

利用水壓錐分析粉質粘土之壓密性質
**THE APPLICATION OF PIEZOCONE TO
EVALUATE THE CONSOLIDATION
CHARACTERISTICS OF SILTY CLAYS**

胡逸舟，林炳森，秦中天
I. C. Hu, B. S. Lin and C. T. Chin

原著載於第六屆大地工程學術研究討論會論文集
1995年8月18~20日，第81~90頁

*Reprinted from Proceedings of the 6th Conference on Current
Researches in Geotechnical Engineering in Taiwan
August 18-20, 1995, pp.81~90*

利用水壓錐分析粉質粘土之壓密性質

胡逸舟* 林炳森** 秦中天*

*亞新工程顧問股份有限公司

**國立中興大學土木工程研究所

摘要

由於圓錐貫入試驗具有可獲得土層連續資料之特性，近年來更因為水壓錐之出現，使得利用圓錐貫入試驗作土層分類之可信度提高不少。至於在分析土壤之壓密性質方面，分析之前應先建立土壤因圓錐貫入後之行為模式。過去用以分析因圓錐貫入土層後，圓錐周圍土壤之力學行為大多以承载力理論或孔穴擴張理論來解釋，然而此二理論其假設條件與實際土壤行為有所出入，況且承载力理論並無法反應因圓錐貫入後土壤之水力性質。本文將以較能合理反應如樁基礎、取樣管、圓錐貫入等深層貫入問題土壤行為之應變路徑法，配合二向度壓密所建立之理論值，分析台北盆地基一(K1)區基隆河沿岸粉質粘土之壓密性質，並與試驗室單向度壓密試驗結果比較，探討該法於實際大地工程應用之可行性。

一、前言

自從數次重要國際會議以來，大地工程界已投注相當之心力於以圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test, CPT)探求土壤工程性質之研究。由於圓錐貫入試驗能

獲得土層連續變化資料^[27,26,4,21,22,23,33]，對於工程師在現地土壤工程性質判斷上有莫大之幫助，因此已廣泛應用於大地工程實務上。另外由於一種可同時量測孔隙壓力之圓錐貫入器(即電子式兼測水壓貫入錐，以下簡稱水壓錐，piezocone^[4])之出現，其不僅能獲得傳統CPT試驗可獲得之參數(如錐尖抵抗 q_c 、表面摩擦 f_s)，又因能測得孔隙壓力變化情形，除提高土壤分類之準確性外，尚能獲得許多於室內試驗很難取得之土壤參數^[1,21,22,24,25]。

由於水壓錐測得之孔隙壓力除隨圓錐形狀有所差異外，亦受透水元件安裝位置之影響甚大，即對同一尺寸圓錐而言，當其貫入土層時沿著錐身各處之孔隙壓力分佈並不相同^[7,29,17]。自Lambe^[14]發展出應力路徑法以來，廣為大地工程界應用於解決例如基腳、筏基、自然邊坡等淺層問題(shallow problem)；然而，對於諸如圓錐貫入、樁基礎等受應變控制之大變形深層問題(deep problem)，則需以應變路徑法分析，方能對土壤之行為作一合理解釋^[15,5]。Elghaib^[12]根據Levadoux^[13]及Baligh^[6,7]以應變路徑法所求得之完全不排水貫入後超額孔隙壓力消散結果，推導出部份排水貫入後，透水元件安裝於錐尖處之超額孔隙壓力消散理論曲線。由於本文試驗所使用之水壓錐為60°圓錐且透水元件

安裝於錐底，因此採用Chin等^[11]延伸Elghaib^[12]之部份排水貫入理論，推導出60°圓錐透水元件安裝於錐底之理論曲線。本文以部份排水貫入理論，分析水壓錐消散試驗結果，求取台北盆地地基一(K1)^[13]區基隆河截彎取直段之粉質粘土(灰色，低塑性，含微量貝屑、有機物，偶夾粉質細砂薄層)之壓密與透水性質，再與試驗室單向度壓密試驗結果作一比較，並進一步說明水壓錐消散試驗於實際大地工程應用上之可行性。

