

國立交通大學

土木工程研究所

碩士論文

細粒料含量對麥寮砂動態行為之影響

Effects of Fines Content on Dynamic Behavior
of Mai Liao Sand

研究生：郭毓真

指導教授：黃安斌 教授

中華民國九十三年六月

細粒料含量對麥寮砂動態行為之影響

Effects of Fines Content on Dynamic Behavior of MLS

研 究 生：郭毓真

Student : Yu-Chen Kuo

指導教授：黃安斌

Advisor : An-Bin Huang

國立交通大學



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

June 2004

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十三年六月

細料含量對麥寮砂動態行為之影響

研究生：郭毓真

指導教授：黃安斌 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

在過去四十年間，室內試驗關於乾淨砂不排水應力應變行為與抗液化強度，已經有相當好的結果。然而，在自然界中，許多的天然砂土中都具有細粒料，根據現地液化後的觀察結果，含細粒料的砂土其液化行為與乾淨砂有明顯之差異。本研究所使用的麥寮砂 (MLS) 為台灣西部地區典型砂土，具有相當高含量的粉土 (silt)。根據過去試驗結果顯示，麥寮砂具有高壓縮性且膨脹性不高之特性。

本研究目的主要以不同細粒料含量之麥寮砂，進行反覆動力三軸試驗，並於三軸試驗設備中加入剪力波元件 (bender element)，以求得其抗液化強度與剪力波速，配合現有圓錐貫入試驗結果，界定出麥寮砂之土壤液化邊界曲線。本論文中敘述研究之背景、目的、試驗程序與試驗結果資料，並對於粉土細砂中抗液化強度與剪力波速結果進行分析、討論並提供建議。

關鍵字：粉土細砂，細粒料含量，抗液化強度，剪力波元件

Effects of Fines Content on The Dynamic Behavior of Mai Liao Sand

Student : Yu-Chen Kuo

Advisor : Dr. An-Bin Huang

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

Abstract

During the past 40 years, extensive laboratory studies on undrained stress-strain behavior and liquefaction resistance of clean sands have been performed. Natural sands often contain various amounts of fines and are expected to have different behavior. This research concentrated on Mai Liao Sand(MLS), which is a typical silty sand found in Central Western Taiwan. MLS is relatively compressible and has less tendency to dilate when sheared.

A series of cyclic triaxial tests have been performed on MLS with different fines content in this research. A triaxial cell equipped with bender elements was used to measure cyclic strength and shear wave velocities of the specimen. The thesis describes the background of the research, objectives, and it's approach. The test results were analyzed and the influence of fines contents on MLS were discussed.

Keywords : silty sand, fines, cyclic strength, bender element

目錄

頁次

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
目錄.....	iii
圖目錄.....	vii
表目錄.....	x
符號表.....	xi
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究流程.....	3
1.3 論文概述.....	4
第二章 研究背景.....	5
2.1 液化.....	5
2.1.1 液化之定義.....	5
2.1.2 液化之機制.....	6
2.1.3 液化之種類.....	6
2.1.4 土壤液化潛能之評估.....	7
2.2 單向載重三軸試驗.....	7

2.2.1	孔隙比對有效圍壓之關係($e - \log p'$).....	8
2.2.2	臨界狀態與穩定狀態.....	8
2.2.3	狀態參數.....	9
2.3	反覆動力三軸試驗.....	10
2.3.1	抗液化強度之定義.....	10
2.3.2	影響液化之因素.....	12
2.3.3	有效圍壓之影響.....	13
2.4	細粒料含量之影響.....	13
2.4.1	細粒料含量影響結論的不同之因素.....	14
2.4.2	砂土顆粒構造.....	16
2.4.3	分析方法.....	18
2.5	三軸試體製作方式.....	22
2.5.1	三軸試體製作方式.....	22
2.5.2	不同試體製作方式之影響.....	23
2.6	CPT 液化潛能評估的發展.....	24
2.7	剪力波速量測.....	26
第三章	研究方法與規劃.....	43
3.1	試驗規劃.....	43
3.2	三軸試驗儀器.....	43

3.3	試驗材料.....	45
3.4	試驗步驟.....	45
3.4.1	試驗材料之準備.....	45
3.4.2	三軸試體之製作.....	46
3.4.3	三軸試體之排氣與飽和.....	46
3.4.4	三軸試體之壓密.....	47
3.4.5	三軸試體之剪力波速量測.....	47
3.4.6	進行反覆動力加載.....	48
第四章	麥寮砂之基本性質.....	52
4.1	麥寮砂之來源.....	52
4.2	麥寮砂之工程性質.....	52
4.2.1	基本物理性質.....	52
4.2.2	壓縮性.....	53
4.3	麥寮砂基本物性之檢核.....	55
第五章	試驗成果.....	66
5.1	試驗內容與控制參數.....	66
5.1.1	三軸壓密試驗.....	66
5.1.2	反覆動力三軸試驗.....	66
5.2	反覆動力三軸試驗結果.....	67

5.2.1	試驗結果.....	67
5.2.2	細粒料含量之影響.....	68
5.2.3	狀態參數與 CRR 之關係.....	69
5.2.4	試體製作方法之影響.....	69
5.2.5	MLS 不同細粒料含量下 V_s 之變化.....	69
5.2.6	MLS 不同有效圍壓之影響.....	71
5.2.7	MSL 不同細粒料含量下 CRR 與 V_s q_{clN} 之關係.....	72
第六章 結論與建議.....		99
6.1	結論.....	99
6.2	建議.....	101
參考文獻.....		103



圖目錄

頁次

圖 1-1	研究流程圖.....	3
圖 2-1	液化示意圖(Ishihara, 1985).....	34
圖 2-2	狀態參數之定義(Been and Jefferies, 1985).....	35
圖 2-3	K_{σ} 與有效圍壓之關係圖(Seed and Harder, 1990).....	36
圖 2-4	顆粒構造的第一種情況(Thevanayagam, 1998).....	37
圖 2-5	顆粒構造的第二種情況(Thevanayagam, 1998).....	37
圖 2-6	顆粒構造第三種情況(Thevanayagam, 1998).....	38
圖 2-7	不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖 (Stark and Olson, 1995).....	39
圖 2-8	剪力波元件試驗示意圖.....	40
圖 2-9	剪力波傳送及接收訊號結果(Ling and Greening, 2001).....	40
圖 2-10	不同 R_d 影響因子所致試驗結果(Jovicic et al., 1996).....	41
圖 2-11	高嶺土, 以方波為激發源(Jovicic et al., 1996).....	41
圖 2-12	土壤液化潛能評估 V_s -CRR 圖 (Andrus and Stokoe, 2000).....	42
圖 3-1	動態三軸試驗儀外觀.....	49
圖 3-2	動態三軸試驗之擷取系統.....	49

圖 3-3	動態三軸試驗之氣壓式正弦波產生器.....	50
圖 3-4	氣壓與水控制單位.....	50
圖 3-5	PCL816 卡.....	51
圖 3-6	剪力波元件.....	51
圖 4-1	天然麥寮粉土細砂之粒徑曲線(張嘉偉, 1997).....	60
圖 4-2	天然麥寮砂之電子顯微照片(蔡明道, 2002).....	61
圖 4-3	麥寮砂細粒料含量與最大、最小孔隙比之關係(王統立, 2000).....	62
圖 4-4	麥寮乾淨砂(FC < 5%)單向度壓密試驗(張嘉偉, 1997).....	63
圖 4-5	不同細粒料含量之麥寮砂三軸壓密試驗(蔡明道, 2002).....	64
圖 4-6	麥寮砂淨砂粒徑分析檢核比較.....	65
圖 5-1	反覆動力三軸試驗之重複性試驗.....	83
圖 5-2	剪力波速量測.....	84
圖 5-3	反覆動力三軸試驗結果.....	85
圖 5-4	CRR versus N_c (濕夯法).....	86
圖 5-5	CRR versus N_c (水中沉降法).....	87
圖 5-6	麥寮砂反覆動力三軸試驗.....	88
圖 5-7	麥寮砂在相同 V_d 條件之下之反覆動力三軸試驗.....	89
圖 5-8	麥寮砂之穩定狀態線(蔡明道, 2002).....	90

圖 5-9	麥寮砂之 CRR versus State parameter.....	91
圖 5-10	麥寮砂不同試體製作方法之比較.....	92
圖 5-11	相同有效圍壓下之剪力波速隨 e 值變化之情形.....	93
圖 5-12	相同有效圍壓下之剪力波速隨 e_s' 值變化之情形.....	93
圖 5-13	相同有效圍壓下之剪力波速隨 e_{st} 值變化之情形.....	94
圖 5-14	相同有效圍壓下之剪力波速隨 V_d 值變化之情形.....	94
圖 5-15	剪力波速隨有效圍壓變化之情形.....	95
圖 5-16	麥寮砂有效圍壓對抗液化強度之影響.....	96
圖 5-17	麥寮砂 CRR versus V_{sl} 之土壤液化邊界曲線.....	97
圖 5-18	麥寮砂 CRR- q_{c1N} 之土壤液化邊界曲線.....	98



表目錄

頁次

表 2-1	各種現地試驗評估液化阻抗之比較(Youd and Idriss, 2001)	31
表 2-2	細粒料含量對於抗液化強度與穩定狀態強度的影響.....	32
表 2-3	三軸試體製作方式之比較.....	33
表 4-1	天然麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyura 砂 (QS)、 與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1991).....	56
表 4-2	麥寮砂不同細粒料含量的基本物性(張嘉偉, 1997).....	57
表 4-3	麥寮乾淨砂之比重試驗結果.....	58
表 4-4	麥寮砂細粒料之液性限度.....	58
表 4-5	麥寮砂細粒料之塑性限度.....	59
表 5-1	麥寮砂濕夯法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果.....	74
表 5-2	麥寮砂水中沉降法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果... ..	77
表 5-3	麥寮砂乾置法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果.....	79
表 5-4	麥寮砂三軸壓密試驗之控制參數與結果.....	81
表 5-5	不同細料含量之圓錐貫入阻抗係數.....	82

符號表

D	粗顆粒粒徑
Dr	相對密度
e	孔隙比 (global void ratio)
e_s	skeleton void ratio ($e_s = V_{vs}/V_s$)
e'_s	$\frac{e}{(1 - FC)}$
e_{st}	intergranular void ratio ($e_{st} = \frac{(e + FC)}{(1 - FC)}$)
e_{cs}	臨界狀態時之孔隙比
e_{ss}	穩定狀態時之孔隙比
e_{max}	最大孔隙比
e_{min}	最小孔隙比
FC	細粒料含量
G_s	比重
p'	平均有效應力
q	軸差應力
q_{c1N}	正規化之圓錐貫入阻抗值
V_s	剪力波速
u	超額孔隙水壓
σ'_c	有效圍壓

σ_d	軸差應力
ε_a	軸向應變
γ_{\max}	最大乾單位重
γ_{\min}	最小乾單位重
N_c	反覆震動次數
V_d	體積減少潛能 ($V_d = e - e_{\min}$)
ψ	狀態參數
LL	液性限度
PL	塑性限度
PI	塑性指數
CRR	反覆應力比
CSL	臨界狀態線
SSL	穩定狀態線
MLS	麥寮砂
K_σ	有效圍壓修正係數



第一章 前言

1.1 研究動機

在過去數十年，關於乾淨砂 (clean sand) 之液化行為已經有了相當的認知，然而在具有細粒料之砂土液化行為的研究，對於砂土抗液化強度受非塑性細粒料 (nonplastic Silt) 含量的影響，並沒有相當明確或一致的認知。

關於分析細粒料含量影響的指標數值，也有許多的看法與觀點，其中以相對密度 D_r (relative density) 與孔隙比 e (global void ratio) 較為普遍，另外有些學者 (Shen et al., 1977 ; Troncoso and Verdugo, 1985 ; Kuerbis et al., 1988 ; Thevanayagam et al., 2000 ; Polito et al., 2001) 認為粉土砂之力學行為主要和其顆粒間的結構有關，粉土砂之力學行為可由 skeleton void ratio (e_s) 指標數值得到良好的分析。

為了了解台灣粉土細砂的液化行為受細粒料含量之影響，本論文採用雲林麥寮之台塑六輕的砂土作為研究對象，簡稱麥寮砂 (Mai Liao Sand, MLS); 麥寮砂為台灣中西部海岸相當典型的非塑性粉土細砂，其主要來源為中央山脈受雨水沖刷而來，其中夾帶有甚豐的軟弱灰黑色頁岩與泥岩，因而具有高壓縮性。

本研究以不同細粒料含量之麥寮砂，藉由往復與單向受力式之三軸試驗，配合剪力波速 (V_s) 量測，求得其麥寮砂之抗液化強度 (CRR)

與穩定狀態線，繪製不同細料含量的抗液化強度 (CRR) 與圓錐貫入
阻抗 (q_c) 剪力波速 (V_s) 之土壤液化邊界曲線，進而分析細粒料
含量對於麥寮砂之影響，以供工程界之應用。



1.2 研究流程

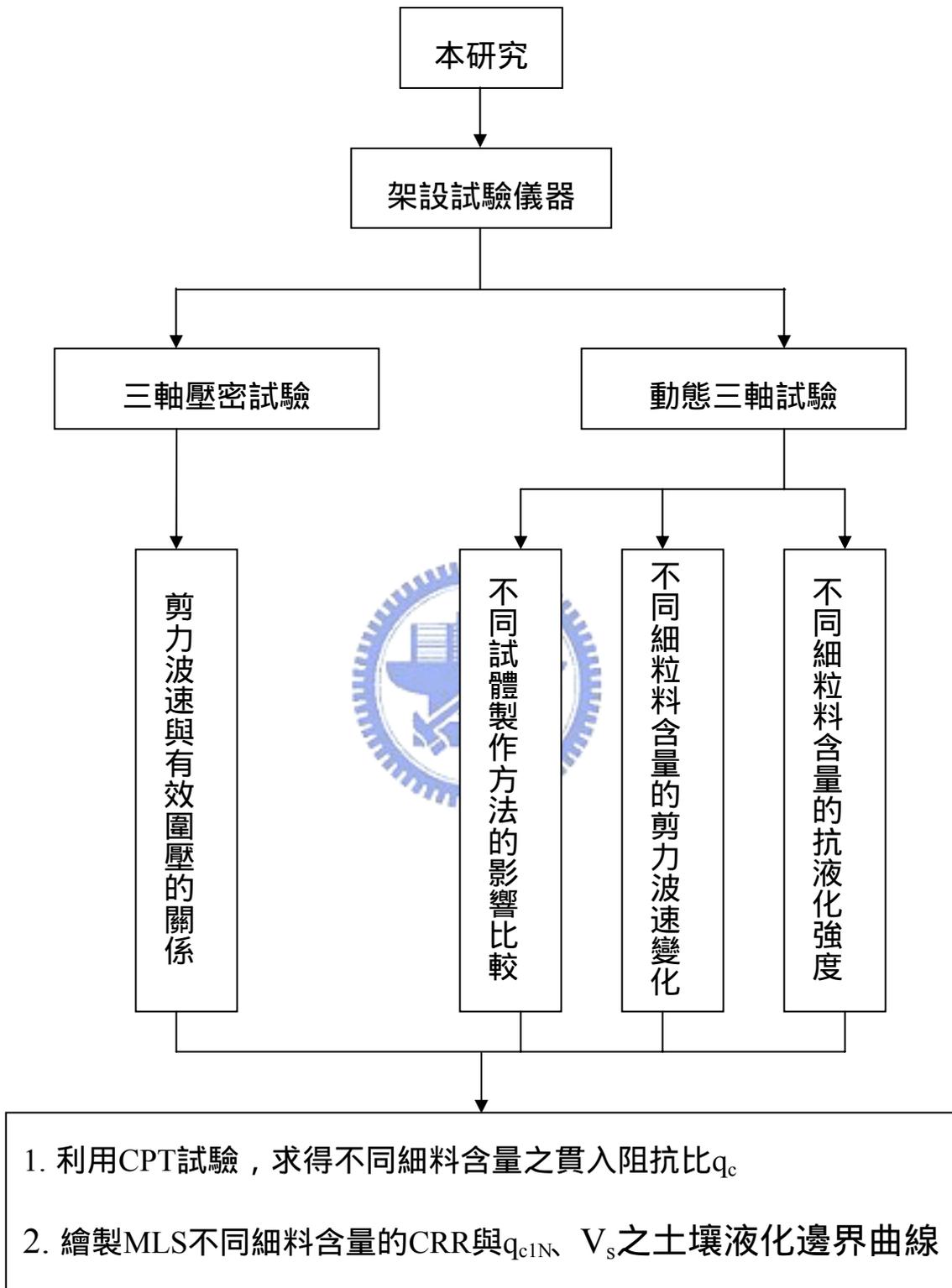


圖 1-1 研究流程圖

1.3 論文概述

本論文內容如下：

第一章：研究動機、研究方法與論文內容；

第二章：主要討論液化的機制與種類、砂土受動態作用力的液化行為、細粒料含量的影響、不同試體準備方法的比較、CPT 液化潛能評估的發展以及室內剪力波速的量測；

第三章：研究目的、方法與規劃，包含了試驗規劃、試驗儀器介紹與試驗步驟；

第四章：介紹麥寮砂的基本性質，包含了砂土的來源、基本物理性質、單軸壓密試驗以及三軸壓密試驗；

第五章：試驗成果與討論，主要以動態三軸試驗與剪力波元件試驗之結果配合 CPT 試驗，繪畫土壤液化邊界曲線；

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。

第二章 研究背景

本章先就液化的定義、機制與種類作簡單之描述，接著討論砂土受動態或靜態荷重時的行為模式，進而回顧與整理前人有關細粒料含量對於砂土之影響的研究。

2.1 液化

液化 (liquefaction) 最早是由 Terzaghi 於 1925 年所提出，主要是說明砂土在不排水的狀態下，受到單向或反覆的擾動後，因為土壤體積變化與孔隙水壓的累積而變成稠狀的現象；而最早的液化行為研究是 1920 年 Hazen 對於加州 Calaveras Dam 的破壞現象之研究。

2.1.1 液化之定義

根據 1978 年美國 ASCE 大地工程土壤動力委員會對液化 (liquefaction) 與初始液化 (initial liquefaction) 的定義如下：

1. 液化：當土壤在承受單向或反覆荷重後，由於超額孔隙水壓使其有效應力降低，進而造成持續變形，如液態之行為，稱為液化。
2. 初始液化：當土壤在承受反覆荷重時，孔隙水壓等於圍壓時之狀態，稱為初始液化或百分之百孔隙水壓比。

2.1.2 液化之機制

當地震發生時，震波中的剪力波傳至土壤，對其施以反覆剪動力，土壤在此反覆荷重下會有趨於緊密之行為；由於地震波之剪力波週期甚短，土壤的孔隙水壓若無法快速排除，則其超額孔隙水壓等於或接近有效應力時，土壤之強度會降低且常伴有相當大的變形，即為液化現象。

Ishihara (1985) 曾經提出液化示意圖：圖 2-1a 為地震前飽和鬆砂之情況；圖 2-1b 為飽和鬆砂受地震力作用時，產生超額孔隙水壓，當其值足以改變原砂土結構時，砂土顆粒就會呈現懸浮狀；圖 2-1c 為地震力作用後，超額孔隙水壓逐漸消散，在消散的過程中砂土的顆粒重新排列，使其較原結構更為緊密，因而地表會有沉陷發生。

2.1.3 液化之種類

Seed (1979) 提到液化大致可區分為液化 (liquefaction) 與反覆流動 (cyclic mobility) 兩種：

1. 液化：當土體受靜力或反覆作用力時，由於超額孔隙水壓的上升，使其有效圍壓幾乎等於零，而造成土體在很低的殘餘強度下持續變形；此種液化大多發生在高孔隙比狀態的土體或較大的圍壓所致，即土體呈現壓縮性的狀態下所發生。
2. 反覆流動：當土體受反覆作用力，在產生百分之百的孔隙水

壓時，只有發生有限的變形，而且土體仍可承受一定程度的作用力；此種類型大多發生在低孔隙比的狀態或反覆作用力較小時，即土體具有膨脹性。

2.1.4 土壤液化潛能之評估

目前用以評估砂土液化潛能之簡易方法包括 SPT (standard penetration test)、CPT (cone penetration test) 以及剪力波速 V_s 量測 (shear-wave velocity measurements) 等，另外可以在現地取得不擾動土樣，進行室內試驗，然因為不擾動土樣取得不易，所以較少使用此種方法。其中 SPT 及 CPT 已有大量的經驗資料值，所以目前被廣泛的運用於土壤液化潛能評估；剪力波速量測亦可運用於評估現地土壤液化潛能。上述三種試驗方法之主要優缺點如表 2-1 所列。由表 2-1 可知 CPT 及剪力波速 V_s 量測，運用於評估砂土或粉土質砂土似乎較優於其他方法。

2.2 單向載重三軸試驗

一般對於砂土液化行為的探討主要分為兩部份：液化發生的機制與液化後的影響。關於液化發生的機制主要以砂土的抗液化強度來進行液化評估，通常以反覆動力三軸試驗來求得砂土的抗液化強度，液化後的穩定分析則需要砂土液化後的殘餘強度，對於砂土不排水行為

的了解，有助於評估砂土的液化後殘餘強度。

2.2.1 孔隙比對有效圍壓之關係 ($e - \log p'$)

使用 $e - \log p'$ 關係來進行壓密試驗分析，是起源於 Terzaghi，其中孔隙比 e 常被使用於顯示土壤行為的重要指標參數。此觀念 (p' , q , e) 為臨界狀態與穩定狀態所使用，其中在室內三軸試驗平均有效應力 p' 為 $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ 、軸差應力 q 為 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ ， e 為臨界狀態或穩定狀態試體之孔隙比。

2.2.2 臨界狀態與穩定狀態

Roscoe et al. (1958) 提出臨界狀態 (critical state) 的理論，臨界狀態是只在排水、應變控制之三軸試驗中，試體的體積變化與軸差應力都達到一極限穩定狀態，其軸應變量要大於 20%。施作一系列的三軸試驗，將達到臨界狀態時之孔隙比 e_{cs} 與 $\log p'$ 相對應，即繪成臨界狀態線 (critical state line, CSL)。

Castro (1969) 曾提出與臨界狀態相似之理論，稱為穩定狀態 (steady state)，穩定狀態是指鬆砂在不排水、應力控制之三軸試驗中，試體的軸差應力趨於穩定下應變持續的增加。若採用一系列的三軸試驗，將達到穩定狀態之孔隙比 e_{ss} 與 $\log p'$ 相對應，則繪成穩定狀態線 (steady state line, SSL)。Poulos (1981) 以對於砂土的穩定狀

態做了以下的定義：砂土顆粒在相同的體積、相同的有效平均應力、相同的剪應力與相同的剪動速率下，其試體變形持續增加。

Been et al. (1985) 指出若混合排水與不排水、應變與應力控制之三軸試驗，所繪得知 CSL 與 SSL 無實際之差別，因此當試體若因滲透係數相當低而不易施作排水試驗時，可以藉由不排水、應變控制之一系列三軸試驗來求得穩定狀態線。

2.2.3 狀態參數

Been and Jefferies (1985) 曾提出狀態參數 (state parameter, ψ) 的觀念，其源於臨界狀態之理論，如圖 2-2 所示。由圖 2-2 可知，狀態參數之定義為當相同 p' 值時，試體加載前孔隙比 e_0 與 e_{ss} 或 e_{cs} 之差，即 $\psi = e_0 - e_{ss}$ (或 e_{cs})。當試體受剪，最終都會趨近於 CSL 或 SSL，若 ψ 大於零則表示試體受剪後體積會收縮 (排水狀態) 或超額孔隙水壓為正值 (不排水狀態)，相反的，若 ψ 小於零則表示試體受剪後體積會膨脹 (排水狀態) 或超額孔隙水壓為負 (不排水狀態)；因此，狀態參數 ψ 是描述砂土膨脹性或壓縮性非常好的一個指標。

2.3 反覆動力三軸試驗

在一般工程研究中，主要假設地震波垂直向上傳遞，並且只考慮剪力波作用下的應力狀態，在地層中，土壤單元受地震作用力之前與受地震反覆剪力時之應力狀況，其假設地面為水平，地層無初始剪力作用。為模擬土壤承受地震力作用之應力狀況，Seed and Lee (1966) 提出一理想動力三軸試驗儀來模擬，理想之動力三軸試驗其應力狀況必須軸向與側向應力均能變化，然而實際上設備之限制與操作技術上皆有困難，因此現今室內試驗所使用之反覆動力三軸 (cyclic triaxial compression device) 多採用側向應力不變，其應力改變由軸向應力負責。



2.3.1 抗液化強度之定義

Seed and Lee (1966) 曾提出：利用反覆應力控制的三軸試驗儀，來觀察試體在受反覆應力後的行為，當試體在某一有效圍壓壓密完成後，使其承受連續且相同強度之反覆應力，直到試體的 peak-to-peak 之軸應變達到一定值為止。除了判斷試體的軸應變外，超額孔隙水壓也是一個重要的指標，通常當超額孔隙水壓接近有效圍壓時，即為通稱的液化現象，而鬆緊砂在液化時，其軸應變反應出來的行為也有些許的差異。以下為反覆應力控制的三軸試驗，常用來判定液化或抗液化強度之指標：

1. DA axial strain (double amplitude or peak-to-peak):

在同一個反覆震動的週期內，對於試體受拉或受壓階段，找出其最大之軸應變，而受拉與受壓兩者軸應變量之和，即為所謂的 DA axial strain，一般大致都定義 DA axial strain 為 5%或 10%時，即為液化。

2. N_c (load cycles):

當試體受拉與受壓一循環時，稱之為 $N=1$ ，每秒反覆震動的次數，即為震動頻率。Yoshimi and Oh-oka (1975) 曾提出反覆應力比的頻率與液化無關；Hardin and Richart (1963) 曾提出當反覆頻率小於 25Hz 時，頻率對於剪力模數無明顯的影響。

3. pore water pressure ratio ($\Delta u / \sigma_c'$):

一般來說當 $\Delta u / \sigma_c'$ 約等於 1 時，則為液化， Δu 為超額孔隙水壓， σ_c' 為有效圍壓。當 $\Delta u / \sigma_c'$ 接近於 1 時，即有可能造成 DA axial strain 為 10%以上的現象。

4. cyclic stress ratio ($\sigma_d / 2\sigma_c'$):

為了同時考慮反覆軸差應力 σ_d ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_d$) 與壓密後有效圍壓 σ_c' 對於抗液化強度的影響，Finn (1971) 提出 initial effective stress ratio 的觀念，即把圍壓的影響正規化，因而有了 cyclic resistance ratio (CRR) 的指標。 σ_d 為最大軸差應力， σ_c' 為有效圍壓，CRR 通稱為

