

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis



受沖刷橋梁可靠度設計方法研究

Study on the Reliability-based Design Method
for Scoured Bridges

劉俊仁

Chun-Jen Liu

指導教授：張國鎮 教授

Advisor: Prof. Kuo-Chun Chang

中華民國 104 年 7 月

July 2015



國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書



受沖刷橋梁可靠度設計方法研究

Study on the Reliability-based Design Method
for Scoured Bridge

本論文係劉俊仁君 (R02521245) 在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 104 年 7 月 2 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

張 國 鎮

(指導教授)

田 堯 彰

黃 尹 男

張國鎮

田堯彰

黃尹男

系主任

呂 良 正

呂良正

(簽名)



致謝

光陰似箭，去年送別學長姐的畫面仍歷歷在目，如今已換我要在研究所生活畫上句號。在這扎實的兩年研究生活中，有幸受到很多前輩的指導，當中最感謝的為恩師 張國鎮教授在研究方向的指點，令研究得以順利進行。而這兩年中，老師也給我機會參加在高雄的結構工程研討會、西安的兩岸四地監測研討會、台北的 5ACEE 以及在匹茲堡的 IBC 等各種研討會，讓我有充分的機會吸取前輩的知識以及研究方法。

論文能夠順利完成，需感謝口試委員 田堯彰教授、黃尹男教授針對研究的不足之處提供了寶貴的意見。還要特別感謝陳俊仲學長、林其穎學長以及陳志豪學長、曾子俊學長，在我研究束手無策時，及時提供適當的協助。研究室中，任璞、威宇、佩文則是同甘共苦的好同學，一同度過了抗震盃、實驗以及期末報告，在過程中借助彼此的力量來突破難關。昶辰、培榮、正鴻、樊鵬也在實驗上提供巨大的協助。相信這段時間所經歷的一切，會成為我未來最棒的寶藏吧！

最後，要對我的家人致上最大的謝意。因為父母提供的資源與協助，讓我可以完成這些年來的學生生活。此外，父母從小到大的栽培跟養育，劬勞而不言苦，春暉寸草，難以回報，僅以此有限之篇幅，表達我無限的感激。

劉俊仁

2015.07.



摘要：



對於跨河橋梁而言在各種造成橋梁發生破壞之原因中，國內外研究均指出沖刷現象為主要原因之一。而現有的橋梁設計規範中，尚未以載重型式針對沖刷效應進行適當設計考量，若考量多重災害之可靠度設計，應用載重抗力係數設計法時將產生設計載重型式不一致之困擾。本研究應用創新思維，將沖刷效應轉換為等值載重之形式，並將等值載重放入載重組合後，得到直接之設計方法。

本研究接續團隊歷年研究成果，由等效沖刷載重模式出發。將此等效沖刷作用載重模式應用至沖刷易損性曲線之建置及多重災害之載重抗力係數設計法中，盼能在考量沖刷事件之橋梁評估及設計提供幫助。以蒙地卡羅法進行亂數分析，配合條件機率計算橋梁破壞機率以建置沖刷易損性曲線；而多重災害之載重抗力係數設計法則以可靠度分析來完成。

建置出沖刷易損性曲線後，工程師可由沖刷易損性曲線迅速判斷橋梁沖刷深度所對應到的破壞機率。而多重災害之載重抗力係數設計法之載重係數，則使用在跨河橋梁設計上，以求合乎可靠度分析邏輯之設計流程。

關鍵字：橋梁沖刷、等效沖刷作用載重、沖刷易損性曲線、多重災害之載重抗力係數設計法



英文摘要(ABSTRACT) :



There are many reasons that make crossing bridge failure, Domestic and international studies have pointed out that one of the main reasons is scour event. In the existing bridge design codes, the scour effect is not considered as a load effect. When considering multiple-hazard reliability design, engineers will face the problem with load and resistance factor design which didn't consider scour effect as a load. This study offer a creative thinking that transfer the scour effect into load pattern and put in load combinations, obtain a more direct method of design.

The research team continues the previous results, start from the concept of equivalent scour load. We purposed two applications of equivalent scour load, one is build the scour fragility curve, the other is calculate the load factors of multiple-hazard load and resistance factor design. The objective is to help engineers to evaluate and design crossing bridge with scour event. Using Monte Carlo method to simulate hazard, and evaluate the bridge failure probability with the conditional probability. Finally we can get scour fragility curve. To calculate the load factors in multiple-hazard load and resistance factor design by reliability analysis.

After develop scour fragility curve, engineers can quickly obtain the failure probability by scour depth. The load factor of multiple-hazard load and resistance factor design will be used in design crossing bridge, which make design procedure smoother.

Key words: Bridge scour 、 Equivalent scour load 、 Scour fragility curve 、 Multi hazard-LRFD

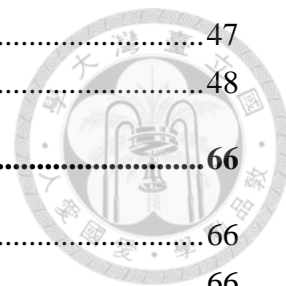


目錄：



致謝.....	I
摘要：.....	III
英文摘要(ABSTRACT)：.....	V
目錄：.....	VII
圖目錄.....	IX
表目錄.....	XII
符號說明：.....	XIII
第一章 緒論.....	1
1.1. 研究背景.....	1
1.2. 研究動機與目的.....	1
1.3. 研究流程與論文架構.....	3
第二章 文獻回顧.....	7
2.1. 橋梁沖刷破壞模式.....	7
2.2. 考量沖刷效應之橋梁設計方法.....	10
2.3. 等效沖刷作用載重模式.....	10
2.4. 結構可靠度分析與設計.....	13
2.5. 沖刷易損性曲線建置方法.....	21
第三章 等效沖刷載重模式.....	29
3.1. 前言：.....	29
3.2. 修正等效沖刷作用載重模式：.....	30
3.3. 小結.....	33
第四章 縮尺橋墩之土壤側向承载力實驗.....	45
4.1. 試驗目的.....	45
4.2. 試驗配置.....	45

4.3.	試驗結果.....	47
4.4.	小結.....	48
第五章	可靠度設計方法	66
5.1.	前言.....	66
5.2.	蒙地卡羅法.....	66
5.3.	機率分佈模式.....	66
5.4.	沖刷易損性曲線之建立.....	69
5.5.	載重係數計算方法.....	72
5.6.	小結.....	75
第六章	參考算例.....	88
6.1.	前言.....	88
6.2.	西濱大橋之參考算例.....	88
6.3.	小結.....	92
第七章	結論與建議	101
7.1.	結論.....	101
7.2.	建議與後續研究方向.....	102
	參考文獻.....	104



圖目錄



圖 1.1 極限狀態方程式發展流程 ^[6]	5
圖 1.2 研究流程圖	6
圖 2.1 局部沖刷 ^[13]	23
圖 2.2 等效土壤彈簧推導(a)上半部(b)下半部	23
圖 2.3 樁身側向承载力(a)沖刷前(b)沖刷後	24
圖 2.4 需求與容量	24
圖 2.5 安全餘裕圖	25
圖 2.6 二維性能函數	25
圖 2.7 三維線性性能函數	26
圖 2.8 載重平均值及標稱值	26
圖 2.9 承载力平均值及標稱值	27
圖 2.10 水槽試驗建立之沉陷破壞易損性曲線 ^[21]	27
圖 2.11 水槽試驗建立之不穩定性破壞易損性曲線 ^[21]	28
圖 3.1 修改前等效沖刷作用載重實驗值、分析值比較圖	34
圖 3.2 橋梁破壞機率圖	34
圖 3.3 土壤彈簧之方向定義	34
圖 3.4 Reese ^[37] 之土壤彈簧概圖	35
圖 3.5 Reese ^[37] 土壤彈簧假設之查圖法	35
圖 3.6 Reese ^[37] 和陳志豪 ^[32] 的土壤彈簧比較圖	36
圖 3.7 Reese ^[37] 和陳志豪 ^[32] 的土壤彈簧比較圖	37
圖 3.8 土壤彈簧設置層數比較圖	37
圖 3.9 沖刷深度為 0cm 之分析值、實驗值比較圖	38
圖 3.10 沖刷深度為 3cm 之分析值、實驗值比較圖	38
圖 3.11 沖刷深度為 6cm 之分析值、實驗值比較圖	39
圖 3.12 沖刷深度為 9cm 之分析值、實驗值比較圖	39
圖 3.13 沖刷深度為 12cm 之分析值、實驗值比較圖	40
圖 3.14 沖刷深度為 15cm 之分析值、實驗值比較圖	40
圖 3.15 沖刷深度為 18cm 之分析值、實驗值比較圖	41
圖 3.16 沖刷深度為 21cm 之分析值、實驗值比較圖	41
圖 3.17 沖刷深度為 24cm 之分析值、實驗值比較圖	42
圖 3.18 沖刷深度為 27cm 之分析值、實驗值比較圖	42
圖 3.19 沖刷深度為 30cm 之分析值、實驗值比較圖	43
圖 3.20 等效沖刷載重推導流程圖	43
圖 3.21 不同樁徑之等效沖刷載重比較圖	44

圖 4.1 縮尺橋墩試體設計圖.....	52
圖 4.2 縮尺橋墩試體圖.....	52
圖 4.3 (a)壓克力箱設計圖 (b)壓克力箱	53
圖 4.4 砂土粒徑分佈曲線.....	54
圖 4.5 (a)直接剪力試驗儀 (b)圓形試驗盒	54
圖 4.6 直接剪力試驗結果.....	55
圖 4.7 計算砂土摩擦角.....	55
圖 4.8 靜力側推實驗配置圖.....	56
圖 4.9 樁直徑 1 cm 之側力-變位原始圖	56
圖 4.10 樁直徑 1 cm 之側力-變位圖	57
圖 4.11 樁直徑 1 cm 之彎矩-變位圖	57
圖 4.12 樁直徑 1cm 之彎矩變化量-變位圖	58
圖 4.13 樁直徑 1cm 之 S-SDR 圖	58
圖 4.14 樁直徑 2 cm 之側力-變位原始圖	59
圖 4.15 樁直徑 2 cm 之側力-變位圖	59
圖 4.16 樁直徑 2 cm 之彎矩-變位圖	60
圖 4.17 樁直徑 2 cm 之彎矩變化量-變位圖	60
圖 4.18 樁直徑 2cm 之 S-SDR 圖	61
圖 4.19 樁直徑 4cm 之側力-變位原始圖	61
圖 4.20 樁直徑 4cm 之側力-變位圖	62
圖 4.21 樁直徑 4cm 之彎矩-變位圖	62
圖 4.22 樁直徑 4cm 之彎矩變化量-變位圖	63
圖 4.23 樁直徑 4cm 之 S-SDR 圖	63
圖 4.24 等效沖刷載重分析結果及實驗結果比較圖.....	64
圖 4.25 樁直徑 1cm 之彎矩損失量-變位圖	64
圖 4.26 樁直徑 2cm 之彎矩損失量-變位圖	65
圖 4.27 樁直徑 4cm 之彎矩損失量-變位圖	65
圖 5.1 蒙地卡羅法示意圖.....	78
圖 5.2 K-S 檢定	78
圖 5.3 等效沖刷作用載重模式之 K-S 檢定結果	79
圖 5.4 等效沖刷作用載重模式之皮爾森卡方檢定結果.....	79
圖 5.5 可接受破壞因子概念.....	80
圖 5.6 沖刷易損性曲線和可靠度分析流程圖.....	81
圖 5.7 現地資料示意圖.....	82
圖 5.8 土壤彈簧推導之示意圖.....	82
圖 5.9 承載力模式推導之示意圖.....	82
圖 5.10 承載力模式機率分佈圖.....	83
圖 5.11 等效沖刷作用載重模式之推導流程圖.....	83

圖 5.12 等效沖刷作用載重模式之機率分佈圖.....	84
圖 5.13 條件機率計算之流程圖.....	84
圖 5.14 由條件機率至沖刷易損性曲線之示意圖.....	85
圖 5.15 西濱大橋之沖刷易損性曲線.....	85
圖 5.16 靜載重推導之示意圖.....	86
圖 5.17 活載重推導之示意圖.....	86
圖 5.18 可靠度分析之示意圖.....	87
圖 5.19 由可靠度分析至 MH-LRFD 示意圖.....	87
圖 6.1 西濱大橋之現況圖.....	96
圖 6.2 西濱大橋竣工圖.....	96
圖 6.3 承载力散佈形式.....	97
圖 6.4 等效沖刷作用載重分佈模式.....	97
圖 6.5 載重加載示意圖.....	98
圖 6.6 靜載重分佈圖.....	98
圖 6.7 活載重分佈圖.....	99
圖 6.8 載重係數-可靠度指標圖	100
圖 6.9 載重係數-破壞機率圖	100

表目錄



表 4.1 直接剪力試驗資料.....	49
表 4.2 直接剪力試驗結果.....	49
表 4.3 砂土最大乾密度試驗.....	50
表 4.4 砂土最小乾密度試驗.....	51
表 4.5 側向承载力試驗配置.....	51
表 5.1 K-S 檢定於各有效水準之臨界值.....	76
表 5.2 卡方檢定於各有效水準之臨界值.....	76
表 5.3 參數變異性對等效沖刷作用載重之影響.....	77
表 6.1 西濱大橋之洪患資料.....	94
表 6.2 砂土沖刷深度預測公式.....	94
表 6.3 沖刷深度預測平均值.....	95
表 6.4 載重參數一覽表.....	95

符號說明：



$P(\cdot)$ 當 (\cdot) 中條件成立時之機率

P_{Scour} 沖刷發生機率

P_{Damage} 橋梁因沖刷而破壞之機率

P_f 破壞機率

L 載重

R 承载力

R^S 沖刷發生後之承载力

ΔR 沖刷造成之承载力損失量

μ_s 樁基礎與土壤間之摩擦係數

P_0 樁基礎底部之摩擦力大小

H_0 沖刷前樁基礎埋置深度

h 土壤位置

f_{v0} 沖刷前樁基礎垂直向承载力

f_{vs} 沖刷後樁基礎垂直向承载力

D_s 沖刷深度

S 等效沖刷作用載重

k_0 旋轉點位於樁基礎底端時，位於土表之等效彈簧勁度

y_{m0} 旋轉點位於樁基礎底端時，位於土表之等效彈簧伸縮量

Δ 橋柱頂端側向位移量

n_h 土壤反力係數

f_{v0} 沖刷前樁基礎垂直向承载力



H 樁基礎總高

H_S 沖刷後樁基礎埋置深度

H_a 假想額外埋置深度

k_n 增加假想額外埋置深度時，位於土表之等效彈簧勁度

y_{mn} 增加假想額外埋置深度時，位於土表之等效彈簧伸縮量

k_e 增加假想額外埋置深度且覆土回填時，位於土表之等效彈簧勁度

y_{me} 增加假想額外埋置深度且覆土回填時，位於土表之等效彈簧伸縮量

β 可靠度指標

σ 標準差

μ 平均值

Ω 變異係數

$f(\cdot)$ or $\phi(\cdot)$ 機率密度函數

$F(\cdot)$ or $\Phi(\cdot)$ 累積分佈函數

ϕ 砂土摩擦角

D_r 砂土相對密度

γ_d 砂土乾密度

M 等值彎矩

ξ 旋轉點至樁基礎底端距離與埋置深度比值

K_1 改變旋轉點後，沖刷前土表處等效彈簧勁度

K_2 改變旋轉點後，沖刷前樁基礎底端等效彈簧勁度

y_{m01} 改變旋轉點後，沖刷前土表處等效彈簧伸縮量

y_{mS1} 改變旋轉點後，沖刷後土表處等效彈簧伸縮量

y_{m02} 改變旋轉點後，沖刷前樁基礎底端等效彈簧伸縮量

y_{mS2} 改變旋轉點後，沖刷後樁基礎底端等效彈簧伸縮量

θ 橋柱傾斜角度

k 可接受破壞因子





第一章 緒論



1.1. 研究背景

台灣因為於板塊交界處，板塊作用使得高山林立，高於海拔一百公尺之高山、丘陵等地形佔據台灣面積的 70% 以上，且縱向座落於狹長的台灣本島上，故河川多為東西方向流動，且其坡度大、長度較短；另因氣候因素，春季鋒面造成梅雨季，帶來充沛降雨，且於夏、秋兩季對流旺盛，加上時有颱風侵襲，造成豪大雨發生，冬季也因東北季風造成台灣北部長時降雨，根據中央氣象局統計，這些降雨來源使得台灣年平均降雨量高達 2515 毫米。

由於前述所提之河川多為東西方向流動。臺灣各個都市的公路、鐵路的路網皆會跨越河川，所以跨河橋梁數量眾多。由於河短坡陡，加上降雨量大，造成台灣河流在降雨強度大時流速湍急，並直接造成跨河橋梁之基礎結構受到沖刷影響，且問題十分嚴重，此情形不但導致橋梁基礎承载力損失，更將危及橋梁在平時及災害發生時之安全性，造成人命及財產的損失。

橋梁損壞之主因可概分為天然因素與人為因素，在天然因素方面，有地震、沖刷等天然災害造成之因素，其中沖刷因素造成橋梁損壞的原因包括沖刷導致橋梁基礎的承载力損失。此外，洪水夾帶之砂石直接衝擊橋梁基礎，造成結構損壞；人為因素包括盜採砂石造成之河床沖刷加劇、阻水結構設計不當等。此外，根據「台灣地區橋梁管理系統」^[1]，目前台灣橋梁之平均橋齡約為 22.0 年，故橋梁老化帶來的維修養護與評估等亦為橋梁管理的問題。

1.2. 研究動機與目的

近年來，受重大天然災害之影響，如 2005 年卡崔娜颶風(Hurricane Katrina)對美國紐奧良地區造成重大破壞，又如台灣於 2009 年因為莫拉克颱風挾帶之豪雨而引起中南部地區水患、土石流等災情。由於這些天然災害的發生往往造成大

量人命及財產的損失，故各國開始研究多重災害(Multiple Hazard)對橋梁結構物之安全性影響，並研擬納入未來設計規範當中。

現行的橋梁設計是參考美國各州公路暨運輸官員協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)的荷載抗力係數設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)^{[2][3]}，規範當中對於常規載重的組合載重設計已經趨於完善，但是針對如洪水等極端載重，尚未將其列入設計公式當中，而是在針對一般載重進行設計後，考量工址可能發生的最大沖刷深度進行檢核，以確保橋梁在極端載重之下的安全性。

但是對於橋梁設計公式而言，載重的放大係數以及承載力的折減係數，皆是針對該公式的載重組合之下，利用可靠度分析，依選定的目標之可靠度指標下計算而得。因此，在常規載重組合設計後，再以檢核方式考量橋梁受沖刷下的安全性，如此則無法考慮到常規載重與沖刷效應同時作用下，相對應的橋梁破壞機率，更難以探討沖刷效應與其他天然災害同時發生時的橋梁可靠度，故當沖刷與其他載重同時發生時，規範公式所提供之設計法便有可改善之處。

為了考量多重災害載重下橋梁之安全性，George C. Lee et al.^{[4][5][6]}提出了將沖刷效應視為等值載重，並將其放入設計公式當中的方法，稱此等值載重為等效沖刷作用載重(Equivalent Scour Load)。然而，文獻當中提出此極為創新之構想，但尚未將此概念應用至荷載抗力係數設計法之研究。在發展多重災害橋梁設計的過程當中，必須進行危害度分析(Hazard Analysis)及易損性分析(Fragility Analysis)^{[7][8]}。危害度分析包括可能最大沖刷深度的預測，可藉由水利公式以及蒙地卡羅模法模擬出不同河床、橋墩基礎下之可能最大沖刷深度，並找出發生此最大沖刷深度之機率 P_{scour} ；易損性分析則為找出在沖刷深度發生的情形之下，橋梁因沖刷而造成破壞之發生機率 P_{damage} 。將 P_{scour} 及 P_{damage} 相乘，可得到橋梁因沖刷而達到破壞之機率。

$$P_f = P_{scoup} \times P_{damage} \quad (1-1)$$

在求得橋梁破壞機率後，可利用可靠度分析(Reliability Analysis)，選定目標之可靠度指標(Target Reliability Index)或相對應之破壞機率，並輔以工程師經驗，求得荷載抗力係數設計法中之載重放大係數及承载力折減係數，訂出極限狀態方程式(Limit State Equation)，並應用於設計當中，其建立流程如圖 1.1^[6]。

本論文之研究內容包含三個部分。第一部分為建立等效沖刷載重模式，由於工程師能直接從橋梁沖刷事件中觀察之現象為沖刷深度，故本研究期望能找出一轉換關係來將沖刷深度轉化為相對應之等值載重。如此一來，便可將此等效沖刷作用載重和其他常時載重，如靜載重、活載重做比較。並輔以縮尺橋墩的側向承载力實驗驗證等效沖刷載重模式。第二部分則是由前述之等效沖刷作用載重模式配合靜載重、活載重之載重組合，如式(1-2)。利用可靠度分析以計算出承载力折減係數以及載重放大係數。

$$\phi R > \gamma_{DL} \times DL + \gamma_{LL} \times LL + \gamma_{SC} \times SC \quad (1-2)$$

第三部分則是沖刷易損性曲線之建置，本研究將利用等效沖刷作用載重模式配合陳志豪^[32]所提出之利用條件機率之方式，來求得沖刷易損性曲線。

1.3. 研究流程與論文架構

本論文之研究流程如圖 1.2。首先回顧沖刷議題等相關文獻，利用文獻當中提及之等效沖刷作用載重概念，以樁基礎靜力承載試驗進行驗證，並以試驗結果修正理論公式。公式建立後，利用蒙地卡羅法進行機率模擬，可得到等效沖刷作用載重及承载力之力學模型，並用於建置沖刷易損性曲線以及發展橋梁設計。本論文依據研究流程，各章節分別簡述如下：

第一章為**緒論**，為本論文之研究背景、研究動機目的及研究流程之介紹。

第二章為**文獻回顧**，將簡述國內外之沖刷議題，包含沖刷破壞模式，及探討文獻中有關於考量沖刷下之橋梁設計方法，並著重於等效沖刷載重之介紹，並回

顧可靠度分析之理論以應用於橋梁設計。

第三章為**等效沖刷載重模式**，是採用之前陳志豪^[32]所做出來的等效沖刷載重模式，並更進一步將其修改。

第四章為**縮尺橋墩之側向承載力實驗**，此章當中介紹試驗之目的、配置以及探討試驗結果。

第五章為**可靠度設計方法應用**，利用第四章之試驗結果，對文獻中之理論公式進行修正，並對修正後之公式作參數分析。

第六章為**參考算例**，利用第四章推導出來的載重放大因子以及承載力折減因子，配合濁水溪之西濱大橋推演一個參考算例。

第七章為**結論**，將總結研究之成果，以及檢討研究中尚待精進之處，對後續可行之研究方向提出建議，以利未來研究發展。



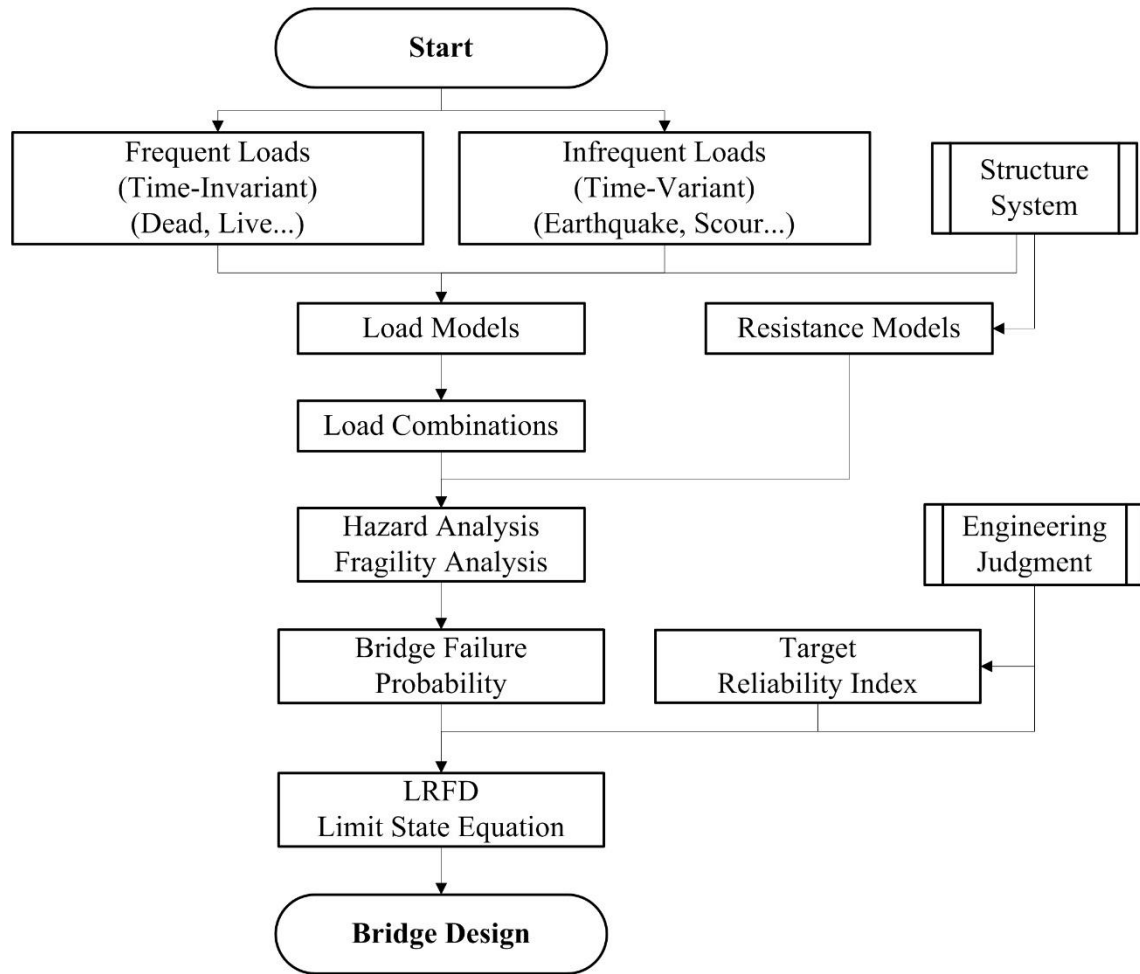


圖 1.1 極限狀態方程式發展流程^[6]

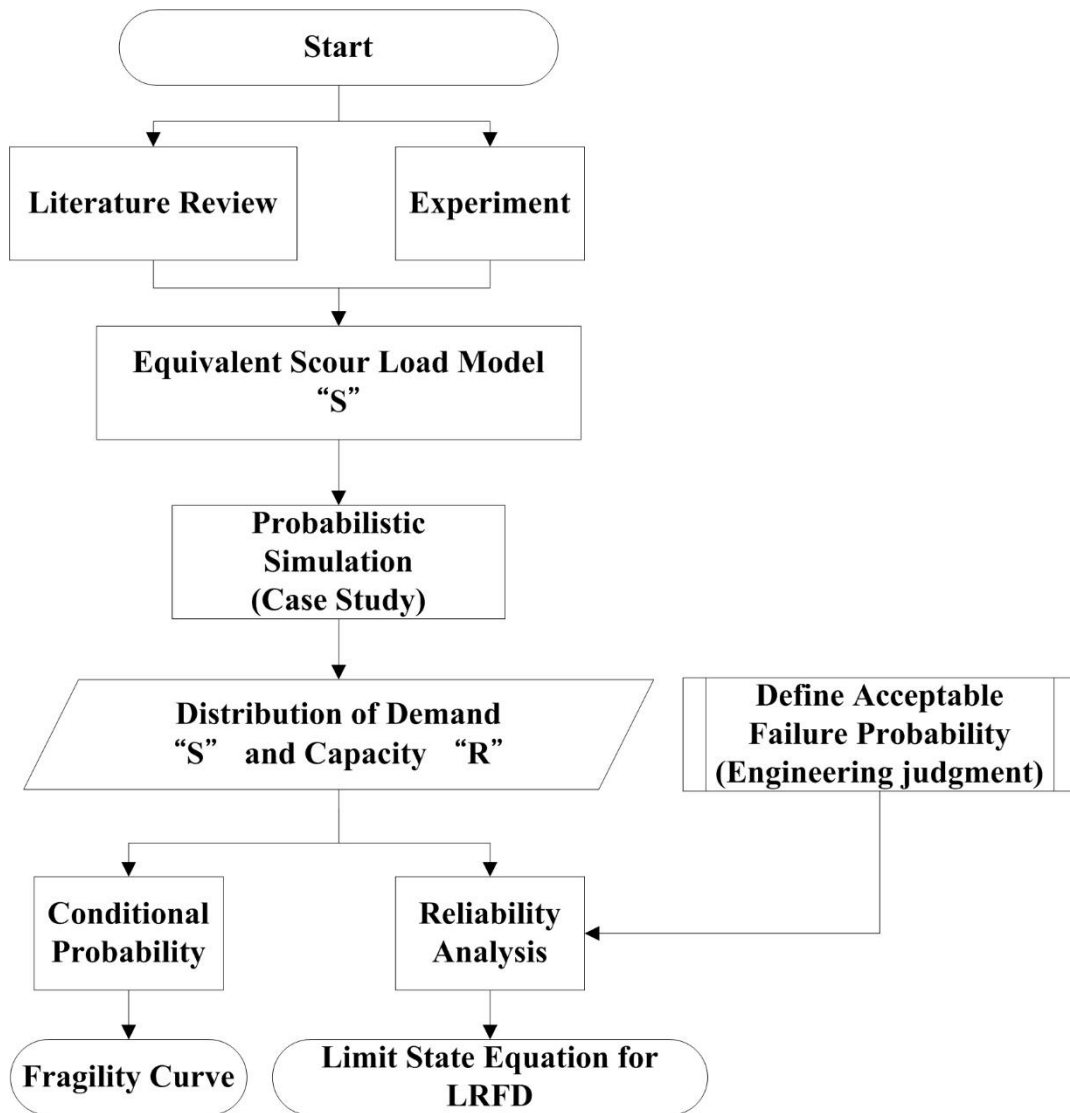


圖 1.2 研究流程圖

第二章 文獻回顧



2.1. 橋梁沖刷破壞模式

近幾十年，台灣因受颱風影響以及河川湍急的因素，跨河橋梁受沖刷而倒塌的事件時有耳聞。在「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」^[9]，及「橋墩即時沖刷深度警戒值與行動值之研訂」^[10]當中，詳細記載台灣橋梁基礎沖刷破壞案例，以下簡述幾個案例。


- (1) 民國 85 年 7 月 31 號，賀伯颱風襲台。以強烈颱風等級從宜蘭登陸，其帶來的豪雨，造成新北市之頭前溪大橋及高雄縣六龜鄉之寶來一橋等十座橋梁發生破壞。並且包含大甲溪橋等數十座橋梁發生橋基嚴重裸露。
- (2) 民國 87 年 10 月的瑞伯颱風，造成新竹縣新興大橋、中山高頭前西橋、苗栗縣舊汶大橋等十餘座橋梁受損。
- (3) 民國 93 年 7 月敏督利颱風襲台，並且造成七二水災。於高屏河流域之累積雨量超過 2000 毫米。高雄縣大量橋梁橋基裸露，
- (4) 民國 98 年 8 月之莫拉克颱風，莫拉克颱風侵襲台灣時，恰為 1959 年台灣史上最嚴重水患—八七水災 50 週年。又因為在 8 月 8 日時莫拉克在中南部多處降下刷新歷史紀錄的大雨，亦稱八八水災。是台灣氣象史上傷亡最慘重的侵台颱風。帶給南台灣大量降雨，截至 98 年 8 月 20 日為止，全台統計毀損橋梁達 114 座，其中斷橋即有 58 座。

而美國的跨河橋梁亦受到沖刷因素影響，Shirole et al.^[11]等人的統計報告指出，在 1960 至 1990 年之間，地震造成橋梁之破壞比例僅有 3%，而高達 60% 的橋梁破壞主因為水利因素，由前述的台灣案例以及美國統計資料，得知國內外的橋梁都有著極大的沖刷破壞風險。又由於橋梁為交通網路中重要建設，沖刷造成的危害輕則基礎發生沉陷，橋墩傾斜而需要封橋，重則使橋梁發生落橋、斷橋等

事件，造成大量人命及財產之損失，故在跨河橋梁研究議題上，沖刷效應扮演舉足輕重的角色。

由美國麻薩諸塞州之水流穩定與沖刷評估報告^[12]指出，影響橋梁安全之沖刷可分為三類，分別為一般沖刷、束縮沖刷、局部沖刷。台灣的調查報告中，林呈之研究報告^[13]則提供上述三種沖刷以外的橋梁基礎危害，分別為砂石開採、保護工未合攏、河道匯流、橋址位於河流彎道處、側向侵蝕、跌水、水躍沖刷、向源侵蝕、浮流物撞擊、導水路開挖等。其中，主要影響橋梁安全之沖刷則為一般沖刷、束縮沖刷以及局部沖刷，以下對這三者詳細說明：

- (1) 一般沖刷(Degradation Scour)：水流對河床造成之河段高程下降，在河川的上游或者是下游並且無論有無阻水結構皆有機會發生。一般沖刷又可分為短期與長期沖刷，短期沖刷包含開採砂石以及洪水事件；長期沖刷則是發生在長時間下，其成因可能為水壩之設立，造成下游砂土來源減少、河床保護工設置不當、河川截彎取直工程、都市化後排放量增加等原因。
- (2) 束縮沖刷(Contraction Scour)：在水流流量沒有劇烈變化時，河川的截面積越小則水流流速越快。因此阻水結構之設置，如橋梁引道、橋台、基礎等，使得河川之截面積變小，形成迴水效應，導致通過阻水結構旁之水流流速增大，沖刷現象加劇。除此之外，橋基保護工若在施工尚未完成時，遭遇洪水事件之侵襲，則保護工中尚未閉合之部分，亦會造成束縮沖刷。
- (3) 局部沖刷(Local Scour)：跨河橋梁之橋墩在水流中會阻礙水的行進，導致原本單一方向的水流分成以下四種水流墩，分別為墩前壅水(Bow Wave)、向下射流(Downflow)、馬蹄形渦流(Horseshoe Vortex)、尾跡渦流(Wake Vortex)等四種水流。此四種水流之示意圖，如圖 2.1^[13]。墩前壅水發生於水面與橋墩相接處，此時部分水流之動能轉換為位能，產生湧



