

國立臺灣大學工學院土木工程學研究所

博士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Doctoral Dissertation



以振動台試驗探討液化地盤中單樁受震樁土

互制關係

Pile-soil interaction of a single pile in liquefiable ground
during 1-g shaking table tests

陳家漢

Chen, Chia-Han

指導教授：翁作新、陳正興、葛宇甯 教授

Advisors : Professors Ueng, Tzou-Shin;

Chen, Cheng-Hsing; Ge, Louis

中華民國 106 年 6 月

June 2017

國立臺灣大學博士學位論文 口試委員會審定書

以振動台試驗探討液化地盤中單樁受震樁土互制關係

Pile-soil interaction of a single pile in liquefiable ground
during 1g shaking table tests

本論文係陳家漢君（D95521019）在國立臺灣大學土木工程學系博士班完成之博士學位論文，於民國 106 年 7 月 11 日承
下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

翁 作 新

(指導教授)

陳 正 興

(指導教授)

葛 宇 甯

(指導教授)

張 國 鎮

楊 國 鑫

洪 汶 宜

系主任

謝 尚 賢

翁作新

陳正興

葛宇甯

張國鎮

楊國鑫

洪汶宜

謝尚賢

誌 謝



首先，非常感謝翁作新老師多年來的指導、包容與鼓勵。從碩士班以來，老師的身教與言教讓我受益良多。一日為師終身為父，學生將謹記老師的教誨，在未來的日子裡更加努力。同時，師母蘇淑芳女士如同母親般地給予叮嚀，您的諄諄教誨與殷殷期盼讓我備感溫暖。

感謝陳正興老師總能指出研究上的盲點並破解迷津，不論在工作或研究上，均給予相當多的支持與勉勵。在論文最後階段，感謝葛宇甯老師的幫助，老師的溫暖言語讓學生如沐春風。感謝口試委員張國鎮教授、楊國鑫教授和洪汶宜教授對論文的指導與提點，讓論文更臻完善。也感謝指導委員林三賢教授在求學路上的啟發與教導。

感謝國家地震工程研究中心提供進修機會，這 16 年來在國震大家庭裡受到大家的照顧，特別感謝：羅俊雄主任、蔡克銓主任、張國鎮主任、黃世建主任、許健智副主任、陳正興組長、溫國樑組長、黃震興組長、黃俊鴻組長、柴駿甫研究員、吳俊霖研究員、林沛暘研究員、許丁友教授、邱俊翔教授、劉光晏教授、柯永彥研究員、許尚逸研究員、張為光研究員以及行政組全體同仁。因為有您們才得以一邊工作一邊完成學業。

感謝成功大學張文忠教授，在研究視野與實驗進行上提供莫大的協助，還不時地給予鼓勵。而這本論文能夠完成，必須感謝多年來協助實驗的同仁，包括：雄哥、安志、天佑、小吳、佳欣、華哥、阿豪、阿翔、阿剛、小梁、恆銘、君隆以及慎佑。感謝您們在悶熱的實驗場一次又一次的完成實驗，大家的恩情我將謹記在心。

感謝這些年在工作與研究上的夥伴，包括：忠哥、宏灝、建創、世彬、牧軒、世榮、謝恭、宏偉、俊翔、奇融、孔慶、炫智、志杰、哲安、毓瑛、雅涵(許)、郁維、益成、益群、永成、偉倫、昌良、安平、紹倫、開紋、紫芳、雅涵(徐)、子賢、德洪、承凱、事義、廷翰。謝謝大家的照顧與提攜，在此致上萬分謝意。

最後，感謝辛苦養育我的父母、支持我的奶奶，以及愛護我的哥哥、兄嫂、妹妹、妹婿，謝謝您們的包容與體諒。感激岳父母對我的疼惜，謝謝小舅子、小姨子、妹夫、茵茵帶來歡樂，您們的支持是向前的動力。最要感謝太太盈方在生活與精神上的支持，感恩您一路的陪伴讓我無後顧之憂。在這感恩的時刻裡，我總想著天上的爺爺，多希望與您分享喜悅並向您說聲謝謝。



摘要



本研究使用國家地震工程研究中心的振動台與大型雙軸向剪力試驗盒進行 1-g 飽和砂土中模型樁振動台試驗，探討可能液化地盤中單樁受震之樁土互制作用。模型樁固定於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為，並在樁頂裝設質量塊模擬上部結構載重之反應。另外在樁身黏貼應變計以及微型加速度計量測基樁受振之反應，同時也對於土壤試體之位移、加速度與孔隙水壓反應進行連續監測，以完整紀錄地盤受振過程之動態反應。

為探討上部結構與地盤變位作用於樁身之效應以及液化後樁土互制作用行為，本研究進行水平地盤與傾斜地盤之振動台試驗。根據試驗結果顯示樁基礎受振反應及樁土互制作用，主要受土層與基樁之顯著頻率、上部結構慣性力及地震之頻率分布的影響。此外，本研究利用雙向剪力試驗盒之機制與垂直坡面方向的輸入運動方式，確實能分別考量地盤側潰與上部結構物慣性對樁基礎的作用力。

本研究採用時頻分析與系統識別方法判識試驗過程中樁土系統頻率變化，探討地盤受震期間樁土系統頻率與超額孔隙水壓變化之關係，並提出簡化數學模式評估樁土系統頻率與水平地盤反力係數之關聯性，進而建立正規化水平地盤反力係數因超額孔隙水壓激發而折減的關係。其結果顯示在液化期間，土壤勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度會漸次回復。

關鍵字：振動台試驗、土壤液化、樁土互制作用、樁、側潰、土壤勁度



Abstract



Series of shaking table tests on a model pile within a saturated sand specimen using a large bi-axial laminar shear box were conducted at the National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE), to study the soil-pile interaction in a liquefiable ground during earthquake. The shaking table tests included a single pile within the level ground and inclined ground with a slope angle of 2° . The pile tip was fixed at the bottom of the shear box to simulate the condition of a pile foundation embedded in a firm stratum. The pile top was mounted with steel disks to simulate the superstructure. In addition, strain gauges and mini-accelerometers were placed on the pile surface to observe the behavior of the pile under shaking. The near- and far-field soil responses, including pore water pressure changes, accelerations, and settlements were also measured. According to analyses of the dynamic responses of the soil-pile system, it was found that the behavior of the model pile and soil-pile interaction under shaking was affected by the dynamic characteristics of the piles and the surrounding soil, the mass of the superstructure and the frequency content of earthquake shakings. In addition, the kinematic and inertial loadings on the model pile due to lateral spreading during shaking can be evaluated independently with the input motion imposed in the direction perpendicular to the slope direction.

These experimental data were analyzed to identify the time-dependent predominant frequency of soil-pile system during generation and dissipation of excess pore water pressure under the shaking by performing time-frequency analyses and system identification. The relation between the predominant frequency of soil-pile system and the coefficient of horizontal subgrade reaction can be obtained by the

proposed mathematical model of soil-pile system. Hence, the relation between the normalized coefficient of horizontal subgrade reaction and the pore pressure ratio was established based on the experimental data and the proposed mathematical model of soil-pile system. It can be seen that the stiffness of the soil almost vanished during the period of liquefaction and the stiffness of the soil would increase with the dissipation of pore water pressure. The trend of the stiffness reduction is found close to the reduction of soil parameter proposed by Architectural Institute of Japan (AIJ, 1998).

Keywords: Shaking table test, soil liquefaction, soil-pile interaction, pile, lateral spreading, soil stiffness.

目錄



誌謝.....	i
摘要.....	iii
Abstract.....	v
目錄.....	vii
表目錄.....	x
圖目錄.....	xii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景與動機.....	1
1.2 研究目的與方法.....	2
1.3 研究內容與架構.....	3
第二章 文獻回顧.....	5
2.1 土壤液化.....	5
2.2 液化土層中樁基礎受震行為.....	6
2.2.1 液化土壤中樁基礎之受力行為.....	6
2.2.2 液化土壤中樁基礎破壞機制.....	7
2.3 液化土壤中樁基礎動態物理模型試驗.....	8
2.3.1 大型振動台模型樁試驗.....	9
2.3.2 離心機振動台模型樁試驗.....	11
2.3.3 現地人工震源基樁動態試驗.....	12
2.4 液化土壤-樁基礎-上部結構互制分析方法.....	12
2.4.1 擬靜態分析法.....	13
2.4.2 動態數值分析法.....	14
2.4.2.1 非耦合分析.....	14
2.4.2.2 耦合分析.....	15
2.5 現行考慮地盤液化之樁基礎設計方法.....	16
2.5.1 彈性分析模式.....	16
2.5.2 非線性擬靜態分析.....	17
2.5.2.1 日本道路橋示方書(2002)規定.....	17
2.5.2.2 Tokimatsu (2003) 方法.....	18
2.6 超額孔隙水壓引致土壤參數折減之研究.....	19
2.6.1 室內實驗與現地量測相關研究.....	19
2.6.2 現行土壤參數折減相關規範.....	21
第三章 飽和砂土中模型樁振動台試驗.....	45

3.1 振動台試驗規劃.....	45
3.2 試驗設備與試體準備.....	46
3.2.1 地震模擬振動台.....	46
3.2.2 雙軸向多層剪力試驗盒.....	46
3.2.3 固定式大型砂土質落箱.....	47
3.2.4 資料擷取系統與量測儀器.....	48
3.2.5 模型樁與砂土試體準備.....	49
3.3 水平地盤中模型樁振動台試驗.....	50
3.3.1 量測儀器配置.....	51
3.3.2 試驗內容.....	52
3.4 傾斜地盤中模型樁振動台試驗.....	53
3.4.1 量測儀器配置.....	53
3.4.2 試驗內容.....	54
3.5 試驗流程與準備工作.....	54
3.5.1 試驗準備工作.....	54
3.5.2 試體準備流程.....	55
3.5.3 振動台試驗.....	56
3.5.4 振動台試驗完成之後續處理.....	57
第四章 水平地盤振動台試驗結果與分析.....	83
4.1 空箱中基樁振動台試驗.....	83
4.2 水中基樁振動台試驗.....	84
4.3 飽和砂土中基樁振動台試驗.....	85
4.3.1 微小振動下樁基礎動態行為.....	85
4.3.2 液化土壤中樁基礎受震反應.....	86
4.4 小結.....	91
第五章 傾斜地盤振動台試驗結果與分析.....	105
5.1 空箱中模型樁振動台試驗.....	105
5.2 飽和砂土中基樁振動台試驗.....	106
5.2.1 微小振動下樁基礎動態行為.....	106
5.2.2 液化土中樁基礎受震反應.....	107
5.2.3 結構系統共振反應.....	111
5.3 小結.....	114
第六章 液化地盤中樁土系統頻率之時變性.....	127
6.1 時頻分析與系統識別方法.....	127
6.1.1 時頻分析.....	127
6.1.2 系統識別方法.....	128
6.2 振動台試驗案例分析.....	128

6.2.1 水平地盤試驗案例.....	129
6.2.2 傾斜地盤試驗案例.....	132
6.3 超額孔隙水壓力與樁土系統頻率變化之關係.....	134
6.4 小結.....	136
第七章 由樁土系統頻率探討地盤中土壤勁度之變化.....	151
7.1 簡化數學模型.....	151
7.1.1 簡化數學模式之建立.....	151
7.1.2 簡化數學模式與理論解之比較.....	159
7.1.3 簡化數學模式與數值分析比較.....	163
7.2 超額孔隙水壓與水平土壤反力係數折減之關係.....	165
7.2.1 簡化數學模式估算水平土壤反力係數.....	165
7.2.2 有限元素分析計算水平土壤反力係數.....	166
7.2.3 水平土壤反力係數與超額孔隙水壓之關係.....	168
7.2.4 水平地盤與傾斜地盤案例分析比較.....	169
7.3 正規化水平土壤反力係數折減關係比較.....	170
7.4 小結.....	171
第八章 結論與建議.....	189
8.1 結論.....	189
8.2 建議.....	191
參考文獻.....	193

表目錄



表 2.1 離水際線距離變化之修正係數 C_s	23
表 2.2 非液化土層中流動力修正係數 C_{NL}	23
表 2.3 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E	23
表 2.4 日本建築學會規範之土質參數折減係數 D_E	24
表 2.5 不同版本之日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E 比較.....	24
表 3.1 國家地震工程研究中心振動台之規格與功能.....	58
表 3.2 模型樁基本性質.....	58
表 3.3 越南石英砂之基本物理性質.....	58
表 3.4 防水型應變計位置與編號對照表.....	59
表 3.5 2008 年 7 月，水平地盤模型單樁振動台試驗(LPB)振動模式.....	60
表 3.6 2008 年 7 月，水平地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(LPSB)振動模式.....	61
表 3.7 2009 年 2 月，水平地盤模型單樁振動台試驗振(LPC)動模式.....	63
表 3.8 2009 年 2 月，水平地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(LPSC)振動模式.....	64
表 3.9 2010 年 4 月，水平地盤模型單樁振動台試驗(LPD)振動模式.....	66
表 3.10 2010 年 4 月，水平地盤模型水中單樁振動台試驗(LPWD)振動模式.....	67
表 3.11 2011 年 9 月 6 日，傾斜地盤模型單樁振動台試驗(SP)振動模式.....	68
表 3.12 2011 年 9 月 9 日，傾斜地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(SPS)振動模 式.....	69
表 4.1 第二次水平地盤振動台試驗(LPB)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率	93
表 4.2 第三次水平地盤振動台試驗(LPC)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率	93
表 4.3 第四次水平地盤振動台試驗(LPD)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率	93
表 4.4 水平地盤振動台試驗(LPWD)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率.....	94
表 4.5 水平地盤振動台試驗(LPC)，不同相對密度下土層與土中鉛樁之顯著頻率	94
表 5.1 傾斜地盤振動台試驗(SP)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率.....	116
表 5.2 傾斜地盤振動台試驗(SPS)，不同相對密度下土層與土中鉛樁之顯著頻率	116
表 7.1 SAP2000 數值分析中，使用構件之斷面與材料參數.....	173
表 7.2 簡化數學模式中，不同樁土系統頻率之水平地盤反力係數.....	173
表 7.3 SAP2000 數值分析中，使用構件之斷面與材料參數.....	174

表 7.4 SAP2000 數值分析中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數	174
表 7.5 砂土之 N 值與相對密度 D_r 及內摩擦角 ϕ 之關係	175



圖目錄



圖 2.1 臨界孔隙比曲線(Casagrande, 1936)	25
圖 2.2 地震時土壤液化引致之災害示意圖(陳正興、陳家漢, 2014).....	25
圖 2.3 液化土壤-樁基礎-上部結構互制作用示意圖 (Tokimatsu and Asaka 1998)	25
圖 2.4 液化土壤中樁基礎破壞機制 (Tokimatsu et al.,1996)	26
圖 2.5 離心機模型試驗中挫屈破壞情況(Bhattacharya, 2003).....	26
圖 2.6 模型樁振動台試驗儀器配置(Yao et al., 2004).....	27
圖 2.7 大型模型樁振動台試驗之儀器配置 (Tokimatsu and Suzuki, 2004)	28
圖 2.8 土壤-樁基礎-上部結構互制作用之振動台試驗規劃 (Tokimatsu et al. 2005)	28
圖 2.9 土壤一群樁基礎—上部結構互制試驗照片	29
圖 2.10 土壤一群樁基礎—上部結構互制試驗配置 (Tokimatsu and Suzuki, 2009)	29
圖 2.11 模型樁振動台試驗規劃 (Cubrinovski et al., 2006)	30
圖 2.12 離心機模型樁振動台試驗儀器配置示意圖 (Wilson et al., 1998)	31
圖 2.13 樁身彎矩與自由場孔隙水壓隨深度分布 (Abdoun et al., 2003)	31
圖 2.14 離心機模型樁振動台試驗配置示意圖 (Kagawa et al., 2004)	32
圖 2.15 爆炸引致地盤液化之現地樁基礎側向載重試驗(重繪 Rollins et al., 2005)	32
圖 2.16 震源震盪車與棧橋式碼頭液化試驗配置(Chang et al., 2010).....	33
圖 2.17 不同孔隙水壓比情況下， p-y 曲線變化(Chang et al., 2010)	33
圖 2.18 擬靜態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖 (Liyanapathirana and Poulos, 2005)	34
圖 2.19 BNWF 非線性動態土壤 p-y 元素特性示意圖 (Boulanger et al., 1999).....	35
圖 2.20 橋梁基礎彈性分析流程.....	36
圖 2.21 橋梁基礎擬靜力分析流程.....	37
圖 2.22 水底高程差及離水際線之距離(JRA, 1996).....	38
圖 2.23 流動力計算模式(JRA, 1996).....	38
圖 2.24 樁基礎之簡易擬靜態分析法示意圖 (Tokimatsu, 2003).....	40
圖 2.25 地震時最大之反覆剪應變 (Tokimatsu, 2003).....	40
圖 2.26 水際線與地盤水平位移關係(Tokimatsu, 2003).....	40
圖 2.27 岩崎敏男等人(1981)使用之試驗設備	41
圖 2.28 正規化之地盤反力係數與初始孔隙水壓之關係.....	41

圖 2.29 試體相對密度 39 %，在圍壓 98 kPa 時，不同孔隙水壓激發方法之正規化土壤模數與孔隙水壓力比之關係.....	42
圖 2.30 飽和砂土振動台離心機模型試驗儀器配置.....	42
圖 2.31 土壤剪力波速正規化折減因子(ER)與孔隙水壓比之關係.....	43
圖 3.1 多層剪力試驗盒運動型態示意圖.....	70
圖 3.2 大型多層雙軸向剪力試驗盒示意圖.....	70
圖 3.3 大型砂土貫落箱示意圖.....	71
圖 3.4 貫落箱本體底板及多孔盤之孔位配置圖.....	71
圖 3.5 貫落箱再振動台進行砂試體準備照片.....	72
圖 3.6 薄片型防水應變計外觀.....	72
圖 3.7 PCB 微型加速度規.....	73
圖 3.8 Druck 電阻式微型水壓計.....	73
圖 3.9 MTS Temposonics II Rod Style 位移計 (LDT)	74
圖 3.10 耦合感測子 (Coupled sensor).....	74
圖 3.11 微型壓力計 (Tactile sensor).....	75
圖 3.12 陣列式位移計 (ShapeAccelArray)	75
圖 3.13 黏貼應變計之模型鉛樁照片.....	76
圖 3.14 越南石英砂之粒徑分佈曲線.....	76
圖 3.15 水平地盤模型樁振動台試驗示意圖.....	77
圖 3.16 模型鉛樁與剪力盒內部之儀器配置圖.....	77
圖 3.17 剪力盒外部之儀器配置圖.....	78
圖 3.18 水平地盤模型樁振動台試驗架構圖.....	78
圖 3.21 傾斜地盤模型鉛樁與剪力盒內部之儀器配置圖.....	80
圖 3.22 剪力盒外部之儀器配置圖.....	80
圖 3.23 傾斜地盤試驗模型樁量測儀器安裝情況.....	81
圖 3.24 傾斜地盤模型樁振動台試驗之情形.....	81
圖 4.1 空箱中單樁試驗(LPC)，加載不同樁頂質量之模型樁加速度放大係數反應.....	95
圖 4.2 水中模型樁試驗，樁頂加載 6 塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應.....	96
圖 4.3 水中模型樁試驗，樁頂加載 3 塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應.....	96
圖 4.4 自由場土層與土層中鉛樁之加速度放大係數關係.....	97
圖 4.5 單向度振動下，自由場孔隙水壓力比反應歷時圖.....	97
圖 4.6 單向度振動下，基樁、遠域土壤之加速度反應歷時.....	98
圖 4.7 單向度振動下，樁頂位移歷時圖.....	98
圖 4.8 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之樁身彎矩剖面圖.....	99
圖 4.9 樁身應變計分布與應變方向之定義.....	99

圖 4.10 樁身變位、斜率、彎矩、剪力與土壤反力之方向定義.....	100
圖 4.11 彈性梁理論應用於樁身受力與變形分析示意圖.....	100
圖 4.12 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所量測之樁身彎矩剖面與 反算分析結果比較.....	101
圖 4.13 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之樁身變形與樁身 斜率剖面圖.....	101
圖 4.14 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之剪力與樁身受力 剖面比較.....	102
圖 4.15 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應的樁身變形與受力 剖面之比較.....	102
圖 4.16 地盤液化後，樁頂加速度放大曲線.....	103
圖 4.17 空箱中單樁、水中單樁與液化土壤中單樁之樁頂加速度放大曲線.....	103
圖 5.1 空箱模型樁試驗，樁頂無質量塊之模型樁加速度放大係數反應.....	117
圖 5.2 空箱模型樁試驗，樁頂加載六塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應.....	117
圖 5.3 在不同相對密度下，樁頂加載六塊質量塊時模型樁與地盤之加速度放大 係數反應.....	118
圖 5.4 傾斜地盤試驗中，地盤液化側潰照片.....	120
圖 5.5 基樁近遠域超額孔隙水壓力時圖(SPS07).....	120
圖 5.6 自由場與基樁之加速度歷時圖(SPS07).....	121
圖 5.7 自由場地盤位移剖面歷時圖(SPS07).....	121
圖 5.8 基樁頂部相對位移與其運動軌跡圖(SPS07).....	122
圖 5.9 空箱單樁及液化後樁頂加速度放大曲線(SPS07).....	122
圖 5.10 不同時間下，樁基礎在 X 方向之變形、斜率與彎矩剖面圖(SPS07) ...	123
圖 5.11 不同時間下，樁基礎在 X 方向之彎矩、剪力與樁身受力剖面圖(SPS07)	123
圖 5.12 SPS07 試驗中地盤側潰引致樁身變形與樁身受力圖.....	124
圖 5.13 基樁近遠域超額孔隙水壓力時圖(SPS14).....	124
圖 5.14 基樁與自由場之加速度歷時圖(SPS14).....	125
圖 5.15 SPS14 試驗中，液化前後樁身彎矩分布圖.....	126
圖 5.16 SPS14 試驗中，液化後樁身變形與受力分布圖.....	126
圖 6.1 水平地盤 LPSB33 試驗之輸入震動與樁頂加速度反應歷時圖.....	138
圖 6.2 自由場孔隙水壓陣列量測之超額孔隙水壓比(r_u)歷時(LPSB33).....	138
圖 6.3 水平地盤試驗中，樁頂質量塊加速度歷時之短時富利葉轉換之時頻分布 圖.....	139
圖 6.4 模型樁在液化前、中、後，不同時間區段之短時轉換函數結果.....	140
圖 6.5 水平地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率隨時間變化圖.....	141
圖 6.6 傾斜地盤 SPS10 試驗之輸入震動與樁頂加速度反應歷時圖.....	141

圖 6.7 SPS10 試驗中，自由場孔隙水壓計量測之超額孔隙水壓比(r_u)歷時圖....	142
圖 6.8 傾斜地盤試驗中，樁頂質量塊加速度歷時之短時富利葉轉換之時頻.....	142
圖 6.9 傾斜地盤試驗中，模型樁在液化前、中、後，不同時間區段之短時轉換 函數結果.....	143
圖 6.10 傾斜地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率隨時間變化圖.....	144
圖 6.11 傾斜地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率依時變化與樁頂加速.....	144
圖 6.12 孔隙水壓陣列各別影響深度計算示意圖.....	145
圖 6.13 水平地盤試驗中，飽和砂土之平均超額孔隙水壓力比歷時圖.....	145
圖 6.14 水平地盤試驗中，飽和砂土之 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖	146
圖 6.15 水平地盤試驗中，系統顯著頻率與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖	146
圖 6.16 傾斜地盤試驗中，飽和砂土之平均超額孔隙水壓力比歷時圖.....	147
圖 6.17 傾斜地盤試驗中，飽和砂土之 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖	147
圖 6.18 傾斜地盤試驗中，系統顯著頻率與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖	148
圖 6.19 水平地盤試驗(LPSB33)案例，樁土系統頻率與平均超額孔隙水壓比之關 係.....	148
圖 6.20 傾斜地盤試驗(SPS10)案例，樁土系統頻率與平均超額孔隙水壓比之關 係.....	149
圖 7.1 振動台模型樁試驗之簡化模型示意圖.....	176
圖 7.2 簡化模型樁與其元素體圖.....	176
圖 7.3 懸臂梁示意圖.....	177
圖 7.4 集中載重之懸臂梁示意圖.....	177
圖 7.5 無限長樁自由樁頭示意圖.....	177
圖 7.6 單樁數值模型元素圖.....	178
圖 7.7 土層中單樁數值模型元素圖.....	179
圖 7.8 SAP2000 分析軟體中，簡化數學模型樁土數值模型圖	179
圖 7.9 簡化數學模式中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數之關係.....	180
圖 7.10 模型樁數值模型元素圖.....	181
圖 7.11 SAP2000 分析軟體之樁土數值模型圖	182
圖 7.12 SAP2000 數值分析中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數關係..	182
圖 7.13 水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(簡化數學模式).....	183
圖 7.14 水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(SAP2000).....	183
圖 7.15 簡化數學模式中，正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關 係.....	184

圖 7.16 由數值分析得到之正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係.....	184
圖 7.17 簡化數學模式得到水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(傾斜地盤)	185
圖 7.18 簡化數學模式中，正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(傾斜地盤).....	185
圖 7.19 水平地盤與傾斜地盤的正規化水平土壤反力係數與平均超額孔隙比關係之比較.....	186
圖 7.20 正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係比較.....	186
圖 7.21 正規化水平地盤反力係數與地盤抗液化安全係數關係之比較.....	187

第一章 緒論



1.1 研究背景與動機

在過去重大地震災害調查報告中，經常可見因土壤液化造成災害，導致建築物、橋梁、水邊結構及邊坡等破壞，也引起地層下陷及地盤側移，因而損及結構物。如1964年日本Niigata地震、1989年美國Loma Prieta地震、1995年日本Kobe地震以及2011年紐西蘭基督城地震與東日本大地震等，皆有許多因地盤弱化或土壤液化造成之樁基礎破壞，甚至導致上部結構物破壞的案例。

台灣位處於環太平洋地震帶，地震頻繁，有許多橋梁及結構物是沿河岸或海岸線構築，或位於河川的下游與出海口，這些地區的地質環境在地震時大多可能發生土壤液化。早期在設計或建構時多未考量地震時樁土互制、土壤液化等因素對樁基礎的影響，因此有必要再進行安全性評估與檢討。同時，在地形有高差或傾斜地層的場址發生液化時，可能會造成地盤側向擴展(lateral spreading)或是流潰(flow failure)等破壞，而此類型破壞會造成大範圍的建築物、土工結構物與維生管線系統損壞，若結構物基礎置於其中，則會遭受地盤流動擠壓而造成嚴重損壞，如2011年紐西蘭基督城地震與東日本大地震皆發生嚴重的側潰災害，影響民生甚鉅。因此深入了解液化地盤中樁基礎受震反應與樁土互制作用，並檢討其分析以及設計方法為大地地震工程領域中重要的課題。

根據Tokimatsu and Asaka (1998) 和Abdoun and Dobry (2002) 之研究指出，地震發生時，若地盤發生液化，樁基礎所受之作用力主要來自上部結構受地震作用引致之慣性力(inertial force)，以及樁身周圍地盤變位而作用於基礎的作用力(kinematic force)。而在地震期間隨著地層中超額孔隙水壓的變


化，造成地盤的弱化，甚至發生液化，使得基樁與土壤間之受力變形行為更為複雜，也造成可能液化地盤之樁基礎在工程設計及分析上皆有相當的困難度。

由於液化地盤中樁土互制作用的高度複雜性，專家學者大多利用實尺寸現地試驗或採用物理模型試驗，如大型振動台或離心機振動台試驗，進行模擬並根據試驗結果進行其破壞機制與相關之研究。然而相關研究常囿於研究設備或經費的限制，目前大多僅能進行單向度物理模型試驗，因此對於上部結構物對於基樁的慣性力與地盤變位對於基樁的作用力或側潰力，並無法各自分離探討。此外，液化過程中土壤強度與其所能提供樁基礎之圍束能力也是當前學術界與工程界相當重視的研究課題，目前現行規範中土質參數折減係數制定是否合理也將影響結構物基礎在可能液化地盤中之安全性與經濟性。

1.2 研究目的與方法

本研究的主要目的是針對可能液化地盤中單樁受震行為與樁土互制作用進行探討，利用大型雙軸向剪力試驗盒的獨特運動機制進行1 g振動台物理模型試驗，以期能更清楚了解液化地盤中單樁受力行為與樁土互制作用，包括上部結構引致之慣性力與地盤運動效應對於基樁之影響以及土壤勁度因超額孔隙水壓激發而折減的效應。

試驗設計是將模型樁固定於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為，並在樁頂裝設質量塊模擬上部結構載重之作用並量測其在受振時的反應。另外也在樁身黏貼防水型應變計以及微型加速度計量測基樁受振之反應，同時也對於土壤試體之位移、加速度與孔隙水壓反應均進行連續監測，以完整紀錄地盤受振過程之動態反應資料。本研究為考慮可能液化地盤變位型態對於樁基礎作用的影響，分別進行水平地盤與傾斜地盤



模型樁振動台試驗。在試驗過程中，先利用空箱單樁與水中單樁試驗了解基樁與在水中基樁的動態特性，再控制樁頂上部載重質量、砂土相對密度、輸入振動模式、振動頻率與最大輸入加速度等因素進行試驗，將試驗所得之樁身應變資料，考慮邊界狀況以迴歸分析法求得樁身彎矩分布並依彈性梁理論反算樁身變形與土壤反力，同時配合近遠域之孔隙水壓力變化與地盤變位進行基樁於飽和土層中受震之力學行為探討。其內容包括：(1)地盤在液化前、中、後各階段樁基礎受力行為反應；(2)孔隙水壓激發與消散對土壤—樁基礎—上部結構互制行為之影響；(3)地盤側潰對於樁基礎受震反應之影響等。而本研究中傾斜地盤模型樁振動台試驗有一個特點，是針對傾斜地盤試體在垂直其坡度方向施予單軸向振動時，配合剪力試驗盒可雙軸向運動之獨特機制，則可分別探討上部載重作用於基樁之慣性力與地盤變位對於基樁之作用，如此對於傾斜地盤側潰機制與其作用於構造物之行為反應能更加瞭解。

除了探討單樁受震行為外，本研究也使用時頻分析與系統識別方法辨識飽和砂土振動台試驗過程中樁土系統頻率的變化，探討地盤受震後樁土系統勁度折減與超額孔隙水壓之關係，並提出簡化數學模式評估樁土系統頻率與水平地盤反力係數之關聯性，進而探討土壤勁度因超額孔隙水壓激發而折減的關係。

1.3 研究內容與架構

本研究主要分為三部分，首先以1 g振動台試驗進行水平地盤中單樁受震行為，探討水平地盤中樁土互制行為，包括超額孔隙水壓激發行為、慣性力與地盤運動效應之影響。第二部分為傾斜地盤單樁受震行為之探討，利用剪力試驗盒二維運動之機制設計實驗，探討地盤側潰對於樁基礎之反應與影響。第三部分則是利用系統識別的方法針對振動台試驗結果進行樁土系統振動頻率的識別，探討樁土系統顯著頻率與超額孔隙水壓比之量化關係，同時

推導簡化數學模式以建立樁土系統顯著頻率與水平地盤反力係數之關係，進而獲得水平地盤反力係數與孔隙水壓之關係。



本論文共分為八章：

第一章 **緒論**，說明本論文之研究動機與目的。

第二章 **文獻回顧**，由前人研究成果中瞭解液化地盤中樁基礎受震行為與目前分析與設計之進展與有待研究之方向。

第三章 **模型樁振動台試驗**，介紹本論文採用之研究方法與物理模型試驗之試體準備、試驗規劃與進程序。

第四章 **水平地盤振動台試驗結果與分析**，根據振動台試驗結果探討水平地盤中樁土互制行為，包括超額孔隙水壓激發行為、慣性力與地盤運動效應之影響等。

第五章 **傾斜地盤振動台試驗結果與分析**，根據傾斜地盤振動台試驗結果探討地盤側潰對於樁基礎之反應與影響。

第六章 **液化地盤中樁土系統頻率之時變性**，根據振動試驗資料進行樁土系統時頻分析與系統識別辨識飽和砂土振動台試驗過程中樁土系統頻率變化，並根據孔隙水壓的量測結果計算試體平均有效應力比探討樁土系統頻率與孔隙水壓之關係。

第七章 **由樁土系統頻率探討地盤中土壤勁度之變化**，使用理論推導之樁土系統頻率方程式與數值分析方法計算樁土系統頻率與水平土壤反力係數之關係，並結合第六章試驗案例中樁土系統顯著頻率與超額孔隙水壓比之結果，建立正規化水平土壤反力係數與超額孔隙水壓比的關係，並探討現有規範中土質參數折減係數之合理性。

第八章 **結論與建議**，綜合本研究之具體成果提出結論與建議。

第二章 文獻回顧



2.1 土壤液化

Casagrande (1936) [1]以臨界孔隙比 (critical void ratio) 的概念解釋砂土液化現象(圖2.1)，提出鬆砂或緊砂在相同有效圍壓下受剪時，體積變化皆有趨向固定孔隙比之趨勢，該孔隙比即為土壤之臨界孔隙比，當受剪達到此臨界孔隙比時的土壤狀態，稱之為臨界狀態 (critical state)。因此當砂土受剪時，若其孔隙比大於臨界孔隙比，體積會因振動趨於緊密，若於不排水狀況下，超額孔隙水壓就會增加。根據有效應力概念，即 $\sigma_v' = \sigma - u$ ，其中， σ_v' 為有效應力， σ 為總應力， u 為超額孔隙水壓，若總應力保持不變，而超額孔隙水壓持續增加到與總應力相等，則有效應力降為零，而此時土壤不具有剪力強度並呈現液體狀態。

Seed (1979) [2]將液化依發生機制分成兩種情況：

(1)初始液化 (initial liquefaction)：此種現象主要發生於飽和疏鬆砂土層中，當土層受到衝擊性或反覆性之動態載重作用而激發超額孔隙水壓，若瞬時間土壤孔隙水無法即時排除，當超額孔隙水壓力等於土壤有效應力時即稱為初始液化。

(2)反覆流動性 (cyclic mobility)：此種現象主要發生於飽和中等緊密或緊密砂土層，當土層受到持續反覆載重作用且達初始液化時，其後反覆作用力使土體產生某範圍內的反覆應變 (limited strain)，此種狀況的產生原因係因土壤的殘留強度，或是土壤的剪脹特性產生負值孔隙水壓而使得有效應力增加所導致。

美國國家研究委員會(NRC, 1985)[3]也整理出8種地震引致土壤液化之

災害種類，分別是：(1)噴砂(sand boil)、(2)流動破壞(flow failure)、(3)輕微傾斜地盤的側潰破壞(lateral spreading)、(4)水平地盤上地盤反覆振盪(ground oscillation)、(5)承载力損失造成基礎破壞、(6)因浮力造成沉埋管線或結構物上浮破壞、(7)地盤沉陷以及(8)擋土結構物破壞等。

1999年9月21日發生在臺灣的集集地震，是臺灣歷史上規模最大的土壤液化案例，其影響範圍遍及中部各縣市，造成員林、南投、霧峰、太平一帶因土壤液化而使房舍受損，而臺中港1~4碼頭亦因土壤液化而受損進而影響營運。根據震後調查因土壤液化引致災害現象如圖2.2[4]所示，若依地盤受地震液化作用引致變位型態，主要可分為兩類：(1)水平地盤中常會造成噴砂與地盤沉陷等現象，經常造成房舍下陷與傾斜，以及地下管線斷裂或上浮等破壞；(2)在傾斜地盤中則由於液化土壤失去強度，土層則因重力或慣性力作用而產生側潰甚至流動破壞，由高程高的地方往高程較低的一方發生側向變位，因而造成道路與農田開裂或塌陷，橋墩傾斜下陷與落橋、擋土牆、堤防及河岸邊之結構物崩塌傾覆等破壞。例如在921集集地震時，台中港沉箱碼頭的外移，雲林鎮崙雅里、霧峰鄉四德路、太平鄉光隆橋附近、南投縣軍功里與振興里之建築物嚴重沉陷、傾斜及側移，霧峰鄉旱溪河岸太子城堡社區因地盤流動而嚴重滑移、沉陷及傾斜等都是此類破壞典型的例子。

2.2 液化土層中樁基礎受震行為

2.2.1 液化土壤中樁基礎之受力行為

地震發生時，若地盤產生液化，其對樁基礎影響為相當複雜之機制，根據Tokimatsu and Asaka (1998) [5]及Abdoun and Dobry (2002) [6]的研究，其影響大致可分為三個時期：(1)在地震的前期，地盤內部所激發之超

額孔隙水壓較小，土壤之剪力模數與強度折減較小，此時期樁基礎之受力與變位行為主要受上部結構所引致之慣性作用力所控制；(2)進入地震的主震期，地盤可能發生液化，甚至產生地盤側向變位，土壤之剪力模數與強度大幅度降低，此時基樁之受力狀況十分複雜，主要是由上部結構所引致之慣性作用（inertial effect）及液化地盤之受震反覆變位與地盤流動初期之永久變位引致之地盤運動效應（kinematic effect）兩部分所控制。黃俊鴻(2000)[7]也指出在此時期，上部結構引致之慣性力可能因土壤液化之減震作用而變得較小，地盤之受震反覆變位則會因土壤弱化而明顯變大；(3)當地震停止後，樁基礎主要受力來源為地盤流動所產生之永久變位，而不再承受上部結構之慣性力。圖2.3為地震引致土壤液化過程中液化土壤、樁基礎與上部結構互制作用示意圖。

由上述之階段性影響，樁基礎受地盤液化影響可分為兩類：(1)水平地盤：水平地盤較常造成地盤的沉陷或結構物的傾斜，因此對於樁基礎的影響主要視土層液化深度的影響，若僅是較淺層的液化，基樁可能因為損失部分樁周摩擦承载力而造成沉陷量略為增加；若液化深度超過樁基礎底部，則樁基礎可能因底部承载力降低而發生嚴重的沉陷。(2)傾斜地盤：在河岸區域或有地形高差之地盤，若發生液化則容易造成地盤側潰甚至流動破壞，而有較嚴重之災情。此時地盤因運動效應造成之地盤變位則會對樁基礎產生側向作用力。若地盤是完全液化的情況，則地盤變位對於樁基礎作用力則相對較小，而若土壤表層為非液化層，僅有其下土層發生液化時，則上部之非液化層則會造成樁基礎較大的側向作用力。

2.2.2 液化土壤中樁基礎破壞機制

Tokimatsu et al. (1996) [8]根據過去重大震災後調查報告歸納出八種樁基礎在可能液化地盤中之破壞機制，如圖 2.4 所示。由這些破壞機制中發現除垂直承载力與地表沉陷引致之負摩擦力破壞外，造成樁基礎破壞的主

要兩個來源分別為上部結構引致之慣性力與地盤變位所造成樁身變形之作用力。

Bhattacharya (2003) [9]根據離心模型試驗結果與震災調查案例反算結果，提出樁基礎在液化土層中亦可能產生挫屈 (buckling) 破壞之結構不穩定問題，圖 2.5 為離心模型試驗中基樁挫屈破壞情況。Lin et al. (2005) [10]使用溫克基礎模式進行液化側潰引致基樁破壞案例進行反算分析，結果發現日本新瀉昭和大橋(Showa bridge)之案例應為土壤液化後樁基礎失去圍束，同時亦承受過大之軸向力作用而導致挫屈破壞。因此，考慮樁基礎在可能液化土層中之設計則有必要再進行樁基礎挫屈之穩定性檢核。

Haldar et al.(2010)[11]以有限差分軟體 FLAC 以二維平面應變假設下進行液化土層中樁基礎破壞模式之參數分析，主要針對彎矩破壞以及挫屈破壞兩種主要潛在破壞模式探討。Haldar et al.指出在可能液化土層中樁基礎之破壞模式受液化土層深度影響甚鉅。然而，土層動態特性、地震之顯著頻率以及最大地表加速度皆會影響液化土層之深度。因此，若要了解基樁在液化土層中之破壞型式，則需同時考慮土層、基樁以及地震的動態特性等參數。

2.3 液化土壤中樁基礎動態物理模型試驗

現地液化土層中樁基礎動態反應機制複雜，目前現地案例除1995年日本Kobe地震有部分觀測資料外(Ishihara and Cubrinovski, 1998[12])，液化土層中基樁受震反應之現地動態量測資料則相當有限。因此，為探討液化土層中基礎受震反應行為，則可利用物理模型試驗進行研究。目前液化土層中樁基礎之動態物理模型試驗主要有三種類型：(1) 大型振動台模型樁試驗，(2) 離心機動態模型樁試驗，(3) 現地人工震源樁基礎動態試驗。這些試驗之研究重點包含：液化土層中基樁動態側向抵抗(seismic lateral resistance)分析、液化土層土壤－樁基礎－上部結構動態互制反應(dynamic

interaction responses)、樁頂束制條件(pile head constraints)與樁群反應(pile group response)及土壤側潰對基樁之影響(pile responses due to lateral spreading)等。



2.3.1 大型振動台模型樁試驗

Yao et al. (2004) [13]利用單向大型振動台及大型單向度多層式剪力盒 ($4\text{ m} \times 2\text{ m} \times 2\text{ m}$)，並於盒內放置1.75 m 長之模型鉛樁以進行動態土壤-基樁-上部結構互制試驗，其模型與儀器配置如圖2.6所示。其結果顯示基樁-上部結構之卓越週期(predominant period)受下方土壤孔隙水壓激發與地表振動影響，且基樁行為與土層位移密切相關，而最大樁身彎矩發生於土壤剛液化前之階段。

Tokimatsu and Suzuki (2004) [14]及Tokimatsu et al. (2005) [15]使用單向大型振動台與大型單向多層式剪力盒 ($12\text{ m} \times 3.5\text{ m} \times 6\text{ m}$) 進行一系列在水平地盤與傾斜地盤(傾斜角為2度)之土壤-樁基礎-上部結構互制試驗，其中土壤試體分為乾砂及飽和砂土兩類，其儀器配置與試驗規劃分別如圖2.7與圖2.8所示。根據分析結果顯示樁身周圍之超額孔隙水壓變化對於土壤反力(p)與樁土相對位移(y)行為有顯著影響，且行為與在乾砂試體反應完全不同。唯該研究僅根據試驗結果進行定性探討，尚無定量之估計方法。此外，Tokimatsu et al. 提出若上部結構物之自然週期小於地盤自然週期，則地盤位移會傾向與上部結構引致的慣性力同方向，則樁基礎的最大應力會發生在慣性力與地盤變位同時達到極大值時；反之，如果上部結構物之自然週期大於地盤自然週期，則地盤位移與上部結構引致的慣性力不同相(out of phase)，則樁身最大應力可能會發生在不是慣性力與地盤變位達到極大值的時刻。

Tokimatsu and Suzuki (2009) [16]利用日本兵庫縣三木市兵庫耐震工學研究中心實尺寸之三向度大型振動台 (E-Defense, $15\text{ m} \times 20\text{ m}$)，搭配可

在水平向二維運動之圓柱形多層式試驗盒（直徑為 8 m，高為 6.5 m，如圖2.9），進行一系列乾砂與飽和砂土試體之土壤-群樁基礎-上部結構互制試驗，其配置如圖2.10所示。根據其試驗結果提出擬靜態分析程序(pseudo-static analysis)以評估樁基礎受震時所受到上部結構所傳遞之慣性力與地盤變位引致之作用力，並進行參數敏感度分析探討影響液化土層中樁身應力之因素。

Cubrinovski et al. (2006) [17]使用大型振動台與多層式剪力盒所進行土壤-基樁互制模型試驗結果進行分析。該試驗分為兩階段，先利用簡諧波振動讓試體達到液化狀態，再使用剛性加壓板施加側向位移以探討側潰土壤對樁基礎反應之影響。圖2.11為模型樁振動台試驗配置與試驗程序，其試驗土層分為下方飽和土壤試體與上方乾燥之表土層兩部分，並分別採用高強度預力混凝土基樁(PHC)以及鋼樁進行試驗。分析結果顯示樁基礎勁度對於反應有顯著之影響—較為柔性之基樁會隨著樁周土壤移動，其行為主要受地盤變位控制；而勁度較高之基樁則因較不隨地盤移動，因此最大樁身彎矩主要受非液化層土壤側向載重所影響。此外，利用等值線性方法進行液化土壤勁度反算發現液化土壤勁度僅為初始土層勁度1/30~1/80之間。

1 g振動台模型樁動態試驗趨勢是以高密度量測儀器進行觀測，再由試驗分析探討其樁身受力反應與影響樁土互制之影響因子。綜合上述研究成果可歸納：(1)孔隙水壓變化對於p-y行為有明顯影響；(2)乾砂試體動態反應無法代表飽和砂土中模型樁之受振行為；(3)樁土相對勁度對樁土互制反應影響相當顯著。而目前振動台模型試驗對於結構物及地盤之顯著週期與地震特性之討論仍少，且僅考慮上部結構之顯著週期而忽略與下部基礎之總和反應。若地盤發生液化，則樁土互制行為可能與原先設計考慮不同，應進行考慮整體結構及地盤顯著週期與地震特性之研究。此外，礙於研究經費與設備的限制，目前試驗多以單向度振動試驗為主，多向度振動研究

仍在少數，有必要探討兩者之差異以提供現行設計方法之修正。



2.3.2 離心機振動台模型樁試驗

Wilson et al. (1998)[18]在 U.C. Davis利用架設於離心機上之振動台及多層式剪力試驗盒 (laminar shear box) 觀測單樁與群樁於液化土層之行為 (如圖2.12)，並發展考慮土層非線性動態反應下，作用於樁身之土壤反力(p)與樁土相對位移(y)之關係(p-y relation)。Brandenberg et al. (2005)[19]利用相同設備探討液化後土壤側潰對基樁造成之影響，其結果發現利用 Matlock (1970) [20]所提出之靜態p-y曲線可預測非液化層(clay crust)之反應，且樁帽正下方非液化層與樁帽摩擦力會影響其受力，而液化土層之樁身位移則與樁身與周圍土壤之相對勁度有關。

Abdoun and Dobry (2002)[6]及Abdoun et al. (2003)[21] 使用壬色勒理工學院(Rensselaer Polytechnic Institute, RPI) 100 g-ton 離心機及架設其上的振動台與單向多層式剪力盒進行一系列液化後土壤側潰引致單樁與群樁基礎破壞的試驗，試驗結果發現樁身最大彎矩皆發生於液化與非液化土層之界面處(如圖2.13所示)，並利用單樁試驗結果發展以極限平衡法為概念之樁身彎矩評估方法提供實際工程應用。

Kagawa et al. (2004)[22]利用日本清水建設 (Shimizu Corporation) 之離心機設備進行三組離心機振動台試驗(15 g)與相同條件之1 g大尺寸振動台試驗結果對行比對，包括自由場地盤受震試驗、乾砂中樁土受震試驗與飽和砂中樁土受震試驗。圖2.14為第三組飽和砂土中樁土試驗之配置，其中模型樁是固接在樁帽上而樁尖是用鉸接方式與底部相連。根據試驗結果比對發現，在自由場地盤受震試驗與乾砂中樁土受振試驗中，離心機振動台試驗能有效模擬1 g振動台試驗結果；然而，在飽和砂土中樁土受震試驗之孔隙水壓分布與基樁受震反應結果則與1 g振動台試驗結果有一定的差異。

Knappett and Madabhushi (2009)[23] 利用英國劍橋大學離心機設備進

行一系列水平地盤中模型群樁振動台試驗以探討液化土層中樁基礎承受高軸壓下可能引致之不穩定破壞問題。作者利用Bhattacharya (2003)所提出的彈性挫屈載重所估算之樁基礎側位移公式與其試驗結果比較，發現此公式僅能運用於樁土相對勁度較大之情形，在樁土相對勁度較小時則會有明顯高估的情況。其原因是由於基樁側向位移至一定比例後，砂土的膨脹(dilative behavior)特性會提供基樁顯著的側向阻抗以降低基樁側向位移。

2.3.3 現地人工震源基樁動態試驗

Rollins et al. (2005)[24] 在美國加州Treasure Island以爆炸方式產生人工震源引致地盤液化後，再利用油壓致動器對現地實尺寸之單樁及群樁施加側向載重進行液化地盤中樁基礎之側向反覆荷載試驗，其配置如圖2.15所示。試驗分析結果顯示液化與未液化土層其 p - y 曲線有顯著的差異，而在液化土層中群樁效應並不明顯。

Chang et al. (2010)[25]將大尺寸棧橋碼頭模型埋置於回填砂土之試坑 ($5\text{ m} \times 2.5\text{ m} \times 2.5\text{ m}$) 中，利用震源震盪車(Vibrosey truck)之動態載重，產生地表振動進行棧橋碼頭液化試驗，圖2.16為震源震盪車與棧橋式碼頭動態試驗配置圖。圖2.17為不同孔隙水壓力比情況下，深度 1.5 m處反算之 p - y 曲線變化情況。其結果顯示 p - y 曲線之割線模數隨著孔隙水壓力比(r_u)增加而遞減，同時其遲滯迴圈面積亦有逐漸增加之趨勢。因此，從該趨勢可看出動態 p - y 曲線在液化的過程中，土壤反力會逐漸減少，而阻尼效應則逐漸增加。

2.4 液化土壤-樁基礎-上部結構互制分析方法

目前發展之液化土壤-樁基礎-上部結構互制 (soil-pile-superstructure interaction, SPSI)分析方法可概分為：(1)擬靜態分析法(pseudo-static analysis)及(2)動態數值分析法(dynamic numerical analysis)兩大類。



2.4.1 擬靜態分析法

擬靜態分析法又稱地盤反力係數法，其觀念源自於梁在彈性基礎的分析方式，將基樁以梁元素來模擬，以相互獨立的彈簧(Winkler spring)來模擬土壤反力，上部結構則以集中質量(lumped mass)代表，其物理模型如圖2.18所示，此類模型稱為溫克基礎模式(Winkler model)，而其中Winkler 彈簧可以是簡單之線彈性到複雜之非線性彈塑性彈簧。

工程實務上分析液化土層基樁側向阻抗(lateral resistance)，較常使用Wang and Reese (1998) [26]所建議之分析程序，此法主要是將砂土殘餘不排水強度應用於傳統之p-y曲線以進行樁基礎側向載重分析，但p-y曲線僅代表土壤－樁基礎互制行為，並未考慮液化土壤之力學特性與孔隙水壓之影響。Rollins et al. (2005)分別採用Wang and Reese(1998)[26]所建議之液化後土層殘餘強度方法與Liu and Dobry(1995) [27]和Wilson(1998)[18]所提出的p-multiplier方法進行p-y曲線折減並分析現地液化土層基樁反應，發現其結果與現地試驗結果皆有相當的差異，而利用現地試驗資料迴歸分析提出適用於不同樁徑之經驗p-y曲線則能良好預測現地試驗樁身彎矩與變位的結果。Liyanapathirana and Poulos (2005)[28]利用溫克基礎模式及單向度地盤有效應力反應分析結果，提出新的擬靜態液化土層之基樁分析程序：利用上部結構質量乘以地表最大加速度值作為施加在樁頂之集中側向力，樁身周圍土壤最大位移量與自由場相同，非線性土壤勁度以折減之剪力模數代表之。

簡言之，擬靜態分析法中土壤勁度之參數選擇取決於工程師判斷，且分析結果僅能提供基樁最大彎矩與變位，對於土壤與基樁之互制反應、液化前後樁土之動態反應、基樁勁度影響、樁帽效應及孔隙水壓力激發對互制反應之影響等均無法提供進一步資訊。但由於分析過程較為簡單迅速，工程實務上進行液化地盤樁基礎初步分析與設計仍被廣泛採用。



2.4.2 動態數值分析法

可能液化地盤中土壤-基樁-上部結構受震時互制行為之動態數值分析法，可分為非耦合分析 (uncoupled analysis) 與耦合分析 (coupled analysis) 兩類。非耦合分析法，主要是採用梁在彈性基礎的模式，先求算自由場之地盤運動，考慮地盤發生液化或側潰之情況，及與樁基礎之相對變形反應或將可能之地盤流動力作用於樁周之土壤彈簧，以進行樁基礎之受震反應分析。由於耦合分析在樁土互制反應是即時同步處理，且需較複雜之土壤組成模式進行地盤運動之模擬，因此電腦運算的時間較長。

2.4.2.1 非耦合分析

Boulanger et al. (1999) [29] 引用 Matlock (1970) [20] p-y 曲線概念，發展非線性動態 p-y 元素模擬土壤－基樁互制行為，稱為 BNWF (beam on nonlinear Winkler foundation) 模式。該模式係將樁土介面之行為以四種彈簧元素模擬，包括彈性、塑性、以及處理樁土分離的閉合彈簧與拉力彈簧，如圖 2.19(a) 所示。基樁是以相互串聯方式連接彈性、塑性及處理樁土分離特性之並聯彈簧，其中輻射阻尼則是以阻尼盤的方式與彈性彈簧並聯，而各類彈簧之 p-y 曲線則如圖 2.19(b) 所示。Boulanger et al. 將該模式整合為時間域之二維動態有限元素分析，用以預測離心機模型樁動態試驗結果，但其程式無法考慮孔隙水壓力激發之影響。

Klar and Frydman (2002) [30] 以有限差分程式 FLAC 結合 Martin et al. (1975) [31] 之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，分析結果相當近似耦合反應之有效應力分析，但其缺點仍在於土壤勁度與孔隙水壓還是分別考慮，而無法考慮兩者間相互影響之效應。

Lin et al. (2006) [32] 採用溫克基礎模式，並參考 Badoni and Makris (1996)

[33]之研究，建立地震作用下考慮土層液化之樁土互制行為控制方程式。其中分別以 Bouc-Wen (1976) 模式模擬土壤與樁身之非線性遲滯回覆力；土壤方面再以 Badoni and Makris [33] 提出之依頻輻射組尼，模擬剩餘消散的能量；因孔隙水壓造成土壤強度與勁度衰退的現象，則依據 Kagawa (1997) [34] 提出的經驗公式進行土壤之非線性遲滯力及輻射阻尼力之修正。而地震所造成之自由場之地層運動與超額孔隙水壓反應，則是利用 Elgamal et al. (2002) [35] 所開發之 Cyclic-1D 軟體模擬。

Chang et al. (2008) [36] 以溫克基礎模式搭配波動方程進行樁土互制行為研究。該模式將基樁分割為許多節塊，土壤對基樁支承以並聯之土壤彈簧和阻尼器模擬，藉由各節塊力平衡配合邊界條件推導控制樁行為之微分方程式再以差分方法求解。先利用集中質塊系統分析地層的自由場運動，再將時間域之自由場的振動位移輸入樁基礎之波動方程式以求解樁體反應。張紹綸 (2008) [37] 延續 Chang et al. (2008) [36] 之研究方法，結合孔隙水壓模式建立自由場之位移反應，再依相同程序進行樁基受液化影響分析。

綜觀目前非耦合分析方法，大多已能考慮孔隙水壓力變化之影響，唯其所採用之孔隙水壓變化與地盤變位皆是利用簡化之自由場運動求得。然而基樁近域之孔隙水壓反應與遠域自由場水壓力變化行為是否一致與其影響仍未有提及，因此仍待進一步研究。

2.4.2.2 耦合分析

Biot (1962) [38] 首先提出之彈性波在飽和流體多孔隙介質之傳播理論。Zienkiewicz et al. (1990) [39] 則延伸 Biot 兩相混合理論，提出固相位移與孔隙壓力 (u_s - p_w formulation) 之方法處理固流兩相耦合的控制方程式，而此方法用在低滲流率的固體材料與較低頻之振動問題有良好的精度，因此，廣泛用於處理大地地震工程中的土壤液化模擬的研究 (Oka et al., 1994 [40], Yang et al., 2001 [41])。

Oka et al. (1994) [40]連結固相位移與孔隙壓力關係 (u_s-p_w formulation) 的方式，利用有限元素與有限差分(FEM-FDM coupled)耦合方法，以有限元素法求解空間中之平衡方程式，而以有限差分法求解孔隙中水壓之連續方程式，並選用符合非線性運動硬化準則 (non-linear kinematic hardening rule) 之彈塑性土壤組成模式進行波浪引致海床液化與煤灰地層土壤改良成效之振動台試驗與案例分析，其分析結果與試驗結果大致相符。

Yang et al. (2001)[40]採用固相位移與孔隙壓力 (u_s-p_w formulation) 關係，發展二維有限元素程式 CYCLIC，並使用 Yang(2000)[42]針對土壤液化所發展無凝聚力土壤組成模式，進行沉箱式碼頭液化側潰之離心模型試驗分析，其分析結果與離心模型試驗有不錯的擬合度。

盧之偉等人(2010)[43]利用 FE-FD 交錯解法 (staggered method) 解決兩相混合方程之問題，同時採用 Oka et al. (1999) [44]所提出之反覆彈塑性模型作為砂土之動力組成律進行之日本 1995 Kobe 地震中群樁基礎之三維有效應力分析。其分析結果與案例破壞情況相似，唯該案例並無監測系統，因此此耦合分析方法仍需進一步驗證與參數研究。

2.5 現行考慮地盤液化之樁基礎設計方法

此節是依據陳正興等人[45]在 2005 年提出土壤液化對交通結構物影響之研究中樁基礎抗液化設計方法，對於交通結構物之橋梁樁基礎部分是以擬靜力分析法為主，分為彈性分析與考慮塑性變形之非線性分析兩種模式，以下分別簡述。

2.5.1 彈性分析模式

彈性分析模式是只考慮彈性範圍之震動特性之地震係數法，進行樁基礎之擬靜力分析，分析流程如圖 2.20 所示。此方法是參考日本「道路橋示方書(V 耐震設計編)同解說」(2002) [46]，其中水平慣性力、地盤反力及

變位分析可依照以下步驟檢核：

- (1) 水平慣性力：以結構物質量乘以設計水平地震係數得到上部結構之慣性力，並令此慣性力作用於樁基礎頂部。
- (2) 檢核軸向抗力性質：計算樁基礎壓入與拉拔支承力之上限值。
- (3) 檢核水平抗力性質：計算樁周地盤以及基礎底座前地盤之水平抗力學性質。