反覆應力比。

2.3.2 影響液化之因素

影響砂土液化行為的因素甚多，且仍未完全，以下主要探討室內反覆動力三軸試驗對於砂土液化特性的影響，其綜合歸納如下：

1. 砂土緊密度：砂土緊密度為影響砂土液化行為的主要原因之一，一般而言以相對密度 D_r 或孔隙比 e 來代表砂土的緊密度，隨著相對密度的增加或孔隙比減小，其抗液化強度增加。
2. 有效圍壓：Seed (1971) 試驗圍壓範圍 150~800kPa，得到以下結論，隨著圍壓增加，引致所需要之反覆應力比降低；Castro (1977) 試驗 50~600kPa，也得到相同之結果；Seed (1983) 並進一步提出有效圍壓修正係數 K_σ ，於 2.3.3 節加以詳述。
3. 砂土顆粒大小：Seed (1976) 認為均勻細砂或細粒沉泥質細砂最易發生液化，若以平均顆粒尺寸 D_{50} 表示之，其範圍在 0.7mm 至 0.08mm 之間。
4. 砂土級配與形狀：級配均勻的砂土較優良級配的砂土容易液化，砂土顆粒越接近球形越易液化。
5. 砂土顆粒結構：在室內重模試體，不同的試體製作方法有不同的砂土結構排列，而其抗液化強度亦會有所不同。

6. 細粒料含量 (fines content , FC): 因細粒料含量之影響因素過於繁雜, 於 2.4 節加以詳述

2.3.3 有效圍壓之影響

Seed and Idriss (1971) 與 Castro and Poulos (1977) 皆曾針對有效圍壓與反覆應力比之關係做過試驗, 得到以下相同之結論: 隨著有效圍壓之增加, 引致液化所需之反覆應力比降低。其原因在於當處於相同的外力情況下, 由於壓密應力的增加, 將使超額孔隙水壓產生的速率延緩許多, 因此若震動次數相同, 壓密應力越大, 其超額孔隙水壓增量則越小, 而在某超額孔隙水壓比值之下, 體積應變隨著初始壓密應力之增加而增大。Mulilis et al. (1975) 提出, 土壤抗液化強度之反覆應力比隨著有效圍壓之增加, 而略成線性降低之情況。

而 Seed (1983) 提出一修正係數 K_{σ} , 其定義為在某一個有效圍壓 σ_c' 下之 CRR 與在有效圍壓 $\sigma_c' = 100kPa$ 下的 CRR 之比值; 而 Seed and Harder (1990) 針對 Fraser River Sand Tailings Sand 與 Ottawa Sand 三種砂土, 提出 K_{σ} 與有效圍壓之關係圖, 如圖 2-3 所示。

2.4 細粒料含量之影響

在過去室內液化研究中, 大多專注於乾淨砂方面, 然而自然界的砂土大多具有細粒料; 根據現地液化研究指出(Seed et al., 1983 ; Seed,

1987 ; Seed and Harder, 1990), 具有細粒料的砂土其液化行為與乾淨砂略有不同 , 因此近年來許多學者針對於具有細粒料的砂土做了研究 , 關於細粒料含量影響的研究範圍包括了動態強度、穩定狀態強度、應力-應變行為、液化可能性評估與剪力波速等。

關於抗液化強度與穩定狀態強度的研究很多 , 其細粒料含量的影響結論不盡相同 , 在相同的孔隙比 e 值 (global void ratio) 下 , 有三種主要之結論 , 整理如表 2-2 所示。

2.4.1 細粒料含量影響結論的不同之因素

1. 砂土粗細顆粒大小：主要以砂土顆粒構造的觀點來探討，假設 D 為粗顆粒直徑， d 為細顆粒直徑，一般來說在細粒料含量低時， D/d 比值越大，代表細粒料越容易在粗顆粒構成的孔隙中滾動，則試體結構較為鬆散；相反的在細粒料含量高時，試體行為由細粒料控制， D/d 大小也會影響粗顆粒對於細顆粒的『reinforcement』作用之強弱。Thevanayagam(1998) 指出 D/d 約大於 6.5 倍時，細顆粒才能夠自由地在粗顆粒構成的孔隙中滾動；若細顆粒於低細粒料含量中，能夠輕易滾動，則砂土的強度會有明顯的降低。
2. 細粒料之塑性指數 PI 值：一般而言，當細粒料的 PI 值越大時，其抗液化強度也會越大，含細粒料砂土在強度或壓縮性

等行為上，隨著細粒料的含量增加而呈現 U 字型的趨勢，細粒料的 PI 值也會影響 U 字型的轉折點；在 Thevanayagam (2000) 提到非塑性 (non-plastic) 的細粒料，其轉折點約在細粒料含量 20%~30% 之間，具塑性的細粒料之砂土轉折點則約在細粒料含量 20% 內。

3. 砂土礦物成分：細粒料的礦物成分影響 PI 值，若具有黏土礦物，則其 PI 值較大；具有石英礦物的砂土，其壓縮性低於具有雲母等軟弱礦物之砂土，其強度高於具有雲母等軟弱礦物之砂土。

4. 試體壓密後 e 值之評估：對於三軸試體壓密後加載前之 e 值，主要有前算法、後算法以及前算改進法。

(a) 前算法：以製作試體後之 e_0 值為壓密前的初始值，不考慮 Flush 與飽和階段所造成之體積變化，量測壓密時試體所排出之水量，進而推得 e 值。此方法比較適用於乾淨砂或少許細粒料含量的砂土，對於具有較高壓密性之砂土，會造成某程度的誤差。

(b) 後算法：利用試驗後所求得之含水量，推得試驗後之 e 值，進而反求壓密後之 e 值。適用於高壓縮性之砂土，採用此方法，儀器之進水管路必須經過良好之設計。

(c) 前算改進法：為前算法之延伸，以製作試體後之 e_0 值為壓密前的初始值，量測飽和階段進出試體之水量，算得壓密前之 e 值，量測壓密時試體所排出之水量，進而推得壓密後之 e 值，然而此方法仍未考慮到 flush 階段之影響，會有稍許的誤差。

5. 分析方法的不同：分析細粒料含量的影響時，不同的細粒料含量之試體需要有相同的指標數值作為依據，不同的指標數值，常常會有不同的結論，由於具有細粒料的砂土，其顆粒構造與不具細粒料的乾淨砂土 (clean sand) 有所不同，因此，除了傳統分析乾淨砂力學行為的指標指數外，學者們也以砂土顆粒結構的觀點，進而提出不同之指標數值，如相對密度、孔隙比 e (global void ratio) e_s (skeleton void ratio) e_{st} (intergranular void ratio) 與 V_d (體積減少潛能) 等；Polito et al. (2001) 曾對相對密度、 e 以及 e_s 來進行分析，提出此三種分析方式皆無法將細粒料含量的影響完全獨立，僅在特定的相對密度、孔隙比或細粒料含量範圍下，才能夠將細粒料含量獨立。

2.4.2 砂土顆粒構造

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，其力學行為的控制，主要於砂土的顆粒構造與接觸方式。粉土細砂粗細顆粒的構造與接觸方式，其型式相當多，Thevanayagam (1998) 曾提出六種情況分析之，茲列舉其中三種典型的型式來介紹與探討。

第一種狀況為當細粒料含量甚少時，而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。在此種情況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) 的比值大約要大於 6.5，細顆粒才能夠在孔隙間自由地滑動，如圖 2-4 所示。



第二種狀況為當細粒料含量逐漸增加時，而且細粒料分布的位置也改變，不全部是僅充滿於孔隙與粗顆粒之間，一些細粒料存在於粗顆粒間，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 夠大，即細顆粒易於孔隙間滑動時，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 2-5 所示。

第三種狀況為當細粒料再增加時，粗顆粒逐漸被細粒料所包圍，砂土的顆粒接觸方式不再是粗顆粒—粗顆粒或粗顆粒—細顆粒—粗顆粒，而完全是細顆粒—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 2-6 所示。

2.4.3 分析方法

一般來說孔隙比 e 與相對密度是用來分析砂土力學行為的重要指標數據。由於利用孔隙比或相對密度來分析不同細粒料含量之粉土細砂力學行為，其結果不盡相同，因此，學者們以砂土顆粒結構之觀點，進而提出不同之指標數據，期盼能夠更了解不同細粒料含量對於粉土細砂力學行為之影響。以下為目前主要分析方法之介紹：

1. 以相對密度來分析：分析乾淨砂的液化行為，常用相對密度來作為主要之指標數據。然而，在分析粉土細砂不同細粒料含量的影響上，若以相同之相對密度為指標分析，會有不同之結論。Ishihara (1993) 曾提到，如果細粒料含量超過 50% 後，相對密度不是一個適用的指標。因此，在分析粉土細砂細粒料含量的影響，仍然需要考慮相對密度以外的指標數據。

2. 以 e (global void ratio) 來分析：一般也常用 e 為指標數值來分析乾淨砂的液化行為，孔隙比 e 純粹表示砂土間的孔隙，與相對密度略為不同。以孔隙比 e 來分析砂土之抗液化強度時，對於不同細粒料含量的粉土細砂無法合理的解釋，相同的孔隙比 e ，不同的細粒料含量的粉土細砂往往具有不同的強度行為或強度改變趨勢不盡相同。
3. 以砂土構造觀點來分析：Shen et al. (1997)、Kuerbis et al. (1988) 與 Vaid (1994) 曾提出 Skeleton void ratio 是比較能夠表示不同細粒料含量對於砂土力學行為影響的指標數據。根據 Polito (1999) 指出 skeleton void ratio 為粉土細砂中，將細粒料所佔的體積去除，而留下粗顆粒的體積與孔隙的體積來構成砂土的結構，如公式 2-1 表示之。

$$e_s = V_{vs} / V_s \quad (2-1)$$

其中，

V_{vs} = 粗顆粒砂土構成的孔隙體積

V_s = 粗顆粒本身所佔的體積

為簡化上述公式，Thevanayagam et al. (2000) 提到，當細粒料含量甚小時，粉土砂的細粒料沒有傳遞顆粒的接觸摩擦力或其貢獻是較低的，因此，把細粒料在整體砂土中所佔的體

積也當作是孔隙，並且假設粗、細顆粒的比重相近，定義 e_{st}

(intergranular void ratio) 如下列公式 2-2 所示。

$$e_{st} = \frac{(e + FC)}{(1 - FC)} \quad (2-2)$$

其中，

e = global void ratio

FC = 其細粒料含量 (細粒料重量與粉土砂重量之比值)

4. 以 $e_{st'eq'}$ (equivalent intergranular void ratio) 來分析：

Thevanayagam (1998) 提出新的指標數據 $e_{st'eq'}$ ，認為其值相

同時粉土砂的抗液化強度即相同，與粉土砂之細粒料含量無

關。 $e_{st'eq'}$ 與 e_{st} 相當類似，其差異為一任意數 b ，Thevanayagam

將定義 $e_{st'eq'}$ 為如公式 2-3 所示。

$$e_{st'eq'} = \frac{[e + (1 - b)FC]}{[1 - (1 - b)FC]} \quad (2-3)$$

其中，

e = global void ratio

FC = 其細粒料含量

b = 介於 0 到 1 之間，此值與粉土砂本身特性有關

同樣的，當細粒料含量超過某一限度， $e_{st'eq'}$ 不在適用，改成

以 $e_{f'eq'}$ 表示之，如公式 2-4 所示。

$$e_{f'eq'} = \frac{e}{FC + \frac{(1-FC)}{(R_d)^m}} \quad (2-4)$$

其中，

m = 介於 0 到 1 之間

R_d = 粗細顆粒直徑之比值

5. 以 V_d (volume decrease potential) 來分析：Ishihara and Watanabe (1976) 提出以 V_d (體積減少潛能) 來作為評估液化潛能的新密度指標，如公式 2-5 所示。

$$V_d = e - e_{\min} \quad (2-5)$$

其中，

e = 孔隙比

e_{\min} = 最小孔隙比



並且認為其優點有：可以考慮砂土之顆粒大小、形狀與級配等因素所造成之影響，也可以不必量測最大孔隙比 e_{\max} 。

2.5 試體製作方式之影響

2.5.1 三軸試體製作方式

在三軸試驗中，由於現地不擾動砂土取樣相當困難，因此，試驗室內重模砂土試體製作方式就顯得格外重要。不同的製作方式，有其優缺點，必須依照砂土的特性、儀器的種類或模擬現地土樣的狀態條件等，來選擇試體的準備方式。根據 Ishihara (1993) 和 Tatsuoka et al. (1986)，可以整理出試體的製作方式如下：

1. 乾置法 (dry deposition) 和氣落法 (air pluviation)：乾置法是將乾的砂土至於漏斗內，等速拉起漏斗將砂土落至模內，並且注意漏斗底部與砂層頂部接觸，敲擊模具外圍，以得到所要求之緊密度；接著用 10~20kPa 真空吸力使試體保持自立，通入二氧化碳後進行 Flush，然後加壓飽和。另 Flush 與加壓飽和時，需加以注意與紀錄體積之變化，以求得試體真正的初始緊密度（壓密前）。氣落法和乾置法不同處，在於漏斗底度與砂層頂部保持著某一定高度，高度的大小取決於要求之緊密度。
2. 濕夯法 (wet tamping) 和濕震法 (wet vibration)：濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度；試體本

身能夠自立,通入二氧化碳後進行 flush,然後加壓飽和,flush 與加壓飽和時,需加以注意與紀錄體積之變化,以求得試體真正的初始緊密度(壓密前)。濕震法與濕夯法最大不同處,在於夯實試體的方式,濕震法不是直接夯實試體,而是利用試體本身的自重與震動模具外圍的方式,以達到要求之緊密度,其混合砂土的含水量可以比濕夯法大一些。

3. 水中沉降法 (water sedimentation) 和水中震動法 (water vibration) : 水中沉降法是先將除氣水置於模具內,利用漏斗將乾的砂土經由除氣水逐漸沉澱,每層視試體情況靜置 20min~24hr,等到水澄清為止,需注意漏斗底部與水面的距離不應太大,保持約 1~3mm,可利用錘子在模具外面輕敲,以達到要求之緊密度。水中震動法和水中沉降法最大不同處,在於水中震動法不分層製作試體,一次性將土樣置入除氣水中,避免粗細顆粒的分離,利用木槌在模具外輕敲,以達到要求之緊密度。

表 2-3 為上述六種試體製作方式之簡略比較。

2.5.2 不同試體製作之影響

由國外學者們的研究得知,不同的重模試體製作方式,其抗液化強度會略有不同,主要原因是不同的重模試體製作方式,其砂土結構

並不完全相同所致。Tatsuoka et al. (1986) 提到，由氣落法、濕夯法、濕震法和水中震動法，四種方法所製作的試體有不同的抗液化強度，其中以濕震法強度最高，而氣落法強度最低。Ishihara (1993) 也提到，不同的試體製作方式，即使有相同的相對密度，其抗液化強度也會略有不同。

Amini et al.(2000) 曾提出，均勻的(uniform) 和分層的(layered) 試體的差異，對於抗液化強度而言，其差別並不大，其中以濕夯法方式來代表均勻排列的試體，以水中沉降法方式代表分層排列的試體。

Yamamuro (2003) 曾以相同的那華達砂 (Nevada Sand) 相同的細粒料含量 20% 以及相同的孔隙比來施作試驗，發現水中沉降法呈現膨脹性行為，故不容易液化；反之，乾置法則呈現壓縮性行為，容易產生液化行為。

2.6 CPT 液化潛能評估的發展

Robertson and Campanella (1985) ; Seed and De Alba (1986) 均曾依據大量的現地 SPT 試驗值，以土壤顆粒大小 D_{50} 為基準換算 CPT 之錐尖阻抗值 q_c ，以此 q_c 值經覆土壓力 $\sigma_{v0}' = 1 \text{ kg/cm}^2$ ($\approx 100 \text{ kPa}$) 正規化(normalized) 得出 q_{c1} 值，而提出砂土液化潛能評估之臨界曲線。

另外 Shibata and Teeparaksa (1988) 運用 125 個現地液化及非液化案例，以及 CPT 試驗資料以土壤顆粒大小 D_{50} 大於 0.25mm 為乾淨

砂，小於 0.25mm 為細料砂土，界定出土壤液化臨界曲線。

Stark and Olson (1995) 針對 180 個現場液化及非液化案例，以現地量測 CPT 方法以及採用 Seed and Idriss (1971) 所提簡化地震剪應力比 (simplified seismic shear-stress ratio) 繪製出土壤液化臨界曲線，其中乾淨砂 ($FC < 5\%$) 有 45 個案例。將現地土壤以顆粒大小 D_{50} 分為三類，乾淨砂 (clean sand) $0.25 < D_{50} \text{ (mm)} < 2$, $FC < 5\%$ ；粉土質砂 (silty sand) $0.1 < D_{50} \text{ (mm)} < 0.25$, $5\% < FC < 35\%$ ；粉土質砂至砂質粉土 (silty sand to sandy silt) $D_{50} \text{ (mm)} < 0.1$, $FC < 35\%$ ，繪製出含細料砂土之液化臨界曲線如圖 2-7 所示。

上述液化潛能評估方法中，Robertson and Campanella (1985) 及 Seed and De Alba (1986) 採用 SPT 換算 q_c 值，並不能真實反應出 CPT 的 q_c 值；Shibata and Teparaksa (1988) 以土壤顆粒大小 D_{50} 作為細料含量的界定，無法明確顯示細料含量；而 Stark and Olson 雖運用現地 180 個案例的 CPT 之 q_c 值，然而仍以顆粒 D_{50} 大小作為細料含量多寡的依據，由圖 2-7 可知在相同的剪應力比時，細料含量較多者其 q_{c1N} 較小，但砂土中含細料多寡，影響土壤液化潛能是否如圖 2-7 所示，仍須進一步加以探討。

Finn et al. (1971)、Seed and Peacock (1971) 與 Castro (1975) 曾提出現地之 CRR 與試驗所得 CRR 之修正，如公式 2-6 所示。

$$(CRR)_{field} = 0.9C_r(CRR)_{test} \quad (2-6)$$

其中，

作者	C_r	
	$k_0=0.4$	$k_0=1.0$
Finn et al. (1971)	0.7	1.0
Seed and Peacock (1971)	0.55~0.72	1.0
Castro (1975)	0.69	1.15

本研究採用 Castro 之理論， $C_r = 1.15$ ，故 $(CRR)_{field}$ 與 $(CRR)_{test}$ 之間的修正係數為 1.035，其值非常接近於 1，故本研究所得之 $(CRR)_{test}$ 不修正。



2.7 剪力波速量測

土壤中剪力波速的傳送與接收室內試驗早期由美國德州大學 (University of Texas at Austin) 所發展，乃利用剪力片 (shear plate) (Shirley, 1978) 進行試驗，以石英或壓電水晶為主要元件，然而，拜現代科技之賜，目前以壓電陶瓷材料所組成之剪力波元件 (bender element) 逐漸取代剪力片，所以目前關於剪力波速室內量測方法多採用一組剪力波元件進行剪力波速的量測；壓電陶瓷可分為串聯與並聯兩種連接方式，不同的連接方式會有不同的壓電特性，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，故利用壓電陶瓷剪力波元素量測剪力波速時，一端以函數產生器激發剪力波，另一端接收剪力波並由示波器上判斷剪力波初達時間，便可推算剪力波速，如圖 2-8 所示，詳細試驗方法將於第三章中說明。

剪力波試驗結果如圖 2-9 所示，由剪力波元件試驗資料判斷初達時間並計算剪力波速；剪力波元件試驗中，波傳時間判定最為重要。影響波傳時間之判定因素包含了剪力波激發能量、剪力波元件排列方向及激發型式與頻率等，關於諸項因素之研究，國內外已有諸多研究，將分述如下：



1. 剪力波元件排列方向

Dyvik and Madshus (1985) 指出剪力波元件發射端及接收端應平行正對排列，接收端方能激發較大之應變振幅能量，使得輸出訊號較大。

2. 激發能量之選擇

壓電陶瓷在製造的過程經過極化 (poling) 的步驟，極化電壓的大小及方向便決定壓電材料之特性，因此 Viggiani and Atkinson (1995) 指出土壤剪力波元件試驗所使用之激發電壓單一振幅不宜超過壓電材料之極化電壓，一般而言，土壤剪力波試驗所使用之壓電材料極化

電壓以 10 伏特為主，因此試驗時激發電壓不宜超過 10 伏特，否則將會重新極化壓電材料而改變其特性，故本試驗採用之激發電壓為 10 伏特。

3. 激發型式之選擇及波傳時間之判斷

室內進行剪力波元件試驗一般多採用單一週期波形作為激發型式，激發型式一般有兩種選擇，一為方波，另一者為正弦波，其波傳時間之判斷亦不相同。

在說明波形選擇之前，先回顧過去關於波傳鄰域效應（near field effect）的影響之文獻，再一併探討激發波形的選擇所產生之鄰域效應對波傳時間之影響。

Sanches-Salinerio et al. (1986) 等人發展出在無限域等彈性介質中，由一點源產生橫斷面正弦波波形脈衝，在時間域引致一觀測點位移變化之解析解，而其衰減情形可由 R_d 試驗條件因子來控制觀測點所收到的波形形狀：

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{df}{V_s} \quad (2-7)$$

其中，

d = 波傳遞距離

f = 激發波頻率

V_s = 材料之剪力波速

當土壤試體較短即波傳距離 d 較小，激發頻率 f 小且試體的剪力波速甚大時，即表示 R_d 因子較小時，接收波形在初達時，會在剪力波未到達前有偏移的現象，波形的偏離即代表著位移方程式中第三項位移分量以壓縮波（compression wave）的速度傳遞，因壓縮波速度大於剪力波，因此會發生在剪力波之前，並且干擾實際剪力波波形，此現象稱之為鄰域效應。

R_d 影響因子，由圖 2-10 分別以 $R_d=1.1$ 及 $R_d=8.1$ 不同狀況下比較可了解，當 R_d 較小時，鄰域效應相當明顯，而當 R_d 相對較大時，鄰域效應的影響較小，因此可知在相同試體高度及相同激發頻率之下，若試體的勁度越大，波速傳遞越快，鄰域效應的影響亦越大。

如圖 2-11 中，點 0 至點 1 之間初始軌跡會有偏離的現象（及解釋鄰域效應所造成），而後波型隨之上揚點才是剪力波到達時間，因此常常造成到達時間的誤判。

發射波為方波時，方波波傳時間之判定，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形起始點與接收頻道接收波形反轉點之時間差，Abbiss (1981) 認為剪力波到達的時間，應以接收波形之第一反折點為準，由於方波為正弦波與餘弦波不同頻率之組合，會使接收波形的反轉點受到鄰域效應影響，即使採用高頻波，鄰域效應亦會一直存在。

若以正弦波為激發波形時，其波傳時間判斷，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形波峰與接收頻道接收波形波峰之時間差，較不容易受到鄰域效應的影響。

基於上述的說明，因此本試驗以單一週期正弦波作為激發波形。

4. 激發頻率之選擇

Dyvik and Madshus (1985)提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5~100Hz之方波，而 Viggiani and Atkinson (1995)建議若使用正弦波時，頻率應介於1kHz~10kHz之間，均可避開鄰域效應。

Tokimatsu and Uchida (1990), Kayen et al. (1992), Robertson et al. (1992), Lodge (1994), Andrus and Stokoe (1997), Andrus and Stokoe (2000)等曾分別對乾淨砂提出土壤液化潛能評估的 V_s -CRR 臨界曲線，如圖 2-12 所示。

表 2-1 各種現地試驗評估液化阻抗之比較 (Youd et al., 2001)

特色	試驗方法		
	SPT	CPT	Vs
過去所作之量測	豐富	豐富	有限
應力-應變關係影響之試驗	部分排水,大應變	排水,大應變	小應變
土壤性質控制與重複性	差的到好的	非常好	好
探知土層之變化	需密集取樣	非常好	中等
試驗所取之土壤性質	無卵礫石	無卵礫石	全部
試體獲得	是	否	否
試驗量測參數或工程性質	試驗參數	試驗參數	工程性質

表 2-2 細粒料含量對於抗液化強度與穩定狀態強度的影響

當 FC 增加，強度減小	Chang(1990), Chameau and Sutterer (1994), Vaid(1994), Koester(1994), Singh(1994), Finn et al.(1994), Zlatovic and Ishihara(1997), Lade and Yamamuro(1997) 等人
當 FC 增加，強度增大	Chang et al.(1982), Dezfulian(1982), Amini and Qi(2000) 等人
當 FC 增加，強度減至最小後再隨 FC 增加而增加	Law and Ling(1992), Koester(1994), Thevanayagam(1998), Thevanayagam et al.(2000), Polito et al.(2001) 等人



表 2-3 三軸試體製作方式之比較

試體製作方式	乾置法	氣落法	濕夯法	濕震法	水中沉降法	水中震動法
製作時間	快	快	快	快	慢	慢
試體狀態	乾	乾	半濕	半濕	全濕	全濕
試體特性	粗細均勻	粗細不均勻	粗細均勻	粗細均勻	粗細不均勻	粗細不均勻
分層製作	需分層	可不分層	需分層	可不分層	需分層	可不分層
緊密控制方式	敲打模具	實落高度	夯實控制	敲打模具	敲打模具	上部 Dead Load
緊密度範圍	中	中-高	低-中-高	低-中-高	中	中
Flush 的程序	需要	需要	需要	需要	不需要	不需要
試體自立方式	抽氣自立	抽氣自立	試體可自立	試體可自立	抽氣自立	抽氣自立
製作的技術性	簡易	簡易	簡易	普通	技術性高	技術性高

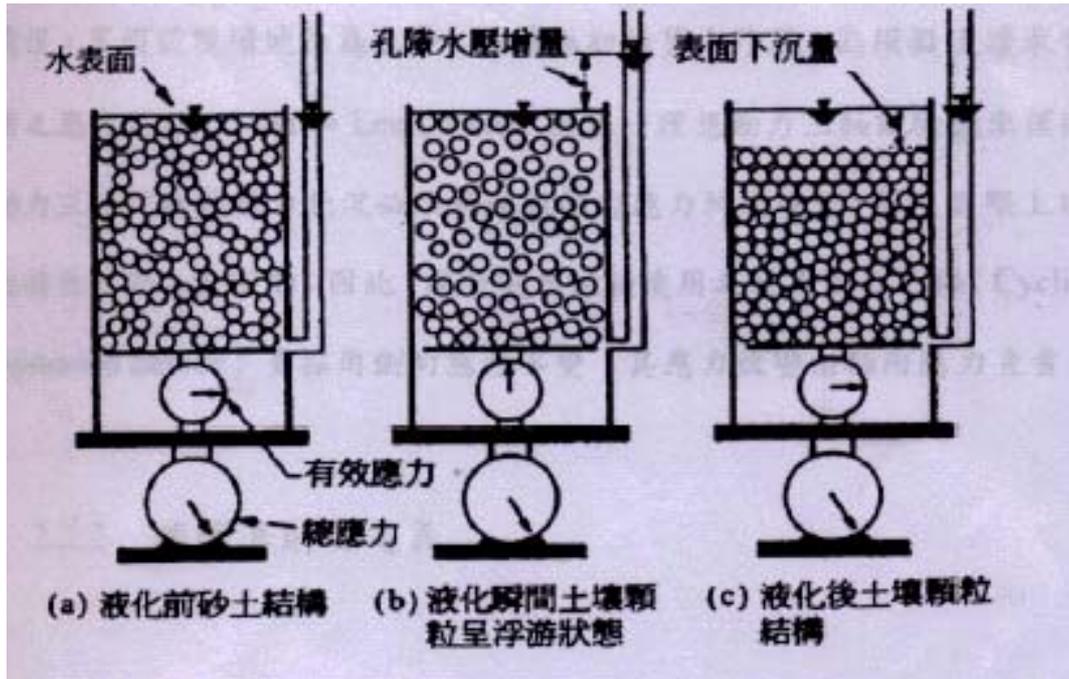


圖 2-1 液化示意圖 (Ishihara, 1985)



