

77-研(六)

## 地層水平反力係數之研究與應用

計劃主持人

李 豐 博

協同主持人

李 廷 恭

研究人員

陳 圭 璋

謝 明 志

賴 聖 耀

蘇 吉 立

林 金 輝

技 術 員

李 春 榮

陳 志 芳

陳 義 松

張 阿 平

# 目錄

摘要 .....	1
一 前言 .....	2
二 研究方法與相關文獻探討 .....	4
2.1 理論發展 .....	4
2.2 地層水平反力係數之推求 .....	6
2.3 研究方法 .....	24
三 現地土壤試驗 .....	25
3.1 研究地點地層情況 .....	25
3.2 現地土壤試驗 .....	28
四 試驗結果分析與討論 .....	35
4.1 現地側壓儀試驗結果推求 $k_b$ 值 .....	35
4.2 標準貫入試驗 N 值與 $k_b$ 值關係 .....	36
4.3 平板載重試驗結果推求地層反力係數 .....	39
4.4 樁側向載重試驗結果推求 $k_b$ 值 .....	41
五 結論與建議 .....	46
六 參考文獻 .....	48
七 附錄 .....	50

## 摘要

本研究係以現地土壤試驗，包括標準貫入試驗、荷式錐貫入試驗、側壓儀試驗、平板載重試驗及樁側向載重試驗等推求台灣西部海岸砂土層之水平地層反力係數，提供基礎設計之參考及應用。

根據試驗資料顯示，側壓儀試驗結果所得之水平地層反力係數  $kh$  值隨土層標準貫入試驗  $N$  值之增加而增加，各專家學者建議由標準貫入試驗  $N$  值推算之  $kh$  值差異甚大，顯示各經驗公式在應用時應特別注意土層地區性的變化以及應用上的限制。本研究側壓儀試驗所得之  $kh$  值與  $N$  值之關係比較接近日本土質工學會、橫山及吉中所建議之經驗公式。

平板載重試驗結果顯示垂直向的地層反力係數較側壓儀試驗結果高，若以平板載重試驗結果所得之地層反力係數進行基礎側向抵抗分析，所得結果可能高估。

樁側向載重試驗結果所得之水平地層反力係數與由側壓儀試驗結果甚為接近。

## 一、前言

台灣地處環太平洋地震帶上，每年颱風期又長，因此土木工程結構設計考慮側向荷重作用的情況極多，一般工程結構承受水平荷重包括土壓力、風力、地震力或車輛之衝擊力等極易造成結構之側傾。此外海域或港灣工程結構由於船停泊時之衝擊力、繫纜繩之拉力、風力、波浪、海流、浮冰等均會傳遞側力至基礎結構上。

結構基礎在承受側向荷重時應考慮的安全因素包括下列兩項：

1. 基礎周圍土壤是否有足夠的側向抵抗力，是否會因抵抗力不足產生剪力破壞。
2. 基礎結構在水平荷重作用下之水平變位是否在容許範圍內。

上述問題均可利用基礎土壤之水平地層反力係數(Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction)加以分析求解。由於基礎土壤側向抵抗強度大小與基礎設計之安全與工程經濟有關，而土壤水平地層反力係數為推求土壤側向抵抗強度的重要參數之一，但國內工程師於進行工程設計時往往由於缺少可靠的該項資料，常根據標準貫入試驗  $N$  值或個人經驗加以推估，以致有許多非屬必要而採用斜樁的例子，甚或高估側向抵抗而致工程失敗的個案亦時有所聞。

本研究就台灣西海岸沖積土層進行現地側壓試驗及樁側向荷重試驗等直接求取土壤之水平地層反力係數，其結果並

與各專家學者建議之經驗公式加以分析比較，提供港灣以及一般工程設計或評估之參考。

## 二、研究方法與相關文獻探討

### 2.1 理論發展

當彈簧受外力作用時，若外力大小在彈性限度以內，則其勁度即彈簧載重除以彈簧伸縮量為一常數。同理在基礎底下某點土體元素所受之壓力  $p$  與該點相對應之沉陷量  $y$  之比值稱為地層反力係數 (Coefficient of subgrade reaction)，即  $k_s = p/y$ ，此與前述彈簧勁度有相同的意義。惟實際上對土壤而言此假設值極不精確，即使對完全均值的土層而言，其  $k_s$  值亦不可能為常數，因為均佈載重不可能產生均勻的沉陷，何況實際土層之性質極複雜，導致地層反力係數之推求極為不易。

地層反力係數在解析結構與土壤互制問題時，為一極有用之觀念，根據此一觀念，土壤介質可以一系列的彈簧表示之，而彈簧係數即與地層反力係數有關。

地層反力係數觀念最早由 Winkler(1867) 提出，Winkler 將基礎結構承受側向荷重之情況視同無限長之樑作用在半無限彈性之土體上，並假設每點之接觸壓力與對應產生之變位比值均相同，以公式表示如下：

$$k_s = \frac{p}{y} \text{ 代入樑有關之公式}$$
$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} = - k_s B y \dots\dots\dots (1)$$

式中  $k_s$ ：水平地層反力係數 (Coefficient of horizontal subgrade reaction)

p : 壓力

y : p 壓力作用產生之位 移量

X : 深度

$E_p I_p$  : 樁材料勁度

B : 基礎寬度或直徑

Zimmermann(1888) 將 winkler 之觀念應用於分析鐵軌枕木設計之應力應變關係獲得良好的效果，其後較詳細的研究工作則自 1950 年以後才開始，上(1)式係代表土壤與結構之互制關係，式中  $E_p I_p$  值代表結構材料之剛性， $k_b$  代表土壤產生單位變位所受之應力，前者屬結構特性極易推求，後者因土壤非均質體受極多因素影響不易準確推求。

(1)式係假設水平地層反力係數  $k_b$  值為常數，但根據 Terzaghi (1955) 之研究，影響  $k_b$  值之因素如下：

#### ① 基礎大小的影響

對同一土壤而言， $k_b$  值隨基礎面積之增大而減少，若以條形基礎為標準，則

$$\text{砂質土壤 } k_b = k_1 \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2$$

$$\text{粘質土壤 } k_b = \frac{k_1}{B}$$

式中  $k_b$  : 寬度為 B 之條形基礎之地層反力係數

$k_1$  : 寬度為 1 ft 條形基礎之地層反力係數

#### ② 基礎形狀影響

$$k_b = \frac{k_b(1+0.5 \times B/L)}{1.5}$$

式中  $k_b$  : 矩形 ( B × L ) 基礎之地層反力係數

$k_b$  : 方形基礎之地層反力係數

### ③ 基礎深度影響

$$k_h = k(1 + 2D/B)$$

式中  $k$  : 地表面之地層反力係數

$D$  : 深度

## 2.2 地層水平反力係數之推求

地層水平反力係數的推求方法有多種，較常用的有下列四種：

1. 樁側向載重試驗
2. 平板載重試驗
3. 側壓儀試驗
4. 由相類似土壤性質推導之經驗公式推求

上述四種方法推求土壤地層水平係數各有其優缺點，茲簡述如下：

### 2.2.1 樁側向載重試驗

樁側向載重試驗是推求水平地層反力係數最直接而準確的方法，由直接量取之樁變位及周圍土壤之應力關係可以反推求水平地層反力係數  $k_h$  值。

樁側向載重試驗一般可依據 ASTM 規範實施，其荷重施加步驟大致與樁軸向載重試驗方法相同，其試驗設備配置原理亦類似，惟此法所費偏高且試驗費時，除學術性研究或規模較大之工程外較少採用。

在設計抵抗側向荷重之樁基時，其主要考慮因素不是樁基的最大側向荷載能力，而是樁的最大側向變位，對樁側向變位

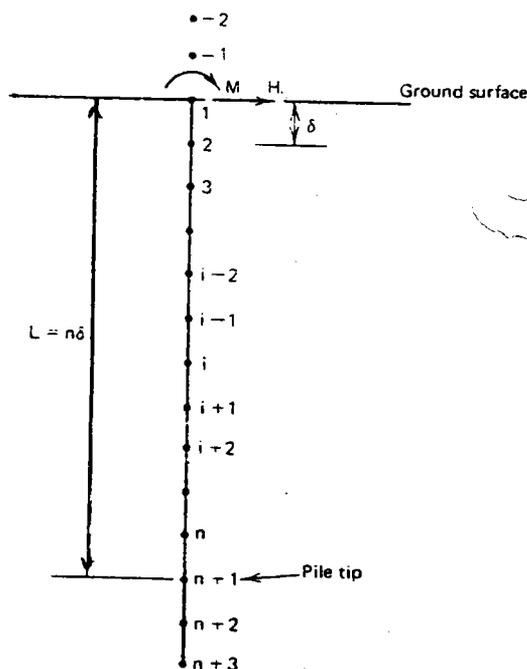
有兩種方法可予推估，即地層反力係數法 (Subgrade reaction approach) 和彈性法 (Elastic approach)，前者不考慮土體的連續性，樁任一點的反力僅與該點的變位有關，而後者係假設土壤為理想的彈性體以彈性理論加以解析。

如前所述，winkler (1867) 係最早以地層反力模式來闡述土壤行為的學者，他將土體視為一系列獨立的線性彈簧，故只有在荷重作用時才有變位發生，對承受側向荷重的樁變位可以前述之方程式 (1) 表示

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{d X^4} = k_b B y \dots \dots \dots (1)$$

上式可按解析法 (analytically) 或數值法 (numerically) 求解，解析法所得結果雖較準確，但僅適用於  $k_b$  為常數的情況。

若把樁身分成如圖一之小段，則上述微分方程式之解如下：



圖一 受側向荷重樁之有限差分解

$$E_p I_p \left[ \frac{y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}}{\delta^4} \right] + (k_b B y_i) = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + a_i y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$a_i = 6 + \frac{k_i L^4 B}{E_p I_p n^4} \dots\dots\dots(4)$$

式中  $n =$  樁區分段數

$L =$  樁長

$\delta =$  每一分段之樁長

$k_i =$   $i$  點之地層反力係數

另外因樁頂之邊界條件不同亦可導出下列公式：

(i) 頂部為自由端之樁 (Free-head pile)

$$\text{Shear} = H = E_p I_p \left( \frac{d^3 y}{dx^3} \right)$$

$$-y_{-2} + 2y_{-1} - 2y_2 + y_3 = \frac{HL^3}{E_p I_p n^3} \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{moment} = M = E_p I_p \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)$$

$$\therefore y_2 - 2y_1 + y_{-1} = \frac{ML^2}{E_p I_p n^2} \dots\dots\dots(6)$$

(ii) 固定樁頭 (Fixed-head pile)

$$\text{rotation} = E_p I_p \frac{dy}{dx} = 0$$

$$y_2 - y_{-1} = 0 \dots\dots\dots(7)$$

假設樁尖為自由端，則

$$\text{shear} = E_p I_p \frac{d^3 y}{dx^3} = 0$$

$$-y_{n-1} + 2y_n - 2y_{n+2} + y_{n+3} = 0 \dots\dots\dots(8)$$

$$\text{moment} = E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2} = 0$$

$$y_n - 2y_{n+1} + y_{n+2} = 0 \dots\dots\dots(9)$$

根據以上相關公式各輕易求得樁基各點之變位。

若  $k_n$  為常數不隨深度而變化，則 Hetenyi (1946) 根據線性理論 (Linear theory) 對樁貫入長  $L$ ，側向荷重  $H$ ，高出地面偏心距  $e$  之樁基導出下列公式，

(i) 自由樁頭

(a) 剛性樁 (Rigid pile,  $\beta L < 1.5$ )

$$y = \frac{4H(1+1.5 e/L)}{k_h \cdot B \cdot L} \dots\dots\dots(10)$$

$$\theta = \frac{6H(1+2 e/L)}{k_h \cdot B \cdot L} \dots\dots\dots(11)$$

(b) 無限長樁 (Infinitely long pile,  $\beta L > 2.5$ )

$$y = \frac{2HB(e^{\beta}+1)}{k_h \cdot B} \dots\dots\dots(12)$$

$$\theta = \frac{2H\beta^2(1+2e^{\beta})}{k_h \cdot B} \dots\dots\dots(13)$$

(ii) 固定樁頭情況

(a) 剛性樁 ( $\beta L < 0.5$ )

$$y = \frac{H}{k_h \cdot B \cdot L} \dots\dots\dots(14)$$

(b) 無限長樁 ( $\beta L > 1.5$ )

$$y = \frac{H\beta}{k_h \cdot B} \dots\dots\dots(15)$$

2.2.2 平板載重試驗推求水平地層反力係數  $k_h$  值

如前述以樁載重試驗反推求地層反力係數為最直接而有效的方法，但費用較高且試驗時間較長，故另有學者提出以平板載重試驗結果推求水平地層反力係數。

平板載重試驗可分為垂直於地層方向及與地層成水平方向之平板載重試驗等兩種。Terzaghi (1955) 認為水平地層反力係數  $k_h$  值與土壤性質、密度和基礎結構之幾何形狀等有關，為簡化其關係及考慮大部份的結構荷重導致的土壤應力均在土壤的彈性工作應力範圍內，故 Terzaghi 建議水平地層反力係數可考慮為線性彈性參數，並根據一系列之平板載重試驗結果，歸納出砂性土壤水平地層反力係數  $k_h$  值與土壤深度成正比，與樁或

深基礎寬度成反比，用公式表示如下：

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \dots\dots\dots(16)$$

式中

$n_h$ ：水平地層反力常數 (Constant of horizontal subgrade reaction )

X：深度

B：基礎寬度

對在砂土層之樁基，Terzaghi (1955) 假設彈性模數與砂土密度和覆土壓力有關並建議

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1.35} \text{ ( t/ft}^3 \text{)} \dots\dots\dots(17)$$

式中  $\gamma$ ：砂土密度

A：因數

有關 A 及  $n_h$  之經驗值如表一所示。

對粘性土壤而言，Terzaghi (1955) 認為水平方向的地層反力係數與垂直方向之地層反力係數相同，且不受深度影響。

Terzaghi 建議  $k_h$  值如下：

$$k_h = \left( \frac{1}{1.5 B} \right) (\bar{k}_{s,1}) \dots\dots\dots(18)$$

式中

$\bar{k}_{s,1}$ ：1 英尺寬方形平板之反力係數 ( t/ft<sup>3</sup> )

B：基礎寬度或直徑 (ft)

對過壓密粘土 (overconsolidated clay) 之  $\bar{k}_{s,1}$  值，Terzaghi 建議值如表二所示。

其他有關推求水平地層反力係數之理論公式最常用者為 Vesic (1961) 所提出，將樁基視同作用在彈性基礎上之無限長

的樑，其土壤水平地層反力係數與彈性模數關係如下：

$$k_b B = \alpha' E_s \dots\dots\dots(19)$$

式中土壤彈性模數可根據各種各靠之試驗數據推求，例如 Yoshida (1964) 及 Yoshida & Yoshinaka (1967) 根據許多試驗結果得下列結論：

$$E_c = E_b, E_{s0} = 3E_b$$

式中  $E_c$  = 由不擾動土樣進行三軸壓縮試驗所得之彈性模數。

$E_b$  = 現場側壓試驗所得之彈性模數。

$E_{s0}$  = 直徑 30 cm 平板載重試驗結果所得之彈性模數。

(19) 式中推求  $k_b$  值首先要決定  $\alpha'$  係數，Vesic (1961, 1963) 建議。

$$\alpha' = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p} \cdot \frac{1}{1 - \mu_s^2}} \dots\dots\dots(20)$$

Broms (1964), Francis (1964), Bolows (1968) 等建議樁基四週均為土壤與 Vesic 假設之樑僅上下受限制之情況不同，故  $\alpha'$  應加倍，即

$$\alpha' = 1.3 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p} \cdot \frac{1}{1 - \mu_s^2}} \dots\dots\dots(21)$$

上式中  $E_p, I_p$  為樁材料之彈性模數及慣性矩， $E_s$  土壤彈性模數， $\sqrt[12]{E_s}$  約等於 1。

根據樁基材料性質  $\alpha'$  約在 1/1.3 間，即鋼樁  $\alpha' = 1/1.6$ ，混凝土樁  $\alpha' = 1/1.4$ 。

表一 砂土層之  $n_h$  值 ( $t/ft^3$ )

相 對 密 度	疏 鬆	中 等 緊 密	緊 密
A 值 範圍	100-300	300-1000	1000-2000
建 議 A 值	200	600	1500
乾 或 溼 砂, $n_h$ 值	7	21	56
浸 水 砂, $n_h$ 值	4	14	34

Terzaghi (1955)

表二 一英尺方形平板在過壓密粘土之  $\bar{k}_{s,1}$  值 ( $t/ft^2$ )

粘 土 稠 度	堅 實	極 堅 實	堅 硬
不 排 水 剪 力 強 度, $C_u$ ( $t/ft^2$ )	0.5-1.0	1-2	2
$\bar{k}_{s,1}$ 範 圍	50-100	100-200	200
$\bar{k}_{s,1}$ 建 議 值	75	100	300

Terzaghi (1955)

### 2.2.3 側壓儀試驗推求水平地層反力係數

#### 1. 側壓儀之發展

現地試驗推求水平地層反力係數最主要者為側向載重試驗，簡稱 LLT 試驗，目前國內使用最普遍的為日本 OYO 公司出廠

之側壓儀，該儀器係經多年不斷改良的成果。側壓儀觀念最早為德國 Kögler(1933) 所提出，將橡皮膜埋入鑽孔中施加壓力使其膨脹，以量取土壤在壓力作用下之變形特性，當時由於許多技術問題未克服而告失敗。

1950 年 Men'ard 發展出第一個側壓儀 (Pressuremeter) 之技術及理論，1957 年並且在自己的公司開始製造生產。1963 年以後更將側壓儀試驗結果廣用於基礎工程，特別是橋樑基礎設計方面。1967 年以後側壓儀試驗幾乎被用以解析各種型式之基礎問題。日本因處於地震帶上，側向力作用在基礎設計上為一重要之考慮因素，故對水平地層反力係數之推求不遺餘力，其中 Fukuoka & Utsu(1959) 根據 Kögler 之觀念另行發展出一套側壓儀，1966 年日本 OYO 公司復根據 Fukuoka 建議的方法，生產該公司第一套側向載重試驗儀 (Lateral Load Tester)，目前在日本廣用於推求土壤之水平地層反力係數  $k_h$  值。

