

國立交通大學
土木工程學系碩士班
碩士論文

台灣中南部粉土質細砂的壓縮性

Compressibility of silty sands

from Central and Southern Taiwan

研究生：劉全修

指導教授：黃安斌 博士

中華民國九十七年八月

台灣中南部粉土質細砂的壓縮性

Compressibility of silty sands
from Central and Southern Taiwan

研究生：劉全修

Student: Chuan-Shiu Liu

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 2008
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年八月

台灣中南部粉土質細砂的壓縮性

學生：劉全修

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

粉土質砂土為台灣中南部沖積平原常見的土壤形式，且在此等土壤上曾多次的發生地層下陷、基樁沉陷以及土壤液化等大地工程災害，顯示對於此類土壤現有知識存在著許多缺陷。作者在針對三種分布於台灣中南部的粉土質砂土(麥寮砂(MLS)、員林砂(YLS)、高雄砂(KHS))進行等速應變壓密試驗(CRS)、單向度壓密不排水三軸試驗(CK_0U)，並依據過去的經驗公式標定出此等土壤的靜止土壓力與過壓密比(K_0 -OCR)之間的關係、剪力模數與孔隙比以及應力狀態三者間的關係，且修改 MIT-S1 模式對壓縮曲線的結果進行闡述。試驗結果顯示，此等土壤的壓縮性高而剪力強度則低於一般常見的砂土，且壓縮量的貢獻並非來自於土壤顆粒的破碎(與過去的研究成果相牴觸)。另外，此等土壤受到細料含量的不同，其剪力波速、壓縮係數、剪力強度以及不排水剪強度與過壓密比(OCR)之間的關係也因此有明顯的不同。另外，研究結果也發現，台灣中南部的粉土質砂土在細料含量介於某個區間時會表現出介於砂土與黏土之間的過渡性行為(transitional behavior)。

關鍵字:等速應變壓密試驗、單向度壓密不排水三軸試驗、靜止土壓力(K_0)、過壓密比(OCR)、剪力模數(G)

Compressibility of Silty Sands from Central and Southern Taiwan

Student: Chuan-Shiu Liu

Advisor: Dr.:An-Bin Huang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

The alluvial soils that consist of silty sand to sandy silt can be found in most parts of Central and Southern Taiwan. There have been continued and excessive settlement in the region due to compression of this alluvial deposit, foundation settlement and soil liquefaction have also been reported. The existing theories that deal with the compressibility and strength of clean sands have been found to be inadequate to predict the behavior of silty sands in Central and Southern Taiwan. As part of a long term research effort, the author conducted a series of constant rate of consolidation (CRS) and CK_0U triaxial tests with shear-wave velocity measurements on Mail Liao Sand (MLS), Yuan Lin Sand (YLS) and Kao Hsiung Sand (KHS). Based on the available data, the author calibrated the K_0 -OCR and G_{max} - e -stress state relationships. The MIT-S1 model was modified to describe the compressibility behavior of MLS, YLS and KHS. Test results revealed that MLS, YLS and KHS had higher compressibility and lower strength than uniformly graded quartz sand typically reported in literatures. The compressibility of MLS, YLS and KHS did not involve significant grain crushing as in the case of clean quartz sand. The fine content played a significant role in stiffness, compressibility, undrained shear strength and its relationship with stress history. Under certain range of fines contents, the compressibility of the studied silty sand had a transitional behavior.

Keyword: Constant rate of consolidation (CRS) 、 CK_0U 、 coefficient of earth pressure at rest (K_0) 、 Overconsolidation ratio (OCR) 、 Shear modulus (G)

誌謝

轉眼間，兩年的碩士生活就要畫下句點。首先，由衷的感謝我的指導教授 黃安斌 博士，從我大學四年級就開始提供我良好的研究環境，並於研究過程中細心的指導與包容，給予百分之一百的研究自由，同時也給予百分之一百的包容。除了課業上的指導，對於學生國際觀的拓展以及道德倫理上的教誨更是不遺餘力。同時也感謝在研究過程中不斷給予建議以及實務經驗的師叔 李維峰 博士，感謝您無私的提供實務上的寶貴資料，讓師姪可以有更多不同的思考方向。

口試期間承蒙中原大學馮道偉 教授、台灣科技大學林宏達 教授、暨南大學張文忠 助理教授以及建國科技大學許懷厚 助理教授 於學生的口試過程給予細心的指導與建議，使學生的碩士論文能夠更臻完善。

也感謝實驗室的學長:彥德、瑞廷、小叮嚀、价民、崑山、小田，還有學弟妹 瑞陽、意婷、彥琅、瑛伶、秉濬以及培旻，因為有你們讓實驗室的生活從有趣變得更加有趣，謝謝大家。

最後感謝我的家人，以及我的女朋友 怡萍，你們是我最好的心靈港灣。

劉全修 謹誌

中華民國九十七年八月

目錄

目錄.....	iv
表目錄.....	ix
圖目錄.....	x
符號表.....	xiii
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究流程.....	2
1.2.1 麥寮砂(MLS).....	2
1.2.2 員林砂(YLS).....	2
1.2.3 高雄砂(KHS).....	3
1.3 論文內容概述.....	3
第二章 麥寮砂、員林砂與高雄砂之基本性質.....	6
2.1 麥寮砂.....	6
2.1.1 麥寮砂之來源.....	6
2.1.2 麥寮砂之基本物理性質.....	6
2.2 員林砂.....	7
2.2.1 員林砂之來源.....	8

2.2.2 員林砂之基本性質.....	8
2.2.3 員林砂之非擾動取樣工法.....	9
2.3 高雄砂.....	9
2.3.1 高雄砂之來源.....	9
2.3.2 高雄砂之非擾動取樣工法.....	10
2.3.3 高雄砂之基本性質.....	10
第三章 文獻回顧.....	29
3.1 砂土的壓縮行為.....	29
3.1.1 應力狀態.....	29
3.1.2 顆粒組構.....	30
3.1.3 顆粒破碎.....	31
3.2 單向度壓密試驗.....	32
3.2.1 等速應變壓密試驗(constant rate of strain consolidation, CRS)	32
3.2.2 等速應變壓密理論.....	33
Wissa's theory.....	33
Lee's theory.....	35
3.3 MIT-S1 土壤壓縮模式.....	36
3.3.1 MIT-S1 壓縮模式理論.....	37
3.3.2 MIT-S1 壓縮模式的參數標定.....	40
3.4 K_0 -壓密三軸試驗(CK_0U).....	40

3.4.1 K_0 壓密之必要性.....	40
3.4.2 三軸 K_0 壓密試驗方式.....	41
3.4.3 K_0 壓密三軸試驗之要求與影響 K_0 值之因素.....	42
3.5 剪力波速量測.....	43
3.5.1 剪力波速的判斷準則.....	43
3.5.2 初始剪力模數(G_0).....	44
第四章 試驗程序與設備.....	57
4.1 CRS 壓密儀.....	57
4.1.1 CRS 壓密儀.....	57
軸壓加載系統.....	58
氣壓與水壓控制系統.....	58
4.1.2 CRS 壓密試驗程序.....	58
試體架設流程.....	58
壓密速率決定.....	59
4.2 CK_0U 三軸試驗儀.....	60
4.2.1 CK_0U 三軸儀器.....	60
軸壓加載系統.....	61
軸壓控制系統.....	61
氣壓與水壓控制系統.....	62

量測系統.....	62
4.2.2 PID 軸向應變控制系統.....	63
4.2.3 剪力波速量測.....	63
剪力波元件.....	64
激發頻率.....	65
4.2.4 CK ₀ U 三軸室驗程序.....	66
試體架設流程.....	66
壓密與不排水剪動速率.....	66
第五章 結果與討論.....	77
5.1 剪力波速與剪力模數.....	77
5.1.1 剪力波速.....	77
5.1.2 剪力模數.....	78
5.2 CRS 壓密試驗.....	79
5.2.1 壓縮模式的修改.....	79
5.2.2 壓縮曲線與數值模擬.....	82
麥寮砂.....	82
員林砂.....	84
高雄砂.....	84
5.2.3 砂土的壓縮性.....	84

5.3 CK_0U 三軸試驗.....	86
5.3.1 不排水剪力強度.....	86
麥寮砂.....	86
員林砂.....	88
高雄砂.....	89
5.3.2 K_0 與垂直有效應力之間的關係.....	89
正常壓密.....	90
過壓密試體.....	91
第六章 結論與建議.....	150
6.1 結論.....	150
6.2 建議.....	151
參考文獻.....	153
附錄 A.....	161
CK_0U 試驗在 K_0 壓密過程中的總體積變化與垂直向體積變化監測結果..	161



表目錄

表 2-1 麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyura 砂 (QS)、與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (摘自 Almeida et al.,1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992)	12
表 2-2 麥寮砂不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997)	13
表 2-3 員林砂 Laval 試體之物理特性 (黃耀道, 2007)	14
表 2-4 員林砂礦物成分含量百分比 (黃耀道, 2007)	15
表 2-5 O1 車站補充地質鑽探工作報告書(戴源昱, 2007)	16
表 2-6 高雄砂取樣資料(戴源昱, 2007)	17
表 2-7 高雄砂基本物理性質(戴源昱, 2007)	18
表 2-8 高雄砂粒徑尺寸(戴源昱, 2007)	19
表 2-9 高雄砂粗顆粒組成礦物成分含量(戴源昱, 2007)	20
表 2-10 高雄砂細顆粒組成礦物成分含量(戴源昱, 2007)	20
表 3-1 不同 β 值對壓密結果的影響(摘自 Lee, 1993)	46
表 3-2 不同學者針對非凝聚性土壤所建議的壓密模式(摘自 Pestana and Whittle, 1995)	47
表 3-3 MIT-S1 模式對於不同砂土的參數標定值(摘自 Pestana and Whittle, 1995)	48
表 4-1 CRS 壓密試驗的應變速率	67
表 4-2 三軸單向壓縮試驗量測系統規格表	68
表 5-1 麥寮砂三軸試體編號及試驗條件	93
表 5-2 員林砂三軸試體編號及試驗條件	94
表 5-3 高雄砂三軸試體編號及試驗條件	94
表 5-4 麥寮砂、員林砂以及高雄砂的參數標定(C_b 、 ρ_c 、 σ_r' 與 θ)結果與相關壓密指數(C_c 、 C_s)	95

圖目錄

圖 1-1 研究架構流程圖	5
圖 2-1 試體取樣地理位置圖	21
圖 2-2 天然麥寮砂之粒徑分佈曲線	22
圖 2-3 麥寮砂之電子顯微照片	23
圖 2-4 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係 (王統立, 2000)	24
圖 2-5 員林砂 LS 試體之粒徑分布曲線 (黃耀道, 2007)	25
圖 2-6 員林砂電子顯微 (SEM) 照片 (黃耀道, 2007)	26
圖 2-7 Laval sampler 取樣位置及數量分布圖	27
圖 2-8 高雄砂電子顯微 (SEM) 照片	28
圖 3-1 細料含量的變化導致不同的土壤組織(摘自 Thevanayagam, 1998)	49
圖 3-2 土壤破碎潛能評估(修改自 Hardin, 1985)	50
圖 3-3 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle, 1995)	51
圖 3-4 MIT-S1 壓縮理論模擬的壓縮曲線圖(摘自 Pestana and Whittle, 1995)	52
圖 3-5 不同 θ 值對壓縮行為的影響(摘自 Pestana and Whittle, 1995)	53
圖 3-6 接收端的波形示意圖(摘自 Kawaguchi et al., 2001)	54
圖 3-7 $G_{0(nc)}$ 與 p'_e 定義示意圖	55
圖 3-8 剪力模數對體積狀態正規化之後的變化情形(Coop and Jovicic, 1999)	56
圖 4-1 CRS 壓密試驗設備設計示意圖	69
圖 4-2 壓密儀的壓縮量對壓密曲線結果的影響	70
圖 4-3 CK ₀ U 三軸試驗設備設計示意圖	71
圖 4-4 壓密過程中側向應變控制結果	72
圖 4-5 剪力波元件試驗系統示意圖 (林靜怡, 2003)	73
圖 4-6 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸 (After Dyvik, R. and Madshus, C., 1985)	74
圖 4-7 試體頂蓋剪力波元件 (發射端) 嵌入示意圖 (林靜怡, 2003)	75
圖 4-8 試體底座剪力波元件 (接收端) 嵌入示意圖 (林靜怡, 2003)	75

圖 4-9 試體底座接收端剪力波元件設備	76
圖 4-10 剪力波元件試驗訊號接收圖	76
圖 5-1 麥寮砂的應力狀態與剪力波速關係圖	96
圖 5-2 不同細料含量的麥寮砂在等向 100kPa 有效應力作用下，剪力波速與孔隙比 關係圖(改繪自 Huang et al., 2004)	97
圖 5-3 麥寮砂 FC 與參數 a 之間的關係.....	98
圖 5-4 高雄砂室內剪力波速與現地剪力波速比較圖	99
圖 5-5 FC<5%麥寮砂的 G_0 變化情形	100
圖 5-6 FC=15%麥寮砂的 G_0 變化情形	101
圖 5-7 FC=30%麥寮砂的 G_0 變化情形	102
圖 5-8 FC=50%麥寮砂的 G_0 變化情形	103
圖 5-9 FC<5%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形	104
圖 5-10 FC=15%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形	105
圖 5-11 FC=30%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形	106
圖 5-12 FC=50%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形	107
圖 5-13 細料含量 15%麥寮砂的 G_b 標定結果	108
圖 5-14 MIT-S1 壓縮模式修改前後的模擬結果比較圖.....	109
圖 5-15 不同細料含量麥寮砂 C_b 值標定結果.....	110
圖 5-16 不同細料含量麥寮砂 ρ_c 與 σ'_r 值標定結果	111
圖 5-17 FC<5%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果	112
圖 5-18 FC=15%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果	113
圖 5-19 FC=30%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果	114
圖 5-20 FC=50%麥寮砂的壓縮曲線	115
圖 5-21 FC=75%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果	116
圖 5-22 FC=100%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果	117
圖 5-23 麥寮砂隨細料含量增加的壓縮曲線變化結果	118
圖 5-24 員林砂之壓縮曲線	119
圖 5-25 高雄砂之壓縮曲線與數值模擬結果	120
圖 5-26 FC<5%之麥寮砂與高雄砂與石英砂之間的壓縮曲線比較圖	121

圖 5-27 乾淨麥寮砂壓密前後粒徑分佈曲線	122
圖 5-28 高雄砂壓密前後粒徑分佈曲線	123
圖 5-29 FC<5%麥寮砂 CK_0U 應力路徑圖	124
圖 5-30 FC=15%麥寮砂 CK_0U 應力路徑圖	125
圖 5-31 FC=30%麥寮砂 CK_0U 應力路徑圖	126
圖 5-32 FC=50%麥寮砂 CK_0U 應力路徑圖	127
圖 5-33 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC<5%)....	128
圖 5-34 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=15%)..	129
圖 5-35 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=30%)..	130
圖 5-36 不同過壓密比麥寮砂的不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=50%)..	131
圖 5-37 員林砂 CK_0U 應力路徑圖.....	132
圖 5-38 員林砂不排水應力-應變曲線與超額孔隙水壓變化圖	133
圖 5-39 高雄砂 CK_0U 應力路徑圖.....	134
圖 5-40 高雄砂不排水應力-應變曲線與超額孔隙水壓變化圖	135
圖 5-41 FC<5%麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖	136
圖 5-42 FC=15%麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖	137
圖 5-43 FC=30%麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖	138
圖 5-44 FC=50%麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖	139
圖 5-45 取樣深度 3.69~3.85m 員林砂 K_0 -OCR 關係圖	140
圖 5-46 取樣深度 3.51~3.69m 員林砂 K_0 -OCR 關係圖	141
圖 5-47 高雄砂於 K_0 壓密過程的 K_0 變化情形.....	142
圖 5-48 鬆砂的初始孔隙比對 K_0 值的影響(Chu and Gan, 2004).....	143
圖 5-49 MLS(FC=15%)在不同試體製作方法下 K_0 於壓密過程中的變化情形以及 $p'-q$ 圖結果.....	144
圖 5-50 天然員林砂試體	145
圖 5-51 凝聚性與非凝聚性土壤的 K_{onc} 與 $\sin \phi'$ 之間的關係(重繪自 Mayne and Kulhawy,1982).....	146
圖 5-52 不同細料含量麥寮砂所對應不同的 α 值	147
圖 5-53 非擾動員林砂所對應的 α 值	148
圖 5-54 不同土壤之間的 α 值比較結果	149

符號表

C_b : MIT-S1 壓縮模式所使用的參數之一

C_c : 壓縮指數(compression index)

C_s : 膨脹指數(swell index)

C_v : 壓密係數(coefficient of consolidation)

CSL: 臨界狀態曲線(critical state line)

CRS: 等速率應變壓密試驗(constant rate of consolidation)

CK₀U: K₀ 壓密不排水三軸試驗

Dr: 相對密度(relative density)

e: 孔隙比(current void ratio)

e_0 : 初始孔隙比(initial void ratio)

e_c : 壓密完成後之孔隙比

FC: 細料含量(fine content)

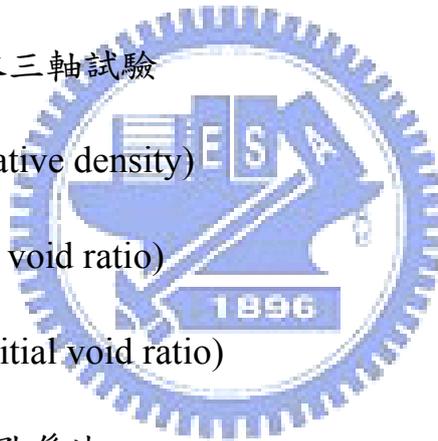
G: 剪力模數(shear modulus)

G_0 : 初始剪力模數(initial shear modulus)

$G_{0(nc)}$: 在正常壓密階段的剪力模數

h: 試體在壓密過程的高度(current height of specimen)

h_0 : 試體的初始高度(initial height of specimen)



K : 切線體積模數(tangent bulk modulus)

K_0 : 靜止土壓力係數(coefficient of earth pressure at rest)

K_{onc} : 正常壓密狀態下的靜止土壓力係數

LCC: 極限壓縮曲線(limiting compression curve)

n : 孔係率(porosity)

NCL: 正常壓密曲線(normal consolidation line)

OCR: 過壓密比(overconsolidation ratio)

p' : 等向有效應力(isotropic effective stress)

p'_{cs} : 相同孔隙比對應至 CSL 上的等向有效應力

p'_e : 相同孔隙比對應至 NCL 上的等向有效應力

p'_p : 等向的預壓密壓力

p_r : 參照的有效應力值(可以為任何值)

P_{at} : 一大氣壓力值

T_v : 壓密時間因子(time factor of consolidation)

u_b : 不排水端的超額孔隙水壓

V_s : 剪力波速(shear wave velocity)

σ'_h : 水平向有效應力

σ'_r : LCC 上孔隙比=1.0 時所對應的有效應力值

σ'_p : 單向度壓密的預壓密壓力

σ'_v : 垂直向的有效應力

ϕ' : 有效摩擦角(effective friction angle)

ϕ'_{crit} : 臨界有效摩擦角

$\dot{\gamma}$: 應變速率(strain rate)

ε : 應變量(strain)

θ : MIT-S1 壓縮模式所使用的參數之一

ρ_c : MIT-S1 壓縮模式所使用的參數之一



第一章 前言

1.1 研究動機與目的

現有文獻對於土壤壓密行為之敘述大多著重於黏土。砂土，尤其是石英砂，在靜載重作用下，壓縮性通常是很低的（Lee and Farhoomand, 1967; Vesic and Clough, 1968; El-Sohby and Andrawes, 1972; Hardin, 1985; Yamamuro et al., 1996）。石英砂靜載重作用下其壓縮行為的發生，主要導因於砂土顆粒的破碎（crushing）。受高透水性之影響，砂土或粉土質砂之壓密行為歸類於瞬時沉陷，對於新建結構而言在結構體完成前或完成之同時壓密沈陷即已完成因此一般認為此等壓密不會對結構體有不利之影響。

台灣西部平原在台中以南、台北盆地、東部之宜蘭及花蓮，皆有厚層含粉土質之砂性土壤，在此等土壤上進行的土木工程包括重大之公共工程建設例如捷運系統、高速公路以及高速鐵路等。Huang et al. (1999) 針對麥寮砂（Mai Liao Sand, MLS）所做單向度壓密試驗顯示 MLS 之壓縮性至少比 Ottawa sand 高出 5 倍以上。柳志錫等人(2004)之研究顯示，台灣西海岸地層之下陷，其中非常重要之原因是粉土或粉土細砂受地下水下降，有效應力增加而導致之壓密而來。如果要有效的解釋台灣粉土細砂之現地或室內試驗結果必須首先能夠掌握此等土壤高壓縮性之特性，以及此一高壓縮性對大地工程結構之影響。然而現有文獻對相關知識之敘述相當有限。基於以上原因，作者使用台灣員林砂（Yuan Lin Sand, YLS）以及高雄地區的

粉土細砂 (Kao Hsiung Sand, KHS) 所得非擾動土壤試體，搭配麥寮地區的粉土細砂(Mail Liao Sand, MLS)製作重模試體，並進行礦物含量分析以及一系列之等速率應變壓密試驗(Constant rate of strain, CRS)與單向度壓密不排水三軸試驗(CK_0U)，來決定此等細砂其壓縮性與礦物含量、顆粒形狀之關係，並對未來決定此類土壤壓縮性之研究提出建議。

1.2 研究流程

本研究所使用的試體來源主要可以分成麥寮砂(MLS)、員林砂(YLS)與高雄砂(KHS)三部分，以下就將這三部分試體的試驗項目進行描述：



1.2.1 麥寮砂(MLS)

本研究使用麥寮砂製作重模試體進行一系列的單向度等速率應變壓密試驗(CRS)與 K_0 壓密三軸試驗(CK_0U)。作者於實驗過程中製作沒有齡化效應(aging effect)的過壓密試體，藉此來比對正常壓密與過壓密麥寮砂的壓密曲線之間的差異。作者並引用 Pestana and Whittle (1995) 針對非凝聚性土壤所提出的壓密模式(MIT-S1)，對麥寮砂的壓密行為作一完整的描述。

1.2.2 員林砂(YLS)

員林砂主要是由 Laval sampler 所取得的低擾動原狀試體(Huang and Huang, 2007)，對低擾動的員林砂(YLS)試體進行 CRS 與 CK_0U 等試驗，並

使用麥察砂試驗中所獲得的壓密模式來對現地的員林砂進行描述，驗證該模式的適用性與了解擾動對非凝聚性砂土的壓密特性的影響。

1.2.3 高雄砂(KHS)

高雄砂的低擾動試體是使用 Gel Push Sampler (Huang et al., 2008)於高雄捷運 O-1 車站進行取樣，所得低擾動試體與重模試體進行 CK_0U 與 CRS 試驗。總括上述的試驗結果，除了驗證所引用的壓密模式是否適合用於描述台灣的西南部常見的粉土細砂之外，也將探討非擾動試體的壓密行為以及壓密過程中 K_0 值的變化情形。研究架構流程請見圖 1-1。

1.3 論文內容概述

本論文內容如下：

第一章：研究動機與目的、研究流程及論文內容。

第二章：本章就實驗所用的麥察砂、員林砂以及高雄砂的基本性質做一完整的描述。

第三章：本章節將對相關的理論基礎做一系列的回顧作業，並針對本研究所引用的壓密模式做詳細的介紹。

第四章：本章針對實驗方法與實驗儀器進行詳細的介紹。

第五章：本章重點在於探討等速應變壓密試驗(CRS)與 K_0 壓密三軸試驗(CK_0U)的實驗結果。



第六章：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。



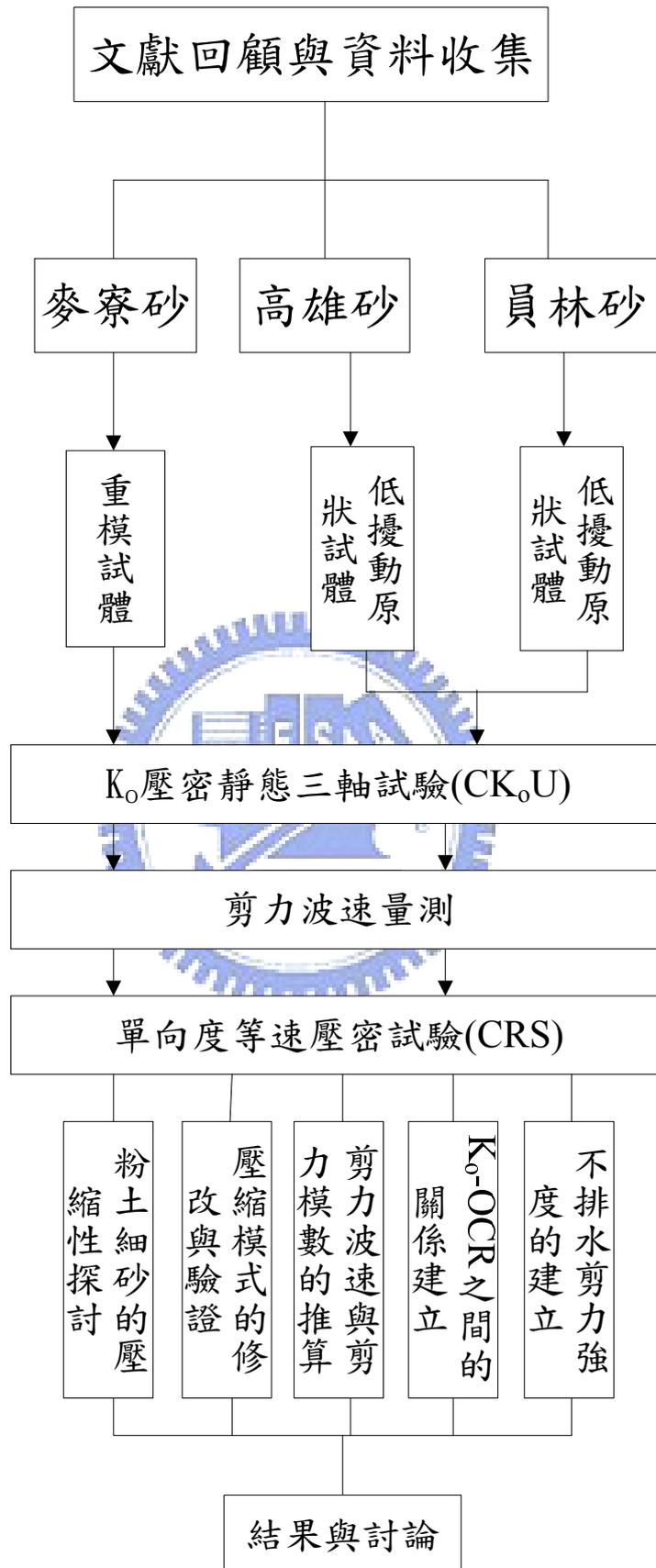


圖 1-1 研究架構流程圖

第二章 麥寮砂、員林砂與高雄砂之基本性質

本次試驗所使用的麥寮砂(MLS)、員林砂(YLS)與高雄砂(KHS)主要分布於台灣的中部與西南沿海一帶，其詳細的地理位置分布請見圖 2-1。基於過去交通大學研究團隊針對麥寮砂、員林砂與高雄砂的研究成果，其基本性質已有完整的描述。故本章針對麥寮砂、員林砂與高雄砂的基本性質描述多採自前人的研究結果。

2.1 麥寮砂

以下所述麥寮砂的基本性質主要摘自張嘉偉（1997）的研究成果。

2.1.1 麥寮砂之來源



本研究使用之砂土取自台塑六輕氣電一區的工地，簡稱為麥寮砂(MLS)。台塑六輕位於台灣西海岸之雲林縣麥寮鄉；台灣西海岸的砂土大多為灰黑色的細顆粒粉土或細砂，主要是因為其來源多由中央山脈受雨水沖刷而沉積海岸；雨水沖刷的過程中，夾帶台灣西部含量甚豐的灰黑色頁岩與泥岩，而這兩種成份屬於較軟弱易碎的岩石，便成為麥寮砂的重要特性。取土的地點位於六輕填土區內，而砂土來自於附近海床，以水力填土的方式填築，再加以動力夯實。由上述得知麥寮砂並不存在非擾動試體，故麥寮砂皆做為重模試體之使用。

2.1.2 麥寮砂之基本物理性質

為天然麥寮砂（FC=15%）所作之基本物理性質試驗包括：比重、粒

徑分析、不同細料含量下之最大與最小乾密度和 X 光繞射分析等。研究之細粒料定義為通過 200 號篩（孔徑 0.074mm）之材料；天然麥寮砂的 PI 值小於 5，屬於非塑性，因此歸為粉土（silty sand）。比重與粒徑分析皆依據 ASTM 之標準程序進行，天然麥寮砂土之平均比重為 2.69；圖 2-2 為天然麥寮砂之粒徑曲線，根據土壤統一分類法可分類為 SM 或 SP。圖 2-3 麥寮砂之電子顯微照片，顆粒形狀多為次角與薄片形（sub-angular and flaky）。X 光繞射分析結果顯示麥寮砂之礦物成分除石英（quartz）外還有豐富的白雲母（muscovite）和綠泥石（chlorite）。

表 2-1 是麥寮砂（MLS）、Quiou 砂（QuS）、Toyoura 砂（QS）與 Ticino 砂（TS）的基本性質。表 2-2 是不同細粒料含量的比重、最大乾密度與最小乾密度和最大孔隙比與最小孔隙比之表格。圖 2-4 是不同細粒料含量時之最大孔隙比與最小孔隙比的關係圖。砂土之 e_{max} 和 e_{min} 受土壤顆粒的級配和形狀所影響，但是也因為實驗方法的不同產生誤差（Tavenas and La Rochelle, 1972）；細粒料含量的影響，使得 MLS 和 QuS 的 e_{max} 與 e_{min} 較 QS 和 TS 略大，又 MLS 之級配較 QuS 為佳，故其 e_{max} 和 e_{min} 較 QuS 小。

然本次試驗為了製作不同細料含量的麥寮砂試體，故使用濕篩法將天然麥寮砂的粗細粒料分離，再重新調整粗細顆粒的重量百分比，分別製作出 FC(fine content)<5%的乾淨砂，以及 FC=15%、30%、50%的麥寮砂試體以供實驗之用。

2.2 員林砂

以下所述員林砂的基本性質主要是摘自黃耀道(2007)針對員林地區進行土壤液化評估的研究成果。

2.2.1 員林砂之來源

員林砂主要取自位屬台灣中部地區的彰化縣員林鎮，此區在 921 集集大地震期間發生許多土壤液化的現象，基於研究該區域現地土壤的抗液化強度，故使用 LAVAL Sampler 在彰化縣員林鎮崙雅里之民安宮前空地設立試驗站，進行一系列之現地試驗以及砂土取樣研究。此一地區地下水位約為 2.6m，地表 20 公尺內之土層大多是粉土細砂(SM)，非凝聚性(ML)或低凝聚性(CL-ML)粉土以及低凝聚性砂土(SC)。

2.2.2 員林砂之基本性質

員林砂 (YLS) 三種 Laval 試體天然細料含量(fines content, FC) 分別為 18%、43%與 89%，基本性質如表 2-3，其粒徑分布曲線與麥寮砂之比較如圖 2-5 所示，通過 200 號篩細粒料之塑性指數 (plasticity index, PI) 都在 15 以下，員林砂之天然含水量均高於其液性限度 (liquid limit, LL)，其粗顆粒砂土平均粒徑 $D_{50}=0.246$ mm，細粒料平均粒徑 $d_{50}=0.034$ mm，粗細土壤顆粒之粒徑比為 7.24。員林砂 FC=18%、43%與 89%之比重介於 2.71~2.75，均勻係數 (coefficient of uniformity) 均大於 4，曲率係數 (coefficient of curvature) 也都介於 1 至 3 之間，所以為級配良好 (well graded) 土壤，根據土壤統一分類法可將員林砂分類為 SM-SC 或 CL。

員林砂不論細料含量多寡，其粗顆粒砂土礦物石英含量均超過一半，組成百分比都在 70%以上；細顆粒員林砂則以白雲母居多，含量均在三分之一左右甚至超過，組成百分比都在 30%以上，其不同細料礦物含量如表 2-4 所示。圖 2-6 為員林砂粗顆粒與細料之電子顯微 (SEM) 照片，顆粒形

狀與麥寮砂相似，多為次角、薄片形 (sub-angular and flaky)。本次試驗所用之員林砂的細料含量約介於 47~51% 之間。

2.2.3 員林砂之非擾動取樣工法

Laval sampler (LS) 是 La Rochelle 等人 (1981) 原先為高靈敏性軟弱黏土取樣而設計，可取 200 mm 直徑與 600 mm 高之非擾動試體。本研究為獲得員林民安宮試驗站之疏鬆砂土，於現地鑽孔做 Laval sample (LS) 取樣，在每一鑽孔中取三個 LS 試體，取樣資料如圖 2-7 所示。關於 Laval sampler 詳細介紹請參閱黃耀道(2007)博士論文。

2.3 高雄砂

高雄砂的基本性質經戴源昱(2007)的研究已臻完備，故以下針對高雄砂的描述多引用戴源昱(2007)的研究成果。



2.3.1 高雄砂之來源

高雄試砂的試體主要取自高雄捷運 O1 車站工址內，高雄捷運 O1 車站位於高雄市臨海二路，介於麗雄街至鼓山一路之間，地理位置如圖 2-1 所示。由於該車站於捷運潛盾隧道開挖期間發生大規模的地表沉陷，且根據富國公司「O1 車站補充地質鑽探工作報告書」(表 2-5)與統一土壤分類法進行分類，該工區的土層以 SP、SP-SM 與粉土細砂(SM)為主。故台灣營建研究院於 2006 年引進日本 Sakai Sampler 取樣技術在該工區進行非擾動試體取樣，並將試體運送至交通大學高等大地力學實驗室進行相關之室內試驗。所取得試體的編號以及取樣深度可參閱表 2-6。

2.3.2 高雄砂之非擾動取樣工法

本研究使用台灣營建研究院與日本基礎地盤株式會社(KISO-JIBAN)共同開發之 Gel Push 取樣器；Gel Push 活塞取樣器改善傳統活塞取樣器缺點，可使用活塞貫入的方法取得低擾動粉土質砂土試體（李維峰等人，2006）。關於 Gel Push 活塞取樣器的詳細介紹與取樣程序請見戴源昱(2006)碩士論文。

2.3.3 高雄砂之基本性質

高雄砂比重介於 2.64~2.75。根據土壤統一分類法高雄砂多為 SM 或 SP-SM，高雄砂隨著取樣位置與取樣深度的不同其細料含量介於 3~61%之間，高雄砂基本物理性質如表 2-7，表 2-8 為高雄砂顆粒尺寸特性。

為了解土壤之礦物種類組成、土壤顆粒形狀及其礦物含量比例，所以進行礦物含量成分分析與電子顯微照片拍攝之工作，並藉此探討土壤之礦物組成與工程特性之關係。本研究將六組不同取樣深度與位置之土壤進行礦物含量成分分析。其中土壤顆粒直徑大於 0.074mm 之粗顆粒以偏光顯微鏡法進行礦物含量成分分析，土壤顆粒直徑小於 0.074mm 之細顆粒粉末以 X-光繞射法進行含量分析，其分析結果如表 2-9、表 2-10。本研究之粗顆粒組成礦物成分百分比大小依序為板岩、石英或粉砂岩、砂岩或方解石、多晶石英、長石、化石、燧石及其他等礦物，而且板岩含量均超過一半，組成百分比都在 60% 以上。細顆粒之組成礦物成以伊來石、綠泥石、石英與長石所組成。

本研究針對未曾進行力學試驗之試體進行電子顯微鏡觀察，並以篩分

析方法將粗、細顆粒分開以便於電子顯微鏡觀察。因此砂土顆粒並未受到力學試驗之影響而造成顆粒變形或破損，應較能代表現地土壤顆粒形狀。圖 2-8 為高雄砂粗顆粒與細料的電子顯微照片，顯示其顆粒形狀多為次角、薄片形（sub-angular and flaky），此一現象反應砂土中所含之板岩顆粒。

本試驗所用之高雄砂主要集中於取樣編號 1-1、1-9、1-15 薄管內之試體。

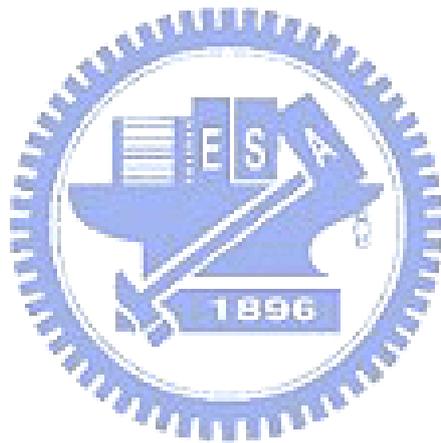


表 2-1 麥寮砂 (MLS) 、Quiou 砂 (QuS) 、Toyura 砂 (QS) 、與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (摘自 Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992)

性質	麥寮砂	Quiou 砂	Toyura 砂	Ticino 砂
組成礦物	石英(quartz) 白雲母(muscovite) 綠泥石(clinocllore) 長石(Feldspar)	碳酸鈣 (CaCO ₃) 石英(quartz)	長石 (feldspar) 石英(quartz)	矽 (silica) 石英(quartz)
D_{50} , mm	0.125	0.72	0.16	0.53
D_{10} , mm	0.065	0.14	0.13	0.36
C_u	2.15	3	1.46	1.58
細料含量, %	15	4~20	0	0
比重	2.69	2.71	2.64	2.69
顆粒形狀	次角形 (sub-angular) 薄片形 (flaky)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular) 角形 (angular)
e_{max}	1.058	1.281	0.977	0.931
e_{min}	0.589	0.831	0.605	0.579

表 2-2 麥寮砂不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997)

細料含量 %	最大乾單位重 kN/m ³	最小乾單位重 kN/m ³	比重
0	15.559	12.047	2.61
6.3	16.128	12.106	2.68
15	16.608	12.822	2.69
20	16.353	12.547	2.67
22.5	16.412	12.243	2.65
30	16.480	11.968	2.70
40	16.883	11.772	2.71
50	17.001	11.517	2.71
60	15.490	9.457	---
80	14.587	8.554	---

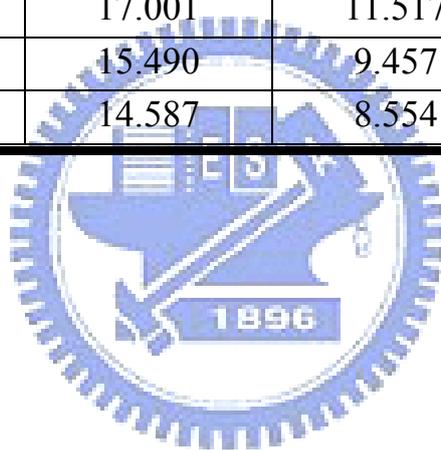


表 2-3 員林砂 Laval 試體之物理特性 (黃耀道, 2007)

FC %	PL %	LL %	G_s	w %	C_u	C_c	Group symbol	Origin		e_{min}	e_{max}
								Borehole	Depth, m		
43	14	21	2.73	33.47	13.46	2.47	SM-SC	LS-1-1	3.32-3.80	0.858	1.269
89	19	31	2.75	31.48	11.56	1.98	CL	LS-3-2	5.90-6.41	1.012	1.692
18	14	25	2.71	29.11* 34.14**	5.51	2.24	SC	LS-3-3	10.98-11.40	0.853	1.285

*以冰凍土壤直接量測含水量

**動態三軸試驗後由反算法求出之含水量

表 2-4 員林砂礦物成分含量百分比 (黃耀道, 2007)

Mineral	FC = 18%		FC = 43%		FC = 89%	
	Coarse, %	Fine, %	Coarse, %	Fine, %	Coarse, %	Fine, %
Quartz	74.68	34.32	73.39	30.24	81.44	35.77
Muscovite	6.12	30.86	13.34	45.41	6.84	40.05
Clinochlore	15.67	29.67	7.04	14.78	6.22	17.07
Feldspar	3.53	5.15	6.24	9.57	5.49	7.12

表 2-5 O1 車站補充地質鑽探工作報告書(戴源昱, 2007)

層	地表下深度(m)	統一土壤分類	描述
回填層	0~1.3	N/A	主要為瀝青鋪面及其下回填之砂土與礫石級配。
粉土質砂夾粉土質粘土層	1.3m~4.9m	ML、CL-ML、CL	主要為粉土質砂與砂質粉土，局部地區夾粉土質粘土、貝殼，SPT-N值約1-6，屬於極鬆散至鬆散砂質土質。
粉土質粘土層	4.9m~10.2m	CL、ML、CL-ML	主要為粉土質粘土，夾粉土質砂與貝殼屑，SPT-N值約1~5，屬極軟弱粘性土層
粉土質砂層	10.2m~22.9m	SP、SP-SM、SM	主要為粉土質砂，SPT-N值約3~19，屬極鬆散至中等密實砂質土層。地表下15m~16m以上主要為粉土質粗中細砂夾細礫石與貝殼屑，而其下則為粉土質細砂夾粘土質與砂質粉土薄層。
粘土質粉土層	22.9m~30.3m	ML、CL-ML	主要為粘土質粉土、砂質粉土或兩者之互層，SPT-N值約為5~25，屬中度稠密至極稠密粉土層。
粉土質粘土層	30.3m~	CL、CL-ML	主要為粉土質粘土，SPT-N值約為5~13，屬中度稠密至極稠密粘性土層。
珊瑚礁岩碎屑層	26.5m~36.8m	N/A	僅發現於O1站體西側區域，主要為珊瑚礁岩碎屑，石灰岩塊屑與粉土質粘土、粉土質砂，SPT-N值約5~13，為鬆散至中等密實碎屑層。

表 2-6 高雄砂取樣資料(戴源昱, 2007)

Date	Tube number	Sampling	Sampling length(CM)	Actual depth (M)	Note
2006/8/12	1-1	GP75S	55	10.00-10.55	
2006/8/13	1-2	GP75S	77	10.70-11.47	
2006/8/13	1-3	GP75S	52	11.70-12.22	
2006/8/14	1-4	GP75S	86	12.70-13.56	切為 5 段試體，其中 3 個提供日本實驗
2006/8/14	1-5	GP75S	76	13.70-14.46	
2006/8/14	1-6	T	44	14.70-15.14	
2006/8/15	1-7	GP75S	84	15.70-16.54	切成 2 段試體提供日本實驗
2006/8/15	1-8	T	56	16.70-17.26	
2006/8/16	1-9	GP75S	83	17.70-18.53	
2006/8/16	1-10	GP75S	87	18.70-19.57	切成 5 段試體提供日本實驗
2006/8/17	1-11	GP75S	89	19.70-20.59	
2006/8/17	1-12	GP75S	89	20.70-21.59	取樣時忘記放薄管
2006/8/17	1-13	GP75S	88	21.70-22.58	切成 2 段試體提供日本實驗
2006/8/18	1-14	GP75S	89	22.70-23.59	
2006/8/18	1-15	GP75S	88	23.70-24.58	
2006/8/19	1-16	100D	45	24.70-25.15	
2006/8/19	1-17	100D	81	25.70-26.51	

表 2-7 高雄砂基本物理性質(戴源昱, 2007)

Tube number	Depth (m)	Soil classification	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	Gs	w (%)	e_c	PI	e_{max}	e_{min}	D_r (%)
No. 1-1	10.00~10.50	SP-SM	-	1.943	2.74	-	0.67	-	-	-	-
No. 1-4	12.70~13.50	SM	1.914	1.488	2.736	29	0.84	-	1.4	0.79	92
No. 1-7	15.70~16.50	SP-SM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No. 1-9	17.70~18.50	SM	1.868	1.415	2.657	32	0.87	-	-	-	-
No. 1-10	18.70~19.50	ML	1.902	1.443	2.733	22	0.89	1.4	-	-	-
No. 1-11	19.70~20.50	SM	1.864	1.412	2.697	32	0.85	-	-	-	-
No. 1-13	21.70~22.50	SP-SM	1.902	1.443	2.733	32	0.89	-	1.36	0.78	78
No. 1-15	23.70~24.50	SM	1.902	1.498	2.735	27	0.73	-	-	-	-

表 2-8 高雄砂粒徑尺寸(戴源昱, 2007)

Tube number	Depth (m)	Soil classification	Gravel	Sand	Silt	Clay	D _{max} (mm)	D ₅₀ (mm)	C _u	FC (%)	C _c
			2-75mm (%)	0.075-2mm (%)	0.005-0.075mm (%)	less than 0.075mm (%)					
No. 1-1	10.00~10.50	SP-SM	0	95.13	4.87		0.85	0.299	3.6	4.87	-
No. 1-4	12.70~13.50	SM	0.31	92.1	7.59		2	0.287	3.7	7.59	-
No. 1-7	15.70~16.50	SP-SM	1.22	90.67	8.11		2	0.378	2.7	8.11	-
No. 1-9	17.70~18.50	SM	0	79.69	19.18	1.13	0.85	0.144	2.8	20.31	1.13
No. 1-10*	18.70~19.50	ML	0	38.5	54.8	5.7	0.85	0.075	4.4	60.5	5.7
No. 1-11	19.70~20.50	SM	0	80.18	19.29	0.53	0.85	0.115	2.3	19.82	0.53
No. 1-13	21.70~22.50	SP-SM	1.94	91.38	6.68		2	0.204	2.8	6.68	-
No. 1-15	23.70~24.50	SM	0	95.11	4.89		0.85	0.311	2.5	4.89	-

表 2-9 高雄砂粗顆粒組成礦物成分含量(戴源昱, 2007)

礦物重量百分比, %										
編號	板岩	粉砂岩	砂岩	石英	方解石	多晶石英	長石	化石	燧石	其他
1-4	73.62	19.44	3.47	2.78	0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-5-2	82.93	16.46	0.00	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-9-5	64.95	11.34	0.00	21.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.06
1-11-3	63.87	5.81	1.29	27.10	0.65	0.00	0.65	0.00	0.65	0.00
1-11-5	61.64	12.33	3.42	18.49	2.05	0.68	0.68	0.68	0.00	0.00
1-15-2	83.69	10.64	0.00	5.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

表 2-10 高雄砂細顆粒組成礦物成分含量(戴源昱, 2007)

礦物重量百分比, %				
編號	伊利石	綠泥石	石英	長石
1-4	29.62	22.36	32.25	15.77
1-5-2	37.09	26.19	25.15	11.56
1-9-5	64.98	25.17	5.74	4.11
1-11-3	65.72	24.13	5.23	4.92
1-11-5	60.64	25.29	8.40	5.66
1-15-2	47.62	24.64	18.23	9.51



圖 2-1 試體取樣地理位置圖

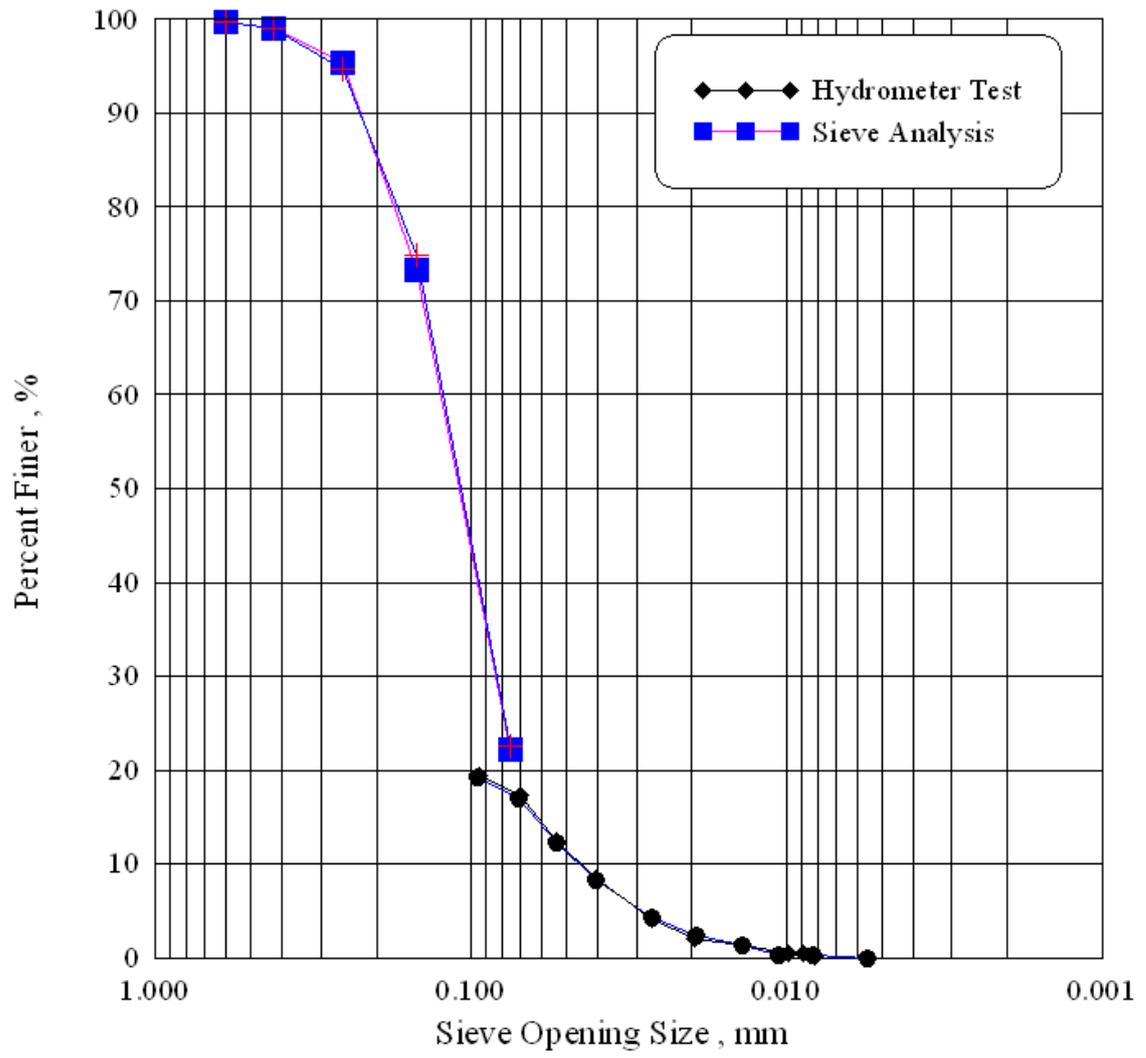
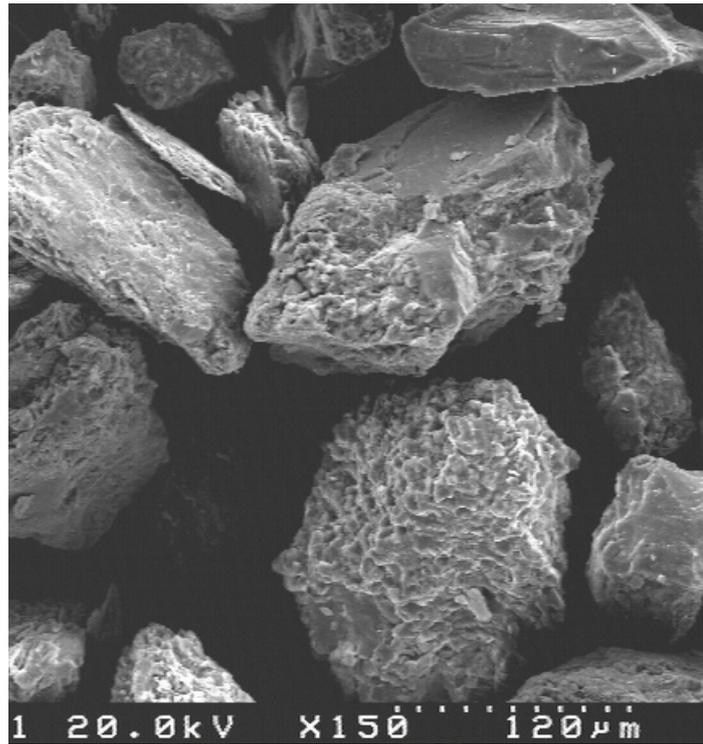
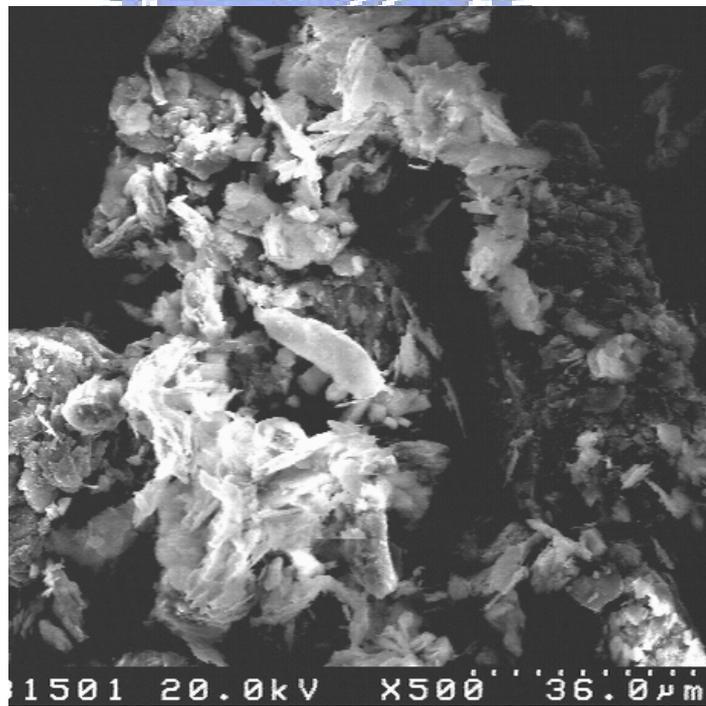


圖 2-2 天然麥寮砂之粒徑分佈曲線



粗顆粒放大 150 倍(粒徑 $>0.074\text{mm}$)



細顆粒放大 500 倍(粒徑 $<0.074\text{mm}$)

圖 2-3 麥寮砂之電子顯微照片

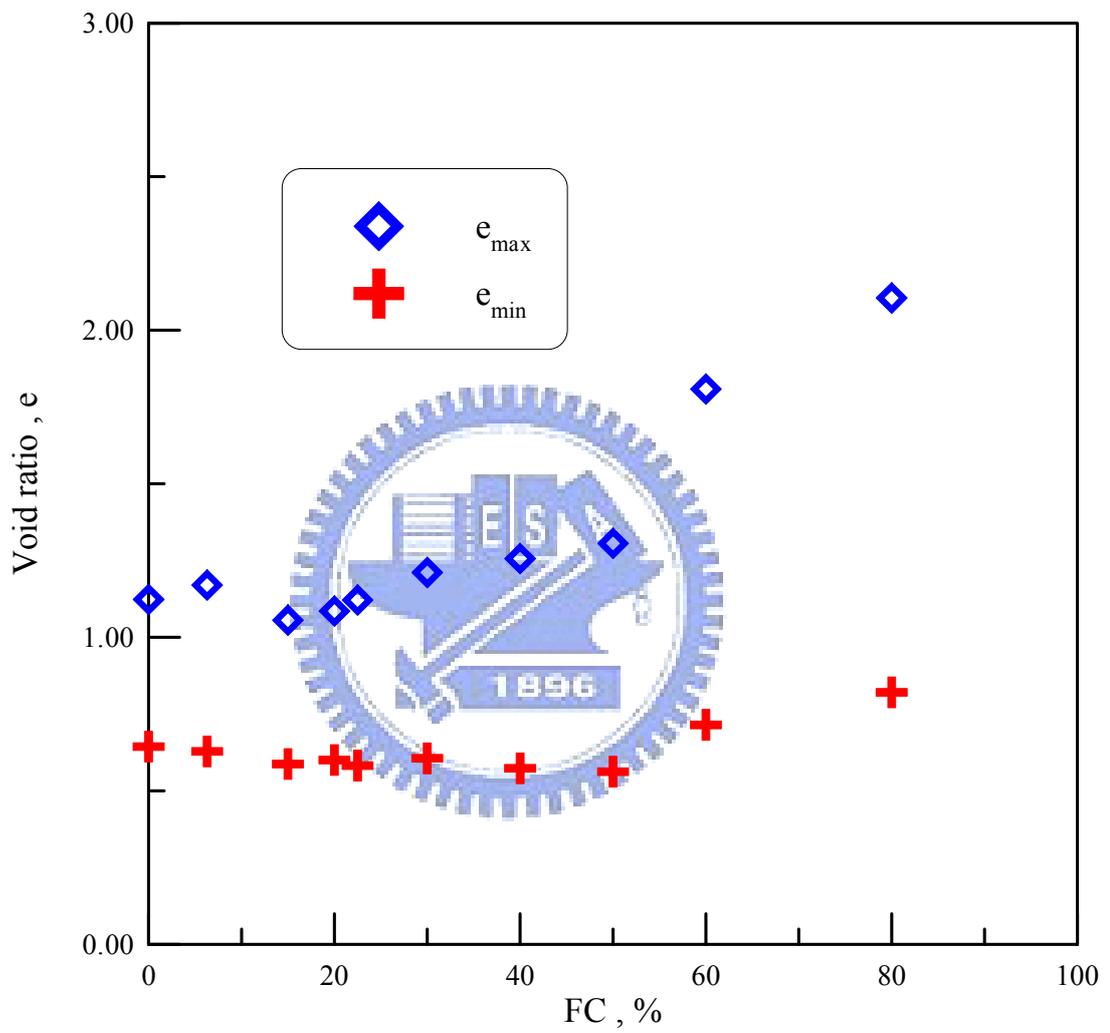
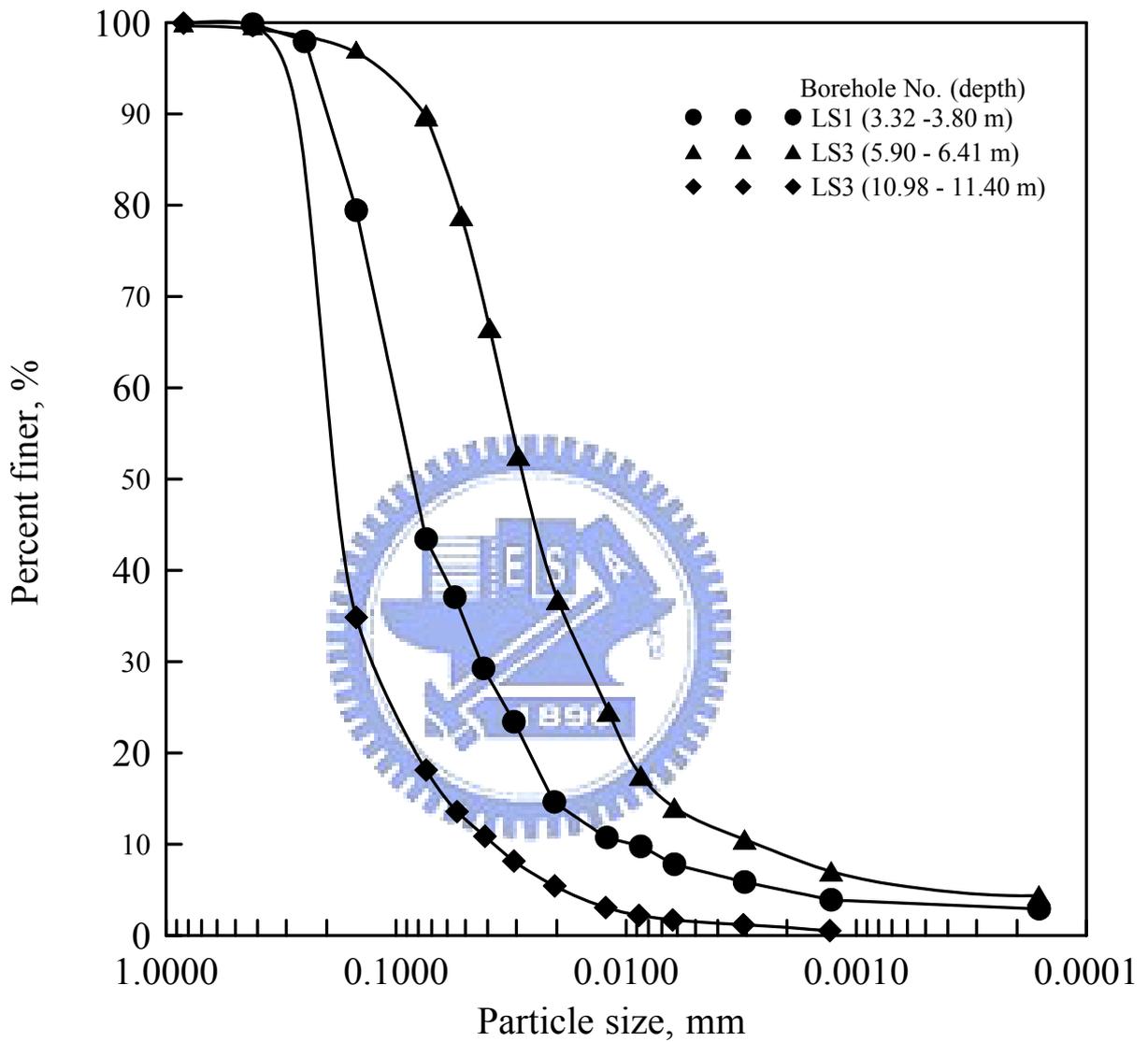
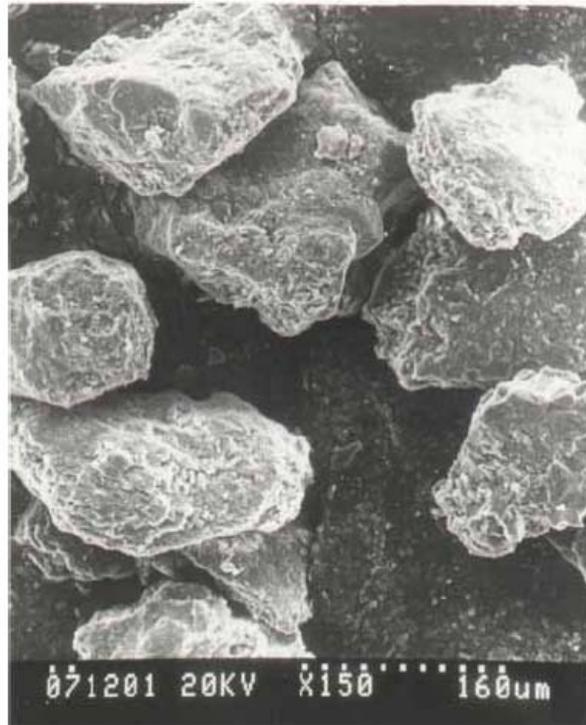
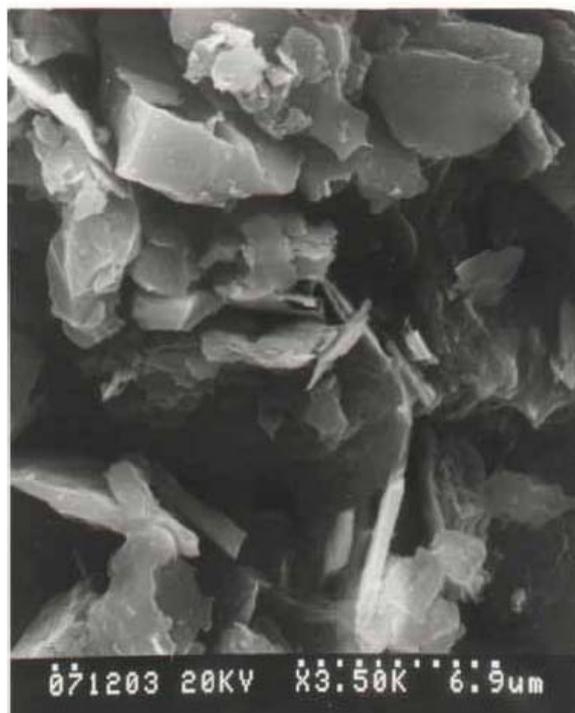


