

國立交通大學  
土木工程學系碩士班  
碩士論文

非擾動粉土細砂試體之  $K_o$  壓密三軸試驗

$K_o$  Consolidated Undrained Axial Compression Tests on  
Undisturbed Silty Sand Samples

研究 生：洪若安  
指導 教授：黃安斌 博士

中華民國九十五年八月

# 非擾動粉土細砂試體之 $K_o$ 壓密三軸試驗

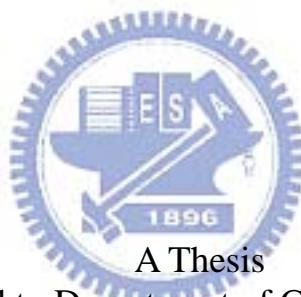
研究生：洪若安

Student: Juo-An Hong

指導教授：黃安斌 博士

Advisor: Dr.An-Bin Huang

國立交通大學  
土木工程學系碩士班  
碩士論文



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University  
In Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of  
Master  
in  
Civil Engineering

August 2006  
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年八月

# 非擾動粉土細砂試體之 $K_0$ 壓密三軸試驗

學生：洪若安

指導教授：黃安斌 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

## 中文摘要

於台灣西部平原在台中以南、台北盆地以及東部的宜蘭與花蓮，皆有厚層的粉土質砂土，在此等土壤上進行的土木工程不計其數。但過去國內外有關的研究中，很少有使用台灣粉土質砂土作為試驗對象，因此對於其工程上的行為認知十分缺乏，有些甚至是錯誤的。雖然數量有限，但是所有研究結果都顯示重模試體並不能足以能夠代表不擾動粉土質砂的力學行為。因此若要取得台灣西部粉土質砂的力學行為，必須使用非擾動試體才能有代表性。在以往研究中三軸試驗的壓密方式，大都是進行等向壓密，鮮少進行  $K_0$  壓密。但是沉積土壤在大自然中壓密的狀態，是最接近沒有側向應變，也就是在  $K_0$  狀態下壓密。所以為了了解土壤真正在自然界中壓密過後的各種力學行為，在實驗室中的三軸試驗，以  $K_0$  狀態進行壓密也是有其必要性的。為了有效的解釋台灣粉土質砂土之現地或是室內試驗結果，必須首先能夠掌握這些地質背景以及顆粒特性對於工程性質的影響，並且必須以不擾動試體作試驗其結果才有代表性。因此本論文之目的為以嘉義太保所取冰凍不擾動試體，使用交通大學大地工程試驗室自行研發的側向應變量側設備，進行三軸  $K_0$  壓密試驗，且於壓密後進行靜態三軸試驗，期盼能夠明瞭具有細粒料砂土之工程特性，以提供台灣西部地區非塑性粉土細大地工程分析之用。試驗結果顯示  $K_0$  壓密重複性試驗有良好之重複性，代表研發之側向量測系統能準確量測側向應變。但以不擾動冰凍試體施作試驗之結果因無明顯規律性，無法作出合理解釋。原因可能為試體於採樣、冰凍或解凍時，已產生擾動；或者此取樣地層土壤並不均勻，有許多互層，造成試驗結果差異甚大。比較不擾動與重模試體之試驗結果，可明顯發現其工程特性的確相差許多。當試體受到剪動時，不擾動試體會呈現超額孔隙水壓，而重模試體為正的；強度部分，不擾動試體所能承受之極限軸差應力比重模試體高出許多。

Student: Juo-An Hong

Advisor: Dr.:An-Bin Huang

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

### Abstract

Numerous civil engineering projects have been built on the silty sand layer on the western plain in Taiwan. Due to the lack of research on silty sand, our knowledge on the engineering behavior of this type of material is limited and sometimes misleading. Though the numbers are limited, the available results have indicated that tests on reconstituted samples could not fully reflect the behavior of undisturbed sand. Also, to better simulate the field state of stress, it is necessary to consolidate the specimen under  $K_o$  conditions in the triaxial tests. The objective of this research is to further our understanding of silty sand by performing  $K_o$  consolidated triaxial compression tests on undisturbed specimens. Soil samples were taken from Chia-yi county using a Densison Sampler. A triaxial testing device developed at the National Chiao Tung University Geotechnical Laboratory was used for the experiments. Upon triaxial tests, the undisturbed specimens were reconstituted to similar densities and tested again for comparison purposes. The results showed reasonable repeatability in  $K_o$  values and stress-strain relationships from tests on reconstituted specimens. Significant scattering was noticed from tests on undisturbed specimens. The scattering may be a result of variability or layering of natural sands. The undisturbed specimens developed negative excess pore pressure while the reconstituted specimens tested under the same conditions had positive excess pore pressure. The peak stress differences from reconstituted specimens were consistently lower than those of undisturbed specimens.

## 誌謝

首先感謝恩師 黃安斌博士於課業上悉心的指導，並時常教誨學生做人處世的態度，使論文得以順利完成，謹致上誠摯的感激與十二萬分的謝意。感謝亞新工程顧問 秦中天博士及台灣營建研究院 李維峰博士於論文口試期間費心審閱，並惠賜許多寶貴建議，在此表示深摯的謝意。

感謝父母的養育之恩，從小不斷地給我支持與鼓勵，讓我能無後顧之憂的求學，也感謝哥哥從小對我的照顧。

在學期間感謝所有幫助過我的人，首先感謝黃耀道學長及李瑞庭學長於儀器操作及軟體應用方面的指導與協助。感謝同窗玉麟、傑大、超哥、小傑以及學弟小叮噹、全修、崑山、介民在學業及生活上彼此切磋與關懷。

最後感謝所有關心及支持我的人，在此致上我最真誠的謝意！



洪若安 謹誌

中華民國九十五年八月

## 目錄

誌謝 .....	iii
目錄 .....	iv
圖目錄 .....	vii
表目錄 .....	ix
第一章 前言 .....	10
1.1 研究動機 .....	10
1.2 研究目的 .....	11
1.3 研究流程 .....	11
1.4 論文內容概述 .....	12
第二章 研究背景 .....	13
2.1 靜止土壓力係數定義 .....	13
2.2 靜態土壓力之評估方式 .....	15
2.3 三軸 $K_o$ 壓密 .....	17
2.3.1 $K_o$ 壓密之必要性 .....	17
2.3.1 過去三軸 $K_o$ 壓密試驗方式 .....	17
2.3.4 三軸 $K_o$ 壓密試驗之要求以及其過程中影響 $K_o$ 值之因 素 .....	20
2.4 非擾動砂土試體取樣 .....	21
2.4.1 不冰凍直接採樣 .....	21
2.4.2 土層冰凍後之取樣方式 .....	21
2.4.3 先取樣後冰凍之方式 .....	22
2.5 冰凍砂土之特性 .....	23

2.5.1 土壤冰凍膨脹之行為.....	23
2.5.2 細料含量對試體冰凍解凍過程擾動之影響 .....	23
2.4.3 初始含水量對冰凍試體解凍過程擾動之影響 .....	24
2.4.4 冰凍試體冰凍融解過程之排水狀況對試體擾動之影響 .....	24
2.4.5 有效圍壓冰凍試體解凍過程擾動之影響 .....	25
<b>第三章 試驗設備與方法 .....</b>	<b>36</b>
3.1 試體之取樣、冰凍、運送與保存.....	36
3.2 基本物理性試驗.....	37
3.2.1 X 光繞射試驗原理.....	37
3.2.2 X 光繞射試驗步驟.....	39
3.3 三軸 $K_o$ 試驗設備 .....	40
3.3.1 三軸室.....	40
3.3.2 軸壓加載及控制系統.....	41
3.3.2.1 軸壓加載系統.....	41
3.3.2.2 軸壓控制系統.....	41
3.3.3 氣壓與水壓控制系統.....	42
3.3.4 量測系統.....	42
3.4.4.1 軸向荷重及水壓之量測 .....	42
3.3.4.2 局部應變之量測.....	42
3.3.5 訊號擷取系統.....	43
3.4 試驗方法 .....	43
3.4.1 冰凍試體之準備.....	44

3.4.2 冰凍試體之架設.....	45
3.4.3 冰凍試體側向應變量測之原理 .....	45
3.4.4 冰凍試體之解凍.....	46
3.4.5 試體之飽和 .....	46
3.4.6 三軸 $K_o$ 壓密 .....	46
3.4.7 不排水三軸壓縮試驗.....	47
<b>第四章 試驗結果與討論 .....</b>	<b>62</b>
4.1 冰凍土樣基本物理性試驗結果.....	62
4.2 冰凍土樣礦物含量分析試驗結果.....	62
4.3 乾淨麥寮砂 $K_o$ 壓密重複性試驗結果.....	63
4.4 不擾動冰凍試體 $K_o$ 壓密結果.....	63
4.5 不擾動冰凍試體不排水軸向壓縮試驗結果 .....	64
4.6 重模試體不排水軸向壓縮試驗結果.....	64
<b>第五章 結論與建議 .....</b>	<b>101</b>
5.1 結論 .....	101
5.2 建議 .....	102
<b>參考文獻 .....</b>	<b>104</b>

## 圖目錄

圖 2.1 土單元受到束制而無側向位移之靜止土壓力狀況 .....	26
(Lambe and Whiteman,1969) .....	26
圖 2.2 Laval sampler 示意圖(La Rochelle et al.,1981).....	27
圖 2.3 Laval Sampler 試樣之地表冰凍程序 (Konrad et al.,1995) .....	28
圖 2.4 覆土應力對冰凍中土壤膨脹量之關係 .....	29
(Hatanaka et al., 1985) .....	29
圖 2.5 土壤冰凍過程中有效圍壓與體積變化之關係 (Goto,1993) .....	29
圖 2.6 土壤冰凍過程中有效圍壓及細料含量與體積變化之關係 .....	30
(Yoshimi et al., 1994) .....	30
圖 2.7 土壤中細料含量於冰凍融解過程中體積變化之關係 .....	30
(Yoshimi and Goto , 1996) .....	30
圖 2.8 含水量對冰凍試體解凍過程擾動之影響 (黃朝聰 , 2001) .....	31
圖 2.9 試體於排水狀況下冰凍對液化阻抗之影響 (Goto,1993) .....	31
圖 2.10 試體於不排水狀況下冰凍對液化阻抗之影響 (Goto,1993) .....	32
圖 2.11 高嶺土含量及有效圍壓與液化阻抗之關係 (Goto,1993) .....	33
圖 2.12 粉土含量及有效圍壓與液化阻抗之關係 (Goto,1993) .....	34
圖 2.13 冰凍融解過程中體積變化量與液化阻抗之關係 .....	35
(Yoshimi and Goto,1996) .....	35
圖 3.2 Denison Sampler (Hvorslev , 1949) .....	50
圖 3.3 冰凍試管之底座 .....	51
圖 3.4 以乾冰將試管冷凍 .....	51
圖 3.5 ELP-1 T-1 溫度與水量紀錄圖 .....	52
圖 3.6 ELP-1 T-5 溫度與水量紀錄圖 .....	53
圖 3.7 ELP-1 T-6 溫度與水量紀錄圖 .....	54
圖 3.8 ELP-1 T-8 溫度與水量紀錄圖 .....	55
圖 3.9 三軸 $K_o$ 試驗設備示意圖 .....	56
圖 3.10 馬達驅動控制系統示意圖 .....	57
圖 3.11 將冰凍試體從薄管內推出 .....	57
圖 3.12 從薄管推出之冰凍試體 .....	58
圖 3.13 非接觸試位移計之標的物 .....	58
圖 3.14 非接觸式位移計之架設 .....	59
圖 3.15 於三軸室內放置些許冰塊 .....	60
圖 3.16 標的物與夾具間以極薄之彈簧鋼片連結 .....	61
圖 3.17 冰凍試體解凍 .....	61
圖 4.1 ELP-1 T-1 粒徑分佈曲線 .....	67
圖 4.2 ELP-1 T-5 粒徑分佈曲線 .....	68
圖 4.3 ELP-1 T-6 粒徑分佈曲線 .....	69
圖 4.4 ELP-1 T-8 粒徑分佈曲 .....	70
圖 4.5 重複性試驗 $K_o$ 壓密 $e$ -log $p'$ 關係圖 .....	71
圖 4.6 重複性試驗 $K_o$ 壓密 $K_o$ -sigma $v'$ 關係圖 .....	72
圖 4.7 重複性試驗 $K_o$ 壓密 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	73
圖 4.8 重複性試驗超額孔隙水壓與應變關係圖 .....	74

圖 4.9 重複性試驗 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	75
圖 4.10 重複性試驗應力應變關係圖 .....	76
圖 4.11 ELP-1 T-1 $K_o$ 壓密之 $e$ - $\log p'$ 關係圖 .....	77
圖 4.12 ELP-1 T-1 $K_o$ 壓密 $K_o$ 值與垂直有效應力關係圖 .....	78
圖 4.13 ELP-1 T-1 $K_o$ 壓密 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	79
圖 4.14 ELP-1 T-5 $K_o$ 壓密壓密之 $e$ - $\log p'$ 關係圖 .....	80
圖 4.15 ELP-1 T-5 $K_o$ 壓密 $K_o$ 值與垂直有效應力關係圖 .....	81
圖 4.16 ELP-1 T-5 $K_o$ 壓密 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	82
圖 4.17 ELP-1 T-6 $K_o$ 壓密之 $e$ - $\log p'$ 關係圖 .....	83
圖 4.18 ELP-1 T-6 $K_o$ 壓密 $K_o$ 值與垂直有效應力關係圖 .....	84
圖 4.19 ELP-1 T-6 $K_o$ 壓密 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	85
圖 4.20 ELP-1 T-8 $K_o$ 壓密之 $e$ - $\log p'$ 關係圖 .....	86
圖 4.21 ELP-1 T-8 $K_o$ 壓密 $K_o$ 值與垂直有效應力關係圖 .....	87
圖 4.22 ELP-1 T-8 $K_o$ 壓密 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	88
圖 4.23 ELP-1 T-1 三軸試驗 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	89
圖 4.24 ELP-1 T-1 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖 .....	90
圖 4.25 ELP-1 T-1 三軸試驗應力應變關係圖 .....	91
圖 4.26 ELP-1 T-5 三軸試驗 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	92
圖 4.27 ELP-1 T-5 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖 .....	93
圖 4.28 ELP-1 T-5 三軸試驗應力應變關係圖 .....	94
圖 4.29 ELP-1 T-6 三軸試驗 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	95
圖 4.30 ELP-1 T-6 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖 .....	96
圖 4.31 ELP-1 T-6 三軸試驗應力應變關係圖 .....	97
圖 4.32 ELP-1 T-8 三軸試驗 $p'$ - $q$ 關係圖 .....	98
圖 4.33 ELP-1 T-8 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖 .....	99
圖 4.34 ELP-1 T-8 三軸試驗應力應變關係圖 .....	100

## 表目錄

表 3.1 量測系統規格表 .....	48
表 4.1 取樣清單 .....	65
表 4.2 物理性試驗結果 .....	65
表 4.3 礦物成分含量百分比 .....	66
表 4.4 試驗相關結果 .....	66



# 第一章 前言

## 1.1 研究動機

於台灣西部平原在台中以南、台北盆地以及東部的宜蘭與花蓮，皆有厚層的粉土質砂土，在此等土壤上進行的土木工程不計其數，重大之公共工程包含了捷運系統、高速公路以及高速鐵路等。但過去國內外有關的研究中，很少有使用台灣粉土質砂土作為試驗對象，因此對於其工程上的行為認知十分缺乏。台灣西南岸無塑性且高細料含量之粉土質砂土有下列特性：

1. 受地質背景以及礦物含量之間影響，造成其工程特性往往與文獻中試驗所使用的均勻級配之乾淨石英砂有明顯的差異。
2. 現有研究中，有關於台灣粉土細砂之工程性質了解不但有限，在某些方面甚至可能是錯誤的。這些工程性質包括動靜態強度、勁度、壓縮性與透水性以及這些性質的異向性。
3. 雖然數量有限，但是所有研究結果都顯示重模試體並不能足以能夠代表不擾動粉土質砂的力學行為。以同為西南部粉土質砂員林砂為例，其不擾動之試體之含水量高於液性限度，重模試體無法複製現地土壤之緊密度。因此若要取得台灣西部粉土質砂的力學行為，必須使用非擾動試體才能有代表性。

另外，在以往研究中三軸試驗的壓密方式，大都是進行等向壓密，鮮

少進行  $K_0$  壓密。但是沉積土壤在大自然中壓密的狀態，是最接近沒有側向應變，也就是在  $K_0$  狀態下壓密。所以為了了解土壤真正在自然界中壓密過後的各種力學行為，在實驗室中的三軸試驗，以  $K_0$  狀態進行壓密也是有其必要性的。

## 1.2 研究目的

台灣粉土質砂土受地質背景以及礦物含量之影響，其壓縮性遠高於大部分研究中所使用的均勻級配而乾淨之石英砂，台灣粉土質砂土顆粒大多呈扁平狀且質地脆弱，其易碎性相當高。因此為了有效的解釋台灣粉土質砂土之現地或是室內試驗結果，必須首先能夠掌握這些地質背景以及顆粒特性對於工程性質的影響，並且必須以不擾動試體作試驗其結果才有代表性。因此本論文使用嘉義太保取樣之非擾動冰凍試體施做試驗，並以有別以往的等向壓密，改採  $K_0$  壓密後進行三軸試驗；嘉義太保砂即為台灣西部典型非塑性粉土質砂。本論文之目的為以台灣西部冰凍不擾動試體，藉以交通大學大地工程試驗室自行研發的側向應變量側設備，進行三軸  $K_0$  壓密試驗，且於壓密後進行靜態三軸試驗，期盼能夠藉由試驗能明瞭具有細粒料砂土之工程特性，以提供台灣西部地區非塑性粉土細大地工程分析之用。

## 1.3 研究流程

本研究流程為現地不擾動試體取樣後馬上進行冰凍，於實驗室解凍後進行  $K_0$  三軸壓密試驗並於壓密後進行不排水軸向壓縮試驗。

於側向應變量側系統，過去三軸  $K_0$  壓密試驗往往需要特製之儀器施作，本研究希望能研發較簡便且經濟的方式進行三軸  $K_0$  壓密，且可輕易

安裝於任一三軸儀器之內。

再以乾淨麥寮砂進行重複性試驗，以確定側向應變量測系統可精確量測出試體之側向應變且有良好之重複性。有重複性後，即可以不擾動冰凍試體進行試驗。

## 1.4 論文內容概述

本論文內容如下：

第一章：研究動機與目的、研究方法及論文內容。

第二章：本章分為兩個重點。一部分為定義  $K_o$ ，以及回顧過去  $K_o$  壓密方法；另一部分為冰凍土壤之特性，以及不擾動冰凍試體取樣。

第三章：本章介紹不擾動試體的取樣以及試驗儀器之架設、試體製作、試驗流程及方法。

第四章：試驗結果與討論。

第五章：結論與建議，針對本研究之試驗結果定下結論，並提出後續研究方向之建議。

## 第二章 研究背景

本章將與本研究相關之文獻分為靜止土壓力係數之定義、為何使用  $K_o$  壓密、過去三軸  $K_o$  壓密相關試驗方法、 $K_o$  壓密試驗之要求和冰凍砂土特性、不擾動冰凍試體取樣等幾部分回顧之。

## 2.1 靜止土壓力係數定義

如圖 2.1 (Lambe and Whiteman, 1969)，在半無限空間的土層內，任一土壤單元將受到周圍其他土壤單元的側束，而無法發生側向位移，這樣的狀況稱為靜止土壓力狀況。因此，若土壤單元受到周圍擋土構物之限制而無法產生側向位移時，此時的土壓力亦為靜止土壓力係數。

Terzaghi 於 1920 年最早指出無側向應變擋土結構物問題之重要性，並首次提出靜止土壓力係數  $K_{node}$  一詞（即為  $K_o$ ）， $node$  為拉丁文 zero 之意。

之後，研究靜止土壓力係數之相關文獻裡，因考慮不同的因素衍伸出不同版本的  $K_o$  定義，張文騰（2002）整理如下：

### (1) 以總應力定義

此定義為  $K_o$  之最原始定義。Terzaghi 以水平總應力及垂直總應力的比值來定義靜止土壓力係數，以符號表示如下：

其中

$\sigma_h$  = 水平總應力

$\sigma_v$  = 垂直總應力

總應力為土壓力與水壓力之總合，無法確切反映出土壤受力時的力學行為，因此之後有其他學者提出不同之定義。

## (2) 以有效應力定義

Bishop 則從更精確的以有效應力的觀點來定義  $K_0$ 。當無側向變形產生時， $\sigma'_h$ 、 $\sigma'_v$ 作用面上之剪應力為零，則  $\sigma'_h$ 、 $\sigma'_v$  將分別為最小或最大主應力，有效水平主應力與有效垂直主應力之比值即為靜止土壓力係數。於過壓密土壤，因考慮  $K_0$  會隨應力履歷的改變而變化，因此大都採用此定義方式。以符號表示如下：

## 其中

$\sigma'_h$  = 水平有效應力。

$\sigma'_v$  = 垂直有效應力。

### (3) 以有效應力增量定義

由於土壤為非等向性材料，所以必須指定其受限方向。於側限狀態下，任何應力履歷將導致應力變化以阻止水平向應變的產生，故引入應力增量的觀念，以有效水平應力以及有效應力之瞬間增量來定義  $K_0$ ，比較恰當。以符號表示如下：

其中

$\Delta\sigma'_h$  = 有效水平主應力增量。

$\Delta\sigma'_v$  = 有效垂直主應力增量。

## 2.2 靜態土壓力之評估方式

一般量測或估算土層內之靜止土壓力可分為三種方式：實驗室試驗、現地量測以及經驗公式預估。於下列稍做說明：

### （1）實驗室試驗



實驗室試驗具有迅速、方便、低成本等優點。可分為下列四種方式：

(a) 三軸定應力比 (constant stress ratio) 試驗：以不同的定應力比進行壓密，量測其體積及軸向應變量以推估徑向應變，再由內插法得到無側向位移時之應力比，其倒數即為  $K_o$  值。

(b) 三軸自動化  $K_o$  壓密試驗：利用自動化之三軸儀器設備，控制試體於壓密過程中，徑向應變量小於正負 0.001% (Okochi and Tatsuoka, 1984)。壓密至所要求之有效垂直應力後，即可求出  $K_o$ 。

(c) 單向度壓密試驗：利用安置於壓密儀側壁上之壓力計，量測不同垂直應力作用之水平應力（董心泉，1993）。

## (2) 現地量側 (Massarch and Broms, 1976)

現地量測主要可分為有壓力計試驗 (pressuremeter test) 以及總應力計與水壓計試驗 (total pressure cell piezometer test) 等兩種。

### (3) 經驗公式預估法

藉由一些已知的土壤參數，例如有效內摩擦角  $\phi'$ 、塑性指數 PI、過壓密比 OCR、標準貫入試驗 N 值等，帶入經驗公式簡易地估算靜止土壓力係數。以下為一些常用的經驗公式：

(a) Edil and Dhowian (1981) 指出，砂土的孔隙比越高，則內摩擦角越小，顆粒排列越鬆散，容易向兩旁移動，因此側向土壓力越高。一般最常使用，也最為簡易的經驗公式為 Jaky (1944) 提出的計算無凝聚性土壤之靜止土壓力係數之經驗公式：

$$K_o = 1 - \sin \theta' \quad \dots \dots \dots \quad (2.4)$$

Brooker and Ireland (1965) 建議對正常壓密黏土的靜止土壓力係數可以下式估算：

$$K_o = 0.95 - \sin \theta' \quad \dots \dots \dots \quad (2.5)$$

(b) 靜止土壓力係數會受應力歷史之影響。Mayne and Kulhawy (1982) 針對整個土層的受壓過程，包括加壓、解壓以及在壓過程，將  $K_o$  表示成有效內摩擦角與 OCR 的函數，而得到一半經驗公式如下：

$$K_o = (1 - \sin \theta') \left[ \frac{OCR}{OCR_{\max}^{1-\sin \theta'}} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}} \right) \right] \quad \dots \dots \dots \quad (2.6)$$

(c) Brooker and Ireland (1965) 曾利用 10 個正常壓密黏土進行試驗，以探討  $K_o$  與黏土成分之關係，結果顯示黏土成分越高， $K_o$  值有增大的

趨勢。Brooker and Ireland 建議正常壓密黏土與塑性指數的關係如下：

(d) Andraws and EI-Sohby (1973) 假設土壤為均質、等向完全彈性體，提出以三軸試驗儀進行徑向壓密試驗，求得此壓密條件下之靜止土壓力係數  $K_{ot}$  與單向度壓密條件下土壤之靜止土壓力係數  $K_o$  間之轉換公式：

其中



### 2.3 三軸 $K_o$ 壓密

### 2.3.1 $K_0$ 壓密之必要性

在過去由於三軸  $K_o$  壓密試驗所需之技術較高，所花費的時間也較長，因此大部分的三軸試驗之壓密過程幾乎都是使用等向壓密。但在沉積方式形成的地層中，是以近乎沒有側向應變的狀況下進行壓密作用，也就是  $K_o$  壓密。因此，為了了解自然沉積狀況下的壓密行為，在研究室內研究以相同狀況下模擬  $K_o$  壓密土壤是必要的。

### 2.3.1 過去三軸 $K_0$ 壓密試驗方式

過去已有一些學者使用三軸儀器進行  $K_0$  壓密試驗，其方法整理如

下：

(1) 主應力比一定法(Andraws and El-Sohby, 1973；森協等, 1988；

Fukagawa and Ohta, 1988)

此方法為同時調整軸向以及側向應力，使主應力比，即軸向應力與側向應力的比值保持於一定值的條件下進行試體的壓密。因為於正常壓密過程裡，若當主應力的比值為一定值時，試體的軸向應變 ( $\varepsilon_a$ ) 對體積應變 ( $\varepsilon_v$ ) 的軌跡將呈直線。故若以不同的主應力比進行壓密試驗，則可利用內插法求出滿足側限條件 ( $\varepsilon_a : \varepsilon_v = 1 : 1$ ) 的主應力比。

此種求正常壓密靜止土壓力係數  $K_{onc}$  的試驗方式雖然不需要作側限條件的控制，只需不時地調整軸向以及側向應力，使主應力比保持不變，而且是要進行數個試驗之後才能求出  $K_{onc}$ 。另外，此方法無法觀察  $K_o$  正常壓密過程的主應力軌跡、變形行為，以及不能進行反覆  $K_o$  壓密試驗，為此方法之缺點。

(2) 側限圓筒法 (Brooker and Ireland, 1965; Singh et al., 1973)

此方法在進行  $K_o$  壓密試驗後，無法繼續進行三軸壓縮或者三軸伸張試驗，是最方便也最簡單的  $K_o$  壓密試驗。其方法為製造了一厚壁的鋼質圓筒，內壁設置填滿非壓縮性液體的壓力室，藉由量測液壓間接求得側向壓力。大矢等 (1982) 則於圓筒內壁上直接安裝壓力計，可直接量得側向應力。此方法的優點為操作容易，適用於飽和以及不飽和試體，且能進行加壓、解壓以及可於加載過程中，注水進入試體內以觀察浸水對  $K_o$  的影響。但是在試體的側向變形被拘束的狀況下，與圓筒內壁上會有摩擦力的

產生，對於量測  $K_o$  值會造成誤差。

### (3) 固定體積法

此方法為 Campanella and Vaid (1972) 提出。利用荷重軸的面積與試體的面積相等，如此於三軸室內完全充滿非壓縮性液體之下，試體在壓密過程之中只會有軸向應變，而不會有側向應變產生，因此可免除控制側向應變的操作。但此方法有一些缺點，室壓水必須完全沒有任何氣泡，且只適用於飽和試體。

### (4) 側向應變直接量測法

Moore (1971) 把環狀式應變計安裝於試體上以直接量側試體的徑向應變。大西 (1982)、望月 (1983) 於三軸室內設置不接觸式位移計以量測側向應變。小西等以板狀彈簧式應變計挾住試體，將側向應變轉換成扭曲應變再量測之。此法的優點是適用於飽和以及不飽和試體，如果量測點足夠多，則將可提升測定的精度。缺點為使用的各種量測計皆必須具備良好的防水性。另外，試體因摩擦力或是試體本身的不均勻性，會使試體產生不均勻變形，而影響了側向應變的量測精度。

### (5) 側向應變間接量測法

大河內等 (1982) 使用荷重軸面積與試體面積不相同的三軸室，藉由量測試體排水量以及軸向應變之間關係，間接計算出試體側向應變，再由電腦來控制室壓以達到限制側向變形的效果。此種試驗系統不但可以連續進行加壓、解壓以及三軸壓縮試驗，亦可以控制出不同應力、應變軌跡。

但是此方法亦只適用於飽和試體，且須注意三軸室的抗壓性質。大河內等於不久又開發出可進行不飽和試體  $K_o$  壓密的內外雙壓力室三軸試驗儀，此儀器利用內外壓力室的水位變化量可間接計算出側向應變。由於只需監測水位變化量即可控制側向應變，故較容易達到控制效果；唯內外雙重壓力室的製作要求較高的技術。

#### 2.3.4 三軸 $K_o$ 壓密試驗之要求以及其過程中影響 $K_o$ 值之因素

Okochi and Tatsuoka (1984) 提出下列幾點會影響砂質土壤於三軸壓密試驗  $K_o$  值的原因：

- (1) 砂土於三軸室內的壓密過程中，為了限制  $K_o$  值的誤差，徑向的應變必須控制於正負 0.001% 以下。
- (2) 為了確保為精確的  $K_o$  壓密，於  $K_o$  解壓或是  $K_o$  再壓等過程，徑向應變應小於主要  $K_o$  壓密過程時之徑向應變。
- (3) 為了於低受限的狀況下，精確地獲得  $K_o$  值， $K_o$  壓密試驗其初始應力點之應力比應與現地之  $K_o$  值相似。
- (4) 當一個試體經過預剪且此預剪對試體造成巨大的徑向應變，其之後試驗所得之  $K_o$  值與沒有經過預剪之試體之  $K_o$  值有相當大的差異。這個現象即使於高受限的狀況下也不會改變。
- (5) 以氣落法製作之重模試體其主要壓密之  $K_o$  值較以濕夯法製作之重模試體稍大。表示不同方式製作之試體，對  $K_o$  值也會有影響。

由於不擾動砂土取樣不易且昂貴，因此過去  $K_o$  三軸壓密試驗多使用黏土為試體，而砂土則多使用重模試體。但由過去少數研究結果皆顯示砂土之重模試體與不擾動試體力學行為有明顯差異，以員林砂為例，其不擾

動試體之含水量高於液性限度，重模試體無法複製現地砂土之緊密度。即使在較低的  $e$  值（比較緊密）的情況下，重模試體仍然展現更明顯之壓縮性與較低之動態強度（Huang and Huang, 2006）。因此若要取得有效這些之粉土細砂之力學行為，必須使用非擾動試體才有代表性。

## 2.4 非擾動砂土試體取樣

現有砂土中非擾動試體取樣大約可分為三種。一種為以鑽機配合取樣器直接採樣。第二種為將冷凍管埋設於地盤之中，藉由液態氮或冷凍液的循環，將地層中之孔隙水凍結後再以鑽機配合各種取樣器取樣，此方法為最常使用。第三種為以先將土樣以鑽機配合取樣器從地層中取出後，馬上將土樣冷凍後放入冰櫃中冷藏。將試體冰凍可避免於鑽掘取樣、搬運以及架設試驗時擾動試體。



### 2.4.1 不冰凍直接採樣

Konrad et al. (1995) 可能是第一個使用 Laval sampler 於常溫下成功的在低細料含量砂土中取樣。Laval sampler（圖 2.2）是 La Rochelle et al. (1981) 原先為高靈敏性軟弱黏土取樣而設計，可取 200mm 直徑 600mm 高之低擾動試體。

### 2.4.2 土層冰凍後之取樣方式

李魁士（1991）歸納地層經冰凍工法形成冰凍土柱後，有下列幾種取樣方式：

（1）超挖取樣法

此法適用於單管冰凍法。在地層冰凍後，鑽挖冰凍土柱周圍之地層，然後將冰凍土柱連同冰凍管一起取出，目前已有取得直徑 20~55cm 冰凍土柱之經驗。一般而言，本法多用於需要採取大量試驗土樣以及粒徑較小之地層。

#### (2) 簡易冰凍取樣法

以外徑 20cm 之鑽管鑽至預定取樣深度後，再將直徑約 32~50mm 隻特殊冰凍管壓入孔底，並冰凍以形成 70~100cm 之冰凍土柱後，再以超挖取樣方式採取土樣。因為所需冰凍時間需長達 10 小時以上，多以可控制溫度之冰凍管理板進行自動冰凍控制。

#### (3) 一般冰凍取樣法

此法為最常使用之冰凍取樣法，將地層冰凍後，再以冰凍地盤專用之鑽掘取樣器採取土樣。此方法又有許多種不同之取樣器，Yoshimi et al. (1994)、Hofmann et al. (2000) 等學者皆採用此種方法取樣。

#### (4) 開挖底面冰凍取樣法

以明挖方式開挖至預定取樣深度附近，以直徑約 1m 之特殊之冰凍板放置於開挖底面，同時於冰凍板中央往下設置冰凍管以凍結下方之地層。帶土層結凍後以吊車將冰凍土柱吊上地面，直接採取土樣。

### 2.4.3 先取樣後冰凍之方式

由於使用冰凍工法將地層冰凍後再取樣，往往需耗費大量的液態氮或氯化鈣滷水，且需長時間作業，耗費大量金錢與時間，不符合經濟效益。

Konrad et al. (1995)也提出於常溫下將低細料含量砂土成功取樣後，使用乾冰從試體頂部或底部緩慢冰凍來保存試體（圖 2.3），以避免試體於搬運過程中因震動而擾動。在冰凍過程中，因孔隙水結冰體積膨脹，多餘之水分會從底部或頂部排出，因此可以避免對試體產生擾動。