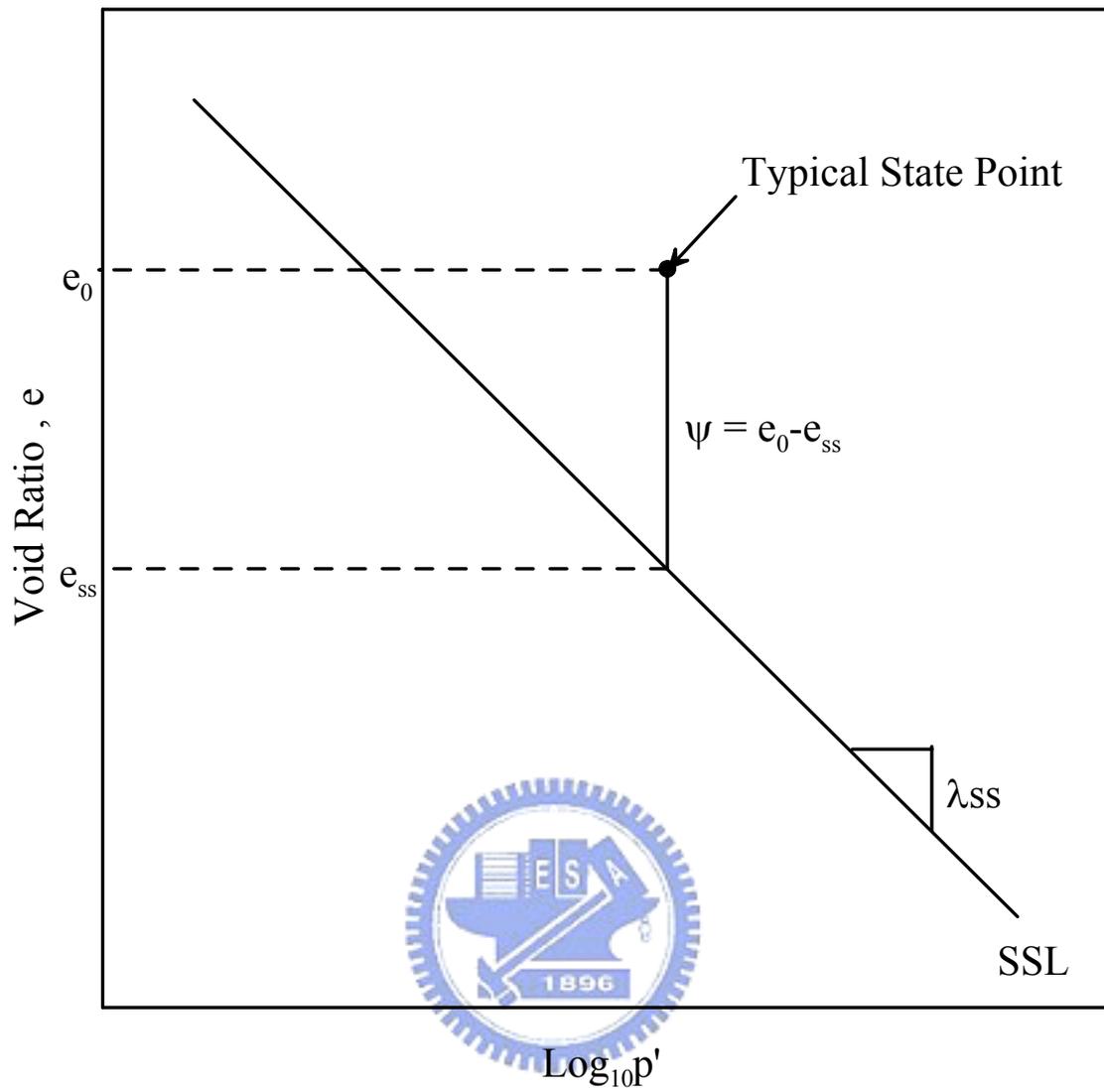


圖 2-2 狀態參數之定義 (Been and Jefferies, 1985)

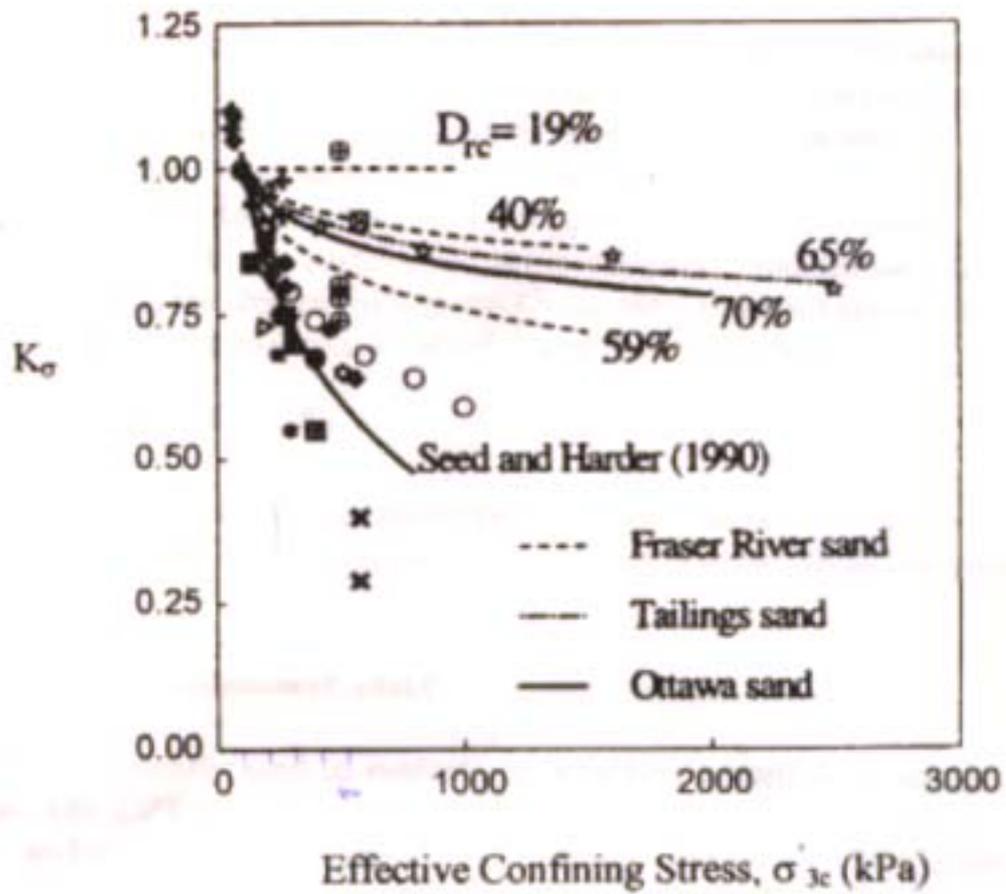


圖 2-3 K_σ 與有效圍壓之關係圖 (Seed and Harder, 1990)

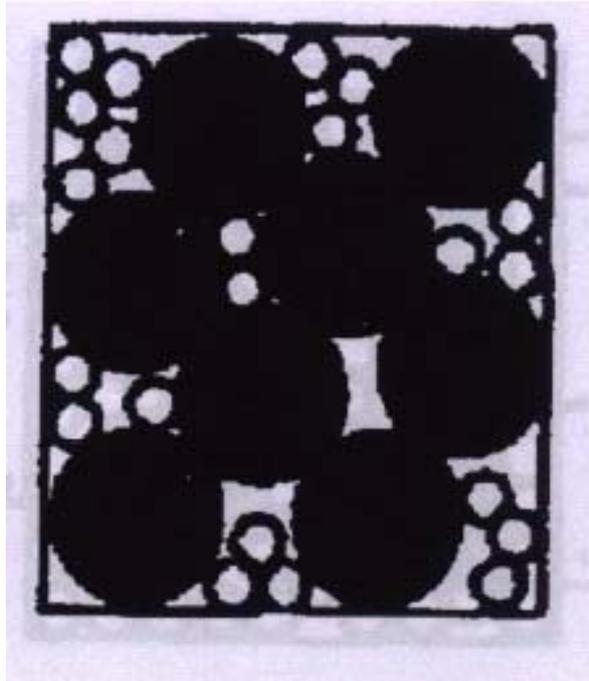


圖 2-4 顆粒構造的第一種情況 (Thevanayagam, 1998)

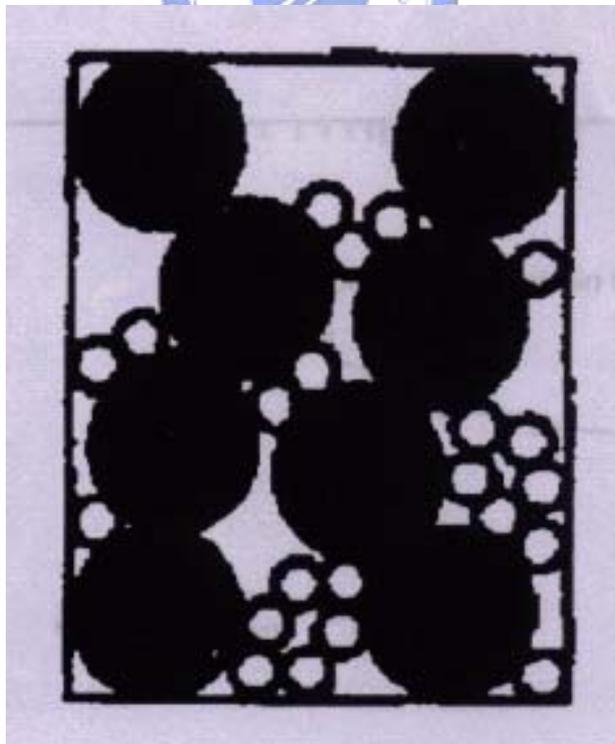


圖 2-5 顆粒構造的第二種情況 (Thevanayagam, 1998)

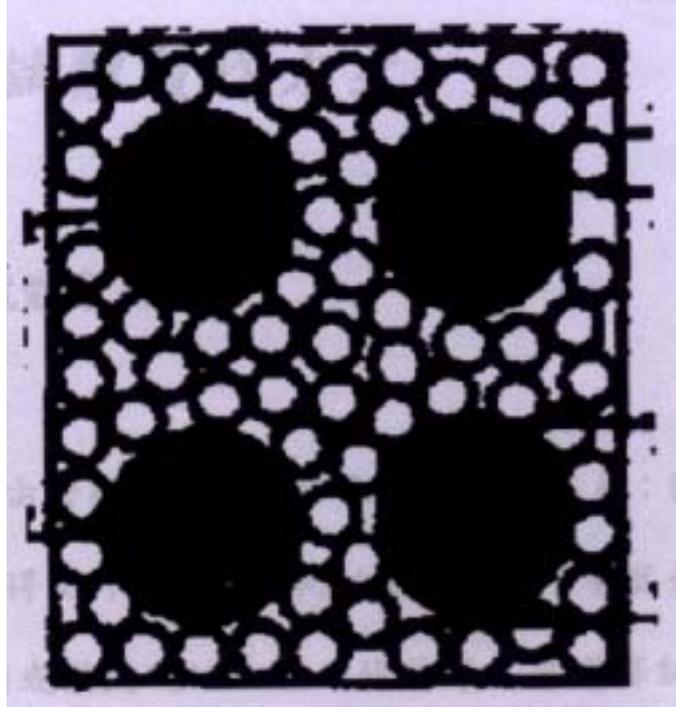


圖 2-6 顆粒構造的第三種情況 (Thevanayagam, 1998)



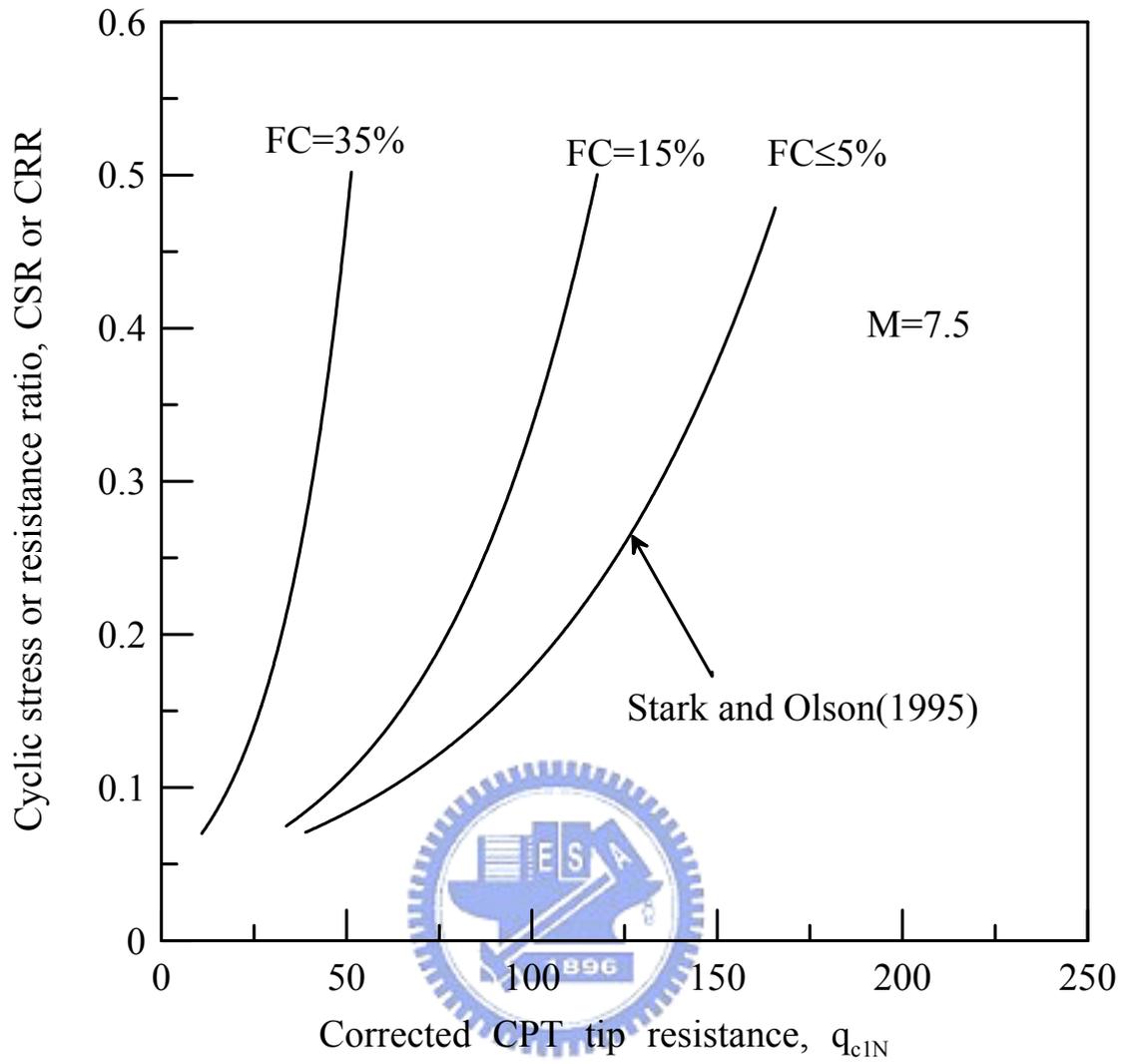


圖 2-7 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖(Stark and Olson, 1995)

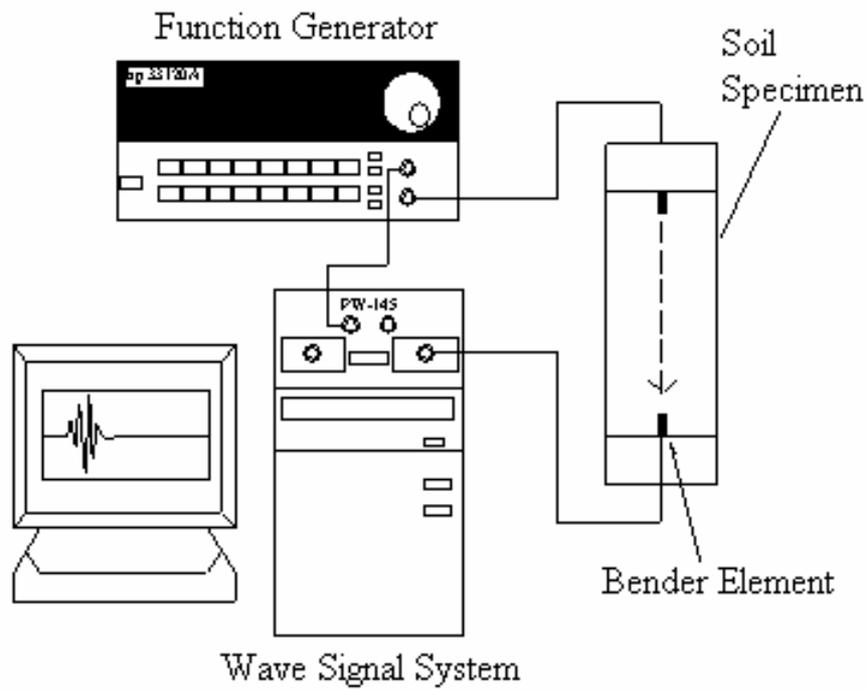


圖 2-8 剪力波量測試驗示意圖

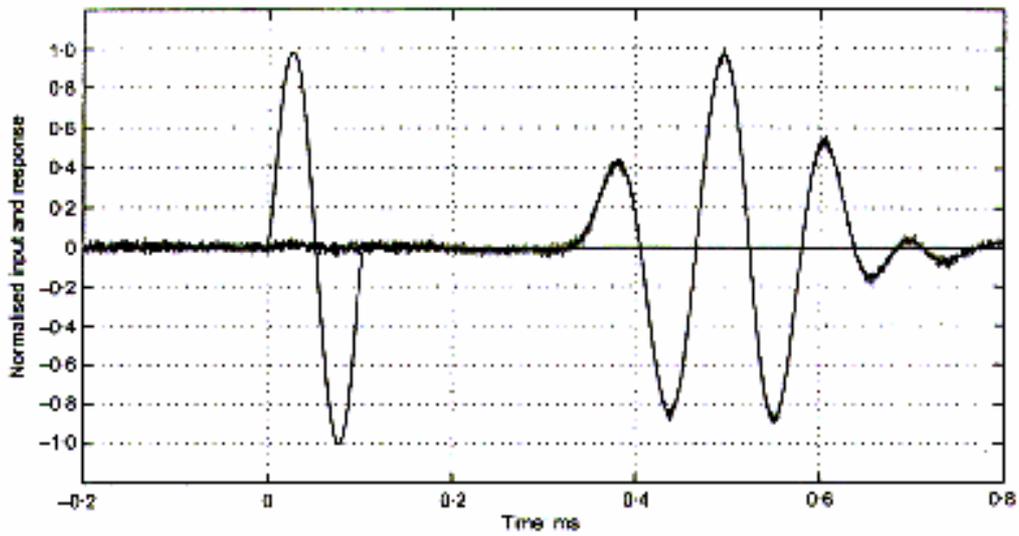


圖 2-9 剪力波傳送及接收訊號結果 (Ling and Greening, 2001)

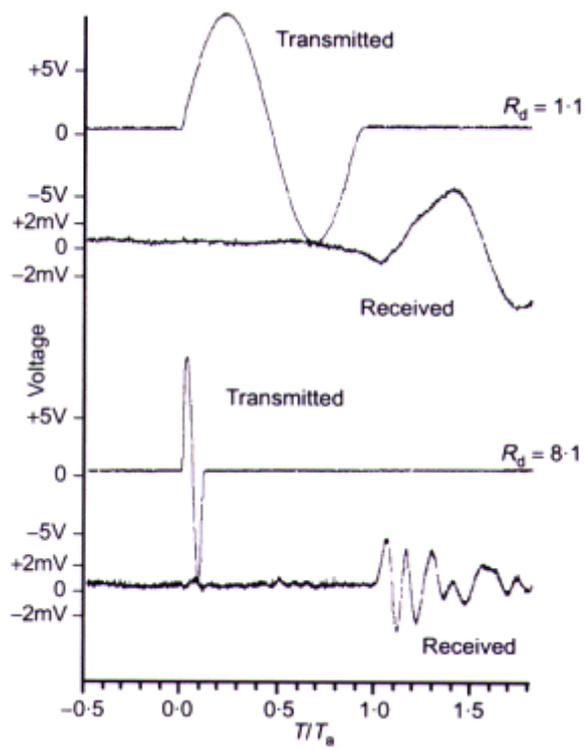


圖 2-10 不同 R_d 影響因子所致試驗結果 (Jovicic et al., 1996)

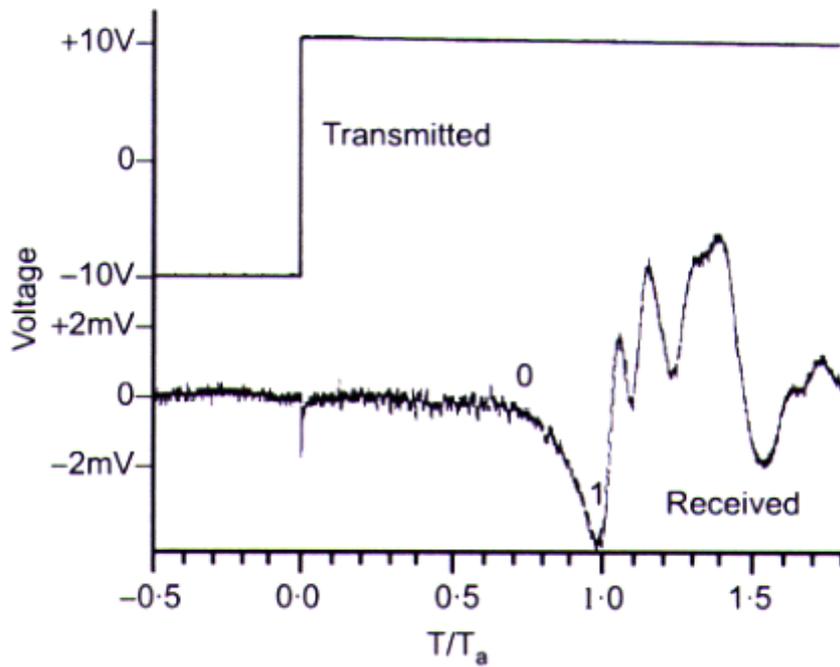


圖 2-11 高嶺土，以方波為激發源 (Jovicic et al., 1996)

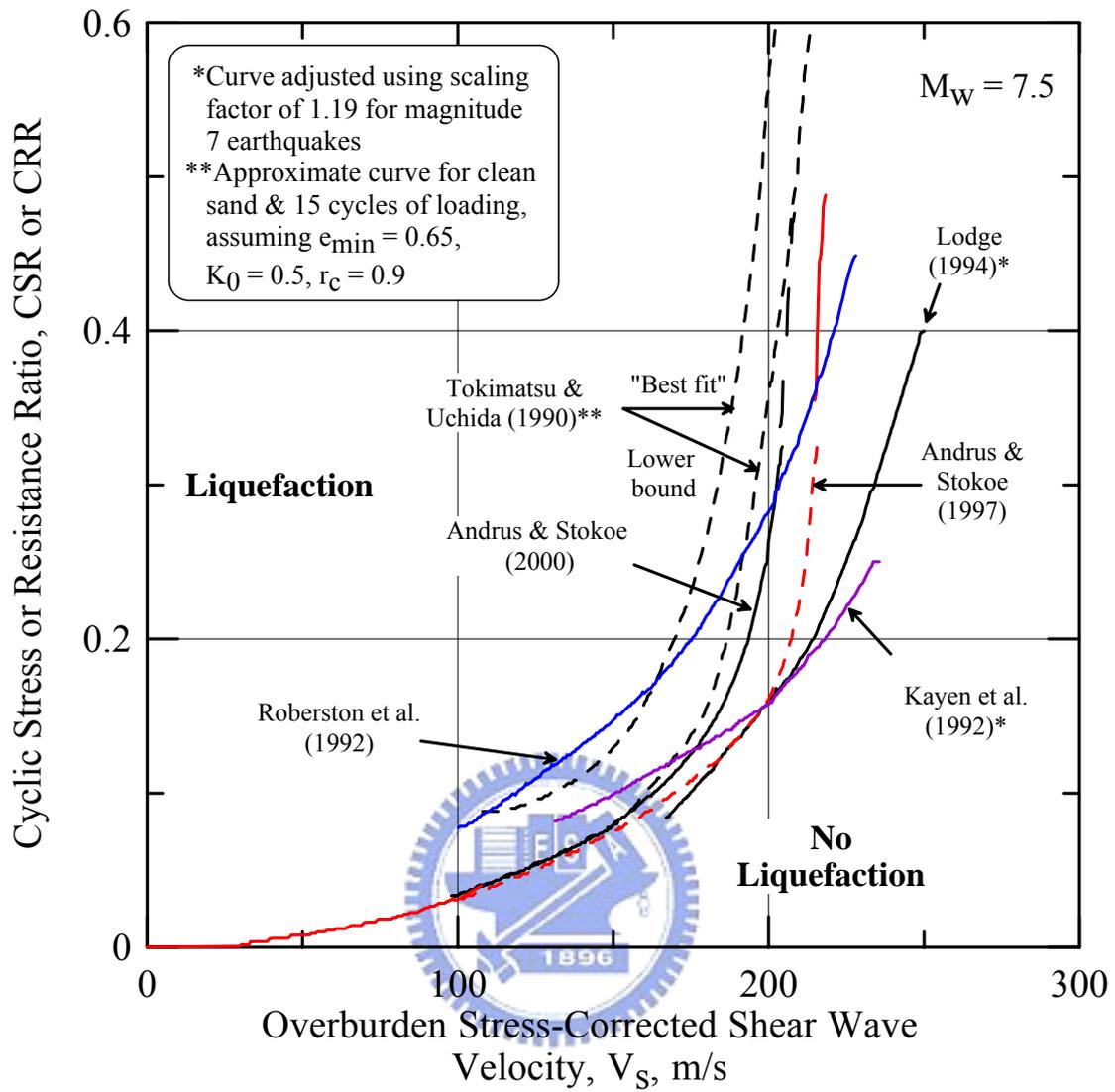


圖 2-12 土壤液化潛能評估 V_s -CRR 圖 (Andrus and Stokoe, 2000)

第三章 研究方法與規劃

3.1 試驗規劃

研究主要目的是利用不同細粒料含量的三軸試驗，探討細粒料含量對於麥寮砂不排水強度行為之影響。首先控制試體的孔隙比 e ，進行反覆動態三軸試驗，求得不同細粒料含量之抗液化強度，並在壓密後量測剪力波速 V_s ；再來配合張嘉偉(1997)、王統立(2000)的 CPT 試驗所得之參數，求得不同細粒料含量、孔隙比下之 q_{c1N} 值，繪出 CRR 對 q_{c1N} 與 CRR 對 V_s 之土壤液化邊界曲線；並利用蔡明道(2002)不同細粒料含量之穩定狀態線，討論狀態參數 (state parameter, ψ) 與抗液化強度之關係。



