
**重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為
模擬研究(II)**

**Failure behavior of slope under gravity,
seismic loading and rainfall**

執行單位：國立中央大學土木工程學系

執行期間：106 年 03 月 31 日至 106 年 12 月 31 日

計畫主持人：洪汶宜 副教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 106 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為模擬研究

(II)

摘要

臺灣地處板塊交界，擠壓、形塑出破碎、複雜且敏感的地質條件，在板塊運動的持續作用下，全台地震頻繁引致土質鬆動；再者，目前全球極端氣候變遷的情況下，水文統計顯示極端降雨的頻率漸增，致使年土壤沖蝕量大；再加上平原區充分開墾、不敷使用的發展現況，都會區向山地丘陵擴張與交通運輸路線穿越山坡地的趨勢無法避免，因此，邊坡災害的防治便成為一門重要之課題。

本研究針對邊坡在降雨條件下的破壞行為進行了一系列的離心模型試驗，邊坡試體由 80% 的砂土和 20% 的高嶺土混合而成，並以最佳含水量夯實，針對不同降雨強度試驗條件，礫石層配置選擇重力破壞時較低的重力場坡向，以觀察邊坡在降雨條件下的破壞行為。同時，本研究亦進行一系列單排與雙排之排樁牆離心模型試驗，並分別探討不同土層條件下的擋土結構動態行為，其試驗結果將與有限元素法 GeoStudio 數值分析軟體進行相互驗證，建構出符合現地狀態之數值模型，以期研究成果有助於健全山坡地防災機制，達到省時、減工及安全的願景。

關鍵字：離心模型試驗、邊坡穩定、排樁牆、地震

Failure behavior of slope under gravity, seismic loading and rainfall (II)

Abstract

Taiwan locates at a complex convergent boundary and earthquakes occur frequently leading to the loose of soil around mountain area. The loose soil would erode and scour by the ground water flow caused by the high density of rainfall because of the climate change in these 10 years. On the other hands, the increasing populations extends the residential area to the near slope land, and the transportation lines pass through the mountain area. Therefore, it is a national key issue for mitigating the disaster of landslide.

This study focused the failure behaviors of slope stability under gravitational, rainfall and earthquake condition. A series of centrifuge model tests were conducted to study the slope stability at the Experimental Center of Civil Engineering, National Central University. Slope models were prepared from sand which is mixed with fine content of 20% (kaolinite) and compacted at optimum water content. During test, the failure processes by different rainfall intensities were recorded through cameras during centrifuge spinning. Additionally, the failure surface was traced from the photos; the ground surface changes were obtained from scanned data before and after the tests. Meanwhile in this research, a series of test were adopted simulate the single and double sheet pile wall structure in dry and saturated (water level up to dredge line) sandy ground. The system properties measured during flying the model were collected to

construct a numerical model via commercial FEM software GeoStudio. The results of this research would decrease the loss of lives and the damage of properties for slope engineering.

Keywords: Centrifuge modeling, sheet pile wall, slope stability, earthquake

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	IV
圖次.....	VI
表次.....	X
第一章 緒論	1-1
第二章 試驗原理、設備與材料	2-1
第一節 試驗原理	2-1
第二節 試驗設備	2-6
第三節 試驗材料	2-9
一、石英砂砂(silica sand)	2-9
二、高嶺土 (kaolin)	2-9
三、礫石(gravel)	2-12
四、混合土樣資料.....	2-12
第三章 試體製作與配置	3-1
第一節 邊坡試體配置	3-1
第二節 排樁牆試體配置	3-7
第四章 邊坡試驗結果與比較	4-1
第一節 降雨引致破壞行為模擬	4-1

第二節 離心模型試驗加速度動態反應	4-7
一、加速度振幅.....	4-7
二、主頻率.....	4-13
第三節 排樁牆結構之側向位移	4-19
第四節 排樁牆結構之彎矩量測	4-24
第五節 地表變形	4-30
第六節 數值分析	4-34
一、側向位移.....	4-34
二、彎矩.....	4-38
第五章 結論與建議	5-1
參考文獻.....	參-1
附錄.....	附錄-1
附錄一、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-1

圖次

圖 1-1 離心模型試驗研究架構	1-3
圖 2-1 不同模型內部對應點應力之比較	2-4
圖 2-2 離心模型試驗原理	2-5
圖 2-3 樑式地工離心機	2-7
圖 2-4 固壁式蜂巢試驗箱	2-7
圖 2-5 變位器	2-7
圖 2-6 加速度器	2-7
圖 2-7 孔隙水壓計	2-7
圖 2-8 雷射位移計	2-7
圖 2-9 雷射掃描裝置	2-8
圖 2-10 石英砂砂之粒徑分佈曲線	2-11
圖 2-11 高嶺土之粒徑分佈曲線	2-11
圖 2-12 夯實曲線	2-12
圖 2-13 直剪盒 (含試體)	2-12
圖 2-14 單位重 18.93 kN/M^3 時，不同含水量下之破壞包絡線	2-13
圖 3-1 分層夯實試體	3-2
圖 3-2 礫石層埋置 (俯視圖)	3-2
圖 3-3 邊坡試體成形 (側視圖)	3-3
圖 3-4 義大利麵土壤位移計	3-3
圖 3-5 位移計貫入	3-4
圖 3-6 70 度邊坡試體與內部正傾 15 度礫石薄層	3-4
圖 3-7 降雨延時與雨量紀錄	3-5
圖 3-8 十字片剪儀	3-5
圖 3-9 排樁牆擋土結構、試驗箱與感測器配置圖	3-10

圖 3-10 排樁牆擋土結構應變計配置圖	3-10
圖 3-11 模型上視圖	3-11
圖 3-12 排樁牆擋土結構感測器配置圖(S_70_DRY)	3-12
圖 3-13 排樁牆擋土結構感測器配置圖(D_70_DRY)	3-13
圖 3-14 基盤振動加速度歷時	3-14
圖 3-15 預振加速度歷時	3-14
圖 3-16 模型掃描路線示意圖	3-15
圖 4-1 各崩塌事件所發生時間	4-2
圖 4-2 降雨條件下的表面沖蝕	4-3
圖 4-3 雨水入滲情形	4-3
圖 4-4 不同條件下的破壞面	4-5
圖 4-5 張力裂縫	4-5
圖 4-6 含水量 (G15, E0.5 和 R197)	4-6
圖 4-7 模型上視圖	4-6
圖 4-8 影響範圍深度比	4-6
圖 4-9 試驗 S_70_DRY 加速度歷時圖	4-8
圖 4-10 試驗 S_70_SAT 加速度歷時圖	4-9
圖 4-11 試驗 D_70_DRY 加速度歷時圖	4-10
圖 4-12 試驗 D_70_SAT 加速度歷時圖	4-11
圖 4-13 不同深度之加速度振幅放大倍率	4-12
圖 4-14 土壤剪力波速之波傳時間差	4-14
圖 4-15 試驗 S_70_DRY 之快速傅立葉轉換	4-15
圖 4-16 試驗 S_70_SAT 之快速傅立葉轉換	4-16
圖 4-17 試驗 D_70_DRY 之快速傅立葉轉換	4-17
圖 4-18 試驗 D_70_SAT 之快速傅立葉轉換	4-18

圖 4-19 試驗 S_70_DRY 之側向位移量與旋轉角	4-20
圖 4-20 試驗 S_70_SAT 之側向位移量與旋轉角	4-20
圖 4-21 試驗 D_70_DRY 之側向位移量與旋轉角	4-20
圖 4-22 試驗 D_70_SAT 之側向位移量與旋轉角	4-21
圖 4-23 各組試驗後之側向位移	4-21
圖 4-24 各組試驗後之排樁牆結構旋轉角	4-22
圖 4-25 各組試驗後之正規化側向位移圖	4-22
圖 4-26 試驗 D_70_SAT 之正規化側向位移結果	4-23
圖 4-27 試驗 S_70_DRY 之彎矩歷時圖	4-24
圖 4-28 試驗 S_70_SAT 之彎矩歷時圖	4-25
圖 4-29 試驗 D_70_DRY 之彎矩歷時圖	4-25
圖 4-30 試驗 D_70_SAT 之彎矩歷時圖	4-25
圖 4-31 試驗 S_70_DRY 之彎矩增量歷時圖	4-27
圖 4-32 試驗 S_70_SAT 之彎矩增量歷時圖	4-27
圖 4-33 試驗 D_70_DRY 之彎矩增量歷時圖	4-27
圖 4-34 試驗 D_70_SAT 之彎矩增量歷時圖	4-28
圖 4-35 試驗 S_70_DR 不同深度之彎矩值	4-28
圖 4-36 試驗 S_70_SAT 不同深度之彎矩值	4-28
圖 4-37 試驗 D_70_DR 不同深度之彎矩值	4-29
圖 4-38 試驗 D_70_SAT 不同深度之彎矩值	4-29
圖 4-39 各組試驗之彎矩值	4-29
圖 4-40 各組試驗之彎矩增量	4-30
圖 4-41 各組試驗之最大沉陷量	4-31
圖 4-42 各組試驗之最大沉陷量位置	4-32
圖 4-43 各組試驗之最大沉陷量及其位置	4-32

圖 4-44 各組試驗之最大沉陷量	4-33
圖 4-45 最大沉陷量位置之正規化分布	4-33
圖 4-46 CHANG(1993)等人地下連續壁開挖試驗結果	4-34
圖 4-47 試驗 S_70_SAT 之側向位移模擬結果	4-35
圖 4-48 試驗 D_70_DRY 之側向位移模擬結果	4-35
圖 4-49 試驗 S_70_SAT 之側向位移模擬趨勢	4-36
圖 4-50 排樁牆頂部側向位移	4-37
圖 4-51 數值模擬與離心模型試驗之誤差	4-37
圖 4-52 S_70_DRY 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果	4-38
圖 4-53 S_70_SAT 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果	4-39
圖 4-54 D_70_DRY 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果	4-39
圖 4-55 D_70_SAT 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果	4-40
圖 4-56 各組數值模擬與離心模型試驗之誤差	4-40
圖 4-57 數值模擬與離心模型試驗之誤差分布	4-41

表次

表 2-1 振動台規格.....	2-8
表 2-2 石英砂砂之基本物理性質	2-9
表 2-3 高嶺土之基本物理性質	2-10
表 2-4 直接剪力試驗結果	2-13
表 3-1 各試驗組資料彙整	3-6
表 3-2 各試驗組資料彙整	3-7
表 4-1 降雨模型條件.....	4-2

第一章 緒論

邊坡滑動是世界上最常見的天然災害之一，不僅對人的生命財產造成影響，且對人的生命及財產造成負面的影響。造成邊坡滑動破壞的原因有地震、颱風、降雨(特別是熱帶地區)、排水系統無法負荷雨水入滲、重力引致等。因此，重要的是預測邊坡的穩定性，降低邊坡滑動的影響，並找出導致邊坡滑動的因素。降雨是影響邊坡穩定性的重要因素之一。2009 年 8 月 8 日莫拉克颱風來襲，台灣累積降雨量超過 2600 毫米，造成極度嚴重的破壞，600 多人因淹水、土石流、山坡地滑動而死。因此，探討邊坡穩定性和預測邊坡滑動是非常重要的，可提供解決邊坡穩定性問題的方法。

而隨著文明的進步，交通運輸亦獲得高度發展，基礎建設(如道路、鐵路、隧道等)在平原用地使用趨於飽和時，逐漸地往山區開拓。在進行山坡地工程時，不論是開挖或是填土工程，擋土結構之設置極為重要，以確保工程施作時邊坡為穩定狀態。此外，對於港灣工程來說，碼頭水位需達一定深度，方能使船舶順利進出，因此對於側向支撐結構之設置不可或缺。在大多數的情況下，柔性擋土結構比非線性或剛體擋土結構較為優越，其原因為(1)鋼筋使用量較少，施工成本相對較低，可大幅地縮減預算；(2)施工容易，柔性擋土結構的事前準備較少，建造時可靈活移動。該柔性擋土結構經拆解後可重新以排樁牆

組立。但是柔性擋土結構亦有其劣勢，如柔性擋土結構勁度較小，牆面的側向位移較大；當牆面產生側向位移時，牆面後方的背填土便會有沉陷產生。

近年來對邊坡穩定的方法有很多。日本國家地球科學與防災研究所利用大型模型模擬的降雨範圍為 5~200 mm/h，最大降雨高度為 16 公尺。然而這種方法有很多限制，如模型尺寸和模型製備等材料都要耗費巨額的成本。因此，離心模型試驗是大地工程中重要的工具，降低了尺寸的限制及金錢和時間的成本。在本研究中，為了瞭解重力、地震、降雨條件下的砂土邊坡滑動行為及柔性排樁牆在動態載重下的破壞行為。研究評估和分析了解自然因素對邊坡穩定性的影響，並預測何時會發生邊坡破壞。有助於提升堤防、水壩、挖掘、堆積區等建築物之安全性。

本研究利用國立中央大學地工離心機進行一系列離心模型試驗，探討單一自然營力（重力、地震力與降雨）對邊坡破壞的影響，以及以工程手法進行相關穩定工程的效益研究，研究之架構圖如圖 1-1。

105 年第一年計畫內容在探討邊坡因重力和地震力引致破壞的行為模擬；106 年第二年研究內容為邊坡因降雨引致的破壞和與排樁牆的受振行為模擬；107 年第三年研究內容預計探討地表植生對抵抗邊坡淺層滑動的有效性；108 年第四年研究內容預計探討植入樁工法對抵抗

邊坡深層滑動的有效性。然而，實際上邊坡處於地震、降雨、乾濕循環等不同的環境條件循環之下，受不同環境與外力事件的交互影響，107 與 108 年的研究可以進行這方面的模擬與探討，以期對邊坡穩定問題能有更多幫助。

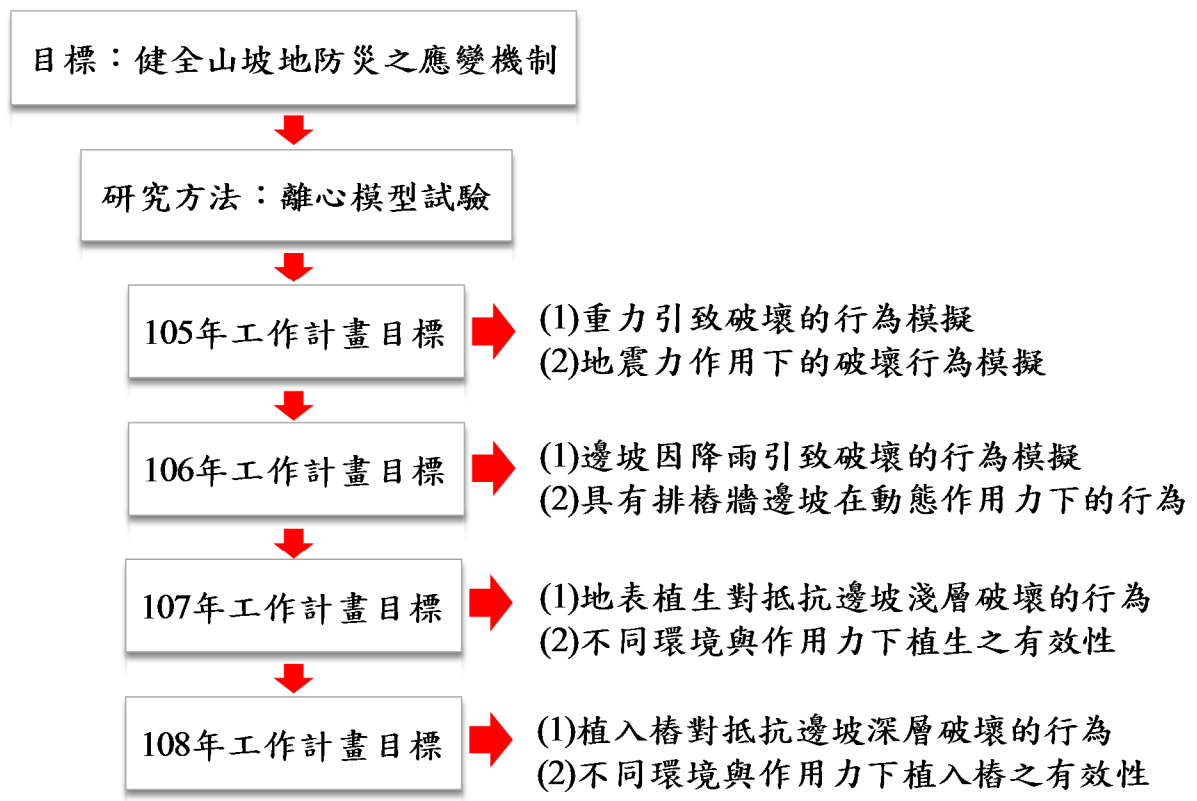


圖 1-1 離心模型試驗研究架構

第二章 試驗原理、設備與材料

第一節 試驗原理

大地工程的設計者，通常將複雜的工程問題，利用簡化的數值模擬或物理模型來進行設計，並進行施工過程及完工以後之現場觀測，或調查及檢討現場失敗破壞案例，期望由目前簡化的模型所得到的模擬結果與現場直接觀測值進行比對，作為將來類似工程設計之借鏡或探討失敗所得之教訓。如果沒有經過適當的模擬，設計趨於保守較不經濟，也可能因疏忽導致設計錯誤，造成工程失敗或因地震引致的災害等案例。基本上數值及物理模擬乃是相輔相成，物理模擬可以觀察破壞的機制(failure mechanism)，也可檢核數值模擬的正確性，但尺寸效應(scale effect)是其最大的缺點。數值方法或其他理論分析的模擬，雖然沒有尺寸效應，但由於地工材料的組成律(constitutive law)相當複雜，目前的知識尚無法全盤掌握，因此有其限制。而利用全尺寸的現場試驗來觀察或經由失敗案例檢核，無尺寸效應之缺點，也沒有簡化分析法所造成的問題。但是由於工程浩大，失敗破壞案例不多，也無法進行參數分析，而且土層複雜並無法全盤掌握。因此，全尺寸現場試驗、物理模型模擬與數值模型分析三種研究方法，必須相輔相成、互相檢核、印證及評估，才可以進行安全又合理的地工設計。每一種分析方法都各有其優缺點，所以利用上述三種方法，共同研究工程問

題是有其必要，不可偏廢，特別針對邊坡穩定的問題更有其必要性。

物理模擬可檢核數值模擬(FEM 程式或其他類似之數值程式)可靠性及正確性，澄清大地工程結構物之破壞型態及變形情形。而數值模擬可進行不同參數及原型之模擬，沒有尺度效應，增加模擬之包容性及適用性。現場量測資料具有不易控制變因、無重複性、工期長、成本高及設計之安全因素考量，無法得到破壞或臨界狀況之缺點。但卻是全尺度真實試驗，沒有數值及物理模型代表性不夠之缺點。利用相似模擬來研究物理現象以幫助解決理論與設計問題是工程上常用的原則；如水利工程中常用之水工模型，航空工程中常用之風洞試驗等。大地結構物模型若能同時模擬結構物周遭不同位置土壤元素之各自有效應力途徑，將對結構物之分析設計有莫大助益。

重力是大地工程結構物最主要的受力變形、破壞因素，依據相似性條件，模型材料及模型內的應力狀態必須要與原型（prototype）相同的情況。這是大地結構模型特點，亦是作模型試驗的困難處。在地球重力場 $1g$ 下，如將原型按幾何相似縮小 n 倍，用原型材料製成的模型，其各點之自重應力會遠低於原型中相對應點的應力。土壤之應力應變關係、強度均與所處之應力大小有密切關係。因此普通 $1g$ 條件下之模型的相似性較差，無法正確的反映出原型所產生的現象。但是將此模型放置在 Ng 之重力場中，使模型材料加重 n 倍，則可以將

模型中每點的自重應力提高到原型中相對應點之應力，其相似性提高，模型就可表現原型之受力行為。利用衝擊或離心機均可增加加速度力場，例如阿太堡液性限度試驗即是利用慣性力所進行的一種試驗。但是此種利用衝擊力得到慣性力之試驗方式甚難控制。另外離心力是一種穩定的人造重力場，所以離心機是提供人造重力場最方便且穩定可靠的裝置。

1869 年法國人 Phillips 首先提出利用慣性力或離心力來模擬重力之觀念，並建議可利用離心力來進行當時所倡議興建之英法跨海大橋之物理模型試驗。當年工業不發達，無法製造負載大且轉速高之離心機，因此該構想沉寂多年。直至 1932 年蘇聯水力學院 Pokrovsky 首先利用離心機研究土石結構之邊坡穩定問題，並利用試驗結果進行土壩及堤防的設計，獲致良好的成果。但是直至 1960 年代後期，日本及英國才逐漸利用此種技術進行模型試驗，而後美國也逐漸發展大型地工離心模型試驗。

離心力是一種穩定且容易控制的人造重力場，而地工離心機 (Geotechnical centrifuge) 正是提供此人造重力場最方便且穩定可靠的裝置。圖 2-1 為原型、1g 模型與離心模型對應點應力之比較。圖 2-2 則為 1g 邊坡模型、離心邊坡模型與原型邊坡穩定係數之比較，由這兩個圖可以發現原型、1g 模型與離心模型對應點應力之異同以及離

心邊坡模型與原型邊坡穩定係數相同的特點。所以使用與原型相同的材料來製作 $1/N$ 的縮尺模型，然後在 Ng 條件下進行試驗，可以使模型在與原型完全相同的應力條件、強度和勁度性質下進行試驗，也就能顯現出原型的力學行為。

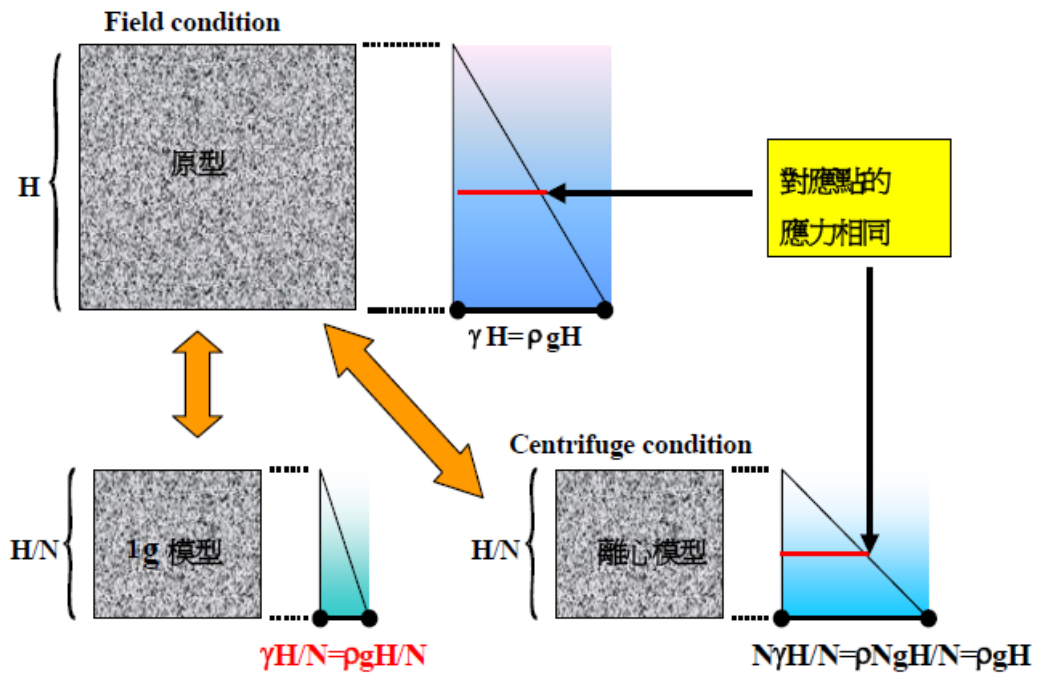
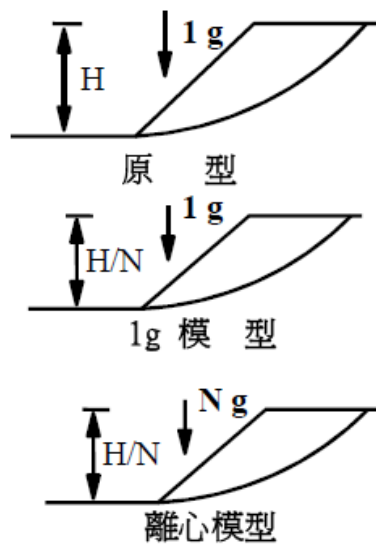


圖 2-1 不同模型內部對應點應力之比較



原型之穩定係數

$$N_s = \frac{c}{\rho g H}$$

1g 模型之穩定係數

$$N_{sm(1g)} = \frac{c}{\rho g \frac{H}{N}}$$

離心模型之穩定係數

$$N_{sm} = \frac{c}{\rho Ng \frac{H}{N}} = \frac{c}{\rho g H}$$

圖 2-2 離心模型試驗原理

第二節 試驗設備

大地工程試驗的離心機主要分成兩大類：(1)樑式離心機(beam centrifuge)；(2)鼓式離心機(drum centrifuge)。中央大學地工離心機屬於樑式離心機，本體包括一個水平旋轉臂，一個垂直的旋轉主軸，以及帶動旋轉軸的馬達系統及調節轉速及功率的齒輪箱。旋轉臂的一端是用來放置模型箱的掛台(platform)，另一端有勾掛平衡重量的裝置，以減少軸承上由於旋轉臂不平衡而受扭轉及側向力的作用。離心機的容量(capacity)是用 g-ton 來表示，那就是離心機在最大轉速下所得的離心加速度(Ng)和在該轉速下所能承受的最大載荷之乘積。圖 2-3 是中大 100 g-ton 樑式地工離心機及新裝置的震動台，中大地工離心機是國內唯一的地工離心機，該離心機旋轉標稱半徑 3 m（從旋轉中心至掛台底），可以將 1 ton 的試體飛行至 100 g，550 kg 的試體飛行至 200 g。本計畫使用固壁式蜂巢試驗箱（rigid box，見圖 2-4），以此安置邊坡試體試驗箱，試驗儀器尚包含變位計、加速度計、孔隙水壓計雷射位移計與雷射掃描裝置（如圖 2-5 至圖 2-9）。搭載在離心機掛台之一維油壓伺服致動振動台規格如表 2-1。中央大學地工離心機為樑式離心機，試驗掛台以鉸接跟離心機主體相連，因此掛台在飛行時會向上擺起，台面會垂直離心力與地球重力場之合力方向，地震力則是輸入平行模型地表的剪力波，與實際之重力、地震力方向無異。