2.5.2 非線性擬靜態分析

土壤液化後，對土層參數進行折減，考慮地盤發生流動階段時，對於受地盤側向流動影響之樁基礎，設計上可以參考日本道路橋協會(JRA, 2002)[46]或 Tokimatsu (2003) [47]兩者所提出之方法。前者是考慮液化土層側潰之流動力作用於樁身的方法，而後者則是利用 p-y 曲線並考慮地盤側向反覆變位或永久變位的方式，進行非線性擬靜力分析求得樁與土壤之互制作用，其流程如圖 2.21。以下為兩種方法的說明。

2.5.2.1 日本道路橋示方書(2002)規定

「道路橋示方書(V 耐震設計編)同解說」(2002) [46]中規定是以流動力來考慮側向力對基樁之影響。其中說明符合下列兩項條件之地盤，才有地盤流動之可能性。

- (1)海邊護岸前面與背後之地盤高層差距 5 m 以上，且離護岸水際線 100 m 範圍以內之地盤。(如圖 2.22)
- (2)依照液化評估方法判定會液化之砂質地盤厚度須在 5 m 以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

考慮地盤液化流動力之影響時，將流動力水平作用於樁基礎以檢核其水平變位是否合於要求。而此分析模式，主要是分為地表面有非液化土層，而其下有液化土層的情況，考慮非液化土層及液化土層側向流動力之影響，

如圖 2.23 所示之狀態。其流動力計算分為非液化土層與液化土層兩類，公式如下：

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x, \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad (\text{式 2.6})$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot \{\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L \cdot (x - H_{NL})\}, \quad (H_{NL} \leq x \leq H_L + H_{NL}) \quad (\text{式 2.7})$$

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot (10 - 0.5x) \quad (\text{式 2.8})$$

其中， q_{NL} 為作用在非液化土層中基礎 x (m) 深度位置之單位面積側向流動力(kN/m^2)； q_L 為作用在液化土層中基礎 x (m) 深度位置之單位面積側向流動力(kN/m^2)； c_s 為離水際線距離變化之修正參數，如表 2.1 所示； c_{NL} 為非液化土層中側向流動力之修正係數，依照液化潛能指數 P_L (式 2.8) 查表 2.2 求得； c_L 為液化土層中側向流動力之修正係數，其值可大約取 0.3； K_p 為被動土壓力係數； γ_{NL} 為非液化土層之平均單位重(kN/m^3)； γ_L 為液化土層之平均單位重(kN/m^3)； H_{NL} 為非液化土層之厚度(m)； H_L 為液化土層之厚度(m)； F_L 為抗液化安全係數，當 $F_L \geq 1$ 時，取 $F_L = 1$ 。

將式 2.6 與式 2.7 求得之單位面積側向流動力，乘以樁基礎之樁徑即可算出每單位深度之側向流動力，群樁基礎則是以抵抗地盤側向流動方向最大之基礎寬度，在設計上，假設群樁中所有基樁共同分擔側向流動力。此外，對於液化土層上部無非液化土層，而到地表均會發生土壤液化之情況，其流動力的計算則使用式 2.7 而不考慮式 2.6。

2.5.2.2 Tokimatsu (2003) 方法

Tokimatsu (2003) [47] 所提之方法是採用非線性土壤 p - y 曲線模式再加上側向流動地盤反覆變位或永久變位之擠壓作用，以進行基樁水平向之擬靜態分析，如圖 2.24 所示。此方法最重要的是要能合理估計不同深度之地盤水平變位 $f(z)$ ，Tokimatsu 建議估計側向流動地盤之反覆與永久變位剖面之方法如下：

(1) 估計側向流動地盤變位之反覆變位 $f_{cy}(z)$

- (a) 決定某一深度土層之 N_a (有效覆土應力修正至 1 kg/cm^3 , 鑽桿能量比為 72 % 之 SPT-N 值) 與地震時之平均反覆剪應力比 τ_{av}/σ'_{v0} ;
- (b) 由 Tokimatsu 所建議之圖 2.25 估計反覆剪應變 γ_{cy} ;
- (c) 假設反覆剪應變 γ_{cy} 皆為同方向, 由液化土層底部向上對 γ_{cy} 積分, 可估計出不同深度之地盤反覆變位 $f_{cy}(z)$;

(2) 估計地盤永久變位之剖面 $f_p(z)$

- (a) 依據震後案例調查, 河/海岸線最大永久水平位移(D_0)、側向流動範圍 (L) 與液化土層厚度 (H) 之關係為: $L/H = (25 \sim 100)D_0/H$ 。
- (b) 離河/海岸線 x 距離之永久水平變位($D(x)$)與河/海岸線最大永久水平位移(D_0)之經驗關係式為 $D(x)/D_0 = (1/2)^{5x/L}$, 如圖 2.26 所示;
- (c) 估計離河/海岸線 x 距離之地盤永久變位剖面 $f_p(z, x)$, 如下:

$$f_p(z, x) = D(x), \quad z \leq z_w \quad (\text{式 2.9})$$

$$f_p(z, x) = D(x) \cos(\pi(z - z_w)/2H), \quad z > z_w \quad (\text{式 2.10})$$

其中: z 為地表面下深度; z_w 為地下水深度或液化土層之頂部。

2.6 超額孔隙水壓引致土壤參數折減之研究

地震發生時, 地盤因震動波傳引致之剪應變造成土體孔隙中之超額孔隙水壓, 進而降低土體的有效應力, 土體的強度與勁度因此而有弱化的趨勢。而土壤強度的弱化, 對於地震作用狀況下結構物的安全性與使用性有相當的影響, 因此以下依室內與現地實驗研究與國內現行規範對於土壤參數折減進行探討。

2.6.1 室內實驗與現地量測相關研究

岩崎敏男等人(1981)[48]使用圓形土槽, 採用水中沉降法準備飽和砂土試體(如圖2.27), 並利用土槽底部施加反水壓控制試體的孔隙水壓比($r_u, \Delta u/\sigma'_v$)後, 進行靜態平鈹載重試驗, 求取在不同孔隙水壓比下試體之地盤

反力係數(subgrade reaction)。圖2.28為正規化之地盤反力係數因孔隙水壓比增加而遞減之關係。岩崎敏男等人[48]根據室內試驗與振動台試驗結果提出一個簡單評估方法，即利用日本道路協會所建議之液化評估法之液化安全係數($F_L = R/L$ ，其中 R 為地盤抗液化強度， L 為地震荷重)考慮土壤參數折減比例之關係，也是日本道路協會所建議之液化土質參數折減表之依據。

江國良(1990)[49]以CKC動力三軸試驗儀對飽和純淨的越南石英砂進行試驗，先分別利用不排水反覆荷重加載與反水壓方式控制試體之孔隙水壓比(r_u)，後於不排水狀態下進行單向加載試驗，以探討不同孔隙水壓比下土壤模數之變化。圖2.29為試體相對密度39%，在圍壓98 kPa時，不同孔隙水壓激發方式之正規化土壤模數與孔隙水壓力比之關係。由圖中可知不同孔隙水壓激發方法對於土壤模數折減有其影響，隨著剪應變越大，差異也越大，且與岩崎敏男等人[48]之研究也有些許之差異。Pradhan et al.(1995)[50]也採用動力三軸儀對三種不同細料含量的砂土以不排水反覆荷重加載方式控制試體之孔隙水壓比(r_u)進行不排水狀態下之單向加載試驗，由其結果也是孔隙水壓比越大，則土壤模數越低，其中細料含量越大，其土壤模數越小。

Lee et al.(2011)[51]使用地工離心機設備進行飽和砂土振動台模型試驗，試體內部不同高度埋設成對的彎曲元件(bender element)，於試驗過程中進行土壤剪力波速(shear wave velocity)的連續量測，其試驗儀器配置圖如圖2.30所示。根據試驗前微小振動與試驗過程中土壤剪力波速量測結果比較顯示隨著孔隙水壓比(r_u)增加，其剪力波速折減越大。並根據離心機試驗資料歸納出土壤剪力波速正規化折減因子與孔隙水壓比之關係，如圖2.31所示。

Kostadinov and Towhata (2002)[52]蒐集 4 個曾經發生液化場址的實測地表地震紀錄，利用短時富利葉轉換(short-time Fourier transform, STFT)進

行時頻分析(time-frequency analysis)，以探討地層受震反應之平均瞬時頻率(mean instantaneous frequency, MIF)變化。結果顯示各場址在液化發生後，其地盤之平均瞬時頻率皆明顯降低至 1 Hz 以內，圖 2.32 為 1987 年美國 Superposition Hills 地震在 Wildlife 紀錄之加速度、速度與平均瞬時頻率之歷時變化結果。Kramer et al. (2011)[53]分別使用短時富利葉轉換、小波轉換(wavelet transform)及 S 轉換(Stockwell transform)等時頻方法分析兩個液化場址實測地震紀錄，發現液化後地盤反應顯著頻率與振幅均明顯下降，並提出造成地盤軟化的原因主要是因為超額孔隙水壓上升，造成土體有效應力下降所致。

2.6.2 現行土壤參數折減相關規範

目前國內頒布建築法規中提及考慮液化後土壤參數折減的規定，主要是「建築技術規則建築構造編」、「建築物基礎構造設計規範」以及「建築物耐震設計規範及解說」，三部分。

「建築技術規則建築構造編」(2016)[54]中第48條之一：...對設計地震及最大考量地震下會發生土壤液化之基地，應設置適當基礎，並以折減後之土壤參數檢核建築物液化後之安全性。條文中僅提到需考慮液化後進行土壤參數之折減，並無規定折減之方式。

依據「建築物基礎構造設計規範」(2001)[55]中液化地層土質參數之折減一節中之解說則建議土質參數之折減係數可參照日本道路協會(1996)[56]「道路橋示方書・同解說-V 耐震設計編及日本建築學會(1988)[57]「建築基礎構造設計指針」中有建議之土質參數折減係數表，如表2.3與表2.4所示。解說亦提及兩者建議之土質參數折減係數表差異甚大，並建議採取保守方法估計。

而「建築物耐震設計規範及解說」(2011)[58]中第 11.1.4 節土壤參數折減之土層及其處理之解說內容僅建議參照日本道路協會(1996)「道路橋示

方書・同解說-V 耐震設計編」之規定進行土壤參數之折減，並明確指出所謂土壤參數係為地盤反力係數，而非土壤剪力強度等參數。目前正在研擬中新版之修定案同章節的解說則是建議採用日本建築學會(1988)「建築基礎構造設計指針」中之液化折減參數進行設計，比較保守適當。

綜觀國內與日本規範對於液化土壤參數折減規定的演進，均有將土壤參數之折減係數修正為較小的趨勢，如日本道路協會在 1990[59]版本規範所建議土壤參數折減係數也較 1996 版本規範小，如表 2.5 所示。其主要原因是由於近年來專家學者的研究漸增與許多室內試驗結果均顯示土壤液化後殘餘強度相當小，因此在未有十足把握時則趨向採用保守方式設計。

目前國內規範多建議採用日本現有規範進行設計，而日本規範中所定義之土壤參數折減係數須依據抗液化安全係數(F_L)與地盤深度條件來選定。圖 3.23 為岩崎敏男等人[48]根據振動台試驗資料，以日本道路協會建議之方式計算之抗液化安全係數(F_L)與試體之超額孔隙水壓比(r_u)關係圖。圖中顯示 $F_L=1$ 時，平均 r_u 大約為 0.5，而若平均 $r_u=1$ ，則 $F_L \doteq 0.6$ 。因此，是否日本道路協會建議之土壤參數折減係數僅適合該規範所建議抗液化安全係數的計算方式，或仍可適用不同方法所求得的地層抗液化安全係數尤未可知，且尚未經過本土適用性之驗證，因此仍有待更多研究探討。

表2.1 離水際線距離變化之修正係數 C_s [45]

離水際線距離 s (m)	修正係數 C_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表2.2 非液化土層中流動力修正係數 C_{NL} [45]

液化潛能指數 P_L	修正係數 C_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

表2.3 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E [54]

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

註： R 為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

表2.4日本建築學會規範之土質參數折減係數 D_E [54]

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E		
		$N_a \leq 10$	$10 \leq N_a \leq 20$	$20 \leq N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.5	1.0

註： N_a 為依該規範計算所得之土壤抗液化 N 值

表2.5不同版本之日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E 比較

JRA code(1990)			JRA code(1996)			
抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 $Z(m)$	D_E	抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 $Z(m)$	D_E	
					$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 0.6$	$0 < z \leq 10$	0	$F_L \leq 1/3$	$0 < z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3		$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 < z \leq 10$	1/3	$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 < z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3		$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$0.8 < F_L \leq 1$	$0 < z \leq 10$	2/3	$2/3 < F_L \leq 1$	$0 < z \leq 10$	2/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	1		$10 < z \leq 20$	1	1

註 R 值為該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

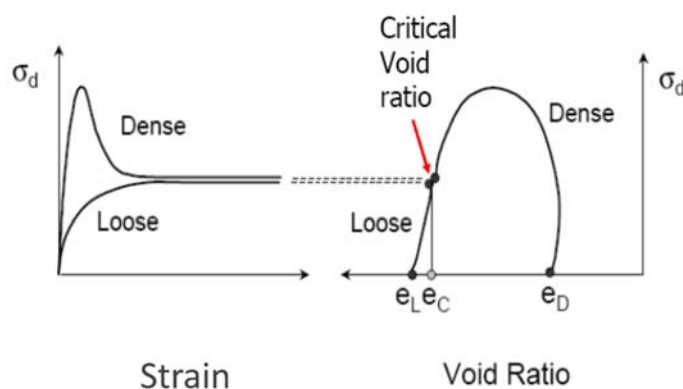


圖 2.1 臨界孔隙比曲線(Casagrande, 1936)[1]

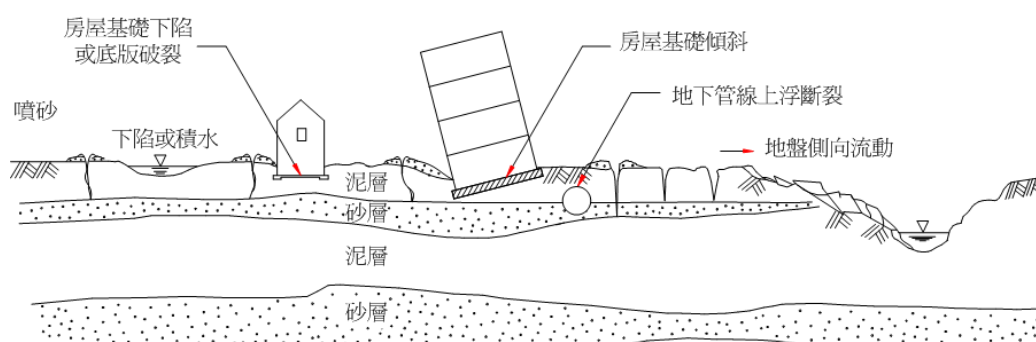


圖 2.2 地震時土壤液化引致之災害示意圖(陳正興、陳家漢, 2014)[4]

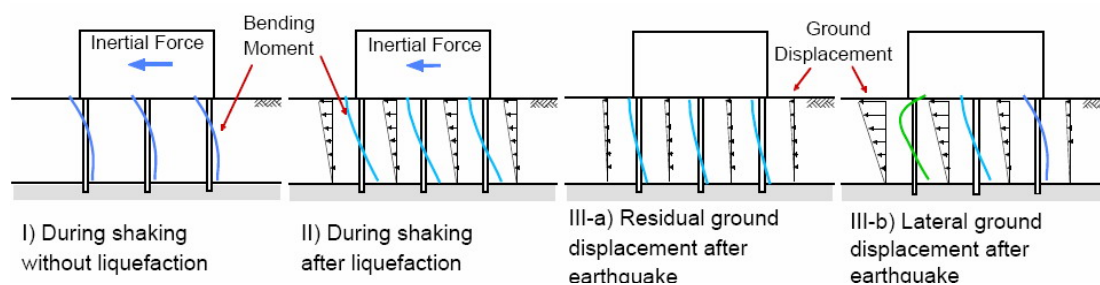


圖 2.3 液化土壤-樁基礎-上部結構互制作用示意圖 (Tokimatsu and Asaka 1998) [5]

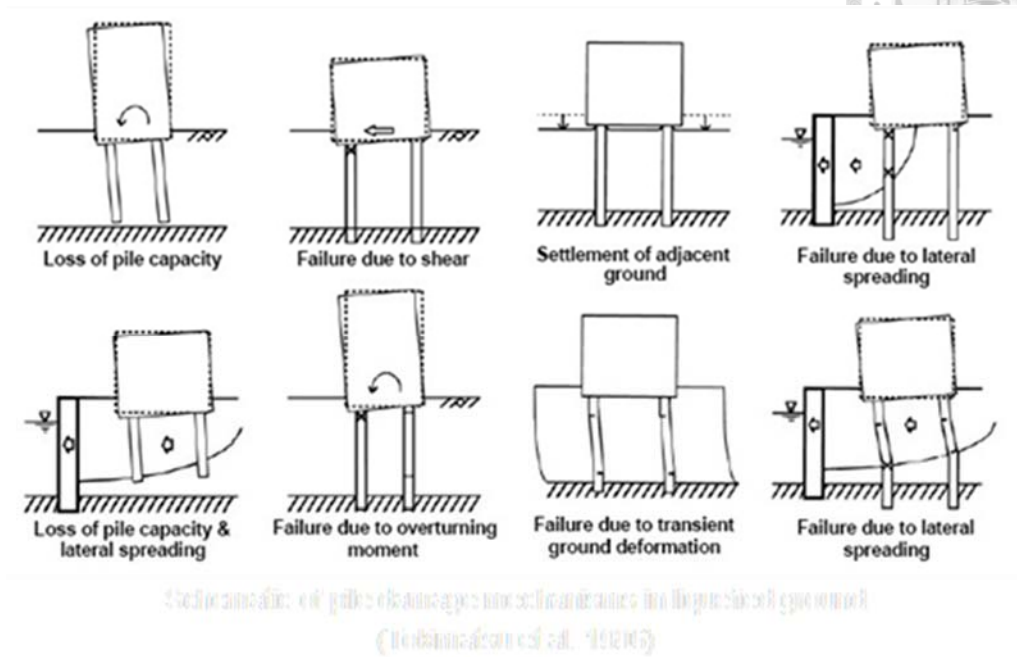


圖 2.4 液化土壤中樁基礎破壞機制 (Tokimatsu et al.,1996) [8]



圖 2.5 離心機模型試驗中挫屈破壞情況(Bhattacharya, 2003)[9]

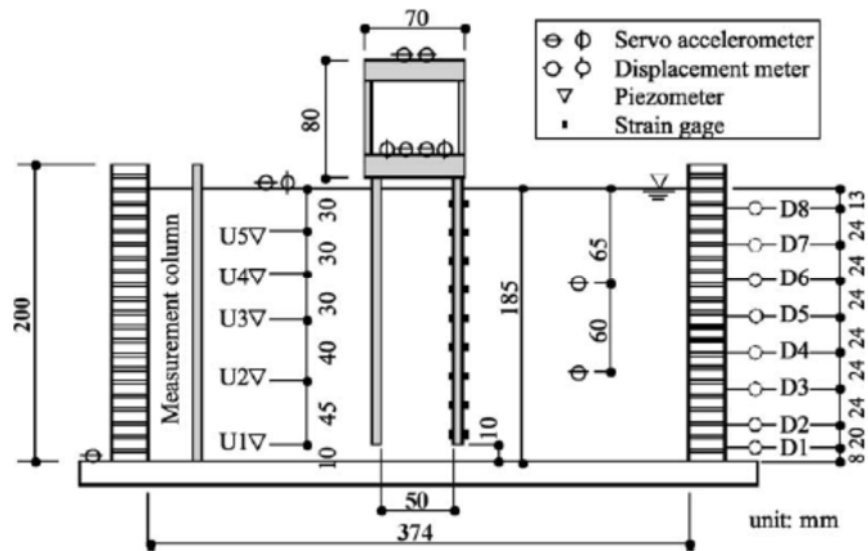


圖 2.6 模型樁振動台試驗儀器配置(Yao et al., 2004)[13]

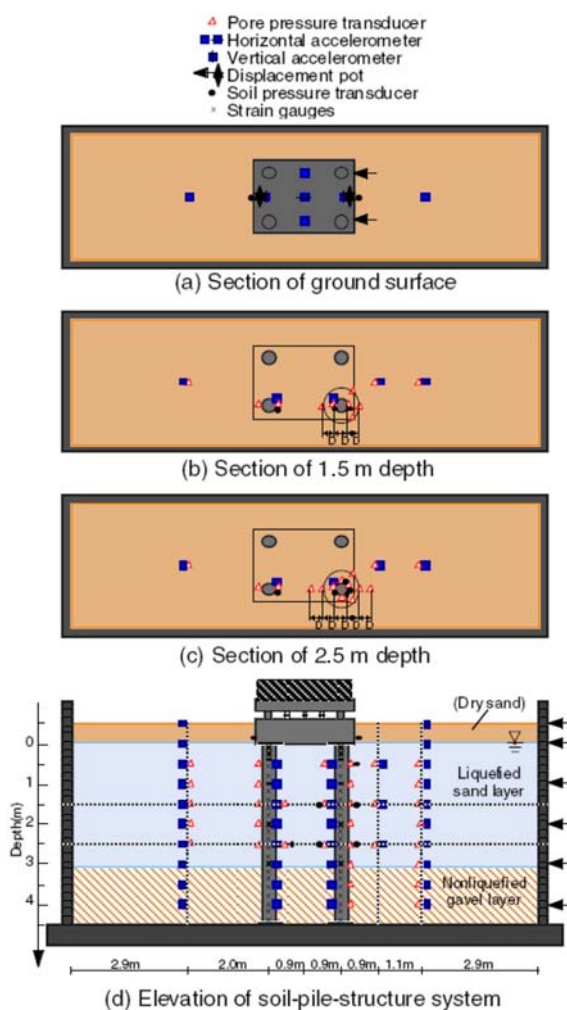


圖 2.7 大型模型樁振動台試驗之儀器配置 (Tokimatsu and Suzuki, 2004)
[14]

		Superstructure		
		No	Yes ($T_b < T_g$)	Yes ($T_b > T_g$)
Dry sand	DB1		DBS $T_b = 0.06$ s 	DBL $T_b = 0.7$ s
	SB1		SBS $T_b = 0.2$ s 	SBL $T_b = 0.8$ s

T_b : Natural period of superstructure T_g : Natural period of ground before liquefaction

圖 2.8 土壤-樁基礎-上部結構互制作用之振動台試驗規劃 (Tokimatsu et al. 2005) [15]



圖 2.9 土壤－群樁基礎－上部結構互制試驗照片[16]

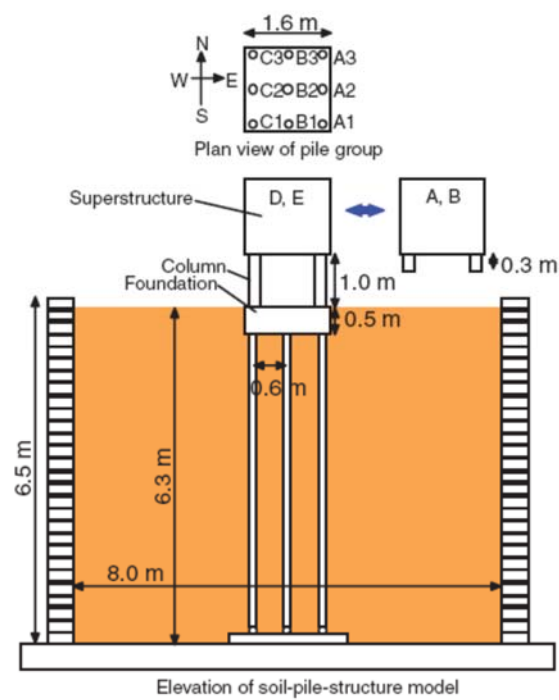


圖 2.10 土壤－群樁基礎－上部結構互制試驗配置（Tokimatsu and Suzuki, 2009）[16]

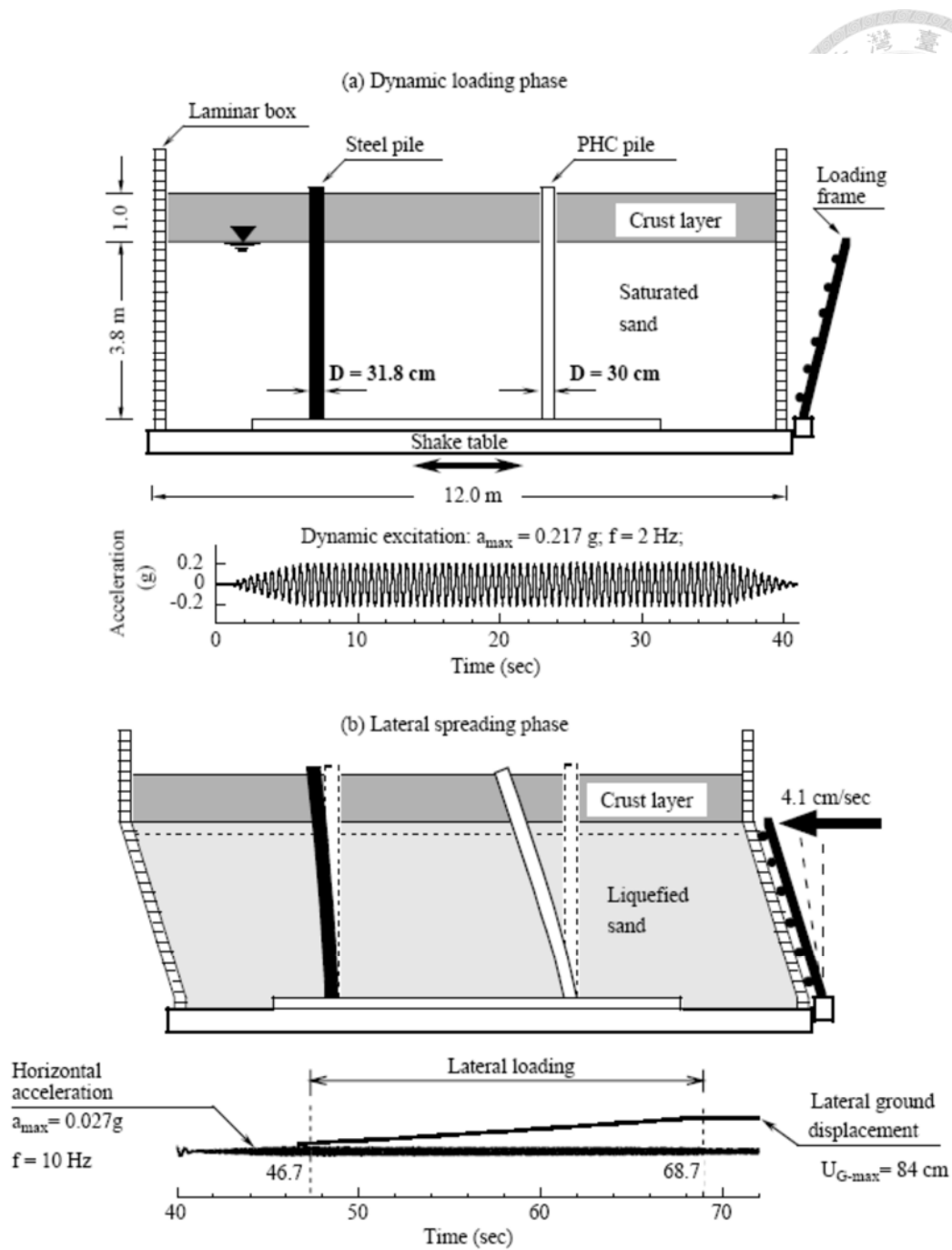


圖 2.11 模型樁振動台試驗規劃 (Cubrinovski et al., 2006) [17]

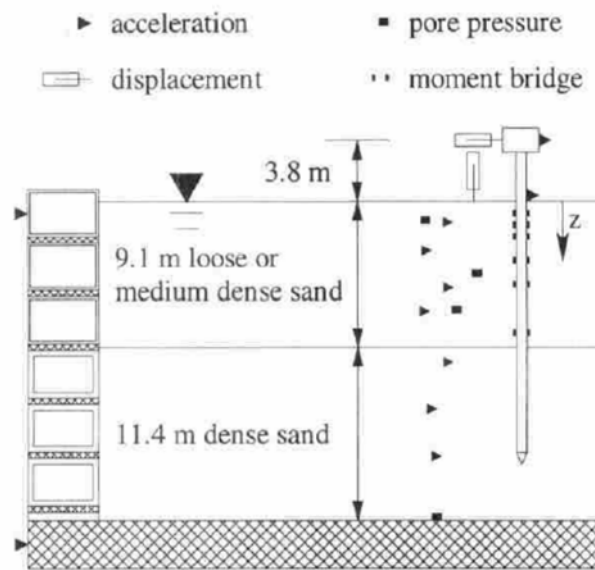


圖 2.12 離心機模型樁振動台試驗儀器配置示意圖 (Wilson et al., 1998) [18]

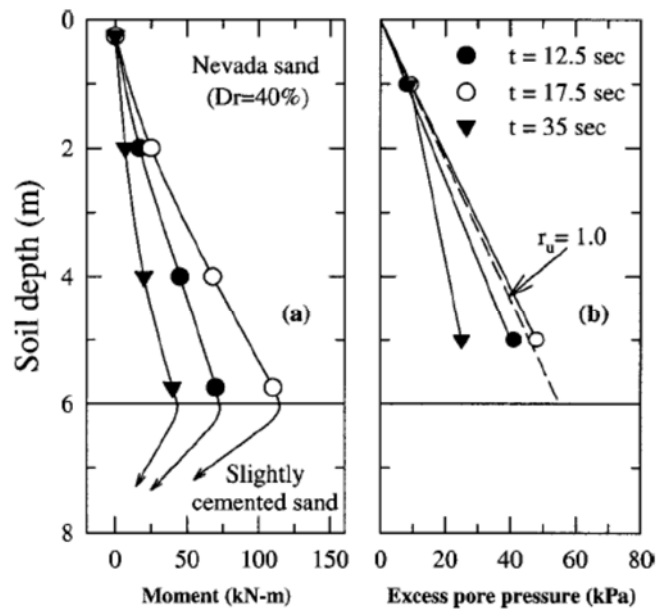


圖 2.13 樁身彎矩與自由場孔隙水壓隨深度分布 (Abdoun et al., 2003) [21]

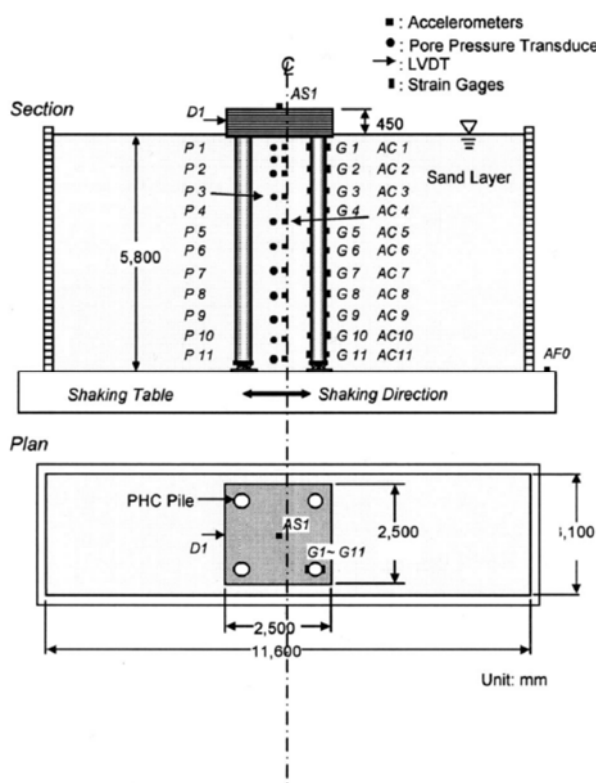


圖 2.14 離心機模型樁振動台試驗配置示意圖 (Kagawa et al., 2004) [22]

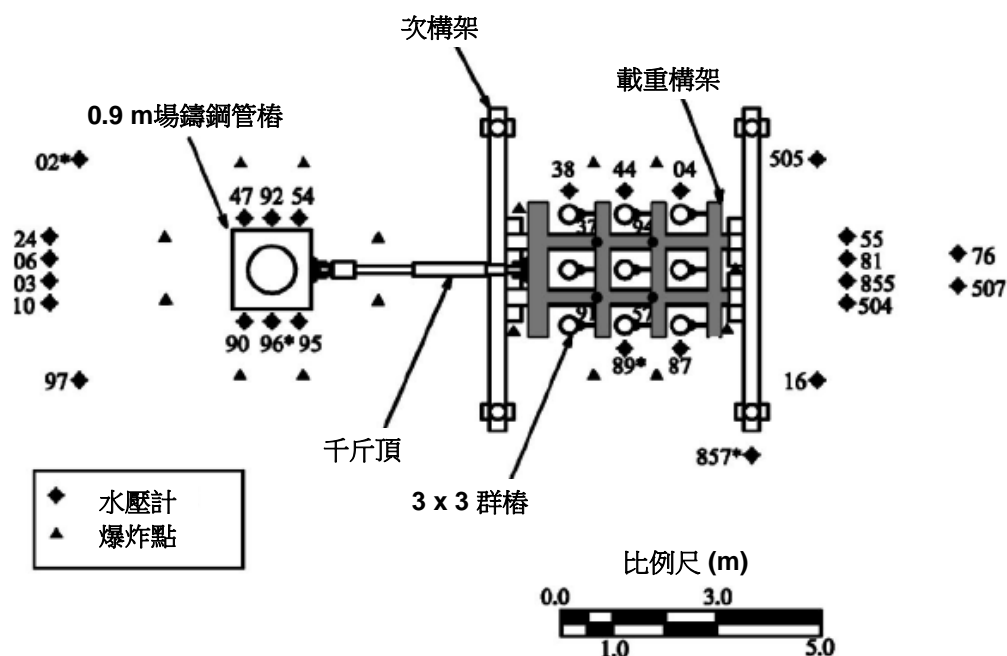


圖 2.15 爆炸引致地盤液化之現地樁基礎側向載重試驗(重繪 Rollins et al., 2005)[24]

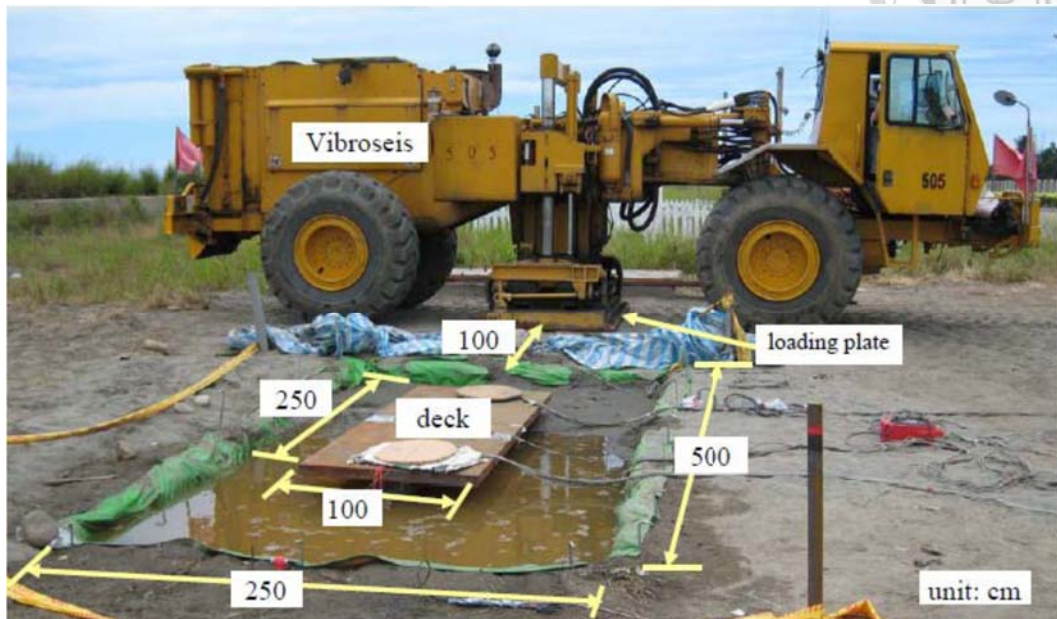


圖 2.16 震源震盪車與棧橋式碼頭液化試驗配置(Chang et al., 2010)[25]

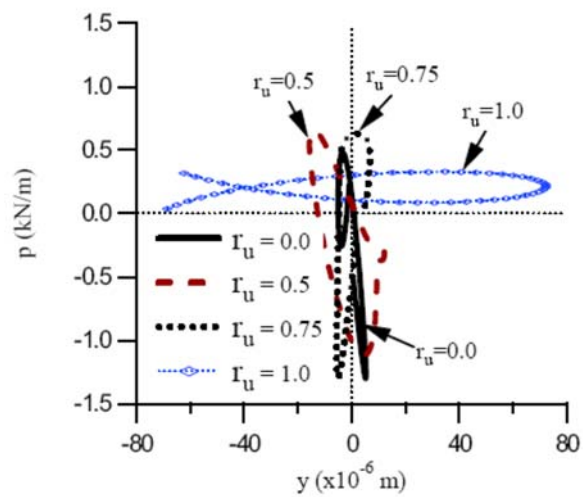


圖 2.17 不同孔隙水壓比情況下， p - y 曲線變化(Chang et al., 2010)[25]

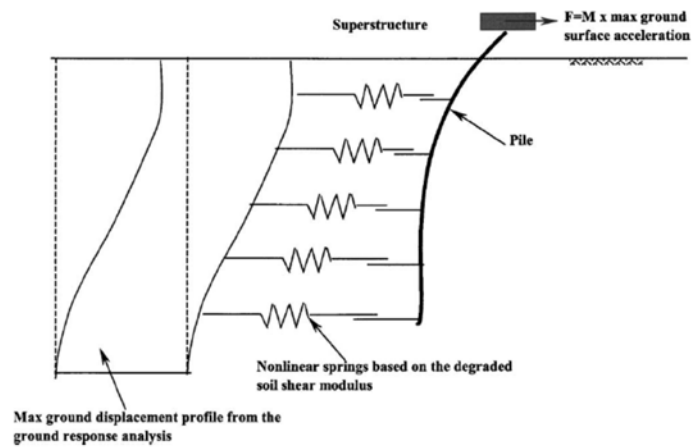
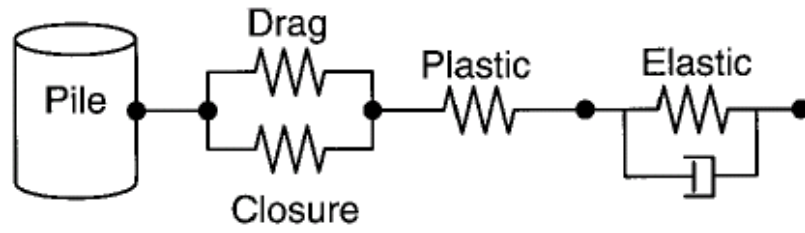
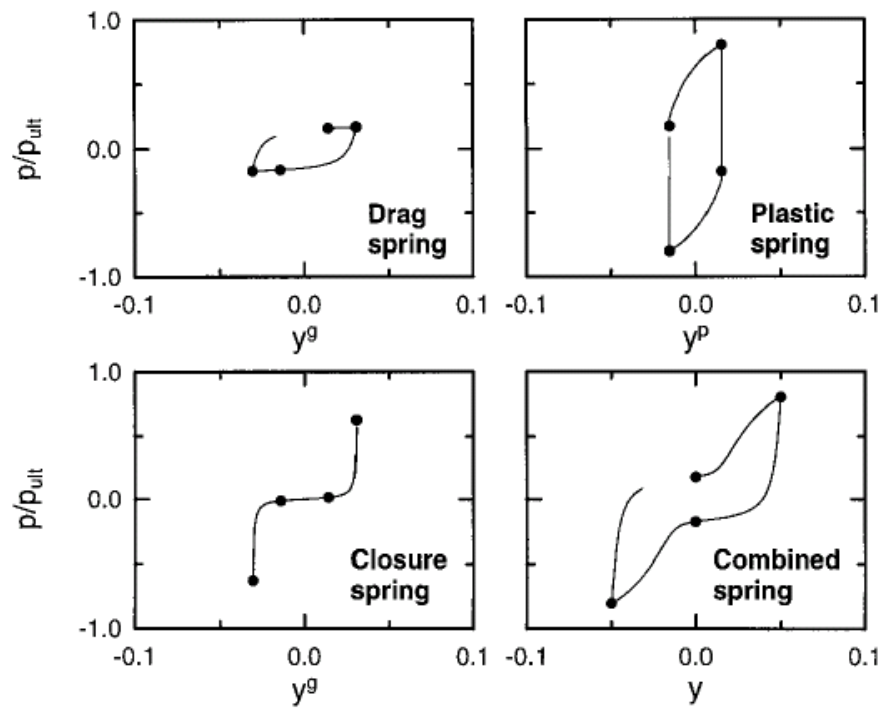


圖 2.18 擬靜態 Beam on Winkler Foundation 模型示意圖 (Liyanapathirana and Poulos, 2005)[28]



(a) 非線性動態土壤 p-y 元素組構圖



(b) 非線性土壤元素模型動態 p-y 曲線行為

圖 2.19 BNWF 非線性動態土壤 p-y 元素特性示意圖 (Boulanger et al., 1999)[29]

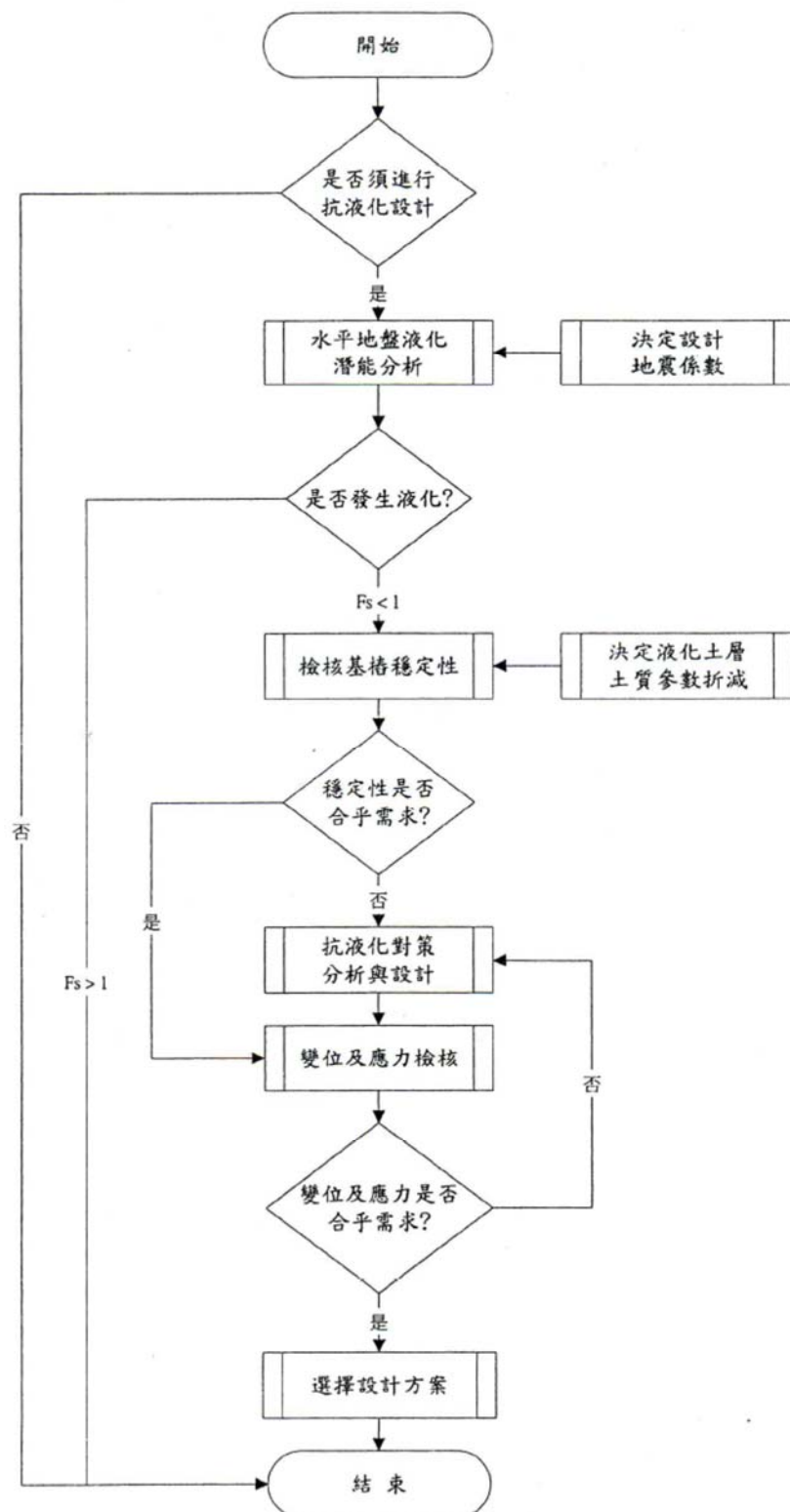


圖 2.20 橋梁基礎彈性分析流程[45]

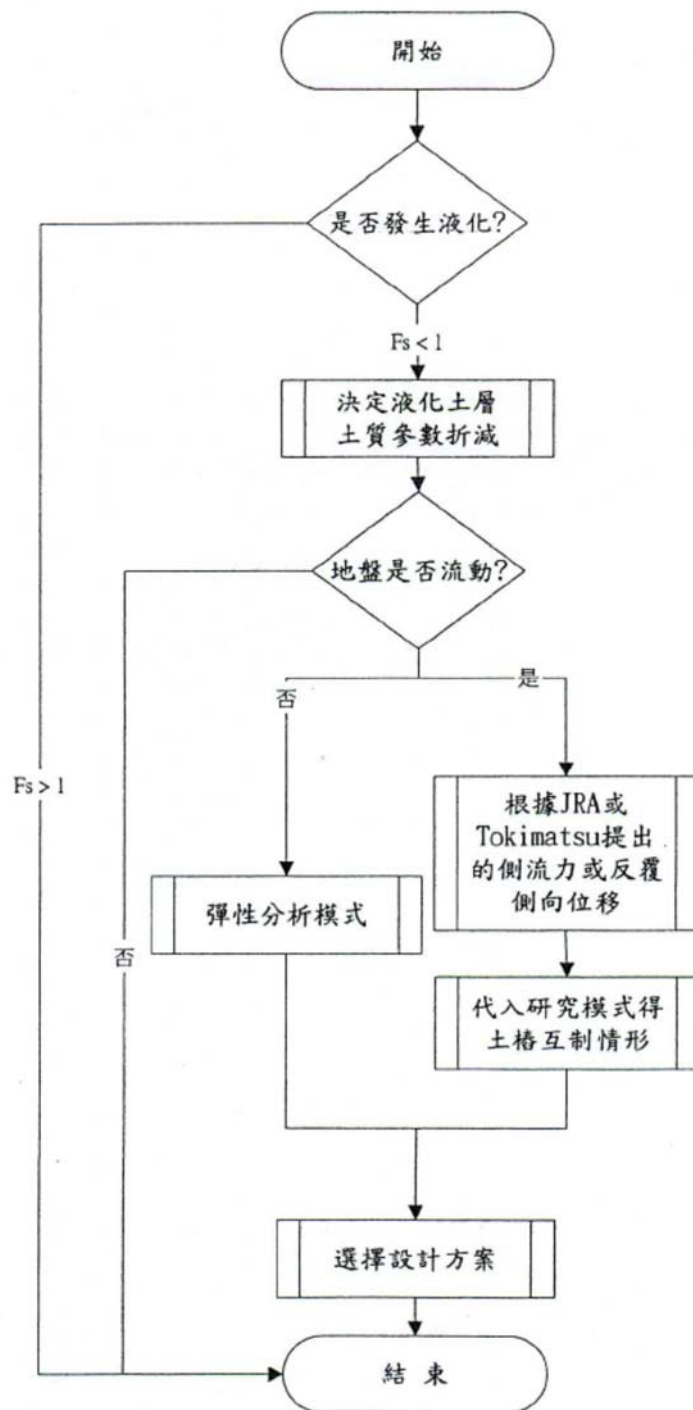


圖 2.21 橋梁基礎擬靜力分析流程[45]

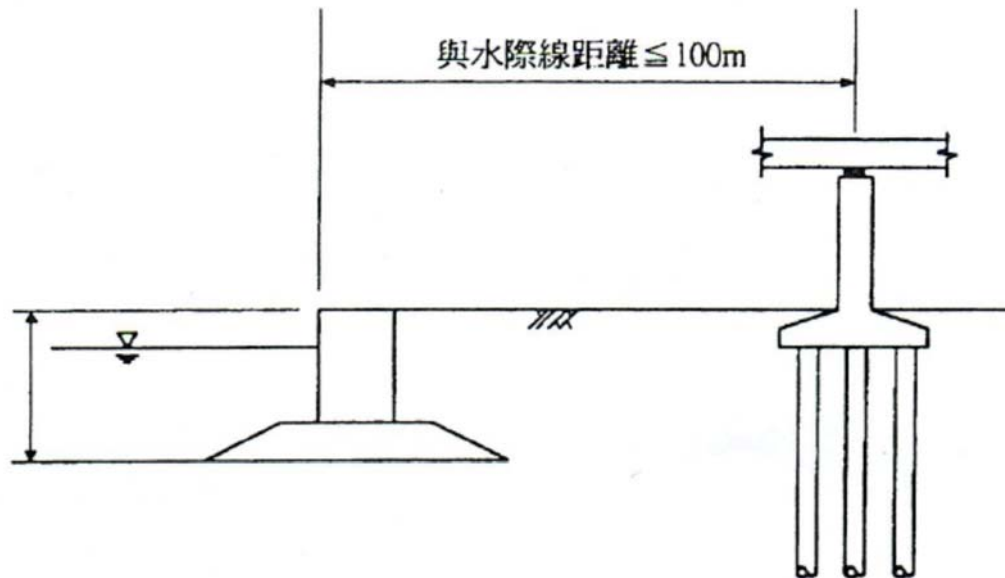


圖 2.22 水底高程差及離水際線之距離(JRA, 1996) [46]

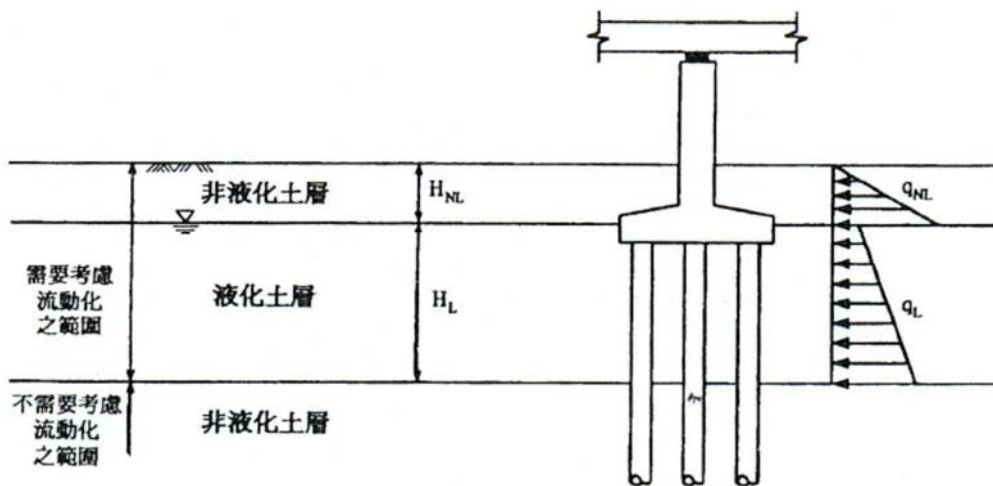


圖 2.23 流動力計算模式(JRA, 1996)[46]



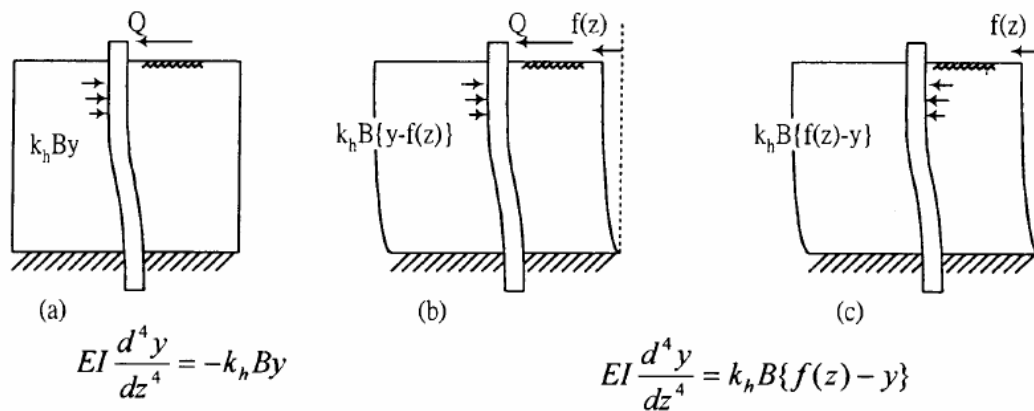


圖 2.24 樁基礎之簡易擬靜態分析法示意圖 (Tokimatsu, 2003)[47]

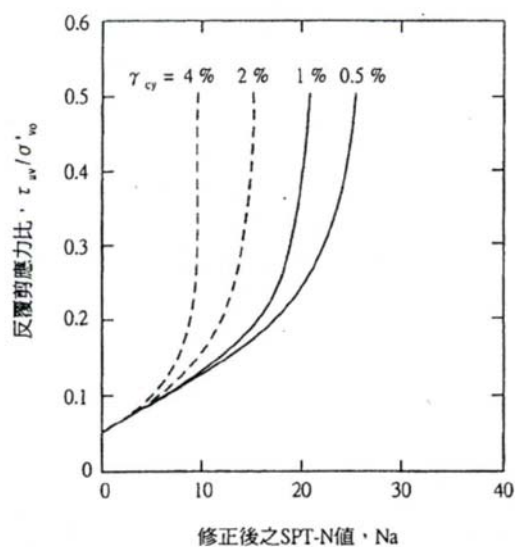


圖 2.25 地震時最大之反覆剪應變 (Tokimatsu, 2003)[47]

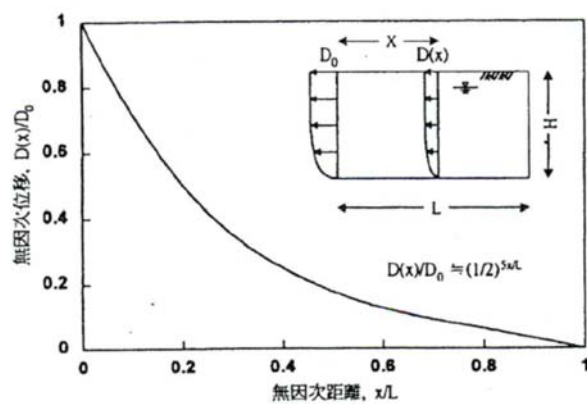


圖 2.26 水際線與地盤水平位移關係(Tokimatsu, 2003)[47]

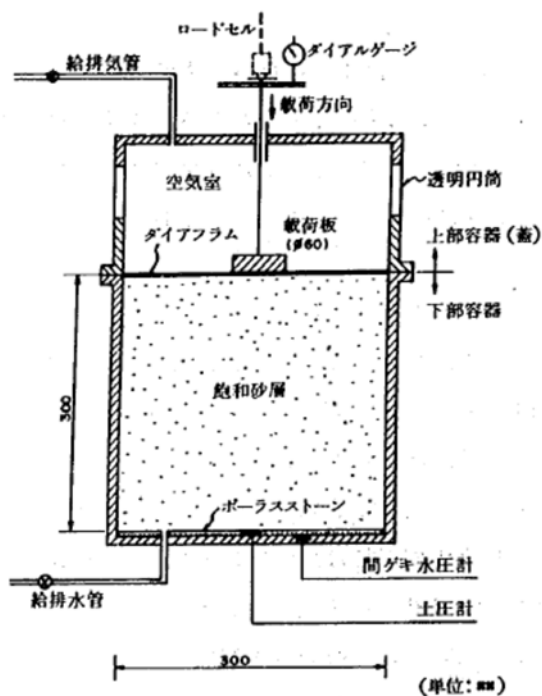


圖 2.27 岩崎敏男等人(1981)使用之試驗設備[48]

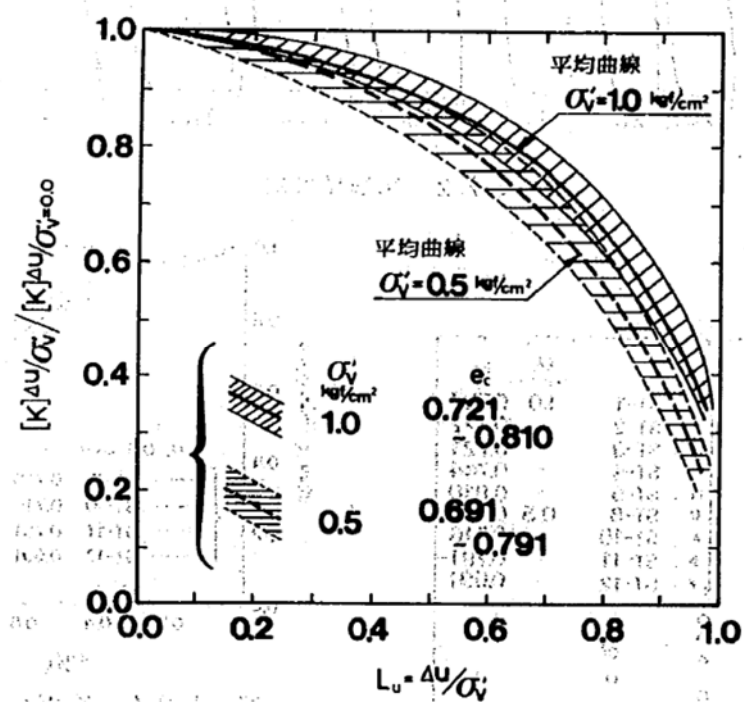
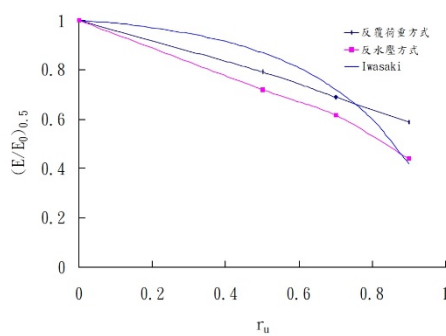
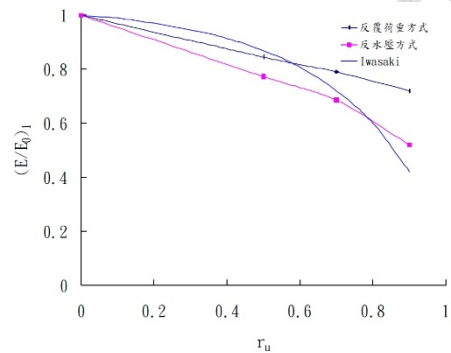