二、文獻回顧

用以分析圓錐貫入土層後，圓錐周圍土壤行為之理論大致可分成以下三種：

1. 承载力理論；
2. 孔穴擴張理論；
3. 應變路徑法。

2.1 承载力理論(Bearing Capacity Theory)^[18,19]

由於承载力大小受塑性區之形狀及位置影響甚大，因此將承载力理論應用於分析圓錐貫入試驗結果並不十分恰當，理由如下：

1. 土體破壞形狀係人為假設，而且亦不能反映圓錐穩態貫入行為。
2. 將土體視為完全塑性剛體，故並未考慮塑性破壞區以外之彈性區吸收應變能量之能力。
3. 承载力理論並未反映圓錐貫入之真實機制與水力性質，例如，錐貫入粘土中時會激發超額孔隙壓力。

2.2 孔穴擴張理論(Cavity Expansion Theory)^[21]

理論上，既使在不需瞭解土壤之剪動行為(shearing behavior)下，亦可完整地描述土壤之變形狀況，並進一步決定土壤之應變狀態。此表示於孔穴擴張下，土壤行為係一應變控制(strain controlled)問題，即不論土壤採取何種組成關係

(constitutive relation)，應力場與孔隙壓力場仍可輕易求得，此即為孔穴擴張理論吸引人之處，故於大地工程實務應用上十分廣範^[13,20,30,3,11]，例如：壓力計(pressuremeter)試驗、樁承载力、樁周圍應力分佈、及圓錐不排水貫入後之錐尖抵抗與超額孔隙壓力分佈情形...等。

雖然孔穴擴張理論於實務應用上簡單易懂，然而以它來描述圓錐貫入後之土壤變形狀況，仍有下列三不合理處：

1. 在孔穴擴張理論中只考慮徑向變形，故無法充分地描述土壤因圓錐垂直貫入(vertical penetration)所造成之垂直變形。
2. 隨著時間增加，孔穴半徑不斷增大，縱使孔穴變形保持著幾何上之相似性，但由於孔穴半徑隨著時間不斷增大，顯然違背了“穩定狀態”(steady state)之本意。
3. 無法反映因透水元件位置與圓錐貫入速度差異對理論消散曲線之影響。

2.3 應變路徑法(Strain Path Method)

應變路徑法最早係由Levadoux^[15]、Baligh^[16]所提出之一數值分析法，用以描述土壤中深層貫入(deep penetration)行為。就深層貫入問題而言，由觀察發現，無論飽和粘土之剪力行為有何差異，貫入時土壤之變形大致相同，因此假設於深層貫入時，土壤之變形與應變跟土壤本身之剪力抵抗無關，於是深層貫入可視為一應變控制問題，可用流體運動學之觀念予以模擬；意謂著，只需符合原先流體運動學之考慮與邊界條件，便可知土體受力後之變形與應變狀況，之後再經由應力與應變之關係推估有效應力。此分析法可應用於探討例如，樁基礎、取樣管、貫入錐等深層貫入後之土壤行為。

應變路徑法能確切地描述下列圓錐貫入特有之現象：

1. 因圓錐貫入造成周圍土壤產生垂直

向與徑向變形；

2. 考慮垂直向與徑向壓密之交互影響；
3. 考慮圓錐貫入速度對超額孔隙壓力激發之影響；
4. 能得知沿錐身各處，超額孔隙壓力分佈情形。

三、部份排水貫入

Levadoux及Baligh^[15, 16]對完全不排水貫入後產生超額孔隙壓力從事過一系列研究，以應變路徑法建立飽和土壤於完全不排水貫入後之初始超額孔隙壓力場，考慮垂直向與徑向壓密同時作用，分析土壤之壓密行為。獲得不同透水元件位置之正規化超額孔隙壓力 \bar{u} ($\bar{u} = \Delta u_t / \Delta u_i$ ； Δu_t = 任何時刻所量得之超額孔隙壓力； Δu_i = 完全不排水貫入下之初始超額孔隙壓力) 與時間因數 T ($T = c \cdot t / R^2$ ； c 為壓密係數； t 為時間； R 為圓錐半徑) 之關係，如圖1所示。由圖1可看出隨著孔隙壓力量測位置不同，正規化超額孔隙壓力之消散情形是有所差異。