由於取樣後冰凍之方法不需使用冰凍工法，既方便又經濟，亦可避免不擾動試體於搬運過程中受到震動，因此本研究以先取樣後冰凍之方法取樣。

## 2.5 冰凍砂土之特性

### 2.5.1 土壤冰凍膨脹之行為

Anderson (1966) 指出土壤結凍膨脹之主要原因為結凍過程中，土壤中的水分凝結為冰脈 (Ice-lenses)。土壤在地層內為開放系統，長期凍結過程所引起之凍脹量往往可達數十公分，會產生如此大之凍脹量，最主要之原因為土壤在凍結過程中有冰脈的形成。冰脈的形成原因為土壤結凍時，凍土附近之水分因毛細現象，流向凍結交介面處並凝結的結果。

由於本研究採用之方法為取樣後再冰凍，薄管內為一封閉系統 (Close-system)，沒有外部的水分進入，因結凍膨脹所引起之凍脹量非常有限，不會有產生冰脈之現象。

### 2.5.2 細料含量對試體冰凍解凍過程擾動之影響

Hatanaka et al. (1985) 以 Shirasu 砂進行試驗，其細料含量為 11~16%。試驗結果指出當覆土應力大於 50kPa 時，冰凍過程中所產生之體積膨脹約為 0.1%，如圖 2.4。

Goto (1993) 以 Toyoura 砂混合兩種細粒料（高嶺土及粉土）做為試體，模擬冰凍和融解過程對試體的擾動程度。其研究顯示不含細料之試體冰凍和融解的過程中，若允許其排水且有效圍壓大於 20kPa，可視為不擾動。另外，他還發現有效圍壓增大時，試體之膨脹量減小；不含細料之試體於冰凍過程中，體積不會有變化，而隨細料含量增加，體積變化量也會變大，如圖 2.5。

Yoshimi et al. (1994) 以 Toyoura 砂進行試驗發現若細料含量小於 10%，其體積變化會小於 0.3%，如圖 2.6。

Yoshimi and Goto (1996) 探討細料含量對冰凍與融解過程中試體體積變化之影響，指出冰凍時試體體積增加與融解時試體體積減少兩者之間的變化大致相同，因此現地將試體冷凍後於實驗室解凍試體為可行的。另外圖中也顯示當細料含量越高，試體體積變化越大，如圖 2.7。

#### 2.4.3 初始含水量對冰凍試體解凍過程擾動之影響

黃朝聰 (2001) 以濕夯法 (Moist temping, MT) 製作重模試體，並以不同之初始含水量製作試體，觀察其對冰凍與融解過程的影響，結果如圖 2.8。其結果指出於冰凍過程中，較低含水量試體之體積變化量很小，幾乎可以忽略；含水量較高試體之膨脹量隨相對密度及細料含量增加而增加。

#### 2.4.4 冰凍試體冰凍融解過程之排水狀況對試體擾動之影響

Goto (1993) 利用比較試體之液化阻抗，研究冰凍試體於冰凍融解的過程中，有無排水對試體的影響為何。其研究顯示，若試體於冰凍融解過程中允許排水，則其液化阻抗與震動歷史之試體相同，表示其擾動程度較低，如圖 2.9；若冰凍融解過程中不允許排水，則試體之液化阻抗低於原

狀試體，表示其擾動程度較高，如圖 2.10。因此，於試體冰凍融解過程中，排水條件是影響試體擾動程度的重要因素之一。圖中 virgin line 為沒經過冰凍融解過程重模試體之液化阻抗，以作為比較之基準。

#### 2.4.5 有效圍壓冰凍試體解凍過程擾動之影響

Goto (1993) 研究結果如圖 2.11 與 2.12，顯示冰凍試體於冰凍融解過程中，其有效圍壓越大，所得之液化阻抗越高。Yoshimi and Goto (1996) 研究結果如圖 2.13，顯示冰凍前試體之液化阻抗會高於經過冰凍融解過程之試體，且圍壓較大者擾動程度較小，而隨著細料含量增加其差異值也越大。

每種土壤之組構不同，造成冰凍融解過程對於每種土壤之影響也不完全同，且若以液化阻抗作為是否擾動之標準，由於於現地之液化阻抗無法得知，因此以上過去以各種條件對試體於冰凍融解過程擾動影響之研究，大部分皆以重模試體製作，並非不擾動試體，因此亦無法完全代表不擾動試體會有相同的結果，只能僅作參考

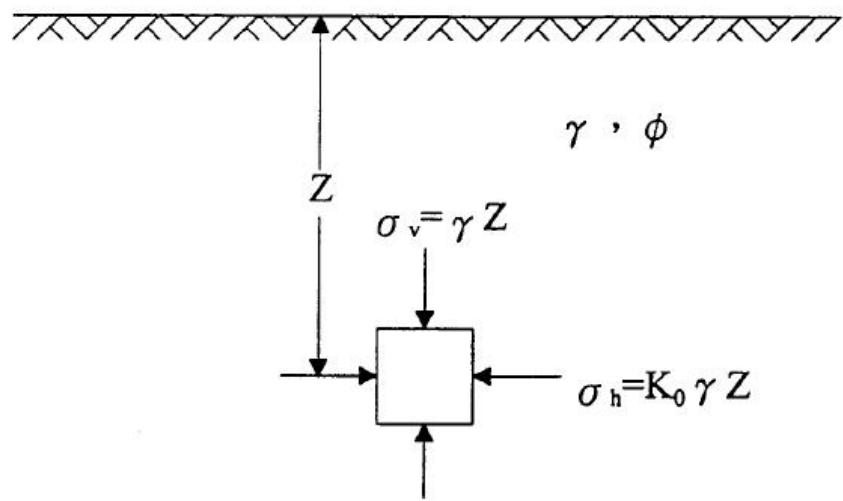
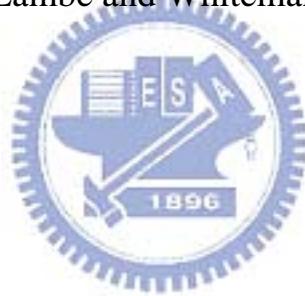


圖 2.1 土單元受到束制而無側向位移之靜止土壓力狀況

(Lambe and Whiteman, 1969)



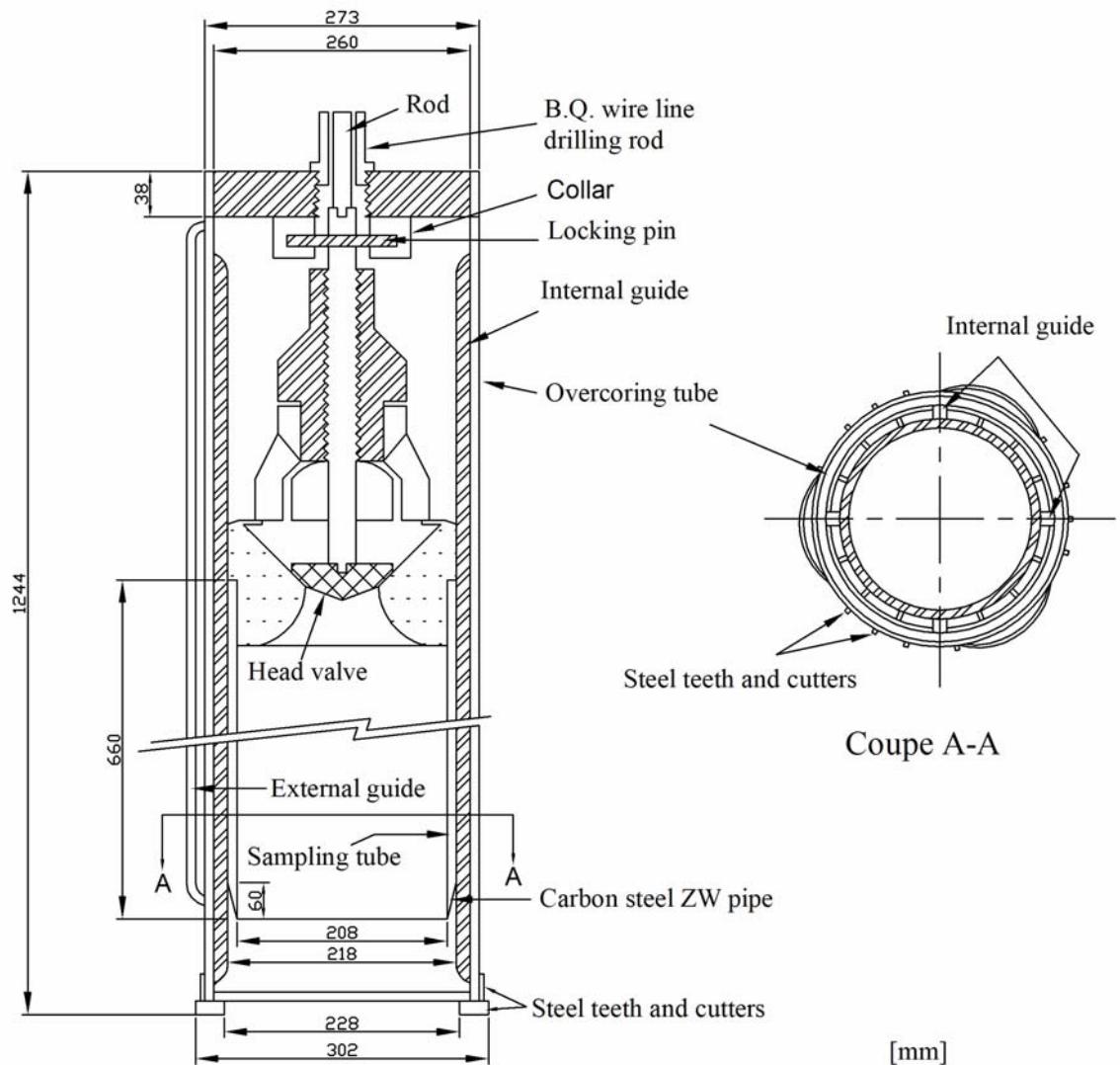


圖 2.2 Laval sampler 示意圖(La Rochelle et al., 1981)

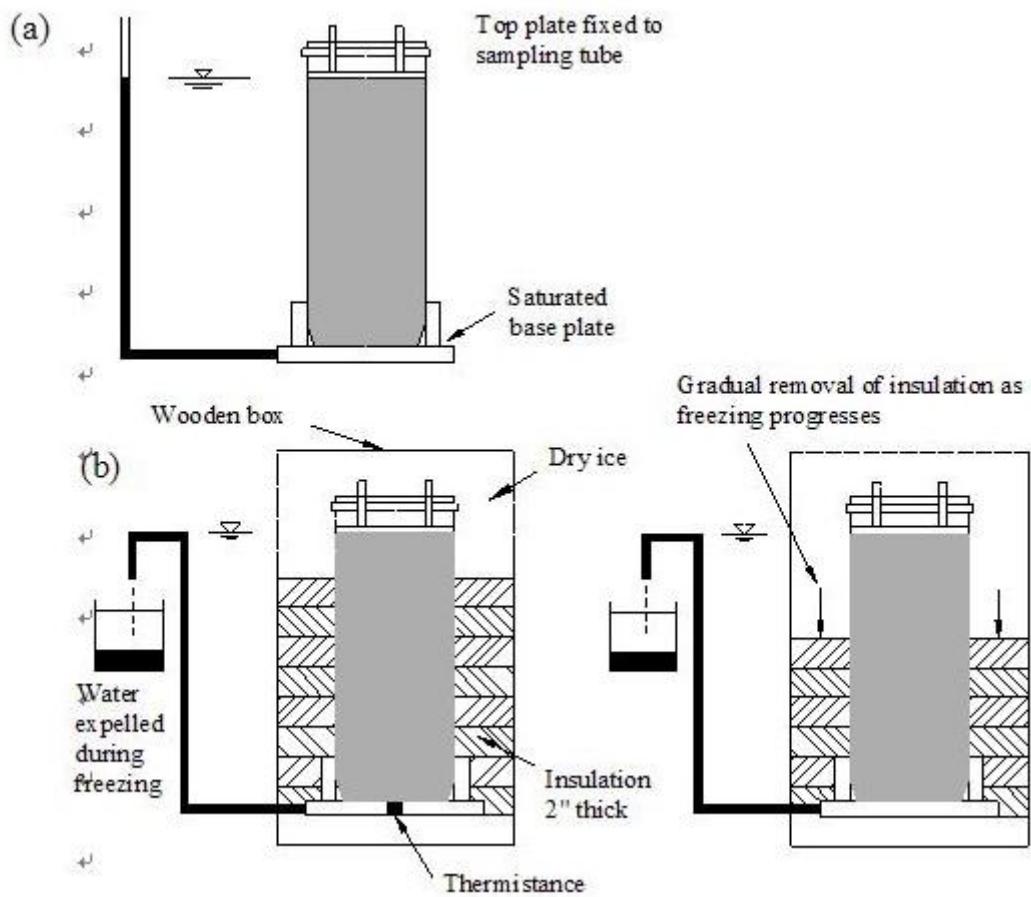


圖 2.3 Laval Sampler 試樣之地表冰凍程序 (Konrad et al., 1995)

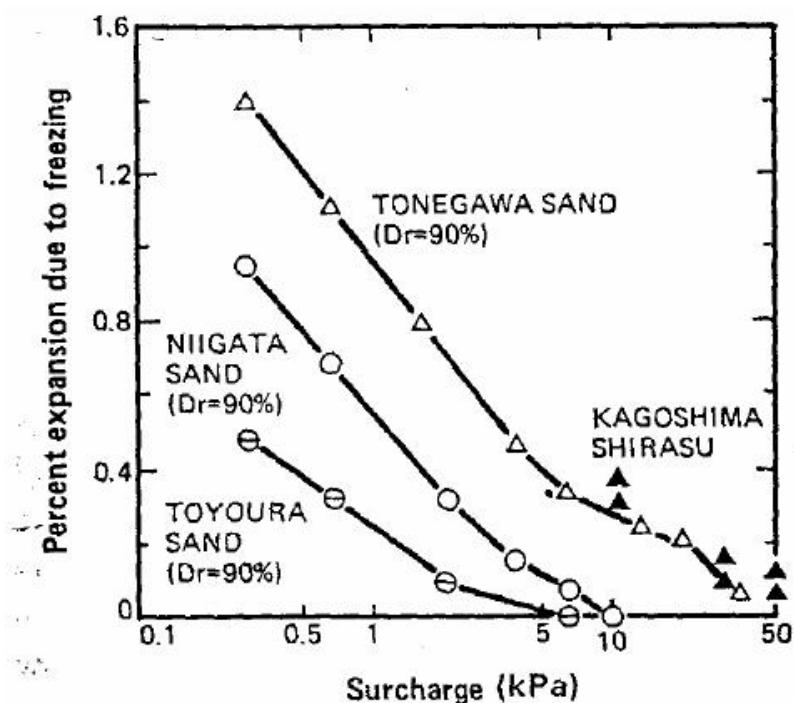


圖 2.4 覆土應力對冰凍中土壤膨脹量之關係



(Hatanaka et al., 1985)

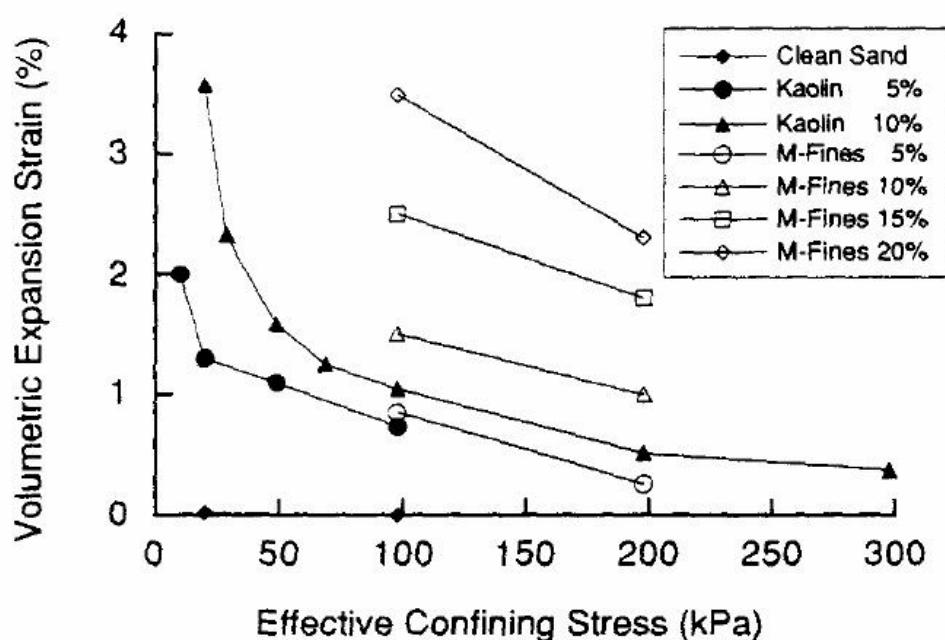


圖 2.5 土壤冰凍過程中有效圍壓與體積變化之關係 (Goto, 1993)

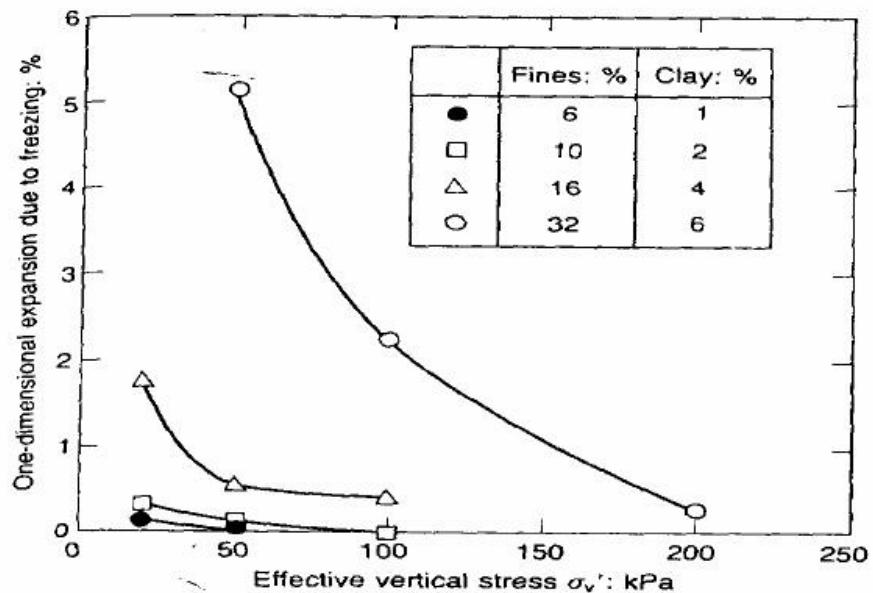


圖 2.6 土壤冰凍過程中有效圍壓及細料含量與體積變化之關係

(Yoshimi et al., 1994)

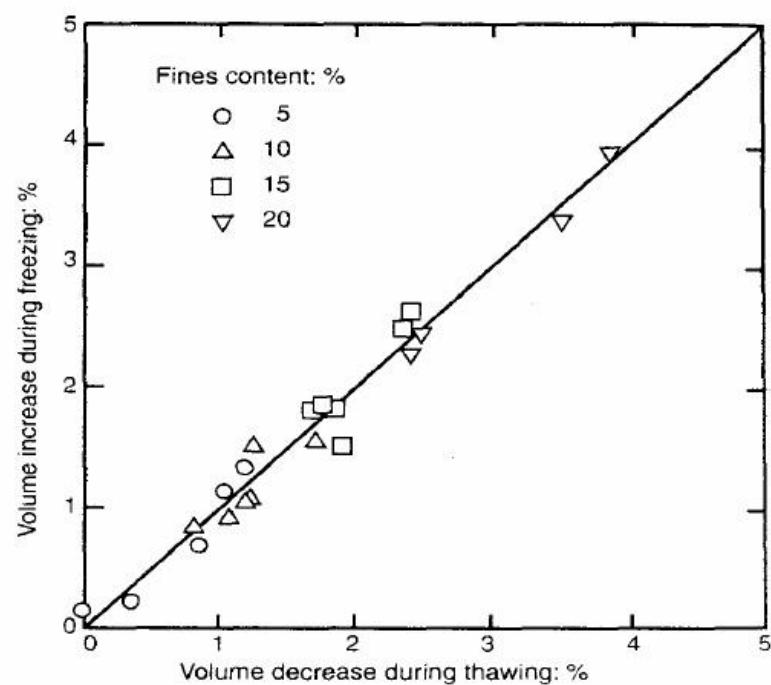


圖 2.7 土壤中細料含量於冰凍融解過程中體積變化之關係

(Yoshimi and Goto, 1996)

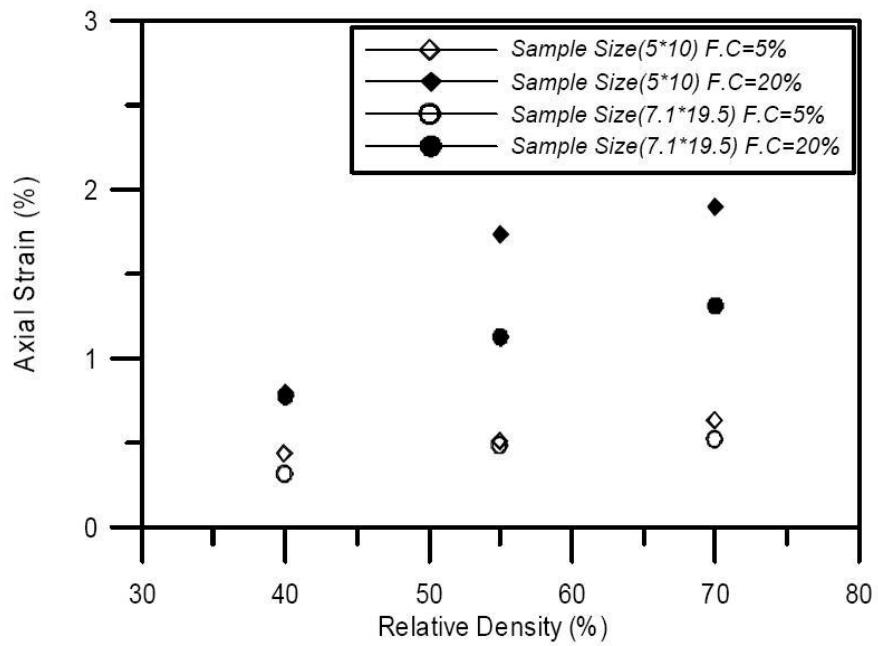


圖 2.8 含水量對冰凍試體解凍過程擾動之影響 (黃朝聰, 2001)

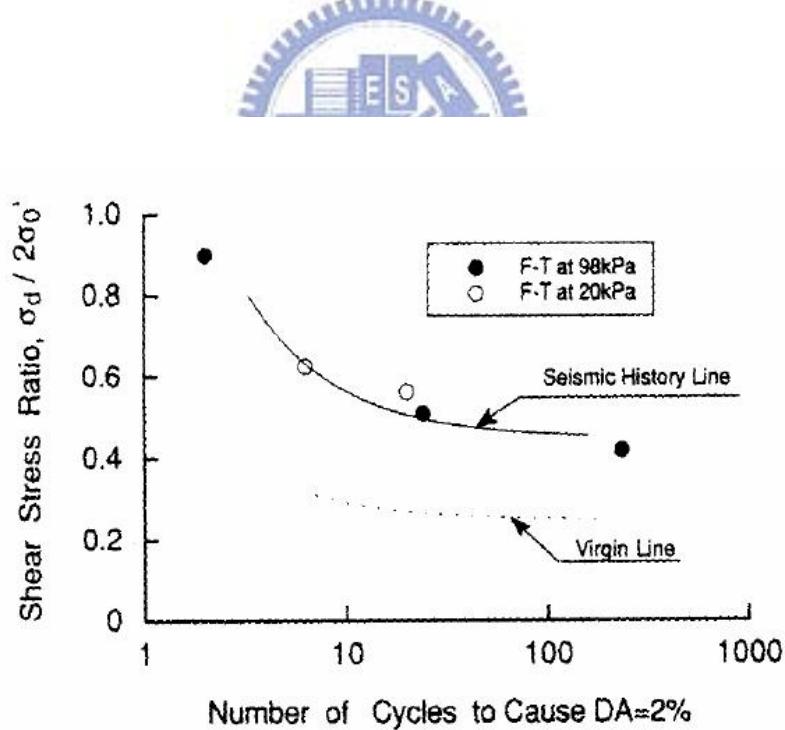


圖 2.9 試體於排水狀況下冰凍對液化阻抗之影響 (Goto, 1993)

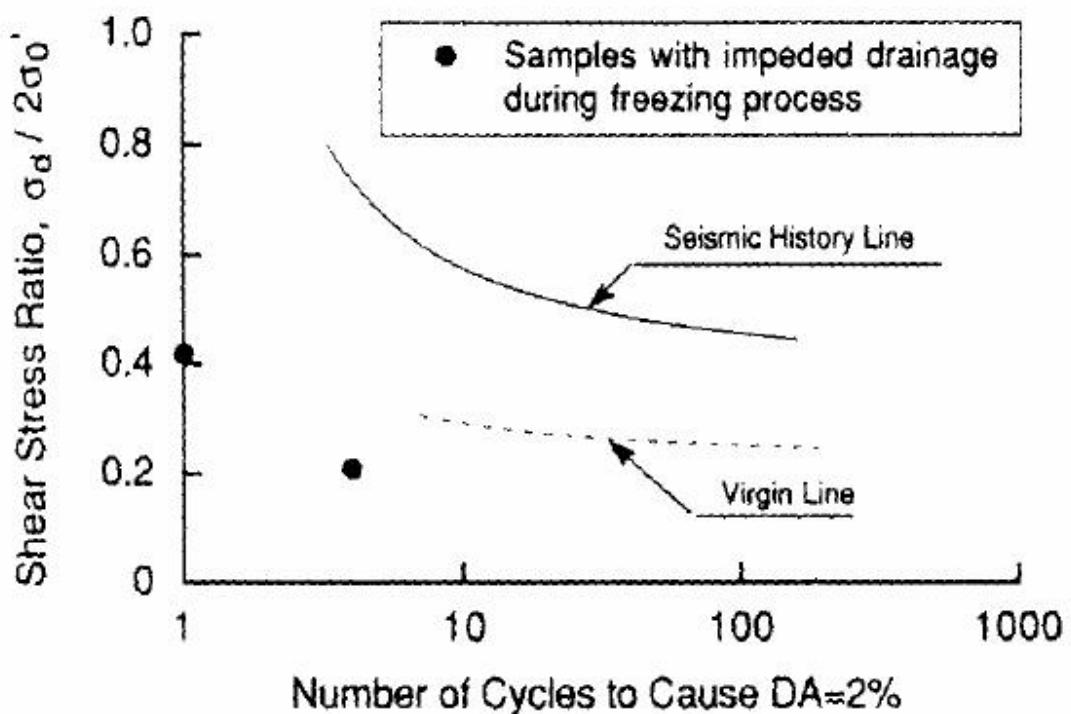


圖 2.10 試體於不排水狀況下冰凍對液化阻抗之影響 (Goto, 1993)



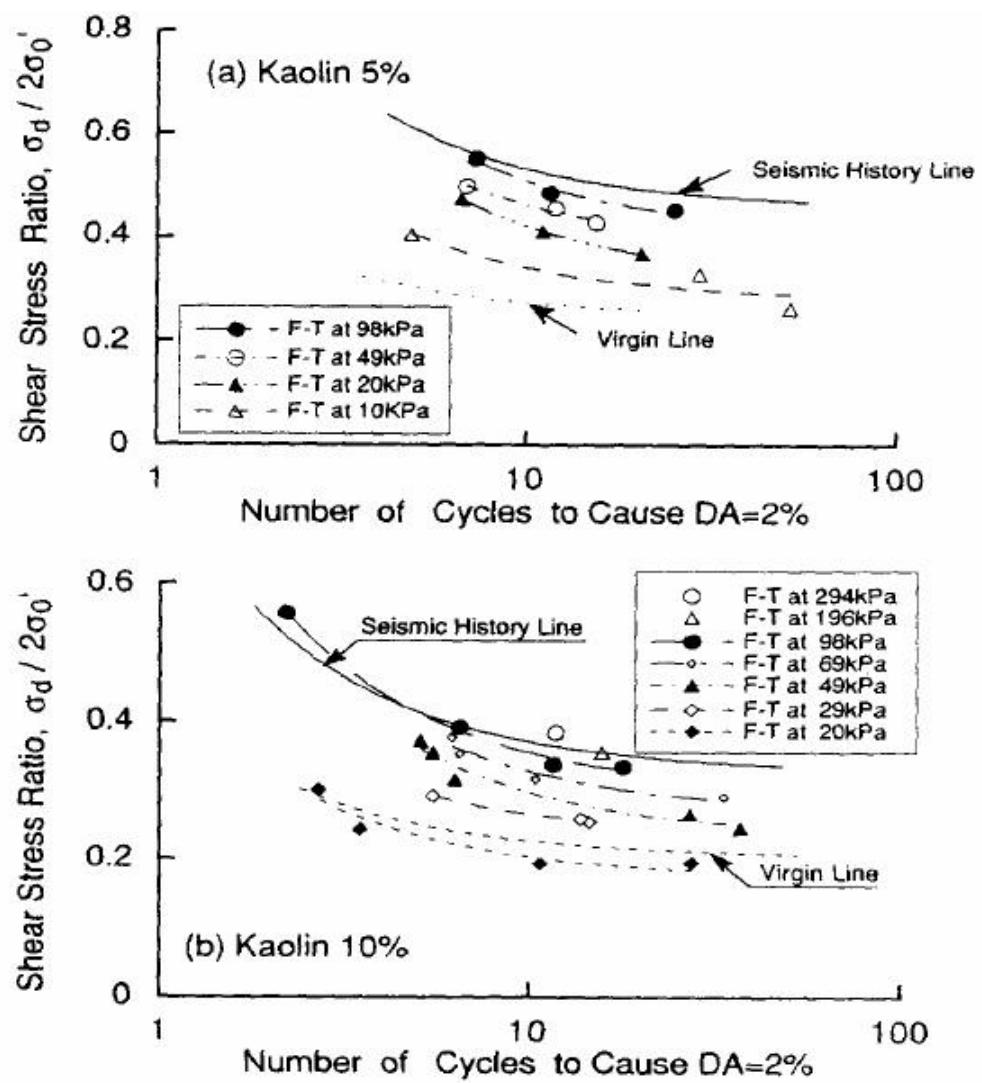


圖 2.11 高嶺土含量及有效圍壓與液化阻抗之關係 (Goto, 1993)

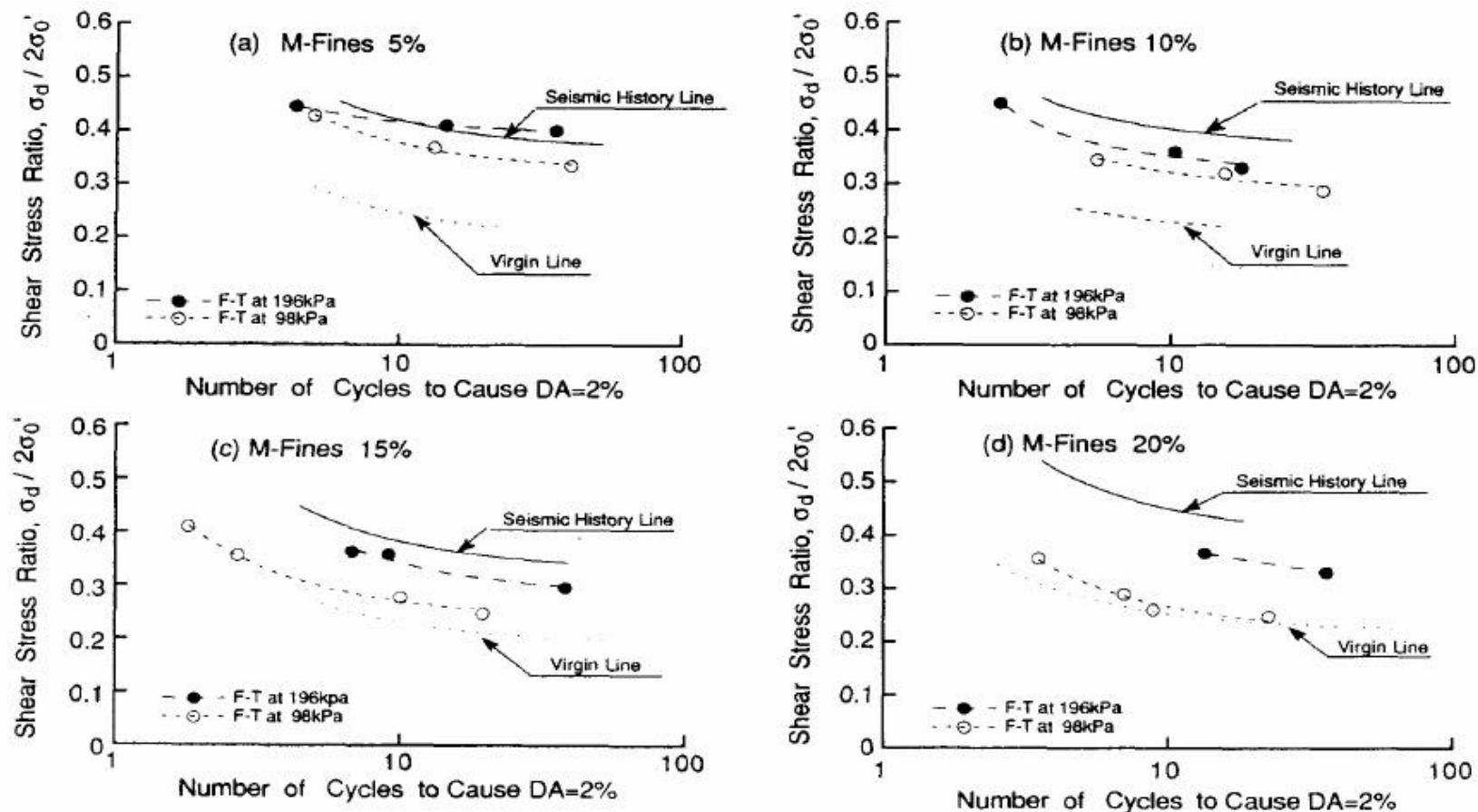


圖 2.12 粉土含量及有效圍壓與液化阻抗之關係 (Goto, 1993)