圖 2-4 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係 (王
統立, 2000)



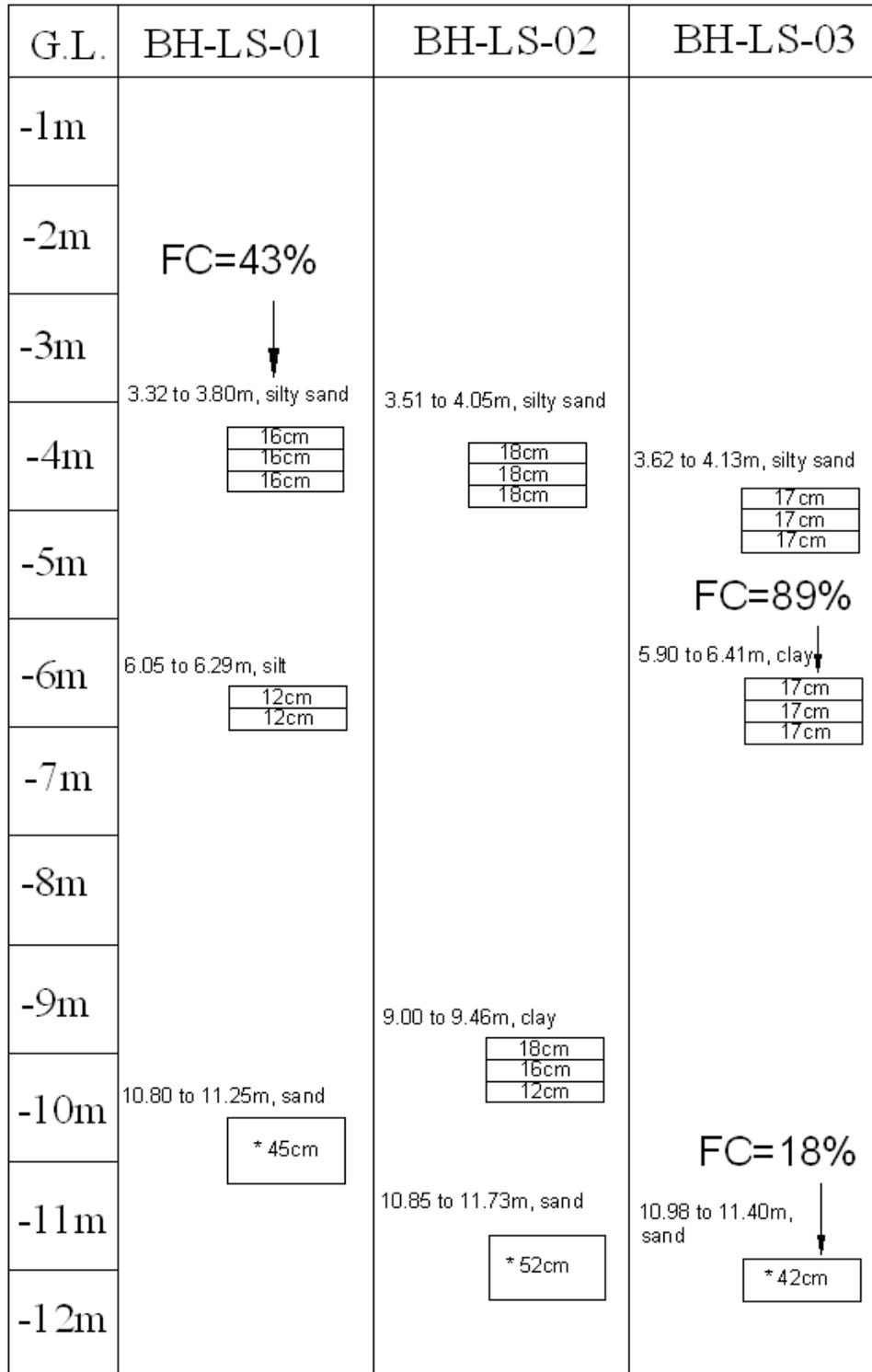


粗顆粒放大150倍 (粒徑 > 0.074mm)



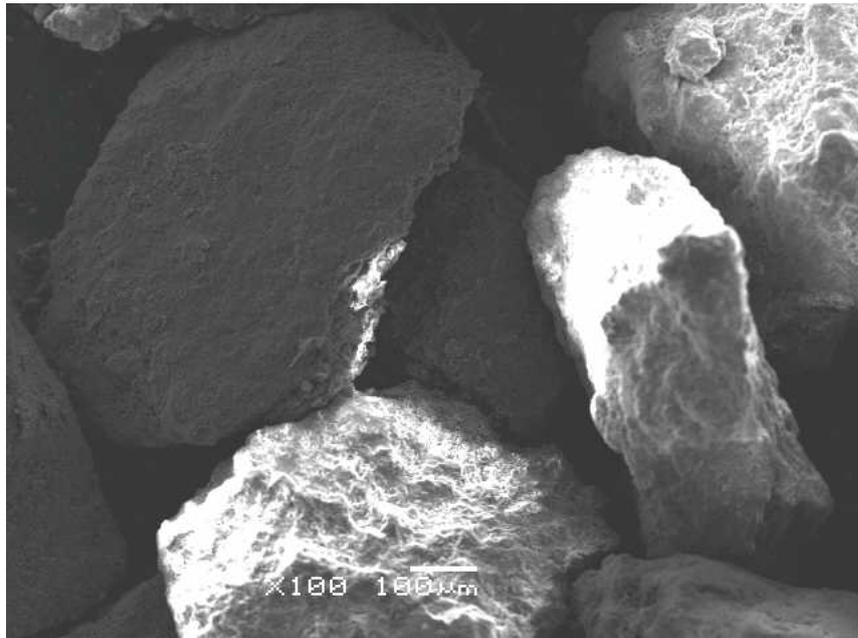
細顆粒放大3500倍 (粒徑 < 0.074mm)

圖 2-6 員林砂電子顯微 (SEM) 照片 (黃耀道, 2007)

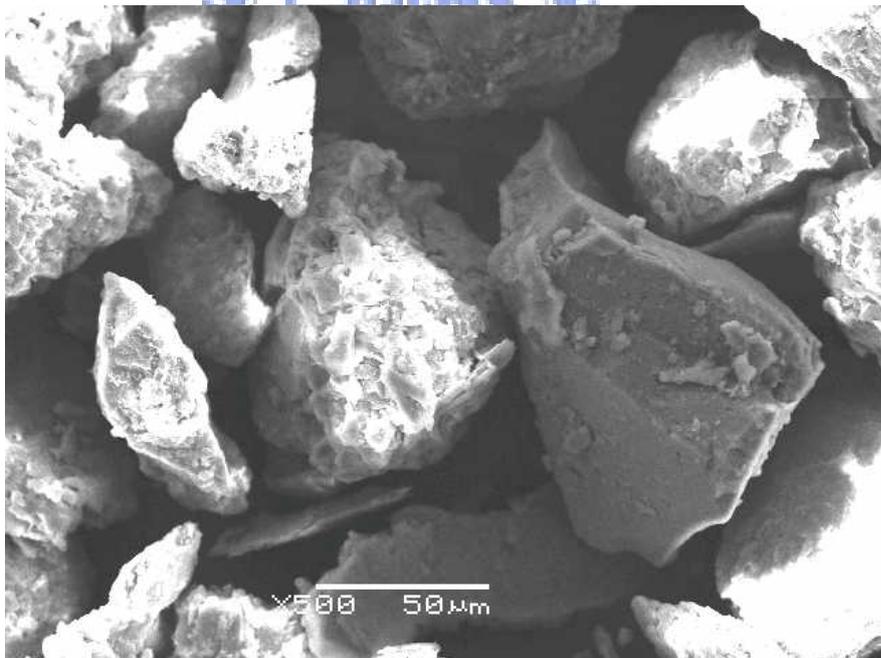


* : samples were frozen with dry ice

圖 2-7 Laval sampler 取樣位置及數量分布圖



粗顆粒放大 100 倍(粒徑 $>0.074\text{mm}$)



細顆粒放大 500 倍(粒徑 $<0.074\text{mm}$)

圖 2-8 高雄砂電子顯微 (SEM) 照片

第三章 文獻回顧

本章收集過去對於非凝聚性土壤壓縮性的研究成果，描述非凝聚性土壤的壓縮行為，並將本研究過程所使用的等速應變壓密試驗、 K_0 壓密三軸試驗、剪力波速試驗以及 MIT-S1 壓密模式的理論基礎進行詳盡的介紹。

3.1 砂土的壓縮行為

根據過去對於砂土壓縮性所做的研究結果指出，雖然砂土與黏土的壓密機制不同，但是砂土的壓縮曲線與黏土的壓密曲線類似。黏土在正常壓密階段，壓密曲線收斂至同一直線段上；而砂土在壓縮過程因為顆粒的破碎，應力達某個值之後壓縮曲線也會收斂至同一直線段上，稱之為極限壓縮曲線(limiting compression curve, LCC)(Coop and Lee 1993; Pestana and Whittle 1995; Lade and Yamamuro 1996)。以下就影響砂土壓縮行為的各項因素進行介紹。

3.1.1 應力狀態

砂土在低壓狀態下($\sigma'_v < 5$ MPa)主要的壓縮量來自顆粒的移動以及顆粒接觸面上的間隙因應力作用而閉合所致，在此階段土壤顆粒與顆粒之間變得更加緊密(Zhang et al.,1990)。待壓密應力達中應力狀態時($5\text{MPa} < \sigma'_v < 25$ MPa)，試體大致已達降伏階段，壓縮量開始增加並伴隨著少許的顆粒破碎現象(Pestana and Whittle1995; Hagerty et al. 1993; Nakata et al., 2001)。最後當試體進入高壓力狀態($25\text{MPa} < \sigma'_v < 50\text{MPa}$)，試體的壓縮性大幅增加，此現象主要來自顆粒大量破碎的貢獻(Fawad and Chuhan, 2003)。由上述可知砂土

在低應力狀態時，壓縮行為深受本身的組構所影響；達中高應力階段時，則顆粒本身的破碎特性主導了砂土的壓縮行為。所以，以下小節將對土壤的組構與破碎性進行探討。

3.1.2 顆粒組構

在粉土細砂中，粗細顆粒間的行為並沒有像黏土的電荷作用與膠結狀態，砂土的顆粒構造與接觸方式控制其力學行為。由於常用的指標數值相對密度(D_r)與孔隙比 e (Global void ratio) 並沒有考慮到砂土粗細顆粒接觸方式；因此，為了考慮粗細顆粒間的構造與接觸方式，Shen et al. (1977)、Troncoso and Verdugo (1985) 與 Kuerbis et al. (1988) 等人，提出 e_s (Skeleton void ratio) 作為分析粉土細砂的指標數值；Thevanayagam et al. (2000) 提出 e_{st} (Intergranular void ratio) 來分析粉土細砂。

粉土細砂粗細顆粒的構造與接觸方式可大致分為六類(Thevanayagam, 1998) 以下針對三種最典型的型式來介紹與探討：

(1) 細粒料含量甚小，且細粒料僅充滿於孔隙與粗顆粒之間，沒有與粗顆粒的組織相互結構連結。細顆粒對於力的轉換，只是次要的；粗顆粒在力學行為上扮演著重要的角色。在此種情形下粗細顆粒的直徑大小比，影響著受力時細顆粒是否會僅在孔隙間滑動或提供力學作用；Thevanayagam (1998) 指出一般來說 R_d (D/d) 的比值大約要為 6.5 倍以上，細顆粒才能夠在孔隙間自由地滑動。如圖 3-1(a)所示。

(2) 細粒料含量逐漸增加，且細粒料分佈的位置也改變。細料不僅填充粗顆粒之間的孔隙，部分存在於粗顆粒之間的接觸面上，構成粗顆粒—細

顆粒—粗顆粒的接觸方式。在此情況下，細粒料會局部的分層或分離粗顆粒，而且當粗細顆粒的 R_d 值夠大，即細顆粒易在孔隙間滑動，我們稱此細粒料為 separator，細粒料對於力的轉換是相當不穩定的；因此，砂土的壓縮性提高，強度也會大幅降低。此種型式的顆粒構造，細顆粒對於力的轉換不再僅是次要的，而是扮演影響力作用鍵（force chain）的重要因素。如圖 3-1(b)所示。

(3)細粒料再增加時，粗顆粒逐漸被細顆粒所包圍，砂土的粗顆粒不再互相接觸，而完全是細顆粒與細顆粒間的接觸。在此情況下，力的承受與轉換，主要都是由細顆粒來控制，粗顆粒僅有類似 reinforcing elements 的作用。此種型式的顆粒構造，砂土的壓縮性與強度與細顆粒本身特性，有相當大的關係。如圖 3-1(c)所示。

3.1.3 顆粒破碎

砂土的破碎特性主要受到顆粒本身的性質(顆粒大小、顆粒形狀、硬度)、顆粒的組成(孔隙比、級配)與加載型式(應力大小、應力路徑)所影響。一般認為粗顆粒遠比細顆粒容易破碎，因為粗顆粒與粗顆粒的接觸面積少，在力量傳遞的過程中接觸面上容易產生應力集中的現象，導致接觸面上首先發生破碎的現象；反之，細顆粒之間的接觸面積大，應力相對減低許多，所以較不會有顆粒破碎的情形產生(Hardin, 1985)。所以 Hardin 指出部份顆粒破碎（crushing）多發生在粒徑大於 0.074mm（silt size）的顆粒，並藉由此觀念，定義粒徑分佈曲線上粒徑大於 0.074mm 部份的曲線與上橫軸圍成的面積值為破碎潛能(breakage potential, B_p)當成砂土破碎容易與否的指標。圖 3-2 為計算土壤破碎潛能的示意圖。

3.2 單向度壓密試驗

逐步加載壓密試驗(step loading consolidation, Terzaghi, 1924)是最早以研究土壤的壓縮性為目的所設計的試驗方法，此試驗方法所得 C_c (compression index)、 C_s (swell index)、 σ_p' (preconsolidation pressure) 與 C_v (coefficient of consolidation) 等參數可有效的描述土壤在受載過程中以及時間改變對於土壤壓縮性的影響，所以時至今日該試驗仍廣為使用。但是有鑑於逐步加載壓密試驗存在耗時、加載步階過大而對預壓密壓力的誤判與孔隙水壓的不確定等缺點，所以後續有等速應變壓密試驗(constant rate of strain consolidation; Smith and Wahls, 1969; Wissa, 1971)、控制梯度壓密試驗(controlled gradient consolidation; Lowe, 1969) 與等速加載壓密試驗(constant rate of loading; Aboshi, Yoshikumi and Maruyama, 1970) 相繼問世。此三種試驗方法都有大幅縮短試驗時間、準確預估預壓密壓力與可探討壓密速率對土壤壓縮性的影響等優點。

本研究主要是針對台灣常見的粉土細砂進行等速應變壓密試驗，故以下將對等速應變壓密試驗進行更深入的描述

3.2.1 等速應變壓密試驗(constant rate of strain consolidation, CRS)

根據等速應變壓密試驗過去針對凝聚性土壤進行的壓密結果顯示，該試驗可以快速且有效的獲知土壤的壓縮性、透水性與應力歷史等相關的壓密參數。該試驗的主要優點有：(1)縮短試驗時間並提供更連續的壓密曲線；(2)壓密前，可增加回水壓力來增加試體的飽和度與提高孔隙水壓量測的精

度;(3)試驗所需的等速加載設備為土壤力學實驗室中最为普遍的設備之一。

該試驗使用之初是以與現地加載速率相同的概念來對室內的試體進行等速應變壓密試驗。爾後經由許多學者(Smith and Wahls, 1969; Wissa, 1971; Umehara and Zen, 1980; Lee,1981)針對等速應變壓密試驗的程序與方法進行研究，並建立起等速應變壓密試驗的理論基礎。

3.2.2 等速應變壓密理論

過去已有許多學者對於 CRS 壓密試驗進行數值模擬的研究，並建立 CRS 壓密試驗的理論基礎(Smith and Wahls procedure, 1969; Wissa procedure, 1971; Umehara and Zen procedure, 1980; Lee procedure, 1981)。其中，Wissa 等人首先使用小應變的理論來解析 CRS 壓密試驗的結果，爾後又有 Lee 認為小應變理論不適合用來解析總體應變高達 20~30%的壓密結果，所以 Lee 在引用 moving boundary 的觀念對 CRS 試驗的理論基礎進行修改，使得 CRS 壓密理論更加貼近實際的壓密結果。以下將對 Wissa 與 Lee 的解析方法進行介紹

Wissa's theory

Wissa(1971)引用小應變理論來對等速壓密試驗進行模擬，並認為試體在等速變形(constant rate of deformation)的條件下試體內的應變分佈為：

$$\varepsilon(X, T_v) = rt \left[1 + \frac{1}{6T_v} (3X^2 - 1) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \times \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi(1-X)}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \right] \quad (3.1)$$

其中

ε = 軸向應變

γ = 應變速率(以試體的初始高度 h_0 為基準), 所以 γh_0 = 變形速率

$X = \frac{z}{h_0}$ (z 為自訂座標軸, $z=0$ 為試體的不排水端; $z=h_0$ 為試體的排水端)

$T_v = \frac{C_v t}{h_0^2}$ (C_v 為壓密係數)

在壓密過程中, 當試體達到穩定狀態 (steady state),

$$\varepsilon(X, T_v) = \gamma \left[1 + \frac{1}{6T_v} (3X^2 - 1) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \times \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi(1-X)}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T_v) \right]$$

可進一步簡化成:

$$\varepsilon(X, T_v) = \gamma + \frac{\gamma h_0^2}{6C_v} (3X^2 - 1) \quad (3.2)$$

所以試體排水與不排水端的應變差值可表示成:

$$\Delta\varepsilon = \gamma h_0^2 / 2C_v \quad (3.3)$$

另外, 試體的體積壓縮係數 (coefficient of volume compressibility) 的定義為:

$$m_v = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma' \quad (3.4)$$

$\Delta\sigma'$ 為排水端與不排水端的有效應力差值, 該值與壓密過程中於試體底部所量測到的超額孔隙水壓值 u_b 相同。所以式 $m_v = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma'$ (3.4) 又可改寫成:

$$m_v = \gamma h_0^2 / 2u_b C_v \quad (3.5)$$

由於應變差值 $\Delta\varepsilon$ 相當於 $r\Delta t$, 並假設 m_v 於壓密過程中為定值代入

$m_v = \gamma h_0^2 / 2u_b C_v$ ，可得到 C_v 的簡化解：

$$C_v = (h_0^2 / 2u_b)(\Delta\sigma' / \Delta t) \quad (3.6)$$

Lee's theory

Lee 主要是使用移動邊界理論(moving boundary)取代 Wissa 的小應變理論來對壓密過程中試體的應變分佈進行模擬。根據移動邊界理論：試體的初始高度隨著壓密進行而改變，所以計算試體的應變量須以每個時間點的試體高度 $h(t)$ 為基準，而非使用壓密前的試體高度 $h(0)=h_0$ 進行應變量的計算。根據該理論，Lee 針對 CRS 壓密試驗所推導出的控制方程式與邊界條件為：

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(C_v \frac{\partial n}{\partial z} \right), \quad 0 \leq z \leq h(t), \quad t \geq 0 \quad (3.7)$$

$$n(z,0) = n_0$$

$$n(h,t) = n_f$$

$$\frac{\partial n}{\partial z}(0,t) = 0$$

而且

$$\frac{C_v}{1-n} \frac{\partial n}{\partial z} = \frac{dh}{dt}, \quad z = h(t), \quad h(0) = h_0 \quad (3.8)$$

$$C_v = \frac{-k}{\gamma_w} (1+e) \frac{d\sigma'}{de} \quad (3.9)$$

$$h(t) = h_0 - rh_0 t$$

其中， n =空隙率(porosity)； C_v =壓密係數(coefficient of consolidation)；

$h(t)$ =試體在壓密時間 t 時的厚度； r =應變速率。

如果假設 C_v 在壓密過程中為定值時， $\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} (C_v \frac{\partial n}{\partial z})$ 可進一步簡化

為：

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 \varepsilon_E}{\partial X^2}, \quad 0 \leq X \leq \eta(T_v), \quad 0 \leq T_v \leq (T_f) \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_E(X, 0) = 0$$

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial X}(0, T_v) = 0$$

$$\frac{\partial \varepsilon_E}{\partial X}(\eta, T_v) = \beta[1 + \varepsilon_E(\eta, T_v)] \quad (3.11)$$

$$\eta(T_v) = \frac{h}{h_0} = 1 - \beta T_v \quad (3.12)$$

其中 X 與 T_v 皆與 Wissa 的理論中的定義相同。另外， β 為推導過程中產生的無因次項參數：

$$\beta = r h_0^2 / C_v \quad (3.13)$$

由於 $\beta \times T_v$ 等同於 $r \times t$ ($r \times t$ = Lagrangian strain)，所以 β 值的大小主要受到應變速率的影響。因此 Lee 建議，面對不同性質的土壤，可用 β 值的大小來選定適合應變速率進行 CRS 壓密試驗。表 3-1 為不同 β 值對於壓密結果的影響。

3.3 MIT-S1 土壤壓縮模式

Pestana and Whittle (1995) 針對非凝聚性土壤提出一彈塑性模式(MIT-S1)

來描述非線性的壓縮曲線。此壓縮模式包含四個主要參數，並以土壤切線體積模數(tangent bulk modulus, $K=d\sigma'/d\varepsilon$)可表示成孔隙比與有效應力的函數為主要論點，進行壓縮模式的發展。Pestana and Whittle 並認為，非凝聚性的砂土在低應力狀態下($\sigma'_v < 5$ MPa)，壓縮行為主要受到試體初始的孔隙比所影響。但是，隨著應力的增加初始孔隙比的影響逐漸消失，不同初始密度的試體在中高應力狀態下於雙對數的座標軸中，壓縮曲線皆會收斂至同一直線上，該線段稱之極限壓縮曲線(Limiting Compression Curve, LCC)，如圖 3-3 所示。壓縮曲線在進入 LCC 之前，多數的塑性變形來自於顆粒間孔隙的閉合與顆粒相對移動；當壓縮曲線接近 LCC 時，土壤顆粒開始產生破碎並提供大量的壓縮性。

3.3.1 MIT-S1 壓縮模式理論

MIT-S1 的壓縮模式建立於兩個主要假設上：

(1) 試體的切線體積模數可以表示成孔隙比與平均有效應力的無因次函數：

$$\frac{K}{P_a} = \frac{1}{P_a} \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = C f_1(e) f_2\left(\frac{\sigma'}{P_a}\right) \quad (3.14)$$

其中， P_a 為任意的參考應力值(reference stress)，在此使用一大氣壓為當成參考應力。 f_1 與 f_2 為無因次函數， C 則為常數。

且過去的研究指出，體積模數(K)與有效應力(σ')之間存在一指數關係 (Janbu, 1963)，所以此處假設 $f_2 = (\sigma'/P_a)^b$ 。此外，過去對於也有許多研究對於 f_1 的形式進行假設 (Hardin and Drnevich, 1972; Jamiolkowski et al., 1994; Biarez and Hicher, 1994; Shibuya and Tanaka, 1996)，在此 Pestana 假設

$f_1(e)=1/n=1+e/e$ 。所以將 f_1 與 f_2 的結果帶入 $\frac{K}{P_a} = \frac{1}{P_a} \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = Cf_1(e)f_2\left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)$

可得壓縮過程有效應力-孔隙比的關係為：

$$\frac{de}{e} = -\frac{1}{C} \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{-b} \frac{d\sigma'}{P_a} \quad (3.15)$$

$$\frac{de}{e} = -\frac{1}{C} \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{-b} \frac{d\sigma'}{P_a} \text{ 積分之後得:}$$

$$b \neq 1: \ln\left(\frac{e}{e_0}\right) = -\frac{1}{(1-b)C} \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{(1-b)} \quad (3.16)$$

$$b = 1: \ln(e) = -\frac{1}{C} \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_r'}\right); \rho_c = \frac{1}{C} \quad (3.17)$$

從圖 3-4 了解到， e_0 為初始孔隙比、 σ_r' 為參照應力(即壓縮曲線上 $e=1.0$ 時所對應的有效應力值)、 ρ_c 為試體達到 LCC 階段時壓縮曲線的斜率(主要描述試體在 LCC 階段行為的參數)，而 b 則為待定參數。

(2) 試體的變形可分割成彈性變形與塑性變形兩個部分：

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\varepsilon^e \text{ 為彈性應變}; \varepsilon^p \text{ 為塑性應變})$$

首先在彈性應變方面，根據 $\frac{de}{e} = -\frac{1}{C} \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{-b} \frac{d\sigma'}{P_a}$

(3.15) 可得，試體在壓縮過程中孔隙比與有效應力之間的關係：

$$\frac{K^e}{P_a} = \frac{C_b}{n} \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{1/3} \quad (3.18)$$

其中， C_b 為一常數，主要控制試體在壓縮過程中的彈性變形行為。指

數 b 取 $1/3$ 主要是來自過去的研究結果(Mindlin and Deresiewicz, 1958; Deresiewicz, 1958)。所以試體的彈性應變可表示成:

$$d\varepsilon^e = \frac{n}{C_b} \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{-1/3} \frac{d\sigma'}{P_a} \quad (3.19)$$

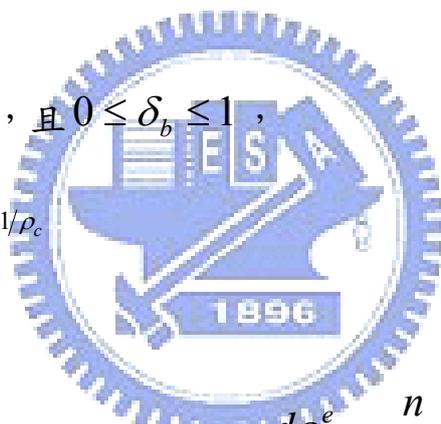
至於塑性變形方面，則是參考 bonding surface plasticity model (Dafalias and Herrmann, 1982; Whittle, 1993) 的方法，將試體的塑性變形行為表示成:

$$d\varepsilon^p = n \left(\rho_c - \frac{(\sigma'/P_a)^{2/3}}{C_b} \right) (1 - \delta_b^\theta) \frac{d\sigma'}{\sigma'} \quad (3.20)$$

其中

$$\delta_b = 1 - \left(\frac{\sigma'}{\sigma_b'} \right), \text{ 且 } 0 \leq \delta_b \leq 1,$$

$$\text{而 } \sigma_b' = \sigma_r' \left(\frac{1}{e} \right)^{1/\rho_c}$$



所以完整的數值模型可經由合併 $d\varepsilon^e = \frac{n}{C_b} \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{-1/3} \frac{d\sigma'}{P_a}$ 與

$$d\varepsilon^p = n \left(\rho_c - \frac{(\sigma'/P_a)^{2/3}}{C_b} \right) (1 - \delta_b^\theta) \frac{d\sigma'}{\sigma'} \text{ 得:}$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = n \left[\frac{\delta_b^\theta}{C_b (\sigma'/P_a)^{1/3}} + \frac{\rho_c}{\sigma'/P_a} (1 - \delta_b^\theta) \right] \frac{d\sigma'}{P_a} \quad (3.21)$$

其中， C_b 、 θ 、 ρ_c 與 σ_r' 皆為待定的參數，這四個參數隨著試體材料的改變而有所不同。表 3-3 為 Pestana and Whittle 針對不同的非凝聚性材料所做的參數標定結果。

3.3.2 MIT-S1 壓縮模式的參數標定

本研究所引用的壓縮模式主要包含四個待定參數 C_b 、 θ 、 ρ_c 與 σ_r' ，此小節將針對每個參數的代表意義與標定方式進行說明：

(1) C_b 主要影響試體彈性變形的量，根據式
$$d\varepsilon^e = \frac{n}{C_b} \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{-1/3} \frac{d\sigma'}{P_a}$$

可清楚看出 C_b 與試體的變形量成反比，即 C_b 值越大試體的彈性變形量越少。由於 C_b 值僅於試體的彈性變形有關，且一般認為試體在解壓階段體積的回漲量全為彈性變形所貢獻，所以使用壓縮的解壓線過程來標定 C_b 值的大小。

(2) θ 為描述試體彈塑性階段的重要參數。根據圖 3-5 可清楚看出當 θ 值越大時，試體的降伏點就越不明顯代表試體的塑性變形回長期而緩慢的增加；反之，則降伏點越明顯，塑性變形在短時間內大量發生。另外，由於試體的彈塑性轉換的過程複雜，多是使用數值方法進行解析，所以是使用試誤法來決定 θ 值的大小。

(3) ρ_c 與 σ_r' 主要描述試體在 LCC 階段的壓縮行為。圖 3-4 顯示，經由試體的壓密曲線判定 LCC 階段的位置，即可確定 ρ_c 與 σ_r' 值的大小。

3.4 K_0 -壓密三軸試驗(CK₀U)

3.4.1 K_0 壓密之必要性

台灣西南沿岸多為沖積平原，而沖積地層在形成的過程可以視為平面應變的沉積方式，幾乎等同於 K_0 的狀態下進行沉積。所以在室內模擬現地

土壤的剪力強度時，等向壓密三軸試驗會高估試體的剪力強度，唯有進行 K_0 壓密三軸試驗(CK_0U)才能更準確的預估現地土壤的剪力強度。

3.4.2 三軸 K_0 壓密試驗方式

過去針對 CK_0U 的試驗方法整理如下：

- (1) 主應力比一定法(Andravs 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 (ε_a) 對體積應變 (ε_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。

此方法只能求取正常壓密靜止土壓力係數 K_{onc} ，且須進行數個試驗之後才能求出 K_{onc} 。另外，此方法無法觀察 K_0 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_0 壓密試驗，皆為此方法之缺點。

- (2) 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。徑向應變量小於正負 0.001% (Okochi and Tatsuoka, 1984) 即可視為 K_0 狀態。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。

(3) 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。大河內等人不久又開發出可進行不飽和試體 K_0 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。

3.4.3 K_0 壓密三軸試驗之要求與影響 K_0 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_0 值的原因：

- (1) 砂土於三軸室內的壓密過程中，為了限制 K_0 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_0 壓密，於 K_0 解壓或是 K_0 再壓等過程，徑向應變應小於主要 K_0 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_0 值， K_0 壓密試驗其初始應力點之應力比應與現地之 K_0 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_0 值與沒有經過預剪之試體之 K_0 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_0 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_0 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_0 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 et al. 2006）。因此若要有效描述粉土細砂之力學行為，則必須使用非擾動試體才有代表性。

3.5 剪力波速量測

剪力波速的量測是以非破壞性的檢測方式獲取剪力波在試體內部的行進速度，並依據彈性理論推估試體的相關彈性參數(如:剪力模數 G_0)所以剪力波速的量測已然成為三軸試驗不可或缺的項目之一。一般皆於三軸室的頂、底蓋部分裝至剪力波速元件(bender element)，量測試體在加載方向的剪力波速。另外對於非擾動試體而言，也可經由室內剪力波速與現地剪力波速的差異，評估取樣過程中擾動的影響程度。

3.5.1 剪力波速的判斷準則

對於剪力波速的量測試驗而言，波傳距離與波傳時間為影響剪力波速

量測結果的重要因素。在波傳距離方面，一般皆採用兩剪力波速元件的端點至端點的距離作為剪力波的傳遞距離(Dyvik and Madshus 1985)。至於波傳時間方面，因為受到臨域效應(Sanches-Salinerro et al. 1986)的影響所以衍生許多不同的判斷準則。

如圖 3-6 所示，點 A 至點 B 之間初始軌跡會有偏離的現象（鄰域效應所造成），而後波型隨之上揚點(C 點)才是剪力波到達時間(Lee and Santamarina 2005;Kawaguchi et al. 2001)。

3.5.2 初始剪力模數(G_0)

剪力波元件試驗最大的剪應變約等於或小於 $10^{-3}\%$ (Dyvik and Madshus, 1985)，因此試驗在微應變下便可決定初始剪力模數 G_0 。由剪力波元件試驗資料判斷初達時間並計算剪力波速後，便可依下式計算出始剪力模數 G_{\max} 。

$$G_{\max} = \rho V_s^2 = \rho \times (L/t)^2 \quad (3.5)$$

其中，

ρ = 試體質量密度。

L = 有效長度，為試體長度扣除剪力波元件凸出上下頂蓋的長度。

T = 為波傳時間。

另外，過去的研究也發現，試體的初始剪力模數與試體的初始孔隙比密切相關，且當試體所受的壓密應力逐步增加時剪力模數也隨之增加。之後隨著壓密曲線收斂至正常壓密曲線(Normal consolidation line, NCL)，剪力模數也會收斂至單一的線性段上，此時的剪力模數則以 $G_{0(nc)}$ 稱之(Coop, 2005)。

所以剪力模數與有效應力之間的關係可以表示成(Viggiani and Atkinson 1995):

$$\left(\frac{G_{0(nc)}}{p_r}\right) = A_0 \left(\frac{p'}{p_r}\right)^{n_0}$$

其中，

$G_{0(nc)}$ = 試體在正常壓密階段的初始剪力模數(圖 3-7(a)為其示意圖)。

p' = 有效壓密應力。

p_r = 參照應力。

A_0 = 材料參數，為一固定值。

n_0 = 材料參數，為一固定值。

後續的研究更指出，剪力模數不只受到應力狀態與孔隙比的影響，應力歷史也會造成剪力模數的改變。在考慮應力歷史的影響之後，試體的剪力模數與有效應力間的關係可表示成(Rampello et al 1995):

$$G_0 = G_{0(nc)} \left(\frac{p_e'}{p'}\right)^c$$

其中，

p_e' = 試體孔隙比所對應至 NCL 上的應力狀態(圖 3-7(b)為其示意圖)。

p' = 試體當下的應力狀態。

C = 材料參數，為一固定值，但是正常壓密與過壓密試體的 C 值並不相同。

圖 3-8 為 Coop and Jovicic 針對三種不同的土壤所進行的剪力模數量測結果。結果顯示應力歷史的確會對剪力模數造成影響(此影響已將不同孔隙比的影響消除)。

表 3-1 不同 β 值對壓密結果的影響(摘自 Lee, 1993)

Source	Material	Magnitude of strain: %	Strain rate: s ⁻¹		Interpreted β		Comment
			Max.	Min.	Max.	Min.	
Smith & Wahls, 1969	Kaolinite	17-18	4×10^{-5}	4×10^{-7}	1.3×10^{-1}	1.3×10^{-4}	Good agreement between tests using different strain rate
	Calcium montmorillonite	17-30	1×10^{-5}	4×10^{-7}	2.15	8.6×10^{-4}	Poor agreement between tests using different strain rate
	Massena clay	26	1×10^{-5}	4×10^{-6}	6.4×10^{-2}	2.6×10^{-3}	Good agreement
Wissa <i>et al.</i> , 1971	Boston Blue clay	13-14	8×10^{-6}	1.6×10^{-6}	2×10^{-2}	4×10^{-3}	Good agreement
Sällfors, 1975	Bäckebo clay	14-19	1.7×10^{-5}	5×10^{-7}	3.3×10^{-1}	1×10^{-3}	Not so good agreement between tests using different strain rate, higher strain rates produce higher pre-consolidation pressure and C_v value
Gorman <i>et al.</i> , 1978	Kentucky soil Site 1	20-22	4.2×10^{-6}	2.5×10^{-6}	6.5×10^{-3}	4×10^{-3}	Good agreement
	Site 2	12-40	1.4×10^{-5}	8.3×10^{-7}	4.5×10^{-2}	2.6×10^{-3}	Good agreement
	Site 3	12-16	2.7×10^{-6}	6.3×10^{-7}	1.6×10^{-2}	4×10^{-3}	Good agreement

表 3-2 不同學者針對非凝聚性土壤所建議的壓密模式(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

Functional form of bulk modulus K^*	$\partial K/\partial e$	Stress range†			Density–stress state space	Number of parameters	Comments	References
		L	E	H				
$C(1 + e)\sigma'$	>0	Elastic → Plastic			$e - \log \sigma'$	3	Classical critical state formulation. Elastoplastic. NCL (e_0, λ). Elastic rebound κ	Terzaghi & Peck (1948); Schofield & Wroth (1968)
$C\sigma'$	$=0$	Elastic → Plastic			$\log(1 + e) - \log \sigma'$	2	Modification of critical state model	Butterfield (1979)
$C\sigma'^b$	—	↔↔↔↔↔↔↔↔			—	2	Power law modulus. Curve fit to stress level and density of interest	Schultze & Moussa (1961); Janbu (1963)
$C\sigma'^{1/3}$	—	Elastic			—	3	Elastic–Hertz contact theory. Elastic properties of particles E, μ . Particle packing configuration	Mindlin & Deresiewicz (1953); Deresiewicz (1958)
	—	Elastic			—	3	Hertzian–Holey model. Gap collapse pressure	Ko & Scott (1967)
$C(1 + e)^{-2/3}\sigma'^{1/3}$	<0	Elastic			—	3	Isotropic random particle array. C is a function of E, μ and coordination number	Chang <i>et al.</i> (1992)
$C(\delta)\left(\frac{1 + e}{e^2}\right)\sigma_v'^{1-b}$	<0	Load only			$\frac{1}{e} - \sigma_v'^b$	6–7	1-D compression model. $b = 0.5$ for cohesionless soils. $C(\delta)$: empirical function of index and physical properties.	Hardin (1987)
$C\frac{1}{e}$	<0	Load only			$\log\left(\frac{e}{1 + e}\right) - \sigma_v'$	2	1-D metal powder compression. Valid only at high stresses	Shapiro & Kolthoff (1947); Heckel (1961)
Elastic: $C_b\left(\frac{1 + e}{e}\right)\sigma'^{1/3}$ Plastic: $C(\delta)\left(\frac{1 + e}{e}\right)\sigma'$	<0	Elastoplastic Elastic			$\log e - \log \sigma'$	4(3)	New elasto-plastic model. LCC regime σ_r', ρ_c . Plastic transition θ . Elastic unload C_b	This paper

* C is a material constant or a function containing material constants; δ is dimensionless distance in stress state space.

表 3-3 MIT-S1 模式對於不同砂土的參數標定值(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

Sand type		Physical Properties				Range of e_0		Model parameters				Reference
Name	Abbreviation	D_{50} , mm	C_u	G_s	Shape	e_{max}	e_{min}	C_b	ρ_c	σ'_r , MPa	θ	
Dog's Bay	DB	0.2	2.4	2.75	Angular	1.83	0.98	900	0.4	4.1	0.3	Coop(1990) Coop & Lee(1993)
Ham-river	HR	0.28	1.6	2.66	Sub-rounded	0.92	0.59	850	0.36	4.25	0.225	Coop & Lee(1993)
Quiou	Q	0.7	4.5	2.71	Angular	1.2	0.78	1000	0.31	1.8	0.7	Pedroni(1992)
Ticino	Ti	0.53	1.6	2.68	Sub-rounded	0.93	0.58	800	0.38	3.75	0.25	Carriglio(1989) Pedroni(1992)
Toyoura	To	0.17	1.5	2.65	Sub-angular	0.98	0.58	850	0.37	5.5	0.2	Miura(1979) Miura et al.(1984)
Lagoon silt	LS	0.13	2.5	2.77	Angular	N/A	N/A	460	0.24	0.1	0.55	Cola et al. (2007)

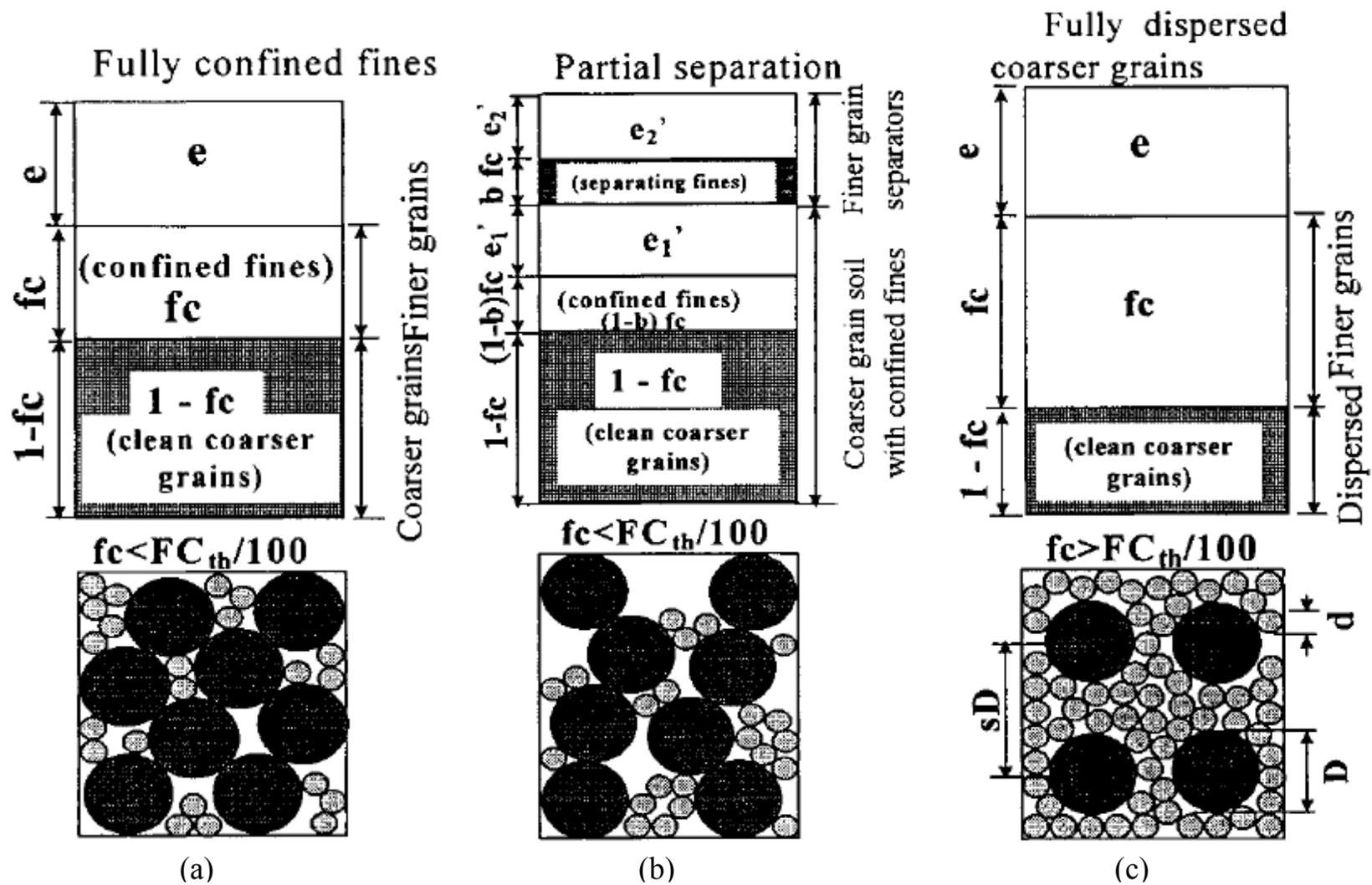


圖 3-1 細料含量的變化導致不同的土壤結構(摘自 Thevanayagam, 1998)

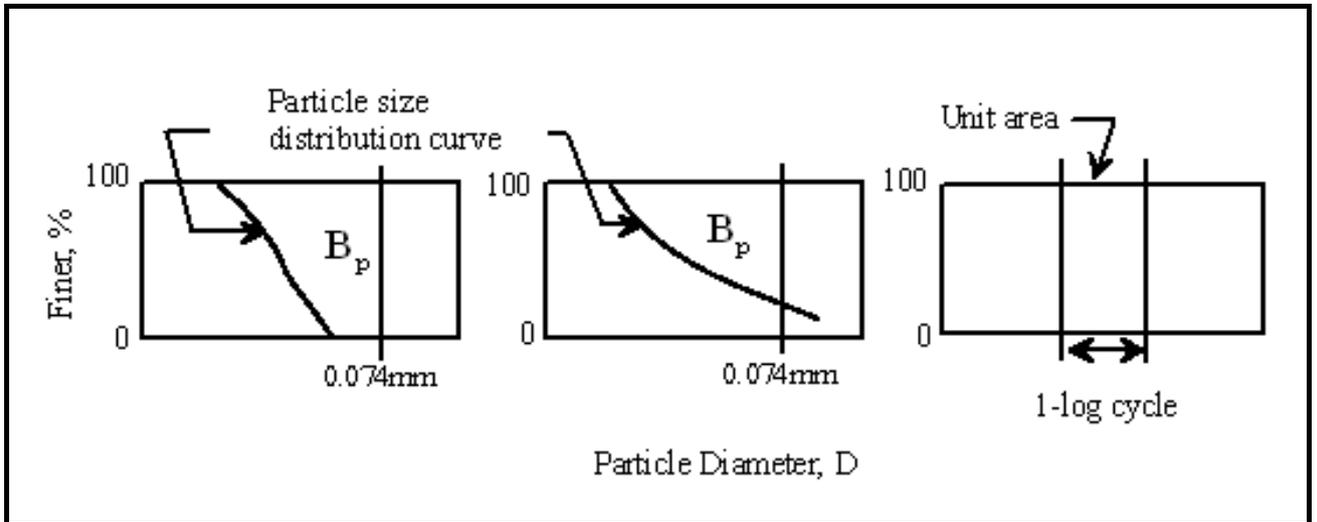


圖 3-2 土壤破碎潛能評估(修改自 Hardin, 1985)

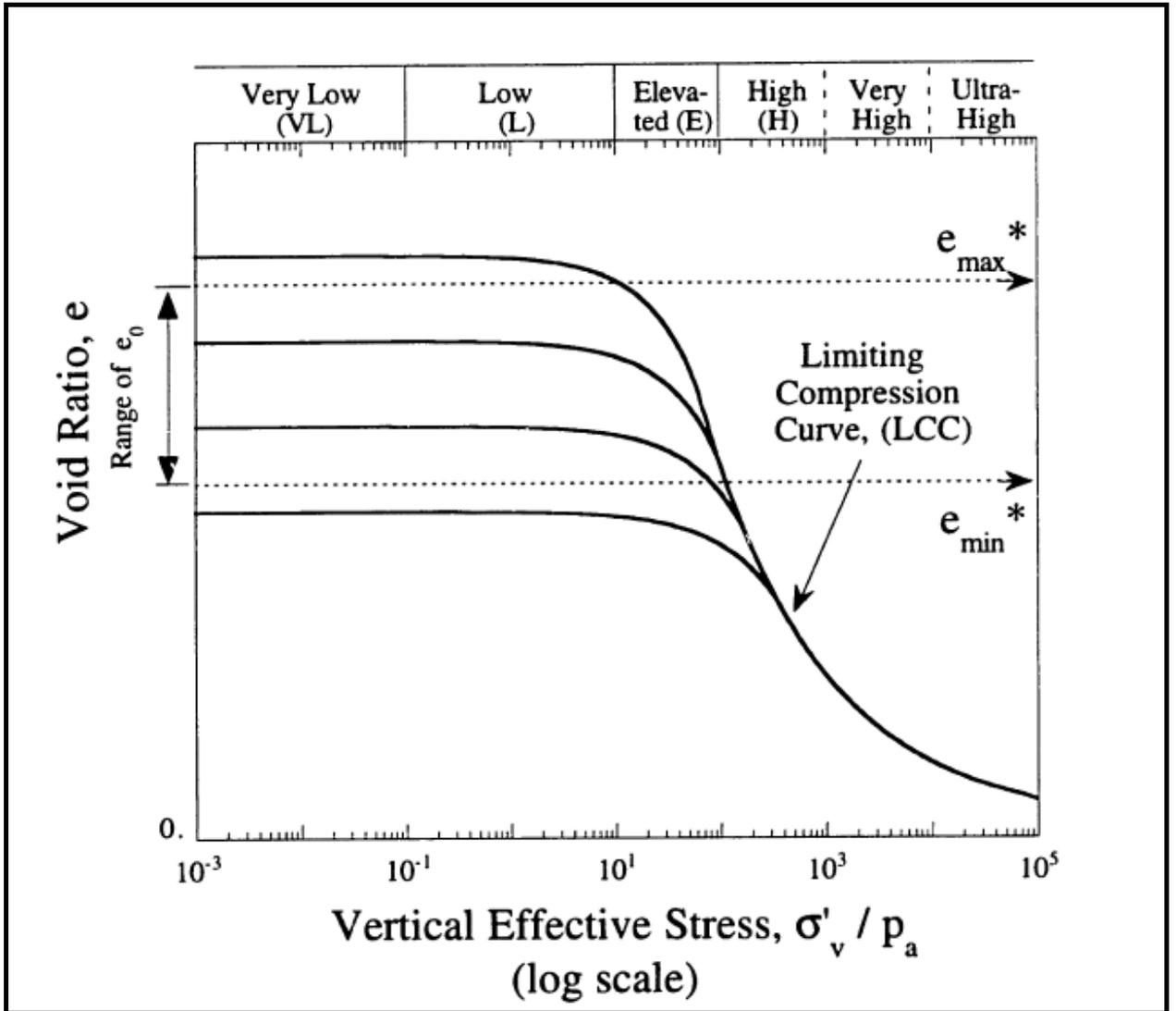


圖 3-3 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

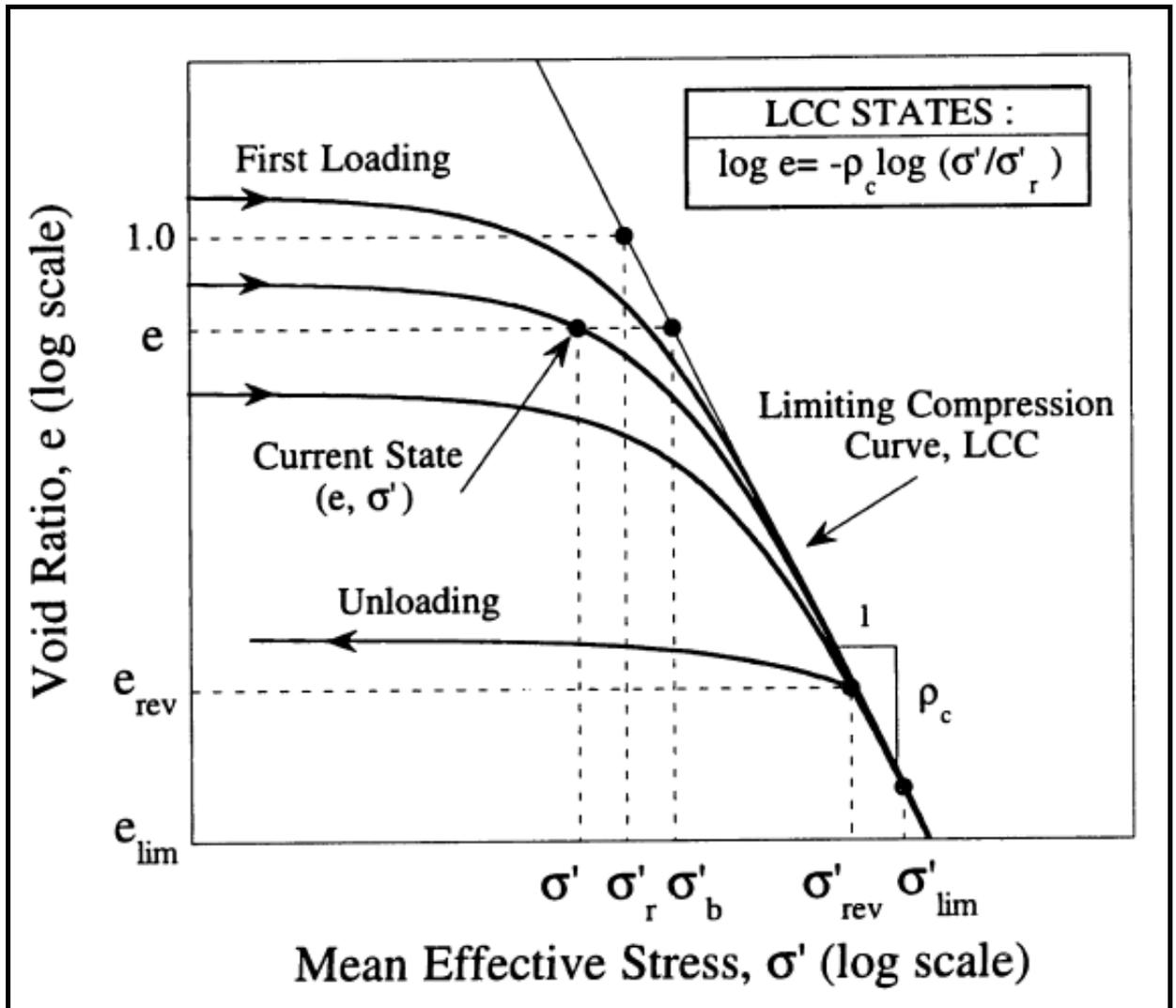


圖 3-4 MIT-S1 壓縮理論模擬的壓縮曲線圖(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

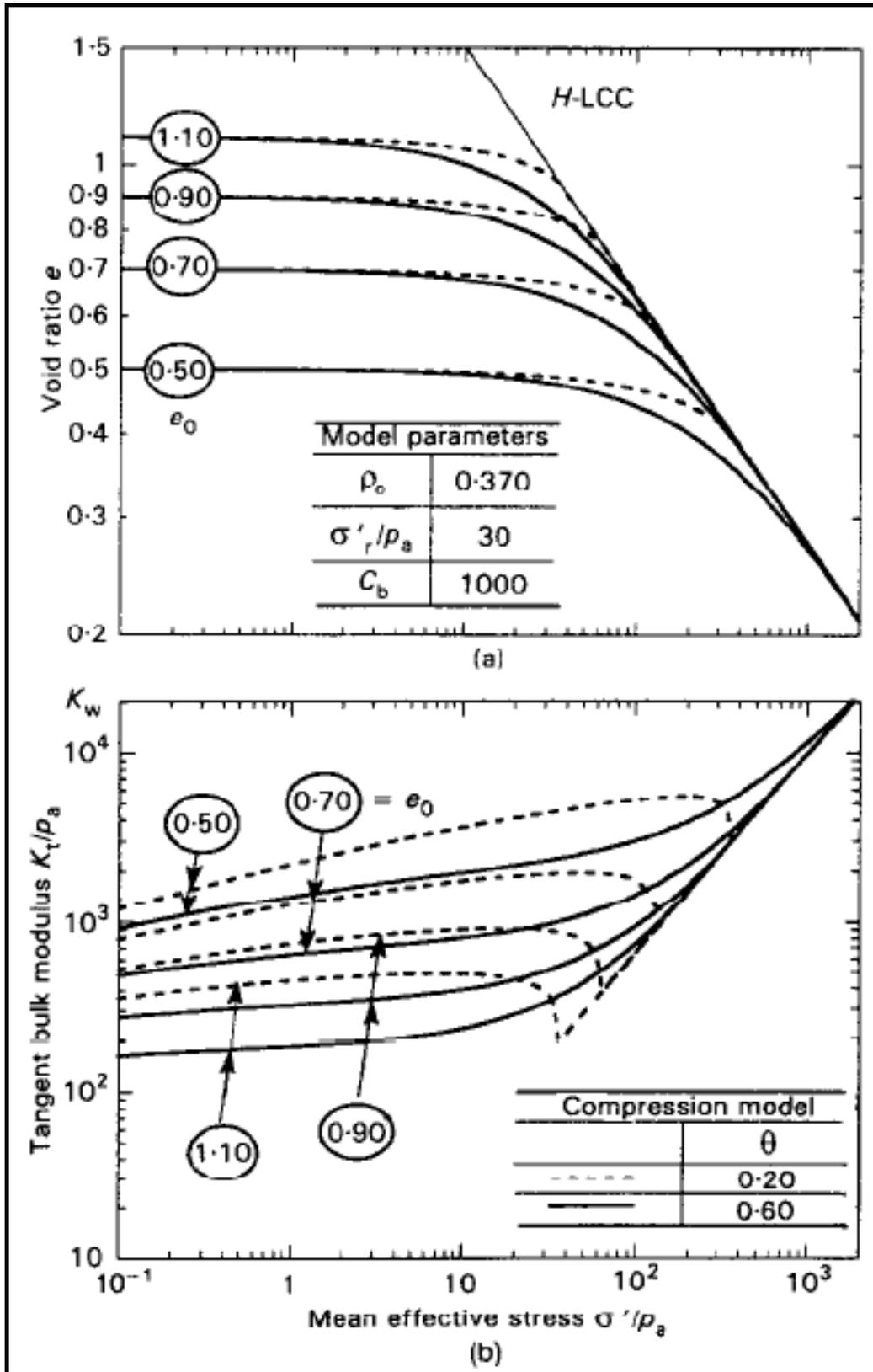


圖 3-5 不同 θ 值對壓縮行為的影響(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

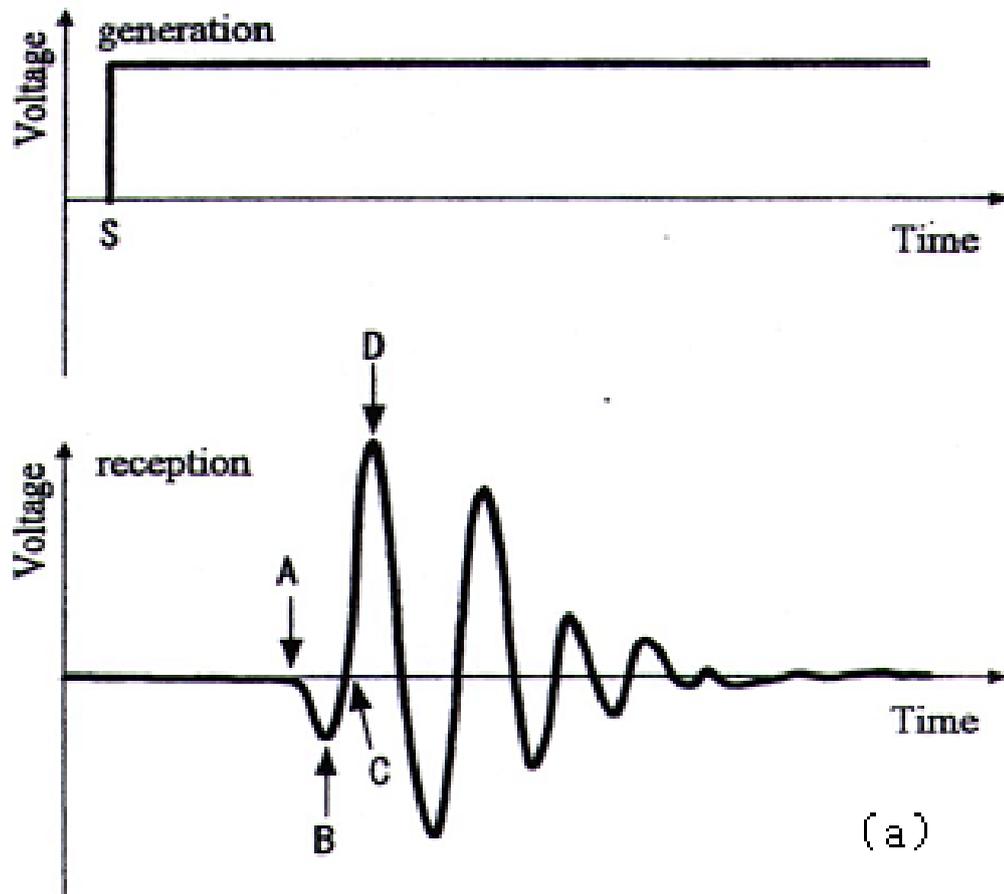


圖 3-6 接收端的波形示意圖(摘自 Kawaguchi et al., 2001)

