

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



比較兩種循環荷載組成律模式於可液化地盤之分析-以
地下管線上浮為例

Modeling Pipeline Uplift Due to Liquefaction Using Two
Cyclic Constitutive Models: A Comparative Study

葉錦德

Kin-Tar Yap

指導教授： 葛宇甯 博士

Advisor: Louis Ge, Ph.D.

中華民國 112 年 6 月

June, 2023

口試委員會審定書



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

比較兩種循環荷載組成律模式與可液化地盤之分析-以
地下管線上浮為例

Modeling Pipeline Uplift due to Liquefaction Using Two Cycle
Constitutive Models: A Comparative Study

本論文係 葉錦德 (R10521126) 在國立臺灣大學土木工程學系大地工程
組完成之碩士學位論文，於民國 112 年 6 月 19 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 Department of Civil Engineering Geotechnical Engineering
on 19 Jun 2023 have examined a Master's thesis entitled above presented by Yap Kin Tar (R10521126)
candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

<u>葛宇甯</u>	<u>何俊翔</u>	<u>鄭世豪</u>
(指導教授 Advisor)		
<u>黃怡</u>	<u>葉錦德</u>	

系主任/所長 Director: 葛宇甯

誌謝



時光飛逝，歷經五個月終於將論文完成，這也預示著說是碩士生涯即將落幕。慕然回首，內心感受五味雜陳，此時此刻的心情更是充滿無限的感恩與許多美好的回憶。

首先，我要感謝恩師 葛宇甯教授，在碩士的兩年中無論是學術上的提携與指導、生活上的照顧，老師都總是毫無保留的關懷。對於老師有許多的感謝的事物，首先感謝老師在大四時幫忙寫推薦信，讓我能加入葛門大家庭，也謝謝老師給與我參與國外研討會的機會，並且在生活上的幫助，讓我在在這兩年的學術能專心的專研，真的非常感謝老師！接下來，要感謝 葉馥瑄學姐在研究過程上的指導與幫助，在許多假日時間也適時的回答我在研究上的問題，學姐也十分照顧我們這些葛門的學生，祝學姐在學術領域上一帆風順！

同時，我也要感謝我的朋友和同學，葛門的大家，頂溪家的柏愷和 MJ,健身團的顯沂和 MJ 以及研究室從不缺席的第一排的（俊廷、羿帆和育彰）兄弟，永平的兄弟，人在東大的勇哥（盧治勇）。

攻讀碩士的兩年中，感謝女友 涂婉晴求學過程中在低潮時給予的幫助與鼓勵，並且假日常陪同我一起來研究室，雖時常讓你不爽，但感謝妳一直都在每次在我焦頭爛額的時候給我鼓勵。最後，我要感謝最重要的爸媽與家人，在我逆水行舟之時，給予我精神、生活上的照顧與鼓勵。謝謝你們讓我在外求學多年，沒能多抽空陪伴你們，但是感謝爸媽努力辛苦的工作在經濟上給予我幫助已完成我的學業，因此我獲得的這一切也要歸功於你們。最後，將此文獻給曾有幫助過以及愛護關心我的所有人，獻上最深的謝意與祝福。

摘要



因應台灣城市化和人口快速增長民衆生活水平重要性日益突出，地下維生管線與交通隧道等作為民衆生活機能以及交通運輸等公用設施，其安全性和可靠性對於城市和非城市地區的正常運行至關重要。然而，台灣處於歐亞板塊與菲律賓板塊交界處的位置，特殊的地理環境導致地震發生的機率極為頻繁，土壤液化等地震災害事件隨之而來。因此，土壤液化對於地下維生管線的影響相關研究十分重要。

本研究使用有限元素法軟體 PLAXIS 2D 平台內建之 PM4Sand 與 UBC3D-PLM 兩種循環荷載組成律模式，進行地下管線於可液化土層之動態數值模擬分析。首先，使用 Python 直譯器模擬不排水試驗的單元分析 (Cyclic direct simple shear, CDSS)，以擬合真實試驗之抗液化曲線為目標，來進行組成律模式參數率定與敏感度分析，其率定之結果作為後續數值模型土層之使用參數。本研究之分析分別為無埋設地下管線與有埋設地下管線兩種數值模型。無埋設地下管線數值模型的目的是驗證所選擇的兩種組成律模式能否準確模擬土壤液化行為，並通過與試驗結果比對加速度和超額孔隙水壓的時間歷時進行驗證。根據無管線模型試驗的比對結果，PM4Sand 和 UBC3D-PLM 都能有效地捕捉到液化趨勢。因此，本研究進一步分析埋設地下管線數值模型的案例，並比較兩種組成律模式對於管線上浮量的預測能力。

比較兩種組成律模式所擬合之試驗抗液化曲線，PM4Sand 模式表現優異，能夠較準確地模擬出超額孔隙水壓比與單軸向應變 3% 時的情況。而 UBC3D-PLM 模式的表現較差，僅可模擬出近於超額孔隙水壓比，但無法達到單軸向應變 3%。經過一系列試驗加速度與水壓歷時結果比對，PM4Sand 模式相對於 UBC3D-PLM 模式更接近試驗結果的趨勢，可模擬液化發生時水壓激發與加速度縮小的變化。從管線上浮量之模擬結果可發現，PM4Sand 和 UBC3D-PLM 兩種模式均有低估上浮量的現象。

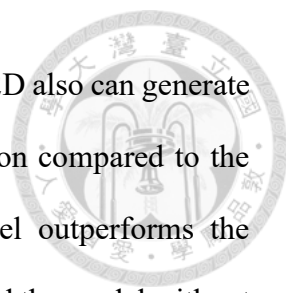
關鍵字：土壤液化、循環荷載組成律模式、參數率定、動態數值模擬、管線上浮。

Abstract

In response to the increasing importance of urbanization and rapid population growth in Taiwan, the significance of improving people's living standards has become more prominent. Underground infrastructure, such as utility lines and transportation tunnels, serves as vital components of public facilities and transportation, playing a crucial role in ensuring the safety and reliability of operations in both urban and rural areas. However, Taiwan's unique geographical location at the junction of the Eurasian Plate and the Philippine Sea Plate leads to a high probability of frequent seismic activities, which are often accompanied by earthquake-related disasters like soil liquefaction. Therefore, it is essential to study soil liquefaction's impact on underground infrastructure.

This study investigates two cyclic constitutive models for dynamic numerical analyses in PLAXIS 2D: PM4Sand and UBC3D-PLM. Firstly, the parameter calibration process of the consolidated undrained Cyclic Direct Simple Shear Test (CDSS) is simplified using a Python compiler. Based on liquefaction strength curves, parameter sensitivity analyses and model parameter calibrations are conducted for the two specified constitutive models. The calibrated results serve as the basis for subsequent analyses. Secondly, two numerical models are simulated, one without a buried underground pipeline and the other with a buried underground pipeline. The numerical results are then compared with the results of shaking table tests. Through these numerical models, the comparison focuses on the acceleration, excitation of excess pore pressure, and prediction of pipeline uplift with the shaking table test results.

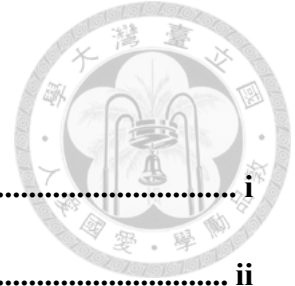
The conclusions can be drawn in the following. During the parameter fitting for the consolidated undrained CDSS test, the UBC3D-PLM model fails to achieve a cyclic axial strain of 3% and shows a fixed oscillation phenomenon, rendering it hard to determine the number of cycles for the liquefaction strength curve. The PM4Sand model offers good



simulations in the element tests. This constitutive model in PLAXIS 2D also can generate a similar trend in acceleration oscillation and pore pressure excitation compared to the shaking table test results without a pipeline. The PM4sand model outperforms the UBC3D-PLM model for simulating the liquefaction strength curve and the model without considering a pipeline. However, compared to shaking table results considering a pipeline, both constitutive models underestimate pipeline uplift displacement.

Keywords: Soil liquefaction, cyclic constitutive models, parameter calibration, dynamic numerical simulation, pipeline uplift.

目錄



口試委員會審定書	i
誌謝	ii
摘要	iii
Abstract.....	iv
圖目錄	ix
表目錄	xiv
第一章 緒論	1
1.1 研究背景與動機.....	1
1.2 研究目的與流程.....	2
1.3 論文架構及主要內容.....	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 土壤液化介紹	4
2.1.1 發生機制	4
2.1.2 影響因素	5
2.1.3 破壞模式	5
2.2 土壤液化試驗	8
2.2.1 振動台試驗	8
2.2.2 離心機試驗	9
2.3 土壤液化數值模擬	11
2.3.1 組成律模式	12
2.3.1.1 邊界面塑性模式 (Bounding surface plasticity model).....	12
2.3.1.2 多面塑性模式 (Multi-Surface plasticity model)	13



2.3.1.3 廣義塑性 (Generalized plasticity).....	14
2.3.2 循環荷載組成律在數值模擬土壤液化的應用	14
第三章 研究方法	27
3.1 材料基本性質	28
3.2 PLAXIS 2D 概述	31
3.3 土壤組成律模式	32
3.3.1 PM4Sand	37
3.3.2 UBC3D-PLM	38
第四章 模型建立	41
4.1 參數設定	41
4.1.1 參數敏感度分析	41
4.1.2 參數率定	51
4.2 模型設定	57
4.2.1 無埋設地下管線模型	59
4.2.1.1 網格 (Mesh).....	59
4.2.1.2 阻尼 (Damping).....	60
4.2.1.3 邊界條件 (Boundary conditions)	62
4.2.1.4 階段設定 (Stage construction).....	63
4.2.1.5 加速度歷時	64
4.2.2 有埋設地下管線模型	69
4.2.2.1 網格 (Mesh).....	69
4.2.2.2 阻尼 (Damping).....	69
4.2.2.3 邊界條件 (Boundary conditions)	69
4.2.2.4 階段設定 (Stage construction).....	70
4.2.2.5 加速度歷時	70

第五章 數值結果	72
5.1 無埋設地下管線模型	72
5.2 埋設地下管線模型	74
5.2.1 Solid	74
5.2.2 Plate	86
5.2.3 Plate-interface (Adjacent soil)	98
第六章 結論與建議	115
6.1 結論	115
6.1.1 參數率定	115
6.1.2 無埋設地下管線模型	115
6.1.3 埋設地下管線模型	115
6.2 後續研究建議	116
參考文獻	118
附錄 A. CDSS	124
附錄 B. 案例分析表	129
附錄 C. Ru 分佈圖	130
附錄 D. 上浮分佈圖	137



圖目錄

圖 2.1. 不排水循環加載過程中典型土體反應：(a) 有效應力路徑；(b) 應力應變反應；(c) 孔隙壓力應變反應 (Wood, [14] 1990)	4
圖 2.2. 結構物傾斜示意圖 (Youd et al., [3] 1984).....	6
圖 2.3. 循環加載過程中管線上浮示意圖 (Castiglia et al., [9] 2019).....	6
圖 2.4. 噴砂示意圖 (Obermeier et al., [2] 1996).....	7
圖 2.5. 側潰示意圖 (Obermeier et al., [2] 1996).....	7
圖 2.6. 振動台橫截面示意圖 (Koseki et al., [4] 1997).....	9
圖 2.7. 周邊土壤及地下結構受力示意圖 (Koseki et al., [4] 1997).....	9
圖 2.8. 離心機試驗示意圖 (Huang et al., [8] 2014)	11
圖 2.9. 管線和感測器位置示意圖 (Huang et al., [8] 2014)	11
圖 2.10. 邊界面示意圖 (Nieto-Leal and Kaliakin, [18] 2014).....	13
圖 2.11. 多曲面模型圖解：(a) Mroz平移規則；(b) 多曲面流動規律 (after Mroz, [19] 1967)	13
圖 2.12. a) 振動台試驗管線與感測器位置側面圖，b) FLAC 2D 模型示意圖，c) 加速度歷時圖 (Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022)	15
圖 2.13. 實驗與數值結果 R_u 比較：a) GR=10%, b) GR=20%, c) GR=30% (Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022).....	16
圖 2.14. 實驗與數值結果管線上浮比較：a) GR=10%, b) GR=20%, c) GR=30% (Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022)	16
圖 2.15. 路堤基礎示意圖 (Dinesh et al., [22] 2022)	17
圖 2.16. 循環直剪試驗結果與 PM4Sand 模型循環直剪試驗結果對比。(Dinesh et al., [22] 2022).....	18
圖 2.17. 加速度歷時圖 (Dinesh et al., [22] 2022).....	18
圖 2.18. 加速度歷時圖比對 (Dinesh et al., [22] 2022).....	19

圖 2.19. a) 孔隙水壓歷時；b) Class-C (shake 2) 模型水壓示意圖；c) Class-C (shake 3) 水壓示意圖 (Dinesh et al., [22] 2022)	19
圖 2.20. a) 離心機試驗感測器示意圖；b) 數值模擬邊界條件示意圖 (Ziotopoulou, [25] 2018)	21
圖 2.21. PM4Sand 不排水應變控制 PSC 模擬結果與渥太華 F65 Sand ($DR = 65\%$, $\sigma'_{vc} = 200$ kPa) 循環三軸應變控制實驗室內數據的 20 次首循環加載對比：(a) Case A 率定參數，(b) Case B 率定參數。(Ziotopoulou, [25] 2018) 21	
圖 2.22. Case A 和 Case B 的 PM4Sand 不排水循環直剪試驗模擬 ($DR = 65\%$, $\sigma'_{vc} = 100$ kPa)，在恆定循環應力比 (CSR) 下達到 3%單幅剪切應變所需模擬結果與 (Vasko, [24] 2015 and Carraro et al., [26] 2003) 轉換為 DSS 條件的實驗循環三軸數據比較 (Ziotopoulou, [25] 2018) 。	22
圖 2.23. a) Case A 和 Case B 與試驗水壓結果對比。b) Case A 和 Case B 水平位移和垂直位移對比。(Ziotopoulou, [25] 2018)	22
圖 2.24. Nevada sand 單元實驗與數值結果比較：a) 直剪試驗；b) 循環直剪試驗 (Demir and Ozener, [27] 2019).....	25
圖 2.25. 加勁土柱剖面：a) 三維模型幾何圖；b) Method-1 等效二維模型；c) Method-2 等效二維模型 (Demir and Ozener, 2019) ^[27]	25
圖 2.26. 數值模擬與模型試驗孔隙水壓結果比較：a) 為改良土壤；b) Method-1 改良土壤；c) Method-2 改良土壤 (Demir and Ozener, [27] 2019).....	26
圖 2.27. 離心機試驗 KG, mod, KG 和 γ_r 結果比較：a) 為改良土壤；b) Method-1 改良土壤；c) Method-2 改良土壤 (Demir and Ozener, [27] 2019).....	26
圖 3.1. Ottawa F65 和 No.306 石英砂土的粒徑大小分佈 (Hung et al., [33] 2018) .	29
圖 3.2. Ottawa F50 和 F65 砂土的粒徑大小分佈 (Morales et al., [34] 2021).....	30
圖 3.3. a) $DR, average = 45\%$ 抗液化曲線圖；b) $DR, average = 59\%$ 抗液化曲線圖 (Morales et al., [34] 2021)	31
圖 3.4. 100 kPa 圍壓下不同相對密度與破壞平均有效應力關係	37

圖 4.1. G_0 敏感度測試抗液化曲線圖	42
圖 4.2. hp_0 敏感度測試抗液化曲線圖	43
圖 4.3. nb 敏感度測試抗液化曲線圖	43
圖 4.4. nd 敏感度測試抗液化曲線圖	44
圖 4.5. Q 敏感度測試抗液化曲線圖	44
圖 4.6. R 敏感度測試抗液化曲線圖	45
圖 4.7. KBe 敏感度測試抗液化曲線圖	46
圖 4.8. KGe 敏感度測試抗液化曲線圖	47
圖 4.9. KGp 敏感度測試抗液化曲線圖	47
圖 4.10. me 敏感度測試抗液化曲線圖	48
圖 4.11. ne 敏感度測試抗液化曲線圖	48
圖 4.12. np 敏感度測試抗液化曲線圖	49
圖 4.13. $fdens$ 敏感度測試抗液化曲線圖	49
圖 4.14. $fepost$ 敏感度測試抗液化曲線圖	50
圖 4.15. Rf 敏感度測試抗液化曲線圖	50
圖 4.16. 泊松比為 0.3 下 CDSS 結果：a) $CSR=0.15$ ；b) $CSR=0.10$ ；c) $CSR=0.08$	54
圖 4.17. $CSR = 0.15$ 不同泊松比：a) 應力應變圖；b) Ru	54
圖 4.18. $Dr = 45\%$ 抗液化曲線擬合圖	55
圖 4.19. $Dr = 59\%$ 抗液化曲線擬合圖	56
圖 4.20. 無埋設地下管線模型	58
圖 4.21. 有埋設地下管線模型	59
圖 4.22. 網格單元元素	60
圖 4.23. 目標阻尼比 (ξ_1, ξ_2) 隨深度的影響：(a) 孔隙壓力比 Ru ；(b) 沉陷量 (Subasi et al., [51] 2021)	61
圖 4.24. 將排水區間設置在左右兩側的自由場邊界 (Vilhar and Bringkgreve, [39] 2018)	63

圖 4.25. 數值模型邊界條件 (變形和動態) 設定示意圖	63
圖 4.26. 應用於無埋設地下管線數值模型之加速度歷時圖	64
圖 4.27. 最大時間步長 = 200, 時間步長 = 0.025s	66
圖 4.28. 最大時間步長 = 400, 時間步長 = 0.0125s	67
圖 4.29. 最大時間步長 = 1000, 時間步長 = 0.0005s	68
圖 4.30. 應用於埋設地下管線數值模型之加速度歷時圖-案例一為例	71
圖 5.1. 不同深度之加速度歷時對比圖 : (A)-(E) Test vs. UBC3D-PLM ; (a)-(e) Test vs. PM4Sand	73
圖 5.2. 不同深度之孔隙水壓歷時對比圖	74
圖 5.3. 管線元素為固體元素 (Solid) 示意圖	75
圖 5.4. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖	78
圖 5.5. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	79
圖 5.6. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	79
圖 5.7. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖	81
圖 5.8. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	82
圖 5.9. 案例二之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	82
圖 5.10. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖	84
圖 5.11. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	85
圖 5.12. 案例三之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	85
圖 5.13. 不同最大加速度與上浮量關係對比圖	86
圖 5.14. 管線元素為板元素 (Plate) 示意圖	87
圖 5.15. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖	90
圖 5.16. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	91
圖 5.17. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	91
圖 5.18. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖	93
圖 5.19. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	93

圖 5.20. 案例二之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	94
圖 5.21. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖	96
圖 5.22. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	97
圖 5.23. 案例三之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	97
圖 5.24. 不同最大加速度與上浮量關係對比圖	98
圖 5.25. 管線元素為板元素 (Plate) 與界面元素示意圖	99
圖 5.26. PM4Sand 中等網格數分析	100
圖 5.27. PM4Sand 非常細緻網格數分析	100
圖 5.28. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖	102
圖 5.29. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	103
圖 5.30. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖	103
圖 5.31. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖	105
圖 5.32. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	106
圖 5.33. 案例二管線頂部與管線底部上浮歷時圖	106
圖 5.34. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖	108
圖 5.35. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖	109
圖 5.36. 案例三管線頂部與管線底部上浮歷時圖	109
圖 5.37. 案例三之變形分析結果-土體與結構體分離	110
圖 5.38. 以案例三為例之加速度、水壓與上浮歷時圖	111
圖 5.39. 在 4.76s 時，土體與結構體分離前	112
圖 5.40. 在 5.034s 時，土體與結構體分離後	113
圖 5.41. 在 14.57s 時，土體與結構體分離後	114

表目錄

表 2.1. Class-C 與 Class-C1 預測模型參數 (Dinesh et al., [22] 2022)	17
表 2.2. PM4Sand 組成律模式兩種強度情況下的參數 (Ziotopoulou, [25] 2018)	20
表 2.3. UBC3D-PLM 組成律參數 (Demir and Ozener, [27] 2019).....	23
表 3.1. Ottawa F50 和 F65 砂土的土壤特性 (Morales et al., [34] 2021).....	29
表 3.2. Ottawa F65 循環直剪試驗結果 (Morales et al., [34] 2021)	31
表 3.3. PM4Sand 參數表	35
表 3.4. UBC3D-PLM 參數表	35
表 3.5. 純砂與不同細粒料含量的剪脹參數 Q 和 R (Salgado et al., [38] 2000).....	36
表 4.1. PM4Sand 敏感度測試初始參數表	42
表 4.2. UBC3D-PLM 敏感度測試初始參數表	46
表 4.3. PM4Sand 組成律參數率定	52
表 4.4. UBC3D-PLM 組成律率定參數	53
表 4.5. PM4Sand ($Dr = 45\%$) 擬合抗液化曲線參數.....	55
表 4.6. UBC3D-PLM ($Dr = 45\%$) 初始擬合抗液化強度曲線參數.....	55
表 4.7. PM4Sand ($Dr = 59\%$) 擬合抗液化強度曲線參數.....	56
表 4.8. UBC3D-PLM ($Dr = 59\%$) 擬合抗液化強度曲線參數.....	56
表 4.9. 無埋設地下管線振動台各參數尺度因子 (Iai, [48] 1989; Meymand, [49] 1998).....	57
表 4.10. 埋設地下管線振動台各參數尺度因子 (Iai, [48] 1989; Meymand, [49] 1998).....	58
表 4.11. 縮尺模型試驗條件-模型尺度 (王昊擎, [32] 2023).....	69
表 4.12. 縮尺模型試驗條件-原型尺度 (王昊擎, [32] 2023)	69
表 5.1. 管線固體元素性質	75
表 5.2. 管線板元素性質	87

第一章 緒論



1.1 研究背景與動機

城市化和人口快速增長使得地下結構物的重要性日益突出，石油和天然氣輸送管道、供水和污水系統、交通隧道等作為民眾維生管線以及交通運輸等公用設施，其安全性和可靠性對於城市和非城市地區的正常運行至關重要。然而，台灣處於歐亞板塊與菲律賓板塊交界處的位置，地震對於台灣是一種常見的自然災害。在地震過程中，飽和鬆散顆粒土壤受到強烈的剪切作用時，由於超額孔隙水壓的產生，土壤抗剪強度和勁度降低，使得管線會有上浮的影響進而造成嚴重破壞。石油管線破裂可能引發火災和環境污染，而供水系統的破壞則會影響滅火工作，各維生管線之間環環相扣。因此，深入研究地震對於土壤與地下維生管線等公用設施的影響具有重要意義。

土壤液化作為地震中常見的現象，可能造成地下結構物的破壞，如管線上浮行為對於民生與防救災可能會產生重要影響。在過去的研究 (Seed et al., [1] 1975; Obermeier et al., [2] 1996; Youd et al., [3] 1984) 對於土壤液化進行破壞機制的基本定義，由於土壤在循環荷載作用下造成超額孔隙水壓升高使得有效壓力降低，當土壤的有效應力趨於零時，土壤呈現流體的狀態。不少學者透過振動台試驗與地工離心機觀察土壤液化的破壞機制與土壤行為，例如噴砂、地表結構物傾斜、土體沉陷、河堤側潰以及地下結構物上浮現象 (Koseki et al., [4] 1997; Koseki et al., [5] 1998; Bransby et al., [6] 2001; Kang et al., [7] 2013; Huang et al., [8] 2014; Castiglia et al., [9] 2019; Tobita et al., [10] 2019; Chen et al., [11] 2020; Ecemis et al., [12] 2021)。這些試驗需要大量的人力與經濟成本，才能重現出土壤液化的現象，試驗過程可能因其他因素影響使得試驗結果不可用，造成浪費時間、人力以及金錢成本。透過數值模擬的方式來觀測土壤液化對結構物的影響，此方式能大大降低人力、金錢成本以及環境因素。因此，利用數值模擬的方式對土壤液化進行相關研究有其必要性。



1.2 研究目的與流程

在彈塑性力學之理論架構下，許多學者發展出各種土壤組成律模式，例如 Isotropic hardening plasticity, Kinematic hardening plasticity 以及 Combined isotropic and kinematic hardening 等等。在考慮循環荷載架構下的組成律模式有 Bounding surface plasticity, Multi-surface plasticity 以及 Generalized plasticity 等，根據這些架構所發展出具代表性的組成律模式有 UBC3D-PLM、PM4Sand、PM4Silt 以及 Norsand 等組成律模式。本研究將透過 PLAXIS 2D SoilTest 內建程式透過 Python 直譯器自動化進行 PM4Sand 與 UBC3D-PLM 組成律模式對循環直剪試驗之抗液化曲線進行擬合，並對各模式之參數進行敏感度分析，率定後土壤參數將作為後續研究分析使用。首先，為確保 PM4Sand 與 UBC3DPLM 模式之適用性與模型邊界條件之正確性，本研究針對無埋設地下管線進行數值模擬，並與振動台試驗結果進行比對 (如：孔隙水壓與加速度歷時結果)。接下來，分析有埋設地下管線之模型，並與振動台試驗對比，觀察有地下結構物的孔隙水壓、加速度歷時以及比較管線上浮量。

1.3 論文架構及主要內容

本文一共分成六章節，各章主要內容如下：

第一章 緒論

闡述本研究之研究背景、動機、目的與研究流程，以及論文架構。

第二章 文獻回顧

蒐集本研究相關文獻，包括土壤液化的定義、過往實驗與數值模擬研究，循環荷載組成律，以及兩種組成律 (PM4Sand 與 UBC3D-PLM) 在液化研究中的應用。

第三章 研究方法

本章節將介紹振動台用之土壤材料基本性質、循環直剪室內試驗數據蒐集、兩種不同循環荷載的組成律模式以及 PLAXIS 2D 有限元素分析軟體。

第四章 數值分析

闡述透過敏感度測試來增加對兩種組成律模式參數的瞭解。此研究將兩種不同的組成律與循環直剪試驗中的抗液化曲線 (Liquefaction resistance curve) 進行擬合，並將其作為無埋設地下管線與埋設地下管線模擬的土壤參數，並將數值模型建構及基本假設設定進行介紹。

第五章 數值結果

本研究使用有限元素軟體 PLAXIS 2D，透過探討振動台試驗中所測得的加速歷時與水壓歷時，比較不同條件下的試驗結果與數值模擬結果。

第六章 結果與討論

統整本研究之內容進行總結，並對後續研究提出相關建議。

第二章 文獻回顧



2.1 土壤液化介紹

土壤液化是一種地質災害現象，當土壤在地震或其它震動事件中土壤孔隙水壓力積聚時，導致土壤失去強度和勁度，出現液態狀態，進而影響結構物的穩定性和造成損害。土壤液化發生的危害已經引起人們高度關注，並且成為地震災害中的一個重要問題。

2.1.1 發生機制

土壤液化是發生在重複或循環荷載（如地震）作用期間，由於超額孔隙水壓的積聚，導致飽和鬆散土層的抗剪切強度衰減。然而，加載過程中土壤總應力是恆定的，因孔隙壓力的增加隨之有效應力則會降低，超額孔隙水壓比達到 1 時 (excess pore water pressure ratio, R_u)，土壤呈現流動的狀態，此現象可透過圖 2.1 來解釋。

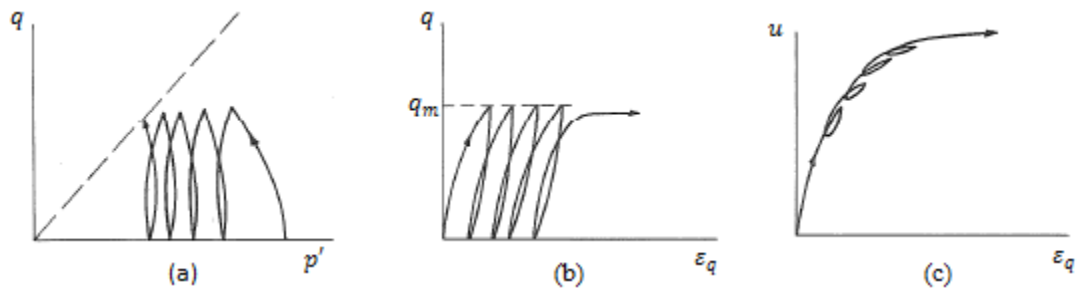


圖 2.1. 不排水循環加載過程中典型土體反應：(a) 有效應力路徑；(b) 應力應變反應；(c) 孔隙壓力應變反應 (Wood, [14] 1990)

許多學者對於土壤液化有許多定義，常用以下兩種名詞來描述土壤液化行為 (Seed et al., [1] 1975; Kramer, [13] 1996; Obermeier et al., [2] 1996)：

- 初始液化 (Initial Liquefaction)：指土壤受到反覆應力作用下，超額孔隙水壓上升至與所施加之有效圍壓相等的狀態，此時有效應力為零，土壤失去剪力強度，並呈現液體的狀態。達初始液化時，此階段不說明土壤變形。
- 液化 (Liquefaction)：靜態載重下，孔隙水壓的提升可能產生靜態液化 (Static liquefaction) 或循環應力作用下產生的液化與反覆流動性 (cyclic

mobility)。土體的殘留強度、孔隙水壓下降與累積或因土壤的壓縮與膨脹，在初始液化現象達到後，但仍持續在反覆應力作用下，產生的反覆應變情形，為反覆流動性，又稱反覆液化 (cyclic liquefaction)。



2.1.2 影響因素

透過不少學者對土壤液化研究 (Seed et al., [1] 1975; Youd et al., [3] 1984; Poulos et al., [15] 1985; Kramer, [13] 1996; Obermeier et al., [2] 1996; Seed et al., [16] 2003)，可將土壤液化災害的主要因素分為三大類：

- 土壤性質

土壤本身的材料特性對於土壤液化的因素為：孔隙特性、粒徑大小、相對密度與細顆粒含量有關係。

- 環境因素

現地地質與水文概況，地下水位必須足夠充沛，使砂土層呈現飽和狀態。

- 地震特性

發生土壤液化關鍵的必要因素為須達到足夠規模的循環荷載（地震）才會誘發液化發生，因為足夠強度的地震才能導致土壤顆粒結構產生變形。

因此，在鬆砂、地下水位充沛達到飽和狀態和規模足夠的地震這三項主要因素才會誘發土壤液化的條件。

2.1.3 破壞模式

土壤液化不僅僅對地上結構物帶來衝擊，也對地下結構造成損害，例如地下維生管線上浮等問題。透過 (Youd et al., [3] 1984; Obermeier et al., [2] 1996) 針對有結構物災害影響可分類為：

- 結構物傾斜與沉陷：土壤液化會導致建築物地基承載力的損失，這些損失是因為在地震過程中孔隙水壓的增加，造成土壤軟化且在不斷循環荷

載作用下導致建築物地基滲透到弱化的土壤中。此外，當孔隙水壓消散的土壤，會發生緻密化 (Densification) 從而引起沉降作用，導致結構物沉陷。因此，承載力的損失導致原先軸向與橫向支撐的改變，使得結構物進而可能導致破壞，如圖 2.2 所示。

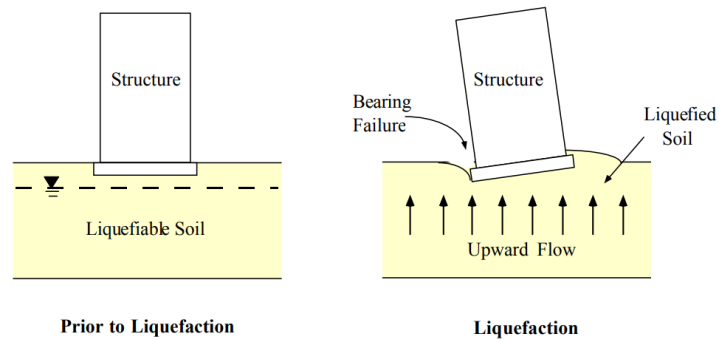


圖 2.2. 結構物傾斜示意圖 (Youd et al., [3] 1984)

- 管線上浮：由於震動過程孔隙水壓的增高，造成土壤顆粒的排列擾亂，然而增高的孔隙水壓形成向上推的應力，使得管線上浮現象。此外，當地震結束孔隙水壓消散時，地表則會緻密化造成沉陷，而原先在地震過程中的管線則會造成地表隆起，在旁邊的土壤則會沉陷，如圖 2.3 所示。

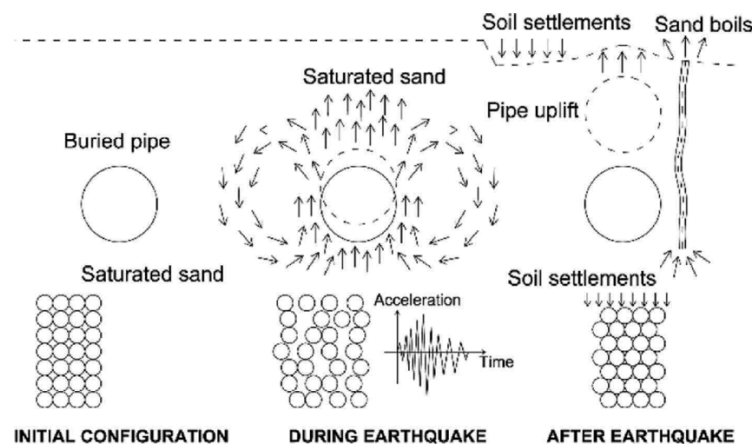


圖 2.3. 循環加載過程中管線上浮示意圖 (Castiglia et al., [9] 2019)

- 噴砂：由於土壤在震動過程中，會產生孔隙水壓增高的狀況，一般現地土壤不會都是均質性的土壤，其中會參雜不透水性的土層，造成無管道可以宣泄，因此水壓力會由弱面或裂縫宣泄。由於孔隙水壓力過高，造成水與砂土往上噴發，使得衝破弱面形成圓錐體，此現象為噴砂，如圖 2.4 所示。

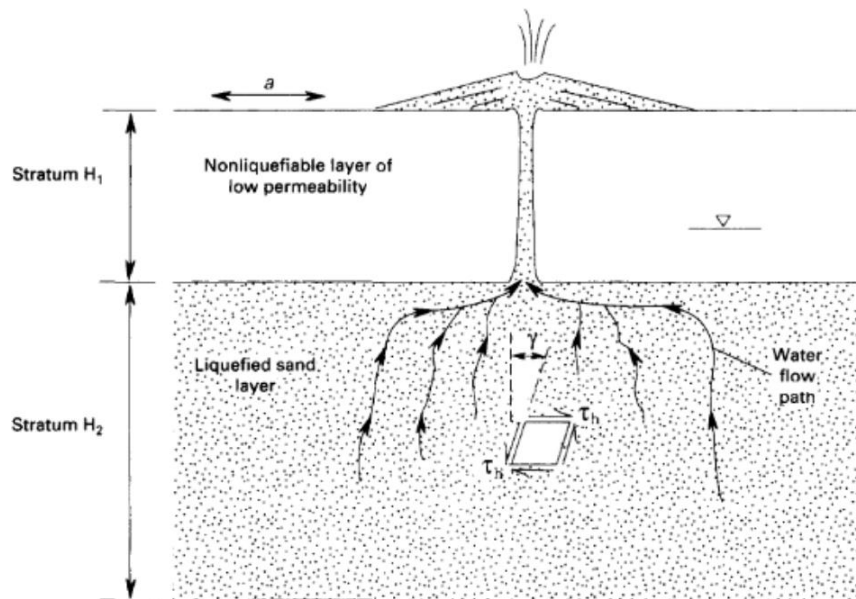


圖 2.4. 噴砂示意圖 (Obermeier et al., [2] 1996)

- 側潰：在發生地震期間，震動會造成土壤強度降低，當液化土層強度小於抵抗在上層的非液化土壤的側向力所需時，會產生位移，此現象往往發生在坡度小於 3 度的緩坡，如圖 2.5 所示。

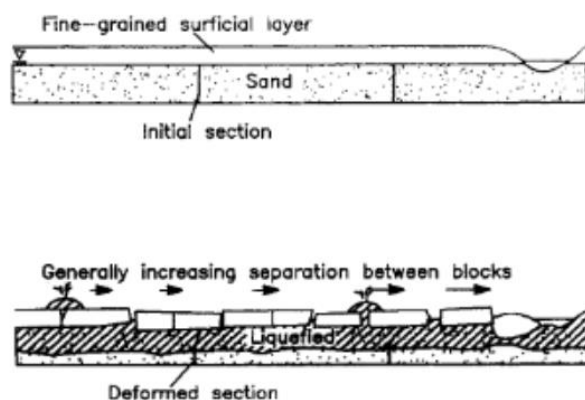


圖 2.5. 側潰示意圖 (Obermeier et al., [2] 1996)



2.2 土壤液化試驗

觀測土壤液化有許多相關試驗，例如單元實驗與模型試驗。單元試驗中常見的有動態三軸，循環直剪，共振柱和扭轉試驗等等，往往這些單元試驗都是用來檢測土壤強度與材料特性的試驗。模型試驗則相對單元試驗是尺度較大的試驗，在這些實驗中能架設感測器來收集試驗當下的資料，並且透過縮尺尺寸來觀測一些土壤物理現象，例如噴砂、管線上浮和邊坡滑動等等。

2.2.1 振動台試驗

振動台與離心機試驗具有模擬現地災害的潛力，例如邊坡滑動，土壤液化（噴砂與管線上浮等）和斷層錯動等等，這些災害能透過縮尺的方式進行試驗模擬，瞭解其土壤行為。在振動台與離心機這兩者的主要差別，前者往往只能模擬在 1-g 情況下的縮尺試驗，而離心機透過離心加速度的方式，增加 N 倍 g 值，來反映出更接近真實應力場的力學行為。

透過振動台試驗很好地描述液化引起的地下結構物的上浮機制 (Koseki et al., [4] 1997; Koseki et al., [5] 1998; Castiglia et al., [9] 2019; Chen et al., [11] 2020; Ecemis et al., [12] 2021)。Koseki et al., [4] (1997) 透過對相對較輕的地下結構物的振動臺試驗進行探討，如圖 2.6 所示。此研究發現隆起首先是由周圍底土的側向變形所引起的，隨後是由超額孔隙水壓運動這兩者為土壤隆起的主要原因，如圖 2.7 所示。

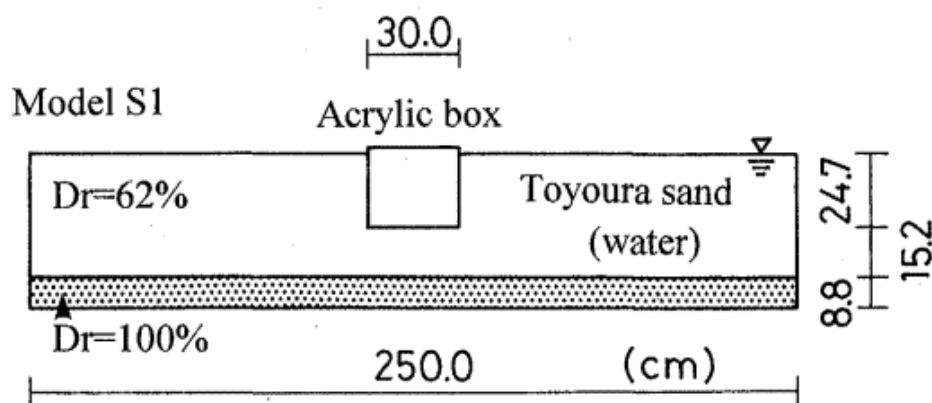


圖 2.6. 振動台橫截面示意圖 (Koseki et al., [4] 1997)

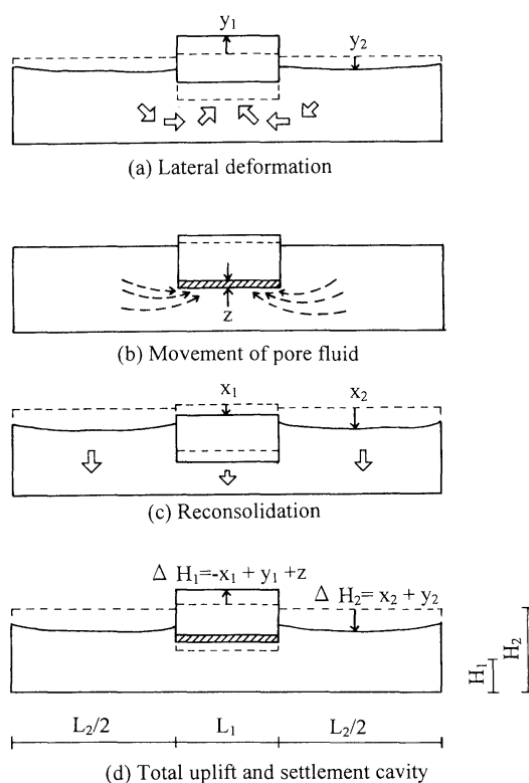


圖 2.7. 周邊土壤及地下結構受力示意圖 (Koseki et al., [4] 1997)

2.2.2 離心機試驗

透過離心機試驗很好地描述液化引起的地下結構物的上浮機制 (Tobita et al., [10] 2019; Bransby et al., [6] 2001; Kang et al., [7] 2013; Huang et al., [8] 2014)。

Tobita et al. [10] (2011) 透過離心機試驗探討人孔(manhole)土壤液化所引致的隆

起行為。此研究目的是探討隆起機制，獲得隆起所帶來的位移與影響隆起因素之間的關係。在這項試驗中考慮多種因素探討人孔隆起的條件，其因素有地下水位、輸入加速的大小、震動的持續時間、相對密度、人孔的體積以及人孔的單位重等等。研究結果表明，在隆起上升的幅度主要因素為地下水位的深度、震動強度和井底接觸條件相關。

Bransby et al. [6] (2001) 使用數值分析與離心機試驗結合的方法研究土壤對管上移的現象。此研究利用有限元 (SAGE-CRISP) 分析，研究了不同幾何形狀、土壤性質和邊界條件下的峰值阻力與調動這些力所需的位移，並且與離心機試驗結果比對。研究結果表明，峰值隆起荷載和土體位移取決於空隙形成過程中的土壤運動，而不是模型試驗中觀察到的破壞機制。此外，峰值隆起荷載所需的距離隨著埋設深度成正比關係。

Kang et al. [7] (2013) 透過離心機試驗模擬在 20g 重力場下的人孔 (manhole) 受到土壤液化相關隆起破壞，此研究提出了液化基礎隆起的減緩方法，透過試驗驗證其有效性。研究結果表明，高密度回填體中能使超額孔隙水壓的累積受到抑制，採用此方法能減緩人孔隆起的幅度。

Huang et al. [8] (2014) 透過離心機試驗，研究淺埋管線在液化過程中上浮 (抬升) 的行為，其離心機試驗與管線位置示意圖，如圖 2.8 與圖 2.9 所示。該研究指出，管線上浮的開始和結束與地震運動並沒有直接關係，上浮的高度取決於孔隙壓力的累積。此外，管線上浮運動是由多種力的綜合作用產生的，地震過程中超額孔隙壓力的產生會使得管線周圍土體呈現橢圓形的流動 (圖 2.3 所示)，進而改變上覆土壓力和管線下方的支撐力。隨著液化過程中剪切強度的降低，管線在土壤中失去平衡，進而導致管線隆起的現象。



圖 2.8. 離心機試驗示意圖 (Huang et al., [8] 2014)

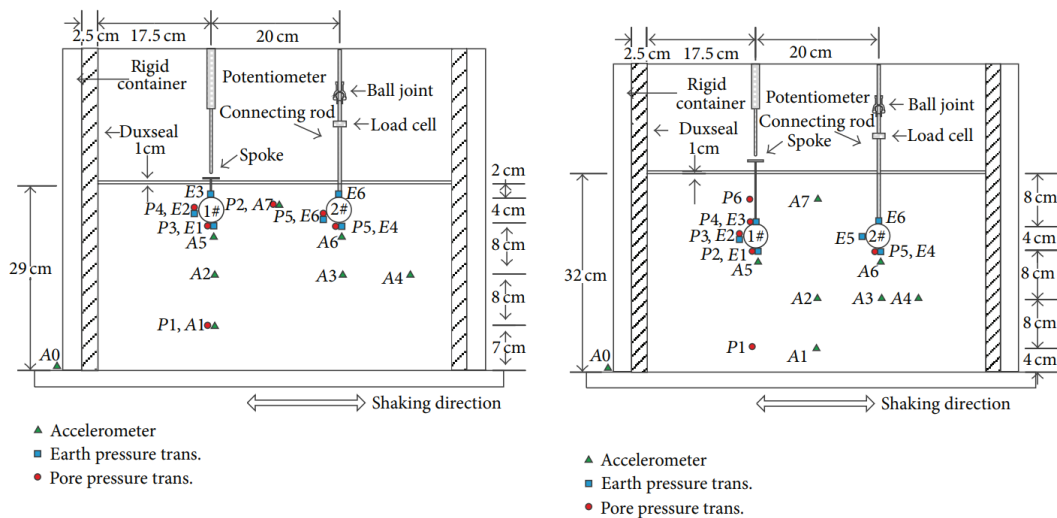


圖 2.9. 管線和感測器位置示意圖 (Huang et al., [8] 2014)

2.3 土壤液化數值模擬

數值模擬對於大地工程具有相當大的好處，可以透過數值分析的方式模擬單元、振動台和離心機試驗，這可以大大降低室內試驗所需的經濟以及時間成本。數值模擬結果的準確性取決於本身數值理論方法以及土壤組成律模式，因此需要大量的室內試驗來率定組成律模式之參數，才能達到與真實土壤相同的土壤行為，獲得更準確的分析。

由於土壤液化具有高度複雜的非線性行為，且液化過程常會導致結構物的損壞，因此土壤與結構之間的相互作用也非常重要。目前，土壤液化的數值分析方法主要包括有限差分法、邊界積分法、有限元素法、離散元素法和質點法等。其中，

本研究所使用的有限元素法具有許多優點為：1. 具有許多先進的土壤組成律模式；2. 可以設置多種幾何形狀與材料屬性的結構元素；3. 能夠設定多種不同的排水條件；4. 可以同時設定多種不同土壤性質的土層；5. 能夠將土壤和結構變形結果可視化。

2.3.1 組成律模式

近年來出現了許多的組成律模式，這些模式都被用來模擬土壤在各種情形下（地震、邊坡以及岩石）土壤的複雜行為，例如各向性硬化 (isotropic hardening)，動力硬化 (kinematic hardening) 以及各向性與動力硬化結合 (combined isotropic and kinematic hardening) 的組成律模式。在本小節中，將介紹模擬土壤循環特性的組成律模式。

2.3.1.1 邊界面塑性模式 (Bounding surface plasticity model)

Dafalias [17] (1986) 提出一邊界面塑性模式，其在邊界面內或邊界面上給定應力狀態，透過映射規則 (mapping rule) 將表面上相應的“圖像”應力點進行結合，使用實際應力點與圖像應力點之間的距離進行衡量，以“圖像”應力狀態下的邊界面塑性模量來指定實際應力狀態下的塑性模量。應力空間中的邊界面的定義以及邊界面包圍著加載面或在加載面某一點接觸且不能相交的定義，如下列所示分別為：

$$F(\bar{\sigma}', q_n) = 0 \quad (2.1)$$

$$f(\sigma', q_n) = 0 \quad (2.2)$$

其中，

$\bar{\sigma}'$	邊界面上的圖像點	[-]
σ'	判斷是在邊界面上或邊界面內的應力狀態	[-]
q_n	塑性內變量	[-]

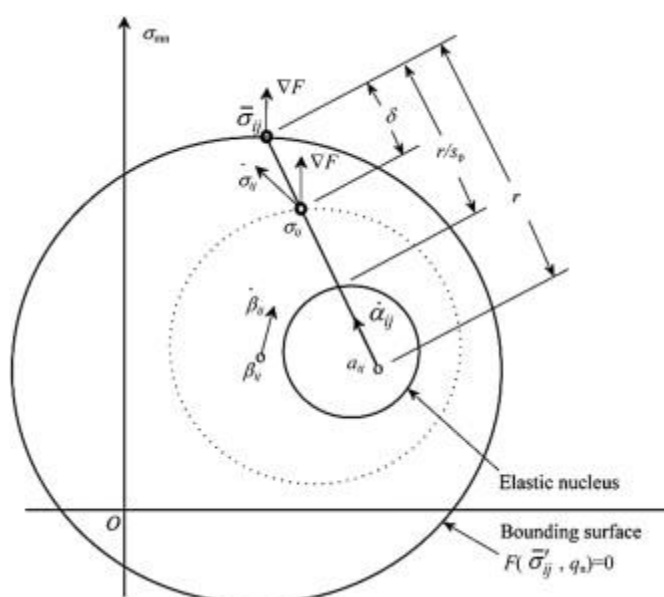


圖 2.10. 邊界面示意圖 (Nieto-Leal and Kaliakin, [18] 2014)

2.3.1.2 多面塑性模式 (Multi-Surface plasticity model)

Mróz [19] (1967) 提出多面塑性概念，其應力空間的概念是透過多個降伏面內採用嵌套空間 (nested subspace)。首先，假設最內層表面 (M) 為彈性應力-應變行為所發生的邊界，且應力點在加載過程中達到降伏面 M 時，透過 Mróz 平移規則在接近 $f(m+1)$ 與 M 降伏面中的應力點具有相同的法向，如圖 2.11 所示。因此，可以觀測出每個應力變化都是圓形，利用這些變化面的法向向量來預測塑性應變，透過這些降伏面來描述諧和流法則 (associated flow rule) 的現象。

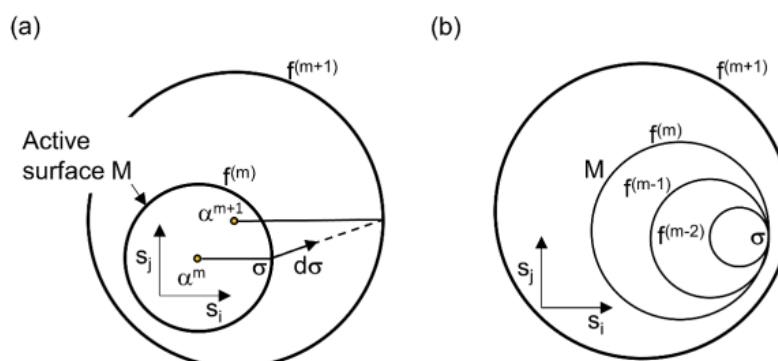


圖 2.11. 多曲面模型圖解： (a) Mróz 平移規則；(b) 多曲面流動規律 (after Mróz, [19] 1967)

2.3.1.3 廣義塑性 (Generalized plasticity)

Zienkiewicz and Mroz [20] (1984) 提出基於邊界面理論的廣義塑性模型概念，其中土壤的基本廣義模型需要透過多種材料參數進行描述。在黏性土的基本廣義塑性模型需要 14 至 16 個材料參數，在砂性土壤中單加載行為則考慮了 11 至 12 個材料參數，且若需考慮循環荷載行為則需要另外定義參數。材料組成律模式依材料的態性可分為彈性 (Elastic)、廣義塑性面 (Plasticity generalized)、切向模數矩陣 (Tangent modulus matrix)、經典塑性邊界模型 (Classical plasticity-bounding model) 和粘塑性吸熱模型 (Viscoplasticity and endochronic models) 等。對於任何材料的加解壓狀態，若使用應力增量控制，為給定一應力增量下與降伏面上該應力點的法向量 ($\mathbf{n}$) 之乘積，分為三類：加載 (loading)、卸載 (unloading) 與中立負荷 (neutral loading)，如式 2.3 所示。應力應變增量的關係，形成式 2.4。式 2.4 中， C^L 與 C^U 的形式為式 2.5，其 $\mathbf{n}_{gL}$ 為塑性流動方向， $H_{L/U}$ 為塑性模量，下標 L 和 U 分別代表加載與卸載。本文舉例適用於廣義塑性理論的框架。

$$\begin{aligned} d\sigma: \mathbf{n} &> 0 \text{ (loading)} \\ d\sigma: \mathbf{n} &< 0 \text{ (unloading)} \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$d\sigma: \mathbf{n} = 0 \text{ (neutral loading)}$$

$$\begin{aligned} d\epsilon &= C^L: d\sigma \text{ (loading)} \\ d\epsilon &= C^U: d\sigma \text{ (unloading)} \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\begin{aligned} C^L &= C^e + \frac{1}{H_L} \mathbf{n}_{gL} \otimes \mathbf{n} \\ C^U &= C^e + \frac{1}{H_U} \mathbf{n}_{gL} \otimes \mathbf{n} \end{aligned} \quad (2.5)$$

2.3.2 循環荷載組成律在數值模擬土壤液化的應用

Vlizadeh and Ecemis [21] (2022) 進行一項振動台試驗，使用砂粒橡膠混合材料 (Sand-granulated rubber mixture, SGR) 進行數值分析結果的對比驗證。作者使用有限差分法軟體 FLAC 2D，並與試驗測量結果進行對比。所採用的 UBCSAND 組成

律模式的數值模擬能夠有效地準確預測預埋管線液化所帶來的隆起和破壞，如圖 2.12 至圖 2.14 所示。此外，作者通過對 SGR 材料作為填充物時的管徑、管深和加速度值進行參數化研究，分析它們對管線上浮、隆起和液化潛勢的影響。透過大量的管徑、管深和加速度值分析，作者提出一個迴歸公式，可用於估算地下管線液化隆起，如下所示：

$$Uplift (mm) = 15.5t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0.95} \left(\frac{D}{H} \right)^2 - 4.4t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1.9} \left(\frac{D}{H} \right) + 3.2t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1.3} \quad (2.6)$$

其中，

t	震動持續時間 (Shaking duration)	[s]
a_{max}	最大加速度 (Maximum acceleration)	[g]
D	管線直徑 (Pipe diameter)	[cm]
H	管線深度 (Pipe burial depth)	[cm]