波，並隨著水流方向的改變產生小型漩渦；向下射流產生於水流衝擊橋墩時，會於橋墩面上產生停滯壓力，此壓力與流速平方成正比，故越接近河床處壓力越低，此壓力梯度造成向下射流；馬蹄形渦流為向下射流之水流與橫向水流結合後，於橋墩周圍產生螺旋狀水流，由水面向下傳遞，攜離沖刷坑的砂土，並通過橋墩兩側向下游延伸且漸漸減弱；尾跡渦流則是於下游側的橋墩面發生水流與橋墩分離之現象，使速度產生不連續面，出現小渦流，並與馬蹄型渦流交互作用，產生垂直向及側向之水流擺動，將下游側河床泥沙顆粒帶起至更下游處。

由上述可知，因沖刷之造成因素甚多，預測沖刷深度之難度很高。在德州農工大學之 J. Briaud et al.^{[14][15]}研究團隊，以大量水槽沖刷試驗建立龐大資料庫，並且配合各項水力參數如水流流速與高程、土壤因素等進行修正，迴歸出沖刷深度預測公式，其沖刷預測公式為美國交通部聯邦公路局(Federal Highway Administration, FHWA)之水利工程通報(Hydraulic Engineering Circular, HEC)中採用。另外，此研究團隊亦比較公式預測結果與實際橋梁沖刷情形，探討由水槽試驗而得之沖刷深度公式，發現沖刷深度預測之結果平均而言較為保守，但是在沖刷深度增加時，其預測結果之變異性會上升，故在沖刷深度較大時預測結果較不可靠，可見實際沖刷情形較試驗條件複雜許多。Peggy A. Johnson et al.^[17]探討 HEC-18 沖刷公式中各項參數對其預測沖刷深度結果之影響，研究中假設沖刷公式之各項參數具有變異性，且假設其分佈形式，利用機率模擬方式找出沖刷深度之分佈。台灣規範在沖刷深度預測上，其參考來源出自「公路排水設計規範」^[16]之附錄中，做為工程實務之參考。

在沖刷造成之橋梁破壞模式方面，將延續陳志豪^[32]所定義之破壞模式進行一系列之研究，其所定義的破壞模式為傾倒破壞，為結構體本身沒有出現毀損，破壞行為為土壤的側向承载力不足而導致橋墩傾斜。

2.2. 考量沖刷效應之橋梁設計方法

美國交通部聯邦公路局(Federal Highway Administration, FHWA)提出了將載重抗力係數設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)^{[2][3]}推廣至多重災害之載重抗力係數設計法(Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design, MH-LRFD)^[23]的概念。因本研究著重在沖刷效應方面，故針對考量沖刷災害之載重抗力係數設計法其概念進行介紹。在將沖刷效應其考量至載重抗力係數設計法時，所遇到的最大問題是沖刷效應本身為非力量型極端危害(Non-Force Extreme Hazard)，沖刷事件本身並沒有力量的產生，其發生所造成的現象為承載力之損失。故當務之急是將沖刷現象轉化為等值載重，如此一來，即可以將沖刷效應和其他時變性載重，如活載重、地震載重以及抗力放在同一個層級做比較，以得到較周全之多重災害之載重抗力係數設計法(Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design, MH-LRFD)。

沖刷效應為跨河橋梁破壞的主要原因之一，沖刷坑的產生會減少橋梁基礎之承載力，除了造成橋墩沉陷、傾斜以外，尚有造成基礎本身的局部破壞，如樁基礎的剪力破壞等等之疑慮。如果可以將沖刷深度視為一個隨機變數，並且找出其機率分佈函數，結合上述所提到的將沖刷效應轉化為等值載重之概念。則設計極限狀態方程式(Design Limit State Equation)將可以包含沖刷深度的變異性。最終，即可將沖刷效應推廣到多重災害之載重抗力係數設計法(Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design, LRFD)。

關於橋梁因沖刷發生的破壞有很多種形式，如基礎之承載力不足、樁基礎本身的剪力破壞等等。如目前已觀察到之破壞模式能盡可能科學化分析，則最終的設計極限狀態方程式(Design Limit State Equation)就可以完成。

2.3. 等效沖刷作用載重模式

如同法規所使用地震之豎向力分配，把沖刷效應轉換成力量的形式即是目前最重要的課題。陳志豪^[32]的研究中有完成等效沖刷作用載重模式。其研究中，破

壤模式先針對在土壤的側向傾倒破壞上。而對於等效沖刷作用載重的定義為未沖刷時和沖刷後之承载力損失量，如式(2-1)。式(2-1)中的 S 即為等效沖刷作用載重， R 則是未沖刷下之土壤側向承载力。 R^S 則為受沖刷後之土壤側向承载力。

$$S = R - R^S \quad (2-1)$$

其研究中，有以下假設：

- (1) 視單樁為剛體。
- (2) 樁受側力時，其旋轉點位置在由樁底起算，往上四分之一埋置深度。

為了模擬土壤的受力行為，在這裡使用土壤彈簧的概念。首先推導土壤彈簧勁度值。將旋轉點以上之土壤等效至土壤表面，而此彈簧之勁度為 K_1 ，因假設單樁為剛體，上半部土壤變形為倒三角形分佈，而土壤反力則為正三角形分佈，如圖 2.2 (a)。在樁身變位為 1 單位時，取旋轉點處力矩為零，可得上半部土壤造成的彎矩 M_0 為

$$\begin{aligned} M_0 &= K_1 H_1 = \int_0^{H_1} k(h) \Delta(h) L dh \\ &= \int_0^{H_1} n_h (H_1 - h) \left(\frac{h}{H_1} \right) h dh = \frac{1}{12} n_h H_1^3 \end{aligned} \quad (2-2)$$

於是可以得到上部土壤彈簧勁度為

$$K_1 = \frac{1}{12} n_h H_1^2 \quad (2-3)$$

此處 H_1 為土壤表面至旋轉點之距離，可以埋置深度 H_0 表示。

$$H_1 = 0.75 H_0 \quad (2-4)$$

其中 H_0 為沖刷前之埋置深度，若為沖刷後之情形，則 H_0 可改用 H_S 代表之。

式(2-2)可改寫為

$$K_1 = \frac{3}{64} n_h H_0^2 \quad (2-5)$$

而下部土壤彈簧 K_2 的推導，則將土壤反力等效於樁底。此時樁身之變形為正三角形分佈，土壤反力則為梯形分佈，如圖 2.2(b)。在樁身變位為 1 單位時，取旋轉點力矩為零，可得

$$\begin{aligned} M_0 &= K_2 (H_2 - H_1) = \int_{H_1}^{H_2} k(h) \Delta(h) L dh \\ &= \int_{H_1}^{H_2} n_h h \left(\frac{h - H_1}{H_2 - H_1} \right) (h - H_1) dh = \frac{1}{12} n_h (H_2 - H_1)^2 (H_1 + 3H_2) \end{aligned} \quad (2-6)$$

故下部土壤彈簧勁度為

$$K_2 = \frac{n_h}{12} (H_2 - H_1) (H_1 + 3H_2) \quad (2-7)$$

因旋轉點位置已假設，可以用埋置深度 H_0 表示為

$$K_2 = \frac{5}{64} n_h H_0^2 \quad (2-8)$$

式(2-8)中為沖刷前之土壤彈簧勁度，和上部土壤勁度相同，如果要計算沖刷後之下部土壤彈簧勁度，則以 H_s 取代 H_0 。

利用以上推導之土壤彈簧勁度，進行等效沖刷作用載重公式之推導。由於假設為剛體運動，故上部及下部土壤彈簧之側向位移量 y_{m01} 以及 y_{m02} 可由相似三角形求得，如圖 2.3 (a)，可得側向位移量如式(2-9)及式(2-10)。利用側向位移量，可列出沖刷前平衡方程式，如式(2-11)

$$y_{m01} = \frac{0.75H_0}{H - 0.25H_0} \Delta \quad (2-9)$$

$$y_{m02} = \frac{0.25H_0}{H - 0.25H_0} \Delta \quad (2-10)$$

$$P \times H = \frac{n_h \Delta}{32} \frac{H_0^4}{H - \xi H_0} \quad (2-11)$$

發生沖刷之後，埋置深度由 H_0 變為 H_s ，參考圖 2.3(b)。一樣由相似三角形求得側向位移量 y_{ms1} 以及 y_{ms2} 如式(2-12)及(2-13)，並求得沖刷後之力平衡方程式(2-14)，其中包含以直接外加载重方式而來之等效沖刷作用載重 S 。

$$y_{ms1} = \frac{0.75H_s}{H - 0.25H_s} \Delta \quad (2-12)$$

$$y_{ms2} = \frac{0.25H_s}{H - 0.25H_s} \Delta \quad (2-13)$$

$$P \times H = \frac{n_h \Delta}{32} \frac{H_s^4}{H - 0.25H_0} + S \quad (2-14)$$

由於沖刷前後之力平衡相同，故利用式(2-11)以及(2-14)可得到等效沖刷作用載重 S 為

$$S = \frac{n_h \Delta}{32} \left[\frac{H_0^4}{H - 0.25H_0} - \frac{H_s^4}{H - 0.25H_s} \right] \quad (2-15)$$

其相對應之土壤側向承载力，如式(2-16)

$$R = \frac{n_h \Delta}{32} \left[\frac{H_0^4}{H - 0.25H_0} \right] \quad (2-16)$$

2.4. 結構可靠度分析與設計

在 LRFD 載重抗力係數設計法中，各項載重與承载力之係數需以既有容許應力設計法中之公式，配合可靠度分析以及工程師經驗而來。其中可靠度分析為發展橋梁設計之必要過程。

工程系統的可靠度分析可視為供給(Supply)與需求(Demand)的問題^[20]，可靠度分析的問題可利用工程系統能量(供給)以滿足某一規定(需求)間的公式來表示。當這個工程系統，套用在結構安全性評估時，所需要注意的即結構容量(Capacity)是否大於最大外加载重(Demand)，而結構容量及最大外加载重之關係可利用機率密度函數(Probability density function, PDF)表示如圖 2.4。

現行鋼結構設計規範以及混凝土設計規範當中，皆採用安全餘裕(Safety Margin)的概念評估結構安全的可靠度。安全餘裕為在設計過程中採用保守的假設，即考慮最極端的外加載重，配合最差的結構容量，得到偏保守的設計結果。但由於安全餘裕的判斷由工程師做決定，為了減少人為疏失，可配合可靠度分析進行不確定性的計算，已確保結構安全性。以結構物為例，假設結構物容量以隨機變數 X 表示，外加載重以隨機變數 Y 表示，而安全餘裕 M 可以利用容量與載重的差值表示，如式(2-17)。

$$M = X - Y \quad (2-17)$$

由於結構容量及外加載重為隨機變數，故安全餘裕 M 亦為隨機變數，而安全餘裕的平均值 \bar{M} 可如式(2-18)所示。

$$\bar{M} = \beta \sigma_M \quad (2-18)$$

其中 β 為可靠度指標(Reliability Index)， σ_M 則為安全餘裕之標準差。

安全餘裕亦可以表示如圖 2.5，圖中陰影處為安全餘裕小於零之區域，而此陰影區的物理意涵即為結構物之破壞機率，此面積之計算可對機率密度函數進行積分，或從累積分佈函數(Cumulative Distribution Function, CDF)求得，如公式(2-19)。

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2-19)$$

上式中， $f(\cdot)$ 為機率密度函數， $F(\cdot)$ 為累積分佈函數。

安全餘裕的概念，可以定義出性能函數(Performance Function)。性能函數可以表示一個結構的安全性。假設所有載重、容量

皆令為變數 X_i ，則性能函數如式(2-20)。

$$g(X) = g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) \quad (2-20)$$

當性能函數 $g(X) > 0$ 時，代表結構容量大於外加载重，此時之結構系統處於安全狀態；反之，如性能函數 $g(X) < 0$ 則代表結構容量小於外加载重，即代表結構系統處於毀壞狀態；最後，當性能函數 $g(X) = 0$ 則代表結構容量與外加载重相等，此時結構系統處於極限狀態。在進行可靠度分析前需先將變數轉換為簡化變量 X_i' ，簡化變量為一個標準常態分佈變數，如式(2-21)。

$$X_i' = \frac{X - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \subset N(0,1) \quad (2-21)$$

在工程問題當中，結構容量及外加载重等變數之分佈型式可能為常態分佈、對數常態分部等；而結構容量及外加载重等變數亦可能是獨立變數，或是變數之間互有關聯。在不同的假設之下會有不同的分析方法，先從最基本的變數之間彼此獨立，並且變數為常態分佈出發。

假設在性能函數(Performance Function)中有 n 個變數，則可在 n 維空間中以簡化變量為座標表示。如性能函數有兩個變數，則可用兩個軸表示，為一平面，如圖 2.6，圖中原點至極限狀態 $g(X) = 0$ 的距離為 D 。由圖 2.6 中可知，當極限狀態遠離或接近原點時，結構系統的安全區域 $g(X) > 0$ 即危險區域 $g(X) < 0$ 會彼此增減，故 $g(x)$ 到原點之距離 D_{\min} 可用來表示可靠度，並將其定義為可靠度指標 (Reliability Index, β)，如式(2-22)。

$$\beta = D_{\min} \quad (2-22)$$

在極限狀態 $g(X) = 0$ ， D_{\min} 對應到的點可靠度指標最低，稱為最可能破壞點 (The Most Probable Failure Point)，以上標星號 X^* 表示之。而可靠度指標配合標準常態分佈之累積密度函數 $\Phi(\cdot)$ 可算出結構安全機率。

$$P_s = \Phi(\beta) \quad (2-23)$$

當得出結構安全機率後，結構破壞機率則可由式(2-24)得出

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2-24)$$

得到結構系統的破壞機率計算方式後，需要計算原點到 $g(x)$ 之最小距離

D_{\min} 以進行可靠度分析。考慮性能函數 $g(X) = g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ ，則性能函數到原點之距離以式(2-25)表示。

$$D = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + X_3'^2 + \dots + X_n'^2} = \sqrt{\underline{X}'^T \underline{X}'} \quad (2-25)$$

以拉格朗日乘數法求取最小值，則

$$L = D + \lambda g(X) = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + X_3'^2 + \dots + X_n'^2} + \lambda g(X) \quad (2-26)$$

將式(2-26)分別對變數 X_i' 以及 λ 偏微分，可得 $n+1$ 組方程式，如式(2-27)以及式(2-28)。

$$\frac{\partial L}{\partial X_i'} = \frac{X_i'}{\sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + X_3'^2 + \dots + X_n'^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X_i'} = 0 \quad (2-27)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0 \quad (2-28)$$

將式(2-27)以及(2-28)做聯立求解，即可得到原點至 $g(x)$ 之最小距離 D_{\min} ，此最小距離的點即為相對應的最可能破壞點 X^* 。為了進一步計算最小距離 D_{\min} ，將引用梯度向量 \underline{G} 來代表性能函數在簡化變量上的梯度向量，如式(2-29)。

$$\underline{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial X_1'}, \frac{\partial g}{\partial X_2'}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X_n'} \right) \quad (2-29)$$

利用式(2-29)可將式(2-27)改寫為

$$\frac{\underline{X}'}{\sqrt{\underline{X}'^T \underline{X}'}} + \lambda \underline{G} = 0 \quad (2-30)$$

將式(2-25)代入公式(2-30)中，簡化變量將可以以距離 D 、梯度向量 \underline{G} 的形式表示為

$$\underline{X}' = -\lambda D \underline{G} \quad (2-31)$$

將公式(2-31)代入公式(2-25)，原點至 $g(x)$ 之距離可表為

$$D = \sqrt{\underline{X}'^T \underline{X}'} = \sqrt{(-\lambda D \underline{G})^T (-\lambda D \underline{G})} = \lambda D \sqrt{\underline{G}^T \underline{G}} \quad (2-32)$$

故得

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{\underline{G}^T \underline{G}}} \quad (2-33)$$

將公式(2-33)代入公式(2-31)當中，可得

$$\underline{X}' = \frac{-\underline{G} D}{\sqrt{\underline{G}^T \underline{G}}} \quad (2-34)$$

於是可求得距離 D 為

$$D = \frac{-\underline{G}^T \underline{X}'}{\sqrt{\underline{G}^T \underline{G}}} \quad (2-35)$$

如欲求最可能破壞點，則需求 D 之最小值 D_{\min} ，將最可能破壞點 X'^* 代入公式(2-35)中，其對應的距離即為最小距離。由式(2-22)可知，最小距離 D_{\min} 即為可靠度指標 β ，可表示為式(2-36)。

$$\beta = D_{\min} = \frac{-\underline{G}^{*T} \underline{X}'^*}{\sqrt{\underline{G}^{*T} \underline{G}^*}} = \frac{-\sum X_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*{}^2}} \quad (2-36)$$

上述的步驟是由最可能破壞點來求得可靠度指標，反之亦可利用可靠度指標求最可能破壞點，將可靠度指標代入式(2-34)後，可藉由式(2-37)表示為向量或純量形式。

$$\underline{X}'^* = \frac{-\underline{G}^* \beta}{(\underline{G}^{*T} \underline{G}^*)^{\frac{1}{2}}}, \quad X_i'^* = -\alpha_i^* \beta, \quad \text{where } \alpha_i^* = \frac{(\frac{\partial g}{\partial X_i'})^*}{\sqrt{\sum (\frac{\partial g}{\partial X_i'})^{*2}}} \quad (2-37)$$

其中 α_i 為沿著 X_i' 方向的餘弦值，上標星號代表對應到最可能破壞點之方向餘弦值。

性能函數(Performance Function)可區分為線性性能函數以及非線性性能函數。結構系統之性能函數表示為線性性能函數居多，故先研究線性性能函數。性能函數表示法有二，一為用變數表示如式(2-38)，二為以簡化變量表示如式(2-39)。

$$g(X) = a_0 + \sum a_i X_i \quad (2-38)$$

$$g(X') = a_0 + \sum a_i (\sigma_{X_i} X_i' + \mu_{X_i}) \quad (2-39)$$

依照公式(2-36)，可靠度指標如下。

$$\beta = \frac{a_0 + \sum a_i \mu_{X_i}}{\sqrt{\sum (a_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (2-40)$$

以 LRFD 載重抗力係數設計法中靜載重與活載重組合為例，線性性能函數可以表示成式(2-41)，而在空間中對應的平面如圖 2.7 所示。其可靠度指標則如公式(2-42)所示。

$$g(X) = R - D - L \quad (2-41)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_D - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \quad (2-42)$$

而自然界存在的變數很多為非標準常態分佈。但前述的破壞機率是利用可靠度指標與標準常態分佈的累積分佈函數進行計算，故只適用於常態分佈，當面對非常態分佈，需計算出此非常態分佈之變數所對應之等效常態分佈參數。等效常態分佈的標準差以及平均值如式(2-43)及(2-44)所示，以上標 N 做區別。

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{X_i}(X_i^*)]\}}{f_{X_i}(X_i^*)} \quad (2-43)$$

$$\mu_{X_i}^N = X_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(X_i^*)] \quad (2-44)$$



在式(2-43)當中， $\phi(\cdot)$ 為標準常態分佈的機率密度函數。由上述公式可知，需要知道變數之機率密度函數以及累積分佈函數，配合最可能破壞點 X^* 的位置，才可計算出等效常態分佈參數。由於計算時最可能破壞點是未知數，故等效常態分佈參數需要利用迭代來求得，迭代步驟依序為，先假設最可能破壞點為變數之平均值進行首次計算，利用公式(2-36)計算可靠度指標，再利用公式(2-37)反算破壞點，利用此破壞點代入公式(2-43)及公式(2-44)中求出新的等效常態分佈參數。依照上述步驟進行迭代後，直到最可能破壞點收斂之後，即得到等效常態分佈之參數，並且得到可靠度指標。

由使用者定義性能函數後，並且計算可靠度指標，此即為可靠度分析。而在設計過程當中，則為使用者先定義需要的可靠度指標，再以此可靠度指標計算出各變數之係數。以 LRFD 載重抵力係數設計法為例，其極限狀態方程式為線性性能函數，如公式(2-45)。

$$g(X) = R - \sum Q_i \quad (2-45)$$

令線性性能函數中每一個變數皆有一個對應的偏係數(Partial Factor, $\bar{\gamma}_i$)，並以偏係數乘以變數平均值代表原變數，則線性性能函數可改寫為

$$g(\bar{\gamma}_1 \mu_{x_1}, \bar{\gamma}_2 \mu_{x_2}, \dots, \bar{\gamma}_n \mu_{x_n}) \quad (2-46)$$

在極限狀態時，各變數位於最可能破壞點上，故最可能破壞點為

$$X_i^* = \bar{\gamma}_i \mu_{X_i} \quad (2-47)$$

將前述所說之可靠度分析中最可能破壞點，如式(2-37)，代入式(2-47)，可將

偏係數表示為

$$\bar{\gamma}_i = 1 - \alpha_i^* \beta \Omega_{X_i} \quad (2-48)$$

其中 Ω_{X_i} 為變異係數(Coefficient of Variation, COV)，定義為變數之標準差除以變數之平均值，如式(2-49)。

$$\text{COV} = \Omega_{X_i} = \frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}} \quad (2-49)$$

由於公式(2-45)的設計公式為一個線性性能函數，方向餘弦 α_i^* 將以各變數之標準差表示之，結果如式(2-50)。

$$\bar{\gamma}_i = 1 - \frac{a_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum (a_i \sigma_{X_i})^2}} \beta \Omega_{X_i} \quad (2-50)$$

由於上述計算中，偏係數是對應變數平均值而得，在 LRFD 載重抗力係數設計法當中，各變數使用的是標稱值而非平均值，先定義信賴區間為百分之五 (Confidence Interval)，則以圖 2.8 及圖 2.9 說明在此信賴區間下，外加載重及結構強度的平均值以及標稱值。可利用標準常態分佈的累積分佈函數以及平均值、標準差進行載重及承載力的標稱值計算，如式(2-51)及(2-52)。

$$L_n = \mu_L + \Phi^{-1}(0.95) \times \sigma_L \quad (2-51)$$

$$R_n = \mu_R + \Phi^{-1}(0.05) \times \sigma_R \quad (2-52)$$

以變數平均值除以標稱值，得到變數的偏差係數(Bias Factor, λ)，引入偏差係數的概念後，即可將偏係數轉換為對應標稱值的設計係數。

$$\gamma_n = \lambda_{X_i} \bar{\gamma} = \frac{\mu_{X_i}}{X_{i,\text{nominal}}} \bar{\gamma} \quad (2-53)$$

上述計算之過程，變數分佈為常態分部，若設計過程當中，變數為非常態分

佈，則與可靠度分析理論相同，需利用公式(2-43)及(2-44)迭代計算出等效常態分佈參數後再進行計算。



2.5. 沖刷易損性曲線建置方法

在橋梁設計過程中，易損性曲線扮演著一個參考指標。沈明毅^[21]的研究中即進行縮尺橋墩之樁基礎靜力承载力試驗以求取土壤承载力損失量，更以水槽沖刷試驗求得縮尺橋墩之沉陷量以及旋轉角建置沖刷易損性曲線。其中縮尺橋墩之樁基礎靜力承载力試驗以壓克力箱與縮尺單樁模型進行，以改變單樁在砂土中之埋置深度來模擬沖刷深度。此靜力承载力實驗做了三種配置做探討，分別為未沖刷狀態、沖刷深度達三倍樁徑狀態、沖刷深度達六倍樁徑狀態，由上述三種配置求得沖刷前後之承载力損失量。

水槽沖刷試驗則以縮尺橋墩之樁基礎模型進行水槽沖刷試驗，實驗過程藉由微型攝影機記錄沖刷深度歷時資料、沉陷歷時資料以及旋轉角歷時資料則由線性差動變壓器(Liner Variable Differential Transformer, LVDT)測量，水槽沖刷試驗共有九筆試驗數據。觀察水槽沖刷試驗之情形，由於外加荷重不大，故試驗過程並無發生樁基礎之樁身破壞，並且沒有土壤剪力強度不足等問題，此縮尺橋墩之破壞模式主要有三種，分別為垂直沉陷破壞、向上游處傾倒破壞、向下游處傾倒破壞，而傾倒破壞和沉陷破壞會同時發生。

沈明毅^[21]定義當沉陷量達到 10% 樁徑時，為沉陷破壞達到嚴重破壞情形，並且定義三分之二及三分之一倍之嚴重破壞時沉陷量為中度破壞與輕度破壞，再從試驗中所記錄之沉陷歷時曲線找出各破壞情形發生時間點，接著找出此時間點所對應之沖刷深度值，最後以九筆試驗資料之破壞時沖刷深度，以最大似然性法(Maximum Likelihood Method)計算累積分佈函數，此結果即為沉陷破壞模式之沖刷易損性曲線，此易損性曲線之橫軸為沖刷深度比，定義為沖刷深度除以樁基礎埋置深度以求無因次化，而縱軸為超越機率，即縮尺橋墩試體之破壞機率，如圖 2. 10^[21]。

因側向不穩定性破壞模式可分為向上游處傾倒及向下游處傾倒兩種，而在水槽沖刷試驗中向上游側傾倒占大多數，故選定向上游側傾倒為不穩定性破壞模式。九組試驗數據中符合此破壞模式之試驗數據共有六筆，故取此六筆試驗數據進行沖刷易損性曲線建置，其過程與計算沉陷破壞模式之沖刷易損性曲線相同，先定義傾倒破壞之破壞標準。參考「高鐵設施容許變形值」^[22]，先假設縮尺橋梁模型之跨度後，得縮尺橋墩試體其傾斜度於 0.002rad 時達到嚴重破壞情形，並且定義中度破壞與輕度破壞分別為嚴重破壞傾斜角之三分之二及三分之一倍，從六組試驗數據之旋轉角歷時圖中找出各破壞情形之發生時間點，由此時間點去找沖刷歷時圖所對應之沖刷深度，最後從六筆試驗數據之傾倒破壞時沖刷深度，以最大似然性法計算累積分佈函數，可得到縮尺橋墩試體之側向不穩定性破壞之沖刷易損性曲線，其橫軸為沖刷深度比，縱軸為縮尺橋墩試體破壞機率，如圖 2.11^[21]。

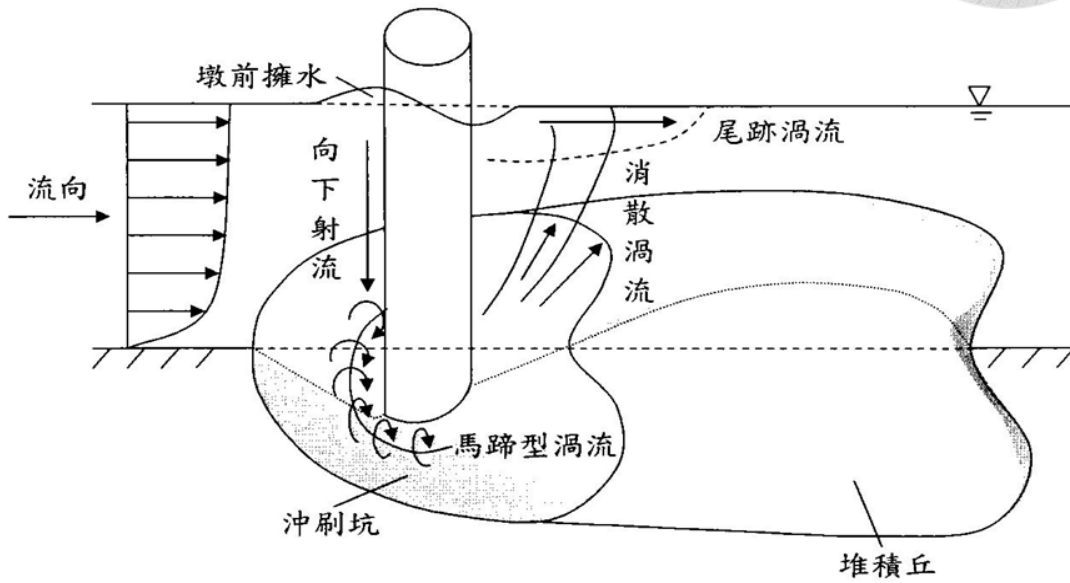


圖 2.1 局部沖刷^[13]

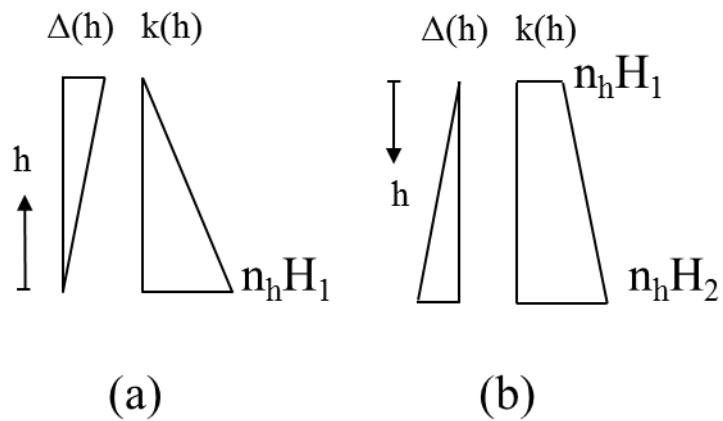


圖 2.2 等效土壤彈簧推導(a)上半部(b)下半部

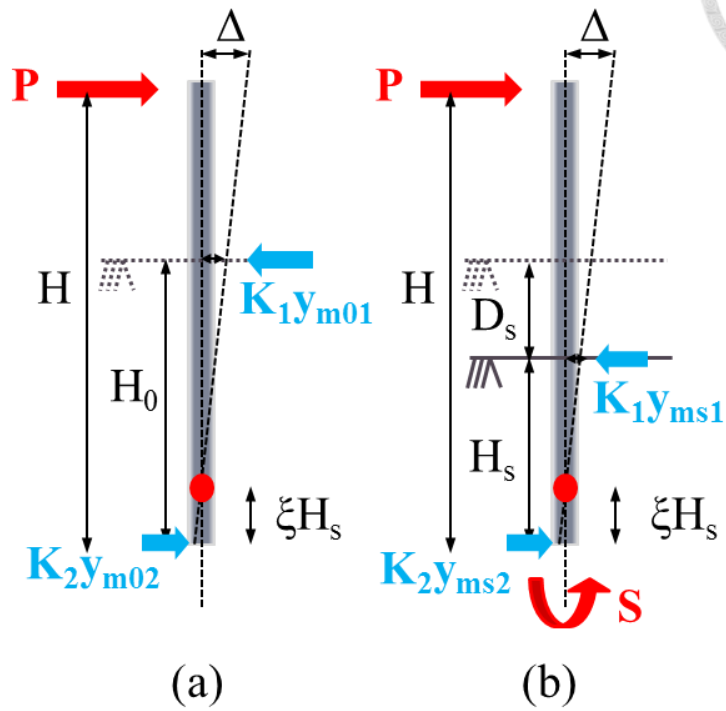


圖 2.3 樁身側向承載力(a)沖刷前(b)沖刷後

Load and Resistance (PDF)