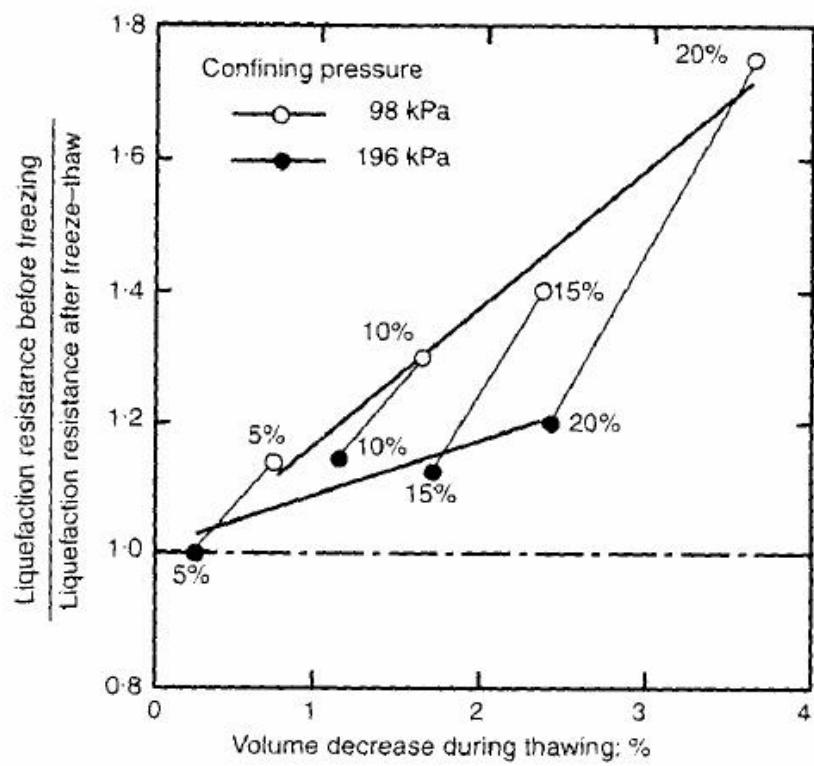


圖 2.13 冰凍融解過程中體積變化量與液化阻抗之關係

(Yoshimi and Goto, 1996)

## 第三章 試驗設備與方法

### 3.1 試體之取樣、冰凍、運送與保存

本研究取樣之鑽孔工址位於嘉義太保高速鐵路沿線，圖 3.1 為鑽孔位置圖，於 ELP-1 與 EXT-1 兩孔取樣。

由於以冰凍工法將地層冰凍後再以鑽機鑽取不擾動試體既費時又昂貴，不符合經濟效益；Laval Sampler 將土樣取出後再行冰凍，較冰凍工法方便許多，但由於其專業性，仍所費不貲。

因此本研究以 Denison Sampler (圖 3.2) 配合國內常用之鑽機，於現地取出土樣後，立刻以自行研發之裝置，將薄管頂部緩慢冰凍直至整條薄管內之土樣完全冰凍，以避免試體於運送過程中因震動而受到擾動。

Denison sampler 取樣是在使用皂土穩定液的情況下進行，試體取出地表後保持其垂直之狀態，並立刻將試管底部套入自行研發之特製底座 (圖 3.3)。此底座內部配有 O-ring 以防止試管內之孔隙水流出，底座下方安裝電子式溫度計以及 6.5mm 直徑之 PVC 管線做為排水之用。在土壤試管尚未插入前，先在底座內加入約 20mm 之水，同時將 PVC 管線內充滿水。土壤試管插入底座後立刻將 PVC 管線拉高，使得 PVC 管線內之水頭略高於土壤試體之頂部，如此可以防止試體內孔隙水受重力影響而流出。土壤試管外以隔熱泡棉包裹，然後放入保力龍製作之容器內，試體之冰凍是在土壤試管頂部放置-80°C 之乾冰，從頂部逐漸將試體冰凍 (圖 3.4)，在冰凍的過程中逐步的將包裹在外之泡棉由上而下剝除。

在冰凍的過程中因孔隙水凝結成冰而造成膨脹，因此多餘之孔隙水即從底部之 PVC 管線排出，以避免對試體產生擾動。在冰凍過程中，紀錄 PVC 管線排出之水量與在試管底部所量得之溫度。當底部溫度降至 0°C 以下，且排出之水量不再增加時，代表試體已完成冰凍，圖 3.5~3.8 分別為 ELP-1 T-1、T-5、T-6、T-8 試管於冰凍時，排出水量已及試管底部溫度與時間之關係圖。試管冰凍後放置於薄管架上，再將薄管架放入冰櫃中。在薄管與薄管架中塞入泡棉以防止運送途中因震動造成之擾動。為了維持試體良好的冰凍情形，冰櫃內溫度調節成-28°C，冰櫃之電力須以柴油發電機供應。

## 3.2 基本物理性試驗

基本物性試驗包括：比重、粒徑分析、阿太保液塑性試驗及 X 光繞射分析等。比重、粒徑分析與阿太保液塑性試驗依照 ASTM 規範進行試驗。X 光繞射分析採用 X-射線儀器為中央地質調查所提供之儀器，其機型為 Philip PW 3020 Diffractometer ( Cu k- $\alpha$ ,  $\lambda = 1.5406,40\text{kv},30\text{mA}$  ), 掃射速度每挑 0.02°。

X-射線繞射分析其目的為了解土壤之礦物種類組成以及其含量比例，再藉由比較其組成成分與三軸實驗結果，希望能發現不同的礦物組成之土壤與其工程特性之關係。

### 3.2.1 X 光繞射試驗原理

當原子接受外界能量後，原子成為激發態。當能量不大時，原子中最外層的價電子會躍升到較高的能階去；但當能量極大時，原子內層穩定的

電子也會因吸收能量而移向外層或放射出去。當原子內層失去電子後，外層電子就會移向內層，填補空軌，當原子外層電子移向內層電子空軌道時，放出的能量是移動兩個能階的能量差，這個能量差所形成射線，就是X-射線。

當X-射線被一晶體內的規則環境散射，散射的光線間即產生干涉（建設性或破壞性都有），因為散射中心之間的距離與輻射波長長短相近，即為繞射。

繞射的條件有下列兩者：

- (1)原子層之間的間隔必須與輻射的波長大約相同。
- (2)散射中心的空間分佈必須有高度規則性。

由光譜上之各繞射角，就可以根據 Bragg diffraction law，算出結晶中所有組面的垂直距離。再者，結晶上各面原子密度不同，則各面繞射時的強度也就不同，因此由一粉末繞射光譜中，各光譜線的強弱和位置，就可以鑑定某一結晶物質的存在。若樣品是很多種結晶性物質的混合物，各成分的繞射光譜均可觀察的到。光譜線的強度，大致與各成分的含量成正比。因此，X-射線粉末繞射光譜也可以作各結晶成分的定量分析；不過精確度不高。

X-射線繞射分析的應用有下列兩者：

- (1)判別結晶物質中原子的間隔與排列，對金屬、高分子物質和其他固體物理性質有更清晰的了解。
- (2)定性鑑定結晶化合物（因為每種物質的X-射線繞射線都很特別，如果一未知樣品的繞射線與已知標樣相符，就可認定它們化學成分上相同）。

通常 X-射線分析儀器，一定包括以下部分：

- (1)高電壓發生器 (High-voltage generator)
- (2)X-射線管 (X-ray tube)
- (3)分光晶體 (Analyzer crystal)
- (4)偵檢器 (Detector)

### 3.2.2 X 光繞射試驗步驟

X-射線繞射分析可分為亂向粉末繞射試驗與半定量試驗等兩部分。將物質研磨成細粉，測定此細粉的 X-射線繞射情形，鑑定物質結晶型態的簡便方法，稱為亂象粉末繞射試驗，再根據粉末繞射光譜，可以鑑定結晶性物質。半定量試驗為將定向試片進行甘油處裡，使黏土礦物中含有之膨脹性黏土礦物（蒙脫石）能完全膨脹。

先將土樣以 200 號篩分離，分為 200 號篩以上以及 200 號篩以下。200 號篩以上之較粗顆粒部份，施作亂向粉末繞射試驗。其樣本製作步驟大約如下：以研鉢將土樣研磨成極細之粉末後備用。將樣本鋼環扣上基座，以杓子挖取適量土樣粉末，倒入鋼環內後以小金屬塊壓平，以刀片刮掉多於之土樣並用毛刷清理乾淨。刮平後，扣上樣本底座並從基座上取下，即完成粉末繞射之樣本。若樣本從基座取下時會掉落，則代表研磨不夠細。

200 號篩以下部分，將 50 克細料與 100ml 濃度 4% 之分散液倒入攪拌杯中，加水至八分滿後以攪拌器攪拌 10 分鐘。攪拌完成後，倒入 1000ml 之大量筒並加水至 1000ml。將大量筒以塞子塞住開口，上下搖晃一分鐘，使細料顆粒能充分懸浮於液體中。靜至一天後，以滴管吸取水面下約

10cm 處之液體放入試管中。將試管放入離心機中，使懸浮物質能快速沉澱。以滴管吸取試管底部之沉澱物，均勻塗抹於載玻片上並自然乾燥，即完成黏土繞射之樣本。

樣本完成之後，依順序放置於繞射座上，即可放入儀器進行繞射試驗。

### 3.3 三軸 $K_o$ 試驗設備

以下將描述關於三軸室設備、軸壓加載及控制系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統。

#### 3.3.1 三軸室

圖 3.9 為此三軸試驗設備設計示意圖，用以安裝土壤試體進行試驗，試體直徑為 70mm，高度 140mm；試體頂蓋及底座皆有一透水石，並各嵌入一剪力波元件（Bender Element），用以傳送及接收剪力波，將於其後敘述。三軸試驗設備主要以不鏽鋼內支撐與三軸室下部緊密結合，並以壓克力外罩所組成。除了剪力波元件線路連接至三軸室上方外，所有水氣管線皆連接至三軸室底部，再匯集至一簡單的配接盤。

三軸室內部架設兩組微應變感測器之標的物，目的在於直接量測試體之徑向位移；為了量測試體真實所承載之軸向力，將荷重元固定於試體底座之下，可消除因加壓桿摩擦阻力所造成之誤差。

三軸室上端並裝有一氣壓缸（Double Bellofram Piston），如此即可獨立控制垂直與橫向應力，使加壓荷重桿受圍壓作用時，保持加壓荷重桿之平衡與穩定。

### 3.3.2 軸壓加載及控制系統

#### 3.3.2.1 軸壓加載系統

往復式及單向式微小應變試驗加載系統均採用一具高解析度及高扭力電磁感應驅動馬達，即俗稱的步進/伺服馬達（Dinaserv DR 1220E），圖 3.10 為馬達系統示意圖。馬達之最大扭力為 220 N·m，最大軸向抗壓為 4087 kg，最大軸向抗拉為 2044kg，此馬達解析度為每轉 614400 步。可由步進的數目、旋轉的方向與速度來控制馬達乃至於試體受力之方向與變形速率，因此相當適合施做需精確控制位移之微小應變試驗。

進行三軸試驗時，需將步進馬達結合高精密度滾珠螺桿（ball screw）（THK BIF 2005）及栓槽軸（THK LBF 25T），使馬達的旋轉動能轉變為線性動能。其線性運動組合原理為滾珠螺桿固定於馬達圓盤上，滾珠螺桿再與栓槽軸結合，並將栓槽軸固定於馬達外罩底盤，依此順序將各元件結合，若將三軸室荷重桿與栓槽軸接合，便可進行上下往復式三軸試驗；依上述各元件型號組合，則馬達旋轉五圈將會帶動滾珠螺桿 25.4mm 之線性運動，而提供三軸試驗之所需動力。此一設計重點再於施力方向反轉時不會產生背隙，而每一 mm 之移動，使用本加載系統可分成約 120945 (614400×5/25.4) 步控制，因此有足夠之解析度在所需之應變範圍內進行試驗。

#### 3.3.2.2 軸壓控制系統

試驗垂直向加載主要由馬達所產生，透過撰寫 LabVIEW 程式使馬達卡（NI PCI-7344）傳送數位訊號至 terminal board（NI UMI-7764），再將訊號傳輸至馬達驅動器驅使馬達產生旋轉動能，可由程式控制馬達行走步數、方向及速度；進行應變回饋控制試驗時，由於馬達卡本身便具有微處

理器，由電腦傳送訊息至馬達卡後，馬達卡本身便可進行回饋計算，因此若在同一台電腦同時進行馬達控制及試驗資料記錄，對於紀錄的速度並不會有何任影響。

### 3.3.3 氣壓與水壓控制系統

空壓機為提供試驗所需壓力之來源，壓力上限為  $10 \text{ kg/cm}^2$ 。利用手動式調壓閥提供試體所需之圍壓，反水壓部分亦使用手動式調壓閥施壓於除氣水桶，利用塑膠管路，將水壓施加於試體內部；壓力表可顯示圍壓及反水壓之大小，精度為  $0.2 \text{ kg/cm}^2$ 。

### 3.3.4 量測系統

本試驗量測設備，為三軸試驗所量測之軸向荷重、軸向應變、徑向應變、圍壓及超額孔隙水壓等。



#### 3.4.4.1 軸向荷重及水壓之量測

軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (Load cell) 將之置於三軸室底部。此荷重元可用於量測軸向荷重達  $5\text{kN}$ ，此荷重元內部充滿除氣油，在其上方有一栓塞，當任何力量作用於荷重元，便會使栓塞向下移動並引發荷重元內產生等量的油壓，如此荷重元將只反應軸差應力，而不會被圍壓所影響。圍壓及孔隙水壓量測採用可耐壓  $1400\text{kPa}$  水壓計 (Pressure Transducer) (DATA AB) 使用。

#### 3.3.4.2 局部應變之量測

試驗主要量測軸向局部微應變，主要利用二組非接觸式位移計 (Bently Nevada 3300XL NSv 8mm Proximity Transducer, system sensitivity=200Mv/mil)，位移計分別置於試體左右兩側，由兩位移計所量

測到之位移作平均，即為試體徑向應變。其量測範圍為 2.3mm，解析度在  $0.02 \mu\text{m}$  ( $2 \times 10^{-5}\text{mm}$ ) 以下，輸出電壓為 0~20V，線性範圍為 0.25mm~1.75mm 之間，一組非接觸式位移計包含一個放大器 (amplifier)、電纜線 (cable) 和探頭 (probe)。量測方式利用渦電流原理的冷次定律，經由通電線圈離目標金屬物 (target) 位移所產生的磁場變化，而改變電流大小。

各項量測設備之規格如表 3.1 所示。

### 3.3.5 訊號擷取系統

由於試驗所產生的位移量相當的小，因此各量測元件感應器 (sensor) 所量測到的電壓值改變量皆相當小，需考慮輸出電壓精確度之要求。目前一般的訊號擷取卡 (A/D Card) 解析度多為 16bit，不足以提供微應變試驗訊號所需的精度，故本系統採用四台 6.5 位數、22bit 具高訊號穩定度萬用數位電表 (Agilent HP 34401A)，將 sensor 所輸出的類比訊號透過電表轉換為數位訊號，再將四台電表訊號並聯之後透過 GPIB 介面 (General Purpose Interface Bus) (NI GPIB-USB-B) 經電腦 USB Port 傳輸至電腦。

## 3.4 試驗方法

完整之試驗步驟如下：

- (1) 冰凍試體材料之準備。
- (2) 冰凍試體之架設。
- (3) 冰凍試體之解凍。

(4)試體之飽和。

(5)三軸  $K_o$  壓密。

(6)不排水軸向壓縮試驗。

(7)進行試體之含水量試驗，以後算法估算試體壓密後之孔隙比。

詳細步驟說明如下。

### 3.4.1 冰凍試體之準備

以保麗龍製造一可容納整條薄管之保溫盒，將乾冰平均放置於箱子各處後再放入薄管，使薄管及薄管內之試體能完全降溫至-79°C。待溫度降低後，以砂輪機將薄管及試體裁至約略大於試驗所需長度，裁切後立即再放回放有乾冰之保溫盒中降低溫度，以減低因解凍造成對試體的擾動程度。

以已用乾冰降低溫度之夾具固定薄管，並使用薄管取樣器將試體推出（圖 3.11）。由於試體與薄管之間已結凍，極不易推出，需等待稍微融解，但若融解過多又會擾動試體，因此在等待過程中需不斷嘗試將試體推出，待試體和薄管之間產生移動後，即可輕易將試體推出（圖 3.12）。推出後若非馬上進行試驗，試體需以保鮮膜完整包覆，避免試體之水氣流失，包覆後放入乾冰中將低溫度。

以鋸子、銼刀和砂紙將試體在低溫的環境中修改至試驗所需之長度，約為 15cm，並將試體上下面修至平整，如此才試體與三軸儀器之上蓋平均且完整的接合。修改完成後，立即將試體放入乾冰中冷凍。

在試體頂部與底部中央以電鑽各切一深度 3.5mm、寬度 1.5mm、長度 13mm 之凹槽以使得試體可以與裝有 bender element 之三軸頂蓋及底座密合。完成後，立即將試體放入乾冰中冷凍。至此步驟為試體準備完成。

### 3.4.2 冰凍試體之架設

將鋼膜套上橡膠膜後抽氣，鋼膜需緊密接合才能使橡皮膜緊附於鋼膜上。透水石需先放入乾冰中降低溫度後，鎖於三軸上下座，避免試體接觸後快速融解。把濾紙剪一小口使 bender element 足以通過並至於三軸儀器下座，再將試體之溝槽對準 bender element，將試體平整放至於三軸儀器下座上，並於試體上方放置濾紙。將橡膠膜從試體上方套入至所要高度，將三軸室內支撐即試體上蓋等上部構造固定後，將橡膠膜上下固定於三軸儀器並注意橡膠膜是否平整，若有皺折容易造成空隙。橡皮膜安裝完畢後，將鋼膜小心取下，避免將橡皮膜割破。

調整非接觸式位移計之標的物（圖 3.13）位置，使鐵氟龍棒接觸試體，並於鐵氟龍棒與試體之間放置一小片投影片，使鐵氟龍棒不會沉陷於試體內，造成量測之徑向變形量不準確。

標的物接觸於試體後將螺絲鎖緊，然後調整非接觸式位移計，使其靠近標的物至可量測之範圍內。非接觸式位移計其輸出電壓為 0~20V，當調整電壓讀數顯示為 10V 左右時，將非接觸式位移計鎖緊（圖 3.14）。

將需安裝之管線連接完成，並放置些許冰塊於三軸室內，以幫助三軸室內之冰水於試體解凍過程中能保持於 5°C（圖 3.15）。將壓克力三軸外罩上後鎖緊，並將管線連接完畢，至此步驟為儀器架設完成。

### 3.4.3 冰凍試體側向應變量測之原理

非接觸式位移計與其標的物皆以夾具固定於三軸儀器之支架上。標的物與夾具之間以極薄的彈簧鋼片連結（圖 3.16），因此標的物可貼於試體上；當試體發生側向應變時，標的物會被往外推出，使得非接觸式位移計

感測出試體有側向應變之產生。

#### 3.4.4 冰凍試體之解凍

冰凍試體欲進行三軸試驗時，須先行於三軸室中進行解凍。根據 Hofmann et al. (2000) 所建議之程序解凍，對試體施加 20kPa 之圍壓，三軸室維持 5°C 之低溫，以反水壓 10kPa，溫度 8~10°C 冰水對試體實施 flush，其目的在使冰凍試體處於低溫環境下達到緩速解凍，以避免試體因快速解凍而產生擾動。在解凍的過程中，低溫之 flush 冰水可溶解冰凍土體中之孔隙冰塊，而不至於使冰塊迅速溶解產生試體體積壓縮，以確保試體解凍品質。

三軸室組裝完成之後，將預先準備好之 4°C 冰水注入三軸室內並給予圍壓約 10~20kPa，使試體能夠自立。於三軸室上方金屬部分放置乾冰，藉由金屬支架傳遞降溫，使三軸室內水溫於解凍過程中維持於 5°C。以反水壓 10kPa，由試體下方徐徐注入 8~10°C 冰水對試體實施 flush 至解凍完成（圖 3.17）。

#### 3.4.5 試體之飽和

解凍完成之後，進行試體之飽和。將試體上下接通水管線，緩慢施加反水壓直至所需之壓力為止。施加反水壓後之飽和時間約 12 小時左右，B 值於 0.95 以上即可進行三軸  $K_o$  壓密。

#### 3.4.6 三軸 $K_o$ 壓密

飽和完畢後即可進行  $K_o$  壓密試驗。將三軸室至於馬達下方，並緩緩將馬達下降至馬達觸碰到三軸儀器之軸桿。將試體底部之閥門關閉、頂部

閥門打開，非接觸式位移計之讀數歸零，水位計歸零，並架設 LVDT 且歸零，即完成準備動作。

將馬達啟動，以等速率緩慢下降，速率需緩慢到於壓密過程不會激發過大孔隙水壓。下降過程中，緩緩調整室壓，將非接觸式位移計之讀數控制於標準之內；並將壓密過程中試體排出之水量集中至體積變化儀。待有效垂直應力達到要求，即關閉馬達。等待超額孔隙水壓消散完畢之後，壓密即完成。判斷壓密完成之方法，以體積變化儀之水量不再變化，並將試體進水閥關閉，若孔隙水壓沒有增加之趨勢，即為壓密完成，可進行下一階段之試驗步驟。若體積變化儀之水量已不再變化，但將進水閥關閉後，孔隙水壓又不斷上升，即有可能為試體漏水，若有此現象則試驗應當重新施作。試體壓密完成後，測量試體之剪力波速並紀錄壓密過程中試體所排出水量。



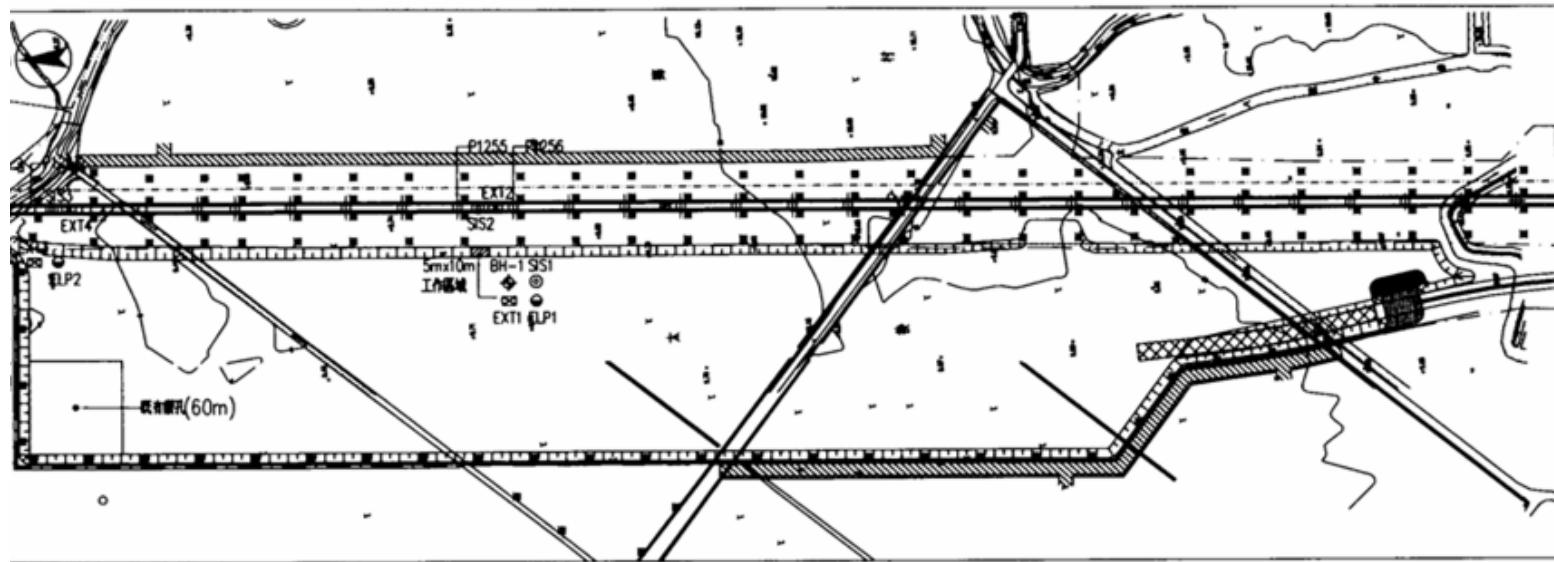
### 3.4.7 不排水三軸壓縮試驗

將試體上下閥門關閉，單向壓縮試驗採用應變控制方式，壓縮速率為  $0.25\text{mm}/\text{min}$ ，試驗全程紀錄其軸向應力、軸向應變及超額孔隙水壓。靜態三軸試驗完成時，量測試體破壞後壓密排水體積，並計算其孔隙比  $e_c$  值，做為試驗結果分析比較的依據。

表 3.1 量測系統規格表

感應器	量測範圍	解析度
非接觸式趨近儀	2.3 mm	$0.5 \mu\text{m}$
沉水式荷重元	5kN	0.1N
水壓計	700kPa	0.01kPa





編號	測試	名稱	深度 (m)
◆	BH-1	鑽孔標記	150
◎	SIS1~SIS3	土中標記管	60
◻	EXT1~EXT4	鑽孔設計	27.5, 55.5
●	ELP1, ELP2	電子式水壓計	6, 24.5, 41.5
■	SM1~SM150	地點說明	-
▲	T11~T133	站牌物標設計	-

- 說明
1. 鑽孔物標設計範圍為太保工場邊坡北北東約 100m 及邊坡範圍內之高鐵路旁鐵軌。
  2. BH-1, EXT1, SIS1~SIS3 以及 ELP1 施工過程中須工程司勤示警範圍 0m~5m 之工作區域，以利施工作業與土石作業進行。
  3. SM 設置位置為施工作業工程司勤示警。
  4. 暫時的管件請用鐵鏈，並請勿用鐵鏈的夾頭。
  5. 電子式水壓計每測量三個深度，並測量土層分量標記。

圖 3.1 鑽孔位置圖

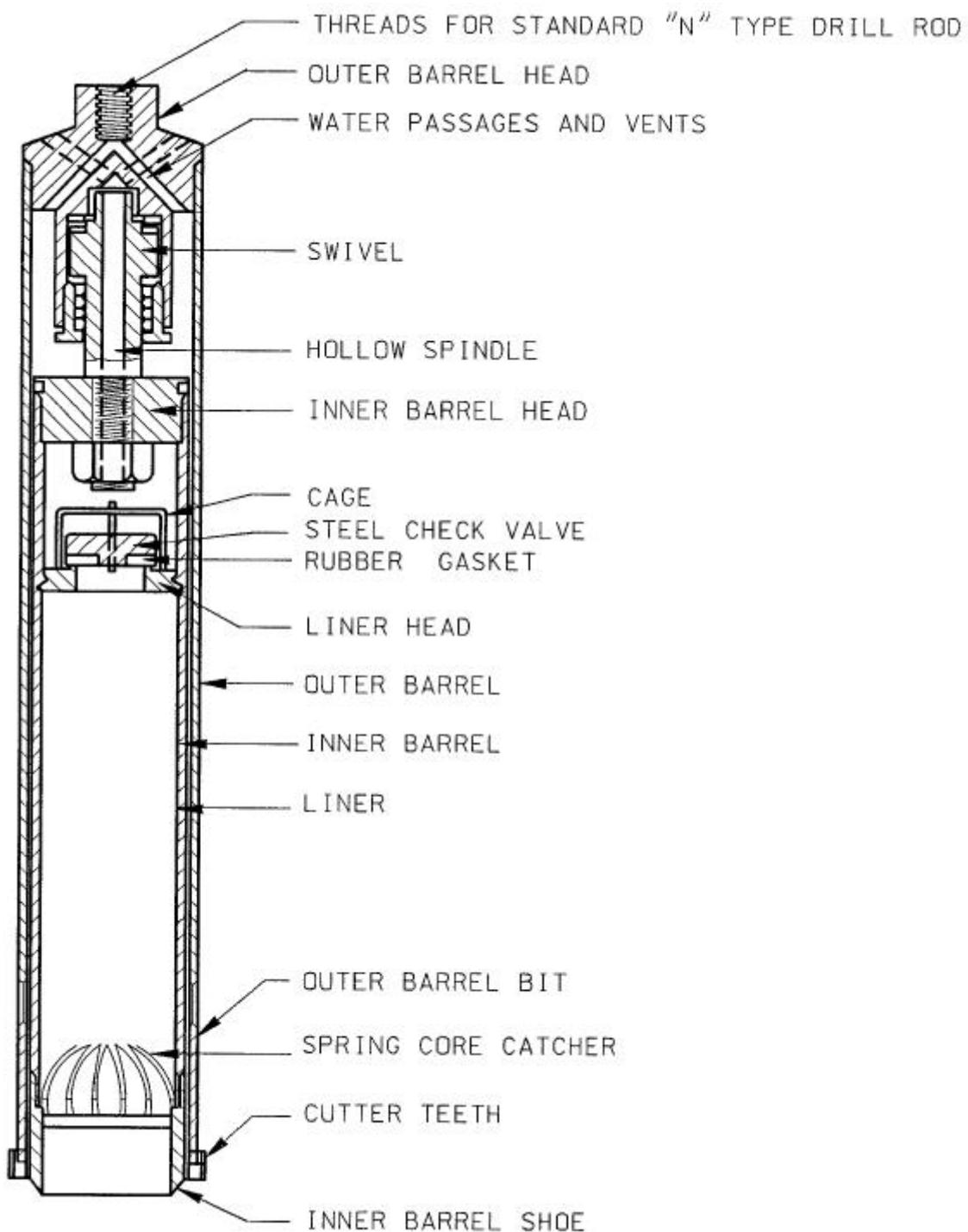


圖 3.2 Denison Sampler (Hvorslev, 1949)