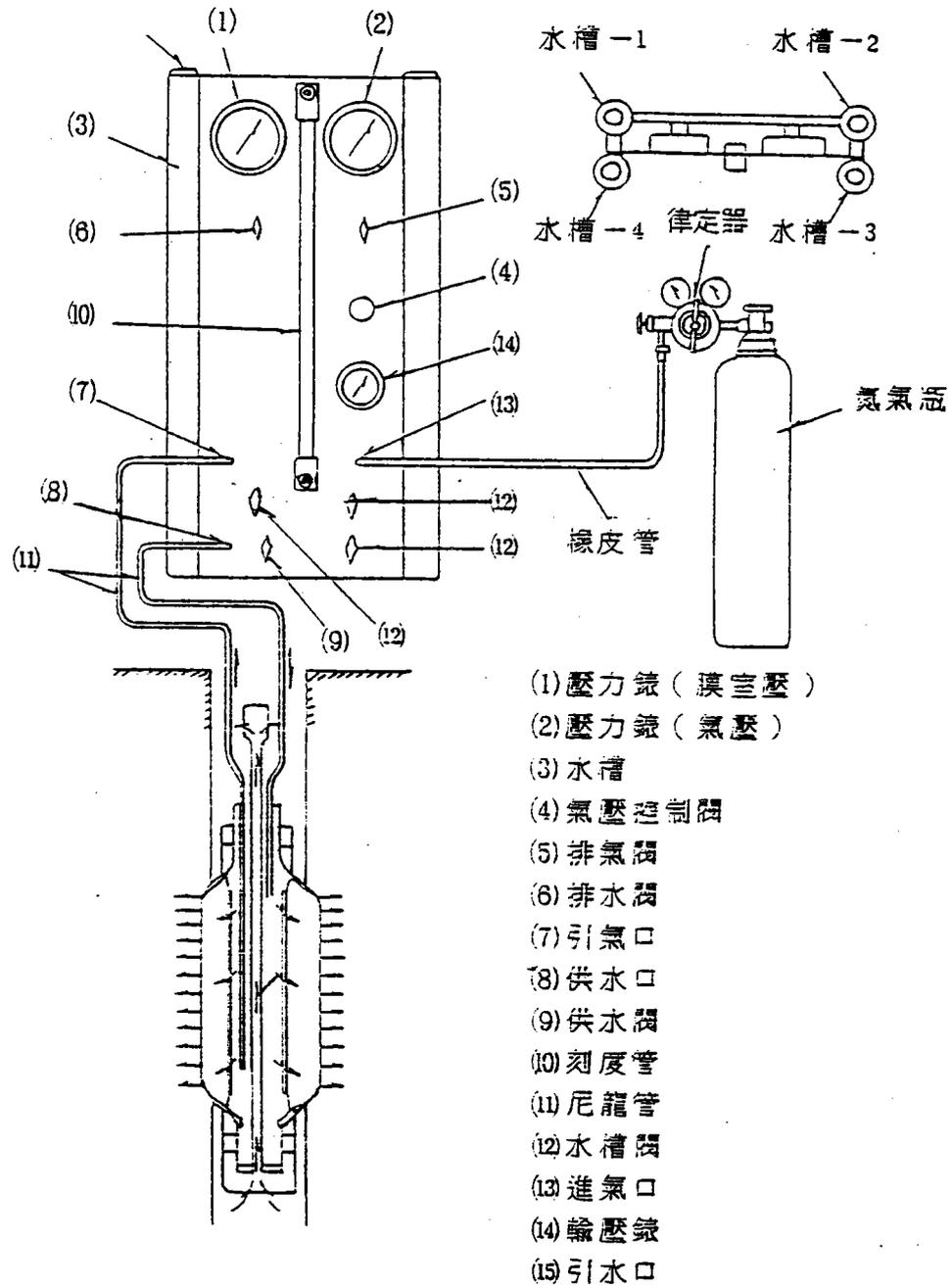
側壓儀目前在應用上有兩類：

(1) 傳統式側壓儀 (Conventional pressuremeter)

傳統式側壓儀包含三個主要部份，即控制單元 (Control unit)，探測體 (Probe) 及測桿 (Tubing)，探測體主要由一長鋼管外以兩層橡皮膜包縛，並以高壓尼龍管線 (可承受  $150\text{kg}/\text{cm}^2$  之壓力) 與控制單元聯接，試驗時將探測體連接在測桿上，下降至鑽孔中欲測試深度，再利用地面之高壓氣體為壓力源，增高橡皮膜內水壓使其膨脹施加壓力於孔壁，橡皮膜受壓大小與體積變化均可由控制單元量測，探測體有兩種型式，一種為單囊式探測體如日製 OYO，另一種為三囊式如法製 Me'nard 及

印度製 Aimil。

圖二為日製 OYO LLT之配置詳圖，表三為各種傳統式側壓儀特性比較。



圖二 側向載重試驗 (LLT) 配置圖

表三 傳統式側壓儀比較

側 壓 儀	比較項目		變形量測	囊 數	探測體		水 槽 數	水 槽 容 量 (cm <sup>3</sup> )	最大荷 重壓力 (kg/cm <sup>2</sup> )	建議適用 土層
	壓力源				直徑 (mm)	長度 (cm)				
Ménard 型	E 型	壓縮 氣體	送至中間 囊之水體積	3	44.58	66.42*	1	750	21-26	軟至緊密 土壤
	GC 型	"	"	3	"	**	1	900	26-42	壓實至堅 硬土壤
	GB 型	"	"	3	"	**	2**	2×800	105	所有土壤且 適用於岩石
LLT	Model 4120	壓縮 氣體	送至橡皮 囊之水體積	1	80	60	1	6000	25	軟至緊密 土壤
	Model 4165	"	"	1	60 70 80	60	4***	7000	25	"

備註： \* 量測囊長度約為探測體的一半

\*\* GB 型側壓儀三囊全部充水但中間和兩旁保護囊水源不同

\*\*\* 不同土壤可借著調整供水槽數目控制供水量

(2) 自鑽式側壓儀 (Self-boring pressuremeter)

針對傳統式側壓儀使用上的缺點及經驗，法國 Jézéquel (1968) 另行發展出自鑽式側壓儀，經 Baguelin et al (1972) 改良後稱為 Autoforeur 探測器，其後英國 Worth & Hughes (1973) 加以改進，稱為 Camkometer，此兩種側壓儀之構造及試驗原理與前述傳統式測壓儀相同，僅在探測器圓柱體頂端另行按裝小小的旋轉切片，在探測器被壓入土層的過程中使被切割之土壤由內管成漿液送至地面，與傳統式側壓儀利用預鑽孔進行側壓試驗比較，自鑽式側壓儀對土壤擾動較小，所得結果較具代表性。

## 2. 側壓試驗結果與資料分析

### (1) 典型側壓試驗結果

典型的側壓儀試驗曲線如圖三所示，圖三為作用於探測器室壓與體積變化量之關係曲線，而橡皮膜體積變化與其半徑成一定的比例，故側壓儀試驗一般以  $P_e - r$  曲線表示，另外為便於判別壁體土壤受力後之應力應變行為，LLT 試驗結果可繪製應力-變形速率曲線，即  $P_e - \Delta H$  曲線。 $\Delta H$  可視為相當於土體受應力作用之潛變量，如圖三壁體受力後之應力變形關係可分成如下幾個階段：

① 0-0 段，代表橡皮膜加壓後自由膨脹階段，0 點為橡皮膜與壁體接觸點。

② 0-A 曲線段為橡皮膜抵抗壁體主動土壓力之再壓縮 (re-compression) 階段，地層反力  $P_e$  逐漸增加，而變形速率逐漸減小，A 點代表地層靜止土壓力。

③ A-B 直線段，壁體受橡皮膜壓力作用開始產生被動土壓，地層受力後之變形在彈性限度內，變形速率  $\Delta H$  保持固定，B 點為屈服點。

④ B-C 曲線段，地層塑性變形逐漸增加至破壞止，C 點為破壞點。

根據以上特性 LLT 試驗可推求下列資料：

(i) 靜止土壓力  $P_0$ ，屈服壓力  $P_y$  及極限壓力  $P_l$

(ii) 地層反力係數 (即  $P_e \sim r$  曲線直線段部份之斜率)，

$$k_m = \Delta P / \Delta r$$

(iii) 彈性模數  $E_m = (1 + \mu) \cdot k_m \cdot r_m$ ， $r_m$  為直線段平均半徑，

$\mu$  為波松比。

(iv) 剪力模數  $G_m = k_m \cdot r_m$

(v) 淨極限壓力  $P_\ell = P_\ell' - P_0$

(2) 水平地層反力係數之推求

LLT 試驗結果所得之地層反力係數  $k_m$  不能直接應用於基礎分析，由於水平地層反力係數與基礎寬度，容許側向位移等有關，實際應用時應加以換算，一般換算方法有下列三種：

(i) Ménard 法 — Ménard (1963)

當  $B > 0.6m$  時  $\frac{1}{k_h} = \frac{2}{9E_m} B_0 \left( \frac{B}{B_0} \times 2.65 \right)^\alpha + \frac{\alpha}{6E_m} \cdot B \dots\dots\dots(22)$

當  $B < 0.6m$  時  $\frac{1}{k_h} = \frac{B}{E_m} \cdot \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} \dots\dots\dots(23)$

式中  $B_0$  : 參考寬度或直徑 (=60 cm)

$B$  : 樁徑或寬度

$\alpha$  : 流動因數 (Rheological factor)，與土壤種類有關，例如泥炭土、粘土  $\alpha=1$ ，沉泥  $\alpha=2/3$ ，砂  $\alpha=1/2$ ，砂含礫石  $\alpha=1/3$ 。

(ii) Imai 法 — Imai (1970)

根據  $k_m$  值導出下列三個關係式

水平地層反力係數標準值 (Standard  $k_h$  value)  $K_0$

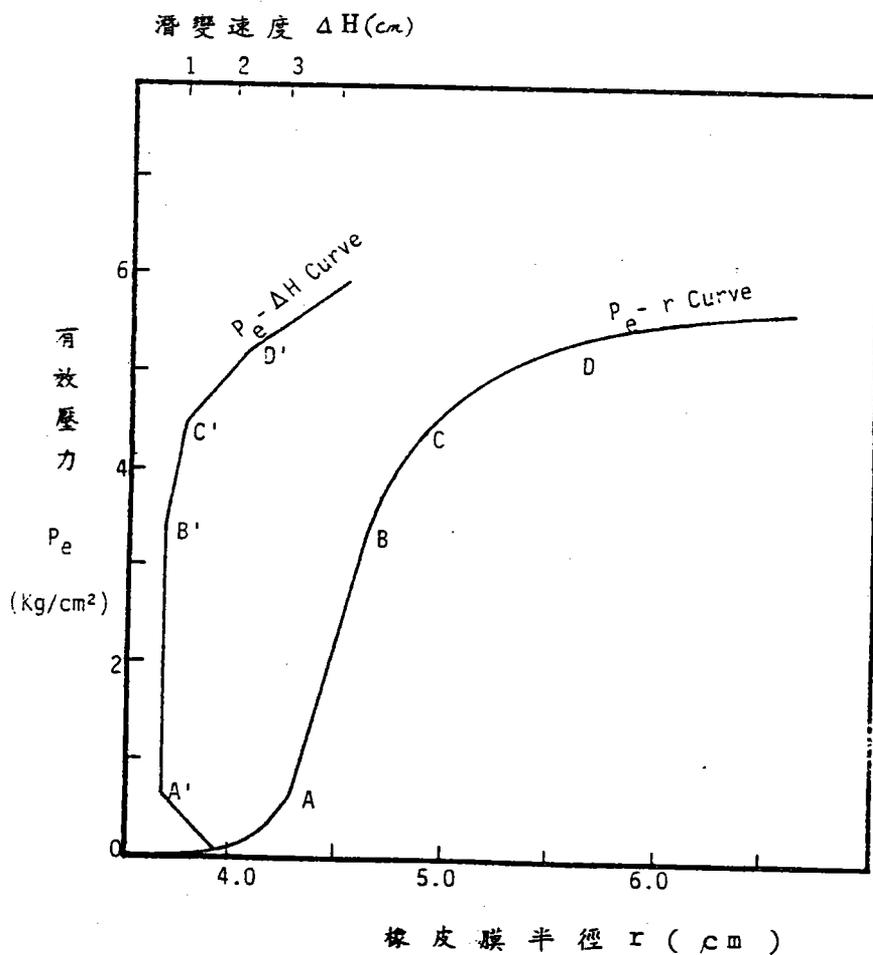
$K_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{2r_0(r_m - r_0)^2}{B}} \cdot k_m \dots\dots\dots(24)$

水平地層反力係數特值 (Specific  $k_h$  value)  $k_0$

$k_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{2r_0(r_m - r_0)^2} \cdot k_m \dots\dots\dots(25)$

水平地層反力係數通值 (General  $k_h$  value)  $\bar{K}_0$

$\bar{K}_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{2r_0(r_m - r_0)^2}{B \cdot y^2}} \cdot k_m \dots\dots\dots(26)$



圖三 側壓試驗曲線示意圖

- 式中  $r_0$  : 橡皮膜初始半徑  
 $r_m$  :  $P_e - r$  曲線直線段之平均半徑  
 $k_m$  :  $P_e - r$  曲線直線段之斜率  
 $B$  : 樁徑或寬度  
 $y$  : 樁位移

(iii) Yoshida & Yoshinaka 法—Yoshida & Yoshinaka (1972)

$$k_h = 3\alpha' E_m \left(\frac{1}{B_0}\right) \left(\frac{B}{B_0}\right)^{\left(\frac{3}{4}\right)(m-1)} \cdot y_t^{-m} \dots\dots\dots(27)$$

式中  $\alpha' = 1.3 \sqrt{\frac{B^4}{E \cdot I}} \cdot \frac{1}{1 - \mu^2} \approx \frac{1}{1.3} \sim \frac{1}{1.6}$

EI：樁材料勁度

B<sub>0</sub>：樁參考寬度 (= 30 cm)

m：常數與樁及土壤種類有關如表四所示

y<sub>t</sub>：樁在地表面之位移

B：樁徑

μ：波松比

表四 指數 m 值

m 值 樁種類	0~0.3	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.7	0.7~1.0
打擊樁	彈性	沖積土 粘質土	砂或 砂質土	—	塑性
場鑄樁	—	—	—	在 y <sub>t</sub> > 20 mm 之情形	—

#### 2.2.4 由經驗公式推求水平地層反力係數

由經驗公式推求 k<sub>b</sub> 值的公式極多，此類公式大都與當地的土層特性和施工經驗有關，工程師在引用時應特別謹慎。經驗公式推求 k<sub>b</sub> 值，一般均根據標準貫入試驗 N 值或土壤強度特性，茲說明如下：

##### 1. 由標準貫入試驗 N 值推求水平地層反力係數

根據 N 值推估水平地層反力係數之公式極多，有關之經驗公式大都為日本學者所提出，例如

$$(1) \text{日本土質工學會} \quad k_b = 5.6NB^{-3/4}y^{-1/2} \dots\dots\dots(28)$$

$$(2) \text{日本道路協會} \quad k_b = 11.964NB^{-3/4} (\text{平時}) \dots\dots\dots(29)$$

$$k_b = 240NB^{-3/4} (\text{地震時}) \dots\dots\dots(30)$$

(3) 橫山公式  $k_h = 0.2N \dots\dots\dots(31)$

(4) 矢作公式  $k_h = (1.089N^{-3/4} + c_1 + c_2)y^{-1/2} \dots\dots\dots(32)$

(5) 赤井、高橋公式  $k_h = 0.502N^{0.37} \dots\dots\dots(33)$

(6) 福岡、宇都公式  $k_h = 0.691N^{0.406} \dots\dots\dots(34)$

(7) 吉中  $k_h = \frac{7}{1.2} NB^{-3/4} \dots\dots\dots(35)$

上式中  $k_h$  : 水平地層反力係數,  $kg/cm^3$

$y$  : 設計時樁頭容許變位量,  $cm$

$B$  : 樁徑,  $cm$

$c_1, c_2$ : 係數, 依基樁及土層種類而定如表五

利用 SPT-N 值推求之  $k_h$  值相差極大, 且未指出適用之土壤性質, 部份公式且未指出  $k_h$  值與樁徑之關係, 故用於基礎設計時仍不太適宜, 僅能作為規劃或初步設計之參考。

表五  $c_1$  及  $c_2$  值

$c_1$ 值	鋼管樁	1.073
	預力混凝土樁	0.44
	場注樁	1.149
$c_2$ 值	砂礫層	0.866
	砂土層	0.217
	砂礫砂土互層	0.255
	有機土層	-0.362
	粘土層	-0.275
	沉泥層	0

2. 其他推求  $k_h$  值有關的公式

其他推求  $k_h$  有關的經驗公式大部份根據土壤的不排水剪力強度、彈性模數、壓縮模數、或容許承载力等，例如

$$\text{Broms (1964a)} \quad k_h = 1.67 \cdot E_{50} / B, \text{ 適用於粘土} \dots\dots\dots(36)$$

$$\text{Skempton (1951) 建議 } E_{50} = (50 \sim 200) \cdot C_u$$

$$\text{Davisson (1970)} \quad k_h = (80 \sim 320) \cdot C_u / B \dots\dots\dots(37)$$

$$\text{Jaky (Szechy, 1963a)} \quad k_h = \frac{2}{3} \frac{M}{B} \dots\dots\dots(38)$$

上式 M 壓縮模數可由單向度壓密試驗求得

$$M = \frac{P_2 - P_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1} (\epsilon_1, \epsilon_2 \text{ 為壓力 } P_1, P_2 \text{ 產生之應變})$$

$$\text{Rausch (1969)} \quad k_h = \frac{E_s}{f\sqrt{A}} \dots\dots\dots(39)$$

A : 基礎面積

f : 基礎形狀因數如下表

B/L	1.0	0.25	0.5
f	0.45	0.35	0.42

對軟弱粘土之  $k_h$  值，可以 Terzaghi (1955) 建議之關係式 (式 16) 表示，即  $k_h = n_h \cdot X / B$ 。

表六為各學者建議有關粘土性土壤之  $n_h$  值。

表六 粘性土壤典型  $n_h$  值

土壤種類	$n_h$ (lb/in <sup>3</sup> )	參考文獻
軟弱正常壓密粘土	0.6 ~ 12.7 1.0 ~ 2.0	Reese & Matlock (1956) Davisson & Prakas (1963)
正常壓密有機質粘土	0.4 ~ 1.0 0.4 ~ 3.0	Peck & Davisson (1962) Davisson (1970)
泥炭土	0.2 0.1 ~ 0.4	Davisson, 1970 Wilson and Hiltz, 1967
黃土	29 ~ 40	Bowles, 1968

Terzaghi(1955)認為  $k_n$  值之推求因基礎結構性質不同，可分成兩大類，即(1)撓性結構如涵管或下水道等，計算側向變位時，僅須決定基礎埋設深度處之值即可。(2)樁或沉箱等深基礎其  $k_n$  值應考慮隨深度而變化，故在使用上不可不慎。

表七、表八為學者建議之經驗公式，可供設計工程師之參考。

表七 粗粒土壤深基礎水平地層反力係數建議式

建議者	計算式	適用之基礎型式	備註
Terzaghi (1955)	$k_n = \eta_n \frac{z}{B}$	垂直樁墩基	$\eta_n$ = 水平反力常數 $z$ = 深度 $B$ = 樁徑
Loos and Breth (1949)	$k_n = I_n \frac{z}{D}$	錨定駁岸及柔性壁	$D$ = 入土深度 $I_n$ = 水平反力常數
Miche (1930) Titze (1932) Palmer & Thompson (1948)	$k_n = k_{nD} \left(\frac{z}{D}\right)^n$ $n = \begin{cases} 1 \sim 1.5 & \text{for sands} \\ 0 \sim 0.15 & \text{for clays} \end{cases}$	樁基	$z$ = 深度 $D$ = 入土深度 $k_{nD}$ = 深度 $D$ 之 $k_n$ 值
Ménard et al (1962)	$k_n = \frac{3.3 \sim 5 E_p}{\alpha \frac{z}{2} + 13(0.09 a)^m}$ $E_p$ = 壓力計模數 $\alpha$ = 試驗係數	柔性版樁	$\alpha = 0.33$ 砂礫石 $= 0.50$ 沉泥 $= 0.66$ 粘土
kubo (1961) Iguchi (1962)	$k = 8 \bar{N}^{0.5}$ (類似 $k_n$ ) $p = kzy^{0.5}$ = 土壤反力 $z$ = 深度 $y$ = 樁變位	樁基	$k = g/cm^2$ $\bar{N}$ = 平均標準貫入試驗值
Mironov (1963) Angel'skii (1937)	$k = k_0 \left(\frac{z}{z_0}\right)^n$ for $z < z_0$ $k = k_0$ for $z > z_0$ $k_0 = \frac{E_0}{b} f\left(\frac{E_0}{EI/b^3}\right)$ $f\left(\frac{E_0}{EI/b^3}\right) = 0.7 \sim 1.0$ (參見 zhemochkin 1948)	樁基	$z$ = 深度 $z_0$ = 零位移點深度 $E_0$ = 土壤之變形模數 $b$ = 樁徑
Ménard (1962)	$k_n = \frac{1+\nu}{3 E_p} R_0 \left[ 2.65 \frac{R}{R_0} \right]^m + \frac{\alpha}{3 E_p} R$ $E$ = 應力計模數 $R_0 = 30cm$	樁基	$\alpha = \begin{cases} 0.33 & \text{砂礫} \\ 0.50 & \text{沉泥} \\ 0.66 & \text{粘土} \end{cases}$
Reese et al. (1974)	$k_n = k \frac{z}{B}$ (隨 $p-y$ 曲線而變) $p_n = A \cdot p_{cs}$ $y_n = \frac{3B}{80}$	樁基	$A$ = 校正係數經驗值 $p_{cs}$ = 由破壞楔形而定 $B$ = 樁寬度

