

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

低塑性三元混合土壤之抗液化研究

Liquefaction Resistance of Low Plasticity Ternary Mixtures

林沂儒

Yi-Ju Lin

指導教授：葛宇甯 博士

Advisor : Louis Ge, Ph. D.

中華民國 112 年 6 月

June 2023



國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書
MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

低塑性三元混合土壤之抗液化研究

Liquefaction Resistance of Low Plasticity Ternary Mixtures

本論文係 林沂儒 (R10521109) 在國立臺灣大學土木工程所大地工程組
完成之碩士學位論文，於民國 112 年 6 月 20 日承下列考試委員審查
通過及口試及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Institute of Civil Engineering on 20th June, 2023 have examined
a Master's thesis entitled above presented by Yi-Ju, Lin (R10521109) candidate and hereby certify
that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

葛宇甯
(指導教授 Advisor)

朱民慶

翁立銀

郭安妮

卓雨璇

系主任/所長 Director:

葛宇甯

致謝



感謝指導教授 葛宇甯博士的指導與照顧，回顧兩年的碩士生活老師時常關心我們的學習狀態，並鼓勵我們在生活上多去嘗試和體會，在研究方面老師也不遺餘力的為我們解惑，並培養我們獨立思考以及解決問題的能力，因此才能克服重重難關順利完成本論文。

再者，感謝雨璇學姊不遺餘力地提供全方位的支援，讓研究內容及成果更加完整及深入，過程中學姊的寶貴建議和耐心講解讓我受益匪淺，很榮幸能夠在學姊的引領下完成論文。

另外也很感謝論文研究期間土力室的大家，周英豪先生與郭銘雄先生在試驗的部分給予我很大的幫助，細心及專業指導，讓我學習到扎實的儀器操作與實驗施作方法，並在我遇到試驗上的問題時經常提供許多寶貴的經驗一起分析問題並解決；品秀及沂倩兩位學妹在試驗過程中幫我把試體扛上扛下，以及在最辛苦的時候一起在土力室相依為命到太陽公公回家，祝福兩位可愛的學妹碩二生活一切順利。

在研究所兩年裡也特別感謝大地組的同學們，有大家在的研究室氛圍總是很歡樂，葛門一起奮鬥的夥伴們，曬傷但人很好會幫忙解決問題的錦德、很愛嗆我也很喜歡被我嗆之講話很有特色的文迪、喝醉很有趣並時常擔任康樂股長的昊擎、葛們 R10 唯一同歲好朋友玳語、有時會語出驚人的梁維。也特別感謝很少出現在研究室太久沒來會不敢進去的宜庭，以及總是像媽媽一樣溫暖且打開研究室門就會看到的芫嫚，在我碩士生涯中經常帶我去吃好料一起聊天一起逛街一起快樂，謝謝研究生涯遇到的所有人。

最後要感謝我的家人及男友，一路以來一直陪伴我，謝謝你們成為我最堅強的後盾，在我遇到困難時鼓勵我，支持我所做的決定，讓我能全心全力的完成我碩士的學業，你們是我前進的動力。

林沂儒

摘要



本研究使用石英砂、石英粉以及高嶺土作為混合土壤之材料，其細顆粒與粗顆粒之比例為 6 比 4，透過改變石英粉與高嶺土之比例獲得不同塑性指數，以濕搗法重模試體，規劃試驗於試體孔隙比為 0.860、0.747、0.705 與有效圍壓 80 kPa、160 kPa 下，以相同的加載速率 0.1 Hz 進行動力三軸試驗，探討各變數對於混合土壤液化之影響。

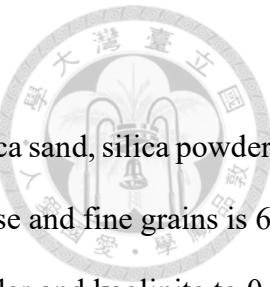
結果指出，在不同塑性指數、相同孔隙比與有效圍壓下，土壤抗液化強度與塑性指數之關係呈曲線，液化強度與塑性指數關係以塑性指數為 4 作分界呈現相反之趨勢。此外不同塑性指數對於液化行為的表現也不盡相同，在當高嶺土於細顆粒含量中達到 10% 時，部分試體會先達到單振幅軸向應變 2.5% 之液化判定時機而非超額孔隙水壓為 1。

無塑性土壤試體在孔隙比為控制變因下，土壤抗液化強度會與孔隙比成反比，且試體液化破壞後所排出之超額孔隙水體積隨著孔隙比越小而越少。

本研究另探討有效圍壓對於低塑性三元混合土壤抗液化強度之影響，控制試體於相同塑性與孔隙比的狀態，其試驗結果顯示在相同反覆次數作用下，混合土壤所需的反覆剪應力比將會隨著有效圍壓上升而增加，並且在增加其有效圍壓的同時也會造成有效圍壓影響因子的上升，代表有效圍壓增加時抗液化強度也會隨之增強。

關鍵字：動力三軸試驗、三元混合土壤、塑性指數、孔隙比、有效圍壓、抗液化強度

Abstract



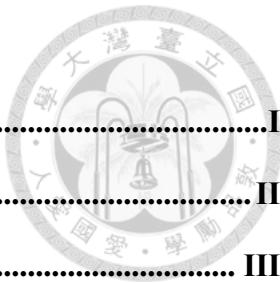
Ternary mixtures consist of sand, silt, and clay. The study used silica sand, silica powder and kaolinite as materials for ternary mixtures. The proportion of coarse and fine grains is 6 to 4. Plasticity was adjusted by changing the proportion of silica powder and kaolinite to 0, 4, 8, 14. The specimens were remolded by the wet compaction method with void ratios of 0.860, 0.747, and 0.705. Testing was conducted at confining pressures of 80 and 160 kPa with loading rates of 0.1 Hz during cyclic triaxial tests. The effects of plasticity index, void ratio, and confining pressure of ternary mixtures on liquefaction resistance were explored.

The results indicate that the relationship between plasticity index and liquefaction resistance displayed a V-shaped curve at the same void ratio and confining pressure. The relationship shows an opposite trend with a PI of 4 as the boundary. Also, specimens with different plasticity show different failure modes. In specimens with a certain PI value, the liquefaction triggering criteria is 2.5% single axial strain instead of 1 excess pore pressure (γ_u). For specimens without kaolinite, the void ratio and liquefaction resistance are inversely proportional. Denser soils exhibited higher liquefaction resistance and lower excess pore water discharge.

The effect of effective confining pressure on the liquefaction resistance of low-plasticity ternary mixtures has also been discussed. The cyclic stress ratio is increased with effective confining pressure under the same plasticity index and void ratio, and the influence factor is as well. It means that liquefaction resistance increases with effective confining pressure.

Keywords : Cyclic triaxial test, Multieity Mixtures, Plasticity index, Target void ratio, Effective confining pressure

目 錄



口試委員審定書	I
致謝	II
摘要	III
Abstract	IV
目 錄	V
表目錄	VIII
圖目錄	IX
第 1 章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究方法	2
1.3 研究架構	2
第 2 章 文獻回顧	3
2.1 土壤液化	3
2.1.1 土壤液化定義	3
2.1.2 土壤液化機制	3
2.1.3 土壤液化現象	4
2.1.4 土壤液化試驗破壞行為定義	5
2.2 評估細顆粒土壤液化風險之方法	5
2.3 土壤粒徑分佈對液化之影響	6
2.4 塑性指數對液化強度之關係	7
2.5 相對密度對液化強度之關係	10
2.6 有效圍壓對液化強度之關係	12
2.7 超額孔隙水壓激發模型	14

2.8 小結	16
第 3 章 試驗內容	36
3.1 試驗土樣	36
3.1.1 砂土	36
3.1.2 粉土	36
3.1.3 黏土	36
3.2 試驗規劃	37
3.3 試驗儀器	38
3.3.1 靜態雷射光繞射粒徑分析儀 (LS230)	38
3.3.2 相對密度試驗儀	38
3.3.3 動態三軸試驗儀	39
3.4 動態三軸試驗步驟	40
3.4.1 試驗前置作業	40
3.4.2 重模試體製作	41
3.4.3 試體飽和	43
3.4.4 試體壓密	44
3.4.5 動態強度試驗	44
3.4.6 試體再次壓密	45
3.4.7 混合土壤試驗步驟差異	45
第 4 章 試驗結果	58
4.1 材料基本物性結果	58
4.1.1 材料顆粒粒徑分佈	58
4.1.2 阿太堡限度試驗	58
4.1.3 比重試驗	59
4.1.4 相對密度試驗	59

4.2 動態三軸試驗結果	60
4.2.1 動態三軸試驗之參數定義	60
4.2.2 試體液化判定準則	61
4.2.3 二元混合土壤之動力三軸試驗結果	61
4.2.4 三元混合土壤之動力三軸試驗結果	62
第 5 章 分析與討論	81
5.1 不同塑性指數下混合土壤之動態行為	81
5.1.1 超額孔隙水壓變化	81
5.1.2 試體軸向應變行為	83
5.1.3 初始液化與軸向應變關係	84
5.1.4 應力應變關係	86
5.1.5 有效應力路徑	86
5.1.6 動態強度試驗後之超額孔隙水排出量	87
5.2 細顆粒之塑性指數對土壤強度之影響	89
5.3 孔隙比對土壤抗液化強度之影響	90
5.4 有效圍壓對土壤抗液化強度之影響	91
第 6 章 結論與建議	109
6.1 結論	109
6.2 建議	111
參考文獻	113

表目錄



表 2.1 各學者之細顆粒土壤液化標準	18
表 2.2 平均粒徑液化區間	19
表 3.1 試驗材料基本物理性質	46
表 3.2 試驗控制條件	46
表 3.3 二元混合土壤動態試驗組數紀錄表	47
表 3.4 三元混合土壤動態試驗組數紀錄表	47
表 3.5 反水壓飽和設定	48
表 4.1 試體基本物理性質	65
表 4.2 試體組成成分及塑性	65
表 4.3 顆粒性土層定性描述	66
表 4.4 孔隙比與相對密度及乾單位位重之關係	66
表 4.5 不同孔隙比下之動態試驗結果	66
表 4.6 不同有效圍壓 (kPa) 下之動態試驗結果	67
表 4.7 不同塑性指數下之動態試驗結果	67
表 4.8 不同反覆荷重頻率下之動態試驗結果	68
表 5.1 不同應力歷史下之孔隙比及試體液化後之變形量	93
表 5.2 不同塑性指數之液化阻抗比	94
表 5.3 不同初始孔隙比之液化阻抗比	94
表 5.4 不同有效圍壓之液化阻抗比	94

圖目錄

圖 2.1 Ishihara (1985) 顆粒土壤液化示意圖	19
圖 2.2 Wang (1979) 所提出，為 Chinese criteria 發展的起源 (Bray and Sancio, 2006)	19
圖 2.3 1994 Northridge 地震液化土層之土壤參數 (Bray and Sancio, 2006)	20
圖 2.4 容易液化之粒徑分佈範圍 (Tsuchida 1970)	20
圖 2.5 全球地震土壤液化噴砂之粒徑分佈 (Erguler, 2016)	21
圖 2.6 集集地震(霧峰)土壤液化噴砂之粒徑分佈 (Chu, Hsu, and Chang, 2003)	21
圖 2.7 原狀試體之應力反覆作用次數與塑性指數關係 (EI Hosri et al., 1984)	22
圖 2.8 低塑性範圍土壤與液化關係 (Sandoval, 1989; Prakash and Sandoval, 1992)	22
圖 2.9 高塑性範圍土壤與液化關係 (Puri, 1984, 1990)	23
圖 2.10 粉土與黏土混合土壤之液化與塑性之關係 (Guo and Prakash, 1999)	23
圖 2.11 不同塑性 Adapazari 土壤之應力應變關係圖 (Bray and Sancio, 2006)	24
圖 2.12 Adapazari 土壤在不同有效圍壓及塑性下與液化之關係 (Bray and Sancio, 2006)	24
圖 2.13 不同塑性之抗液化曲線 (Park and Kim, 2013)	25
圖 2.14 塑性指數與土壤反覆阻抗比之關係 (江孟衡, 2013)	26
圖 2.15 MRV 粉土與膨潤土混合土壤之抗液化曲線 (Wang et al., 2015)	26
圖 2.16 不同細顆粒含量與其塑性混合土壤之抗液化能力 (Liu, 2020)	27
圖 2.17 土壤液化後不同相對密度所對應之沉陷比 (Chien et al., 2002)	27
圖 2.18 不同相對密度之抗液化曲線 (Park and Kim, 2013)	28
圖 2.19 石英粉之乾密度與土壤反覆阻抗比關係 (江孟衡, 2013)	28
圖 2.20 $CSR_N = 20$ 與細顆粒含量於不同夯實能量及相對密度下之關係 (Kim et al., 2016)	29
圖 2.21 不同有效圍壓下均勻粉土質砂之抗液化曲線 (Amini et al, 2000)	30

圖 2.22 不同有效圍壓下分層粉土質砂之抗液化曲線 (Amini et al, 2000).....	30
圖 2.23 不同有效圍壓下 I_f 與細顆粒含量之關係 (Bouckovalas et al., 2003)	31
圖 2.24 a_f 與有效圍壓之關係 (Bouckovalas et al., 2003)	31
圖 2.25 CTX 試驗不同有效圍壓之抗液化曲線 (Bray and Sancio, 2006)	32
圖 2.26 K_σ 與有效圍壓之關係 (Bray and Sancio, 2006)	32
圖 2.27 $q(\min)/q(\text{peak})$ 與有效圍壓之關係 (Della et al., 2011)	33
圖 2.28 石英粉及鐵立庫粉土之有效圍壓與土壤強度之關係 (周桓宇, 2013).....	33
圖 2.29 不同有效圍壓及乾密度下 Quaternary 粉土之抗液化曲線 (Zhang et al. 2018)	34
圖 2.30 不同有效圍壓下添加纖維粉土之抗液化曲線 (Chegenizadeh et al., 2018)	34
圖 2.31 以 Seed et al. (1975) 模型預測細顆粒含量 75% 之土壤水壓激發圖 (Polito et al., 2008).....	35
圖 2.32 超額孔隙水壓激發模型所對應之常數 (Sağlam and Bakir, 2018).....	35
圖 3.1 材料粒徑分佈	49
圖 3.2 試驗材料，(a) 石英砂、(b) 石英粉、(c) 高嶺土	49
圖 3.3 試驗流程圖	50
圖 3.4 日本法相對密度試驗儀 JSF (T26-81T)	51
圖 3.5 GDS 動態三軸試驗儀	51
圖 3.6 氣壓控制器與數據採集器	52
圖 3.7 壓力體積控制系統	52
圖 3.8 水壓計	52
圖 3.9 驅動器	53
圖 3.10 三軸室與荷重傳感器	53
圖 3.11 除氣水庫與真空抽氣機	54
圖 3.12 絝緣膏	54

圖 3.13 試體介面刮毛與延伸環	55
圖 3.14 水準氣泡儀檢測試體水平	55
圖 3.15 真空抽氣瓶與抽氣機	56
圖 3.16 水平塑膠帽蓋與重模完成試體	56
圖 3.17 動三荷重架上之試體	57
圖 4.1 試驗試體之顆粒粒徑分佈	68
圖 4.2 各試驗編號於 USDA 三元土壤分類圖中之位置	69
圖 4.3 各試驗編號於 Trefethen (1950) 三元土壤分類圖中之位置	69
圖 4.4 試體 PI00 經動態試驗後之液化情形	70
圖 4.5 試體 PI00, CSR=0.086, 軸向應變與反覆作用次數關係圖	70
圖 4.6 試體 PI00, CSR=0.086, 有效應力與反覆作用次數關係圖	71
圖 4.7 試體 PI00, CSR=0.086, 超額孔隙水壓與反覆作用次數關係圖	71
圖 4.8 試體 PI00, CSR=0.086, 應力應變關係圖	72
圖 4.9 試體 PI04 經動態試驗後之液化情形	73
圖 4.10 試體 PI04, CSR=0.086, 軸向應變與反覆作用次數關係圖	74
圖 4.11 試體 PI04, CSR=0.086, 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖	74
圖 4.12 試體 PI04, CSR=0.086, 應力應變關係圖	75
圖 4.13 試體 PI08 經動態試驗後之液化情形	75
圖 4.14 試體 PI08, CSR=0.055, 軸向應變與反覆作用次數關係圖	76
圖 4.15 試體 PI08, CSR=0.055, 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖	76
圖 4.16 試體 PI08, CSR=0.055, 應力應變關係圖	77
圖 4.17 試體 PI14 經動態試驗後之液化情形	78
圖 4.18 試體 PI14, CSR=0.057, 軸向應變與反覆作用次數關係圖	79
圖 4.19 試體 PI14, CSR=0.057, 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖	79
圖 4.20 試體 PI14, CSR=0.057, 應力應變關係圖	80

圖 5.1 不同 PI 下之超額孔隙水壓激發情況.....	95
圖 5.2 不同 PI 下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖	95
圖 5.3 不同初始孔隙比下之超額孔隙水壓激發情況	96
圖 5.4 不同初始孔隙比下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖	96
圖 5.5 不同有效圍壓下之超額孔隙水壓激發情況	97
圖 5.6 不同有效圍壓下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖	97
圖 5.7 不同 PI 下之軸向應變圖.....	98
圖 5.8 混合土壤在不同 PI 下之破壞條件與反覆作用次數關係圖	98
圖 5.9 無塑性二元混合土壤在不同孔隙比下之破壞條件與反覆作用次數關係圖	99
圖 5.10 三元混合土壤 (PI=4) 在不同有效圍壓下之破壞條件與反覆作用次數關係圖	99
圖 5.11 無塑性二元混合土壤 (CSR=0.056) 軸差應力與軸向應變關係圖	100
圖 5.12 塑性指數 4 三元混合土壤 (CSR=0.051) 軸差應力與軸向應變關係圖	100
圖 5.13 塑性指數 8 三元混合土壤 (CSR=0.055) 軸差應力與軸向應變關係圖	101
圖 5.14 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.057) 軸差應力與軸向應變關係圖	101
圖 5.15 無塑性二元混合土壤 (CSR=0.056) 有效應力路徑圖	102
圖 5.16 塑性指數 4 三元混合土壤 (CSR=0.051) 有效應力路徑圖	102
圖 5.17 塑性指數 8 三元混合土壤 (CSR=0.055) 有效應力路徑圖	102
圖 5.18 反覆荷重頻率 0.1 Hz , 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.057) 有效應力路徑圖	103
圖 5.19 反覆荷重頻率 0.05 Hz , 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.055) 有效應力路徑圖	103
圖 5.20 不同塑性指數與試體液化破壞變形量關係圖	103
圖 5.21 不同初始孔隙比與試體液化破壞變形量關係圖	104
圖 5.22 不同有效圍壓與試體液化破壞變形量關係圖	104

圖 5.23 混合土壤在不同塑性指數下之抗液化曲線	105
圖 5.24 混合土壤，塑性指數與土壤反覆阻抗比之關係圖	105
圖 5.25 無塑性二元混合土壤在不同目標孔隙比下之抗液化曲線	106
圖 5.26 無塑性二元混合土壤，目標初始孔隙比與土壤反覆阻抗比之關係圖	106
圖 5.27 塑性指數 4 三元混合土壤在不同有效圍壓下之抗液化曲線	107
圖 5.28 塑性指數 4 三元混合土壤，有效圍壓與土壤反覆阻抗比之關係圖	107
圖 5.29 I_{f,σ'_c} 與有效圍壓關係圖	108

第 1 章 緒論



1.1 研究動機與目的

過去的土壤液化研究大多集中在單一土壤類型上，此種研究方法是為了簡化問題並著重於探索土壤本身的液化行為，然而現實中的土壤是複雜的，且往往是由多種不同類型的土壤組成形成多元混合土壤。這些土壤可能具有不同的粒徑分佈、塑性指數(Plasticity Index，簡稱 PI) 和組成比例等特徵，這些複雜性對於瞭解土壤的液化行為和抗液化能力至關重要。

在常見的土壤液化簡易評估方法中認為高細顆粒含量與高塑性之土壤有較佳的抗液化能力，如雙曲線函數法 (Hyperbolic Function, HBF) 中以細顆粒含量 10% 作為分界點；美國國家地震工程研究法 (National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER) 以細顆粒含量 35% 為分界點；日本建築學會法 (Architecture Institute of Japan, AIJ) 則是直接將細顆粒含量大於 35% 並且黏土含量大於 15% 與塑性指數大於 15 之土壤視為不會液化，然而檢視全球土壤液化的案例中，1994 年的 Northridge、1999 年的 Kocaeli 以及 1999 年的集集地震中皆有低塑性粉土液化之情況，這表明過去的研究可能對於以細顆粒為主體之土壤存在一定的限制。而為了更好地了解和預測土壤的液化行為，細顆粒的特性和行為不能被忽略，應將其納入整體考慮，以獲得更真實和可靠的結果。

細顆粒可以分成粉土及黏土，以不同比例混合會改變其土壤性質，其中土壤的塑性指數在動態試驗中扮演著重要的角色，特別是當細顆粒為土壤主體時，塑性指數有機會因細顆粒較大的表面積而被放大其影響能力。因此本研究探討以細顆粒為主體之混合土壤在不同塑性指數、孔隙比及有效圍壓為變因下的動態強度變化，透過試驗結果之分析來瞭解不同變因對無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤的抗液化強度、抗液化曲線趨勢、水壓激發反應以及液化破壞後之變形量的影響。

1.2 研究方法

本研究以石英砂、石英粉以及高嶺土作為低塑性三元混合土壤之試驗材料，無塑性二元混和土壤由石英砂與石英粉組成，控制其細顆粒及粗顆粒之比例為 6 比 4。透過調整細顆粒中石英粉及高嶺土的比例達到不同塑性指數，以細顆粒的塑性指數、孔隙比及有效圍壓作為控制變因，使用濕搗法重模試體，並以 GDS 動力三軸試驗儀進行動態強度試驗，將試體飽和及壓密後，再於不同反覆應力比下進行動態加載直至試體發生液化破壞，接著紀錄試體液化破壞後之超額孔隙水排出量以計算試體變形量。其中求取試體於不同反覆應力比下所對應之應力反覆作用次數，便可取得土壤之抗液化強度曲線。

1.3 研究架構

本研究全文共分成六章，第一章為緒論，介紹本研究之動機與目的、研究方法以及架構；第二章為文獻回顧，介紹土壤液化定義、機制、現象以及破壞條件，並整理與簡述國內外學者之液化相關研究；第三章為試驗內容，說明本試驗所使用的材料、規劃以及儀器，並介紹 GDS 動態三軸儀器使用步驟；第四章為試驗結果，介紹本研究無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤之基本物性以及動態試驗結果；第五章為分析與討論，探討以上述混合土壤在不同變因下之動態行為以及強度並進行比較；第六章為結論與建議，對於本研究之試驗結果提出結論，並針對其提出改善及建議；最後為本研究之參考文獻。

第 2 章 文獻回顧



本章主要分為三個部分，首先將簡單定義相關液化之機制與現象，第二部分則為透過各文獻之定義及方法評估符合本研究之液化破壞準則，最後一部分則是整理過去學者對於不同變因與土壤抗液化強度關係之研究進行概述，其中包含土壤之粒徑分佈、塑性指數、相對密度及有效圍壓等因素。

2.1 土壤液化

Kramer (1966) 中提及液化一詞最初是由 Mogami and Kubo (1953) 所提出，指在未降雨之條件下飽和且不排水之無凝聚力土壤受到單一持續加載的或短暫的或反覆振動的擾動所引起的土壤變形。

2.1.1 土壤液化定義

以下為根據 Seed (1975) 對於液化 (Liquefaction) 以及在 Kramer (1966) 中所提及 Seed and Lee (1966) 對於初始液化 (Initial Liquefaction) 之定義：

- (1) 液化 (Liquefaction)：顆粒土壤在承受靜態剪應力或反覆載重作用時，產生超額孔隙水壓導致有效應力降低，最後使土壤失去剪力強度造成永久變形，並且狀似液態，稱之為液化。
- (2) 初始液化 (Initial Liquefaction)：當土壤承受反覆載重時，土中超額孔隙水壓上升至等同於初始有效圍壓之狀態，亦或是土壤達到百分之百孔隙水壓比即為初始液化已發生。另外初始液化無法當作土壤中之變形量依據，但可作為時間點以評估前後可能產生之行為。

2.1.2 土壤液化機制

以疏鬆飽和砂土為例，地震來臨時會伴隨著地震波傳入土壤使其受到反覆剪力作用，而巨大的震動力將使土壤顆粒變的更緊密進而使地震作用速率大於砂土排水速率，

因此地震短暫的作用時間造成砂土變成相對不排水，使得被激發之超額孔隙水壓無法消散，導致土壤顆粒間有效應力不斷下降進而趨於零同時也失去剪力強度，此時土粒之間已無表面張力，顆粒懸浮於水中如同液態，液化後地表已然失去了承重能力，導致道路陷落、地面建築物下陷及傾斜、維生管線系統損壞等嚴重的工程問題。

圖 2.1 為 Ishihara (1985) 所提出之顆粒土壤液化示意圖，圖 2.1(a) 為土壤尚未受到反覆剪力作用之狀態；圖 2.1(b) 為土壤受到反覆剪力作用後，總應力不變但孔隙水壓被激發使有效應力降低，土壤顆粒間失去有效圍壓的束縛彼此間無作用力懸浮於水中，土體已然液化；圖 2.1(c) 為液化過後超額孔隙水壓消散，土粒重新排列沉澱於底部使土壤趨於緊密呈現土水分離的狀態，使地表容易發生沉陷。

2.1.3 土壤液化現象

以下為根據 Kramer (1996) 對於液化現象所提出之定義：

- (1) 流動液化 (Flow Liquefaction)：當土壤所承受之靜態剪應力大於液化狀態之剪力強度時將有可能發生大變形的流動液化，土體在殘餘強度非常小之情況下持續變形，於不排水強度最大時發生小變形接著快速坍塌應變也隨之變大。通常容易發生在孔隙比較大之土體。
- (2) 有限制液化 (Limited Liquefaction)：當土壤受到反覆載重時，於特定的軸應變範圍會有應變軟化之行為，但持續剪動後土壤應變強度反而上升，孔隙水壓呈現先上升後下降之變化，主要原因在於土體在剪動過程中變形而膨脹，使孔隙水壓得以消散，土體重新獲得強度及穩定性。
- (3) 反覆流動性 (Cyclic Mobility)：當土壤所承受之靜態剪應力小於液化狀態之剪力強度時將有可能發生反覆流動性液化，土壤在初始液化後產生有限度之應變，整體應變有逐漸累積之趨勢，但並不會像流動液化一次產生巨大應變並持續變形，通常容易發生在孔隙比小之土體。

2.1.4 土壤液化試驗破壞行為定義

ASTM D5311-11 為動三軸試驗之規範，當中定義土壤液化破壞方式可分成兩項，其一為當超額孔隙水壓等於初始有效圍壓時視為初始液化已發生，另一項則是以雙軸向應變達 2.5%、5%、10% 及 20% 作為破壞條件。

Ishihara (1993) 提到當應力施加於砂時孔隙水壓會穩步上升直至孔隙水壓比 (γ_u) 達 100% 並產生 5% 的雙軸向應變，但當應力施加於粉土質砂或是砂質粉土時孔隙水壓並不會完全發展，而是在達到相當於初始有效圍壓的 90% 到 95% 時停止積累，但觀察其應變可發現土壤已有相當明顯之軟化，因此 5%的雙軸向應變被視為其液化破壞標準之一。

Bray and Sancio (2006) 以無塑性粉土進行試驗，可發現單軸向應變達 3% 與孔隙水壓比達 1 兩者的反覆作用次數相近，因此其破壞條件分別為單軸向應變 3%、雙軸向應變 5% 及孔隙水壓比接近 1。

Ghionna and Porcino (2006) 使用不受擾動與重模之砂土進行試驗並以最大軸向應變 2.5% 為破壞條件。總結來說液化破壞標準以孔隙水壓比 1 最為常見，此外多數學者也常以雙軸向應變 5% 做為標準之一，像是 Hyde et al. (2006)、EI (2009)、Park and Kim (2013) 及 Kim et al. (2016) 皆是如此。

2.2 評估細顆粒土壤液化風險之方法

Wang (1979) 從發生在中國的地震歸納出，當黏土含量小於 15% 至 20% 以及含水量與液性限度的比值大於 0.9 時，土壤被視為有液化的可能性，如圖 2.2 所示。Seed and Idriss (1982) 整合 Wang (1979) 先前的理論並提出「Chinese criteria」，認為黏土質土壤須符合以下三點才有液化的可能性，分別為黏土含量需低於 15%、液性限度小於 35 以及含水量與液性限度之比值大於 0.9。Martin and Lew (1999) 更是直接發表當土壤中的黏土含量大於 15% 時可直接判定此土壤不會液化。以上三組學者皆有以黏土含量做為液化可能之判斷依據，而判斷黏土的方式以粒徑小於 0.005 毫米為基準，但

此判定準無法解釋 1971 San Fernando、1994 Northridge、1999 Kocaeli 及 1999 Chi-Chi 地震所帶來的土壤液化問題，圖 2.3 為 1994 Northridge 地震液化土層之土壤參數，以此為例可發現其細顆粒粉質土與黏性土含量幾乎都大於 15%。

Youd (1998) 視 Chinese criteria 為保守的判別準則，其判定準則為若細顆粒土壤的液性限度小於 35 加上塑性指數又小於 7 或依塑性圖中分類位於 A-line 之下，此外也有許多學者同樣藉由液性限度及塑性指數做為細顆粒土壤液化判定之依據，如 Seed et al. (2003) 以及 Polito (2001)，並且又將判定之結果細分為高度敏感、中度敏感、不敏感三種層級，而 Gratchev et al. (2006) 所認定之完全不會液化塑性指數標準為大於 15，並且提出當土壤之塑性指數越高其液化的可能性越低。然而從 Wijewickreme and Sanin (2004) 與 Wijewickreme et al. (2005) 所觀察到之液化土壤 Fraser River Delta 粉土 ($PI = 5$) 與尾礦細顆粒 ($0 \leq PI \leq 12$) 兩者並不能完全符合以上所有對於塑性指數之標準。因此 Bray and Sancio (2006) 以塑性指數、液性限度及含水量三者結合來評判土壤液化的敏感度，並認為液化取決於黏土礦物的數量及類型，塑性指數為液化敏感度更好的指標。各學者之詳細細顆粒土壤液化標準以表格方式整理於表 2.1。

2.3 土壤粒徑分佈對液化之影響

一般認為砂土最容易有液化的行為發生，而當黏土或是礫石顆粒含量越高時則越不容易液化，以下將以平均粒徑 D_{50} 為基準觀察土壤粒徑分佈對於抗液化能力之影響。

Tsuchida (1970) 提出當平均粒徑介於 0.02 與 2 毫米之間時屬於易液化區間；0.08 到 0.7 毫米之間則屬於極易液化區間，如圖 2.3 所示。而 Seed (1976) 對此也有一樣的看法，其研究同時指出優良級配土壤相較於平均級配土壤抗液化能力更佳，主要原因為優良級配土壤的粒徑分佈更為完整可降低試體顆粒間的孔隙幫助其排列更加緊密。Erguler (2016) 整理多國地震液化噴砂之土壤並與 Tsuchida

(1970) 所提出之標準做比較，如圖 2.4 所示大部分液化土壤集中於 0.08 到 0.7 毫米之間，符合 Tsuchida (1970) 與 Seed (1976) 所提出之判別標準，另外有部分粒徑分佈含有礫石的可能原因為噴砂過程夾帶出他層土壤而非真正液化之土層。

日本土木工程學會 JSCE (1977) 與日本港灣設計規範 (1999) 皆提出當平均粒徑介於 0.028 與 2 毫米之間時屬於易液化區間；0.09 到 0.8 毫米之間則屬於極易液化區間。Chu et al. (2003) 蒐集位於霧峰受集集地震影響導致液化噴砂之土壤與 JSCE 所提出之易液化區間進行比較，如圖 2.5 所示可發現噴砂土壤依統一土壤分類為 SM；細顆粒含量約 12% 至 52% 之間；平均粒徑落在 0.08 到 0.28 毫米之間，大部分是落在極易液化區間範圍內。

綜合上述，各學者對於液化區間之判別可以發現其實差異不大再加上實際液化案例之土壤也符合此判別標準，因此土壤粒徑分佈對於土壤的抗液化能力有一定的影響性，其中位於最容易液化區間之土壤為細顆粒的粉土質砂與均勻細砂。有關平均粒徑液化區間之總整理將於表 2.2 呈現。

2.4 塑性指數對液化強度之關係

於 2.2 節所提及之細顆粒土壤液化標準經常以塑性指數作為其判斷標準之一，如 Youd (1998)、Polito (2001)、Seed et al. (2003)、Gratchev et al. (2006) 等，另外 Boulanger and Idriss (2004) 也以塑性指數作為標準認為當細顆粒土壤大於 7 時較像是黏土的特性，呈反覆流動變形，其液化可能性低，反之則偏向砂土特性，在承受反覆應力時容易激發水壓液化風險高，以上學者皆認為塑性指數越高土壤之抗液化能力越好，甚至當塑性指數達某一臨界值之後即會被判定為無液化之可能性。

EI Hosri et al. (1984) 於 20 公尺與 40 公尺處取得兩種未受擾動之原狀試體，依統一土壤分類分別為黏土質粉土或含有黏土之粉土 (ML-CL、ML-MH, PI = 5-15) 以及無塑性之粉土質砂 (ML, PI = 0)，將不同塑性指數之試體 (PI = 0、5、6.5、8、9、

15) 進行液化試驗並經由 Guo and Prakash (1999) 之整理結果如圖 2.6，以塑性指數為橫軸可發現當土壤在塑性指數為 5 時抗液化能力最弱，以此為界在較高之塑性指數時其抗液化能力會隨著塑性指數越小而越差，但當土壤為無塑性時其抗液化能力卻比塑性指數為 5 時還要好，此結果顯示塑性指數對液化強度之關係整體趨勢呈現 U 字型而非正相關。

Sandoval (1989) 與 Prakash and Sandoval (1992) 以不同比例之粉土混合黏土得出三種低塑性指數之試體，其塑性指數分別為 1.7、2.6 及 3.4 並控制其孔隙比為 0.74 以進行試驗，試驗結果如圖 2.7，當塑性指數越高抗液化能力越差。Puri (1984, 1990) 同樣以粉土及黏土做混合，試體塑性指數範圍為 10 到 20，最低塑性指數相較於前者高出許多，圖 2.8 為試驗結果顯示當塑性指數越高其抗液化能力越好。Guo and Prakash (1999) 整合前兩者之試驗結果如圖 2.9，雖然圖中無展現當塑性指數界於 4 與 10 之間時與液化強度之關係，但單就試驗結果可得當塑性指數小於 4 時塑性指數與抗液化能力關係呈反比，但當塑性指數大於 10 時兩者關係則呈正比，如同 EI Hosri et al. (1984) 之結果塑性指數在與液化強度之關係中有臨界值之存在，只是此臨界質有可能會隨著土壤組成不同而有所差異。

Bray and Sancio (2006) 使用位於土耳其 Adapazari 因 1999 Kocaeli 地震引致液化發生之土壤，其細顆粒含量大於 70% 塑性指數為 0 到 25。圖 2.10 為土壤塑性指數 0、7、11 及 18 之應力應變關係圖，測試不同塑性指數之試體達軸向應變 3% 時之應力反覆作用次數，其中細線為首次應力反覆作用，粗線則為達 3% 軸向應變時之應力反覆作用，由結果可看出所有試體在剪切過程中都會膨脹，並且當土讓塑性增加時，其應力反覆作用次數也增加同時應力應變曲線形狀也更加的對稱。圖 2.11 顯示了在兩種不同有效圍壓的情況下進行有關塑性指數之試驗，因無法分辨塑性指數小於 12 之試體，因此以 0 到 12 以及 12 到 18 這兩段區間之土壤繪出抗液化曲線進行比較，結果為在兩種不同有效圍壓的情況下塑性指數高之區間其抗液化能力皆明顯高於低區間，在此試驗條件中塑性指數在與液化強度之關係呈正相關。

Park and Kim (2013) 以重模方式控制砂與細顆粒土壤之比例為 9 比 1，其中細顆粒土壤又可依照不同塑性指數分成 4 種，分別為粉土 ($PI=8$)、高嶺土 ($PI=18$)、40% 之膨潤土混合 60% 之粉土 ($PI=50$)、膨潤土 ($PI=377$)，由圖 2.12 所示砂土混合粉土也就是細顆粒塑性指數最低之配比其抗液化能力為最佳，其餘之抗液化能力隨著塑性指數越高而越差，因此結論為當砂土中含少量 (10%) 之細顆粒時，砂土之抗液化能力會取決於細顆粒之塑性，特別是在越緊密的試體影響將會被放大。

江孟衡 (2013) 使用鐵立庫粉土，控制其初始孔隙比為 0.86；有效圍壓 80 kPa；加載速率 0.1 Hz，並以塑性指數 2、5、8、11 作為控制變因進行動態三軸試驗，試驗結果如圖 2.13 所示，土壤反覆阻抗比 CRR (Cyclic Resistance Ratio) 隨細顆粒塑性指數增加而下降，此試驗之破壞標準為雙軸向應變 5%，塑性越高之土壤在受到反覆應力作用後越容易產生大應變而破壞。Seed (1975) 提出當應力反覆作用次數等於 15 時所對應之剪應力比 CSR (Cyclic Stress Ratio)，代表地震規模約 7.5 下土壤所對應之反覆阻抗比 CRR (Cyclic Resistance Ratio)。

Wang et al. (2015) 以 Wang and Luna (2014) 所使用之密西西比河流域的低塑性粉土為試驗材料，試驗內容為藉由添加膨潤土來改變原本土壤的性質，膨潤土佔比分別為整體重量的 0%、2.5%、5.0%，其塑性指數則依序為 5.8、6.2、9.4，隨著黏土含量的增加 PI 也會持續上升，圖 2.14 為此試驗之抗液化曲線，當 CSR 等於 0.35 時，無論塑性指數如何液化，所需的應力反覆作用次數都沒有顯著差異，圖中虛線為當 CSR 從 0.25 到 0.35 不等時所原本預想之 CSR 與應力反覆作用次數的曲線，而當 CSR 小於 0.25 時則如同大多數學者之研究，土壤抗液化能力隨著塑性限度上升而變強。

Liu (2020) 混合三種土壤分別為砂 (Uniform medium concrete sand)、粉土 (Vicksburg silt) 與黏土 (Mississippi Buckshot clay)，並設計五種細顆粒含量 5%、12.5%、20%、45%、60% 以及 7 種細顆粒之塑性指數 4%、10%、15%、20%、25%、30% 及 40% 以進行試驗，圖 2.15 為控制每顆試體相對密度 30%；有效圍壓為 103 kPa；應力反覆作用次數為 10 之試驗結果，以細顆粒含量 20% 為分界點，當小於此含量時細