當圓錐以穩定速度貫入土層中時，土壤之排水狀況全視土壤之透水性質之不同區分為完全不排水 (fully undrained)、部份排水 (partially drained)、及完全排

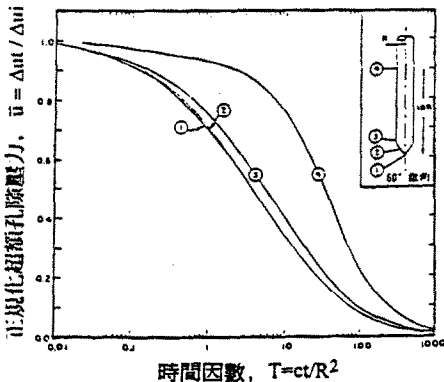


圖1 完全不排水貫入後沿圓錐不同位置之正規化超額孔隙壓力消散曲線(Levadoux, 1980; levadoux及baligh, 1986)

水 (fully drained)。對粉土 (silts) 及粉質粘土 (silty clay) 而言，其透水係數 k 通常約在 10^{-7} - 10^{-4} cm/sec 之間，當圓錐貫入土層時，因所激發之超額孔隙壓力有些部份業已消散，此即為部份排水狀況。就此類土壤於量測值之分析上，因涉及部份排水狀況，故有其不確定性與困難存在^[10]。於分析貫入之量測資料時，若不考慮部份排水狀況，經常會高估土壤之不排水剪力強度。例如兩種不同透水係數土壤，雖具相同之錐尖抵抗與錐尖超額孔隙壓力，但並不表示具有相同之剪力強度^[12]。

為能將部份排水狀況對土壤行為之影響作一定量描述，Elghaib^[12]提出一量化係數，「部份排水度 (degree of partial drainage), M_p 」，定義如下：

$$M_p = \frac{\Delta u_p}{\Delta u_u} \quad \dots \dots \dots (1)$$

其中 Δu_p 為部份排水貫入所產生之超額孔隙壓力
 Δu_u 為完全不排水貫入所產生之超額孔隙壓力

也就是說，完全不排水時， $M_p = 1$ ；完全排水時， $M_p = 0$ ；於部份排水狀況時， M_p 值則介於 0 到 1 之間。部份排水貫入後理論消散曲線之推導概念如圖2所示。

當透水元件安裝於錐底處時，原先由Elghaib^[12]所建立之依透水元件位於錐尖處之理論曲線便不再適用。Chin等^[11]修改

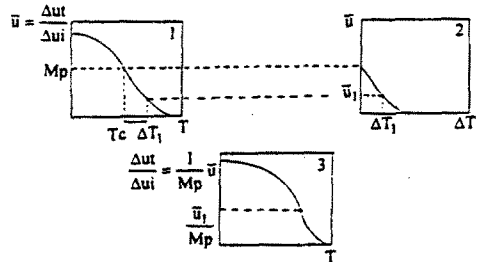


圖2 部份排水貫入後理論消散曲線之推導 (Elghaib, 1989)

四、壓密係數

Elghaib^[12]根據Baligh及Levadoux^[15, 16]之研究所推導出之部份排水標準理論曲線，建立適用於透水元件位於錐底之理論分析曲線，其結果如圖3及圖4所示。

圖3意謂著針對不同壓密係數之土壤，若採用相同貫入速度，其所激發之超額孔隙壓力分佈應有所不同。按常理而言，壓密係數較大之土壤於被圓錐貫入時，其被激發之超額孔隙壓力應較小，亦即是 M_p 較小；對壓密係數較小之土壤而言， M_p 則較大。也就是說，超額孔隙壓力之大小除取決於圓錐貫入速度外，同時亦受到土壤本身壓密性質之控制，亦即受到土壤壓密係數之大小所控制。土壤壓密係數愈小，圓錐貫入速度愈大，土壤被激發出之超額孔隙壓力便愈大；相反地，若土壤壓密係數愈大，圓錐貫入速度愈小，則土壤被激發出之超額孔隙壓力便愈小。

圓錐貫入試驗時，於飽和粘土中水壓錐所測得之孔隙壓力包含以下三部份：

1. 現地孔隙壓力， u_0 ；
2. 因八面體應力增量產生之孔隙壓力增量 $\Delta\sigma_{oct}$ ；
3. 因剪動產生之孔隙壓力增量 Δu_s 。