本資料取材自 Jean et al (1977)

表八 埋入粗粒土壤撓性涵管設計水平反力係數建議式

建議者	建議式	備註
Braune & al (1929) Costes & al (1956) Scheer & al (1969) Spangler (1941, 1938, 1948) Timmers (1956)	$e, r = E'$ (常數) $e =$ 被動土壓模數 $= k_A$ (pci) $r =$ 涵管半徑 $E' =$ 土壤反力模數, 其值如下: 砂質粘土, 攪塌 (u)      234~360 psi 砂質粘土, 攪塌 (T)      502~780 psi 砂                              350~1200 psi 級配良好礫石 (u)          672 psi 級配碎石 (c)              6300 psi 碎砂岩 (c)                7980 psi	$E'$ 為 secant values
Baikie (1961, 1966) Watkins (1960) Terzaghi (1955)	$k_A = \frac{k_s h}{1.5r}$ $k_A = \frac{E_s}{1.5r}$ $k_s =$ 水平反力常數 (pci) $h =$ 涵管覆土深 (in) $r =$ 涵管半徑 $E_s =$ 由三軸試驗求得之土壤模數	對乾或濕砂 $k_s = \begin{cases} 1.5 \sim 4 & \text{鬆砂} \\ 4 \sim 12 & \text{中等緊密砂} \\ > 12 & \text{緊密砂} \end{cases}$ 浸水時 $k_s$ 值為上述之一半
	$k_A = \frac{k_s}{R}$ $k_s =$ 支承土壤之彈性模數 (psi) $R =$ 管涵半徑	$k_s = F(E_s)$ $E_s =$ 由單向度壓密或三軸試驗得到之土壤彈性模數

u : 未瀉實, T : 瀉實, c : 壓實

本資料取材自 Jean et al (1977)

### 2.3 研究方法

本研究係對台灣西海岸砂土層水平反力係數進行試驗研究，研究方法概述如下：

#### (1) 現場鑽探及取樣

分別於台中港附近及興達港附近進行鑽探及取樣，以瞭解地層變化情況，所取土樣並進行試驗室試驗以瞭解研究地點地層之工程特性。

#### (2) 現場試驗

現場試驗包括標準貫入試驗，荷式錐貫入試驗，平板載重試驗，側壓儀試驗及樁側向荷重試驗等，各項試驗大致根據ASTM 規範實施。

#### (3) 資料整理分析

將各項試驗結果加以整理分析，並與各專家學者建議的經驗值或經驗公式加以比較，以推求最適宜於西部海岸砂土層水平地層反力係數之方法，做為工程設計之參考應用。

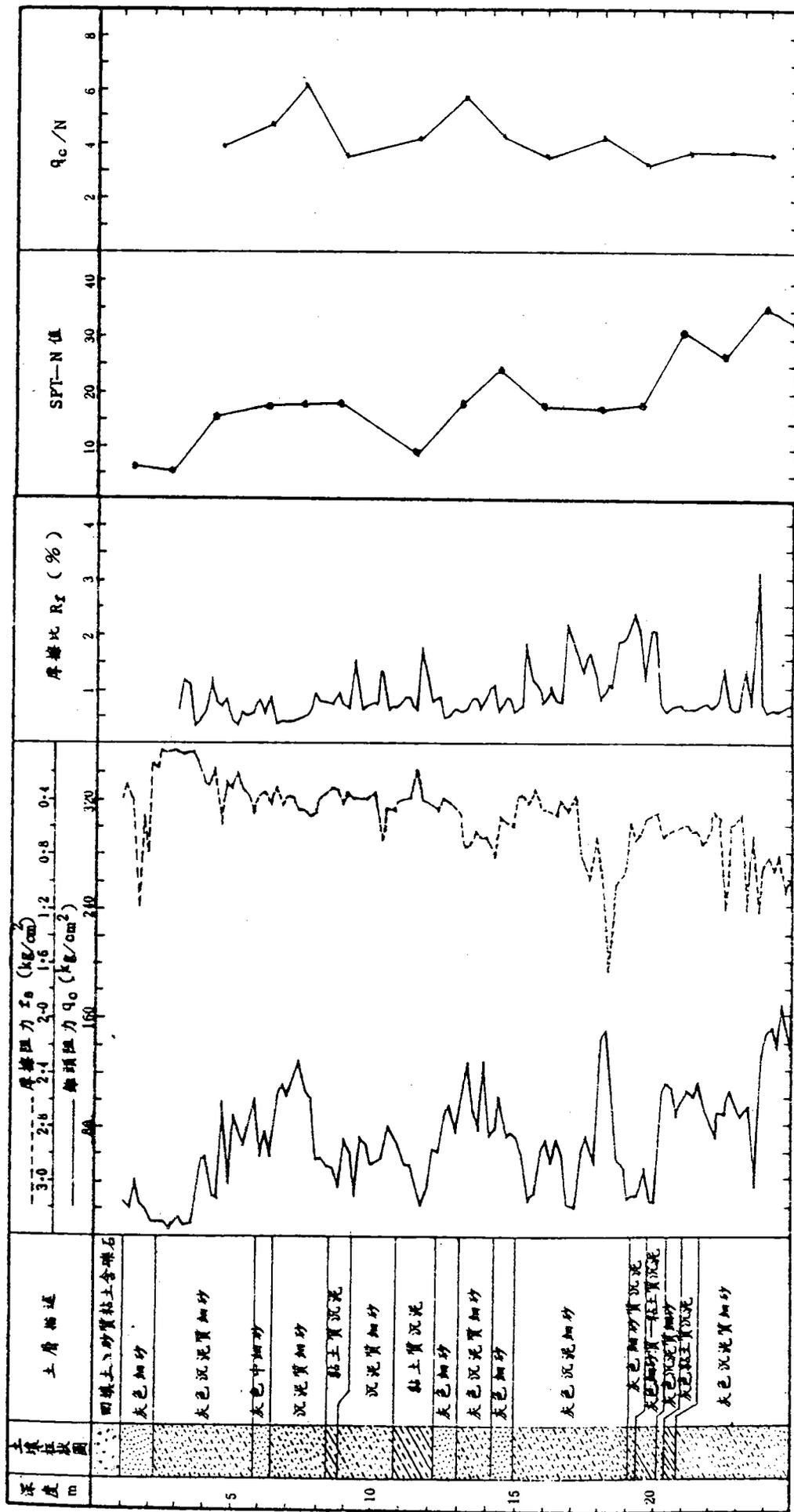
### 三、現地土壤試驗

#### 3.1 研究地點土層情況

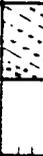
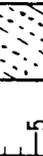
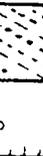
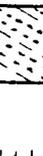
本研究於西部海岸地區共擇兩處地點進行地層水平反力係數之研究，第一研究地點在台中港區港灣技術研究所附近，第二研究地點則擇在南部永安興達港附近。鄰近該兩地區使用樁基之情況甚多。

第一研究地點，亦即台中港區，土層為大甲溪、大肚溪等沖積形成海岸平原，沉積砂層深厚，根據本地區之鑽探資料顯示，在深度60公尺以內之土層變化主要為砂或沉泥質砂，土壤分類為SM, SP, 砂土層間夾有砂質沉泥或粘土質沉泥薄層。圖四為本所在第一研究地點之土層鑽探資料。

第二研究地點在永安興達港區，本區亦屬沖積海岸平原，現地有厚度10公尺以上之抽砂回填層，其土層變化如圖五所示。



圖四 第一研究地點土層資料

深度 m	柱狀圖	土壤分類	土壤描述	單位重 t / m <sup>3</sup>	含水量 %	SPT - N 值
-5		SM	灰色沉貝殼 砂含泥質	1.93	24.4	10
-10						
-15						
-20		ML CL	灰色沉夾細 粘土夾砂質	1.92	34.4	10
-25		SM	灰色沉泥質 砂	1.95	26.0	10

圖五 第二研究地點土層資料

### 3.2 現地土壤試驗

本研究現地土壤試驗包括標準貫入試驗，荷式錐貫入試驗，側壓儀試驗，平板載重試驗及樁側向荷重試驗等，茲說明如下：

#### 1. 標準貫入試驗 (SPT)

標準貫入試驗及劈管式取樣係根據 ASTM D1586 規範實施，於鑽探過程深度每隔 1.5 公尺或土層變化處，均行標準貫入試驗記錄 N 值，劈管土樣並送試驗室進行一般物理性質試驗。

#### 2. 荷式錐貫入試驗 (CPT)

本研究使用之荷式錐為電子式符合 ASTM D-3441 之標準規格。貫入設備為油壓式，裝置於拖車上，其最大貫入能量為 20 噸，其主要裝置包括

- (1) 油壓千斤頂系統
- (2) 動力油壓幫浦
- (3) 壓力測量系統
- (4) 資料擷取系統
- (5) 螺旋地錨

荷式錐貫入試驗所得資料提供土層之連續變化紀錄，以及土層強度變化資料。

#### 3. 平板載重試驗

本研究使用之平板直徑 50. cm，其上疊置另一直徑 30. cm 平板，載重試驗按 ASTM D-1194 之規定步驟進行，本研究共進行一組試驗。(照片 3)。

#### 4. 側壓儀試驗

##### (1) 試驗設備

側壓儀試驗 (Lateral Load Test, 簡稱 LLT) 又稱側壓試驗, 其使用之設備有多種型式, 本研究使用日本 OYO 公司出廠之側壓儀, 型號為 LLT TYPE M, Model 4165, 如照片 1, 其設備包括:

##### ① 探測器 (probe)

探測器主要由打孔鋼管包縛內外兩層橡皮膜而成, 探測器視廠牌不同而分成單囊及三囊式兩種, 本研究使用之 OYO 側壓儀為單囊式, 其直徑有 60. cm, 70. cm 及 80. cm 三種, 試驗時探測器置於鑽孔內。

##### ② 控制單元 (control unit)

置於測孔附近之地表面, 包含水箱、體積變化量度豎管, 壓力錶, 壓力源 (使用氮氣) 等, 控制單元主要功用為控制及量測探測器橡皮膜之膨脹情形, 利用高壓氮氣作為壓力源, 施加壓力於橡皮膜上, 由豎管水位刻度變化量度橡皮膜之體積變化情形。

控制單元以高壓尼龍管線與探測器連結其配置如圖二所示。

##### (2) 試驗步驟

LLT 之標準試驗過程如下:

① 排除氣包: 將 LLT 設備系統充水並加適當之壓力, 以排除管線及探測器內之氣泡。

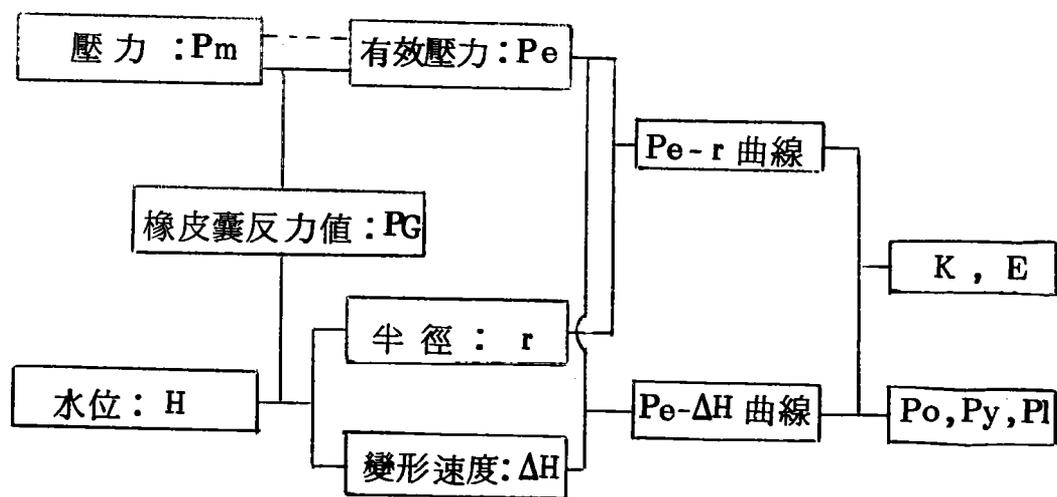
② 量測刻度豎管之初始水位, 此時應先將探測器水平舉起至與壓力計同高, 至水位穩定為止。

③探測器在測孔中緩慢放至欲測深度，與孔底保持約 20 公分之距離，以用來沉澱測孔中之砂土。

④分階施加壓力，每一壓力增量維持固定，一般為 2 分鐘，並於每 15"、30"、60"、120" 讀取豎管之水位變化，於 120" 讀取壓力計之壓力，階段壓力之大小視土壤性質而定。照片 2 為孔內側壓試驗情形。

### (3) 試驗結果分析

經由現場試驗所得的資料，為各階段加壓所得之壓力及水位變化，需加以處理其處理程序如下圖所示。



圖中  $P_m$ : Cell 壓力

$H$ : Stand Pipe 之水位讀數

$PG$ : 橡皮囊反力值

$P_s$ : 靜止水壓力

$P_e$ : 有效壓力  $P_e = P_m + P_s - PG$

$r$ : 半徑  $r = \sqrt{r_0^2 + \frac{H \cdot A}{\pi \cdot l}}$

$\Delta H$ : 變形速度  $\Delta H = H_{120"} - H_{30"}$

K : 地層反力係數

E : 彈性模數

$P_0$  : 靜止土壓

$P_y$  : 屈服壓力

$P_1$  : 破壞壓力

側壓儀試驗所讀取的室壓及體積變化量均須加以校正，前者須考慮橡皮膜張力與靜水壓力，而後者須考慮系統管線之體積膨脹影響，圖三為經校正後之 LLT 試驗曲線包括  $P_e-r$  曲線及  $P_e-\Delta H$  曲線，壁體受力後之應力及體積變化關係可分成如下幾個階段：

① 0-0 段，代表橡皮膜加壓後自由膨脹階段，0 點為橡皮膜與壁體接觸點，在此階段內尚測不出地層反力。

② 0-A 曲線段，試孔開挖完成後因應力解除導致孔壁向內位移，0-A 段即代表橡皮膜將孔壁推回至原來位置之再壓縮 (Recompression) 階段，A 點可視為試孔未開挖前之靜止土壓  $P_0$ ，此時橡皮膜之體積代表原試孔體積。本階段地層反力  $P_e$  逐漸增加，而潛變速率 ( $\Delta H$ ) 逐漸減少至 A' 點， $\Delta H$  係以介於 30 秒與 120 秒之橡皮膜體積變形量表示。

③ A-B 直線段，假設土層受力後之變形在彈性限度內，一般將 A 點視為 LLT 試驗之起點，孔壁開始受壓，傾向被動土壓力之情況，土層反力係數即等於此直線段之斜率，B 點之壓力  $P_y$  為潛變壓力 (Creep pressure) 或屈服壓力。A-B 直線段內

之潛變速率  $\Delta H$  約保持固定。

④ B-C 曲線段，土層進入塑性變形，橡皮膜體積變化明顯增加而至破壞止。C 點為破壞點，其相對應之壓力為極限壓力  $P_l$ 。

根據前述特性，LLT 試驗結果可推求下列資料：

(a) 靜止土壓力  $P_0$ ，屈服壓力  $P_y$  及極限壓力  $P_l$ 。

(b) 地層反力係數  $k_m = \Delta P / \Delta r$  ( $P_0 - r$  曲線之 A-B 直線段斜率)。

(c) 彈性模數  $E_m = (1 + \mu) \cdot k_m \cdot r_m$ ,  $\mu =$  土層波松比， $r_m =$  對應  $k_m$  之橡皮膜平均半徑。

(d) 剪力模數  $G_m = k_m \cdot r_m$

由 LLT 試驗所得之地層反力係數  $k_m$  值不能直接應用於一般深基礎分析，由於水平地層反力係數  $k_h$  與基礎寬度、容許側向位移等有關，實際應用時應加以換算，本研究根據 Imai (1970) 之建議，以下式換算：

$$k_h = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{2r_0(r_m - r_0)^2}{B \cdot y^2}} \cdot k_m \quad \dots\dots\dots 20$$

### 5. 樁側向載重試驗

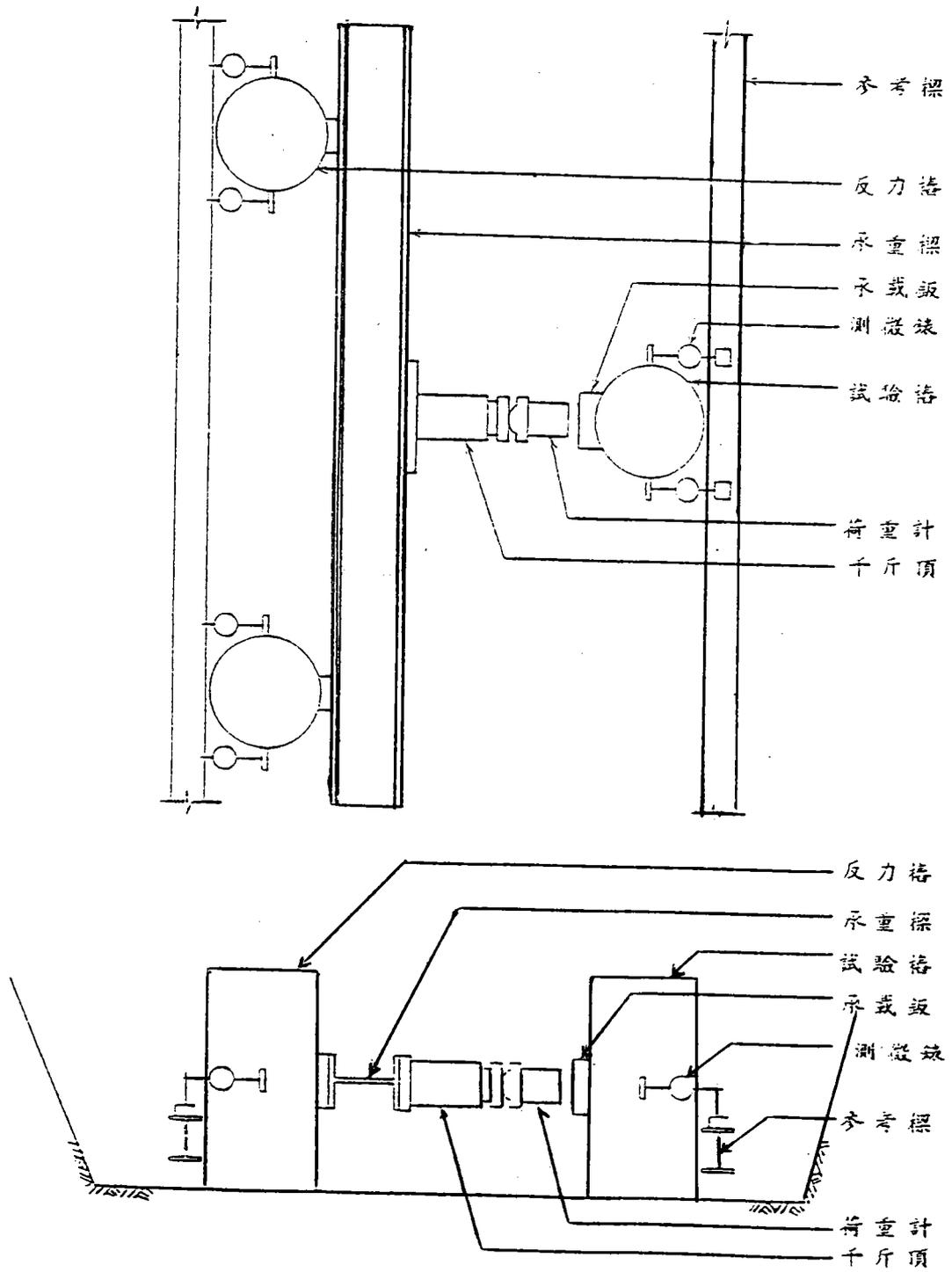
限於經費，本研究僅進行一組樁側向載重試驗。主樁採用 PC 樁，樁徑 30 公分，樁長 10 公尺，反力樁兩支，樁徑 35 公分，樁長 12 公尺，反力樁採用 H 型鋼 H300x300x10x15。現地試驗配置示意圖如圖六所示。