顆粒塑性與液化強度之趨勢較不明顯，但大於此含量且若塑性指數介於 4 到 15 之間時，土壤之抗液化能力會隨著細顆粒之塑性增加而變強。



2.5 相對密度對液化強度之關係

Chien et al. (2002) 採用位於台灣西部雲林之海埔新生地作為試驗樣本，其砂土特性為均勻細黑砂並依照統一土壤分類為 SP，控制試驗條件為相對密度 35%、55%、75% 以及細顆粒含量 0%、5%、10%、20%、30%，由於試體含有細顆粒土壤因此選擇以濕搗法 (Moist Tamping) 填製。圖 2.16 為不同相對密度經外力作用後所引起之土壤液化沉陷量，當相對密度越高時試體沉陷量越少，而此試驗計算試體沉陷量之方式是基於 Terzaghi (1925) 一維壓密理論 (One-dimensional Consolidation Theory)，其原理為假設試體橫截面積在液化後保持不變，只有垂直軸向沉降變化，試體之沉降變化、沉陷比及體積應變計算方法分別如下式 2.1、式 2.2 以及式 2.3：

$$\Delta H = \frac{\Delta V}{A} \quad \text{式 2.1}$$

$$S_r (\%) = \frac{\Delta H}{H} \quad \text{式 2.2}$$

$$\varepsilon_v (\%) = \frac{\Delta V}{V} \quad \text{式 2.3}$$

ΔH ：試體沉陷高度變化

H ：試體原高度

ΔV ：液化引起之體積變化

V ：試體原體積

A ：試體橫截面積

Park and Kim (2013) 控制試體之孔隙比將其分成疏鬆 ($e=0.955-0.973$)、中等 ($e=0.850-0.860$) 及緊密 ($e=0.738-0.747$) 三種程度，圖 2.12 為以同一緊密程度比較不同細顆粒塑性指數間對強度的影響，可以發現在疏鬆層級之土壤強度差異不大，但隨

著緊密程度的上升對於不同塑性土壤的抗液化能力有顯著的加成效果。圖 2.17 為 4 種細顆粒混合砂在不同緊密程度下之抗液化曲線，四組結果皆說明抗液化能力與土壤相對密度為正相關，當相對密度越高時土壤抗液化能力越佳，不過對於由膨潤土與砂混合之試體與密度之關係相較其他三者不明顯，推測原因為膨潤土顆粒較小代表其表面積較大，因此土壤顆粒大小可能會影響到相對密度對於抗液化能力之改善程度。

江孟衡 (2013) 以石英粉進行動態三軸試驗，其控制條件為加載速率 1 Hz；有效圍壓 80 kPa，並以乾密度 $1.325, 1.352, 1.425 \text{ kg/cm}^3$ 作為試驗變因進行動態三軸試驗，結果如圖 2.18 所示當試體之乾密度越高其土壤抗液化強度 CRR (Cyclic Resistance Ratio) 也越高。

Kim et al. (2016) 使用岩國黏土 (Iwakuni clay) 與石英砂混合出 7 種不同細顆粒含量之試體，將土壤分五層填入模具中並進行夯實，如圖 2.19 所示當所需夯實能量越大其夯實次數則越高，且夯實次數會隨著層數的上升而遞增，主要為避免底層因重複夯實而有孔隙不均之情況，此試驗之變因除了有 7 種細顆粒含量外還有 5 種不同的夯實能量與其所對應之相對密度，圖 2.20 即為此兩者與土壤抗液化能力之關係，當細顆粒含量小於 20% 時若其相對密度小於 30% 則細顆粒含量越高抗液化能力越佳兩者為正相關，反之若其相對密度大於且等於 30% 時，則細顆粒含量越高抗液化能力越差兩者為負相關，而細顆粒含量大於且等於 20% 時，細顆粒含量越高其抗液化能力則越佳直至細顆粒含量大於 50% 時呈一定值，此時土壤相對密度與其抗液化能力趨勢一致。

2.6 有效圍壓對液化強度之關係

Amini et al. (2000) 以粉土質砂進行液化試驗，其控制變因有 3 種有效圍壓 50 kPa、100 kPa、250 kPa，以及 4 種粉土含量同時也代表了細顆粒土壤的含量 10%、30%、40%、50%，並以濕搗法 (Moist Tamping) 及沉降法 (Sedimentation) 兩種方式進行重模，兩者分別代表了均勻土壤及分層土壤的條件，以粉土含量 30% 之試體為例其試驗結果分別為圖 2.21 與圖 2.22，當有效圍壓從 50 kPa 上升至 250 kPa 時以應力反覆次數 10 為基準，均勻土壤之抗液化能力於此下降了 38% 而分層土壤則是下降了 20%，兩者雖重模方式不同但有效圍壓與土壤抗液化能力之趨勢卻一致，皆為當有效圍壓上升抗液化能力則下降之反比關係。

Bouckovalas et al. (2003) 以 Nevada 砂重模試體，控制初始孔隙比為 0.70；細顆粒含量 0%、5%、10%、20%、30%；有效圍壓 50 kPa、100 kPa、200 kPa，並蒐集整理 Kondoh et al. (1987) 以及 Troncoso (1990) 之資料作為理論預測，其有效圍壓分別為 49 kPa 與 196 kPa，此試驗則以有效圍壓 50 kPa 與 200 kPa 進行比較，過程中將會運用到校正因子 I_f ，當 I_f 大於 1 時即代表此混合土壤之抗液化強度相較純砂試體佳，而當 I_f 小於 1 時則呈相反結果，其公式如下式 2.4：

$$I_f = \frac{CSR_{f \neq 0}}{CSR_{f=0}} \quad \text{式 2.4}$$

於相同孔隙下比及應力反覆作用次數下液化之反覆剪應力比：

$CSR_{f \neq 0}$ ：含細顆粒之反覆剪應力比

$CSR_{f=0}$ ：不含細顆粒之反覆剪應力比

以無塑性砂混合粉土，並控制細顆粒含量皆小於 30%，試驗結果如圖 2.23 所示，理論預測及此試驗之結果皆為在較大的有效圍壓下隨著細顆粒含量的增加 I_f 越小，代表在相同有效圍壓下增加細顆粒含量將會導致抗液化能力下降，但於較小的有效圍壓下 I_f 越大顯示此條件下增加細顆粒含量可幫助抗液化能力的提升，依式 2.5 所示， I_f 與細顆粒含量 f (%) 為線性關係， α_f 則為斜率僅受有效圍壓影響。

$$I_f = 1 + \alpha_f \frac{f(\%)}{100}$$

式 2.5

此外 α_f 之趨勢如圖 2.24 所示，在有效圍壓小於 55 到 70 之間時為正值，但在大於此區間後則為負值。 α_f 之均值為 α_f 與有效圍壓 p 之關係可表示為式 2.6， p_a 為大氣壓力等於 100 kPa。

$$\alpha_f \approx \left(\frac{p}{p_a} \right)^{-2.50} - 3.50 \quad \text{式 2.6}$$

Bray and Sancio (2006) 使用 Adapazari 之土壤，並控制有效圍壓為 25 kPa、40 kPa、50 kPa、100 kPa 及 300 kPa 以進行 CTX (Cyclic Triaxial) 試驗，當試體達到 3% 之軸向應變時視為破壞之時間點，試驗結果如圖 2.25 所示，有效圍壓較小之土壤其抗液化能力相較於有效圍壓較大者佳。圖 2.26 為整理 Hynes and Olsen (1999) 之資料透過 K_σ 將不同有效圍壓下之液化阻抗強度進行正規化， K_σ 之定義源自於 Youd et al. (2001)，依式 2.7 所示，此試驗之結果為 K_σ 隨有效圍壓上升而變小。

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.3} \quad \text{式 2.7}$$

Della et al. (2011) 使用位於阿爾及利亞 (Chief River) 之砂混合 0.5% 之粉土 (PI=5.81) 重模，並設定其初始相對密度為 50%，控制變因為有效圍壓 50 kPa、100 kPa、200 kPa 進行單向三軸壓縮試驗，試驗可透過最小應力差與初始峰值應力差 ($q(\min)/q(\text{peak})$) 的比值觀察試體是否膨脹並增加其液化阻抗，比值若為 0 代表試體完全液化，若為 1 則表示行為非常穩定，圖 2.27 為試驗結果當有效圍壓為 50 kPa 時其比值為 0 達到完全液化，而當有效圍壓上升至 100 kPa 及 200 kPa 時比值分別為 0.42 及 0.6 有上升之趨勢，代表增加有效圍壓土壤之抗液化能力也會增強。

周桓宇 (2013) 比較石英粉與鐵立庫粉土 (現地粉土) 對於不同有效圍壓下其抗液化能力之關係，控制有效圍壓為 80 kPa、160 kPa、320 kPa 並進行動三軸試驗，試驗結果如圖 2.28 所示，當有效圍壓從 80 kPa 上升至 320 kPa 時，石英粉之土壤反覆

阻抗比 CRR (Cyclic Resistance Ratio) 也從 0.104 上升至 0.126，兩者關係呈正相關，而在此情況下之鐵立庫粉土則完全相反，其反覆阻抗比 CRR 從 0.219 下降至 0.176，兩者呈負相關。

Zhang et al. (2018) 使用中國的 Quaternary 粉土，並控制其乾密度為 $1.460\ g/cm^3$ 、 $1.586\ g/cm^3$ ；有效圍壓 $50\ kPa$ 、 $100\ kPa$ 、 $150\ kPa$ ；加載速率 $0.1\ Hz$ ；勁度 $0.2\ kN/mm$ ，並視雙軸向應變 5% 為液化破壞，圖 2.29 為不同有效圍壓及乾密度下粉土之抗液化曲線，在乾密度為 $1.460\ g/cm^3$ 之情況下有效圍壓越大其抗液化能力越佳，而在乾密度 $1.586\ g/cm^3$ 相較緊密之狀態時有效圍壓越大其抗液化能力卻越弱，因此在有效圍壓為 $50\ kPa$ 到 $150\ kPa$ 時，緊密試體相較鬆散試體之土壤強度依序大了 5 倍、3 倍及 2 倍差異越來越接近，另外也發現在較低有效圍壓下顆粒緊密之土體其抗液化能力更加顯著，亦指淺層粉土適用以增加乾單位重之方式來改善土壤之抗液化能力。

Chegenizadeh et al. (2018) 於塑性為 4.6 之粉土中添加纖維以進行液化試驗，此試驗之有效圍壓分別為 $50\ kPa$ 、 $100\ kPa$ 、 $150\ kPa$ ，控制其纖維長度及含量分別為 5 毫米及 0.3%，並且試體以相對密度 42.2% 進行重模，試驗結果如圖 2.30 所示，有效圍壓與抗液化能力之關係呈反比，即有效圍壓越大其抗液化能力越差。

2.7 超額孔隙水壓激發模型

Seed et al. (1975) 以純砂作為超額孔隙水壓激發模型的測試資料並用以預測超額孔隙水壓比激發趨勢，在此模型中超額孔隙水壓比 (γ_u) 為應變數，應力反覆作用次數比 ($\frac{N}{N_L}$) 及經驗常數 (α) 則為自變數，其公式如下式 2.8 所示，以相對密度 60% 之砂土為例其 α 值為 0.7。Booker et al. (1976) 所使用之超額孔隙水壓激發模型則是簡化 Seed et al. (1975) 的經驗公式，如下式 2.9 所示。

$$\gamma_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad \text{式 2.8}$$

$$\gamma_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\alpha}}$$



式 2.9

N ：應力反覆作用次數

N_L ：達到初始液化時所需之應力反覆作用次數

α ：經驗常數

Polito et al. (2008) 使用兩種砂及一種粉土作為試驗材料，將砂和無塑性粉土依不同比例混合成 8 種土壤，並提出針對無塑性且細顆粒含量落在 4 到 75% 之間土壤的超額孔隙水壓激發模型，此模型是以 Seed et al. (1975) 為基礎並對其經驗常數的部分作調整，其中影響因子包含細顆粒含量 (FC)、相對密度 (D_r) 以及施加於試體上的反覆剪應力比 (CSR)，其公式如下式 2.10 及式 2.11 所示，另外 c_1 、 c_2 、 c_3 及 c_4 四個常數會因不同的細顆粒含量而有所改變，當細顆粒含量小於 35% 時 c_1 到 c_4 分別為 0.011166、0.007397、0.01034 及 0.5058，而當細顆粒含量等於或大於 35% 時 c_1 到 c_4 則分別為 0.002149、-0.0009398、1.667 及 0.4285。

$$\alpha = c_1 \times FC + c_2 \times D_r + c_3 \times CSR + c_4 \quad \text{式 2.10}$$

$$\gamma_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2(c_1 \times FC + c_2 \times D_r + c_3 \times CSR + c_4)}} \quad \text{式 2.11}$$

另外 Polito et al. (2008) 也以 Seed et al. (1975) 預測細顆粒含量為 75% 之試體，其結果如圖 2.31 所示，預測值與真實結果在孔隙水壓激發前半段基本上並無太大的差異，主要在應力反覆作用次數比 0.6 到 0.9 之間稍有落差，試驗所量測值在此區間上升幅度略大於預測值。

Sağlam and Bakir (2018) 使用 Sancio (2003) 的原狀試體以及 Donahue (2007) 與 Sağlam (2011) 的重模試體作為建立超額孔隙水壓激發模型的資料來源，以上試體皆由土耳其地區的現地粉土所組成，整體塑性指數落在 0 到 20 之間，此模型條件適用於反覆剪應力比 (CSR_{tx}) 介於 0.2 與 0.7 之間；初始孔隙比 (e_i) 介於 0.75 與 1 之間；初始剪應力比 ($\frac{\tau_s}{p'_i}$) 介於 0 到 0.75 之間，此外隨著不同剪應力比與加載頻率 (f) 所對

應的常數 (α_1 、 α_2 、 β_1 、 β_2) 也會有所不同如圖 2.32 所示，此模型公式列於下式 2.12、式 2.13 及式 2.14。

$$\gamma_u = a \times N^b \quad \text{式 2.12}$$

$$a = \alpha_1 \left[\frac{1}{3} \ln \left(\frac{\sqrt{CSR_{tx} \times e_i}}{(1 + (lne_i)^2)^{2(\exp(e_i) - 0.5)}} + 10 \frac{\sqrt{CSR_{tx} \times e_i}}{(1 + (lne_i)^2)^{5.5}} \right. \right. \\ \left. \left. + (lnCSR_{tx} \times lne_i)^2 - 2 \right) \right]^{\alpha_2} \quad \text{式 2.13}$$

$$b = \frac{\beta_1}{\left[\ln \left(\sqrt{e_i} \times (\exp(e_i^2) + CSR_{tx} \times e_i - 1.5) + 1 \right) \right]^2} + \beta_2 \quad \text{式 2.14}$$

2.8 小結

回顧土壤液化相關之文獻，探討粒徑分佈、細顆粒之塑性指數、相對密度以及有效圍壓對於土壤抗液化能力之影響。

近年來許多土壤液化的案例不限於砂質土壤，同時也包含了粉土及黏土等細顆粒含量高之土壤，因此過往的液化評估方式並不適用於此情況。本章蒐集並整理學者對於細顆粒土壤液化之準則，其主要圍繞在黏土含量、含水量、液性限度及塑性限度等性質，並以此提出三種層級分類作為判斷液化敏感度之依據，但有關此準則之可靠度仍須進一步確認。

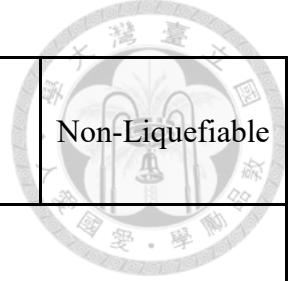
有關粒徑分佈對於液化之影響，蒐集學者所提出之標準並與現地液化土壤做比較可發現差異不大，易液化區間範圍落在平均粒徑 0.08 到 0.8 毫米之間，屬於細顆粒的粉土質砂與均勻細砂。

塑性指數對於液化之影響並不完全為線性的正相關或負相關，以往大多數學者認為塑性指數越高之土壤抗液化能力越好，但近期也出現許多相反的結果，更甚至有學者提出兩者關係呈 U 型趨勢在塑性 5 或 4 到 10 區間時有最低之抗液化能力，有此三種截然不同的差異因此塑性指數對於液化強度之關係仍有待研究。

當土壤的相對密度越高其抗液化能力越強同時垂直沉陷量也越小，整體來說相對密度較像是抗液化能力之函數具有加乘效果，但在細顆粒含量低於 20% 之情況下相對密度大於 30% 會使細顆粒含量與抗液化強度之趨勢改變。

有效圍壓與抗液化能力並非單一的線性關係，更多時候是受之於其他因素而影響，像是細顆粒含量、相對密度甚至是不同材料以相同方式進行重模並進行試驗也會得出不一樣的結果。

表 2.1 各學者之細顆粒土壤液化標準



Determine		Liquefiable	Potentially Liquefiable	Non-Liquefiable
Wang (1979)	Clay Content	< 15%-20%	X	
	$\frac{\omega}{LL}$	> 0.9		
Seed and Idriss (1982)	Clay Content	< 15%	X	
	LL	< 35		
	$\frac{\omega}{LL}$	> 0.9		
Youd (1998)	PI	< 7	X	
	LL	< 35		
Martin and Lew (1999)	Clay Content	X		> 15%
Seed et al. (2003)	PI	X	< 12	X
	LL		< 37	
Boulanger and Idriss (2004)	PI	X		> 7
Gratchev et al. (2006)	PI	X		> 15
Bray and Sancio (2006)	PI	< 12	12-18	> 18
	$\frac{\omega}{LL}$	> 0.85	0.8-0.85	< 0.8

表 2.2 平均粒徑液化區間

D_{50} (mm)	Tsuchida (1970)	Seed (1976)	JSCE (1977)	日本港灣 設計規範 (1999)
Possibility of Liquefaction	0.02-2	X	0.028-2	
High Possibility of Liquefaction	0.08-0.7	0.08-0.7	0.09-0.8	

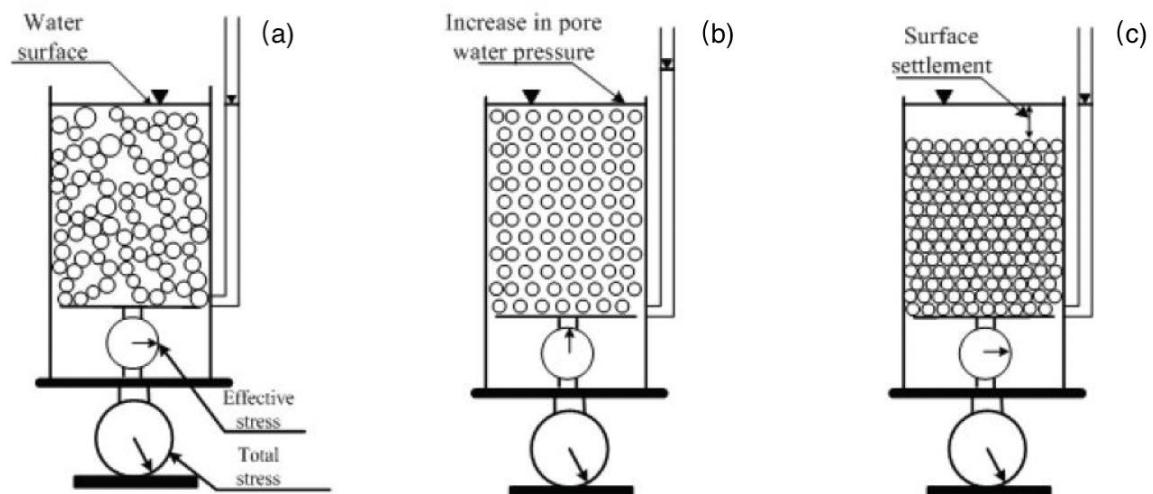


圖 2.1 Ishihara (1985) 顆粒土壤液化示意圖

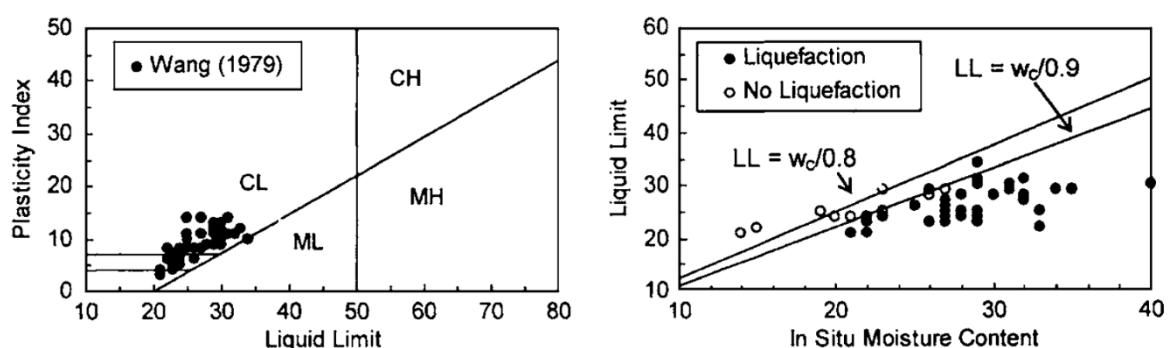


圖 2.2 Wang (1979)所提出，為 Chinese criteria 發展的起源 (Bray and Sancio, 2006)

Soil unit (1)	Depth range, m (2)	D_{50} mm (3)	N blows/ft (4)	$(N_1)_{60CS}$ blows/ft (5)	q_{C1CS} MN/m ² (6)	Fines % <75 μm (7)	Clay % <5 μm (8)	Water content (9)	Atterberg limit PL (10)	Atterberg limit LL (11)	USC (12)
(a) Balboa Boulevard											
B	0.8–5.5	0.109	12	—	—	59 ± 16	20 ± 8	17 ± 4	21 ± 2	33 ± 5	CL–SM
C	5.5–10.0	0.083	—	—	—	57 ± 17	19 ± 7	22 ± 5	20 ± 2	32 ± 7	ML/SM
Saturated C	8.0–10.0	0.110	—	21 ± 4	8.3 ± 3.0	52 ± 17	18 ± 8	23 ± 4	19 ± 3	30 ± 8	ML/SM
D	>10.0	0.207	—	59 ± 42	15.0 ± 4.9	48 ± 21	14 ± 9	23 ± 7	22 ± 3	36 ± 9	SM/ML
(b) Malden Street											
A	0–2.5	0.019	4	—	—	75 ± 8	31 ± 7	23 ± 6	22 ± 2	35 ± 6	CL
B	2.5–8.5	0.016	7	—	—	80 ± 8	37 ± 10	33 ± 4	22 ± 3	40 ± 6	CL
D	>8.5	0.252	—	43 ± 11	14.4 ± 7.4	43 ± 17	18 ± 10	—	19 ± 1	31 ± 4	SM
(c) Wynne Avenue											
A	0–2.5	0.094	8	—	—	51 ± 13	18 ± 6	—	—	—	SM/ML
B	2.5–6	0.027	3	—	—	69 ± 13	26 ± 7	29 ± 5	22 ± 3	38 ± 5	CL–SM
C	6–15.5	0.041	—	—	—	75 ± 20	32 ± 11	30 ± 7	21 ± 3	40 ± 2	CL–ML
C ₁	6.0–75	0.153	—	20 ± 6	13.5 ± 5.8	38 ± 23	10 ± 7	24 ± 5	—	—	SM
C ₂	10.0–11.5	0.161	—	27 ± 10	17.3 ± 8.9	38 ± 16	12 ± 6	—	—	—	SM
D	>15.5	0.111	—	68	17.7 ± 5.2	38	11	—	—	—	SM
(d) Potrero Canyon											
A	2.5–7.0	0.029	2	—	—	78 ± 12	24 ± 9	28 ± 5	24 ± 3	33 ± 5	CL/ML
C	2.5–1.0	0.033	6	—	—	76 ± 12	21 ± 5	26 ± 6	23 ± 3	28 ± 3	CL/ML
C ₁	Variable	0.095	—	15 ± 2	12.5 ± 3.3	57 ± 18	11 ± 3	23 ± 4	24 ± 1	29 ± 4	SM/ML
D	>11.0	0.280	—	57 ± 22	18.1 ± 5.7	31 ± 19	7 ± 7	18 ± 2	19 ± 1	24 ± 1	SM

Note: See Figs. 2, 4, 6, and 7 for identification of soil units. D_{50} is median grain size; USC is the Unified Soil Classification system. $(N_1)_{60CS}$ and q_{C1CS} were computed only for material with clay <15% and are equivalent clean sand values. Textural data are for samples from both Shelby tube and SPT.

圖 2.3 1994 Northridge 地震液化土層之土壤參數 (Bray and Sancio, 2006)

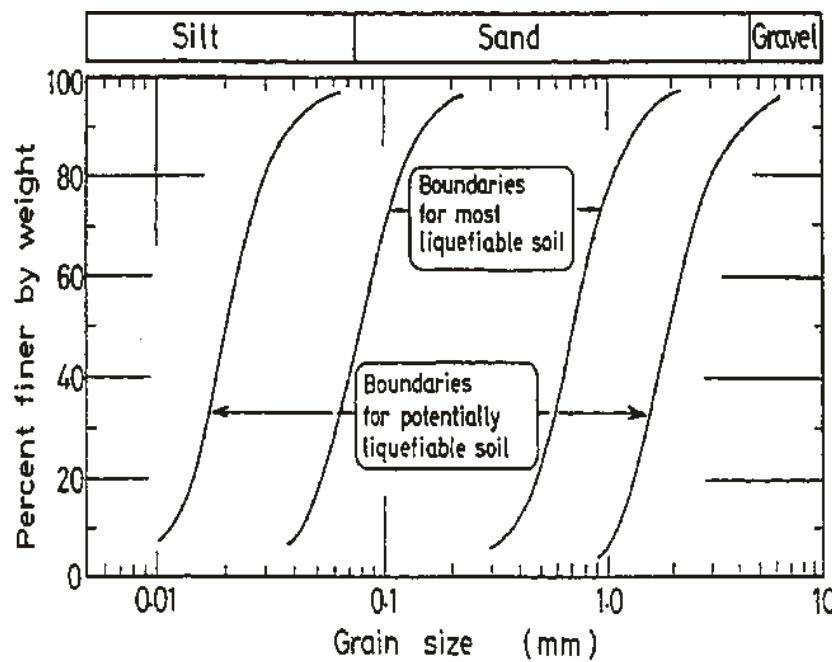


圖 2.4 容易液化之粒徑分佈範圍 (Tsuchida 1970)

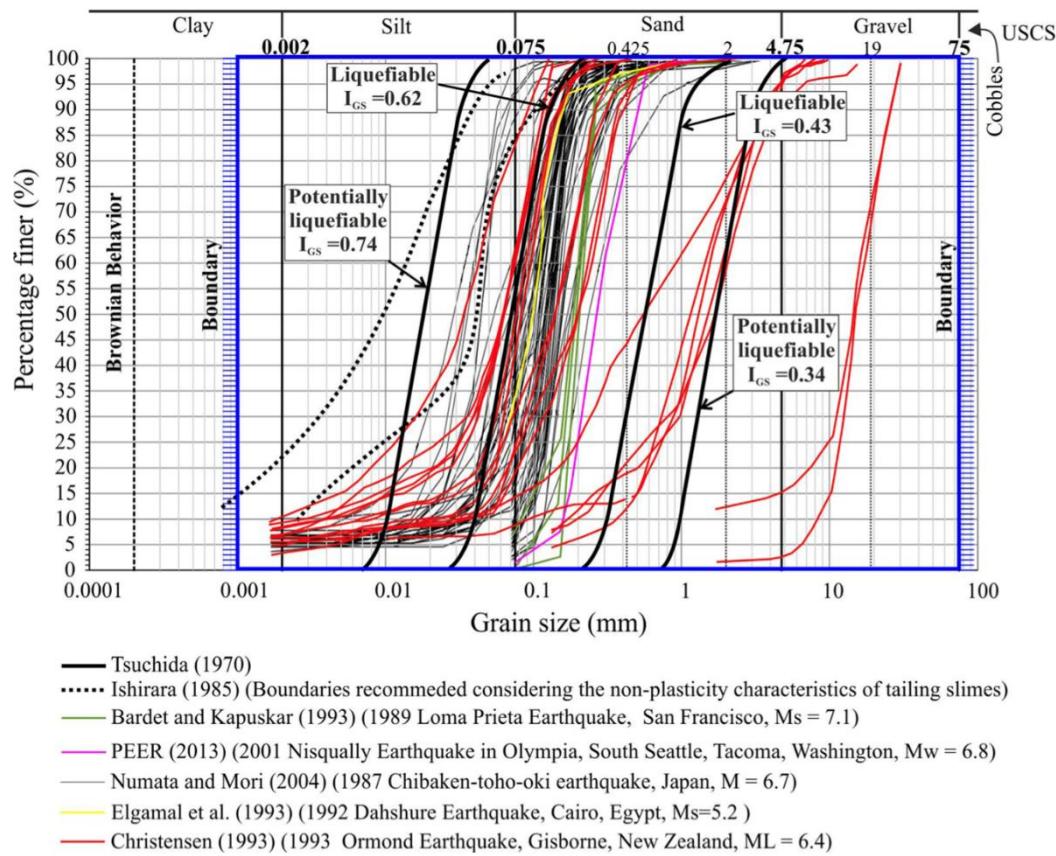


圖 2.5 全球地震土壤液化噴砂之粒徑分佈 (Erguler, 2016)

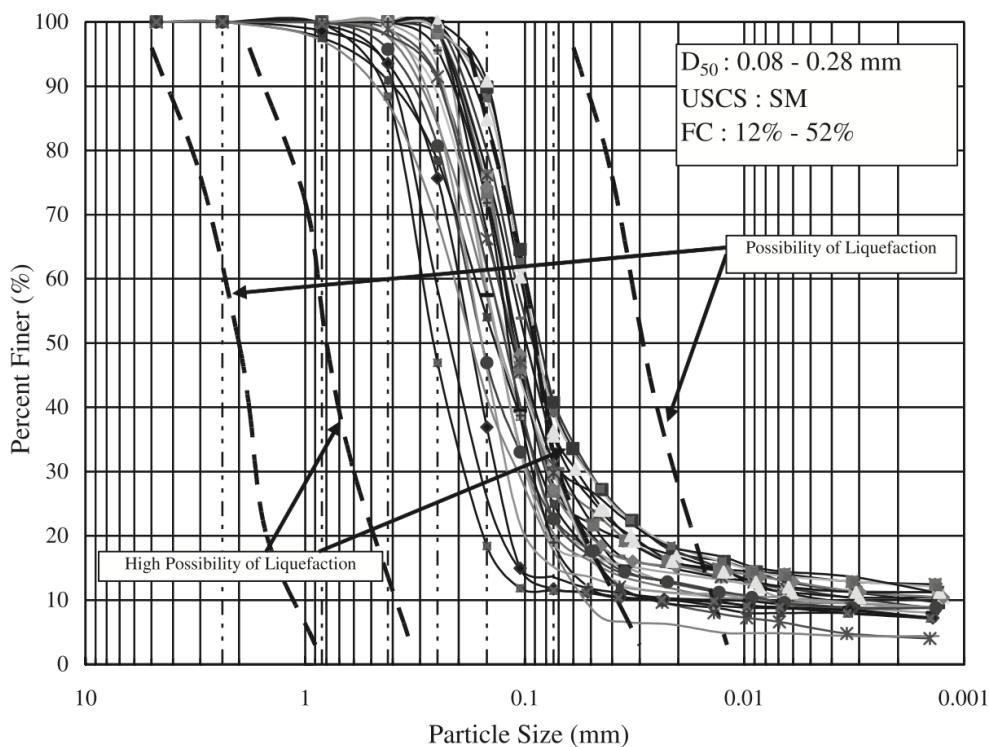


圖 2.6 集集地震(霧峰)土壤液化噴砂之粒徑分佈 (Chu, Hsu, and Chang, 2003)

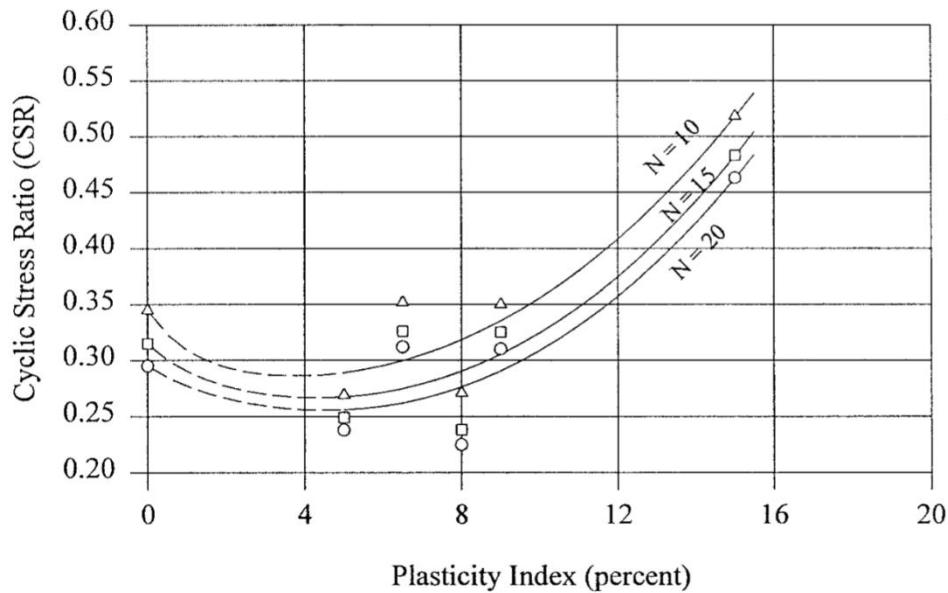


圖 2.7 原狀試體之應力反覆作用次數與塑性指數關係 (EI Hosri et al., 1984)

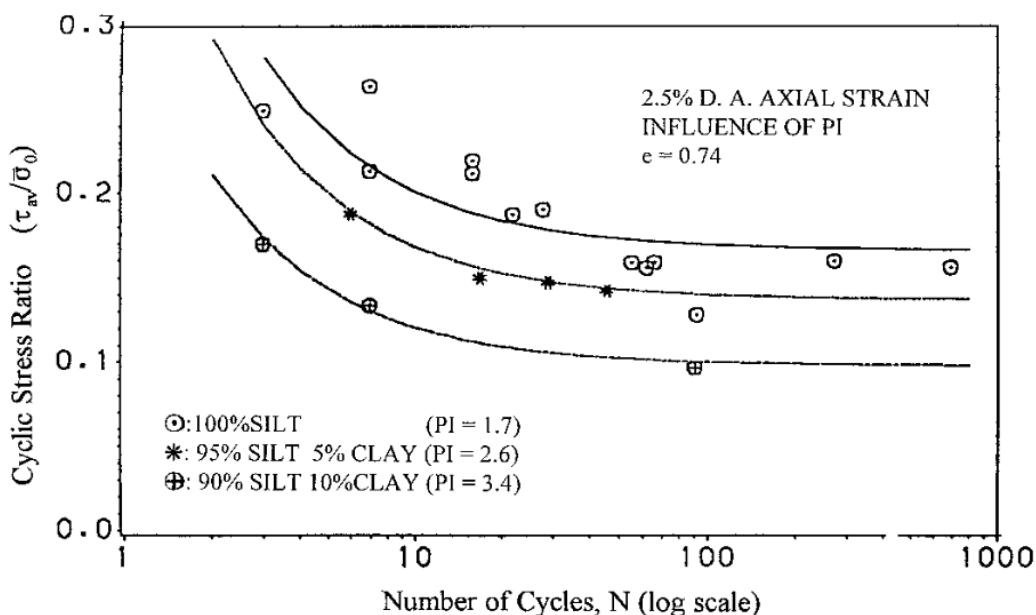


圖 2.8 低塑性範圍土壤與液化關係 (Sandoval, 1989; Prakash and Sandoval, 1992)

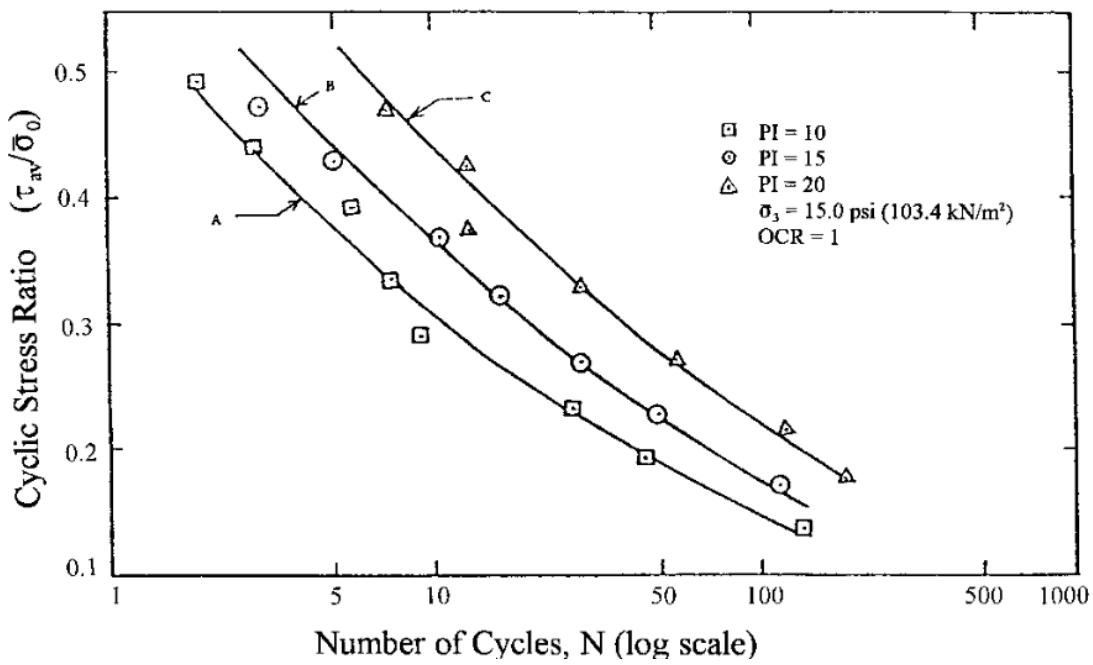


圖 2.9 高塑性範圍土壤與液化關係(Puri, 1984, 1990)

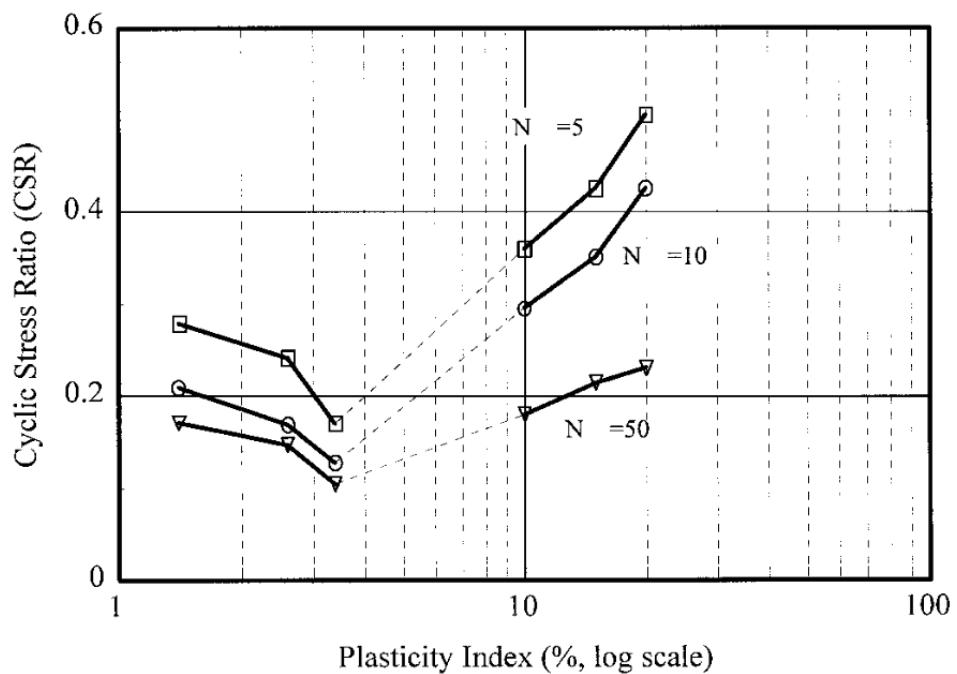


圖 2.10 粉土與黏土混合土壤之液化與塑性之關係 (Guo and Prakash, 1999)

