

橋梁沖刷監測預警系統建置之試驗研究
Experimental Study on Bridge Scour Early Warning System

*林其穎

**陳俊仲

***張國鎮

Chi-Ying Lin

Chun-Chung Chen

Kuo-Chun Chang

* 國立臺灣大學土木工程學系碩士

**國家地震工程研究中心副研究員

***國立臺灣大學土木工程學系教授

摘要

台灣因河流密布、地形破碎，跨河橋梁在交通路網中扮演非常重要之角色，而跨河橋梁普遍存在各種沖刷受災現象，隨全球氣候變遷，颱風及豪雨帶來之雨量及造成的危害一再突破歷史記錄，且許多橋梁亦存在老舊裂化之問題，故需建立一套橋梁監、檢測系統針對橋梁安全性進行即時監測，且自動提供預警而封橋，確保橋梁通行之安全性，保障用路人之身財產安全。本研究針對現地所使用之沖刷監測系統進行試驗與驗證，利用感測機制相似於現地監測系統之感測計安裝於縮尺模型進行沖刷試驗，以驗證沖刷系統之量測機制及確立其可靠性，此外亦透過縮尺模型之沖刷監測試驗，探討現行橋梁監測所量測得到的資訊所計算出之安全標準警戒值及行動值之合理性。

本研究之主軸即針對縮尺橋梁模型進行沖刷試驗，利用壓力感測計、沖刷振動感測計、浮球系統做為沖刷深度量測、觀測之主要沖刷監測系統，而以內視攝影機、手持式水下攝影機及鉛錘作為輔助性之沖刷深度量測，並藉由初步試驗估算土壤參數條件，進行破壞模式之計算，破壞模式區分為土壤承载力破壞、水流作用力傾倒破壞及基礎掏空之不穩定傾倒破壞進行分析，以計算縮尺橋墩於沖刷試驗中達到破壞傾倒時之安全係數是否達臨界標準，介以驗證參數分析及破壞模式之考慮，以提供跨河橋梁安全評估及封橋預警之標準建立。

本研究已藉由實驗室重現現地系統沖刷監測之可行性，所使用之安全係數分析理論已可在縮尺沉箱模型之沖刷倒塌破壞試驗中，預測其傾倒破壞時之沖刷深度範圍，且應用於縮尺橋墩模型之沖刷監測計可提供足夠之倒塌預警。

關鍵字：沖刷監測、橋梁結構安全性、縮尺模型沖刷試驗、倒塌預警

ABSTRACT

Taiwan is the island which is well known for its distinctive topography features. The central mountain range bisects the land from north to south resulting in most rivers have short courses and rapid streams. As a result, the scour effect could be seen as a critical problem for the bridge structure as the scale of natural disasters increase. The growing amount of bridge failure events in Taiwan due to typhoons and floods in recent years causing the public pay more and more attention towards the bridge safety under natural disaster, and the government and related organization also put a lot of efforts on such problem. This dissertation applies five kinds of sensing units which is based on the same sensing mechanism of developed scour monitoring system to laboratory experiments. Sensing units includes micro-electro-mechanical systems based pressure sensors, vibration-based detection sensors, floating ball, inner camera and handheld camera. The main purpose of this research is to verify the feasibility of developed monitoring system and to establish a warning benchmark by conducting the various test using reduced scale bridge structure model in laboratory.

The feasibility of the developed monitoring system has been verified in laboratory by several experiments. The scour depth measurement by using accelerometers and the floating ball have been successfully applied to experiments, and it could be observed and confirmed that the scour depth can be regarded as the major parameter for the safety evaluation of caisson foundation bridge. Modes of scour failure for bridge structure are complex with many uncertainties, but the proposed sensing mechanisms for scour early warning could be achieved.

Keywords: Scour monitoring, Bridge stability, Bridge scour experiment, Safety early warning

目錄

摘要	I
ABSTRACT	II
目錄	III
第一章 導論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機與目的	3
1.3 研究內容架構	6
第二章 文獻回顧	10
2.1 國內橋梁沖刷現況	10
2.2 沖刷破壞機制	14
2.2.1 河川沖刷基礎受災機制	14
2.2.2 橋墩沖刷破壞機制	20
2.3 現有沖刷監測技術[6]	29
第三章 縮尺橋墩沖刷試驗建置	63
3.1 前言	63
3.2 試驗環境與模型建置	64
3.2.1 現地橋梁地理資料	64
3.2.2 水利規劃試驗所模型建置	66
3.2.3 台大水工試驗所	68
3.3 監測設備	69
3.3.1 微機電壓力感測器	70
3.3.2 沖刷振動感測計	72
3.3.3 浮球	75
3.3.4 內視攝影機	77
3.3.5 手持式攝影機	78
3.4 壓力感測計校正與訊號測試	79
3.5 小結	84

第四章 安全係數計算理論	121
4.1 前言	121
4.2 安全係數計算理論.....	123
4.2.1 土壤承载力破壞.....	123
4.2.2 水流作用力傾倒破壞.....	131
4.2.3 不穩定傾倒破壞.....	133
4.3 安全係數計算結果.....	135
第五章 縮尺橋墩沖刷試驗結果	148
5.1 前言	148
5.2 單墩試驗概述.....	149
5.3 沖刷深度歷時量測.....	151
5.4 沖刷試驗與成果.....	154
5.5 全跨橋梁試驗概述.....	157
5.6 小結.....	158
第六章 結論與建議	179
6.1 結論.....	179
6.2 建議.....	180
參考文獻	181

第一章 導論

1.1 前言

台灣地區中央山脈縱列，將全島分為東西兩側，百分之七十一的面積之地形為高山、丘陵及台地組成，僅有百分之二十九的面積低於標高一百公尺之所謂平地，由於山區地勢陡峻，東西方向狹窄，所以大部分河川均呈東西向流向，坡度大流路短，水流湍急，侵蝕劇烈，一旦集水區降下暴雨或豪雨，山洪直瀉而下，導致洪水漲退十分迅速；氣候方面，台灣位處北半球太平洋西側，冬季氣候降雨受東北季風影響，而春季主要的天氣系統為鋒面，因冷氣團與暖氣團交互作用下，暖空氣爬升遇冷凝結而降雨，當冷峰與暖鋒勢力相當時則會形成滯留峰，在交界面形成大範圍且持久之降雨帶，此即為台灣五、六月份梅雨季節成因，而夏季時潮濕的西南氣流常會引起豪大雨，另一主要降雨來源為颱風，北太平洋西部颱風發生的頻率平均為每年 23 個，其中颱風強度達中度颱風者有 16 個，而屬於侵台颱風(中心登陸臺灣或由附近海上通過陸上報出有災情者)者約占 1/8，平均約為 4 個，近 50 年發生的頻率呈每 10 年減少 0.5-0.8 個的趨勢下降，但如就侵台颱風頻率看，則是屬每 10 年增加 0.1-0.3 的趨勢^[1]，梅雨及颱風為台灣提供豐富的水資源來源，大量的地表逕流卻也常帶來洪水、土石流等災害。

近年來因極端氣候現象日漸顯著，謝龍生等(2004)指出，根據聯合國「政府間氣候變遷問題小組」(IPCC)(1995, 1996, 2000) 科學家分析，發現全球平均地面氣溫自 19 世紀以來上升了 0.3 至 0.6°C，最近 40 年則上升了 0.2 至 0.3°C，全球平均雨量在 20 世紀增加了 1%。洪水及乾旱等自然災害規模較過去更加劇烈，例如 91 年之旱災缺水事件，89 年象神、90 年潭美、桃芝及納莉等颱風事件，在無法達成人定勝天之理想目標下，人類如何順應自然能夠事前避免居住生活於危險區域就成為很值得探討的議題，然而，台灣河川及其大小支流密布，跨河橋梁對於聯絡各地交通路網是不可或缺的重要公共設施，面對大自然不可小覷且難以捉摸的力量，如何對橋梁進行監測，在其破壞倒塌前提供預警，避免人民生命財產損失，是非常迫切需要解決的問題。莫拉克颱風於民國 98 年 8 月 4 日在菲律賓東北方約 1000

公里海面上形成，5日增強為中度颱風向西逼近台灣地區，中央氣象局於8月6日8時發佈陸上颱風警報，8月10日5時解除陸上警報，期間帶來大量降雨，許多地區創下打破歷史記錄之累積雨量，其中7日至10日間於嘉義縣阿里山鄉及竹崎鄉、高雄縣桃源鄉及屏東縣三地門鄉地區累積雨量均高達兩千五百毫米以上，造成中南部山區溪水暴漲及大量山區土石崩塌流失，可稱上台灣近百年來災害最慘重的一次風災，人員傷亡亦十分慘重，洪水及土石流亦沖毀許多道路、河堤、橋梁等許多民生公共設施，還包括大規模滅村的慘劇，此次風災造的災害相較於85年賀伯颱風、90年桃芝颱風、93年敏督利颱風及97年辛樂克颱風皆更加慘重，更突顯大自然的不確定性及建立災害預防機制的重要性。

聯合國「政府間氣候變遷問題小組」(IPCC)於2007年公佈的「第四次評估報告」顯示，氣候變遷可能對全球帶來衝擊，衝擊幅度主要與暖化程度有關。由於全球暖化氣候變異，未來每年侵臺的颱風數可能增多，且降雨量、降雨強度亦可能超出預期；加上921大地震後河川上游土石更加鬆動，豪雨季節的大水挾帶大量土石將造成的衝擊與沖刷現象，以上種種不利因素，如產生超過原先橋梁設計的預期，即可能產生橋梁斷橋事件。交通部原預定6年投入118億元辦理「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」進行省道老舊或經調查受損之橋梁整建，因97年9月辛樂克颱風造成后豐大橋斷落事件，行政院將老舊危險橋梁列為施政之重要項目，於是縮短工期並增加經費擴大辦理老舊受損橋梁改建，並於今年三月初完成全省47座橋梁老舊橋梁，可見各方壓力下政府已更加重視橋梁安全問題，台灣尚存許多老舊橋梁，且橋基裸露是目前最嚴重的橋梁安全問題，主要肇因為橋墩局部沖刷所引起，監察院調查報告指出河川橋梁之沖刷問題研究，尤其是即時沖刷監測技術之開發非常重要，應特別投入人力與物力進行開發研究；交通部運輸研究所亦指出由於橋梁管理養護及巡查人力有限，及鑑於近年來有用路人於不知已發生斷橋仍繼續進入該橋之情形，而需進行研發橋梁斷橋警示系統，以協助部屬機關橋梁管理養護人員於到達該橋進行相關作業前，提早發揮預警功能告知用路人橋梁已有危險而改道避免通過。

1.2 研究動機與目的

自古以來人類總是不斷的尋找與拓展熟悉環境外的世界，為了增進生活品質而來往於各地，美麗多變的地形、地貌則將大地雕塑成五彩繽紛、形形色色的樣貌，卻也對欲行走於大江南北的人類提供了不少的挑戰，道路的興建連接起聚落、鄉村、鄉鎮與城市，交通路網隨著路上交通工具的演進而不斷擴增，其中橋梁扮演著跨越河川、峽谷、水路、道路及鐵路等空間障礙的重要角色，台灣四面環海，高山峻嶺、地形崎嶇且溪流密布，依據交通部於 93 年委託台灣營建研究院所做之「高速公路橋梁延壽評估及案例分析」^[2]研究報告內容指出，台灣地區約有兩萬零一百八十四座橋梁，於民國 99 年之統計，屬公路總局管轄之橋梁分別為省道橋梁 2696 座、縣道橋梁 1559 座、鄉道橋梁 5307 座及專用橋梁 84 座，國道等級以上之橋梁超過兩千餘座，其中跨河段約一百一十餘座，突顯橋梁在台灣交通路網中的重要性，但除氣候降雨因素外亦因位處颱風路徑要衝，夏秋之際常有豪雨成災、洪水氾濫而致使跨越河川或溪谷之橋梁遭洪水或土石流沖毀，然而，在橋梁破壞卻往往是毫無預警的發生，導致仍在橋梁上行駛之車輛或不清楚橋梁已經損壞之用路人墜入水中，造成無法彌補的悲劇。

民國 89 年 8 月碧利斯颱風過境導致高屏大橋無預警之突然陷落導致十六輛車輛墜落高屏溪中，三十人輕重傷；民國 97 年 9 月辛樂克颱風侵台，由於先前同年 7 月卡玫基颱風與鳳凰颱風帶來的豪雨加劇基礎裸露，以及此次颱風造成的洪水，因河床落差與自來水管埋設導致之跌水沖刷最終造成后豐大橋不幸於封橋前倒塌，造成三車六人墜落，震撼全台；民國 98 年莫拉克颱風襲台，致使雙園大橋斷橋四百餘公尺，造成六車十人罹難。

一次又一次因無預警導致的悲劇致使政府更加提升對老舊橋梁維護及橋梁健康診斷與長期監測的重視，高屏溪大橋斷橋後，交通部曾對其所管轄的七千五百八十座鐵公路橋梁進行安全檢測，其中公路橋梁有三十四座、鐵路橋梁有七十六座受損，公路橋梁部分僅六座為橋梁裂化、超載或地震造成損傷，期於二十八座受損原因為河川沖刷所至，此外，由公路總局所做之台灣地區省道公路天然災害損失經費統計(圖 1.1)，截至民國 96 年底，橋

梁損壞情形及損失程度由歷年颱風及水災所造成者最為嚴重，當集水區降下豪雨匯流成洪衝擊橋梁，在洪水或土石流衝撞下可能因梁結構年老失修，在材料劣化強度不足之情形下發生結構破壞，然對於結構強度完整之橋梁亦會可能因沖刷嚴重而引起不同的破壞模式，水災引發橋梁破壞主要是由於沖刷所致，基礎受到一般沖刷、局部沖刷、束縮沖刷、跌水或水躍沖刷、側向侵蝕或河床之深槽移動等等不同之河川沖刷受災機制之沖刷行為，導致河床面高程下降，最終基礎埋置深度不足而引致橋梁基礎不穩定傾倒，或因土壤貫入深度不足致使承载力不足而破壞，破壞起因並非由一固定單一因素造成，颱風或豪雨來襲前或於期間之水文及水理情形，橋址處河川水力、地質及地形條件，橋梁本身基礎情形如基礎是否裸露、基礎型式為淺基礎或為擴展基腳、橋梁所處位置是否為河川匯流或彎道處、河道是否有相對侵蝕弱勢面等等複雜且不易精確確實掌握之資訊。

影響沖刷致災的變因種類繁多複雜，但最直接影響橋梁結構安全性者即為颱風及豪雨來襲期間，橋梁之即時沖刷深度，亦及橋梁結構基礎之剩餘覆土、埋置深度，此即關係著橋梁穩定性是否足夠之關鍵，因此國內外專家、學者及研究團隊針對沖刷深度之量測研就已行之有年，一般來說，橋梁系統之橋梁系統之安全監測及預警系統之可靠度與穩定性，涉及監測系統之選擇、監測項目或種類、監測預警基準之研究與探討、感測器之安裝方式與校正維護及量測得之物理量應如何透過經驗或學理分析後之資料詮釋等，本研究即以實驗室沖刷試驗針對以上項目進行探討及驗證。

現地跨河橋梁受流水衝擊力量之大小變動不一，以及河床高程變化造成基礎裸露，影響對於結構穩定之相關因素，因現場影響因子及其相對變異性大，實在難以準確掌握預估，因此相關穩定理論欲應用於現地橋梁沖刷災害評估前，需藉由實驗室試驗進行驗證，因此本研究於實驗室建構橋梁結構模型試驗，配合水工模擬，回歸驗證計算分析所採用之基礎穩定理論，並由相關試驗資料，驗證現行橋梁基礎結構防災警戒與行動值訂立之合理性及可行性。

本研究試驗裝置包含橋梁基礎結構模型及水工試驗水槽，配合本團隊開發

之沖刷監測計之沖刷量測機制量測即時沖刷深度，來界定橋梁結構使用安全程度，確立其安全性標準，針對沖刷監測計所量測得之即時沖刷深度回饋計算得橋梁結構之即時安全係數變化，並可得其臨界破壞狀態時之安全係數以驗證分析計算所考慮之條件、採用之參數與所考慮破壞模式之合理性，如圖 1.2 所示，在沖刷歷程中經由沖刷計可量測得即時沖刷深度，經由計算可得該時間剩餘安全係數，當橋墩倒塌破壞時安全係數理論上應為 1.0，此外實驗過程中沖刷計對沖刷深度之即時量測亦同時驗證本團隊於現地橋梁沖刷監測所使用之沖刷監測設備之可靠性，提供一有力且明確之實驗驗證。

本研究於實驗室試驗中應用本團隊所開發之沖刷監測方法，使用浮球、內視攝影機、壓力感測計及以加速度計原理製作之沖刷振動感測計，安裝於沉箱式基礎之縮尺橋墩模型，並於縮尺河道模型中進行沖刷試驗，監測系統之選用是以現地橋梁監測系統之沖刷監測計之量測機制為主，於縮尺模型中實證其沖刷量測機制，並利用無線感測網路技術進行沖刷監測，不同感測器對沖刷深度變化之感測機制不同，由感測器所量得之電壓訊號，經由線路傳輸至資料傳輸節點，再經由無線網路傳輸協定規格為 IEEE802.15.4(ZigBee)之無線傳輸至閘道器傳回主機，經由電腦螢幕觀察即時沖刷深度變化行為，沖刷監測方法示意如圖 1.3 所示。

1.3 研究內容架構

本研究架構如圖 1.4 所示，首先介紹研究背景與動機，引用參考文獻簡介台灣跨河橋梁受沖刷之嚴重性及歷史重要沖刷導致橋梁破壞之案例，而為減少或降低在災害中人民生命財產損失程度至最低，則突顯出進行沖刷監測以供預警之急迫性及重要性，本研究則針對驗證沖刷監測系統之可靠性及所使用安全係數可行性進行探討，首先以縮尺橋墩模型之倒塌試驗確立其受沖刷下之行為及倒塌機制，運用了五種監測設備以獲得即時沖刷深度資訊，單橋墩之破壞模式確立後及可進行全跨橋梁之沖刷破壞模式探討，最後對於實驗結果進行討論，提供實際應用於跨河橋梁受沖刷下之安全性評估，並且對於橋梁在不同沖刷程度下建立一套安全標準，以提供預警封橋之用。本研究對於上述內容分為六個章節分述如下：

第一章 導論：介紹研究背景與動機，本研究之研究目的。

第二章 文獻回顧：本章分為三個部份，首先回顧近十五年來台灣地區橋梁沖刷現況，引用參考文獻舉出較嚴重的沖刷引致橋梁毀壞之案例，而後介紹沖刷致災原因，分為兩個部份分別為沖刷受災機制以及橋墩沖刷破壞機制之整理，最後簡介國內外現有沖刷監測系統。

第三章 縮尺橋墩沖刷試驗：本章簡介本團隊於國道一號大甲溪橋梁所設置之沖刷監測系統，進而描述縮尺河道及橋墩模型之建置；介紹本研究使用之五種沖刷監測計及設備，並且於水工試驗所進行測試及校正。

第四章 安全係數計算理論：本章介紹計算破壞模式之參數及細節，對參考文獻中之計算理論增加並作修改符合試驗需求。

第五章 縮尺橋墩沖刷試驗結果：介紹單墩及全跨橋梁沖刷試驗之試驗配置，並以沖刷深度歷時曲線量測與倒塌破壞案例分析比較以確立沉箱基礎之沖刷破壞模式，及驗證安全係數計算方法是否合理。

第六章 結論：綜合本研究之論述對前各章節做一總結與討論，並闡述未來研究方向、展望與建議。

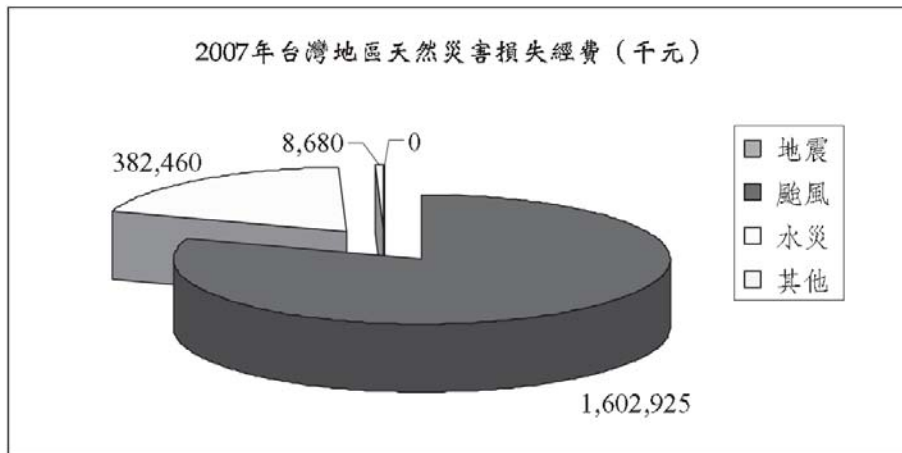


圖 1.1 台灣地區省道公路天然災害經費統計^[3]

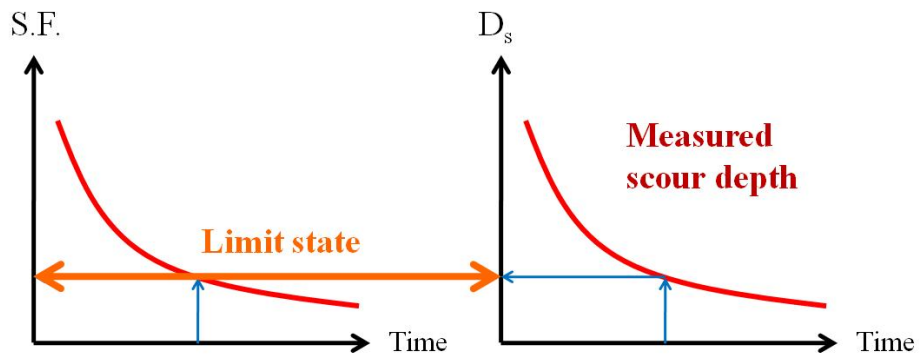


圖 1.2 沖刷深度對應橋梁結構安全係數評估示意圖

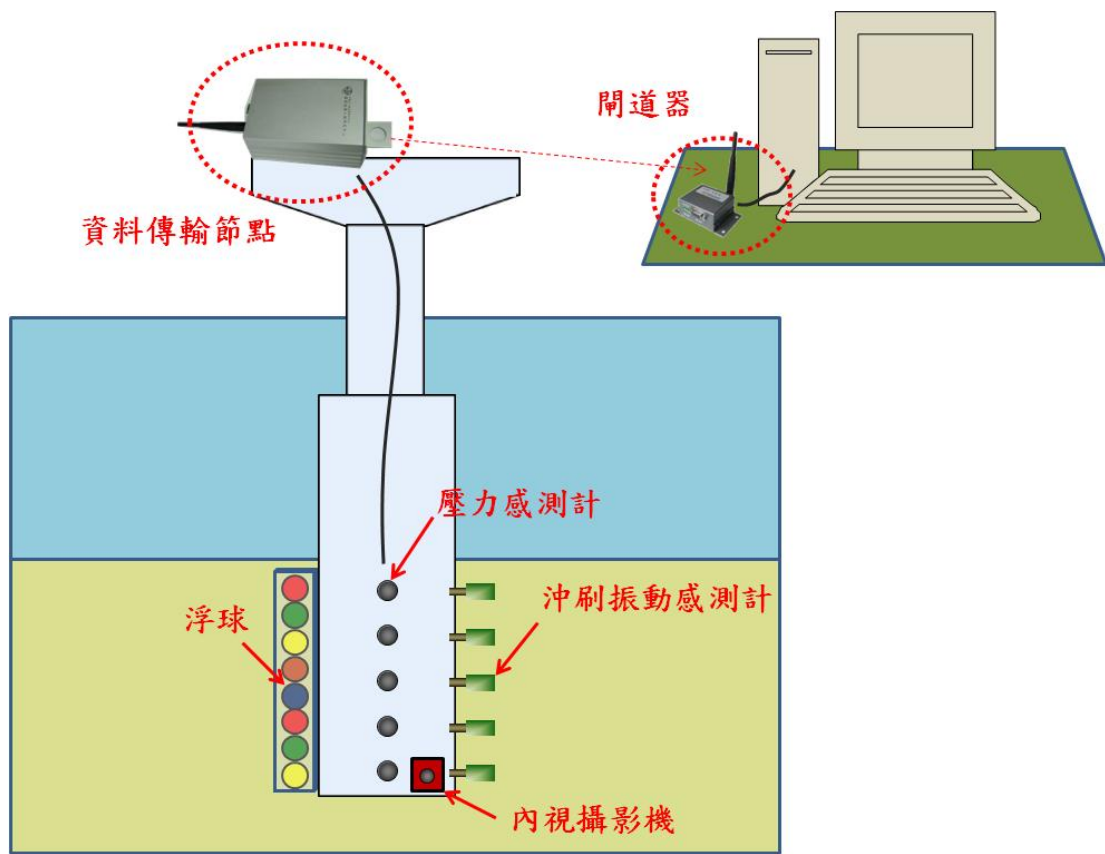


圖 1.3 沖刷監測方法示意圖

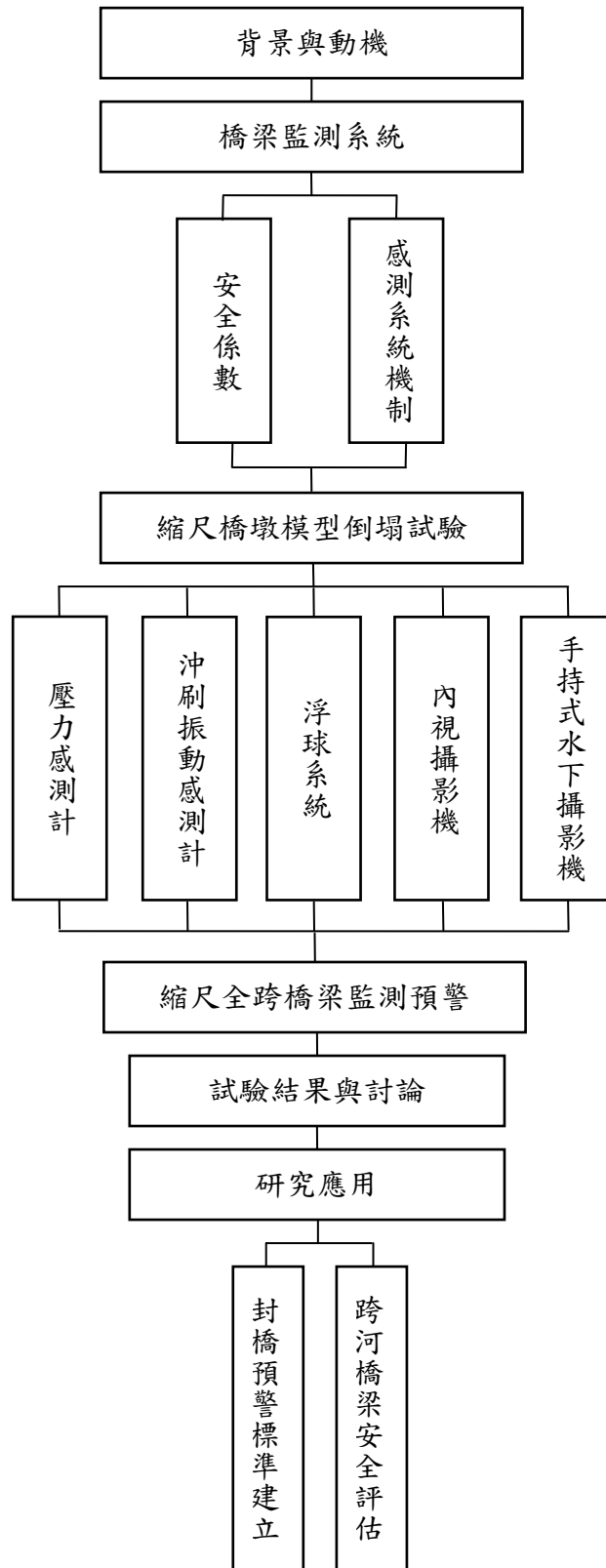


圖 1.4 論文研究架構示意圖

第二章 文獻回顧

2.1 國內橋梁沖刷現況

台灣地區地處北半球太平洋海域西側，以北迴歸線為分界以北為亞熱帶氣候，以南為熱帶氣候，在冬季時下雨的主要原因是受到東北季風的影響，在東北部的迎風面下雨的機會最大，西南部降雨較少，為枯水期。春季時主要的天氣系統是鋒面，而夏季時潮濕的西南氣流常會引起豪大雨，到了秋季時天氣又會逐漸開始受到東北季風的影響；五、六月開始的梅雨季，七至九月之颱風季為台灣重要的水資源來源。然而因位處菲律賓海板塊及歐亞大陸板塊交界處，形成中央山脈等高聳陡峭之南北走向山脈系統，河川多呈東西走向且坡陡流急，因河流及其支流密布，橋梁在連接各地的交通路網中扮演極其重要的角色。民國 80 至 86 年間，由於砂石產業以開採河川砂石為主要供應來源，已造成台灣本島西部流域中下游河段河床高程嚴重下降，再加上氣候及地形特性，每逢颱風豪雨侵襲，原已裸露之橋墩基礎更如風中殘燭般危機重重，如造成橋梁傾斜、倒塌至輕則交通中斷，重則對人民生命財產造成莫大的損失。

以下參考「鐵路橋梁過河沖刷段橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究」^[4]，簡述近十五年來台灣橋梁基礎沖刷破壞案例。

(1) 民國 85 年 7 月 31 號至 8 月 1 號賀伯颱風襲台，造成新竹縣內灣支線油羅溪鐵路橋與上坪溪竹東鐵路橋、新竹市北之頭前溪大橋、南投縣信義鄉土石流危險區之十八重溪橋、新興橋、陳有蘭溪橋、神和橋、桐子林橋、隆華橋、高雄縣六龜鄉之寶來一橋、美濃鎮之高美大橋、里港鄉之里港大橋等多座重要橋梁被沖毀、嚴重下陷或傾斜。另外，桃園大溪鎮之台四線大溪橋、武嶺橋、北二高大漢溪橋、柑園大橋；高速公路頭前溪橋、大安溪橋、大甲溪橋；以及濁水溪流域的中沙大橋、溪州大橋、西螺大橋、自強大橋；高屏地區之里嶺大橋、高屏大橋等數十座橋梁均發生橋基嚴重裸露、危及橋梁安全之災情。除因降雨集中(24 小時內帶來 1748.5mm 之雨量)外，大多肇因於西部主要流域中下游河床面持續下降，致使各大橋梁橋基嚴重裸露而造成洪流下橋梁受損。賀伯颱風過境期間，洪水沖刷屏東縣里

港鄉台 3 線里港大橋，嚴重局部沖刷致使橋基裸露，終致橋梁倒塌斷裂，如圖 2.1 所示。

賀伯風災過後，可見國道一號橫跨彰化縣溪州鄉與雲林縣西螺鎮之中沙大橋 P34~P39 橋墩，受到洪水侵襲而致保護工受損，如圖 2.2 所示。

(2) 民國 86 年 3 月 14 號位於東勢鎮與石岡鄉間台三線東豐大橋 P4b 淺基礎橋基，因沖刷導致貫入深度相對不足而倒塌，如圖 2.3 所示。

(3) 民國 87 年瑞伯颱風造成新竹縣橫山鄉新興大橋、台 3 線油羅溪大橋、台 3 線竹東大橋、縣 123 線竹林大橋、竹 48 線中正大橋、中山高頭前西橋、台 1 線頭前溪大橋、苗栗縣獅潭鄉舊汶大橋、縣 145 線西螺大橋、台 19 線自強大橋、嘉義縣中埔鄉心上橋及台中縣太麻里鄉北里橋等橋梁受損，北里橋災況如圖 2.4 所示。頭前溪竹林大橋於颱風通過後，橋址處發生側向侵蝕破壞，如圖 2.5。

(4) 民國 89 年 8 月碧利斯侵台，造成縣 145 線西螺大橋、台 19 線自強大橋及台 1 線高屏大等橋梁毀損，其中高屏大橋落橋事件震撼全台，於 8 月 27 號下午三點左右，連接屏東縣、高雄縣市的重要交通孔道高屏大橋位在橋中點處的第二十二號橋墩橋基下陷，並在強勁的河流沖激下移位斷裂，長約 100 公尺的橋面斷裂，衝入河中，其中近高雄縣一側的橋面整個坍塌落河面，屏東縣側橋面呈現 70 度傾斜伸入河床，橋面上 16 部大小型車輛及一部機車跟著掉落河裡，造成 30 名民眾輕重傷，受災情形如圖 2.6 至圖 2.8 所示。

(5) 民國 90 年 7 月底桃芝颱風過境，造成中二高濁水溪橋、台 21 線新中橫公路十八重溪橋、陳有蘭溪橋、筆石橋、望鄉橋、松泉橋、神和橋、愛玉橋、縣 151 線初鄉橋、縣 145 線西螺大橋、縣 185 甲線高美大橋等橋梁損毀，中二高濁水溪橋 P25L 橋基裸露，且表面受到磨蝕導致鋼筋裸露，如圖 2.9。

(6) 民國 93 年 7 月敏督利颱風造成七二水災，於高屏河流域高雄縣桃源鄉累積雨量達 2164.5 毫米，造成高雄縣六龜鄉東溪大橋斷裂，六龜大橋 P2 橋墩下陷 25 公分，國道 4 號台中環線神岡高架橋橋基裸露。敏督利颱風(洪

峰流量 8050cms)通過國道一號中沙大橋，因下游側之柔性攔砂堰潰決造成河道向源侵蝕，上下游河床坡度改變以致 P23~P30 橋墩基礎外露 1~4 公尺沖刷深度，如圖 2.10 及圖 2.11 所示；圖 2.12 圖 2.12 為國道 4 號神岡高架橋於颱風沖刷後基礎裸露及路堤沖刷之情況。

(7) 民國 93 年 8 月艾利颱風造成苗栗縣台 6 線龜山大橋 P2 橋墩下陷 3.1 公尺，造成 50 公尺長之橋面坍塌，如圖 2.13。

(8) 民國 95 年六九豪雨，大台中生活圈與卓蘭鎮的交通樞紐台 3 線蘭勢大橋 P5R 橋墩，承受不住大安溪洪水，倒塌而使橋面斷裂呈 V 型陷落，造成一人死亡，災況如圖 2.14 所示。

(9) 民國 97 年 9 月 14 號辛樂克颱風登陸台灣，在中台灣降下超大豪雨，大甲溪溪水迅速暴漲，水位接近警戒線位置，而 2006 年曾被公路總局列為危橋的后豐大橋，於晚上七點時先封閉往豐原的路段，但是往后里方向的路段未及時封閉，之後不幸前往后里方向的橋墩突然傾斜，約有 40 公尺長，13.5 公尺寬的路面坍塌，轎車、計程車和休旅車 3 台分別先後隨斷橋掉入湍急的溪中，而大概在晚間九點多，往豐原之路面也部分呈塌陷狀態。造成此次斷橋事件的原因據調查是以河床落差與自來水水管理設產生的落差約四、五米水躍沖刷加速基礎裸露而使橋墩崩塌可能性居高，截至 9 月 20 日為止 2 死、4 失蹤，災況如圖 2.15。另一方面，由於八掌溪溪水暴漲，造成嘉義台 18 線阿里山公路上五虎寮橋橋梁斷裂，如圖 2.16，另兩座一樣為省道橋梁之台 21 線牛眠橋及台 20 線甲仙橋在此次風災中亦無倖免。

(10) 民國 98 年 8 月 7 號莫拉克颱風於花蓮縣登陸，8 號下午由桃園縣出海，停留時間不長卻造成台灣五十年來最嚴重的水災，又因為在 8 月 8 日莫拉克於中南部多處降下刷新歷史紀錄之豪大雨，故亦稱八八水災。截至 9 月 8 日為止，已至少造成 673 人死亡、26 人失蹤。莫拉克颱風在 6 號至 9 號間為台灣帶來大量降雨，尤其在南台灣，嘉義、高雄及屏東地區累積雨量超過 2500 毫米，接近年平均降雨量，高強度、集中度的降雨造成嚴重土砂及淹水災害，其中高屏河流域上游區域那瑪夏鄉、甲仙鄉、桃源鄉、六龜鄉及茂林鄉災情相當慘重，沿台 20 線、台 21 線、台 27 線及台 27 甲線等公

路多座橋梁受損或沖毀、流失。截至 98 年 8 月 20 日止全台統計毀損橋梁數量共 114 橋梁受損，其中斷橋即高達 58 座，包括省道橋梁 47 座、縣道橋梁 3 座、鄉道橋梁 2 座及鐵路橋梁 6 座。其中，雙園大橋斷橋事件震撼國內外，雙園大橋全長共 2083 公尺長，在洪災中橋樑受洪水沖斷的部分，第一次是先從中間的 P5 橋面到 P15 的橋面遭洪水沖斷，到了凌晨 4 時左右 P2 到 P5 的橋面也被洪水沖垮，全長總共斷了 465 公尺、14 個橋墩、15 個橋面，災況如圖 2.17 及圖 2.18。

2.2 沖刷破壞機制

2.2.1 河川沖刷基礎受災機制

一般而言，橋梁基礎破壞主要乃因橋基處河床遭水流掏刷導致橋基裸露，造成基礎受力行為與初始設計行為不同，當超過其容許應力或承載條件時橋墩即達破壞，故本節首先概略介紹河床沖刷行為，河床沖刷大致可初步分為一般沖刷與局部沖刷，無論河道中是否有結構物或任何阻擋在水流作用下均會產生一般沖刷，當水流至橋墩前緣，因向下射流產生局部沖刷對橋基安全性影響甚大，此外水流經橋墩中間則因通水面積減小而產生束縮，此部分一般歸類於局部沖刷內，沖刷分量及示意圖如圖 2.19 及圖 2.20 所示。

根據林呈於 1998 年接受交通部運輸研究所委託研究而提出之「本省西部重要河川橋梁基礎災害分析與橋基保護工資料庫系統之建立」^[5]報告，目前國內河川橋梁常遭遇之沖刷危害原因可大致分為：砂石開採、一般沖刷、局部沖刷、束縮沖刷或保護工未合攏、跌水沖刷、向源侵蝕、側向侵蝕、大尺度二次流侵蝕、通水斷面或寬度不足、流石或流木之撞擊與磨損、位於河川彎道處、開挖導水路導致河道變遷、軟岩之風化與沖蝕、河道匯流、橋基貫入深度相對不足、導水路之開挖挑水等因素，就各項致災原因根據此報以及范文綱論文「橋梁基礎局部沖刷監測與安全預警系統」^[6]簡要說明如後。

(1) 砂石濫、盜(超)開採：砂石開採對橋基與橋基保護工最重要之負面影響，為河床的下降導致橋基的嚴重裸露甚至破壞與橋基保護工的崩毀或受損。這是由於多數河段之砂石濫開採形成多處的採砂坑，這些採砂坑使上游隨洪水流動的卵礫砂石大量沈積於採砂坑內；相對而言採砂坑下游處之河床砂石來源的補充減少，又洪流通過採砂坑下游部分時水深由大變小產生水流加速及沖刷下游河床，而造成多數河段河床高程下降。

(2) 一般沖刷：不論有無橋墩或水中結構物之設置，水流對河床造成河段之高程下降的情形，可分為短期或長期的沖刷。其中短期的一般沖刷為在單一個或數個接連的洪水事件沖刷下，所形成的河床下降，此一類型的之沖

刷成因包括：河川砂石開採、水流聚合與河川淨寬不足、辮狀河道中發生之深槽移動及底床型式之遷移改變。至於長期的一般沖刷則相對具較長之時間尺度，其成因可能與河川取水工或堰壩之設立，造成輸砂來源減少，或下游側放水沖刷、長期高流速的自然侵蝕、河川砂石開採、或保護工之設置不當、截彎取直後導致河川坡度的增加、河川地進行墾殖或動物隻放牧養、郊野都市化後之逕流增加等因素相關。

(3) 局部沖刷：是指由於橋墩或水中結構物的存在對水流產生局部阻礙或干擾的現象，並進而造成局部河床之沖刷侵蝕與高程下降的情形。若就橋基或橋台的局部沖刷而言，則專指橋基或橋台對水流造成的干涉作用，當水流流經橋墩，因為橋墩阻礙了水流，使得水流結構發生了變化，並導致局部沖刷的發生。橋墩附近之流場大致可分為下列四種流況：

1. 墩前壅水：沿橋墩迎水面，水流受阻後部分動能轉換為位能，由縱剖面來看，水流將形成一分界面，分界面以上的水流受阻後導向水面，造成接近水面處湧波的發生，其後隨著水流改變方向而形成小型漩渦。
2. 向下射流：當水流衝擊橋墩時，會在橋墩面上產生一停滯壓力，且由於垂直接流速分佈由水面向下遞減，故壓力亦向下遞減而造成一壓力梯度，因而形成一向下射流。
3. 馬蹄形渦流：由向下射流與受橋墩影響而改變方向的二次橫向水流相互作用，所產生之三維性渦流，其由橋墩迎水面開始產生，沿著橋墩邊緣向下游傳遞，因流線形狀之故稱之為馬蹄形渦流。
4. 尾跡渦流：當水流流經橋墩後，在墩後下游側壁面會產生分離現象，導致速度剖面發生不連續面，而出現小渦流，在靠近底床處，此種渦流和馬蹄形渦流交互作用，使得水流尾跡產生側向與垂直方向之游移擺動。此種渦流系統產生的低壓中心，可將泥沙顆粒向上帶起而帶至下游處淤積，稱為尾跡渦流。

上述四種流況中以向下射流與馬蹄形渦流為造成橋墩局部沖刷主因，裸露橋基沖刷流況如圖 2.21 所示。

(4) 束縮沖刷：束縮沖刷一般係指橋梁的引道與橋台延伸進入河川之行水區

域內以致佔據部分之河寬，或由於橋基、橋墩之設置形成阻水效應，造成水流之通水斷面積減小，因而導致迴水效應，且通過橋址處之流速增加，進而對河床所衍生之沖刷現象。另外橋基保護工在施工期間甚至是完工後存在保護工未合攏或存在缺口，又遭遇梅雨颱風所帶來的洪水沖擊的情況下，由於已施作保護工之區域是為抵抗洪流沖刷之強勢區域，而未合攏段則為抵禦沖刷之弱勢區域，且為宣洩大量洪流的必經通道，此一情形近似橋梁之引道大幅延伸佔據河寬一般，因而在未合攏段或缺口處亦具有束縮沖刷的效應存在，如圖 2.22 所示。

(5) 跌水或水躍沖刷：橋基保護工的設置若是不妥當，可能形成一近似阻牆的作用，雖在上游側可發揮淤積砂石的功用，但在下游側卻由於保護工頂面與原河床面間存在相當的落差，因而再促使水流加速沖擊河床導致跌水沖刷、水躍沖刷而形成沖刷坑的現象，可能因此引致保護工或堰體破壞，跌水沖刷如圖 2.23 所示，因跌水導致剛性堰體破壞情形如圖 2.24 所示。

(6) 向源侵蝕：係由於河床受水流的侵蝕作用為由下游往上游方向發展而稱之。向源侵蝕常伴隨某些外在條件發生，並非大多是在水流沖刷下直接形成的結果。如中下游河段因一般沖刷而造成河床下降，亦造成河川上游段的坡度調整及高程變化；跌水或水躍沖刷造成沖刷坑的擴大延伸至橋址或橋基保護工施作處；束縮沖刷或保護工未合攏形成缺口導致深槽向上游側延伸發展；河道通水斷面嚴重不足形成水流加快，增加沖刷潛能，導致向上游側刷深河床；側向高灘地弱勢面（未施作保護工）的侵蝕形成水流繞道，向上（下）游側刷深河床；其他如河床上軟岩風化沖蝕與河道匯流也可能會造成向源侵蝕的現象，典型向源侵蝕致災示意如圖 2.25。

(7) 側向侵蝕：側向侵蝕係指水流朝岸側方向侵蝕的情形。一般沖刷所造成之縱向河床刷深，亦常伴隨側向侵蝕的情形，其最顯著之特徵為主河道深槽區變寬或主河道兩岸高灘地因沖蝕崩塌而流失的現象，隨著兩側高灘地流失，水流加速沖蝕保護工兩側形成缺口處，將引致保護工破壞及岸側集中沖刷現象，如圖 2.26 所示。前述大量開採砂石形成的採砂坑，除造成主河道河床高程的下降外，亦常因採砂坑之順水流方向的坑壁於浸水或洪水

沖蝕後崩塌流走，此因也是側向侵蝕的一種特殊過程。

(8) 大尺度二次流侵蝕：係指由於保護工的施作造成側向侵蝕，或由於洪氾期前保護工未合攏形成束縮沖刷，再導致平行於橋軸或結構物軸線之水流沿結構物上游面流動而刷深河床的情形。

(9) 通水斷面不足或通水寬度太小：一般在河道窄縮處或主河道之深槽區寬度僅佔整個河寬的小部分時，就容易形成通水斷面不足或通水寬度太小的情形。其結果常導致洪峰通過時水位暴漲及水流加速的情形，因而伴隨形成一般沖刷、局部沖刷、束縮沖刷、或側向侵蝕等致災因素。當兩岸皆以設施堤防或導流工或有延伸進入河道之引道或橋台，即兩岸皆已受侷限時，洪水通過橋址時甚易造成水流速度的加快，此即增加局部沖刷潛能。

(10) 流石或流木之撞擊與磨損：上游山區粒徑較大之岩石及落入水中之巨木及樹枝被水流帶往下游，或是在高速洪流的作用下河床上之卵礫石被帶動翻滾，以懸浮載或推移載的方式往河川下游輸送，以山區或卵礫石層所構成之河床上的橋基或橋基保護工，容易受到流石的直接撞擊與磨損甚至毀壞。另外一種情形是在湍急洪流的水面附近亦常伴隨著高速運動的流木，此對於西部地區中下游河段已大幅下降之河床，且以 PC 基樁作為橋梁之基礎構成極大的威脅，漂流木淤掛於橋墩可能阻擋水流下造成水對橋梁的推力增加，此外亦可能會造成局部沖刷效應加強，加劇基礎裸露程度，危及橋墩穩定性。

(11) 位於河川彎道處或挑水效應：天然河道的形成常反應出對於存在水流運動與泥砂搬運的環境條件下一種適應過程，易言之，沖積河流通常經由自我調整機制(self-regulatory mechanism)來因應、反應環境的變化。這些變化可能是大自然所引致的，例如氣候或植被的改變，亦可能為人類活動所造成的，例如河道整治、截彎取直、興築堰壩、越域引水、砂石開採、渠道化、河岸保護、橋梁與公路之建設...。這些變化改變河川之平衡狀態，在重新建立平衡的過程中，河川會改變其本身的坡降、粗糙度、底床質粒徑、橫斷面形狀或蜿蜒型式等因素以適應新的環境，維持河川輸砂能力與上游的泥砂供給之間的平衡。大多數的河流具有河彎形態，且其尺寸沿著

河道改變，換言之，彎曲河川乃具有沿河道改變幾何狀態、曲率、及水流漸變的特徵。

(12) 軟岩之風化與沖蝕：台灣西部多數流域的中、下游河床質，早期皆是由卵礫石層所構成，厚度一般介於數公尺至數十公尺間。但近十餘年砂石的過量開採或濫盜採與洪水沖刷，導致許多河流流域之主河道河床持續下降甚至岩盤裸露。這些淺層岩盤大都是由成岩時間較短、且強度較低之泥（頁）岩層、或砂岩層、或泥（頁）岩與砂岩互層所構成，在乾燥或壓密狀態下相當堅硬。因砂石開採及河床下降形同部份解壓狀態，且在乾旱季節時為乾燥風化狀態，而雨季時洪水期間浸沒在水中為濕潤狀態，這樣乾溼交互變化的影響下，乃產生風化與回脹崩解的現象。崩解後之岩體表層已呈支離破碎之片層或塊粒狀，在高速洪水流動作用下易造成表層沖蝕剝離，岩體遭沖蝕後河床高程因而下降。這種情形以軟弱泥岩層遇水不久即行軟化尤為顯著劇烈，在短時間內高速洪流沖蝕下，容易形成縱向河道的急遽深槽化及橫向河道之崩塌，加速縱向及側向侵蝕。

(13) 河道匯流：係指河流的支流與支(幹)流交會處形成水流匯聚增加沖刷潛能的現象。就匯流後之河道兩岸側受制(如已設置堤防)、或河道深槽化的情形來說，常導致水位抬升或流速增大而增加沖刷的潛能，因而形成一般沖刷或向源侵蝕之河床下降，或側向侵蝕岸側灘地使之崩塌流失，而於匯流區域更易造成附近構造物周圍之局部沖刷更加劇烈。

(14) 橋基貫入深度相對不足：就國內早期興建橋梁之時空背景而言，當時無論是處於在沖淤平衡段或是淤積段之主河道，河床高程較高，與當今河床已然大幅下降情形不可同日而語。在當時利用較淺之沉箱基礎或擴展式基腳所構成之穩固橋基，於目前多數河段之河床高程已大幅下降的情況下，更凸顯出橋基穩定性有所不足，嚴重者尚須進行橋基保護措施。

(15) 導水路之開挖、挑水：此為河川中各種工事所常需進行的前置作業，尤以沿橋址施作橋基保護工時，常將水流挑向另一尚未施作保護工但已開挖導水路的區段或高灘地帶，工程施作期間遭逢豪雨颱風而未及時完工復原時洪水則會匯聚於相對較深槽的導水路，使人工開挖之導水路因集中水

流作用寬深擴大，此可能造成河流改道甚至導致未施作保護工之區段或高灘地帶的橋基嚴重裸露引致災害。此外，施工完成後於橋址處進行回填導水路，如回填作業僅限於橋址附近，對相對以深槽化的導水流路而言，局部回填段以外的下流區域在颱風中可能因回填段與未回填段之落差引致跌水沖刷或側向侵蝕，而終形成向源侵蝕刷深河床引致橋基災害。

(16) 尾跡渦流沖刷：尾跡渦流一般而言並不會對橋積的穩定性或河床刷深構成威脅，然而當一座橋比鄰另一座橋而建，或同一座橋梁之兩相鄰橋基由於過於接近，或是具有較大之迎水面積及較大攻角時，尾跡渦流造成的沖刷將是一項必須考量的因素，尤其在兩座橋基所產生的尾跡渦流交會處附近的尾跡渦流沖刷效應將會大幅的提升。

以上為常見沖刷受災因素，由此可見影響河床沖刷深度及河道變遷的因素極為複雜且又環環相扣，目前計算精度及分析能力尚不足夠涵蓋到所有面向，橋梁設計所採用的原始斷面皆為建橋前所測量的低水或枯水斷面，跨河橋梁設計中，一般不採用上述橋梁跨河處實測斷面，而採用附近水深較大的斷面作為設計斷面，並以斷面最大水深或最大單寬流量作為設計依據，隨著不同沖刷受災機制的發生對橋墩基礎結構造成的影響亦與沖刷水流情況有關，如果沖刷時上游來清水，此時河床必須沖深到流速小於起動流速時沖刷才會終止，故最大沖刷深度應按床沙起動流速計算。另一種是上游來滓水，此時必須通過河床的沖深使水流挾沙能力降低到恢復原有的輸砂平衡，沖刷才會終止，故最大沖刷深度應按水流輸砂平衡計算。隨著沖刷的發展，橋下游河床加深因而過水面積增大，造成流速逐漸下降，待達到新的輸砂平衡狀態或橋下流速降低到土的容許不沖刷流速時，沖刷才算是停止並達到平衡狀態。

橋梁基礎沖刷如任由其自然演變不加以治導補救，則在淤積段河道其通洪斷面可能不足，將會危及河道防洪標準及影響橋梁行車安全；如為刷深型河段，水流集中沖刷將造成橋梁基礎深度不足，影響橋梁結構安全。本研究將對刷深型河段沖刷深度增加對結構安全的危害，在下一小節中將簡介各種因河流沖刷導致橋梁基礎破壞之機制。

2.2.2 橋墩沖刷破壞機制

跨河橋梁結構體沖刷破壞的起因係基礎周圍河床遭水流沖刷後而造成，橋墩基礎處河床沖刷導致河床面下降，土壤承载力因為有效覆土深度減小而降低，則可能因土壤承载力不足而造成承载力破壞，亦可能在土壤承载力尚未發揮至極限時因基礎掏空而破壞；在颱風期間除加強局部沖刷作用外，洪水作用力亦會對橋梁結構夠成威脅，如基礎本身設計剪力強度不足以抵抗水流力作用下之側力，或因在水流力作用及河床刷深交互影響下造成橋梁在水流作用力下傾倒破壞；此外，河床沖刷導致橋梁基礎裸露對於以基樁為基礎之橋梁可能在刷沖深度及基礎裸露長度增加的情況下形成挫曲破壞或彎矩破壞，可見橋墩與基礎結構物處河床沖刷深度與橋梁本身安全性及破壞模式息息相關。

根據交通部臺灣區國道高速公路局「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫期中報告」^[7]及交通部高速鐵路工程局「鐵路橋梁過河沖刷段橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究」^[4]內對於樁式基礎橋梁破壞模式評估所做的整理，主要可分為基樁承載破壞、基樁周圍土壤剪力破壞、基樁挫曲破壞及剪力、彎矩破壞幾種，分別簡述如下：

(1) 基樁承载力不足：樁承载力乃是由樁側的摩擦力及樁底端的點承力所提供，如圖 2.27，極限承载力與樁的斷面積、承載層、樁側之土壤特性及樁的埋設深度等有關，當樁埋設於土壤的深度隨著沖刷深度的增加而減少，使得原本提供抵抗軸向荷重的樁側摩擦力亦隨之減少，在軸力及側向摩擦力間彼此消長的情況如圖 2.28 所示，一旦荷重超過樁的極限承载力時，結構隨即發生不穩定。可用的分析方式有：靜力學分析法—此為由土壤承载力公式及摩擦力貢獻所共同組成基樁極限承载力；現地試驗經驗法—藉由標準貫入試驗或圓錐貫入試驗獲得的土壤性質帶入經驗公式求得；樁載重試驗法—以現場樁進行載重試驗可得直接可靠的結果，然因荷重設備與試樁費用的限制，實際試驗通常無法達破壞之極限狀態，需輔以經驗法則判斷降伏承载力及極限承载力。

(2) 基樁周圍土壤剪力破壞：土壤本身具有抵抗剪力的潛在能力，當土壤抗

剪能力完全發揮時，此時土壤就處於剪力破壞的極限狀態，此時的剪應力同時也會達極限，這個極限值即是土壤的抗剪強度。如果土體內某一部分的土壤達到其抗剪強度，該部分即開始產生剪力破壞，當載重持續增加則破壞的範圍也相對的逐漸增加，最終在土體內部產生連續的破壞面，此時整體土壤結構即喪失其穩定性。有關抗剪能力的決定若是無黏性土壤如砂土，其重要因素為其顆粒間的緊密狀態，若為黏性土壤則為軟硬程度亦及與含水量關係密切，一般以莫爾-庫倫的破壞應力包絡線來決定土體元素的受力狀態並判斷是否達破壞狀況，土體應力達極限平衡狀態示意圖如圖 2.29 及圖 2.30 所示。

(3) 基樁挫曲破壞：對橋梁基礎而言，基礎河床土壤受洪水沖刷造成樁帽以下基樁裸露未受束制，使得基樁處於半埋置狀態，當樁帽及包含上構的重量大於樁身臨界挫曲載重作用時則產生挫曲破壞，影響原因主要為軸向荷載力大小、基樁未束制長度及土層種類。

(4) 樁身軀體強度不足破壞：樁基構材主要承受軸力、剪力及彎矩聯合作用，分別依力平衡方程式、材料組成率與變形諧和等力學三大原理，探討樁基礎軸力彎矩及軸力與剪力等之互制特性，並依此發展其間之合成效應，以做為樁體軀體破壞的判定依據。樁主要承受軸力壓力，當側向力作用同時樁所承的彎矩同時也會受到影響，上圖 2.31 為典型 RC 受壓構材的軸力與彎矩交互影響圖，圖中 A 點與 F 點分為代表純軸力及純彎矩作用下之狀態，D 點為平衡破壞即混凝土之極限壓應變與鋼筋降伏同時發生的情況，AD 區間及 DF 區間分屬混凝土受壓破壞控制模式及鋼筋受拉降伏控制模式。沖刷坑形成致使樁基礎增加曝露在水中的面積，水壓力對樁基礎的作用力隨著沖刷坑的深度增加而變大，在垂直作用力改變不大的情況下隨著水流作用力對樁所形成的彎矩增加，軸力彎矩合成效應一旦超出樁體本身的 P-M 交互影響圖則會產生樁體軀體的破壞，如圖 2.32，因此在探討基樁失去穩定性因子時有必要將樁體軀體破壞加以考量。

本研究主要研究探討對象為跨河橋之沉箱式基礎，如此可簡化分析且實驗模型建製亦較有代表性，因基礎形狀因素會較群樁式橋墩基礎對不同案例

之結果影響較小，並且主要考慮的破壞模式為水流作用力下傾倒破壞及基礎土壤承载力不足破壞兩種，針對此兩種破壞模式進行探討及實驗，以確立分析方法及破壞條件之合理性。本節整理此兩種破壞模式相關的分析方法主要參考蔡益超教授及其學生林高玄、顏宏宇與王仲宇教授及其學生范文綱的文獻[8][9][6]。