以千斤頂施加側向荷重於樁頭，並以載重計 (Load cell) 控制每個階段施加之荷重，樁頭及樁體分別以測微錶及傾斜儀

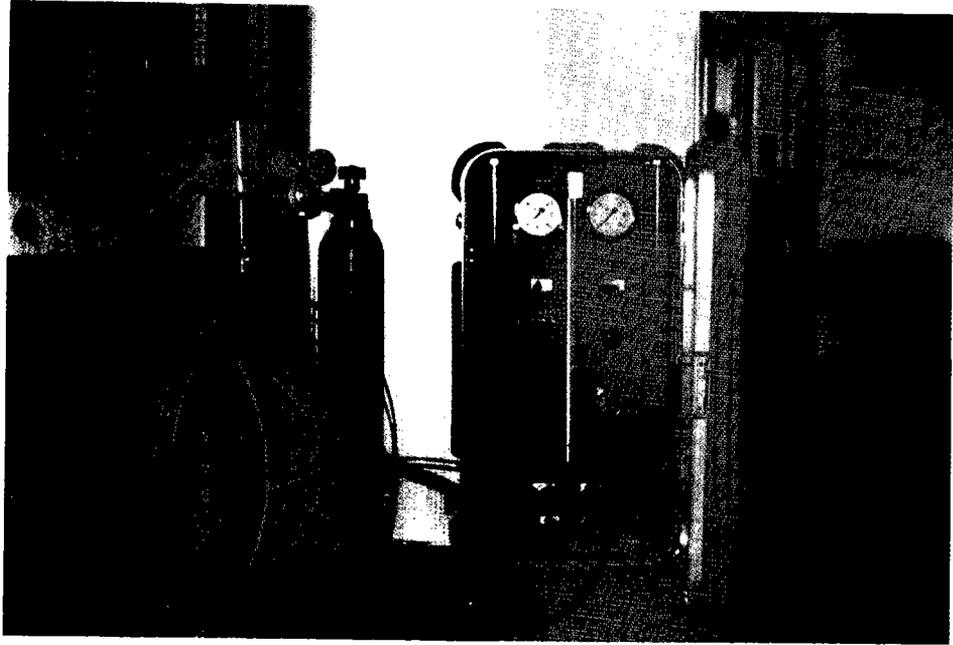
量測其變位。

試驗規範及步驟係根據 ASTM D3966 規範實施，採標準加載法施加荷重，即按設計荷重的 0, 25, 50, 75, 100, 125, 150, 170, 180, 190, 200 等百分比施加，載重時間除百分之 25, 50 兩個載重保持 10 分鐘，百分之 75 載重時間為 15 分鐘外，其餘載重停留時間為 20 分鐘，當施加荷重至設計載重之 200 % 時，載重時間停留 60 分鐘後即按設計載重的百分之 150, 100, 50, 0 等分段解壓，每階段加載前後均量測樁頭及樁體變位。

照片 4 為試驗情形。



圖六 樁側向載重試驗配置示意圖



照片1. 土壤孔內側壓儀 (LLT)



照片2. 孔內側壓儀試驗情況



照片3. 平板載重試驗



照片4. 樁側向載重試驗

## 四、試驗結果分析與討論

### 4.1 現地側壓儀試驗結果推求 $k_h$ 值

如前所述側壓儀試驗可推求土層之靜止土壓力 ( $P_0$ )，屈服壓力 ( $P_y$ )，地層反力係數 ( $k_m$ ) 及彈性係數  $E_m$  等，但在分析基礎承受側向荷重和側向變位時所考慮之地層水平反力係數  $k_h$  值，係由  $k_m$  值推算。表九、表十分別為第一及第二研究地點側壓儀試驗結果，表中水平地層反力係數  $k_h$  值係根據 Imai (1970) 建議之公式，即

$$k_h = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{2r_0(r_m - r_0)^2}{B \cdot y^2}} \cdot k_m$$

推算，其中以樁徑  $B = 30 \text{ cm}$ ，容許側向位移  $y = 1 \text{ cm}$  表示。

表九 第一研究地點側壓儀試驗結果

試驗 編號	深度 m	土壤 種類	N	LLT 資料			$k_h$ kg/cm <sup>3</sup>
				$P_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$k_m$ kg/cm <sup>3</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	
AL-2-1	4.26	SM	12	0.85	4.88	31.59	2.38
AL-2-2	8.30	SM	13	0.75	5.60	36.98	2.66
AL-2-3	14.95	SM	21	1.56	7.35	48.54	3.70
AL-2-4	18.35	SM CL	20	1.75	5.56	40.65	3.69
AL-2-5	25.77	SM	34	4.52	7.17	58.26	4.97

表十 第二研究地點側壓儀試驗結果

試驗 編號	深度 m	土 壤 種 類	N	L L T 資料			$k_b$ kg/cm <sup>3</sup>
				$P_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$k_m$ kg/cm <sup>3</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	
KL-1-1	4	SM	6	0.88	3.03	22.82	1.49
KL-1-2	6	SM	9	0.95	8.00	58.34	3.52
KL-1-3	10	SM	20	1.75	7.10	53.49	4.34
KL-1-4	13	SM	24	1.10	40.00	235.00	11.36
KL-1-5	30	SM	17	1.80	10.54	72.90	5.52
KL-2-1	2	SM-SP	11	0.43	7.69	46.10	3.23
KL-2-2	4.2	SM	8	0.45	2.39	14.50	1.83
KL-2-3	6.1	SM	4	0.45	0.99	6.54	0.75
KL-2-4	8.6	SM	5	0.34	2.10	13.66	0.92
KL-2-5	10.25	SM	7	0.57	3.53	22.46	2.22

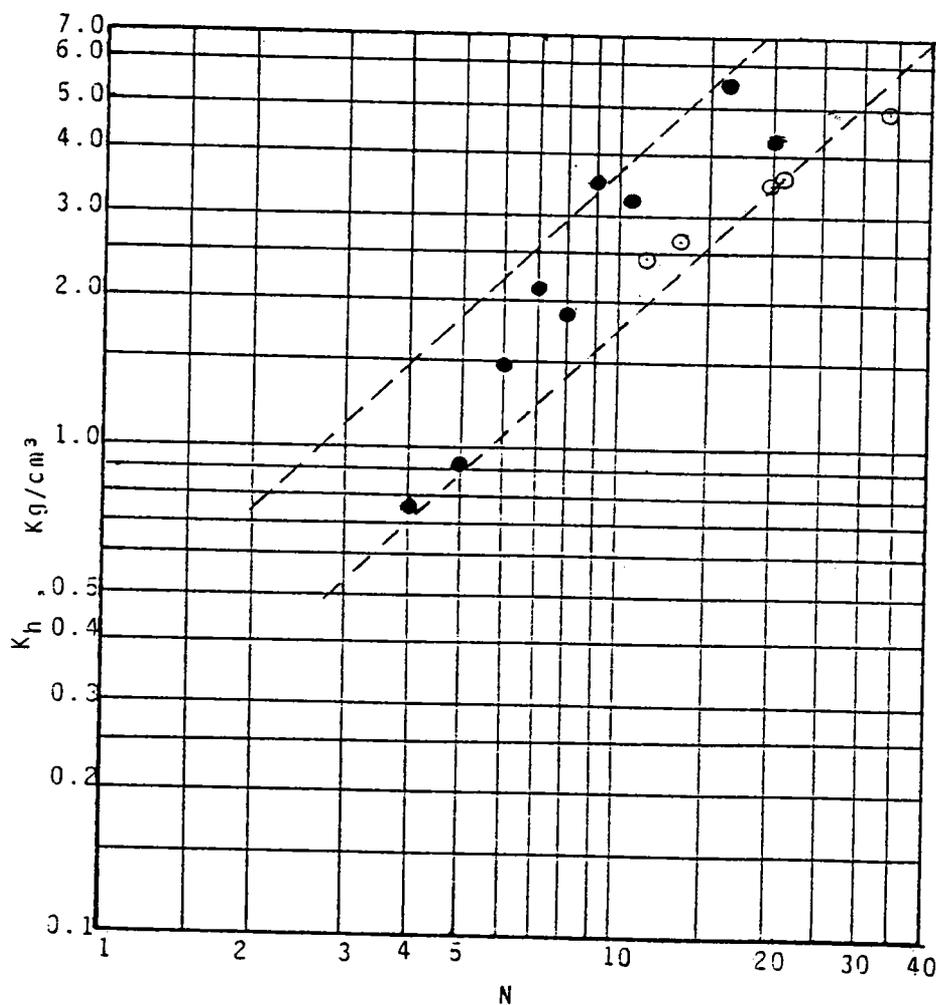
#### 4.2 標準貫入試驗 N 值

如前所述，一般以經驗公式利用標準貫入試驗 N 值推求  $k_b$  值相差極大，且通常未指出適用之土壤性質，或  $k_b$  值變化與樁徑之關係，故對較重大的工程而言，僅利用 N 值估計  $k_b$  值在設計上仍嫌不足。但因標準貫入試驗使用普遍，故以 SPT-N 值推估  $k_b$  值，對基礎初步設計與規劃階段，或次要工程仍不失為一簡便的參考值。

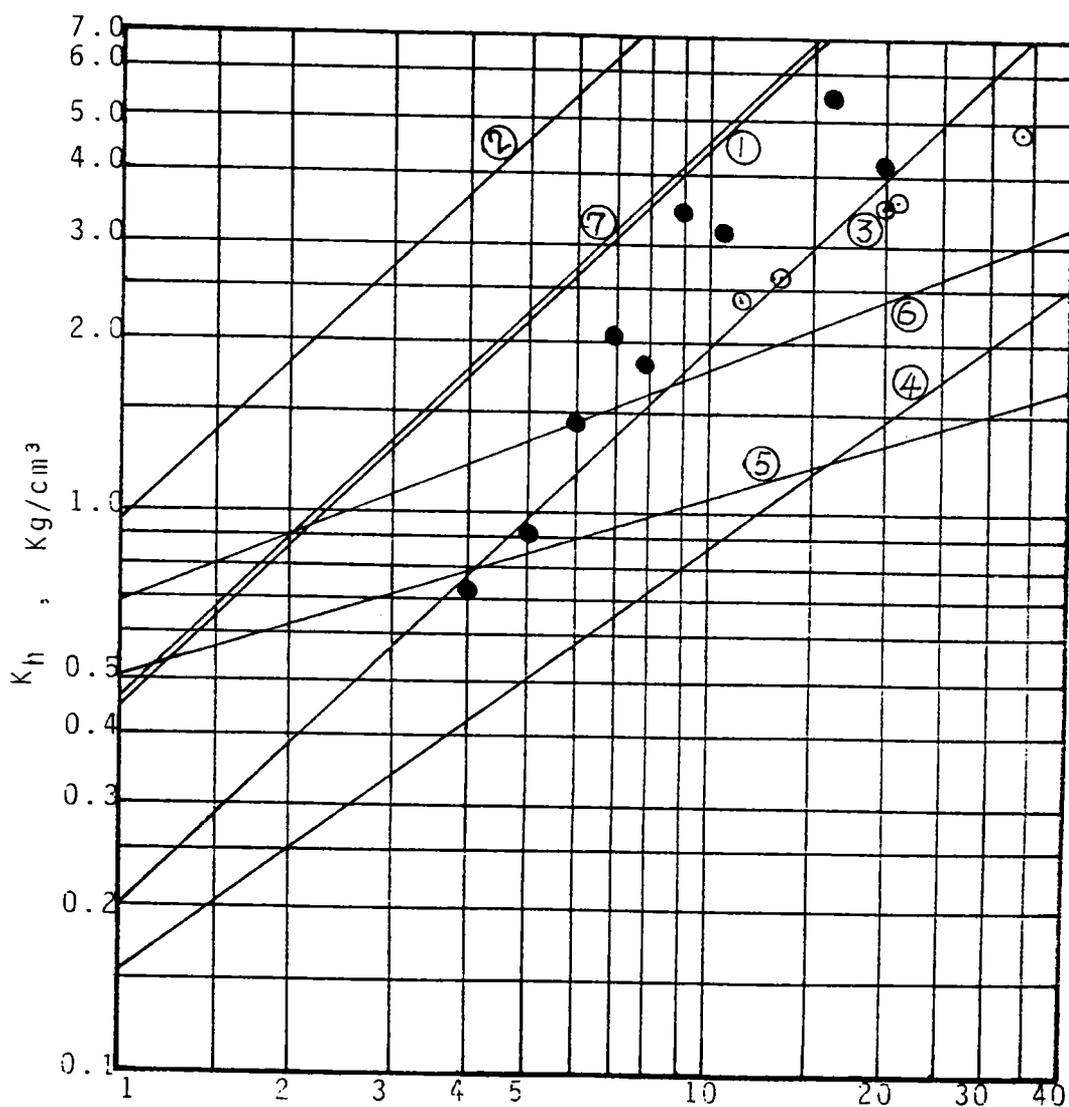
根據表九、表十側壓儀試驗資料整理的結果顯示，地層反

力係數  $k_m$  值，土壤彈性模數  $E_m$  值等，大致與標準貫入試驗  $N$  值成正比。若以樁徑 30 公分，容許樁側向位移 1 公分考慮，則根據 LLT 試驗結果之地層反力係數  $k_m$  值，以 Imai (1970) 公式換算為水平地層反力係數  $k_h$  值，其與 SPT- $N$  值關係繪於圖七。

圖七顯示水平地層反力係數  $k_h$  值隨  $N$  增加而增加。若將本研究結果與有關以  $N$  值推算  $k_h$  值之經驗公式（詳 2.2.4 節）加以比較如圖八，顯示第一研究地點或第二研究地點 LLT 試驗之  $k_h$  值均在各專家學者建議的經驗公式範圍內，而  $N$  值在 6 ~ 20 間之  $k_h$  值與日本土質工學會、橫山及吉中等經驗公式較為接近。



圖七 西海岸砂土層側壓儀試驗結果與 SPT- $N$  值關係



- |          |          |
|----------|----------|
| ①日本土質工學會 | ②日本道路學會  |
| ③橫山公式    | ④矢作公式    |
| ⑤赤井、高橋公式 | ⑥福岡、宇都公式 |
| ⑦吉中公式    |          |

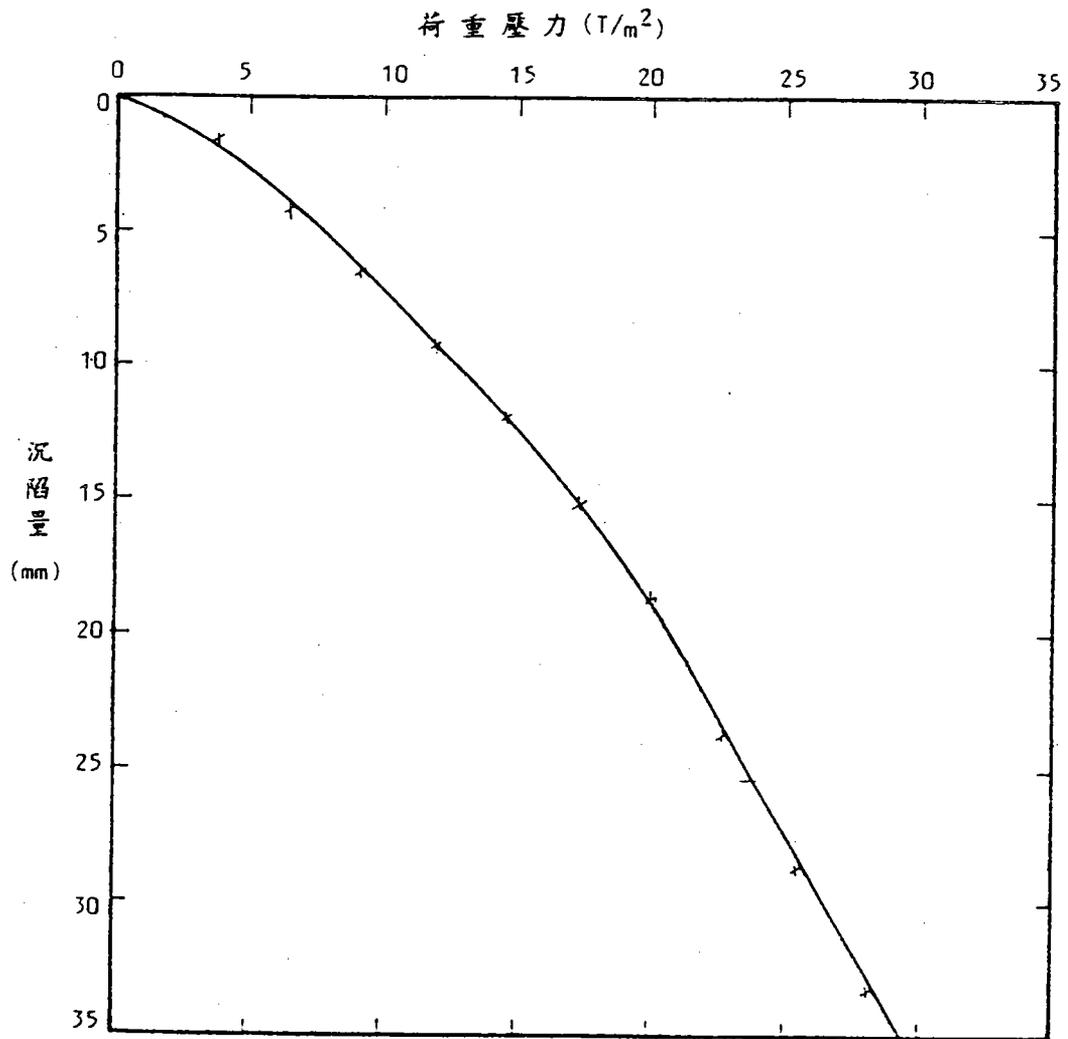
圖八 台灣西部海岸砂土層  $k_h \sim N$  值關係與各經驗式比較

### 4.3 平板載重試驗結果推求地層反力係數

本研究於第一研究地點進行一組垂直於地層方向之平板載重試驗。由於土壤為非均向及非均質性物質，因此與地層成水平方向之地層反力係數與垂直向的地層反力係數不盡相同，惟藉着研究土層特性，及不同深度及大小尺寸之平板對垂直向地層反力係數的影響，亦可做為研究水平地層反力係數之參考，至於水平向與垂直向地層反力係數之間並無一定的關係。

圖九表示本研究平板載重試驗結果，試驗深度 3 公尺，試驗結果垂直向地層反力係數  $k_v$  為  $2.5\text{kg}/\text{cm}^3$ ，若根據 Terzaghi (1955) 建議對基礎尺寸之修正公式，即  $k_v = k_0 \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-3/4}$ ，修正為基礎直徑 30 公分時之  $k_v$  值為  $3.66\text{kg}/\text{cm}^3$ 。

如圖七第一研究地點及第二研究地點側壓儀試驗結果推算，第一研究地點深度 3 m 之標準貫入試驗 N 值約為 6，推算水平地層反力係數  $k_h$  值大約在  $1.2\text{kg}/\text{cm}^3$  至  $2.2\text{kg}/\text{cm}^3$  間，較由平板載重試驗推求之垂直向地層反力係數值為低，是故若以垂直向平板載重試驗所得之地層反力係數做為分析基礎側向抵抗之依據，則偏於高估。



圖九 第一研究地點平板載重試驗結果

#### 4.4 橋側向載重試驗結果推求 $k_h$ 值

本研究於第一研究地點進行橋側向載重試驗一日，試驗採用 30 公分橋徑，長 10 公尺之 PC 橋，側向荷重與地面平行施加於橋頭，試驗過程量測每一載重階段的橋頭變位和橋體變位，圖十表示本研究橋載重試驗側向荷重與橋頭位移之關係，該圖顯示側向荷重施加至 3 噸後橋頭側向位移有明顯的增加趨勢，側向荷重為 10 噸時，橋頭傾向位移達 4.3 公分。