圖 2.28 正規化之地盤反力係數與初始孔隙水壓之關係[48]



(a) $\epsilon_a = 0.5\%$



(b) $\epsilon_a = 1\%$

圖 2.29 試體相對密度 39%，在圍壓 98 kPa 時，不同孔隙水壓激發方法之正規化土壤模數與孔隙水壓力比之關係[49]

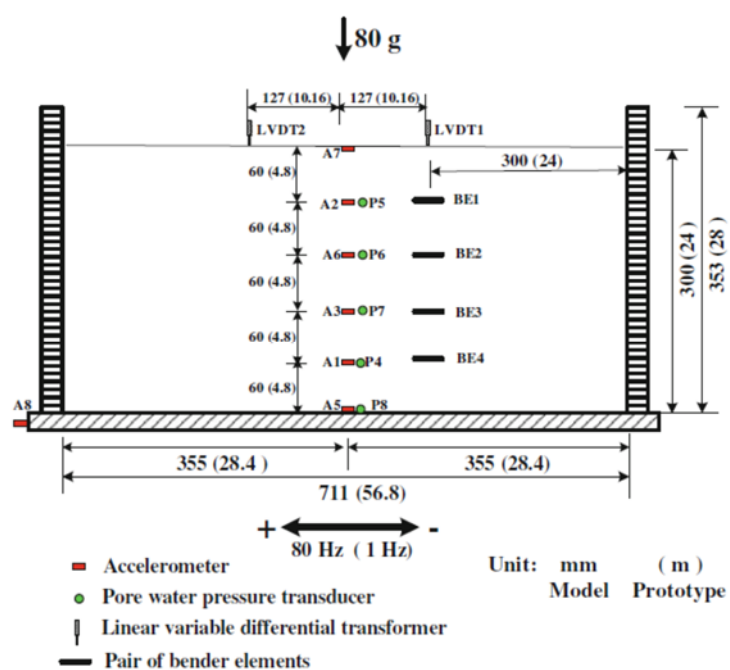


圖 2.30 飽和砂土振動台離心機模型試驗儀器配置[51]

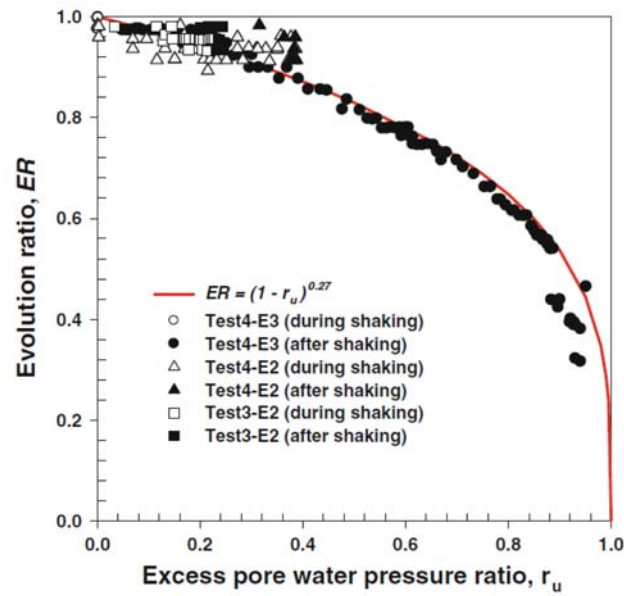


圖 2.31 土壤剪力波速正規化折減因子(ER)與孔隙水壓比之關係[51]

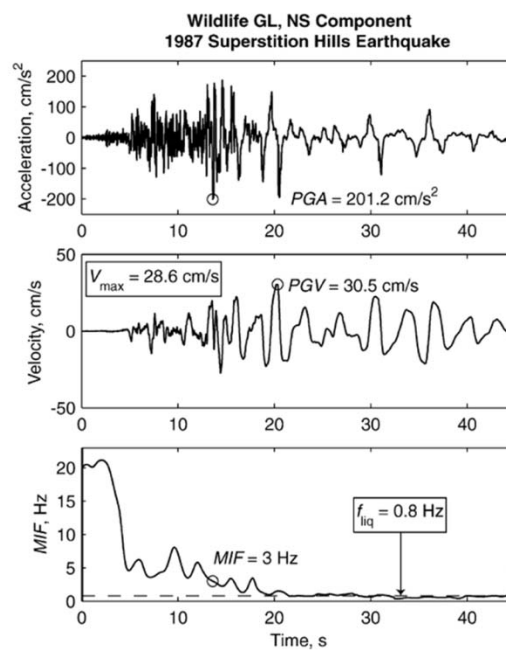


圖 2.32 液化場址實測之地震歷時與平均瞬時頻率變化 (Kostadinov and Towhata, 2002)[52]

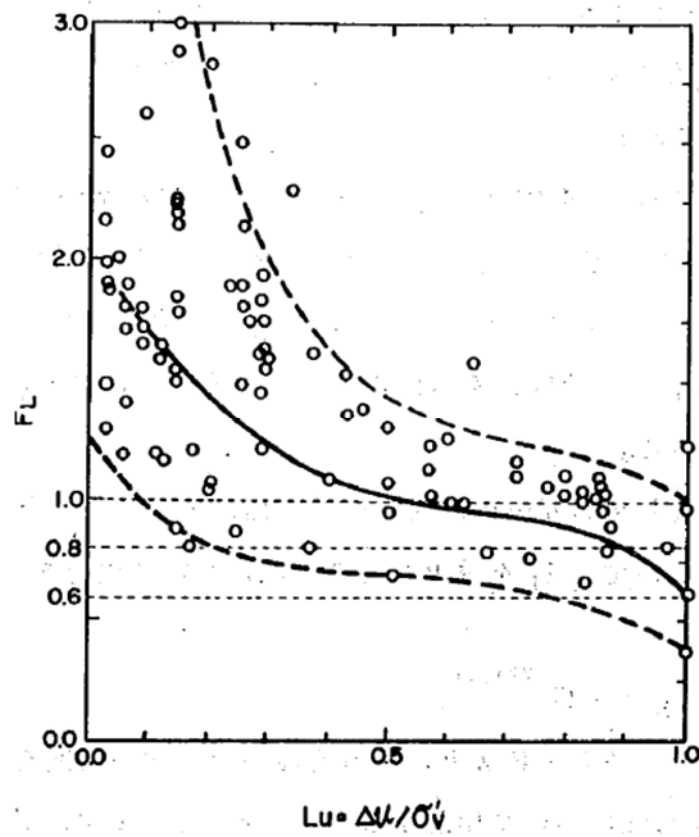
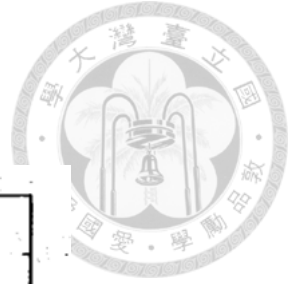


圖 2.33 日本道路協會方法之抗液化安全係數(F_L)與超額孔隙水壓比之關係 (岩崎敏男等人, 1981)[48]

第三章 飽和砂土中模型樁振動台試驗

本章主要介紹飽和砂土中模型樁振動台試驗，內容包含振動台試驗規劃、試驗設備、試體準備、儀器配置以及試驗流程等。振動台試驗內容包含水平地盤與傾斜地盤模型樁振動台試驗兩部分，利用1 g大型物理模型試驗（physical model test）模擬地震時可能液化地盤單樁受震行為，以探討液化地盤中樁土互制行為及因超額孔隙水壓激發而引致地盤勁度折減等課題。

3.1 振動台試驗規劃

本研究使用翁作新等人(2001)[60]研發的大型二維多層剪力盒作為試驗容器，將模型樁埋置於飽和越南砂試體中，再利用國家地震工程研究中心的三向度大型振動台提供振動來源，進行飽和砂土中樁基礎受震反應研究。

試驗設計是將模型樁固定於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為，並在樁頂裝設質量塊模擬上部結構載重之反應。另外也在樁身不同深度黏貼防水型應變計以及微型加速度計量測基樁受振之反應，同時也對於土壤試體之位移、加速度與孔隙水壓反應均進行連續監測，以完整紀錄地盤受振過程之動態反應資料。

為了考量可能液化地盤變位型態對於樁基礎作用的影響，振動台試驗內容除了水平地盤模型樁振動台試驗外，也包括傾斜地盤模型樁振動台試驗。先利用空箱單樁與水中單樁試驗了解基樁與在水中基樁的動態特性，再控制樁頂上部載重質量、砂土相對密度、輸入振動模式、振動頻率與最大輸入加速度等因素進行試驗，將試驗所得之樁身應變資料，考慮邊界狀況以迴歸分析法求得樁身彎矩分布並依彈性梁理論反算樁身變形與土壤

反力，同時配合近遠域之孔隙水壓力變化與地盤變位進行基樁於飽和土層中受震之力學行為探討，其內容包括：(1)地盤在液化前、中、後各階段樁基礎受力行為反應（inertial and kinematic force）；(2)孔隙水壓激發與消散對土壤－樁基礎－上部結構互制行為之影響；(3)地盤側潰對於樁基礎受震反應之影響等。

3.2 試驗設備與試體準備

3.2.1 地震模擬振動台

國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)之地震模擬實驗室建置一座六個自由度之地震模擬振動台，其平台尺寸為5 m×5 m，試體最大容許載重為50公噸，可以模擬並重現發生的地震運動。振動台的動力來源為高速油壓致動器與油壓泵，每一軸向由四支致動器所控制，三軸向總共十二支致動器來驅動其整體運動，表3.1為振動台之規格性能資料。本研究將使用此振動台作為振動輸入來源，進行模型樁物理模型試驗模擬。

3.2.2 雙軸向多層剪力試驗盒

為了模擬模型基樁埋置於飽和砂土層之受震行為，需有一試驗盒來裝載土壤試體，並利用大型振動台對試驗盒施加振動。當土層在受到地震作用後，地震產生之剪力波會從底部向上傳遞，為了使土壤試體能與現地水平土層隨地震波作用而變形，試驗盒可利用多層框架堆疊，使得試驗盒內之各高度的土壤能隨剪力波而自由變形，如圖 3.1 所示。根據此原理，翁作新等人(2001)[60]更進一步研發可進行雙向運動機制之大型多層剪力試驗盒，為目前唯一能進行水平多向振動之大型試驗盒，本研究將以此試驗盒作試驗容器，進行模型樁振動台試驗。

圖 3.2 為雙軸向多層剪力試驗盒構造示意圖。為了適當模擬水平土層受地震振動作用情形，且避免試體產生扭轉與側壁束制效應，剪力試驗盒考慮柔性邊界之運動機制進行設計，共分為十五層，每層皆由一組內外複合框架所組成，各層複合式框架是獨立支撐於剛性外牆上，每層內外框與他層內外框皆是相互獨立運動，各層外框兩側與外牆之間設有線性滑軌，以提供各外框相對於外牆於 Y 方向的滑動；而在另一方向，各層內框兩側與外框之間亦設有線性滑軌，以提供各內框相對於外框於 X 方向的滑動，如此內外複合框架之組合能使置於內框中之土壤試體（1.88 m × 1.88 m × 1.52 m）在動態試驗過程中，可同時產生 X 向與 Y 向之雙軸向無扭轉的二維運動，在各深度水平面上能呈現多向度運動隨地震波傳遞而變形。此外，選用厚度為 2 mm 之矽膠膜作為剪力盒之防水膜，固定於內框側面內以探討飽和土壤試體之受震行為。

有關大型雙軸向多層剪力試驗盒之研發、製作與測試等細節可參考國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-01-011「大型振動台剪力盒土壤液化試驗（I）—大型二維剪力盒之研發」（翁作新等人,2001）[60]。

3.2.3 固定式大型砂土質落箱

為了配合大型剪力盒砂土試體準備，翁作新等人(2001)[60]也開發一組固定式大型砂土質落箱進行試體準備。質落箱主要可分為三個部份，如圖 3.3：

1. 質落箱本體。
2. 可抽換式多孔盤。
3. 分散器。

在試驗前會先將該次試驗所需的砂土由質落箱之頂部置入，質落箱的頂部無蓋，箱底為鑽有孔徑 40 mm 之底板，下接可抽換式多孔盤如圖 3.4 所示，其孔徑分別有 15 mm、20 mm、30 mm 及 40 mm 四組，本研究考

慮試體準備之均勻性，所有試驗皆採用孔徑 15 mm 之多孔盤進行試體準備。可抽換式多孔盤以下為分散器，主要的目的是讓砂土試體能均勻落在剪力試驗盒內。而分散器主要由四層篩網所構成，篩網彼此間的間距為 70 mm，其孔目大小為 4.76 mm(4 號篩)，並且彼此重疊交錯成 45 度。圖 3.5 為大型震落箱震落砂土於剪力試驗盒內之情形。

3.2.4 資料擷取系統與量測儀器

由於執行大型物理模型試驗所需之成本相當高，所以試驗每一步驟皆需詳細規劃，並將可用之量測儀器作最妥善地安排利用，以期得到詳細且可靠的數據進行分析研究，而資料擷取系統與量測儀器的配置則為整個試驗中相當關鍵的部分。

本研究所使用的資料擷取系統為國家地震工程研究中心地震模擬實驗室所採購之工業級動態資料擷取系統，為 Pacific Instruments 公司整合資料擷取、訊號調節與控制等功能的模組化資料擷取系統，其頻道數量可擴充至 1024 個頻道，每個頻道資料精度最少可達 16 位元，最大資料擷取頻率為 1 MHz，系統穩定可靠。美國太空總署(National Aeronautics and Space Administration, NASA)的馬歇爾太空飛行中心(Marshall Space Flight Center)也採用此系列的資料擷取系統。而目前國家地震工程研究中心所配置資料擷取系統可用之頻道數目最多可達 256 個。

根據試驗需求，本研究所使用量測儀器介紹如下：

1. 防水型應變計：採用 Tokyo Sokki Kenkyujo 公司(TML)所生產之薄片型應變計(foil type)之防水應變計以量測樁身撓曲應變，其型號則依樁材而定，如鋁管樁則使用型號為 WFLA-3-350-23 之防水型應變計。配合試驗需求選購 5 公尺長之電纜線，應變計長度為 3 mm，電阻為 350 歐姆，最大應變量範圍為 30000 微應變(μ strain)，如圖 3.6 所示。
2. 微型加速度規：採用美國 PCB 公司所生產的防水型微型加速度規用以

量測樁身與近遠域土壤之加速度反應，其型號為 W352C65，可量測 0.5 Hz~12 kHz 頻率內之反應，如圖 3.7 所示。

3. 微型水壓計：選用英國 Druck 公司所生產的微型水壓計以量測動態孔隙水壓力變化，其型號為 PDCR 81，可依需求選用不同壓力範圍，本試驗選用最大壓力為 350 mbar 之水壓計，如圖 3.8 所示。
4. 位移計(LDT)：採用 MTS Temposonics II Rod Style 位移計量測樁頂與各層試驗框架之兩方向位移量(X & Y)，可依試驗需求選定不同精度範圍，本試驗選用精度可達 0.01 mm，如圖 3.9 所示。
5. 耦合感測子(Coupled Sensor)：為成功大學張文忠教授(2010)[25]所設計，將低頻高精度之電容式三軸向加速度規與微型孔隙水壓計封裝於密閉壓克力容器中，如圖 3.10 所示。其體積略大(長 12 cm，直徑 5.5 公分)，本研究將其設置於模型樁 X 與 Y 兩方向之遠處以量測遠域土層中加速度與水壓力陣列之反應。
6. 微型壓力計(Tactile sensor)：為電阻式之薄片型壓力量測儀器，黏貼於樁身表面直接量測接觸應力，如圖 3.11 所示。
7. 陣列式位移計(ShapeAccelArray)：由加拿大 Measureand 公司所開發之位移量測儀器，其外型如八節棍，如圖 3.12 所示。其每段均放置一個三向度加速度規，固定端點後即可由其搭配之套裝軟體即時顯示每一段變形行為。本研究用此設備觀測遠域土壤之變形行為。

3.2.5 模型樁與砂土試體準備

本研究模型樁尺寸之選取是考慮：(1)基樁與土壤間有足夠的接觸面積，選擇較大的樁徑讓基樁受力範圍增加可使得土壤反力效應顯著；(2)樁斷面剛度小(材料模數值小與管壁薄)，使樁身與土壤間有顯著的相對位移，如此才能顯現樁土互制效應。試驗採用兩種不同材質之模型基樁以探討不同勁度基樁之受震反應，分別為不銹鋼管樁與鋁合金管樁，但由於不銹鋼管

樁變形較小，因此本研究選擇鋁合金管樁進行後續探討。鋁合金管樁，樁長 1600 mm，外徑 101.6 mm，管壁厚 3 mm，撓曲剛性為 $75 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ，其材料性質如表 3.2 所示。

本研究是針對樁基礎貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受震反應進行探討，因此在試體的規劃上，模型樁是以高張力螺栓鎖固定在剪力盒底部模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之狀況，同時也在樁頂處裝設質量塊以模擬不同上部結構載重對於基樁反應之影響，圖 3.13 為模型樁照片。

為了減少土壤變異性以及考量土樣取得之便利性，本研究之土壤選用較容易大量取得而且均勻之進口純淨越南石英砂作為試驗用砂，其粒徑分佈曲線及基本物理性質如下圖 3.14 與表 3.3 所示。由粒徑分佈曲線分布可知試驗砂土屬均勻級配 (Uniform Graded)，依照統一土壤分類本試驗砂土屬於不良級配砂土 (SP)，且其中砂土的最小及最大孔隙比分別是根據 ASTM D4253 Method 1B(wet method)及 ASTM D4254 Method A 所求得。

本試驗盒之飽和砂土試體準備方法是參考 Ueng et al. (2006)[61]過去飽和砂土振動台試驗經驗採用固定式大型砂土賁落箱以濕沉降法(wet sedimentation method)準備飽和砂土試體。濕沉降法是先在剪力盒中注水至一預定高度，然後將砂土從賁落箱賁落至剪力盒中，在賁落過程中水面一直保持在砂面上。當試體準備完成後，則進行試體水平向之壓力波波速量測以檢測試體之飽和度。而試體之均勻度與密度檢測則可在試體準備完成後利用短薄管採取不擾動土樣來進行試驗。有關大型砂土試體準備的詳細探討可參考翁作新等人的研究報告(2003)[62]。

3.3 水平地盤中模型樁振動台試驗

水平地盤模型樁振動台試驗是將模型樁垂直固定於試驗盒底部，以大型雙軸向剪力試驗盒為砂土容器，且將試驗盒水平固定於三軸向地震模擬振動台，進行模型樁於水平地盤中受振反應行為研究，如圖3.15所示。其

中試驗設備與模型樁與試體準備已於3.2節介紹，以下則說明水平地盤試驗之儀器配置與試驗內容。



3.3.1 量測儀器配置

模型樁在飽和砂土中受到震動時，樁身受力變形狀況是一個重要的課題。而土層受震運動狀況，包括位移、速度、加速度以及引致之超額孔隙水壓激發情況亦為觀察的重點。因此，在儀器配置主要可分為模型樁與土壤試體兩部分：

在模型樁量測儀器規劃上，如圖3.16所示，模型鉛樁由下而上於100 mm至1450 mm間，共十個高度(間距為 150 mm)之樁表面各黏貼兩對防水型應變計以觀測樁身應變情形，各方向之應變計編號及高程如表3-4所示。為了降低應變計訊號線對於樁土介面的影響，在樁身應變主要量測軸線的45度角側鑽有直徑5 mm圓孔做為應變計訊號線的集線孔，鑽孔位置對應變量測不會造成太大影響，且孔徑大小亦不會過於折減模型樁本身之勁度，因此對於試驗結果影響並不大。另外，也在樁身上不同高度綁置加速度規與微型壓力計以量測其該處之加速度與樁表面上之受力。

土壤試體的儀器配置分為試驗盒框架與試體內部兩部分，在試驗盒內外框上裝有X,Y兩方向之位移計、速度計及加速度計以觀測土層受振之運動反應(如圖3.17)，也在試體內部基樁的近域及遠域土壤中佈設水壓計及加速度規陣列以量測樁身附近與自由場之土壤反應與孔隙水壓激發的情形，其配置如圖3.16。

試體內部量測儀器的固定方式是採用釣魚線先行固定在試驗盒上，再將水壓計及加速度計分別綁在所規劃的深度及位置上。當試體準備完畢進行振動台試驗前，將釣魚線剪斷，以避免影響到試體的變形行為。在每次振動試驗前，水壓計均須作水下測試校核，以確定其功能與水面下位置。土壤中所安裝之加速度計，在液化後其位置與方向皆可能有相當變化，故

其量測數據之應用必須謹慎。



3.3.2 試驗內容

模型樁振動台試驗內容分為空箱單樁、水中模型樁以及砂土中模型樁振動台試驗等三部份，如圖3.18所示。模型樁固定於剪力盒底部以模擬樁基礎貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受震反應，同時也在樁頂處裝設不同數量之質量塊，以探討不同上部結構載重對於基樁受震反應之影響。

單樁空箱振動台試驗是為了解基樁之動態特性與不同上部載重時之受振反應模式，因此進行之振動模式包括三種：(1) 白噪訊振動(white noise shaking)，(2) 簡谐波振動(sinusoidal shaking)，(3) 真實地震紀錄(true earthquake records)，其主要為小振幅之振動試驗。

水中模型樁振動台試驗是為探討砂土中模型樁在液化後之行為所進行之對照實驗，輸入振動亦為前述三類模式。

砂土中模型樁振動台輸入振動模式為先進行一維振動後，再進行二維振動。先施加不同振幅、頻率與延時之正弦波，然後施加不同地震加速度記錄。先以小振幅振動，再加大振幅振動。除了施加前述之振動作用外，在試體進行大振幅振動試驗的前後次試驗皆規劃小振幅之白噪訊(white noise)振動，以識別試驗前後基樁與砂土試體的顯著頻率。每次振動試驗中皆量測不同深度內外框X及Y向的加速度與位移、土體中之水壓力以及加速度。振動停止後，仍繼續水壓計之記錄，以觀測孔隙水壓之傳遞與消散情形。而且也在每次振動前後量測水面與砂面高度，以得到砂土沈陷量與試體密度的變化。圖3.19為飽和砂中模型樁振動台試驗情形。

水平地盤模型樁振動台試驗目前完成4次試驗，其中第一次試驗模型樁材質為不銹鋼，因位移反應小，故該次試驗資料在本研究中不採用。而模型鋁管樁共進行了3次試驗，其試驗項目與振動模式則列於表3.5~3.10，本研究只採用部分試驗資料進行分析。



3.4 傾斜地盤中模型樁振動台試驗

傾斜地盤模型樁振動台試驗是將剪力試驗盒先固定於角度為 2° 之可調整式傾斜楔塊，再將其鎖固於三軸向地震模擬振動台，以模擬輕微傾斜之無限邊坡情況，坡度方向為X方向，如圖3.20所示。模型樁是垂直鎖固於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之狀況，同時也在樁頂處裝設質量塊(226.14 kg)以模擬上部結構載重對基樁受震反應之影響。在土壤試體部分，先將傾斜之剪力試驗盒固定於振動台，採用溼沉降法進行試體準備，待砂土試體穩定後再以人工方式進行坡面製作，使得砂土表面平行傾斜楔塊之角度。

本研究中傾斜地盤模型樁振動台試驗還有另外一個特點，若針對傾斜地盤試體施予垂直坡度方向之單軸向振動時，配合剪力試驗盒可雙軸向運動之機制，則可分別探討上部載重作用於基樁之慣性力與地盤變位對於基樁之作用的貢獻，探討可能液化地盤因側潰作用於樁基礎之行為。

關於試驗設備、模型樁已於3.2節介紹，以下則說明傾斜地盤試驗之儀器配置與試驗內容。

3.4.1 量測儀器配置

傾斜地盤模型樁振動台試驗的儀器配置與水平地盤振動台試驗規化大致相同，主要分為模型樁與土壤試體兩部分，如圖3.21與3.22所示。模型樁量測儀器也在相同的高度黏貼兩對防水型應變計(共40組)以量測樁身應變反應，並在樁身上不同高度綁置兩個方向的微型加速度規進行樁身加速度反應量測，如圖3.23所示。

在土壤試體的量測安排，試體內在模型樁的近處和自由場皆利用釣魚線安裝了水壓計與兩個方向的加速度規陣列，以觀測樁身附近與自由場之土壤反應與孔隙水壓激發的情形，如圖3.21所示。同時也在試驗盒內外框

上裝有X，Y兩方向之位移計、速度計及加速度計以觀測土層受振之運動反應，如圖3.22。並在每次振動試驗前，進行水壓計水下測試校核，以確定其功能與水面下位置。



3.4.2 試驗內容

振動台試驗主要分為兩部分，首先進行傾斜地盤空箱模型樁振動試驗，再是飽和砂土中模型樁試驗。前者主要是透過強迫振動(forced vibration)與自由振動(free vibration)了解模型樁動態特性並進行量測系統之測試後，再進行飽和試體之樁土互制試驗。試驗之輸入振動模式包含白噪訊振動(white noise vibration)、單頻簡諧振動(sinusoidal vibration)、以及真實地震記錄(earthquake record)三種，首先施以垂直地盤傾斜方向之單軸向振動，視試體狀況再進行平行地盤傾斜方向之單軸向振動；先以小振幅振動，再加大振幅振動。每次試驗皆量測不同深度內外框X、Y向的加速度與位移、樁身彎曲應變與加速度以及基樁近域和自由場中不同深度之孔隙水壓力與加速度反應。振動停止後，仍繼續水壓計之記錄，以觀測孔隙水壓之傳遞與消散情形。而且也在每次振動前後量測水面與砂面高度，以得到砂土沈陷量與試體密度的變化。圖3.24為傾斜地盤模型樁埋置於飽和砂土試體中之振動台試驗之情形。

傾斜地盤振動台試驗目前完成1次振動台試驗，其試驗項目與振動模式則列於表3.11與表3.12。

3.5 試驗流程與準備工作

3.5.1 試驗準備工作


試驗前必須進行試驗盒、防水膜、試驗儀器等設備檢測維護，以下介

紹各項準備工作內容：

1. 試驗盒檢測：雖然每次試驗完均對於試驗盒進行清理與維護工作，但由於放置地點落塵量較重，故試驗前仍需再次清理試驗盒滑軌、框架及試驗盒內部等，並確認每層框架各方向是否可順暢滑動，確保試驗盒功能正常無虞。
2. 矽膠防水膜檢測：為維持試驗盒之水密性，須檢查矽膠防水膜之完整性並測試其水密性。先檢視矽膠膜水膜有無劣化破損，確認後注水至試驗盒約八分滿並靜置 24 小時，以確認試驗盒水密性以避免試驗時滲漏造成試體飽和度與三軸向振動台之功能性影響。
3. 試驗儀器檢測：檢測本次試驗所使用的各項儀器與訊號線功能是否正常，並在後續每個階段觀察各儀器是否維持功能正常。
4. 試驗砂土物理性質試驗：試驗砂土基本性質試驗，包括篩分析、砂土最大與最小乾密度試驗及比重試驗等。

3.5.2 試體準備流程

1. 模型樁組立與樁身量測儀器安裝：依照模型樁量測計畫進行應變計黏貼，應變計位置可參閱 3.3.1 節說明。經檢測應變計功能正常，再將模型樁鎖固於剪力盒底部且確認其水平度與方位，並完成樁身量測儀器之裝設與訊號線整理工作。
2. 試體內部試驗儀器綁設：先行放樣並利用釣魚線完成試體內部水壓計與加速度陣列之裝設，並確認各加速度規之方向性後，完成儀器訊號線之整理。
3. 試驗盒安裝：在振動台上方先鋪設防水帆布，用以防止試驗時砂水溢出影響振動台之功能，並利用吊車將試驗盒吊放至振動台以高張力螺栓鎖固。

- 
4. 外部量測儀器裝設：進行剪力盒內外框架之儀器架設，並確認儀器訊號正常。
 5. 注水至試驗盒中：針對砂土試體之預定高度，根據砂土基本性質進行砂量與水量之估算，確認水中沉降法初始之水量，再以清水注入試驗盒中。
 6. 砂土賁落：將試驗砂土預先放置於賁落箱中，保持砂土表面平整併避免夯實，以減少準備後砂土高度不均的現象；賁落前，先以帆布包覆賁落箱底部以減少落塵飛揚，再將賁落箱吊至試驗盒上方，根據吊車的電子秤數據控制砂土賁落重量。
 7. 靜置飽和：根據越南砂土振動台試驗經驗，疏鬆砂土試體需靜置 24 小時，以達到飽和穩定的狀態，並且在試驗前以人工量測 16 點高程，計算試體平均單位重與初始高程之依據。
 8. 組立樁頂質量塊：在試體準備完成後，依據試驗規劃組立樁頂質塊作為上部載重之模擬，透過預先設計之螺栓孔位完成樁頂質塊組立並安裝量測儀器。

3.5.3 振動台試驗

1. 儀器懸吊系統解除：將試體內部儀器的水平定位釣魚線解除，使儀器可在試驗過程中隨砂土試體運動。
2. 量測儀器功能檢測：在每次振動試驗前皆進行量測儀器功能檢測，確認儀器是否正常運作，在時間許可情況下進行故障排除並紀錄儀器之狀況。
3. 振動試驗：依據試驗排程進行振動台試驗，其內容可參考表 3.6 所示。
4. 影像紀錄：將每一次試驗過程以相機與錄影機進行拍攝紀錄試驗過程。
5. 試體高程量測：每次試驗前後皆以人工量測試體 16 點高程與水位，以

作為試體相對密度計算之依據。



3.5.4 振動台試驗完成之後續處理

- 1 試體排水：在一系列試驗完成後，將剪力盒吊放置準備區，利用剪力試驗盒底部的排水系統進行排水，由於排水速率較微緩慢，約需 24 小時的時間才能完成排水，之後再進行試體取樣及清除砂土試體。
- 2 試體取樣：取樣前須先量測排水後試體 16 點高程，以了解排水前後試體高程之影響，並依據預先規劃的高程進行薄管取樣(直徑約為 73 mm，長度約為 170 mm)，取樣方式採連續取樣，並詳細記錄其取樣高程，最後送至實驗室進行物性試驗求取試體基本物理性質。
- 3 清理及保養試驗盒：以人工依序清除土壤試體並整理試驗儀器與模型樁，檢視及填補防水矽膠膜的破損，並清除線性滑軌、框架與外牆間的砂土，確認框架之移動之滑順度，再以帆布覆蓋試驗盒防止存放空間之落塵堆積。
- 4 振動台試驗資料整理與分析。

表3.1 國家地震工程研究中心振動台之規格與功能

振動台尺寸	5 m × 5 m
最大載重	50 ton
自由度	6
最大加速度	2 g
最大速度	1000 mm/s
最大位移	±250 mm
振動頻率	1 ~ 50 Hz

表3.2 模型樁基本性質

材 料	外徑 (D _o) (mm)	厚度 (t) (mm)	長度 (L) (mm)	斷面剛度 (EI) (kN-m ²)
鋁合金 (6063T5)	101.6	3	1600	75

表3.3 越南石英砂之基本物理性質

產地	越南
形狀	次角形
顏色	白
比重	2.65
D ₁₀	0.21 mm
D ₆₀	0.32 mm
C _u	1.52
e _{max}	0.882~0.918
e _{min}	0.560~0.631



表3.4 防水型應變計位置與編號對照表

高程 (mm) (由樁底算起)	應變計編號			
	$-y$	$+x$	$+y$	$-x$
1450	PS1-1	PS2-1	PS3-1	PS4-1
1300	PS1-2	PS2-2	PS3-2	PS4-2
1150	PS1-3	PS2-3	PS3-3	PS4-3
1000	PS1-4	PS2-4	PS3-4	PS4-4
850	PS1-5	PS2-5	PS3-5	PS4-5
700	PS1-6	PS2-6	PS3-6	PS4-6
550	PS1-7	PS2-7	PS3-7	PS4-7
400	PS1-8	PS2-8	PS3-8	PS4-8
250	PS1-9	PS2-9	PS3-9	PS4-9
100	PS1-10	PS2-10	PS3-10	PS4-10

表3.5 2008年7月，水平地盤模型單樁振動台試驗(LPB)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	
LPB 01 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – Y			0.03	60
LPB 02 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – X			0.03	60
LPB 03 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – Y			0.03	60
LPB 04 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – Y			0.03	60
LPB 05 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – X			0.03	60
LPB 06 (1D)			24	0.03	5
LPB 07 (1D)	24	0.03			5
LPB 08 (2D)	24	0.03	24	0.03	5
LPB 09 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – Y			0.03	60
LPB 10 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – X			0.03	60
LPB 11 (1D)			6	0.03	5
LPB 12 (1D)	6	0.03	6	0.03	5
LPB 13 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – Y			0.03	60
LPB 14 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) – X			0.03	60
LPB 15 (1D)			4	0.03	10
LPB 16 (1D)	4	0.03	4	0.03	10

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions

2 The lumped mass of 37.84 kg and 113.61 kg is added on the top of model pile before PILE09 and PILE13.

表3.6 2008年7月，水平地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(LPBS)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	
LPBS 01 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — Y			0.03	60
LPBS 02 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X			0.03	60
LPBS 03 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — Y			0.03	60
LPBS 04 (1D)			1	0.03	10
LPBS 05 (2D)	1	0.03	1	0.03	10
LPBS 06 (1D)			2	0.03	10
LPBS 07 (2D)	2	0.03	2	0.03	10
LPBS 08 (1D)			4	0.03	10
LPBS 09 (2D)	4	0.03	4	0.03	10
LPBS 10 (1D)			8	0.03	10
LPBS 11 (1D)			14	0.03	10
LPBS 12 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — XY			0.03	60
LPBS 13 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — XY			0.03	60
LPBS 14 (1D)			1	0.075	10
LPBS 15 (2D)	1	0.075	1	0.075	10
LPBS 16 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — Y			0.03	60
LPBS 17 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — XY			0.03	60
LPBS 18 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — Y			0.03	60
LPBS 19 (1D)			1	0.03	10
LPBS 20 (2D)	1	0.03	1	0.03	10
LPBS 21 (1D)			2	0.03	10
LPBS 22 (2D)	2	0.03	2	0.03	10
LPBS 23 (1D)			4	0.03	10
LPBS 24 (2D)	4	0.03	4	0.03	10
LPBS 25 (1D)			8	0.03	10
LPBS 26 (1D)			14	0.03	10
LPBS 26A (1D)			14	0.03	10
LPBS 27 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — XY			0.03	60
LPBS 28 (1D)			1	0.075	10
LPBS 29 (2D)	1	0.075	1	0.075	10
LPBS 30 (1D)			2	0.075	10

LPBS 31 (2D)	2	0.075	2	0.075	10
LPBS 32 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 33 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, EW)—Y , PGA scale to 0.15g				
LPBS 34 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng)—XY , PGA scale to 0.15g				
LPBS 35 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—Y			0.03	60
LPBS 36 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 37 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 38 (1D)			1	0.03	10
LPBS 39 (2D)	1	0.03	1	0.03	10
LPBS 40 (1D)			2	0.03	10
LPBS 41 (2D)	1	0.03	1	0.03	10
LPBS 42 (2D)	2	0.03	2	0.03	10
LPBS 43 (1D)			4	0.03	10
LPBS 44 (2D)	4	0.03	4	0.03	10
LPBS 45 (1D)			1	0.075	10
LPBS 46 (2D)	1	0.075	1	0.075	10
LPBS 47 (1D)			2	0.075	10
LPBS 48 (2D)	2	0.075	2	0.075	10
LPBS 49 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 50 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS)—Y , PGA scale to 0.1g				
LPBS 51 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng)—XY , PGA scale to 0.1g				
LPBS 52 (1D)	Kobe EQ (Port island, NS)—Y , PGA scale to 0.1g				
LPBS 53 (1D)	Kobe EQ (Port island)—XY , PGA scale to 0.1g				
LPBS 54 (1D)			4	0.1	10
LPBS 55 (1D)			12	0.1	10
LPBS 56 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 57 (1D)			4	0.15	10
LPBS 58 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz)—XY			0.03	60
LPBS 59 (1D)	Kobe EQ (Port island, NS)—Y , PGA scale to 0.25g				

2 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.

3 The lumped mass of 37.84 kg and 226.14 kg is added on the top of model pile before Case16 and Case35.



表3.7 2009年2月，水平地盤模型單樁振動台試驗振(LPC)動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
LPC 01 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz)— X &Y			0.03	60	0
LPC 02 (1D)			20	0.03	5	0
LPC 03 (2D)	20	0.03	20	0.03	5	0
LPC 04 (1D)			4	0.05	10	0
LPC 05 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	0
LPC 05a (2D)	4	0.05	4	0.05	10	0
LPC 06 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS)— Y , PGA scale to 0.05g					0
LPC 07 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz)— X &Y			0.03	60	1
LPC 08 (1D)			6	0.03	5	1
LPC 09 (2D)	6	0.03	6	0.03	5	1
LPC 10 (1D)			4	0.05	10	1
LPC 11 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	1
LPC 12 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS)— Y , PGA scale to 0.05g					1
LPC 13 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz)— X &Y			0.03	60	3
LPC 14 (1D)			4	0.03	10	3
LPC 15 (2D)	4	0.03	4	0.03	10	3
LPC 16 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS)— Y , PGA scale to 0.05g					3
LPC 17 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz)— X &Y			0.03	60	6
LPC 17A (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz)— X &Y			0.03	60	6
LPC 18 (1D)			4	0.03	5	6

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.

表3.8 2009年2月，水平地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(LPSC)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
LPSC 01 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	0
LPSC 02 (1D)			2	0.05	10	0
LPSC 03 (2D)	2	0.05	2	0.05	10	0
LPSC 04 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	0
LPSC 05 (1D)			4	0.05	10	0
LPSC 06 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	0
LPSC 07 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	0
LPSC 08 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					0
LPSC 09 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					0
LPSC 10 (2D)	Kobe EQ (Port Island, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					0
LPSC 11 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — Y			0.075	30	0
LPSC 12 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPSC 13 (1D)			4	0.05	10	1
LPSC 14 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	1
LPSC 15 (1D)			12	0.05	10	1
LPSC 16 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPSC 17 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					1
LPSC 18 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					1
LPSC 19 (2D)	Kobe EQ (Port Island, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					1
LPSC 20 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — Y			0.1	60	1
LPSC 21 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPSC 22 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPSC 23 (1D)			4	0.05	10	3
LPSC 24 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	3
LPSC 25 (1D)			8	0.05	10	3
LPSC 26 (1D)			12	0.05	10	3
LPSC 27 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					3
LPSC 28 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					3
LPSC 29 (2D)	Kobe EQ (Port Island, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					3
LPSC 30 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPSC 31 (1D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — Y			0.15	60	3

LPSC 32 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPSC 33 (1D)			2	0.075	10	3
LPSC 34 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPSC 35 (1D)			2	0.075	10	3
LPSC 36 (1D)			4	0.075	10	3
LPSC 37 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPSC 38 (1D)			12	0.075	6	3
LPSC 39 (1D)			6	0.075	10	3
LPSC 40 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	6
LPSC 41 (1D)			4	0.05	10	6
LPSC 42 (2D)	4	0.05	4	0.05	10	6
LPSC 43 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					6
LPSC 44 (2D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					6
LPSC 45 (2D)	Kobe EQ (Port Island, EW, NS) — X&Y , PGA scale to 0.05g					6
LPSC 46 (1D)			12	0.05	6	6
LPSC 47 (1D)			4	0.075	10	6
LPSC 48 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	6
LPSC 49 (2D)	White Noise (Bandwidth 60Hz) — X & Y			0.03	60	3

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.

表3.9 2010年4月，水平地盤模型單樁振動台試驗(LPD)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
LPD 00 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	0
LPD 01 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	0
LPD 02 (1D)			20	0.03	5	0
LPD 03 (1D)			20	0.03	5	0
LPD 04 (2D)	20	0.03	20	0.03	5	0
LPD 05 (1D)			4	0.03	10	0
LPD 06 (2D)	4	0.03	4	0.03	10	0
LPD 07 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					0
LPD 08 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPD 08A (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPD 08B (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPD 09 (1D)			6	0.03	5	1
LPD 09a (1D)			6	0.03	5	1
LPD 10 (2D)	6	0.03	6	0.03	5	1
LPD 11 (1D)			4	0.03	10	1
LPD 12 (2D)	4	0.03	4	0.03	10	1
LPD 13 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					1
LPD 14 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPD 15 (1D)			4	0.03	10	3
LPD 15A (1D)			4	0.03	10	3
LPD 16 (2D)	4	0.03	4	0.03	10	3
LPD 17 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					3
LPD 18 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	6
LPD 19 (1D)			4	0.03	10	6
LPD 20 (1D)	4	0.03	4	0.03	10	6

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.



表3.10 2010年4月，水平地盤模型水中單樁振動台試驗(LPWD)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
LPWD 01 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	6
LPWD 02 (1D)			4	0.03	10	6
LPWD 03 (1D)			6	0.03	10	6
LPWD 04 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	3
LPWD 05 (1D)			2	0.03	10	3
LPWD 06 (1D)			4	0.03	10	3
LPWD 07 (1D)			6	0.03	6	3
LPWD 07A (1D)			6	0.03	10	3
LPWD 08 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X & Y			0.03	60	1
LPWD 09 (1D)			2	0.03	10	1
LPWD 10 (1D)			4	0.03	10	1
LPWD 11 (1D)			6	0.03	10	1
LPWD 12 (1D)	Kobe EQ (Port Island, NS) — Y , PGA scale to 0.05g					1
LPWD 13 (1D)			4	0.05	10	1

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.



表3.11 2011年9月6日，傾斜地盤模型單樁振動台試驗(SP)振動模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
SP 01 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	0
SP 02 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X			0.03	60	0
SP 03 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – Y			0.03	60	0
SP 04 (1D)	2	0.05			10	0
SP 05 (1D)			2	0.05	10	0
SP 06 (2D)	2	0.05	2	0.05	10	0
SP 07 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X			0.03	60	6
SP 08 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – Y			0.03	60	6
SP 09 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SP 10 (1D)	2	0.05			10	6
SP 11 (1D)	4	0.03			10	6
SP 12 (1D)			4	0.03	10	6
SP 13 (2D)	4	0.03	4	0.03	10	6

1 The input motions included sinusoidal (1-20 Hz) accelerations and the earthquake records in the world.

2 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration in X and Y directions.



表3.12 2011年9月9日，傾斜地盤飽和砂土中模型樁振動台試驗(SPS)振動
模式

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)	Mass (piece)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)		
SPS 01 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X			0.03	60	6
SPS 02 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – Y			0.03	60	6
SPS 03 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SPS 04 (1D)			1	0.03	10	6
SPS 05 (1D)			2	0.03	10	6
SPS 06 (1D)			4	0.03	10	6
SPS 07 (1D)			8	0.03	10	6
SPS 08 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SPS 09 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) – Y , PGA scale to 0.1 g					6
SPS 10 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) – Y , PGA scale to 0.1 g					6
SPS 11 (1D)	Kobe EQ (Port Island, NS) – Y , PGA scale to 0.1 g					6
SPS 12 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SPS 13 (1D)			1	0.1	15	6
SPS 14 (1D)			2	0.1	7.5	6
SPS 15 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SPS 16 (1D)	2	0.1			7.5	6
SPS 17 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6
SPS 18 (1D)	Chi-Chi EQ (Wu-Feng, NS) – Y , PGA scale to 0.15 g					6
SPS 19 (1D)	Kobe EQ (Port Island, NS) – Y , PGA scale to 0.15 g					6
SPS 20 (2D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) – X & Y			0.03	60	6

1 In the two-dimensional sinusoidal shaking, there is a 90° phase difference between the input acceleration
in X and Y directions.

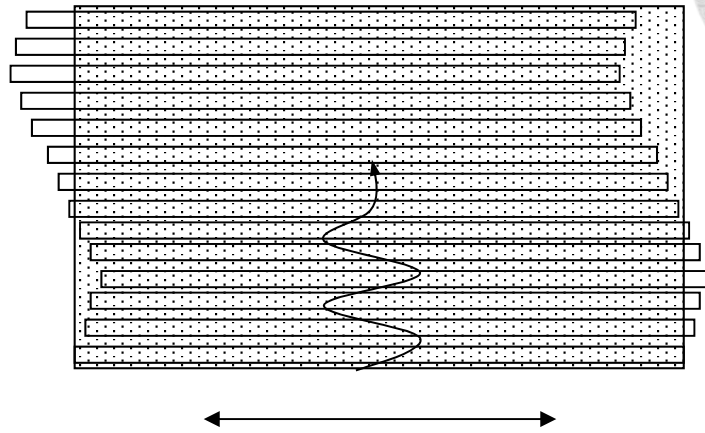


圖 3.1 多層剪力試驗盒運動型態示意圖

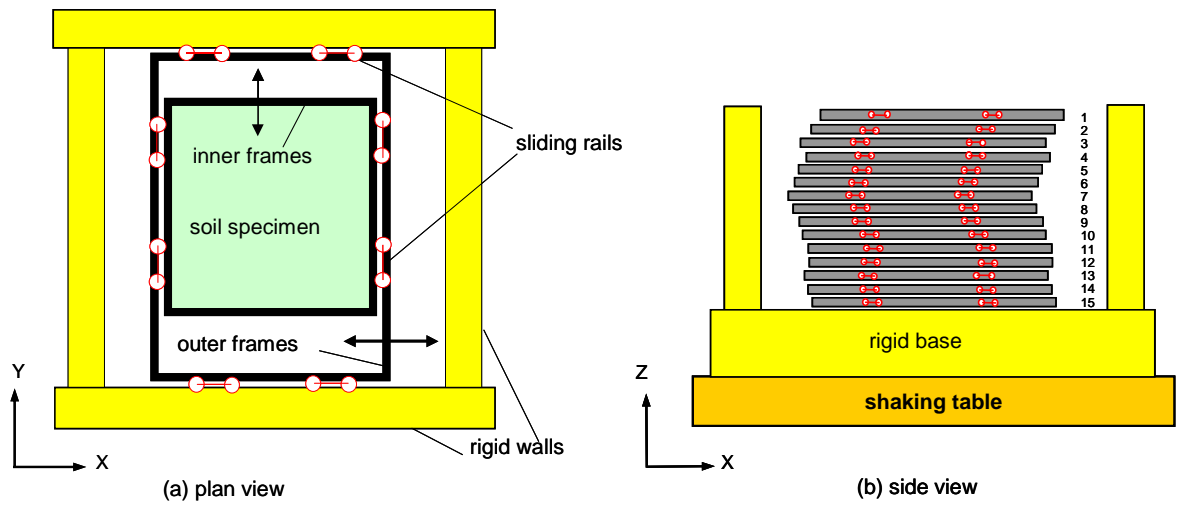


圖 3.2 大型多層雙軸向剪力試驗盒示意圖

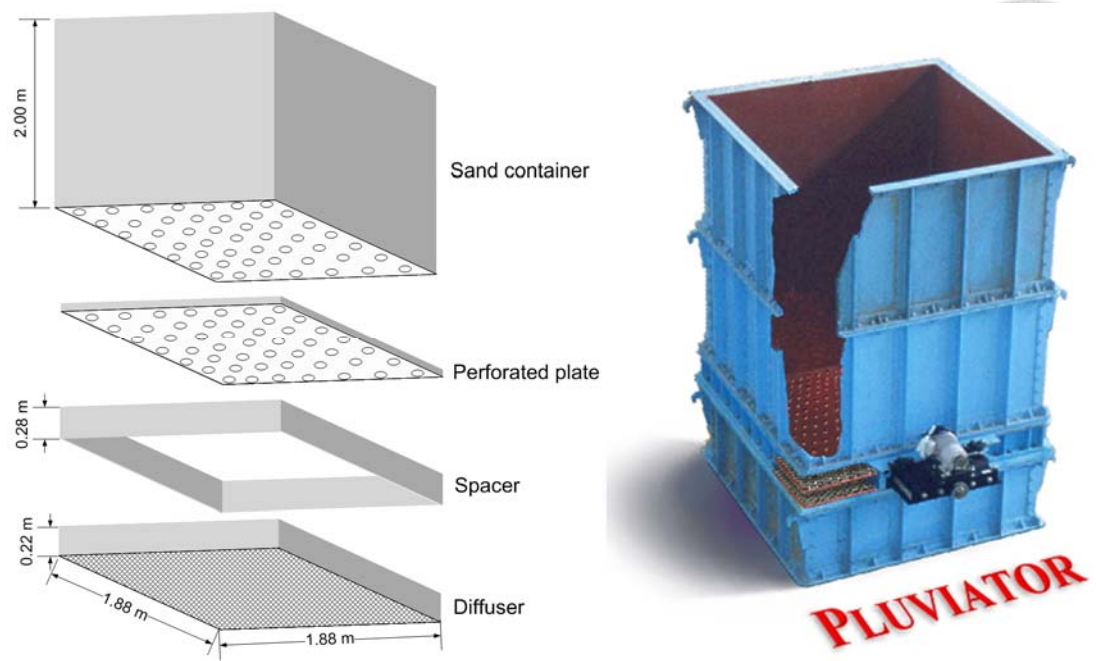


圖 3.3 大型砂土質落箱示意圖

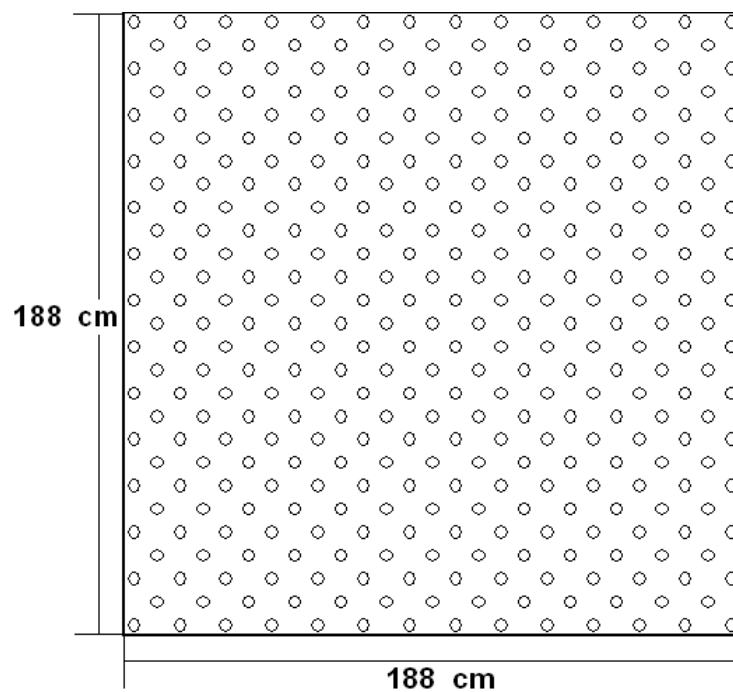


圖 3.4 質落箱本體底板及多孔盤之孔位配置圖

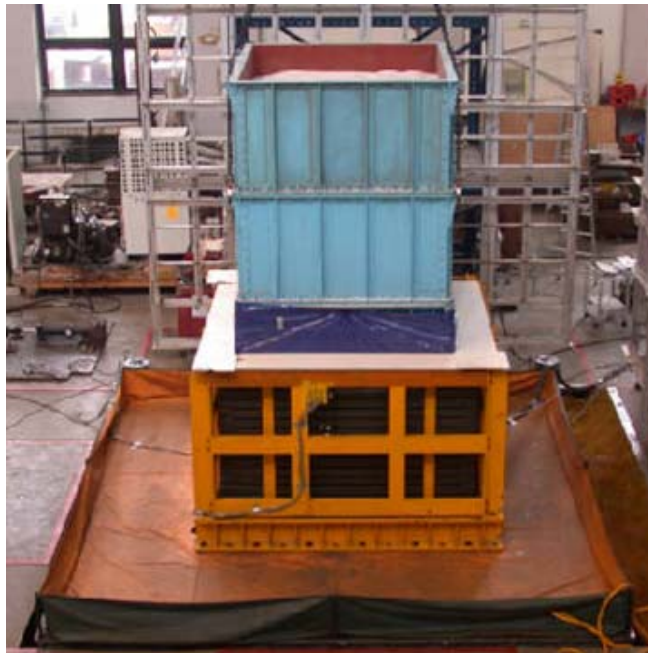


圖 3.5 實落箱再振動台進行砂試體準備照片

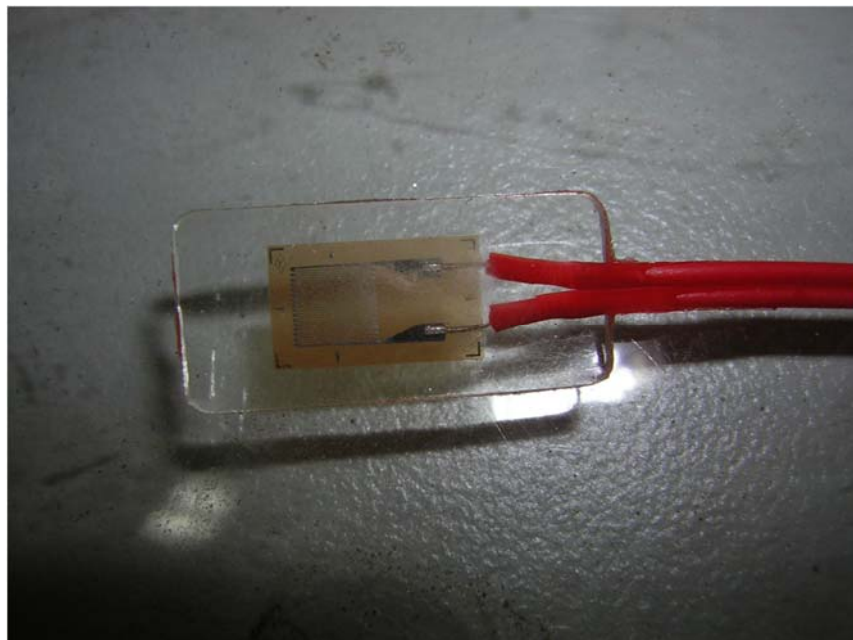


圖 3.6 薄片型防水應變計外觀



圖 3.7 PCB 微型加速度規

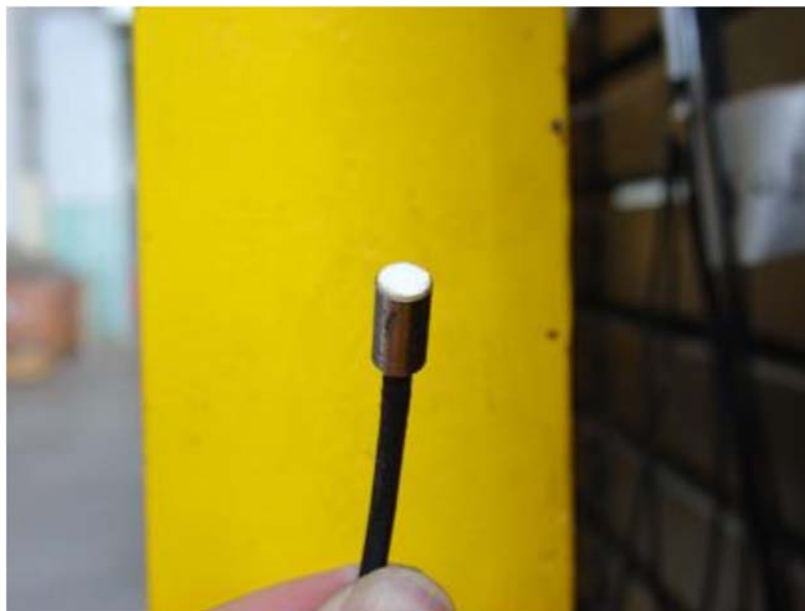


圖 3.8 Druck 電阻式微型水壓計



圖 3.9 MTS Temposonics II Rod Style 位移計 (LDT)

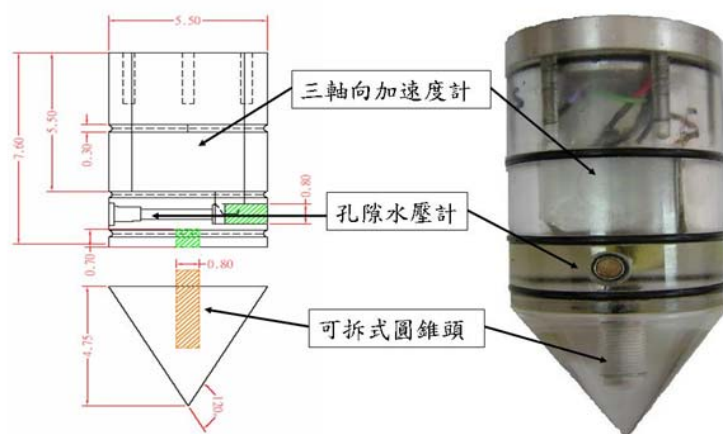


圖 3.10 耦合感測子 (Coupled sensor)[25]