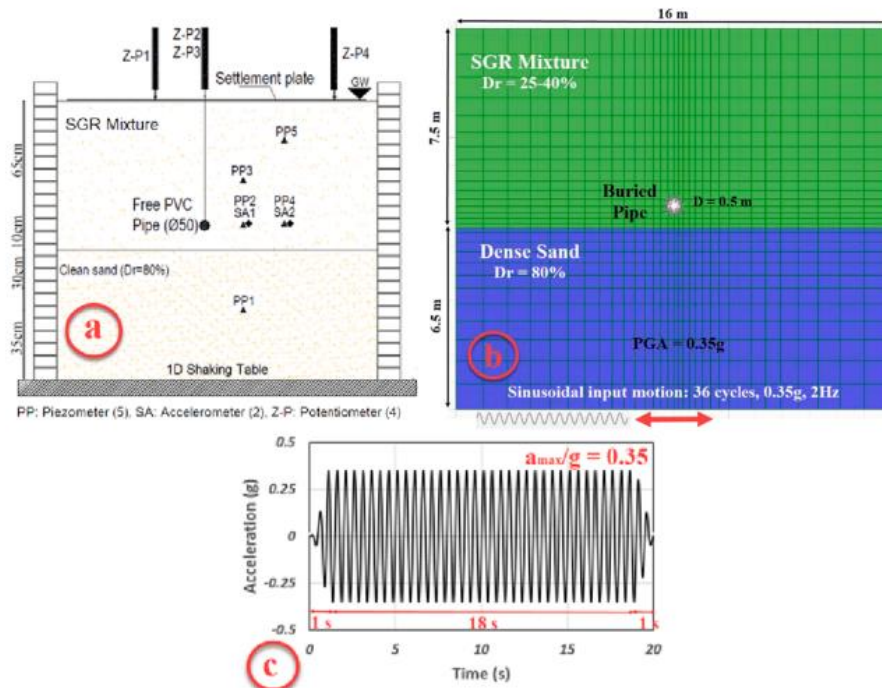


圖 2.12. a) 振動台試驗管線與感測器位置側面圖，b) FLAC 2D 模型示意圖，c)

加速度歷時圖 (Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022)

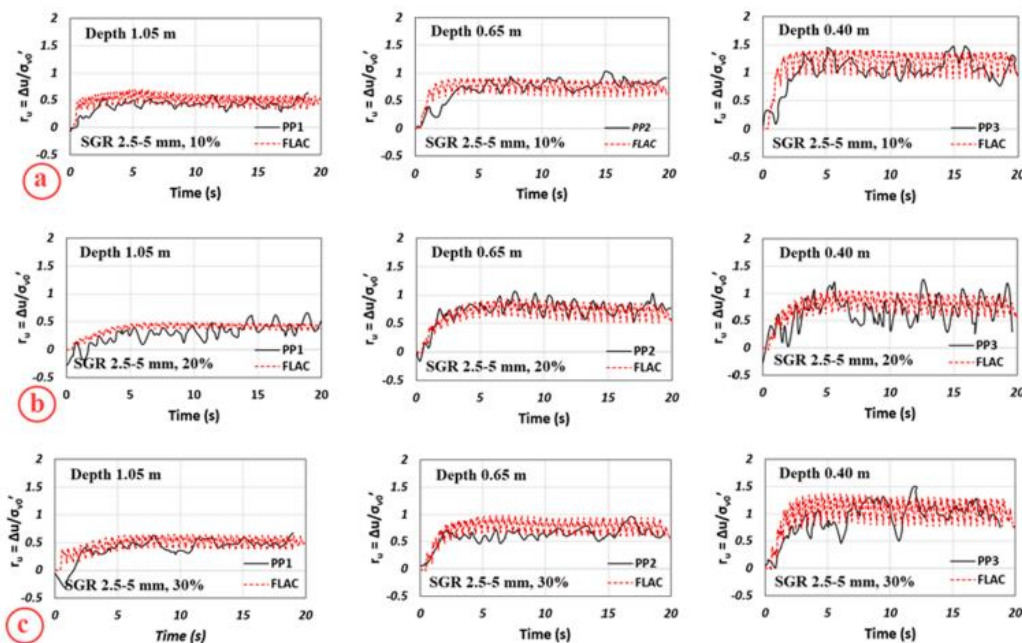


圖 2.13. 實驗與數值結果 R_u 比較：a) GR=10%, b) GR=20%, c) GR=30%

(Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022)

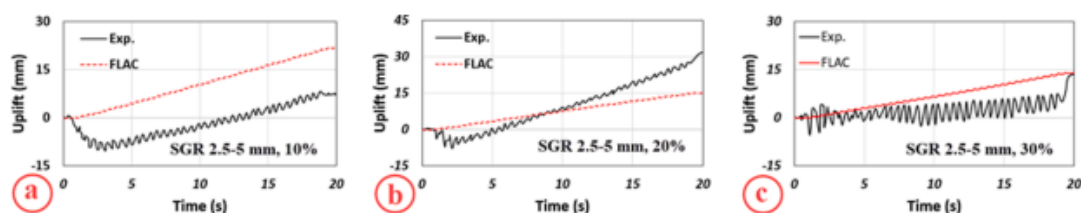


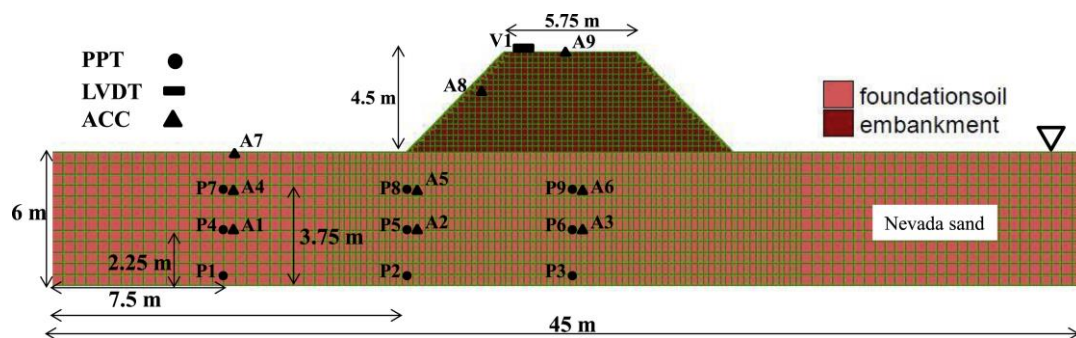
圖 2.14. 實驗與數值結果管線上浮比較：a) GR=10%, b) GR=20%, c) GR=30%

(Vlizabeth and Ecemis, [21] 2022)

Dinesh et al., [22] (2022) 使用 FLAC 2D 和 PM4Sand 組成律模式，對路堤基礎進行地震變形分析，模擬鬆砂土壤對路堤基礎的地震行為，如圖 2.15 所示。PM4Sand 模式土壤參數則是透過使用 Nevada 120 砂土的循環直剪試驗進行參數率定 (圖 2.16)，並且輸入三次震動加速度歷時 (圖 2.17) 與 Adalier et al., [23] (1998) 的離心機試驗結果進行對比。此實驗透過兩種類型參數率定進行模擬，分別為 Class-C 和 Class-C1，如表 2.1 所示。經過數值模擬結果對比發現，地層與實際量測結果基本一致，但是發現在中心基區域孔隙水壓有預測過高的趨勢，如圖 2.19

所示。此研究也透過對增加砂柱 (Dense sand column)、路堤邊坡礫石 (Gravel berm) 和豎立板狀三種不同的液化緩解措施進行模擬，並且也與試驗進行比較，詳見可至 Dinesh et al., [22] (2022)。

表 2.1. Class-C 與 Class-C1 預測模型參數 (Dinesh et al., [22] 2022)



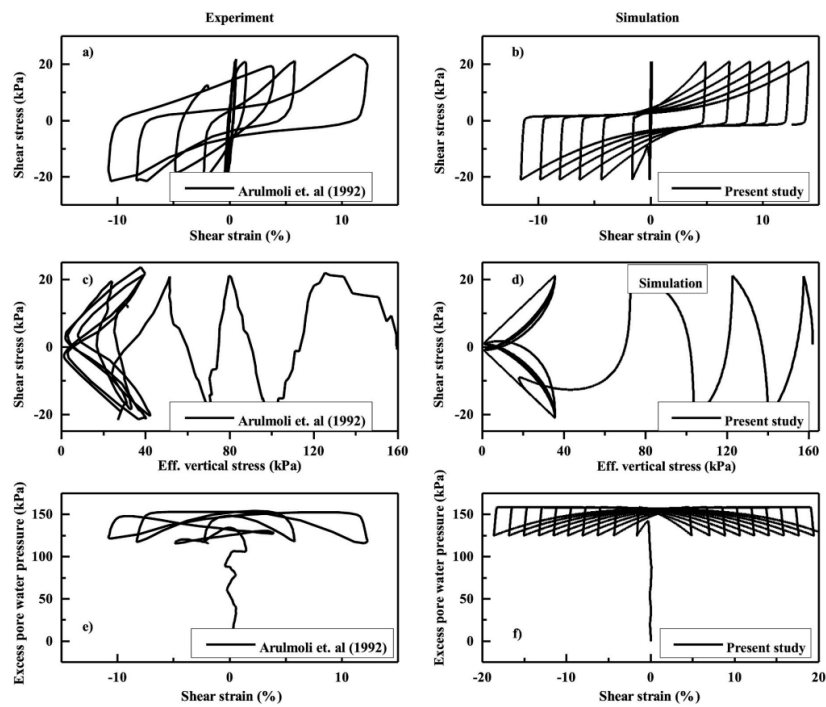


圖 2.16. 循環直剪試驗結果與 PM4Sand 模型循環直剪試驗結果對比。(Dinesh et al., [22] 2022)

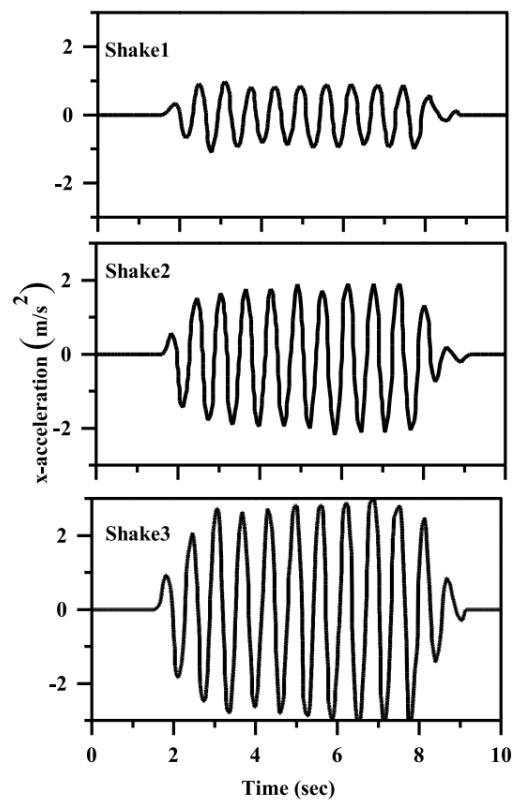


圖 2.17. 加速度歷時圖 (Dinesh et al., [22] 2022)

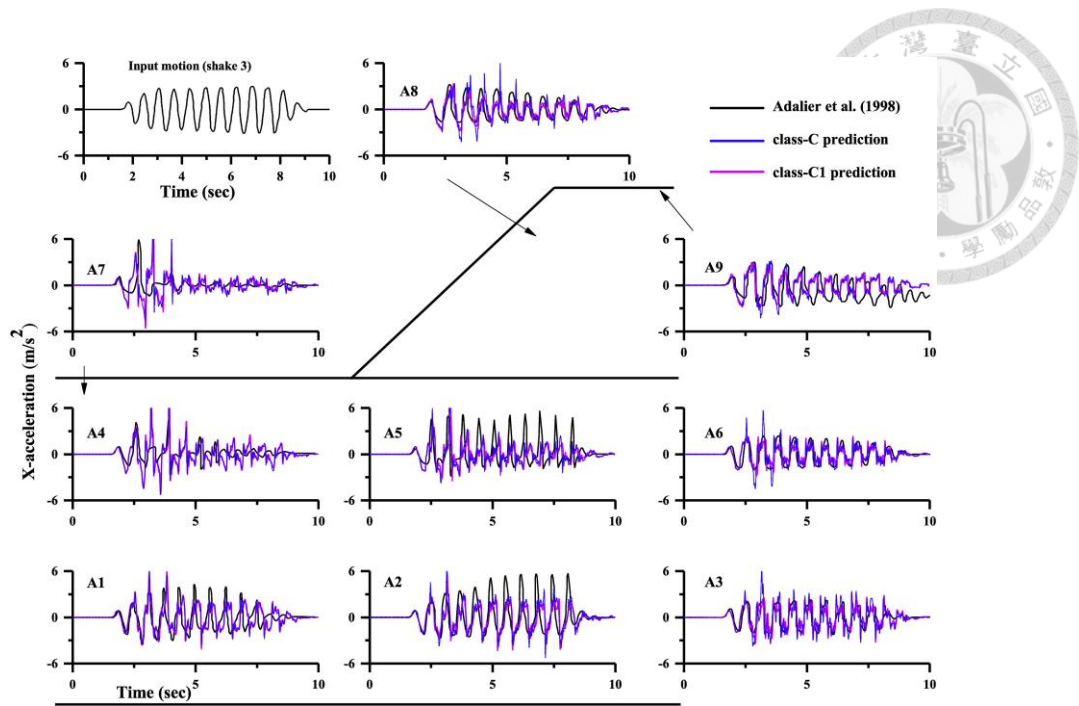


圖 2.18. 加速度歷時圖比對 (Dinesh et al., [22] 2022)

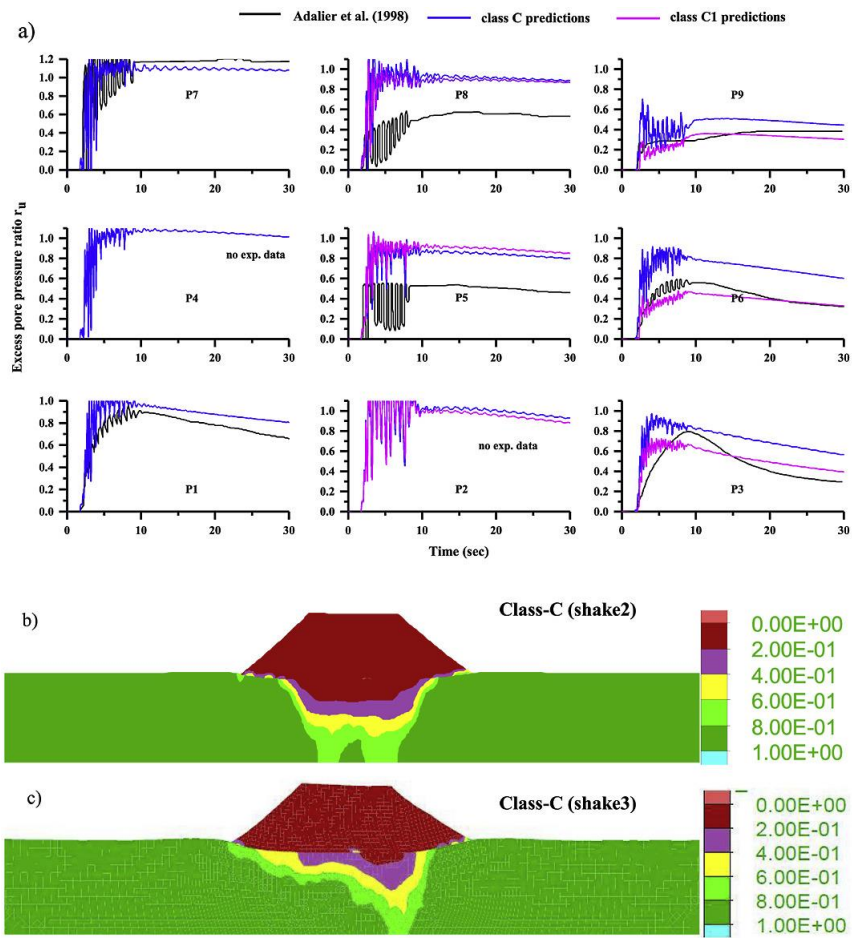


圖 2.19. a) 孔隙水壓歷時；b) Class-C (shake 2) 模型水壓示意圖；c) Class-C (shake 3) 水壓示意圖 (Dinesh et al., [22] 2022)

Ziotopoulou [25] (2018) 對 LEAP (Liquefaction Experiments and Analysis Projects) 離心機試驗進行數值模擬，以驗證數值建模方法，以瞭解模擬和預測自由場域反應的能力，如圖 2.20 所示。此研究使用 FLAC 2D 和 PM4Sand 組成律模式進行數值模擬，其透過兩種方式對於土壤參數進行率定，分別為現有的試驗數據和過往文獻的建議，如表 2.2 與圖 2.21 所示。作者表示其模擬結果能夠合理地捕捉土壤液化觀測值與機制 (圖 2.23 所示)，也說明 FLAC 和 PM4Sand 所採用的方法整體能預測斜坡地面液化的潛能。

表 2.2. PM4Sand 組成律模式兩種強度情況下的參數 (Ziotopoulou, [25] 2018)

		<i>Case A</i>	<i>Case B</i>
		(Calibration to LEAP lab data)	(Calibration to average literature CRR)
D_{R0}	Apparent relative density	65%	65%
G_0	Shear modulus coefficient	240	240
h_{p0}	Contraction rate parameter	0.05	0.2
e_{max}	Maximum void ratio	0.81	0.81
e_{min}	Minimum void ratio	0.4915	0.4915
<i>PostShake</i>	Flag used for post-shaking portion of a simulation to improve modeling of post-liquefaction reconsolidation strains.	0 during shaking 1 after shaking	

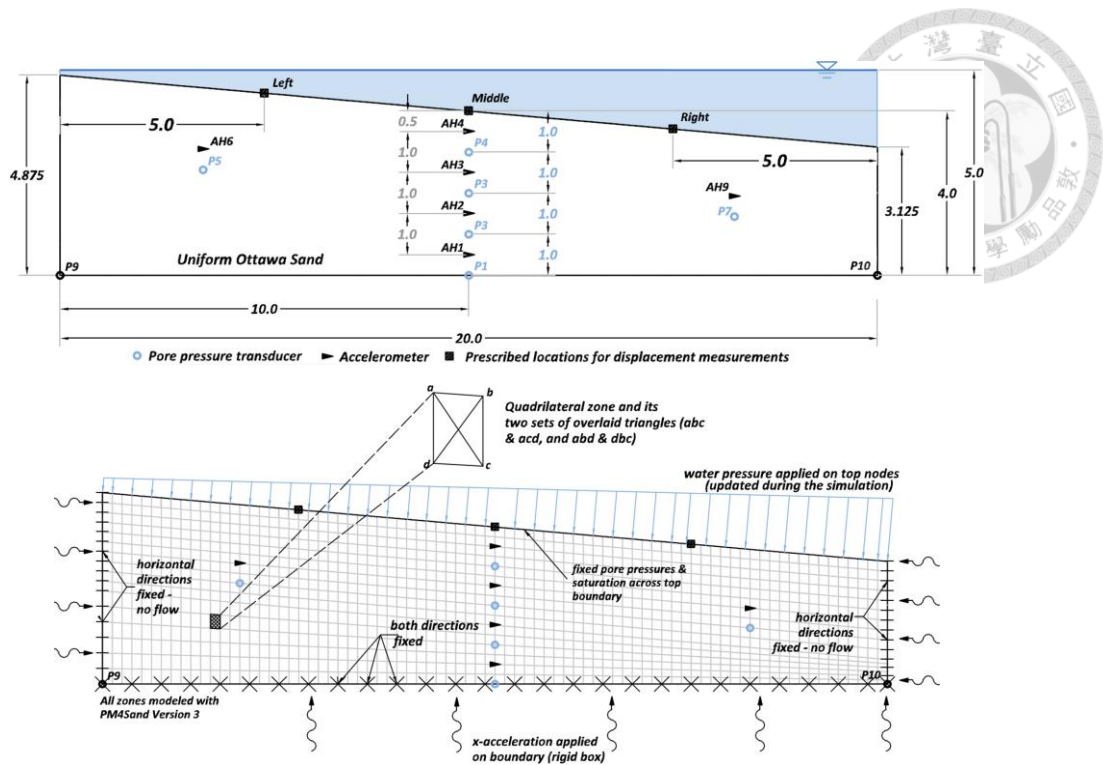


圖 2.20. a) 離心機試驗感測器示意圖；b) 數值模擬邊界條件示意圖

(Ziotopoulou, [25] 2018)

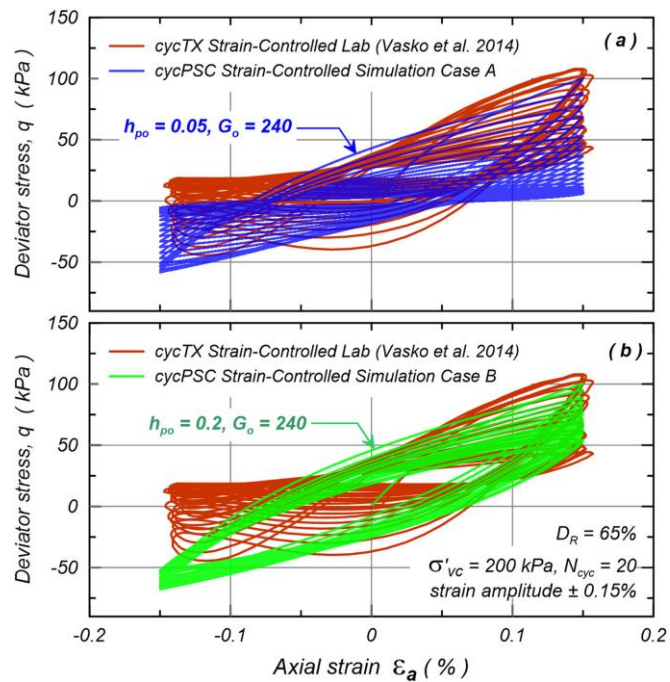


圖 2.21. PM4Sand 不排水應變控制 PSC 模擬結果與渥太華 F65 Sand ($D_R = 65\%$, $\sigma'_{vc} = 200$ kPa) 循環三軸應變控制實驗室內數據的 20 次首循環加載對比：(a) Case A 率定參數，(b) Case B 率定參數。(Ziotopoulou, [25] 2018)

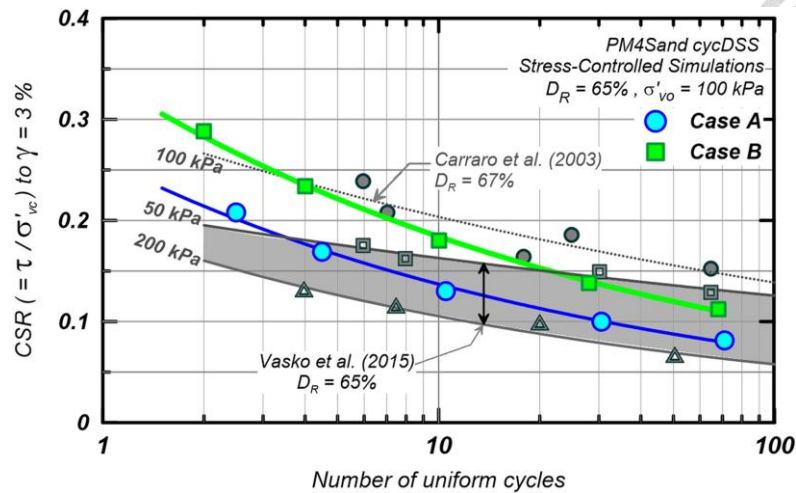


圖 2.22. Case A 和 Case B 的 PM4Sand 不排水循環直剪試驗模擬 ($D_R = 65\%$, $\sigma'_{vc} = 100$ kPa) , 在恆定循環應力比 (CSR) 下達到 3% 單幅剪切應變所需模擬結果與 (Vasko, [24] 2015 and Carraro et al., [26] 2003) 轉換為 DSS 條件的實驗循環三軸數據比較 (Ziotopoulou, [25] 2018) 。

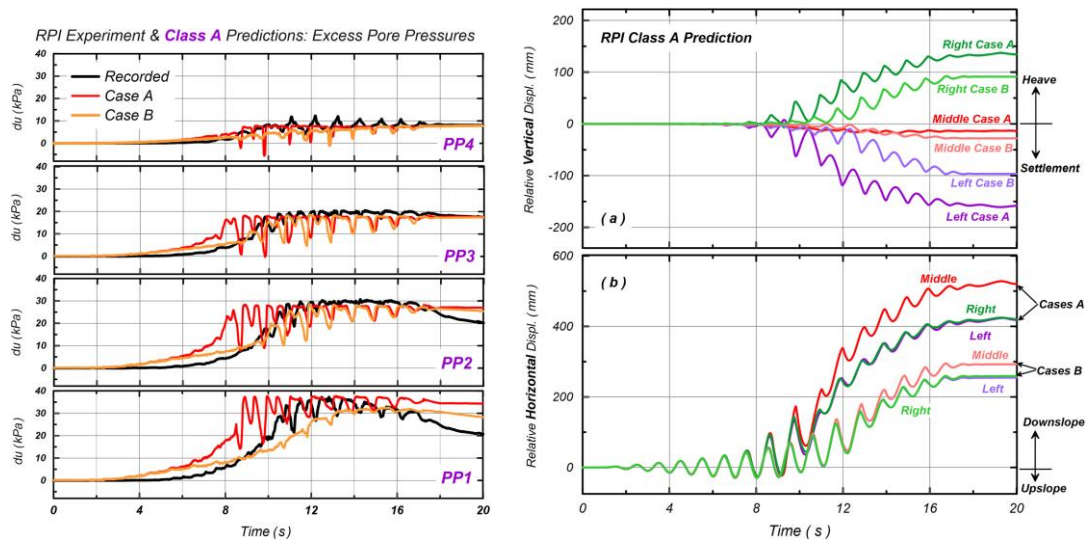


圖 2.23. a) Case A 和 Case B 與試驗水壓結果對比。b) Case A 和 Case B 水平位移和垂直位移對比。(Ziotopoulou, [25] 2018)

Demir and Özener [27] (2019) 使用有限元軟體 PLAXIS 2D 和 UBC3D-PLM 組成律模式進行在可液化土壤中高模數柱 (High modulus) 抗震性能的研究。此研究主要觀察高模數在地震作用下的剪切應力減小機制以及土壤與柱子之間的剪切



應變分佈，並且將其數值模擬結果與離心機試驗結果進行比對。此研究透過兩種單元試驗進行土壤參數的率定，分別是直剪試驗和循環直剪試驗，如表 2.3 及圖 2.24 所示。

由於在二維數值模型中建立群柱建模具有困難性，作者採用 Tan et al. [28] (2008) 提出將三維水泥土柱轉換為二維平面應變模型的柱-牆法，如圖 2.25 所示。該方法可分為 Method-1 和 Method-2 兩種方法，1) Method-1 為將柱壁寬度假設為三維模型中現有柱徑，其勁度和強度特性則是利用既有柱和土的等效勁度和強度來確定；2) Method-2 則是考慮二維和三維條件下的面積替代比相同，並且柱壁的性质與現有柱的性质相同，主要差別平面應變模型柱壁與三維中的柱徑不同，則平面應變模型中柱牆寬，如下式計算：

$$d_w = \frac{(d_c)^2 \pi}{4s} \tag{2.8}$$

其中，

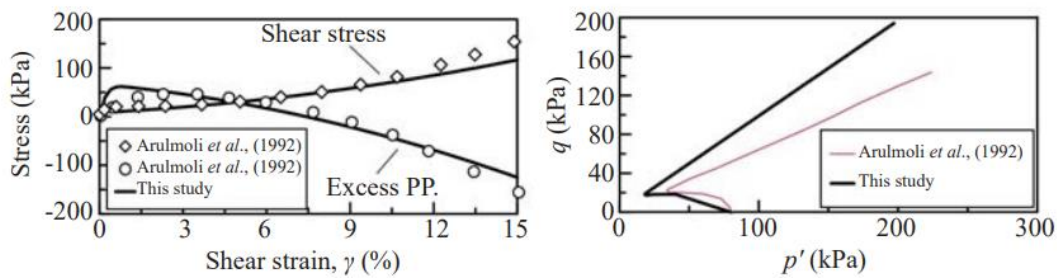
d_w	柱牆寬度 (Width of the column-wall)	[m]
d_c	柱徑 (Column diameter)	[m]
s	柱牆間隔 (Column spacing)	[m]

圖 2.26 為模型試驗與數值模擬結果孔隙水壓對比，其中在振動過程中，在未改良和改良土壤條件下，所激發的超額孔隙水壓結果非常接近。作者表示在 40s 後為水壓消散的行為，以當時有限元軟體中的 UBC3D-PLM 模型無法進行固結分析。透過數值分析結果，與未改善土壤的條件相比，柱的存在並沒有降低土壤中的地震剪切應力，土與柱之間的純剪切行為沒有像預期的發展，如圖 2.27 所示。

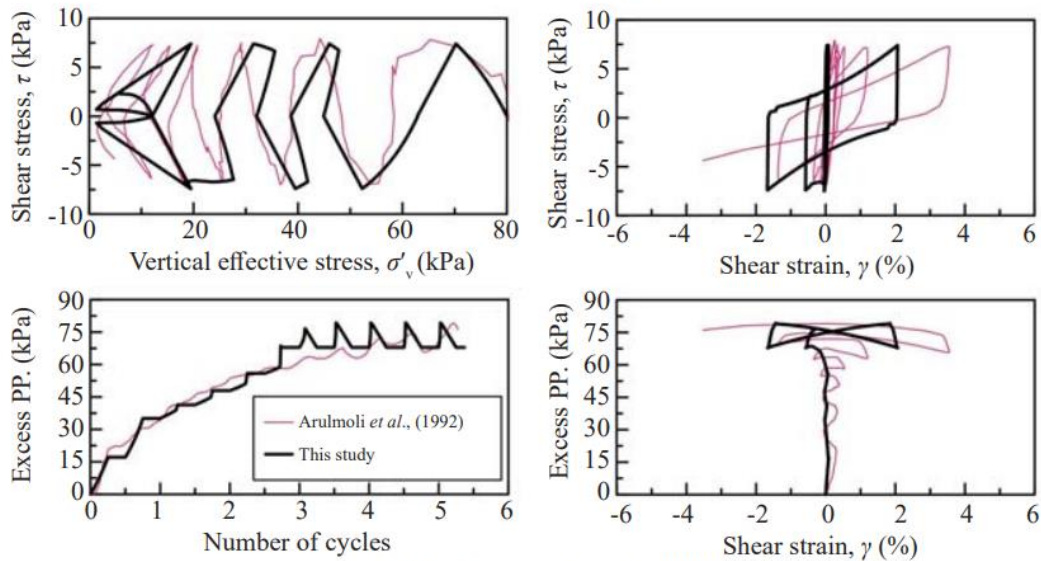
表 2.3. UBC3D-PLM 組成律參數 (Demir and Özener, [27] 2019)

	Description of parameters	Method or formulation	Reference	Nevada sand	Monterey sand	Monterey sand
D_R	Relative	-	Rayamajhi et	40	60	90

	Description of parameters	Method or formulation	Reference	Nevada sand	Monterey sand	Monterey sand
	Density (%)		al. (2015)			
$N_{1,60}$	Corrected SPT blow counts	$46 \times (D_R)^2$	Idriss and Boulanger (2008)	7.36	16.57	37.26
φ_{cv}	Constant volume friction angle (o)	CD triaxial or DSS	-	33	33	33
φ_p	Peak friction angle (o)	$\varphi_{cv} + N_{1,60}/5$	-	34.47	36.31	40.26
K_G^e	Elastic shear modulus number	$21.7 \times 20 \times (N_{1,60})^{0.333}$	Makra (2013)	843.6	1105.2	1447.8
K_B^e	Elastic bulk modulus number	$0.7 \times K_G^e$	Makra (2013)	590.5	773.63	1013.5
K_G^p	Plastic shear modulus number	Curve fitting	-	180	1050	3500
m_e	Elastic bulk modulus index	default	Makra (2013)	0.5	0.5	0.5
n_e	Elastic shear modulus index	default	Makra (2013)	0.5	0.5	0.5
n_p	Plastic shear modulus index	default	Makra (2013)	0.4	0.4	0.4
R_f	Failure ratio	$1.1 \times (N_{1,60})^{-0.15}$	Makra (2013)	0.815	0.722	0.639
P_a	Atmospheric pressure	Standard value	-	100	100	100
σ_t	Tension cut-off	default	-	0	0	0
fac_{harc}	Densification factor	Curve fitting	-	1.0	1.0	1.0
fac_{post}	Post liquefaction factor	Curve fitting	-	0.2	0.2	0.2



(a) DSS test results, $\sigma'_v = 80$ kPa



(b) CDSS test results, $\sigma'_v = 80$ kPa

圖 2.24. Nevada sand 單元實驗與數值結果比較：a) 直剪試驗；b) 循環直剪試驗

(Demir and Özener, [27] 2019)

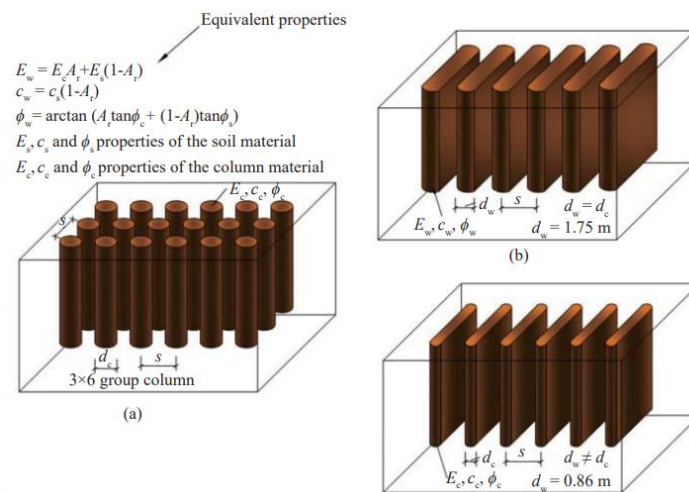


圖 2.25. 加勁土柱剖面：a) 三維模型幾何圖；b) Method-1 等效二維模型；c)

Method-2 等效二維模型 (Demir and Özener, 2019)^[27]

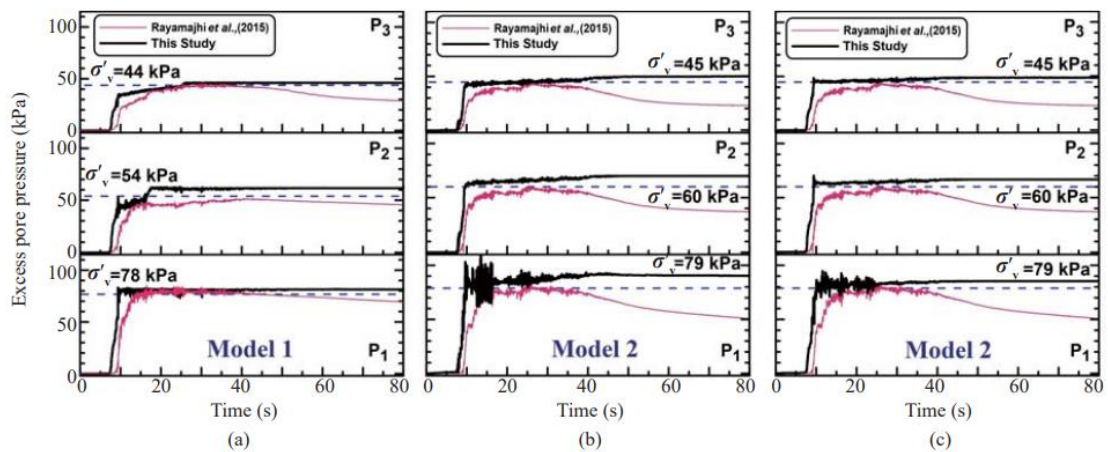


圖 2.26. 數值模擬與模型試驗孔隙水壓結果比較：a) 為改良土壤；b) Method-1 改良土壤；c) Method-2 改良土壤 (Demir and Özener, [27] 2019)

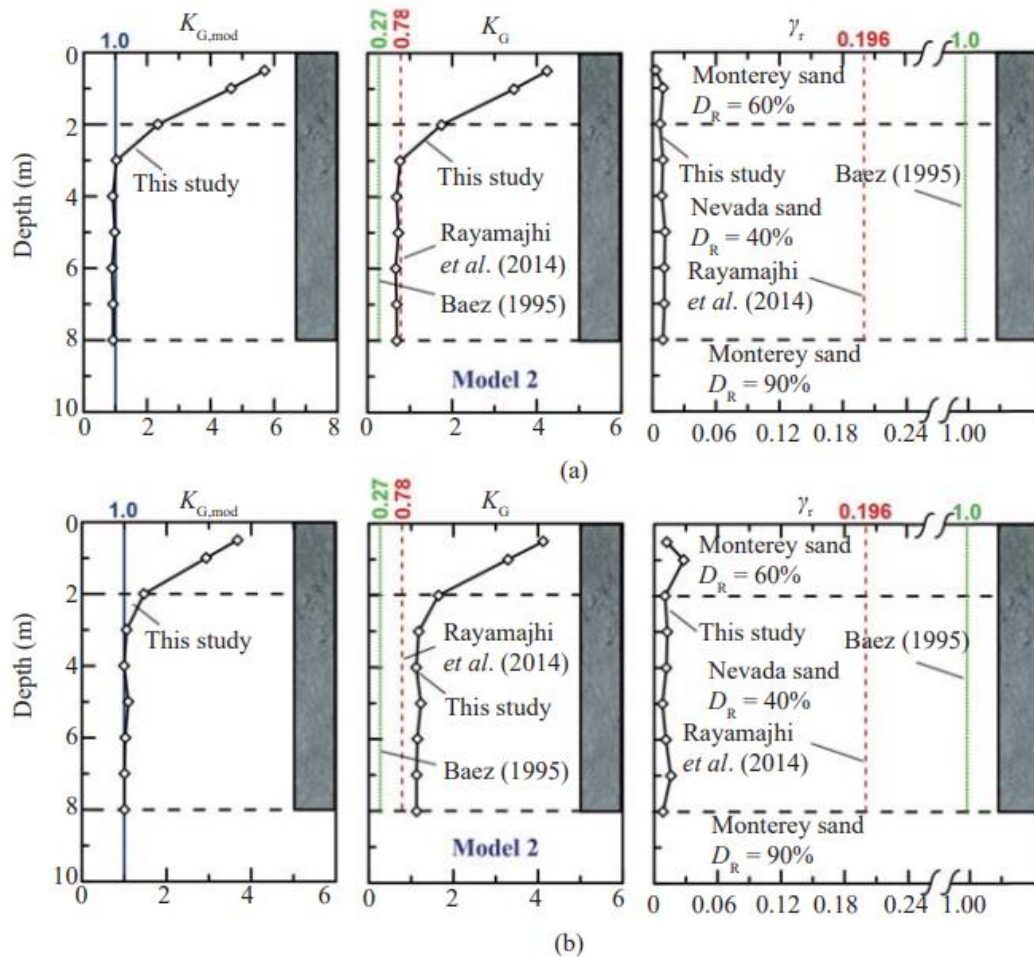


圖 2.27. 離心機試驗 $K_{G,mod}$, K_G 和 γ_r 結果比較：a) 為改良土壤；b) Method-1 改良土壤；c) Method-2 改良土壤 (Demir and Özener, [27] 2019)

第三章 研究方法



有限元素法軟體是一種計算機輔助工具，用於解決各種實務問題的數值模擬，例如機械、結構、流體力學與熱力學等問題。然而，在大地工程中土壤可以被視為一種非線性材料行為，尤其在地震荷載下使得土壤行為更為複雜，需要彈塑性的材料組成律來模擬非線性的問題。因此，數值分析軟體是處理複雜大地工程問題的好選擇，尤其是針對具有複雜性的組成律模式。在使用有限元素方法的主要優點包含：

- 能夠有效地解決複雜的問題：有限元素法軟體能逼真地模擬材料特性，分析在不同荷載以及不同排水（排水、不排水和部分排水）條件下的行為和反應，並且在分析過程中顯示土壤變形過程和結果。
- 準確性與精度：有限元軟體能夠透過調整網格數量提高準確和精度的結果，從而確保數值模擬的安全和可靠性。
- 節省時間和成本：透過有限元素法軟體進行虛擬實驗模擬，可以減少進行現實實驗所需的時間和成本。

本研究模擬標的為范韻翎 [31] (2022) 與王昊擎 [32] (2023) 之振動台試驗結果，兩試驗所採用之砂土材料為 306 號石英矽砂 (No. 306 Silica sand)，為有效探討土壤受震時的行為，於有限元素法軟體 PLAXIS 2D 中選定兩種可考慮循環荷載作用下的組成律模式，PM4Sand 和 UBC3D-PLM，並同步蒐集一系列室內單元試驗（如：循環直剪試驗與靜態三軸試驗），供材料參數率定使用。此兩種不同循環荷載組成律模式之參數將基於循環直剪試驗結果進行率定，參數率定結果提供無埋設管線與有埋設管線數值模型使用，進一步探討土壤於受震時之行為。本研究參數率定與數值模擬，皆於有限元素法軟體 PLAXIS 2D 平台進行。



3.1 材料基本性質

循環直剪試驗 (Cyclic direct simple shear test, 簡稱 CDSS 試驗) 是土壤力學中常用的一種試驗方法, 主要是用於測試土壤在循環荷載下的剪切行為, 進而研究土壤的動態特性。該試驗通過對土壤樣本施加一定的剪切力, 並且在一定的循環次數下觀察土壤變形與破壞行為。試驗過程中土壤會經歷多次剪切, 其歷經循環加載與卸載的過程, 能夠模擬實際土壤受到複雜荷載作用下的變形和破壞行為。

PLAXIS 2D 軟體中有內建單元試驗程式 (Soil test) 給予用戶進行土壤參數率定測試。由於, 本研究所選擇之 PM4Sand 組成律模式在 PLAXIS 僅考慮二階應力矩陣, 無法透過 Soil test 平台進行模擬靜態三軸與動態三軸試驗的情況。因此, 本研究利用 Soil test 內建程序對循環直剪試驗 (CDSS 試驗) 作為參數率定之對象。本研究針對討論之砂土材料的參數率定之相關試驗結果, 於相關土壤文獻中發現 306 號石英砂與文獻中砂土的土壤性質行為相似, 此類砂土 (Ottawa sand) 在國外進行許多單元試驗測試並將結果公告在 LEAP (Liquefaction Experiments and Analysis Projects) 平台作為公開資源提供給各界使用。

范韻翎 [31] (2022) 的研究中對 306 號石英砂砂進行多組基本物性試驗, 試驗皆依照美國材料試驗協會 (ASTM) 的規範進行, 以下提供本研究砂土之基本物理性質: 比重為 2.65, 最大乾密度為 1.633 g/cm^3 , 土壤分類為 SP; 在土壤粒徑分析中, 獲得 $D_{60} = 0.195$ 、 $D_{50} = 0.18$ 、 $D_{30} = 0.175$ 、 $D_{10} = 0.1555$ 、 $C_u = 1.258$ 、 $C_c = 1.013$ 。

Hung et al. [33] (2018) 的研究為 LEAP 的一部分, 在這項計畫中進行兩次離心機模型試驗, 此研究在這項計劃中共做 5 組試驗。其中, 所做的三組離心機試驗使用的砂土為石英砂砂 (Fine quartz sand No. 306), 選用此砂土的原因為與 Ottawa F65 砂土土壤性質相似, 其比重 (G_s) 與土壤分類 (Unified Soil Classification System) 分為 2.65 和 SP, 粒徑分佈圖, 如圖 3.1 所示。由於缺乏 306 號石英砂砂 CDSS 試驗數據, 故則使用相似土壤性質 Ottawa F65 砂之 CDSS 試驗數據作為後續土壤參

數率定之依據。

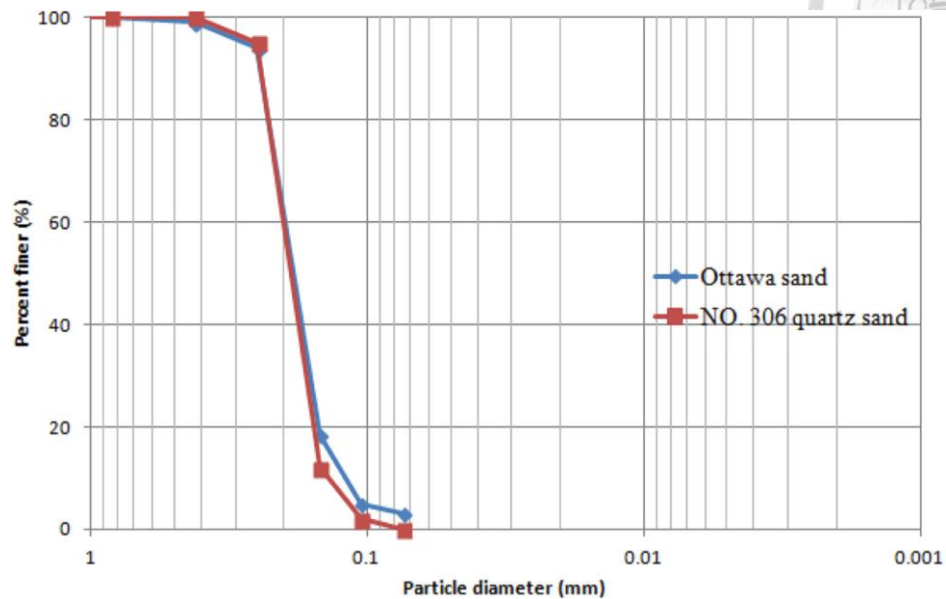


圖 3.1. Ottawa F65 和 No.306 石英砂土的粒徑大小分佈 (Hung et al., [33] 2018)

Morales et al. [34] (2021) 對 Ottawa F50 與 F65 砂土過往的無排水循環直剪試驗數據進行整理，其土壤特性包含比重 (Specific gravity, G_s)、最小孔隙比 (Minimum void ratio, $e_{\min}$)、最大孔隙比 (Maximum void ratio, $e_{\max}$)、資料出處與粒徑分佈，分別為如表 3.1 和圖 3.2 所示。此試驗是透過 UC Davis (University of California, Davis) 的 Soil interactions 實驗室之 GEOTAC 直剪試驗系統進行的，這系列試驗結果之原始數據公開於 DesigSafe 的資料庫中。

表 3.1. Ottawa F50 和 F65 砂土的土壤特性 (Morales et al., [34] 2021)

Materials	G_s	$e_{\min}$	$e_{\max}$	Sources
Ottawa F50	2.65	0.48	0.78	Kramer and Basu (2014)
Ottawa F65	2.65	0.48	0.72	Vasko (2015)

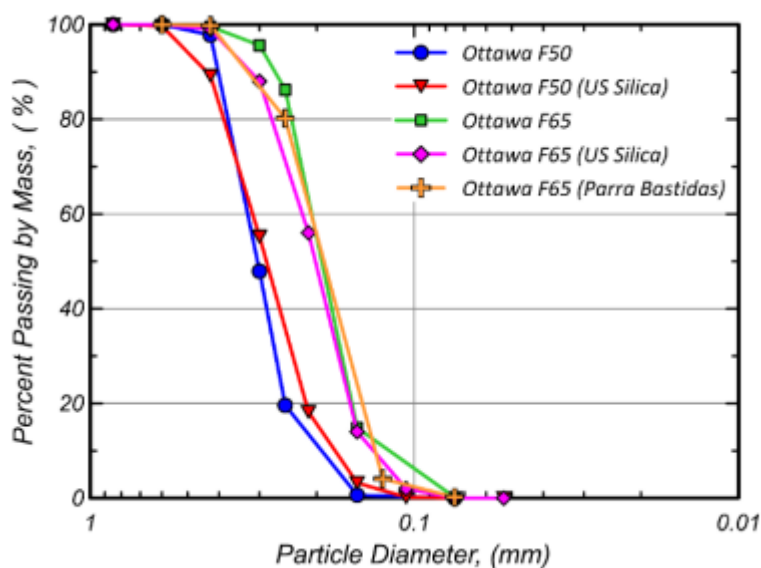


圖 3.2. Ottawa F50 和 F65 砂土的粒徑大小分佈 (Morales et al., [34] 2021)

該試驗在進行剪切過程前，試體經過 K_0 壓密，將初始垂直有效應力 (σ'_{v0}) 設定約為 98.5 kPa。在固定高度與水平地面的條件下，進行應力控制的循環直剪試驗，並且剪切變形速率為每小時 50%。此研究探討不同相對密度 (D_R) 和不同振幅的均勻應力比 (cyclic stress ratio, CSR) 下的土壤特性，每個試驗的主要特徵和結果總結在表 3.2 中。表 3.2 分別列出達到單幅應變 (single amplitude shear strain) 為 1% 和 3% 所需的循環次數，其中作者對相對密度 45% 和 59% 的單幅應變 (single amplitude shear strain, γ_{SA}) 為 3%，以及所需的加載循環次數 (N_{cyc}) 繪製抗液化曲線圖，如圖 3.3 所示。因此，本研究將對 Ottawa F65 砂在相對密度 45% 與 59% 的抗液化曲線圖作為後續參數率定之重點目標。

表 3.2. Ottawa F65 循環直剪試驗結果 (Morales et al., [34] 2021)

Material	Test name	ρ (kg/m ³)	D_R (%)	CSR	σ'_{v0} (kPa)	N_{cyc} for $\gamma_{SA}=1\%$	N_{cyc} for $\gamma_{SA}=3\%$
Ottawa F65	170711_DSS_BM1	1649.2	47.2	0.15	98.5	3.2	5.2
Ottawa F65	170717_DSSc_BM4	1644.2	45.1	0.10	102.5	24.7	27.7
Ottawa F65	170720_DSSc_BM6	1633.4	40.7	0.08	98.5	59.7	62.7
Ottawa F65	170727_DSSc_KZ8	1693.6	64.7	0.10	98.5	21.2	26.2
Ottawa F65	170728_DSSc_BM9	1669.9	55.4	0.15	98.7	3.2	5.2
Ottawa F65	170731_DSSc_BM11	1688.9	62.9	0.10	98.6	17.2	21.2
Ottawa F65	170802_DSSc_BM13	1673.7	57	0.17	98.6	1.7	4.2
Ottawa F65	170808_DSSc_BM16	1667.9	54.7	0.20	98.4	0.2	2.2
Ottawa F65	170809_DSSc_BM17	1675.4	57.6	0.125	98.5	9.2	13.3

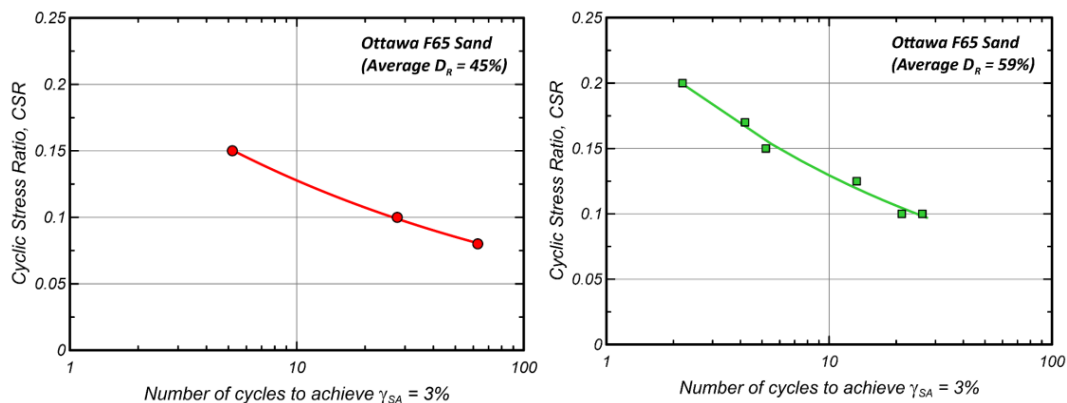


圖 3.3. a) $D_{R,average} = 45\%$ 抗液化曲線圖；b) $D_{R,average} = 59\%$ 抗液化曲線圖 (Morales et al., [34] 2021)

3.2 PLAXIS 2D 概述

PLAXIS 2D 是基於有限元素方法的土壤和岩石力學數值分析軟體。它能夠分析許多大地工程實務上的工程數值模擬，包括深開挖、鑽孔、水壩、隧道和地震分析等，以及土壤和岩石力學方面的問題。PLAXIS 2D 主要特點包括它可以選擇不同的材料特性、組成律模式、計算分析（例如動態、壓密以及塑性分析等）、多重邊界條件和荷載類型。

在大地工程實務分析中，PLAXIS 2D 能夠在不同的土層和材料特性下進行準確的分析。軟體也能針對不同的應用場景選擇不同的組成律模式，例如岩石邊坡、

水流分析以及地震分析等。此外，軟體也提供多種邊界條件以及荷載類型的選擇，讓使用者能夠依據不同情況下進行變更與設計。

PLAXIS 2D 提供自動生成網格的功能，並且可以依照使用者的需求調整網格數量以提高分析的精度。軟體還提供後處理功能，能夠將位移、應力和孔隙水壓進行可視化輸出，讓工程師更直觀地瞭解土壤行為的變化。PLAXIS 每年都會進行更新版本，以完善解決工程實務上所遇到的問題提高更準確的分析。本研究所使用的版本為 PLAXIS 2D V22.2。

3.3 土壤組成律模式

力學是一個重要的研究領域，其涉及到各種土壤材料在不同荷載條件下的變形和破壞行為。為更好地瞭解土壤的力學行為，許多土壤組成律模式被開發出來，這些模型能夠描述土壤的本質、行為和變形。土壤組成律模式多數基於力學試驗結果，透過數學理論公式來描述土壤的應力與應變增量之間的關聯性。

然而，這些模型通常不能涵蓋所有的土壤力學行為，並且在模擬某些土壤行為是可能會有局限性。因此，在選擇組成律模式時 (Beaty and Perlea, [35] 2011) 給予幾項建議：

- 組成律模式的制定應適當考慮預期的土壤行為關鍵特徵。這些可能包括剪切模數與應變之間的關係、應力相依性 (Stress-level dependency)、孔隙壓力的產生和應變軟化現象等。
- 具有強大的理論基礎。
- 能合理性地模擬單元或循環室內試驗中的應力-應變關係和孔隙壓力的產生，應提供數值模擬和試驗數據 (場址與試驗相關信息) 的直接比較。
- 在適當的情況下，模型應該合理地捕捉液化觸發和液化後行為的經驗關係所代表的行為。