(1) 基礎土壤承载力不足破壞：與基樁式基礎不同的地方是就幾何形狀而言沉箱式基礎因其底面積較前者大，因承載面積大則相對而言由底部土壤所提供的承载力貢獻較樁身側壁摩擦力來的明顯許多，因此可忽略樁身側壁與土壤間的摩擦力，如同一般結構物土壤承载力分析程序即可。

一般以土壤垂直極限承载力與土壤垂直反應力之比值為安全係數判斷土壤承载力是否足夠；土壤垂直極限承载力的計算則根據內政部營建署之建築物基礎構造設計規範計算。

$$(S.F.)_B = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (2.1)$$

其中， $(S.F.)_B$ ：安全係數；

q_u ：土壤垂直極限承载力(tf/m^2)；

q_{\max} ：最大土壤垂直反應力(tf/m^2)。

理論上在傳遞至橋墩基礎底部總垂直作用力造成的反應力等於此時之土壤垂直承载力時，基礎底部部份土壤將達到極限平衡狀態，亦即臨界破壞狀態，安全係數等於 1.0 的情形，應力莫爾圓恰與破壞包絡線相切，基礎底部土壤即將達剪力破壞，而依據不同緊密程度的土壤會有不同的破壞型態，對於緊密砂土或堅硬黏土而言，其破壞方式呈現全面剪力破壞，可能產生連續滑動面延伸至地表，基礎將會傾斜並且周圍地表會有隆起現象；對於疏鬆土壤如緊密度低之砂土或高靈敏性黏土，其會以貫穿剪力破壞之模式破壞，無明顯的剪切滑動面，基礎呈現近乎垂直的方式向地表下貫入，如同產生一瞬時沉陷。使用此公式判斷土壤是否達極限承載狀態之精髓即為如何準確的估算土壤極限承载力及土壤反應力。顏宏宇論文「河川橋梁下部結構之整體耐洪能力評估」[6]中提供了一個針對沉箱式基礎之土壤承

載力分析流程，如圖 2.33 所示：

上構傳遞至基礎之載重並非只有垂直分力而是因水流力、風力、地震力或橋面之非均勻荷載而在基礎底面形成一反力彎矩，此反力彎矩與垂直載重可等效為一具偏心作用的垂直載重，合理計算基礎底部反應力則必須考慮因偏心作用而減少的有效承載面積 A_{eff} ，有效承載面積減小是因為此等效垂直載重偏心作用使底部承載面積需跟著調整形心位置於偏心作用載重底下；偏心距 e 等於計算所得基礎底部總彎矩 M 除以計算所得基礎底部總垂直力 P 。

為得到合理之基礎底部總彎矩 M ，除了計算時考慮的上部結構各項側向作用力外，亦必須求得基礎側壁之土壤反力分佈，由林高玄^[8]開始的研究及顏宏宇^[9]的修正，先計算各種作用力及模擬土壤反作用力之土壤彈簧常數輸入 SAP2000 進行有限元素結構分析 53 座橋梁，歸納出沉箱基礎旋轉中心相對於剩餘覆土深度 h_{left} 與沉箱直徑 D 之比值之間的關係。

沉箱基礎在受側向力作用下沉箱頂部總位移量等於整體水平位移 x_1 與其整體旋轉角度 θ 造成之頂部水平位移，如圖 2.34 所示，定義一旋轉中心，在其所在深度距離沉箱頂部 x_2 的位置為轉點旋轉一旋轉角 θ 造成的沉箱頂部位移為前述之總位移量，即“整體水平位移 x_1 + 整體旋轉角 θ 造成之沉箱頂部位移 = 待求旋轉點距沉箱底深度 x_2 * 旋轉角 θ ”，而後只需考慮沉箱基礎由轉點旋轉 θ 角所造成的合效應即可推之在剩餘深度內之沉箱位移，進而可得知土壤反力，如圖 2.35 所示。跟據顏宏宇^[9]分析結果可得此旋轉中心位置與 $\frac{h_{left}}{D}$ 呈線性關係，故只要得知兩特定 $\frac{h_{left}}{D}$ 比值下之旋轉中心位置即可知整個沖刷深度變化歷程中旋轉點的線性移動關係。

林高玄^[8]及顏宏宇^[9]對於基礎旋轉時側向土壓分佈三角形之底邊土壓數值比例關係歸納出三種情況(如圖 2.36 到圖 2.38)：Case1: $\frac{h_{left}}{D} \leq 0.3$ ；Case2: $0.3 \leq \frac{h_{left}}{D} \leq 1.3$ ；Case3: $\frac{h_{left}}{D} \geq 1.3$ 。第一種情況中發現當 $\frac{h_{left}}{D} = 0.3$ 時旋轉中心位於基礎底部；而當在第三種情況下，上部及下部側向土壓分佈三角形之底邊土壓數值為 2:1 之關係，則可知此時轉點位於剩餘覆土深度 h_{left} 中，距

河床面 $\frac{2}{3}h_{left}$ 、距沉箱底面 $\frac{1}{3}h_{left}$ 之位置，根據線性內差可求得各沖刷深度下轉點位置，進而求得剩餘土壤沿深度變化下之側向土壓力大小，旋轉點深度 h_r 在 $\frac{h_{left}}{D} \leq 1.3$ 的情形下皆可由內插或外插求得：

$$h_r = h_c + \frac{1}{3} \left(\frac{h_{left} - 0.3D}{0.3D - 1.3D} \right) 1.3D \quad (2.2)$$

其中， h_r ：轉點(旋轉中心)至沉箱頂部距離(m)；

h_c ：沉箱高(m)；

h_{left} ：河床面至基礎底部距離(沉箱剩餘埋置深度)(m)；

D ：沉箱直徑(m)。

以下則整理顏宏宇所提出之修正沉箱式基礎快速計算分析法：

Case1： $\frac{h_{left}}{D} \leq 0.3$ (圖 2.36)

在這種情況下，旋轉中心的位置位於沉箱底部下方，未知數為 x_{c1} 、 x_{c2} 、 M ，線性分佈關係可分別求得 x_{c1} 與 x_{c2} 之關係，

$$x_{c2} = \frac{h_r - h_c}{h_{left} - h_c + h_r} x_{c1} \quad (2.3)$$

求得沉箱在剩餘埋置深度範圍內之位移分佈後則可以地盤反力係數求得沿深度內之土壤反力，

$$F_{c1} = K_H \times (B_c \times x_{c1}) \quad (2.4)$$

$$F_{c2} = K_H \times (B_c \times x_{c2}) \quad (2.5)$$

$$F_H = K_S \times (A_c \times x_{c2}) \quad (2.6)$$

利用水平力平衡 $\sum F_x = 0$ ，求出未知數 x_{c1} ，

$$\Rightarrow F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2}(F_{c1} + F_{c2})h_{left} - F_H = 0 \quad (2.7)$$

再利用彎矩力平衡 $\sum M_y = 0$ ，求出未知數 M ，

$$\begin{aligned} M &= F_w(h_w + h_p + h_c) + F_p\left(\frac{1}{2}h_{pw} + h_c\right) \\ \Rightarrow &+ F_c \times \frac{1}{2}(h_c + h_{left}) - \frac{1}{6}(2F_{c1} + F_{c2})h_{left}^2 \end{aligned} \quad (2.8)$$

其中， F_w ：風作用之合力 (tf)；

F_p ：水流作用在橋柱之合力 (tf)；

F_c ：水流作用在沉箱之合力 (tf)；

F_{c1} ：在河床表面的土壤反力 (tf/m)；

F_{c2} ：在基礎底部的土壤反力 (tf/m)；

F_H ：在基礎底部的水平土壤摩擦力 (tf)；

h_w ：風力之合力中心距離橋柱頂部位置的高度 (m)；

h_p ：橋柱高 (m)；

h_c ：沉箱高 (m)；

h_{pw} ：洪水位距離沉箱頂部位置高度 (m)；

h_r ：旋轉中心到沉箱頂部位置的高度 (m)；

x_{c1} ：基礎在河床表面的水平位移量 (m)；

x_{c2} ：基礎在底部的水平位移量 (m)；

M ：作用在沉箱底部的彎矩 (tf-m)；

B_c ：沉箱式基礎在行車向的寬度 (m)；

D ：沉箱式基礎在垂直行車向的深度 (m)；

K_H ：水平土壤彈簧之地盤反力係數；

K_S ：沉箱底部水平摩擦彈簧之地盤反力係數；

A_c ：沉箱底部的斷面積 (m^2)。

Case2： $0.3 \leq \frac{h_{left}}{D} \leq 1.3$ (圖 2.37)

在這情況下，轉點位置已經回到沉箱深度範圍內，故求取未知數 x_{c1} 及 x_{c2} 之式 2.2 有稍微修改。待求未知數為 x_{c1} 、 x_{c2} 、 M ，利用線性分佈關係，

$$x_{c2} = \frac{h_c - h_r}{h_{left} - h_c + h_r} x_{c1} \quad (2.9)$$

而利用位移關係求取土壤反力之關係與前例相同，見式 2.4~式 2.6，此不再重複引述，

利用水平力平衡 $\sum F_x = 0$ ，求出未知數 x_{c1} ，

$$\Rightarrow F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2} F_{c1} (h_{left} - h_c + h_r) + \frac{1}{2} F_{c2} (h_c - h_r) + F_H = 0 \quad (2.10)$$

再利用彎矩力平衡 $\sum M_y = 0$ ，求出未知數 M ，

$$\begin{aligned} M &= F_w (h_w + h_p + h_c) + F_p \left(\frac{1}{2} h_{pw} + h_c \right) + F_c \times \frac{1}{2} (h_c + h_{left}) \\ \Rightarrow & -\frac{1}{6} F_{c1} (2h_{left} + h_c - h_r) (h_{left} - h_c + h_r) + \frac{1}{6} F_{c2} (h_c - h_r)^2 \end{aligned} \quad (2.11)$$

符號同前。

Case3： $\frac{h_{left}}{D} \geq 1.3$ (圖 2.38)

在這情況下，轉點位於距底部沉箱剩餘埋置深度三分之一的位置，土壤反力分佈三角形底邊壓力大小比值， $F_{c1} : F_{c2} = 2 : 1$ ，沉箱在剩餘埋置深度內頂部位移比底部位移 $x_{c1} : x_{c2} = 2 : 1$ ，

$$x_{c2} = \frac{1}{2} x_{c1} \quad (2.12)$$

以位移分佈求取土壤反力，

利用水平力平衡 $\sum F_x = 0$ ，求出未知數 x_{c1} ，

$$\Rightarrow F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2} (2F_{c2}) \left(\frac{2}{3} h_{left} \right) + \frac{1}{2} F_{c2} \left(\frac{2}{3} h_{left} \right) + F_H = 0 \quad (2.13)$$

再利用彎矩力平衡 $\sum M_y = 0$ ，求出未知數 M ，

$$\begin{aligned} M &= F_w(h_w + h_p + h_c) + F_p\left(\frac{1}{2}h_{pw} + h_c\right) \\ \Rightarrow &+ F_c \times \frac{1}{2}(h_c + h_{left}) - \frac{1}{2}F_{c2}h_{left}^2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

符號同前。

在上述三種情形下可計算該沉箱基礎橋墩在特定沖刷深度下出對應的沉箱底部彎矩 M ，除以垂直載重 P 後可得偏心距 e 。以偏心距查表或以公式計算出剩餘有效承載面積 A_{eff} ，計算出基底土壤反力 q ，除上土壤極限承載力 q_u 可得在該沖刷深度下之安全係數 $S.F.$ ，藉由訂立安全係數標準來決定結構危害程度。

(2) 水流作用力下傾倒破壞

橋墩基礎在水流作用力下之行為已於前敘述，分析時忽略整體水平位移而是採橋墩相對於旋轉中心旋轉 θ 角的方式，推估側壁土壓力分佈，唯與前例不同處是，在計算土壓力時，因破壞模式為傾倒破壞，認定其側壁土壓力皆達被動土壓力，亦即土體內剪應力已達臨界狀態，以被動土壓力公式計算臨界狀態下之土壤壓力分佈，而非如同前例以地盤反力係數模擬彈性狀態下之土壤彈簧。而安全係數定義亦不同，以抗傾倒彎矩與總傾倒作用彎矩之比值為安全係數。

$$(S.F.)_T = \frac{M_r}{M_d} \quad (2.15)$$

其中， $(S.F.)_T$ ：安全係數；

M_r ：被動土壓力所能提供之抗傾倒彎矩($tf - m$)；

M_d ：總傾倒作用彎矩($tf - m$)。

此外，范文綱對^[6]水位高低不同區分為兩種情況，Case1 為水位高於沉箱頂頂部，Case2 為水位低於沉箱頂頂部，受沖刷之橋墩基礎臨界傾倒破壞之系統自由體圖如圖 2.39 所示，以下引述並整理、簡化范文綱^[6]論文對抗傾倒檢核之分析，並與前例所用符號統一以便第四章之分析使用。

Case1：水位高於基礎頂部

$$M_r = \frac{\gamma D_c K_p d_2^2}{2} \times \frac{2}{3} d_2 + \gamma D_c K_p d_1 d_2 \times \frac{d_2}{2} + \frac{\gamma D_c K_p d_1^2}{2} \times \frac{d_1}{3} \quad (2.16)$$

$$M_d = F_w (h_w + h_p + h_r) + F_p \left(\frac{h_{pw}}{2} + h_r \right) + F_c \left[\frac{(h_c - h_{left})}{2} + d_1 \right] \quad (2.17)$$

Case2：水位低於基礎頂部

抗傾倒彎矩 M_r 與 Case1 相同，傾倒作用彎矩部份因水位低於沉箱頂部故無作用於橋柱部份的水流力，作用於沉箱之水流力合力位於一半水深處。

$$M_d = F_w (h_w + h_p + h_r) + F_c \left[\frac{d_w}{2} + d_1 \right] \quad (2.18)$$

其中， γ ：土體單位重 (tf/m^3)；

D_c ：基礎迎水面寬度 (m)；

K_p ：Rankine 被動土壓力係數， $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ ；

φ ：土壤內摩擦角 ($^\circ$)；

d_1 ：河床面到旋轉點之距離 (m)；

d_2 ：旋轉點到沉箱底部之距離 (m)；

d_w ：水位相對於河床面高 (m)；

藉由在分析極限土壤承载力時計算所得之旋轉點深度，可區分出被動土壓作用區域，以計算抗傾倒彎矩，推得在特定沖刷深度、水位、流速下之抗傾倒安全係數。在抗傾倒彎矩部份因沉箱兩側之靜態水壓力相等故互相抵消，計算時必須使用有效應力分析，計算被動土壓力部份需使用土壤浸水單位重，即必須扣除水壓效應。此土壓力分佈在旋轉點上下左右四個方位皆有土壓，其分佈方式如圖 2.40 所示，此部分的分析是忽略主動土壓的部分，唯主動土壓力為傾倒作用力的一部份，故簡化分析結果可能偏不保守，考慮主動土壓力之分析會在第四章介紹，此外，也會考慮土壤極限承载力分析中之沉箱底部摩擦力效應。

2.3 現有沖刷監測技術[6]

即時獲得橋梁沖刷深度資訊是得知橋梁受沖刷安全與否的充分條件，現場橋梁無法如同實驗室般控制各種參數及條件，包括水流、泥沙與礫石顆粒粒徑分佈、橋梁及其基礎型式、載重條件及安全且準確的量測或觀察得知橋梁即時沖刷深度等等，而現場之橋梁之沖刷監測除無前述條件外亦包含了許多大自然的不確定因素，以及對於現場人工量測具高度危險性，洪水期間上游奔騰而下巨大的洪流與夾帶的泥砂，常在整個沖刷歷程中洪水歷線上升段或洪峰處快速達到最大沖刷深度，而當洪水退去時則因流速減慢，顆粒沉積填補而有回淤現象，使沖刷坑範圍與沖刷深度縮小，故若於事後進行量測，則所得之沖刷深度可能過份低估，而可能忽視該次洪災沖刷對橋梁安全的危害性，未對橋梁基礎沖刷進行足夠適當的補救措施。因此，沖刷監測系統與觀測技術若能達成即時監控橋梁安全性，在洪水沖刷中穩定獲得準確且可靠的沖刷狀況資訊是十分重要的。

一般來說，建置橋梁結構之長期安全監測及預警系統，是否具有可靠度與穩定性，涉及下列問題包括^[10]：(1) 監測系統之選擇；(2) 監測項目或種類；(3) 監測預警基準之研究與探討；(4) 感測器之安裝方式與校正維護；(5) 量測得之物理量應如何詮釋。目前橋梁監測常使用的感測儀器大約包括加速度計、應變計、位移計、傾斜計、沈陷計、水位計、流速計等儀器，以便對橋梁之地震振動及自然頻率、橋梁結構相對變位、傾斜、基礎沈陷等資料，及河道橋梁斷面處之水文資料進行自動量測，常見河川沖刷監測系統如表 2.1 所示。

對於沖刷量測傳統上以標記或人工測桿來記錄沖刷深度的方式精度不佳，量測資料之可靠度不高，且人工監測對工程人員存在著高度風險，近年來國內外針對沖刷深度自動監測儀器主要分為預先埋入式及透過非接觸式進行量測之方法，主要是藉由電磁感應之原理進行橋基沖刷深度量測，另外常用之沖刷深度量測技術有聲納(Falco, 2002)、雷達(Millard, 1998 及 Forde, 1999)、時域反射(Yankielun, 1999)等，近期也有採用光纖感測器進行沖刷量測的技術被開發(Lin, 2005)。分別簡述如下：

- (1) 埋設橋址之磚塊：將特別標註之磚塊事先埋設於橋址處附近之河道中，藉由洪水過後沖刷流失磚塊之數量估算河床遭沖刷之深度，屬於早期無任何適當儀器可使用方法，名竹大橋沖刷磚監測配置如圖 2.41。
- (2) 無線電小型訊號器：監測儀器具無線電發射功能之小型訊號器，將如同上一方法將之事先埋於河道中。在靜止狀態時不會發出信號，表示該位置尚未受洪水沖刷，經洪水沖刷浮出後，內建機械裝置將觸動體內發報系統，送出無線電密碼，由接受器接收後予以解碼、傳輸，進而辨識出河床之沖刷深度。
- (3) 超音波沖刷測深計：其原理和無線電發報機類似，係藉由超音波方式直接讀取沖刷深度，由接受器接收後予以解碼、傳輸，進而辨識出河床之沖刷深度，如圖 2.42 所示。為應用現代科技所組成，具有相當可行性，也是目前國外普遍使用之方法，然而，洪流暴雨挾雜許多污泥與石塊等漂流物，若無適當之保護可能沖毀，且污泥與流石等漂流物也可能影響其訊號之接收，因此，此等儀器大都使用於洪水過後之河川量測用，尚無法有效應用於即時沖刷監測。
- (4) 埋入型沖刷測深計：埋入型之設備包括感應器、顯示器、資料彙集盒及自動數據紀錄器等所組成，其中感應器是裝設在橋墩基礎上，對於新建橋梁之規劃佈置較為合宜，較不適合既有橋梁之監測系統使用。比較重要者為光時域反射技術(Time Domain Reflectometer, TDR)之研究，國外有專門為此一技術之發展所組成之固定研討會，相關學者也利用此一技術開發許多專利，然而，因為諸如電磁效應之干擾等問題，仍有賴進一步之研究後，才能於實際的應用上發揮適當的功能，此儀器原本應用於農業領域，為測得土壤含水量，以及得知該土層土壤之介電常數，藉由量測電磁波沿土壤內已知長度導線傳輸所需時間計算得之，如圖 2.43 所示。另一常見的埋入型沖刷感測器為磁性滑動套環，在橋墩周圍欲量測沖刷深度之位置設置內有磁通開關之長套管，放置磁性套環於其上滑動，受沖刷河床面下降時套環因而跟著改變高度，藉電磁感應原理得知其沖刷深度變化，然而回淤時套環並無法隨之上升，故只能量測最大沖刷深度，其佈置如圖 2.44 所示。

- (5) 表面型沖刷測深計：表面型設備則是利用重力式探頭、重力式漏斗，以直接方式紀錄河床高程，進而測知河床深度變化。
- (6) 重錘式沖刷測深計：原理是藉由重錘自由落下時牽引一捲取器，此捲起機內有一數位編碼器，當此重錘由馬達上下捲取時，編碼器便有一數位訊號輸出，經由微電腦控制器讀取，此資料經過計算得出重錘上升下降距離，如圖 2.45 所示。另有防撞式重錘沖刷監測設備，前利用鋼纜垂吊重錘式沖刷探測計之方法在洪水沖擊下不易確保量測值為欲量取位置之沖刷深度，而防撞式重錘沖刷監測，利用一鋼管本身自重做為重錘，可隨沖刷深度下降而量測沖刷深度，如圖 2.46 所示。
- (7) 非接觸式沖刷測深：此一非接觸式河川沖刷測深方法，包括定期河床溫度量測、透地雷達及影像量測如水下攝影機等方式，係利用一小船定期掃瞄河床深度之溫差效應或是河床高程，以判別河川橋梁之沖刷、淤積情形。水下攝影機河川沖刷監測實景如圖 2.47 所示，利用即時影像得知拍攝位置之沖刷現況。
- (8) 溫度式沖刷監測計：河水與砂土層因比熱及接收熱量來源不同，在不同的環境溫度條件下會呈現不同的溫度分佈，藉由埋置量測溫度之沖刷計，量測該位置不同溫度分佈來判斷河床與河水交界面得知沖刷深度，如圖 2.48(a)~(c)所示。
- (9) 光纖沖刷計：光纖感測監測系統具有無雜訊與多點量測之優點，國內、外發展中也是最常用之光纖感測器為光纖光柵感測器 (Fiber Bragg Grating sensor, FBG) 和藉由布理淵散射所做成之布理淵散射儀 (Brillouin Optical Time Domain Refectometer, BOTDR)。應用光纖感測計量測沖刷深度，其量測機制為將不同波長之 FBG 埋置安裝於橋梁基礎不同高程，藉由河床沖刷深度變化，不同高程光纖感測計所量測得到的訊號不同來識別量測結果。已有量測應用案例，驗證光纖沖刷量測之機制，可於現地橋梁量測得颱風洪峰時之河床沖刷深度變化歷程，顯示此機制具有進一步被發展及應用的潛力，如圖 2.49 及圖 2.50 所示。

中央大學王仲宇教授^[6]針對各種沖刷監測儀器設備之優劣進行比較整

理，如表 2.2，其中比較了六項特性：即時性為是否能於沖刷歷程中即時取得沖刷深度數據；回淤監測則是該監測設備在洪峰退去，沖刷坑開始回淤時是否能量得其土壤深度變化；在洪水來襲時，河水中流木、石塊衝擊，以及混濁泥沙之水流能見度及低之惡劣環境下是否影響其監測訊號之準確性及監測系統的可靠性；監測系統量測的數據是否易於處理分析，能夠更迅速且直接得知沖刷現況；監測系統是否需要電力供應驅動系統，於颱風惡劣天候中如無法確保電力供應穩定則無法確保沖刷監測之可靠性；整體設備價格以 50 萬元為分界，大於則屬昂貴，以具經濟性及可靠性的沖刷監測系統進行沖刷監測以利封橋預警，實屬實務應用最重要的課題。

表 2.1 傳統河川沖刷監測系統^[10]

沖刷深度	水位	水流流速
埋設於橋址之磚塊	超音波水位計	鉛魚
無線電小型訊號器	自計式水位計	聲波杜普勒剖面儀
超音波沖刷測深計		電波測速儀
表面型沖刷測深計		螺旋、旋杯測速儀
重錘式沖刷測深計		電磁測速儀
埋入型沖刷測深計		電磁測速儀

表 2.2 沖刷儀器比較^[6]

性能比較 沖刷計	即時性 (Immediacy)	回淤監測 (Silt up)	惡劣河域環境工作性 (Durability)	資料判讀 (Data Interpretation)	電源供應 (Power Supply)	費用 (Cost)	重複性 (Repeatability)
智慧感測網路橋梁沖 刷防災系統	○	○	○	○	○	△	○
光纖沖刷計(FBG)	○	○	○	○	○	△	○
橋址磚塊(Brick)	X	X	○	○	X	○	X
無線電小型訊號器 (Transmitter)	○	X	○	○	○	○	X
聲納 (Sonar)	○	X	△	△	○	△	○
透地雷達(Radar)	X	X	△	△	○	△	○
電磁式時域反射儀 (TDR)	○	○	○	○	○	△	○
壓電式沖刷監測計 (Piezoelectric)	○	○	○	○	△	○	○
磁性滑動套環 (Sliding Collar)	○	X	△	○	X	○	X
水下相(攝影)機 (Camera)	○	○	△	○	○	○	○
重捶式沖刷計 (Hammer)	X	X	△	○	X	○	X

註：○-good for use；△-Fair for use；X-Not good for use/Not needed。



圖 2.1 台 3 線里港大橋橋梁倒塌斷裂^[5](林呈，1996/08/06)



(a) P34及其右側之蛇籠工已流失 (b)由側面所見P34~P35之災情



(c)P35 ~ P38之包墩已沖毀流失

圖 2.2 國道 1 號中沙大橋 P34~P39 橋基保護工受損^[4]



圖 2.3 台 3 線東豐大橋 P4b 橋墩倒塌^[4]



(a)引道伸入河道中導致上游壅水、高灘地崩塌



(b)橋址處因束縮沖刷破壞情形

圖 2.4 台東縣北里橋破壞情形^[5]



(a) 颱洪前



(b) 颱洪後

圖 2.5 竹林大橋於瑞伯颱風破壞情形^[4]



圖 2.6 高屏大橋斷橋事故^[11]



圖 2.7 高屏大橋斷橋事故(續)^[11]



圖 2.8 高屏大橋斷裂落橋事件^[6] (林呈教授空拍, 2000/8/28)



圖 2.9 中二高濁水溪橋基樁受磨蝕鋼筋外露^[4](2001/08/02 台灣營建研究院)



圖 2.10 國道 1 號中沙大橋橋基裸露情形^[6]



圖 2.11 國道 1 號中沙大橋 P30 橋墩基礎裸露情形^[4](2004/8/11 台灣營建研究院)



圖 2.12 國道 4 號神岡高架橋基礎裸露情形^[5] (林呈教授空拍，

2004/7/6)



圖 2.13 台 6 線龜山大橋 P2 橋墩下陷^[5] (林呈教授空拍, 2004/8/30)



圖 2.14 台 3 線蘭勢大橋落橋事件^[5] (林呈教授拍攝)



圖 2.15 台 13 線后豐大橋斷落事件^[6]



圖 2.16 台 18 線五虎寮橋斷橋^[12]



圖 2.17 雙園大橋斷橋空拍^[13]



圖 2.18 雙園大橋斷橋(新園端)^[13]

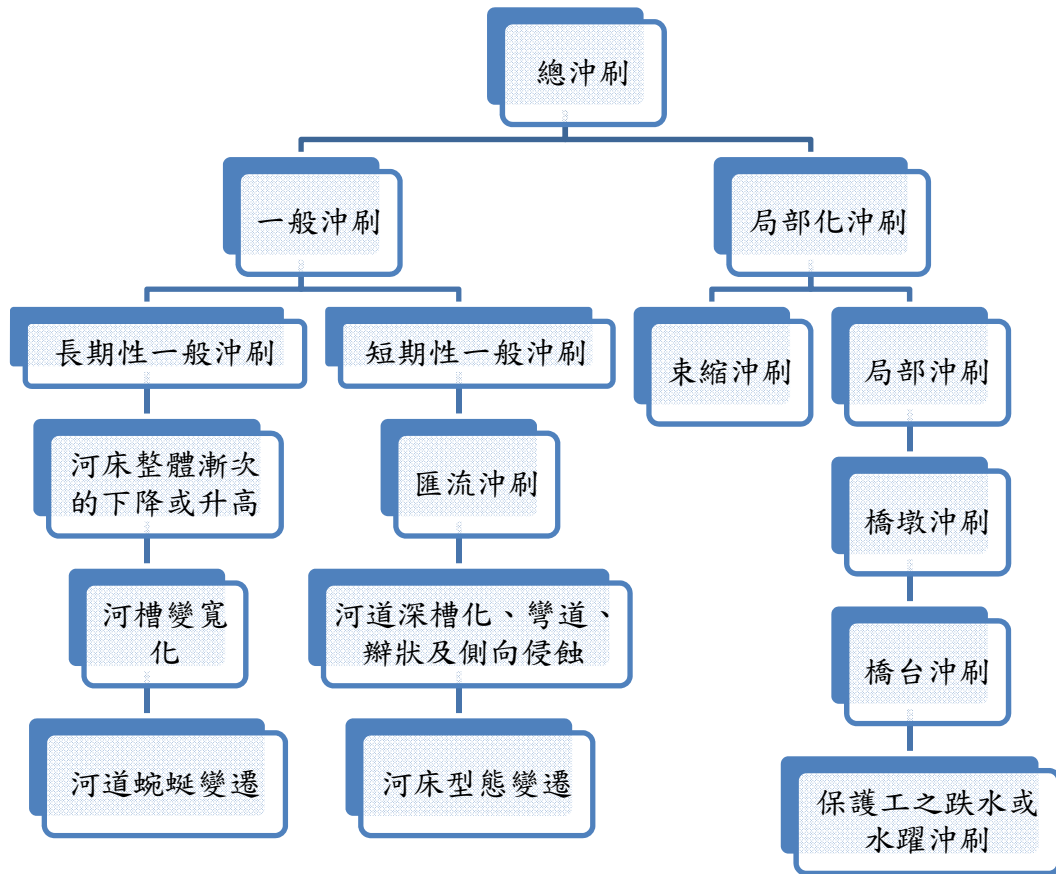


圖 2.19 河床沖刷分量 (周獻德等，2001)

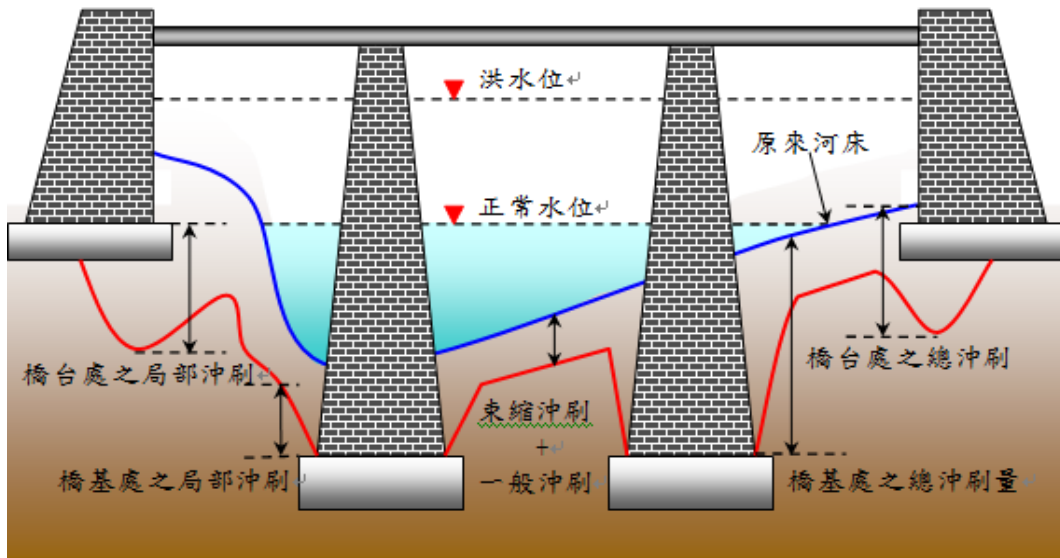


圖 2.20 橋墩沖刷示意圖(李俊穎，2005)

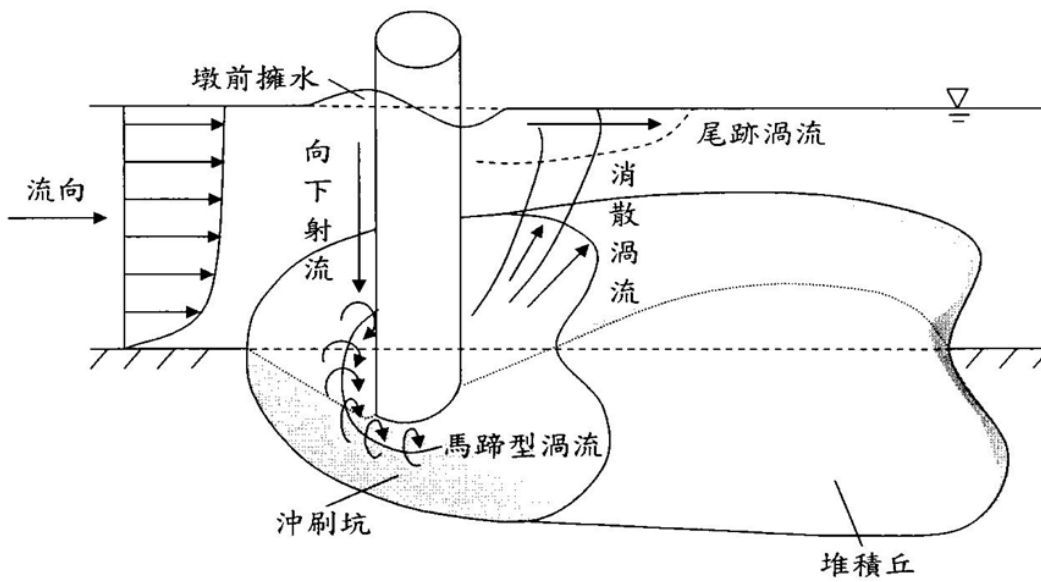
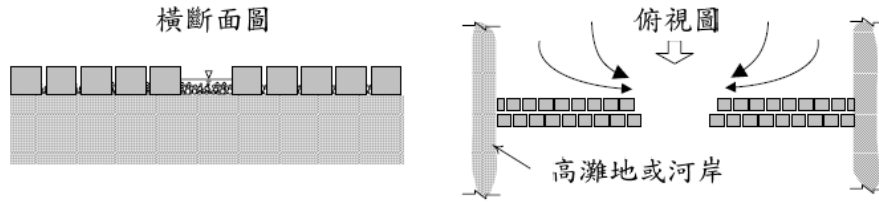
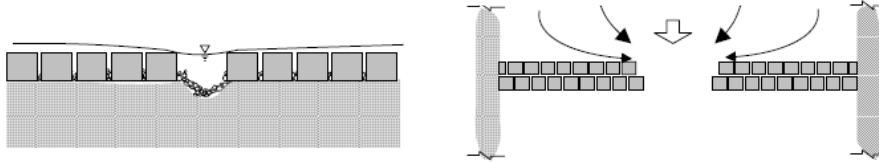


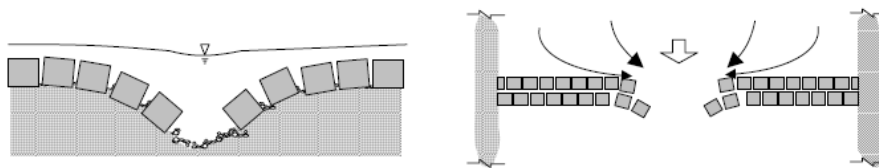
圖 2.21 裸露橋基沖刷流況示意圖 (林呈，1998)



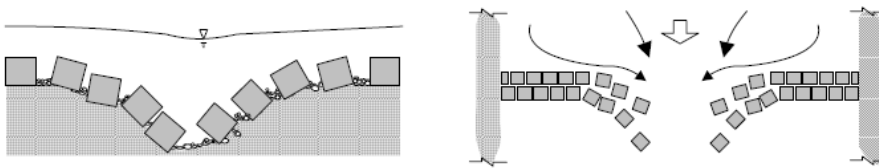
(a) 洪汛期前，保護工未合攏，大部分水流經過未合攏區



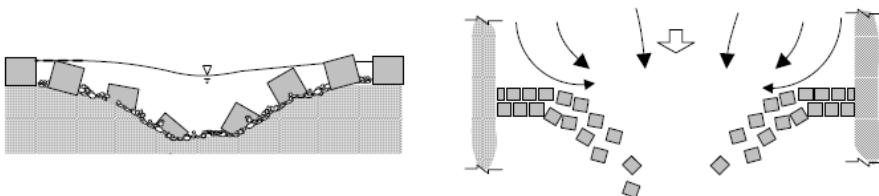
(b) 洪汛期水位上升，未合攏區因束縮效應缺口之流速流量加大(Vortex加大)



(c) 水位持續上升，河床質及卵礫石填縫料大量流失，保護工開始變位沉陷



(d) 束縮效應持續擴大，主要通水斷面深槽化，保護工兩側逐漸侵蝕



(e) 洪水消退後，部份保護工沖毀流失；未合攏區深槽化，成為河道行水區

圖 2.22 (a)~(e) 因保護工造成之束縮沖刷示意圖^[14]

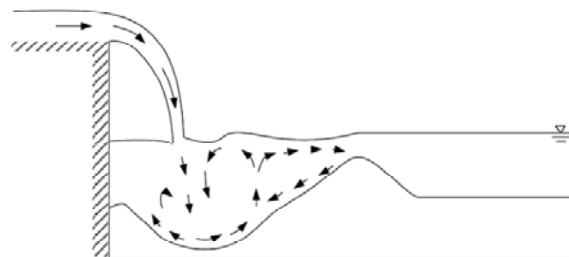
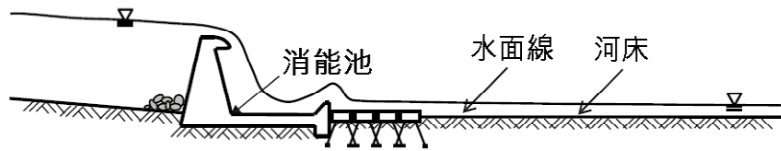
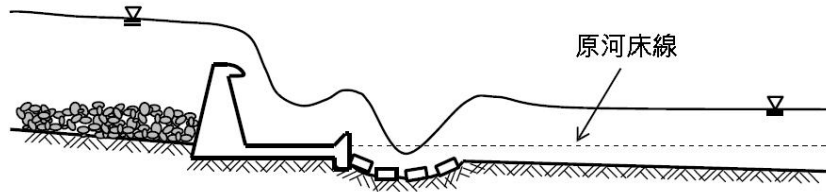


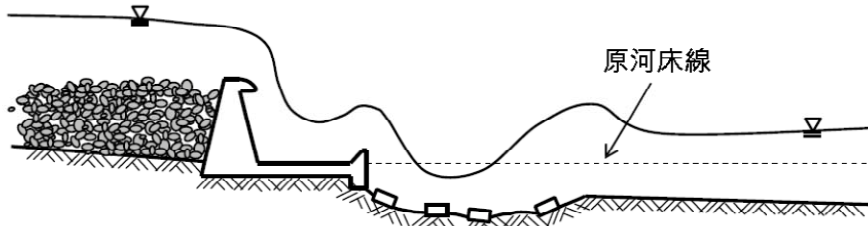
圖 2.23 跌水沖刷示意圖^[14]



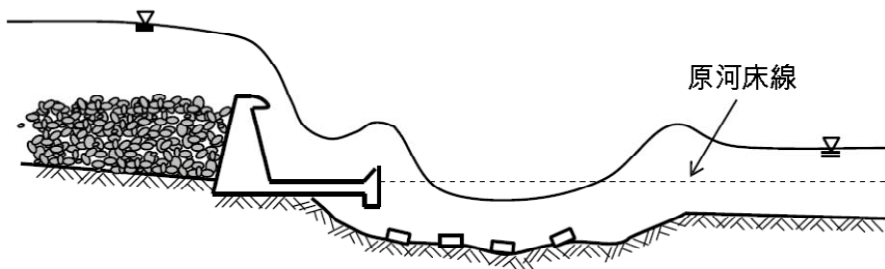
(a) 刚性堰體完工通水情形



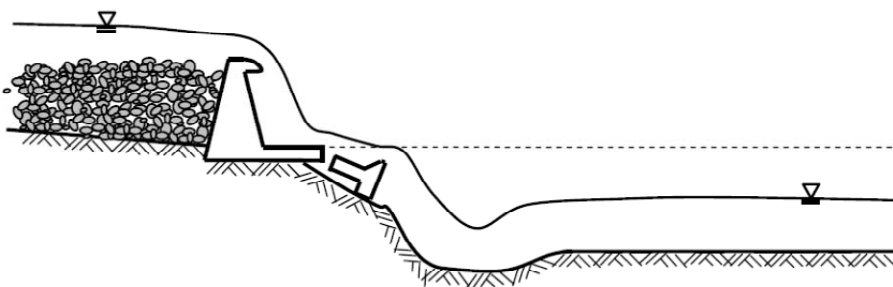
(b) 洪水通過刚性堰體，並在下游產生冲刷情形



(c) 洪水加大在下游產生劇烈跌水冲刷，下游冲刷坑加大及河床刷深情形

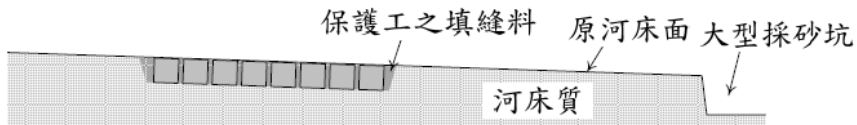


(d) 河床刷深加大並伴隨向源侵蝕，導致刚性堰體下方河床質被掏空

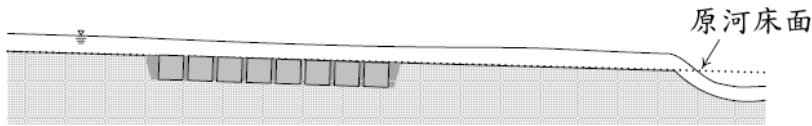


(e) 下游受水流與自重交互作用而斷裂，洪水消退後下游河道深槽化之情形

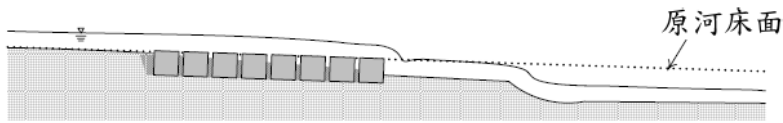
圖 2.24 (a)~(e) 刚性堰體受跌水冲刷過程示意圖^[14]



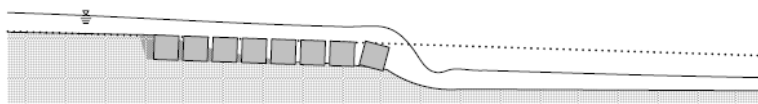
(a) 枯水期剛施作完成的保護工及下游測之採砂坑



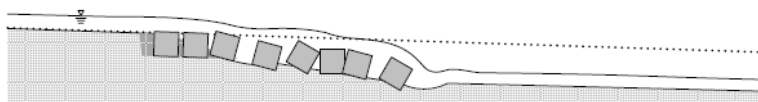
(b) 下游側之採砂坑於洪水時造成河床的改變



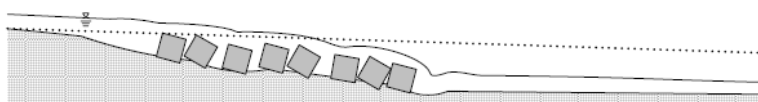
(c) 水流之冲刷造成向上游側持續侵蝕河床的情形



(d) 水流冲刷造成向上游侵蝕、並開始危及保護工(或水工結構物)的安全

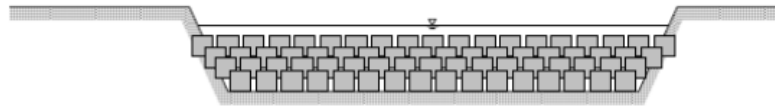


(e) 保護工基礎粒料受水流淘刷流失、發生嚴重傾倒與下沉

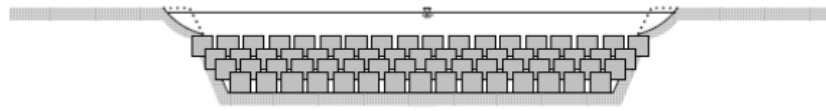


(f) 保護工因向源侵蝕而破壞後，水流仍向上游持續導致河床侵蝕

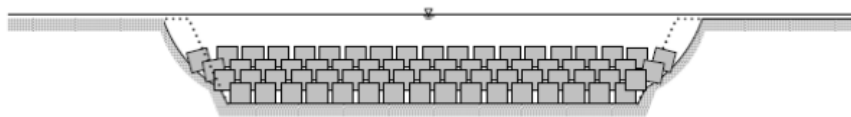
圖 2.25 (a)~(f)向源侵蝕示意圖^[14]



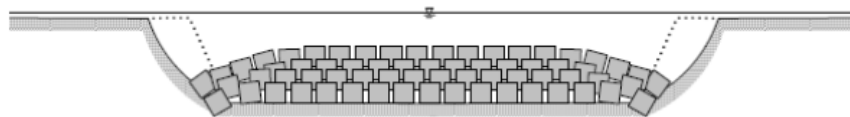
(a) 洪水來臨時，水位逐漸升高之情形



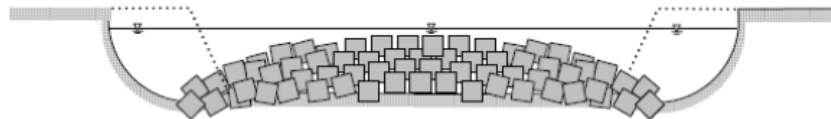
(b) 洪水來臨時，水位逐漸升高之情形



(c) 高灘地沖刷流失之區逐漸擴大，造成鄰近之混凝土塊開始傾斜變位

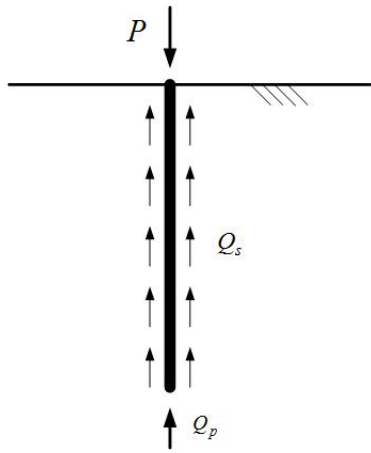


(d) 受水流沖刷，導致混凝土塊傾斜變位之受損區逐漸擴大



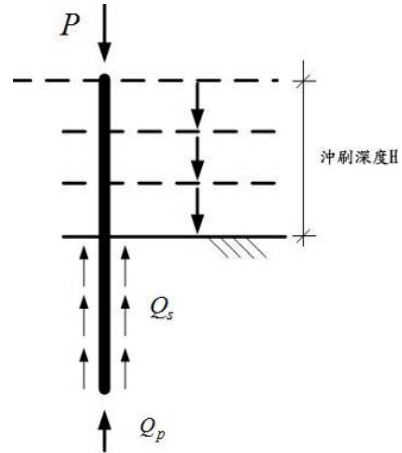
(e) 高灘地嚴重沖刷，造成大部份水流蜿蜒繞過高灘地，且混凝土塊嚴重受損

圖 2.26 側向侵蝕示意圖^[14]



樁承载力= Q_s+Q_p

圖 2.27 樁側摩擦阻力、樁端的點承力示意圖^[7]



樁側摩擦阻力 Q_s
隨沖刷深度增加而降低

圖 2.28 沖刷後樁側摩擦阻力、樁端的點承力示意圖^[7]

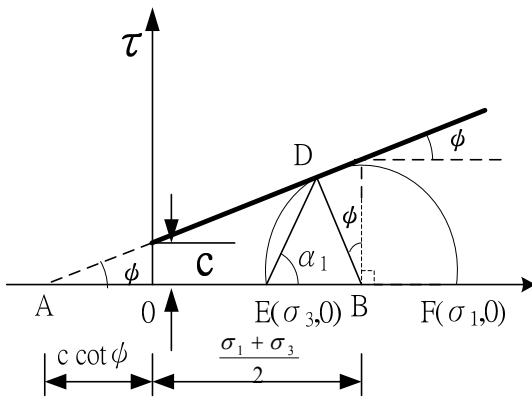


圖 2.29 土壤極限平衡之應力莫爾圓示意圖^[7]

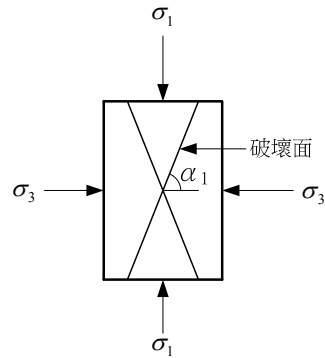


圖 2.30 試體之破壞面示意圖^[7]

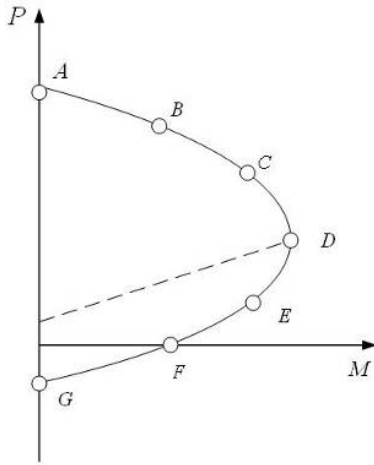


圖 2.31 軸力彎矩影響示意圖^[7]

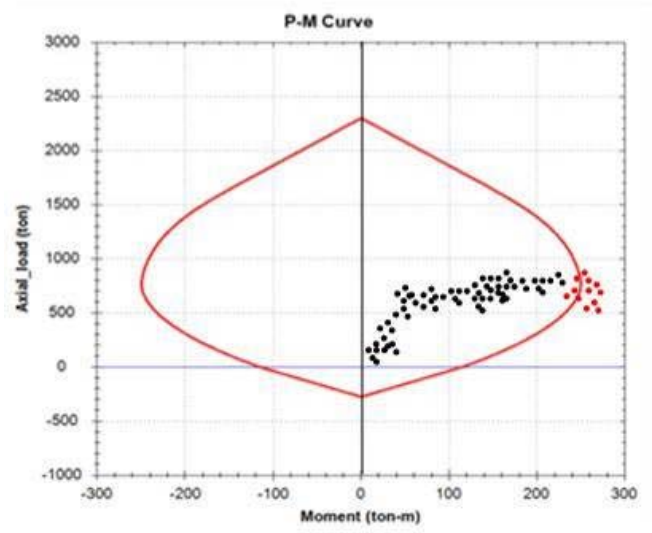


圖 2.32 樁軸力彎矩
超過樁本身之容量示意圖^[7]

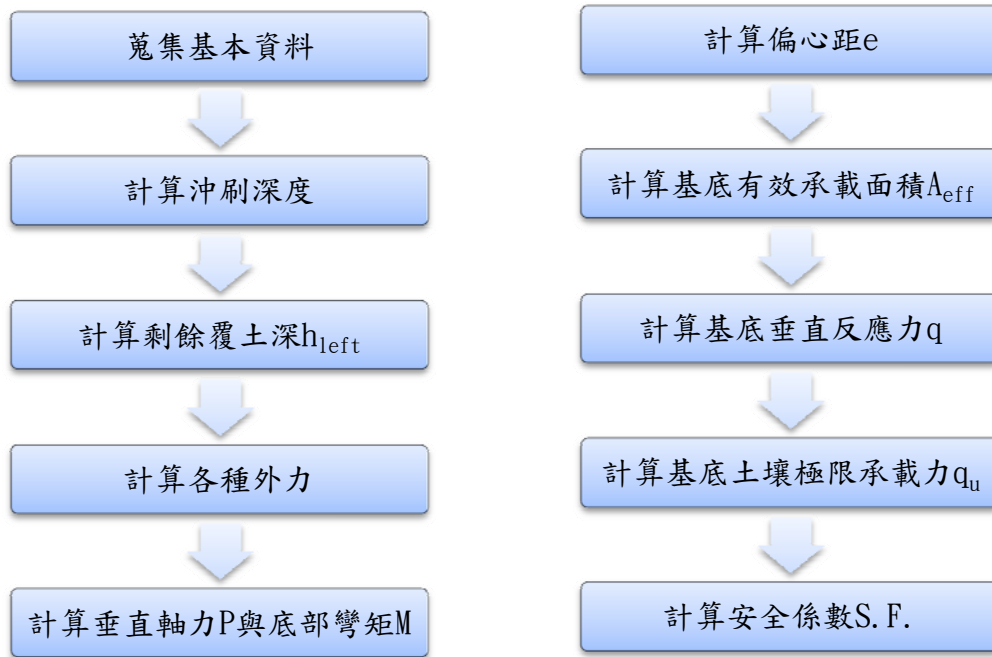


圖 2.33 沉箱式基礎快速計算分析法計算流程^[9]