也就是說， $u = u_0 + \Delta\sigma_{oct} + \Delta u_s$ ，其中 $\Delta\sigma_{oct}$ 與 Δu_s 之和即所謂之超額孔隙壓力。

當圓錐中止貫入時所量得之孔隙壓力稱為初始孔隙壓力(u_i)，扣除現地孔隙壓力(u_0)後，可得到初始超額孔隙壓力($\Delta u_i = u_i - u_0$)，其為控制整個超額孔隙壓力消散過程之重要關鍵。依據Baligh及Levadoux^[1]研究發現：

1. 正規化消散曲線則受初始孔隙壓力之影響很大。
2. 超額孔隙壓力之消散主要受到塑性區內土壤之壓密性質所控制。

另外，從堅實(stiff)且高度過壓密土壤之水壓錐消散試驗結果發現，在中止貫入某小段時間內孔隙壓力有上升之跡象，尤其於 60° 圓錐錐頭周圍特別明顯，此種現象係因 60° 圓錐錐頭周圍孔隙壓力梯度相當大^[10, 30]，於中止貫入時孔隙壓力會重新分佈，以致造成錐頭附近孔隙壓力上升。所以建議消散試驗中之初始孔隙壓力應採用中止貫入後之最大孔隙壓力。

利用正規化消散曲線來預測土壤的水平向壓密係數 $c_h(OC)$ 時，其誤差之主要來源有二：1) 初始孔隙壓力之量測誤差；2) 現地孔隙壓力之預估偏差。經由Baligh及Levadoux^[1]之研究發現，與其他不同壓密度 $U(t)$ 時之水平壓密係數 c_h 比較，採用 $U(t) = 0.5$ 之 c_h 其受上述二因素之影響最小。因此本文採用 t_{50} 為分析 c_h 之依據。

另外Baligh及Levadoux^[1]之研究認為，對正常壓密土壤來說，由於圓錐貫入對土壤產生不排水剪動，此刻孔隙壓力增

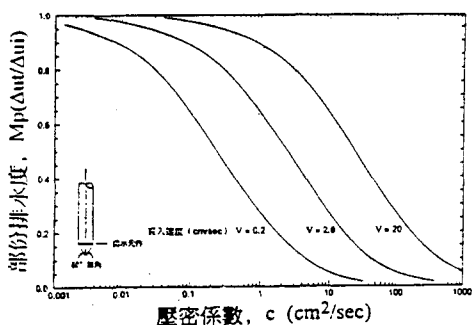


圖3 錐底處不同貫入速度下部份排水度(超額孔隙壓力比)與壓密係數之關係(Chin等, 1993)

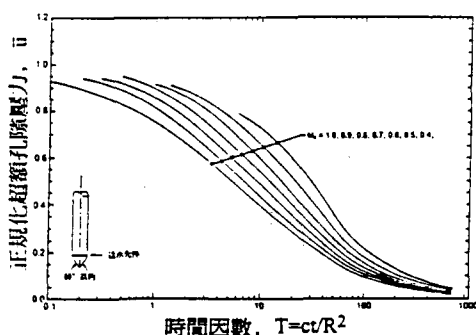


圖4 錐底處部份排水貫入後正規化超額孔隙壓力消散曲線(Chin等, 1993)

加使得有效應力減少。當超額孔隙壓力開始消散時，於圓錐周圍之土壤所承受之有效應力漸增，相當處於再壓（reloading）階段；除非土壤所承受之有效應力回復到未貫入時之初始有效應力態，壓密行為才回到現場原狀壓縮曲線（virgin compression curve），所以利用水壓錐消散試驗所得到的是過壓密階段水平向壓密係數（ $c_h(OC)$ ）。