- 在無法直接率定試驗數據的情況下，應選擇輸入參數，並且要具有合理性且公開性假設。
- 透過過往的案例分析來記錄模型能否成功使用。

為在有限元分析中模擬土壤受震的土壤行為，應當選擇具有考慮循環荷載的組成律模式，包括孔隙壓力的產生、液化和液化後現象，因此本研究選擇 PM4Sand 與 UBC3D-PLM 組成律，來探討無埋設地下管線與有埋設地下管線受震後的土壤液化行為及對地下結構體的影響。

PM4Sand 和 UBC3D-PLM 模型分別有 13 (表 3.3 所示) 和 15 (表 3.4 所示) 之參數數量 (包含主要和次要參數)。這些模型中具有物理意義的材料特性包括臨界摩擦角 (φ_{cv})、峰值摩擦角 (φ_p)、剪切模數 (G) 和彈性模數 (K)，其中臨界摩擦角 (φ_{cv}) 和泊松比 (ν) 對於這兩個模型分別設定為 33° 與 0.3。根據彈性模量之間的關係，可以透過以下公式決定 PM4Sand 的 G_0 和 UBC3D-PLM 之參數 k_B^e 與 k_G^e ：

$$K = \frac{E}{3(1-\nu)} \quad (3.1)$$

$$G = K \cdot \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (3.2)$$

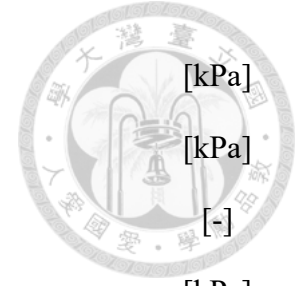
其中，

K	體積模數 (Bulk modulus)	[MPa]
E	楊氏模數 (Young's modulus)	[MPa]
G	剪切模數 (Shear modulus)	[MPa]
ν	泊松比 (Poisson's ratio)	[-]

Richart et al. [36] (1970) 提出彈性模數經驗方程式 (3.3) 和式 (3.4)，考慮孔隙比 (e) 和平均有效應力 (p')，剪力模數與體積模數，如下所示：

$$G_{es} = G_{es0} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p_{atm}} \quad (3.3)$$

$$K_{ev} = K_{ev0} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p_{atm}} \quad (3.4)$$



G_{es0}	剪切模數常數 (Bulk modulus constant)	[kPa]
K_{ev0}	體積模數常數 (Bulk modulus constant)	[kPa]
e	孔隙比 (Void ratio)	[-]
p'	平均有效應力 (Mean effective stress)	[kPa]
p_{atm}	大氣壓力 (Atmospheric pressure)	[kPa]

ElGhoraiby et al. [37] (2020) 對渥太華砂 Ottawa sand F65 進行單元和循環荷載重複性測試與過往研究進行對比，觀察循環荷載對土壤勁度在不同密度和圍壓條件下的影響。在此研究中，透過直接剪力試驗和 Bender element test 得到渥太華砂的剪切模數常數 (G_{es0}) 與剪力波速 (V_s)，分別為 193.3 和 159.2 m/s，以作為本研究組成律土壤參數之剪切模數。

Salgado et al. [38] (2000) 探討非塑性細粒料對砂土小應變勁度和抗剪力強度的影響。此研究對細粒料含量在 5-20% (重量比) 範圍內的渥太華砂試體進行一系列實驗室測試。此研究提出峰值摩擦角與臨界摩擦角 (33°) 在不同相對密度與破壞平均有效應力下所得到的線性經驗方程式，如下所示：

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + 3\{D_R[Q - \ln(p'_f)] - R\} \quad (3.5)$$

其中，

D_R	相對密度 (Relative density)	[-]
Q, R	曲線擬合參數 (Bulk modulus constant)	[-]
p'_f	破壞時的平均有效應力 (Mean effective stress at failure)	[kPa]
φ_{cv}	臨界摩擦角 (Critical state friction angle)	[°]

然而，本研究所使用的振動台室內試驗土壤試體為純砂。根據表 3.5 所示，參數 Q 和 R 在不含細粒料含量值為 9.0 與 0.49。因此，本研究針對 Salgado et al.[38] (2000) 中不含細粒料含量的 17 組三軸試驗進行圍壓 100 kPa 的線性迴歸，以獲得不同相對密度下的破壞平均有效應力關係的線性迴歸方程式，如圖 3.4 所示，詳細

試驗數據可參考 Salgado et al. [38] (2000)。

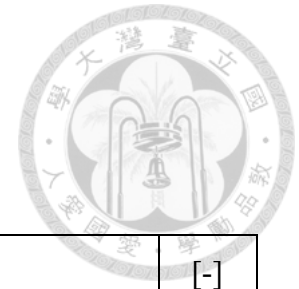


表 3.3. PM4Sand 參數表

D_R	相對密度 (Relative density)	[-]
G_0	剪切模數係數 (Shear modulus coefficient)	[-]
h_{p0}	收縮速率參數 (Contraction rate parameter)	[-]
p_A	大氣壓力 (Atmospheric pressure)	[kPa]
e_{max}	最大孔隙比 (Maximum void ratio)	[-]
e_{min}	最小孔隙比 (Minimum void ratio)	[-]
n^b	邊界面參數 (Bounding surface parameter)	[-]
n^d	膨脹面參數 (Dilatancy surface parameter)	[-]
φ_{cv}	臨界摩擦角 (Critical state friction angle)	[°]
ν	泊松比 (Poisson's ratio)	[-]
Q	臨界線參數 (Critical state line)	[-]
R	臨界線參數 (Critical state line)	[-]
PostShake	震動折減參數 (Post shake switch)	[-]

表 3.4. UBC3D-PLM 參數表

k_B^e	彈性體積模數因子 (Elastic bulk modulus factor)	[-]
k_G^e	彈性剪切模數因子 (Elastic shear modulus factor)	[-]
k_G^p	塑性剪切模數 (Plastic shear modulus factor)	[-]
me	彈性體積模數應力相依指數 (Rate of stress-dependency of elastic bulk modulus)	[-]
ne	彈性剪切模數應力相依指數 (Rate of stress-dependency of elastic shear modulus)	[-]

np	塑形剪切模數應力相依指數 (Rate of stress-dependency of plastic shear modulus)	[-]
p_{ref}	參考應力 (Reference pressure)	[kPa]
φ_{cv}	臨界摩擦角 (Constant volume friction angle)	[°]
φ_p	峰值摩擦角 (Peak friction angle)	[°]
c	凝聚力 (Cohesion)	[kPa]
σ_t	拉伸強度 (Tension cut-off and tensile strength)	[kPa]
R_f	破壞率 (Failure ratio)	[-]
$(N_1)_{60}$	修正標準貫入試驗值 (Corrected SPT value)	[-]
f_{dens}	緻密化因子 (Densification factor)	[-]
f_{Epost}	強度折減因子 (Post-liquefaction factor)	[-]

表 3.5. 純砂與不同細粒料含量的剪脹參數 Q 和 R (Salgado et al., [38] 2000)

Silt (%)	Best Fit			Trendline with $R = 0.5$		Number of tests
	Q	R	R-squared	Q	R-squared	
0	9.0	0.49	0.93	9.0	0.93	17
5	9.0	-0.50	0.98	11.0	0.92	13
10	8.3	-0.69	0.97	10.6	0.87	12
15($D_R > 38\%$)	11.4	1.29	0.97	10.3	0.96	10
15($D_R < 38\%$)	7.9	0.04	0.86	9.6	0.82	7
15($D_R > 59\%$)	10	0.85	0.95	9.5	0.95	3
15($D_R < 59\%$)	7.3	0.08	0.82	8.7	0.79	8

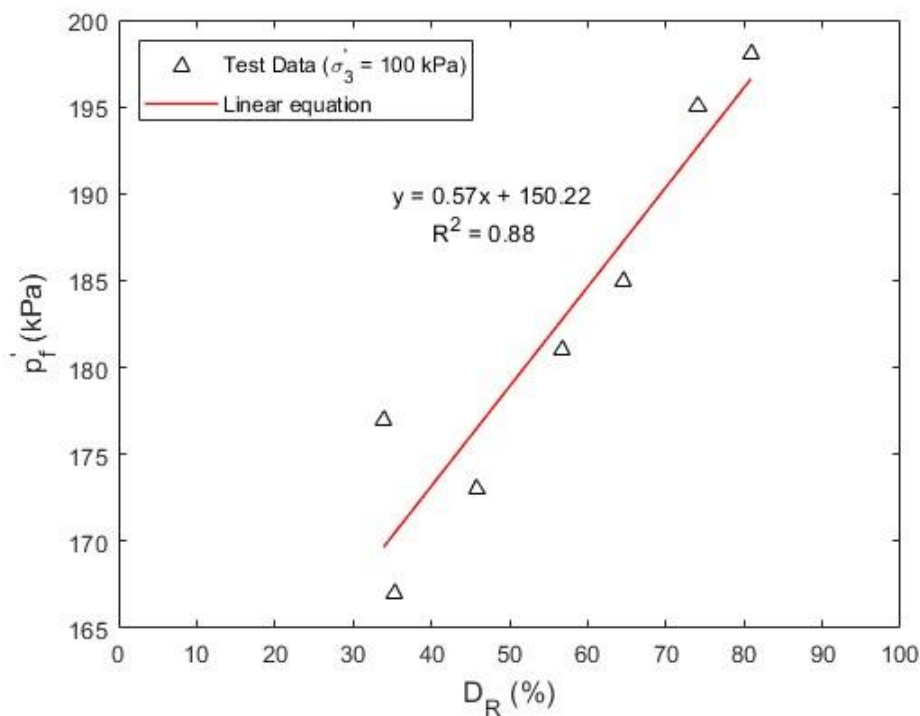


圖 3.4. 100 kPa 圍壓下不同相對密度與破壞平均有效應力關係

3.3.1 PM4Sand

Vilhar and Bringkgreve [39] (2018) 提出 PM4Sand 模型是可以成功地模擬砂土在動態荷載作用、孔隙壓力的變化、液化和液化後現象下的土壤行為。此模型是由 Boulanger and Ziotopoulou [40] (2017) 所開發的 PM4Sand model version 3.1 在 PLAXIS 2D 軟體中實現。它是根據 Dafalias and Manzari [41] (2004) 所提出的基於砂土的應力比控制 (stress-ratio controlled)、臨界狀態相容性 (critical state compatible) 和邊界面塑性模型的基本框架下所定義的模型。PM4Sand 模式之參數可分為兩大類，分別為主要參數與次要參數，簡列如下，其詳細描述和公式請參閱 Vilhar and Bringkgreve [39] (2018)。

■ 主要參數：

D_r	相對密度參數控制剪脹和應力應變反應特性
G_0	剪切模數係數控制彈性 (小應變) 變形特性



h_{p0}	此參數為收縮率調節組成律模式之收縮性
p_A	大氣壓可根據用戶進行調整設定

PM4Sand 模型的彈性反應由彈性剪切模數描述，如下所示：

$$G = G_0 p_A \sqrt{\frac{p'}{p_A}} \quad (3.6)$$

其中，

G_0	剪切模數係數 (Shear modulus coefficient)	[-]
p_A	大氣壓力 (Atmospheric pressure)	[kPa]
p'	平均有效應力 (Mean effective stress)	[kPa]

將式 (3.3) 與式 (3.6) 比較後，可得式 (3.7)。

$$G_0 = G_{es0} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad (3.7)$$

■ 次要參數：

$e_{\max}、e_{\min}$	最大、最小孔隙比影響體積變化反應特性
n^b	此參數為控制邊界面與臨界狀態面的相對位置
n^d	此參數為控制剪脹面從收縮到擴張的應力比值
φ_{cv}	摩擦角為控制臨界面狀態的位置
v	泊松比控制應力應變反應特性
$Q、R$	此參數為定義臨界狀態線

3.3.2 UBC3D-PLM

根據 PLAXIS [42] (2022) 介紹，UBC3D-PLM 模型是一種有效應力彈塑性模型，能夠模擬在地震荷載下模擬砂土和粉砂土的液化行為。它是由 Puebla et al. [45] (1997) 和 Beaty and Byrne [46] (1988) 所發展出來的 UBCSAND (University of British Columbia Sand) 基礎上加以改進的組成律模式。原始的 UBCSAND 是一個

二維模型，採用經典的塑性理論和基於 Duncan-Chang 模型的雙曲線硬化準則，其硬化準則為給定應力下的塑性剪切應變與激發摩擦角度相關性。它也包含一個二維的 Mohr-Coulomb 降服面和相應的非關聯塑性函數。UBC3D-PLM 模式之參數主要參數特性，簡列如下，其詳細描述和公式請參閱 PLAXIS [42] (2022)。

■ 主要參數：

k_B^{*e} 、 k_G^{*e} 、 m_e 、 n_e 、 n_p	土壤強度與勁度相關參數
k_G^{*p}	此參數為控制塑性應變特性
f_{dens}	土壤緻密化行為控制之參數
f_{Epost}	土壤液化土壤強度折減之參數
ϕ_{cv} 、 ϕ_p 、 c	依據 Mohr-Coulomb 破壞準則相關參數

UBC3D-PLM 模型的彈性反應由彈性剪切模數描述，如下所示：

$$K = k_B^{*e} p_{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{m_e} \quad (3.8)$$

$$G = k_G^{*e} p_{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{n_e} \quad (3.9)$$

其中，

k_B^{*e}	彈性體積模數因子 (Elastic bulk modulus factor)	[-]
k_G^{*e}	彈性剪切模數因子 (Elastic shear modulus factor)	[-]
m_e	彈性體積模數應力依賴指數 (Rate of stress-dependency of elastic bulk modulus)	[-]
n_e	彈性剪切模數應力依賴指數 (Rate of stress-dependency of elastic shear modulus)	[-]
p'	平均有效應力 (Mean effective stress)	[kPa]

p_{ref} | 參考應力 (Reference pressure)

[kPa]

將式 (3.4) 與式 (3.8) 比較和式 (3.3) 與式 (3.9) 比較後，可得式 (3.9) 和式 (3.10)。

$$k_B^{*e} = K_{ev0} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad (3.9)$$

$$k_G^{*e} = G_{es0} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad (3.10)$$

第四章 模型建立



本章節將介紹不同組成律模式之土壤參數率定與數值模型設定。本研究係利用 Python 直譯器來自動化控制參數敏感度測試的過程，在參數敏感度分析中，可瞭解各參數對於組成律模式的抗液化曲線之變化，並進行抗液化曲線擬合。在數值模型中分別對無埋設地下管線和有埋設地下管線進行邊界條件假設與說明。

4.1 參數設定

本研究使用的組成律模式為 PM4Sand 與 UBC3D-PLM，這些模型各有 13 和 15 個土壤參數，分別透過模擬不同相對密度下的 CDSS 試驗來擬合抗液化曲線以獲得材料參數。本研究選擇抗液化曲線作為曲線擬合的對象，原因是土壤液化評估通常以抗液化曲線作為評估的指標。因此，選擇抗液化曲線作為後續參數率定的目標，其抗液化趨勢線 (trend line) 表達式的形式為 $CSR = a \cdot N^{-b}$ 。本研究選擇進行 CDSS 試驗的參數擬合有兩個原因：首先，PM4Sand 是一個考慮地震情況下土壤受剪行為的二維組成律模式，在 PLAXIS 中無法模擬三維情況，因此無法使用動態三軸試驗；其次，PLAXIS 建議優先選擇 CDSS 試驗進行模型參數擬合。

4.1.1 參數敏感度分析

這兩種組成律模式包含許多會影響土壤降伏的控制參數，因此在進行參數擬合之前，需要進行敏感度分析，以協助使用者熟悉組成律的運作方式。表 4.1 和表 4.2 分別顯示 PM4Sand 與 UBC3D-PLM 模型敏感度測試的初始參數，透過模擬不排水 CDSS 試驗，並觀察在 CSR 為 0.18、0.15 和 0.10 下不同參數變化時，對應抗液化強度曲線圖。PM4Sand 模式參數敏感度分析如圖 4.1 至圖 4.6 所示，而 UBC3D-PLM 模式參數敏感度分析如圖 4.7 至圖 4.15。

■ PM4Sand

表 4.1. PM4Sand 敏感度測試初始參數表

D_r	G_0	h_{p0}	p_A	$e_{\max}$	$e_{\min}$	n_b	n_d	ϕ_{cv}	ν	Q	R	PostShake
[%]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
45	566	0.2	100	0.72	0.48	0.5	0.1	33	0.3	10	1.5	0

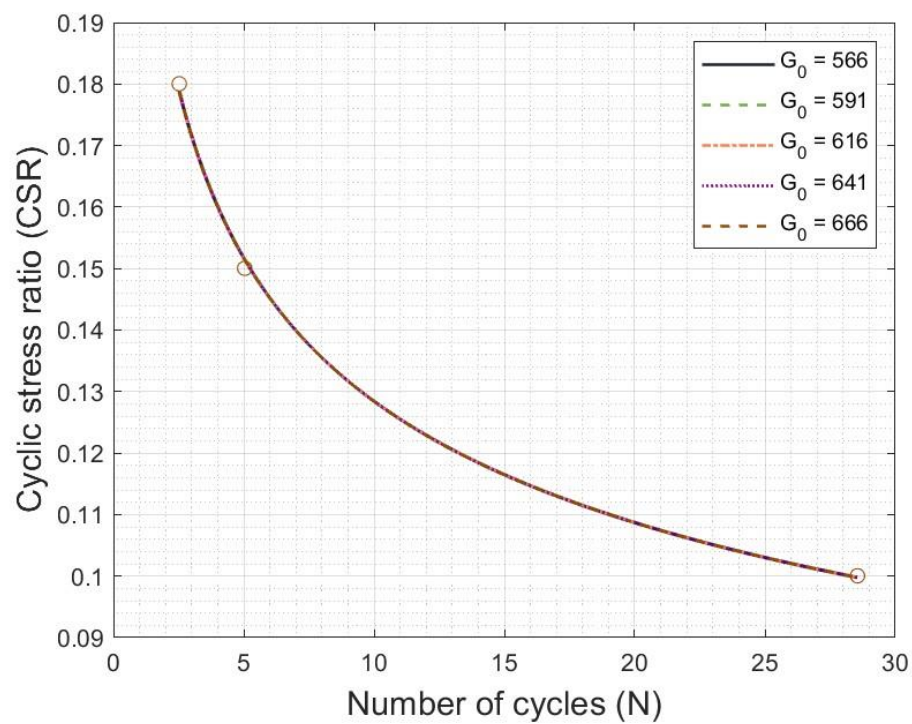


圖 4.1. G_0 敏感度測試抗液化曲線圖

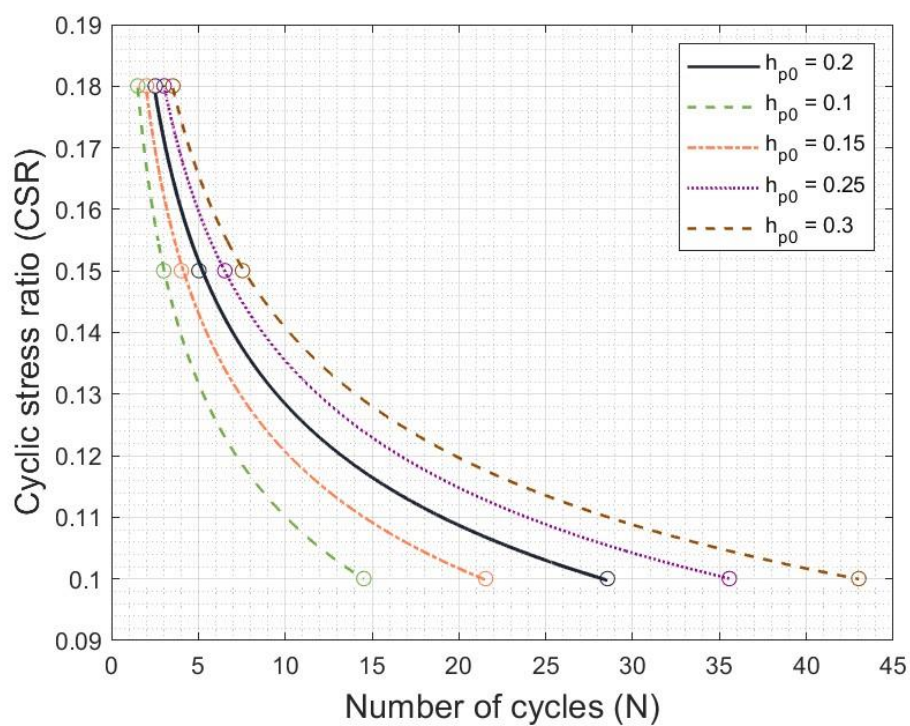


圖 4.2. h_{p0} 敏感度測試抗液化曲線圖

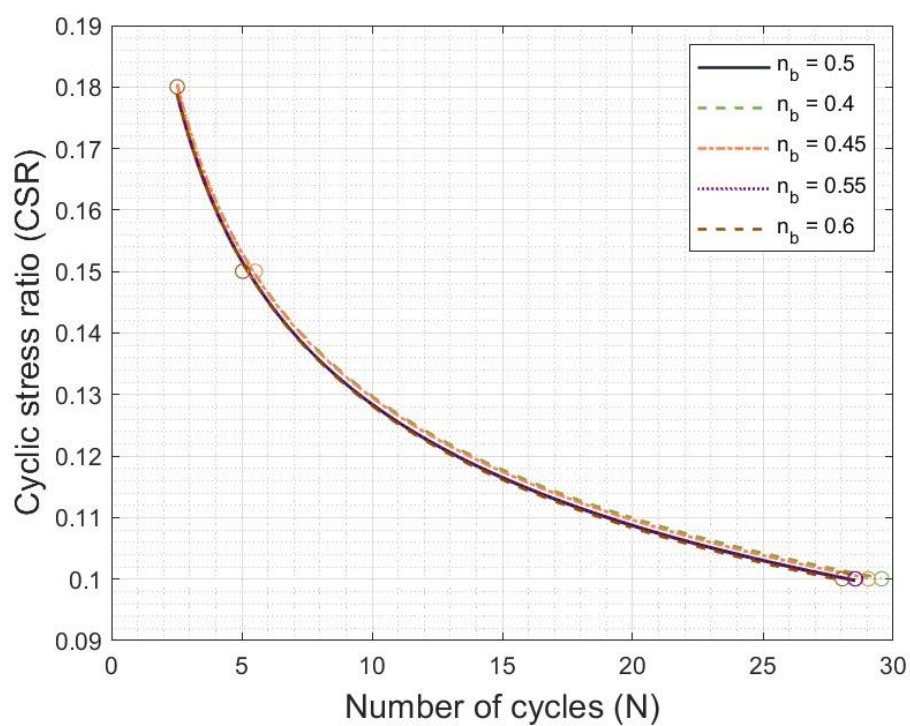


圖 4.3. n_b 敏感度測試抗液化曲線圖

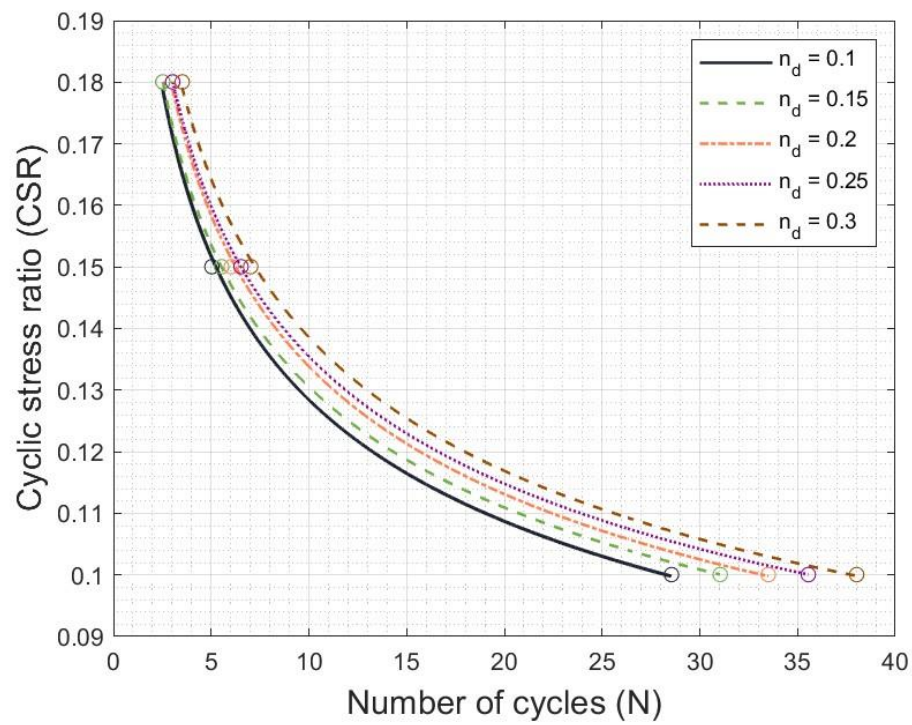


圖 4.4. n_d 敏感度測試抗液化曲線圖

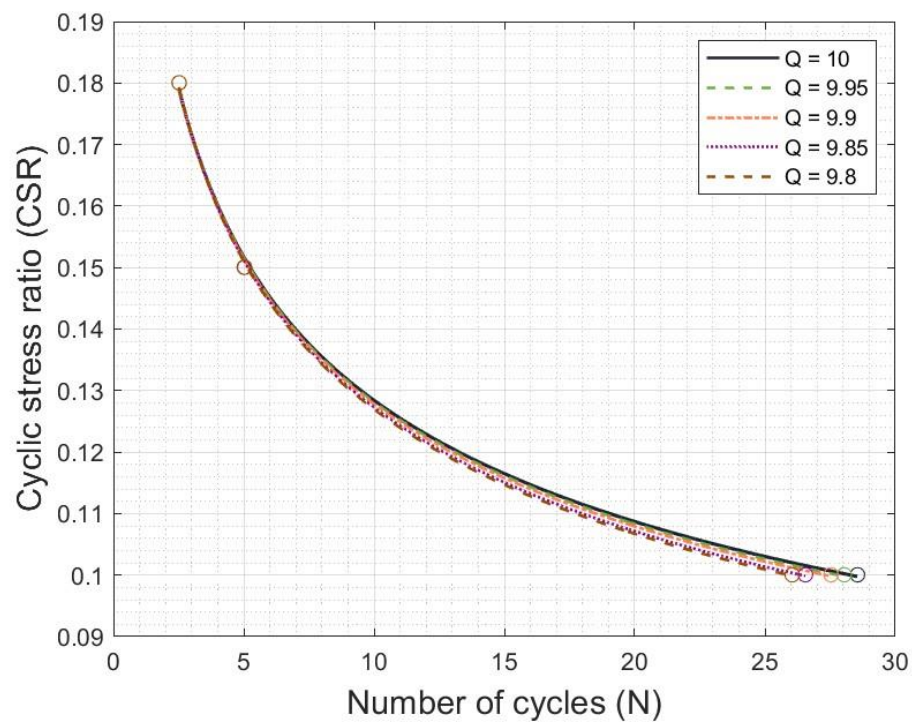


圖 4.5. Q 敏感度測試抗液化曲線圖

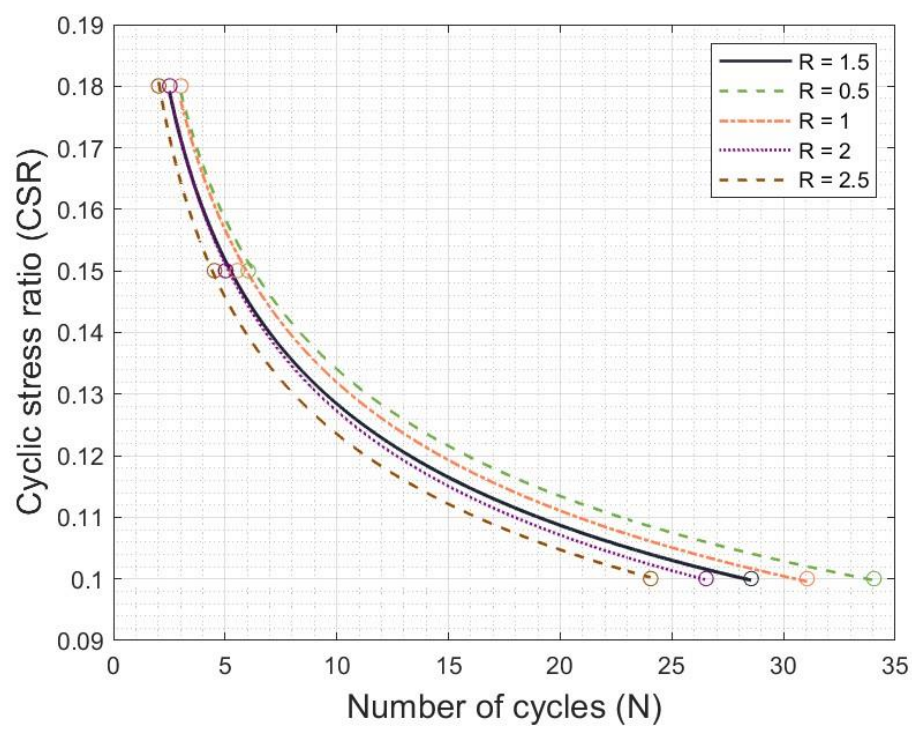


圖 4.6. R 敏感度測試抗液化曲線圖

■ UBC3D-PLM

表 4.2. UBC3D-PLM 敏感度測試初始參數表

K_B^e	K_G^e	K_G^p	p_A	m_e	n_e	n_p	φ_{cv}	φ_p	R_f	f_{dens}	f_{post}	$(N_1)_{60}$	c	σ_r
[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]
632	903	319	100	0.5	0.5	0.4	33	33.9	0.79	1	0.3	9	0	0

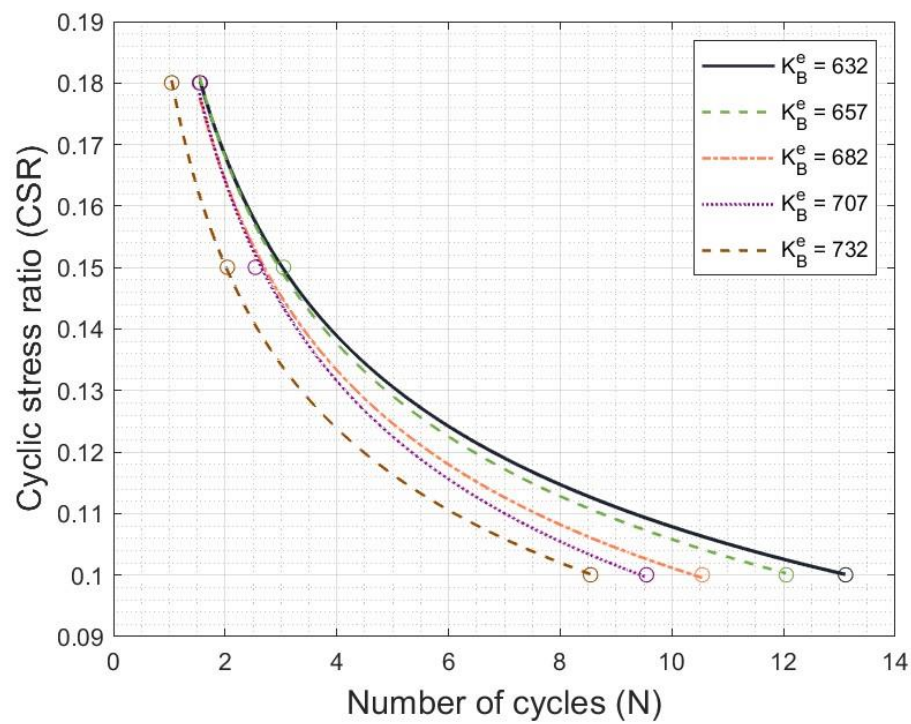


圖 4.7. K_B^e 敏感度測試抗液化曲線圖

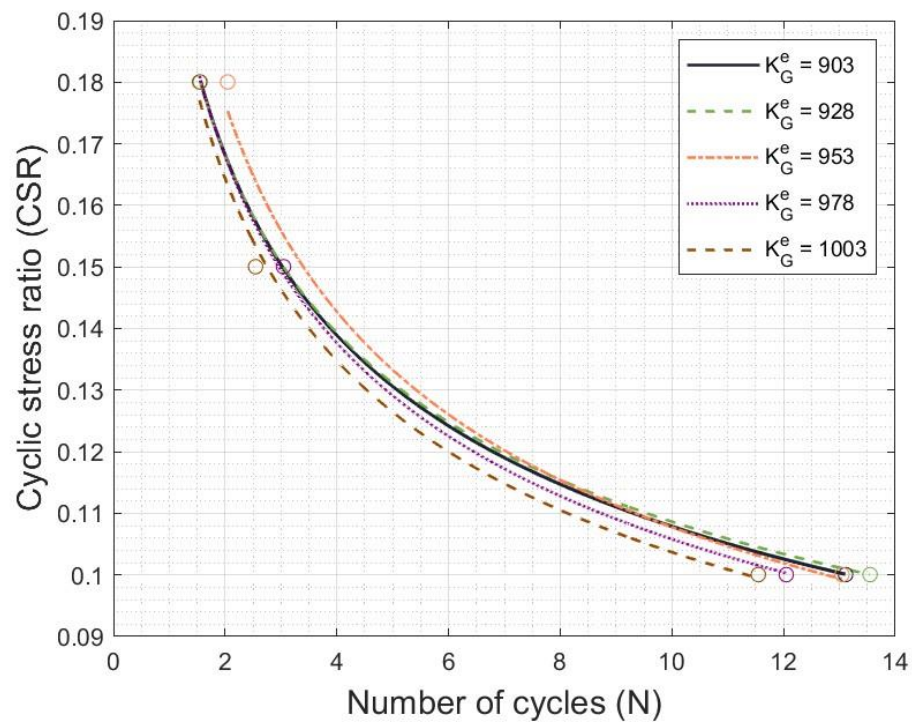


圖 4.8. K_G^e 敏感度測試抗液化曲線圖

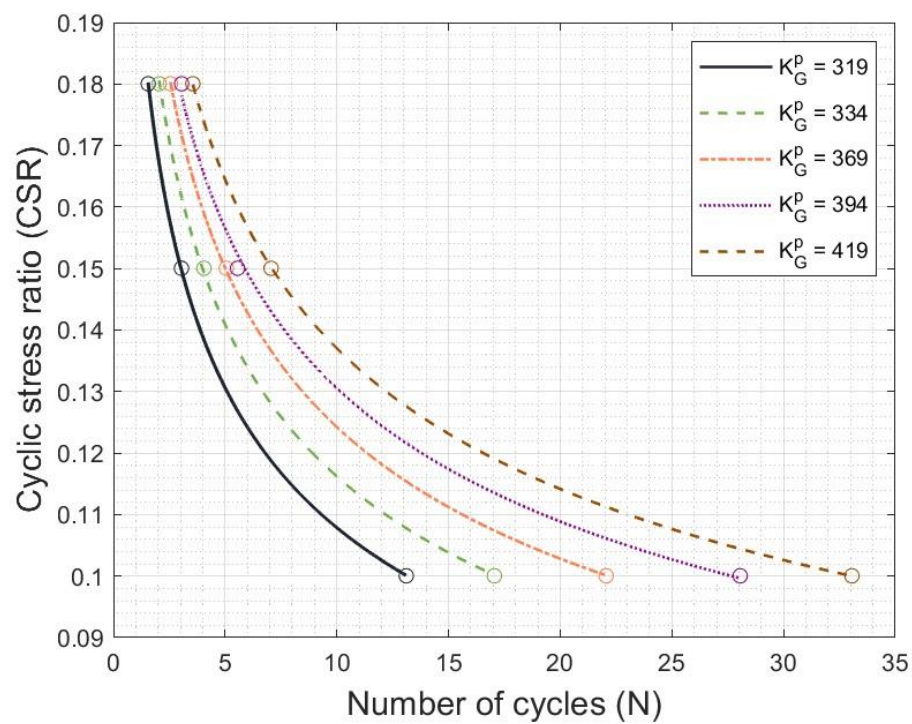


圖 4.9. K_G^p 敏感度測試抗液化曲線圖

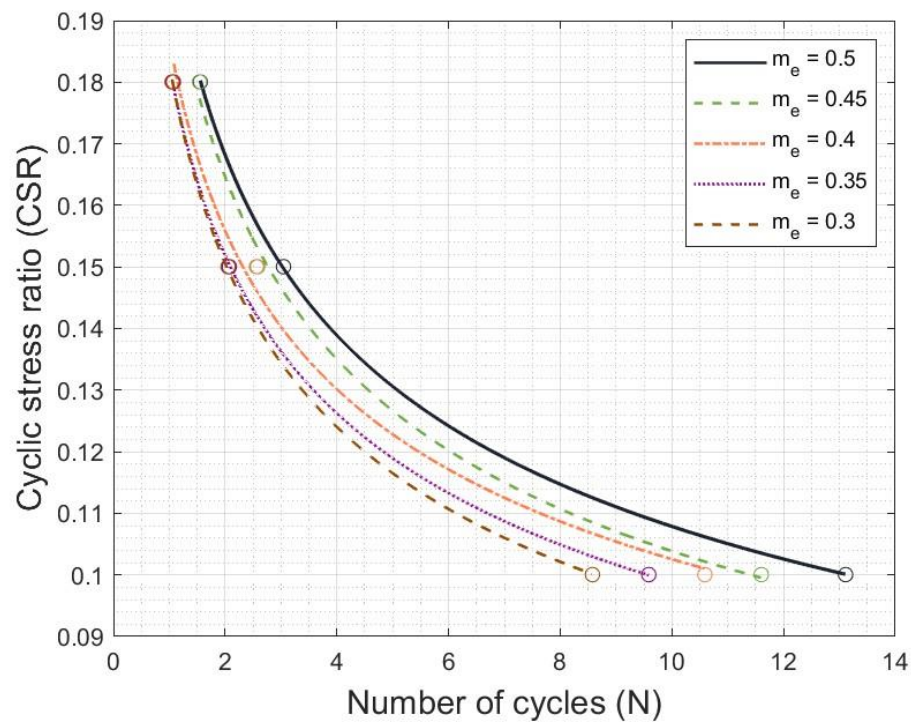


圖 4.10. m_e 敏感度測試抗液化曲線圖

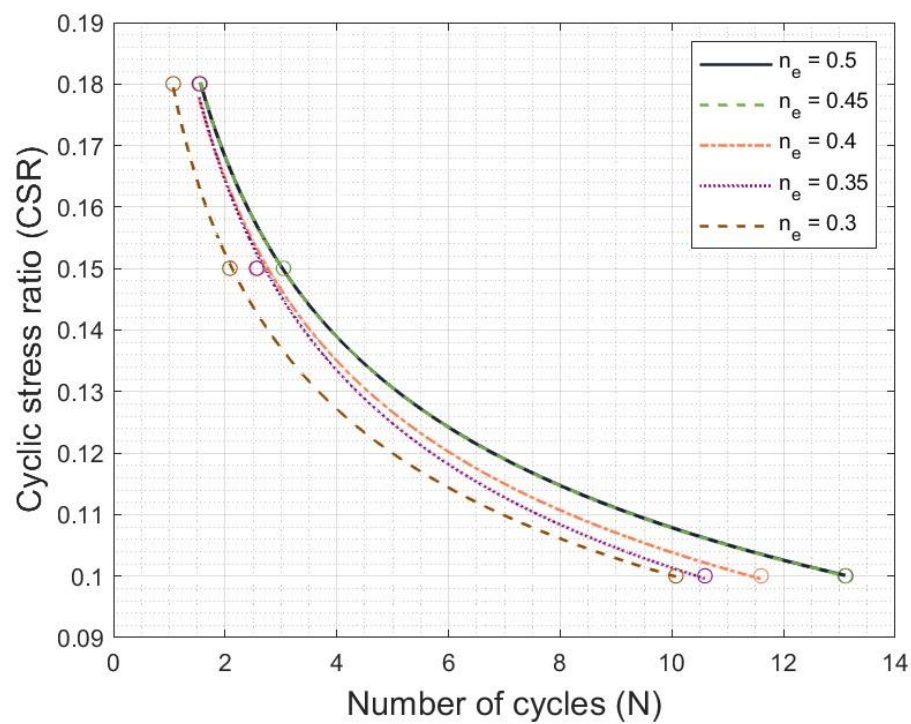


圖 4.11. n_e 敏感度測試抗液化曲線圖

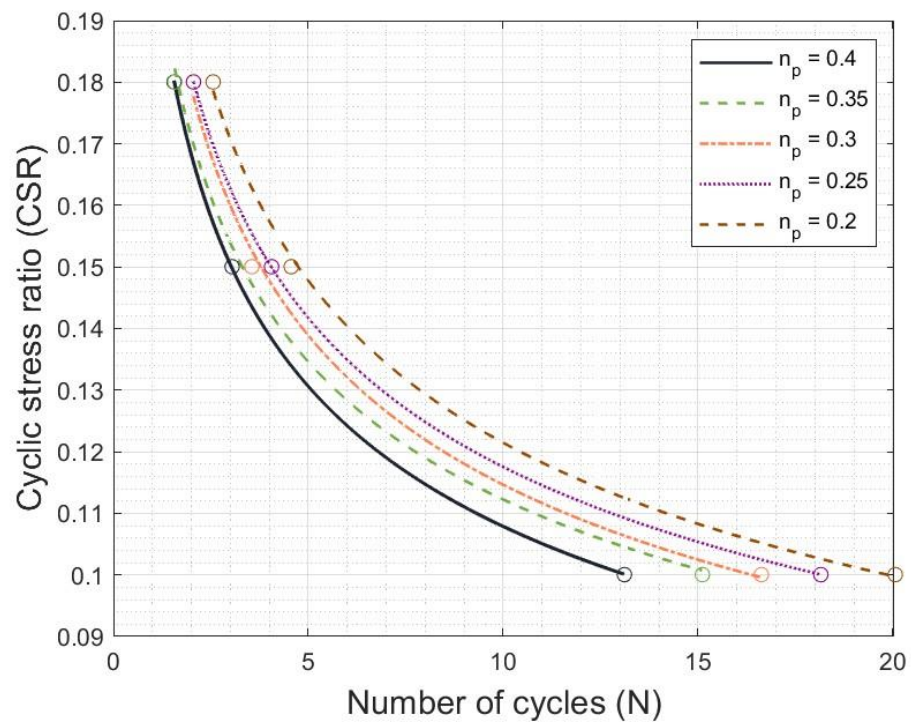


圖 4.12. n_p 敏感度測試抗液化曲線圖

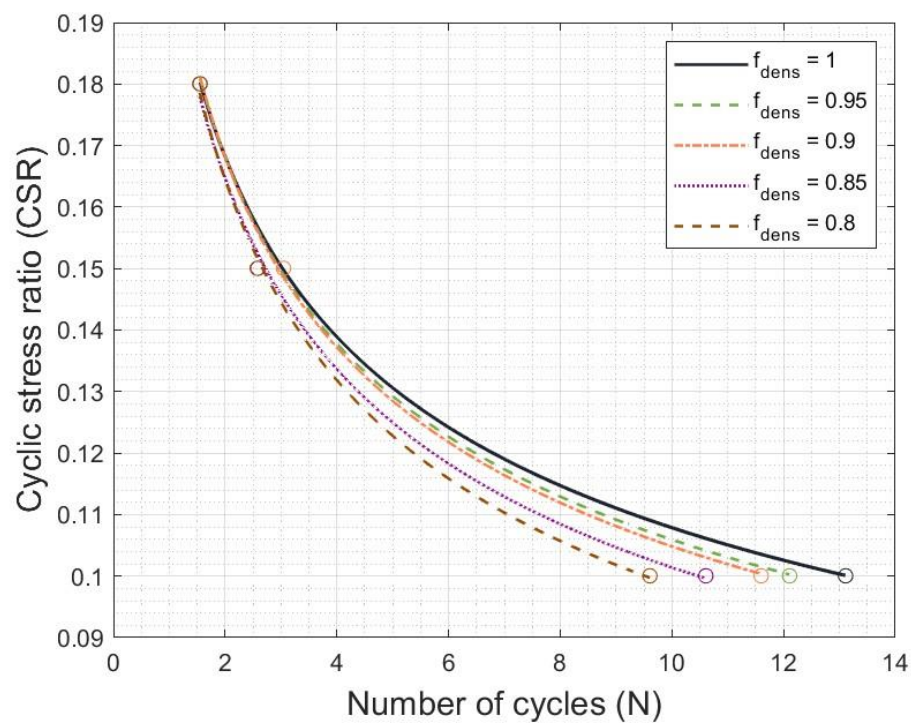


圖 4.13. f_{dens} 敏感度測試抗液化曲線圖

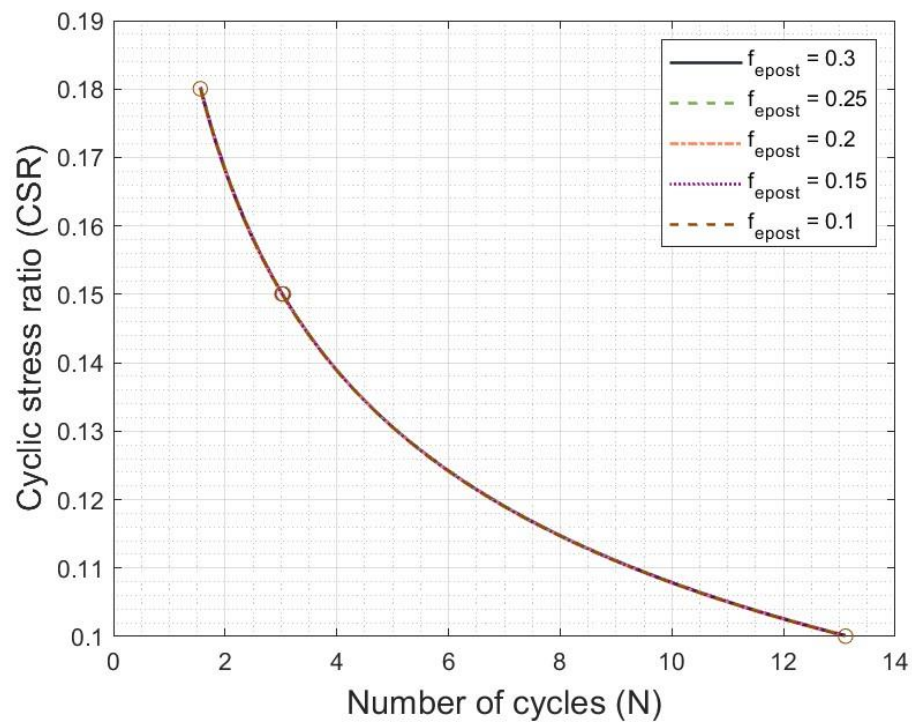


圖 4.14. f_{epost} 敏感度測試抗液化曲線圖

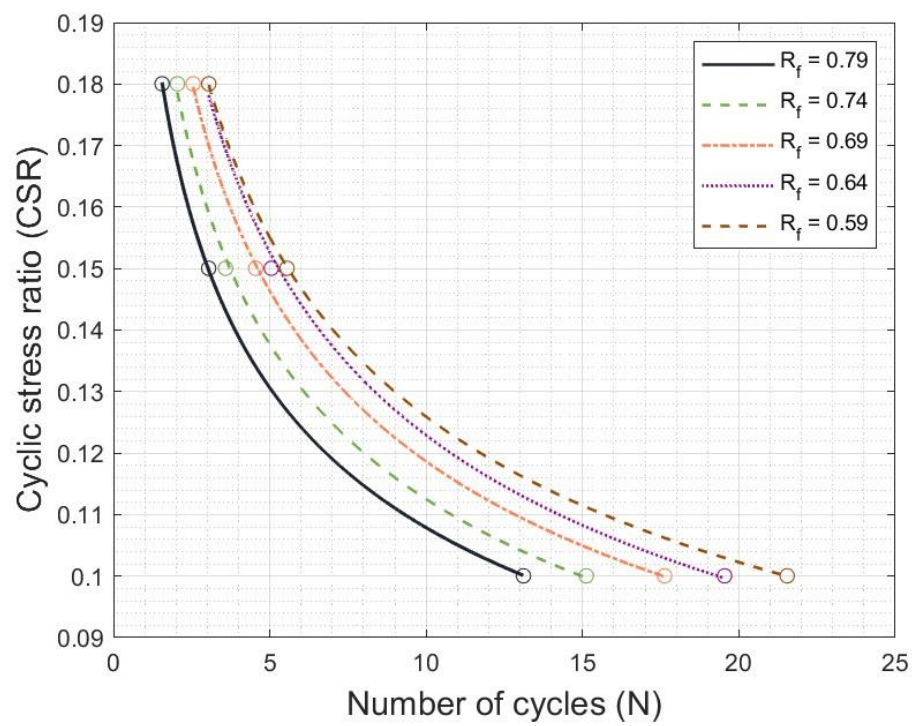


圖 4.15. R_f 敏感度測試抗液化曲線圖



4.1.2 參數率定

經過參數敏感度分析瞭解控制土壤行為的各個參數後，其塑性相關參數為組成律模式的主控因子，例如 PM4Sand 的 h_{p0} 與 UBC3D-PLM 的 K_G^p 。本研究將透過單元試驗所得具有物理特性含義的參數固定不變動，例如剪切模數、體積模數和臨界摩擦角等參數。本研究針對無法直接求得和較不具物理意義之參數進行抗液化曲線擬合，PM4Sand 與 UBC3D-PLM 模式所調整之參數，如表 4.3 與表 4.4 所示。確定相關參數文獻方法后，其相對密度 45% 之兩種不同組成律模式抗液化強度曲線擬合及參數表，分別為如表 4.5、表 4.6 及圖 4.18。在相對密度 59% 之兩種不同組成律模式抗液化強度曲線擬合及參數表，分別為表 4.7、表 4.8 及圖 4.19 所示。表 4.5 與表 4.6 則作為振動臺考慮相對密度為 45% 的後續無埋設管綫模型與埋設管綫模型之土壤使用參數。

■ PM4Sand 組成律參數

相對密度 (D_R , Relative density)

剪切模數係數 (G_0 , Shear modulus coefficient)

收縮速率參數 (h_{p0} , Contraction rate parameter)

大氣壓力 (p_A , Atmospheric pressure)

最大孔隙比 (e_{max} , Maximum void ratio)

最小孔隙比 (e_{min} , Minimum void ratio)

邊界面參數 (n^b , Bounding surface parameter)

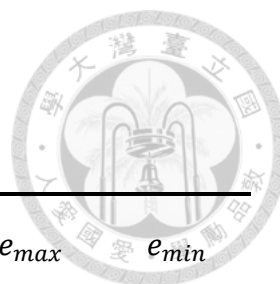
膨脹面參數 (n^d , Dilatancy surface parameter)

臨界摩擦角 (φ_{cv} , Critical state friction angle)

泊松比 (ν , Poison's ratio)

臨界線參數 (Q , Critical state line)

臨界線參數 (R , Critical state line)



震動折減參數 (*PostShake*, Post shake switch)

表 4.3. PM4Sand 組成律參數率定

Parameters	D_R	G_0	h_{p0}	p_A	e_{max}	e_{min}
Method	[-]	$193.3 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)}$	Curve fitting	100	0.72	0.48
Reference	[-]	[36] [37]	[-]	[-]	[34]	[34]

Parameters	n^b	n^d	φ_{cv}	v	Q	R	<i>PostShake</i>
Method	0.5	0.1	33	0.3	10	1.5	0
Reference	[40]	[40]	[33]	[-]	[40]	[40]	[40]

■ UBC3D-PLM 組成律參數

彈性剪切模數因子 (K_G^e , Elastic shear modulus factor)

彈性體積模數因子 (K_B^e , Elastic bulk modulus factor)

塑性剪切模數 (K_G^p , Plastic shear modulus factor)

彈性體積模數應力依賴指數 (m_e , Rate of stress-dependency of elastic bulk modulus)

彈性剪切模數應力依賴指數 (n_e , Rate of stress-dependency of elastic shear modulus)

塑性剪切模數應力依賴指數 (n_p , Rate of stress-dependency of plastic shear modulus)

參考應力 (P_a , Reference pressure)

臨界摩擦角 (φ_{cv} , Constant volume friction angle)

峰值摩擦角 (φ_p , Peak friction angle)

黏聚力 (c , Cohesion)

拉伸強度 (σ_t , Tension cut-off and tensile strength)

破壞率 (R_f , Failure ratio)

修正標準貫入試驗值 ($N_{1,60}$, Corrected SPT value)

緻密化因子 (f_{dens} , Densification factor)

強度折減因子 (f_{epost} , Post-liquefaction factor)

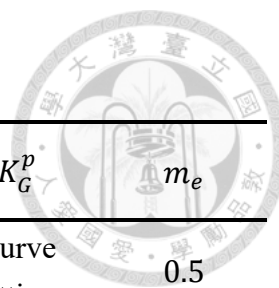


表 4.4. UBC3D-PLM 組成律率定參數

Parameters	K_G^e	K_B^e	K_G^p	m_e
Method	$193.3 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)}$	$K_G^e \cdot \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	Curve fitting	0.5
Reference	[36] [37]	[-]	[-]	[29]
Parameters	n_e	n_p	P_a	φ_{cv}
Method	0.5	0.4	100	33
Reference	[29]	[29]	[-]	[33]
Parameters	φ_p	c	σ_t	R_f
Method	$\varphi_p' = \varphi_{cv}' + 3\{D_R[9 - \ln(p_f')]\} - 0.49$	0	0	Curve fitting
Reference	[38]	[-]	[-]	[-]
Parameters	$N_{1,60}$	f_{dens}	f_{epost}	
Method	$\frac{D_R^2}{15^2}$	0	0.3	
Reference	[47]	[30]	[-]	