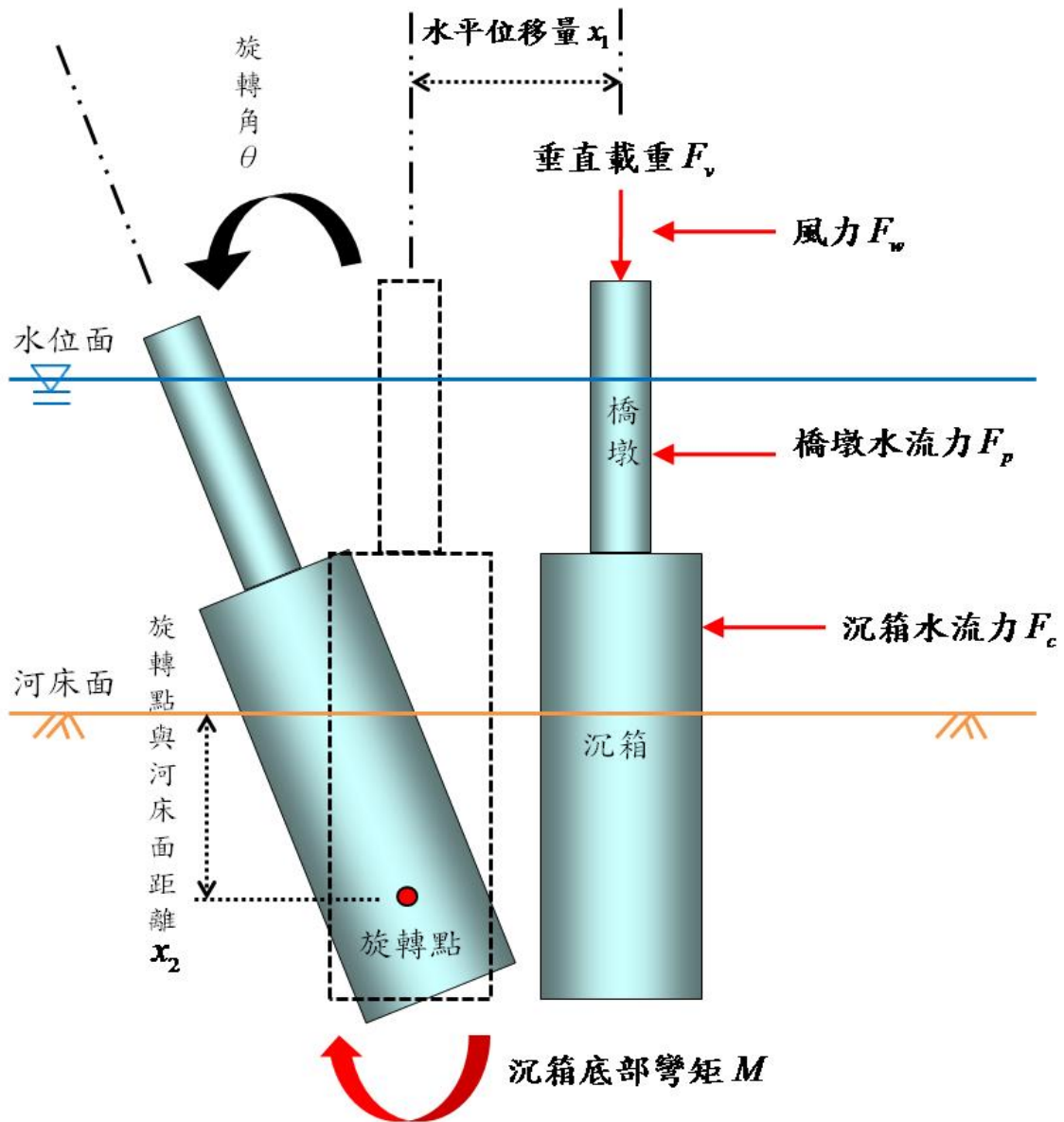


圖 2.34 沉箱基礎沖刷過程位移示意圖

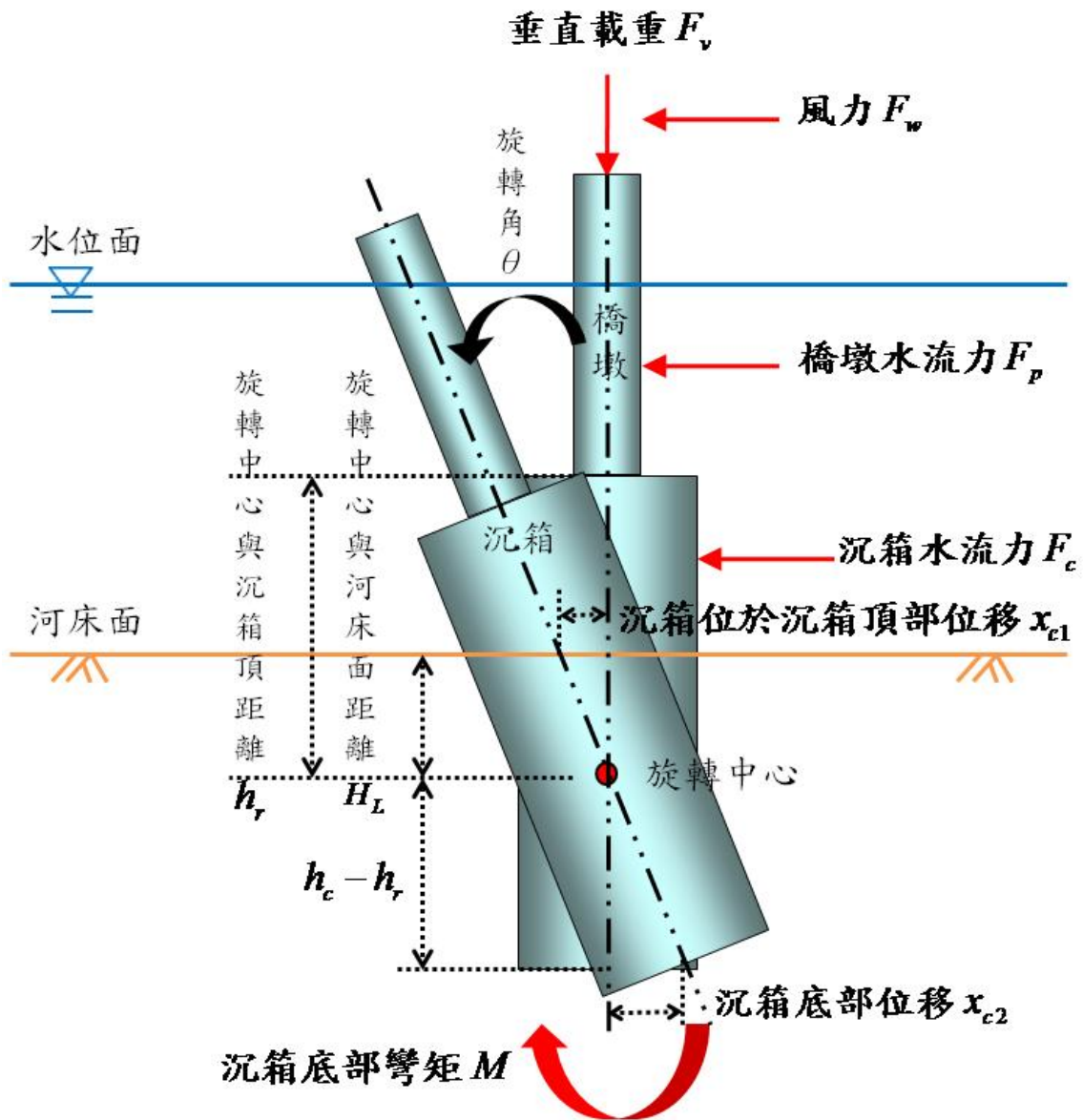


圖 2.35 旋轉中心示意圖

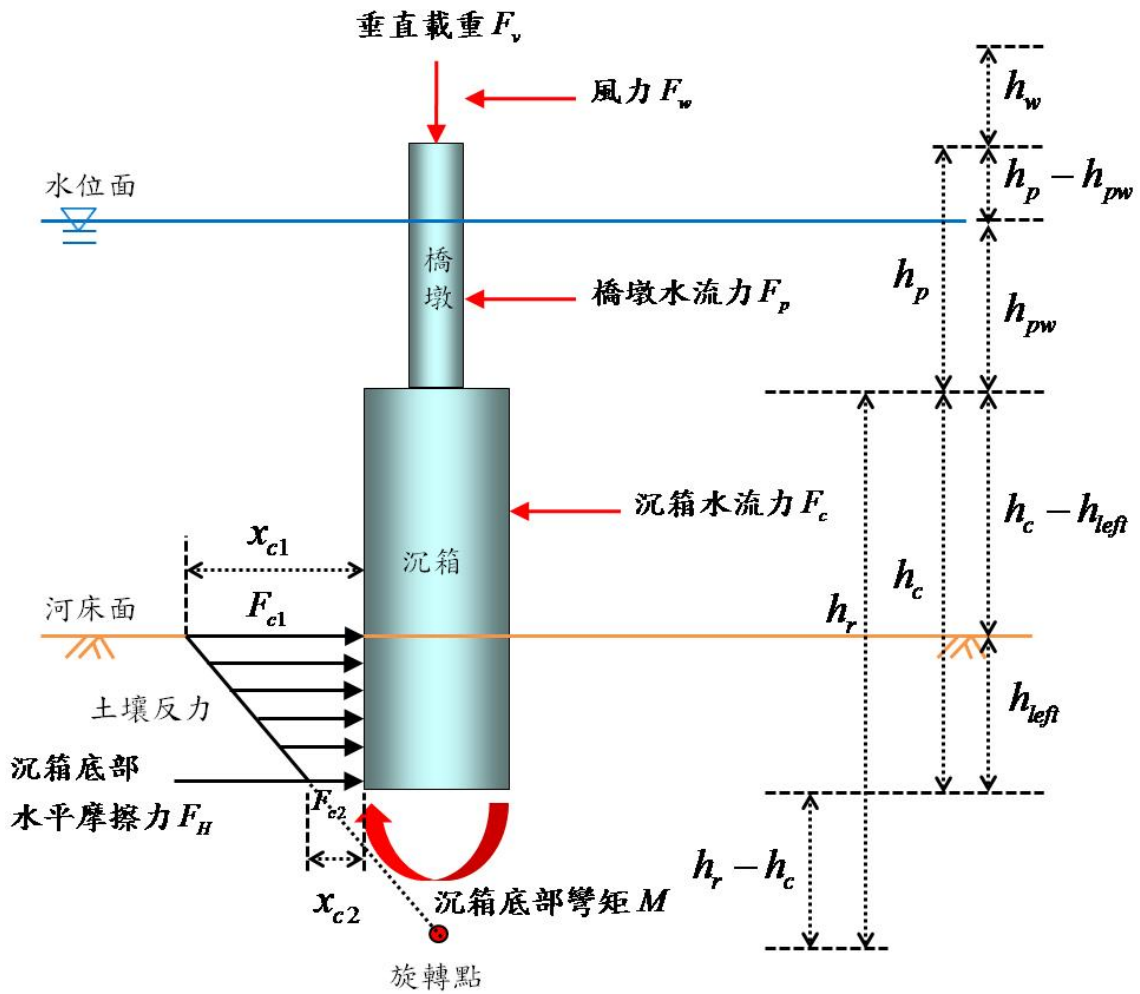


圖 2.36 Case1: $\frac{h_{left}}{D} \leq 0.3$ 計算分析模式圖

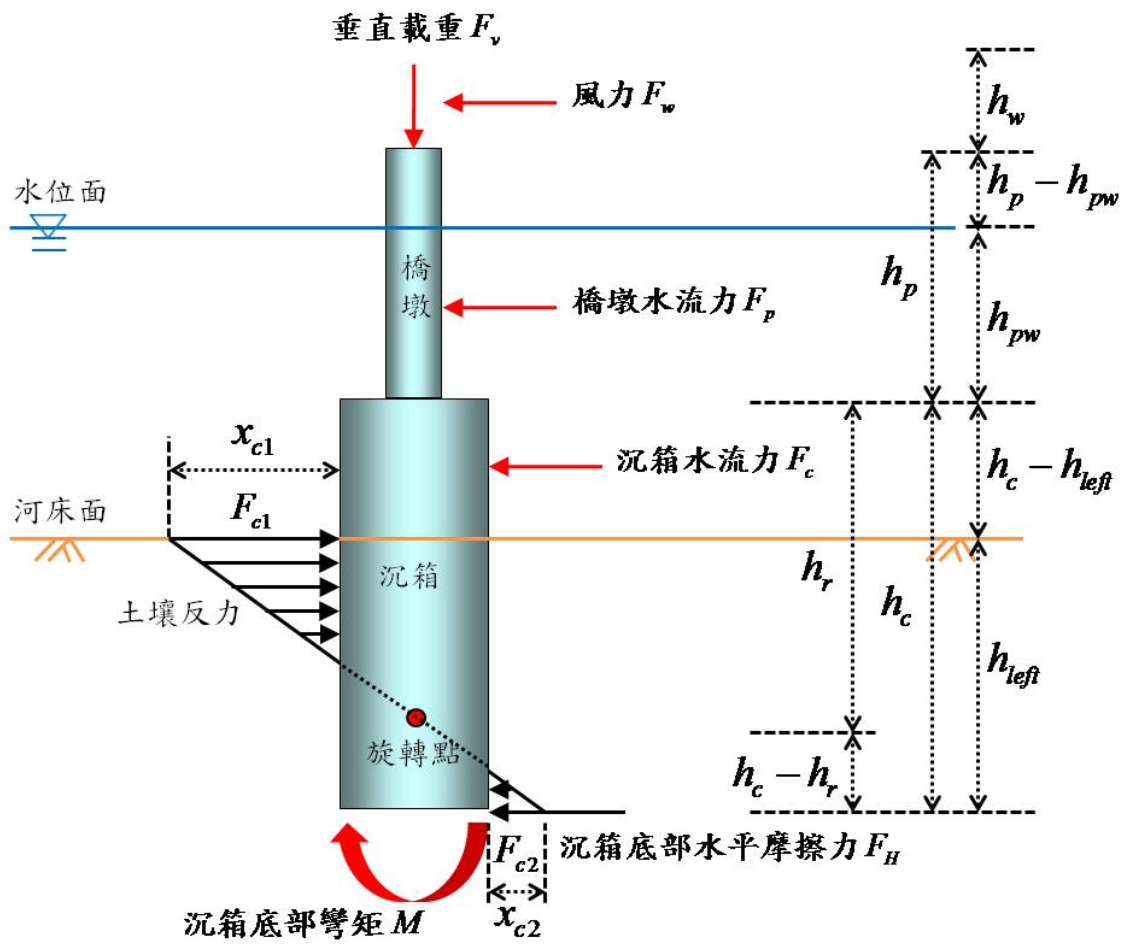


圖 2.37 Case2: $0.3 \leq \frac{h_{left}}{D} \leq 1.3$ 計算分析模式圖

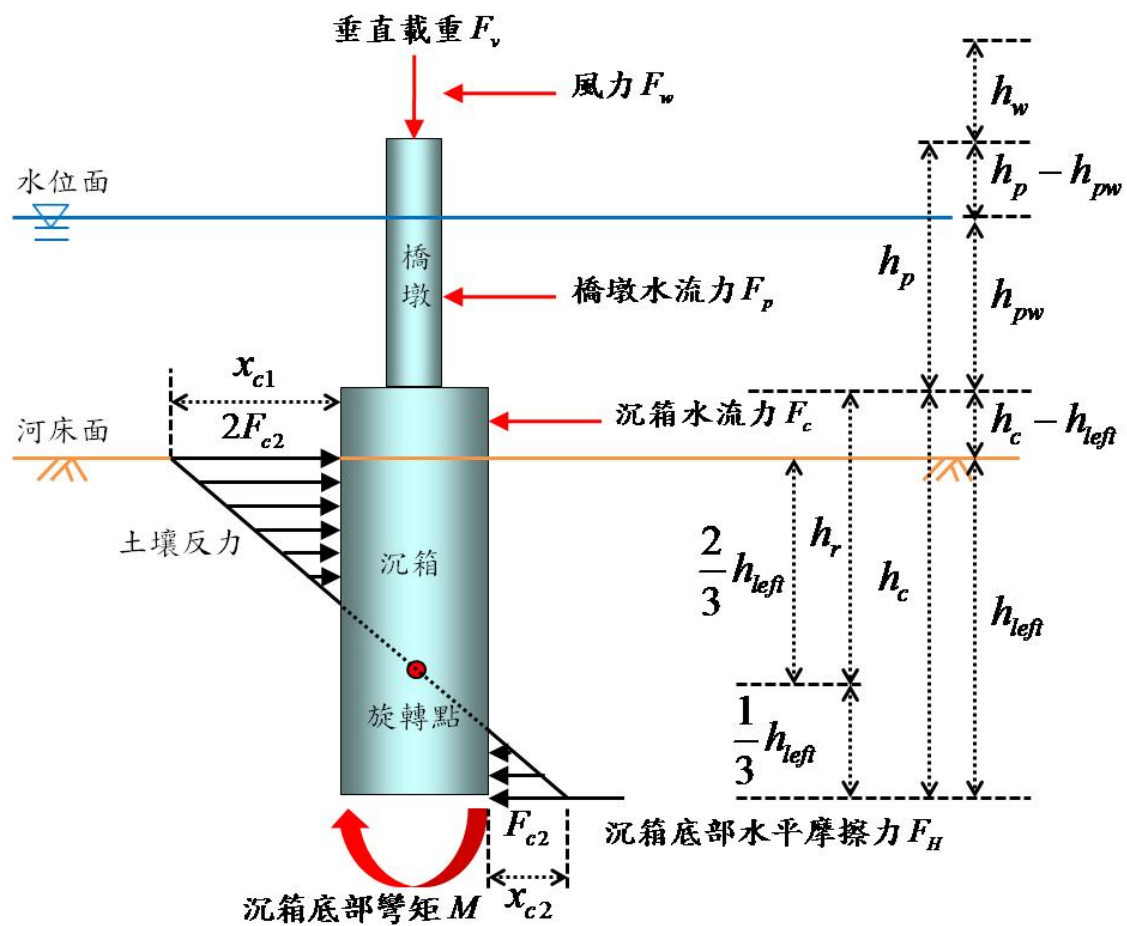


圖 2.38 Case3: $\frac{h_{left}}{D} \geq 1.3$ 計算分析模式圖

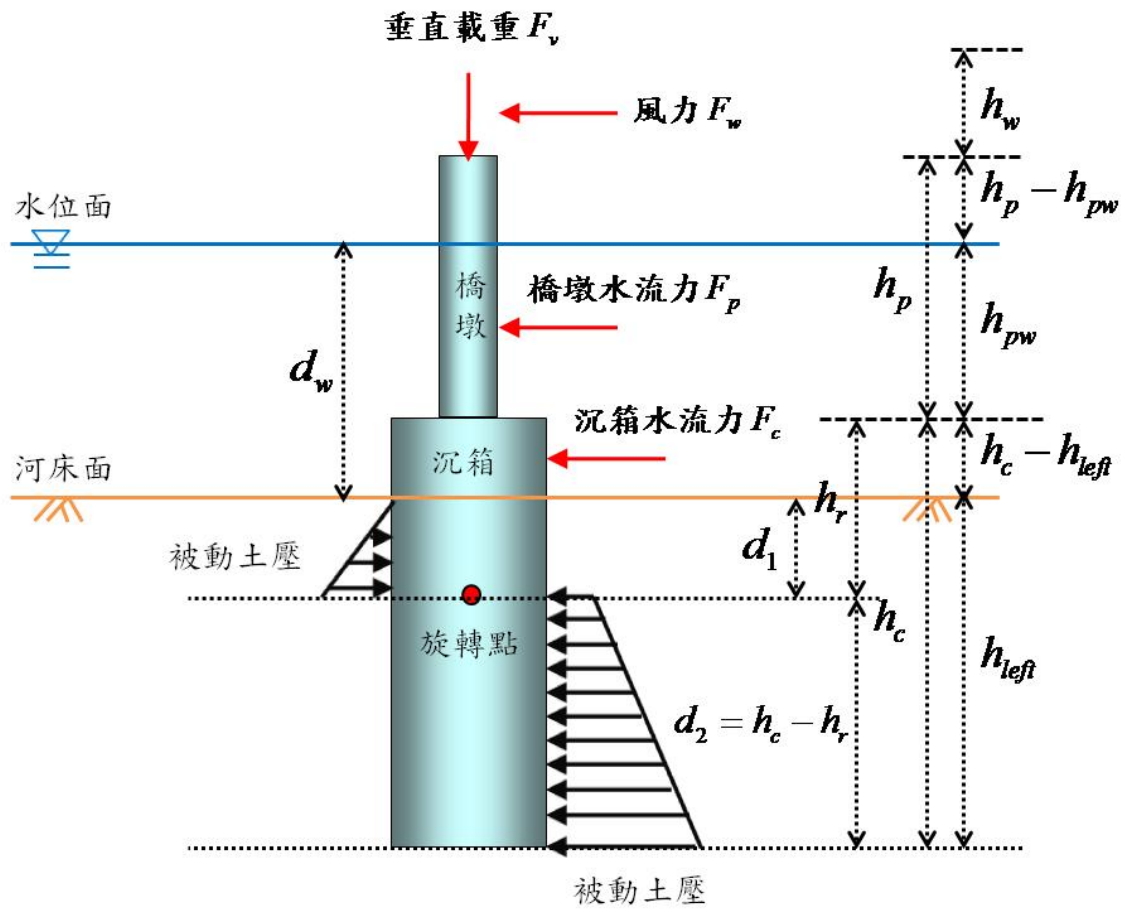


圖 2.39 橋墩基礎臨界傾倒破壞自由體圖

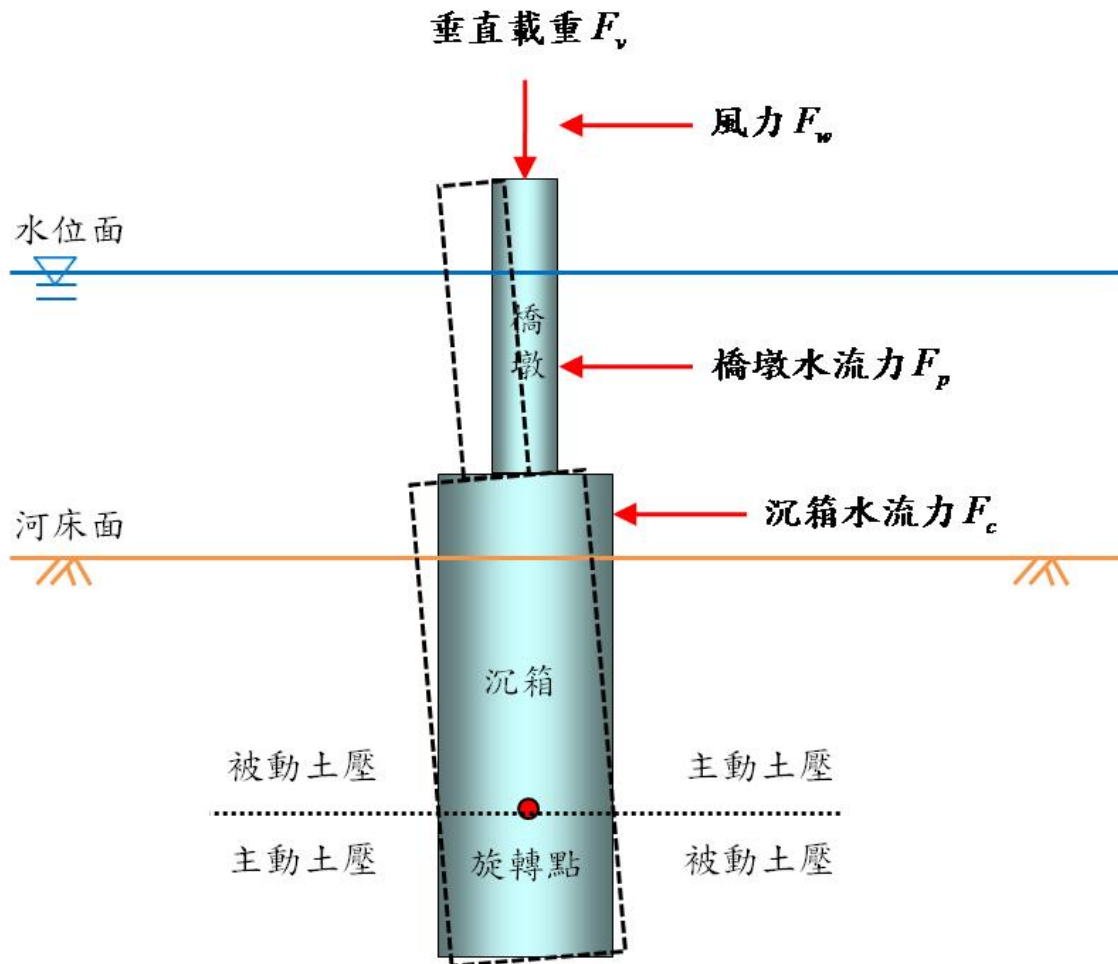


圖 2.40 沉箱臨界傾倒土壓分佈示意圖

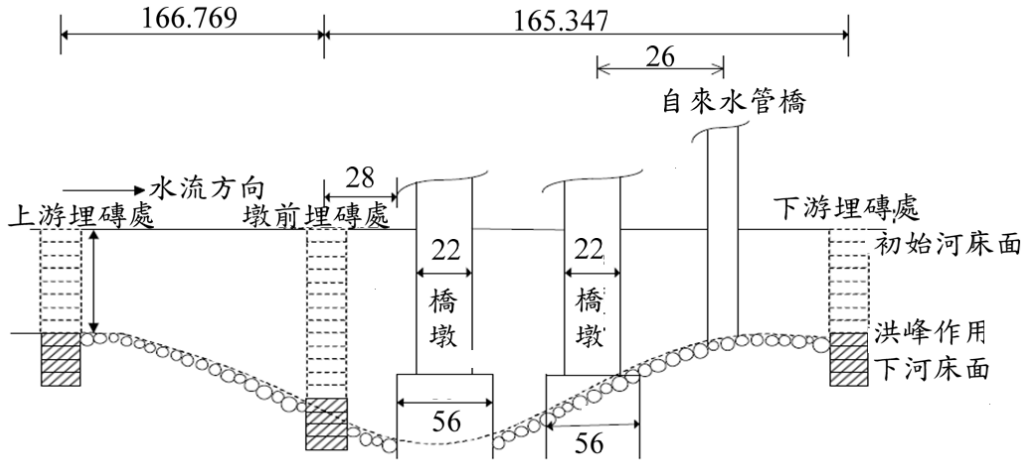


圖 2.41 名竹大橋埋設沖刷磚之沖刷監測示意圖^[15]

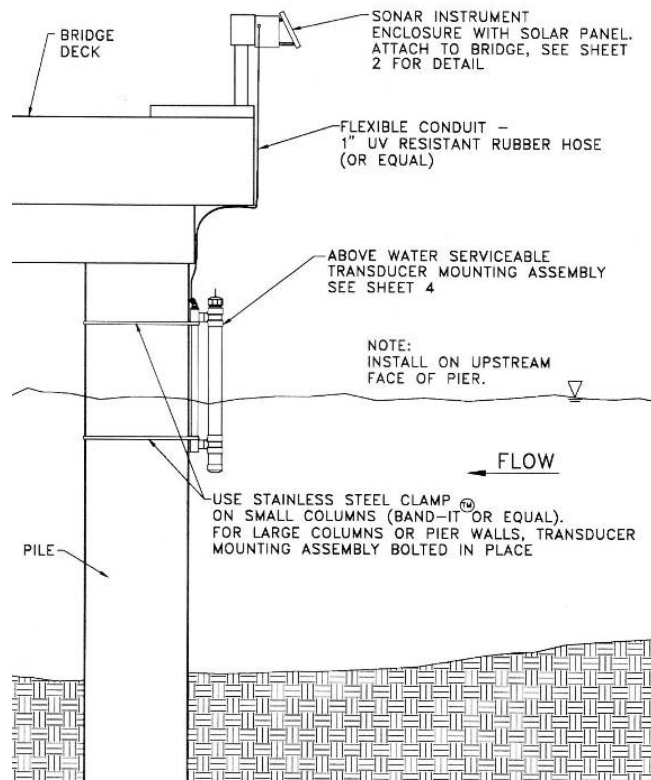


圖 2.42 超音波河川沖刷監測^[16] (James D.Schall, 1999)

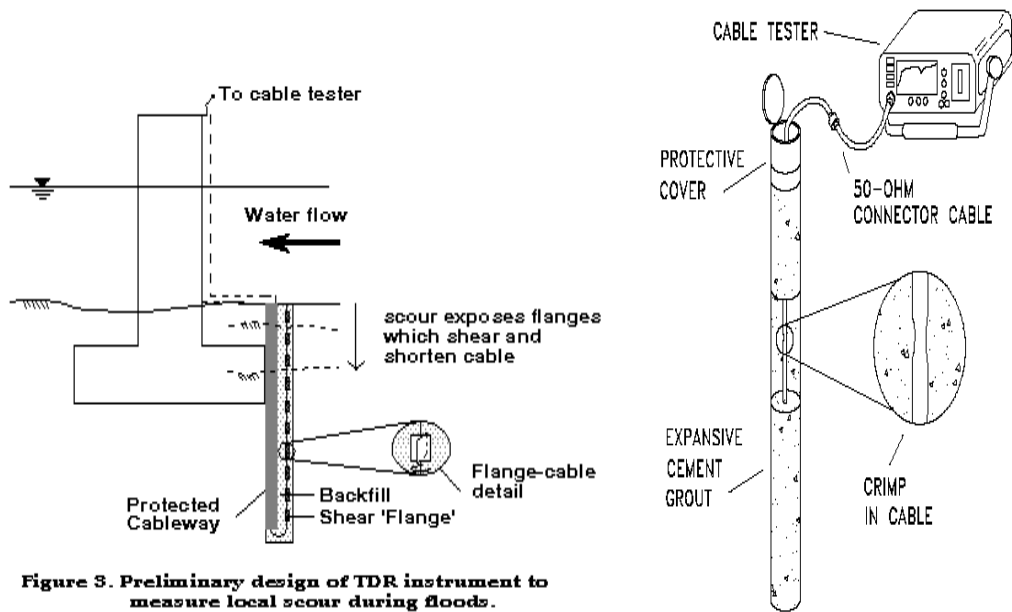


Figure 3. Preliminary design of TDR instrument to measure local scour during floods.

圖 2.43 TDR 河川沖刷監測 (Charles H.Dowding, 1994)

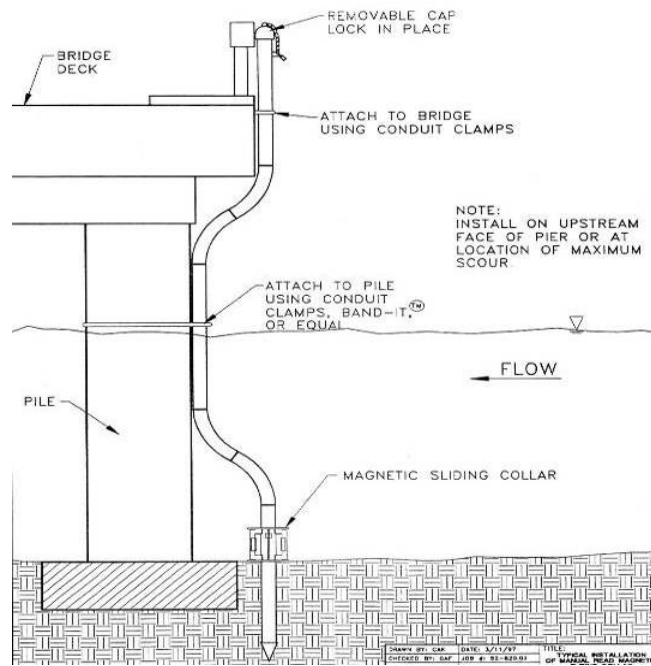


圖 2.44 磁性滑動套環沖刷監測示意^[16] (James D.Schall, 1999)

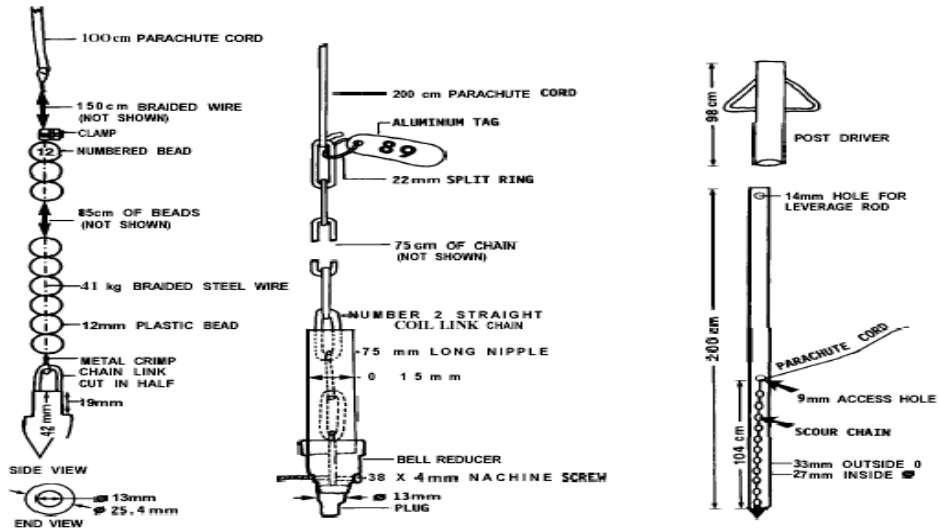


圖 2.45 重力懸垂式河川沖刷監測 (Richard K. Kawa, 1993)

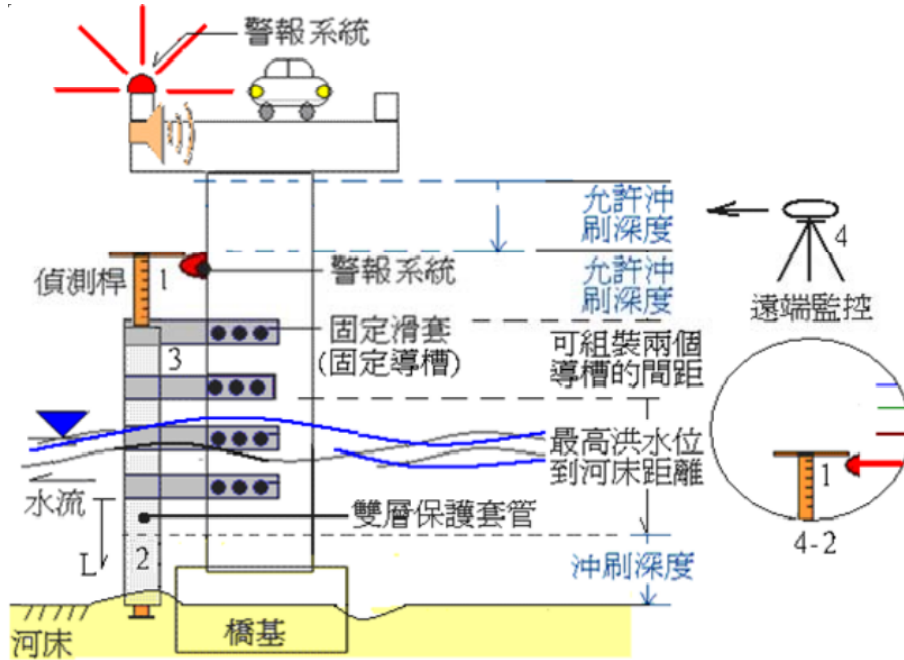
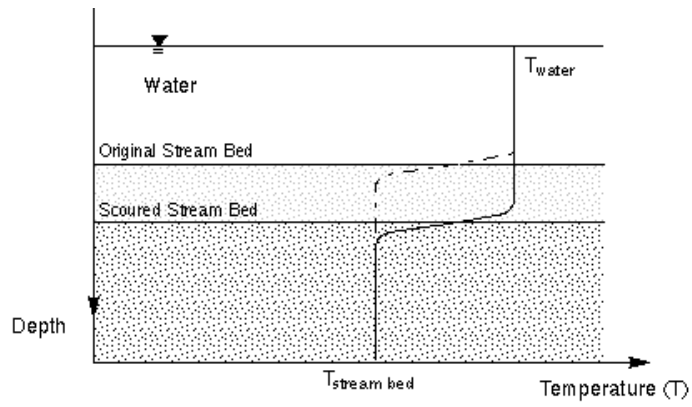


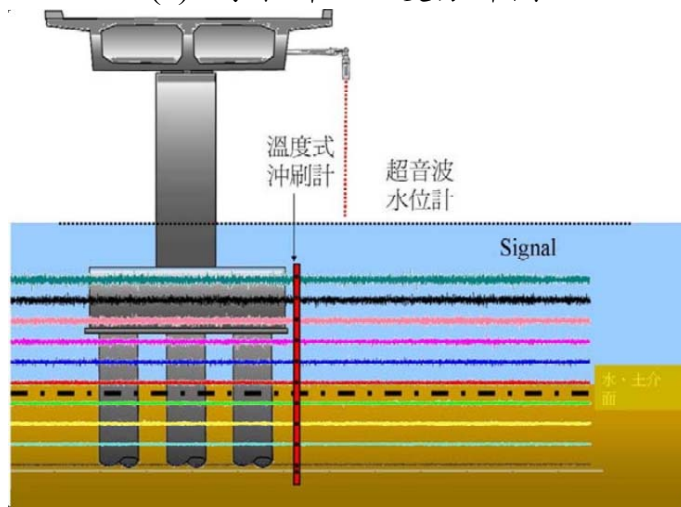
圖 2.46 防撞式沖刷監測設備^[6]



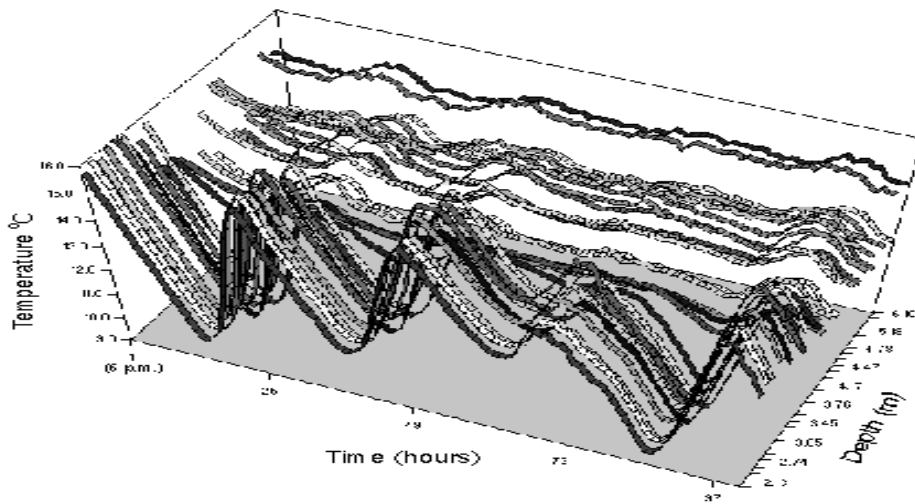
圖 2.47 即時攝影式河川沖刷監測 (NOAA, US, 2000)



(a) 河床斷面溫度分佈圖



(b) 溫度式沖刷計示意圖



(c) 溫度式沖刷計於不同深度之溫度記錄

圖 2.48 利用溫差變化進行河川沖刷監測^[17]

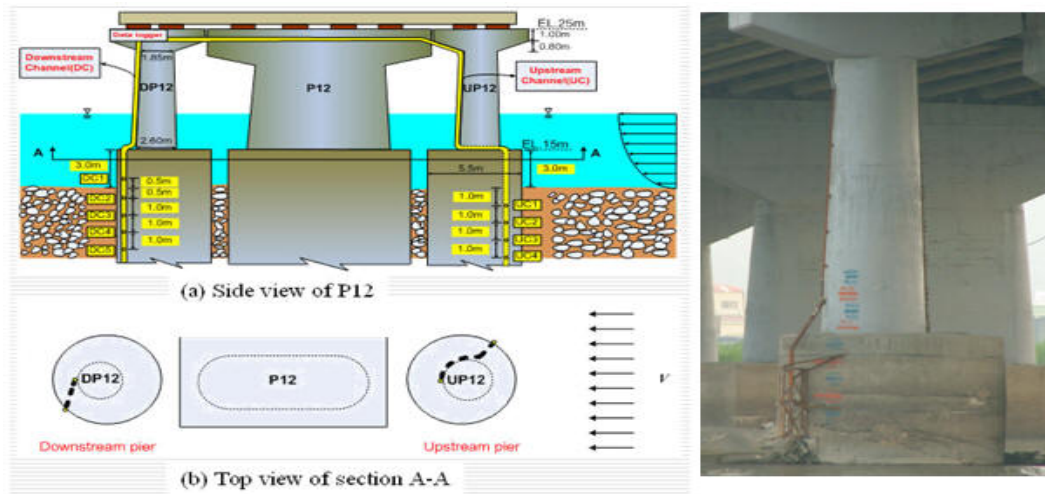


圖 2.49 現地光纖沖刷量測系統配置^[18]

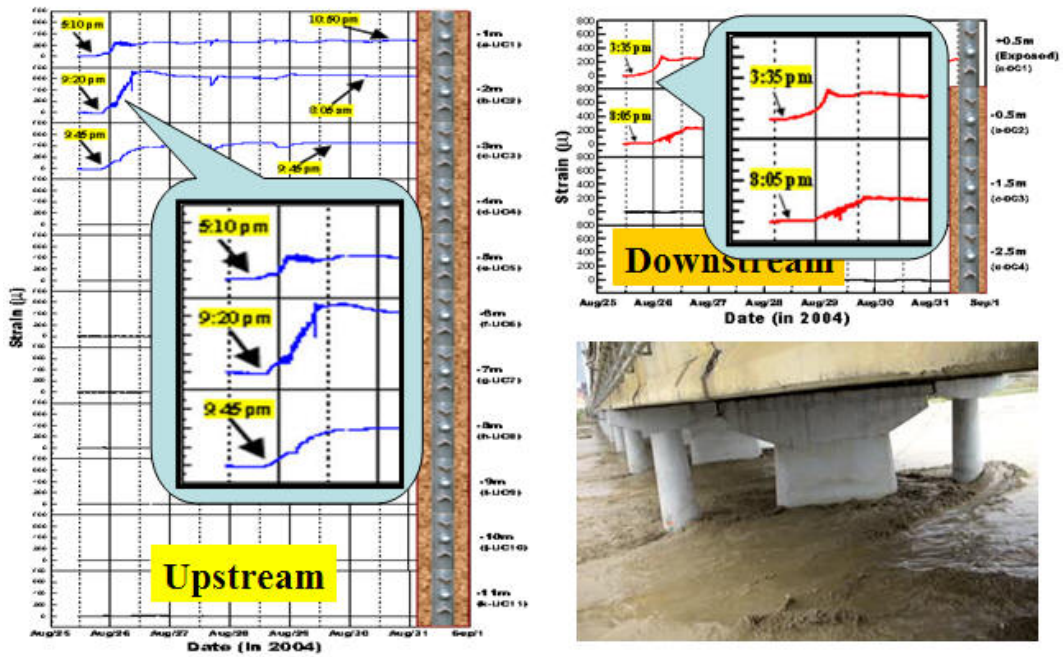


圖 2.50 洪峰時光纖沖刷監測系統量測資訊^[19]

第三章 縮尺橋墩沖刷試驗建置

3.1 前言

研究團隊於國道一號大甲溪橋建置橋梁檢、監測系統，提出四種不同形式之沖刷感測器，分別為光纖沖刷感測器、微機電沖刷壓力感測器、無線網路沖刷磚以及無線網路飄浮磚，於颱風期間即時監測橋墩處沖刷深度，且利用四種感測器亦可互相比對和驗證。

而本研究所進行之縮尺模型試驗內之沖刷行為及感測計機制便是以此為參考模型，簡化控制變因及分析參數進行試驗研究，本節首先會簡介國道一號大甲溪橋梁相關之自然條件，並且介紹為模擬沖刷行為進行沖刷實驗之實驗室環境及所建置之河道模型，並且以現地沖刷監測計之沖刷量測機制為參考對象，使用三套沖刷系統模擬之，分別為與現地相同之壓力感測器、對應無線網路沖刷磚之沖刷振動感測器及對應無線網路飄浮磚之浮球系統，在進行縮尺河道模型沖刷試驗前，先於台大水工所進行壓力感測器之校正實驗以及驗證感測計沖刷機制之水槽試驗。

簡介兩不同目地之實驗室環境後將介紹個別沖刷感測計之原理及機制，除了上述三種模擬現地沖刷監測系統感測計設備之沖刷計外，另外採用了三種輔助沖刷量測之設備分別為安裝於透明壓克力試體內之內視攝影機、手持式之水下攝影機及鉛錘，以內部及外部兩種不同之角度觀察沖刷深度變化，輔助驗證其他沖刷監測系統之量測，而手持之鉛錘則可更直接快速的獲得即時沖刷深度資訊，因此量測方式需人工量測，無自動化監測之能力故只將其定位於輔助系統內。

本章最後一個部份為壓力感測計之校正結果，於感測計介紹部份先作壓力感測計訊號反應說明，而此部分則以標準流程進行壓力感測計校正，回歸出電壓訊號與對應壓力之線性關係。

3.2 試驗環境與模型建置

3.2.1 現地橋梁地理資料

本研究以國道一號大甲溪橋為參考模型進行沖刷監測試驗探討研究，相關河道及橋梁模型亦以其為基礎建置，以下簡介大甲溪及國道一號大甲溪橋梁^[7]：

大甲溪流域位於臺灣中西部，流域地形以山地與台地為主，約佔九成，平地地形僅佔一成。大甲溪流域上游地區之主要高峰平均約在 3,400 公尺以上，而稜線部份在 3,000 公尺以上者亦甚普遍。沿河岸之稜線上，高度約 2,000 公尺左右，常有較為平坦之肩狀稜，且在海拔 2,000 至 2,200 公尺處，有較為廣大而呈縱順地形之河谷，此種地形特性，顯示平坦稜屬舊河谷之一部份。此外，德基壩以下至谷關間約 25 公里之河床坡降平均達 1/43，河床寬約 20~30 公尺，岸峻流急，岩盤外露，為大甲溪水力最豐富之一段，兩岸崇山峻嶺，稜線部份標高為 2,500 至 3,000 公尺之間。自谷關以下至天輪分廠間兩岸較為開展，河床寬達百公尺，大甲溪流至馬鞍寮後，進入較開廣之地形，河床達五百公尺以上。

在天輪至石岡間大甲溪東側之山勢較高，約在 500 至 2,000 公尺之間；西側則山勢較緩，平均高度在 500 至 600 公尺左右。此種不同地形之發育主要係受岩層之分佈所使然。大甲溪下游將大肚溪台地與后里台地截開分離，低水流路呈網狀流路，迂迴於台中盆地北端，並埋積大量砂礫於河口，造成沖積扇。

大甲溪流域涵蓋包括臺中縣及南投縣，其地理位置如圖 3.1 所示。其中臺中縣包括大甲鎮、大安鄉、清水鎮、外埔鄉、后里鄉、神岡鄉、豐原市、石岡鄉、東勢鎮及和平鄉，而南投縣則有仁愛鄉之部份地區。國道 1 號大甲溪橋之位置在后里鄉與神岡鄉之間。

大甲溪流域位於副熱帶氣候區。其位置介於北緯 24°10' 至 24°24'40"、東經 120°31' 至 121°31' 之間。主流長度約 140.21 公里，總流域面積 1,309.22 平方公里。全流域南北緯度差 14'40"，氣候的變化較小；但因流域東西狹長，上下游之距離約有 100 公里，且地形高差近 2,000 公尺，而西側面鄰台灣

海峽，因此流域內的氣候差異頗大。

本流域之降雨主要受地形變化影響，降雨量在空間上之變化以東西向為主，年降雨量之差距在 2,500 公釐以上。據統計流域年平均降雨量 2,372 公釐，降雨量主要集中在 5 至 10 月份，主要因為大甲河流域在此時處於迎風地帶，雨量較豐，同時因氣溫較高造成對流旺盛導致雷雨益增。而到了 7、8 月多颱風季節，更會受氣流影響挾帶大量颱風雨。每年 11 月至翌年 4 月則為乾早期，因處於東北季風背風地帶，故雨量甚少，乾早期的雨量約僅維持在全年雨量之 25% 左右。以分佈情形而言，下游沿海及盆地區則在 1500 ~ 2000mm 左右。

大甲河流域在民國 94 年之「大甲河流域聯合整體治理治理規劃檢討」中分別以地貌瞬時單位歷線法(經濟部水利署水利規劃試驗所，2004；經濟部水利署水利規劃試驗所，2000-2004)、合理化公式法與實測流量頻率分析法推估各控制點洪峰流量，並與其他報告之分析結果進行探討比較。比較後建議使用「大甲溪河川區域勘測報告」及「大甲溪治理規劃報告」所推算之洪峰流量，其結果在本計畫河段之 100 年重現期洪峰流量約為 10,300cms，其它重現期推估之洪峰流量詳如表 3.1 所示，各控制點之 100 年重期洪峰流量及相對位置如圖 3.2 所示。

依據民國 72 年大甲溪河床質採樣，進行大甲溪河床質粒徑組成分析，此研究採樣範圍主要以斷面 68 以下之河段。大甲溪河床質粒徑組成皆以卵礫石為主，粒徑分佈沿河道縱斷之變化並無一定趨勢，主要為急流河川輸砂能力強，上游推移質可抵河口，以及沿途支流匯入輸砂量改變河床質組成。粒徑採樣結果如表 3.2 及圖 3.3 所示。國道一號大甲溪橋梁所在位置距離最近之取樣斷面為 21 號斷面，其中值粒徑為 16.7 公分、平均粒徑則為 11.4 公分。

縮尺模型建置首先必須決定出模型相對於實驗對象環境之縮尺比例，實際河流寬度及橋梁長度幾何尺度相對於單一橋墩而言相差甚大，如針對河寬範圍內之所有實體結構進行模擬，在有限的試驗場地內將必須選擇較大之縮尺比例，橋墩幾何尺寸如過小將不容易確切觀察及對其結構穩定問題進

行探討，故研究團隊選取大甲溪橋深槽區範圍內，如圖 3.4 中實線區域範圍內之橋墩做為模型，選擇方式如表 3.3 所示，以試驗場地能提供之最大流量 0.3 立方米每秒做為流量上限在實線區域內最後選擇四跨橋墩，模型縮尺比例為三十六分之一。

3.2.2 水利規劃試驗所模型建置

(一) 縮尺河道模型建置

本研究實驗場地位於新北市水利署水利規劃試驗所之試驗場內。其河道模型設置之步驟：確定模型範圍大小以進行模型邊牆置作，各控制點位置確定後模型放樣，再以廢料進行初步回填，河道邊緣模型陰版設置且在河道範圍較深之橋梁沖刷位置預留空間，再以廢料對模型做完整填實最後再以水泥砌置磨平，其實景如圖 3.5 至圖 3.12 所示。

(二) 縮尺橋墩模型建置

模型包括橋梁置上、下游 300 公尺（300 公尺為現地尺寸），橋梁模型範圍為 P11 至 P13 號橋墩，完整模型包括橋板、橋墩及基礎，其中橋墩基礎分為沉箱基礎及樁基礎兩種，以沉箱為基礎之橋墩為中間兩墩，兩側以樁為基礎型式之橋墩為國道道一號拓寬時所擴建，模型形狀同目前之國道 1 號大甲橋。模型實際長寬分別為 36m 及 7m，模型高度約在 1m 左右。該試驗模擬之流況，最大為大甲溪該河段一百年頻率洪水，以下則為分析實驗之便分為五十、二十、十、五、二及一年重現期之流量。該水工模型製作之模型與實體之垂直與水平比為 1/36，各幾何與水理參數例如坡度、流速、流量、曼寧係數及時間等以滿足原型與模型間具有相同之福祿數(Froude Number, $F_r = u / (gh)^{0.5}$ ， u 為平均流速， g 為重力加速度， h 為水深)為條件，其模型各參數之比尺關係如表 3.4，國道一號大甲溪橋梁所在河段範圍內實際之不同重現期流量、其在選取模型範圍內實際之流量及經過縮尺後之流量如表 3.5 所述。

水工模型試驗中之橋梁模型計有四跨，含五組橋墩，包含基礎、橋墩、橋

台及橋面版，其現地尺寸一跨 36m 換算，模型一跨為 1m，其模梁模型如圖 3.13 示，其前視圖及側視圖如圖 3.14 及圖 3.15 所示。

確定縮尺橋梁模型尺寸後即可訂製模具進行橋梁模型製作，將橋梁模型拆解為許多構材分別製作模型並以水泥砂漿灌製，模具部份分為兩類，橋柱、沉箱基礎及樁為圓筒狀，以壓克力作為外模在製作上較為簡便，其餘則為鋼模，材料選擇因試體體積不大灌入混凝土則相對骨材體積將過大或不易控制，故以 UL-858 無收縮預拌材做為主體材料，UL-858 無收縮預拌灌漿材是一種高效能，不收縮不含氯化物非金屬性之灌漿劑，開袋加水拌合即可，每二十五公斤之預拌材加上 4 公升 $\pm 5\%$ 左右水量，施工方便快捷，且具有優越的流動性，工作性佳，亦不易產生沉澱、分離及體積收縮現象，強度方面則具握裹力強，早、晚期強度皆具等特性。除使用較高強度之預拌材外並在配比中加入總重 0.5% 比例之鋼纖維，除可提升整體單位重以接近鋼筋混凝土之實際重量，更可大幅提升構材抗拉、剪應力之能力，各構材灌製完成後進行連接組裝，在接合部份預先鑽孔並插入短鋼筋並打入植筋膠做為連接，試體製作如組圖 3.16 所示。

其中圖 3.16(a) 中為帽梁及樁帽之模具，圖 3.16(b) 為橋柱、沉箱及基樁之模具，將一包 25 公斤重之無收縮預拌材加上 4 公升拌合水及 $(25+4)*0.005=0.145$ 公斤重之鋼纖維(圖 3.16(c)) 做為摻料充分攪拌如圖 3.16(d)，模具必須事先擦上黃油，以利試體取出，且在取出過程中可減少對試體表面可能造成之損壞，待水泥砂漿拌合均勻後將其倒入模具中，對於需以鋼條做為接合處提升強度作用之構材而言，可以在構材水泥砂漿終凝後以鑽孔機鑽孔再植入鋼條，但對於截面積較小之橋柱及樁基礎部份則較難做到，因此必須再灌漿完成初凝時預先植入鋼條，並以鐵絲固定支撐於四周保持鋼條垂直，如圖 3.16(e)，此外，沉箱基礎之擴座部份需於中心空出圓孔空間以放入沉箱本體，因此先以一直徑稍大之木塊置於中心再進行灌漿如圖 3.16(f)，最後各構件完成再進行組裝分成三大部份為沉箱基礎主體、沉箱之擴座基礎及兩側之樁基礎部份如圖 3.16(g)~(j)。

本研究為簡化分析，在初始研究階段將簡化模型減少控制變因以進行實驗，

藉以獲得較單純化之實驗結果，故進行單墩沉箱試體試驗後全跨橋梁試驗亦僅採用沉箱做為基礎，跨上橋面版，以鋼鐵材料製成，以橋面版自重及橋面版上放置質量塊加載做為橋梁系統上部結構荷重，橋面版部份每一跨即為一塊，全跨橋梁共五墩四跨，四塊橋面版，由於每一塊重量達 55 公斤，為了安裝方便在其距兩短邊五公分處設置手把，方便搬運、架設之用，沉箱帽梁之寬度為三十三公分，鋼板則以三十五公分略寬於之，長度一塊為一跨之長，一百公分，跨於兩側之帽梁，兩側支承區域 3.5 公分長度之範圍，鋼板厚度取決於其需要具有足夠之剛度，不可有太大變形，以確保破壞條件為剛體在土壤承載下之不穩定倒塌，但亦不可太厚則因考慮實驗時搬運方便，兩公分後的鋼版總重 55 公斤左右，以兩人各搬運二十餘公斤屬於適當合理範圍，且亦能提供足夠的剛度，以提供橋面版上放置每塊十公斤重之質量塊增加額外的均佈荷載，橋面版尺寸及實體如圖 3.17 所示。

3.2.3 台大水工試驗所

本研究在進行縮尺模型河道沖刷試驗先前，於台大水工所進行較小規模之水槽試驗，水槽試驗照片如圖 3.18 所示，試驗水槽位於台大水工所 101 試驗場內，長 37 公尺，寬一公尺，試驗目的是以較單純之實驗條件，減少控制變因，不同於現地縮尺模型河道具有坡度、河寬、河向等水利條件變化，僅對沖刷監測計之訊號量測機制進行試驗驗證，觀察隨沖刷深度變化，沖刷計訊號反應成果。於台大水工試驗所所做之試驗主要為下列幾項：

- (1) 壓力感測計校正：對壓力計量測電壓訊號對實際壓力進行線性迴歸校正，以利而後所量測得電壓可直接由線性關係求得對應壓力。
- (2) 沖刷振動感測計水流沖擊反應：以固定流量之水管水流沖擊加速度計，觀查不同流速衝擊下之反應。
- (3) 沖刷振動感測計沖刷訊號反應：在實際水槽沖刷過程中加速度計之反應。
- (4) 壓力感測計沖刷訊號反應：在實際水槽沖刷過程中壓力計之反應。

3.3 監測設備

國道一號大甲溪橋梁沖刷監測系統包含以下四種不同形式之沖刷感測器，包含光纖沖刷感測器、微機電沖刷壓力感測器、無線網路沖刷磚及無線網路飄浮磚，於颱風來臨期間互相比對與驗證沖刷深度量測，本節即介紹本研究針對現地沖刷監測系統中不包含光纖沖刷感測器之另外三種沖刷感測器，所進行相同機制之模擬以應用於縮尺橋梁模型上之沖刷感測計，分別為壓力感測計、沖刷振動感測計及浮球，另以內視攝影機、手持式攝影機及鉛錘做為輔助觀測、量測工具，上述之沖刷監測系統為便於安裝設置或更換，則必須選擇混凝土試體以外之載體，因此另外製作了外型尺寸與混凝土之縮尺沉箱試體相同之壓克力試體，方便搭載上述監測設備，其示意圖如圖 3.19 所示，以試體迎水面為正面，圖 3.19(a)為試體之右前方視角，圖 3.19(b)則為試體左後方視角。

可搭載監測系統之壓克力沉箱縮尺模型實體及細節如圖 3.20 所示，製作上同時考慮經濟性及所需強度，由圖 3.20(a)中可見，模型帽梁部分為由兩片梯形，加上彎折後之曲面組合而成，上構橋面系統之重量主要由兩片梯形所承受，在經由承壓於模型之圓筒橋柱部份向下傳遞，因此帽梁梯形部份厚度六毫米，而橋柱部份圓筒壁厚一公分，另一個需要注意之部份則是上部橋柱、帽梁部分與下部沉箱主體之接合，因此處斷面積不連續變化，且必須承擔上部往下傳之垂直載重，因斷面不連續，則必須有可抵抗以剪力傳力之設計，因此模型橋柱圓筒先與中空之圓形厚墊片接合，將垂直荷重分散向下傳遞，此機構如圖 3.20(b)，而與模型沉箱基礎相接處則以一接合於沉箱試體內壁厚一公分之環形圓圈相接，並以如圖 3.20(c)，抗垂直承壓部份及於此處以剪力傳遞至下部基礎。此外，由於試體內部將放置內視攝影機，又必須同時填入鉛球符合混凝土縮尺模型沉箱試體之自重，為了避免鉛球遮蔽影響攝影機拍攝範圍，則鉛球填放位置勢必需向上升高，以空出沉箱內底部空間，因此依然使用剪力樞之方式在試體內部，高於沖刷感測計分佈範圍高度連接一環形圓圈，其上放置圓板以堆疊鉛球，如圖 3.20(d)，鉛球重量承壓於圓板再以剪力型式傳遞至模型沉箱筒壁再向下至底部土壤，

然而由於沖刷感測計線路是由試體內部延伸而出，因此必須在圓板上預留線路出口，又為了施作方便，則將圓板切為兩片各一公分厚之半圓，兩片在直徑段各預留 0.5 公分之凹槽，以供線路通過，傳力機制及組合實景如圖 3.20(e)及圖 3.20(f)所示，壓克力縮尺沉箱模型整體照片如圖 3.20(g)所示。以下小節將介紹本研究應用於縮尺模型沖刷監測實驗中之沖刷監測計及沖刷觀測元件。

3.3.1 微機電壓力感測器

(一) 微機電系統簡介^[22]

研究團隊大量運用微機電系統(Micro ElectroMechanical System, MEMS)感測元件於橋梁沖刷監測中，包含加速度計、傾斜計、水位計、流速計、沉陷計等等，微機電系統歐洲則稱之為微系統技術(microsystems technology, 或簡稱 MST)，定義為一個智慧型微小化的系統，包含感測、處理或致動的功能，包含兩個或多個電子、機械、光學、化學、生物、磁學或其他性質整合到一個單一或多晶片上。微機電系統是一種兼具電子與機械功能的微小裝置，在裝置上既擁有電子訊號的處理能力，並且有機械結構的運動能力，在製造上則藉由各種微細加工技術來達成，目前主要方式有 Silicon Based (矽製程)，LIGA (深刻電鑄模造) 以及 Polymer (高分子聚合物) 等。其中 Silicon Based 的 MEMS 係應用半導體製程技術，因而在發展上最具潛力。