圖 3.11 微型壓力計 (Tactile sensor)



圖 3.12 陣列式位移計 (ShapeAccelArray)



圖 3.13 黏貼應變計之模型鋁樁照片

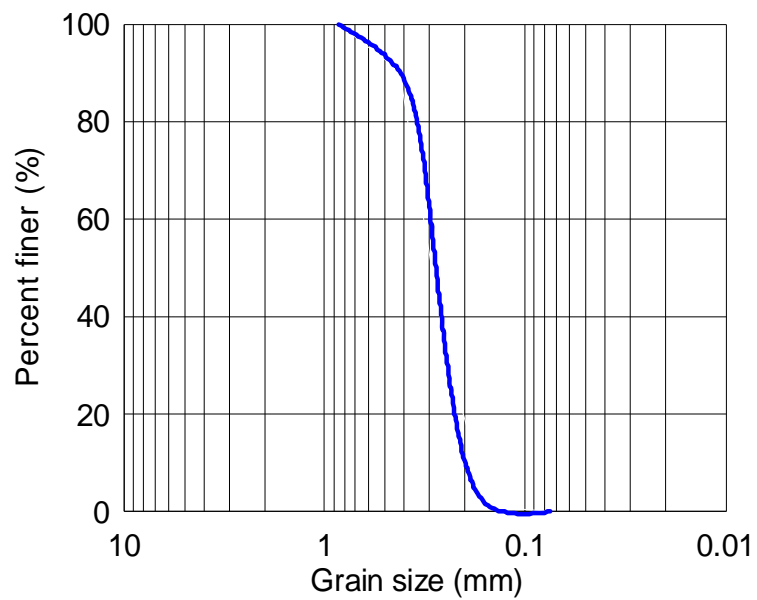


圖 3.14 越南石英砂之粒徑分佈曲線

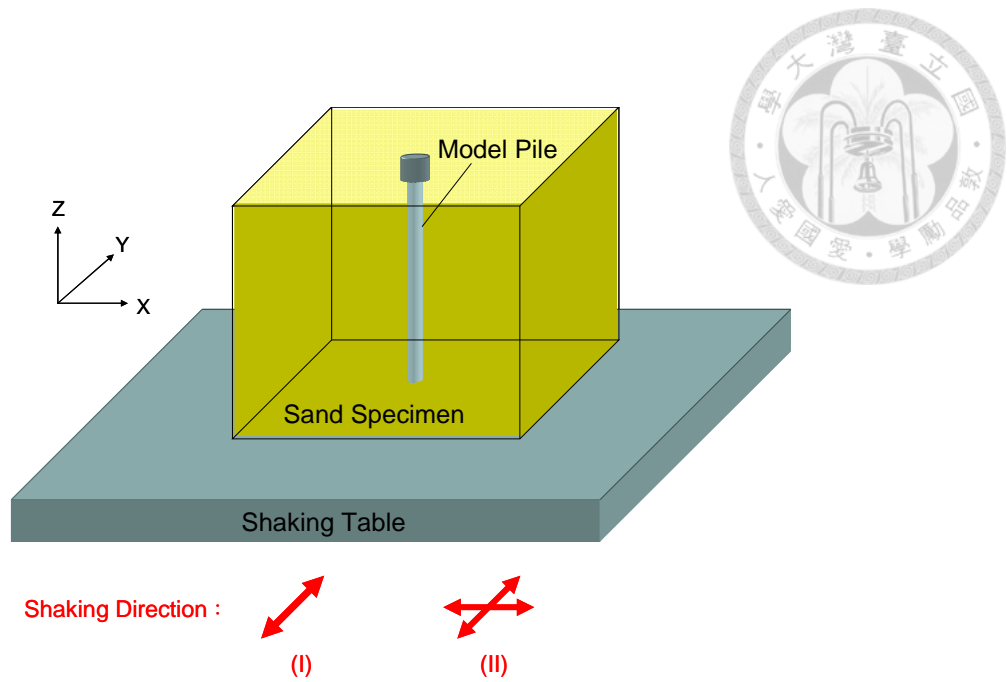


圖 3.15 水平地盤模型樁振動台試驗示意圖

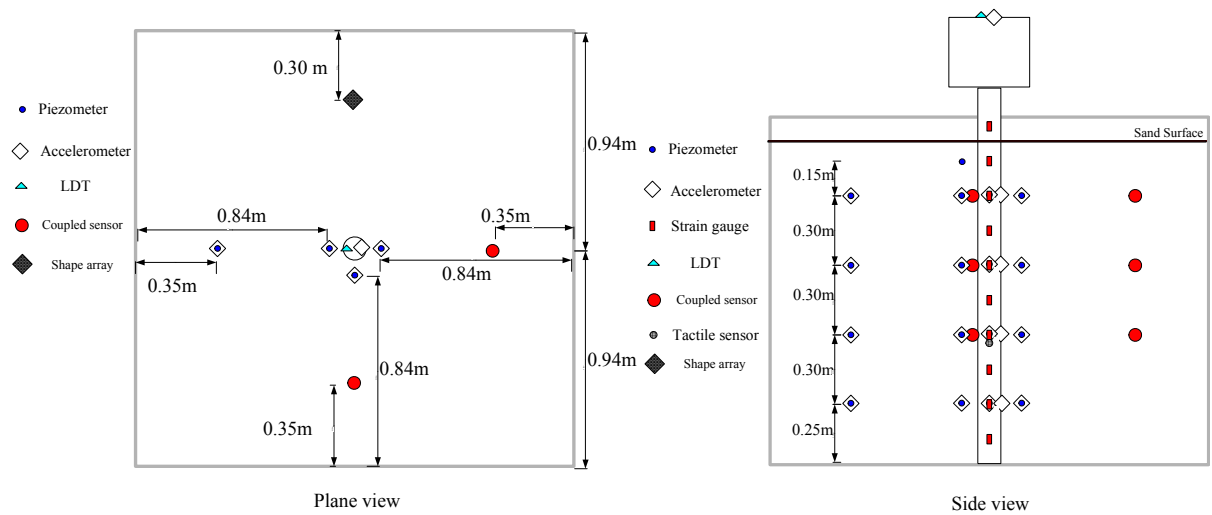


圖 3.16 模型鉛樁與剪力盒內部之儀器配置圖

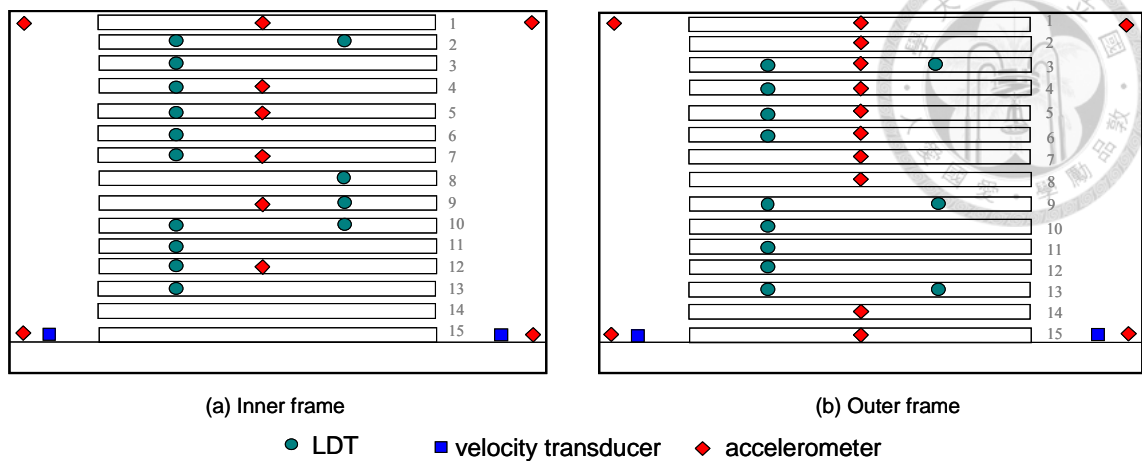


圖 3.17 剪力盒外部之儀器配置圖

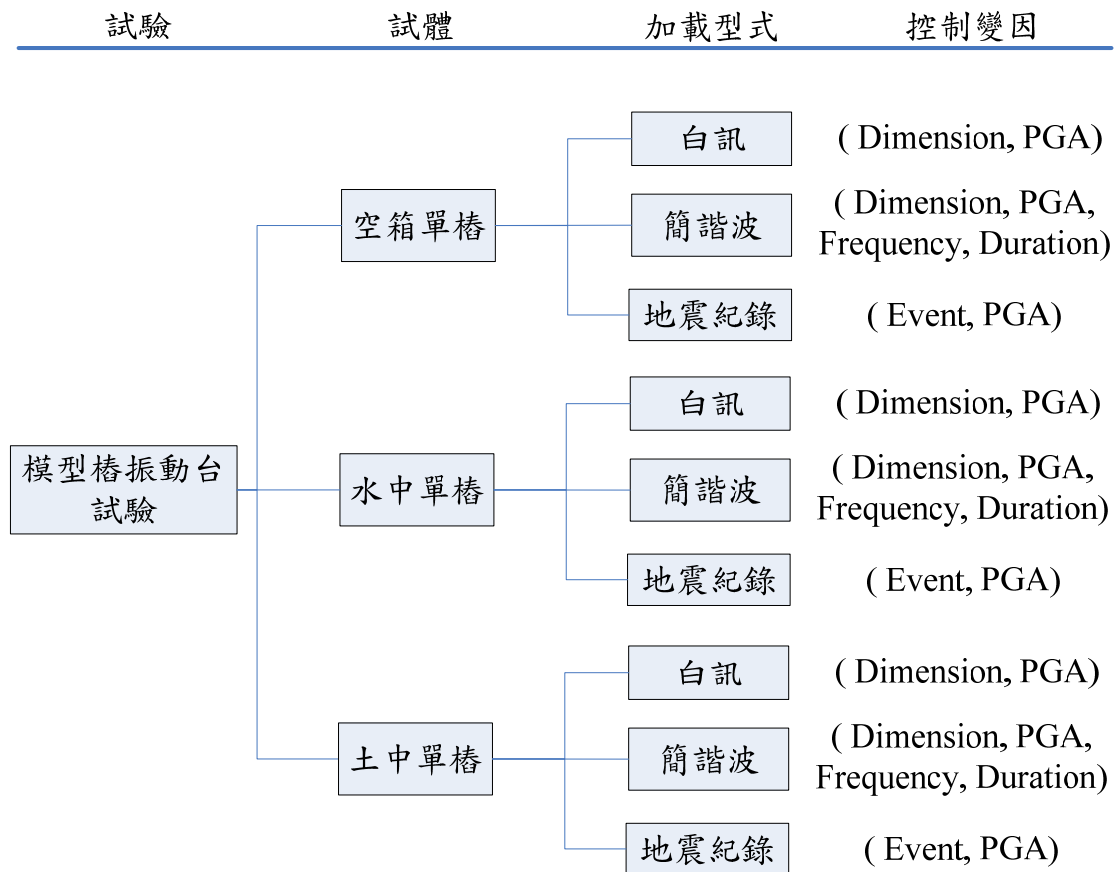


圖 3.18 水平地盤模型樁振動台試驗架構圖

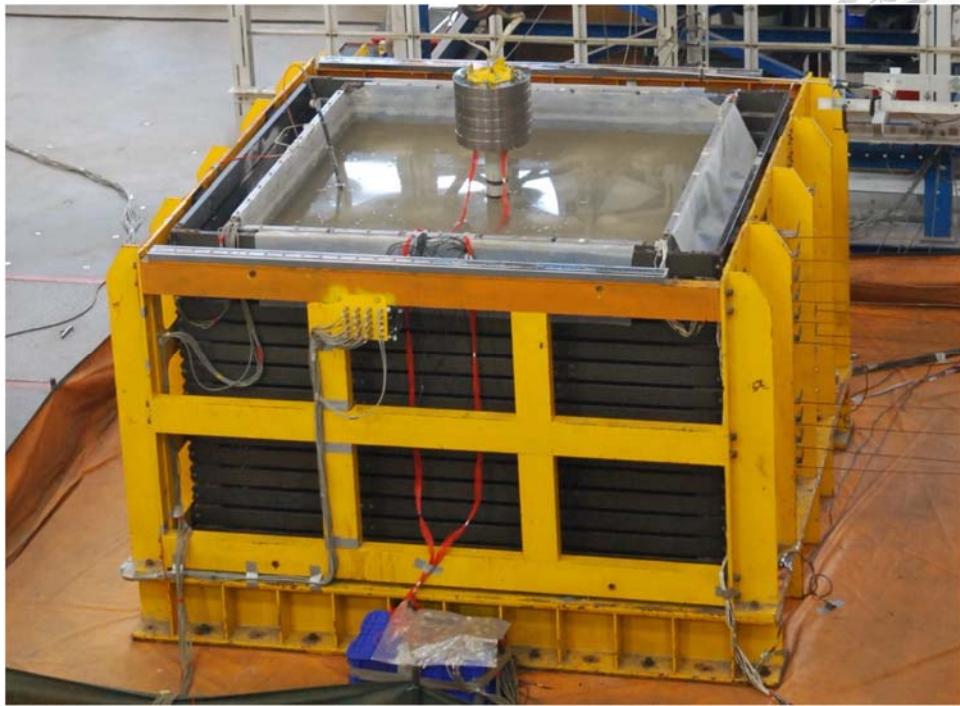


圖 3.19 水平地盤模型樁振動台試驗之情形

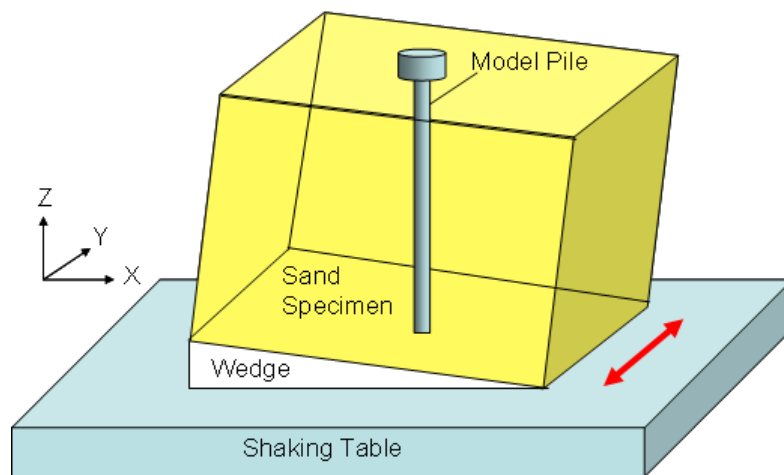


圖 3.20 傾斜地盤模型樁振動台試驗示意圖

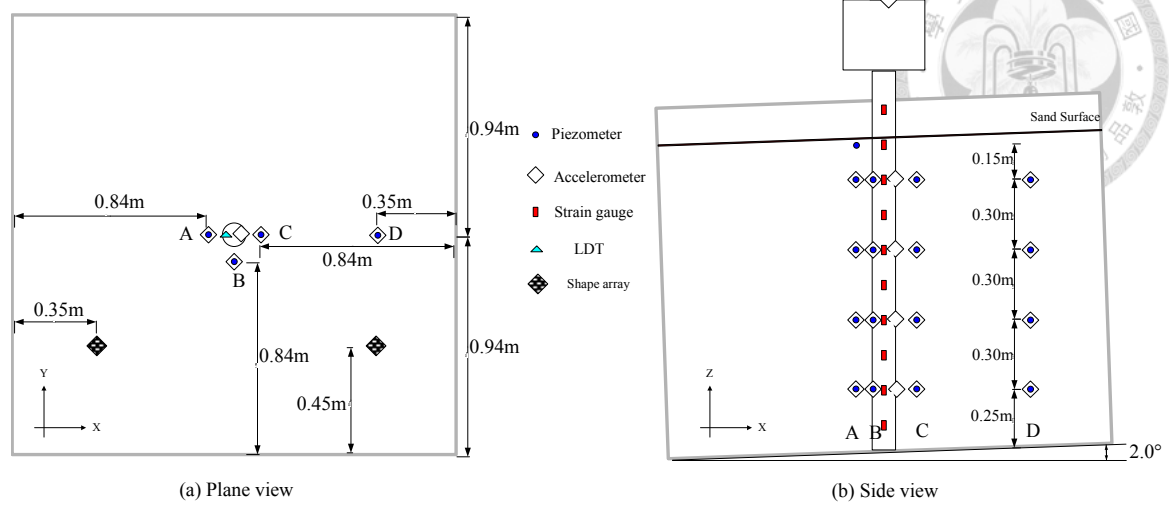


圖 3.21 傾斜地盤模型鉛樁與剪力盒內部之儀器配置圖

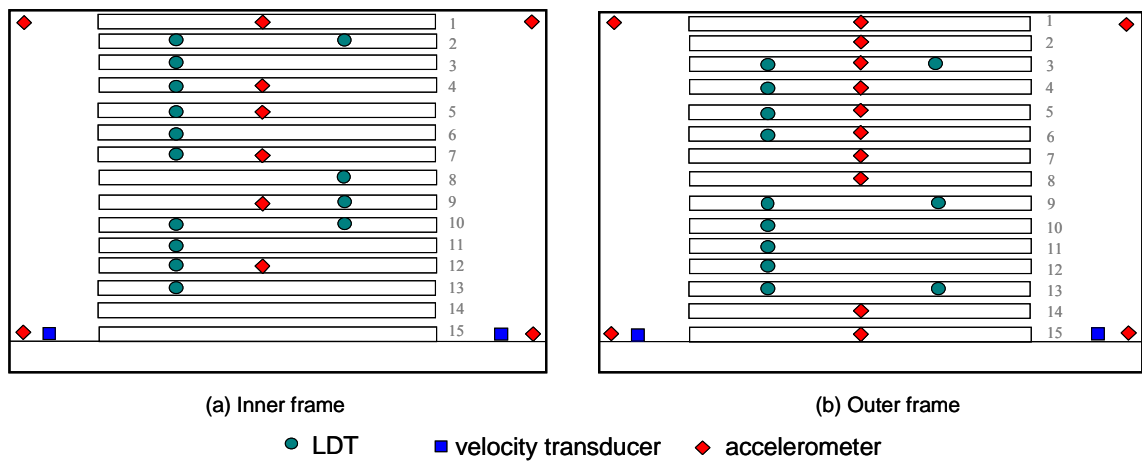


圖 3.22 剪力盒外部之儀器配置圖



圖 3.23 傾斜地盤試驗模型樁量測儀器安裝情況



圖 3.24 傾斜地盤模型樁振動台試驗之情形



第四章 水平地盤振動台試驗結果與分析

本章內容介紹水平地盤模型樁振動台試驗結果，包括模型樁動態基本性質、飽和砂土中模型樁與地盤受振反應、液化地盤中樁土受振反應等試驗結果分析。目前已完成4次水平地盤振動台試驗，其中第一次試驗模型樁材質為不銹鋼，因位移反應小，故該次試驗資料在本研究中不採用。而模型鋁樁共進行了3次試驗，內容包括空箱單樁試驗、水中單樁試驗與飽和砂土中模型樁試驗，在本文中分別以LPB與LPSB表示第二次水平地盤振動台試驗的空箱單樁與飽和砂土中模型樁試驗，第三、四次水平地盤振動試驗則分別以LPC與LPSC以及LPD與LPSD表示，其中第四次試驗中所進行的水中單樁試驗則以LPWD表示之。每一次振動試驗進行一系列不同的振動模式之試驗，因此以數字”01”、”02”、”03”等以此類推來表示，詳細試驗內容請參考第三章表3.5至表3.10。

4.1 空箱中基樁振動台試驗

在水平地盤砂土中模型樁振動試驗前，規劃先進行空箱中模型樁振動台試驗，以求取不同樁頂載重情況下基樁的基本動態特性，同時也利用空箱振動台試驗結果檢測量測儀器與資料擷取系統的功能性是否正常。若假設模型樁為單自由度黏滯阻尼系統，根據空箱中模型單樁振動台試驗結果，則可利用強迫振動與自由振動求得基樁的動態特性。其方法如下：(1)強迫振動：利用振動台提供小振幅之白噪訊振動(white noise shaking)，藉由樁頂與輸入振動加速度之富氏譜之比值求得轉換函數 (transfer function)，此亦稱為加速度放大曲線 (amplification curve)，再根據轉換函數的最大值識別出基樁之顯著頻率，以求得基樁之自然頻率；(2)自由振動：利用強迫振動停止後樁頂之加速度反應進行富氏譜轉換即可找出基樁之自然頻率。

根據前述方法可求得此次試驗基樁之顯著頻率，表4.1~4.3分別為第二次到第四次水平地盤試驗(LPB、LPC、LPD)在不同載重條件下所識別出模型樁之顯著頻率。根據試驗結果顯示三次試驗中，在相同樁頂載重時，模型樁顯著頻率數值幾乎相同，也代表此三次試驗模型樁的材質與樁底鎖固情況皆維持在相同的品質。

圖4.1是第三次空箱單樁試驗(LPC)中，樁頂載重分別為一塊、三塊以及六塊質量塊之模型樁利用小振幅白噪訊之強迫振動所求得之加速度放大係數隨頻率變化之關係圖，根據分析結果可識別出一塊、三塊以及六塊質量塊加载狀況的模型樁顯著頻率分別為5.74 Hz、3.17 Hz以及2.19 Hz，且利用半功率法(half power method)求得模型鋁樁之阻尼比範圍約為2.5~3.3 %。由此結果可發現當樁頂載重越大，則模型樁之顯著頻率越小，符合動力學的基礎理論。

4.2 水中基樁振動台試驗

本研究在第四次空箱中單樁振動試驗(LPD)後，在剪力試驗盒中注水至八分滿進行不同樁頂載重之水中模型樁振動台試驗(LPWD)，主要是利用小振幅白噪訊振動試驗求得水中模型樁之動態特性。此試驗目的主要是作為砂土中模型樁液化後行為反應之對照實驗。

根據樁頂與輸入振動加速度之富氏譜比值求得轉換函數，可分別求得不同載重條件下水中模型樁之顯著頻率，如表4.4所示。圖4.2為水中模型樁在樁頂裝載六塊質量塊(226.14 kg)所求得之加速度放大係數隨頻率變化之關係圖，根據分析結果可識別出其顯著頻率為約2.19 Hz。樁頂放置三塊質量塊(113.61 kg)時模型樁之顯著頻率約為3.17 Hz，如圖4.3。圖4.2與圖4.3皆為小振幅白噪訊雙向振動試驗結果(X&Y)，其結果顯示基樁動態反應並無方向性的差異。此外，模型樁之阻尼比在三塊質量塊與六塊質量塊載重時

分別為2.53 %與6.46 %。而兩者阻尼比的差異可能是由於上部載重較重時(較低頻)，在相同加速度的振幅下樁頂位移量會較大，因此使得此狀態的阻尼比較大。

若比較水中模型樁與空箱中單樁在相同樁頂載重下的顯著頻率(表4.4與表4.3)發現兩者顯著頻率皆相同，表示水試體並無法提供模型樁有效的束制效應，是因為水本身無法承受剪力作用，因此僅能提供部分黏滯力與壓力對於基樁顯著頻率影響很小。

4.3 飽和砂土中基樁振動台試驗

4.3.1 微小振動下樁基礎動態行為

為探討地盤尚未液化時，上部結構質量對樁基礎受震反應之影響，本研究在樁頂處裝設不同數量之質量塊進行白噪訊振動試驗。表4.5第三次水平地盤模型樁振動台試驗(LPSC)中，在不同相對密度的飽和砂土試體狀態下，自由場土層與土層中鉛管樁之顯著頻率。由表4.5可發現在樁頂載重較小的情況下（小於一塊質量塊），土層中基樁與自由場土層的顯著頻率大致相同，同時也會隨著土層相對密度增加而遞增；但在樁頂載重為三塊質量塊以上時，土層中基樁與自由場土層的顯著頻率則有明顯差異。根據此部分結果可推測，上部結構傳遞至樁基礎之慣性力對於土壤-樁基礎互制作用有相當大的影響，當慣性力效應較小時，樁基礎受震反應主要由地盤運動所主控；反之，則由上部結構傳遞之慣性力所主控。

圖4.4為不同樁頂載重與土壤相對密度下之自由場與土層中樁基礎加速度放大係數。由圖4.4(a)可知在無樁頂載重時，土層中樁基礎之加速度放大係數曲線與自由場結果是相同的，其尖峰值也一致。此時樁基礎受振反應主要由地盤運動所影響。而比較圖4.4(b)-(d)可發現隨著樁頂載重增加，

土層中樁基礎之加速度放大係數曲線逐漸發展為兩個明顯尖峰值，其一與自由場曲線的尖峰值相同，此即代表地盤運動效應之特性；另一尖峰值則為樁頂載重所貢獻之慣性效應。

當樁頂載重為三塊質量時(圖4.4(c))，樁基礎承受之慣性效應稍較地盤運動效應大；而在樁頂載重達到六塊質量塊時(226.14 kg)，上部載重所引致之慣性效應已明顯大於地盤運動之效應，而此時樁基礎受力行為則主要受上部載重所傳遞之慣性力影響。

根據一系列之試驗結果顯示結構物基礎在尚未液化或不會液化地盤中，基礎的受震行為反應主要取決於上部結構物質量的影響，若上部結構載重較小，則基礎受力反應主要是地盤運動作用所貢獻；若結構載重增大時，則基礎受震行為受上部結構慣性力影響增加。

4.3.2 液化土壤中樁基礎受震反應

在LPSB57的試驗中，樁頂加載六塊質量塊之模型鉛樁於飽和砂土($D_r = 68.6\%$)中承受水平單向度簡諧波振動(Y方向)，其中加速度振幅為0.15 g，頻率為4 Hz，延時為10秒。根據剪力盒外框之加速度反應與試體內水壓量測可判斷試驗之液化深度(Ueng et al., 2010[63])，此次試驗中砂土試體為完全液化，即液化深度為1256 mm。

圖4.5至圖4.7分別為LPSB57試驗中，所量測到不同深度之自由場超額孔隙水壓比(r_u)、樁身加速度、自由場土壤加速度以及樁頂位移之反應，分述如下：

(1)超額孔隙水壓反應

圖4.5為自由場之水壓計陣列所量測之超額額孔隙水壓力比(r_u)反應歷時。根據量測結果可知任一土層深度超額孔隙水壓比約在記錄時間3.1秒(振動後1.8秒)左右達到液化($r_u = 1.0$)，顯示砂土試體在此次試驗中完全液化。

(2) 加速度反應

圖4.6(a)顯示樁身之加速度反應隨著高程增加而遞增的趨勢，且最大加速度放大倍率約為輸入運動之6倍，此是由於飽和砂土中模型樁顯著頻率約為5 Hz，而輸入簡谐波振動頻率為4 Hz，因此對於地盤中之樁基礎有較為明顯的放大效應。由量測反應觀察發現基樁最大之加速度反應發生在液化之前，液化後樁身加速度反應則減小，呈現簡諧強迫振動的穩態反應，推測是液化後地盤無法傳遞剪應力，而輸入運動振動頻率(4 Hz)與液化地盤中之樁基礎頻率不同，因此液化後樁基礎的加速度反應降低並呈現穩定的強迫振動反應，試驗結果顯示本試驗中樁基礎之加速度反應在液化後為減震效果。Yao et al. (2004)[13]振動台試驗也指出基樁最大之加速度反應會發生在液化之前，與本研究結果相同。此外，圖4.6(b)為自由場中加速度陣列所量測之不同深度土層加速度反應，可以發現在地盤發生液化後，由於液化時土壤顆粒懸浮在水中無法傳遞剪應力，因此在液化試體中量測的加速度反應相當微小。

(3) 樁頂位移反應

圖4.7為樁頂相對位移歷時反應，樁頂Y方向最大位移也是發生試體液化前，與樁頂最大加速度的時間接近，本次試驗最大樁頂位移為13.6 mm。由於試驗輸入運動僅在Y方向，因此X向的位移相當微小。

(4) 樁身彎矩分布

圖4.8為土壤試體液化前與液化後，樁頂最大位移反應時，沿深度分布之樁身彎矩剖面圖(Y方向)。由圖中可發現在試體液化前樁身最大彎矩發生在土壤深度約為400 mm處，且發生最大彎矩的時間與樁頂最大加速度與最大位移的時間相同。而在試體發生液化後，樁身反應主要呈現簡諧強迫振動的穩態反應，由於試驗是模擬基樁貫入岩盤或是堅實地盤，且此時土壤為液化狀態，因此這段期間樁身最大彎矩大都發生在樁底的部分，其剖面

如圖4.8所示。由試驗觀察可知液化前後樁身彎矩分布呈現明顯不同的分布型態而且其值有很大的差異，除了邊界條件的影響之外，主要是因土層液化後呈現液體的特性，土壤無法施加作用力於樁身也無法提供阻抗，因此在可能液化地盤中的基礎設計應特別注意此項重點。

(5) 樁身受力變形行為

為探討土壤與基樁互制反應與基樁側向受力變形行為，可以利用梁理論(beam theory)建立模型樁在試驗過程中受力狀況與變形行為，由於模型樁固定於剪力盒底部，可以將其視為懸臂梁受側向載重方式進行分析。分析方法是利用模型樁身表面成對的應變計量測之反應，利用(式4-1)計算樁身變形曲率：

$$\kappa(z) = \frac{\varepsilon^-(z) - \varepsilon^+(z)}{D} \quad (\text{式4-1})$$

其中 $\kappa(z)$ 是模型樁在 z 深度之曲率(curvature)，而 $\varepsilon^-(z)$ 與 $\varepsilon^+(z)$ 分別是在 z 深度朝著負方向以及正方向之樁表面應變計所量測之應變值(如圖4.9所示)， D 為樁徑。

而樁身彎矩則可由(式4-2)計算而得

$$M(z) = EI(z)\kappa \quad (\text{式4-2})$$

其中 $M(z)$ 為模型樁在深度 z 處之彎矩， $EI(z)$ 為模型樁在深度 z 處之斷面剛度。

樁身彎矩函數可根據實際樁身變形反應選取適當的函數，並進行迴歸分析求得其函數之未定係數，根據樁身變形曲率結果發現本研究中樁身反應較接近單自由度振動反應，因此本研究使用4次多項式(Chiou et al, 2014[64])作為彎矩函數之型式，其式如下：

$$M(z) = a_0 + a_1z + a_2z^2 + a_3z^3 + a_4z^4 \quad (\text{式4-3})$$

其中 z 為砂面下深度，而 a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 為彎矩函數之未定係數，需由迴歸分析求得。

本研究所採用迴歸分析方法是前述選取之彎矩函數，利用拉格朗日乘數法(Lagrange multiplier method)將邊界條件的束制帶入最小二乘法(least square method, Chapra and Canale, 2010[65])進行迴歸分析以求得彎矩函數的未定係數，詳細過程可參考Beightler et al. (1979)[66]。根據梁理論，樁身變形可由樁身曲率函數進行兩次積分而得，樁身剪力以及樁身受力情況(或土壤反力)則可分別由樁身彎矩函數進行微分一次與兩次求得，其參數方向定義和分析示意圖則分別如圖4.10與圖4.11所示，依此方法則可根據試驗樁身應變計反應分析振動過程中樁身受力與變形行為。

本試驗中基樁是固定於剪力盒底部且最底層框架為固定不動，因此土壤不會產生位移，所以第一個邊界條件為樁底土反壤力為零。另外，由於模型樁為自由樁頭的情形，因此理論上砂土表面處的樁身剪力等於樁頂側向載重，故另外一個邊界條件則是砂土表面處的剪力等於等值樁頂側向力，其中等值樁頂側向力是利用擬靜態法進行估算，以樁頂量測之加速度反應乘上樁頂質量得到等值樁頂側向載重，本研究則採用前述兩個邊界條件作為束制條件進行迴歸分析。

圖4.12為Y方向在土壤試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時，樁身彎矩分布的量測值與迴歸分析結果的比較。由圖中可知迴歸分析結果與實際量測之彎矩值十分吻合，且模型樁皆未超過樁材3 kN-m的降伏彎矩，因此模型樁在試驗前後皆保持在樁材為彈性之狀態。根據樁底固定且樁材為彈性條件，可由彎矩函數轉換為樁身曲率函數並分別進行一次與兩次積分得到樁身斜率與樁身變形分布，如圖4.13。圖4.13顯示樁身斜率及樁身變形隨著彎矩增加而增加，由於邊界條件的限制，樁身斜率與樁身變形在樁底皆為零。由於本試驗液化後基樁行為為減震反應，因此液化後樁身變形量相遠較液化前小。

圖4.14是根據迴歸分析所求得之樁身彎矩函數分別進行微分一次與兩次得到在試體液化前後兩時期，樁頂位移最大時之樁身剪力與樁身受力沿

深度分布之情況。由圖4.14(a)可發現在液化前樁身剪力的最大值發生在砂面與樁底的位置，其方向相反。而樁身剪力值的反曲點約在300 mm處，且最大樁底剪力約為砂面的1.2倍。而在試體完全液化後，樁身剪力則相當微小，與液化前的樁身剪力值約有一個數量級的差距。由圖4.14(b)可知液化前樁身受力分布最大值發生在砂面處，且由於束制條件的緣故，樁身受力在樁底部分為零。

圖4.15為此次試驗中在液化前與液化後，樁頂位移最大時之樁身變形(圖4.13(a))與受力(圖4.14(b))的關係圖。由圖中可知在液化前，土層能有效提供基樁阻抗之作用力；而在土層液化後，其能提供基樁的阻抗或作用力大幅降低，此結果顯示水平地盤液化後，土層對樁身施加水平作用力十分微小。

(6) 液化土壤中樁基礎動態特性

觀察水壓計陣列與樁頂加速度之反應，選取試體液化後且樁頂加速度反應尚未達到簡諧強迫振動的穩態反應期間(約在記錄時間3.1~4秒期間)的樁頂加速度與輸入運動加速度進行轉換函數求取，可得其加速度放大曲線如圖4.16所示。由分析結果可識別在完全液化土層中之基樁系統頻率約為2 Hz。若進一步將液化後之樁頂加速度放大曲線與相同上部載重之空箱中單樁試驗LPC17A(或LPD18)與水中單樁試驗LPWD01結果比較，則可發現三者之顯著頻率相當接近，如圖4.17所示。而利用半功率法可得到空箱單樁、水中單樁與液化後單樁之阻尼比分別為3.3 %、6.46 %以及13.27 %。因此推測液化狀態之土層幾乎無法提供基樁有效的束制，此點可根據前述液化試體中樁身受力變形分析結果得到驗證。而液化時單樁之阻尼比較大則可提供結構物受震時消能的效果。

根據上述結果可知，樁基礎在土壤液化前後之加速度與位移反應會受液化前後土層中基樁之顯著頻率與地震力之頻率分布影響。換言之，必須

考量在受震過程中，因孔隙水壓激發引致土層勁度變化，對樁土系統動態反應的影響。

結構系統須同時考慮上部結構物、基礎與土層等系統之反應，才能完整預測其受震之行為反應。若結構物位於可能液化地盤中，則另外要考慮土壤完全失去強度後之結構系統反應與設計反應譜的關係，而此時整體結構系統的穩定性仍須視液化深度、上部結構系統與樁基礎承载力等因素之情況而定。

4.4 小結

根據水平振動台試驗結果分析可得到以下幾點結果：

1. 利用空箱中與水中單樁振動試驗求得不同載重情況下單樁的顯著頻率，由結果可知兩者幾乎相同，此也證明水試體無法提供基樁明顯的束制效果，但水中單樁之阻尼比較大，因此可提供結構物較大的消能作用。
2. 根據空箱中與飽和砂土中模型樁小振幅的振動試驗可以求得單樁與土層中基樁的顯著頻率，根據兩者頻率比較可清楚得知地盤勁度提供了相當的圍束效果，並影響基樁受震行為，土層勁度越大其影響越大。
3. 結構物基礎在尚未液化或不會液化地盤中，基礎的受震行為反應主要取決於上部結構物質量的影響，若上部結構載重較小，則基礎受力反應主要是地盤運動作用所貢獻；若結構載重增大時，則基礎受震行為則受上部結構慣性力影響增加。
4. 本研究振動台試驗結果顯示，樁基礎基樁受震時最大加速度與位移反應會發生在試體液化前，且試體液化前後之樁身彎矩分布會呈現明顯不同的型式，在液化前由於土壤提供阻抗作用最大樁身彎矩會發生在淺層土壤，而若土壤試體完全液化時，基樁之最大

彎矩則會發生在樁底處。

5. 由空箱中單樁、水中單樁以及液化後單樁顯著頻率結果比較可知地盤在達到液化($r_u=1.0$)時，土壤勁度幾乎消失，此期間土壤對於基礎或結構物的圍束效應幾可忽略，且由液化地盤中樁身受力的計算也可以看出此點。
6. 上部結構質量對於基樁受震反應之影響甚大，與基樁承載特性及土層顯著頻率有關，且樁基礎受震反應及樁土互制作用，主要受土層與基樁之顯著頻率、上部結構慣性力及地震之頻率分布的影響。有關在地震作用下，因孔隙水壓變化與液化時樁土互制反應及其顯著頻率，本研究將再作進一步探討。



表4.1 第二次水平地盤振動台試驗(LPB)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

Mass on pile top	Aluminum pile
	Freq., Hz
No mass	20.4
1 disk (37.84 kg)	5.73
3 disks (113.61 kg)	3.17

表4.2 第三次水平地盤振動台試驗(LPC)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

Mass on pile top	Aluminum pile
	Freq., Hz
No mass	21.0
1 disk (37.84 kg)	5.74
3 disks (113.61 kg)	3.17
6 disks (226.14 kg)	2.19

表4.3 第四次水平地盤振動台試驗(LPD)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

Mass on pile top	Aluminum pile
	Freq., Hz
No mass	20.4
1 disk (37.84 kg)	5.73
3 disks (113.61 kg)	3.17
6 disks (226.14 kg)	2.19

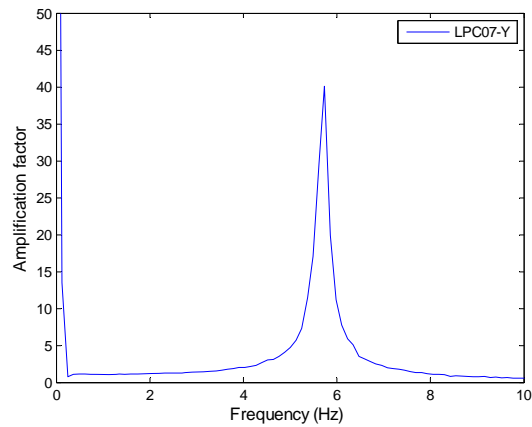


表4.4 水平地盤振動台試驗(LPWD)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

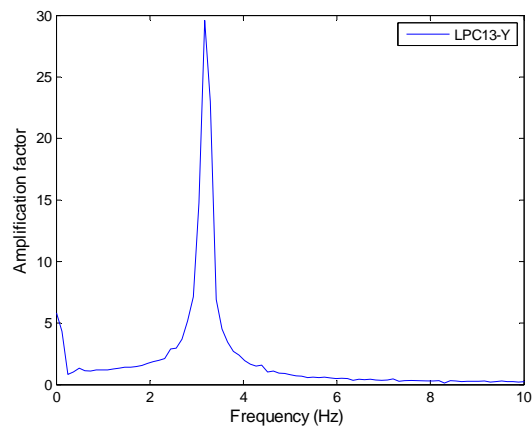
Mass on pile top	Aluminum pile
	Freq., Hz
3 disks (113.61 kg)	3.17
6 disks (226.14 kg)	2.19

表4.5 水平地盤振動台試驗(LPC)，不同相對密度下土層與土中鉛樁之顯著頻率

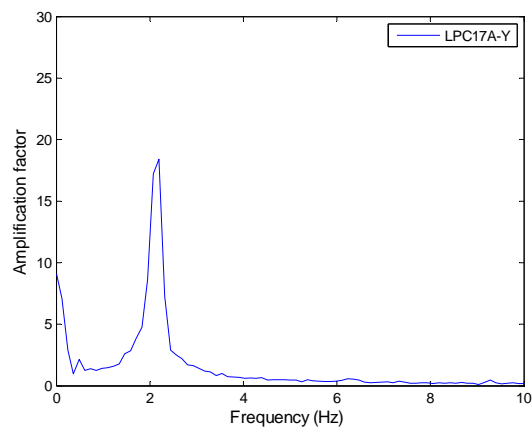
Mass on pile top	Soil density	Pile in soil	Soil
	$D_r, \%$	Freq., Hz	Freq., Hz
No mass	27.3	11.1	11.1
1 disk	38.1	11.6	11.6
1 disk	42.8	11.6	11.6
3 disks	42.9	8.79	12.0
3 disks	50.4	9.16	12.7
6 disks	70.2	5.0	13.4



(a) 樁頂加載 1 塊質量塊(37.84 kg)



(b) 樁頂加載 3 塊質量塊(113.61 kg)



(c) 樁頂加載 6 塊質量塊(226.14 kg)

圖 4.1 空箱中單樁試驗(LPC)，加載不同樁頂質量之模型樁加速度放大係數反應

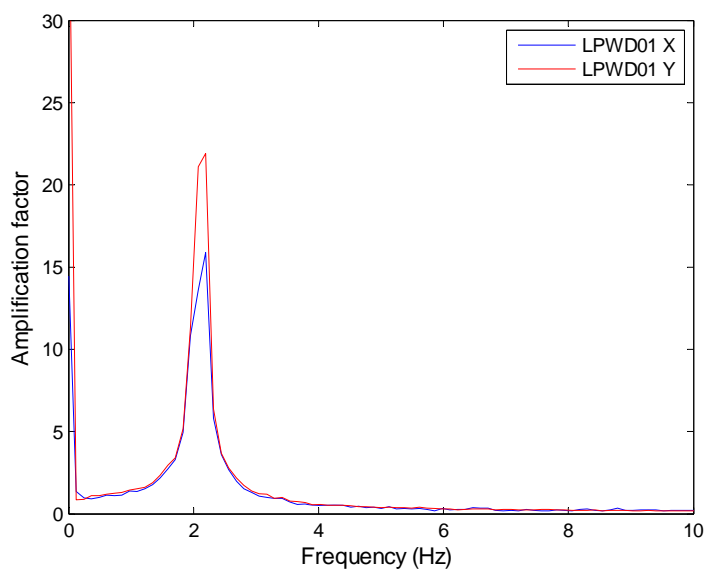


圖 4.2 水中模型樁試驗，樁頂加載 6 塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應

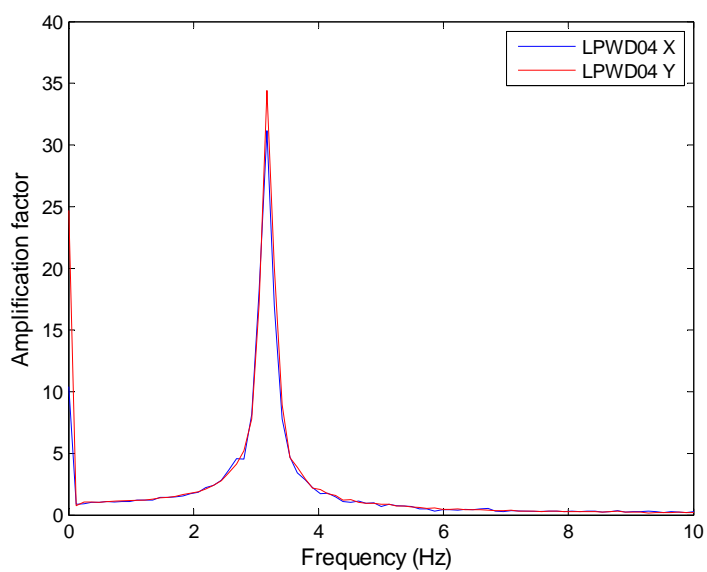
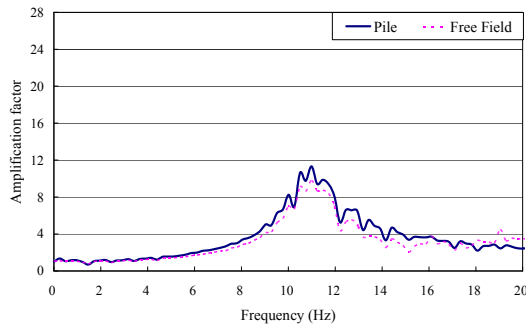
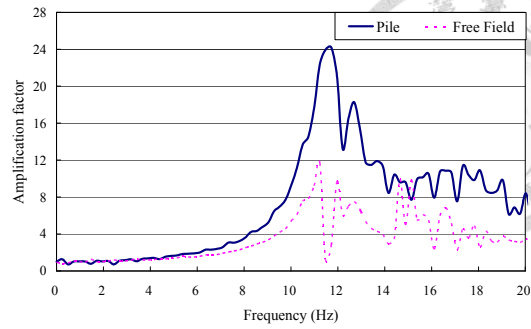


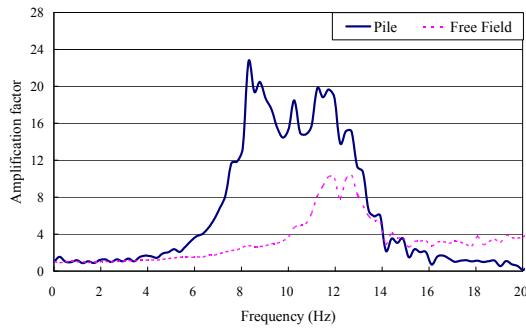
圖 4.3 水中模型樁試驗，樁頂加載 3 塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應



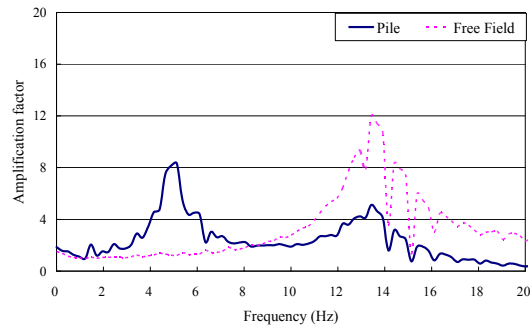
(a) 樁頂上無質量塊 ($D_r = 27.3\%$)



(b) 樁頂上放置1個質量塊 ($D_r = 42.8\%$)



(c) 樁頂上放置3個質量塊 ($D_r = 42.9\%$)



(d) 樁頂上放置6個質量塊 ($D_r = 70.2\%$)

圖 4.4 自由場土層與土層中鉛樁之加速度放大係數關係

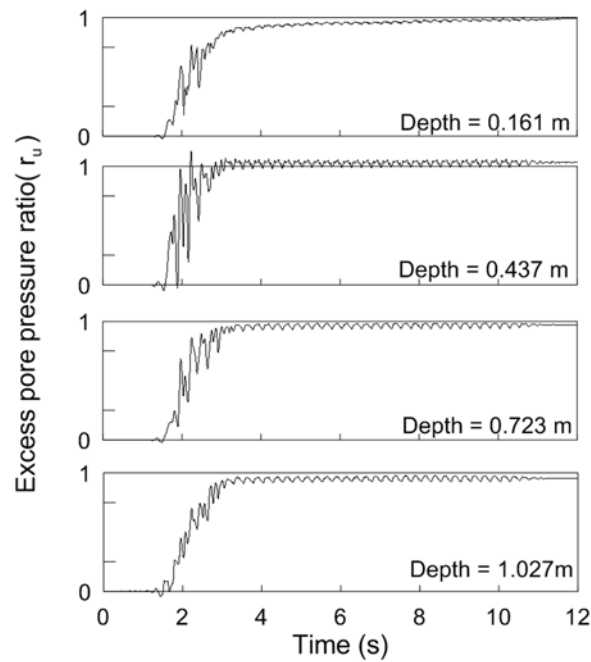


圖 4.5 單向度振動下，自由場孔隙水壓力比反應歷時圖

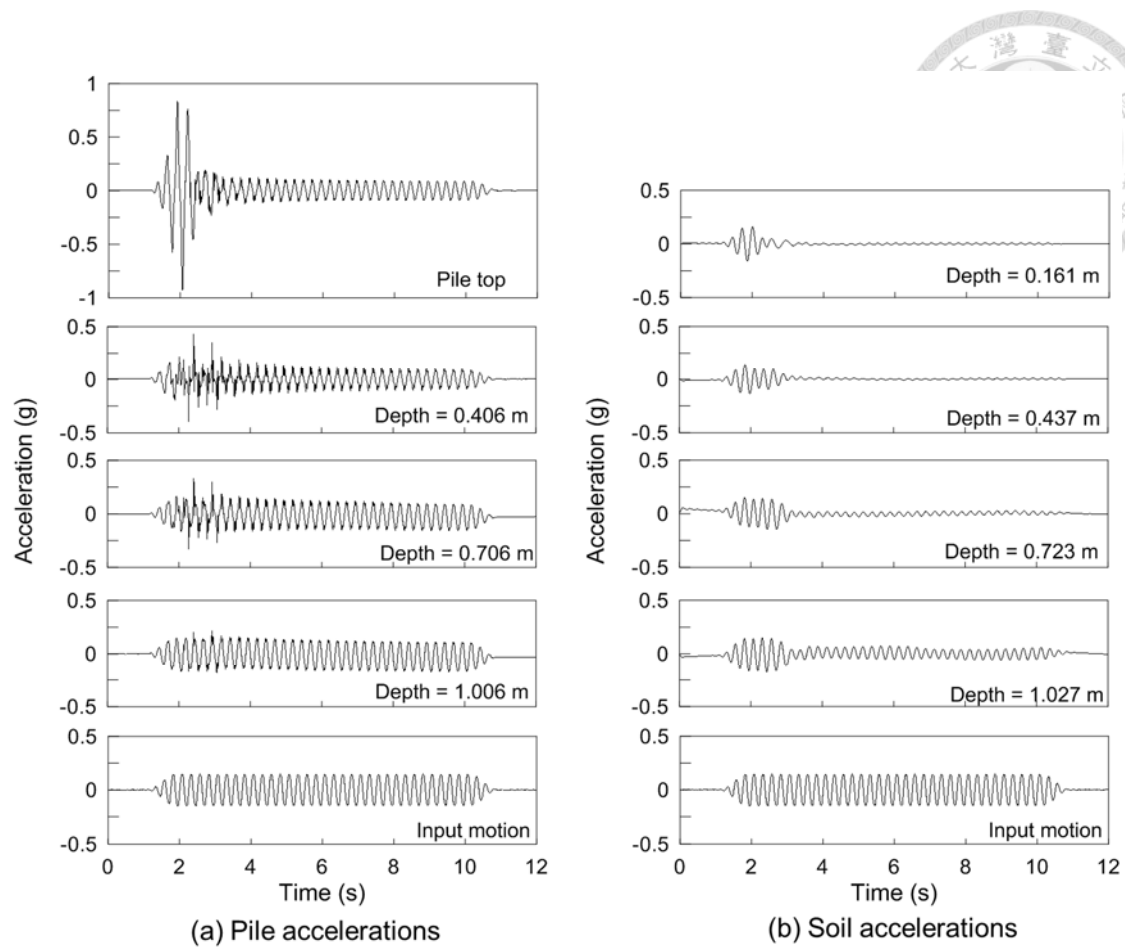


圖 4.6 單向度振動下，基樁、遠域土壤之加速度反應歷時

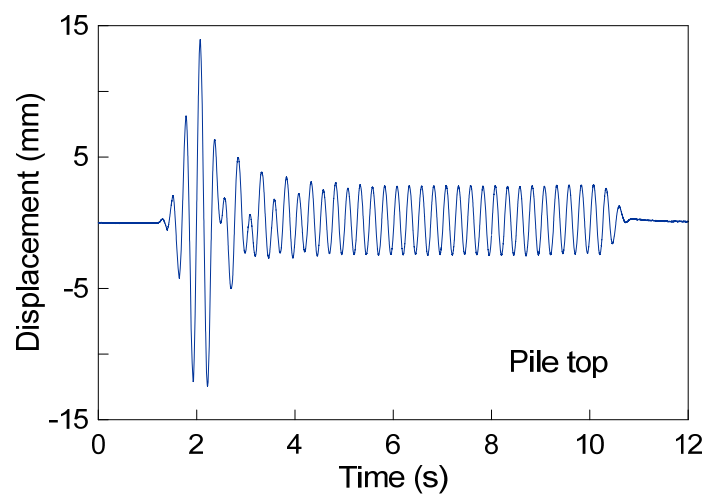


圖 4.7 單向度振動下，樁頂位移歷時圖

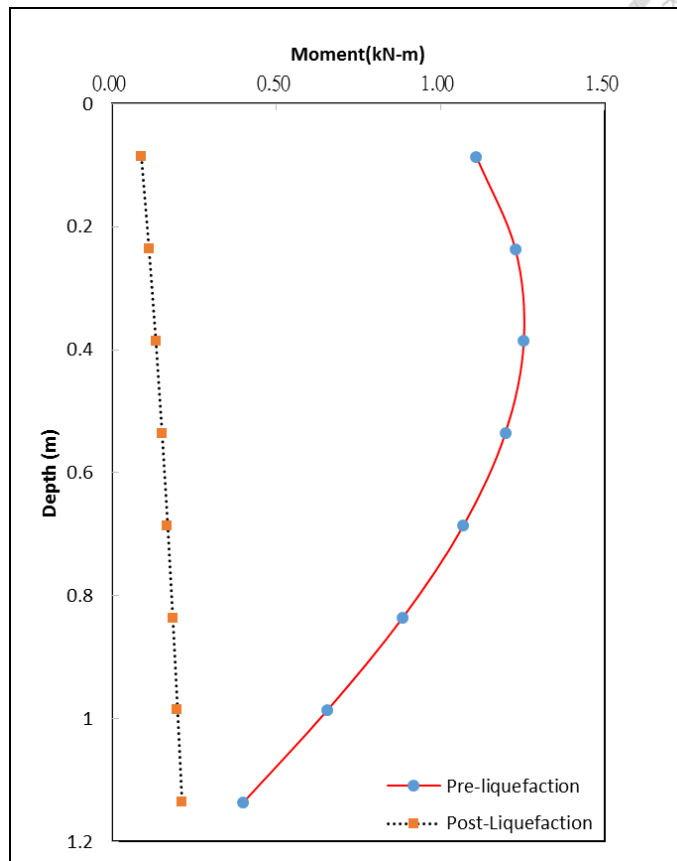


圖 4.8 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之樁身彎矩剖面圖

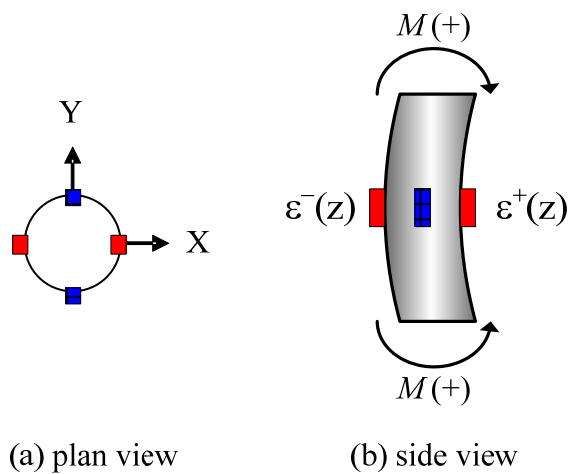


圖 4.9 樁身應變計分布與應變方向之定義

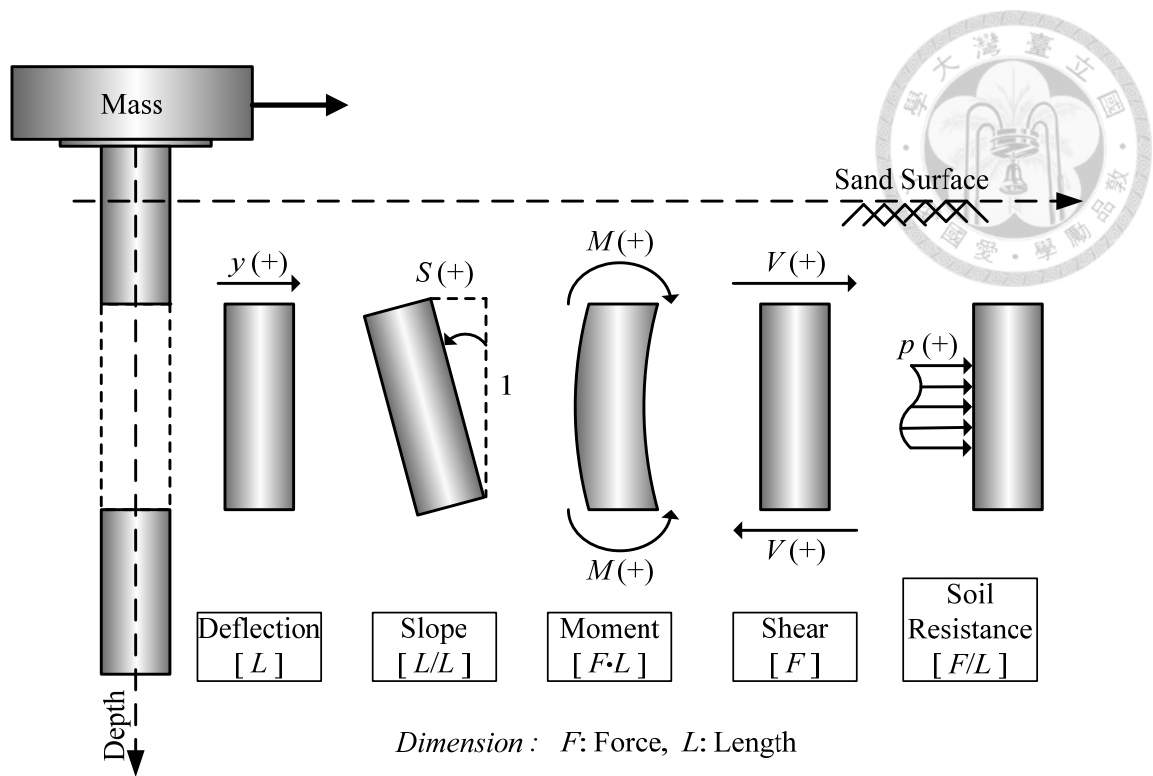


圖 4.10 樁身變位、斜率、彎矩、剪力與土壤反力之方向定義

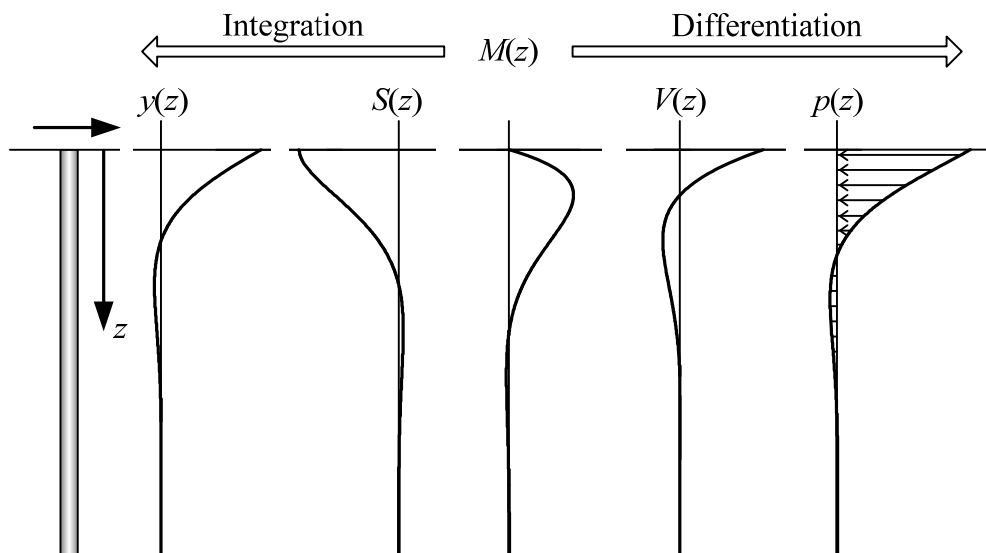


圖 4.11 彈性梁理論應用於樁身受力與變形分析示意圖

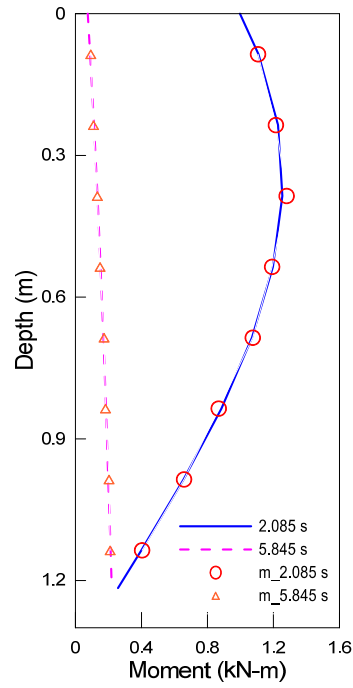


圖 4.12 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所量測之樁身彎矩剖面與反算分析結果比較

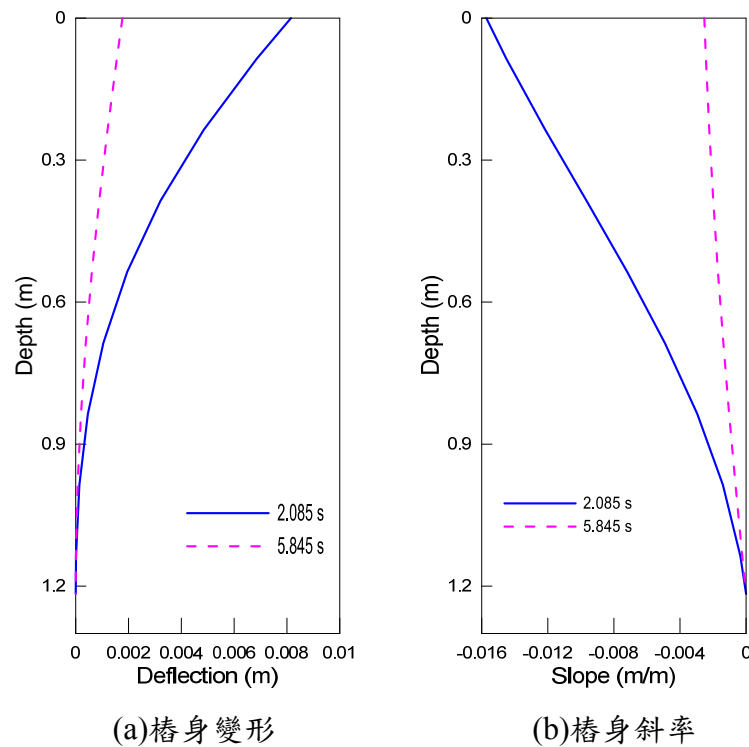
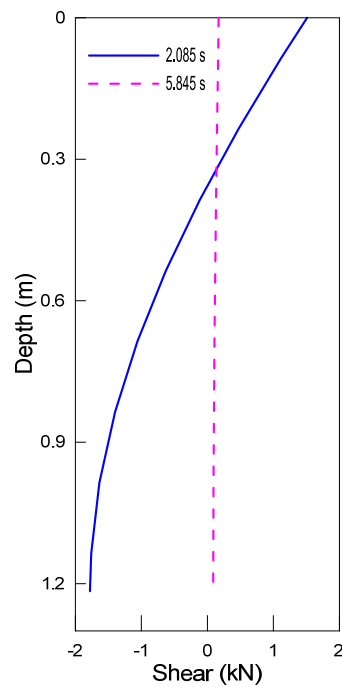
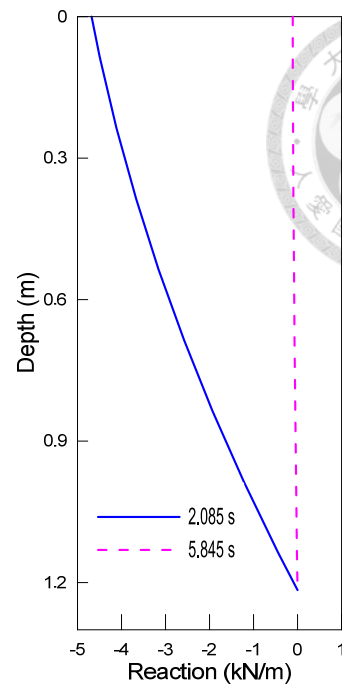