本研究將泊松比固定為 0.3。在 UBC3D-PLM 組成律模式的率定參數過程中，發現模擬 CDSS 中 R_u 結果能達到大於 0.95，但單幅度應變無法達到大於 3% 的現象，如圖 4.16 所示。在 CDSS 模擬結果的應力應變圖中，發現調整泊松比會影響應變量的大小，隨著泊松比的值越小，體積模數也會隨之降低，因此應變量也會越大，如圖 4.17 所示。然而，在 PM4Sand 組成律模式的參數率定過程中，並沒有出現泊松比為 0.3 時單幅度應變量無法達到 3% 的情況。

因此，本研究保持泊松比固定為 0.3，因為一般在純砂土泊松比為 0.3。儘管 UBC3D-PLM 模型無法達到單幅度 3% 的情況，則判斷 R_u 大於 0.95 時，去擬合試驗所得的單幅度應變量為 3% 的抗液化強度曲線圖作為後續研究之使用。其兩種不同相對密度下的參數率定結果作為後續研究分析之土壤參數。

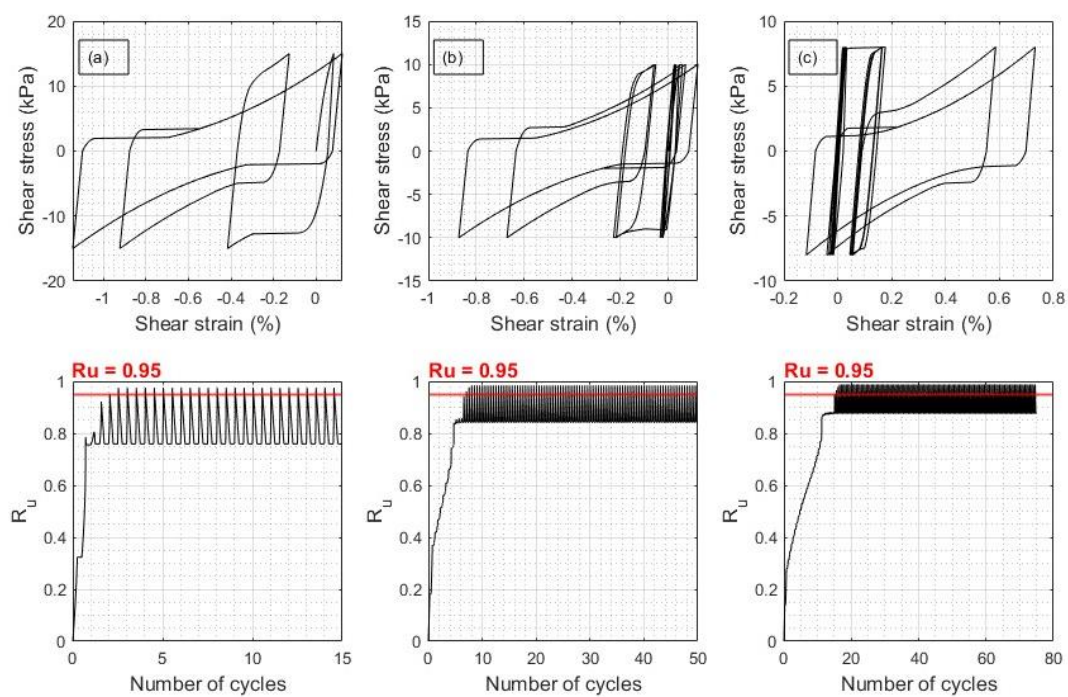


圖 4.16. 泊松比為 0.3 下 CDSS 結果：a) CSR=0.15；b) CSR=0.10；c) CSR=0.08

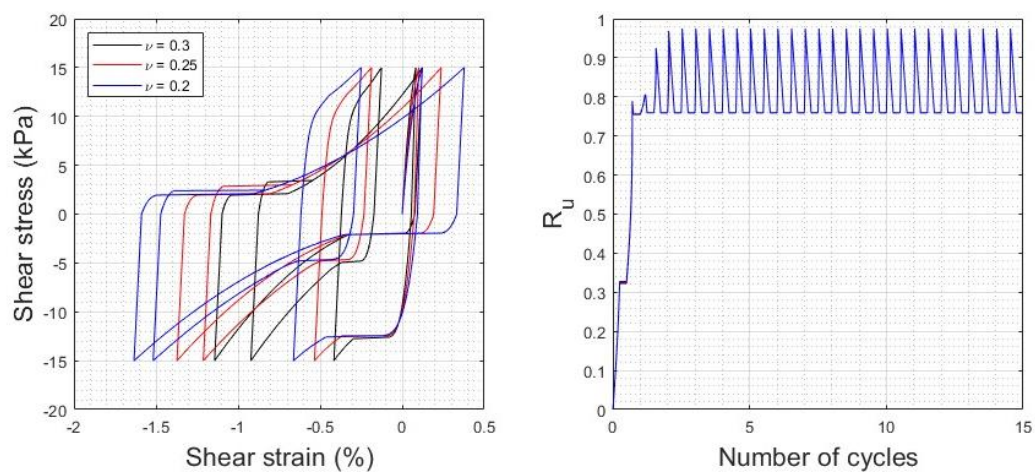


圖 4.17. CSR = 0.15 不同泊松比: a) 應力應變圖；b) R_u

■ 相對密度 (45%)

表 4.5. PM4Sand ($D_r = 45\%$) 擬合抗液化曲線參數

D_r	G_0	h_{p0}	p_A	$e_{\max}$	$e_{\min}$	n_b	n_d	φ_{cv}	v	Q	R	PostShake
[%]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
45	667	0.17	100	0.72	0.48	0.5	0.1	33	0.3	10	1.5	0

表 4.6. UBC3D-PLM ($D_r = 45\%$) 初始擬合抗液化強度曲線參數

K_B^e	K_G^e	K_G^p	p_A	m_e	n_e	n_p	φ_{cv}	φ_p	R_f	f_{dens}	f_{post}	$(N_1)_{60}$	c	σ_t
[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]
1445	667	766	100	0.5	0.5	0.4	33	36.72	0.8	1	0.3	9	0	0

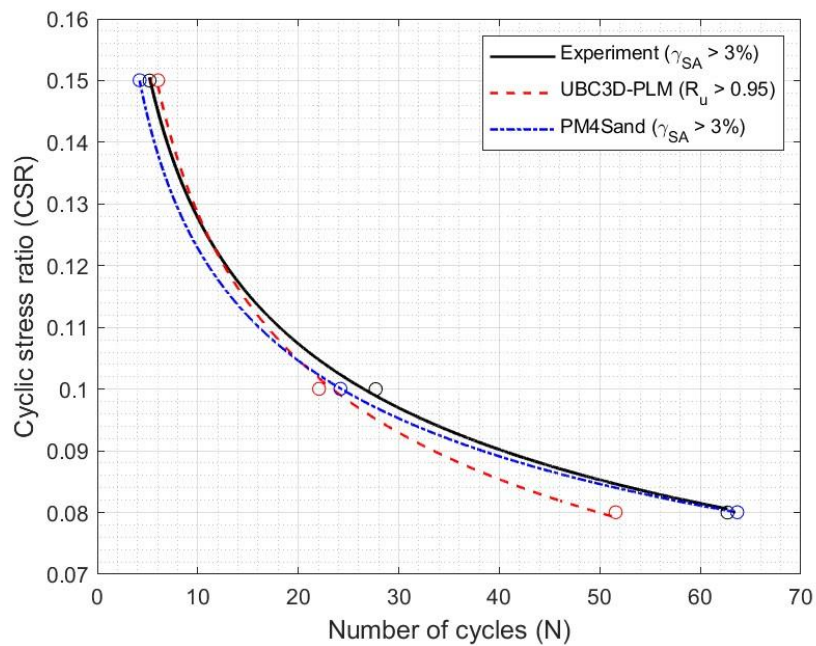


圖 4.18. $D_r = 45\%$ 抗液化曲線擬合圖

■ 相對密度 (59%)

表 4.7. PM4Sand ($D_r = 59\%$) 擬合抗液化強度曲線參數

D_r	G_0	h_{p0}	p_A	$e_{\max}$	$e_{\min}$	n_b	n_d	φ_{cv}	ν	Q	R	PostShake
[%]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]
59	700	0.04	100	0.72	0.48	0.5	0.1	33	0.3	10	1.5	0

表 4.8. UBC3D-PLM ($D_r = 59\%$) 擬合抗液化強度曲線參數

K_B^e	K_G^e	K_G^p	p_A	m_e	n_e	n_p	φ_{cv}	φ_p	R_f	f_{dens}	f_{post}	$(N_1)_{60}$	c	σ_t
[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]
1518	700	735	100	0.5	0.5	0.4	33	38.24	0.8	1	0.3	15.47	0	0

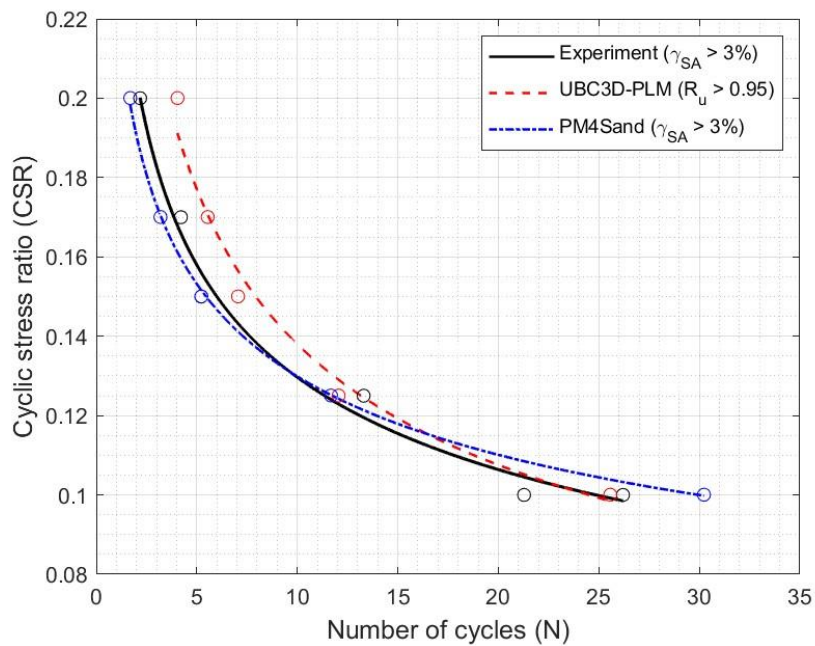


圖 4.19. $D_r = 59\%$ 抗液化曲線擬合圖



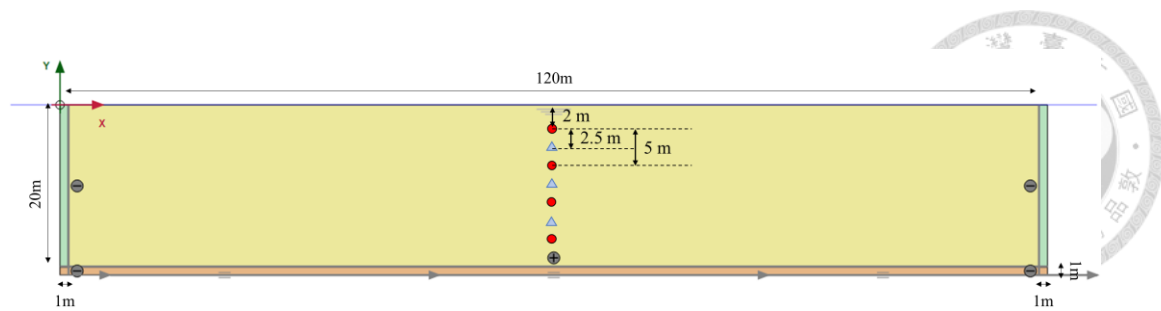
4.2 模型設定

本研究所分析的案例分為無埋設地下管線與有埋設地下管線的數值分析。在埋設地下管線的數值模型中，儘管管線具有對稱的幾何形狀，但土壤動態行為十分複雜，故數值分析模型並未縮小為一半。考慮外部應力與管線之間的比例關係很難按比例遞減。為了統一模型尺寸，因此本研究在無埋設地下管線與有埋設地下管線都使用完整的原型尺度模型進行分析，分別如圖 4.20a 與圖 4.21a 所示。

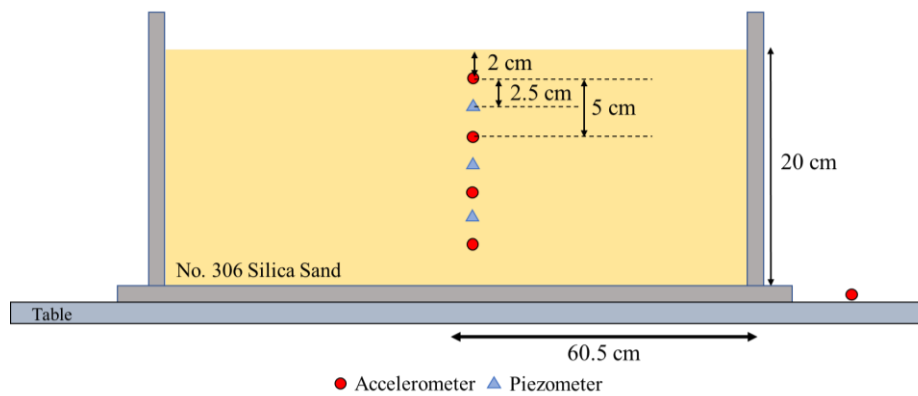
范韻翎 [31] (2022) 與王昊擎 [32] (2023) 在其研究中利用 Iai [48] (1989) 所提出的適用於試驗條件下振動台的尺度因子 (λ) 相似律關係。范韻翎 [31] (2022) 透過振動台試驗，模型長度縮尺比為百分之一，透過三種不同頻率、相對密度以及最大加速度下，觀測土壤液化引致噴砂現象行為，其尺度因子如表 4.9 所示，縮尺尺度模型如圖 4.20a 所示。王昊擎 [32] (2023) 透過振動台試驗，模型長度縮尺比為八分之一，旨在觀察土壤液化對管線行為的影響，其尺度因子如表 4.10 所示，原型尺度模型如圖 4.20b 所示。

表 4.9. 無埋設地下管線振動台各參數尺度因子 (Iai, [48] 1989; Meymand, [49] 1998)

Parameter	Scaling factors	Scaling factors in this study (Prototype/Model)
Density of soil (ρ)	λ_p	1.0
Density of structure (ρ_s)	$\lambda\lambda_p$	100.0
Length (L)	λ	100.0
Time (t)	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0.5}$	10
Frequency (f)	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{-0.5}$	0.1
Strain (ε)	λ_ε	1.0
Stress (σ)	$\lambda\lambda_p$	100.0
Displacement (u)	$\lambda\lambda_\varepsilon$	100.0
Acceleration ($\ddot{u}$)	1.0	1.0



a) 數值原型尺度模型

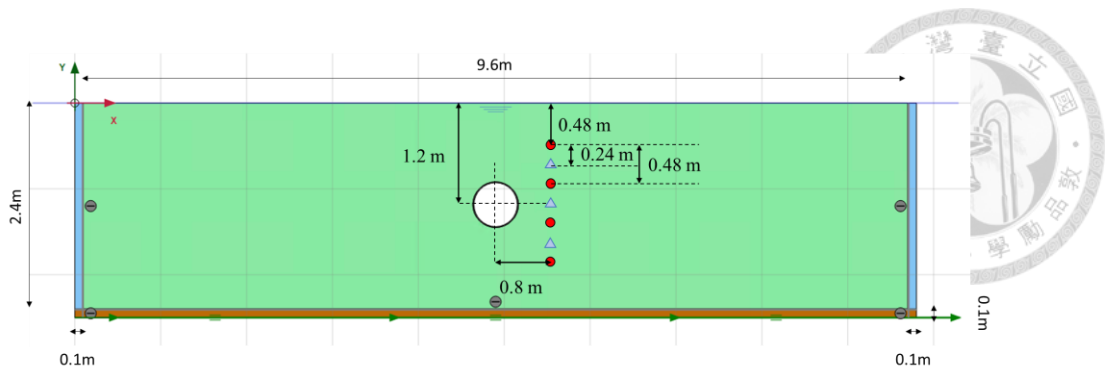


b) 試驗縮尺尺度模型

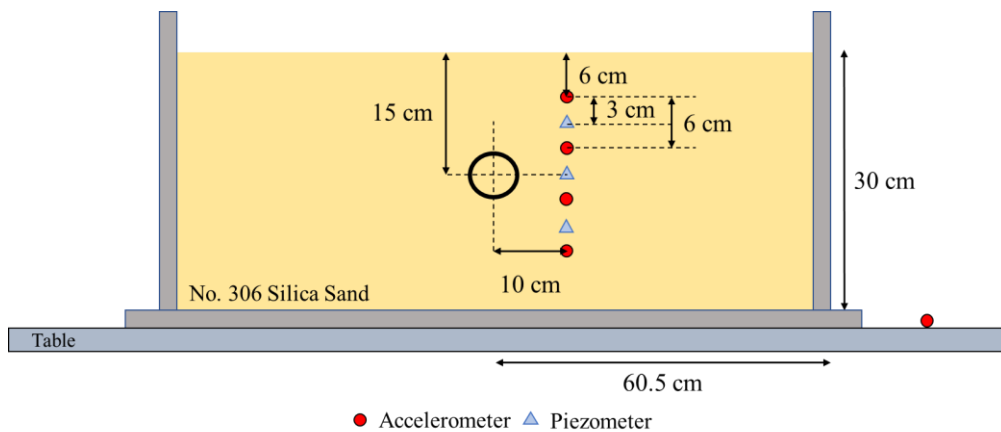
圖 4.20. 無埋設地下管線模型

表 4.10. 埋設地下管線振動台各參數尺度因子 (Iai, [48] 1989; Meymand, [49] 1998)

Parameter	Scaling factors	Scaling factors in this study
		(Prototype/Model)
Density of soil (ρ)	λ_p	1.0
Density of structure (ρ_s)	$\lambda\lambda_p$	8.0
Length (L)	λ	8.0
Time (t)	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0.5}$	2.828
Frequency (f)	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{-0.5}$	0.354
Strain (ε)	λ_ε	1.0
Stress (σ)	$\lambda\lambda_p$	8.0
Displacement (u)	$\lambda\lambda_\varepsilon$	8.0
Acceleration ($\ddot{u}$)	1.0	1.0



a) 數值原型尺度模型



b) 試驗縮尺尺度模型

圖 4.21. 有埋設地下管線模型

4.2.1 無埋設地下管線模型

范韻翎 [31] (2022) 的研究中選擇相對密度為 45% 振動台試驗，進行無埋設地下管線的數值模擬，觀察兩種組成律模式在振動過程中的加速度與孔隙水壓發展趨勢，並對於模型離形進行一般條件假設測試，若分析結果與試驗符合則在後續埋設地下管線數值模型中繼續沿用該設定。

4.2.1.1 網格 (Mesh)

在 PLAXIS 2D 的網格生成是基於三角形 6 節點或 15 節點的單元，依使用者分析精度需求進行調整。根據不同的節點數量，所涉及的數值積分的高斯點（應力點）也就不同，分別涉及 3 個和 12 個高斯點（應力點），如圖 4.22 所示。

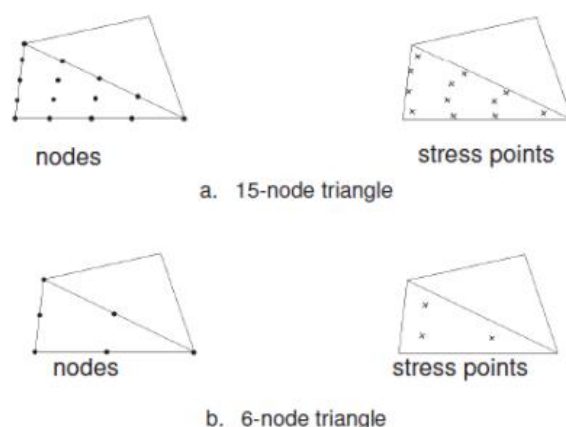


圖 4.22. 網格單元元素

在網格的劃分的選擇上，PLAXIS 2D 也建立自動化分的選項，提供五個精細度給予選擇，分別為很粗糙 (Very coarse)、粗糙 (Coarse)、中等 (Medium)、細緻 (Fine) 和很細緻 (Very fine)。依照不同的精細度模型計算的時間也會不同，精細度越高則計算時間也會越多，因此可根據使用者根據模型大小所需要的精細度來決定，在本研究中選定中等網格作為後續分析研究之基礎。

4.2.1.2 阻尼 (Damping)

阻尼是描述物體在振動系統下所衰減的情況，其作用是減少系統的振幅和振動周期，並將系統從能量源轉移到周圍的環境中。因此，本研究附加阻尼來模擬真實的土壤阻尼特性，透過下列公式阻尼矩陣 C 所示：

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.1)$$

其中，

M	質量矩陣 (Mass matrix)	$[-]$
K	強度矩陣 (Stiffness matrix)	$[-]$
α, β	雷利係數 (Rayleigh damping coefficient)	$[-]$

雷利係數可透過兩種頻率 (f_1 和 f_2) 和目標阻尼比 (ξ_1 和 ξ_2) 來確認，其中頻率 (f_1 和 f_2) 的計算，如下所示：



$$f_1 = \frac{V_s}{4H} \quad (4.2)$$

$$f_2 = \frac{f_{eq}}{f_1} \quad (4.3)$$

其中，

V_s	剪力波速 (Shear wave velocity)	[-]
H	深度 (Layer thickness)	[-]
f_{eq}	基頻率 (Fundamental frequency)	[-]

Laera and Brinkgreve [50] (2015) 的研究中的 ξ_1 和 ξ_2 建議保持相同的，目標阻尼比，並且一般選擇在 0.5%~2%間。Subasi et al. [51] (2021) 的研究中有對於不同目標阻尼比，分別為 0%、1%、2%和 3%進行分析，觀測 R_u 與液化引起的沉陷量隨深度的變化影響，如圖 4.23 所示。在圖 4.23 可以觀察出目標阻尼比 (ξ) 在深度 12 m 的地方對於孔隙壓力比 R_u 影響較大，對沉陷量的發展影響較小。因此，本研究將選擇目標阻尼比為 2%作為後續數值分析研究。

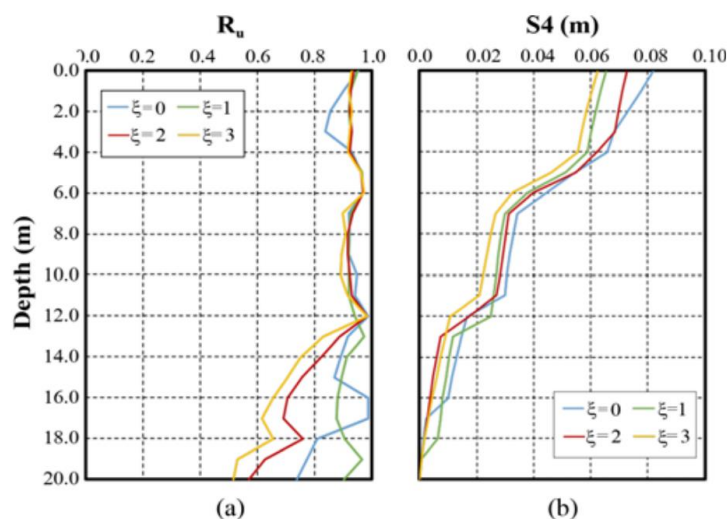


圖 4.23. 目標阻尼比 (ξ_1 , ξ_2) 隨深度的影響： (a) 孔隙壓力比 R_u ；(b) 沉陷量
(Subasi et al., [51] 2021)



4.2.1.3 邊界條件 (Boundary conditions)

■ 變形邊界條件 (Deformation boundary conditions)

在本研究中，為還原土壤在土層中的真實環境，我們對變形邊界條件進行假設定，具體如下所示：

- 頂部：自由邊界 (Free) - 不對任何方向進行固定，允許變形與位移。
- 側邊：水平鎖定 (Horizontally fixed) - 在 X 方向進行固定，使其水平方向不移動。
- 底部：全鎖定 (Fully fixed) - 在 X、Y 方向進行固定，使其不轉動也不移動。

■ 動態邊界條件 (Dynamic boundary conditions)

動態邊界條件與靜態邊界條件不同 (例如，變形邊界)，在動態荷載狀態下地震波會受到邊界反射並影響數值模型，在選擇動態邊界上尤為重要。范韻翎 [31] (2022) 與王昊擎 [32] (2023) 振動台試驗裝置為剛性盒，其長寬比為 4 倍，並且水壓與加速度計所擺設之位置在剛性盒中間或臨近中間的位置。振動台試驗過程中在中間位置的檢測儀器並不會像剛性盒兩側邊界會受到波的反射。所以，中間區域內的土體在震動過程中趨向於自由場域的行為，故兩側數值模型動態邊界選擇自由場域邊界條件。

- 頂部：無 (None) - 這個邊界條件只會套用標準的固定方式，由於頂部是地表處，因此設定為無。
- 側邊：自由場域 (Free field) - 它只適用於橫向邊界 (模型兩側)，並模擬地震波在邊界處最小反射向兩側 (遠場) 傳播。
- 底部：柔性基礎 (Compliant base) - 它只適用於模型底部 (ymin)，並模擬地震波在深層土壤中向上傳播，並在底部邊界最小反射。

Vilhar and Bringkgreve [39] (2018) 與 PLAXIS 2D [44] (2022) 的建議，在模擬自由場域邊界時，土壤材料可能與邊界接觸，進而造成在邊界上發生應力集中的情況。因此，建議在靠近自由場邊界的位置設置一個排水區間 (drained zone)，使用

與接觸自由場邊界不同的排水材料類型，如圖 4.24 所示。此外，在數值模型底部，設置一層岩石層，以模擬地震波由下往上傳遞的效果。因此，本研究所設定之變形邊界與動態邊界，如圖 4.25 所示。

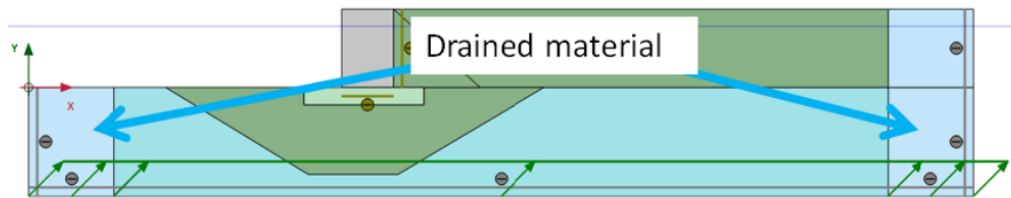


圖 4.24. 將排水區間設置在左右兩側的自由場邊界 (Vilhar and Bringkgreve, [39] 2018)



圖 4.25. 數值模型邊界條件（變形和動態）設定示意圖

4.2.1.4 階段設定 (Stage construction)

由於 PLAXIS 提供許多計算類型（塑性、壓密和動態等），根據用戶案例所需的類型進行選擇，因此可以在不同階段指定不同的計算類型。因此，本研究所考慮的地震分析階段，在無埋設地下管線模型，其設定如下所示：

■ 初始階段 (Initial phase)：

根據 PLAXIS (2023) 建議，UBC3D-PLM 與 PM4Sand 模型無法充分的模擬靜態條件下的初始應力，需要使用其他組成律模式來代替計算階段初始階段的初始應力狀態。

因此，在本研究的初始階段選擇 Mohr-coulomb 組成律模式，並且使用 K_0 計算方法來獲得數值模型的初始應力狀態。在此階段中不啓用管線界面與底部線位移 (line displacement) 或加速度位移。

■ 階段 2 (Phase 2)：

在階段 2 中，在數值模型底部啓用地震或加速度位移輸入功能，進行動力分析。在這個階段中，本研究使用動態 (Dynamic) 計算類型，以模擬在地震過程中超額孔隙水壓的激發過程

4.2.1.5 加速度歷時

本研究進行動態分析時所使用的加速度歷時資料，係根據真實振動台室內試驗所輸入之實際加速度歷時數據，在無埋設地下管線模型中加速度取自范韻翎 [31] (2022)。

■ 預定位移 (Prescribed displacement)

在輸入預設位移或加速度歷時，應注意在 PLAXIS 中其預設單位為 m 和 m/s^2 。因此，若輸入加速度單位為 g ，則需要在引入加速度前進行單位轉換。由於底部邊界土層被模擬為岩盤，柔性基礎 (Compliant base) 的邊界條件中僅考慮地震波向上傳播。因此在動態乘數 (Dynamic multipliers) 中採用相應的預設位移輸入值的一半，即 $0.5 m$ 。在無埋設地下管線模型中所輸入的加速度歷時為非等振幅正弦波，如圖 4.26 所示。

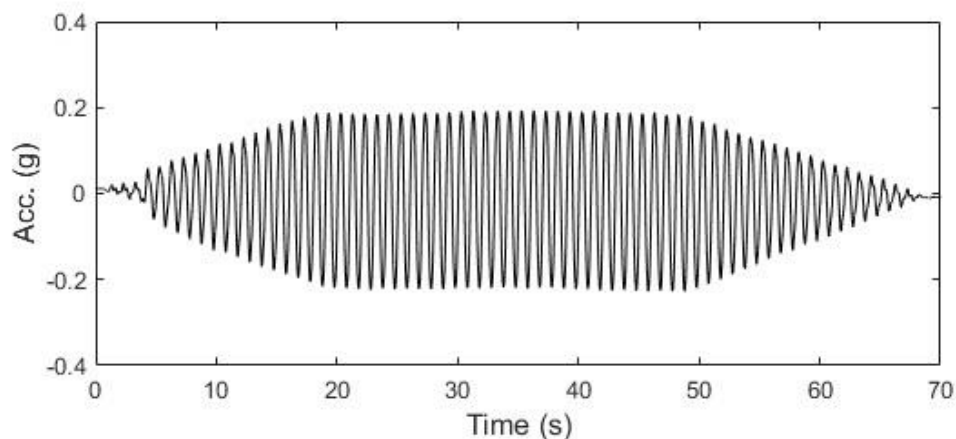


圖 4.26. 應用於無埋設地下管線數值模型之加速度歷時圖



■ 4.3.2 時間步數 (Time step)

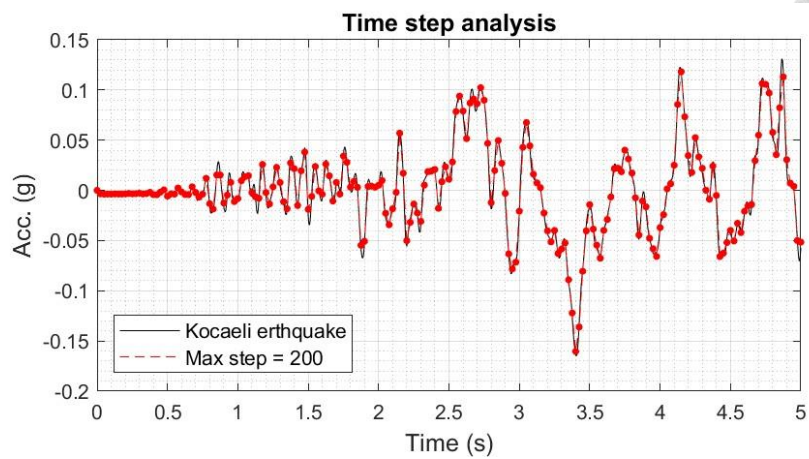
在動態分析中選擇適合的時間長度，既能保證波在模型中傳播的準確性，也能減小函數積分所帶來的誤差。因此，在動態 (Dynamic) 和動態壓密 (Dynamic with Consolidation) 的時間長度的計算為：

$$\delta t = \frac{\Delta t}{m \cdot n} \quad (4.4)$$

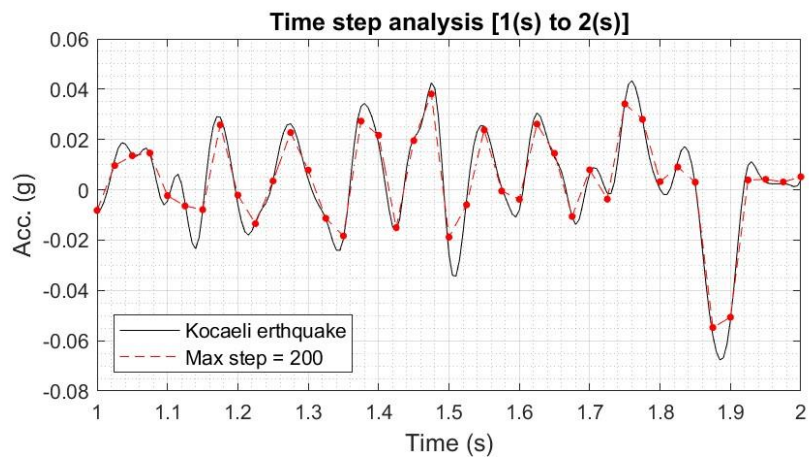
其中，

Δt	動態加載的持續時間 (Duration of the dynamic loading)	[s]
m	最大步數 (Max steps)	[-]
n	子步數 (number of substeps)	[-]

為觀察時間步數對於結果的影響，利用 Kocaeli 地震歷時並縮短為 5 秒，以減少運算時間成本進行 3 個版本的模擬。首先讓系統自動選擇與通過調整最大步數從 200、400 和 1000 (子步數=1 是固定的)，可以得到不同的加速度反應結果，如下圖 4.27、圖 4.28 和圖 4.29 所示。

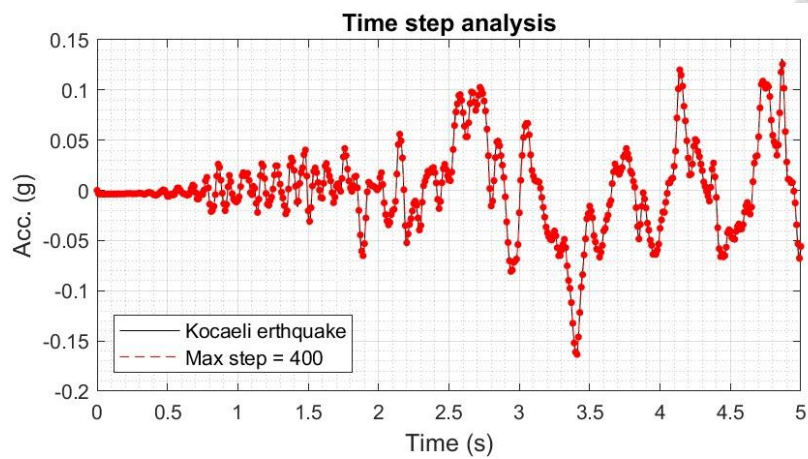


a) x 方向加速度

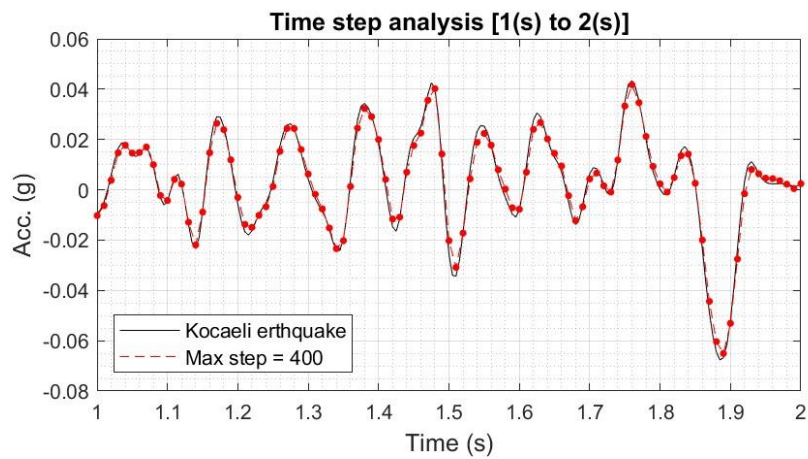


b) 1 秒至 2 秒的 x 方向加速度

圖 4.27. 最大時間步長 = 200，時間步長 = 0.025s

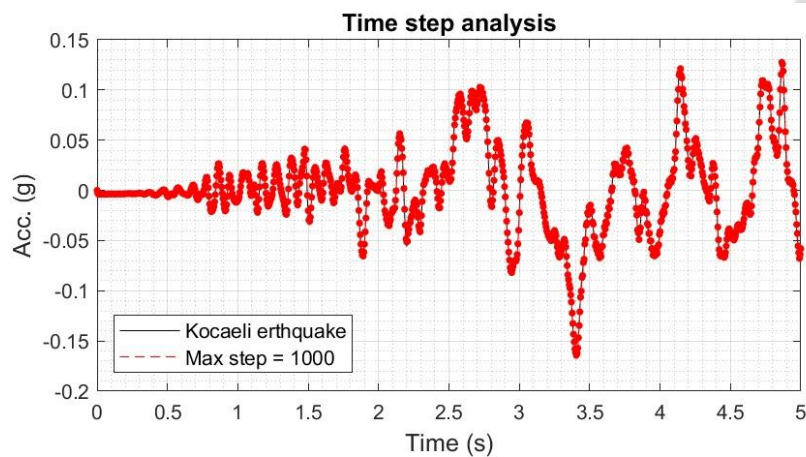


a) x 方向加速度

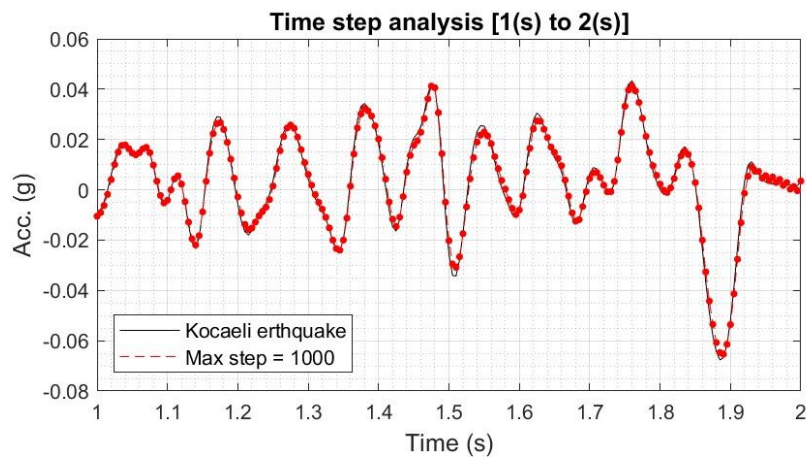


b) 1 秒至 2 秒的 x 方向加速度

圖 4.28. 最大時間步長 = 400，時間步長 = 0.0125s



a) x 方向加速度



b) 1 秒至 2 秒的 x 方向加速度

圖 4.29. 最大時間步長 = 1000，時間步長 = 0.0005s

從圖 4.27 至圖 4.29 (a) 所示，當時間步長由 0.05 秒逐漸減小到 0.005 秒，大致上都能得到合理的反應。根據 Kocaeli 地震歷時 (input motion) 的時間間隔為 0.005s，從圖 4.27 至圖 4.29 (b) 可以發現，當時間步長與真實地震歷時的時間間隔越接近時，可以獲得更為準確的結果。具體來說，隨著時間步長的減小，模擬所需的計算步驟也會增加，這樣可以保存更多的細節，使得結果更加準確。因此，在進一步的地震分析中，應根據地震歷時 (或加速度歷時) 的時間間隔來設定時間步長，以獲得正確的加速度反應。在無埋設地下管線的模型中，時間尺度因子為 10 倍。在縮尺模型試驗中的檢測儀器所記錄時間間隔為 0.0005s，則數值模型需乘積時間



尺度因子，因此在數值模型中的時間間隔為 0.005s。

4.2.2 有埋設地下管線模型

本研究透過王昊擎 [32] (2023) 的研究中選擇三組不同之最大加速度試驗，作為有埋設管線數值模型之依據，模型尺度以及原型尺度分別以表 4.11 和表 4.12 所示。在埋設地下管線的數值模擬中，觀察兩種組成律模式在振動過程中的加速度與孔隙水壓發展趨勢及其地下管線上浮量的預測，此埋設地下管線數值模型中繼續沿用無埋設地下管線模型中的設定。

表 4.11. 縮尺模型試驗條件-模型尺度 (王昊擎, [32] 2023)

案例	最大加速度 (g)	頻率 (Hz)	歷時 (s)	相對密度 (%)	上浮 (cm)
一	0.25	3	7	44	3.05
二	0.30	3	7	45	3.25
三	0.35	3	7	44	4.90

表 4.12. 縮尺模型試驗條件-原型尺度 (王昊擎, [32] 2023)

案例	最大加速度 (g)	頻率 (Hz)	歷時 (s)	相對密度 (%)	上浮 (cm)
一	0.25	3	7	44	3.05
二	0.30	3	7	45	3.25
三	0.35	3	7	44	4.90

4.2.2.1 網格 (Mesh)

本節與無埋設地下管線模型之 4.2.1.1 節相似，並不再加以贅述。

4.2.2.2 阻尼 (Damping)

本節與無埋設地下管線模型之 4.2.1.2 節相似，並不再加以贅述。

4.2.2.3 邊界條件 (Boundary conditions)

本節與無埋設地下管線模型之 4.2.1.3 節相似，並不再加以贅述。



4.2.2.4 階段設定 (Stage construction)

在埋設地下管線與無埋設地下管線的數值模型略微不同，增加計算有埋設地下管線數值模型的初始大地應力，其設定如下所示：

■ 初始階段 (Initial phase)：

根據 PLAXIS (2023) 建議，UBC3D-PLM 與 PM4Sand 模型無法充分的模擬靜態條件下的初始應力，需要使用其他組成律模式來代替計算初始階段的初始應力狀態。

因此，在本研究的初始階段選擇 Mohr-coulomb 組成律模式，並且使用 K_0 計算方法來獲得數值模型的初始應力狀態。在此階段中不啟用管線界面與底部線位移 (line displacement) 或加速度位移。

■ 階段 1 (Phase 1)：

在階段 1 中，數值模型中的管線界面進行啟用並且將管線內部土層選擇不啟用，以模擬管線實際在土層中空的形式。在此階段中，選擇塑性 (Plastic) 計算類型以模擬管線在土壤中的土層應力狀態，因此底部的線位移不用進行啟用。

■ 階段 2 (Phase 2)：

在階段 2 中，在數值模型底部啓用地震或加速度位移輸入功能，進行動力分析。在這個階段中，本研究使用動態 (Dynamic) 計算類型，以模擬在地震過程中超額孔隙水壓的激發過程

4.2.2.5 加速度歷時

本研究進行動態分析時所使用的加速度歷時資料，係根據真實振動台室內試驗所輸入之實際加速度歷時數據，在無埋設地下管線模型中加速度取自王昊擎 [32] (2023)。

■ 預定位移 (Prescribed displacement)

本節與無埋設地下管線模型之 4.2.1.5 節之預定位移相似，並不再加以贅述。在埋設地下管線模型中所輸入的加速度歷時為等弦振幅正弦波，以表 4.11 中案例一的加速度歷時圖為例，如圖 4.30 所示。

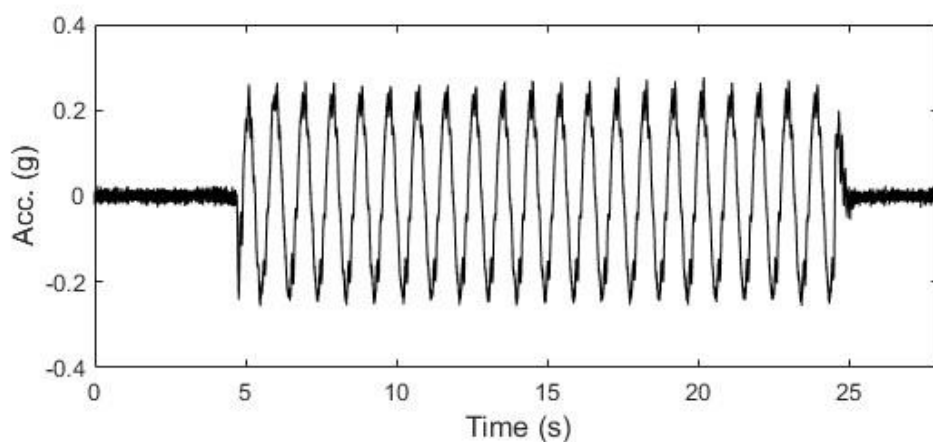


圖 4.30. 應用於埋設地下管線數值模型之加速度歷時圖-案例一為例

■ 4.3.2 時間步數 (Time step)

本節與無埋設地下管線模型之 4.2.1.5 節之時間步數相似。但在埋設地下管線的模型中，時間尺度因子為 2.83 倍。在縮尺模型試驗中的檢測儀器所記錄時間間隔為 0.0005s，則數值模型需乘積時間尺度因子，因此在數值模型中的時間間隔為 0.00141s。

第五章 數值結果



本章節內容為將振動台試驗所量測之加速度與水壓資料與數值兩種不同組成律分析結果對比，先探討無埋設地下管線模型之兩種組成律模式在震動過程中，加速度與水壓歷時的發展趨勢，再進行放置地下結構物有埋設地下管線模型，並比較加速度、水壓以及上浮量。

5.1 無埋設地下管線模型

在振動台試體之相對密度為 45%，輸入非等振幅正弦波為 0.2g，其在數值模型中振動頻率為 1.0 Hz，振動總歷時為 70s。首先，觀測試驗加速度歷時與兩種組成律模式分析結果加速度歷時對比，在 PM4Sand 模式 8.6 秒時有趨近於零的趨勢，相對的 UBC3D-PLM 模式在淺層方面有變小的趨勢，然而在隨後的震蕩中反而變大的情形，如圖 5.1 所示。在孔隙水壓歷時圖對比中，可以發現 PM4Sand 模式有過早激發超額孔隙水壓的情形，而 UBC3D-PLM 模式與試驗孔隙水壓結果接近同時激發超額孔隙水壓，如圖 5.2 所示。

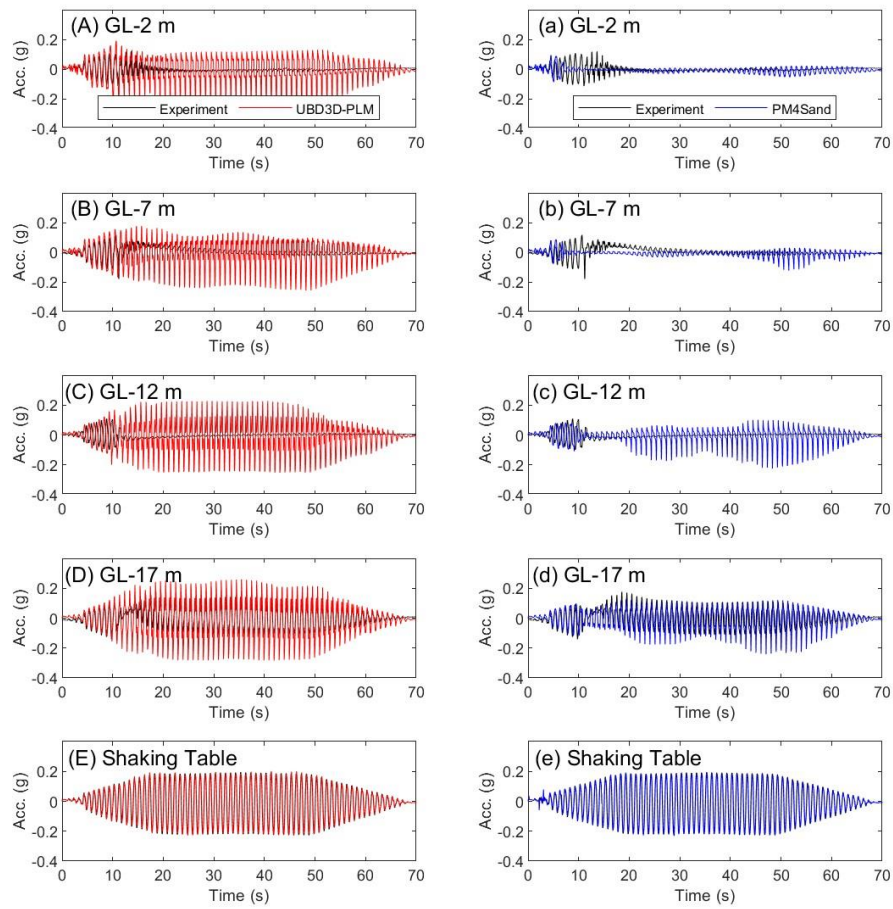
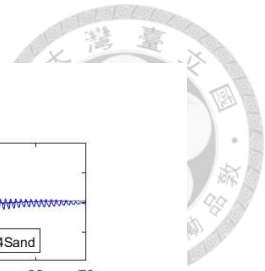
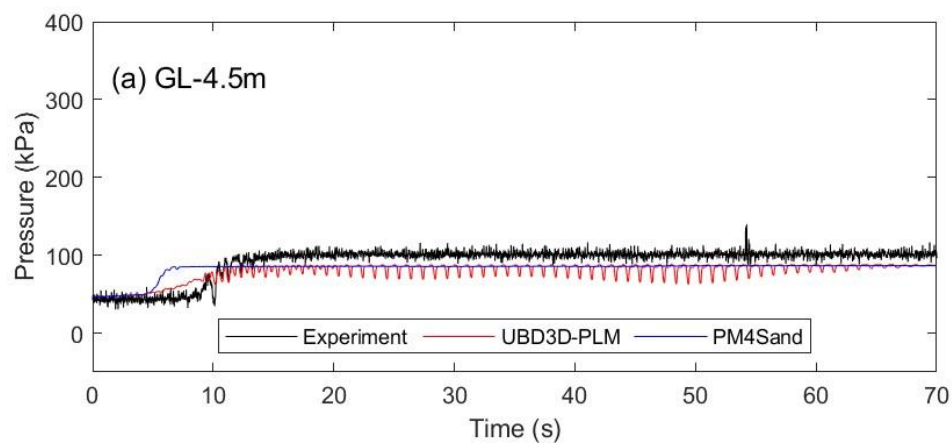


圖 5.1. 不同深度之加速度歷時對比圖：(A)-(E) Test vs. UBD3D-PLM；(a)-(e) Test vs. PM4Sand



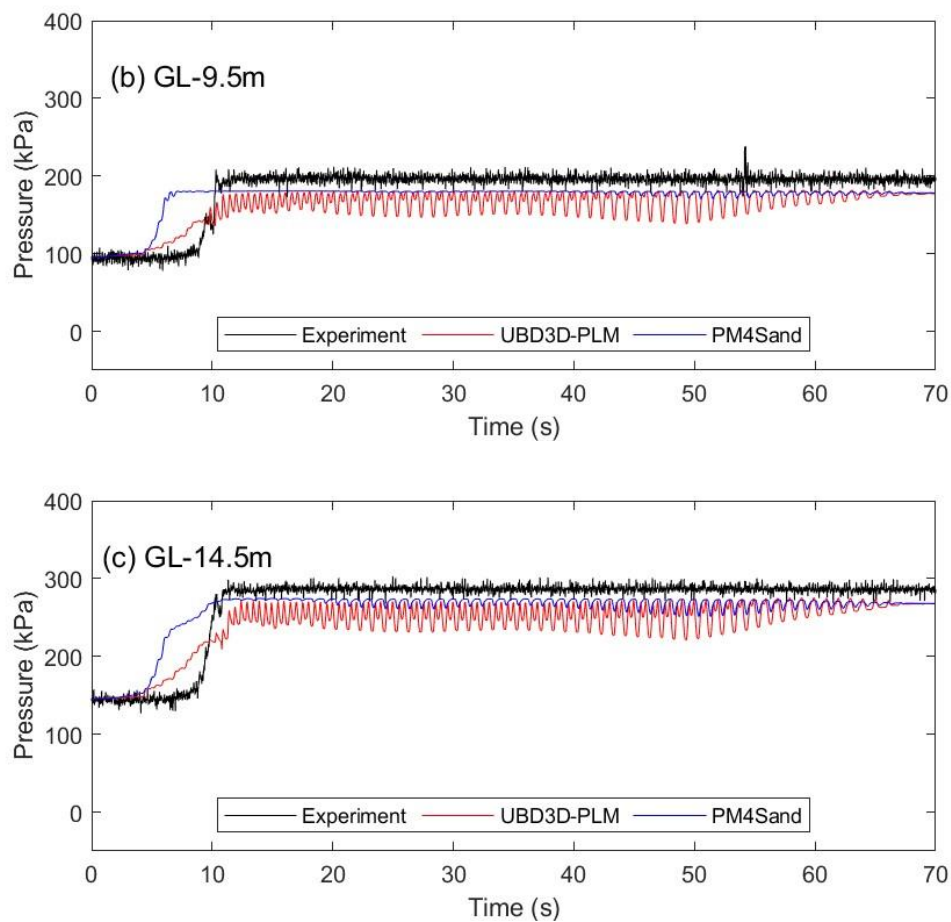


圖 5.2. 不同深度之孔隙水壓歷時對比圖

5.2 埋設地下管線模型

本研究透過選擇不同形式的管線元素（單位重為 73.84 kN/m^3 ，直徑為 0.532 m ，壁厚為 0.009 m ）進行分析，分別為固體 (Solid) 和板元素 (Plate)，觀察其孔隙水壓、加速度歷時和震動後上浮量預測與試驗結果比對，其分析結果的案例分析表、 R_u 分佈圖以及上浮分佈圖，可見附錄 B、附錄 C 和附錄 D。

5.2.1 Solid

本研究模擬管線為鑄鉄管（剛性管線），具有比周圍土壤較高的勁度，因此其性質選擇彈性性質，為了不要讓管線固體元素內產生孔隙壓力，故在排水類型中選擇無孔 (Non-porous)，其固體元素管線參數，如圖 5.3 與表 5.1 所示。