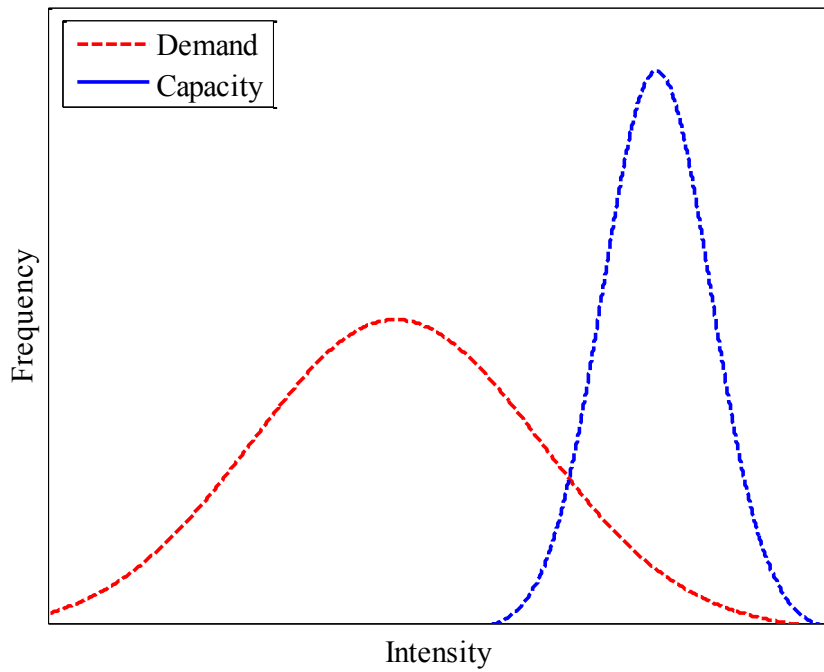


圖 2.4 需求與容量

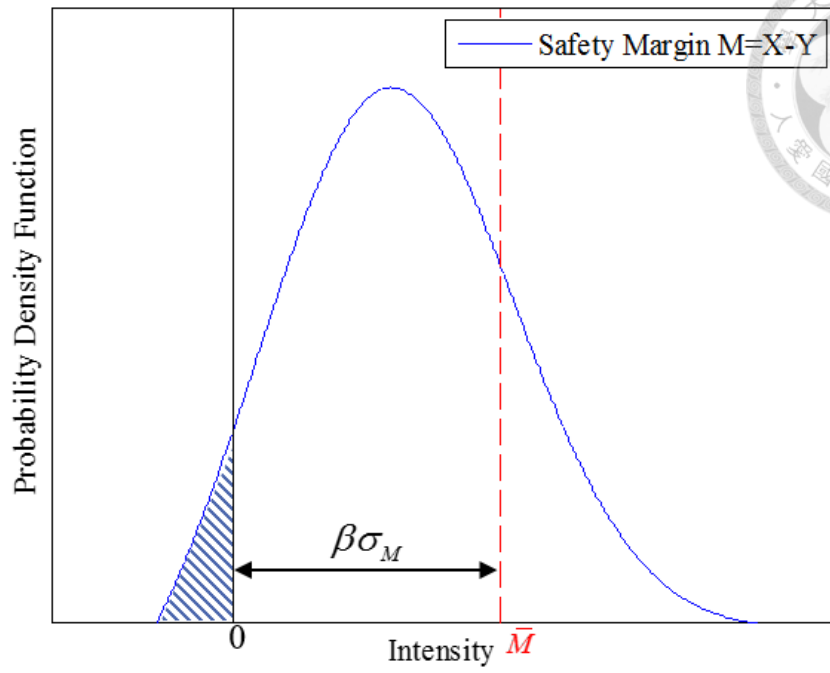


圖 2.5 安全餘裕圖

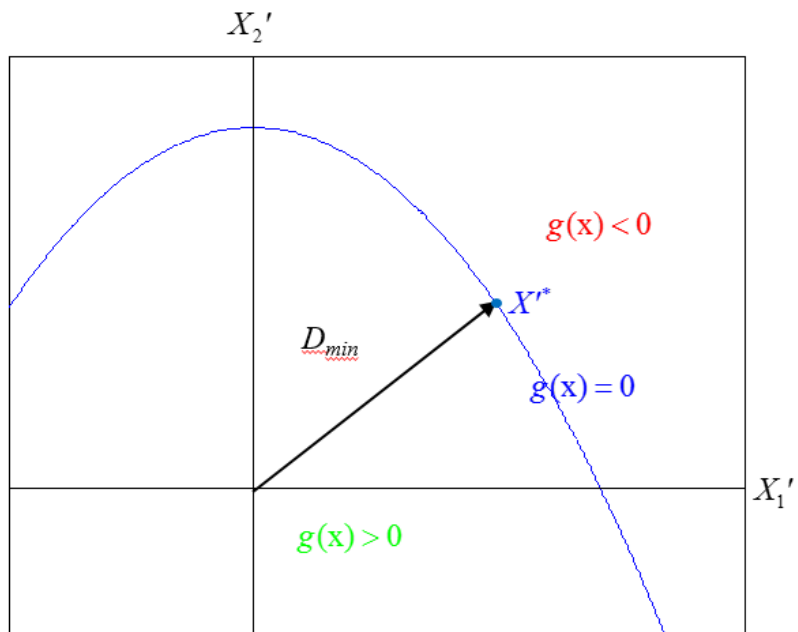


圖 2.6 二維性能函數

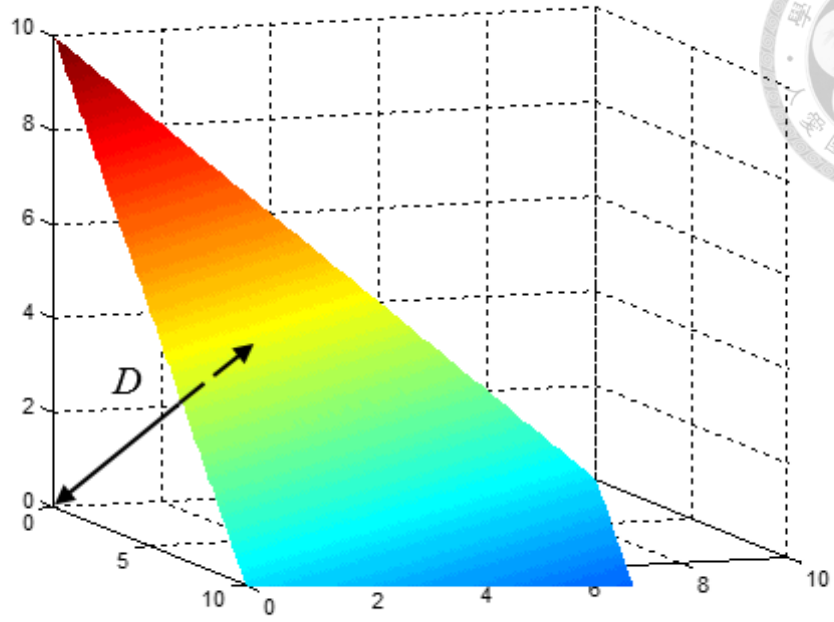
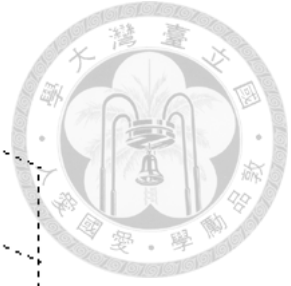


圖 2.7 三維線性性能函數

Mean and Nominal Value of Demand

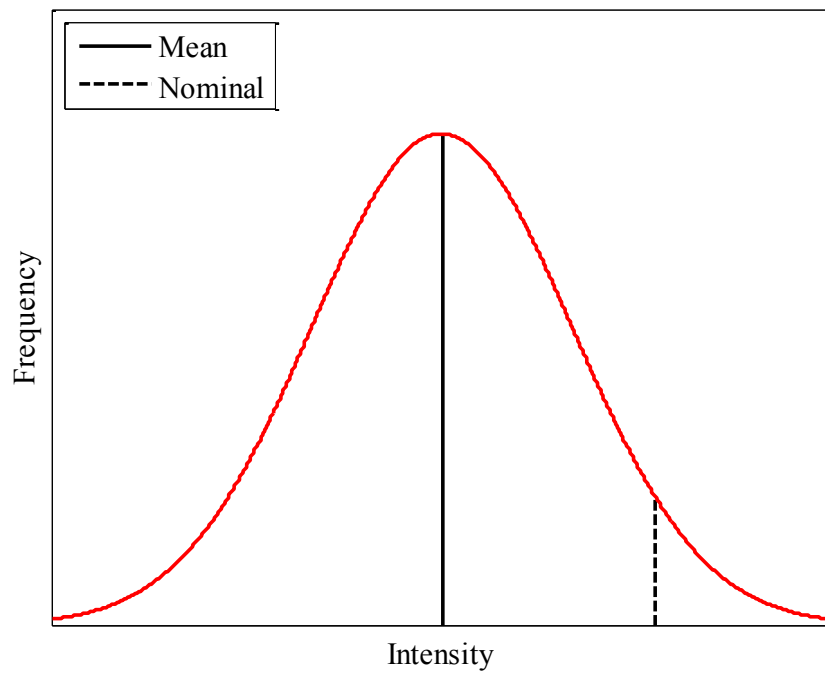


圖 2.8 載重平均值及標稱值

Mean and Nominal Value of Resistance

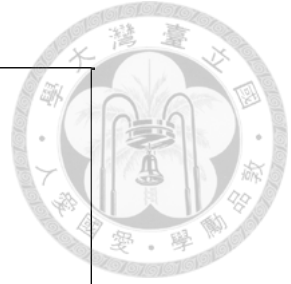
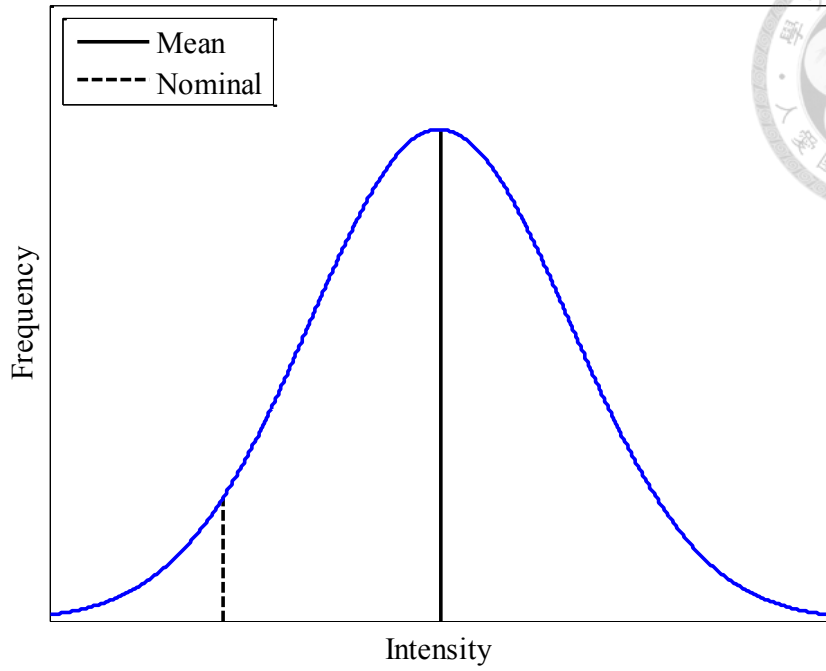


圖 2.9 承载力平均值及標稱值

Exceedance Probability

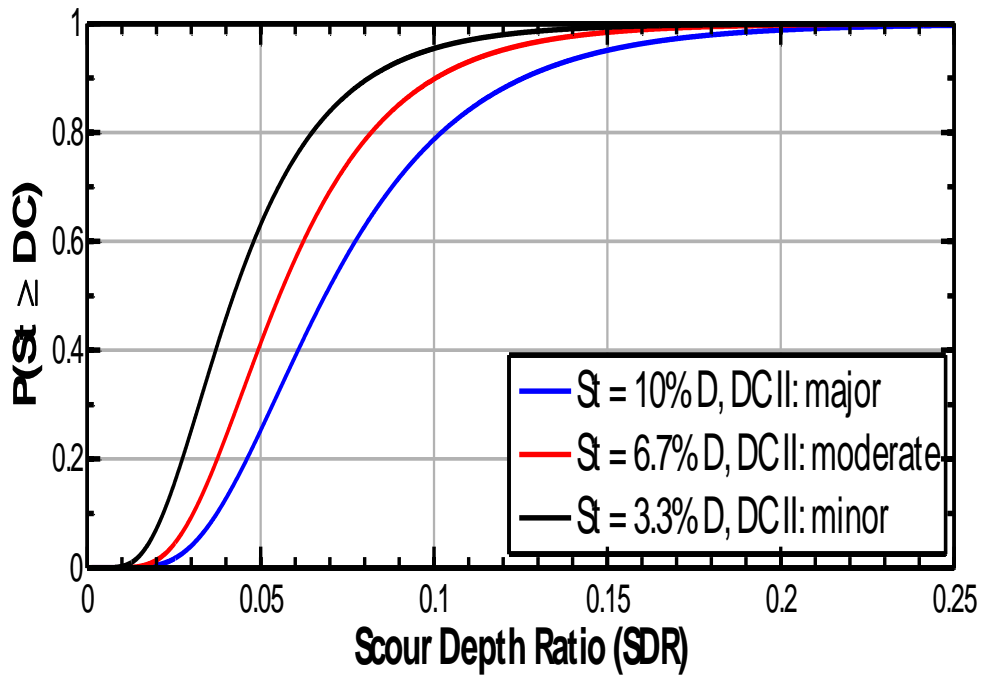


圖 2.10 水槽試驗建立之沉陷破壞易損性曲線^[21]

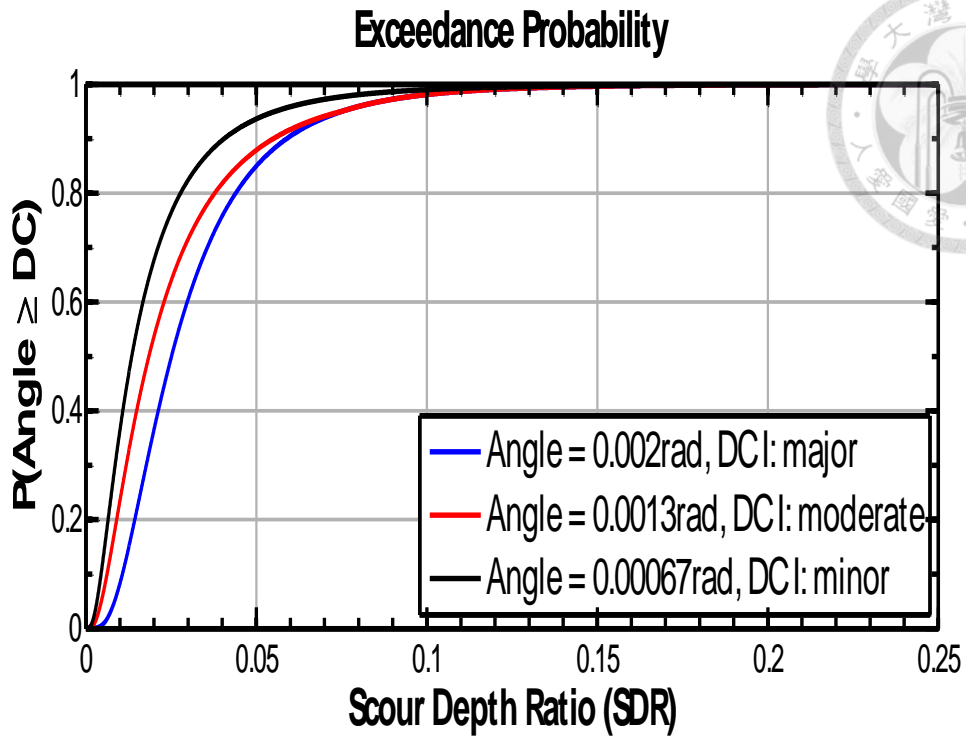


圖 2.11 水槽試驗建立之不穩定性破壞易損性曲線^[21]

第三章 等效沖刷載重模式



3.1. 前言：

由於本研究之目標是將沖刷效應考慮進 LRFD 設計規範裡頭。故必須將沖刷的效應轉換成力量的形式，如果可以將沖刷效應有邏輯的轉換成載重型式，再將這個轉換後的沖刷作用力施加在考量沖刷效應的結構體上面。這即是本研究考量沖刷效應之模擬方式。

現行有很多關於橋墩受沖刷後之相關研究，如 A. Alipour 所做的 Performance Assessment of Highway Bridges Under Earthquake and Scour Effect^[33] 中，藉由分析軟體 Opensees 分析就沖刷後的橋墩之耐震能力。在模擬不同的沖刷深度及擁有不同 PGA 的地震加速度歷時之後，配合 HEC-18 的公式做出橋墩受沖刷後之破壞機率如圖 3.2。我們可以在圖 3.2 看到，PGA=0 的軸亦即為該結構體未受地震擾動影響，所以在分析時沒有輸入地震歷時，因此計算出的破壞機率為零。此研究方法有個盲點，因為一個橋梁在受沖刷的過程中，橋梁會發生傾斜，而當其傾斜到某一程度之後，我們應該就視其為破壞，並且藉由定義破壞指標來判斷其是否達到破壞。如果可將前述之等效沖刷作用載重施加在結構體上，即可避開此盲點，計算出只有沖刷效應沒有地震擾動之破壞機率。本研究目標為針對考量沖刷效應橋梁之可靠度設計方法。

由第二章所敘述的陳志豪^[32]之等效沖刷載重模式結果出發，其結果如圖 2-1，原本的結果是在 SDR 小於 0.3 時擁有不錯的準確度。現在的修正方向即為使其在 SDR 大於 0.3 的時候，依然可以保有一定的準確度。並且進一步的將樁徑之影響考量至等效沖刷作用載重模式中。為了達到以上兩個目的，將從土壤彈簧假設來進行修改。

起初的等效沖刷作用載重模式中，土壤彈簧的 p-y 關係是由 ATC-32 查表得知的土壤反力係數 n_h ，再乘上該土壤彈簧對應由地表起算的深度之後，來定義一

個完全線彈性的土壤彈簧。為了考量土壤的 p-y 關係進入非線性之後的行為，參考了 Reese^[37] 的研究之後，決定採用其對土壤彈簧的假設來修正土壤彈簧模型以得到新的等效沖刷載重模式，詳如後述。



3.2. 修正等效沖刷作用載重模式：

陳志豪^[32]在其研究裡的土壤彈簧假設為一完全線彈性彈簧，而本研究將以 Reese^[37]所提出的土壤彈簧進行模擬。其土壤彈簧之方向定義如圖 3.3，在查表得知土壤反力係數之後，定義其勁度如式(3-1)

$$k = n_h x \quad (3-1)$$

式(3-1)中的 x，為設置土壤彈簧處之相對應深度。

Reese 之土壤彈簧定義如以下流程，最後的趨勢如圖 3.4

- (1) 先取得摩擦角 ϕ 、土壤單位重 γ 以及樁直徑 b。
- (2) 先進行以下計算：

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \beta = 45 + \frac{\phi}{2}; K_0 = 0.4; K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-2)$$

其中 α 、 β 為計算土壤抗力所假設之角度， K_0 為靜止土壓力係數，

K_a 為最小主動土壓力係數。

- (3) 計算土壤極限抗力 p_s ，其為 p_{st} 、 p_{sd} 兩者之較小值。

$$p_{st} = \gamma x \left[\frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (3-3)$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma x (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta \quad (3-4)$$

(4) 選定土壤彈簧之設置位置，取設置位置至土表距離 x 。

(5) 計算圖 3.4 中之轉點， $y_u = 3b/80$ 。用下式計算 p_u

$$p_u = \bar{A}_s p_s \quad (3-5)$$

\bar{A}_s 由可由圖 3.5(a)查得

(6) 計算圖 3.4 中之轉點， $y_m = b/60$ 。用下式計算 p_m

$$p_m = B_s p_s \quad (3-6)$$

B_s 由可由圖 3.5(b)查得。

(7) 建立 p-y 曲線之線彈性段

$$p = (kx)y \quad (3-7)$$

式(3-7)中之 k 值由 Reese^[37]的文獻決定

(8) 建立 p-y 曲線之拋物線段

$$p = \bar{c}y^{1/n} \quad (3-8)$$

式(3-8)中之 \bar{c} 和 n 的定義如下

$$(a) m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}$$

$$(b) n = \frac{p_m}{m \times y_m}$$

$$(c) \bar{c} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}}$$

完成以上步驟和即可完成 Reese^[37]的土壤彈簧 p-y 曲線。

接著，利用 Matlab 寫出原有的土壤彈簧以及 Reese^[37]的土壤彈簧的 p-y 關係圖。藉此來比較兩者的差異，畫出來的結果如圖 3.6、圖 3.7。可以看得出來相



較於原先的土壤彈簧假設 Reese^[37]的土壤彈簧可以看出明顯的非線性段，並且 Reese^[37]的土壤彈簧在力量的攀升上面也是比原先的土壤彈簧來的快。

模擬完 Reese^[37]的土壤彈簧假設之後，下一步則是將其代入等效沖刷載重模式裡面。這邊除了土壤彈簧模型以外，其他假設皆延用陳志豪^[32]所推導的等效沖刷載重模式假設，其假設如下：

- 1、剛體運動
- 2、破壞模式為側向不穩定破壞
- 3、橋墩試體受沖刷後之旋轉點假定為，由樁尖起算四分之一埋置深度的位置。

接著進行土壤彈簧之設置，Reese^[37]的 p-y 關係是非線性，故採用土壤分層來設置土壤彈簧，於每一層中間位置設置一個土壤彈簧。為了瞭解在設置多少個土壤彈簧之後，等效沖刷作用載重會收斂，所以先對其進行研究，以在電腦效能以及收斂性兩者之間求平衡點。

由圖 3.8 可以發現，在將土壤分層分超過十層之後。等效沖刷作用載重就已經開始收斂。20 層跟 50 層幾乎沒有差別，故之後的研究，土壤分層皆取 25 層來進行分析。

分析流程如圖 3.20，以下介紹每一個步驟：

- 1、選擇橋梁：選定一座橋，取得其橋墩尺寸。包含橋墩高、樁埋置深度。
- 2、計算未沖刷時之土壤側向承载力：依之前的結論在樁身上均勻設置 25 個土壤彈簧。然後依照研究中所定義的破壞指標，來計算未沖刷之土壤側向承载力。
- 3、計算沖刷後之土壤側向承载力：將原先的土壤埋置深度扣掉沖刷深度得到沖刷後之埋置深度。在沖刷後之埋置深度上均勻設置 25 個土壤彈簧，

接著根據定義的破壞指標，計算沖刷後之土壤側向承載力。

- 4、計算等效沖刷載重：將第二項以及第三項所計算出的土壤承載力相減，即得等效沖刷載重。

為了瞭解新的土壤彈簧是否能適當的模擬砂土行為。本研究採用陳志豪^[32]所做的靜力側推實驗數據來做比較其結果如圖 3.9 到圖 3.19。觀察發現除了其中幾組有較大的差異，趨勢大致上距一致性。判斷 Reese^[37]的土壤彈簧假設是可接受的。

最後一步是做出等效沖刷作用載重的分析結果，其結果如圖 3.21 的三條線分別為樁徑一公分、二公分以及四公分的等效沖刷作用載重曲線。

3.3. 小結

本章從之前的研究假設出發，並且引用非線性的土壤彈簧模型。進一步得到新的等效沖刷作用載重模式。整理研究結果，歸納如下：

在以之前的等效沖刷載重模式出發，成功的將土壤彈簧修正成考量樁徑以及非線性的形式。

為了驗證新的土壤彈簧假設，將土壤彈簧裝設在不同沖刷深度的試體上，再進行側推分析求得側力對樁頂變位的曲線。將此曲線和陳志豪^[32]藉由實驗得到的側力對樁頂變位的曲線做比較。可以觀察到兩者曲線大致吻合。故本研究新採用之土壤彈簧假設可描述土壤行為。

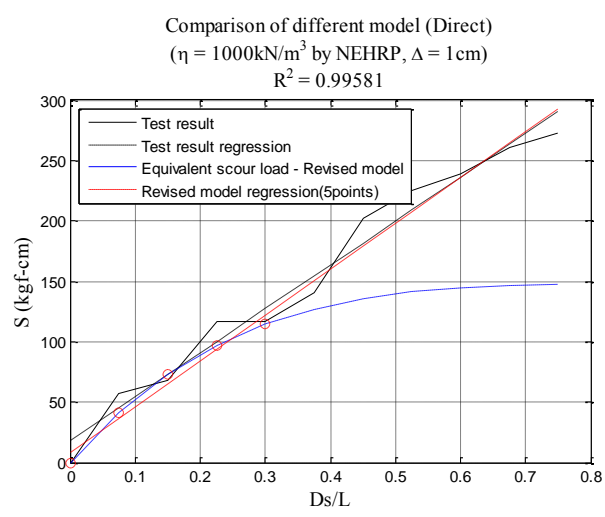


圖 3.1 修改前等效沖刷作用載重實驗值、分析值比較圖

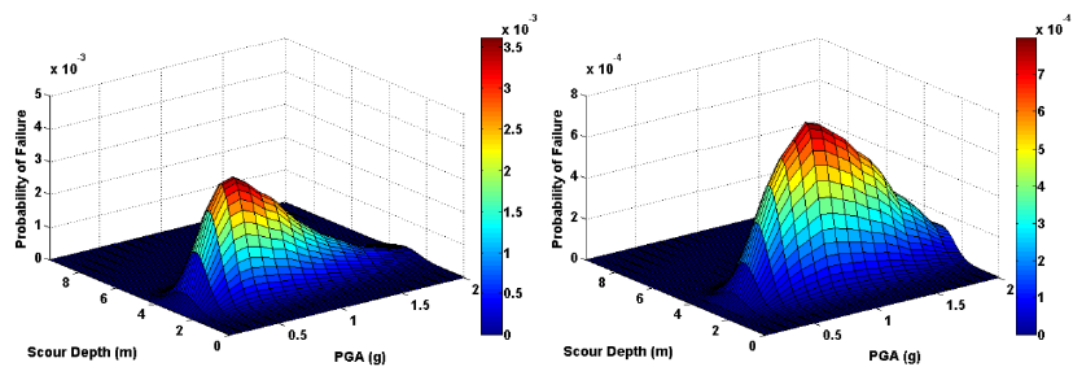


圖 3.2 橋梁破壞機率圖

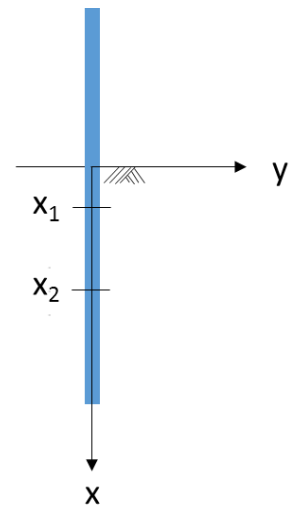


圖 3.3 土壤彈簧之方向定義

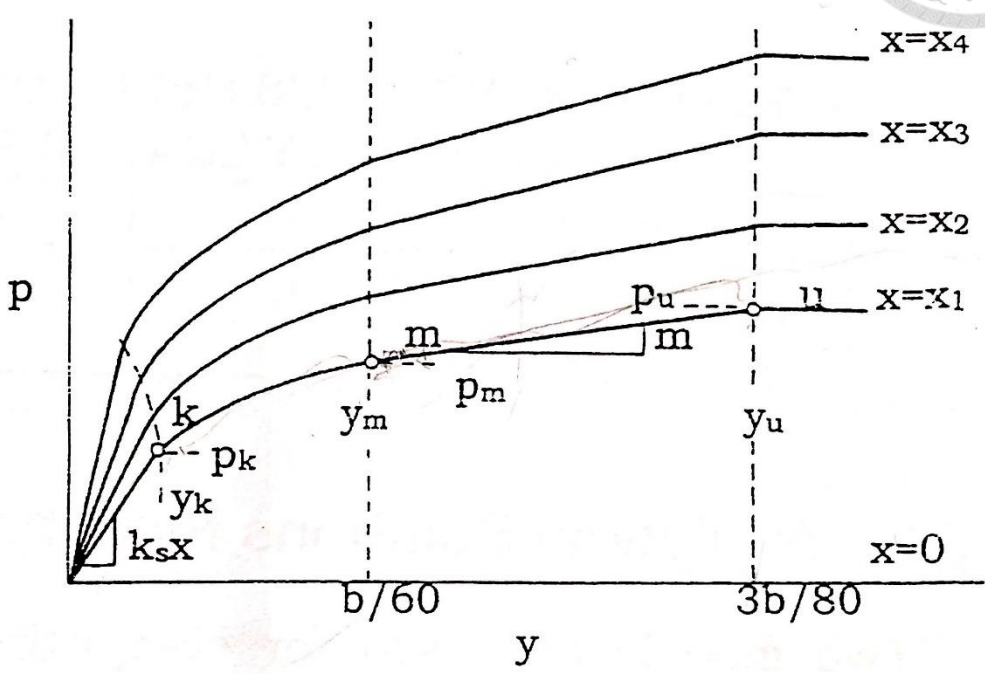


圖 3.4 Reese^[37]之土壤彈簧概圖

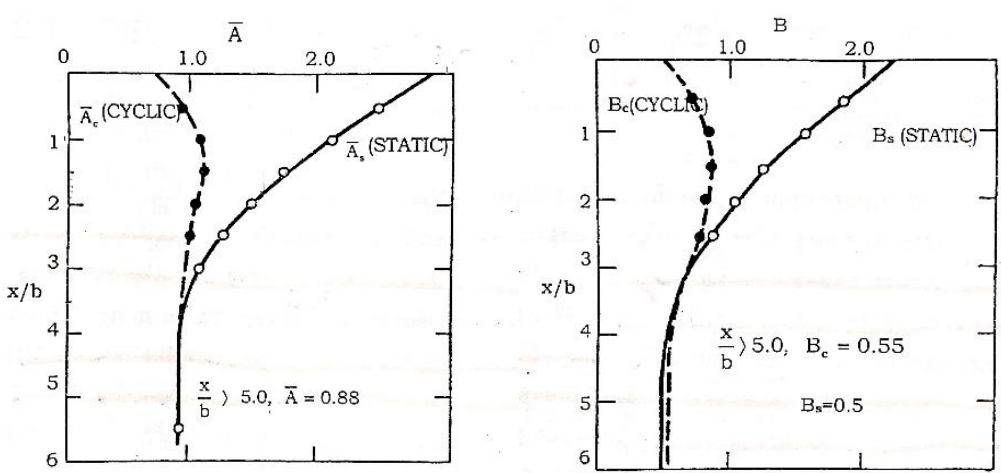


圖 3.5 Reese^[37]土壤彈簧假設之查圖法

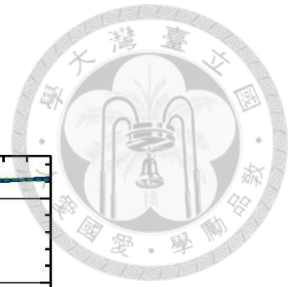
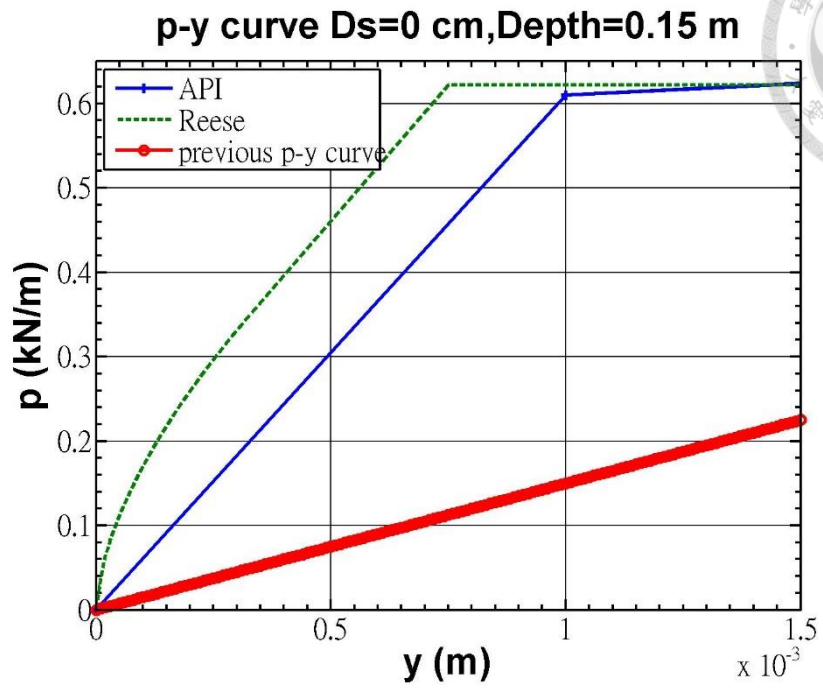


圖 3.6 Reese^[37]和陳志豪^[32]的土壤彈簧比較圖

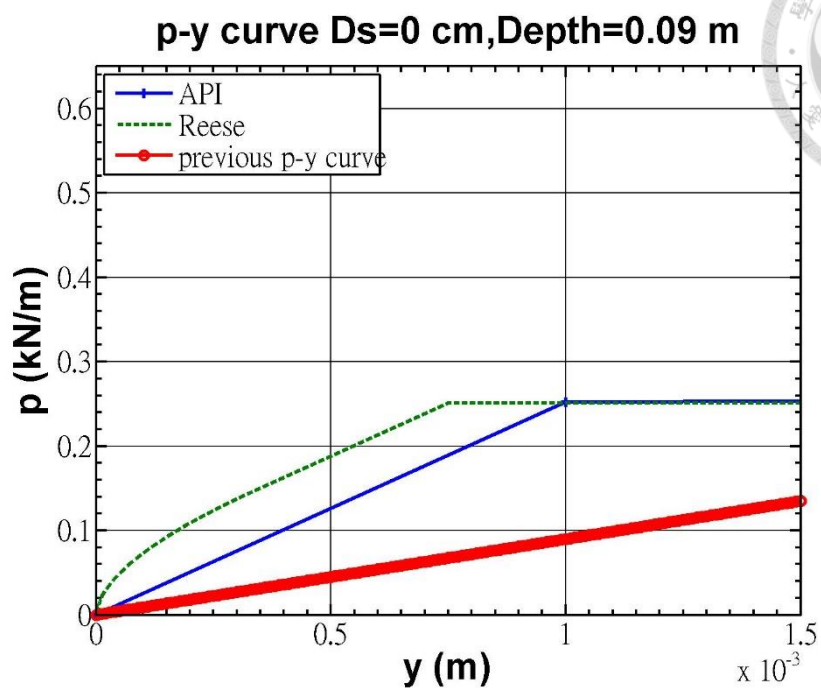
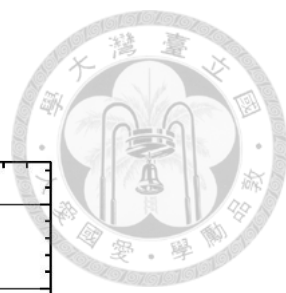


圖 3.7 Reese^[37]和陳志豪^[32]的土壤彈簧比較圖

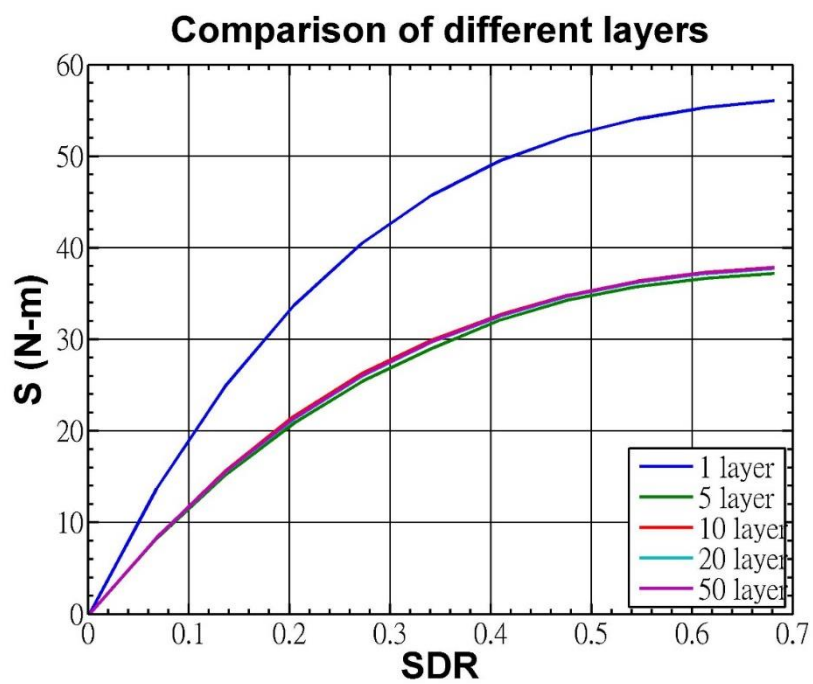
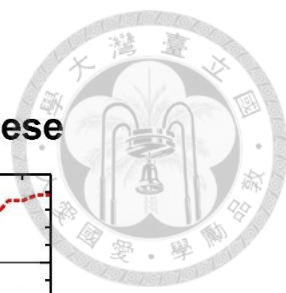