圖 4.13 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之樁身變形與樁身斜率剖面圖

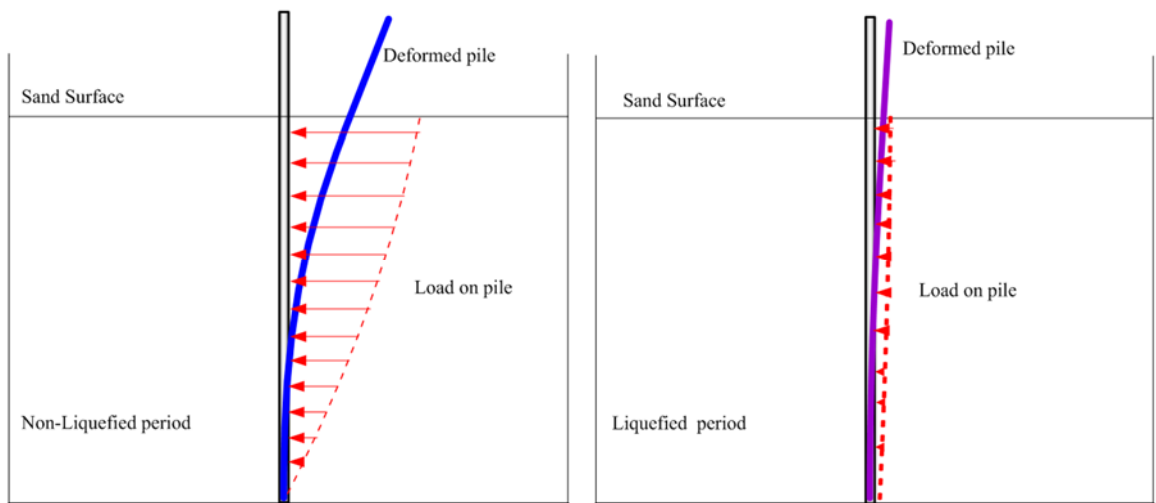


(a) 樁身剪力



(b) 樁身受力

圖 4.14 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應之剪力與樁身受力剖面比較



(a) 液化前

(b) 液化後

圖 4.15 在試體液化前與液化後，樁頂位移最大反應時所對應的樁身變形與受力剖面之比較

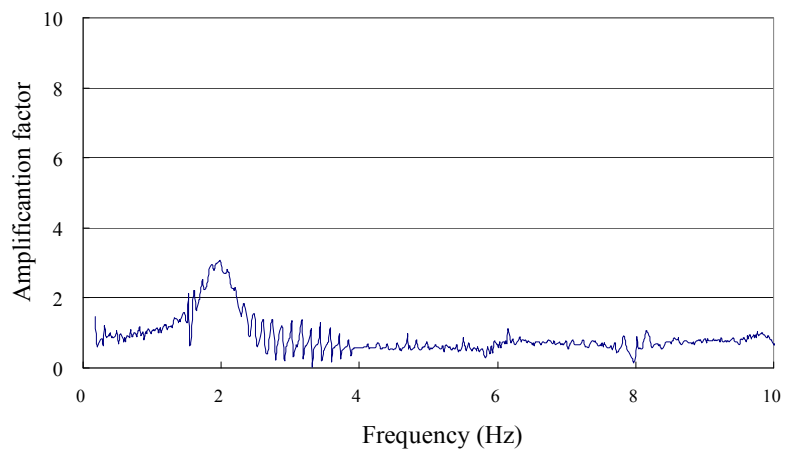


圖 4.16 地盤液化後，樁頂加速度放大曲線

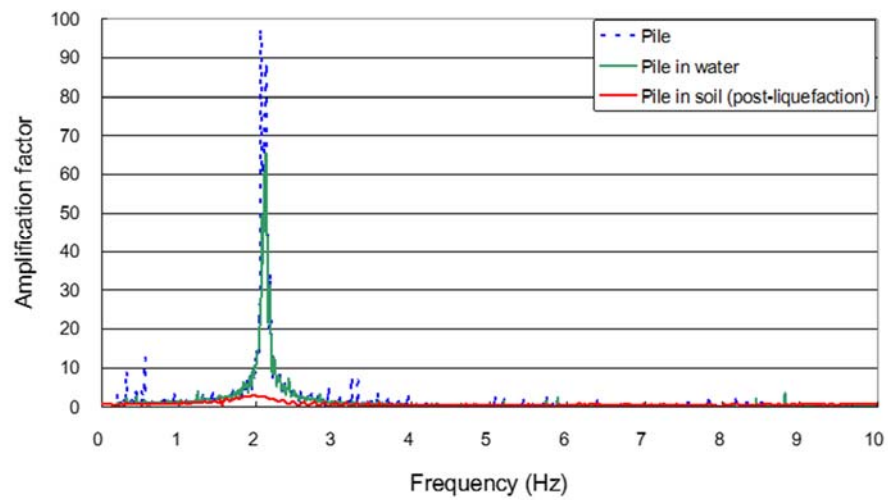


圖 4.17 空箱中單樁、水中單樁與液化土壤中單樁之樁頂加速度放大曲線



第五章 傾斜地盤振動台試驗結果與分析

本章內容介紹傾斜地盤模型樁振動台試驗結果，包括模型樁動態基本性質、飽和砂土中模型樁與地盤受振反應、液化地盤中樁土受振反應等試驗結果分析。本研究在2011年完成一次傾斜地盤振動台，其中內容包括空箱中單樁試驗與飽和砂土中模型樁試驗，在本文中分別以SP與SPS代號表示，試驗內容則如表3.11與表3.12所示。

5.1 空箱中模型樁振動台試驗

空箱中模型樁振動台試驗目的主要是求得模型樁基本動態特性，因此在傾斜地盤砂土中模型樁試驗前，須先進行空箱中模型樁振動台試驗，並根據4.1節的方法，以小振幅的白噪訊振動，再根據試驗結果求得模型樁的轉換函數以識別其顯著頻率。

圖5.1為樁頂無質量塊之模型樁利用小振幅白噪訊之強迫振動所求得之加速度放大係數隨頻率變化之關係圖，根據分析結果可識別出其顯著頻率約為22.8 Hz。而樁頂放置六塊質量塊(226.14 kg)時模型樁之顯著頻率也同樣可由小振幅白噪訊振動台試驗分析求得，其顯著頻率約為2.08 Hz，如圖5.2。根據前述分析結果，利用半功率法(half power method)可求得模型樁之阻尼比範圍約為3 %。

圖5.2為樁頂放置六塊質量塊時，分別進行單向與雙向小振幅白噪訊振動結果，由轉換函數結果顯示小振幅白噪訊雙向振動試驗結果(X&Y)分別與單向小振幅白噪訊振動(X/Y)結果相同，說明未來若有需要，僅需進行雙向小振幅白噪訊振動即可合理評估小振幅下系統動態特性，同時也顯示基樁動態反應並無方向性的差異。

表5.1為在不同樁頂加載質量條件下所識別出模型樁的顯著頻率。若比

較水平地盤與傾斜地盤之空箱中模型樁之動態特性，可以發現兩者在樁頂加載相同質量塊之顯著頻率與阻尼比值非常接近，但仍有少許數值上的差異，其主要是由於模型樁是垂直水平面的方式固接於剪力試驗盒底部，在水平地盤中模型樁透過水平法蘭(flange)鎖固，而傾斜地盤中模型樁則搭配與傾斜地盤角度相反的傾斜法蘭鎖固，因此樁底會有些許的差異所致。

5.2 飽和砂土中基樁振動台試驗

5.2.1 微小振動下樁基礎動態行為

為了解飽和砂土中單樁與地盤之基本動態特性，在主要振動試驗前後皆會進行小振幅白噪訊振動台試驗，利用轉換函數求得基樁與土層之動態特性。

圖5.3是傾斜地盤模型樁在不同土壤相對密度下，利用樁頂、砂土表面的框架以及輸入運動之加速度反應所得模型樁與土層的轉換函數圖。由圖中可看出飽和砂土中模型樁有兩個主要頻率，而地盤的顯著頻率與模型樁的其中一個主要頻率相近。此結果顯示土層中基樁與土層的顯著頻率明顯不同，根據圖5.3(a)在試體相對密度約為11.9 %時，土層中基樁之顯著頻率約為4.61 Hz，而土層約為10.92 Hz。而在其他不同相對密度的砂試體中，模型樁與地盤在微小振幅的白噪訊號下也呈現相同的頻率特性—模型樁會有兩個主要頻率，其中一個主要頻率與地盤顯著頻率相同。表示在此實驗設計下，上部載重的慣性力對於土壤-樁基礎互制作用有較大的影響，當慣性力效應較大時，樁基礎受震反應會由上部結構所傳遞之慣性力所主控。而後續的試驗則是利用此特性，在樁頂放置同樣的質量塊以模擬慣性力較高的上部結構載重行為，並利用剪力試驗盒雙軸向的運動機制，同時搭配地震模擬振動台輸入垂直坡度方向的單向振動，使得慣性力的影響主要在垂直坡度方向(Y方向)作用，若發生液化引致地盤側潰(lateral spreading)或流動破壞(flow failure)則

主要會在作用在平行坡度的方向(X方向)。如此的設計應能分離作用於基樁之慣性力與側潰力效應。

表5.2為在不同相對密度條件下所識別出飽和砂土中模型樁與土層的顯著頻率。由表5.2可知，土層的顯著頻率隨著試體相對密度增加而上升，試體越緊密，地盤勁度也隨之增加，因此土層頻率也就越高；而飽和砂土中之模型樁隨著試體相對密度增加，其頻率僅略微上升，顯示土層相對密度增加對砂土中基樁整體的勁度增加幅度有限。但若對比空箱中單樁之結果，如表5.1可知加載六塊質量塊之模型單樁頻率為2.08 Hz，而在土層中模型樁顯著頻率皆在4.6 Hz以上，所增加的部分則為土層圍束所提供的勁度。

5.2.2 液化土中樁基礎受震反應

在傾斜地盤的試驗中，SPS07試驗為首次發生液化並產生側潰的試驗，且其試驗結果也具有代表性，因此本文以SPS07試驗為說明案例。

在SPS07的試驗中，樁頂加載6塊質量塊之模型樁在傾斜砂質地盤($D_r = 13.6\%$)中承受垂直坡度方向Y方向之單向度簡諧波振動，其實際量測加速度振幅為0.068 g，頻率為8 Hz，延時為10秒。在該次試驗中發生土壤液化而引致地盤往坡度方向(X方向)產生側潰位移，如圖5.4所示。根據剪力盒外框之加速度反應與試體內孔隙水壓量測結果可判斷試驗之液化深度（Ueng et al., 2010[63]），此次試驗土層液化深度約為1126 mm。

(1) 超額孔隙水壓反應

圖5.5為試驗中模型樁近域與自由場之水壓計陣列所量測之超額孔隙水壓力比(r_u)歷時反應。根據量測結果發現淺層之土壤約在記錄時間2.8秒(振動後1.24秒)已發生液化，而較深層土壤則約在記錄時間3.6秒(振動後2.04秒)才發生液化，此結果顯示土壤液化為漸進式發生，並在很短的時間內由淺層土壤往深層土壤發展。此外，根據試驗結果可觀察在樁身附近淺層土壤的超額

孔隙水壓力有短暫降低的現象，尤其在下坡處更為顯著，而在較深層之土壤與自由場則無此反應。此應為土壤在較低的圍壓下受到較大剪應變時土體產生之膨脹行為(dilative behavior)，在Haigh and Madabhushi (2005)[67]離心機試驗之孔隙水壓力也有相同的變化趨勢。

(2) 加速度反應

圖5.6顯示樁身Y方向之加速度反應隨著高程增加而呈現遞增的趨勢，此乃由於剪力波向上傳遞所造成，而樁身X方向之加速度反應則相對較小。同時也發現基樁最大之加速度發生在液化之前，液化後樁身加速度反應減小，且呈現近似強迫振動之穩定反應，其原因推測是液化後地盤無法傳遞剪應力，而輸入運動振動頻率與液化地盤中之樁基礎頻率不同，因此樁基礎的加速度反應降低而呈現穩定的強迫振動反應。圖5.6(c-d)為試體中自由場兩方向的加速度歷時反應，在Y方向在液化後幾乎量測不到加速度反應，X方向反應相對較小。由於液化時土壤無法傳遞剪應力，因此加速度規在試體液化後反應相當微小。

(3) 地盤側向變位(側潰位移)

根據剪力試驗盒內框(X方向)之位移計量測結果可得到地盤在振動過程中沿坡度方向的側向變位反應，如圖5.7所示。圖5.7為不同時間之自由場地盤位移剖面變化，由水壓計反應可知淺層土壤約在記錄時間2.8秒(振動後1.24秒)發生液化，而淺層土壤在液化前已有些微側向變位，而開始側向滑動後，地盤側向滑移則從土層表面往深層發展漸進發展，約在記錄時間4.2秒後(振動後2.64秒)地盤側向滑移則達到穩定，地盤側向變位不再增加。

根據力學機制的觀點，傾斜地盤本體自重會在坡度方向造成下滑力，而土層在超額孔隙水壓激發時會降低土壤有效應力，當下滑力大於土壤因超額孔隙水壓而弱化的剪力強度時，則會發生側向滑移，因此傾斜地盤通常在發

生液化($r_u = 1.0$)前就可能產生側向滑移或是側潰，本次試驗結果也呈現如力學機制所預測的結果。由於此次試驗振動方向為垂直坡度方向的Y方向，發生大幅度的側向變位是在坡度方向的X方向，則可推定此側向變位完全是由地盤液化引致之側潰現象所造成。

(4) 樁頂位移反應

圖5.8為樁頂位移(相對振動台)歷時反應與樁頂位移軌跡圖，根據量測結果顯示Y方向最大相對位移量約為0.5 mm，且反應與輸入運動頻率相同，可判斷Y方向反應主要由樁頂慣性力所貢獻。而樁頂X方向最大位移量為2.8 mm，其時間約在深層土壤液化後發生，且根據X方向的地盤側向變位反應，可判斷此方向反應主要由地盤側潰作用所貢獻。因此，藉由雙向剪力試驗盒之機制與垂直坡向的輸入運動模式確實可以分別考量上部結構物慣性作用力與地盤側潰作用力對模型樁的影響。

若依據沿坡度方向自由場側向位移(圖5.7)與樁頂位移反應(圖5.8)試驗結果觀察，樁頂X方向之相對位移歷時反應，可概略分為三個階段：(i)在記錄時間2.2秒至3秒(振動後0.64~1.44秒)左右為第一階段，在此階段樁頂僅發生微小移動隨即反彈，原因是地盤剖面在此時僅發生較小的位移而且淺層土壤因液化軟化而減低束制；(ii)在記錄時間3 ~ 4.2秒期間(振動後1.44~2.64秒)，樁頂產生最大位移反應並再次彈回。在此階段，模型樁承受大部分液化側潰造成的作用力，因此造成樁頂在試驗過程中最大位移量。在記錄時間3.618秒後，基樁因地盤側潰作用與液化後土層對基樁束致降低而再次回彈；(iii)第三階段為記錄時間4.2~8秒期間(振動後2.64~6.44秒)，此階段樁頂位移反應呈現自由振動的反應。將此階段之加速度反應進行分析顯示在X方向之顯著頻率約為2 Hz(如圖5.9)。此與空箱中單樁加載六塊質量塊的顯著頻率幾乎一致(2.08 Hz)，因此也推測地盤在液化狀態時之土層幾乎無法提供基樁有效的束制。



(5) 樁身受力變形行為

在傾斜地盤試驗中樁身受力變形行為同樣採用梁理論建構模型樁在試驗過程中受力狀況與變形行為。由於模型樁是垂直固定於剪力盒底部，可以將其視為懸臂梁受側向載重方式進行分析，且考量樁身變形曲率接近單自由度振動反應，因此本節樁身彎矩函數也使用4次多項式的型式，其分析方法同前述4.3.2節中第五部分的內容。此外，在傾斜地盤的樁身受力變形分析中採用與水平地盤試驗中相同的邊界條件作為束制條件進行迴歸分析：

1. 樁底土反壤力為零。
2. 砂土表面處的剪力等於等值樁頂側向力，其中等值樁頂側向力是利用擬靜態法進行估計，以樁頂量測之加速度反應乘上樁頂質量得到等值樁頂側向載重。

圖5.10為SPS07試驗在不同時間下，X方向的樁身撓曲變形、斜率以及彎矩之分析結果。由圖5.10(a)與圖5.7中相同時間之樁身撓曲變形與自由場地盤側向變位剖面比較，可發現樁身變形遠小於地盤側向變位，且地盤側向變位因重力作用僅單向朝著斜坡方向往下滑移。模型樁則在樁身變形達到最大變位後，則因地盤束制力不足而發生回彈的反應。圖5.10(a)與圖5.10(b)中樁身變形與樁身斜率由於邊界條件的緣故，因此在樁底皆為零，且兩者會隨樁身彎矩增加而增加。此外，樁頂位移在記錄時間3.618秒時(液化後2.058秒)達到最大變位，此時也是樁身彎矩最大的時候(圖5.10(c))，其值為-0.225 kN-m，樁身最大彎矩位置是在模型樁底部的位置。此乃是由於液化後土壤無法提供基樁作用與阻抗，若基樁底部是剛接(fixed joint)的狀態時，則樁身彎矩分布則會呈現沿砂面深度增加而增加的型態。

圖5.11為SPS07試驗在不同時間下，X方向的樁身彎矩、剪力以及土壤反力之分析結果。根據分析結果顯示在樁頂位移呈最大反應時，樁身受力也達到最大值，在砂土表面基樁所受之作用力為0.822 kN/m，而此處砂土表面之

樁身剪力則相當微小，其值近乎為零。此代表X方向樁身受力即是地盤側潰引致之大量側向變位對基樁造成的作用力，而上部載重之慣性力則少有貢獻(樁土交界面之樁身剪力近乎為零)。在記錄時間3.618秒後，地盤發生液化，土壤強度弱化對於樁身圍束力不足，基樁累積之彈性應變能產生回彈，在X方向呈現近似自由振動之反應(可對照圖5.7)，在此期間樁身變形量減少、彎矩降低，在液化範圍內的樁身受力也相對減少，而在非液化區的樁身受力則因基樁回彈變形而得到較高之土壤阻抗。

(6)地盤側潰作用力

圖5.12為SPS07試驗中，在記錄時間3.618秒時(液化後2.058秒)，X方向之樁身位移(圖5.10(a))與樁身受力(圖5.11(c))分布圖。由前述分析可知此時樁身受力為地盤側潰力對基樁作用力最大時的分布情形。由圖5.12中顯示地盤作用於樁身的側潰力為近似倒三角形之分佈，與Dorby et al. (2003)[68]所提出液化地盤中側潰力的分佈為矩形分佈有所不同。而此時基樁上部之樁身受力方向與地盤側潰方向相同，亦即滑動地盤對樁身之推力；而基樁下部之樁身受力方向則與樁身變形方向相反，此即未液化土壤對樁身位移提供的阻抗。根據此次試驗液化深度為砂面下1126 mm，且地盤側移反應為由淺層向深層漸進發展，在液化範圍之內因地盤發生大幅之側向變位，此部分土壤對基樁是屬於載重作用，而在非液化範圍內之地盤，則土壤未產生位移而樁身卻因上部地盤側潰變形，在此部分土壤對於基樁是提供阻抗之情況。

5.2.3 結構系統共振反應

振動台試驗SPS14為樁頂加載6塊質量塊之模型樁在傾斜砂質地盤中($D_r = 43.1\%$)承受垂直坡度方向之單向度簡諧波振動(Y方向)，加速度振幅為0.1 g，頻率為2 Hz，延時為7.5秒。此試驗目的主要是施加接近空箱中單樁加載6塊質量塊時之顯著頻率(2.08 Hz)的正弦波作為輸入運動，若試驗中土壤試

體發生液化，而可能失去對模型樁的束制作用，則結構系統可能會因輸入運動頻率與結構系統頻率相近而產生共振反應。在此次試驗中，根據剪力盒外框之加速度反應與試體內孔隙水壓量測結果，判斷此次試驗土層為完全液化，且其液化深度約為1247 mm。

(1) 超額孔隙水壓反應

圖5.13為試驗中模型樁近域與自由場之水壓計陣列所量測之超額額孔隙水壓力比(r_u)歷時反應。由量測結果發現土壤試體在記錄時間約6.3秒(振動後4.5秒)發生液化，淺層與深層之水壓計陣列幾乎同時達到液化狀況。根據基樁附近淺層之水壓計量測結果可觀察到水壓反應皆呈現負值孔隙水壓的反應，而淺層的自由場水壓則無量測到類似的反應，推測此反應是由於土壤與基樁在淺層較大的位移反應所引起的土體膨脹行為，在此系列振動台試驗也可以量測到相同的結果。

(2) 加速度反應

圖5.14顯示樁身Y方向之加速度反應隨著高程增加而呈現遞增的趨勢，與前述SPS07振動台試驗之樁身加速度反應趨勢相同，較為不同的是樁頂加速度在液化後逐漸放大，最大倍率約為輸入振動振幅的6倍，呈現共振反應。根據表5.1可知空箱中單樁在加載六塊質量塊的顯著頻率為2.08 Hz，與本次試驗的輸入振動頻率(2 Hz)十分接近，因此可以推測液化後土壤能提供的勁度相當微小，而使得液化地盤中的樁基礎顯著頻率與空箱中單樁的顯著頻率相當接近。因此，由此試驗結果也可發現樁基礎受震反應及樁土互制作用，除了與上部結構慣性力與地盤變位有關，同時也與地盤與整體結構物系統的顯著頻率以及地震的頻率分布(frequency content)息息相關，並非土壤液化對於結構物一定是減震的效果，如果在類似本試驗的特殊情況下也可能會因共振而放大振動的反應。

(3) 樁身彎矩分布

圖5.15為土壤試體液化前後，X和Y方向沿深度分布之樁身彎矩剖面圖。由於Y方向為輸入振動方向，且在較大的樁頂加載情況下，Y方向彎矩明顯較X方向大。圖5.19(a)可以看出在液化前，尚無側潰發生，因此樁身彎矩仍相當小；在液化後試體發生淺層側潰，此時(未產生共振放大反應前)樁身最大彎矩分布發生827 mm處，此與SPS07試驗結果發在最底部略有差異，此與基樁受振行為有關；而在基樁發生共振反應期間，樁身最大彎矩發生則會發生在底部。圖5.15(b)為基樁在液化前後Y方向的樁身彎矩剖面圖。由圖中觀察發現試體液化前樁身最大彎矩發生在土壤深度約為400 mm處，且發生最大彎矩的時間與樁頂最大加速度與最大位移的時間相同，此行為與最大彎矩發生的深度與水平地盤中相同樁頂加載情況之模型樁振動試驗(LPSB57)結果相似。在液化後，Y方向的樁身彎矩分布接發生在樁底的部分，即使在基樁發生共振反應時也是如此，而其彎矩分布型態亦與水平地盤液化後之彎矩分布相同。

(4) 樁身變形與受力分布

圖5.16為此次試驗液化後，結構系統發生共振反應且樁頂位移最大時，X和Y兩方向之樁身變形與受力的關係圖。由圖中可知由於Y向為輸入運動方向，因此Y向基樁位移反應較X向基樁位移反應來得大。此外，由樁身受力分布情形也可發現試體發生液化後，土層對樁身施加水平作用力十分微小($\approx 0.01 \text{ kN/m}$)。由此結果也說明液化後土壤無法提供有效圍束力，因此若液化後結構系統頻率與輸入振動頻率相近時，就會產生結構系統的共振。

綜合水平地盤與傾斜地盤試驗結果，在液化前後樁身彎矩分布型態呈現明顯不同的型式，不管在水平地盤(LPSB57)或傾斜地盤試驗(SPS14)皆呈現類似的反應型態。在液化前由於土壤阻抗作用樁身最大彎矩發生在淺層土壤，在液化後若樁底條件為貫入岩盤或堅實地盤時，樁身最大彎矩則會發生在樁

底。同時，由試驗結果也發現樁頂加載質量相同時，在液化前樁身最大彎矩也會在相近的深度發生。

此外，兩次試驗較大的不同是水平地盤LPSB57試驗輸入振動為4 Hz簡谐波，接近整體系統顯著頻率，因此液化前基樁呈現近似共振之放大反應，而在試體液化後則因輸入運動頻率與整體系統頻率不同而產生減震結果；而傾斜地盤SPS14試驗輸入振動為2 Hz簡谐波，接近空箱中單樁的顯著頻率，因此在液化後土壤無法提供有效圍束力，基樁反應反而呈現共振的反應。由前述比較可知貫入岩盤或埋置再堅實地盤中樁基礎受震反應主要是受樁基礎與地盤、整體結構物系統的顯著頻率以及地震的頻率分布的影響。

5.3 小結

根據傾斜振動台試驗結果分析可得到以下幾點結論：

1. 根據空箱中單樁與飽和砂土中模型樁小振幅的振動試驗可以求得單樁與土層中基樁的顯著頻率，根據兩者頻率比較可清楚得知地盤勁度提供了相當的圍束效果。
2. 本次試驗採用226.14 kg的剛性質量模擬上部載重之情形，由小振幅振動實驗可以明顯發現模型樁有兩個主要頻率，一個是土層頻率，一個為土壤-基樁-上部載重整體之顯著頻率，並根據不同相對密度的反應可知此土層中模型樁受振反應主要由慣性力控制。
3. 由垂直坡度方向的輸入運動試驗觀察受振地盤在平行坡度方向的側向變位反應，可驗證傾斜地盤的自重造成之下滑力作用，在未達液化狀態即可能發生側向滑移。而地盤側向變位為由淺層土壤往深層土壤漸進式的發展。
4. 地盤在達到液化時，土壤勁度幾乎消失，此時土壤對於基礎或結構物的圍束效應相當小。


- 
5. 本研究利用雙向剪力試驗盒之機制與垂直坡度方向的輸入運動方式，經由試驗分析證實此試驗設計確實可以分別考量土壤側潰力與上部結構物慣性力對模型樁的作用。在SPS07的試驗中，根據樁身應變計試驗資料計算得到地盤側潰力最大為 0.822 kN/m，發生於土壤試體發生液化時(振動後2.058秒)，且地盤側潰作用力呈近似倒三角形的分布情況。
 6. 本研究振動台試驗結果顯示，在傾斜地盤中樁基礎液化前後樁身彎矩分布型態與水平地盤之結果相同，且由試驗結果也發現樁頂加載質量相同時，在液化前樁身最大彎矩也會在相近的深度發生。
 7. 本研究利用樁身應變計量測結果根據梁理論進行迴歸分析探討樁身受力與變形行為，其結果尚屬合理。但也發現實際土壤-基樁互制反應相當複雜，尤其在液化後地盤發生側向變位更增加了解析的難度，因此若要探討慣性作用與地盤變位同時對於樁基礎的作用貢獻比例則可能需要利用數值分析方法進行參數分析研究。
 8. 樁基礎受震反應及樁土互制作用，主要受上部結構慣性力與地盤變位作用影響，但地盤與整體結構物系統的顯著頻率以及地震的頻率分布有直接的影響。



表5.1 傾斜地盤振動台試驗(SP)，不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

Mass on pile top	Aluminum pile
	Freq., Hz
No mass	22.8
6 disks (226.1 kg)	2.08

表5.2 傾斜地盤振動台試驗(SPS)，不同相對密度下土層與土中鋁樁之顯著頻率

Soil density	Pile in soil	Soil
D _r , %	Freq., Hz	Freq., Hz
11.9	4.61	10.92
26.0	4.64	11.7
42.4	4.65	12.7
70.1	4.67	13.8

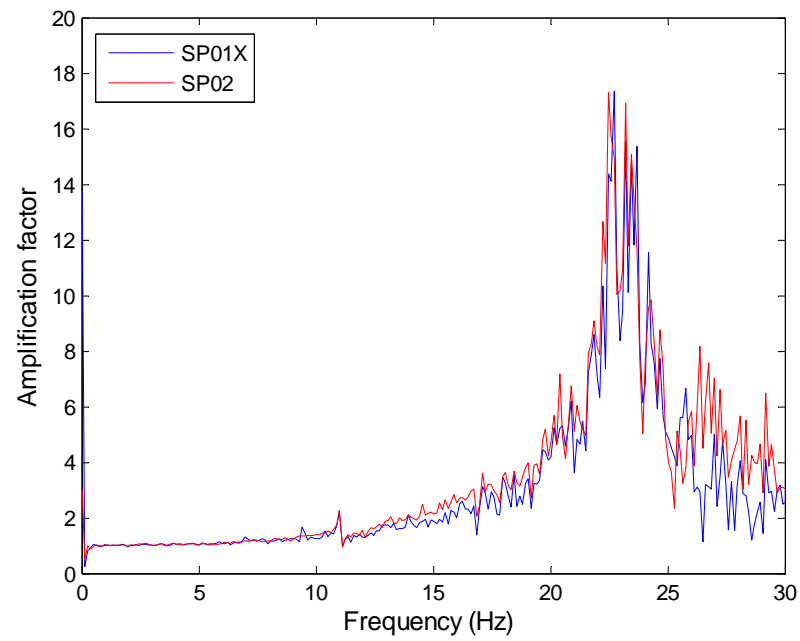
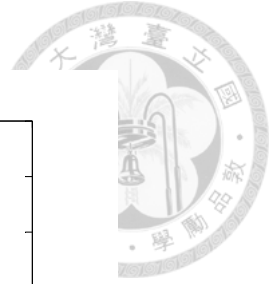


圖 5.1 空箱模型樁試驗，樁頂無質量塊之模型樁加速度放大係數反應

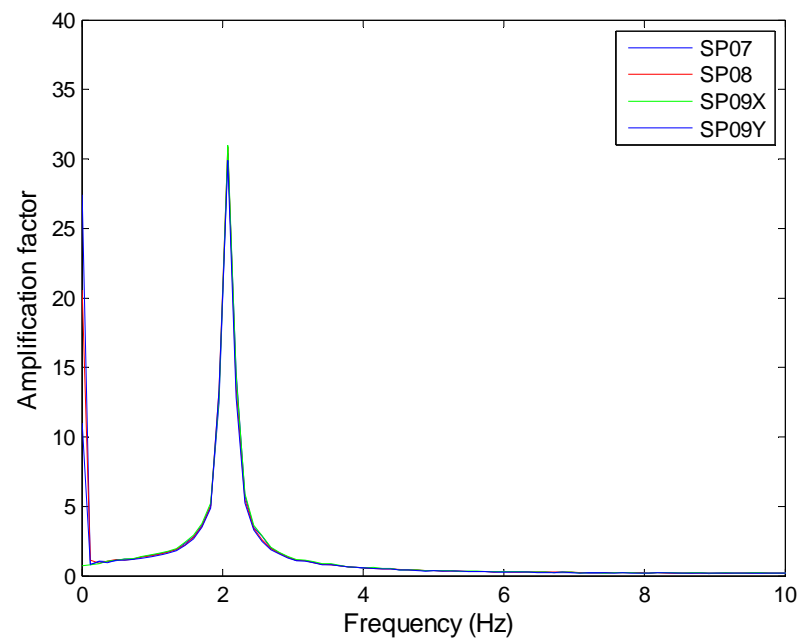
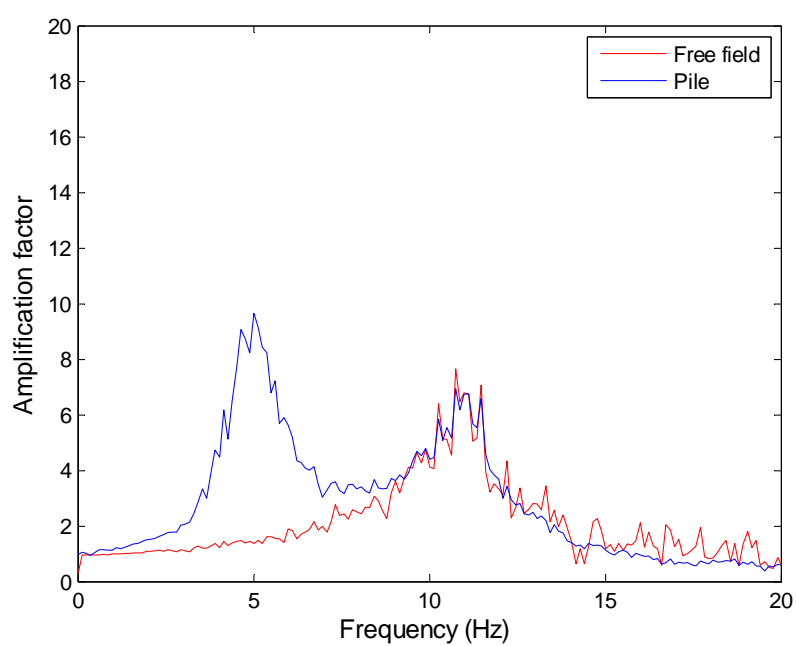
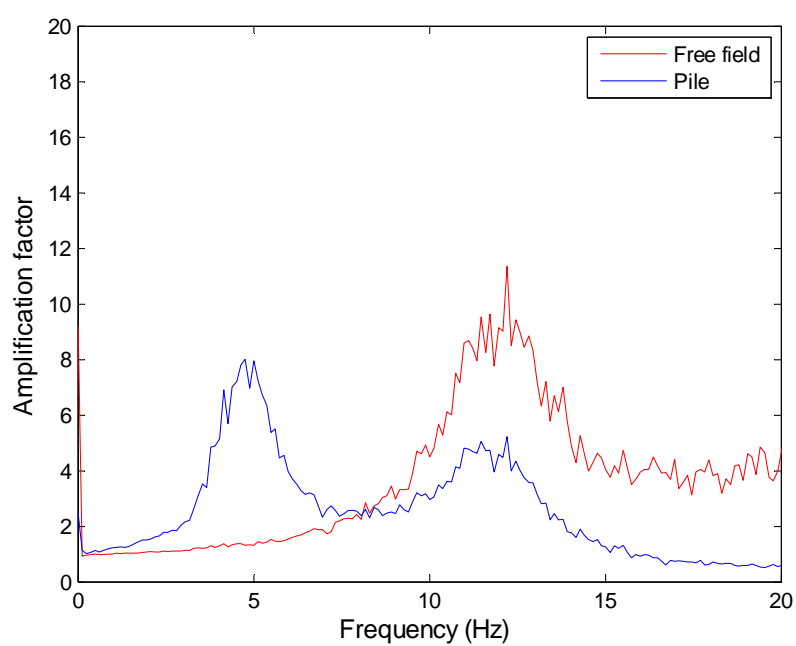


圖 5.2 空箱模型樁試驗，樁頂加載六塊質量塊模型樁之加速度放大係數反應

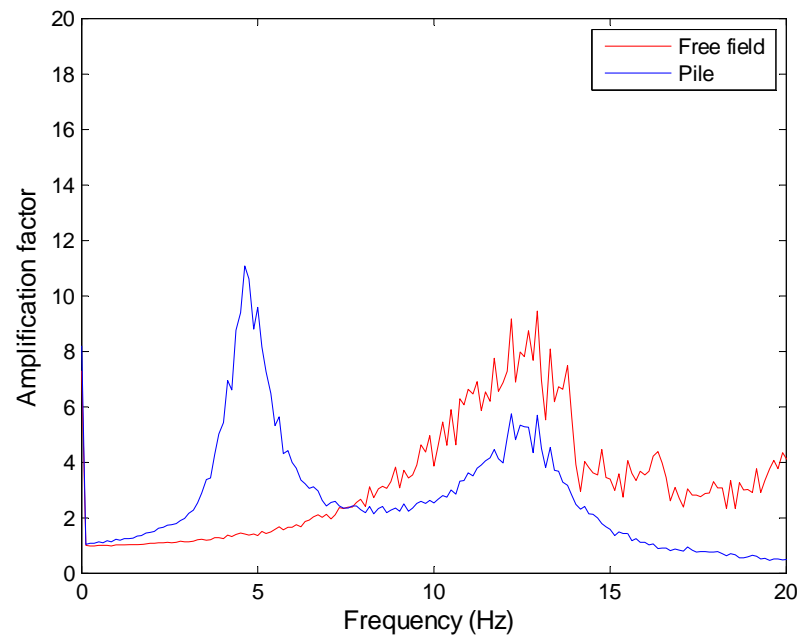


(a) SPS03 ($D_r = 11.9\%$)

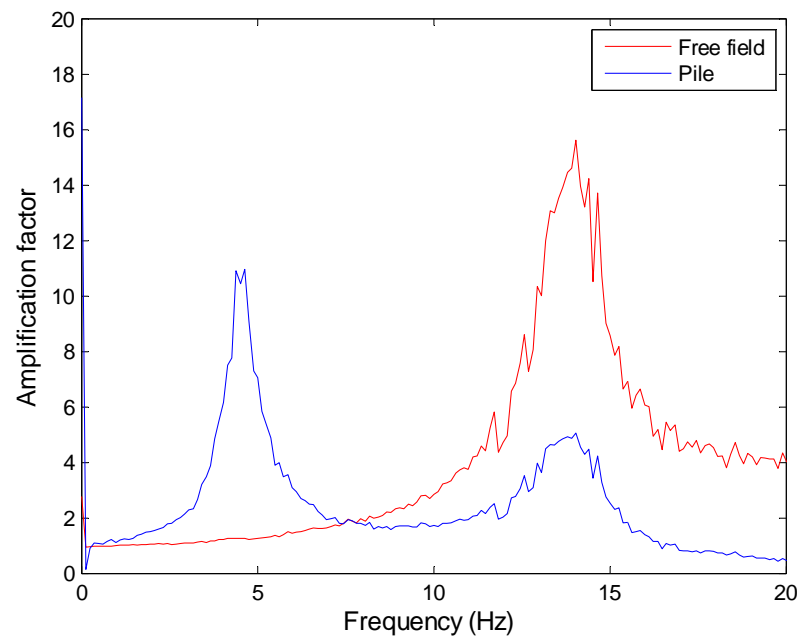


(b) SPS08 ($D_r = 26.0\%$)

圖 5.3 在不同相對密度下，樁頂加載六塊質量塊時模型樁與地盤之加速度放大係數反應



(c) SPS12 ($D_r = 42.4\%$)



(d) SPS20 ($D_r = 70.1\%$)

圖 5.3 在不同相對密度下，樁頂加载六塊質量塊時模型樁與地盤之加速度放大係數反應(續)



圖 5.4 傾斜地盤試驗中，地盤液化側潰照片

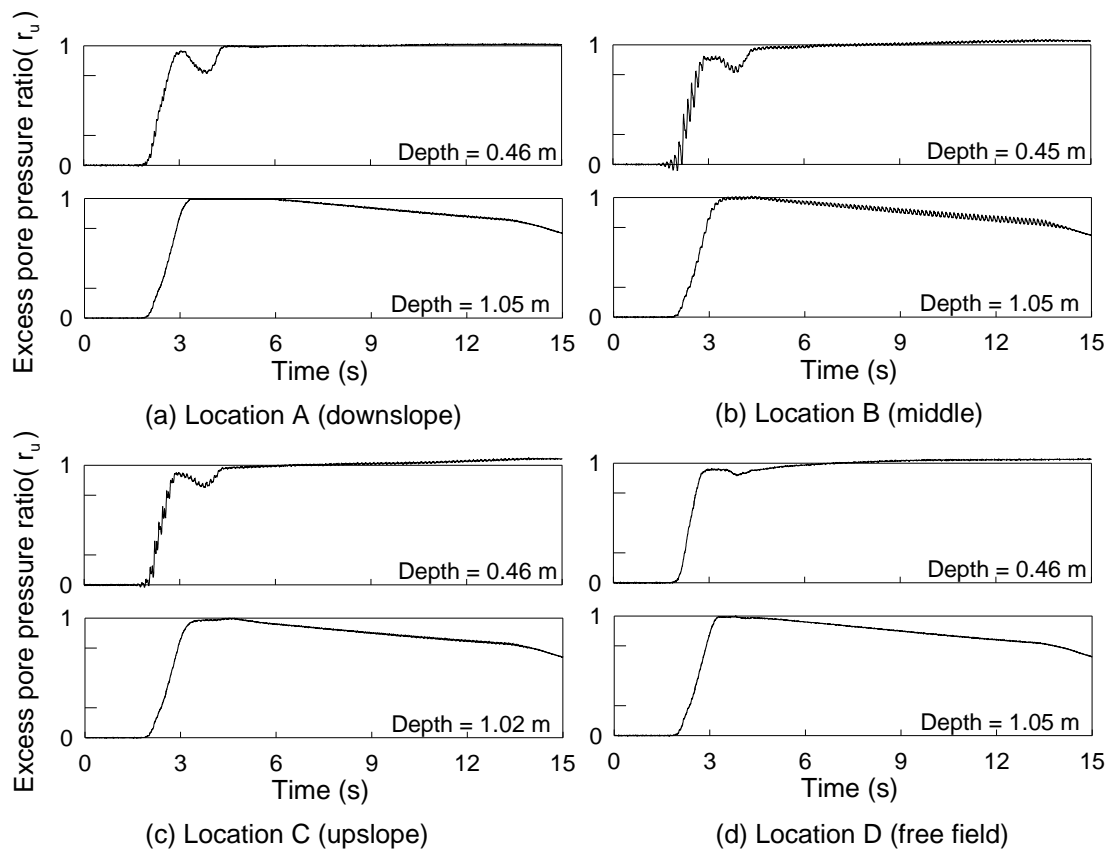


圖 5.5 基樁近遠域超額孔隙水壓力時圖(SPS07)

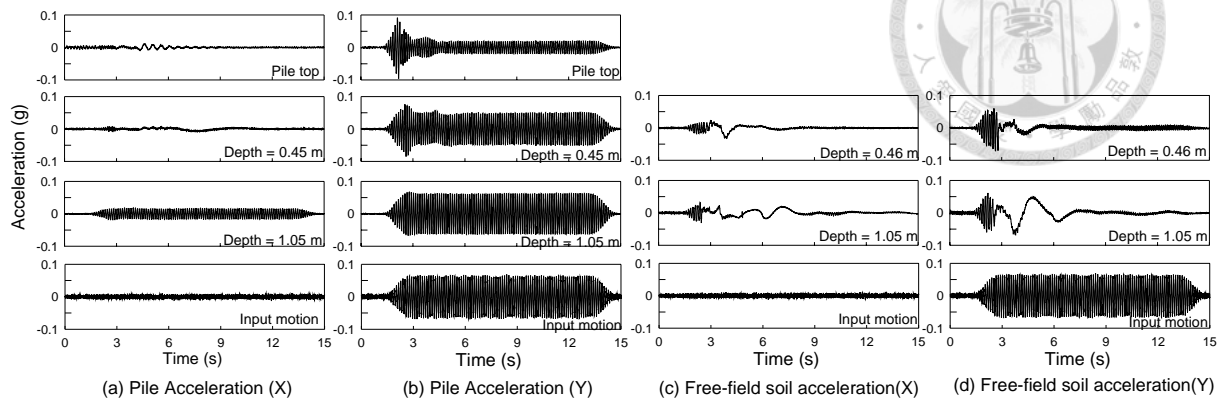


圖 5.6 自由場與基樁之加速度歷時圖(SPS07)

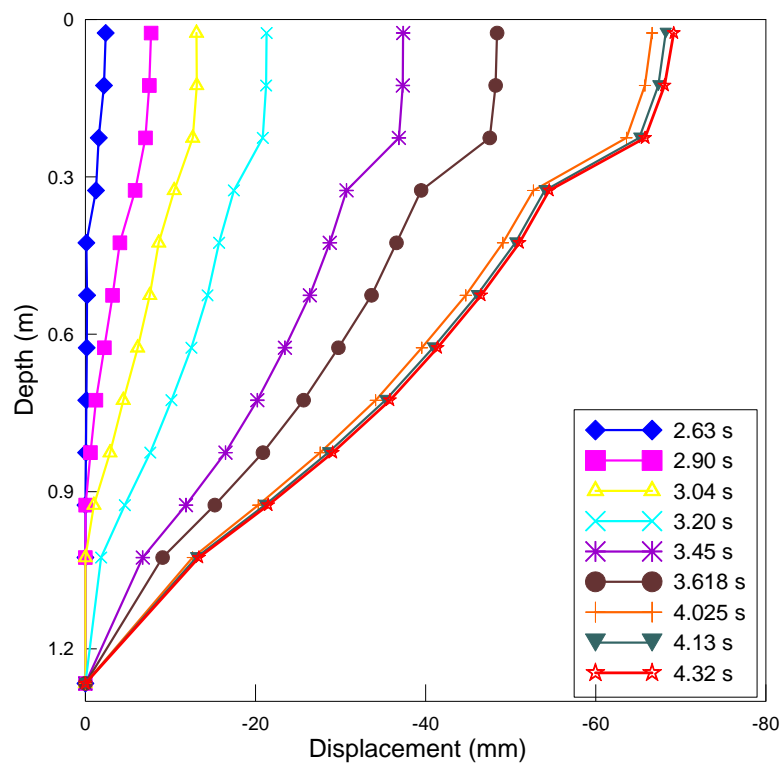
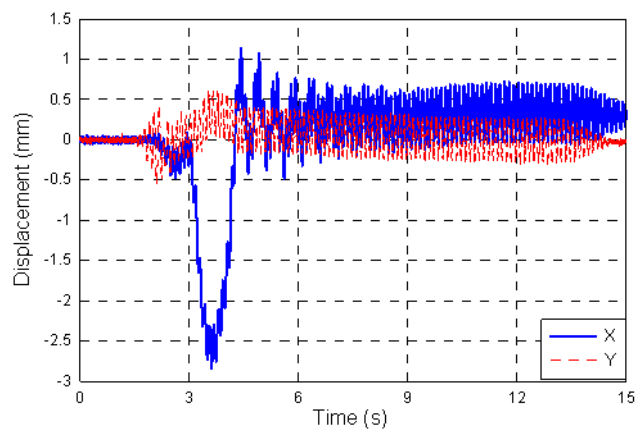
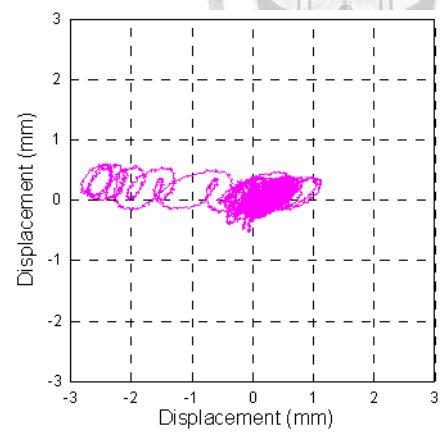


圖 5.7 自由場地盤位移剖面歷時圖(SPS07)



(a) Relative displacement of pile top



(b) Trajectory of pile top

圖 5.8 基樁頂部相對位移與其運動軌跡圖(SPS07)

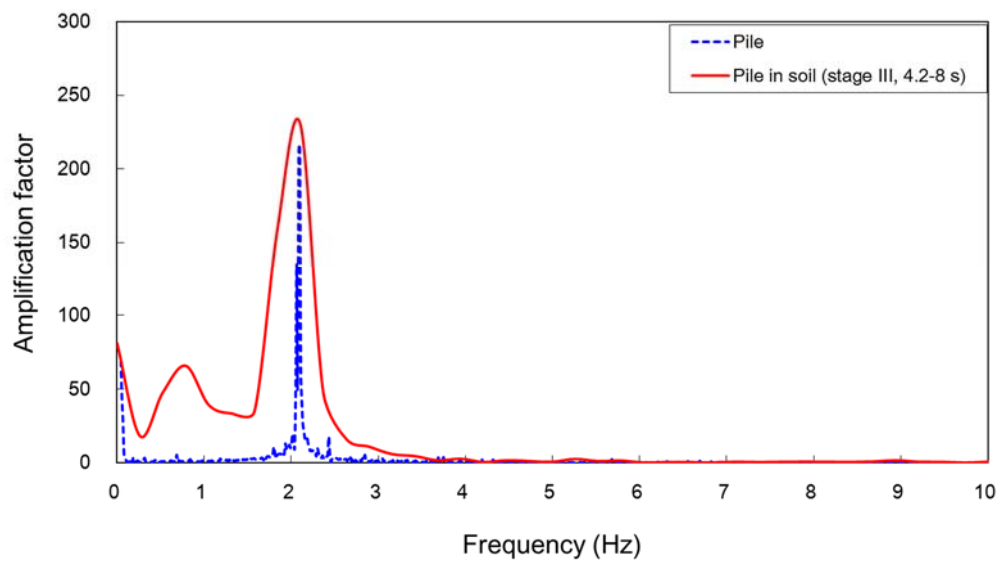


圖 5.9 空箱單樁及液化後樁頂加速度放大曲線(SPS07)

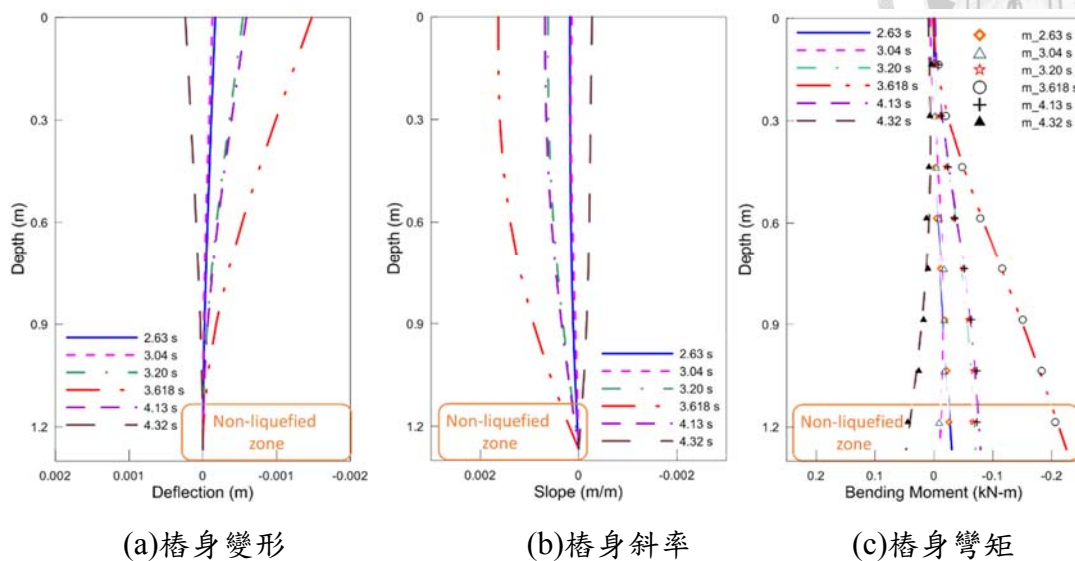


圖 5.10 不同時間下，樁基礎在 X 方向之變形、斜率與彎矩剖面圖 (SPS07)