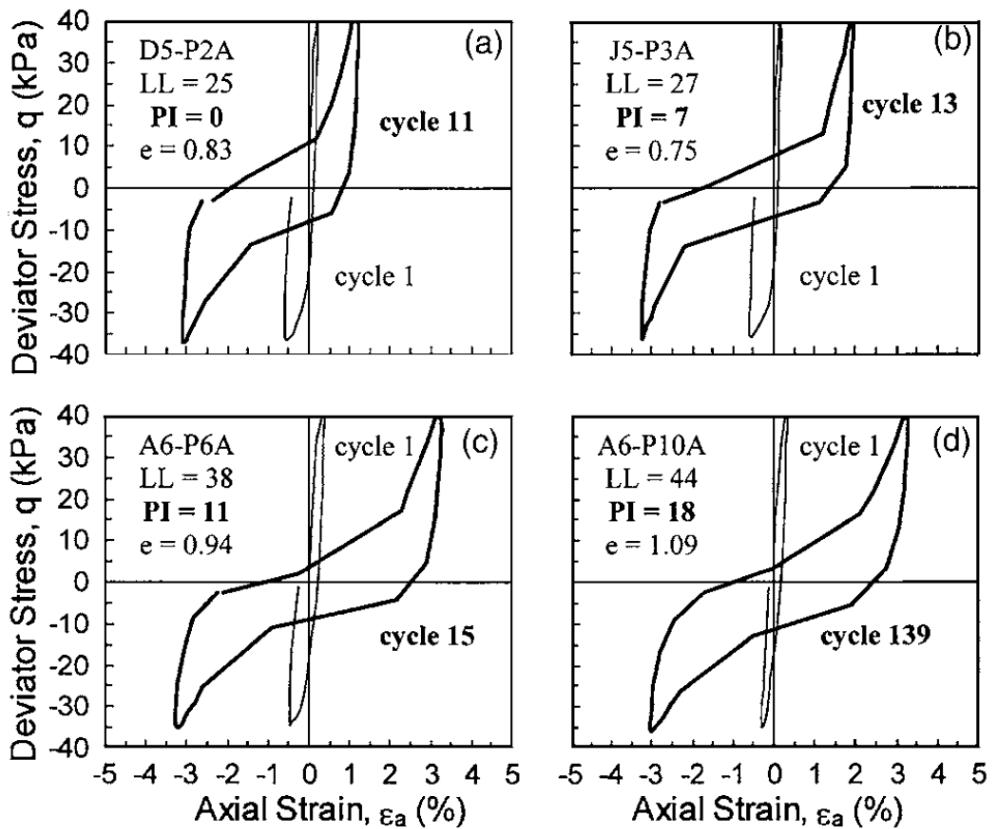


圖 2.11 不同塑性 Adapazari 土壤之應力應變關係圖 (Bray and Sancio, 2006)

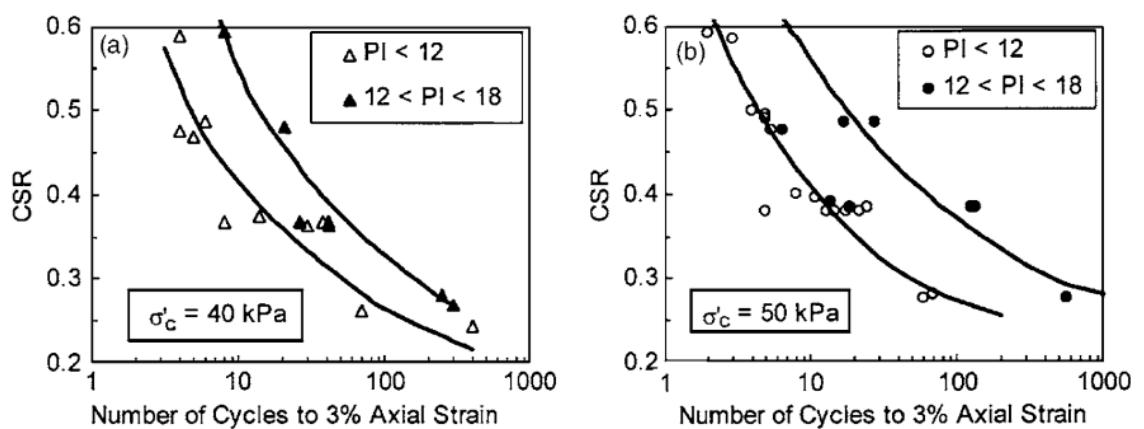


圖 2.12 Adapazari 土壤在不同有效圍壓及塑性下與液化之關係(Bray and Sancio, 2006)

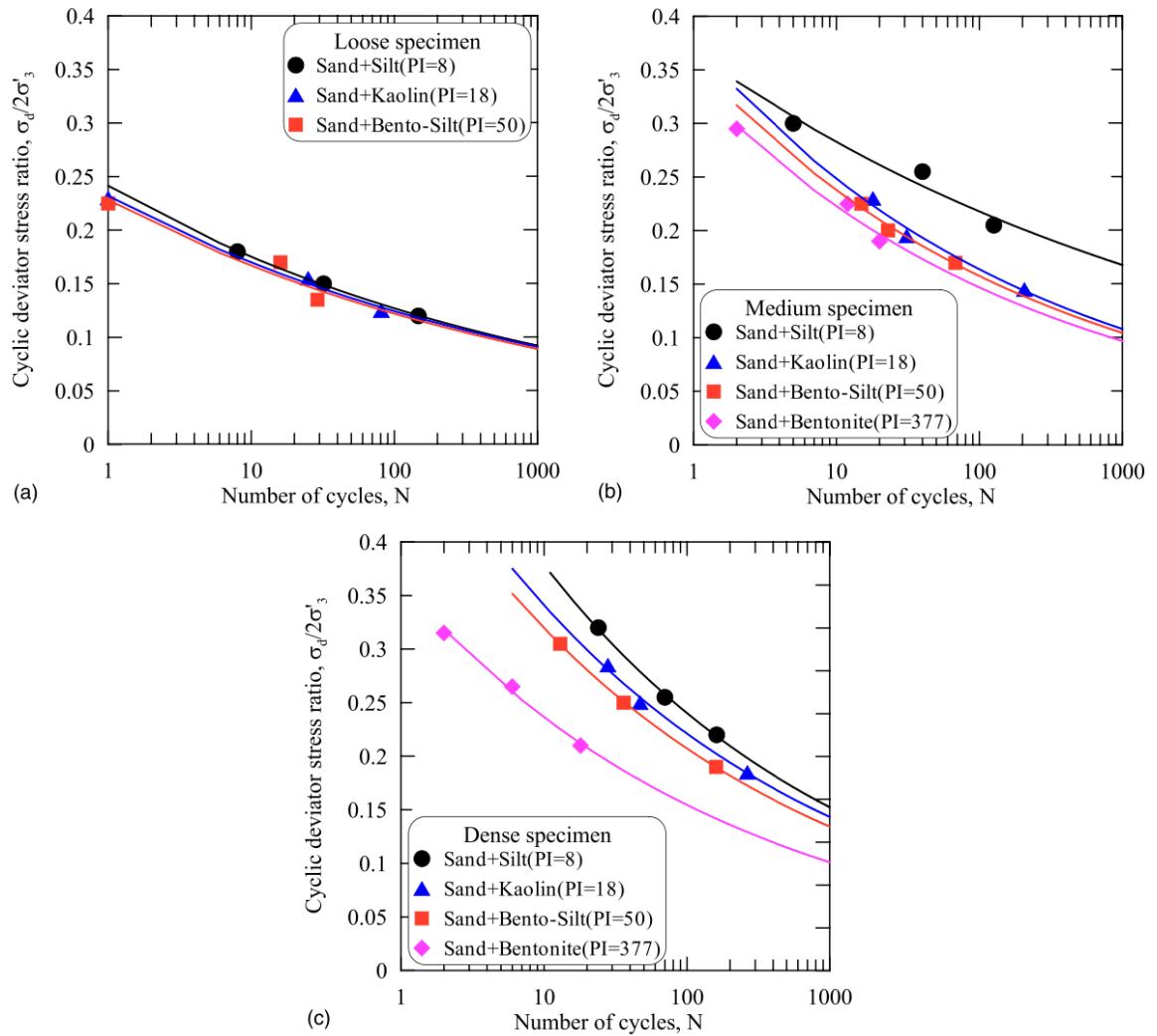


圖 2.13 不同塑性之抗液化曲線 (Park and Kim, 2013)

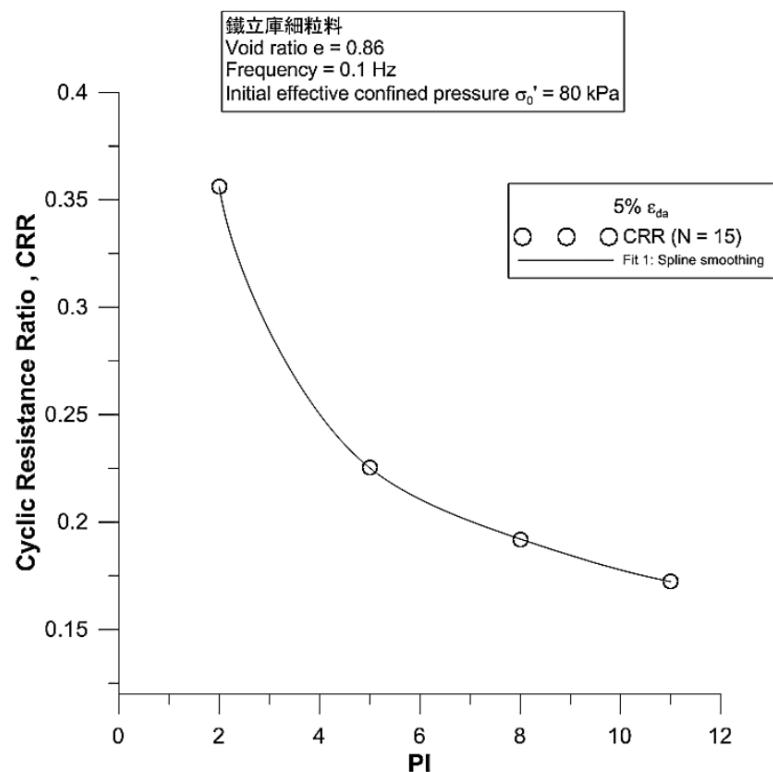


圖 2.14 塑性指數與土壤反覆阻抗比之關係 (江孟衡, 2013)

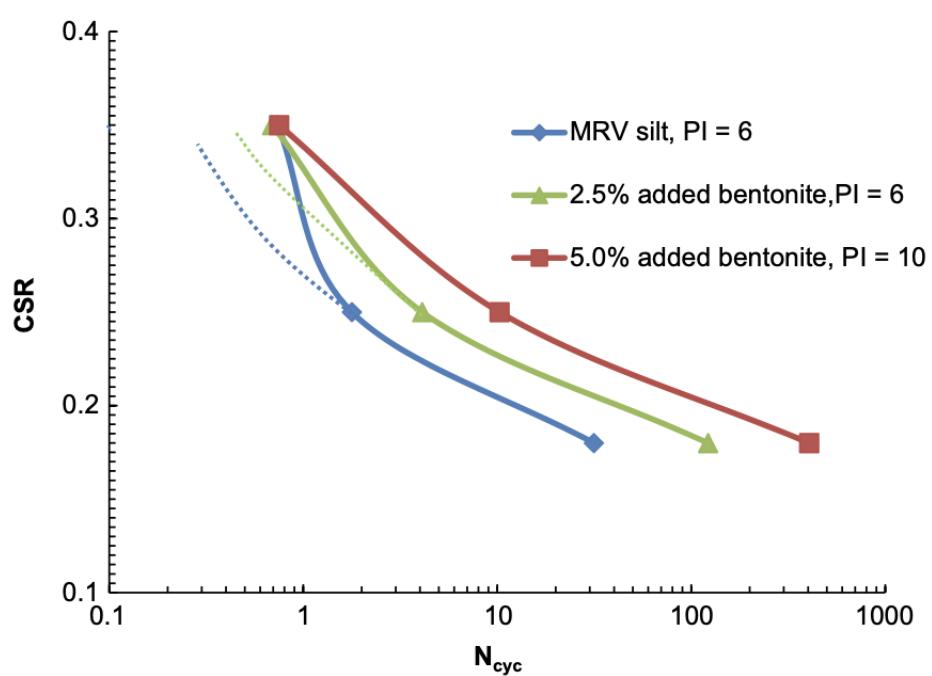


圖 2.15 MRV 粉土與膨潤土混合土壤之抗液化曲線 (Wang et al., 2015)

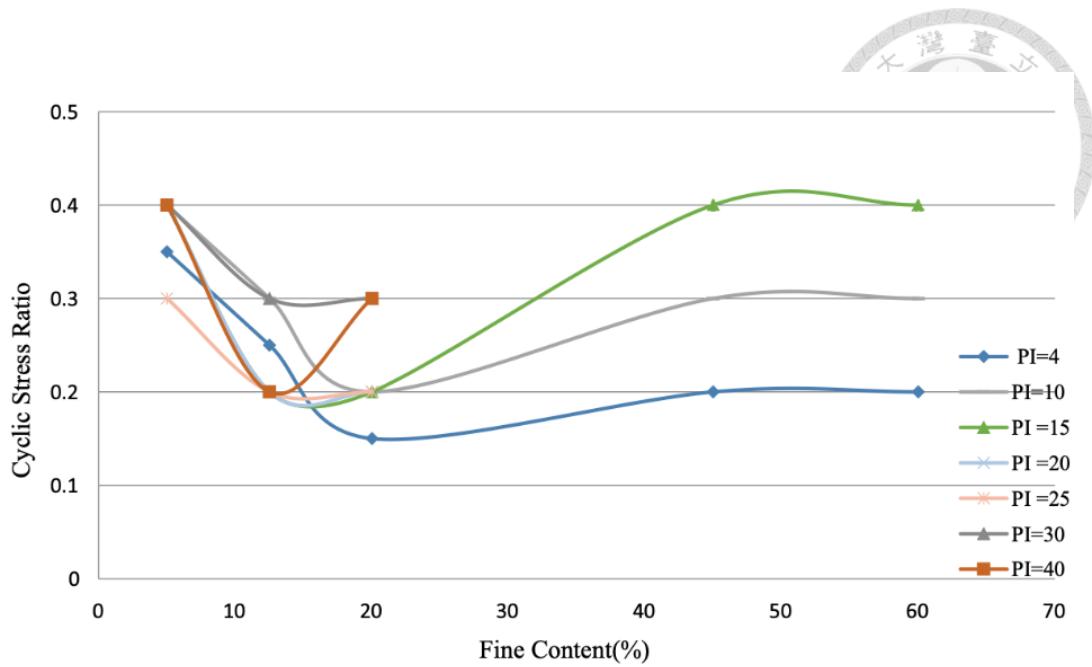


圖 2.16 不同細顆粒含量與其塑性混合土壤之抗液化能力 (Liu, 2020)

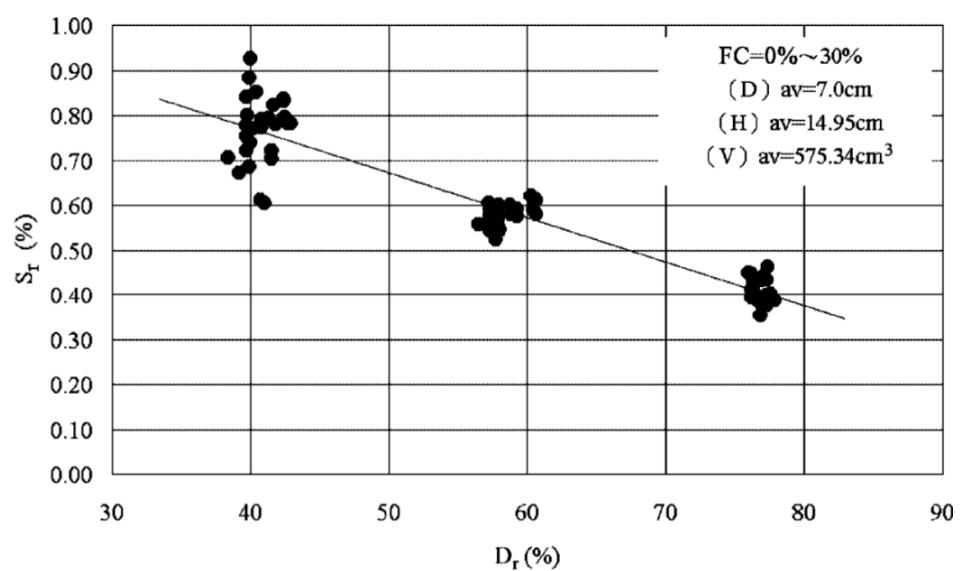


圖 2.17 土壤液化後不同相對密度所對應之沉陷比 (Chien et al., 2002)

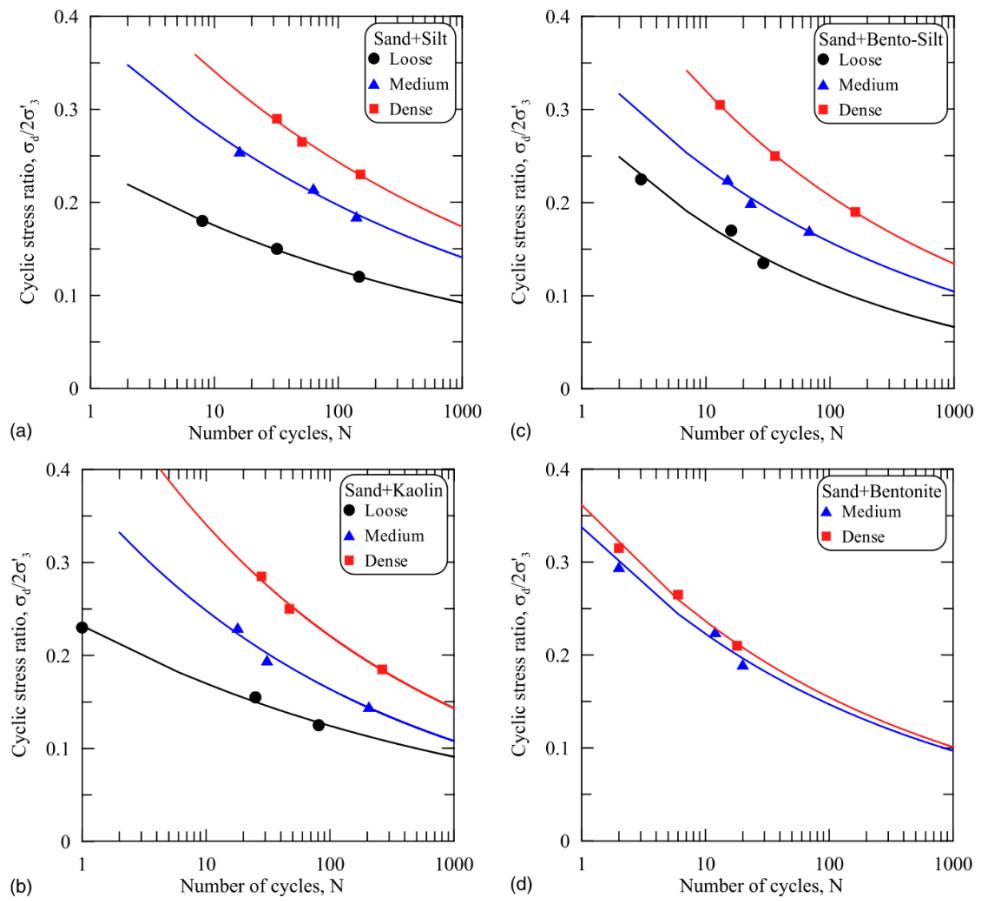


圖 2.18 不同相對密度之抗液化曲線 (Park and Kim, 2013)

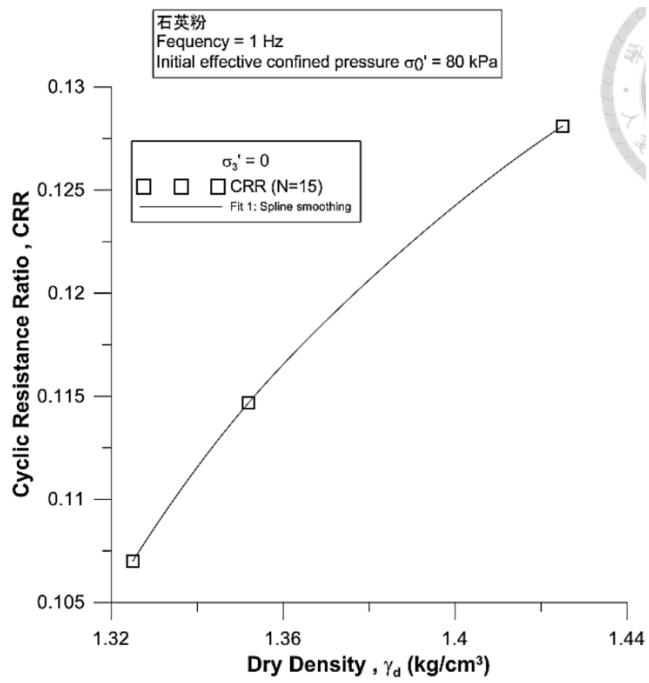


圖 2.19 石英粉之乾密度與土壤反覆阻抗比關係 (江孟衡, 2013)

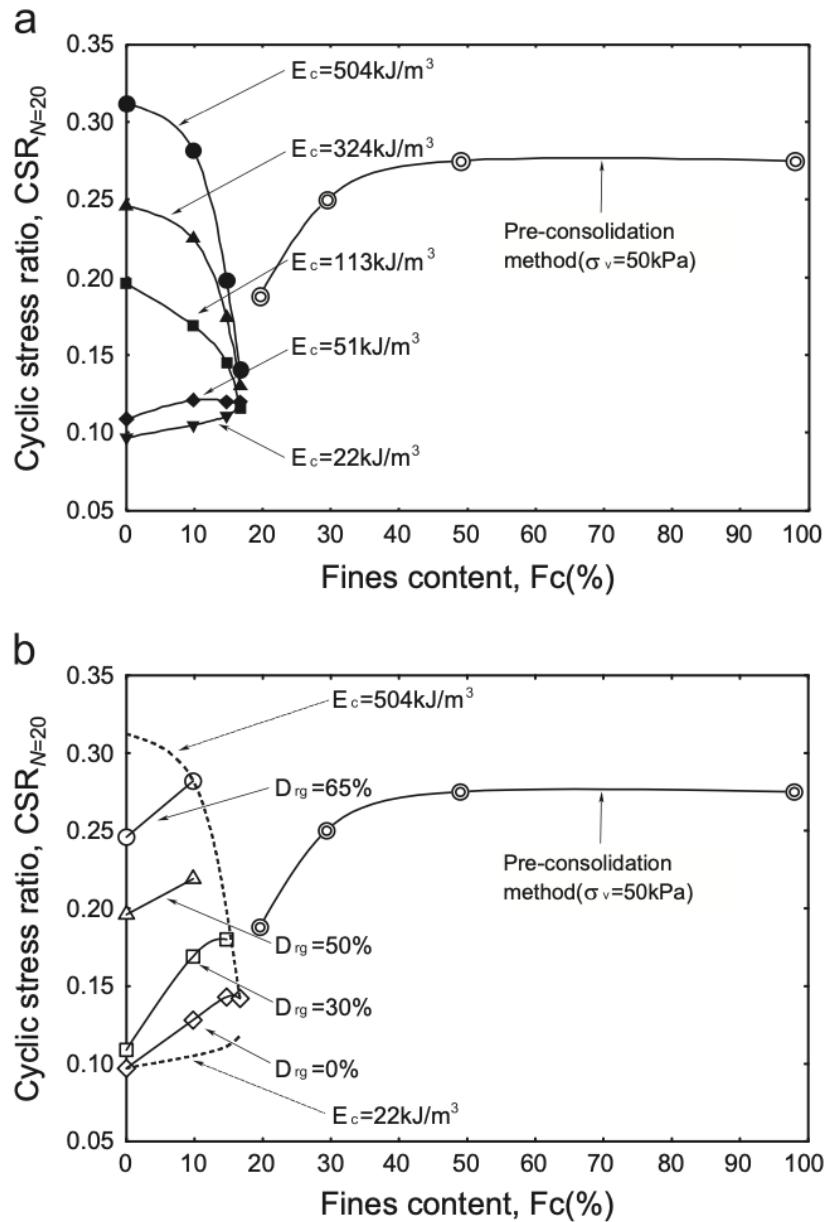


圖 2.20 $CSR_{N=20}$ 與細顆粒含量於不同夯實能量及相對密度下之關係 (Kim et al., 2016)

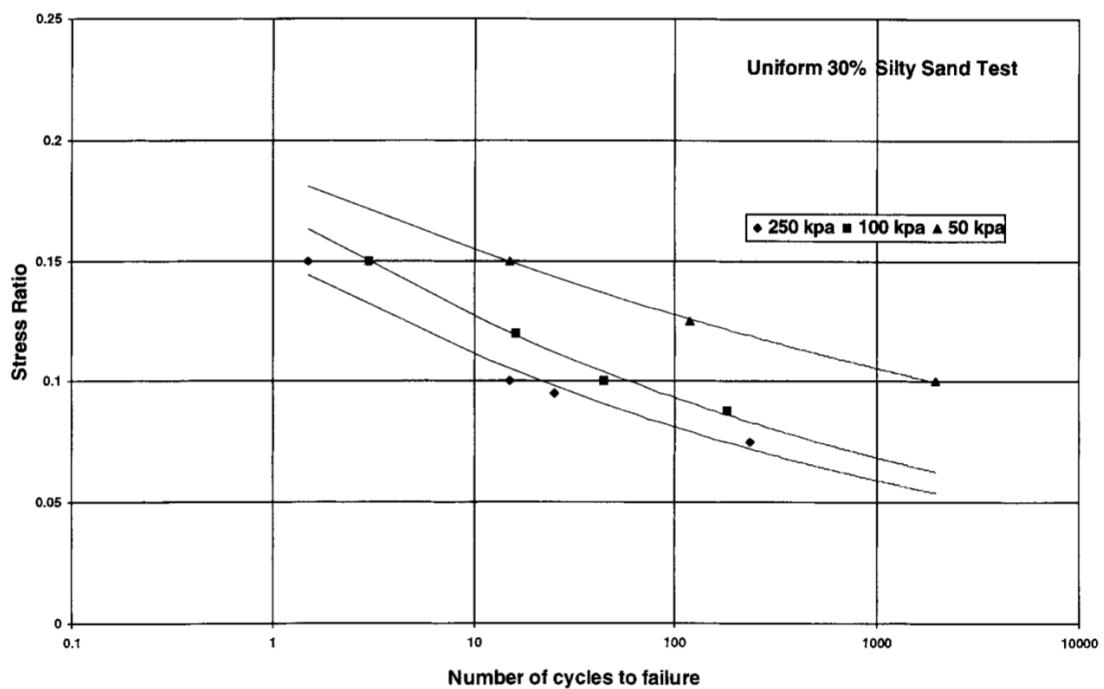


圖 2.21 不同有效圍壓下均匀粉土質砂之抗液化曲線 (Amini et al, 2000)

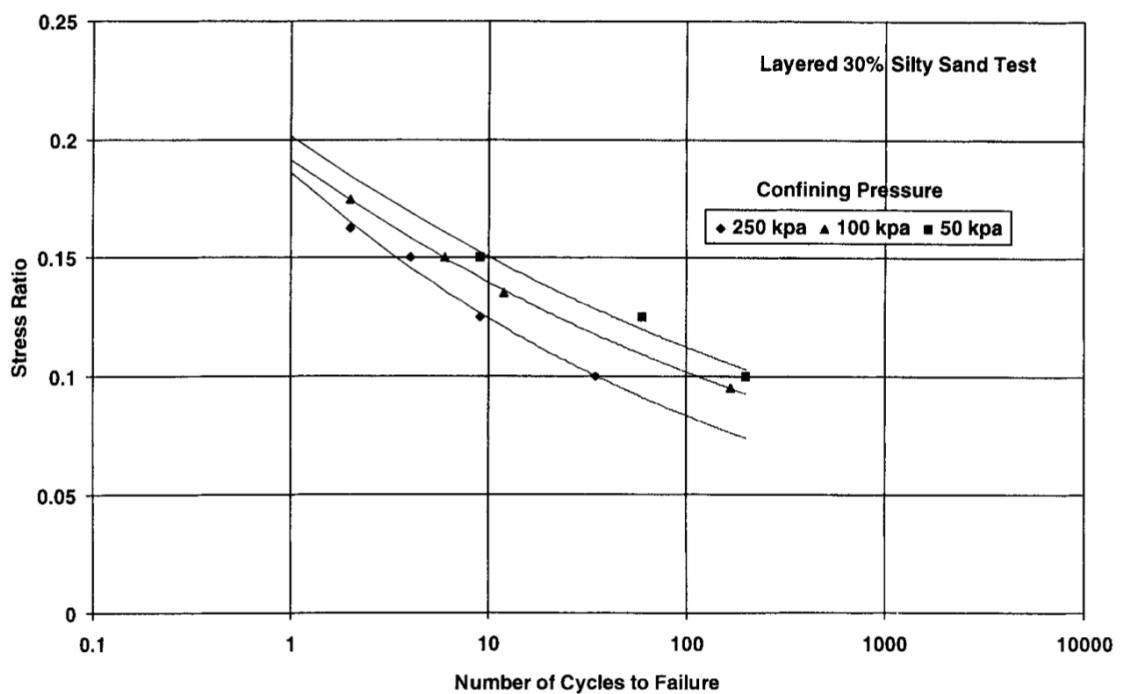


圖 2.22 不同有效圍壓下分層粉土質砂之抗液化曲線 (Amini et al, 2000)

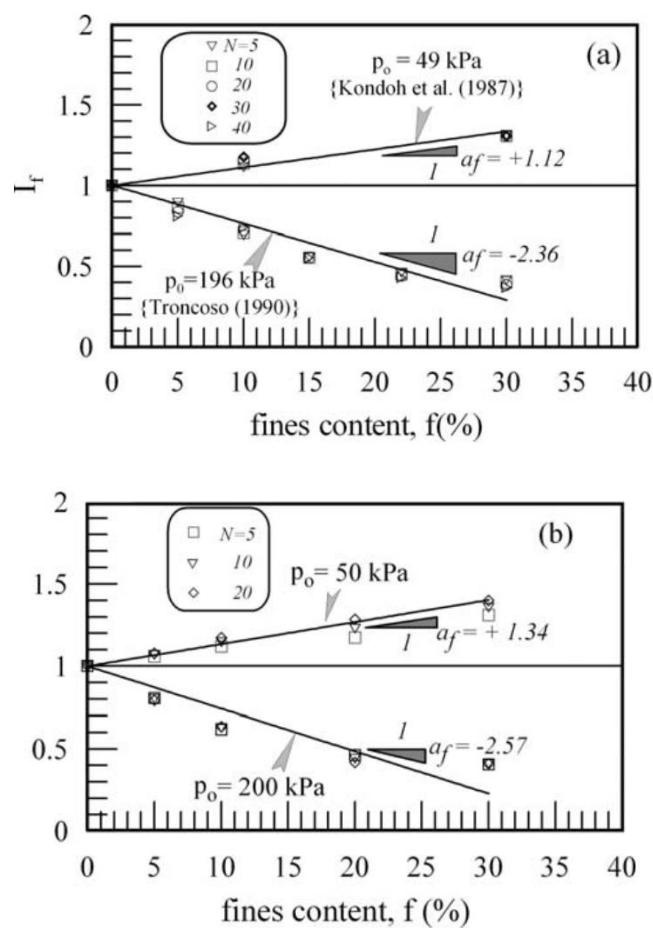


圖 2.23 不同有效圍壓下 I_f 與細顆粒含量之關係 (Bouckovalas et al., 2003)

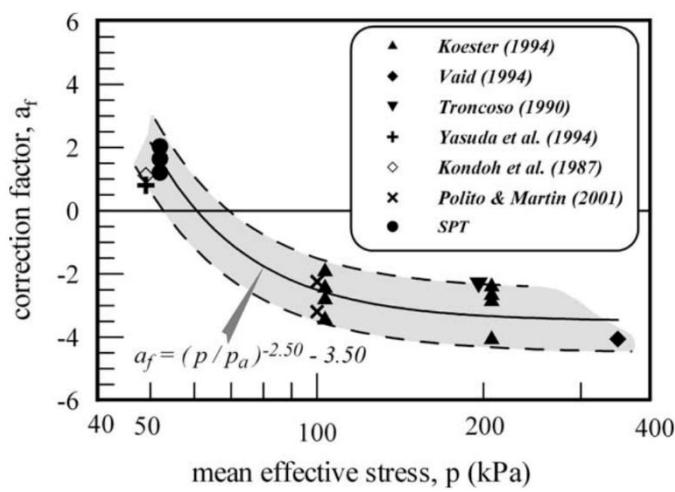


圖 2.24 a_f 與有效圍壓之關係 (Bouckovalas et al., 2003)

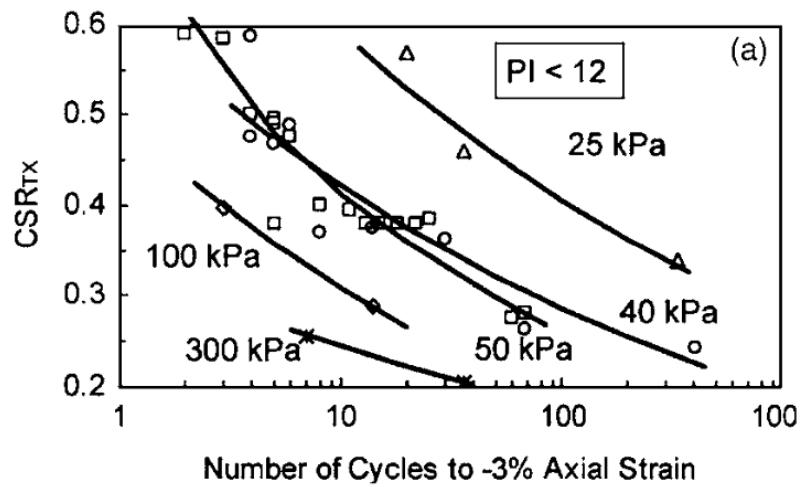


圖 2.25 CTX 試驗不同有效圍壓之抗液化曲線 (Bray and Sancio, 2006)

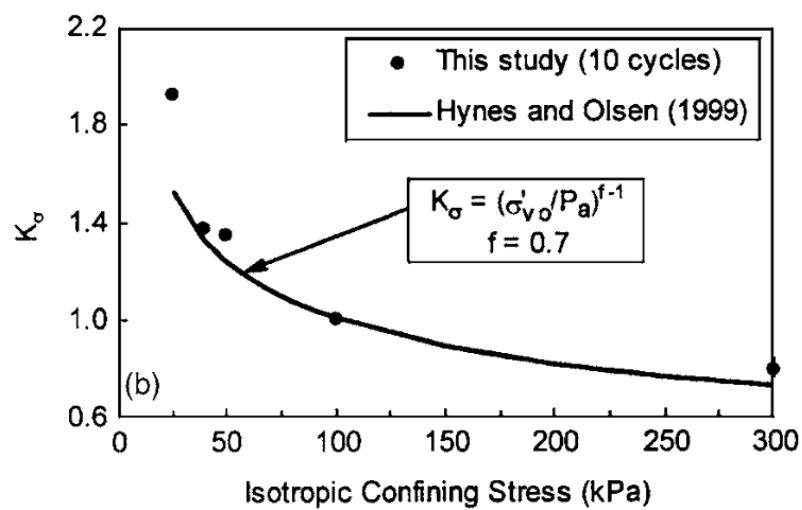


圖 2.26 K_{σ} 與有效圍壓之關係 (Bray and Sancio, 2006)

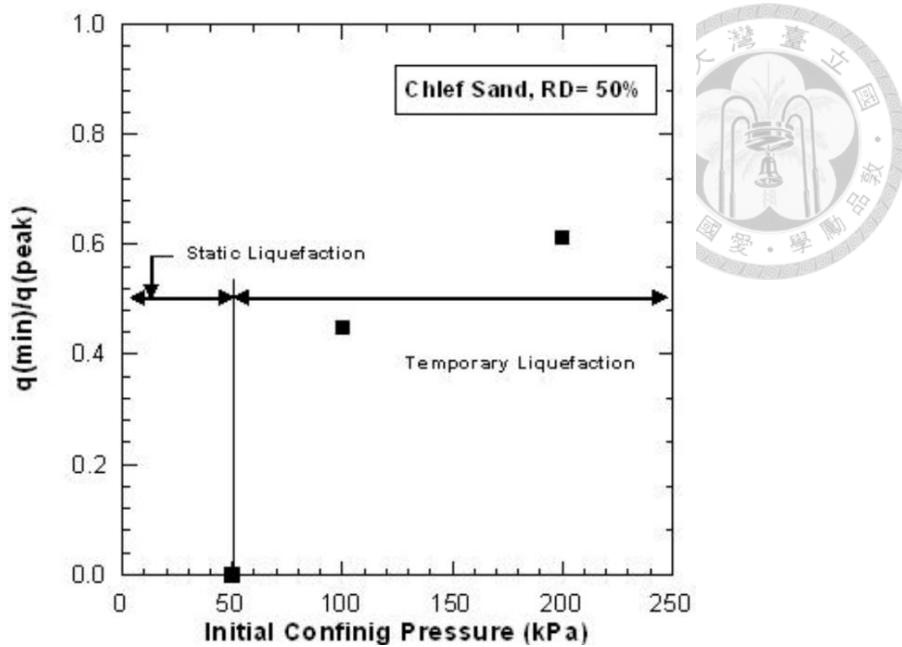


圖 2.27 $q(\text{min})/q(\text{peak})$ 與有效圍壓之關係 (Della et al., 2011)

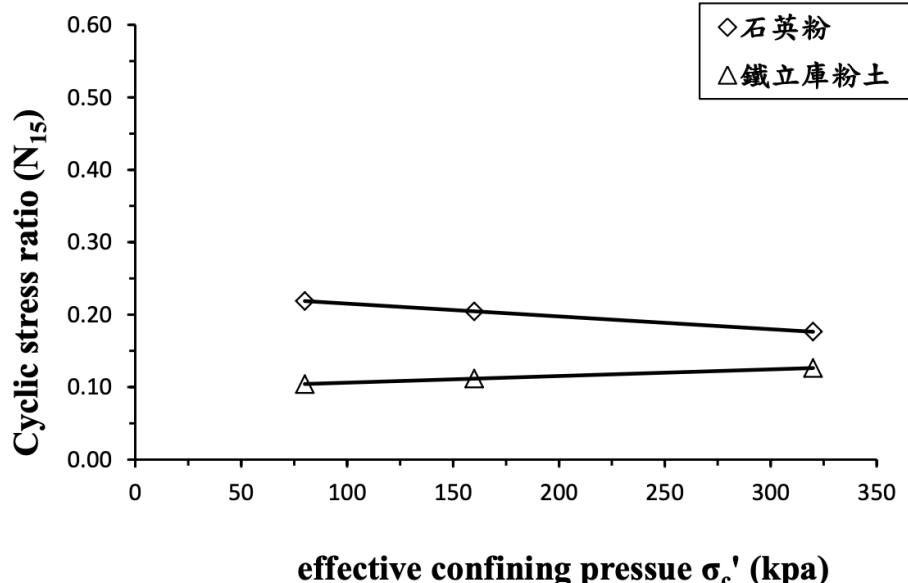


圖 2.28 石英粉及鐵立庫粉土之有效圍壓與土壤強度之關係 (周桓宇, 2013)