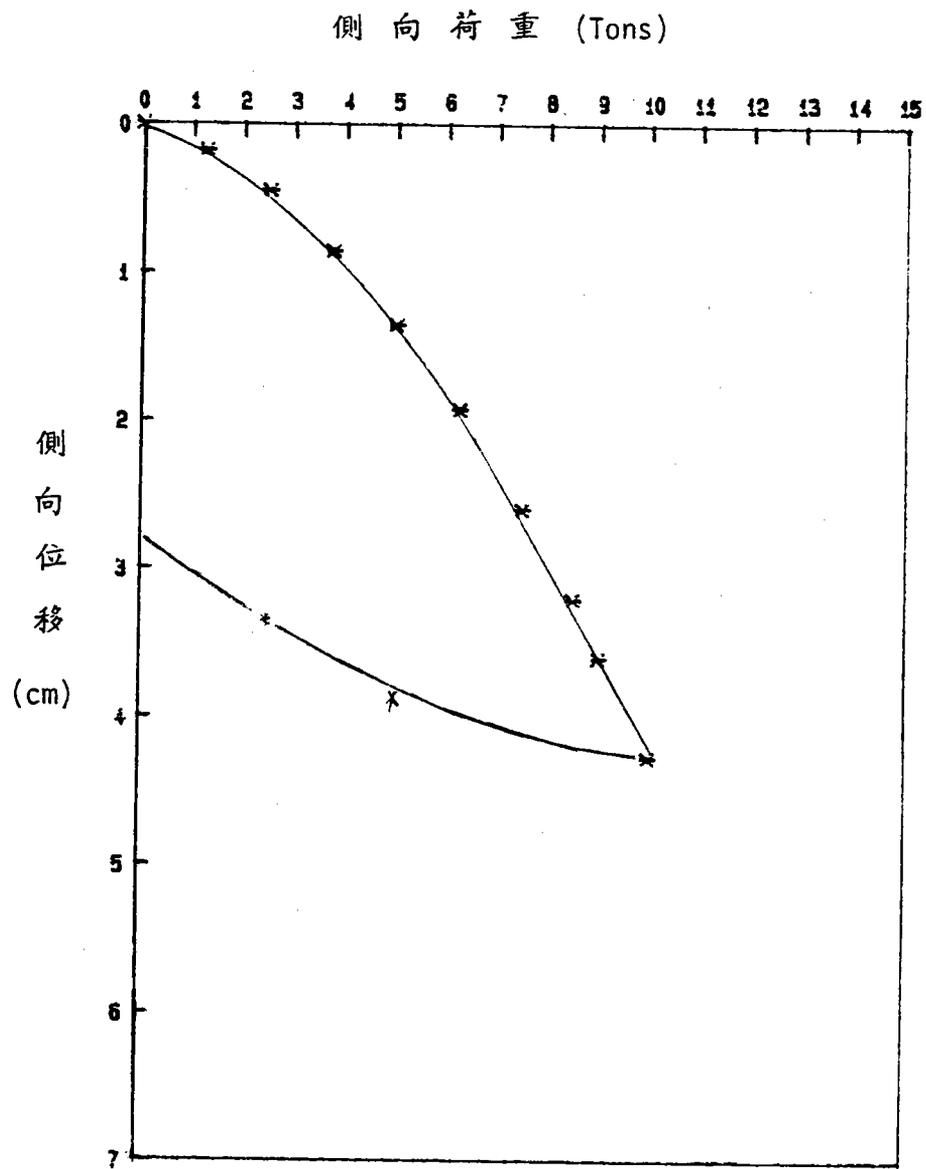
圖十一為橋側向載重試驗之橋體變位量測結果，資料顯示基樁在深度 2.5 公尺以上有較大的側向位移，而深度 2.5 公尺以下橋體變位極小，顯示基樁在側向荷重作用下有類似一橫樑在彈性基礎上之作用情形。

如前節所述，對類似橫樑在彈性基礎上之作用情形可以下列微分方程式表示其受力關係，即

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} = k_h \cdot B \cdot y \dots\dots\dots(1)$$

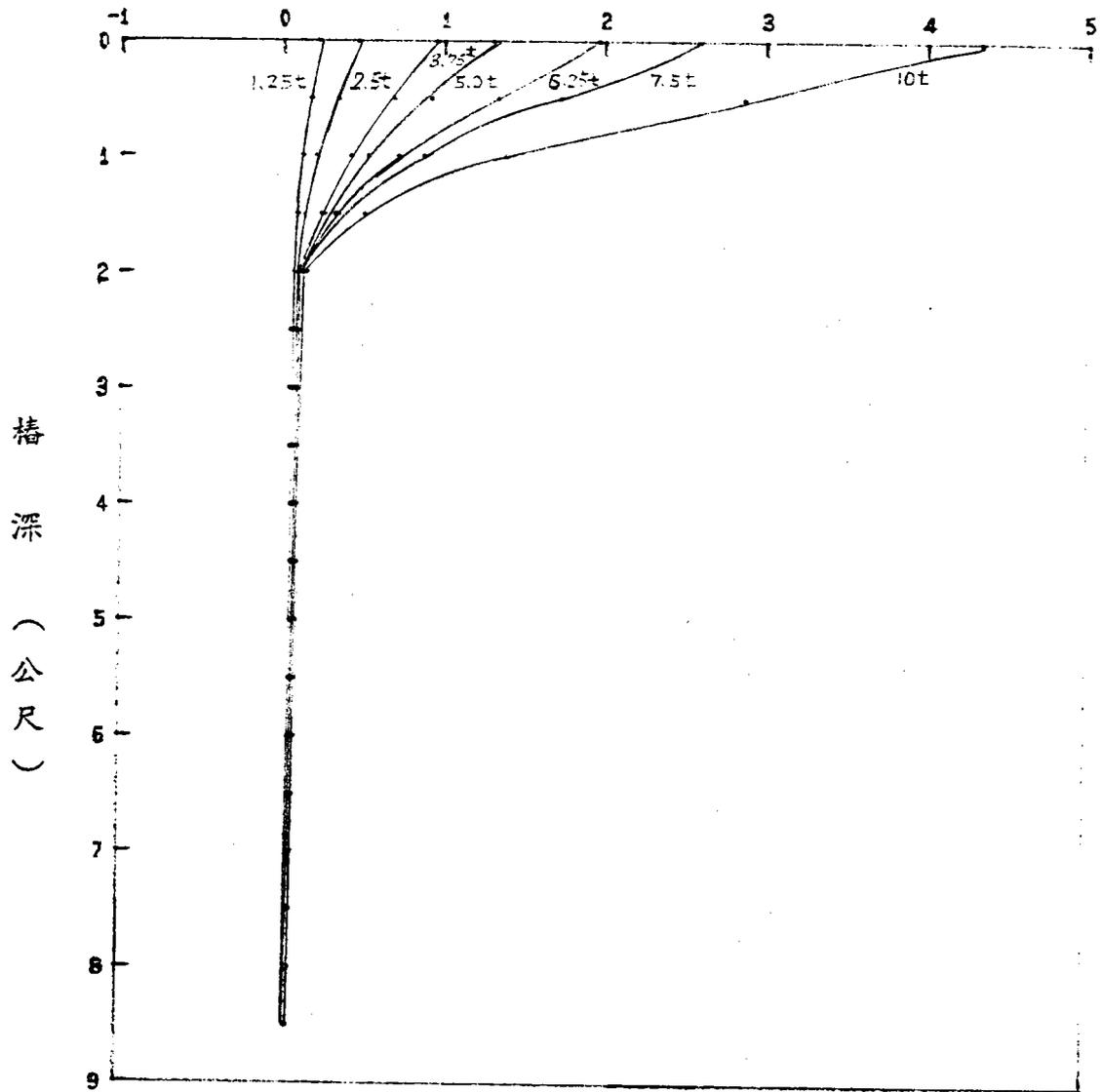
以上方程式與橋材料、橋周圍土壤性質有關，而土壤性質及橋基與土壤間的互制行為又極複雜，各學者對上述微分方程式假設條件不同而提出各種不同的解法，是故僅由本研究橋側向荷重試驗所得之橋頭及橋體位移資料，尚無法準確推求土壤之水平地層反力係數值。

若根據 Hetenyi (1946) 之線性理論解 (Linear theory) 對無限長橋且橋頭自由情況，且假設土壤水平地層反力係數  $k_h$  值為常數情況，水平荷重與橋頭側向位移關係如 2.2.1 節(12)式，令該式中之  $\theta$  為 0，則



圖十 側向荷重與樁頭側向位移的關係

樁體變位 (公分)



圖十一 樁側向載重試驗樁體變位量測結果

$$y = \frac{2H\beta}{k_h \cdot B} \dots\dots\dots(41)$$

若  $k_h$  值隨深度之增加而增加，則水平荷重與樁頭位移可根據 Barber (1953) 建議公式

$$y = \frac{2.4 H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \dots\dots\dots(42)$$

上式中  $y$  : 樁頭水平位移

$H$  : 水平荷重

$n_h$  : 地層反力係數， $k_h = n_h (X/B)$

$X$  : 深度

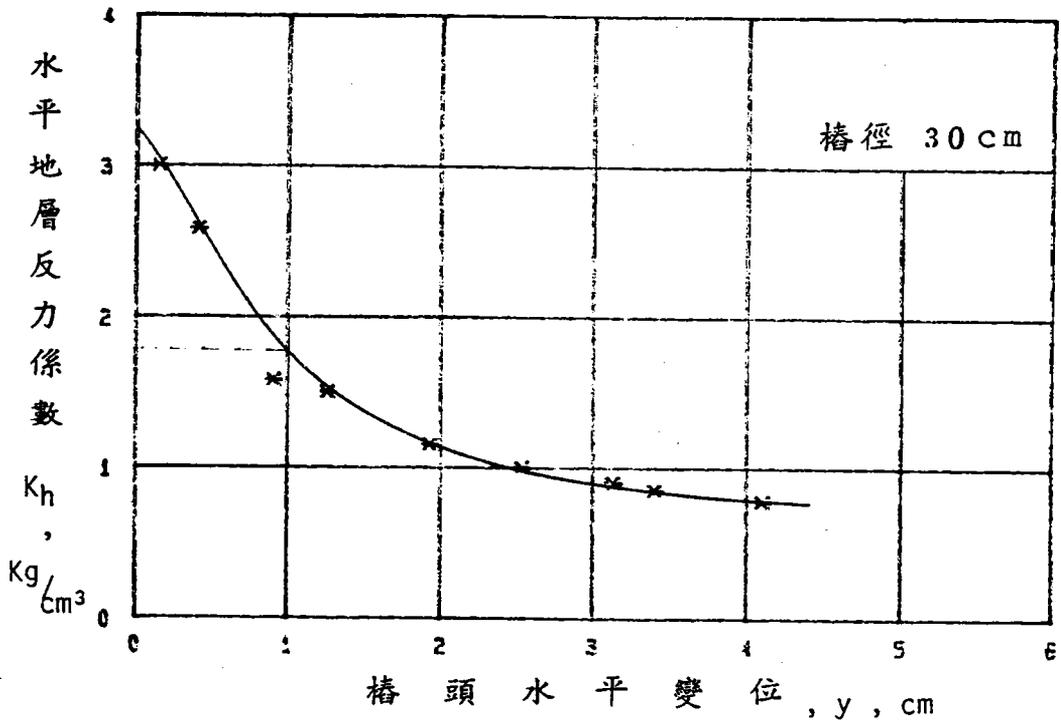
$B$  : 樁徑

$E_p I_p$  : 樁材料勁度

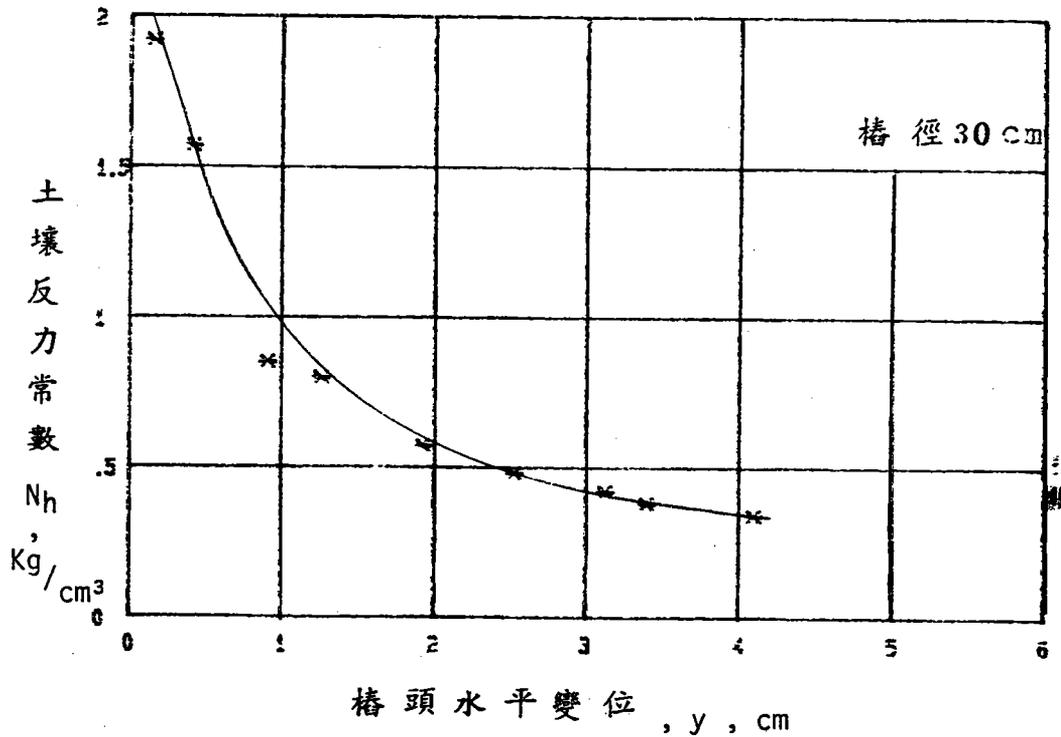
$\beta = \text{係數} = (k_h \cdot B / 4E_p I_p)^{1/4}$

圖十二為第一研究地點樁側向荷重試驗結果，水平地層反力係數  $k_h$  值與樁頭水平變位關係，亦即由式(41)假設水平地層反力係數  $k_h$  值不隨深度變化的情況，圖十二顯示樁徑 30cm，容許變位考慮為 1 公分時， $k_h$  值為  $1.7 \text{ kg/cm}^3$ ，此與圖七側壓儀試驗結果  $k_h$  值在  $1.2 \text{ kg/cm}^3$  至  $2.2 \text{ kg/cm}^3$  平均  $1.7 \text{ kg/cm}^3$  極為接近。

圖十三為假設  $k_h$  值隨深度增加情況，亦即 Barber(1953)建議式(式 42)之關係曲線，若確定水平地層反力係數隨深度而增加時，圖十三之資料可供設計參考。



圖三 水平地層反力係數與樁頭水平變位關係



圖三 土壤反力常數與樁頭水平變位關係

## 五、結論與建議

分析基礎結構抵抗側向荷重問題，一般均由水平地層反力係數推算，而影響水平地層反力係數的因素極多，國內學者較少進行深入的研究。工程師在設計一般的基礎工程時大都根據土壤工程性質及國外專家學者建議之經驗公式推估，惟各經驗公式在應用上各有其地區性的限制，且彼此間推估的數值差異甚大，往往使設計工程師無所適從。

由於台灣地震、颱風經常發生，而土木工程規模愈來愈大，結構基礎設計考慮側向抵抗的情況將更形重要，基礎土壤側向抵抗強度大小與基礎設計之安全與工程經濟有關，土壤水平地層反力係數為推求土壤側向抵抗強度重要的參數之一，本研究根據不同現地試驗結果推求地層水平反力係數並加以比較結果，獲得下列結論與建議：

(1) 西部海岸砂土層之水平地層反力係數  $k_h$  值隨現地標準貫入試驗  $N$  值之增加而增加。

(2) 雖然各專家學者建議由標準貫入試驗  $N$  值來估算水平反力係數  $k_h$  值變化範圍甚大，但由日本土質工學會、橫山及吉中等建議之經驗公式推估  $k_h$  值較適用於西部海岸砂土層。

(3) 一般工地進行的平板載重試驗可求出與地層垂直向的地層反力係數，此係數值根據本研究試驗比較與水平地層反力係數值不同，垂直向地層反力係數值高於水平向地層反力係數，故若直接以平板載重試驗結果所得之地層反力係數推估基礎土

壤之側向抵抗可能偏於高估。

(4) 樁側向載重試驗結果所得之水平地層反力係數與側壓儀試驗所求得之值極接近，顯示利用側壓儀試驗結果推求水平地層反力係數不失為一簡便可行的方法。

(5) 本研究僅限於西部海岸砂土層，由於粘性土層的工程性質與砂土層有極大的不同，故將來應擴大研究範圍至粘性土層，兩者間並進行分析比較，以供工程設計之參考與應用。

(6) 樁側向載重試驗配合樁體側向變位分析，係研究地層水平反力係數較為直接可靠之方法，本研究將來應增加試驗數量，並同時考慮不同樁徑、樁身材料等對地層水平反力之影響，進一步研究。