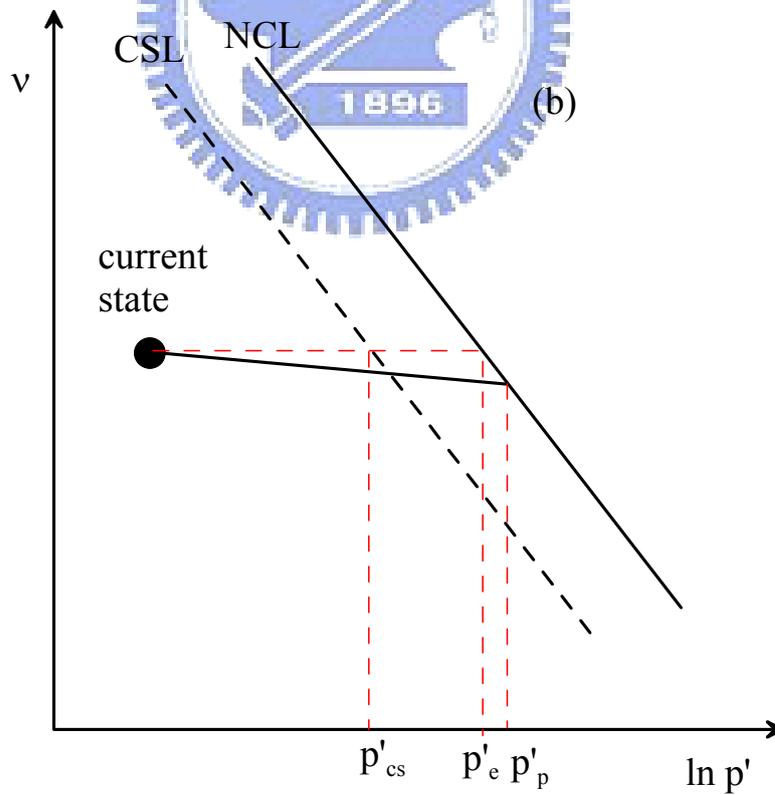
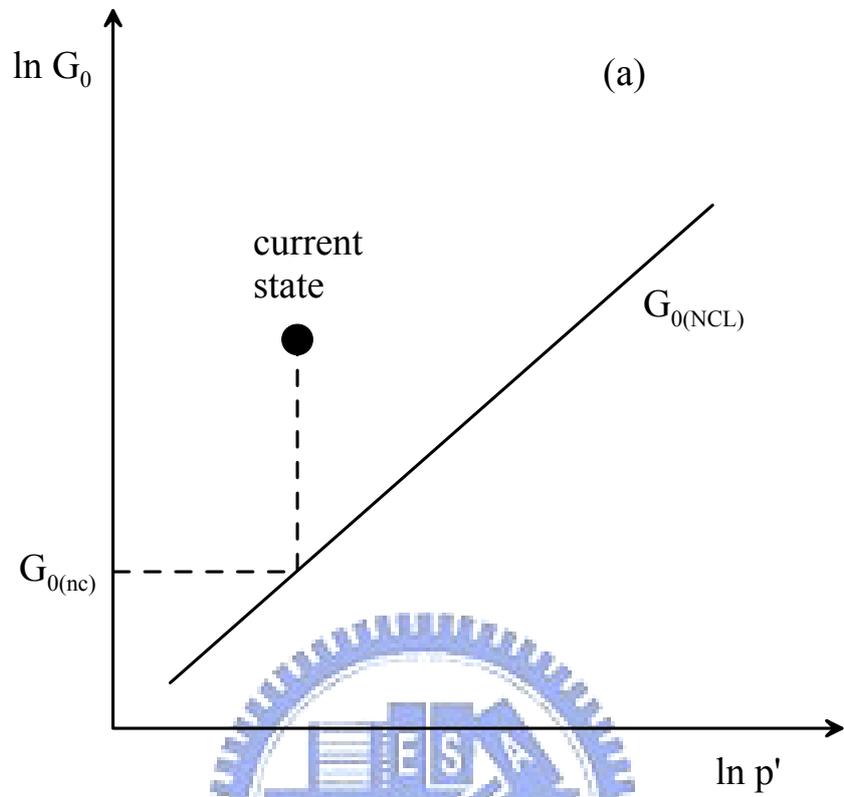


圖 3-7 $G_{0(nc)}$ 與 p'_e 定義示意圖

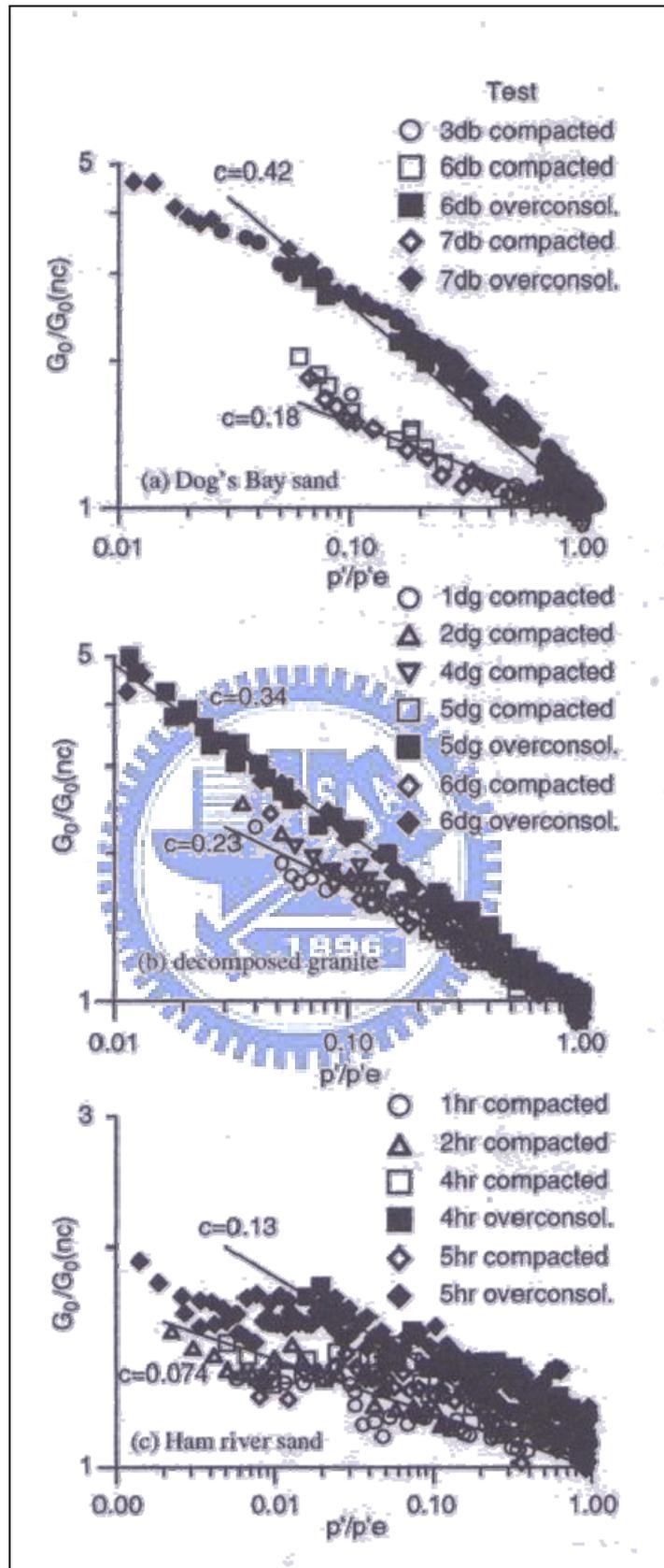


圖 3-8 剪力模數對體積狀態正規化之後的變化情形(Coop and Jovicic,

1999)

第四章 試驗程序與設備

本研究系利用 CRS 壓密試驗與 CK₀U 三軸試驗來確立試驗材料(MLS、YLS、KHS)的壓密行為。且本研究所用 CRS 與 CK₀U 的試驗設備皆為本研究室自行研究開發之系統，所以以下將對整個試驗系統的重複性與實驗精度進行介紹。

4.1 CRS 壓密儀

本研究所使用的 CRS 壓密儀主要是本研究式自行設計與製作。有別於過去常見的 CRS 壓密儀，交通大學 CRS 壓密儀除了具備過去 CRS 壓密儀的特點之外，並增加了 Piston 的部分而能有效的控制壓密應力。以下針對交通大學 CRS 壓密儀與 CRS 壓密試驗程序進行更詳盡的介紹。

4.1.1 CRS 壓密儀

圖 4-1 為 CRS 壓密儀的外觀與內部示意圖。此壓密儀主要可分為上下兩部分:儀器的上半部為提供軸向壓力控制的 Piston (Piston 內部使用無摩擦力之 Bellofram 提供軸向 Piston 阻水功能);下半部則為壓密軸室，軸室內可放置直徑 63mm，高度 20mm 的壓密試體與厚 2mm 之硬化不銹鋼壓密環。如圖 4-1 所示，試體的兩端為透水石，且上下兩端皆可施加回水壓。此設計可以讓試體上下排水單獨控制，並在回水壓的情況下進行壓密試驗。

另外，為了避免壓密儀器本身的變形量影響壓密試驗的結果，所以在儀器的下半部分進行開槽並將量測位移的標的物連接至傳遞力量的軸桿底

部，並於標的物上架設 LVDT 進行位移量的量測。如此方可有效避免軸桿的變形量對壓密結果造成的影響。圖 4-2 為位移標的物架設於軸桿頂部與底部時的壓密結果比較。荷重元則裝設於 CRS 壓密儀上方。

軸壓加載系統

加載系統採用 WYKEHAM FARRANCE 所製之步進控制馬達。此馬達步進速率的可變化範圍介於 50mm/min~0.0005mm/min 之間，而馬達整體的軸相抗壓可達 100kN。所以具備足夠的解析度與抗壓能力進行 CRS 壓密試驗。

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 kg/cm²。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 kg/cm²。

4.1.2 CRS 壓密試驗程序

試體架設流程

等速率壓密試驗的試體架設程序主要可分為下述幾項：

- (1) 先將透水石安置於 CRS 壓密儀的底座上，經由底座貫入除氣水使透水石達到飽和。待透水石飽和之後再將濾紙以及壓密環依序擺設至透水石上。
- (2) 將事先預估好的土樣依濕夯法的程序，將直徑 63mm、高度 20mm 的壓

密環內均勻填滿試驗土樣，待夯實完成之後再將濾紙以及透水石依序放置於試體上方。

- (3) 將壓密儀的上半部裝設於試體上方，並將壓密儀器的上下半部以六根螺絲釘緊密結合以達到為全防水的要求。之後再將差壓計、LVDT 以及施加水壓的高壓管線全部裝設完成。
- (4) 先開啟加載用馬達並施加約 10kPa 的有效應力於試體上，再將除氣水以重力引導的方式灌入壓密儀中，利用 flush 將壓密儀內部的空氣排出，之後再將壓力升高進入飽和的階段。在此步驟中，皆控制 Piston 內的氣壓使試體所受的有效應力保持於 10kPa。另外在正式壓密之前，差壓計也一直保持於連通狀態，以避免過高的壓力差對差壓計造成傷害。
- (5) 待試體達飽和狀態後，即利用事先選定的壓密速率進行壓密，壓密過程中水由試體上方排出進入刻度管內，並利用差壓計量測壓密過程中不排水端所激發的超額孔隙水壓。考慮加載儀器的容許應力下，在垂直向的有效應力達 6MPa 即停止試驗。
- (6) 量測壓密完成後的試體飽和重量以及烘乾後的重量，推估試體壓密前後的孔隙比。

壓密速率決定

對於等速率壓密試驗而言，過高的應變速率會導致試體的超額孔隙水壓不及消散，而使得過去的理論基礎無法正確的描述試體的壓密行為(過去的理論均假設試體內部的孔隙水需達到穩流的狀態(steady state)，詳細理論請見 3.2.2 小節)，但是過低的應變速率則會造成超額孔隙水壓的量測上的困難，並造成試體的壓密係數(C_v)在計算上的誤差(Lee, 1993)。

所以在決定壓密的應變速率方面，根據 Lee(1984)所述， β 值為決定應變速率的主要參數：

$$\beta = \gamma h_0^2 / C_v$$

不同的土壤適用於不同的 β 值以決定不同的應變速率，並建議 0.1 為 β 的上限值，當壓密過程中 β 值皆小於或等於 0.1 的狀態下，壓密結果即可符合現有的理論基礎。表 4-1 為此次試驗各試體所使用的應變速率以及 β 與 C_v 值。由表 4-1 可發現，所有試驗試體的 β 值皆遠小於 0.1，所以試驗結果可以使用過去的理论進行解析。

4.2 CK₀U 三軸試驗儀

本試驗亦採用自行研發的三軸試驗設備，以伺服控制的方法確保試體在壓密過程中保持在 K_0 的狀態，之後再進行不排水的單向度壓縮試驗。三軸室內並包含剪力波速源件(bender element)，在壓密過程中量測不同應力狀態下的剪力波速。以下針對各項原件進行介紹

4.2.1 CK₀U 三軸儀器

圖 4-3 為 CK₀U 三軸室設備示意圖，頂底蓋直徑為 70mm，高度 150mm；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。三軸試驗設備主要以不銹鋼內支撐與三軸室下部緊密結合，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(non-contact displacement transducer)與其標的物，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

軸壓加載系統

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（Dynaserv DR 1220E）。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 ($614400 \times 5 / 25.4$) 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。

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。

氣壓與水壓控制系統

與 CRS 壓密試驗使用相同的系統，詳細描述請見 4.1.1 小節。

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。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 25kN，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 1400kPa 水壓計 (Pressure Transducer) (DATA AB) 使用。

另外，位移計的量測範圍為 2.3mm，解析度在 0.02 μ m 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。CK₀U 三軸試驗所使用各項量測設備之規格如表 4-2 所示

4.2.2 PID 軸向應變控制系統

利用二組非接觸式位移計（Bently Nevada 3300XL NSv 8mm Proximity Transducer，system sensitivity = 200 mv/mil）與電子式調壓閥(electrical pressure transducer, EP)組成 PID 控制系統。

在壓密過程中，非接觸式位移計量測位移計與橫向標的物間相對位移，作平均得到試體之橫向應變，此時的應變量即為 PID 系統內的目標值。電子式調壓閥依此目標值進行圍壓的調整以確保在壓密過程中試體之橫向應變量小於正負 0.001%（Okochi and Tatsuoka, 1984）。圖 4-4 為壓密過程試體的側向應變狀態，可清楚看出應變量皆小於 0.001%，所以可視為 K_0 狀態。壓密過程中並紀錄 K_0 ($=\sigma'_h/\sigma'_v$) 之變化。

另外，除了確保試體在壓密過程中的側向應變值小於 0.001%之外，也根據試體在垂直向的變形量計算試體的體積變化(ΔV_{axial})，並將此體積變化量與實際的排水量(ΔV_{volume})做比較後發現，對於絕大部分的試驗而言計算的體積變化與實際排水量幾乎相同，所以可以再次確認試體在壓密過程中的確保持 K_0 狀態。所以試驗的壓密排水量比較結果皆收錄於附錄 A。

4.2.3 剪力波速量測

本系列試驗所使用自行組裝之剪力波元件（Bender Element）進行剪力波速量測，可量測之試體高度為 14 公分，可對乾砂及飽和砂土進行試驗，

圖 4-5 為剪力波量測系統之示意圖。以下就剪力波元件的規格、激發頻率的選擇與波傳時間的判定進行介紹。

剪力波元件

(1) 壓電陶瓷晶片 (Piezoelectric Ceramics)

剪力波元件使用壓電陶瓷晶片製作；尺寸大小為 $14.5 \times 12 \times 1 \text{mm}$ ，極化電壓為 10V，尺寸如圖 4-6 所示，將 **Bender Element** 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，並使用熱固環氧樹脂（熱固膠）固定於三軸室上下頂蓋中，透水石部分則以矽膠填塞，總凸出約 1/4 元件長（約 3mm），試體上下蓋設計示意圖如圖 4-7、圖 4-8 所示，完成後之試驗設備如圖 4-9。

壓電特性是指當材料受到一機械外力作用時，會產生相對於機械力大小之電壓；同樣地，當材料受到電壓作用時，會產生相對於此電壓大小的形狀改變。壓電陶瓷晶片可分為串聯（Series connected）與並聯（Parallel connected）兩種連接方式，串聯時機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍，反之，並聯時電能轉換為機械能的功率是串聯的兩倍，故利用壓電陶瓷晶片剪力波元件量測剪力波速時，以並聯型式作為激發端，並以函數產生器（Function Generator）調制激發波形，以串聯型式作為接收端，並以示波器或是其他設備擷取波形，可達到傳送及接收訊號的良好效果。

(2) 函數產生器 (Function Generator)

主要功能在於產生單一週期正弦波，函數產生器輸出電壓予上蓋剪力波元件後將電能轉換為動能，透過土體傳遞剪力波。本試驗所使用之函數產生器是由惠普公司出產，型號為 HP33120A，函數產生器可輸出五種波形：正弦波、方波、三角波、斜波及 Random wave，可由預先定義之五種

波型中任選一種使用，或自行撰寫程式設定波形，可輸出單一週期波型或輸出連續波；輸出頻率範圍為 $10\mu\text{Hz}\sim 15\text{MHz}$ ；輸出之振幅範圍視目前所選用之波形函數和輸出端而定，本試驗使用正弦波輸出端為 50Ω ，輸出最大振幅為 $50\text{mVpp}\sim 10\text{Vpp}$ 。

(3) 訊號擷取系統

當上蓋觸發一正弦波後，便採用示波器或電腦接收訊號，並記錄之，並在電腦上判斷剪力波到達時間；訊號接收系統應至少具有一個接收通道 (channel) 及一個觸發同步信號通道 (目的在觸發時間原點)，若使用示波器可透過 RS232 或 GPIB 介面將訊號輸出或直接將結果列印，而本試驗利用電腦配合訊號處理卡及信號輸入盒 (功能類似於一般訊號量測之 terminal board) 接收試體底座剪力波元件所激發之電壓波形，並且利用軟體同時進行訊號平均運算等功能，最大接收訊號頻率為 25kHz ，訊號接收軟體如圖 4-10 所示。

激發頻率

Dyvik and Madshus (1985) 指出，剪力波激發頻率的改變會影響接收波形之振幅大小，當剪力波元件激發頻率與土壤達到共振時，接收波形會產生最大振幅，此時的激發頻率可視為最佳激發頻率，但因為試驗土樣、試體條件狀況不同，故試驗時必須不斷的調整激發頻率，以得到土壤試體之最佳激發頻率。Dyvik and Madshus (1985) 建議剪力波元件之發射波宜使用 $5\sim 100\text{Hz}$ 之方波，而 Viggiani and Atkinson (1995) 建議若使用正弦波時，頻率應介於 $1\text{kHz}\sim 10\text{kHz}$ 之間，均可避開鄰域效應。

且根據黃耀道 (2007) 對剪力波進行測試，本研究所使用之剪力波元

件在 6kHz 時與土壤會有最大之振幅。因此本研使用 6kHz 單一週期正弦波作為激發波形。

4.2.4 CK_0U 三軸室驗程序

試體架設流程

試體的架設流程與過去一般的重模三軸試體的架設方式相同，詳細施作方法請見蔡明道碩士論文(2004)。但是為了確保試體在壓密過程中保持 K_0 狀態，作者另外於三軸室內裝設兩組非接觸式位移計對試體的徑向應變進行量測。

壓密與不排水剪動速率

在壓密速率的決定方面，以試體在壓密的過程中不激發超額孔隙水壓為主要考慮因素，所以本試驗選擇 0.037mm/min (0.00024 strains/min) 的壓密速率進行試驗。至於不排水剪動方面，主要是以三個小時內試體的總應變量達到達到 25% 為依據，根據不同的試體高度選定步進馬達的加載速率。本研究所使用之重模試體的高度皆為 15cm，故選定速率 0.21mm/min 對試體進行不排水剪動。

表 4-1 CRS 壓密試驗的應變速率

MLS	FC,%	strain rate ($10^{-4}/s$)	β	$C_v(\text{cm}^2/s)$
C-0-1	0	1.5	2.2×10^{-6}	218
C-15-1	15	1.5	4.8×10^{-6}	93.3
C-30-1	30	2	1.4×10^{-5}	34.7
C-50-1	50	2	3.8×10^{-5}	18.7
C-75-1	75	1	9.4×10^{-5}	2.8
C-100-1	100	1	9×10^{-5}	7.9
YLS	FC,%	strain rate ($10^{-4}/s$)	β	$C_v(\text{cm}^2/s)$
C-silt-1	53	1	4.1×10^{-5}	5.9
C-silt-2	49	0.5	1.9×10^{-5}	7
C-silt-3	48	1	1×10^{-4}	2.3
C-silt-R	51	1	6.1×10^{-5}	4.2
KHS	FC,%	strain rate ($10^{-4}/s$)	β	$C_v(\text{cm}^2/s)$
C-K-1	11	1.5	1.1×10^{-5}	39.8
C-K-2	12.2	3.5	3.9×10^{-6}	268
C-K-3	3.3	2	3.5×10^{-5}	15.7
C-K-4	5.8	1.5	1.5×10^{-4}	2.8

表 4-2 三軸單向壓縮試驗量測系統規格表

感應器	量測範圍	解析度
非接觸式位移計	2.3 mm	0.5 μ m
沉水式荷重元	5kN	0.1N
水壓計	700kPa	0.01kPa



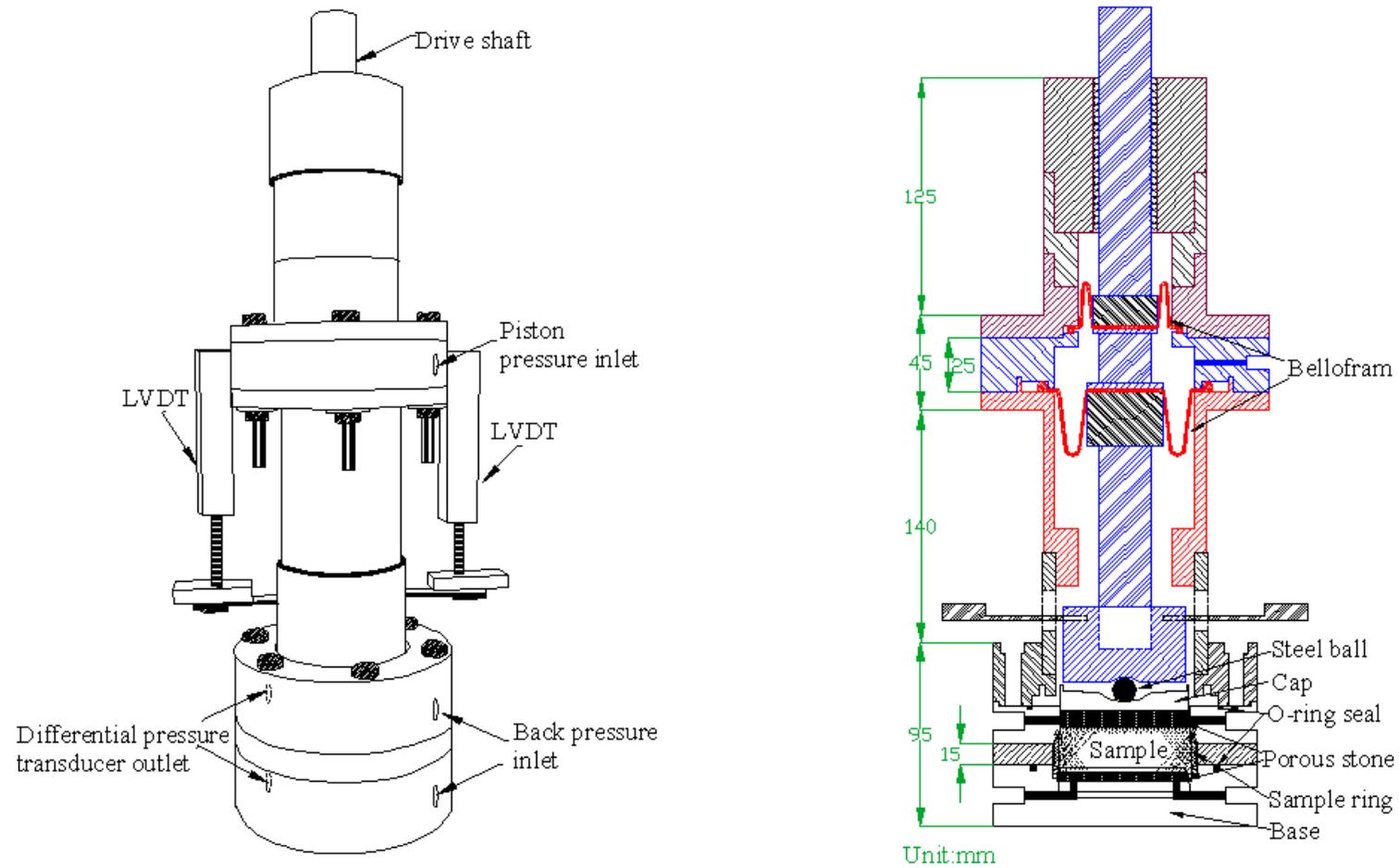


圖 4-1CRS 壓密試驗設備設計示意圖

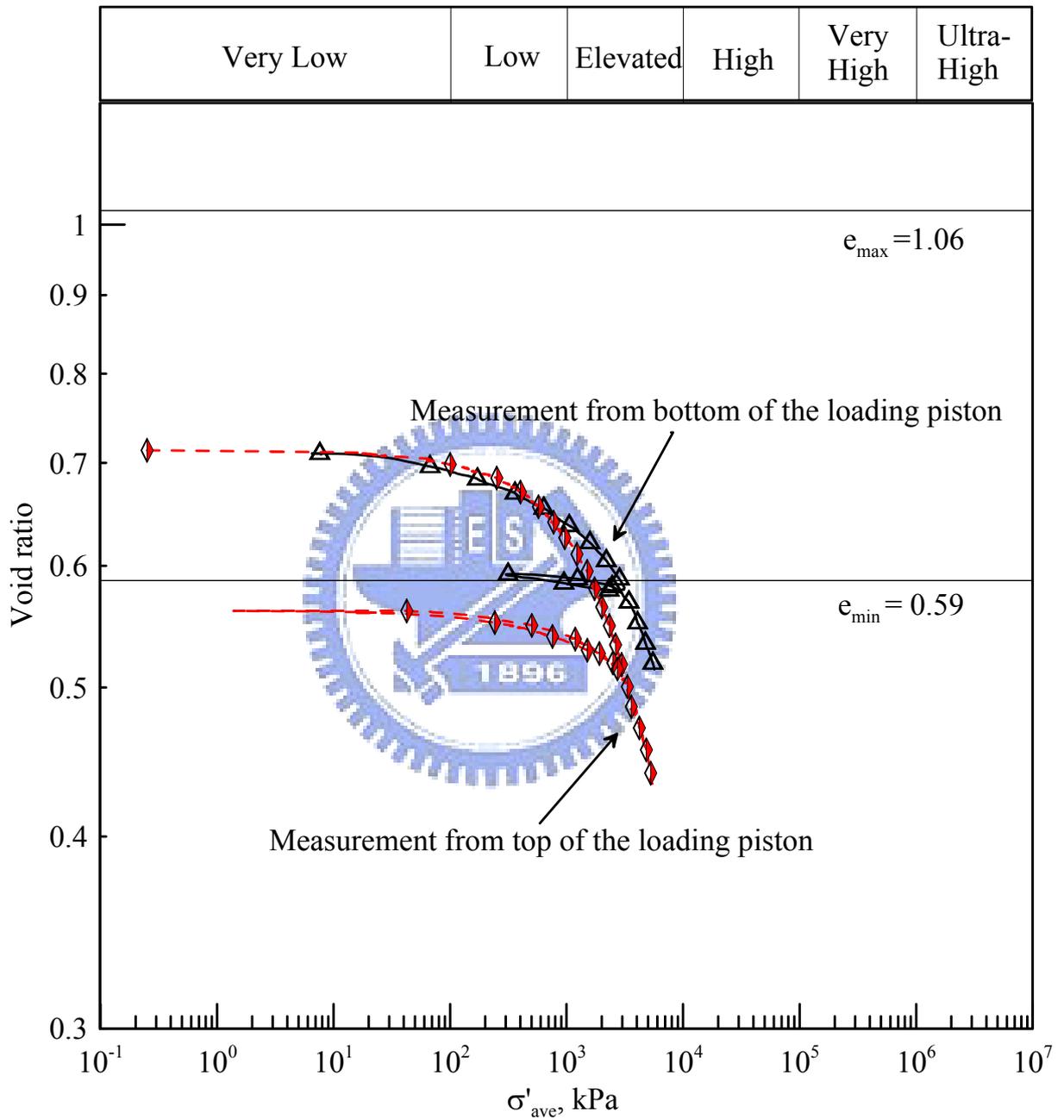


圖 4-2 壓密儀的壓縮量對壓密曲線結果的影響

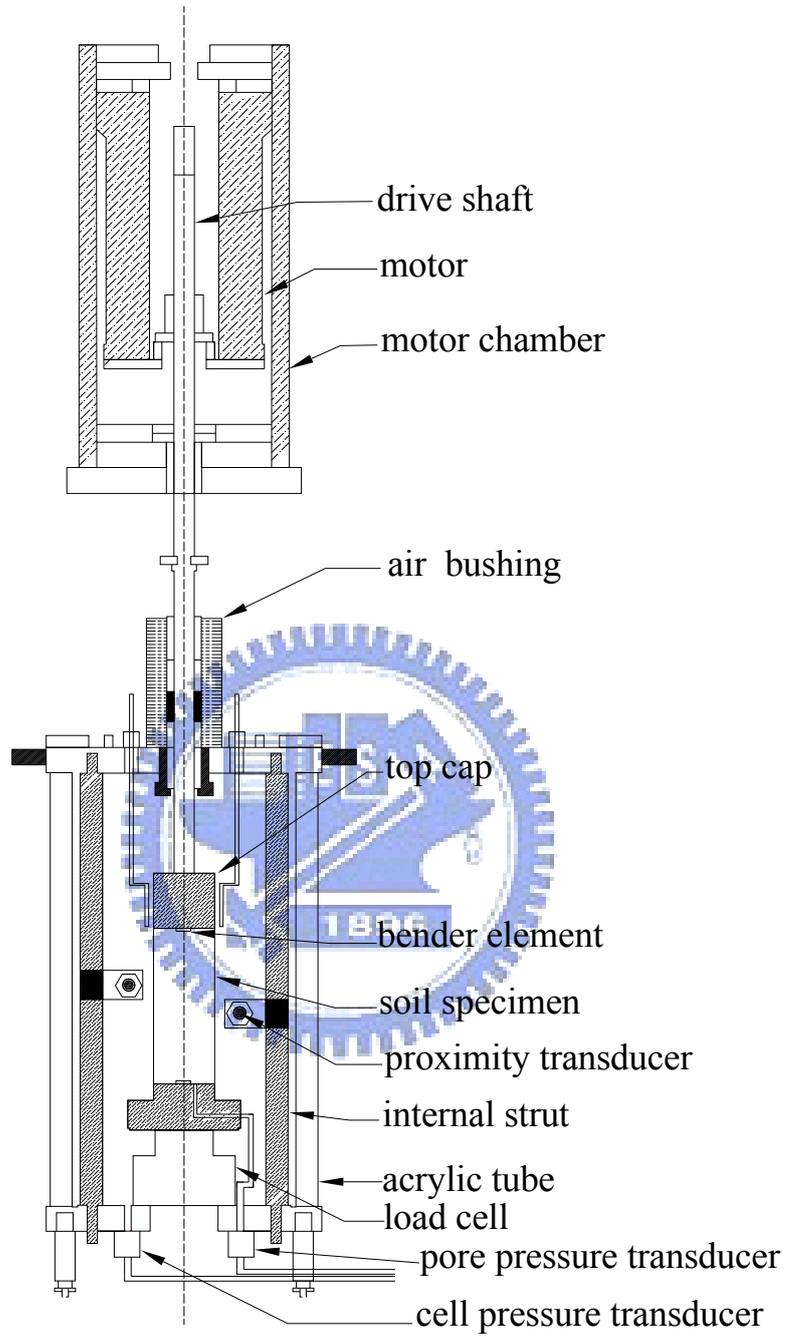


圖 4-3CK₀U 三軸試驗設備設計示意圖

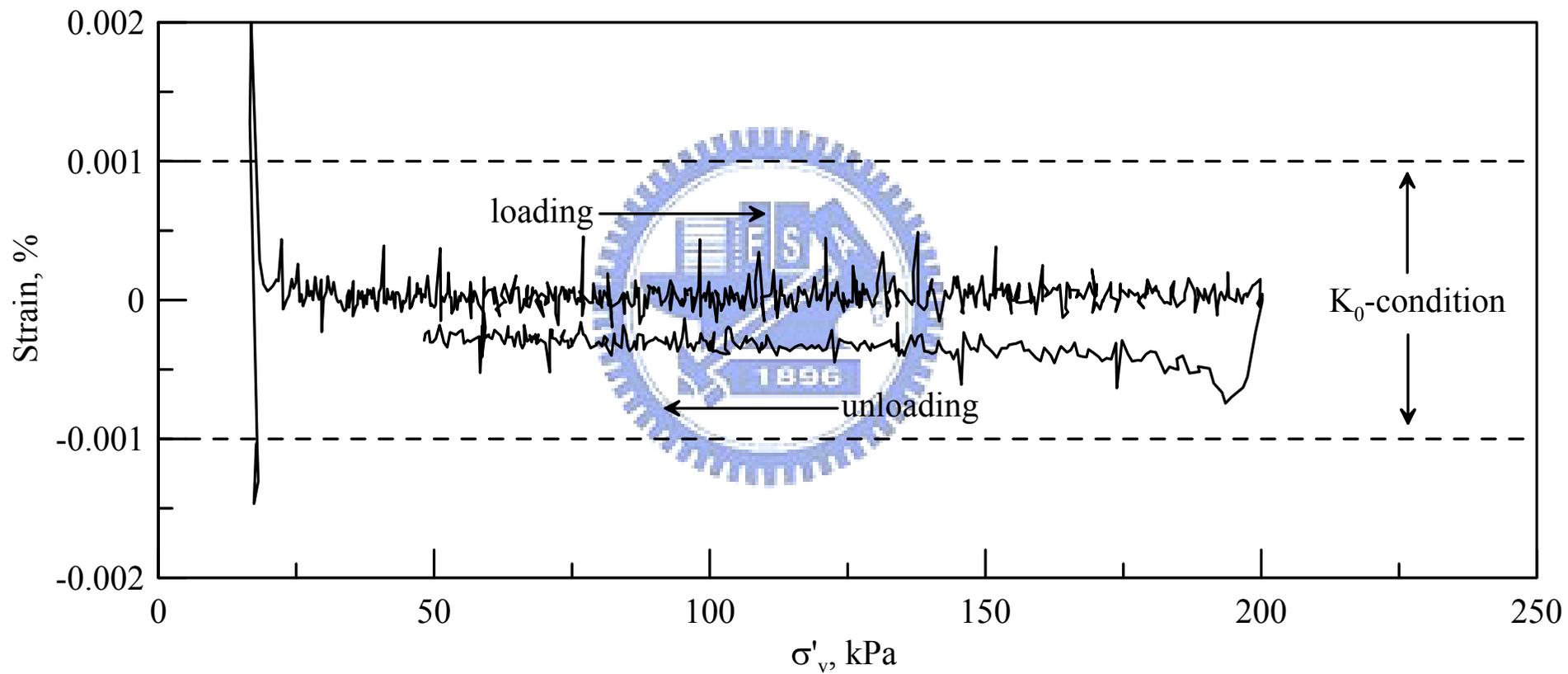


圖 4-4 壓密過程中側向應變控制結果

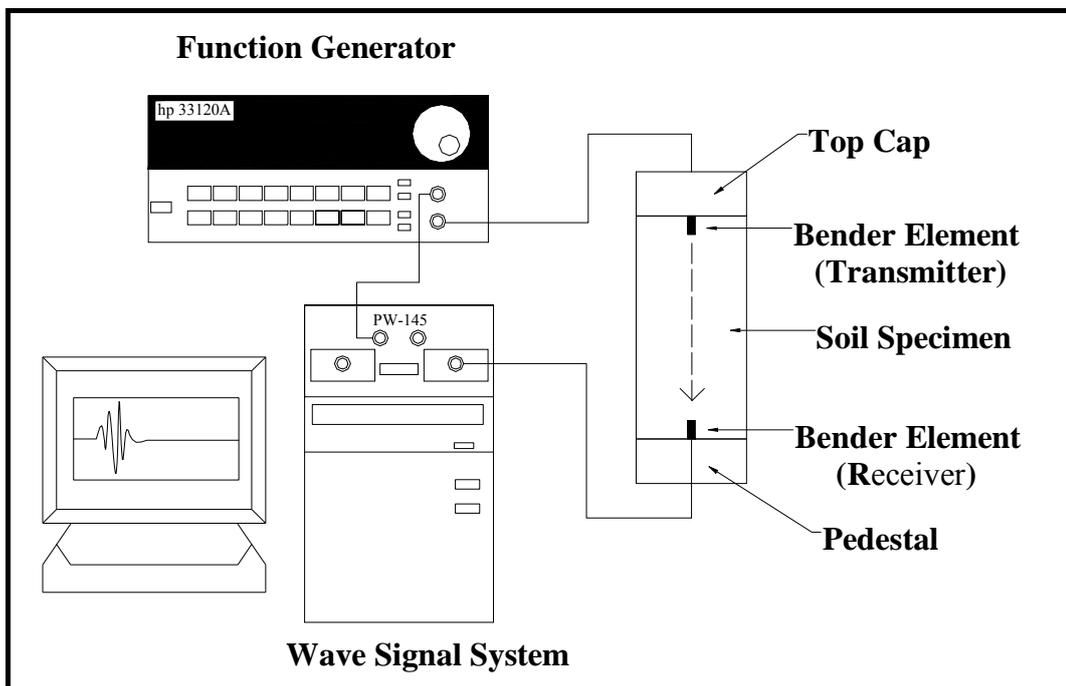


圖 4-5 剪力波元件試驗系統示意圖 (林靜怡, 2003)

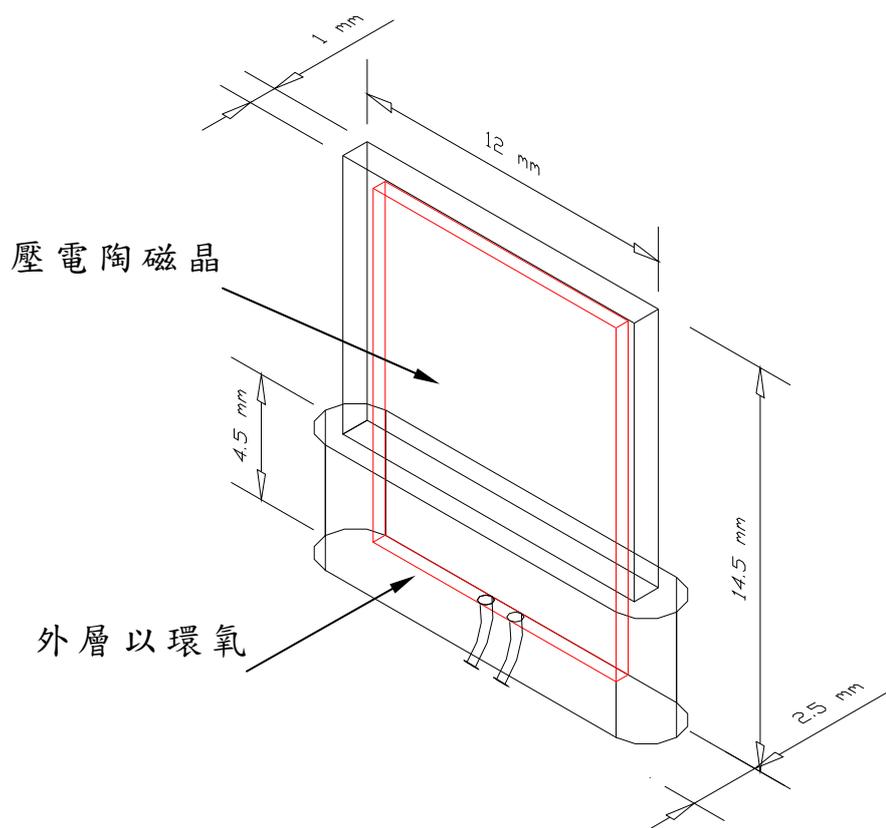


圖 4-6 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸 (After Dyvik, R. and Madshus, C., 1985)

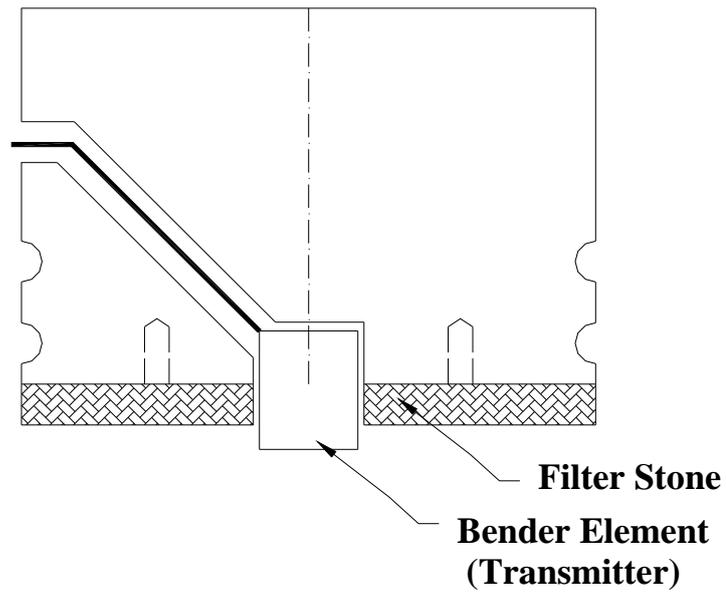


圖 4-7 試體頂蓋剪力波元件（發射端）嵌入示意圖（林靜怡, 2003）

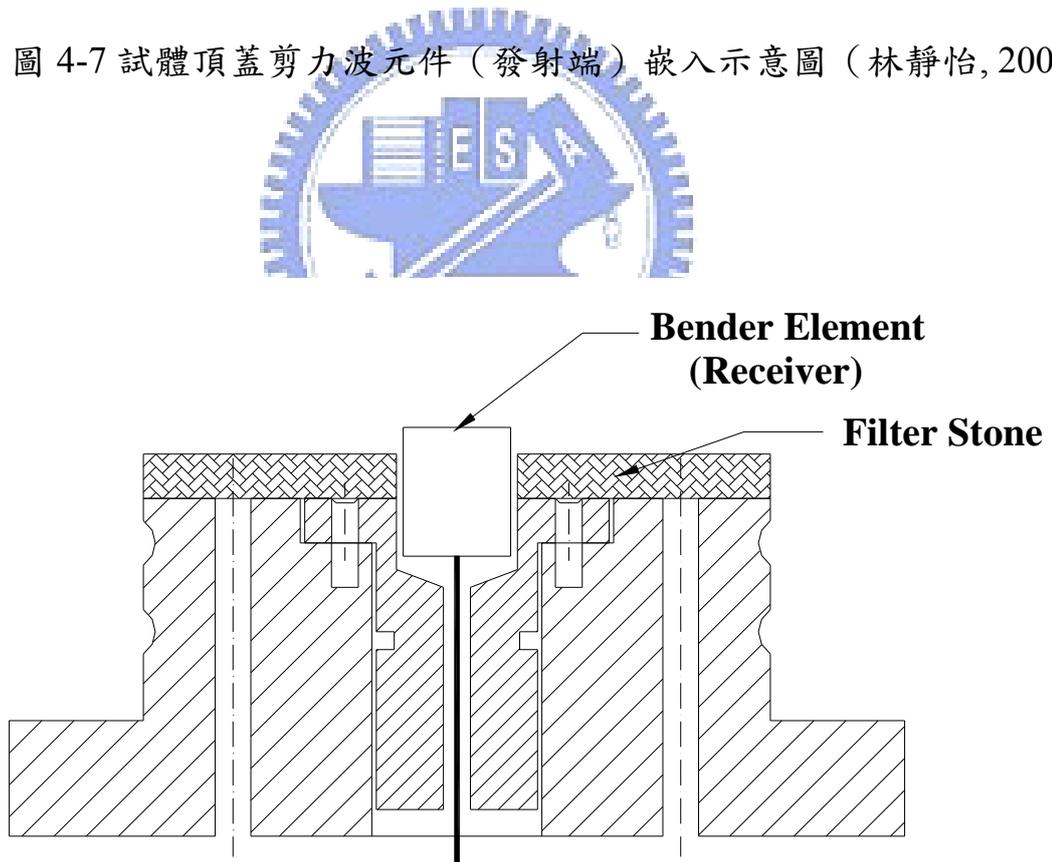


圖 4-8 試體底座剪力波元件（接收端）嵌入示意圖（林靜怡, 2003）

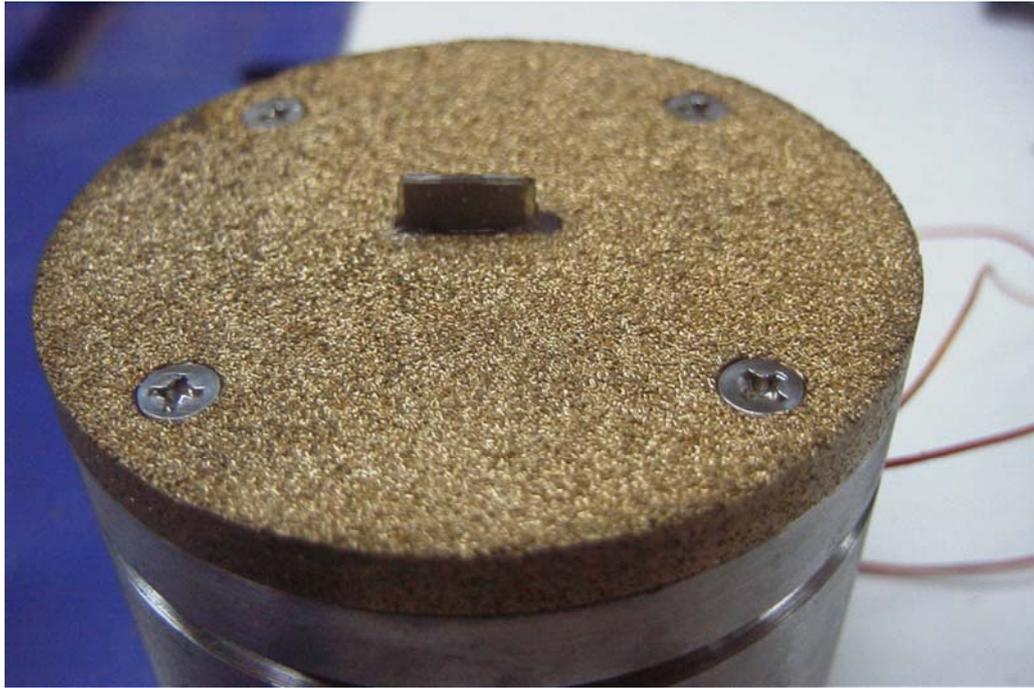


圖 4-9 試體底座接收端剪力波元件設備



圖 4-10 剪力波元件試驗訊號接收圖

第五章 結果與討論

本章節將對麥寮砂、員林砂以及高雄砂的試驗結果進行解析與討論，試驗結果包括:CRS 壓密試驗、CK₀U 三軸試驗以及剪力波速量測。表 5-1~表 5-3 為此次研究所使用的麥寮砂、員林砂以及高雄砂的試驗編號以及試驗條件。

5.1 剪力波速與剪力模數

本研究對所有 CK₀U 的試體進行剪力波速的量測。其中麥寮砂部分，分別於 K₀ 壓密的過程中進行不同應力狀態下的剪力波速量測。而員林砂與高雄砂部分僅針對壓密完成之後的狀態進行剪力波速的量測，最後並根據剪力波速的結果推算試體的剪力模數大小。

5.1.1 剪力波速

圖 5-1 為不同細料麥寮砂在不同應力狀態下的剪力波速量測結果。由圖 5-1 發現，隨著有效應力的增加(特別是垂直向有效應力)剪力波速也隨之增加，即使試體的孔隙比並未因此而有太多的改變。並且根據 Stokoe 等人(1985)的研究成果，在孔隙比或是相對密度相近的情況下，剪力波速與應力狀態之間的關係可以表示成：

$$V_s = C(\sigma_v')^m \times (\sigma_h')^m \quad (\text{式 5.1})$$

其中，C=69、65、61 與 62 分別對 FC<5%、FC=15%、30%與 50% 的麥寮砂而言。而 m 皆為 0.10 左右。作者並收集渥太華砂剪力波速的相過研究成果(Robertson et al., 1995)，發現對渥太華砂而言 C 約等於 100。所以由此可知麥寮砂試體的勁度小於渥太華砂試體，所以麥

寮砂在壓縮過程的彈性變形應小於渥太華砂。

另外，由於不同細料含量之間的試體相對密度相差甚大 (FC<5%、FC=15%、30%與 50%的麥寮砂，相對密度分別為 60%、50%、75%、80%)，所以無法由本次試驗得知細料含量的改變對於剪力波速的影響。但是根據過去 Huang 等人(2004)對於麥寮砂的研究指出：在相同的孔隙比之下，當細料含量由 0 上升至 30%時，剪力波速約下降 25%。且如圖 5-2 所示，在相同的應力狀態下孔隙比與剪力波速之間的關係可表示成：

$$V_s = (a - 44.6e)(\sigma_c')^{0.25} \quad (\text{式 5.2})$$

其中，對細料含量<5%、15%與 30%的麥寮砂而言，a 分別=91、85 與 79。且在觀察 a 值與細料含量的關係之後發現(圖 5-3)，兩者之間的關係可以表示成：

$$a = -0.4 \times (FC, \%) + 91$$

所以(式 5.2)可改寫成：

$$V_s = ((-0.4 \times (FC, \%) + 91) - 44.6e)(\sigma_c')^{0.25}$$

高雄砂部分則與員林砂相同，僅對不排水剪動之前的狀態進行剪力波速量測。其量測剪力波速的主要目的為檢視試體由取樣至試體架設完成的過程中的擾動程度。圖 5-4 為現地剪力波速與實驗室剪力波速的比較結果，由圖上可以發現試體的垂直有效應力雖然與現地的有效應力相同，但是室內量測的剪力波速比現地的波速減低 30%。造成剪力波速降低的主要原因可能是因為試體的擾動程度過大所致。

5.1.2 剪力模數

本小節將依據剪力波速推算麥寮砂試體的剪力模數 G_0 在壓密過程中的變化，並決定麥寮砂的應力狀態與剪力模數之間的關係。

根據過去的研究，剪力模數與有效應力之間的關係可以表示成：

$$\left(\frac{G_{0(nc)}}{p_r} \right) = A_0 \left(\frac{p'}{p_r} \right)^{n_0} \quad (\text{Viggiani and Atkinson 1995}) \quad (\text{式 5.3})$$

且

$$G_0 = G_{0(nc)} \left(\frac{p_e'}{p'} \right)^c \quad (\text{Rampello et al 1995}) \quad (\text{式 5.4})$$

以下作者將依據此關係式對麥寮砂的剪力模數變化進行描述(參數的詳細定義請見文獻回顧 3.5.2 小節)。

由圖 5-5~圖 5-8 可以證實不同細料的麥寮砂，隨著應力狀態接近 NCL，剪力模數也逐漸收斂至同一直線段上。另外由圖 5-9~圖 5-12 也可以看出，相同的試體即便是擁有相同應力狀態與孔隙比，但是應力路徑的不同也對於試體的剪力模數造成明顯的改變。Coop(2005) 針對 Dog's Bay sand、Ham river sand 以及風化的花崗岩進行相同的試驗也都發現應力歷史對於剪力模數有著明顯的改變。

5.2 CRS 壓密試驗

本章節將對於麥寮砂、員林砂以及高雄砂的 CRS 壓密結果進行解析。此外，並對 MIT-S1 的參數進行標訂或修改，以期能有效的描述台灣地區粉土細砂的壓縮行為。

5.2.1 壓縮模式的修改

本研究將對 MIT-S1 壓縮模式在彈性變形方面的預估進行修改。根據 Pestana (1995)所提出的壓密模式，試體的變形量可區分為彈性變形與塑性變形兩個部分，而彈形變形的部分可表示成：

$$\frac{K^e}{P_a} = \frac{C_b}{n} \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^n \quad (\text{式 5.5})$$

其中，對於顆粒形狀幾近於圓形的土壤而言 $n=1/3$ 。然本次試驗所使用的麥寮砂、員林砂以及高雄砂試體，皆富含扁平狀顆粒，所以上述的方程式並不適合用來描述台灣地區的粉土細砂。

所以根據 Jamiolkowski 等人(1994)對於六種不同的義大利黏土所進行的研究指出，試體的剪力模數(G_{\max})與有效圍壓(p')以及孔隙比(e)之間的關係可表示成：

$$\frac{G_{\max}}{P_a} = \frac{G_b}{e^{1.1}} \left(\frac{p'}{P_a} \right)^n \quad (\text{式 5.6})$$

其中 G_b 為常數，代表材料的性質與 C_b 所代表的物理意義相同。而 n 值則須針對不同性質的土壤進行標定。另外，為了讓式 5.6 能有效的取代式 5.5 而又不致導致修改過後的 MIT-S1 壓密模式變得複雜化，所以本研究假設剪力模數與有效圍壓以及孔隙比之間的關係可以更改為：

$$\frac{G_{\max}}{P_a} = \frac{G_b}{n} \left(\frac{p'}{P_a} \right)^h \quad (\text{式 5.7})$$