MEMS 應用領域極為廣泛，包括製造業、自動化、資訊與通訊、航太工業、交通運輸、土木營建、環境保護、農林漁牧等。MEMS 根源於 1960 年代中期利用半導體製程製造機械結構於矽晶片上的概念被提出後，吸引了許多人投入該技術的研究。到了 1970 年代中期，利用該技術製造結合機械和電子元件的半導體感測器成功地被開發。基本上，MEMS 是利用半導體製程技術，整合電子及機械功能製作而成的微型裝置，主要的產品類別大致可分為加速計、陀螺儀、壓力感測器、光通訊元件、數位光源處理(DLP)、噴墨頭，以及無線網路 RF 感測元件等，目前已逐漸應用在包括汽車胎壓量測、

光通訊網路、投影機、感測網路、數位麥克風、時脈振盪器，以及包括遊戲機在內的各種產品之中。甚至在新一代記憶體技術、生物晶片、顯示技術、新興能源等先進研究方面，也扮演了重要的角色。

(二) 現地壓力感測計應用^[7]

利用 MEMS 製程的壓力感測器若置於水中可量測流水水位高度變化的資訊，若埋設於河川河床中，壓力訊號包含靜態水壓、流水動態水壓以及淤積河砂所施加於上之土壓力，因為感測器埋於土壤內不受動態水壓力影響，因此，經由外部附屬的即時水位高程水壓力 (FL sensor)，壓力來源相扣除後即可藉由側向土壓力即時得知淤積深度。因而河砂淤積歷程以及淤積高度可由感測器所量測到的訊號反應來判讀獲得資訊。現地微機電壓力感測器安裝方式為先將壓力計安裝於 PVC 管中，再裝設於鋼管內，鋼管上具有防止洪流中礫石、浮木直接撞擊感測器之防護裝置，總長 15 公尺的監測管，其中底部 6 公尺為固定用基座，以混凝土打底，上部 9 公尺為監測管，安裝後回填細砂，每一公尺有一組感測器，共九組，安裝於橋墩上游側，訊號管線經保護措施，由橋柱背水端，即下游側延伸至橋面板，橋面板處再設製儀器箱，接收壓力計訊號，圖 3.21 為含壓力計沖刷監測管製作實景，其中圖 3.21(b)中之沖刷監測管包含光纖沖刷感測器於內，圖 3.22 為微機電壓力感測器量測訊號，可看出隨時間沖刷深度變化剖面，可觀察沖刷及回淤過程。

(三) 壓力感測計於縮尺沉箱模型設置

縮尺橋墩模型之沖刷監測計設置方式與現地所用方式截然不同，現地橋梁沖刷監測系統在颱風期間將面對十分惡劣的環境條件，大自然毀滅力量不可小覷，除了沖刷監測管之保護外亦必須在其外再另外設置保護防撞裝置，以抵抗洪水夾帶之巨石、巨木衝撞，而實驗室中縮尺模型沖刷感測器則無此顧慮，無需設置防護裝置，直接將壓力感測計裝設於壓克力試體預留之孔洞中，因試體製作上底部為一公分厚之底板，因此壓力計的安裝無法從最底部開始設置，且在裝設施工上亦必須預留空間，故最底部之壓力

感測計距離沉箱基礎底面為 2.5 公分之距離，由下往上則每隔 3.5 公分設置一壓力感測計，一共五顆壓力感測計分佈範圍共 16.5 公分，此範圍為經由初步試驗，初始埋置深度對於破壞機制影響實驗中決定出之埋置深度範圍，裝設壓力感測計之壓克力試體實體如圖 3.23 所示，壓力感測計訊號線經試體內部往上延伸由試體帽梁部分之缺口拉出，因試體內部堆放鉛球做為質量塊，而在訊號線外套上橘紅色套管為保護，另一方面亦相當於拉長透氣管距離，透氣管作用為提供壓力感測計一參考壓力，故其必須與外界空氣保持暢通，提供一大氣壓之參考壓力標準，如透氣管進水則測得壓力將會失準。此外，有關壓力感測計於沖刷試驗前所進行之訊號反應測試及線性迴歸校正將於下節介紹。

3.3.2 沖刷振動感測計

(一) 沖刷振動感測計於現地應用^[7]

沖刷振動感測計之原理如同現地所使用之無線網路沖刷磚，無線網路沖刷磚使用微機電製程感測元件，其體積小且成本低，經基本加工製作成磚塊，以固定間距設置於 H 型鋼中，當沖刷深度達該位置，磚塊被沖出，微感測元件能測到水流對此產生的振動訊號，訊號傳出後透過無線感測網路回到監控中心，無線網路沖刷磚實驗室機制試驗結果如圖 3.24，示意及實體如圖 3.25 所示。

(二) 沖刷振動感測計於縮尺沉箱模型設置

本研究沖刷振動感測計內之加速度計使用 Freescale Semiconductor 生產之 MMA7361L，三軸向微機電加速度計，MMA7361L 是一種微機電之電容式加速度計，具單極低通濾波器、訊號調理、自體測試、溫度補償等功能，尺寸為 3mm x 5mm x 1.0mm，體積甚小，量測精度在 1.5g 下可達 800mV/g，可量測之加速度範圍為 $\pm 1.5G$ ，電壓輸入為 2.2~3.6V，電力消耗為 400 μA ，工作溫度 -40 $^{\circ}C$ ~85 $^{\circ}C$ ，此加速度感測原件使用簡單之機械機制，感測器內之矽晶圓(silicon wafer)上有一多晶矽(Polysilicon)彈簧支撐上端質量塊，質量

與旁邊固定端間設一電容(capacitor)，當感測器受加速度力量影響，使質量塊位移造成電容差，藉此機制因而可以輸出電壓變化，此感測器之優點之一為輸出電壓為正電壓，此項條件受限於資料擷取系統，若資料擷取系統只接受正電壓，尚需自行設計電壓增幅機制，將電壓變化平移至正值。本研究之沖刷振動感測計及整合此加速度計及數顆電容於電路板上，並以環氧樹脂包覆做為保護晶片及防水之用，如圖 3.26 所示。

沖刷振動感測計之安裝不同於壓力感測計直接裝設於預留孔洞之壓克力縮尺橋墩模型內部，訊號線經由試體內部向上延伸而出，因壓力感測計之運作機制為靠壓力計之薄膜感應壓力變化，為一平面式之感測元件，將感測計安裝於試體內部，薄膜處外露即可感測試體表面壓力變化，而沖刷振動感測計是以加速度計安裝於小片電路板上，必須必須整體裸露於試體外部，以受水流沖擊或使其有足夠空間讓沖刷計產生位移、旋轉等變形，故將沖刷計另外安裝於一壓克力板上，如圖 3.27 所示，如同壓力感測計監測組般，一組共五顆沖刷振動感測計(圖 3.27(a))，最下方之單元距沉箱底部 3 公分，向上每隔 3.5 公分設置一沖刷振動感測計，每一沖刷振動感測計單元之訊號線在感測計端以熱縮套管包覆，並外露 2.5 公分於壓克力板與感測單元間，利用熱縮套管及包覆之訊號線及電源線自身之彈性在沖刷量測機制中，提供一具彈性可振動之懸臂梁效果，此外，在製作時亦將沖刷振動感測單元之平面旋轉四十五度，且迎水面平面之法向量指向斜下方，此設置目的為當此單元覆土被水流沖走後，在水流沖擊時，振動感應單元會向後方及上方移動，而不會影響到其下方尚未被掏刷之砂土。固定沖刷振動感測計之壓克力板為門字型如圖 3.27(b)，凹口與沉箱外壁之間為提供訊號線向上延伸所預留之空間，此外，因為此部份之訊號線將直接浸於水中，故除了感測計本體以環氧樹脂包覆外，在水位範圍內之訊號線亦以環氧樹脂塗抹，而為提供振動能力之懸臂部份則以中性之矽利康塗抹，以維持彈性並達到防水功用，此裝置藉由螺絲可固定外接於設置於模型沉箱試體外壁之支架上，可隨時拆卸及組裝，如圖 3.28 所示。

(三) 沖刷振動感測計水流沖擊反應

沖刷振動感測計製作完成後首先進行在水流沖擊下之訊號反應，當安裝於縮尺沉箱模型側壁時，其沖刷感測機制為當水流淘刷側壁砂土至該沖刷振動感測計深度時，感測計原本埋置於水中無振動反應會因水流作用而產生振動，或因水流作用力產生變形，加速度計可量測得其位移、旋轉而產生之訊號改變，因此需先了解在不同流速之水流沖擊下加速度計之訊號反應，簡易之試驗配置及實驗操作如圖 3.29 所示，將沖刷振動感測計組平放於水槽內平台上，兩側以磚塊壓住固定，手持水管輪流由左向右移動，一次對著一顆振動感測計單元沖擊，為控制流量流速相同，每次試驗將水龍頭開啟後即不再轉動，確保其流量固定，在距離水管出水口處固定距離以手持式流速儀直接量測該流量下特定距離之流速，再以該距離沖擊沖刷感測計單元，最後觀測整個歷程中加速度訊號反應，如圖 3.30 到圖 3.32。為顯示沖擊訊號是否明顯，訊號反應圖並無使用相同之縱座標範圍，可看出在流速 0.7m/s 時水流沖擊下雖訊號可看出改變，但與其餘環境振動訊號相比並非十分明顯，而當流速提升至 1.2m/s 時可看出訊號反應有明顯增強，流速 1.8m/s 時可以看出，當水流沖擊至沖刷振動感測計單元時，訊號有非常明顯的改變，且可以清楚由各別感測單元之訊號歷時反應圖看出提供沖擊之水流來源移動趨勢、速度及停留時間。

(四) 沖刷振動感測計沖刷訊號反應

上一部份介紹沖刷振動感測計單元在水流沖擊下之訊號反應，在縮尺模型河道之沖刷試驗中，試驗配置條件並不一定皆能滿足足夠之流速要求，且因縮尺河道內水流紊亂，環境振動對訊號造成之干擾更嚴重，必須另外加強在沖刷歷程中，沖刷振動感測計被沖出時之反應，以便更容易辨識其沖刷反應訊號，經過一系列測試後發現可藉由每一沖刷振動感測計單元懸臂段訊號線之彈性，實驗初始環境佈置中埋置試體時，預先將沖刷振動感測計單元向下彎折，並將砂土回填夯壓，如圖 3.33，以固定其位置有一初始之向下變形量，當沖刷深度達該感測計單元時，覆土遭淘刷，感測計單

元產生彈性回復，即使可能有非完全彈性之回復，可能存在殘餘變形，然其訊號反應效果良好，足以清楚辨識沖刷歷程，圖 3.34 為在台大水工所進行之沖刷試驗，此次試驗中因埋置深度及流量等試驗條件因素，沖刷深度約達七至八公分，經淘刷而裸露之沖刷振動感測計只有最上面編號 5 及編號 4 之感測計，判斷準則為當壓力訊號值產生明顯上升現象前，視為沖刷達到該感測計深度，故圖 3.34 中可看出，編號 5 之感測計約在 12 分半時沖出，而編號 4 之感測計約在 13 分鐘時沖出，而在此兩單元之感測計產生明顯訊號反應前，約 11 分鐘時編號 1~4 之感測計訊號皆有一小幅提升之現象，此為砂土中水流流動觸及感測計之故。

3.3.3 浮球

(一) 浮球於現地之應用^[7]

浮球所應用之原理如同現地之無線網路漂浮磚，無線網路漂浮磚是研究團隊改良後之 RF 元件，其內部具有無線電發射功能之小型訊號器，將該無線網路漂浮磚預先埋於橋址欲量測沖刷深度處附近，此裝置於靜止狀態時不會發出信號，表示該位置尚未受到洪水沖刷，但經河水沖刷達該深度受水浮力浮出後，內建之機械裝置將觸動體內發報系統，送出無線電封包之訊號，由接受器接收後予以解碼、傳輸，進而可辨識出河床之沖刷深度。此種監測方法兼具經濟性和簡單便利性之優點，將該儀器設備設置於河床時，於洪水來襲之時，能量測得知洪峰通過時之河床各設備埋置斷面之沖刷深度，但只能使用一次，屬於拋棄型之沖刷監測系統，研究團隊利用 MEMS/NEMS 壓電元件技術設計此無線網路漂浮磚，同步設置並固定於其他幾種沖刷樁附近，以便同時量測沖刷與洄淤情形。其大小尺寸須與該流域之性質設計，以浮出水面產生振動訊號為原則，其使用之大小與 1 台斤之茶葉罐略同，如圖 3.35 所示。無線網路漂浮磚之機制亦經過實驗室試驗驗證，於試驗水槽中不同深度埋入無線網路漂浮磚，並量測其經沖刷浮出後回傳之訊號，如圖 3.36 所示。

(二) 浮球系統於縮尺模型試驗建置

現地所使用之無線網路漂浮磚主要利用預埋於固定深度，而當水流沖刷達該深度時沖刷磚浮出，產生振動，發出無線電封包回監測系統，進而得知該處即時沖刷深度，然而對於縮尺模型橋梁之沖刷監測要達到如此成效則會有技術上之困難，不易將無線電發報訊號器及振動感應器同時整合於接近同模型縮尺尺度之沖刷間感測單元內，然而現地無線網路漂浮磚之沖刷辨識機制亦可由事先在各漂浮磚漆上不同顏色，如圖 3.35 之右下角照片所示，但現地無線網路漂浮磚仍必須仰賴無線發報系統，係因實際颱風來襲時，希望可以做到全自動監測，現場不需有人員隨時觀察量測，因此漆上顏色之無線網路漂浮磚，顏色辨識僅為輔助觀察之用，但此機制確可確實之應用於實驗室中沖刷監測中，利用不同顏色之浮球，綁上細線固定於縮尺沉箱模型，沖刷試驗中，水流沖刷達該深度時，預先設置於該深度之浮球將因無砂土之包覆束制而沖出、浮出於水面，於模型河道外可直接以肉眼辨識其顏色便可知其即時沖刷深度並紀錄其沖出之時間，屬於直接獲得沖刷資訊之方式，缺點是無法與沖刷監測系統有效整合，自動提供監測系統沖刷對結構穩定性影響之警訊，但對於實驗室之沖刷量測而言可有效與其他監測系統互相比對驗證。

浮球之製作上必須考慮水流沖刷至該埋置深度時是否能夠將其沖出且浮出水面，以利觀測，本研究做了一系列不同之嘗試以改進其沖刷試驗效果。經不同材料之加工性、經濟性及耐用性綜合考量後，選擇以保麗龍球做為浮球之材料，因其保利龍便於切割、加工及穿孔以便穿線，相較於木球、壓克力球等雖較容易毀壞但重新製作所需費工較少，且相同體積之保麗龍球重量相較其餘材料而言相當輕巧，因水流沖刷達該浮球深度時，水流力將把浮球向下游處拖曳，如上浮力及浮球本身重力與拖曳力之合力無法使浮球上浮出水面，則將失去觀測沖刷深度之功用，經試驗證實保麗龍材質浮球在沖刷試驗中易於浮出水面利於觀測。

試驗過之浮球系統機制主要分為三種，如圖 3.37 至圖 3.38 所示，主要分為將連繫各別浮球與其搭載設備之細線連接於搭載設備頂部，集中為一

點，或是連接於個別浮球埋置高程之位置，圖 3.37 之浮球系統將線端固定於鋼尺頂部，鋼尺長度 50 公分，約等於沉箱高度，以釣魚線連接浮球，由於線端固定於同一點，對於不同高程之浮球需要剪裁不同長度之線段，按照不同高程順序佈置並以膠帶固定，試驗前將整組浮球系統固定於試體表面，再由下向上依序撕開貼於浮球上之膠帶並以砂土覆蓋，此方法因個別浮球之連接線容易彼此影響，互相纏繞，故於實際操作時不甚便利。圖 3.38 為將線端固定於個別高程位置的作法，圖 3.38(b) 為使用木條做為搭載設備，每一浮球使用約三十公分長之釣魚線連接，並且事先收捲並以較薄之紙張包覆固定；圖 3.38(c) 使用壓克力製作之格柵作為搭載設備，與圖 3.38(d) 之差別為連接線材料之選用，使用壓克力格柵之優點為準確的將各浮球設置於特定高程位置，不會因埋置過程而有所偏離，且亦可直接將連接線纏繞收入，不需要另外固定而可節省許多工作量。

(三) 沖刷試驗浮球系統機制驗證

經過多次試驗及觀察比較，綜合考慮製作難易度、製作費時、安裝便捷性、沖刷深度反應之效果及再次試驗之回復難易度等因素，最後選擇以圖 3.38(d) 之壓克力格柵為搭載設備，以棉繩做為連接線之浮球組做為沖刷監測系統中之浮球系統，試驗驗證其沖刷深度量測如圖 3.39 所示。

3.3.4 內視攝影機

將內視攝影機安裝於壓克力試體內底部，針對貼於縮尺沉箱模型外之標尺調整適當之距離和焦距以即時回傳沖刷影像，其應用於現地較為困難處為，單一攝影機視角範圍有限，現地橋墩垂直深度尺度甚大，必須要佈置足夠多之攝影機才能做到沖刷深度之量測，然而攝影機相對於其他監測系統而言回傳之資料量大上許多，也需要較高之電量供應，在洪災中其可靠性相較於其他監測系統較為不穩定，故現地使用之攝影設備僅為使用於災況即時轉播，於橋墩頂裝設夜型網路攝影機，鏡頭四周有紅外線燈泡，可於日夜拍攝河床狀況及水位變化但並無監測即時沖刷深度之用，而實驗室

使用內視攝影機則將其作為輔助量測之工具，沖刷歷程中可直接由影像畫面配合攝影機所拍攝之標尺得知即時沖刷深度。

由於內視攝影機需設置於縮尺沉箱模型內部，扣除壁厚後直徑約 12~13 公分之圓形空間內，如使用網路攝影機將占去過大之空間，攝影機鏡頭焦距鎖定標尺刻度將有困難，因此本研究使用針孔式攝影機安裝於試體內部，攝影機位於試體內底部，上方提升二十公分處堆置鉛球充當試體自重，故攝影機所在空間並無光線進入，且埋置於土中即使沖刷達到該深度光線穿過水體傳至試體內部亦不足以提供足夠之照度供攝影機拍攝清晰之影像，因此研究團隊在針孔式攝影機之外部，額外設置白光之發光二極體燈泡如圖 3.40 所示，並進行一系列含 LED 光源針孔式攝影機設置於試體內底部不同位置、鏡頭不同焦距之影像測試。

3.3.5 手持式攝影機

本研究除內視攝影機外亦製作手持式之水下攝影機，此設備亦為直接觀察水下即時沖刷情況之工具，與縮尺沉箱試體內部之內視攝影機相比，手持式水下攝影機必須倚靠人工方式手持攝影設備觀測沖刷深度，僅為在實驗室試用之方法，然因其為手持操作，故具有其他監測系統所沒有之機動性能，其於監測系統僅為單面及單向度之沖刷深度監測，而手持式水下攝影機可任意移動至欲觀測之區域位置，即時了解沖刷現況，因此此設備雖對於沖刷監測系統之沖刷監測預警效用不大，卻對於了解沖刷行為，輔助並驗證其它幾種監測系統量測提供有效之佐證及對照之用。

手持式水下攝影機亦使用針孔式攝影機拍攝，因其必須置入手持設備並放入水中拍攝，如其體積過大將影響水流，改變沖刷行為，使觀察到之沖刷行為與自然現象有所偏離，本研究團隊使用 PVC 管做為手持設備主體，總長 3 公尺，後段可拆卸成為 1.5 公尺，形狀為 L 形，而向下伸入水中段之頂端再做一九十度之折角，如此可水平手持並觀測水平方向之影像，入水段使用四分 PVC 管，鏡頭處直徑約兩公分，手持式攝影機實體如圖 3.41，實際沖刷試驗之操作方式如圖 3.42

3.4 壓力感測計校正與訊號測試

本節將介紹壓力感測計訊號反應對應實際壓力之線性迴歸校正試驗與土壓改變下之訊號測試試驗。壓力感測計之沖刷深度量測機制是藉由壓力變化判斷得之，埋置於土中之壓力計之訊號來源為土壤之側向土壓、靜態水壓以及土壤孔隙中流動水體之動態水壓，然孔隙中水流速度實為緩慢，相當於靜態水壓部份可忽略之，當水流於縮尺模型橋墩處局部沖刷造成砂土流失後，產生壓力釋放，在水位不變情形下且因土壤流失後沖刷坑內產生之動態水壓影響效果不大時，壓力變化主要來源即為土壓改變量，因此土壓改變量相較於其餘可能影響壓力變化之因素是否明顯，將決定能否容易且清楚的辨識沖刷深度是否已達該壓力感測計，本研究針對壓力感測計訊號反應進行一系列測試，主要為垂直土壓訊號及浸水側向土壓訊號，沖刷試驗中縮尺模型橋墩上之壓力感測計量測之訊號即為浸水側向土壓訊號，而垂直土壓訊號則可提供確認土壤參數。

(一) 壓力感測計校正試驗

壓力感測計藉由一與空氣連通之透氣管提供一大氣壓之參考壓力，與壓力感測薄膜所受壓力之差異，經內部微機電元件反應輸出 0~5 伏特之電壓訊號，此電壓訊號與實際壓力呈線性關係，故量測得之電壓值可直接代入線性迴歸校正試驗結果，可得實際壓力訊號，本實驗於台大水工所進行，並非逐一校正個別壓力感測計，而是直接利用一大型水桶將含五單元之壓力感測計之縮尺沉箱模型放入桶中進行訊號校正，試驗環境配置如圖 3.43(a) 所示，試驗所用之容器即為照片中左方之藍色大水桶，將含壓力感測計之縮尺沉箱模型試體置於其內量測訊號，而壓力感測計之訊號線經由模型上方拉出後連接於照片左方桌上之資料傳輸節點，再經由無線網路傳輸至照片右方之閘道器傳回筆記型電腦，進行資料整理、計算與訊號繪製，試驗容器內配置如圖 3.43(b) 所示，因此容器底部稍有攏起，因此於桶底放置砂土鋪平，使縮尺沉箱模型能站立於一平面上，水桶側壁上相隔 180 度之兩側設置標尺，並在標尺預定水位高度處貼上色彩明顯之膠帶，以便放水時

做為基準，此外，直接使用水管引水入此容器藉由水位高度變化改變壓力感測計量測之壓力，因試驗對象為壓力感測計本身，故為實驗配置方便，並無置入質量塊於縮尺沉箱試體內部，其本身自重在水位逐漸升高下將不足以抵抗浮力，因此必須在試體頂部放置磚塊提供荷載，防止試體浮起或偏移。

壓力感測計校正試驗步驟如下：底面整平，放置縮尺模型試體，並連接訊號線以及架設無線網路傳輸設備與資料接收設備，首先接收壓力感測計於空氣中之訊號值，作為零點之訊號，而後以每五公分為間距，提升水位到預定高度後靜置數分鐘開始接收數據五分鐘，做為一資料點，因試體高度有限，故總共資料點數為八點，扣除零點後為七個不同水位高，因標尺刻度設置方便之故，絕對水面高程分別為從最底部開始四公分，向上十公分到十四及二十四公分處，此區段水位間距較大是因可較早全部涵蓋所有深度範圍內之壓力感測計，繼而再往上二十九、三十四、三十九公分及最高水位四十四公分處。壓力感測計校正結果如圖 3.44 至圖 3.48 所示，壓力感測計編號 1~5 為由底部向上依序排列安裝於壓克力縮尺沉箱試體表面。

(二) 垂直土壓訊號測試

本研究針對壓力感測計垂直土壓測試採取連續量測、接收數據之方式觀察其壓力變化，因試體體積無法平躺於校正所用之水桶內，故直接以試驗水槽進行試驗，首先將試驗水槽之砂土段選擇一區域，挖一淺坑，稍微加以埋置固定縮尺沉箱模型試體，將含壓力感測計之沉箱表面向上放置，連接訊號線及傳輸、接收設備後即可開始接收資料，在接收資料的同時開始舀取周為砂土，垂直堆置於壓力感測計感測薄膜上方，試驗實景如圖 3.49 所示。

由於砂土是自由堆置，並無任何阻靠，故推高之砂土將自由滑落，五顆壓力感測計之中心處亦即編號三之壓力感測計處之砂土高度將高於其於各壓力感測計；砂土推高至一定高度後停止，並量測編號三壓力感測計其上土壤高度，此處即為最高處高度，測得此高度用以換算土壓及回推土壤參

數，而後逐一撥去各別壓力感測計上之覆土亦可觀察其土壓減少之現象，各別壓力感測計之訊號反應及重疊比較如圖 3.50 及圖 3.51 所示。

訊號反應由圖可見，初始覆土過程中電壓訊號反應逐漸上升，因置土有依照順序性加土於個別壓力感測計上方，土壓訊號亦依序上升，約至第三輪、第四輪後此順序趨於較不明顯，而當撥除覆土時亦依序逐一的接近一次性清除上部覆土，故可看見壓力驟降，或一次降回零壓力之原點，且訊號是依照由編號五至編號一之壓力感測計順序反應，此外圖 3.51 標示出編號三之壓力感測計所量測壓力峰值，約等於 0.8 伏特，代換回上一部份所述之校正試驗結果則可知對應之壓力改變量，約為 0.2 *psi* 即約為 0.014 *kgf/cm²*，試驗所用之砂土為越南石英砂其為標準試驗砂，比重為 2.65，對計算土體單為重而言未知數為含水量及孔隙比，因自然落下堆置之土壤屬於鬆砂，當代入鬆砂之孔隙比及毛細水壓下之合理飽和度後土體單位重約為 0.0015 *kgf/cm³* 左右，換算土壤高度約為 10 公分，與量測所得相當，除可驗證壓力感測計之量測結果外，亦可間接證實實務經驗中所使用之土壤參數合理性。

(三) 側向土壓訊號測試

側向土壓訊號測試是為了模擬接近真實縮尺河道模型沖刷試驗中，壓力感測計能夠量測得之土壤因沖刷淘刷流失後，土壓訊號改變量是否足夠辨識沖刷深度是否達特定高程之壓力感測計，縮尺河道沖刷試驗中，雖水位在短時間內可達預定深度，可假設水位為穩定不變之固定參數，然實際情形因邊界條件複雜且水流行為亦無法完全掌握其確切行為，在紊流流況下局部區域水面將不規則上下飄動，雖其幅度不大，且試驗亦包含動態水壓，亦將影響壓力感測計訊號量測，故先於靜態水中測試側向土壓訊號，有助於確保試驗中訊號量測判讀之可靠性。

試驗環境及配置如同壓力感測計校正，於台大水工試驗所內，以大型水桶進行試驗，側向土壓訊號測試示意如圖 3.52 所示，首先將桶底砂土整平，將含壓力感測計之縮尺沉箱模型試體置於桶內，開始接收壓力感測計訊號，

而後開始逐漸回填砂土，因試驗目的為模擬在受到水浮力作用下，以浸水單位重之側向土壓作用於壓力感測計之土壤，故在回填土過程中保持水面與砂面貼齊，數據處理則扣除水壓改變量即為土壓改變量。

試驗共回填 20 公分高之飽和砂土，各壓力感測計訊號反應如圖 3.53 所示，其中可看出因壓力感測計之垂直分佈佈置，因此壓力反應由最底部編號 1 之壓力感測計開始增加，最終 20 公分高之飽和砂土對於最頂部編號 5 之壓力感測計提供 3.5 公分之土壤厚度，試驗結果如表 3.6 所示，圖 3.53 可看出土壓變化之過程，而表 3.6 則是分析土壤高度改變前後之壓力差值，表 3.6 中，分別表示編號 1 至編號五之壓力變化及反算之土壤參數，第一列為各壓力感測計相對於沉箱底部之高程，以土壤高度變化扣除之可得各感測計實際之土壤及水位高度變化，第二列為各別壓力感測計在填土歷程中之總壓力變化，第三列為水位變化下對應之水壓差，以總壓力變化扣除水壓變化即為填土歷程中側向土壓造成的壓力變化，土壤是以不定高度之自然殞落堆置，且因保持水位面與沙面貼齊，故有效作用於縮尺沉箱側壁壓力感測計薄膜之土壤必須扣除水體浮力，亦即需以浸水單位重之土體乘上一側向土壓力係數方為作用於薄膜面之側向土壓力，第五列之靜止側向土壓力 k_0 為假設土壤浸水單位重為 0.001 kgf/cm^3 所反算出之結果，第六列則是假設靜止側向土壓係數為 0.5 時反算出之土壤浸水單位重，由於土壤是以自然殞落方式堆置，故在較高高程之壓力感測計處之土壤未能受足夠之覆土壓力，可能存在局部較大之空隙或是壓力感測薄膜處有局部應力集中，因此反算數據與其它深度之壓力反算數值相差較大，但對較底部之編號 1 至編號 3 之壓力感測計數據反算結果而言，則為可互相驗證之結果，當靜止側向土壓力係數 k_0 為 0.5 時反算之浸水單位重約為 0.001 kgf/cm^3 左右而當浸水單位重假設為 0.001 kgf/cm^3 時靜止側向土壓力係數 k_0 約為 0.5 左右，此即可證實，在相同土樣下，覆土厚度在 10 至 20 公分之土壤，其浸水單位重可假設為 0.001 kgf/cm^3 ，而靜止側向土壓力係數 k_0 可假設為 0.5。

由於此試驗中編號五之壓力感測計土壤高度改變量 3.5 公分恰為每一壓力感測計單元之間距，故可由其壓力變化判斷沖刷過程中，各別壓力感測計

被沖出之壓力變化是否明顯，經分析壓力感測計之靜態數據可得其雜訊正負振幅和為 55bits，對應 0.004 伏特，壓力值約 0.001 kgf/cm^2 ，小於表 3.6 中編號 5 壓力感測計在 3.5 公分高差之飽和土壤能產生之有效側向土壓力約 0.003 kgf/cm^2 ，故可確定在此壓力感測計排列間距下之土壓變化是可量測得的，然而，土壤之浸水單位重已與水體本身單位重相去不遠，加上要再乘上一靜止側向土壓力係數，則土壓改變下在縮尺河道沖刷試驗中不穩定之水面高度上下飄動幅度可達三、四公分下將可能隱含於水壓變化內，而較不容易辨識，而縮尺模型沖刷試驗中埋置深度一般在十公分至二十公分左右，亦無法提供壓力感測計一較大之初始側向土壓，不同於現地情況，現地橋梁沖刷監測系統之壓力感測計間距一公尺且亦有數公尺之埋置深度，故此側向土壓訊號測試可再次確立現地使用壓力感測計之可行性，然而對於縮尺模型沖刷試驗中壓力感測計之使用則勢必需以額外機制加強其訊號反應，方可於模型沖刷試驗中顯現沖刷深度量測效果。

3.5 小結

本章針對實驗室沖刷試驗介紹縮尺模型河道之建置根據及方法，以及縮尺試體之製作流程，並且介紹研究團隊於現地沖刷監測系統中使用之沖刷感測計，以及對應於其中三套系統包含微機電壓力感測計、無線網路沖刷磚及無線網路飄浮磚等現地沖刷監測系，於實驗室中使用之模擬相同機制之沖刷監測設備，壓力感測計、沖刷振動感測計及浮球系統，以及使用攝影設備輔助量測沖刷現象，並已於 3.3 節中實驗證實沖刷振動感測計及浮球系統之可行性，沖刷振動感測計於埋置時設定一初始變形量，向下彎折使其存在一傾斜角，則可加強流速不快之試驗河道中沖刷振動感測計之反應效果，此已經過實際試驗證實，而浮球系統亦於縮尺模型沖刷試驗中確定其對沖刷深度反應之成效。

另一方面，針對壓力感測計進行之校正試驗之回歸結果亦證實其對於壓力變化之訊號反應具有很高之線性度關係，確立感測計之可靠性，於垂直土壓及側向土壓訊號測試試驗中可初步確認土壤參數使用之正確性，然而在縮尺模型沖刷試驗中使用之壓力感測計，因覆土深度淺，且安裝於壓克力縮尺沉箱試體上之間距對於壓力差異訊號觀測亦存在訊號不明顯之疑慮，故雖直接使用於現地沖刷監測系統是可靠的，但應用於縮尺模型沖刷試驗則需透過額外之輔助方式以加強其於沖刷歷程中壓力訊號差異之明顯性，以利試驗中實際監測方便判讀及辨識。

表 3.1 大甲溪流域各分析控制點重現期距個別洪峰流量表

重現 期距 (年)	控制點						
	河口	石岡壩	天冷	橫流溪匯 流前	東卯溪匯 流前	裡冷溪匯 流前	十文溪匯 流前
	1244.1 km ²	1095.4 km ²	955.5 km ²	997.4 km ²	877.6 km ²	848.4 km ²	784.8 km ²
200	11500.00	9800.00	8840.00	8490.00	7850.00	7590.00	7560.00
	(9.24)	(8.95)	(9.25)	(9.36)	(8.95)	(8.95)	(9.63)
100	10300.00	8800.00	8000.00	7630.00	7050.00	6820.00	6790.00
	(8.28)	(8.03)	(8.37)	(8.41)	(8.03)	(8.03)	(8.65)
50	8900.00	7600.00	6900.00	6590.00	6090.00	5890.00	5870.00
	(7.15)	(6.94)	(7.22)	(7.26)	(6.94)	(6.94)	(7.48)
25	7570.00	6430.00	5820.00	5570.00	5160.00	4980.00	4960.00
	(6.08)	(5.87)	(6.09)	(6.14)	(5.88)	(5.87)	(6.32)
20	7300.00	6200.00	5600.00	5370.00	4970.00	4800.00	4780.00
	(5.87)	(5.66)	(5.86)	(5.92)	(5.66)	(5.66)	(6.09)
10	5900.00	5000.00	4500.00	4330.00	4010.00	3870.00	3850.00
	(4.74)	(4.56)	(4.71)	(4.77)	(4.56)	(4.56)	(4.91)
5	4500.00	3800.00	3400.00	3290.00	3040.00	2940.00	2930.00
	(3.62)	(3.47)	(3.56)	(3.63)	(3.47)	(3.47)	(3.73)
2	2600.00	2200.00	1980.00	1910.00	1760.00	1710.00	1700.00
	(2.09)	(2.01)	(2.07)	(2.10)	(2.01)	(2.01)	(2.17)

註：單位為立方公尺/秒；()內為相對比流量(立方公尺/秒/平方公里)。

(資料來源：「大甲溪河川區域勘測報告」^[24]、「大甲溪治理規劃報告」

^[23])

表 3.2 大甲溪河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表
 (資料來源：大甲溪流域聯合整體治理治理規劃檢討^[23])

斷面	代表粒徑 (mm)			平均粒徑 Dm (mm)	泥砂含量 (%)
	D35	D50	D65		
1	39.8	84.2	148.4	89.5	18.6
5	38.1	84.2	146.3	76.8	20.0
9	70.3	130.6	--	102.8	17.8
13	60.1	81.3	--	100.3	18.3
17	49.8	93.7	152.0	82.3	18.4
21	89.6	167.3	--	114.3	10.1
25	67.8	111.0	187.7	90.8	19.6
29	67.4	141.3	--	106.3	19.1
33	29.3	54.2	105.6	71.3	18.5
41	42.0	90.0	203.0	93.5	15.1
46	25.7	82.0	172.4	85.6	29.5
50	91.1	60.0	--	114.7	13.8
54	30.0	68.0	154.0	83.0	23.0
58	33.8	62.0	182.6	87.7	17.8
63	21.5	38.0	100.0	71.5	28.2
68	13.9	28.0	49.0	50.1	25.6

表 3.3 縮尺比例與試驗條件關係表^[25]

表 3.4 模型各參數之比尺關係^[25]

模型比例	水位	時間	流速	流量
關係式	L	$L^{1/2}$	$L^{1/2}$	$L^{5/2}$
比例	36	6	6	7776

註：L 為長度幾何比尺

表 3.5 不同重現期對應原型流量與模型流量關係^[25]

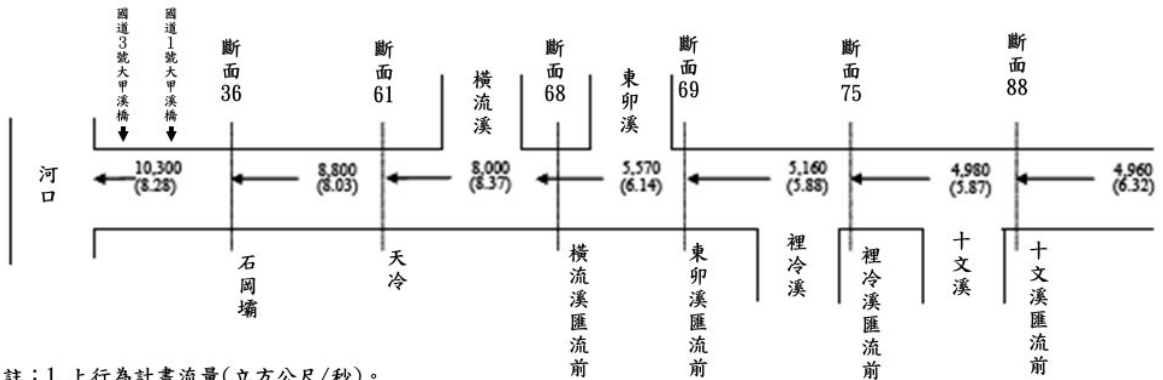
重現期 (年)	原型比例		模型比例
	河道流量 (cms)	模型範圍流量 (cms)	模型範圍流 量 (cms)
100	10300	2306.56	0.290
50	8900	2092.6	0.269
20	7300	1779.5	0.229
10	5900	1417.8	0.182
5	4500	1124.3	0.145
2	2600	513.2	0.066
1	1200	230.7	0.030

表 3.6 壓力計側向土壓訊號試驗土壤參數試算結果

	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5
Sensor Level (cm)	2.5	6	9.5	13	16.5
Δ Total Pressure (kgf/cm ²)	0.0250	0.0221	0.0152	0.0138	0.00649
Δ Water Pressure (kgf/cm ²)	0.0175	0.014	0.0105	0.007	0.0035
Δ Soil Pressure (kgf/cm ²)	0.00753	0.00807	0.00471	0.00676	0.00299
k_0	0.430	0.577	0.449	0.966	0.853
γ' (kgf/cm ³)	0.000860	0.00115	0.000898	0.00193	0.00171



圖 3.1 大甲溪流域位置圖^[25]



註：1. 上行為計畫流量(立方公尺/秒)。
 2. 下行()內為相對比流量(立方公尺/秒/平方公里)
 3. 計畫洪水量，斷面88以下河段採用100年重現期距，斷面68以上河段採用25年重現期距

圖 3.2 大甲溪流域計畫流量分配圖^[25]

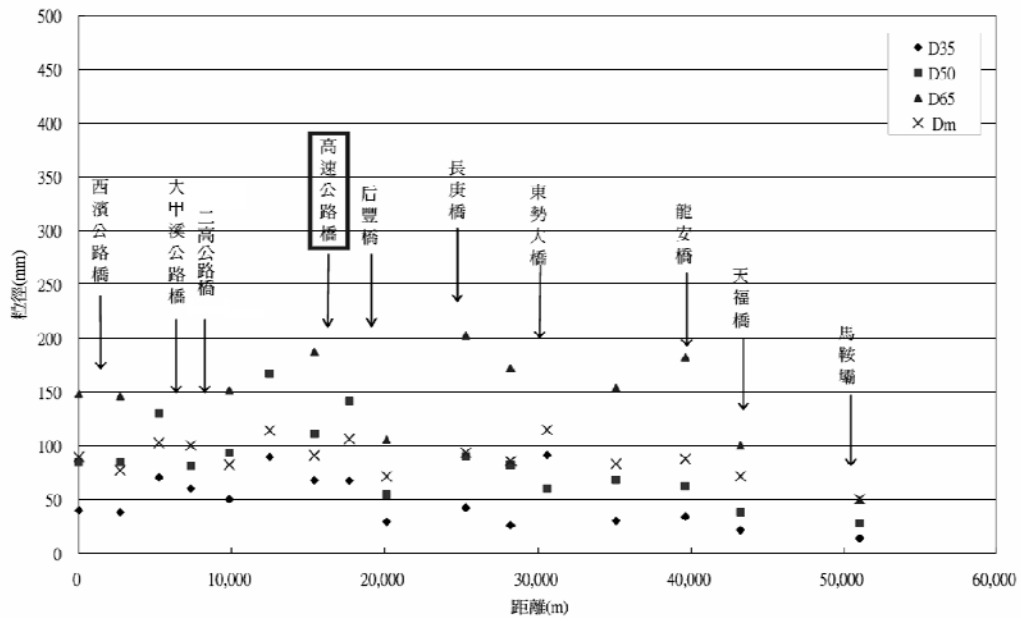


圖 3.3 河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖^[23]

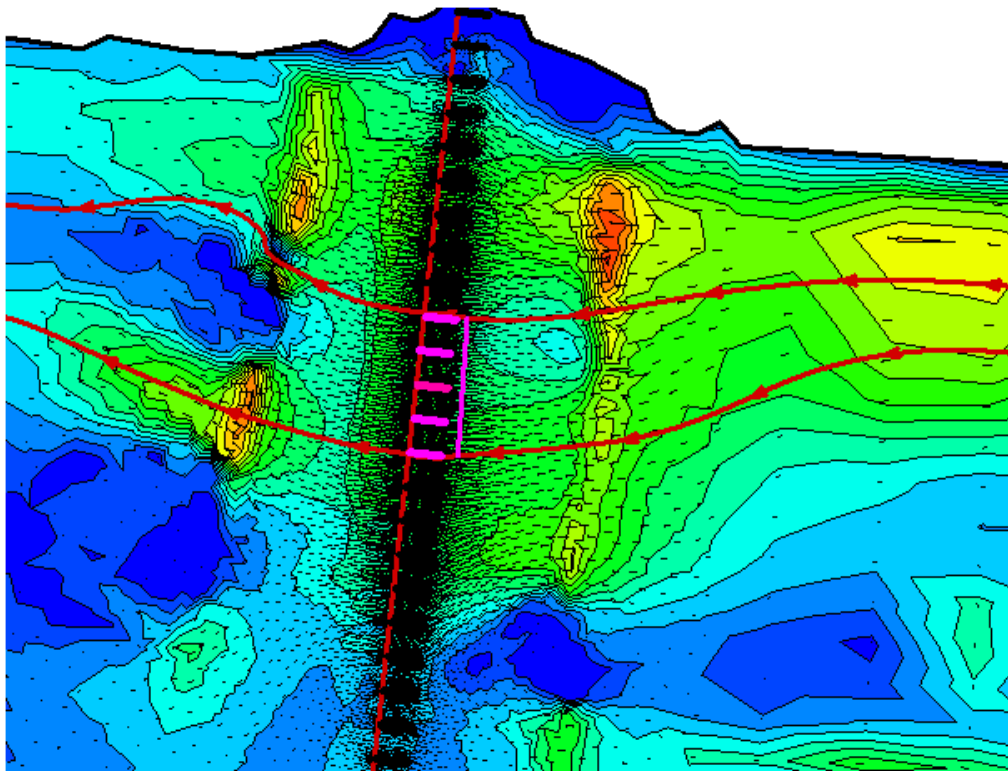


圖 3.4 大甲溪國道一號斷面流速分佈數值模型^[25]



圖 3.5 模型邊牆製作



圖 3.6 模型放樣



圖 3.7 模型初步回填



圖 3.8 陰版設置



圖 3.9 預留橋梁沖刷位置



圖 3.10 模型填實



圖 3.11 水泥砌置



圖 3.12 竣工實景

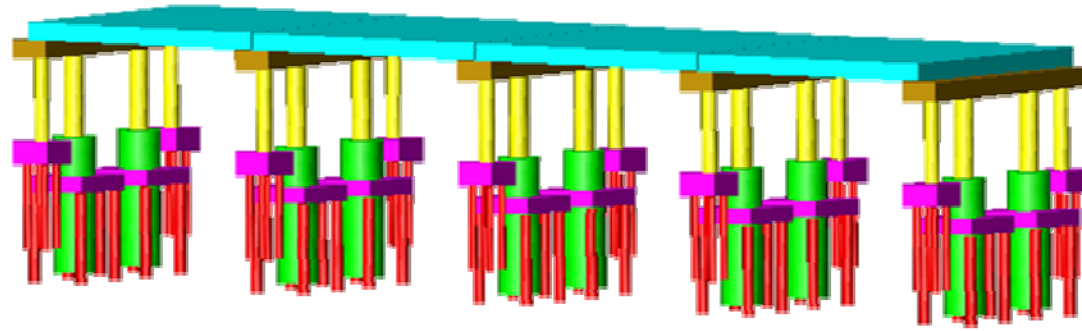


圖 3.13 橋梁模型示意圖

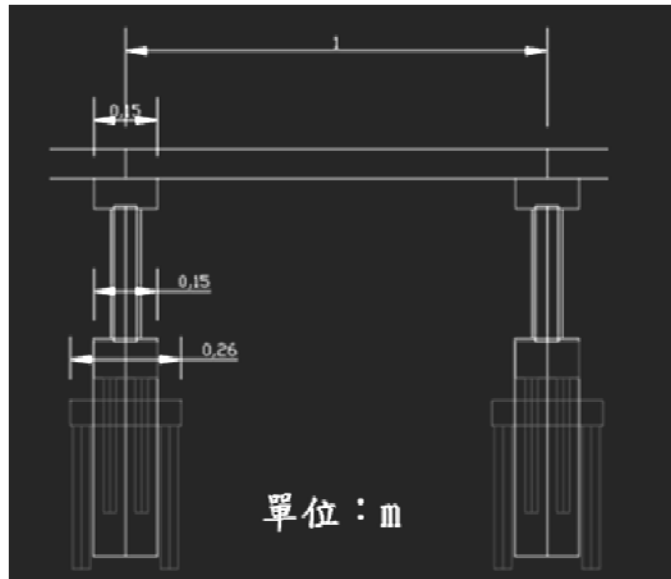


圖 3.14 橋梁模型前視圖

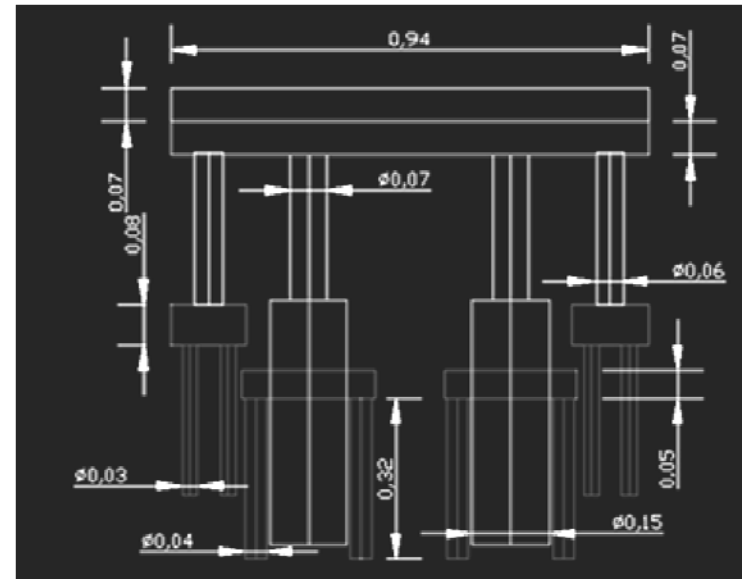
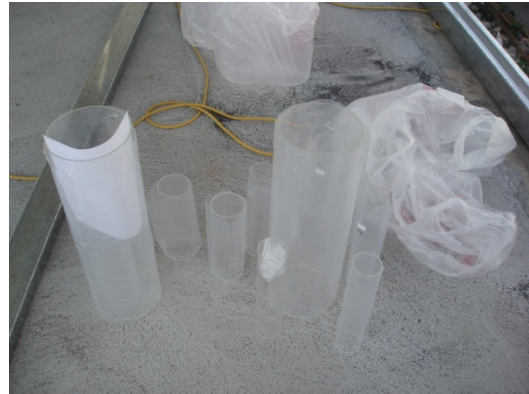


圖 3.15 橋梁模型側視圖



(a) 橋梁模型模具



(a) 橋梁模型模具(續)



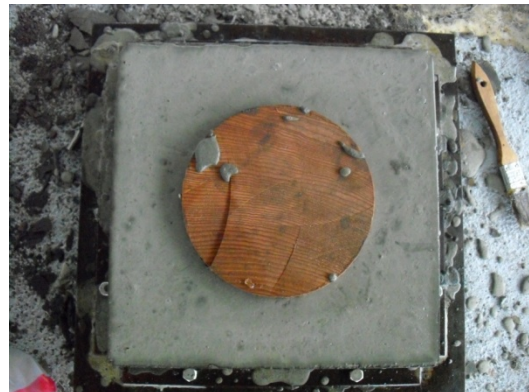
(c) 預拌材摻料鋼纖維



(d) 預拌材加水以拌合



(e) 試體灌漿



(f) 試體灌漿(續)



(g) 各構件完成



(h) 沉箱基礎模型

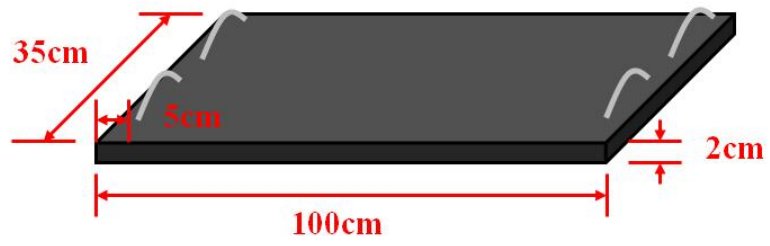


(i) 樁基礎模型



(j) 沉箱擴座模型

圖 3.16 縮尺橋梁模型製作



(a) 尺寸標示



(b) 實體照片

圖 3.17 鋼製橋面版模型

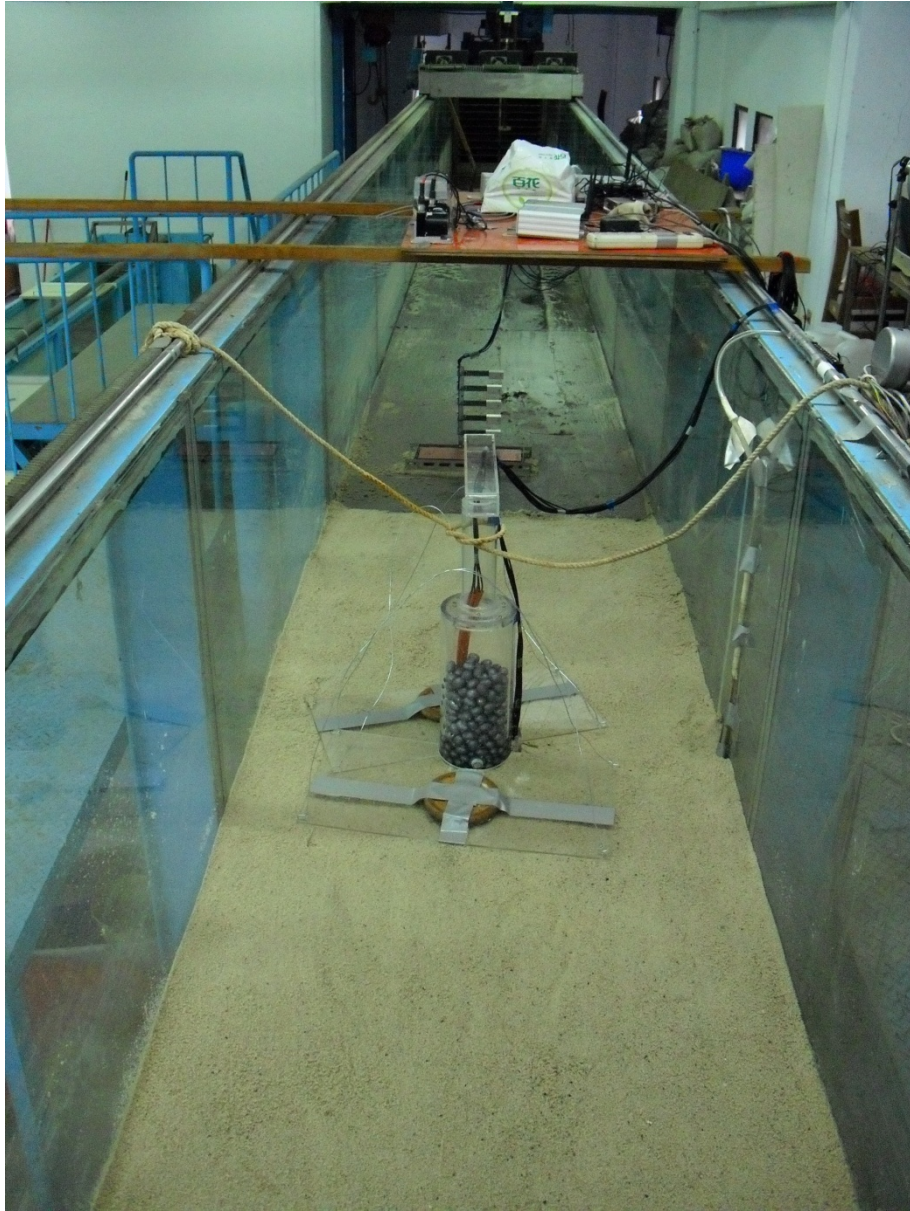
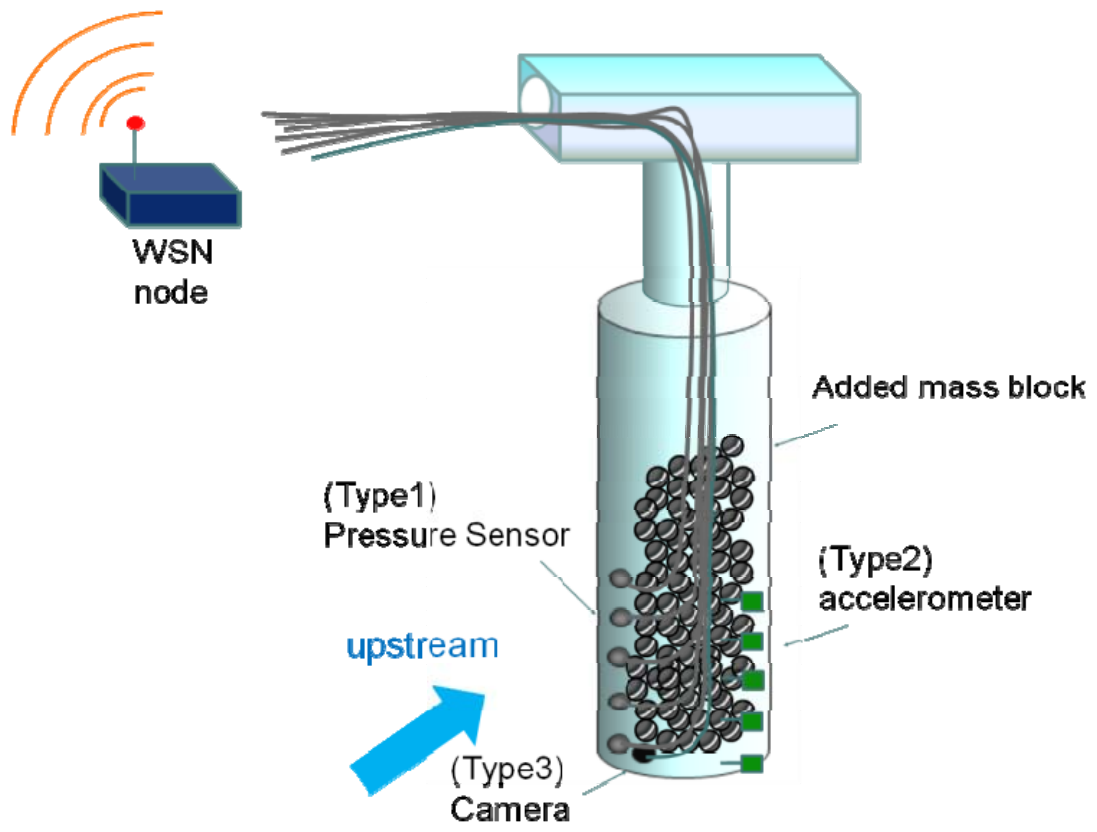
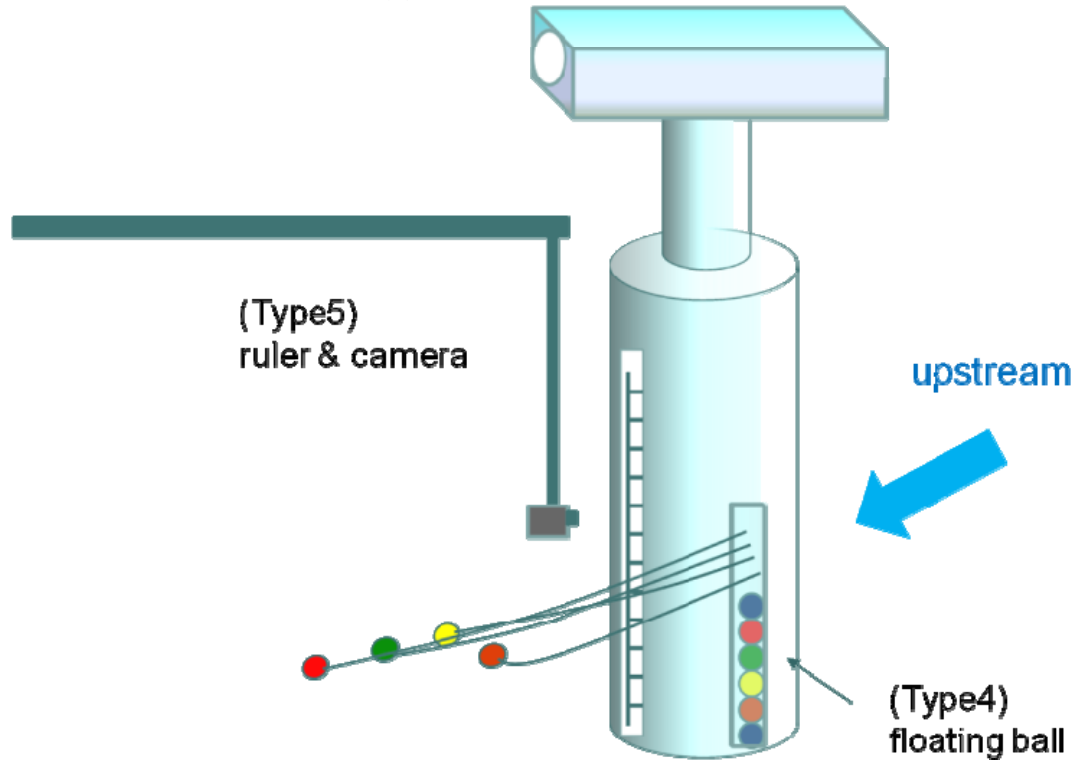