圖 2-3 樑式地工離心機

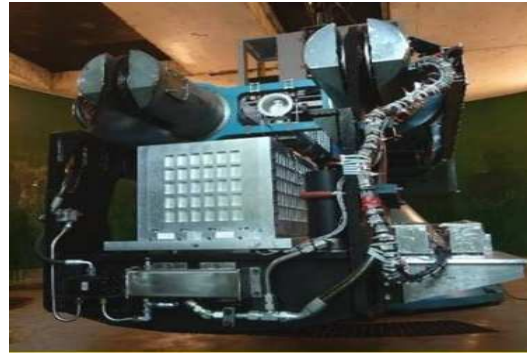


圖 2-4 固壁式蜂巢試驗箱



圖 2-5 變位器

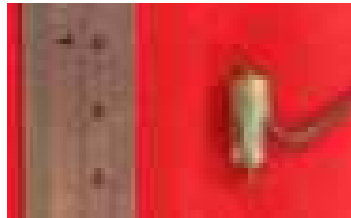


圖 2-6 加速度器

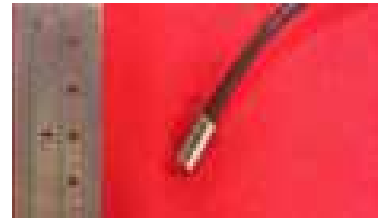


圖 2-7 孔隙水壓計



圖 2-8 雷射位移計

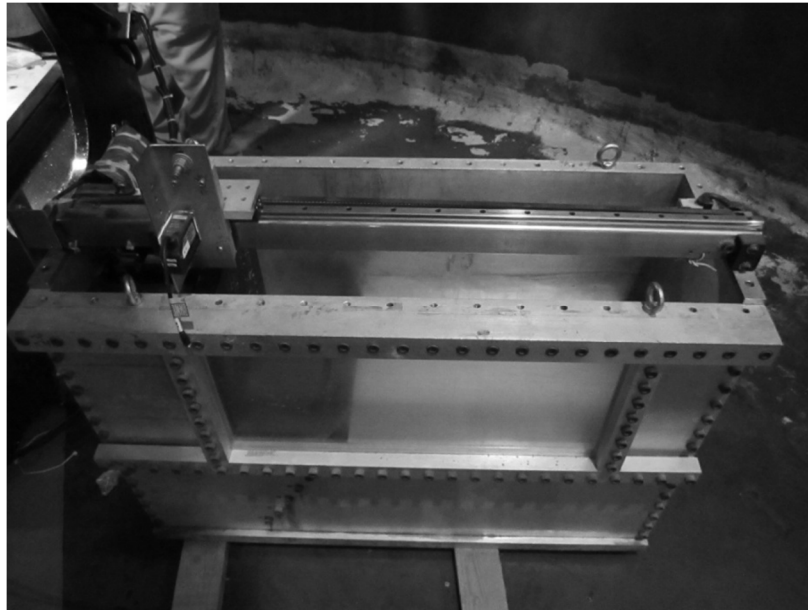


圖 2-9 雷射掃描裝置

表 2-1 振動台規格

Method	Servo-hydraulic single acting system
Shaking type	Periodic or random determined type
Shaking direction	one direction
Nominal shaking force	$\pm 53.4\text{kN}$
Max. shaking velocity	$\pm 1\text{m/s}$
Max. table displacement	$\pm 6.4\text{mm}$
Max. payload dimension	$1\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ (L×W×H)
Max. payload weight	400kg
Nominal shaking frequency range	0~250Hz
Max. centrifuge acceleration	80g

第三節 試驗材料

本年度計畫內容，主要探討邊坡的自重破壞與受震破壞行為，預計拌合 80% 的石英矽砂及 20% 的高嶺土，並使用標準夯實試驗取得之最佳含水量，製作 5 組坡面 70 度的邊坡試體。試驗土樣資料如下：

一、 石英矽砂(silica sand)

石英矽砂為角狀顆粒，土樣之基本物性詳列於表 2-2，平均粒徑 0.19 mm，最大與最小乾單位重分別為 16.3 kN/m³ 及 14.1 kN/m³。直接剪力試驗結果顯示，相對密度 40% 時之摩擦角約為 35 度，定水頭試驗結果顯示，滲透係數 6.4×10^{-5} m/sec，根據圖 2-10 之篩分析粒徑分佈曲線，於統一土壤分類法中為不良級配砂 SP。

二、 高嶺土 (kaolin)

產於美國之白土，為具凝聚性之細粒土壤，故含水量對其力學性質影響甚鉅（吳仁傑，2007）。

表 2-3 為高嶺土之基本物性試驗結果。圖 2-11 為高嶺土與中大紅土（laterite）之粒徑分佈比較，平均粒徑小於 0.075 mm（一律過 200 號篩）。

表 2-2 石英砂砂之基本物理性質

試驗土樣	石英砂砂
平均粒徑 D_{50} (mm)	0.19
有效粒徑 D_{10} (mm)	0.15
最大乾單位重 $\gamma_{d, \max}$ (kN/m ³)	16.3
最小乾單位重 $\gamma_{d, \min}$ (kN/m ³)	14.1
比重 G_s	2.65
內摩擦角 ($D_r=40\%$) (度)	35
統一土壤分類	SP

表 2-3 高嶺土之基本物理性質

試驗土樣	高嶺土
最佳含水量 (OMC, %)	28.20
乾土單位重 (kN/m ³)	14.52
比重 G_s	2.72
塑性限度 (PL, %)	29.80
液性限度 (LL, %)	53.40
塑性指數 (PI, %)	23.60
統一土壤分類	CH

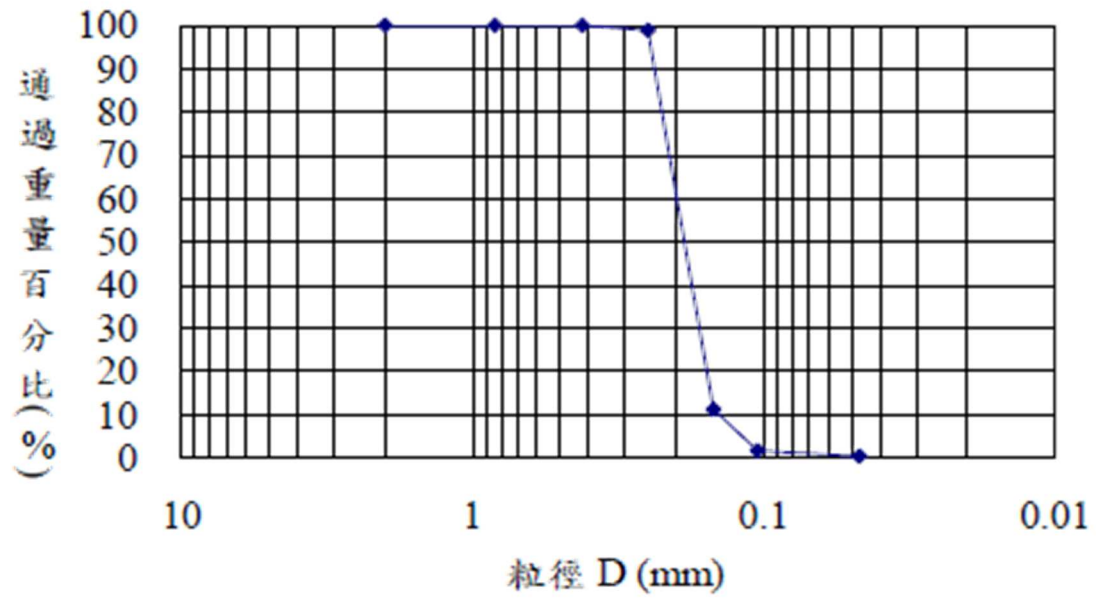


圖 2-10 石英砂之粒徑分佈曲線

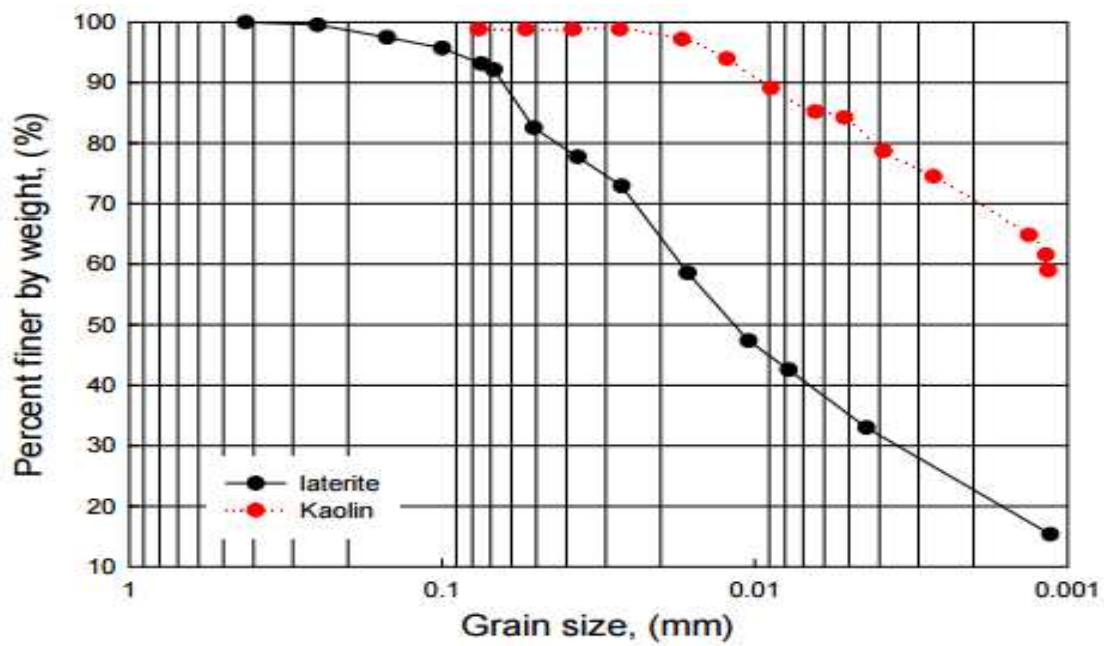


圖 2-11 高嶺土之粒徑分佈曲線（紅色點資料）

三、 礫石(gravel)

實驗採用之礫石，平均粒徑 2 mm (留於 16 號篩)，最大、最小乾單位重分別為 16.2 kN/m³ 及 14.0 kN/m³。

四、 混合土樣

離心模型試驗模型係以 80 % 的石英砂及 20 % 的高嶺土混和，混和後土樣進行比重瓶試驗、標準夯實試驗與直接剪力試驗，求取混和土樣之比重、最佳含水量以及剪力強度參數。由上述之基本物理性質試驗結果顯示，石英砂、高嶺土、礫石、混合土樣的比重分別為 2.65、2.72、2.60、2.59。混合粒料之夯實曲線如圖 2-12，最佳含水量約為 10 %，對應之最大乾單位重 $\gamma_{d, \max} = 1.93 \text{ g/cm}^3 = 18.93 \text{ kN/m}^3$ 。將混和土樣在直剪盒中夯實至單位重 18.93 kN/m³，如圖 2-13 所示。在 8.6 %、10.0 % 及 15.0 % 三種不同含水量情況下，直接剪力試驗結果如圖 2-14 及表 2-4 所示，最佳含水量時的凝聚力與摩擦角分別是 13.2 kPa 及 47.4 度。

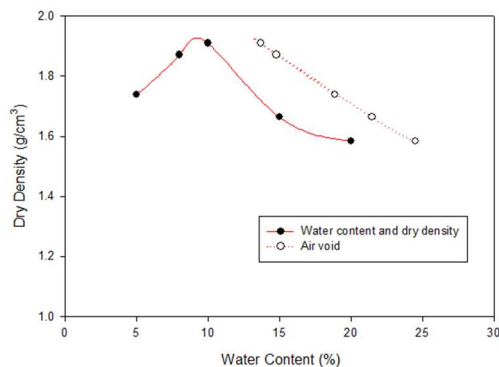


圖 2-12 夯實曲線

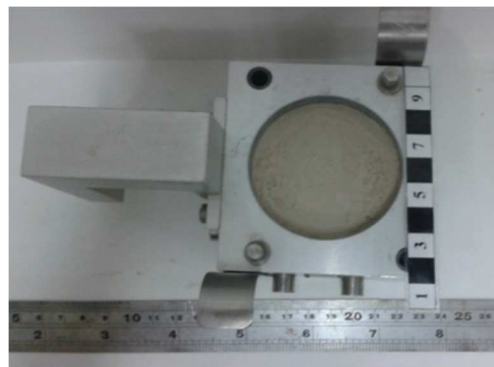


圖 2-13 直剪盒 (含試體)

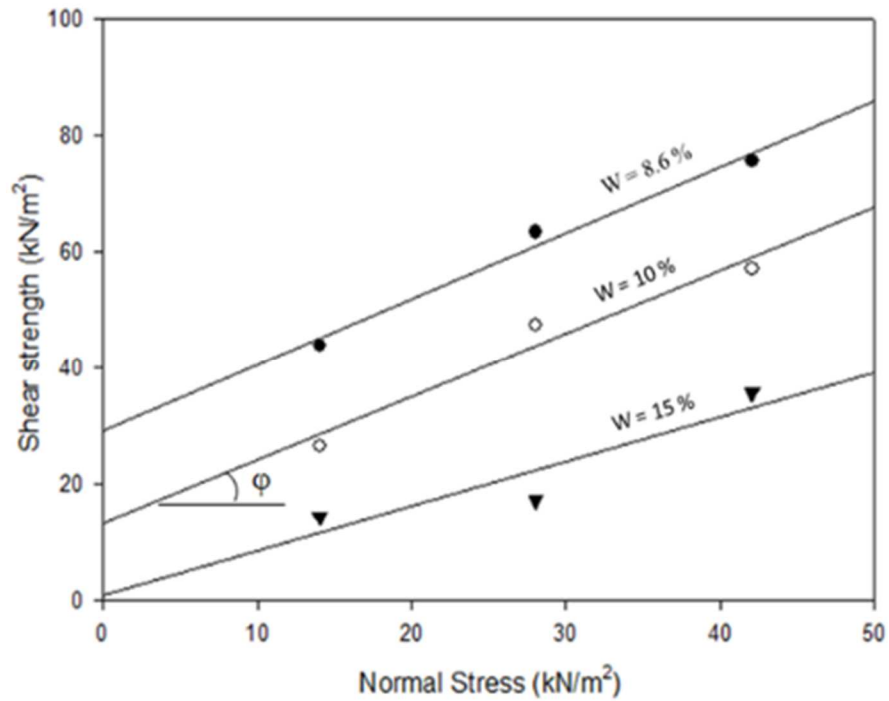


圖 2-14 單位重 18.93 kN/m^3 時，不同含水量下之破壞包絡線

表 2-4 混和土樣直接剪力試驗結果

含水量(%)	凝聚力(kPa)	摩擦角(度)
8.6	29.1	48.6
10.0	13.2	47.4
15.0	1.0	37.6

第三章 試體製作與配置

第一節 邊坡試體配置與降雨條件

首先，將透明防水紙貼在容器的內壁，以減少試體與容器之間的摩擦力，並保護觀察面。將土壤(砂土和高嶺土)與 10%含水量混和在一起。模型由夯錘夯實，每層 40 mm，邊坡基礎高度為 50 mm(圖 3-1)。在壓實的過程中，水平以保麗龍塊支撐邊坡的傾斜面，邊坡坡度為 70 度。將相對密度 60% 的礫石放置於邊坡內(圖 3-2、圖 3-3)。將每段標記距離為 20 mm 的位移計貫入模型內(圖 3-4、圖 3-5)，觀察試驗後土壤位移。完成邊坡模型準備後(如圖 3-6 剖面配置圖)，將其設置在離心機中。攝影機安裝在觀察窗前面和邊坡前面，試驗過程利用攝影機擷取破壞行為，而數據則由離心機控制室來取得，從照片可描繪土壤流失範圍，在降雨條件下的模擬選擇接近重力引致破壞的 30 g 離心重力場下進行試驗。

試驗過程中逐漸增加離心加速度，達到預定 30 g 離心加速度場，進行降雨事件直到發生破壞。依據 Lin, M. L. and Jeng, F. S. (2000) 的研究如圖 3-6，在過去前 5 個小時的降雨紀錄基準下，選擇世界上之降雨較大記錄(197 mm/hr)以及台灣溪頭之降雨記錄(88 mm/hr)，並考量降雨對邊坡侵蝕引致的破壞進行研究，試驗條件如表 4-1。

完成試驗後，將模型從離心機中取出，切割剖面觀察位移計的變

化。使用十字片剪儀紀錄土壤的剪力強度(圖 3-7)，在測量剪力強度的位置上也測量含水量，以了解剪力強度和含水量之間關係。

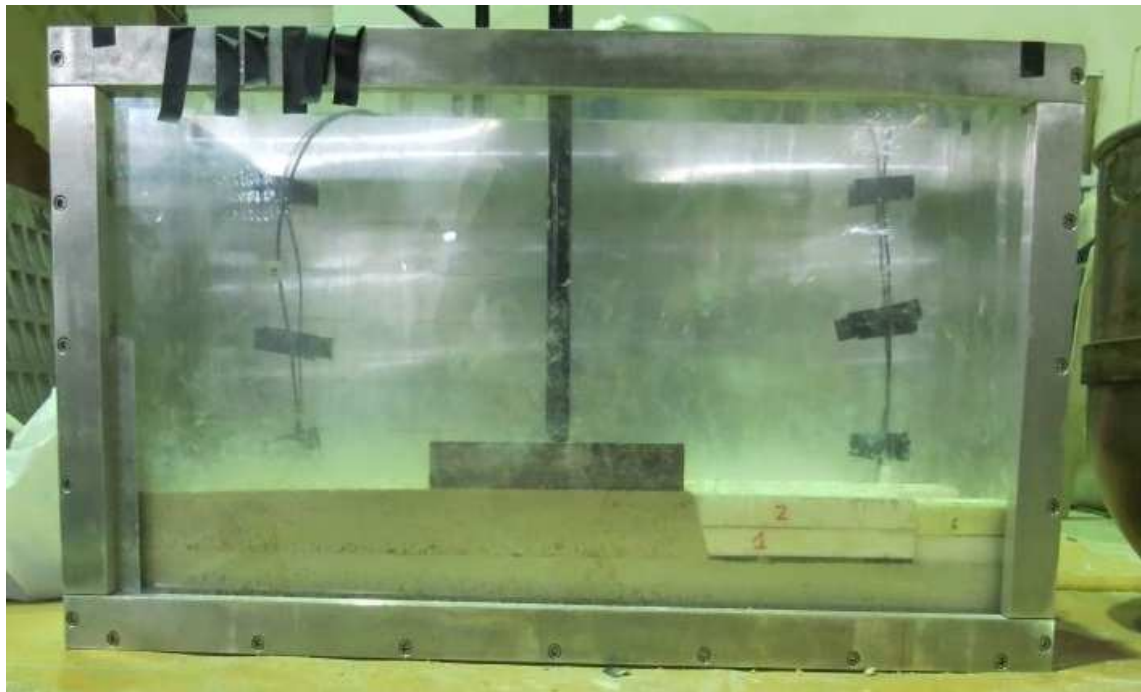


圖 3-1 分層夯實試體

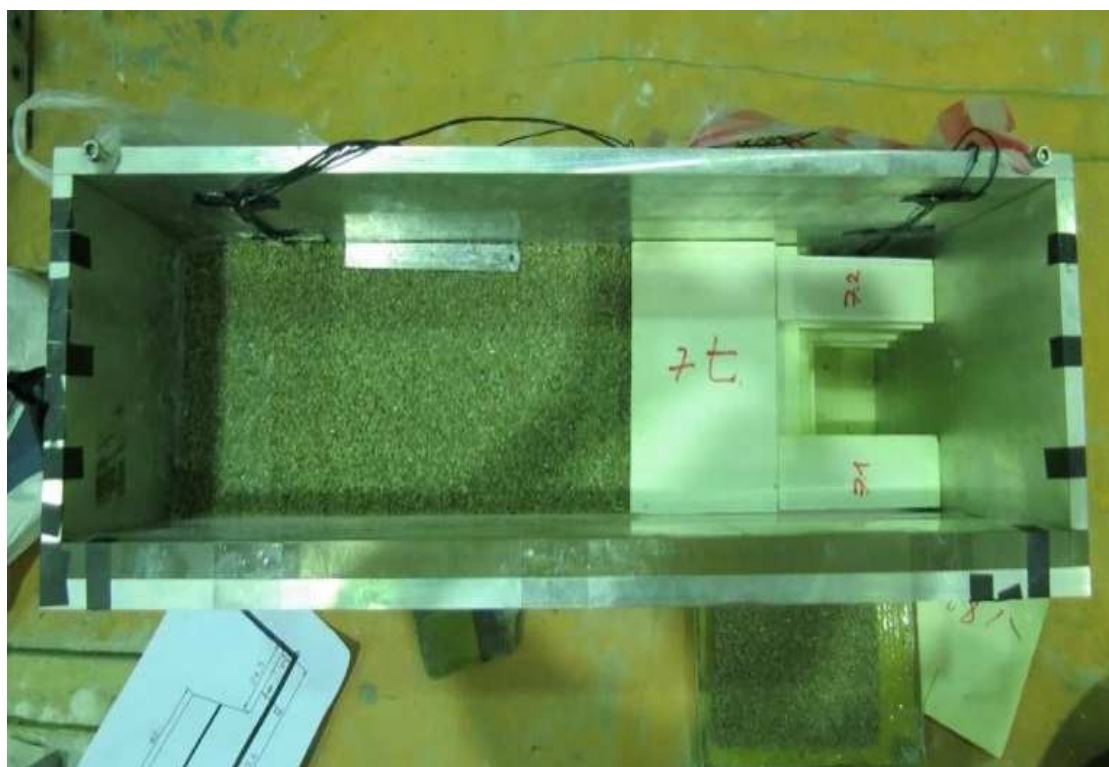


圖 3-2 礫石層埋置 (俯視圖)

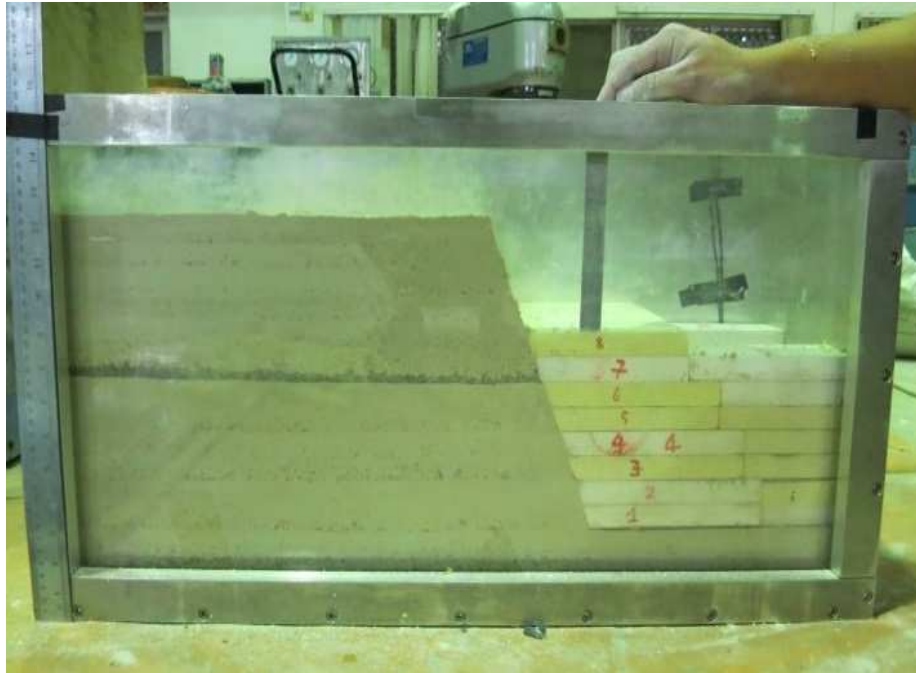


圖 3-3 邊坡試體成形(側視圖)

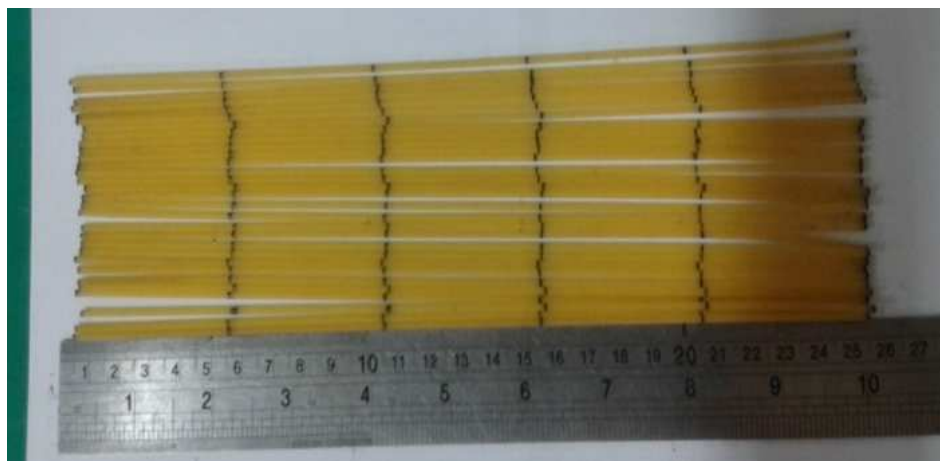


圖 3-4 義大利麵土壤位移計



圖 3-5 位移計貫入

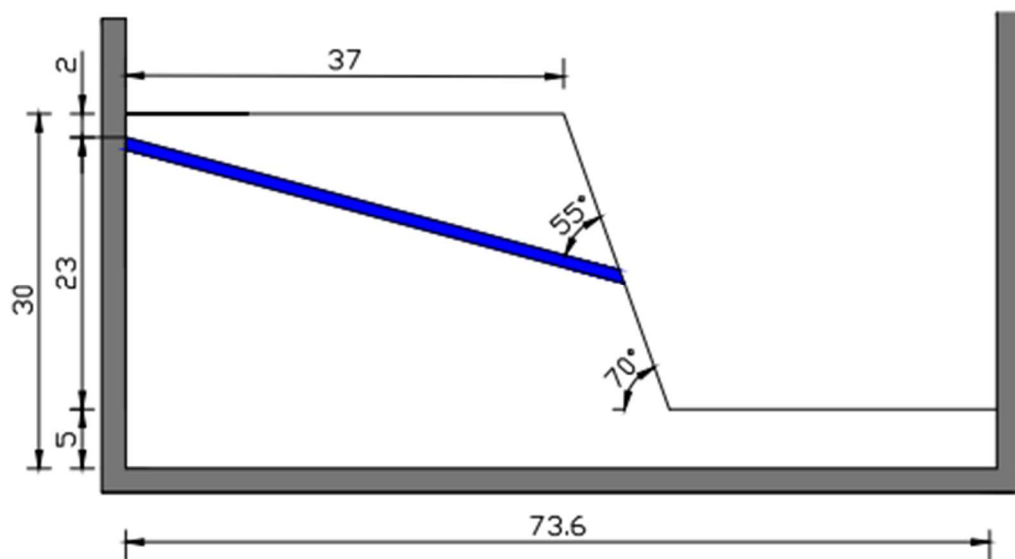


圖 3-6 70 度邊坡試體與內部正傾 15 度礫石薄層

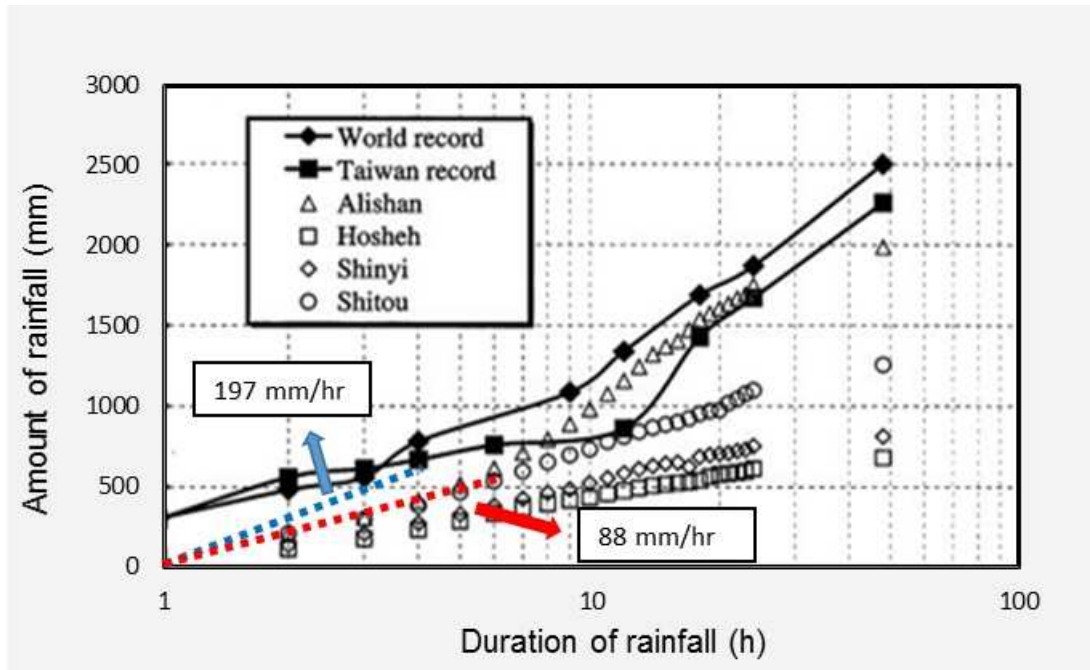


圖 3-7 降雨延時與雨量紀錄（改繪自 Lin, M. L., and Jeng, F. S., 2000）



圖 3-8 十字片剪儀

表 3-1 各試驗組資料彙整

試驗 編號	礫石層相位	濕單位重 (kN/m ³)	孔隙比 (e)	含水量 (%)	模擬情境
R88	順向 15°放置	18.72	0.51	10	降雨強度 (88mm/h)
R197	順向 15°放置	18.72	0.51	10	降雨強度 (197mm/h)