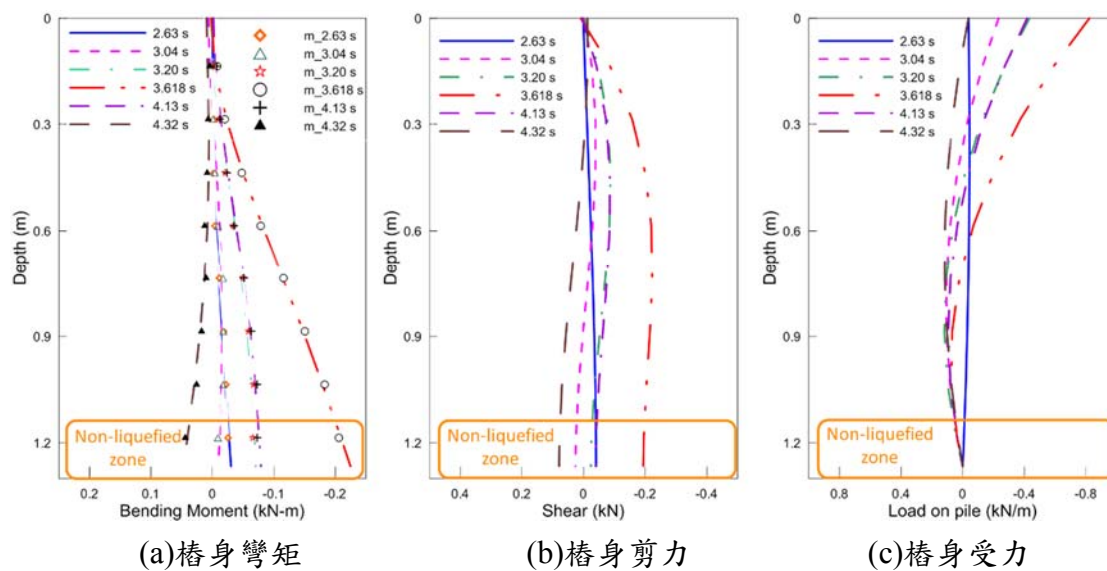


圖 5.11 不同時間下，樁基礎在 X 方向之彎矩、剪力與樁身受力剖面圖 (SPS07)

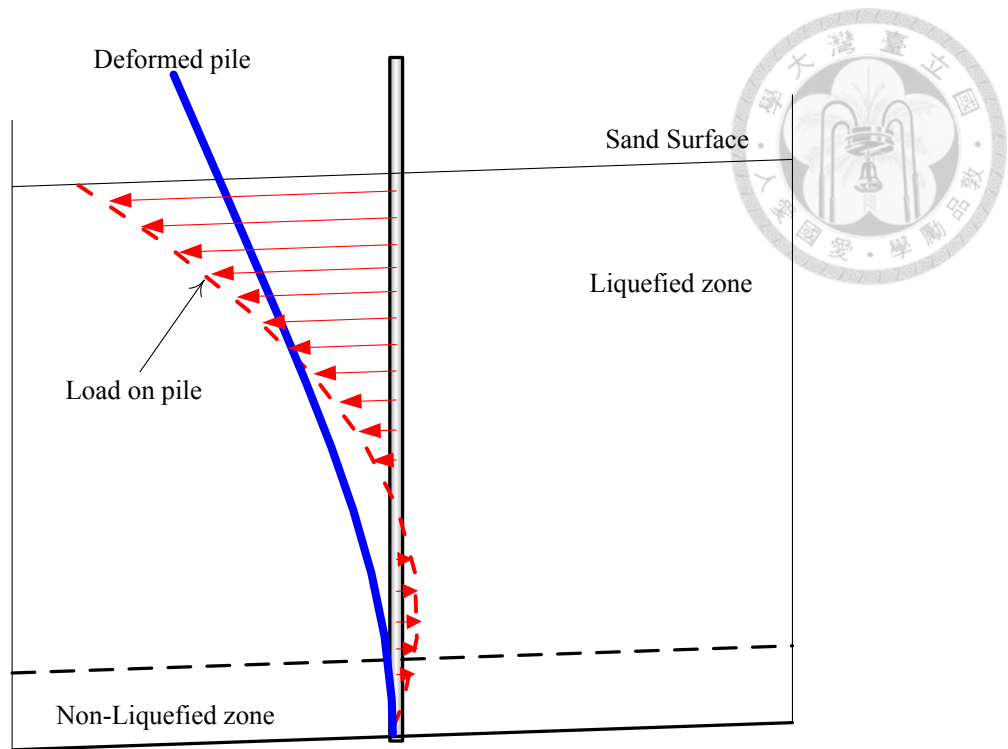


圖 5.12 SPS07 試驗中地盤側潰引致樁身變形與樁身受力圖

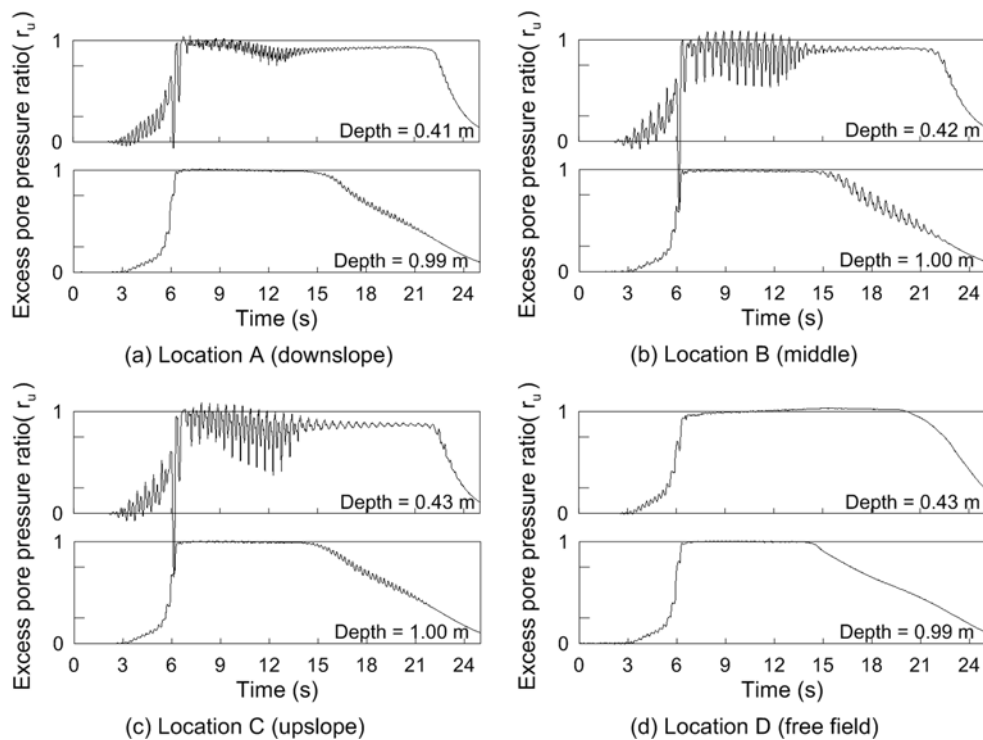


圖 5.13 基樁近遠域超額孔隙水壓力時圖(SPS14)

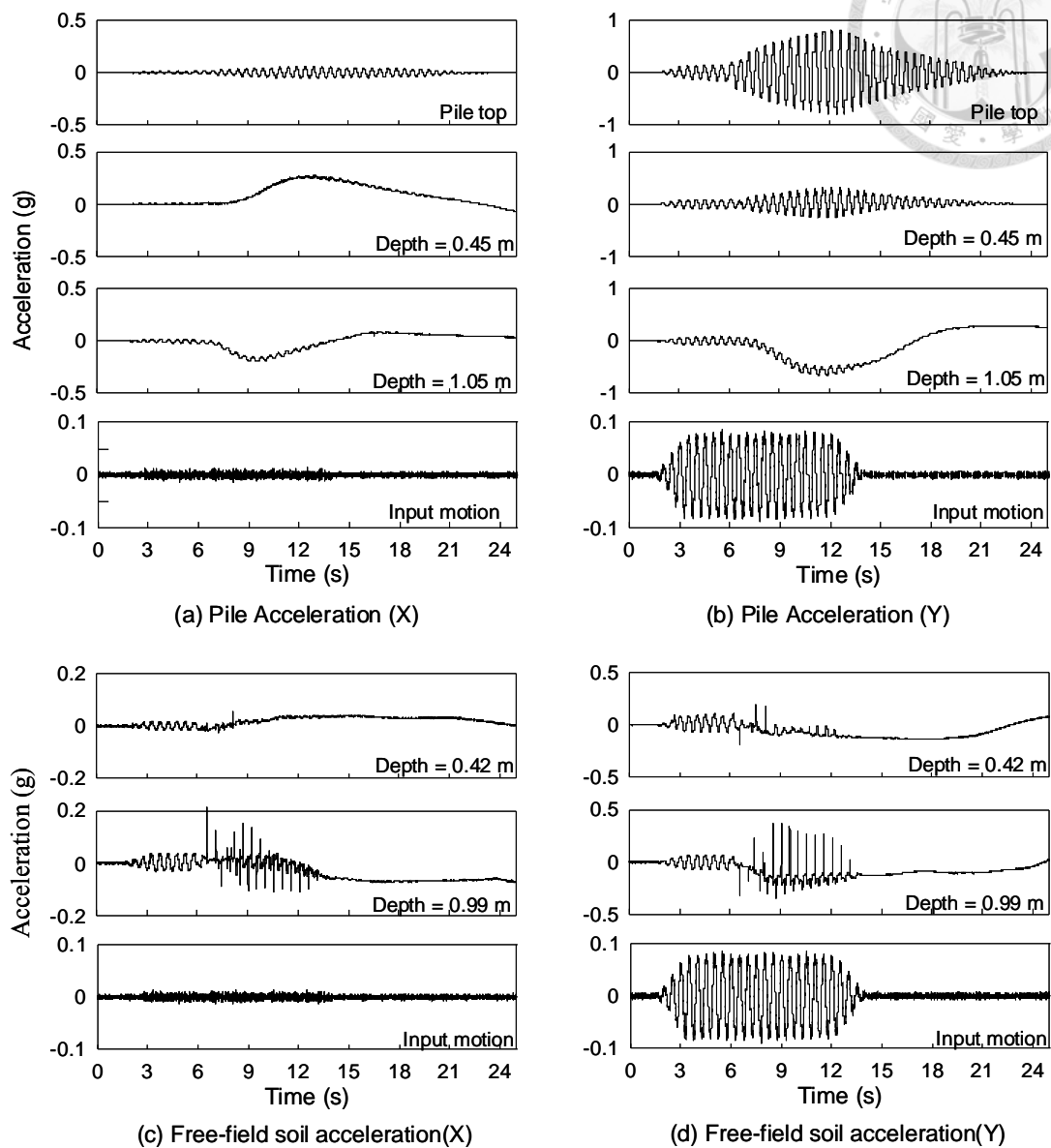
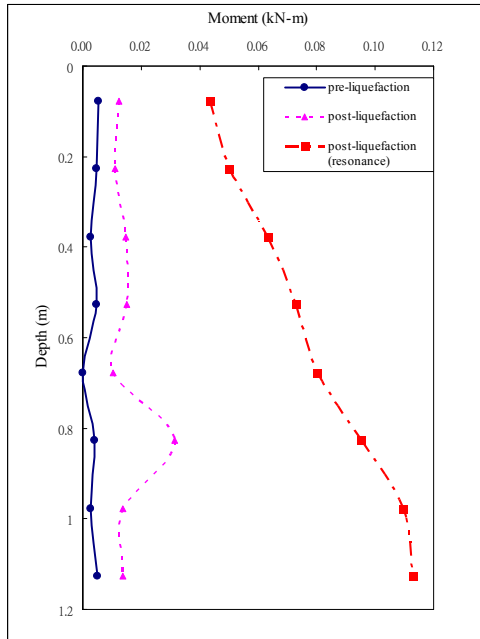
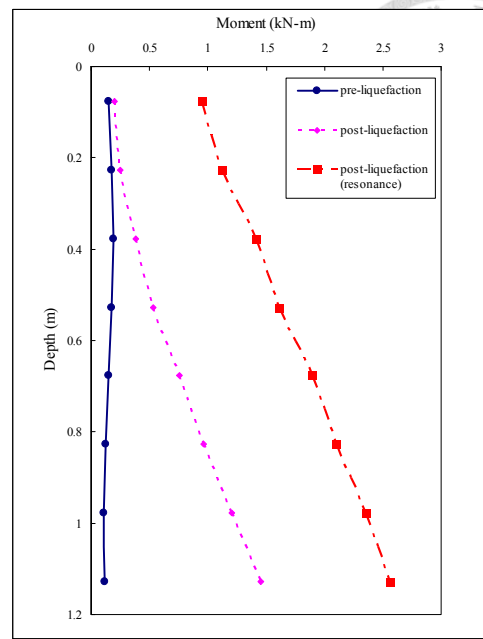


圖 5.14 基樁與自由場之加速度歷時圖(SPS14)



(a)X 方向方向樁身彎矩分布



(b)Y 方向樁身彎矩分布

圖 5.15 SPS14 試驗中，液化前後樁身彎矩分布圖

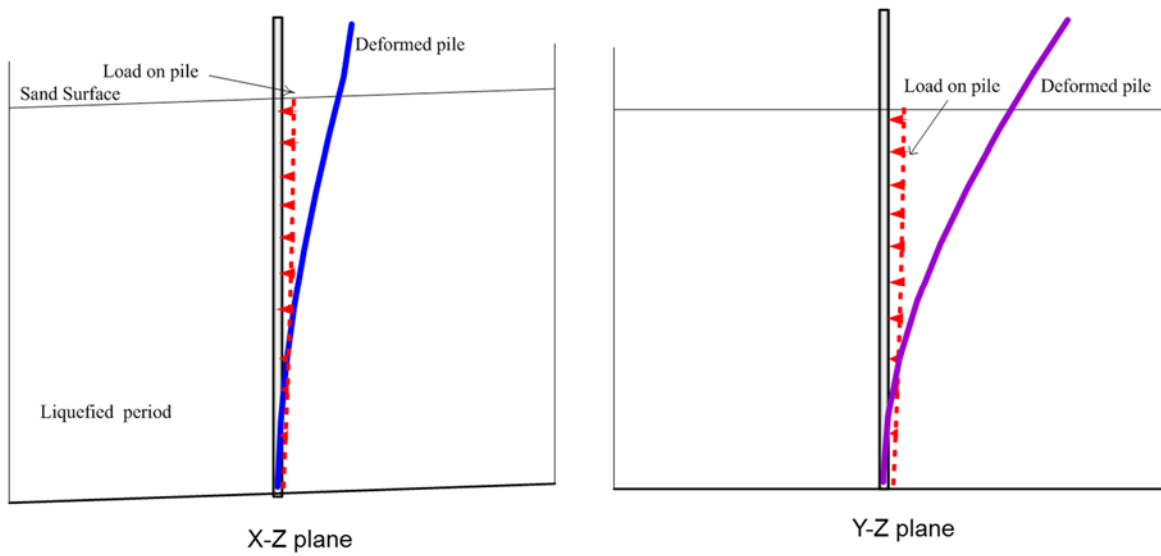


圖 5.16 SPS14 試驗中，液化後樁身變形與受力分布圖

第六章 液化地盤中樁土系統頻率之時變性

依據第四章與第五章試驗結果之分析，可知在受震過程中，因孔隙水壓激發引致土層勁度變化會影響樁土系統的動態反應。因此，本章利用時頻分析(time-frequency analysis)與系統識別(system identification)方法判識飽和砂土振動台試驗過程中樁土系統頻率變化，並根據試驗量測資料探討地盤受震後樁土系統動態反應與超額孔隙水壓之關係。進而用以在第七章中求取超額孔隙水壓的激發與土層勁度折減的關係。

6.1 時頻分析與系統識別方法

6.1.1 時頻分析

面對結構系統受振反應的問題，由於振動的頻率特性通常不易由振動量測之歷時訊號直接判讀，研究者常採用頻譜分析的方法，將時間域的歷時訊號轉換至頻率域，得到其頻譜函數，並藉由分析之頻譜分布判斷該結構系統之自然頻率等動態特性。其中，富利葉轉換(Fourier transform)則為各領域所廣泛採用之頻譜分析方法。然而，根據其理論背景，頻譜分析法較適用於振動反應為線性，且反應訊號需為周期且穩態之情況。若系統反應屬於暫態、非週期性且非穩態之振動反應時，則需採用時頻分析才能同時觀察系統在時間域與頻率域之動態特性，以了解系統特性隨時間變化之趨勢。

近年來時頻分析發展相當迅速，常見的時頻分析法有短時富利葉轉換(short-time Fourier transform, STFT)、小波轉換(wavelet transform, WT)及希爾伯特-黃轉換(Hilbert-Huang transform, HHT)等[69,70,71,72]。其中，短時富利葉轉換(STFT)為常用之時頻分析法，其方法是將原始訊號分成許多連

續且部分重疊之時間視窗，並假設每一時間視窗內的訊號均為穩態，分別對其作快速富利葉轉換(fast Fourier transform, FFT)，得到各時段之富氏頻譜，綜合所有時段之富氏頻譜，即可繪製出包含振動振幅、頻率與時間三者之頻譜分布圖。由於短時富利葉轉換具有易於程式化的優點，又能有效展現訊號之時頻變化特性，因此本研究採用短時富利葉轉換作為時頻分析方法。

6.1.2 系統識別方法

結構物系統常使用微震量測方式，並藉由頻譜分析求取結構物之動態特性，如系統顯著頻率與阻尼比[73]，其係利用頻譜分析中單一輸入除以輸出之模式(single input/ output)，找出系統之轉換函數(transfer function)，再根據轉換函數極大值識別結構物之系統顯著頻率。

由於結構物振動反應之時頻分析結果，除了結構物動態特性的變化，也包含了震源等其他可能環境因素所造成的反應，為了能進一步識別結構物系統頻率隨時間變化情況，本研究結合短時富利葉轉換以及轉換函數之概念，提出短時轉換函數(short-time transfer function, STTF)的方法進行時變性系統顯著頻率之識別。短時轉換函數法 (STTF) 係將系統輸入與輸出反應訊號分成許多連續且部分重疊之時間視窗，再求取各時段之輸入與輸出訊號之轉換函數，並由各轉換函數識別該時段系統結構物之平均頻率，最後綜合所有時段之結果，即可得到系統頻率與時間變化之關係。

6.2 振動台試驗案例分析

在本研究中樁土系統頻率是指在飽和砂土中模型樁的顯著頻率，利用裝設於模型樁頂部之量測儀器進行系統識別而得到之顯著頻率，其頻率反應係包含模型樁與土壤試體的整體系統(包括樁土互制)的動態特性，故稱

之為樁土系統頻率。

為了解樁土系統頻率在液化過程中的變化並探討土壤勁度折減與超額孔隙水壓之關係，本研究使用在國家地震工程研究中心之三軸向地震模擬振動台所進行之飽和砂土中模型樁之受振試驗進行分析。試驗是將模型樁固定於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為，並在樁頂裝設質量塊模擬上部結構荷載之反應。另外也在樁身不同深度黏貼防水型應變計以及微型加速度計分別量測基樁受振之反應，因此可將基樁視為一種複合型感測子，同時也對於土壤試體之位移、加速度與孔隙水壓反應均進行連續監測，故地盤液化過程之動態反應皆有完整詳實之紀錄，有關實驗規劃與配置等內容詳見第三章。以下則分別探討在不同系列試驗中，輸入運動為實際地震歷時紀錄且試體發生液化的案例，進行模型樁液化過程中受振反應之時頻分析與顯著頻率識別。

6.2.1 水平地盤試驗案例

(1) 試驗案例說明

本研究在水平地盤模型樁振動台試驗系列中選定發生液化，且為部分深度液化的案例進行時頻分析。本試驗案例LPSB33為Y方向之單向度地震歷時試驗(集集地震霧峰測站紀錄)，輸入運動的最大加速度振幅為0.15 g，其輸入運動與實測樁頂加速度歷時分別如圖6.1所示。

本案例試驗前砂土相對密度約為40.8%，樁頂加載質量為37.84 kg。根據空箱中單樁與飽和砂土中單樁白噪訊振動試驗結果可求得模型單樁不同加載質量之顯著頻率與不同相對密度下土層與土中鉛樁之顯著頻率情況，分別如表4.1和表4.5所示。其結果顯示單樁在加載單一質量塊(37.84 kg)時，單樁自然頻率約為5.74 Hz，而在飽和砂土中之樁土系統頻率為11.6 Hz。圖6.2為自由場孔隙水壓陣列在試驗過程中所量測之超額孔隙水壓比歷時。

根據試驗結果顯示，淺層土壤約在記錄時間後18秒發生液化(約振動後7秒)而約在75秒後(約振動後64秒)超額孔隙水壓才幾近消散。根據孔隙水壓計與框架上的加速度規量測結果判釋，此次試驗液化深度約為790 mm。

(2)時頻分析

為了解在液化過程中樁土系統動態特性變化情形，本案例選擇樁頂之加速度訊號(PCBP1Y)進行短時富利葉轉換(STFT)，由於試驗資料取樣頻率為200 Hz，因此選擇分析中的視窗時間長度為5秒，使得各時間資料點數為1000點，再利用資料點補零至1024點的方式，以快速富利葉轉換(FFT)進行運算，如此可同時滿足分析頻率的解析度與運算效率。此外，為了同時提高時間軸的解析度，在本分析中前後視窗的重疊比例採用95%，以有效辨識液化過程中樁土系統頻率的時變性。

圖6.3為樁頂之加速度訊號進行短時富利葉轉換(STFT)之結果。根據時頻分析結果顯示量測訊號可概分為四個階段：(1)在記錄時間15秒以前，淺層砂土尚未發生液化時，此時樁土系統頻率主要分佈在10-12 Hz間，若比對表4.5中試驗前飽和砂土中之樁土系統與地盤顯著頻率，則可以發現此階段樁土系統頻率大致與試驗前之地盤頻率相符；(2)第二階段則為15-40秒期間，此時約為試體發生液化之期間(如圖6.2所示)。此階段樁土系統頻率反應大致分佈在1-6 Hz區間；(3)而在40-70秒期間，樁土系統頻率反應則隨著時間增加，由4 Hz漸增至12 Hz左右；(4)在70秒以後，樁土系統頻率反應則維持約在12-14 Hz之間。

綜合樁土系統主要頻率變化趨勢與孔隙水壓量測之結果，可以發現樁土系統頻率大致在試體發生初始液化後有明顯地降低，而在液化期間維持在較低的頻率；而隨著超額孔隙水壓的消散，樁土系統的頻率也有漸增的趨勢。而此分析結果也提供了一個很好的例證說明地盤勁度會因孔隙水壓的激發而有弱化的趨勢，也與過去許多學者的研究成果趨勢相同。然而時

頻分析法較為可惜的是，為了同時考量時間與頻率的解析度的需求，分析結果僅能呈現樁土系統在液化過程中頻率變化的概要，而無法精確識別每一階段樁土系統的顯著頻率。



(3)系統識別

為了有效量化樁土系統頻率在液化過程中的變化，本研究結合短時富利葉轉換以及轉換函數之概念，提出短時轉換函數(STTF)的方法進行時變性系統顯著頻率之識別，分析方法如前述6.1.2節所述。本分析選擇之輸入訊號為振動台之加速度訊號(input)，而反應訊號為量測之樁頂加速度(PCBP1Y)進行短時轉換函數(STTF)分析。根據前述時頻分析之結果，調整分析視窗時間長度為2.5秒，由於訊號取樣頻率為200 Hz，因此各時間視窗資料點數為500點，且分析前後視窗之重疊比例也改採用90%，以減少分析結果暈染的效果，藉由時間視窗長度與時間視窗重疊比例的調整，可使得資料識別結果能夠清楚顯示樁土系統在液化過程中時變性的特徵。本研究也利用資料點補零至512點的方式，可配合快速富利葉轉換(FFT)加速運算效率，而識別之顯著頻率則為此段時間視窗之平均瞬時頻率。

圖6.4為本次試驗輸入振動與樁頂質量塊加速度歷時分別在液化前中後三個不同時段之轉換函數結果。由分析結果可知在液化前(13-15.5s)識別之系統顯著頻率約為12.8 Hz，液化過程(23-25.5s)時之顯著頻率為6.6 Hz，而接近試驗後段(58-60.5s)時則為10.8 Hz。而圖6.5則是利用短時轉換函數法(STTF)識別本次試驗飽和砂土中模型樁顯著頻率依時變化結果。可觀察到在試體液化前(15-20s)樁土系統頻率已逐步降低；在20-45秒液化期間系統顯著頻率維持在最低頻率，其值接近空箱中單樁受振之頻率；在45-70秒期間系統顯著頻率則隨著時間逐漸上升；而在70秒後系統頻率維持在一穩定區間(12-14 Hz)。

比較此分析案例樁土系統頻率識別結果與前述樁頂加速度之短時富

利葉的時頻分析結果(圖6.3)可知，短時富利葉的時頻分析結果可同時顯示樁頂加速度反應在同一時間的頻率分布，而短時轉換函數方法則可清楚識別出此時段樁土系統顯著頻率的變化。換言之，短時富利葉轉換分析結果可提供較為豐富系統頻率資訊，卻無法直接由其分析結果識別出樁土系統的顯著頻率，而短時轉換函數分析結果則能明確識別該時段之樁土系統顯著頻率。因此，由此案例系統識別分析結果顯示利用短時轉換函數法能有效識別系統主要頻率依時變化特性，可作為後續土壤勁度或地盤反力係數因超額孔隙水壓折減量化分析之依據。

6.2.2 傾斜地盤試驗案例

(1) 案例說明

在傾斜地盤模型樁振動台系列試驗中選定發生液化，且為部分深度液化的案例進行時頻分析。本試驗案例SPS10為Y方向之單向度地震歷時試驗(集集地震霧峰測站)，其中輸入運動最大加速度振幅為0.10 g，其輸入運動與樁頂加速度歷時分別如圖6.6所示。

本案例試驗前砂土相對密度約為27%，而樁頂加載質量為226.14 kg。根據空箱中單樁與飽和砂土中單樁白噪訊振動試驗結果可求得模型單樁之顯著頻率與不同相對密度下土層與土中鉛樁之顯著頻率情況，分別如表5.1和表5.2所示。其結果顯示單樁在加載質量(226.14 kg)時，單樁自然頻率約在2.08 Hz，而在飽和砂土中之樁土系統頻率約為4.64 Hz。圖6.7為不同深度自由場孔隙水壓計在此試驗過程中所量測之超額孔隙水壓比之歷時結果。根據試驗結果顯示，淺層土壤約在記錄時間約20秒(振動後5秒)後，而約在45秒後(振動後30秒)超額孔隙水壓才完全消散，而在達到液化前，孔隙水壓也發生兩次局部高點，輸入運動的加速度在兩個時間也是振幅較大的時候，表示孔隙水壓激發與加速度振幅有正相關。由孔隙水壓計與框

架上的加速度規量測結果判斷，本案例之液化深度約為440 mm。

(2)時頻分析

本分析案例亦是選擇樁頂之加速度訊號(PCBP1Y)進行短時富利葉轉換，由於試驗資料取樣頻率為1000 Hz，因此分析中之時間視窗長度可選擇縮短為2秒，則各時間視窗資料點數為2000點，利用資料點補零至2048點的方式，以快速富利葉轉換加速運算效率。同時為了滿足時間軸的解析度，分析前後時段之重疊比例仍採用95%，以探討液化過程中樁土系統頻率的時變性。

圖6.8為樁頂之加速度訊號進行短時富利葉轉換之結果。根據時頻分析與自由場水壓計陣列量測結果比對發現，樁土系統頻率反應可概分為四個階段：(1)在10-20秒期間，砂土尚未發生液化時，此時樁土系統頻率主要分佈在1-6 Hz間；(2)第二階段則為20-30秒期間，此時約為試體發生液化之期間(如圖6.7所示)。此階段樁土系統主要頻率反應主要分佈在2-3 Hz區間；(3)而在30-50秒期間，樁土系統主要頻率反應則隨著時間增加，由3 Hz漸增至5 Hz左右；(4)在50秒以後，樁土系統主要頻率反應則維持在5 Hz左右。綜合分析結果顯示液化前系統主要反應受孔隙水壓力激發略為降低，而在部分土層達到液化時，系統主要反應頻率降至最低；而隨著孔隙水壓消散，系統反應頻率則呈現逐漸上升之現象。在液化過程中模型鉛樁皆維持在彈性階段，因此主要的頻率變化則來自圍束樁體的土壤的影響，也可推測土體勁度變化趨勢受孔隙水壓變化影響。

(3)系統識別

本案例在系統識別分析中選擇之輸入訊號為振動台之加速度訊號(input)，而反應訊號為樁頂之加速度(PCBP1Y)進行短時轉換函數分析。根據此案例時頻分析之結果，維持分析時間視窗長度為2秒，資料取樣頻率為1000 Hz，故各時間資料點數為2000點，利用資料點補零至2048點的方式，

以快速富利葉轉換加速運算效率，而分析前後時段之重疊比例仍同樣採用 95 %。

圖6.9為本案例輸入振動與樁頂質量塊加速度歷時分別在液化前中後三個不同時段之轉換函數結果。由分析結果可知在液化前(12.7-14.7秒)識別之系統顯著頻率約為4.25 Hz，液化過程(22-24秒)時之顯著頻率為2.5 Hz，而接近試驗後段(42.7-44.7秒)時則為4.25 Hz。圖6.10則是利用短時轉換函數法識別本次試驗飽和砂土中模型樁顯著頻率依時變化結果。根據結果可知，在液化前樁土系統頻率已逐步降低，在部分土層液化後系統主頻降至最低。在30-50秒期間系統主頻則開始漸次提升；而在50秒左右達到穩定情形。此分析結果與前述樁頂加速度時頻分析結果相符。圖6.11為兩種分析結果圖6.8與圖6.10之疊合圖，其結果可相互印證分析之合理性。

6.3 超額孔隙水壓力與樁土系統頻率變化之關係

根據前述案例之時頻分析與系統識別結果，可知試體中超額孔隙水壓激發與消散行為對於地盤勁度有顯著影響，其結果則反應在整體樁土系統頻率之變化。為了探討超額孔隙水壓變化對樁土系統頻率之影響，考慮將試體中各孔隙水壓反應整合成具代表性之參數以進行後續地盤反力係數因超額孔隙水壓折減量化分析。

由於土壤勁度或地盤反力係數與垂直有效應力有關，而孔隙壓力亦影響該深度之有效應力，因此，本研究提出土層整體之平均超額孔隙水壓力比(average excess pore pressure ratio, $r_{u, ave}$)的概念作為代表土壤試體之平均超額孔隙水壓力比。平均超額孔隙水壓力比($r_{u, ave}$)係將自由場之垂直水壓計陣列之各超額孔隙水壓力比之歷時反應乘以各影響深度作為權重進行加權平均，而影響深度則採用半半分配方法進行權重劃分。實際之平均孔隙水壓力比計算公式如(式6-1)，而各孔隙水壓計影響深度之示意圖則如圖

6.12所示。

$$r_{u,ave}(t) = \sum_{i=1}^n r_{u,i}(t) \times d_i / \sum_{i=1}^n d_i \quad (式 6-1)$$

其中， $r_{u,ave}(t)$ 為平均超額孔隙水壓力比歷時， $r_{u,i}(t)$ 為各超額孔隙水壓計之孔隙水壓力比歷時， d_i 為各孔隙水壓計之影響深度。

根據有效應力之觀念，可將平均超額孔隙水壓力比歷時的結果轉為 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 的歷時變化， $[1-r_{u,ave}(t)]$ 可視為試體之有效應力狀況，即

$$1-r_{u,ave}(t) = \sum_{i=1}^n (1-r_{u,i}(t)) \times d_i / \sum_{i=1}^n d_i \quad (式 6-2)$$

其中， $r_{u,ave}(t)$ 則為平均超額孔隙水壓力比歷時。

根據本節之方法，選取水平地盤試驗案例中自由場之孔隙水壓計垂直陣列試驗結果(圖6.2)進行加權平均，得到土層整體之平均超額孔隙水壓力比($r_{u,ave}$)歷時，如圖6.13所示。而圖6.14則為 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 之歷時圖。再將水平地盤試驗案例之系統顯著頻率歷時分析結果(圖6.5) $[1-r_{u,ave}(t)]$ 的歷時比對，則可發現樁土系統顯著頻率與試體有效應力變化趨勢相當一致，在有效應力大幅降低時，樁土系統頻率也大幅降低，而隨著孔隙水壓消散，樁土系統頻率也逐漸回復，如圖6.15所示。

在傾斜地盤試驗案例中，利用前述之方法，並選取自由場之孔隙水壓計垂直陣列試驗結果(圖6.4)進行分析，可分別得到土層整體之平均超額孔隙水壓力比歷時與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 之歷時圖，如圖6.16與圖6.17。此時，將系統顯著頻率依時變化關係(圖6.14)與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖比較，則可看出樁土系統顯著頻率與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 的變化趨勢相似，此與水平地盤案例之結果相同，如圖6.18所示。此外，根據傾斜地盤模型單樁試驗結果(表5.1)可知，模型單樁顯著頻率為 2.08 Hz(226.16 kg加載質量)，且在微振動下樁土系統頻率約

為 4.64 Hz(如表5.2)，而圖6.18中，樁土系統頻率的最低點發生於土壤液化期間，且樁土系統頻率約為2 Hz左右，與空箱中單樁之顯著頻率接近，由此結果可推測地盤中之土壤在液化期間($\sigma' = 0$)，其勁度幾乎消失，根據上述分析結果，土壤勁度隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度會漸次回復，且其回復比例與消散孔隙水壓有關。

結合前述樁土系統顯著頻率依時變化與試體平均超額孔隙水壓比反應，則可得到水平地盤與傾斜地盤中，模型樁土系統頻率與超額孔隙水壓比之關係，如圖6.19與圖6.20。由圖中顯示樁土系統頻率隨著超額孔隙水壓比增加而有遞減之趨勢，其原因主要應為孔隙水壓激發導致土壤有效應力降低，使得土壤勁度折減而引致整體樁土系統頻率的改變。

6.4 小結

為了探討液化過程中樁土系統頻率與超額孔隙水壓之關係，本研究使用前述水平地盤與傾斜地盤中模型樁振動台試驗資料進行分析。由於模型樁固定於剪力盒底部，且模型樁與土壤試體皆裝設豐富的量測儀器，因此可將基樁視為樁土系統之感測子，利用時頻分析與系統識別方法評估在液化過程中樁土系統動態特性變化情形。根據分析結果可有以下幾點結論：

1. 根據案例分析可知時頻分析法中的短時富利葉轉換(STFT)可以顯示模型樁在分析時段中之頻率分布情況，而利用短時轉換函數方法(STTF)則能有效識別出樁土系統顯著頻率因液化而隨時間的變化。
2. 根據兩個案例分析結果顯示在液化期間，土壤勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度會漸次回復，且其回復比例與超額孔隙水壓消散比例有關。
3. 由試驗識別之樁土系統頻率會隨著超額孔隙水壓比增加而遞減，

由本研究案例所得土壤中激發之超額孔隙水壓與樁土系統頻率之關係，可進一步探討土壤勁度與超額孔隙水壓之關係。



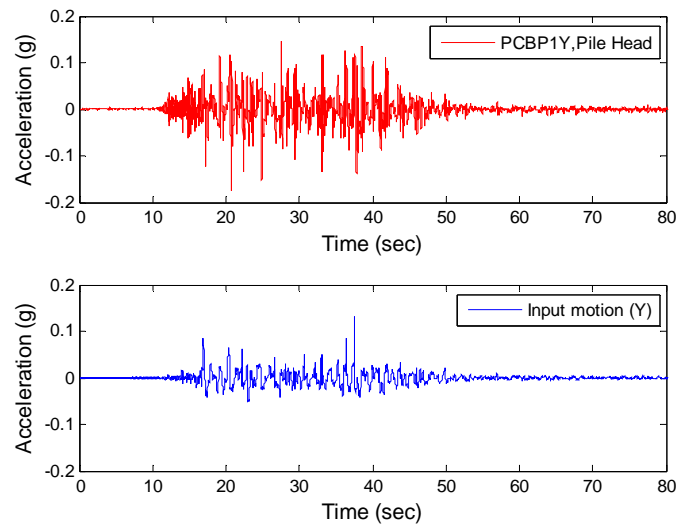


圖 6.1 水平地盤 LPSB33 試驗之輸入震動與樁頂加速度反應歷時圖

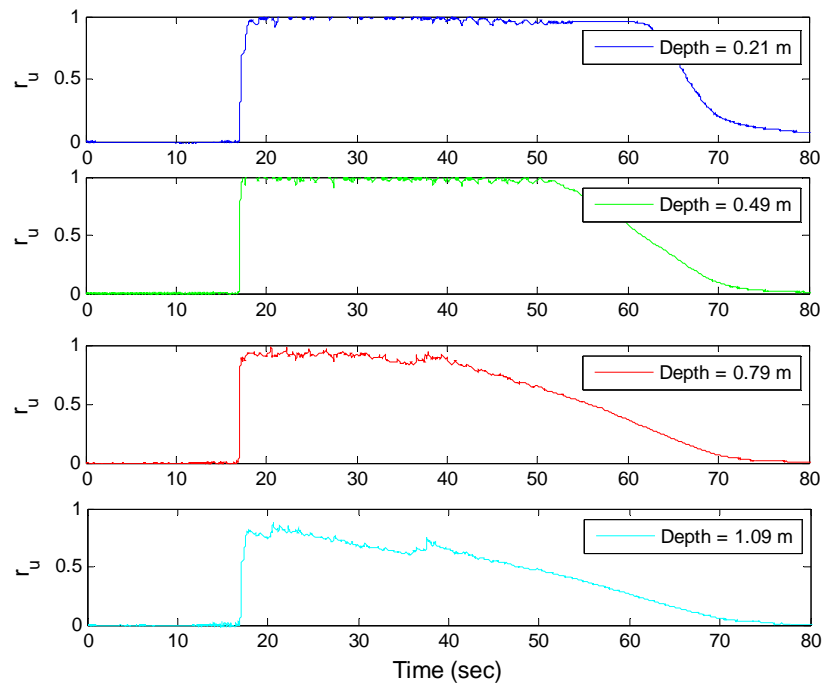


圖 6.2 自由場孔隙水壓陣列量測之超額孔隙水壓比(r_u)歷時(LPSB33)

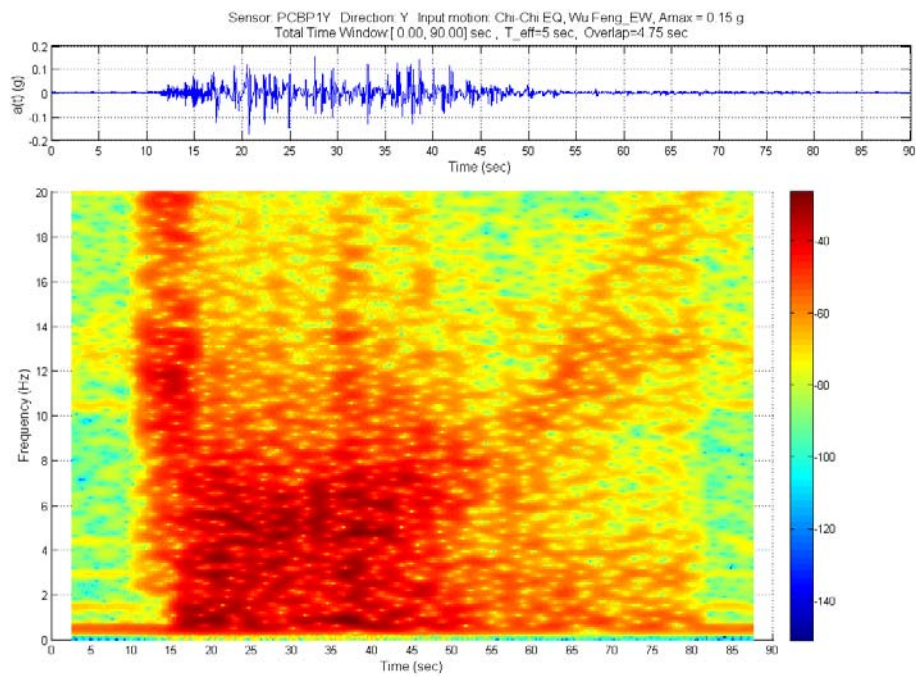
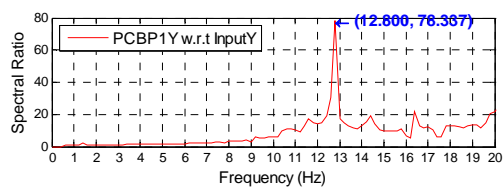
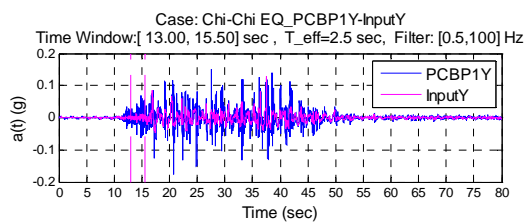
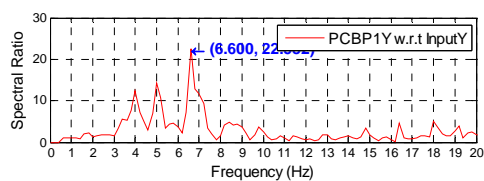
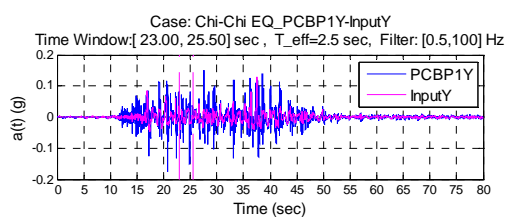


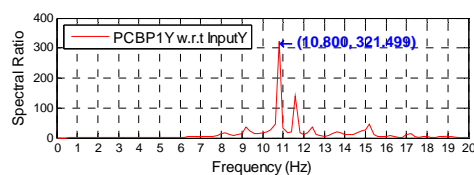
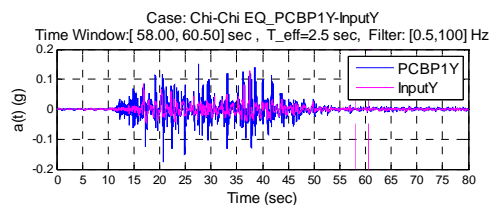
圖 6.3 水平地盤試驗中，樁頂質量塊加速度歷時之短時富利葉轉換之時頻分布圖



(a) 13-15.50 秒期間之系統轉換函數



(b) 23-25.50 秒期間之系統轉換函數



(c) 58-60.50 秒期間之系統轉換函數

圖 6.4 模型樁在液化前、中、後，不同時間區段之短時轉換函數結果

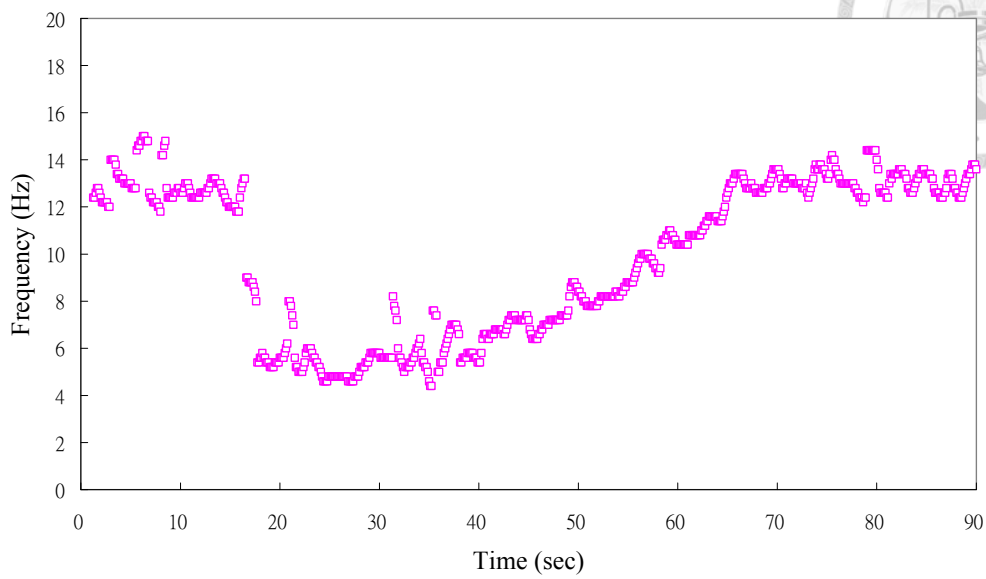


圖 6.5 水平地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率隨時間變化圖

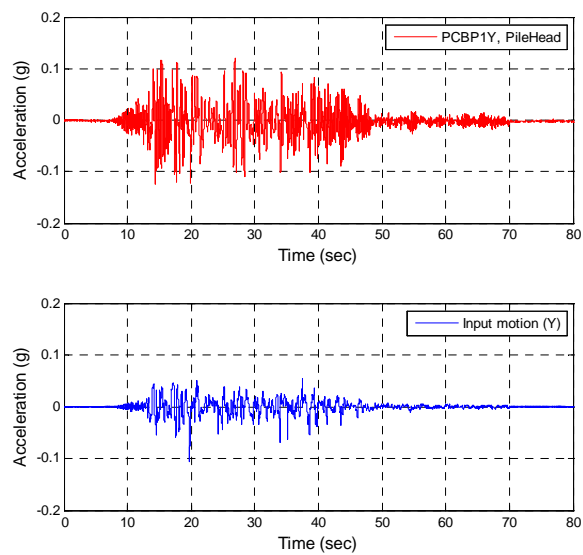


圖 6.6 傾斜地盤 SPS10 試驗之輸入震動與樁頂加速度反應歷時圖

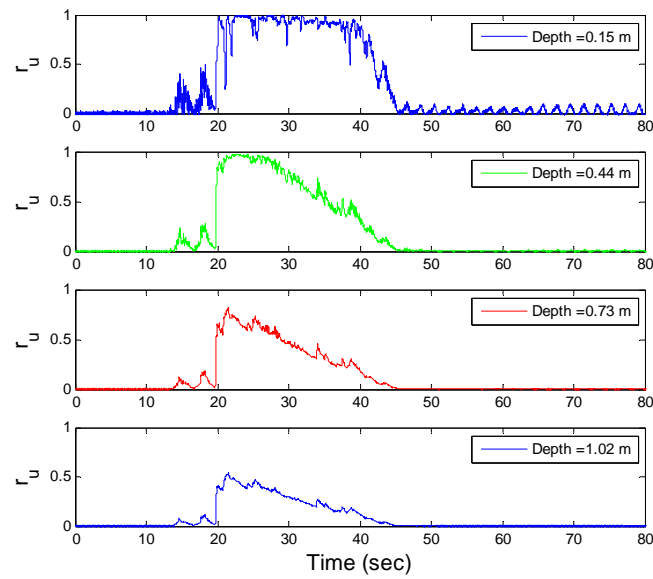


圖 6.7 SPS10 試驗中，自由場孔隙水壓計量測之超額孔隙水壓比(r_u)歷時圖

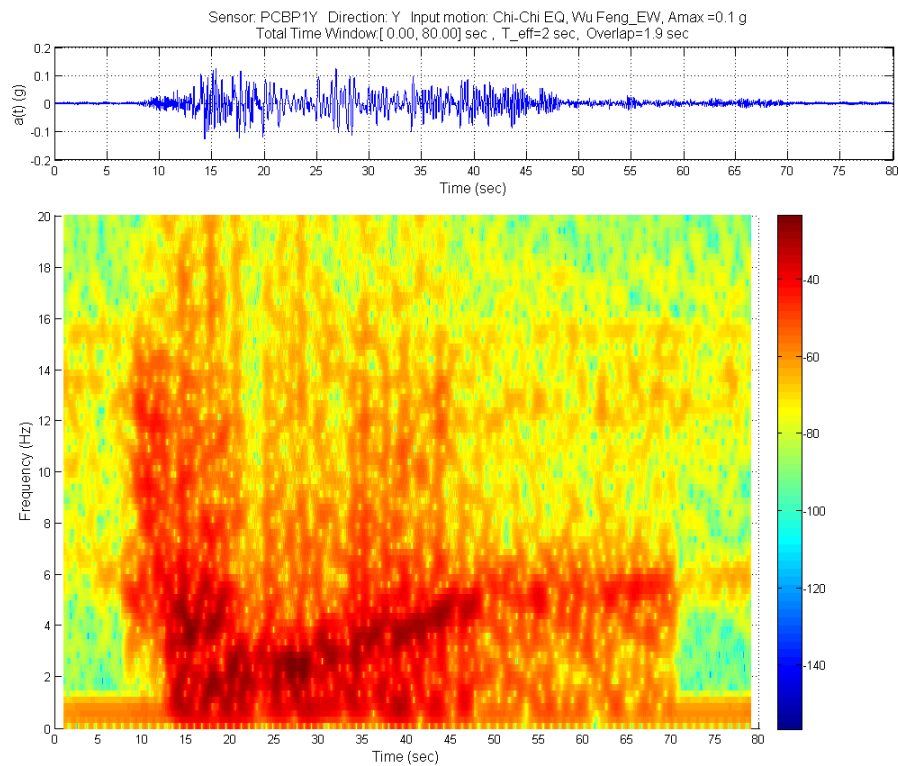
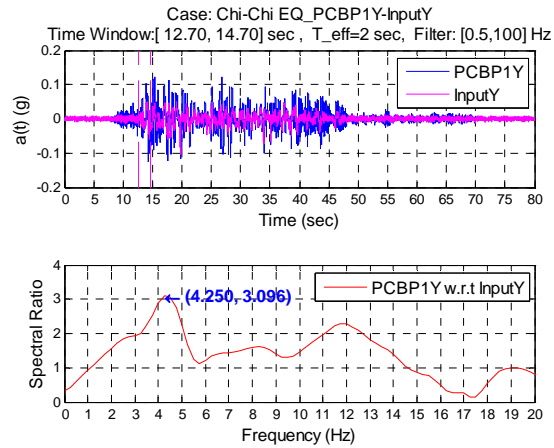
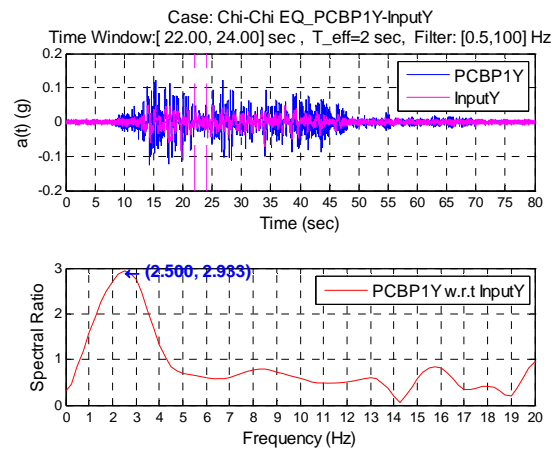


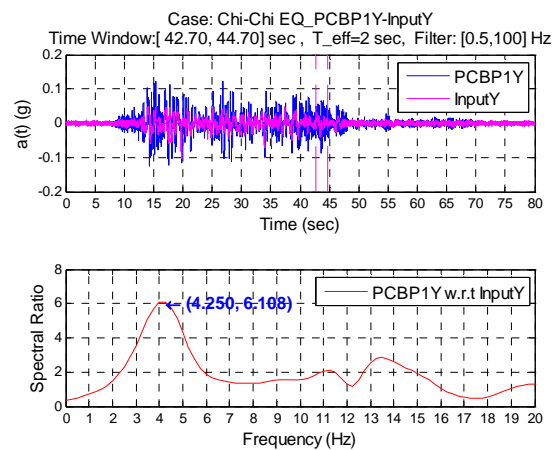
圖 6.8 傾斜地盤試驗中，樁頂質量塊加速度歷時之短時富利葉轉換之時頻分布圖



(a)12.7-14.70 秒期間之系統轉換函數



(a)22-24 秒期間之系統轉換函數



(a)42.7-44.7 秒期間之系統轉換函數

圖 6.9 傾斜地盤試驗中，模型樁在液化前、中、後，不同時間區段之短時轉換函數結果

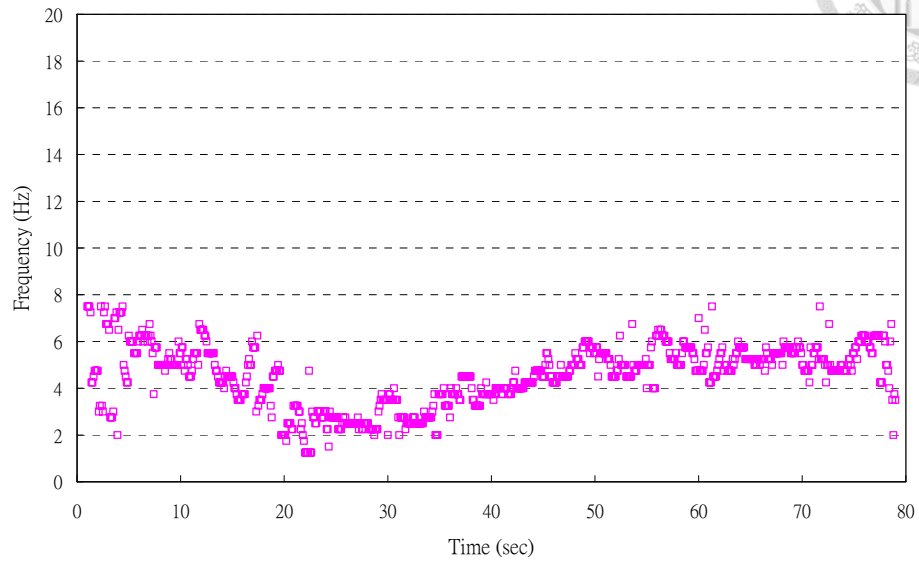
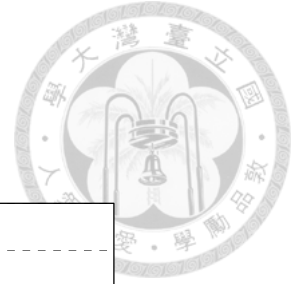


圖 6.10 傾斜地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率隨時間變化圖

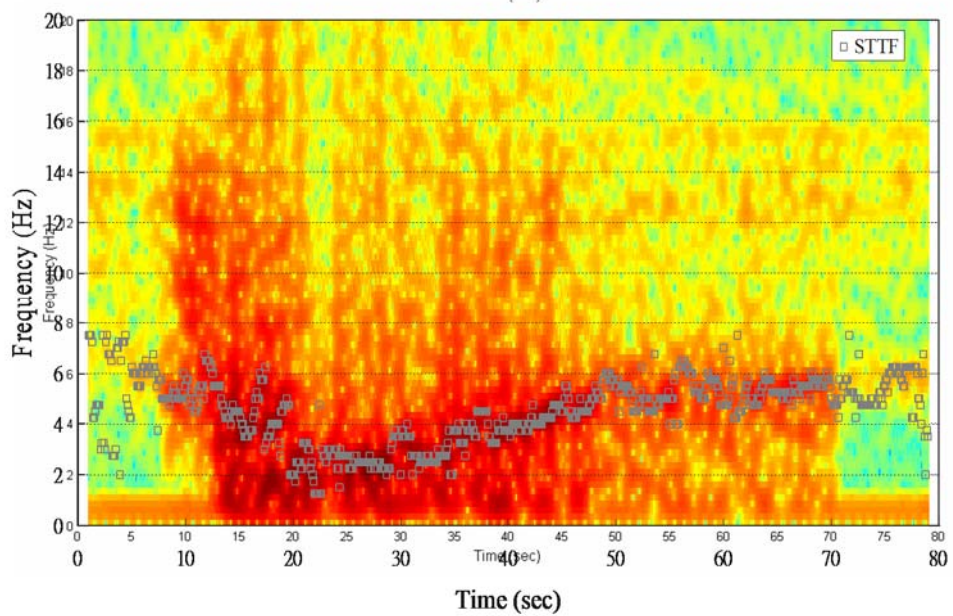


圖 6.11 傾斜地盤試驗中，飽和砂土模型樁顯著頻率依時變化與樁頂加速度歷時時頻圖之比較

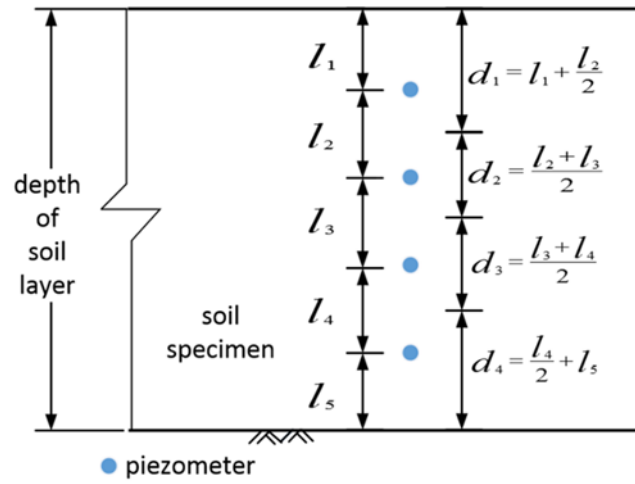


圖 6.12 孔隙水壓陣列各別影響深度計算示意圖

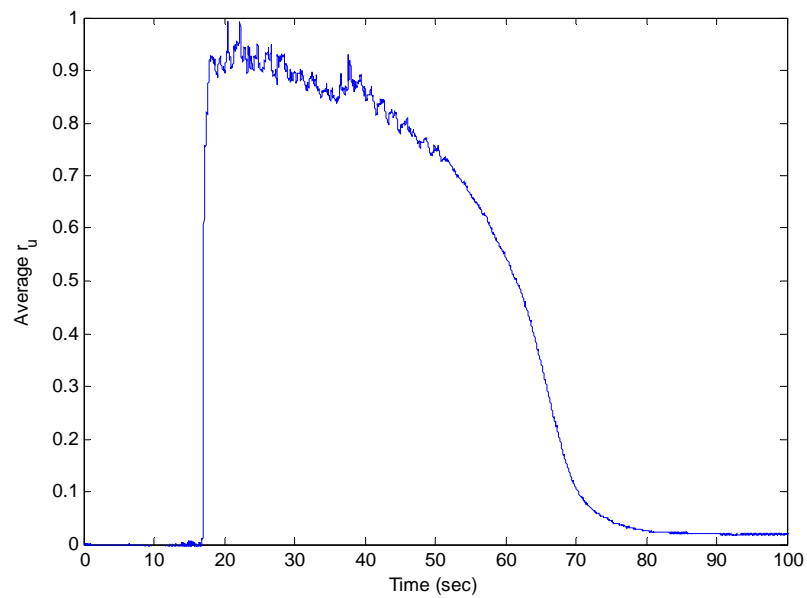


圖 6.13 水平地盤試驗中，飽和砂土之平均超額孔隙水壓力比歷時圖

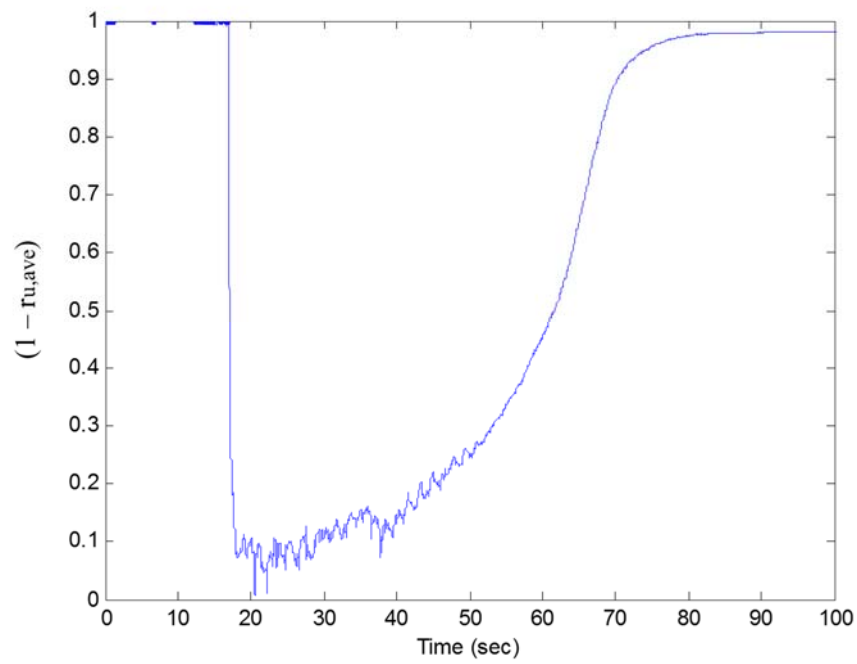
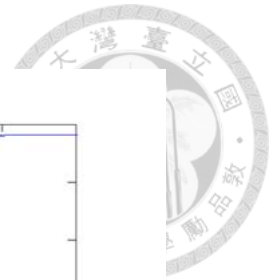