其中 n 代表孔隙率(porosity)，取代原本的 $e^{1.1}$ 。作者並依據此關係式對於細料含量 15%的麥寮砂進行試驗。試驗方法主要利用剪力波

速值推算不同孔隙比與不同應力狀態下的剪力模數。試驗結果如圖 5-13 所示， $h=0.68$ 。另外根據 5.1.2 小節的結果，剪力模數也可表示成：

$$G_{\max} = A_0 \left(\frac{p'}{p_r} \right)^{n_0} \left(\frac{p'_e}{p'} \right)^c \quad (\text{式 5.8})$$

所以經由式 5.7 與式 5.8 可將 G_b 改寫成：

$$G_b = n \left[A_0 \left(\left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \sigma'_v \right)^{(n_0-c-h)} \times p_a^{(h-1)} \times (p'_e)^c \right] \quad (\text{式 5.9})$$

其中，

$$p'_e = \sigma'_r \times e^{-\frac{1}{\rho_c}}$$

至此，作者將原本為常數的參數 G_b 修改為依應力狀態以及孔隙比狀態不同而改變的變數。所以 MIT-S1 模式在經過修改之後，彈性應變的部分可表示成：

$$d\varepsilon^e = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{n}{G_b} \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{-0.68} \frac{(1+2K_0)}{3} \frac{d\sigma'_v}{P_a} \quad (\text{式 5.10})$$

至於塑性應變方面則表示成：

$$d\varepsilon^p = n \left(\rho_c - \frac{\left(\left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \sigma'_v / P_a \right)^{2/3}}{\left(\frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \right) G_b} \right) (1 - \delta_b^\theta) \frac{d\sigma'_v}{\sigma'_v} \quad (\text{式 5.11})$$

作者並將 MIT-S1 模式修改前後的模擬結果進行比較(圖 5-14)發現，兩者的模擬結果並無太大的不同，但是對修改後的 MIT-S1 模式

而言，其參數標定已經變得較之前增加且複雜。所以作者仍選擇使用修改前的 MIT-S1 模式對試驗的結果進行數值模擬的工作。

所以在參數標定方面，與 Pestana and Whittle(1995)所提出的標定程序並無不同。首先在 C_b 值方面，由於 C_b 值受到試體彈性變形的大小所影響，所以取試體壓密過程中的解壓段的壓密曲線進行 C_b 值的標定。因為試體在解壓的過程中所能回復的變形量即可視為試體的彈性變形量。圖 5-15 即為不同細料含量麥寮砂的壓密曲線，根據解壓段的斜率分別標訂出不同細料含量麥寮砂的 C_b 值大小。由圖 5-15 可看出 C_b 值隨著細料含量的增加而降低，可能是由於麥寮砂細顆粒本身的勁度小於粗顆粒所致(Huang et al. 2004)。

另外 ρ_c 、 σ'_r 分別為描述試體進入 LCC 階段之後的壓縮性大小與確定 LCC 在圖上位置的參數。圖 5-16 為麥寮砂 ρ_c 、 σ'_r 的標定結果。由圖上可以看出， ρ_c 與 σ'_r 的值隨著細料含量增加而有減低的趨勢。

至於 θ 值為描述試體在彈塑性變形轉換過程的主要參數，但由於試體在靠近降伏點時的彈塑性轉換為一複雜的過程，所以對於 θ 值的標定主要是利用試誤法找出最適合的 θ 值。所以作者需先假定各種不同的 θ 值帶入壓縮模式當中，並藉此找出最符合實際壓縮曲線的 θ 值。對於不同細料含量麥寮砂的參數標定結果請見表 5-4。

5.2.2 壓縮曲線與數值模擬

麥寮砂

圖 5-17~圖 5-22 為細料含量分別為 <5%、15%、30%、50%、75% 與 100% 麥寮砂的壓密曲線。其中每張圖皆包含由壓密試驗所得的壓密曲線以及 MIT-S1 模式的模擬結果。首先，由這一系列的結果可以

發現，MIT-S1 模式對於低細料含量與高細料含量的試體($FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 75\%$ 與 $FC = 100\%$)而言，數值模擬的結果與實際的壓密曲線相當符合。但是對於 $FC = 30\%$ 的試體，數值模擬的結果無法與部分的試驗吻合。特別是對於初始孔隙比較高的試體而言，模擬結果無法有效的描述試體在降伏點附近塑性變形大量增加時的情形。

另外需要特別注意的是， $FC = 50\%$ 的麥寮砂試體的壓密曲線在中高應力階段並未如預期收斂至相同的 LCC 上，且壓密曲線有互相交叉的現象，此現象或許說明了 $FC = 50\%$ 的麥寮砂正好介於粗顆粒控制或細料控制之間的過渡性行為(Transitional behavior)(Nocilla et al. 2006)。而且根據過去對於麥寮砂的研究也指出，麥寮砂試體在細料含量達 50%的情況下，並不存在單一的臨界曲線(Critical State Line, CSL)(Huang et al. 2004)。

另外比較不同細料含量麥寮砂的壓密曲線，結果如圖 5-23 所示：隨著細料含量的增加，試體的壓縮量也隨之增加($FC = 100\%$ 的試體除外)。檢視試體的壓縮指數 C_c 發現(請參閱表 5-4)，壓縮指數非但沒有隨著細料含量的增加而增加反而呈現降低的趨勢，所以並非壓縮指數的改變造成試體壓縮量的大幅增加。此外，從壓密結果也發現，細料含量的增加也使得試體的預壓密壓力降低(對重模試體而言預壓密壓力來自於土壤本身的組構方式)而且試體的降伏點也愈來愈不明顯。導致這種現象的主要原因可能是本身較為柔軟的細顆粒填充於粗顆粒的接觸面上，產生緩衝的效果所致(Nocilla et al, 2006)。所以試體的壓縮量增加，是由於細料含量的增加將低了試體的降伏強度，因此塑性變形提早大幅增加所引起(在此指垂直向的有效應力)。

員林砂

員林砂試體皆為不擾動試體。圖 5-24 為員林砂的壓密結果，圖上顯示，員林砂試體並沒有如預期般在壓密的中高應力階段收斂至同一 LCC 上。此現象與 FC=50%的麥寮砂類似，皆表現出介於砂土與黏土之間的過渡性行為。所以作者並沒有對員林砂進行數值模擬的工作。

高雄砂

高雄砂試體皆為非擾動試體，根據細料含量的不同可以分為 FC<5%與 FC=12%兩個部分。雖然皆為非擾動試體，作者依然使用 MIT-S1 模式對高雄砂試體進行數值模擬。圖 5-25 為高雄砂的壓密曲線以及數值模擬的結果，可以發現數值模擬的結果仍可以有效的描述非擾動高雄砂的壓密曲線。但是由於非擾動試體之間的初始孔隙比皆非常接近，所以並不代表此模式可以用來描述現地的非擾動試體。因為現地試體受到現地應力歷史改變以及齡化效應的影響，孔隙比的變化可以超出實驗室內所做的最大與最小孔隙比的範圍。

所以綜合麥寮砂與高雄砂數值模擬的結果(員林砂因為缺乏相同的 LCC 狀態，所以並沒有進行數值的模擬)，確定 MIT-S1 壓縮模式的確適合用來描述台灣地區常見的富含扁平顆粒的粉土細砂，但也僅限於重模試體而言。

5.2.3 砂土的壓縮性

根據過去的研究指出，例如:Quartz sand (Yamamura et al, 1996)、Toyoura sand (Miura, 1979)、Ticino sand (Carriglo, 1989)、Ham-river sand (Coop, 1993)等常見的砂土在低應力狀態時壓縮性皆非常的低，

待應力達到中高階段時由於顆粒的破碎才導致砂土的壓縮性大幅增加，並開始進入 LCC(或 NCL)階段。

但是由之前對於麥寮砂、員林砂以及高雄砂的壓密結果可以發現，即便是乾淨的麥寮砂與乾淨的高雄砂($FC < 5\%$)，其壓縮性皆高於過去對於乾淨砂的研究結果。與石英砂相較之下，乾淨的麥寮砂與高雄砂皆在低應力狀態之下即產生大量的變形(請參閱圖 5-26)，並開始進入 LCC 階段。作者並在壓密結束之後分別檢視乾淨麥寮砂以及乾淨高雄砂的粒徑分佈曲線(請參閱與圖 5-28)之後發現，試體在壓密前與壓密後的粒徑分佈曲線並無太多不同，壓密後的細料含量對麥寮砂與高雄砂而言分別只增加 2~3%與 1~2%，所以顆粒破碎的情形應只發生於少數顆粒的接觸面上。根據張嘉偉(1997)對於麥寮砂的研究也指出，麥寮砂的破碎潛能(breakage potential, B_p)僅 0.21，而此值皆遠小於 Hardin (1985)對於其它砂土所做的 B_p 值。而高雄砂的 B_p 值為 0.49，此值與 Ham-river sand 的 B_p 值相同，但是高雄砂的壓密曲線在中低應力狀態即進入 LCC 階段，所以顆粒破碎的情形依然不明顯。

所以過去認為砂土在進入 LCC 階段之後的壓密行為是由顆粒破碎的行為所主導的觀念，似乎不適合用來描述麥寮砂與高雄砂的高壓縮性。而且過去進行研究的砂土顆粒多為圓形(rounded)或角形(angular)，鮮少有對於富含扁平顆粒的砂土的研究成果。所以作者在此推論造成麥寮砂與高雄砂高壓縮性的原因可能因為試體富含扁平顆粒所導致。

作者認為可能因為扁平顆粒在排列上具有高度的方向性，所以試體隨著應力的增加原本散亂的顆粒排列開始沿著同一方向進行排列，所以造成壓縮量的增加。而造成此現象所需的應力遠小於讓顆粒

產生破碎所需的應力，所以才會導致試體在中低應力狀態下即開始產生大量的壓密變形。但是如果需要驗證作者的論點仍需更進一步的研究。

5.3 CK₀U 三軸試驗

5.3.1 不排水剪力強度

土壤的剪力強度為大地工程領域中最重要的設計參數之一，舉凡深、淺基礎工程、邊坡穩定或擋土牆的設計，皆與土壤的剪力強度息息相關。對於砂土而言，影響剪力強度的因素有下列幾項(Holtz and Kovacs, 1981):(1)孔隙比或相對密度、(2)顆粒形狀、(3)粒徑分佈曲線、(4)顆粒表面的粗糙程度、(5)水、(6)主應力的狀態、(7)顆粒大小、(8)過壓密或是預壓密現象。以下將針對過壓密對剪力強度與細料含量對於剪力強度的影響進行討論。

在考慮相同的垂直向有效應力作用下，等向壓密的試體其不排水剪力強度會高於 K₀ 壓密的試體，所以本節將針對麥寮砂、員林砂以及高雄砂在 K₀ 壓密狀態下的不排水剪力強度進行討論。試驗所得之結果分別以軸差應力 ($\sigma_v - \sigma_h$) 對軸向應變、超額孔隙水壓對軸向應

變以及有效應力路徑 ($p' = \left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right)$ 對 $q = \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \right)$) 進行解析。

麥寮砂

本研究分別控制麥寮砂的細料含量與過壓密比(OCR)，探討兩者對於麥寮砂不排水剪力強度的影響。圖 5-29~圖 5-36 為不同細料含量的麥寮砂在試驗過程的應力路徑與不排水剪動過程的應力-應變以及

孔隙水壓的變化情形，其中相同細料含量的試體又有 $OCR=1.0$ 、 2.0 與 4.0 等正常壓密與過壓密的區別。

由圖 5-29~圖 5-32 可以看出，隨著細料含量的增加試體的摩擦角隨之降低，但是摩擦角並非無限制的降低。對於乾淨砂與細料含量 15% 的麥寮砂而言，兩者的細料含量雖然相差約 10% 但是兩者的摩擦角並無太多差異，分別為 37.1° 與 36.5° 。當細料含量增加至 30% 時，臨界摩擦角減低至 26.5° ，且細料含量增加至 50% 時摩擦角並未再降低。

由粗細顆粒間的組構方式來探討上述的現象(此處的細顆粒的定義為直徑 $<0.074\text{mm}$ ，即通過 200 篩的顆粒)。當細料含量低於某個臨界值時，細顆粒僅存在於粗顆粒之間的孔隙之中(Thevanayagam, 1998)，並未影響粗顆粒之間的接觸，所以細料含量對於摩擦角沒有明顯的影響。反之，細料含量高於某個臨界值時，細顆粒填充於原本粗顆粒與粗顆粒的接觸面上，所以造成臨界摩擦角的改變，此時試體的摩擦角已由粗顆粒控制轉變為細顆粒控制的行為。通常臨界細料含量約介於 20~30% 之間(Chu and Leong, 2002)。

除了摩擦角的改變之外，隨著細料含量的增加麥寮砂由原本的剪脹特性逐漸轉變為高收縮性的行為。根據圖 5-33 至圖 5-36，細料含量 $<5\%$ 與 15% 的試體在不排水剪動過程中，試體的應力應變曲線呈現應變硬化的狀態，即使應變已經超過 15% 試體的強度依然在上升。另外，超額孔隙水壓在剪動過程中也完全呈現負值。反之，細料含量 30% 與 50% 的試體，試體在應變分別達 0.6% 與 0.3% 時強度到達最高點，隨後試體的應力應變則呈現應變軟化的行為，超額孔隙水壓也一路向上攀升，表現出試體的收縮行為。

另外，考慮相同細料含量在不同過壓密比下的影響發現，乾淨砂 ($FC < 5\%$) 與 $FC = 15\%$ 的試體在不同的過壓密比且孔隙比差異不大的情形下，不排水剪力強度並沒有顯著的改變且應力應變曲線與超額孔隙水壓的反應皆非常相似。此現象說明，過壓密比並沒有對孔隙比相近且細料含量低的麥寮砂的不排水剪力強度造成影響。

但是當細料含量提升至 30% 與 50% 時，可以發現試體的尖峰強度明顯受到過壓比的增加而有增加的現象。檢視細料含量 30% 的正常壓密試體與過壓密比為 4 的試體發現，兩者之間孔隙比分別為 0.74 ($Dr = 28\%$) 與 0.72 ($Dr = 30\%$)，而尖峰強度則分別為 30kPa 與 75kPa (尖峰強度上升約 150%，即使是過壓密比為 2 的試體，強度也較正常壓密試體上升約 97%)。另外，殘餘強度也是過壓密試體高於正常壓密試體。

雖然過壓密對於試體強度的強度因細料含量的高低而有不同的影響，但是不管細料含量的高低，試體的有效摩擦角並沒有因為過壓密比的改變而有所不同。過去的研究指出，過壓密或預壓密現象並不會對砂土的摩擦角造成明顯的影響，但是試體的壓縮性或壓縮模數 (compression modulus) 則直接受到預壓密壓力大小的影響 (Lambrechts and Leonards, 1978)。

員林砂

有別於麥寮砂的重模試體，員林砂使用現地非擾動試體進行 CK_0U 試驗並探討過壓密比與不排水剪力強度之間的關係。(員林砂試體的相關試驗參數與編號請參閱表 5-2)。圖 5-37 為員林砂在試驗過程中的應力路徑變化，由圖中可以得知不論正常壓密或是過壓密試

體，摩擦角都為 38° 左右，並沒有受到過壓密比的影響。這與上述麥寮砂的實驗結果相同。所以不管是重模試體或非擾動試體，有效摩擦角皆不受到過壓密比的影響。

至於試體的應力-應變與孔隙水壓的變化情形，由圖 5-38 可以明顯看出，過壓密試體的強度比正常壓密試體高出約 30%~40%。而且，正常壓密試體所激發的超額孔隙水壓一直都為正值，反之，過壓密試體則激發負的超額孔隙水壓。但是由於正常壓密與過壓密試體之間的孔隙比相差甚遠，所以強度的上升是由於過壓密比所造成，還是單純因為孔隙比的降低所導致，並無法由員林砂的試驗結果得知。

高雄砂

對高雄砂而言， K_0 壓密所施加之有效垂直壓密壓力皆為 176kPa(與現地有效應力相同)。在軸向壓縮受剪過程中，K-1 與 K-2 皆產生正的超額孔隙水壓(壓縮性行為)，K-3 之超額孔隙水壓在受剪初期為正於軸向應變達到 7%時轉為負值(請參閱圖 5-40)。在這三個試驗中砂土壓縮性行為會隨細料之增加而更為明顯(超額孔隙水壓之正值更高)。三軸壓縮受剪過程中之有效應力路徑都相當一致。若從圖 5-39 座標原點畫一直線趨近受剪末尾之有效應力路徑，此斜線所對應之有效摩擦角約為 40.5° 。

5.3.2 K_0 與垂直有效應力之間的關係

為了準確預估現地應力的狀態，所以 K_0 值的量測一直是許多研究所關注的議題。由於現地試驗多存在擾動的問題，所以衍生不同的室內試驗針對影響 K_0 值變化的因素進行研究。本研究係對台灣西南地區常見的粉土細砂進行 CK_0U 三軸試驗，並在壓密過程中製作過壓

密(OC)試體，並記錄 K_0 與過壓密比(OCR)之間的關係。

正常壓密

過去的研究指出，正常壓密的土壤，其 K_{onc} 值隨著土壤有效摩擦角的增加而減少，兩者之間的關係可表示成(Jaky, 1944)

$$K_{onc}=1-\sin \phi'$$

但後續的研究發現，針對描述凝聚性土壤而言 $K_{onc}=1-0.987 \sin \phi$ 較為恰當，而 $K_0=1-0.998 \sin \phi$ 則較能適用於非凝聚性土壤(Mayne and Kulhawy, 1982)。圖 5-41 至圖 5-44 為不同細料含量之麥寮砂在壓密過程中 K_0 值隨著壓密應力改變的變化情形。細料含量 <5%、15%、30%與 50%的麥寮砂，其 K_{onc} 分別為 0.68、0.71、0.60、0.58。雖然試體的有效摩擦角隨著細料含量的增加而減少，然而試體的 K_{onc} 並沒有隨著摩擦角減少而有增加的趨勢。而圖 5-45 至圖 5-47 則分別為員林砂與高雄砂在 K_0 壓密過程中 K_0 與垂直有效應力之間的關係圖。由圖 5-45 發現，編號 Y-1~Y-3 的員林砂試體雖然都是經由 Laval sampler 在相同的位置所取得的非擾動試體且物理性質相近，但是每個試體在達到正常壓密狀態時的 K_0 皆不相同，並檢視員林砂的摩擦角與 K_{onc} 並非存在一正相關的關係式。另外，非擾動高雄砂的試驗結果也與員林砂有相同的現象(圖 5-47)。

上述的結果顯示，不管是重模的麥寮砂試體或是非擾動的員林砂與高雄砂試體， K_{onc} 並非隨著摩擦角的增加而降低。造成此現象的原因可能是試體孔隙比的差異所致。因為對於鬆砂而言，孔隙比的差異對於壓密過程中 K_0 的變化以及試體在不排水狀態下的應力-應變曲線都有明顯的影響(Chu and Gan, 2004)，亦即，有相同臨界摩擦角的鬆

砂試體，在壓密過程中 K_0 的變化深受初始孔隙比的影響，如圖 5-48 所示。此外，根據圖 5-49，作者使用不同的試體製作方法(DD、WS、MT)對 $FC=15\%$ 的麥寮砂進行 CK_0U 試驗之後也發現，試體的臨界摩擦角雖然相同但是試體的初始孔隙比與組構方式皆不相同，所以 K_{onc} 之間存在明顯的差異。所以使用土壤的摩擦角來評估粉土質砂土的靜態土壓力係數，則需對其它的影響因子進一步進行釐清。

另外，對於現地試體而言，試體本身粗細顆粒的不均勻分布也可能是影響 K_0 變化的因素之一。圖 5-50 為非擾動員林砂的照片，從圖上可以明顯看出，現地試體有別於重模的試體，其試體內部粗細粒料並非均勻分布，而是呈現粗細粒料分離的帶狀分佈方式，所以試體局部的 K_0 值可能存在極大的差異。而實驗室內所量測的 K_0 值屬局部位置上的 K_0 值變化，因此並不適合用來代表試體整體的 K_0 值，所以導致現地試體之間的 K_{onc} 並不相同。

雖然麥寮砂、員林砂與高雄砂的試驗結果顯示： K_{onc} 與 $1-\sin \phi'$ 之間並非存在一正相關的關係式，但是如果將麥寮砂、員林砂與高雄砂與其它非凝聚性砂土的 $K_0-\sin \phi'$ 的關係進行比較，根據圖 5-51 發現， K_{onc} 與 $\sin \phi'$ 之間的關係與其它非凝聚性土壤一樣，大致符合 $K_{onc}=1-0.998 \sin \phi'$ 的關係式。所以在未提出新的關係式描述 K_0-OCR 之間關係的情況下，作者仍選擇使用 $K_{onc}=1-0.998 \sin \phi'$ 的關係式的來描述絕台灣地區常見的粉土質細砂 K_{onc} 與 $\sin \phi'$ 之間的關係。

過壓密試體

土壤的應力歷史也是影響土壤 K_0 值的重要因素之一，所以對於過壓密黏土與解壓的砂土而言，土壤的過壓密比(OCR)會直接影響土

壤 K_0 值的變化(Mayne and Kulhawy, 1982)。

對砂土而言經過預壓 ($OCR > 1.0$) 之後， K_0 會因此而上升。Schmidt(1966, 1967)與 Alpan(1967)建議過壓密砂土的 K_0 與過壓密比之間的關係可表示成：

$$K_{0oc} = K_{0nc} (OCR)^\alpha$$

其中， K_{0oc} = 過壓密狀態下的 K_0 值，

K_{0nc} = 正常壓密狀態下的 K_0 值，

α = 經驗參數

α 值隨著砂土種類的不同而有所不同，根據過去的研究建議， α 值約介於 0.4~0.6 之間。圖 5-52 為 α 值在不同細料含量麥寮砂中的變化。由圖 5-52 中看出，隨著細料含量的增加 α 值也隨之增加，亦即隨著細料含量的增加 K_0 值受過壓密比的影響也越大，而麥寮砂的平均 α 值約為 0.33。另外，圖 5-53 為員林砂的 α 值標定結果，員林砂的 α 值約為 0.38，而圖 5-54 為不同土壤之間的 α 值比較結果。綜合正常壓密與過壓密的結果，麥寮砂與員林砂的 K_0 -OCR 之間的關係可表示成：

$$K_0 = (1 - 0.998 \sin \phi') (OCR)^{0.32} \quad (\text{麥寮砂})$$

$$K_0 = (1 - 0.998 \sin \phi') (OCR)^{0.38} \quad (\text{員林砂})$$

表 5-1 麥寮砂三軸試體編號及試驗條件

Test NO.	FC(%)	OCR	e_c	K_{0nc}	σ'_h	σ'_v	ϕ'_{crit}	Vs(m/s)	Gs	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$G_{max}(\text{Mpa})$
M-0-1	0	1	0.843	0.69	38	48	37	150.3	2.61	1873.576	42.324243
M-0-2	0	2	0.83	0.69	45	50	37	N/A	2.61	1879.781	N/A
M-0-3	0	4	0.827	0.69	55	50	37	156	2.61	1881.226	45.781517
M-15-1	15	1	0.853	0.71	37	48	36.5	143.7	2.69	1912.035	39.48292
M-15-2	15	2	0.814	0.71	53	50	36.5	141.8	2.69	1931.643	38.840005
M-15-3	15	4	0.837	0.71	53	50	36.5	155	2.69	1919.978	46.127477
M-30-1	30	1	0.744	0.57	29	49	26.5	136	2.70	1974.771	36.525358
M-30-2	30	2	0.727	0.57	37	50	26.5	141.5	2.70	1984.366	39.731471
M-30-3	30	4	0.722	0.57	50	51	26.5	139.2	2.70	1987.224	38.505727
M-50-1	50	1	0.723	0.58	33	48	26.5	N/A	2.71	1992.455	N/A
M-50-2	50	2	0.697	0.58	39	50	26.5	138.32	2.71	2007.661	38.41141
M-50-3	50	4	0.668	0.71	50	52	26.5	137.73	2.71	2025.18	38.416756

表 5-2 員林砂三軸試體編號及試驗條件

Test No.	Depth (m)	FC(%)	OCR	K_{0nc}	e_c	σ'_h	σ'_v	ϕ'_{crit}	Vs(m/s)	Gs	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$G_{max}(\text{Mpa})$
Y-1	3.69~3.85	48.92	1	0.53	N/A	93	178	38.3	161.3	2.71	N/A	N/A
Y-2	3.69~3.85	50.62	1	0.75	1	96	160	38.3	139.4	2.71	1855	36.047028
Y-3	3.69~3.85	53.23	1	0.57	0.978	90	155	38.3	166.5	2.71	1864.509606	51.688401
Y-4	3.51~3.69	47.78	6	0.57	0.86	30	36	38.3	N/A	2.71	1919.354839	N/A
Y-5	3.51~3.69	47.89	6	0.54	0.87	27	35	38.3	133.5	2.71	1914.438503	34.119602
Y-6	3.51~3.69	49.57	6	0.84	0.83	24	35	38.3	138.7	2.71	1934.42623	37.213892

表 5-3 高雄砂三軸試體編號及試驗條件

試體編號	Depth (m)	FC(%)	OCR	e_c	K_{0nc}	ϕ'_{crit}	σ'_h	σ'_v	Vs(m/s)	Gs	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$G_0(\text{Mpa})$
K-1	3.69~3.85	24.43	1	0.866	0.52	40.5	91	175	163	2.65	1884.24437	50.06249
K-2	3.69~3.86	21.89	1	0.897	0.56	40.5	98	175	166	2.65	1869.79441	51.52405
K-3	3.69~3.87	14.61	1	0.859	0.65	40.5	113	175	161	2.65	1887.57396	48.9278

表 5-4 麥寮砂、員林砂以及高雄砂的參數標定(C_b 、 ρ_c 、 σ_r' 與 θ)結果與相關壓密指數(C_c 、 C_s)

MLS	FC,%	C_b	σ_r'	ρ_c	θ	C_c	C_s
C-0-1	0	500	1020	0.333	0.55	0.185	0.006
C-15-1	15	300	650	0.283	0.6	0.137	0.008
C-30-1	30	300	290	0.225	0.6	0.121	0.007
C-50-1	50	250	N/A	N/A	N/A	0.109	0.009
C-75-1	75	200	160	0.21	0.9	0.112	0.01
C-100-1	100	230	180	0.195	0.6	0.119	0.011
YLS	FC,%	C_b	σ_r'	ρ_c	θ	C_c	C_s
C-silt-1	53	N/A	N/A	N/A	N/A	0.35	0.02
C-silt-2	49	N/A	N/A	N/A	N/A	0.37	0.02
C-silt-3	48	N/A	N/A	N/A	N/A	0.53	0.02
C-silt-R	51	120	480	0.29	0.35	0.44	0.02
KHS	FC,%	C_b	σ_r'	ρ_c	θ	C_c	C_s
C-K-1	11	170	70	0.227	0.6	0.131	0.009
C-K-2	12.2	170	70	0.227	0.6	0.12	0.009
C-K-3	3.3	210	370	0.29	0.6	0.111	0.009
C-K-4	5.8	210	370	0.29	0.6	0.155	0.011

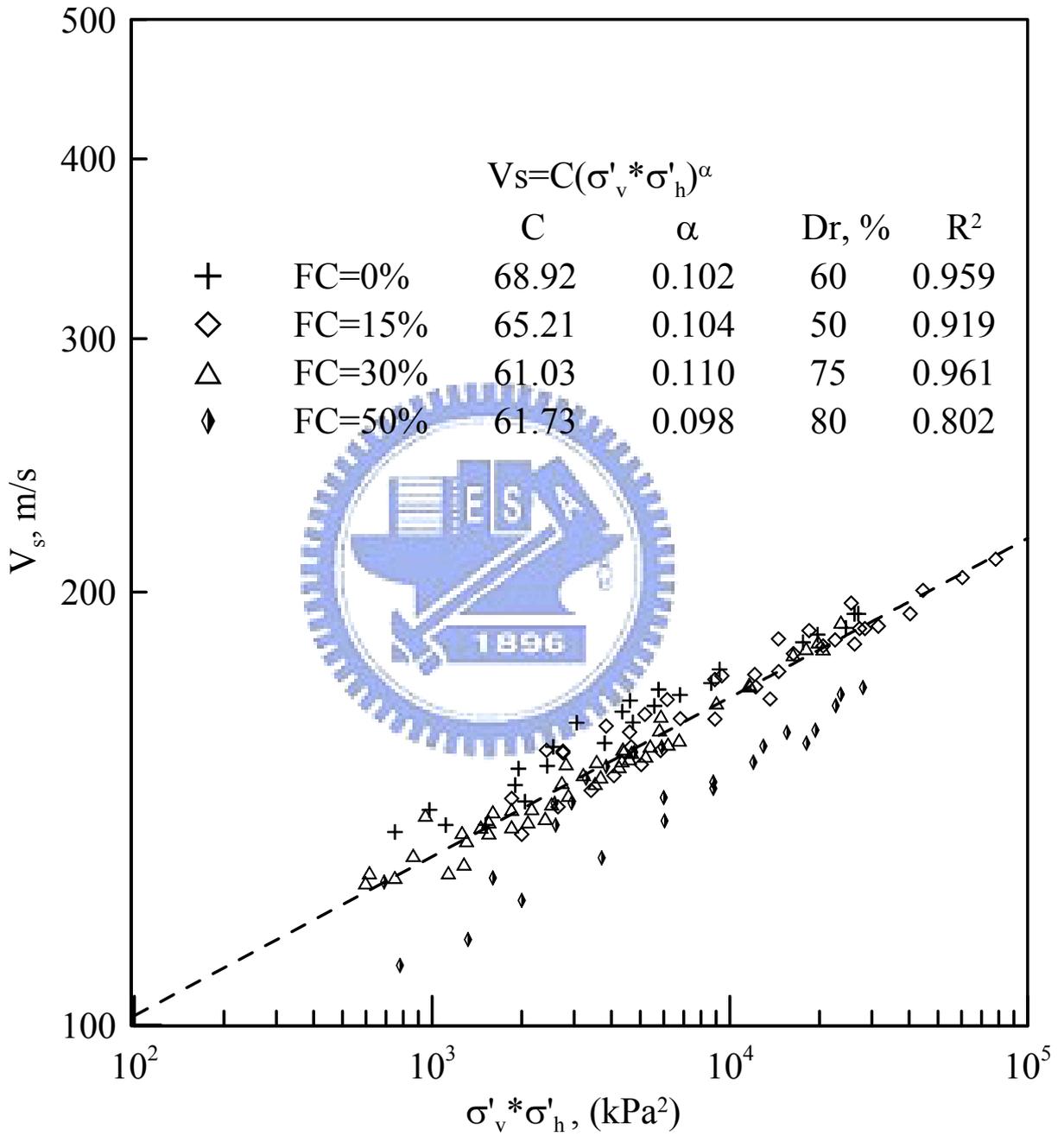


圖 5-1 麥察砂的應力狀態與剪力波速關係圖

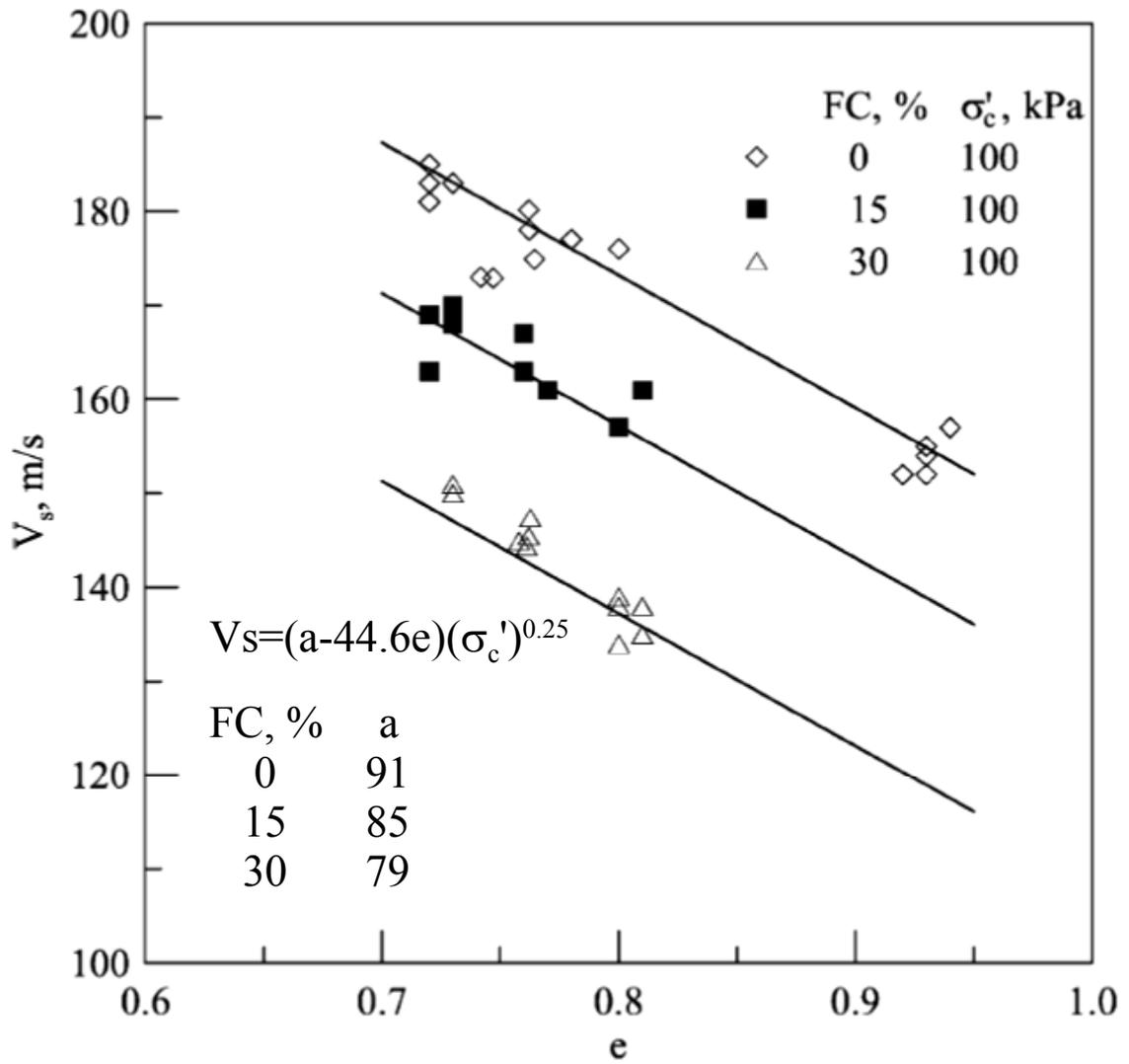


圖 5-2 不同細料含量的麥寮砂在等向 100kPa 有效應力作用下，剪力波速與孔隙比關係圖(改繪自 Huang et al., 2004)