依前述部份排水貫入理論，參考 Elghaib^[12]所建議之疊代方式求得 $c_h(OC)$ ，分析步驟如下所示：

- (1) 建立現場孔隙壓力消散曲線。
- (2) 由水壓計（piezometer）或現場孔隙壓力消散曲線推估求得現地孔隙壓力 u_0 。
- (3) 以現場孔隙壓力之最大孔隙壓力、或中止貫入時之孔隙壓力為初始孔隙壓力。
- (4) 按 $\bar{u} = (u_t - u_0) / (u_i - u_0)$ 建立正規化超額孔隙壓力消散曲線（ u_t ，任何時刻 t 之孔隙壓力）。
- (5) 由正規化孔隙壓力曲線上決定 t_{50} 。
- (6) 令 $M_p = m' = 1$ 。
- (7) 由 $\bar{u} - T$ 曲線（圖4）之 $M_p = m'$ 曲線上決定 T_{50} 。
- (8) 決定壓密係數 $c = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot R^2$
- (9) 依步驟(8)所得之 c ，由圖3之 $M_p - c$ 曲線（本文中 $V = 2\text{cm/sec}$ ）得另一 $M_p = m'$ 。
- (10) 重覆步驟(7)至(9)至 M_p 值（或 c 值）收斂為止。
- (11) 上述步驟(10)所求得之 M_p 與 c 分別為土壤之部份排水度與壓密係數。注意，此時所獲得之 c 為過壓密階段水平向壓密係數 $c_h(OC)$ 。

依前述部份排水貫入理論，求得水平向過壓密係數 $c_h(OC)$ 。再利用此水壓錐消散試驗所得到之 $c_h(OC)$ ，及試驗室驗求得之垂直向對水平向透水係數比值，

k_v / k_h ；壓縮比，CR；再壓縮比，RR等參數推求出透水係數與其他壓密係數^[9,22]，如下：

1. 過壓密垂直向壓密係數， $c_v(OC)$

$$c_v(OC) = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(OC) \cdot \dots \quad (2)$$

其中 k_v = 垂直向透水係數
 k_h = 水平向透水係數

2. 正常壓密水平向壓密係數， $c_h(NC)$

$$c_h(NC) = \frac{RR}{CR} \cdot c_h(OC) \cdot \dots \quad (3)$$

其中 CR = 壓縮比
RR = 再壓縮比

3. 正常壓密垂直向壓密係數， $c_v(NC)$

$$c_v(NC) = \frac{RR}{CR} \cdot \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(OC) \cdot \dots \quad (4)$$

五、結果與討論

5.1 水壓錐消散試驗

本文採用透水元件位於錐底處之水壓錐，貫入錐斷面積 10cm^2 ，以 2cm/sec 之貫入速度穩定貫入土層中。當到達預定消散試驗深度時，即刻停止貫入，同時每5秒記錄一筆孔隙壓力值，並觀察孔隙壓力變化情況，於至少能完整地繪出孔隙壓力消散曲線之第二個反曲點時，方停止消散試驗，進行下一階段之貫入試驗，依據前述之分析步驟求得各種壓密係數。

5.2 單向度壓密試驗

基於前述水壓錐消散理論僅考慮主要壓密階段超額孔隙壓力之消散，本文採用有別於傳統“24小時”試驗室壓密曲線之“主要壓密完成”（End of Primary, EOP）試驗室壓密曲線；即以各階段壓密載重，及其相對於主要壓密完成（ t_{100} ）時之孔隙比建立試驗室壓密曲線，即EOP試

驗室壓密曲線（以下簡稱EOP曲線）。

預壓密應力之大小直接影響到分析土壤壓縮行為之準確性。然而於取樣過程中，土樣受到不同程度之擾動在所難免。隨著擾動程度之增加，試驗室壓密曲線之平滑度亦隨之提高；平滑度愈高，愈不利於使用Casagrande法決定土壤預壓密應力之大小。本文參考Schmertmann^[28]建議之方式，根據EOP曲線，建立現場壓密曲線，並求得壓縮比CR及再壓比RR。

水平向與垂直向壓密試驗之試體準備方式如圖5所示，水平裁樣（horizontal trimmed）試體進行垂直向壓密試驗，垂直裁樣（vertical trimmed）試體進行水平向壓密試驗。

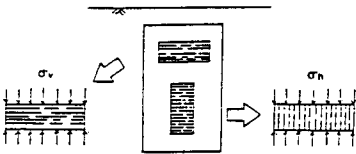


圖5 垂直向、水平向壓密試驗試體準備

5.3 試驗結果比較

基於對土壤性質區域性差異之考慮，本文將試驗區域分為A、B二區分析，因考慮與水壓錐消散試驗同深度範圍內之比較，二區各有8筆資料垂直向及水平向單向度壓密試驗結果；水壓錐消散試驗A區12筆，B區8筆。