3.2 三軸試驗儀器

研究所進行的試驗有二者，反覆動力三軸試驗與三軸壓密試驗，所使用的儀器是同一個，以下為試驗儀器之主要設備與功能敘述：

1. 三軸室

三軸室為中空圓柱型，其材質為透明之壓克力，可觀察試體在試驗過程中之變化，承受之最大氣壓為 10 kg/cm^2 ，基座配合試體大小為直徑 5cm，高度 10cm。

2. 氣壓與水控制單位

空壓機提供試驗所需之壓力來源，其穩定壓力最大上限為 8

kg/cm²，壓力顯示表為圍壓與孔隙水壓的大小，精度為 0.1 kg/cm²。

3. 擷取系統

試驗資料擷取系統，主要是將量測感應器的類比電壓訊號，經由 PCL816 之 A/D 介面轉換卡，將訊號轉換成數位式資料，再由電腦自動儲存。擷取系統包括了電腦、PCL816 卡、電源供應器、放大器與量測單位等。

4. 試體製作之用具

主要是讓試體在製作過程中能夠自立，並且達到要求之緊密度，模具製作之試體高度為 10cm，直徑為 5cm。

5. 剪力波元件

研究使用陶瓷壓電晶片剪力波元件 (piezoelectric ceramic bender element)量測剪力波速，尺寸大小為 14.5×12×1mm，將 bender element 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，凸出約 1/3 元件長(約 3mm)

6. 氣壓式正弦波荷重單元

研究採用之儀器為日本誠研社 (SEIKEN) 所製之 DTC-161 型氣壓式正弦波荷重系統 (pneumatic sine loading unit)，可以控制動態載重之大小與頻率。

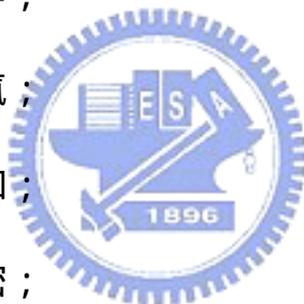
3.3 試驗材料

試驗所使用之材料為雲林麥寮砂 (MLS), 其基本物性於第四章有詳細之說明, 試驗主要是改變其不同之細粒料含量與孔隙比, 來施作反覆動三軸試驗與剪力波元件試驗。

3.4 試驗步驟

一個完整的三軸試驗主要包括以下幾個重要步驟：

1. 試驗材料之準備；
2. 三軸試體之製作；
3. 三軸試體之排氣；
4. 三軸試體之飽和；
5. 三軸試體之壓密；
6. 三軸試體之剪力波速量測；
7. 進行反覆動力加載。



以下將就每一個步驟作詳細之介紹。

3.4.1 試驗材料之準備

天然麥寮砂之細粒料含量約為 15%, 本試驗所採用的細粒料含量分別為<5%、15%與 30%之麥寮砂。在試驗前先將麥寮砂的粗細顆粒分離, 粗顆粒定義為 200 號篩 (0.074mm) 以上, 細顆粒定義為通過

200 號篩之顆粒；粗顆粒利用濕篩法過濾，烘乾後再進行篩分析試驗，確定其通過 200 號篩之重量小於 5%，即細粒料含量小於 5%，才可稱為麥寮砂之乾淨砂，細粒料則是採通過 200 號篩之顆粒，並於平時就保存於烘箱中，避免其受潮，造成其重量的改變而產生誤差。

3.4.2 三軸試體之製作

試驗三軸試體所使用的製作方式包括濕夯法、乾置法與水中沉降法，因為麥寮砂是沖積而成，故試驗方法主要是採用水中沉降法來配合現地之狀況，另外配合濕夯法與乾製法，來探討試體製作方法不同之影響性。試體製作方法在前面第二章已有詳細的說明。

3.4.3 三軸試體之排氣與飽和

將三軸室組裝完成後，給予圍壓約為 10~20kPa，使試體能夠自立，連接通入二氧化碳（CO₂）之管線，以置換試體內部之空氣，通入壓力為約 5kPa，通入時間約為 10~15 分鐘；通入二氧化碳後，由試體底部注入除氣水（deaired water），將試體之空氣經由上部趕出來，在上部接一水管並將其置入一小碗水中，可看見氣泡接連出來，等到沒有氣泡出來後，將上部水閥關起，底部除氣水仍然繼續注入，約注入 10~15 分鐘，在將上部水閥打開確認有無氣泡跑出，重複此動作 3~5 次，使試體內部充滿除氣水，再無空氣為止。當 flush 完成後，

確定試體內再無空氣，然後接通上下試體入水管線，緩慢施加反水壓（back pressure）直至所需要之壓力。

3.4.4 三軸試體之壓密

試體施加反水壓後之飽和時間視試體狀況而定，壓密前須先將試體進水閥門關閉，進行 B-check 動作，以判定試體是否達到飽和，其中 B 值要求在 0.95 以上；確定試體飽和之後，將壓力加至所需要之值，然後打開閥門進行壓密，並且量測壓密時試體排出之水量，以估計壓密後試體之緊密度，當量測管之水量不再變化，或是將試體水閥關起而孔隙水壓沒有增加之趨勢時，即為壓密完成，在此則三軸壓密試驗即完成。



3.4.5 三軸試體之剪力波速量測

當壓密完成後，則進行剪力波速量測，一端以並聯型式為激發端，並以函數產生器調制激發波形，另一端以串連型式作為接收端，連接到電腦顯示，由波形判斷剪力波抵達時間並計算剪力波速。

首先調整函數產生器之各項設定值，使激發電壓振幅為 10 伏特，頻率為 6~10kHz，採用單一週期正弦波；施作剪力波元件試驗時，使之產生單一週期正弦波，重複此動作 5~10 次，使軟體進行疊加運算，並記錄存檔。

3.4.6 進行反覆動力加載

移動三軸室之軸向加載桿與反覆動力桿對正，加反覆動力氣室之靜態壓力，使得兩桿件輕輕碰觸，然後將三軸軸向壓力轉換至反覆動力氣室，在轉換過程中須使擷取之荷重在正負 1kPa 之內；調整反覆動力氣壓之大小，啟動擷取系統紀錄數據，並啟動加載按鈕進行反覆動力三軸試驗，反覆動力三軸試驗的震動頻率為 0.1Hz。





圖 3-1 動態三軸試驗儀外觀



圖 3-2 動態三軸試驗之擷取系統



圖 3-3 動態三軸試驗之氣壓式正弦波產生器



圖 3-4 氣壓與水控制單位

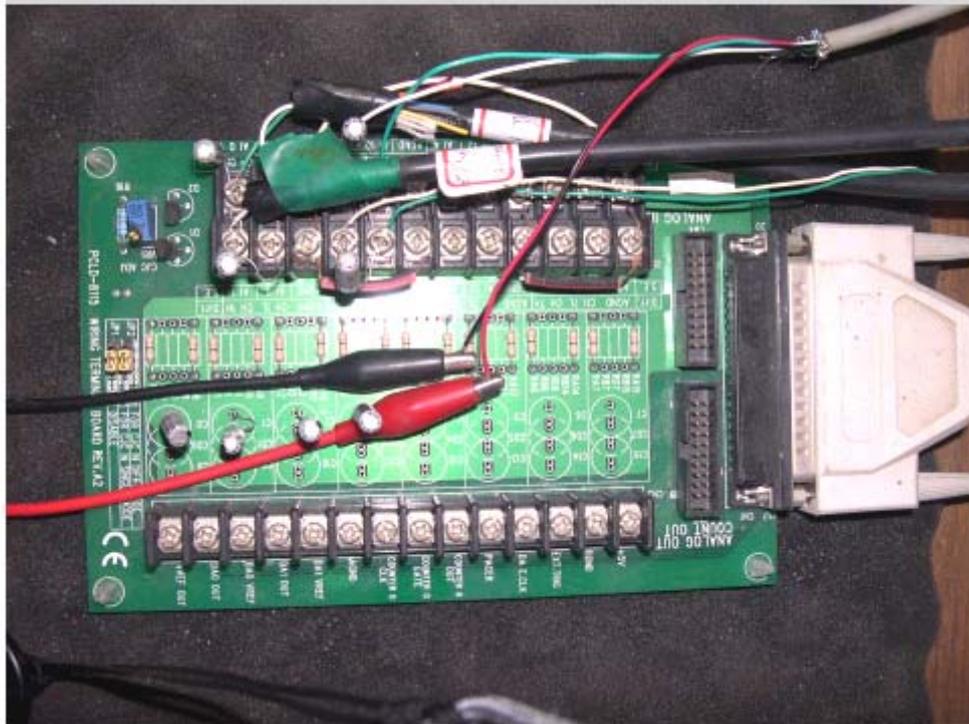


圖 3-5 PCL816 卡

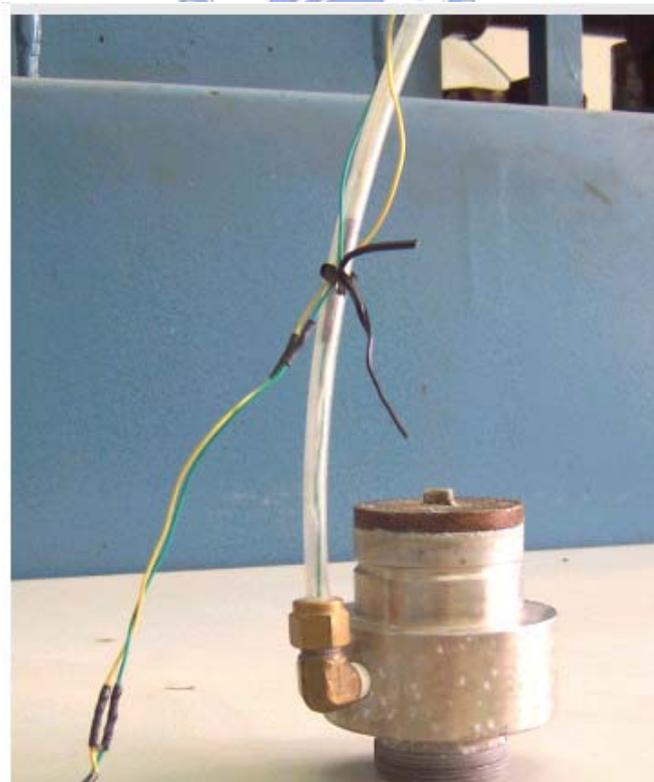


圖 3-6 剪力波元件

第四章 麥寮砂之基本性質

本章內容主要概述交通大學關於麥寮粉土細砂基本性質之研究成果，摘自張嘉偉（1997）、王統立（2000）及蔡明道（2002）之研究，其目的是藉由了解本論文之標的物 - 麥寮粉土細砂之基本性質，並進行物性試驗之檢核，作為本論文試驗之分析基礎。

4.1 麥寮砂之來源

當中央山脈受雨水沖刷而沉積海岸，在沖刷過程中，會夾帶台灣西部地區含量豐富屬較軟弱破碎之黑色頁岩及泥岩，導致台灣西海岸地區之細顆粒粉土或細砂多呈灰黑色，成為台灣西部地區砂土重要之特性。而本研究主要使用之砂土取自於台灣西海岸雲林麥寮台塑六輕氣電一區工地之麥寮砂（Mai Liao Sand, MLS），其主要來自於附近的海床，採用水利填土方式填築，再以動力夯實之。

4.2 麥寮砂之工程性質

4.2.1 基本物理性質

張嘉偉（1997）以取自現地之麥寮砂（ $FC = 15\%$ ）所進行之基本物性試驗包括：比重、粒徑分析及不同細粒料含量下之最大與小乾密度和 X 光繞射分析等。本研究之細粒料定義為通過 200 號篩（孔徑 0.074mm）之材料。天然麥寮砂之塑性指數（PI 值）小於 5，屬於非

塑性，歸類為粉土（silty sand）。

比重與粒徑分析皆依據 ASTM 之標準程序進行試驗，天然麥寮砂之比重為 2.69，麥寮乾淨砂（FC<5%）之比重為 2.61；圖 4-1 顯示天然麥寮砂之粒徑分佈曲線，根據土壤統一分類法（USCS）可分類為 SM 或 SP。圖 4-2 顯示天然麥寮砂之電子顯微照片，顆粒形狀多為次角形（sub-angular）與薄片形（platy）。X 光繞射分析結果顯示麥寮砂之礦物成分除石英（quartz）外還有白雲母（muscovite）和綠泥石（chlorite）。

表 4-1 是麥寮砂（MLS）、Quiou 砂（QuS）、Toyoura 砂（QS）與 Ticino 砂（TS）的基本性質之比較。表 4-2 是不同細粒料含量的比重、最大乾密度與最小乾密度及最大孔隙比與最小孔隙比之表格。圖 4-3 是不同細粒料含量之最大孔隙比與最小孔隙比的關係圖。砂土之 e_{max} 和 e_{min} 受土壤顆粒之級配和形狀所影響，也受試驗方法之不同產生誤差（Tavenas and La Rochelle, 1972），因為細粒料含量之影響，使得 MLS、QuS 的 e_{max} 和 e_{min} 較 QS、TS 略大，又 MLS 之級配較 QuS 為佳，故其 e_{max} 和 e_{min} 較 QuS 小。

4.2.2 壓縮性

壓縮性行為的發生，主要是因為砂土顆粒的破碎，而一般砂土，尤其是石英砂在靜載重下，其壓縮性通常是相當低的。本研究主要藉

由單向度壓密試驗與三軸壓縮試驗的結果，來了解細粒料含量對麥寮粉土細砂的壓縮性的影響。

張嘉偉 (1997) 曾針對乾麥寮乾淨砂 ($FC < 5\%$) 進行單向壓密度試驗，單向度壓縮曲線如圖 4-4 所示，單向度壓縮指數 C_c 約 0.29；在相同的加壓條件下，麥寮砂的壓縮性為石英砂的五倍，這結果表示在一般的應力狀態下，尤其是在較低的相對密度下，麥寮砂會有相當大的體積壓縮量。張嘉偉在完成單向壓密試驗後，將試體以濕篩法進行篩分析，發現細粒料含量增加不過 3%，表示麥寮砂經過壓密後並沒有太多的顆粒破碎，因此可以推論麥寮砂體積壓縮主要是因為砂土顆粒受壓後重新排列的結果。

蔡明道 (2002) 以不同細粒料含量之麥寮砂進行等向或非等向三軸壓密試驗，壓密曲線如圖 4-5。由圖可知，當麥寮砂含量為 $FC < 5\%$ 與 $FC = 15\%$ 時，三軸壓密試體初始相對密度 30%、50% 與 70% 之壓縮曲線有明顯的差異；然而，當細粒料含量為 30% 及 50% 時，初始相對密度的改變對於其壓密曲線而言，並沒有相當大的差別，其試驗的過程中發現 Flush 的階段與飽和的階段中體積就有明顯的壓縮，其主要的原因為三軸試體因細粒料的滑動致使體積的變化。

4.3 麥寮砂基本物性之檢核

本論文在進行試驗前，為了解使用之麥寮砂粉土細砂其基本物性，與張嘉偉（1997）、蔡明道（2002）與林靜宜（2003）之結果是否一致，因此進行了一系列簡易的基本物性試驗，包括篩分析試驗、比重試驗及液塑性試驗等。

圖 4-6 為麥寮乾淨砂（ $FC < 5\%$ ）的粒徑分佈曲線，菱形符號為張嘉偉（1997）之試驗值，三角符號為蔡明道（2002）之試驗結果，圓形符號為作者檢核之試驗結果，由圖可知，其結果相當一致。

表 4-3 為麥寮砂乾淨砂之比重值，試驗結果平均值（ $G_s = 2.635$ ）與蔡明道（2002）之試驗值（ $G_s = 2.63$ ）及林靜宜（2003）（ $G_s = 2.64$ ），差異值約為 0.01。

表 4-4 與表 4-5 為針對麥寮砂之細粒料施做液塑性試驗之結果，由液性限度（ $LL = 31.1\%$ ）及塑性限度（ $PL = 22.3\%$ ）之平均值之差，得到麥寮砂細粒料之塑性指數 PI 為 8.8%，與蔡明道、林靜宜所得之試驗結果 8%、8.8%相差不大。

表 4-1 天然麥寮砂 (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, 1991)

性質	麥寮砂 (MLS)	Quiou 砂 (QuS)	Toyura 砂 (QS)	Ticino 砂 (TS)
組成礦物	白雲母 (muscovite) 綠泥石 (chlorite) 石英(quartz)	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 (platy)	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
φ _{crit} '	31.6°	-	-	-

表 4-2 麥寮砂不同細粒料含量的基本物性 (張嘉偉, 1997)

細料含量 %	最大乾密度 kN/m ³	最小乾密度 kN/m ³	最大孔隙比	最小孔隙比	比重
0	15.559	12.047	1.123	0.644	2.61
6.3	16.128	12.106	1.169	0.628	2.68
15	16.608	12.822	1.056	0.587	2.69
20	16.353	12.547	1.085	0.600	2.67
22.5	16.412	12.243	1.121	0.582	2.65
30	16.480	11.968	1.211	0.606	2.70
40	16.883	11.772	1.256	0.573	2.71
50	17.001	11.517	1.306	0.562	2.71
60	15.490	9.457	1.808	0.715	---
80	14.587	8.554	2.105	0.823	---



表 4-3 麥寮乾淨砂之比重試驗結果

乾土重, g	25.5	22.8	31.67	56.04
瓶+水重, g	335.88	153.24	156.49	670.22
瓶+土+水重, g	351.67	167.43	176.18	704.89
瓶重, g	86.8	54.17	56.88	171.99
比重 Gs	2.626	2.648	2.643	2.622
平均	2.635			

表 4-4 麥寮砂細粒料之液性限度

試驗組別	1	2	3	4	5
打擊次數	19	24	26	28	22
皿重, g	1.57	1.59	1.32	1.31	1.28
皿+土+水重, g	7.09	9.51	5.81	10.98	8.47
皿+土重, g	5.75	7.62	4.75	8.71	6.74
含水量, %	32.06	31.34	30.90	30.68	31.68
LL, %	31.1				

表 4-5 麥寮砂細粒料之塑性限度

試驗組別	1	2	3	4	5
皿重, g	1.28	1.29	1.59	1.6	1.6
皿+土+水重, g	2.34	2.08	2.71	2.79	2.91
皿+土重, g	2.14	1.94	2.5	2.59	2.67
含水量, %	23.25	21.53	23.08	21.1	22.43
平均 PL, %	22.3				



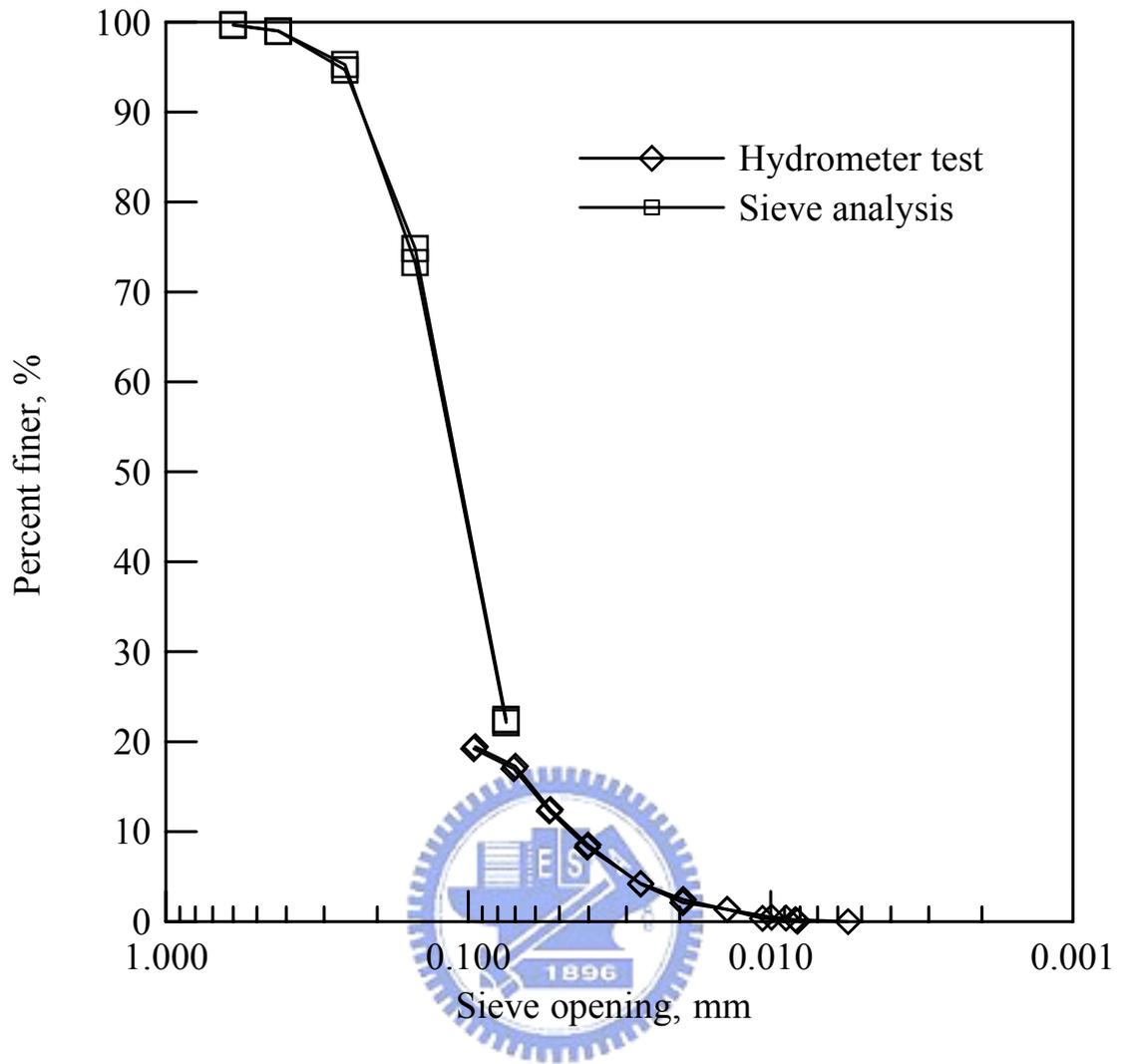
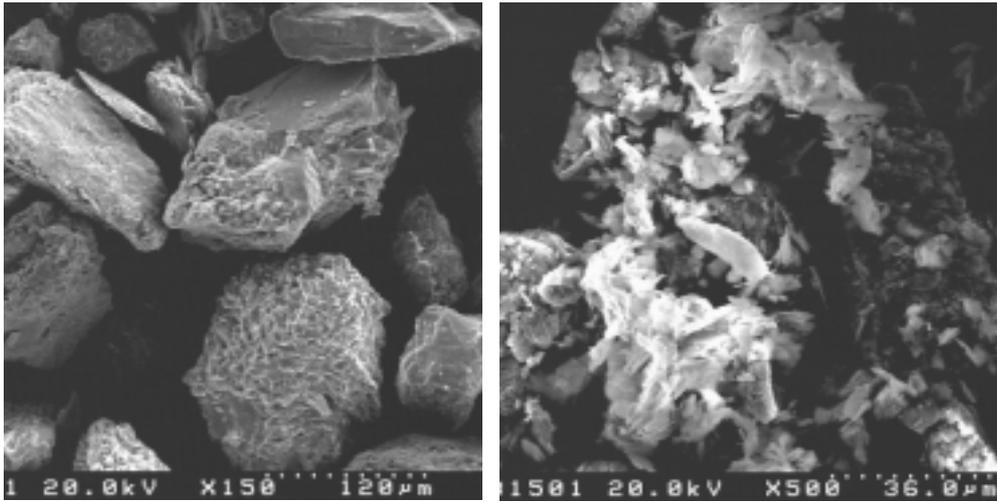


圖 4-1 天然麥寮粉土細砂之粒徑曲線 (張嘉偉, 1997)



天然麥寮砂

天然麥寮砂細粒料

圖 4-2 天然麥寮砂之電子顯微照片 (蔡明道, 2002)



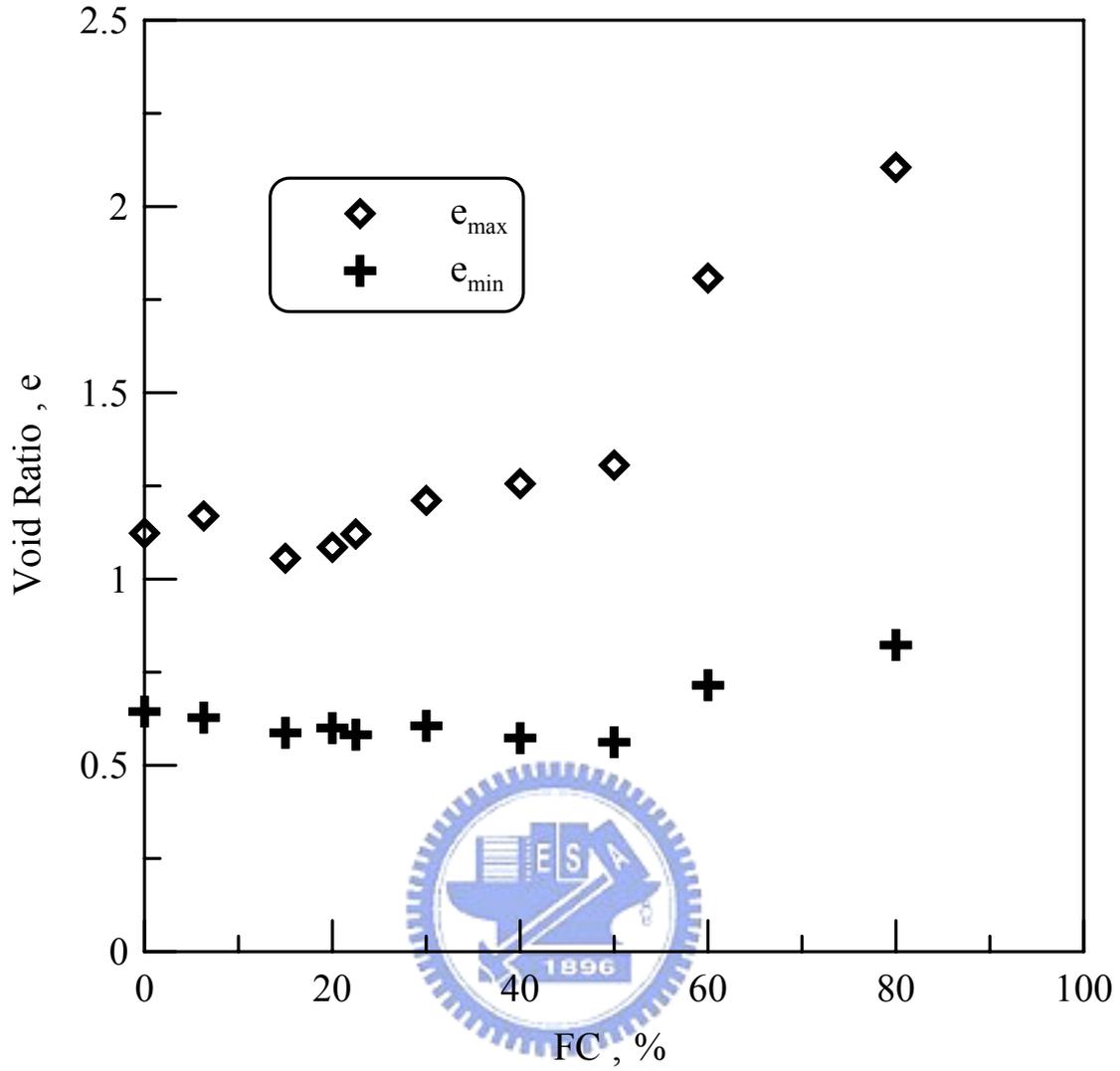


圖 4-3 麥寮砂細粒料含量與最大、最小孔隙比之關係(王統立, 2000)