第二節 排樁牆試體配置

過去離心模型實驗室已經進行擋土牆、加勁擋土牆、排樁牆等等穩定措施的破壞行為與穩定性效果的物理模型模擬，但在軟弱地盤上與緊急應變時，因為排樁牆或版樁牆較容易施工且快速，因此本研究特地選用此方法進行模擬與探討，未來亦可針對功能性與差異性進行不同工法之探討。為瞭解柔性排樁牆在不同土層條件下，受地震力動態荷載作用後可能產生的破壞行為，本研究規劃一系列的離心模型試驗來進行探討比較。

表 3-2 各試驗組資料彙整

Number	Dr (%)	Structure type	Soil condition	Notation
Prior work	70	Single wall	Dry	
1	70	Single wall	Dry	S_70_Dry
2	70	Single wall	Saturated	S_70_Sat
3	70	Double wall	Dry	D_70_Dry
4	70	Double wall	Saturated	D_70_Sat

現地施作的地質環境較模擬試驗複雜，土壤大多都是非均質異向性土壤，為了簡化試驗條件與易於分析，本研究的邊坡模型以 80% 石英砂與 20% 高嶺土混和製作。現場排樁牆多為工廠預製，因此品質較

現場澆置穩定，因此試驗中考量牆體 EI 值，依離心模型試驗縮尺定律計算後，以均勻之鋁合金材料製作模型版樁牆。柔性排樁牆模型依照現地原尺寸進行縮尺，試驗條件與組數如表 3-2 所示。

本試驗將探究在乾砂土層與飽和砂土層之地質條件下，具有排樁牆擋土設施受地震力之動態反應。予以得知不同擋土結構形式的受力情形，可能發生的破壞類型與位置，瞭解擋土設施對災害防治之效能。模型試體製作方式：

1. 乾砂土層模型：本試驗利用實降法(pluviation method)製作乾砂土層模型，該方法常被用來製作乾砂試體，其優點是能在短時間內完成均勻密度之試體。利用移動式實降機(traveling pluviation apparatus, TPA)，製作相對密度約 70 %的乾砂試體。
2. 飽和砂土層模型：以水或黏滯性流體製作。黏滯性流體為水和甲基纖維素以一定比例混和，致使黏滯係數約為水的 80 倍。需注意混合時甲基纖維素以少量倒入水中，並慢速攪拌均勻，防止甲基纖維素於水中結塊。待攪拌均勻後需進行除氣之工作，將氣水轉換瓶內之水或黏滯液體利用抽氣馬達抽真空，達負壓之過程並輕輕敲打氣水轉換瓶，使黏滯液體中之微量氣體被抽真空機抽除。

再將實降完成試體吊入離心機坑，以黏滯液體進行飽和工作，待確認飽和溶液之液面達到預定之深度後，拆除試驗箱上蓋與飽和用管

線。為探討土層的破壞行為與擋土結構之動態反應，在實降過程與設置擋土結構時，於所欲量測受地震影響的點位分層放置位移計(LVDT與 LDT)與加速度計，以瞭解其土層與擋土結構之位移情況，及受地震力作用後之加速度歷時反應。此外，在模型排樁牆擋土結構上黏貼應變計，量測受到地震力作用時，該擋土結構之動態行為反應。待試體製作完畢，安裝置於離心機掛台上，開始逐步增加離心力，使人工重力場提升至 50 倍地球重力場環境，再輸入非等振幅類正弦波模擬地震力作用，模擬陡邊坡受震時擋土系統之動態行為，以得知最大受力點及可能破壞之位置。

柔性排樁牆模型的製作須符合以下條件：

- (1) 模型尺寸與規格需與現地結構相符合
- (2) 預留適當的空間予以配置感測器
- (3) 柔性排樁牆結構利於組裝

基於上述之準則，本研究的模型試體、柔性排樁牆結構與各式感測器的設置如下圖 3-9、圖 3-10、圖 3-11 所示，離心模型試驗的詳細配置如圖 3-12、圖 3-13 所示。

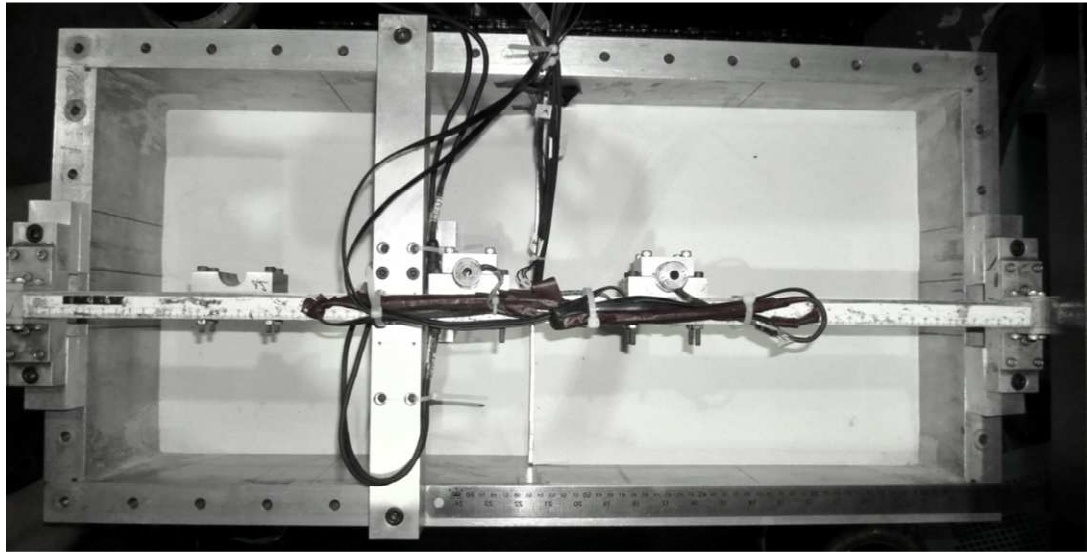


圖 3-9 排樁牆擋土結構、試驗箱與感測器配置圖

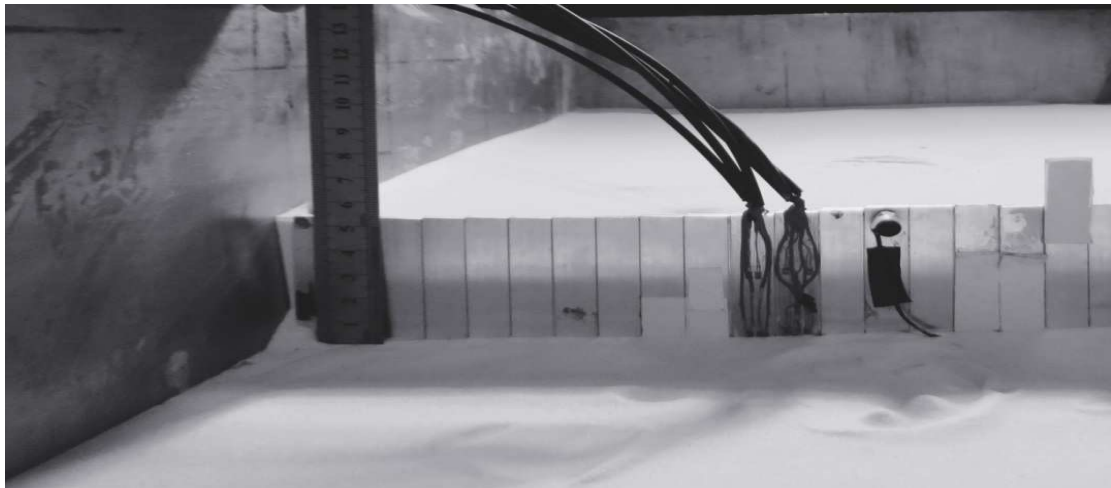


圖 3-10 排樁牆擋土結構應變計配置圖

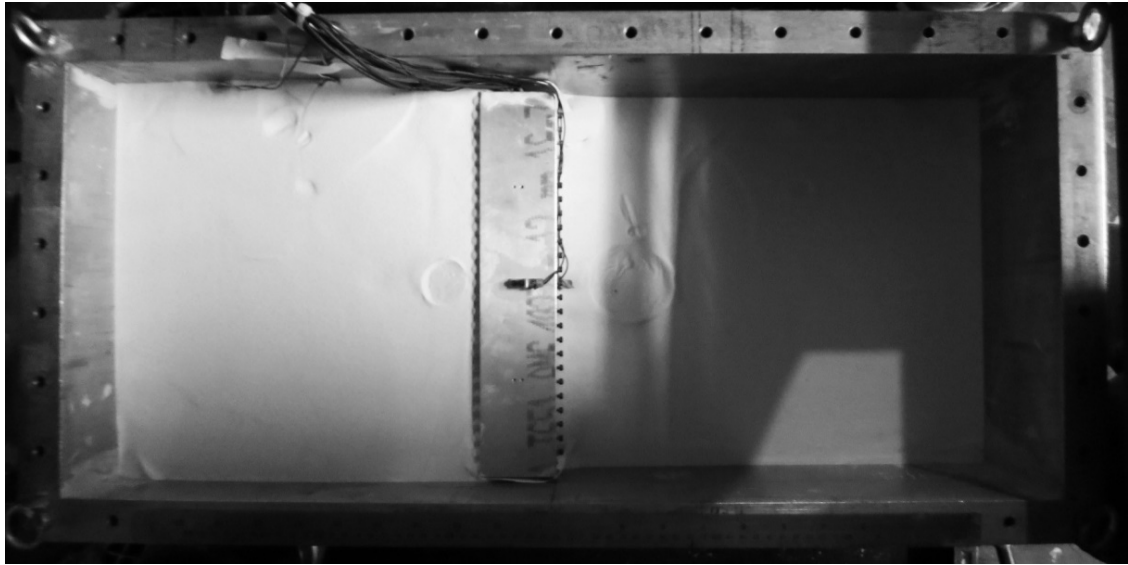


圖 3-11 模型上視圖

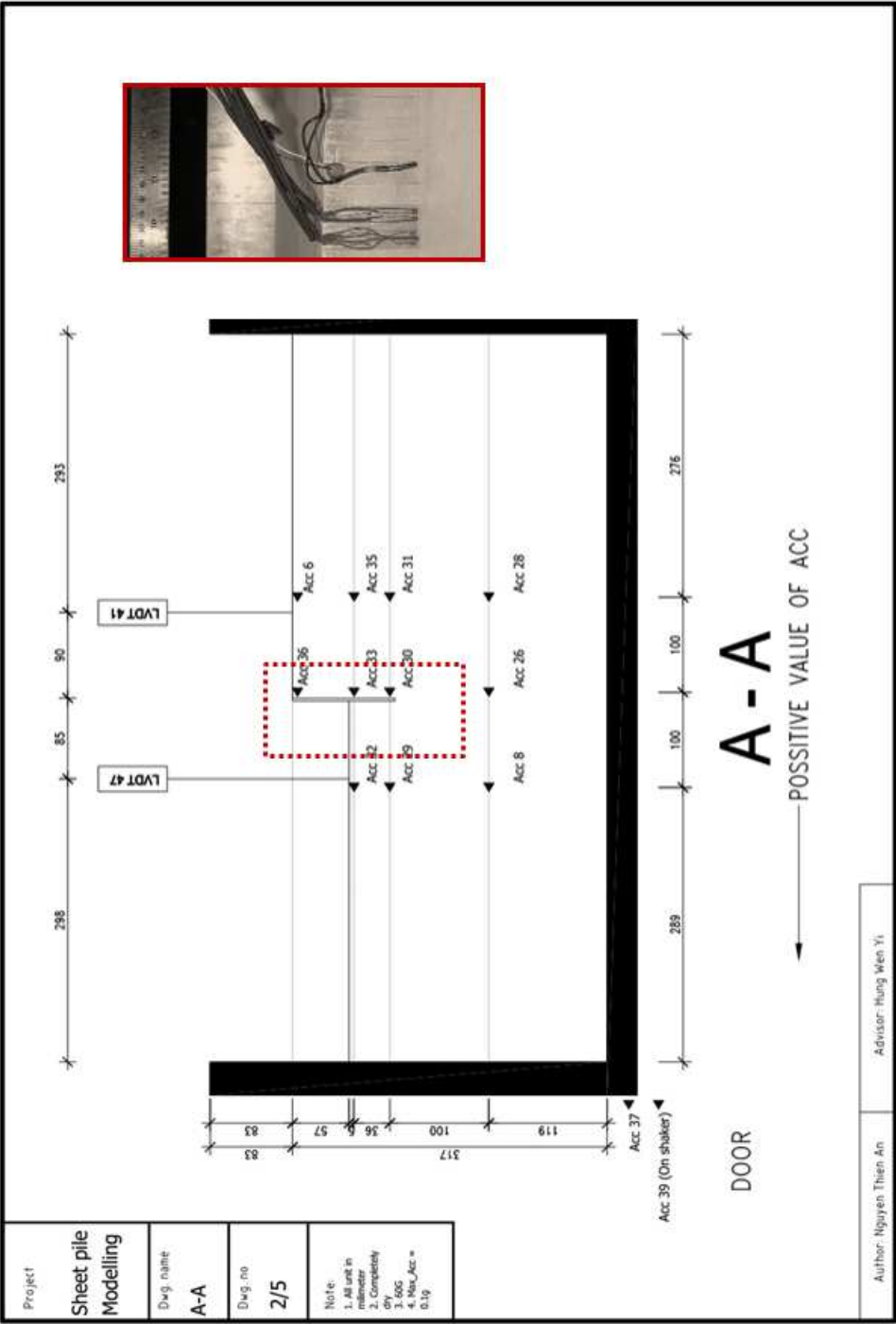


圖 3-12 排樁牆擋土結構感測器配置圖(S_70_Dry)

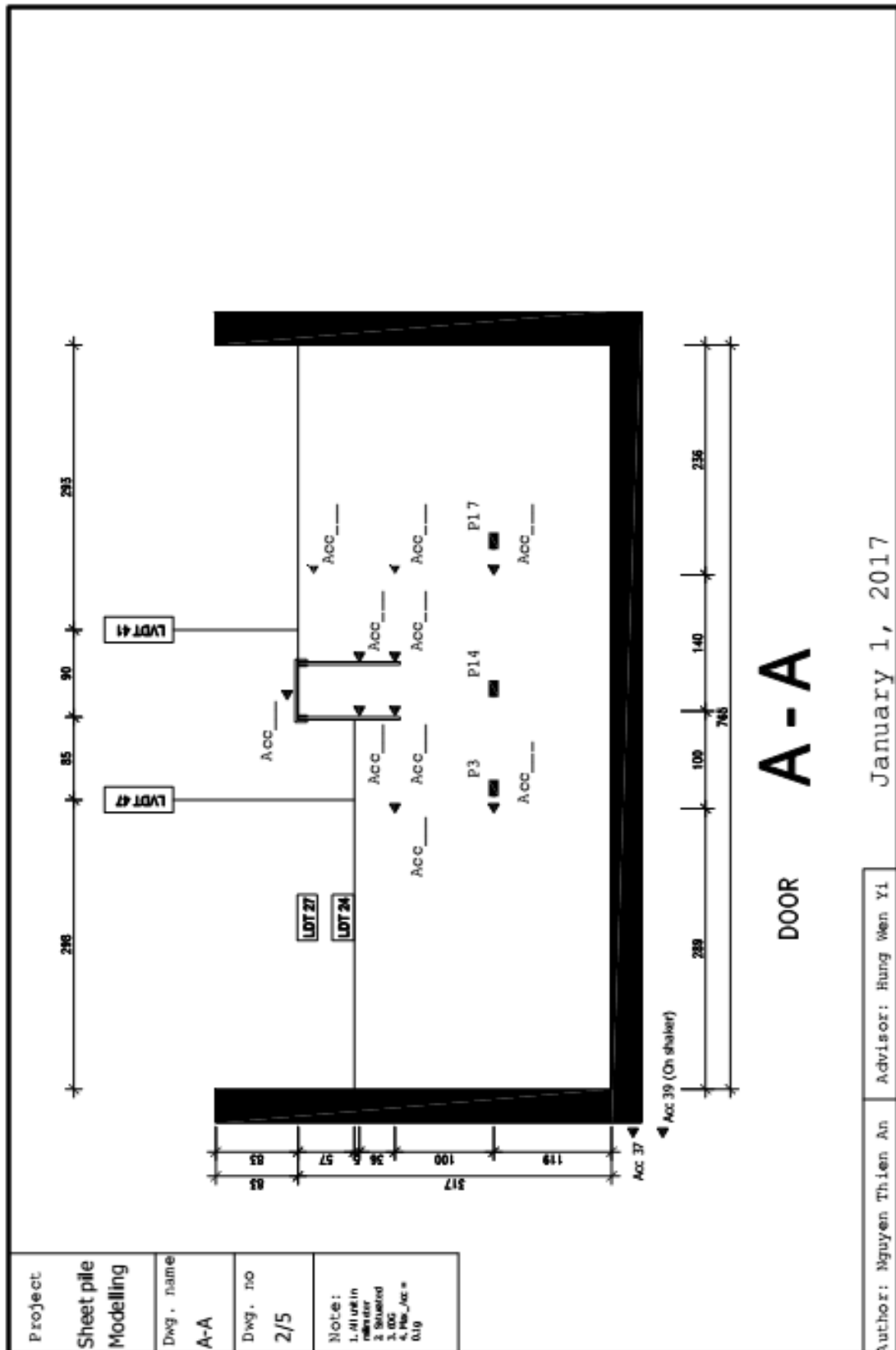


圖 3-13 排樁牆擋土結構感測器配置圖(D_70_Dry)

為探討柔性排樁牆在受到動態載重作用下的力學行為，本研究針對不同土層條件下的模型試體輸入相同的震動事件，藉以得知柔性排樁牆的可能破壞狀態與位置。本研究的震動事件考量到現地實際地震之動態行為，震動事件輸入的頻率為 1Hz，加速度震幅為 0.1g，週期為 15 秒，基盤振動加速度歷時如下圖 3-14 所示。

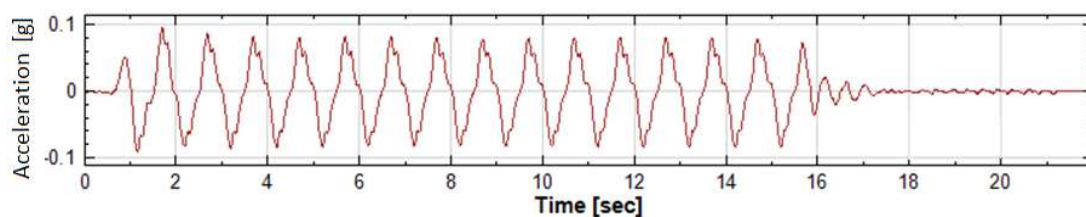


圖 3-14 基盤振動加速度歷時

本研究於輸入主要振動(main shaking)事件之前，先利用預振技術(preshaking)進行對系統主頻率的量測。預振技術是一種非破壞性試驗，可易於離心模型試驗中進行地下探勘，得知土層剪力波速隨深度之變化及土壤中結構系統的自然頻率，預振加速度歷時如圖 3-15 所示。

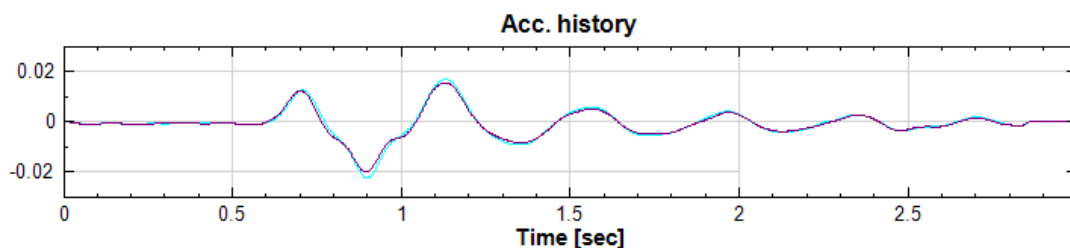


圖 3-15 預振加速度歷時

試驗過程中，輸入非等振幅類正弦波模擬地震力作用，模擬邊坡受震時擋土系統因地震力所受彎矩與變位，以得知最大受力點及可能破壞之位置。經由攝影機之架設，能完整詳細記錄破壞過程，並經由試驗前後的剖面掃描資料(如圖 3-16 所示)，方能清楚得知破壞後之土體滑動與位移行為，藉此探討在不同土層條件下柔性排樁牆受震後之動態反應，得知土層變形與擋土結構受到之衝擊，並瞭解可能的破壞位置與範圍，作為工程施作參考之依據。

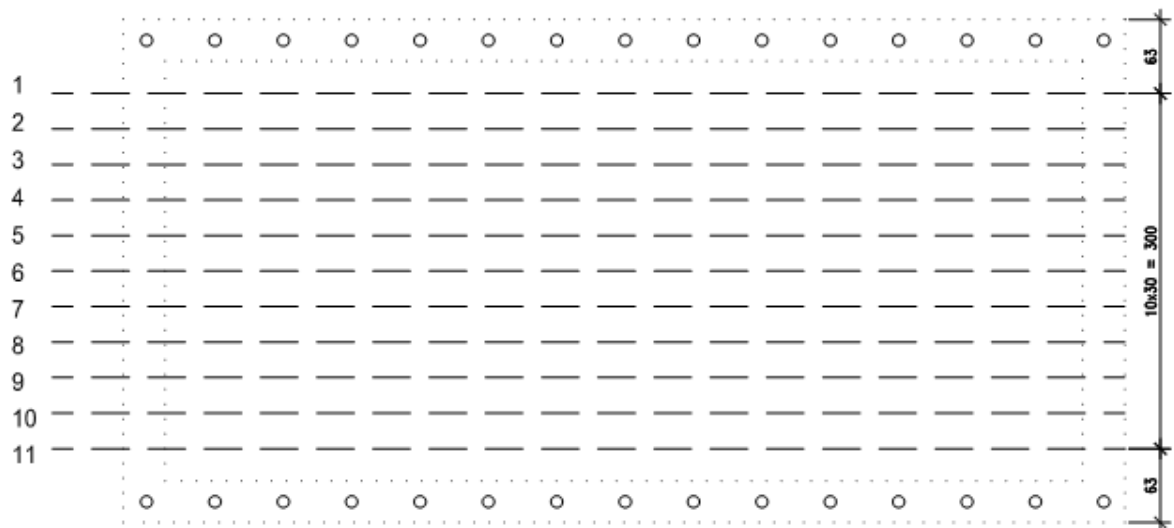


圖 3-16 模型掃描路線示意圖

第四章 邊坡試驗結果與比較

第一節 降雨引致破壞行為模擬

過去有降雨滲流引致破壞的研究，屏東科技大學亦有現場邊坡降雨試驗，本研究今年的重點在降雨引致坡面沖蝕與地表土壤流動的破壞行為，侵蝕與大變形破壞是數值模擬與現場試驗較難以模擬的重要行為，因此以離心模型試驗探討之。

為了容易評估降雨因素對邊坡穩定性影響，進行了兩種不同的降雨強度分別為（88 mm/hr 和 197 mm/hr），試驗條件如表 4-1。圖 4-1 表示邊坡模型受到不同降雨強度下，各 4 次崩塌所耗費時間。結果顯示在高降雨強度情況下，短時間內有大量雨水入滲邊坡。影響了邊坡強度，在短時間內即發生淺層滑動。此結果與以前的研究相似，若滑動面小於 3m 高於地下水位，則破壞量較小（John 和 Sitar，1990; Dai et al，2003）。在降雨開始後，土壤初始的滲透能力高，所有的水入滲到邊坡中。導致邊坡的剪力強度減少而發生淺層滑動。滑動發生後，土壤的入滲量比累積降雨小，表示表面有逕流發生並流向坡趾，地表逕流發生的時間分別是降雨後 1.3 小時和 3.8 小時，前者是高降雨強度，後者為低降雨強度。

圖 4-2 呈現了侵蝕後的樣貌，雖然降雨強度不同，但在累積降雨量不變的情況下，侵蝕範圍近乎一致。然而如果 R197 的降雨歷時與

R88 一樣，則影響範圍會比 R88 還大。在降雨強度高的情況下，坡高處會出現張力裂縫，水的入滲深度為 0.6~1.2m，這顯示了表面因素會影響水的作用，圖 4-3 為雨水入滲之情形。因邊坡內部裂縫寬度無法以感測器直接量測，目前試驗過程中的裂縫長度與寬度是進行影像量測，試驗結束後，再利用直尺量測最後的張力裂縫與位置，精度為 1 mm。