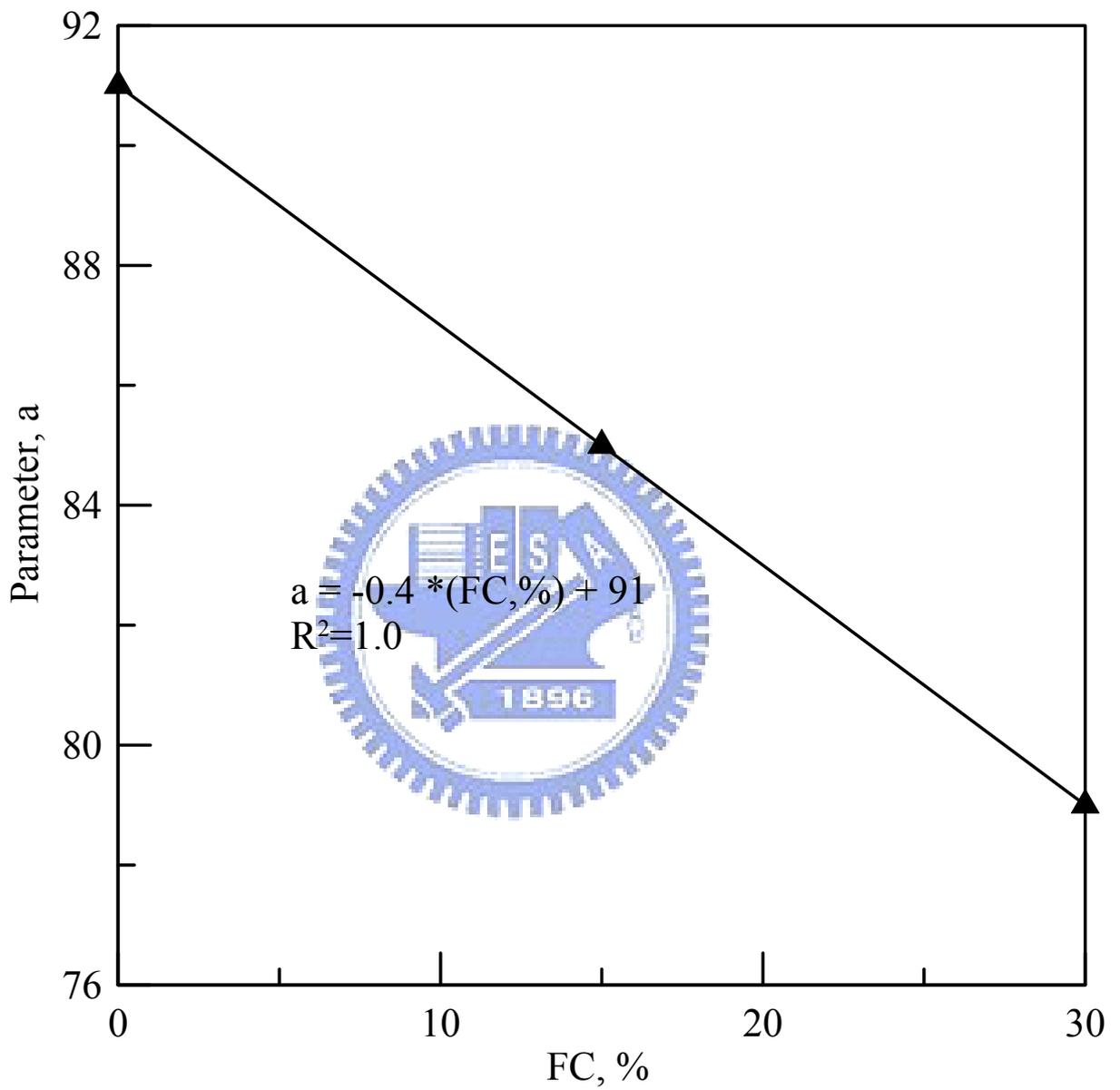


圖 5-3 麥寮砂 FC 與參數 a 之間的關係

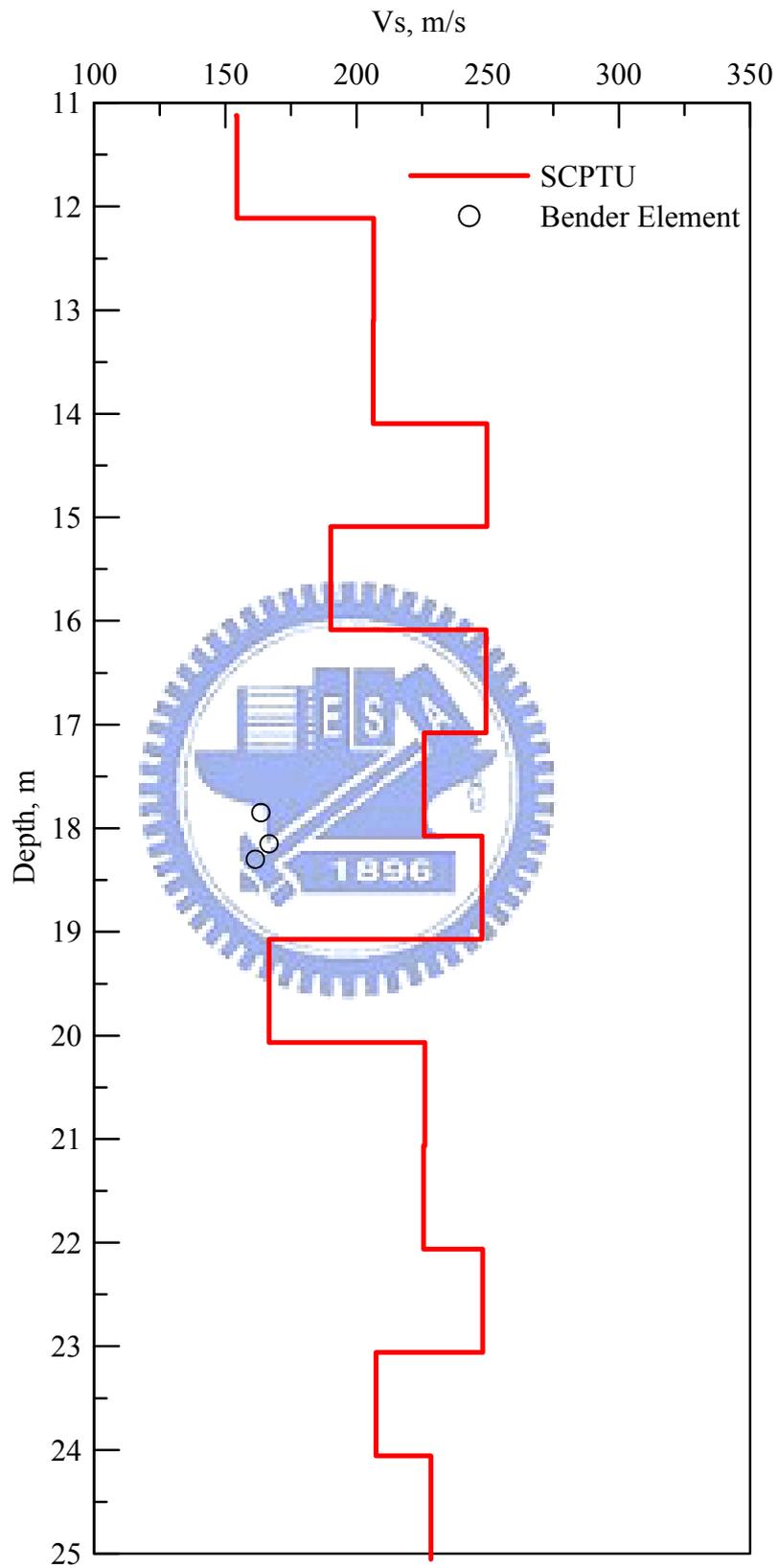


圖 5-4 高雄砂室內剪力波速與現地剪力波速比較圖

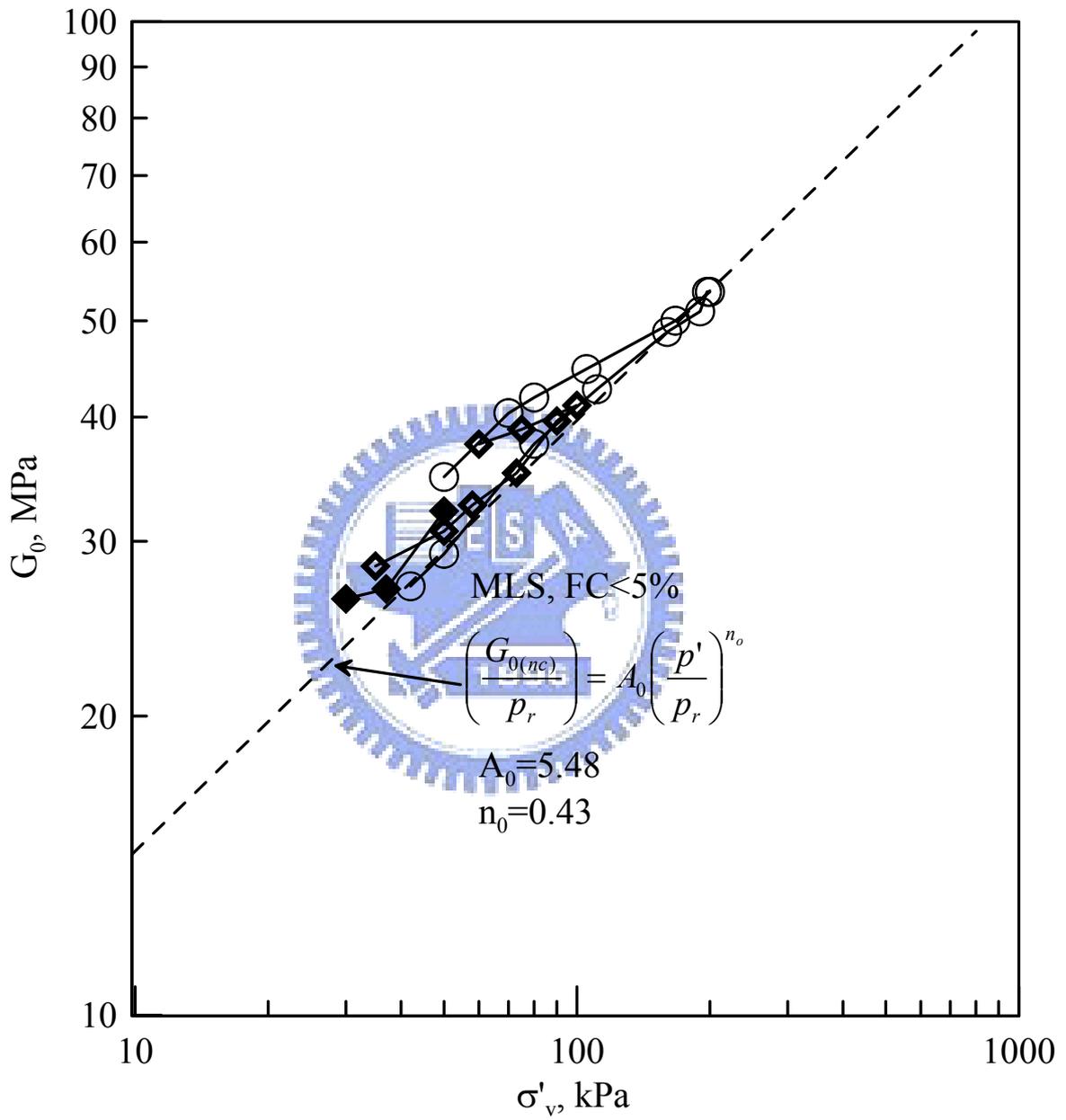


圖 5-5 FC<5%麥寮砂的 G_0 變化情形

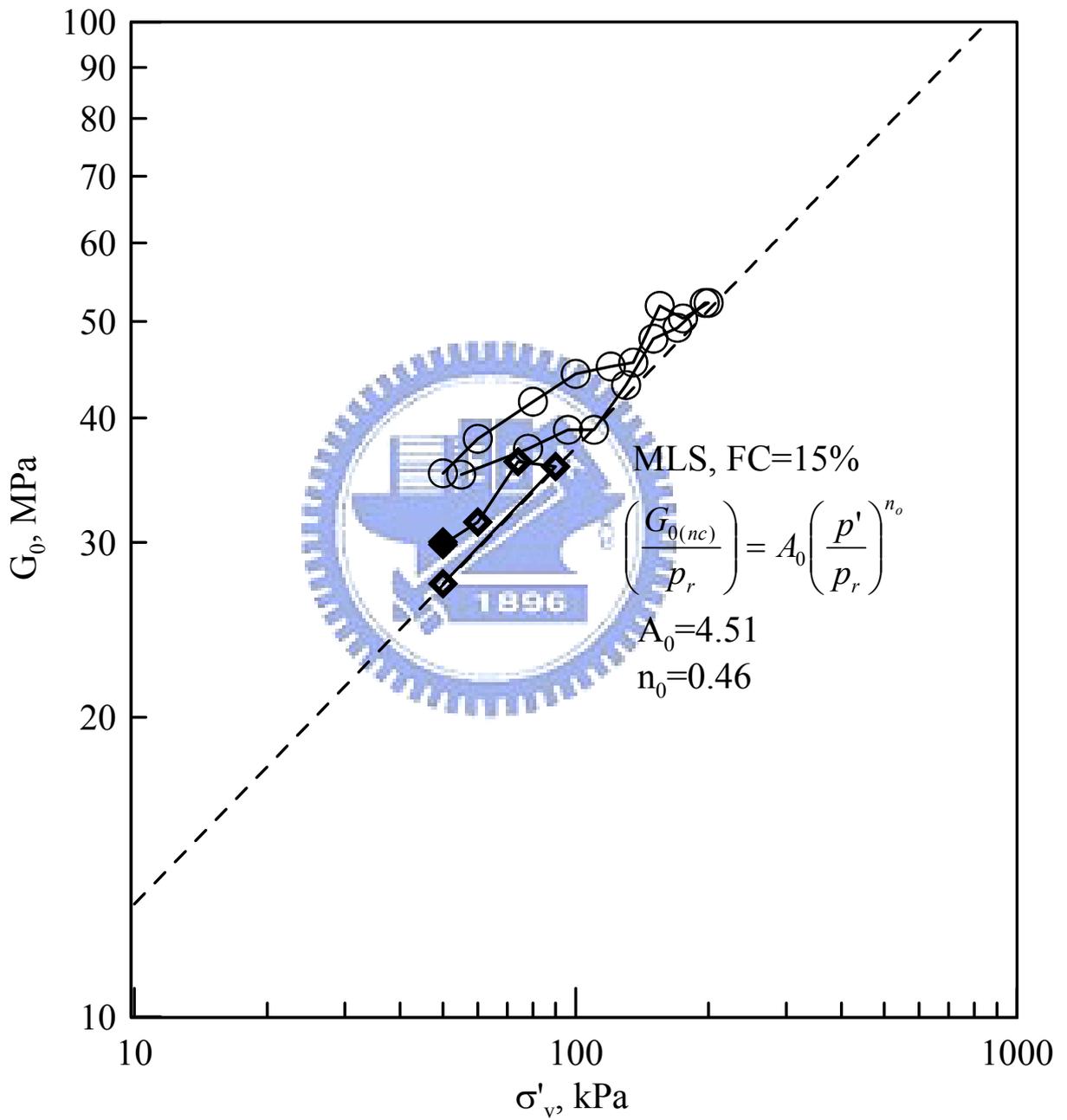


圖 5-6 FC=15%麥寮砂的 G_0 變化情形

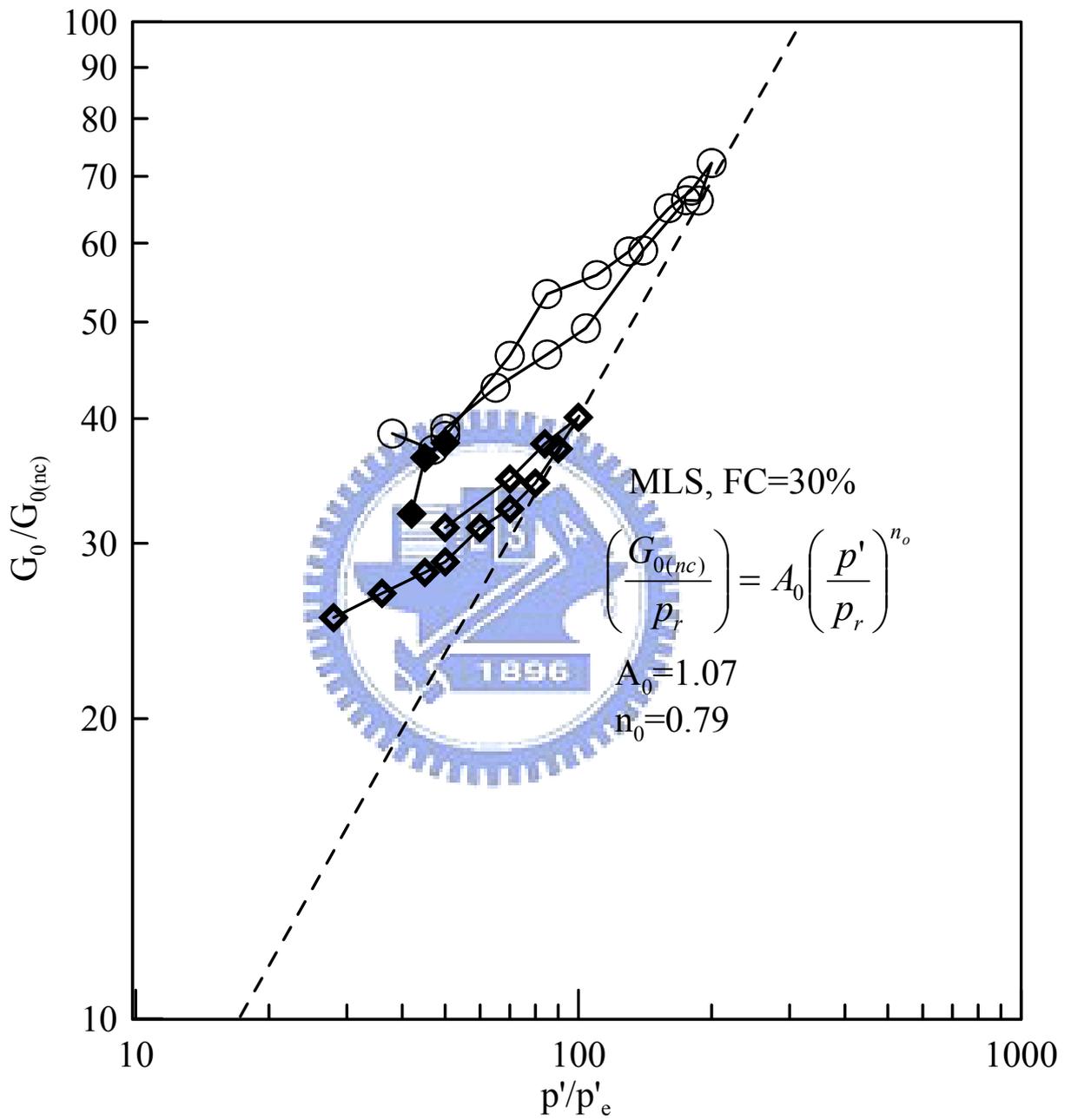


圖 5-7 FC=30%麥寮砂的 G_0 變化情形

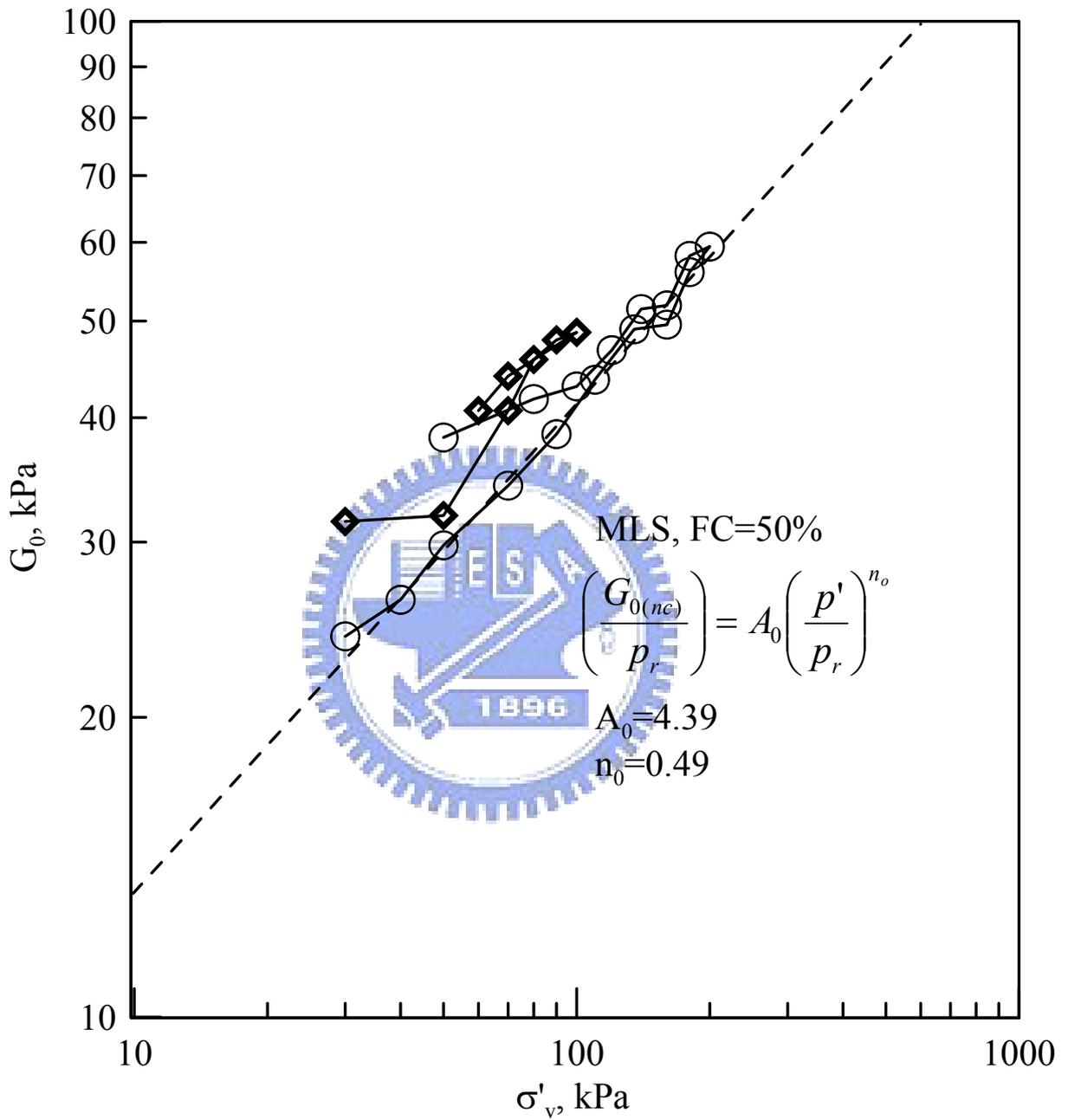


圖 5-8 FC=50%麥寮砂的 G_0 變化情形

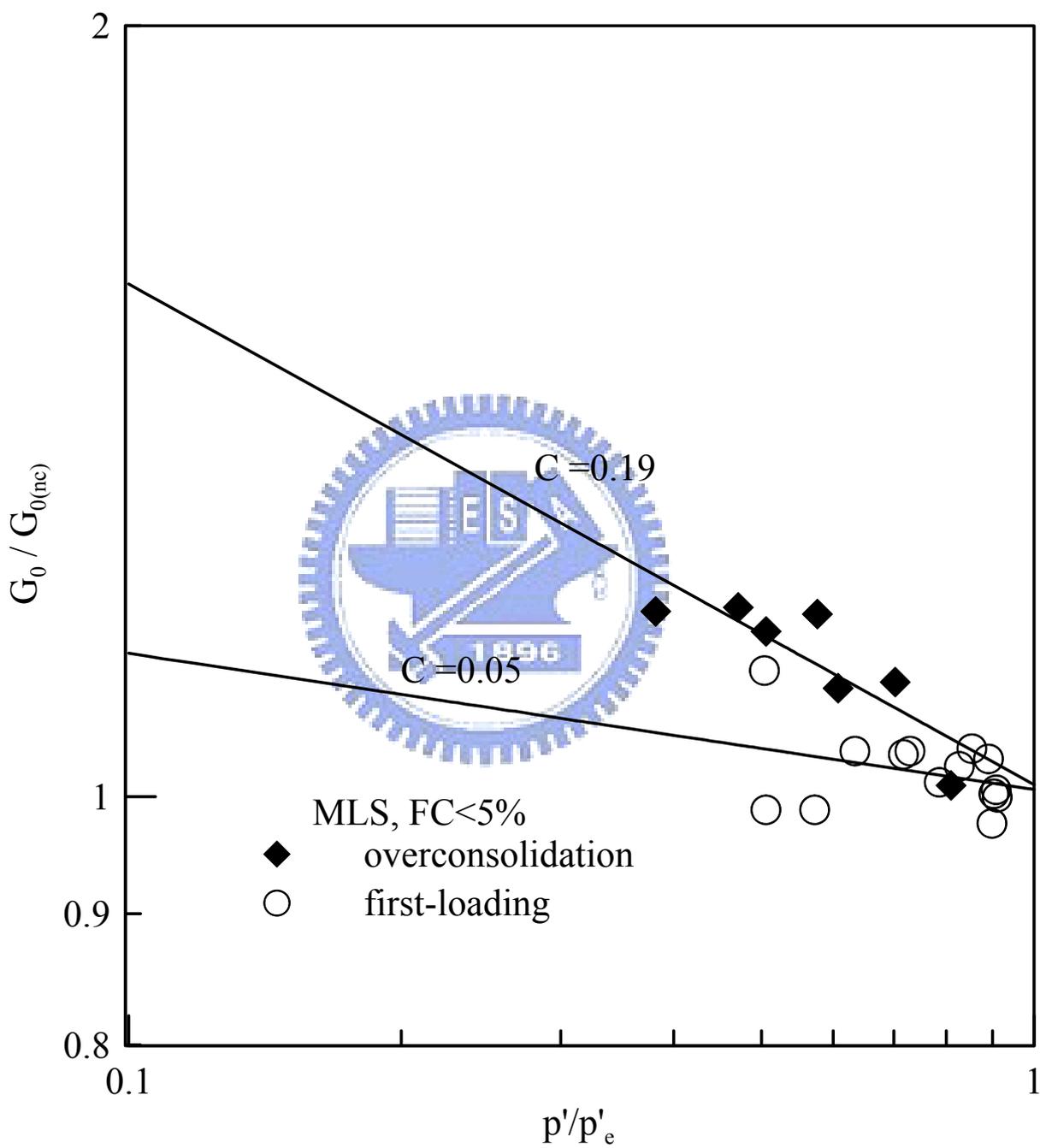


圖 5-9 FC<5%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形

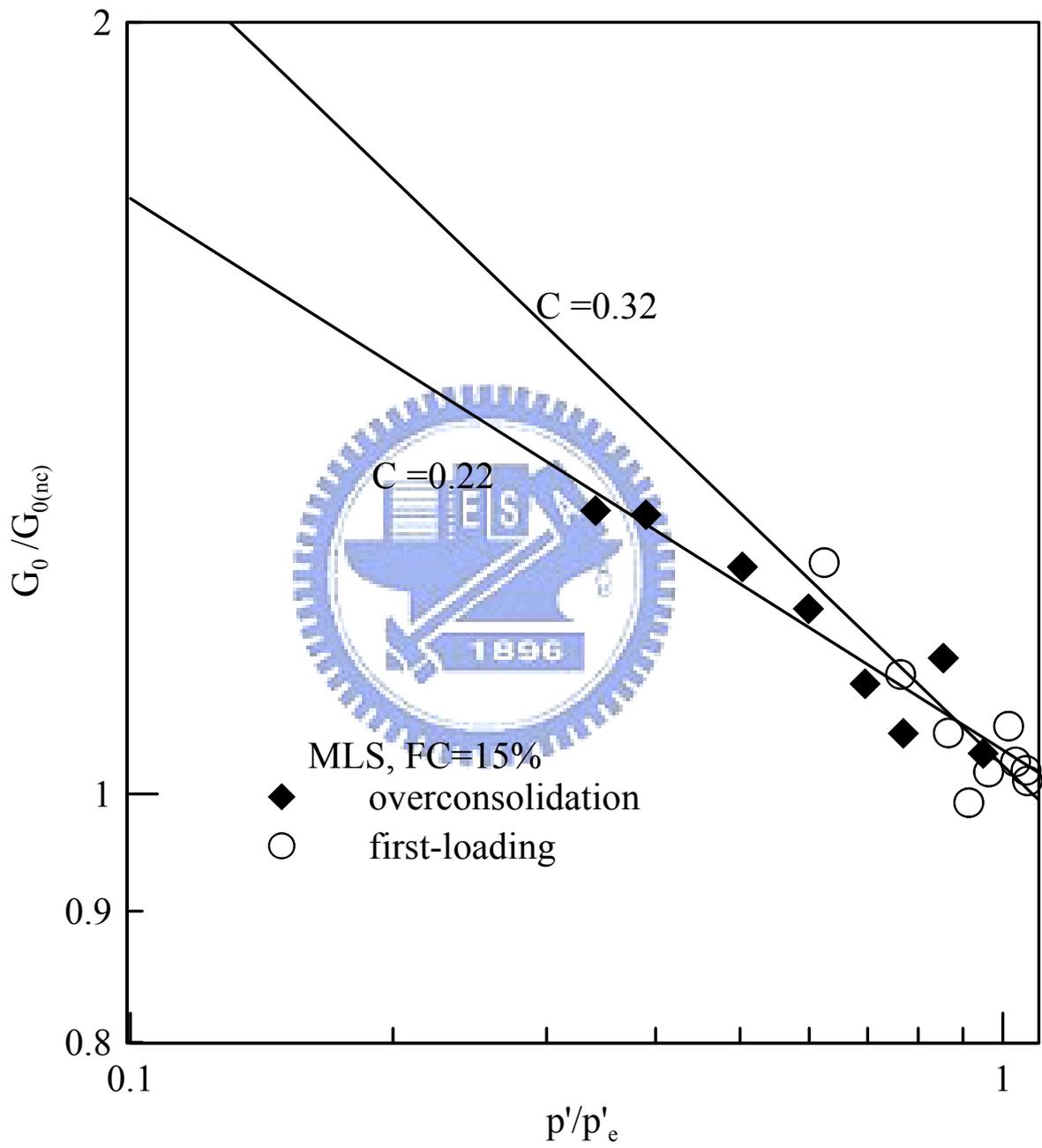


圖 5-10 FC=15%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形

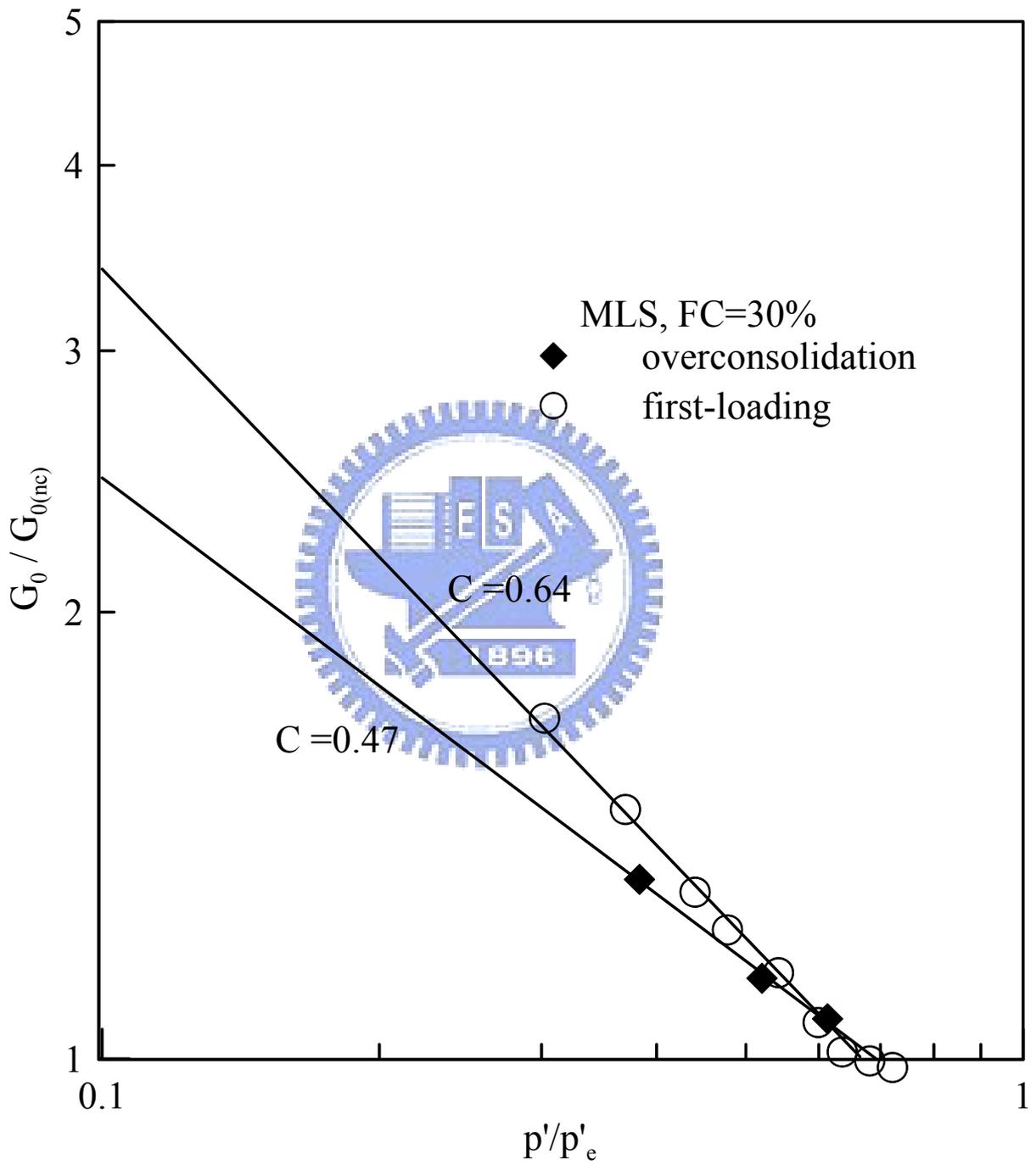


圖 5-11 FC=30%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形

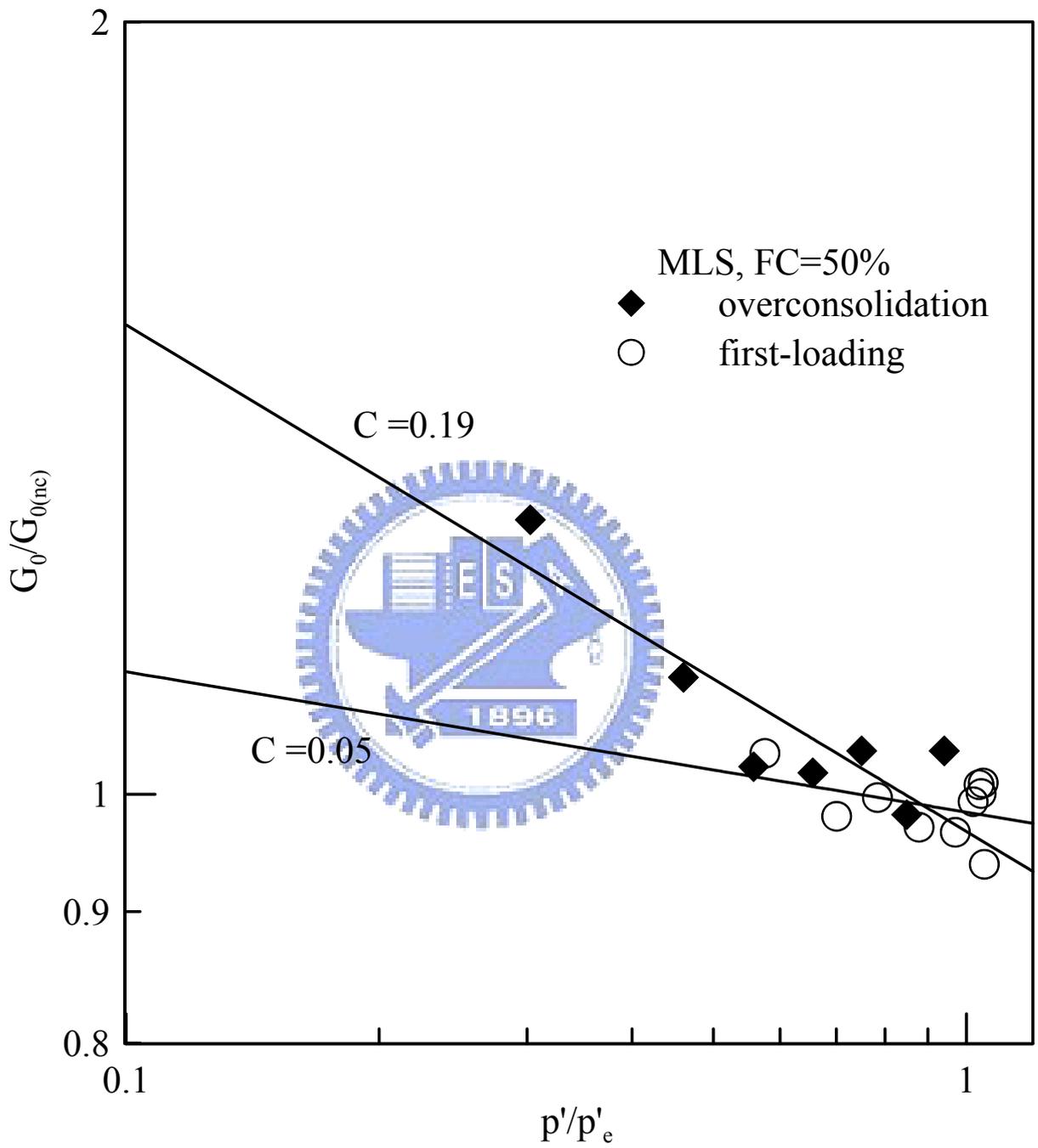


圖 5-12 FC=50%麥寮砂對體積狀態正規化之後的 G_0 變化情形

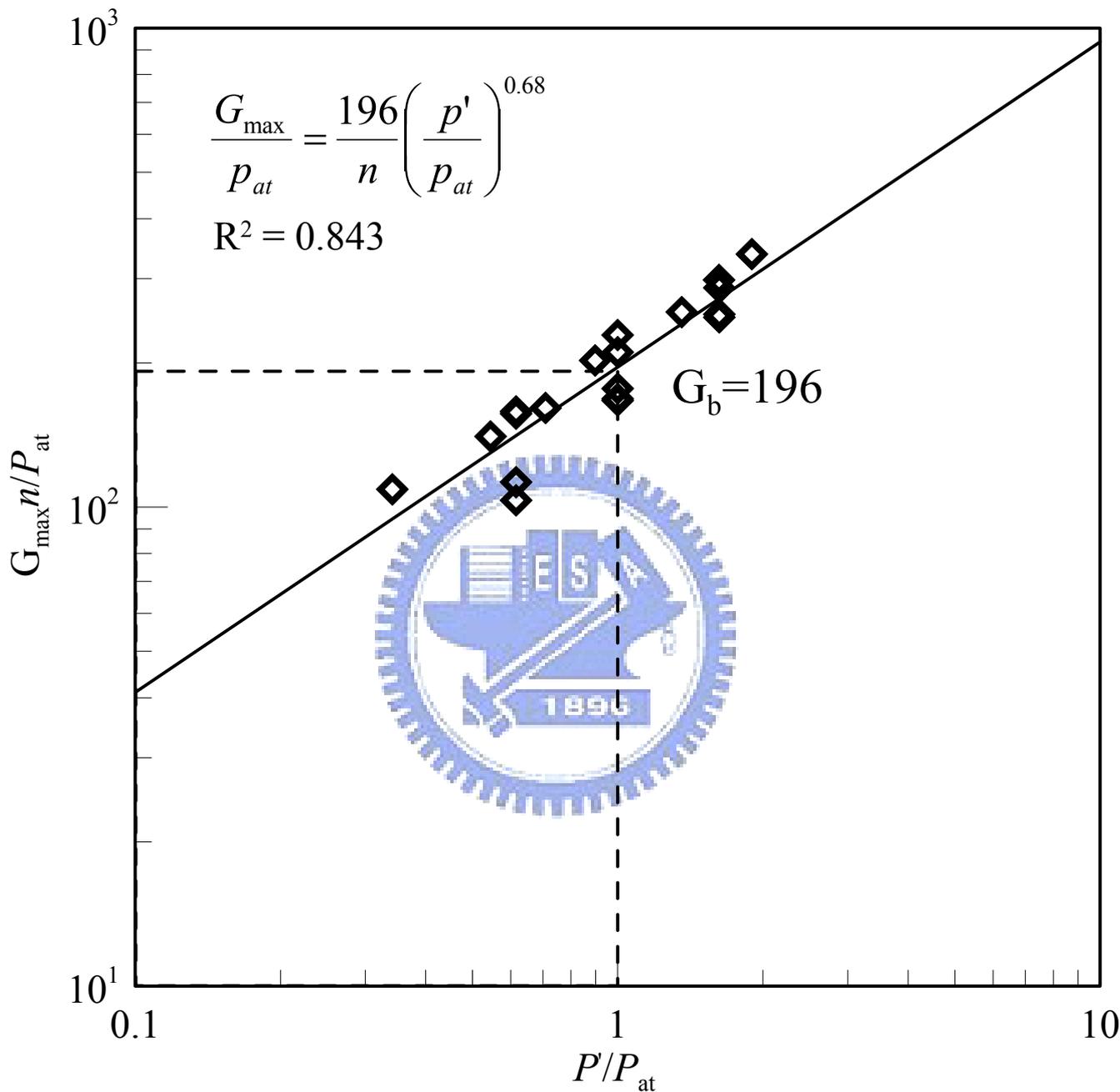


圖 5-13 細料含量 15% 麥察砂的 G_b 標定結果

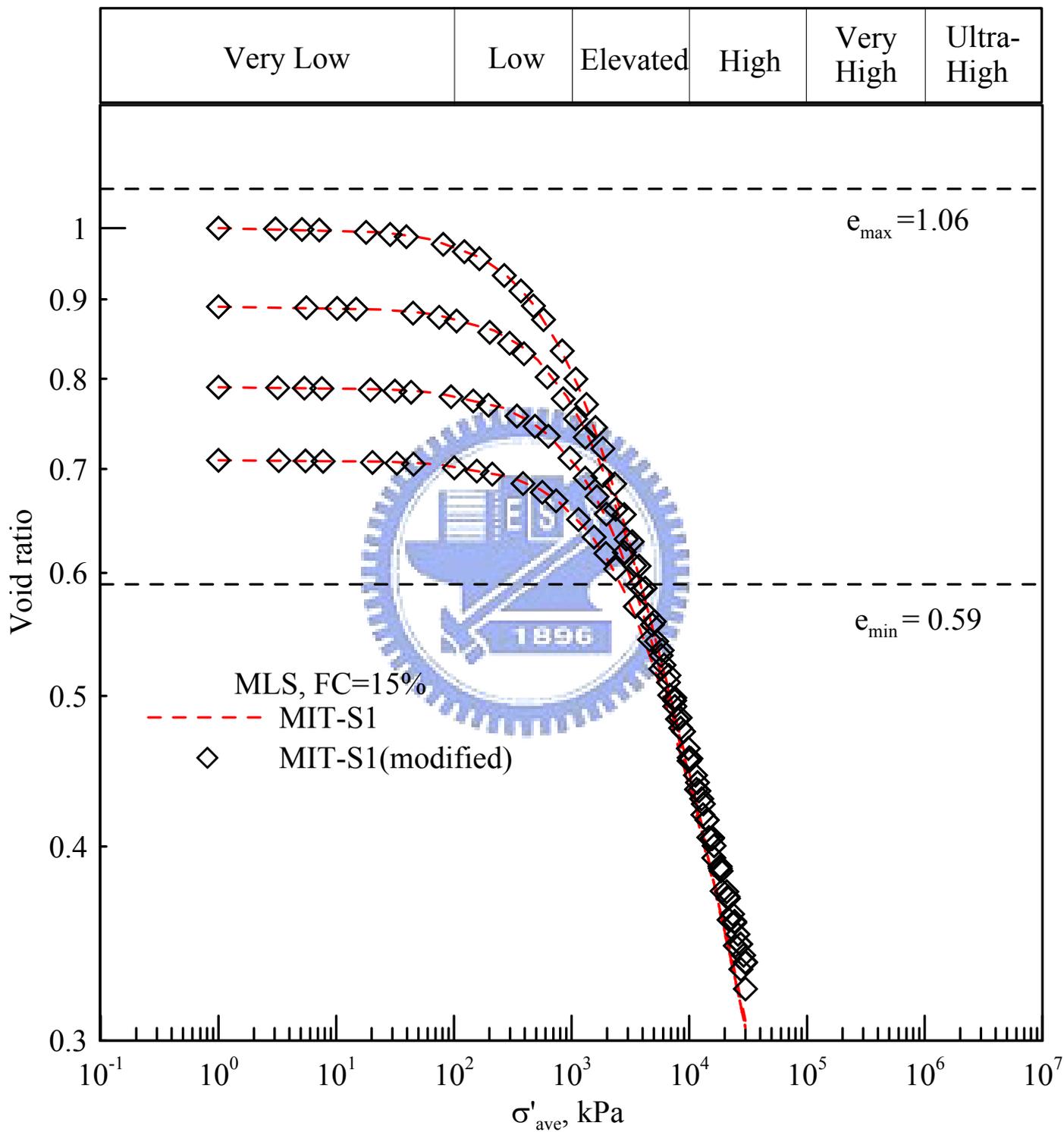


圖 5-14 MIT-S1 壓縮模式修改前後的模擬結果比較圖

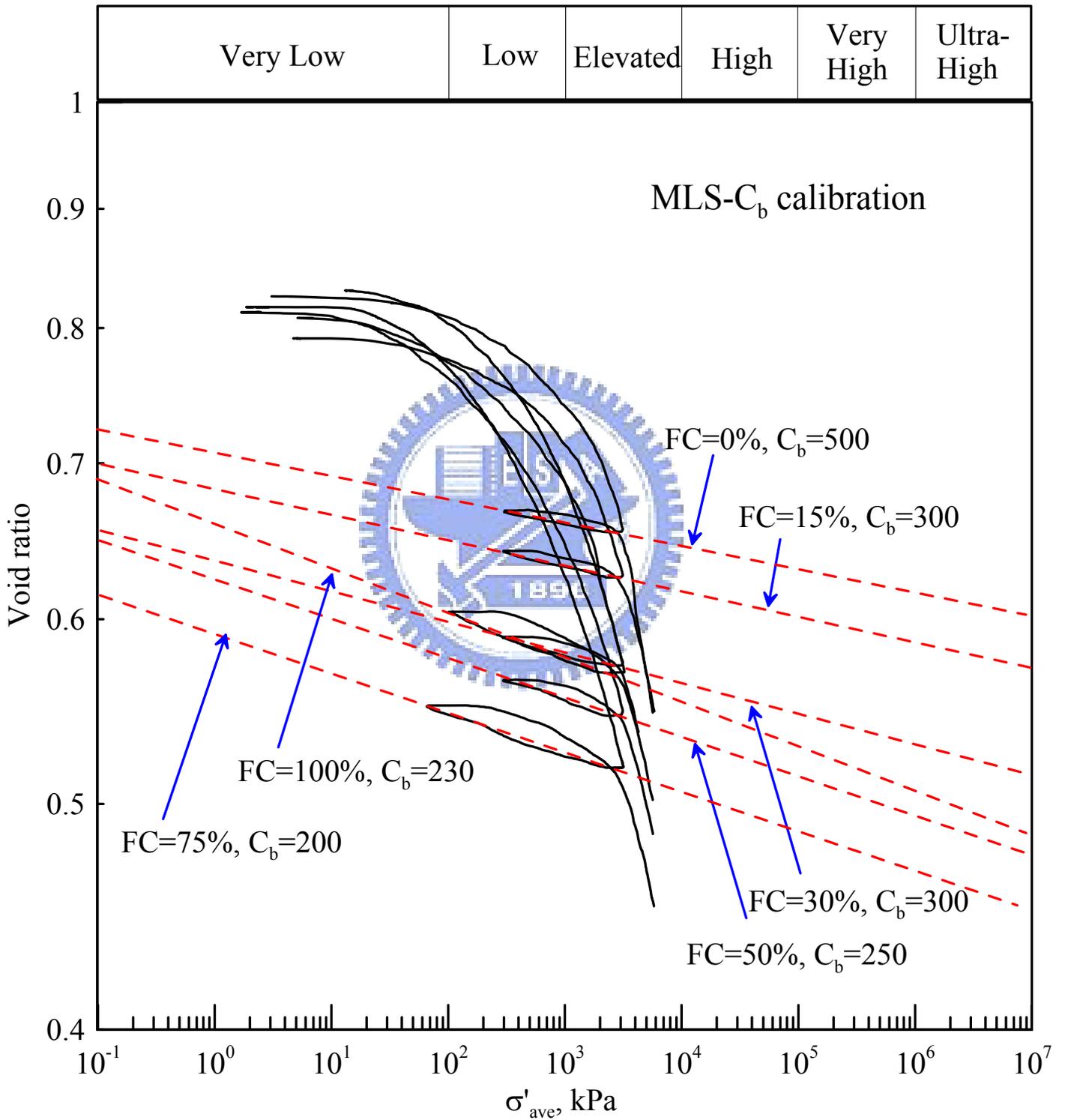


圖 5-15 不同細料含量麥察砂 C_b 值標定結果

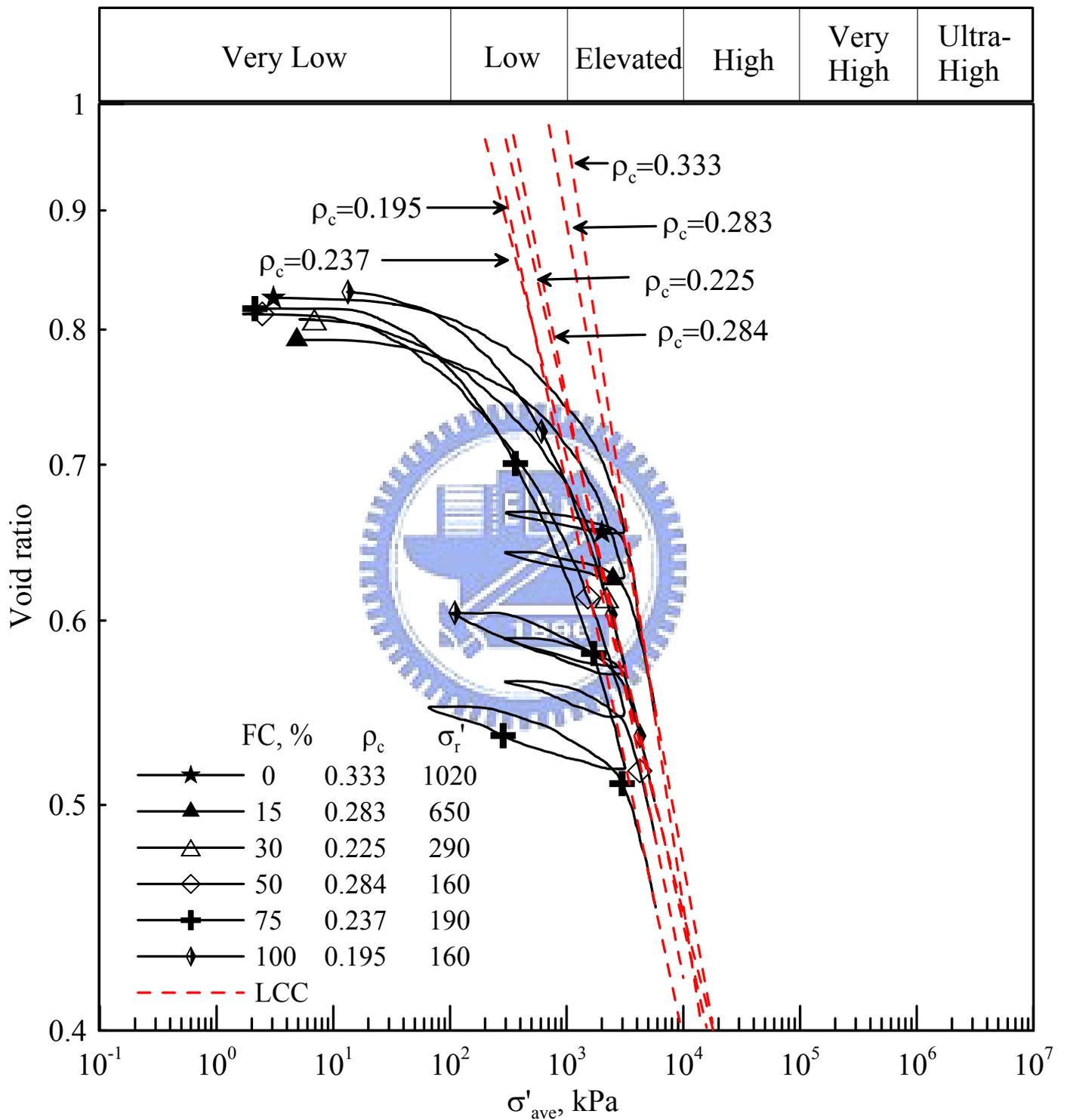


圖 5-16 不同細料含量麥寮砂 ρ_c 與 σ'_r 值標定結果

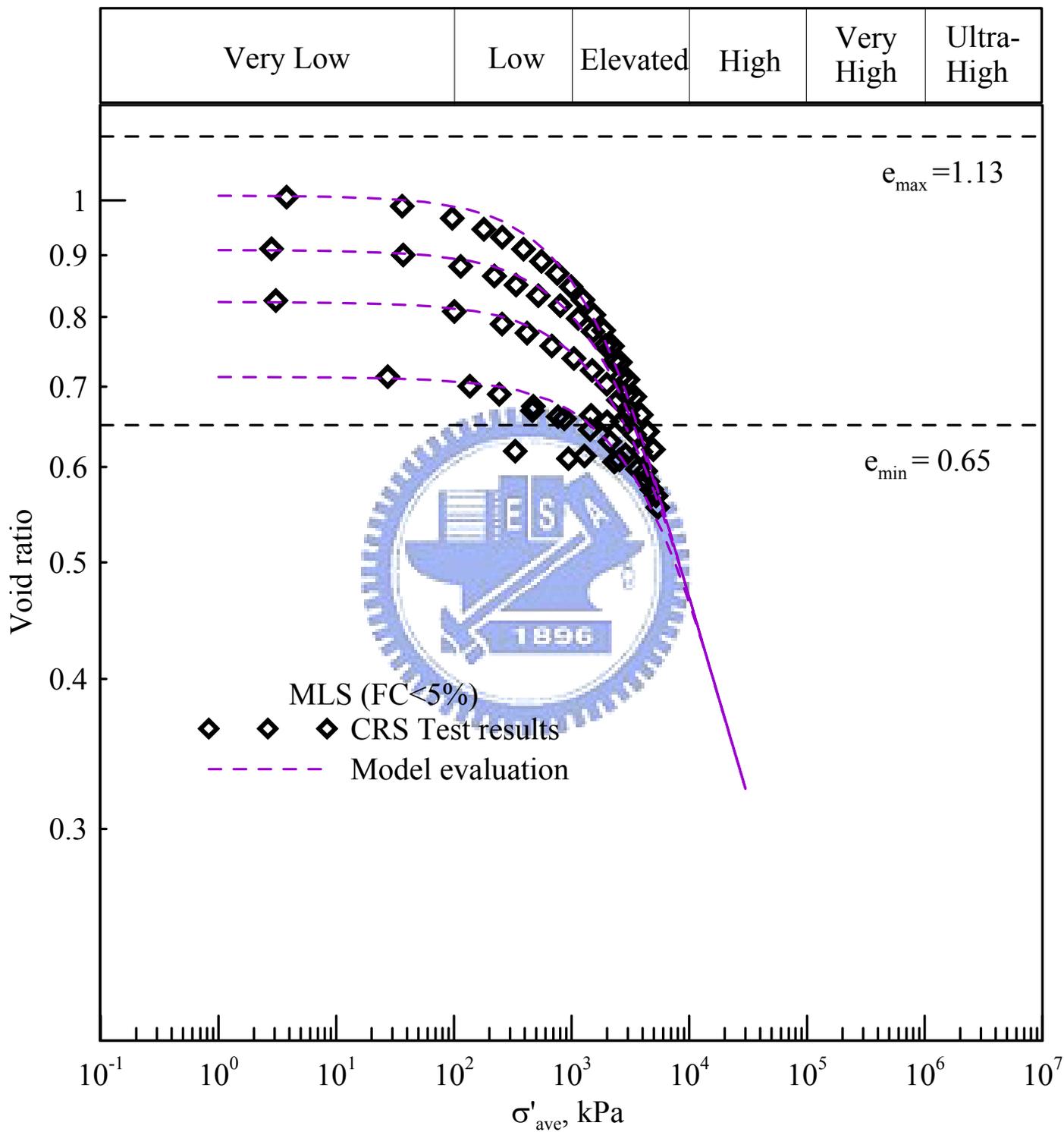


圖 5-17 FC<5%麥察砂的壓縮曲線與數值模擬結果

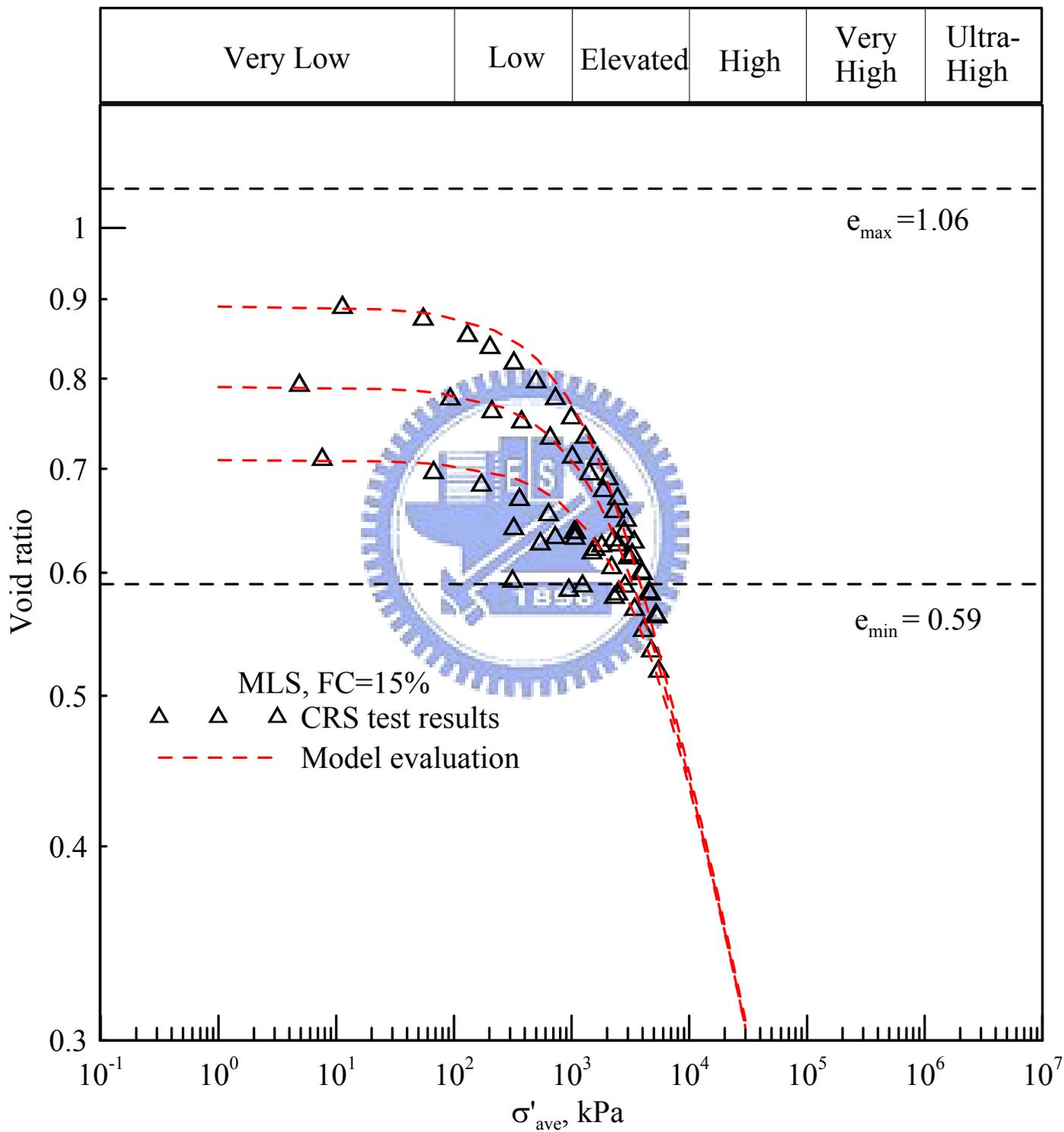


圖 5-18 FC=15%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果

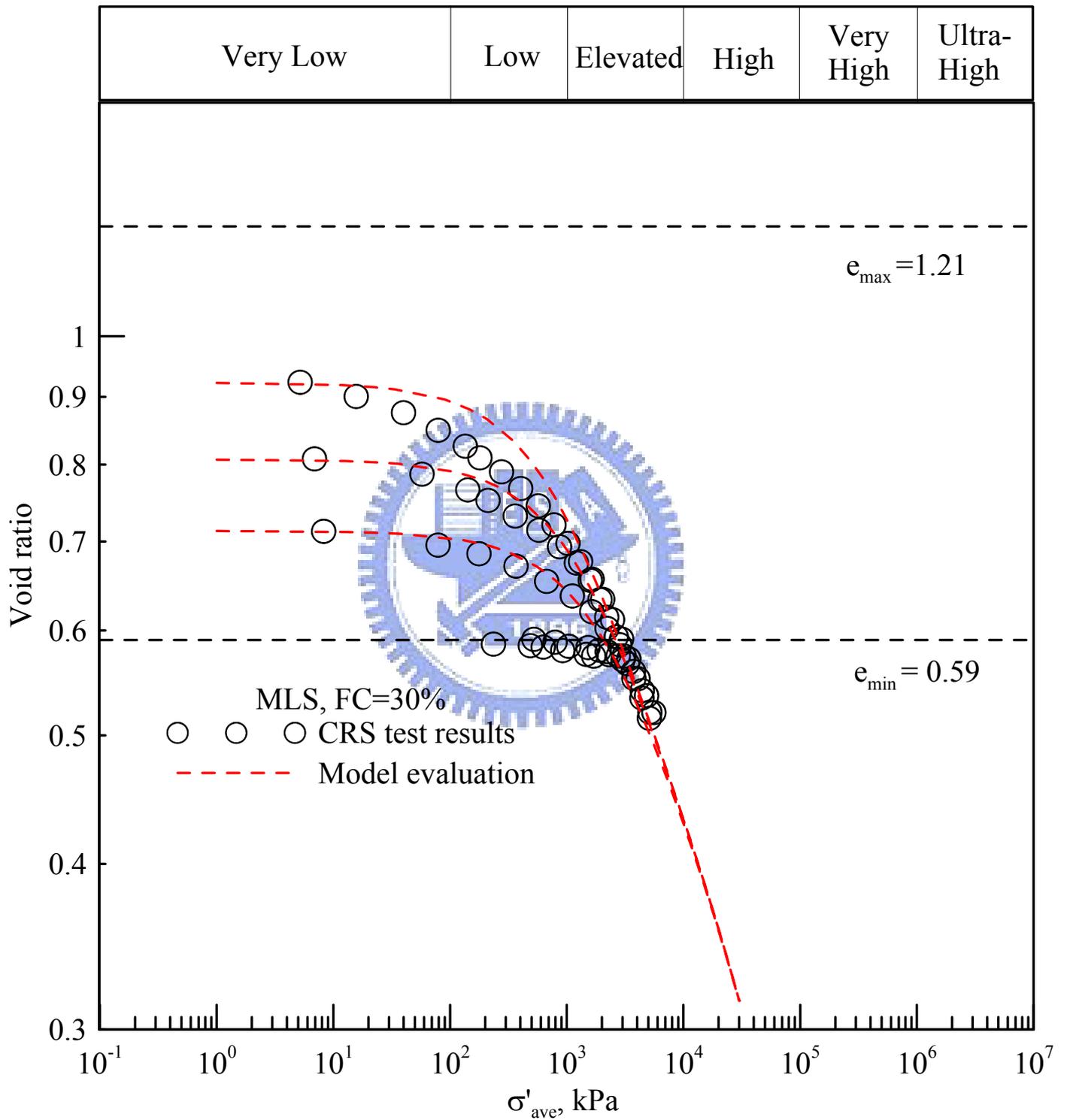


圖 5-19 FC=30%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果