A、B二區 k_v/k_h 值之平均值均為0.568，RR/CR值則參考水壓錐消散試驗處鄰近鑽孔壓密試驗結果，再根據水壓錐消散試驗所推得之 $ch(OC)$ 代入(2)式、(3)式及(4)式求得 $cv(OC)$ 、 $ch(NC)$ 及 $cv(NC)$ 則分別依，其中。

壓密係數之水壓錐消散試驗結果與壓密試驗結果比較如圖6至圖9所示。

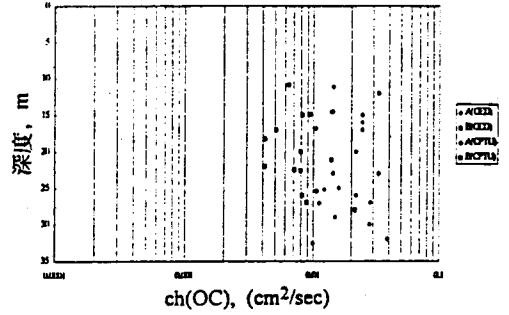


圖6 過壓密水平向壓密係數

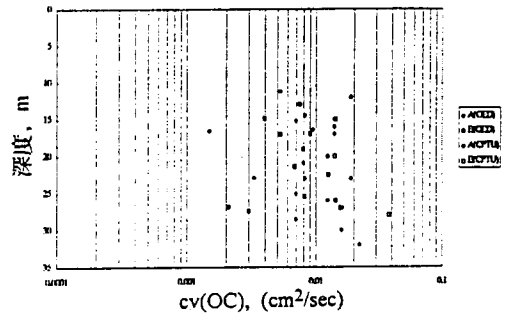


圖7 過壓密垂直向壓密係數

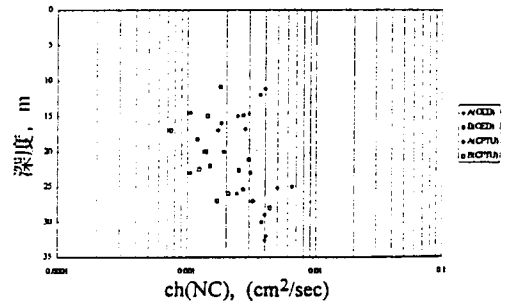


圖8 正常壓密水平向壓密係數

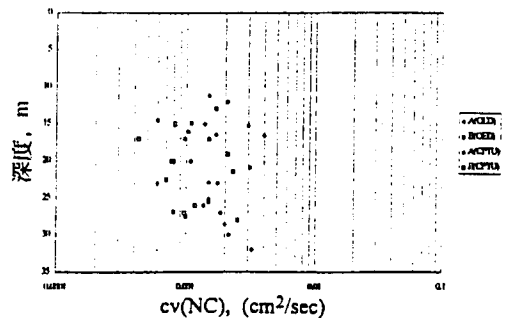


圖9 正常壓密垂直向壓密係數

5.4 討論

就圖6至圖9各項分析結果討論：

(1) $c_h(OC)$:

在A區中，由水壓錐消散試驗所得之 $c_h(OC)$ 隨深度分佈範圍相較於壓密試驗所得之結果，其分佈之範圍較零散也較大，約在 $0.014 \sim 0.039 \text{cm}^2/\text{sec}$ 之間。在B區中水壓錐消散結果則較集中，與A區相同地的是其值較壓密試驗結果為大。

(2) $c_v(OC)$:

由水壓錐消散試驗所得之 $c_v(OC)$ 隨深度之分佈情形與 $c_h(OC)$ 相似，此係因分析上 $c_v(OC)$ 係直接將 $c_h(OC)$ 乘上 k_v/k_h 而得。整體來說，水壓錐試驗結果也較大。

(3) $c_h(NC)$:

水壓錐試驗結果均較壓密試驗集中，且大致小於壓密試驗結果。

(4) $c_v(NC)$:

