.J. Liu, and S.M. Woo, "Engineering Correlations for Soil Deposits in Taipei," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 12, No. 3, pp. 273-283 (1989).
4. Woo, S.M. and Z.C. Moh, "Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Basin," *Proceedings of the Tenth Southeast Asian Geotechnical Engineering Conference*, Taipei, Vol. 2, pp. 51-65 (1990).
5. Huang, C.T., Y.K. Lin, T.C. Kao, and Z.C. Moh, "Geotechnical Engineering Mapping of the Taipei City," *Proceedings of the Ninth Southeast Asian Geotechnical Conference*, Bangkok, Thailand, Vol. 1, pp. 3-109 to 3-120 (1987).
6. 秦中天、鄭在仁、劉泉枝，「台北沉泥之不排水剪力強度與過壓密比之關係」，中國土木水利工程學刊，第一卷，第三期，第 245-250 頁(1989)。
7. 劉泉枝、秦中天、謝旭昇，「非均向性及主應力軸轉變對台北盆地正常壓密凝聚性土壤剪力強度之影響」，中國土木水利工程學刊，第三卷，第一期，第 83-88 頁(1991)。
8. Liu, C.J., H.S. Hsieh, and K.R. Wang, "Undrained Strength Parameters Selection of Taipei City Soft Clay for Deep Excavation Design," *Proceedings Of the Second Young Asian Geotechnical Engineers Conference*, AIT, Bangkok, pp. 281-290 (1994).

9. Jamiolkowski, M., C.C. Ladd, J.T. Germaine, and R. Lancellotta, "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, CA, U.S.A., Vol. 1, pp. 57-153 (1985).
10. Hight, D.W., A.P. Butcher, C.R.T. Clayton, and P.R. Smith, "Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing," *Geotechnique*, Vol. XLII, No. 2, pp. 199-217 (1992).
11. Ladd, C.C. and R. Foott, "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786 (1974).
12. Bjerrum, L., "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays," State-of-the-Art Report, Session 4. *Proceeding of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol. 3, pp. 109-159 (1973).
13. 洪如江，「台北盆地各土壤之物理特性」，國立台灣大學工程學刊，第十期，第 1-24 頁(1966)。
14. Wissa, A.E.Z., I.T. Christian, E.H. Davis, and S. Heiberg, "Consolidation at Constant Rate of Strain," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM10, pp. 1393-1413 (1971).
15. Ladd, C.C., "Stability Evaluation during Staged Construction," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 4, pp. 537-613 (1991).
16. Germaine, J.T. and C.C. Ladd, "Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils," *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, pp. 421-459 (1988).
17. Lacasse, S. "Effect of Load Duration on Undrained Behaviour of Clay and Sand." Literature Survey. NGI Internal Report 40007-1. p. 72 (1979).
18. Bishop, A.W. and D.J. Henkel, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, 2nd Edition, Edward Arnold, London, England (1962).
19. 劉泉枝，「單向壓密試驗結果之評估及應用」，地工技術雜誌，第三十六期，第 62-74 頁(1991)。
20. Kavvasas, M. "Non-Linear Consolidation around Driven Piles in Clays." Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA (1982).
21. Azzouz, A.S. and M.M. Baligh, "Behavior of Friction Piles in Plastic Empire Clays." Publication No. 84-14, Order No. 771. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, Sept. (1984).

22. Tavenas, F., P. Jean, P. Leblond, and S. Leroueil, "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II. Permeability Characteristics," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 645-660 (1983).
23. Leroueil, S., F. Tavenas, L. Samson, and P. Morin, "Preconsolidation Pressure of Champlain Clays," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 803-816 (1983).
24. Ladd, C. C. and L. Edgers, "Consolidated-Undrained Direct Simple Shear Tests on Saturated Clays," Research Report R72-82, No. 284, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA (1972).
25. Hardin, B.O. and W.L. Black, "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM2, pp. 353-368 (1969).
26. 歐章煜、蕭文達，「臺北粉質黏土之不排水勁度特性」，中國土木水利工程學刊，第六卷，第二期，第 233-237 頁 (1994)。
27. Chin, C. T., J. H. A. Crooks, and Z. C. Moh, "Geotechnical Properties of the Cohesive Sungshan Deposits, Taipei," *Geotechnical Engineering, Journal of SouthestAsian Geotechnical Society*, pp. 77-102 (1994).
28. Mayne, P.W. and F. Kulhawy, " K_o -OCR Relationship in Soil," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 108, No. 6, pp. 851-872 (1982).
29. Whittle, A.J., D.J. DeGroot, C.C. Ladd, and T.H. Seah, "Model Prediction of Anisotropic Behavior of Boston Blue Clay," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 1, pp. 199-224 (1994).
30. Whittle, A.J., "Evaluation of a Constitutive Model for Overconsolidated Clays," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 2, pp. 289-315 (1993).
31. 林宏達、白朝金，「臺北粉質黏土之潛變特性探討」，中國土木水利工程學刊，第七卷，第一期，第 35-44 頁 (1995)。
32. Lin, H.D., and J.J. Wang, "Creep Effects on Deformation of Deep Excavation," *Proceedings of the Tenth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Beijing, pp. 1-4 (1995).
33. 張聰耀，「台北沈泥質黏土之變形特性研究」，國立台灣工業技術學院碩士論文 (1996)。
34. Leroueil, S. and M. Jamiolkowski, "Exploration of Soft Soil and Determination of Design Parameters," *Proceedings Geo-Coast'91*, Yokohama, Japan (1991).
35. Finno, R. J. and C. K. Chung, "Stress-Strain-Strength Responses of Compressible Chicago Glacial Clays," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 10, pp. 1607-1625 (1992).

85 年 7 月 31 日	收稿
86 年 2 月 4 日	修改
86 年 2 月 12 日	接受