表 4-1 降雨模型條件

模型	R88	R197
降雨強度 (mm/hr)	88	197
降雨歷時 (hr)	7.4	3.3
累積降雨量 (mm)	651	651

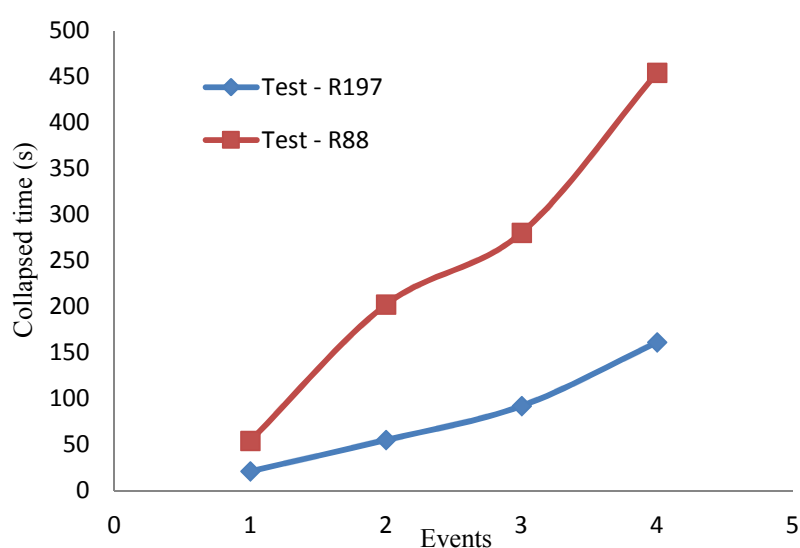


圖 4-1 各崩塌事件所發生時間

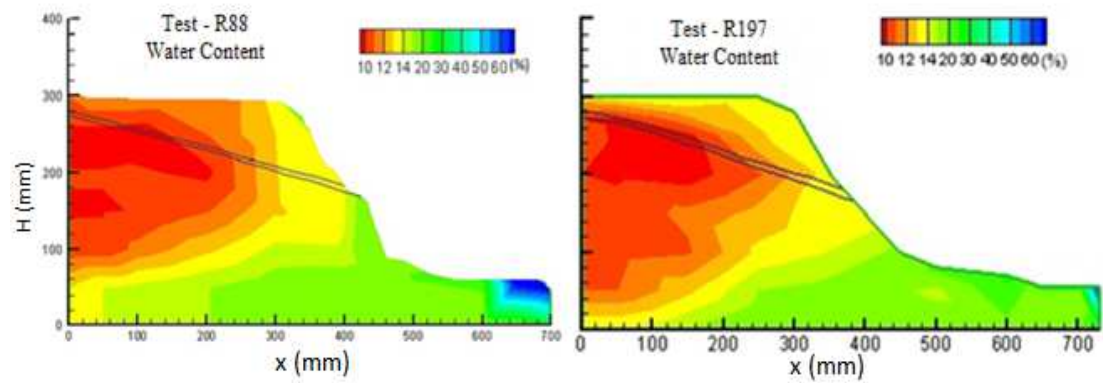
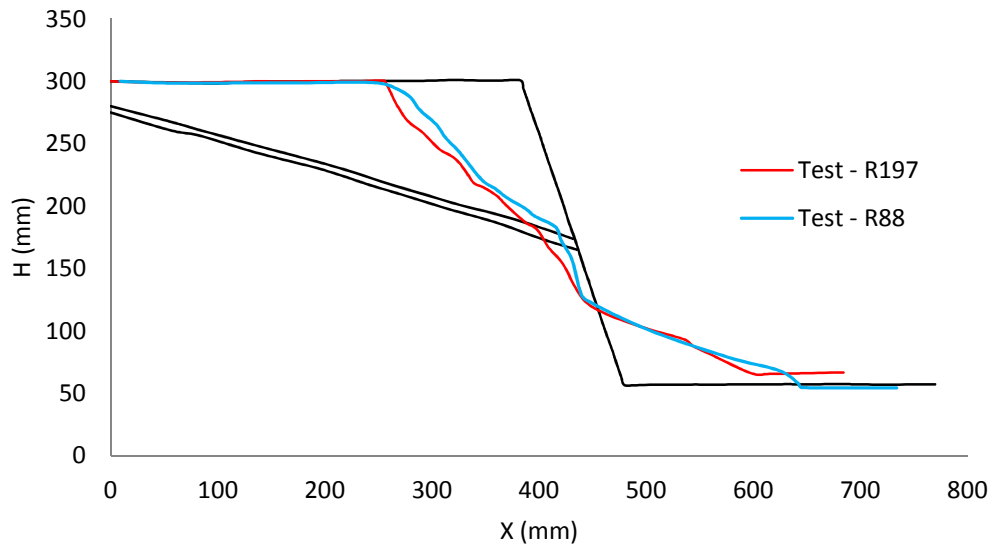


圖 4-2 降雨條件下的表面沖蝕

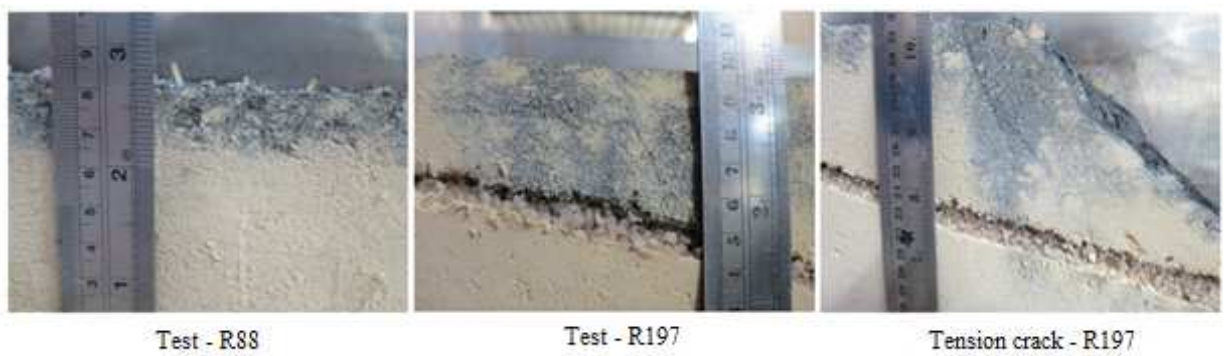


圖 4-3 雨水入滲情形

綜合比較去年與今年之初步研究成果，在邊坡的材料性質和薄礫石層傾向相同的情況下，討論了地震、降雨和重力(G35、E0.5、R197)條件下對邊坡的影響。圖 4-4 呈現了三種破壞情形，從圖中可以看出降雨條件的破壞範圍比重力和地震因素都要大。本研究主要藉由離心模型試驗設備探討降雨導致邊坡沖蝕的研究，未來也試著進行數值模擬分析。過去學者有做過關於地震力及滲流引致邊坡滑動之模擬，以離心模型試驗設備來說，地下水位面之升降、滲流、振動引致的超額孔隙水壓對邊坡穩定的影響，都可順利在離心模型試驗中模擬，過去也曾進行因滲流引致潰壩之模擬，未來將以此研究方向列為試驗之目標。

地震條件下的張力裂縫比所圖 4-5 示更為顯著，如果離心機繼續旋轉，則張力裂縫範圍將會更寬並迅速滑動，降雨時的張力裂縫長度小於重力和地震時。張力的方向與滑動面的傾斜方向相同，而坡面上的張力裂縫比坡頂的張力裂縫更容易發生。

R197 的試驗中(如圖 4-6 所示)，因為降雨後表面出現張力裂縫，因此會產生多個破壞面。在降雨條件下，邊坡土壤容易移動，覆蓋坡趾各處，因為水體的增加致使土壤失去剪力強度而近似黏稠流體。此現象在原型情況即所謂土石流，易造成重大性災害。而逕流距離也遠超過其他條件，圖 4-7 為模型上視圖，可瞭解試驗後土壤顆粒的移動

情形。

圖 4-8 為影響範圍與深度比值，顯示不同試驗條件下的影響區域，其影響範圍以肉眼可視之張力裂縫為基準，以地震事件為例不穩定區塊的最遠距離為坡頂後 $0.8H$ 。

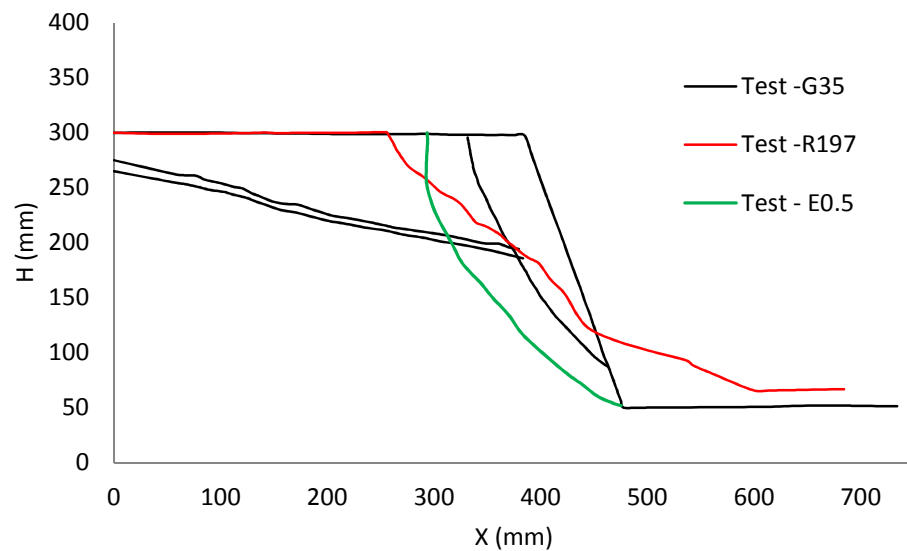


圖 4-4 不同條件下的破壞面



圖 4-5 張力裂縫

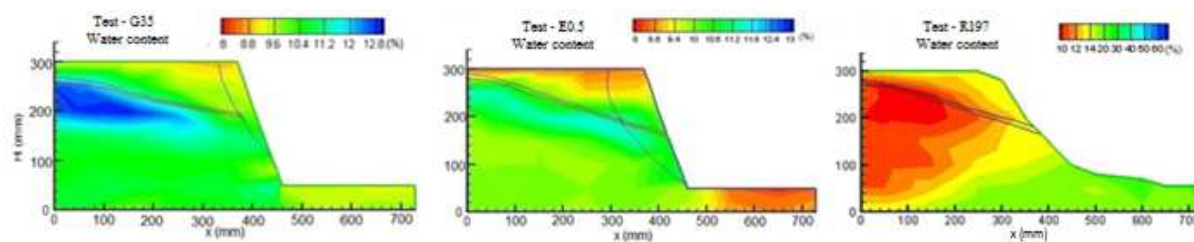


圖 4-6 含水量 (G15, E0.5 和 R197)



圖 4-7 模型上視圖

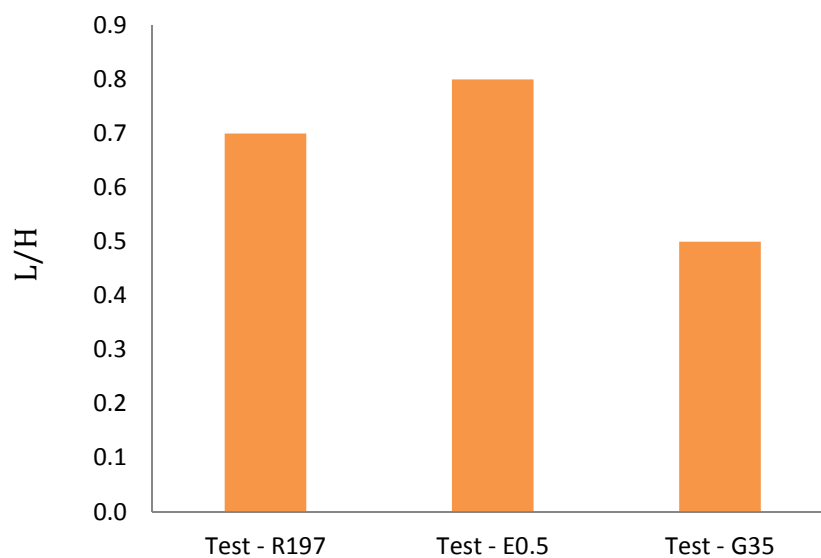


圖 4-8 影響範圍深度比

第二節 離心模型試驗加速度動態反應

一、 加速度振幅

經由振動台輸入的加速度振幅與各層土壤深度所量測之加速度反應，可發現具有放大效應，其定義為土層量測的加速度振幅與振動台所輸入加速度振幅之比值。以試驗 S_70_Dry 為例，於基盤(加速度計 Acc 37)處輸入的加速度振幅為 0.1g，而在排樁牆頂部所量測到的加速度振幅反應為 0.2g (Acc 36)，因此加速度振幅放大倍率為 2。

試驗過程中，各組離心模型試驗之加速度振幅如圖 4-9、圖 4-10、圖 4-11、圖 4-12 所示，各個加速度振幅放大倍率如圖 4-13 所示，而。由此可知，加速度計置於模型較高的位置，其加速度振幅放大倍率較大。此一現象亦可由試驗 S_70_Sat 得知，由加速度計所量測的加速度振幅隨高程增加而放大，加速度最大之放大倍率為基盤輸入震動的 2.4 倍。