圖 3.8 土壤彈簧設置層數比較圖



Comparison of P- Δ curve $D_s=0$ cm, Reese

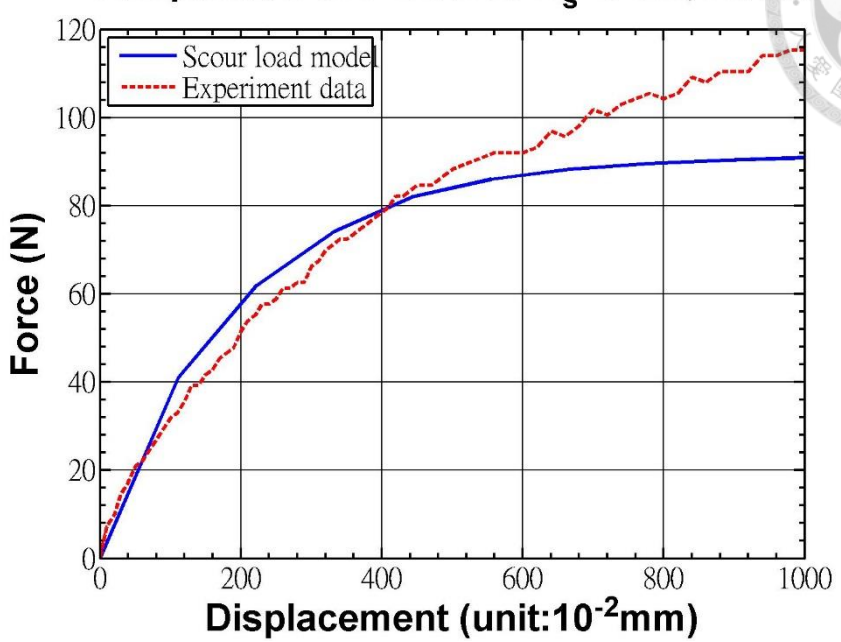


圖 3.9 沖刷深度為 0cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=3$ cm, Reese

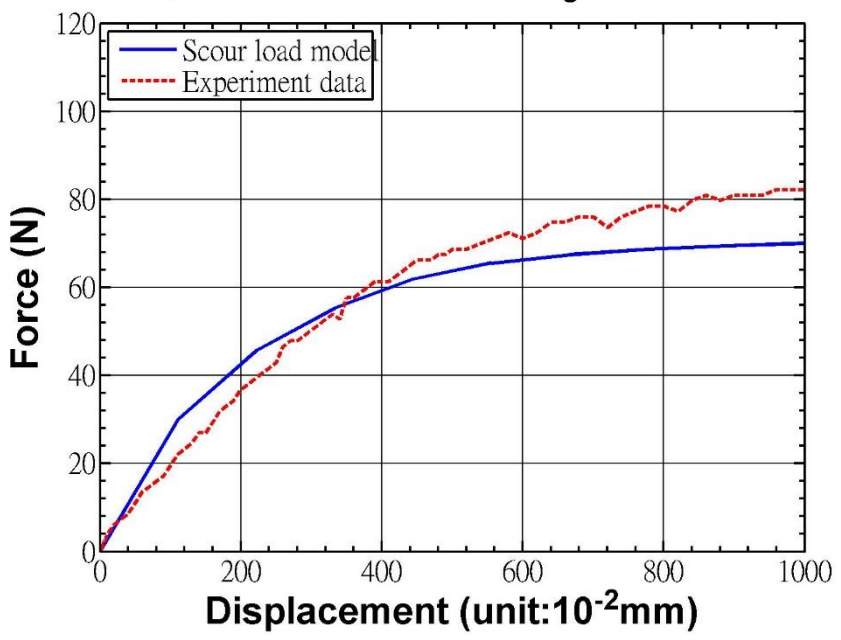
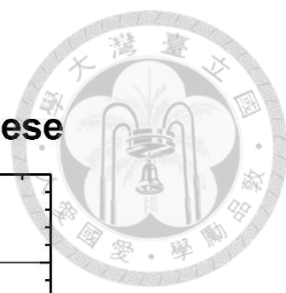


圖 3.10 沖刷深度為 3cm 之分析值、實驗值比較圖



Comparison of P- Δ curve $D_s=6$ cm, Reese

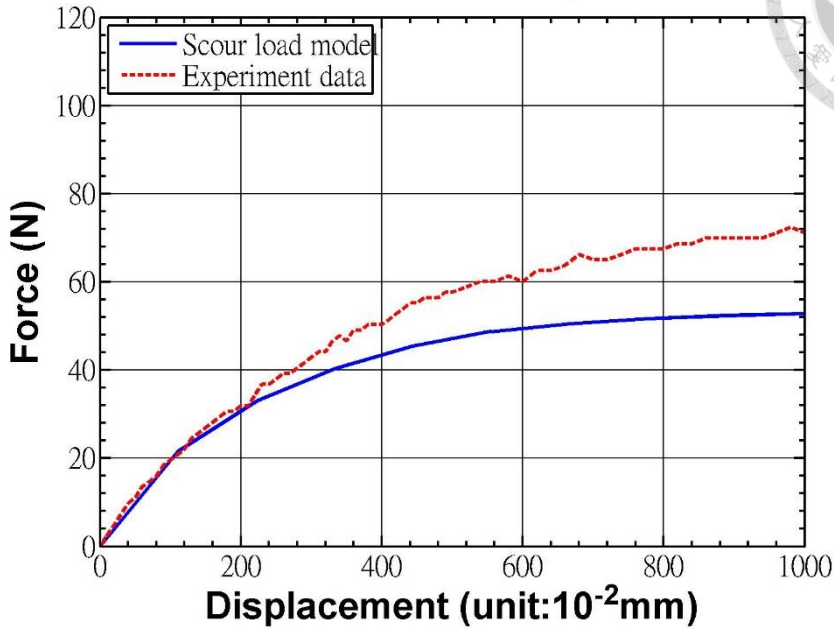


圖 3.11 沖刷深度為 6cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=9$ cm, Reese

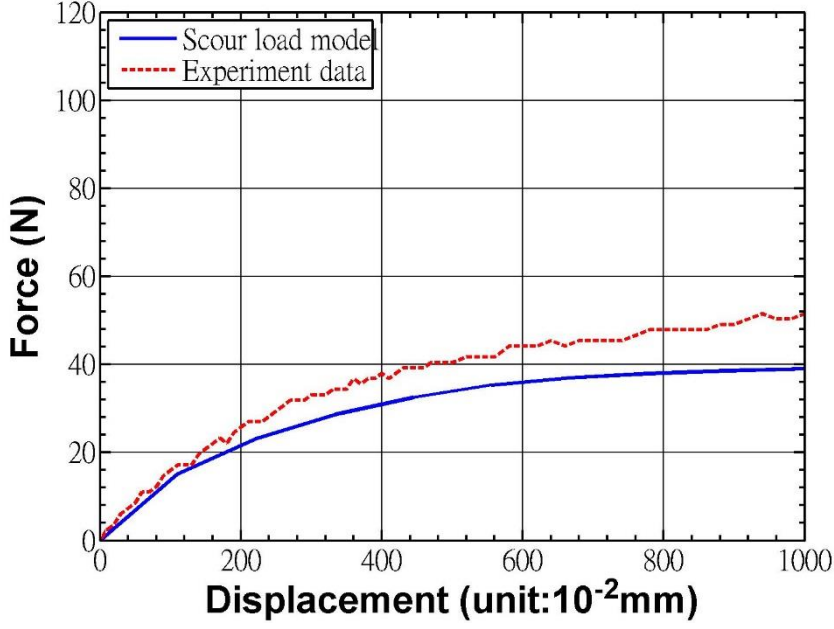


圖 3.12 沖刷深度為 9cm 之分析值、實驗值比較圖



Comparison of P- Δ curve $D_s=12$ cm, Reese

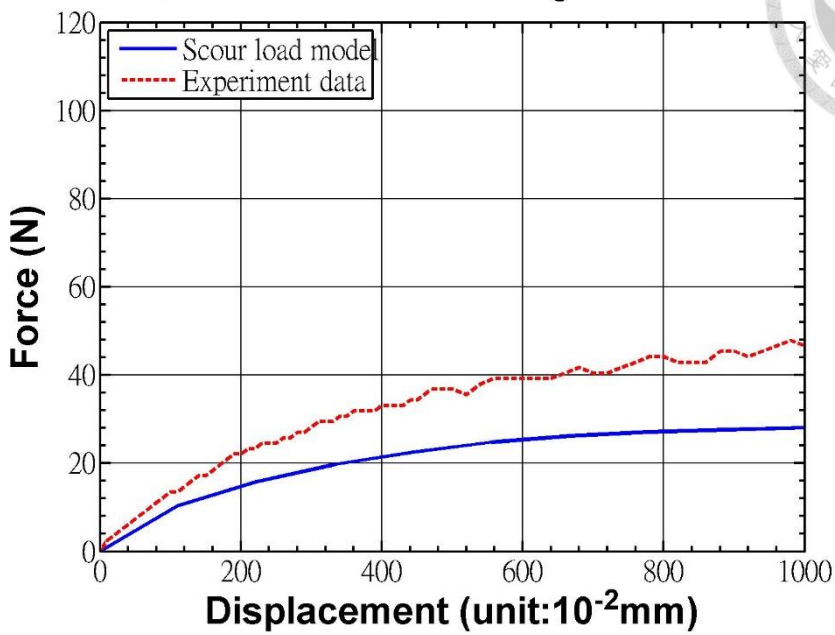


圖 3.13 沖刷深度為 12cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=15$ cm, Reese

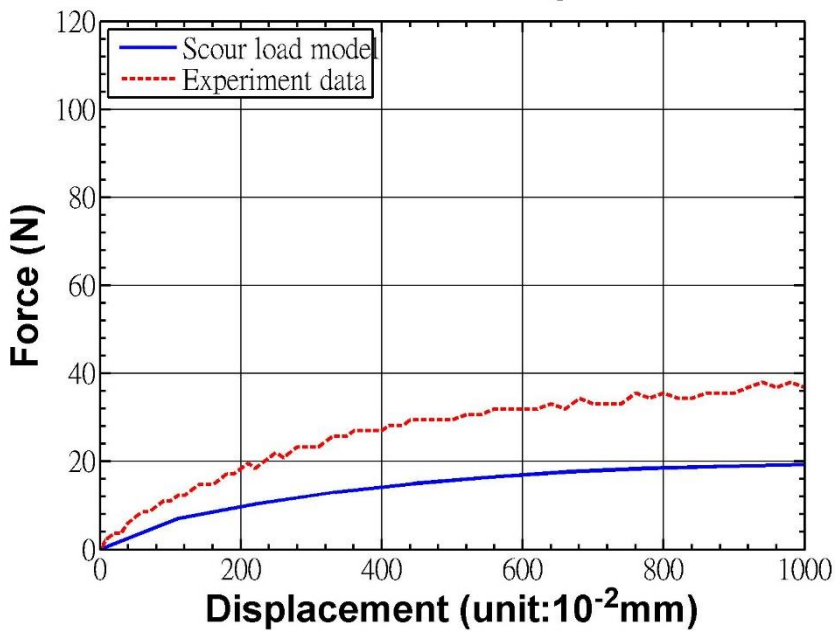


圖 3.14 沖刷深度為 15cm 之分析值、實驗值比較圖



Comparison of P- Δ curve $D_s=18$ cm, Reese

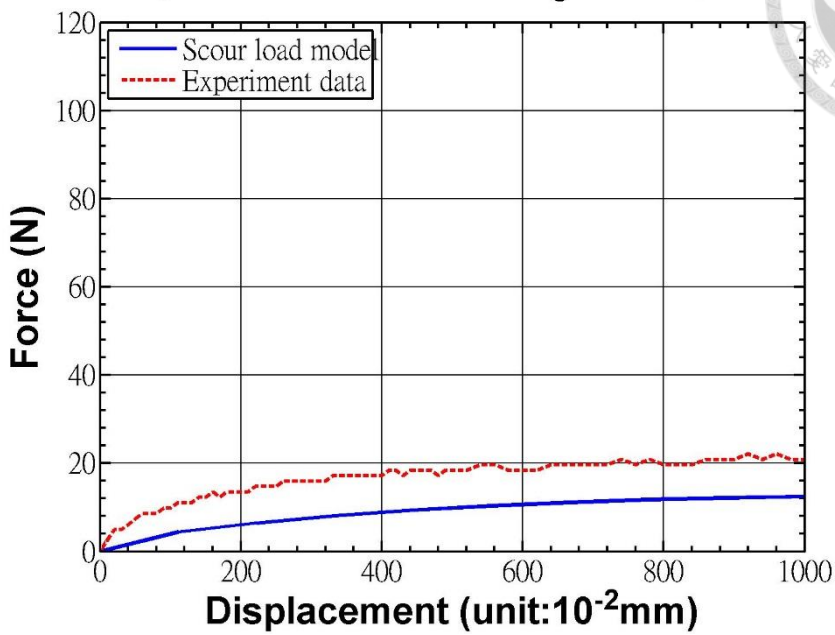


圖 3.15 沖刷深度為 18cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=21$ cm, Reese

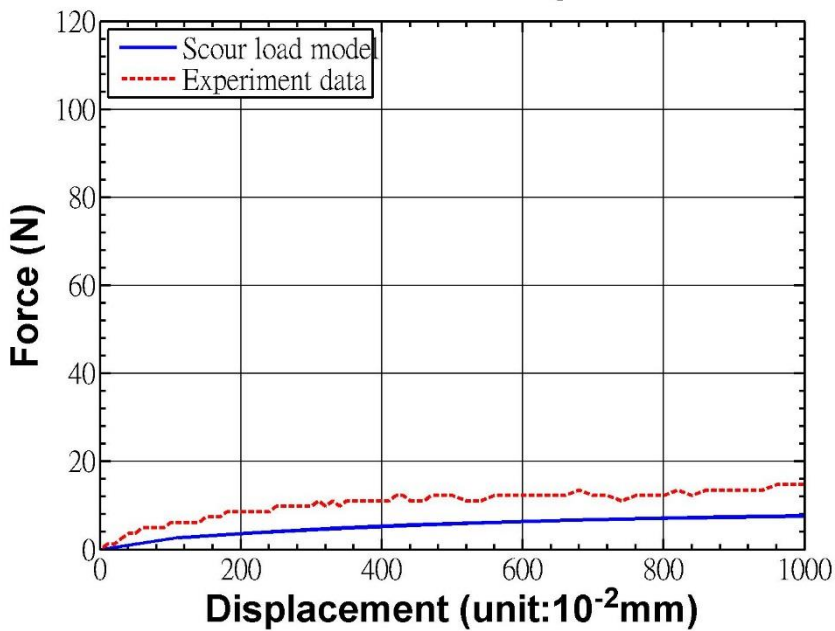


圖 3.16 沖刷深度為 21cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=24$ cm, Reese

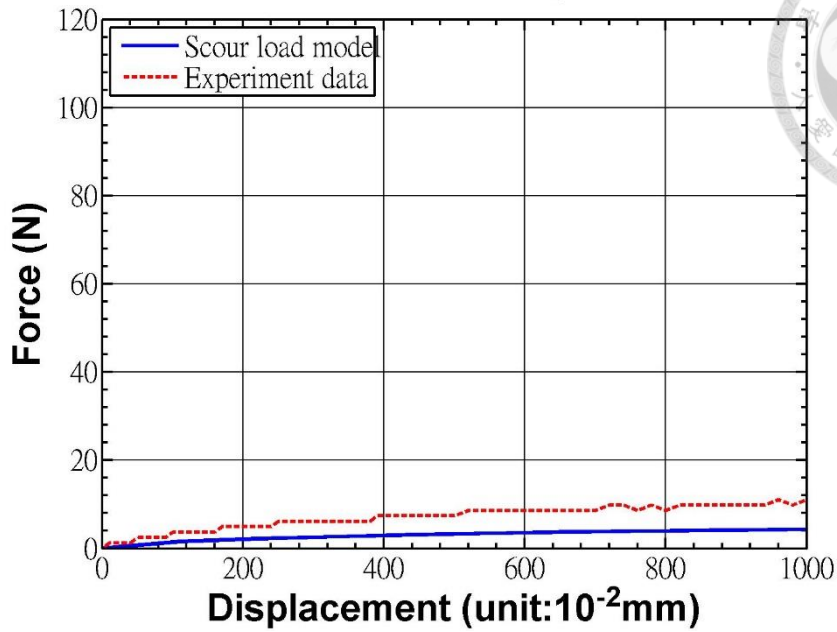


圖 3.17 沖刷深度為 24cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=27$ cm, Reese

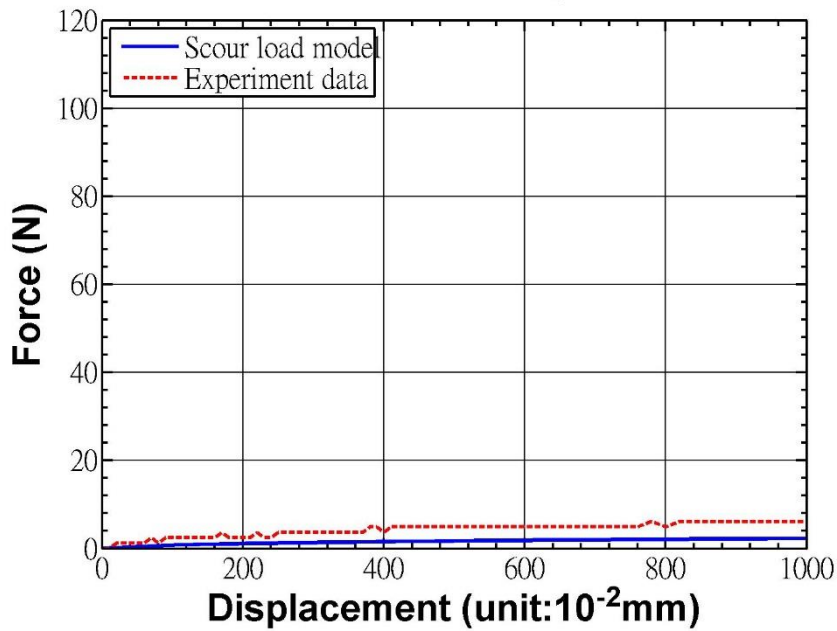


圖 3.18 沖刷深度為 27cm 之分析值、實驗值比較圖

Comparison of P- Δ curve $D_s=30$ cm, Reese

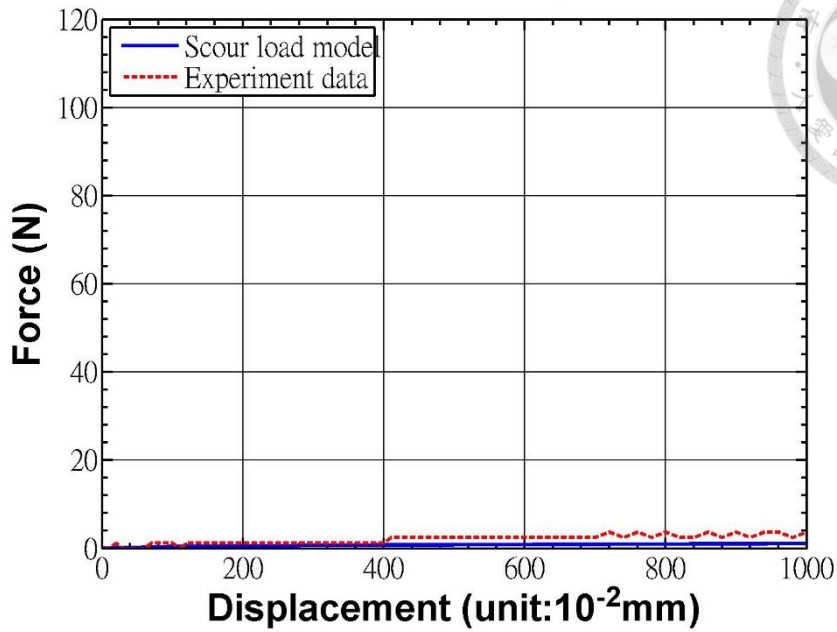


圖 3.19 沖刷深度為 30cm 之分析值、實驗值比較圖

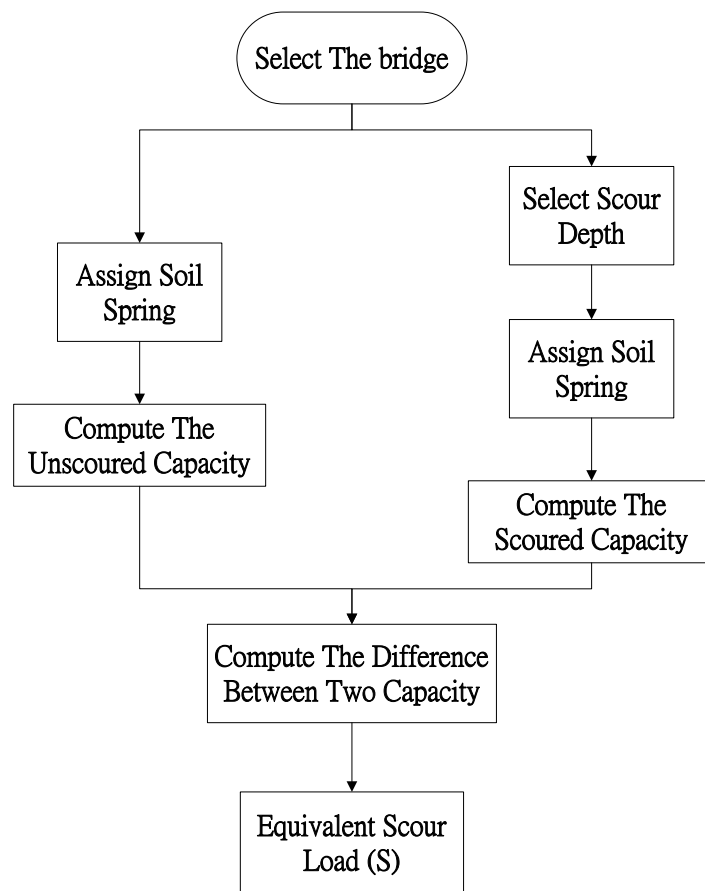
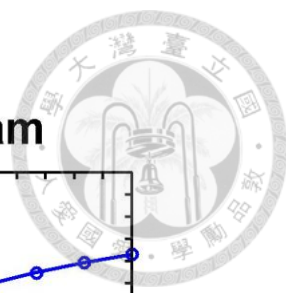


圖 3.20 等效沖刷載重推導流程圖



Equivalent Scour Load Diagram

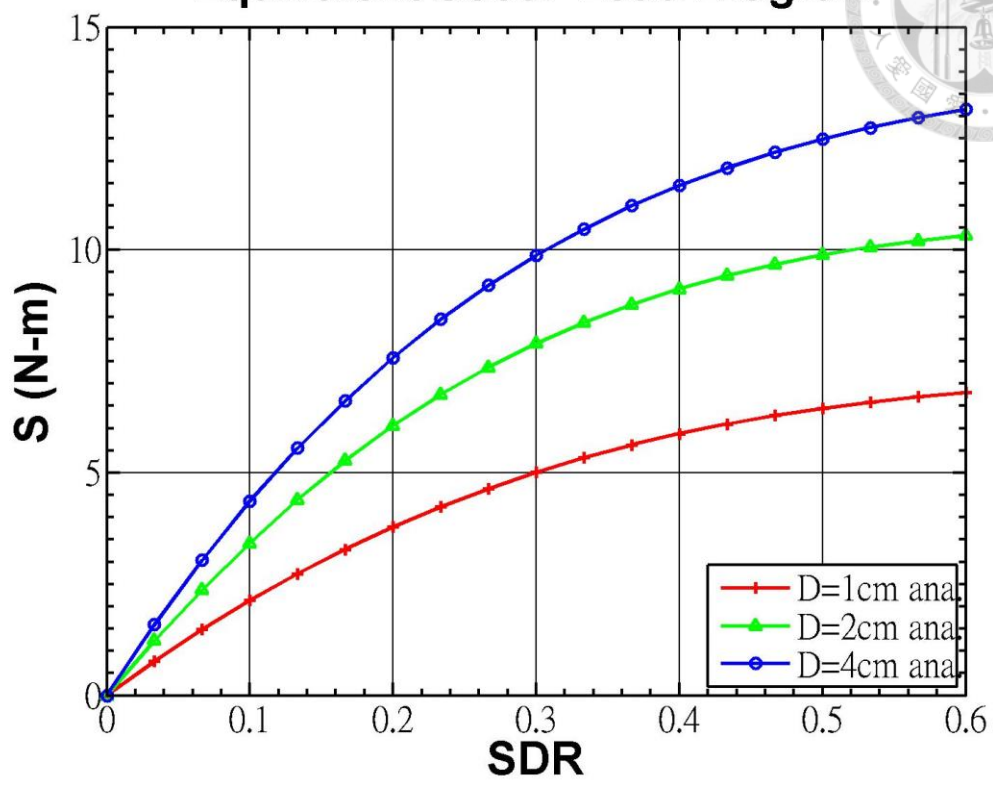


圖 3.21 不同樁徑之等效沖刷載重比較圖

第四章 縮尺橋墩之土壤側向承載力實驗



4.1. 試驗目的

由本論文第三章之結果，得到等效沖刷作用載重模式之計算值。現在將驗證等效沖刷作用載重的計算值。為此，將進行縮尺橋墩之土壤側向承載力實驗以求得等效沖刷作用載重的實驗值。接著將實驗值跟計算值做比較，以驗證目前堆導出來的等效沖刷作用載重模式，如果兩者差距太大，則再對等效沖刷作用載重進行修正。

由於本研究對於等效作用沖刷載重的定義為：橋墩受沖刷前後之承載力損失量。故進行縮尺橋墩試體之側向承載力實驗，在得到不同沖刷深度下的側向承載力曲線之後，計算其與未沖刷縮尺橋墩試體之承載力差值即為等效沖刷作用載重之實驗值。詳細計算流程如圖 3.20。

4.2. 試驗配置

在側向承載力實驗裡面的試體，考量到之後將採用實尺寸橋梁來進行算例計算，故選定濁水溪的西濱大橋來製作縮尺橋墩試體。而縮尺的比例，為了能夠觀察縮尺橋墩之力學行為以及和陳志豪^[32]所做的實驗做比較，故樁徑選定為直徑 2 公分。而上部橋墩的尺寸，則配合樁徑去做縮尺，最後則是將其縮尺為五分之一。並且為了比較不同樁徑的影響，另外製作了一公分和四公分的單樁來做替換。

配合以上需求，設計出來的縮尺橋墩試體如圖 4.2，樁長為 30cm，有三支單樁，分別為 1cm、2cm 及 4cm，橋柱高 15cm，試體總高為 45cm。以淨長與淨寬皆為 50cm 的壓克力箱作為土壤容器，壓克力箱厚度為 1cm，同時以鋁條在壓克力箱周圍加固，以防止試驗當中土壓力過大，造成壓克力箱破壞。試驗中所用砂箱如圖 4.3。

試驗所用砂土選用進口石英砂，與陳能鴻^[24]採用相同石英砂，其粒徑分佈曲線如圖 4.4。另在台灣大學土木系館之土壤力學實驗室，由規範 ASTM D3080-98

進行直接剪力試驗，以求取石英砂之摩擦角，試驗採用圓型試體，如圖 4.5 及表 4.1。共進行三組快剪試驗，荷重分別為 10kgf、20kgf 以及 40kgf，可得三組剪力變形曲線，如圖 4.6。取三組試驗中最大剪應力及其相對應荷重，如表 4.2。以最大剪應力為縱軸。正向應力為橫軸作圖後，將三個實驗值進行回歸，可得砂土之破壞包絡線(Failure Envelope)，如圖 4.7。進一步計算破壞包絡線之斜率 $m_{envelope}$ ，取其反正切函數，可得砂土摩擦角，如式(4-1)，經由計算，所得之砂土摩擦角為 28.95°。

$$\phi = \tan^{-1}(m_{envelope}) \quad (4-1)$$

為在試驗中控制相對密度 D_r (Relative Density)，由規範 ASTM D4253-93 計算最大乾密度，其結果為 1.67g/cm³，如表 4.3；由規範 ASTM D4254-91 計算最小乾密度，其結果為 1.44g/cm³，如表 4.4。試驗中控制相對密度為 50%，可利用公式(4-2)進行計算。

$$D_r = \frac{\gamma_{d,max}(\gamma_d - \gamma_{d,min})}{\gamma_d(\gamma_{d,max} - \gamma_{d,min})} \times 100\% \quad (4-2)$$

其中， γ_d 為自然砂土乾密度， $\gamma_{d,max}$ 為砂土最大乾密度， $\gamma_{d,min}$ 為砂土最小乾密度。由公式(4-2)可計算出，當相對密度為 50%時，其自然砂土乾密度為 1.55 g/cm³ (1.55 ton/m³)。

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \quad (4-3)$$

為計算不同沖刷深度及不同樁徑下之承载力折減量，進行 4 組不同埋置深度之試驗，加上共有三種樁徑皆需進行試驗，故共有 12 組側推試驗，以計算不同沖刷深度及不同樁徑下之基礎承载力。初始埋置深度為 30cm，設計沖刷深度為 0cm 至 15cm，每 5cm 為一間隔。試驗時先將砂土分為 3 層夯實以確保整體土層密度，首層高為 6.5cm，第二及第三層高為 20cm，由公式(4-3)計算體積與砂重以

控制相對密度，可得到第一層所需砂土重量為 25.1875kgf，第二及第三層所需砂土重量為 77.5kgf。首組試驗總高度為 46.5cm，於樁基礎下方預留 6.5cm 厚之砂土。

試驗進行時，以千分儀(Dial Gauge)量測樁基礎試體頂部之側向位移量，並利用位移式載重施加裝置，以手動旋轉方式推動試體，並以荷重計(Load Cell)量測反力，如圖 4.8。記錄樁基礎之受力及位移後，挖去 5cm 砂土，進行下一組試驗，利用公式(4-3)可計算出每組之間所需移除砂重為 19.375kgf。反覆操作至 12 組試驗皆完成。組數配置及所需砂土量如表 4.5。

4.3. 試驗結果

側向承载力實驗總共有 12 組試驗結果，結果如圖 4.9、圖 4.14、圖 4.19。由於土壤性質之控制不易，且荷重計之顯示單位為 0.125kgf，其精度並不大，故試驗結果之曲線呈現鋸齒狀，另外由於千分儀之限制，各組試驗之最大側位移量為 10mm。因此，利用平滑化後曲線進行後續分析，平滑化後之結果如圖 4.10、圖 4.15、圖 4.20。

由於理論公式當中，不穩定性破壞之等效沖刷作用載重為一彎矩形式，故將各組試驗結果之承载力，乘以其到旋轉點之距離，旋轉點之位置，根據陳志豪研究中^[32]之定義為由樁底起算四分之一埋置深度。將試驗各組之承载力轉換為彎矩之形式，如公式(4-4)。

$$M = R \times [H - 0.25 \times H_s] \quad (4-4)$$

利用沖刷深度為 0cm 時的承载力與其他各組試驗數據相減，可得到不同沖刷深度下，彎矩損失量與側向位移之關係，如圖 4.12、圖 4.17、圖 4.22。為了比較等效沖刷作用載重公式與實驗值之差異性，故選定側向位移於 2mm 至 10mm，每隔 2mm 為一間隔，共計五個側向位移之下，計算不同沖刷深度下之承载力損失量；另外將沖刷深度除以初始埋置深度 H_0 以將沖刷項無因次化，得到沖刷深

度比 SDR，繪製承载力損失量與冲刷深度比之關係，如圖 4.13、圖 4.18、圖 4.23。

4.4. 小結

為探討文獻中等效冲刷載重公式之適用性，本研究以一側向承载試驗進行驗證。試驗中利用縮尺單樁基礎模型，以改變覆土深度方式模擬不同冲刷深度，得到 12 組樁頂側力與側向位移之關係曲線。由側力與側向位移之關係，可計算出不同冲刷深度及不同樁徑與承载力損失量之關係。於後續章節中，將應用本章之結果進行等效冲刷載重公式之討論。

而目前之試體所使用之樁徑為 1 公分、2 公分及 4 公分。以縮尺模型而言仍為偏小之樁徑。故在後續之研究上，如要進行相同流程之靜力側推實驗，則可進一步將樁直徑放大來進行實驗。

為了進一步比較等效冲刷作用載重，也就是承载力變化量占總承载力的比例，將承载力變化量除以總承载力製圖，結果如圖 4.25、圖 4.26 及圖 4.27。由這三張發現，不管是對哪一種樁徑而言冲刷深度達 15 公分時之損失量皆達約 90%。而冲刷深度為 10 公分時則約為 75%，最後是冲刷深度達 5 公分時約為 45%。從結果可以知道當冲刷深度比達到 0.5 時損失的總承载力已居原本的 90%。



表 4.1 直接剪力試驗資料

量測項目	量測結果
試體直徑	6.35cm
試體原始高度	3.25cm
試體修正高度	3.20cm
試體體積	101.34cm ³
砂土重	144.20gm
衡器常數	0.3156kgf/div

表 4.2 直接剪力試驗結果

試驗次數	1	2	3
正向應力(kgf/cm ²)	0.316	0.632	1.263
最大剪應力(kgf/cm ²)	0.327	0.507	0.852

表 4.3 砂土最大乾密度試驗

試驗次數	1
試模重(g)	5285.5
試模內徑(cm)	15.20
試模內高(cm)	15.47
超載重基板重(g)	1746
超載重基板厚(cm)	1.27
震動持續時間(min)	8
試模頂至模內基板頂深度(cm)	0.89
試模內土樣高(cm)	13.32
試模內體積(cm ³)	2417.03
試模重+乾土重+基板重(g)	11069.4
乾土重(g)	4037.60
$\gamma_{d,max} = \frac{W_s}{V}$ (g/cm ³)	1.67

表 4.4 砂土最小乾密度試驗

試驗次數	1	2	3
試模重(g)	5285.5		
試模內徑(cm)	15.20	15.20	15.20
試模內高(cm)	15.47	15.47	15.47
試模體積(cm ³)	2808.20	2808.20	2808.20
試模+乾鬆砂重(g)	9291.50	9334.10	9323.30
乾鬆砂重(g)	4005.70	4048.30	4037.50
$\gamma_{d,\min} = \frac{W_s}{V} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.43	1.43	1.43
$\gamma_{d,\min} = \frac{(\gamma_{d1} + \gamma_{d2})}{2}$	1.44		
誤差 $\frac{(\gamma_{d1} + \gamma_{d2})}{\gamma_{d1}} \leq 1\%$	0.6%		