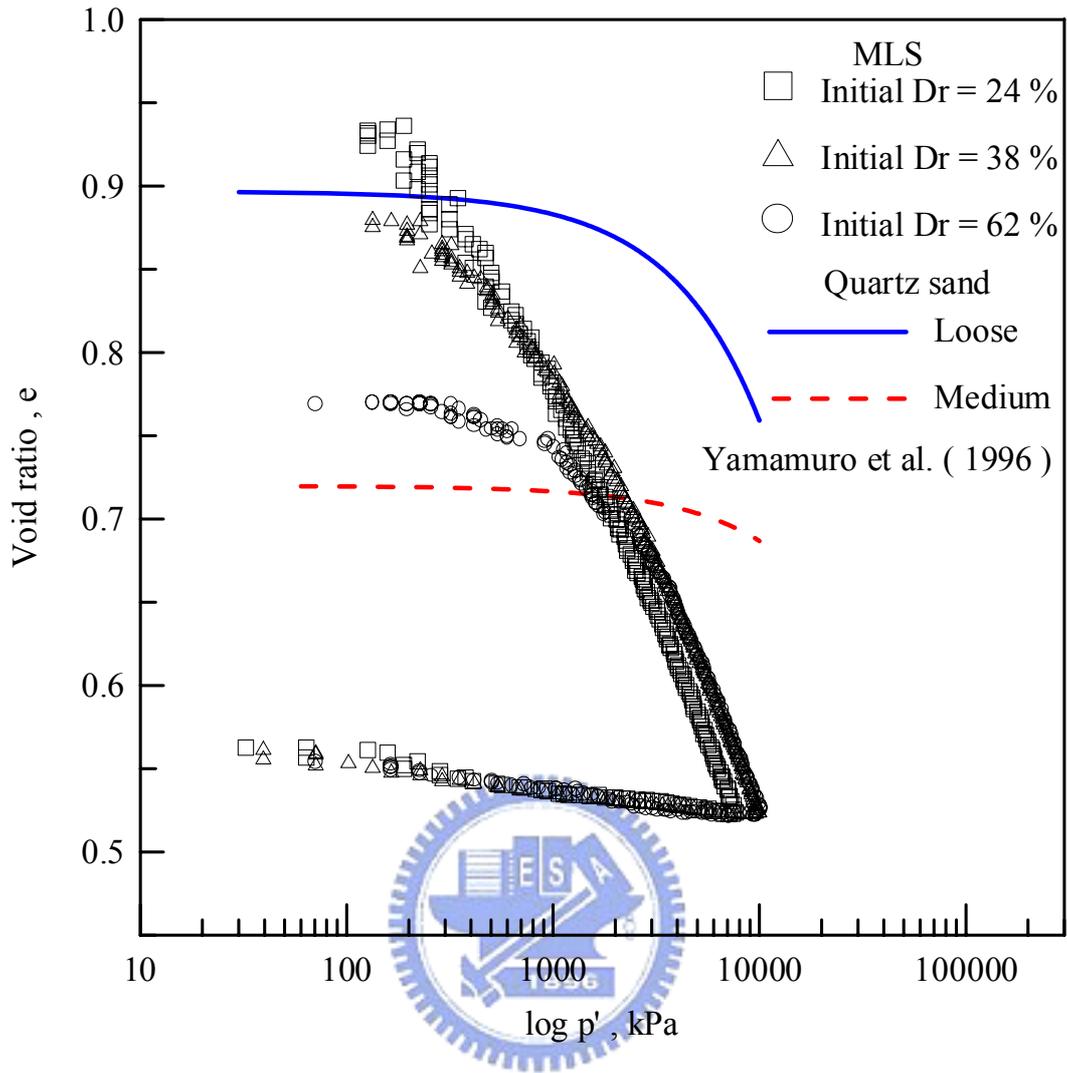


圖 4-4 麥寮乾淨砂 (FC < 5%) 單向度壓密試驗 (張嘉偉, 1997)

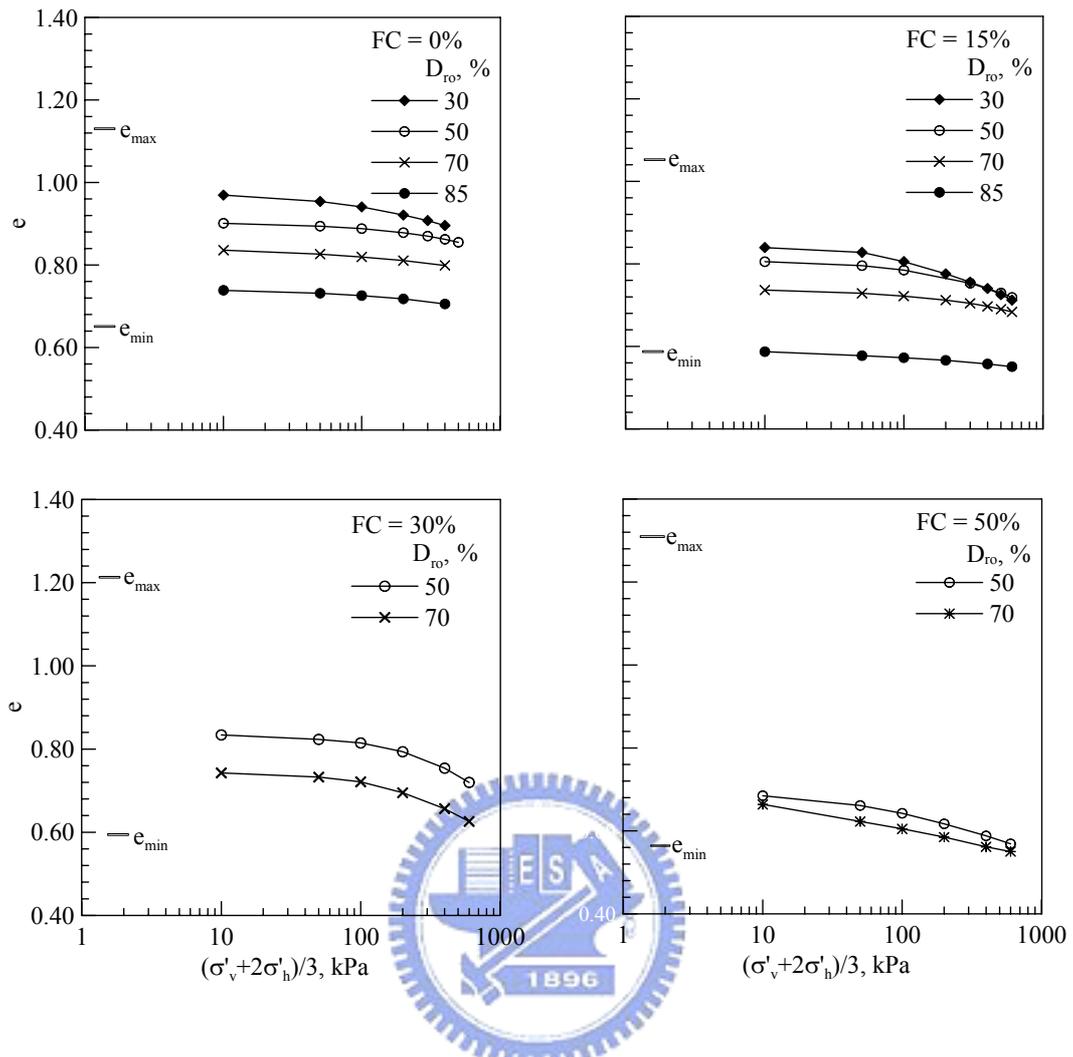
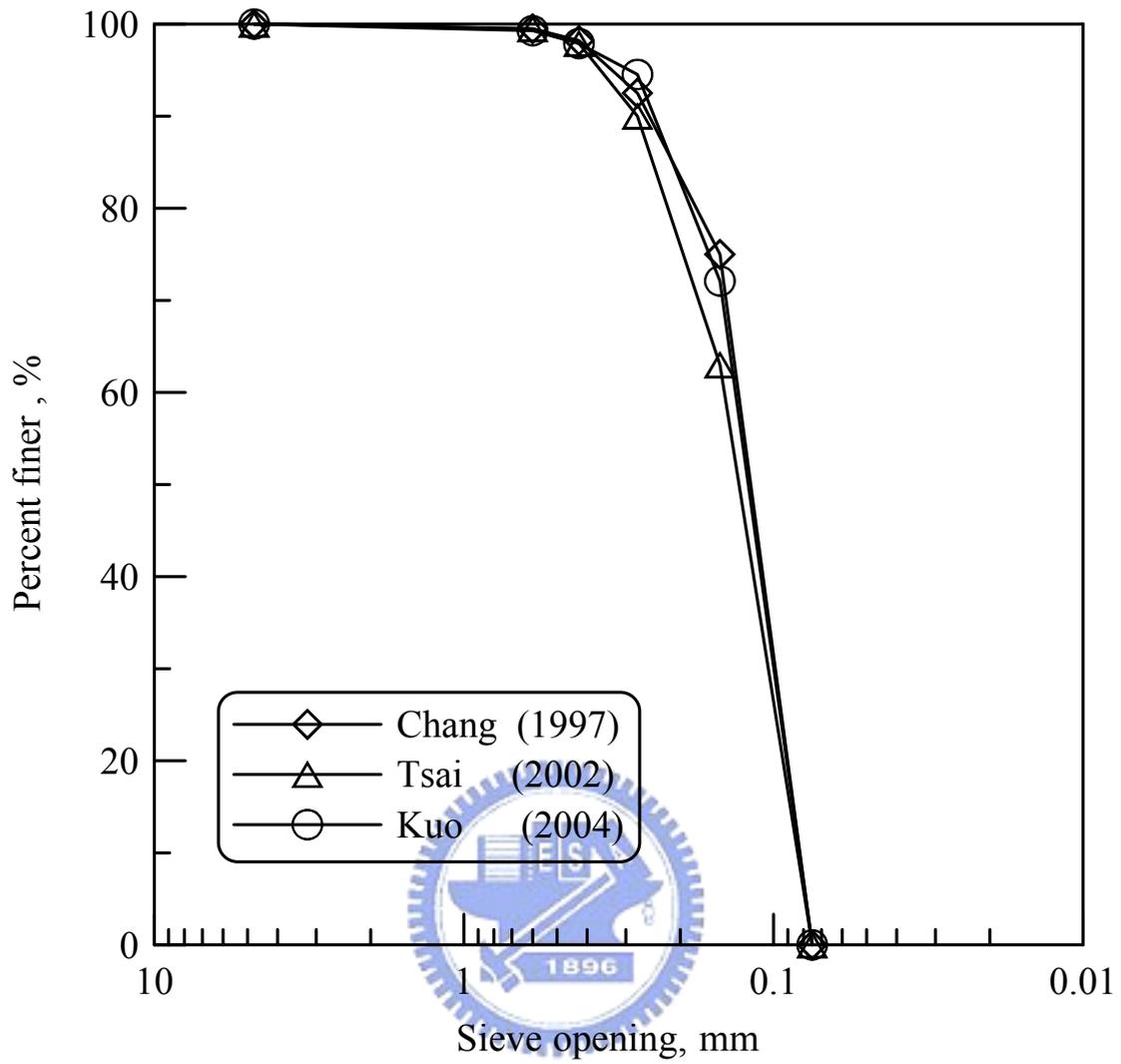


圖 4-5 不同細粒料含量之麥寮砂三軸壓密試驗 (蔡明道, 2002)



第五章 試驗成果

5.1 試驗內容與控制參數

5.1.1 三軸壓密試驗

本研究之一部份為補充蔡明道(2002)之數據，試體製作方法採用濕夯法，以不同之相對密度，分階施加不同之圍壓，量測由試體所排出之孔隙水量，由後算法推得每階段之 e 值，以繪出不同緊密度、不同細粒料含量之 $e - \log p'$ 圖。

5.1.2 反覆動力三軸試驗

本研究判定試體達到液化之條件，為試體 $\Delta u = \sigma_c'$ ，而 peak-to-peak 的軸應變則約為 10%。為瞭解試驗設備與程序的可行性，以及試驗數據之正確性，在研究開始進行前，先進行麥寮砂反覆動力三軸試驗之重複性試驗；採用麥寮砂之乾淨砂 (FC<5%)，初始相對密度為 50%，施以不同之反覆荷重，得到一系列的 CRR 對 N 值之數據，圖 5-1 為其試驗結果，可看出兩條關係線幾乎重疊，可知反覆動力三軸試驗程序具有良好之重複性。

剪力波速量測 (bender element test) 先以 Ottawa 砂施作三軸壓密試驗，並量測剪力波速 V_s ，如圖 5-2，並以後算法求得其壓密後 $e=0.71$ ，以代入 Hardin and Richart (1963) 之經驗公式：

$$V_s = (159 - 53.5e)\sigma_c'^{1/4} \quad (5-1)$$

其中，

σ_c' = 有效圍壓， lb/ft^2

e = 孔隙比，無因次

V_s = 剪力波速， ft/sec

$e=0.71$ ，則 $V_s = 246.5 m/sec$ ，與圖 5-2 試驗所得之 $V_s = 234.79 m/sec$

相差在 5%之內，可知剪力波速元件有足夠之準確性。

本研究中全部試體所受之等向壓密為 $1kg/cm^2$ ，細粒料含量分別為 FC<5%、FC=15%以及 FC=30%，以不同之反覆荷重，得到一系列不同細粒料含量之 CRR 對反覆震動次數 N_c 值、CRR 對圓錐貫入阻抗 q_{c1N} 以及 CRR 對 V_s 之數據；試體初始緊密度的控制，必須考慮到試體受等向壓密後的 e 值。

5.2 反覆動力三軸試驗結果

5.2.1 試驗結果

在施作反覆動力三軸試驗時，電腦分別擷取軸差應力 σ_d 、軸向變形以及孔隙水壓之讀數，如圖 5-3。

研究分別以濕夯法 (MT)、水中沉降法 (WS) 以及乾置法 (DD) 施作一系列之反覆動力三軸試驗，其試驗結果如表 5-1、5-2 與 5-3 所示，圖 5-4、圖 5-5 將試驗所得之數據總整，以地震規模 7.5 (N=15)

來定義其抗液化強度 CRR，其中試驗之有效圍壓為 100kPa。

5.2.2 細粒料含量之影響

為了了解不同細粒料含量的影響，所以研究採用相同的孔隙比下，對 FC<5%、FC=15%以及 FC=30%分別施以不同反覆荷重，以求得一系列 CRR 對 N_c 值關係圖；為求能夠同時比較三種細粒料含量之 CRR 對 N_c 關係，由三軸壓密試驗選取乾淨砂最小孔隙比以及 FC=30%之最大孔隙比，以同時包含不同細粒料含量之孔隙比範圍，採用 $e=0.8$ 、 0.76 與 0.73 ，以濕夯法製作三軸試體，圖 5-6 為其試驗結果。由圖可知麥寮砂在相同 e 值（global void ratio）下，針對所進行之試驗而言，其抗液化強度隨著細粒料的增加而減小。

在圖 5-7 中，利用體積減少潛能 V_d 的分析方法，重新檢驗 CRR 對 N_c 值之關係，發現依舊是乾淨砂之抗液化強度最高，CRR 隨著細粒料含量之增加而減小，然而因為麥寮砂之壓縮性的關係，FC<5% 與 FC=15%之間的差距不是很大，而 FC=15%與 FC=30%之間則呈現一個很大的落差，到了 FC=30%與 FC=50%之間時，其強度又不會差異很多，可以看出在 FC=15%與 FC=30%之間有一個分界點，其原因為當細粒料含量大於 25%時，其顆粒為粗顆粒—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，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。

5.2.3 狀態參數與 CRR 之關係

利用蔡明道 (2002) 所作之不同細粒料含量之穩定狀態線，如圖 5-8，可繪出 CRR 對狀態參數 (state parameter, ψ) 之圖 5-9，因狀態參數本身已經有考慮到不同細粒料含量之影響，所以就狀態參數對於抗液化強度 CRR 而言，不同之細粒料含量並沒有太大之影響，可看出 CRR 與狀態參數間呈現一線性關係，其相關係數 R^2 達到 0.81，因此將來可以利用試體壓密後之 e 值，配合穩定狀態線，來推算其對應之 CRR，以作為工程上之估算。

5.2.4 試體製作方法之影響

研究採用濕夯法 (WT)、乾置法 (DD) 以及水中沉降法 (WS) 來製作試體，採用相同之孔隙比來探討試體製作之影響性，圖 5-10 為其試驗結果。由圖可看出濕夯法的抗液化強度最高，水中沉降法次之，而乾置法則最底，由此可見以往麥寮砂相關研究使用濕夯法製作試體，可能有過於高估之現象。

5.2.5 MLS 不同細粒料含量下 V_s 之變化

Lee and Seed (1967) 曾提出在相同 e 值下，CRR 與有效圍壓成線性關係；研究利用水中沉降法，不同之細粒料含量、不同之孔隙比

e 值以及不同之有效圍壓，做了一系列的剪力波速量測，如圖 5-11、圖 5-15 之試驗結果，利用表 5-4 所列之試驗數據，往復修正 Hardin and Richart (1963) 所提出之剪力波速經驗公式，如式 5-2、5-3、5-4：

$$\text{for FC}<5\% \quad V_s = (159 - 110.75e)\sigma_c'^{0.184} \quad (5-2)$$

$$\text{for FC}=15\% \quad V_s = (159 - 117.74e)\sigma_c'^{0.162} \quad (5-3)$$

$$\text{for FC}=30\% \quad V_s = (159 - 105.21e)\sigma_c'^{0.105} \quad (5-4)$$

其中，

V_s = 剪力波速，m/sec

σ_c' = 有效圍壓，kPa，其適用範圍為 25~200kPa

其相關係數分別為 0.974、0.983 以及 0.939。由圖與公式可看出，在相同狀態下，麥寮砂之剪力波速比 Hardin and Richart (1963) 所提出之 Ottawa 砂的低，而且隨著細粒料的增加，剪力波速也有明顯的降低，可見麥寮砂比 Ottawa 砂更為軟弱。

圖 5-11、5-12、5-13 與 5-14 是在有效圍壓為 100kPa，分別以孔隙比 e 、 e_s' ($e_s' = e / (1 - FC)$ ，蔡明道，2002)、 e_{st} (Intergranular void ratio) 與體積減少潛能 V_d 為分析方法，與剪力波速 V_s 之變化，可以看得出來在相同的 e 與 V_d 條件之下，皆為麥寮乾淨砂之 V_s 最高，FC=15% 之麥寮砂次之，FC=30% 最低，不過在相同之 V_d 下，乾淨砂與 FC=15% 之麥寮砂之間的差別不如在相同 e 值下之差； e_s' 與 e_{st} 則剛好相反，

其 V_s 隨細粒料含量之增加而增加，然在以 e_{st} 的分析當中，細粒料含量之影響微乎其微， e_s' 與 V_s 幾乎成一線性關係。

5.2.6 MLS 不同有效圍壓之影響

圖 5-16 為在相同的孔隙比下，有效圍壓分別為 100 及 200kPa 之下的反覆動力三軸試驗結果，100kPa 之試驗結果為本研究試驗所得之數據，而 200kPa 之數據則為蔡明道（2002）之試驗結果，在相同之孔隙比以及細粒料含量之下，有效圍壓為 100kPa 的試體抗液化強度比有效圍壓為 200kPa 之試體高出一倍以上，圖 5-16(a)其 $K_\sigma = 0.5$ ，而圖 5-16(b) $K_\sigma = 0.42$ ，比起 Seed and Harder（1990）所提出 Ottawa Sand 在有效圍壓為 200kPa 時 $K_\sigma = 0.75$ 要低很多，Castro and Poulos（1977）提出其隨有效圍壓增加而 CRR 減少的數量，隨著相對密度、砂土特性與種類而不同；麥寮砂其壓縮性很高，配合蔡明道（2002）所做之試驗，可得知有效圍壓較低時，試體受剪膨脹行為較有效圍壓高的試體來的明顯，且 $FC < 5\%$ 與 $FC = 15\%$ 之麥寮砂穩定狀態線相比，可看出 $FC = 15\%$ 其斜率變化較大，也就是說其隨著有效圍壓的變化，其狀態參數相差較多，配合圖 5-9，可以得知其 CRR 折減率更大，所以 $FC = 15\%$ 之 K_σ 較小。

5.2.7 MLS 不同細粒料含量下 CRR 與 V_s 、 q_{c1N} 之關係

圖 5-17 為不同細粒料含量，抗液化強度 CRR 隨剪力波速 V_s 變化之情形，由圖可看出，Youd and Idriss (1997) 的研究成果對於麥寮砂而言，明顯的過於保守；為了了解細粒料含量對於剪力波速之實際影響，在 CRR=0.4 處分別取 FC=0 與 15% 之剪力波速為 172.6 與 165.8 m/sec，與 Youd and Idriss (1997) 之 FC=5% 與 FC=20% 之剪力波速 207.35 與 199.7 m/sec 做比較，試驗所得之數據為 Youd 之 88.9%，可以說是非常之接近，可看出麥寮砂因本身土體之原因，其剪力波速皆比 Youd 來的低，然而細粒料含量對於剪力波速仍有一定之影響，在相同的抗液化強度 CRR 之下，隨著細粒料含量之增加，剪力波速逐漸降低。

黃安斌、張嘉偉以及王統立等人(2003)曾針對麥寮砂實施一系列使用乾置法與濕夯法製作試體之 CPT 試驗，藉由 94 組試驗資料，經最佳化後歸納出經驗公式

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_{a2}} = C_0 \times \left[\frac{\sigma'_v}{P_a} \right]^{C_1} \times \left[\frac{\sigma'_h}{P_a} \right]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e_c] \quad (5-5)$$

其中，

q_{c1N} = 正規化之無因次圓錐貫入阻抗值

q_c = 圓錐貫入阻抗，MPa

σ'_v = 有效覆土壓力，kPa

σ'_h = 有效側向土壓力, kPa

e_c = 壓密後之孔隙比

P_a = 100 kPa as σ'_v 之單位為 kPa

P_{a2} = 0.1 MPa as q_c 之單位為 MPa

C_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 = 圓錐貫入阻抗係數, 如表 5-5

由公式可經由孔隙比來推算出不同細料含量試體的圓錐貫入阻抗值 q_{c1N} 配合反覆動力三軸試驗所求得之 CRR, 可繪出 CRR 對 q_{c1N} 之土壤液化邊界曲線, 圖 5-18 為分別利用濕夯法與水中沉降法之試體的液化邊界曲線, 得知不論是濕夯法或水中沉降法, 在相同孔隙比及相同壓力條件下, 細料含量愈少, 其圓錐貫入阻抗值愈高。

另外在圖 5-17 與 5-18 中, 加入蔡明道(2002)有效圍壓為 200kPa 之數據作為比較, 利用其壓密後之孔隙比, 以 $\sigma'_c = 100kPa$ 代入公式 5-2、5-3、5-4 與 5-5, 以求得其正規化後之 V_{s1} 與 q_{c1N} , 由圖可知, 蔡明道之數據更接近 Youd and Idriss(1997)與 Stark and Olson(1995)之結果, 這表示高圍壓的麥寮砂狀態接近於外國學者所作之研究。

表 5-1 麥寮砂濕夯法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2003/05/03	5-3	<5	WT	100	0.2100	18	0.873	153.489
2003/05/06	5-6	<5	WT	100	0.2020	38	0.875	152.345
2003/05/19	5-19	<5	WT	100	0.2270	8	0.879	153.489
2003/06/28	6-28	<5	WT	100	0.4038	60	0.783	176.679
2003/07/04	7-4	<5	WT	100	0.4518	14	0.802	175.799
2003/07/05	7-5	<5	WT	100	0.4647	8	0.801	176.211
2003/11/14	11-14	<5	WT	100	0.5168	8	0.763	174.151
2003/11/21	11-21	<5	WT	100	0.4876	32	0.762	180.143
2003/11/24	11-24	<5	WT	100	0.5115	13	0.762	178.011
2003/07/22	7-22	<5	WT	100	0.5356	15	0.723	183.388
2003/07/28	7-28	<5	WT	100	0.5722	9	0.724	184.669
2003/08/01	8-1	<5	WT	100	0.4971	27	0.726	182.515
2003/09/05	9-5	<5	WT	100	0.4595	45	0.723	180.740
2003/06/06	6-6	15	WT	100	0.2986	22	0.797	157.239
2003/06/08	6-8	15	WT	100	0.3549	12	0.799	158.103
2003/06/17	6-17	15	WT	100	0.2511	138	0.807	160.800
2003/06/27	6-27	15	WT	100	0.3169	20	0.796	156.507

表 5-1 麥寮砂濕夯法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2003/09/08	9-8	15	WT	100	0.3368	37	0.755	166.869
2003/09/16	9-16	15	WT	100	0.3651	18	0.760	162.813
2003/09/20	9-20	15	WT	100	0.3806	7	0.760	163.977
2003/09/23	9-23	15	WT	100	0.3193	76	0.758	165.179
2003/07/09	7-9	15	WT	100	0.4899	8	0.728	167.993
2003/07/15	7-15	15	WT	100	0.4388	18	0.723	163.330
2003/07/16	7-16	15	WT	100	0.4202	26	0.727	169.854
2003/09/02	9-2	15	WT	100	0.3918	41	0.729	168.821
2003/09/03	9-3	15	WT	100	0.3555	59	0.722	168.914
2003/05/28	5-28	30	WT	100	0.2487	5	0.802	138.280
2003/05/29	5-29	30	WT	100	0.2264	6	0.809	135.376
2003/06/01	6-1	30	WT	100	0.1415	25	0.805	137.720
2003/06/02	6-2	30	WT	100	0.1590	13	0.801	138.698
2003/10/11	10-11	30	WT	100	0.1997	7	0.762	147.084
2003/10/22	10-22	30	WT	100	0.1808	12	0.761	144.384
2003/10/24	10-24	30	WT	100	0.1538	33	0.761	145.576
2003/08/12	8-12	30	WT	100	0.2453	7	0.732	149.701

表 5-1 麥寮砂濕夯法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2003/08/14	8-14	30	WT	100	0.2263	13	0.732	150.525
2003/08/15	8-15	30	WT	100	0.1958	33	0.733	150.658
2003/08/16	8-16	30	WT	100	0.1607	225	0.732	150.732