圖 3.3 冰凍試管之底座



圖 3.4 以乾冰將試管冷凍

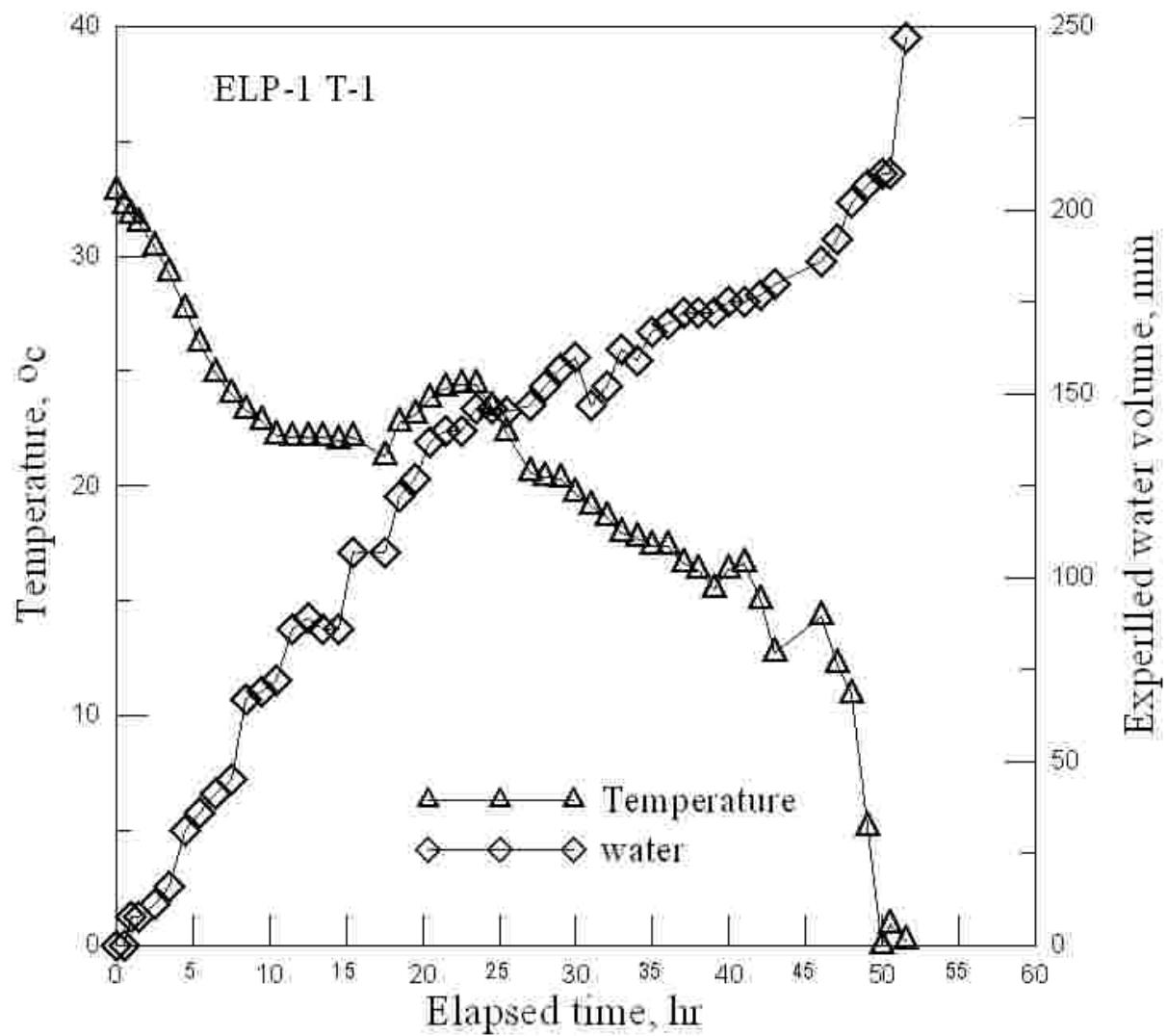


圖 3.5 ELP-1 T-1 溫度與水量紀錄圖

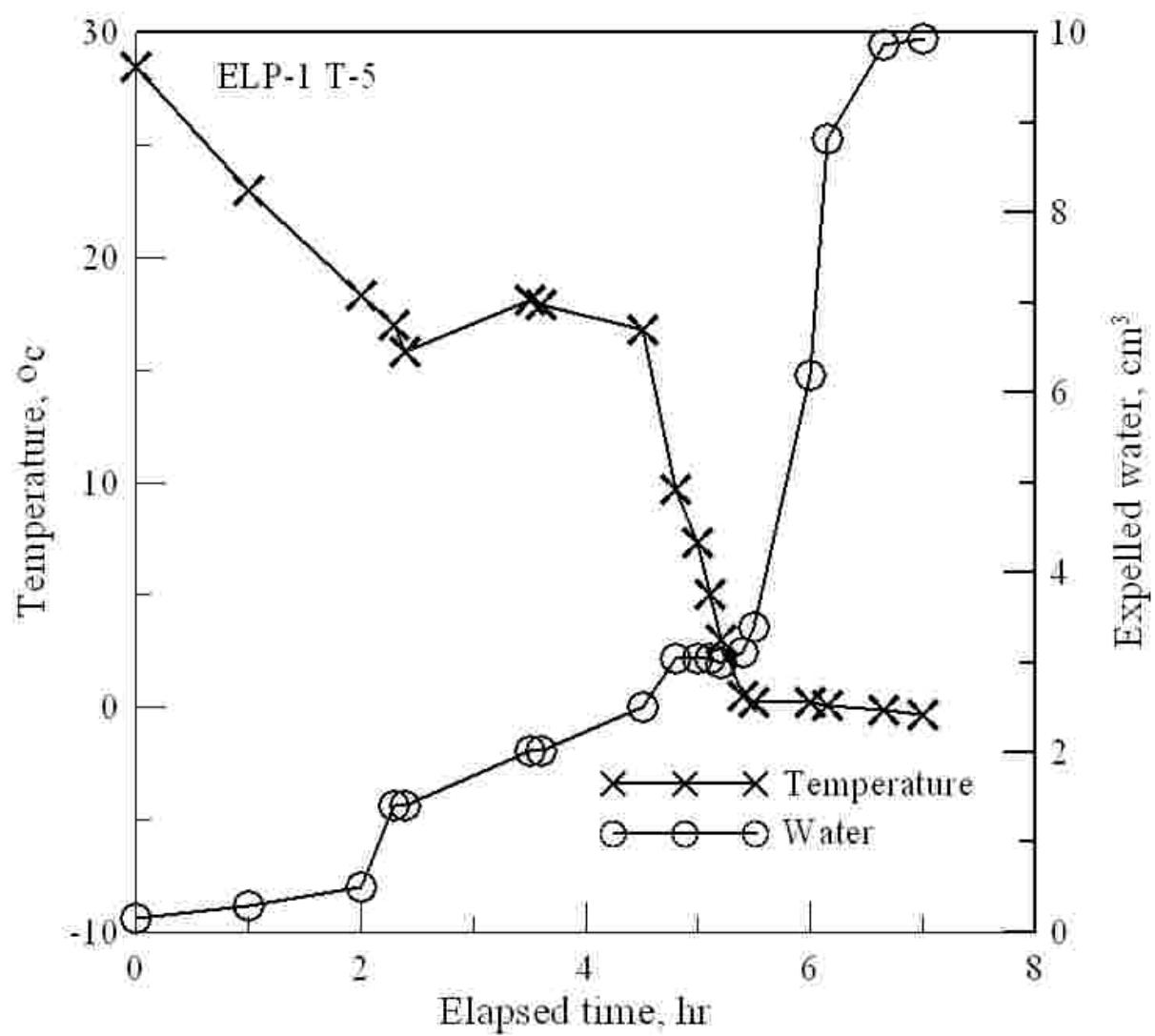


圖 3.6 ELP-1 T-5 溫度與水量紀錄圖

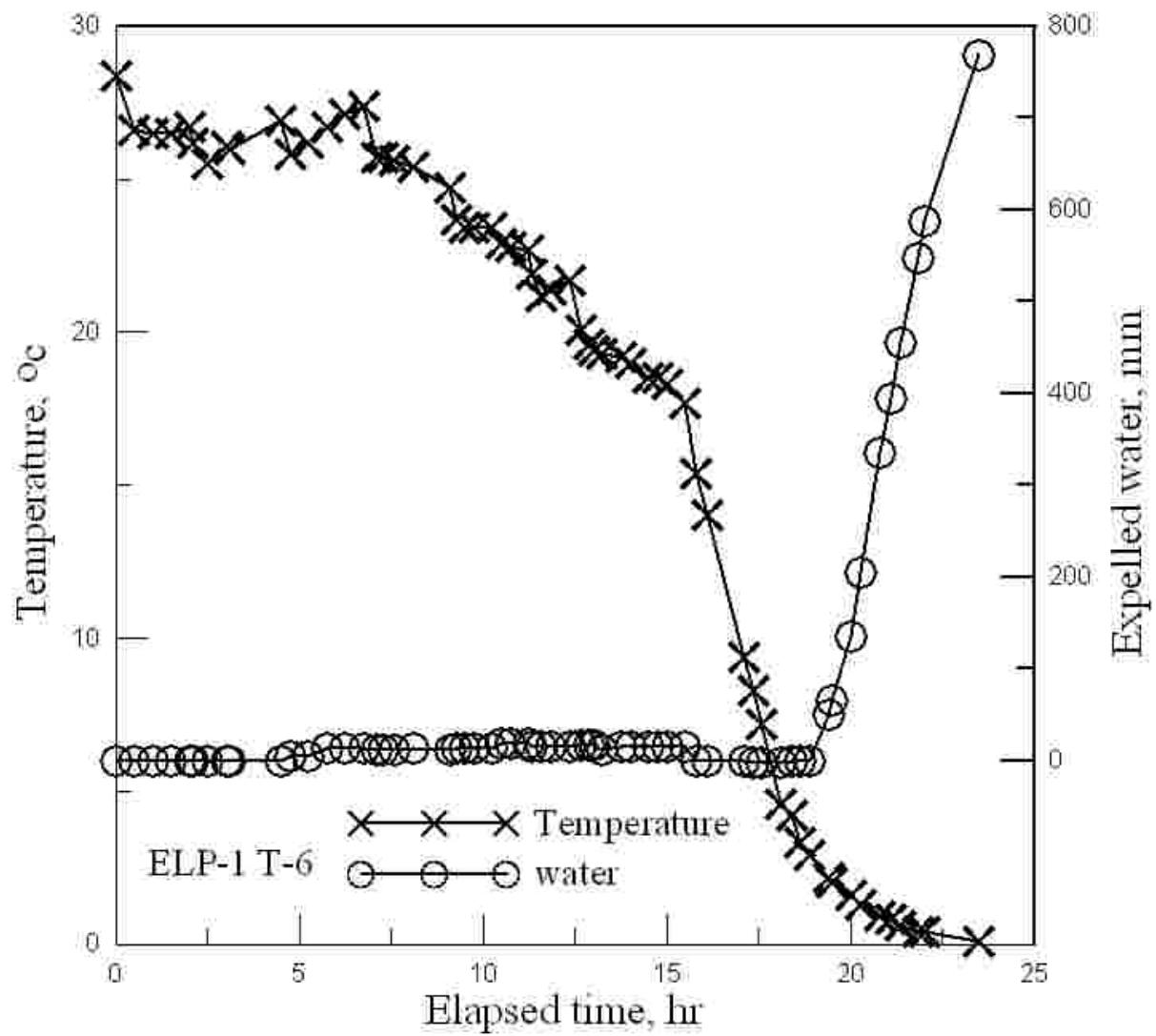


圖 3.7 ELP-1 T-6 溫度與水量紀錄圖

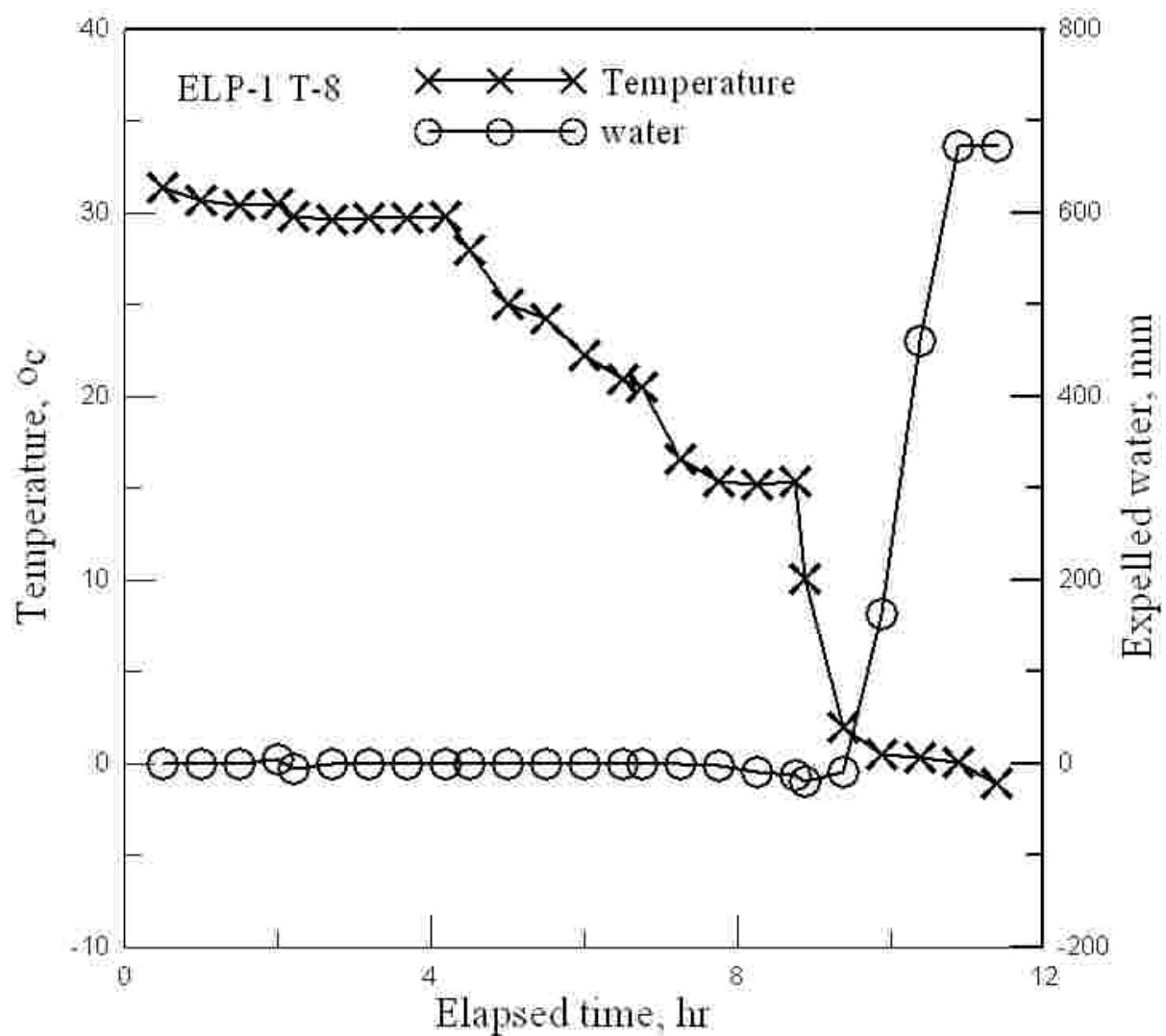


圖 3.8 ELP-1 T-8 溫度與水量紀錄圖

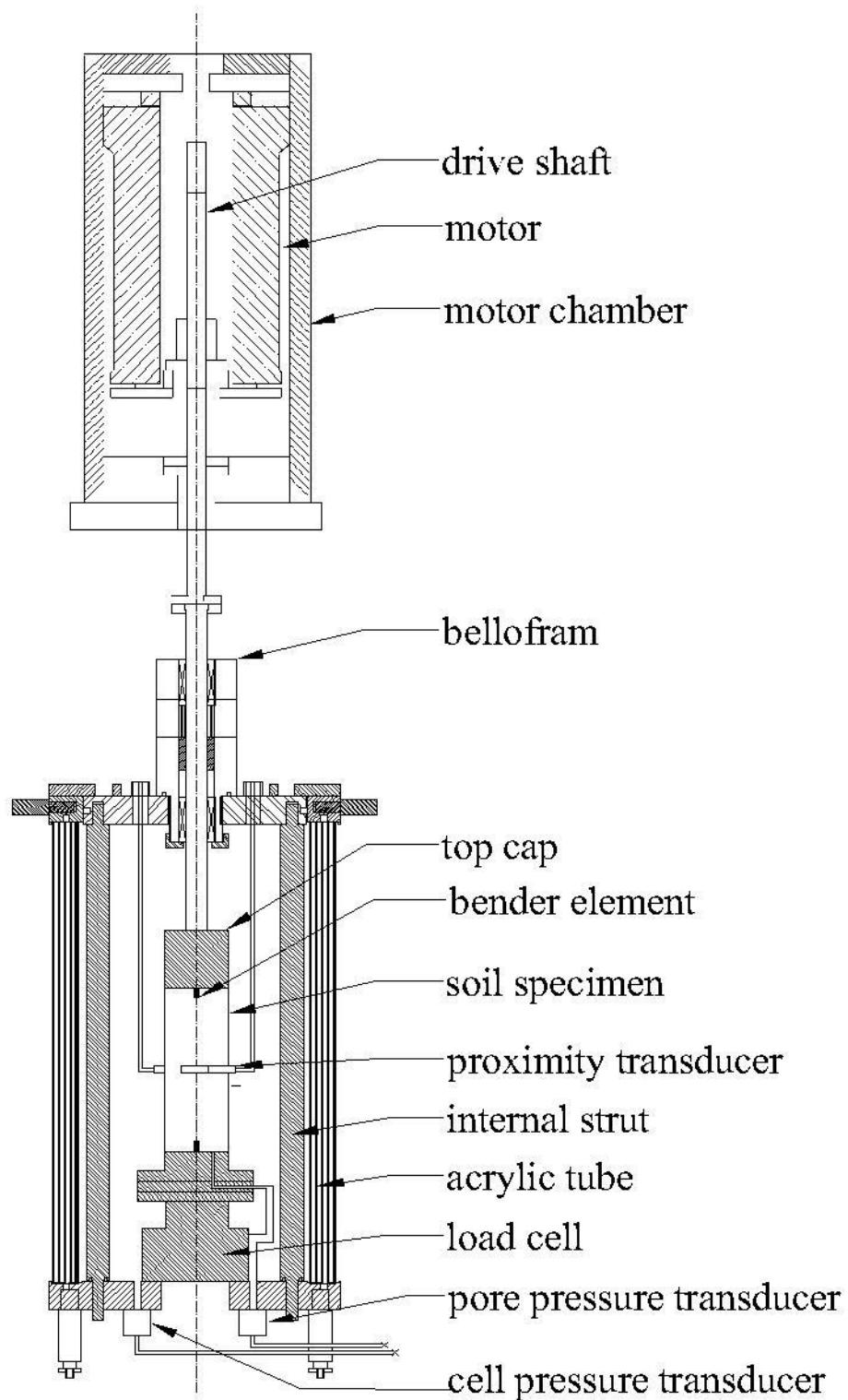


圖 3.9 三軸  $K_o$  試驗設備示意圖

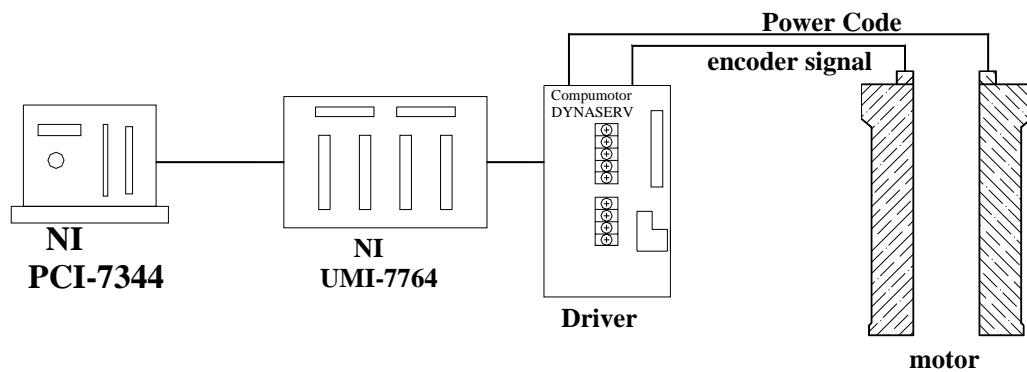


圖 3.10 馬達驅動控制系統示意圖



圖 3.11 將冰凍試體從薄管內推出



圖 3.12 從薄管推出之冰凍試體

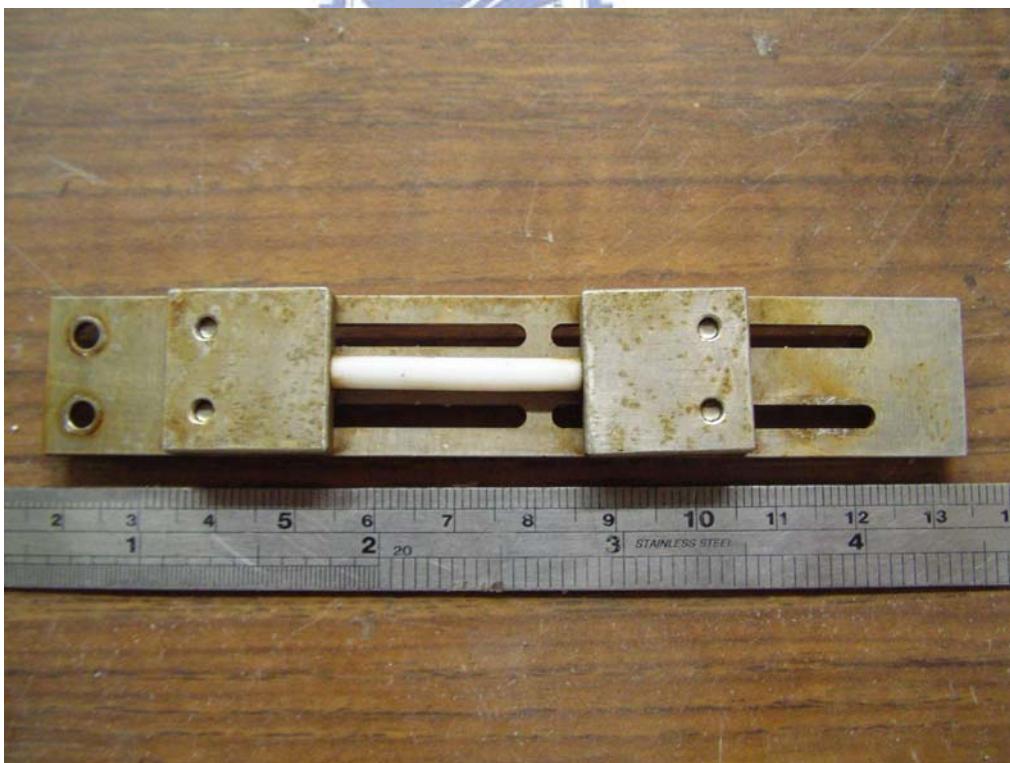


圖 3.13 非接觸試位移計之標的物



圖 3.14 非接觸式位移計之架設





圖 3.15 於三軸室內放置些許冰塊



圖 3.16 標的物與夾具間以極薄之彈簧鋼片連結



圖 3.17 冰凍試體解凍

## 第四章 試驗結果與討論

### 4.1 冰凍土樣基本物理性試驗結果

基本物性試驗包括：比重、粒徑分析及 X 光繞射分析等。本研究之細粒料定義為通過 200 號篩（孔徑 0.074mm）之材料。

本研究總共以 Denison Sampler 取出十二隻薄管試體，詳細資料如表 4.1，其中六隻由於為粉土質砂土易受擾動，因此於取出地面後馬上以乾冰冰凍，其餘為黏土，不需要冰凍。其中取 ELP-1 T-1、ELP-1 T-5、ELP-1 T-6、ELP-1 T-8 四支試管進行試驗，由於每隻薄管內之土樣長度不同，依據其長度再分割成數個試體。其中每隻薄管之取出深度、分割數目、物理性質如表 4.2，粒徑曲線如圖 4.1~圖 4.4。

物理性試驗結果其比重  $G_s$  皆約為 2.62~2.66 左右；阿太堡試驗結果皆為沒有塑性，再配合粒徑分析曲線，以土壤分類法將其分類，皆為 SM。  $K_o$  壓密之垂直有效應力 ( $\sigma'_v$ ) 依其薄管取出深度決定，粗估一公尺土壓力為 10kPa，即從 30 公尺深取出之試體，於  $K_o$  壓密時垂直有效應力壓密至 300kPa。

### 4.2 冰凍土樣礦物含量分析試驗結果

X 光繞射分析結果，大部分土樣主要組成之礦物成分為石英 (Quartz)、白雲母 (Muscovite)、高嶺土 (Kaolinite) 和長石 (Feldspar)，其中又以石英以及白雲母占大多數，白雲母含量高可能造成

此土壤之壓縮性頗大。

依 X 繞射試驗之數據，將各礦物 peak 處之 Intensity 作加權，即可獲得礦物成分含量百分比。表 4.3 為各試管試體粗細料之礦物成分含量百分比。

### 4.3 乾淨麥寮砂 $K_o$ 壓密重複性試驗結果

為確定研發之側向應變量測系統能精確量測試體側向應變且有良好之重複性，以乾淨麥寮砂（細料含量於 5% 以下）製作重模試體進行重複性試驗。以濕夯法、初始孔隙比( $e_0$ )0.8 製作重模試體後，以 0.0154mm/min 之速率進行  $K_o$  壓密至有效垂直應力 200kPa，然後進行不排水軸向壓縮試驗。



試驗結果顯示有良好的重複性。孔隙比對  $\log p'$  關係三條曲線幾乎重疊（圖 4.5），於壓密完成孔隙比( $e_c$ )皆約為 0.78； $K_o$  對垂直有效應力關係之曲線雖然沒有完全重疊，但於最後也有越來越近之趨勢（圖 4.6）， $K_o$  值約為 0.55；壓密過程之  $p'$ - $q$  圖也有良好之重複性（圖 4.7）。靜態三軸試驗方面，於各種關係圖顯示也有極好之重複性，代表本研究所研發之側向應變量測系統能準確量側出側向應變，以及  $K_o$  壓密過程為可靠的（圖 4.8~圖 4.10）。

### 4.4 不擾動冰凍試體 $K_o$ 壓密結果

不擾動冰凍試體於  $K_o$  壓密時，側向應變不如麥寮砂重模試體容易控制於範圍之內，會有突然發生大於限制範圍之變形。由於從試體可看出本區土層顆粒較細的粉土與較粗之砂土互層甚多，可能因顆粒之排列不如重

模試體均勻，造成顆粒間力傳遞不均勻，因此產生瞬間較大的變形。

$K_o$  值範圍頗大，從 0.42~0.84。壓密過程之  $p'$ - $q$  圖亦沒有非常好的線性行為，表 4.4 為試驗相關之結果。圖 4.11~圖 4.22 為各薄管不擾動試體以及重模試體之  $K_o$  壓密試驗結果。

## 4.5 不擾動冰凍試體不排水軸向壓縮試驗結果

於  $K_o$  壓密至垂直有效應力之目標值後進行不排水軸向壓縮試驗。不排水軸向壓縮試驗主要目的在獲得不擾動冰凍試體之剪力強度，以及了解其受剪行為。

由實驗結果顯示，當不擾動試體受到剪動時，無論其壓密壓力大小，所有試體於軸向應變大於 5% 後皆會產生負的孔隙水壓，應力應變關係產生有膨脹之現象，且有效應力路徑都相當一致的顯示此粉土質砂土之有效摩擦角 ( $\phi'$ ) 為  $33.7^\circ$ 。



## 4.6 重模試體不排水軸向壓縮試驗結果

以濕夯法製作與不擾動試體相似之孔隙比之重模試體，並一樣於  $K_o$  壓密後進行不排水軸向壓縮試驗。實驗結果顯示，重模試體受到剪動時，其受剪行為與不擾動試體有明顯的差異。受到剪動時，孔隙水壓會持續上升，應力應變關係並不會有膨脹的現象，尖峰強度明顯比不擾動試體低甚多。圖 4.23~圖 4.34 為各薄管不擾動及重模試體之不排水軸向壓縮試驗結果。

表 4.1 取樣清單

孔號	試管編號	深度, m	冰凍與否	取樣日期
ELP1	T-1	11.80~12.40	冰凍	09/05/2005
ELP1	T-2	17.20~17.80	無冰凍	09/06/2005
ELP1	T-3	20.80~21.50	無冰凍	09/06/2005
ELP1	T-4	24.50~25.20	無冰凍	09/06/2005
ELP1	T-5	34.00~34.40	冰凍	09/07/2005
ELP1	T-6	34.50~35.30	冰凍	09/07/2005
ELP1	T-7	35.60~37.20	冰凍	09/08/2005
ELP1	T-8	37.30~37.90	冰凍	09/08/2005
EXT1	T-1	09.50~10.25	冰凍	09/10/2005
EXT1	T-2	15.00~15.60	無冰凍	09/10/2005
EXT1	T-3	20.00~20.75	無冰凍	09/10/2005
EXT1	T-4	31.40~32.10	無冰凍	09/10/2005

表 4.2 物理性試驗結果

鑽孔編號	試體編號	Gs	PI, %	細料含量 %	分類
ELP-1	T-1-1	2.64	NP	24	SM
ELP-1	T-1-2	2.64	NP	31	SM
ELP-1	T-5-1	2.65	NP	12	SM
ELP-1	T-5-2	2.65	NP	10	SM
ELP-1	T-6-1	2.62	NP	36	SM
ELP-1	T-6-2	2.63	NP	23	SM
ELP-1	T-6-3*	2.63	NP	10	SM
ELP-1	T-6-4	2.64	NP	16	SM
ELP-1	T-8-1	2.66	NP	20	SM
ELP-1	T-8-2	2.65	NP	15	SM
ELP-1	T-8-3	2.66	NP	33	SM

表 4.3 磷物成分含量百分比

Mineral	T-1		T-5		T-6		T-8	
	粗%	細%	粗%	細%	粗%	細%	粗%	細%
Quartz	42.2	26.1	46.4	43.9	39.1	27.3	43.5	31.7
Muscovite	50.6	0	46.8	0	49.8	0	44.3	0
Feldspar	7	3.1	6.7	6.7	11	7.5	12.1	8.0
Kaolinite	0.2	30.7	0.1	7.6	0.1	32.0	0.1	18.0
Illite	0	40.1	0	41.8	0	33.2	0	42.3

表 4.4 試驗相關結果

鑽孔編號	試體編號	壓密速率 (mm/min)	$e_c$	$K_o$	$\sigma'_v$ (kPa)
ELP-1	T-1-1	0.0154	0.780	0.43	150
ELP-1	T-1-2	0.0154	0.775	0.67	100
ELP-1	T-5-1	0.0154	0.731	0.50	400
ELP-1	T-5-2	0.0154	0.752	0.56	300
ELP-1	T-6-1	0.0154	0.681	0.64	500
ELP-1	T-6-2*	-	-	-	-
ELP-1	T-6-3	0.0154	0.668	0.42	400
ELP-1	T-6-4	0.0154	0.676	0.53	300
ELP-1	T-8-1	0.0154	0.678	0.75	100
ELP-1	T-8-2	0.0154	0.658	0.84	150
ELP-1	T-8-3	0.0154	0.699	0.65	200