水壓錐試驗結果與 $c_h(NC)$ 相同地，在分佈上較壓密試驗結果集中，除此之外其值與壓密試驗結果頗為接近。

本區粉質粘土 M_p 值約於0.95至0.97之間。由試驗結果比較亦發現部份排水度 M_p 之大小對 $c_h(OC)$ 有相當程度之影響。理論上，若 M_p 值較大則 $c_h(OC)$ 值較小。然而對相同之 M_p 值， $c_h(OC)$ 會隨著 t_{50} 之不同有所差異，若 t_{50} 較小則 $c_h(OC)$ 較大，這點顯示 t_{50} 對 $c_h(OC)$ 有決定性之影響。同時 t_{50} 之準確性又受到水壓錐中止貫入時初始孔隙壓力 u_i ，與現場孔隙壓力 u_o 所控制。故於分析時，對 u_i 與 u_o 之選取應十分慎重。

六、結論

1. 當圓錐貫入土層中時，圓錐周圍之土壤承受相當大之變形，因此土壤之變形屬於大變形問題，也是一應變控制問題。就飽和土壤而言，土壤可視為一種不可壓縮材料。至於圓錐貫入行為之模擬，本文中將土壤視為一種以穩定速度流經一剛性貫入器之不可壓縮流體，如此之假設不僅能描述土壤受貫入器垂直貫入後所造成之徑向變形，更確切地描述垂直向變形。
2. 經由適當之模式建立土壤受圓錐穩態貫入後產生軸對稱之超額孔隙壓力場，同時考慮徑向與垂直向壓密交互影響，獲得沿圓錐錐身周圍各處於完全不排水情況下之理論超額孔隙壓力消散曲線。
3. 當圓錐貫入土壤時，土壤之排水狀況未必為完全排水之情形；另由於土壤受圓錐穩態貫入後產生之超額孔隙壓力場，其消散情形沿著圓錐錐身有很大之差異，即與水壓錐透水元件安裝位置有關。本文就錐底之孔隙壓力消散行為，於完全不排水貫入理論中，加入部份排水貫入觀念之詮釋，建立一系列不同部份排水度下之理論超額孔隙壓力消散曲線，如此更合乎土壤於圓錐貫入時之真實行為。
4. 經由現場超額孔隙壓力消散曲線與理論曲線間之交互疊代、比較，所求得之壓密係數為過壓密水平向壓密係數 $c_h(OC)$ ；經由基本之土壤力學公式，可進一步求得其他壓密係數 $c_v(OC)$ 、 $c_h(NC)$ 、 $c_v(NC)$ 。
5. 影響整個分析過程最重要之關鍵，乃正規化超額孔隙壓力消散曲線建立之正確與否，而控制此關鍵之最重要因素則為初始孔隙壓力 (u_i) 及現地孔隙壓力 (u_o) 之判斷。於水壓錐消散試驗中，唯一可量得之數值為孔隙壓力隨時間變化之情形。接著經由以初始孔隙壓力與現地孔隙壓力之差值將現場孔隙壓力消散曲線予以正規化，建立正規化超額孔

隙壓力消散曲線。

6. 由水壓錐消散試驗所求得之結果與室內單向度壓密試驗結果具有相當一致之趨勢，尤其是正常壓密水平向與垂直向壓密係數($c_h(NC)$ 、 $c_v(NC)$)。如是可知，水壓錐消散試驗於實際大地工程之應用上，確有其實用價值。
7. 本區粉質粘土之部份排水度 M_p 大多分佈於0.95至0.97之間，與完全不排水(部份排水度 $M_p=1$)狀況相當接近，在實務上可將排水狀況視為完全不排水貫入。