*檔案儲存於論文後所附之 CD 中

**壓密完成後之孔隙比



表 5-2 麥寮砂水中沉降法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2004/03/12	3-12'	<5	WS	100	0.2220	33	0.859	157.674
2004/03/14	3-14'	<5	WS	100	0.2349	22	0.861	157.905
2004/03/15	3-15'	<5	WS	100	0.2686	12	0.857	158.103
2004/02/27	2-27'	<5	WS	100	0.3271	10	0.805	161.925
2004/03/10	3-10'	<5	WS	100	0.2925	18	0.806	162.485
2004/03/10	3-10'-2	<5	WS	100	0.2737	28	0.803	161.829
2004/03/16	3-16'	<5	WS	100	0.3789	7	0.757	169.672
2004/03/28	3-28'	<5	WS	100	0.3363	16	0.754	170.139
2004/03/29	3-29'	<5	WS	100	0.3133	29	0.758	169.874
2004/04/13	4-13'	15	WS	100	0.2349	13	0.768	147.315
2004/04/14	4-14'	15	WS	100	0.2004	40	0.764	147.361
2004/04/16	4-16'	15	WS	100	0.2220	21	0.763	147.957
2004/03/30	3-30'	15	WS	100	0.2694	16	0.749	151.609
2004/04/05	4-5'	15	WS	100	0.2324	40	0.747	151.117
2004/04/06	4-6'	15	WS	100	0.3133	7	0.747	151.893
2004/04/08	4-8'	15	WS	100	0.3521	5	0.706	154.467
2004/04/11	4-11'	15	WS	100	0.2755	25	0.706	153.971

表 5-2 麥寮砂水中沉降法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2004/04/12	4-12'	15	WS	100	0.2994	15	0.706	154.101
2003/10/19	10-19	30	WS	100	0.1530	5	0.758	133.342
2003/10/28	10-28	30	WS	100	0.1320	18	0.763	135.626
2003/11/11	11-11	30	WS	100	0.1157	29	0.762	133.852
2004/02/11	2-11'	30	WS	100	0.1767	10	0.723	135.368
2004/02/12	2-12'	30	WS	100	0.1586	20	0.726	135.937
2004/02/13	2-13'	30	WS	100	0.1480	41	0.727	134.937
2004/04/17	4-17'	30	WS	100	0.1916	17	0.676	136.766
2004/04/19	4-19'	30	WS	100	0.2118	9	0.675	137.956
2004/04/21	4-21'	30	WS	100	0.1800	33	0.674	137.579

*檔案儲存於論文後所附之 CD 中

**壓密完成後之孔隙比

表 5-3 麥寮砂乾置法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2003/11/26	11-26	<5	DD	100	0.3340	14	0.811	166.752
2003/11/27	11-27	<5	DD	100	0.3098	24	0.833	165.031
2003/12/01	12-1	15	DD	100	0.2547	5	0.777	146.197
2003/12/02	12-2	15	DD	100	0.2109	13	0.794	145.638
2003/12/03	12-3	15	DD	100	0.1958	26	0.785	145.803
2003/12/04	12-4	15	DD	100	0.3271	8	0.715	157.419
2003/12/05	12-5	15	DD	100	0.2925	16	0.721	154.383
2003/12/08	12-8	15	DD	100	0.2822	27	0.724	157.983
2003/12/16	12-16	30	DD	100	0.1653	7	0.727	125.232
2004/01/06	1-6'	30	DD	100	0.1227	44	0.722	124.969
2004/01/07	1-7'	30	DD	100	0.1463	12	0.728	124.688
2003/10/21	10-21	30	DD	100	0.1917	6	0.692	140.560
2003/11/13	11-13	30	DD	100	0.1609	27	0.708	141.840
2003/11/19	11-19	30	DD	100	0.1736	9	0.722	***
2004/01/09	1-9'	30	DD	100	0.1739	15	0.677	131.194
2004/01/10	1-10'	30	DD	100	0.1532	33	0.677	127.632
2004/02/03	2-3'	50	DD	100	0.1201	13	0.684	122.901

表 5-3 麥寮砂乾置法之反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Date	File name*	FC, %	製作方法	' _c (kPa)	CRR	N _c	e**	V _s (m/sec)
2004/02/05	2-5'	50	DD	100	0.1033	47	0.671	120.409
2004/02/06	2-6'	50	DD	100	0.1635	8	0.629	127.677
2004/02/09	2-9'	50	DD	100	0.1340	32	0.630	127.267

*檔案儲存於論文後所附之 CD 中

**壓密完成後之孔隙比



表 5-4 麥寮砂三軸壓密試驗之控制參數與結果

FC, %	製作方法	σ'_c , kPa	e	V_s , m/sec
<5	WS	25	0.817333	119.86
<5	WS	50	0.812333	138.049
<5	WS	100	0.805167	160.76
<5	WS	200	0.802167	189.101
<5	WS	100	0.7564	169.895
<5	WS	100	0.8044	162.157
<5	WS	100	0.8592	157.894
15	WS	25	0.7595	113.05
15	WS	50	0.753167	133.76
15	WS	100	0.746833	152.04
15	WS	200	0.7375	169.7
15	WS	100	0.7060	154.180
15	WS	100	0.7477	151.540
15	WS	100	0.7649	147.544
30	WS	25	0.743167	107.35
30	WS	50	0.7345	125.8
30	WS	100	0.725667	135.414
30	WS	200	0.705167	147.83
30	WS	100	0.6752	137.434
30	WS	100	0.7256	135.414
30	WS	100	0.7608	134.273

表 5-5 不同細料含量之圓錐貫入阻抗係數

細料含量(%)	C_0	C_1	C_2	C_3
0	383	0.03	0.42	-2.02
15	236	0.23	0.44	-1.63
30	26	0.02	0.77	-1.04



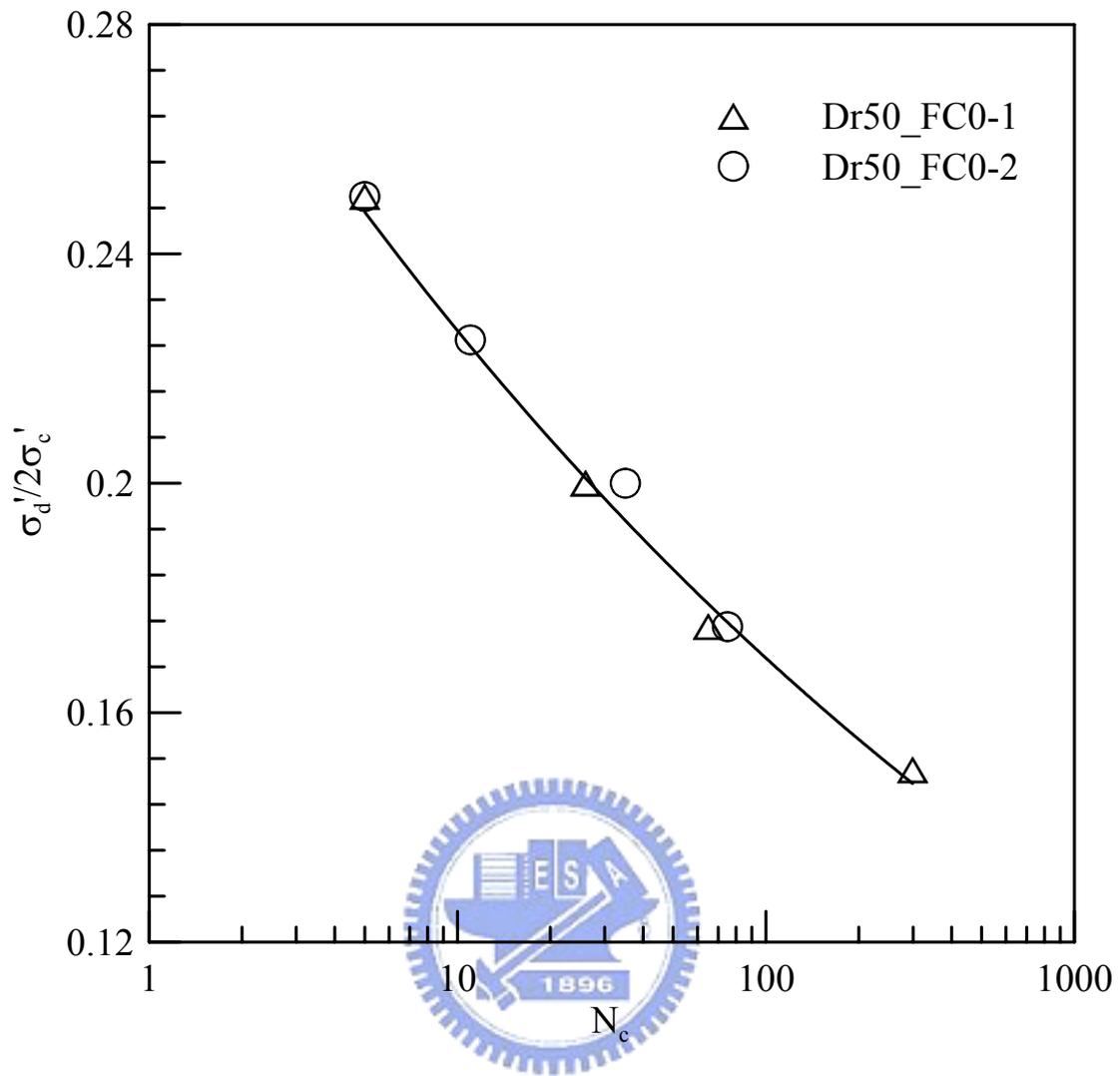


圖 5-1 反覆動力三軸試驗之重複性試驗

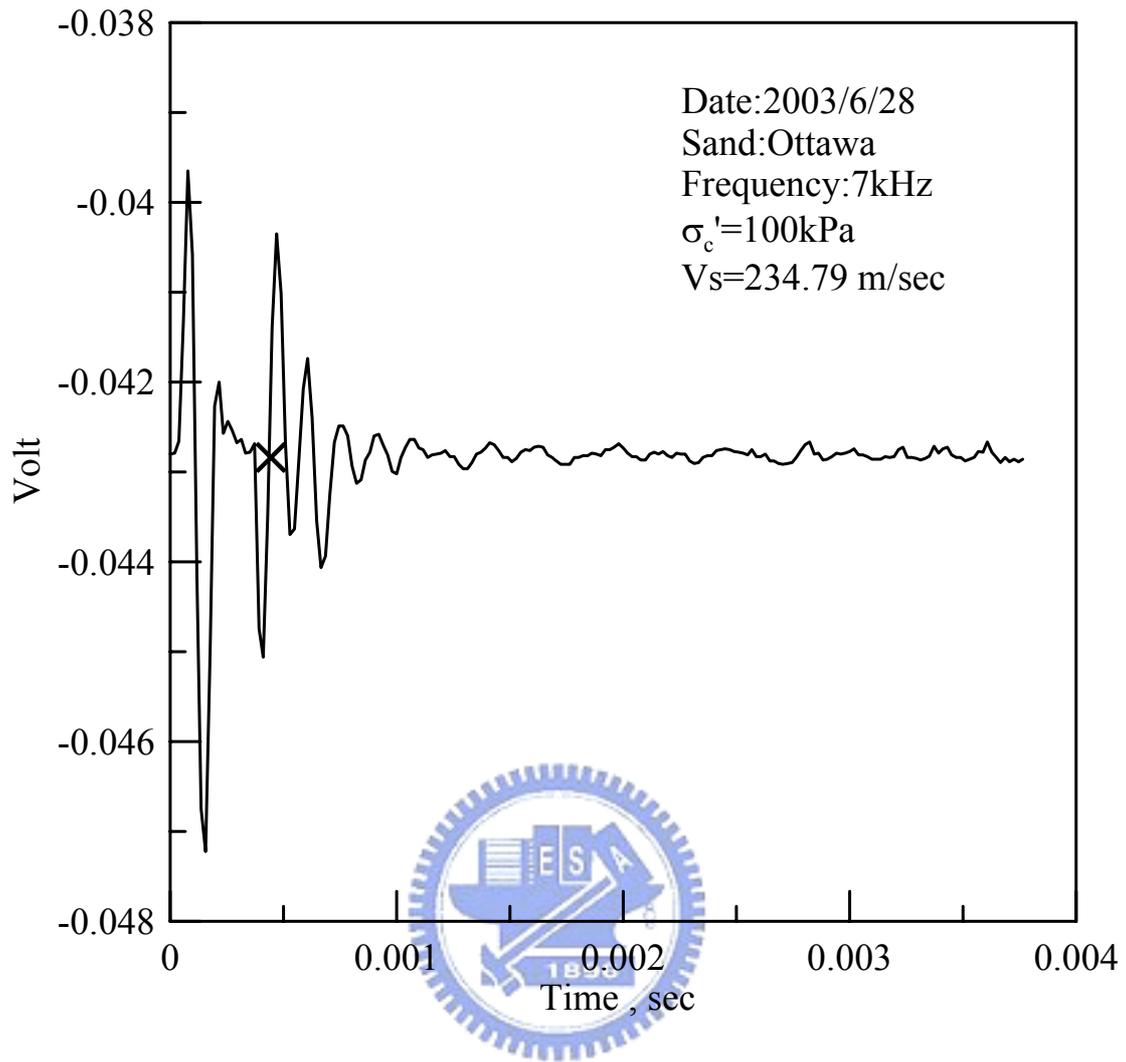


圖 5-2 剪力波速量測

date:2003/8/15

CRR=0.196

No:Dr76_FC30

N=33

$\sigma_c' = 1 \text{ kg/cm}^2$

$e = 0.733$

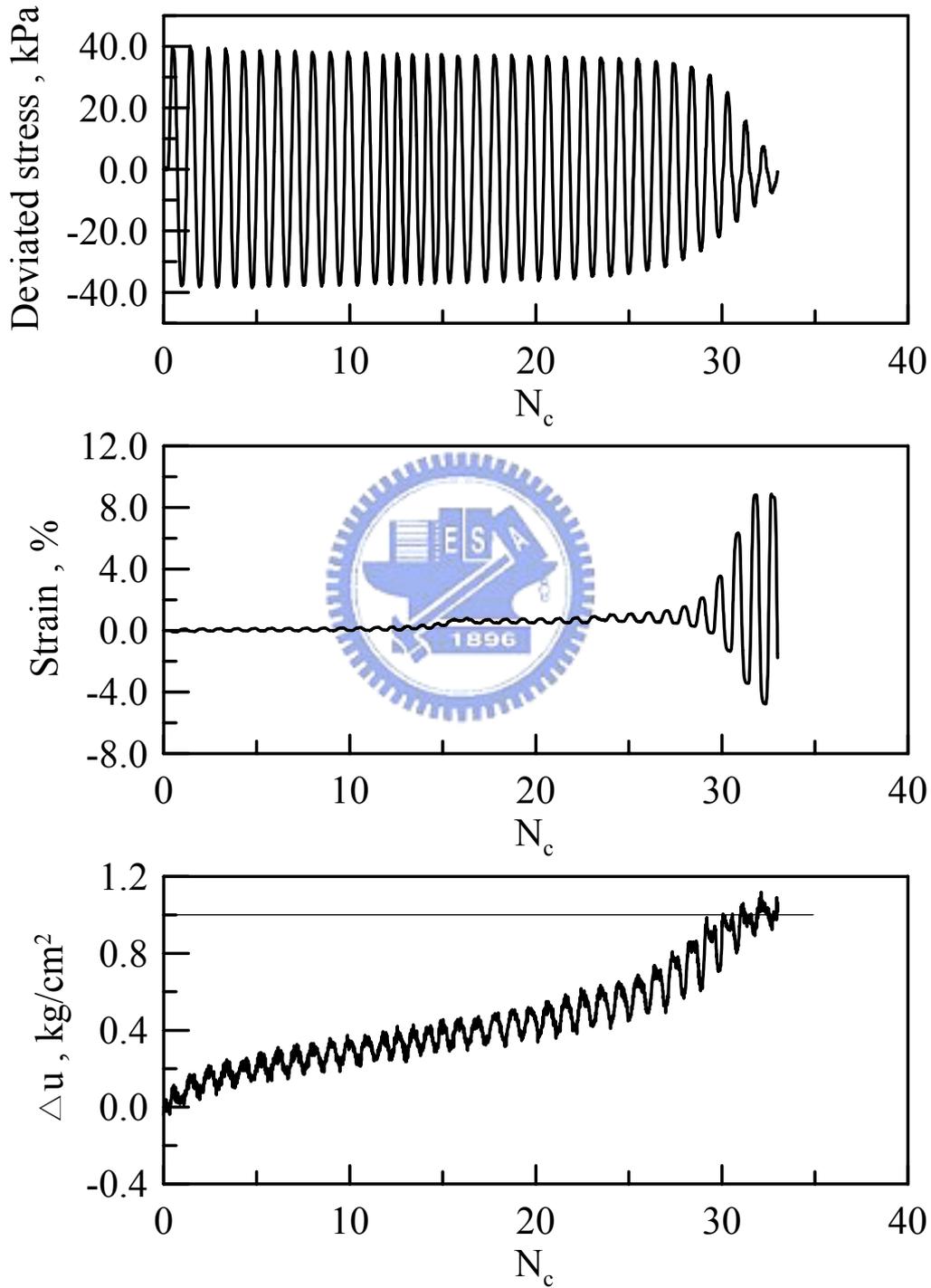


圖 5-3 反覆動力三軸試驗結果

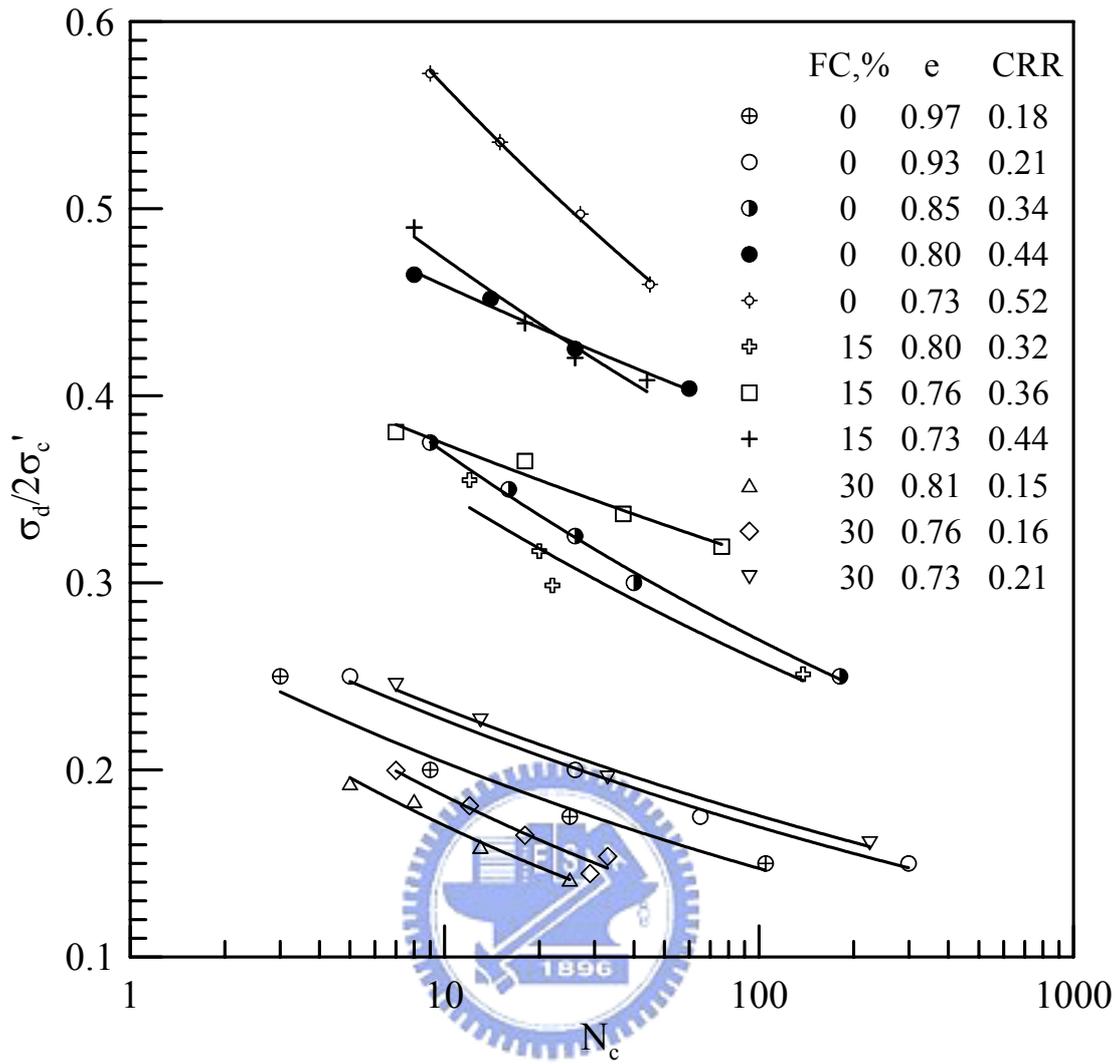


圖 5-4 CRR versus N_c (濕夯法)

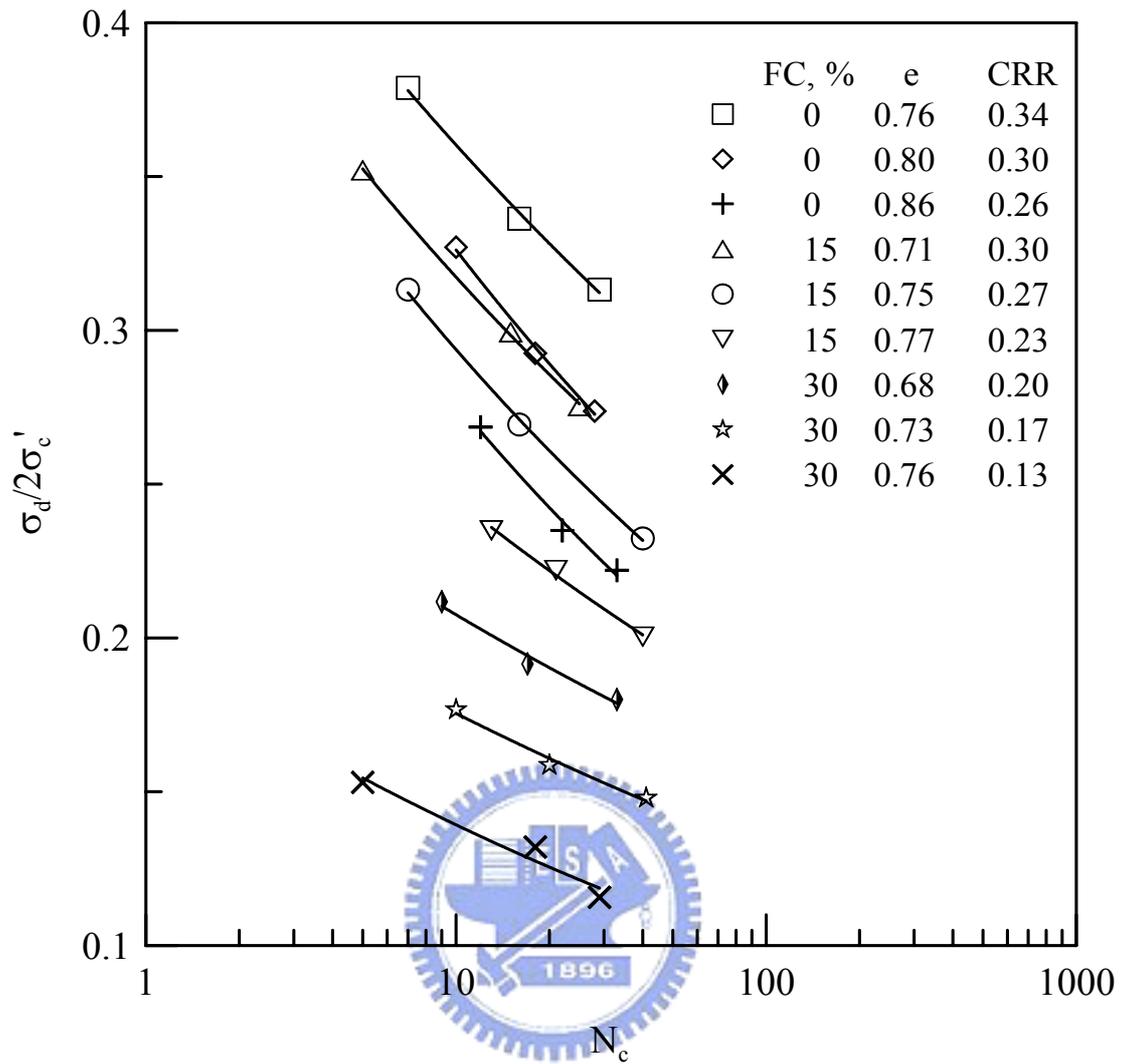


圖 5-5 CRR versus N_c (水中沉降法)