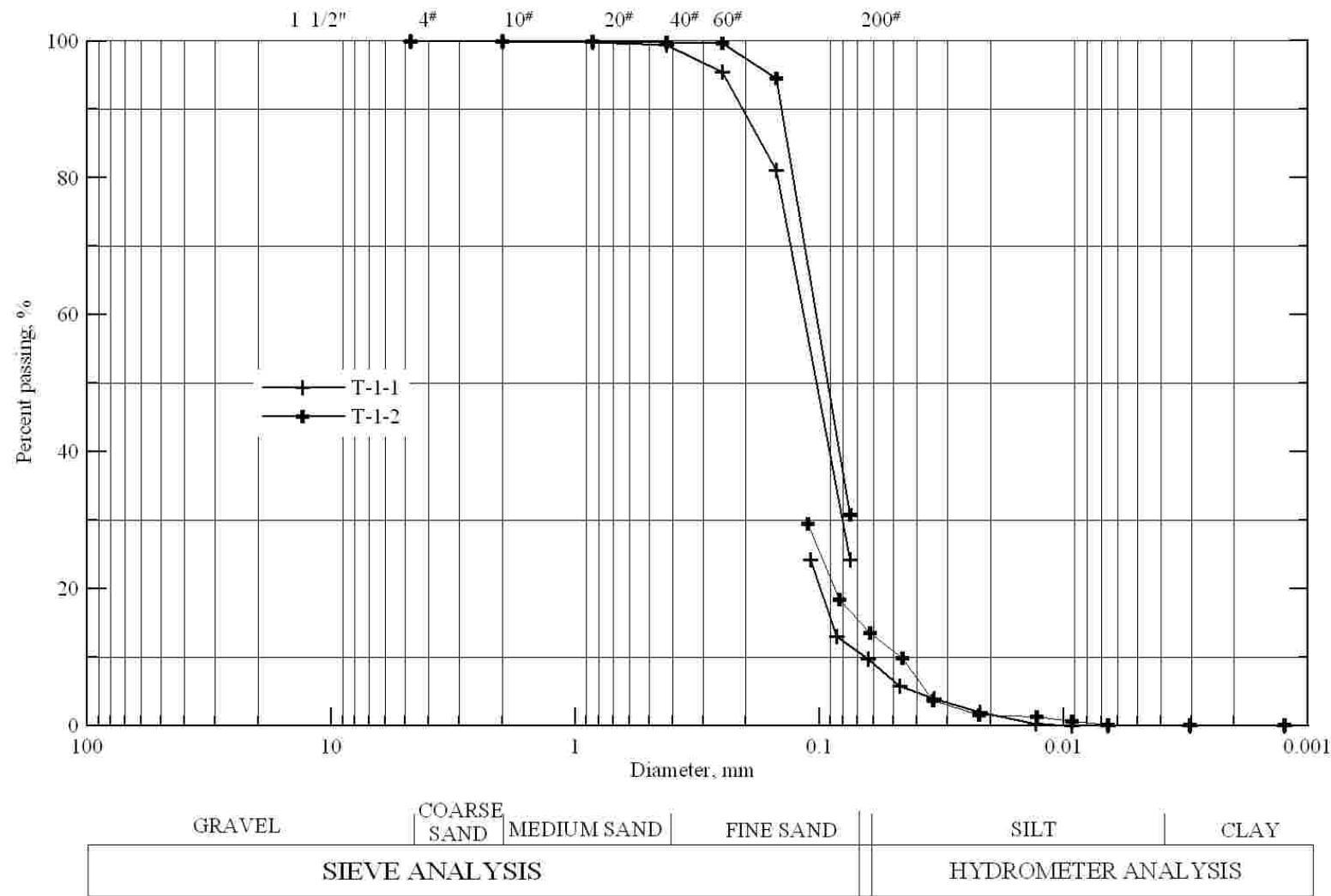


圖 4.1 ELP-1 T-1 粒徑分佈曲線

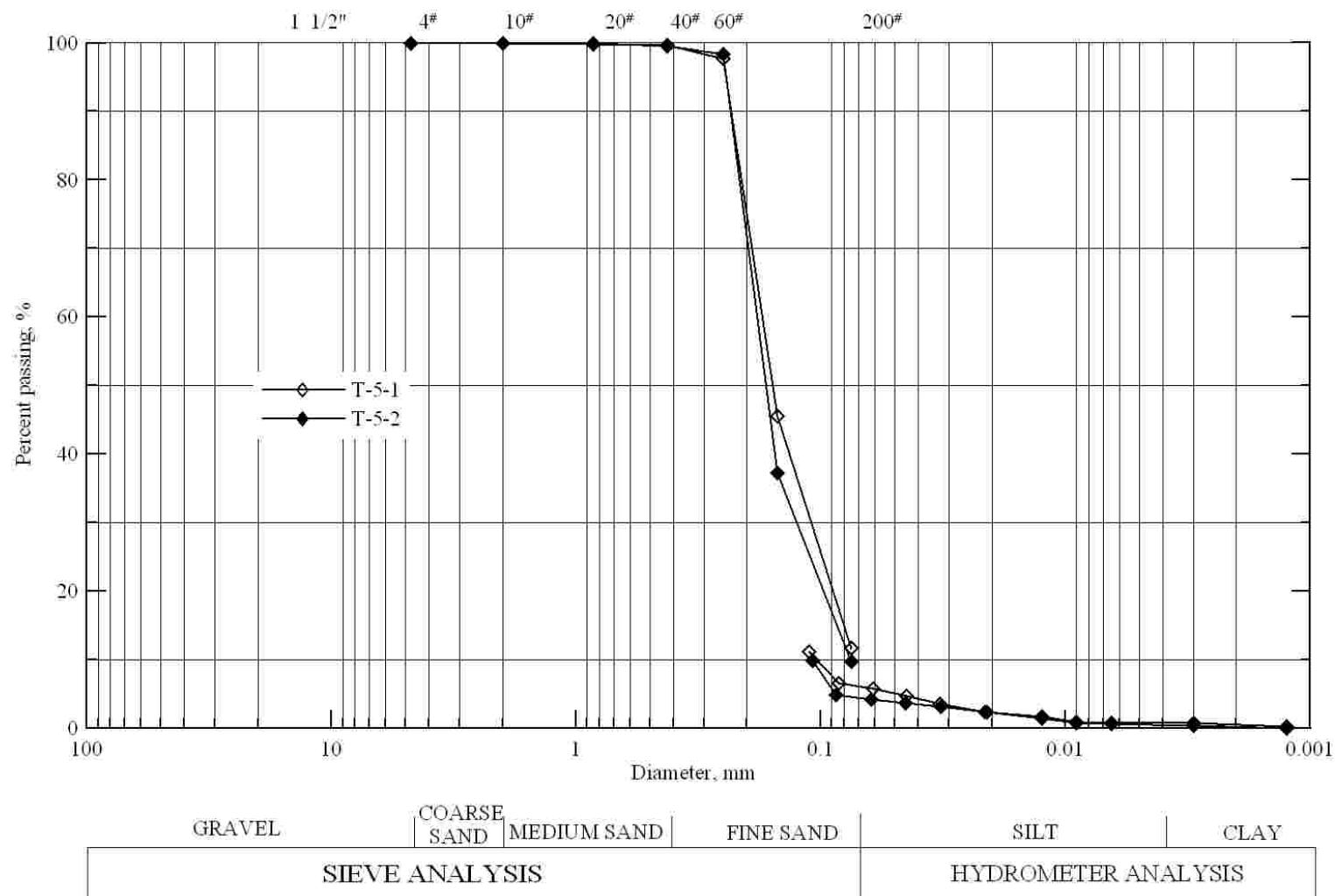


圖 4.2 ELP-1 T-5 粒徑分佈曲線

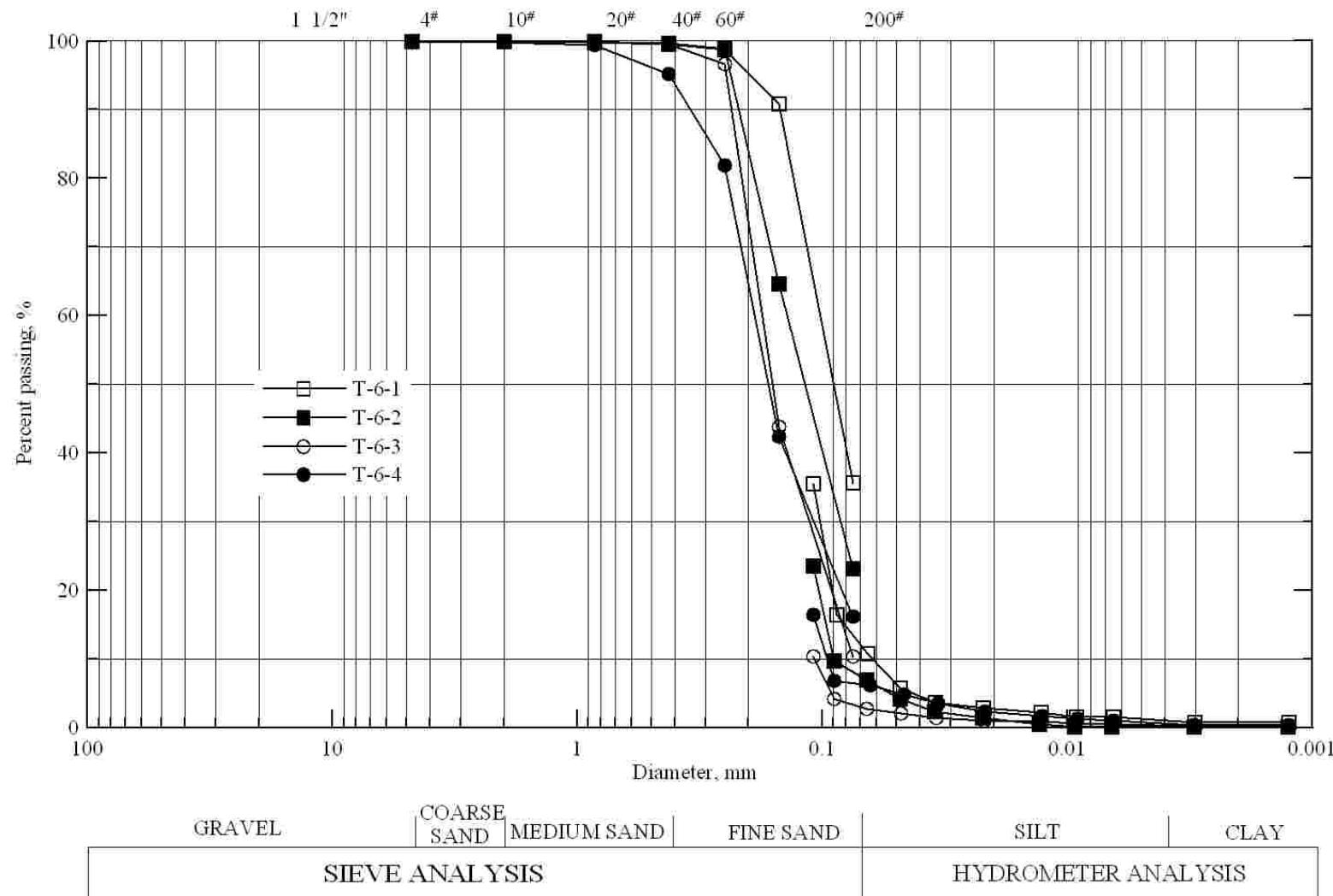


圖 4.3 ELP-1 T-6 粒徑分佈曲線

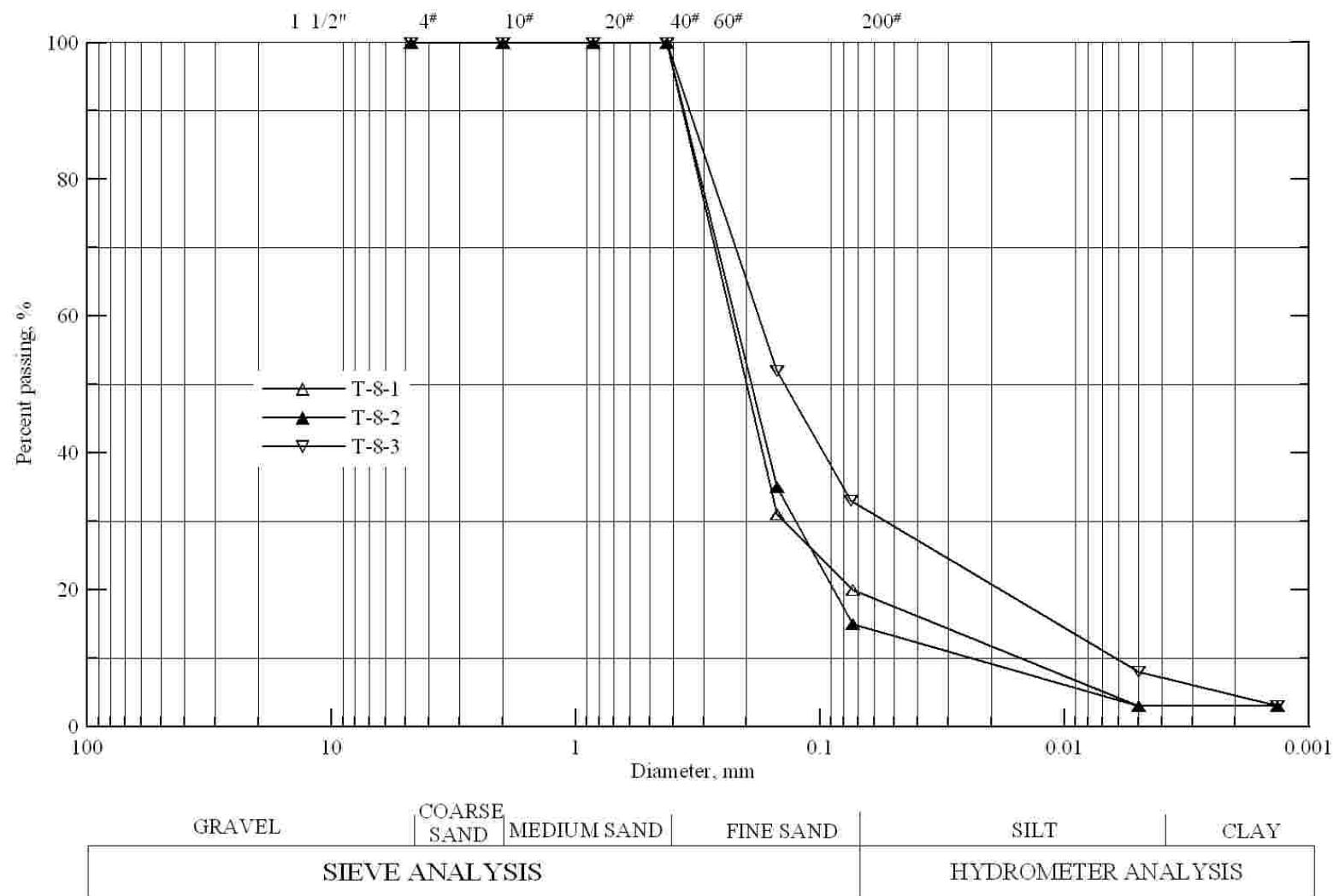


圖 4.4 ELP-1 T-8 粒徑分佈曲

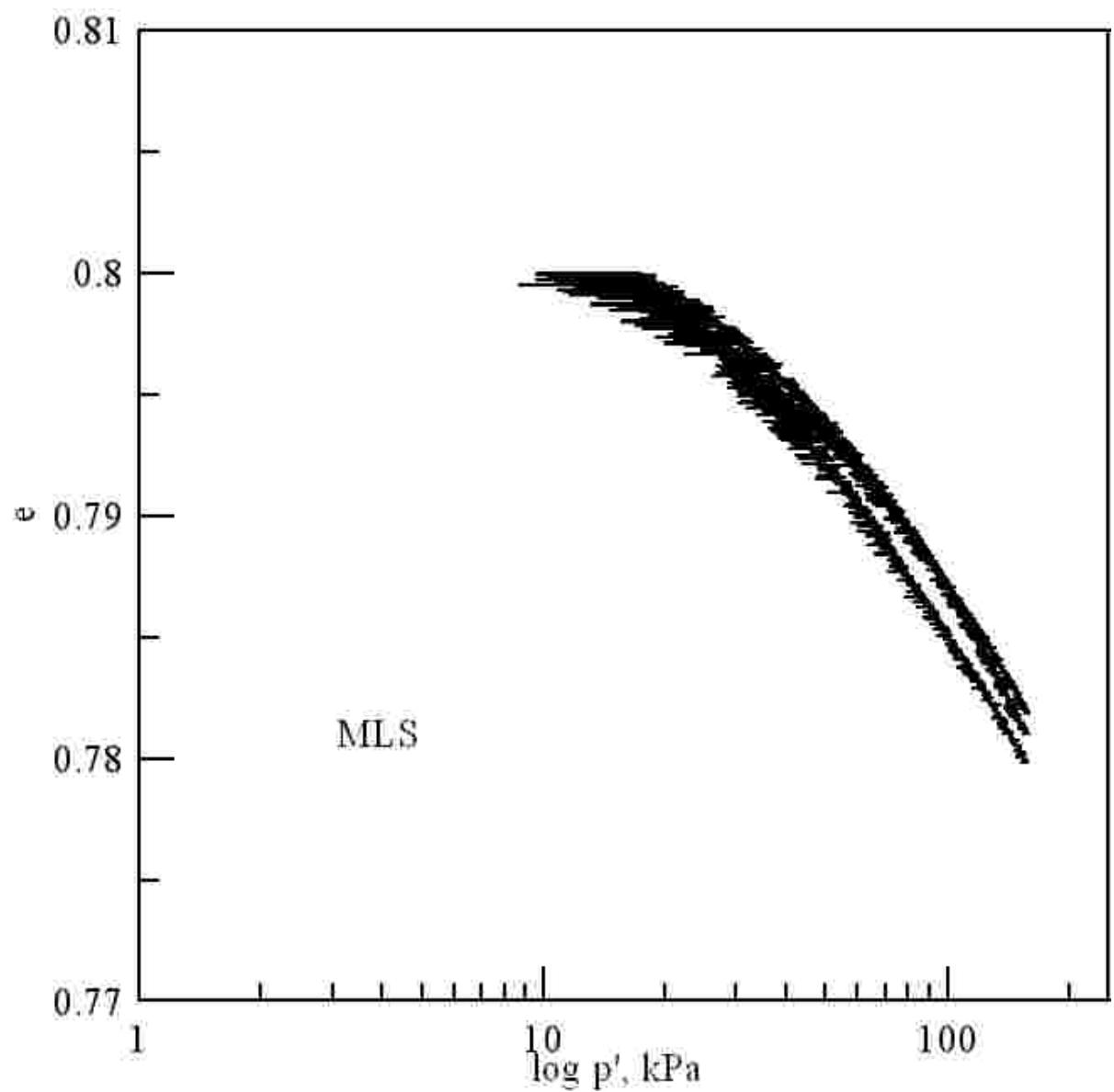


圖 4.5 重複性試驗  $K_o$  壓密  $e$ - $\log p'$  關係圖

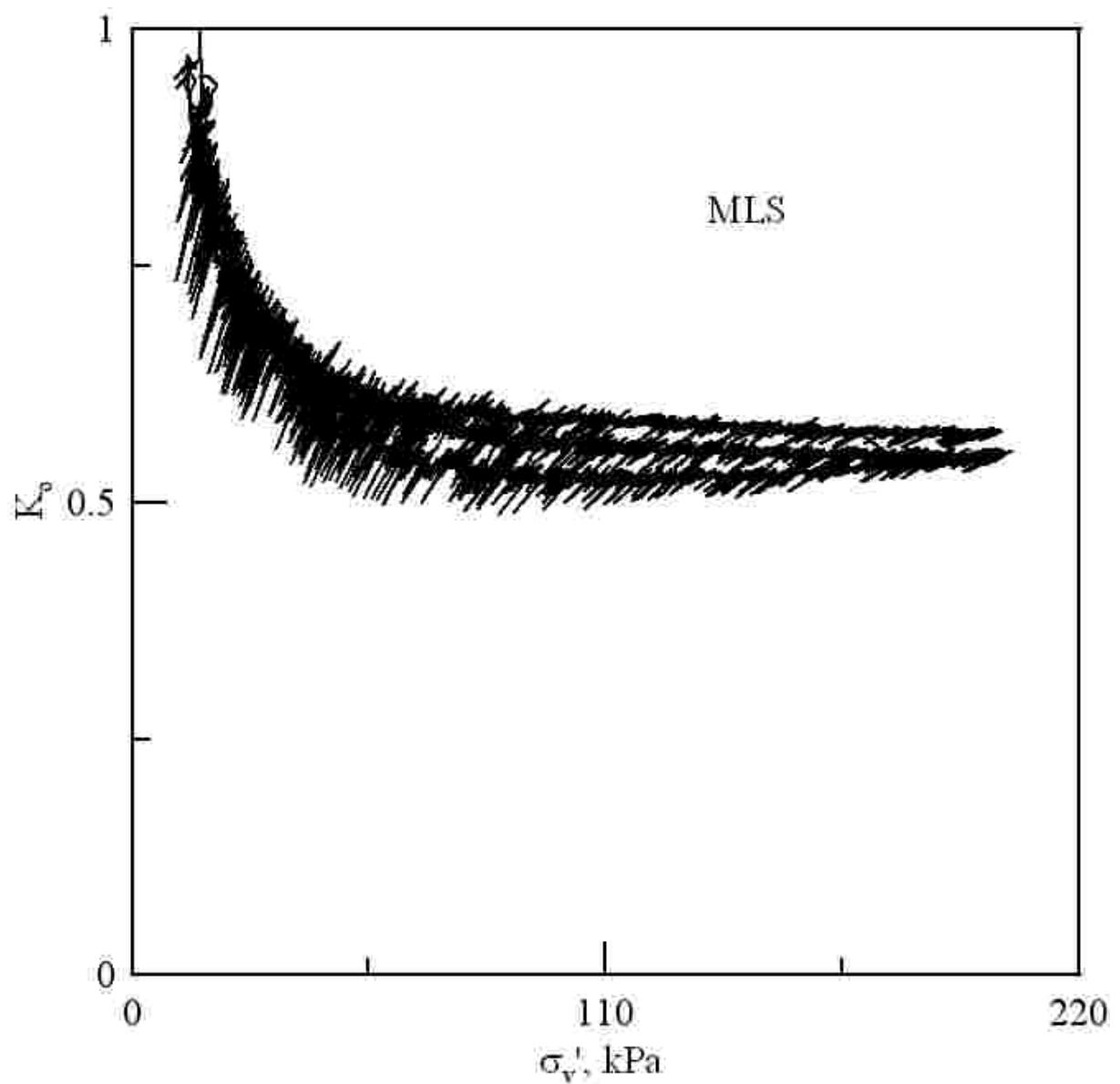


圖 4.6 重複性試驗  $K_o$  壓密  $Ko$ -sigma  $v'$  關係圖

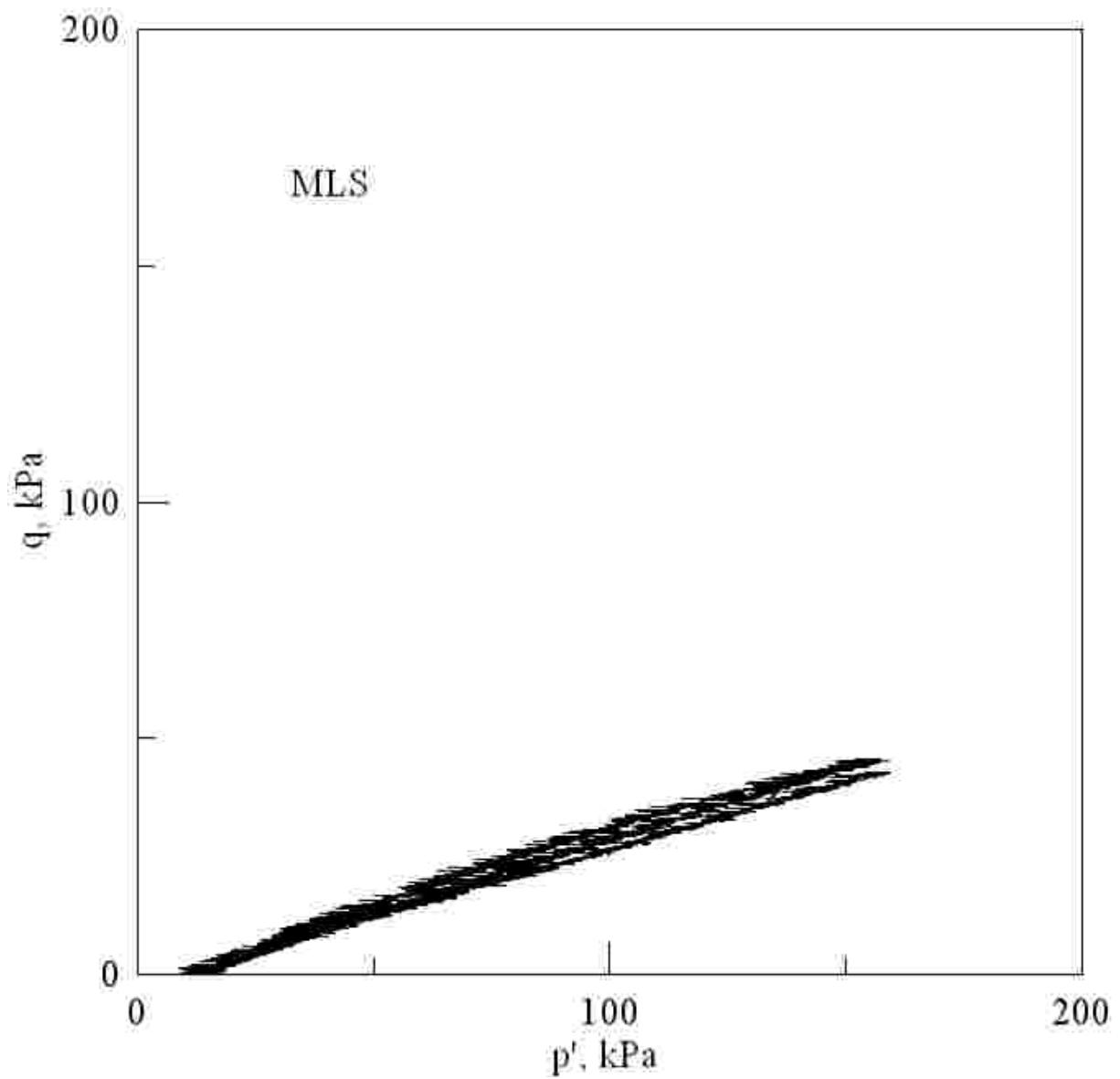


圖 4.7 重複性試驗  $K_o$  壓密  $p'$ - $q$  關係圖

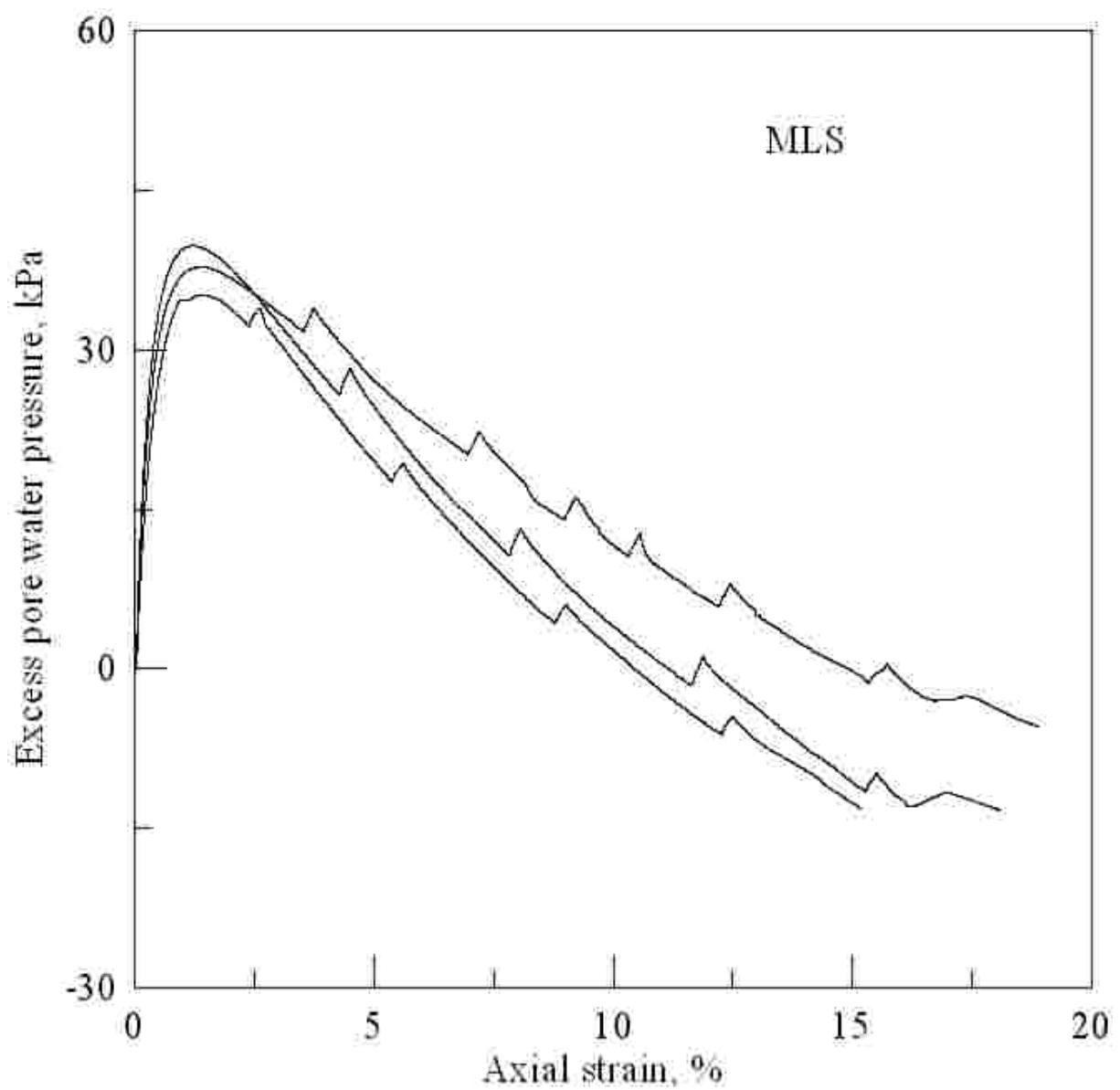


圖 4.8 重複性試驗超額孔隙水壓與應變關係圖.