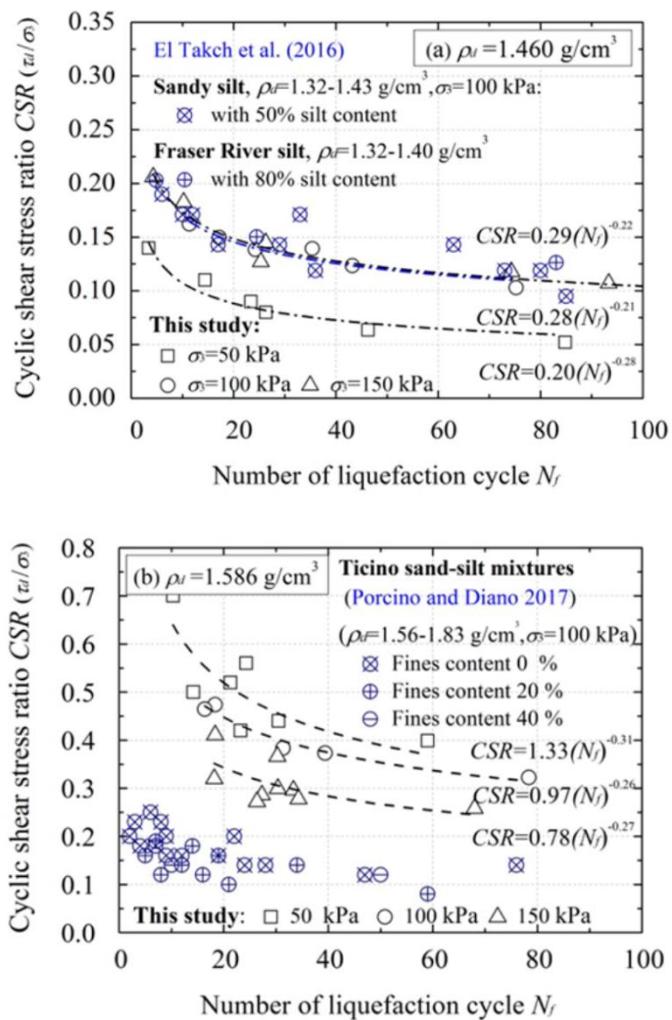


圖 2.29 不同有效圍壓及乾密度下 Quaternary 粉土之抗液化曲線 (Zhang et al. 2018)

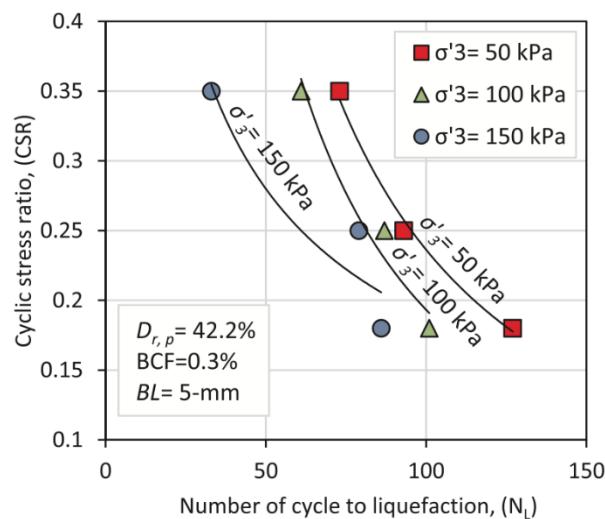


圖 2.30 不同有效圍壓下添加纖維粉土之抗液化曲線 (Chegenizadeh et al., 2018)

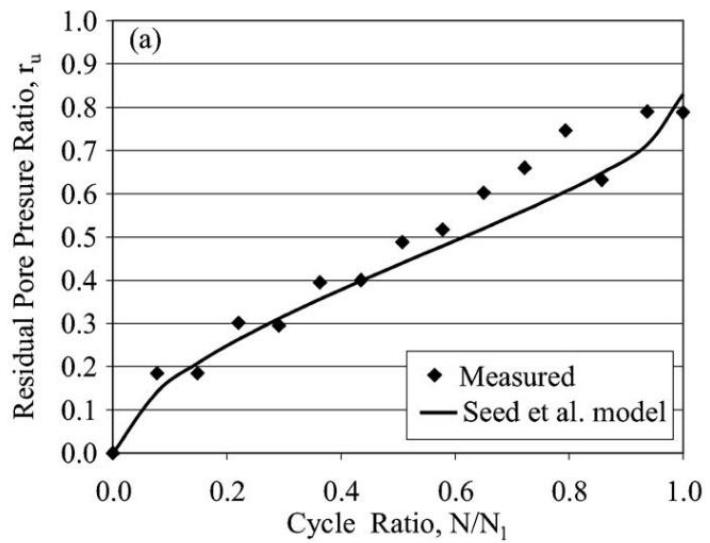


圖 2.31 以 Seed et al. (1975) 模型預測細顆粒含量 75% 之土壤水壓激發圖 (Polito et al., 2008)

IF	α_1	α_2	β_1	β_2
$\tau_g/p'_i = 0$ and $f = 0.5$ or 1 Hz	1.28	1.20	0.04526	0.2316
$\tau_g/p'_i = 0$ and $f = 0.05$ or 0.005 Hz	1.18	0.70	0.03	0.15
$\tau_g/p'_i = 0.2$ – 0.3 and $f = 0.5$ or 1 Hz	1.4472	1.48	0.03	0.30
$\tau_g/p'_i = 0.5$ – 0.6 and $f = 0.5$ or 1 Hz	2.27	2.73	0.04142	0.155

圖 2.32 超額孔隙水壓激發模型所對應之常數 (Saglam and Bakir, 2018)

第3章 試驗內容

本章將介紹多元混合材料之動力三軸試驗，內容包含所使用之三種試驗材料、試驗整體規劃以及試驗儀器，其中包括動力三軸試驗之方法與流程。



3.1 試驗土樣

本研究使用砂土、粉土及黏土三種不同性質之土樣，以土壤粒徑大小 0.075 毫米為界將砂歸納在粗顆粒土壤，而粉土及黏土則為細顆粒土壤，土樣所有基本物理性質皆列於表 3.1，以下為各土樣之詳細說明。

3.1.1 砂土

越南石英砂 (Vietnam silica sand)，圖片可參考圖 3.2(a)，其比重 G_s 為 2.65，最大乾密度 $\gamma_{d,max}$ 及最小乾密度 $\gamma_{d,min}$ 分別為 1.690 g/cm^3 及 1.392 g/cm^3 ，由圖 3.1 粒徑分佈圖可獲得其中值粒徑 D_{50} 為 0.165 毫米、均勻係數 C_u 為 1.416、曲率係數 C_d 為 0.977 整體為均勻級配，並依照統一土壤分類法 (USCS) 屬於不良級配之砂土 (SP)。

3.1.2 粉土

本研究使用之石英粉為金松化工材料股份有限公司之產品，以越南金蘭灣細砂為原料，並經由高矽磚內襯與高矽磨球之磨機磨粉大量生產，然而經比重計分析可發現此石英粉中約有 10% 之顆粒粒徑大於 0.075 毫米，因此為確保細顆粒土壤皆符合分類標準，本研究使用之粉土皆為過 200 號篩之石英粉，圖片可參考圖 3.2(b)，其比重 G_s 為 2.65，最大乾密度 $\gamma_{d,max}$ 及最小乾密度 $\gamma_{d,min}$ 分別為 1.827 g/cm^3 與 0.966 g/cm^3 ，液性限度 LL 為 27、塑性限度 PL 為 NP，由圖 3.1 粒徑分佈圖可獲得其中值粒徑 D_{50} 為 0.017 毫米、均勻係數 C_u 為 5.67、曲率係數 C_d 為 1.57，依照統一土壤分類法 (USCS) 為無塑性粉土 (ML)。

3.1.3 黏土

高嶺土 (Kaolinite)，圖片可參考圖 3.2(c)，其比重 G_s 為 2.61、液性限度 LL 為 69、

塑性限度 PL 為 24，由圖 3.1 粒徑分佈圖可知其中值粒徑 D_{50} 為 0.0013 毫米、均勻係數 C_u 為 1.75、曲率係數 C_d 為 0.91，依照統一土壤分類法 (USCS) 為高塑性黏土 (CH)。



3.2 試驗規劃

本研究之試驗主要分為兩個部分，第一部份為試驗材料之基本物理性質，第二部份則為動態三軸強度試驗。其中細顆粒含量為本研究控制變因之一，因此前置作業需先確認所使用之三種土樣顆粒皆各自符合粗顆粒及細顆粒土壤分佈範圍避免有混淆不清之情況。試驗規劃以流程圖方式於圖 3.3 呈現。

試驗土壤可分成二元混合土壤及三元混合土壤，二元混合土壤由石英砂及石英粉組成，三元混合土壤則由石英砂、石英粉及高嶺土所組成，透過混合不同比例石英粉與高嶺土可得不同塑性指數，以上試驗之土壤組成成分及詳細基本物性結果將於第四章呈現。

一般物理性質試驗為運用篩分析、比重計分析、靜態雷射光粒徑分析、相對密度試驗、比重試驗以及阿太堡試驗可以分別求得試體之粒徑分佈、相對密度 Dr、比重 G_s 、液性限度 LL、塑性限度 PL、塑性指數 PI 以及土壤分類。

本研究動態三軸試驗之控制條件為反覆荷重頻率為 0.1 Hz，固定細顆粒及粗顆粒比例為 6 比 4，以及將材料混合以濕搗法分 6 層的方式進行重模，並改變細顆粒之塑性指數、孔隙比及有效圍壓，規劃細顆粒之塑性指數為 0、4、8、14，孔隙比為 0.860、0.747、0.705，有效圍壓為 80、160 kPa 以進行動態三軸試驗，以上試驗控制條件列於表 3.2，其中塑性指數為 0 之試體皆由無塑性砂與粉土所組成之二元混合土壤，另外每組變數配置 3 到 4 顆試體於不同反覆剪應力比下進行，二元混合土壤及三元混合土壤之動態三軸試驗組數紀錄表分別列於表 3.3 及表 3.4，並可透過 GDS 動力三軸儀將可得到其軸向應變、有效應力、孔隙水壓變化、反覆應力比對應的反覆作用次數以及循環荷載後再次壓密之試體體積變化。

另添加一組試驗編號 PI14B-1，其條件為反覆荷重頻率 0.05 Hz、塑性指數 14、孔隙比 0.705、有效圍壓 80 kPa、反覆剪應力比 0.055，用以與試驗編號 PI14A-4 之條件反覆荷重頻率為 0.1 Hz 做對照，並觀察兩者的有效應力路徑差異。



3.3 試驗儀器

3.3.1 靜態雷射光繞射粒徑分析儀 (LS230)

雷射光繞射分析，又稱之為靜態光散射，是利用分散在液體或空氣流中的顆粒對雷射光的偏轉，相較於傳統的篩分析及沉降分析試驗時間較短。試驗所使用的靜態雷射光繞射粒徑分析儀為 Beckman Coulter 的 LS 230，光源為 732 nm 紅光雷射，可量測到的粒徑範圍為 0.04 μm 到 2000 μm 之間。

試驗前須將試驗土樣與載體溶劑混合並進行超音波震盪十分鐘後才能夠放入分析儀中進行粒徑分析試驗，其中載體溶劑有 95% 酒精及淨水可選擇，由於擔心黏土容易有結塊的情況，因此使用 95% 酒精當作載體溶劑。

3.3.2 相對密度試驗儀

本研究以二元無塑性混合土壤在不同的孔隙比下進行試驗，為能夠量化土壤顆粒的堆積狀態和壓縮程度，因此欲透過相對密度試驗來獲取土壤的最大及最小可能密度以此提供更全面的土壤特性描述。原欲以 ASTM D4253-93、D4254-91 進行相對密度試驗，但考量到本研究之試體以細顆粒為主體，因此在進行最大乾密度試驗時儀器的限制恐導致大量細顆粒飛散進而造成試驗之誤差，故選擇使用日本法 JSF (T26-81T) 以進行試驗。

日本法 JSF (T26-81T) 使用到的工具由圖 3.4 所示 (a) 兩支橡皮槌、(b) 2882.5 公克載重塊、(c) 內徑 88.6 毫米及內高 45.3 毫米之試體模具、(d) 試體模具延伸環、(e) 刮板及 (f) 小湯匙。日本法使用漏斗將土樣填入模具中，但由於本研究使用之土

樣大部份為細顆粒會有塞住漏斗的問題，因此改採用湯匙法將土樣填入，但在進行最小乾密度試驗中為避免過程中有大量細顆粒飛散，以及因過大的落距產生使土體可以滾動的能量導致最小乾密度被高估，因此需控制落下距離不可超過 1 公分並利用湯匙將土體以畫圓方式鋪平在模具中直至滿出，再將刮刀置於模具頂部向內一次刮除多餘土壤，利用土體體積與重量獲得最小乾密度。最大乾密度採用濕法進行，土體需先浸泡於水中 24 小時，將濕土填滿模具再放置與模具口一樣大的濾紙、延伸環及載重塊，使用橡皮槌水平敲打延伸環兩側並轉動模具使每個方向皆有受力，幫助土體重新排列更加緊密直至載重塊不再下沉並且不再有水流出，透過此時土體的體積與重量可得到濕單位重，最後再取模具中土壤進行含水量試驗便可求出其最大乾密度。

3.3.3 動態三軸試驗儀

本試驗所使用之動態三軸試驗儀為 Global Digital Systems Ltd (GDS) 所設計與製造 (如圖 3.5)，該系統於 2018 年 4 月購入，所使用之系統儀器皆有定期校正及查驗，以下為動態三軸系統簡要描述。

(1) 氣壓控制器 (Pneumatic Controller) :

透過輸出氣壓到三軸室內給予試體圍壓，使其在飽和過程中維持初始孔隙比。

圖 3.6 為氣壓控制器之外觀。

(2) 壓力體積控制系統 (Pressure/Volume Controller) :

圖 3.7 之壓力體積控制系統總容量為 200000 立方毫米且可提供的最大壓力為 1 MPa，而本試驗所需的最大壓力為 800 kPa 小於其上限，符合使用標準。此系統透過水來提供試體反壓，能夠檢測在飽和與壓密階段時試體中水量體積變化。

(3) 壓力計 (Pressure Transducer) :

圖 3.8 為水壓計其可測量的最大孔隙水壓上限為 1 MPa，該感測器會連接三軸試體的其中一個底閥以測量流過的水壓。

(4) 荷重系統 (Load System) :

由荷重傳感器 (Load Cell) 與荷重架 (Load Frame) 所組成。荷重傳感器為量測試體軸向荷重值其上限為 10 kN，荷重架為動態三軸儀之支撐架並且在動態加載時提供反力作用加以平衡。



(5) 驅動器 (Actuator) :

驅動器可透過齒輪轉動來控制動態三軸儀之位移以及加載，其最小位移量為 0.001 毫米，而當齒輪逆時針及順時針旋轉時可進行動態加載，其最高上限為 10 kN 的荷重和 5 Hz 的反覆荷重頻率。外觀如圖 3.9。

(6) 數據採集器 (Acquisition Pad) :

如圖 3.6 所示，此數據採集器提供 4 個資料通道並各擁有 16 位元高解析度資料傳輸量，可接收來自三軸裝置上的感測器及接收器的訊號，分別為氣壓控制器 (Pneumatic Controller)、壓力體積控制系統 (Pressure/Volume Controller)、水壓計 (Pressure Transducer) 以及驅動器 (Actuator)，並且可以藉由電腦中的 GDS 軟體來操控。

(7) 三軸室 (Triaxial Cell) :

圖 3.10 為本試驗所使用之三軸室，最高可承受 2 MPa 的壓力。

(8) GDS 軟體 (GDSLAB Software) :

GDS 軟體可以藉由電腦控制所有連線的裝置，包含軸向位移、圍壓、反壓以及軸向壓力等等來幫助動態三軸試驗的進行。

3.4 動態三軸試驗步驟

3.4.1 試驗前置作業

(1) 試體土樣準備：本試驗採用濕搗法填製，避免試體在夯實過程中因顆粒太細而飛散導致土壤比例不一致，此外也可幫助試體達到目標相對密度。先取目

標砂土重置於袋中再以噴灌噴入除氣水使水分皆附著在砂土上，之後加入細顆粒土壤（粉土及黏土）用力搖晃使其混合均勻，混合完成後將袋口封住靜置 24 小時。

(2) 製作除氣水：將水加入圖 3.11 之水庫中並控制水量於紅線與綠線之間，開啟真空抽氣機及水庫內馬達使其產生水波動排出水內空氣達到除氣效果過程約 1 小時，除氣完成後將水移至動三儀之水庫。

(3) 橡皮膜測漏及厚度：試驗前須確保橡皮膜無破損，否則可能會造成圍壓從縫隙進入試體導致孔隙水壓不斷上升甚至造成試體變形而坍塌。測漏共可分成兩個部分，一為用手撐開橡皮膜於光源底下查看其兩端是否有透光，二為將橡皮膜用水填滿並握住兩端擠壓觀察有無水柱噴出，若有這兩種情況發生則為橡皮膜有破損需更換。以儀器測量橡皮膜厚度，取其前中後段厚度加以平均。

(4) 器材潔淨：確保三軸底座、橡皮膜、兩塊透水石、四條束制橡皮筋 O-ring 及兩橡皮帶皆無水無砂，底座以外之器材可清洗後以超音波機震盪進行更深層的清潔，特別是透水石的部分需進行至少兩次的震盪，主要原因為本研究大部分使用的是細顆粒材料因此容易造成透水石堵塞使其透水性下降。

3.4.2 重模試體製作

(1) 重模器架設：先於三軸底座圓柱體處之外圍用圖 3.12 之絕緣膏塗上薄薄一層，接著放上一塊透水石並套上橡皮膜、兩條一粗一細的束制橡皮筋 O-ring 及一條橡皮帶，確保橡皮膜與底座之間無任何孔隙及細顆粒土壤卡住的可能性。接著套上重膜器並以兩條束制器鎖緊，頂部為避免尖端處割破橡皮膜可使用絕緣膠帶將接合處貼上，將橡皮膜拉緊外翻於重膜器上以抽器機進行抽氣使其貼平於重膜器並放入濾紙，若有皺褶需即時整平否則恐對試體造成影響甚至使橡皮膜被夯破，完成架設後即可以測微尺量測重膜器內部高度及直徑獲

得所需土壤重量。

(2) 填置試體：將前置作業養護好之濕土分六層以湯匙均勻填入，並夯實到每層所需達到的高度，本試驗設定每顆試體高為 150 毫米因此每層高度為 25 毫米，層與層之間需刮毛避免有介面不連續及分層明顯等情況，特別是本研究之試體大部分由細顆粒所組成因此刮毛時需刮更深及更花使上下層可完全咬合，當試體填至約第四層以後需使用到圖 3.13 之延伸環避免土壤滿出。將六層土壤都填置完成後依序放上濾紙、透水石及頂蓋，將頂蓋周圍塗上絕緣膏並以一粗一細的束制橡皮筋 O-ring 及一條橡皮帶將橡皮膜與其固定完成重模試體，為減少試體與動三儀之荷重系統因過於歪斜無法順利接觸而使試驗失敗的情況，在上機前將會以水準氣泡儀放置在頂蓋上檢視其水平如圖 3.14 所示。

(3) 試體自立：由於本試驗試體易受擾動故使用 60 kPa 的真空吸力使其可維持站立，否則試體將會在飽和階段通水通氣的過程中坍塌導致初始孔隙比改變。使用圖 3.15 之真空抽氣瓶連接三軸底座之頂閥進行抽氣直至抽氣瓶中無泡泡，由於試體大部分是細顆粒土壤所組成因此所需時間較純砂長，若等待一小時後持續有泡泡浮出則有可能是管線有漏或是橡皮膜在夯實階段破損，如遇此情況需立即終止試驗。確認抽氣完成後即可將重模器拆下，並以 π 尺量測試體上、中、下之直徑取其平均扣除橡皮膜厚度視為試體直徑，再以測微尺量測試體高扣除透水石、濾紙、頂蓋及底座高即為試體高，土重則是將原本裝土之空袋秤重取得袋中殘餘土量反算試體總重，如此便可得到試體真實初始孔隙比以及單位重。

(4) 壓力轉換：如圖 3.16 所示將塑膠帽蓋戴於頂蓋上後調整其水平，並蓋上壓克力外罩將試體移至動三荷重架以除氣水通入試體外圍直至淹沒頂蓋並使塑膠帽蓋中皆為除氣水後即可進行壓力轉換如圖 3.17。將氣壓控制器連接三軸室以每階 5 kPa 階梯式加壓使圍壓上升至 60 kPa，同時也以每階 5 kPa 階梯式洩

壓解除真空吸力使真空抽氣瓶回復至大氣壓力。



3.4.3 試體飽和

試體飽和階段包含以下步驟，通氣、通水、反水壓加壓以及最後的檢測 B 值，並以此確保試體達到目標飽和度即可進入下一階段試體壓密。

- (1) 通氣：由試體底部通入二氧化碳將土壤孔隙中之空氣排除並取代，原理為二氧化碳之比重大於空氣因此在進行此步驟時二氧化碳會沉在空氣之下，此外因為二氧化氮可溶於水因此可幫助試體更加容易達到飽和。固定通氣速率為 30 秒約 50 到 70 個泡泡，過程須注意不可讓孔隙水壓大於 8 kPa 否則恐導致試體變形，此階段建議進行至少 2 小時，其中前半小時將會透過反覆開關兩個底閥使孔隙水壓上升再開啟頂閥以加速試體內之空氣排出，之後則是將頂閥與底閥皆開啟使其在固定的孔隙水壓下進行通氣。
- (2) 通水：完成通氣後一樣由底部將除氣水以 1 分鐘 5 毫升的流量通入試體中直至頂閥持續有水流出。兩個底閥以 10 秒的頻率反覆開關配合頂閥使孔隙水壓維持在 8 kPa 以下，幫助除氣水由不同路徑通入試體中確保每個孔隙皆充滿著水。
- (3) 反水壓加壓：將頂閥及其中一個底閥連接壓力體積控制系統，連接前先將系統填入 4 顆左右的除氣水並將管線中的氣泡趕出避免空氣進入試體降低飽和度，連接完成後由 GDS 軟體 (GDSLAB Software) 操作給予試體反水壓 (Back Pressure)，首先輸入試體基本參數再設定目標反水壓以及達到目標反水壓的時間，在反水壓上升的同時可藉由設定使圍壓 (Cell Pressure) 同時跟進維持有效圍壓在一開始設定的 60 kPa，過程中可藉由體積控制系統中的反水壓體積 (Back Volume) 觀察試體吸水速率，若是吸水速率過快恐導致試體受到過多擾動可嘗試拉長達目標反水壓之時間。
- (4) 檢測 B 值：此步驟以 B 值檢測飽和度，B 值為圍壓 (Cell Pressure) 差和孔隙

水壓 (Pore Pressure) 差之比值，而當其大於 95 時則視為飽和可進入壓密階段。記錄方式為關閉所有三軸閥門並等待孔隙水壓穩定紀錄此時的圍壓及孔隙水壓，之後輸入增量 10 kPa 的圍壓一樣等其穩定再次記錄，本研究之試體水壓穩定時間需約半小時至一小時。



3.4.4 試體壓密

由 GDS 軟體設定反水壓以及圍壓以此達到目標有效圍壓 80 或 160 kPa，同時開啟兩個排水閥使試體在設定中進行壓密直到壓力體積控制系統中的體積不再排水則可視為壓密完成，其中壓密又可分為主要壓密以及次要壓密。

本研究之試體壓密過程為 2 到 3 小時，隨著試體黏土含量的增加主要壓密所需時間也會拉長但並無明顯之差異。

3.4.5 動態強度試驗

完成壓密後關閉閥門等待孔隙水壓穩定再使荷重傳感器 (Load Cell) 與試體接觸 (Docking) 進行動態強度試驗，其中拉長試體壓密時間可有效降低孔隙水壓穩定時間。

- (1) 接觸 (Docking)：藉由增加軸向荷載 (Axial Load) 以及抽取塑膠帽蓋中的圍壓水使荷重傳感器與試體之間呈現真空狀態。軸向荷載以 0.0005 kPa 階梯式增加，過程中孔隙水壓及荷重傳感器位移會隨著與試體間距離縮短而快速上升，為避免試體因過度擾動而影響到最後的結果，若最後軸向荷載超過 0.015 kPa 或是孔隙水壓差超過 10% 有效圍壓時都還未完成對接則視為接觸失敗。
- (2) 壓密：再此開閥壓密將多餘的孔隙水壓壓回原本的數值再關閥。
- (3) 動態強度試驗 (Dynamic Loading Test)：輸入反覆荷重頻率 0.1 Hz 之正弦載重波、振幅、壓密後試體高度及直徑開始進行動態強度試驗，直到有效圍壓為 0 時視為試體液化即手動停止。

3.4.6 試體再次壓密

目的為觀察試體液化後所排出之水量，回復與 3.4.4 節所設定之反水壓及圍壓進行壓密直至體積不再變化，即可記錄排出之水量，壓密過程約 1 小時。



3.4.7 混合土壤試驗步驟差異

因應各混合土壤為不同比例之黏土、粉土及砂所組成，對於部分動態三軸試驗步驟及過程將會有些微差異，將由以下列舉說明。

- (1) 試體土樣準備：濕搗法所需含水量會依土樣不同而改變，其中以本研究來說總共有 4 種不同塑性指數的土壤分別為 0、4、8、14，他們適合的含水量依照細顆粒的塑性指數越高也有越高的趨勢分別為 4.5%、5%、5%、7%。此外判斷濕搗法含水量多寡為試誤法，可參考以下兩種方式，確認袋子上無浮油水且土壤不可附著於袋子上，否則將視為水量過多，反之若經過搖晃後將袋子打開發現內部空氣混濁，則視為水量過少。
- (2) 通水：各試體通出水的時間會隨著黏土含量的增加而拉長，特別是有著最高黏土含量之試體 PI14A 只要一點點的水量就可以使孔隙水壓快速上升但其下降的速度卻很緩慢，因此整體過程約落在 1 小時至 2 小時之間最大落差可達 1 小時。其中由於試驗編號 PI08A 及 PI14A 兩個黏土含量較高通出水後之飽和度並不理想，因此選擇將此兩種試體連續通水 12 小時以上再進行反水壓加壓可有效減少試體飽和時間。
- (3) 反水壓加壓：本試驗依照各試體特性設定其目標反水壓、達目標反水壓之時間以及反水壓飽和總時長如表 3.5 所示，可以發現黏土含量越高的試體所需飽和時間相對越長目標反水壓也相對較高，但因為壓力體積控制系統最大上限為 1 MPa 因此本試驗控制最高目標反水壓為 800 kPa 並拉長其飽和時間以達到目標飽和度。

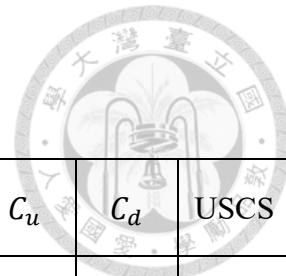


表 3.1 試驗材料基本物理性質

材料	G_s	$\gamma_{d,max}$ (g/cm^3)	$\gamma_{d,min}$ (g/cm^3)	LL	PL	PI	D_{50} (mm)	C_u	C_d	USCS
石英砂	2.65	1.690	1.392	-	-	-	0.165	1.416	0.977	SP
石英粉	2.65	1.827	0.966	27	NP	0	0.017	5.67	1.57	ML
高嶺土	2.61	-	-	69	24	45	0.0013	1.75	0.91	CH

表 3.2 試驗控制條件

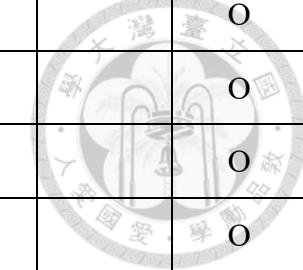
重模方法	濕搗法(分 6 層)
細顆粒含量	60%
反覆荷重頻率	0.05 Hz、0.1 Hz
塑性指數	0、4、8、14
目標孔隙比	0.86、0.747、0.705
有效圍壓	80 kPa、160 kPa

表 3.3 二元混合土壤動態試驗組數紀錄表

試驗編號		塑性指數 PI	目標孔隙比 e_0			有效圍壓 (kPa)		反覆荷重頻率 (Hz)	
			0.860	0.747	0.705	80	160	0.05	0.1
PI00A	PI00A-1	0	O		O	O			O
	PI00A-2		O		O	O			O
	PI00A-3		O		O	O			O
	PI00A-4			O		O			O
	PI00A-5			O		O			O
	PI00A-6			O		O			O
	PI00A-7			O		O			O
	PI00A-8				O	O			O
	PI00A-9				O	O			O
	PI00A-10				O	O			O
	PI00A-11				O	O			O

表 3.4 三元混合土壤動態試驗組數紀錄表

試驗編號		塑性指數 PI	目標孔隙比 e_0			有效圍壓 (kPa)		反覆荷重頻率 (Hz)	
			0.860	0.747	0.705	80	160	0.05	0.1
PI04A	PI04A-1	4			O	O			O
	PI04A-2				O	O			O
	PI04A-3				O	O			O



	PI04A-4	8			O	O		O
PI04B	PI04B-1				O	O		O
	PI04B-2				O	O		O
	PI04B-3				O	O		O
PI08A	PI08A-1	14			O	O		O
	PI08A-2				O	O		O
	PI08A-3				O	O		O
	PI08A-4				O	O		O
PI14A	PI14A-1	14			O	O		O
	PI14A-2				O	O		O
	PI14A-3				O	O		O
	PI14A-4				O	O		O
	PI14B-1				O	O	O	

表 3.5 反水壓飽和設定

試驗編號	反水壓 (Back Pressure)		
	目標 (kPa)	達標時長 (min)	飽和總時長 (hr)
PI00A	700	1050	> 60
PI04A/B	800	1200	> 60
PI08A	800	1200	> 72
PI14A/B	800	1200	> 96

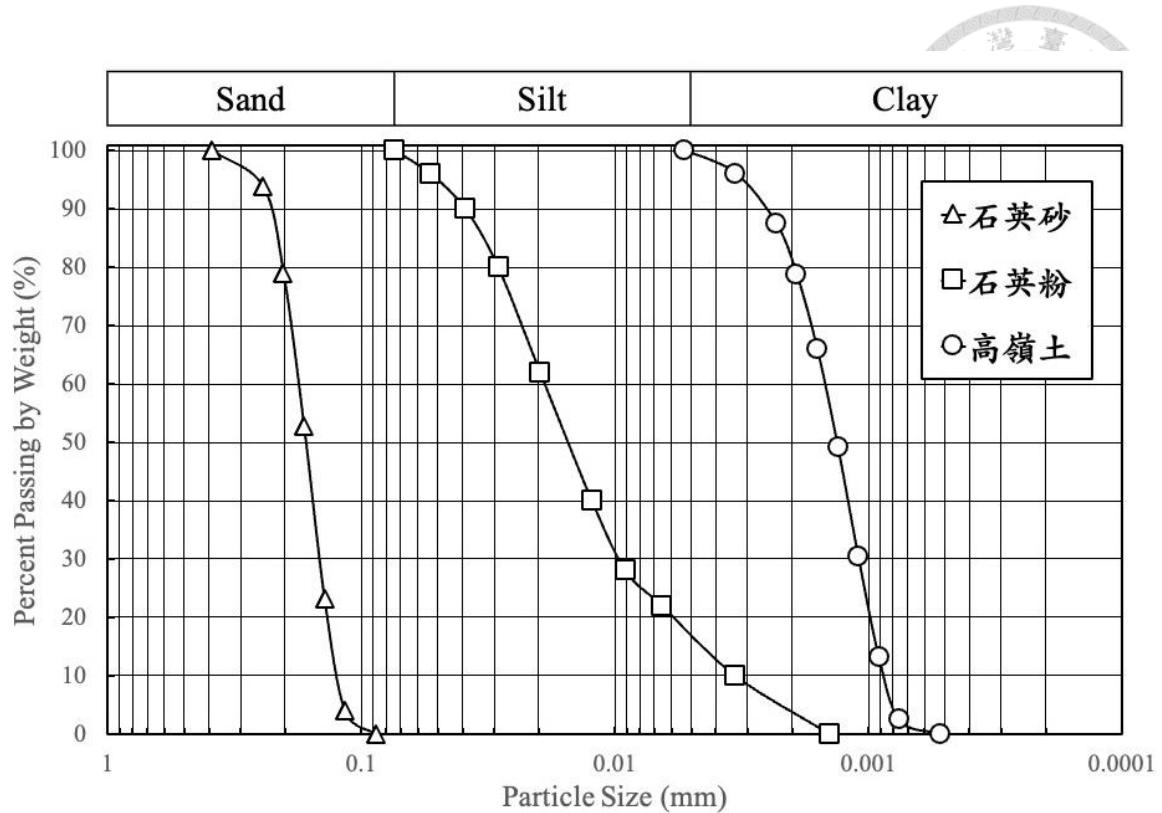


圖 3.1 材料粒徑分佈



圖 3.2 試驗材料，(a) 石英砂、(b) 石英粉、(c) 高嶺土

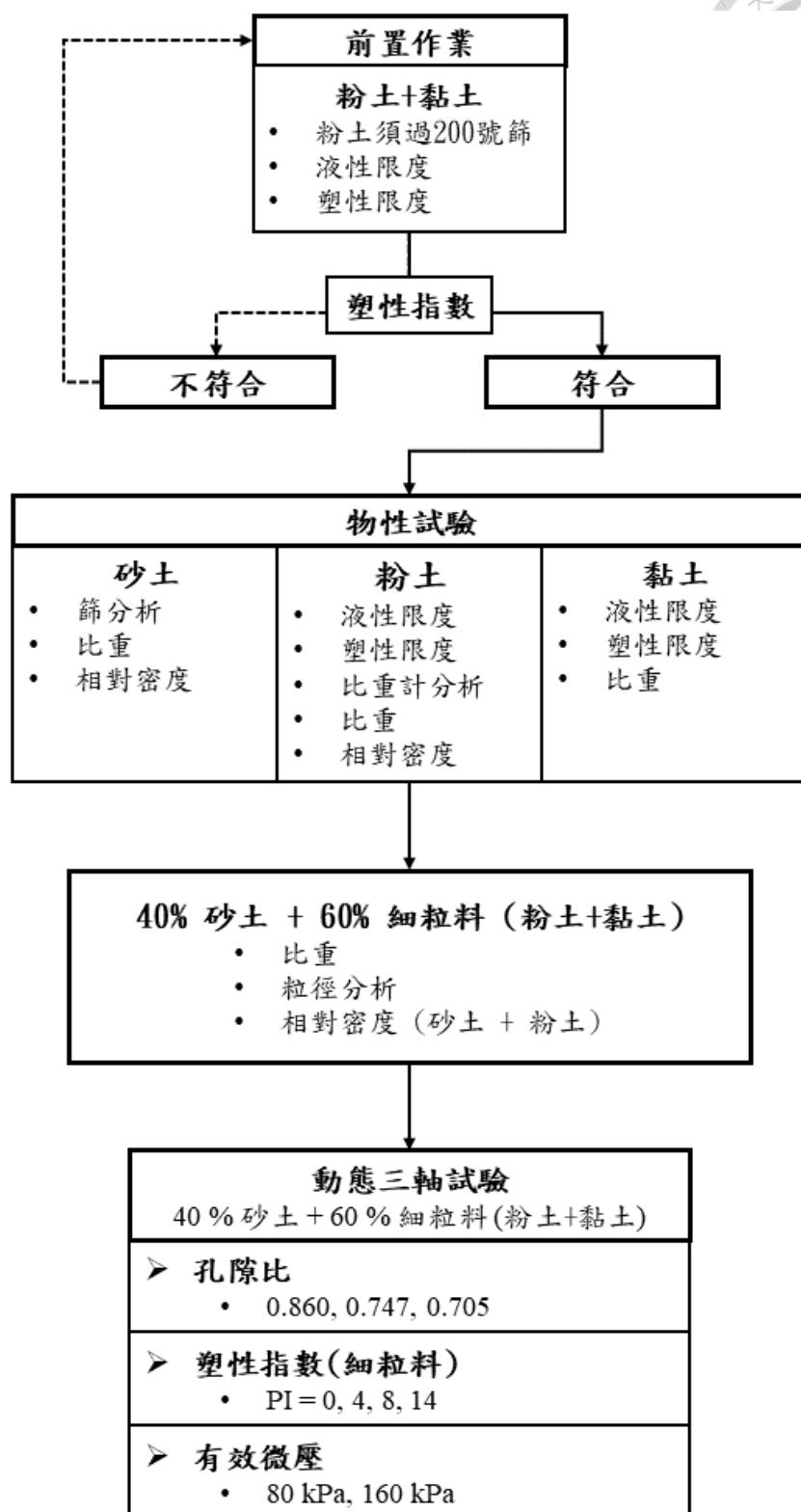


圖 3.3 試驗流程圖

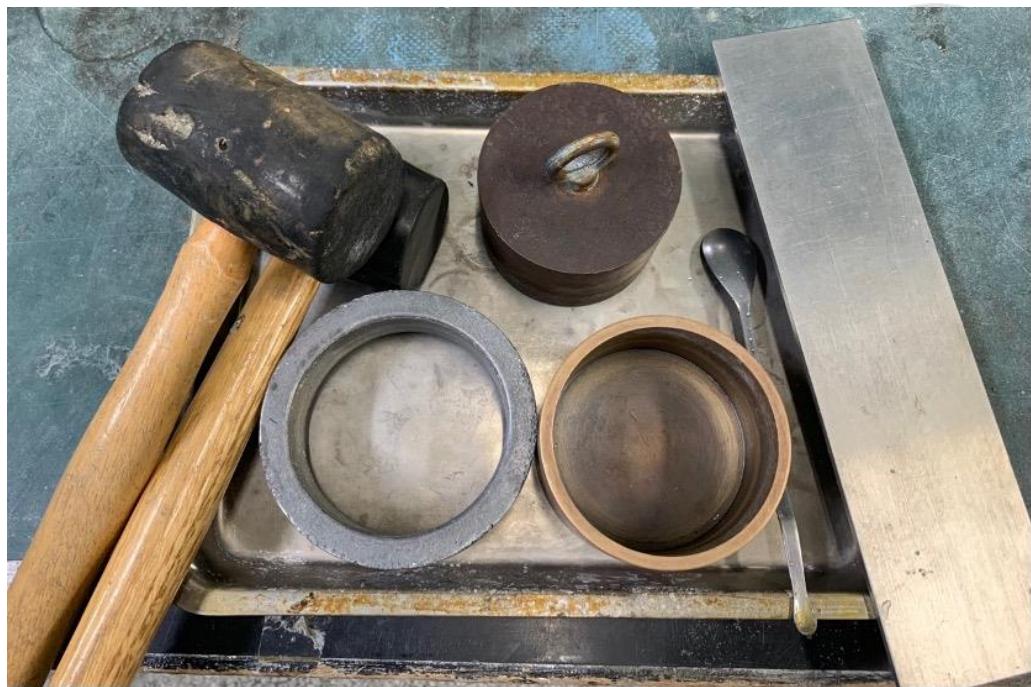


圖 3.4 日本法相對密度試驗儀 JSF (T26-81T)