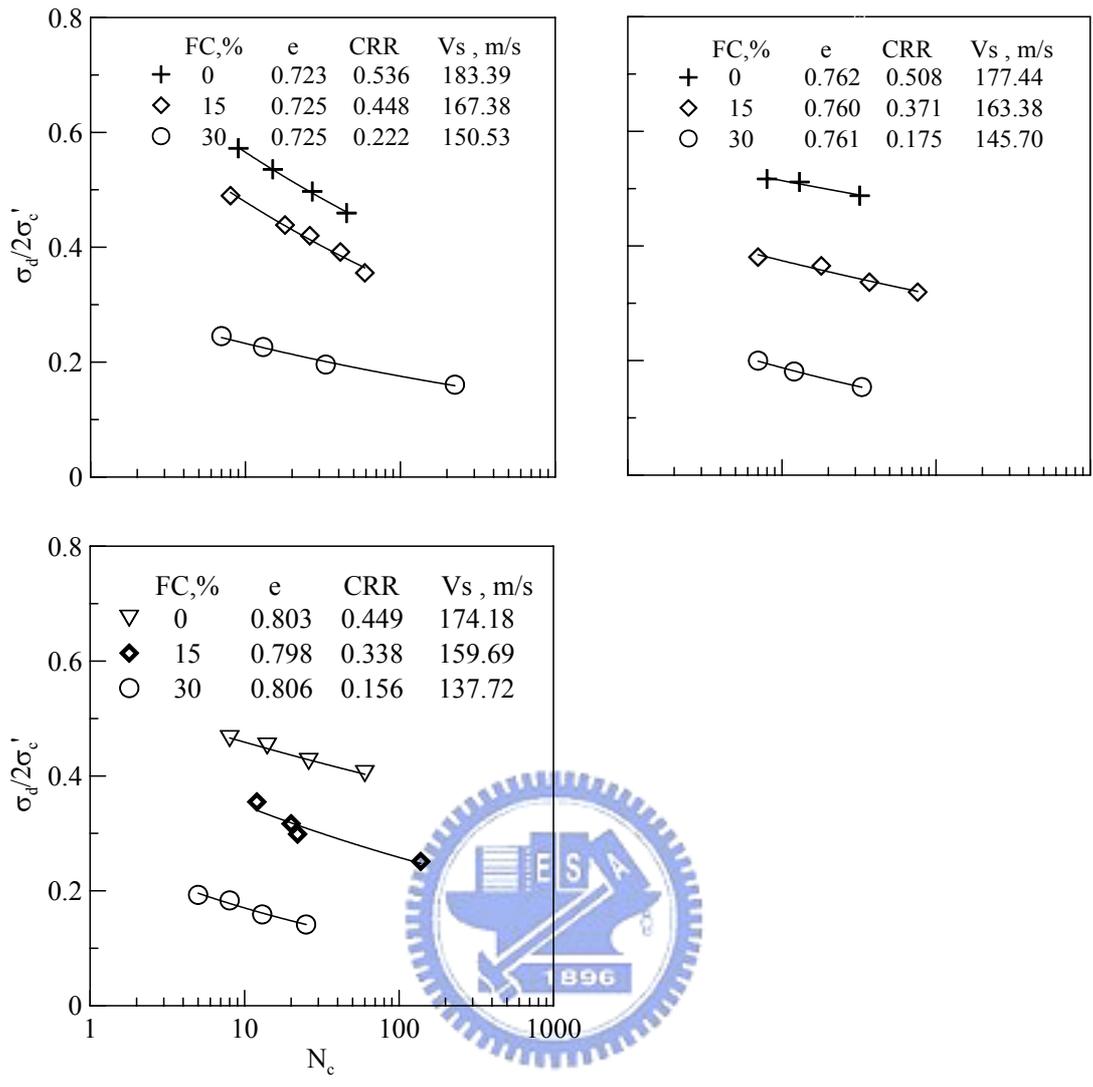


圖 5-6 麥寮砂反覆動力三軸試驗

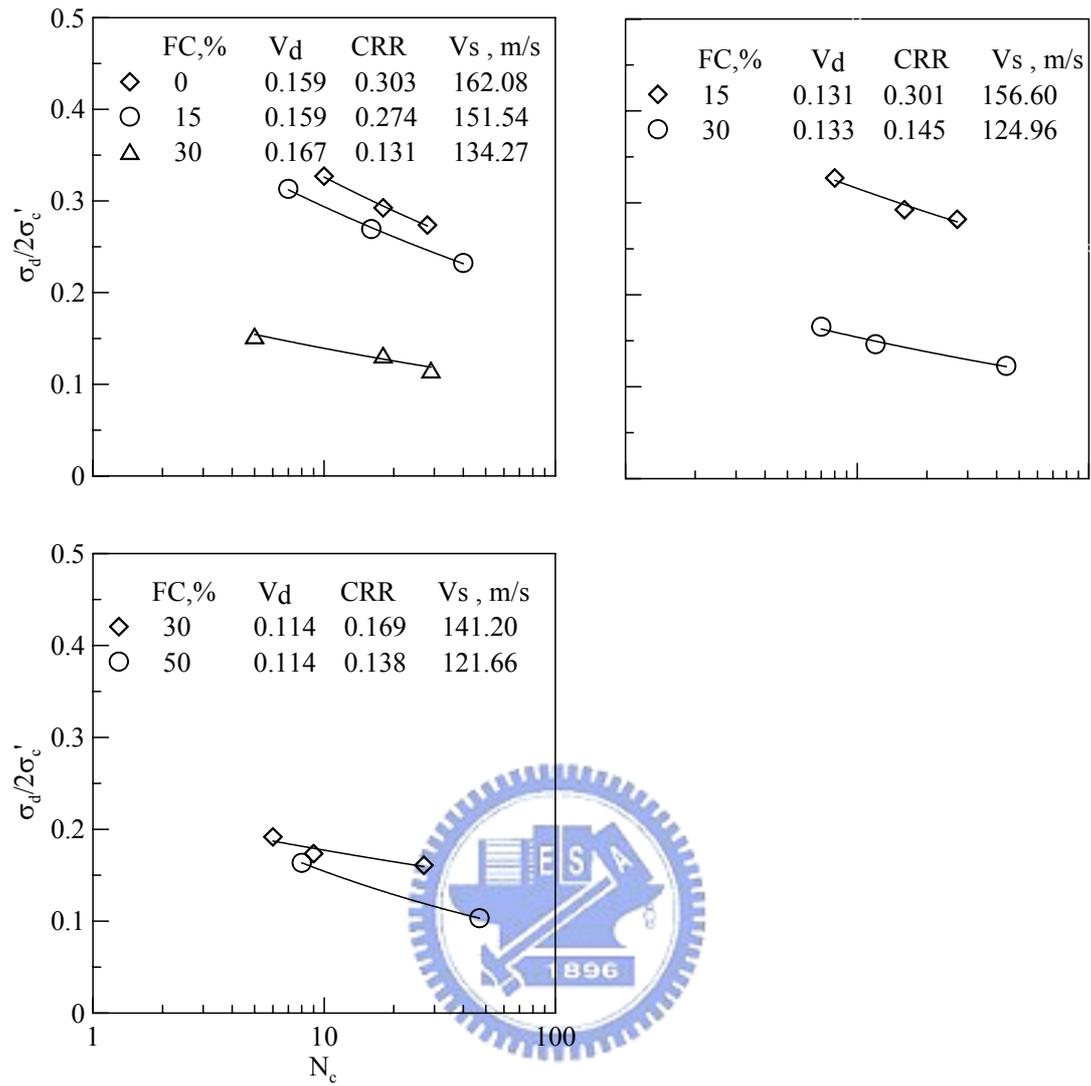


圖 5-7 麥寮砂在相同 V_d 條件之下之反覆動力三軸試驗

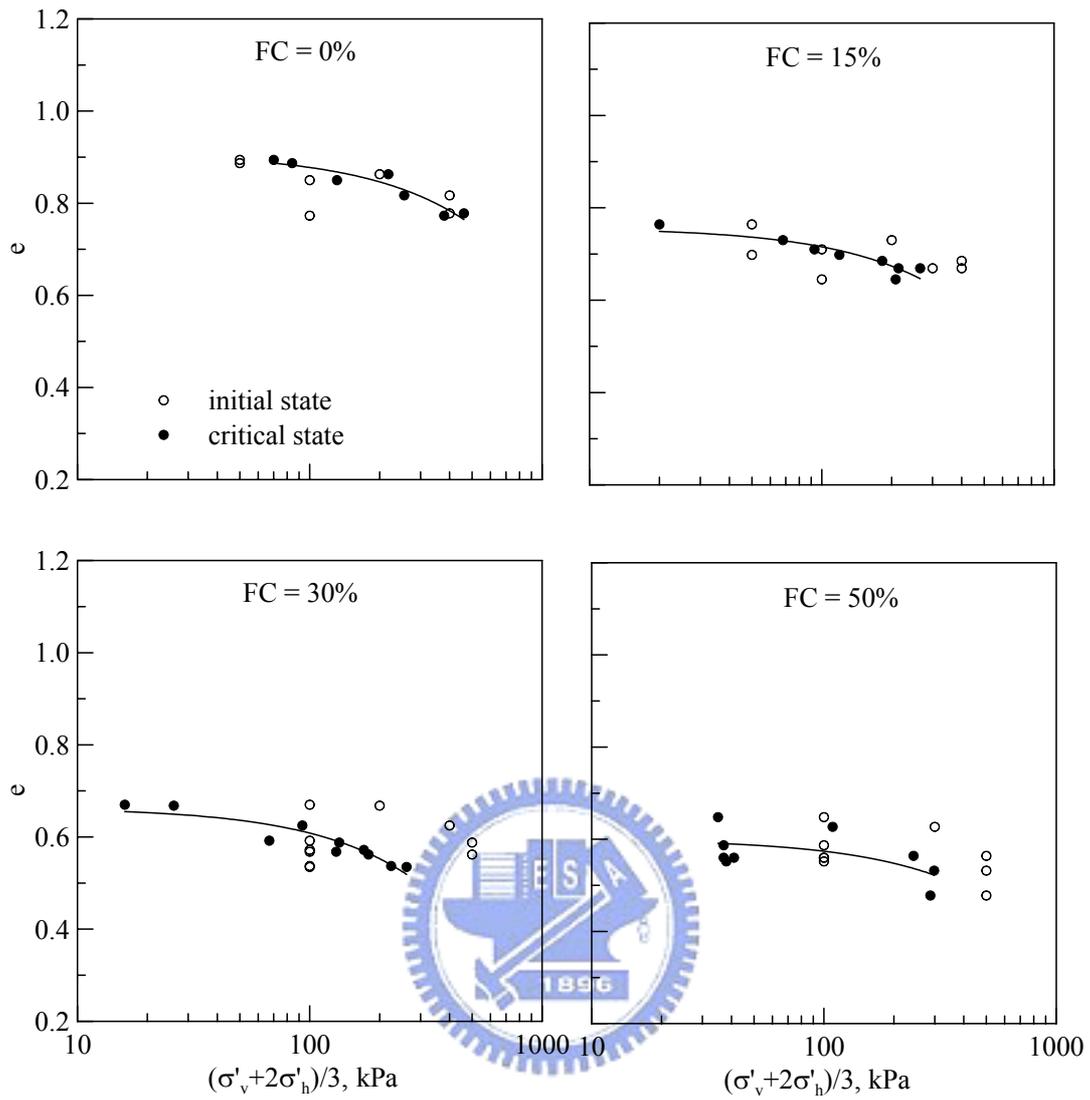


圖 5-8 麥寮砂之穩定狀態線 (蔡明道, 2002)