圖 6.14 水平地盤試驗中，飽和砂土之 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖

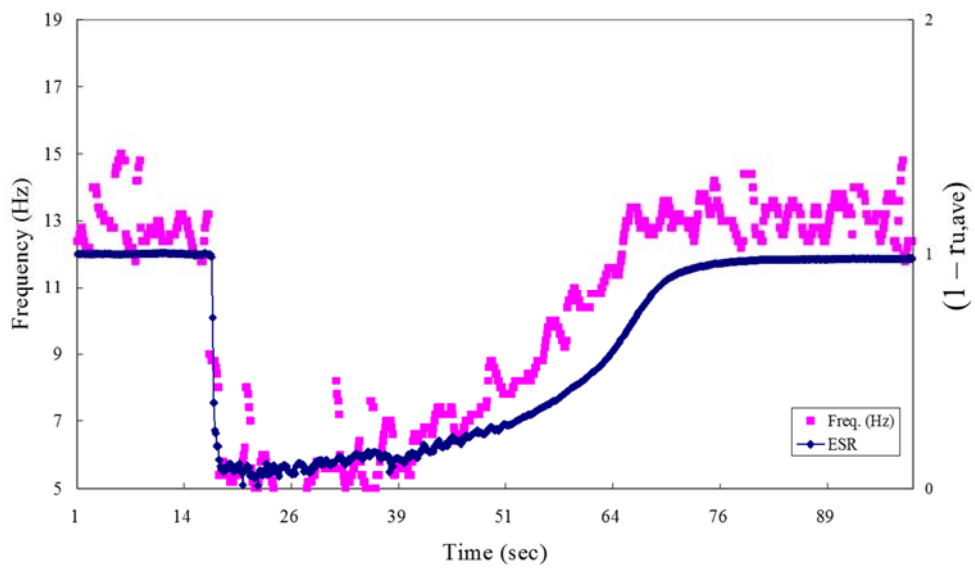


圖 6.15 水平地盤試驗中，系統顯著頻率與 $[1-r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖

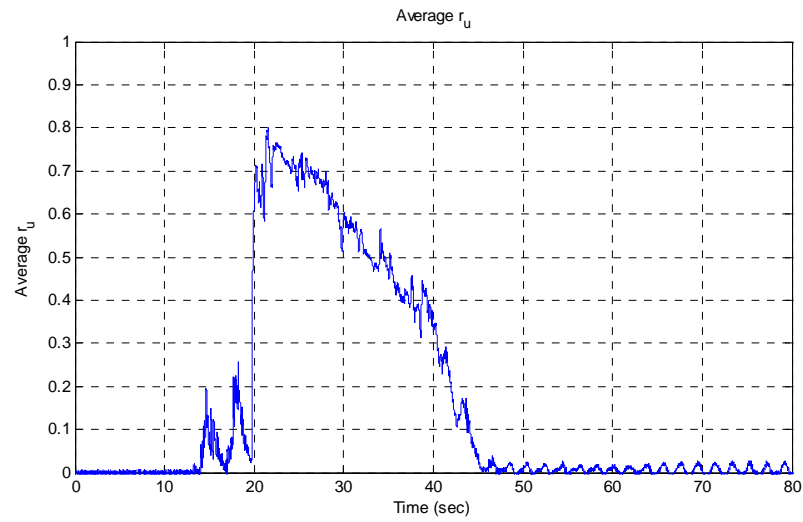


圖 6.16 傾斜地盤試驗中，飽和砂土之平均超額孔隙水壓力比歷時圖

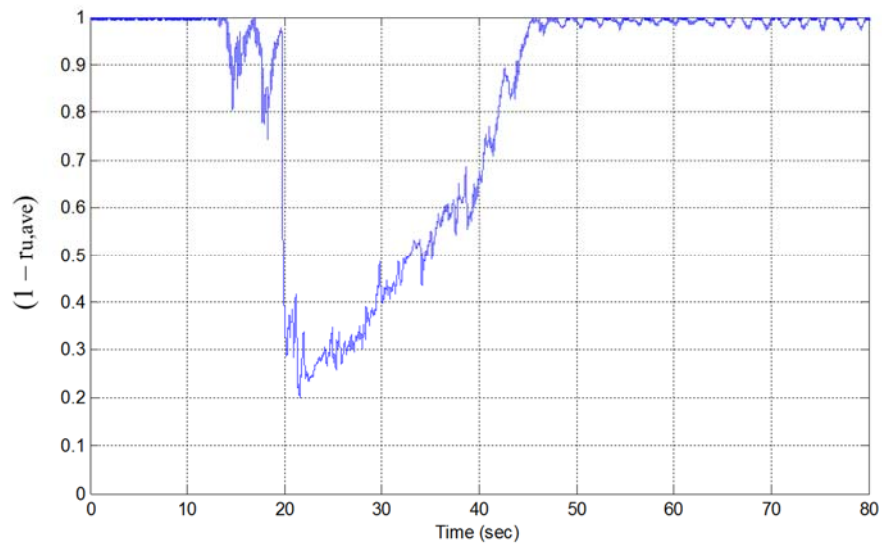


圖 6.17 傾斜地盤試驗中，飽和砂土之 $[1 - r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖

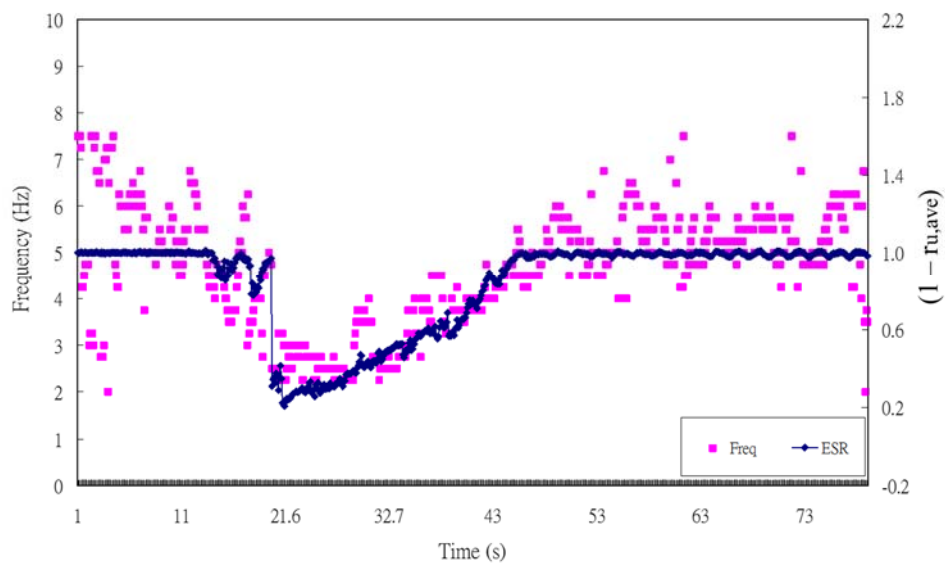


圖 6.18 傾斜地盤試驗中，系統顯著頻率與 $[1 - r_{u,ave}(t)]$ 歷時圖

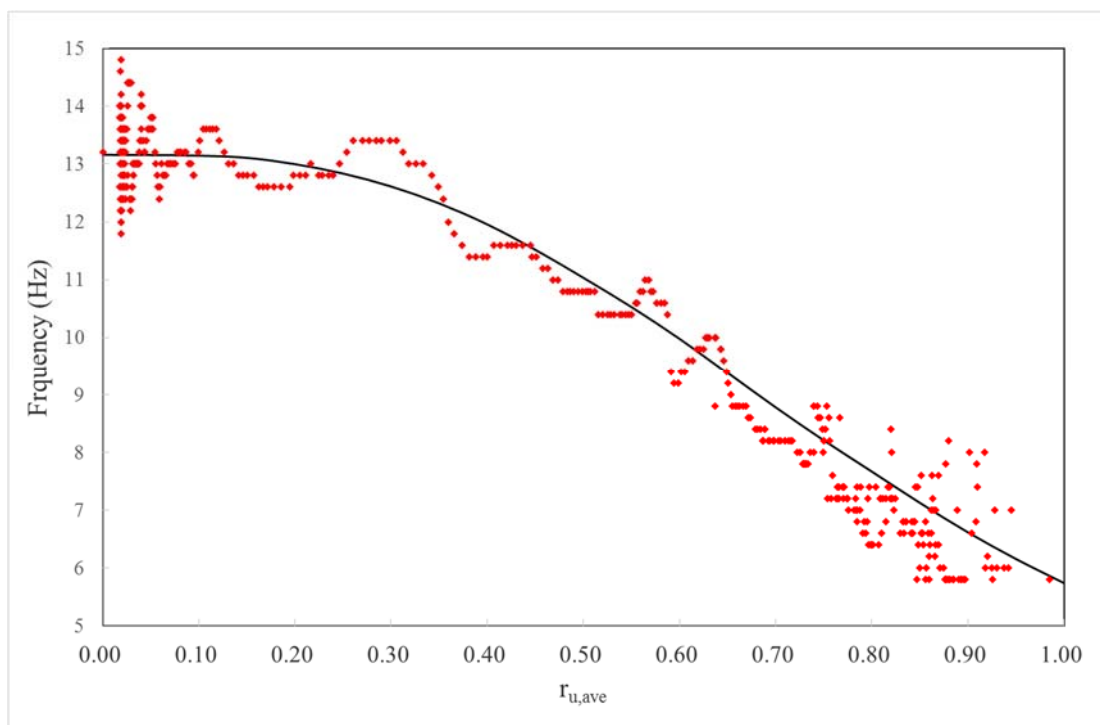


圖 6.19 水平地盤試驗(LPSB33)案例，樁土系統頻率與平均超額孔隙水壓比之關係

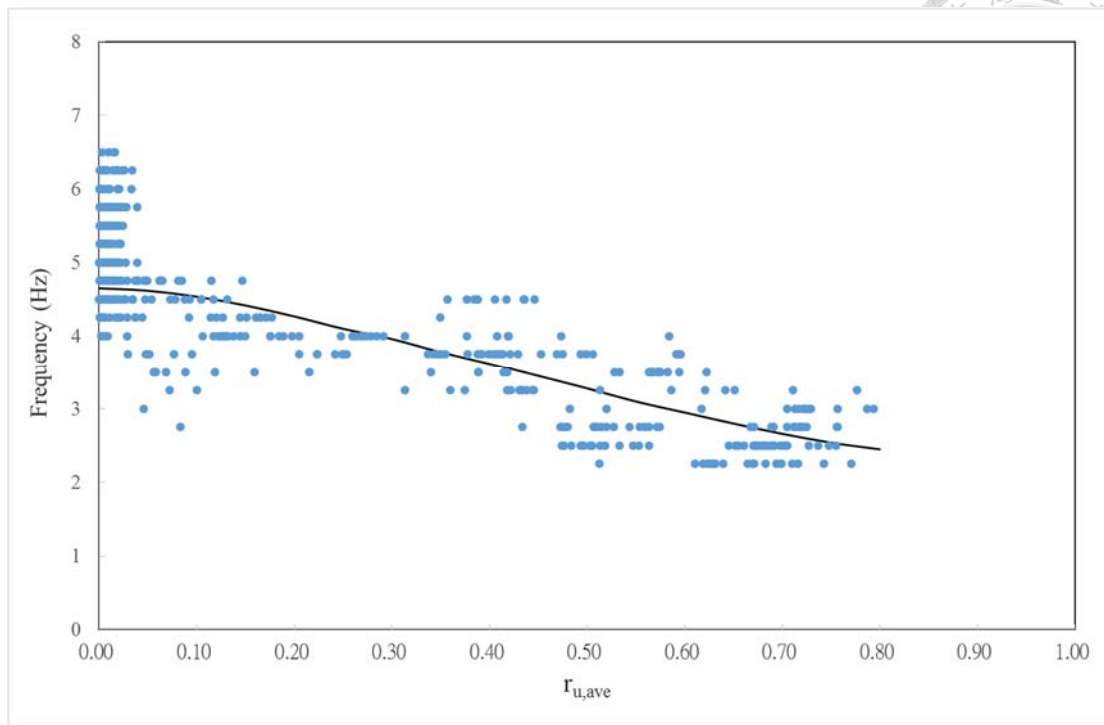


圖 6.20 傾斜地盤試驗(SPS10)案例，樁土系統頻率與平均超額孔隙水壓比之關係





第七章 由樁土系統頻率探討地盤中土壤勁度之變化

根據第六章案例分析結果顯示樁土系統頻率確實與孔隙水壓變化有直接的關係，為能進一步量化土壤勁度之與孔隙水壓變化之關係，本章以簡化數學模式與數值分析軟體(SAP2000)建立樁土系統頻率與水平地盤反力係數(horizontal subgrade reaction, k_h)的關係。進而，結合第六章水平地盤試驗案例分析中樁土系統頻率與超額孔隙水壓比的結果，探討土壤勁度因超額孔隙水壓激發而折減的關係，並比較現有規範中液化地盤土質參數折減係數。

7.1 簡化數學模型

7.1.1 簡化數學模式之建立

本研究將針對振動台模型樁試驗之受振問題，建立運動方程式以求解其系統頻率，其中土壤採用Winkler土壤彈簧模式模擬。圖7.1為振動台模型樁試驗之簡化模型示意圖，圖中所示為長度 L 之模型樁固定於底部，單位長度之質量為 $m(x)$ ，樁在水平向任一點之側向變位以 $v(x,t)$ 表示之，頂部加載剛體質量為 M_L ，樁受地盤水平振動(Y方向)而使樁側之土壤反力為 $P(x,t)$ 分佈，且不考慮阻尼與軸力。

為了建立此模型樁之運動方程式，取樁上微小元素體 dx ，如圖7.2所示，其左側截面之剪力為 V ，彎矩為 M ，右側截面之剪力為 $V + (\partial V / \partial x)dx$ ，彎矩為 $M + (\partial M / \partial x)dx$ ；而慣性力(I)為 $m(x)(\partial^2 v / \partial t^2)dx$ ，且不考慮轉動慣性力，利用水平方向的力平衡關係：

$$\sum F_y = 0 ,$$

可得

$$V - \left(V + \frac{\partial V}{\partial x} dx \right) - m(x) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} dx + p(x, t) dx = 0$$



化簡可得

$$\frac{\partial V}{\partial x} + m(x) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - p(x, t) = 0 \quad (\text{式7-1})$$

再利用元素上方的力矩平衡關係：

$$\sum M = 0 ,$$

可得

$$M + V dx - \left(M + \frac{\partial M}{\partial x} dx \right) - m(x) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} dx \left(\frac{dx}{2} \right) + p(x, t) dx \left(\frac{dx}{2} \right) = 0$$

若忽略高次微小項，化簡可得

$$V dx = \frac{\partial M}{\partial x} dx , \quad V = \frac{\partial M}{\partial x} \quad (\text{式7-2})$$

根據彈性梁理論可知

$$M = EI(x) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (\text{式7-3})$$

將(式7-2)代入，可得

$$V = \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left[EI(x) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] \quad (\text{式7-4})$$

將(式7-4)代入(式7-1)，可得

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] + m(x) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - p(x, t) = 0 \quad (\text{式7-5})$$

若模型樁為單一斷面尺寸且材質相同時，則 $EI(x)=EI$ ， $m(x)=m$ 。同時，假設土壤彈簧係數為 k ($k=k_h D$ ， D 為樁徑， k_h 為水平土壤反力係數(因次為 F/L^3))，且 k 為常數，則土壤反力 $P(x, t)=-kv(x, t)=-k_h Dv(x, t)$ ，則上式可改寫為

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + kv = 0 \quad (\text{式7-6})$$

由於本試驗之土壤試體高度可能因試體密度改變而有變化，因此根據振動台試驗之狀況，將原有振動問題分成兩段進行求解(圖7.1)，第一段為埋置於土壤部分之基樁，土壤高度為 l ，則其微分方程為

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x_1^4} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + kv = 0, \quad -l \leq x_1 \leq 0 \quad (\text{式7-7})$$

第二段為露出土壤試體部分之基樁，長度為 $(L-l)$ ，其微分方程為

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x_2^4} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0, \quad 0 \leq x_2 \leq l_2 (= L-l) \quad (\text{式7-8})$$

因此，必須同時滿足上述聯立偏微分方程式，才能求解問題。

欲求第一段微分方程(式7-7)之通解，採用分離變數法，假設樁之水平變位 $v=v_1(x, t)$ 可表示為

$$v_1(x, t) = \Phi_1(x) \cdot Y_1(t) \quad (\text{式7-9})$$

其中 $\Phi_1(x)$ 為基樁水平向之形狀函數， $Y_1(t)$ 為時間函數，代入(式7-7)可得

$$EI(\Phi_1''''')Y_1 + m\Phi_1 \ddot{Y}_1 + k\Phi_1 Y_1 = 0$$



其中 $\Phi_1'''' = \frac{\partial^4 v_1}{\partial x_1^4}$ ，且 $\ddot{Y}_1 = \frac{\partial^2 Y_1}{\partial t^2}$ 。

此時方程式同除 $m\Phi_1 Y_1$ ，並移項(分離變數)可得

$$\frac{EI}{m} \frac{\Phi_1''''}{\Phi_1} + \frac{k}{m} = -\frac{\ddot{Y}_1}{Y_1} = \omega_1^2 \quad (\text{式7-10})$$

(式7-10)中等式左右等於一常數值，並假設其此常數為 ω_1^2 ，因此，(式7-10)可得到兩個變數分離方程式

$$\ddot{Y}_1 + \omega_1^2 Y_1 = 0 \quad (\text{式7-11})$$

$$\Phi_1'''' - \alpha_1^4 \Phi_1 = 0 \quad (\text{式7-12})$$

其中 α_1 為特徵係數，

$$\alpha_1^4 = \frac{m\omega_1^2 - k}{EI} \quad (\text{式7-13})$$

而(式7-11)通解為

$$Y_1(t) = A_1 \cos \omega_1 t + A_2 \sin \omega_1 t \quad (\text{式7-14})$$

此通解需要兩個初始條件，如樁之初始位移與初始速度求解兩個係數 A_1 與 A_2 。

而(式7-12)之通解為

$$\Phi_1(x_1) = B_1 \cosh \alpha_1 x_1 + B_2 \sinh \alpha_1 x_1 + B_3 \cos \alpha_1 x_1 + B_4 \sin \alpha_1 x_1 \quad (\text{式7-15})$$

其中 B_1 、 B_2 、 B_3 、 B_4 為積分常數，需利用邊界條件求解之。

同理，第二段微分方程式(式7-8)之通解，同樣可採用分離變數法，假設此段樁之水平變位 $v = v_2(x, t)$ 可表示為

$$v_2(x, t) = \Phi_2(x) \cdot Y_2(t) \quad (式7-16)$$

其中 $\Phi_2(x)$ 為水平向之形狀函數， $Y_2(t)$ 為時間函數，代入(式7-8)可得

$$\frac{EI}{m} \frac{\Phi_2''''}{\Phi_2} = -\frac{\ddot{Y}_2}{Y_2} = \omega_2^2 \quad (式7-17)$$

$$\text{其中 } \Phi_2'''' = \frac{\partial^4 v_2}{\partial x_2^4}, \text{ 且 } \ddot{Y}_2 = \frac{\partial^2 Y_2}{\partial t^2}$$

(式7-17)中等式左右等於一常數值，且假設其此常數為 ω_2^2 ，因此，(式7-17)可得到兩個變數分離的方程式

$$\ddot{Y}_2 + \omega_2^2 Y_2 = 0 \quad (式7-18)$$

$$\Phi_2'''' - \alpha_2^4 \Phi_2 = 0 \quad (式7-19)$$

其中 α_2 為特徵係數，

$$\alpha_2^4 = \frac{m\omega_2^2}{EI} \quad (式7-20)$$

則可得到此段方程式之通解，其中形狀函數之通解為

$$\Phi_2(x_2) = C_1 \cosh \alpha_2 x_2 + C_2 \sinh \alpha_2 x_2 + C_3 \cos \alpha_2 x_2 + C_4 \sin \alpha_2 x_2 \quad (式7-21)$$

其中 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 為積分常數。

若根據第一段與第二段連接點之樁身連續性質，則連接點處的位移應相同 ($v_1(0) = v_2(0)$)，其加速度 ($\ddot{v}_1(0) = \ddot{v}_2(0)$) 也相同，則可得到

$$\frac{\Phi_1(0)}{\Phi_2(0)} = \frac{Y_2}{Y_1} \quad (式7-22)$$



$$\frac{\Phi_1(0)}{\Phi_2(0)} = \frac{\ddot{Y}_2}{\ddot{Y}_1} \quad (\text{式7-23})$$

根據(式7-22)與(式7-23)，可得到

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{\ddot{Y}_2}{\ddot{Y}_1} \quad (\text{式7-24})$$

因此，由(式7-24)可得

$$\frac{\ddot{Y}_1}{Y_1} = \frac{\ddot{Y}_2}{Y_2} \quad (\text{式7-25})$$

由(式7-10)、(式7-17)與(式7-25)可知， $\omega_1^2 = \omega_2^2$ ，故假設模型樁自然振動頻率為 ω ，即 $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ ，而兩階段的特徵係數則分別為 $\alpha_1 = \sqrt[4]{\frac{m\omega^2 - k}{EI}}$ 與 $\alpha_2 = \sqrt[4]{\frac{m\omega^2}{EI}}$ 。

欲求得砂土中模型樁的頻率方程式，則可根據上述聯立方程式之邊界值求解而得，進而得到自然頻率與振態函數。而此問題之聯立系統的邊界條件與連續條件如下：

(1) 第一段的邊界條件為 $v(-l, t) = 0$ ， $v'(-l, t) = 0$

可改寫成 $\Phi_1(-l) = 0$ ， $\Phi_1'(-l) = 0$

(2) 第一段與第二段連接點之樁身連續條件為

$$\Phi_1(0) = \Phi_2(0)，\Phi_1'(0) = \Phi_2'(0)，EI\Phi_1''(0) = EI\Phi_2''(0)，EI\Phi_1'''(0) = EI\Phi_2'''(0)$$

(3) 第二段樁頂自然邊界條件(forced condition)

$$EI\Phi_2''(l_2) - J_0\omega^2\Phi_2'(l_2) = 0，EI\Phi_2'''(l_2) + M_L\omega^2\Phi_2(l_2) = 0$$

其中， M_L 為樁頂圓柱體之集中質量， J_0 為圓柱體之轉動慣量， EI 為

基樁抗彎剛度。



依據上述邊界條件分別代入(式7-15)與(式7-21)之通解，如下：

$$\Phi_1(-l) = 0 ,$$

$$B_1 \cosh \alpha_1 l - B_2 \sinh \alpha_1 l + B_3 \cos \alpha_1 l - B_4 \sin \alpha_1 l = 0 \quad (\text{式7-26})$$

$$\Phi_1'(-l) = 0 ,$$

$$-B_1 \alpha_1 \sinh \alpha_1 l + B_2 \alpha_1 \cosh \alpha_1 l + B_3 \alpha_1 \sin \alpha_1 l + B_4 \alpha_1 \cos \alpha_1 l = 0$$

化簡可得

$$-B_1 \sinh \alpha_1 l + B_2 \cosh \alpha_1 l + B_3 \sin \alpha_1 l + B_4 \cos \alpha_1 l = 0 \quad (\text{式7-27})$$

$$\Phi_1(0) = \Phi_2(0) ,$$

$$B_1 + B_3 = C_1 + C_3 , \quad B_1 + B_3 - C_1 - C_3 = 0 \quad (\text{式7-28})$$

$$\Phi_1'(0) = \Phi_2'(0) ,$$

$$\alpha_1 (B_2 + B_4) = \alpha_2 (C_2 + C_4)$$

整理可得

$$\alpha_1 B_2 + \alpha_1 B_4 - \alpha_2 C_2 - \alpha_2 C_4 = 0 \quad (\text{式7-29})$$

$$EI\Phi_1''(0) = EI\Phi_2''(0) ,$$

$$B_1 \alpha_1^2 - B_3 \alpha_1^2 = \alpha_2^2 (C_1 - C_3)$$

整理可得

$$\alpha_1^2 B_1 - \alpha_1^2 B_3 - \alpha_2^2 C_1 + \alpha_2^2 C_3 = 0 \quad (\text{式7-30})$$

$$EI\Phi_1'''(0) = EI\Phi_2'''(0) ,$$



$$B_2\alpha_1^3 - B_4\alpha_1^3 = \alpha_2^3(C_2 - C_4)$$

整理可得

$$\alpha_1^3 B_2 - \alpha_1^3 B_4 - \alpha_2^3 C_2 + \alpha_2^3 C_4 = 0 \quad (\text{式7-31})$$

而自然邊界 $EI\Phi_2''(l_2) - J_0\omega^2\Phi_2'(l_2) = 0$,

$$EI(C_1\alpha_2^2 \cosh \alpha_2 l_2 + C_2\alpha_2^2 \sinh \alpha_2 l_2 - C_3\alpha_2^2 \cos \alpha_2 l_2 - C_4\alpha_2^2 \sin \alpha_2 l_2) - J_0\omega^2(C_1\alpha_2 \sinh \alpha_2 l_2 + C_2\alpha_2 \cosh \alpha_2 l_2 - C_3\alpha_2 \sin \alpha_2 l_2 + C_4\alpha_2 \cos \alpha_2 l_2) = 0$$

整理可得

$$(EI\alpha_2^2 \cosh \alpha_2 l_2 - J_0\omega^2 \alpha_2 \sinh \alpha_2 l_2)C_1 + (EI\alpha_2^2 \sinh \alpha_2 l_2 - J_0\omega^2 \alpha_2 \cosh \alpha_2 l_2)C_2 + (J_0\omega^2 \alpha_2 \sin \alpha_2 l_2 - EI\alpha_2^2 \cos \alpha_2 l_2)C_3 - (EI\alpha_2^2 \sin \alpha_2 l_2 + J_0\omega^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 l_2)C_4 = 0 \quad (\text{式7-32})$$

$$EI\Phi_2'''(l_2) + M_L\omega^2\Phi_2(l_2) = 0 ,$$

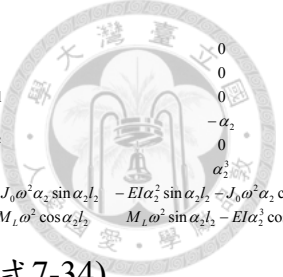
$$EI(C_1\alpha_2^3 \sinh \alpha_2 l_2 + C_2\alpha_2^3 \cosh \alpha_2 l_2 + C_3\alpha_2^3 \sin \alpha_2 l_2 - C_4\alpha_2^3 \cos \alpha_2 l_2) + M_L\omega^2(C_1 \cosh \alpha_2 l_2 + C_2 \sinh \alpha_2 l_2 + C_3 \cos \alpha_2 l_2 + C_4 \sin \alpha_2 l_2) = 0$$

整理可得

$$(EI\alpha_2^3 \sinh \alpha_2 l_2 + M_L\omega^2 \cosh \alpha_2 l_2)C_1 + (EI\alpha_2^3 \cosh \alpha_2 l_2 + M_L\omega^2 \sinh \alpha_2 l_2)C_2 + (EI\alpha_2^3 \sin \alpha_2 l_2 + M_L\omega^2 \cos \alpha_2 l_2)C_3 + (M_L\omega^2 \sin \alpha_2 l_2 - EI\alpha_2^3 \cos \alpha_2 l_2)C_4 = 0 \quad (\text{式7-33})$$

根據(式7-26)~(式7-33)聯立方程式，可以整理得到

$$[A] \cdot \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ B_3 \\ B_4 \\ C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$



$$[A] = \begin{bmatrix} \cosh \alpha_1 l & -\sinh \alpha_1 l & \cos \alpha_1 l & -\sin \alpha_1 l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sinh \alpha_1 l & \cosh \alpha_1 l & \sin \alpha_1 l & \cos \alpha_1 l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & \alpha_1 & 0 & \alpha_1 & 0 & -\alpha_2 & 0 & -\alpha_2 \\ \alpha_1^2 & 0 & -\alpha_1^2 & 0 & -\alpha_2^2 & 0 & \alpha_2^2 & 0 \\ 0 & \alpha_1^3 & 0 & -\alpha_1^3 & 0 & -\alpha_2^3 & 0 & \alpha_2^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E I \alpha_1^2 \cosh \alpha_2 l_2 - J_0 \omega^2 \alpha_2 \sinh \alpha_2 l_2 & E I \alpha_2^2 \sinh \alpha_1 l_2 - J_0 \omega^2 \alpha_2 \cosh \alpha_2 l_2 & -E I \alpha_2^2 \cos \alpha_2 l_2 + J_0 \omega^2 \alpha_2 \sin \alpha_2 l_2 & -E I \alpha_2^2 \sin \alpha_2 l_2 - J_0 \omega^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 l_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E I \alpha_2^2 \sinh \alpha_1 l_2 + M_1 \omega^2 \cosh \alpha_2 l_2 & E I \alpha_1^2 \cosh \alpha_2 l_2 + M_1 \omega^2 \sinh \alpha_2 l_2 & E I \alpha_2^2 \sin \alpha_2 l_2 + M_1 \omega^2 \cos \alpha_2 l_2 & M_1 \omega^2 \sin \alpha_2 l_2 - E I \alpha_1^2 \cos \alpha_2 l_2 \end{bmatrix} \quad (式7-34)$$

若上述聯立方程式有解，則矩陣 $[B_1 \ B_2 \ B_3 \ B_4 \ C_1 \ C_2 \ C_3 \ C_4]^T$ 至少有一值不為零，因此，聯立齊次方程式必定滿足矩陣A的行列式值為零（ $\det(A)=0$ ），由矩陣A的行列式值為零的條件（ $\det(A)=0$ ），即可求得模型樁土系統之頻率方程式。若將已知的試驗條件參數代入此樁土系統頻率方程式，可以建立特定試驗條件下，樁土系統自然頻率與土壤彈簧(k)或水平土壤反力係數(k_h)之關係。

7.1.2 簡化數學模式與理論解之比較

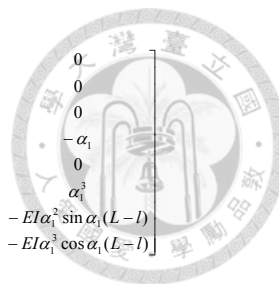
為了檢驗前述推導的樁土系統頻率方程式正確性，本節使用三個不同條件的理論解來驗證數學模式之正確性。

(1) 連體系統之懸臂梁

將單樁固定於剪力試驗盒底部，並且無上部載重與土壤的狀態，則此狀況則與懸臂梁之問題相同，可以用(式7-34)得到頻率方程式，並求取單樁知自然頻率，如圖7.3所示。

根據此單樁模型之條件：(1)無上部載重 $M_L=J_0=0$ ，(2)無土壤試體， $k=0$ ，則 $\alpha_1=\alpha_2$ ，(3)第一段樁長 l ，第二段樁長 $l_2=L-l$ ，代入(式7-34)，則可得到

$$[A] = \begin{bmatrix} \cosh \alpha_1 l & -\sinh \alpha_1 l & \cos \alpha_1 l & -\sin \alpha_1 l & 0 & 0 & 0 \\ -\sinh \alpha_1 l & \cosh \alpha_1 l & \sin \alpha_1 l & \cos \alpha_1 l & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ 0 & \alpha_1 & 0 & \alpha_1 & 0 & -\alpha_1 & 0 \\ \alpha_1^2 & 0 & -\alpha_1^2 & 0 & -\alpha_1^2 & 0 & \alpha_1^2 \\ 0 & \alpha_1^3 & 0 & -\alpha_1^3 & 0 & -\alpha_1^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & El\alpha_1^2 \cosh \alpha_1 (L-l) & El\alpha_1^2 \sinh \alpha_1 (L-l) & -El\alpha_1^2 \cos \alpha_1 (L-l) & -El\alpha_1^2 \sin \alpha_1 (L-l) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & El\alpha_1^3 \sinh \alpha_1 (L-l) & El\alpha_1^3 \cosh \alpha_1 (L-l) & El\alpha_1^3 \sin \alpha_1 (L-l) & -El\alpha_1^3 \cos \alpha_1 (L-l) \end{bmatrix}$$



由 $\det(A)=0$ 的條件，展開可得

$$4\cos^2 \alpha_1 L + 8\cosh \alpha_1 L \cdot \cos \alpha_1 L + 4\cosh^2 \alpha_1 L + 4\sin^2 \alpha_1 L - 4\sinh^2 \alpha_1 L = 0$$

化簡可得

$$\cosh \alpha_1 L \cdot \cos \alpha_1 L + 1 = 0 \quad (\text{式7-35})$$

可利用牛頓法求解上述之超越方程式，得到

$$\alpha_1 L = 1.8751, 4.6941, 7.8548, 10.9955, 14.1372, \dots$$

根據(式7-13)，整理可得到自然頻率

$$\omega = \sqrt{\frac{\alpha_1^4 EI}{m}} \quad (\text{式7-36})$$

將各振態之特徵係數代入(式7-36)，則可得到各振態之自然頻率

$$\omega_1 = 3.516 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}, \omega_2 = 22.035 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}, \omega_3 = 61.698 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}, \omega_4 = 120.901 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}, \dots$$

上述結果與連體系統懸臂梁自然頻率之理論解[74]相同，因此可初步驗證本方法求取頻率方程式之正確性。

另外，也可直接將所推導之模型樁之頻率方程式，代入試驗案例之相關資訊，包含基樁單位質量(m)、樁長(L)、土層高度(l)、基樁抗彎剛度(EI)、樁頂質量(M_L)以及樁頂質量轉動慣量(J)，土壤彈簧(k)，並將行列式(式7-34)之展開運算，此時可得到包含三角函數與指數函數的超越方程式。再利用行列式值必須為零的求解條件，使用函數圖形法或是數值方法(如牛頓法)方式，

求解模型樁在此狀態下的第一模態振動頻率 ω 。

由於行列式(式7-34)包含許多未知數，直接將其展開後之頻率方程式相當龐大且複雜，因此，本研究使用套裝軟體Mathematica處理行列式(式7-34)之運算以及後續超越方程式之求解。Mathematica程式是由美國Wolfram Research公司所研發之科學計算軟體，是一套整合數字與符號運算之數學運算套裝工具，可求解許多數學問題，包括數學建模、計算幾何與微分方程求解等功能。在本研究中，利用該軟體可以進行符號運算之特點，將(式7-34)之 8×8 矩陣展開成包含符號的方程式，代入案例資料之條件以求取模型樁的第一模態振動頻率 ω 。

在懸臂梁的案例中，以實際試驗鉛樁之相關資訊代入，包括基樁單位長度質量(m)為2.509 kg/m、樁長(L)為1.600 m、土層高度(l)為0 m、基樁抗彎剛度(EI)為69383 N-m²、樁頂質量(M_L)為0 kg以及樁頂質塊轉動慣量(J)為0 m⁴，水平地盤反力係數(k_h)為0 N/m³，則計算可得到模型樁在第一模態之自然頻率為36.349 Hz。

若根據連體系統懸臂梁第一模態自然頻率之理論解，將所需資訊代入

$$\omega_1 = 3.516 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (\text{式7-37})$$

其中 m 為梁單位長度質量， L 為梁長， EI 則為梁之抗彎剛度。

則可得懸臂梁理論解之第一模態自然頻率為36.349 Hz，根據兩者自然頻率的比較顯示，本研究所推導的數學模式可通過連續系統懸臂梁的理論驗證。

(2) 懸臂梁端點集中載重

關於集中載重位於懸臂梁端點的自然頻率問題，如圖7.4所示，已有許多結構學的書籍推導其結構自然頻率的理論解[75]，公式如下：

$$\omega = \sqrt{\frac{3EI}{M_L L^3}} \quad (\text{式7-38})$$

其中 M_L 為集中載重之質量， L 為梁長， EI 則為梁之抗彎剛度。上式理論解為單自由度，且忽略梁自身重量之結果。

若要以本研究所提出之簡化數學模式之第一模態自然頻率進行驗證，則在數學模式中，梁身自重部分則需以趨近零之單位長度質量進行模擬。則在此集中載重之案例中，將相對應之資料輸入，包括基樁單位長度質量(m)為0.0001 kg/m、樁長(L)為1.600 m、土層高度(l)為0 m、基樁抗彎剛度(EI)為69383 N-m²、樁頂質量(M_L)為37.84 kg以及樁頂質塊轉動慣量(J)為0.321246 m⁴，水平地盤反力係數(k_h)為0 N/m³，則計算可得到在數學模式中第一模態之自然頻率為5.811 Hz。若將相同資訊代入理論公式(式7-38)則可得到理論解之自然頻率為 5.83 Hz。若比較兩者自然頻率的誤差僅為0.3%，且數學模式中尚考慮剛體質量之轉動慣量，所以，兩者所得之自然頻率可以說是幾乎相同。因此，根據前述兩種情況之結果比較，數學模式所求得系統的自然頻率與理論解皆能得到相當好的印證，唯其結構條件皆為不考慮土壤彈簧的情況。

(3)自由樁頭側向載重樁

張有齡(1937) [76]曾提出在不同樁頭載重條件時，基樁受側向載重之彈性理論解，其理論解是基於地層之水平地盤反力係數在深度方向為均勻分布。此假設與本研究之數學模式假設相同，因此，特依其理論解進行驗證。

根據張有齡之彈性理論解中自由樁頭側向載重之條件，如圖7.5所示，其半無限長樁之水平側向勁度之解為

$$K = 2EI\beta^3 \quad (\text{式7-39})$$

其中 K 為基樁之水平側向勁度， EI 為樁之抗彎剛度， β 則為基樁之特徵係數，

其定義如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (\text{式7-40})$$

其中 k_h 為水平地盤反力係數， D 為樁徑。

因此，若樁頂有集中載重 M_L ，則無限長樁在自由樁頭條件下之自然頻率為

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M_L}} = \sqrt{\frac{2EI\beta^3}{M_L}} \quad (\text{式7-41})$$

由於簡化數學模式之樁頂邊界條件僅符合張有齡理論解中自由樁頭且半無限長樁之假設，因此，在以下數學模式中，樁身自重以趨近零之單位長度質量代入且基樁長度以20 m進行模擬。在此自由樁頭條件之案例中，將相對應之資料輸入，包括基樁單位長度質量(m)為0.0001 kg/m、樁長(L)為20 m、樁徑(D)為0.1016 m、土層高度(l)為20 m、基樁抗彎剛度(EI)為69383 N-m²、樁頂質量(M_L)為37.84 kg以及樁頂質量轉動慣量(J)為0 m⁴，水平地盤反力係數(k_h)為10⁶ N/m³，則可得到此狀態之樁基礎在數學模式中第一模態之自然頻率為6.60 Hz。

若將所需之資料代入自由樁頭頻率之理論公式(式7-41)，可得到自由樁頭理論解之自然頻率為6.61 Hz。比較兩者頻率誤差僅為0.15%，因此，可證明本研究推導之數學模式與相同條件之自由樁頭理論分析的結果一致。

7.1.3 簡化數學模式與數值分析比較

由於前述理論解的驗證，僅有張有齡(1937) [76]提出的理論解有包含土壤彈簧的情況，但其樁頂為完全埋置於土層中，而本研究提出之數學模式尚有露出土層的部分，因此，本節使用數值分析軟體(SAP2000)模擬數學模式中樁土系統情況，以數值分析結果與數學模式解進行比較驗證。

SAP2000[77, 78]軟體是由美國Computers and Structures Inc. (CSI)公司所發展，已有三十多年的歷史，目前主要用於結構分析與設計，並廣泛用於橋梁分析計算與地震工程領域。此軟體特點在於可使用圖形化介面進行三維空間建模，分析元素包含桿件元素、薄殼元素等多種元素可供選用，對於材料之組成律也加入非線性的分析能力。另外，此分析軟體可進行靜力、動力模態分析、反應譜、歷時分析等分析能力，其分析程序皆可在視窗介面中進行操作與檢視。因此，本研究利用其可進行動力模態分析的特點，建立數值模型進行樁土系統動力模態分析求解樁土系統頻率。

由於簡化數學模式中假設基樁為單一斷面且材質相同，因此，根據模型樁斷面尺寸進行數值建模，樁長為1600 mm，其材料性質與斷面尺寸如表7.1所示。而數學模式的邊界條件為固接(fixed joint)，在SAP2000中同樣採用與數學模式相同之假設。在SAP2000分析中，基樁採用34段梁元素來模擬，而各元素長度由圖7.6所示。

完成單樁數值模型建模後，先進行數值模型的驗證。將數值模式參數代入前述7.1.2節連體系統之懸臂梁理論解與簡化數學模式解得基樁第一模態的自然頻率，其值分別為37.70 Hz與37.70 Hz，兩者數值皆相同。而根據SAP2000分析所得之基樁第一模態的頻率為37.46 Hz，與理論解雖有0.64 %的差異，但誤差仍可接受，因此，此單樁數值模型通過理論解的驗證。

在樁土的數值模型部分，利用原有單樁數值模型加上樁頂載重與土壤，樁頂載重則以剛體模擬，質量為37.84 kg，而各元素長度由圖7.7所示。土壤部分則以溫克基礎模式(Winkler foundation model)，以數個相互獨立土壤彈簧進行模擬，在砂面下基樁各節點處皆設置土壤彈簧，且各深度之土壤彈簧性質則是依據水平地盤反力係數(k_h)乘上有效作用範圍與樁徑轉換成彈簧勁度(k)。在此次數值分析中水平地盤反力係數為 10^6 N/m³，圖7.8為樁土數值分析模型圖。

由SAP2000分析得到樁土數值模型第一模態的頻率為6.72 Hz，將相對應之資訊代入推導之數學模式：基樁單位長度質量(m)為2.509 kg/m、樁長(L)為1.600 m、土層高度(l)為1.300 m、基樁抗彎剛度(EI)為75000 N-m²、樁頂質量(M_L)為37.84 kg以及樁頂質塊轉動慣量(J)為0.098913m⁴，水平地盤反力係數為10⁶ N/m³，計算可得到模型樁在第一模態之自然頻率為6.76 Hz。比較兩者第一模態頻率之差異，約有0.6 %的誤差，評估是可接受範圍。

根據7.1.2節利用三種不同條件下之理論解與本節數值分析之比較，其結果顯示本研究提出的數學模式正確無誤。

7.2 超額孔隙水壓與水平土壤反力係數折減之關係

本節分別利用7.1節之簡化數學模式與數值分析軟體(SAP2000)兩種方式，計算試驗過程中之土壤勁度值與其樁土系統頻率的關係。並根據6.3節水平地盤試驗案例系統頻率與平均孔隙水壓比之分析結果，求取受振時因超額孔隙水壓的激發，所引致土壤勁度的變化。

7.2.1 簡化數學模式估算水平土壤反力係數

根據7.1節簡化數學模式所推導之模型樁的頻率方程式(式7-34)，利用Mathematica軟體可進行符號運算之特點，將(式7-34)之8×8矩陣展開成包含符號的方程式，代入分析案例之相關資訊，包含基樁單位質量(m)、樁長(L)、土層高度(l)、基樁抗彎剛度(EI)、樁頂質量(M_L)以及樁頂質量轉動慣量(J)，水平地盤反力係數(k_h)，如此方程式僅為包含樁土系統頻率(ω)之超越方程式。此時利用行列式值為零之條件，依據超越方程式之圖形求取樁土系統頻率第一模態的數值。

在進行分析前，須先校正單樁無土壤情況之抗彎剛度數值，由於數學模

式底部為固接之設定，根據水平地盤振動台單樁試驗所識別不同上部載重的顯著頻率結果(表4.1)進行基樁抗彎剛度之反算，根據迭代反算結果，本研究
中基樁抗彎剛度數值約為69383 N-m²，與鋁管樁的實際四點抗彎試驗結果(75000 N-m²)相近。

本研究中水平地盤試驗案例之試驗資訊包括：基樁單位質量(m)為2.509 kg/m、樁長(L)為1.600 m、土層高度(l)為1.303 m、基樁抗彎剛度(EI)為69383 N-m²、樁頂質量(M_L)為37.84 kg以及樁頂質量轉動慣量(J)為0.321246 m⁴，水平土壤反力係數(k_h)則由98-20000 N/m²區間，以一定比例為間隔重覆代入數學模式，以計算試驗過程中不同樁土系統頻率下所對應之水平土壤反力係數關係，如值表7.2所示。得到樁土系統頻率(ω)與水平土壤反力係數(k_h)之關係，如圖7.9所示。樁土系統頻率在5.8-12.4 Hz區間所對應的水平地盤反力係數值，可以4次多項式表示：

$$k_h = 1.872 f_r^4 - 43.740 f_r^3 + 545.002 f_r^2 - 2245.344 f_r + 1179.114 \quad (\text{式7-42})$$

其中 k_h 為水平土壤反力係數， f_r 為樁土系統頻率。

7.2.2 有限元素分析計算水平土壤反力係數

除了利用簡化數學模式方法評估不同樁土系統頻率下所對應之水平土壤反力係數外，本研究也使用數值分析軟體(SAP2000)進行模型樁土系統模擬以求取樁土系統頻率與水平土壤反力係數之關係。

首先建立模型單樁之數值模型，依據模型樁實際之斷面尺寸與長度建模，其材料性質及斷面尺寸如表7.3所示。在邊界條件方面，由於模型樁是以高張力螺栓鎖固於剪力試驗盒底部，行為較接近懸臂梁，但實際上應採用樁底旋轉彈簧(k_θ)之設定，以滿足模型樁底部真實之抗彎勁度。根據振動台單樁試驗所識別不同上部載重的顯著頻率結果(表4.1)，進行上部載重分別為1塊、3

塊以及6塊質量塊情況下模型樁之動力模態分析，反算求得可同時滿足三種狀態下之旋轉彈簧數值。經過反覆迭代計算，本研究中樁底旋轉彈簧數值約為2941 kN-m/rad。

在樁土的數值模型部分，依照模型樁實際尺寸建模，全部模型樁以34段梁元素來模擬，上部載重則以剛體模擬，而各元素長度由圖7.10所示。土壤部分則以溫克基礎模式（Winkler foundation model），以數個相互獨立土壤彈簧進行模擬，在砂面下基樁各節點處皆設置土壤彈簧，且各深度之土壤彈簧性質則是依據水平地盤反力係數乘上有效作用範圍與樁徑轉換成彈簧勁度(k)。在邊界方面除了土壤彈簧之外，也設定基樁底部為鉸接(hinge)，並設定一旋轉彈簧，其數值採用單樁數值模型之值2941 kN-m/rad，圖7.11即為樁土數值分析模型圖。

先採用前述簡化數學模式分析的水平土壤反力係數範圍，代入計算數值模型中的土壤彈簧，再進行數值模型之動力模態分析得到樁土系統頻率。先找出樁土頻率於5.74-13Hz間所對應之水平土壤反力係數範圍後，反覆計算此區間不同之水平土壤反力係數，建立各別數值模型並進行動力模態分析，則可得到樁土頻率在5.74-13 Hz間對應之水平土壤反力係數，如表7.4所示。根據上述數值分析所得之樁土系統頻率與所對應水平地盤反力係數的分析結果，可得到一個樁土系統頻率與水平土壤反力係數之關係，如圖7.12所示。其關係則以下式表示之：

$$k_h = 2.516f_r^4 - 61.579f_r^3 + 751.696f_r^2 - 3,283.523f_r + 2,995.985 \quad (\text{式7-43})$$

中 k_h 為水平土壤反力係數， f_r 為樁土系統頻率。

由數學模式與數值分析求得之樁土系統頻率與水平土壤反力係數的結果比較(表7.2與表7.4)，兩種方法所求算出之水平土壤反力係數，其數值僅略有差異，主要原因在於樁底假設有所不同。在簡化數學模式中假設基樁底部

為剛接條件(fixed joint)，在SAP2000數值模型中樁底條件則為鉸接(hinge joint)加上旋轉彈簧，因此造成水平土壤反力係數在數值上的差異。而由分析結果也顯示試驗樁底的條件也相當接近剛接的狀況。



7.2.3 水平土壤反力係數與超額孔隙水壓之關係

本研究在6.3節由案例分析發現樁土系統顯著頻率會隨著超額孔隙水壓力比增加而有降低的趨勢。若要進一步探討地盤勁度因超額孔隙水壓變化的影響，其方法可利用7.1節簡化數學模式或數值分析建立水平土壤反力係數與樁土系統頻率的關係，並藉由前述量化關係式將6.3節中樁土系統頻率進行轉換成水平土壤反力係數，再與相對應超額孔隙水壓力比作連結，得到水平土壤反力係數與超額孔隙水壓力比之關係。

本節是根據6.3節水平地盤試驗案例分析中之系統頻率與超額孔隙水壓力比(如圖6.19)的結果作為基礎，將原分析結果中樁土系統頻率分別根據前述簡化數學模式(7.2.1節)與數值分析(7.2.2節)所得的樁土系統頻率與土壤反力係數之迴歸關係(4次多項式)進行轉換，即可得到兩種分析法方法之與超額孔隙水壓力比($r_{u, ave}$)與水平土壤反力係數(k_h)之關係，如圖7.13與7.14。

圖7.13與7.14顯示水平土壤反力係數皆會隨著試體之平均超額孔隙水壓力比增加而減少，且在平均超額孔隙水壓力比值較低時($r_{u, ave}=0\sim0.2$)，水平土壤反力係數僅微小幅度下降，但在平均超額孔隙水壓力比值較高時($r_{u, ave}=0.3\sim0.9$)，水平土壤反力係數下降幅度大增，當平均超額孔隙水壓力比在0.9-1之間時，水平土壤反力係數幾乎完全消失，僅剩下極微小值。而此結果也與許多物理模型試驗結果相印證[17, 79]。此時，若以超額孔隙水壓力比為零時所對應之水平地盤反力係數值進行正規化，則可得到平均超額孔隙水壓力比與正規化水平土壤反力係數之正規化關係。圖7.15與7.16顯示兩種方式所得之正規化水平土壤反力係數與平均超額孔隙水壓力比趨勢相當一致，若以五次多項式分別進

行迴歸可得到近似相同的迴歸結果，且兩種方式所得之迴歸係數也相當接近，其中以數學模式計算正規化水平土壤反力係數與平均超額孔隙水壓比的迴歸式如下：

$$(k_h/k_{h,ref}) = 9.4722r_{u,ave}^6 - 33.945r_{u,ave}^5 + 44.578r_{u,ave}^4 - 23.632r_{u,ave}^3 + 2.6344r_{u,ave}^2 - 0.1055r_{u,ave} + 1 \quad (\text{式7-44})$$

由此節兩種方法所求得之正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之折減關係，可知兩種分析方法雖然假設有所不同，但在模型單樁顯著頻率相同的情況下，其正規化水平地盤反力係數折減結果呈現相同的變化趨勢，此也顯示利用數學模式計算所得之正規化水平地盤反力係數折減關係為合理可靠的結果。因此，此正規化水平土壤反力係數與超額孔隙水壓比之折減關係可供土壤參數折減相關研究參考。

7.2.4 水平地盤與傾斜地盤案例分析比較

根據前述的分析流程，以6.3節傾斜地盤試驗案例之樁土系統顯著頻率與超額孔隙水壓變化關係(圖6.20)進行分析。由於傾斜地盤試驗坡度僅為2°，假設坡度造成的偏壓效果不大，利用簡化數學模式建立水平地盤反力係數與樁土系統頻率的關係，再進行轉換，即可得到傾斜地盤中水平地盤反力係數與正規化水平地盤反力係數與超額孔隙水壓比變化之關係，如圖7.17與圖7.18。

比較圖7.13與圖7.17中之水平地盤反力係數值，可以發現在超額孔隙水壓比為零時，傾斜地盤中之地盤反力係數較水平地盤中的值小，應是因為傾斜地盤試驗案例之土壤相對密度為27%，而水平地盤試驗案例之土壤相對密度為40.8%，兩試驗案例之砂土試體緊密度差異所致。

圖7.19為水平地盤與傾斜地盤之正規化水平土壤反力係數與超額孔隙

水壓比變化之關係。圖中顯示在相同的超額孔隙水壓比的條件下，傾斜地盤之正規化水平土壤反力係數折減幅度遠較水平地盤的情況大，其原因可能是孔隙水壓上升造成土壤強度弱化，而傾斜地盤因本身存在自重下滑之分量，相較於水平地盤更容易造成地盤滑動，因此使得其水平土壤反力係數折減較水平地盤的情況較大。

7.3 正規化水平土壤反力係數折減關係比較

根據文獻回顧，將現有正規化地盤反力係數因超額孔隙水壓比折減關係與本研究結果進行比較，其中Lee et al.(2011)[51]所得之關係原為正規化土壤剪力波速折減因子與孔隙水壓比之關係，本研究利用土壤剪力模數與土壤剪力波速之關係：

$$G=\rho V_s^2 \quad (\text{式7-45})$$

其中 G 為土壤剪力模數、 ρ 為土壤質量密度、 V_s 為土壤剪力波速。

將原關係轉換為正規化土壤剪力模數折減因子與孔隙水壓比之關係。圖7.20為正規化之地盤反力係數因超額孔隙水壓比折減關係比較。圖中顯示若超額孔隙水壓比值較低時，Iwasaki et al.(1981)[48]結果與本研究之關係試較為接近，而在較高超額孔隙水壓比時，本研究之正規化土壤反力係數折減則最多，Lee et al.(2011) [51]次之，Iwasaki et al. (1981) [48]折減最少。

若從試驗方法的觀點來探討，本研究與Lee et al.(2011) [51]分別是透過振動台動態物理模型試驗得到相關試驗結果，土壤受震行為較接近現地孔隙水壓激發的機制，而Iwasaki et al.(1981) [48]則是利用反水壓的方式進行模擬，其超額孔隙水壓激發機制與現地行為可能有所差異，因此可能導致正規化地盤反力係數折減幅度較小。

此外，若利用Iwasaki et al.(1981) [48]文獻中日本道路協會方法之抗液化

安全係數(F_L)與超額孔隙水壓比之關係(圖2.33)進行轉換，則可得到圖7.21。圖7.21為三種研究所得之正規化地盤反力係數與抗液化安全係數的關係，圖中顯示Iwasaki et al.(1981) [48] 折減幅度最小，Lee et al.(2011) [51]次之，本研究案例結果折減則是最多。若以1996年日本道路協會之土質參數折減表(表2.3)比較，則可發現Iwasaki et al.(1981) [48]之結果大致符合此規範建議的折減關係，而本研究結果與Lee et al.(2011) [51]結果則遠比此規範建議值低。換言之，若動態振動台試所得之結果較接近真實地盤受震行為且符合超額孔隙水壓激發機制，則結構物基礎採用日本道路協會的土質參數折減表進行設計時，代表該結構物在土壤液化發生時會處在不安全的狀態。

而本研究案例試體相對密度約為40.8 %，若根據Meyerhof[80]所建議之相對密度與貫入阻抗 N 值的關係表(表7.5)，則本案例貫入阻抗值可依表7.5判定為10，若以此貫入阻抗值作為土壤抗液化阻抗值。則根據圖7.21之結果，在抗液化安全係數為0.9與0.6時，本研究正規化地盤反力係數折減值分別降至0.12與0.0005，再與日本建築學會規範建議之土質折減參數(表2.4)進行比較，則可發現本研究地盤反力係數折減結果與日本建築學會規範建議之土質折減參數較為接近。

綜合前述章節液化土壤中模型樁振動反應與上述討論結果，建議未來工程設計若需考慮土壤液化時的土壤參數折減，應考慮採用較為保守之設計方式，以確保結構物在可能液化地盤中之安全性。

7.4 小結

本章使用Winkler土壤模式模擬土壤受力行為，並假設地層之水平地盤反力係數在深度方向為均勻分布，推導飽和砂土中模型樁的運動方程式，並根據邊界條件與連續條件求解樁土系統的頻率方程式。利用三種不同條件之理論解與SAP2000數值分析軟體進行驗證，證明所推導之樁土系統頻率方程