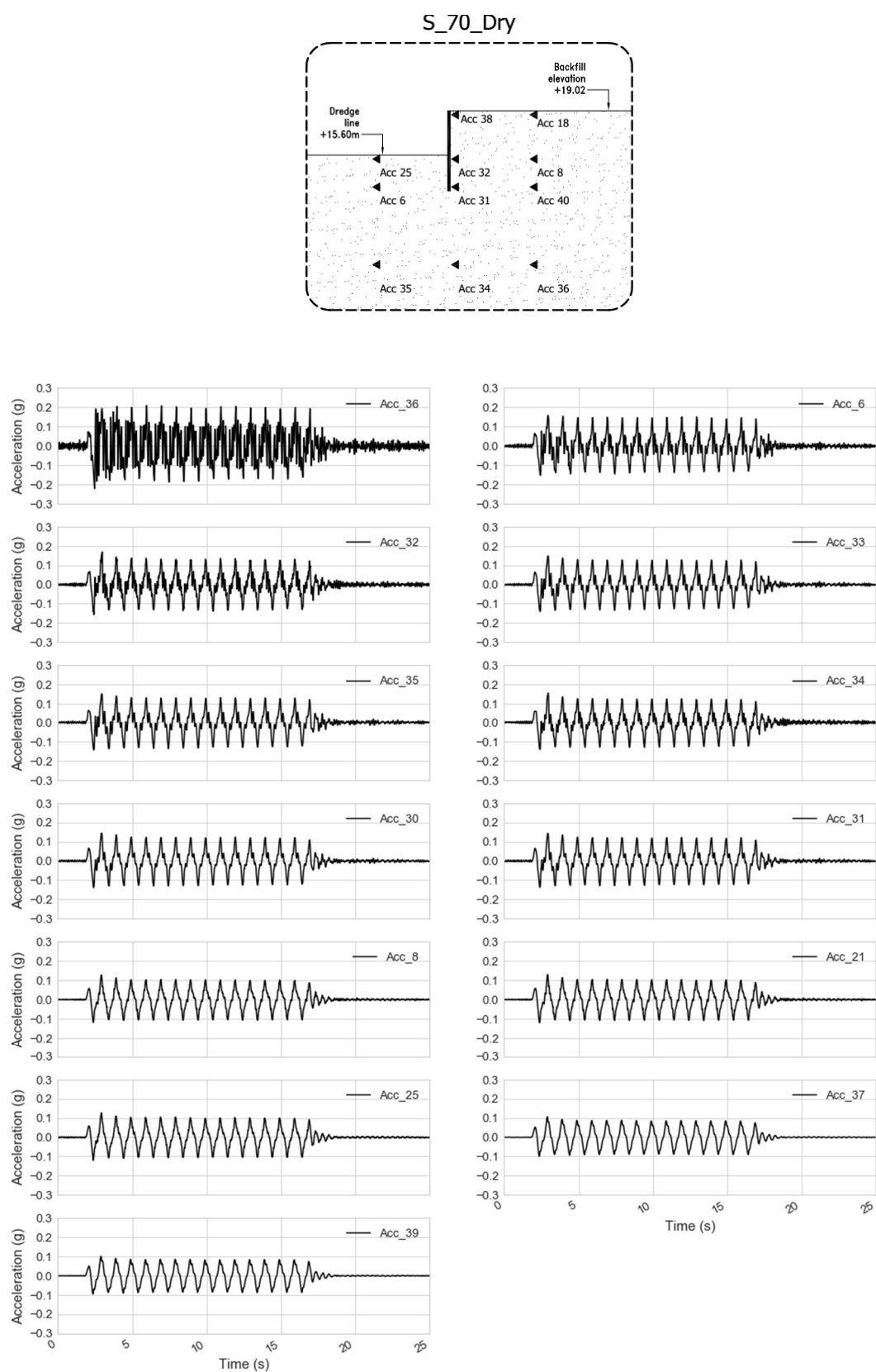


圖 4-9 試驗 S_70_Dry 加速度歷時圖

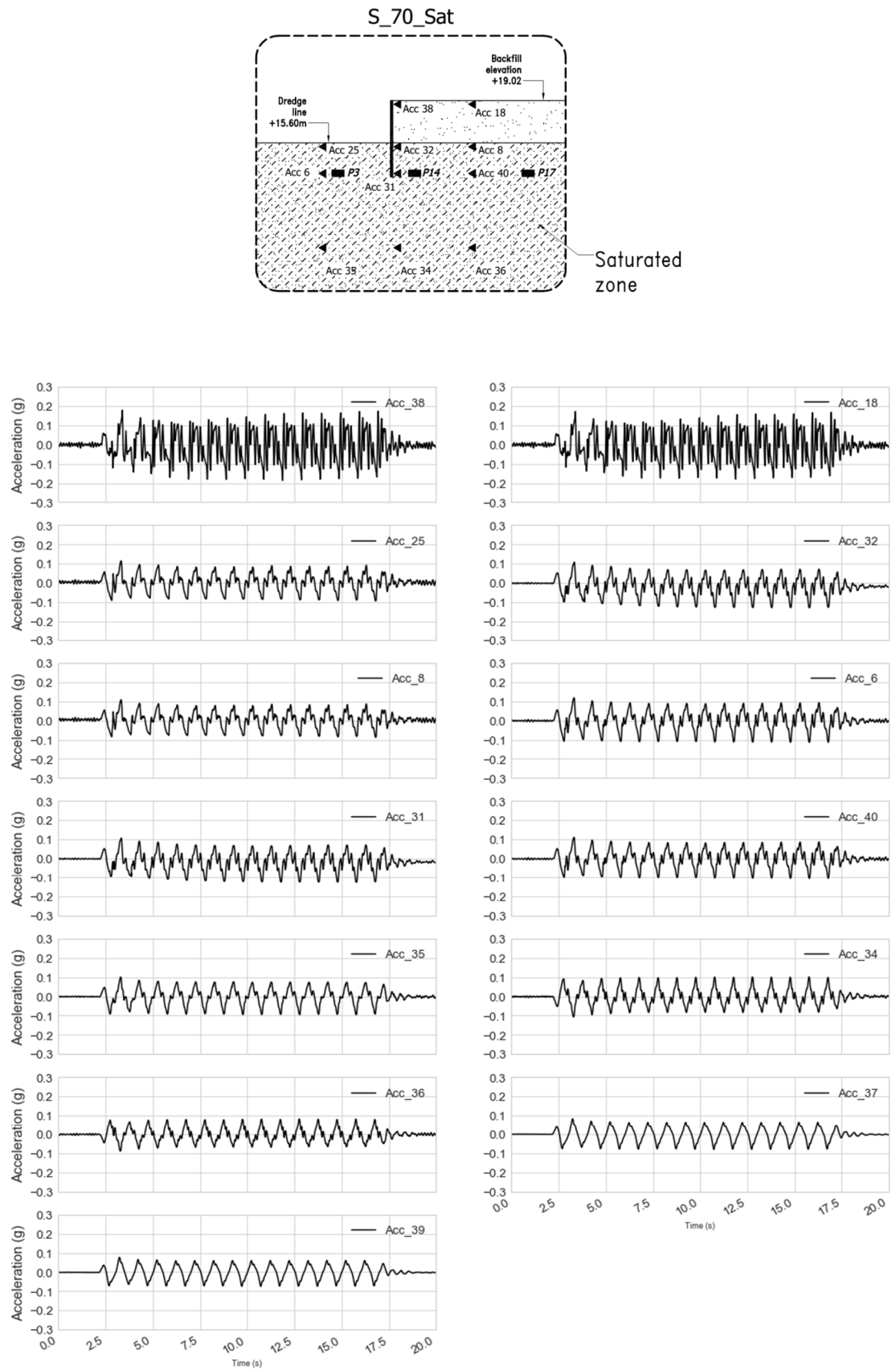


圖 4-10 試驗 S_70_Sat 加速度歷時圖

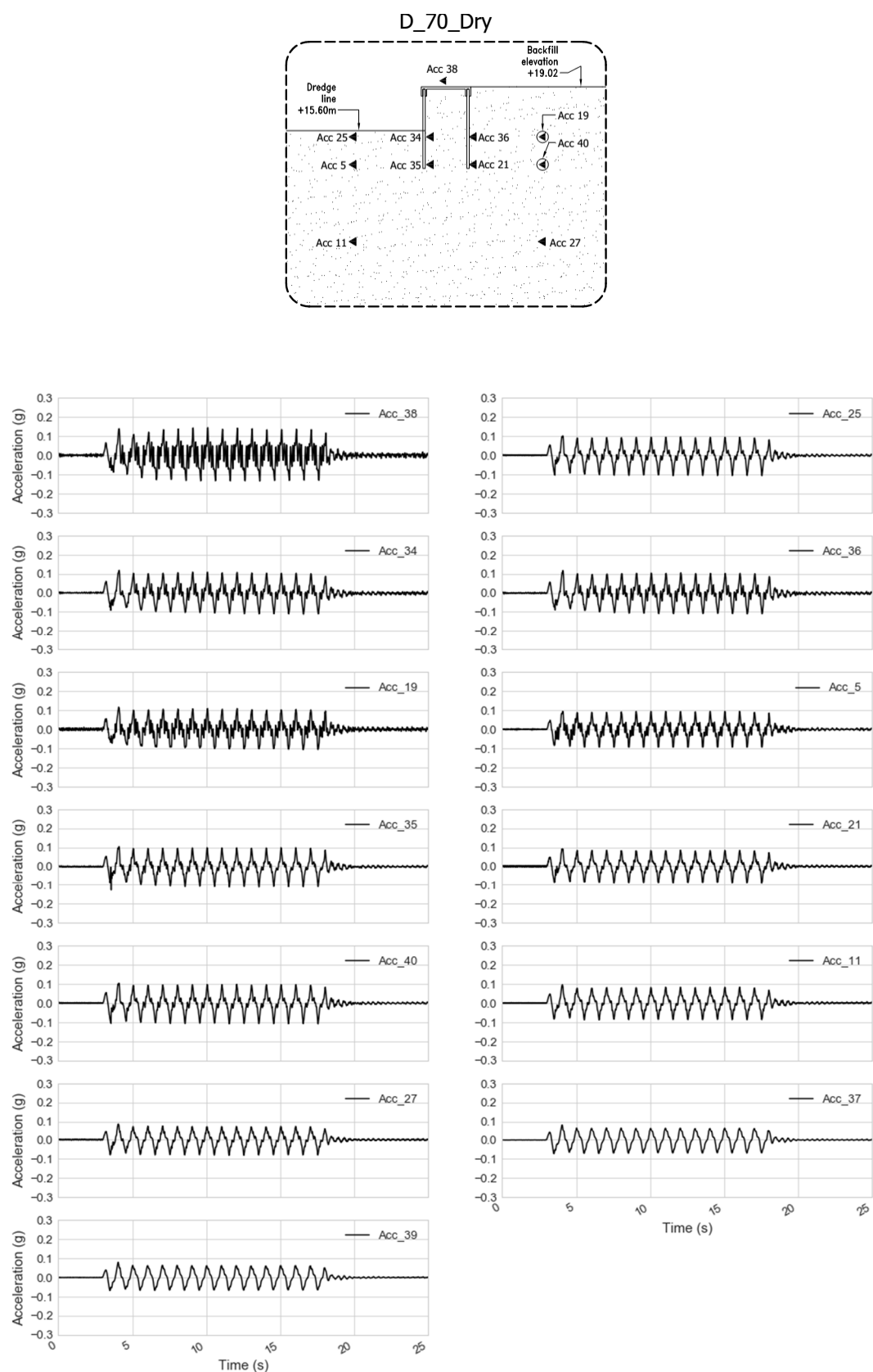


圖 4-11 試驗 D_70_Dry 加速度歷時圖

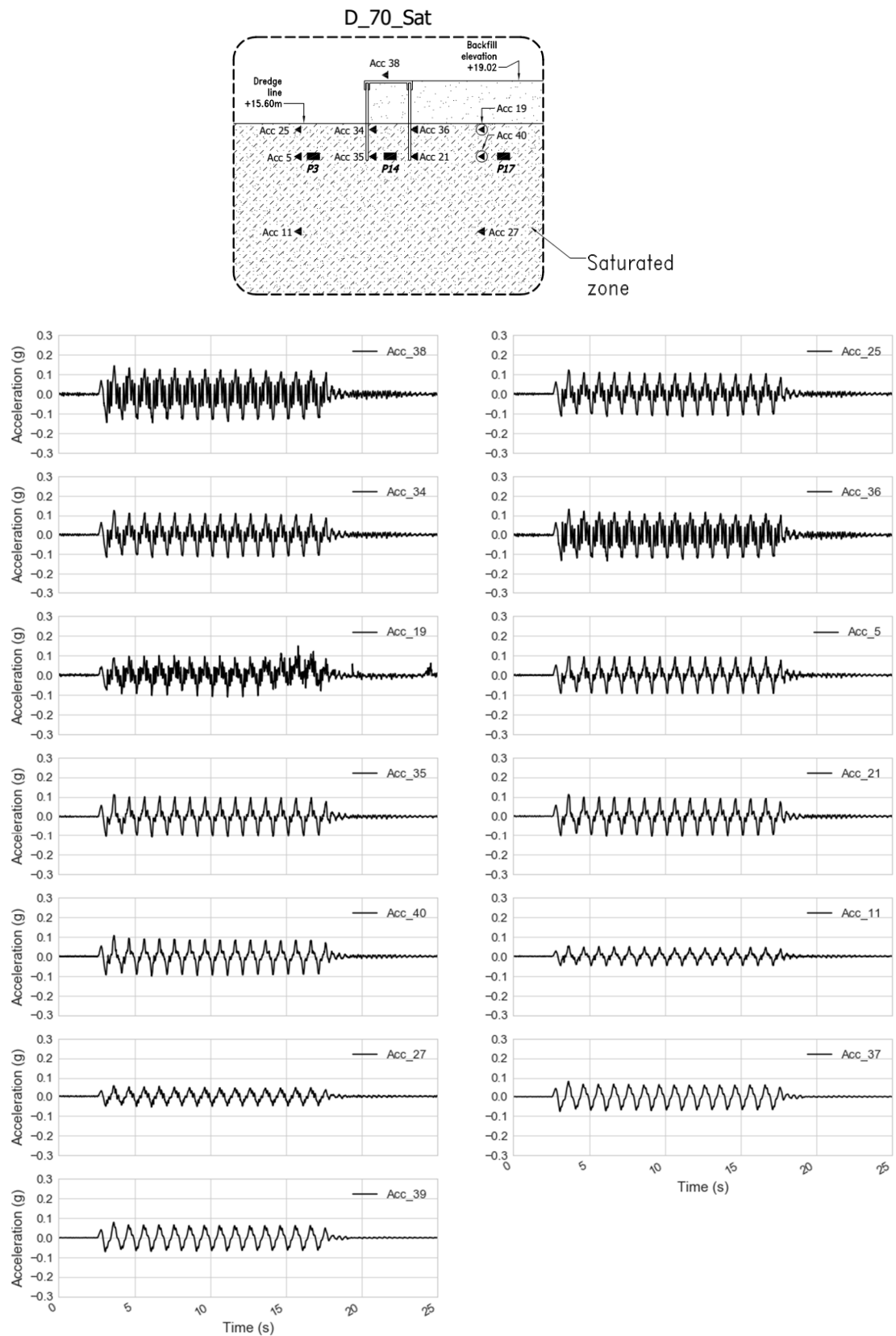


圖 4-12 試驗 D_70_Sat 加速度歷時圖

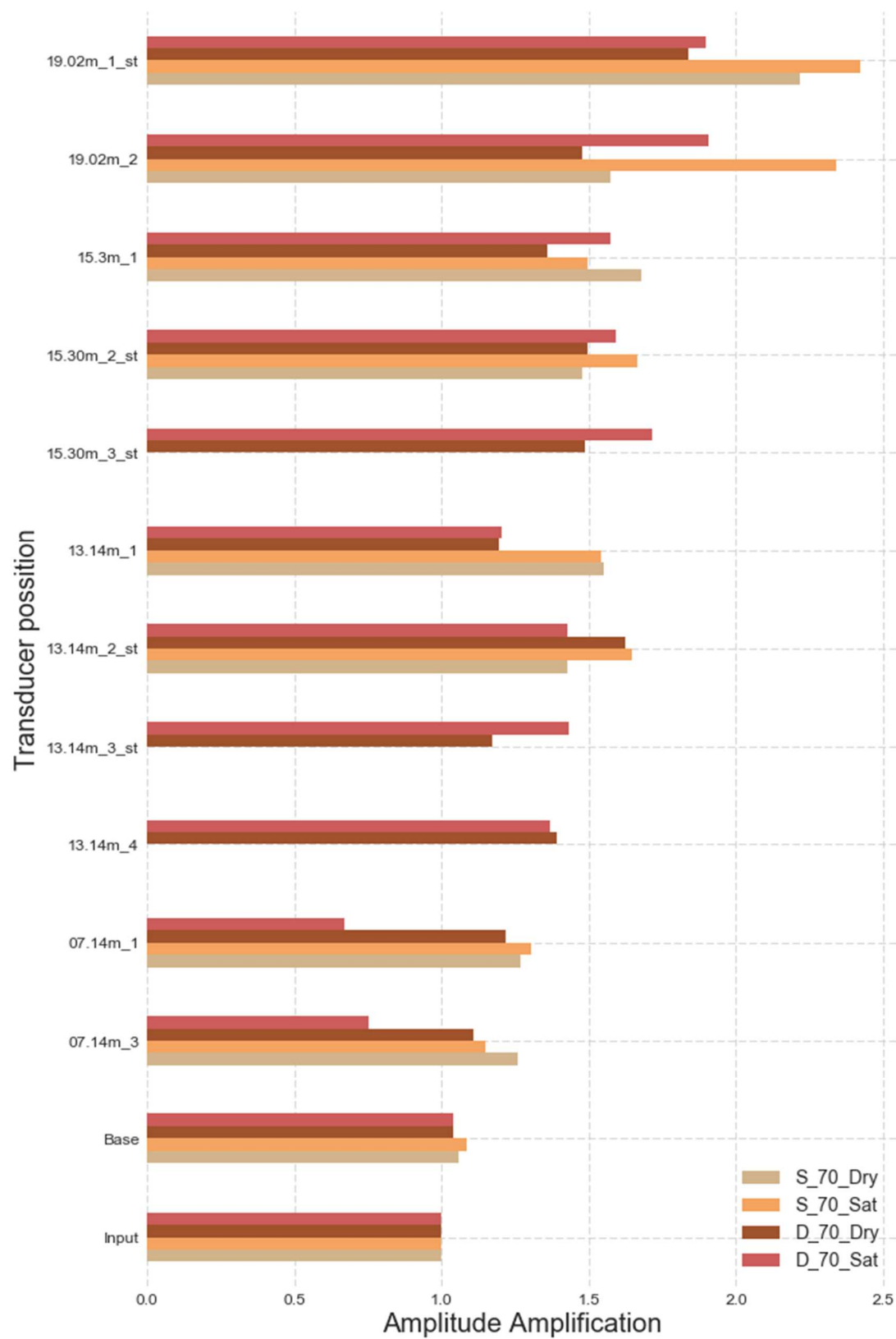


圖 4-13 不同深度之加速度振幅放大倍率

二、主頻率

Seed 等人(1975)經由一系列的不排水剪力試驗指出，土壤震動的主頻率不應隨著液化現象而有所改變。因此，土壤的主頻率定義須滿足下列所述：

1. 振動頻率若接近土壤主頻率，土壤因共振現象而產生更為劇烈的震動，液化潛能也間接提高。
2. 土壤主頻率需在一定範圍內，以激發與消散孔隙水壓。

試驗過程中，於輸入主震事件之前先進行預振，主震事件完成後會再進行一次預振，目的量測土壤試體於震動前後之剪力波速變化，並藉由快速傅立葉轉換及剪力波速求得土層主頻率。

預振技術以量測土壤剪力波速之方式，憑藉兩加速度計間的波傳時間差與波傳距離，便可計算出土壤剪力波速，如下式所述：

$$V_s = \frac{\Delta h_1}{\Delta t}$$

其中， V_s ：土壤剪力波速(m/s)

Δh_1 ：波傳距離(m)

Δt ：波傳時間差(sec)，如圖 4-14 所示。

由土壤剪力波速可推得主頻率，如下式所述：

$$f = \frac{V_s}{4\Delta h_2}$$

f ：土壤主頻率(Hz)

Δh_2 ：土層厚度(m)

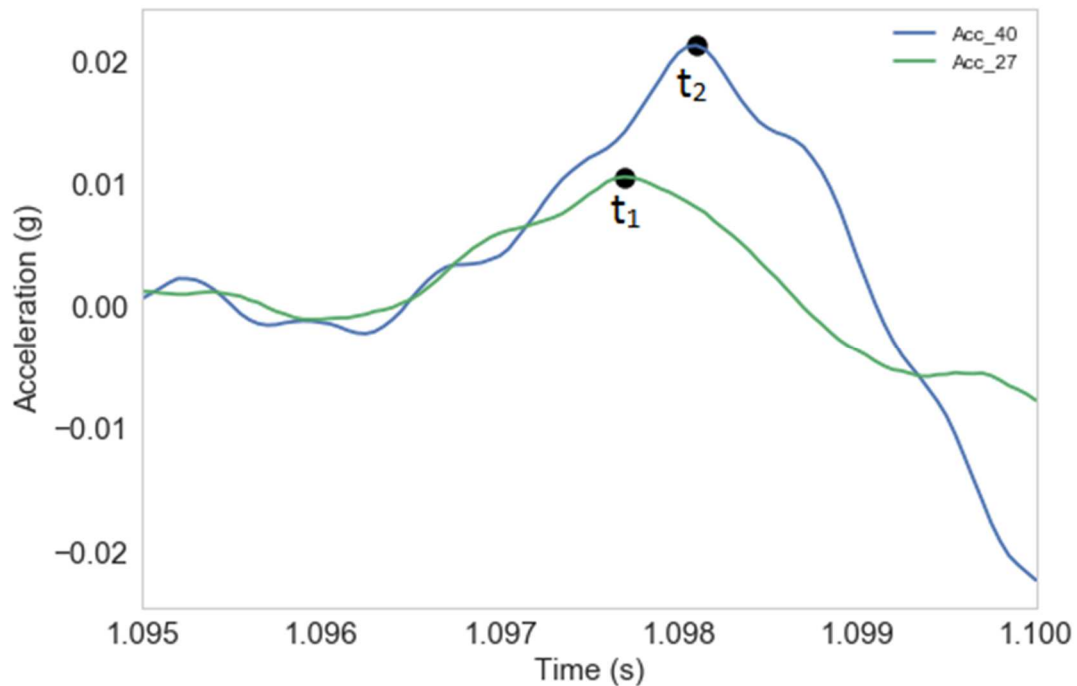


圖 4-14 土壤剪力波速之波傳時間差

此外，亦可利用快速傅立葉轉換(FFT)，將時間域轉換成頻率域來求得之土壤主頻率。頻率之最大值對於土層上方結構物來說是容易發生危害的關鍵，故於本研究中，每個模型試驗的頻率以黑色虛線表示，由圖 4-15 至 圖 4-18 結果可得知，土壤的自然頻率約保持在 2.67Hz，而排樁牆結構的自然頻率約為 7.56Hz。

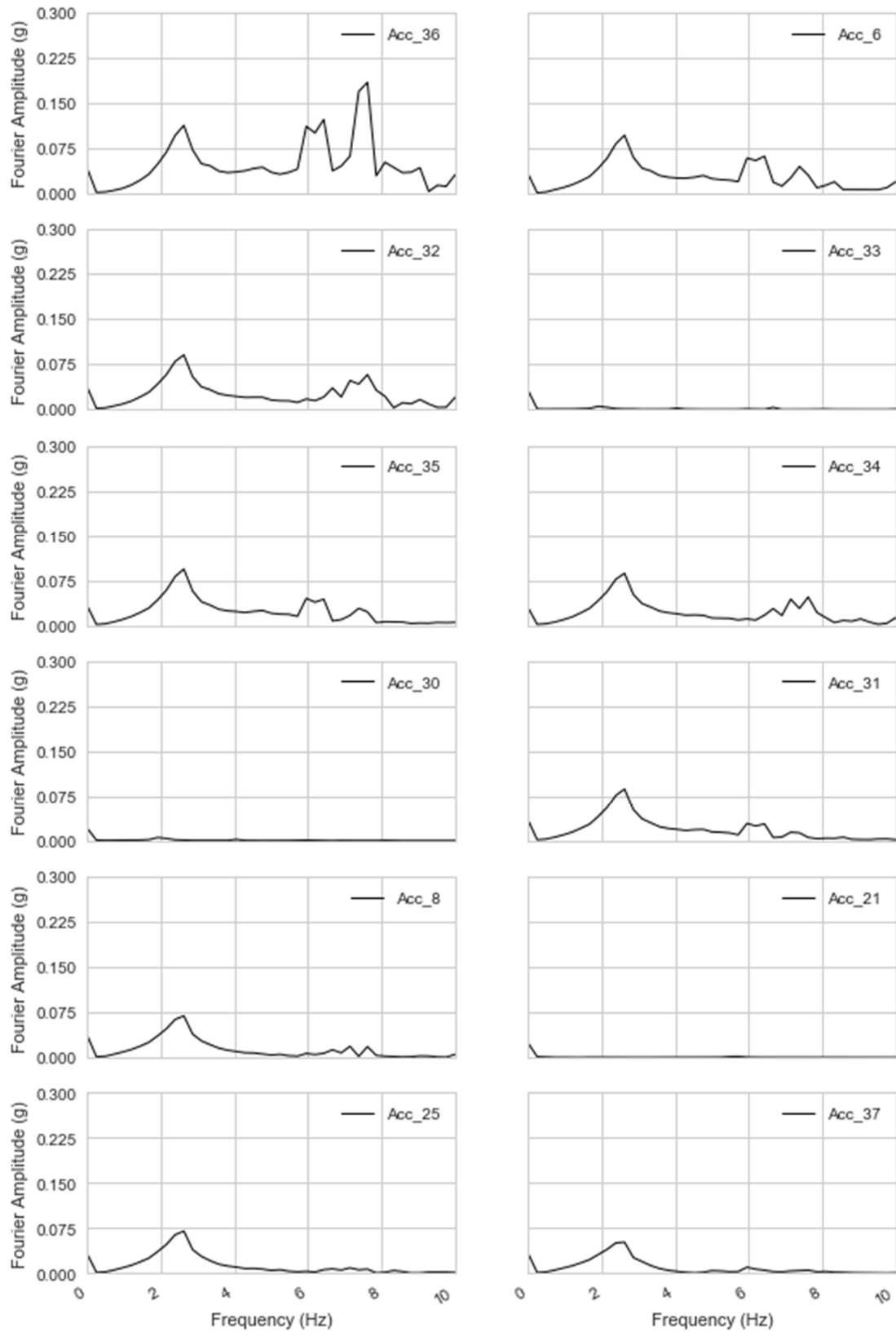


圖 4-15 試驗 S_70_Dry 之快速傅立葉轉換

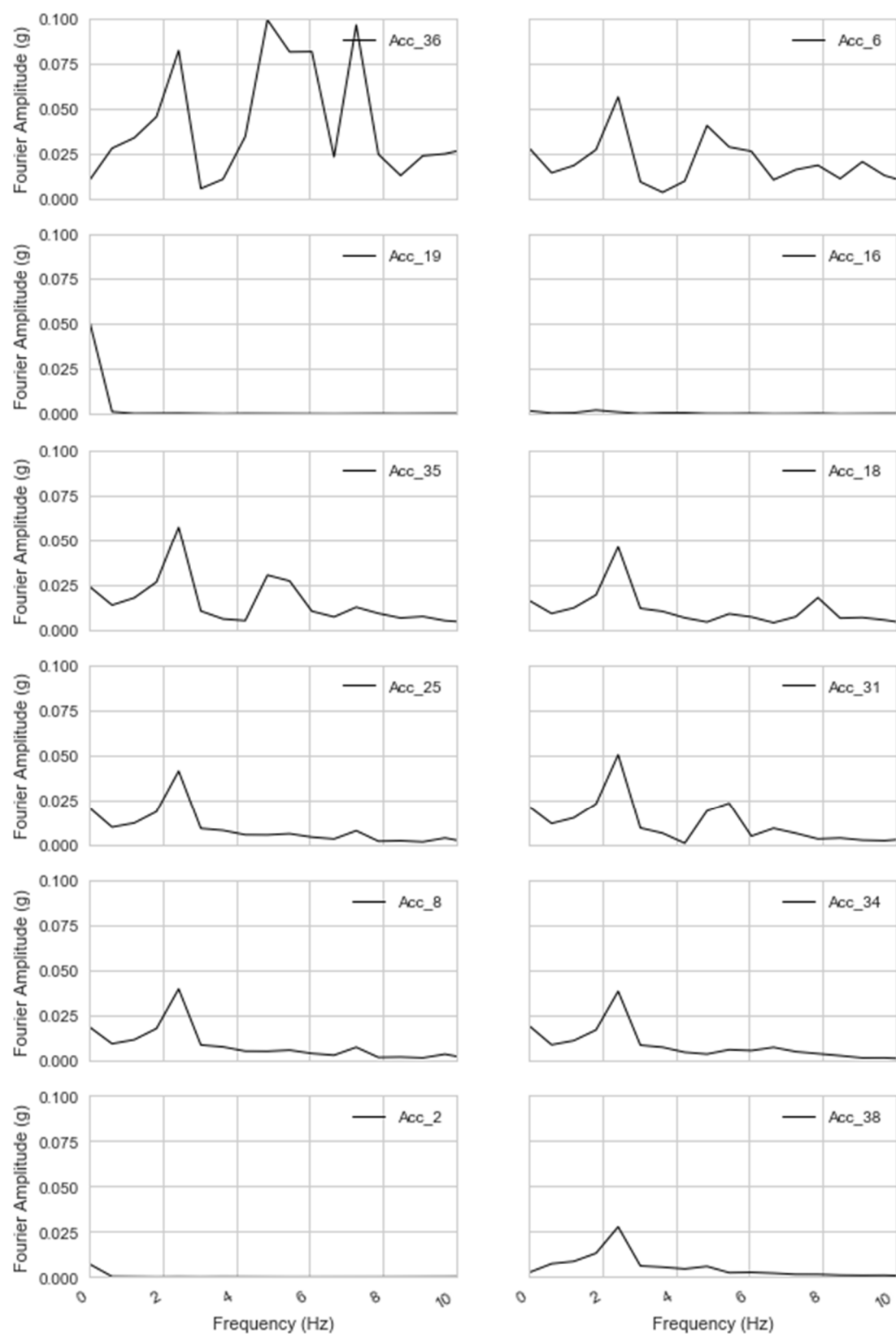


圖 4-16 試驗 S_70_Sat 之快速傅立葉轉換

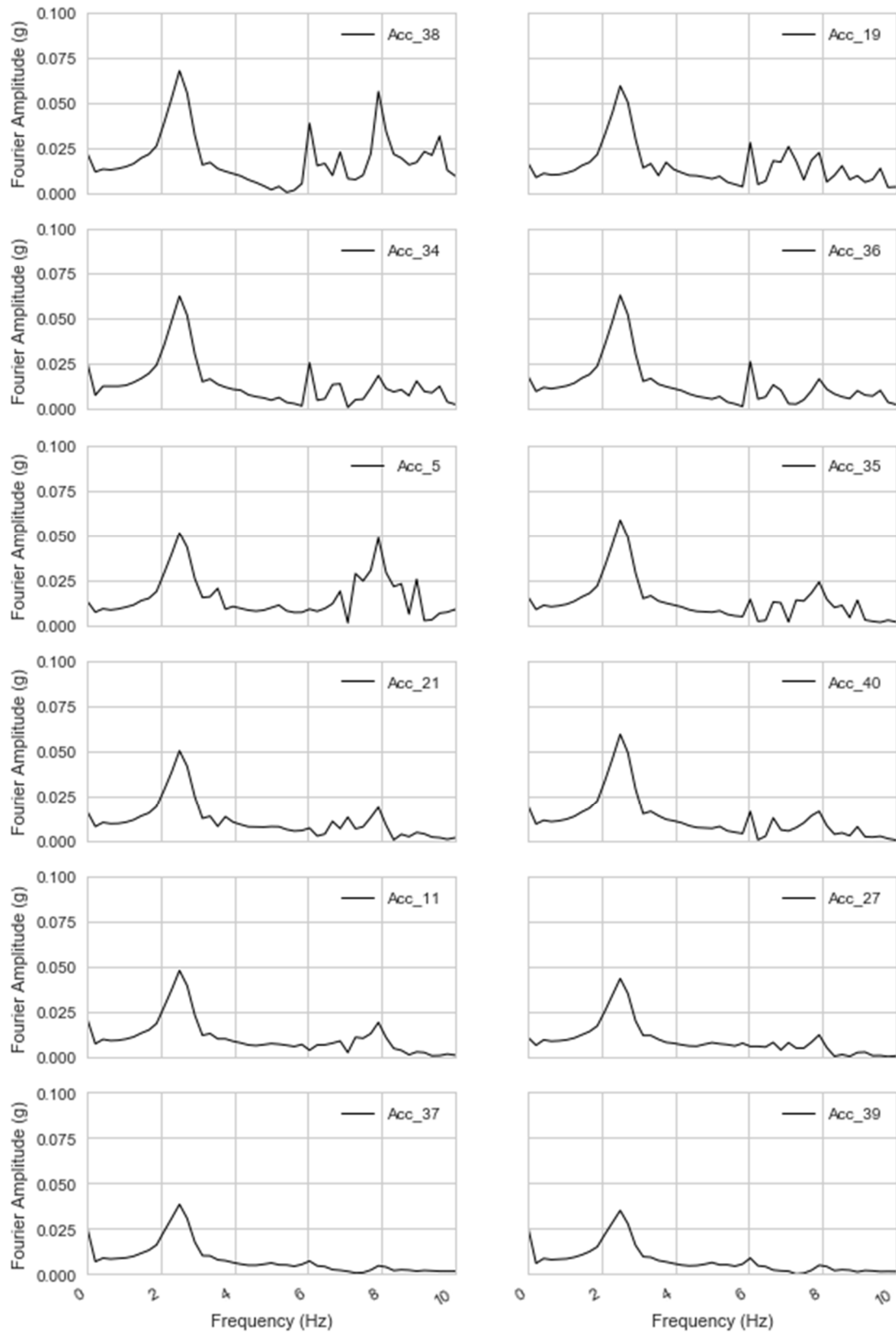


圖 4-17 試驗 D_70_Dry 之快速傅立葉轉換

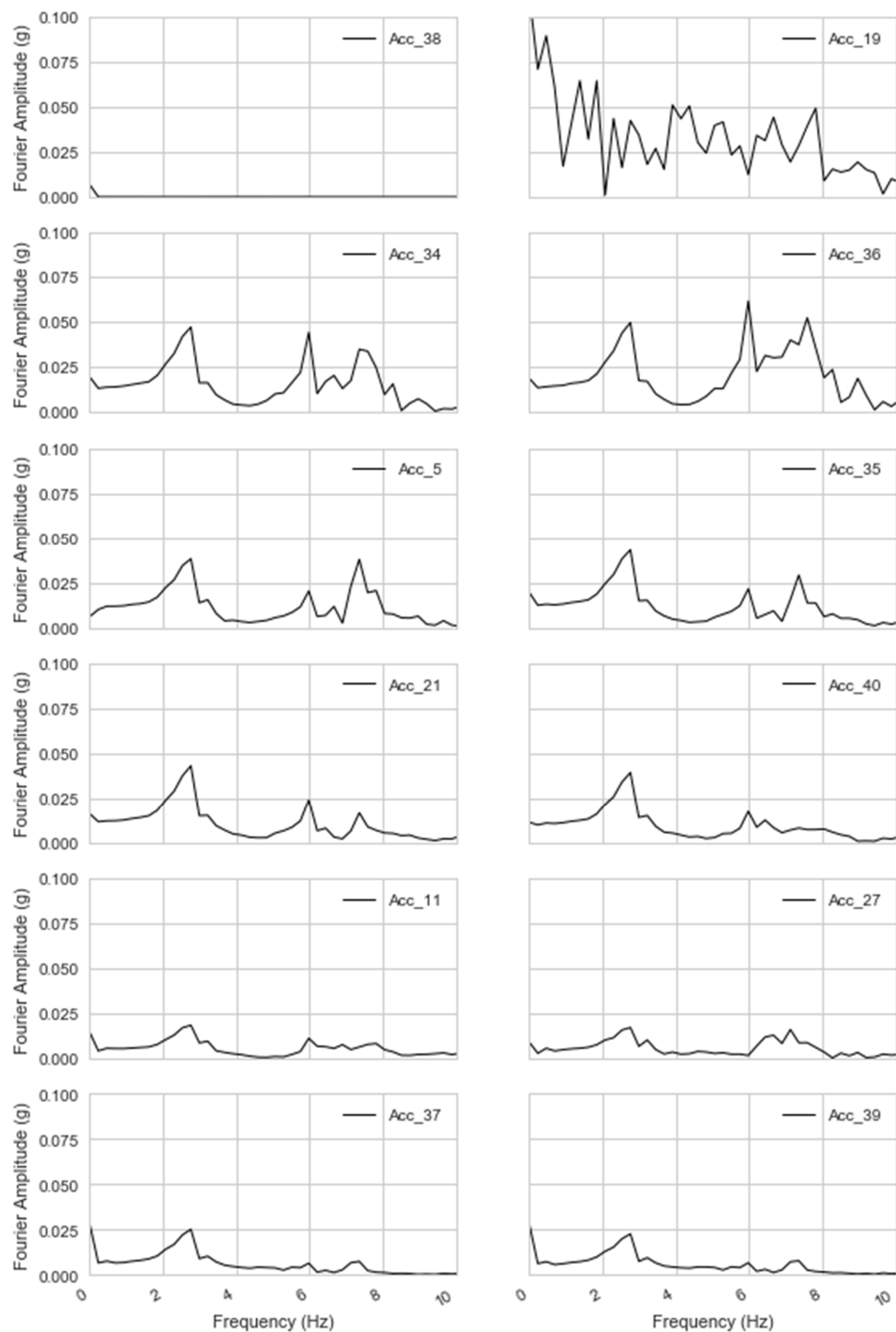


圖 4-18 試驗 D_70_Sat 之快速傅立葉轉換

第三節 排樁牆結構之側向位移

結構物之水平側向位移是評估受動態載重後結構安全性和剛性勁度的重要指標。本試驗中於排樁牆頂端與底端安裝雷射位移計(LDT)，用以觀察排樁牆頂端與底端兩部分的側向位移。本研究中四組試驗之側向位移如圖 4-19 至圖 4-22 所示，排樁牆頂端與底端位移量如圖 4-23 所示。

試驗結果顯示，在試驗 S_70_Sat 有較大的側向位移量，排樁牆結構阻抗能力較低。試驗 D_70_Dry 因背填土為乾砂土層，且又為雙層排樁牆結構，勁度較高，阻抗能力相對提升，側向位移量則較低。因試驗 D_70_Dry 側向位移量則較低，而試驗 S_70_Sat 之擋土結構受到損壞，故將 S_70_Dry 和 S_70_Sat 之側向位移對 D_70_Dry 做正規化，如圖 4-26 所示，試驗 S_70_Dry 為試驗 D_70_Dry 的兩倍，顯示出雙層排樁牆結構能有效地減少側向位移。

上述試驗中，位移歷時圖與基盤所輸入的震動事件之關係一致，顯示出動態荷載為結構產生側向位移的主要原因。從側向位移行為可得知，排樁牆結構產生彈性變形，震動事件在每一週數結束後便會產生殘餘位移。針對最終位移量與臨界值之關係，依據耐震設計規範(PIANC 2001)之方法來呈現結構旋轉角度與正規化之位移量，如圖 4-23 至圖 4-25 所示。