參考文獻

- [1] 秦中天(1986)，「電子式兼測水壓貫入錐的應用」，*土工技術雜誌*，第16期，pp.23-31。
- [2] Bagnelin, F., Jezequel, J-F, Mee, E. L., and Mehaute, A. L. (1972), "Expansion of Cylindrical Probe in Cohesive Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98(SM11), pp.1129-1142.
- [3] Baligh, M. M.(1976), "Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102 No. GT11, ASCE, pp.1131-1146.
- [4] Baligh, M. M. and Ladd, C. C. (1980), "Cone Penetration in Soil Profiling," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, No. GT4, ASCE, pp.447-461.
- [5] Baligh, M. M. (1985), "Strain Path Method," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 111, No. 9, ASCE, pp.1108-1136.
- [6] Baligh, M. M. (1986a), "Undrained Deep Penetration - I: Shear Stress," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4, pp.471-485.
- [7] Baligh, M. M. (1986b), "Undrained Deep Penetration - II: Pore Pressure," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4, pp.487-501.
- [8] Baligh, M. M and Levadoux, J-N. (1986), "Consolidation After Undrained Piezocone Penetration-II: Interpretation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 112, No.7, ASCE, pp.727-745.
- [9] Campanella, R. G. and Robertson, P. K. (1988), "Current Status of the Piezocone Test," *Proceeding of ISOPT-I*, pp.93-116.
- [10] Carter, J. P., Booker, J. R., and Yeung, S. K. (1986), "Cavity Expansion in Cohesive Friction Soils," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp.349-358.
- [11] Chin, C. T., Crooks, J. H. A., Enriquez, A. S., and Hu, I. C. (1993), "Interpretation of Piezocone Data After Partially Drained Penetration," *Proceeding of the 11th South-east Asian Geotechnical Conference*, Singapore, pp. 99-103.
- [12] Elghaib, M. K. (1989), "Prediction and Interpretation of Piezocone Data During Undrained, Drained and Partially Drained Penetration," *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- [13] Ladanyi, B. (1963), "Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium,"

- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 89(SM4), pp.127-161.
- [14] Lambe, T. W. (1967), "The Stress Path Method," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 93(SM6), pp.309-331.
- [15] Levadoux, J-N. (1980), "Pore Pressure in Clays due to Cone Penetration," *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- [16] Levadoux, J-N. and Baligh, M. M. (1986), "Consolidation After Undrained Piezocone Penetration - I: Prediction" *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 112, No.7, ASCE, pp.707-726.
- [17] Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. (1990), "Observation on the Development of Pore-Water Stresses During Piezocone Penetration in Clays," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp.418-428
- [18] Meyerhof, G. G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Geotechnique*, Vol.2, No.4, pp.301-332.
- [19] Meyerhof, G. G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102, No.GT3, ASCE, pp.197-228.
- [20] Palmer, A. C. (1972), "Undrained Plane-Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay: a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test," *Geotechnique*, Vol. 22, No.3, p.451-457.
- [21] Robertson, P. K. and Campanella R. G.(1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp.718-733.
- [22] Robertson, P. K. and Campanella R. G.(1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part II: Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp.734-745.
- [23] Robertson, P. K., Campanella, K. G., Gillespie, P. and Grieg, J.(1986), "Use of Piezometer Cone Data," *Proceeding of In-Situ '86*, ASCE, Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.
- [24] Robertson, P. K. (1990), "Soil Classification Using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp.151-158
- [25] Robertson, P. K. et al. (1992), "Estimating Coefficient of Consolidation from Piezocone Tests," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp.539-550.
- [26] Roy, M., Tremblay, M., Tavenas, F., and Rochelle P. L. (1982), "Development of Pore Pressure in Quasi-Static Penetration Tests in Sensitive Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, pp.124-138.
- [27] Ruiter, J.(1971), "Electric Penetrometer for Site Investigations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM2), pp.457-472.
- [28] Schmertmann, J. H. (1955), "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transaction*,

- [31] Vesic, A. S. (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 98(SM3), pp.265-289.
- [32] Woo, S. M., and Moh, Z. C., (1990), "Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Basin," *Proceeding of the 10th South-east Asian Geotechnical Conference*, Taipei, pp.1-26.
- [33] Wroth, C. P.(1984), "The Interpretation of In Situ Soil Tests," *1984 Rankine Lecture, Geotechnique*, Vol. 34, No. 4. pp.449-489.
- ASCE, Vol. 120, pp. 1201-1233.
- [29] Sills, G. C., Almeida, M. S. S., and Danziger, F. A. B.(1988), "Coefficient of Consolidation from Piezocone Dissipation Tests in a Very Soft Clay," *Proceeding of ISOPT-I*, pp.967-974.
- [30] Torstensson, B. A. (1975), "Pore Pressure Sounding Instrument," *Proceedings, ASCE, Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, NC, Vol.2.pp.48-54.