圖 3.5 GDS 動態三軸試驗儀



圖 3.6 氣壓控制器與數據採集器



圖 3.7 壓力體積控制系統



圖 3.8 水壓計



圖 3.9 驅動器



圖 3.10 三軸室與荷重傳感器



圖 3.11 除氣水庫與真空抽氣機



圖 3.12 絝緣膏



圖 3.13 試體介面刮毛與延伸環



圖 3.14 水準氣泡儀檢測試體水平



圖 3.15 真空抽氣瓶與抽氣機

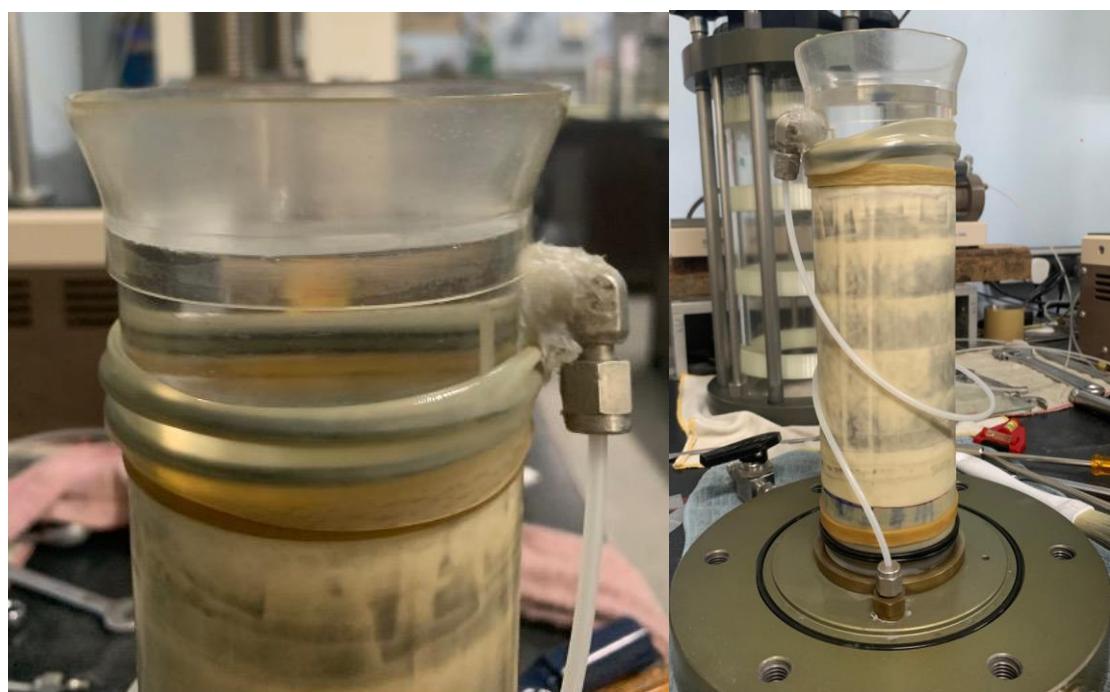


圖 3.16 水平塑膠帽蓋與重模完成試體



圖 3.17 動三荷重架上之試體

第 4 章 試驗結果



本章介紹試驗結果，主要可分為兩個部分，分別為材料基本物理性質以及動態三軸試驗結果，材料由 60% 的細顆粒土壤以及 40% 的石英砂所組成，其中細顆粒土壤將藉由不同比例的石英粉混合高嶺土以獲得不同的塑性指數，詳細配比如表 4.2 所示。探討在改變有效圍壓、孔隙比以及不同塑性指數的細顆粒土壤等變因下進行動態三軸試驗，結果將於本章完整呈現。

4.1 材料基本物性結果

4.1.1 材料顆粒粒徑分佈

依照 ASTM D422 與 D412 進行篩分析與比重計試驗求取各試體之土壤粒徑大小分佈，其中比重計試驗又被稱為沉澱分析法是利用土粒在水中沉澱之終端速度與粒徑之關係推求土粒粒徑尺寸，試驗結果如圖 4.1 與表 4.1 所示。試驗編號依照黏土含量由低排到高分別為 PI00、PI04、PI08 及 PI14，由於每樣試體皆由 60% 的細顆粒土壤以及 40% 的石英砂所組成，因此四者的中值粒徑 D_{50} 非常接近分別為 0.0273、0.027、0.027 及 0.025 毫米，其中黏土含量最高之試體 PI14 無法由比重計試驗獲得有效粒徑 D_{10} 、均勻係數 C_u 及曲率係數 C_d ，而其餘試體的有效粒徑 D_{10} 則分別為 0.004、0.0024、0.0014 毫米，均勻係數 C_u 為 15.76、27.15、44.52 皆屬級配土壤，曲率係數 C_d 為 0.93、1.44、1.82 而其中 PI04 與 PI08 之 C_d 位於 1 到 3 之間屬於級配良好之土壤，

4.1.2 阿太堡限度試驗

依照 ASTM D4318 進行阿太堡試驗取得土壤在半固態、塑態與液態各狀態之間含水量的界線，分別為塑性限度 (PL) 及液性限度 (LL) 而液限與塑限的差為塑性指數 (PI)。透過不同比例的石英粉 (PI = 0) 混合高嶺土 (PI = 45) 可獲得不同塑性指

數之細顆粒土壤，試驗結果如表 4.2 所示當 1% 之高嶺土混合 99% 之石英粉其塑性指數為 4；當 10% 之高嶺土混合 90% 之石英粉其塑性指數為 8；而當 30% 之高嶺土混合 70% 之石英粉其塑性指數為 14，隨著高嶺土含量增加其混合土壤之塑性指數也隨之上升。

另外圖 4.2 為 United States Department of Agriculture (USDA) 之三元土壤圖修改自 Twarakavi et al. (2010)，此圖基於土壤成分的比例將以上四種不同配比之混合土壤進行分類，其分類結果為，試驗編號 PI00、PI04 及 PI08 皆為粉質壤土 (Silt Loam)，位於三元土壤圖的粉角 (Silt Corner) 和砂角 (Sand Corner) 之間，代表在粉土和砂之間具有相對均衡的比例。而試驗編號 PI14 則屬於壤土 (Loam)，屬於砂、粉土和黏土成分相對均勻的土壤，位於三元土壤圖的中央位置。圖 4.3 之三元土壤圖則修改自 Shepard (1954) 中提到的 Trefethen (1950)，為針對沉積土壤所建議的標準，套入四種不同配比之混合土壤其分類結果如下，試驗編號 PI00、PI04 及 PI08 皆為砂質粉土 (Sandy Silt)，而試驗編號 PI14 則屬於砂質黏粉土 (Sandy Clay Silt)。比較以上兩種三元土壤圖針對本研究之混合土壤分類的結果，雖然在土壤分類名稱上並不相同，但兩者對於土壤分類方向卻一致，皆在塑性指數較低的試驗編號 PI00、PI04 及 PI08 被歸類為同一種土壤，試驗編號 PI14 則會因黏土含量較高而被分類為另一種土壤。

4.1.3 比重試驗

依照 ASTM D854 與 D894 進行比重試驗，比重為土壤顆粒單位重與 4°C 純水單位重之比值。試驗編號 PI00、PI04、PI08 與 PI14 之比重結果分別為 2.657、2.654、2.653 與 2.652，其比重隨著高嶺土含量增加而降低。

4.1.4 相對密度試驗

孔隙比為本研究控制變因之一，為判斷其緊密狀態可透過相對密度來表示，其中 Lame and Whiteman (1979) 又將土壤分成五種等級的鬆緊狀態如表 4.3 所示，表 4.4

則為本研究控制之目標孔隙比所對應之相對密度及乾單位重，當孔隙比為 0.86、0.747、0.705 其對應的相對密度分別為 45%、60% 及 65%，在粒狀土壤分類中屬於疏鬆與中等緊密階段，相對密度計算公式如下式 4.1。

$$D_r = \frac{\gamma_{d,max}(\gamma_d - \gamma_{d,min})}{\gamma_d(\gamma_{d,max} - \gamma_{d,min})} = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (式 4.1)$$

透過日本法 JSF (T26-81T) 可取得試體最大乾單位重 ($\gamma_{d,max}$) 及最小乾單位重 ($\gamma_{d,min}$)，以 40% 之石英砂混合 60% 之石英粉其試體最大及最小乾單位重分別為 1.878 與 1.184 g/cm³；石英砂最大及最小乾單位重分別為 1.690 與 1.392 g/cm³；石英粉最大及最小乾單位重分別為 1.827 與 0.966 g/cm³。

4.2 動態三軸試驗結果

本小結將介紹動態三軸試驗相關之參數定義，以及試體在進行動態加載後判定其液化或破壞之標準，並簡述不同孔隙比、塑性指數以及有效圍壓下之混合土壤液化結果，其中包含軸向變形、孔隙水壓與有效應力之變化。本研究之動態三軸試驗結果依照不同材料或變數依序列於表 4.5、表 4.6 及表 4.7。

4.2.1 動態三軸試驗之參數定義

(1) 孔隙水壓比 (Pore Pressure Ratio)：以 γ_u 代稱，為動態加載時試體內部因施加反覆應力所激發之超額孔隙水壓與最初有效圍壓之比值，孔隙水壓比之公式如下式 4.2 所示。

$$\gamma_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} \quad 式 4.2$$

Δu ：動態加載時試體內部因施加反覆應力所激發之超額孔隙水壓

σ'_c ：初始有效圍壓

(2) 反覆剪應力比 (Cyclic Stress Ratio)：簡稱 CSR，軸差應力與有效圍壓之比值，當 CSR 越大代表施加於試體之能量越大，其應力反覆作用次數也會越小，反

之亦相同。反覆剪應力比之公式如下式 4.3 所示。

$$\text{CSR} = \frac{\Delta\sigma_d}{2\sigma'_c}$$

$\Delta\sigma_d$ ：施加於試體之軸差應力



- (3) 應力反覆作用次數 (Number of Cycle)：以 N 代稱，進行動態加載時，施加於試體之軸差應力循環作用之次數。
- (4) 單軸向應變 (Single Amplitude Axial Strain)：以 $\varepsilon_{a,SA}$ 代稱，動態加載時施加於試體之反覆軸差應力又可分為壓力及拉力，單軸向應變指該次應力之拉力或壓力所造成之應變。
- (5) 雙軸向應變 (Double Amplitude Axial Strain)：以 $\varepsilon_{a,DA}$ 代稱，指動態加載時該次施加於試體之軸差應力所造成的拉應變與壓應變之總和。

4.2.2 試體液化判定準則

動態三軸試驗常見之判斷破壞條件可以試體之孔隙水壓比以及軸向應變來加以判定。

- (1) 初始液化：在反覆應力作用下，當試體之孔隙水壓激發至與最初有效圍壓相同時，其孔隙水壓比 γ_u 等於 1，即視為初始液化已經發生。
- (2) 軸向應變：動態加載階段時，當試體在反覆應力作用下其單軸向應變達 2.5% 或是雙軸向應變達 5% 時，視為破壞已經發生。

本研究之試體在動態加載階段時通常會先達到有效圍壓為零及單軸向應變 2.5% 最後才會達到雙軸向應變 5%，從試驗結果來看可發現前兩者時間點相近，因此最後以初始液化作為試體液化破壞時間點之依據。

4.2.3 二元混合土壤之動力三軸試驗結果

本研究之二元混合土壤配比為 40 % 石英砂混合 60 % 石英粉，代表細顆粒土壤

為 100% 之石英粉，此試驗之變數為目標孔隙比 0.86、0.747 及 0.705，探討不同孔隙比對於二元混合土壤抗液化能力之影響及試體經動態加載後再次壓密所排出之水量變化，總計試體為 11 顆。

本試驗之試體破壞時皆由頂部開始液化，過程中土壤顆粒變換位置下陷至試體底部，導致試體上部凹陷底部側向突出，在經過拆解後亦可發現橡皮膜內部土壤已然軟弱不堪無法站立如濃稠液體般，由圖 4.4 所示。以試驗編號 PI00A-5 之動力三軸試驗結果為例，其條件為初始孔隙比 0.745、壓密後孔隙比 0.741、有效圍壓 80 kPa，並以反覆剪應力比 0.086 及反覆荷重頻率 0.1 Hz 進行動態加載，圖 4.5 為軸向應變與應力反覆作用次數關係圖，由此圖可獲得該試體破壞時間點，其單軸向應變 2.5% 及雙軸向應變 5% 所對應之應力反覆作用次數分別為 12.39 及 12.98，此外亦可透過此圖發現試體在動態加載期間所產生之壓應變明顯大於拉應變致使試體在過程中越變越矮。圖 4.6、圖 4.7 分別為有效應力、超額孔隙水壓與應力反覆作用次數關係圖，當有效應力降至 0、超額孔隙水壓達到最初有效圍壓時所對應之應力反覆作用次數為 12.12 即為初始液化也就是孔隙水壓比達到 1 之時間點。圖 4.8 為應力應變關係圖，試體在尚未液化前其應變仍在彈性狀態在圖中呈直線直至試體應變越來越大進入塑性狀態無法恢復原有形態而破壞。其餘二元混合土壤之試體破壞條件所對應之應力反覆作用次數皆紀錄於表 4.5。

4.2.4 三元混合土壤之動力三軸試驗結果

本研究之三元混合土壤為 40% 石英砂混合 60% 細顆粒土壤，其中細顆粒土壤又可依不同比例之高嶺土及石英粉組成三種不同塑性指數之試體。此試驗之變數包含有效圍壓 80 kPa 及 160 kPa，細顆粒土壤之塑性指數 4、8、14，反覆荷重頻率 0.05 Hz 及 0.1 Hz，探討以上變數對於三元混合土壤抗液化能力之影響，總計試體為 16 顆。詳細三元混合土壤之試體破壞條件所對應之應力反覆作用次數皆紀錄於表 4.6、表 4.7 與表 4.8。

- (1) 以試驗編號 PI04B-2 之動力三軸試驗結果為例，其細顆粒土壤組成為 99 % 石英粉混合 1 % 之高嶺土，其餘條件為塑性指數 4、初始孔隙比 0.707、壓密後孔隙比 0.697、有效圍壓 160 kPa、並以反覆剪應力比 0.086 及反覆荷重頻率 0.1 Hz 進行動態加載，圖 4.10 及圖 4.11 分別為其軸向應變及孔隙水壓比與應力反覆作用次數之關係圖，圖 4.12 則為應力應變關係圖，當有效應力為零時 N 值為 23.07，單軸向應變 2.5% 及雙軸向應變 5% 時其 N 值分別為 22.73 及 22.75，試體因產生大應變而破壞，由以上圖中可看出此情況下之試體拉及壓應變較前小節之二元混合土壤平衡，但受壓應力影響仍較大。試體破壞後在橡皮模的支撐下仍可以維持站立，但將其拆解後放置不動土體會自行緩慢地垮掉直至最後如同液體狀，如圖 4.9 所示。
- (2) 以試驗編號 PI08A-3 之動力三軸試驗結果為例，其細顆粒土壤組成為 90 % 石英粉與 10% 之高嶺土，其餘條件為塑性指數 8、初始孔隙比 0.708、壓密後孔隙比 0.693、有效圍壓 80 kPa、並以反覆剪應力比 0.055 及反覆荷重頻率 0.1 Hz 進行動態加載，圖 4.14、圖 4.15 分別為其軸向應變及孔隙水壓比與應力反覆作用次數之關係圖，圖 4.16 為應力應變關係圖，當有效應力為零時 N 值為 126.04，單軸向應變 2.5% 時其 N 值為 128.47，在試體液化前軸向應變隨著反覆應力施加時間拉長而越變越大，液化發生後其壓應變略大於拉應變。試體破壞後拆離橡皮模可獨自站立維持原本形狀，並且不會受到重力的影響而變成液體狀態，如圖 4.13 所示。
- (3) 以試驗編號 PI14A-4 之動力三軸試驗結果為例，其細顆粒土壤組成為 70 % 石英粉與 30 % 之高嶺土，其餘條件為塑性指數 14、初始孔隙比 0.705、壓密後孔隙比 0.686、有效圍壓 80 kPa、並以反覆剪應力比 0.057 及反覆荷重頻率 0.1 Hz 進行動態加載，圖 4.18、圖 4.19 分別為其軸向應變及孔隙水壓比與應力反覆作用次數之關係圖，圖 4.20 為應力應變關係圖，當有效應力為零時 N 值為 239.14，單軸向應變 2.5% 時其 N 值為 248.34，可發現在此

種情況下之試體初始液化相較於軸向應變過大而破壞來的要早許多，此外相較於前 3 個不同配比之試體其壓應變及拉應變顯得非常平衡，且試體之應變也並非瞬間被拉大而是一層一層遞進變形。試體破壞後拆離橡皮模可保持站立，且經藥刀從中間剖半仍可維持形狀，如圖 4.17 所示。

以上取動力三軸試驗各配比中一組試驗結果進行描述，其差異將於第五章進行更深入之討論與比較分析。

表 4.1 試體基本物理性質

試驗編號	PI00	PI04	PI08	PI14
中值粒徑 D_{50} (mm)	0.0273	0.027	0.027	0.025
有效粒徑 D_{10} (mm)	0.004	0.0024	0.0014	-
均勻係數 C_u	15.76	27.15	44.52	-
曲率係數 C_d	0.93	1.44	1.82	-
比重	2.657	2.654	2.653	2.652
最大乾密度 $\gamma_{d,min}$ (g/cm ³)	1.878	-	-	-
最小乾密度 $\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	1.184	-	-	-

表 4.2 試體組成成分及塑性

試驗編號		PI00A	PI04A/B	PI08A	PI14A/B
試體整體組成	石英砂含量 (%)	40			
	高嶺土含量 (%)	0	0.6	6	18
	石英粉含量 (%)	60	59.4	54	42
	USDA 三元土壤圖分類	粉質壤土			壤土
試體細顆粒 土壤組成	高嶺土含量 (%)	0	1	10	30
	石英粉含量 (%)	100	99	90	70
	液性限度 LL	27.45	21.85	22.40	25.50
	塑性限度 PL	NP	17.8	14.4	11.7
	塑性指數 PI	0	4	8	14
	統一土壤分類 USCS	ML	CL-ML	CL	CL

表 4.3 顆粒性土層定性描述

相對密度 D_r (%)	土層之描述
0-15	非常疏鬆
15-50	疏鬆
50-70	中等緊密
70-85	緊密
85-100	非常緊密

表 4.4 孔隙比與相對密度及乾單位位重之關係

孔隙比 e	相對密度 D_r (%)	乾單位重 γ_d (g/cm^3)
0.86	45	1.4280
0.747	60	1.5213
0.705	65	1.5583

表 4.5 不同孔隙比下之動態試驗結果

孔隙比	試驗編號	CSR	$N(\gamma_u = 1)$	$N(\varepsilon_{a,SA} = 2.5\%)$	$N(\varepsilon_{a,DA} = 5\%)$
0.86	PI00A-1	0.130	2.26	2.29	2.75
	PI00A-2	0.087	8.38	8.83	9.34
	PI00A-3	0.067	15.27	15.37	16.40
0.747	PI00A-4	0.131	4.19	3.88	4.27
	PI00A-5	0.086	12.12	12.39	12.98
	PI00A-6	0.071	23.88	23.88	24.46
	PI00A-7	0.046	53.04	55.39	56.50
0.705	PI00A-8	0.131	5.03	5.35	5.84
	PI00A-9	0.086	17.01	17.89	18.32
	PI00A-10	0.056	41.06	43.27	43.43
	PI00A-11	0.040	127.96	130.34	132.3

表 4.6 不同有效圍壓 (kPa) 下之動態試驗結果

有效圍壓	試驗編號	CSR	$N(\gamma_u = 1)$	$N(\varepsilon_{a,SA} = 2.5\%)$	$N(\varepsilon_{a,DA} = 5\%)$
80	PI04A-1	0.126	6.11	6.37	4.28
	PI04A-2	0.085	11.95	13.33	13.34
	PI04A-3	0.051	46.04	48.37	49.31
	PI04A-4	0.041	76.10	78.35	79.40
160	PI04B-1	0.131	7.13	6.71	6.81
	PI04B-2	0.086	23.07	22.73	22.75
	PI04B-3	0.051	77.01	77.92	77.92

表 4.7 不同塑性指數下之動態試驗結果

塑性指數	試驗編號	CSR	$N(\gamma_u = 1)$	$N(\varepsilon_{a,SA} = 2.5\%)$	$N(\varepsilon_{a,DA} = 5\%)$
0	PI00A-8	0.131	5.03	5.35	5.84
	PI00A-9	0.086	17.01	17.89	18.32
	PI00A-10	0.056	41.06	43.27	43.43
	PI00A-11	0.040	127.96	130.34	132.3
4	PI04A-1	0.126	6.11	6.37	4.28
	PI04A-2	0.085	11.95	13.33	13.34
	PI04A-3	0.051	46.04	48.37	49.31
	PI04A-4	0.041	76.10	78.35	79.40
8	PI08A-1	0.131	4.98	4.81	5.25
	PI08A-2	0.085	16.01	17.29	17.32
	PI08A-3	0.055	126.04	128.47	132.09
	PI08A-4	0.041	292.96	294.42	302.11

14	PI14A-1	0.136	4.27	3.79	4.28
	PI14A-2	0.131	5.16	4.79	5.27
	PI14A-3	0.086	27.03	27.9	28.4
	PI14A-4	0.057	239.14	248.34	248.86

表 4.8 不同反覆荷重頻率下之動態試驗結果

反覆荷重 頻率 (Hz)	試驗編號	CSR	$N (\gamma_u = 1)$	$N (\varepsilon_{a,SA} = 2.5\%)$	$N (\varepsilon_{a,DA} = 5\%)$
0.05	PI14B-1	0.055	510.1	514.58	514.66
0.1	PI14A-4	0.057	239.14	248.34	248.86

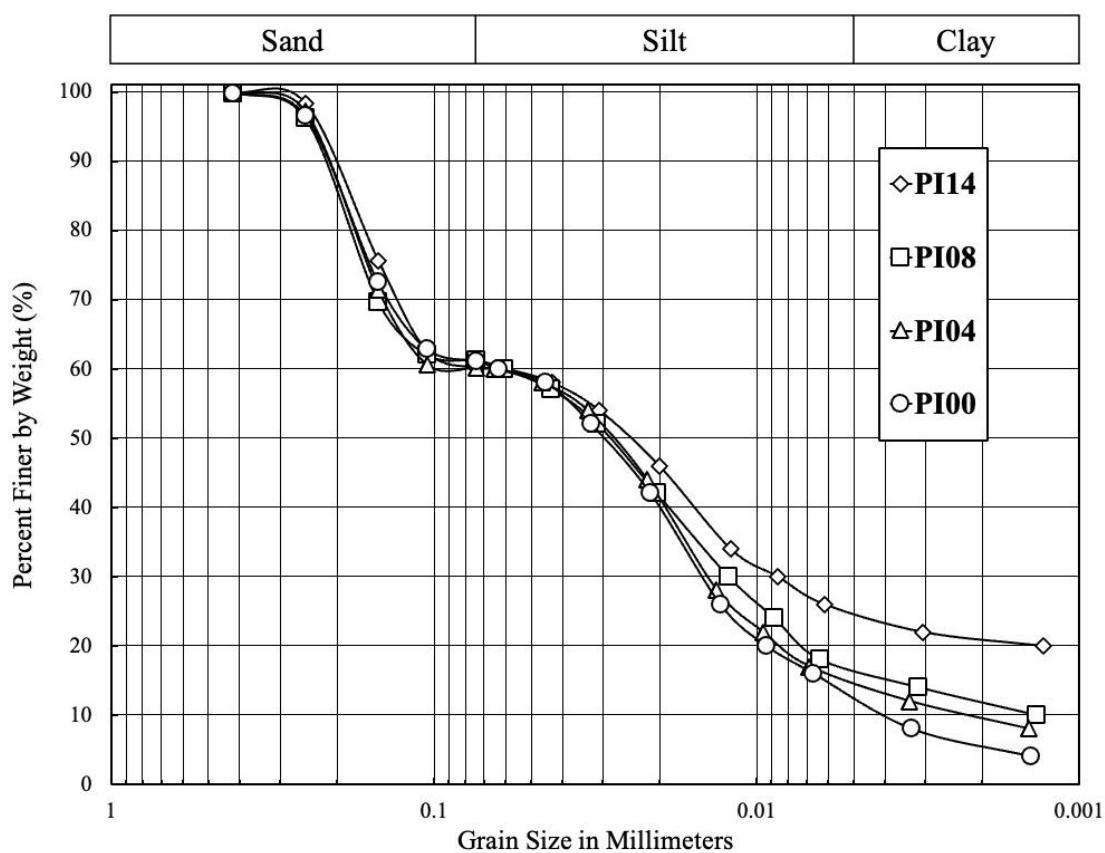


圖 4.1 試驗試體之顆粒粒徑分佈

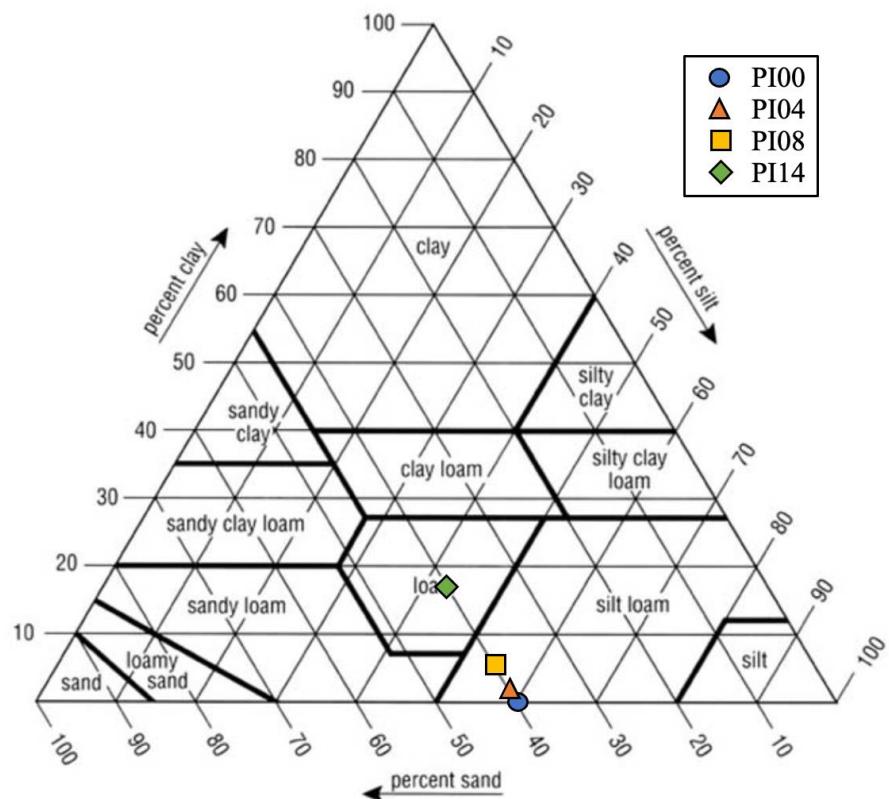


圖 4.2 各試驗編號於 USDA 三元土壤分類圖中之位置

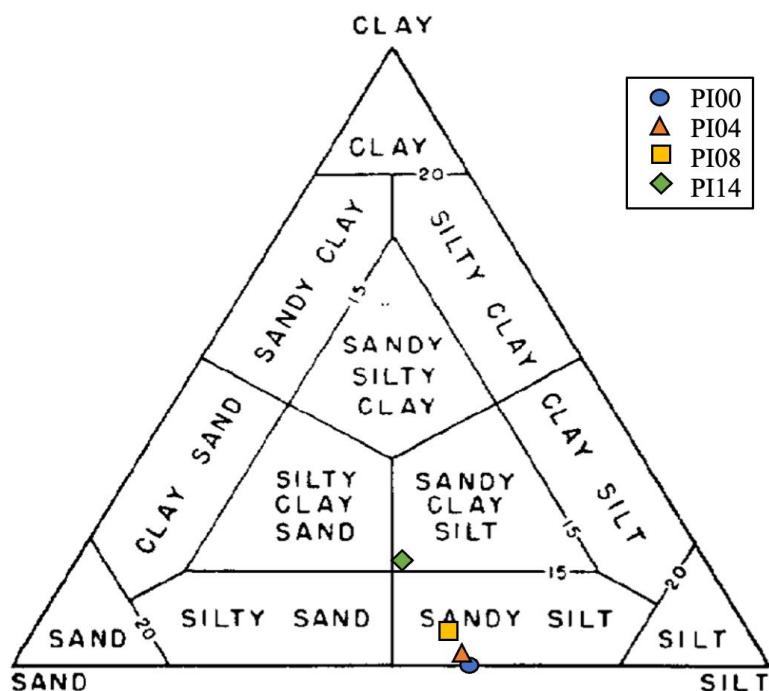


圖 4.3 各試驗編號於 Trefethen (1950) 三元土壤分類圖中之位置



圖 4.4 試體 PI00 經動態試驗後之液化情形

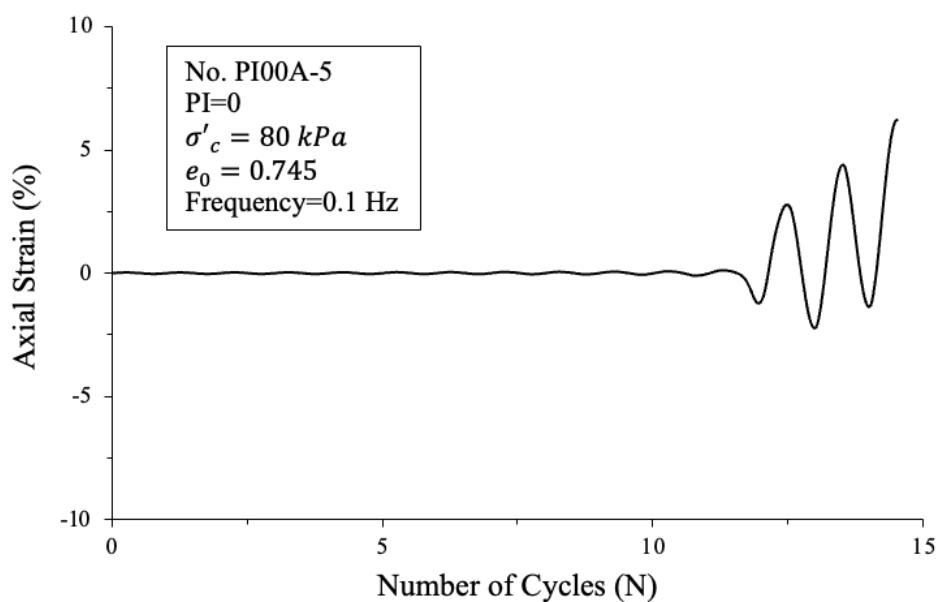


圖 4.5 試體 PI00, CSR=0.086, 軸向應變與反覆作用次數關係圖

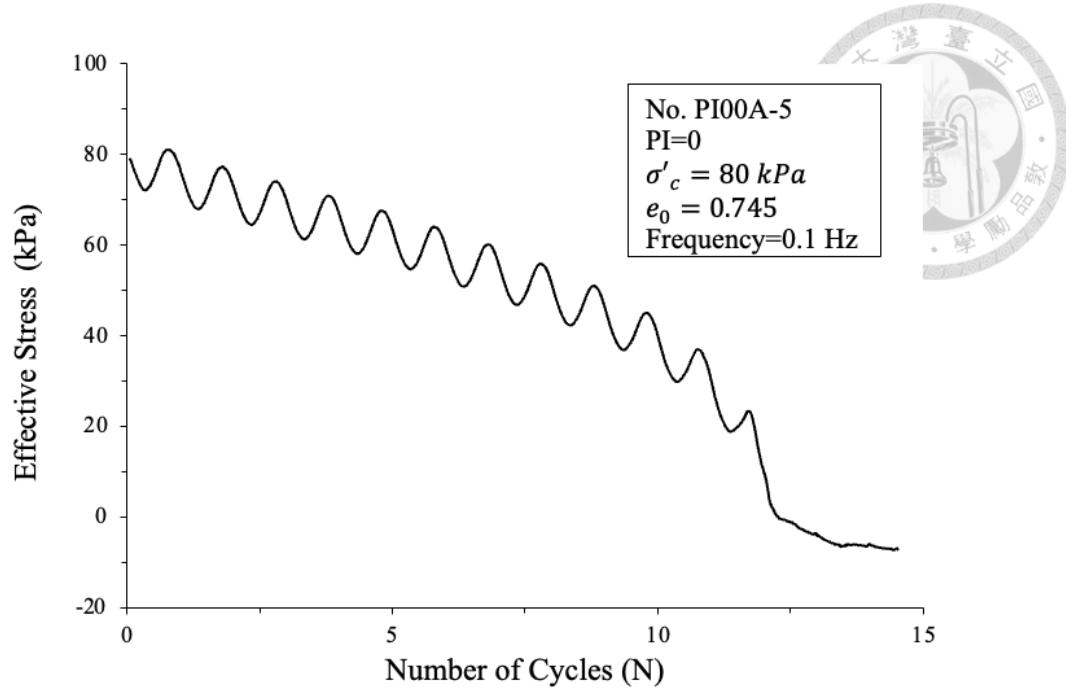


圖 4.6 試體 PI00, CSR=0.086, 有效應力與反覆作用次數關係圖

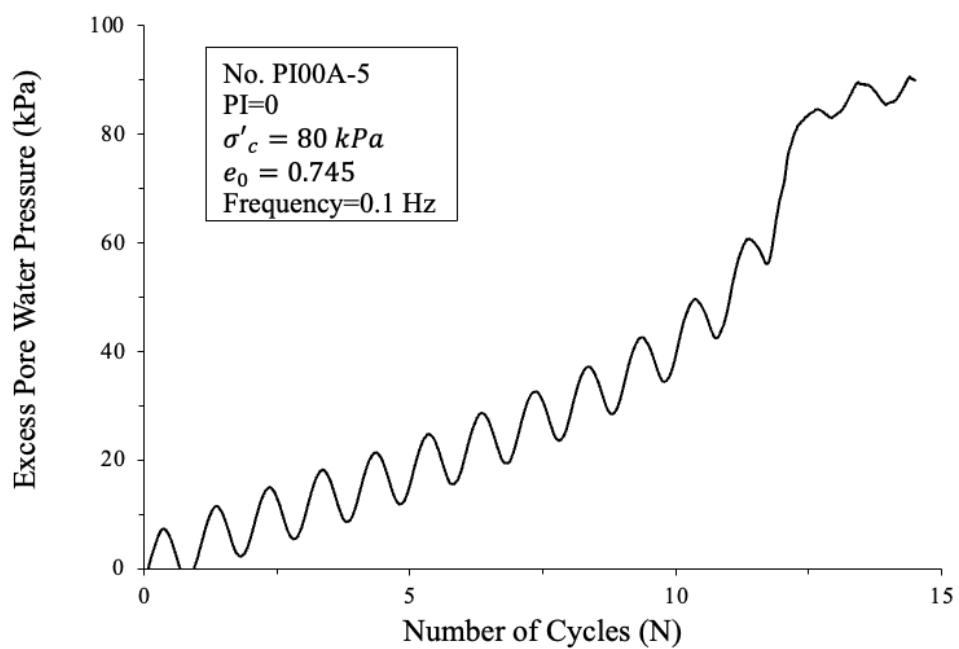


圖 4.7 試體 PI00, CSR=0.086, 超額孔隙水壓與反覆作用次數關係圖

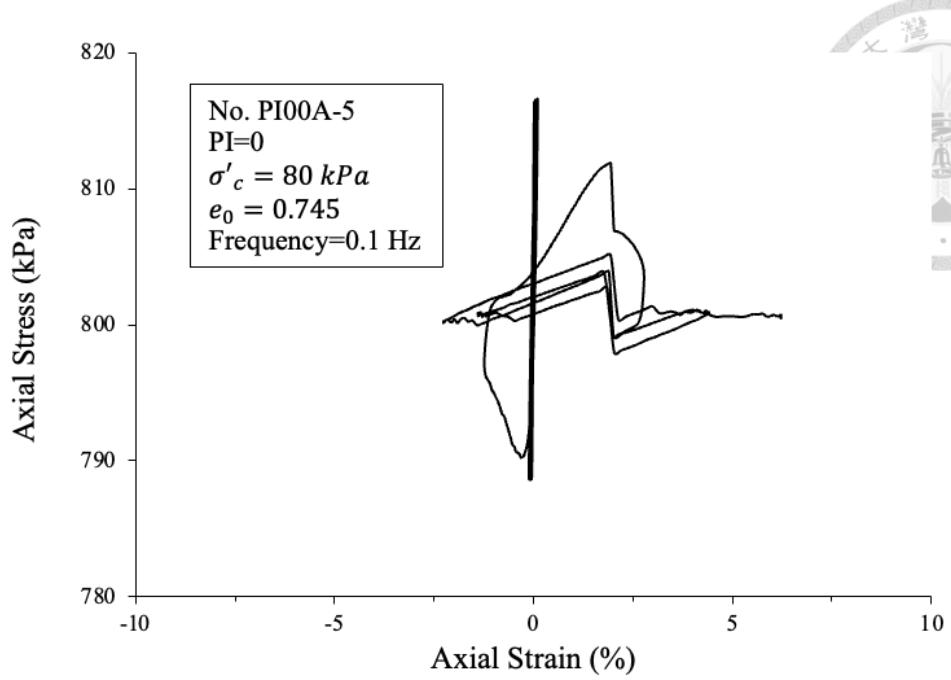


圖 4.8 試體 PI00, CSR=0.086, 應力應變關係圖



圖 4.9 試體 PI04 經動態試驗後之液化情形

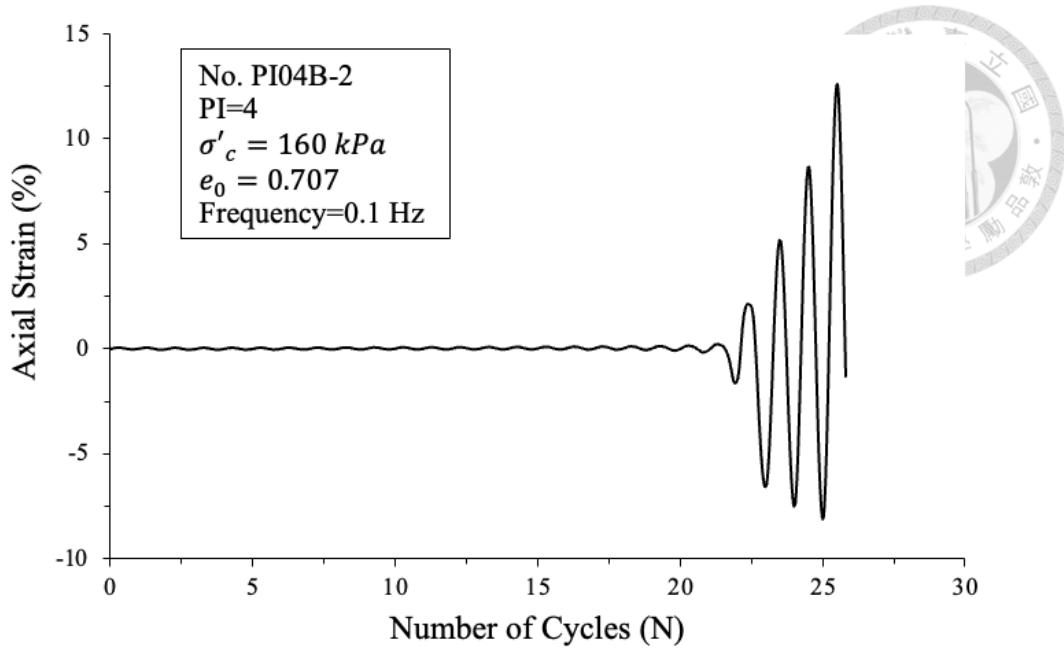


圖 4.10 試體 PI04, CSR=0.086, 軸向應變與反覆作用次數關係圖

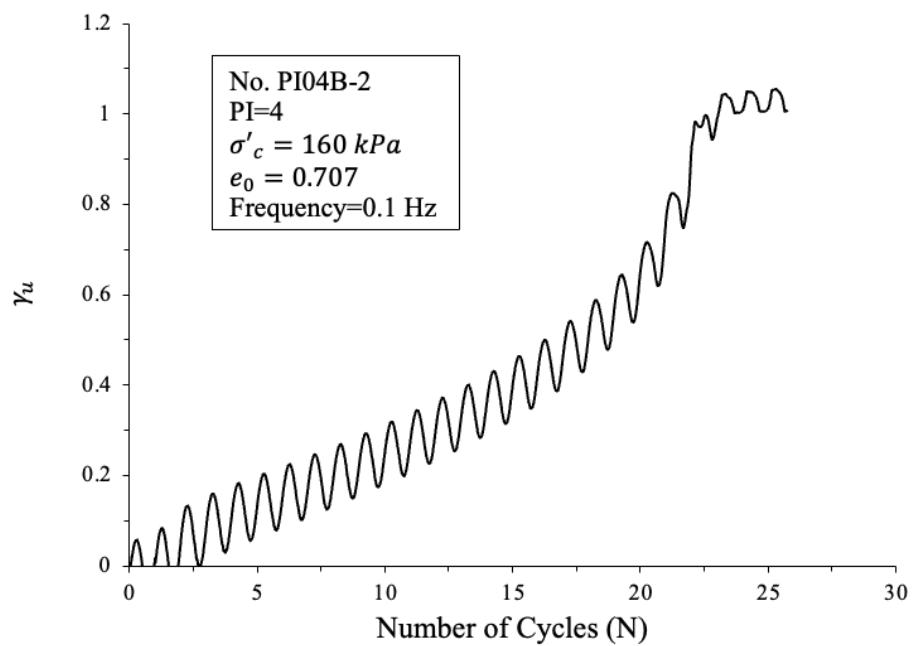


圖 4.11 試體 PI04, CSR=0.086, 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖

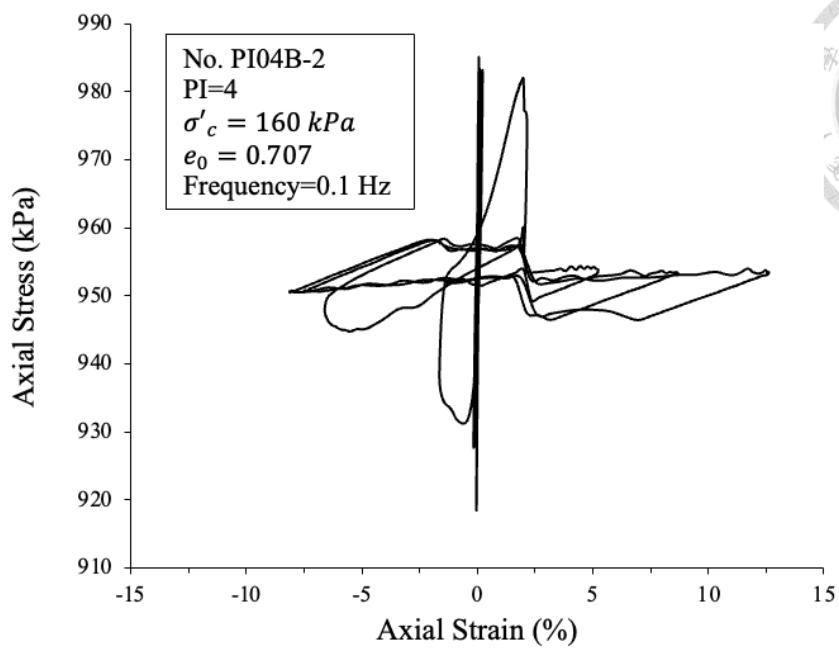


圖 4.12 試體 PI04 , CSR=0.086 , 應力應變關係圖



圖 4.13 試體 PI08 經動態試驗後之液化情形

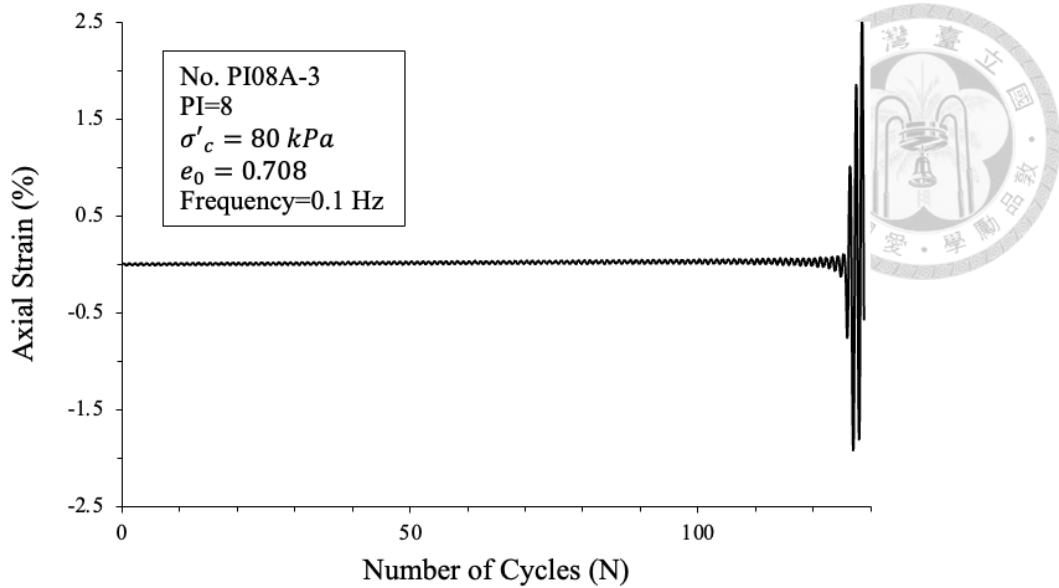


圖 4.14 試體 PI08 , CSR=0.055 , 軸向應變與反覆作用次數關係圖

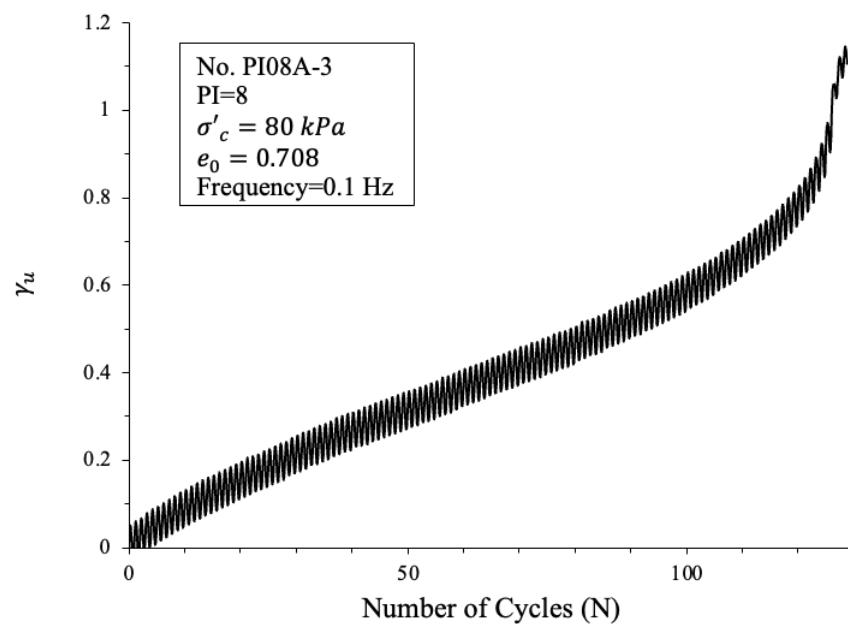


圖 4.15 試體 PI08 , CSR=0.055 , 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖

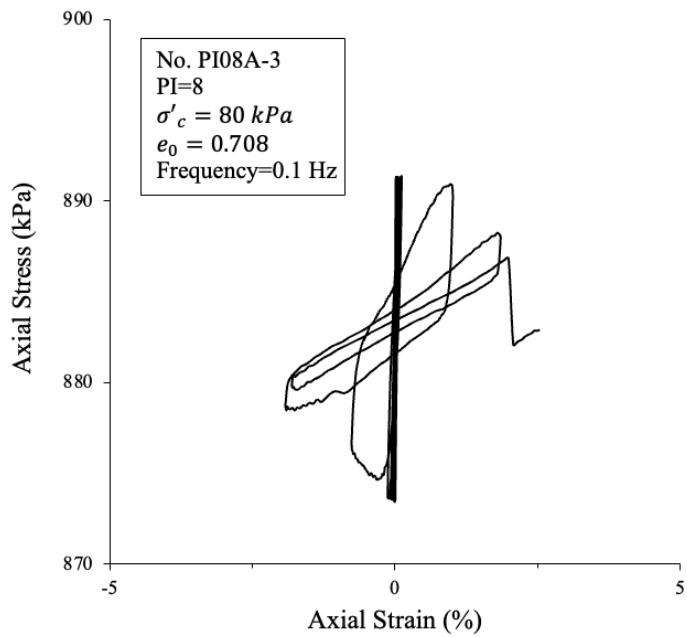


圖 4.16 試體 PI08 , CSR=0.055 , 應力應變關係圖

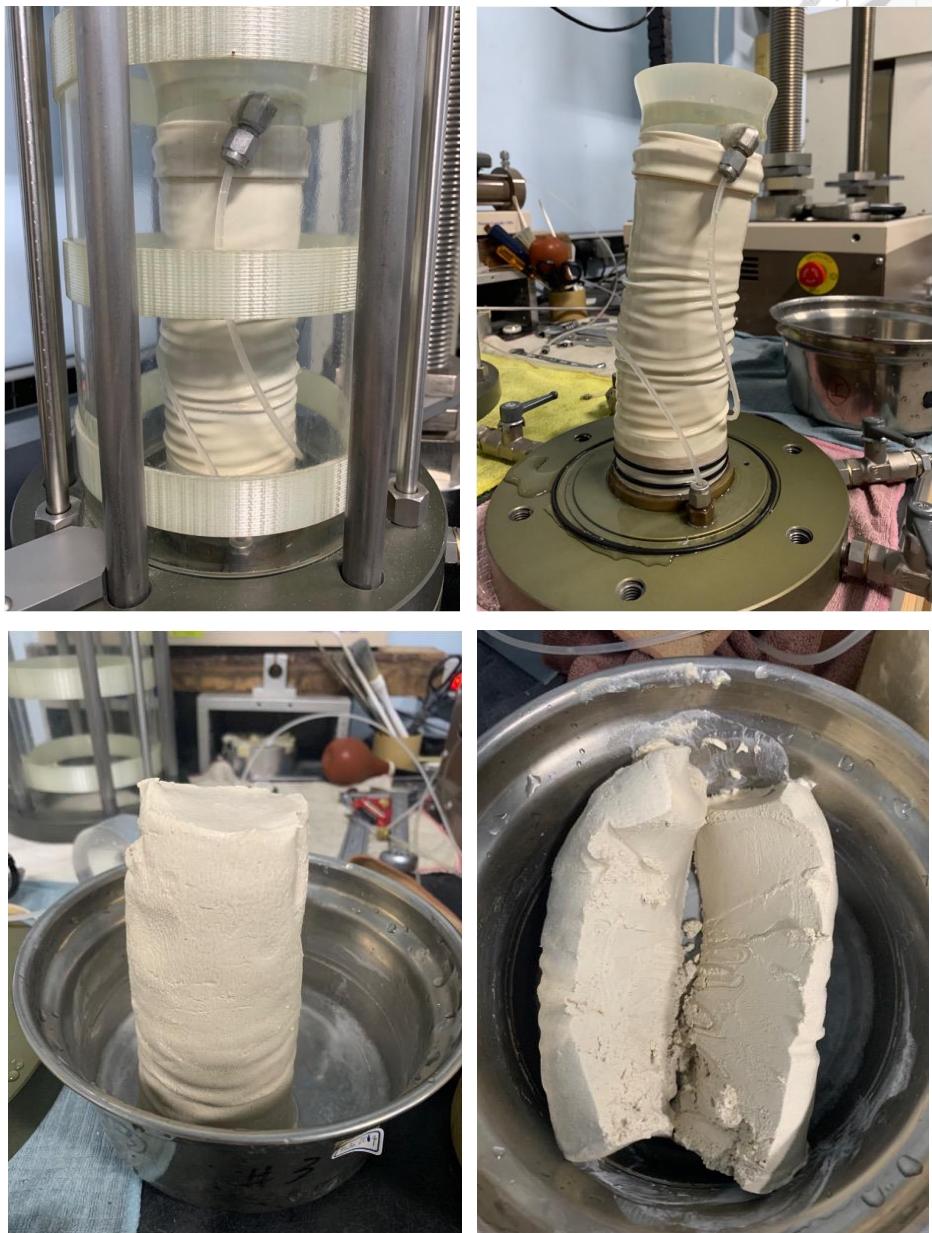


圖 4.17 試體 PI14 經動態試驗後之液化情形

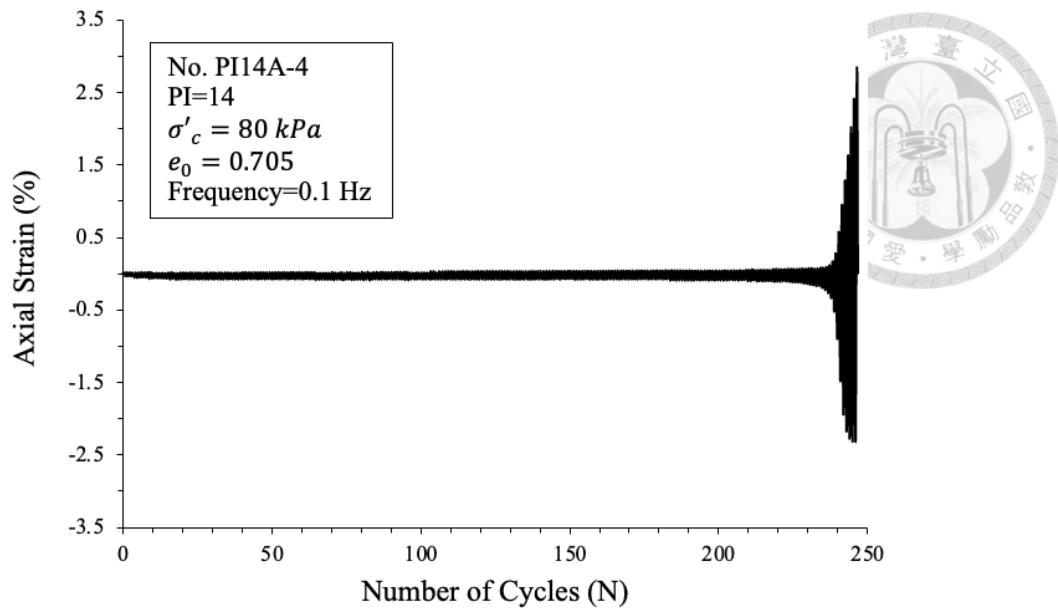


圖 4.18 試體 PI14, CSR=0.057, 軸向應變與反覆作用次數關係圖

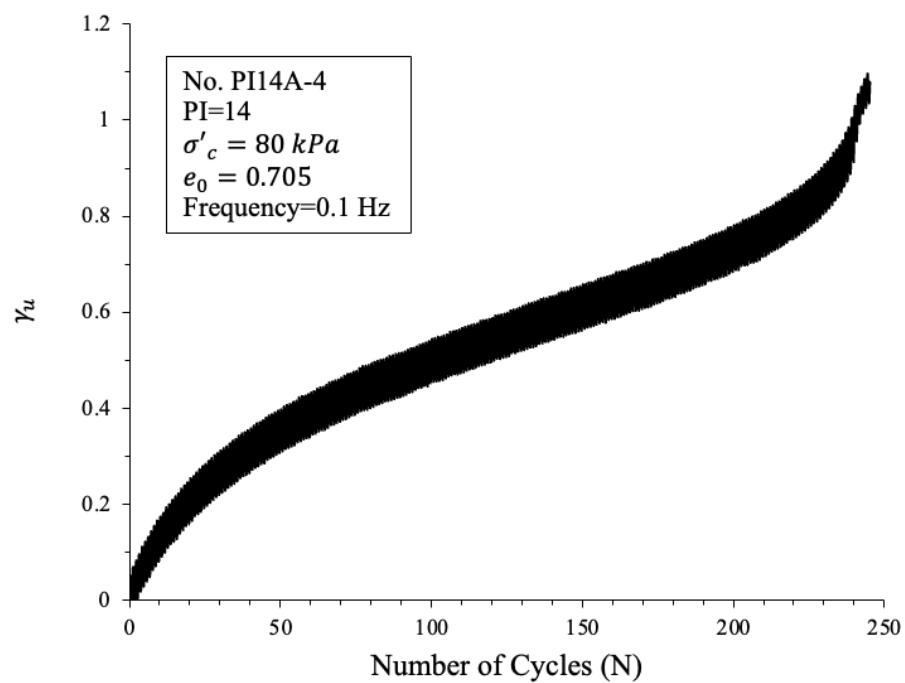


圖 4.19 試體 PI14, CSR=0.057, 超額孔隙水壓比與反覆作用次數關係圖

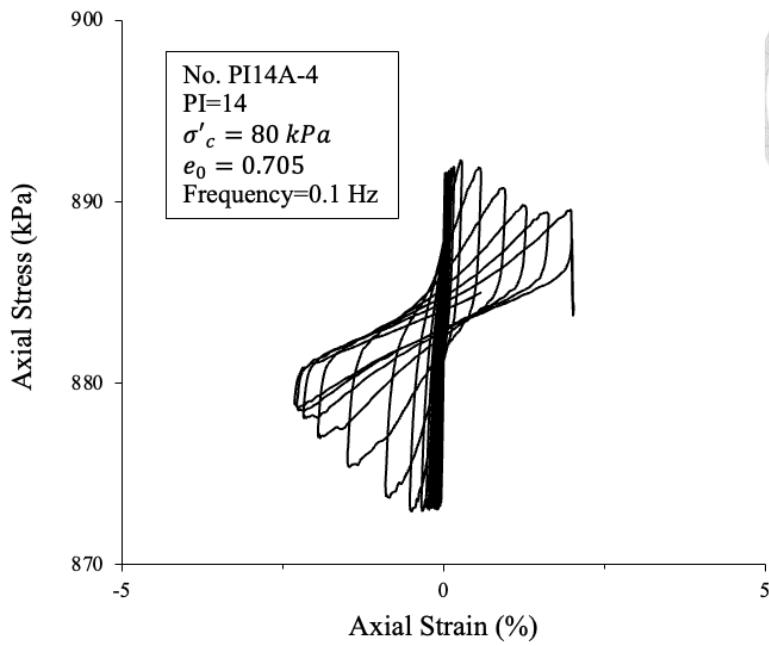


圖 4.20 試體 PI14 , CSR=0.057 , 應力應變關係圖

第 5 章 分析與討論



本章彙整各塑性指數下混合土壤之動態試驗結果，繪製一系列圖表並與前人之研究進行分析與討論。試驗結果依不同材料及變因分成四部分，第一部分及第二部分皆以四種不同塑性指數之混合土壤為材料，分別探討動三試驗下之動態行為及塑性指數對於土壤抗液化強度之影響；第三部分以無塑性二元混合土壤為材料，探討目標孔隙比對於土壤抗液化強度之影響；第四部分則是以塑性指數為 4 之三元混合土壤為材料，探討有效圍壓對於土壤抗液化強度之影響。

5.1 不同塑性指數下混合土壤之動態行為

本節探討不同塑性指數下混合土壤之動態特性，內容包含超額孔隙水壓之變化、試體軸向應變之行為、初始液化與軸向應變之關係以及動態加載後試體之變形量，通過這些研究內容可以為設計和評估結構物在地震作用下的穩定性和安全性方面提供重要的參考依據。

5.1.1 超額孔隙水壓變化

超額孔隙水壓為激發土壤液化重要因素之一，圖 5.1 至圖 5.6 以超額孔隙水壓比及反覆作用次數比或反覆作用次數分別為縱軸及橫軸，當超額孔隙水壓比 (Excess Pore Water Pressure, γ_u) 為 1 時代表初始液化已發生，其中反覆作用次數比 (Cyclic Ratio) 之公式則如下式 5.1，其目的為正規化試體達初始液化時之反覆作用次數，更加容易比較其結果差異。

$$\text{Cycle Ratio} = \frac{N}{N_L} \quad \text{式 5.1}$$

N：應力反覆作用次數

N_L ：達到初始液化時所需之應力反覆作用次數

Seed et al. (1975) 透過試驗歸納出超額孔隙水壓比與反覆作用次數比之關係式如

下式 5.2，並以參數 α 區分其各時間段之超額孔隙水壓激發速度，以相對密度 60% 之砂土為例其 α 值為 0.7。而會選擇套用 Seed et al. (1975) 的純砂預測模型來比較本研究試體之結果原因為，經對比其他材料如粉土與砂土混合土壤、低塑性細顆粒土壤等相關預測模型因參數問題並不容易使用（詳細內容請參考 2.7 節處），因此採用最單純的純砂預測模型來觀察混合土壤的水壓激發行為。

$$\gamma_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad \text{式 5.2}$$

圖 5.1 為在細顆粒之塑性指數在 0、4、8、14 下之超額孔隙水壓激發情況，圖 5.2 則是將本試驗之結果套用於 Seed et al. (1975) 之方法以觀察各塑性指數下超額孔隙水壓激發的變化，由此圖可發現當反覆作用次數比於 0.2 到 0.9 區間時四者斜率落差不大，超額孔隙水壓皆屬於緩慢且穩定上升。然而在反覆作用次數比大於 0.9 之後，四者斜率皆有所上升，其中以塑性指數 4 最為顯著，超額孔隙水壓急劇上升直至完全激發使試體發生液化。其中塑性指數為 14 之試體有最大之 α 值落在 0.5 與 1 區間，其餘三者之 α 值則落在 0.2 到 0.5 區間，因此由圖 5.2 可看出塑性指數 14 之試體初期超額孔隙水壓上升幅度稍高於其餘三者，但整個過程中其增加率相較其他三者小，超額孔隙水壓以穩定且緩慢形式激發。

此結果與前人之研究相近，如 Guo and Prakash (1999) 一樣以超額孔隙水壓比及反覆作用次數比為縱軸及橫軸，當中粉土質黏土在初期的超額孔隙水壓比上升幅度明顯高於砂土，但到後期逐漸趨緩，反而是砂土在後期有急遽上升之勢，另外 Wang et al. (2015) 的試驗結果也有提及粉土與黏土所混合之土壤在同樣的反覆剪應力下，塑性指數越高最後可達到之超額孔隙水壓比越低，並且超額孔隙水壓上升速度會隨著塑性指數越高而越慢，可能原因為塑性指數越高其可壓縮性越佳可降低超額孔隙水壓的激發，綜合上述結果可知細顆粒之塑性會影響孔隙水壓激發方式，當加入低塑性或無塑性之細顆粒土壤其超額孔隙水壓激發方式偏向砂土會在在液化前一刻突然大幅上

升，如塑性指數 0、4、8 三者趨勢相似，但若是加入具較高塑性之細顆粒土壤如塑性指數 14 其超額孔隙水壓則會是以逐漸上升的模式激發直至試體液化，對比 Ishihara (1993) 中曾描述粉土質砂與砂質粉土的超額孔隙水壓比會有停滯在 0.9 及 0.95 的行為，以及江孟衡 (2013) 石英粉與高嶺土混合試體在已達到雙軸向應變 5% 及 10% 下仍未達到有效應力為 0 等情況，相較前者同樣以粉土為主體的條件下，本研究 4 種塑性指數之土壤雖在孔隙水壓激發方式不盡相同，但皆可達到超額孔隙水壓比為 1，不會有徘徊在 1 以下之情況。

圖 5.3 為無塑性二元混合土壤在目標孔隙比 0.860、0.747、0.705 下之超額孔隙水壓激發情況，亦將此結果套入 Seed et al. (1975) 所提出之超額孔隙水壓上升曲線圖中，如圖 5.4 所示反覆作用次數比小於 0.2 時三種孔隙比斜率一致，但當超越 0.2 後三者差距拉開，孔隙比越小者其孔隙水壓上升斜率越大，並維持穩定緩慢上升之趨勢，在反覆作用次數比 0.8 以前三者之 α 值皆落在 0.2 與 0.5 之間，而當反覆作用次數比大於 0.9 後三者斜率皆增加，超額孔隙水壓急劇上升直至完全激發使試體發生液化，其中又以孔隙比 0.86 最鬆者上升幅度最大。

圖 5.5 為在有效圍壓 80 kPa、160 kPa 下之超額孔隙水壓激發情況，將結果繪入 Seed et al. (1975) 之超額孔隙水壓上升曲線圖，如圖 5.6 所示可發現有效圍壓 80 kPa 之超額孔隙水壓上升幅度略大於有效圍壓 160 kPa，但兩者差異不大其 α 值皆接近 0.5，於前期超額孔隙水壓上升幅度平穩且緩慢，直至反覆作用次數比為 0.8 時出現轉折，其超額孔隙水壓快速上升直至有效應力為零，試體達到初始液化，由此試驗可知不同有效圍壓對於超額孔隙水壓激發之趨勢其實影響不大。

5.1.2 試體軸向應變行為

將 4 種不同塑性指數之土壤於反覆剪應力比 0.85 至 0.86 下進行動態試驗觀察其變形特性，如圖 5.7 所示繪製軸向應變及反覆作用次數比關係圖其結果如下，塑性指數 14 之試體受剪動過程中軸向應變隨作用時間增加振幅也隨之越大，以逐漸累積增

加的方式上升，整體較傾向反覆流動變形且強度弱化的型態，其餘三種塑性指數之試體應變行為較相近相較前者振幅擴大較顯著，皆為在靠近初始液化也就是反覆作用次數比 1 之前相對對稱，然而當次數比超越 1 之後試體隨即出現大量變型。

綜合上述不排水條件下之無塑性與低塑性混合土壤變形行為，整體軸向應變趨勢在快要達到初始液化時有最大之拉應變，撇除黏土含量最高之塑性指數 14 試體拉應變由大排到小分別為塑性指數 0、4、8，三者在液化破壞後軸壓應變明顯大於軸拉應變故形成壓側破壞，其軸向應變快速向上，塑性指數 14 之試體雖拉壓應變相較對稱，但整體變形趨勢也是以壓應變為主。

有關塑性影響試體變形行為，Boulanger and Idriss (2004) 曾提出當細顆粒土壤的塑性指數小於 7 時會有類似於砂土的液化行為，反之當塑性指數大於且等於 7 時則會有類似黏土液化行為，應用於本研究之結果塑性指數 14 之試體在液化後之變形確實較符合黏土液化會有的應變軟化，塑性指數 8 似乎僅限於初始液化發生前會有此種行為，其餘塑性指數變形結果則較類似於砂土。

5.1.3 初始液化與軸向應變關係

本研究之試驗破壞條件包含超額孔隙水壓比達 1 即代表有效應力降至為 0、單軸向應變 2.5% 以及雙軸向應變 5%，表 4.5 至表 4.7 為不同細顆粒之塑性指數、孔隙比及有效圍壓下之液化破壞時間點，試驗結果顯示本研究所有試體皆可達到以上破壞條件，其中最常見之試體破壞條件發生順序為先達孔隙水壓比為 1，再發生單軸向應變 2.5%，最後才會達到雙軸向應變 5%，但其中也有順序不同之情況，以下將做更詳細之說明。

圖 5.8 為不同塑性指數下達到各破壞條件之時間點關係圖，塑性指數 0 與 4 黏土含量較低之試體破壞順序皆為先達有效應力為零，再發生 2.5% 單軸向應變以及 5% 雙軸向應變，且由表 4.7 可知初始液化之反覆作用次數少於 2.5% 單軸向應變皆小於 2 個週期，以及 5% 雙軸向應變小於 5 個週期，其中可發現兩種塑性指數在一樣的反

覆剪應力比下，塑性指數較大者 ($PI = 4$) 之初始液化及 5% 雙軸向應變反覆作用次數差較小為 3.3 個週期，塑性指數較小者 ($PI = 0$) 則為 4.34 個週期，兩者差了大約有 1 個週期。塑性指數 8 與 14 為黏土含量較高之試體，其破壞順序大部分與前兩者一致，但當反覆剪應力比為 0.13 時兩種塑性指數初始液化之反覆作用次數皆大於 2.5% 單軸向應變約 1 個週期，試體破壞順序為先發生 2.5% 單軸向應變接著有效應力達零，最後才達到 5% 雙軸向應變，而隨著塑性指數上升，塑性指數較大者 ($PI = 14$) 之初始液化及 5% 雙軸向應變反覆作用次數差距較大為 9.72 個週期，塑性指數較小者 ($PI = 8$) 則為 9.15 個週期，此結果與在較低塑性指數範圍時之差異呈現相反的結果，但與塑性指數和試體抗液化能力之影響趨勢一致。

圖 5.9 為不同孔隙比下達到各破壞條件之時間點關係圖，圖中顯示無塑性之二元混合土壤在孔隙比為 0.86 時三者之破壞時間點接近，初始液化之反覆作用次數少於 2.5% 單軸向應變最大僅 1 個週期，而當反覆剪應力比下降時三者之反覆作用次數差距將會被拉大，但最大不超過 1.5 個週期。孔隙比較高之 0.747 及 0.705 與前者有相同的趨勢，但隨著孔隙比的上升反覆作用次數差也被拉大，孔隙比 0.747 發生初始液化之反覆作用次數少於 5% 雙軸向應變最多約 4 個週期，孔隙比 0.705 則約為 5 個週期。

圖 5.10 為不同有效圍壓下達到各破壞條件之時間點關係圖，在有效圍壓 160kPa 之條件下，三種破壞條件發生的時間皆相對於有效圍壓為 80 kPa 時還要相近，此外在反覆剪應力比大於 0.085 之狀態下，試體破壞條件首先達到 2.5% 單軸向應變，再發生 5% 雙軸向應變，最後才會達到有效應力為 0 之初始液化，而隨著反覆剪應力比由大至小初始液化與 5% 雙軸向應變之反覆作用次數差距拉大，此部分與有效圍壓為 80 kPa 時有一樣之趨勢，但不同的是前者之初始液化與 5% 雙軸向應變之反覆作用次數差最大為 3.3 個週期，但在有效圍壓為 160 kPa 之狀態下其差異最大僅為 1 個週期，落差非常的小幾乎趨向同時發生。

5.1.4 應力應變關係

本研究有四種不同配比之混合土壤，依照其塑性指數分類分別為 0、4、8 及 14，其中塑性指數越高者黏土含量越高，藉由應力應變關係圖觀察其差異，包含軸向應變隨反覆作用次數增加之幅度，以及遲滯迴圈之走向等等。

圖 5.11 至圖 5.14 為四種不同塑性指數下之應力應變圖，在反覆應力作用初期趨勢相近，遲滯迴圈皆呈長橢圓狀且應變值小，但隨著反覆應力持續作用後，遲滯圈發生擴張並產生較大之軸向應變，試體隨即因有效應力降至為 0 而發生液化破壞，相較於液化前四者在試體液化後之軸向應變變化有較明顯之差異，以塑性指數 4 為本研究高塑性與低塑性之劃分，在低塑性範圍時，塑性指數 0 與 4 在達到孔隙水壓比為 1 後試體隨即發生較大之軸向應變，代表隨著反覆應力持續作用其土壤剪力模數有快速下降之趨勢，最後因壓應變較大使其產生遲滯迴圈不對稱之狀態。

至於在高塑性範圍時，隨著塑性指數越來越高，試體在達到相同之軸向應變時間將會被拉長，代表在塑性指數較高之情況下隨著反覆應力持續作用軸向應變會是穩定且持續的增加，同時土壤剪力模數也呈現穩定下降，遲滯迴圈逐漸向外擴張呈現較對稱之趨勢，其中以最高塑性指數 14 之試體最為明顯。

根據以上結果，我們可以觀察到塑性指數為 0 和 4 的土壤在應力應變圖上的整體趨勢相似，這意味著在以細顆粒為主體之試體中當塑性指數小於 4 時其應變行為差異不大，同時隨著試體的塑性指數增加，為達到相同的應變水平所需的遲滯迴圈數也會增加，此外相對於由無塑性砂與粉土混合而成的土壤，塑性指數 8 與 14 試體之遲滯迴圈曲線呈現較微圓滑的趨勢，塑性指數 4 則可能因黏土含量相對低而差異不大。

5.1.5 有效應力路徑

圖 5.15 到圖 5.18 為不同塑性指數在相同反覆荷重頻率 0.1 Hz 下之有效應力路徑，橫軸與縱軸分別為有效主應力 p' 及有效剪應力 q' ，其公式如下式 5.3 及式 5.4 所示，其中式中的 σ_1 、 σ_3 及 u_w 則分別代表最大主應力、最小主應力以及孔隙水壓力。

$$p' = \frac{(\sigma_1 - u_w) + 2 \times (\sigma_3 - u_w)}{3}$$

式 5.3

$$q' = (\sigma_1 - u_w) - (\sigma_3 - u_w)$$

式 5.4

圖中以藍線及紅線分別呈現初始液化前後之有效應力路徑，因此由圖 5.15、圖 5.16 及圖 5.17 可看出在塑性指數為 0、4、8 時，試體的有效應力路徑在初始液化發生後仍可達到設定的有效剪應力，然而圖 5.18 中塑性指數為 14 的試體卻在到達初始液化後，其有效剪應力有逐漸下降的趨勢。

圖 5.19 為試驗編號 PI14B-1 的有效應力路徑圖，其試驗條件除了反覆荷重頻率為 0.05 Hz 外其餘皆與試驗編號 PI14A-4 一致，由圖中可看出在相同塑性指數、有效圍壓以及孔隙比下，放慢反覆荷重的頻率可以使試體在初始液化後持續達到預設的有效剪應力不會有下降之情形，因此推論於試驗編號 PI14A-4 的動態加載過程中 0.1 Hz 的反覆荷重頻率對於塑性指數為 14 的試體加載速率有過快的可能性，導致試體在發生初始液化後其剪切應力還沒達到設定的標準隨即又進入下一個循環。

5.1.6 動態強度試驗後之超額孔隙水排出量

在試體發生液化破壞後計算其超額孔隙水的排出量，可視為試體液化破壞之定量信息之一，此排出量反映了動態強度試驗後土壤體積的改變，此方法雖無法完全代表試體的沉陷量，但仍可與 Chien et al. (2002) 一樣透過一維壓密理論來描述土壤的體積變化，一維壓密理論是土壤力學中用於描述土壤壓密過程的理論模型，該理論之假設分別為土壤具有各向同性、內部為均質土壤，並且在壓密過程中只有垂直方向上的改變忽略水平方向的變形。

本研究中的體積變化計算方法是基於一維壓密理論的假設，該方法涉及將試體在液化破壞後排出的超額孔隙水體積從原始體積中扣除以獲得剩餘體積，然後將剩餘體積與原始體積相除，計算體積變化百分比。換句話說，我們通過計算排出的孔隙水量與原始體積的比例，來表示試體的體積變化情況，此方法能夠提供一定程度上的評估，

但在實際應用中仍需考慮其他因素，並結合其餘分析方法來評估土壤的變形行為。

圖 5.20 為不同塑性指數下初始孔隙比與試體液化破壞後之變形量關係圖，試驗變因塑性指數分別為 0、4、8、14，使用濕搗法控制各試體之孔隙比以進行動三軸試驗，從試驗結果來看不同塑性指數對於試體液化破壞後之超額孔隙水排出量並無太大的影響，四種不同塑性指數之平均變形量相差不到 1%，除此之外因本研究以不同土壤比例組合成不同塑性指數之試體，不同土壤組成可能導致不同的超額孔隙水體積和變形量。

圖 5.21 為初始孔隙比與試體液化破壞後之變形量關係圖，其中有顏色者各別為孔隙比 0.860、0.747 及 0.705 之平均值，在無塑性二元混合土壤中當初始孔隙比越大時，試體在液化破壞後之變形量也有越大之趨勢。孔隙比差異對於液化破壞後的沉陷量及土壤壓縮性皆會產生一定之影響，因為過程中會導致土壤顆粒之間的接觸力減小進而使土壤體積發生收縮。而當孔隙比越大代表土壤中的孔隙空間相對較多，在此情況下之土壤通常具有較高的壓縮性，且其土壤顆粒的重新排列和沉陷更容易發生，此特性會進一步促使液化破壞後的沉陷量及變形量增加。

圖 5.22 為塑性指數 4 之試體在不同有效圍壓下初始孔隙比與試體液化破壞後之變形量關係圖，其中有顏色者各別為有效圍壓 80 kPa 及 160 kPa 之平均值。由試驗結果可看出有效圍壓較大液化破壞後所排出之超額孔隙水體積大於有效圍壓較小時，兩者在初始孔隙比差異不大之情況下變形量之平均值差約 1%。有效圍壓越大代表施加在土壤試體上的壓力越高，在這種情況下土壤試體內的孔隙水壓將面臨更大的壓力差，導致排出的超額孔隙水壓量也會有相對增加之情況。

整合以上試驗結果可得出，無塑性與低塑性混合土壤的初始孔隙比對塑性指數及有效圍壓對於試體液化破壞後之變形量影響較大，代表初始孔隙比在液化破壞後所排出之超額孔隙水體積中扮演著重要的角色。

5.2 細顆粒之塑性指數對土壤強度之影響

有關塑性指數影響抗液化能力之文獻眾多，甚至有學者將其視為液化敏感度標準之一，以下將討論無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤經濕搗法重模後控制其試驗條件一致，針對不同細顆粒組成之塑性指數對於土壤抗液化強度之影響。

本研究之細顆粒由石英粉及高嶺土所組成，當高嶺土的比例越高此試體之細顆粒塑性指數也越高，而本研究所使用之細顆粒塑性指數分別為 0、4、8 及 14，並控制其餘試驗條件孔隙比為 0.705、有效圍壓為 80 kPa、加載速率為 0.1 Hz 以進行動三軸試驗，試驗結果列於表 4.7，探討不同塑性指數下之動態試驗結果。

圖 5.23 為不同細顆粒塑性指數之混合土壤經動態三軸試驗加載下以乘幕趨勢所繪製之抗液化曲線，其應力反覆作用次數是取初始液化發生點也就是超額孔隙比為 1 時，由抗液化曲線圖可知塑性指數與土壤抗液化強度並非完全的線性關係，且當反覆剪應力比 CSR 越大時四者所對應之應力反覆作用次數 N 差異越小，此部分與 Wang et al. (2015) 之結果相近，學者以 MRV 粉土混合膨潤土依不同比例配出不一樣塑性指數之試體，本研究與之差異只在於細顆粒土壤之比重以及不同種類之粉土及黏土。

依據圖 5.23 之抗液化曲線求取應力反覆作用次數為 15 時所對應之反覆應力比即為土壤反覆阻抗比 CRR，可用以代表土壤強度其結果列表於表 5.2。以橫軸為細顆粒之塑性指數縱軸為土壤反覆阻抗比 CRR，如圖 5.24 所示可發現當塑性指數為 4 時有最低之土壤反覆阻抗比 CRR，且兩者之關係和 EI Hosri et al. (1984) 與 Guo and Prakash (1999) 整合趨勢一致，皆有一分界點前後呈現相反的相關性，本試驗之趨勢以塑性指數為 4 時當作分界點，大於 4 時塑性指數越大抗液化能力越弱，但當塑性指數小於 4 之範圍時塑性指數越大則抗液化能力越強，對比本研究與兩位學者之差異在於塑性指數分界點的數值不同但趨勢則為一致，推論其可能原因為當塑性指數位於低塑性範圍時，塑性指數上升將會降低土壤中之水力傳導性，因此當土壤進行動態加載時更容易瞬間激發出較高的超額孔隙水壓力，使其土壤抗液化能力下降，但隨著塑性

指數的增加進入到高塑性範圍時，可塑性細顆粒將會賦予混合土壤一定的凝聚力，因此在高塑性範圍內增加塑性指數可有效增加土壤之抗液化能力。



5.3 孔隙比對土壤抗液化強度之影響

在動態三軸試驗中，孔隙比是指土壤中的孔隙體積與總體積之比，孔隙比的大小會直接影響土壤的密實度和孔隙水壓的變化，進而對液化強度產生影響。過去學者大多以單一種類土壤為試驗材料，觀察孔隙比對於土壤動態強度之影響，如 Chien et al. (2002) 之海埔新生地砂土、Park and Kim (2013) 之細顆粒土壤以及江孟衡 (2013) 之石英粉土，研究結果均顯示孔隙比越小之土壤有較高之抗液化能力，然而 Park and Kim (2013) 也有提到顆粒較小表面積較大之土壤其孔隙比對於土壤抗液化強度之影響性相對不大，可知土壤之顆粒大小對於相對密度改善液化阻抗也有一定程度之影響，以上為單一成分土壤之試驗結果，但有關孔隙比對於二元混合土壤的影響方面研究較少，因此本研究將針對孔隙比對於無塑性二元混合土壤之動態強度影響進行探討。