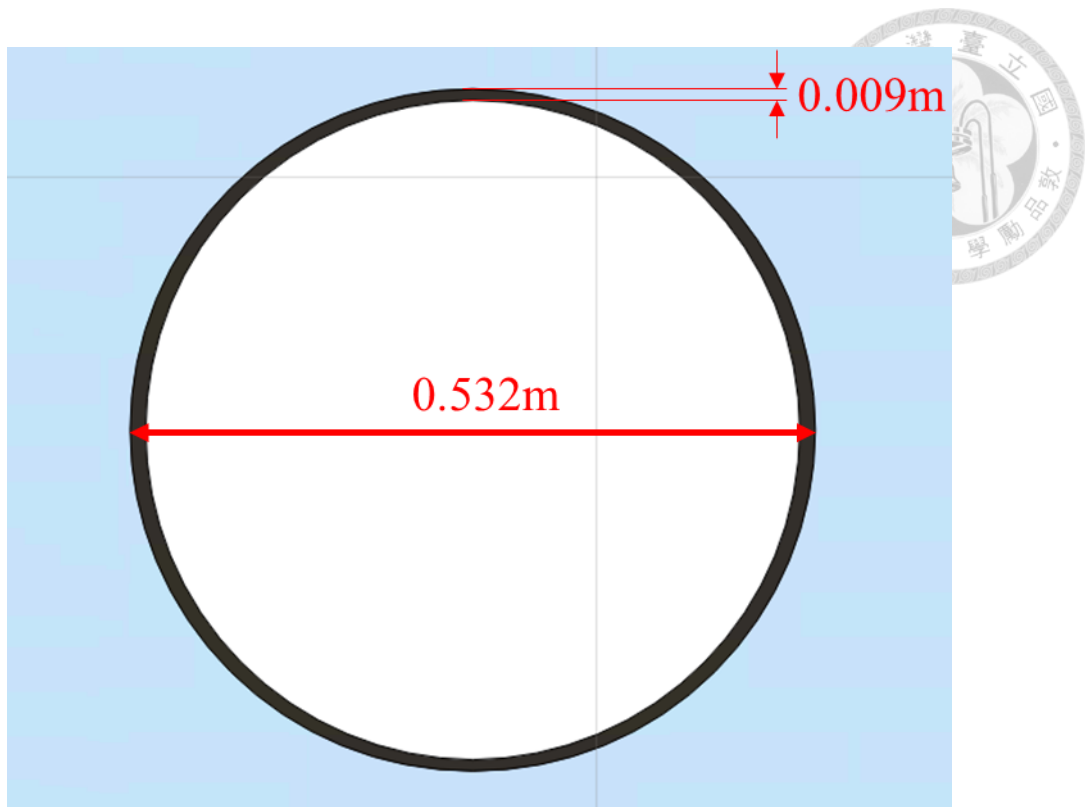
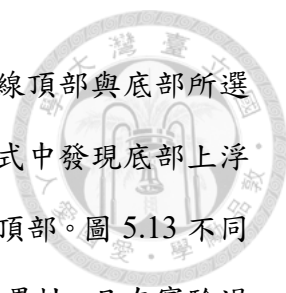


圖 5.3. 管線元素為固體元素 (Solid) 示意圖

表 5.1. 管線固體元素性質

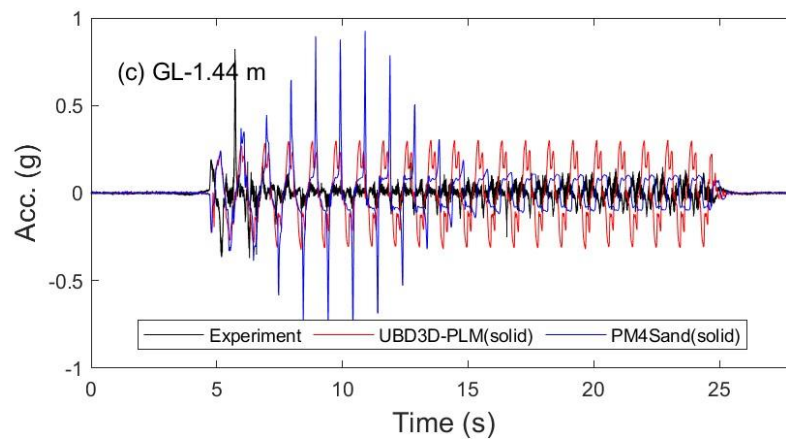
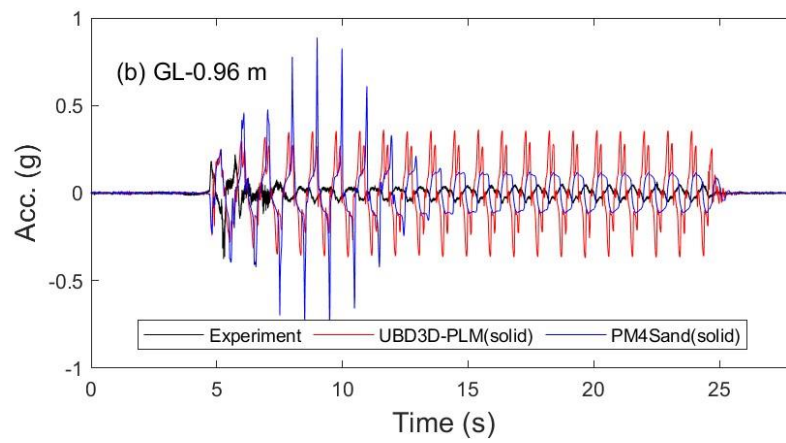
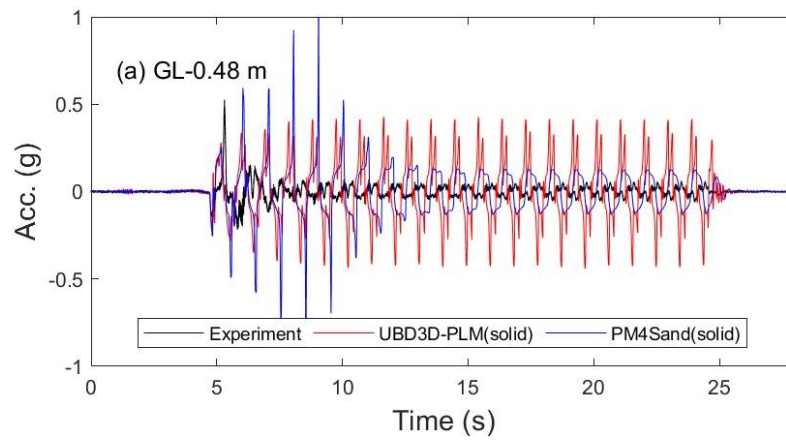
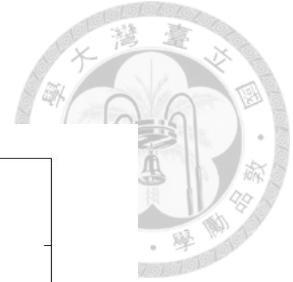
Parameter	Input
Element	Solid
Material type	Elastic
E_{ref}	11.2×10^6
ν (nu)	0.3

在圖 5.4、圖 5.7 和圖 5.10 的不同加速度歷時中，可以觀察無埋設地下管線模型加速度歷時行為相似，在 PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 模式中具有在發生土壤液化時加速度會有縮小的趨勢，而 UBC3D-PLM 模式並沒有縮小趨近於零的現象，但在相對越淺層的地方加速度會有越大的現象。從圖 5.5、圖 5.8 和圖 5.11 的不同水壓歷時圖中，可以觀測出 PM4Sand 隨著加速度遞減的趨勢在水壓歷時圖中也有相似的行為，而 UBC3D-PLM 則水壓歷時與加速度歷時維持一定的震蕩趨勢。



在圖 5.6、圖 5.9 和圖 5.11 的管線上浮歷時圖中，發現在管線頂部與底部所選定的檢測點並沒有維持一致的上浮量趨勢。在 UBC3D-PLM 模式中發現底部上浮量略低於頂部，而在 PM4Sand 模式中則相反底部上浮量略高於頂部。圖 5.13 不同最大加速度與上浮量之關係，分析與試驗結果對比具有極大的差異性，且在實驗過程中沒有發現管線變形的行為，因此固體元素不適合作為模擬管線之元素。

■ 案例一



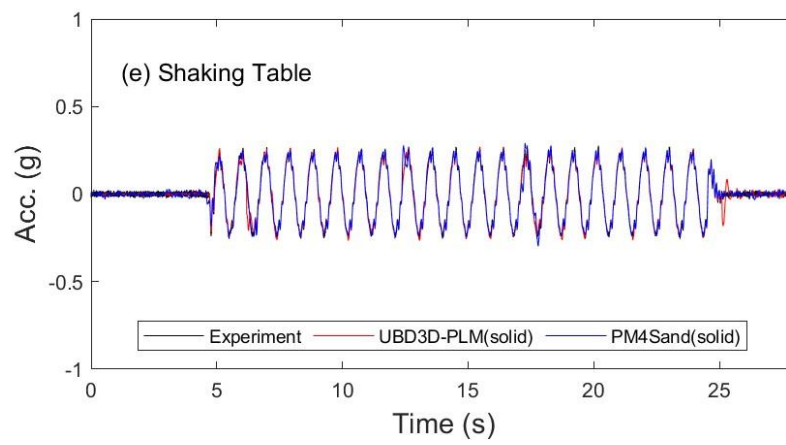
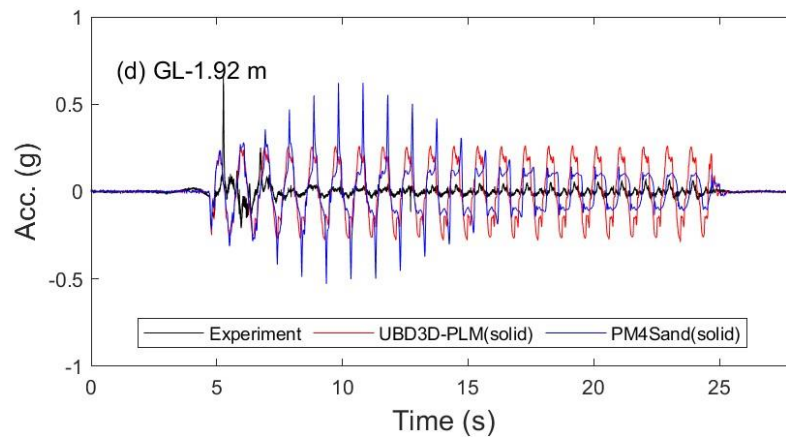
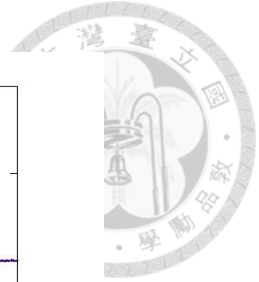
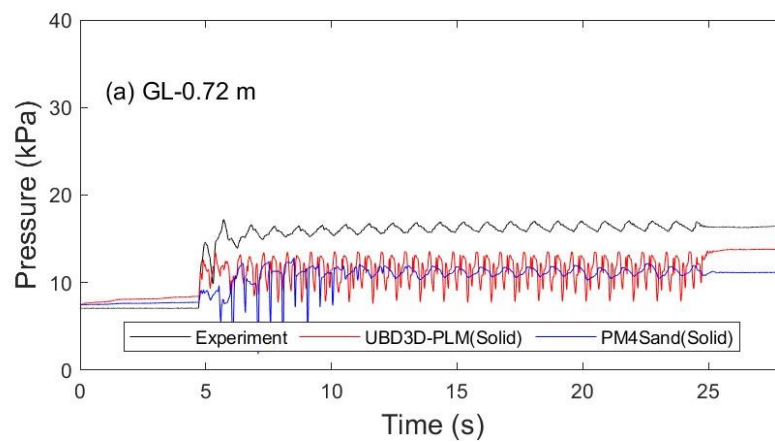


圖 5.4. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖



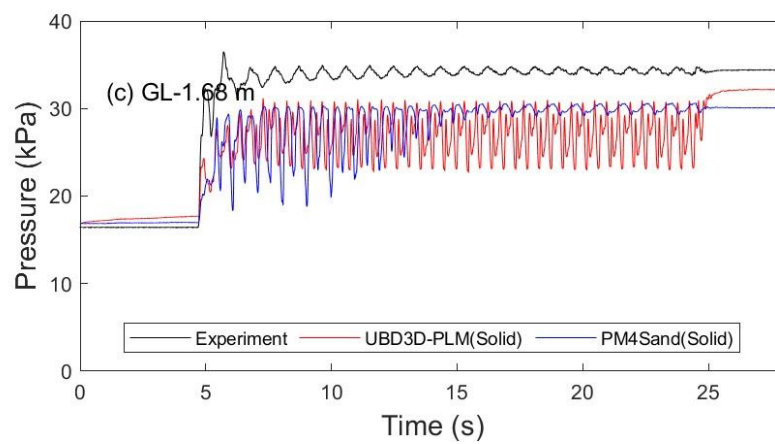
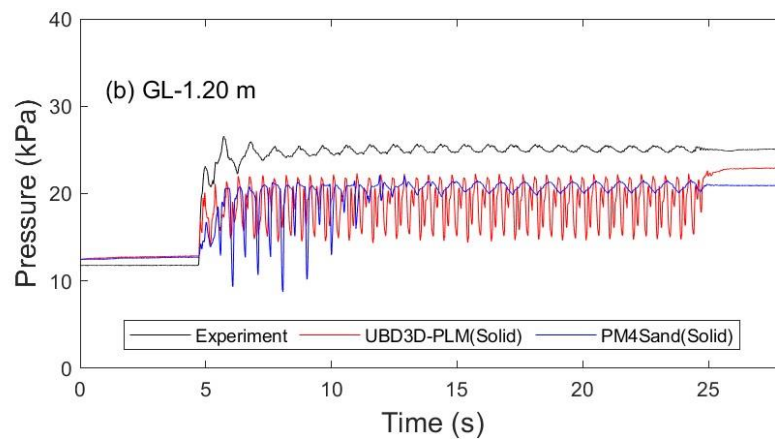
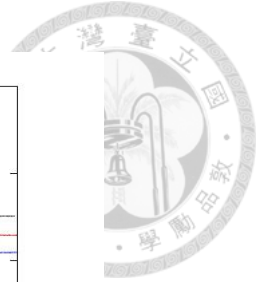


圖 5.5. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

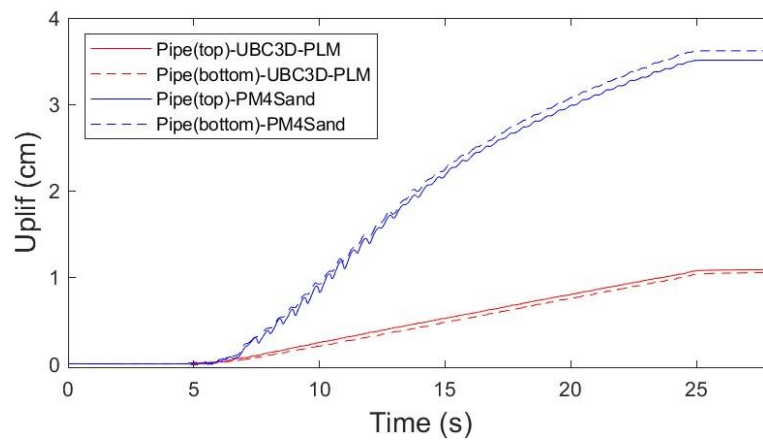
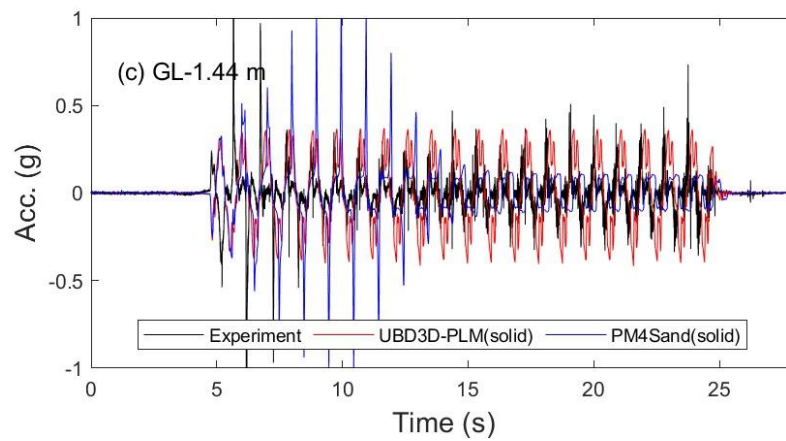
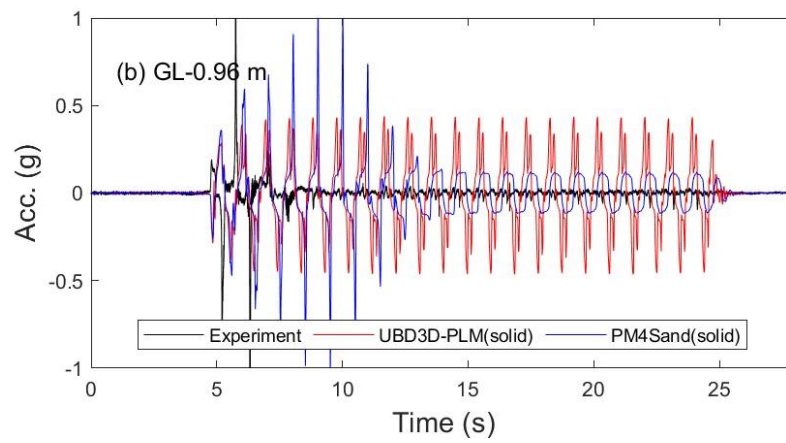
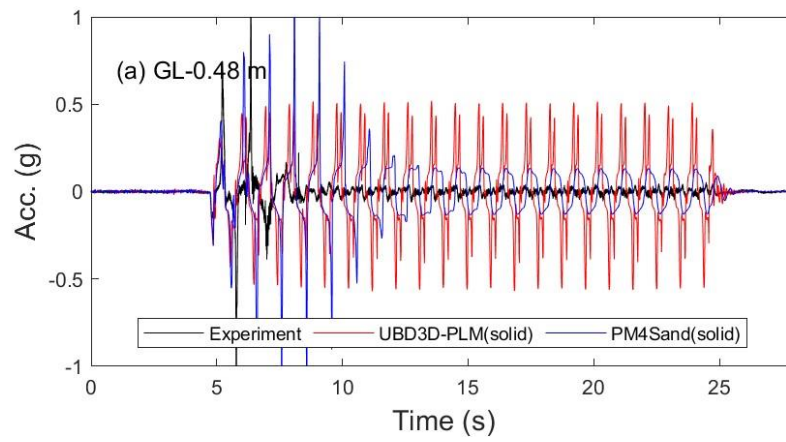
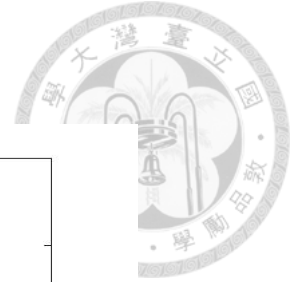


圖 5.6. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

■ 案例二



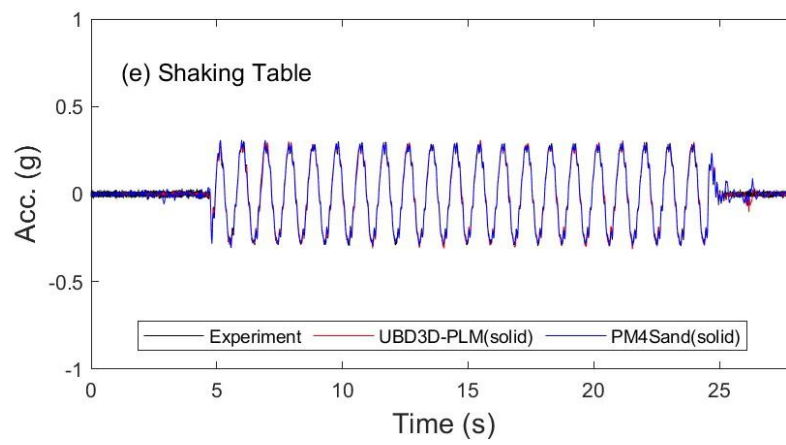
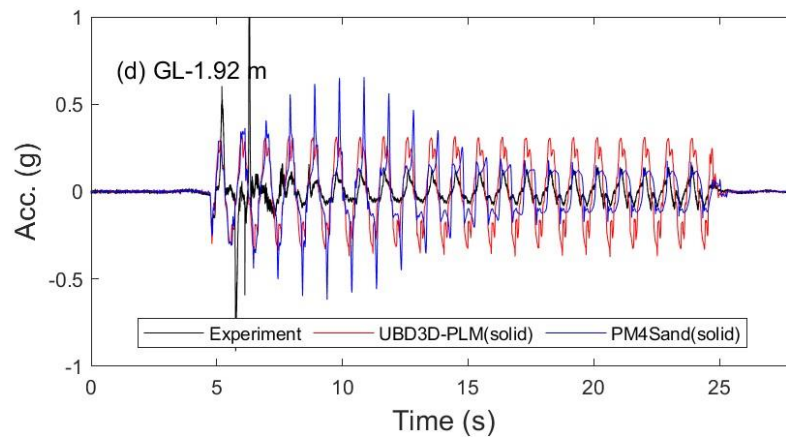
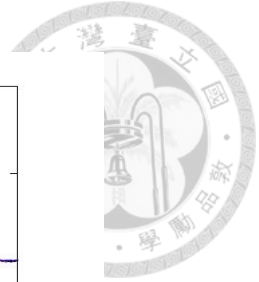
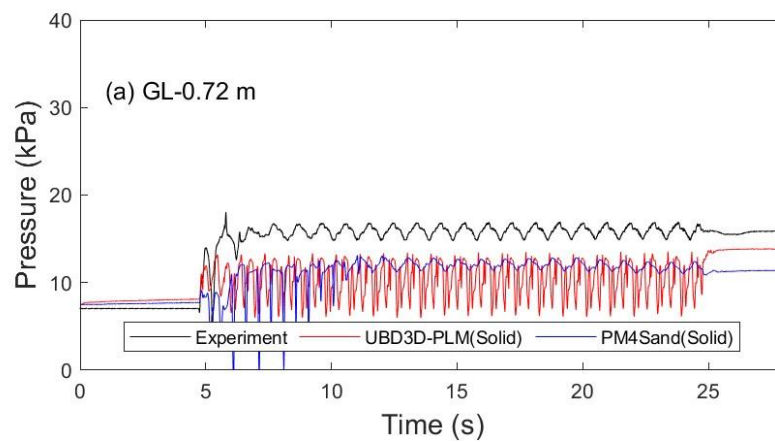


圖 5.7. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖



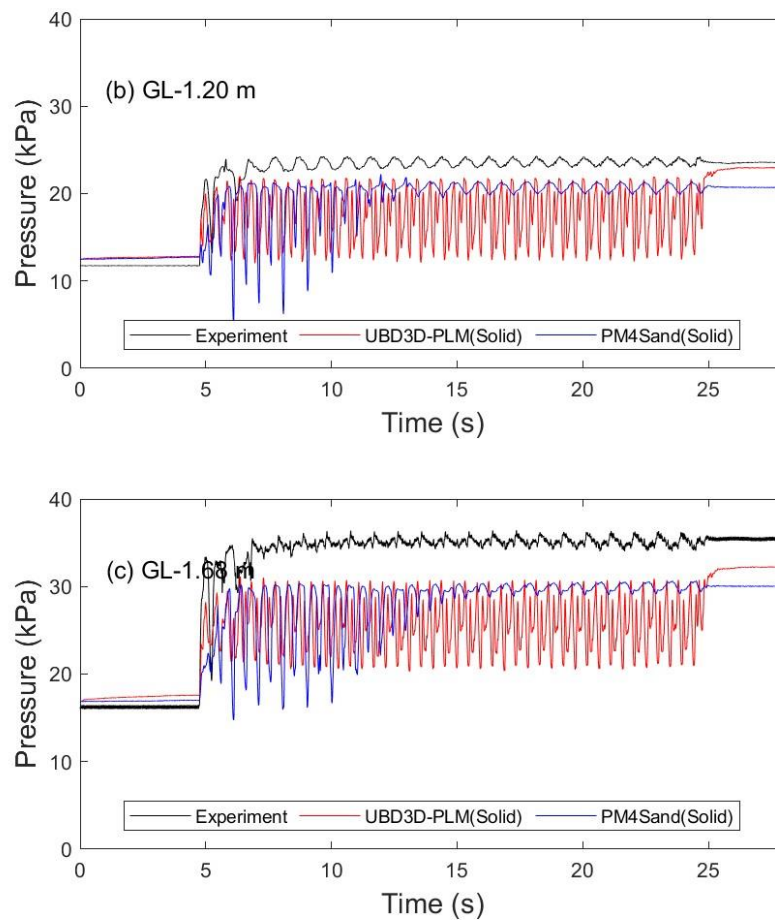
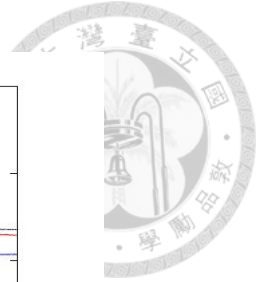


圖 5.8. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

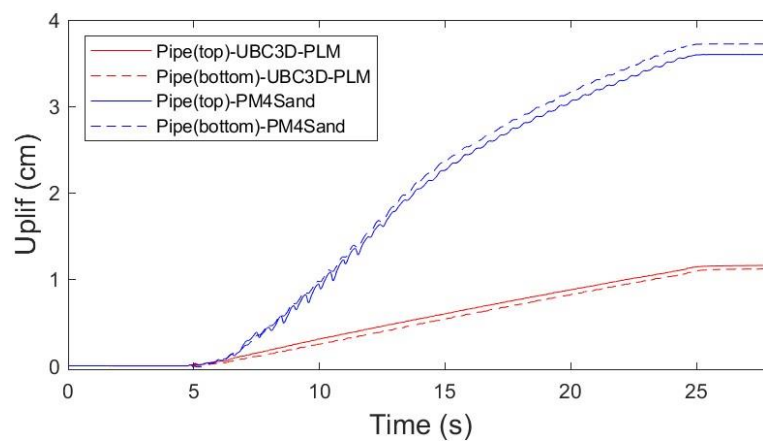
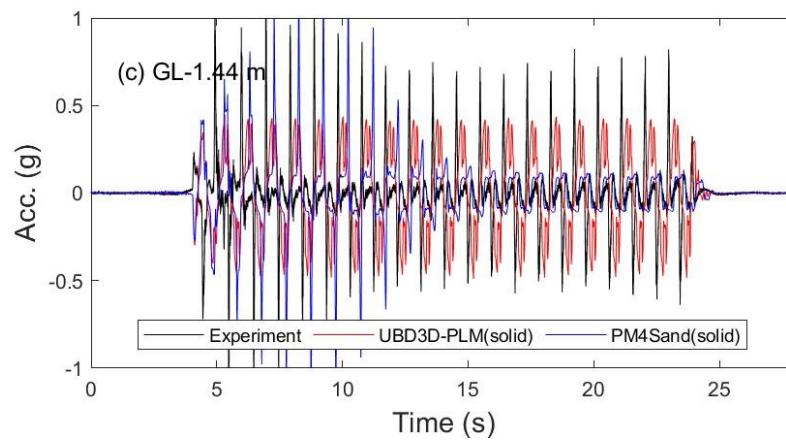
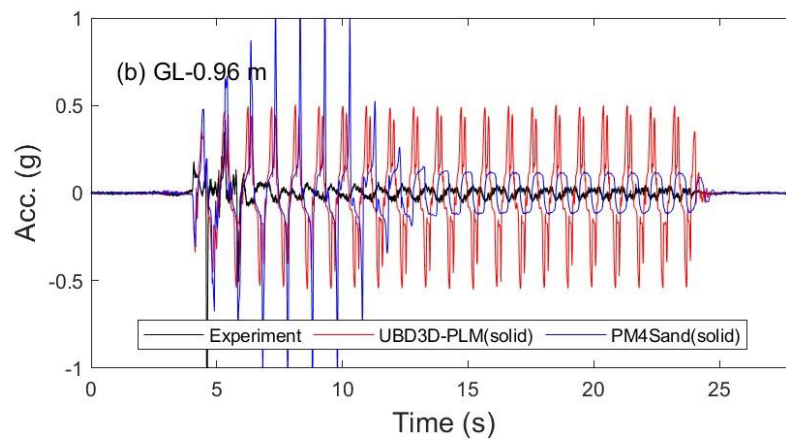
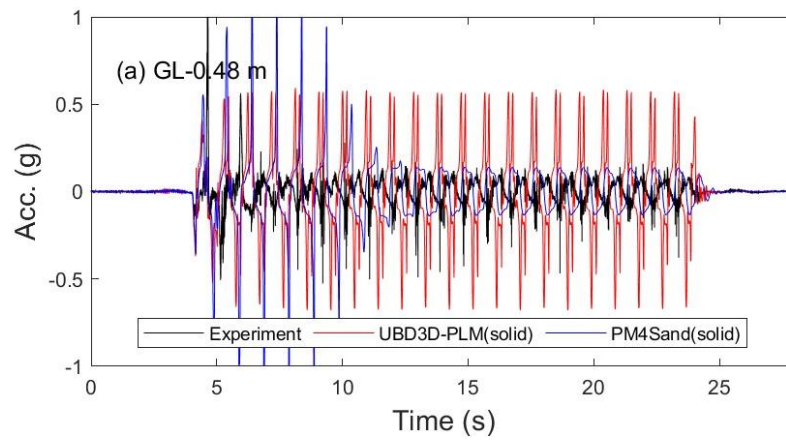
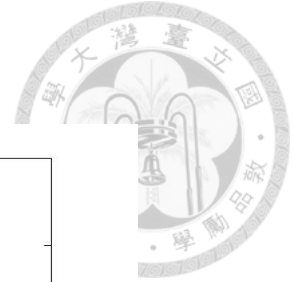


圖 5.9. 案例二之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

■ 案例三



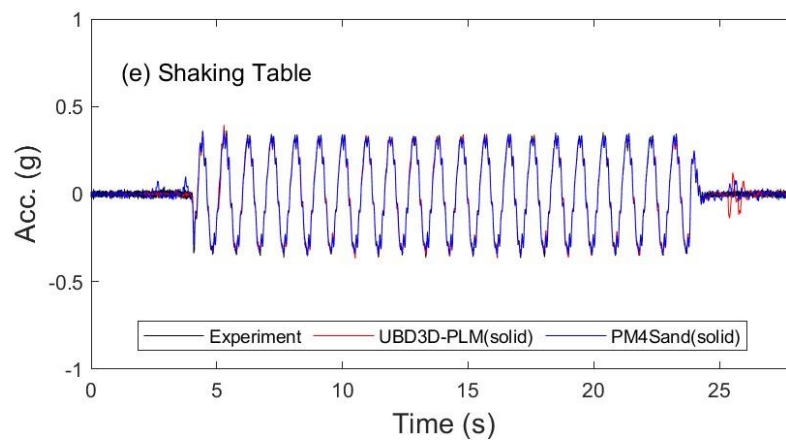
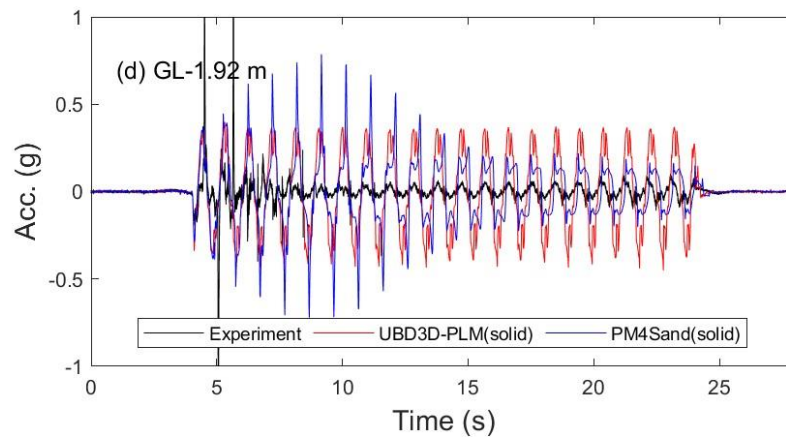
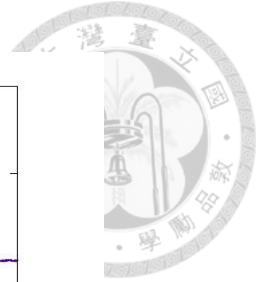
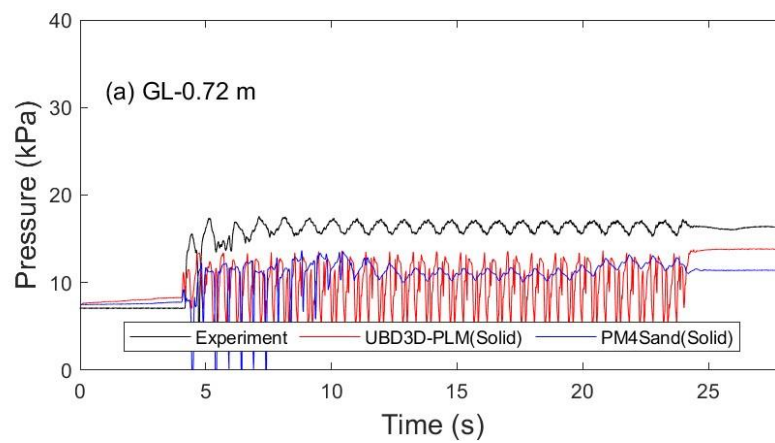


圖 5.10. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖



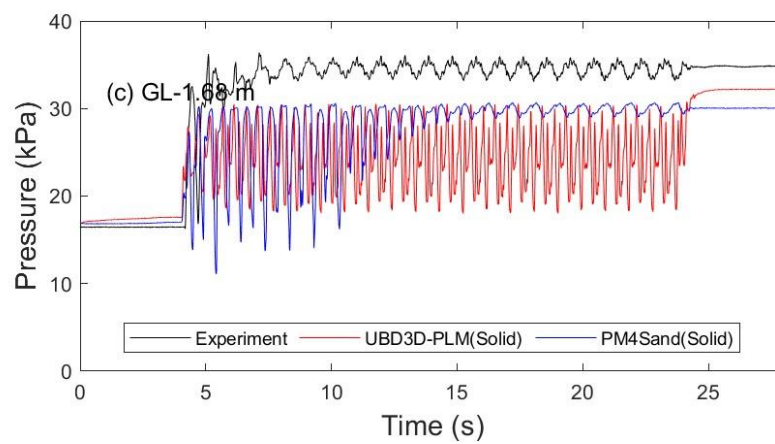
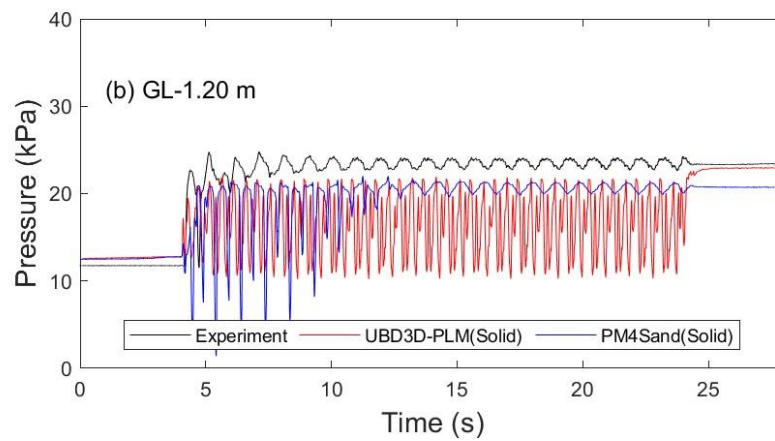
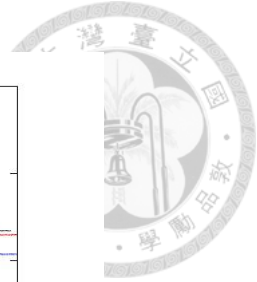


圖 5.11. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

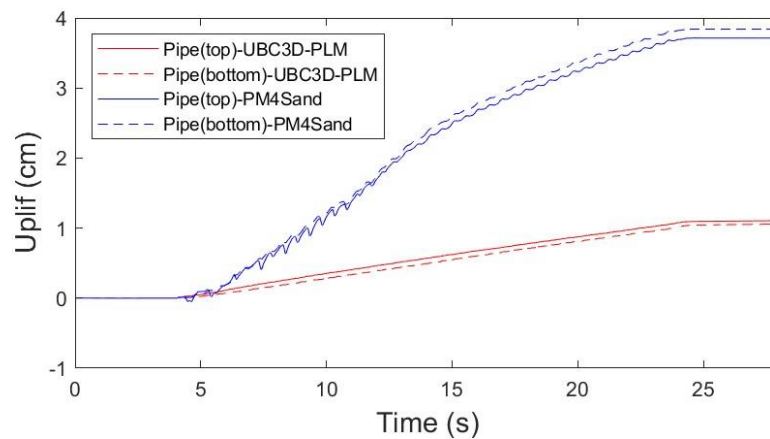


圖 5.12. 案例三之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

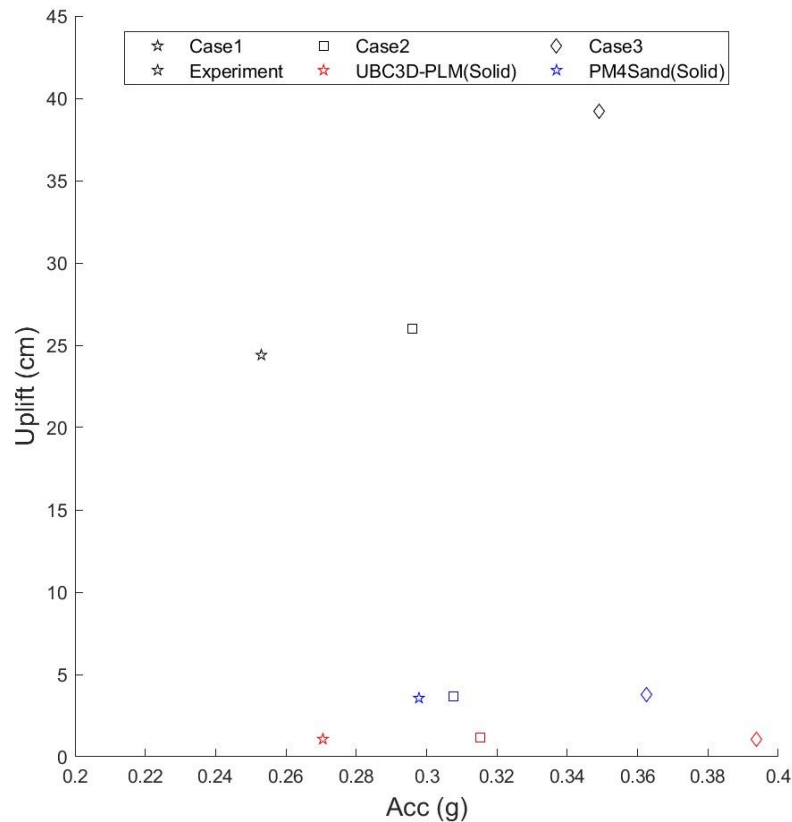


圖 5.13. 不同最大加速度與上浮量關係對比圖

5.2.2 Plate

在利用有限元素法軟體 PLAXIS 的相關文獻中，許多學者對於管線與隧道上浮的研究，選擇板元素 (Plate) 作為管線或隧道數值模型之依據 (Bilotta, [53]2018; Saeedzadeh and Hataf, [54] 2011; Seth et al., [55] 2022; Viladkar and Singh, [56] 2021)。由於，地下管線相對周圍土壤具有較高的強度與勁度，在材料類型則選擇彈性並且給予較高的彎曲強度，其板元素的重度的計算為管線單位重 ($\gamma = 73.84 \text{ kN/m}^3$) 乘管線壁厚 (thickness = 0.009m), 其板元素相關參數如圖 5.14 與表 5.2 所示。

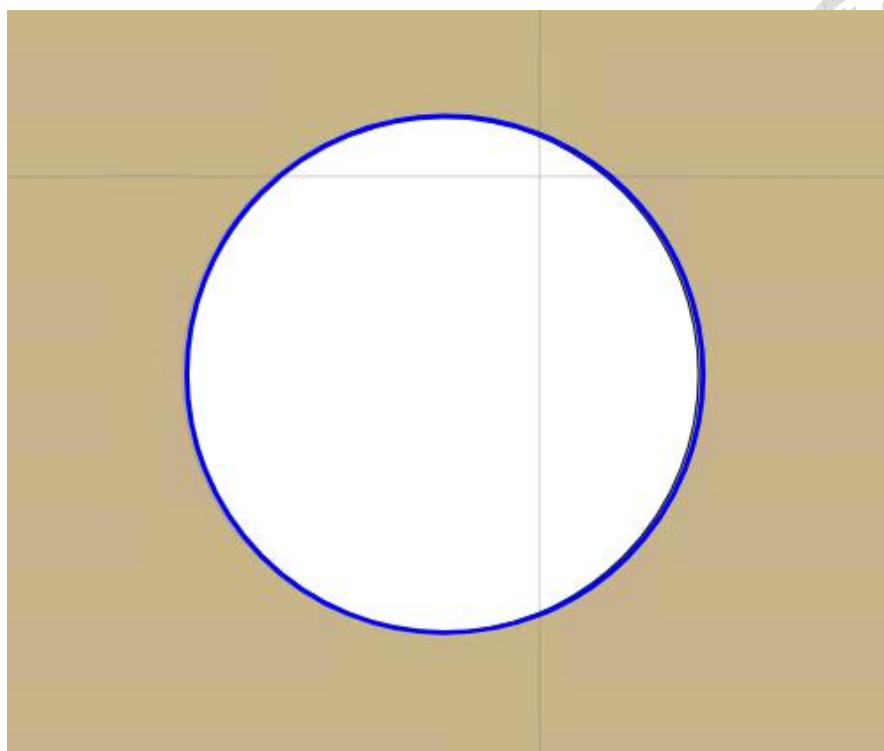


圖 5.14. 管線元素為板元素 (Plate) 示意圖

表 5.2. 管線板元素性質

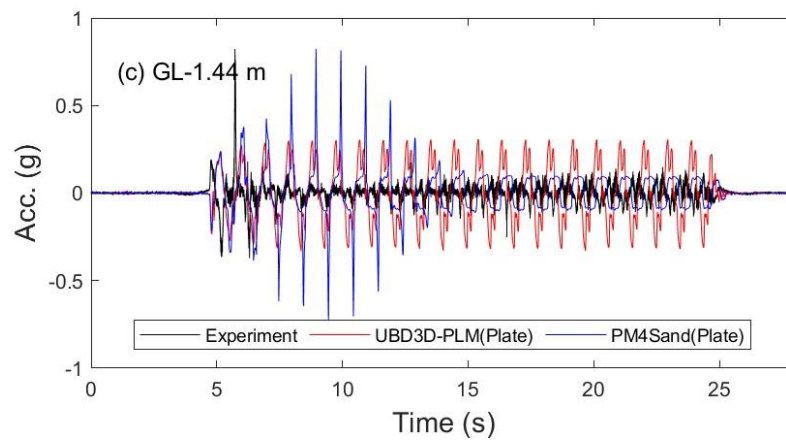
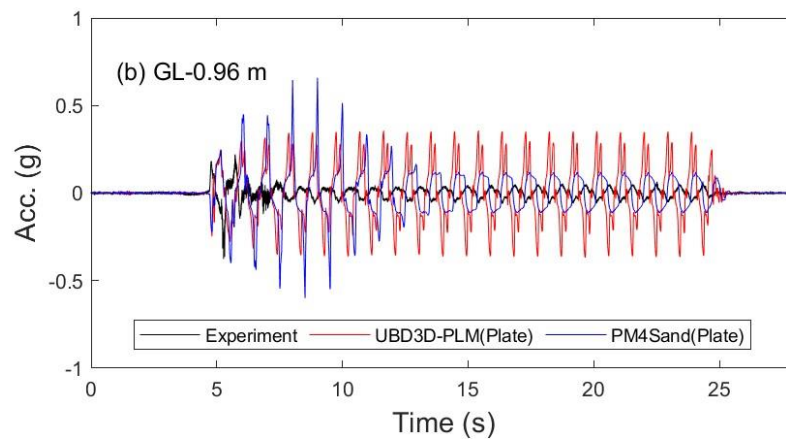
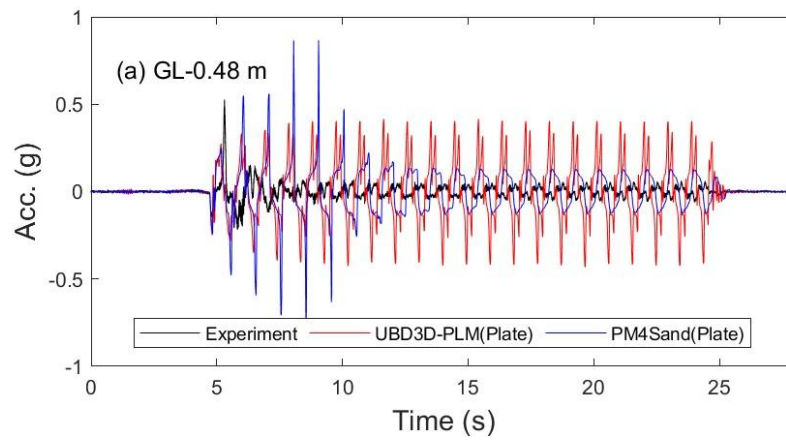
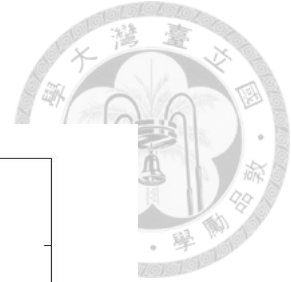
Parameter	Input
Element	Plate
Material type	Elastic
In-plane axial stiffness (kN/m)	11.2×10^6
Flexural rigidity (kN · m ² /m)	11.2×10^6
Weight of pipeline (kN/m/m)	0.66
ν (nu)	0.3

在圖 5.15、圖 5.18 和圖 5.21 的不同加速度歷時中，可以觀察與無埋設地下管線模型加速度歷時行為相似，在 PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 模式中具有在發生土壤液化時加速度會有縮小的趨勢，而 UBC3D-PLM 模式並沒有縮小趨近於零的現象，但在相對淺層的地方加速度會有越大的現象。從圖 5.16、圖 5.19 和圖 5.22 的

不同水壓歷時圖中，可以觀測出 PM4Sand 隨著加速度遞減的趨勢在水壓歷時圖中也有相似的行為，而 UBC3D-PLM 則水壓歷時與加速度歷時維持一定的震蕩趨勢。

在圖 5.17、圖 5.20 和圖 5.23 的管線上浮歷時圖中，兩種組成律模式相較於 5.2.1 節中選用固體元素的管線數值模型較為合理，其管線頂部與底部檢測點都維持一樣的上浮量，這也代表著並未發生變形的狀況，試驗觀測管線上浮時較為符合。在圖 5.24 為不同最大加速度與上浮量之關係，分析與試驗結果對比仍然具有極大的差異性。因此，本研究認為上浮量的差異為在模型中設立結構體與土體之間並未設定界面元素，造成分析過程無法有效分析在震動過程結構體對於土體間的互制行為。

■ 案例一



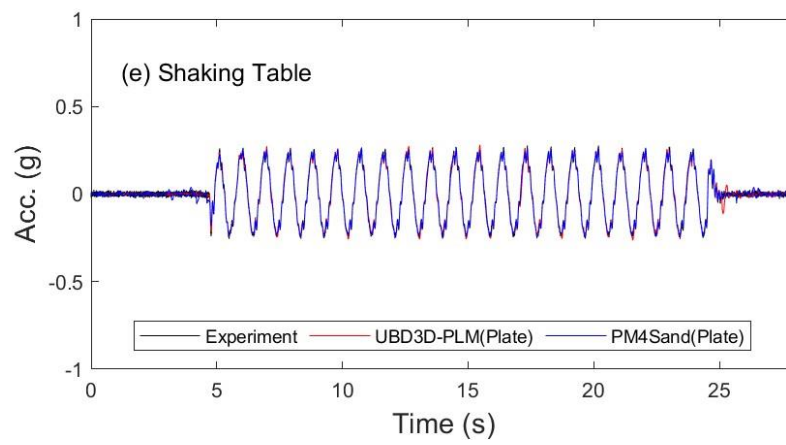
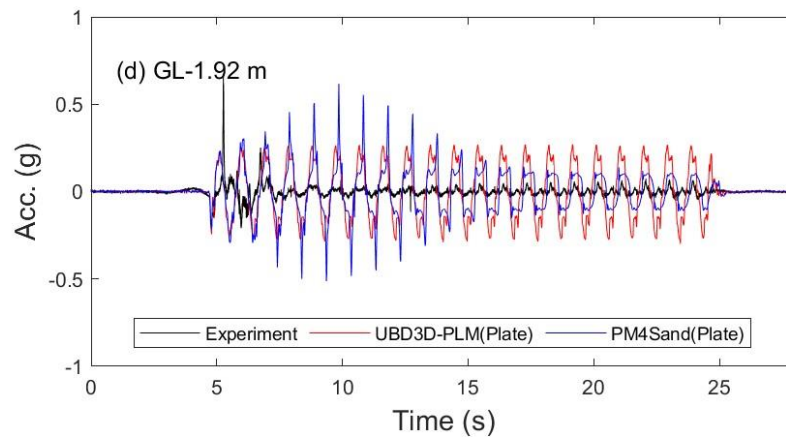
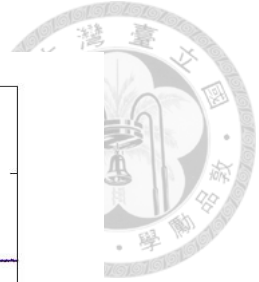
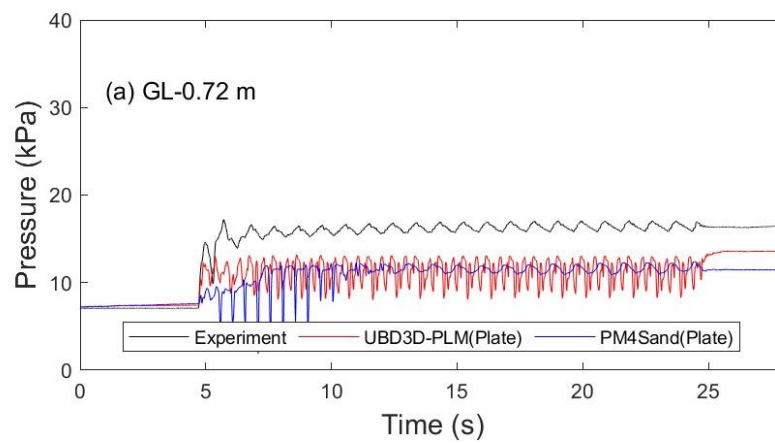


圖 5.15. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖



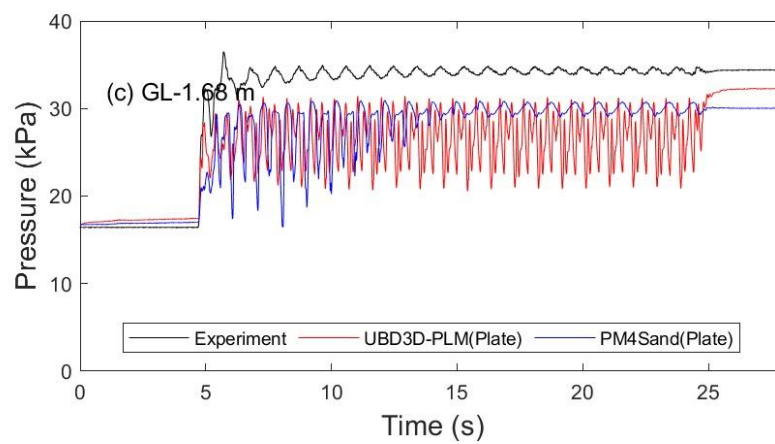
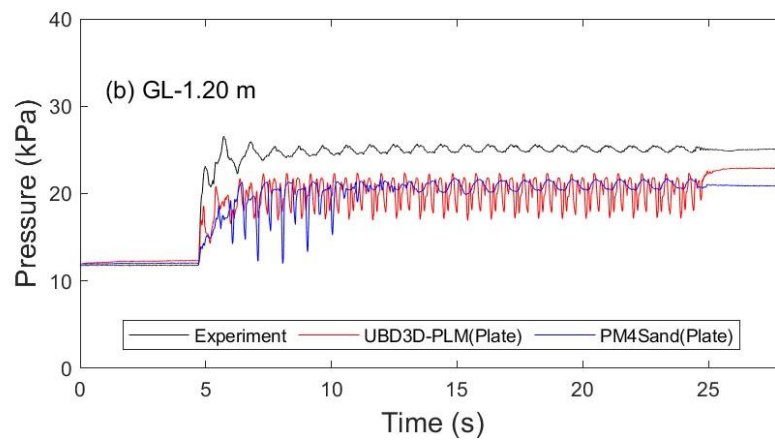
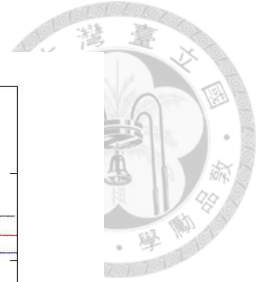