(7) 水平向與垂直向平板載重試驗分析之地層反力係數，應予進一步比較研究，並同時考慮平板尺寸等對地層反力之影響。

## 六、參考文獻

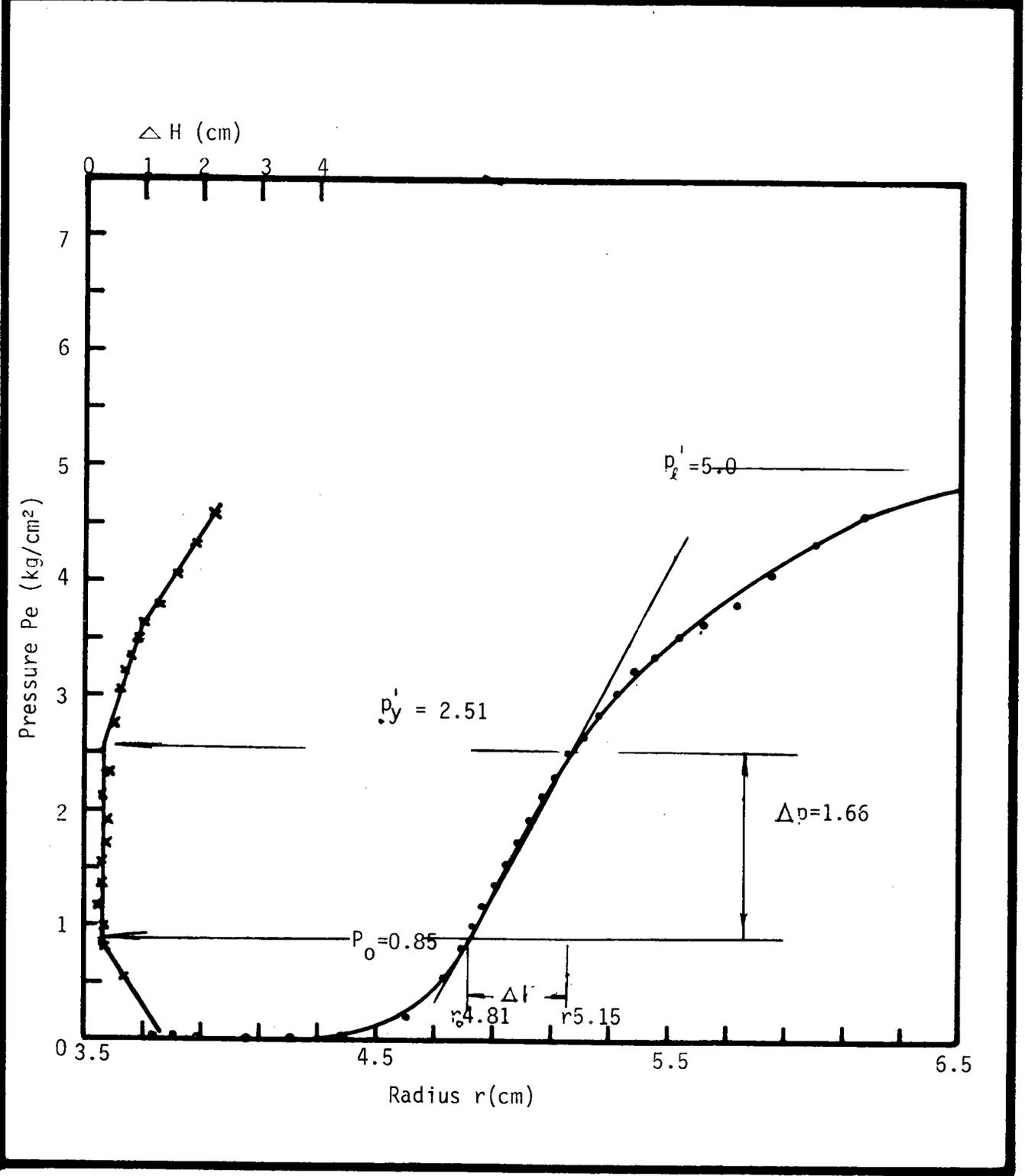
1. BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., Le MEE, E. and LE MEHAUTE, A. (1972 ), "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils," Journal of soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. Sm 11, pp.1120-1142
2. BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. AMAR, S. and LE MEHAUTE, A.,(1975), "In-Situ Shear Resistance of clays," Proceedings of the Conference on In-situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, North Carolina, Vol. June
3. BARBER, E.S.(1953), Discussion to paper by S.M.Gieser. ASTM,STP154; 96-99.
4. BOWLES, J.E. (1968),"Foundation analysis and Design"Mc Graw-Hill, New York.
5. BROMS, B.B.(1964),"Lateeral resistance of piles in cohesive soils," proc. ASCE,Vol. 90Mo. SN2, pp.27-63
6. DAVISON, M. T., and PRAKASH, S. (1963), a "Review of soil Pole Behavior." Highway Research Record No. 39, 42nd annual Meeting, Jan.1963.
7. DAVISSON, M. T. (1970),"Lsteral Load Capacity of piles," Highway Research Recrd No. 333, Washington D.C. pp. 109-110
8. FRAGASZY, R.J. and CHENEY, J.A. (1977),"Influence of Borehole Imperfection on a Pressuremeter" J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT. 9, pp. 1009-1013
9. FRAHCIS, A. J. (19640), "analysis of pile groups with flexual resistance," proc. ASCE, Vol. 90, SM3, pp. 20-23
10. FUKUOKA, M. and UTSU, K. (1959), "Measurement of Transverse K value of Foundation by Utilization of Boring Pile," Soil & Foundation, Special Number, Vol. 1, Aug.
11. GIBSON, R.E . and ANDERSON, W. F., (1961),"In-Situ Measurement of soil properties with the Pressuremeter". Civil Engineering & Public Review, London, Vol.56,May, pp. 615-620
12. HETENYI, M,(1946),"Beams on Elastic Foundations", Ann arbor,Mich.:Univ. of Mich. press.
13. IMAI,T.,(1970),"Studies of Transverse K value of Ground" (Method of Calculation of Transverse Behaviour of pile based on Measurement Results by LLT),Soil and Foundation, Vol. 18.No. 1
14. JEZEQUEI, J.F. (1968), "Essais in situ et fondations sur pieux,"Bulletin de Liaison des Laboroires Routiers, No. 31, pp. 111-124
15. JEAN, M.E. AUDIBERT and KENNETH J. NYMAN, (1977), "Soil Resistant against Horizontal Motion of Pipes," ASCE, Vol. 103, No. GT 10, pp.1119-1143
16. KOGLER, F. (1933), "Baugrundprufung im Bohrloch," Der Bauingenieur, Berlin, Heft. 19-20

17. LANDANYI, B., (1972), "In-Situ Determination of Undrained Stress-strain Behaviour of sensitive clays with the Pressuremeter," Canadian Geotech. Journal, Vol. 9, No.3, pp. 313-319
18. MENARD, L. (1957), "an apparatus for Measuring the Strength of soils in place ", M. Sc. Thesis, University of Illinois
19. MENARD, L. (1963), "Calcul de la force portante des fondations sur la base, des resultats des essais pressiometriques." Sols-soils , No.5, pp. 9-24, No. 6, pp.9-27
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, pp. 451-457
21. PECK, S.B. & DAVISSON, M. T. (1962), Discussion. Trans.ASCE, Vol 127, pt.4;413
22. PRAKASH, S. (1962), "Behavior of pile Groups Subjected to Lateral Loads ." Ph. D. thesis, University of Illinois, Urbana.
23. RAUSCH, E. (1969), Betonkalender, Vol.2, Ernst und sohn, Berlin
24. REESE, L.C., and Matlock, H., (1956), "Non dimensional Solutions for Laterally Loaded piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth ," Presented at the Sept. 1956, 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. University of Texas at Austin, Austin, Tex.
25. REESE, L. C., Cox, W. R., and KOOR, F.D., (1974), "Analysis of Laterally Loaded piles in Sand," Paper No.2080.6th annual offshore Technology Conference, held at Houston, Tex.,
26. SZECHY, K. (1963a), Der Grundbau, Vol.2, springer, Vienna.
27. TERZAGHI, K., (1955), "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction ," Geotechnique, London, England, Vol.5, No.4, pp.297-326
28. VESIC, A. B. (1961). "Bending beams resting on isotropic elastic soil" Proc. ASCE. Vol.87, No. EM2, pp. 35-53
29. VESIC, A. B. (1963), "Model studies of beams resting on silt subgrade ," Proc. ASCE, Vol. 89, No.SMI, pp.1-31
30. WINKLER (1867) Die Lehre von Elasticitaet und Festigkeit; Pray (H. Dominicus), pp.182-184
31. WROTH, C. P. AND HUGHES, J.M.O. (1973), "an Instrument for the In-situ Measurement of the Properties of soft Clay", Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.1.2, pp. 487-494.
32. WILDON, S. D. & HILTS, D.E. (1967). "How to Determine Lateral Load Capacity of piles", in pile-Foundation Know-How (41-45), Washington. Amer. Wood Pres.Inst.
33. YOSHIKAWA, I. (1964), "On the Coefficient of horizontal subgrade reaction for design of piles(II)" Civil Engineering Journal Vol.6, No.11 pp.21-29 (in Japanese)
34. YOSHIDA, I. and YOSHINAKA, R. (1967), "Comparison study of the borehole deformation test Methods," Civil Engineering Jour. Vol. 9, No.6, pp. 3-8
35. YOSHIDA, I. and YOSHINAKA, R., (1972), "a method to estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a pile," Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.12, No.3, pp. 3-17
36. ZIMMERMANN, H. (1888), Die Berechnung des Eisenbahn oberbaues, (The Calculation of Railway Super structures) Berlin, Germany.

## 七、附錄

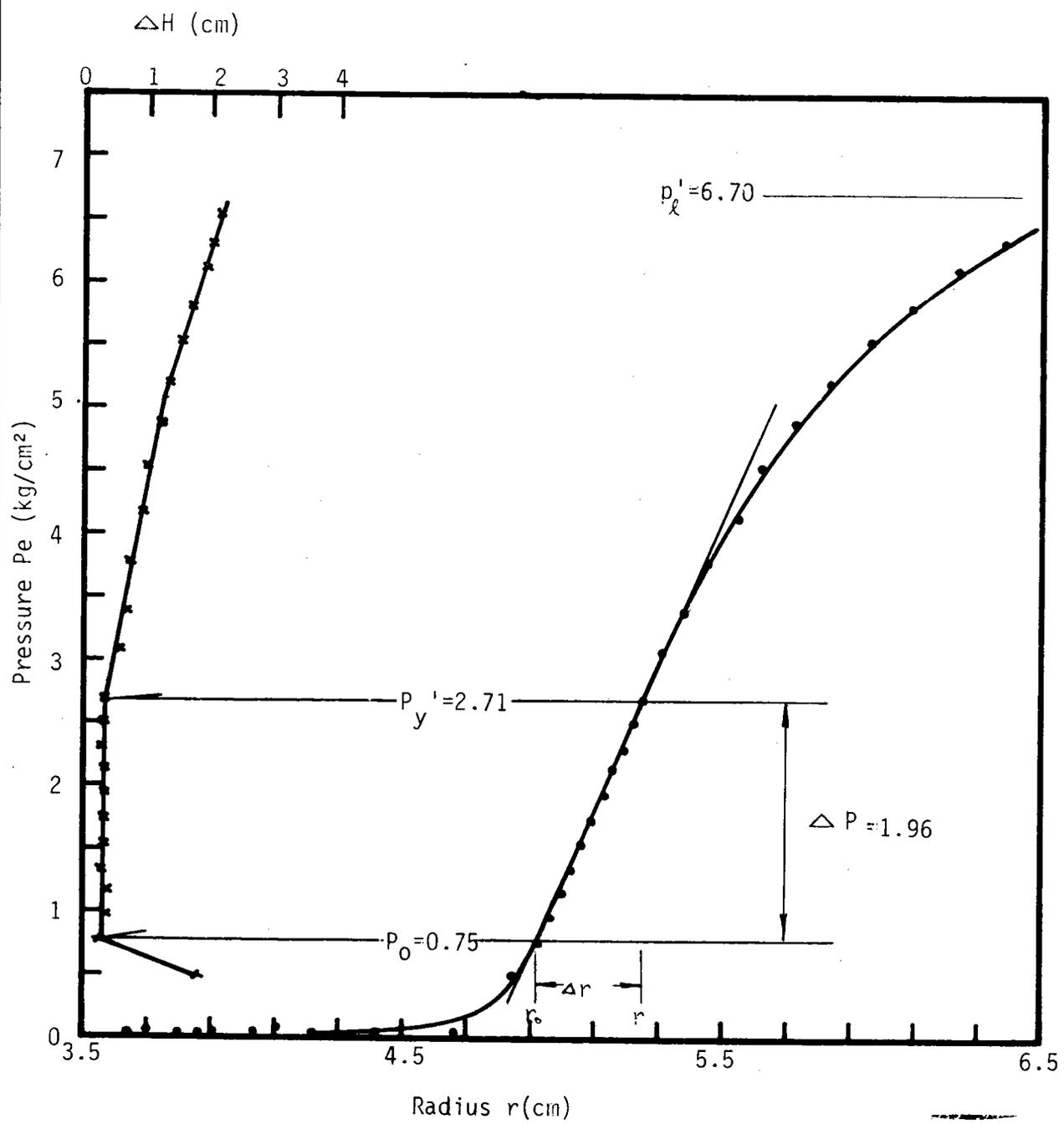
### 側壓儀試驗結果

Test No. <u>AL-02-01</u>			Location <u>台中港</u>		
Hole No. <u>AL-02</u>			Depth <u>4.26m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>12</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve $r_m$ (cm)
0.85	1.66	4.15	4.88	31.59	4.98



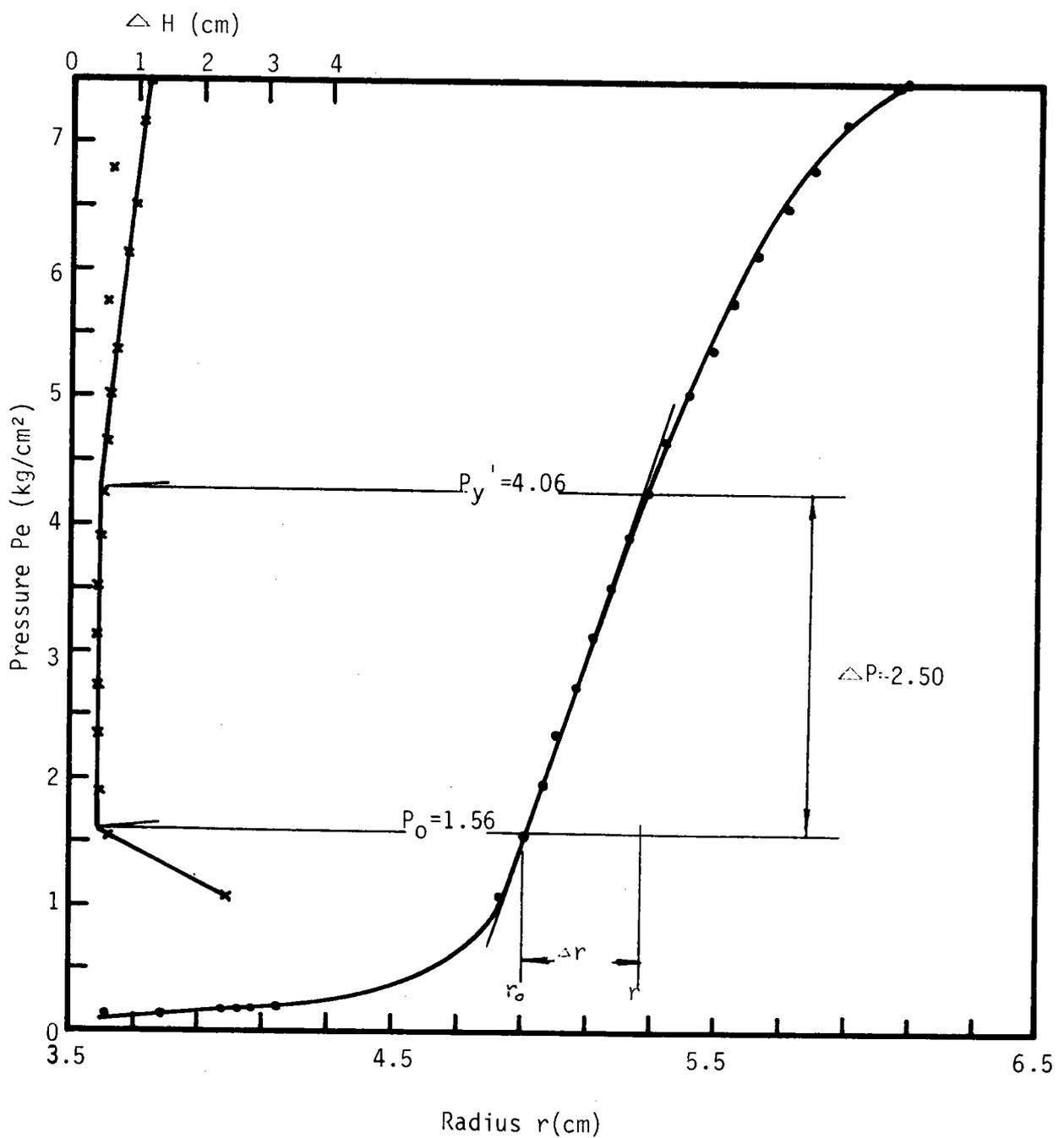
Test No. <u>AL-02-02</u>			Location <u>台中港</u>		
Hole No. <u>AL-02</u>			Depth <u>8.30m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>13</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_\ell$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve, $r_m$ (cm)
0.75	1.96	5.95	5.60	36.98	5.08

$r_m = 4.92$

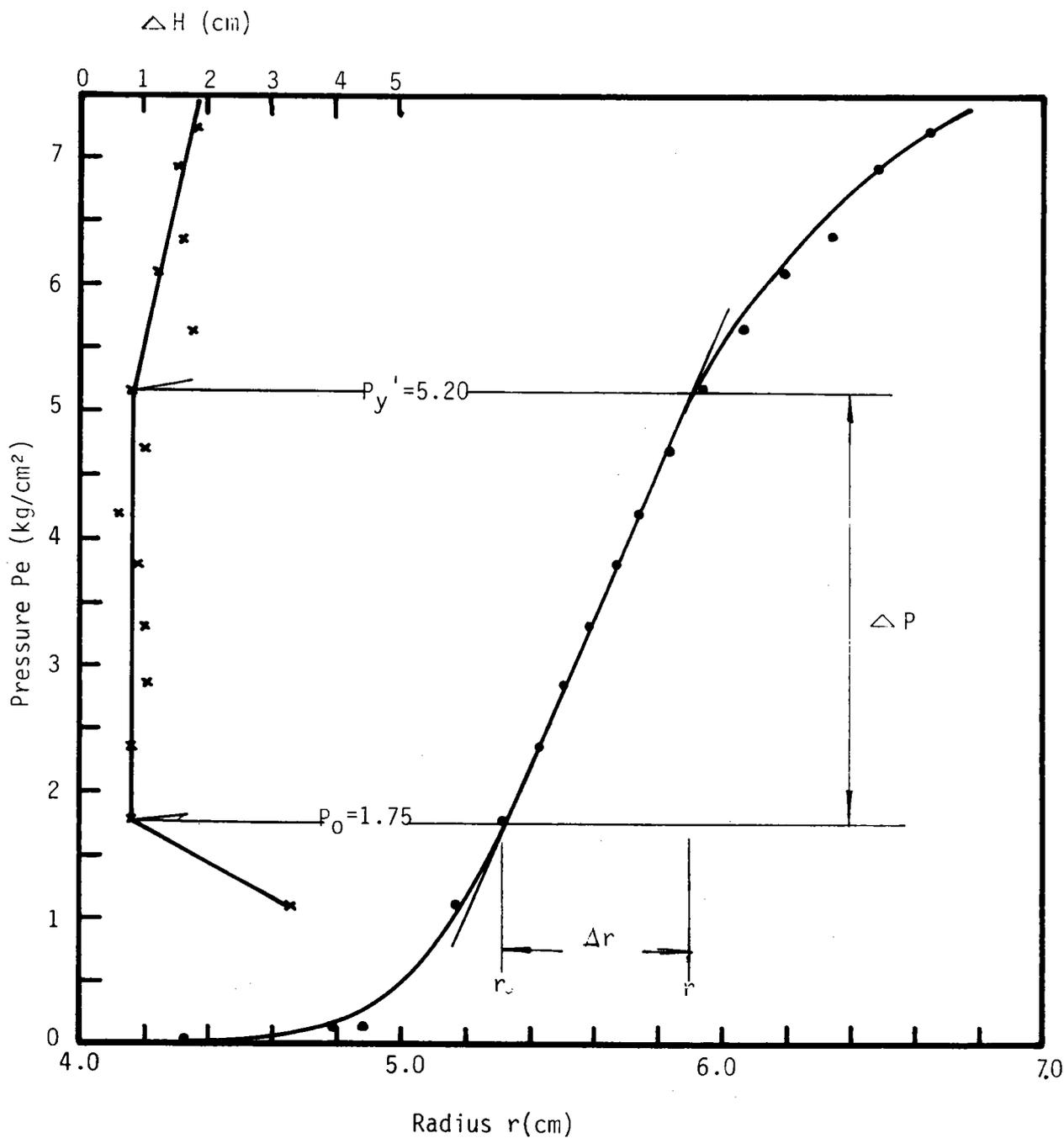


Test No. <u>AL-02-03</u>			Location <u>台中港</u>		
Hole No. <u>AL-02</u>			Depth <u>14.95m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>21</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_l$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve. $r_m$ (cm)
1.56	2.50	7.95	7.35	48.54	5.08