圖 3.18 台大水工所試驗水槽

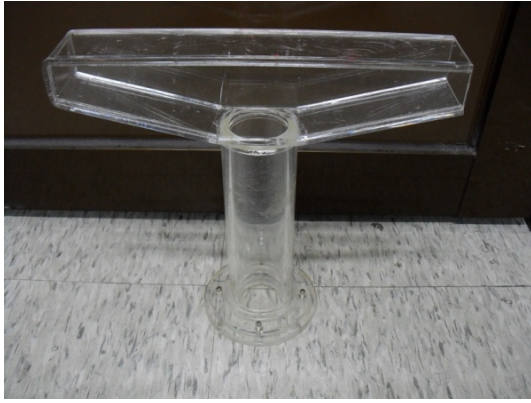


(a) 試體之右前方視角

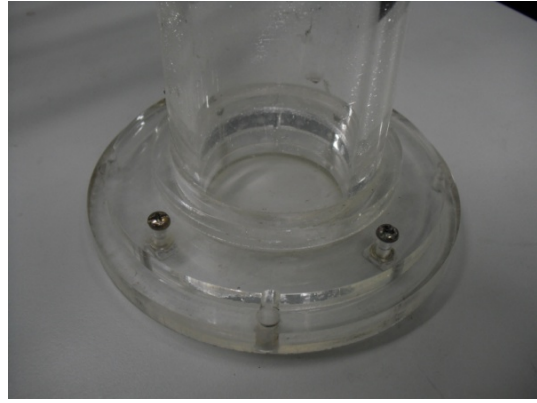


(b) 試體之左後方視角

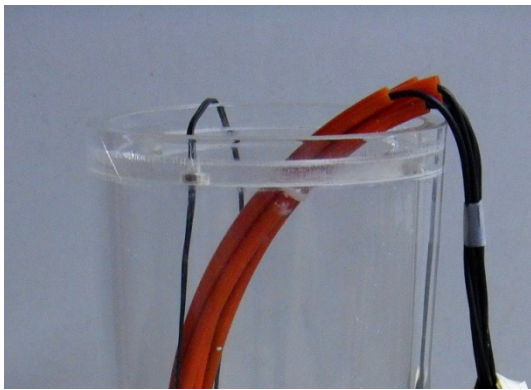
圖 3.19 壓克力縮尺沉箱模型與沖刷監測設備示意圖



(a) 模型橋柱及帽梁



(b) 模型橋柱底上下部接合處



(c) 模型橋柱底上下部接合處(續)



(d) 質量堆疊設計



(e) 質量堆疊設計(續)



(f) 質量堆疊設計(續)



(g) 縮尺模型整體

圖 3.20 壓克力沉箱縮尺模型實體及細節製作



(a) 微機電壓力感測器單元製作



(b) 沖刷監測管組裝

圖 3.21 含壓力感測器沖刷監測管製作^[26]

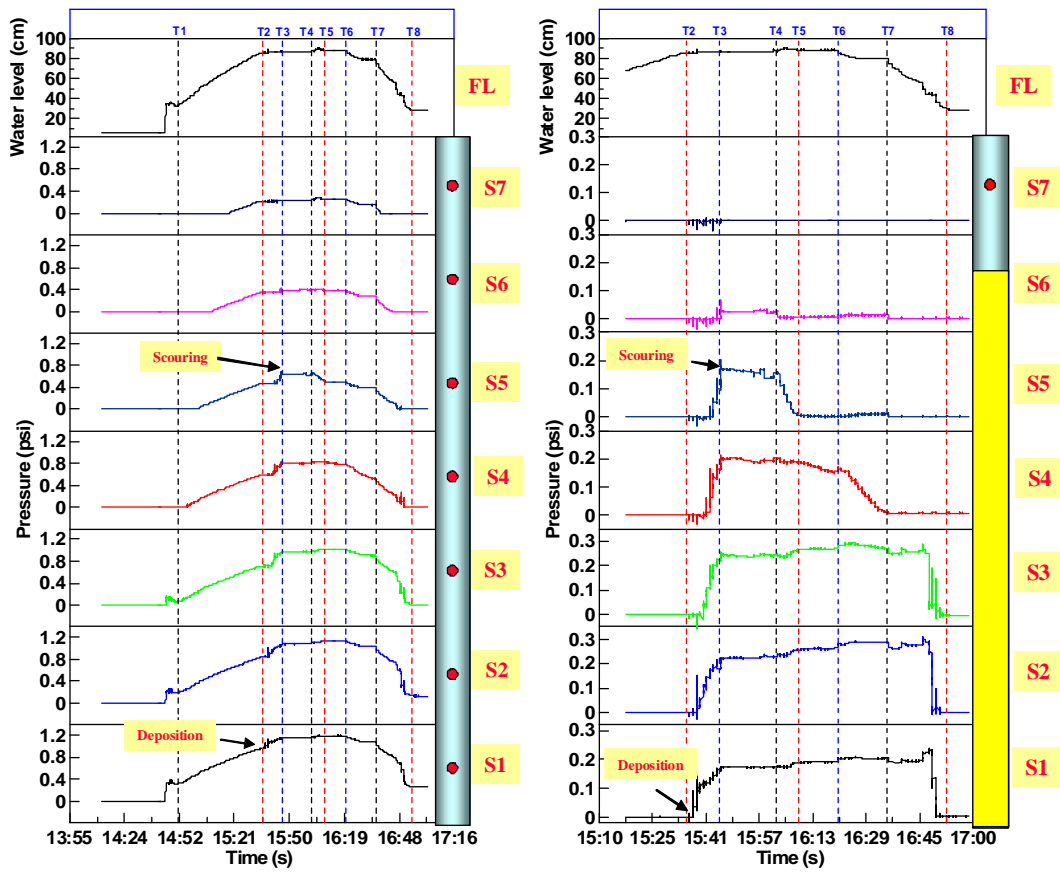


圖 3.22 微機電壓力感測器沖刷訊號反應^[21]

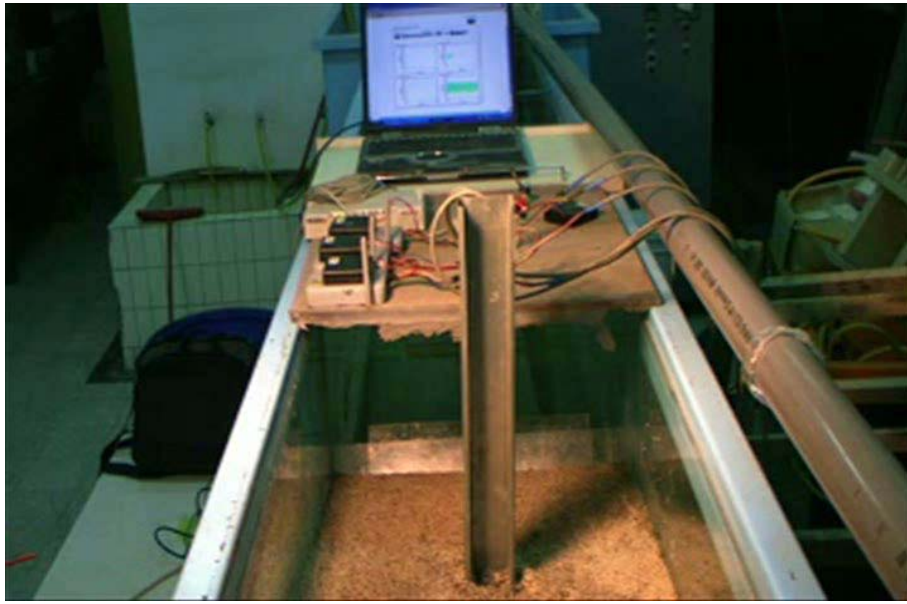


(a) 壓力感測計(背面)

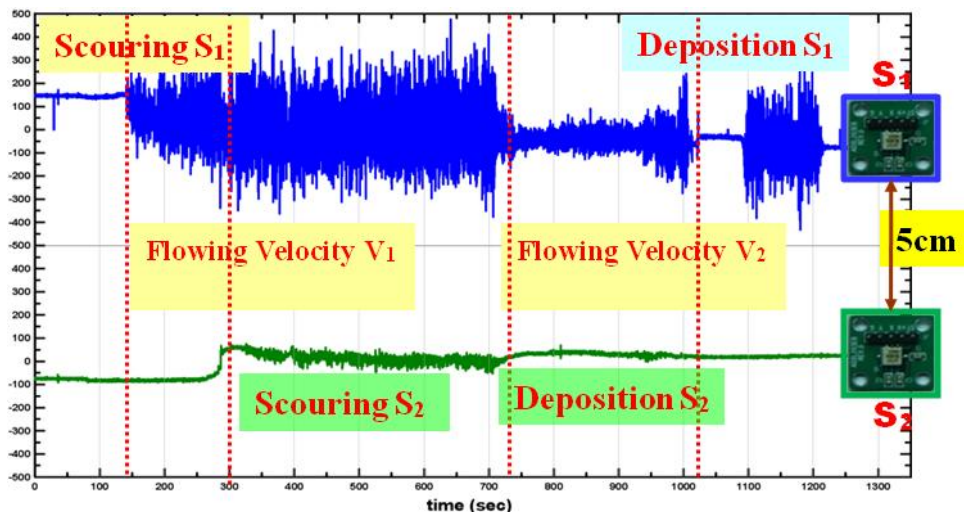


(b) 壓力感測計(正面)

圖 3.23 壓克力縮尺模型內壓力沖刷感應計設置



(a) 沖刷磚試驗配置



(b) 沖刷及回淤訊號反應

圖 3.24 無線網路沖刷磚沖刷訊號反應^[26]

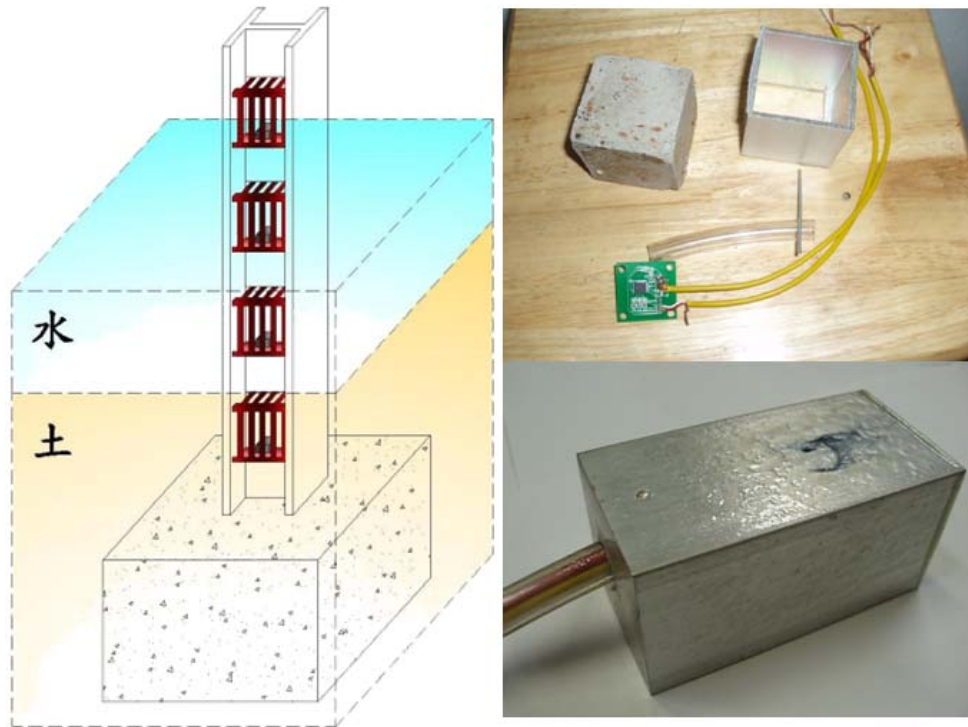


圖 3.25 無線網路沖刷磚^[7]

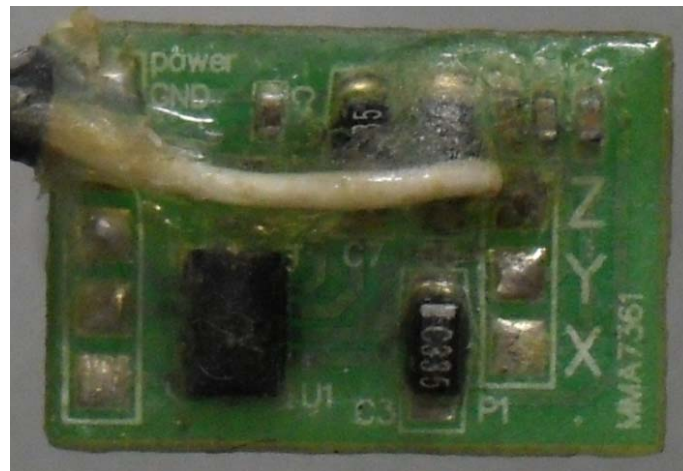
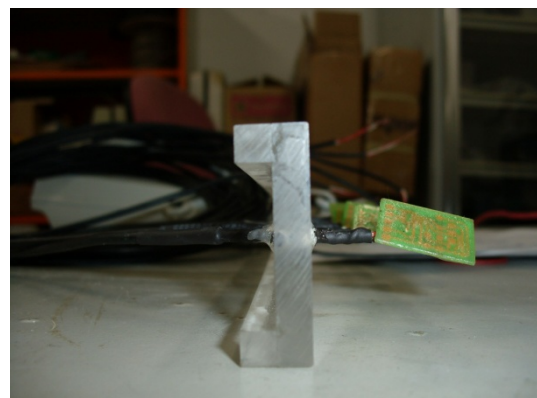


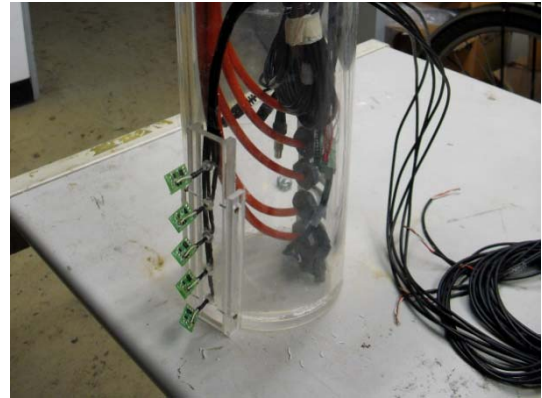
圖 3.26 沖刷振動感測計模組



(a) 感測計組實體

(b) 佈設訊號線之凹槽

圖 3.27 沖刷振動感測計組



(a) 裝設感測計組之外伸支架

(b) 組裝後實體

圖 3.28 沖刷振動感測計於試體之裝設

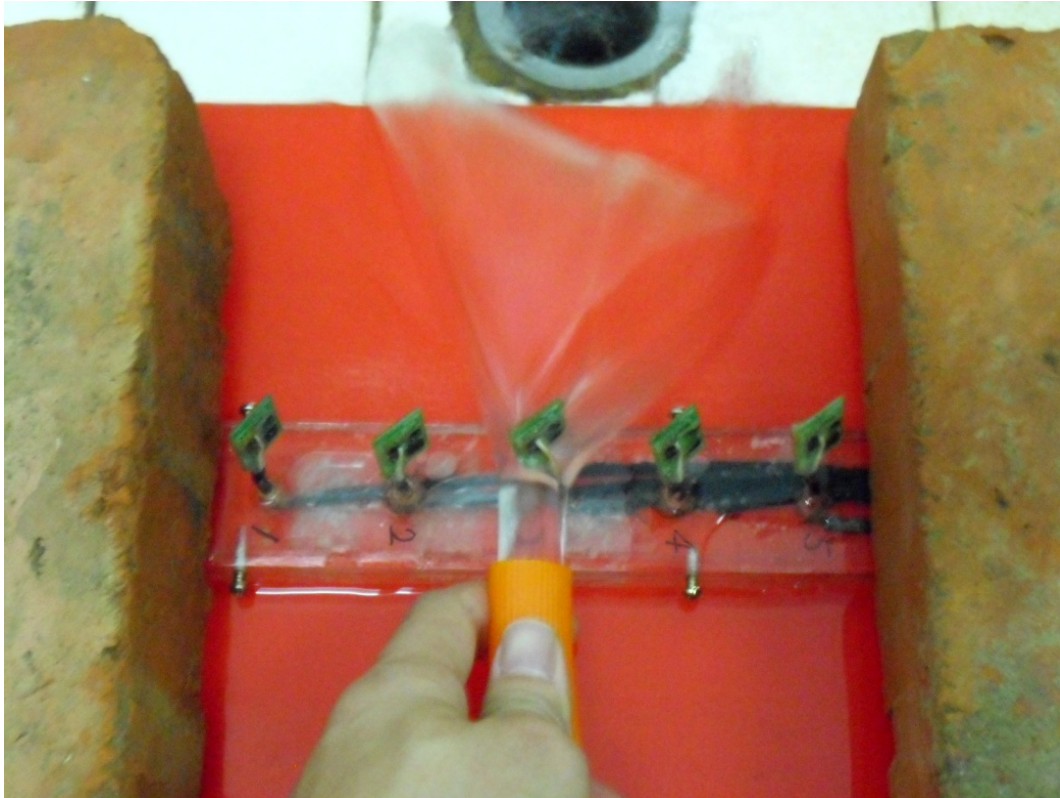


圖 3.29 沖刷振動感測計水流沖擊反應試驗實景

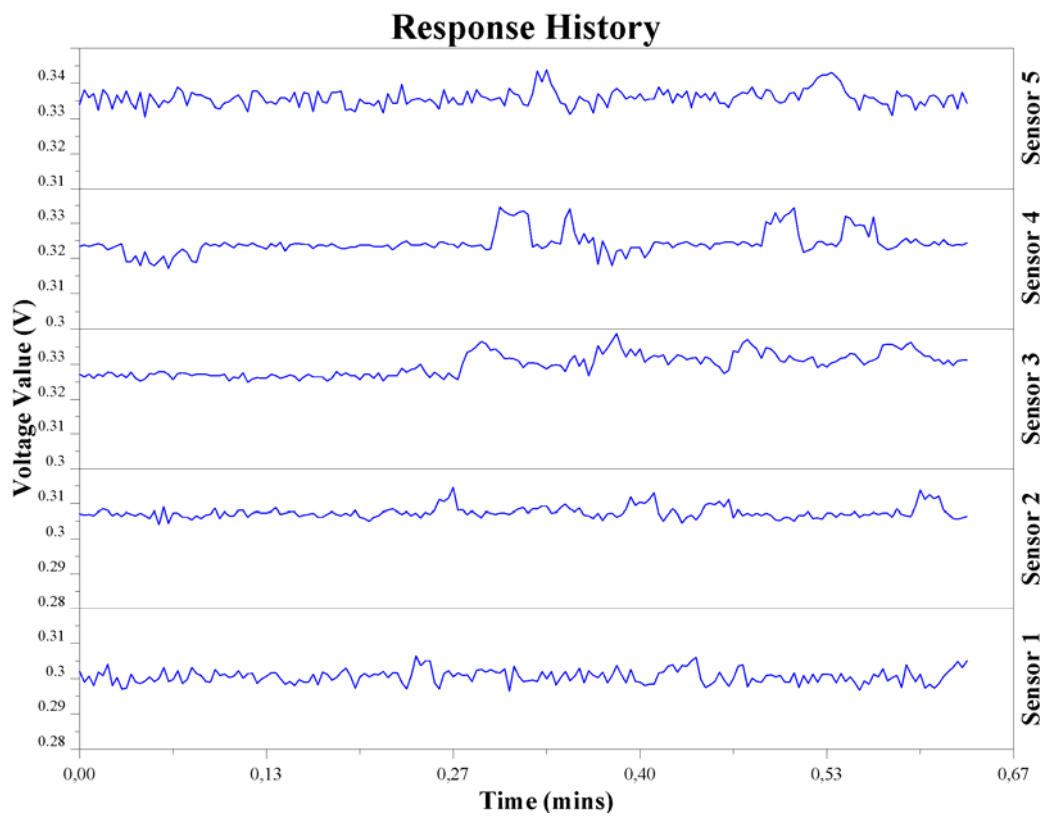


圖 3.30 沖刷振動感測計水流沖擊反應(流速=0.7m/s)

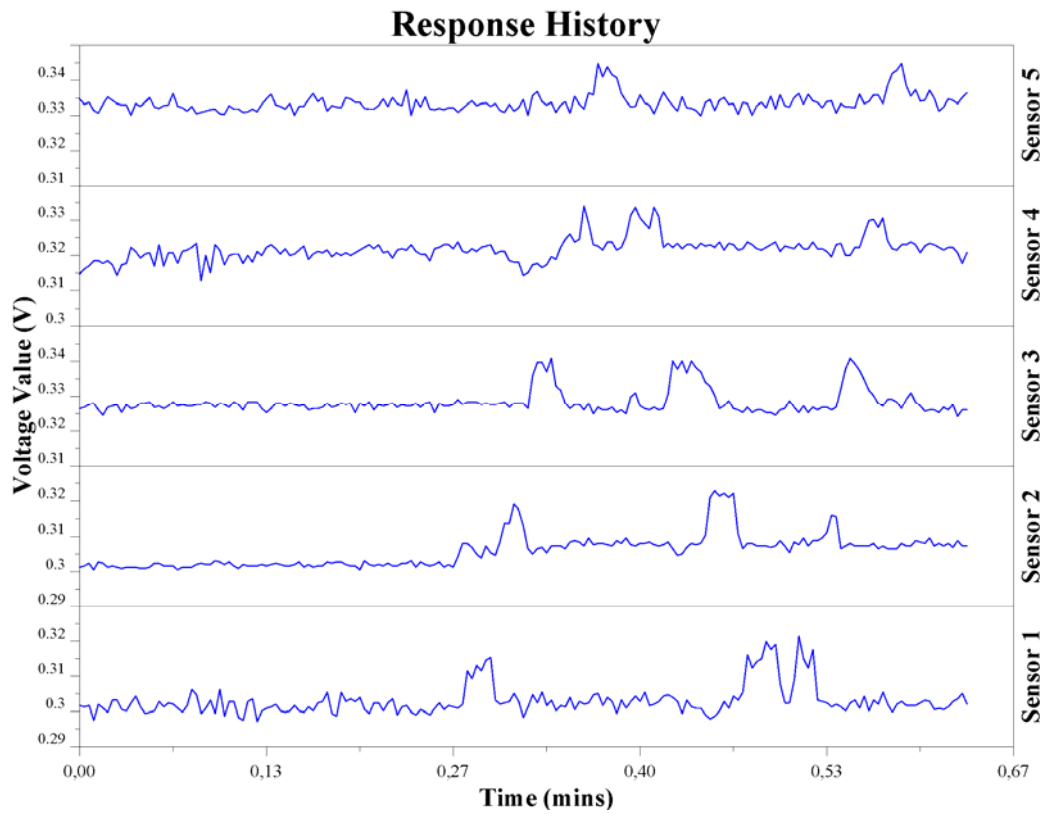


圖 3.31 沖刷振動感測計水流沖擊反應(流速=1.2m/s)

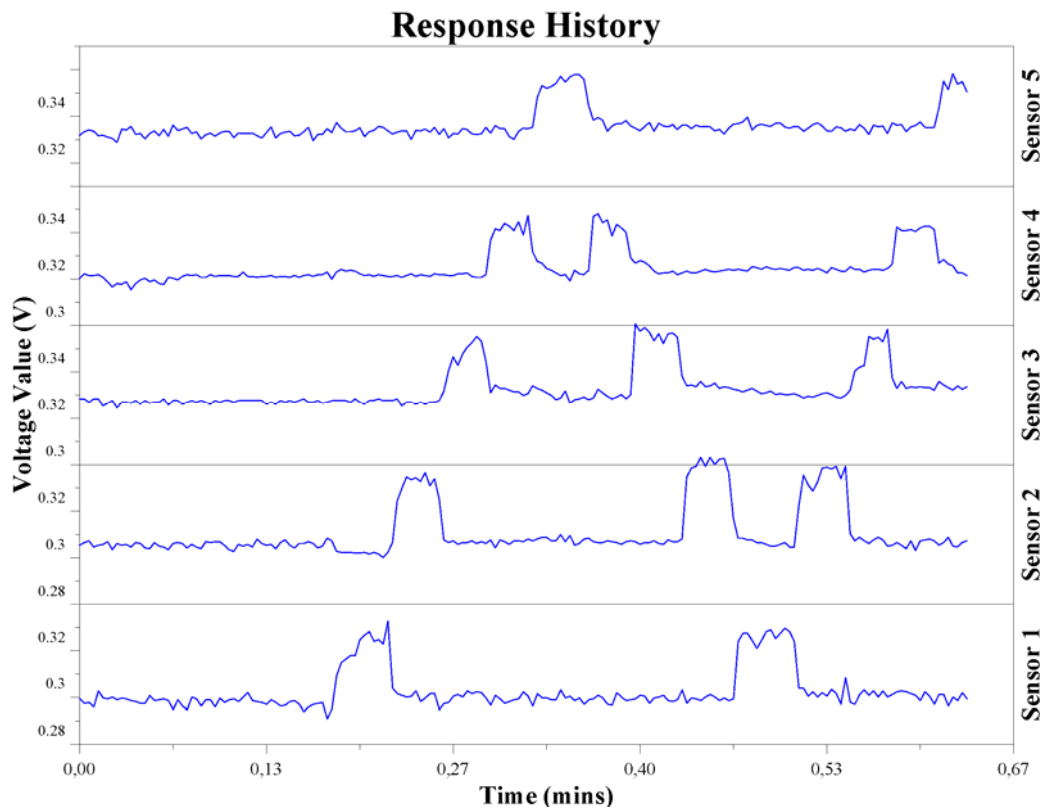
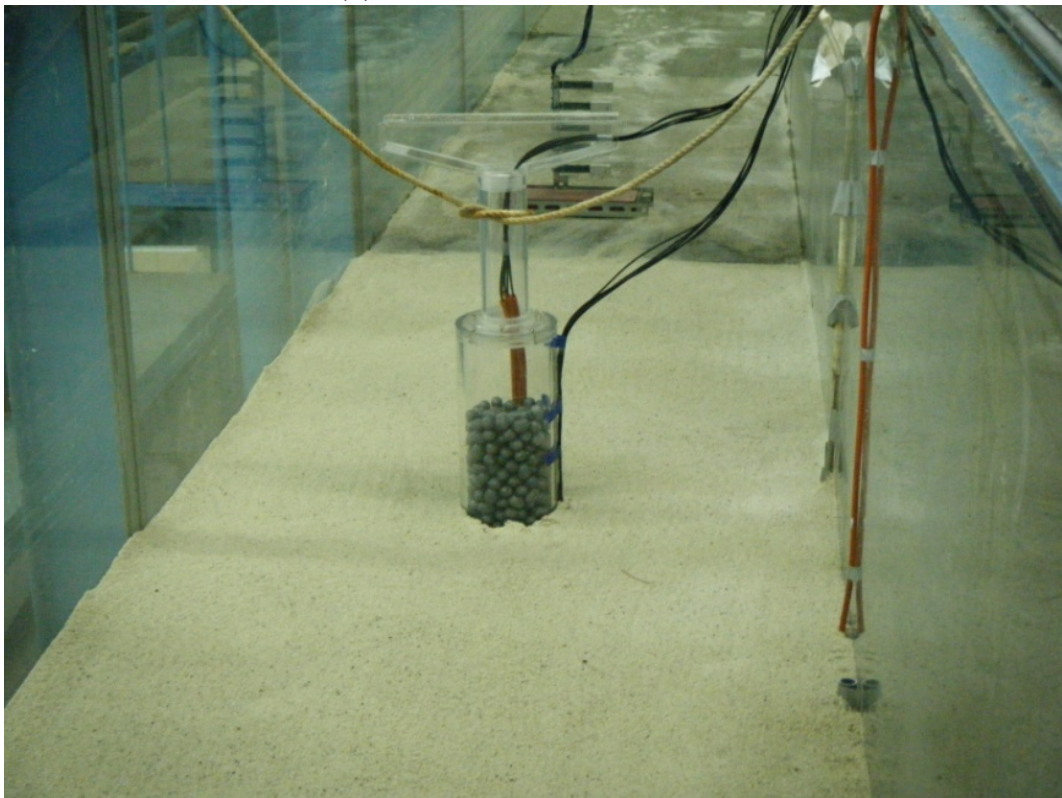


圖 3.32 沖刷振動感測計水流沖擊反應(流速=1.8m/s)



(a) 沖刷振動感測計埋設



(b) 沖刷試驗前實景

圖 3.33 水工所沖刷試驗沖刷試驗

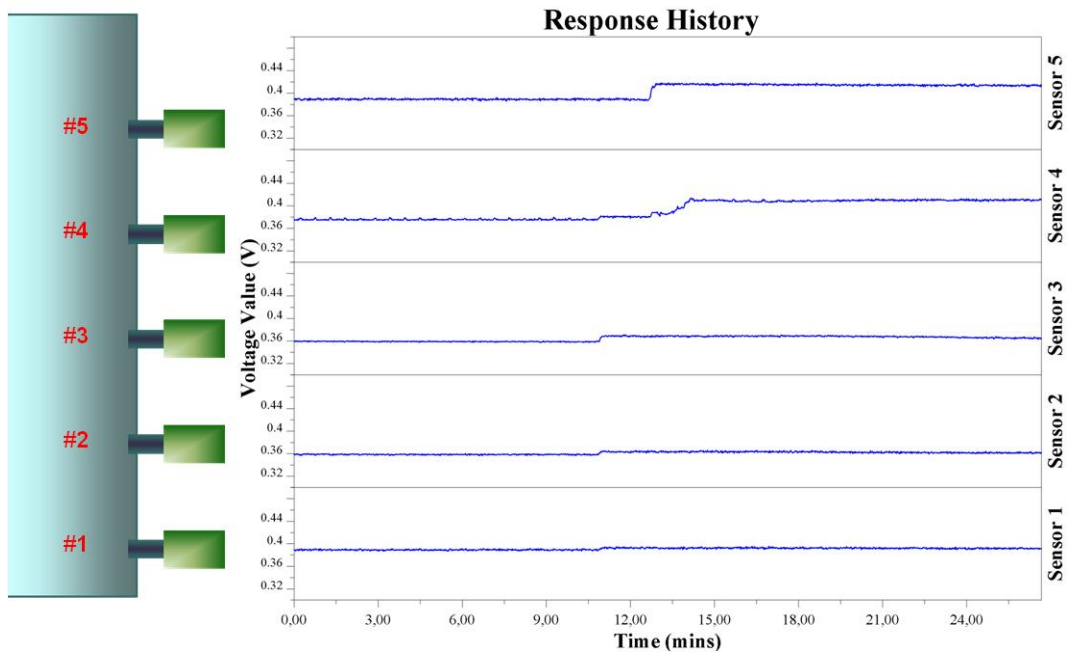


圖 3.34 沖刷試驗感測計沖刷訊號反應

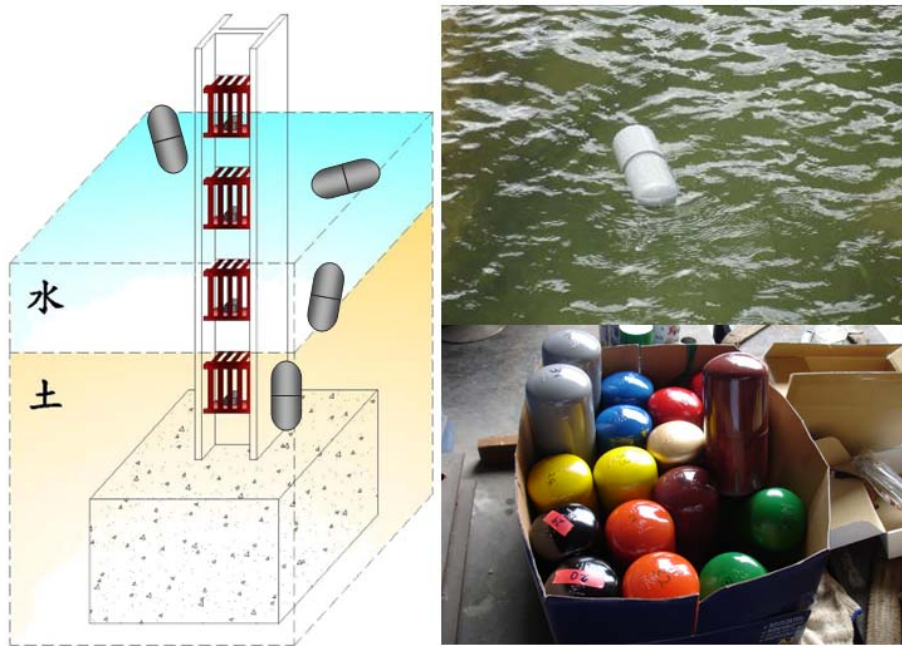


圖 3.35 無線網路漂浮磚^[7]

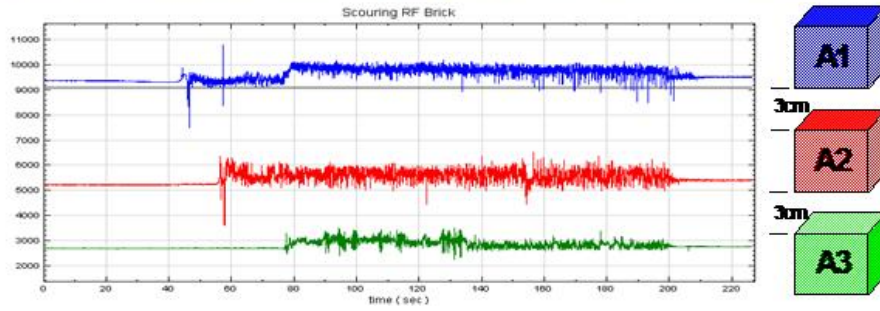
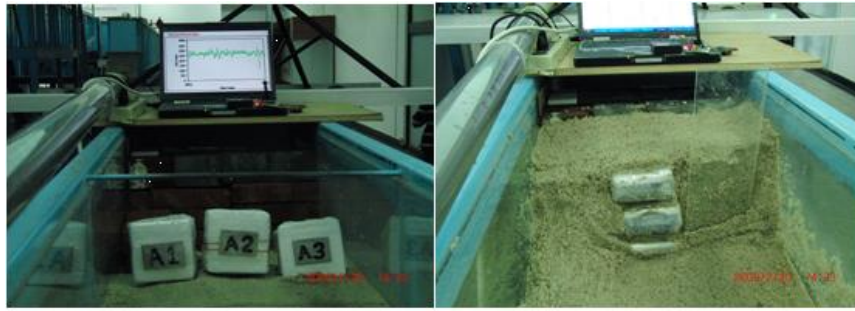
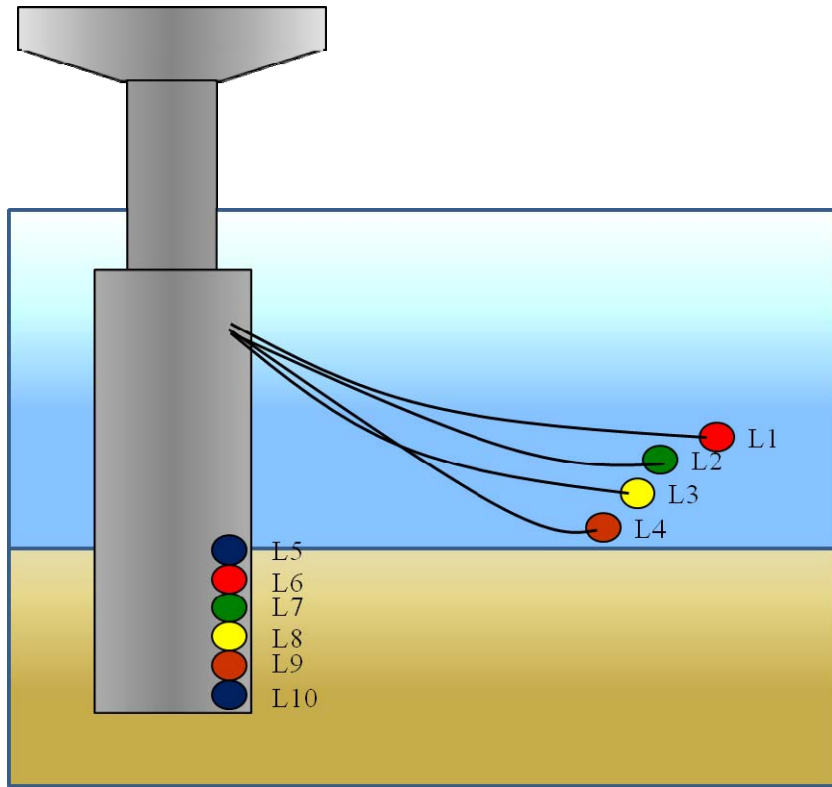


圖 3.36 無線網路漂浮磚沖刷訊號試驗^[7]

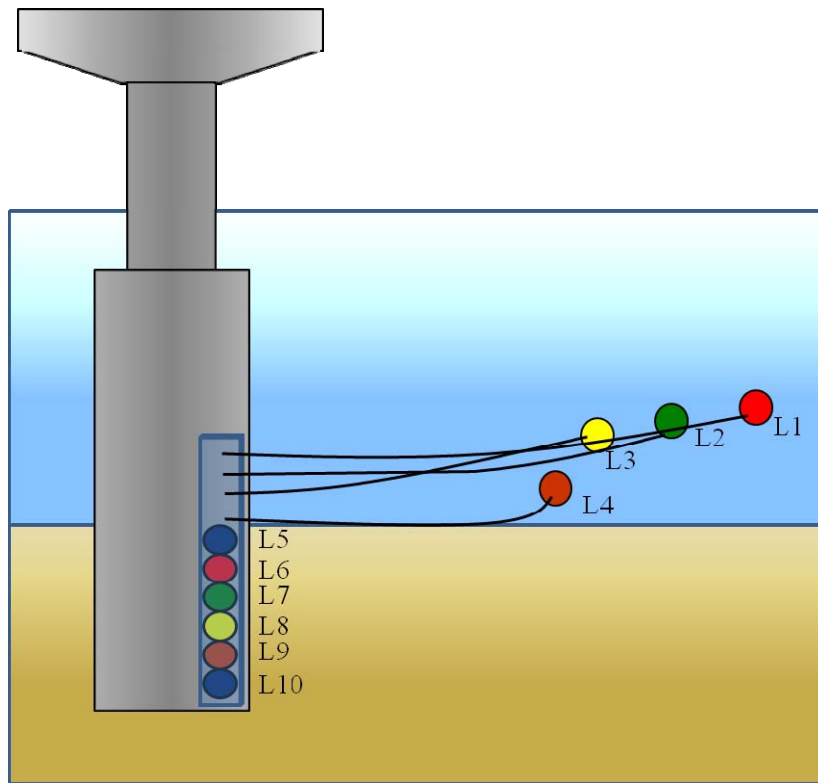


(a) 冲刷反应机制示意图

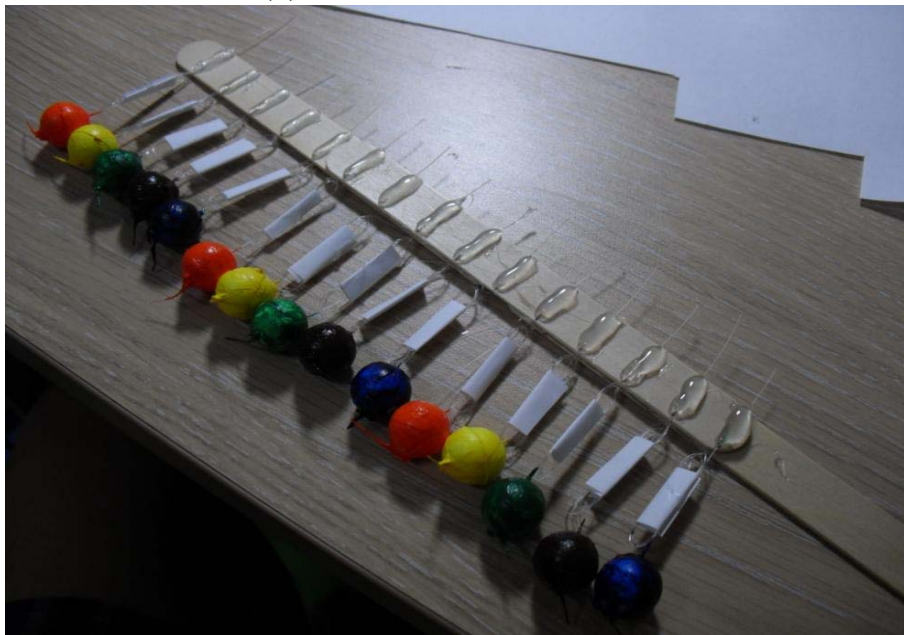


(b) 實體照片

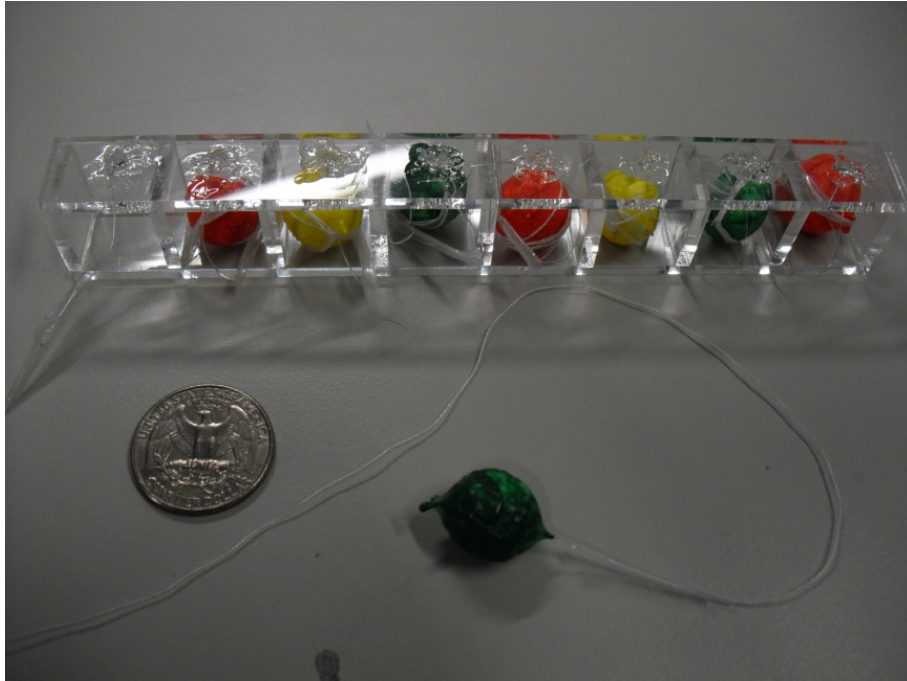
圖 3.37 浮球系統冲刷深度觀測機制及實體(線端固定於上端)



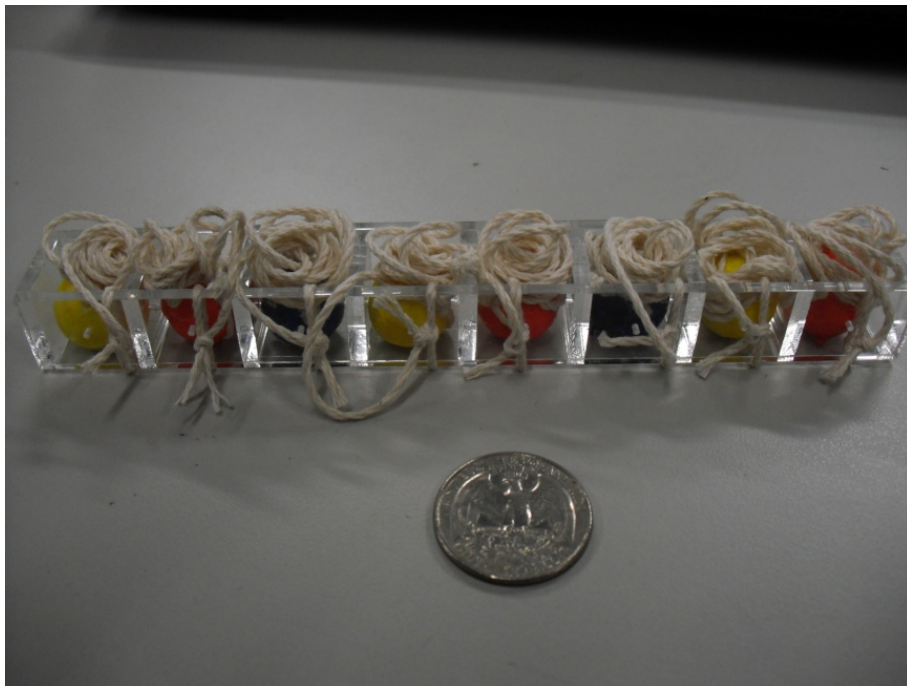
(a) 沖刷反應機制示意圖



(b) 木條+釣魚線



(c) 壓克力格柵+釣魚線



(d) 壓克力格柵+棉繩

圖 3.38 浮球系統沖刷深度觀測機制及實體(線端固定於埋置深度)

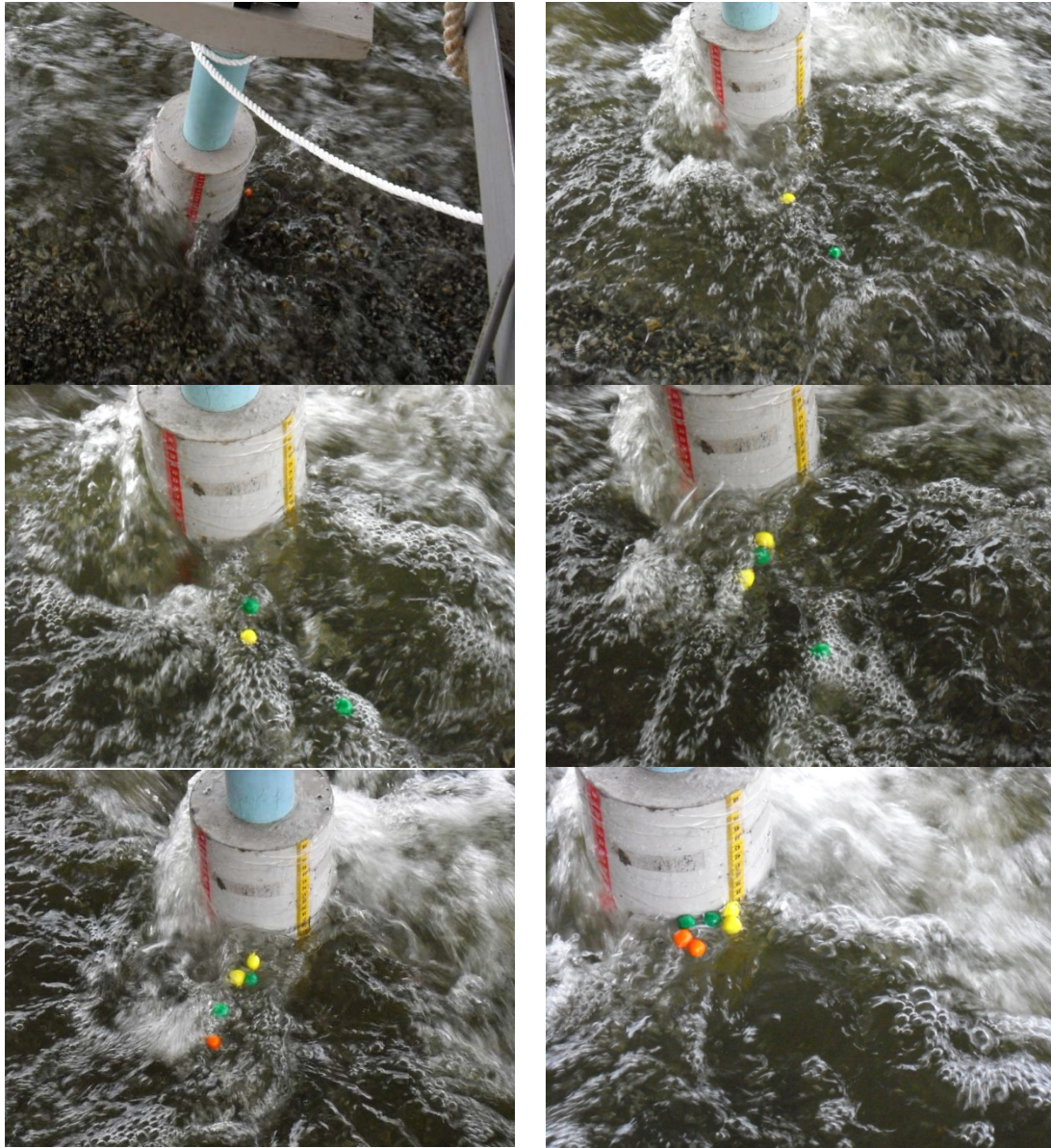


圖 3.39 沖刷試驗浮球監測效果驗證

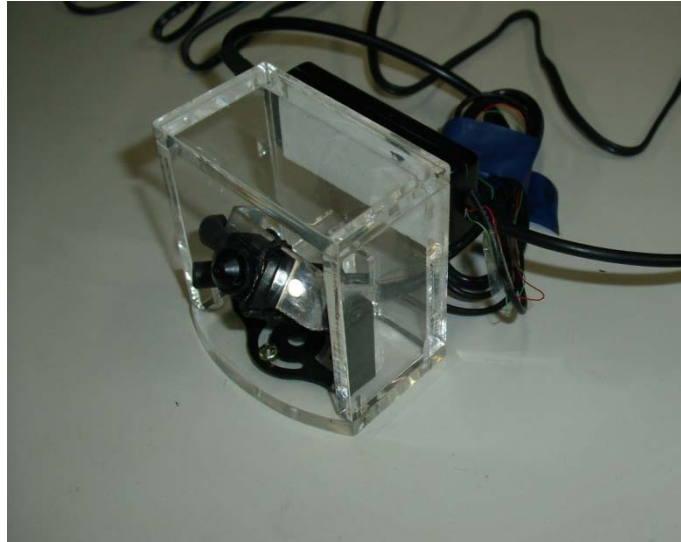


圖 3.40 裝置 LED 之內視攝影機



(a) 鏡頭部份



(b) 整體

圖 3.41 手持式攝影機實體



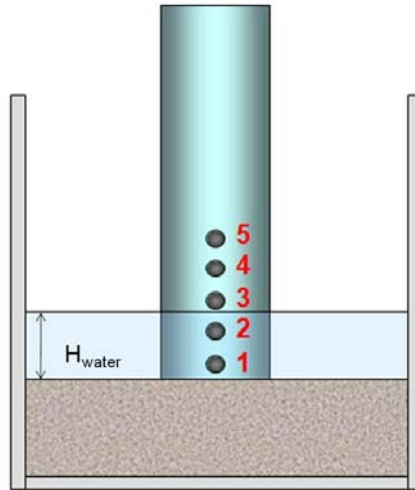
圖 3.42 手持式攝影機測操作實景



(a) 試驗環境配置



(b) 試驗容器內實景



(c) 試驗配置示意

圖 3.43 壓力感測計校正試驗

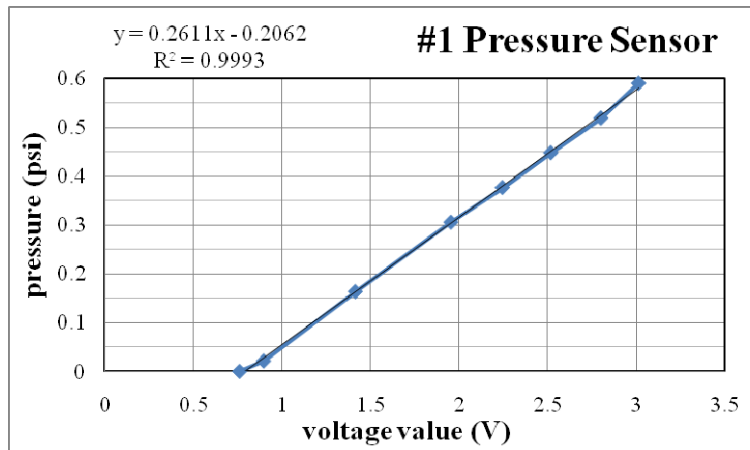


圖 3.44 壓力感測計校正結果(sensor1)

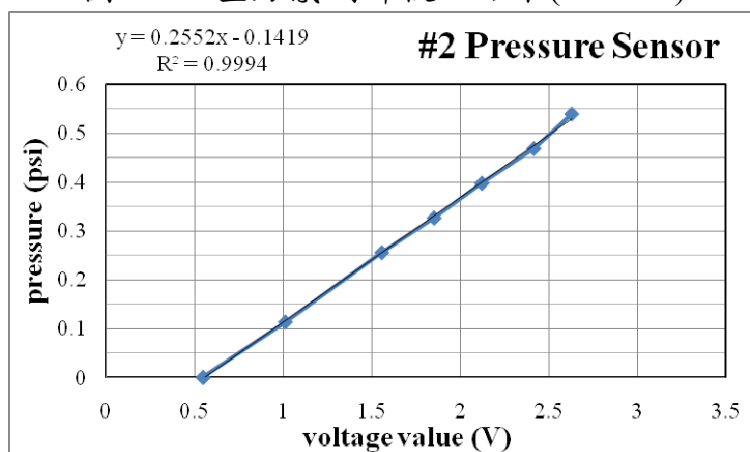


圖 3.45 壓力感測計校正結果(sensor2)

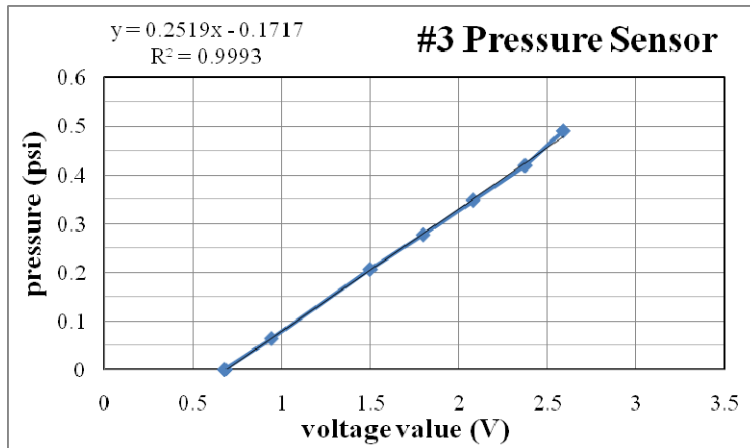


圖 3.46 壓力感測計校正結果(sensor3)

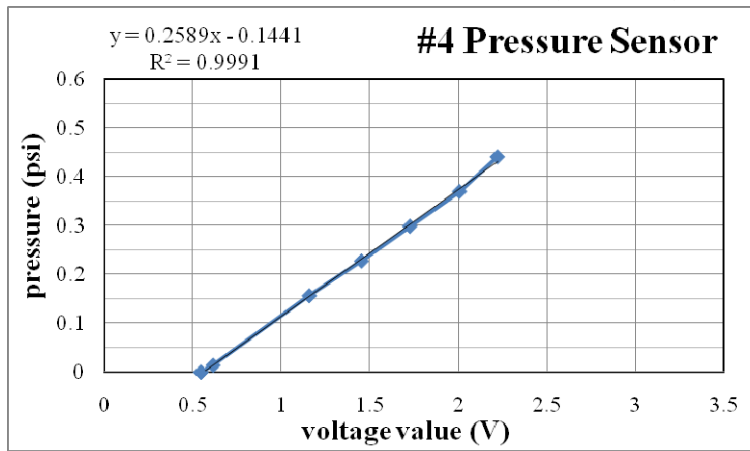


圖 3.47 壓力感測計校正結果(sensor4)