表 4.5 側向承載力試驗配置

組數	沖刷深度(cm)	埋置深度(cm)	所需砂土重(kgf)
1	0	46.5	180.1875
2	5	41.5	160.8125
3	10	36.5	141.4375
4	15	31.5	122.0625

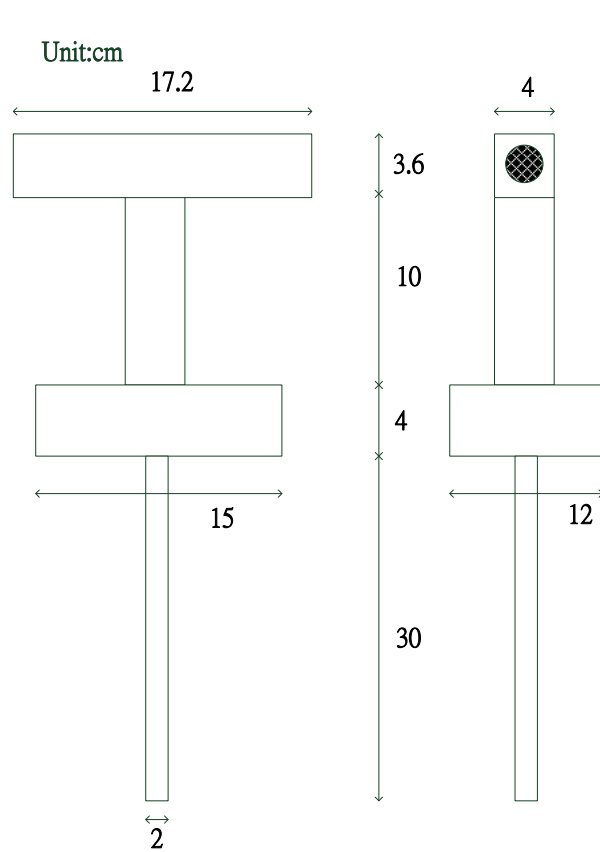


圖 4.1 縮尺橋墩試體設計圖

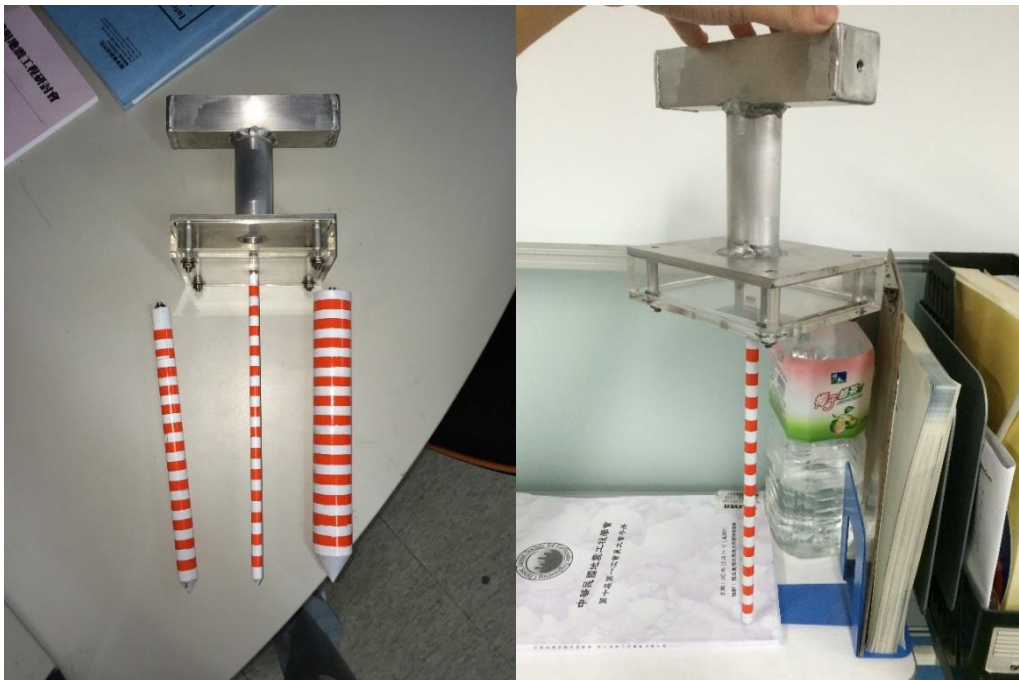


圖 4.2 縮尺橋墩試體圖

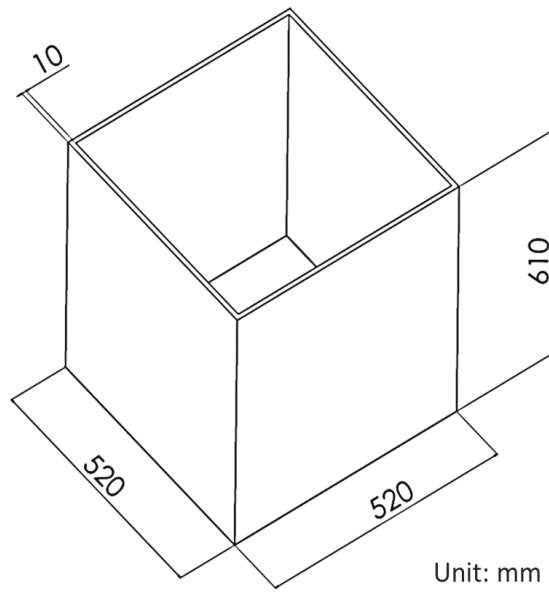


圖 4.3 (a) 壓克力箱設計圖 (b) 壓克力箱

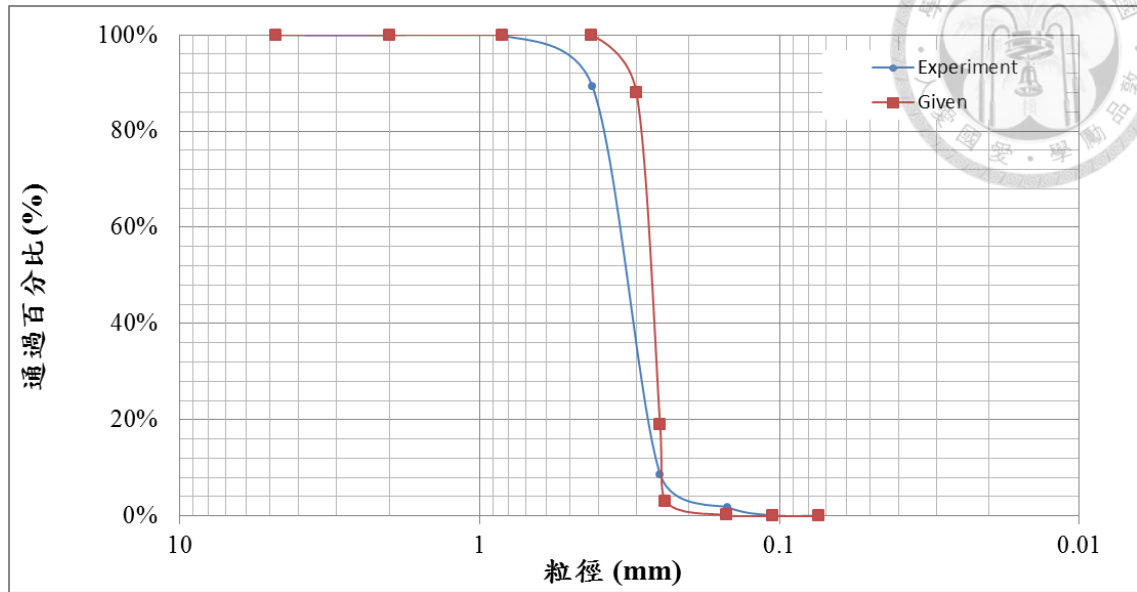


圖 4.4 砂土粒徑分佈曲線



圖 4.5 (a)直接剪力試驗儀 (b)圓形試驗盒

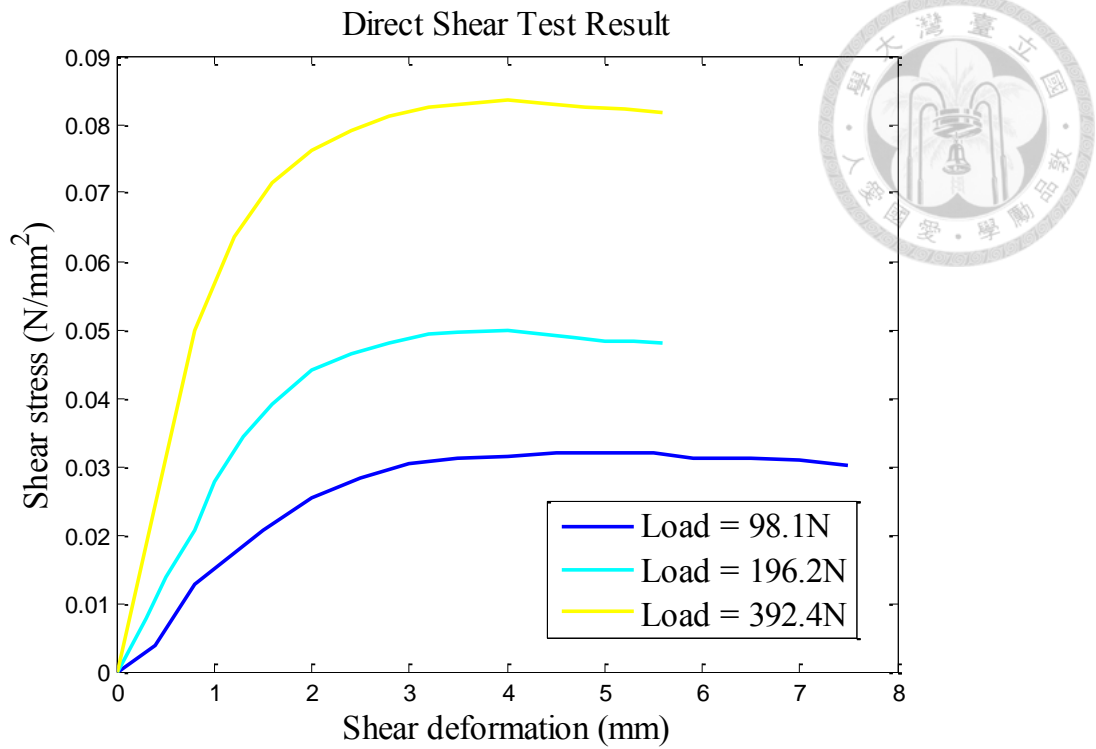


圖 4.6 直接剪力試驗結果

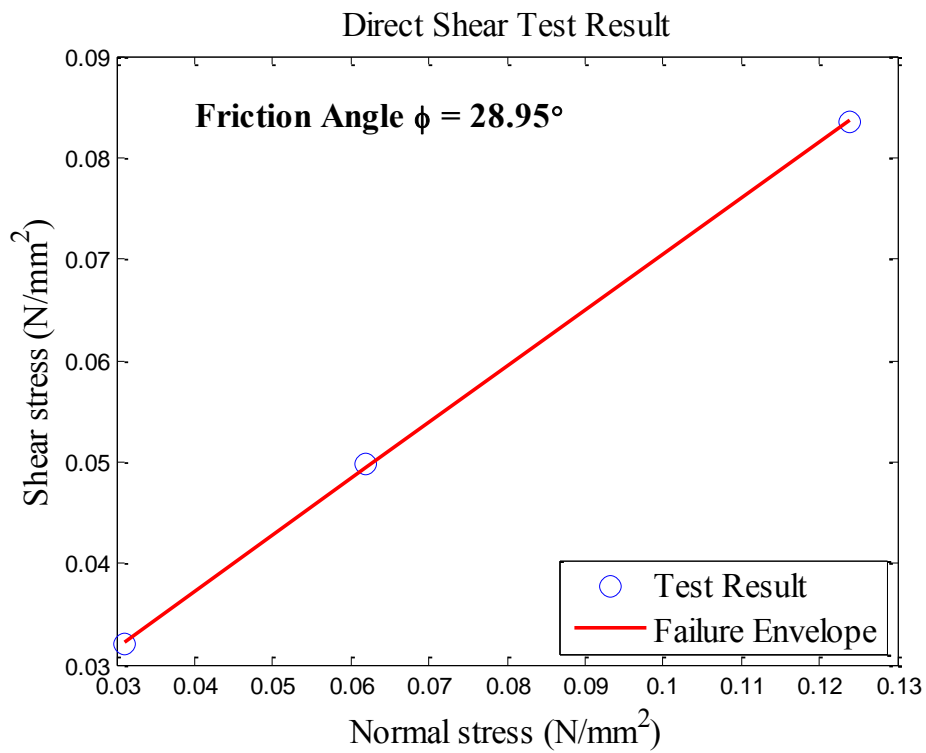


圖 4.7 計算砂土摩擦角

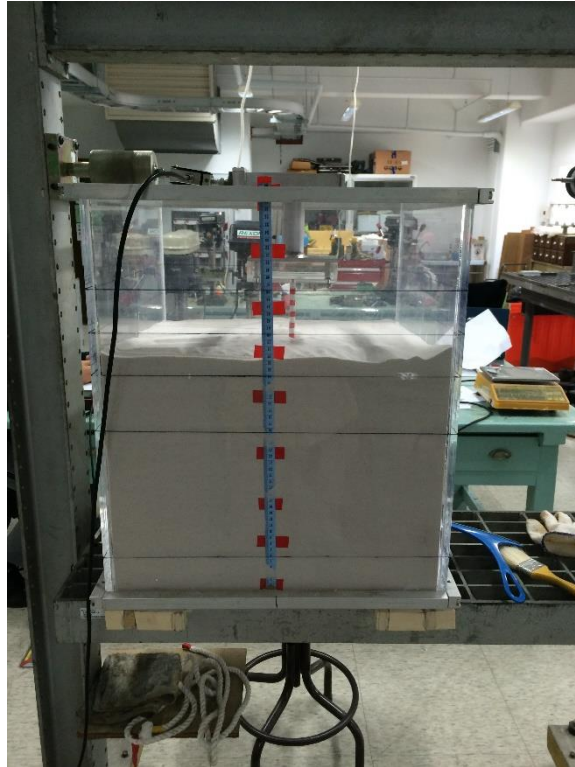


圖 4.8 靜力側推實驗配置圖

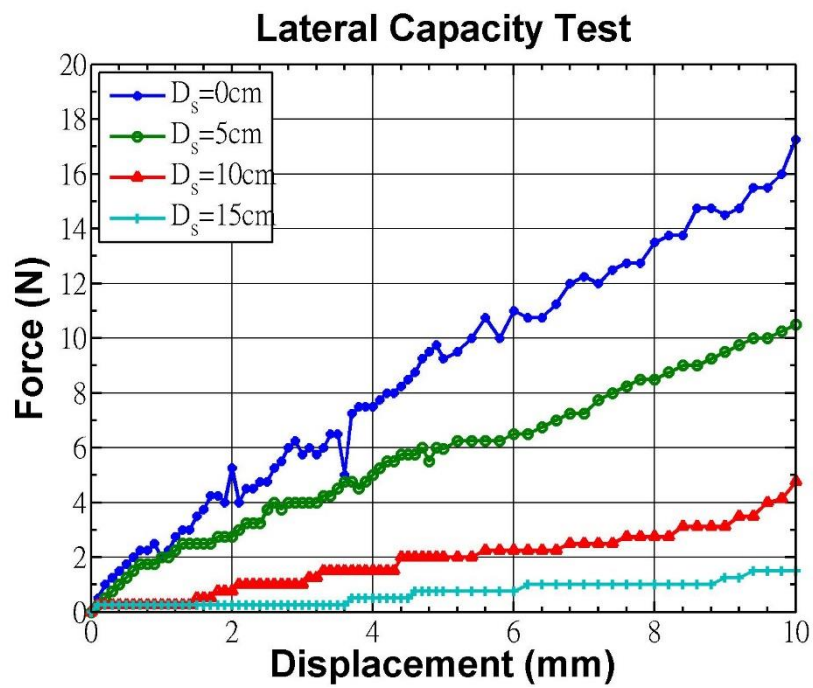


圖 4.9 樁直徑 1 cm 之側力-變位原始圖

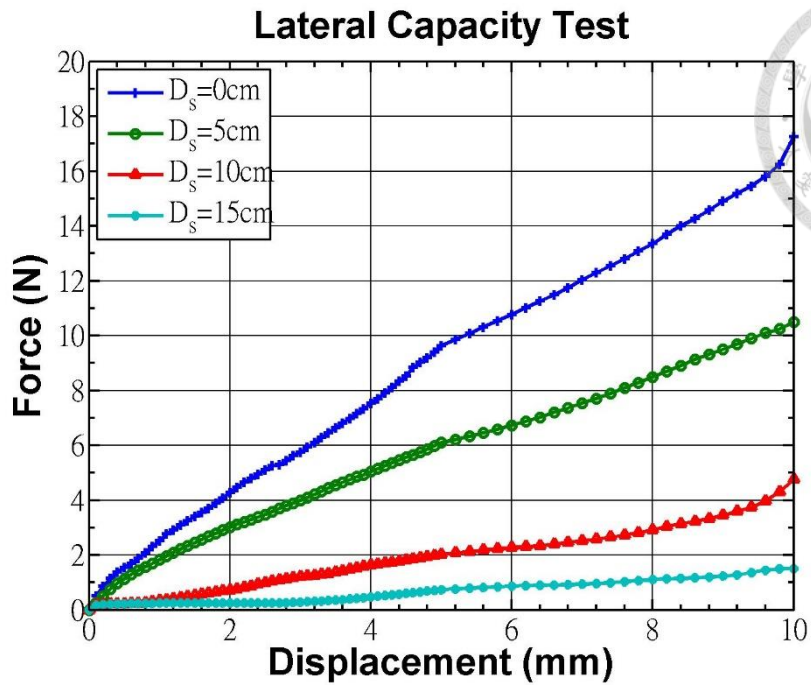


圖 4.10 樁直徑 1 cm 之側力-變位圖

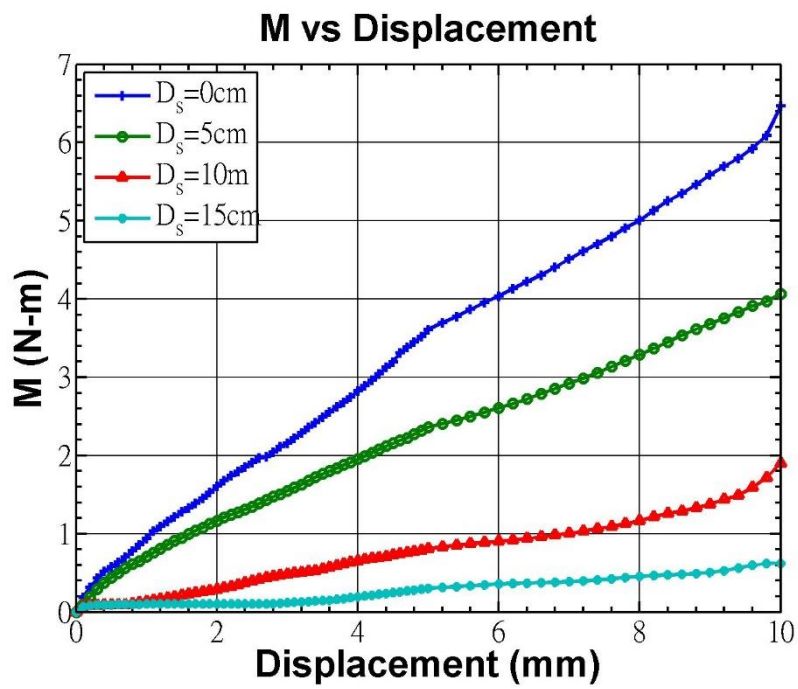


圖 4.11 樁直徑 1 cm 之彎矩-變位圖

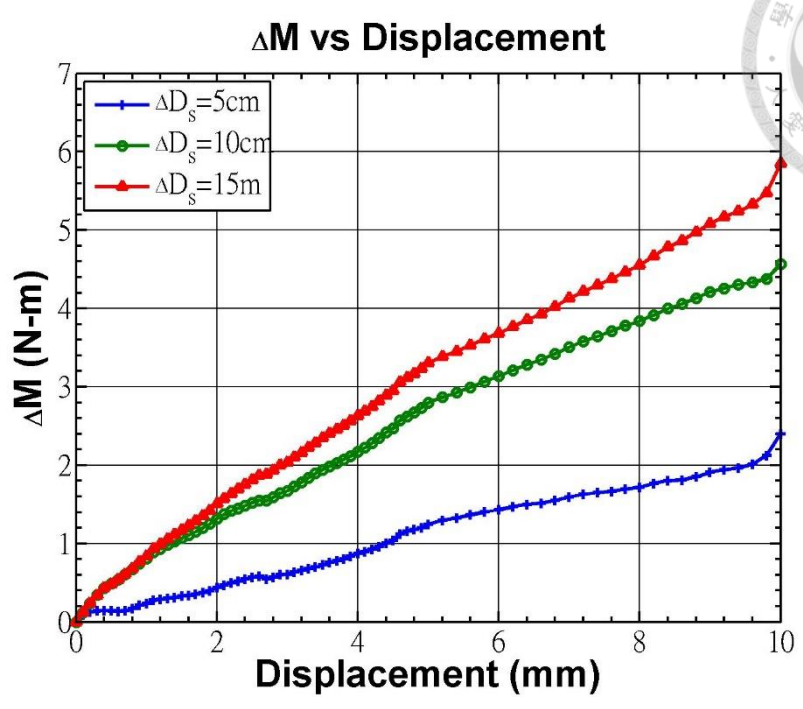
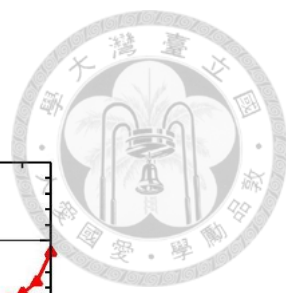


圖 4.12 樁直徑 1cm 之彎矩變化量-變位圖

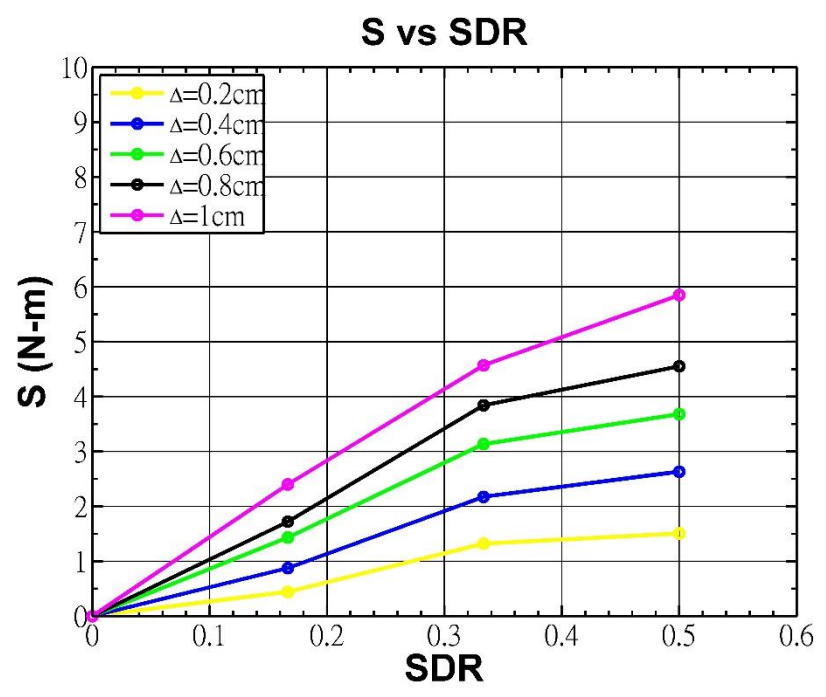


圖 4.13 樁直徑 1cm 之 S-SDR 圖

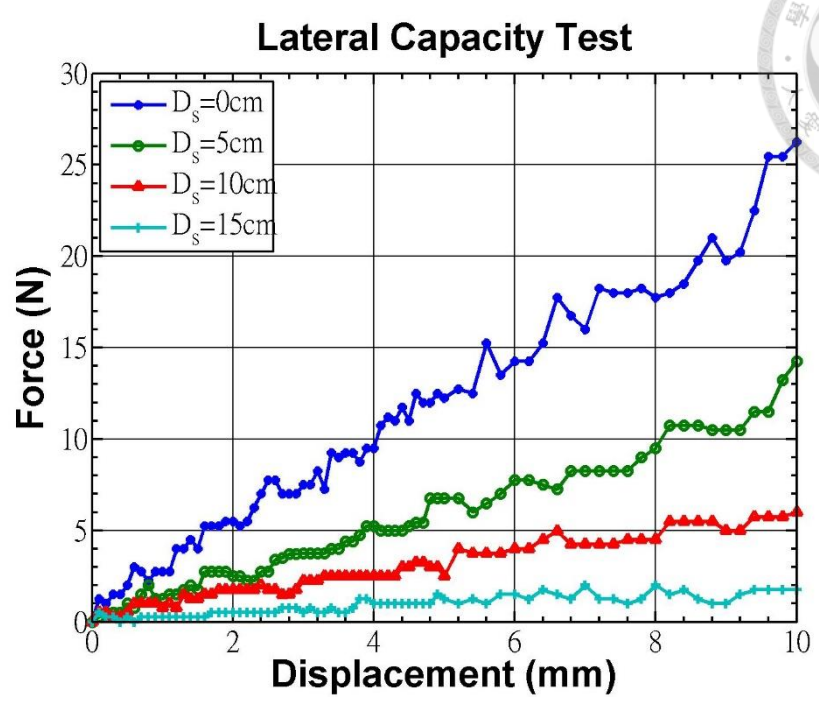
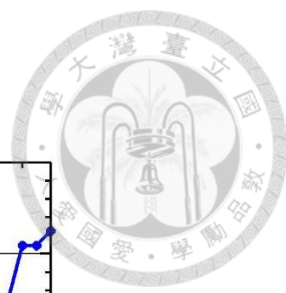