圖 5.16. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

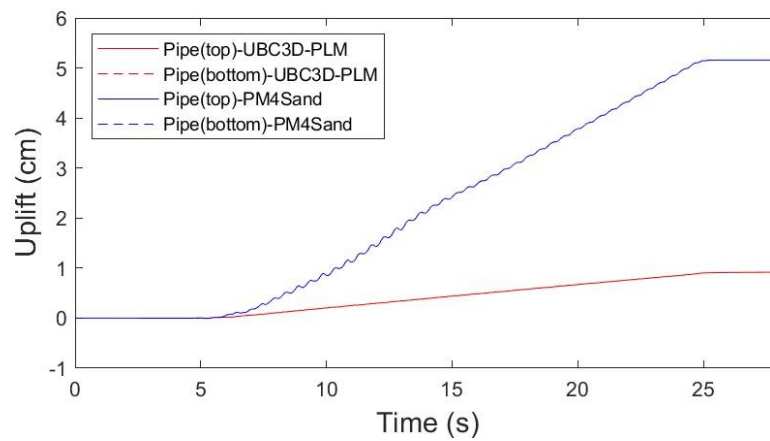
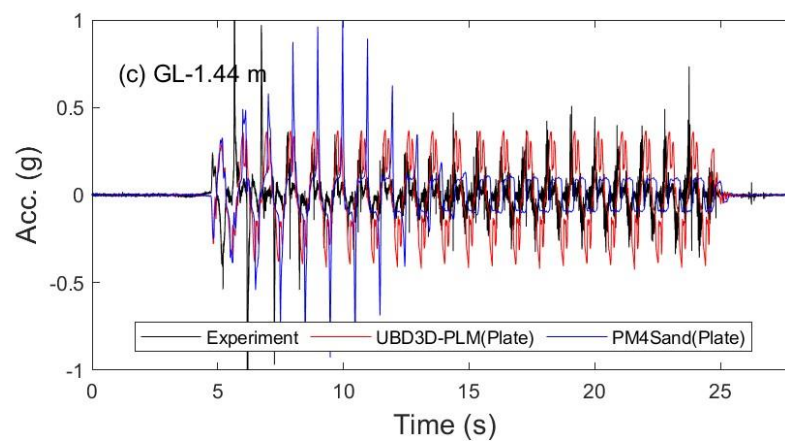
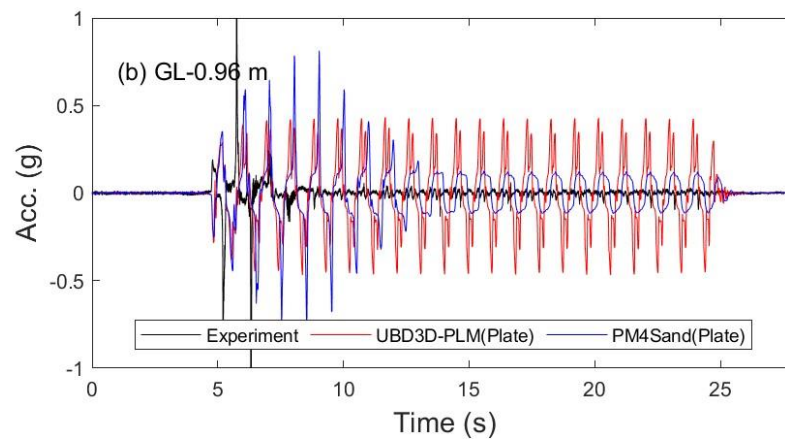
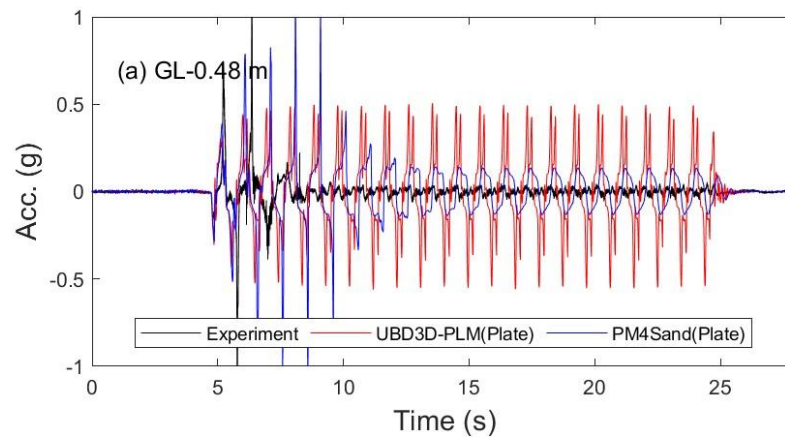
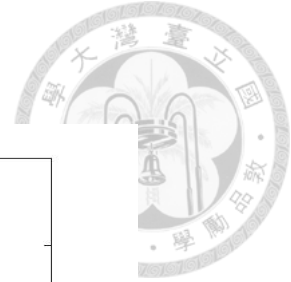


圖 5.17. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

■ 案例二



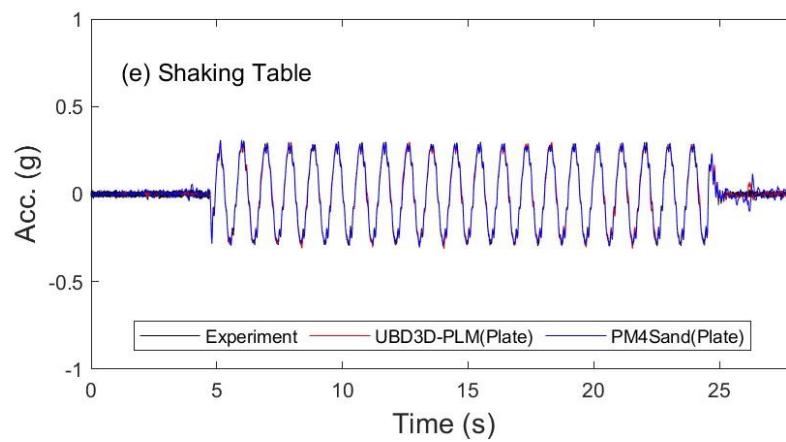
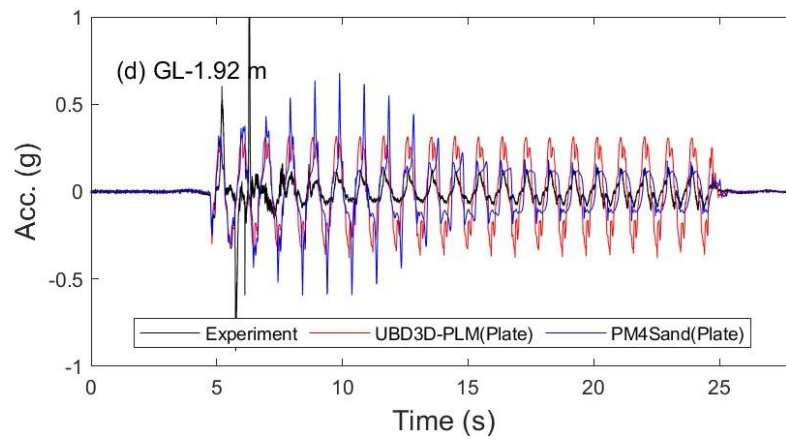
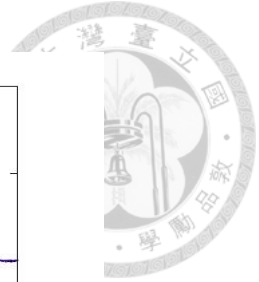


圖 5.18. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖

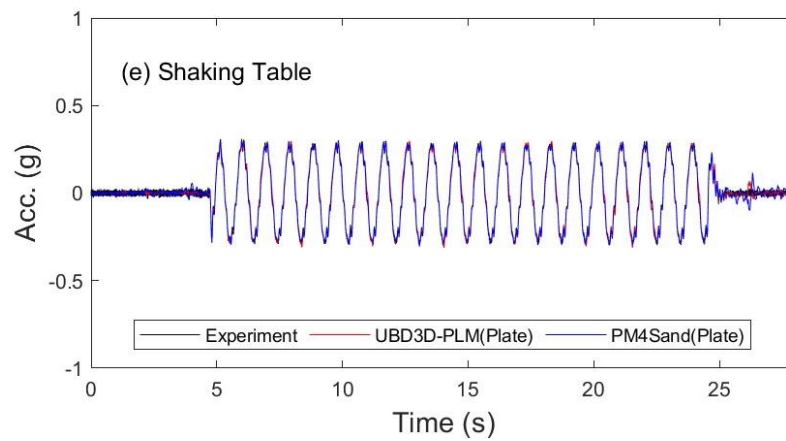


圖 5.19. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

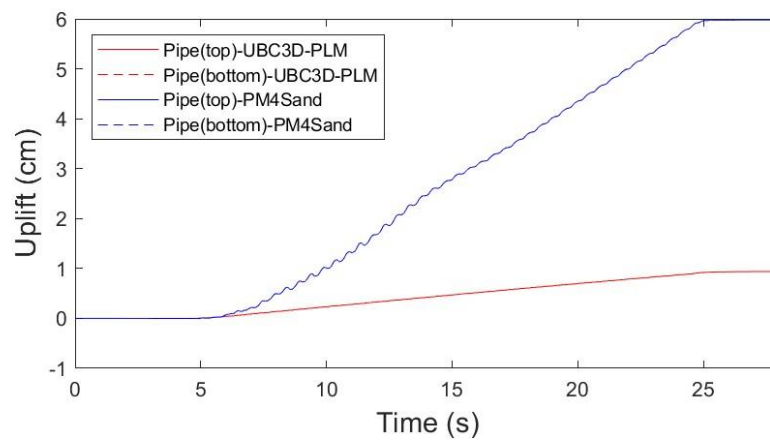
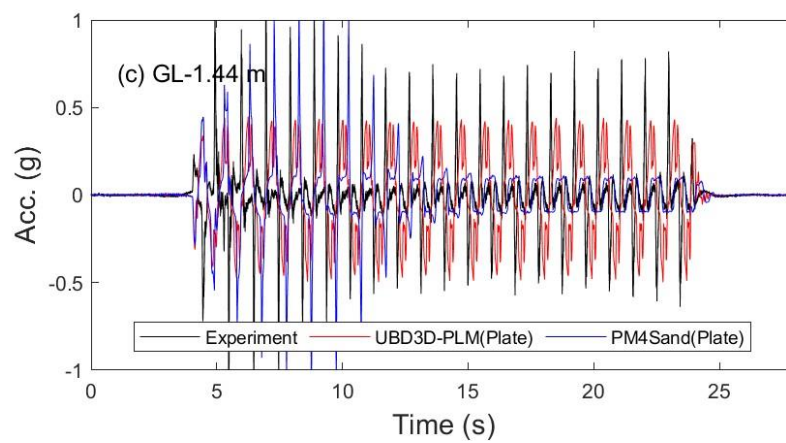
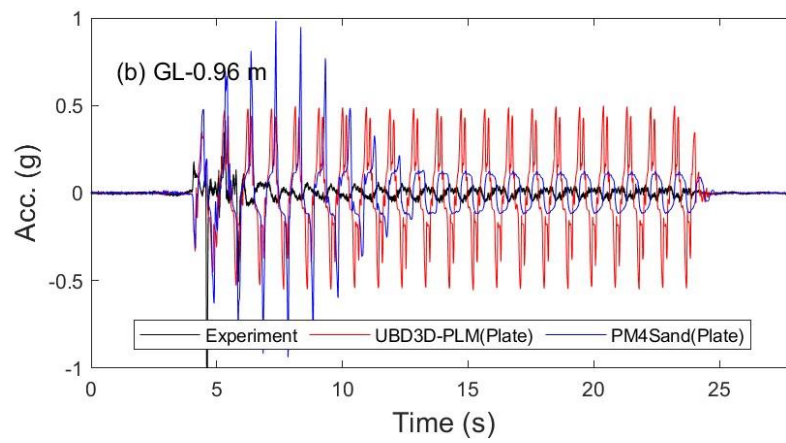
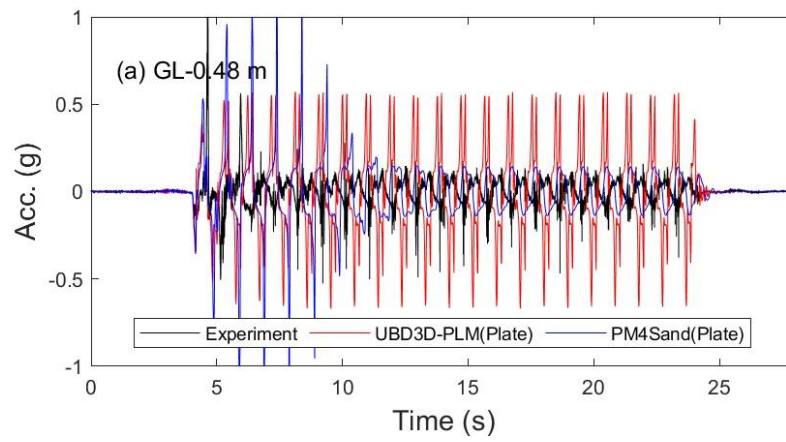
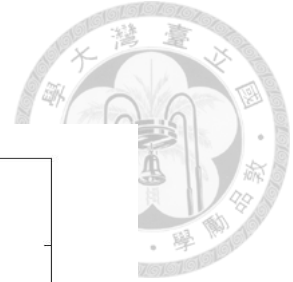


圖 5.20. 案例二之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

■ 案例三



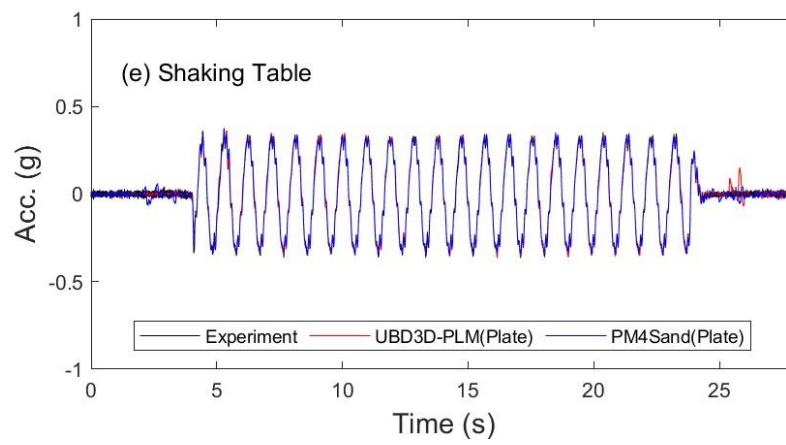
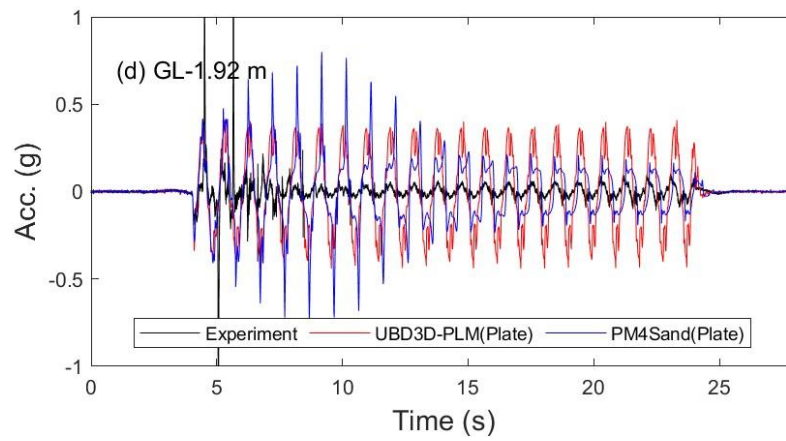
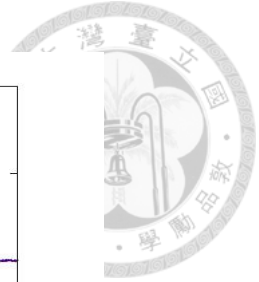
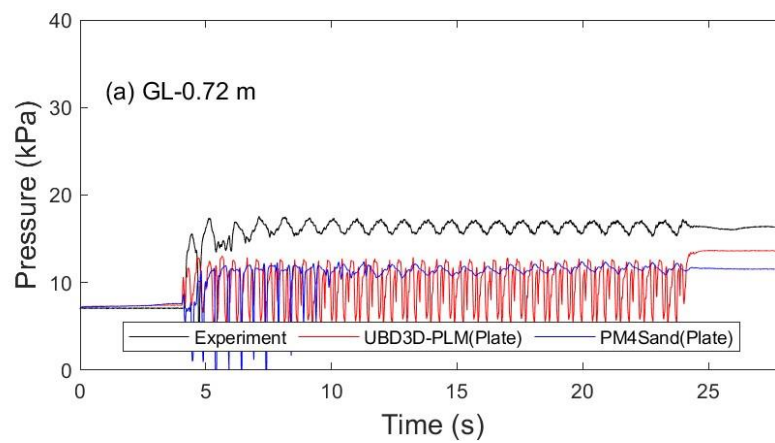


圖 5.21. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖



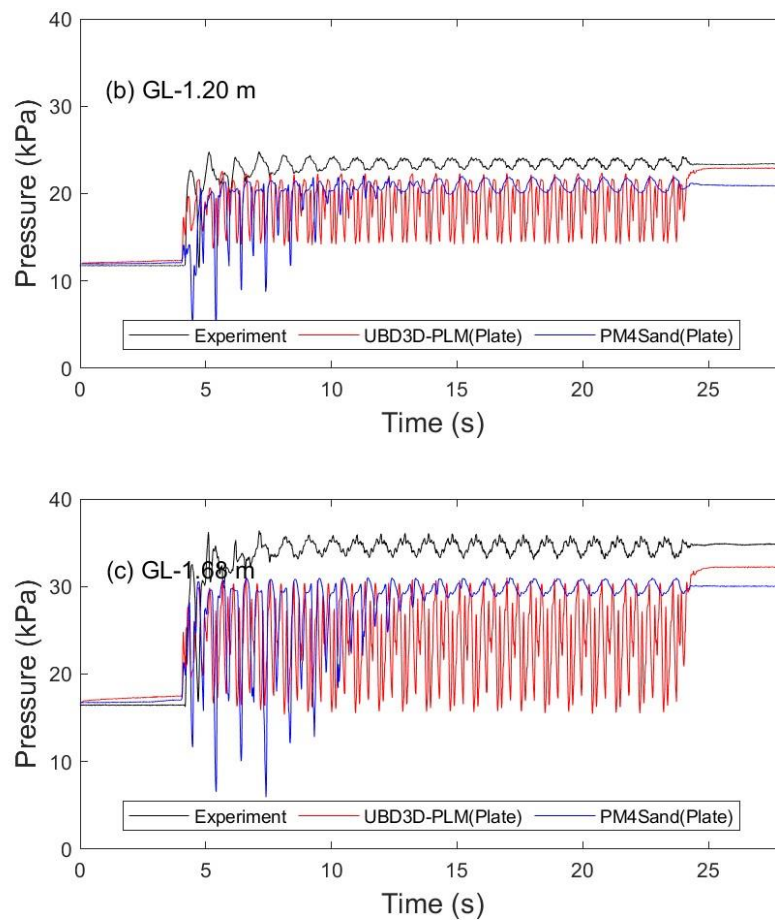
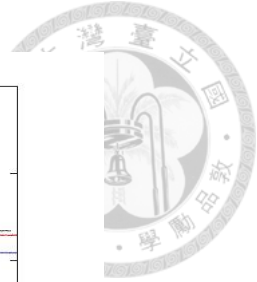


圖 5.22. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

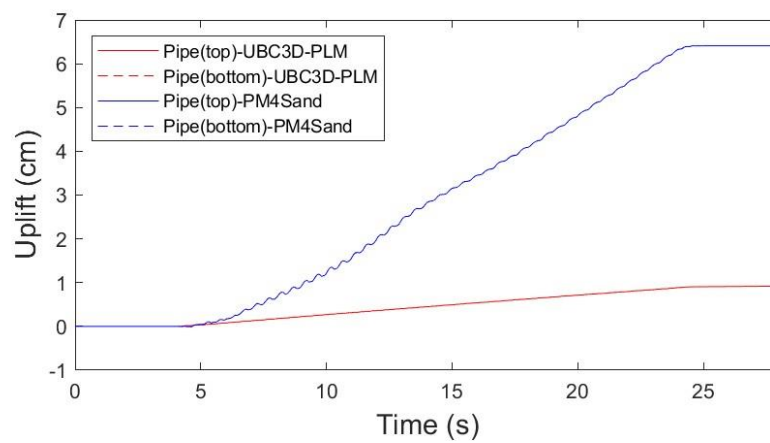


圖 5.23. 案例三之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

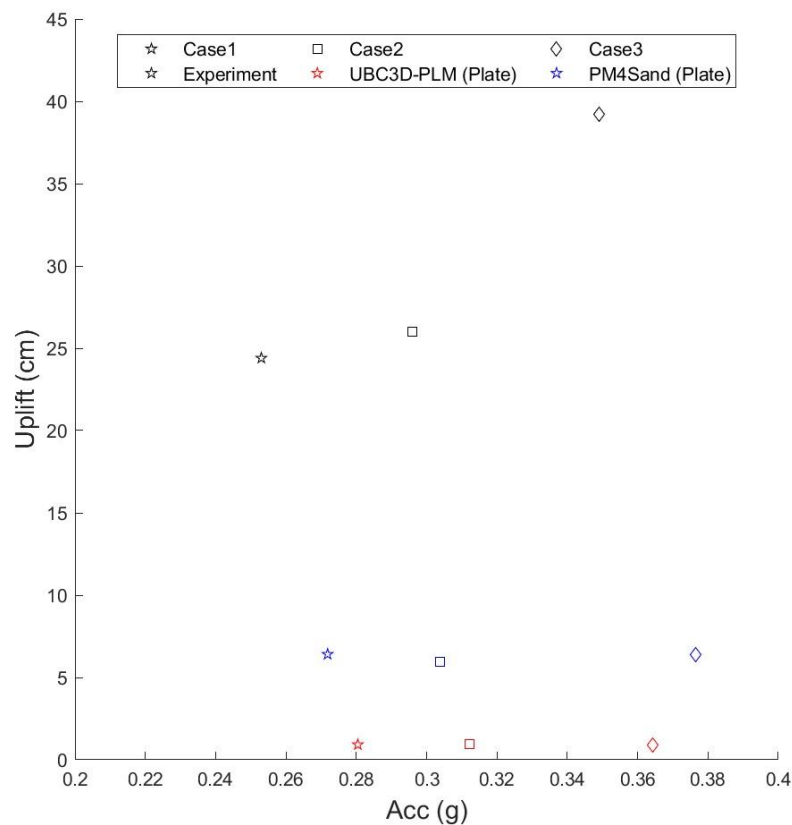


圖 5.24. 不同最大加速度與上浮量關係對比圖

5.2.3 Plate-interface (Adjacent soil)

由於沒有考慮設定界面元素 (Interface)，無法有效的分析土體與結構體的互制行為，使得上浮量無法達到預期的成果並且遠低於試驗所預估上浮量。因此，在數值模型中設定界面元素 (Interface) 以達到土體與結構體的互制行為，如圖 5.25 所示。在一般鑄鐵管表面會塗上一層防腐劑使得管壁外表面粗糙，假設管線表面為完全粗糙，即整個土體摩擦力會在管線-土體界面中調動，界面剪切能力係數 R_{inter} 則設定為 1，其管線性質 (板元素) 與表 5.2 一致。

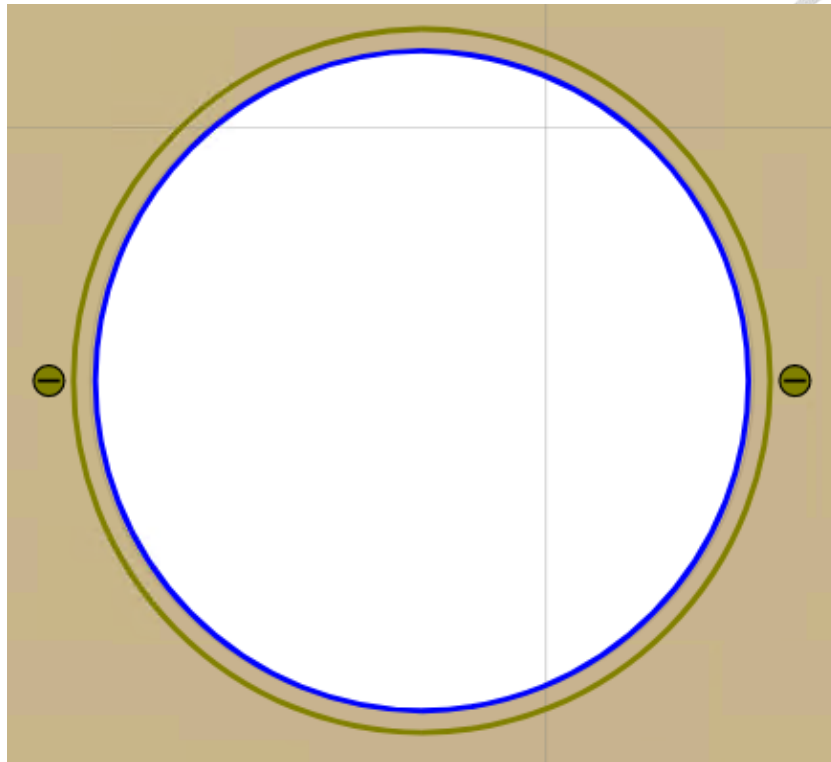


圖 5.25. 管線元素為板元素 (Plate) 與界面元素示意圖

首先，PM4Sand 模式在設定界面元素時，運算過程會發生應力集中的情況，導致無法進行運算，如圖 5.26 所示。因為，在 PM4Sand 模式中發生應力集中的情況，本研究初步認為是目前所設定之網格數量 (Medium) 不足，造成在管線周圍發生應力集中之情形。因此，將 PM4Sand 模式網格數量調整為非常細緻 (Very fine) 進行測試，觀測是否透過增加網格數量來緩解應力集中的運算。但將網格數量調整至很細緻時，PM4Sand 模式仍然發生應力集中的情況無法進行分析，如圖 5.27 所示。因此本研究因應力集中問題不繼續討論 Plate-interface (Adjacent soil) PM4Sand 模式之埋設地下管線數值模型。

在 UBC3D-PLM 模式在設定界面元素的分析結果，其圖 5.28 至圖 5.36 中，可以觀測出數值模型在振動過程中會有產生極值的情況，並且此極值連帶影響水壓歷時與上浮量的計算，在上浮量歷時圖發現管線會有突然下陷的現象，如圖 5.30、圖 5.33 和圖 5.36 所示。在變形分析結果中，發現土體與結構體有分離之現象以案例三為例，如圖 5.37 所示。

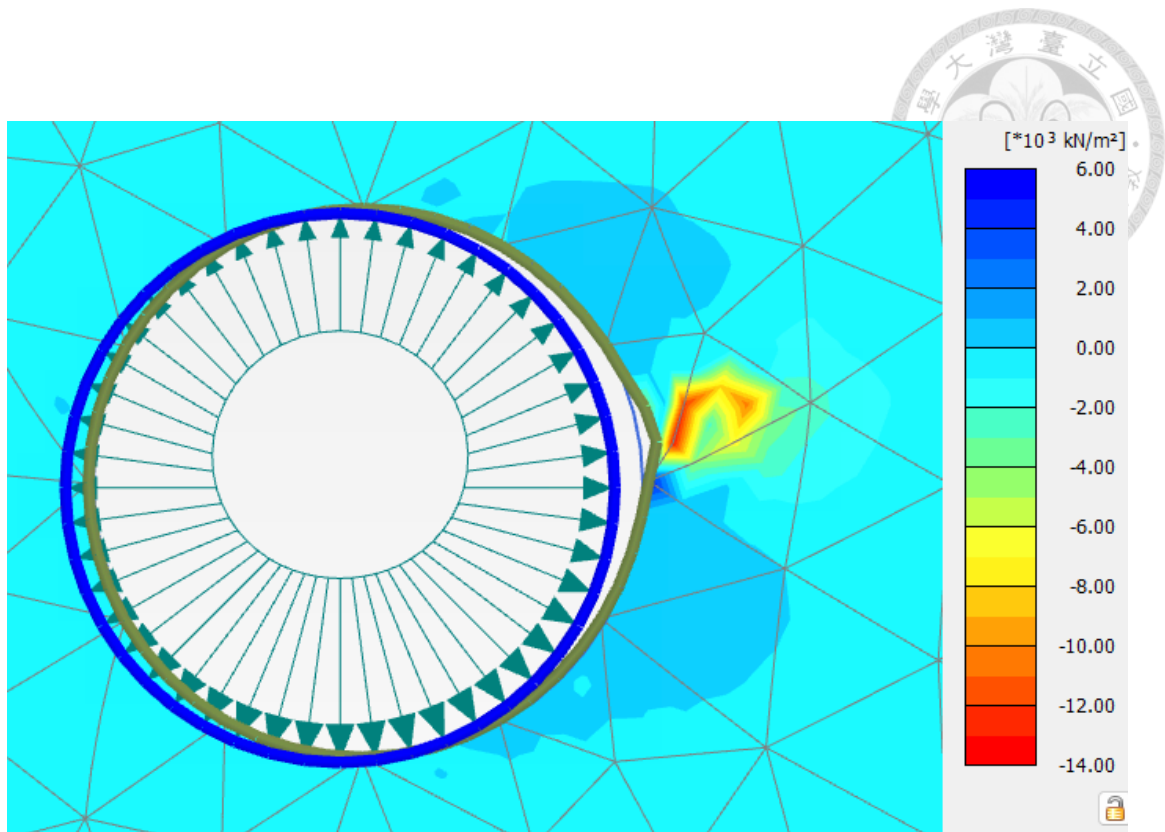


圖 5.26. PM4Sand 中等網格數分析

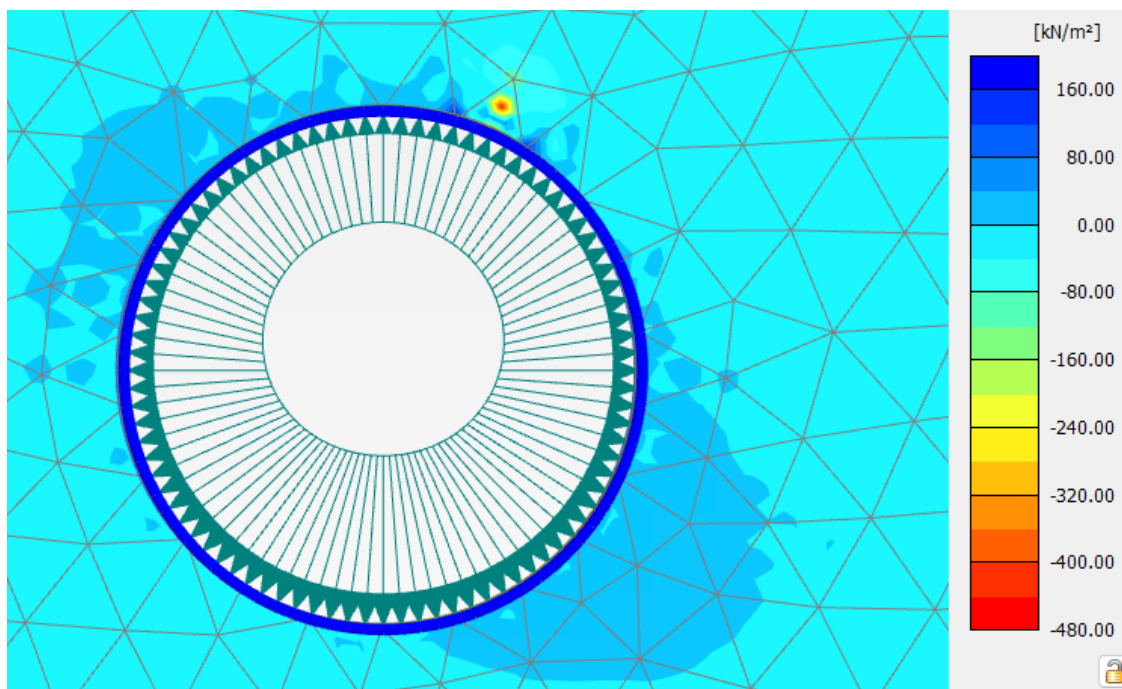
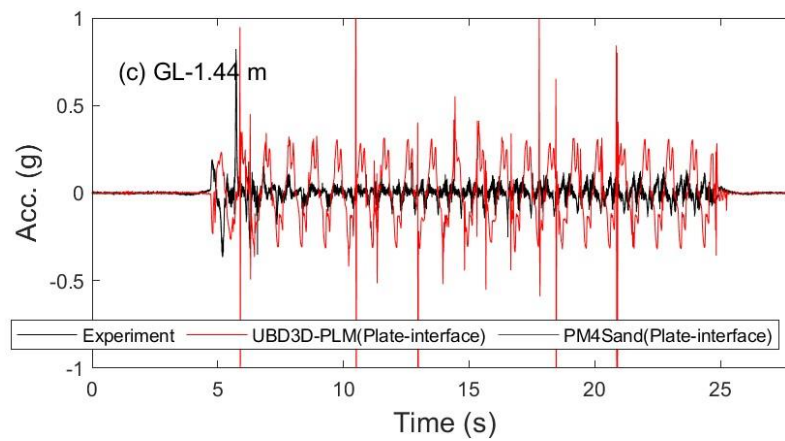
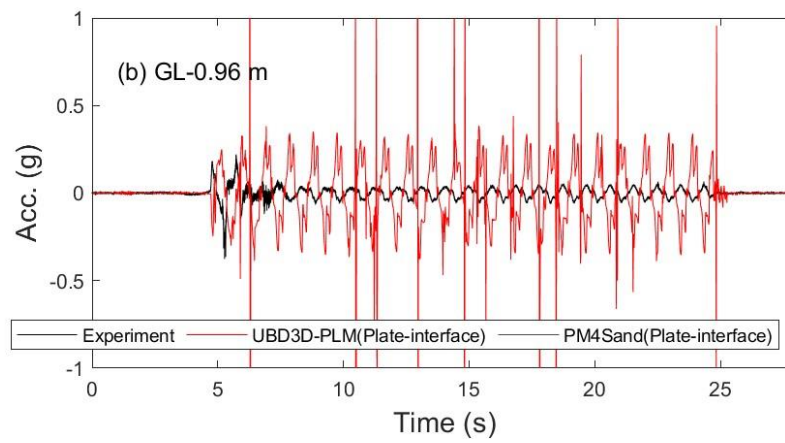
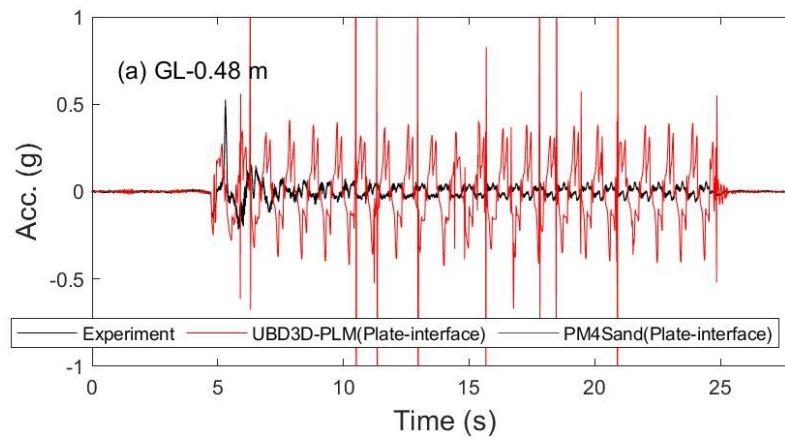


圖 5.27. PM4Sand 非常細緻網格數分析

■ 案例一



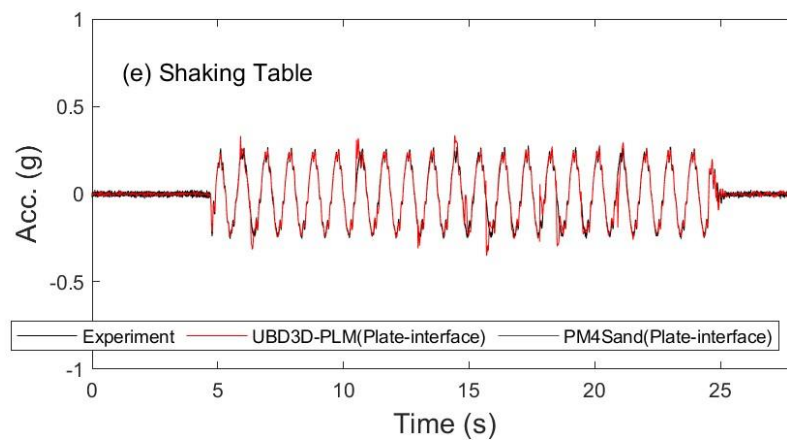
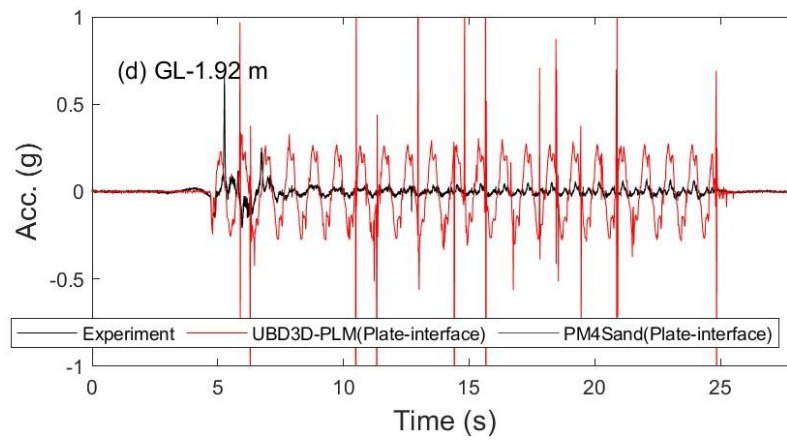
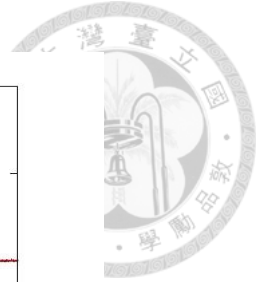
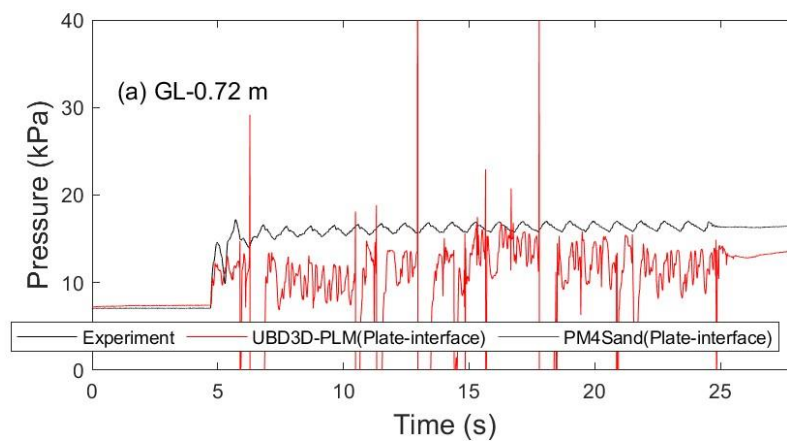


圖 5.28. 案例一之不同深度加速度歷時對比圖



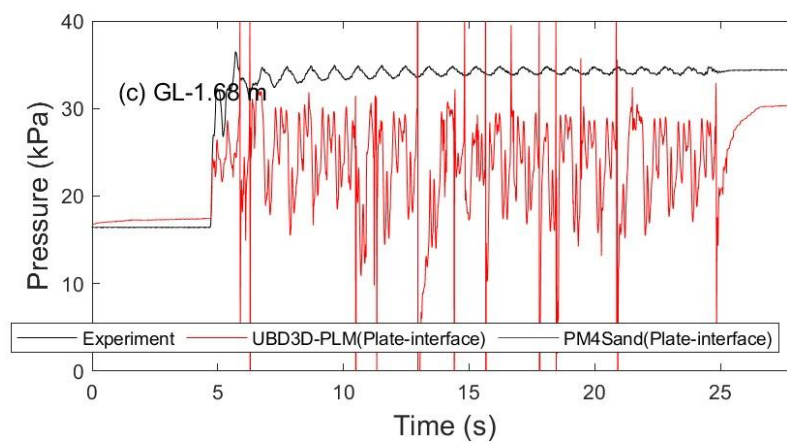
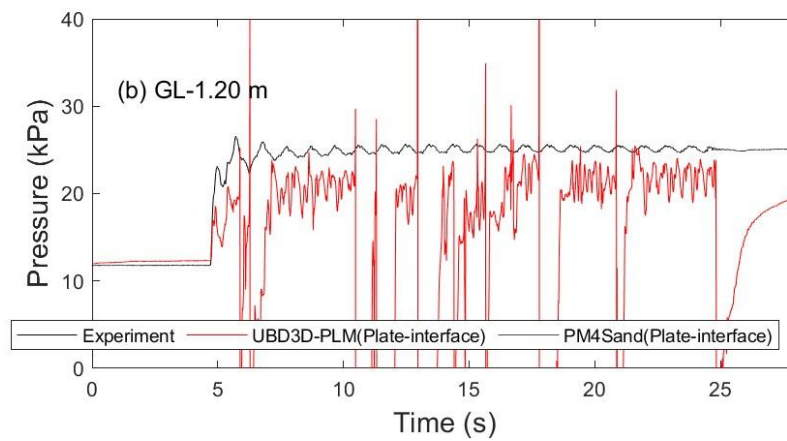
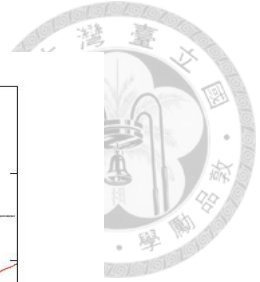


圖 5.29. 案例一之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

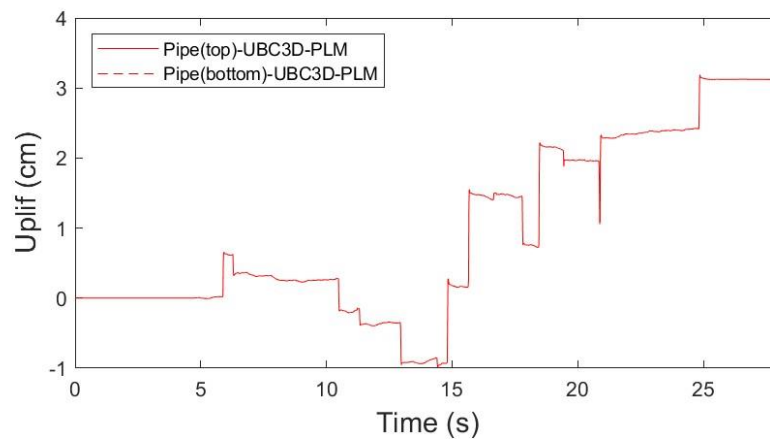
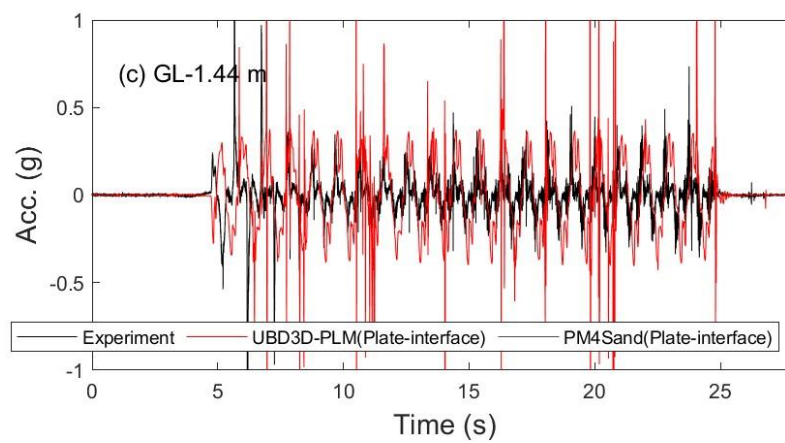
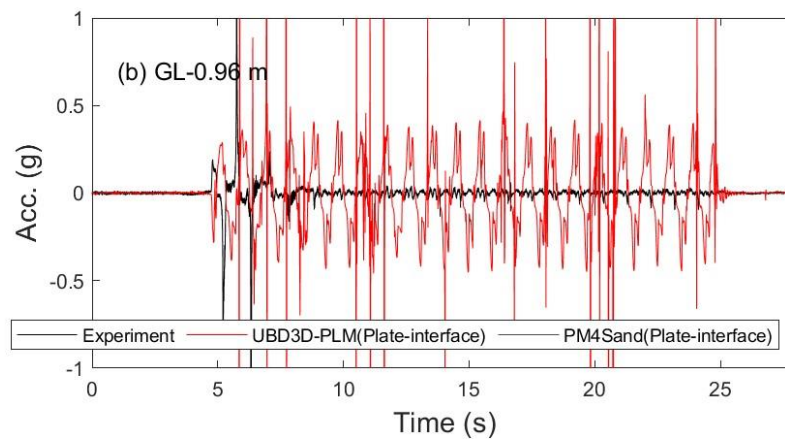
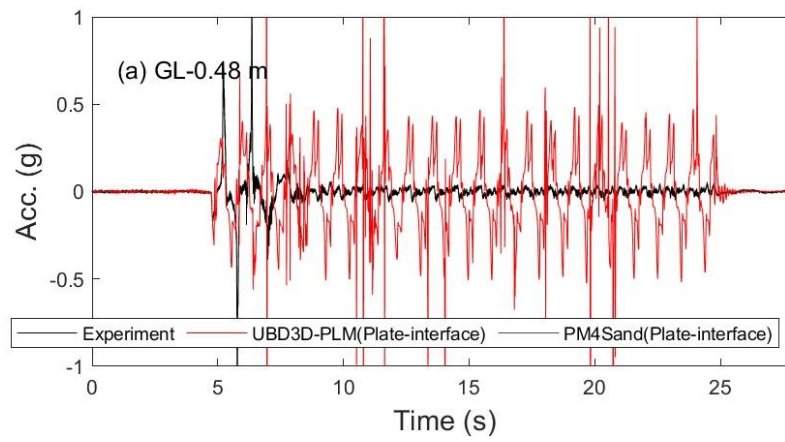


圖 5.30. 案例一之管線頂部與管線底部上浮歷時圖

■ 案例二



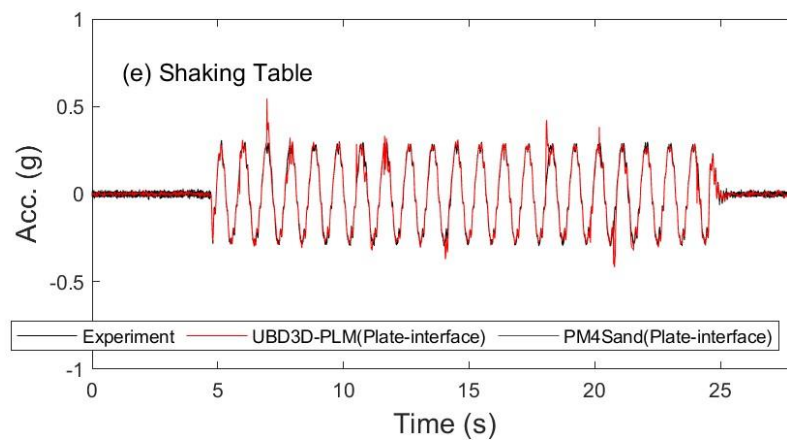
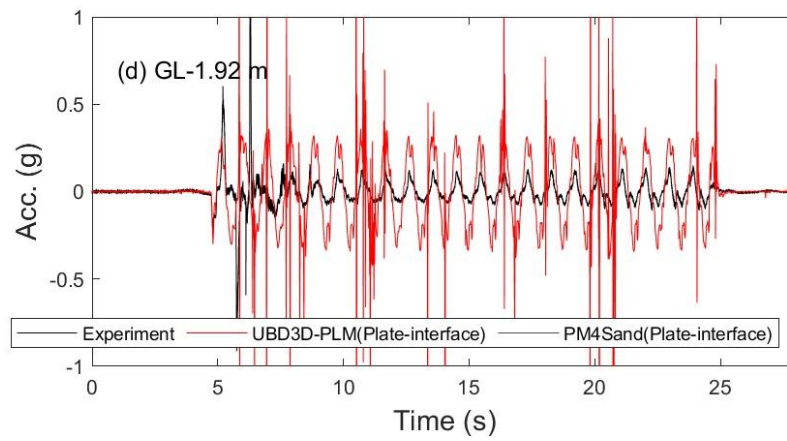
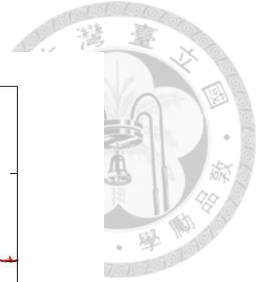
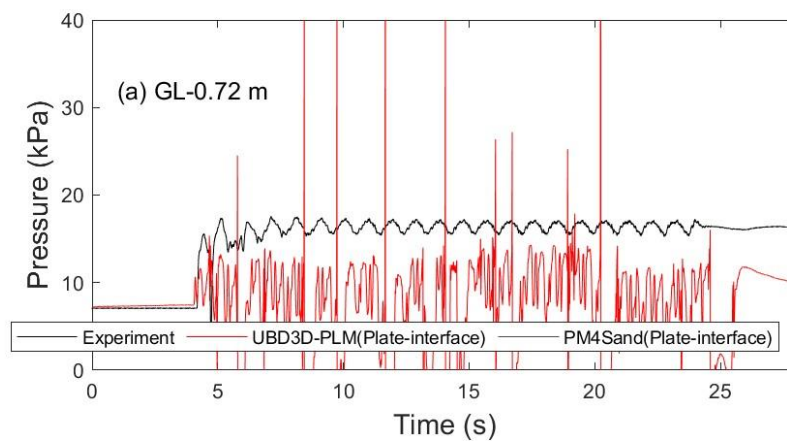


圖 5.31. 案例二之不同深度加速度歷時對比圖



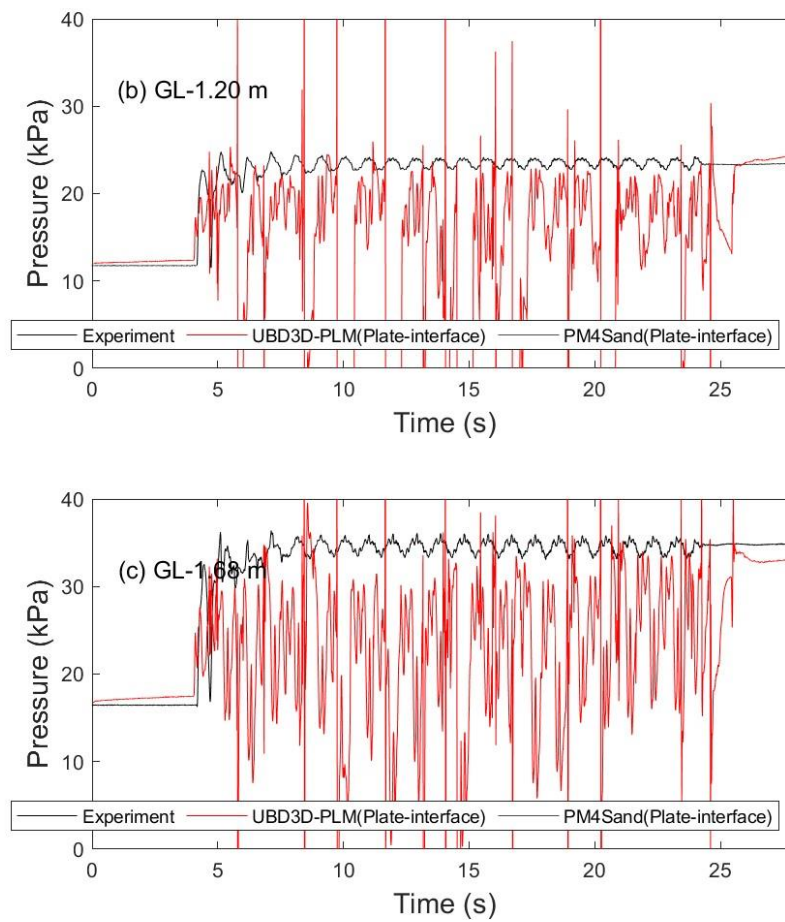
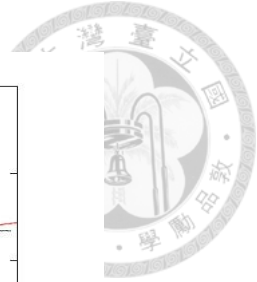


圖 5.32. 案例二之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

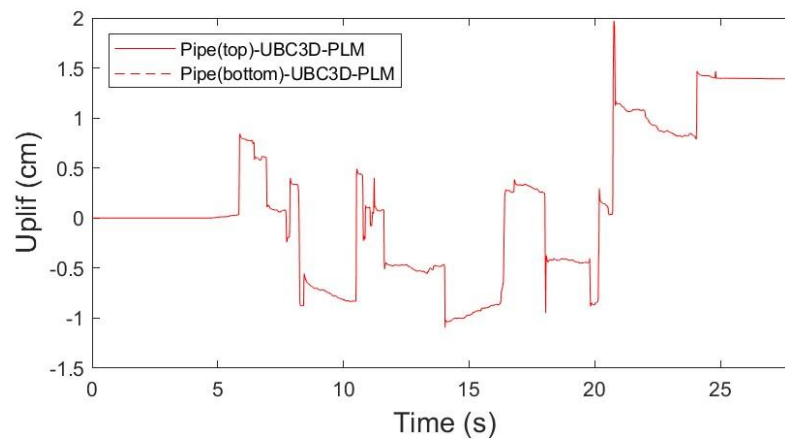
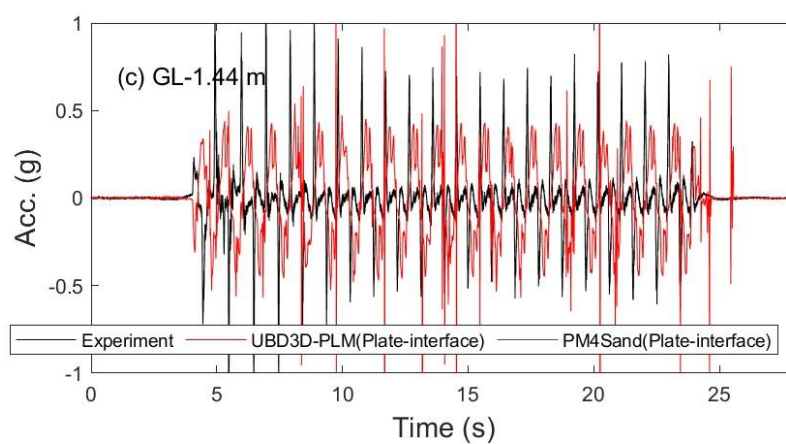
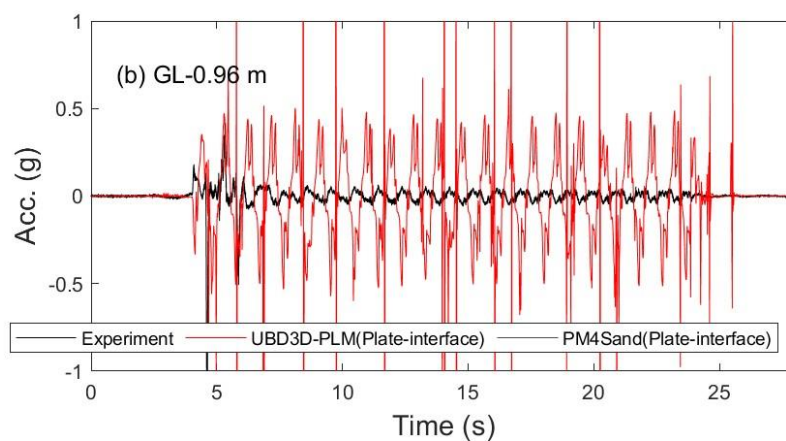
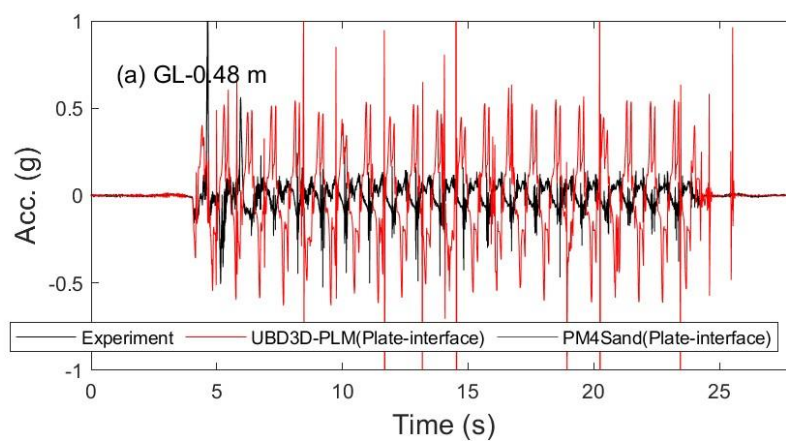