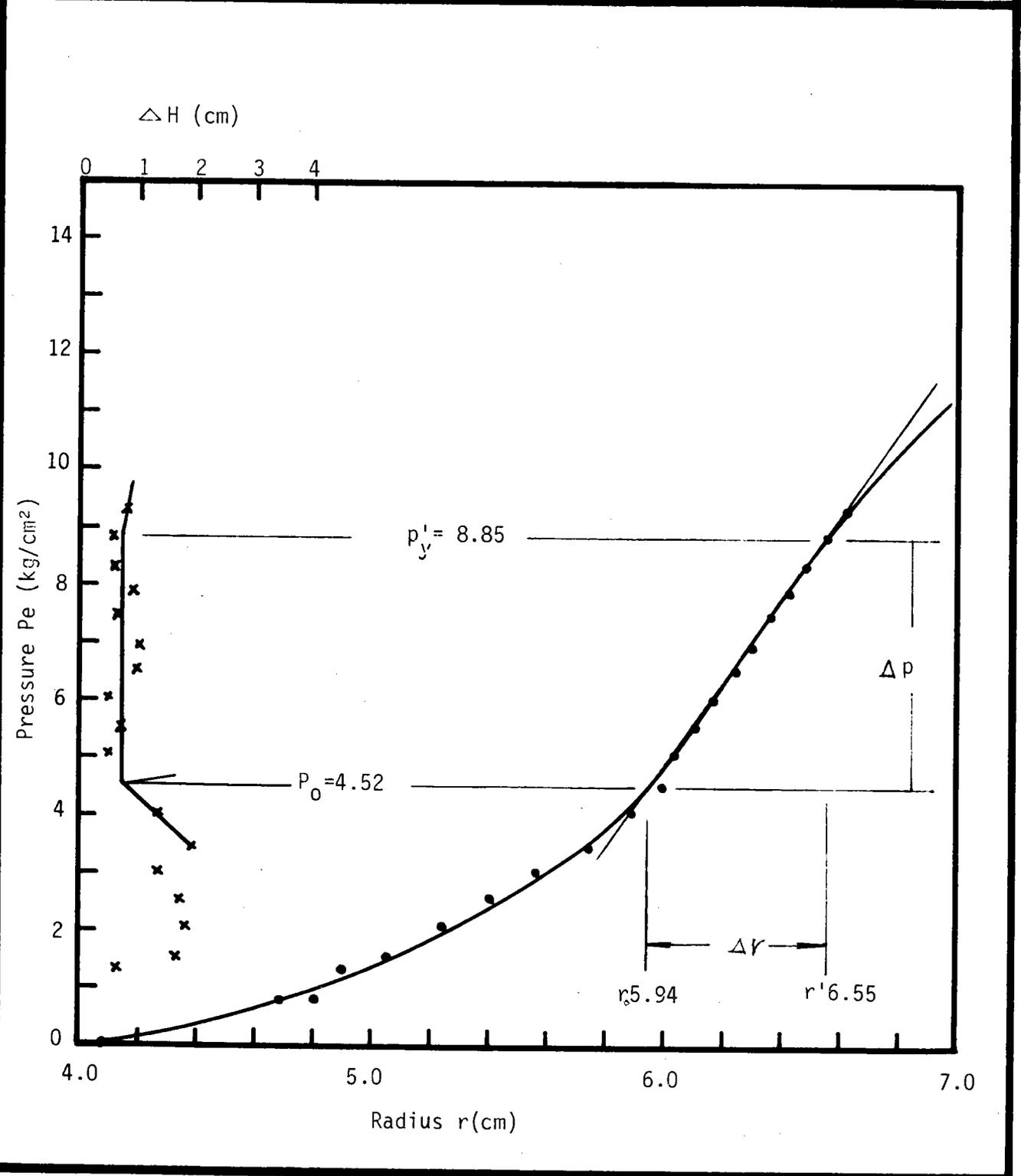
$r_c = 4.9$



Test No. <u>AL-02-04</u>			Location <u>台中港</u>		
Hole No. <u>AL-02</u>			Depth <u>18.35m</u>		
Soil Classification <u>SM 夾 CL</u>			N Value <u>20</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve (mm)
1.75	3.45	7.90	5.56	40.65	5.62

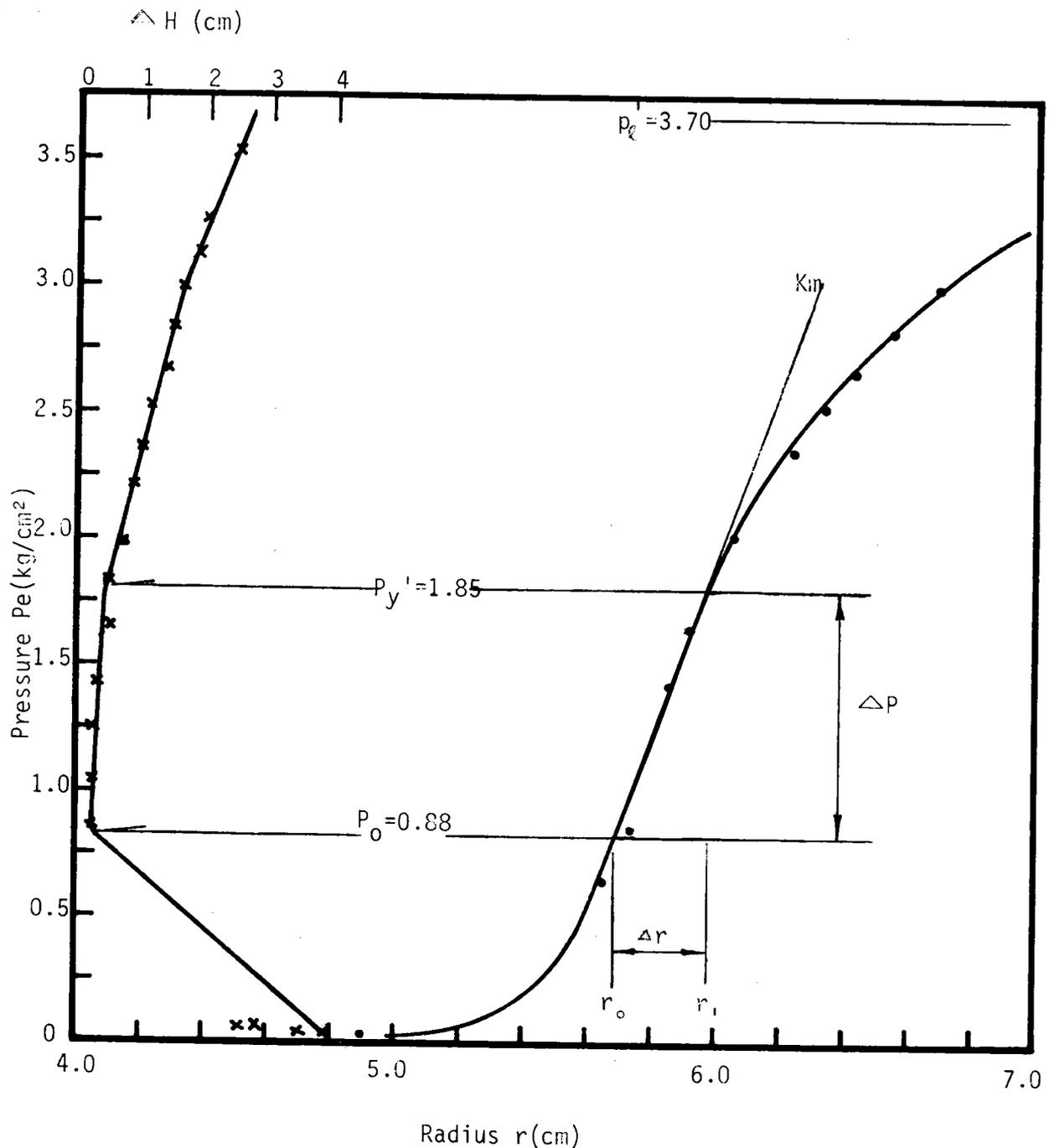


Test No. AL-02-05			Location 台中港		
Hole No. AL-02			Depth 25.77m		
Soil Classification SM			N Value 34		
Initial Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm)	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve (cm)
4.52	4.33	10.48	7.17	57.69	6.25

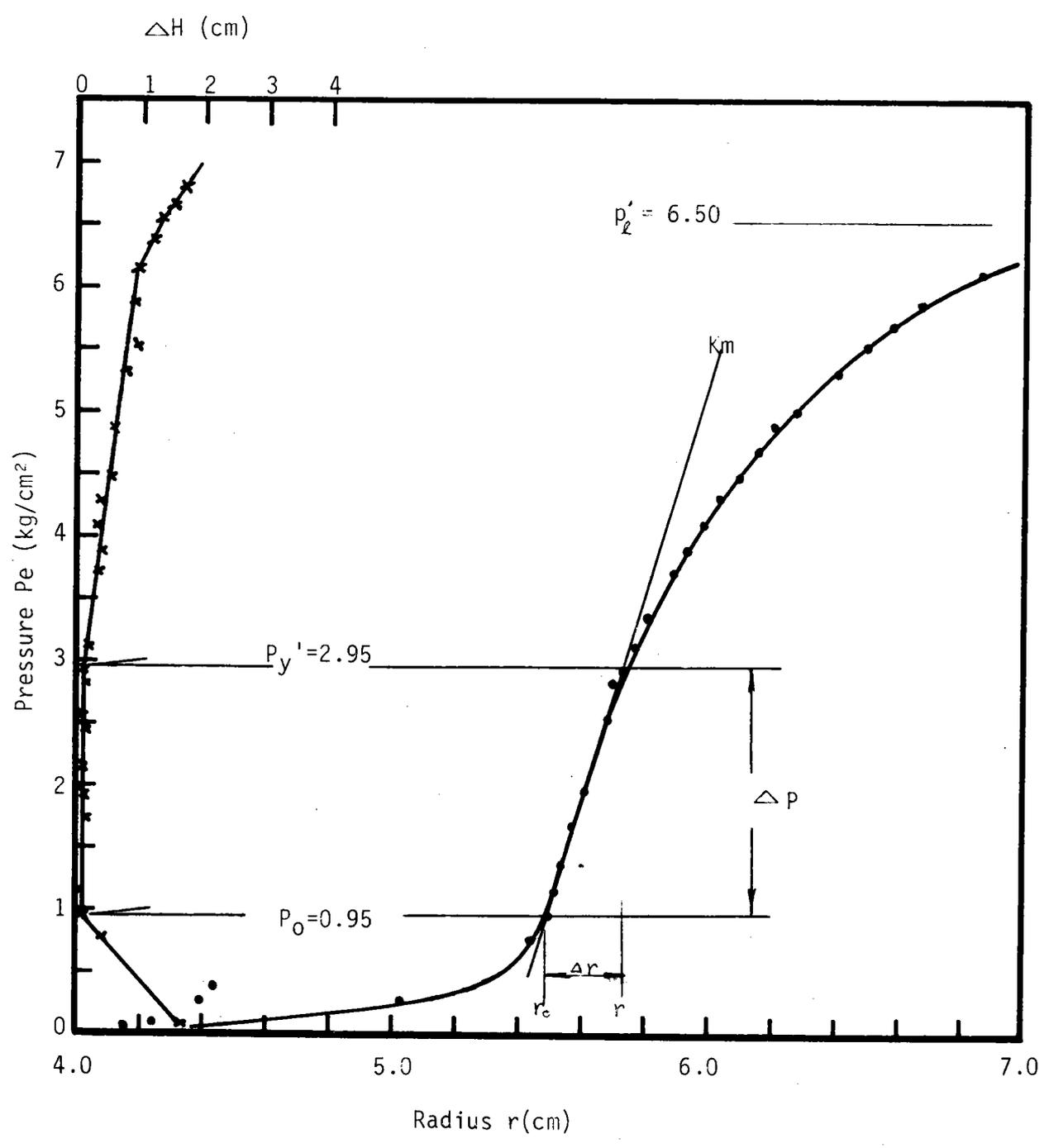


Test No. <u>KL-01-01</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-01</u>			Depth <u>4m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>6</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K-Value Calculation Curve, $r_m$ (cm)
0.88	0.97	2.82	3.03	22.82	5.79

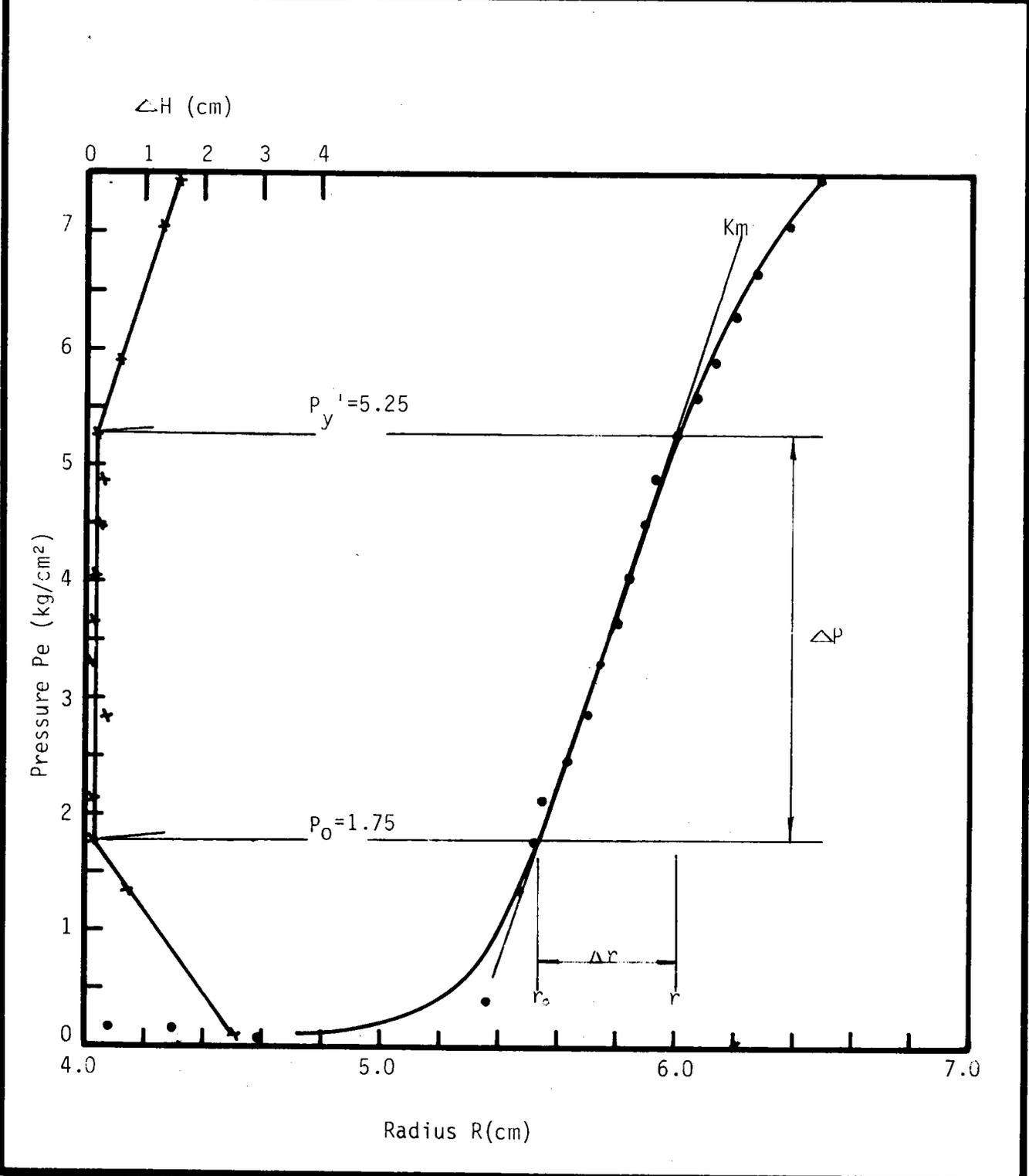
$r_c = 5.63$



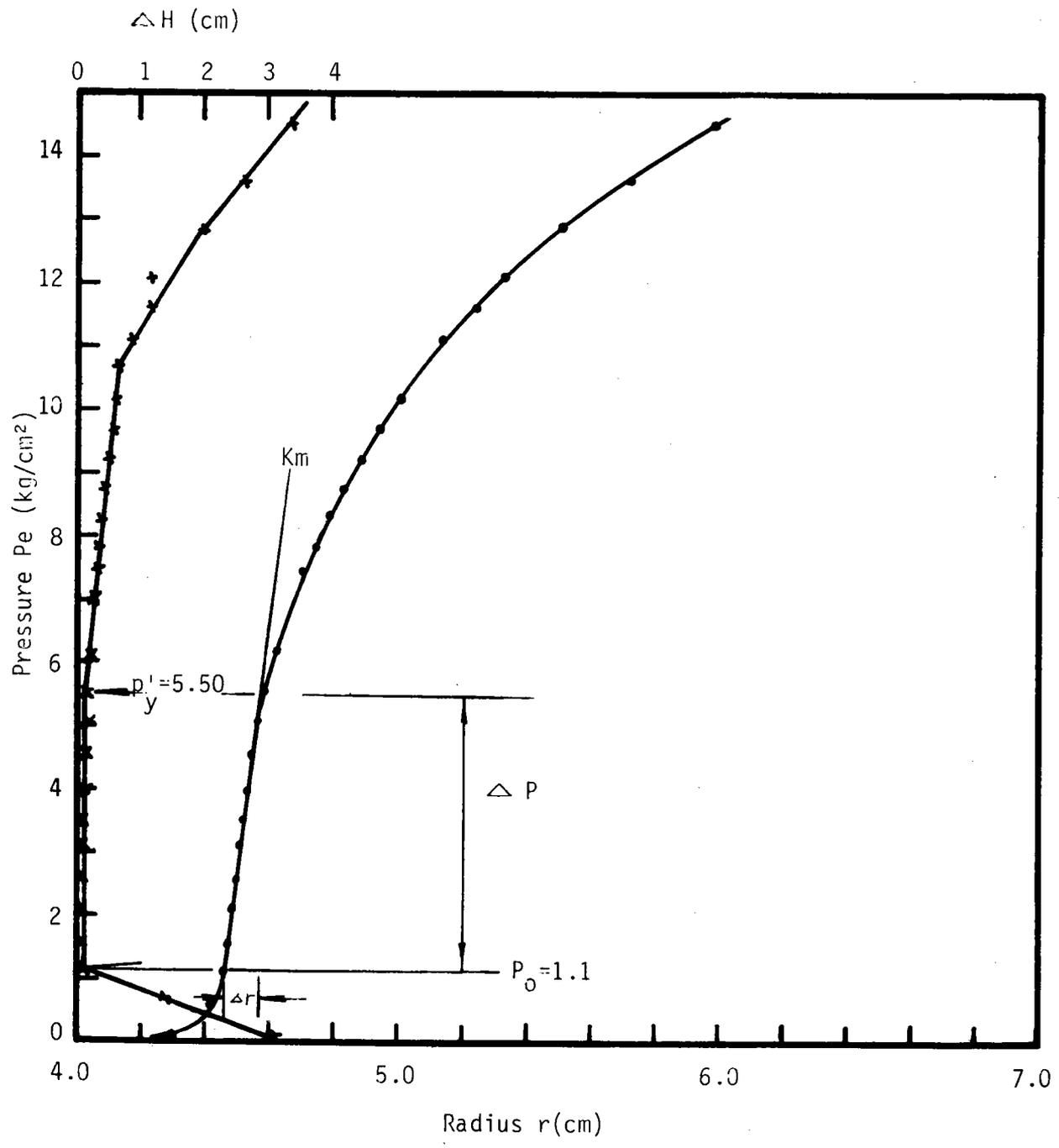
Test No. <u>KL-01-02</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-01</u>			Depth <u>6m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>9</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_\ell$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve, $r_m$ (cm)
0.95	2.0	5.65	8.0	56.34	5.61