本研究之二元混合土壤由無塑性石英砂及石英粉以 4 比 6 之比例所組成，控制試體有效圍壓 80 kPa、加載速率 0.1 Hz，並以濕搗法準備試體控制其目標孔隙比 0.860、0.747 及 0.705 為試驗變因，其所對應之相對密度分別為 45%、60% 及 65%，依以上條件進行動三軸試驗求取試體在不同反覆應力比下所對應達初始液化之反覆應力作用次數，圖 5.25 為本研究不同孔隙比下以乘幕趨勢所繪製之抗液化曲線結果，由圖中可看出相同反覆應力比下，試體達有效應力為零之作用次數會隨孔隙比下降而增加，代表孔隙比較低相對密度較高之土壤在相同的荷載條件下具有更佳的抗液化能力，較不容易發生液化現象，此結果與過去單一種類土壤之研究結果趨勢相似。表 5.3 與圖 5.26 分別為不同目標孔隙比所對應之反覆阻抗比 (CRR) 以及兩者之關係圖，土壤之反覆阻抗比 (CRR) 隨孔隙比下降而上升。

5.4 有效圍壓對土壤抗液化強度之影響

根據前人之研究有效圍壓與抗液化能力並非絕對的正相關或負相關，因此本研究將有效圍壓視為控制變因之一，以細顆粒塑性指數 4 之試體在有效圍壓 80 kPa 及 160 kPa 的情況下進行動力三軸試驗並觀察其結果，其餘控制條件為目標孔隙比 0.705、加載速率 0.1 Hz。

圖 5.27 及表 5.4 分別為兩種不同有效圍壓下以乘幕趨勢所繪製之抗液化強度曲線圖及土壤反覆阻抗比 CRR，圖中顯示在相同的反覆應力比作用下高圍壓所需反覆作用次數較多，同時其土壤反覆阻抗比 CRR 隨著有效圍壓增加由 0.078 上升至 0.098，兩者之結果皆說明提高有效圍壓有助於提升此種條件下試體之抗液化能力，兩者關係為正相關。

對比前人之研究，整理周桓宇 (2013) 以及 Chegenizadeh et al. (2018) 試驗資料並透過式 5.5 將各有效圍壓之反覆阻抗比進行正規化以取得有效圍壓影響因子 I_{f,σ'_c} ，並與塑性指數為 4 之三元混合土壤進行比較，其結果如圖 5.29 所示。

$$I_{f,\sigma'_c} = \frac{CRR_{\sigma'_c}}{CRR_{\sigma'_0}} \quad \text{式 5.5}$$

$CRR_{\sigma'_c}$ ：試驗中各有效圍壓之反覆阻抗比

$CRR_{\sigma'_0}$ ：試驗中最低有效圍壓之反覆阻抗比

於圖 5.28 中顯示本研究之試體與周桓宇 (2013) 石英粉在增加其有效圍壓之情況下皆會造成影響因子 I_{f,σ'_c} 上升，代表當此兩種土樣在有效圍壓增加時抗液化強度也會隨之增加，然而當周桓宇 (2013) 以台灣現地粉土（鐵立庫粉土）以及 Chegenizadeh et al. (2018) 澳洲現地粉土 (Canning River Silt) 則呈現不一樣之結果，增加有效圍壓使影響因子 I_{f,σ'_c} 下降，代表有效圍壓增加時抗液化強度則有下降趨勢。

回顧文獻造成此種差異有許多原因，其中相對密度及孔隙比即為影響因素之一，當砂土及粉土在緊密狀態下受剪時會有剪脹趨勢，將會激起負超額孔隙水壓，而當提高有效圍壓時可幫助提高周圍束縛力減少剪脹之情形，進而減少負超額孔隙水壓激發

使土壤抗液化能力下降。圖 5.29 中石英粉之孔隙比為 0.909 到 0.961 區間，相對密度則位於 60% 到 65% 之間，而鐵立庫粉土之孔隙比為 0.868 到 0.949 區間，相對密度則位於 74% 到 84% 之間，鐵立庫粉土之緊密程度明顯高於石英粉，造成兩者有效圍壓與抗液化強度之關係完全相反。而 Chegenizadeh et al. (2018) 於現地粉土中添加纖維進行土壤改良並控制其相對密度為 42.2%，雖與前兩者相比相對密度略低，但在土中加入纖維後導致在剪切過程中有剪脹趨勢，因而造成此種現象甚至其抗液化強度遞減幅度大於鐵立庫粉土。

綜合以上結果本研究試體之土壤抗液化強度與有效圍壓之關係較偏向石英粉，當試體細顆粒塑性指數為 4 時，且孔隙比落於 0.701 到 0.71 之間，有效圍壓的增加如同中等緊密之石英粉，對其造成相對密度的增加以此提高抗液化強度，並不會有剪脹情形發生，另外由圖 5.29 中可知在增加一樣幅度下之有效圍壓，本試驗塑性指數 4 之三元混合土壤對於抗液化強度的提升明顯高於純石英粉的狀態。

此外 Troncoso (1990) 與 Bouckovalas et al. (2003) 之試驗結果皆顯示有效圍壓在較低範圍時，當細顆粒含量上升將會使抗液化能力也提升，本研究之無塑性二元混合土壤以細顆粒含量分別為 60% 對比周桓宇 (2013) 100% 純石英粉也有同樣之趨勢，兩者在相同的有效圍壓 (80 kPa) 下反覆應力比分別為 0.086 及 0.104。

表 5.1 不同應力歷史下之孔隙比及試體液化後之變形量

試驗編號	初始孔隙比 e_0	壓密後孔隙比 e_f	液化破壞後之變形量(%)
PI00A-1	0.861	0.847	5.63
PI00A-2	0.873	0.868	5.66
PI00A-3	0.884	0.879	5.68
PI00A-4	0.760	0.751	5.01
PI00A-5	0.745	0.741	5.11
PI00A-6	0.748	0.746	5.08
PI00A-7	0.756	0.752	5.30
PI00A-8	0.705	0.693	3.53
PI00A-9	0.708	0.697	3.80
PI00A-10	0.720	0.717	3.71
PI00A-11	0.705	0.702	2.97
PI04A-1	0.711	0.709	3.74
PI04A-2	0.707	0.710	3.10
PI04A-3	0.713	0.710	2.92
PI04A-4	0.706	0.701	3.08
PI04B-1	0.707	0.698	4.46
PI04B-2	0.707	0.697	4.70
PI04B-3	0.706	0.693	3.71
PI08A-1	0.712	0.710	4.17
PI08A-2	0.711	0.708	4.16
PI08A-3	0.708	0.693	3.16
PI08A-4	0.705	0.697	3.82
PI14A-1	0.702	0.690	3.99
PI14A-2	0.704	0.690	4.01
PI14A-3	0.713	0.698	4.22
PI14A-4	0.705	0.686	4.12



表 5.2 不同塑性指數之液化阻抗比

塑性指數	土壤液化阻抗比 CRR
0	0.086
4	0.082
8	0.095
14	0.100

表 5.3 不同初始孔隙比之液化阻抗比

初始孔隙比 e_0	土壤液化阻抗比 CRR
0.860	0.067
0.747	0.079
0.705	0.086

表 5.4 不同有效圍壓之液化阻抗比

有效圍壓 (kPa)	土壤液化阻抗比 CRR
80	0.078
160	0.098

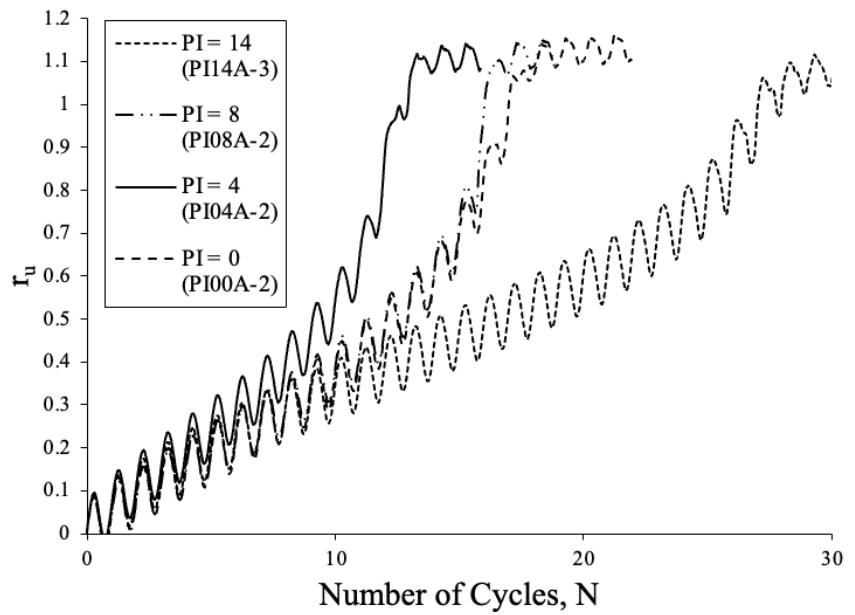


圖 5.1 不同 PI 下之超額孔隙水壓激發情況

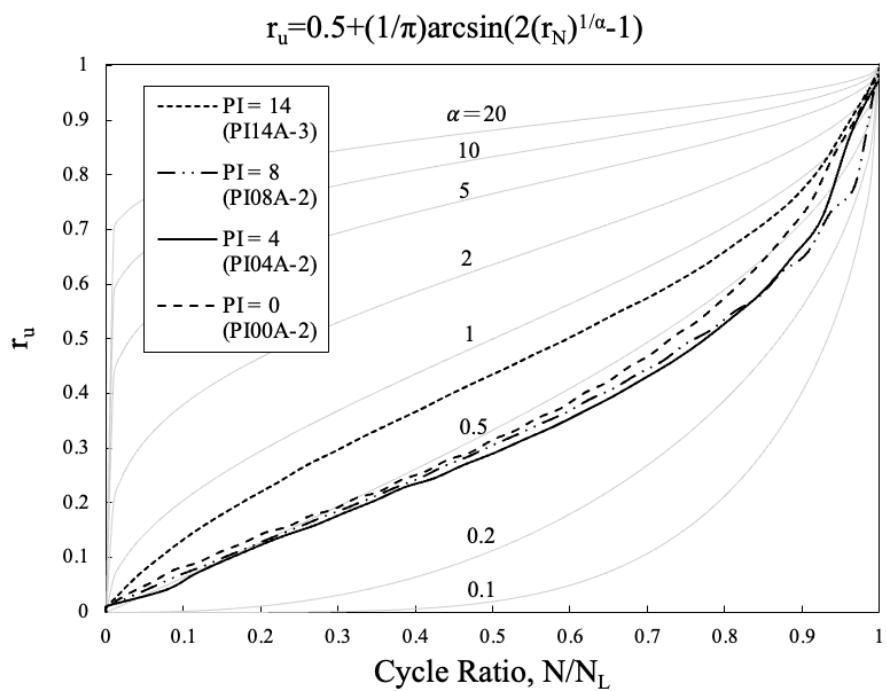


圖 5.2 不同 PI 下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖

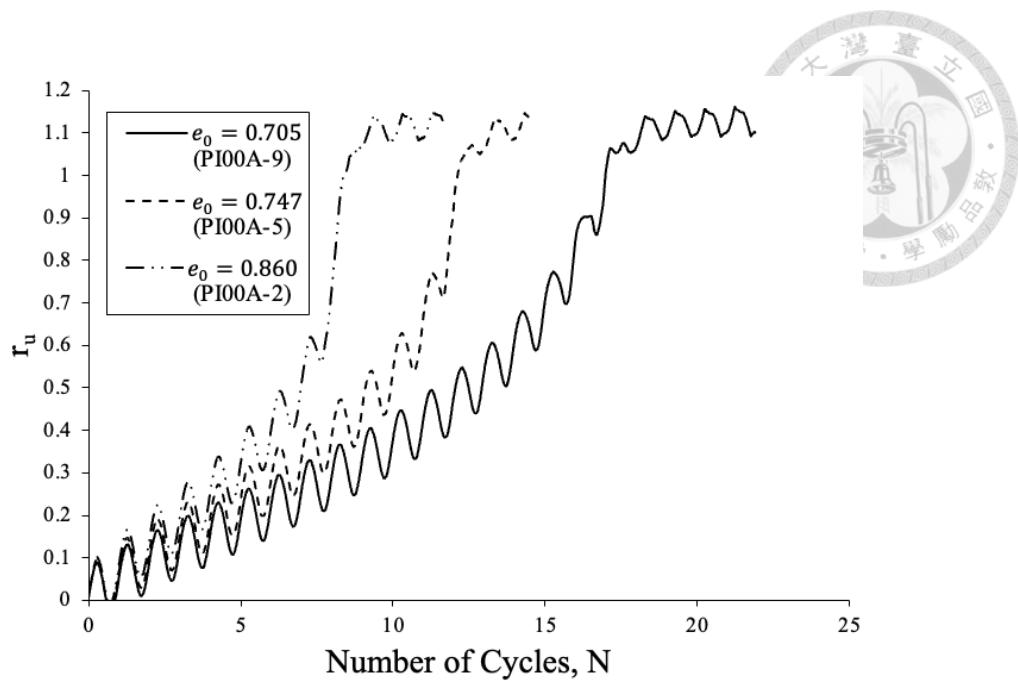


圖 5.3 不同初始孔隙比下之超額孔隙水壓激發情況

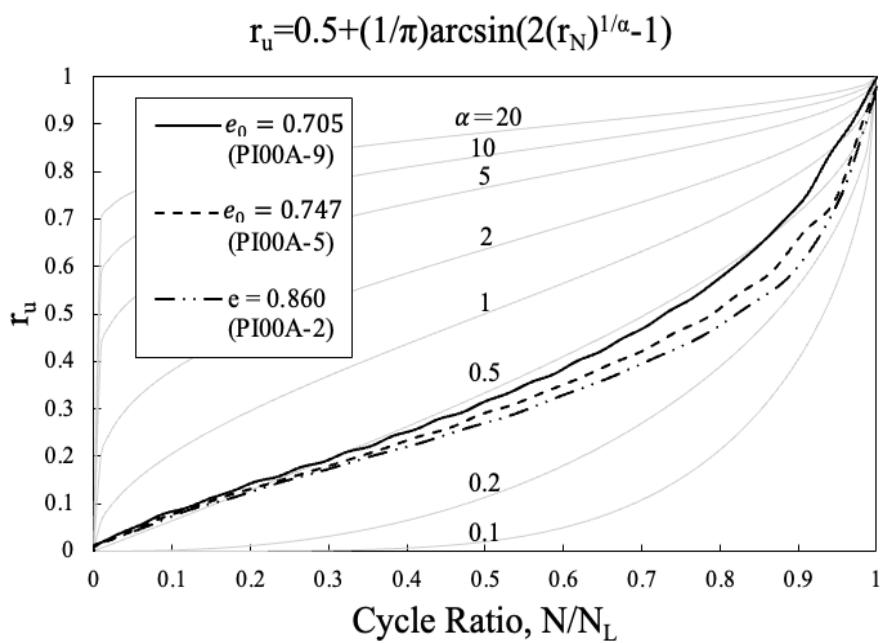


圖 5.4 不同初始孔隙比下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖

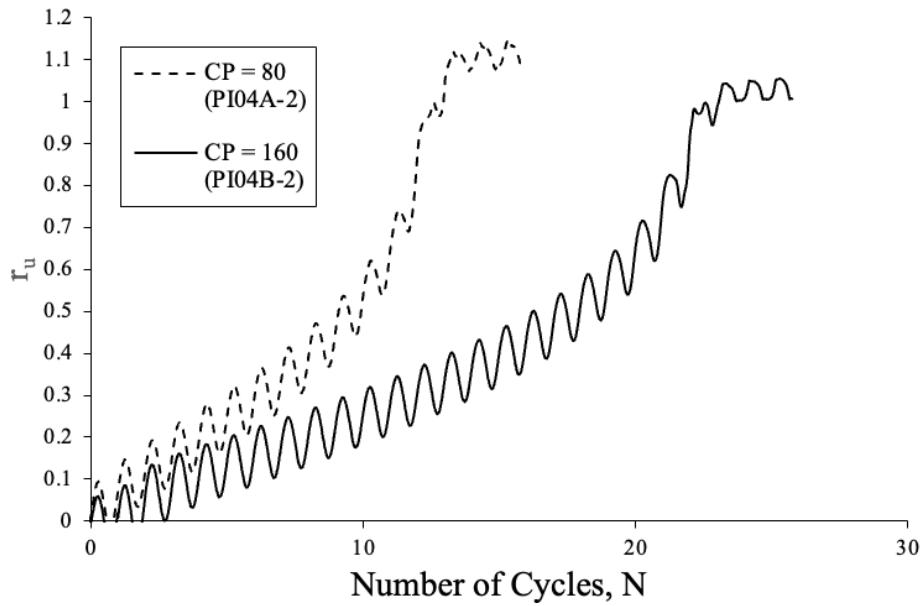


圖 5.5 不同有效圍壓下之超額孔隙水壓激發情況

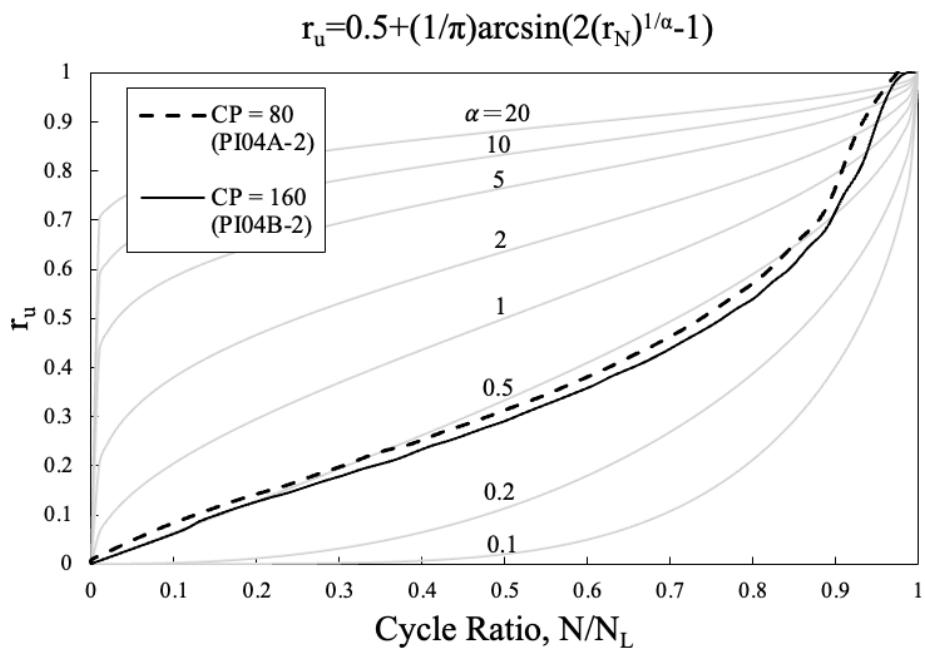


圖 5.6 不同有效圍壓下之超額孔隙水壓變化趨勢 (Seed et al., 1975) 對照圖

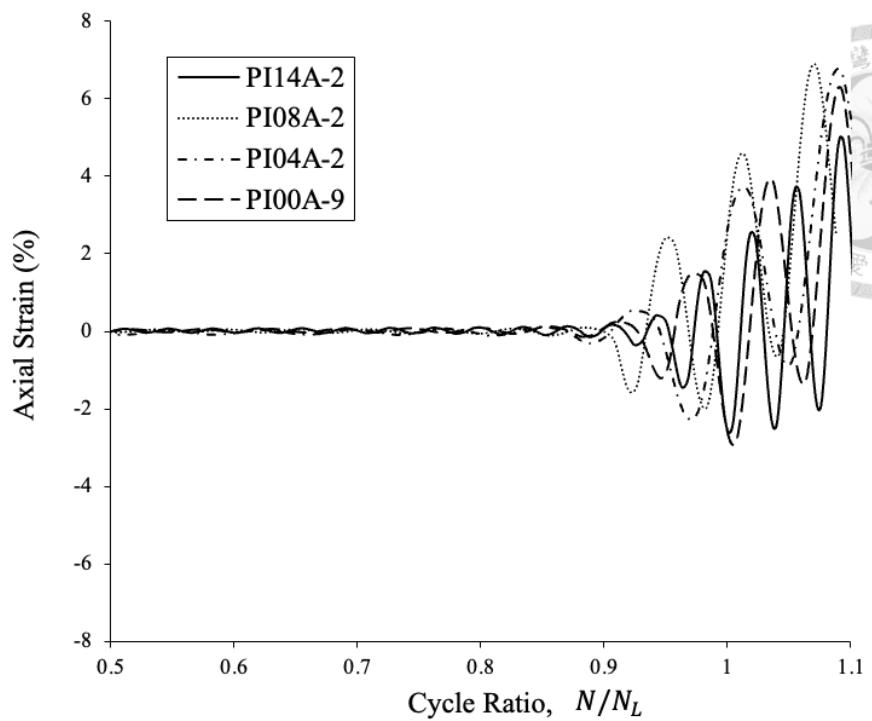


圖 5.7 不同 PI 下之軸向應變圖

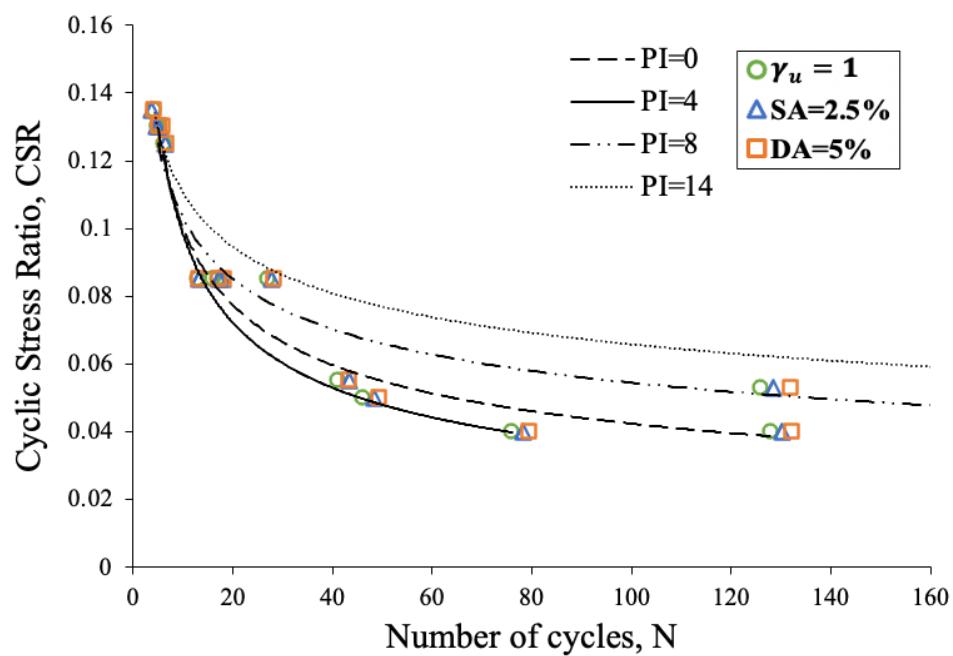


圖 5.8 混合土壤在不同 PI 下之破壞條件與反覆作用次數關係圖

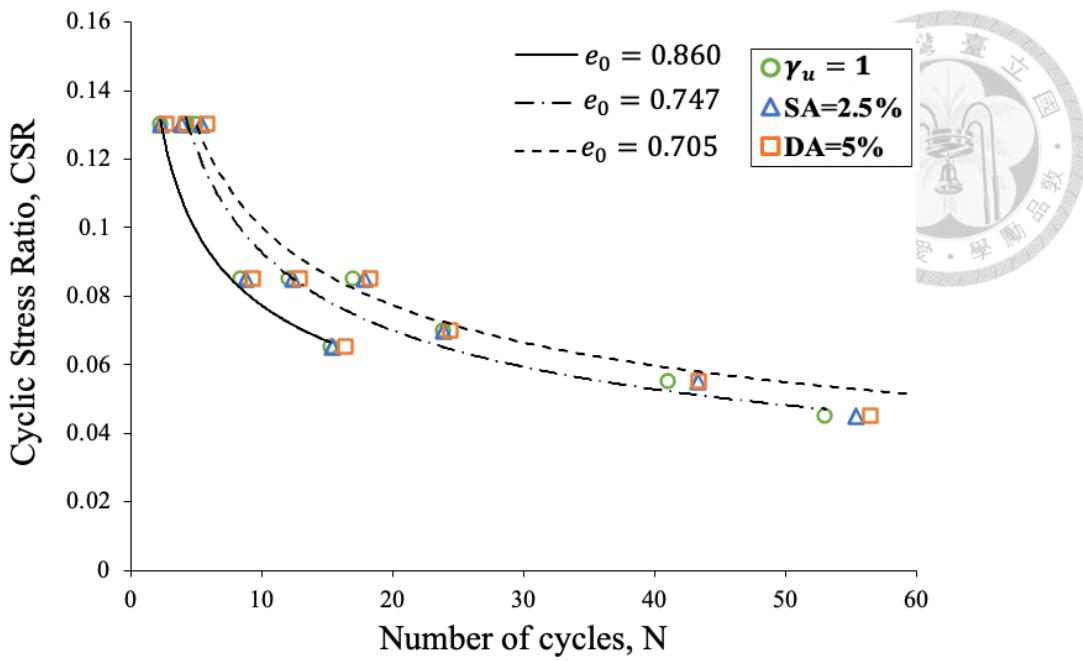


圖 5.9 無塑性二元混合土壤在不同孔隙比下之破壞條件與反覆作用次數關係圖

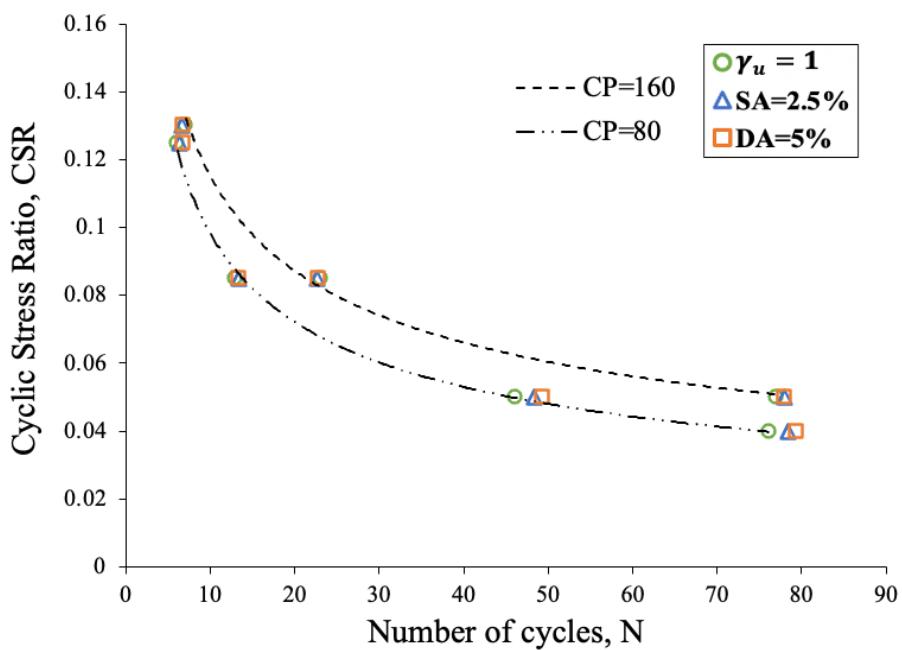


圖 5.10 三元混合土壤 (PI=4) 在不同有效圍壓下之破壞條件與反覆作用次數關係圖

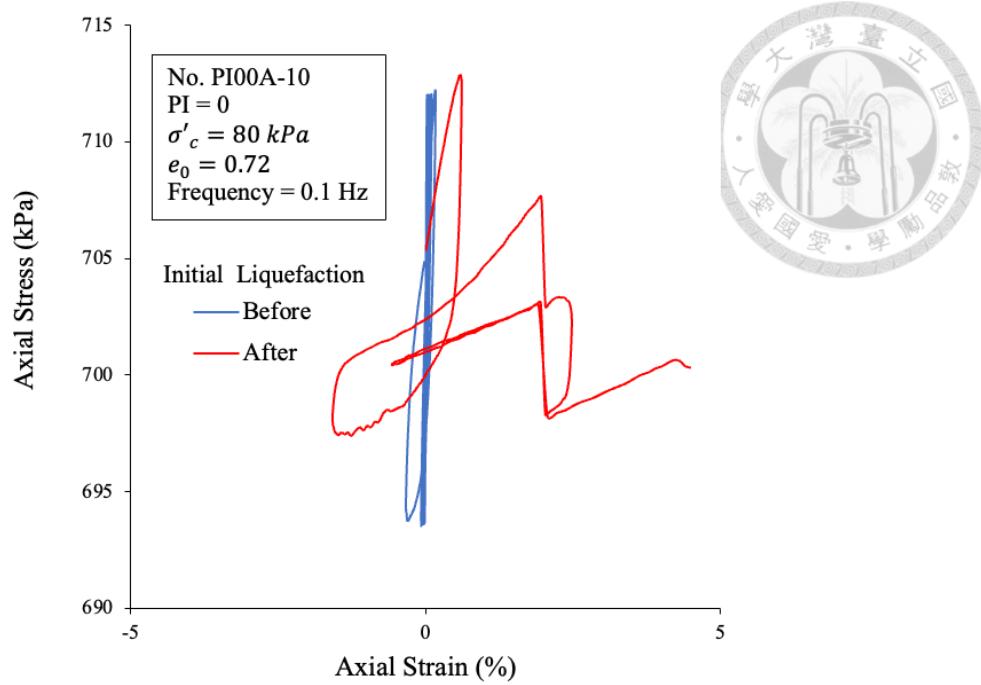


圖 5.11 無塑性二元混合土壤 (CSR=0.056) 軸差應力與軸向應變關係圖

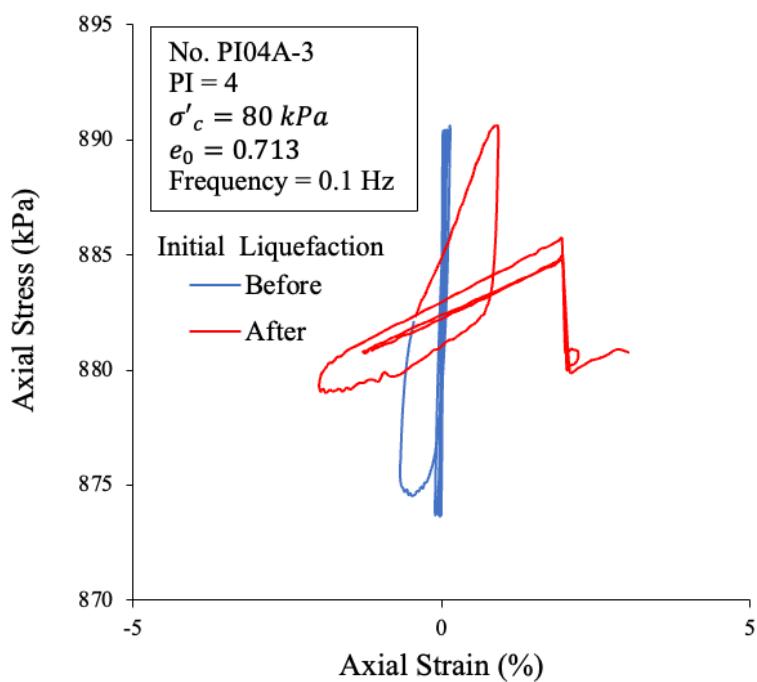


圖 5.12 塑性指數 4 三元混合土壤 (CSR=0.051) 軸差應力與軸向應變關係圖

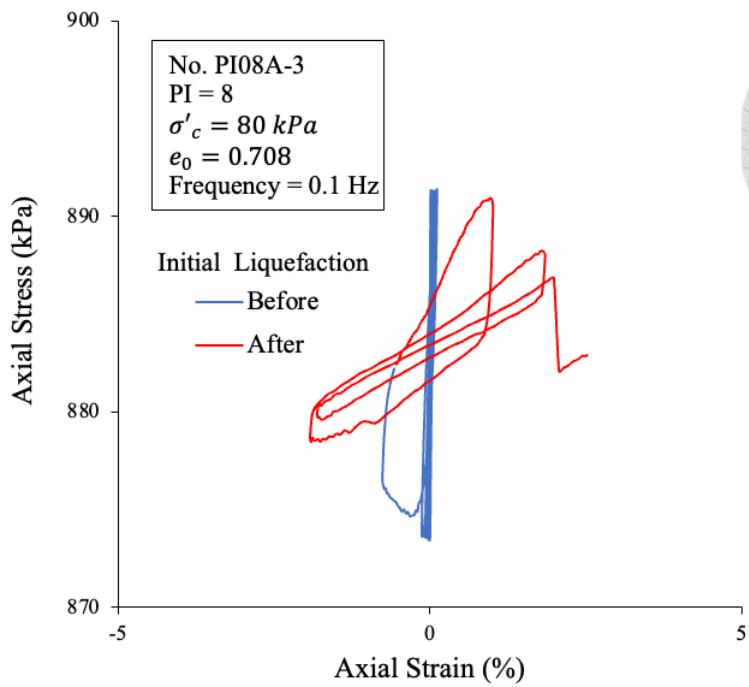


圖 5.13 塑性指數 8 三元混合土壤 (CSR=0.055) 軸差應力與軸向應變關係圖

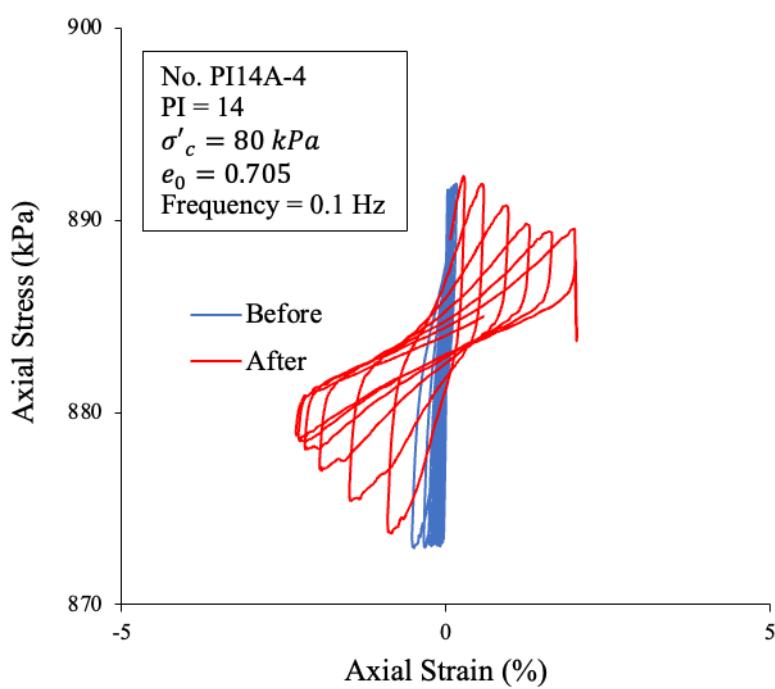


圖 5.14 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.057) 軸差應力與軸向應變關係圖

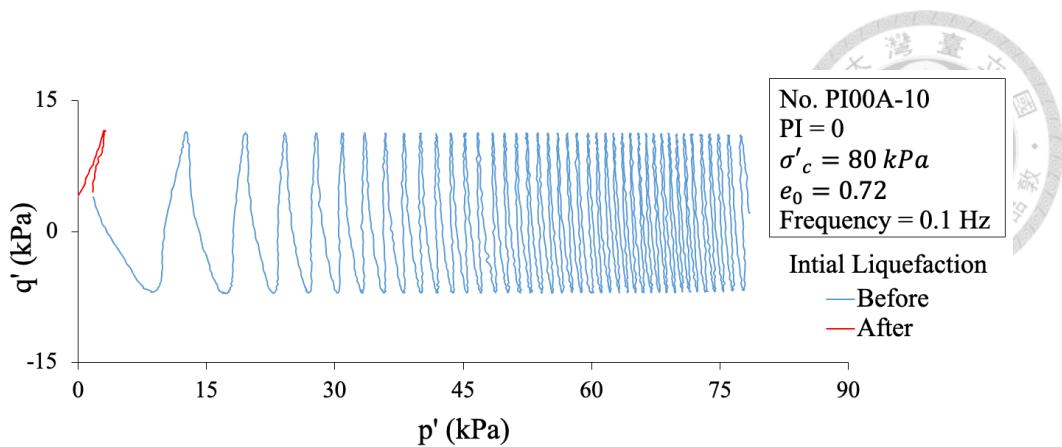


圖 5.15 無塑性二元混合土壤 (CSR=0.056) 有效應力路徑圖

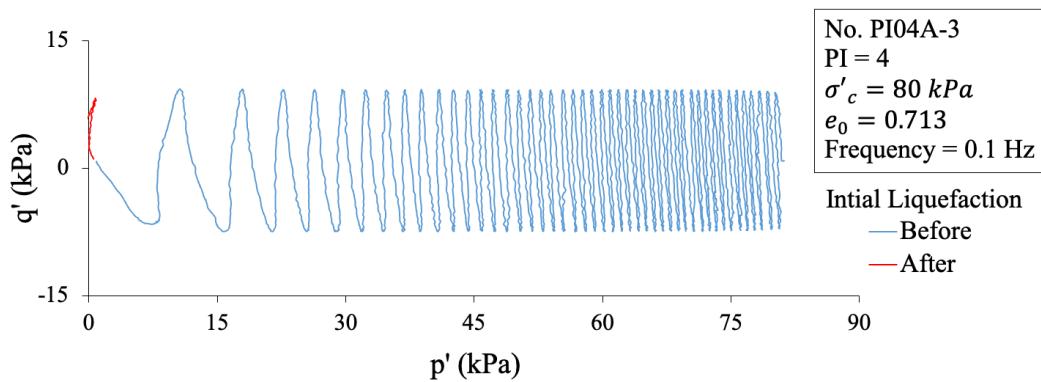


圖 5.16 塑性指數 4 三元混合土壤 (CSR=0.051) 有效應力路徑圖

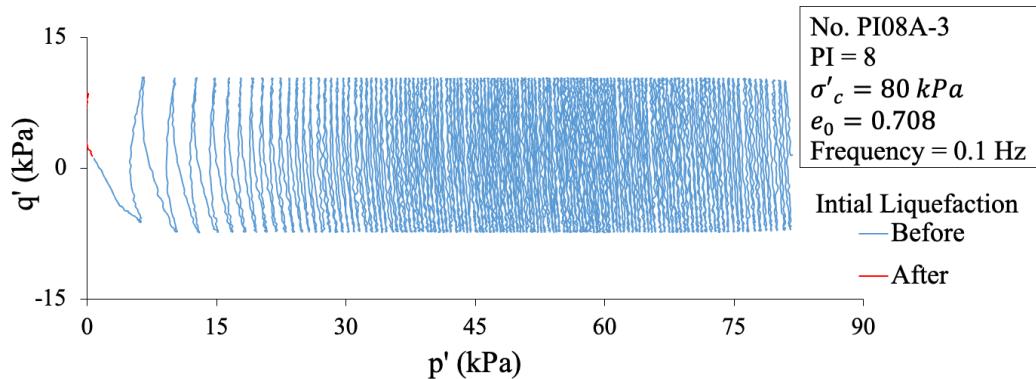


圖 5.17 塑性指數 8 三元混合土壤 (CSR=0.055) 有效應力路徑圖

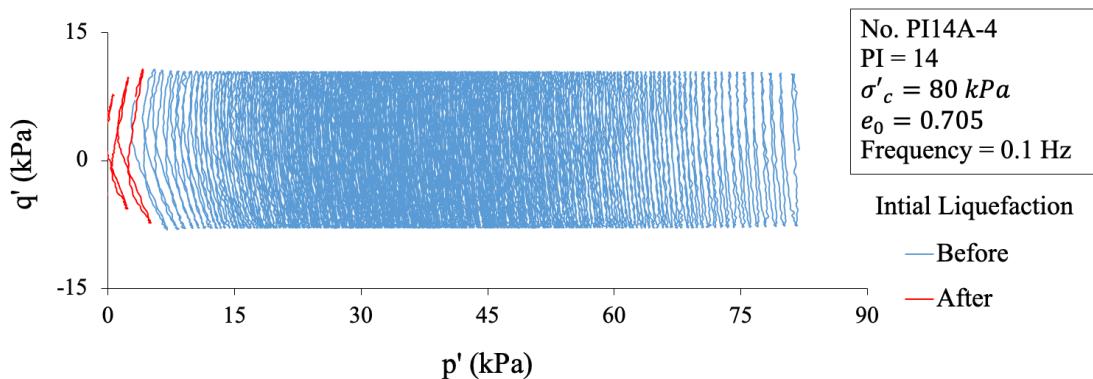


圖 5.18 反覆荷重頻率 0.1 Hz, 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.057) 有效應力