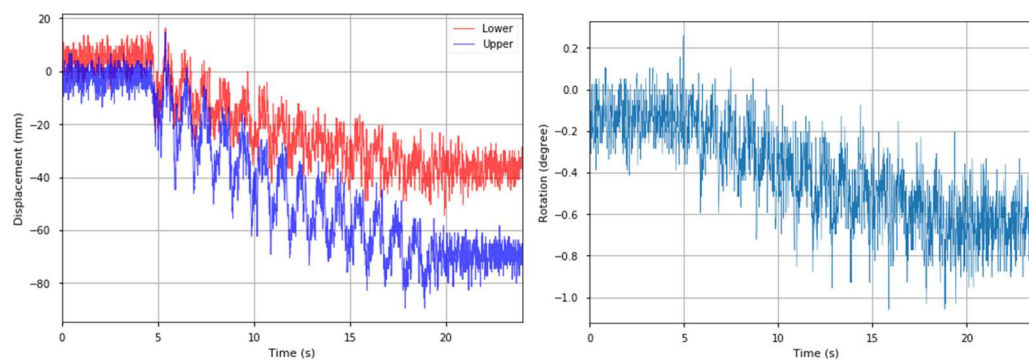


圖 4-19 試驗 S_70_Dry 之側向位移量與旋轉角

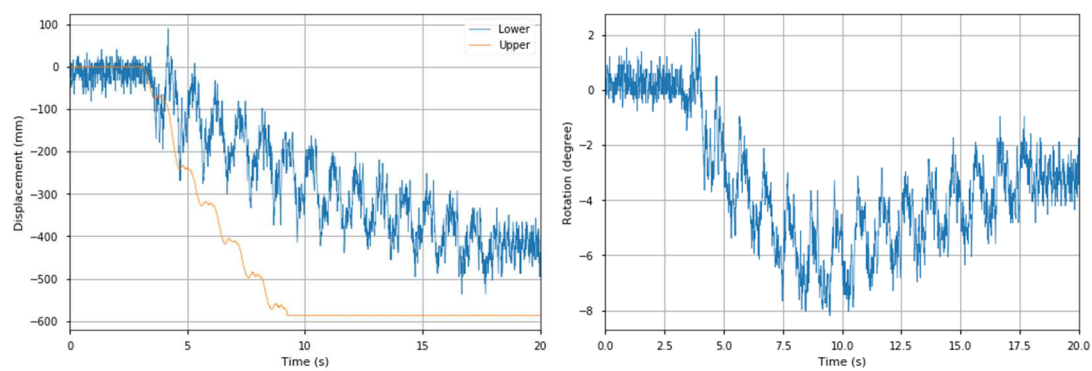


圖 4-20 試驗 S_70_Sat 之側向位移量與旋轉角

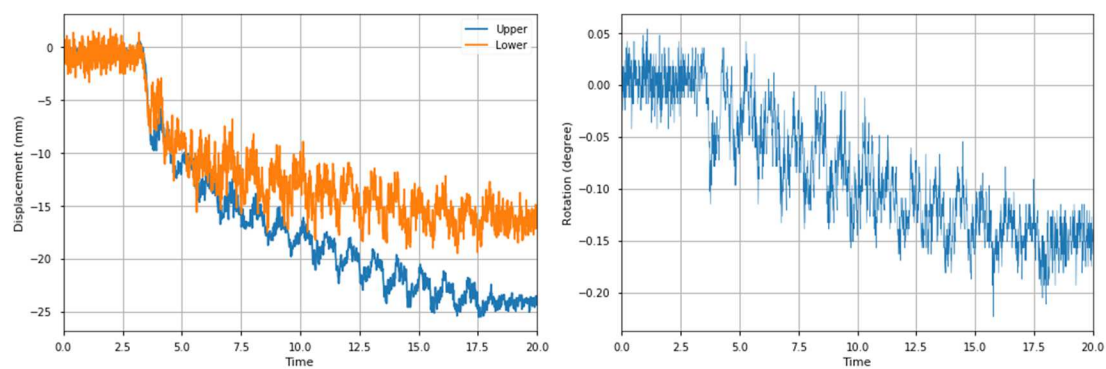


圖 4-21 試驗 D_70_Dry 之側向位移量與旋轉角

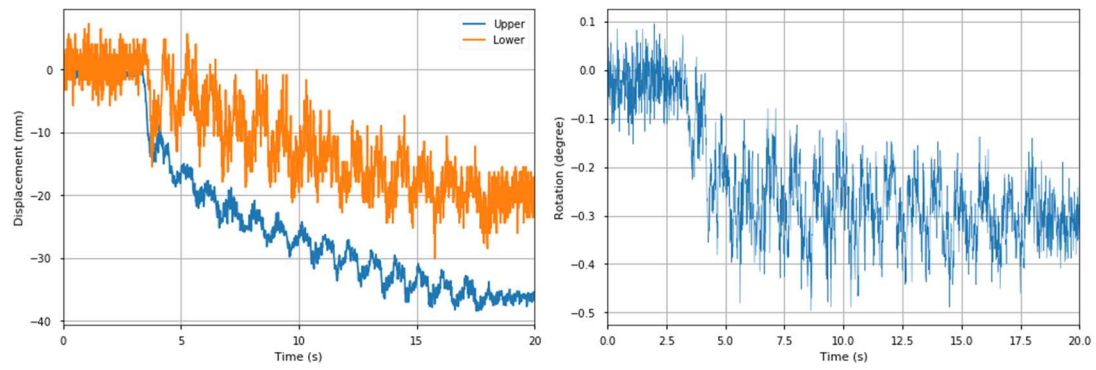


圖 4-22 試驗 D_70_Sat 之側向位移量與旋轉角

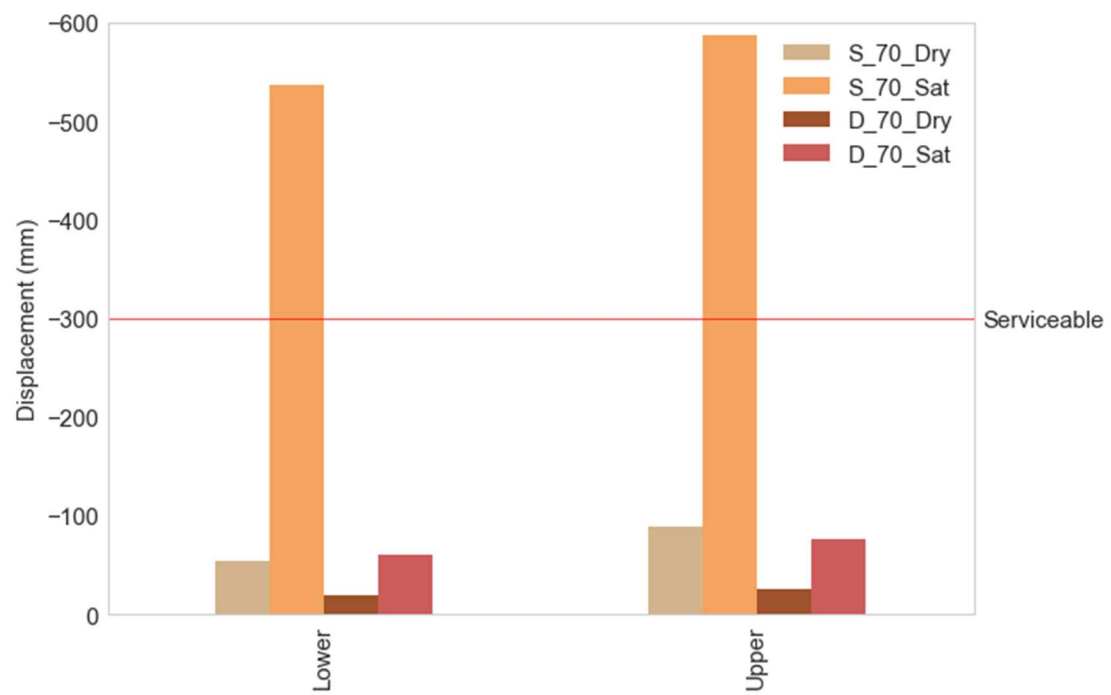


圖 4-23 各組試驗後之側向位移

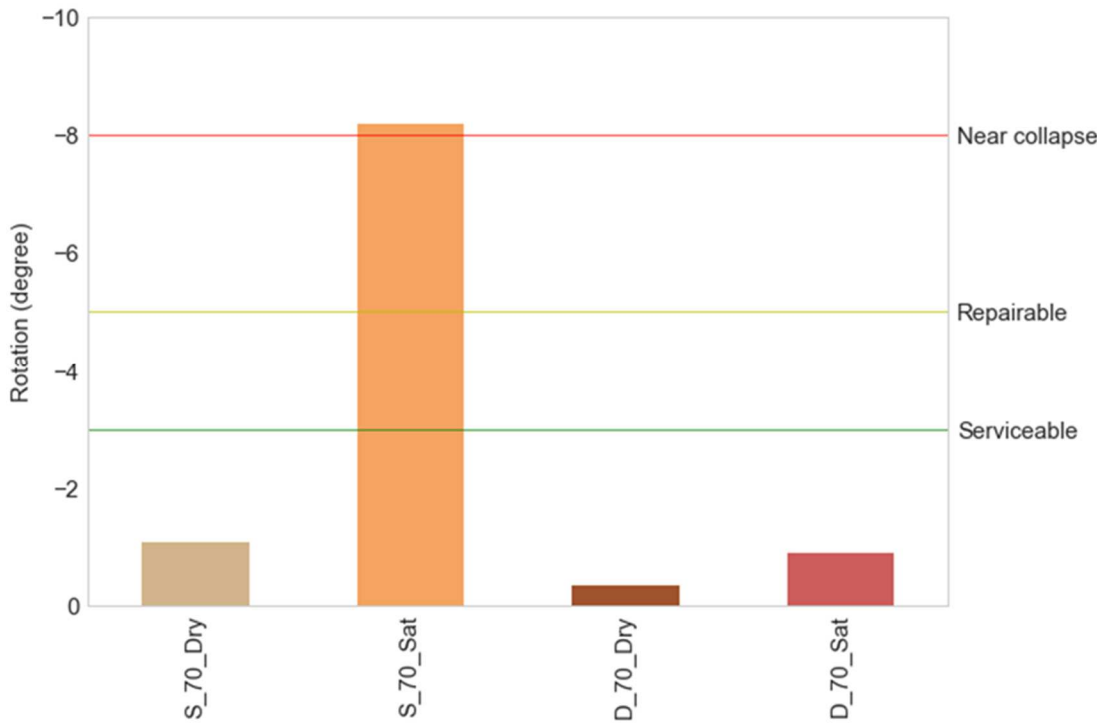


圖 4-24 各組試驗後之排樁牆結構旋轉角

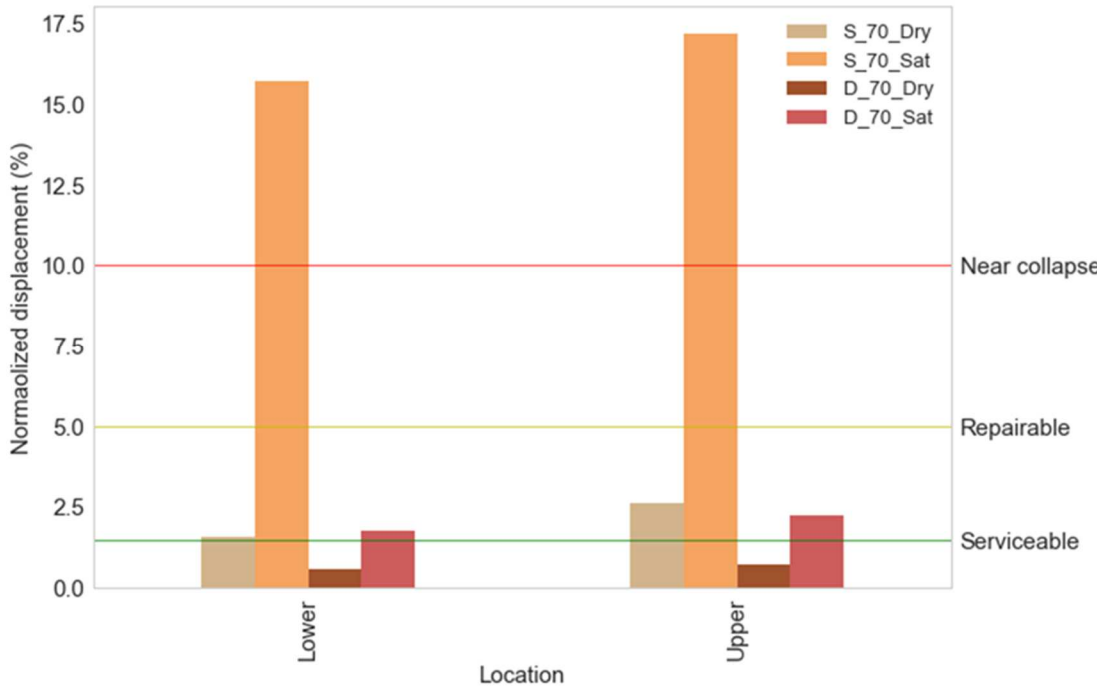


圖 4-25 各組試驗後之正規化側向位移圖

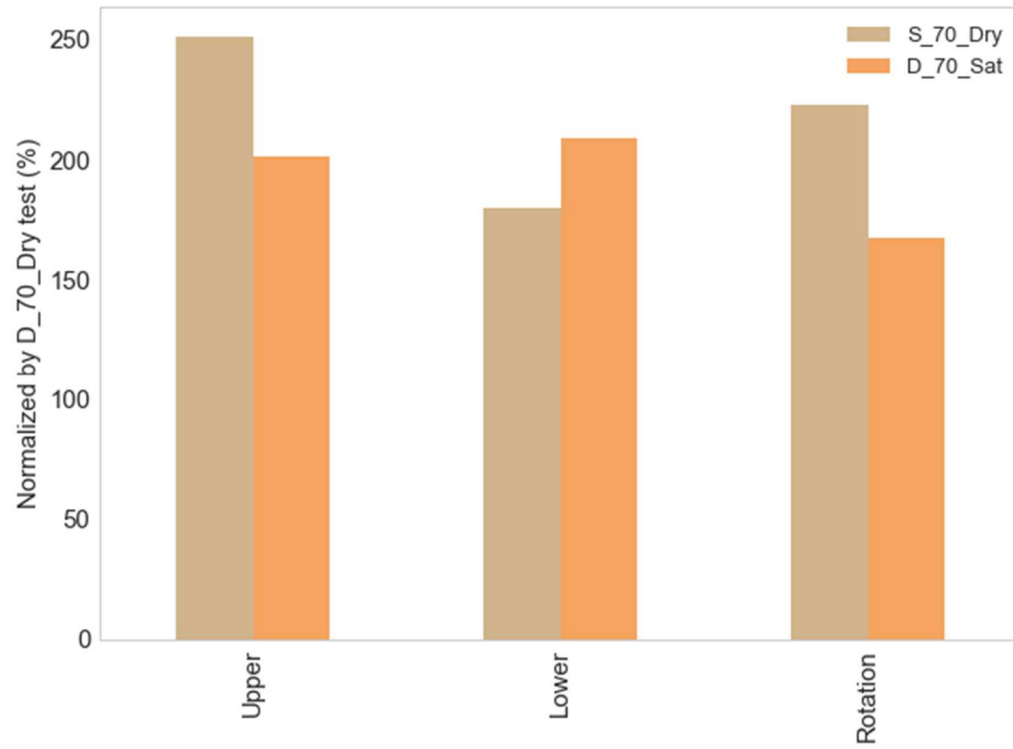


圖 4-26 試驗 D_70_Sat 之正規化側向位移結果

第四節 排樁牆結構之彎矩量測

擋土結構物之彎矩設計極為重要，排樁牆擋土結構在受地震等動態載重影響後，外力產生的彎矩值將比受靜態載重作用的大。對於不同排樁結構與土層條件，排樁牆所承受的彎矩值亦有所不同，因此本研究中，於試驗 S_70_Dry 和 S_70_Sat 分別設置雙層排樁牆之擋土結構，藉以得知不同結構形式對彎矩之效應。

在試驗 D_70_Dry 和 D_70_Sat 中，感測器均設置在相同方向之牆面上，以觀測雙層排樁牆之彎矩行為，其彎矩歷時如圖 4-27 至圖 4-30 所示。試驗結果顯示，彎矩歷時圖與基盤所輸入的震動事件之關係一致，且兩相鄰排樁牆在相同動態載重下之彎矩值也有所差異，試驗 D_70_Sat 破壞時之彎矩值較小。

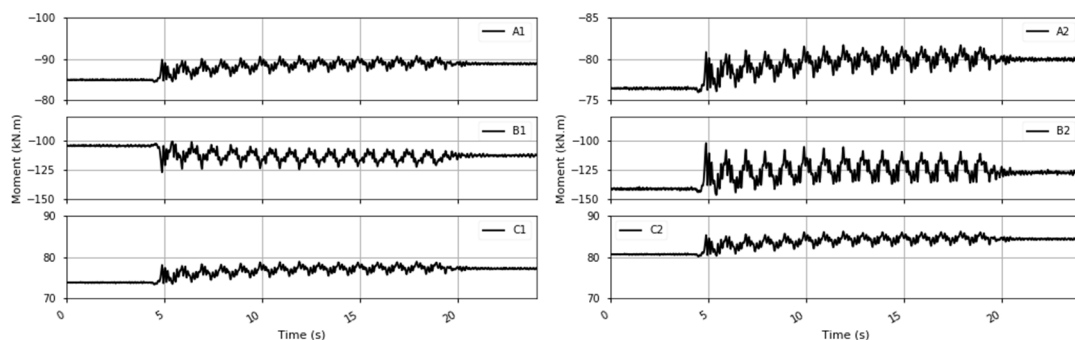


圖 4-27 試驗 S_70_Dry 之彎矩歷時圖

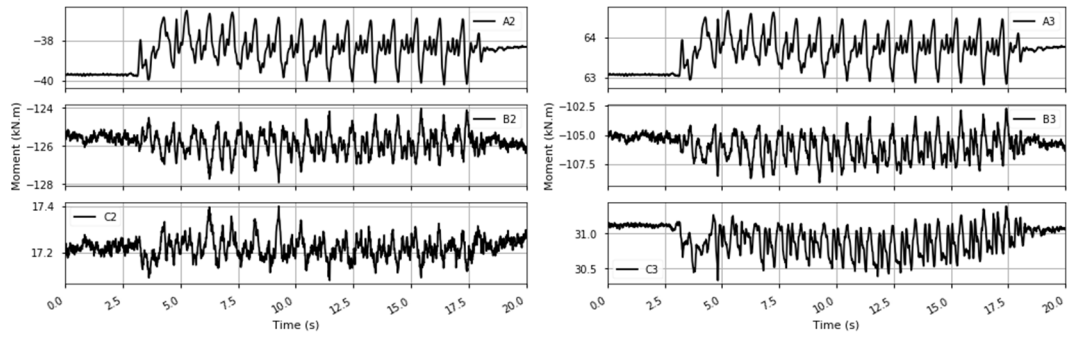


圖 4-28 試驗 S_70_Sat 之彎矩歷時圖

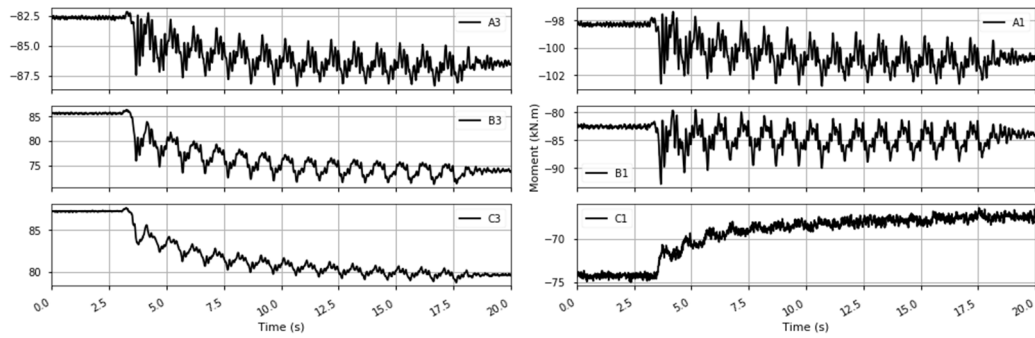


圖 4-29 試驗 D_70_Dry 之彎矩歷時圖

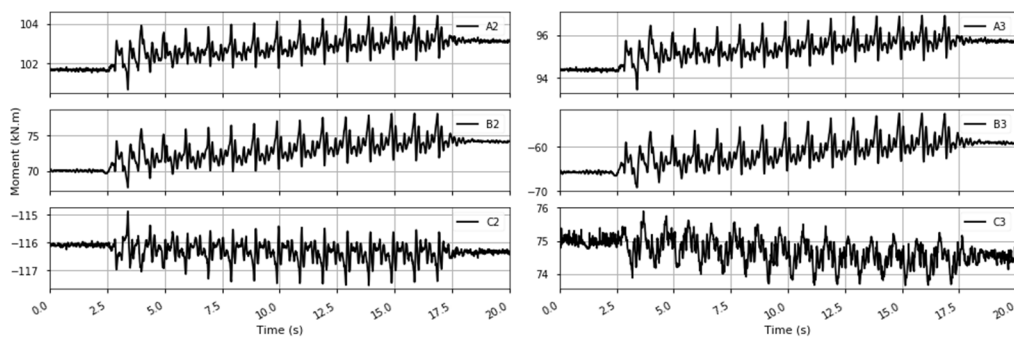


圖 4-30 試驗 D_70_Sat 之彎矩歷時圖

為了得知彎矩增量，其計算方式如下：

$$Increment_rate = \frac{moment_{at_time_t} - moment_{static}}{moment_{static}}$$

其中：

Moment_{at_time_t}：t 時刻之彎矩值

Moment_{static}：60g 時之靜態彎矩值

而彎矩的增加量取決於排樁牆點位與動態載重之影響，其試驗結果如圖 4-31 至圖 4-34 所示。試驗結果顯示，排樁牆之頂端位置更容易受到動態載重的影響，與排樁牆底部相比，其彎矩增量可高達 28 %。各組試驗之彎矩值與彎矩增量如圖 4-35 至圖 4-38 所示，由圖可知試驗 S_70_Sat 與 S_70_Dry 在相同動態載重下之彎矩有所不同。此外，單排樁牆之彎矩增量比雙層排樁牆要大，彎矩及其最大增量則發生在牆面中點處。

各組試驗之彎矩及其增量值如圖 4-39、圖 4-40 所示，圖中所顯示之彎矩值皆為絕對值。由結果顯示，試驗 S_70_Dry 之擋土結構系統受動態載重後，因結構勁度比雙層排樁牆低，進而產生較大的彎矩，當排樁牆結構失去阻抗能力後，邊坡土壤因滑動而產生側向位移，排樁牆結構因而受到破壞，試驗 S_70_Dry 比受靜態載重產生之最大彎矩值要高出 27 %。