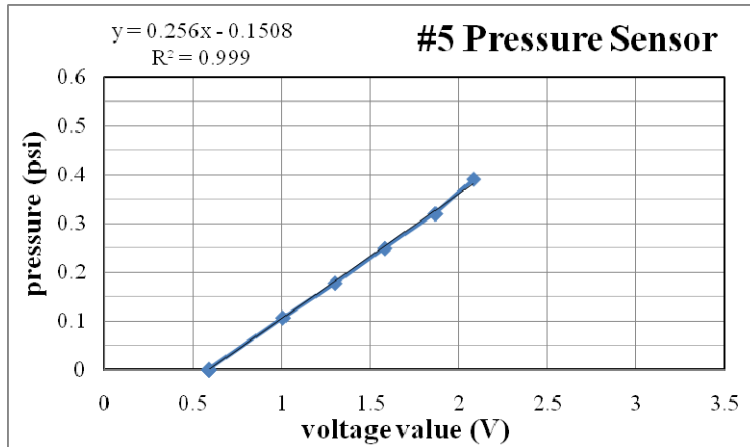


圖 3.48 壓力感測計校正結果(sensor5)



圖 3.49 壓力感測計垂直土壓訊號測試實景

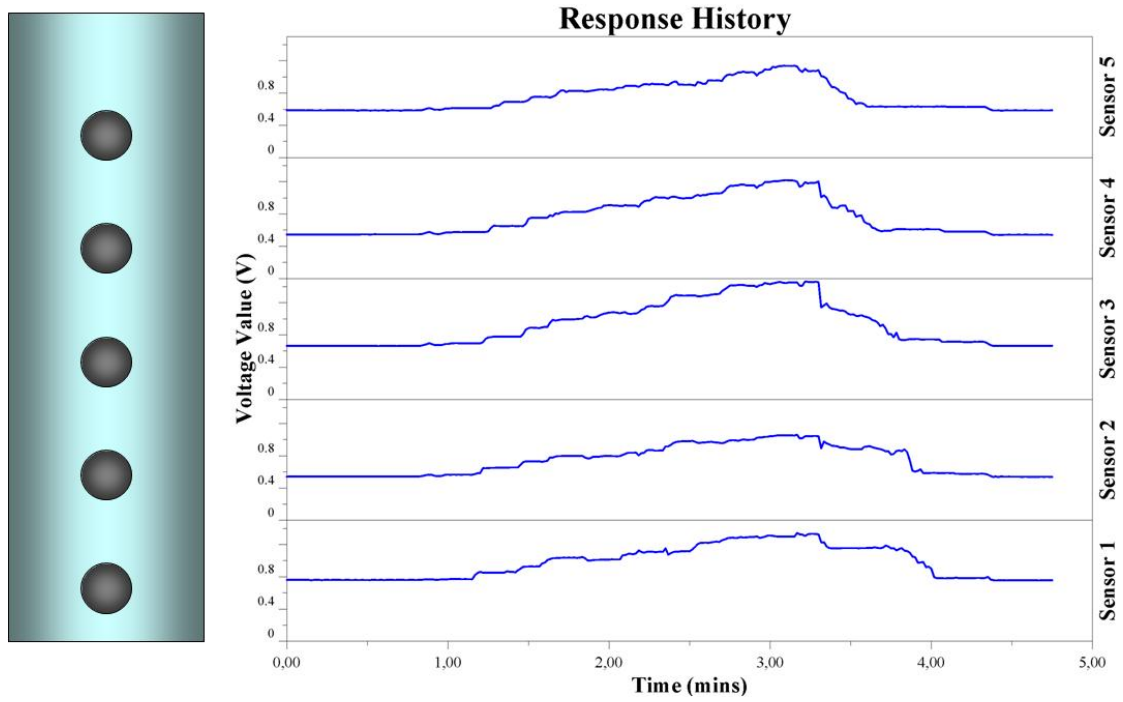


圖 3.50 壓力感測計垂直土壓訊號反應

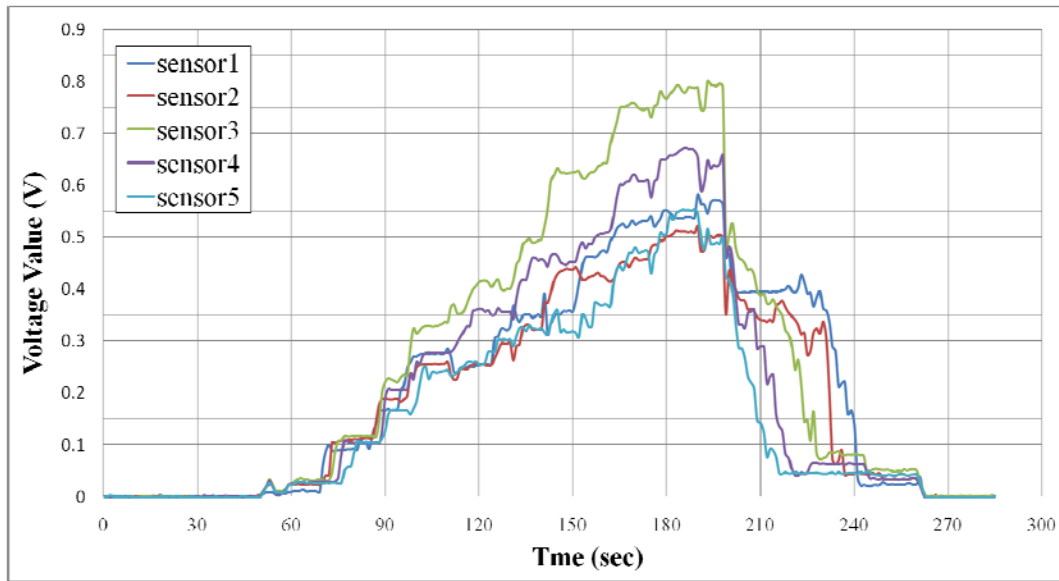


圖 3.51 壓力感測計垂直土壓訊號反應(續)

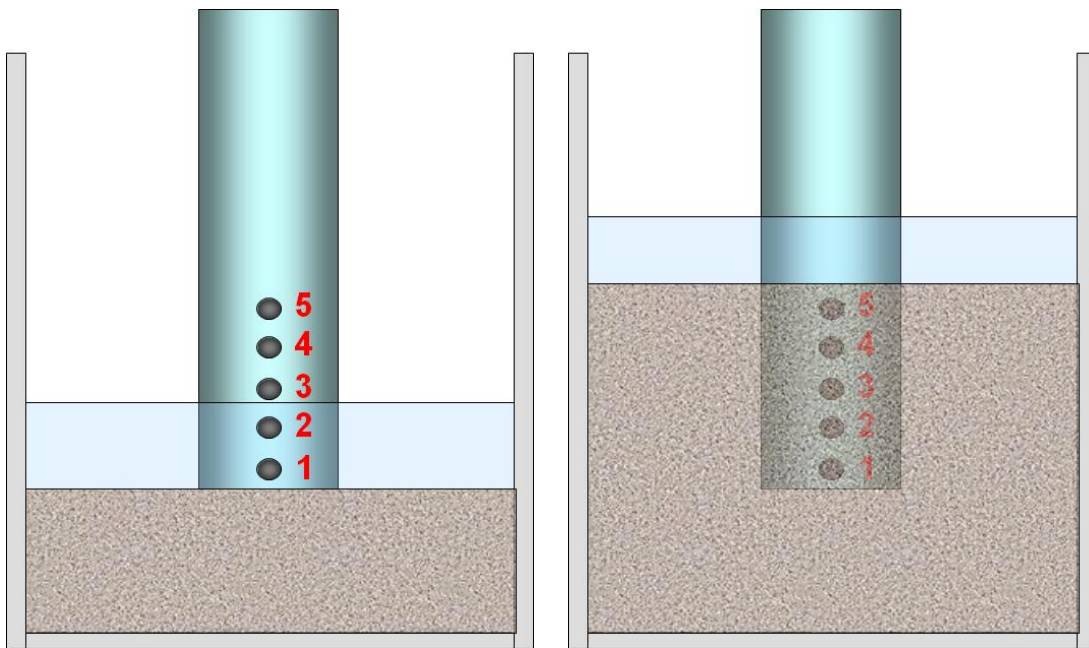


圖 3.52 壓力感測計側向土壓訊號反應

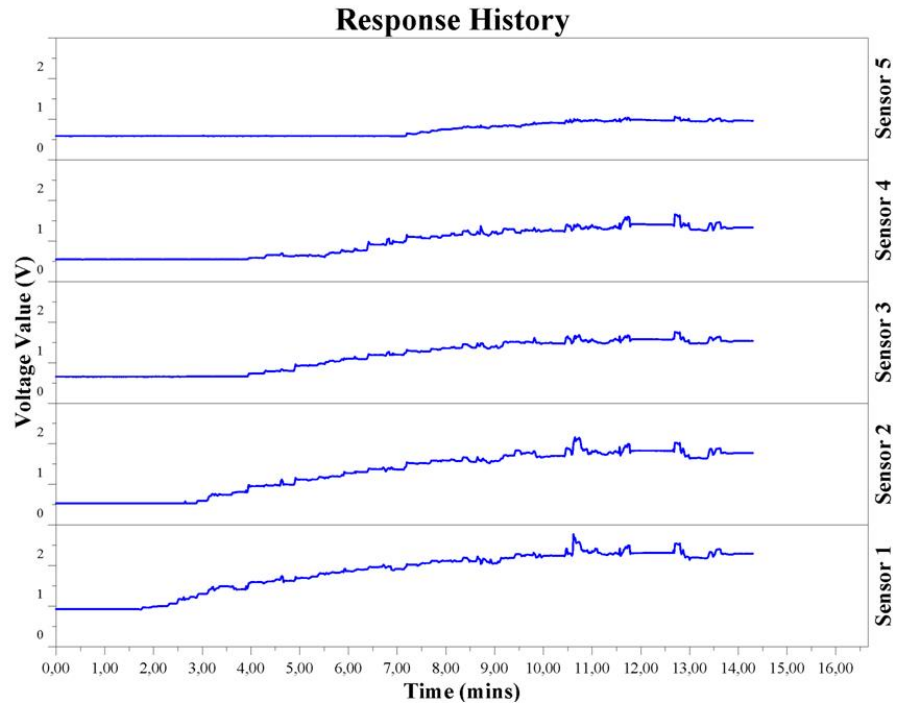
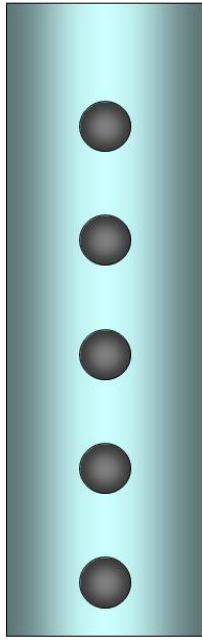


圖 3.53 壓力感測計側向土壓訊號反應

第四章 安全係數計算理論

4.1 前言

颱風、豪雨來襲期間，洪水沖刷橋梁因種種複雜機制綜合影響造成河床高程向下刷深，現地之沖刷監測系統之不同沖刷計可以量測得一系列對應於沖刷深度改變之訊號，並即可用以判讀橋墩即時沖刷深度，且多種沖刷間測系統亦可互相比對及驗證，量測得之沖刷深度以現行相關量測變數計算得之安全係數對應之警戒值以及行動值之封橋標準進行封橋作業，故在災害發生前確認此系統之可行性及可靠性是非常重要的，此部份經過過去研究團隊於實驗室已經過證實，且於本研究第三章部份亦再次確認監測系統沖刷監測機制之可靠性；現地透過沖刷監測系統所量測得之沖刷深度，綜合水位、流速等資訊可計算出橋梁結構之安全係數，此安全係數之標準並無透過實驗證實，而是提供一相對經驗標準，交通部國道新建工程局之研究報告「跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項」中封橋標準依據危險程度區分為「考慮封閉橋梁」與「立即封閉橋梁」，並將各式考量準則與注意事項分為六點^[27]：

- (一) 當橋梁所在地區發佈強風特報，且其強度大於最大設計風力時，應「考慮封閉橋梁」，應立即進行橋梁結構安全檢測，若結構安全有疑慮，應「立即封閉橋梁」。
- (二) 當橋梁所在地區發佈豪雨特報，且單位時間內出現超頻降雨強度時，應「考慮封閉橋梁」，應立即進行橋梁結構安全檢測，若結構安全有疑慮，應「立即封閉橋梁」。
- (三) 當河川水位達計畫洪水位以上時，應「考慮封閉橋梁」；當河川水位達橋梁之底板，且降雨仍然持續時，應「立即封閉橋梁」。
- (四) 當水流流速達橋梁橋墩最大耐沖程度時，應「考慮封閉橋梁」；當橋墩基礎出現嚴重裸露或河床嚴重掏空或橋墩墩柱出現傾斜、混凝土剝落、鋼筋外露等嚴重毀損現象時，應「立即封閉橋梁」。
- (五) 當橋梁上游河段發生土石流，應「考慮封閉橋梁」；當橋址處出現土石堆積時為行動值，應「立即封閉橋梁」。

(六) 經歷地震、洪水或其它重大事故後，須檢測橋梁結構是否變成危橋，若經評估為危橋後，在發生上述應「考慮封閉橋梁」之等級時，即應「立即封閉橋梁」。

此六項針對風力、雨量、水位高、沖刷深度、土石流危害及橋梁結構安全性分別訂立出封橋標準警戒值及行動值，本研究則針對固定流量下之沖刷深度進行安全係數警戒值及行動值之探討，現地橋梁沖刷監測系統只有在於颱風洪水來襲時能量測得明顯沖刷深，並且亦不可能期待測得其破壞倒塌之臨界狀態，以供驗證此時安全係數之計算是否合理，因此有必要進行能達到臨界狀態之縮尺模型沖刷試驗來進行安全係數之探討及計算分析合理性之驗證。

本章首先計算考慮三種破壞模式之安全係數計算標準，分別為土壤承载力破壞、水流作用力傾倒破壞及沖刷至沉箱底部造成底部掏空之不穩定傾倒破壞，4.2 節首先分別介紹其理論及分析計算流程，4.3 節則為縮尺模型沖刷試驗之結果與理論分析進行比較與討論。

4.2 安全係數計算理論

跨河橋梁基礎沖刷之安全係數計算，為簡化分析模型及減少控制變因，於此研究階段首先針對單墩圓柱式沉箱式基礎進行分析，排除結構劣化造成安全性下降及沉箱自身強度不足引致之剪力或彎矩破壞，本研究則考慮破壞模式之分析於實驗室進行之縮尺模型沖刷試驗中結構、土壤與水流互相影響之關係，故主要破壞模式考慮三種情形，第一種為土壤承载力不足，基礎底部土壤達臨界破壞強度而剪動發生破壞；第二種為在水流作用下，橋墩周圍土壤因水流力推動橋墩，造成橋墩旋轉，而以旋轉點為原點之四個象限產生主動土壓力破壞及被動土壓力破壞；第三種為在沖刷深度不斷刷深，有效覆土應力減小情形下，基礎底部之土壤承载力尚且足夠，直到沖刷坑發展至基礎底部，基礎底部掏空，一方面可能因有效承載面積不足而在此時方產生承载力破壞，亦或是基礎重心移出剩餘承載面積範圍而發生剛體不穩定傾倒，上述之三種破壞模式皆為沖刷歷程中因土壤、結構及水流互制影響而發生之破壞，並已於第二章之文獻回顧部份整理針對於土壤承载力不足及水流作用傾倒之常用分析方法，本研究針對實際試驗配置條件修改其中計算方式並且提出對基底掏空造成不穩定傾倒之一可能之分析方法。

4.2.1 土壤承载力破壞

橋梁結構上部荷載包括自重、車載、各項作用外力，透過結構系統傳遞至基礎，基礎將力量分散傳遞於土壤，由土壤抵抗作用力並維持結構穩定性，因此基礎設計與土壤之間的關係必須保持以下兩點：基礎底部應力造成土壤沉陷壓縮量不可過大，差異沉陷量過大將導致結構體損毀，或影響橋梁結構正常使用目地，第二點則是土壤抵抗垂直承载力能力是否足夠，土壤承载力不足將發生土體剪動破壞現象，而使結構下陷、傾倒破壞，對於壓縮性低之緊密土壤如緊密砂土或堅硬黏土而言其破壞模式為全面剪力破壞，基礎下方產生滑動面延伸至地表，造成結構四周隆起，此因土壤可發揮至

尖峰強度而破壞，故破壞時間短暫劇烈，破壞面示意如圖 4.1 所示；而中等緊密或較為疏鬆之土壤破壞模式無法達到全面剪力破壞，為貫穿剪力破壞或局部剪力破壞之狀態，無明顯尖峰強度，滑動面亦不會延伸至地表，而是在基礎底部產生一三角楔形區域向下移動破壞模式示意圖如圖 4.2 所示。

土壤承载力公式之使用限定於基礎寬深比小於等於 4 之淺基礎，對於沉箱式基礎使用淺基礎分析其實並不合理，然而本研究之沉箱式基礎於縮尺模型沖刷試驗中配置條件之埋置深度通常介於十至二十公分深，相對於直徑十五公分之縮尺沉箱模型而言實屬可採用淺基礎分析之範圍內，差別為有無考慮沉箱模型側壁與土壤間之摩擦力，因沖刷歷程中，模型沉箱側壁處之砂土將於短時間內大量流失，故可不考慮其所提供之摩擦力，安全係數計算如同式 2.1 所示，分子為土壤極限承载力，因土壤承载力強度來自於其抵抗潛在滑動面之被動土壓力，而影響被動土壓力大小之因素為土壤凝聚力、覆土提供之有效抵抗荷重及基底土壤之單位重量，因試驗所用土壤為無凝聚力之砂土，故承载力來源即為基底土壤單位重大小及覆土載重，當局部沖刷發生，基礎周圍土壤被逐漸淘刷減少，則覆土所提供之抵抗力亦隨之下降，故沖刷歷程中安全係數公式之分子隨沖刷深度增加而減小；而安全係數公式之分母為基底土壤所承受之最大反應力，上部結構之荷重除垂直方向外亦包含水平方向之側力，故因此存在一偏心荷重效應，基礎底部將產生彎矩，此彎矩造成基礎底部反應力並非均勻分佈，而是局部應力較高，而隨沖刷深度增加，底部彎矩增加造成局部應力上升之效果亦將逐漸增高，故沖刷深度增加將造成安全係數公式之分母增加，整體而言，即為沖刷深度之增加造成安全係數下降，故以沖刷深度做為土壤承载力分析之安全係數計算主要參數是合理的。

計算基底反應力部份，因考慮基礎底部彎矩作用，最大基底反應力將大於平均反應力，而於中性軸另一側反應力較低，甚至無壓應力，此可由偏心距及基礎寬度決定，當偏心距大於六分之一之沉箱徑，即 $e > \frac{D}{6}$ ，偏心效應將造成底部局部受拉，因土壤不承受拉力而當作零應力分析，然而本試驗

中側向力來源之水流力大小與垂直荷載之比例較為懸殊，偏心距效應不會造成基礎底部無接觸，皆為 $e \leq \frac{D}{6}$ 之情形，最大反應力之計算如下：

$$q_{\max} = \frac{P}{A_{\text{eff}}} + \frac{My}{I} = \frac{P}{A_{\text{eff}}} + \frac{(Pe)\frac{D}{2}}{\frac{\pi D^4}{64}} = \frac{P}{A_{\text{eff}}} + \frac{32Pe}{\pi D^3} \quad (4.1)$$

其中， q_{\max} ：最大土壤垂直反應力 (kgf/cm^2)；

P ：考慮浮力作用後之基礎土壤垂直總荷載 (kgf)；

A_{eff} ：考慮偏心作用之有效承載面積 (cm^2)；

D ：平行土壤承載力分析方向之基礎寬度，此處為沉箱直徑 (cm)；

M ：基礎底部作用彎矩 ($\text{kgf}-\text{cm}$)；

y ：中性軸至最遠受壓纖維距離，此處為圓形，故 $y = \frac{D}{2}$ ；

I ：基礎底面形狀之面積二次矩，此處為圓形，故 $I = \frac{\pi D^4}{64}$ ；

e ：偏心距，計算方式參考 2.2.2 節所述 (cm)；

有效面積之計算考慮偏心作用後，載重落於剩餘有效面積之形心上，根據面積一次矩等效，有效承載面積乘上偏心距等於減少之承載面積乘上此面積形心到圓心之距離，

$$A_{\text{eff}} \times e = A' \times s \quad (4.2)$$

A' 為原面積扣除剩餘有效面積， s 為 A' 面積之形心至原圓心之距離，如圖 4.3 所示， s 之計算則考慮圖 4.4 中之扇形，將此扇形面積分為兩個部份，第一部份為扇形之弦之左側之三角形面積，第二部份則為弦之右側與弧線所圍起之面積，扇形本身之形心距 \bar{x} 可直接查得， $\bar{x} = \frac{2}{3} \frac{r \sin \theta}{\theta}$ ，則 s 之計算可表示如下，

$$\begin{aligned}
s &= \frac{A_{1+2} \times \bar{x} - A_1 \times \bar{x}_1}{A'} \\
&= \frac{\frac{1}{2} r^2 2\theta \times \frac{2}{3} \frac{r \sin \theta}{\theta} - \frac{1}{2} r^2 \sin 2\theta \times \frac{2}{3} r \cos \theta}{\frac{1}{2} r^2 2\theta - \frac{1}{2} r^2 \sin 2\theta} \\
&= \frac{1}{3} \left(\frac{2r \sin \theta - r \sin 2\theta \cos \theta}{\theta - \sin \theta \cos \theta} \right)
\end{aligned} \tag{4.3}$$

有效面積以 α_0 為參數之計算如下，

$$\begin{aligned}
A_{eff} &= \frac{1}{2} r^2 2\alpha_0 + \frac{1}{2} r^2 \sin(2\pi - 2\alpha_0) \\
&= r^2 (\alpha_0 - \sin \alpha_0 \cos \alpha_0)
\end{aligned} \tag{4.4}$$

則 A' 則為圓面積扣除有效面積 A_{eff} ，將各項參數代回式 4.2 中即可得到 $\frac{e}{r}$ 與 α_0 之關係，如圖 4.5 所示，其中式 4.3 中之 θ 以 $\pi - \alpha_0$ 代換之，

$$\frac{e}{r} = \frac{1}{3} \left[\frac{2 \sin(\pi - \alpha_0) - \sin 2(\pi - \alpha_0) \cos(\pi - \alpha_0)}{\pi - \alpha_0 - \sin(\pi - \alpha_0) \cos(\pi - \alpha_0)} \right] \times \frac{\pi - \alpha_0 + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_0}{\alpha_0 - \cos \alpha_0 \sin \alpha_0} \tag{4.5}$$

以 2.2.2 節中所述之方式求出沉箱底部彎矩後即可得到偏心距 e ，除以沉箱半徑即可由圖 4.5 查得對應之 α_0 ，繼而以式 4.4 計算出有效承載面積 A_{eff} ，然而查圖之方法較不準確且無法自動計算，因此必須要求其計算公式 4.5，然而並不容易對此公式求其反函數以利使用，但可使用試算表之功能自動求得某 $\frac{e}{r}$ 比值下之 α_0 ，首先將式 4.5 中 α_0 以 0.001 為間隔計算出 $\frac{e}{r}$ 之數列，並將這數列與實際計算出之 $\frac{e}{r}$ 相減，所得數列中之絕對值最小值即為最接近實際 $\frac{e}{r}$ 之 α_0 ，下一行則針對此最小值與數列進行 IF 判斷，等於此值即為 1，不等於為 0，最後一步將此 0、1 數列與第一行 α_0 之數列相乘，所得之數列除實際 $\frac{e}{r}$ 與計算 $\frac{e}{r}$ 差異絕對值最小值對應之 α_0 位置外其餘皆為零，將此行加總之儲存格即為可用以回傳對應實際 $\frac{e}{r}$ 之 α_0 值，即可進而計算出其有效承載面積 A_{eff} 。

土壤承载力公式則以「建築物基礎構造設計規範」為主，因試驗所用土壤為砂土，不考慮凝聚力，且已考慮沉箱底部為圓形之形狀修正係數，其土壤承载力公式為，

$$q_u = \gamma' h_{left} N_q F_{qd} F_{qi} + 0.3 \gamma' D' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4.6)$$

其中， q_u ：土壤垂直極限承载力 (kgf/cm^2)；

γ' ：土壤浸水單位重 (kgf/cm^3)；

D' ：考慮偏心效應之有效基礎寬度，應考慮剩餘有效面積之寬度，此處

可保守以矩形基礎之有效寬度計算之，即 $D' = D - 2e$ (cm)；

h_{left} ：沉箱基礎剩餘埋置深度 (cm)

N_q 、 N_γ ：承载力因數，為土壤摩擦角 ϕ 之函數；

F_{qd} 、 $F_{\gamma d}$ ：埋置深度修正係數；

F_{qi} 、 $F_{\gamma i}$ ：載重傾斜修正係數，

承载力因數則根據 Meyerhof 之理論，

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.7)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (4.8)$$

土壤承载力公式原型考慮最單純之分析情況，而對於不同於此原型之情況則需進行修正，如基礎形狀、偏心及傾斜荷重修正、基底傾斜或地表傾斜修正、地下水位影響修正、基礎埋置深度修正等等，試驗並不需考慮基底傾斜或地表傾斜之修正，模型沉箱為圓形基礎，形狀修正及地下水位修正已考慮於式 4.6 中，式 4.6 中前後部分應代入不同區域之土壤之單位重，前項為由覆土提供之土壤承载力，故應該代入基礎面以上之平均土壤單位重，而後項則為基礎底部之土壤單位重所提供，然因本試驗均使用同一種砂土、且試驗過程中均為浸水之飽和砂土狀態，故皆直接使用浸水單位重進行計算，因土壤摩擦角 ϕ 為砂土主要抗剪強度來源，故埋置深度修正不需考慮 $\phi=0$ 之情形，此外，載重之傾斜角亦不會大於土壤摩擦角，故不考慮其修

正係數為零之情況，埋置深度修正係數及載重傾斜修正係數如下所述，

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{d_B}{D} \quad (4.9)$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad (4.10)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad (4.11)$$

其中， K_p ：Rankine 被動土壓力係數， $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ ；

d_B ：未沖刷之初始覆土深度 (cm)；

β ：傾斜載重與垂線之夾角(°)。

本試驗中側向力之來源為水流作用力，水流作用力參考「公路橋梁設計規範」^[28]，水流作用力為水流壓力乘上迎水面之投影面積，計算方式如下，

$$P_w = 515KV^2(N/m^2) = 52.5KV^2(kgf/m^2) \quad (4.12)$$

其中， P_w ：流水壓力；

$$K : \text{水流力作用常數} = \begin{cases} \text{平頭墩} = 1.4 \\ \text{圓頭墩} = 0.7 \\ \text{尖頭墩} = 0.5 \end{cases} ;$$

V ：水流速度 (m/s)。

試驗所使用之縮尺沉箱基礎式橋墩模型為圓頭墩，故選用 0.7 作為水流作用力常數，水流速度則以手持式之流速儀測試，於墩前一米處測量流速進行水流力計算。求得側力即可經 2.2.2 節之方式，求出沉箱底部彎矩，並計算求得載重傾斜角及偏心距，以修正承载力公式，並進而求得即時沖刷深度下對應之安全係數，簡述計算流程如下：

(1) 土壤參數設定：

可利用初步試驗結果回推土壤參數性質，以及參考經驗公式、表格，在安全係數計算之始假設適當之土壤參數，包括孔隙比 $e = \frac{V_v}{V_s}$ (V_v ：單位土體積

中孔隙所佔體積； V_s ：單位土體積中固體顆粒所佔體積)、土壤內摩擦角 φ 、標準貫入數 N 值等重要土壤性質參數，其值之取用可參考表 4.1 所示之土壤

鬆緊度與物理性質之關係以及圖 4.6 之砂性土壤摩擦角 ϕ 與 N 值關係，由於沉箱模型基底土壤在設置過程中經過充分壓實，孔隙比以 0.2 估算之，而標準貫入數 N 值選用緊密砂土之參數，以 40 做為計算標準，而土壤摩擦角則以圖 4.6 中與 N 值之關係決定，試驗所用之砂土越南沙，且為符合處於圖 4.6 中使用 Meyerhof 分析方法之參數範圍，因此選用 Dunham(b) 及 Dunham(c) 經驗公式之平均計算土壤內摩擦角 ϕ 值，其中 Dunham(b) 屬圓狀顆粒分佈良好或角狀顆粒分佈均勻而 Dunham(c) 屬圓狀顆粒分佈均勻，土壤因此代入計算， $\phi = \frac{1}{2} \left[\left(\sqrt{12N+15} \right) + \left(\sqrt{12N+20} \right) \right] \approx 40^\circ$ ，代入安全係數計算表格所求得之安全標準亦符合初步試驗結果，故本研究內之安全係數計算皆以此做為參數使用依據。

(2) 水流條件：

雖於試驗中水流條件並非定值，然當控制流量固定時，流速及水位僅在一固定範圍內隨水流之不穩定性變動，因此可事先經由數值模型求出流速分部，並用以計算墩前水壓，以求得水流作用力，研究團隊經由 Flow-3D 數值分析可得各段面之流速分部如圖 4.7 至圖 4.9 所示，此為模型河道之模型 50 年回歸期流量所做出之流速分部，分別為 X 向、Y 向及合流速之平面分部圖，此外亦可經由試驗中所使用之手持式流速儀驗證確切流速。

(3) 土壤彈簧常數計算

沉箱剛體移動、旋轉時因土壤應力未達破壞極限狀態 q_u ，故使用土壤彈簧常數，假設其為線彈性行為，計算側力作用時造成之沉箱底部彎矩 M ，分為水平及垂直之地盤反力係數，乘上對應之分佈範圍即為土壤彈簧常數，表示單位位移下之土壤反力。

水平地盤反力係數 K_H 以赤井高橋及福岡宇都兩人所提出之經驗公式之平均計算，

$$K_H = \frac{K_1 + K_2}{2} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.13)$$

$$K_1 = 502N^{0.37} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.14)$$

$$K_2 = 691N^{0.406} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.15)$$

而沉箱底部之摩擦彈簧則以水平剪力地盤反力係數 K_s 計算，

$$K_s = 0.3K_v \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.16)$$

K_v 為垂直地盤反力係數，

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.17)$$

$$K_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (\text{kgf} / \text{cm}^3) \quad (4.18)$$

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad (\text{cm}) \quad (4.19)$$

其中， K_{v0} ：相當於直徑 30 公分平鈹載重試驗所得之垂直地盤反力係數
(kgf / cm^3)；

E_0 ：量測或推估之地盤變形模數，利用標準貫入數推估則以 25N 計算之

(kgf / cm^2)；

α ：地盤反力係數推估用係數，如以標準貫入數推估則 α 於平時選用 1，

而地震時選用 2，此處以 1 計算之；

B_v ：沉箱底面積之等值寬度，基礎底面形狀為圓形時， B_v 等於沉箱之

直徑 (cm)；

A_v ：沉箱底面積 (cm^2)。

(4) 沉箱底部彎矩及作用力偏心距計算

首先以經過沖刷後之沉箱基礎剩餘埋置深度 h_{eff} 判斷旋轉點深度位置屬於何種情形，求出旋轉點位置再由幾何位移條件求出沉箱深度範圍內之位移分佈，進而求出受力情形，計算基礎底部彎矩，求出彎矩即可之等效垂直作用力偏心距 $e = \frac{M}{P}$ ，計算公式如表 4.2 中所示，符號皆同第二章所述。

(5) 計算安全係數

求得沉箱底部彎矩及載重偏心距後即可由式 4.2 至式 4.5 及所述方式求

得有效承載面積，以扣除浸水體積部分造成浮力之垂直總重 P 除以有效面積並考慮反應力非均勻分佈後可得基底最大反應力 q_{\max} ，以之除土壤極限承載力 q_u 即為土壤承載力安全係數 $(S.F.)_B$ 。

4.2.2 水流作用力傾倒破壞

於水流作用力下，沉箱基礎將產生水平位移與一旋轉量，如第二章所述忽略平移效應，以一旋轉點之旋轉來達到基礎頂部相同之位移量，而後以旋轉點位置計算土壤應力，當旋轉點位於沉箱深度範圍內時，土壤壓力分佈如圖 4.10 所示，以旋轉點原點區分為四個象限，主動土壓力及被動土壓力各兩象限，因主動土壓力相對而言較小，范文綱^[6]忽略其造成之作用，然而由圖中可知，主動土壓力與傾倒作用力同方向作用，故為保守起見可考慮主動土壓力之作用，另一方面，當沖刷深度逐漸刷深，旋轉點將向下移動，當旋轉點移動出沉箱深度後，剩下左右兩側之主動及被動土壓力，如圖 4.11 所示。

試驗配置中縮尺沉箱模型埋置深度通常介於十至二十公分，而沉箱高度為四十九公分，亦即將有二十九至三十九公分之高度之沉箱範圍於沙面以上，而最大流量情形一百年回歸期模型流量下水深約十二至十五公分，皆不會超過基礎頂部高度，故可直接使用 2.2.2 節中 case2 之分析方式，水流作用力傾倒之安全係數計算分子為傾倒作用力矩，分母則為抵抗力矩，

$$(S.F.)_T = \frac{M_r}{M_d} \quad (4.20)$$

其中， $(S.F.)_T$ ：抗水流作用力傾倒安全係數；

M_r ：被動土壓力所能提供之抗傾倒彎矩 ($\text{kgf} - \text{cm}$)；

M_d ：總傾倒作用彎矩 ($\text{kgf} - \text{cm}$)。

因皆考慮水位低於基礎頂部故 M_d 當水位高度及水流速度固定時為定值，此處假設當沖刷深度增加時，沖刷坑範圍內之水流並無造成沉箱太大推力效應而可忽略，又因 M_d 為水流力對水流力平均作用位置至沉箱底部之距離所

計算之彎矩，故旋轉點之移動並不會造成其彎矩大小改變，因此 M_d 可直接由下式計算得之，

$$M_d = F_c \left[\frac{d_w}{2} + d_1 \right] \quad (4.21)$$

其中， F_c ：水流作用在沉箱之合力 (kgf)；

d_1 ：河床面到旋轉點之距離 (cm)；

d_w ：水位相對於河床面高 (cm)，

因實驗室試驗不考慮風力影響，故造成傾倒彎矩之側向力來源僅為作用於沉箱體之水流力，此外，前述提及之主動土壓力之作用並非直接考慮於傾倒作用彎矩內，因其雖存在傾倒作用效力但並非主要考慮因素，故將其視為消減抗傾倒作用彎矩之作用。抗傾倒作用彎矩將分兩種情形考慮，即轉點位於沉箱深度範圍內即轉點位於沉箱下方處，相較於 2.2.2 節中分析轉點位置之三種情形，因其中兩種轉點位置皆為於沉箱深度範圍內，故於此部份分析僅為兩種情形。

Case 1: 轉點位置位於沉箱深度範圍內 (圖 4.10)

考慮被動土壓力及主動土壓力共同作用，被動土壓力提供之彎矩為抗傾倒彎矩，而主動土壓力提供之彎矩將消減抗傾倒彎矩，將土壓力區域分為六個部份計算，高於轉點部分為三角形，低於轉點之區域皆由一矩形及一三角形計算，

$$M_r = (M_r)_p - (M_r)_a + M + M_f \quad (4.22)$$

$$(M_r)_p = \frac{\gamma' DK_p d_1^2}{2} \times \frac{d_1}{3} + \gamma' DK_p d_1 d_2 \times \frac{d_2}{2} + \frac{\gamma' DK_p d_2^2}{2} \times \frac{2}{3} d_2 \quad (4.23)$$

$$(M_r)_a = \frac{\gamma' DK_a d_1^2}{2} \times \frac{d_1}{3} + \gamma' DK_a d_1 d_2 \times \frac{d_2}{2} + \frac{\gamma' DK_a d_2^2}{2} \times \frac{2}{3} d_2 \quad (4.24)$$

$$M = P \times e \quad (4.25)$$

$$M_f = F_H \times d_2 \quad (4.26)$$

其中， γ' ：土壤浸水單位重 (kgf/cm³)；

d_2 ：旋轉點到沉箱底部之距離 (cm)；

K_a : Rankine 主動土壓力係數, $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$;

M : 沉箱底部彎矩 ($kgf - cm$) ;

M_f : 摩擦力所貢獻之抗傾倒彎矩 ($kgf - cm$) ;

F_H : 在基礎底部的水平土壤摩擦力 (kgf) ,

作用於沉箱底部之彎矩 M 及摩擦力貢獻之彎矩 M_f 在此處為抗傾倒彎矩之作用, 沉箱底部的水平土壤摩擦力 F_H 計算如 2.2.2 節所述, 將 4.2.1 節中解出之 M_r 除以 M_a 即為抗水流作用力傾倒之安全係數。

Case 2: 轉點位置位於沉箱下方 (圖 4.11)

如沖刷深度造成轉點移至沉箱下方, 即 2.2.2 節中 h_r 大於 h_c 之情況, 即以此情形計算,

$$(M_r)_p = \frac{\gamma' DK_p d_1^2}{2} \times \left(\frac{d_1}{3} + h_r - h_c \right) \quad (4.27)$$

$$(M_r)_a = \frac{\gamma' DK_a d_1^2}{2} \times \left(\frac{d_1}{3} + h_r - h_c \right) \quad (4.28)$$

$$M_f = F_H \times (h_r - h_c) \quad (4.29)$$

4.2.3 不穩定傾倒破壞

此破壞模式之考慮係因於初步試驗中, 因不含上部載重之單墩縮尺沉箱模型在沖刷至基礎底部後, 仍不足以產生土壤承载力破壞, 其原因為單墩試體之重量不足以引致土壤承载力破壞, 破壞發生原因為, 水流繼續淘刷沉箱上游側底部之土壤, 將導致基礎底部土壤承載面積逐漸減小而達承载力不足發生破壞, 或因橋墩重心移出剩餘承載面積邊緣而向上游側傾倒。承载力計算方式和 4.2.1 節所述相同, 唯計算橋墩底部剩餘面積時考慮為實際沖刷造成之承載面積減少, 而非因偏心作用造成之有效承載面積減少, 此破壞模式安全係數當沖刷深度已達沉箱基礎底部後方具意義, 沖刷始達沉箱底部時, 此破壞模式之安全係數應與土壤承载力破壞之安全係數相同, 而後隨沉箱底部沖刷距離 x 增加而開始減少, 其剩餘面積計算參數 α_0 計算方

式如下，

$$\alpha_0 = \pi - \cos^{-1}\left(\frac{r-x}{r}\right) \quad (4.30)$$

其中 x 為沉箱底部沖刷距離，如圖 4.12 所示，計算出剩餘面積參數 α_0 角後代入式 4.4 即可求得沖刷至基礎底部後之剩餘面積，用以計算此時之土壤反應力，偏心荷載在此破壞模式中不考慮有效承載面積減少之作用，因以考慮實際承載面積減少，且此兩種效應所減少之承載面積皆位於沉箱之迎水面側，然而偏心荷載之引致局部區域土壤反應力較大，而非均勻之反應力分佈，此效應仍然需考慮，唯忽略沉箱底部遭沖刷面積減小後，實際承載面形狀改變對面積慣性矩之計算，即式 4.1 之後項，考慮原本之圓面積計算慣性矩，所計算出之因偏心效應造成局部反應力增加之最大反應力較 q_{\max} 實際情形為大，此屬保守之簡化分析方式。

然而此破壞模式之計算方法於現階段並無法經由實驗驗證，因本研究之監測儀器皆為針對基礎垂直方向上沖刷深度所做之量測，故在可避免之情形下將控制破壞模式不發生於此種情況。

4.3 安全係數計算結果

利用上一節所述之安全係數計算方式，可於試算表中計算出特定試驗條件下不同沖刷深度之安全係數，並畫出不同沖刷深度對應安全係數之曲線，試驗計算表格如圖 4.13 及圖 4.14 所示，圖 4.13 為土壤承载力之安全係數計算表格，分割為兩部份，圖 4.13(a)為土壤參數輸入及計算沉箱底部彎矩及偏心距之部份，而圖 4.13(b)為土壤承载力公式計算部分，包含承载力因數及修正係數，最後則是安全係數結果；圖 4.14 為水流作用力傾倒破壞之安全係數計算表格，亦區分為兩部份，圖 4.14(a)為參數輸入及當旋轉點位於沉箱深度範圍內之土壓力造成之彎矩計算，圖 4.14(b)為旋轉點位於沉箱下方之彎矩計算，及安全係數結果。

由於本研究之縮尺橋墩沖刷試驗試驗配置條件之故，安全係數計算表格中沖刷深度是假設初始埋置深度為十五公分，沖刷深度為 0 起算，每 0.5 公分之沖刷深度計算一安全係數，共 31 點之計算結果，以沖刷深度對應安全係數之關係如圖 4.15 所示，其中可見土壤承载力之安全係數變化皆小於水流傾倒作用力之安全係數，且幾乎呈現線性遞減，此與文獻^[29]中沖刷深度對安全係數造成之影響趨勢結果一致，計算顯示約在沖刷深度達 14 公分後，亦即剩餘埋置深度小於 1 公分後安全係數方小於 1.0，亦即達到破壞條件，將產生土壤承载力破壞；另一方面在水流作用力傾倒部份，由圖可發現其安全係數趨勢隨沖刷深度增加而降低而後卻又提升，此乃因其旋轉點位置變化之故，當沖刷深度逐漸上升，旋轉點則逐漸向下方移動，而所有力量皆對轉點位置取彎矩平衡，抗傾倒彎矩部份因轉點降低力臂縮短而減少，傾倒作用力矩因水流作用位置不變而增加，因此安全係數減小，然而當旋轉點位置低於沉箱底部後隨著沖刷深度繼續增加，轉點位置亦再繼續下降，此時抗傾倒力矩大小及逐漸增加，因此安全係數有回昇之現象。

表 4.1 土壤鬆緊度與物理性質之關係^[30-31]

判別 (Terzaghi & Peck)	標準貫入試驗 N 值	相對密度 (Gibbs & Holtz)	內摩擦角 ϕ (度)
極疏鬆 (Very Loose)	0-4	< 0.20	0-28
疏鬆 (Loose)	4-10	0.20~0.40	28-30
中等 (Medium)	10-30	0.40~0.60	30-36
緊密 (Dense)	30-50	0.60~0.80	36-41
極緊密 (Very Dense)	>50	0.80~1.00	>41

表 4.2 沉箱底部彎矩計算表

	Case 1: $\frac{h_{left}}{D} \leq 0.3$	Case 2: $0.3 \leq \frac{h_{left}}{D} \leq 1.3$	Case 3: $\frac{h_{left}}{D} \geq 1.3$
1. 轉點深度求解	$h_r = h_c + \frac{1}{3} \left(\frac{h_{left} - 0.3D}{0.3D - 1.3D} \right) 1.3D$	$h_r = h_c + \frac{1}{3} \left(\frac{h_{left} - 0.3D}{0.3D - 1.3D} \right) 1.3D$	$h_r = h_c - \frac{1}{3} h_{left}$
2. 沉箱埋置深度內 位移分佈	$x_{c2} = \frac{h_r - h_c}{h_{left} - h_c + h_r} x_{c1}$	$x_{c2} = \frac{h_c - h_r}{h_{left} - h_c + h_r} x_{c1}$	$x_{c2} = \frac{1}{2} x_{c1}$
3. 土壤反力	$F_{c1} = K_H \times (B_c \times x_{c1})$ $F_{c2} = K_H \times (B_c \times x_{c2})$ $F_H = K_S \times (A_c \times x_{c2})$		
4. 水平力平衡 求解位移	$F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2} (F_{c1} + F_{c2}) h_{left} - F_H = 0$	$F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2} F_{c1} (h_{left} - h_c + h_r)$ $+ \frac{1}{2} F_{c2} (h_c - h_r) + F_H = 0$	$F_w + F_p + F_c - \frac{1}{2} (2F_{c2}) \left(\frac{2}{3} h_{left} \right)$ $+ \frac{1}{2} F_{c2} \left(\frac{2}{3} h_{left} \right) + F_H = 0$
5. 彎矩力平衡求解 沉箱底部彎矩	$M = F_w (h_w + h_p + h_c) + F_p \left(\frac{1}{2} h_{pw} + h_c \right)$ $+ F_c \times \frac{1}{2} (h_c + h_{left}) - \frac{1}{6} (2F_{c1} + F_{c2}) h_{left}^2$	$M = F_w (h_w + h_p + h_c) + F_p \left(\frac{1}{2} h_{pw} + h_c \right)$ $+ F_c \times \frac{1}{2} (h_c + h_{left}) - \frac{1}{6} F_{c1} (2h_{left} + h_c - h_r) (h_{left} - h_c + h_r)$ $+ \frac{1}{6} F_{c2} (h_c - h_r)^2$	$M = F_w (h_w + h_p + h_c) + F_p \left(\frac{1}{2} h_{pw} + h_c \right)$ $+ F_c \times \frac{1}{2} (h_c + h_{left}) - \frac{1}{2} F_{c2} h_{left}^2$

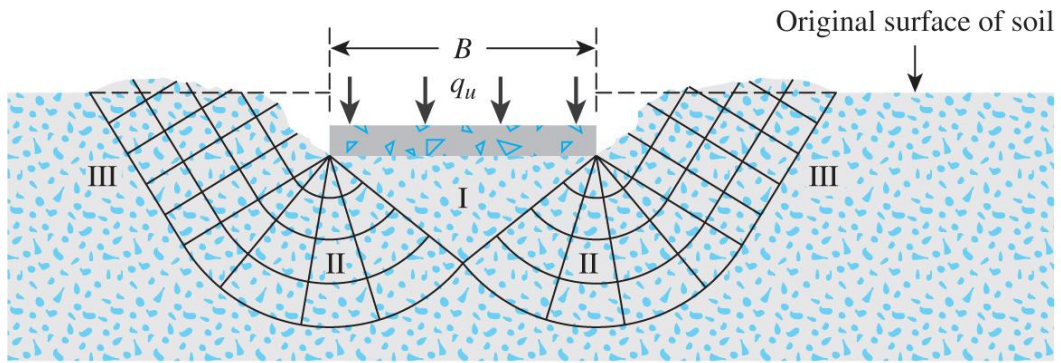


圖 4.1 全面剪力破壞示意圖^[33]

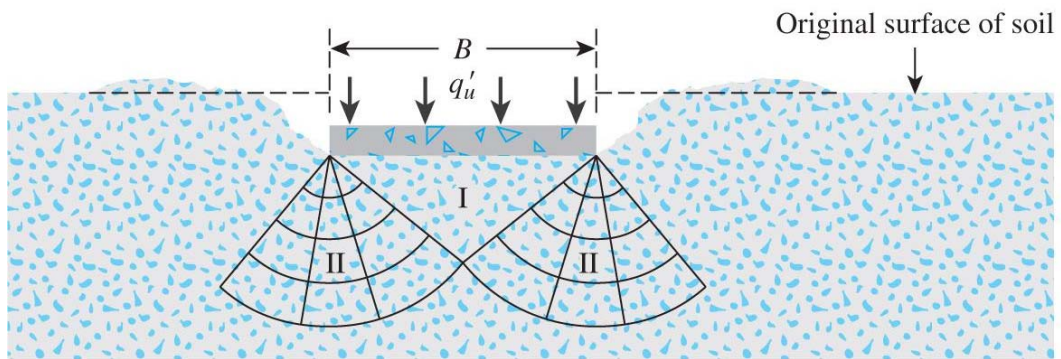


圖 4.2 局部剪力破壞示意圖^[33]

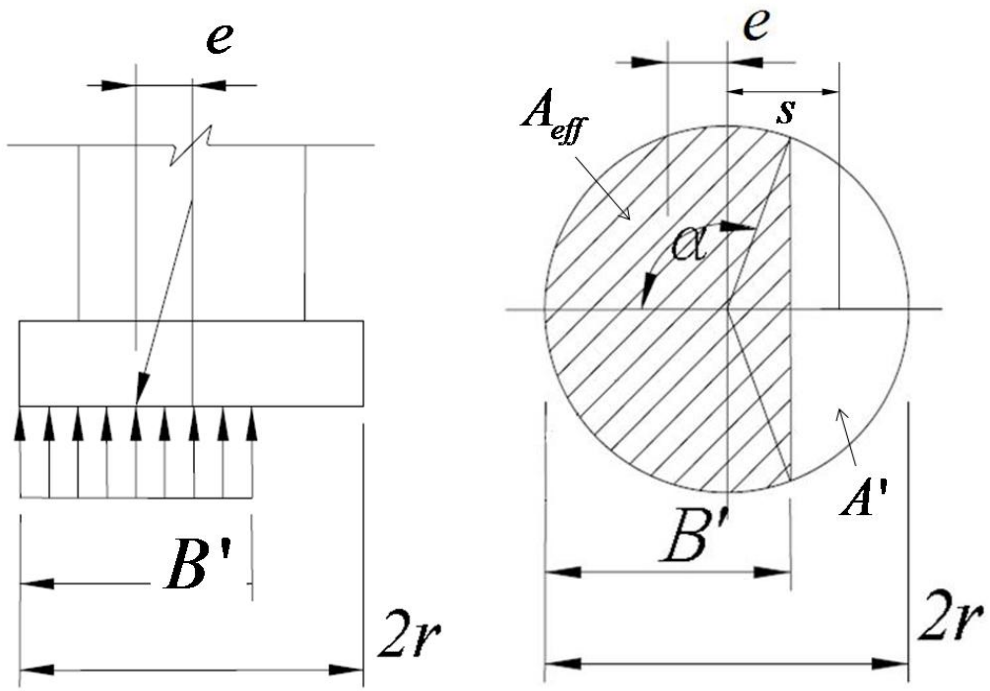


圖 4.3 圓形基礎有效接觸面積^[32]

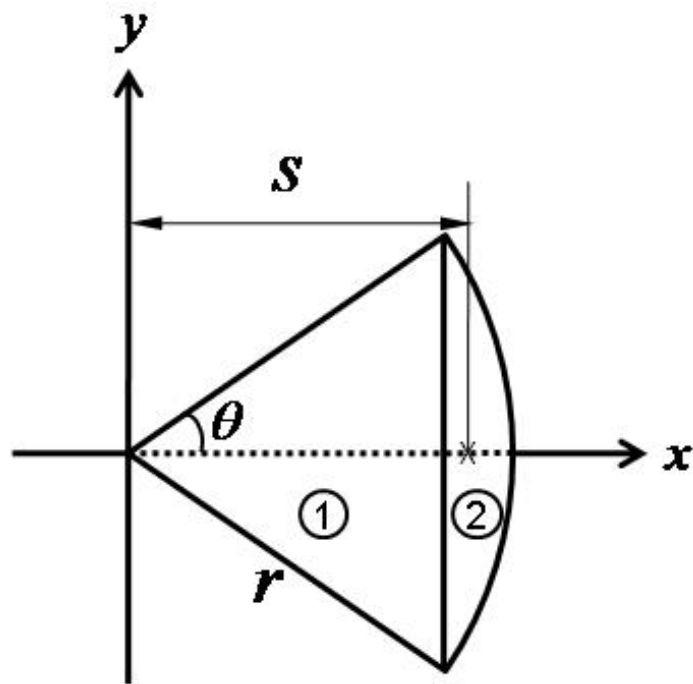


圖 4.4 距離 s 計算之扇形圖

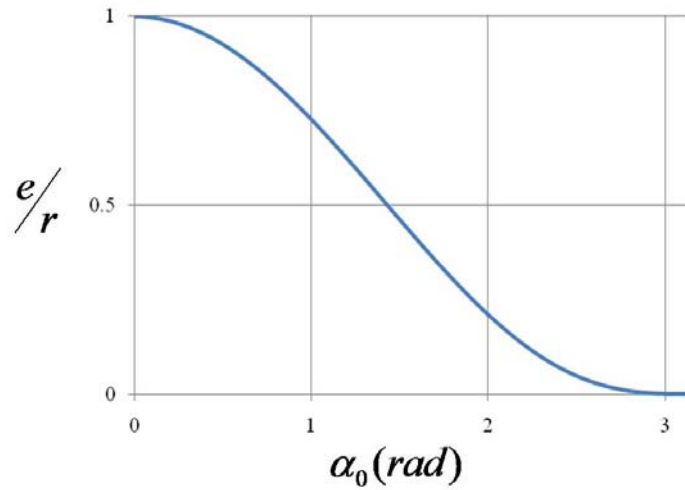


圖 4.5 圓形基礎之 α_0 與 $\frac{e}{r}$ 關係圖

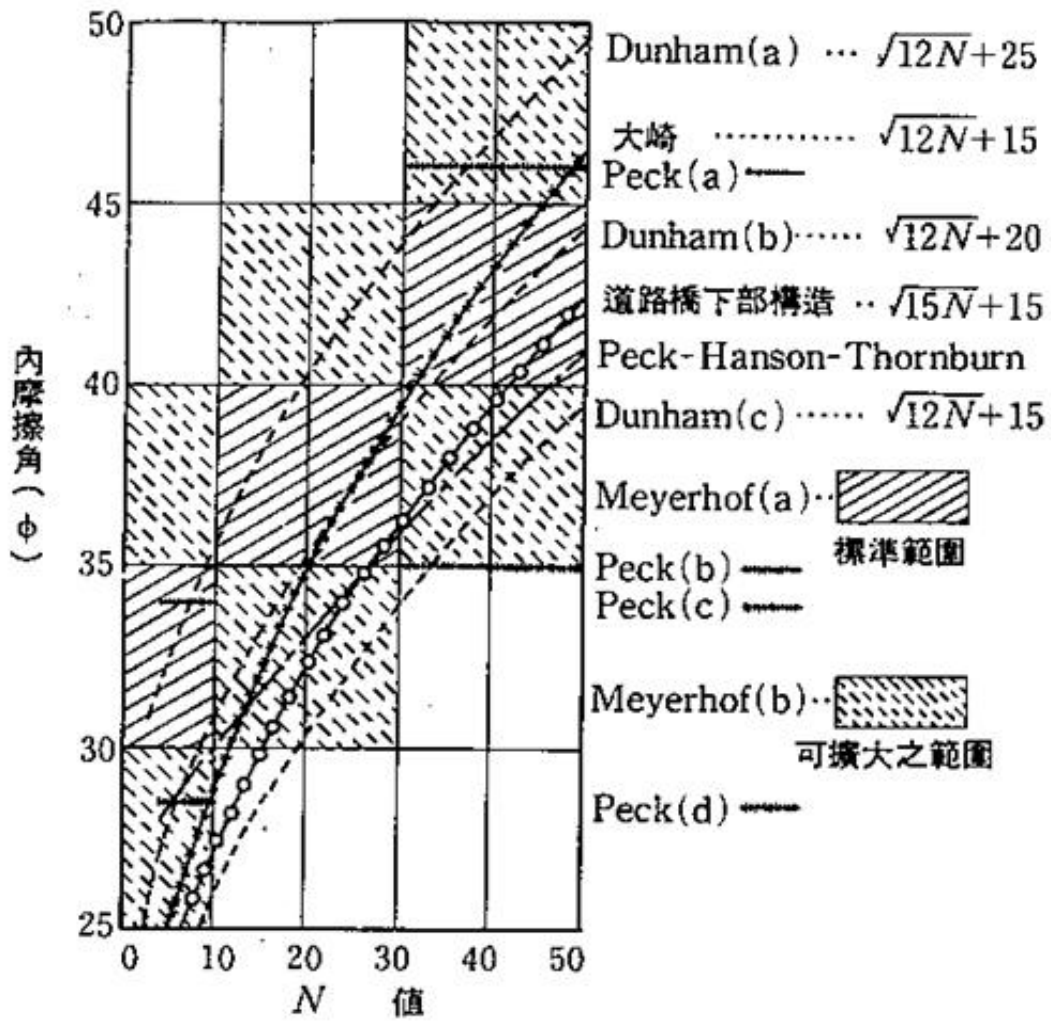


圖 4.6 砂性土壤摩擦角 ϕ 與 N 值關係^[30]