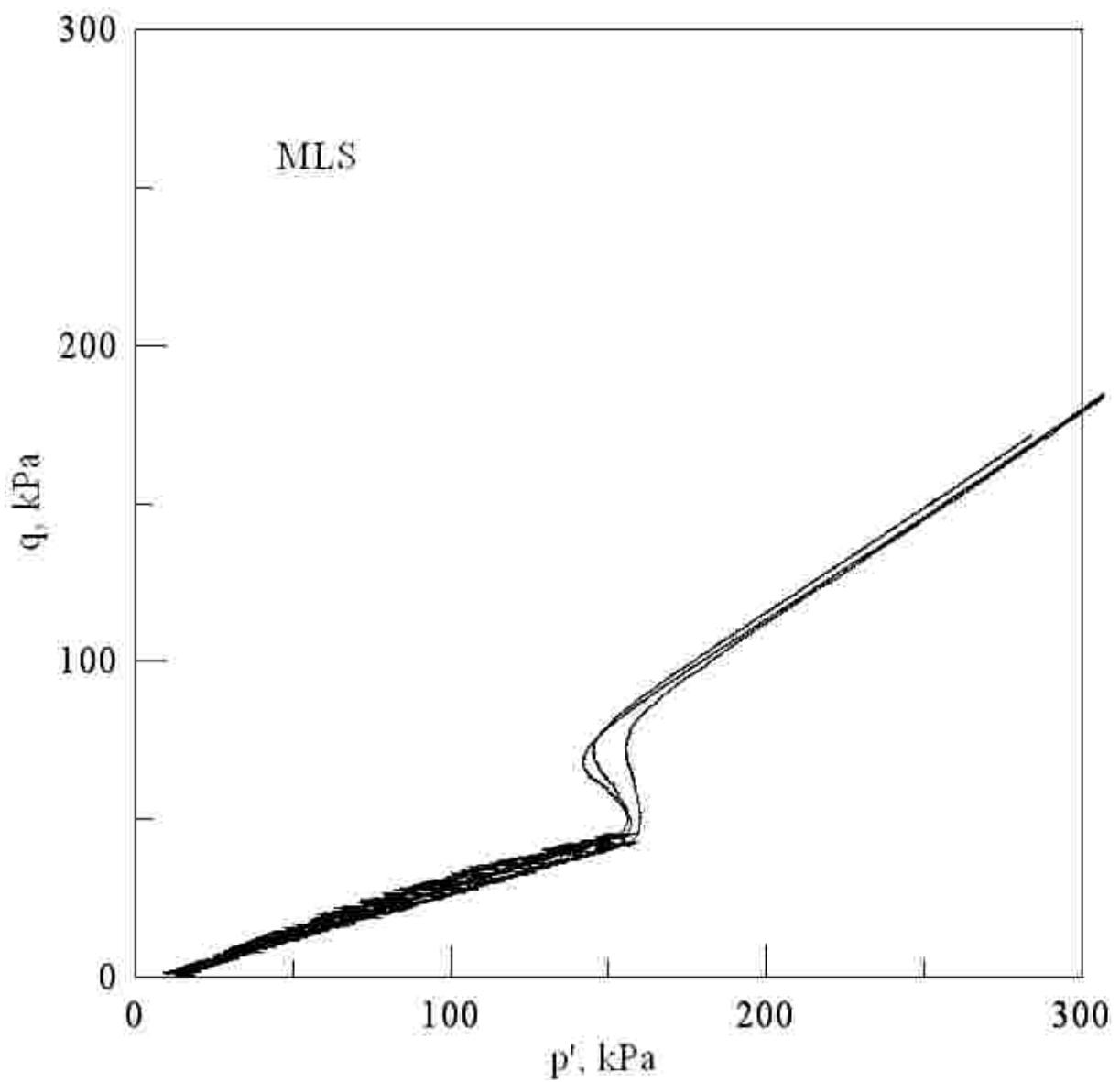


圖 4.9 重複性試驗  $p'$  -  $q$  關係圖

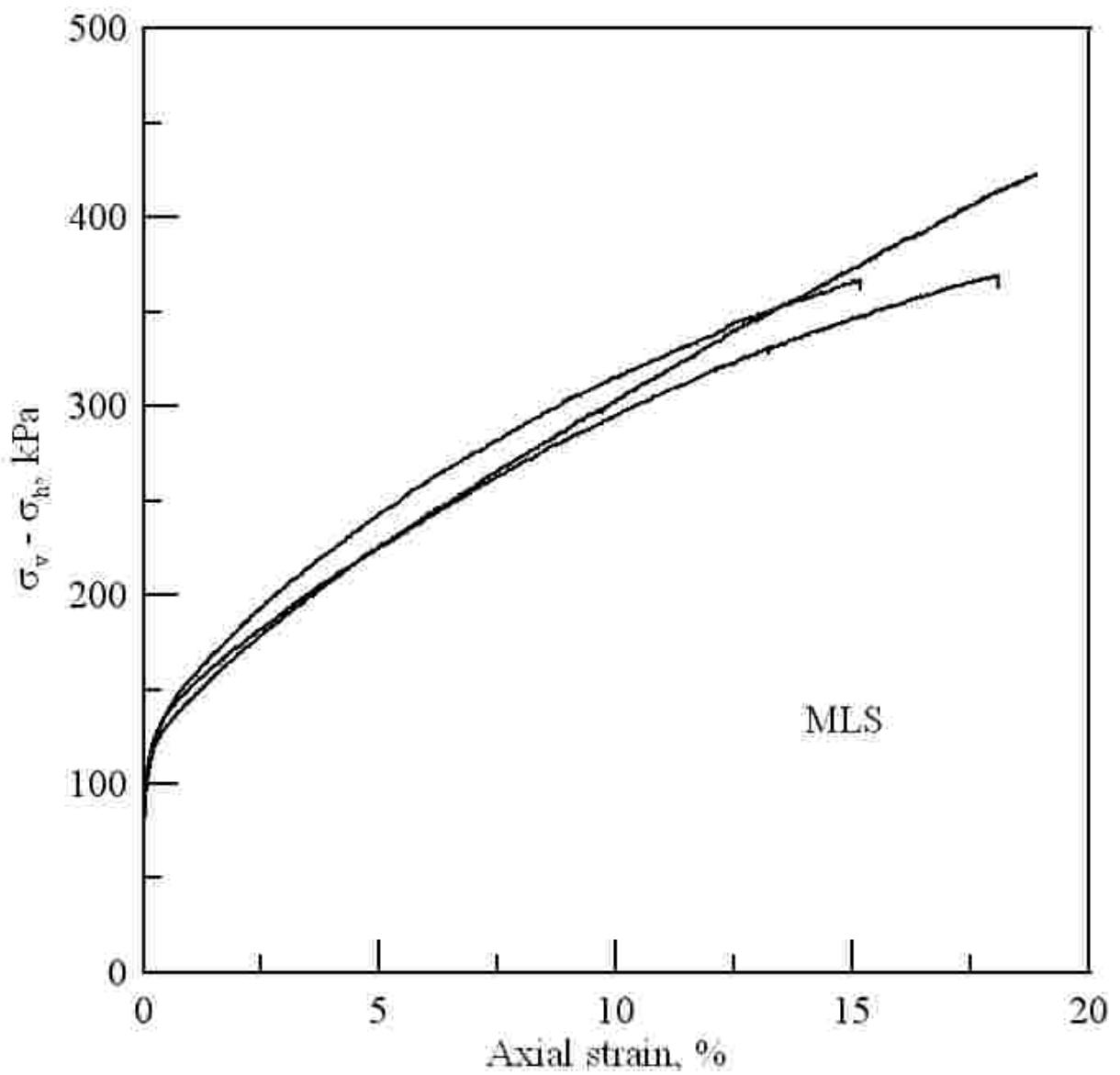


圖 4.10 重複性試驗應力應變關係圖

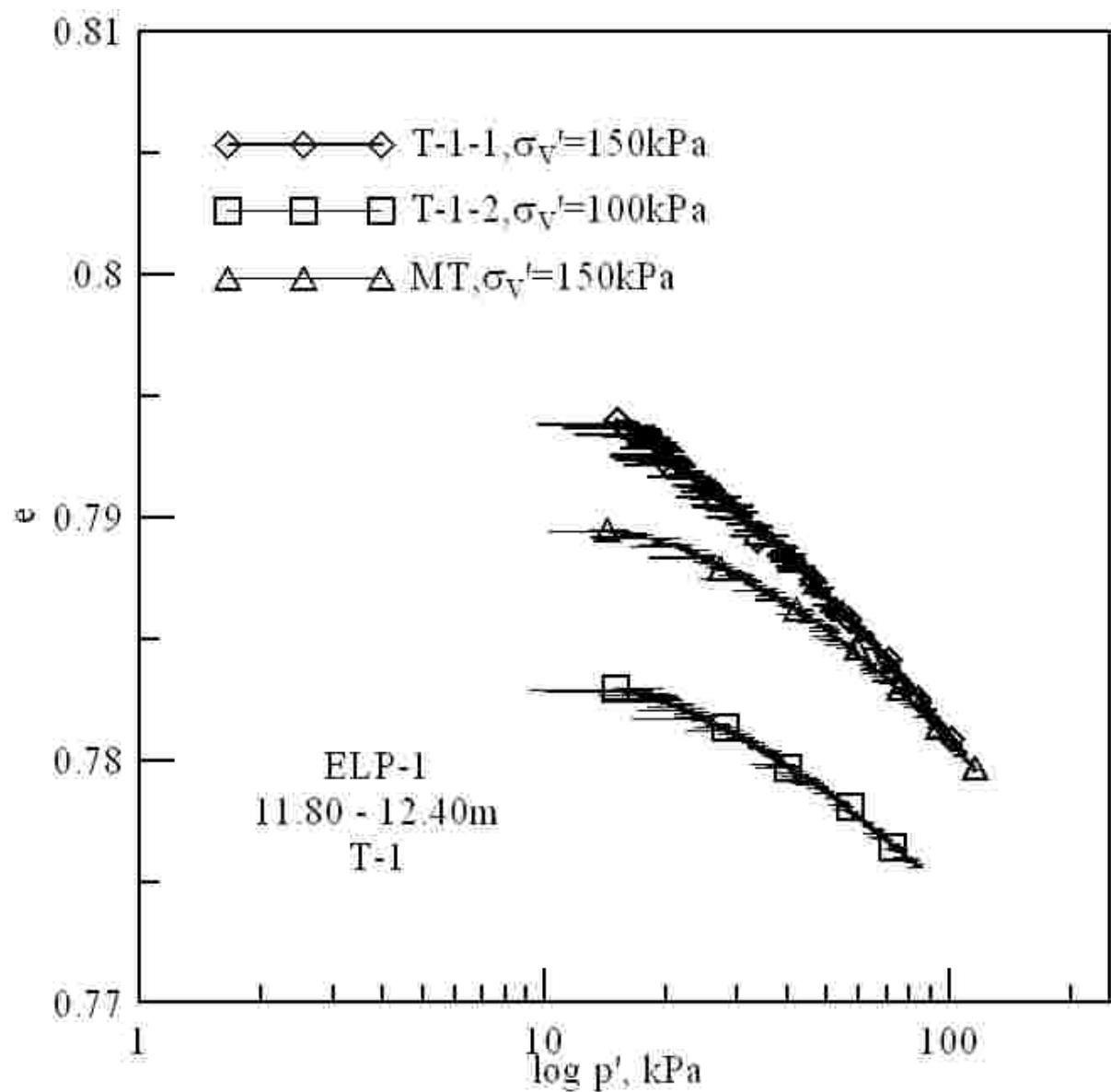


圖 4.11 ELP-1 T-1  $K_o$  壓密之  $e$ - $\log p'$  關係圖

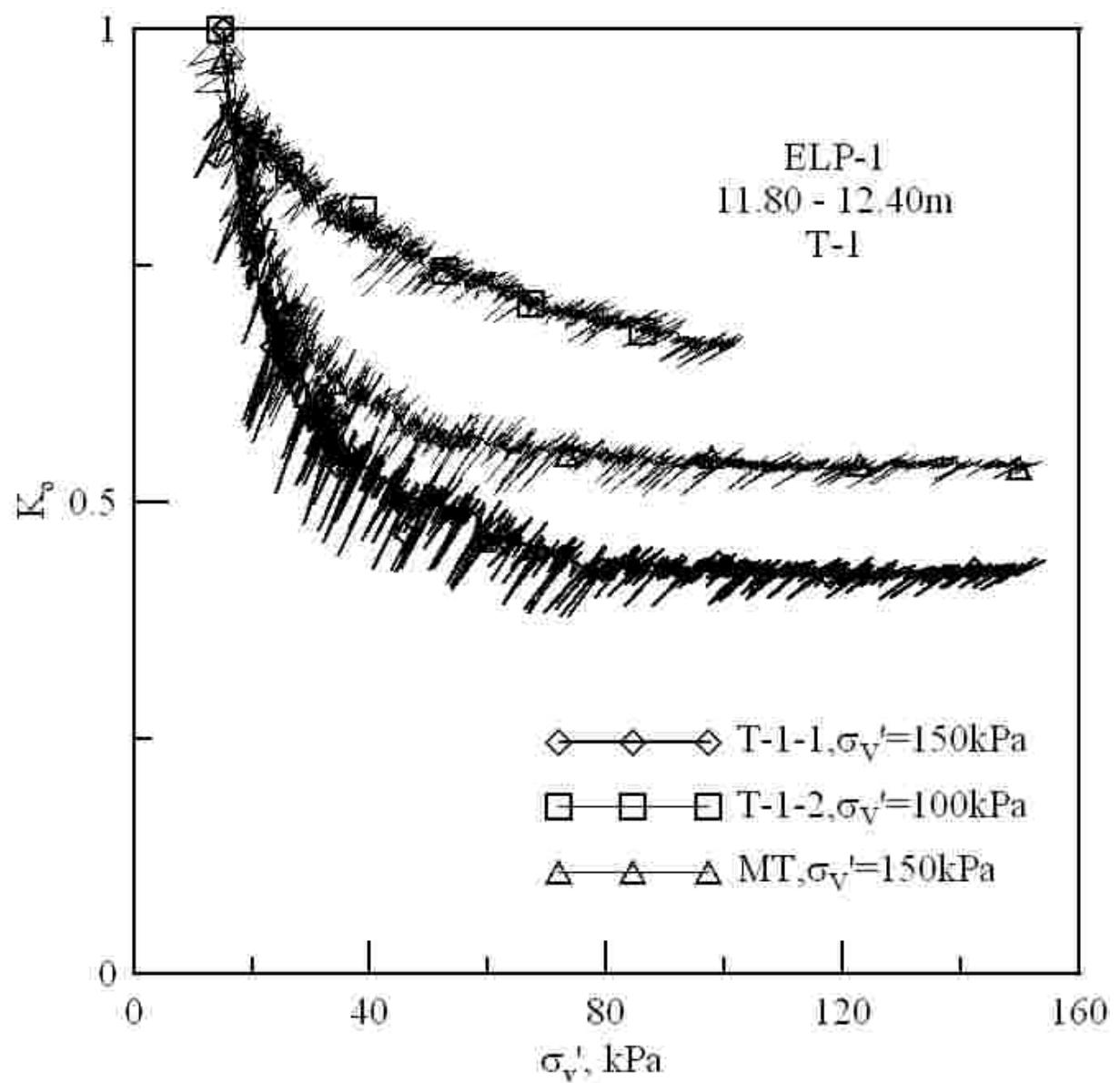


圖 4.12 ELP-1 T-1 Ko 壓密  $K_o$  值與垂直有效應力關係圖

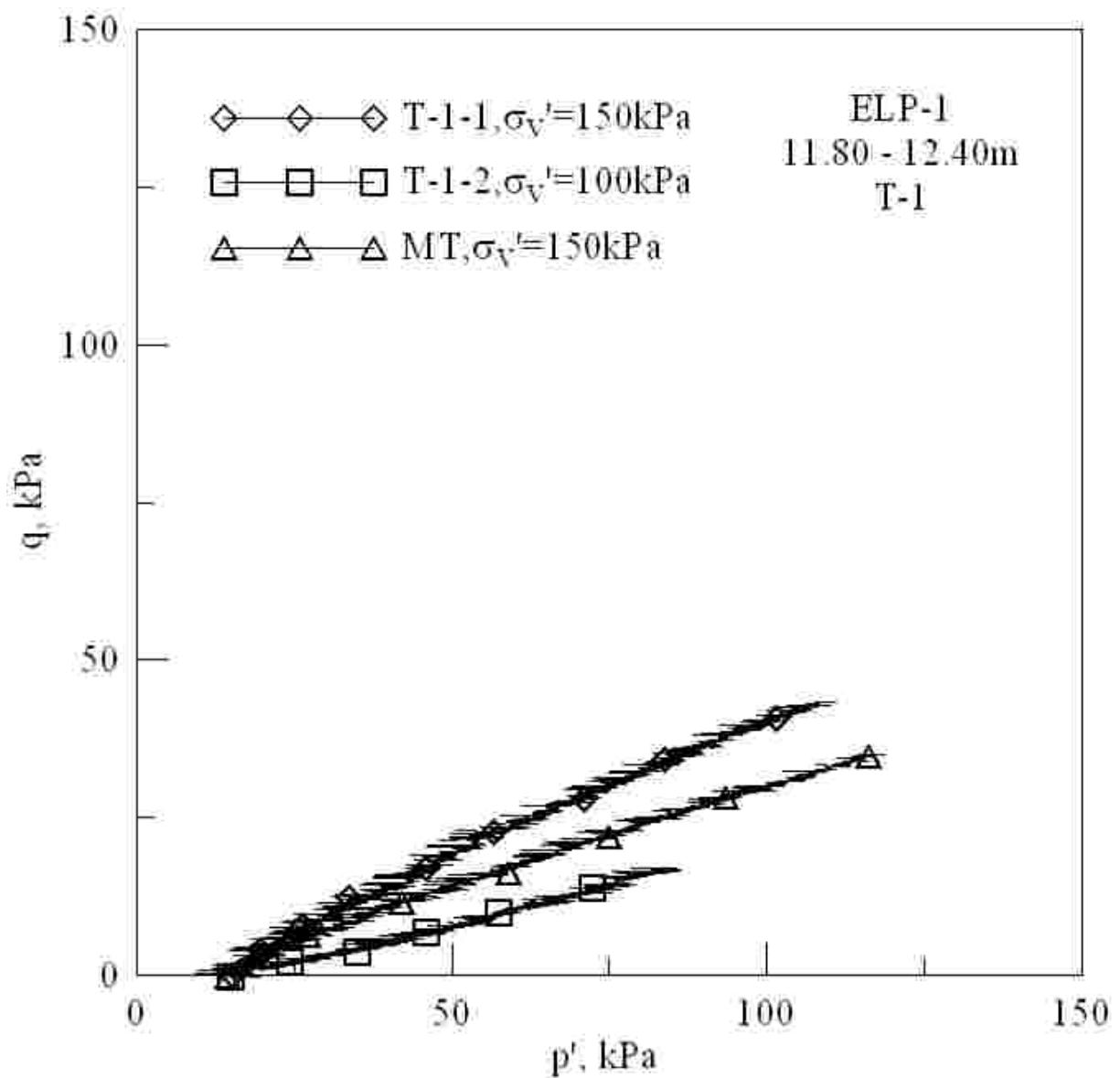


圖 4.13 ELP-1 T-1  $K_o$  壓密  $p'$ - $q$  關係圖

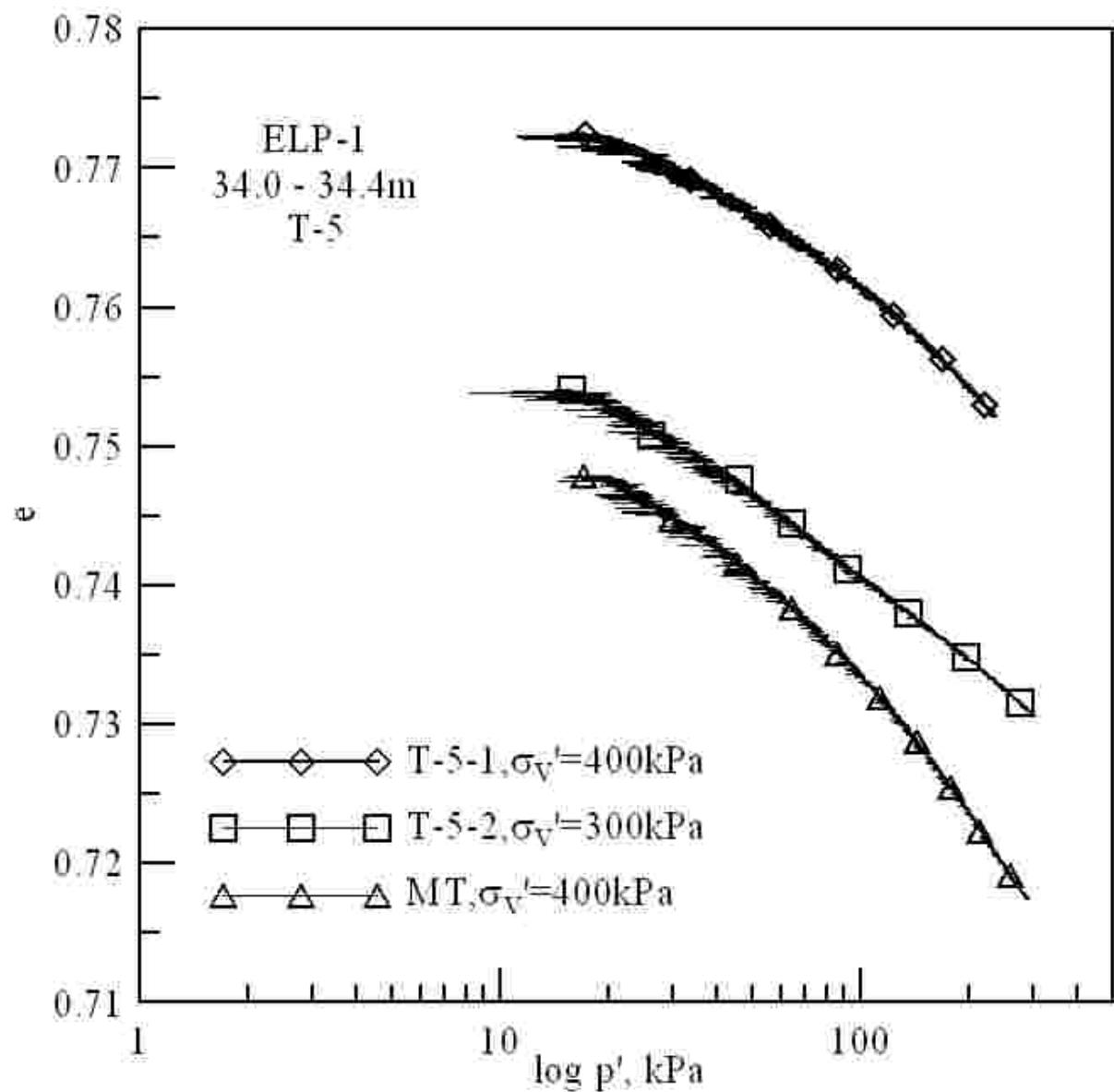


圖 4.14 ELP-1 T-5  $K_o$  壓密壓密之  $e$ - $\log p'$  關係圖

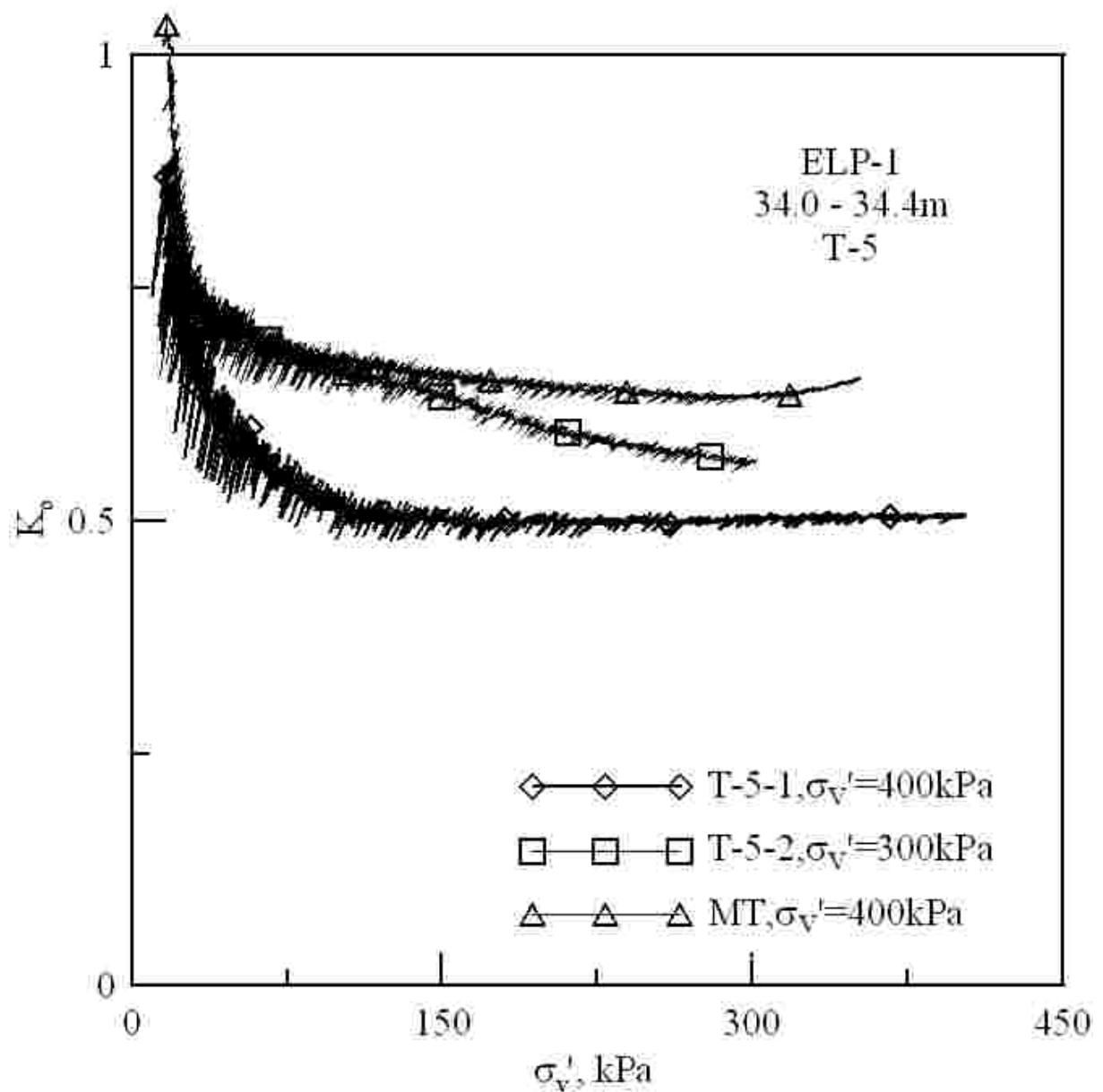


圖 4.15 ELP-1 T-5  $K_o$  壓密  $K_o$  值與垂直有效應力關係圖

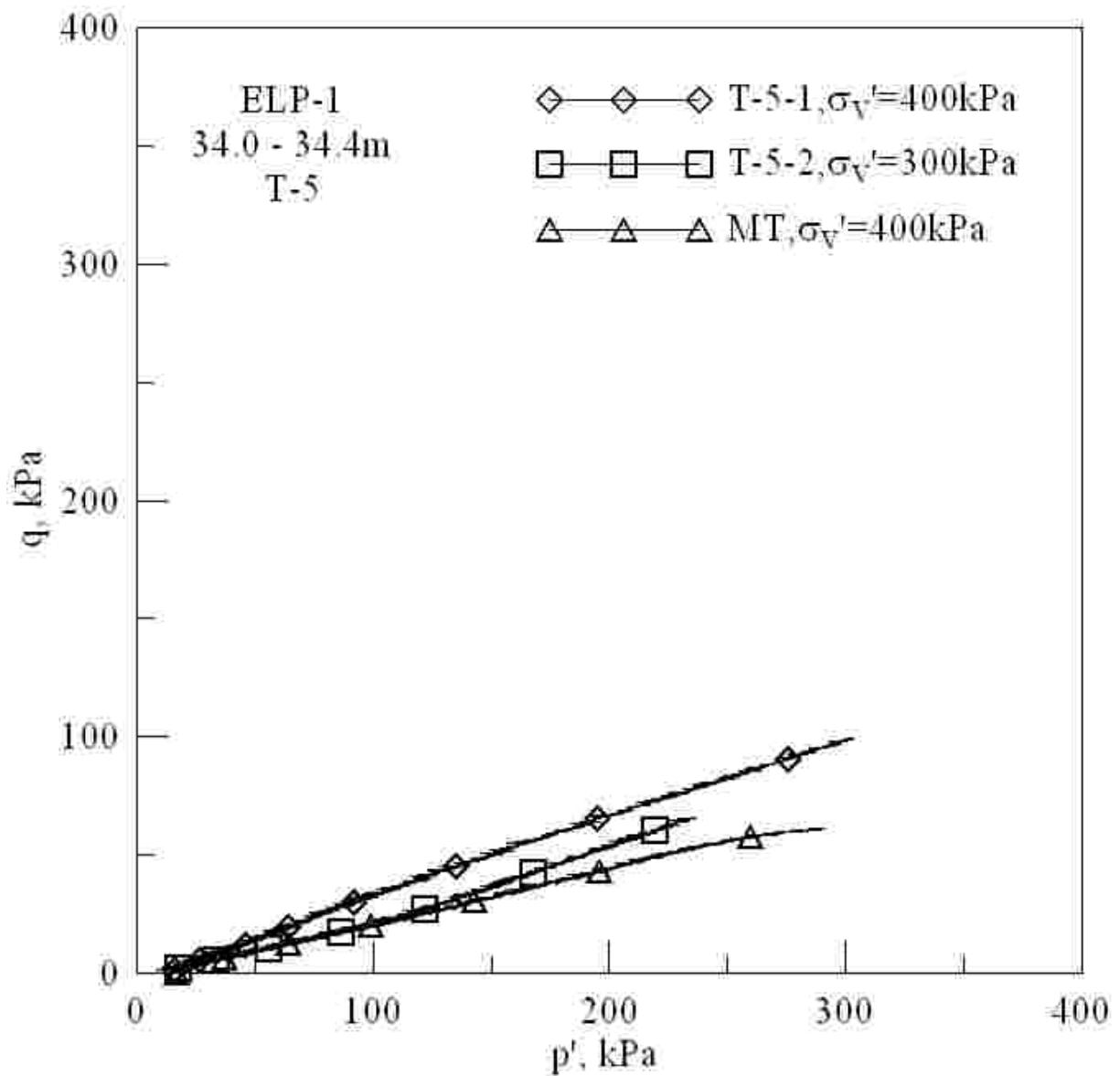


圖 4.16 ELP-1 T-5  $K_o$  壓密  $p'$ - $q$  關係圖

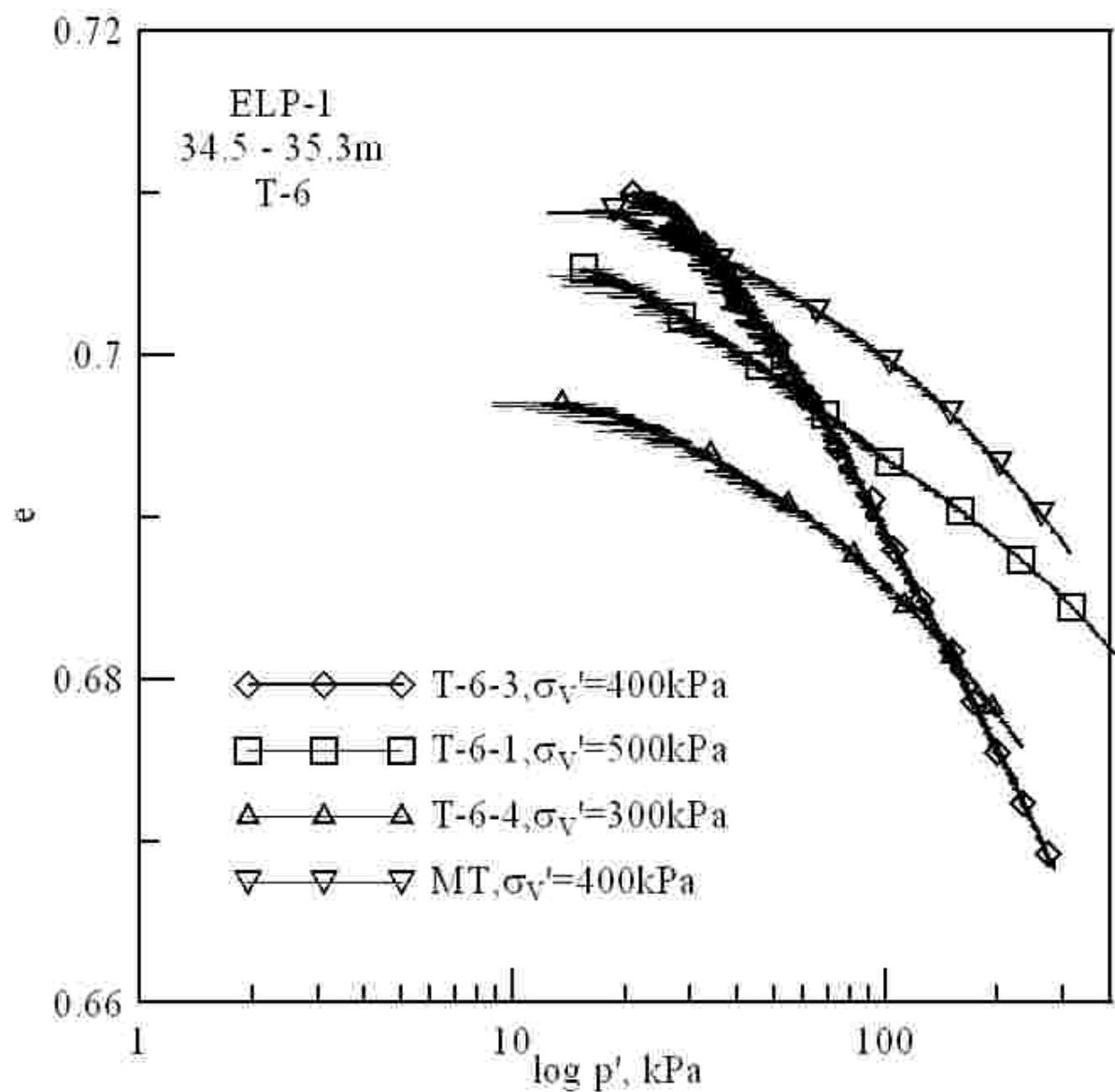


圖 4.17 ELP-1 T-6  $K_o$  壓密之  $e$ - $\log p'$  關係圖

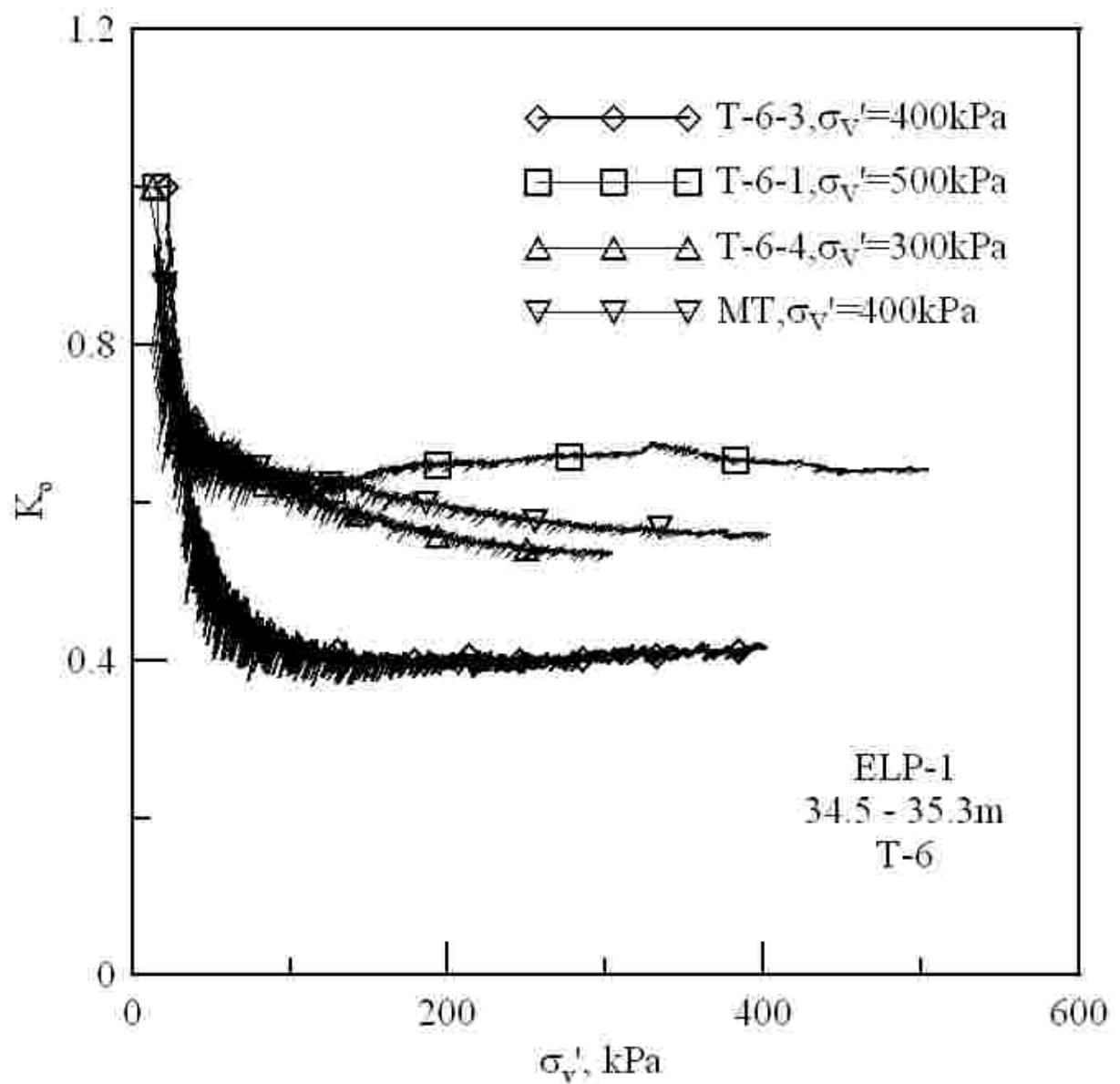


圖 4.18 ELP-1 T-6  $K_o$  壓密  $K_o$  值與垂直有效應力關係圖

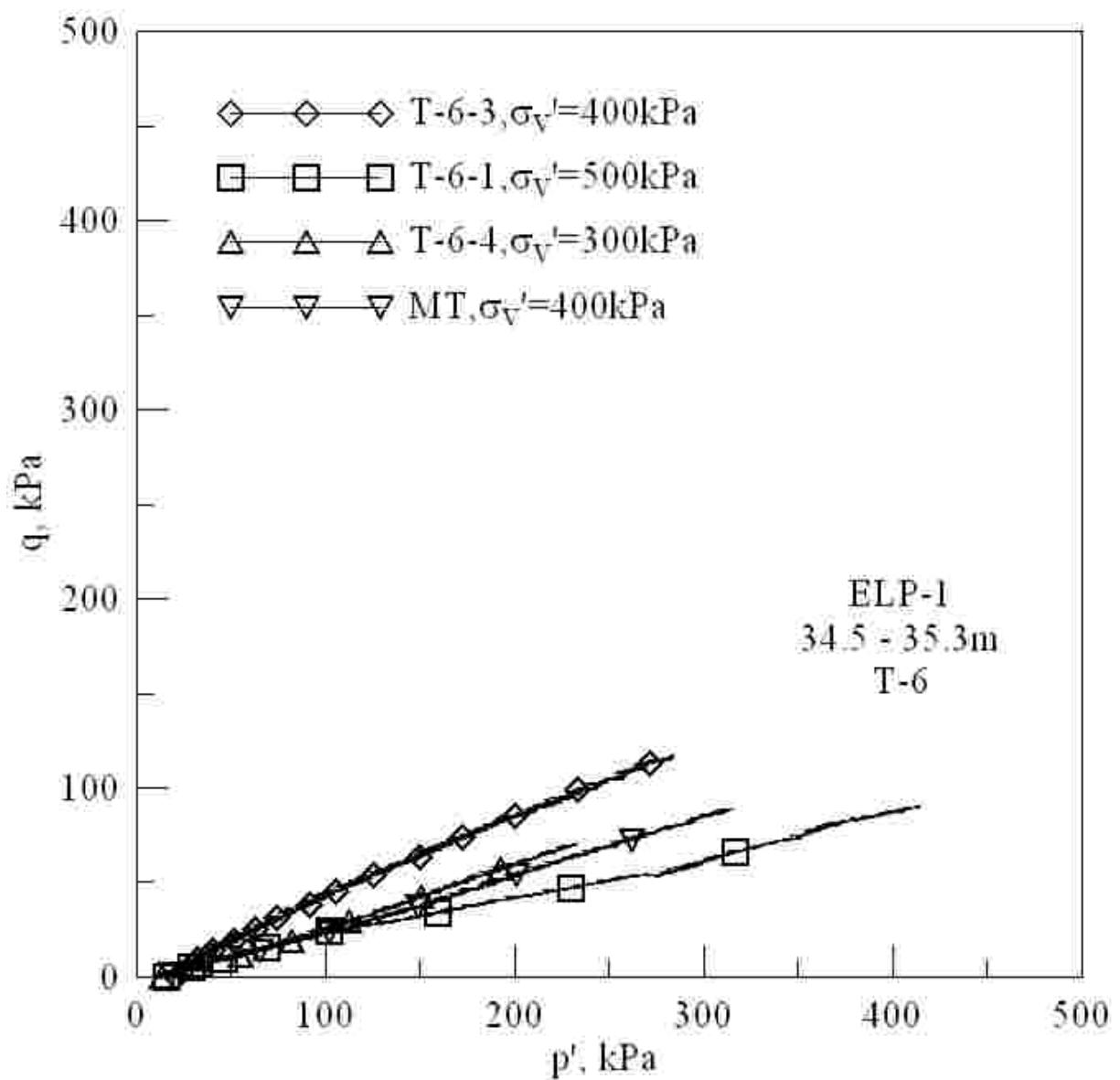


圖 4.19 ELP-1 T-6  $K_o$  壓密  $p'$ - $q$  關係圖

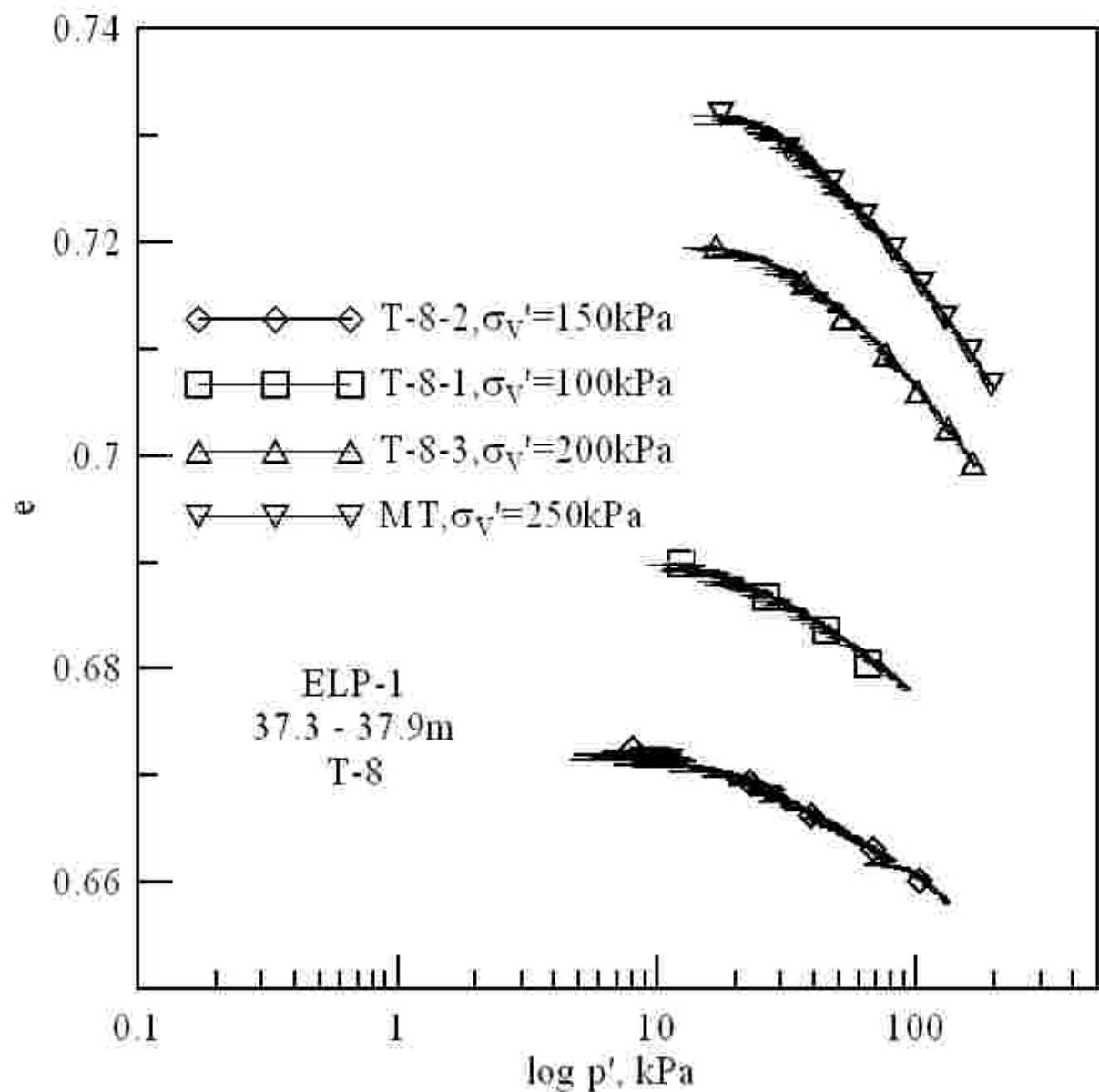


圖 4.20 ELP-1 T-8 K<sub>o</sub> 壓密之 e-logp' 關係圖

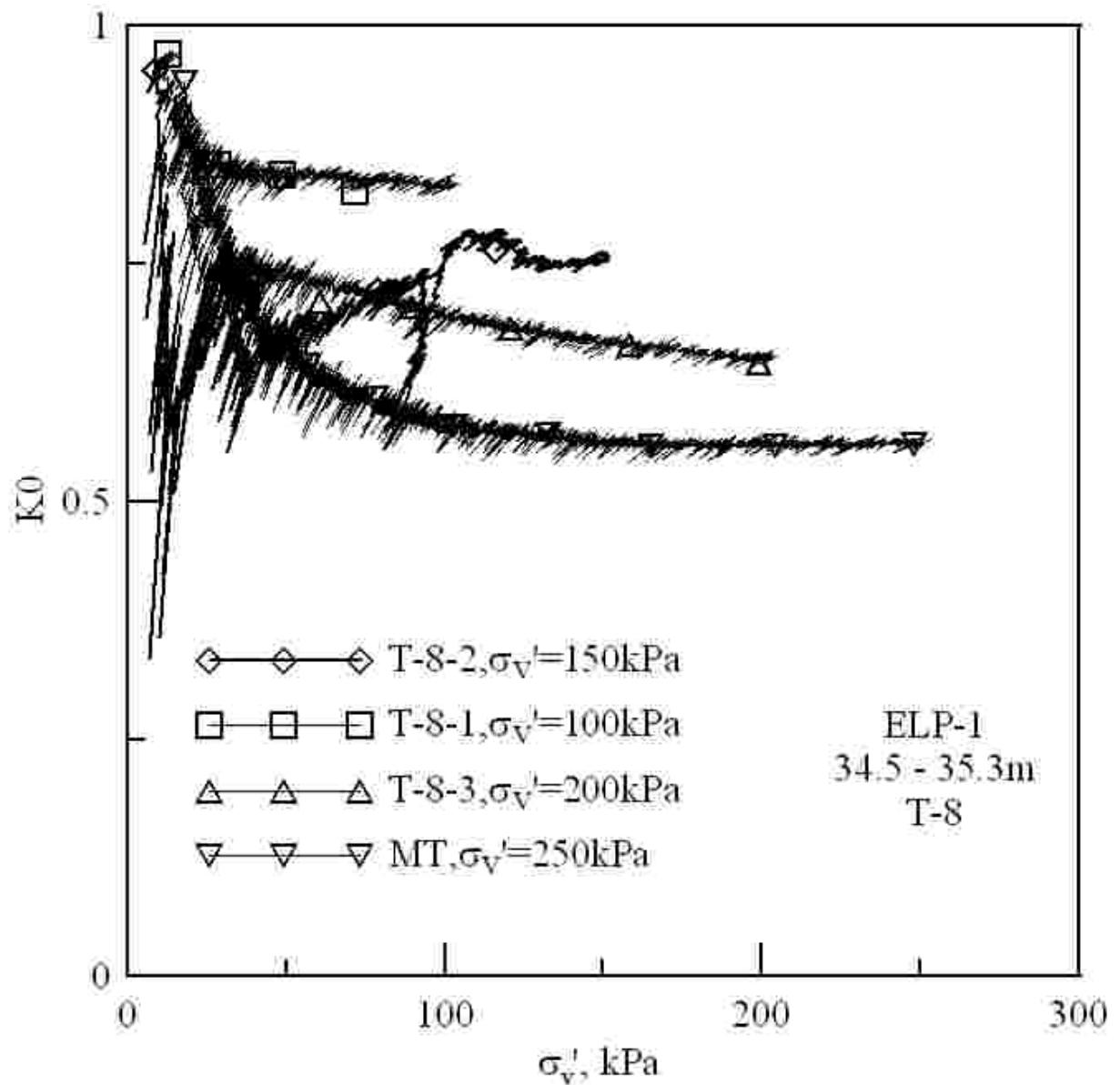


圖 4.21 ELP-1 T-8  $K_o$  壓密  $K_o$  值與垂直有效應力關係圖

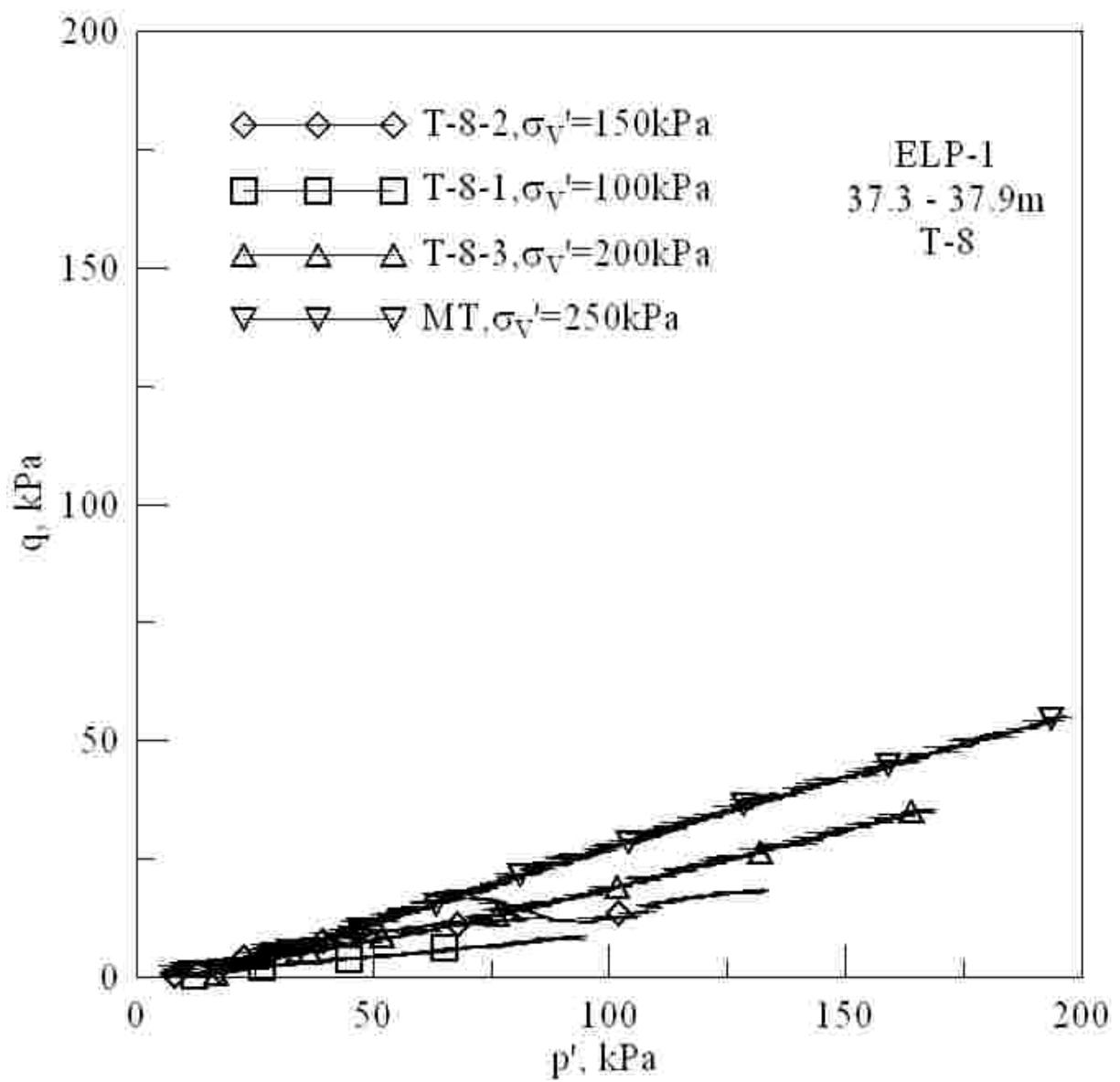


圖 4.22 ELP-1 T-8  $K_o$  壓密  $p'$ - $q$  關係圖

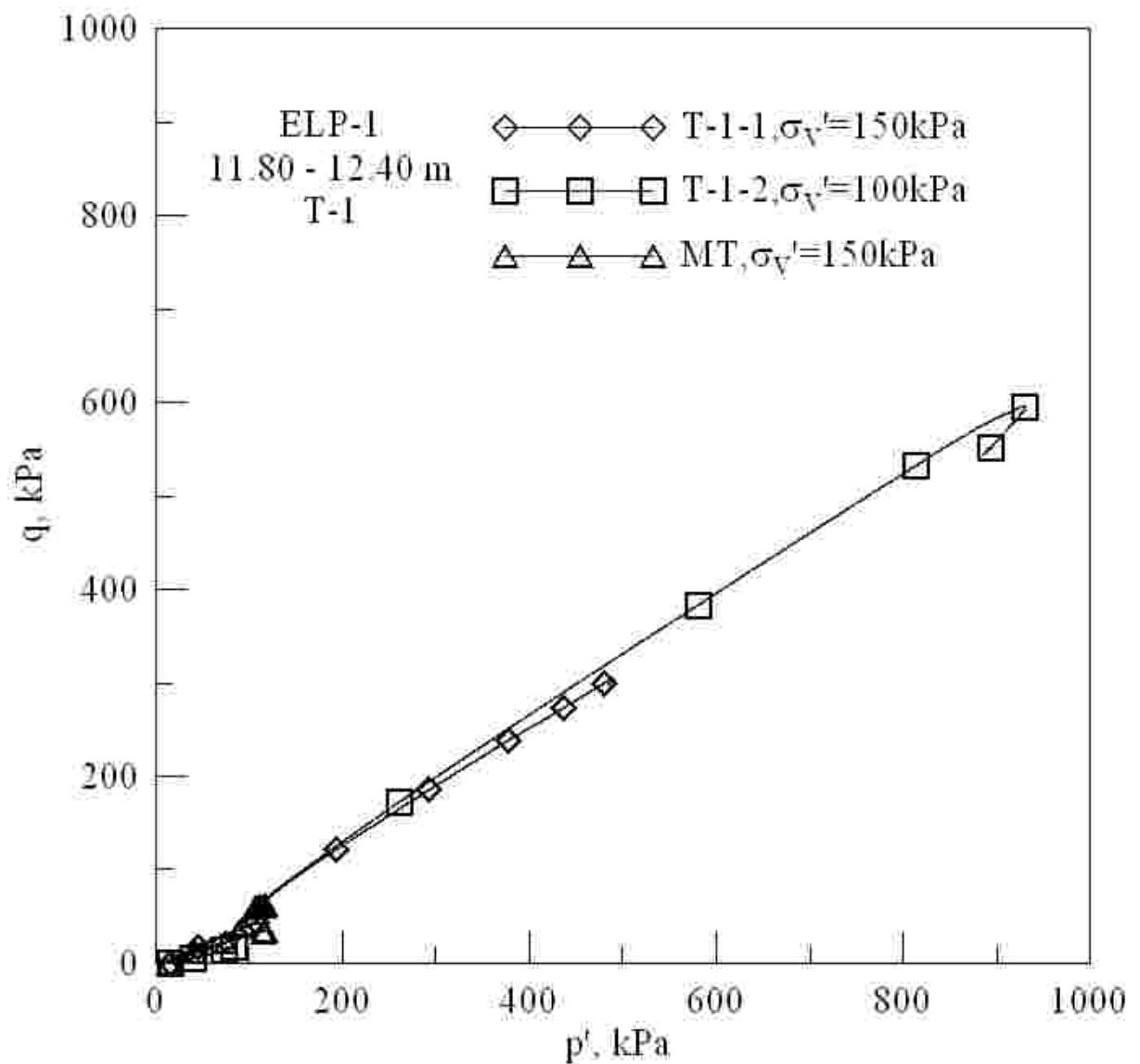


圖 4.23 ELP-1 T-1 三軸試驗  $p'$ - $q$  關係圖

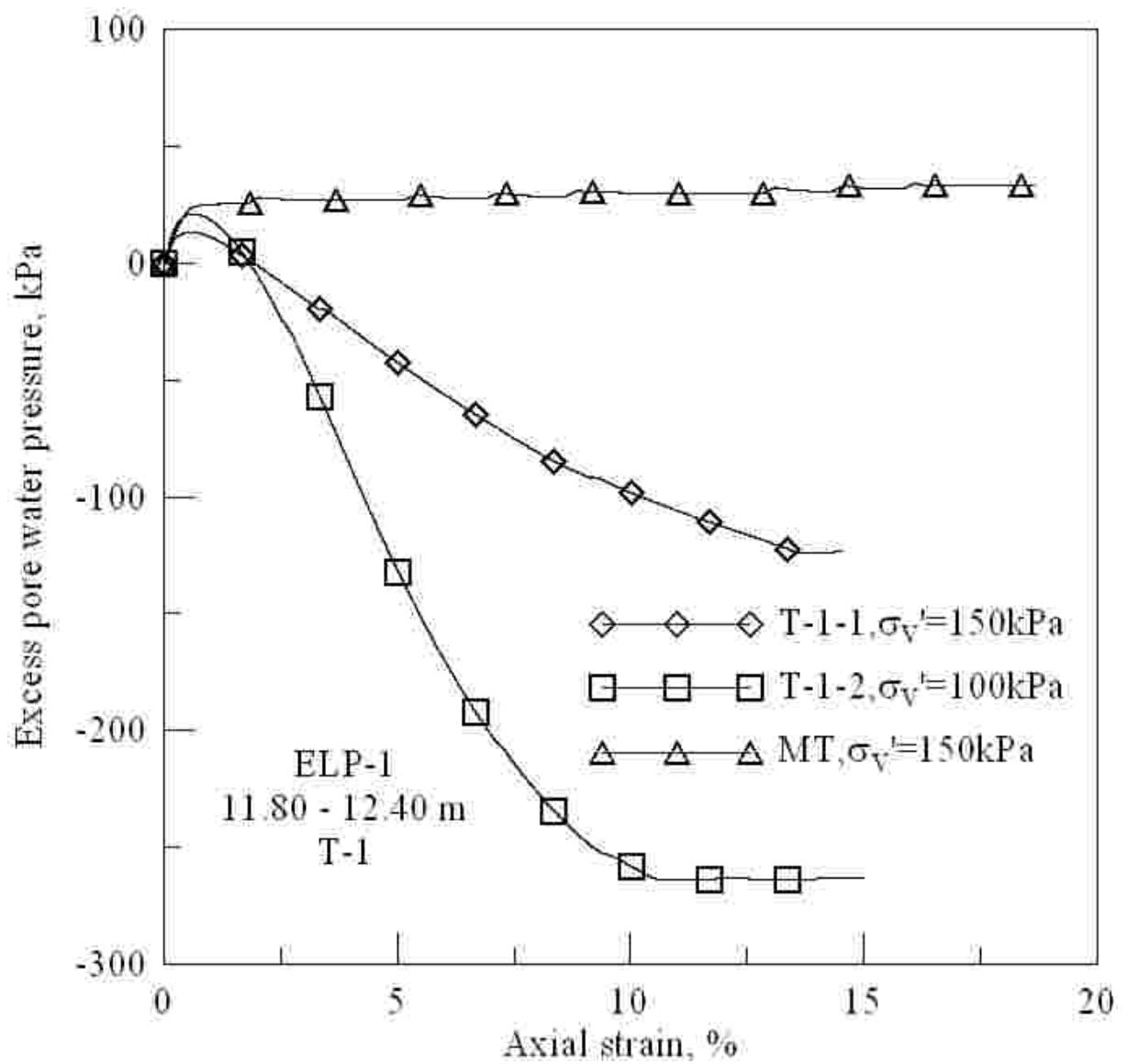


圖 4.24 ELP-1 T-1 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖

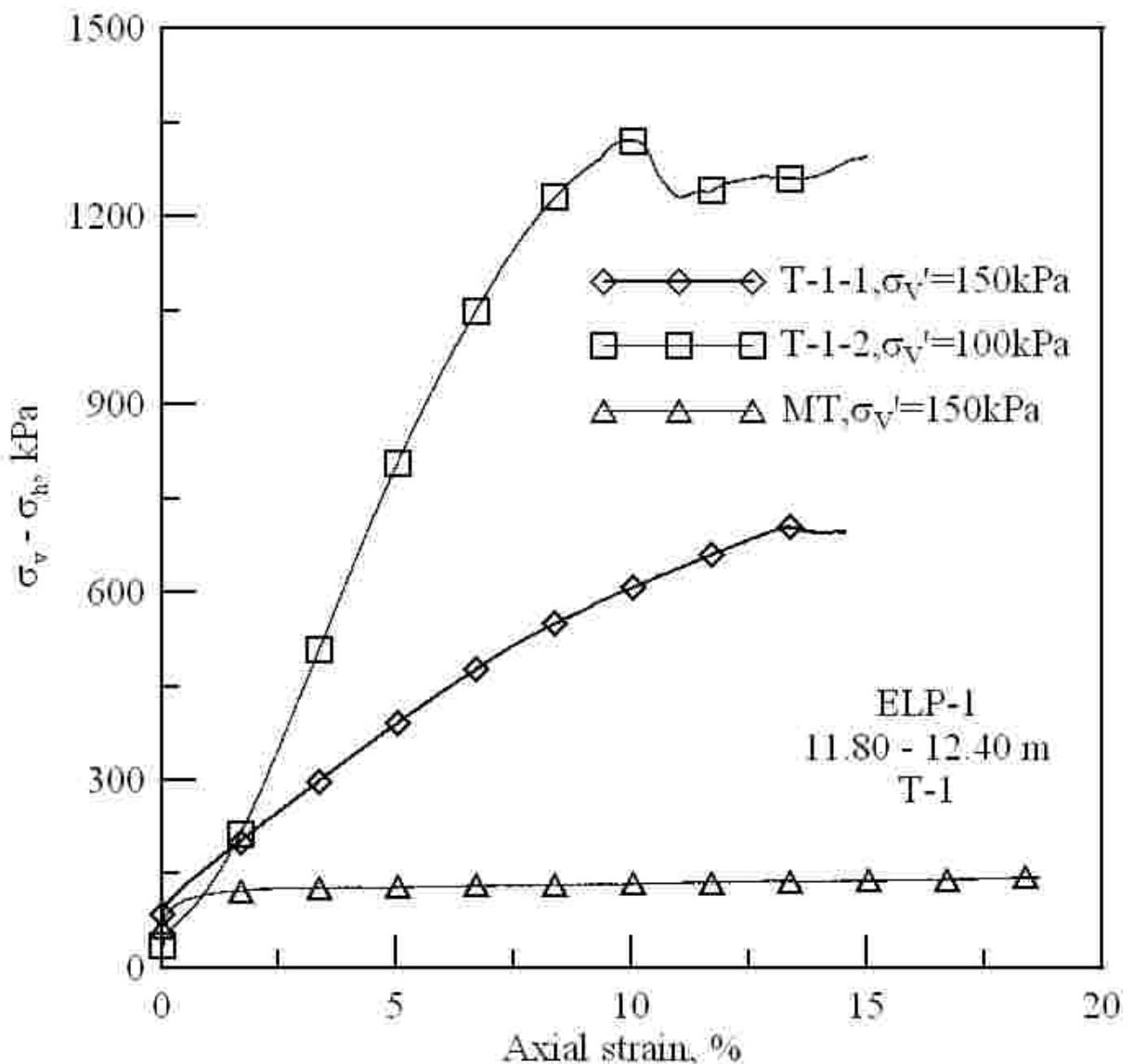


圖 4.25 ELP-1 T-1 三軸試驗應力應變關係圖

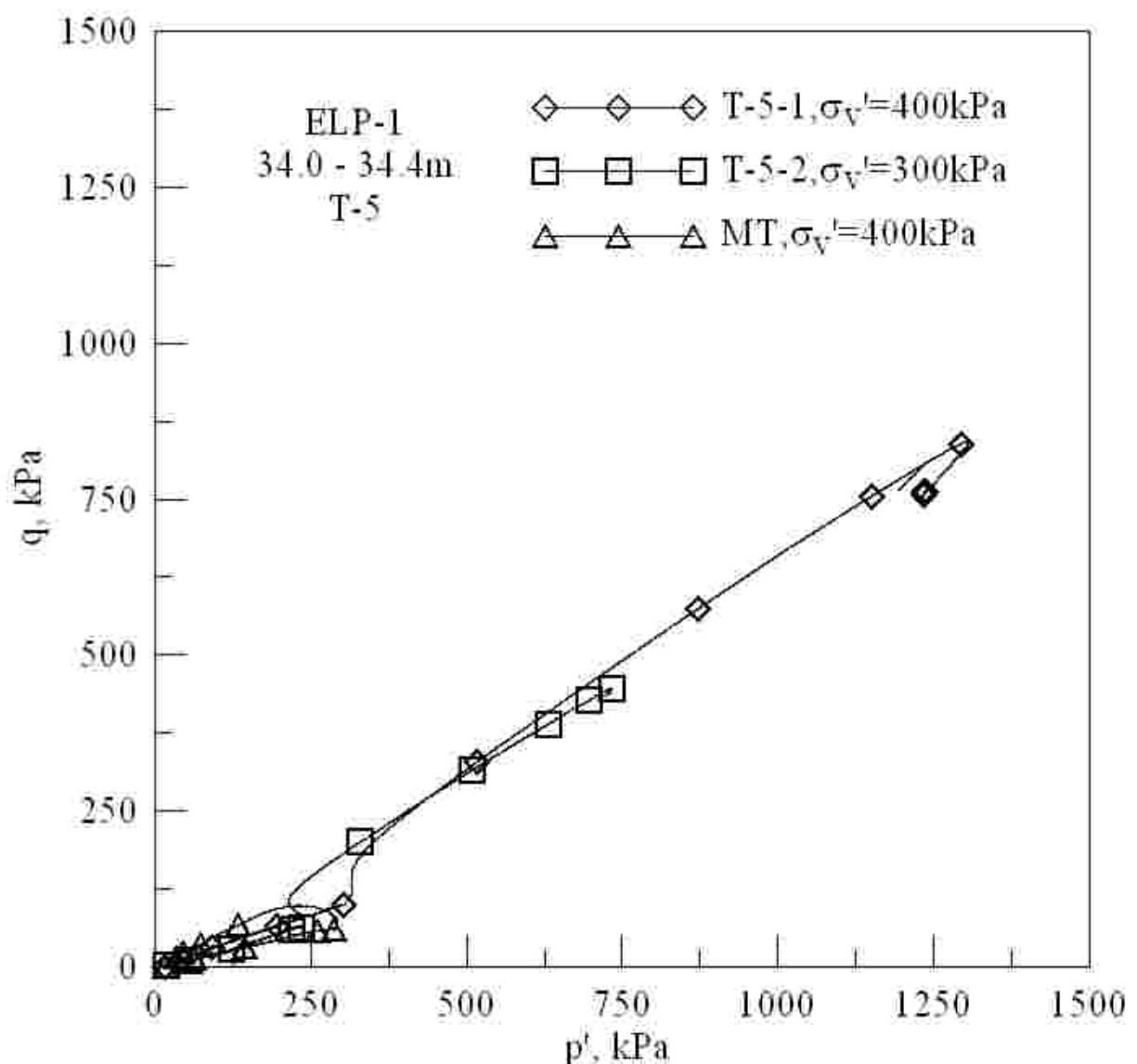


圖 4.26 ELP-1 T-5 三軸試驗  $p'$  -  $q$  關係圖

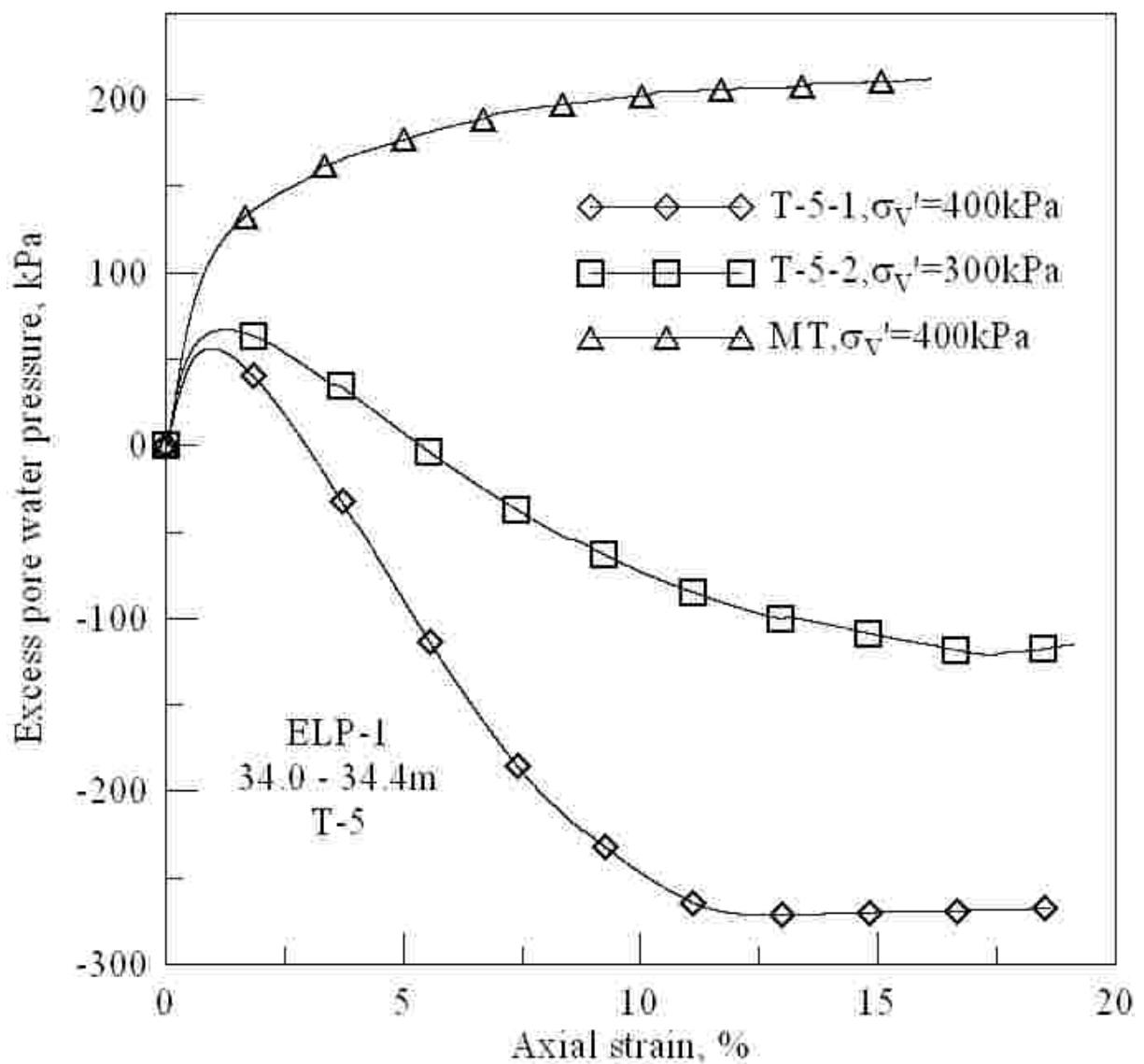


圖 4.27 ELP-1 T-5 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖

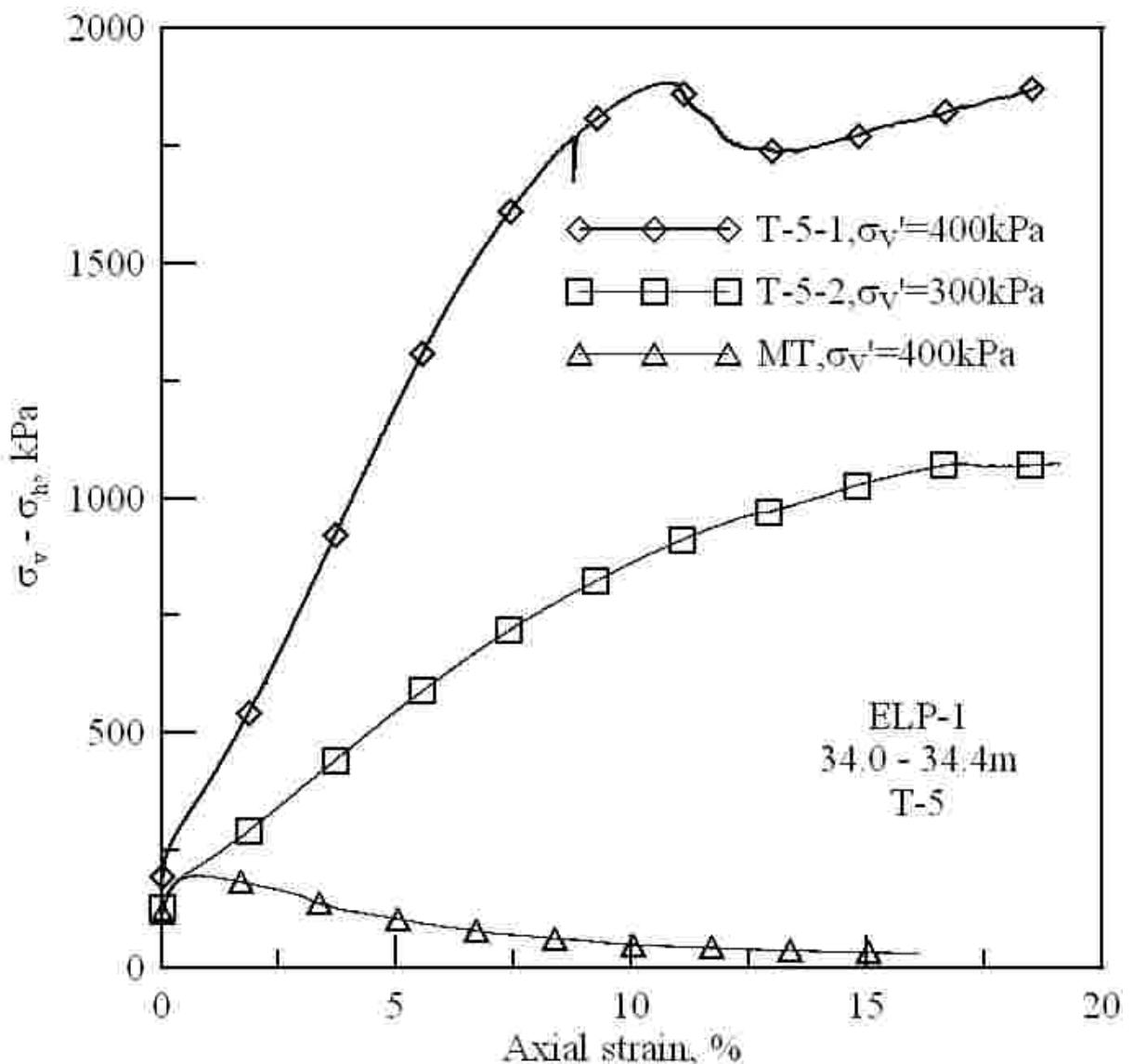


圖 4.28 ELP-1 T-5 三軸試驗應力應變關係圖

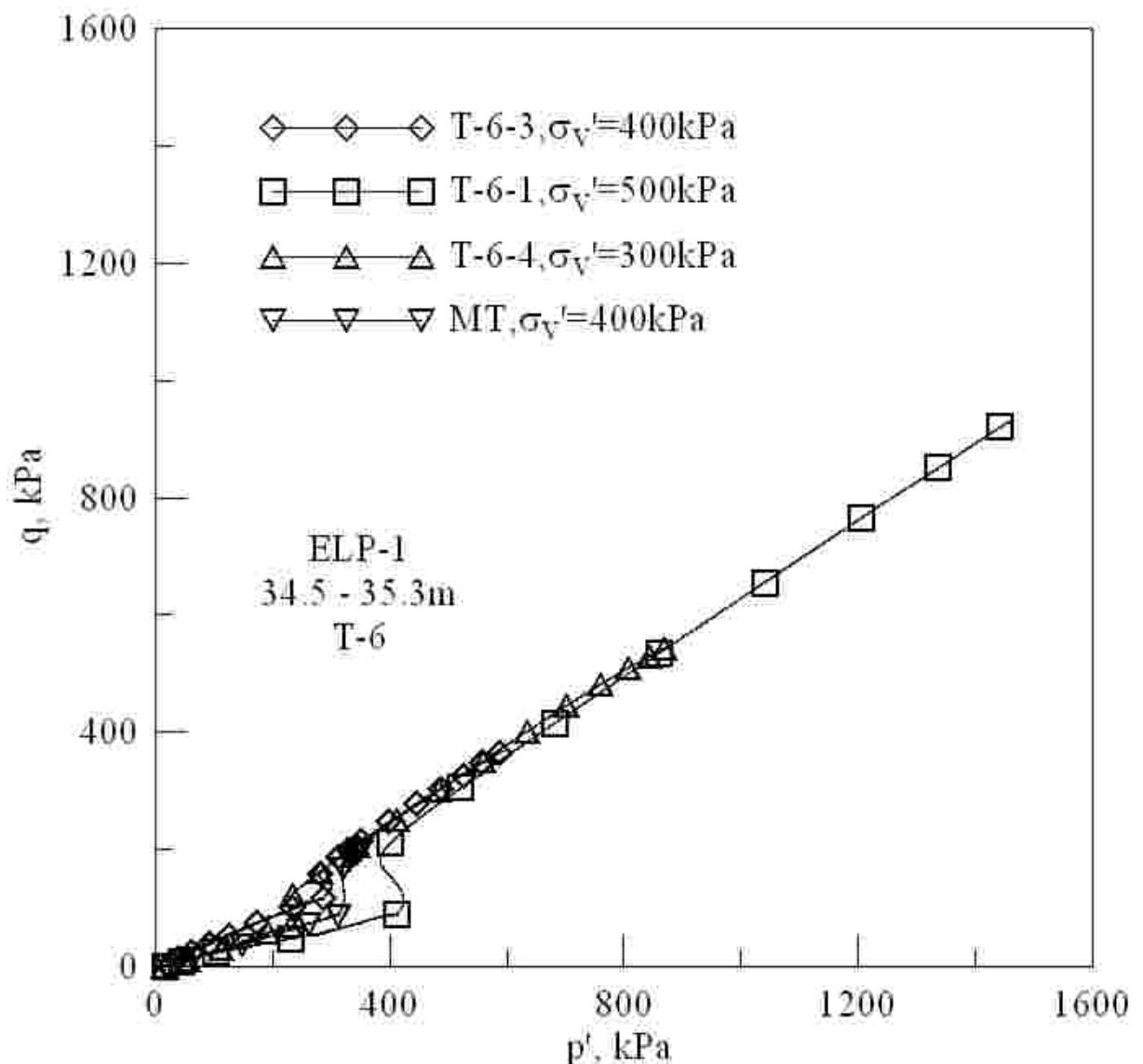


圖 4.29 ELP-1 T-6 三軸試驗  $p'$  -  $q$  關係圖

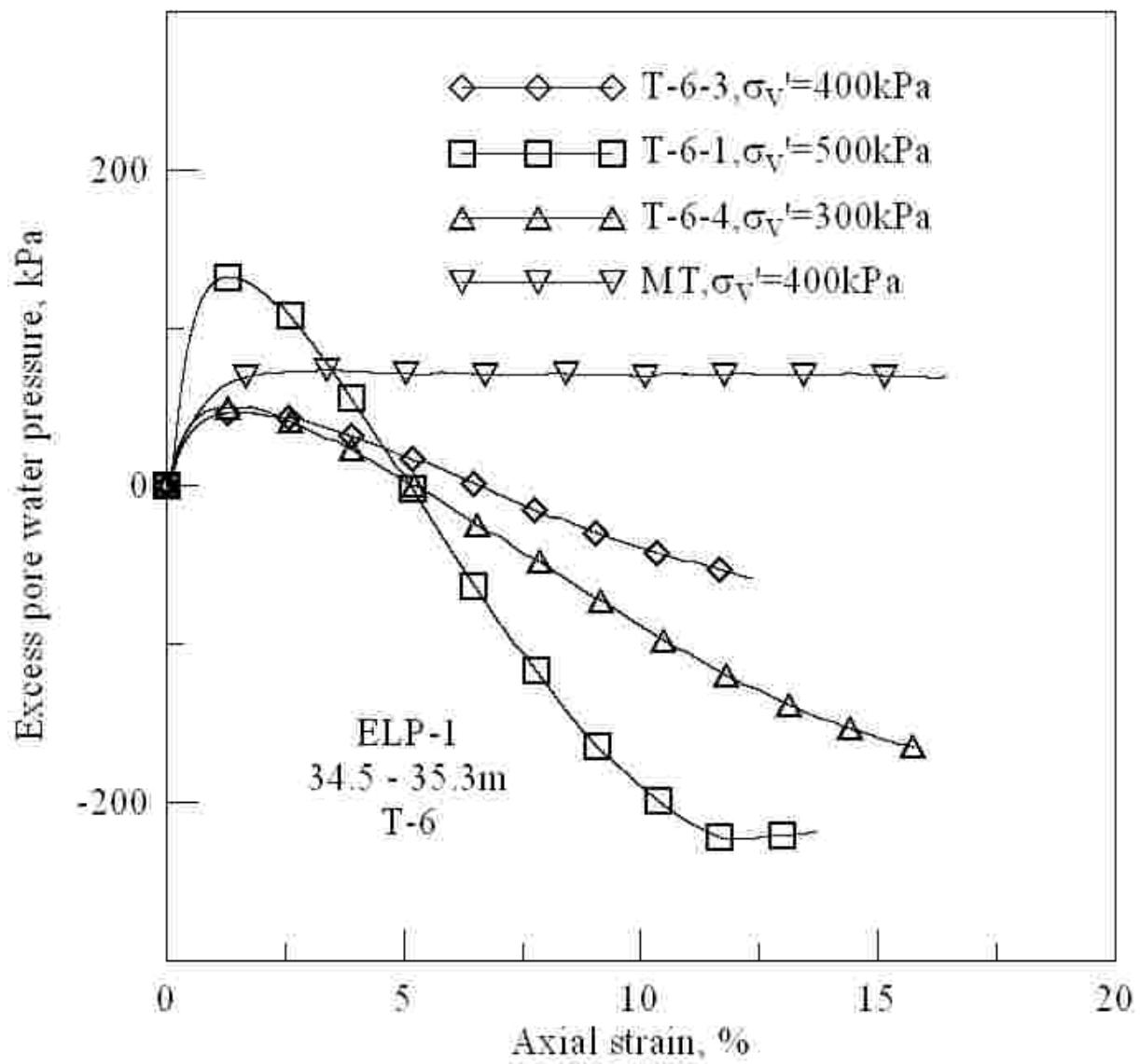


圖 4.30 ELP-1 T-6 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖

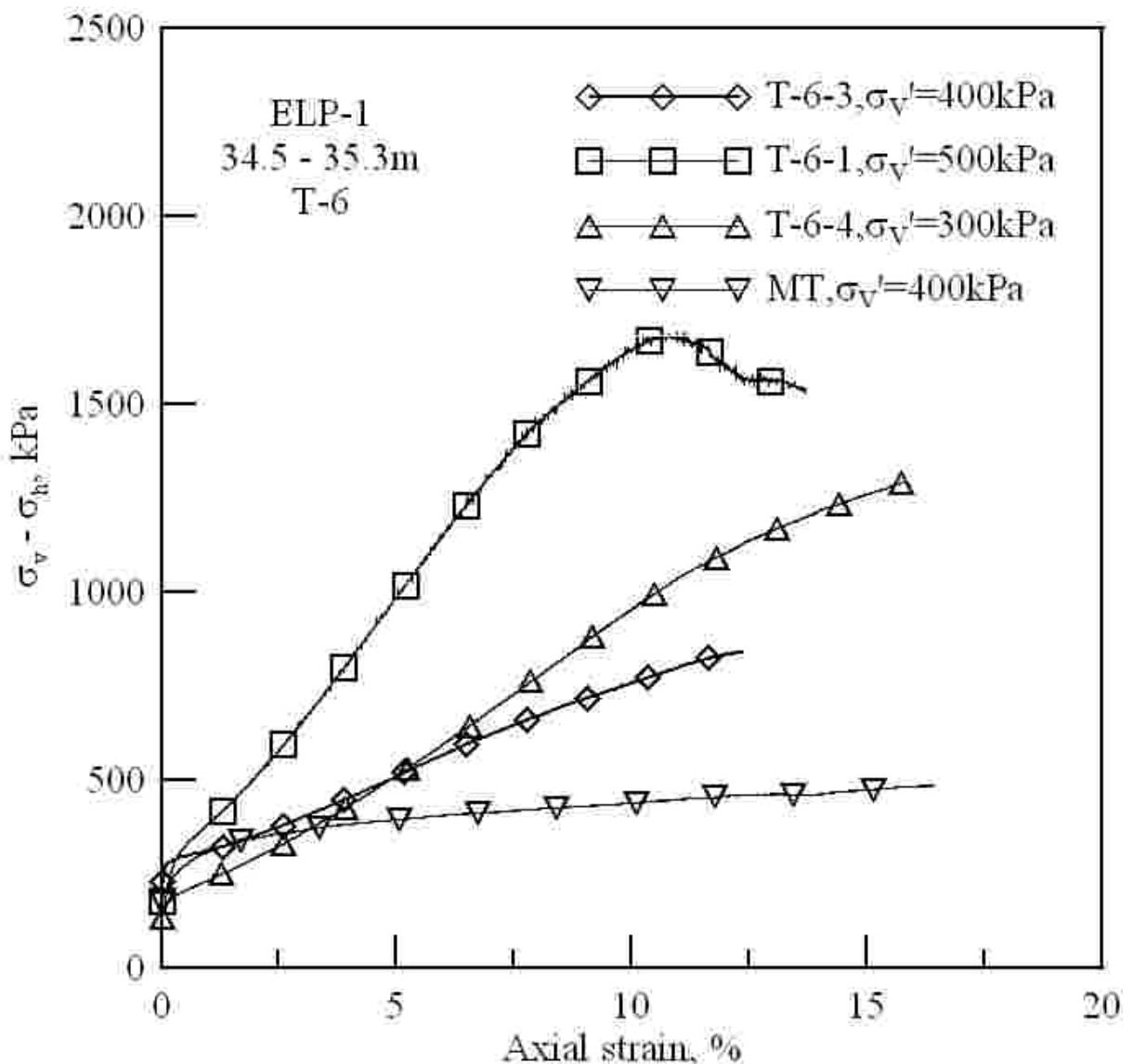


圖 4.31 ELP-1 T-6 三軸試驗應力應變關係圖

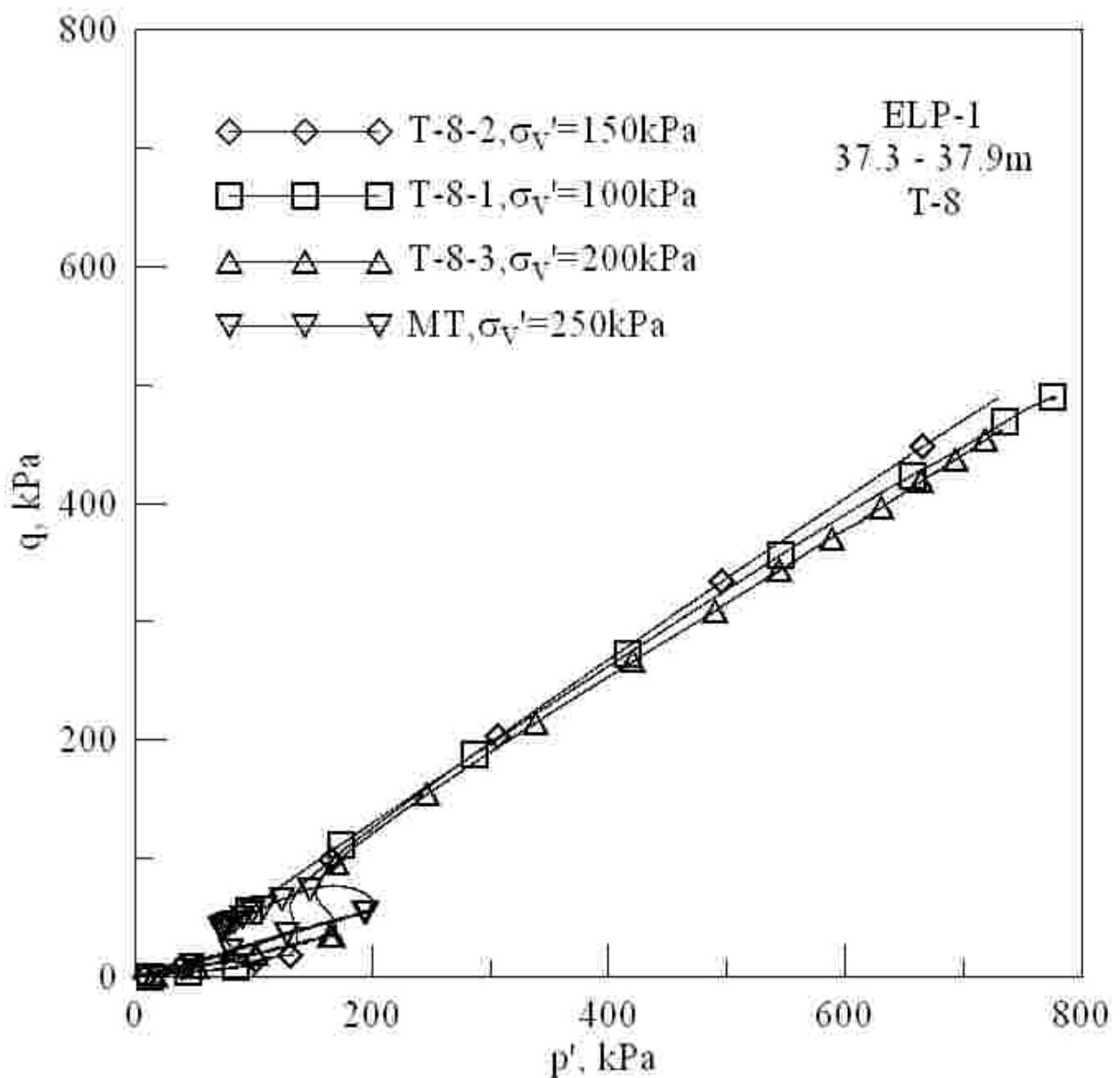


圖 4.32 ELP-1 T-8 三軸試驗  $p'$  - q 關係圖

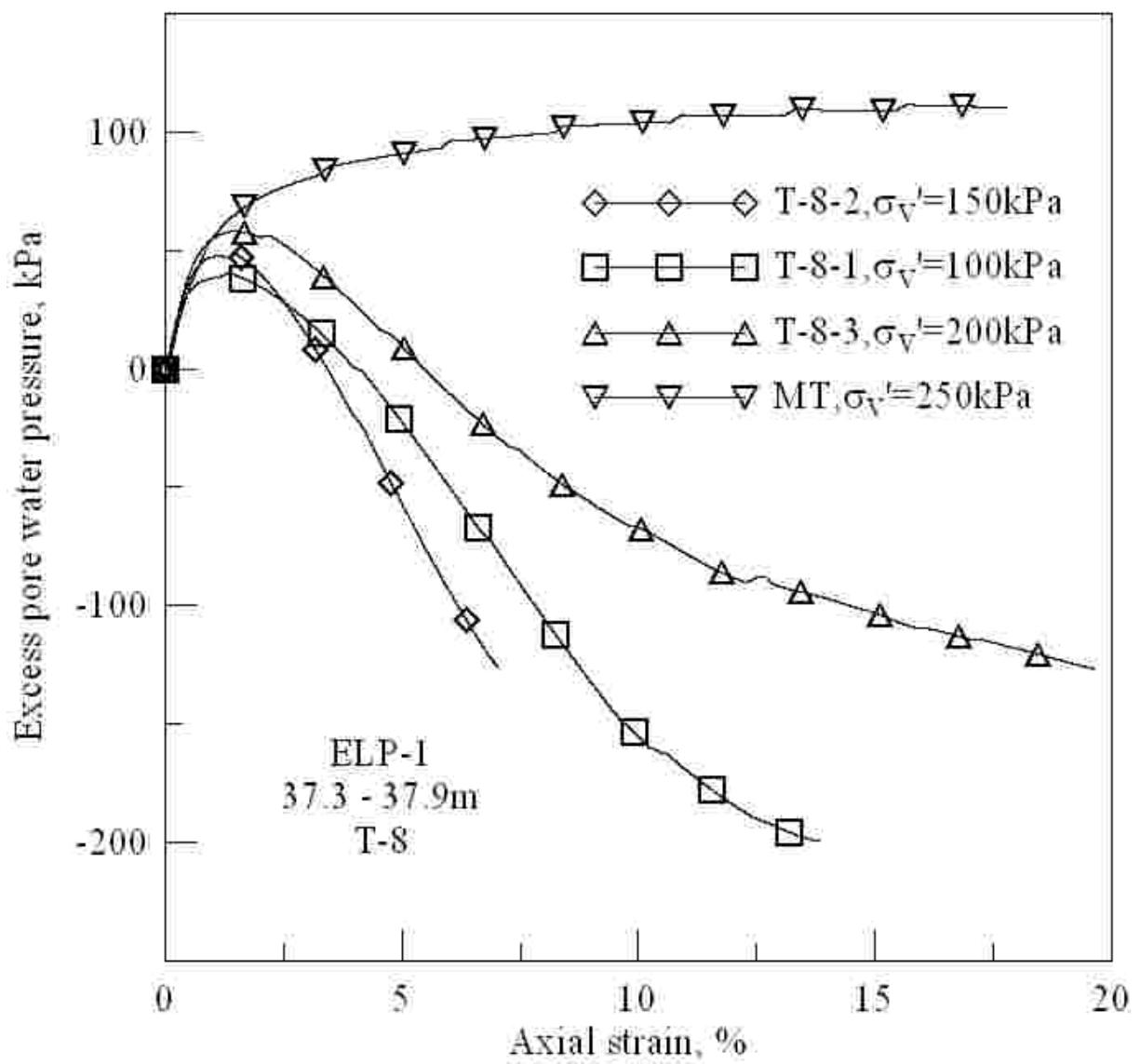


圖 4.33 ELP-1 T-8 三軸試驗孔隙水壓與應變關係圖

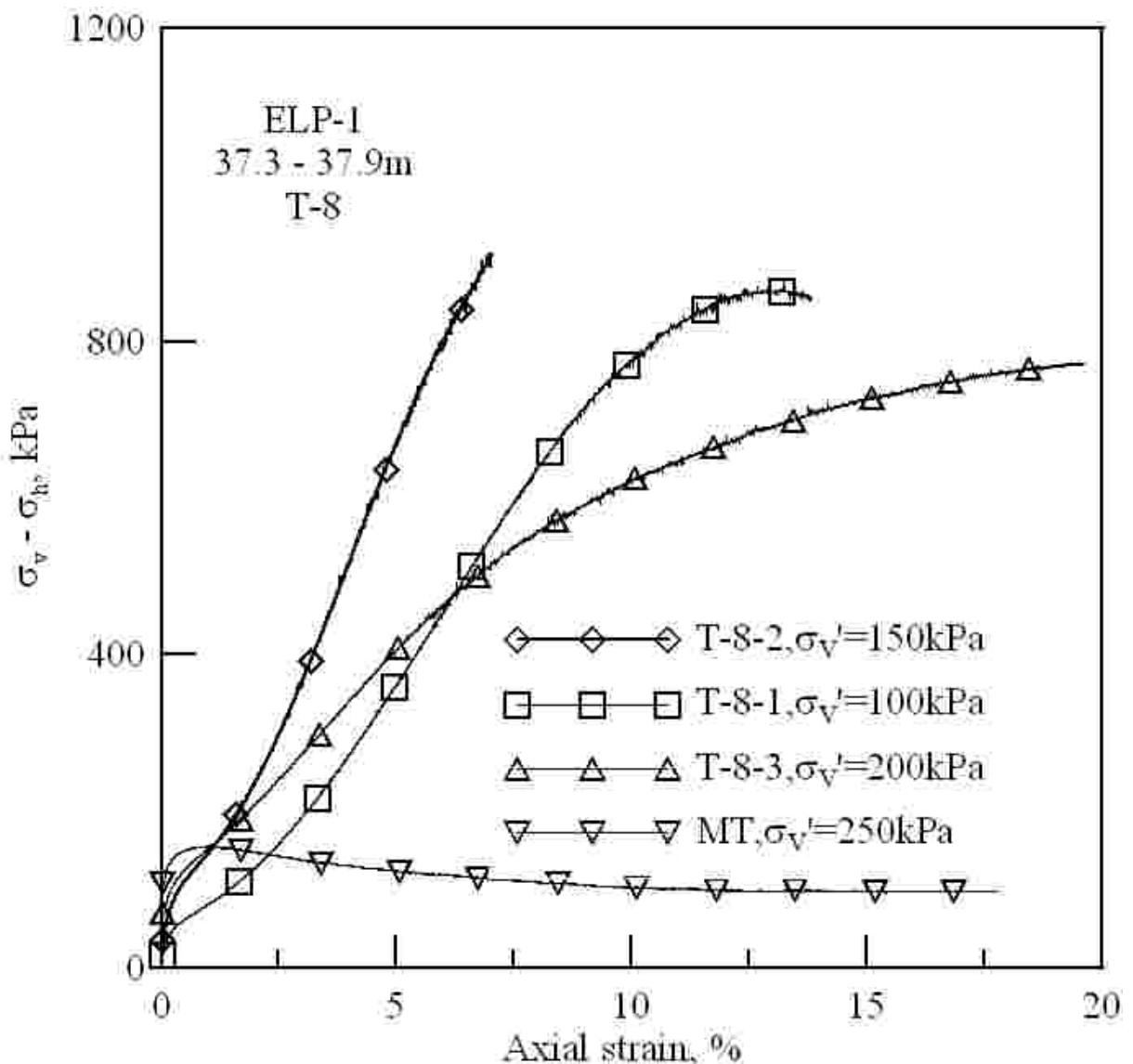


圖 4.34 ELP-1 T-8 三軸試驗應力應變關係圖

## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

本研究主要為利用台灣西部典型粉土質砂之不擾動冰凍試體，經過  $K_o$  壓密試驗後，再進行不排水軸向壓縮試驗，希望能確實了解台灣西部粉土質砂的工程性質。以下為試驗結果：

1. 以 Denison Sampler 所取樣之試體品質雖沒以冰凍工法取樣或 Laval Sampler 取樣品質好，但本研究希望能以較經濟之方式且又接近非擾動之方式進行取樣。
2. 由於土壤為不均質材料，產生變形時每一點之位移量都不相同，因此每一種三軸  $K_o$  壓密試驗之方法皆有其不準確之地方。本研究所研發之側向應變量測系統亦有其不準確之地方，但其優點為不需特殊之三軸儀器，一般之三軸儀器皆適用，且架設與  $K_o$  壓密過程操作簡易，能增加量測點數可增加精確度。
3. 以乾淨麥寮砂製作重模試體進行重複性試驗，其三軸  $K_o$  壓密試驗結果顯示本研究研發之側向量測系統有不錯之重複性。
4. 不擾動冰凍試體於  $K_o$  壓密時，側向應變不如麥寮砂重模試體容易控制於範圍之內，會有突然發生大於限制範圍之變形，同一根試管之試體  $K_o$  值也差異甚大。其原因可能為不擾動土樣為互層土壤，其均勻性