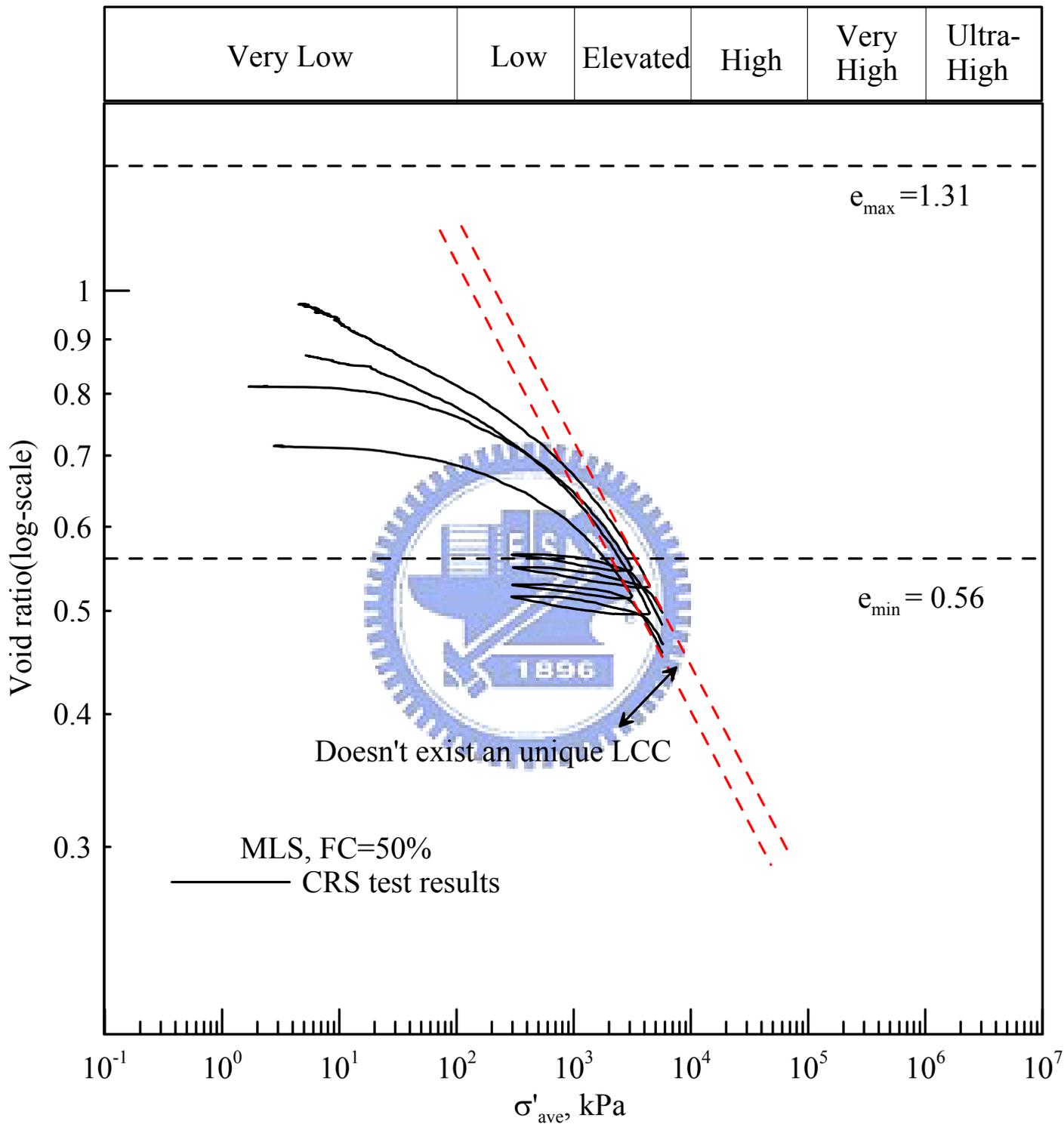


圖 5-20 FC=50%麥寮砂的壓縮曲線

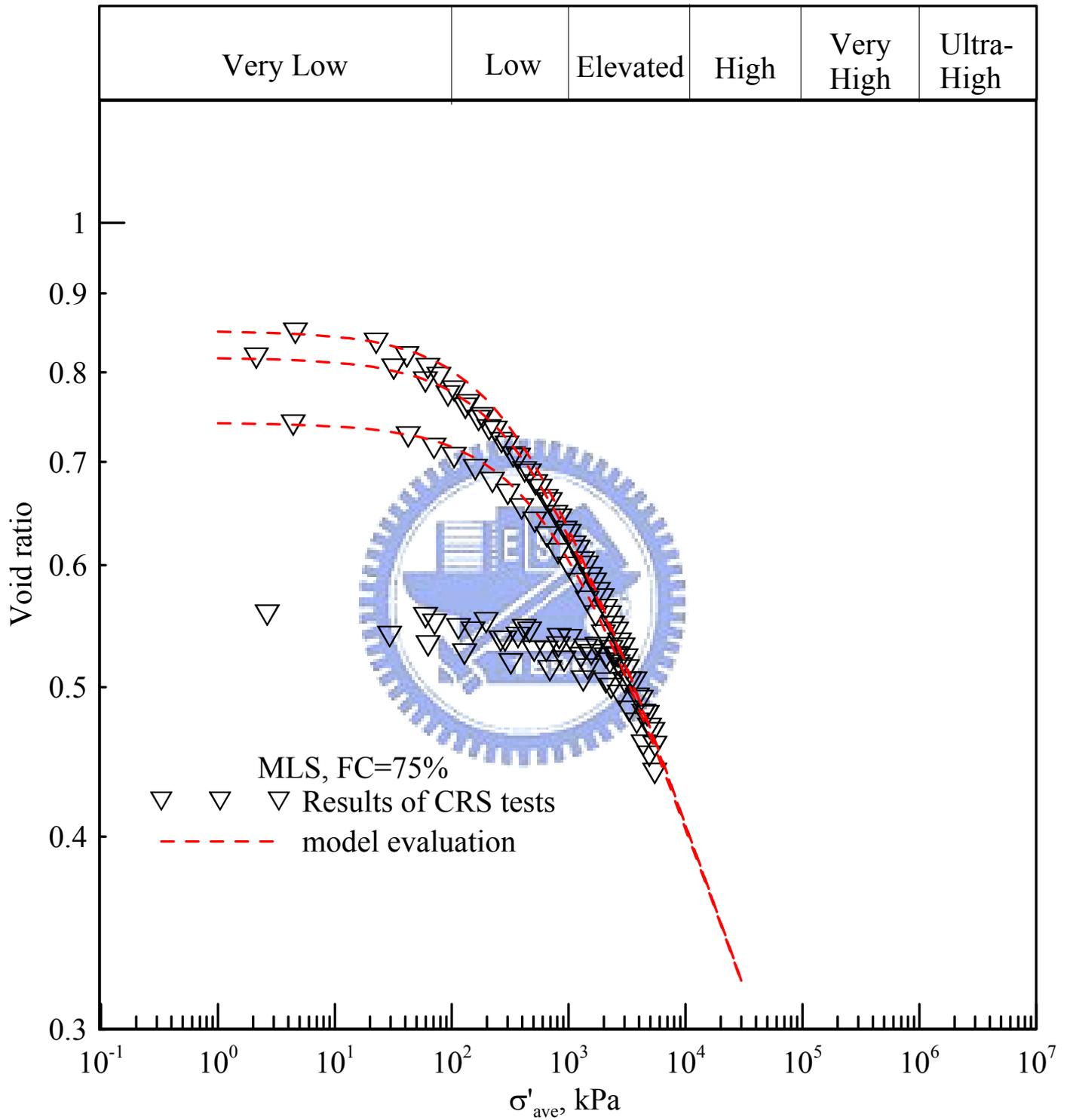


圖 5-21 FC=75%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果

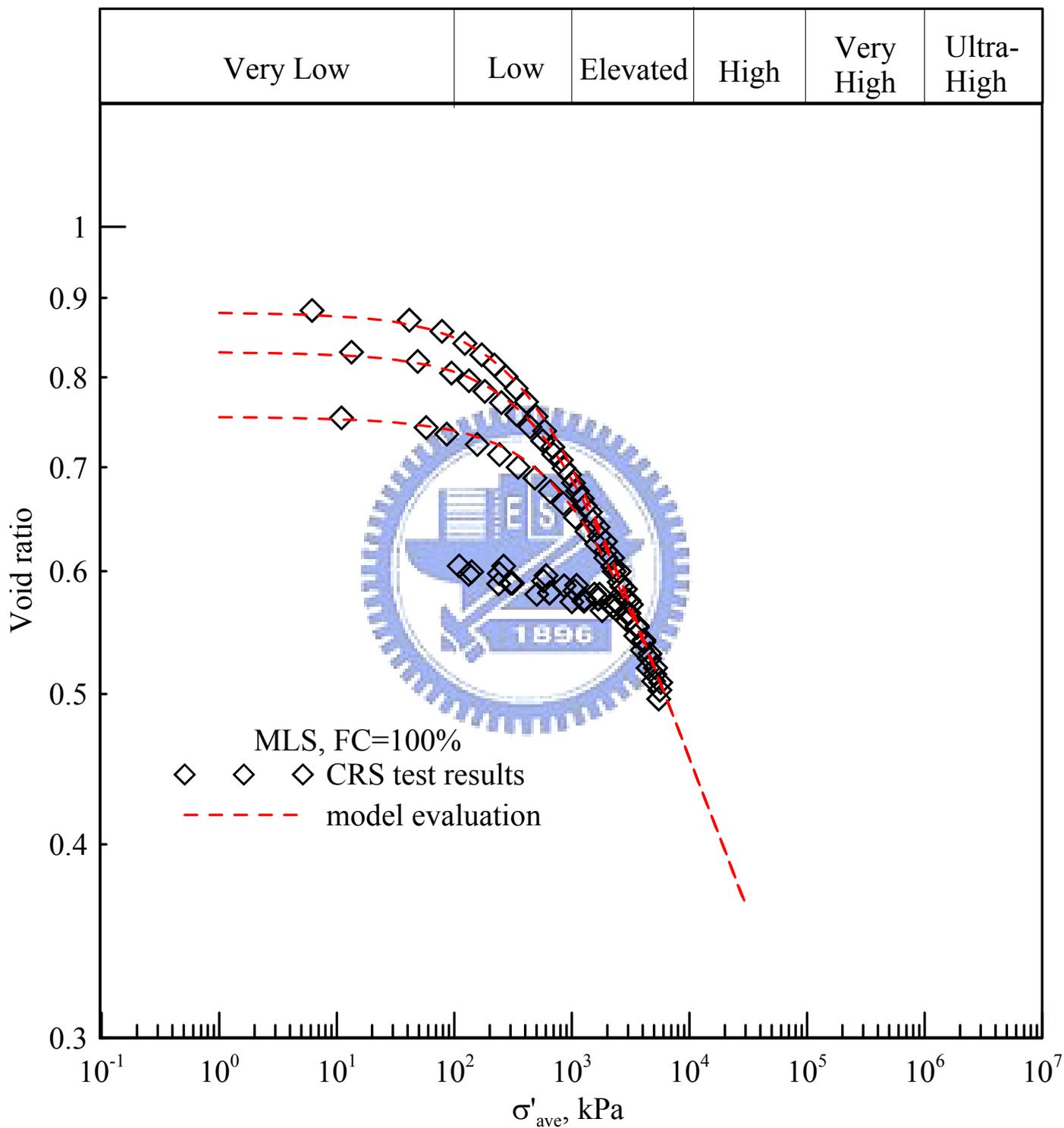


圖 5-22 FC=100%麥寮砂的壓縮曲線與數值模擬結果

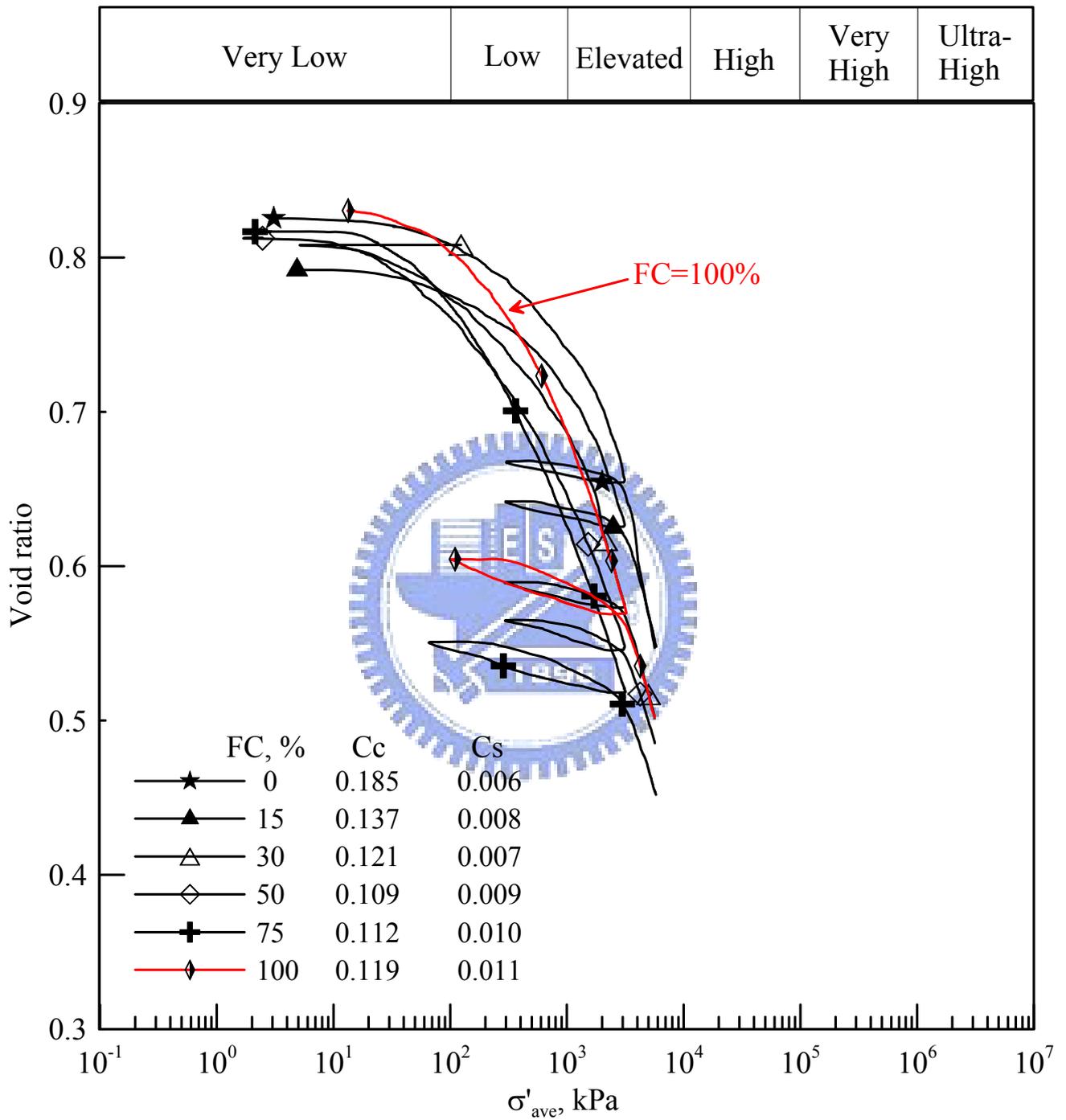


圖 5-23 麥寮砂隨細料含量增加的壓縮曲線變化結果

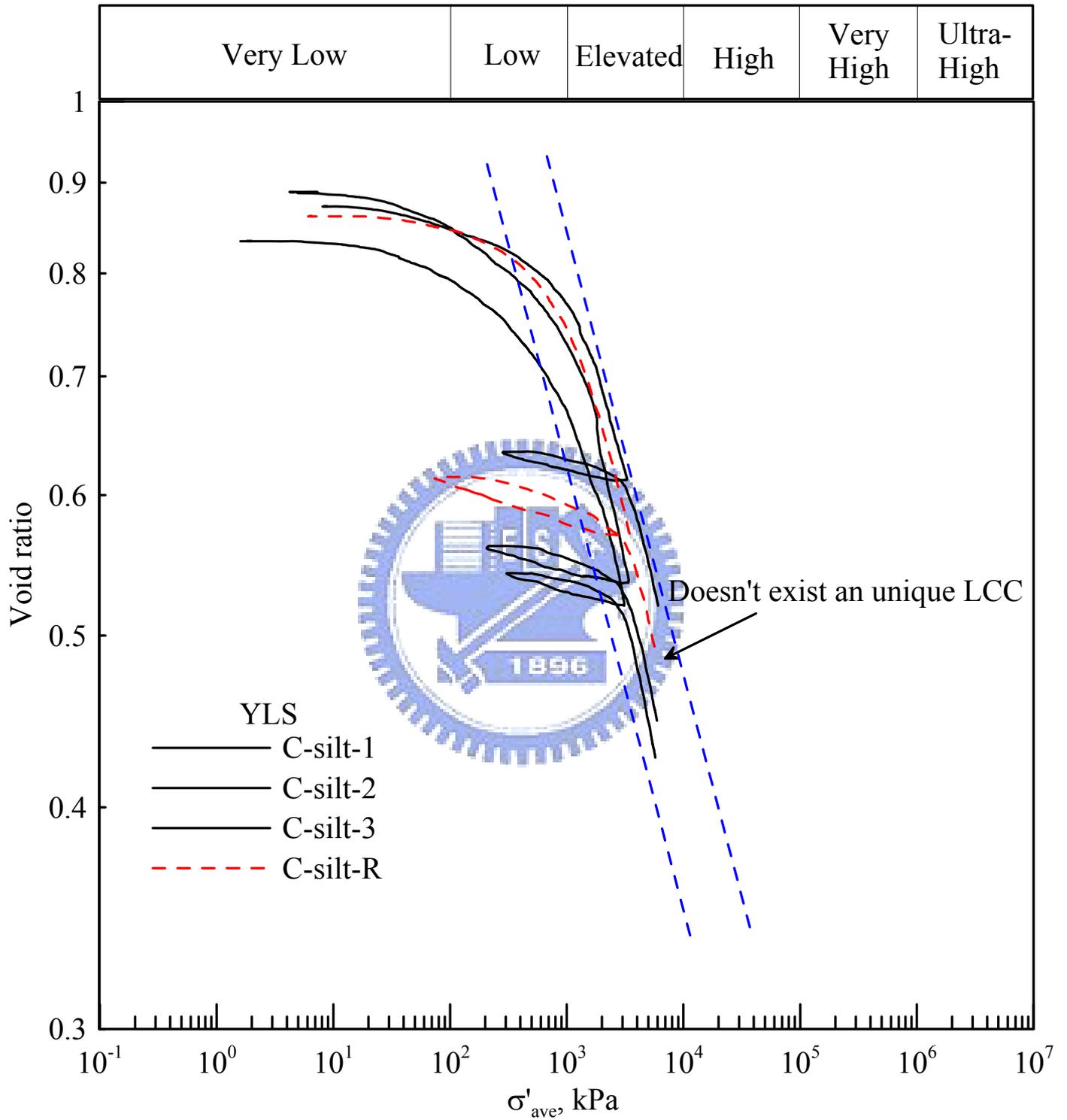


圖 5-24 員林砂之壓縮曲線

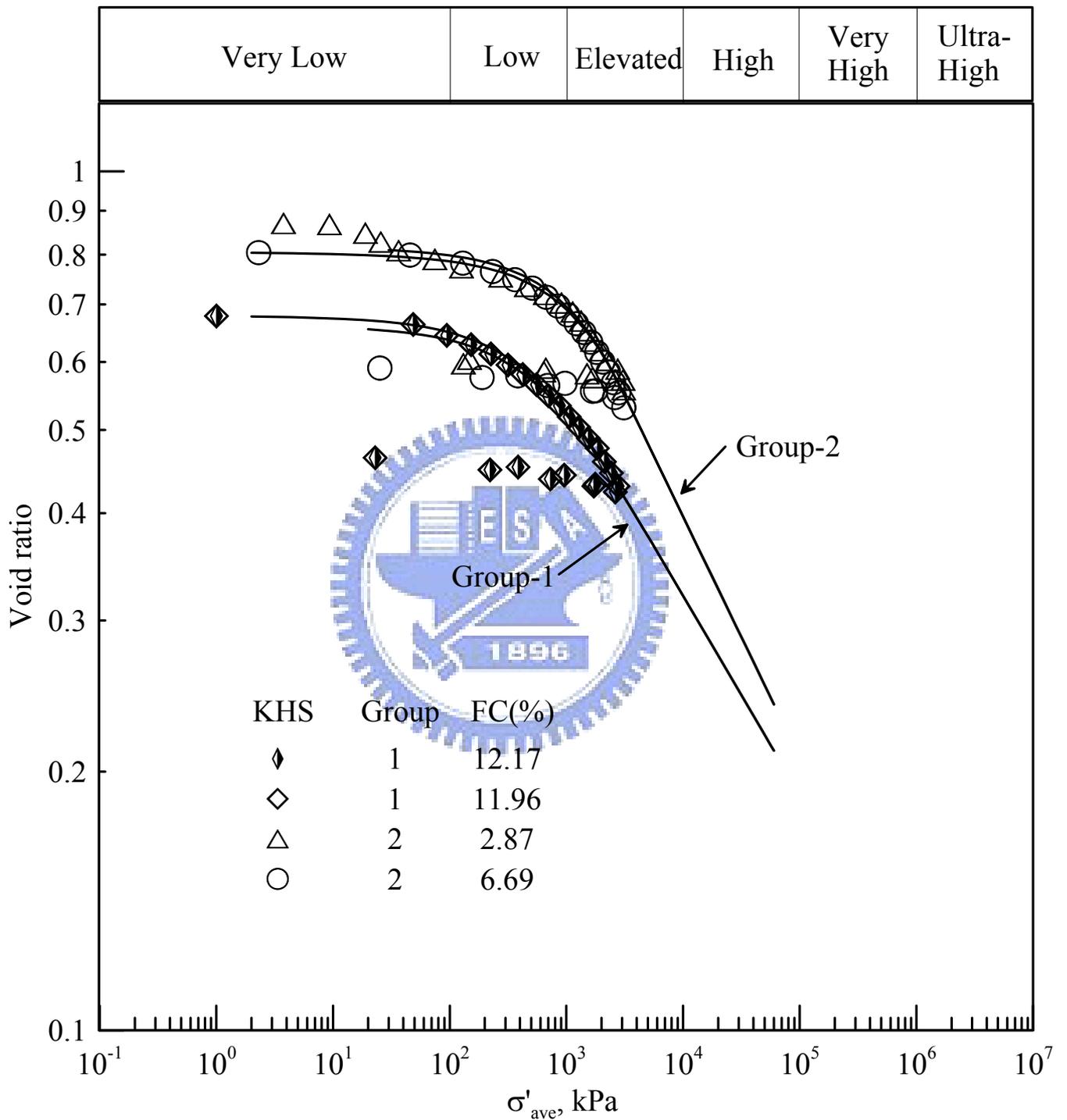


圖 5-25 高雄砂之壓縮曲線與數值模擬結果

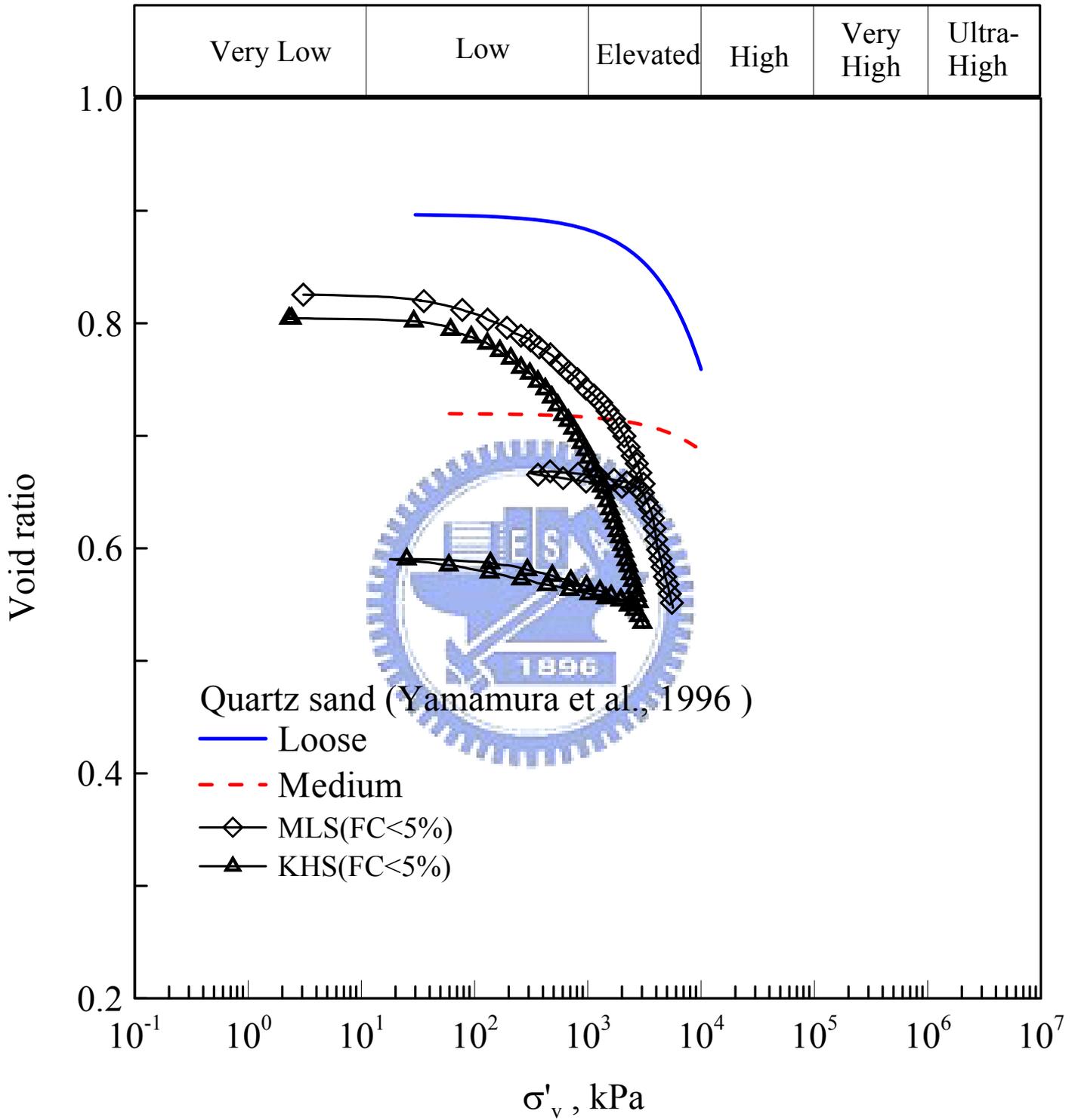


圖 5-26 FC<5%之麥寮砂與高雄砂與石英砂之間的壓縮曲線比較圖

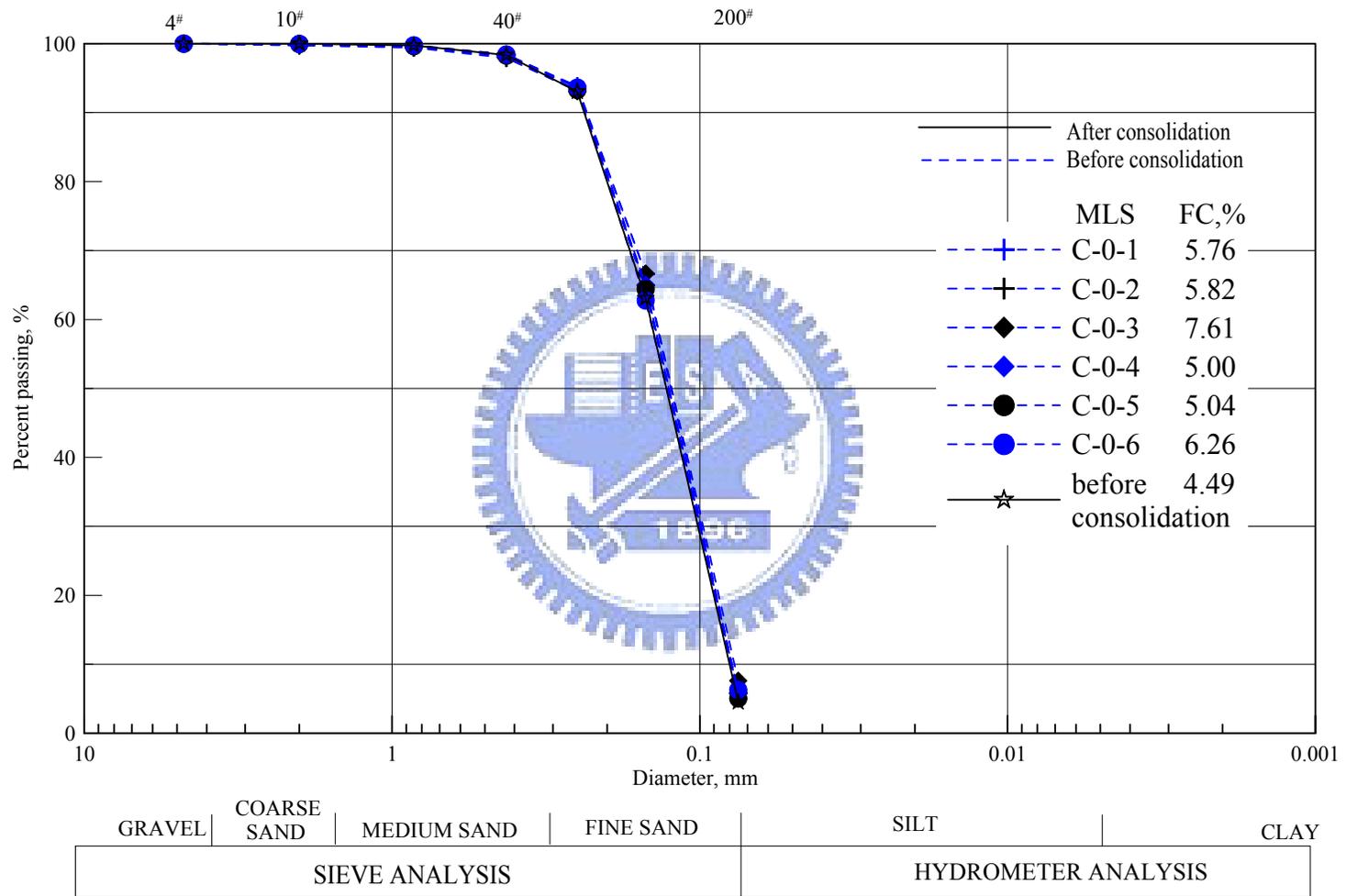


圖 5-27 乾淨麥寮砂壓密前後粒徑分佈曲線

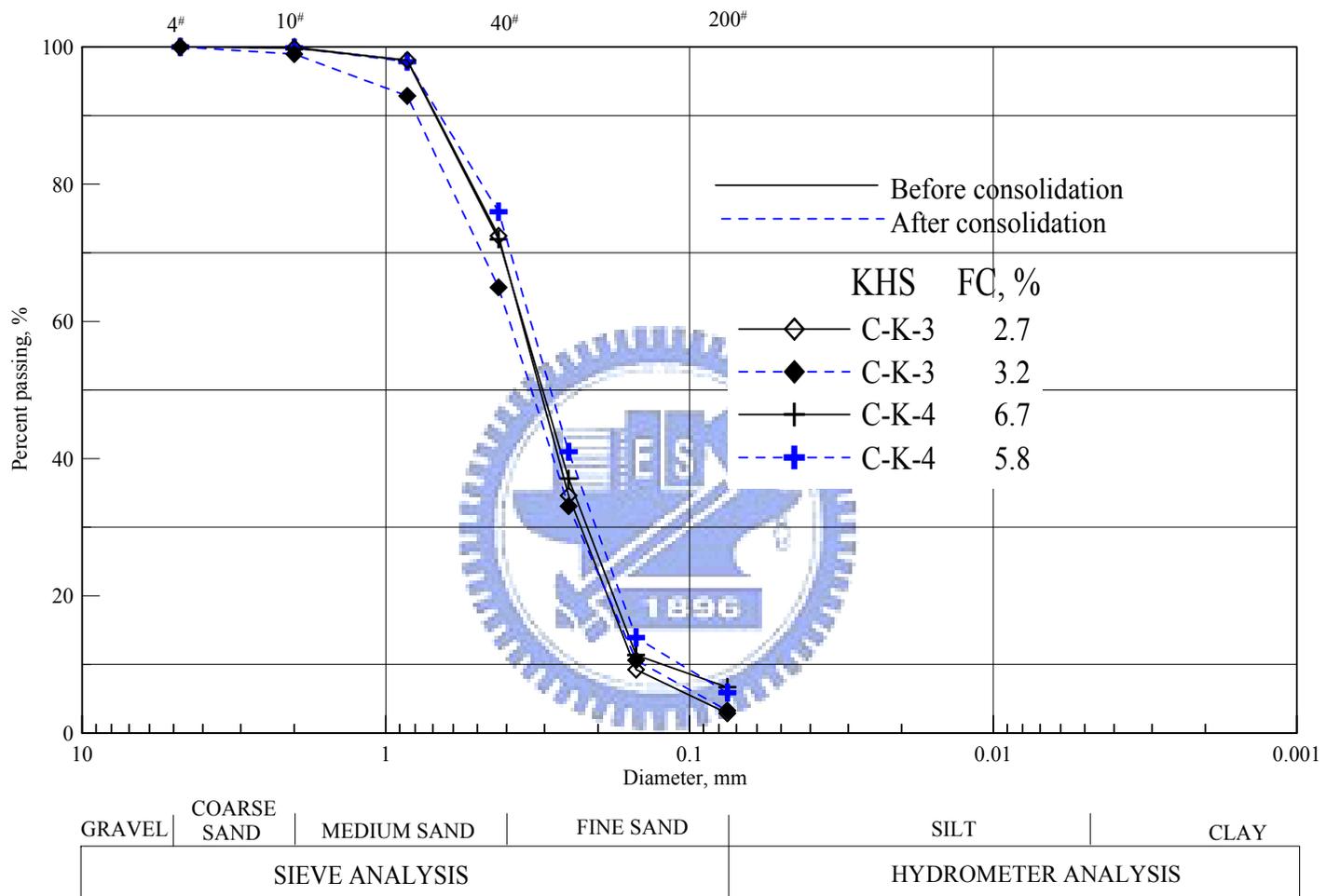


圖 5-28 高雄砂壓密前後粒徑分佈曲線

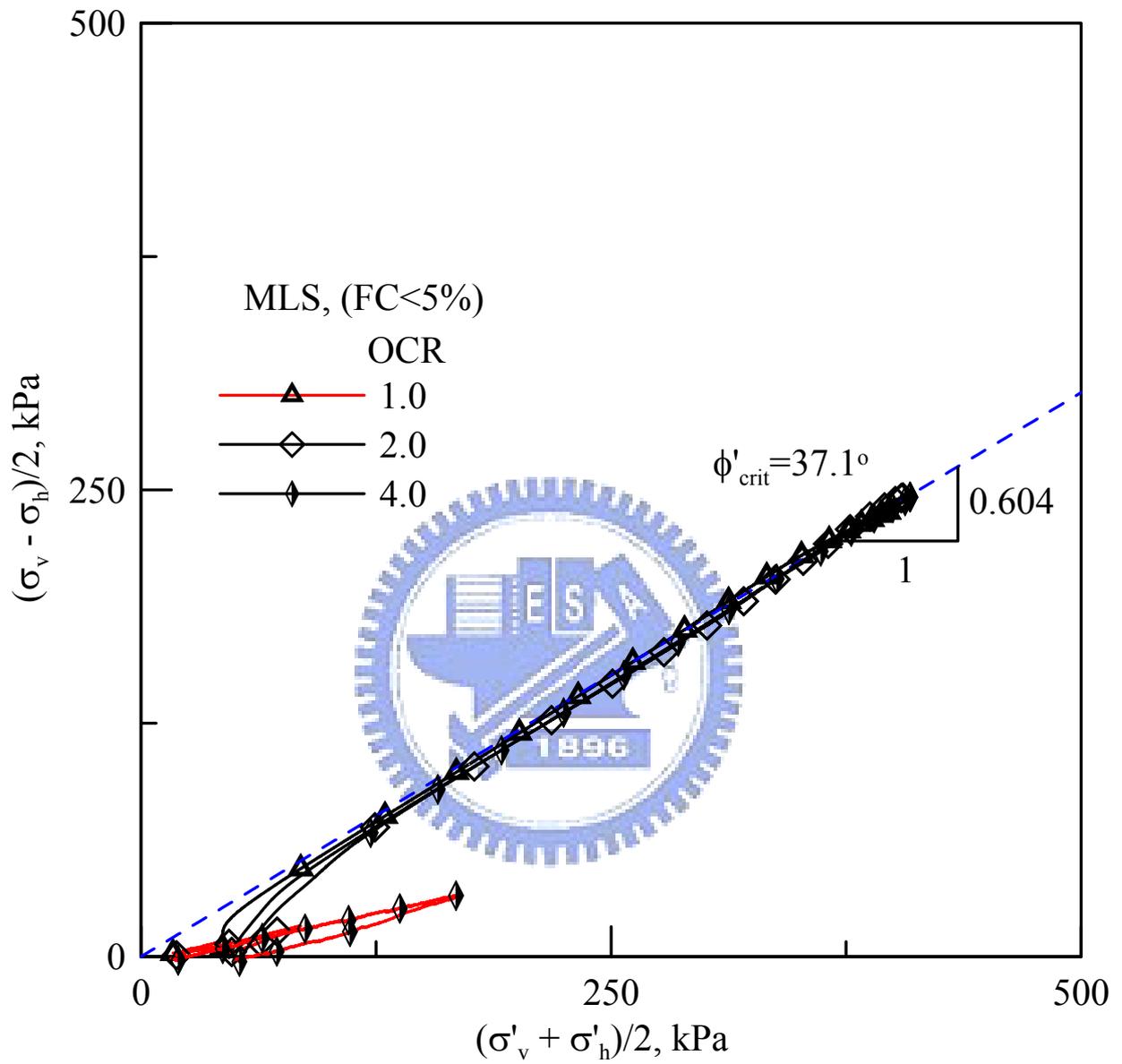


圖 5-29 FC<5%麥寮砂 CK₀U 應力路徑圖

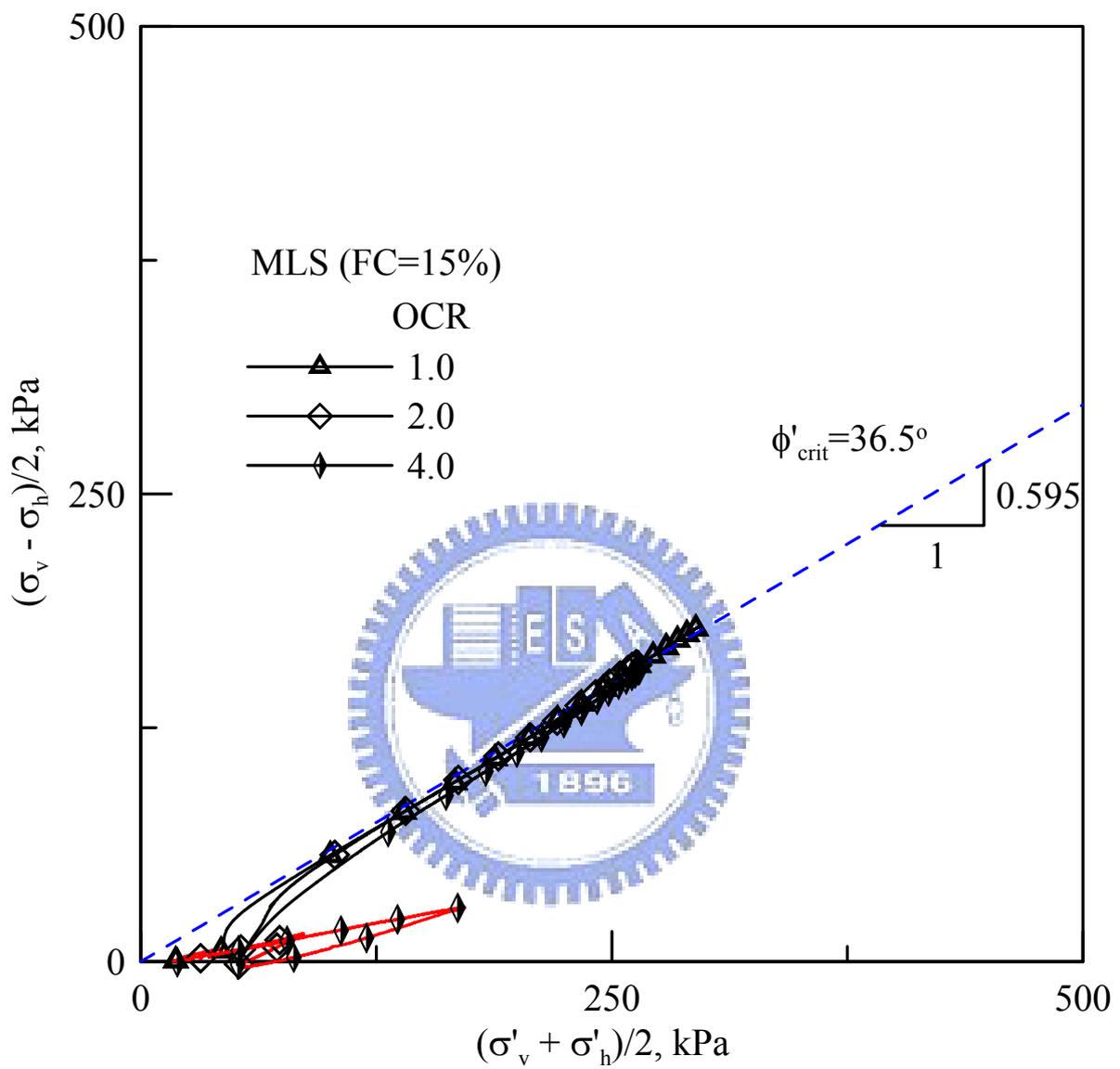


圖 5-30 FC=15% 麥寮砂 CK₀U 應力路徑圖

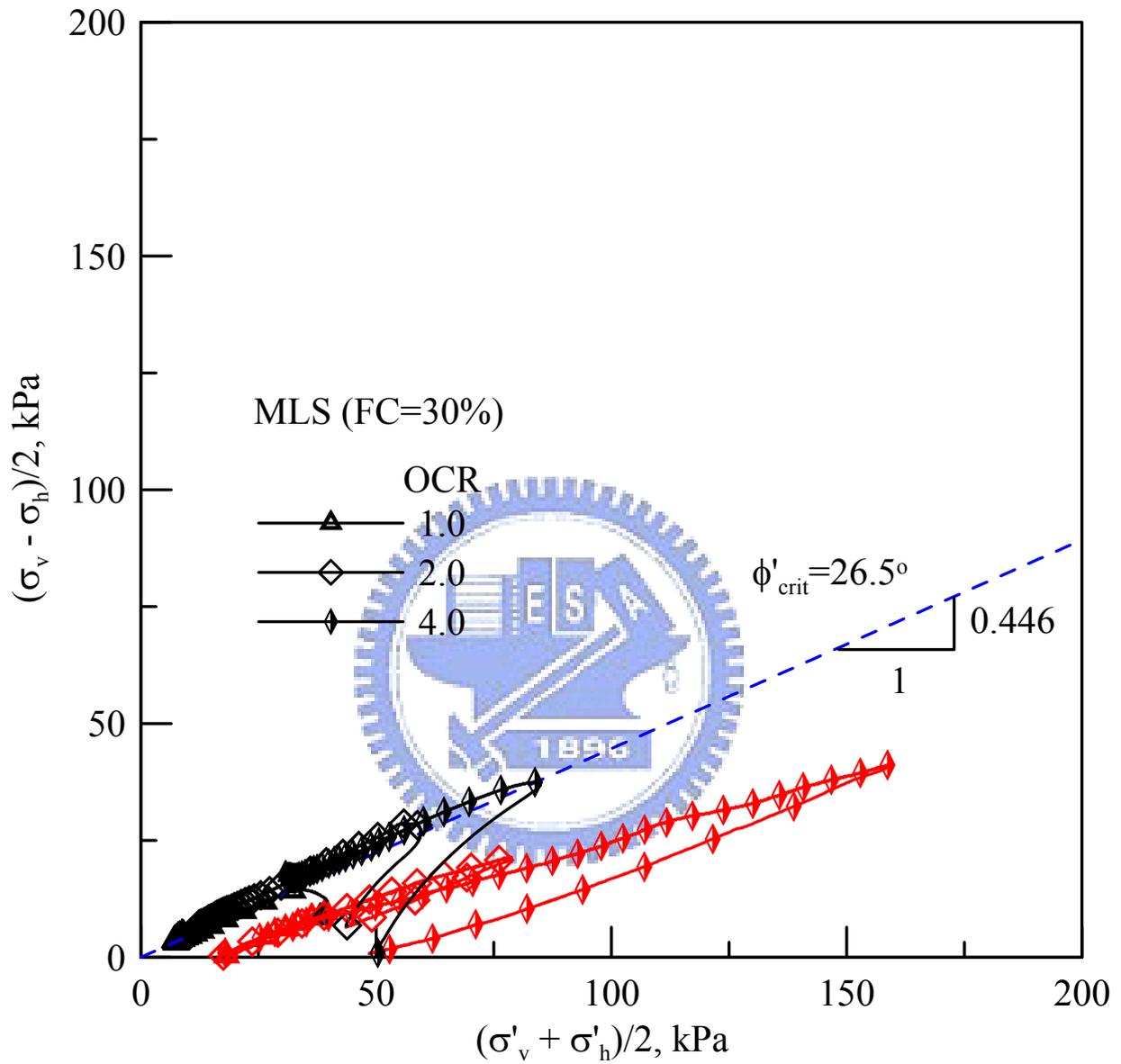


圖 5-31 FC=30%麥寮砂 CK₀U 應力路徑圖

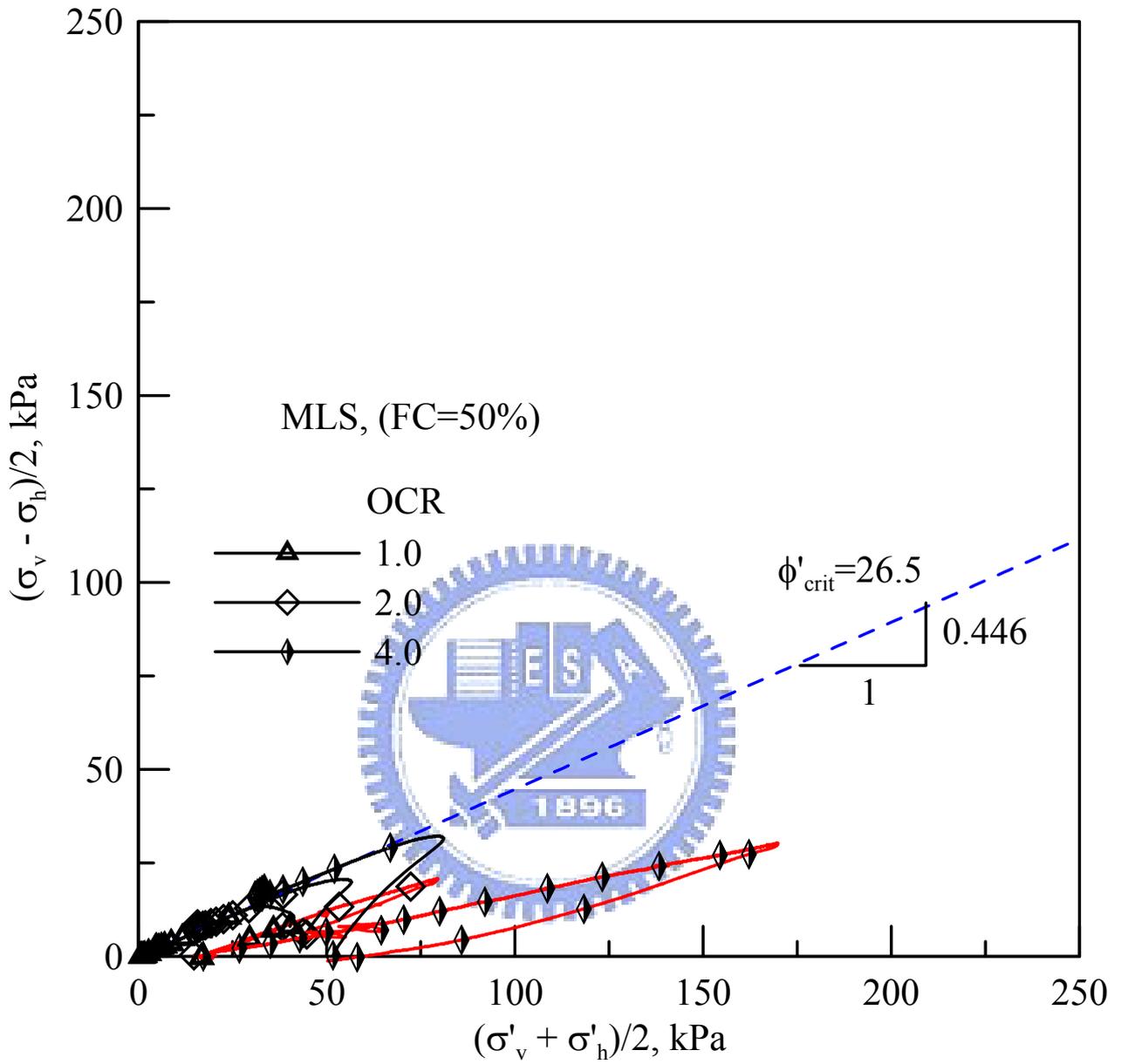


圖 5-32 FC=50%麥寮砂 CK₀U 應力路徑圖

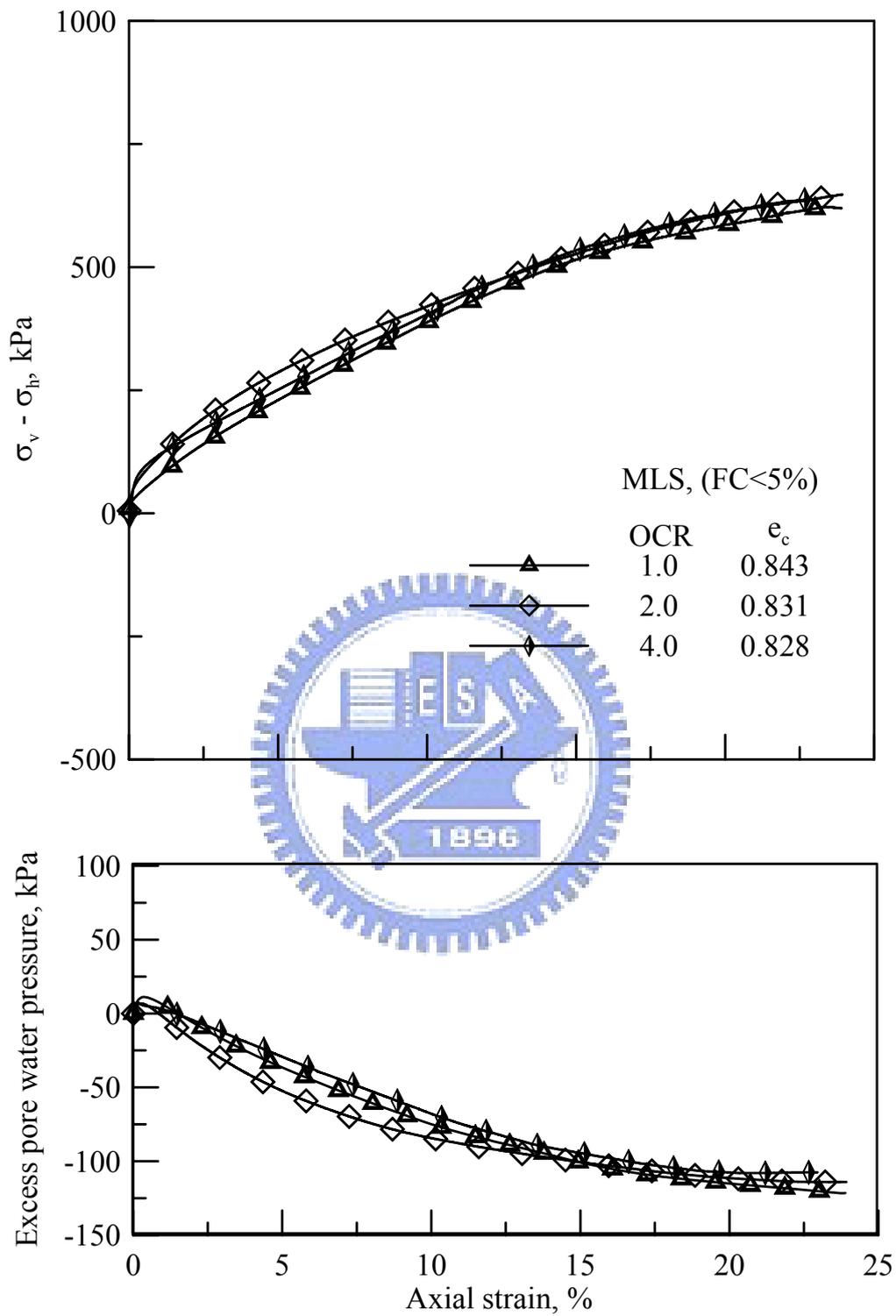


圖 5-33 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC<5%)

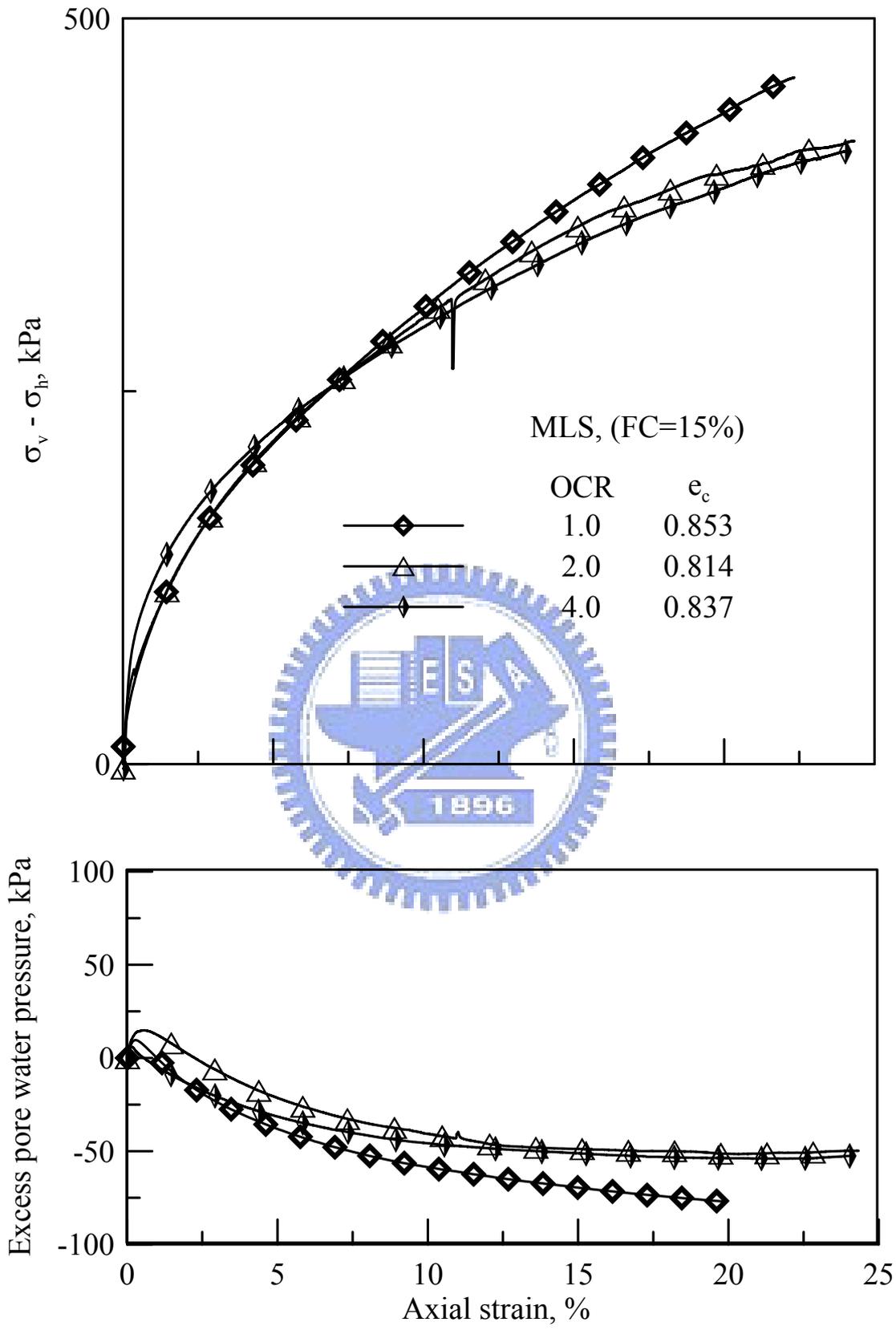


圖 5-34 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=15%)

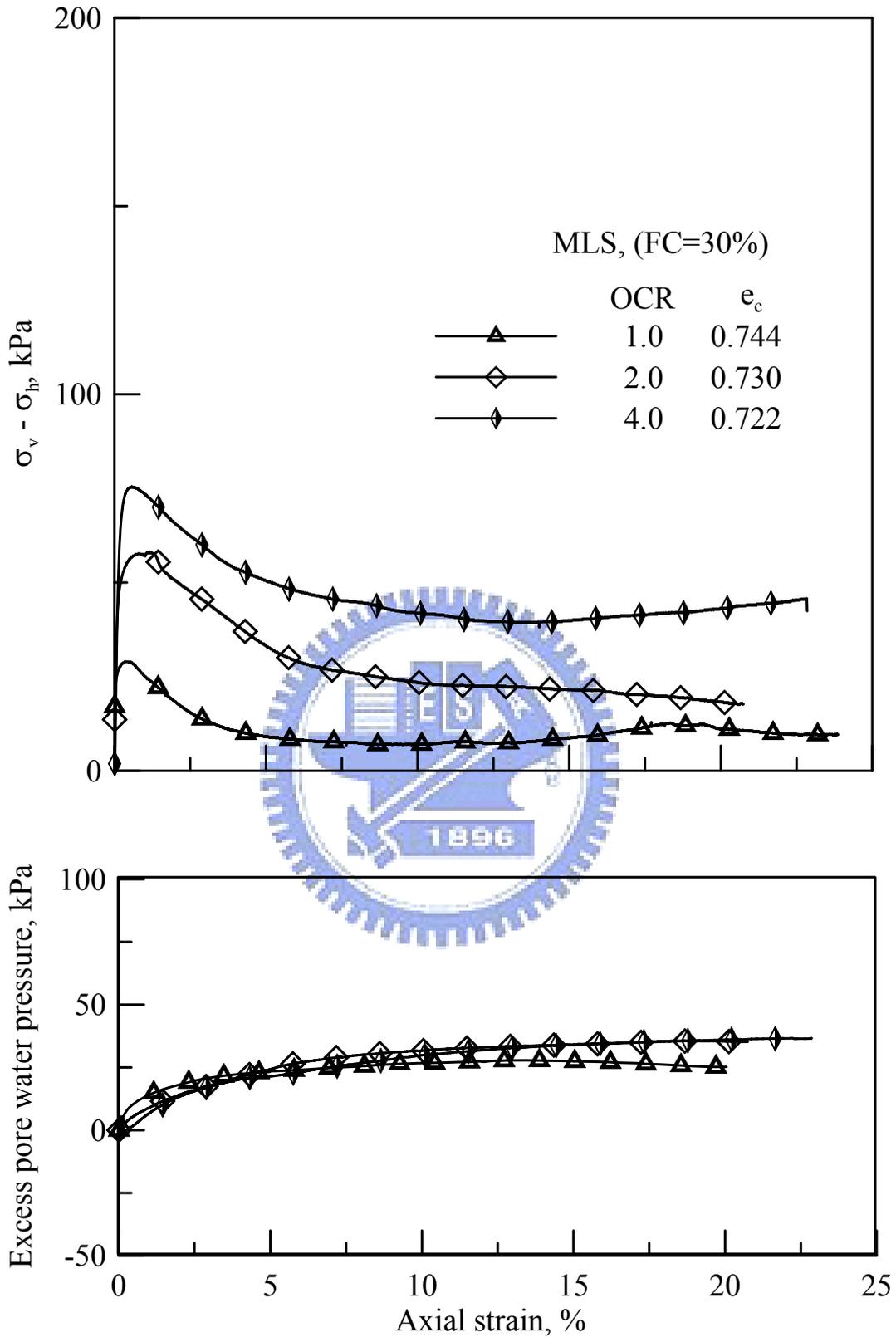


圖 5-35 不同過壓密比的麥寮砂不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=30%)

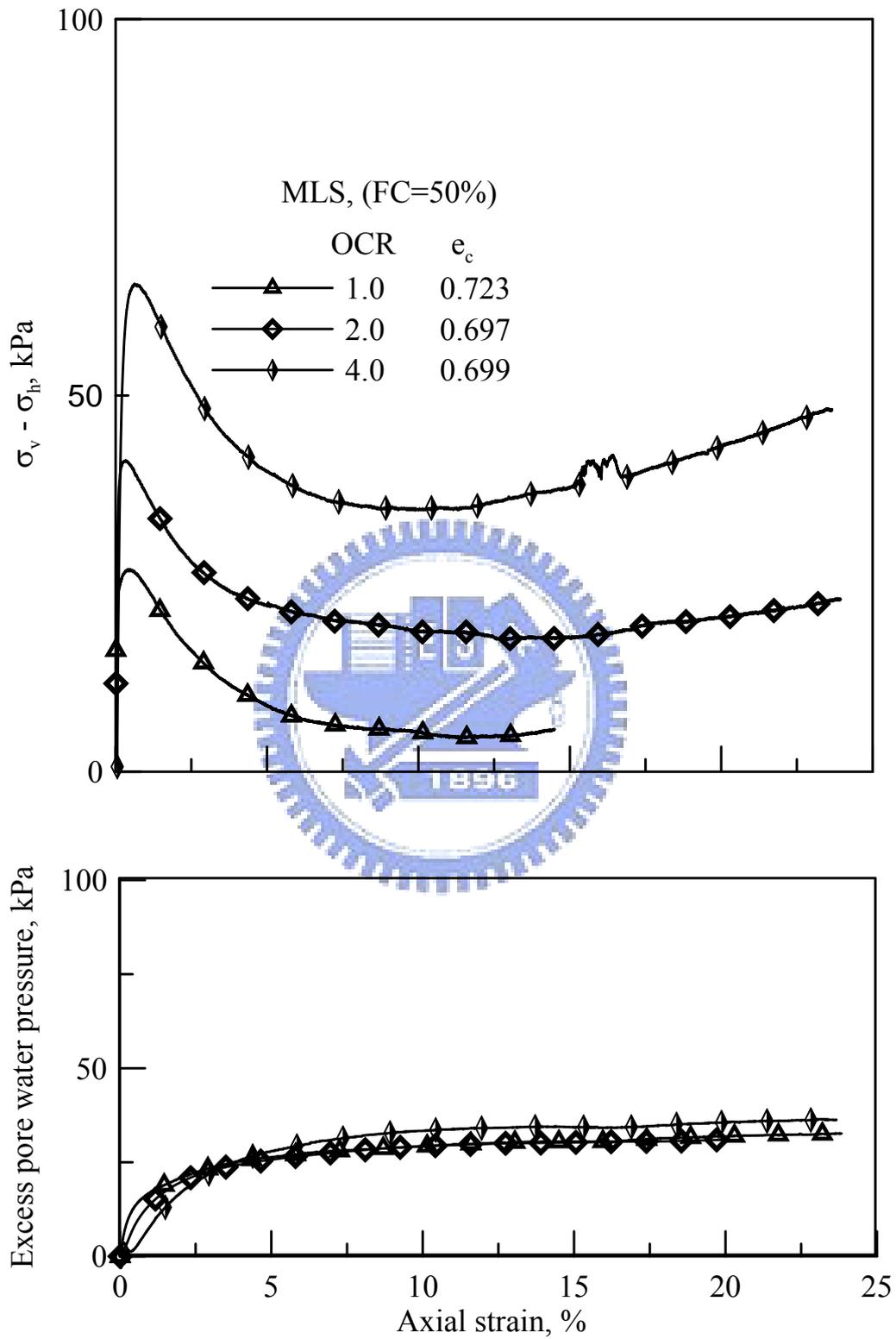


圖 5-36 不同過壓密比麥寮砂的不排水應力-應變與孔隙水壓變化圖(FC=50%)