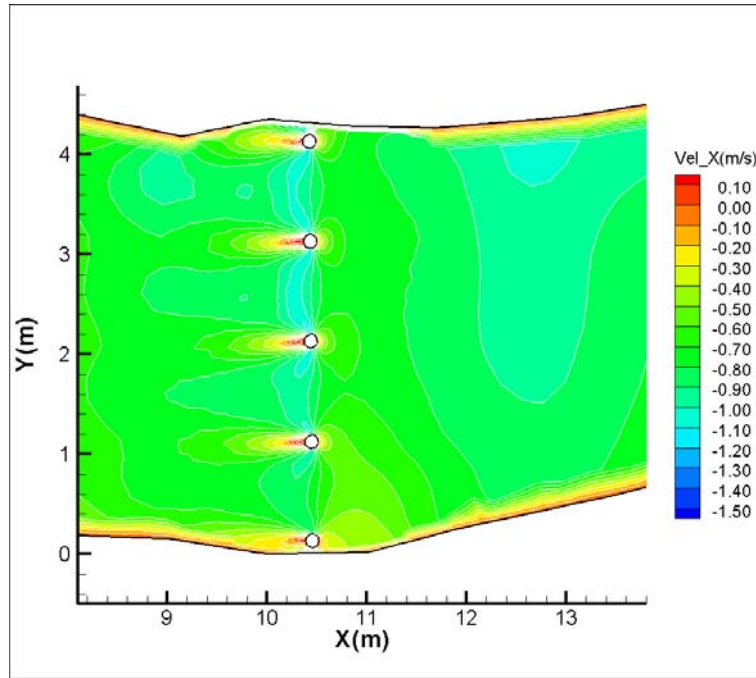


圖 4.7 模型河道 X 向流速分佈

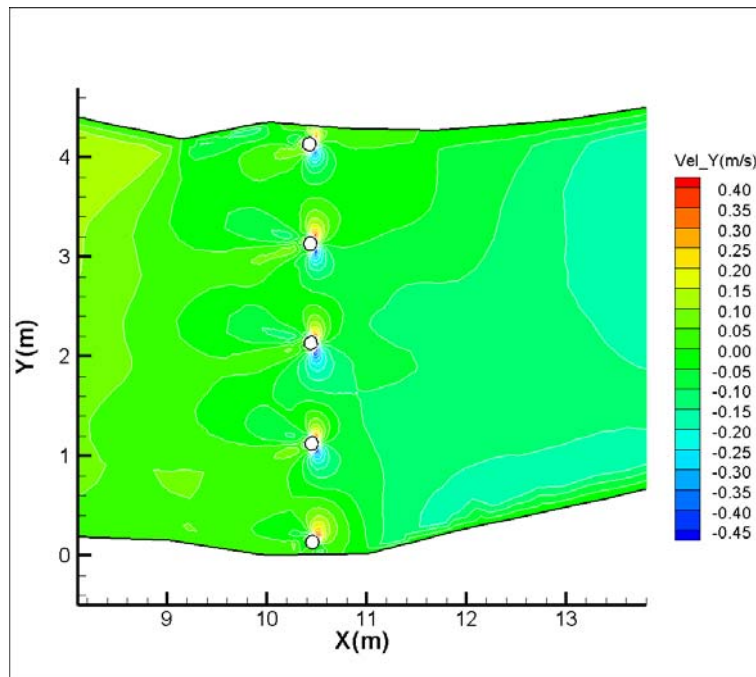


圖 4.8 模型河道 Y 向流速分佈

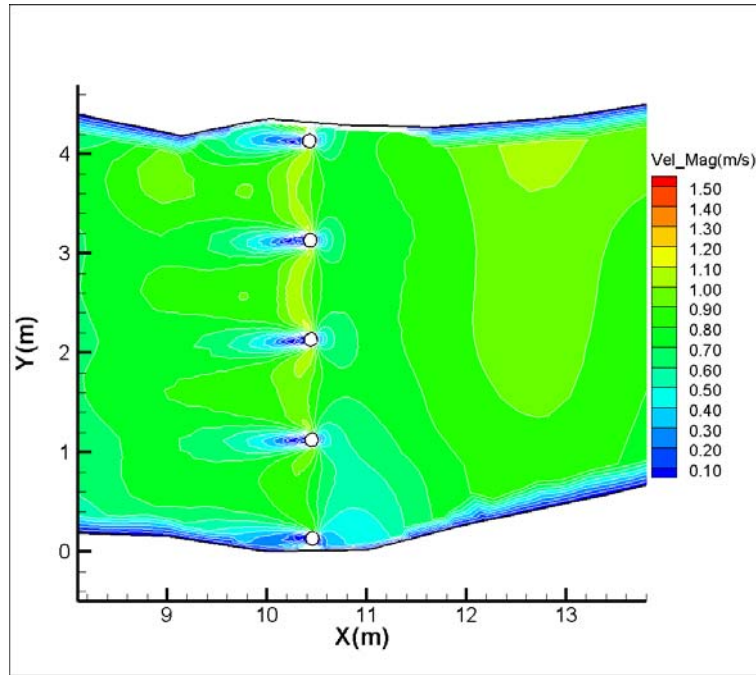


圖 4.9 模型河道合流向流速分佈

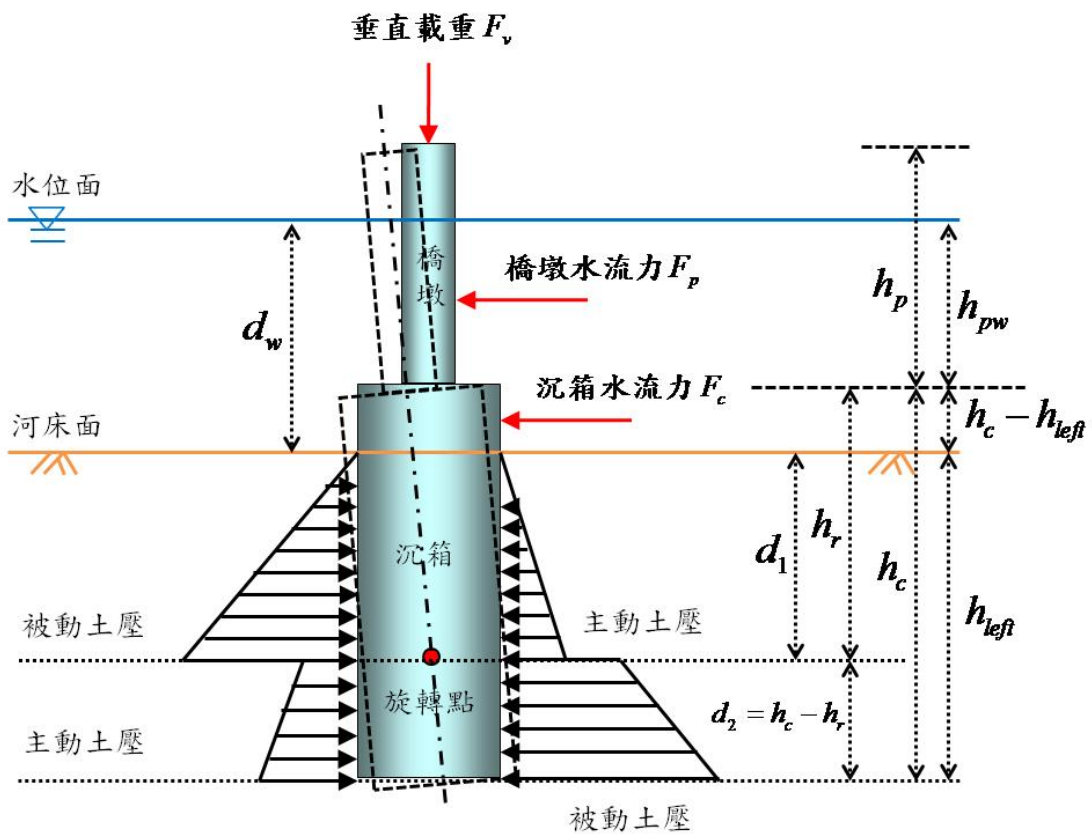


圖 4.10 沉箱臨界傾倒土壓分佈(轉點於沉箱深度內)

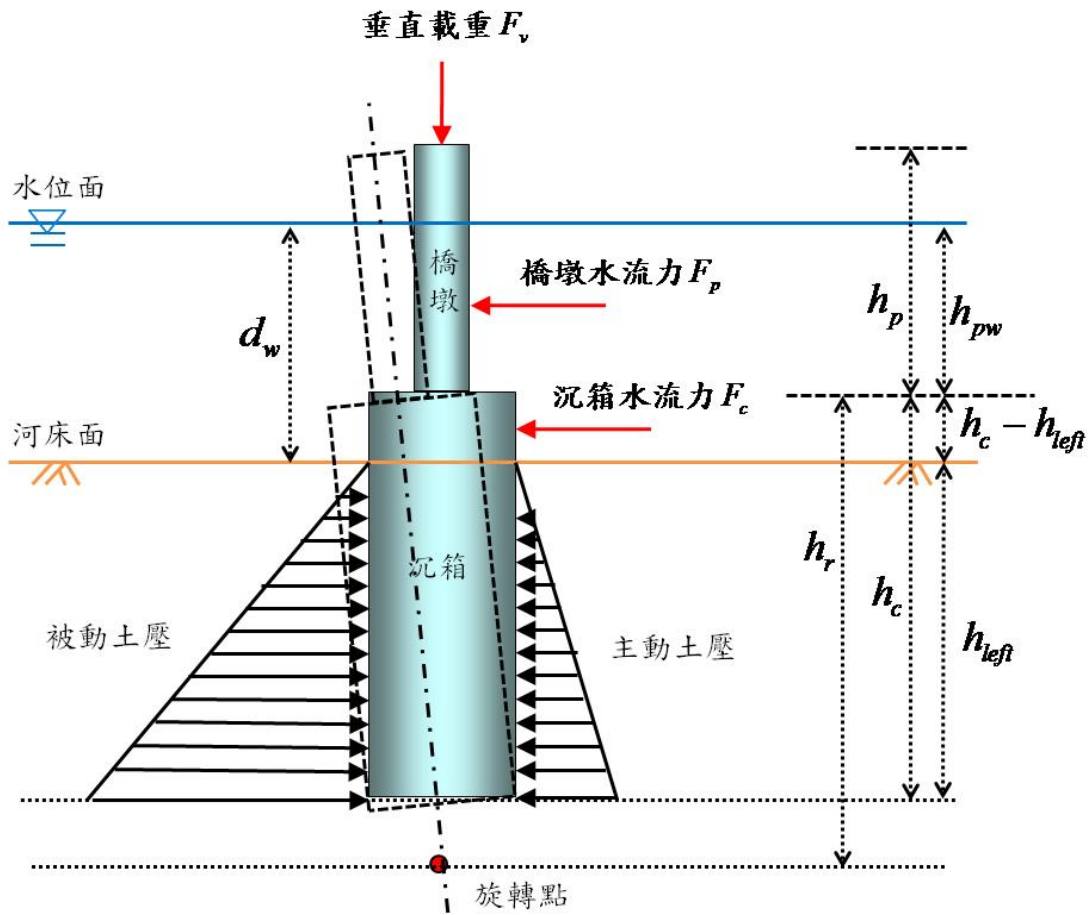


圖 4.11 沉箱臨界傾倒土壓分佈(轉點於沉箱下方)

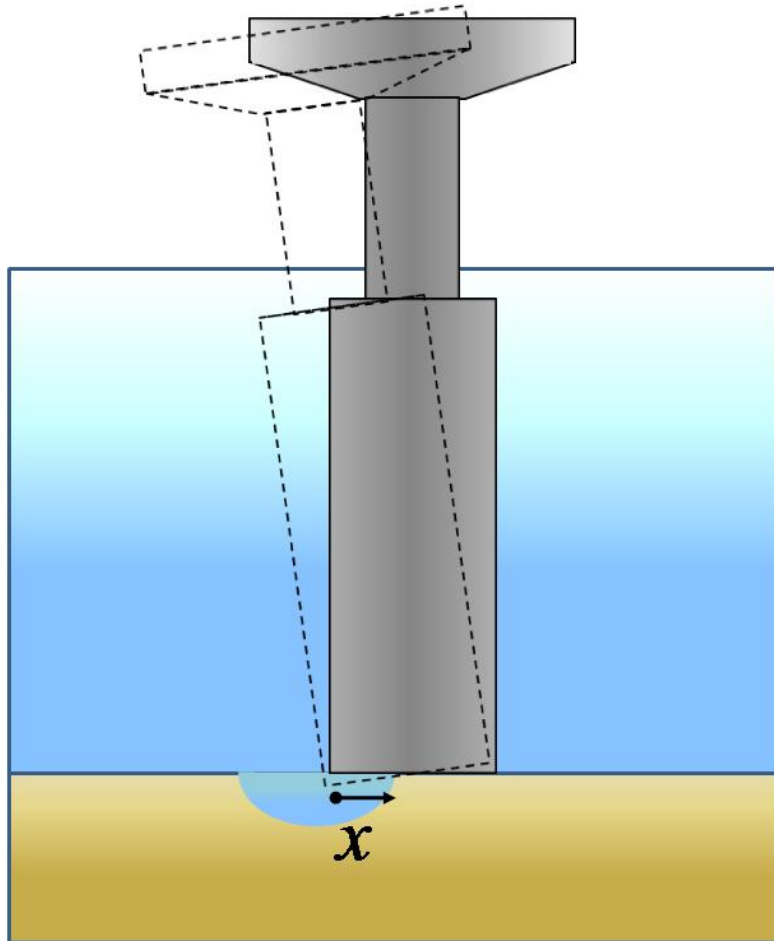


圖 4.12 基底淘刷不穩定傾倒示意圖

土壤參數	G _s	e	φ	(rad)	γ'	S	ω	γ	K _p	N	K1	K2	K _H	E ₀	K ₀
	2.66	0.2	40	0.698132	0.001383	0.1	0.007519	0.002233	4.59891	40	1965.4677	3101.1049	2.533286	1000	33.33333
幾何條件	D	A _B	D _p	W _c	UL	WF	P	h _c	D _B						
	15	176.7146	7.2	25	90	4.771294	110.2287	49	15						
水流條件	Q(cms)	A _F	D _w	V _w (m/s)	P _a (N/m ²)	kg/m ²	A _p	A _c	F _p	F _c					
	0.29	4800	12	0.604167	131.5888	13.42742	0	180	0	0.241694					
偏心距計算	h _{eff}	h _{eff} /D	d _s	h _r	C _{x_{c1}x_{c2}}	CF _{c1}	CF _{c2}	CF _H	SOLVE _{x_{c1}}	x _{c2}	F _{c1}	F _{c2}	F _H	M	e
	15	1	0	44.45	0.435407	37.99929	16.54515	457.5041	0.001948	0.000848	0.0740131	0.0322258	0.891104	4.108792	0.037275
	14.5	0.966667	0.5	44.66667	0.42623	37.99929	16.19642	447.8612	0.002058	0.000877	0.0782139	0.0333371	0.921832	4.169215	0.037823
	14	0.933333	1	44.88333	0.416526	37.99929	15.8277	437.6653	0.002181	0.000909	0.0828943	0.0345277	0.954754	4.229639	0.038371
	13.5	0.9	1.5	45.1	0.40625	37.99929	15.43721	426.8677	0.002319	0.000942	0.088139	0.0358065	0.990115	4.290062	0.03892
	13	0.866667	2	45.31667	0.395349	37.99929	15.02298	415.4133	0.002475	0.000979	0.0940527	0.0371836	1.028197	4.350485	0.039468
	12.5	0.833333	2.5	45.53333	0.383764	37.99929	14.58276	403.2403	0.002652	0.001018	0.1007677	0.038671	1.069325	4.410909	0.040016
	12	0.8	3	45.75	0.371429	37.99929	14.11402	390.279	0.002854	0.00106	0.1084523	0.0402823	1.11388	4.471332	0.040564
	11.5	0.766667	3.5	45.96667	0.358268	37.99929	13.61392	376.4502	0.003088	0.001106	0.1173248	0.0420337	1.162309	4.531756	0.041112
	11	0.733333	4	46.18333	0.344196	37.99929	13.07919	361.6639	0.00336	0.001156	0.1276725	0.0439443	1.215142	4.592179	0.04166
	10.5	0.7	4.5	46.4	0.329114	37.99929	12.5061	345.8169	0.003681	0.001212	0.1398813	0.0460369	1.273006	4.652603	0.042209
	10	0.666667	5	46.61667	0.31291	37.99929	11.89037	328.7909	0.004065	0.001272	0.1544811	0.0483387	1.336656	4.713026	0.042757
	9.5	0.633333	5.5	46.83333	0.295455	37.99929	11.22706	310.4492	0.004532	0.001339	0.1722189	0.0508829	1.407006	4.773449	0.043305
	9	0.6	6	47.05	0.276596	37.99929	10.51044	290.6333	0.00511	0.001413	0.1941812	0.0537097	1.485173	4.833873	0.043853
	8.5	0.566667	6.5	47.26667	0.256158	37.99929	9.73381	269.1579	0.005842	0.001497	0.2220082	0.0568691	1.572536	4.894296	0.044401
	8	0.533333	7	47.48333	0.233933	37.99929	8.889295	245.8056	0.006797	0.00159	0.2582935	0.0604234	1.67082	4.95472	0.044949
	7.5	0.5	7.5	47.7	0.209677	37.99929	7.967594	220.3188	0.008089	0.001696	0.3073847	0.0644516	1.782208	5.015143	0.045498
	7	0.466667	8	47.91667	0.183099	37.99929	6.957617	192.3911	0.009925	0.001817	0.3771483	0.0690553	1.909508	5.075566	0.046046
	6.5	0.433333	8.5	48.13333	0.153846	37.99929	5.846045	161.654	0.012721	0.001957	0.4833873	0.0743673	2.056394	5.13599	0.046594
	6	0.4	9	48.35	0.121495	37.99929	4.616737	127.6614	0.017451	0.00212	0.6631082	0.0805645	2.22776	5.196413	0.047142
	5.5	0.366667	9.5	48.56667	0.085526	37.99929	3.24994	89.86688	0.027043	0.002313	1.0276205	0.0878886	2.430283	5.256837	0.04769
	5	0.333333	10	48.78333	0.045296	37.99929	1.721222	47.595	0.056168	0.002544	2.1343407	0.0966775	2.673312	5.31726	0.048238
	4.5	0.3	10.5	49	0	37.99929	0	0	0.002827	0	0.1074194	0	0	5.740224	0.052076
	4	0.266667	11	49.21667	0.051383	37.99929	1.952533	53.99117	0.001805	9.28E-05	0.0685926	0.0035245	0.097459	6.029656	0.054701
	3.5	0.233333	11.5	49.43333	0.110169	37.99929	4.186363	115.7607	0.001275	0.00014	0.0484435	0.0055337	0.145758	6.135751	0.055664
	3	0.2	12	49.65	0.178082	37.99929	6.766998	187.1201	0.000951	0.000169	0.0361199	0.0064323	0.177865	6.166026	0.055938
	2.5	0.166667	12.5	49.86667	0.257426	37.99929	9.781997	270.4904	0.000732	0.000188	0.0278126	0.0071597	0.197978	6.15821	0.055868
	2	0.133333	13	50.08333	0.351351	37.99929	13.3511	369.1829	0.000575	0.000202	0.0218394	0.0076733	0.212181	6.128953	0.055602
	1.5	0.1	13.5	50.3	0.464286	37.99929	17.64253	487.8488	0.000456	0.000212	0.0173424	0.0080518	0.222648	6.086738	0.055219
	1	0.066667	14	50.51667	0.602649	37.99929	22.90024	633.2342	0.000364	0.000219	0.0138382	0.0083396	0.230605	6.036338	0.054762
	0.5	0.033333	14.5	50.73333	0.776119	37.99929	29.49199	815.5084	0.00029	0.000225	0.0110336	0.0085634	0.236794	5.980641	0.054257
	0	0	15	50.95	1	37.99929	37.99929	1050.751	0.00023	0.00023	0.0087406	0.0087406	0.241694	5.921494	0.05372

(a) 參數設定及偏心距計算

土壤承載力計算	N _q	N _γ	N _q CTB	N _γ CTB	B'	β	F _{qd}	F _{nd}	F _{qi}	F _{ni}	q _{ult}	q	q _{max}	FS
64.19521	93.69075	1.332051	0.580326	14.92545	0.12563	1.214451	1.214451	0.99721	0.993728	2.313554	0.626944	0.639345	3.618633	
64.19521	93.69075	1.287649	0.580284	14.92435	0.12563	1.207302	1.207302	0.99721	0.993728	2.246428	0.62701	0.639593	3.512278	
64.19521	93.69075	1.243247	0.580241	14.92326	0.12563	1.200154	1.200154	0.99721	0.993728	2.179936	0.627043	0.639809	3.40717	
64.19521	93.69075	1.198845	0.580198	14.92216	0.12563	1.193006	1.193006	0.99721	0.993728	2.114078	0.627077	0.640024	3.303121	
64.19521	93.69075	1.154444	0.580156	14.92106	0.12563	1.185857	1.185857	0.99721	0.993728	2.048853	0.627145	0.640275	3.199961	
64.19521	93.69075	1.110042	0.580113	14.91997	0.12563	1.178709	1.178709	0.99721	0.993728	1.984262	0.627179	0.640491	3.098033	
64.19521	93.69075	1.06564	0.58007	14.91887	0.12563	1.171561	1.171561	0.99721	0.993728	1.920305	0.627248	0.640742	2.997	
64.19521	93.69075	1.021239	0.580028	14.91778	0.12563	1.164412	1.164412	0.99721	0.993728	1.856981	0.627283	0.64096	2.897189	
64.19521	93.69075	0.976837	0.579985	14.91668	0.12563	1.157264	1.157264	0.99721	0.993728	1.794291	0.627318	0.641177	2.798432	
64.19521	93.69075	0.932435	0.579943	14.91558	0.12563	1.150115	1.150115	0.99721	0.993728	1.732234	0.627389	0.64143	2.70058	
64.19521	93.69075	0.888034	0.5799	14.91449	0.12563	1.142967	1.142967	0.99721	0.993728	1.670811	0.627424	0.641649	2.603936	
64.19521	93.69075	0.843632	0.579857	14.91339	0.12563	1.135819	1.135819	0.99721	0.993728	1.610022	0.62746	0.641867	2.508343	
64.19521	93.69075	0.79923	0.579815	14.91229	0.12563	1.12867	1.12867	0.99721	0.993728	1.549866	0.627533	0.642122	2.413663	
64.19521	93.69075	0.754829	0.579772	14.91112	0.12563	1.121522	1.121522	0.99721	0.993728	1.490344	0.62757	0.642341	2.320176	
64.19521	93.69075	0.710427	0.579729	14.91001	0.12563	1.114374	1.114374	0.99721	0.993728	1.431456	0.627607	0.64256	2.227738	
64.19521	93.69075	0.666025	0.579687	14.909	0.12563	1.107225	1.107225	0.99721	0.993728	1.373201	0.627644	0.64278	2.136347	
64.19521	93.69075	0.621624	0.579644	14.90791	0.12563	1.100077	1.100077	0.99721	0.993728	1.31558	0.627719	0.643037	2.045884	
64.19521	93.69075	0.577222	0.579602	14.90681	0.12563	1.092929	1.092929	0.99721	0.993728	1.258593	0.627757	0.643258	1.956592	
64.19521	93.69075	0.53282	0.579559	14.90572	0.12563	1.08578	1.08578	0.99721	0.993728	1.202239	0.627795	0.643478	1.868344	
64.19521	93.69075	0.488419	0.579516	14.90462	0.12563	1.078632	1.078632	0.99721	0.993728	1.146519	0.627872	0.643738	1.781034	
64.19521	93.69075	0.444017	0.579474	14.90352	0.12563	1.071484	1.071484	0.99721	0.993728	1.091432	0.627911	0.643959	1.694878	
64.19521	93.69075	0.399615	0.579431	14.89858	0.12563	1.064335	1.064335	0.99721	0.993728	1.036709	0.628231	0.645555	1.605917	
64.19521	93.69075	0.355												

Case1											
d_s	d_1	d_2	被動土壓1	被動土壓2	被動土壓3	主動土壓1	主動土壓2	主動土壓3	$(M_0)_+$	$(M_0)_-$	sum
0	10.45	4.55	5.21045429	4.5373334	0.98779268	0.2463575	0.2145314	0.0467042	31.46849	1.487874	29.98061
0.5	10.16667	4.333333	4.93174007	4.20410629	0.89595708	0.2331795	0.198776	0.0423621	28.41034	1.34328	27.06706
1	9.883333	4.116667	4.66068655	3.88259554	0.80860126	0.2203637	0.1835745	0.0382318	25.56521	1.208759	24.35645
1.5	9.6	3.9	4.39729372	3.57280115	0.72572523	0.2079101	0.168927	0.0343133	22.92519	1.083935	21.84125
2	9.316667	3.683333	4.14156159	3.27472312	0.64732899	0.1958188	0.1548334	0.0306066	20.48235	0.968434	19.51392
2.5	9.033333	3.466667	3.89349016	2.98836145	0.57341253	0.1840896	0.1412939	0.0271117	18.22878	0.861882	17.3669
3	8.75	3.25	3.65307943	2.71371615	0.50397586	0.1727227	0.1283083	0.0238287	16.15655	0.763904	15.39265
3.5	8.466667	3.033333	3.4203294	2.45078721	0.43901897	0.1617179	0.1158766	0.0207574	14.25775	0.674126	13.58362
4	8.183333	2.816667	3.19524006	2.19957463	0.37854187	0.1510754	0.1039989	0.017898	12.52446	0.592174	11.93228
4.5	7.9	2.6	2.97781143	1.96007841	0.32254455	0.140795	0.0926752	0.0152504	10.94875	0.517672	10.43108
5	7.616667	2.383333	2.76804349	1.73229855	0.27102702	0.1308769	0.0819055	0.0128145	9.522709	0.450247	9.072462
5.5	7.333333	2.166667	2.56593625	1.51623506	0.22398927	0.121321	0.0716897	0.0105905	8.238417	0.389524	7.848893
6	7.05	1.95	2.3714897	1.31188792	0.18143131	0.1121273	0.0620279	0.0085783	7.087952	0.335128	6.752824
6.5	6.766667	1.733333	2.18470386	1.11925715	0.14335313	0.1032958	0.05292	0.0067779	6.063396	0.286686	5.776711
7	6.483333	1.516667	2.00557871	0.93834274	0.10975474	0.0948265	0.0443661	0.0051894	5.156829	0.243822	4.913007
7.5	6.2	1.3	1.83411426	0.76914469	0.08063614	0.0867195	0.0363662	0.0038126	4.360332	0.206163	4.154169
8	5.916667	1.083333	1.67031051	0.61166301	0.05599732	0.0789746	0.0289203	0.0026476	3.665983	0.173333	3.492651
8.5	5.633333	0.866667	1.51416746	0.46589768	0.03583828	0.0715919	0.0220283	0.0016945	3.065866	0.144958	2.920907
9	5.35	0.65	1.36568511	0.33184872	0.02015903	0.0645715	0.0156903	0.0009531	2.552058	0.102665	2.431393
9.5	5.066667	0.433333	1.22486345	0.20951612	0.00895957	0.0579132	0.0099062	0.0004236	2.116642	0.100078	2.016564
10	4.783333	0.216667	1.09170249	0.09889988	0.00223989	0.0516172	0.0046761	0.0001059	1.751697	0.082823	1.668874
10.5	4.5	0	0.96620223	0	0	0.0456834	0	0	1.449303	0.068525	1.380778
11	4.216667	-0.21667	0.84836267	-0.08718352	0.00223989	0.0401118	-0.0041222	0.0001059	1.201542	0.056811	1.144732
11.5	3.933333	-0.43333	0.73818381	-0.16265067	0.00895957	0.0349024	-0.0076903	0.0004236	1.000494	0.047305	0.953189
12	3.65	-0.65	0.63566564	-0.22640146	0.02015903	0.0300552	-0.0107046	0.0009531	0.838238	0.039633	0.798605
12.5	3.366667	-0.86667	0.54080817	-0.27843589	0.03583828	0.0255702	-0.0131648	0.0016945	0.706856	0.033421	0.673435
13	3.083333	-1.08333	0.45361141	-0.31875396	0.05599732	0.0214474	-0.0150711	0.0026476	0.598428	0.028294	0.570133
13.5	2.8	-1.3	0.37407533	-0.34735567	0.08063614	0.0176868	-0.0164235	0.0038126	0.505034	0.023879	0.481155
14	2.516667	-1.51667	0.30219996	-0.36424101	0.10975474	0.0142884	-0.0172218	0.0051894	0.418754	0.019799	0.398955
14.5	2.233333	-1.73333	0.23798529	-0.36941	0.14335313	0.0112523	-0.0174662	0.0067779	0.33167	0.015682	0.315988
15	1.95	-1.95	0.18143131	-0.36286262	0.18143131	0.0085783	-0.0171566	0.0085783	0.235861	0.011152	0.224709

(a) 旋轉點位於沉箱深度範圍內之計算部份

Case2										
被動土壓1	主動土壓1	$(M_0)_+$	$(M_0)_-$	sum	M_f	M_r	M_d	FS		
10.7355804	0.5075931	4.831011	0.228417	4.602594	1.049252	35.13866	3.97586	8.838001		
10.0318034	0.4743176	5.015902	0.237159	4.778743	0.999287	32.23556	3.90738	8.249916		
9.35188335	0.44217	5.143536	0.243193	4.900342	0.949323	29.53541	3.838901	7.693716		
8.6958201	0.4111504	5.217492	0.24669	4.970802	0.899359	27.03067	3.770421	7.16914		
8.0636137	0.3812588	5.241349	0.247818	4.993531	0.849394	24.7138	3.701941	6.675902		
7.45526415	0.3524952	5.218685	0.246747	4.971938	0.79943	22.57723	3.633461	6.213699		
6.87077144	0.3248596	5.153079	0.243645	4.909434	0.749465	20.61345	3.564981	5.782203		
6.31013557	0.298352	5.048108	0.238682	4.809427	0.699501	18.81488	3.496501	5.381059		
5.77335656	0.2729723	4.907353	0.232026	4.675327	0.649537	17.174	3.428021	5.009887		
5.26043438	0.2487206	4.734391	0.223849	4.510542	0.599572	15.68325	3.359542	4.668271		
4.77136905	0.2255969	4.532801	0.214317	4.318484	0.549608	14.3351	3.291062	4.355766		
4.30616057	0.2036012	4.306161	0.203601	4.102559	0.499644	13.12199	3.222582	4.071886		
3.86480893	0.1827335	4.058049	0.19187	3.866179	0.449679	12.03638	3.154102	3.816102		
3.44731414	0.1629938	3.792046	0.179293	3.612752	0.399715	11.07072	3.085622	3.587841		
3.05367619	0.144382	3.511728	0.166039	3.345688	0.349751	10.21748	3.017142	3.386475		
2.68389509	0.1268983	3.220674	0.152278	3.068396	0.299786	9.469098	2.948662	3.21132		
2.33797084	0.1105425	2.922464	0.138178	2.784285	0.249822	8.818039	2.880183	3.061625		
2.01590343	0.0953147	2.620674	0.123909	2.496765	0.199857	8.256754	2.811703	2.936567		
1.71769286	0.0812149	2.318885	0.10964	2.209245	0.149893	7.7777	2.743223	2.835242		
1.44333914	0.0682431	2.020675	0.09554	1.925134	0.099929	7.373329	2.674743	2.75665		
1.19284226	0.0563992	1.729621	0.081779	1.647842	0.049964	7.036098	2.606263	2.699689		
0.96620223	0.0456834	1.449303	0.068525	1.380778	0	7.121002	2.537783	2.805993		
0.76341905	0.0360955	1.1833	0.055948	1.127351	0.049964	7.206972	2.469303	2.918625		
0.58449271	0.0276356	0.935188	0.044217	0.890971	0.099929	7.126651	2.400823	2.968419		
0.42942321	0.0203037	0.708548	0.033501	0.675047	0.149893	6.990967	2.332344	2.9974		
0.29821057	0.0140998	0.506958	0.02397	0.482988	0.199857	6.841056	2.263864	3.02185		
0.19085476	0.0090239	0.333996	0.015792	0.318204	0.249822	6.696979	2.195384	3.050482		
0.1073558	0.0050759	0.19324	0.009137	0.184104	0.299786	6.570628	2.126904	3.089292		
0.04771369	0.002256	0.08827	0.004174	0.084097	0.349751	6.470186	2.058424	3.143271		
0.01192842	0.000564	0.022664	0.001072	0.021592	0.399715	6.401949	1.989944	3.21715		
0	0	0	0	0	0.449679	6.371173	1.921464	3.31579		

(b) 旋轉點位於沉箱下方之計算部份

圖 4.14 水流作用力傾倒安全係數計算表

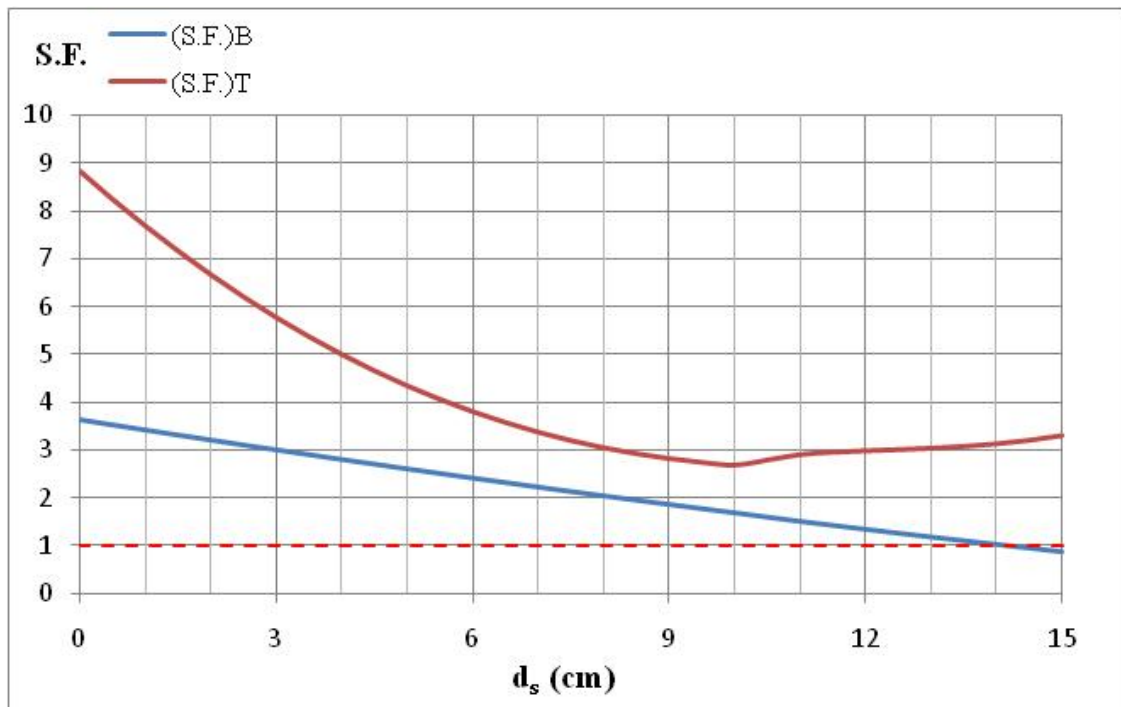


圖 4.15 冲刷深度對應安全係數關係圖

第五章 縮尺橋墩沖刷試驗結果

5.1 前言

前述第三章介紹縮尺橋墩模型沖刷試驗環境建置與模型製作，以及沖刷試驗中做為監測之核心角色，各種沖刷監測儀器與現地沖刷監測儀器之相關性及監測機制、製作方式等，並且針對各項沖刷監測設備進行測試與可行性研究；第四章則對於沖刷試驗中所使用之安全係數計算標準進行整理，此章則介紹實際縮尺橋墩沖刷試驗之試驗情形與試驗結果。

首先 5.2 節會介紹於新店水利規劃試驗所內單墩縮尺模型沖刷試驗之試驗配置狀況，5.3 節則介紹利用鉛錘進行之沖刷深度歷時量測成果，鉛錘為輔助性沖刷深度量測工具，為一以人工方式量測及判讀即時沖刷深度之方法，本研究以針對全跨橋梁之兩墩位處進行沖刷深度歷時量測，並進行比較與討論，而 5.4 節首先會介紹一簡單之土壤參數試驗，以概略性驗證參數之使用，而後則針對單墩之縮尺沉箱模型進行沖刷試驗，將成果與計算之安全係數進行比較，5.5 節則對初步全跨試驗配置與實驗方式進行介紹。

5.2 單墩試驗概述

為了解土壤破壞行為及驗證土壤參數使用，本研究於初步實驗階段進行多次單墩縮尺沉箱模型之沖刷試驗，配合不同的試驗條件，觀察其沖刷現象與破壞時機及方式，本研究使用兩種砂土進行試驗，試驗之始使用符合縮尺比例之砂土如圖 5.1(a)所示，其平均粒徑為 0.32 公分，然而顆粒形狀較不一致，且粒徑分佈較接近於均勻分佈，如此對於工程性質較不容易掌握，並且也為了配合於台大水工所進行之沖刷監測儀器試驗及校正，研究團隊選擇以標準試驗石英砂作為試驗用砂土材料，如圖 5.1(b)所示。

雖此試驗為針對單墩縮尺模型進行，然而為維持水流條件與將來之全跨橋梁沖刷試驗相同，每次試驗仍然佈置全跨試驗中預期設置之試驗條件，為簡化實驗，減少變異程度，於現階段之試驗所欲進行之全跨試驗將為五墩縮尺沉箱模型做為基礎及下部結構，並加上橋面版作為連接，因此單墩試驗為維持相同之水流條件，亦必須佈設五墩沉箱試體，以符合水流流況之邊界條件，而針對欲進行試驗之墩位加載及量測，試驗配置如圖 5.2 及圖 5.3 所示，為方便描述試驗，圖 5.3 標示各試驗橋墩編號，左側為上游側，右側為下游側，以水流方向之左岸開始為編號 1 之橋墩，至水流向右岸為編號 5 之橋墩，此外，為控制水流深度以及阻擋試驗砂土流失，試驗中於下游側設置一層紅磚做為擋水堰之效果，使用長度 23 公分、寬度 11 公分、高度 6 公分之標準紅磚，佈置情形及試驗實景如圖 5.4 所示。

於每次試驗前之準備工作依序為復原試驗環境，由於前次試驗之水流將縮尺河床模型中動床段之砂土沖蝕淘刷往下游運送，因以磚塊設置擋水堰之關係，砂土並不會完全流失，而是被阻於擋水堰前，如圖 5.5 所示，因此需以人力方式逐步分區將砂土移回原動床區並鋪平，工作實景如圖 5.6，鋪平之方式則於動床上下游邊界處固定間距打上水泥釘，利用水線固定兩端，始其繃緊，則可利用線與線所形成之假想面做為鋪平標準，控制動床區砂面高度，如圖 5.7 所示，此外，因鋪設過程中，水線可能干擾動床之恢復，用以鋪沙之鐵鏟及鐵耙容易將水線切斷，一般水工試驗所拉設之水線接為固定綁設於兩端短釘上，則較不容易自由取下及固定上，因此研究團隊利

用先將水線一端綁於一墊片上，再利用墊片中間之圓孔扣於短釘上，如此一來水線則可隨時拆除，如圖 5.7(b)所示。

動床砂面鋪平後下一部則為試體埋設及無線網路資料傳輸及接收設備架設，平行水流向之各橋墩位置利用縮尺河道模型上之水工測架決定，如圖 5.8(a)所示，該測架之用途為架設水尺、流速儀或水位計等儀器供水工量測之用，然而因橋墩所在斷面處洽平行此測架，且測架相對於河床亦為水平，故利用於測架上固定距離 20 公分處標示點位則可用以縮尺模型沉箱平行水流向之定位，因每一跨之間距為 1 公尺，測架於右岸開始，第一點及第二點之中心為第一墩之位置，而後往左岸方向每五格間距設置一墩；至於垂直水流方向之縮尺模型沉箱定為則如圖 5.8(b)所示，利用先前所述之可拆卸水線勾扣於兩岸側之短釘上，此水線亦平行於橋梁行車向，故可利用模型橋墩帽梁端點與水線固定為 10 公分距離埋設之方式控制橋墩在垂直水流向位置，此外，測架亦可提供一安全保護機制，如圖 5.8 中，將欲保護對象橋墩以童軍繩稍微纏繞並固定於測架上，在不影響量測數據情形下可確保當縮尺模型橋墩倒塌時繩子能夠拉住試體，不至於使試體落水，避免試體上較為昂貴之監測設備受到損害。

因縮尺模型河道並非直線流向，而是以一彎道方式設置，在橋梁斷面處左岸空間狹窄，右岸則相對寬廣，因此試驗相關儀器皆設置於右岸平台處，因使用於現地之無線網路傳輸設備之資料傳輸節點體積相對較大不適合安置於縮尺沉箱模型，然可將其安裝於測架上，亦因縮尺河道模型總寬度僅為四米長，可直接將資料傳輸節點放置於岸側如圖 5.9 所示，而資料接收及操作之個人電腦以及其於監測系統主機則可放置於測架上方便操作。

5.3 沖刷深度歷時量測

本研究在進行不同配置條件下之沖刷現象及破壞條件觀察時，於試驗過程中利用人工方式量測沖刷深度歷時曲線，本試驗以鉛錘作為即時沖刷量測之工具，如圖 5.10 所示，上方之鉛錘使用之鉛球為橢圓形，重量較重，然而卻因長短軸差異，在緊貼沉箱側壁時如長軸方向垂直沉箱壁則可能量測得較小之沖刷深度，而圖片下方則改用圓形之鉛球做為重錘部份，量測方式如圖 5.11 所示，於縮尺河道模型上設置一鋼網橋盡量靠近縮尺沉箱模型之埋設位置，則可伏於橋上利用鉛錘觀察其沖刷深度，記錄者計時並定時通知量測，另一人則以鉛錘量測沖刷深度並回報給記錄者，縮尺河道模型沖刷深度刷深速度甚快，絕大部份之沖刷深度於試驗開始前幾分鐘便已達成，故量測時間間距於試驗之始兩分鐘以內以 15 秒為間格量測一次，兩分鐘至四分鐘則以 30 秒為一間格量測一次，而後沖刷現象趨緩，則以兩分鐘量測一次。

量測時以繫綁鉛錘用之棉線上之刻度以及橋墩迎水面所貼上之標尺來判斷沖刷深度，手持鉛錘盡量貼近橋墩迎水面，則可不需平視讀取刻度，因標尺之刻度由沉箱底為零點起算，讀取鉛錘及標尺之相同刻度之差值即為剩餘之埋置深度，其沖刷深度量測判讀如圖 5.12 所示，假設以刻度 30 公分(圖中箭頭所指處)做為參考標準，如鉛錘之 30 公分刻度位置對應到模型沉箱表面標尺刻度 35 公分處，即表示沉箱於量測位置仍有 5 公分之剩餘覆土。

量測成果如圖 5.13 至圖 5.18 所示，以圖 5.13 為例，圖名內「 $Q=100y$ 」指此試驗使用回歸期為一百年之縮尺模型流量，而「@#3」則表示此沖刷深度量測之沉箱模型位置為第三墩之墩位，墩為順序則如前節所述，圖 5.13 顯示此模型河道之主要沖刷特性，兩條虛線將沖刷歷程區分為三個部份，由左側即試驗起始處開始，在初始之兩百秒左右時間內沖刷深度迅速刷深，此區段為主要刷深階段；而兩百秒至一千五百秒前則沖刷深度則呈現上下起伏之現象，此為由於當開始試驗，水流流入試驗河道中開始對動床段產生沖刷，由於縮尺橋墩阻水之故，測量點處之局部沖刷尤其劇烈，然於橋

梁設置斷面上游動床處亦持續沖刷，其因沖刷而往下游攜帶之砂土則會填補沖刷坑，而後又被沖刷向下游運送，初始段內沖刷較為劇烈，到第二部份時沖刷效應與上游運送砂土之回填效應接近平衡，故所量測之沖刷歷時曲線於此區段會呈現上下起伏之現象；第三部份則為最後在橋墩斷面上游動床之沖刷亦逐漸達穩定後，沖刷深度即再次向下刷深，表示於第一階段並未達到最大沖刷深度，中間經歷了橋墩處局部沖刷與上游動床沖刷造成之回填平衡、拉鋸之階段，最後當上游沖刷漸趨穩定後局部沖刷再次主控時沖刷坑方能繼續發展。圖 5.14 則可表現沖刷坑之回淤現象，沖刷經歷歷程如上段所述，在試驗終了時停止試驗河道上流水源，即抽水馬達停止抽水，灰線為關閉抽水馬達之時間點，很明顯可看出當抽水馬達停止，流量變小後沖刷坑有立即回淤之現象，即橋墩斷面處上游之動床來砂因流量變小，沖刷減弱而開始沉積，沖刷坑深度因而減小。

圖 5.15(a)皆為觀測橋墩位於第三墩位置，試驗流量為一百年回歸期之模型河道流量，此階段之沖刷歷時觀察因無較完好之上游動床床型控制，可看見每一條沖刷曲線於第二階段及第三階段之發展皆不甚相同，編號 0524-2 之沖刷歷時曲線則為因其鄰近之橋墩，編號 2 號之橋墩倒塌，導致流況改變產生回淤現象，然而 5.15(b)中沖刷歷程前段之沖刷深度比較十分一致，表示在不受上游動床條件影響時固定流量下之沖刷現象是相同的。試驗亦量測編號 2 之橋墩位置之沖刷歷時，比較其不同回歸期流量下之沖刷歷時，圖 5.16 中，0525-2 及 0525-3 為五十年回歸期之沖刷歷時，而 0526-1、0527-1 及 0527-2 則為一百年模型流量回歸期之沖刷歷時，其中可見其第一階段達到最大沖刷深所需時間相近，一百年回歸期之沖刷深度約較五十年回歸期之沖刷深度深三公分左右，其中一百年回歸期模型流量沖刷試驗因量測橋墩傾倒，故其沖刷歷時曲線較早終止量測。

圖 5.17 及圖 5.18 則針對編號 2 及編號 3 橋墩位置之沖刷深度行為進行比較，圖 5.17 中 0519-1、0520-1、0523-1、0524-1 及 0524-2 為量測編號 3 橋墩處之沖刷深度歷時，而 0526-1、0527-1 及 0527-2 則為編號 2 橋墩處之沖刷深度歷時，皆為一百年回歸期之模型流量，可看出編號 2 橋墩位置在

相同流量下沖刷較為嚴重，沖刷深度約較編號三橋墩處深 2 至 3 公分，圖 5.18 將編號 2 處橋墩五十年模型規期之沖刷深度歷時(0525-2 及 0525-3)與編號 3 處橋墩一百年模型規期之沖刷深度歷時(0519-1、0520-1、0523-1、0524-1 及 0524-2)，一起比較則更凸顯此現象，五十年回歸期於編號 2 墩處之沖刷深度與一百年回歸期編號 3 墩處之沖刷深度相近，此原因可由流速量測得知，因相同流量下編號 2 處之流速大於編號 3 墩之流速，故編號 2 墩處將有更為明顯之沖刷現象，由第四章中圖 4.7 至圖 4.9 亦能看出數值模型中編號 2 墩之合流速稍大於編號 3 墩位置處之流速，此為因河道線形為一彎道，於較外側編號 2 橋墩因水流慣性力之離心作用而有較大之流速，進而造成較深之沖刷深度。因此基於以上分析可初步推測，在各橋墩相同之配置條件下，編號 2 之橋墩將較容易達成破壞條件而傾倒。

5.4 沖刷試驗與成果

於安全係數計算中可知，當橋墩單以自重承載於砂面上時，土壤並不會產生破壞現象，僅些微下陷，將鬆軟表土壓實則可穩定立於砂面，表示在無覆土提供承載力時，僅基礎底部之土壤單位中所激發之被動土壓力強度即足夠支撐橋墩重量，不至於產生土壤承載力破壞，而僅將模型沉箱置於砂面上之沖刷試驗中，雖無覆土情況下可直接承受土壓力，然而當沖刷發生，基礎迎水面底部迅速遭沖刷而掏空，而橋墩即因結構支承不足而不穩定向迎水面傾倒，然而因監測系統為垂直向之沖刷度監測，因此應避免使其破壞模式為不穩定傾倒破壞控制，因此單墩試驗中必須於帽梁上部加載，提高模型沉箱橋墩自重，控制其破壞模式於土壤承載力破壞，由計算結果顯示橋墩上部必須要加載 90 公斤之重量，土壤始達承載力破壞之條件。

於 4.2 節中介紹以初步試驗及經驗公式所假設之土壤性質參數，本研究則針對土壤內摩擦角進行一簡單之試驗，砂土安息角試驗如圖 5.19 所示，於試驗前先以 60 度之溫度烘乾土樣 8 小時，將乾沙填入玻璃容器內如圖 5.19(a)，填入過程盡量以相同之落距殞落砂土，並將表面輕輕刮平，如圖 5.19(b)，待準備完畢後則迅速抽開玻璃擋板，始砂土自然滑落，如圖 5.19(c)，最後由玻璃容器側壁利用刻度版及量角器量測其滑動面坡度角度如圖 5.19(d)，此角度即為乾砂之安息角，經過八次重複試驗後取平均為 34.5 度，試驗河道中之砂土為飽和砂，於實務中土壤之內摩擦角與乾沙相差不大，因此可假設此即為試驗河道中之砂土土壤內摩擦角，然而，於模型沉箱底部之砂土因設置過程中已無可避免的受到充分夯壓，且於質量塊加載過程中一提供一壓實之效果，故模型沉箱底部砂土之內摩擦角、孔隙比等土壤參數與其它區域相比將截然不同，因此此試驗結果僅可使用於非縮尺沉箱底部區域之土壤，但其亦提供一土壤內摩擦角之下限值以供參考。因此根據上述結論，計算中使用之土壤參數皆為定值並非合理，因局部區域為疏鬆砂土，而沉箱底部區域為緊密砂土，如此土壤承載力安全係數計算中皆使用相同參數在沖刷深度尚未達到基礎底部前將過度保守。

本研究針對土壤承載力破壞進行不同配置之試驗，改變其埋置深度、埋置

墩位、流量大小、上部加載重量、上部加載方式等，以下則針對幾組破壞案例進行討論，試驗配置條件及破壞情形見圖 5.20 至圖 5.28，圖 5.20 至圖 5.24 中，橋墩倒塌之方向主要由向上游側即迎水面處傾倒，此種狀況可能因沖刷深度超過基礎底部，造成底部掏空使基礎不穩傾倒，如沖刷深度未達基礎底部則可能為土壤承载力破壞發生，除基礎下部土壤經過夯壓而較為密實外，基礎週圍土壤皆處於飽和，甚至可能為半懸浮之狀態，因此破壞模式並非承载力理論中單一破壞方式，剪力破壞無法造成一全面性之滑動弧，基礎可能以沉陷後不穩定向剩餘覆土較少處亦即較容易破壞處倒塌，因此破壞模式之判定標準則以沖刷深度是否達基礎底部為準。

試驗已得到不同流量及不同墩位下之沖刷歷時曲線，然而雖其趨勢看似接近，卻因各種不穩定因素如：動床床型、動床不同區域土壤相對密度、水流是否穩定等因素造成相同條件下沖刷深度亦可能有一至兩公分之變異，然而於倒塌試驗中，破壞皆發生於沖刷深度幾乎接近埋置深度，即剩餘埋置深度趨近於零之情況，則此時沖刷深度之變異將對其破壞方式有絕對性之影響，且除了土壤與水流之變異，橋墩上部載重之分佈亦會造成影響，多次倒塌為向左右兩側傾倒，此乃因上部質量之分佈方式之故，因用於加載之質量其平面形狀為長方形，為滿足試算要求堆置八塊到九塊高度之質量塊後，其整體重心向橋墩上部移動，較容易造成不穩定外，因其質量塊體之短邊長度相差長邊甚多，轉動慣量於短邊方向較長邊方向甚小，因此當原向前傾倒之趨勢較向側邊傾倒之趨勢相差不大時，橋墩即會選擇轉動慣量較小之方向傾倒，為證明此假設，於圖 5.25 至圖 5.27 之試驗中將上部質量塊體旋轉九十度，使短邊方向平行水流，則可看到橋墩以較高之機率向前後方向即轉動慣量較小之方向傾倒，而圖 5.28 之試驗則無上部加載，因橋墩自重不足夠造成土壤承载力破壞，故可確定此次破壞屬於基底掏空之不穩定傾倒。

土壤承载力之安全係數計算，當剩餘埋置深度小於 1 公分時會達到臨界破壞條件，然而當沖刷深度超過埋置深度實則發生基礎掏空之不穩定傾倒，加上試驗中之不確定因素，以及由前節所述之沖刷歷時曲線觀測可看出，

沖刷歷程之第二階段，沖刷潛蝕與回填交互作用影響，產生拉鋸，沖刷深度起伏不定，因此於試驗中確切預測破壞時間及破壞模式實屬不易，並因控制破壞模式之剩餘埋置深度過小，亦不容易以量測之方式驗證破壞之確切發生原因，故於現階段之試驗所得到之結果為當剩餘埋置深度小於 1 公分或沖刷已達基礎底部時將產生破壞，因此縮尺模型沖刷監測系統對此安全標準之量測十分重要。

於縮尺河道中進行之沖刷試驗已證實兩套沖刷計之可行性，分別為沖刷振動感測計及浮球系統，沖刷振動感測計之沖刷監測訊號反應成果如圖 5.29 至圖 5.31，當沖刷深度達該沖刷感測計之高程位置時，沖刷感測計因覆土遭淘刷產生彈性回復而有明顯之訊號反應，圖 5.29(a)及圖 5.31 亦可看出其破壞之時機點，而圖 5.32 則為浮球之沖刷深度監測量測記錄，圖 5.33 則做不同沖刷深度歷時量測之比較，其中由於浮球及沖刷振動感測計位於橋墩側面，其沖刷深度小於由鉛錘所量測橋墩迎水面之沖刷深度，約差兩公分左右，而橋墩兩側之沖刷深度量測具有一致性，亦即不同之沖刷監測系統可互相輔助及驗證。

5.5 全跨橋梁試驗概述

當已逐漸掌握單墩模型沉箱試體之沖刷及破壞行為後，即可進行更貼近於現況之全跨橋梁沖刷試驗，與單墩試驗最顯著之差異為，因橋面版系統之使用可分散橋墩上部荷重，單墩試驗中為了符合重量要求而將多塊質量塊垂直疊放，如此則將橋梁系統之重心位置過度向上提升，除造成不穩定倒塌之因素外亦無法與真實行為互相比較，而將縮尺橋面版跨上縮尺模型後則可將欲增加之質量塊分散放置，則可改善此問題以更真實的模擬實際情況。

此外，橋面版之存在對於先於其餘橋墩產生破壞傾倒之橋墩具有一束制作用，當某沖刷嚴重之沉箱試體產生傾斜時，其上部之橋面版將限制其產生傾斜，因此個別橋墩產生破壞並不易顯現，除非當連續幾墩皆已達破壞條件時則全橋將同時傾倒，而倒塌方向則因橋梁之行車向具較大轉動慣量，故其將往垂直行車方向傾倒，然而實際橋梁之橋面系統是否存在對橋墩傾斜之束制效應，亦或是此種束制效應對延遲橋梁倒塌是否能有顯著之效果仍值得深入探討。

初步全跨橋梁試驗實景如圖 5.34 所示，於實驗準備與單墩試驗最大之差異即為橋墩高程設置需準確掌握，單墩試體彼此並無影響，故只需要確定其於河道平面位置固定即可，然全跨橋梁各橋墩模型高程不同將導致橋面版架設後存在初始傾斜，將可能影響破壞行為，因此試驗配置中亦利用側架做為高程控制之基準，以試體埋置 15 公分而言，每一模型橋墩帽梁頂面需距離側架底部 4 公分之距離，以此為標準設置可確保橋面版架設維持水平。本次試驗為加載質量塊，而僅有橋面版之重量，每一縮尺橋墩包含自重約為八十公斤，單墩試驗中則為一百一十五公斤，因此此次試驗並不會達到土壤承载力破壞，而當試驗結束後可觀察其沖刷坑規模，如圖 5.34(b)，發現沖刷深度已達縮尺沉箱橋墩底部，基礎底部淘刷約一公分之深度，在此情況下是因橋面版提供旋轉束制方使該墩無傾倒發生。

5.6 小結

本研究於縮尺河道沖刷試驗已再次驗證沖刷監測系統機制之可行性，亦獲得實際沖刷試驗過程中之量測成果，而經過多次試驗結果觀察及比較，認為沉箱基礎之縮尺模型破壞模式以不穩定傾倒為主，試驗配置條件下不易發生土壤承载力破壞模式，計算所得土壤承载力破壞條件與不穩定傾倒之破壞條件十分接近，在仍無法控制試驗變因情形下，已超過量測精度所能掌握之範圍，影響其沖刷及倒塌行為之因素除可掌握之縮尺模型埋置深度、試驗水槽流量、沉箱模型上部加載外，影響試驗結果之不確定因素有以下幾點：

- (1) 土壤夯實度控制：試體底部之砂土於埋設過程中受到夯實而較其他區域密實，安全係數計算過程中皆使用孔隙比較低、內摩擦角較高之土壤勁行計算則結果將偏不保守，此外，於每次試驗環境回復過程中，雖控制表面高程固定，然砂面以下之砂土相對密度不一，將影響沖刷歷程中水流沖蝕之範圍及程度，導致每次試驗過程中其動床之變化較無一致性，且試體底部區域之土壤夯實度不一，亦會影響當橋墩結構支承不足不穩定倒塌之方向，將會傾向往土壤較疏鬆處傾倒。
- (2) 試驗過程水流變化：試驗場地之水流來源為抽水馬自蓄水池抽水至頭水箱，以溢流方式提供穩定流量，然試驗過程中蓄水池之水將逐漸下降，此將造成抽水馬達抽水功率受到些微影響，導致同次試驗時間越久流量逐漸減小之現象。
- (3) 動床床型變化：土壤夯實度將影響動床沖刷過程之床型變化外，如某些區域具局部相對弱面存在，如砂面凹處或水流跌水沖刷處，水流由弱點處開始侵蝕，將影響其後動床發展，此對於沖刷坑之發展及變化十分顯著。
- (4) 動床沿深度之土壤飽和度：由於每次試驗皆為表土遭受沖蝕，試驗恢復亦僅恢復淺層區域內之砂土，較深層區域之砂土相對而言則相對緊密，且可能產生固結，對於相同水流條件下其沖刷效果大相逕庭。