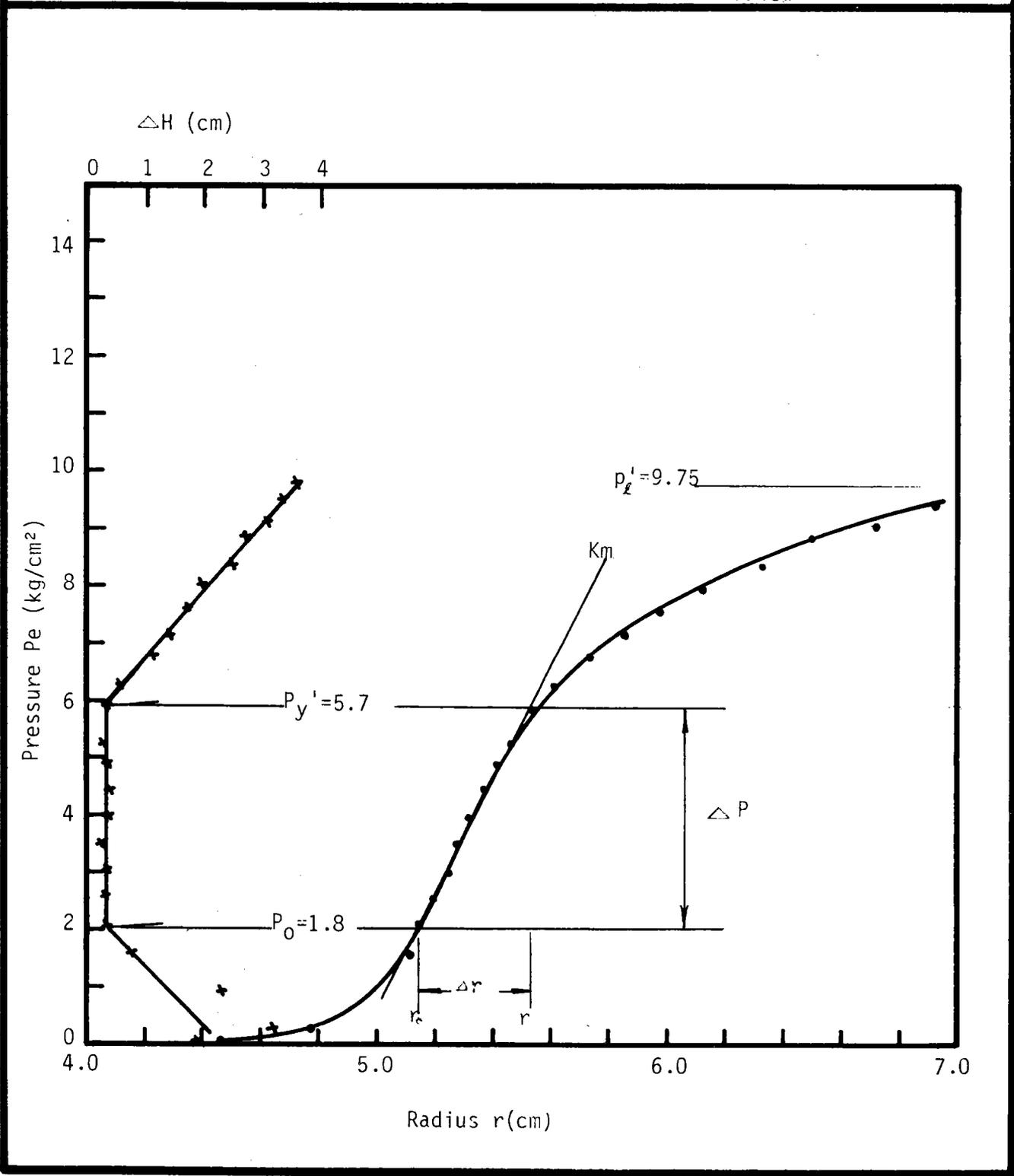
Test No. <u>KL-01-03</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-01</u>			Depth <u>10m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>20</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve, $r_m$ (cm)
1.75	3.5	6.82	7.10	53.49	5.76



Test No. <u>KL-01-04</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-01</u>			Depth <u>16m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>24</u>		
Earth Pressure At Rest $P_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_f$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mean Radius of K Value Calculation Curve, $r_m$ (cm)
1.1	4.40	14.00	40	235	4.52

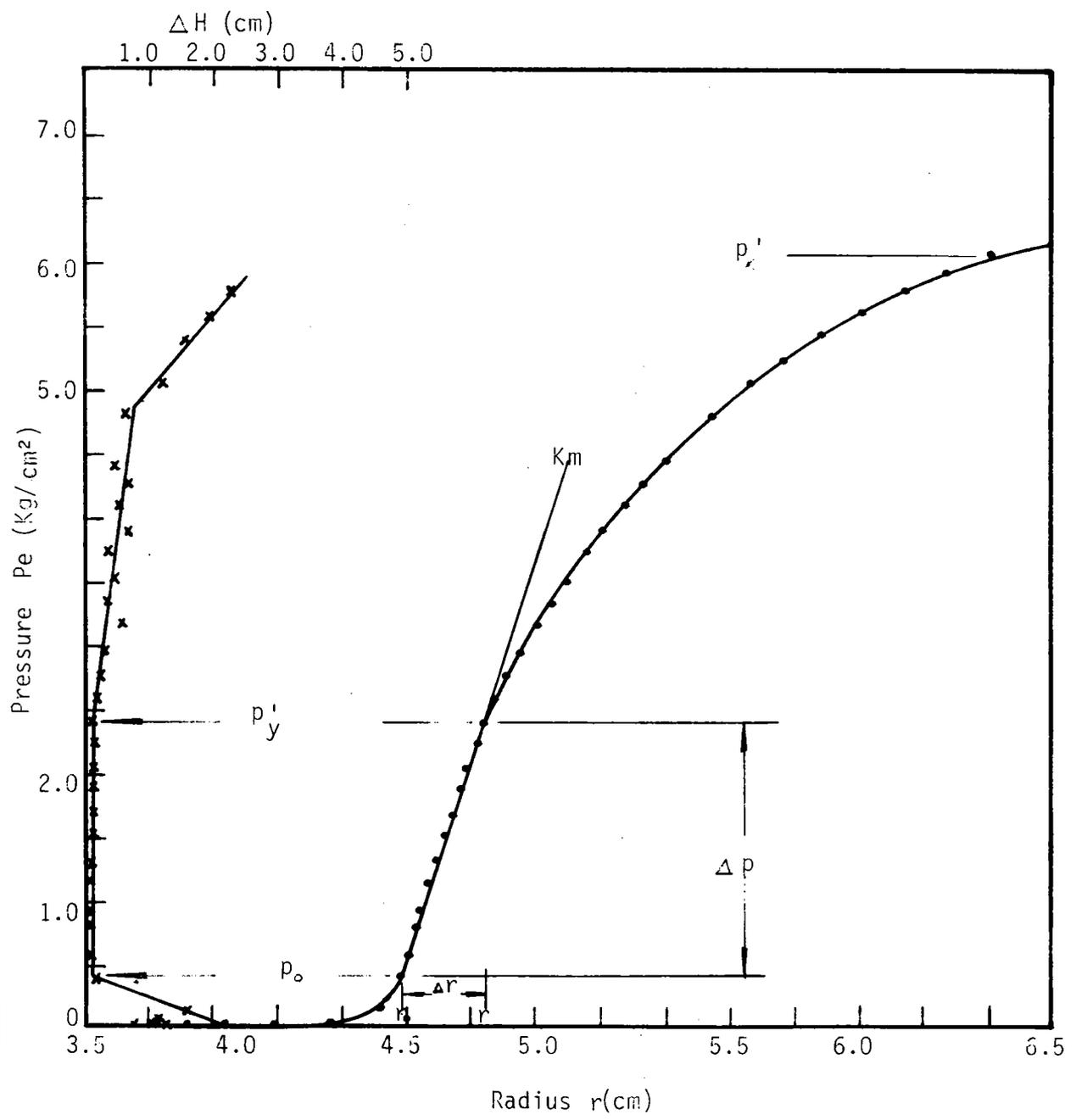


Test No. <u>KL-01-05</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-01</u>			Depth <u>30m</u>		
Soil Classification <u>SM</u>			N Value <u>17</u>		
Earth Pressure At Rest $P_0$ (Kg/cm)	Yield Pressure $P_y$ (Kg/cm)	Failure Pressure $P_\ell$ (Kg/cm)	Coefficient of Soil Reaction $K_m$ (Kg/cm)	Elastic Coefficient $E_m$ (Kg/cm)	Mean Radius of K Value Calculation Curve $r_m$ (cm)
1.8	3.9	7.95	10.54	72.90	5.32

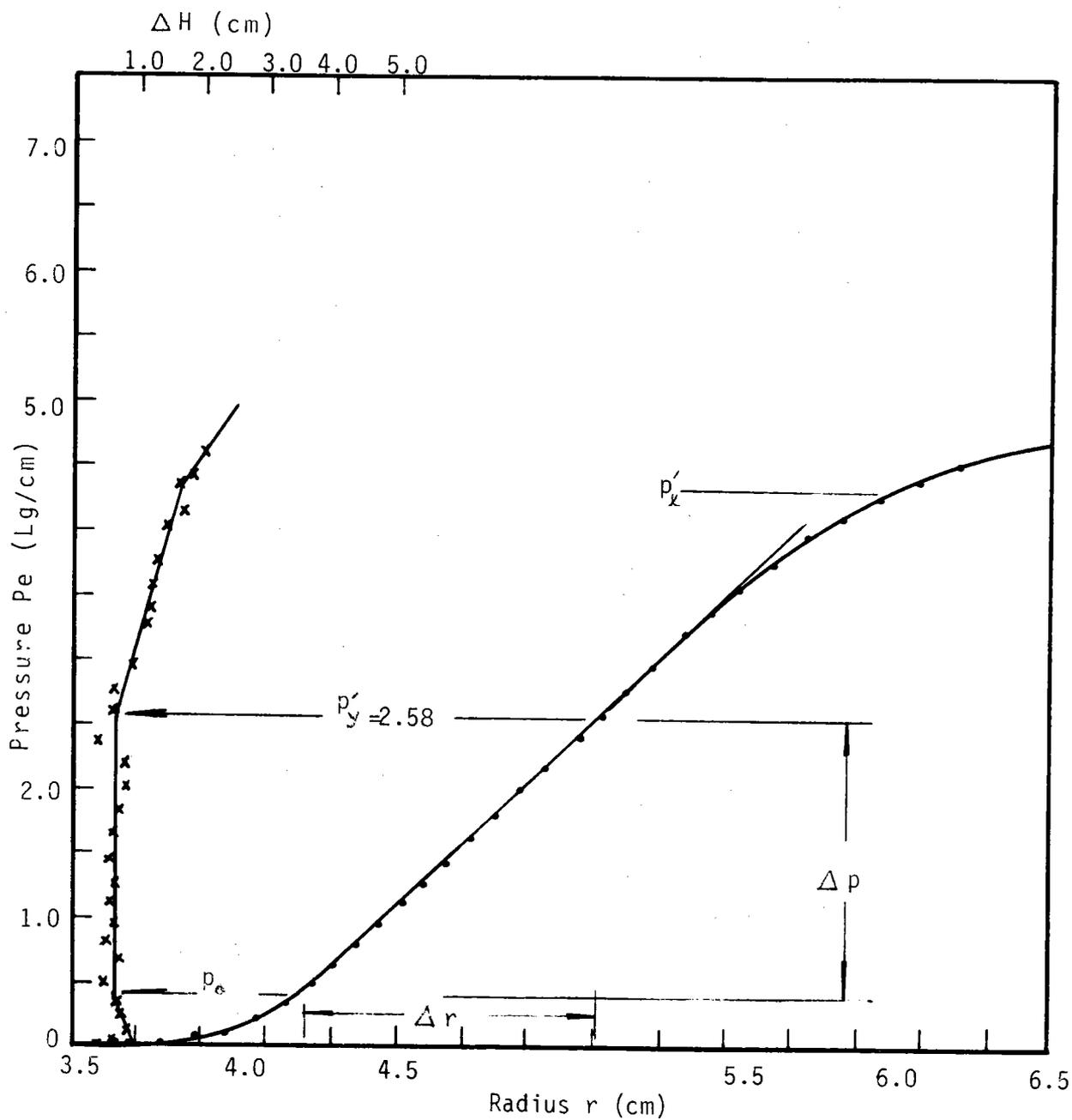


Test No. KL-2-1	Location				
Hole No. K1-2	Depth 2.00M				
Soil Condition: SP, DM	N Value 11				
0.43	2.00	5.62	7.69	45.1	4.61

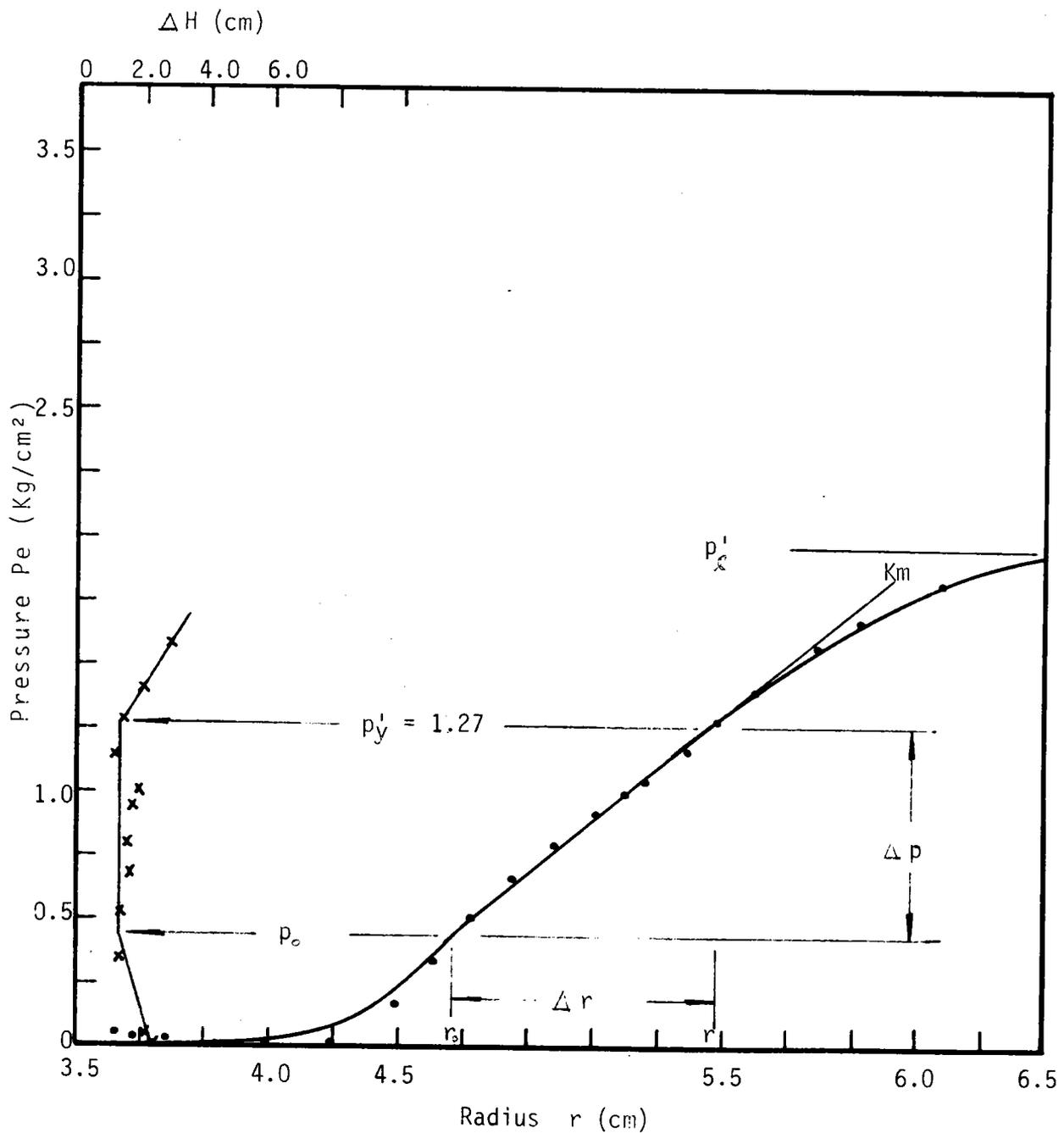
$r_0 = 4.48$



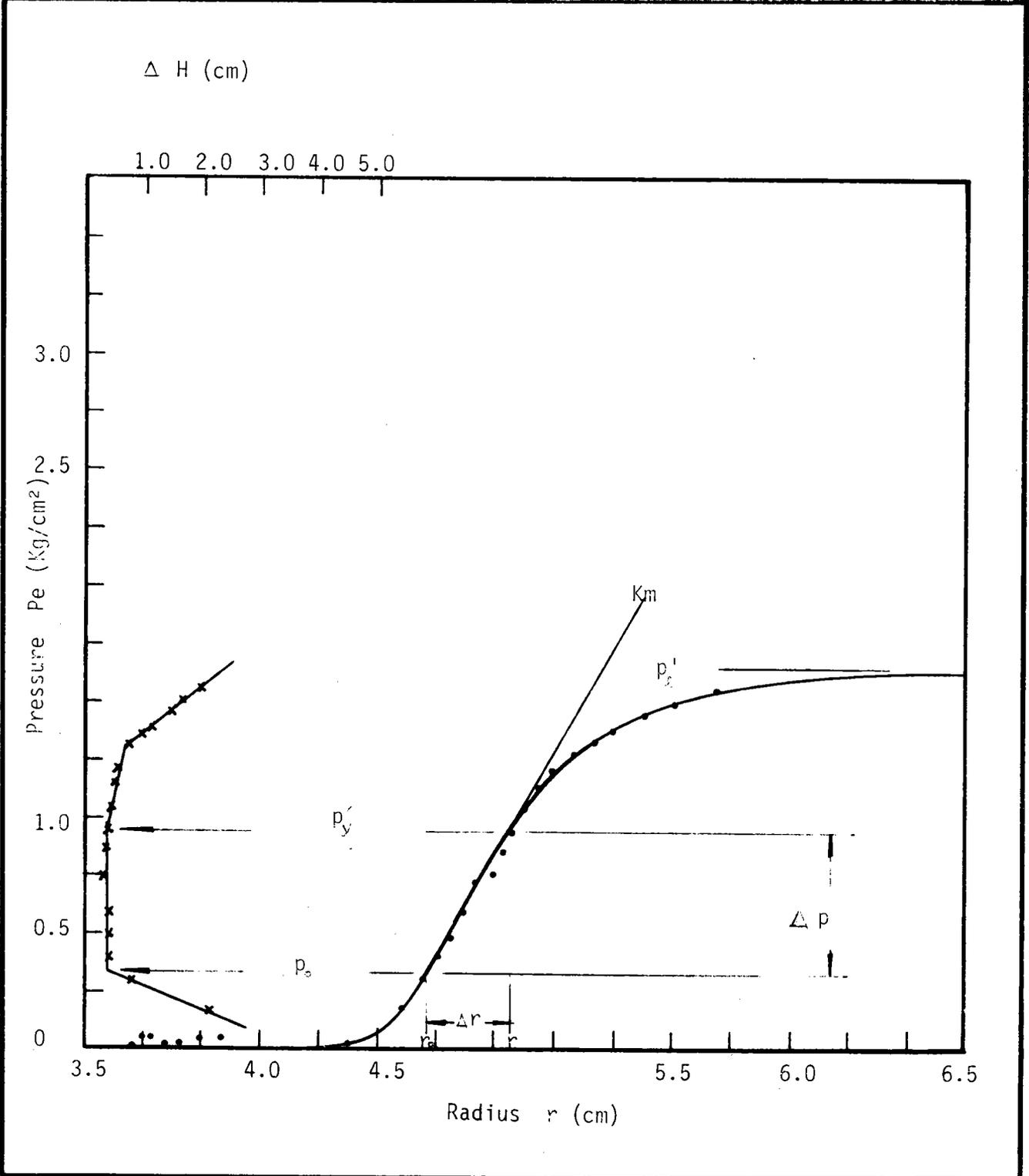
Test No	KL-2-2	Location			
Hole No	KL-2	Depth 4.2 M			
Flow Classification	SM	N Value 8			
Flow Velocity (cm/s)	Head Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	Flow Rate (cm <sup>3</sup> /min)	Coefficient of Soil Reaction (kg/cm <sup>2</sup> )	Flow Coefficient (kg/cm <sup>2</sup> )	Flow Coefficient (kg/cm <sup>2</sup> )
0.45	2.13	3.90	2.39	14.5	4.57



Test No. <u>KL-2-3</u>			Location _____		
Hole No. <u>KL-2</u>			Depth <u>6.10 M</u>		
Soil Classification: <u>SM</u>			N Value <u>4</u>		
Moisture Content (%)	Void Ratio	Water Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	Cation Exchange Capacity (%)	Coefficient of Soil Reaction (kg/cm <sup>2</sup> )	Quality Control (kg/cm <sup>2</sup> )
0.45	0.82	1.52	0.99	6.54	5.08



Test No. KL-2-4	Location				
File No. KL-2	Depth 8.60 M				
Classification SM	N Value 5				
0.34	0.61	1.29	2.10	13.66	4.82



Test No KL-2-5			Location		
Hole No KL-2			Depth 10.25 M		
Soil Classification SM			N Value 7		
Test Pressure At Rest $P_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Field Pressure $P_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Failure Pressure $P_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient of soil Reaction $K$ (kg/cm <sup>2</sup> )	ultimate displacement $\Delta H$ (cm)	ultimate failure displacement $\Delta r$ (cm)
0.57	2.08	4.78	3.53	22.45	4.89