不如麥寮砂重模試體，雖然為同一根薄管所取出之土樣，其組成之顆粒或礦物就有很大的差別，造成  $K_0$  壓密結果也不甚相同。也可能為試體於取樣、冰凍或解凍時，已受到擾動，造成其壓密過程行為不同。

5. 不擾動試體於三軸不排水軸向壓縮試驗受到剪動時，無論其壓密壓力之大小，當應變量超過 5% 後，孔隙水壓皆會下降至負孔隙水壓，代表土壤膨脹；而重模試體受剪動時，孔隙水壓則持續上升。兩者間之工程行為有明顯差異，代表粉土質砂土須以不擾動試體進行試驗才有代表性。
6. 嘉義太保砂之不擾動試體之尖峰強度明顯比重模試體高出許多，且為應變硬化(Strain hardening)，而重模試體為應變軟化(Strain softening)。

## 5.2 建議



1. 側向位移量測系統尚有許多地方可以改進，例如無法從三軸室外微調。非接觸式位移計之量測範圍極小，若可從三軸室外微調，架設試體時則不需調整非接觸式位移計與標的物之距離，可節省大量架設時間，減少試體與常溫空氣接觸時間，也減低試體因融解而擾動的機會。
2. 由於冰凍試體與薄管間的摩擦力，並不容易從薄管內推出，需不斷的嘗試，直到推的力量大於摩擦力，試體才能順利取出。但往往試體都會有一小部分融化的現象，造成試體表面不平整，影響到側向量側之結果，因此取出冰凍試體之方式仍需改進。

3. 由於  $K_0$  壓密時需不激發孔隙水壓，壓密速率非常緩慢，因此壓密過程往往需要數個小時。若砂土試體之細料含量更高或為黏土試體，則所需時間則要更長，因此若能將側向應變量測與室壓供給系統以 LabVIEW 程式改為自動化系統，相信對於實驗精度以及實驗試體之種類都能有很大的進步。
4. 本試驗原先欲量得不擾動冰凍試體於  $K_0$  壓密後之剪力波速，但未成功。若能量得即可與現地所之剪力波速作比較，以作為試體是否受到擾動之依據。



## 參考文獻

林靜怡，2003，細粒料對粉土細砂小應變勁度之影響，國立交通大學土木工程所，碩士論文。

黃耀道，2005，粉土質砂土液化行為分析，國立交通大學土木工程所，博士論文。

廖卿妃，2003，車籠埔斷層斷層岩之變形作用與黏土礦物分析，國立中央大學應用地質所，碩士論文。

鄧福宸，2005，異向性小應變三軸試驗儀之研發，國立台灣科技大學營建工程所，碩士論文。



張文騰，2002，黏性土壤受定量擠壓變形後之力學行為，國立中央大學土木工程所，碩士論文。

黃朝聰，2000，冰凍溶解過程對砂土液化阻抗及最大剪力模數之影響，國立台灣科技大學營建工程所，碩士論文。

趙柏祥，2002，細粒料含量對冰凍土壤之影響，國立交通大學營建工程所，碩士論文。

詹孟穎，2000，以土壤側向伸張、側向壓縮行為模擬土壓力重新分佈，中華大學土木工程所，碩士論文。

黃木良，1997，砂土  $K_o$  壓密排水，側向解壓行為，中華大學土木工程所，碩士論文。

黃心泉，1993，水泥改良土側向土壓力之研究，國立中央大學土木工程所，碩士論文。

陳柏存，2002，現地冰凍試體液化阻抗之研究，國立台灣科技大學營建工程所，碩士論文。

魏宇宏，1997，飽和砂土側向伸張與側向壓縮行為之研究，中華大學土木工程所，碩士論文。

李魁士，1991，應用冰凍工法在砂礫石層採取不擾動土樣，第四屆大地工程學術研究討論會，pp.1035-1040。



Anderson, D.M., 1966, "Phase Composition of Frozen Montmorillonite-Water Mixture from Heat Capacity Measurements," Soil Science Society of America, Proceeding, Vol.30, pp.670-675.

Andraws, K.Z. and El-Sohby, M.A., 1973, "Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure  $K_o$ ," ASCE, SM, Vol.99, No.7, pp.527-539.

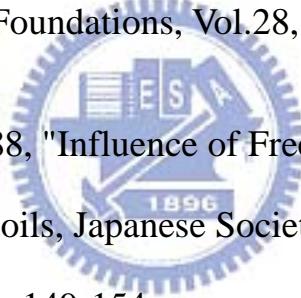
Bishop, A.W., 1958., "Test Requirement For Measuring The Coefficient of Earth Pressure at Rest," Proceeding, Brussels, Conference on Earth Pressure Problems, Vol.1, pp. 2-14.

Brooker, E.W. and Ireland, H.O., 1965, "Earth Pressure At Rest Related to Stress History," Canadian Geotechnical Journal, Vol.2, No.1, pp.1-15.

Campanella, R.G. and Vaid, Y.P., 1972, "A Simple  $K_o$  Triaxial Cell," Canadian Geotechnical Journal, No.9, pp.249-260.

Edil, T.B. and Dhowian, A.W., 1981, "At-rest Lateral Earth Pressure Of Peat Soil," Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.107, No.GT2, pp.201-217.

Fukagawa, R. and Ohta, H., 1988, "Effect of Some Factors on  $K_o$ -value of Sand," JSSMFE, Soil and Foundations, Vol.28, No.4, pp.93-106.



Goto, S and Nishio, S., 1988, "Influence of Freeze Thaw History on Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils, Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.149-154.

Goto, S., 1993, "Influence of A Freeze and Thaw Cycle on Liquefaction Resistance if Sandy Soils", Soils and Foundations, Vol33, No.4, pp.148-158, .