式正確無誤。

選取第六章水平地盤模型樁振動台試驗案例，利用簡化數學模式推導之方程式與SAP2000數值分析軟體建立該試驗狀況樁土系統頻率與水平土壤反力係數的關係。採用案例分析得到試驗過程中樁土系統頻率隨超額孔隙水壓比變化的結果，利用前述樁土系統頻率與水平地盤反力係數之關係，轉換為水平地盤反力係數與超額孔隙水壓比的關係，並以超額孔隙水壓比為零所對應之水平地盤反力係數值為基準，得到正規化之地盤反力係數與超額孔隙水壓比之經驗式。最後比較Iwasaki et al.(1981)[48]與Lee et al.(2011)[51]之試驗結果，並討論目前國內規範建議之土質折減參數合理性。



表7.1 SAP2000數值分析中，使用構件之斷面與材料參數

Item	Material	Do (mm)	Di (mm)	ρ (g/cm ³)	EI (N-m ²)
Mass	Steel	101.6	-	-	-
Pile	Aluminum	101.6	95.6	2.7	75000

表7.2 簡化數學模式中，不同樁土系統頻率之水平地盤反力係數

Frequency (Hz)	Coefficient of horizontal subgrade reaction, k_h (kN/m ³)
5.824164	98.42519685
5.991913	295.2755906
6.153137	492.1259843
6.308393	688.976378
6.458126	885.8267717
6.531066	984.2519685
7.778364	2952.755906
8.747538	4921.259843
9.540368	6889.76378
9.888313	7874.015748
10.21016	8858.267717
10.5094	9842.519685
10.78887	10826.77165
11.17605	12303.14961
11.75057	14763.77953
12.70271	19685.03937



表7.3 SAP2000數值分析中，使用構件之斷面與材料參數

Item	Material	Do (mm)	Di (mm)	ρ (g/cm ³)	E (GPa)
Mass	Steel	350	-	7.8	-
Pile	Aluminum (6063T5)	101.6	95.6	2.7	66.351
Flange	Aluminum (6063T5)	180	95.6	2.7	66.351

表7.4 SAP2000數值分析中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數

Frequency (Hz)	Coefficient of horizontal subgrade reaction, k_h (kN/m ³)
5.744	9.81
5.897	196.2
6.158	490.5
6.483	981
7.115	1962
7.663	2943
8.583	4905
9.161	6376.5
9.668	7848
9.974	8829
10.259	9810
10.893	12262.5
11.441	14715
11.920	17167.5
12.348	19620
12.732	22072.5



表7.5 砂土之N值與相對密度 D_r 及內摩擦角 ϕ 之關係[80]

砂質土性質	相對密度 ($D_r, \%$)	N 值	內摩擦角 (ϕ°)
極疏鬆(Very loose)	<20	<4	<30
疏鬆(Loose)	20~40	4~10	30~35
中等緊密(Compacet)	40~60	10~30	35~40
緊密(Dense)	60~80	30~50	40~45
極緊密(Very dense)	>80	>50	>45

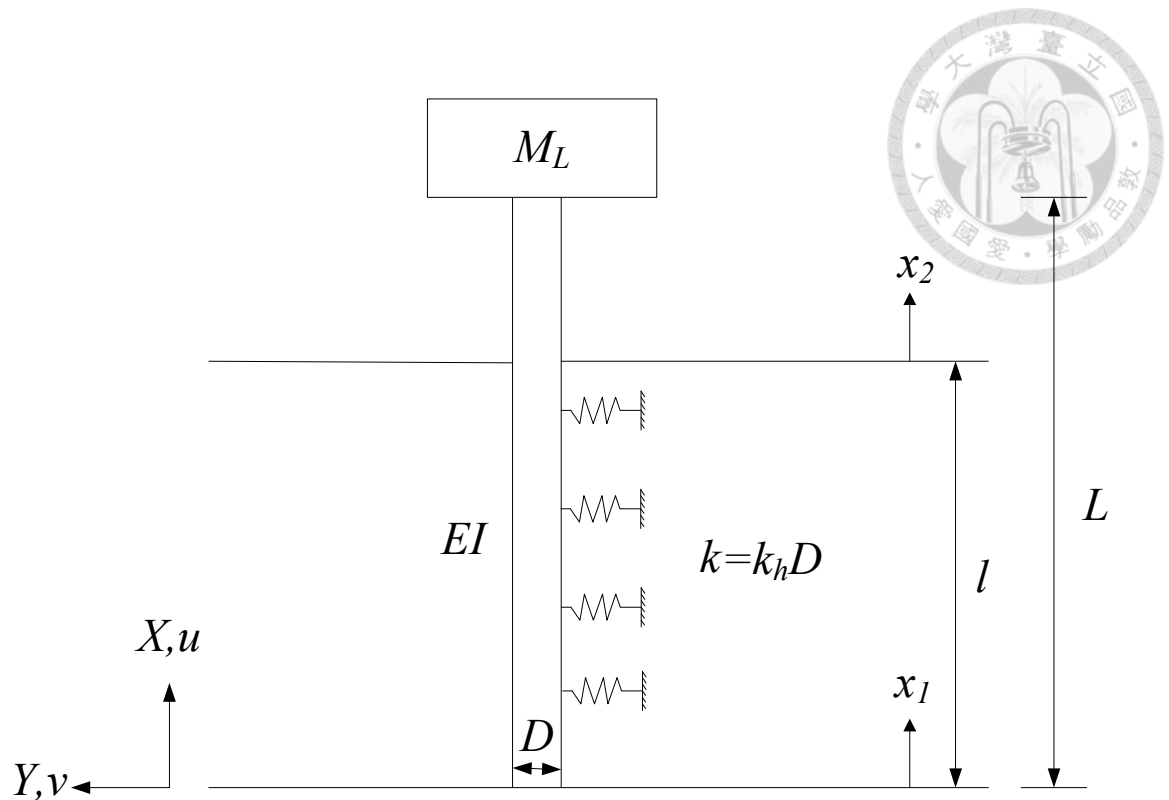


圖 7.1 振動台模型樁試驗之簡化模型示意圖

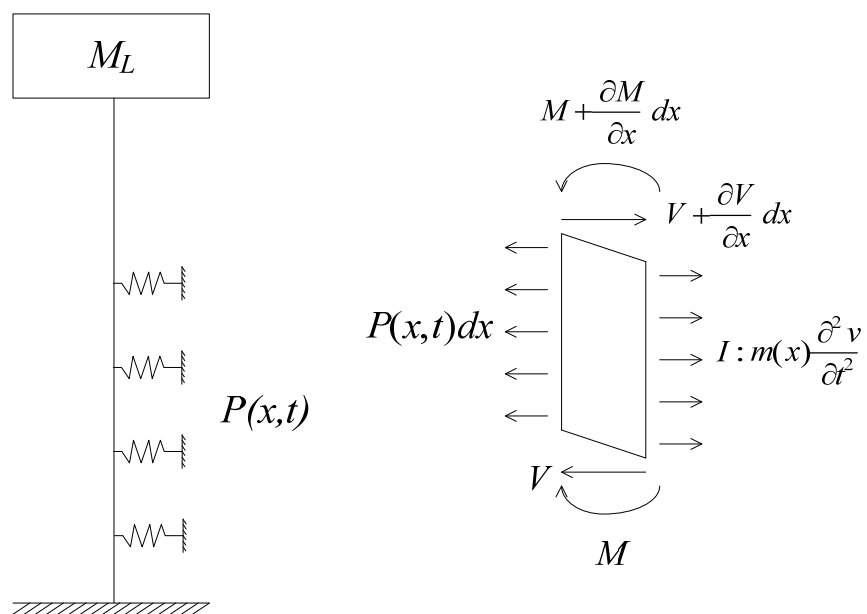


圖 7.2 簡化模型樁與其元素體圖

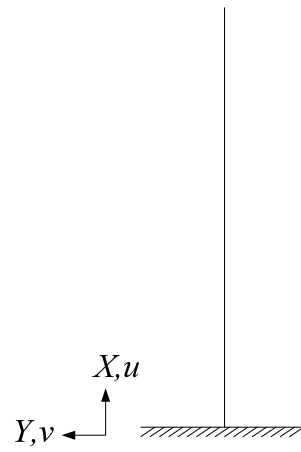


圖 7.3 懸臂梁示意圖

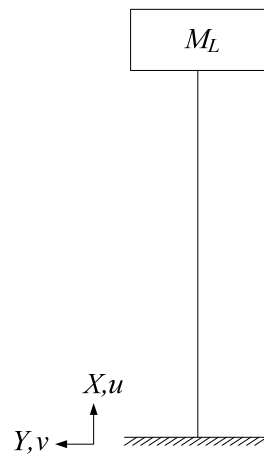


圖 7.4 集中載重之懸臂梁示意圖

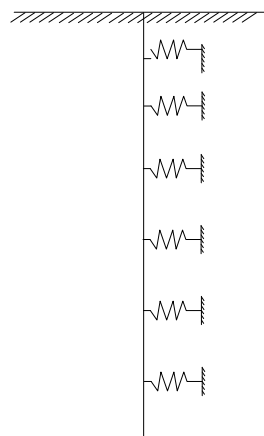


圖 7.5 無限長樁自由樁頭示意圖

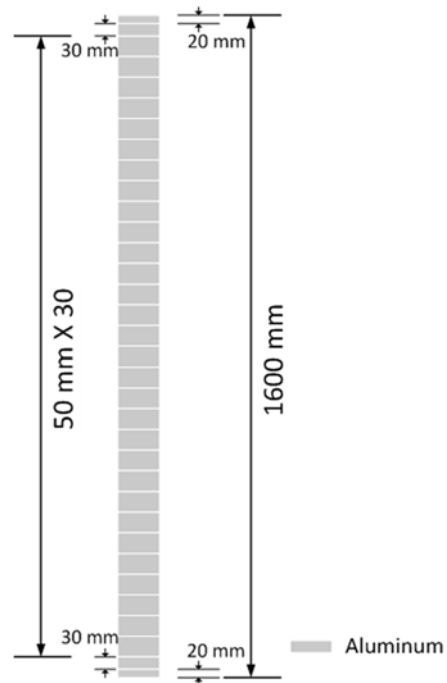


圖 7.6 單樁數值模型元素圖

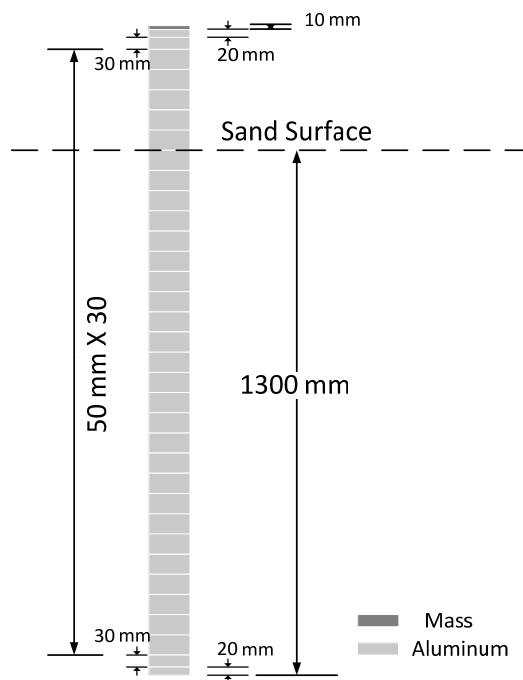


圖 7.7 土層中單樁數值模型元素圖



圖 7.8 SAP2000 分析軟體中，簡化數學模型樁土數值模型圖

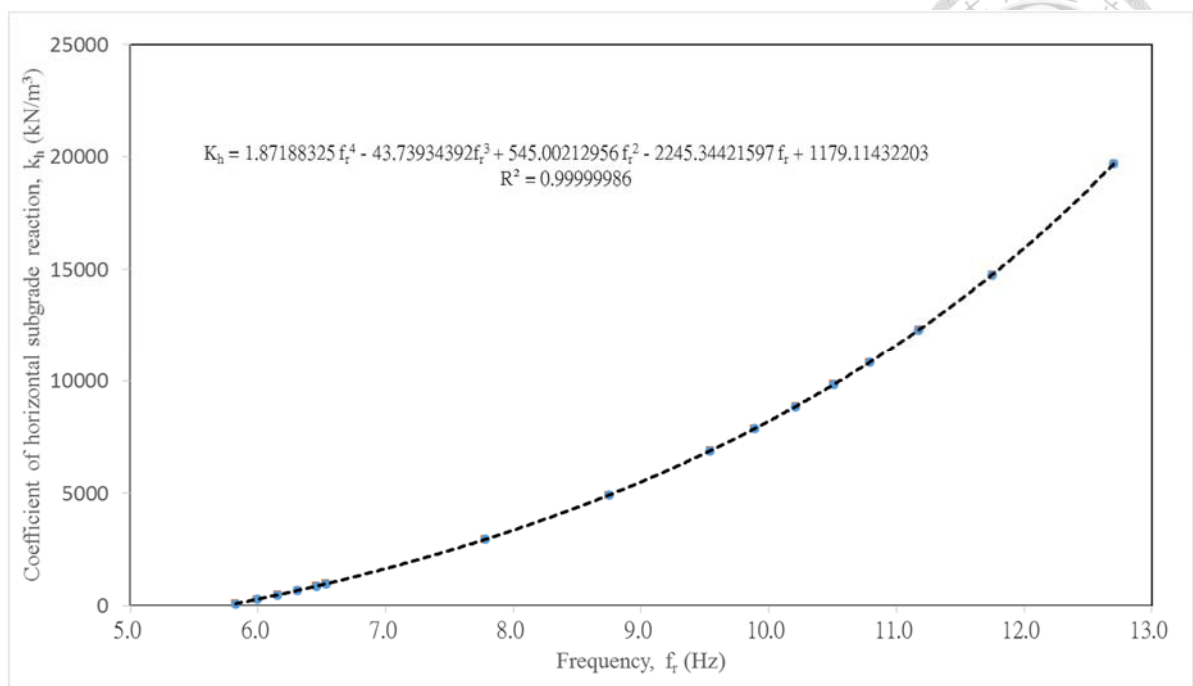


圖 7.9 簡化數學模式中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數之關係

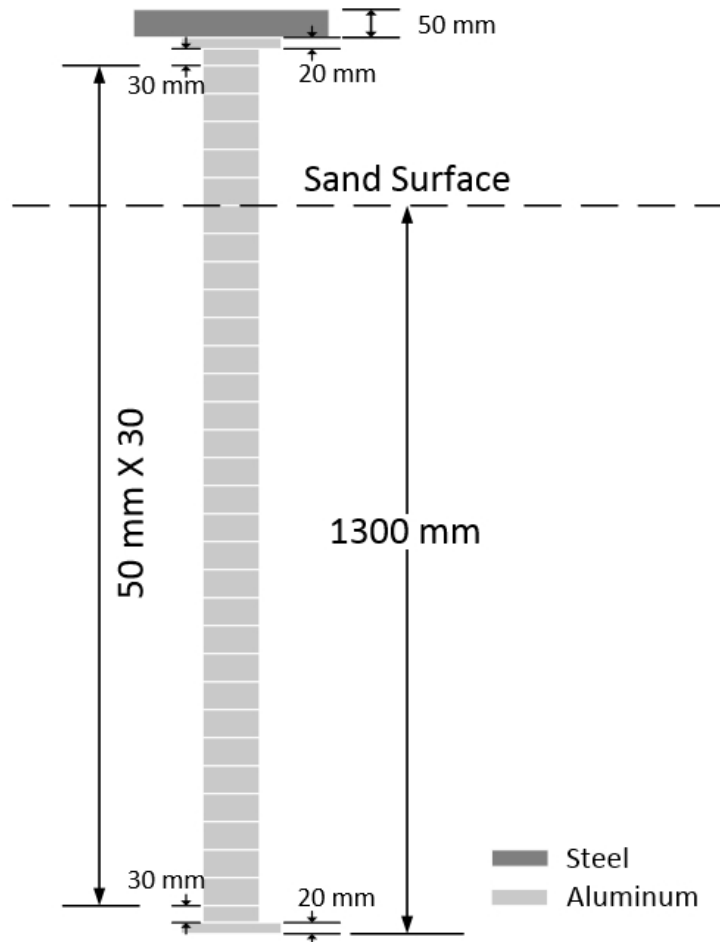


圖 7.10 模型樁數值模型元素圖

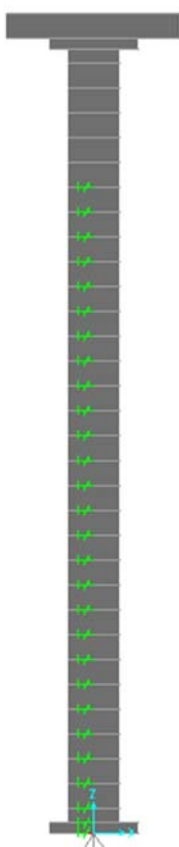


圖 7.11 SAP2000 分析軟體之樁土數值模型圖

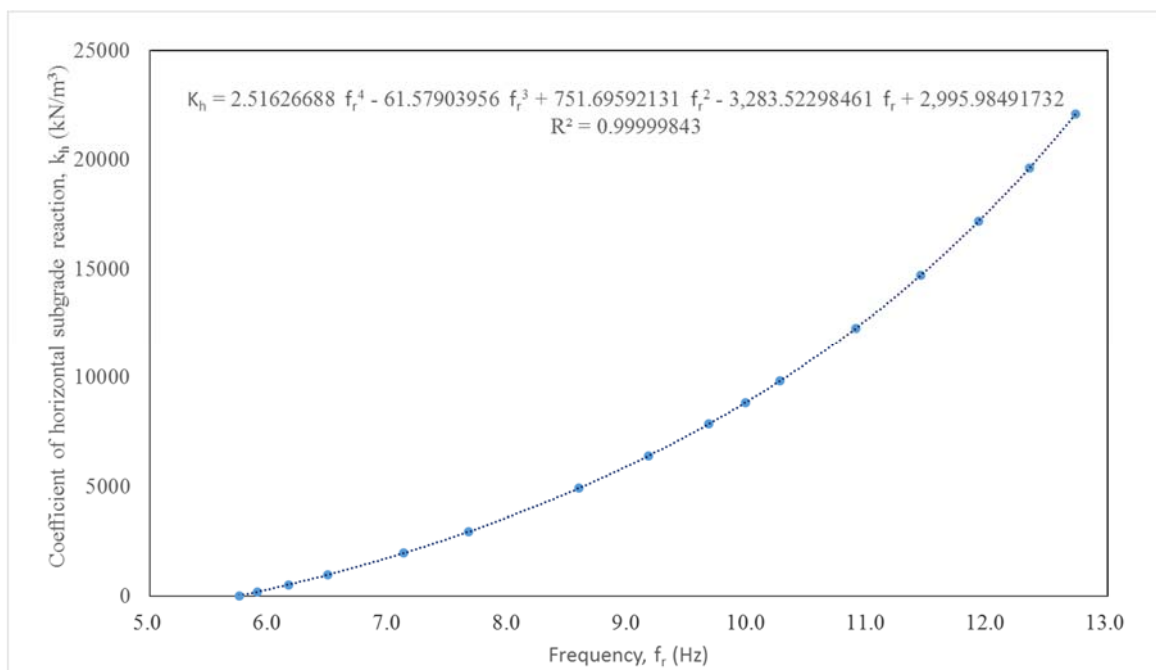


圖 7.12 SAP2000 數值分析中，不同樁土系統頻率與水平地盤反力係數關係

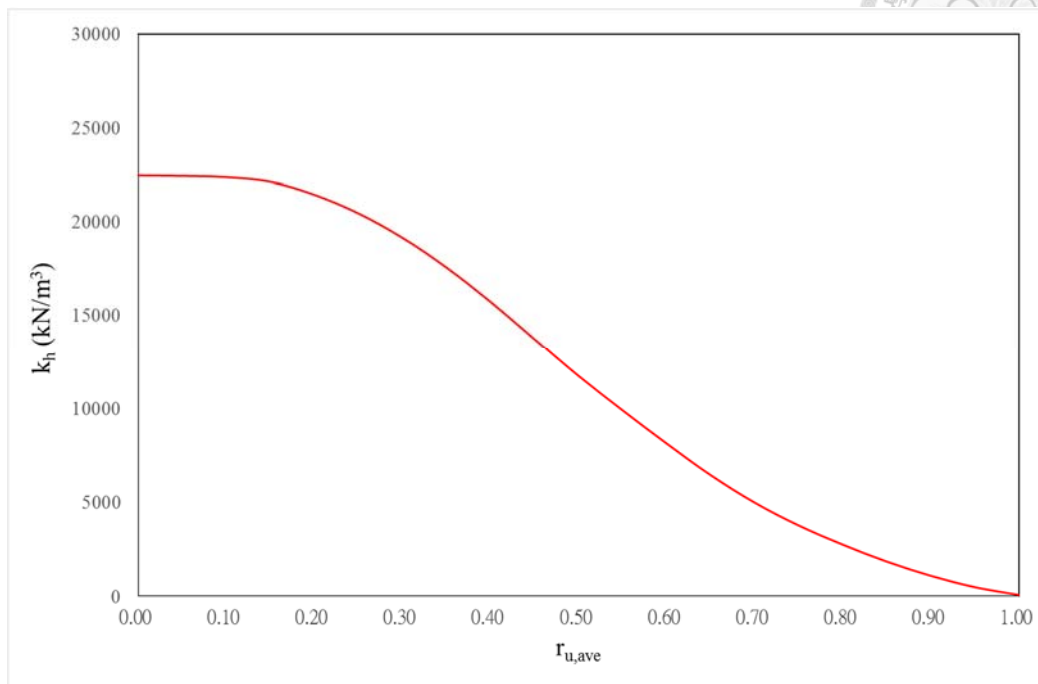


圖 7.13 水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(簡化數學模式)

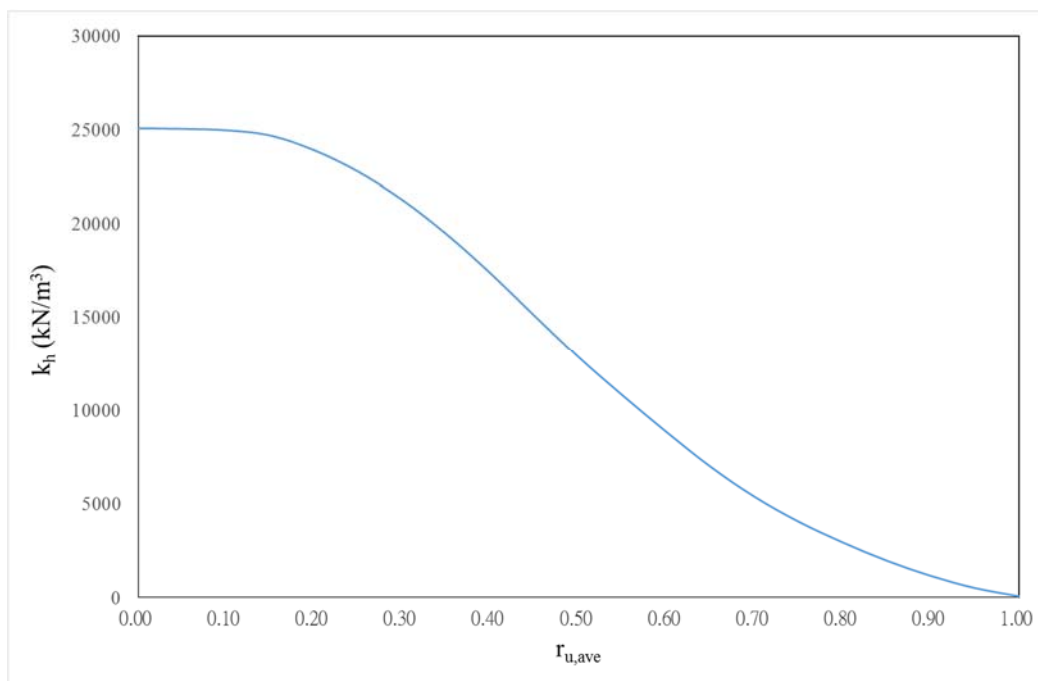


圖 7.14 水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係(SAP2000)

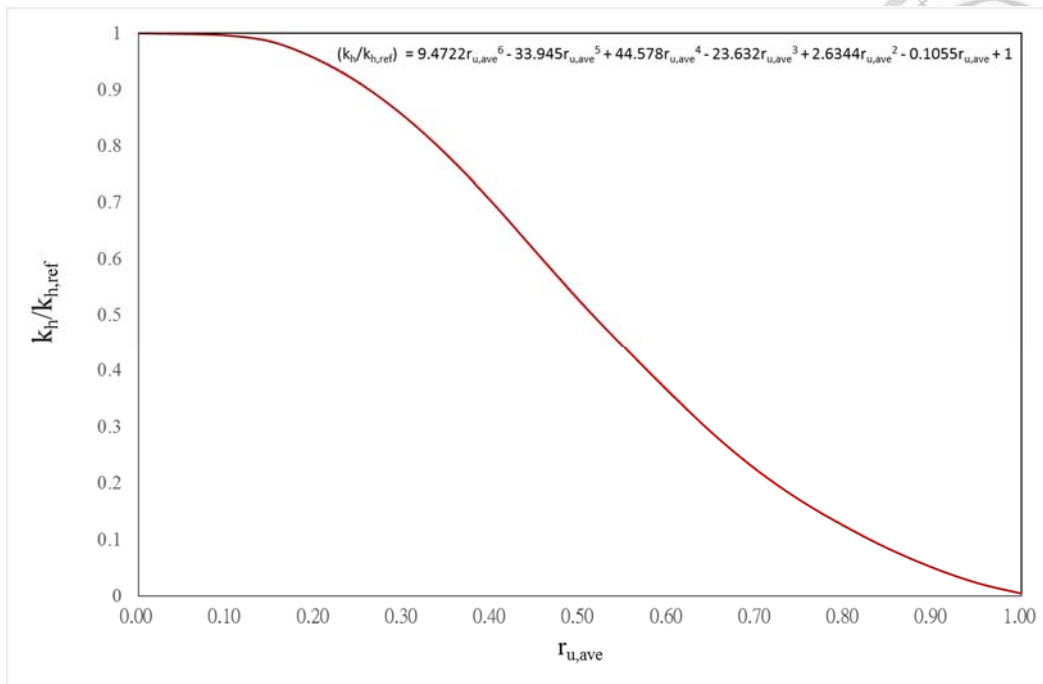


圖 7.15 簡化數學模式中，正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係

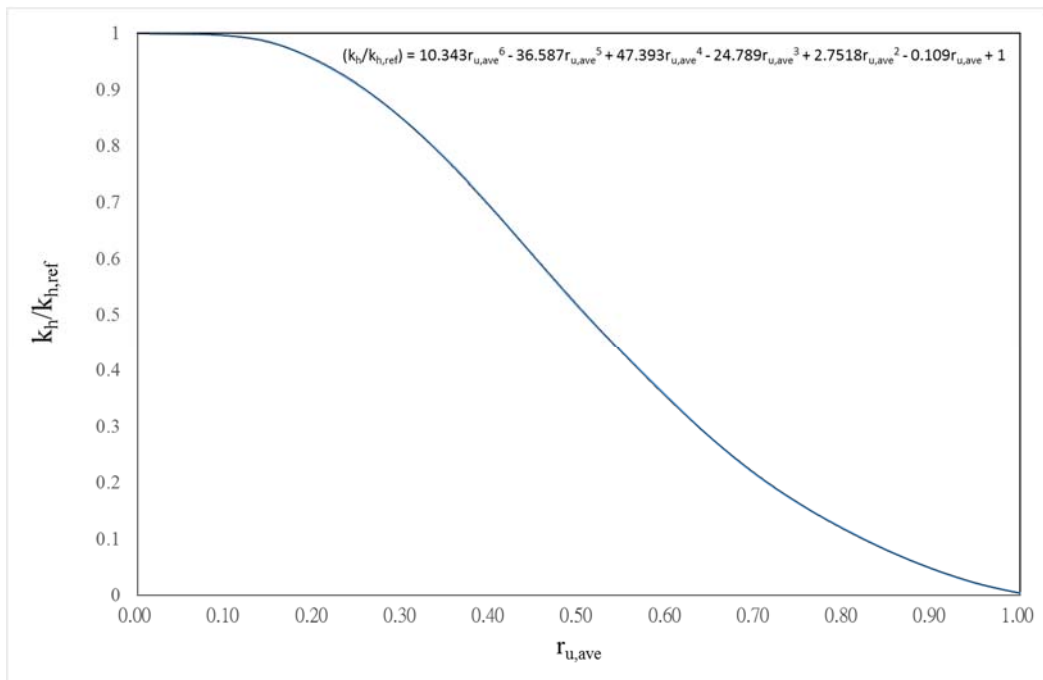


圖 7.16 由數值分析得到之正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係

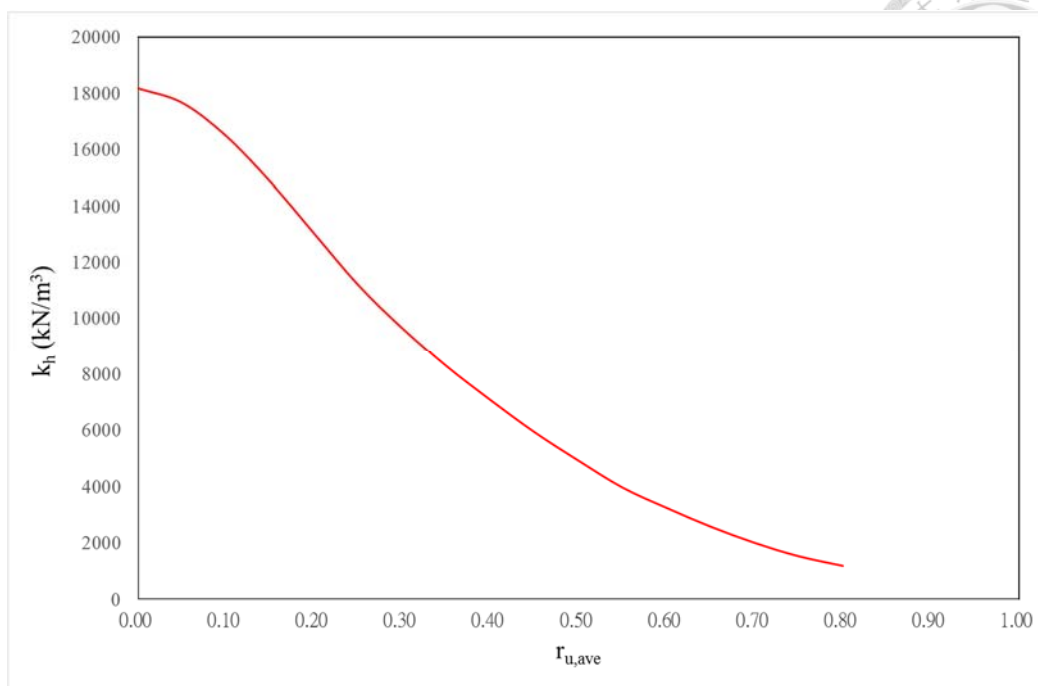


圖 7.17 簡化數學模式得到水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係
(傾斜地盤)

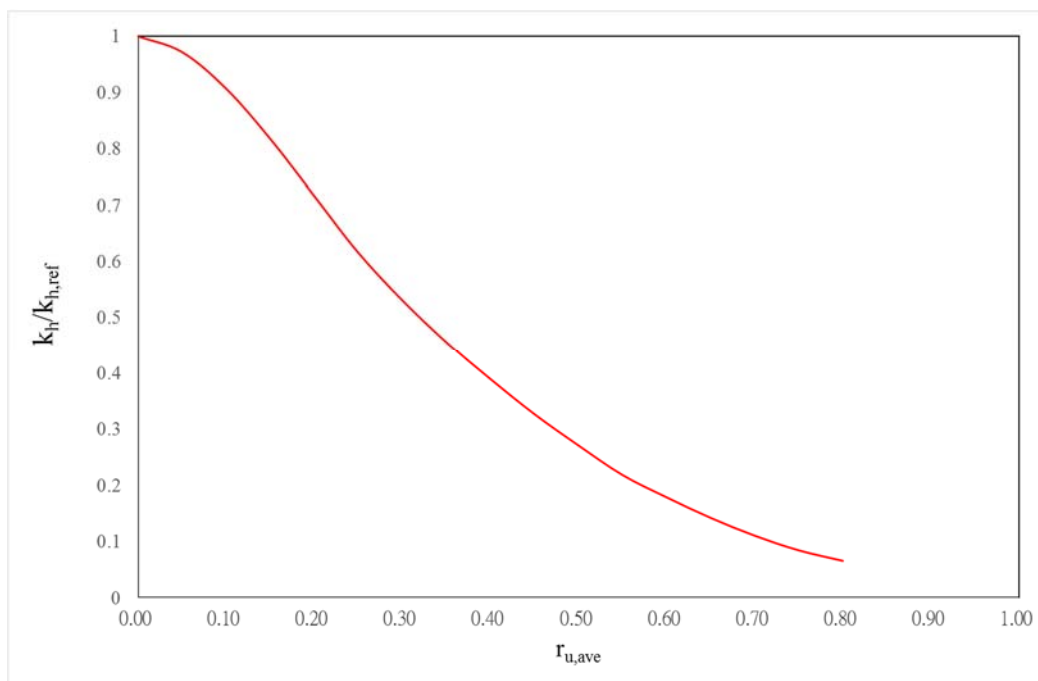


圖 7.18 簡化數學模式中，正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比
之關係(傾斜地盤)

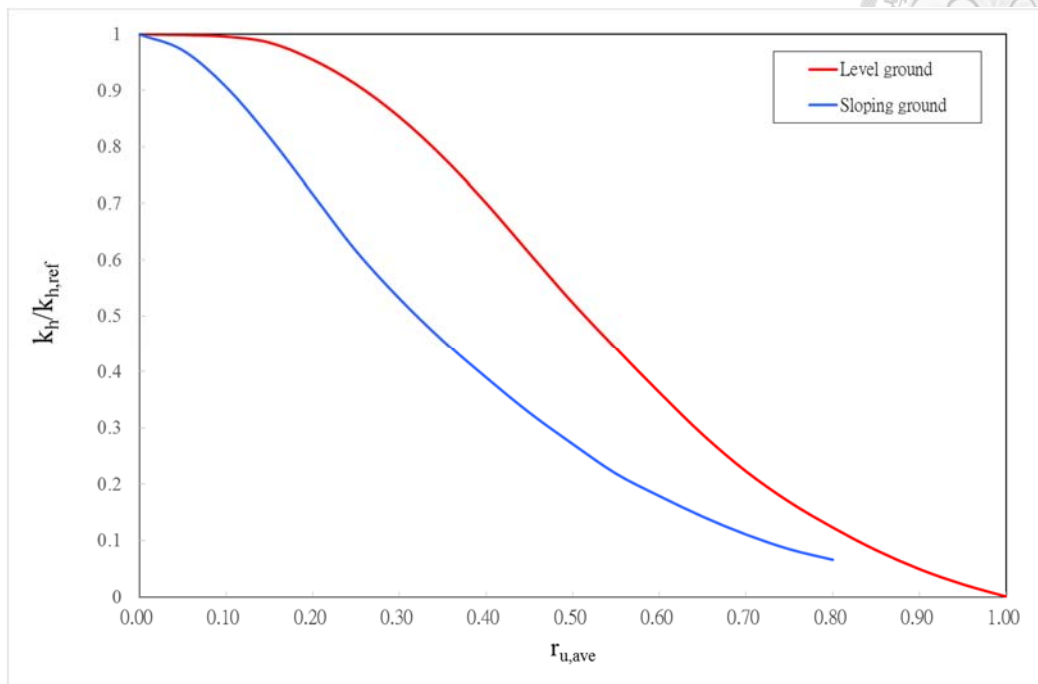


圖 7.19 水平地盤與傾斜地盤的正規化水平土壤反力係數與平均超額孔隙比關係之比較

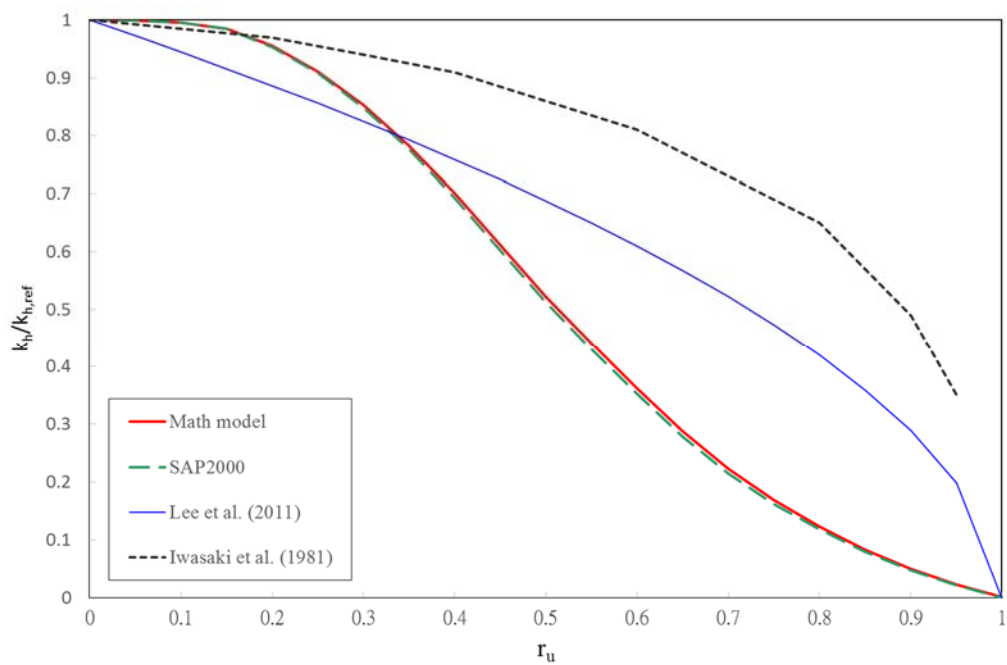


圖 7.20 正規化水平地盤反力係數與平均超額孔隙水壓比之關係比較

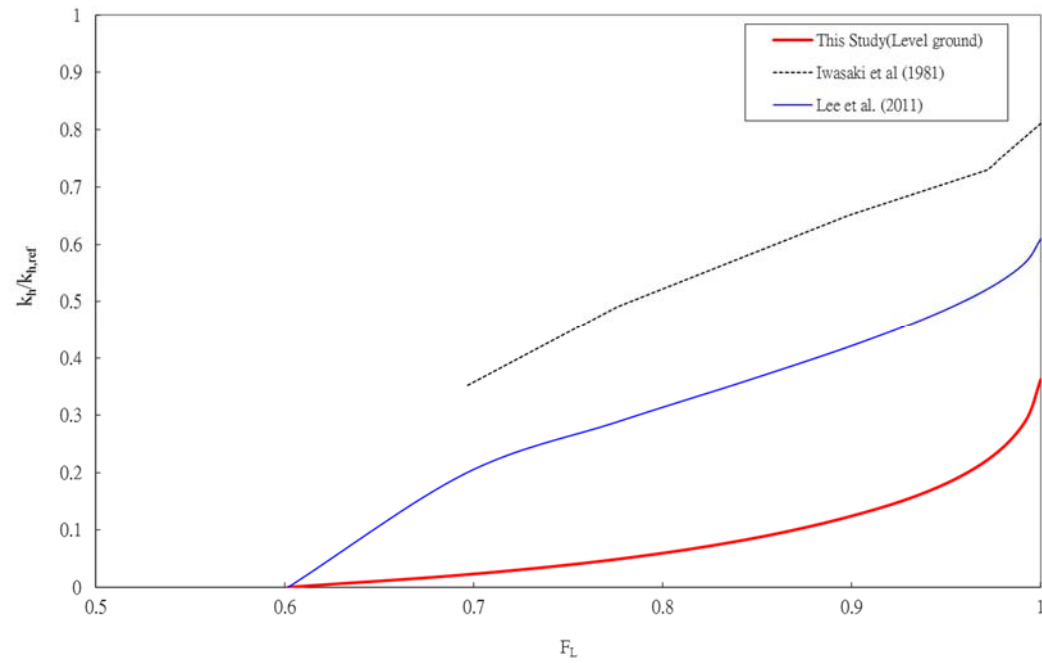


圖 7.21 正規化水平地盤反力係數與地盤抗液化安全係數關係之比較



第八章 結論與建議



8.1 結論

本研究利用國家地震工程研究中心之大型振動台與大型雙軸向剪力試驗盒等設備，針對可能液化地盤中單樁受震之樁土互制行為進行研究。根據液化後地盤變位型式對於樁基礎作用力的不同，分別進行水平地盤與傾斜地盤之系列試驗以探討上部結構作用與地盤變位作用於樁身之效應以及液化後樁土互制作用行為。同時，利用時頻分析與系統識別方法識別液化過程中樁土系統顯著頻率之變化，得到樁土系統顯著頻率與超額孔隙水壓比之關係，再以簡化數學模式與數值分析軟體(SAP2000)建立水平土壤反力係數與樁土顯著頻率之關聯，經過轉換得到正規化水平地盤反力係數與超額孔隙水壓比之關係。經過相關試驗案例的分析與探討，可得到以下結論：

1. 結構物基礎在尚未液化或不會液化地盤中，基礎的受震行為反應主要取決於上部結構物質量的影響，若上部結構載重較小，則基礎受力反應主要是地盤運動作用所貢獻；若結構載愈大，則基礎受力行為則受上部結構慣性力的影響愈大。
2. 樁基礎受震反應及樁土互制作用，主要受上部結構慣性力與地盤變位作用影響，但地盤與整體結構物系統的顯著頻率以及地震的頻率分布對於樁基礎受震反應行為有直接的影響。因此，地盤發生液化時並非對於結構物永遠是減震的效果，在特定邊界與條件下也可能產生共振的效應。
3. 樁基礎貫入岩盤或埋置於堅實地盤時，若樁基礎受震不會發生液化後共振反應，則基樁受震時最大加速度與位移反應會發生在試

體液化前，且試體液化前後之最大樁身彎矩分布呈現明顯不同的型式，在液化前由於土壤阻抗作用樁身最大彎矩會發生在淺層土壤，在液化後樁身最大彎矩則會發生在樁底。再者，上部結構質量則會影響土壤未液化之前樁身最大彎矩的深度。

4. 本研究利用雙向剪力試驗盒之機制與垂直坡度方向的輸入運動方式，經過試驗結果分析確實可以分別考量土壤側潰力與上部結構物慣性力對樁基礎的作用，根據迴歸分析結果顯示地盤對樁身側潰作用力沿深度呈倒三角形之分布，最大作用力在地表面。
5. 由振動台試驗顯示傾斜地盤受震孔隙水壓力激發引致土壤弱化，若地盤自身的下滑力大於土壤弱化的剪力強度，則會使得傾斜地盤在未達液化就產生側向滑移。根據試驗結果發現地盤側向變位為漸進式的變化，由淺層土壤往深層土壤發展。
6. 由試驗案例分析可知時頻分析法中的短時富利葉轉換(STFT)可以顯示模型樁在分析時段中的頻率分布情況，而利用短時轉換函數方法(STTF)則能有效識別出樁土系統顯著頻率因液化而隨時間的變化。其結果顯示在液化期間，土壤勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，有效應力增加土壤勁度會漸次回復。
7. 根據試驗案例分析顯示正規化水平地盤反力係數會隨著試體平均孔隙水壓比增加而減少，且在平均孔隙水壓比值約0.5時，正規化水平地盤反力係數約降至0.5，當平均超額孔隙水壓比在0.9~1之間時，水平土壤反力係數幾乎完全消失，其比例小於0.1。
8. 振動台試驗結果與系統識別結果皆顯示，土壤中激發之超額孔隙水壓對於樁土系統頻率有直接的影響。尤其土壤在液化期間，其能提供樁基礎的圍束效果相當有限。根據本研究案例分析顯示，若採用日本道路協會建議的土質參數折減表進行基礎設計，其結果較不保守。

8.2 建議

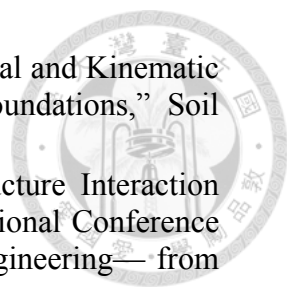
1. 本研究之模型試驗屬於為1g振動台試驗，試驗較無法考慮較高覆土應力狀況下之液化行為，因此，未來可考慮利用離心機振動台試驗探討高覆土應力下樁土互制行為之異同。
2. 本研究利用樁身應變計量測結果根據梁理論進行反算分析探討樁身受力與變形行為，其結果尚屬合理。但也發現實際土壤-基樁互制反應相當複雜，尤其在液化後地盤發生側向變位更增加了解析的難度，因此若要探討慣性作用與地盤變位同時對於樁基礎的作用貢獻比例則可能需要以數值模式進行參數分析研究。
3. 本研究提出之簡化數學模式是採用水平地盤反力係數在深度方向為均勻分布的假設，而實際上砂質地盤勁度會隨著深度而漸增，此為本研究簡化數學模式未盡周詳之處，仍待後續研究釐清。

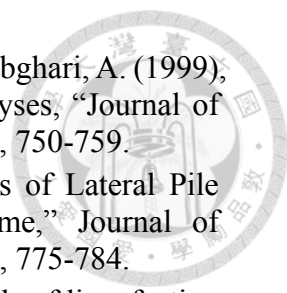


參考文獻



1. Casagrande, A. (1936), "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting Stability of Slopes and Earth Fills," *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, January; reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, BSCE, 257-276.
2. Seed, H. B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105, GT2, 201-255.
3. National Research Council. (1985), "Liquefaction of Soils During Earthquakes," Washington, DC: The National Academies Press.
4. 陳正興、陳家漢, 「地震引致的土壤液化與側潰現象」, 科學發展, 第 498 期, 第 12-17 頁, 科技部, 中華民國 103 年 6 月。
5. Tokimatsu, K. and Asaka, Y. (1998) "Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacement on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake," *Special Issue of Soils and Foundations*, 2, 163-178.
6. Abdoun, T., and Dobry, R., (2002) "Evaluation of Pile Foundation Response to Lateral Spreading," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1051-1058.
7. 黃俊鴻 (2000), 「液化地盤中樁基礎之耐震設計」, 地工技術, 第 82 期, 第 65-78 頁。
8. Tokimatsu, K., Mizuno, H. and Kakurai, M. (1996) "Building damage associated with geotechnical problems, *Soils and Foundations*, " Special Issue, 219-234.
9. Bhattacharya, S. (2003) "Pile Instability during Earthquake Liquefaction." PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Cambridge, UK.
10. Lin, S.S., Tseng, Y.J., Chiang, C.C., and Hung, C.L., (2005) "Damage of Piles Caused by Lateral Spreading — Back Study of Three Cases," *Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, GSP 145, 121-133.
11. Halder, S. and Babu, G. L. (2010), "Failure Mechanisms of Pile Foundations in Liquefiable Soil: Parametric Study", *International Journal of Geomechanics*, 10, 2, 74-84.
12. Ishihara, K., and Cubrinovski, M., (1998) "Performance of Large-diameter Piles Subject to Lateral Spreading of Liquefied Deposits", *Proceeding of Thirteenth Southeast Asian Geotechnical Conference*, Taipei, Taiwan, ROC., 1-14.
13. Yao, S., Kobayashi, K., Yoshida, N., and Matsuo, H., (2004) "Interactive Behavior of Soil-Pile-Superstructure System in Transient State to Liquefaction by means of Large Shake Table Tests," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 397-409.
14. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Sato, M. (2004) "Influence of Inertial and Kinematic Components on Pile Response during Earthquakes," *The 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, University of California, Berkeley, USA, 768-775.

- 
15. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Sato, M. (2005) "Effect of Inertial and Kinematic Interaction on Seismic Behavior of Pile with Embedded Foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 753-762.
 16. Tokimatsu, K. and Suzuki, H. (2009) "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Based on Large Shaking Table Tests," IS-Tokyo 2009, International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering— from case history to practice —Tsukuba, Japan, June 15-18, 77-104.
 17. Cubrinovski, M., Kokusho, T., and Ishihara, K., (2006). "Interpretation from Large-scale Shake Table Tests on Piles Undergoing Lateral Spreading in Liquefied Soils," *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ASCE, 26, 2-4, 275-286.
 18. Wilson, D. W. (1998). "Soil–pile–superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites." Ph.D. dissertation, University of California, Davis, California, USA.
 19. Brandenburg, S. J., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., and Chang, D. (2005) "Behavior of Pile Foundations in Laterally Spreading Ground during Centrifuge Tests," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131, 11, 1378-1391.
 20. Matlock, H. (1970) "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay." *Proceeding, II Offshore Technical Conference*, 1, Houston, 577-594.
 21. Abdoun, T., Dobry, R.D., O'Rourke, T., and Goh, S.H., (2003) "Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129, 10, 869-889.
 22. Kagawa, T., Sato, M., Minowa, C., Abe, A., and Tazoh, T. (2004). "Centrifuge Simulations of Large-scale Shaking Table Tests: Case Studies," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130, 7, 663-672.
 23. Knappett, J. A. and Madabhushi, S. P. G. (2009) "Influence of axial load on lateral pile response in liquefiable soils. Part I: physical modelling," *Geotechnique*, 59, 7, 571-581.
 24. Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D., and Asford, S.A. (2005) "Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131, 1, 115-125.
 25. Chang, W.J., Chen, J.F. and Ho, H.C. (2010) "Large Scale Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand," *The Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idress*, Paper No. 1.09, San Diego, California, USA, May 24-29.
 26. Wang, S. -T., and Reese, L. C., (1998) "Design of Pile Foundation in Liquefied Soils," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, GSP No. 75, 2, ASCE, 1331-1343.
 27. Liu, L., and Dobry, R., (1995) "Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests," *National Center for Earthquake Engineering Research(NCEER) Bolletin Annual* 9(1), 7-11.
 28. Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G., (2005) "Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131, 12, 1480-1487.

- 
29. Boulanger, R.W., Curras, C. J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125, 9, 750-759.
 30. Klar, A. and Frydmn, S. (2002), "Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 128, 9, 775-784.
 31. Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B., (1975) "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading," *Proc. ASCE*, 101, GT5, 423-438.
 32. Lin, S.S., Tseng, Y.J., Liao, J.C, Wang, C.H. and Lee, W.F. (2006) "Ground Lateral Spread Effects on Single Piles Using Uncoupled Analysis Method," *Journal of GeoEngineering*, 1, 2, 51-62.
 33. Badoni, D. and Makris, N. (1996). "Nonlinear Response of Single Piles under Lateral Inertial and Seismic Loads." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 29-43.
 34. Kagawa, T., Taji, Y., Sato, M., and Minowa, C. (1997) "Soil-Pile-Structure Interaction in Liquefying Sand from Large-scale Shaking-Table Tests and Centrifuge Tests," *Seismic Analysis and Design for Soil-pile-structure Interaction*, GSP 70, ASCE, 69-84.
 35. Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E. and Ragheb, A. (2002). "Cyclic 1D-An Internet-based Nonlinear Finite Element Program for Execution of One-dimensional Site Amplification and Liquefaction Simulations." University of California at San Diego, <http://cyclic.ucsd.edu/index.html> for details.
 36. Chang, D.W., Lin, B.S., Yen, C.H. and Cheng, S.H. (2008) "Comparision of FD Solutions Using Static and Dynamic Winkler's Model and Lateral Spread Induced Earth pressures for Piles," *Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, Sacramento, USA.
 37. 張紹綸 (2008), 「孔隙水壓模式應用於液化影響樁基礎之波動方程分析」, 碩士論文, 淡江大學土木工程學系。
 38. Biot, M.A., (1962) "Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media," *Journal of Appied Physics*, 33, 4, 1482-1498.
 39. Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor M., Paul, D. K., and Shiomi T. (1990), "Static and dynamic behaviour of geomaterials – a rational approach to quantitative solutions: I. fully saturated problems," *Proceedings of the Royal Society of London*, A429, 285-309.
 40. Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R., (1994). "FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model", *Applied Scientific Research*, 52, 209-245.
 41. Yang, Z., Elgamal, A., Abdoun, T., and Lee, C.J. (2001) "A Numerical Study of Lateral Spreading Behind a Caisson Type Quay," *The Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. 7.04, Missouri, USA, Mar 26-31.
 42. Yang, Z. (2000). "Numerical Modeling of Earthquake Site Response Including Dilation and Liquefaction," Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, NY.
 43. 盧之偉、洪璋億、賴信成 (2010), 「以有效應力法探討因大地震所引起土壤

- 液化造成樁基礎破壞之實例分析」，地工技術，第 123 期，第 59-68 頁。
44. Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S., (1999). "A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plane-strain dependence of the shear modulus", *Geotechnique*, 49(5), 2661-2680.
45. 陳正興、翁作新、黃俊鴻、林三賢、李維峰、蘇鼎鈞、謝旭昇、簡文郁、陳銘鴻、王淳謹、楊鶴雄、洪菁隆 (2005)，「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (2/2)」，交通部報告。
46. 日本道路協會 (主編) (2002)，「道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編」，日本道路協會，日本東京。
47. Tokimatsu, K. (2003). "Behavior and Design of Pile Foundations Subjected to Earthquakes." Keynote Speech, 12th Asia Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, 2, 1065-1096.
48. 岩崎敏男、常田賢一、木全俊雄 (1981)，「地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究」，土研資料第 1729 號，日本建設省土木研究所，日本筑波。
49. 江國良 (1990)，「飽和砂土受反覆荷重作用後之不排水受剪行為」，台灣大學土木工程研究所碩士論文。
50. Pradhan, T., Kiku, H. and Sato, K. (1995). "Effect of fines content on behavior of sand during the process to liquefaction". *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (ed.), Balkema, Rotterdam, 823-828.
51. Lee, C.J., Wang, C.R., Wei, Y.C. and Hung, W.Y. (2011). "Evolution of the shear wave velocity during shaking modeled in centrifuge shaking table tests," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 2, 401-420.
52. Kostadinova, M.V., and Towhata, I. (2002). "Assessment of liquefaction-inducing peak ground velocity and frequency of horizontal ground shaking at onset of phenomenon," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 4, 309-322.
53. Kramer, S.L., Hartvigsen, A.J., Sideras, S.S., Ozener, P.T. (2011). "Site response modeling in liquefiable soil deposits," 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Santa Barbara, CA.
54. 內政部 (2016)，「建築技術規則建築構造編」。
55. 內政部 (2001)，「建築物基礎構造設計規範」。
56. 日本道路協會 (主編) (2002)，「道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編」，日本道路協會，日本東京。
57. 日本建築學會 (主編) (1988)，「建築基礎構造設計指針」，日本建築學會，日本東京。
58. 內政部 (2011)，「建築物耐震設計規範及解說」。
59. 日本道路協會 (主編) (1990)，「道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編」，日本道路協會，日本東京。
60. 翁作新，王明輝，陳銘鴻，何文欽 (2001)，「大型振動台剪力盒土壤液化試驗(I)—大型二維剪力盒之研發」，國家地震工程研究中心，NCREE-01-011，臺北。
61. Ueng, T.S., Wang, M.H., Chen, M.H., Chen, C.H., and Peng, L.H. (2006) "A Large Biaxial Shear Box for Shaking Table Tests on Saturated Sand," *Geotechnical*

- Testing Journal, ASTM, 29, 1-8.
62. 翁作新，陳家漢，彭立先，李偉誠 (2003)，「大型振動台剪力盒土壤液化試驗(II)－大型砂試體之準備與振動台初期試驗」，國家地震工程研究中心，NCREE-03-042，臺北。
63. Ueng, T. S., Wu, C. W., Cheng, H. W., Chen, C.H., (2010) “Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30 (1-2), 50-60.
64. Chiou, J.S., Lin, C.L., Chen, C.H., (2014)，” Exploring influence of sectional flexural yielding on experimental pile response analysis and applicability of distributed plastic hinge model in inelastic numerical simulation for laterally loaded piles，” *Computers and Geotechnics*, 56, 40-49.
65. Chapra, S.C. and Canale, R.P. (2010) “*Numerical Methods for Engineers*” The McGraw-Hill Companies, Inc., 6th edition, part V, 439-584.
66. Beightler, C.S., Phillips, D.T., Wilde, D.J., (1979) “*Foundations of optimization*” Prentice-Hall International Inc, 310 – 316.
67. Haigh S., Madabhushi, G., (2005) “The effects of pile flexibility on pile-loading in laterally spreading slopes” *Seismic performance and simulation of pile foundations in liquefied and laterally spreading ground. Vol I*, 24-37.
68. Dobry, R., Abdoun, T., O’Rourke, T.D., Goh, S.H. (2003) “Single piles in lateral spreads: field bending moment evaluation” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (10), 879-889.
69. Mallat, S. (1999) “*A Wavelet Tour of Signal Processing*,” Academic Press, 2nd edition.
70. Mallat, S.(2009) “*A Wavelet Tour of Signal Processing: The Sparse Way*,” Academic Press, 3rd edition, 2009.
71. Debnath, L. (2000) “*Wavelet Transforms and Time- Frequency Signal Analysis*,” Birkhäuser, Boston.
72. Cohen, L.(1995) “*Time-Frequency Analysis*,” Prentice-Hall, New York.
73. 葉祥海、呂良正、楊永斌、黃仲瑋、劉醇宇、周俊杰、李兆豪，(2000)，以微震量測探討鋼筋混凝土構造建築物之基本振動周期，內政部建研所研究計畫報告，MOIS A32090。
74. Clough, R.W. and Penzien, J. (2003) “*Dynamics of structures*” Computer and Structures Inc., 3rd edition.
75. Hibbeler, R. C. (2012) “*Structural Analysis*” Prentice Hall, 8th edition.
76. Chang, Y. L.(1937) “Discussion on Lateral pile-loading tests,” by Feagin. Trans., ASCE, Paper No. 1959, 272-278.
77. SAP2000 (1997) “Analysis Reference: Volume I-III,” Berkeley California, U.S.A.
78. 李森桐，SPA2000 入門與工程上之應用，科技圖書公司，2002。
79. 陳家漢、翁作新 (2010)，「可能液化地盤中模型樁振動台試驗」，地工技術，第 125 期，第 35-44 頁。
80. Meyerhof, G.G., (1956) "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics Division*, ASCE, 82, SM1, 1-12.