圖 5.33. 案例二管線頂部與管線底部上浮歷時圖



■ 案例三



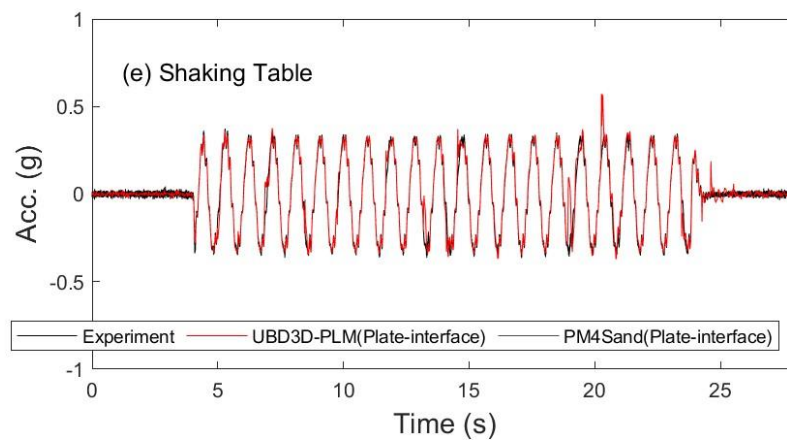
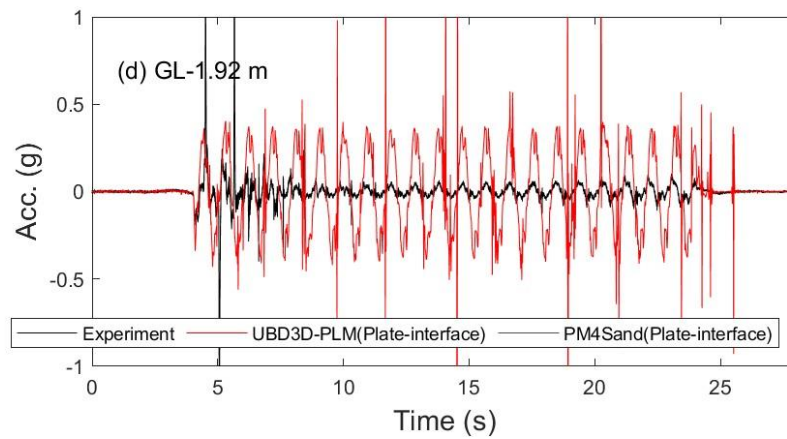
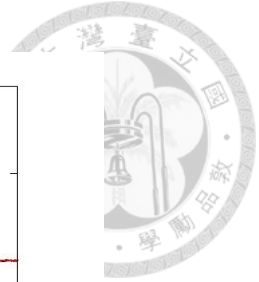
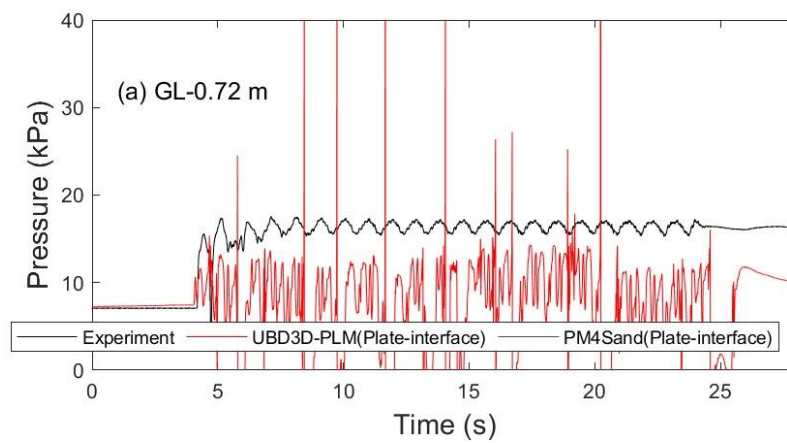


圖 5.34. 案例三之不同深度加速度歷時對比圖



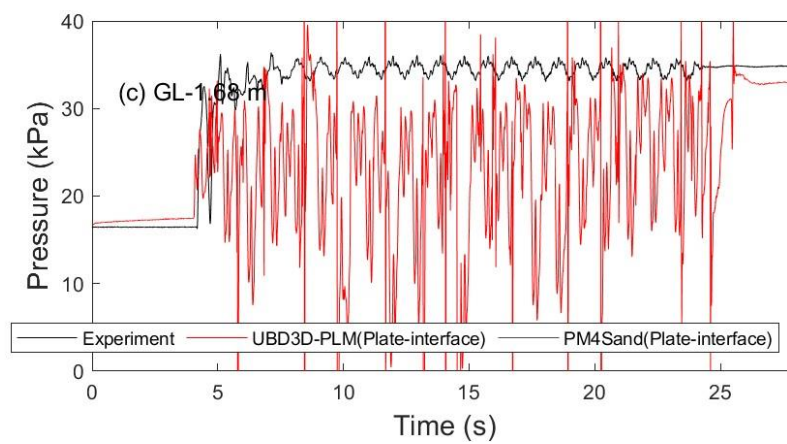
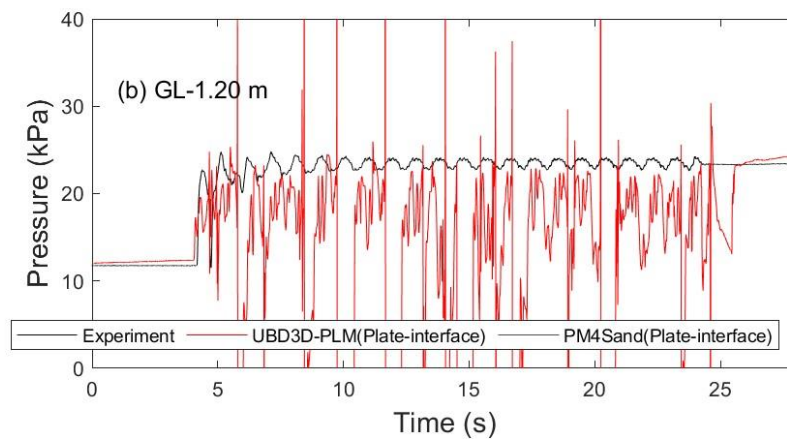
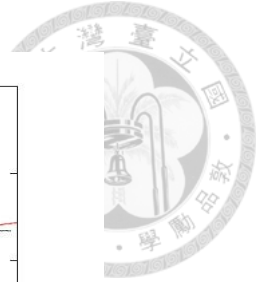


圖 5.35. 案例三之不同深度孔隙水壓歷時對比圖

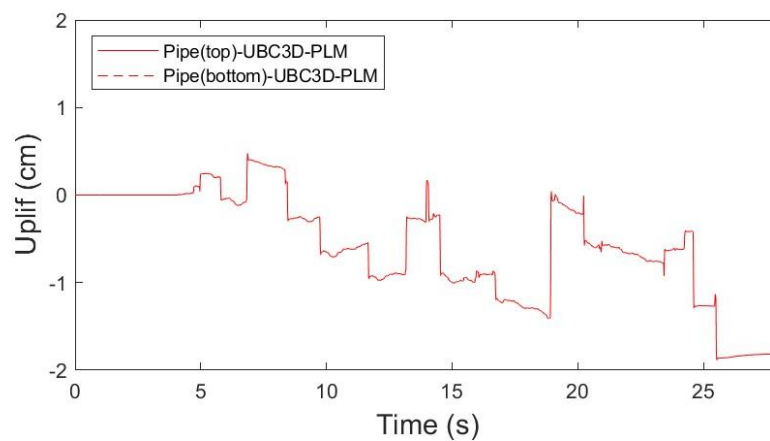


圖 5.36. 案例三管線頂部與管線底部上浮歷時圖

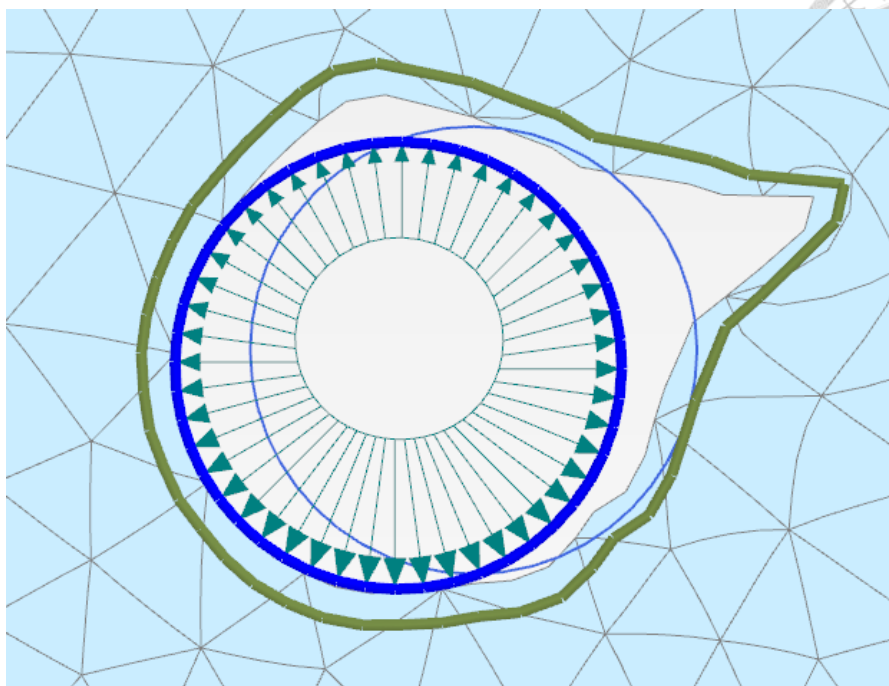


圖 5.37. 案例三之變形分析結果-土體與結構體分離

本研究為了觀測上浮歷時圖有極具變化之位置，以案例三為例，選擇最淺層所檢測的兩個加速度與一個水壓檢測點進行探討，如圖 5.38 所示。在圖 5.38 中發現相關計算加速度與水壓歷時出現極值時，其相關時間位置的變形結果會發生土體與結構體分離行為。本研究將舉例兩段時間發生極值之土體與結構體分離結果，其橘線和紅色分別代表為振動台所測之最大加速度 ($0.35g$ 與 $-0.35g$) 與土體與結構體分離前後之時間，如圖 5.39 至圖 5.41 所示。本研究發現發生土體與結構體分離的現象是計算 (迭代) 過程中誤差無法收斂致低於容許誤差值的情況，並數值將上一步所計算誤差沿用至下一步進行計算時，則就會發生土體與結構體分離之現象。

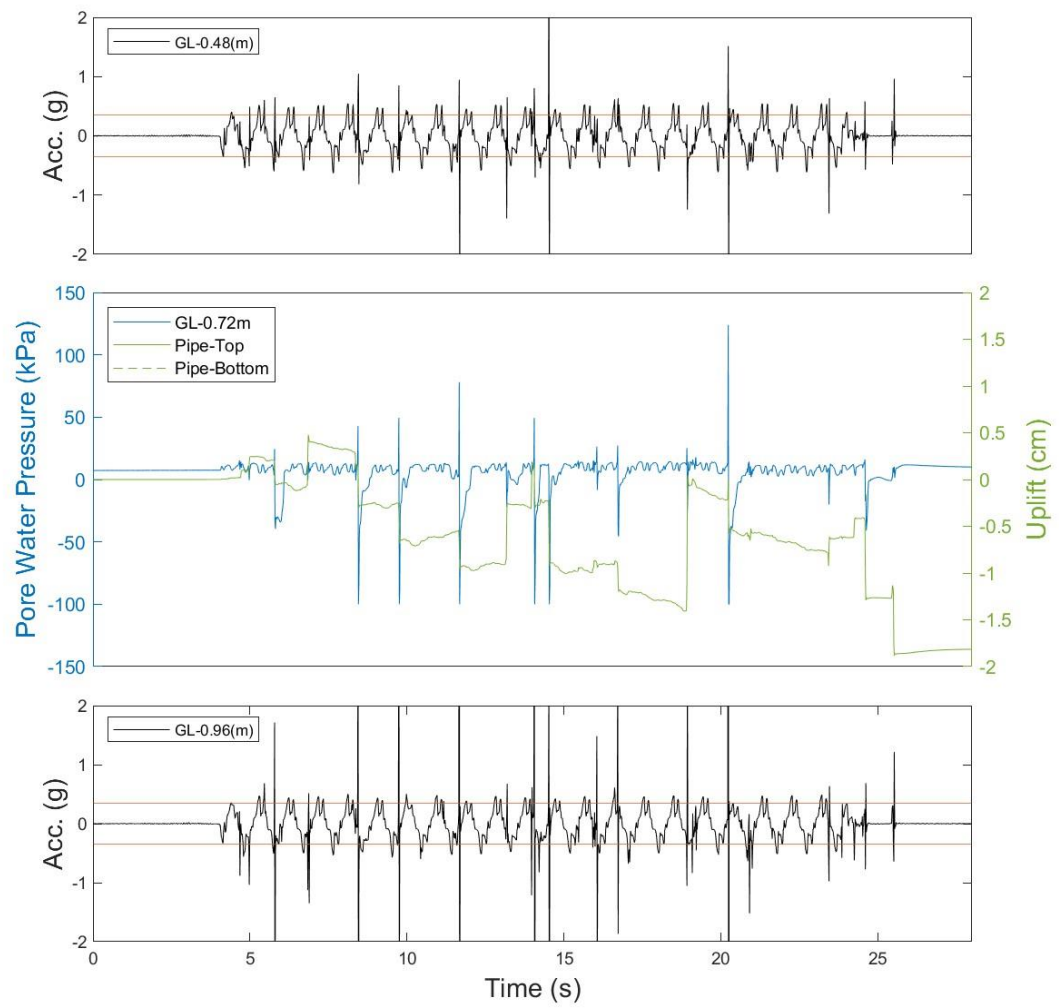
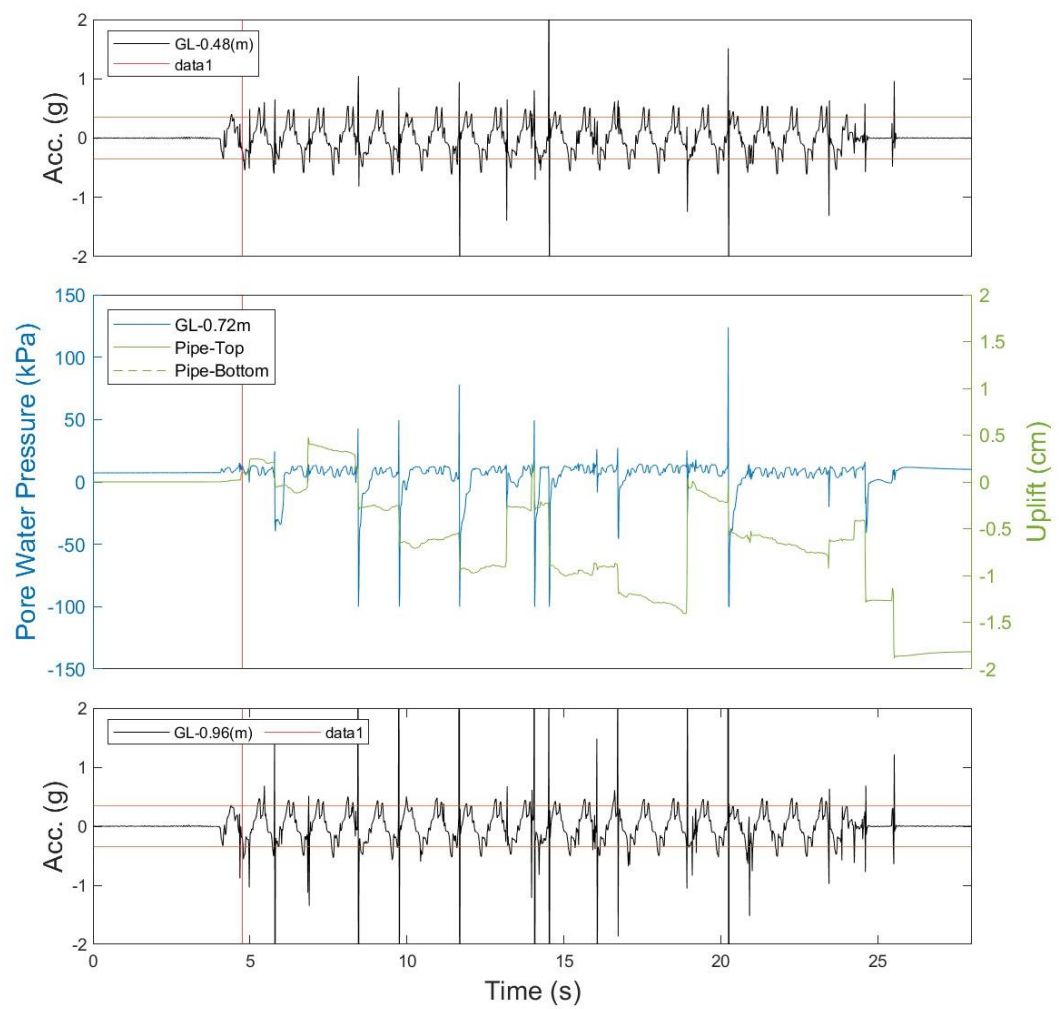
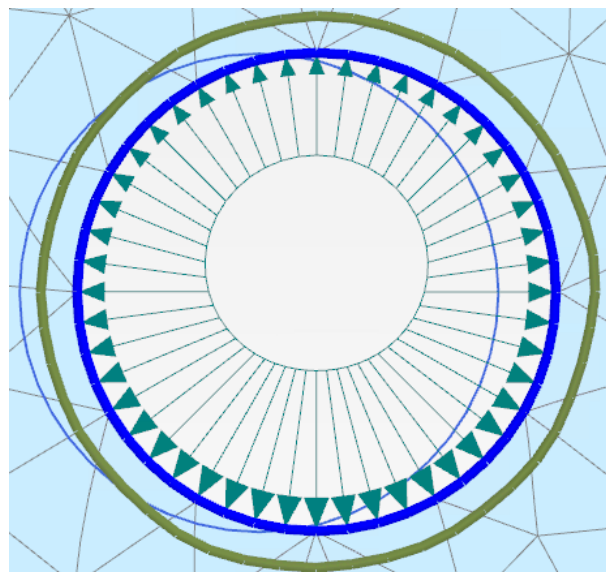


圖 5.38. 以案例三為例之加速度、水壓與上浮歷時圖

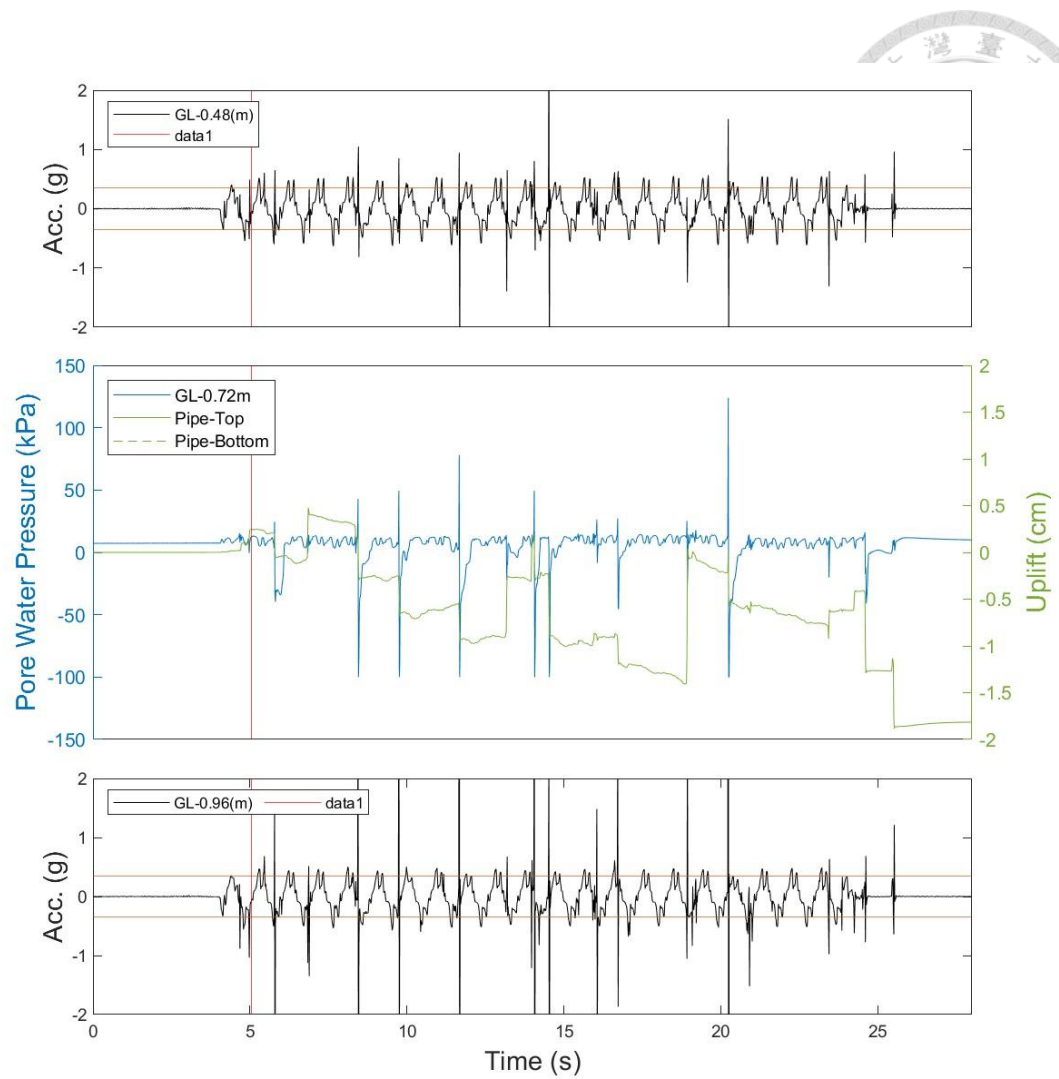


a) 以案例三為例之加速度、水壓與上浮歷時圖

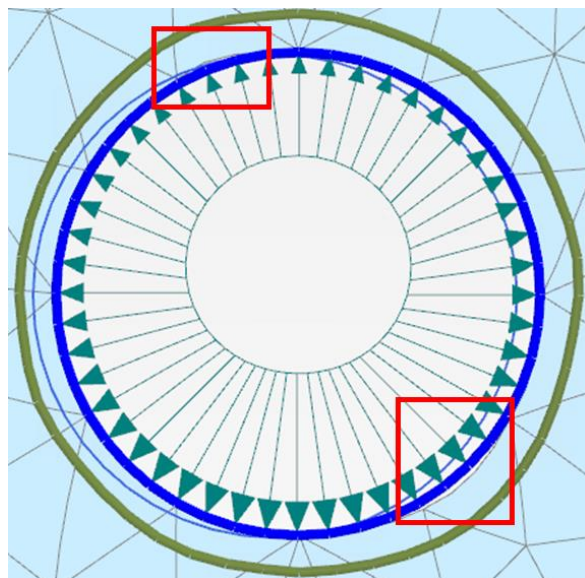


b) 模型土體與管線變形結果

圖 5.39. 在 4.76s 時，土體與結構體分離前

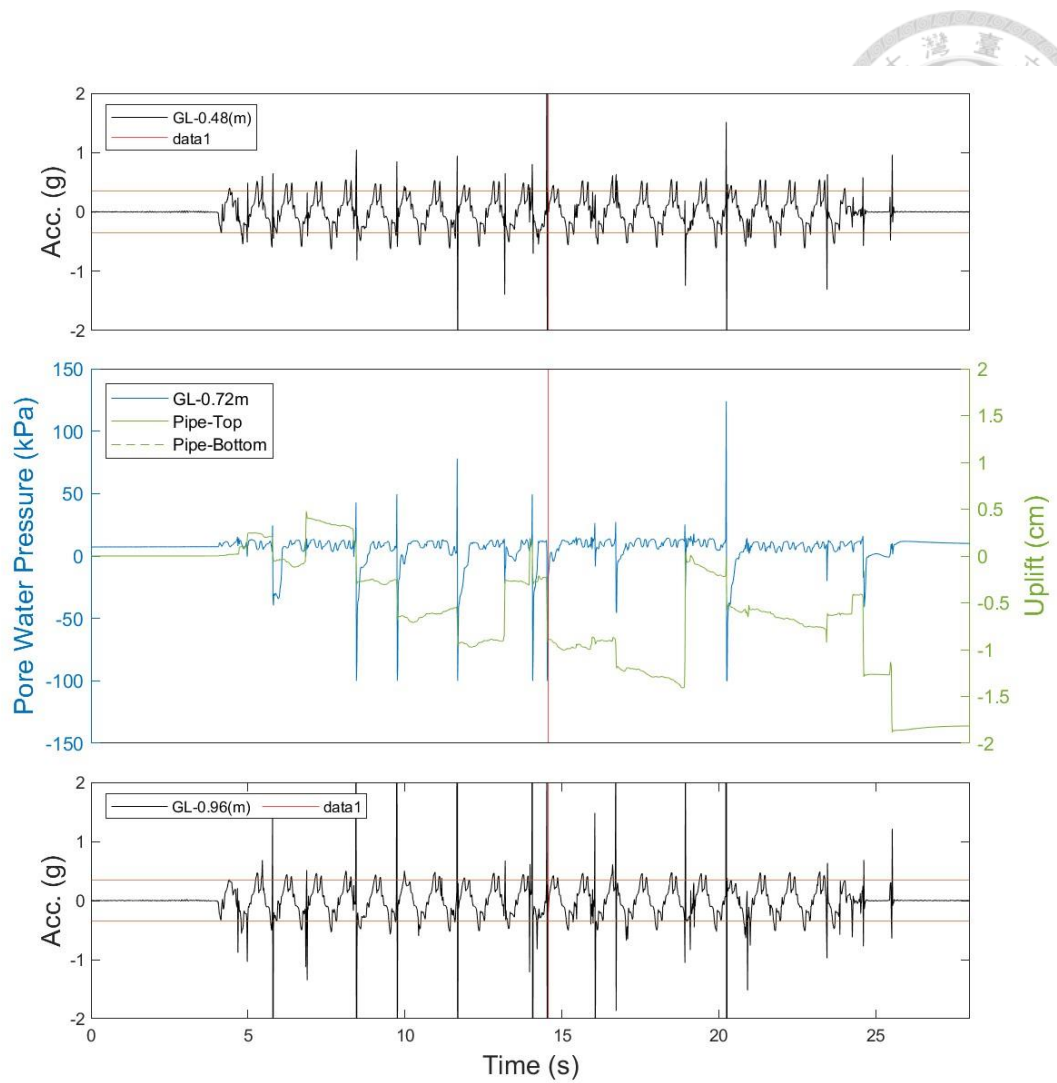


a) 以案例三為例之加速度、水壓與上浮歷時圖

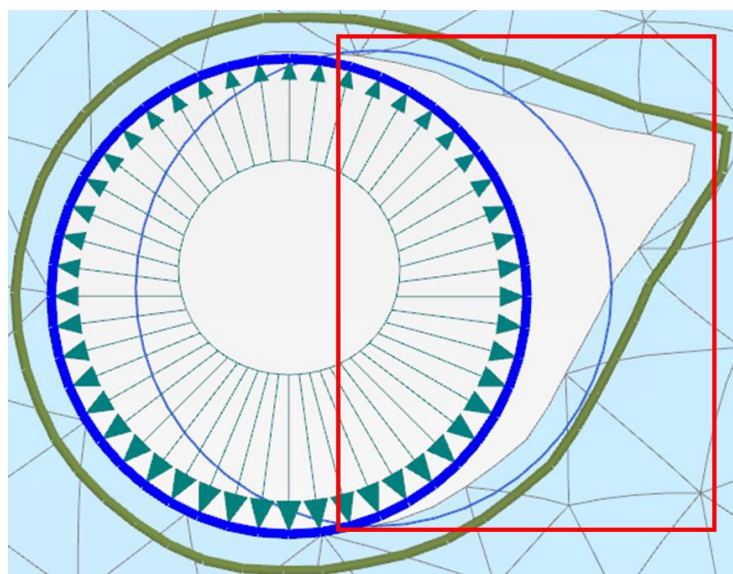


b) 模型土體與管線變形結果

圖 5.40. 在 5.034s 時，土體與結構體分離後



a) 以案例三為例之加速度、水壓與上浮歷時圖



b) 模型土體與管線變形結果

圖 5.41. 在 14.57s 時，土體與結構體分離後

第六章 結論與建議



6.1 結論

本研究首先探討兩種組成律模式在參數率定方面所採用的方式，並觀察了無埋設地下管線數值模型中孔隙水壓和加速度的歷時發展趨勢。接下來，本研究進一步分析有埋設地下管線時土體與地下結構體之間的互制行為。綜觀數值結果，本研究歸納兩種組成律模式在參數率定、無埋設地下管線以及埋設地下管線數值模型模擬的成效，具體說明如下。

6.1.1 參數率定

通過模擬 CDSS 試驗中，在兩種組成律模式中都考慮泊松比為 0.3，發現 UBC3D-PLM 模式在應力應變中會有所限制。在考慮泊松比為 0.3 的情況下，數值模擬 CDSS 的試驗結果 UBC3D-PLM 無法像 PM4Sand 模式在應力應變圖很好的發展出與試驗相近的材料軟化的現象。UBC3D-PLM 模式中其應變量無法發展出單幅度軸向應變=3%之情況，可見附錄 A，造成在參數率定時無法與試驗判斷液化之依據一致，使得用初始液化方式作為 UBC3D-PLM 判斷液化之依據。

6.1.2 無埋設地下管線模型

范韻翎 [31](2022) 發現在震動過程中發生土壤液化時，加速度同時會有趨近於零的趨勢。在無埋設地下管線模型的加速度歷時中，PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 模式具有更接近試驗之趨勢。在 PM4Sand 模式中，淺層土壤中加速度歷有過早趨近於零的趨勢，這也代表著土壤中的超額孔隙水壓有過早發展之趨勢，而 UBC3D-PLM 模式在淺層超額孔隙水壓與試驗結果比對中較為接近。在深層土層時，PM4Sand 則相對 UBC3D-PLM 模式不管在加速度與水壓歷時中更為接近試驗結果。

6.1.3 埋設地下管線模型

在埋設地下管線的數值模型中，對於加速度歷時、水壓歷時與上浮量預測之結



果，歸納出以下結論：

1. 在沒有選擇界面元素之固體、板元素的管線模擬數值模型中，PM4Sand 模式相對 UBC3D-PLM 模式具有較高的上浮量現象，但與試驗結果比對還具有一定落差。本文認為管線周圍沒有設定界面元素，導致無法重現真實環境下之管線與土體的互制行為，造成上浮量與試驗落差之原因。
2. 在加速度與水壓歷時方面，多次測試下 PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 模式具有震動過程中有縮小的趨勢，而 UBC3D-PLM 會維持一定的震蕩現象。
3. UBC3D-PLM 相對 PM4Sand 模式上浮量相對較少，本文認為在 UBC3D-PLM 的參數率定中無法達到應變量等於 3% 之情況，造成無法有效體現出材料軟化的現象。
4. PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 模式的運算時間較長，且常有應力集中的情形發生導致運算無法進行，其運算時間相差大約為 3 倍。
5. PM4Sand 相對 UBC3D-PLM 更接近試驗結果的趨勢，其在土壤液化發生時加速度歷時會有震蕩縮小的趨勢。

6.2 後續研究建議

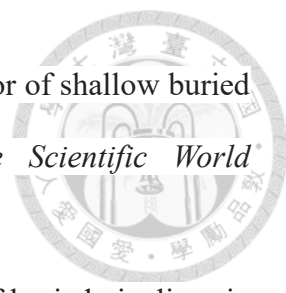
1. 由於現有的資料限制，本文沒有 306 號石英砂之相關 CDSS 試驗結果，為能更符合透過數值分析來重現振動台試驗結果，建議應取得真實試驗之資料，或規劃進行該土壤材料之 CDSS 試驗。
2. 由於本文目前只針對於圍壓 100 kPa 的情況下抗液化曲線圖之組成律模式參數率定。建議未來可考慮蒐集或進行不同圍壓下之相關單元試驗 (CDSS) 結果，以瞭解土壤在各深度下的動態土壤行為，完善組成律模式參數取得。
3. 探討更多土體與結構體之間的互制行為，以達到更接近真實行為之情況。
4. 在 PM4Sand 模式中會有應力集中之情況，在數值模型重點觀測之區域設定較高的網格數量或提高電腦效能，以解決應力集中的問題。

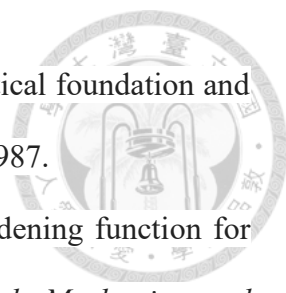
- 
5. 探討更多循環荷載組成律模型對於土壤液化之趨勢，並將各組成律進行分析比對，觀察其效益性。
 6. 對於振動台試驗管線上浮量設置位移計量測，其位移歷時可作為後續想要對組成律位移的預測做更多探討。
 7. 對於目標阻尼與頻率做更多研究的探討，這些參數對於組成律模式會造成一定的影響。
 8. 本研究目前沒有對震動後之水壓消散行為分析進行模擬，由於水壓消散過程會帶來地表沉陷之影響，可作為後續研究分析重點。

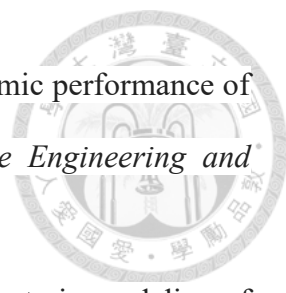
參考文獻

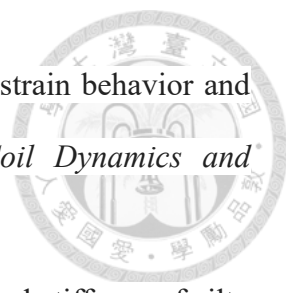


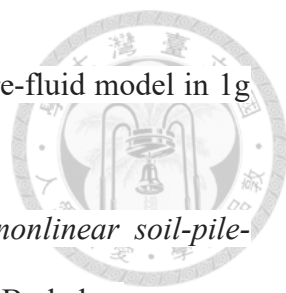
- [1] Seed, H. B., Arango, I., & Chan, C. K. (1975). *Evaluation of soil liquefaction potential for level ground during earthquakes. A summary report* (No. NUREG-0026). Shannon and Wilson, Inc., Seattle, Wash. (USA); Agbabian Associates, El Segundo, Calif. (USA).
- [2] Obermeier, S. F. (1996). Use of liquefaction-induced features for paleoseismic analysis—an overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other features and how their regional distribution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleo-earthquakes. *Engineering Geology*, 44 (1-4), 1-76.
- [3] Youd, T. L. (1984). Geologic effects-liquefaction and associated ground failure. *Proceedings of the Geologic and Hydraulic Hazards Training Program*, 210-232.
- [4] Kosekt, J., Matsuo, O., & Koga, Y. (1997). Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake. *Soils and Foundations*, 37 (1), 97-108.
- [5] Koseki, J., Matsuo, O., & Tanaka, S. (1998). Uplift of sewer pipes caused by earthquake-induced liquefaction of surrounding soil. *Soils and foundations*, 38 (3), 75-87.
- [6] Bransby, M. F., Newson, T. A., Brunning, P., & Davies, M. C. R. (2001, June). Numerical and centrifuge modeling of the upheaval resistance of buried pipelines. In *Proceedings of OMAE pipeline symposium, Rio de Janeiro*.
- [7] Kang, G. C., Tobita, T., Iai, S., & Ge, L. (2013). Centrifuge modeling and mitigation of manhole uplift due to liquefaction. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 139(3), 458-469.

- 
- [8] Huang, B., Liu, J., Lin, P., & Ling, D. (2014). Uplifting behavior of shallow buried pipe in liquefiable soil by dynamic centrifuge test. *The Scientific World Journal*, 2014.
- [9] Castiglia, M., de Magistris, F. S., & Koseki, J. (2019). Uplift of buried pipelines in liquefiable soils using shaking table apparatus. In *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions* (pp. 1638-1646). CRC Press.
- [10] Tobita, T., Kang, G. C., & Iai, S. (2011). Centrifuge modeling on manhole uplift in a liquefied trench. *Soils and foundations*, 51(6), 1091-1102.
- [11] Chen, S., Tang, B., Zhao, K., Li, X., & Zhuang, H. (2020). Seismic response of irregular underground structures under adverse soil conditions using shaking table tests. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 95, 103145.
- [12] Ecemis, N., Valizadeh, H., & Karaman, M. (2021). Sand-granulated rubber mixture to prevent liquefaction-induced uplift of buried pipes: a shaking table study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 2817-2838.
- [13] Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- [14] Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge university press.
- [15] Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772-792.
- [16] Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., ... & Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. In *Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach, CA*.

- 
- [17] Dafalias, Y. F. (1986). Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. *Journal of engineering mechanics*, 112 (9), 966-987.
- [18] Nieto-Leal, A., & Kaliakin, V. N. (2014). Improved shape hardening function for bounding surface model for cohesive soils. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6 (4), 328-337.
- [19] Mroz, Z. (1967). On the description of anisotropic workhardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 15 (3), 163-175.
- [20] Zienkiewicz, O. C., & Mroz, Z. (1984). Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics. *Mechanics of engineering materials*, 44 (3), 655-680.
- [21] Valizadeh, H., & Ecemis, N. (2022). Soil liquefaction-induced uplift of buried pipes in sand-granulated-rubber mixture: Numerical modeling. *Transportation Geotechnics*, 33, 100719.
- [22] Dinesh, N., Banerjee, S., & Rajagopal, K. (2022). Performance evaluation of PM4Sand model for simulation of the liquefaction remedial measures for embankment. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152, 107042.
- [23] Adalier, K., Elgamal, A. W., & Martin, G. R. (1998). Foundation liquefaction countermeasures for earth embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (6), 500-517.
- [24] Vasko, A. (2015). *An investigation into the behavior of Ottawa sand through monotonic and cyclic shear tests*. The George Washington University.
- [25] Ziotopoulou, K. (2018). Seismic response of liquefiable sloping ground: Class A and C numerical predictions of centrifuge model responses. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 113, 744-757.
- [26] Carraro, J. A. H., Bandini, P., & Salgado, R. (2003). Liquefaction resistance of clean and nonplastic silty sands based on cone penetration resistance. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129 (11), 965-976.

- 
- [27] Demir, S., & Özener, P. (2019). Numerical investigation of seismic performance of high modulus columns under earthquake loading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 18, 811-822.
- [28] Tan, S. A., Tjahyono, S., & Oo, K. K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134 (2), 185-194.
- [29] Makra, A. (2013). Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams.
- [30] Petalas, A., & Galavi, V. (2013). Plaxis liquefaction model ubc3d-plm. *Plaxis report*.
- [31] 范韻翎 (2022): 「振動台土壤液化引致噴砂與沉陷之機制」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 臺北, 台灣。
- [32] 王昊擎 (2023): 「利用振動台試驗模擬土壤液化引致地下管線上浮之現象」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 臺北, 台灣。
- [33] Hung, W. Y., Lee, C. J., & Hu, L. M. (2018). Study of the effects of container boundary and slope on soil liquefaction by centrifuge modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 682-697.
- [34] Morales, B., Humire, F., & Ziotopoulou, K. (2021). Data from: Cyclic Direct Simple Shear Testing of Ottawa F50 and F65 Sands (Feb. 1st, 2021). Distributed by Design Safe-CI Data Depot.
- [35] Beaty, M. H., & Perlea, V. G. (2011, April). Several observations on advanced analyses with liquefiable materials. In *Proceedings of the 31st Annual USSD Conference and 21st Conference on Century Dam Design-Advances and Adaptations* (pp. 1369-1397).
- [36] Richart, F. E., Hall, J. R., & Woods, R. D. (1970). Vibrations of soils and foundations.

- 
- [37] ElGhoraiby, M. A., Park, H., & Manzari, M. T. (2020). Stress-strain behavior and liquefaction strength characteristics of Ottawa F65 sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 106292.
- [38] Salgado, R., Bandini, P., & Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126 (5), 451-462.
- [39] Vilhar, G., & Brinkgreve, R. (2018). Plaxis the PM4Sand model 2018.
- [40] Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2017). *PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Rep. No. UCD/CGM-17/01. Davis, CA: Center for Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of California.
- ElGhoraiby, M. A., Park, H., & Manzari, M. T. (2020). Stress-strain behavior and liquefaction strength characteristics of Ottawa F65 sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 106292.
- [41] Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 130 (6), 622-634.
- [42] PLAXIS 2D. (2022). *3-Material models manual (V22.2)*, E-book edition.
- [43] PLAXIS 2D. (2022). *1-Tutorial manual (V22.2)*, E-book edition.
- [44] PLAXIS 2D (2022). *4-Scientific manual (V22.2)*, E-book edition.
- [45] Puebla, H., Byrne, P. M., & Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34 (5), 641-657.
- [46] Beaty, M., & Byrne, P. M. (1998, August). An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* (pp. 766-777). ASCE.
- [47] Beaty, M. H., & Byrne, P. M. (2011). UBCSAND constitutive model. *Version 904aR*, *UBCSAND Constitutive model on Itasca UDM Web Site*, 69.

- 
- [48] Iai, S. (1989). Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. *Soils and Foundations*, 29 (1), 105-118.
- [49] Meymand, P. J. (1998). *Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay*. University of California, Berkeley.
- [50] Laera, A., & Brinkgreve, R. B. J. (2015). Site response analysis and liquefaction evaluation.
- [51] Subasi, O., Koltuk, S., & Iyisan, R. (2022). A numerical study on the estimation of liquefaction-induced free-field settlements by using PM4Sand model. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1-12.
- [52] PLAXIS 2D. (2022). *2-Reference manual (V22.2), E-book edition*.
- [53] Bilotta, E. (2018). Modelling tunnel behaviour under seismic actions: An integrated approach. In *Physical Modelling in Geotechnics* (pp. 3-20). CRC Press.
- [54] Saeedzadeh, R., & Hataf, N. (2011). Uplift response of buried pipelines in saturated sand deposit under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (10), 1378-1384.
- [55] Seth, D., Manna, B., Shahu, J. T., Fazeres-Ferradosa, T., Figueiredo, R., Romão, X., ... & Taveira-Pinto, F. (2022). Numerical Modelling of the Effects of Liquefaction on the Upheaval Buckling of Offshore Pipelines Using the PM4Sand Model. *Energies*, 15 (15), 5561.
- [56] Viladkar, M. N., & Singh, M. (2021). Some Aspects of Seismic Soil-Structure Interaction of Lifeline Structures. *Indian Geotechnical Journal*, 51, 482-501.

附錄 A. CDSS



1. 相對密度 (45%) 相對密度 (45%)

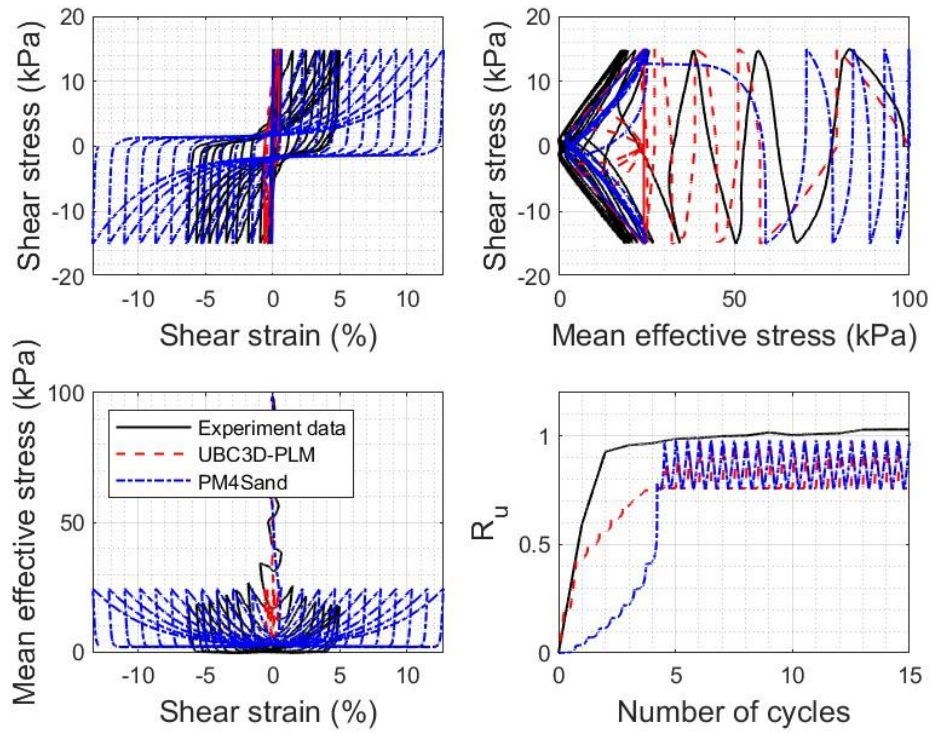


圖 A.1 $CSR = 0.15$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

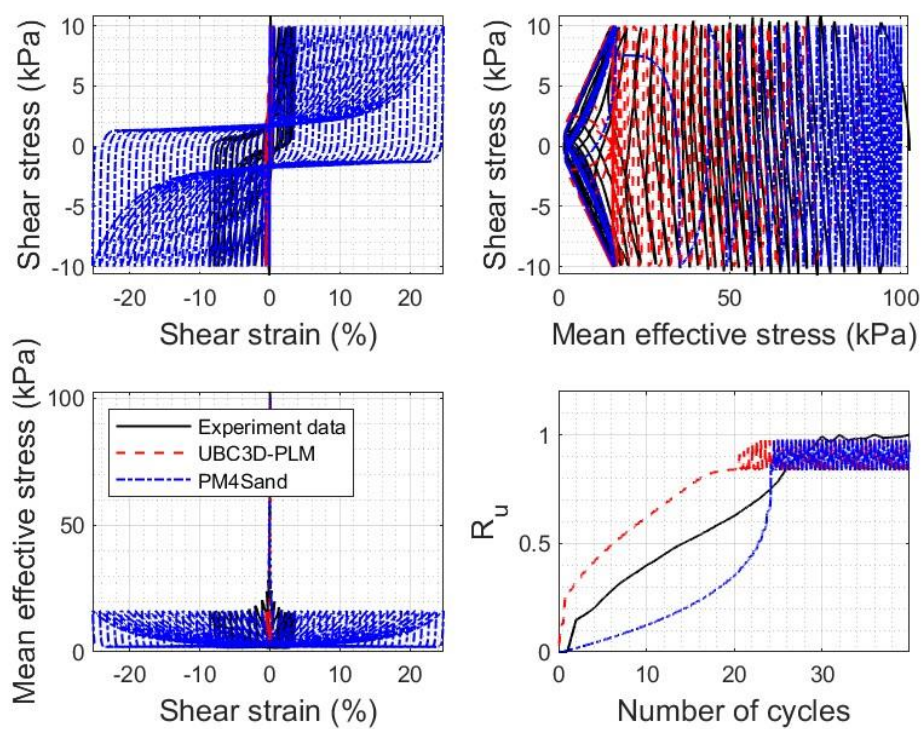
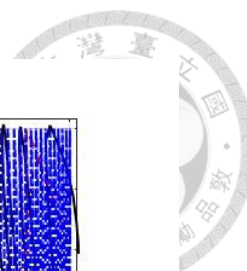


圖 A.2 $CSR = 0.10$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

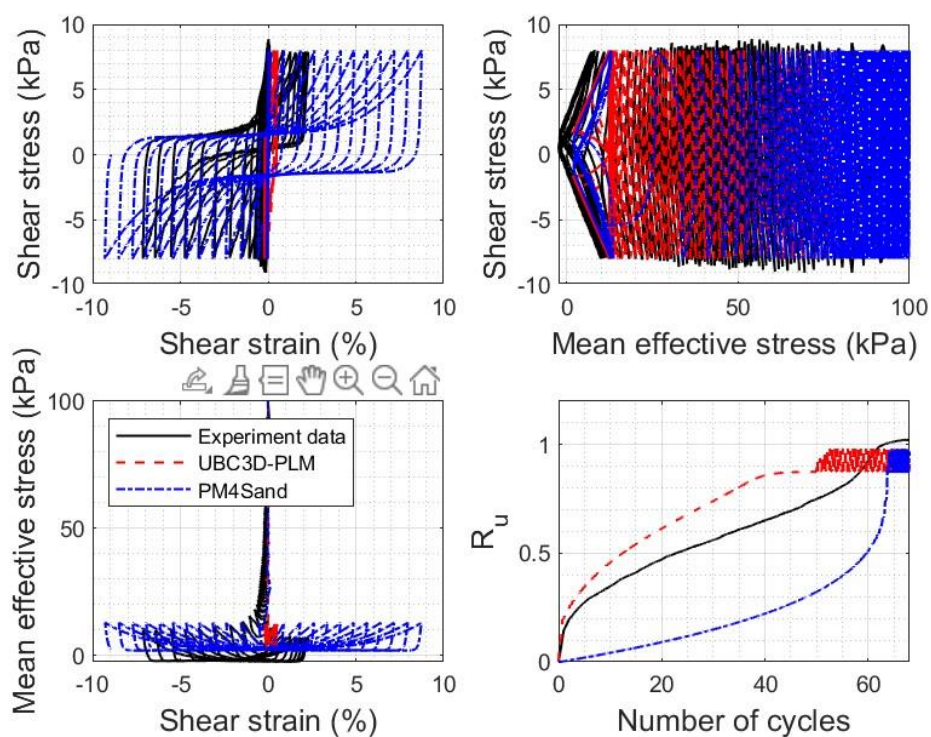


圖 A.3 $CSR = 0.08$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

2. 相對密度 (59%)