圖 4.14 樁直徑 2 cm 之側力-變位原始圖

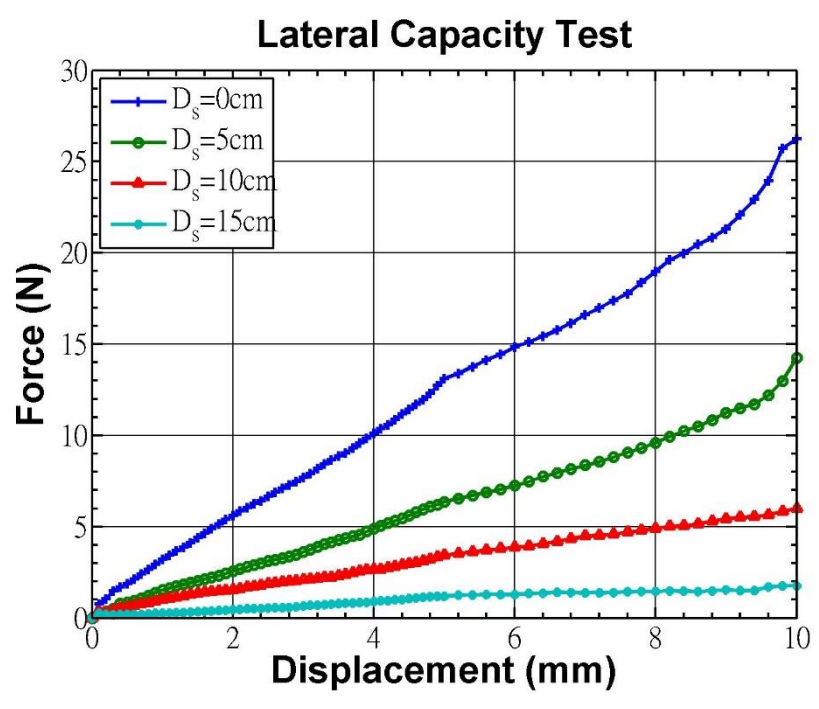


圖 4.15 樁直徑 2 cm 之側力-變位圖

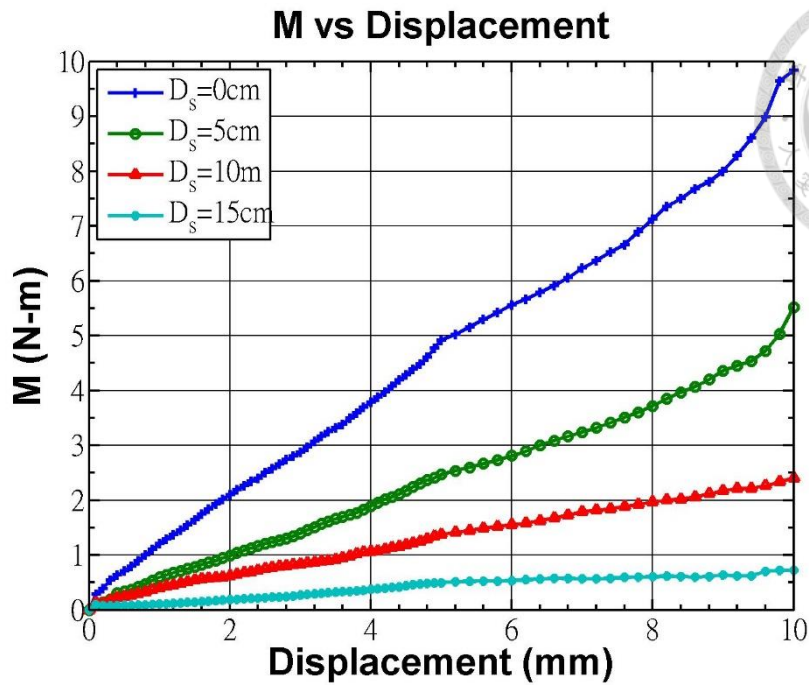


圖 4.16 樁直徑 2 cm 之彎矩-變位圖

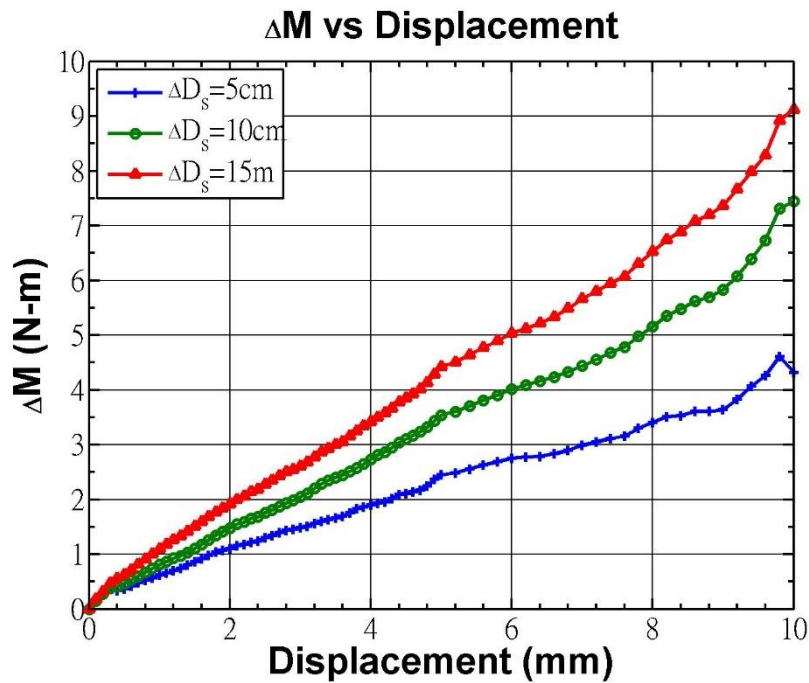


圖 4.17 樁直徑 2 cm 之彎矩變化量-變位圖

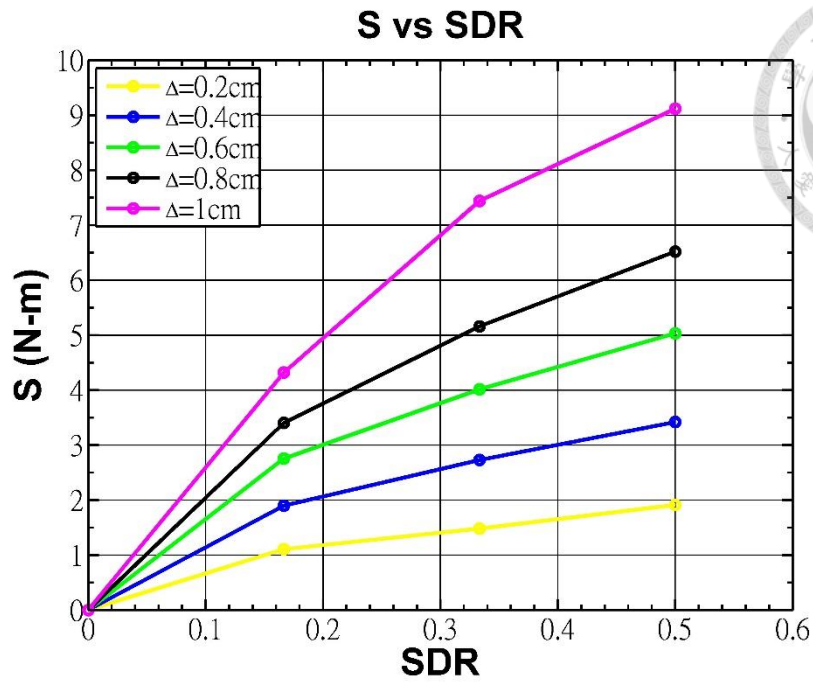


圖 4.18 樁直徑 2cm 之 S-SDR 圖

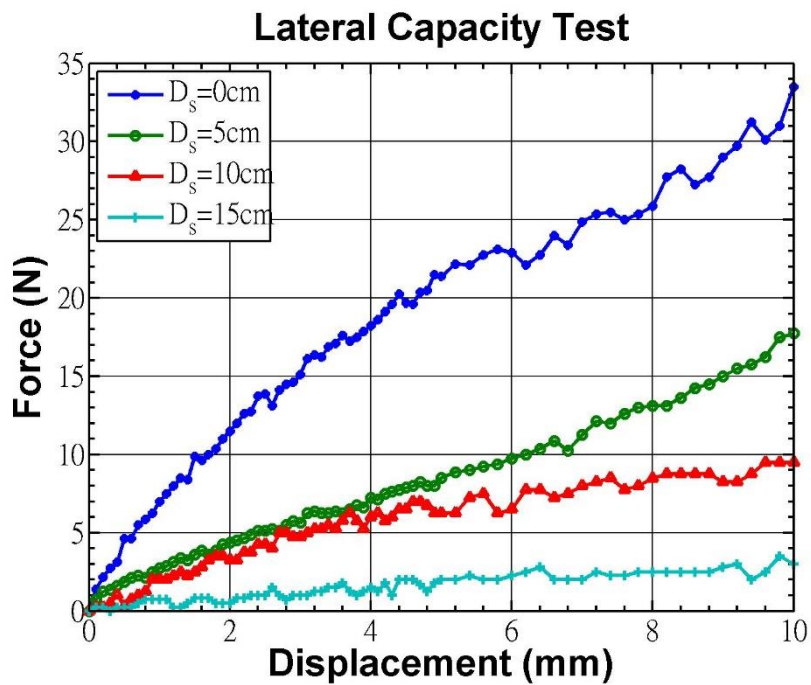


圖 4.19 樁直徑 4cm 之側力-變位原始圖

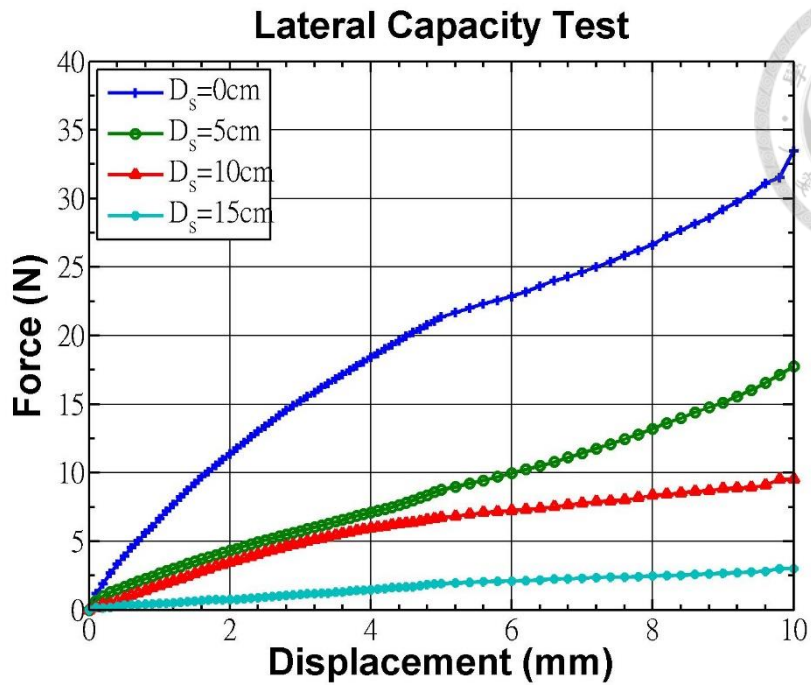


圖 4.20 樁直徑 4cm 之側力-變位圖

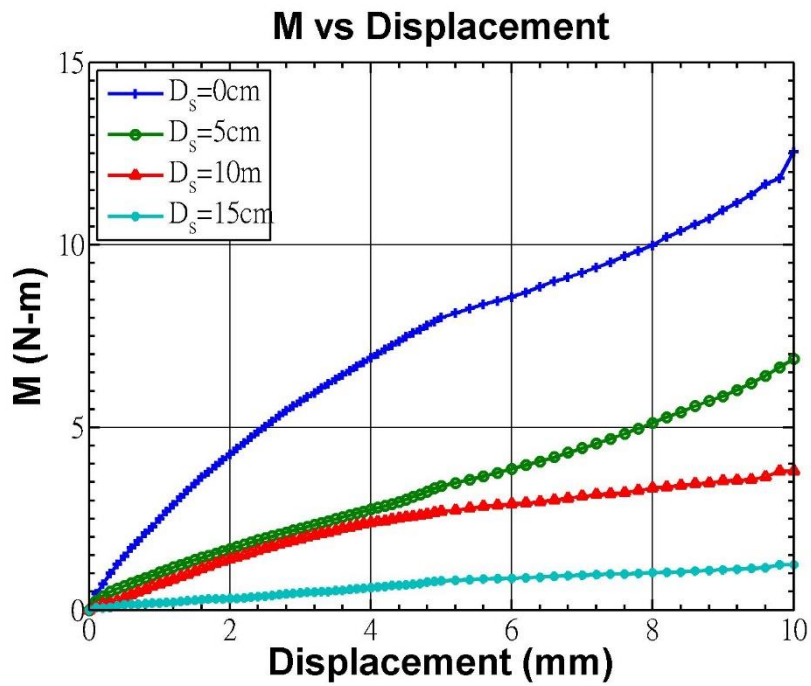


圖 4.21 樁直徑 4cm 之彎矩-變位圖

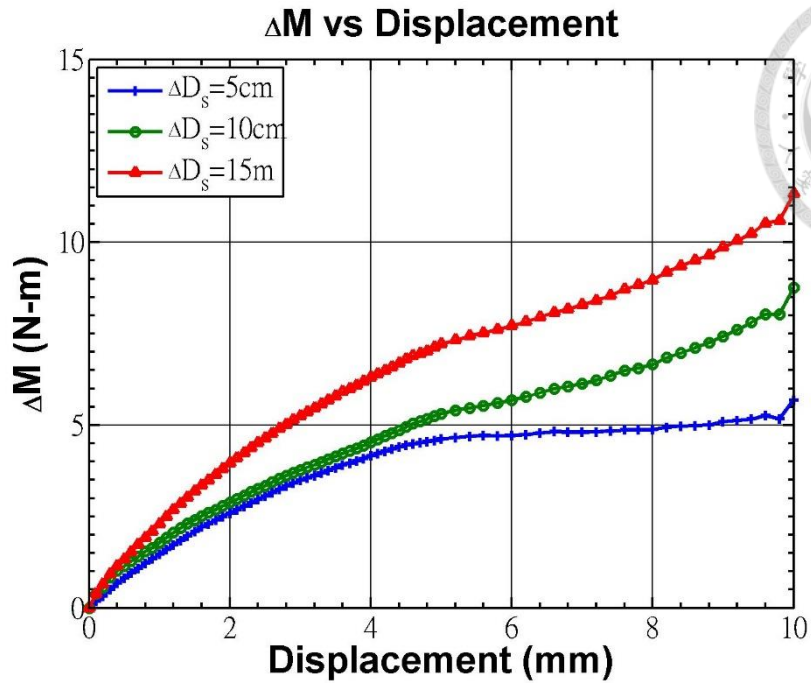


圖 4.22 樁直徑 4cm 之彎矩變化量-變位圖

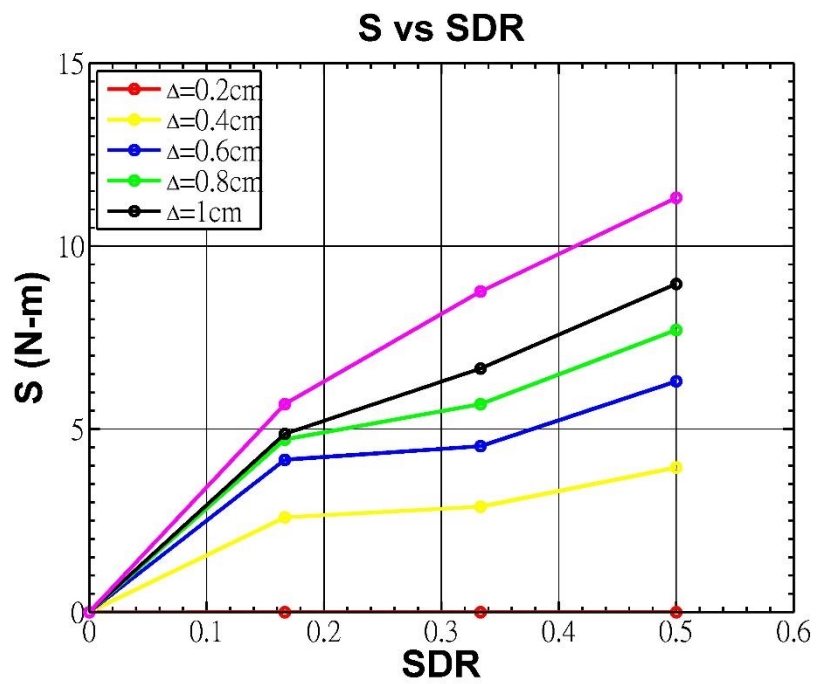


圖 4.23 樁直徑 4cm 之 S-SDR 圖

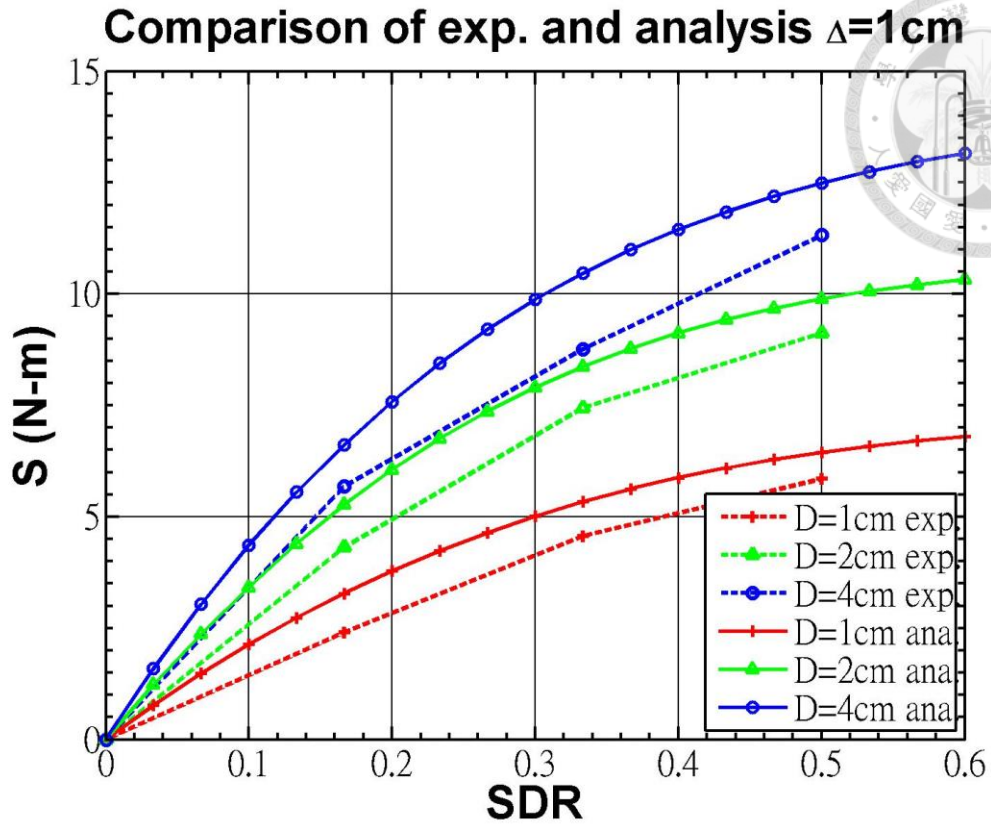


圖 4.24 等效沖刷載重分析結果及實驗結果比較圖

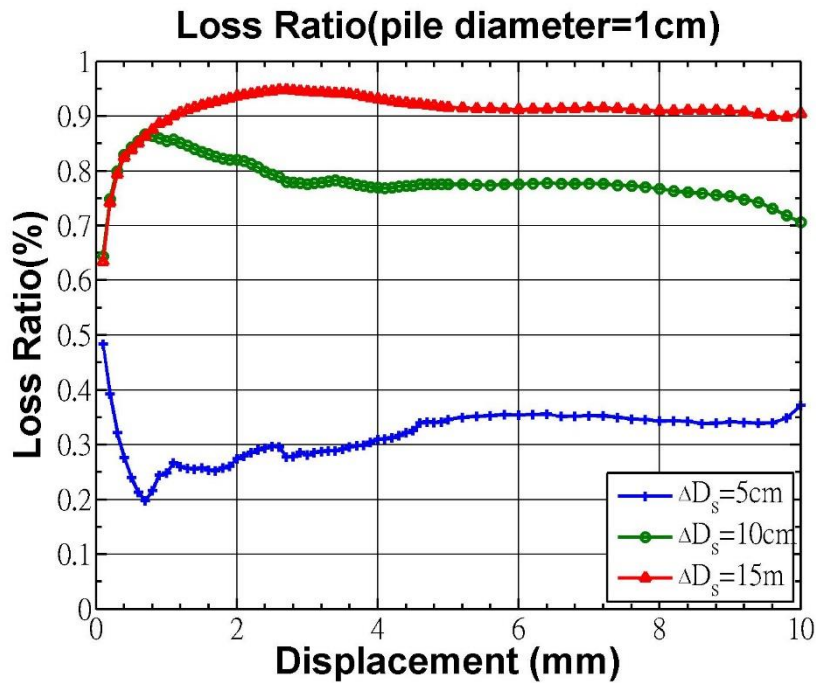


圖 4.25 樁直徑 1cm 之彎矩損失量-變位圖

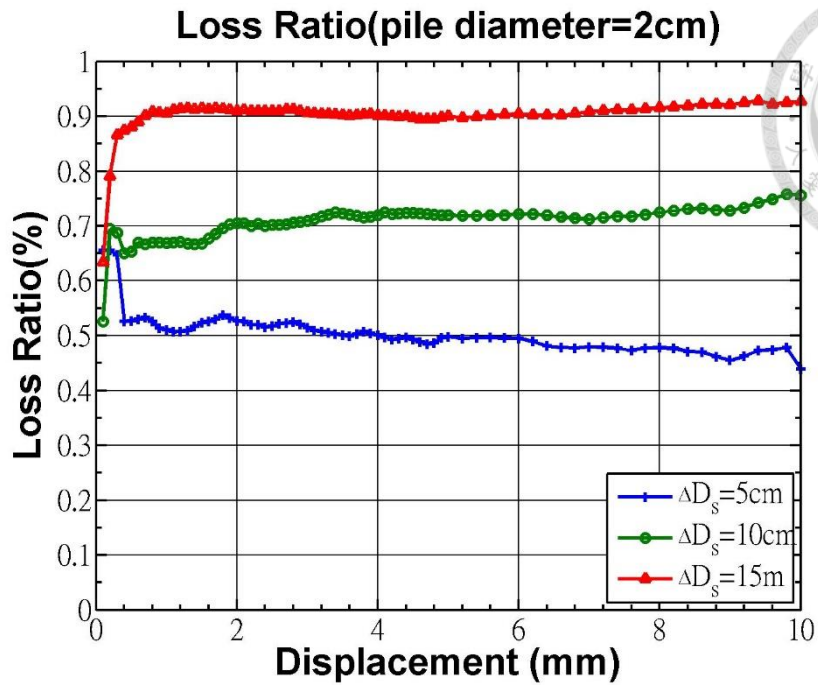


圖 4.26 樁直徑 2cm 之彎矩損失量-變位圖

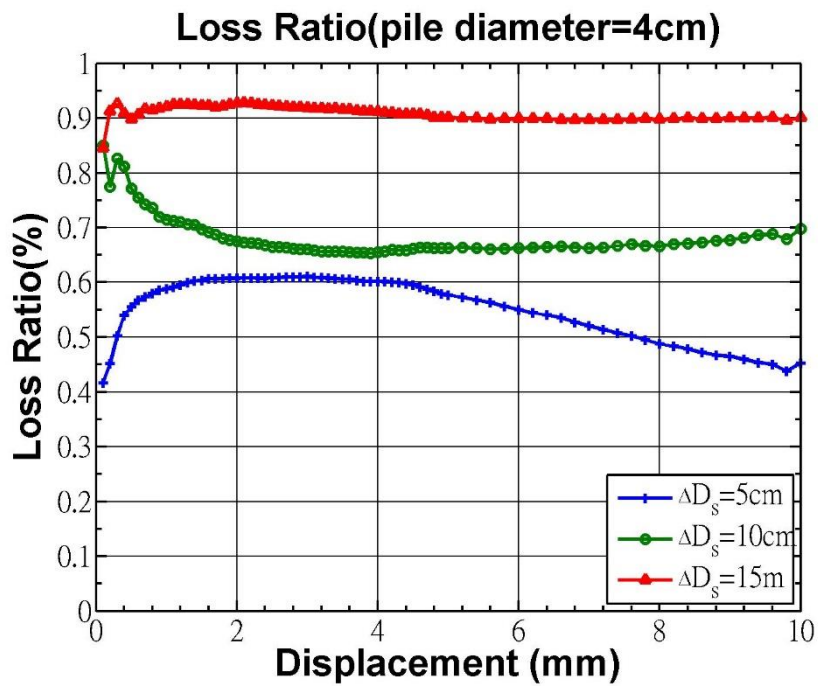


圖 4.27 樁直徑 4cm 之彎矩損失量-變位圖

第五章 可靠度設計方法



5.1. 前言

由本論文第三章完成修正等效沖刷作用載重模式及其相對應之承载力模式，第四章驗證等效沖刷作用載重模式之後，代表本研究現在可以將縮尺單樁基礎橋墩之沖刷現象轉化為等值沖刷作用載重。接續的研究將著重在此等效沖刷作用載重模式的兩種應用，一為沖刷易損性曲線之建立，二為多重災害之載重抗力係數設計法(Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design)。

而在此兩者程序之前，將進行等效沖刷作用載重模式之參數分析，理解其對各變數之敏感性以及分佈模式。對於沖刷易損性曲線之建立，將由陳志豪^[32]對於此等效沖刷作用載重模式的特性所提出的條件機率計算方法推導破壞機率。而在多重災害之載重抗力係數設計法方面則依循可靠度分析的步驟進行載重放大係數以及承载力折減係數之計算。

5.2. 蒙地卡羅法

蒙地卡羅法(Monte Carlo method, MCS)是一常見的可靠度估算法。以圖 5.1 為例，圖中為正規化空間， x' 為正規化的隨機變數且假設為標準常態分佈， $g(x')$ 為限制條件。根據 x' 的性質隨機產生的樣本點如圖中所示，因標準常態分佈在平均值的機率密度最高，所以圖中接近座標原點的樣本點較密集。將落在破壞區域的樣本數除以總樣本數即得到破壞機率。使用蒙地卡羅的優點為不論是線性或非線性的問題，只要產生足夠的樣本數，其破壞機率的計算都能有相當好的準確度，但缺點則是產生大量樣本時，其計算速度會明顯增加。

5.3. 機率分佈模式

機率模擬的目的在於利用規範或者是前人所提出的沖刷深度公式來探討載重模式之分佈情形以及對參數之變異性。由前面章節所得到的等效沖刷作用載重

模式裡選定可能影響之參數，配合文獻定義其分佈後，再利用蒙地卡羅法以隨機亂數來預測可能的等效沖刷作用載重模型以及承载力模型。

首先介紹於模擬完載重模型後，本研究中所使用之檢定方法。可以利用單一樣本的 K-S 檢定(Kolmogorov-Smirnov Test)，或皮爾森卡方檢定(Pearson's Chi-Square Test)的適配度檢定(Goodness of Fit Test)，以上提到的檢定方法將應用於載重模式之機率模擬的結果，檢驗其分佈模式。

K-S 檢定之概念為將兩筆資料進行比較，檢核兩者是否為相同之分佈模式，第一筆資料為機率模擬出來之載重模型，第二筆資料則為假定的分佈形式，比較這兩筆資料進行假設的機率分佈形式判定。以機率模擬之資料，建立階梯式累積分佈函數 $S_n(x)$ ，如式(5-1)。

$$S_n(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{X_i \leq x} \quad (5-1)$$

其中， n 為資料筆數， I 為指示函數，若 $X_i \leq x$ 成立，則回傳 1，反之則回傳 0。將 $S_n(x)$ 和假設之累積分布函數 $F(x)$ 做比較，計算兩者之差值如式(5-2)

$$D_n = \max_x |F(x) - S_n(x)| \quad (5-2)$$

根據不同的樣本自由度及不同的顯著水準(Significance Level, α)，可以利用表 5.1 或其內插結果求得檢定之臨界值(Critical Value)。由使用者所定義之顯著水準下，若誤差小於此臨界值，則假設之分佈形式可被接受，反之則此假設之分佈形式需要修正，如圖 5.2。

皮爾森卡方檢定則先計算卡方檢定的統計值 χ^2 ，如式(5-3)。

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (5-3)$$

其中 n 為資料筆數， O_i 代表觀測值，即機率模擬之結果，而 E_i 代表理論值。由卡方分配自由度 ν 與使用者定義之顯著水準 α 之下，以表 5.2 及其內插值找出卡方分配臨界值。或由卡方分佈的反累積分佈函數，找出卡方分配臨界值，如式 (5-4)

$$\chi^2_{\text{Critical}} = f_{\chi^2}^{-1}(1-\alpha, \nu) = \frac{2^{\frac{\nu}{2}}}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} (1-\alpha)^{\frac{\nu}{2}-1} e^{-\frac{1}{2}(1-\alpha)} \quad (5-4)$$

將此臨界值與統計值 χ^2 比較，若是 χ^2 小於此臨界值，則假設的分佈形式可被接受，反之則此假設之分佈形式需要修正。

使用 5.1 節所介紹的蒙地卡羅法，亂數模擬一百萬組資料進入等效沖刷作用載重模式去進行 K-S 檢定以及皮爾森卡方檢定的適配度檢定，其結果如圖 5.3 及圖 5.4，假設等效沖刷作用載重為常態分佈，均通過檢定。

接著一樣利用蒙地卡羅法進行等效沖刷載重模式之參數分析。前述所推導之等效沖刷作用載重模式包含以下參數：

1. n_h ：土壤反力係數，由 ATC-32 鎖建議的查圖法，以砂土摩擦角對照可取得。以試驗中的砂土來說，摩擦角為 28.95° ，對應到土壤反力係數為 1000kN/m^3 。
2. θ ：橋柱傾斜角度。參數分析中設定為 0.02 rad ，此為根據「公路橋梁耐震性能設計規範研究」^[29]。
3. H ：由樁基礎樁尖至橋墩頂部之高度，靜力實驗之試體總高為 45 公分。
4. H_0 ：樁基礎初始埋置深度，靜力實驗之初始埋置深度為 30 公分。
5. D_s ：試體之沖刷深度。利用 HEC-18 預測之結果 8 公分來進行分析。

本研究中將參考 Peggy A. Johnson et al.^[17]之分析方式，探討等效沖刷作用載重模式之變異性會被各個參數之變異性如何影響。而等效沖刷作用載重模式有兩個參數可能存在變異性，分別為土壤反力係數 n_h 以及沖刷深度 D_s 。分別假設此兩變數之變異係數，當其中一個變數為常數時，則假設另一變數為變數。並且假設，變異係數為變數之標準差除以平均值，如式(5-5)

$$\text{COV} = \Omega_{x_i} = \frac{\sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} \quad (5-5)$$

利用蒙地卡羅法模擬等效沖刷作用載重，假設土壤反力係數及沖刷深度為常態分佈，以前述之兩參數之平均值及變異係數分別產生 100 萬組亂數，並計算等效沖刷作用載重，統計其平均值、標準差以及變異係數，其結果如表 5.3。由此可見，在一樣的變異係數之下，因土壤反力係數之變異而模擬之等效沖刷作用載重變係係數為 0.000002；而因沖刷深度之變異而求得之等效沖刷作用載重變係係數為 0.095。意即在本研究所提出的等效沖刷作用載重模是當中，沖刷深度之改變，較土壤反力係數，也就是土壤性質之變化更能影響等效沖刷作用載重之結果。

5.4. 沖刷易損性曲線之建立

為建立沖刷易損性曲線，首先需要進行破壞機率之計算。而破壞機率計算之方法將採用陳志豪^[32]所提出藉由條件機率的方式來完成，以下將說明此破壞機率計算方式。

由於本研究中，對於等效沖刷作用載重模式之定義和陳志豪^[32]之定義相同，此等值載重定義為承载力之損失量，且其變異性來源主要為沖刷深度以及土壤反力係數。當以此兩者為變異性來源時，會使計算出來之破壞機率始終為零，其原因在陳志豪^[32]之研究中有詳細說明。

為求破壞機率，需先定義可接受破壞因子，以英文字母 k 表示之。

$$k \equiv \text{Acceptable Failure Factor} \quad (5-6)$$

可接受破壞因子 k 將與承載力相乘，轉換成在使用者可接收破壞機率下之承載力，如圖 5.5。圖中之 S 為等效沖刷作用載重，其變異性來源為沖刷深度，而直線之定值為使用者可接收破壞機率下之承載力，其中陰影區域即為等值沖刷作用載重大於使用者可接收破壞機率下之承載力之機率，亦即為破壞機率，可用式 (5-7) 表示之。

$$p_f(x) = p(S \geq kR |_{n_h=x}) \quad (5-7)$$

但式(5-7)為某一特定土壤反力係數係之破壞機率，為考量土壤反力係數之變異性，需對其分佈皆進行破壞機率計算，而同時考量沖刷深度以及土壤反力係數之變異性之橋梁破壞機率即可表示為

$$p_f = \int_0^{\infty} p_f(x) dx = \int_0^{\infty} f_{n_h}(x) \{1 - F_S[kR(x)]\} dx \quad (5-8)$$

其中 $f_{n_h}(\cdot)$ 代表土壤反力係數之機率密度函數， $F_S[\cdot]$ 代表等效沖刷作用載重之累積分佈函數， k 為可接受之破壞機率因子， $R(x)$ 為土壤反力係數為 x 時之對應值。

引用前述的橋梁破壞機率計算方式後，本研究即可進行橋梁沖刷易損性曲線之建置，沖刷易損性曲線建置流程圖如圖 5.6，以下將介紹每一步驟所需的參數以及假設。

首先從圖 5.7 開始，為建立沖刷易損性曲線，使用者需定義此跨河橋梁橋墩之破壞模式，本研究中將採用側向不穩定破壞模式，此破壞模式為橋墩發生傾倒，使用者需先收集三種類型的現地資料，第一類型是現地跨河橋梁之土壤性質資料，這些資料將使用現地的砂土進行實驗取得，分別需要砂土之摩擦角 ϕ ，土壤單位重 γ 以及土壤反力係數 n_h 。第二類型的資料為現地跨河橋梁之幾何資料，這些資料在跨河橋梁尺寸決定之後可以取得，使用者需要跨河橋梁橋墩之總高 H ，為橋頂至樁尖之距離；樁之直徑 D ；樁基礎之埋置深度 H_s ，最後則為跨河橋梁之橋

墩所承受設計活載重以及設計靜載重。第三類型的資料為跨河橋梁位置之洪患資料，需要當地之沖刷深度平均值以及沖刷深度之變異係數，如果沒有現地的洪患資料，則使用公路排水設計規範^[16]所提供之沖刷深度預測公式來求得沖刷深度平均值以及沖刷深度之變異係數，以上所提到之現地資料將於本論文之第六章詳細敘述。

在取得以上三種類型之資料後，使用裡面的跨河橋梁之土壤性質資料以及跨河橋梁之尺寸資料來定義 Reese^[37]之土壤彈簧，如圖 5. 8。而 Reese^[37]之土壤彈簧性之詳細計算流程可參考本論文之 3-2 節。

下一步是計算此跨河橋梁橋墩之承载力模式，如圖 5. 9。使用者需要結合前述之跨河橋梁橋墩之尺寸資料以及土壤彈簧模型配合使用者自行定義之破壞指標後，方可取得不同破壞指標下之橋墩側向承载力。在取得上述的跨河橋梁橋墩之尺寸資料以及土壤彈簧模型之後，配合本論文之第三章所提出之橋墩承载力模型計算方式後可得到承载力模式。而破壞指標可由使用者依照工程師經驗自行判斷，本研究則採用公路排水設計規範^[16]以及高鐵設施容許變形值一覽表^[22]以及工程師經驗來定義三種破壞指標如以下所列，輕度破壞之傾角為 0.001 rad，中度破壞之傾角為 0.002 rad，重度破壞之傾角為 0.02 rad。由此可得跨河橋梁橋墩之承载力，其機率分佈圖如圖 5. 10。

得到承载力模式之後，接著由圖 5. 11 的流程來取得等效沖刷作用載重模式。流程圖裡的破壞指標將採用和承载力模式一樣的破壞指標。等效沖刷作用載重模式的取得和比承载力模式多考慮的是現地洪患資料。現地洪患資料將提供沖刷深度之平均值以及變異係數，由此可以得到受沖刷後之樁基礎埋置深度以求得等效沖刷作用載重模式，其機率分佈圖如圖 5. 12。

在得到承载力模式之機率分佈圖以及等效沖刷作用載重模式之機率分佈圖後，將依照圖 5. 13 之條件機率計算之流程圖求取橋墩達破壞指標之機率。而使用條件機率之方法來計算破壞機率之過程已在本節開頭詳細說明。而在進行條件

機率之計算時，式(5-6)之可接受破壞因子將由使用者的工程師經驗來決定。本研究中給予輕度破壞之可接受破壞因子為 0.4，中度破壞之可接受破壞因子為 0.6 而重度破壞之可接受破壞因子為 0.8，這三個可接受破壞因子的定義邏輯為在比較重度破壞之土壤承载力以及輕度破壞之土壤承载力時，前者應使用的比後者來的多。故可接受破壞因子由重度破壞到輕度破壞應該為由大到小。完成以條件機率來計算破壞機率之步驟後，將如圖 5. 14 一般，建置現地橋梁之沖刷易損性曲線如圖 5. 15。

5.5. 載重係數計算方法

本研究將採用可靠度分析方法來對多重災害之載重抗力係數設計法 (Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design) 中之載重放大係數及抗力折減係數進行試算。在此節中，將會對載重係數之計算流程依照步驟進行介紹，之後於第六章以實尺寸跨河橋梁為例，計算出載重係數，而推導載重放大係數及抗力折減係數之流程圖如圖 5. 6。

在本算例中，所採用的設計極限狀態方程式如式(5-9)，考慮的載重組合為靜載重、活載重以及等效沖刷作用載重，並且在此範例中假設，載重之間彼此獨立、常態分佈且為線性。為進行可靠度分析，需要先求得承载力、等效沖刷作用載重、靜載重、活載重之散佈形式，接著計算以求得載重放大係數及抗力折減係數。

$$\phi R \geq \gamma_{DL} \times DL + \gamma_{LL} \times LL + \gamma_{SC} \times SC \quad (5-9)$$

首先是計算承载力及取得其散佈形式。計算過程及破壞指標之定義都和 5.3 節中的計算方式相同，而等效沖刷作用載重模式亦同，可由 5.3 節中的推導流程取得其散佈形式。

在有承载力及等效沖刷作用載重模式的分佈之後，進行靜載重分佈之計算如圖 5. 16。先取得橋面板之設計靜載重，以此計算橋墩所受之靜載重，而靜載重的變異係數則依照美國交通部聯邦公路局所公布的參考書^[23]建議，取 0.08。最後則

是進行活載重之計算。和計算靜載重平均值相同，先求取橋面板之設計活載重，再由此計算橋墩所需抵抗之活載重。而活載重之變異係數來源為聯邦公路局所公布的參考書^[23]，取 0.265。在完成上述步驟後即可取得承载力、等效沖刷作用載重、靜載重、活載重之平均值、標準差以及變異係數。這些數據會用在接續的可靠度分析以求取載重放大係數及抗力折減係數。

可靠度分析示意圖如圖 5.18。先定義線性功能函數如下

$$g(x) = R - DL - LL - SC \quad (5-10)$$

由此線性功能函數配合四種載重之平均值及標準差可先求得此橋墩目前的可靠度指標(Current Reliability Index)如式(5-11)以及破壞機率，如式(5-12)。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_{DL} - \mu_{LL} - \mu_{SC}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{DL}^2 + \sigma_{LL}^2 + \sigma_{SC}^2}} \quad (5-11)$$

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (5-12)$$

而式(5-9)之設計極限狀態方程式，為一設計問題。需要工程師定義出可接受之可靠度指標後，方可藉由可靠度分析求得載重放大係數以及抗力折減係數。假設破壞機率為千分之二，則由式(5-12)可知其對應之可靠度指標約為 3 左右。可由此方式來決定目標之可靠度指標(Target Reliability Index)以求得載重放大係數以及抗力折減係數。為求得前述所提之係數，先由可靠度指標計算最可能破壞點(Most probable failure point)，故先計算方向餘弦如式(5-13)

$$\alpha_i^* = \frac{\alpha_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_i (\alpha_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (5-13)$$

其中 α_i^* 為各變數所對應之方向餘弦， α_i 為線性性能函數中之各項係數， σ_{X_i} 為各變數之標準差。

取得各變數之方向餘弦之後，即可進行載重係數之計算。可由式(5-14)求得

各載重放大係數以及抗力折減係數。其中 β 即為使用者依照自己的需求所定義出的目標之可靠度指標， Ω_{x_i} 則為各變數所對應之變異係數，定義為各變數之標準差除以平均值，如式(5-15)。

$$\gamma_i = 1 - \alpha_i^* \beta \Omega_{x_i} \quad (5-14)$$

$$\Omega_{x_i} = \frac{\sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} \quad (5-15)$$

到上述為止所計算之載重放大係數以及抗力折減係數是對應到各變數之平均值，然而 LRFD 載重抗力係數設計法當中使用的則為標稱值而非平均值。為了將這些係數修改成對應至各變數之標稱值，將引入偏差係數之概念。

先定義信賴區間為百分之五(Confidence Interval)，由此信賴區間出發，外加載重及結構強度的平均值和標稱值之間的關係，能以圖 2.8 及圖 2.9 說明。使用者可利用標準常態分佈的累積分佈函數以及平均值、標準差進行載重及承載力的標稱值計算，如式(5-16)及(5-17)。

$$L_n = \mu_L + \Phi^{-1}(0.95) \times \sigma_L \quad (5-16)$$

$$R_n = \mu_R + \Phi^{-1}(0.05) \times \sigma_R \quad (5-17)$$

以變數平均值除以標稱值，得到變數的偏差係數(Bias Factor, λ)，以偏差係數的概念做運算，即可將載重係數轉換為對應標稱值的設計係數。

$$\gamma_n = \lambda_{x_i} \bar{\gamma} = \frac{\mu_{x_i}}{X_{i,nominal}} \bar{\gamma} \quad (5-18)$$