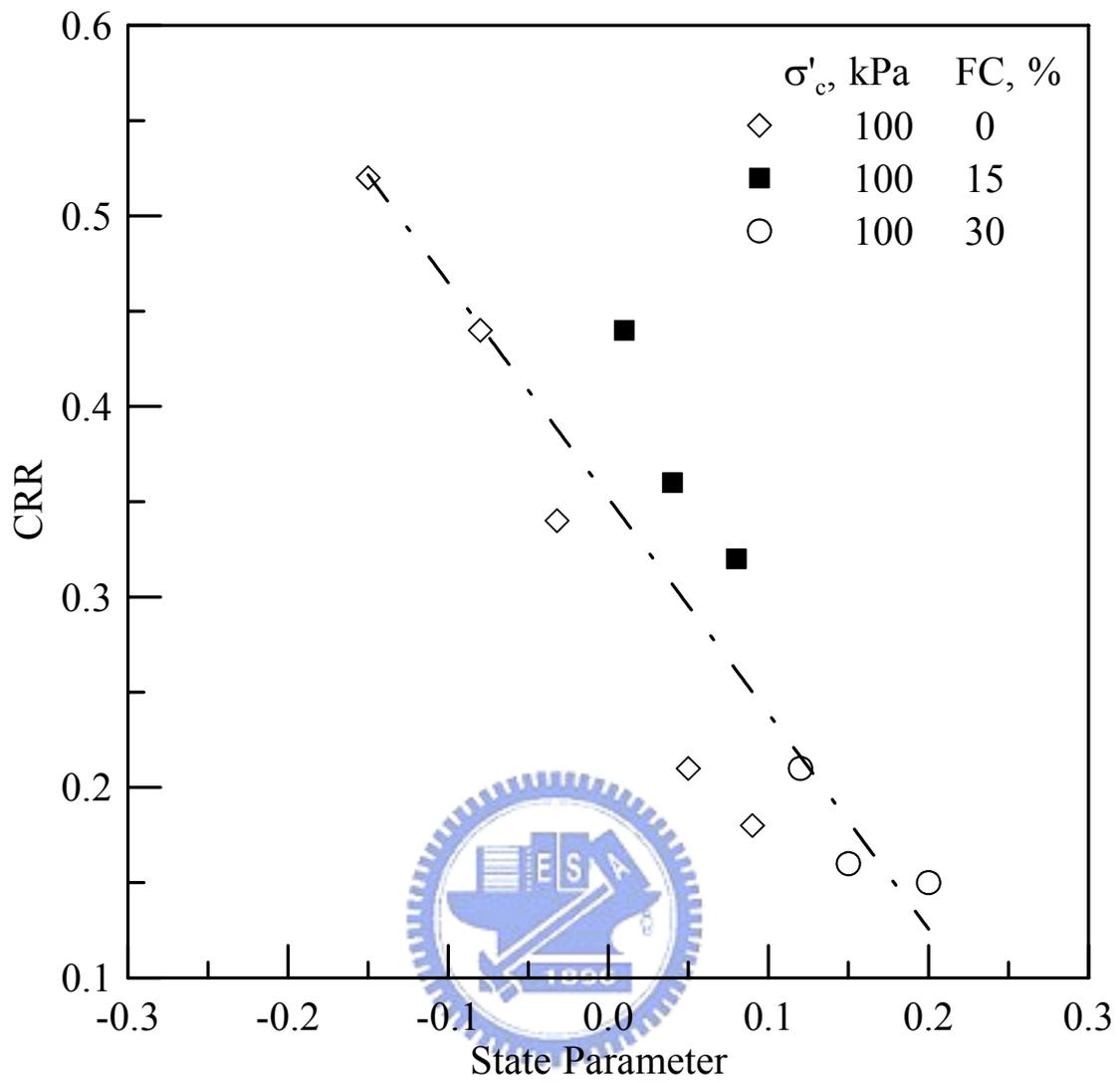


圖 5-9 麥寮砂之 CRR versus State parameter

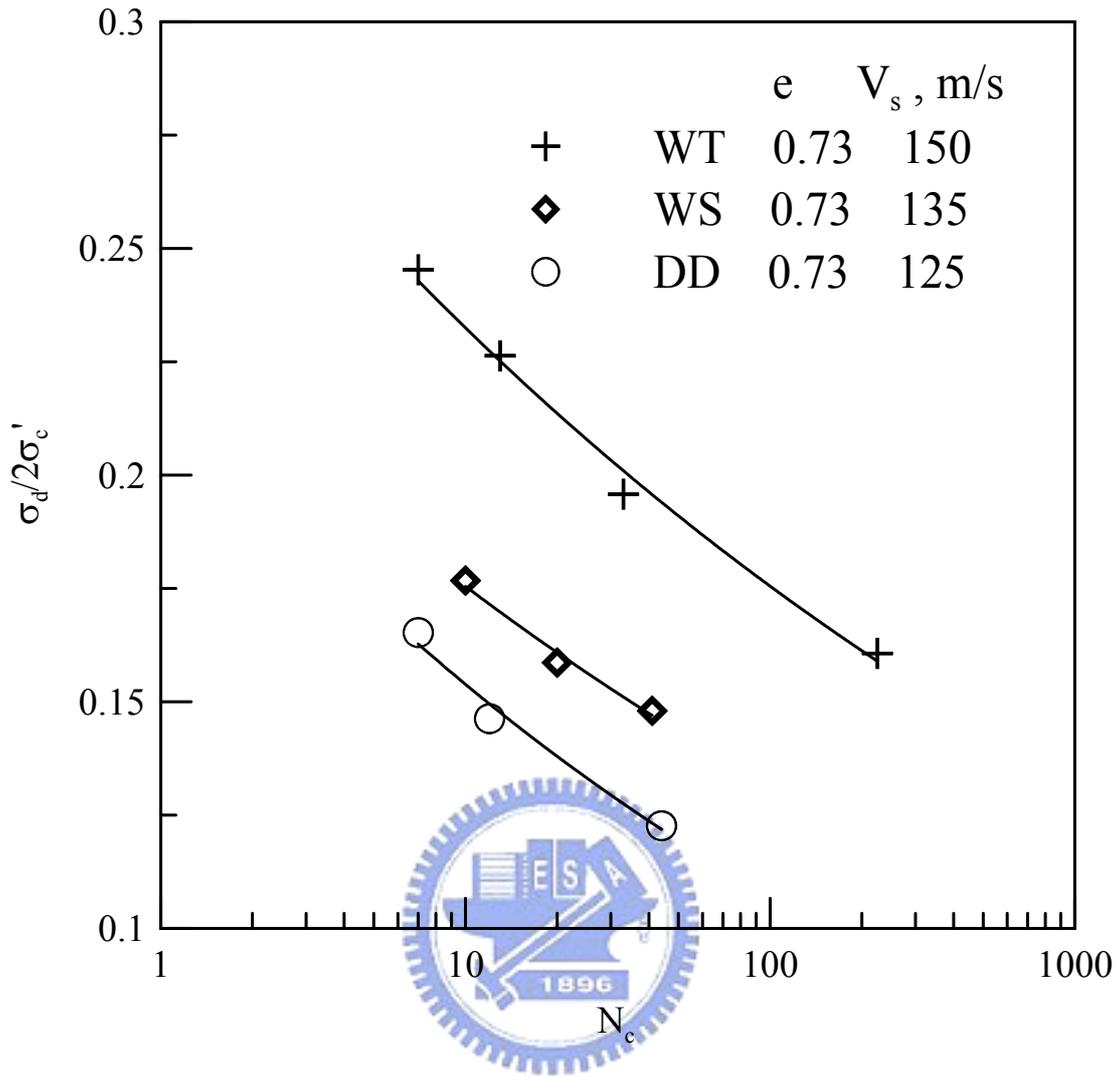


圖 5-10 麥寮砂不同試體製作方法之比較

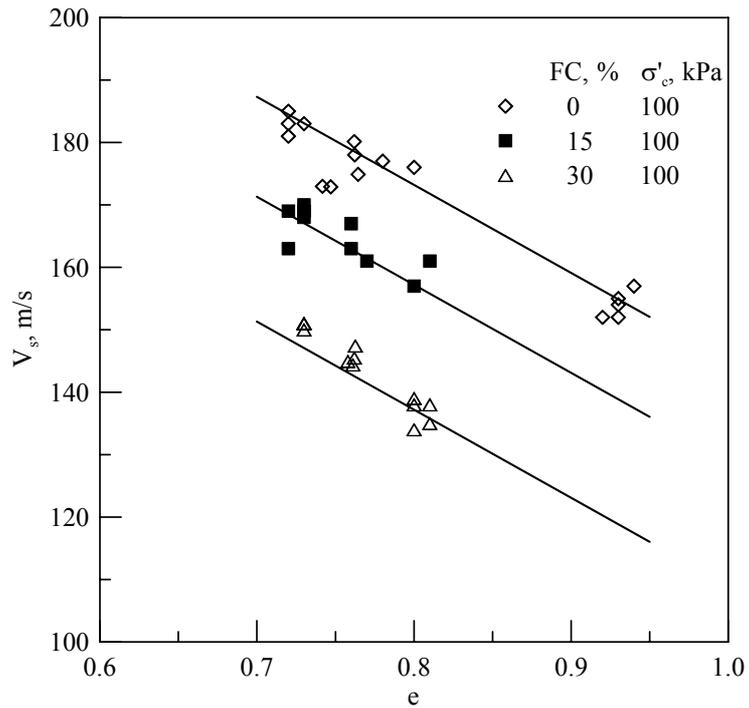


圖 5-11 相同有效圍壓下之剪力波速隨 e 值變化之情形

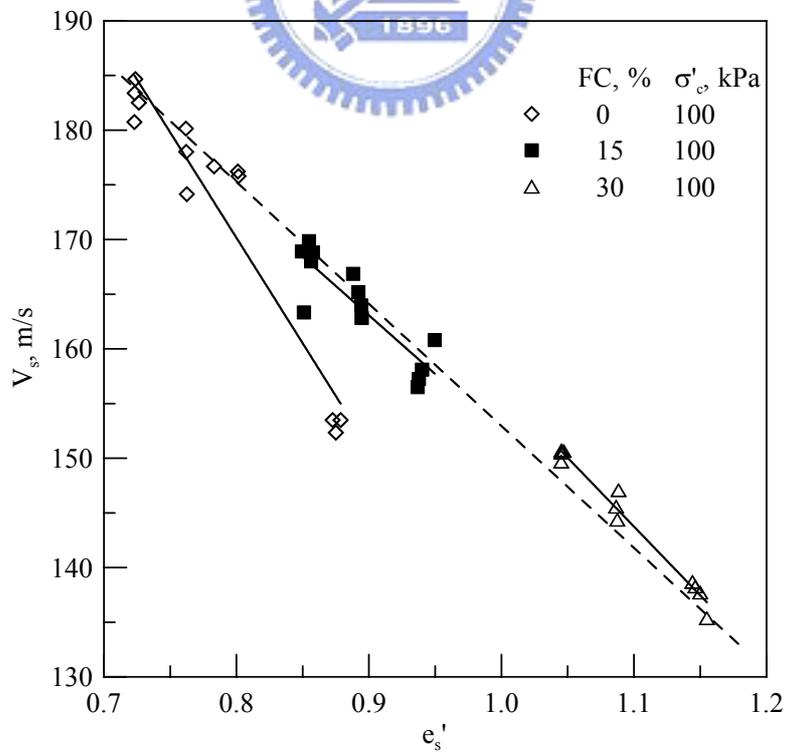


圖 5-12 相同有效圍壓下之剪力波速隨 e_s' 值變化之情形

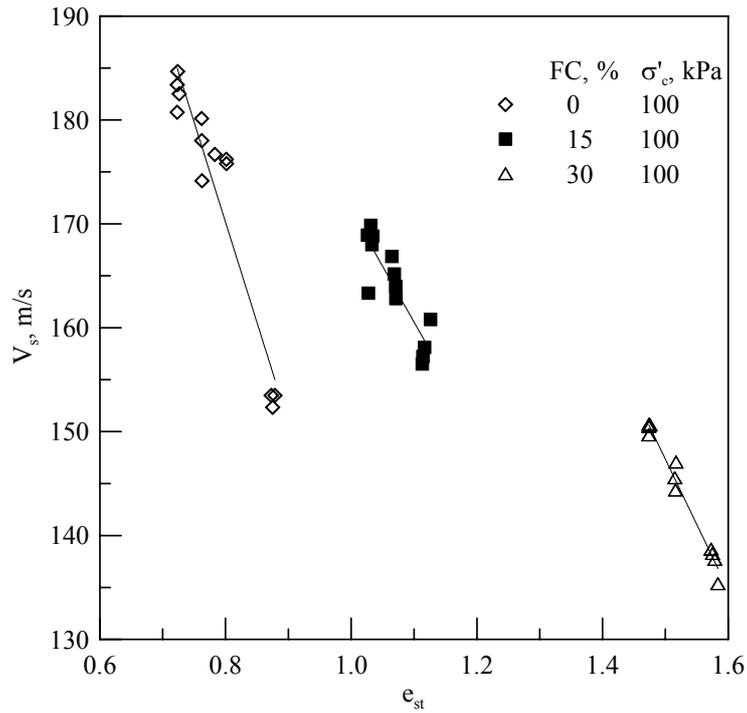


圖 5-13 相同有效圍壓下之剪力波速隨 e_{st} 值變化之情形

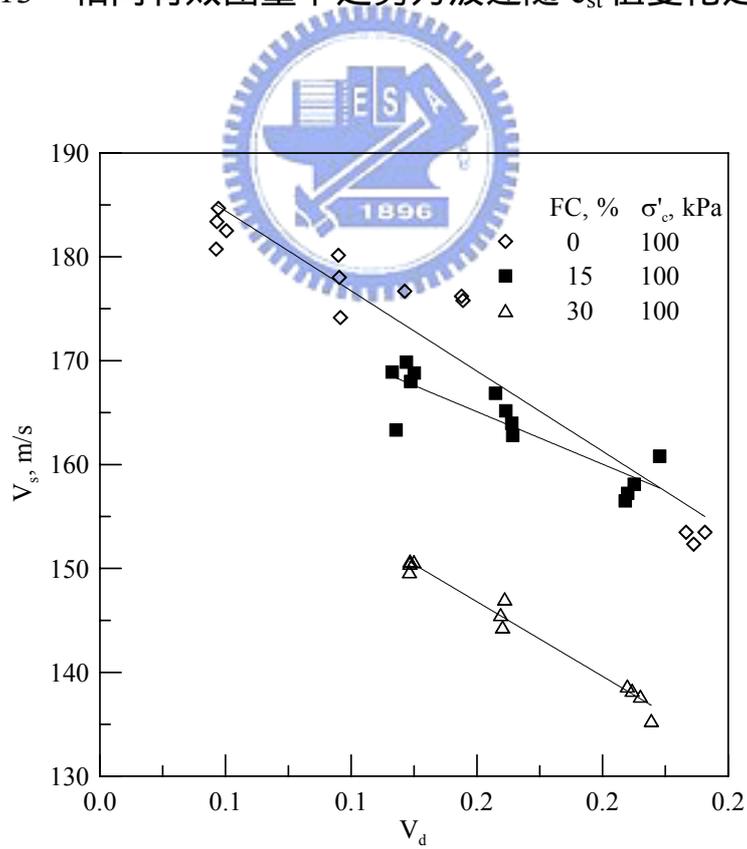


圖 5-14 相同有效圍壓下之剪力波速隨 V_d 值變化之情形

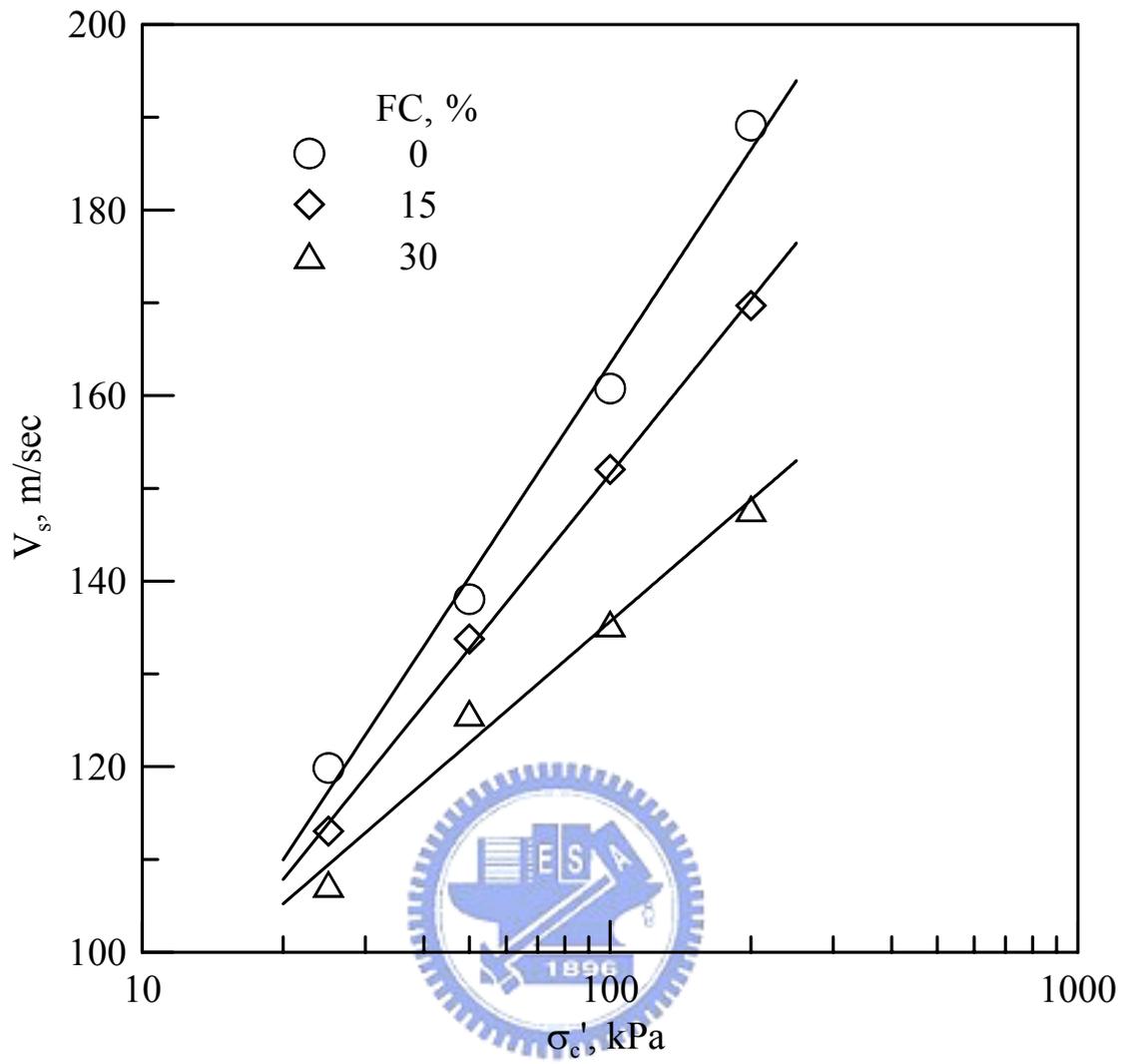
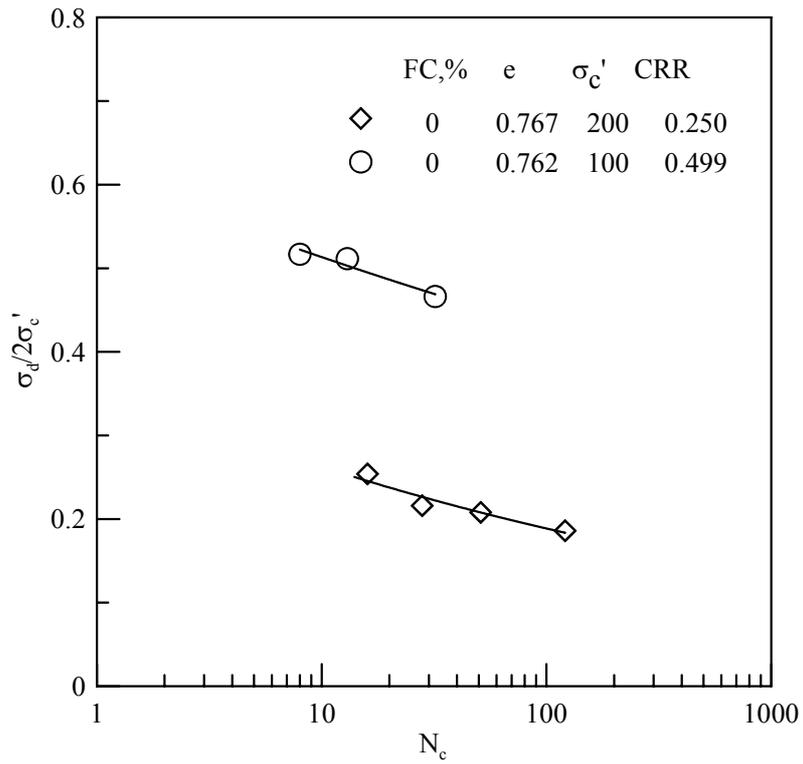
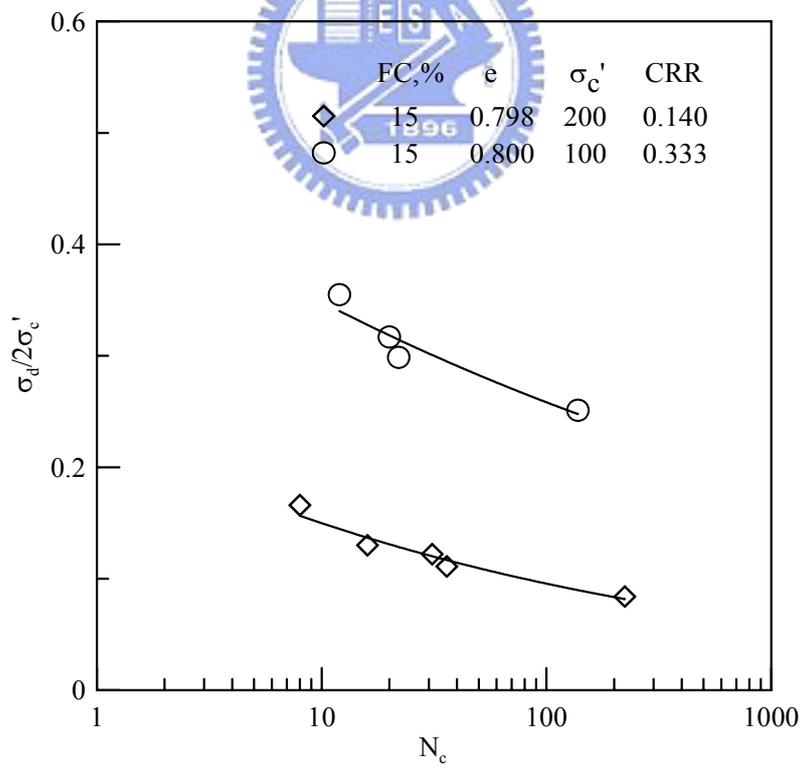


圖 5-15 剪力波速隨有效圍壓變化之情形



(a)



(b)

圖 5-16 麥寮砂有效圍壓對抗液化強度之影響

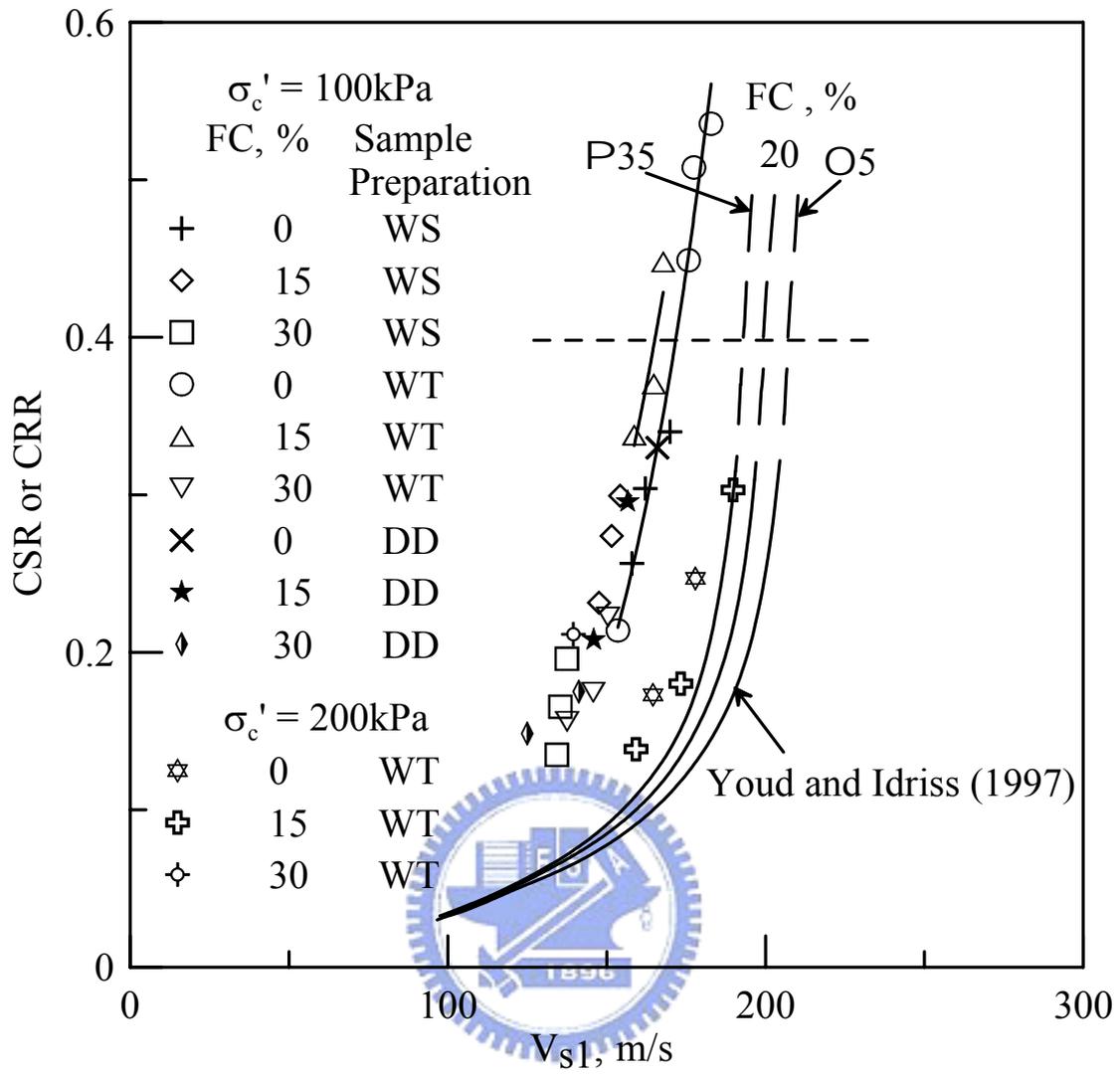


圖 5-17 麥寮砂 CRR versus V_{s1} 之土壤液化邊界曲線

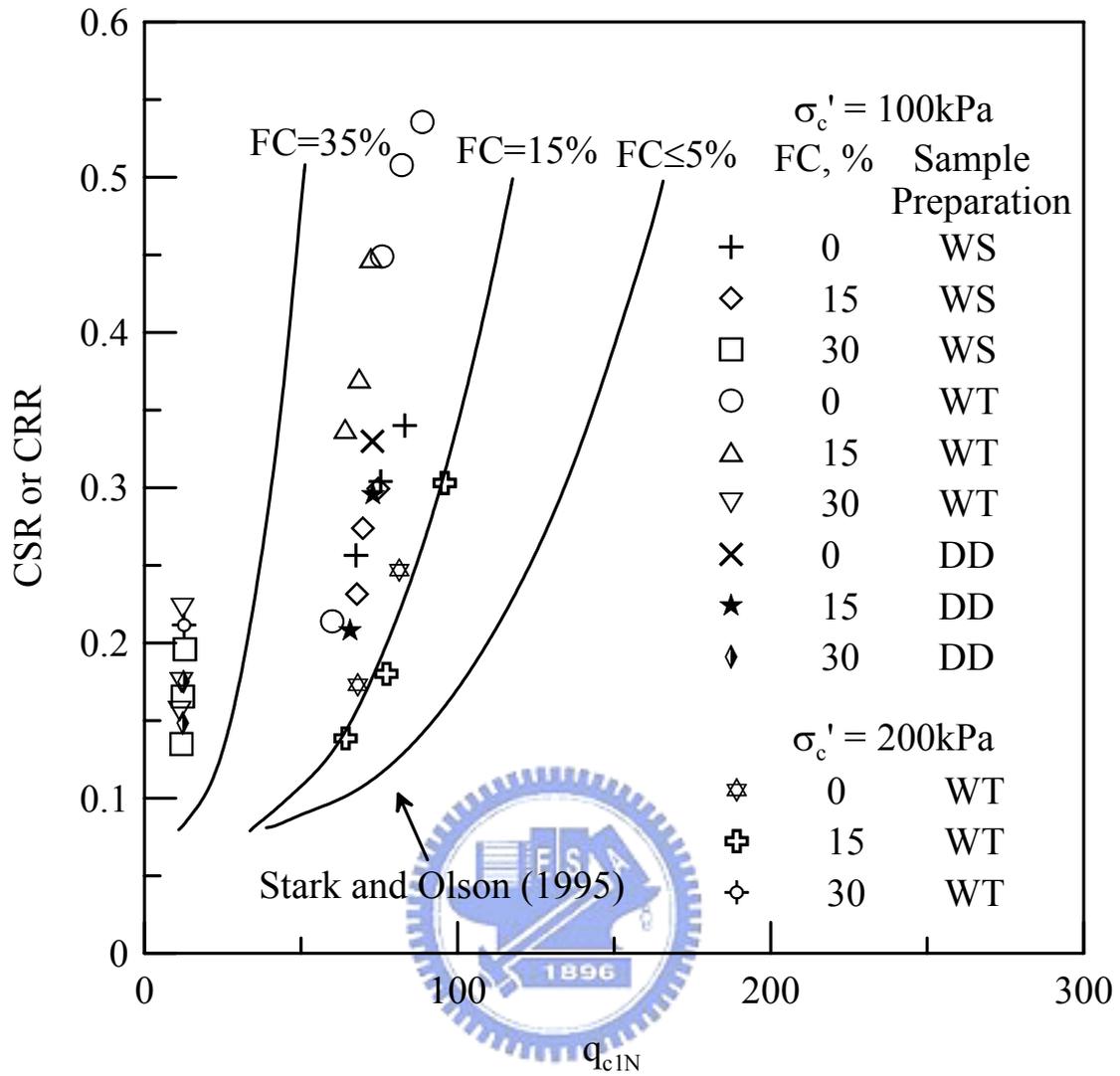


圖 5-18 麥寮砂 CRR- q_{c1N} 之土壤液化邊界曲線

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究以非塑性麥寮粉土細砂，改變不同的細粒料含量（ $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 與 $FC = 30\%$ ），進行一系列的反覆動力三軸試驗，並配合剪力波元件試驗，求其抗液化強度與剪力波速，進而探討細粒料含量對於非塑性麥寮粉土細砂動態行為之影響，以下為試驗結果：

1. 在相同的 e 值（global void ratio）條件下，不同的細粒料含量（ $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 以及 $FC = 30\%$ ），其抗液化強度隨著細粒料的增加而逐漸減小，剪力波速亦然。
2. 以 V_d 的分析方法，重新檢驗 CRR 對 N_c 值之關係，發現依舊是乾淨砂之抗液化強度最高，CRR 隨著細粒料含量之增加而減小，然而 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 之間與 $FC = 30\%$ 、 $FC = 50\%$ 之間的差距不是很大，而 $FC = 15\%$ 與 $FC = 30\%$ 之間則呈現一個很大的落差，可以看出在 $FC = 15\%$ 與 $FC = 30\%$ 之間有一個分界點，其原因應為當細粒料含量大於 25%時，其顆粒為粗顆粒—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，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。
3. 在相同的 e 值下，不同試體製作方法中，以濕夯法之試體抗

液化強度最強，水中沉降法次之，乾置法最低，故以往的室內試驗多以濕夯法為主，所得到的數據會有過於高估之可能性。

4. 目前學者們發展的新指標數值，對於麥寮砂粉土細砂的剪力波速並不適用，其得到之結論皆與細粒料含量相關，在相同之孔隙比 e 與體積減少潛能 V_d 下，剪力波速隨細粒料含量之增加而降低，反之，在相同之 e_{st} (intergranular void ratio) 下，則剪力波速隨細粒料含量之增加而增加，那是因為當中細粒料含量的影響權重過高，唯有在 e'_s ($e'_s = e / (1 - FC)$) 之分析下，細粒料含量對於剪力波速之影響最小，與剪力波速幾乎成一線性關係。
5. 麥寮砂剪力波速與有效圍壓指數函數關係，依不同細粒料含量分為 0.184、0.162 與 0.105，較 Hardin and Richart (1963) 提出乾淨砂剪力波速與有效圍壓之應力指數 0.25 小，因此可知麥寮砂受有效圍壓影響之權重較乾淨砂小，且細粒料含量越多，有效圍壓之影響權重越小。
6. 隨著有效圍壓的增加，引致液化之反覆應力比跟著降低，麥寮砂在有效圍壓為 200kPa 時之 K_σ 約為 0.4~0.5 之間，比起 Seed and Harder (1990) 所提出之 Ottawa Sand 低了許多，其

原因為麥寮砂其壓縮性較大，也因此 $FC=15\%$ 之 CRR 折減率比 $FC<5\%$ 大。

7. 在相同的 CRR 情況下，乾淨麥寮砂所對應之 q_{c1N} 與相當於 Stark and Olson (1995) 所提細料含量高於 15% 之情況。麥寮砂中之臨界 V_{s1} 也明顯的低於 Andrus and Stokoe (2000) 所歸納之數值，然而越高有效圍壓則越接近外國學者所得之結果，故在使用國際上根據乾淨石英砂所建立之經驗法來推估台灣中西部類似麥寮砂之抗液化潛能時，需考慮到其工程大小，來修正由經驗公式所得之數據，以免有過度保守的可能。

6.2 建議

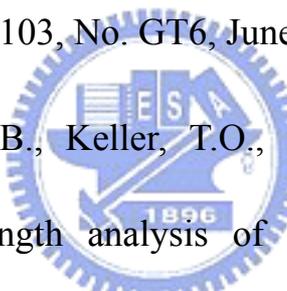
1. 本研究所使用之試體為室內重模試體。真實現地狀況之試體與室內重模試體有相當之差異，如沉積方式（顆粒排列狀態）、應力歷史或其他環境因素等；因此，上述的試驗觀察與結論，需更加了解真實之現地狀況，才能適用於真實的現地狀況。
2. 本研究著重於反覆動力三軸試驗，雖有探討不同試體製作方法（顆粒排列狀態不同）之影響，但未從其靜態行為分析，可以進行不同製作方法之靜態三軸試驗，分析其影響性是否與動態三軸試驗結果相同。

3. 本研究主要考慮影響因子為孔隙比 e ，所以在用其他分析方法，如 e_s' 、 e_{st} 、 V_d 時，則無法固定影響因子來比較不同細粒料含量之抗液化強度，或者是數據太少而無法明確的看出其趨勢，未來可以使用其他分析方法來做進一步之研究。
4. 研究中所修正的剪力波速公式之數據內，其有效圍壓多為 100kPa，未來可以針對其餘有效圍壓施作試驗，進而更明確的分析有效圍壓、孔隙比對於麥寮砂剪力波速的影響與不同細粒料含量差異的影響。
5. 張嘉偉等人（2003）所做之標度槽試驗，94 個數據中有 65 個試體是使用乾置法，另 29 個試體為濕夯法，由此所迴歸的經驗公式是否適用於其他試體製作方法之試體，需要進一步的研究與探討。

參考文獻

1. Abbiss, C.P. (1981) " Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground. " *Geotechnique*, Vol. 31, No. 1, pp. 94-104.
2. Alarcon-Guaman, A., Leonards, G.A., and Chameau, J.L. (1988) " Undrained monotonic and cyclic strength of sands. " *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 114, No. 10, pp. 1089-1109.
3. Amini, F., and Qi, G.Z. (2000) " Liquefaction testing of stratified silty sands. " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 3, pp. 208-217.
4. Andrus, R.D. and Stokoe, K.M., III. (1997) " Liquefaction resistance based on shear wave velocity. " *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Tech. Rep. NCEER-97-0022*, T.L. Youd and I.M. Idriss, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, pp. 89-128.
5. Andrus, R.D. and Stokoe, K.M.,II. (2000) " Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 11, pp. 1015-1025.
6. Been, K., and Jefferies, M.G. (1985) " A state parameter for sand. "

Geotechnique, Vol. 35, No. 2, pp. 239-249.

7. Been, K., Jefferies, M.G., and Hachy, J. (1991) " A critical state of sand. " Geotechnique, Vol. 41, No. 3, pp. 365-381.
8. Castro, G. (1974) " Liquefaction and cyclic mobility of sands. " Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT6, pp. 551-569.
9. Castro, G., and Poulos, S.J. (1977) " Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. " Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, June, pp.501-516.
10. Castro, G., Seed, R.B., Keller, T.O., and Seed, H.B. (1992)
 " Steady-state strength analysis of lower San Fernando Dam slide. " Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 3, pp. 406-427.
11. Chang, N. Y., Yeh, S. T., and Kaufman, L. P. (1982) " Liquefaction potential of clean and silty sands. " Proceedings of the 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, USA, Vol. 2, pp. 1017-1032.
12. Dezfulian, H. (1982) " Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils. " Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA. pp. 63-70.

13. Dyvik, R., and Madshus, C. (1985) " Laboratory measurement of Gmax using bender element. " Proc. ASCE Annual Convention : Advance in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit.
14. Erten, D., and Maher, M.H. (1995) " Cyclic undrain behavior of silty sand. " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 14, pp. 115-123.
15. Finn, W.D., Pickering, D.J., and Bransby, P.L. (1971) " Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. " Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 639-659.
16. Finn, W.L., Pickering, D.J., and Bransby, P.L. (1971) " Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Test. " Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 639-659.
17. Finn, W. L., Ledbetter, R. H., and Wu, G. (1994) " Liquefaction in silty soils : Design and analysis. " Ground Failures Under Seismic Conditions. Geotechnical Special Publication, No. 44, ASCE, pp. 51-76.
18. Hardin, B.O., and Richart, F.E. (1963) " Elastic Wave Velocities in Granular Soils. " Journal of Soil Mechanics and Foundation

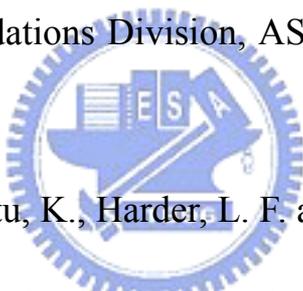
Engineering Div., ASCE, Vol. 89, pp. 33-65.

19. Ishihara, K. (1985) " Satibility of natural deposits during earthquakes. " Proc. of the 11th Inter. Conf. on SMFE, San Fransico, Vol. 1, pp. 221-254.
20. Ishihara, K. (1993) " Liquefaction and flow failure during earthquakes. " Geotechnique, Vol. 43, No. 3, pp.351-415.
21. Ishihara, K., and Watanabe, T. (1976) " Sand liquefaction through volume decrease potential. " Soils and Foundations, Vol. 16, No. 4, pp. 61-70.
22. Jovicic, V., Coop, M. R. and Simic, M. (1996) " Objective Criteria for Determining Gmax from Bender Element Test. " Geotechnique, Vol. 46, No. 2, pp. 357-362.
23. Koester, J. P. (1994) " The Influence of fine type and content on cyclic strength. " Gronud Failures Under Seismic Conditions. Geotechnical Special Publication, No. 44, ASCE, pp. 17-33.
24. Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, V. P. (1988) " Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. " Proceedings. Hydraulic Fill Structures. Fort Collins. USA, pp. 330-345.

25. Lade, P.V., and Yamamuro, J.A. (1997) “ Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. ” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp.918-928.
26. Law, K. T. and Ling, Y. H. (1992) “ Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines. ” Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, pp. 1491-1496.
27. Lings, M.L., and Greening, P.D. (2001) “ A Novel Bender/Extender Element for Soil Testing. ” Geotechnique, Vol. 51, No. 8, pp. 713-717.
28. Lodge, A.L. (1994) “ Shear wave velocity measurements forit subsurface characterization. ” Ph D dissertation, University of California, Berkeley, California.
29. Mulilis, J.P., Chan, C.K., and Seed, H.B. (1975) “ The Effect of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sand. ” Report No. EERC 75-18, U.C. Berkeley Earthquake Engineering Research Center.
30. Polito, C.P. (1999) “ The effects on nonplstic and plastic fines on the liquefaction of sandy sands. ” Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va.

31. Polito, C. P., and Martin, J. R. (2001) " Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, May 2001, pp. 408-415.
32. Poulos, S. J. (1981) " The steady state of deformation. " J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 107, GT5, 553-562.
33. Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1985) " Liquefaction potential of sands using the CPT. " Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, GT3, pp. 384-403.
34. Robertson, P. K., Woeller, D. J., and Finn, W. D. (1992) " Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. " Can. Geotech. J., Ottawa, Vol. 29, pp. 686-695.
35. Roscoe, K.H., Schofield, A.N., and Wroth, C.P. (1958) " On the yielding of soils. " Geotechnique, Vol. 8, No. 1, pp. 22-53.
36. Seed, R.B., and Harder, L.F. (1990) " SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. " Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol.2, pp.351-376, BiTech Publishing Ltd., Vancouver.
37. 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.

38. Seed, H. B., Mori, K., and Chan, C. K. (1975) " Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands. " Report EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 21 pp.
39. Seed, H.B. (1976) " Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquakes. " Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering Session on Soil Dynamics Committee of Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp. 1-104.
40. Seed, H.B. (1979) " Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. " Journal Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 105, No. 2, pp. 201-255.
41. Seed, H.B. (1983) " Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. " Proceedings of Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, May, ASCE, pp. 41-64.
42. Seed, H.B. and Lee, K.L. (1966) " Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading. " Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.
43. Seed, H.B., and De Alba, P. (1986) " Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. " Geotechnical Special Publication, No. 6, pp. 281-302.

44. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971) " A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. " Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 249-274.
45. Seed, R.B., and Harder, L.F. Jr. (1990) " SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. " Proc. H. Bolton Seed Memorial Symp. Vancouver, pp. 351-76.
46. Seed, H.B., and Peacock, W.H. (1971) " Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. " Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, pp. 1099-1119.
47. Seed, H. B., Yokimastu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. (1985)

" Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation. " J. of Geo. Eng., ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
48. Shen, C. K., Vrymoed, J. L., and Uyeno, C. K. (1977) " The effects of fines on liquefaction of sands. " Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mech. And Found. Eng., Vol. 2, pp. 381-385.
49. Shibata, T. and Teparaska, W. (1988) " Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests. " Soils and Found.,

Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.

50. Shirley, D.J. (1978) " An Improved Shear Wave Transducer. " Journal of the Acoustical Society of American, Vol.63, No. 5, May, pp. 1643-1645.
51. Singh, S. (1996) " Liquefaction characteristics of silts. " Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 14, No. 1, pp. 1-19.
52. Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L., Tiedemann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J.E., and Wilson, J.H. (1976) " Cyclic triaxial strength of standard test sand. " J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs. 102, GT5, pp. 511-523.
53. Stark, T.D., and Olson, S.M. (1995) " Liquefaction resistance using CPT and field case histories. " Journal of Geotechnical Engineering, pp. 856-869.
54. Tatsuoka, F., and Ochi, K., and Fujii, S., and Okamoto, M. (1986) " Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. " Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 23-41.
55. Tevenas, F., and La Rochelle, P. (1972) " Accuracy of relative density measurements. " Geotechnique, Vol. 22, No. 4, pp. 549-562.

56. Thevanayagam, S. (1998) " Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No.6, June, ASCE, pp. 479-490.
57. Thevanayagam, S., Fiorillo, M., and Liang, J. (2000) " Effects of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands. " Geotechnical Special Publicatin, Vol. 107, Aug5-Aug8, ASCE, pp.77-91.
58. Tokimatsu, K. and Uchida, A. (1990) " Correlation between liquefaction resistance and shear velocity. " Soils and Found., Tokyo, Vol. 30, No. 2, pp. 33-42.
59. Vaid, V. P. (1994) " Liquefaction of silty soils. " Ground Failures Under Seismic Conditions. Geotechnical Special Publication, No. 44, ASCE, pp. 1-16.
60. Viggiani, G., and Atkinson, J.H. (1995) " Interpretation of bender element tests. " Geotechnique, Vol. 45, No. 1, pp. 149-154.
61. 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, Vol. 122, No. 2, pp. 147-154.

62. Yamamuro, J.A., and Lade, P.V. (1997) " Static liquefaction of very loose sands. " *Cans. Geotechnical Journal*, Ottawa, Vol. 34, pp.905-917.
63. Yoshimi, Y.,and Oh-oka, H. (1975) " Influence of Degree of Shear Stress Reversal on The Liquefaction Potential of Saturated Sands. " *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 3, pp. 27-40.
64. Youd, T.L., et al. (1997) " Summary report. " *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Tech. Rep. NCEER-97-0022, T.L. Youd and I.M. Idriss, des., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, pp. 1-40.
65. Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe II, K.H. (2001) " Liquefaction resistance of soils : Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.
66. Zlatovic, S., and Ishihara, K. (1997) " Normalized behavior of very loose nonplastic soil : Effects of fabric. " *Soils and Foundation*, Tokyo,

Vol. 37, No. 4, pp. 47-56.

67. 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，161p。
68. 許鈞程 (1999) “細粒料含量對圓錐貫入試驗之影響” 國立交通大學土木工程系，碩士論文，169p。
69. 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系，碩士論文，41p.
70. 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系，碩士論文，46p。
71. 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系，碩士論文。