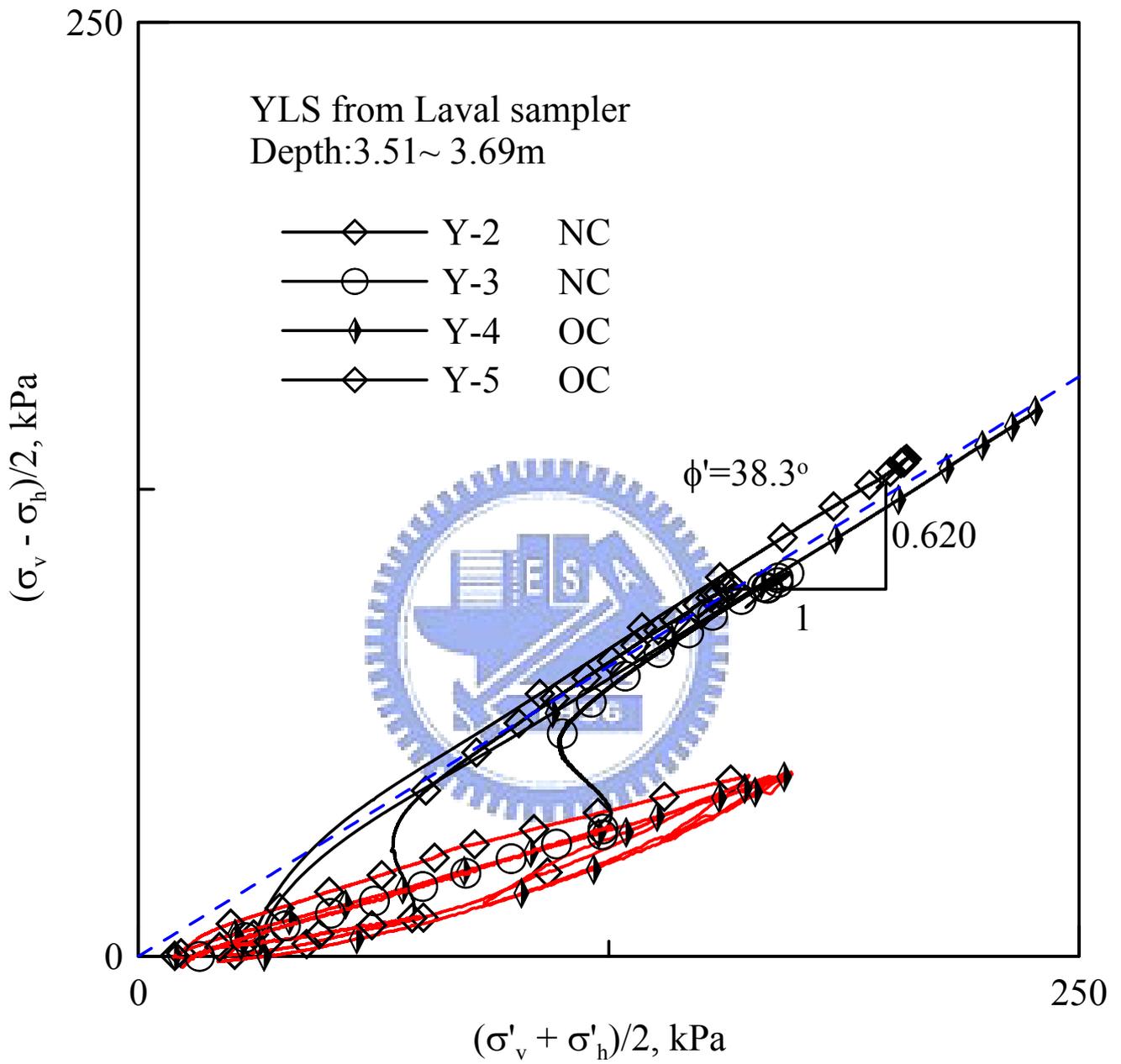


圖 5-37 員林砂 CK₀U 應力路徑圖

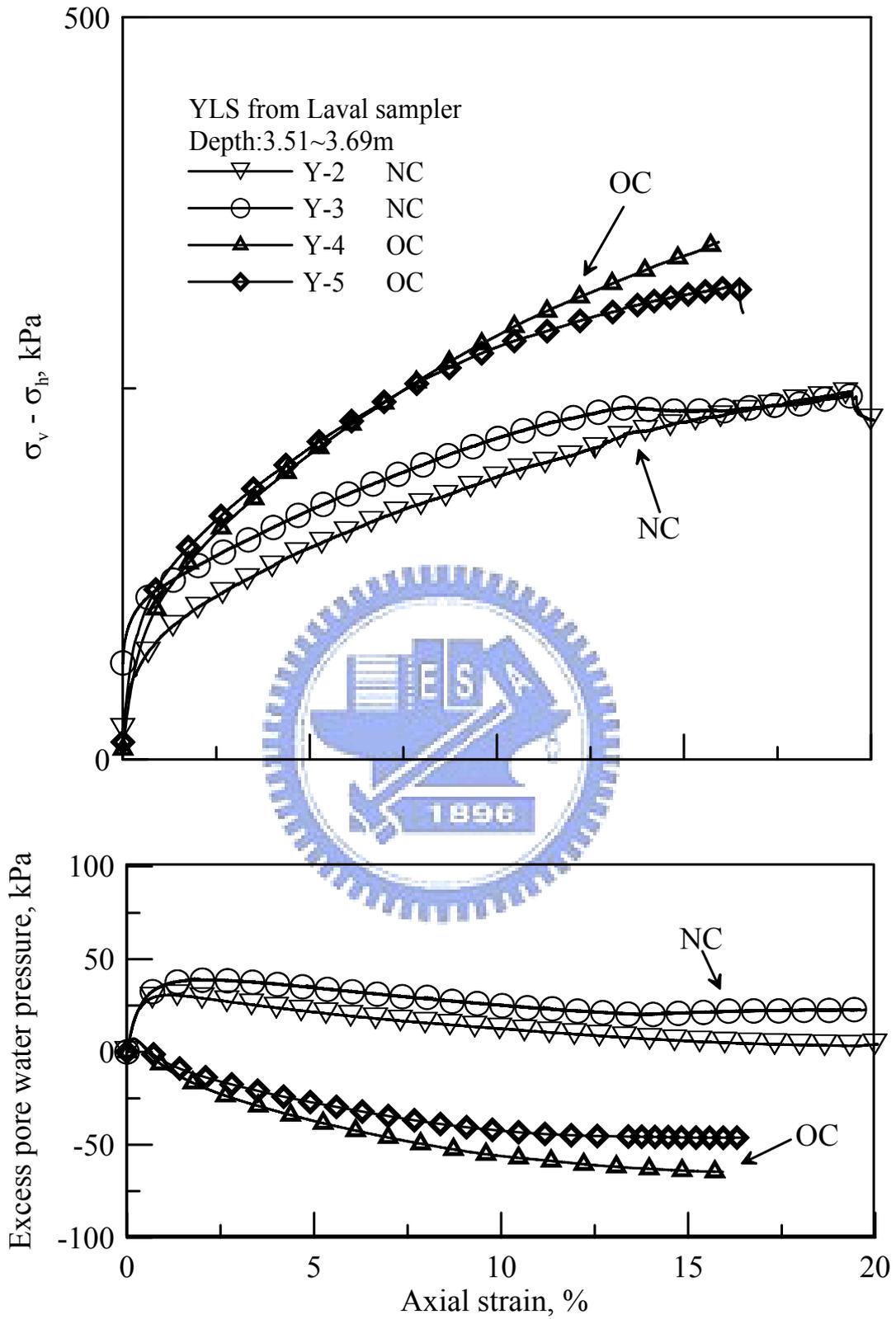


圖 5-38 員林砂不排水應力-應變曲線與超額孔隙水壓變化圖

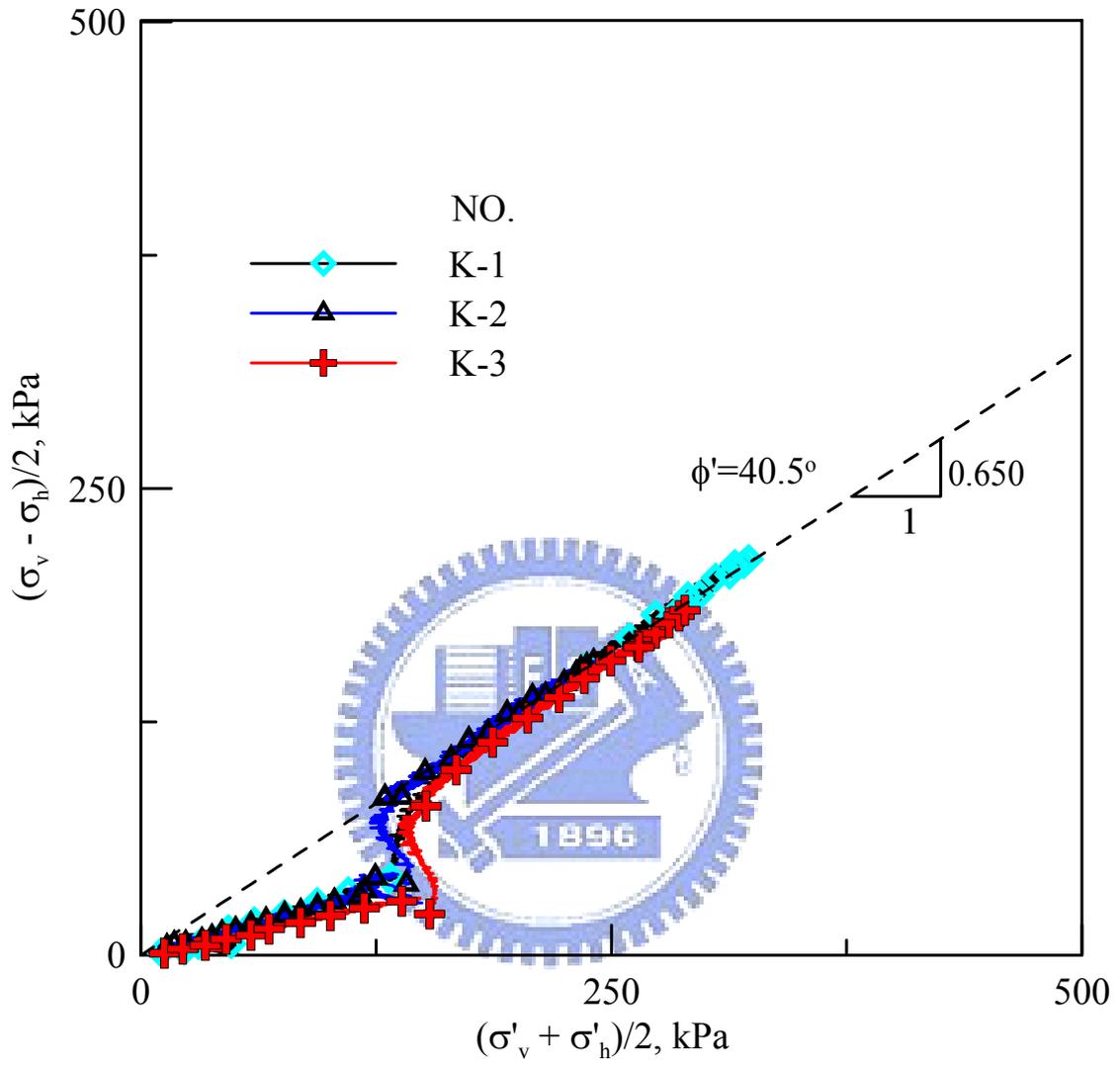


圖 5-39 高雄砂 CK₀U 應力路徑圖

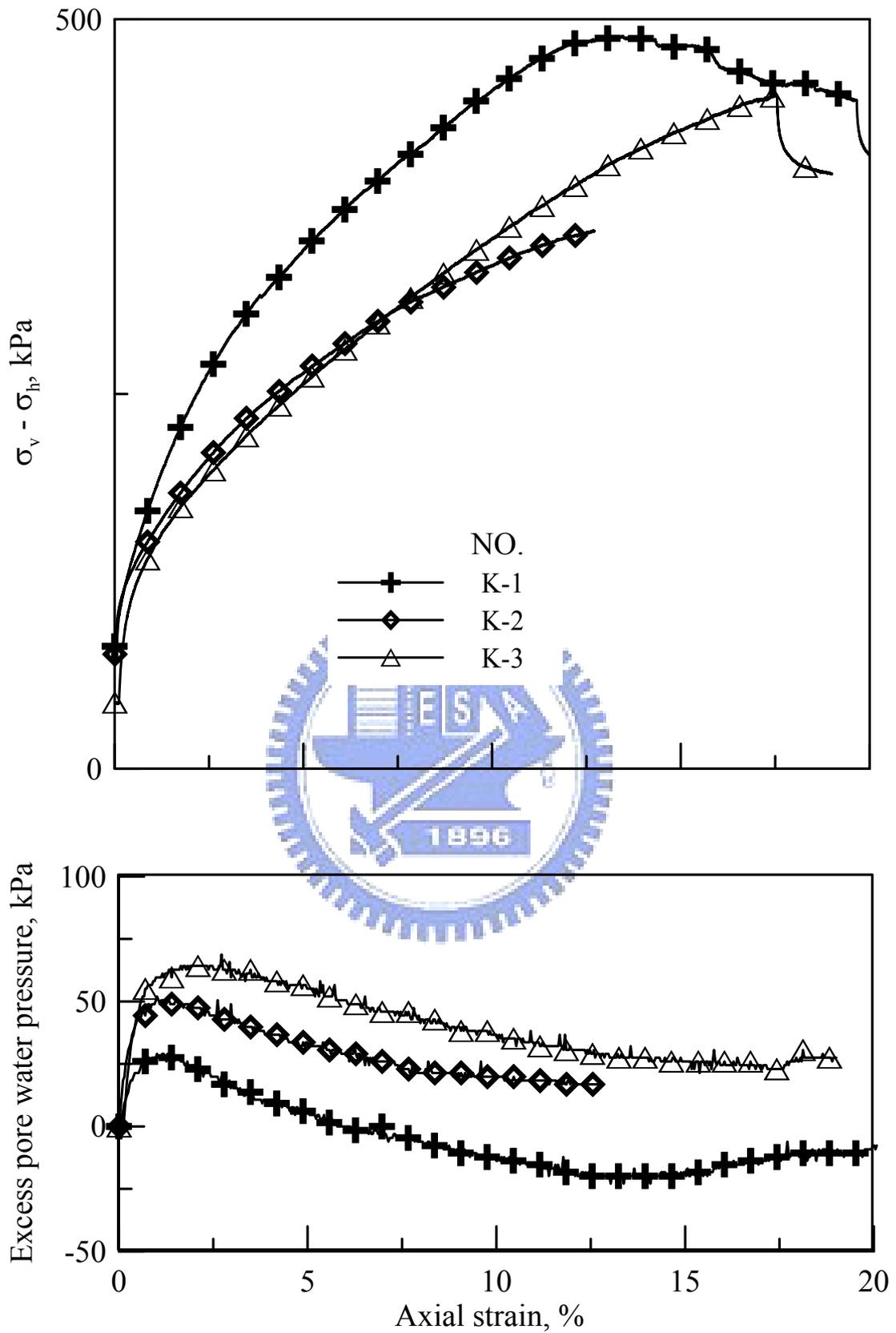


圖 5-40 高雄砂不排水應力-應變曲線與超額孔隙水壓變化圖

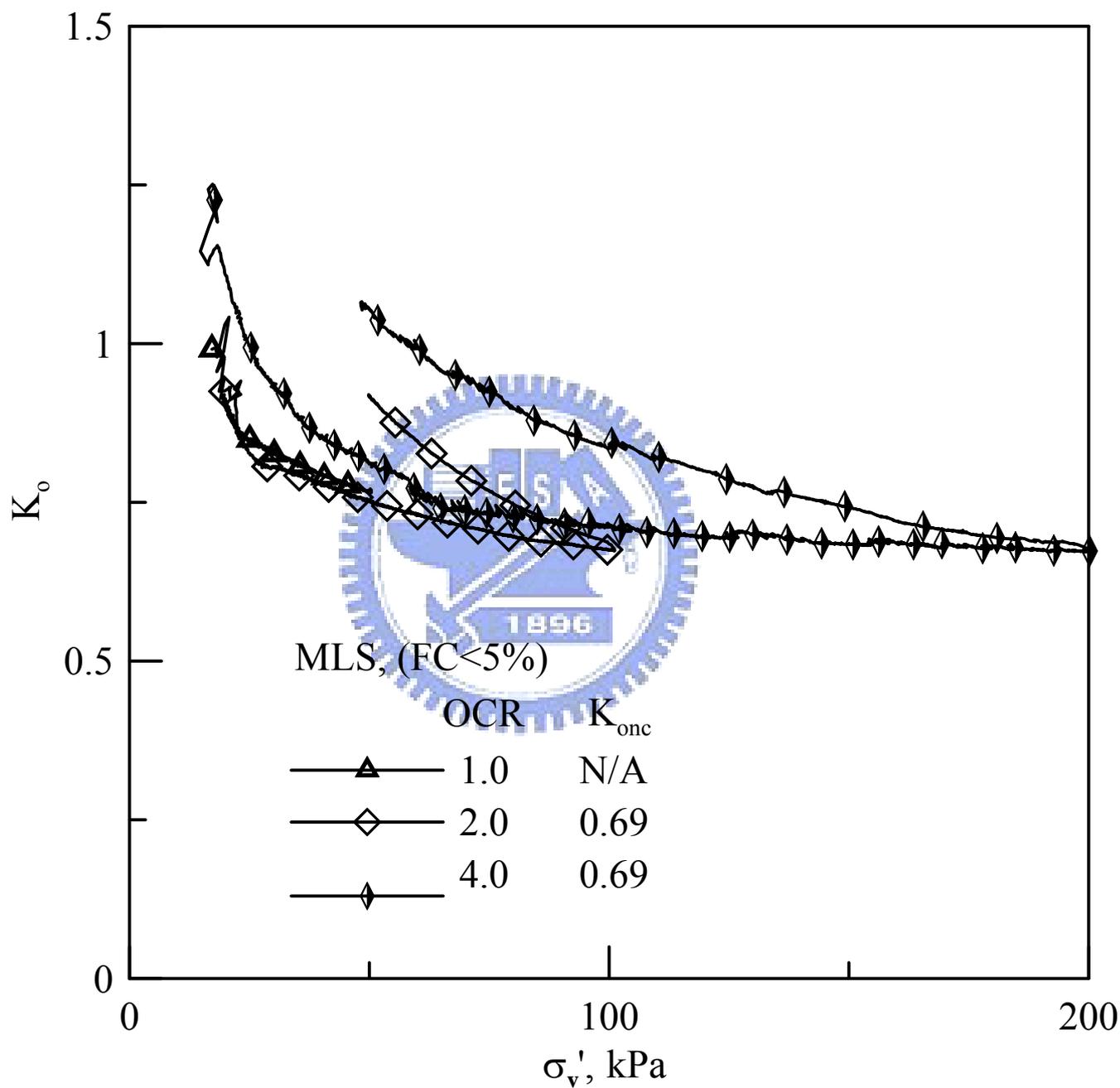


圖 5-41 FC<5%麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖

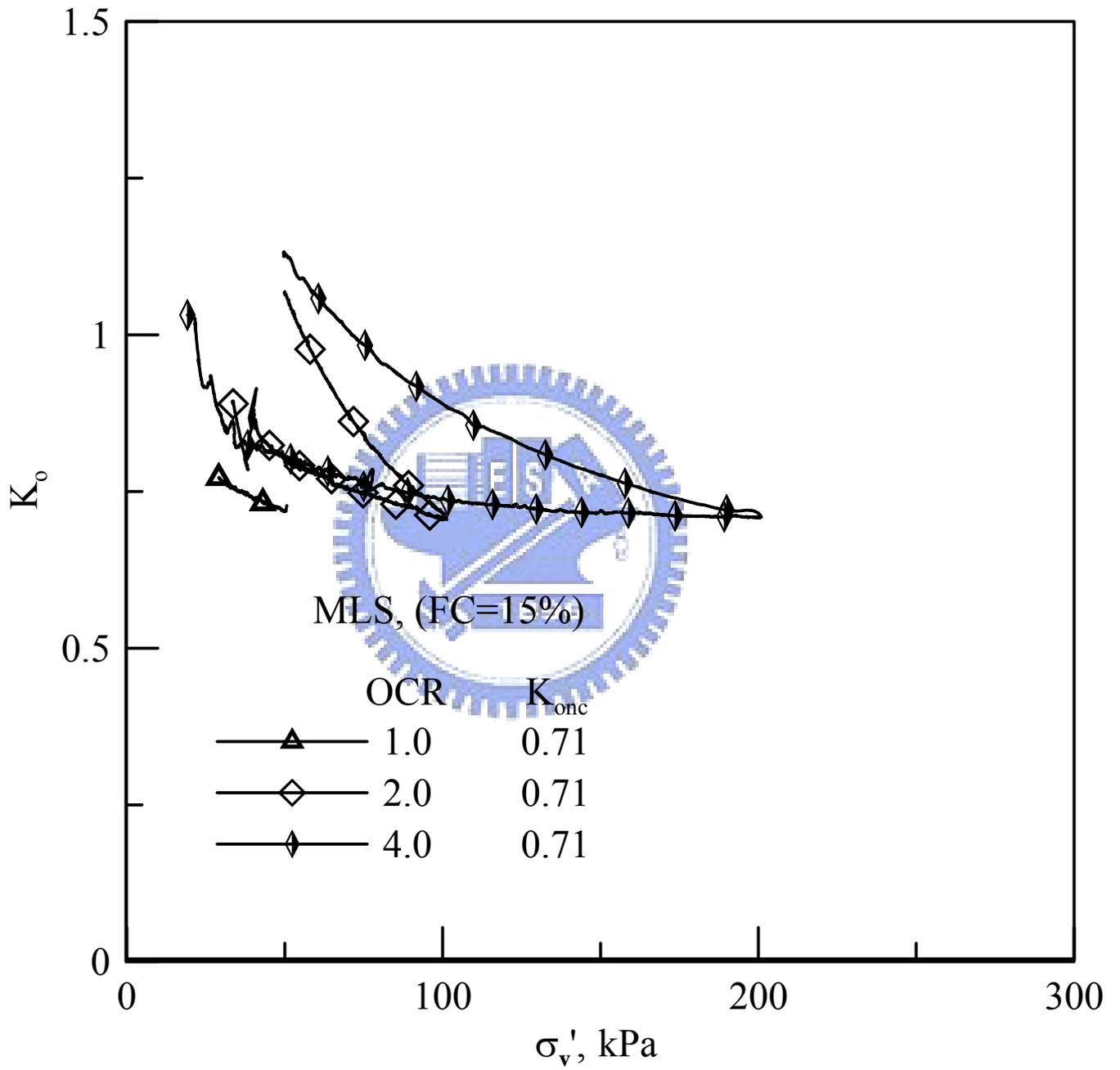


圖 5-42 FC=15% 麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖

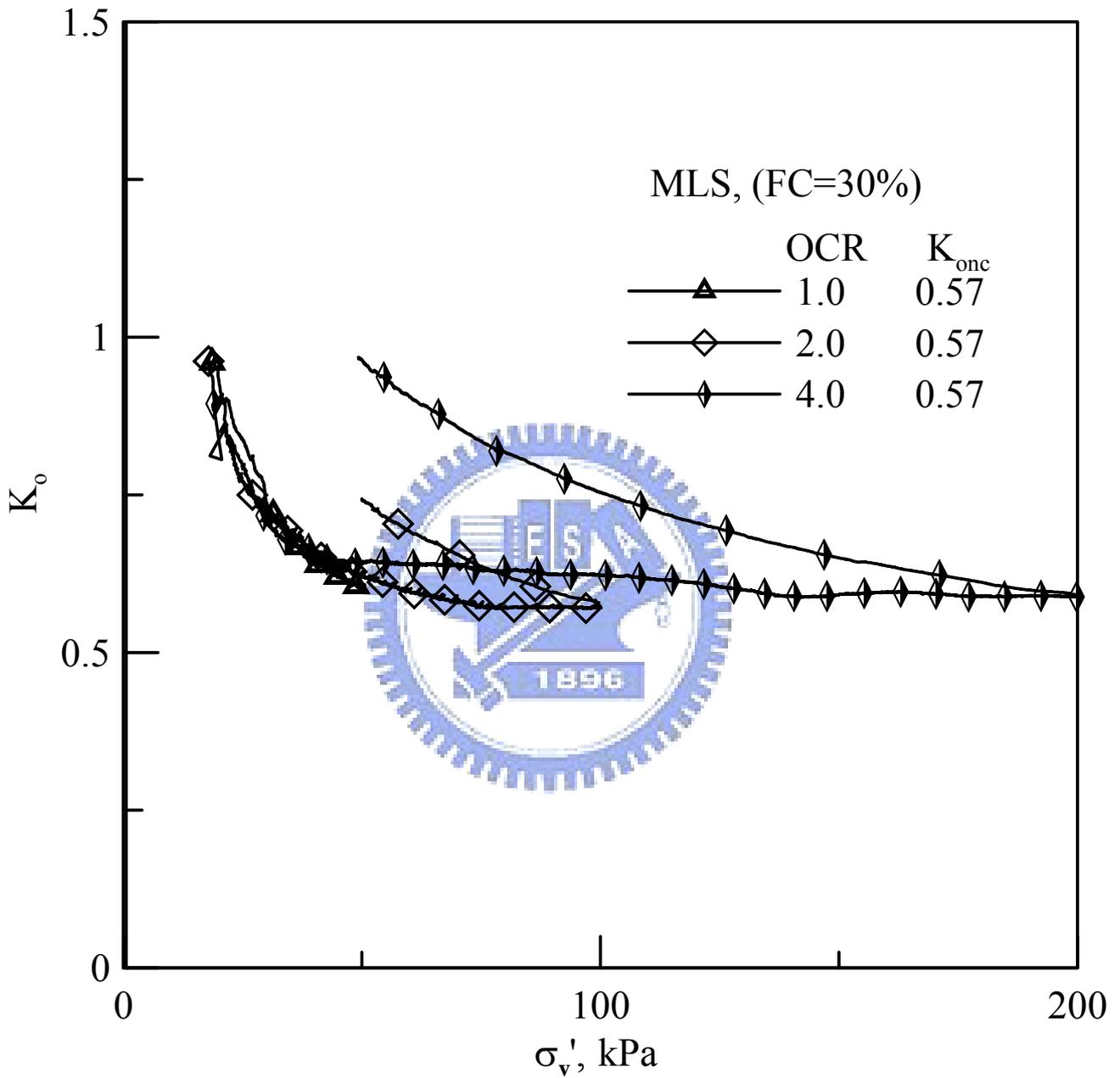


圖 5-43 FC=30% 麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖

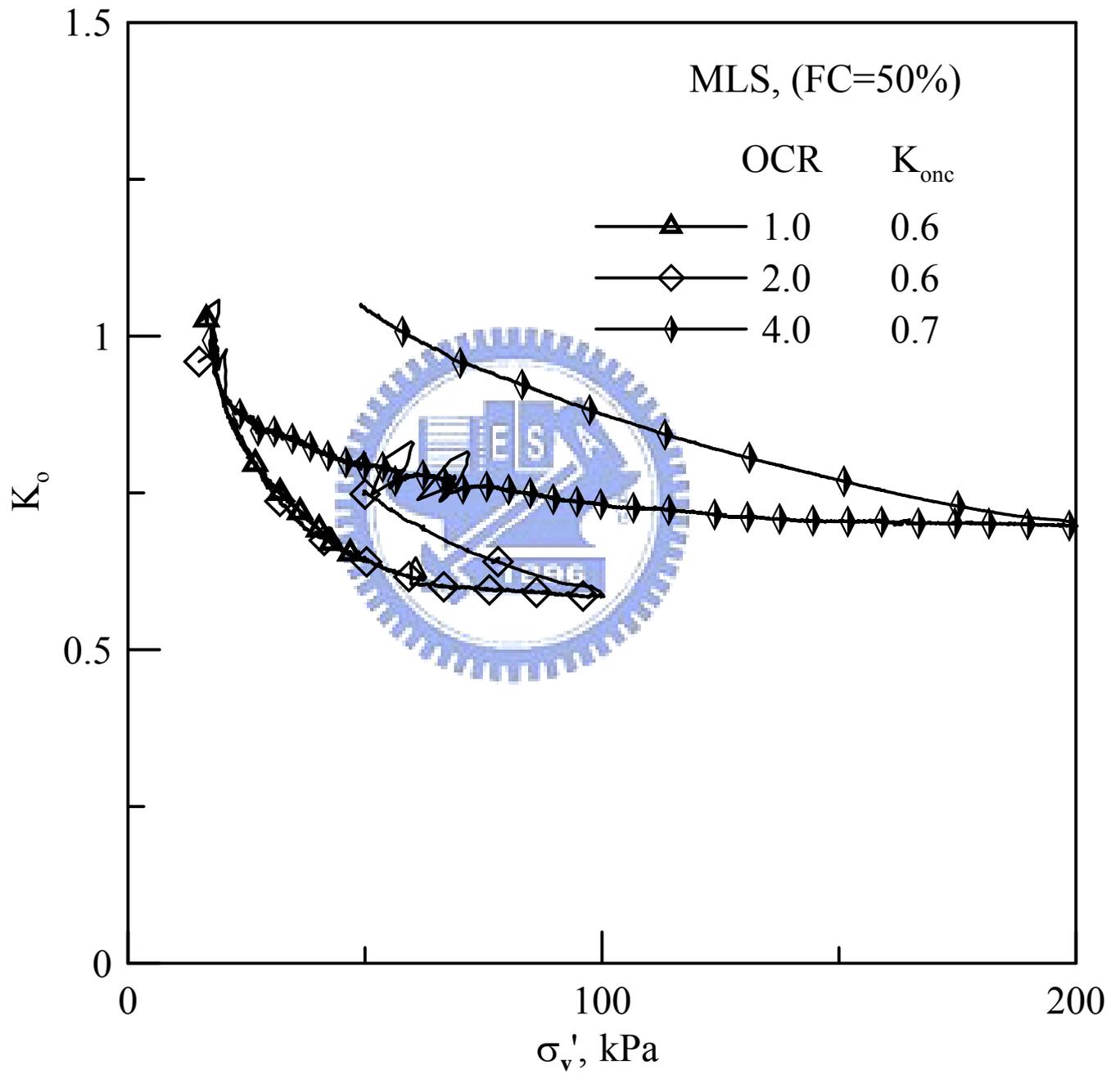


圖 5-44 FC=50% 麥寮砂 K_0 -OCR 關係圖

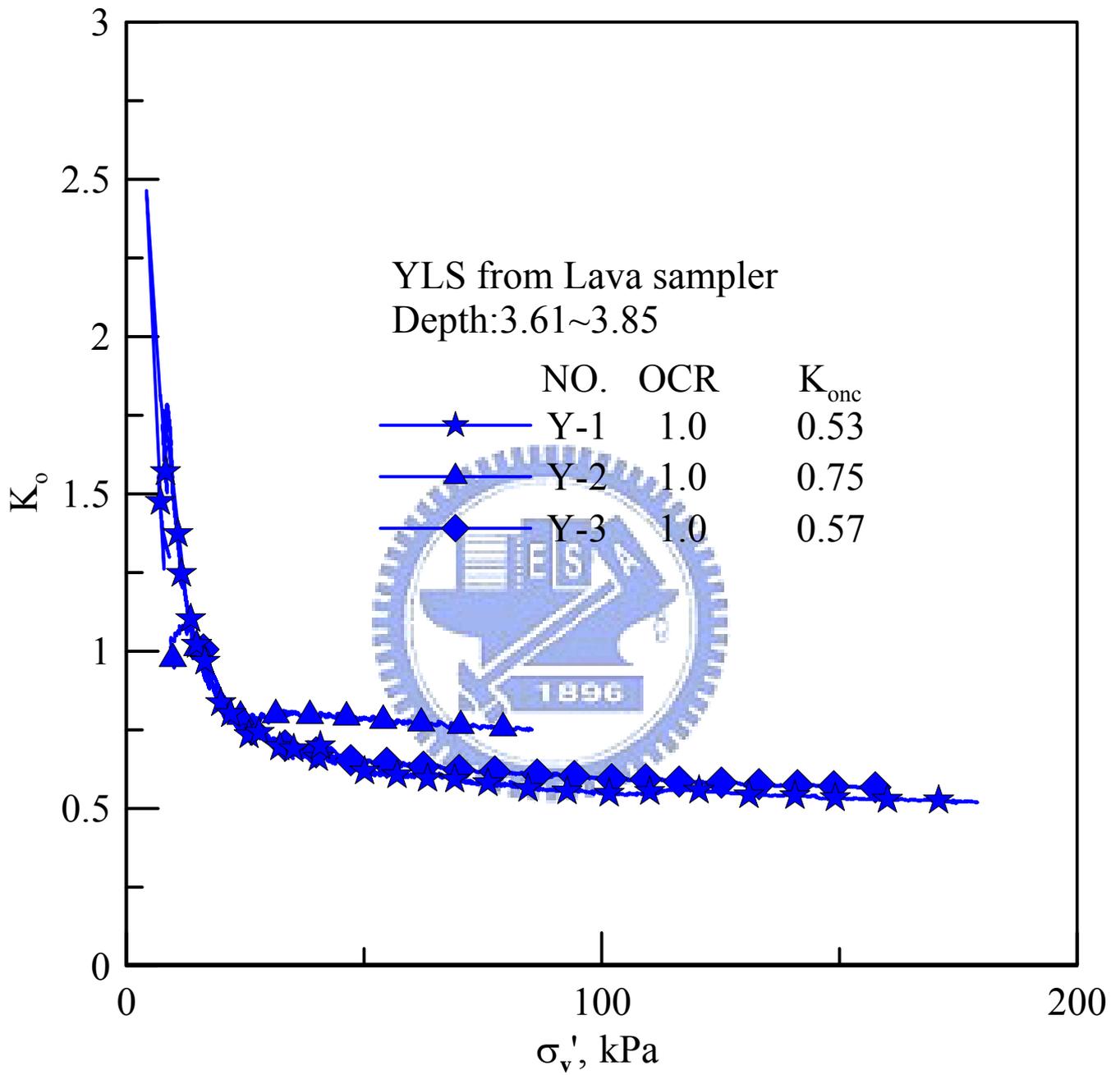


圖 5-45 取樣深度 3.69~3.85m 員林砂 K_0 -OCR 關係圖

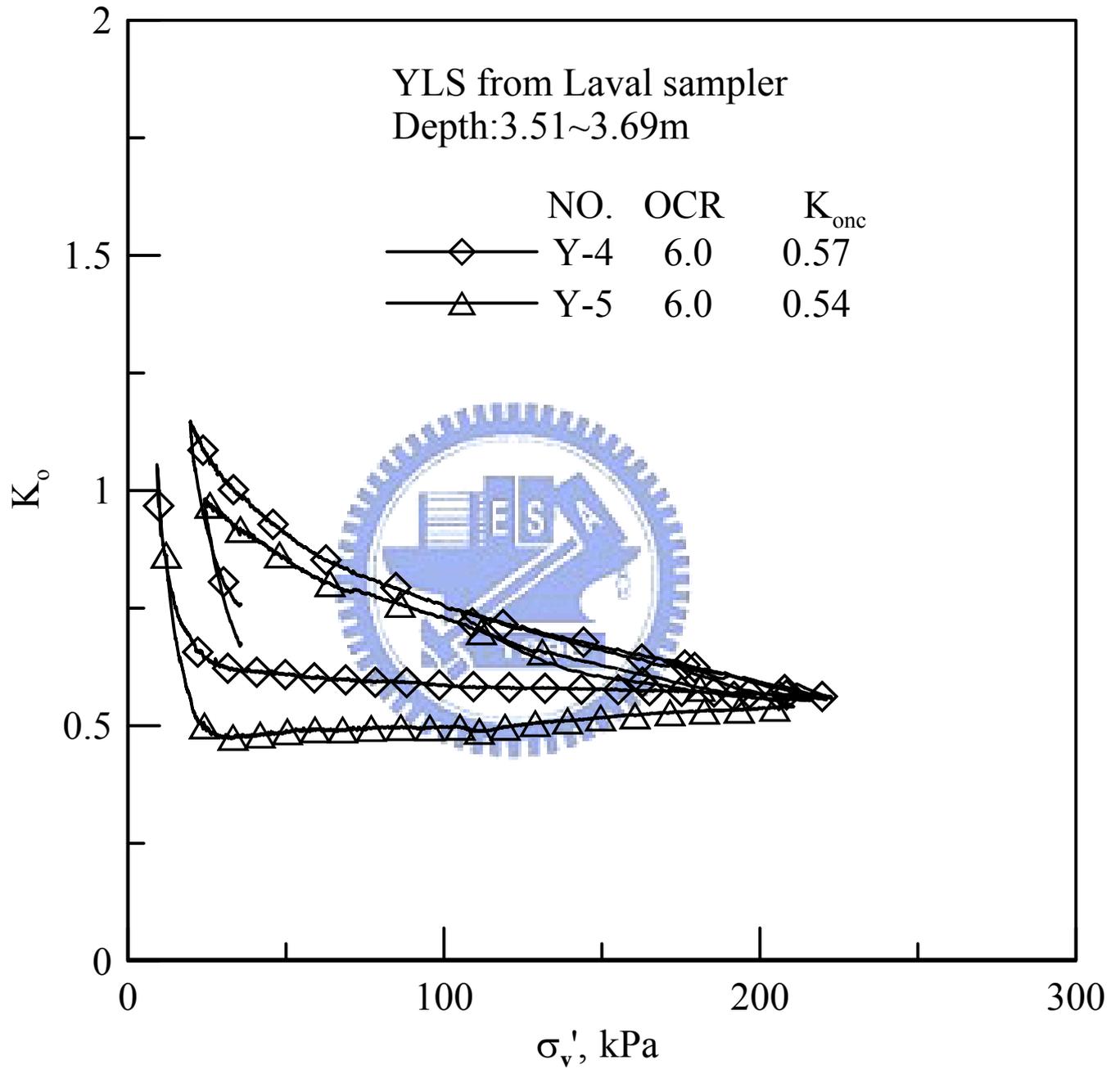


圖 5-46 取樣深度 3.51~3.69m 員林砂 K_0 -OCR 關係圖

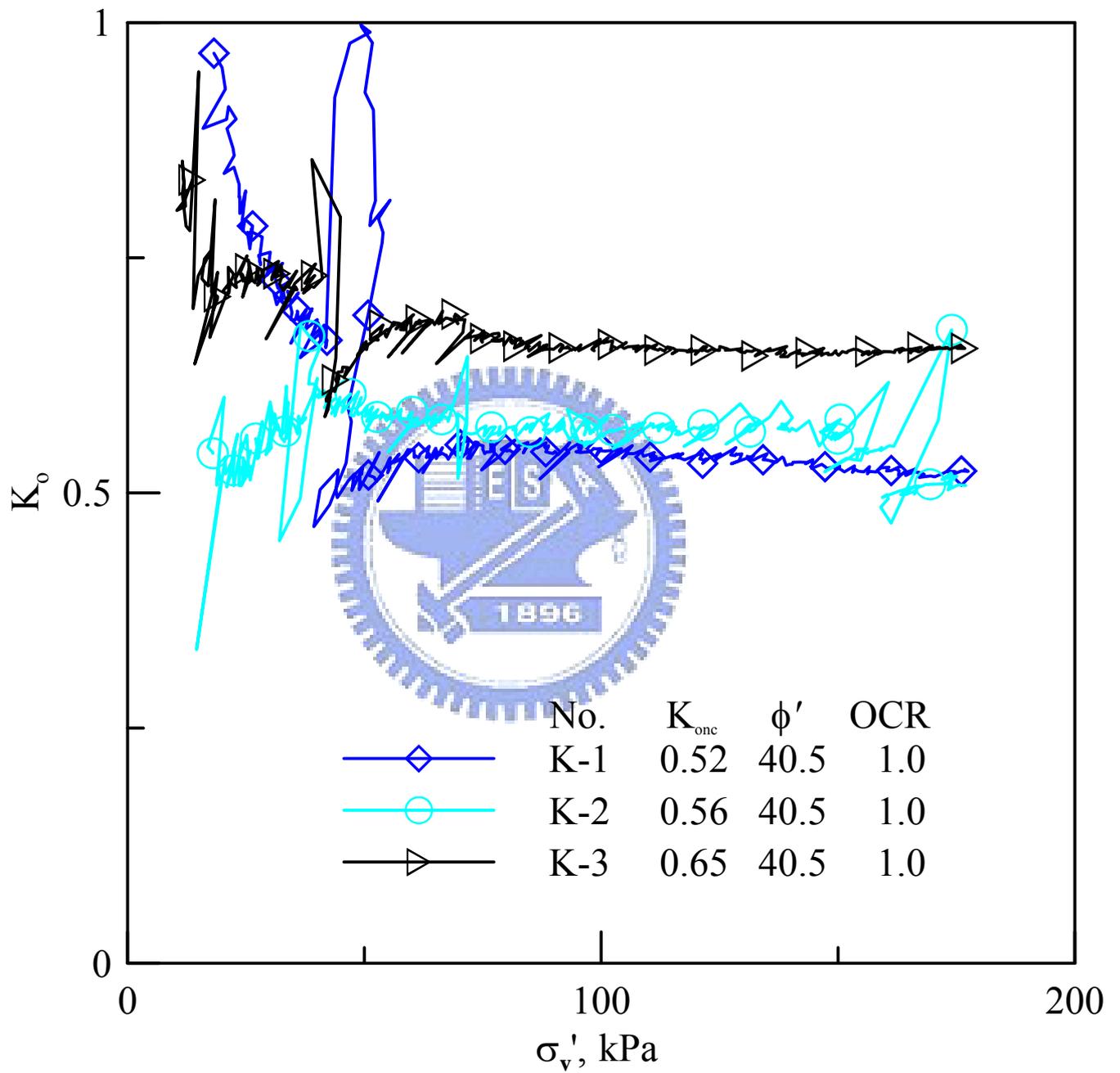


圖 5-47 高雄砂於 K_0 壓密過程的 K_0 變化情形

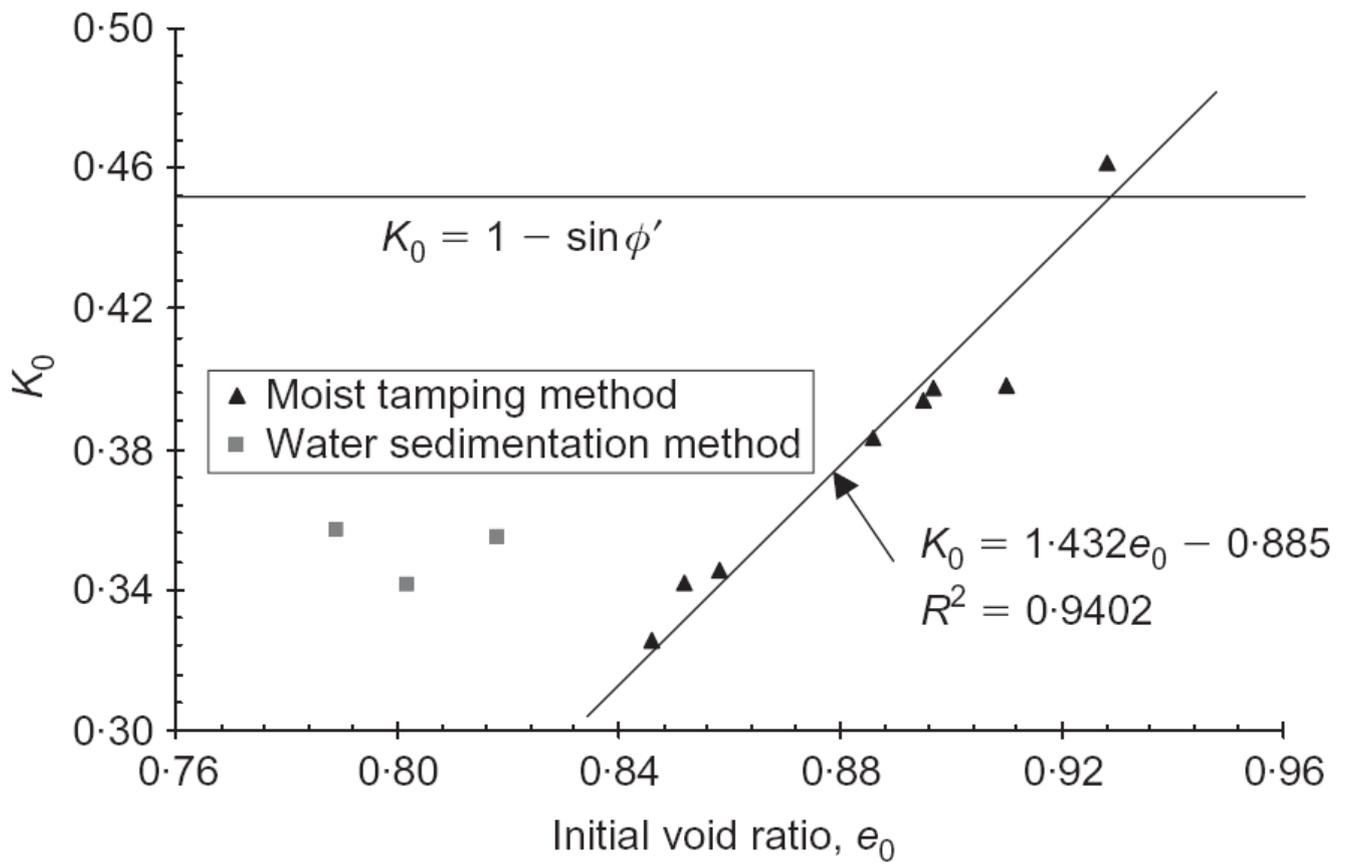


圖 5-48 鬆砂的初始孔隙比對 K_0 值的影響(Chu and Gan, 2004)

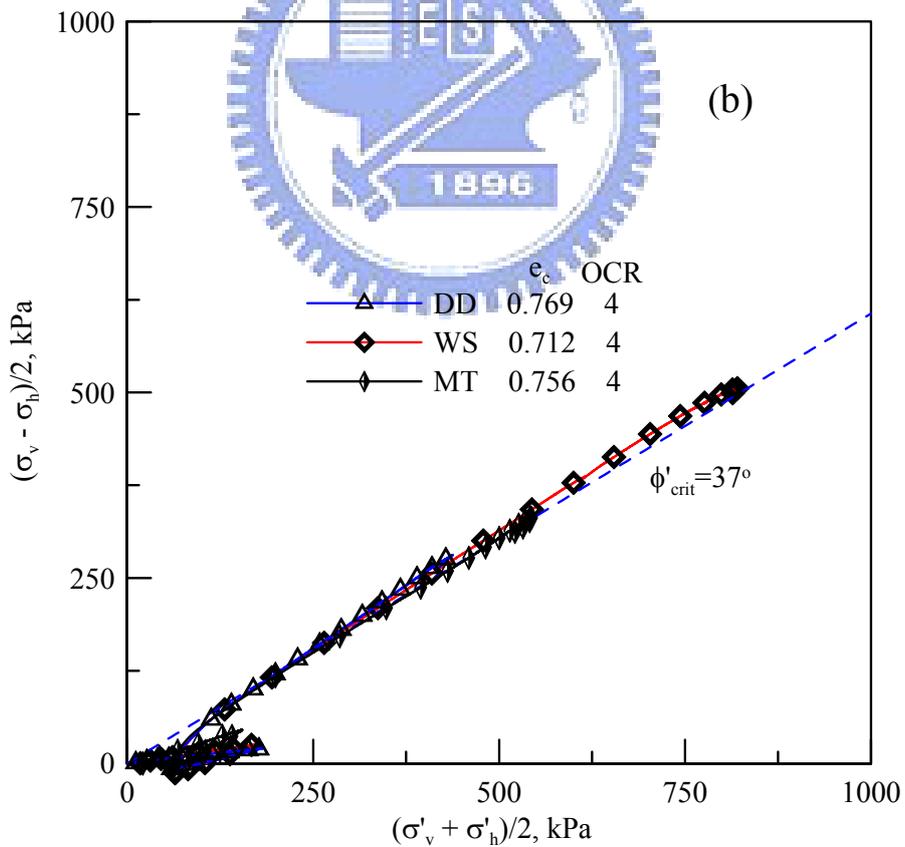
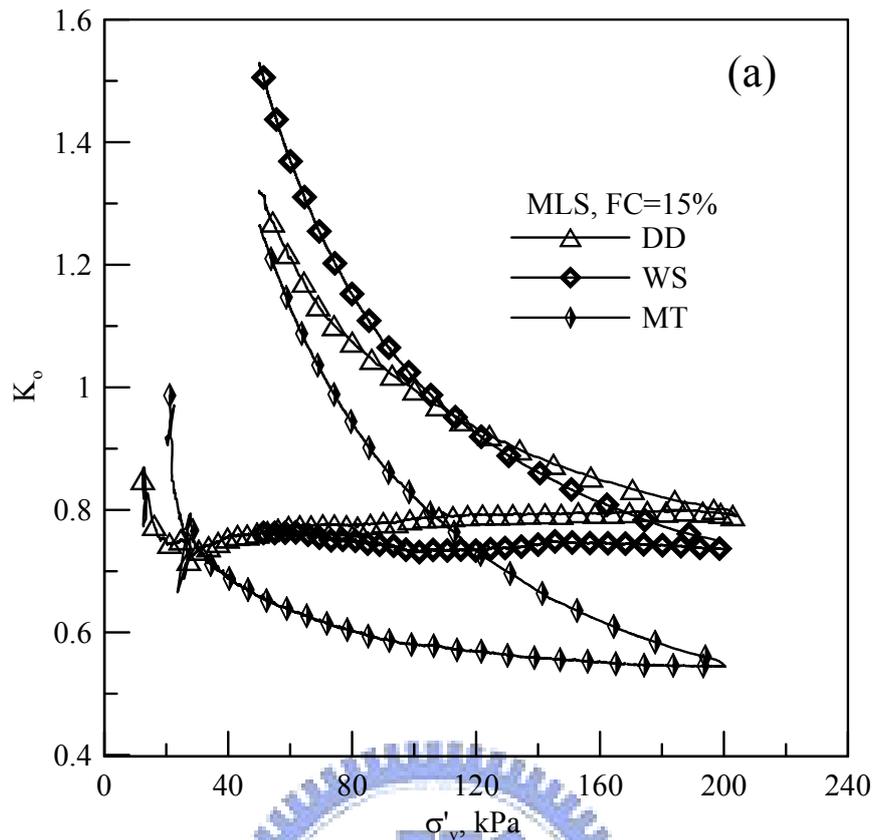


圖 5-49 MLS(FC=15%)在不同試體製作方法下 K_0 於壓密過程中的變化情形以及 p' - q 圖結果

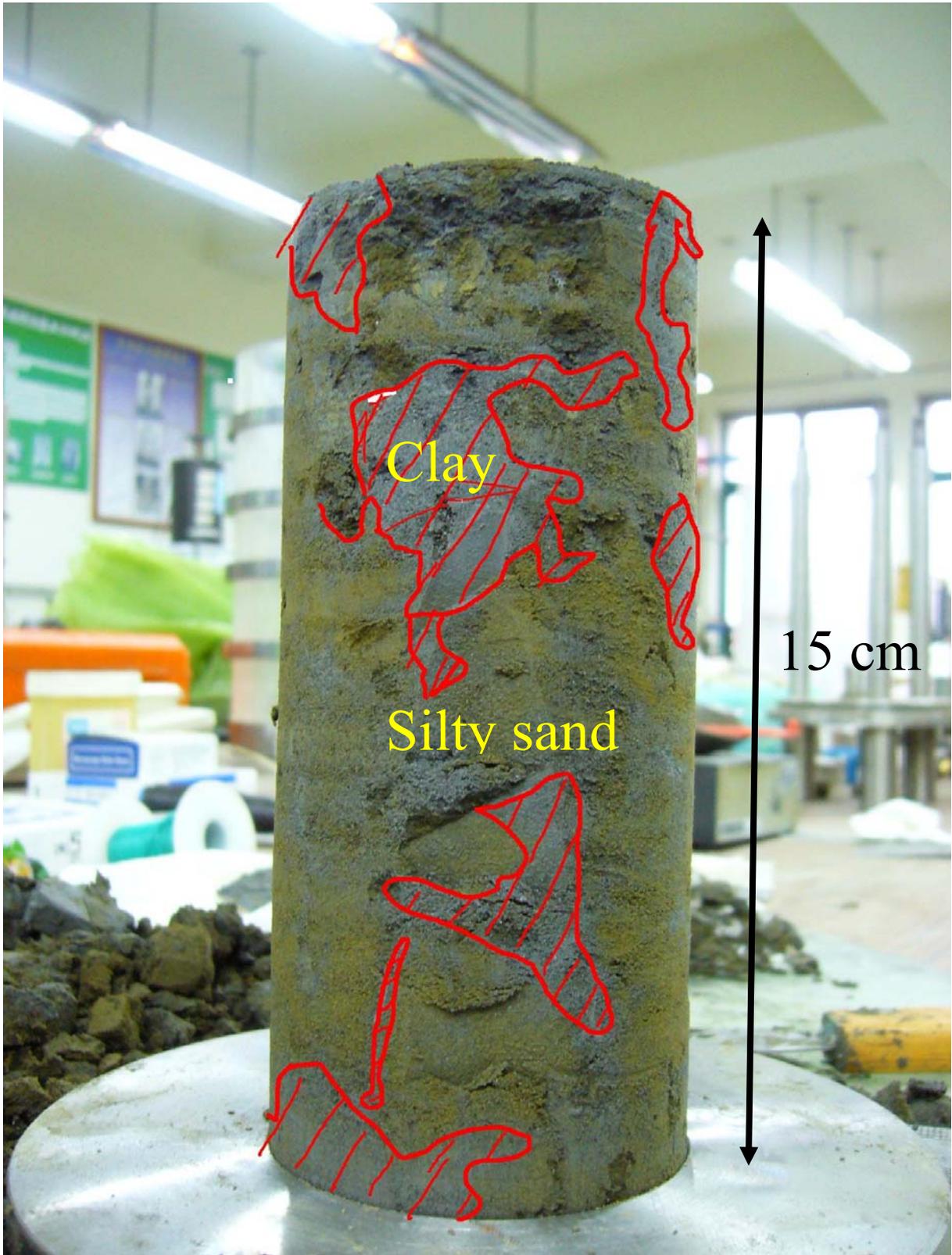


圖 5-50 天然員林砂試體

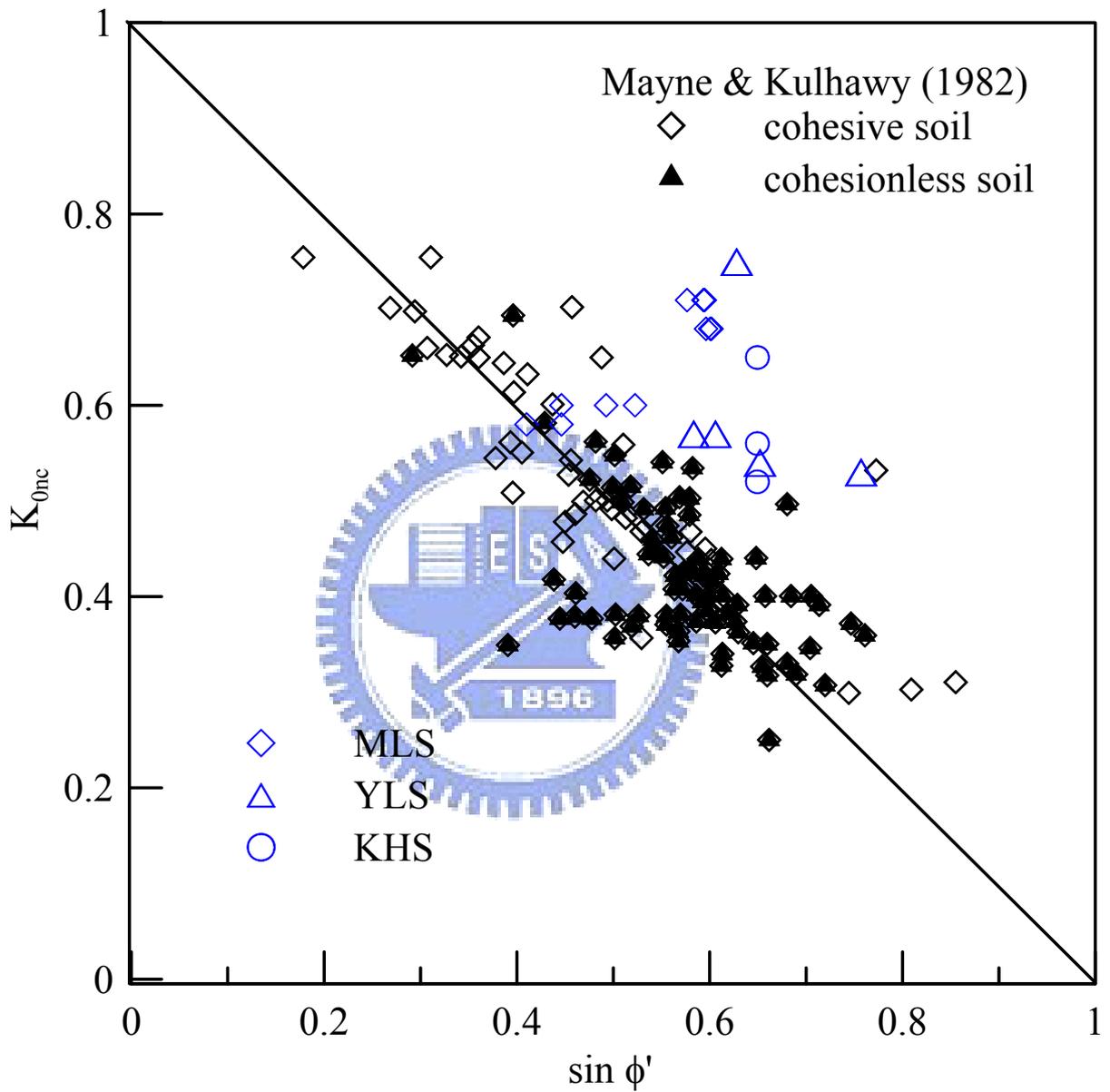


圖 5-51 凝聚性與非凝聚性土壤的 K_{0nc} 與 $\sin \phi'$ 之間的關係(重繪自

Mayne and Kulhawy, 1982)

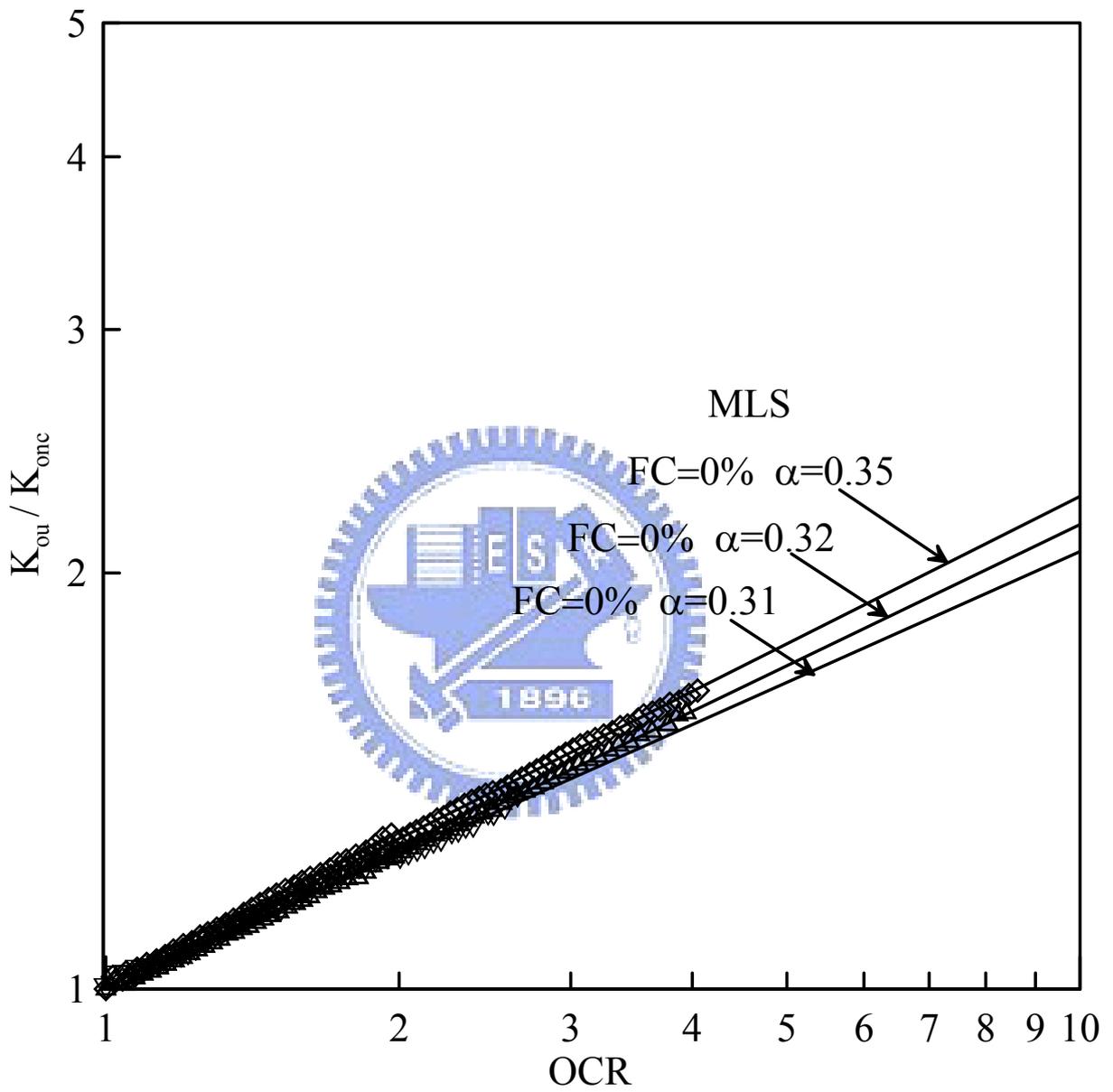


圖 5-52 不同細料含量麥寮砂所對應不同的 α 值

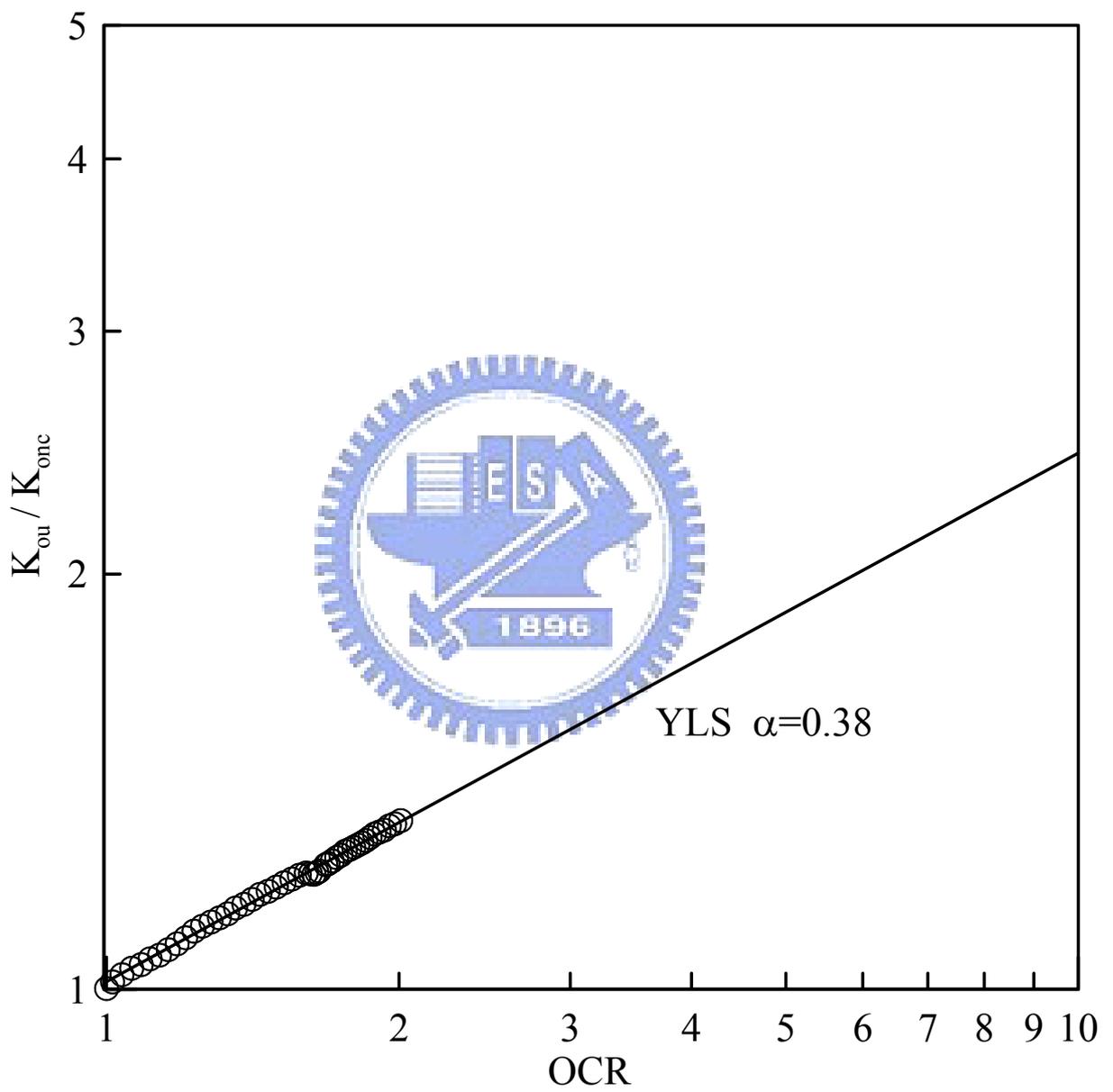


圖 5-53 非擾動員林砂所對應的 α 值

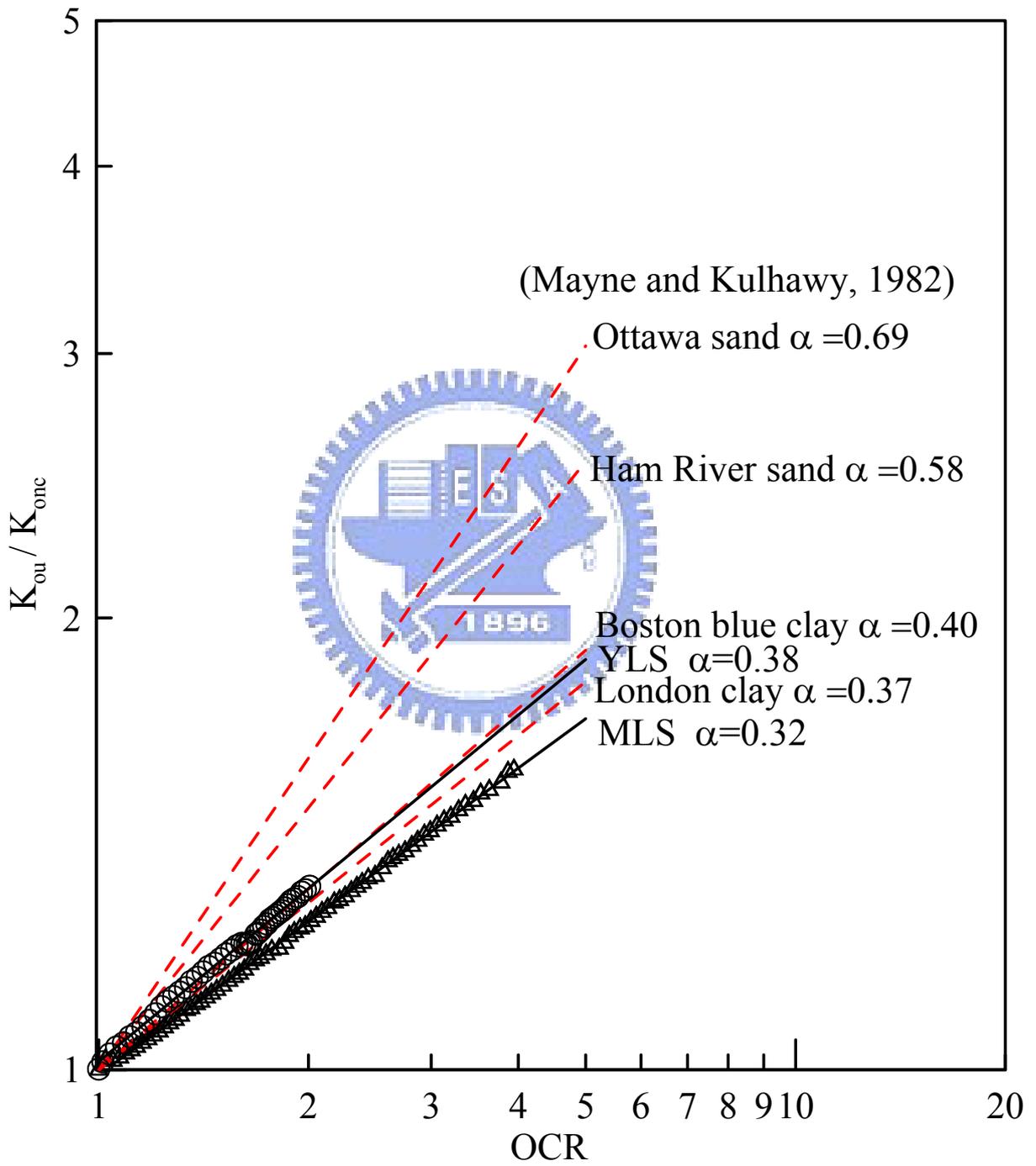


圖 5-54 不同土壤之間的 α 值比較結果

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究針對麥寮砂、員林砂與高雄砂此三種皆取自台灣西南部的粉土細砂試體進行一系列的壓密試驗與數值模擬、單向度壓密不排水剪力試驗以及剪力波速量測。根據上述的試驗結果對此三種砂的力學性質做一完整的描述，並建立經驗公式以供後續研究之與實務之用。

以下為綜合上述成果之後得到的幾項結論：

1. FC=50%的麥寮砂正好介於粗顆粒控制或細料控制之間的過渡性行為，並不存在單一的正常壓縮曲線以及單一的臨界狀態曲線。FC=47~51%的員林砂也因缺乏單一的正常壓縮曲線顯現出過渡性土壤的行為。
2. MIT-S1 模試的確適合用來描述台灣地區常見的富含扁平顆粒的粉土細砂，但是僅針對低細料含量與高細料含量的重模砂土而言(FC<30% or FC>70%)。對於細料含量介於過渡性範圍內的砂土並不適用。
3. 根據麥寮砂、員林砂以及高雄砂的壓密結果發現，即便是乾淨的麥寮砂與乾淨的高雄砂(FC<5%)，其壓縮性皆高於過去對於乾淨砂的研究結果。且壓縮性的貢獻主要是扁平砂土顆粒之彎曲變形，僅少部分來自於顆粒的破碎。
4. 細料含量的增加導致麥寮砂的不排水剪力強度、臨界摩擦角以及剪力模數降低。此結果與過去 Salgado et al. (2000)使用乾淨渥太華砂與粉土的混合試體所進行的壓密不排水三軸試驗的結果是相反的。
5. 過壓密比對於試體強度的強度因細料含量的高低而有不同的影響。低細

料含量的試體在不同的過壓密比作用下，強度的增加並不顯著。反之，高細料含量的試體因為過壓密的增加強度也獲得大幅的提升。

6. 針對非擾動員林砂的試驗方面，由於重模試體皆無法達到與現地試體一樣的孔隙比，所以以重模試體的結果推估現地試體的不排水剪力強度會產生嚴重的差異。
7. 在孔隙比或是相對密度相近的情況下，麥寮砂剪力波速與應力狀態之間的關係可以表示成： $V_s = C(\sigma_v')^m \times (\sigma_h')^m$ 。其中，對 FC<5%、FC=15%、30%與 50%的麥寮砂而言，C 分別為 69、65、61 與 62。而 m 皆為 0.10 左右。然而，對渥太華砂而言 C 約等於 100，所以由此可知麥寮砂試體的勁度應小於太華砂試體，所以麥寮砂在壓縮過程的彈性變形應小於渥太華砂。
8. 相同的試體即便是擁有相同應力狀態與孔隙比，但是應力歷史的不同也會對於試體的剪力模數造成改變。Coop(2005)針對 Dog's Bay sand、Ham river sand 以及風化的花崗岩進行相同的試驗也獲得相同的結果。

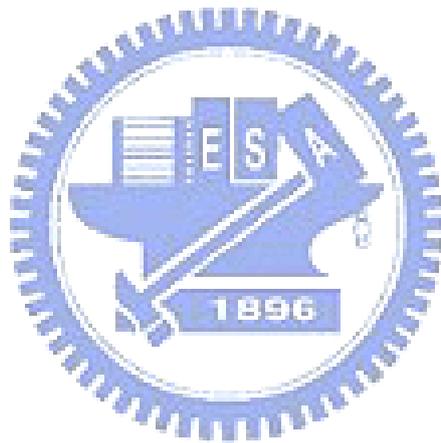
6.2 建議

1. 由於對於造成乾淨麥寮砂以及乾淨高雄砂的高壓縮性的機制目前並不清楚，所以仍需進一步的研究以釐清壓縮量的來源。所以作者提出以下幾項後續的試驗方法以供參考：
 - (1) 使用均質且相同的人造材料(例如:玻璃或鐵)製作出不同形狀的顆粒進行壓密試驗以釐清是否扁平顆粒造成壓縮量的增加。
 - (2) 使用天然的砂土進行試驗(如:麥寮砂、員林砂和高雄砂)，並在不改變粒徑分佈曲線的條件下，將試體內大部分的扁平顆粒去除之後再

進行壓密試驗。

(3) 進行大型的壓密試驗，並於壓密試體中裝設高解析度的攝影機觀察顆粒的排列方式在不同應力狀態下的改變情形。

2. 進一步修改 MIT-S1 模式，使其能有效的預測過渡性砂土(例如:FC=30~50%的麥寮砂，FC=49%的員林砂試體)壓密行為。



参考文献

- Aboshi, H., Yoshikumi, H. and Maruyama, S. (1970). "Constant loading rate consolidation test." *Soils and foundations* 10, No.1, 43-56.
- Almeida, M.S.S., Jamiolkowski, M., and Peterson, R.W., (1991) "Preliminary Results of CPT tests in Calcareous Quiou Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.41-53, Elsevier.
- Andraws, K.Z. and El-Sohby, M.A., (1973) "Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0 ." *ASCE, SM*, Vol.99, No.7, pp.527-539.
- Biarez, J., and Hicher, P.I. (1994) "Elementary soils mechanics: saturated remoulded soils." A.A. Balkema, Rotterdam.
- Borden, R.H., (1992) "Boundary Displacement Induced by DMT Penetration," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.101-18, Elsevier.
- Carriglio, F. (1989). "Caratteristiche sforzi-deformazioni-resistenza delle sabbie." PhD thesis, Politecnico di Torino.
- Chu, J., and Leong, W.K. (2004) "Effect of Fine on Instability Behavior of Loose Sand," *Geotechnique* 52, No. 10, pp 751-755.
- Chuhan, F. A., Kjeldstad, A., Bjørlykke, K., and Høeg K., (2003), "Experimental compression of loose sands: relevance to porosity reduction during burial in sedimentary basins" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 40, pp 995-1011.
- Coop, M.R., and Lee, I.K. (1993) "The behaviour of granular soils at elevated stress." *In Proceedings of Wroth Memorial Symposium Predictive Soil Mechanics*, Oxford, 1992. Edited by G.T. Houlsby and A.N. Schofield. Thomas Telford, London, pp. 101-112.