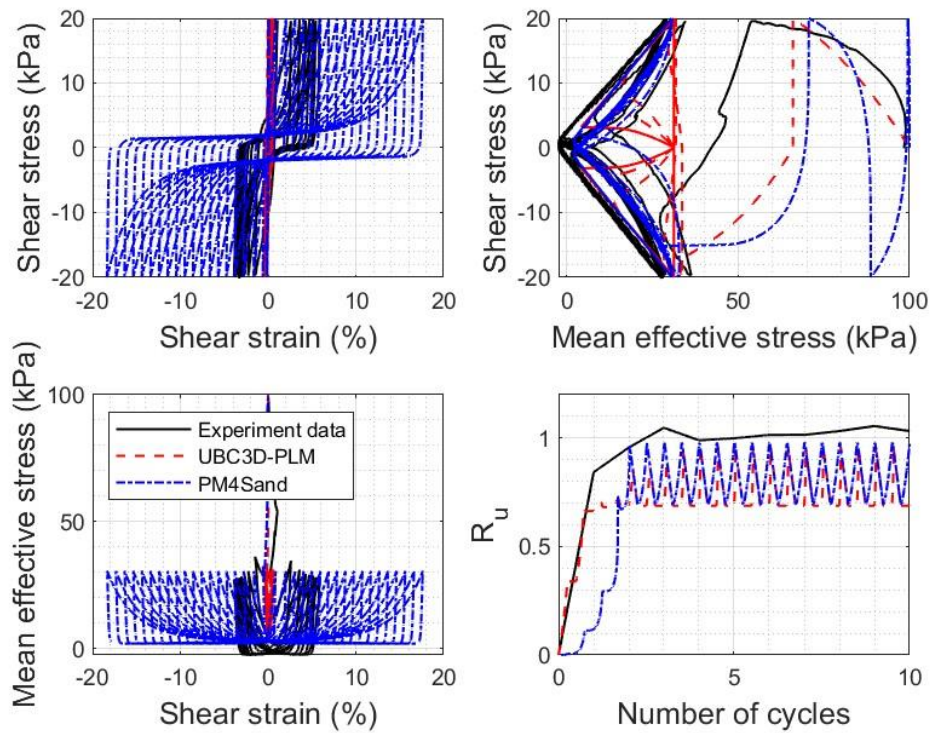


圖 A.4 $CSR = 0.20$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

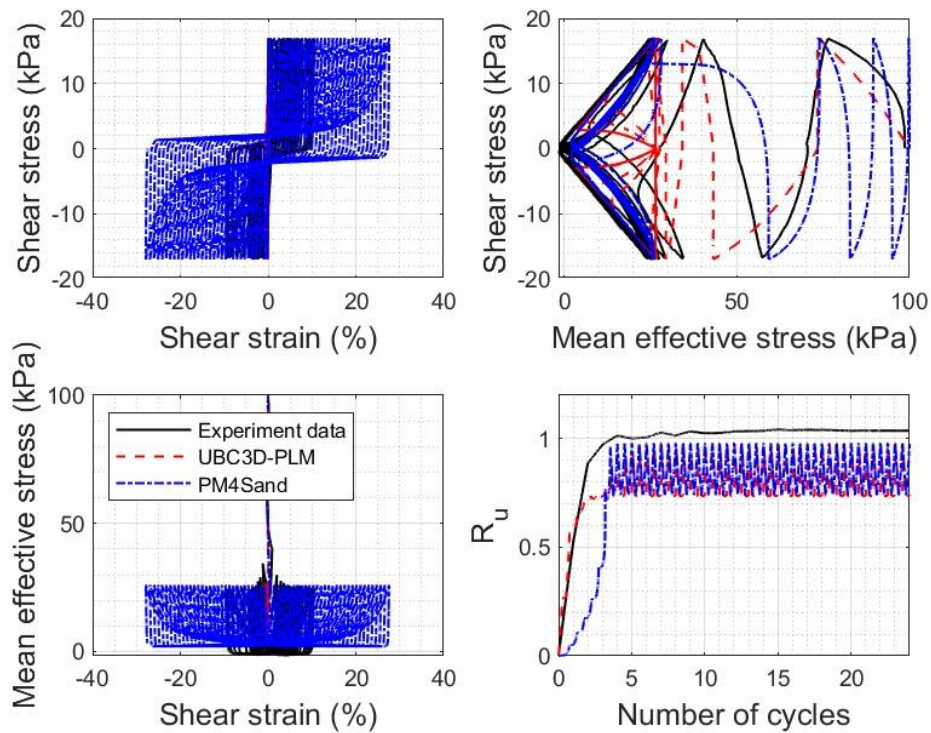


圖 A.5 $CSR = 0.17$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

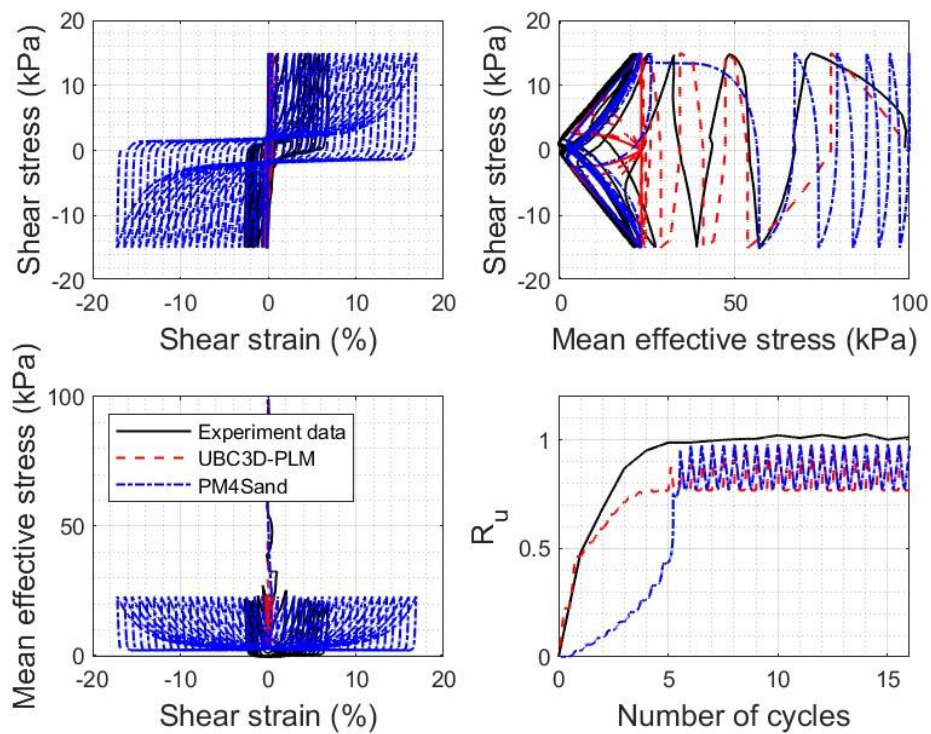


圖 A.6 $CSR = 0.15$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

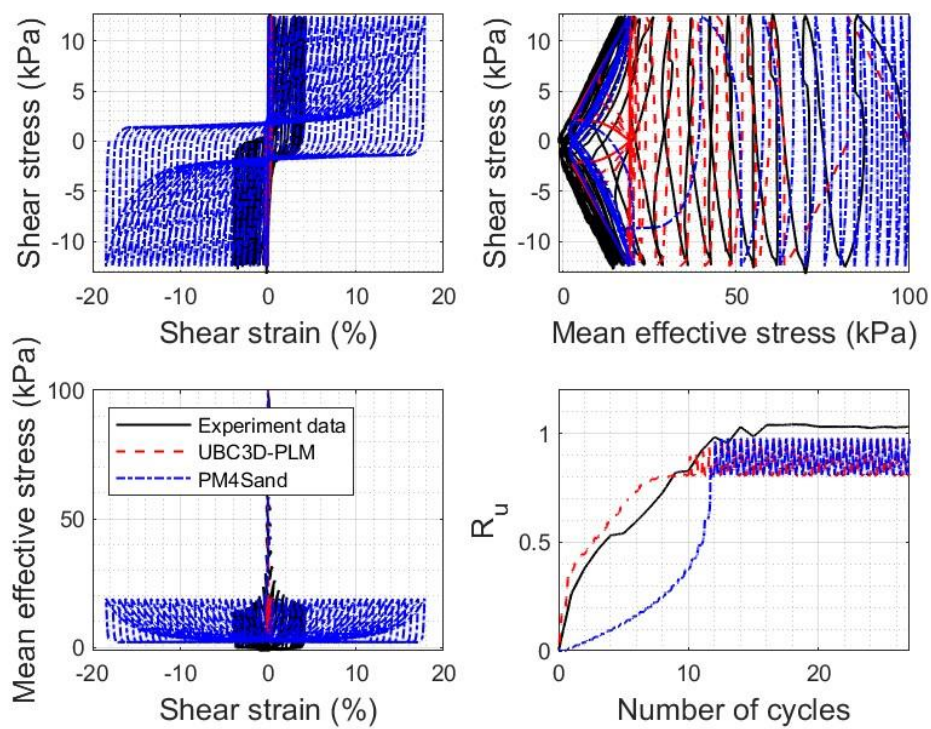


圖 A.7 $CSR = 0.125$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

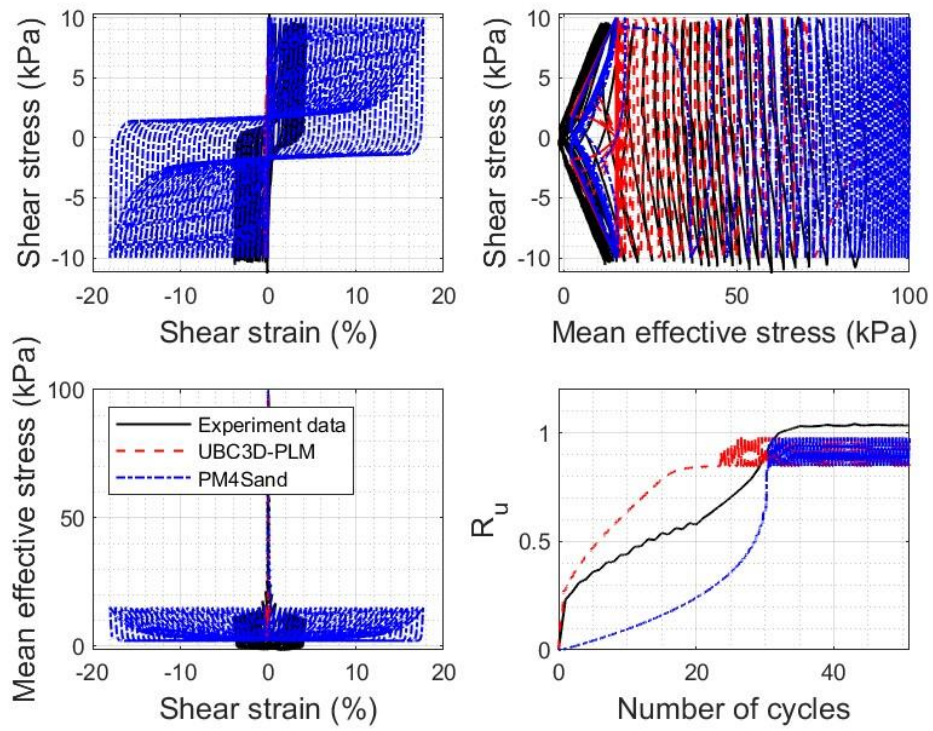


圖 A.8 $CSR = 0.10$ 下的不排水循環直剪試驗與 PLAXIS 模擬結果比對圖

附錄 B. 案例分析表



表 B.1 案例分析表

Element	案例	UBC3D-PLM	PM4Sand
Solid	一	○	○
	二	○	○
	三	○	○
Plate	一	○	○
	二	○	○
	三	○	○
Plate-interface	一	○	×
	二	○	×
	三	○	×

Note:

1. ○ 表完成、×表未完成（因有應力集中、未完成分析）
2. 案例條件請詳表 4.11 之原型尺寸。

附錄 C. R_u 分佈圖



一、Solid

1. 案例一

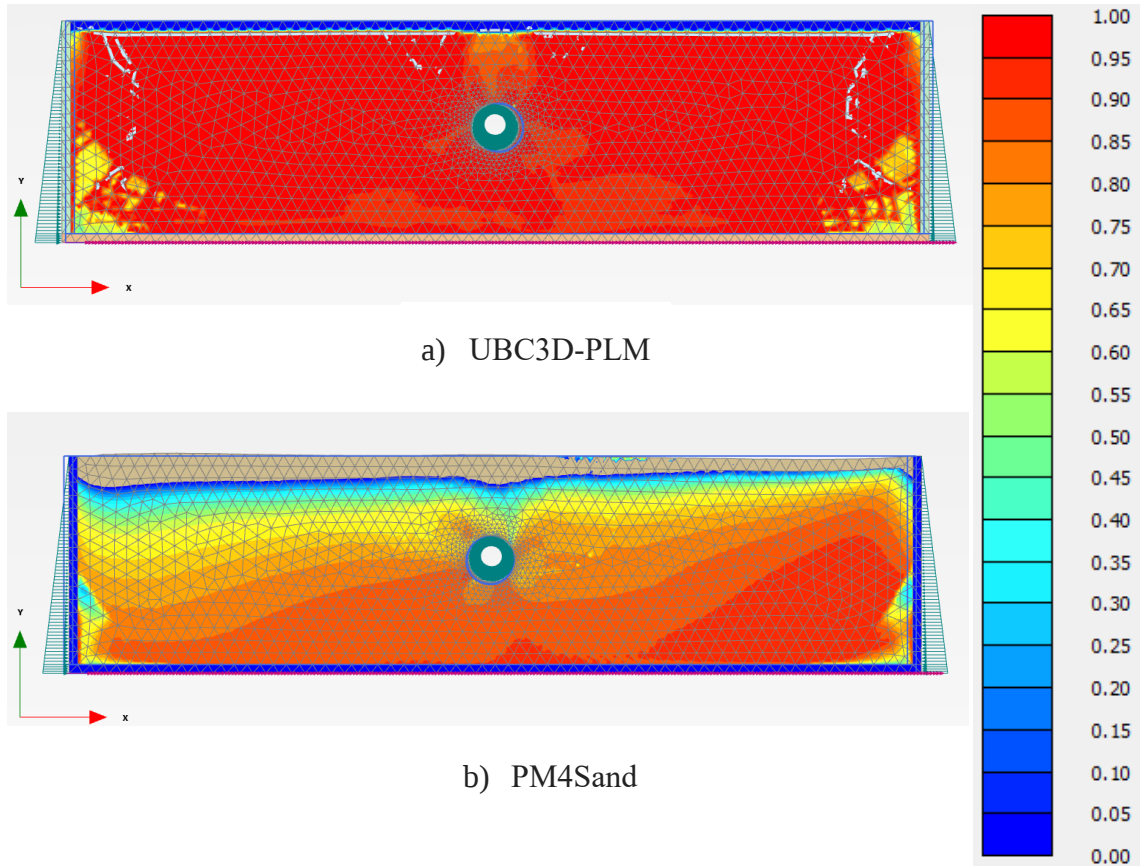


圖 C.1 於 14s 時，案例一 R_u 分佈圖

2. 案例二

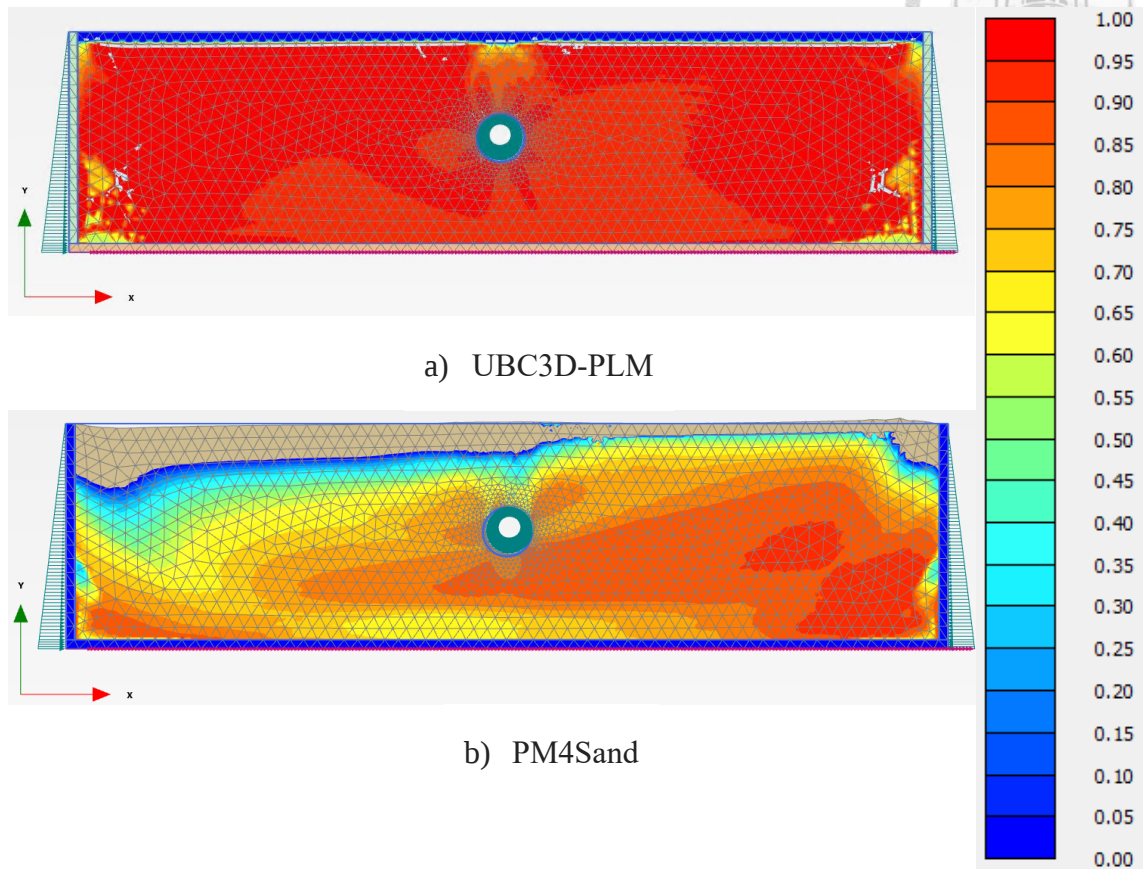


圖 C.2 於 14s 時，案例二 R_u 分佈圖

3. 案例三

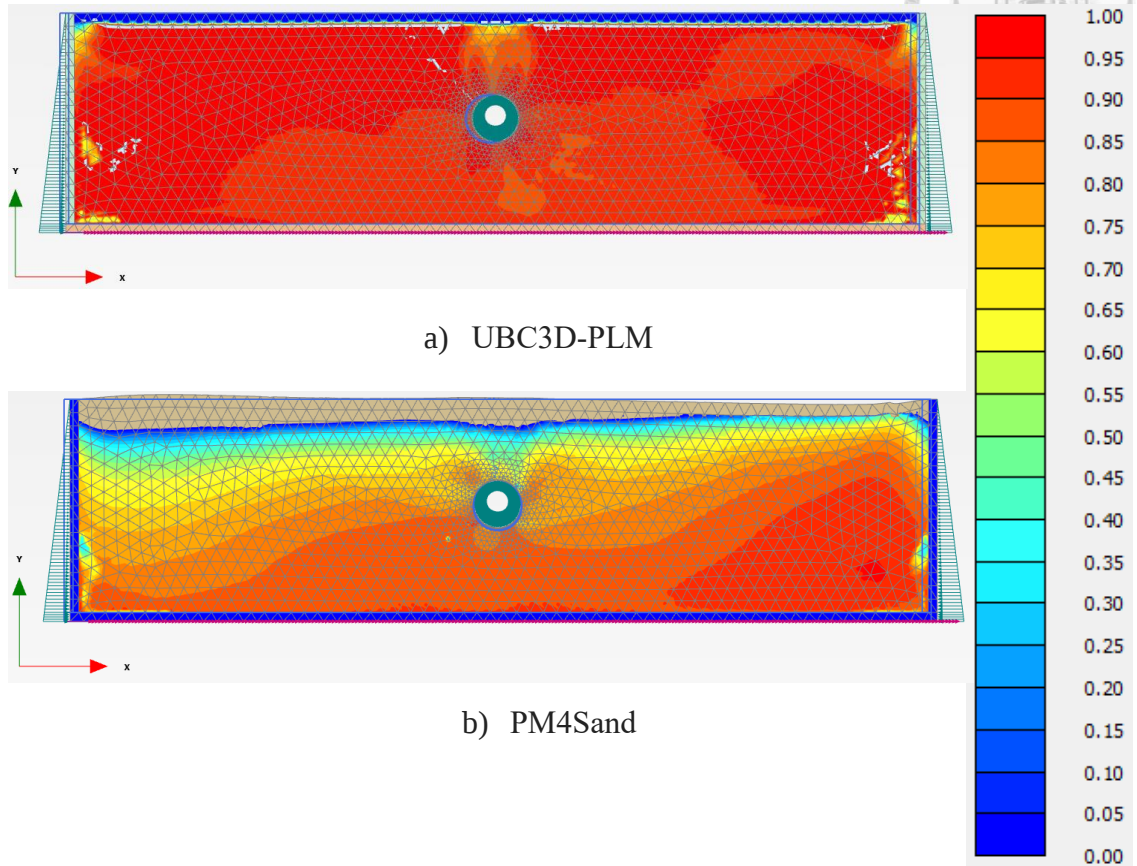


圖 C.3 於 14s 時，案例三 R_u 分佈圖

二、Plate

1. 案例一

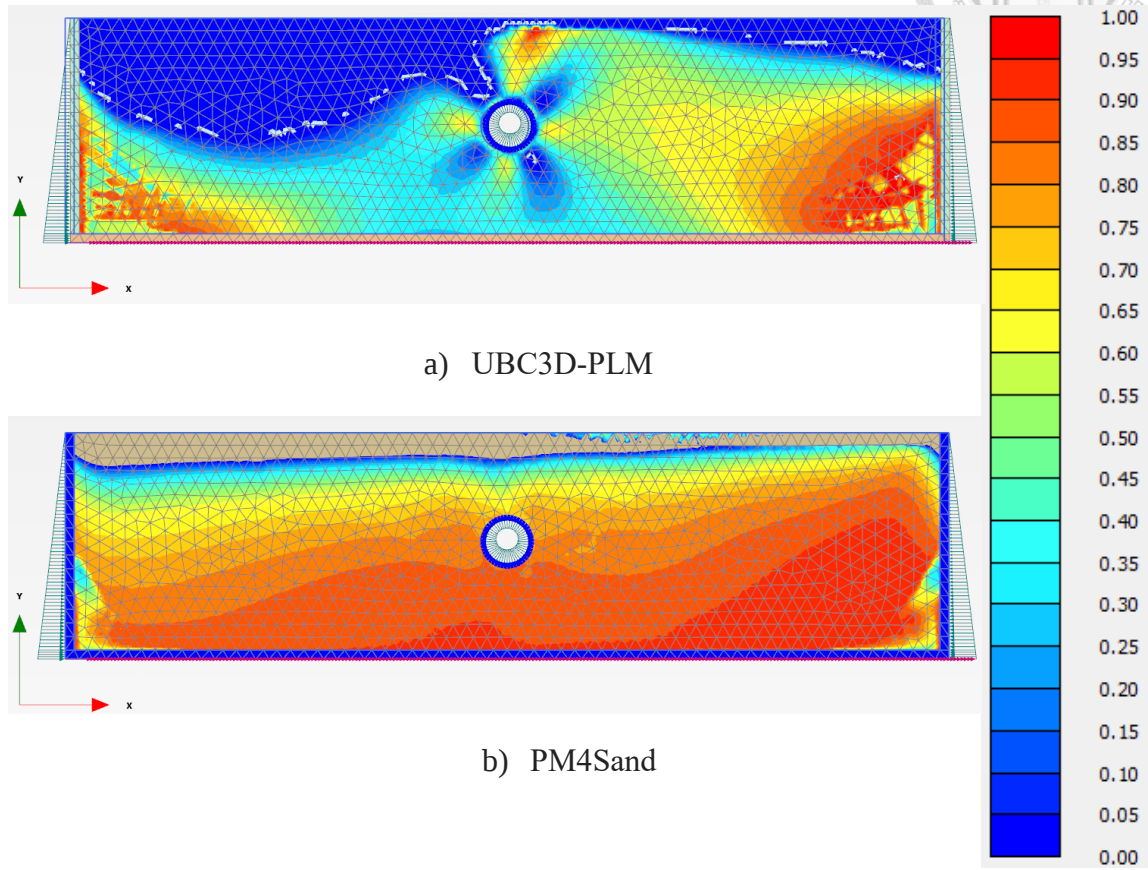


圖 C.4 於 14s 時，案例一 R_u 分佈圖

2. 案例二

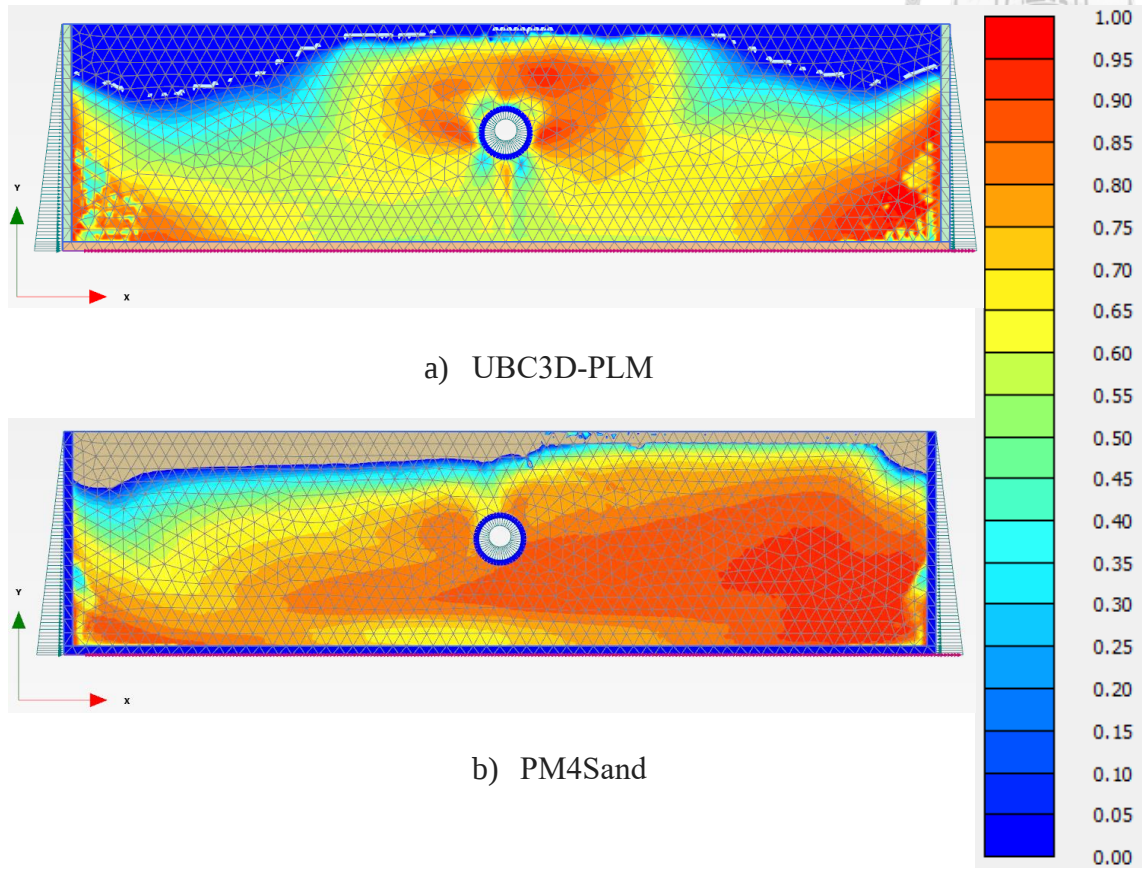


圖 C.5 於 14s 時，案例二 R_u 分佈圖

3. 案例三

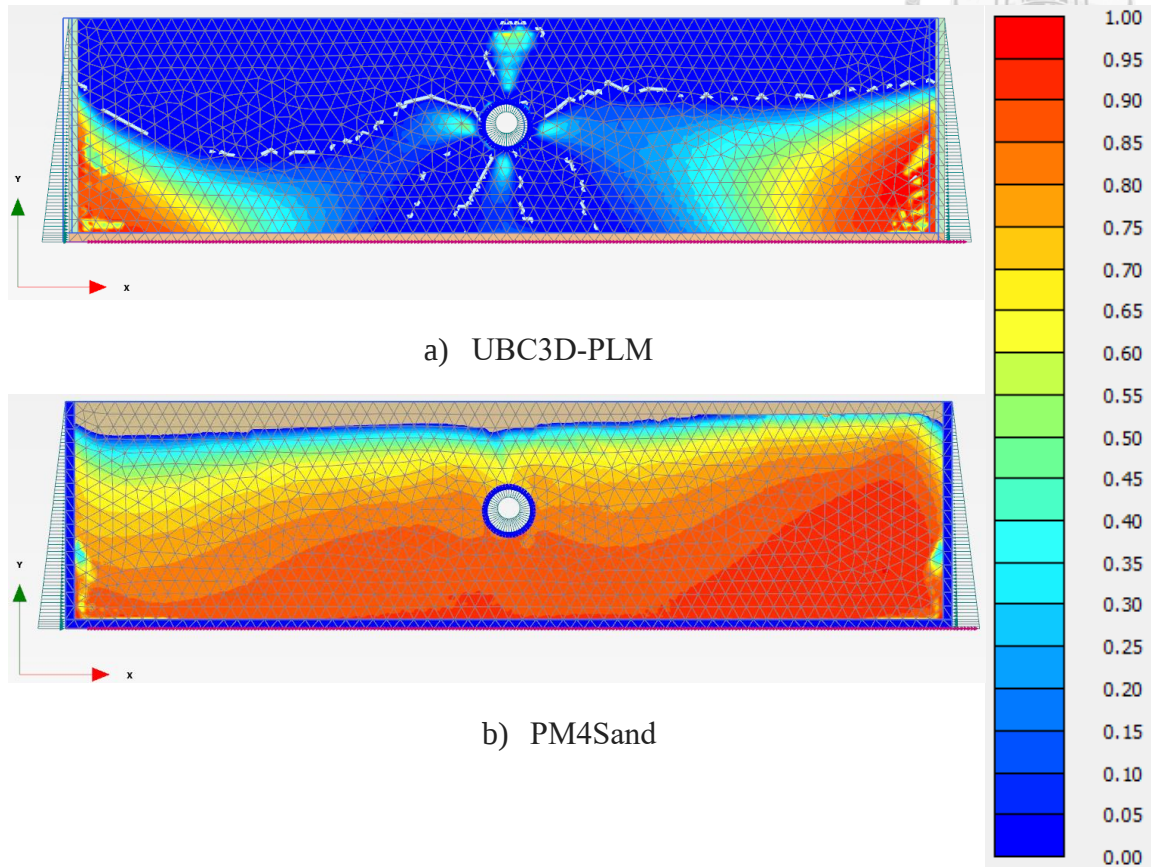


圖 C.6 於 14s 時，案例三 R_u 分佈圖

三、Plate-interface (僅列出 UBC3D-PLM)

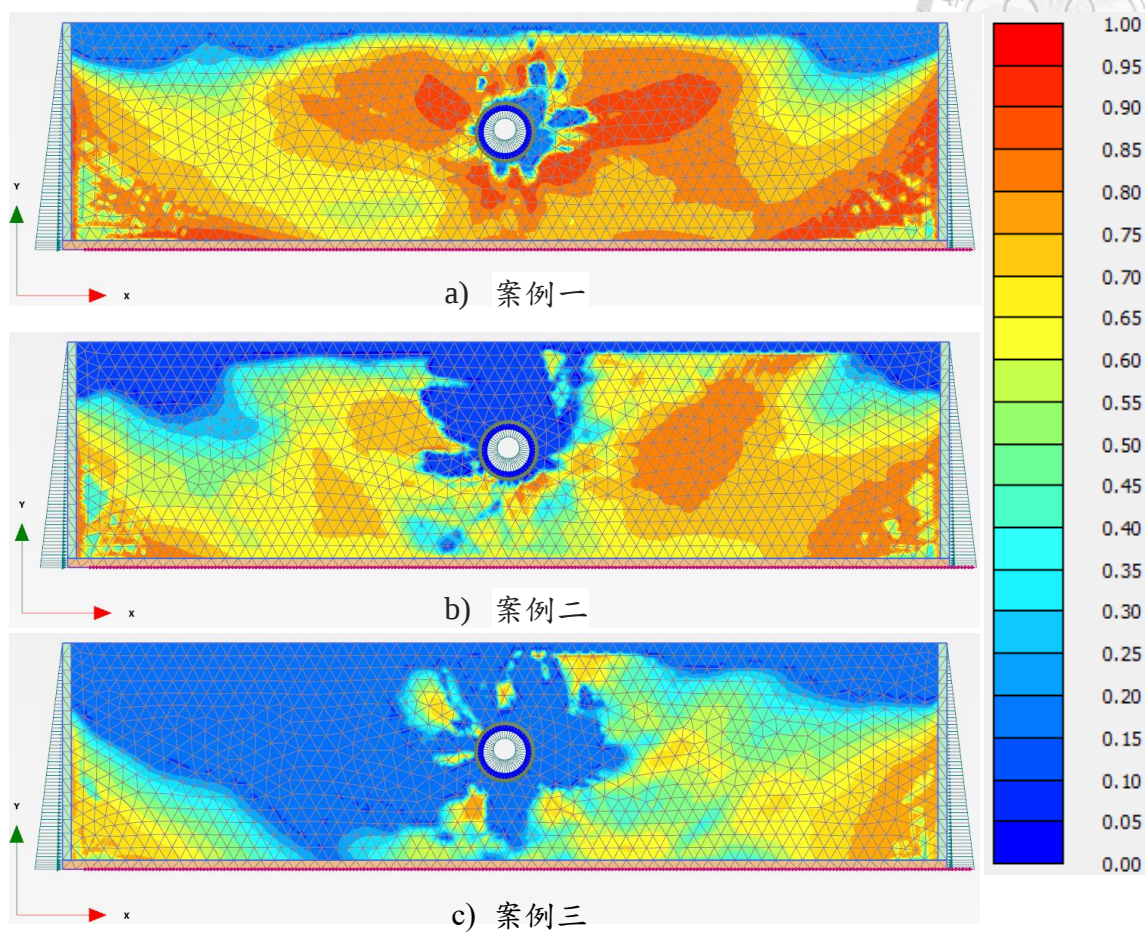


圖 C.7 於 14s 時， R_u 分佈圖 (UBC3D-PLM)

附錄 D. 上浮分佈圖



一、Solid

1. 案例一

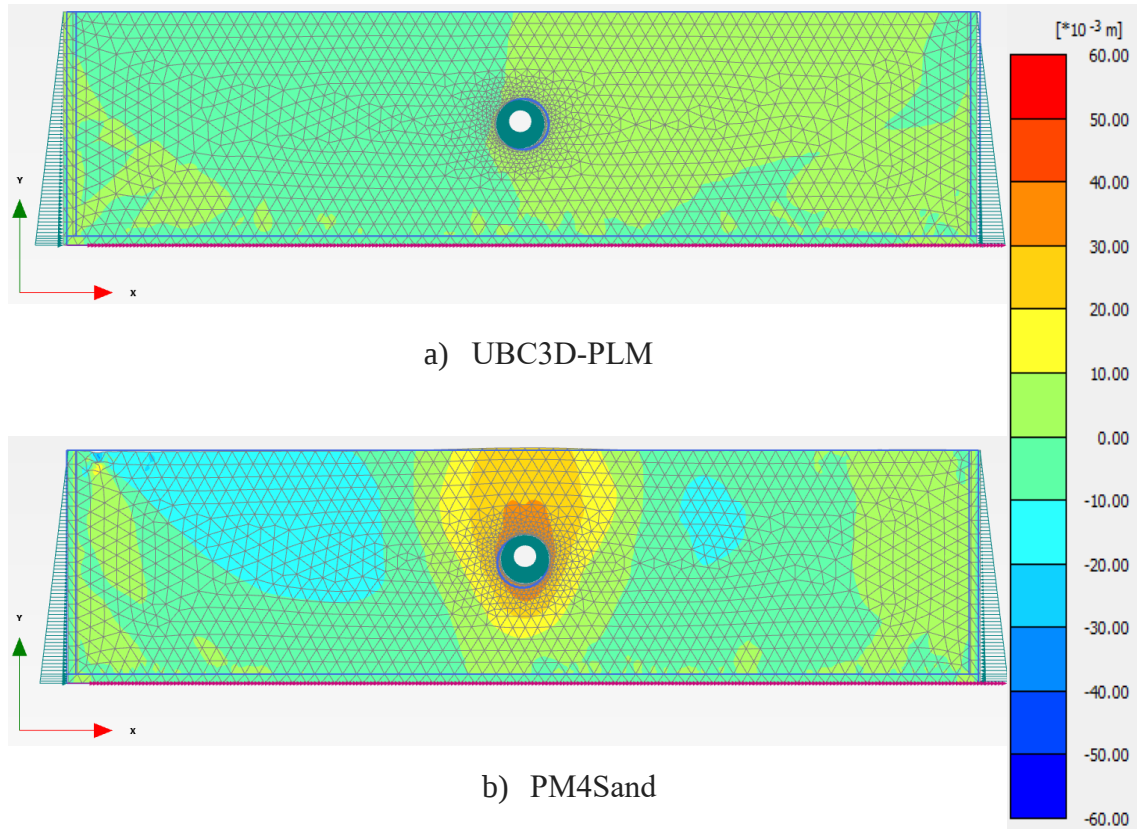


圖 D.1 案例一之上浮分佈圖

2. 案例二

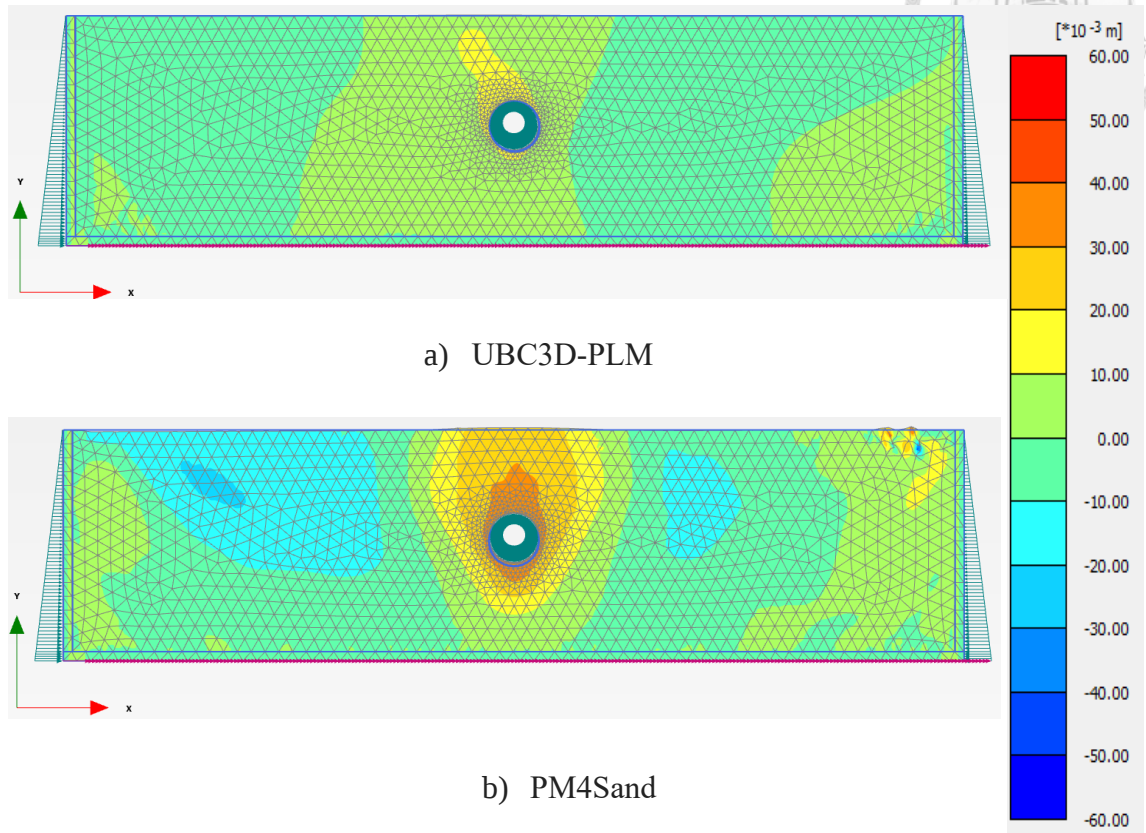


圖 D.2 案例二之上浮分佈圖

3. 案例三

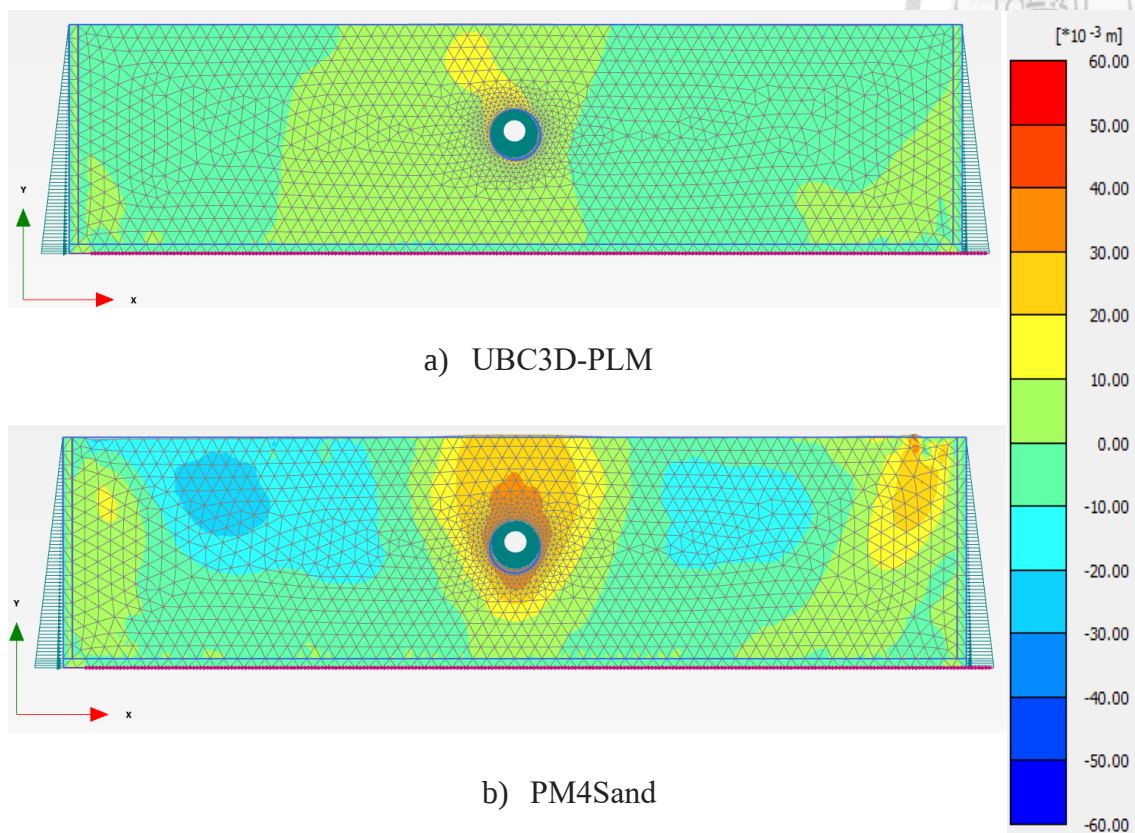


圖 D.3 案例三之上浮分佈圖

二、Plate

1. 案例一

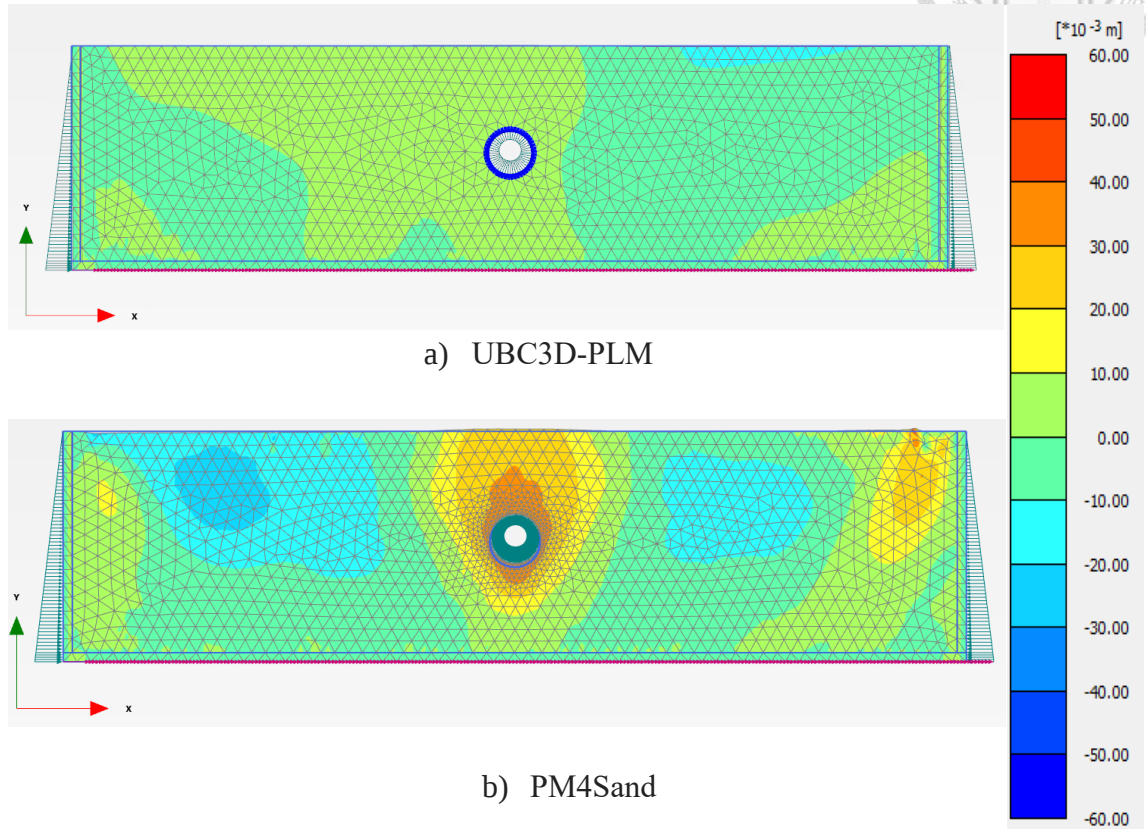


圖 D.4 案例一之上浮分佈圖

2. 案例二

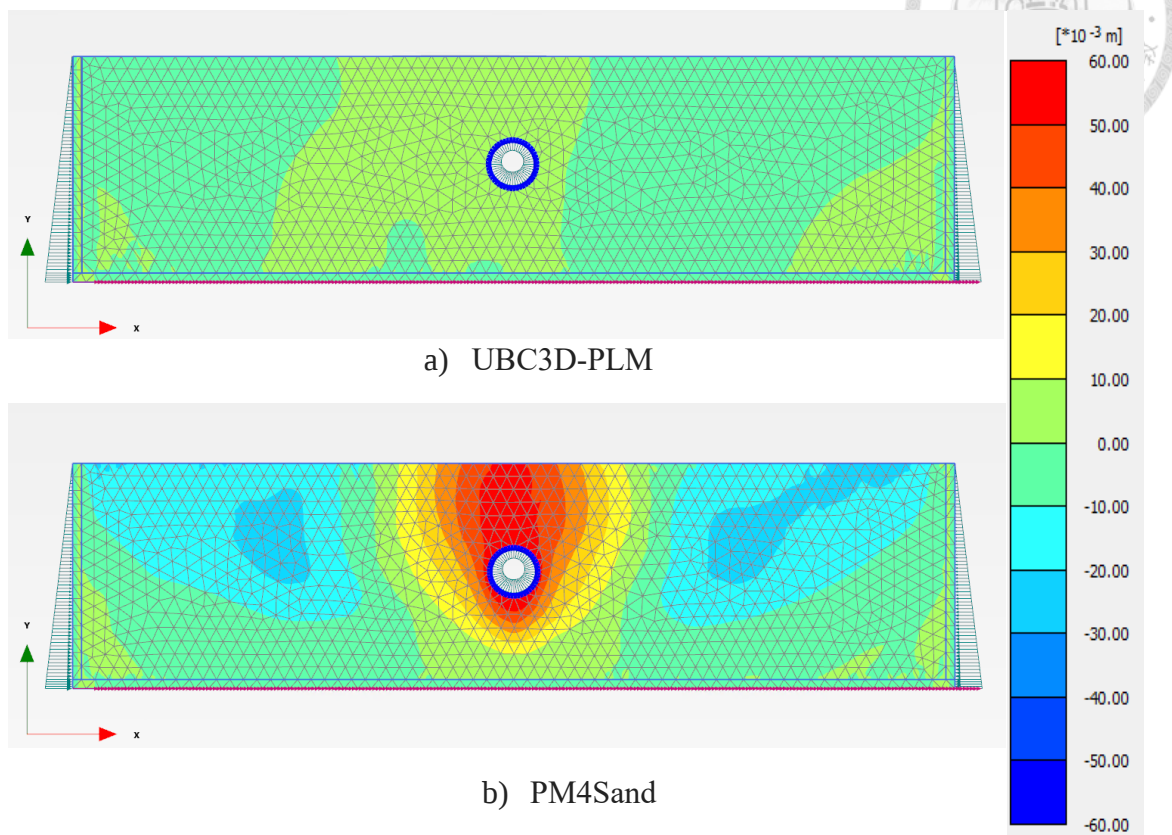


圖 D.5 案例二之上浮分佈圖

3. 案例三

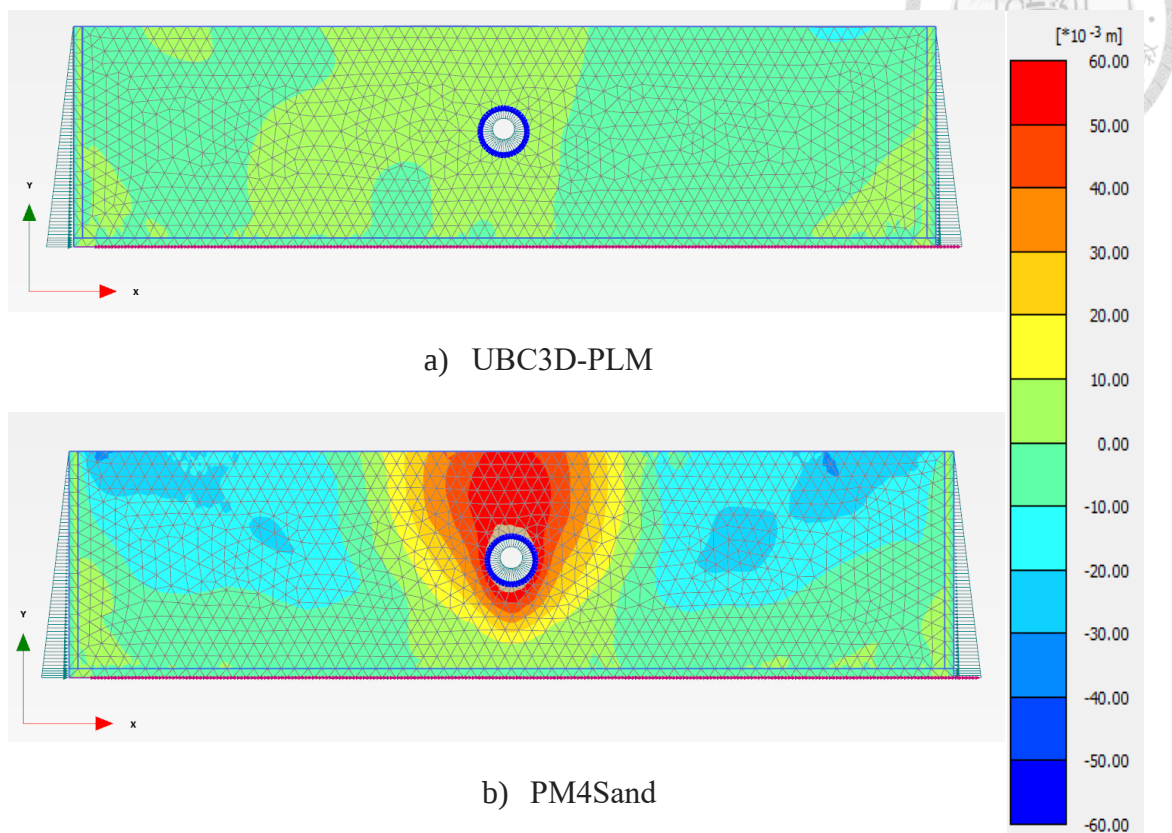


圖 D.6 案例三之上浮分佈圖

三、Plate-interface (僅列出 UBC3D-PLM)

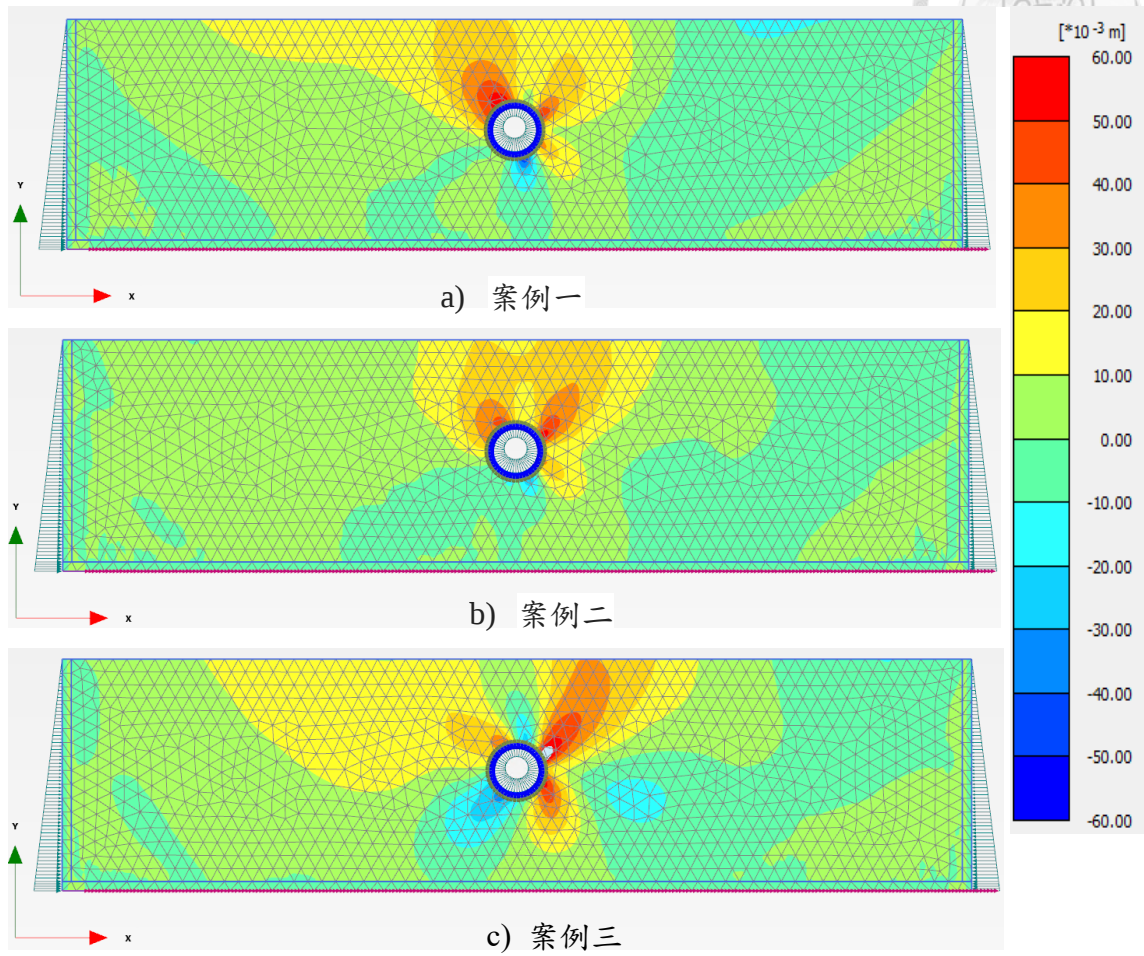


圖 D.7 上浮分佈圖 (UBC3D-PLM)