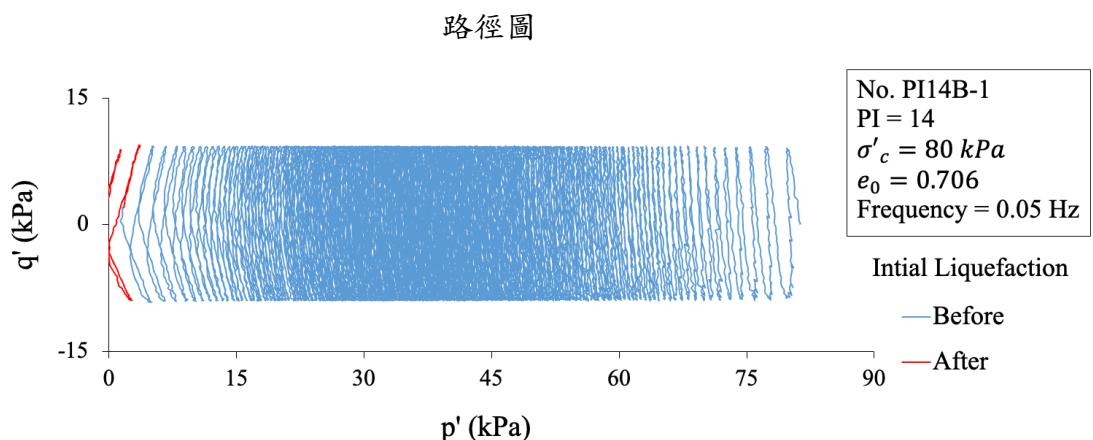


圖 5.19 反覆荷重頻率 0.05 Hz, 塑性指數 14 三元混合土壤 (CSR=0.055) 有效應力

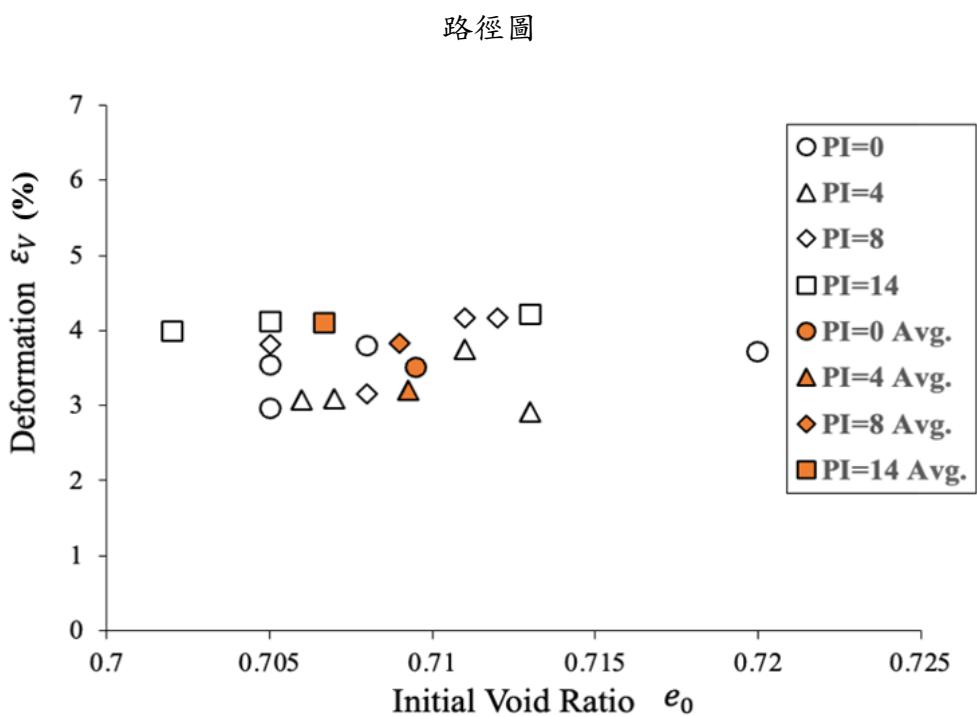


圖 5.20 不同塑性指數與試體液化破壞變形量關係圖

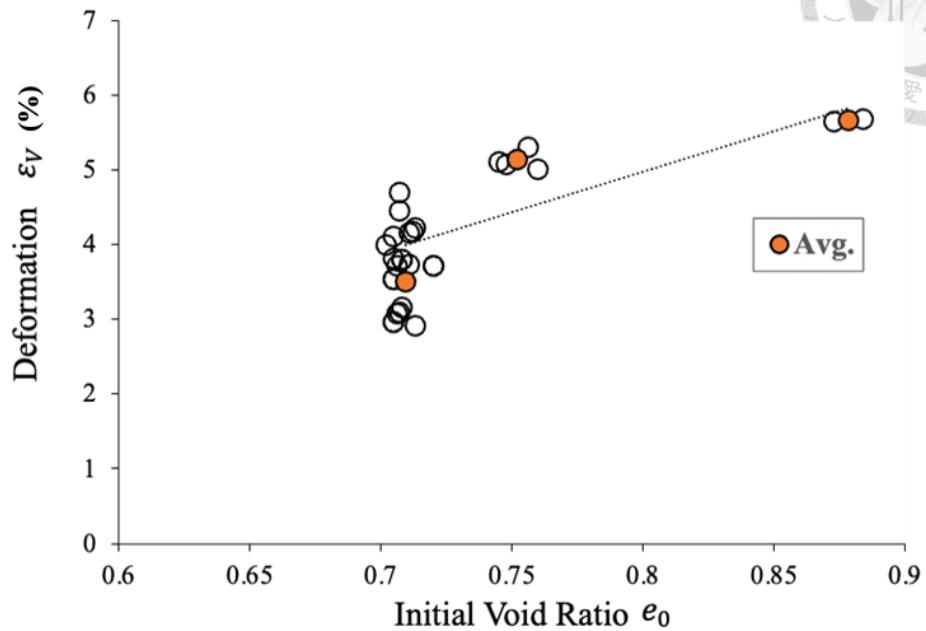


圖 5.21 不同初始孔隙比與試體液化破壞變形量關係圖

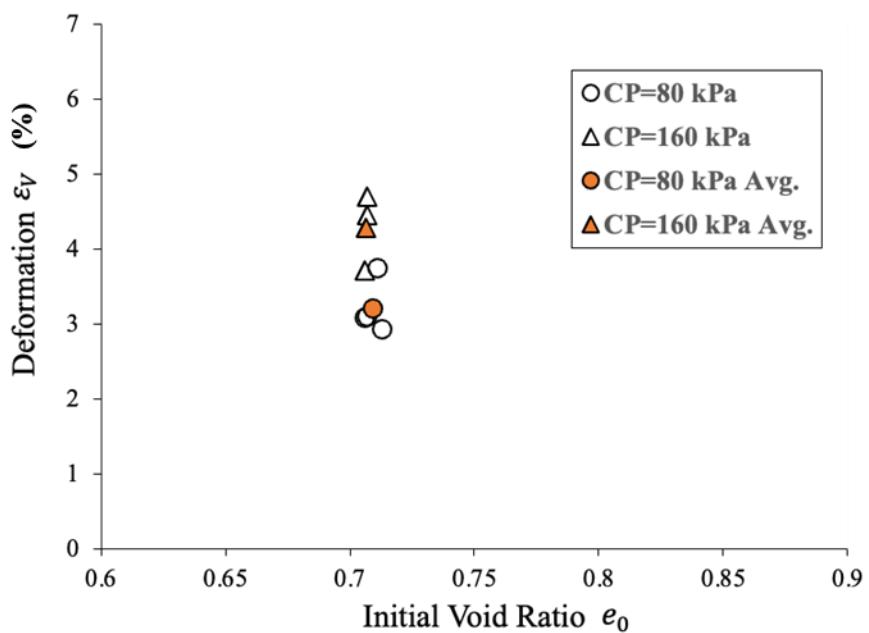


圖 5.22 不同有效圍壓與試體液化破壞變形量關係圖

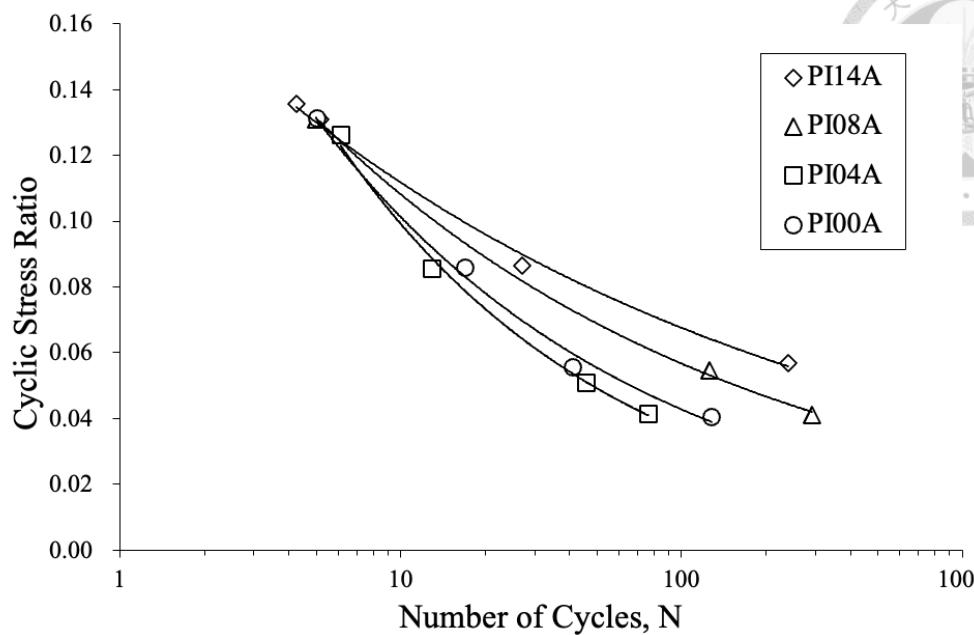


圖 5.23 混合土壤在不同塑性指數下之抗液化曲線

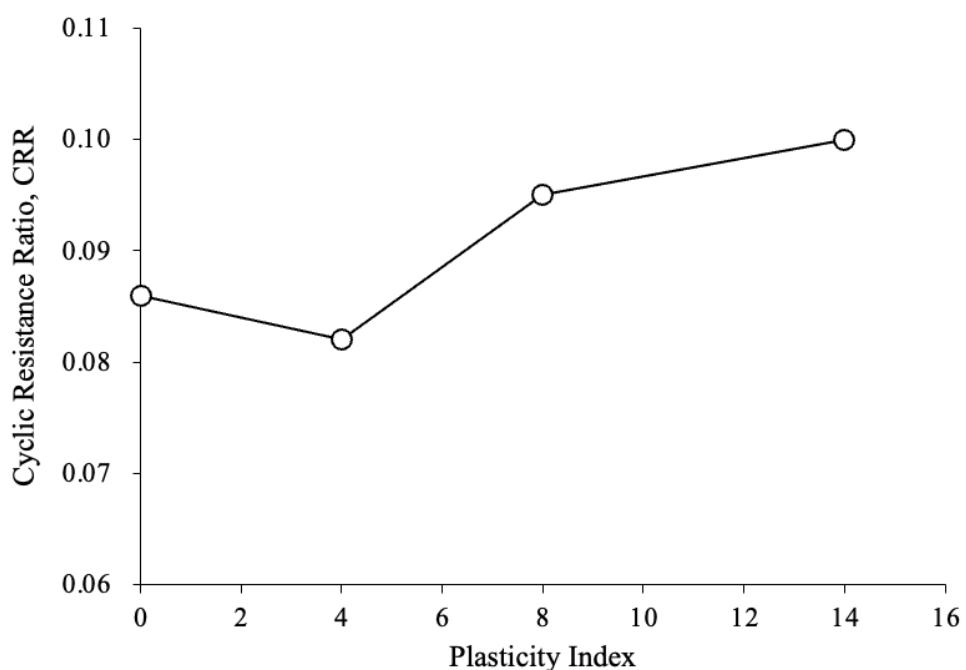


圖 5.24 混合土壤，塑性指數與土壤反覆阻抗比之關係圖

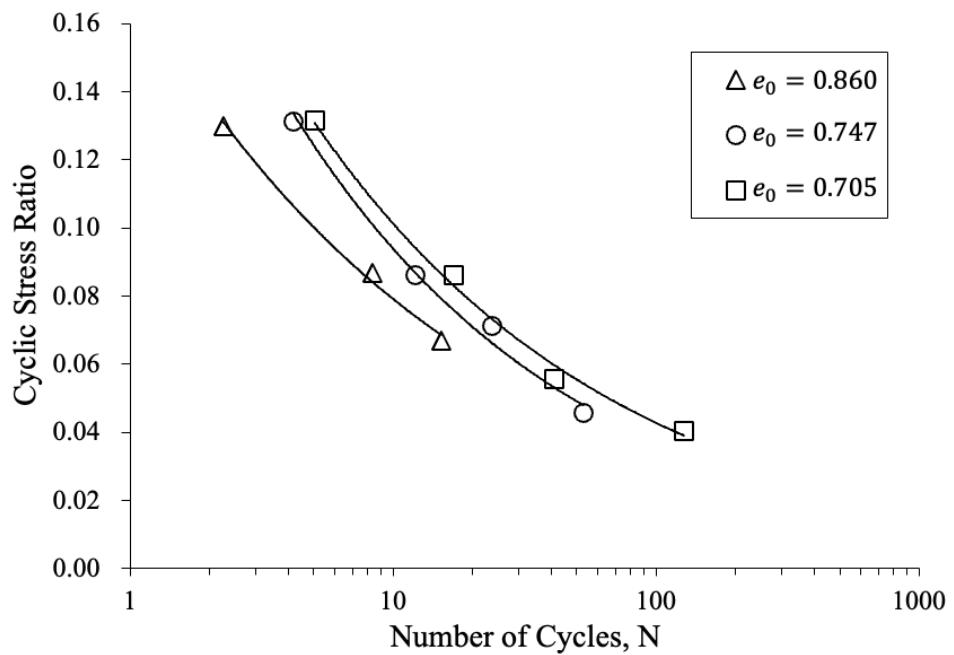


圖 5.25 無塑性二元混合土壤在不同目標孔隙比下之抗液化曲線

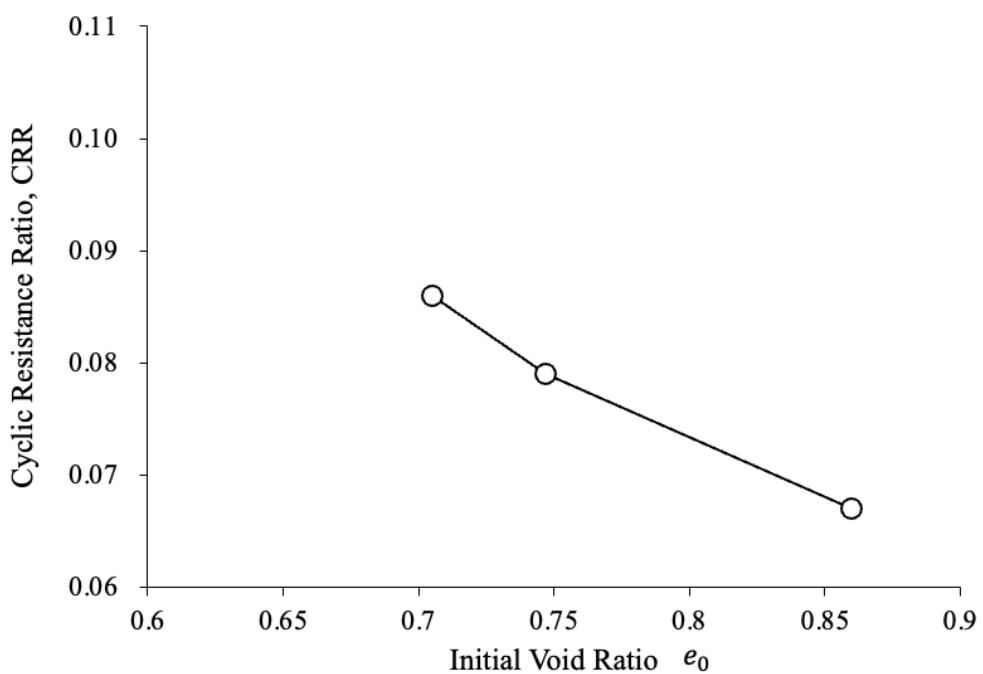


圖 5.26 無塑性二元混合土壤，目標初始孔隙比與土壤反覆阻抗比之關係圖

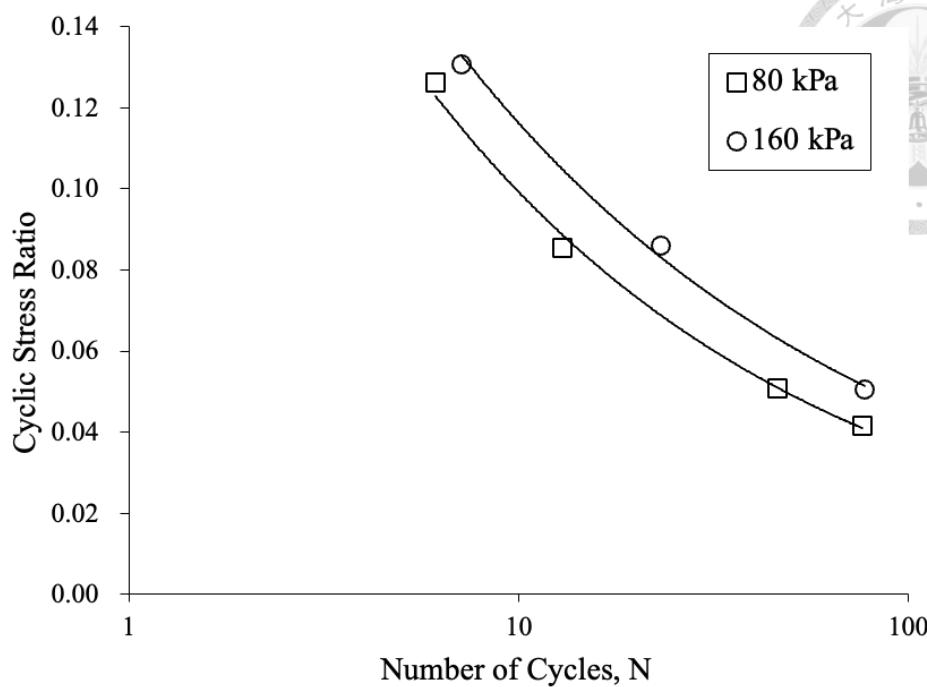


圖 5.27 塑性指數 4 三元混合土壤在不同有效圍壓下之抗液化曲線

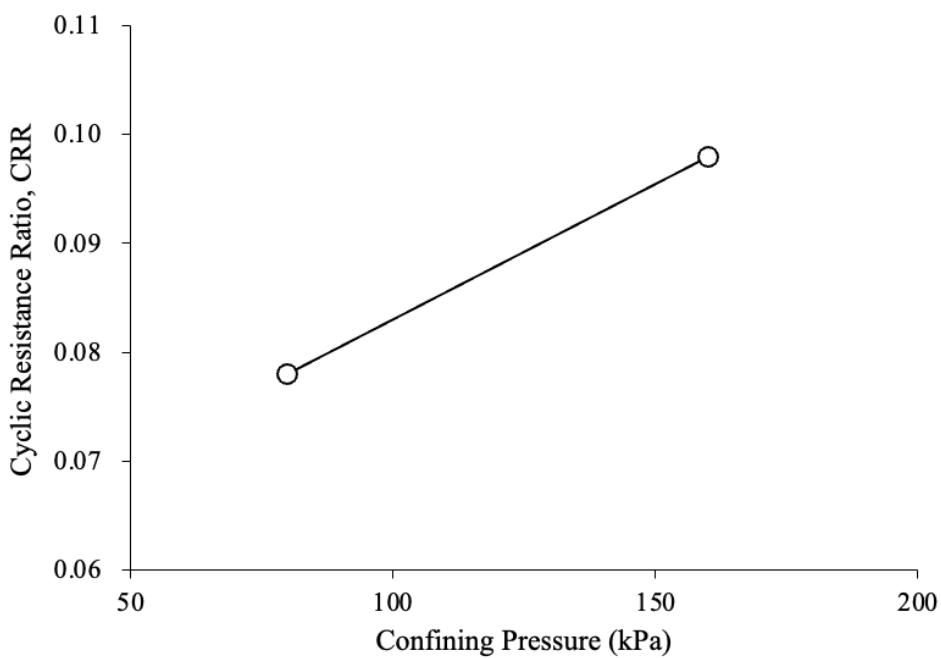


圖 5.28 塑性指數 4 三元混合土壤，有效圍壓與土壤反覆阻抗比之關係圖

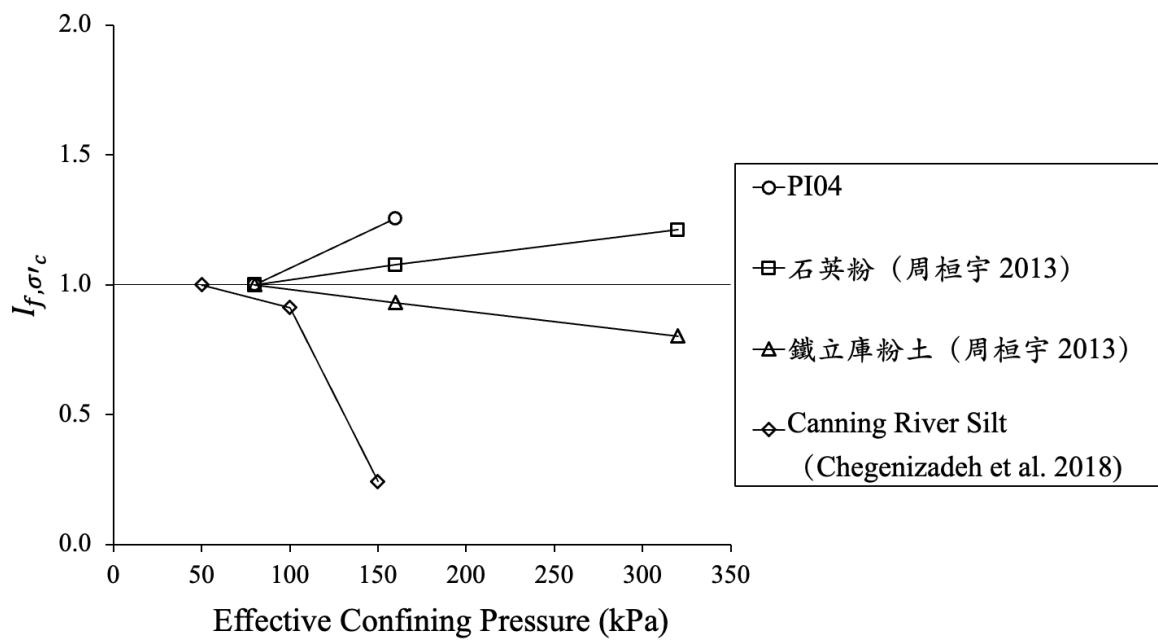


圖 5.29 I_{f,σ'_c} 與有效圍壓關係圖

第 6 章 結論與建議



6.1 結論

本研究以石英砂、石英粉及高嶺土三種土樣進行混合，每一個試體之粗顆粒與細顆粒比例控制在 4 比 6，透過改變石英粉及高嶺土之混合比例以獲得不同細顆粒之塑性指數，探討無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤之動態行為，以及在不同孔隙比與有效圍壓作用下對於土壤抗液化強度之影響。綜合前面所述之各項試驗內容與分析結果，可獲得以下結論：

- (1) 在細顆粒佔比較高之狀態下，當改變細顆粒之塑性指數其抗液化強度與液化行為亦不盡相同。由試驗結果可知，以塑性指數分別為 0、4、8、14 之配比，控制試體於相同之目標孔隙比、有效圍壓及加載頻率下進行動三軸試驗，土壤抗液化強度與塑性指數並非絕對的線性關係，在塑性指數小於 4 時抗液化強度會隨著塑性指數減少而越佳兩者關係呈負相關，但當塑性指數大於 4 時兩者關係則完全相反屬於正相關，隨著塑性指數越高其抗液化強度則越佳，因此在塑性指數為 4 時有最差之抗液化強度。並且透過抗液化曲線圖圖 5.23 可發現當反覆剪應力比 CSR 越大時四者所對應之應力反覆作用次數 N 值差異越小，特別是在 0.13 時四者之趨勢已無太大之區別。
- (2) 不同塑性指數下之試體其土壤組成比例也有所差異，依照圖 4.2 與圖 4.3 的三元土壤圖分類可以發現塑性指數 0、4、8 皆會被歸類在相同的土壤種類中，而塑性指數 14 則為另一種土壤種類，由動態三軸試驗結果同樣也可發現以塑性指數 8 為界線前三者之動態行為更為相近，如超額孔隙水壓激發行為、試體軸向應變及有效應力路徑。
- (3) 綜合不同塑性指數下之試驗結果，當以細顆粒為主體的混合土壤其塑性指數小於 8 即黏土含量小於 6% 時，並不能單純以塑性指數作為液化敏感度判定指標。另外當塑性指數達到 14 時即黏土含量達到 18%，雖抗液化強度優

於塑性指數 0、4、8 之結果，但在動態加載過程中仍可達到初始液化，因此仍屬於潛在可能液化的條件。

- (4) 以無塑性二元混合土壤為材料，改變目標初始孔隙比並控制試體在相同的有效圍壓及加載頻率下進行試驗，當目標孔隙比在 0.860、0.747、0.705 之條件下，三者在超額孔隙水壓激發中後段有較明顯之差異，其中以目標孔隙比較大者在後期超額孔隙水壓上升幅度最大，因此可發現土壤之抗液化強度會隨著孔隙比下降而有增加之趨勢，亦即在此條件下土壤越緊密其抗液化強度將會越高。
- (5) 本研究控制在相同目標孔隙比、塑性指數 4 與加載頻率 0.1 Hz 下，以有效圍壓為變因進行動三軸試驗，在有效圍壓為 80 kPa 及 160 kPa 之條件下兩者之超額孔隙水壓激發趨勢差異不大，但以有效圍壓 80 kPa 之超額孔隙水壓上升幅度略大於有效圍壓 160 kPa，並且觀察兩者之液化阻抗比差距，可發現土壤之液化阻抗比有隨著有效圍壓上升而增加之趨勢，顯示有效圍壓對於塑性指數 4 試體之液化強度有一定之影響力。
- (6) 觀察塑性指數 0 到 14 之土壤液化行為，可發現大部分試體破壞發生順序基本上是先達到初始液化之狀態，代表此時之超額孔隙水壓激發至原始有效圍壓以及有效應力降為 0，隨後才達到單軸向應變 2.5% 及雙軸向應變 5% 之軸向變形，此種行為較偏向砂性土壤。但在塑性指數為 8 與 14 且反覆剪應力比大於 0.13 時，試體破壞順序則是先發生 2.5% 單軸向應變接著有效應力為零，最後才達到 5% 的雙軸向應變，此破壞模式較像是反覆流動軟化之液化行為。
- (7) 本研究不同塑性指數下之試體破壞後主要表現皆為壓縮應變，並且隨著土壤塑性指數的增加，拉伸和壓縮應變之間的差異越來越小，由應力應變關係圖中也可發現，當塑性指數越高土壤剪力模數下降速度越緩，使遲滯迴圈有逐漸向外擴張拉壓應變對稱之趨勢。

- (8) 無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤的初始孔隙比對比塑性指數及有效圍壓對於試體液化破壞後之變形量影響較大，其餘兩者之平均變形量相差不到 1%，而其共同特點皆為在孔隙比越大之情況下變形量也越大，可能原因為此時之土壤具有較高的壓縮性且容易發生重新排列導致沉陷進而增加變形量，因此相較其餘兩者變因(塑性指數、有效圍壓)初始孔隙比對於液化破壞後所排出之超額孔隙水體積更加敏感。
- (9) 觀察不同塑性指數在相同反覆荷重頻率 0.1 Hz 下之有效應力路徑圖，可發現塑性指數 0、4、8 之試體在動態加載的過程中皆可維持預設的有效剪應力，而塑性指數為 14 之試驗編號 PI14A-4 在初始液化發生後其有效剪應力則有逐漸下降之趨勢，但於試驗編號 PI14B-1 中以相同之試驗條件下將反覆荷重頻率 0.1 Hz 放慢至 0.05 Hz 後，則會有與塑性指數 0、4、8 之試體在覆荷重頻率為 0.1 Hz 時有一致的趨勢，代表當試體的黏土含量大於 18% 時，0.1 Hz 的加載速率對於已發生初始液化的試體有過快的疑慮，導致試體在發生初始液化後其剪切應力還沒達到設定的標準隨即又進入下一個循環。

6.2 建議

- (1) 觀察不同塑性指數下試體液化行為，在較大之反覆剪應力比下，塑性指數較高的兩種試體首先因產生過大之應變而破壞，此情況可能會導致各區段之超額孔隙水壓激發行為有不同之情況，此外當試體中含有較高比例的黏土時，孔隙壓力的傳導速度會相對變慢，因此需要孔隙壓力觀測系統的優化，如此便可以更準確地觀察和記錄無塑性二元混合土壤與低塑性三元混合土壤之孔隙壓力變化並且提供更詳細的數據，建議於試體中放入微型孔隙壓力感測器，以便確認各區段之孔隙水壓激發情形是否一致。
- (2) 本研究結果顯示，細顆粒佔比 60% 之多元混合土壤在塑性指數分別為 0、4、8、14 下其抗液化強度以塑性指數 4 為分界點，當塑性指數小於 4 時其

塑性指數與土壤抗液化強度成反比，相反地當塑性指數大於 4 時兩者之關係則呈正比，且對比 EI Hosri et al. (1984) 的粉土原狀試體以及 Guo and Prakash (1999) 整合粉土混合黏土的重模試體，兩者皆在塑性與抗液化能力之關係中與本研究之結果有一樣之趨勢，EI Hosri et al. (1984) 試驗中在塑性指數 0 到 8 之間以 5 所擁有之抗液化能力最弱，Guo and Prakash (1999) 則是在塑性指數 2.6 到 10 之間以 3.4 所對應之抗液化能力最弱，因此整合三者在抗液化能力最弱的塑性指數區間為 2.6 到 8，建議可針對此區間進行試驗，以便更明確的瞭解土壤在低塑性區間與抗液化強度之關係。

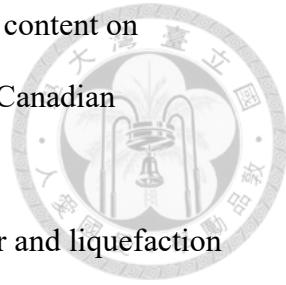
- (3) 本研究僅以動態強度試驗後所排出之超額孔隙水體積作為液化破壞後變形量之依據，使用此方法來評估液化破壞後的變形量仍待更多的驗證和研究，建議未來能與數值模擬與更多的土壤力學試驗進行更深入的比對及分析，藉由不同應力延時或不同應力增量等條件下，針對土壤壓縮係數與壓密行為進行試驗，幫助了解不同土壤的壓縮特性以進一步評估其對土壤變形量及沉陷量的影響，另外試驗變因也可涵蓋不同的土壤類型和條件，再與現地監測數據進行比較，以確定超額孔隙水體積與變形量之間的關聯性和準確性。

參考文獻



- [1] Amini, F., & Qi, G. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), 208-217.
- [2] Andrews, D. C., & Martin, G. R. (2000, January 30 – February 4). Criteria for liquefaction of silty soils. *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, NZ Soc. for EQ Engrg. Upper Hutt, New Zealand, 1-8.
- [3] Araujo, W., & Ledezma, C. (2020). Factors that affect liquefaction-induced lateral spreading in large subduction earthquakes. *Applied Sciences*, 10(18), 6503.
- [4] ASTM D5311-11. (2011). Standard test methods for load controlled cyclic triaxial strength of soil. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [5] Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J., & Dupla, J.-C. (2015). Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines. *Arabian Journal of Geosciences*, 8, 605-618.
- [6] Bouckovalas, G. D., Andrianopoulos, K. I., & Papadimitriou, A. G. (2003). A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(2), 115-125.
- [7] Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.
- [8] Chegenizadeh, A., Keramatikerman, M., & Nikraz, H. (2018). Liquefaction resistance of fibre reinforced low-plasticity silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 372-377.

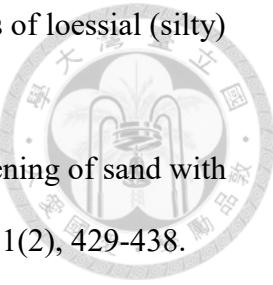
- [9] Chien, L. K., Oh, Y. N., & Chang, C. H. (2002). Effects of fines content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 254-265.
- [10] Chu, B. L., Hsu, S. C., & Chang, Y. M. (2004). Ground behavior and liquefaction analyses in central Taiwan-Wufeng. *Engineering Geology*, 71(1-2), 119-139.
- [11] Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 130(6), 622-634.
- [12] De Alba, P., Chan, C. K., & Seed, H. B. (1976). Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests (Vol. 27). Shannon & Wilson.
- [13] Della, N., Arab, A., & Belkhatir, M. (2011). Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shearing response of medium dense sand. *Journal of Iberian Geology*, 37(1), 37-44.
- [14] Doygun, O., Brandes, H., & Roy, T. (2019). Effect of gradation and non-plastic fines on monotonic and cyclic simple shear strength of silica sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37, 3221-3240.
- [15] El Hosri, M. S., Biarez, H., & Hicher, P. Y. (1984). Liquefaction characteristics of silty clay. In *Proc. Eight World Conf. On Earthquake Eng. Prentice Hall, NJ*, 277-284.
- [16] Erguler, Z. A. (2016). A quantitative method of describing grain size distribution of soils and some examples for its applications. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75, 807-819.
- [17] Ghionna, V. N., & Porcino, D. (2006). Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cyclic triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), 194-202.



- [18] Guo, T., & Prakash, S. (1999). Liquefaction of silts and silt-clay mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(8), 706-710.
- [19] Hubler, J. F., Athanasopoulos-Zekkos, A., & Zekkos, D. (2017, July 16-19). Pore pressure generation of pea gravel, sand, and gravel-sand mixtures in constant volume simple shear. Proc. of the 3rd International conference on Performance-based Design in Earthquake Engineering (PBD-III), Vancouver, Canada.
- [20] Hyde, A. F., Higuchi, T., & Yasuhara, K. (2006). Liquefaction, cyclic mobility, and failure of silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 716-735.
- [21] Imre, E., Trang, P., Barreto, D., Goudarzy, M., Rahemi, N., Baille, W., Schanz, T., & Singh, V. (2019, September 1-6). A note on seismic induced liquefaction. In XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Conference proceedings
- [22] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451.
- [23] Kim, U., Kim, D., & Zhuang, L. (2016). Influence of fines content on the undrained cyclic shear strength of sand-clay mixtures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 124-134.
- [24] Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- [25] Ku, C. S., Lee, D. H., & Wu, J. H. (2004). Evaluation of soil liquefaction in the Chi-Chi, Taiwan earthquake using CPT. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9-10), 659-673.
- [26] Liu, J. (2020). Influence of fines contents on soil liquefaction resistance in cyclic triaxial test. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(5), 4735-4751.

- [27] Marzuni, S., Fadaee, M., Bahmanpour, A., & Derakhshandi, M. (2022). Effect of cyclic stress ratio and non-plastic fines content on the liquefaction potential of sandy and silty soil in cyclic triaxial testing. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 58(6), 467-473.
- [28] Mogami, T. (1953, August 16-27). The behavior of sand during vibration. Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland, 1, 152-155.
- [29] Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C. T., Santagata, M., & Sinfield, J. V. (2016). Cyclic behavior and pore pressure generation in sands with laponite, a super-plastic nanoparticle. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 265-279.
- [30] Park, S. S., & Kim, Y. S. (2013). Liquefaction resistance of sands containing plastic fines with different plasticity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(5), 825-830.
- [31] Polito, C. P., Green, R. A., & Lee, J. (2008). Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(10), 1490-1500.
- [32] Polito, C. P., & Martin II, J. R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), 408-415.
- [33] Porcino, D. D., & Diano, V. (2017). The influence of non-plastic fines on pore water pressure generation and undrained shear strength of sand-silt mixtures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 311-321.
- [34] Prakash, S., & Sandoval, J. (1992). Liquefaction of low plasticity silts. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(7), 373-379.

- [35] Puri, V. K. (1984). Liquefaction behavior and dynamic properties of loessial (silty) soils. Ph.D. Thesis, University of Missouri-Rolla, Missouri.
- [36] Rahman, M. M., & Sitharam, T. (2020). Cyclic liquefaction screening of sand with non-plastic fines: Critical state approach. *Geoscience Frontiers*, 11(2), 429-438.
- [37] Sağlam, S., & Bakir, S. (2018). Models for pore pressure response of low plastic fines subjected to repeated loads. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(6), 1027-1041.
- [38] Sandoval-Shannon, J. A. (1989). Liquefaction and settlement characteristics of silt soils. University of Missouri-Rolla.
- [39] Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(2), 201-255.
- [40] Seed, H. B., Arango, I., & Chan, C. K. (1975). Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. College of Engineering, University of California.
- [41] Seed, H. B., & Lee, K. L. (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(6), 105-134.
- [42] Seed, H. B., Martin, P. P., & Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction. Rep. No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [43] Shepard, F. P. (1954). Nomenclature based on sand-silt-clay ratios. *Journal of sedimentary Research*, 24(3), 151-158.
- [44] Tsuchida, H. (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute, 3.1- 3.33.
- [45] Twarakavi, N. K. C., Šimůnek, J., & Schaap, M. G. (2010). Can texture-based classification optimally classify soils with respect to soil hydraulics? *Water Resources Research*, 46(1), W01501.



- [46] Wang, S., & Luna, R. (2014). Compressibility characteristics of low-plasticity silt before and after liquefaction. *Journal of materials in civil engineering*, 26(6), 04014014.
- [47] Wang, S., Luna, R., & Zhao, H. (2015). Cyclic and post-cyclic shear behavior of low-plasticity silt with varying clay content. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 112-120.
- [48] Zhang, C. L., Jiang, G. L., Su, L. J., Liu, W. M., & Zhou, G.-D. (2018). Effect of dry density on the liquefaction behaviour of Quaternary silt. *Journal of Mountain Science*, 15(7), 1597-1614.
- [49] 江孟衡 (2013), 低塑性細粒料土壤抗液化強度之研究, 碩士論文, 國立台灣大學。
- [50] 周桓宇 (2013), 有效圍壓與過壓密比對低塑性粉土液化之影響, 碩士論文, 國立台灣大學。