(a) 試驗粗砂($D_{50}=0.32\text{cm}$)



(b) 試驗細砂($D_{50}=0.10\text{cm}$)

圖 5.1 試驗用砂土



圖 5.2 單墩沖刷試驗配置

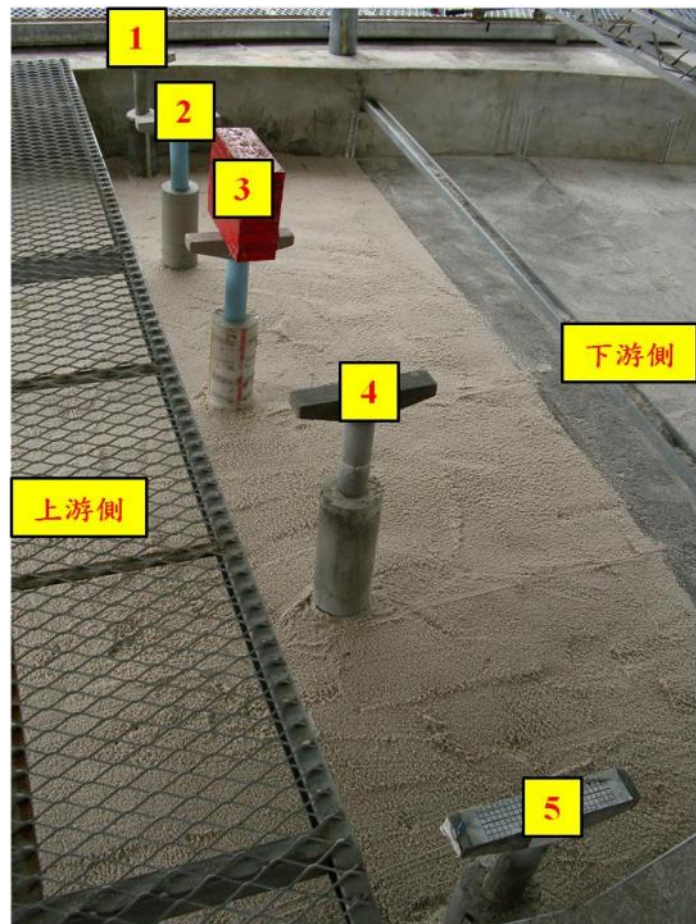


圖 5.3 單墩沖刷試驗配置(續)



(a) 磚塊設置情形



(b) 實際水流情形

圖 5.4 紅磚擋水堰



圖 5.5 砂土受阻於擋水堰前情形



圖 5.6 砂土回填及整平



(a) 高程控制實景

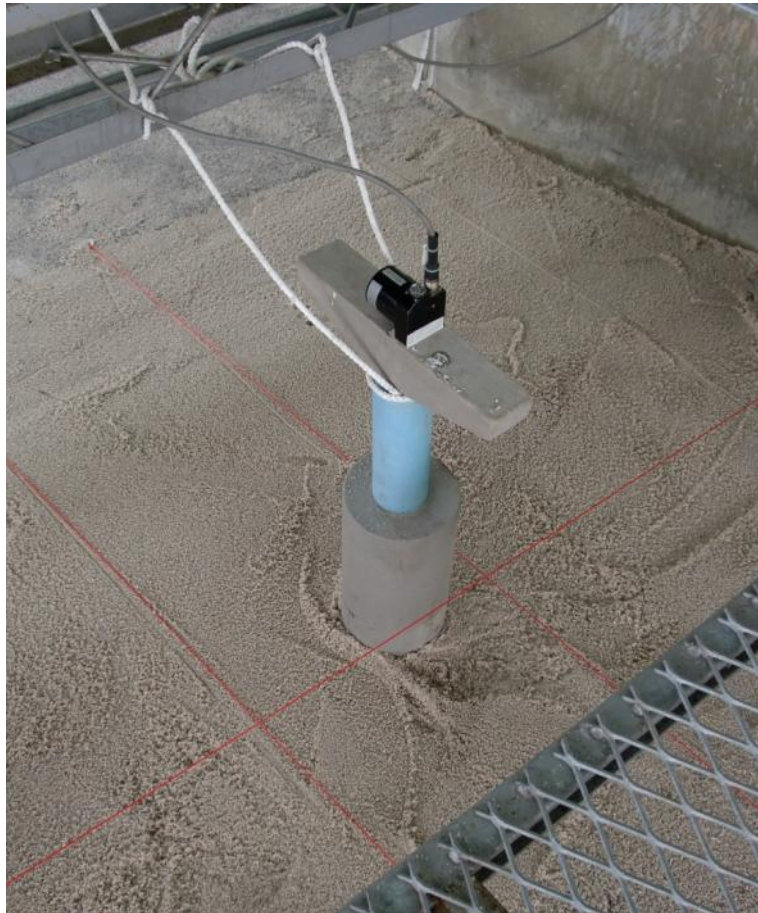


(b) 線端扣於短釘所使用之墊片

圖 5.7 動床高呈控制用之水線佈設



(a) 平行水流向定位



(b) 垂直水流向定位

圖 5.8 縮尺沉箱模型定位方式



圖 5.9 監測系統設置

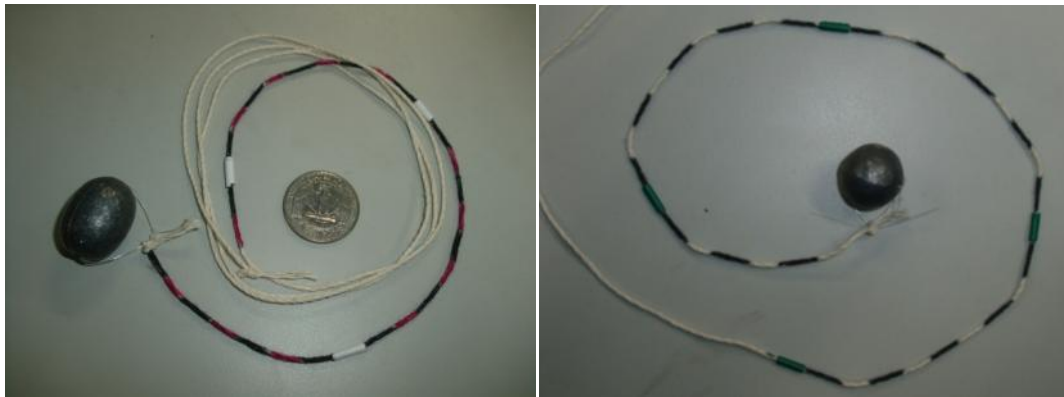


圖 5.10 沖刷深度量測所用之鉛錘



圖 5.11 以鉛錘即時量測沖刷深度實景

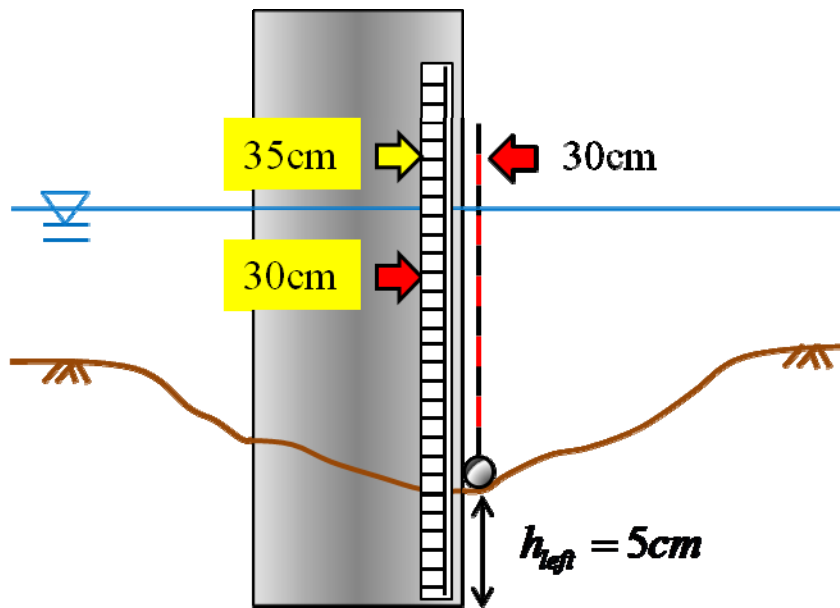


圖 5.12 鉛錘沖刷深度判讀示意圖

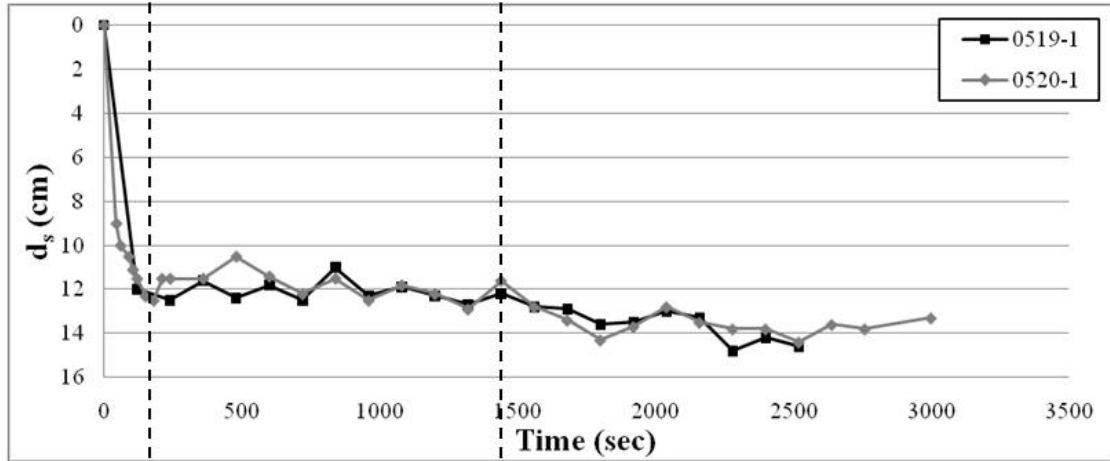


圖 5.13 沖刷歷時曲線 (Q=100y,@#3)

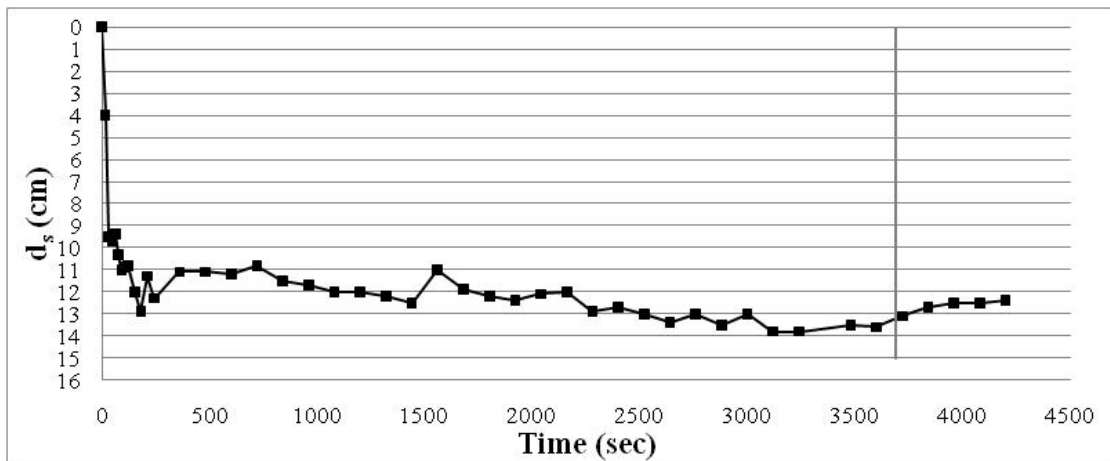
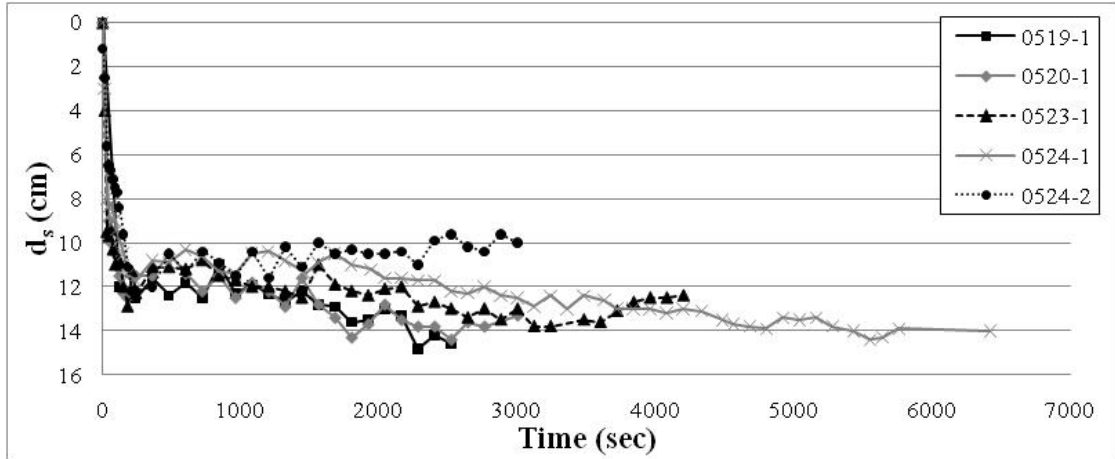
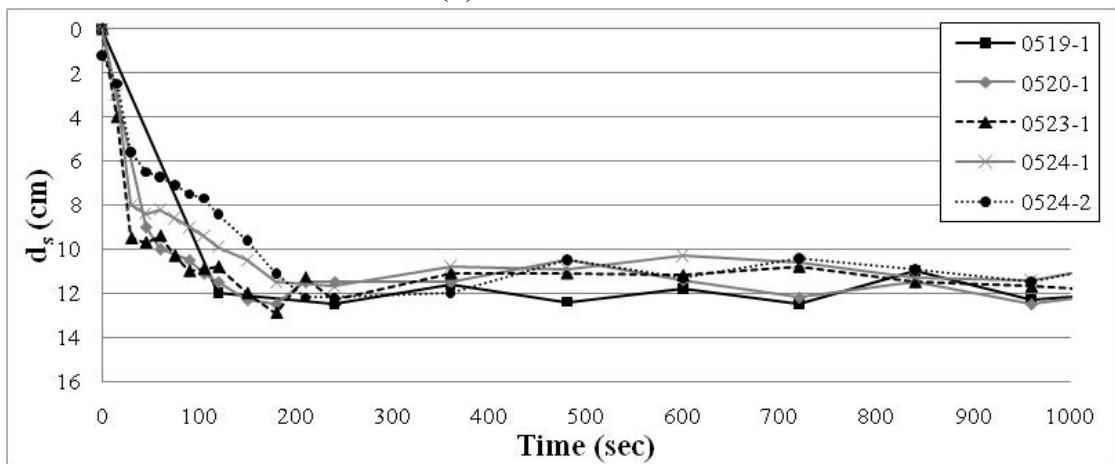


圖 5.14 沖刷歷時曲線回淤現象

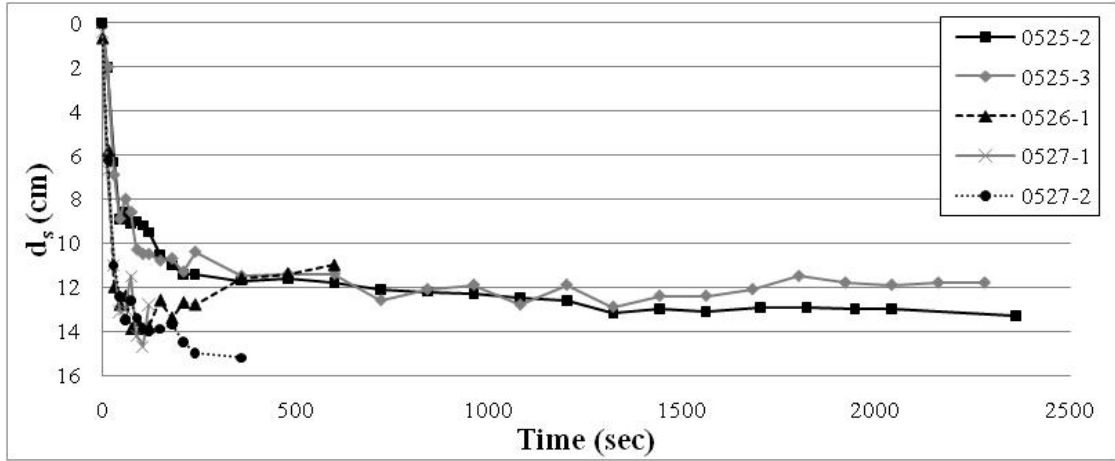


(a) 全沖刷歷程

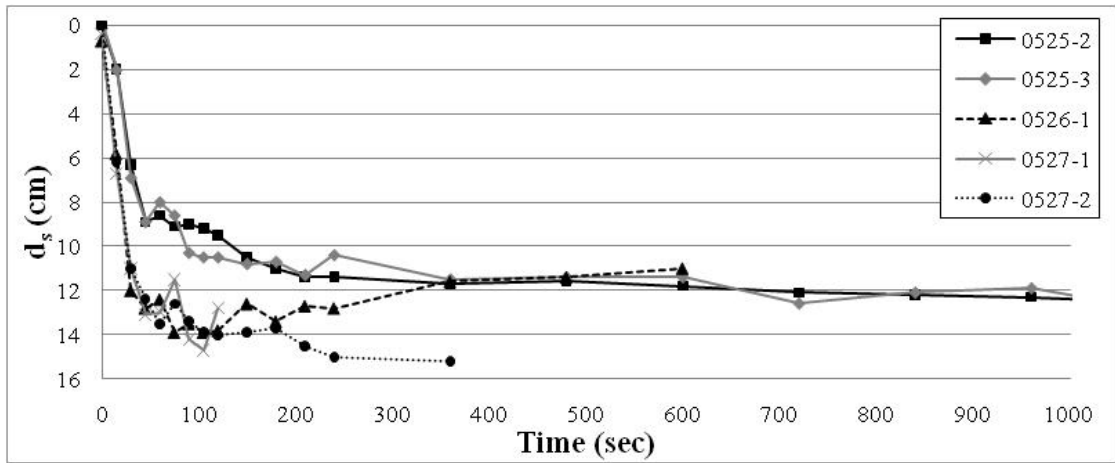


(b) 前段沖刷歷程

圖 5.15 沖刷歷時曲線比較 (Q=100y,@#3)



(a) 全沖刷歷程



(b) 前段沖刷歷程

圖 5.16 沖刷歷時曲線比較 (Q=50y,@#2 vs. Q=100y,@#2)

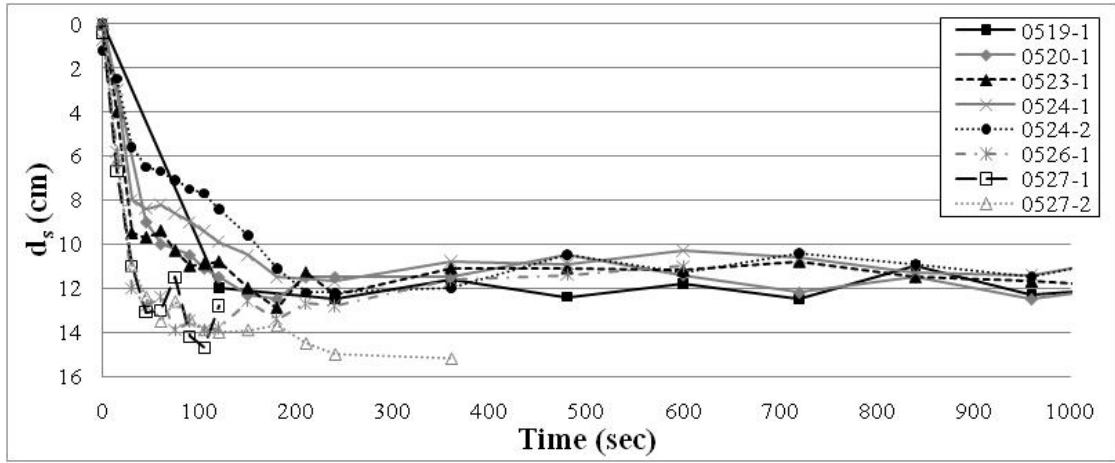


圖 5.17 沖刷歷時曲線比較 (Q=100y,@#3 vs. Q=100y,@#2)

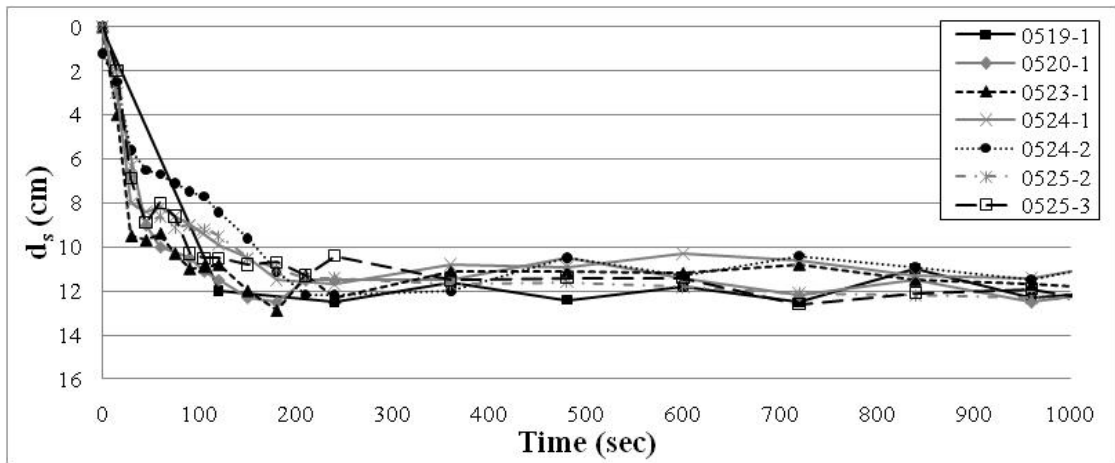
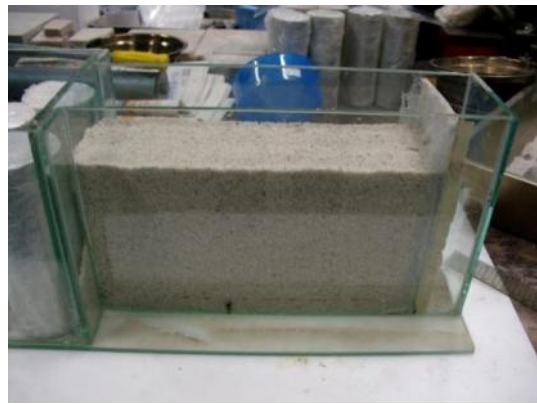


圖 5.18 沖刷歷時曲線比較 (Q=100y,@#3 vs. Q=50y,@#2)



(a) 試驗用玻璃容器



(b) 填滿砂土

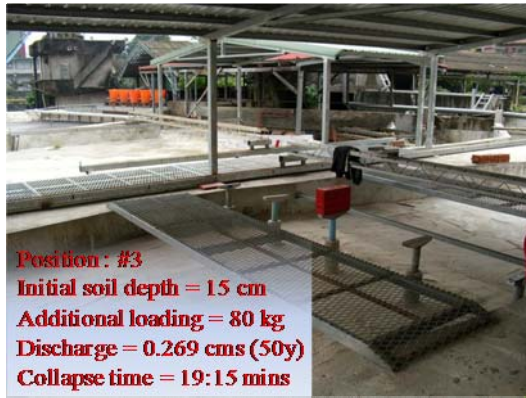


(c) 抽開擋版使砂土自然滑落



(d) 測量滑落砂面角度

圖 5.19 砂土安息角試驗



(a) 試驗配置

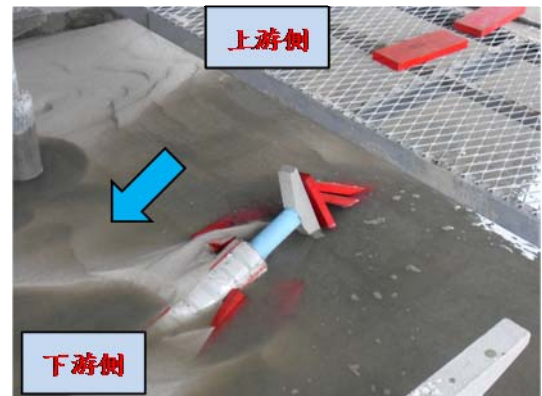


(b) 破壞情形

圖 5.20 沖刷破壞試驗(0513-1)

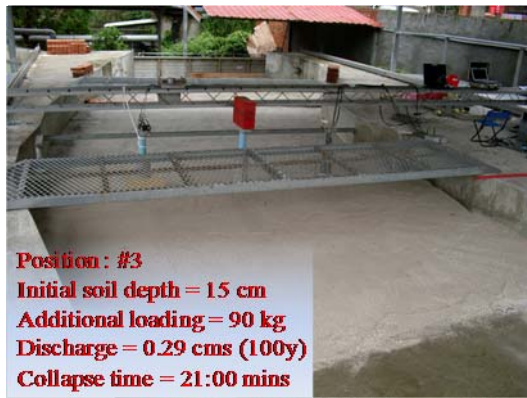


(a) 試驗配置

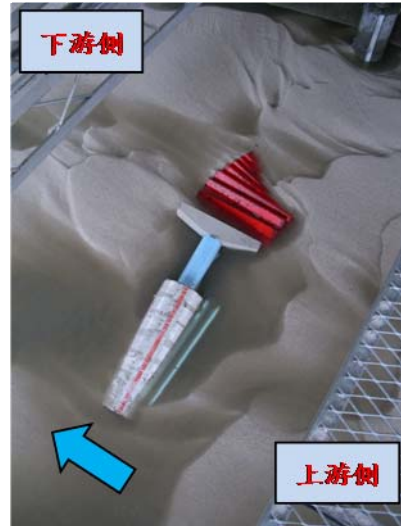


(b) 破壞情形

圖 5.21 沖刷破壞試驗(0516-1)



(a) 試驗配置

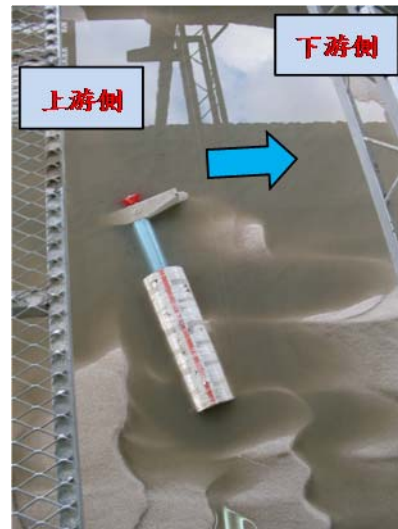


(b) 破壞情形

圖 5.22 沖刷破壞試驗(0517-1)



(a) 試驗配置

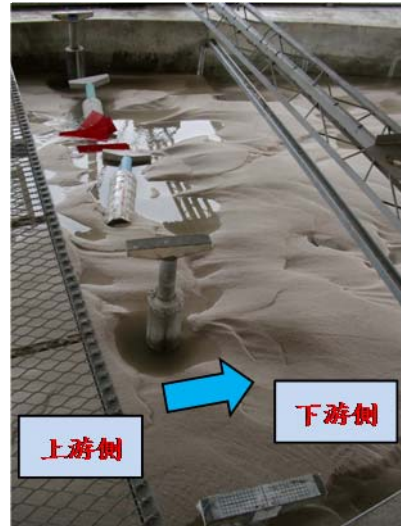


(b) 破壞情形

圖 5.23 沖刷破壞試驗(0517-2)



(a) 試驗配置



(b) 破壞情形

圖 5.24 沖刷破壞試驗(0518-1)

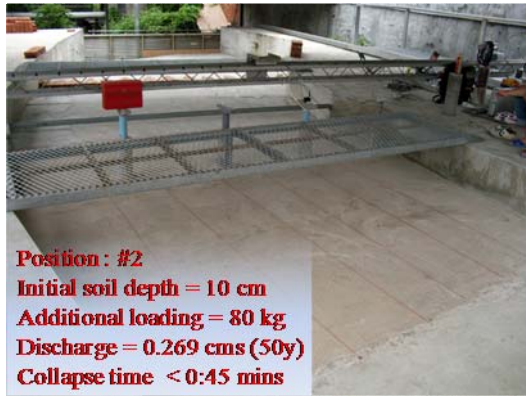


(a) 試驗配置



(b) 破壞情形

圖 5.25 沖刷破壞試驗(0518-2)



(a) 試驗配置

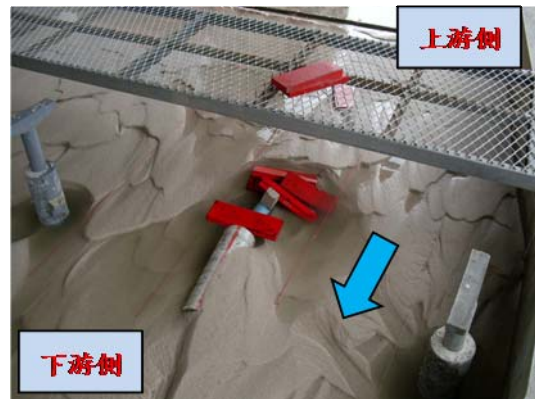


(b) 破壞情形

圖 5.26 沖刷破壞試驗(0525-1)



(a) 試驗配置



(b) 破壞情形

圖 5.27 沖刷破壞試驗(0527-1)

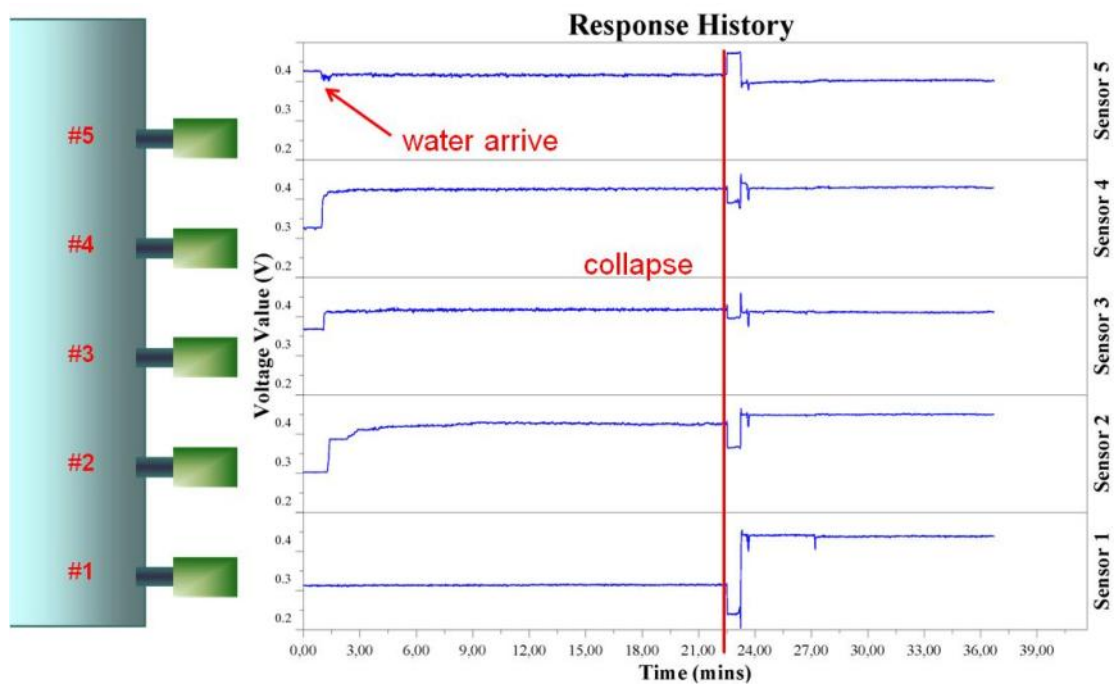


(a) 試驗配置

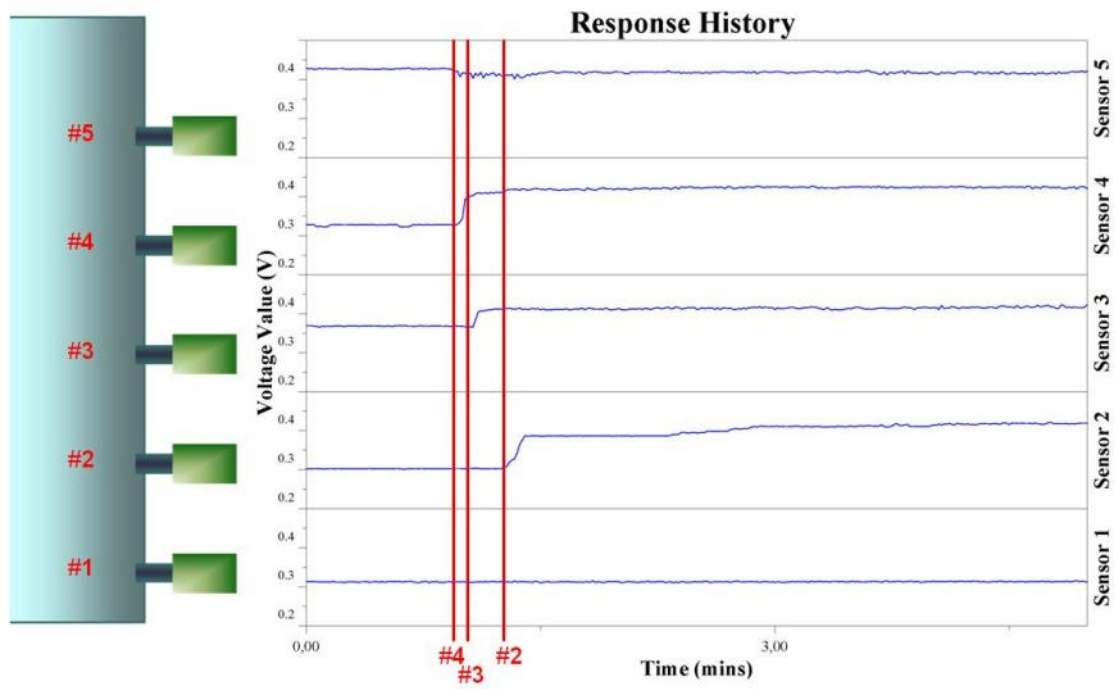


(b) 破壞情形

圖 5.28 沖刷破壞試驗(0527-2)



(a) 全沖刷歷程



(b) 沖刷歷程前段

圖 5.29 沖刷振動感測計訊號反應(0517-1)

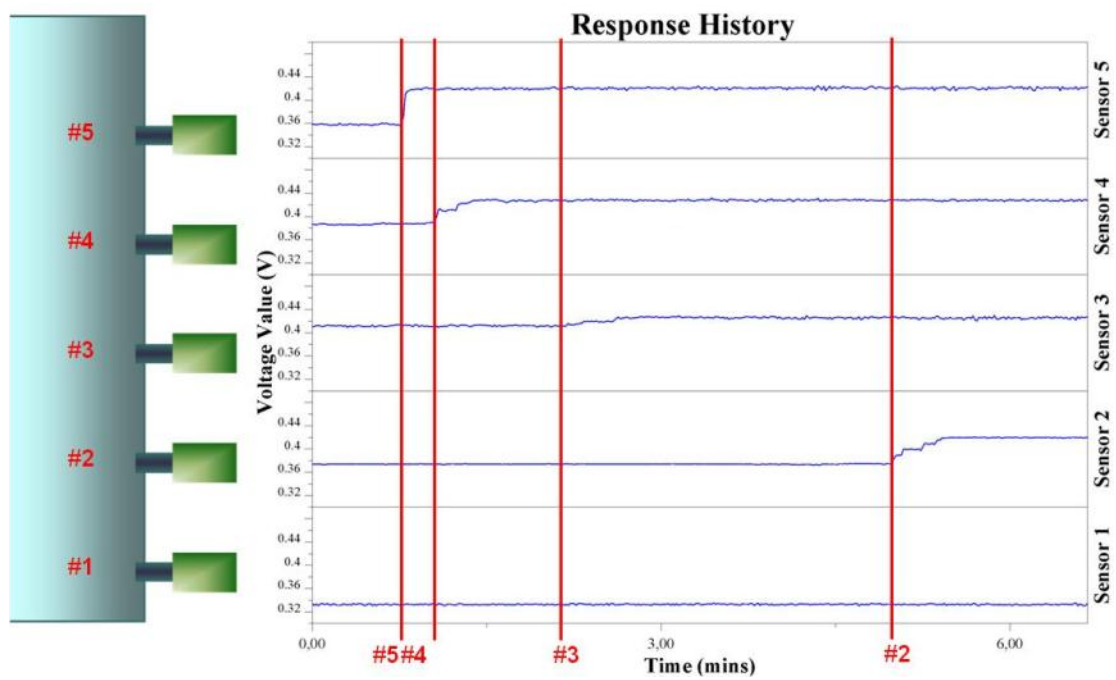


圖 5.30 沖刷振動感測計訊號反應(0517-2)

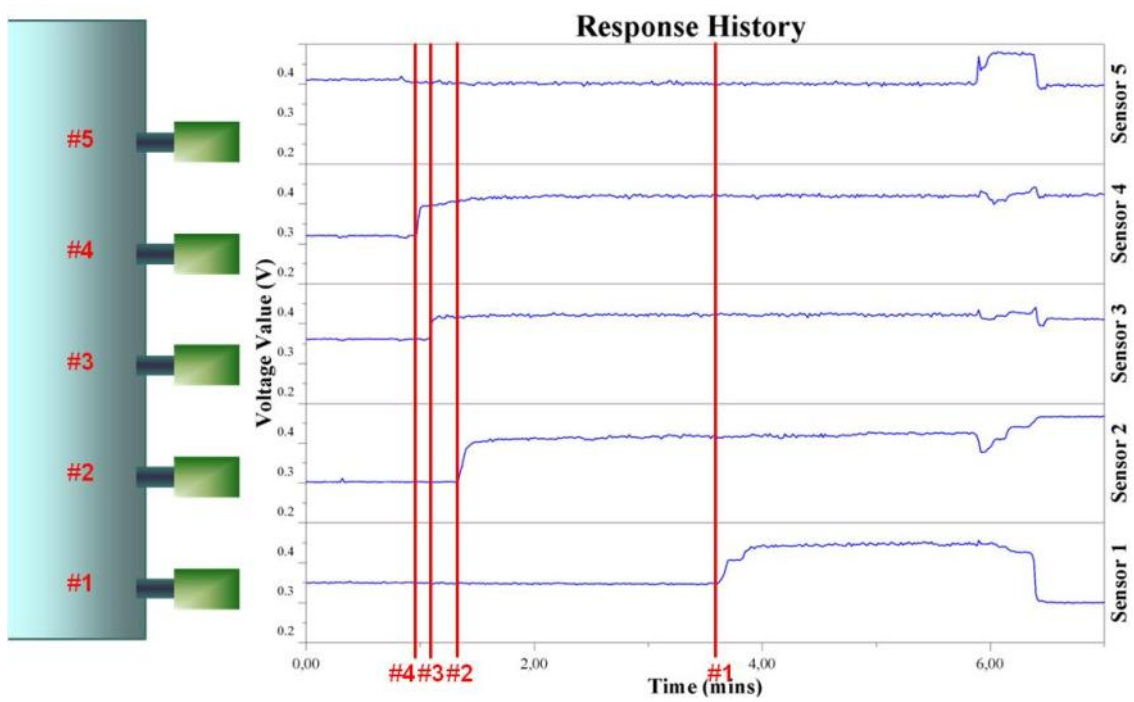


圖 5.31 沖刷振動感測計訊號反應(0602-1)

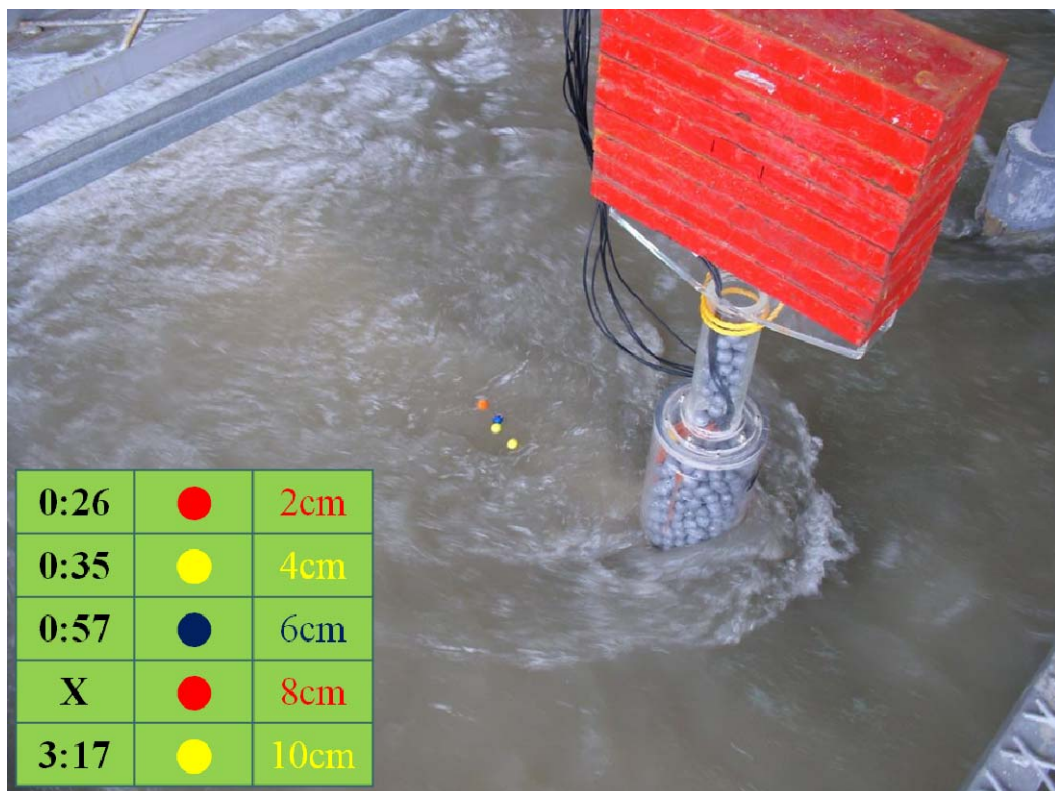


圖 5.32 浮球系統沖刷深度量測

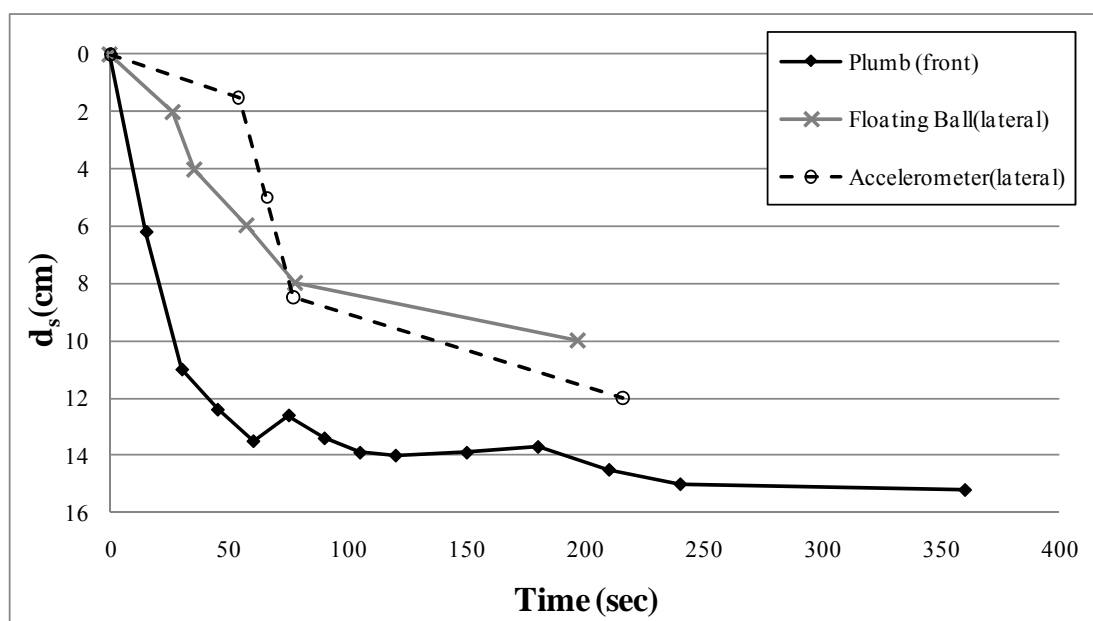
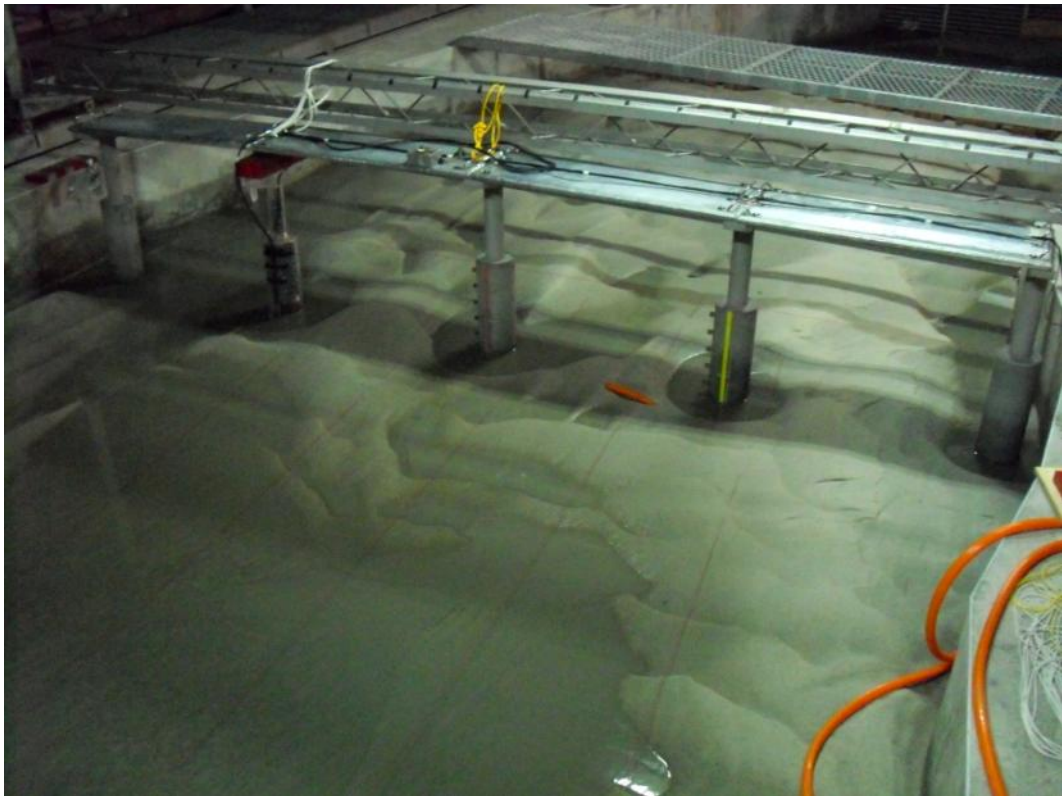


圖 5.33 沖刷深度量測比較



(a) 試驗前



(b) 試驗後

圖 5.34 全跨橋梁沖刷試驗配置

第六章 結論與建議

6.1 結論

由於全球氣候變遷，極端氣候現象發生頻繁，人類更加難以掌握並避免自然災害對生命及財產安全所造成之危害，台灣近年來已發生多起未及封橋而橋梁發生破壞，致使道路使用者在不知情無法預防之情形下進入或處於危險橋梁之中，而發生無法彌補之慘劇，在社會輿論壓力下，政府亦已對此議題相當重視，除投入經費進行老舊橋梁改建外，政策導向亦指出必須特別投入人力與物力進行開發及研究即時沖刷監測技術之開發。

本研究於縮尺模型之沖刷試驗中針對壓力感測計、沖刷振動感測計及浮球系統於沖刷監測技術於實驗中進行試驗驗證，並利用試驗中觀察其破壞行為及量測沖刷深度，以計算土壤承载力破壞及水流作用力傾倒破壞等破壞模式之安全係數，探討現行相關量測變數計算得之安全係數對應之警戒值以及行動值是否合理，本研究針對以上目的，可歸納出結論如下：

- (1) 壓力感測計經過土壓訊號反應測試，由土壓變化對應之訊號反應顯著程度可知，將其應用於現地橋梁沖刷監測系統因土壓改變量較大，可由壓力訊號觀測得到沖刷深度變化，然實驗室中因土壓低，且因配置要求感測計間距小，欲得知期沖刷深度變化則需以額外方式加強覆土深度改變下之訊號反應效果。此外，於壓力計校正試驗可得到此壓力感測計電壓訊號反應對於壓力改變之高度線性回歸關係，亦證明此感測計之可靠性。
- (2) 沖刷振動感測計為模擬現地無線網路沖刷磚之沖刷深度量測機制，於試驗水槽中水流速度較低，亦較為穩定之情形下，研究團隊以在設備佈設其間，預先彎折其具彈性之訊號管線，則於沖刷深度達該感測計高程時其覆土淘刷流失後產生彈性回復，而可量測得訊號反應變化判斷沖刷深度。
- (3) 浮球系統為模擬現地無線網路漂浮磚之沖刷深度感測方式，利用保麗龍球、棉繩固定於壓克力隔柵上，利用隔柵可固定浮球埋置於固定高程位置，則可做為縮尺模型沖刷試驗之用，並已經試驗驗證其沖刷過程中之沖刷深度量測效果，此外，亦須以人工判釋沖刷深度之內視攝影機及手持式水下攝影機亦製作完成，可供實驗輔助量測之用。

(4) 土壤承载力破壞模式因試驗條件之複雜性非單一性之破壞模式，而是複合性之破壞，其破壞行為與破壞時間點與初始埋置深度、流量大小、動床型變化方式、水流弱面淘刷、基底週圍土壤夯實度、上部荷重改變橋墩自身慣性矩大小等皆密切相關，不易確切預測，然可利用沖刷監測計所量測得之沖刷深度，於沖刷至底部前提出預警。

綜合上述結論，本研究於實驗室利用相同沖刷監測機制之沖刷監測計系統，已重現現地之沖刷監測系統其可行性及可靠性，驗證其沖刷深度之量測成效並能確實對於橋梁安全性提供預警之用，安全係數之計算理論及實驗結果則可證明，在縮尺模型沖刷試驗中，沖刷深度對於沉箱式基礎之橋墩傾倒之安全性為主要控制變因，因此針對沉箱式基礎其安全性之監控，除水力條件如流速及水位外必須考慮沖刷深度綜合分析、評估，以掌握較精確之橋梁安全特性。

6.2 建議

即使本試驗是在一相對於現地能夠掌握並控制試驗條件之環境下進行，仍有許多不確定因素導致無法確切預測破壞模式發生，因此現階段之試驗必須改進對於試驗條件之控制，以土壤條件而言，控制土壤相對密度實為一必要之手段，控制方法可以固定重量及體積之方式進行，事先計算土壤所需相對密度，則固定重量下其體積則經由夯實控制，然而試驗河道內動床範圍寬廣，如何有效率之進行土壤鋪設及夯實則為首要必須面對之問題。

因沖刷破壞行為乃土壤、流體及結構三者互制影響之結果，而縮尺模型沖刷試驗中土壤條件及各項參數控制為破壞行為之主控因素，如能掌握土壤條件則亦較能確保破壞模式如預期般發生，當能夠掌握單柱沉箱式基礎縮尺模型之破壞模式及破壞條件後，進而針對較為複雜之群樁式基礎橋墩或複合式基礎之破壞模式進行探討及試驗，以提供各式基礎之合理分析方法，搭配沖刷監測系統之沖刷深度量測，能即時計算該橋梁之耐沖刷之安全係數標準，提供預警之用，以避免無法挽回之悲劇一再發生。

參考文獻

1. 中央氣象局。(2011) <http://www.cwb.gov.tw/V6/index.htm>
2. 財團法人台灣營建研究院。高速公路橋梁延壽評估及案例分析委託研究計畫。民國九十三年。
3. 交通部公路總局。(2007) <http://www.thb.gov.tw/tm/wcf.aspx>
4. 財團法人台灣營建研究院。鐵路橋梁過河沖刷段橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究。民國九十七年。
5. 林呈。本省西部重要河川橋梁基礎災害分析與橋基保護工資料庫系統之建立。民國八十七年。
6. 范文綱。橋梁基礎局部沖刷監測與安全預警系統。民國九十八年。
7. 財團法人國家實驗研究院，國家地震工程研究中心。高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫期中報告。民國一百年。
8. 林高玄。基礎裸露橋梁之耐洪能力評估。民國九十三年。
9. 顏宏宇。河川橋梁下部結構之整體耐洪能力評估。民國九十四年。
10. 林詠彬、張國鎮、翁士晟、李路生、彭信文、陳俊仲、賴進松。橋梁多重災害無線網路監測系統。
11. 詹添全。高屏大橋斷橋事件現場記實。民國九十四年。
12. 郭長成。97年嘉義縣五虎寮橋橋墩沖毀橋面斷裂。民國九十七年。
<http://www.ttvs.cy.edu.tw/kcc/970916fu/fu.htm>
13. 陳賜賢。河川橋樑破壞原因探討-以莫拉克颱風雙園大橋為例。民國九十九年。
14. 苟昌煥。「橋梁與洪水之關係」，於中華大學土木工程學系演講簡報，民國九十三年。
15. 林呈等。「橋基沖刷災害與相關之維護管理(2)—橋梁沖刷監測預警系統及其功能評析」，交通部公路總局研究報告。民國九十六年。
16. Schall, J.D., Price, G.R., Fisher, G.A., Lagasse, P.F., Richardson, E.V., "Sonar Scour Monitor – Installation, Operation, and Fabrication Manual", NCHRP Report 397A, Washington DC, U.S.A (1997).

17. Camp, Charles V., Pezeshk Shahram, M.ASCE, and Leatherwood, Terry D., "Detecting Bridge Scour by Measuring the Thermal Variation Across the Stream Bed", Water Resources Engineering Conference, U.S.A, pp. 246-251 (1998).
18. Lin, Y.B., Chen, C.C., Chang, K.C., Chern, J.C. and Lai, J.S., "Real-time monitoring of local scour by using fiber bragg grating sensors", Smart Materials and Structures, Vol. 14, pp. 664-670, 2005.
19. Lin, Y.B., Chang, K.C., Chen, C.C., Wang, P.H. and Lee, L.S., "ZigBee Sensor Network for Structural Health Monitoring", 4th International Conference on Earthquake Engineering Proceeding. Paper No.196, 2006.
20. Lin, Y.B., Lai, J.S., Chang, K.C., and Li, L.S., "Flood scour monitoring system using fiber bragg grating sensors", Smart Materials and Structures, Vol. 15, pp. 1950-1959, 2006.
21. Lin, Y.B., Lee, C.C., Chen, C.C., Chang, K.C. and Lai, J.S., "Bridge Local Scour Monitoring System Using MEMS Sensor ZigBee Network". 2006 NSTI Nanotechnology Conference and Trade Show - NSTI Nanotech 2006 Technical Proceedings, v 3, p 451-454, 2006.
22. 翁士晟。創新感測網路於橋梁監測系統之應用研究。民國九十八年。
23. 台灣省水利局。「大甲溪治理規劃報告」。民國八十二年。
24. 台灣省水利局。「大甲溪河川區域勘測報告」。民國九十二年。
25. 國立台灣大學水工試驗所。「橋墩沖刷水工模型操作及水理分析委託」。民國九十七年。
26. 陳俊仲。高科技橋梁沖刷監測系統開發與技術整合應用研究。民國一百年。
27. 蔡長泰、龔誠山。跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項。民國九十二年。
28. 交通部。公路橋梁設計規範。民國八十九年。
29. F. Federico, G. Silvagni, and F. Volpi, "Scour Vulnerability of River Bridge

Piers”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (2003)

30. 林士誠。標準貫入試驗 N 值應用之彙整。

31. 駱建利。降雨導致邊坡破壞與土顆粒流出機制之研究。民國九十八年。

32. 內政部建築研究所。建築物基礎構造設計規範。民國八十七年。

33. 詹勳山。淺基礎之土壤承载力。民國一百年。

http://civil.csu.edu.tw/app/eip.asp?pageno=4&dblabeled=aseip&apid=download.asp&dept_id=420

34. 周獻德等，”橋台及橋墩沖刷防治工法之探討（二）”，台北：交通部科技顧問室。民國九十年。

35. 陳振川等。”台灣地區橋梁安全管理策略探討與制定計畫”，台北：交通部科技顧問室。民國八十六年。

36. 曾明性等。”橋台及橋墩沖刷防治工法之探討（一）”，台北：交通部科技顧問室。民國八十七年。