Hatanka M., Sugimoto, M., and Suzuki, Y., 1985, "Liquefaction Resistance of Two Alluvial Volcanic Soils Sampled by In Situ Freezing", Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.49-63.

Hofmann, B.A., Sego, D.C., and Robertson, P.K., 2000, "In Situ Ground Freezing to Obtain Undisturbed Samples of Loose Sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.126, No.11, pp.979-989.

Huang, A.B. and Huang, Y.T., 2006, "Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Contents," submitted to *Soils and Foundations*.

Konrad, J.-M., St-Laurent, S., Gilbert, F., and Leroueil, S., 1995, "Sand Sampling below the Water Table Using the 200mm Diameter Laval Sampler," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.1079-1086.

La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, and Laroueil, S., 1981, "Causes of Sampling Disturbance and Design of a New Sampler for Sensitive Soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18, No.1, pp.52-66.

Lambe, T.W. and Whiteman, R.V., 1969, *Soil Mechanics SI Version*, John Wiley&Sons, pp.132-135.

Massarch, K.R. and Broms, B.B., 1976, "Later Earth Pressure at Rest in Soft Clays," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.102, NO.GT10, pp.1041-1047.

Mayne, P.W. and Kulhawy, F.B., 1982, "K<sub>o</sub>-OCR Relationship in Soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.107, No. GT2, pp.201-217.

Mesri, G. and Hayat, T.M., 1993, "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," Canadian Geotechnical Journal, Vol.30, pp.647-665.

Moore, C.A., 1971, "Effect of Mica on Ko Compressibility of Two Soils," ASCE, GT, Vol.108, No.6, pp.1275-1291.

Okochi, Y. and Tatsuoka, F., 1984, "Some Factors Affecting  $K_o$ -values of Sand Measured in Triaxial Cell," JSSMFE, Soils and Foundations, Vol.24, No3, pp.52-68.

Singh et al., 1973, "In Statistical Properties of Nuclei", edited by J. B. Garg (Plenum, New York,) pp. 81-90.

Terzaghi, K, 1932, "Record Earth Pressure Testing Machine," Engineering News Record, Vol.109, Sept.29, pp.365-369.

Yoshimi, Y., and Goto. S., 1996, "Liquefaction Resistance of Silty Sand Based on In Situ Frozen Samples", Geotechnique, Vol.46, No.1, pp.153-156.

Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Ohara, J., 1994, "In Situ Liquefaction Resistance of Clean Sands Over a Wide Density Range", Geotechnique, Vol.44, No.3, pp. 479-494.

小西純一、平井修三，1980，「以三軸壓縮試驗儀求砂土之  $K_o$  值」，第十五回日本土質工程研究發表會講演集，pp.401-404。(日文)

大河内保彦、河邊衛、龍岡文夫，1982，「黏土長期  $K_o$  壓密不排水三軸壓縮試驗」，第十七回日本土質工程研究發表會講演集，pp.353-356。(日文)

大矢曉、佐藤勝英、堀之内富夫、中山榮樹，1982，「以壓密環測定  $K_o$ 」，第十七回日本土質工程研究發表會講演集，pp.217-220。(日文)

森協武夫、藤井秀憲、網干壽夫，1998，「有關飽和黏土  $K_o$  值之研究」，日本土質工程研究會論文報告集，Vol.28, No.2, pp.205-215。(日文)

望月秋利，1983，「室內試驗技術」土與基礎，日本土質研究工程學會，Vol.31, No.7, pp.52-53。(日文)

大西有三、蘆田徹也、矢野隆夫、小西真治，1982，「以微電腦控制自動  $K_o$  壓密三軸試驗裝置」，第 17 回日本土質工學研究發表會講演集，pp.213-216。(日文)