- Coop, M. R. (2005) "On the mechanics of reconstituted and natural sands." *Proc., 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France, H. Di Benedetto, T. Doanh, H. Geoffroy, and C. Sauzeat, eds., A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 29–58.
- Dafalias, Y. F. and Herrmann, L. R. (1982). "Bounding surface formulation of soil plasticity." *In Soil mechanics: transient and cyclic loads* (eds G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz). New York : Wiley.
- Deresiewicz, H. (1958). "Stress-strain relations for a simple model of a granular medium." *J. Appl. Mech. Am. Soc. Mech. Engrs* 25. No.2, 402-406.
- Dyvik, R., and Madshus, C. (1985). "Lab measurements of G_{max} using bender element." *Proc., ASCE Convention on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, 186–196.
- El-Sohby, M. A., and Andrawes K. Z. (1972). "Deformation characteristics of granular Materials under hydrostatic compression" *Canadian Geotechnical Journal* No 9, pp 338-350.
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F. (1991), "Results of CPT's in Toyoura Quartz sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.135-146, Elsevier.
- Fukagawa, R. and Ohta, H., (1988), "Effect of Some Factors on Ko-value of Sand," *JSSMFE, Soil and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.93-106.
- Hagerty, M.M., Hite, D.R., Ullrich, C.R., and Hagerty, D.J. (1993) "One-dimensional high pressure compression of granular material." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119: 1–18.
- Hardin, B.O., (1985) , "Crushing of Soil Particles" , *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.111, pp.1177-1192.

- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981) *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 733 pp.
- Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D. (2004) “A Laboratory Study on The Undrained Strength of A Silty Sand from Central Weestern Taiwan,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, pp 733-743.
- Huang, A.B., and Huang, Y.T., (2007). “Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Contents,” *Soils and Foundations*, Vol.47, No.4, pp.771-781.
- Huang, A.B., Tai, Y.Y., Lee, W.F., and Ishihara, K., (2008) “Sampling and field characterization of the silty sand in central and southern Taiwan,” *Proceedings, The 3rd International Conference on Site Characterization*, Taipei, pp.1457-1463.
- Janbu, N. (1963). “Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.” *Proc. 3rd Eur. Conf Soil Mech.*, Wiesbaden 1, 19-25.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Lo Presti, D. C. F. (1994). “Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays.” *Proc., 1st Int. Symp. On Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol. 2, Balkeman, Rotterdam, The Netherlands, 817-836.
- Kawaguchi, T., Mitachi, T., and Shibuya, S., (2001) “Evaluation of Shear Wave Travel Time in Laboratory Bender Element Test,” *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul*, Vol.1, pp.155-158.
- 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.
- Lade, P.V., and Yamamuro, J.A. (1996) Undrained sand behavior in

axisymmetric tests at high pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 122(2): 120–129.

Lambrechts, J.R., and Leonard, G.A. (1978) “Effects of Stress History on Deformation of Sand,” *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT11, pp. 1371-1387.

Lee, K., and Farhoomand, I., (1967) , “Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 4, No 1, pp. 68-99.

Lee, K. (1981). “Consolidation with constant rate of deformation.” *Geotechnique* 31, No.2, 215-229.

Lee, J.S., and Santamarina, J.C., (2005), “ Bender Elements: Performance and Signal Interpretation.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No.9, pp.1063-1070.

Lowe, J., III, Jonas, E. Jc Obrician, V. (1969). “Controlled gradient consolidation test.” *J. Soil Mech. Fdns Div., Am. Soc. Ciu. Engrs* 95, No. SM 1, 77-97.

Mindlin, R. D. and Deresiewicz, H. (1953). “Elastic spheres in contact under varying oblique forces.” *J. Appl. Mech. Am. Soc. Mech. Engrs* 20, No.3, 327-344.

Miura, N. (1979). “A consideration on the stress-strain relation of a sand under high pressures.” *Proc. Jap. Soc. Civ. Engrs* 282, No. 2, 127-130.

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

Nakata, Y., Hyodo, M., Hyde, A.F.L., Kato, Y., and Murata, H., (2001) “Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression.” *Soils and Foundations*,41: 69–82.

Nocilla, A., Coop, M.R.; and Colleselli, F., (2006) “The mechanics of an

Italian silt: an example of 'transitional' behaviour.” *Geotechnique* Vol 56, Issue 4, pp 261-271.

Okochi, Y. and Tatsuoka, F., (1984), “Some Factors Affecting K_0 -values of Sand Measured in Triaxial Cell,” *JSSMFE, Soils and Foundations*, Vol.24, No3, pp.52-68.

Pestana, J.M., and Whittle, A.J., (1995). Compression model for cohesionless soils. *Géotechnique*, 45(4): 611–631.

Rampello, S., Viggiani, G. and Silvestri, F. (1995) “Panellist Discussion: The Dependence of G_0 on Stress State and History in Cohesive Soils.” *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Rotterdam, pp 1155-1160.

Robertson, P. K., Sasitharan, S., Cunniff J. C., and Segoo D. C., (1995) “Shear-Wave Velocity to Evaluate In-Situ State of Ottawa Sand.” *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 3, pp. 262-273.

Sanches-Salinerio, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.M., (1986) “Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation,” Report GR 86-15, University of Texas, Austin.

Shibuya, S., and Tanaka, H. (1996) “Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits.” *Soils and Foundations*, 36(4): 45–55.

Smith, R. E. and Wahls, H. E. (1969). “Consolidation under constant rate of strain.” *J. Soil Mech. Fdns Div., Am. Soc. Civ. Engrs* 95, No. SM2, 519-539.

Thevanayagam, S., (1998), “Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.124, No.6, June, pp.479-490.

Umehara, Y. and Zen, K. (1980). “Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils.” *Soils Fdns* 20, No. 2, 79-95.

Vesic, A. S., and Clough G. W. (1968). “Behavior of granular materials

under high stresses.” *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 94, SM3, 661-688.

Viggiani, G. and Atkinson, J.H. (1995) “Stiffness of Fine Grained Soil at Very Small Strains.” *Geotechnique*, 45(2), pp 249-265.

Viggiani, G. and Atkinson, J. H., (1995), “Interpretation of bender element tests,” *Geotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154.

Whittle, A. J. (1993). “Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays.” *Geotechnique* 43, No.2, 289-314.

Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H., and Heiberg, S.(1971). “Consolidation at constant rate of strain.” *J. Soil Mech. Fdns Div., Am. Soc. Ciu. Engrs* 97, No. SM 10, 1393-1413.

Yamamuro, J.A., Bopp, P.A., and Lade, P.V. (1996) “One dimensional compression of sands at high pressures,” *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 122(2): 147-154.’

Zhang, J., Wong, T.F., Yanagidani, T., and Davis, D.M. (1990b), “Pressure-induced microcracking and grain crushing in berea and boise sandstones—acoustic emission and quantitative microscopy measurements.” *Mechanics of Materials*, 9: 1–15.

王統立 (2000) “高細料含量粉土細砂中 CPT 之標定試驗,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

李維峰,王淳謹,梅興泰,簡臣又 (2006) “不擾動取樣器 中日開發問世,” 營建知訊, 第 287 期, 第 38-45 頁。

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學系, 碩士論文。

柳志錫, 杜富麗, 洪偉嘉 (2004) “超抽地下水引起之地層下陷問題

探討”，財團法人工業技術研究院-能源與資源研究所。

張嘉偉 (1997) “圓錐貫入試驗在粉砂中之標定”國立交通大學土木工程系，碩士論文。

黃耀道 (2007) “台灣中西部粉土質砂土液化行為分析，”國立交通大學土木工程學系，博士論文

蔡明道 (2002) “細粒料含量對粉土細砂不排水強度之影響，”國立交通大學土木工程學系，碩士論文。

戴源昱 (2007) “台灣西南部粉土質細砂 CRR 與 q_c 關係之標定，”國立交通大學土木工程學系，碩士論文。

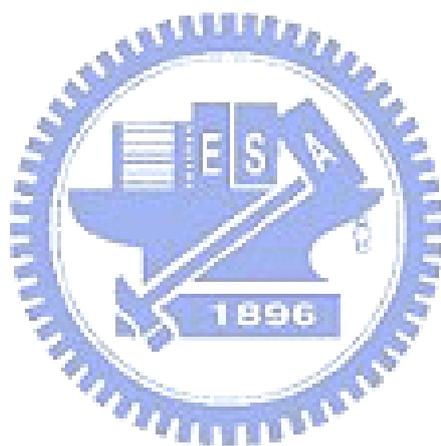
大河內保彥、河邊衛、龍崗文夫(1982)「黏土長期 K_0 壓密不排水三軸壓縮試驗」，第十七回日本土質工程研究發表會講演集，pp.353-356。(日文)

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)

森協武夫、藤井秀憲、網干壽夫(1998)，「有關飽和黏土 K_0 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)

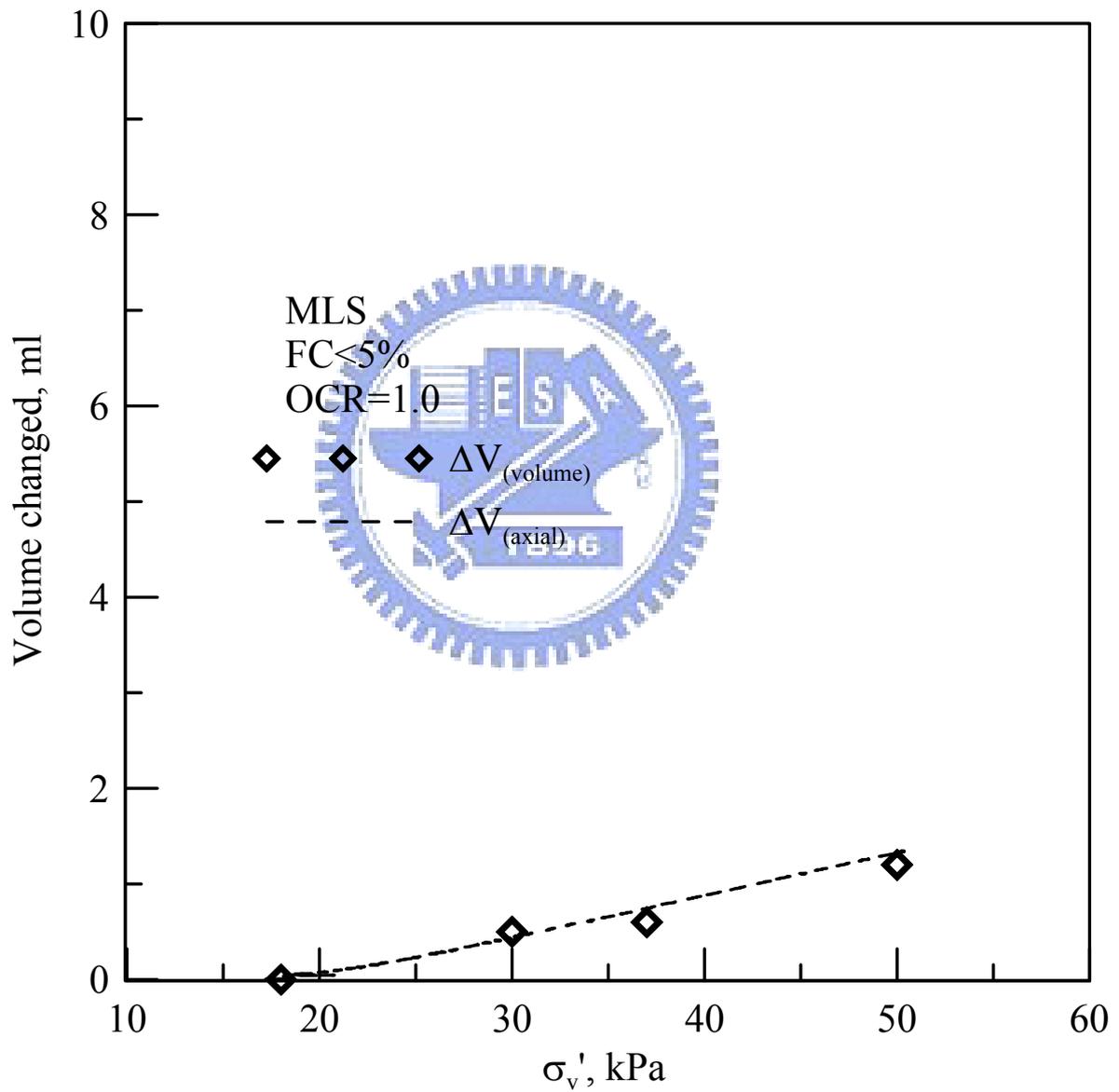
大西有三、蘆田徹也、矢野隆夫、小西真治(1982)，「以微電腦控制自動 K_0 壓密三軸試驗裝置」，第 17 回日本土質工學研究發表

會講演集，pp.213-216。(日文)

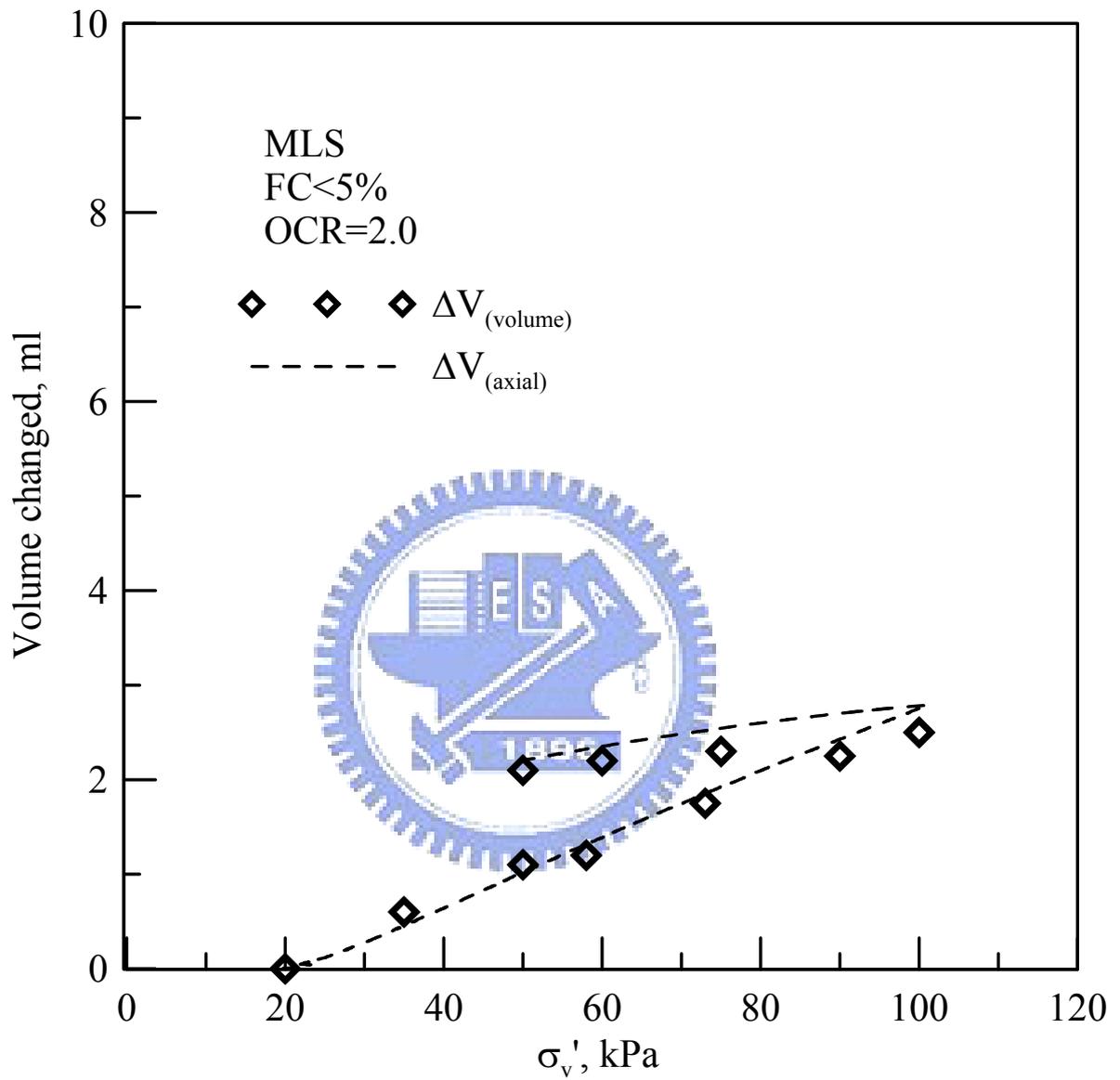


附錄 A

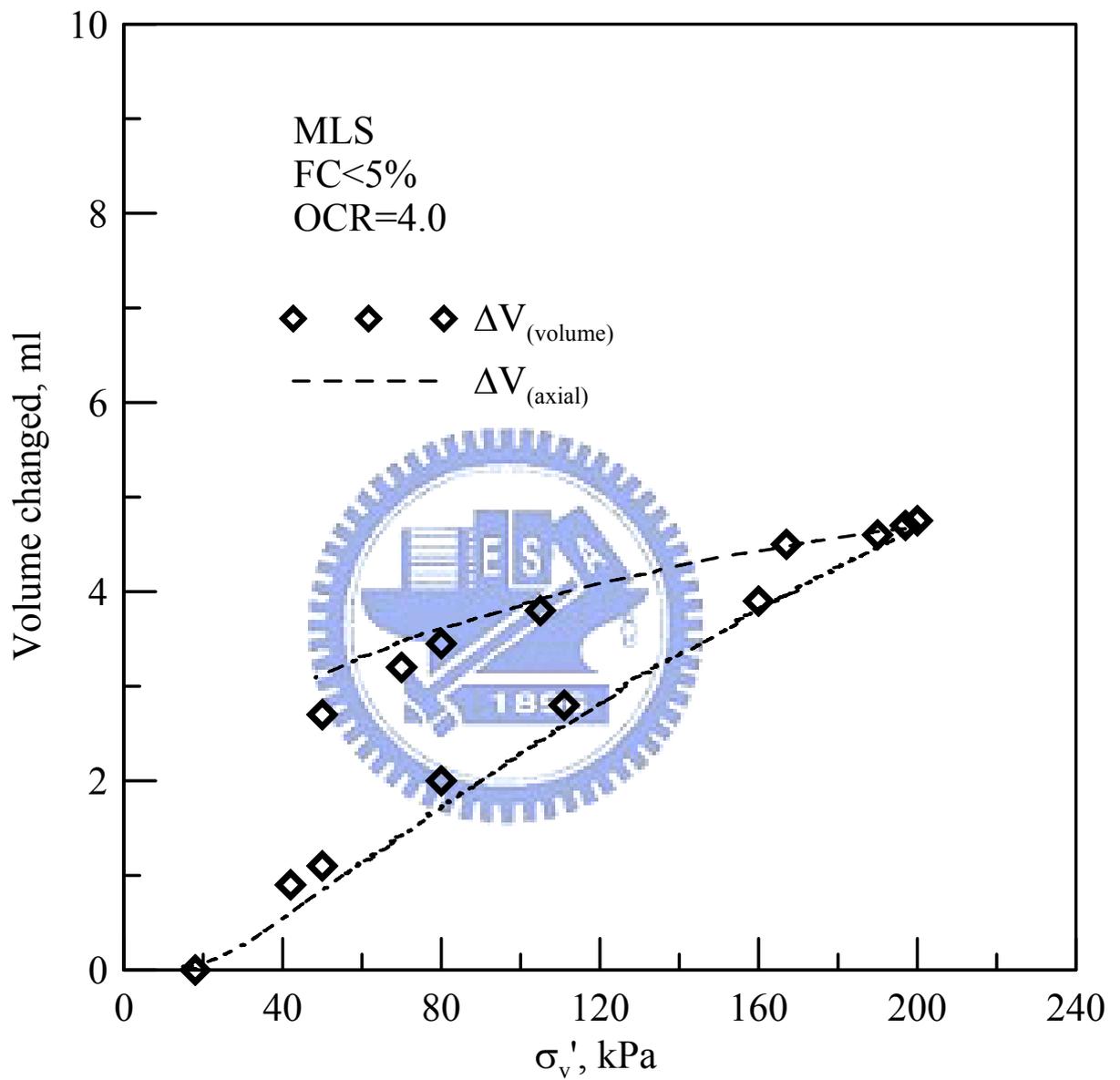
CK₀U 試驗在 K₀ 壓密過程中的總體積變化與垂直向體積變化監測結果



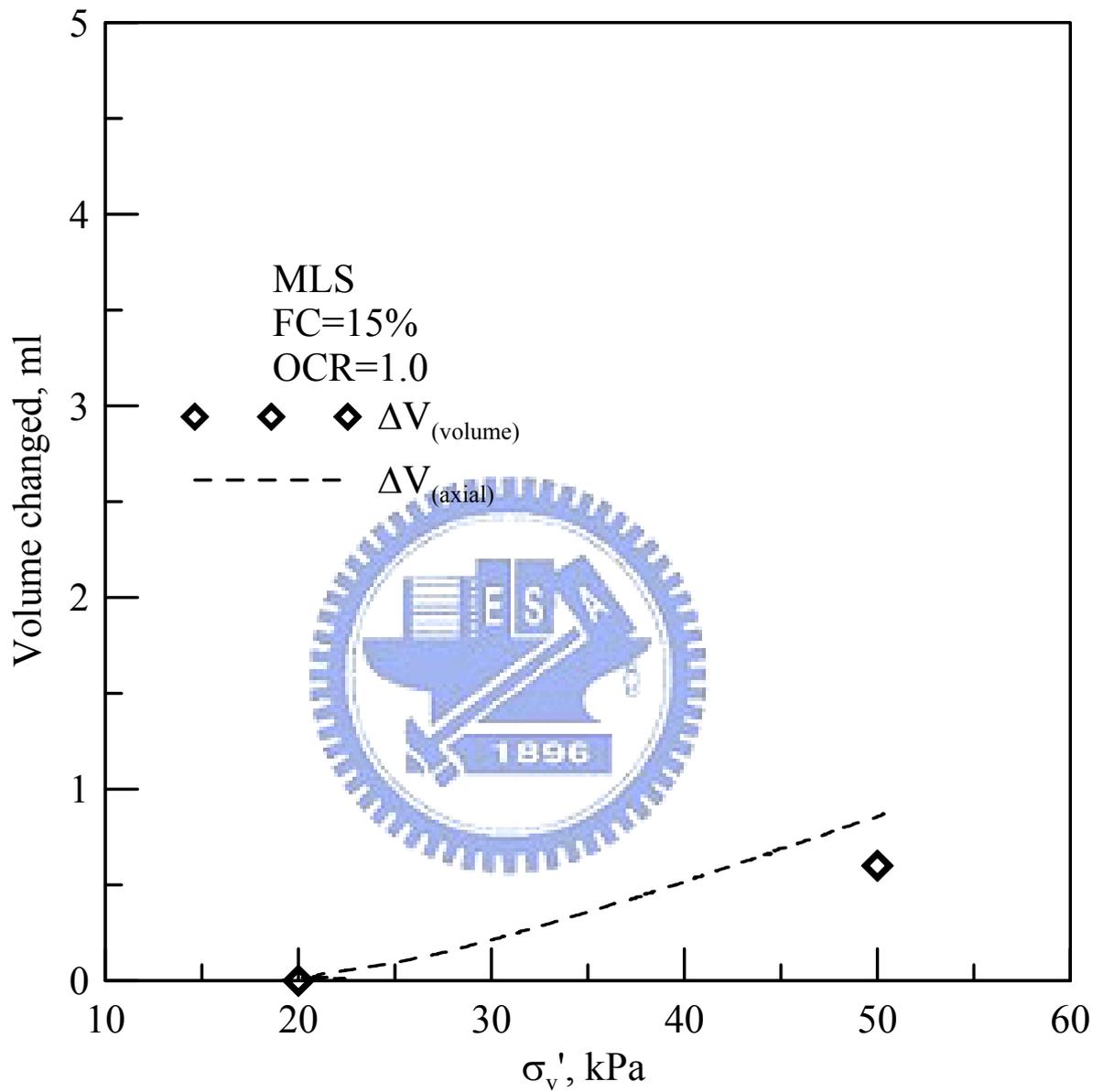
FC < 5% 的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



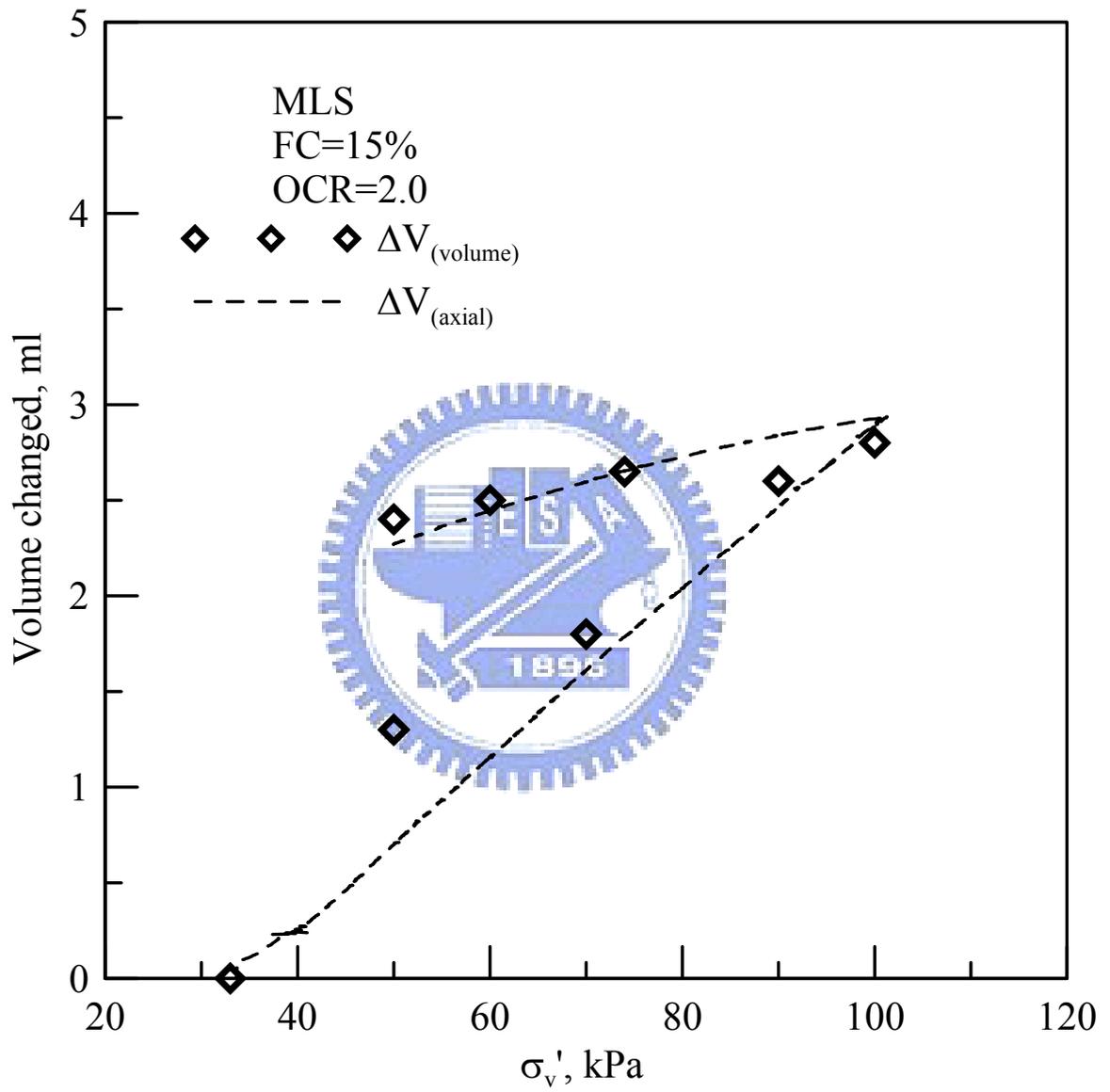
FC<5%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



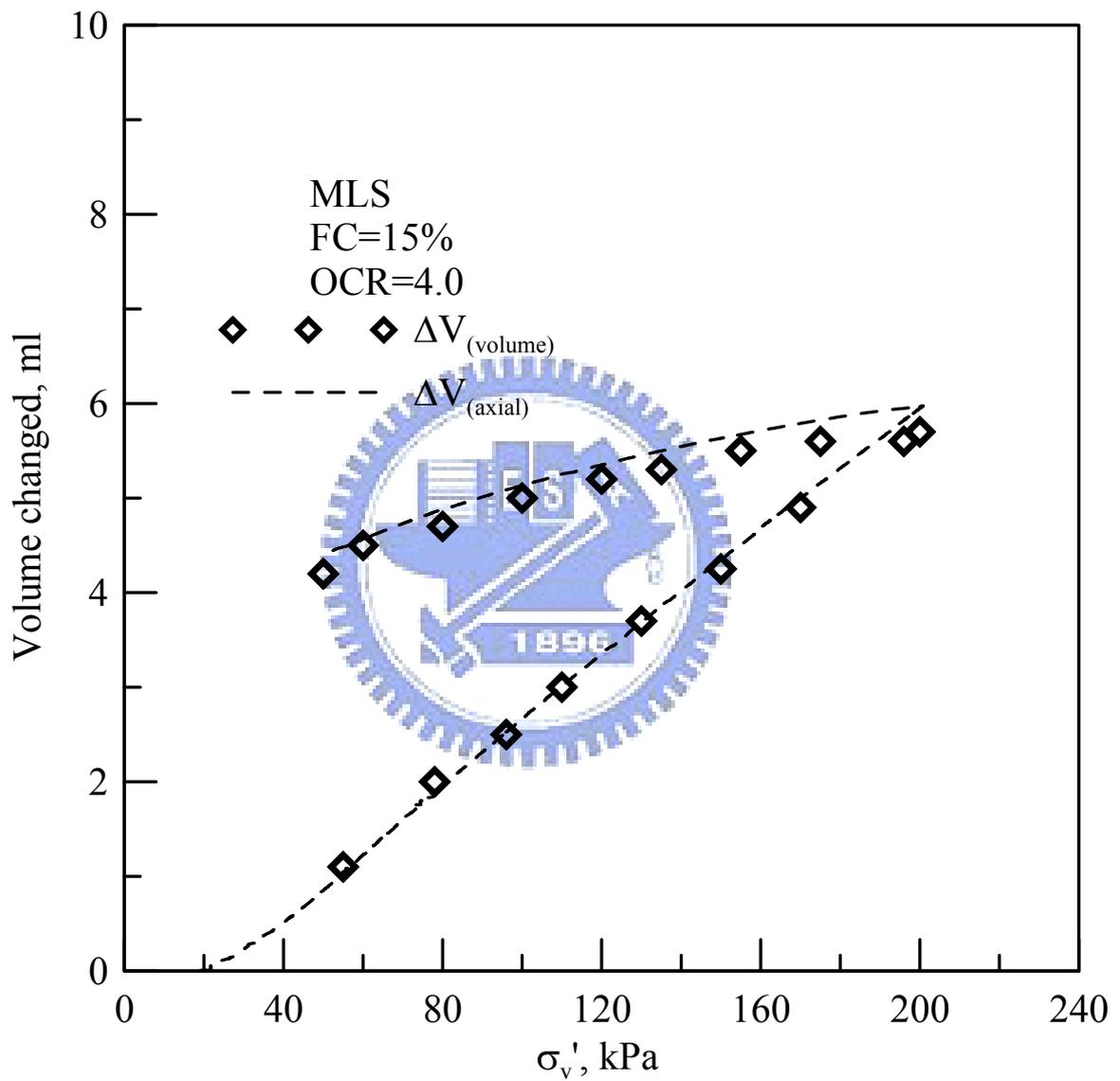
FC<5%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



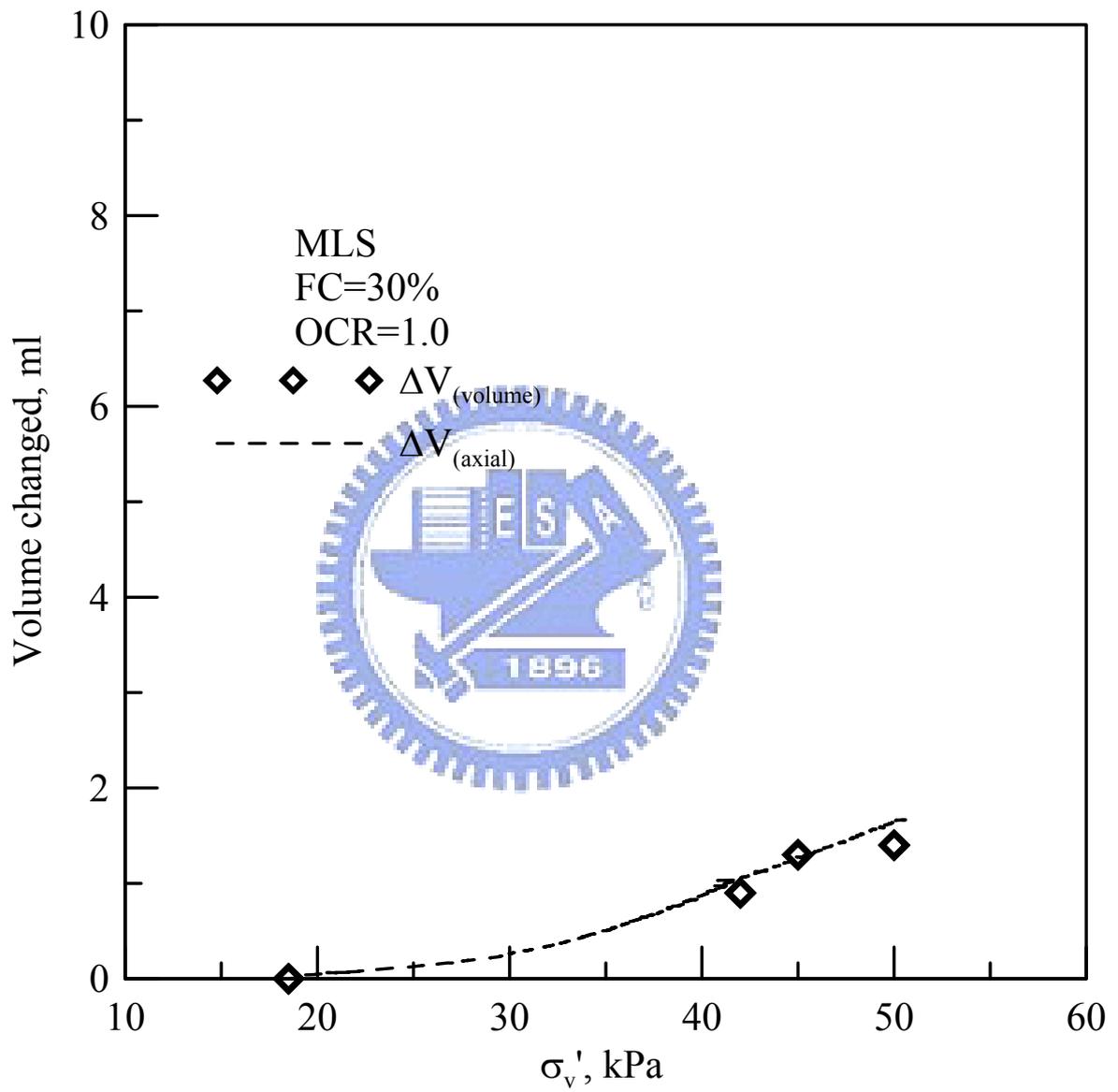
FC=15%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



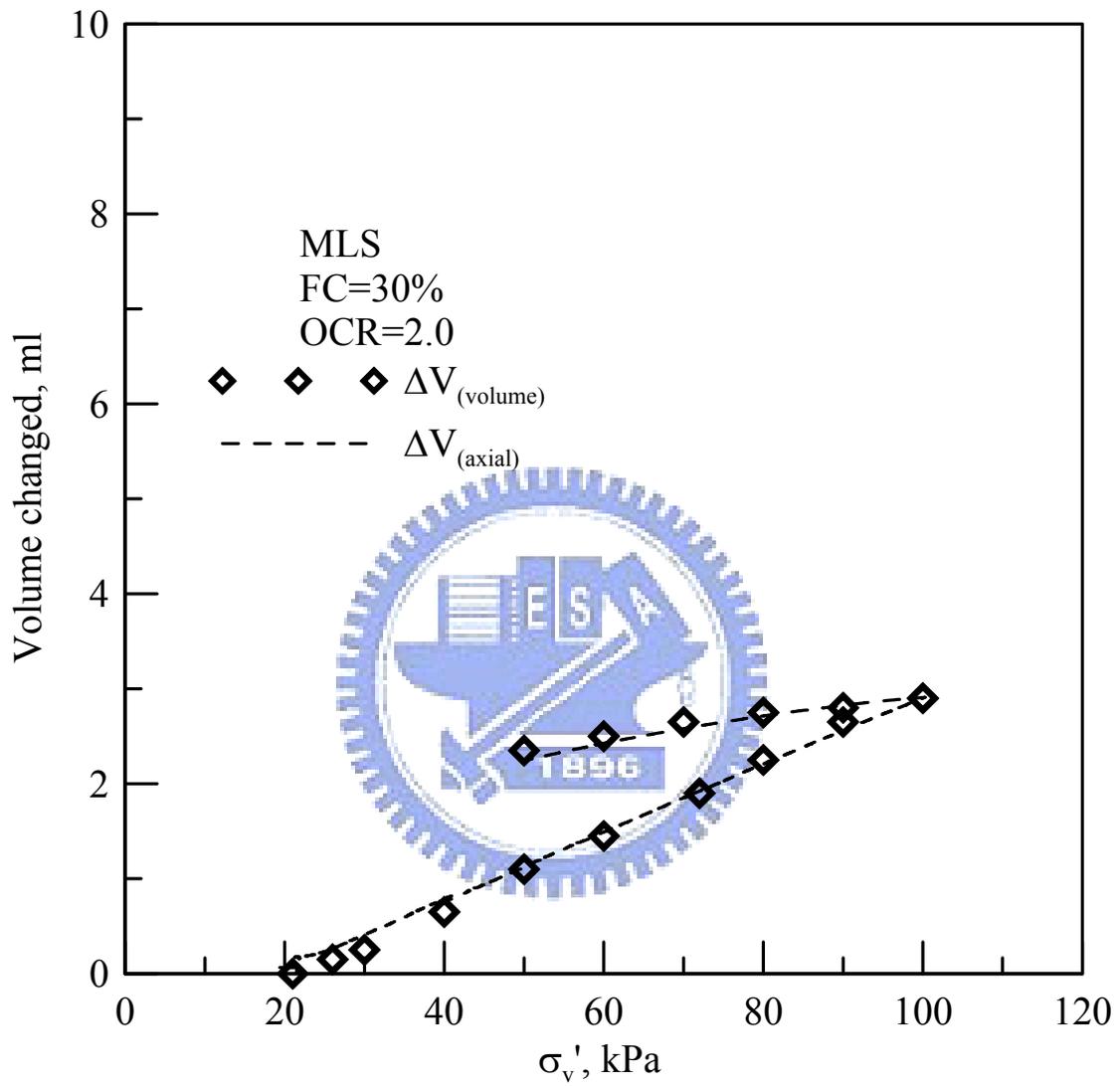
FC=15%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



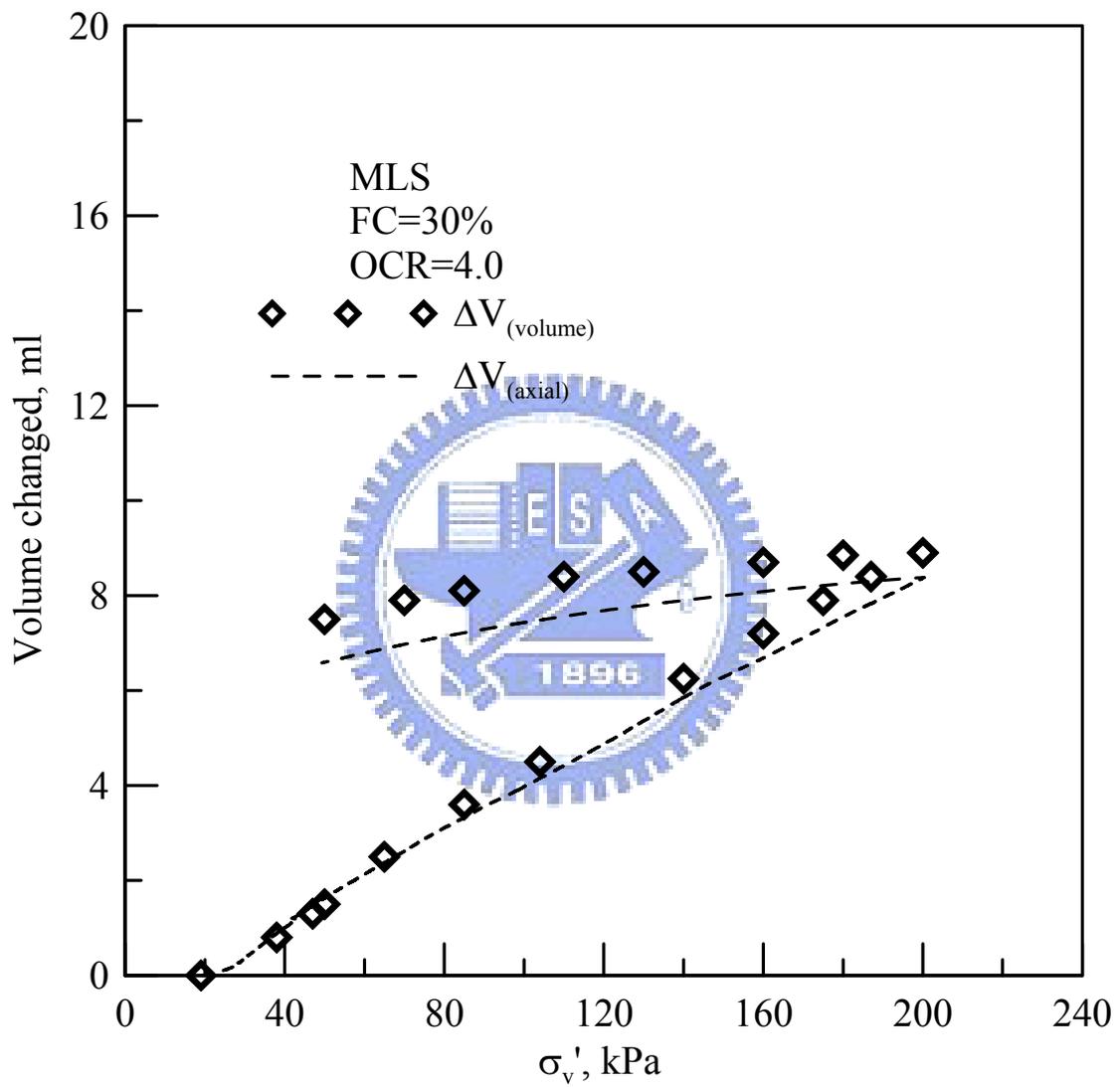
FC=15%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



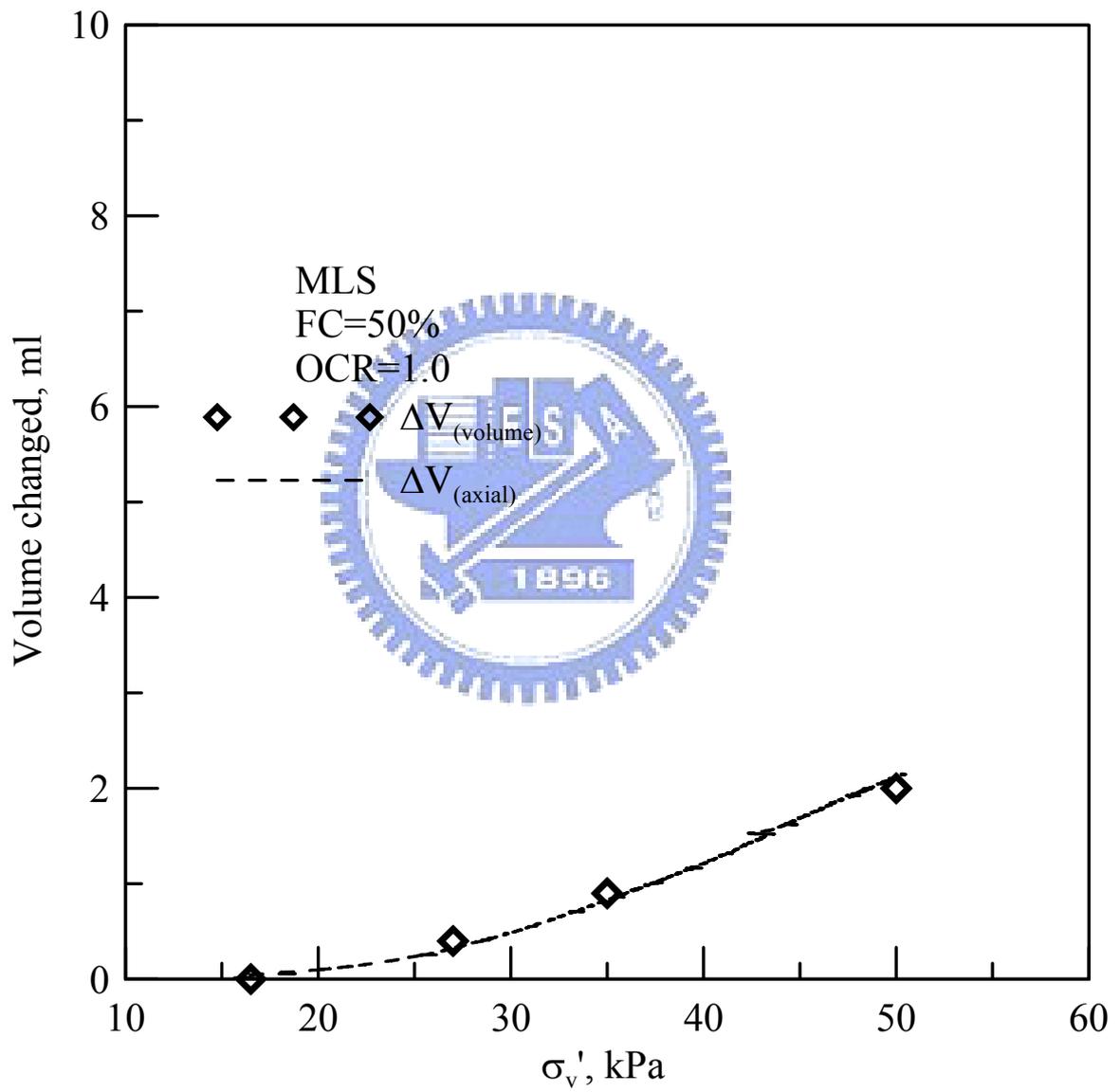
FC=30%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



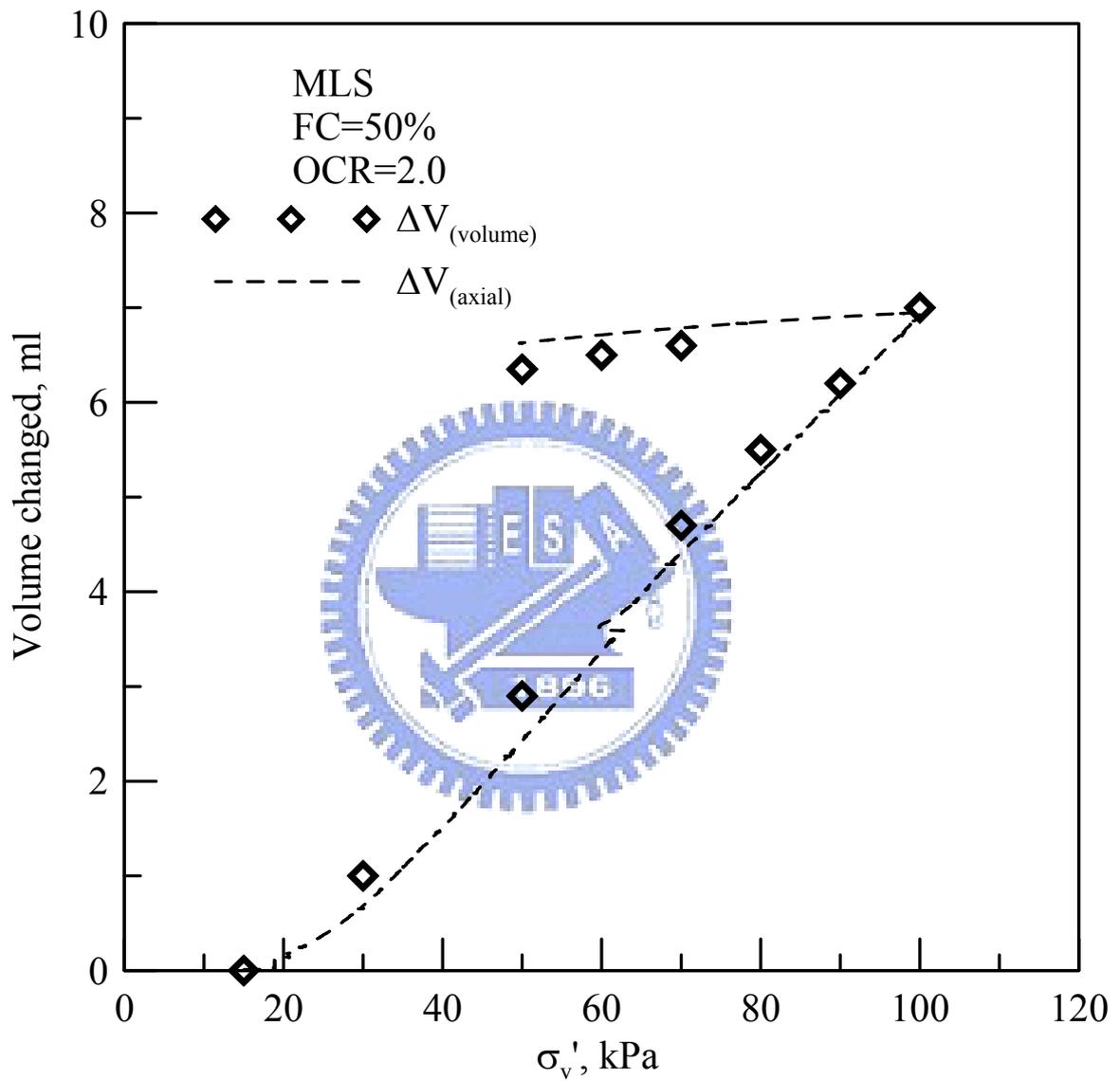
FC=30%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



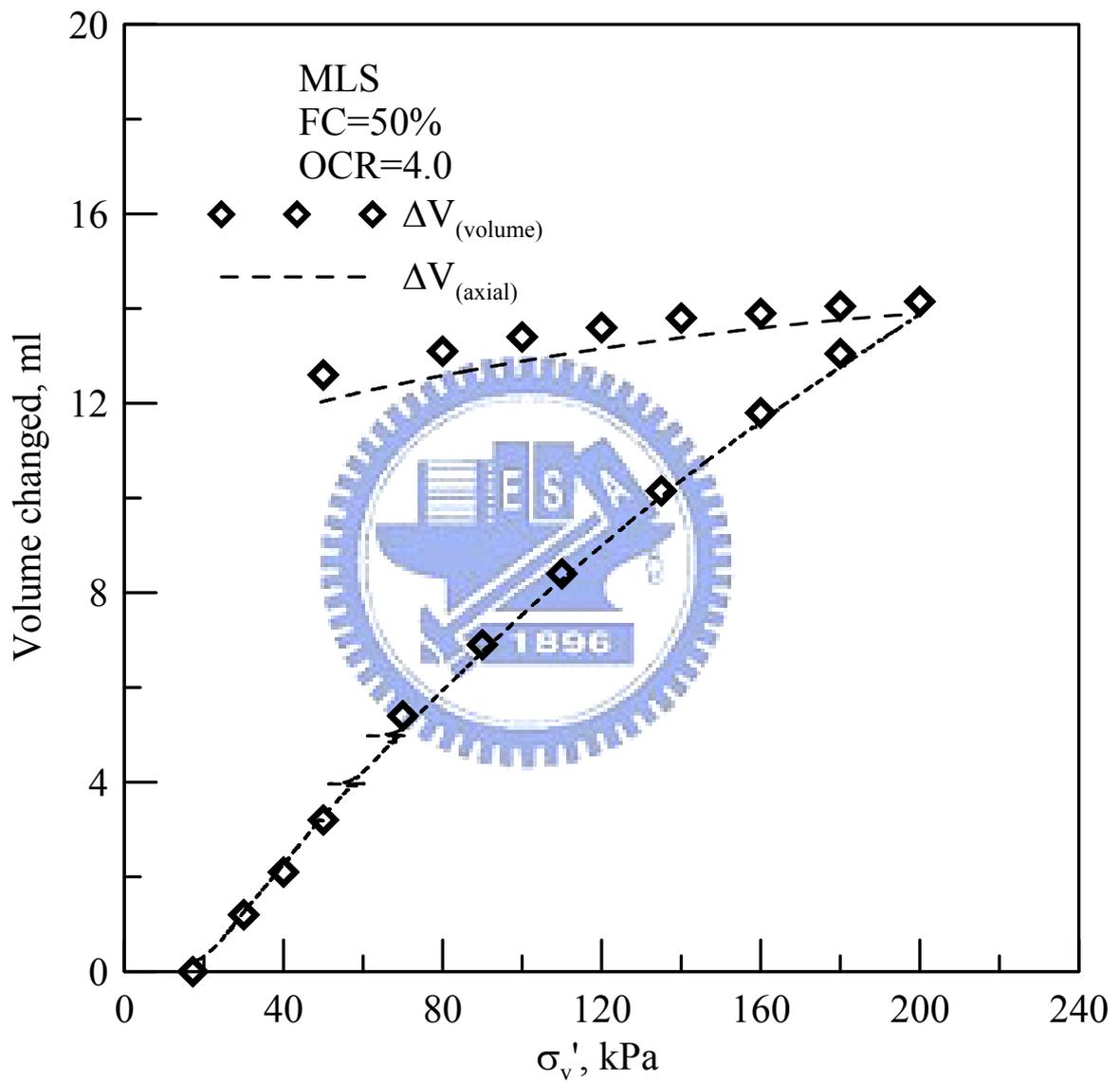
FC=30%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



FC=50%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



FC=50%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果



FC=50%的麥寮砂在壓密過程中的體積變化監測結果