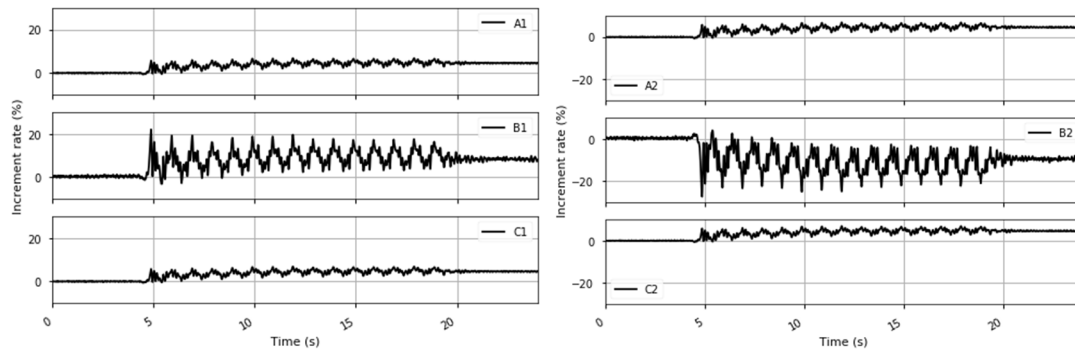


圖 4-31 試驗 S_70_Dry 之彎矩增量歷時圖

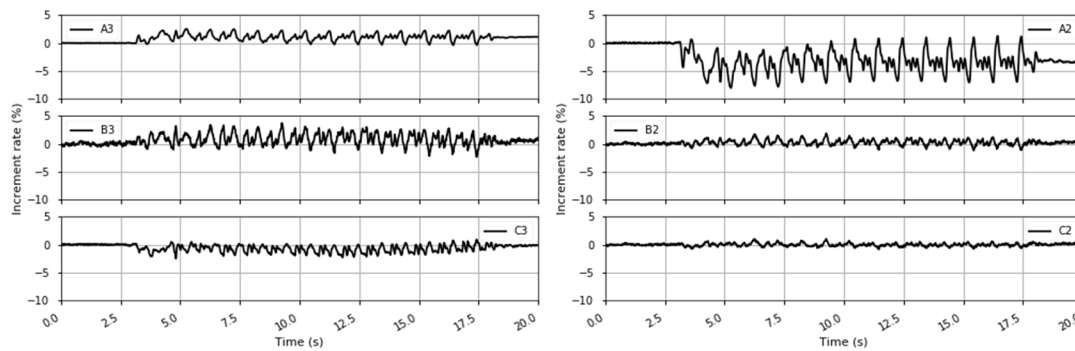


圖 4-32 試驗 S_70_Sat 之彎矩增量歷時圖

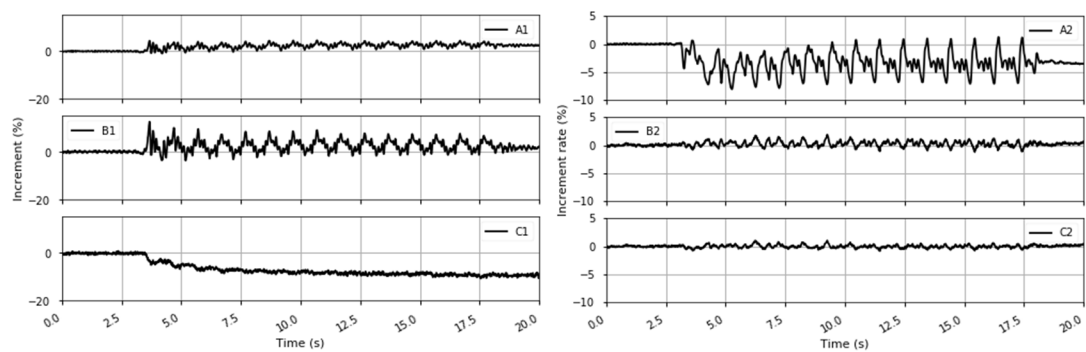


圖 4-33 試驗 D_70_Dry 之彎矩增量歷時圖

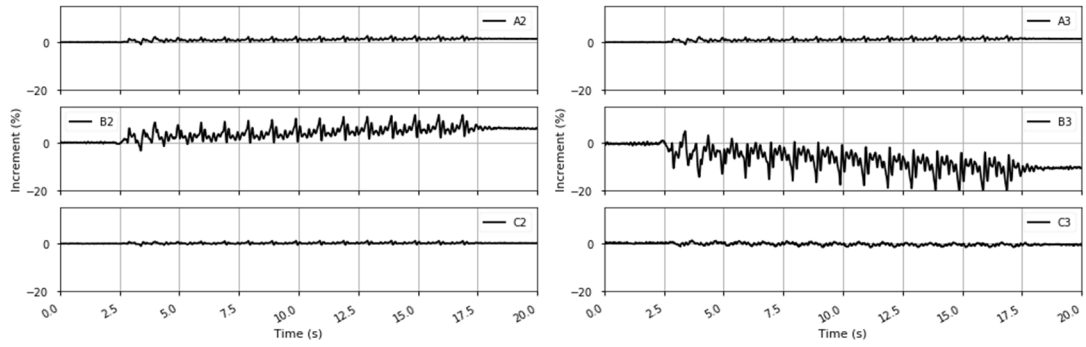


圖 4-34 試驗 D_70_Sat 之彎矩增量歷時圖

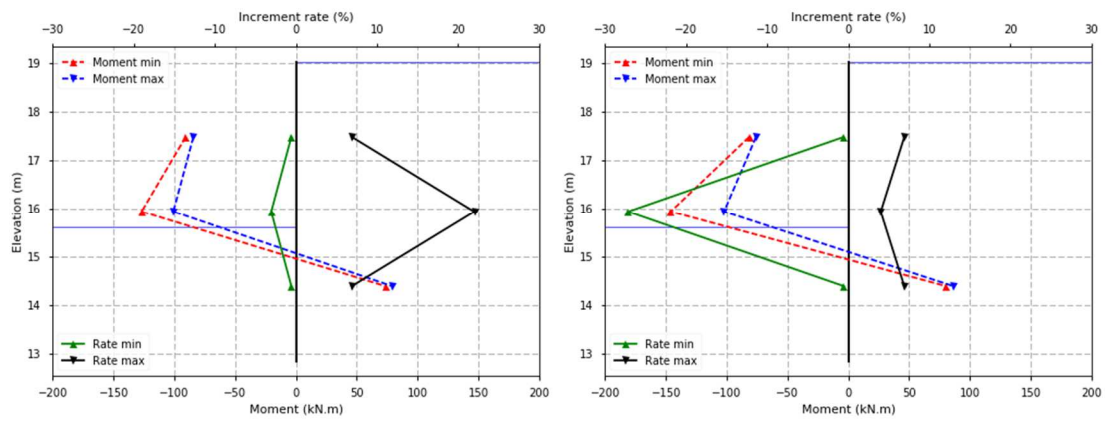


圖 4-35 試驗 S_70_Dr 不同深度之彎矩值

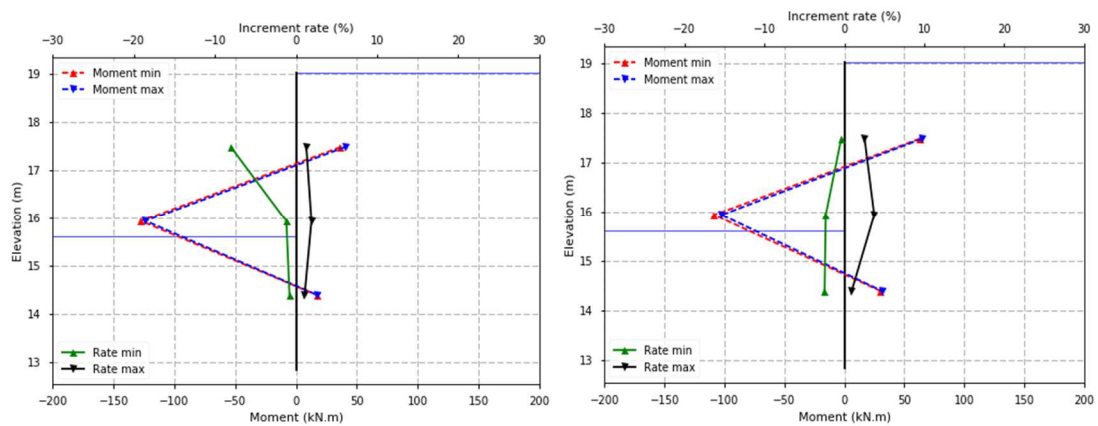


圖 4-36 試驗 S_70_Sat 不同深度之彎矩值

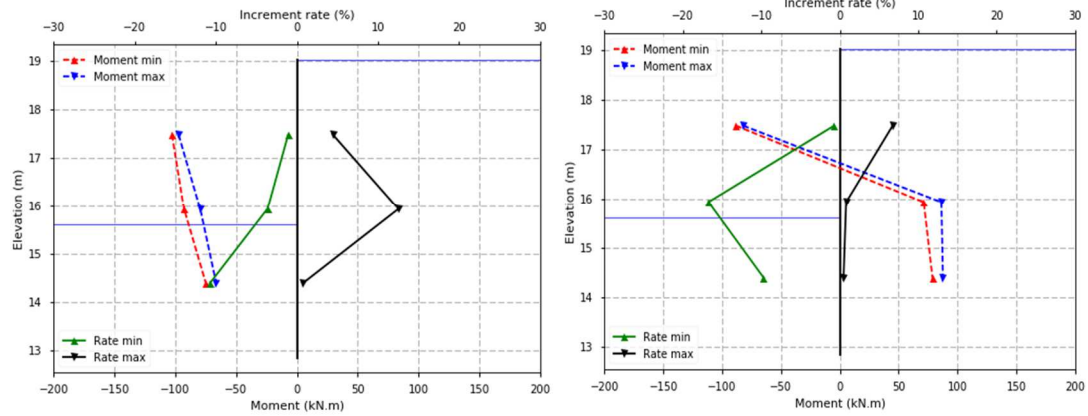


圖 4-37 試驗 D_70_Dr 不同深度之彎矩值

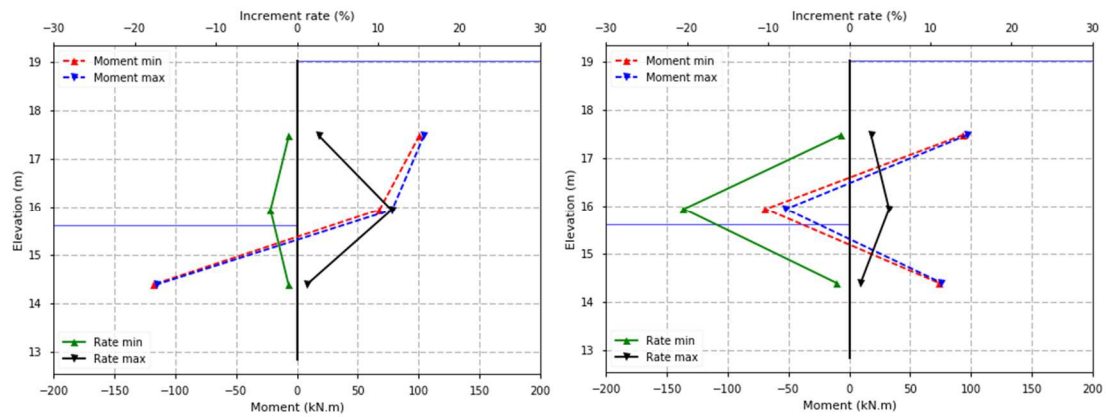


圖 4-38 試驗 D_70_Sat 不同深度之彎矩值

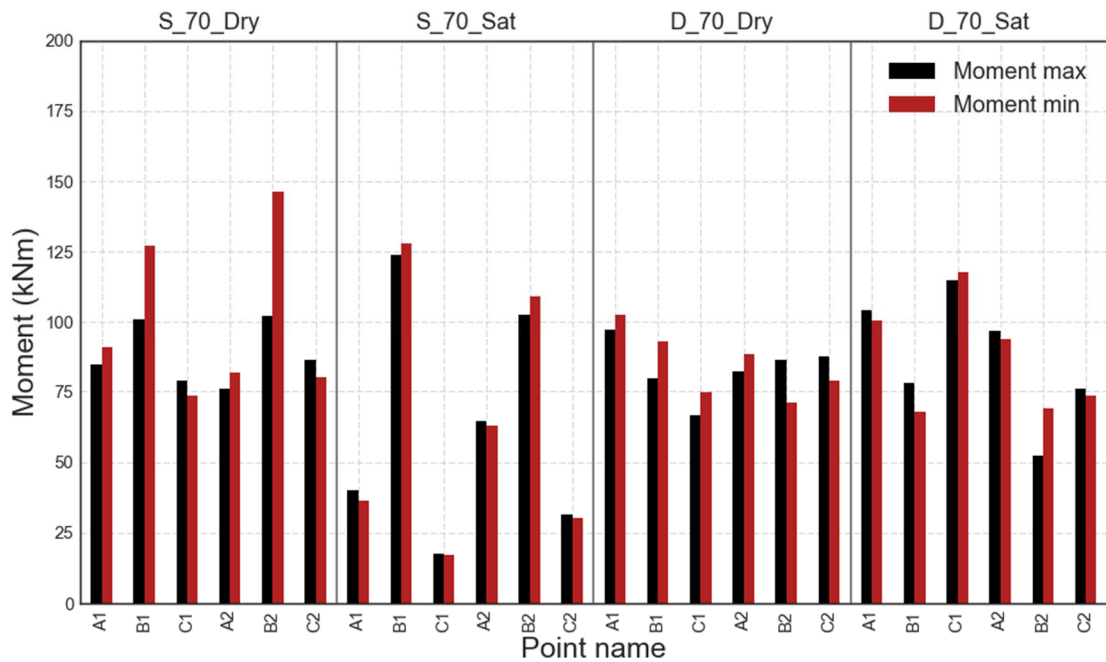


圖 4-39 各組試驗之彎矩值

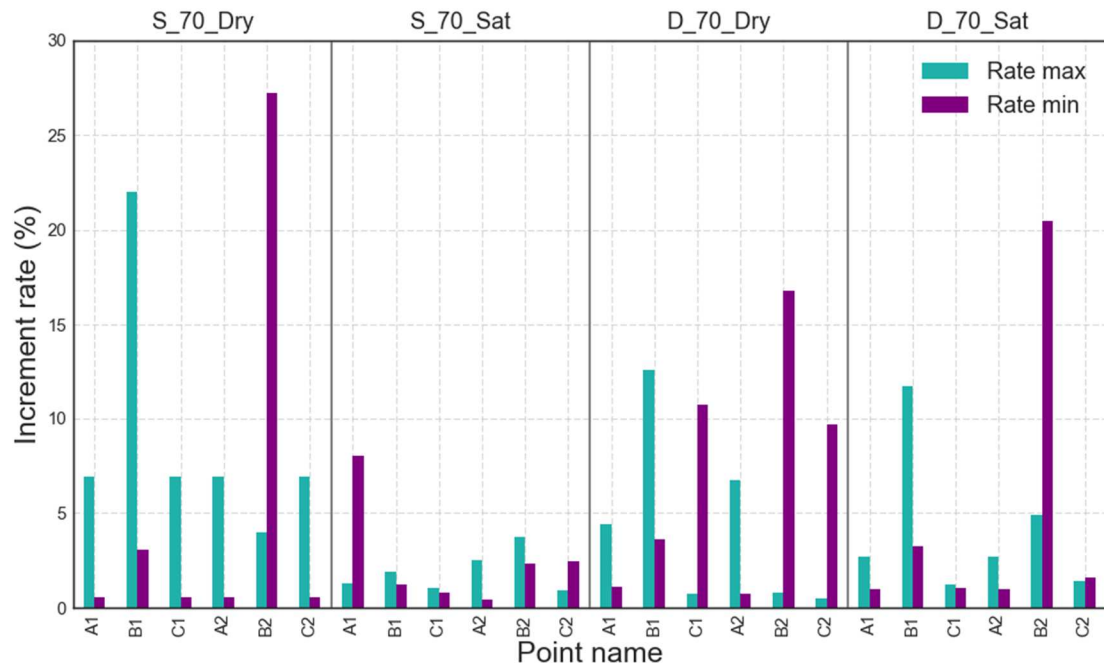


圖 4-40 各組試驗之彎矩增量

第五節 地表變形

地表變形是評估結構物受地震後產生破壞的指標之一，在任何形式的工程中，工程師極為關切結構物之最大沉陷量及其沉陷位置，以下將針對本研究中最大沉陷量及其沉陷位置進行探討。

本研究中各組試驗前、後皆會執行掃描作業，藉以比對試驗前、後的地表變形。試驗 D_70_Sat 在地震動態載重作用下產生破壞，沉陷量約為 1 米。而雙層排樁牆之試驗中(如圖 4-41 所示)，沉陷量則相對較小，由圖 4-42 得知最大沉陷位置發生在牆身後方 4 米處。

由各組試驗掃描結果顯示，大部分的地表變形皆發生在近排樁牆的後方處，圖 4-43 顯示各組試驗之最大沉陷量及其沉陷位置，其值均與排樁牆高度進行正規化(L/H)。由圖 4-44 試驗結果可知，95 %的

最大沉陷量發生在牆身後方 1.5 米處，若考慮排樁牆未損壞，將圖 4-43 中試驗 S_70_Sat 之結果去除，並繪製圖 4-44 可知，雙層排樁牆結構在動態載重作用下之沉陷量較小，單層排樁牆之沉陷量則比牆面高度多達 12%。

根據圖 4-45 所示，大多數的最大沉陷量位於牆身後方 0.25 倍牆高處，然而根據 Chang(1993)等人的研究(如圖 4-46)，地下連續壁開挖之最大沉陷量位於 $0.75H$ ，兩者之差異可能是因為受到不同載重的影響。在開挖工程中，土體因側向解壓而失去側向支撐，致使沉陷產生。而地震力引致的動態載重會產生側向推力，造成側向位移。因此，最大沉陷量及其沉陷位置才會有所不同。

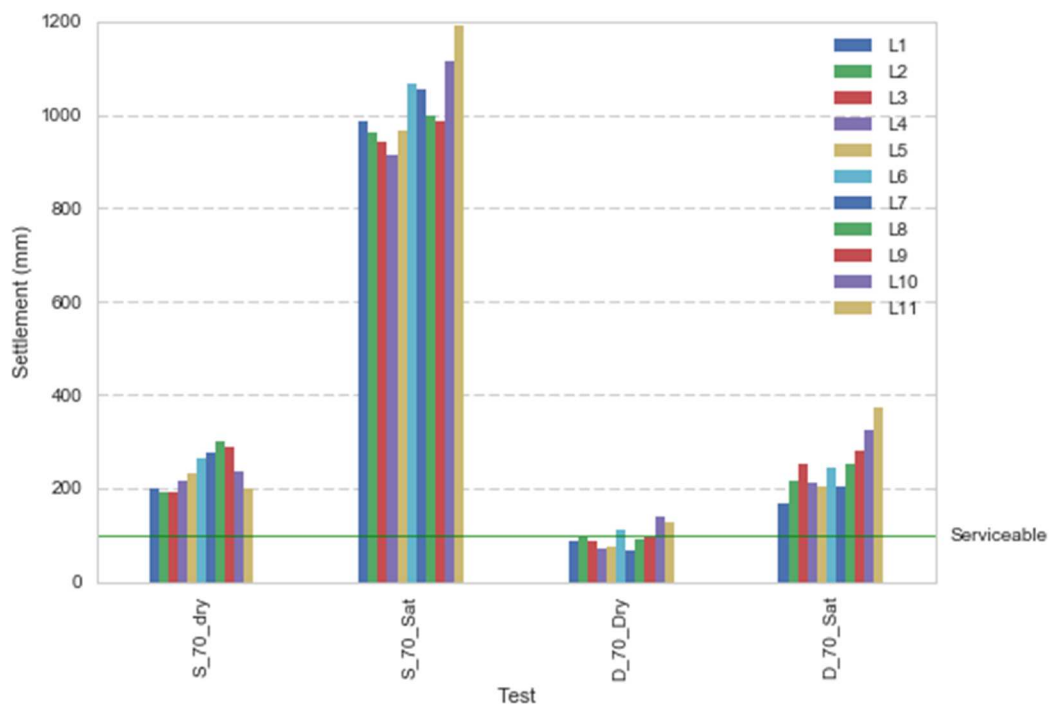


圖 4-41 各組試驗之最大沉陷量

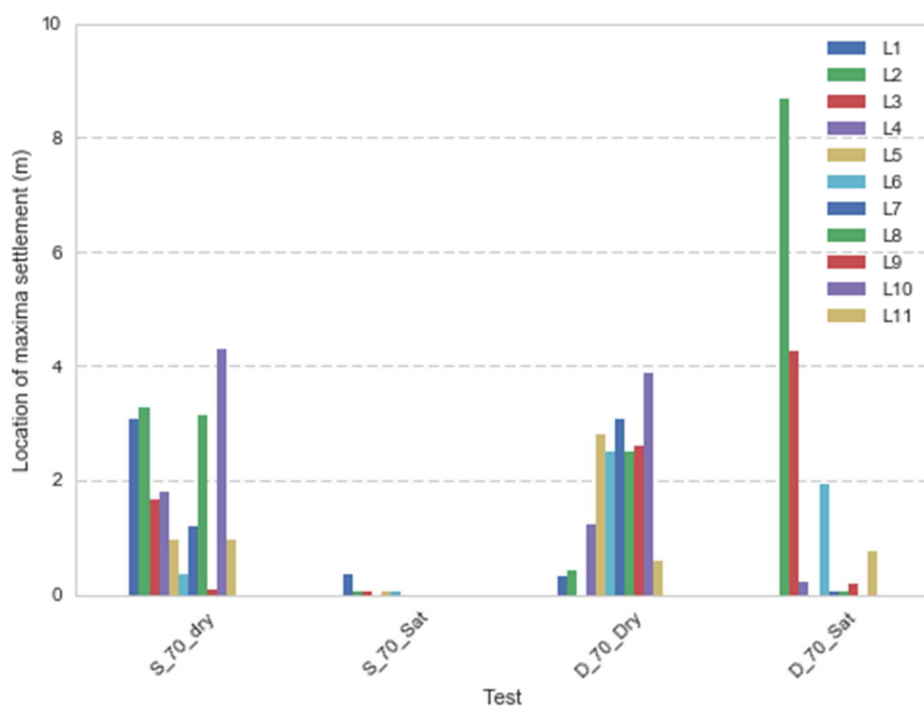


圖 4-42 各組試驗之最大沉陷量位置

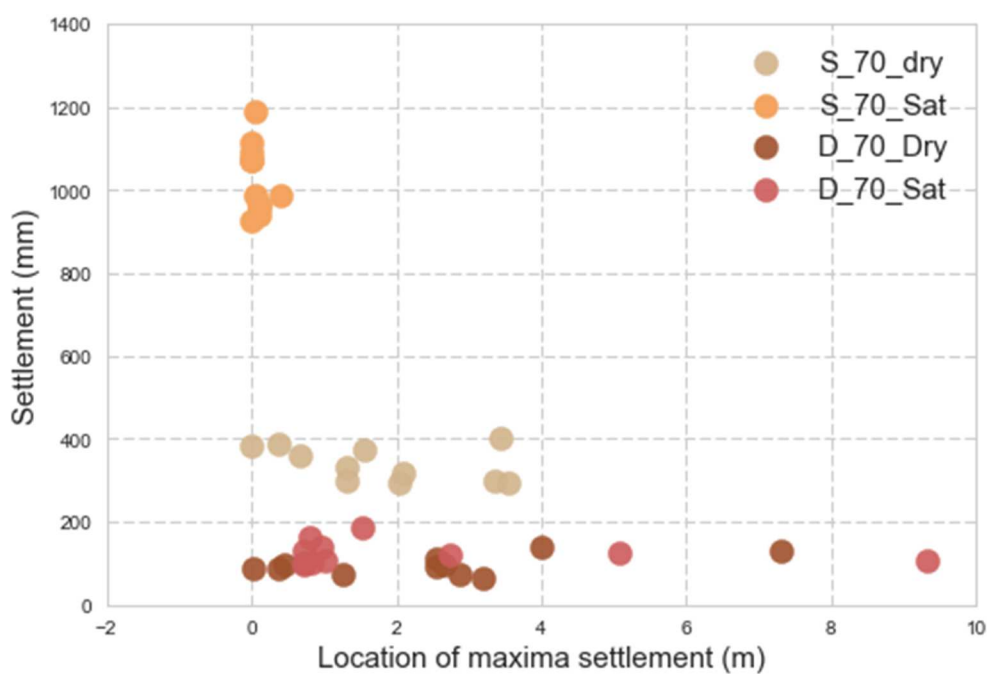


圖 4-43 各組試驗之最大沉陷量及其位置

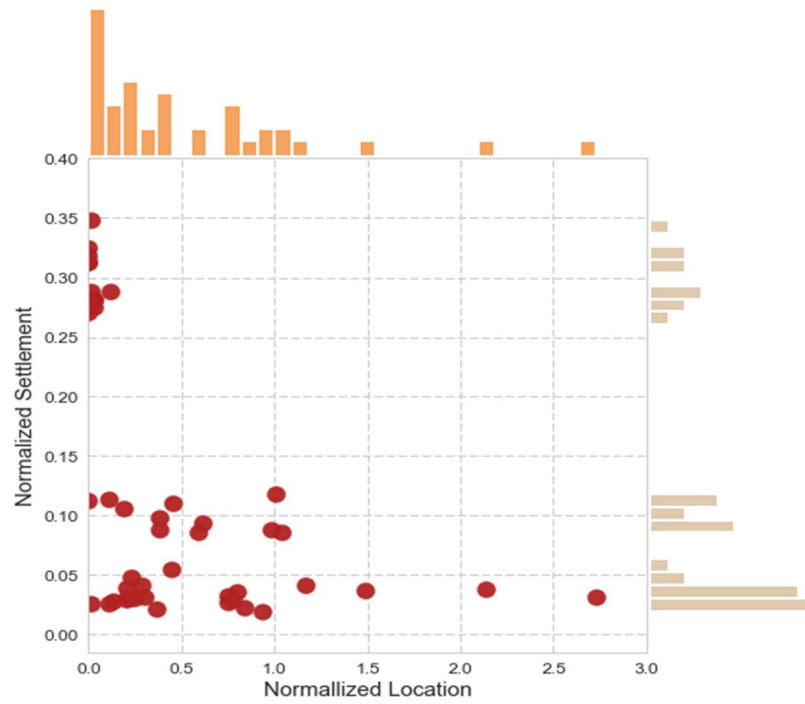


圖 4-44 各組試驗之最大沉陷量

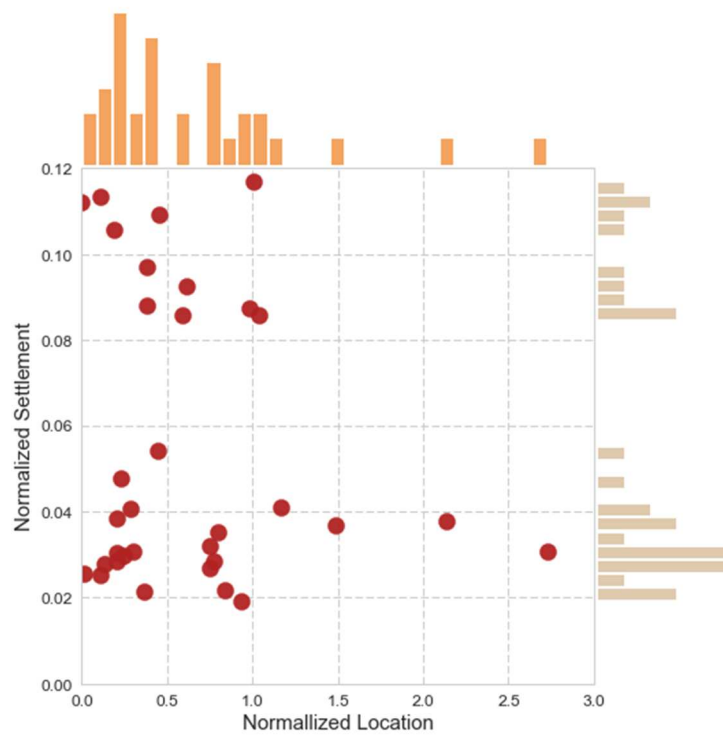


圖 4-45 最大沉陷量位置之正規化分布

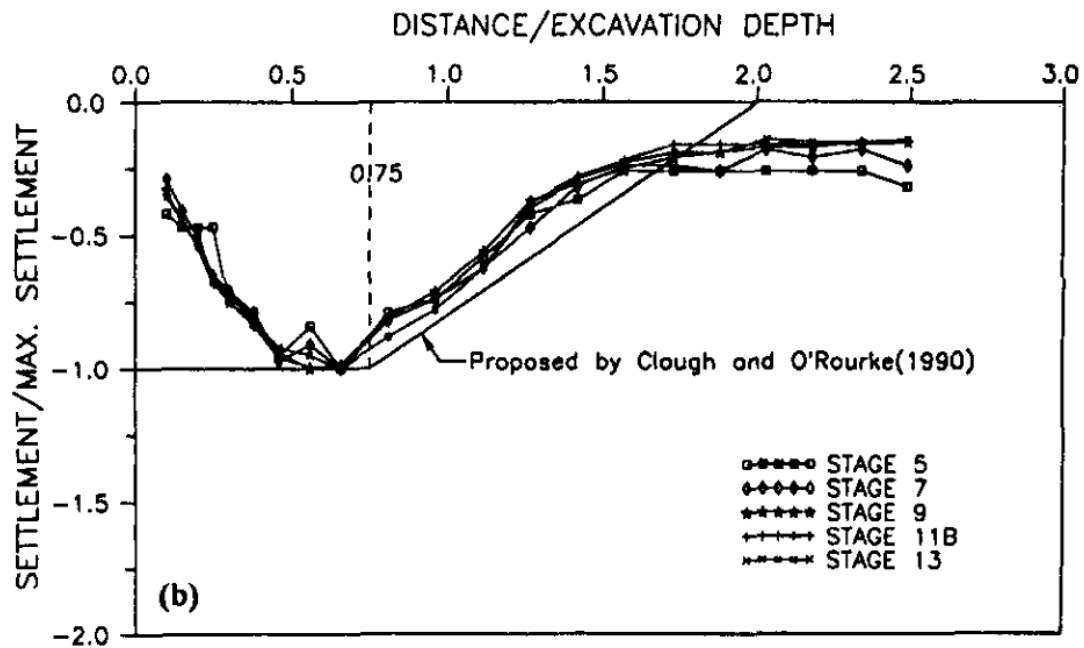


圖 4-46 Chang(1993)等人地下連續壁開挖試驗結果

第六節 數值分析

一、側向位移

利用有限元素法之數值分析可模擬排樁牆側向位移的趨勢，但是其位移量尚須修正，圖 4-47 至 4-48 為數值模擬結果，顯示出單層排樁牆之側向位移量與旋轉角度均大於雙層排樁牆結構，此現象與離心模型試驗相吻合。圖 4-49 為透過數值方法模擬出單層排樁結構之側向位移趨勢，其結果與離心模型試驗所量測到的側向位移行為相符。

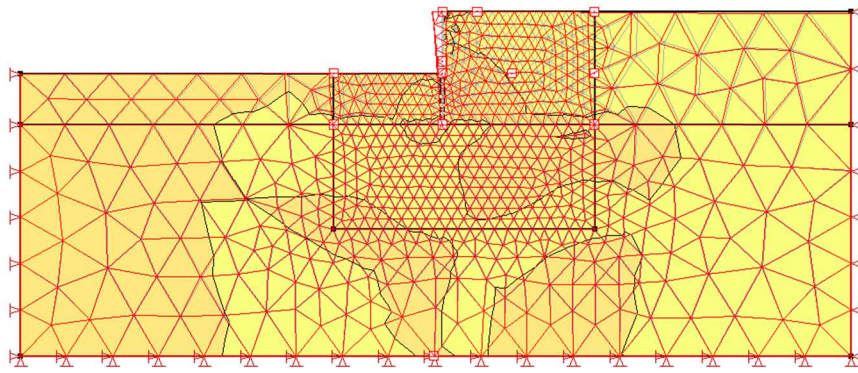


圖 4-47 試驗 S_70_Sat 之側向位移模擬結果

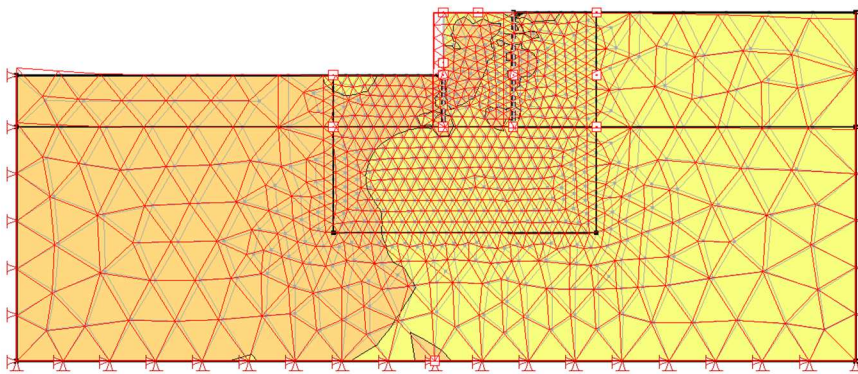


圖 4-48 試驗 D_70_Dry 之側向位移模擬結果

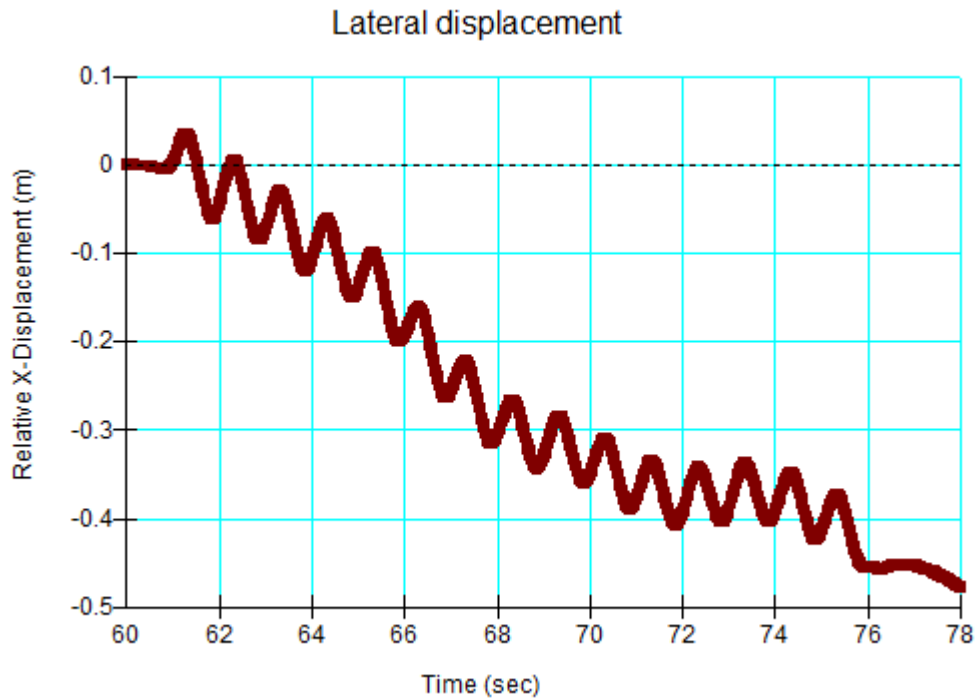


圖 4-49 試驗 S_70_Sat 之側向位移模擬趨勢

排樁牆側向位移量之最終數值模擬結果如圖 4-50 所示，該結果之可靠性尚需多方確認比對。為了瞭解其誤差範圍，可透過下式來予以量化：

$$Error = \frac{|Simulation_{data}| - |Measurement_{data}|}{|Measurement_{data}|} \%$$