某些載重模式可以找到有提供偏差係數的文獻資料，而其餘沒有文獻資料的載重模式，則以信賴區間的方法求取偏差係數。

最後的步驟則如圖 5.19，使用者定義一個其可接受的破壞機率，再由此破壞機率求取相對應之可靠度指標，即可算出載重放大係數以及抗力折減係數。

5.6. 小結

在此章節中，先是對之前所提出之等效沖刷作用載重模式進行參數分析以及檢定方法研究。參數分析了解了等效沖刷載重對其參數之敏感性，結果為等效沖刷作用載重對於沖刷深度之變異性較土壤反力係數來的明顯，此亦為本研究想想驗證的，等效沖刷作用載重之變化比起土壤性質，更容易受沖刷深度影響。而檢定方法則指出等效沖刷作用載重模式為常態分佈。

在圖 5.6 中，本研究提出一套分析流程圖來應用等效沖刷作用載重模式。首先，將前述的等效沖刷載重模式及承载力模式配合條件機率計算完成沖刷易損性曲線之建置。並且採用實尺寸橋墩做為算例，方便後續研究之探討。再來則假設一載重組合為靜載重、活載重以及等效沖刷作用載重。定義其設計極限狀態方程式後，藉由可靠度分析完成多重災害之載重抗力係數設計法(MH-LRFD)中載重放大係數及抗力折減係數之計算。

本研究目前提供了兩種等效沖刷作用載重模式之應用，分別為建置沖刷易損性曲線以及多重災害之載重抗力係數設計法。希望藉由這兩種應用方法，可以協助評估跨河橋梁受沖刷之風險以及在設計階段有一套較為流暢的方式去考量沖刷效應對跨河橋梁之影響。

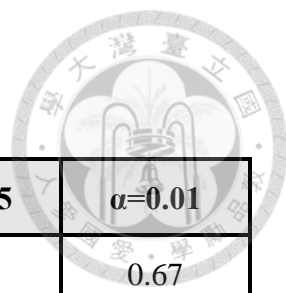


表 5.1 K-S 檢定於各有效水準之臨界值

d.o.f=n	$\alpha=0.20$	$\alpha=0.15$	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.45	0.47	0.51	0.57	0.67
10	0.32	0.34	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.28	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.25	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.22	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.20	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.19	0.21	0.23	0.27
OVER 35	$1.07/n^{0.5}$	$1.14/n^{0.5}$	$1.22/n^{0.5}$	$1.36/n^{0.5}$	$1.63/n^{0.5}$

表 5.2 卡方檢定於各有效水準之臨界值

d.o.f=n	$\alpha=0.20$	$\alpha=0.15$	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	7.29	8.12	9.24	11.07	15.09
10	13.44	14.53	15.99	18.31	23.21
15	19.31	20.60	22.31	25.00	30.58
20	25.04	26.50	28.41	31.41	37.57
25	30.68	32.28	34.38	37.65	44.31
30	36.25	37.99	40.26	43.77	50.89

表 5.3 參數變異性對等效沖刷作用載重之影響

Paramaters ($\Omega=0.15$)	Equivalent Scour Load		
	Mean value	std	cov
n_h	7.36N-m	0.00017	0.000002
D_s	7.31N-m	0.69	0.095

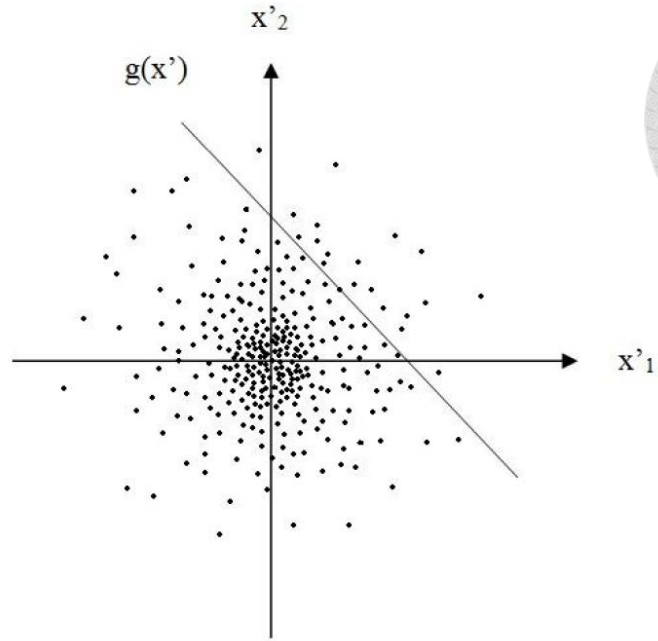


圖 5.1 蒙地卡羅法示意圖

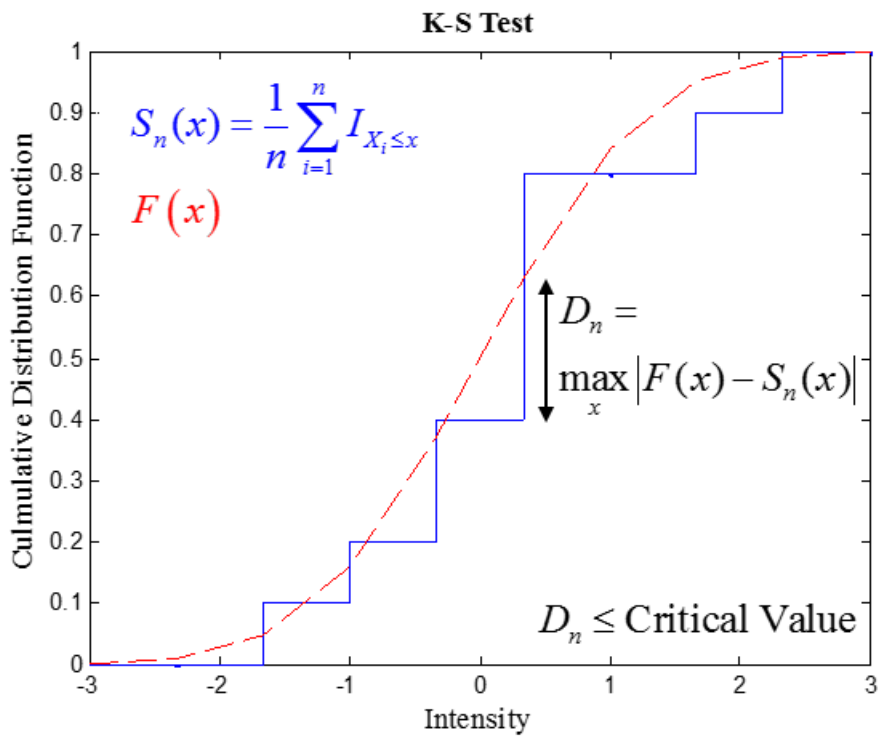


圖 5.2 K-S 檢定

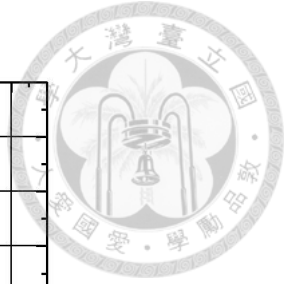
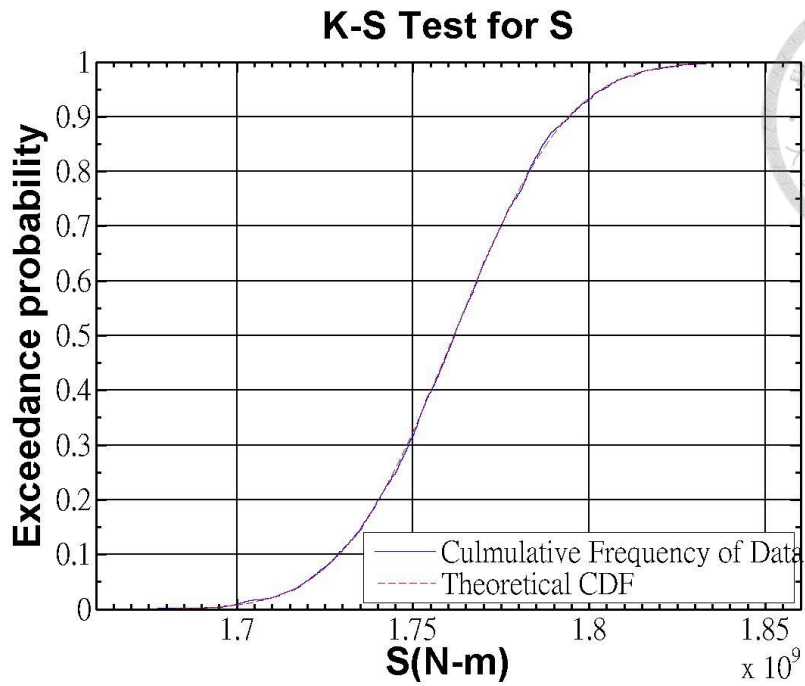


圖 5.3 等效沖刷作用載重模式之 K-S 檢定結果

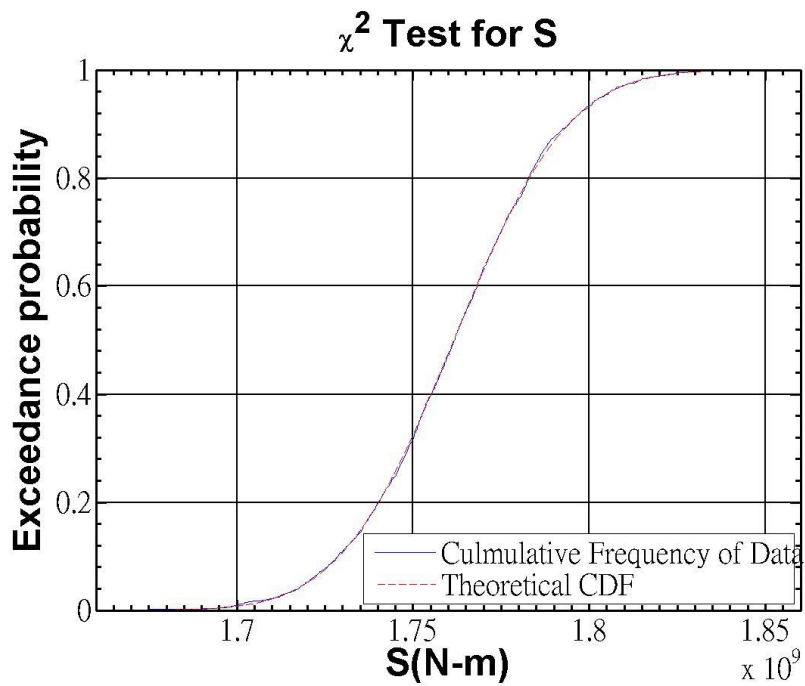


圖 5.4 等效沖刷作用載重模式之皮爾森卡方檢定結果

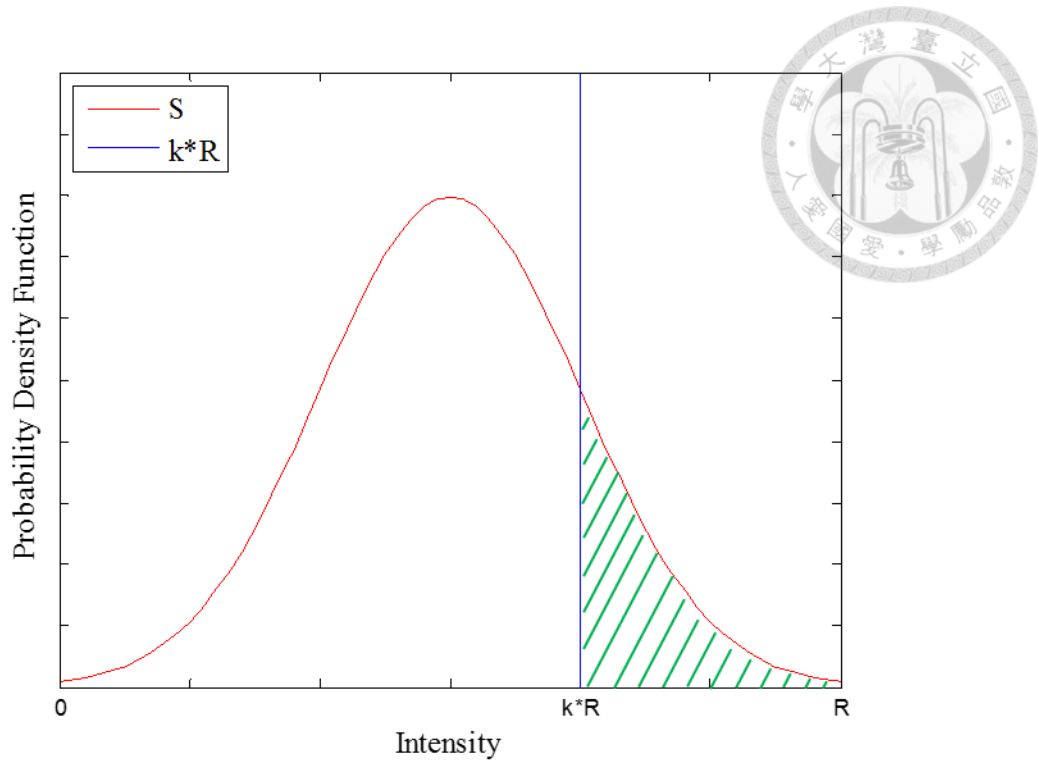


圖 5.5 可接受破壞因子概念

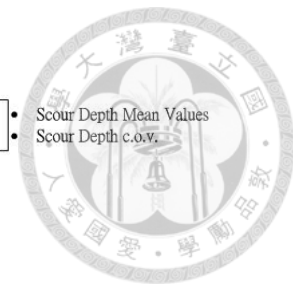
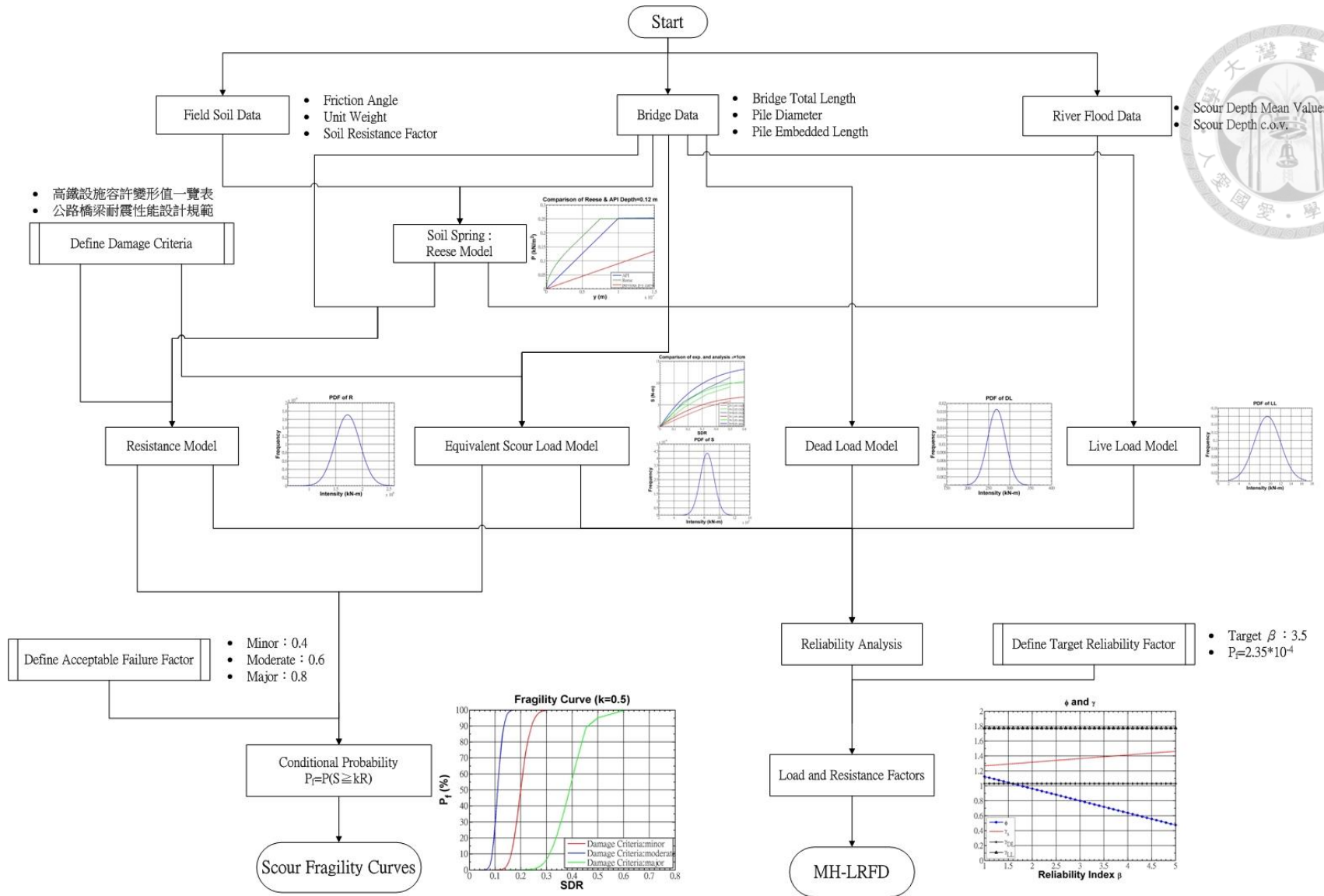


圖 5.6 沖刷易損性曲線和可靠度分析流程圖

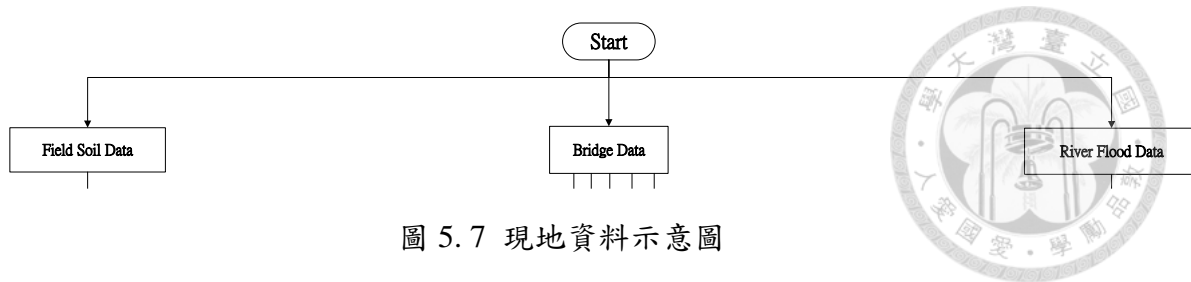


圖 5.7 現地資料示意圖

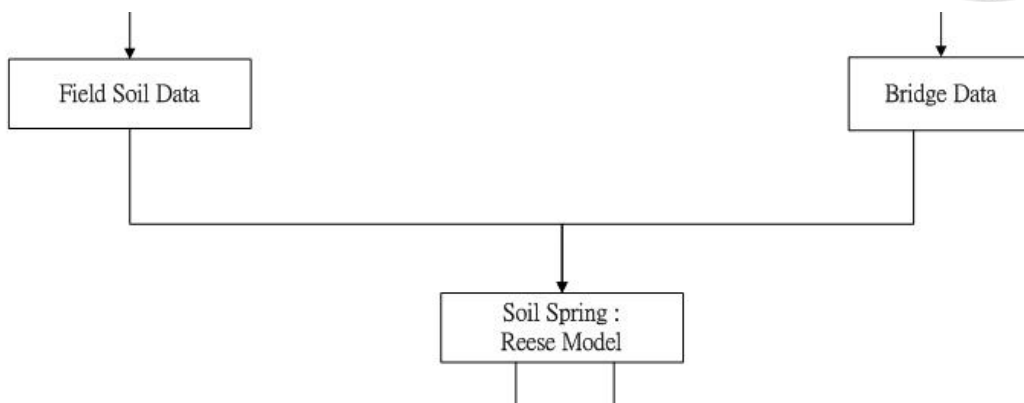


圖 5.8 土壤彈簧推導之示意圖

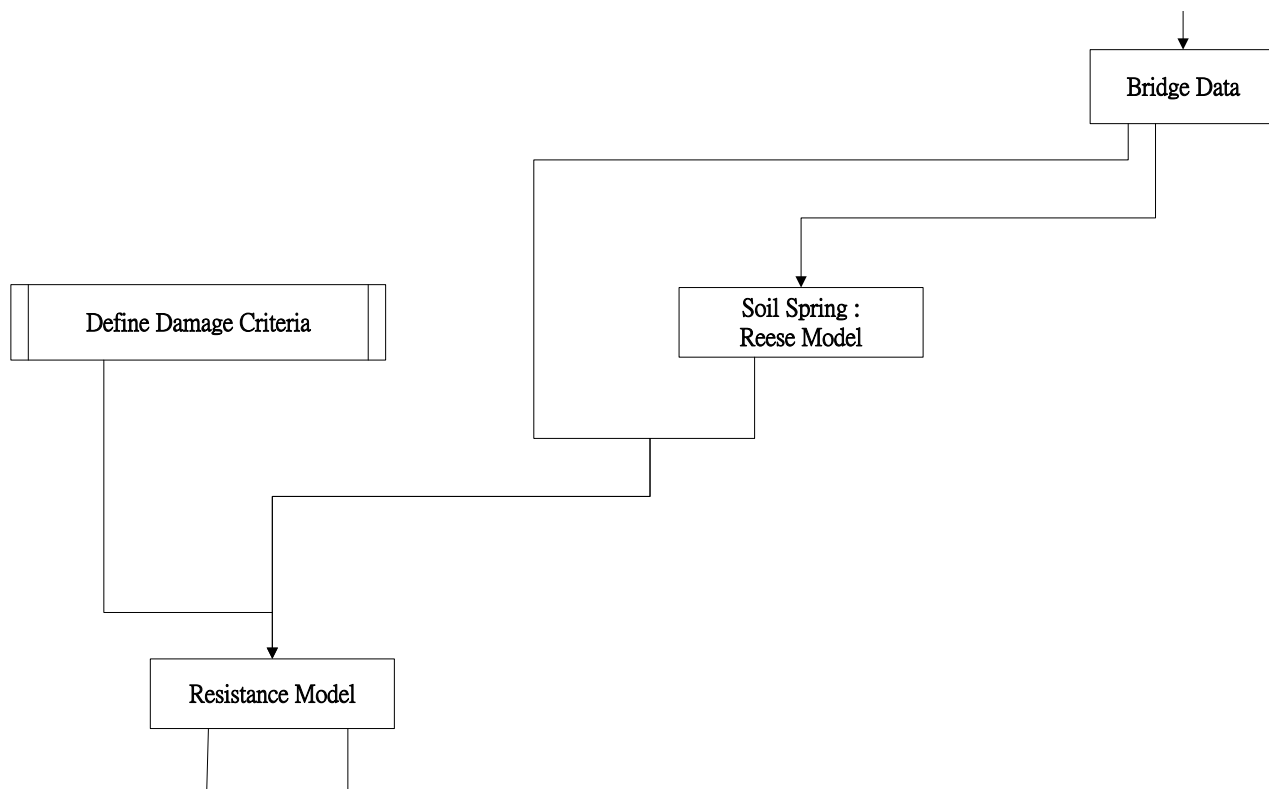


圖 5.9 承載力模式推導之示意圖

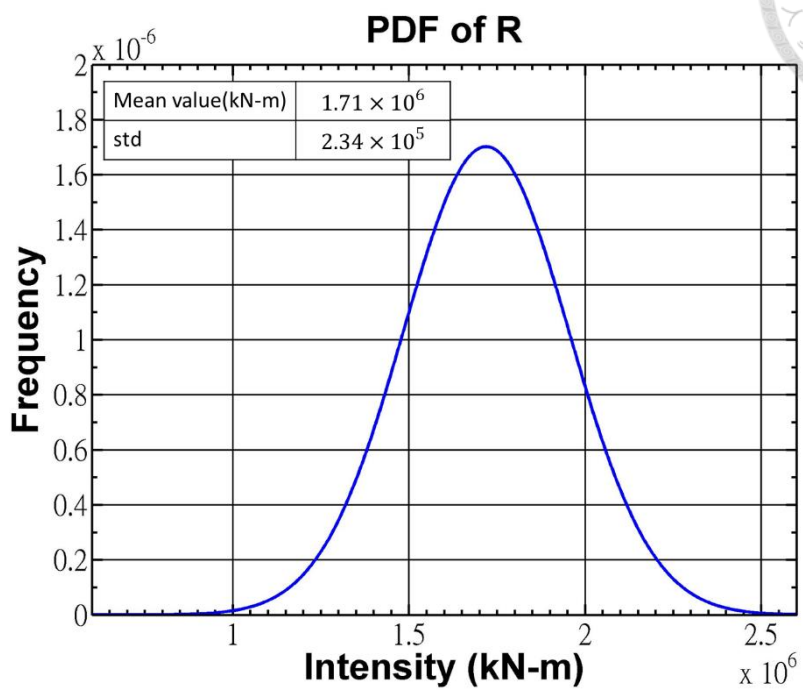
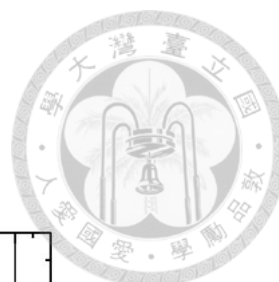