其中， $Simulation_{data}$ ：數值模擬所得之位移

$Measurement_{data}$ ：離心模型試驗量測之位移

排樁牆側向位移量之誤差如圖 4-51 所示，可得知除了試驗 S_70_Sat 之外，其餘數值模擬結果都有高估之趨勢，試驗 D_70_Dry 之誤差量為 74.52 %，其他組試驗約為 40~47 %。以設計者觀點，高估受動態載重作用後位移量能提升結構的安全係數，但也間接增加了

建造成本。

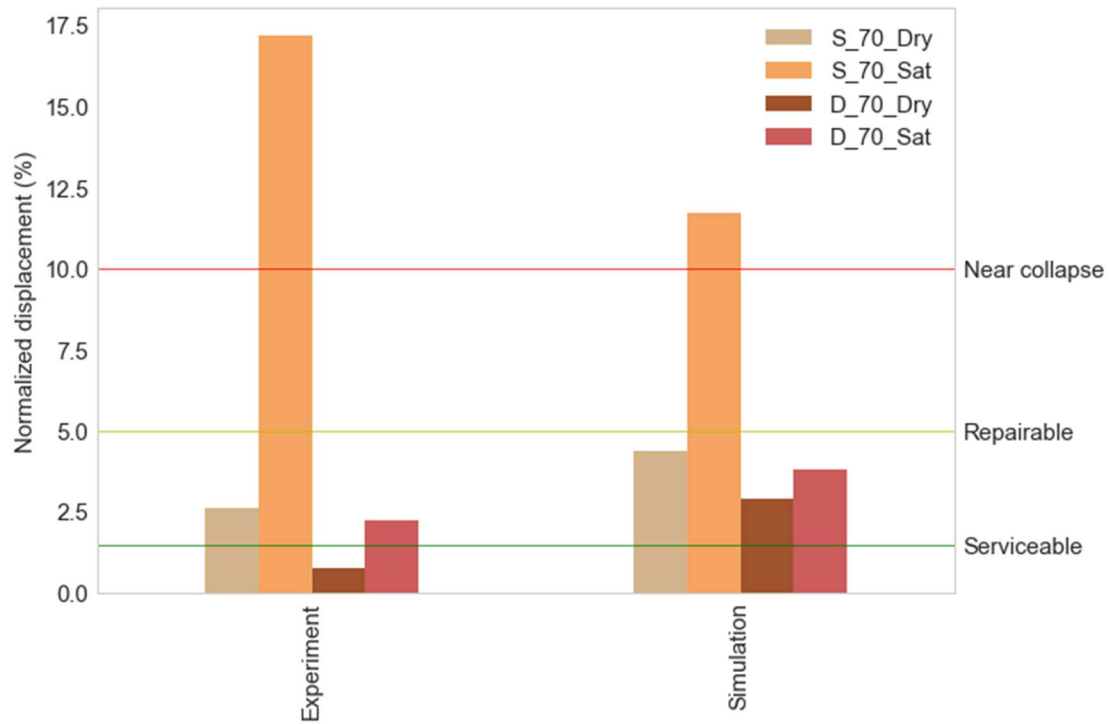


圖 4-50 排樁牆頂部側向位移

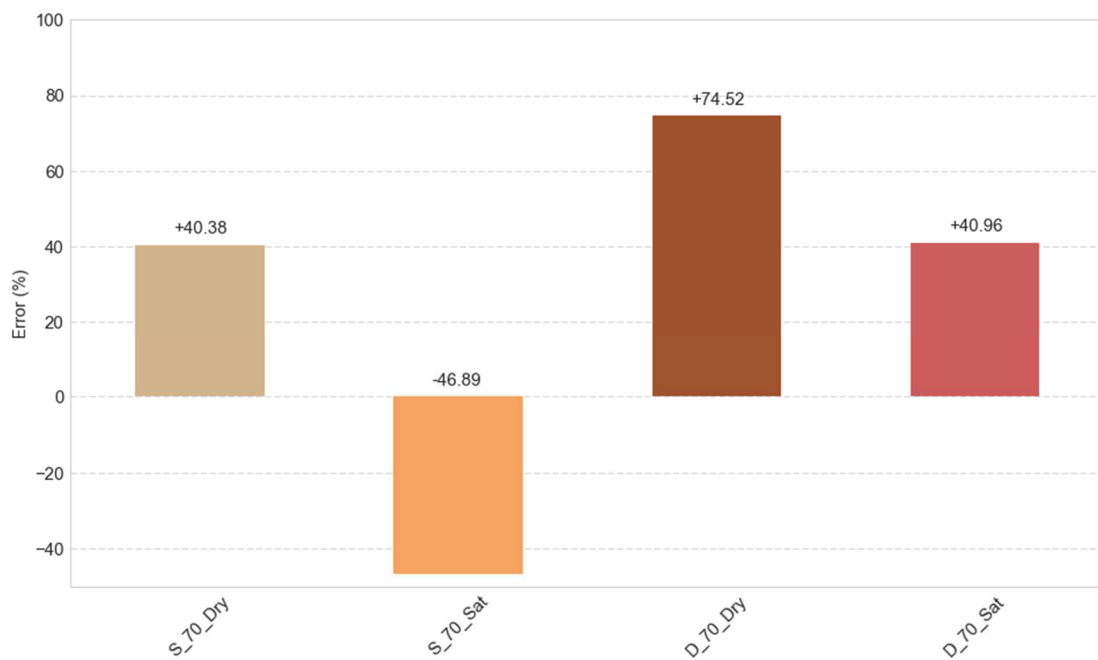


圖 4-51 數值模擬與離心模型試驗之誤差

二、 彎矩

結構物的最大彎矩是設計時的主要考量項目，因此本研究
中嘗試以數值分析之方式來估計出最大彎矩值，並與離心模型試驗
之結果作比對驗證(如圖 4-52 至圖 4-56 所示)

經由誤差量化之方式可得之數值分析與離心模型試驗之差
異，如圖 4-48 所示。圖中顯示出最大誤差量可達 71 %，而為了更
進一步探究數值分析與離心模型試驗之誤差範圍，藉由其誤差分布
關係可更為明確得知，如圖 4-57 所示，大部分的誤差範圍約介於-
40~20 %之間，因此該數值分析方法可能會低估最大彎矩值。

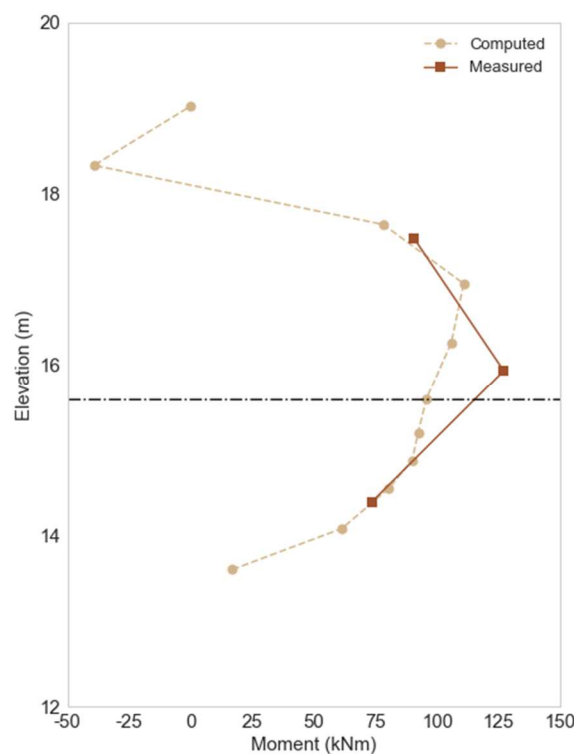


圖 4-52 S_70_Dry 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果

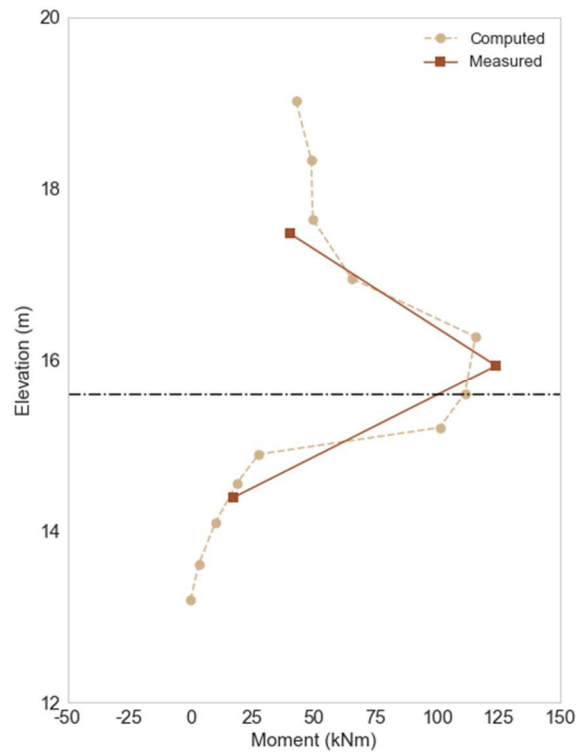


圖 4-53 S_70_Sat 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果

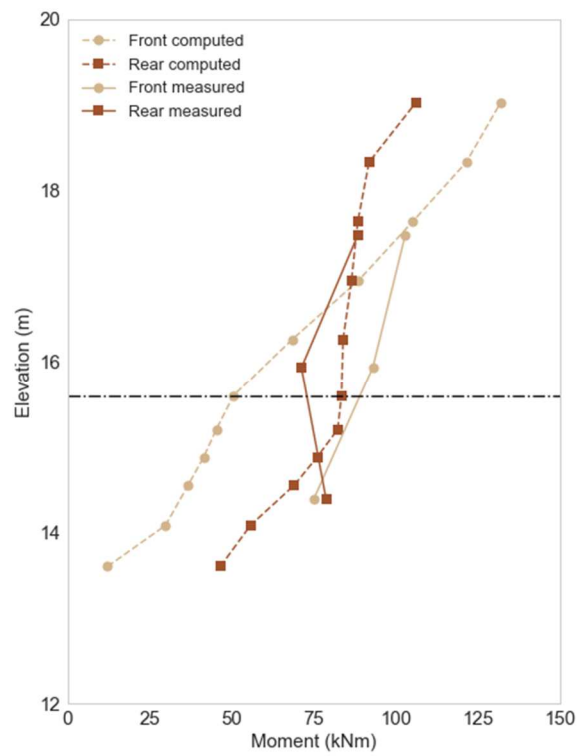


圖 4-54 D_70_Dry 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果

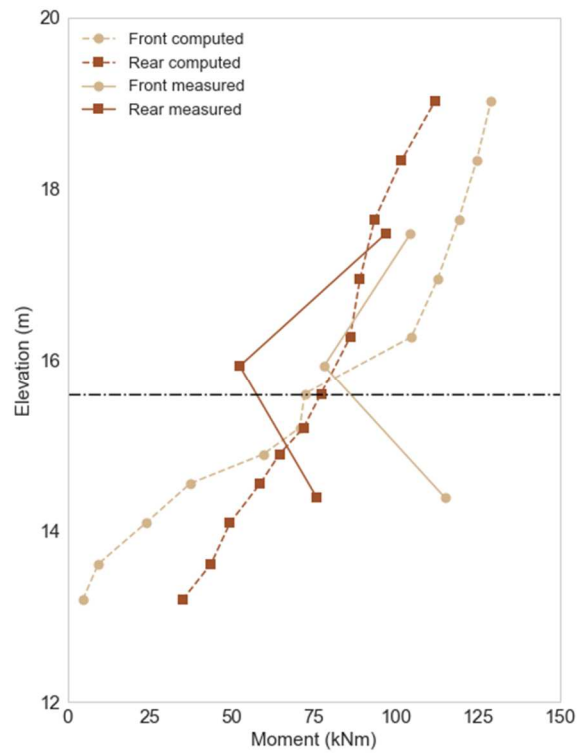


圖 4-55 D_70_Sat 最大彎矩之數值模擬與離心模型試驗結果

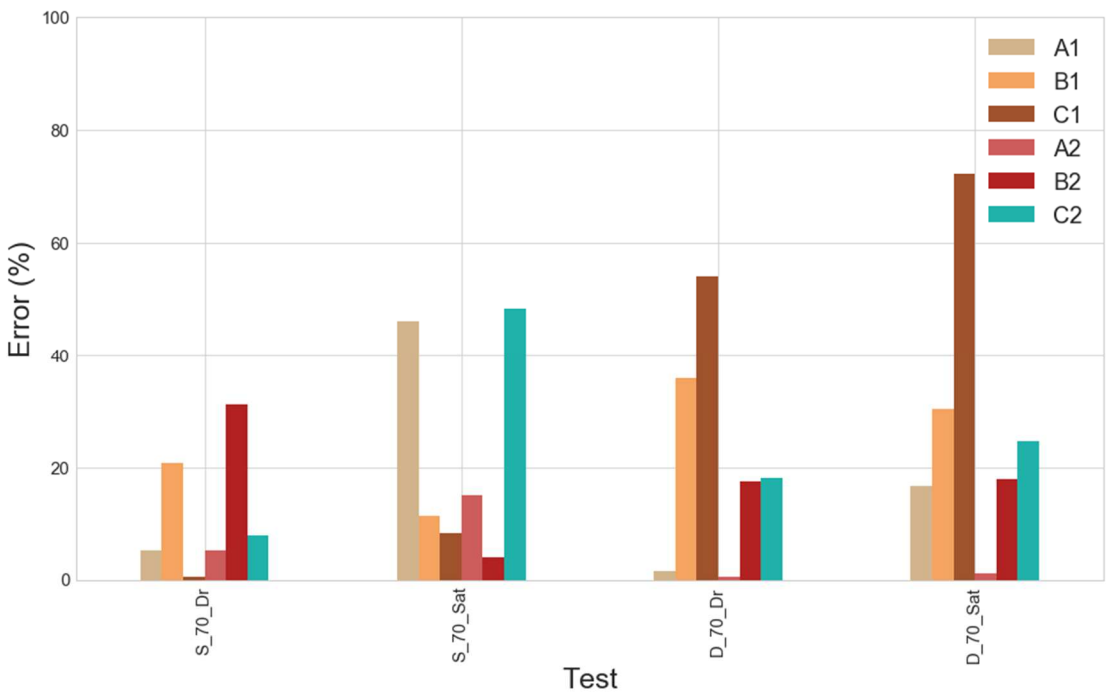


圖 4-56 各組數值模擬與離心模型試驗之誤差

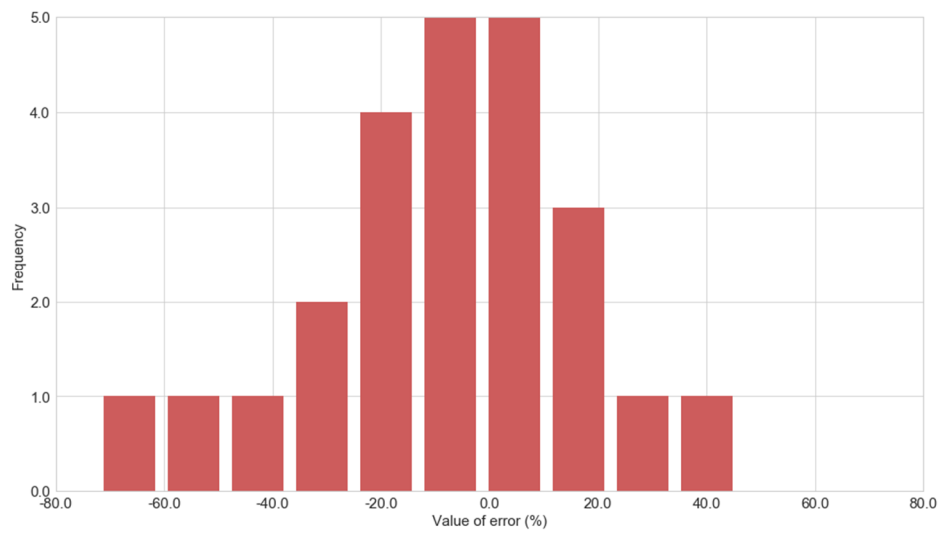


圖 4-57 數值模擬與離心模型試驗之誤差分布

第五章 結論與建議

本研究於國立中央大學地工離心模型試驗實驗室進行了一系列的離心模型試驗，分別探討重力、地震與降雨引致的邊坡破壞狀態及排樁牆擋土結構受動態載重下的力學行為，初步得知可能的破壞位置與範圍，以作為實際工程施作之參考依據。在 105 年研究結果顯示：邊坡受重力作用時，礫石層的方向影響了邊坡的穩定性，傾斜的礫石層較容易導致邊坡滑動。含水量對邊坡穩定性也有影響，含水量高的邊坡容易滑動。在重力條件下，如果坡高高於 10 公尺，土壤逕流大約 0.16H。

今年 106 年的研究中顯示：在相同的累積降雨量(mm)下，邊坡的破壞行為 (逕流距離、土壤流失、有效滑動區)近乎相似。然而，以相同累積降雨量做統計，降雨強度高的破壞時間遠早於降雨強度低的破壞時間，降雨強度明顯影響了邊坡的穩定性。另外，在降雨強度高的情況下，坡度從 0.7H 的原始表面出現張力裂縫，而降雨強度低的邊坡無張力裂縫發生僅有表面侵蝕。高降雨強度 (0.16H)入滲深度比低降雨強度 (0.08H)更深兩倍，入滲深度達到礫石層為止。因此，降雨入滲明顯降低邊坡的穩定性。結果顯示，地震對邊坡穩定性的影響最為顯著，地震條件下的潛在破壞比重力條件下更為嚴重。

而今年的排樁牆離心模型試驗結果可知，地震動態載重引起的最

大沉陷位於排樁牆身後方，大部分的沉陷距排樁牆後方約 0.25 倍牆高處，而雙層排樁牆因結構勁度較高，沉陷量較小。由地震動態載重最大彎矩值比受靜態載重作用要高出 30%，為降低受地震動態載重作用後產生之危害，結構內部穩定性要高，安全係數建議大於 1.3。相對於雙層排樁牆，單層排樁牆之彎矩增量較大，而在單排樁之土層條件為飽和狀態時，土壤自身失去阻抗能力，彎矩增量較小。

從側向位移量測的結果得知，側向位移與基盤所輸入的震動事件之關係極為一致，顯示出動態荷載為結構產生側向位移的主要原因，而震動事件在每一週數結束後便會引起殘餘位移，雙層排樁牆位移量較小。土層條件對於側向位移量影響顯著，間接關乎到擋土結構之穩定性。且隨著排樁牆高度越高，振幅放大效應越大，其現象與前人試驗結果一致。

參考文獻

1. 張德鋒，「颱風引致降雨對邊坡穩定分析之研究」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，2008。
2. 楊宏慶，「降雨強度與邊坡特性對邊坡穩定分析影響之研究」，碩士論文，國立成功大學資源工程學系，台南，2012。
3. 陳志昌，「FLAC 程式應用於土壤邊坡穩定分析」，碩士論文，國立中央大學應用地質研究所，中壢，2001。
4. 吳淵洵、周南山，「台灣山區道路邊坡災害及搶修處理工法之探討」，臺灣公路工程，第 32 卷第 12 期，2006。
5. 曾煒傑，「以分離元素法與離心模型模擬在不同尺度下順向坡滑動行為」，碩士論文，國立中央大學土木工程學系，中壢，2015。
6. 陳建男，「道路邊坡環境特性調查與植生技術成效評估之研究」，第二期主持計畫，交通部國道工程局，台北，2011。
7. 劉嘉男，「加勁邊坡受地震作用下之穩定性」，主持計畫，國家地震工程研究中心，台北，2000。
8. 李德河，「921 地震後阿里山公路邊坡破壞特性後續調查研究」，主持計畫，國家地震工程研究中心，台北，2000。
9. 吳仁傑，「黏性背填土壤之力學性質對加勁擋土牆變形之影響」，碩士論文，國立中央大學土木工程學系，中壢（2007）。

10. 葉致呈，「地震強度與震後降雨誘發崩塌及崩塌規模相關性之離心模擬研究」，碩士論文，國立高雄大學土木與環境工程學系，高雄（2014）。
11. 洪汶宜，「重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為模擬研究(I)」，第一期主持計畫，行政院農業委員會水土保持局，南投，2016。
12. Duncan, J. M., "Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No 7, pp577-596(1995).
13. Hu, Y., Zhang, G., Zhang, J. and Lee, C.F., "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes," Geotextiles and geomembranes, Vol. 28, No.1, pp.12-22 (2010).
14. Al-Atik, L. and Sitar, N., "Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 10, pp. 1324 - 1333 (2010).
15. Alampalli, S. and Elgamal, A., "Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill: A Computational Model," Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 623-632 (1990).
16. Al-Homoud, A. S., and Whitman, R. V., "Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 247-277 (1999).
17. Clough, G.W. and Fragaszy, R.F., "A Study of Earth Loadings on

- Floodway Retaining Structures in the 1971 San Fernando Valley Earthquake,” Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3 (1977).
18. Dewoolkar, M. M., Ko, H. and Pak R. Y. S., “Seismic behavior of cantilever retaining walls with liquefiable backfills” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.5, pp. 424-435 (2001).
 19. Gazetas, G., Psarropoulos, P., Anastasopolous, I. and Gerolymos, N., “Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.24, pp. 537-550 (2004).
 20. Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M. and Kojima, K., "A Modified Procedure to Evaluate Active Earth Pressure at High Seismic Loads," Soils and Foundations, Vol. 2, pp. 209-216, (1998).
 21. Lew, M., Simantob, E. and Hudson, M.E., "Performance of Shored Earth Retaining Systems during the January 17, 1994, Northridge Earthquake", Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3, (1995).
 22. Ling, H.I., Leshchinsky, D., and Chou, N., "Post-earthquake Investigation on Several Geosynthetic-reinforced Soil Retaining Walls and Slopes during the Chii-Chii Earthquake in Taiwan," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, pp. 297-313, (2001).
 23. Matsuzawa, H, Ishibashi I, Kawamura M., “Dynamic soil and water pressures of submerged soils,” Journal of Geotechnical Engineering,

- Vol. 10, pp. 1161-76 (1985).
24. Mononobe, N. Matsuo, M. 1929., "On the determination of earth pressures during earthquakes," Proceedings World Engineering Conference, Vol. 9.
 25. Mylonakis, G., Kloukinas, P. and Papatonopoulos, C., "An Alternative to the Mononobe-Okabe Equation for Seismic Earth Pressures", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 10, pp. 957-969 (2007).
 26. Nakamura, S., "Reexamination of Mononobe-Okabe Theory of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Tests," Soils and Foundations, Vol. 46, pp. 135-146, (2006).
 27. Okabe, S., "General Theory of Earth Pressure," Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, (1926).
 28. Ortiz, L.A., Scott, R.F., Lee, J., "Dynamic centrifuge testing of a cantilever retaining wall," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 251-68, (1983).
 29. Ostadan, F., "Seismic Soil Pressure for Building Walls – An Updated Approach," Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, pp. 785-793 (2005).
 30. Ou, Chang-Yu, Liao, Jui-Tang and Lin, Horn-Da, "Performance of diaphragm wall constructed using top-down method." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering , Vol. 9, pp. 798-808 (1998).
 31. Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. and Gazetas, G., "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls." Soil Dynamics and

- Earthquake Engineering, Vol. 25, pp. 795-809 (2005).
32. Rankine, W., "On the Stability of Loose Earth," Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147 (1857).
 33. Richards, R., Huang, C. and Fishman, K., "Seismic earth pressure on retaining structures," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 9, pp. 771-778 (1999).
 34. Veletsos, A. and Younan, A., "Dynamic response of cantilever retaining walls," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 2, pp. 1161-1172 (1997).

附錄

附錄一、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	試驗之排樁與實務之施作會有明顯差距時，例如施作品質，會很明顯影響結果嗎？	感謝委員意見。現地施作的地質環境較模擬試驗複雜，土壤大多都是非均質異向性土壤，為了簡化試驗條件與易於分析，邊坡模型以 80%石英砂與 20%高嶺土混和製作。排樁牆多為工廠預製，因此品質較現場澆製穩定，因此試驗中考量牆體 EI 值，依離心模型試驗縮尺定律計算後，以均勻之鋁合金材料製作模型版樁牆。
二	降雨會造成地下水位上升、孔隙水壓增加，在地震力作用下則壓密，產生超額孔隙水壓力，降低坡面的安定性，本計畫未來可否嘗試模擬分析。	感謝委員回覆意見 本研究主要藉由離心模型試驗設備探討降雨導致邊坡沖蝕的研究，未來也試著進行數值模擬分析。過去學者有做過關於地震力及滲流引致邊坡滑動之模擬，以離心模型試驗設備來說，地下水位面之升降、滲流、振動引致的超額孔隙水壓對邊坡穩定的影響，都可順利在離心模型試驗中模擬，過去也曾進行因滲流引致潰壩之模擬，感謝委員之意見，會將此研究方向列為未來試驗之目標。
三	請修正內頁日期	感謝委員意見，已照委員指示修正。
四	圖目錄缺少圖 3-9、圖 4-2、圖 4-10、圖 4-25 及圖 4-28。	感謝委員意見，已照委員指示修正。
五	期中報告審查意見之回覆內容，應可考慮納入報告內，因為其它讀者可能有類似之疑問。	感謝委員意見，已照委員指示修正。

項次	審查意見	回覆辦理情形
六	宜有試驗設計計畫，並註記 I 的範圍結果。	感謝委員意見，已照委員指示修正。
七	P.4-38，內文和圖名宜整合。	感謝委員意見，已照委員指示修正。
八	建議於第一章內說明本研究為多年期，各年度之範圍、本年度工作事項、計畫目標。	感謝委員意見，已於第一章說明研究架構。