圖 5.10 承載力模式機率分佈圖

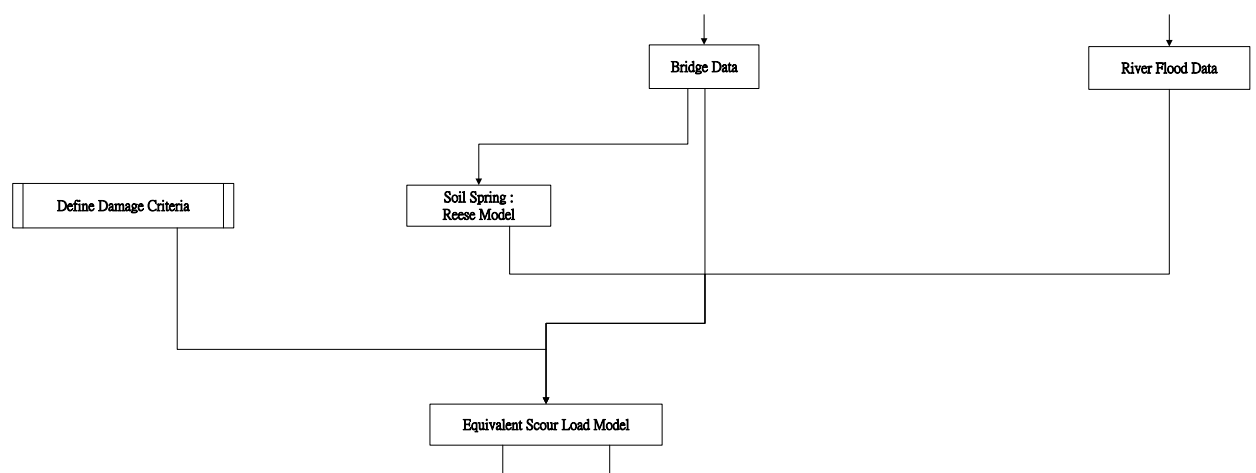


圖 5.11 等效沖刷作用載重模式之推導流程圖

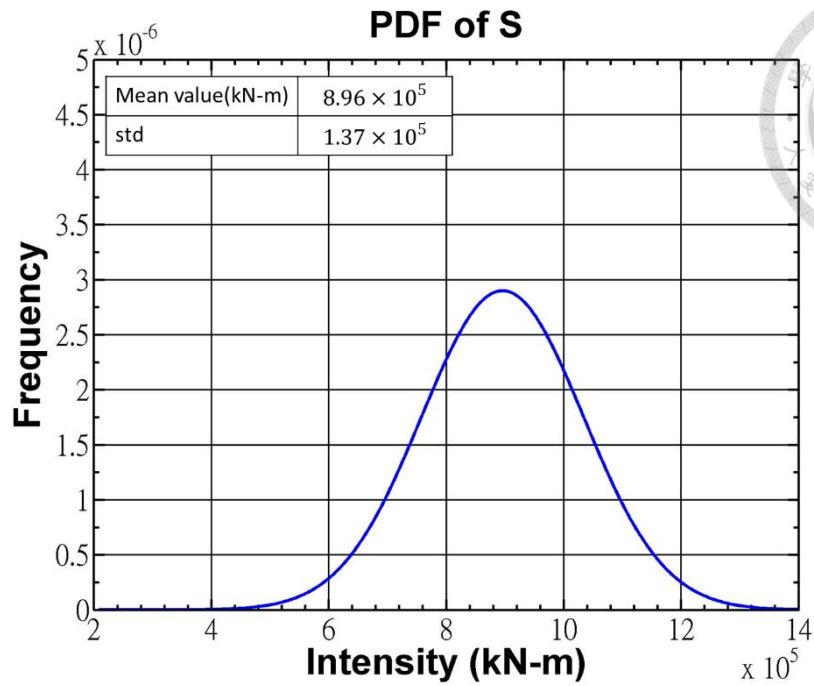


圖 5.12 等效沖刷作用載重模式之機率分佈圖

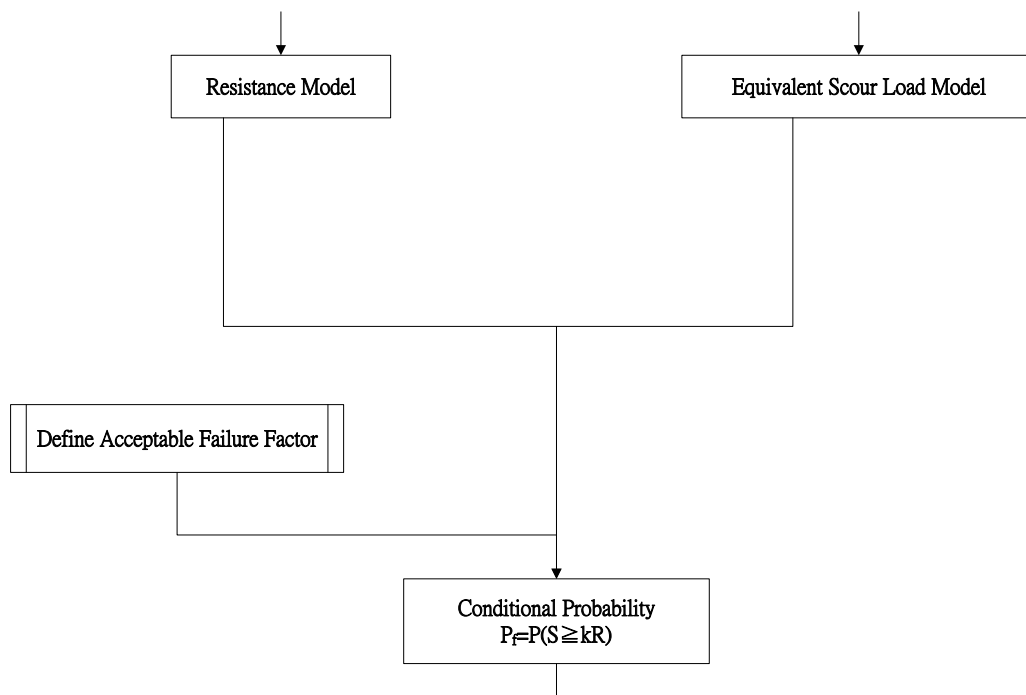


圖 5.13 條件機率計算之流程圖

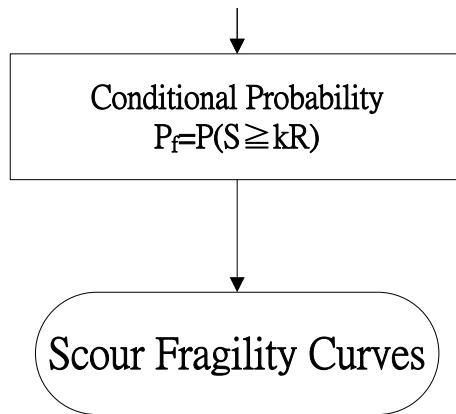


圖 5.14 由條件機率至沖刷易損性曲線之示意圖

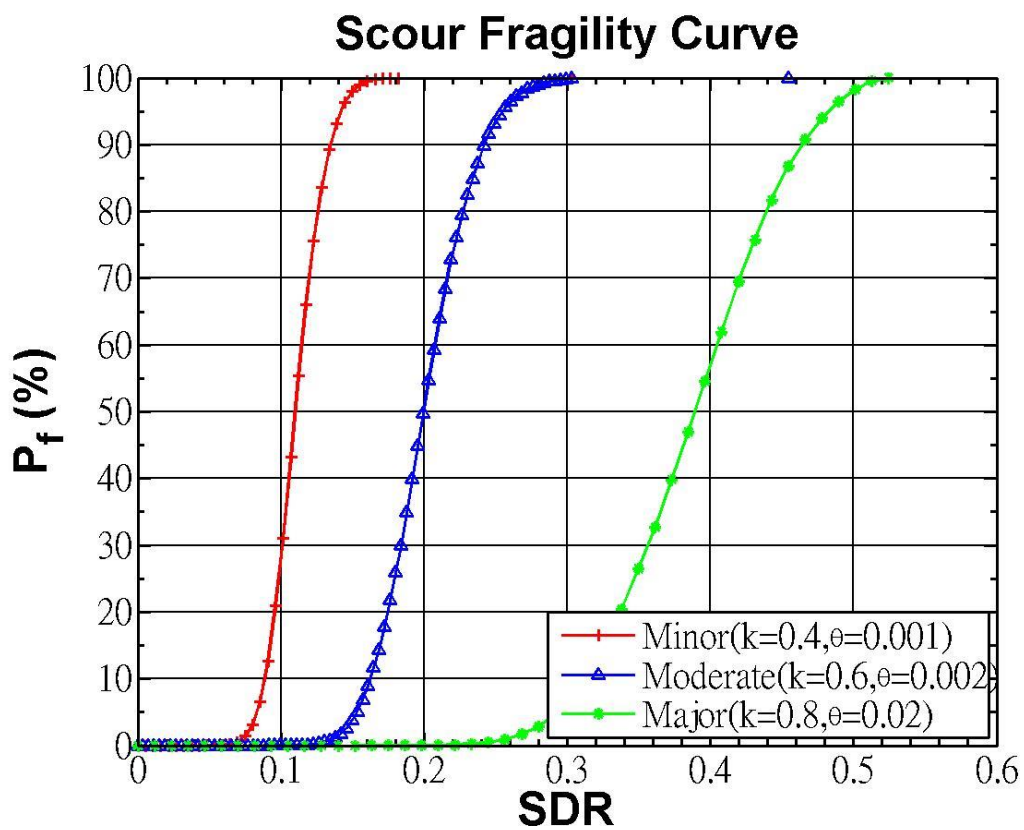


圖 5.15 西濱大橋之沖刷易損性曲線

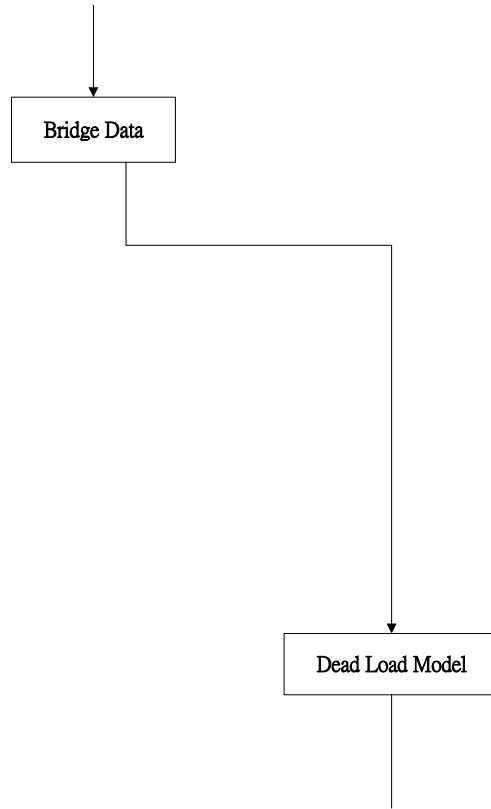


圖 5.16 靜載重推導之示意圖

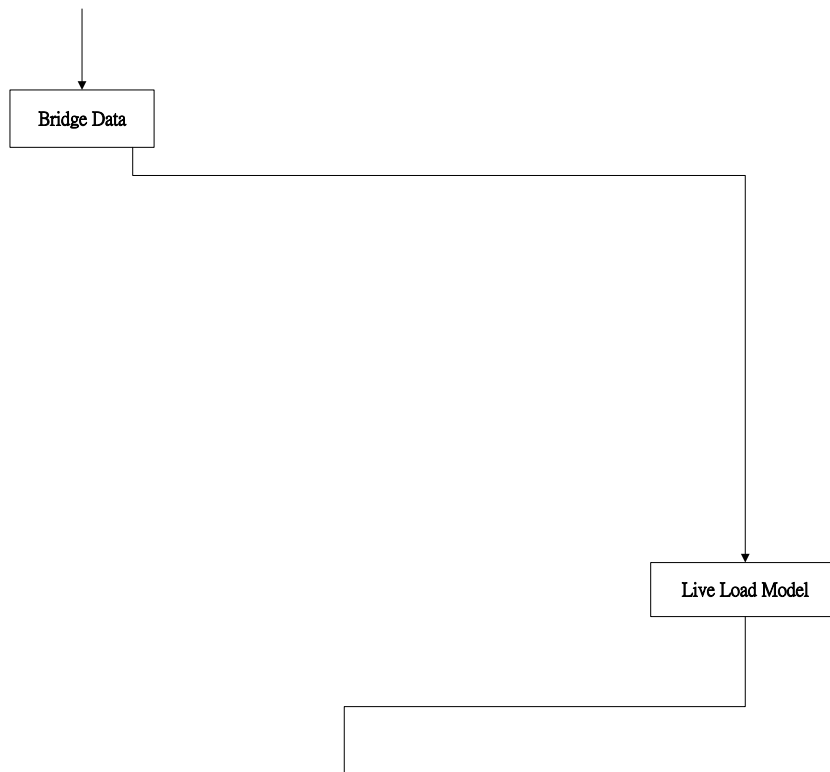


圖 5.17 活載重推導之示意圖

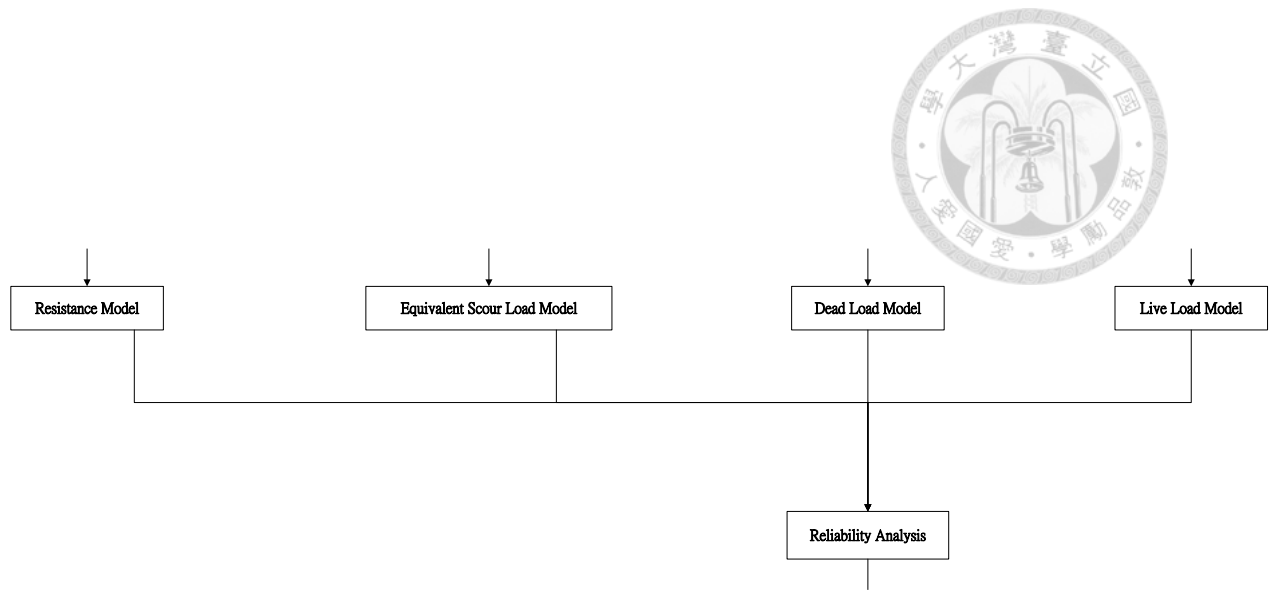


圖 5.18 可靠度分析之示意圖

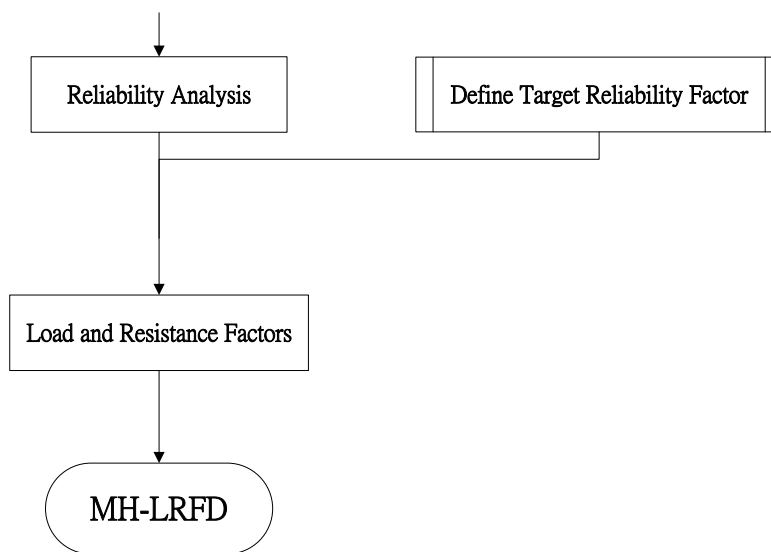


圖 5.19 由可靠度分析至 MH-LRFD 示意圖

第六章 參考算例



6.1. 前言

在第六章將使用在 5.4 節中所提出的，將等效沖刷作用載重模式應用至多重災害之載重抗力係數設計法。選用的載重組合如第五章所提過的靜載重、活載重以及等效沖刷載重。跨河橋梁之破壞模式選定為側向不穩定傾倒破壞，此破壞模式發生之原因為土壤承载力不足。使用者先定義設計極限狀態方程式後即可開始計算。

本算例所採用的實尺寸跨河橋梁為濁水溪之西濱大橋，如圖 6.1。將現地土壤資料、橋梁幾何資料以及一百年回歸期的洪患資料使用到前述之可靠度分析進行載重放大係數及抗力折減係數之運算。本研究目標藉由此計算結果來驗證跨河橋梁考量等效沖刷載重之可靠度設計方法。

6.2. 西濱大橋之參考算例

如圖 5.6，從流程圖出發使用者需先定義破壞模式，這裡所選定的是側向不穩定傾倒破壞，在橋墩達到一定傾角之後即視為破壞。首先我們需要三種現地資料，分別為現地土壤資料、現地橋梁尺寸資料、現地洪患資料。關於現地土壤資料將從經濟部水利署中區水資源局的報告書^[34]得到。報告書裡西濱大橋之現地地質鑽探調查指出，該地區之砂土摩擦角為 32.7° ，而土壤單位重則為 19.306kN/m^3 。而土壤反力係數則採用 Reese^[37]所建議的 13000kN/m^3 ，而土壤反力係數之變異係數則取文獻^[30]所建議的 0.2。

而關於西濱大橋之尺寸，由西濱大橋竣工圖取得，如圖 6.2。為進行本研究之運算，需要的資料為橋墩總高、樁基礎之埋置深度、樁基礎之樁直徑。橋墩總高為樁基礎之樁尖至橋墩頂部之距離，西濱大橋之橋墩總高為 40.9 公尺。樁基礎之埋置深度由橋台底部起算至樁基礎之樁尖距離，西濱大橋之樁基礎埋置深度為 33 公尺。最後則需要樁基礎之樁直徑，由於本研究之等效沖刷作用載重模式

適用之樁基礎型式為單樁，而西濱大橋為群樁。以保守方式計算其群樁投影面積得西濱大橋樁基礎之樁直徑為 5 公尺。

最後是西濱大橋之洪患資料。由於並沒有西濱大橋現地之沖刷深度平均值以及標準差。本研究將交通部運輸研究所之報告書^[35]中之參數代入公路排水設計規範^[16]所提供之砂土沖刷深度預測公式求取現地之沖刷深度平均值以及標準差。現地之洪患詳細資料如表 6.1。取其中西濱大橋上游之一百年回歸期資訊。上游水深為 9.73 公尺、洪水流速為 3.25m/s、洪水福祿數為 0.38。而這些水理參數之變異係數將依照文獻^[30]設定後，代入公路排水設計規範^[16]所提供之五條砂土沖刷深度預測公式，分別為沈學汶公式、Neil 公式、Inglis 公式、Breusers 公式、HEC-18 公式，其中 HEC-18 公式改用較新的第五版砂土沖刷深度預測公式，所有公式列於表 6.2。由於沖刷公式多為水槽實驗等大量實驗數據回歸而成，故每個公式皆是由許多參數組成，其中 D_p 為樁基礎有效直徑， F_r 為福祿數(Froude Number)， y_1 為上游側水深， B 為迎水面橋墩寬度，而不同的 ξ 及 K 參數為橋型修正參數。以上參數值列於表 6.2 當中。而這些參數依蒙地卡羅法模擬之後出來之沖刷深度平均值如表 6.3。其中 Inglis 公式和 Breusers 公式出來之結果相較於另外三者之結果差異過於大，故將沈學汶公式、Neil 公式、HEC-18 公式三者結果之平均值、標準差當做現地沖刷深度之平均值及變異係數，出來的結果分別為 5.38 公尺及 0.142。

在現地資料收集畢後，如圖 5.6 及圖 5.8。接著進行 Reese^[37]之土壤彈簧模型建立。為建立土壤彈簧模型需要之參數有砂土摩擦角 ϕ 、砂土單位重 γ 、土壤反力係數 n_h 、樁基礎之樁徑 D 、土壤彈簧距土表之距離。詳細推導流程如 3.2 節所述。

接著建置承载力模式，如圖 5.9。需要的資料為橋墩總高 H 、樁基礎埋置深度 H_s 、土壤彈簧模型以及定義輕度、中度、重度破壞指標，前三者已在前述資

料可獲得，而破壞指標需要使用者定義達破壞時之轉角。本研究中度及重度破壞指標採用高鐵設施容許變形值一覽表^[22]以及公路橋梁耐震性能設計規範研究建議^[29]取 0.002rad 及 0.02rad，而輕度破壞指標則取中度破壞指標之一半為 0.001rad。完成上述步驟藉由蒙地卡羅法模擬可得承载力分佈如圖 6.3。

如圖 5.11，求取等效沖刷作用載重模式之分佈。需要之資訊為橋墩總高 H 、樁基礎埋置深度 H_s 、土壤彈簧模型以及定義輕度、中度、重度破壞指標，最後是沖刷深度分佈。除了沖刷深度分佈以外的資訊皆如承载力模式所用。而沖刷深度分佈則採用前述所得到之現在沖刷深度平均值 5.38 公尺及變異係數 0.142 做蒙地卡羅法模擬。有了這些資訊後配合 3.2 節所提供之步驟即可求得等效沖刷作用載重之分佈情形，如圖 6.4。

接著進行靜載重之計算，靜載重資料將由現地橋梁資料取得，如圖 5.16。橋墩所承受之靜載重平均值可由苟昌煥^[36]的文獻取得，為 420 公噸。而靜載重之變異係數則由美國交通部聯邦公路局所公布之報告書^[23]建議，取 0.08。而由於本算例採用的是側向不穩定傾倒破壞，故載重跟承载力的形式均為彎矩，為將靜載重轉換成彎矩，將如圖 6.5 所示，由達破壞時之傾角計算橋墩頂部之位移量 Δ_s ，靜載重乘以橋墩頂部之位移量 Δ_s 而得靜載重之彎矩影響。最後得到靜載重分佈圖，如圖 6.6。

如圖 5.17，求取活載重之分佈情形。西濱大橋設計時之活載重採用的是公路橋梁耐震設計規範所建議 1.25 倍的 HS20，以此得活載重之平均值為 17.75 公噸。而由美國交通部聯邦公路局所公布之報告書^[23]建議，本算例之活載重變異係數則取用 0.265。接著藉由達破壞時之傾角計算橋墩頂部之位移量 Δ_s ，計算活載重之彎矩形式，最後得到活載重分佈圖，如圖 6.7。最後則將承载力模式、等效沖刷作用載重模式、靜載重、活載重之平均值、標準差、變異係數列表，如表 6.4，方便之後可靠度分析之運算。

接續將進行可靠度分析，如圖 5. 18。先定義線性功能函數如式(6-1)

$$g(x) = R - DL - LL - SC \quad (6-1)$$

可藉由線性功能函數計算此四種載重組合下，西濱大橋之現況推估之可靠度指標(Current Reliability Index)如式(6-2)以及破壞機率，如式(6-3)。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_{DL} - \mu_{LL} - \mu_{SC}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{DL}^2 + \sigma_{LL}^2 + \sigma_{SC}^2}} \quad (6-2)$$

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (6-3)$$

配合表 6. 4 代入(6-2)出來的結果指出，推估西濱大橋現況可靠度指標為 3.03 而其對應之破壞機率為 1.2×10^{-3} 。使用式(6-2)之計算邏輯，在不考慮沖刷效應時之現在的可靠度指標為 7.31。

$$\phi_R R \geq \gamma_{DL} \times DL + \gamma_{LL} \times LL + \gamma_{SC} \times SC \quad (6-4)$$

而式(6-4)之設計極限狀態方程式，為一設計問題。需要工程師定義目標之可靠度指標(Target Reliability Index)進一步求得載重放大係數以及抗力折減係數。為求得前述所提之係數，先由目標之可靠度指標計算最可能破壞點(Most probable failure point)，故先計算方向餘弦如式(5-13)

$$\alpha_i^* = \frac{\alpha_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_i (a_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (6-5)$$

其中 α_i^* 為各變數所對應之方向餘弦， α_i 為線性性能函數中之各項係數， σ_{X_i} 為各變數之標準差，可由表 6. 4 查得。

取得各變數之方向餘弦之後，即可進行載重係數之計算。可由式(6-6)求得各載重放大係數以及抗力折減係數。其中 β 即為使用者依照自己的需求所定義出的目標之可靠度指標， Ω_{X_i} 則為各變數所對應之變異係數，定義為各變數之標準差

除以平均值，如式(6-7)，以上這些參數可由表 6.4 查得。

$$\gamma_i = 1 - \alpha_i^* \beta \Omega_{x_i} \quad (6-6)$$

$$\Omega_{x_i} = \frac{\sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} \quad (6-7)$$



到上述為止所計算之載重放大係數以及抗力折減係數是對應到各變數之平均值，LRFD 載重抗力係數設計法當中使用的則為標稱值而非平均值。現藉由偏差係數將係數修正為對應標稱值，計算方法如 5.5 節所示。假設信賴區間為 0.05 來計算標稱值。

本算例將設目標之可靠度指標設為 1 至 5 之值代入式(6-6)配合表 6.4 之各變數相關參數做運算。最後的運算出的載重係數-目標之可靠度指標圖如圖 6.8 所示。而可靠度指標可藉由式(6-3)轉換成破壞機率，使用者也可以此方法獲得載重係數-破壞機率圖，如圖 6.9。

最後的步驟則如圖 5.19，本算例參考美國交通部聯邦公路局之報告書^[23]，期許受沖刷之橋梁破壞機率落在千分之二左右。故取目標之可靠度指標為 3.5，對應之破壞機率為 2.35×10^{-4} 。令目標之可靠度指標 3.5 查圖 6.8 得載重係數如下：

$$0.726R > 1.03DL + 1.77LL + 1.70SC \quad (6-8)$$

6.3. 小結

本章之計算成果如圖 6.8 及圖 6.9。圖 6.8 的優點為使用者決定目標之可靠度指標後，可迅速查出對應之載重係數以方便設計。圖 6.8 中，靜載重和活載重之載重係數變化不及承载力與等效沖刷作用載重之載重係數變化大。原因為相較於後兩者，前兩者之平均值及標準差均較小所造成。而承载力與等效沖刷作用載重之載重係數隨目標之可靠度指標變化的趨勢很明顯也合乎邏輯，目標之可靠度指標上升，即破壞機率下降，造成載重放大因子上升、抗力折減因子下降。而使

用者亦可由圖 6.9 先決定可接受之破壞機率再查得載重係數。而圖 6.8 中，承載力之折減因子在目標之可靠度指標 1 到 1.7 之間為大於 1.0 之值，原因為圖 6.8 是針對標稱值所繪之結果，造成有部分線段大於 1.0。本研究目前關於承載力標稱值是藉由信賴區間的方式求得，未來亦可能由樣本抽查之方式決定標稱值。

本算例成果如式(6-8)。藉由線性性能函數配合假設各變數之間彼此獨立，再利用可靠度分析之運算，成功得到多重災害之載重抗力係數設計法之載重係數結果。為了解此結果之合理性，將和 NCHRP-489 所建議之受沖刷之橋梁設計公式做比較，NCHRP-489 所建議之設計公式如下：

$$1.25DL+1.75LL;1.80SC \quad (6-9)$$

而本算例結果和 George C. Lee et al.^{[4][5][6]}討論過後，因本算例考量的情況為多重災害，在此條件之下目標之可靠度指標取 3.5 過於嚴苛。故 George C. Lee et al.^{[4][5][6]}建議，在多重災害的情形下，目標之可靠度指標取 2 即可，由此計算出之設計極限狀態方程式如式(6-10)。

$$0.98R > 1.03DL+1.77LL+1.54SC \quad (6-10)$$

NCHRP-489 所建議之設計公式裡的 SC 和本算例之 SC 不同。NCHRP-489 的 SC 為使用 HEC-18 公式所預測的沖刷深度。本算例之 SC 則為載重，是由前述研究所述，以一套流程將沖刷效應轉換成等值載重。NCHRP-489 是將 HEC-18 公式所預測的沖刷深度乘以 1.8 之後再去配合 1.25 倍的靜載重和 1.75 倍的活載重去設計橋樑，而本研究提供的算例則可以在設計階段即將靜載重、活載重、沖刷效應一起做比較來完成較為合乎可靠度邏輯一致性之設計。

表 6.1 西濱大橋之洪患資料

断面	累距 (公尺)	最低河 槽深 (EL.m)	100年洪 水模擬水 位(EL.m)	100年 洪水流 速(m/s)	100年 洪水福 祿數	50年洪 水模擬 水位 (EL.m)	50年 洪水流 速(m/s)	50年洪 水福祿 數	計畫水 位 (EL.m)	計畫 河床高 (EL.m)
濁斷 10	3,926	2.25	8.32	3.04	0.44	8	2.8	0.42	8.97	3.35
濁斷 11	4,446	2.8	8.61	4.22	0.62	8.3	3.89	0.59	9.35	3.94
濁斷 12(西濱 大橋下游)	4,958	1.98	9.63	3.3	0.39	9.19	3.22	0.39	9.82	4.54
濁斷 12(西濱 大橋上游)	4,988	2.26	9.73	3.25	0.38	9.29	3.18	0.39	9.96	4.54
濁斷 13	5,378	2.8	9.87	3.27	0.42	9.45	3.12	0.41	10.66	5.05
濁斷 14	5,797	3.4	10.26	2.84	0.4	9.76	3	0.44	11.1	5.49

表 6.2 砂土沖刷深度預測公式

公式名稱	公式	備註
沈學汶, 1966	$D_s = 2.5F_r^{0.4} D_p^{0.6} y_1^{0.4}$	$D_p = 0.045$ $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$
Neil, 1964	$D_s = 1.5D_p^{0.7} y_1^{0.3}$	$D_p = 0.045$
Inglis, 1949	$D_s = 4.2D_p (y_1 / B)^{0.73} F_r^{0.52}$	$D_p = 0.045$ $B = 0.045$ $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$
Breusers et al., 1977	$D_s = 2\xi_v \xi_s \xi_\alpha D_p \tanh \frac{y_1}{D_p}$	$D_p = 0.045$ $\xi_v = 0.6$ $\xi_s = 1.0$ $\xi_\alpha = 1.0$
HEC-18 Sand, 2012	$D_s = 2K_1 K_2 K_3 D_p^{0.65} y_1^{0.35} F_r^{0.43}$	$D_p = 0.045$ $K_1 = 1.0$ $K_2 = 1.0$ $K_3 = 1.1$ $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$

表 6.3 冲刷深度预测平均值

公式名稱	Inglis, 1949	沈學汶, 1966	Neil, 1964	HEC-18 Sand, 2012	Breusers et al., 1977
平均值(m)	15.23	6.24	4.98	4.92	2.51

表 6.4 載重參數一覽表

	Mean value(kN-m)	std	c.o.v
Resistance	1.71×10^6	2.34×10^5	0.136
Equivalent Scour Load	8.96×10^5	1.37×10^5	0.154
Dead Load	268.77	21.5	0.08
Live Load	9.44	2.50	0.265



圖 6.1 西濱大橋之現況圖

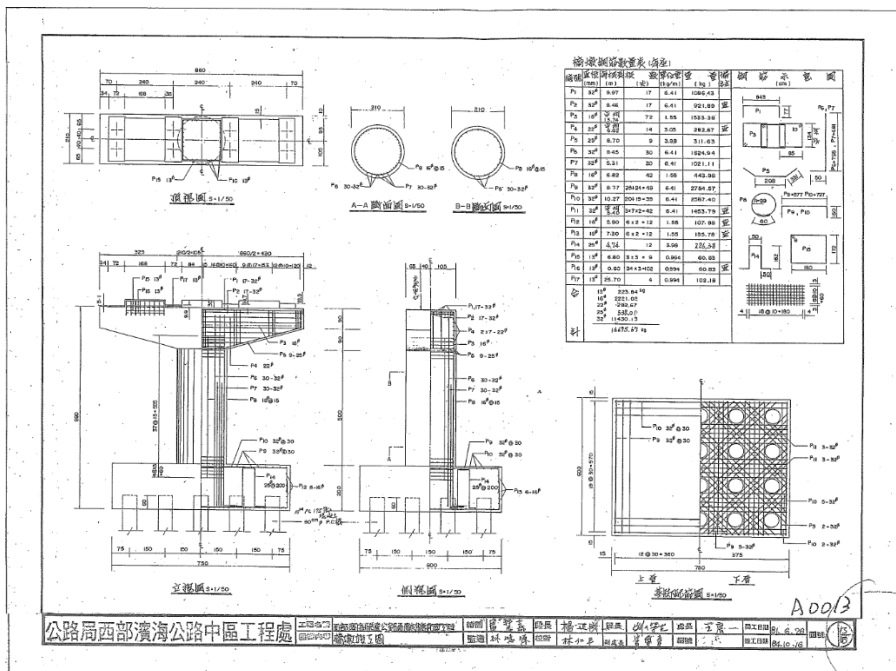


圖 6.2 西濱大橋竣工圖

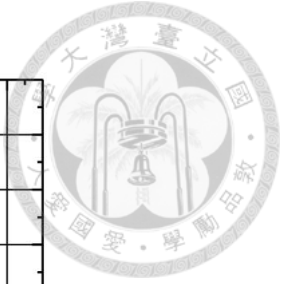
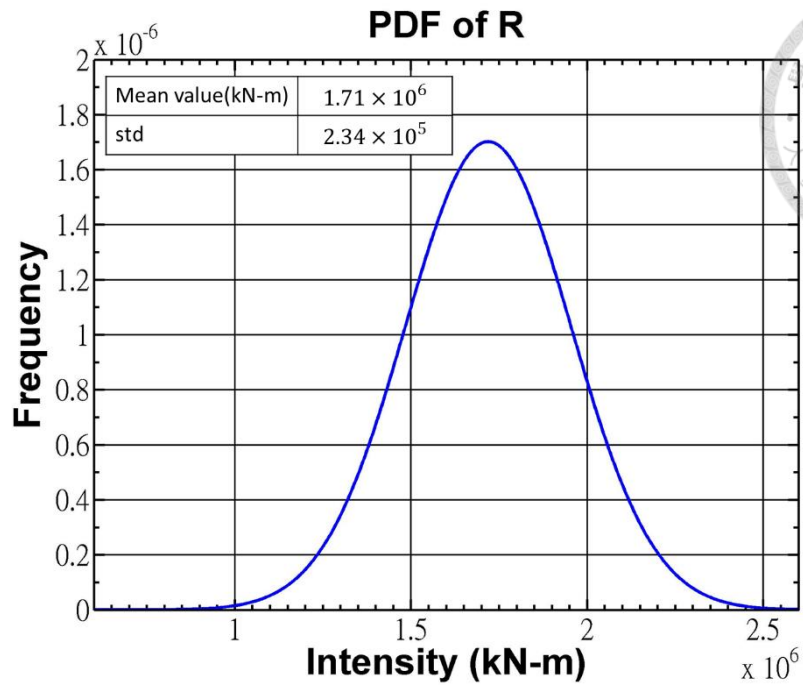


圖 6.3 承載力散佈形式

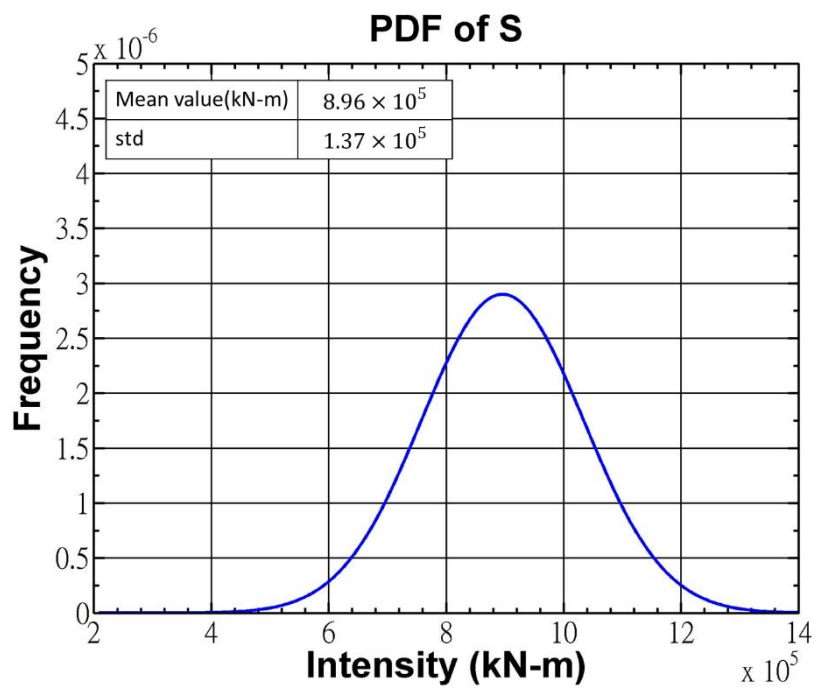


圖 6.4 等效沖刷作用載重分佈模式

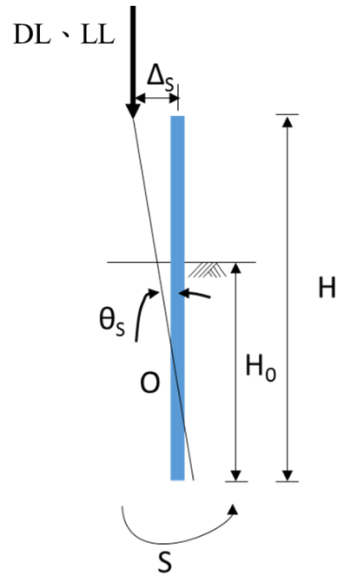


圖 6.5 載重加載示意圖

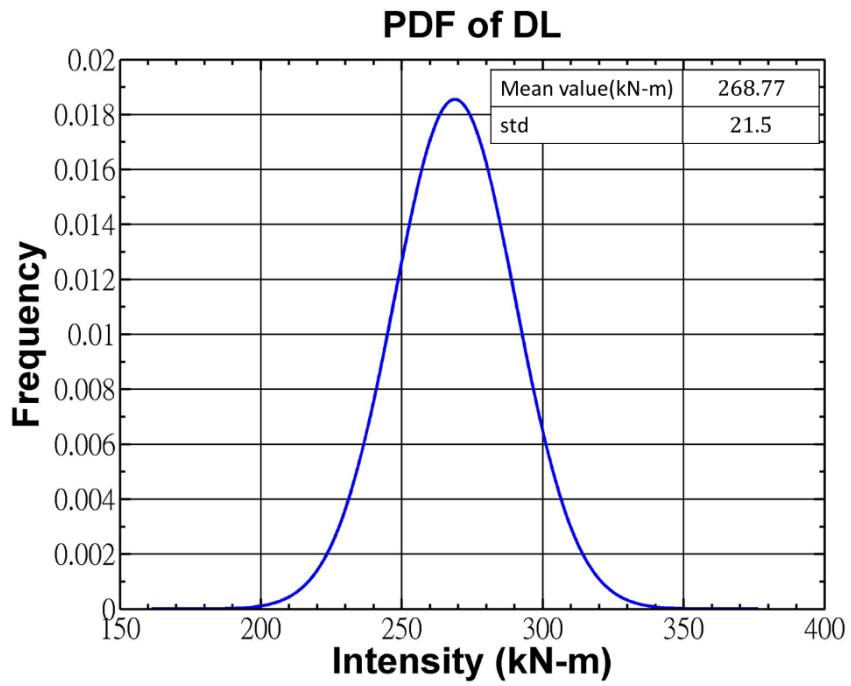


圖 6.6 靜載重分佈圖

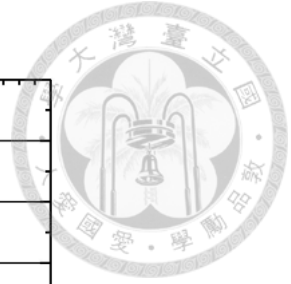
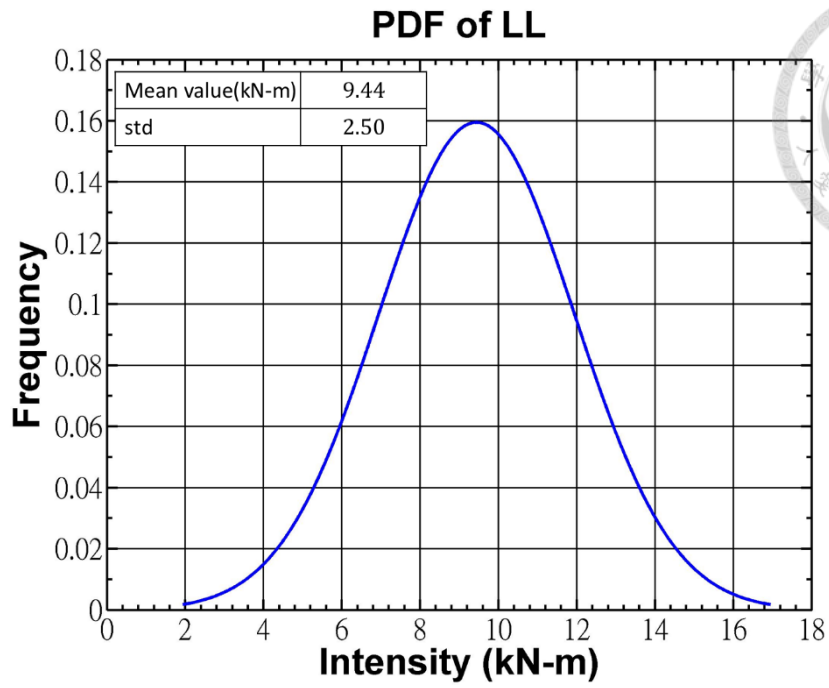


圖 6.7 活載重分佈圖

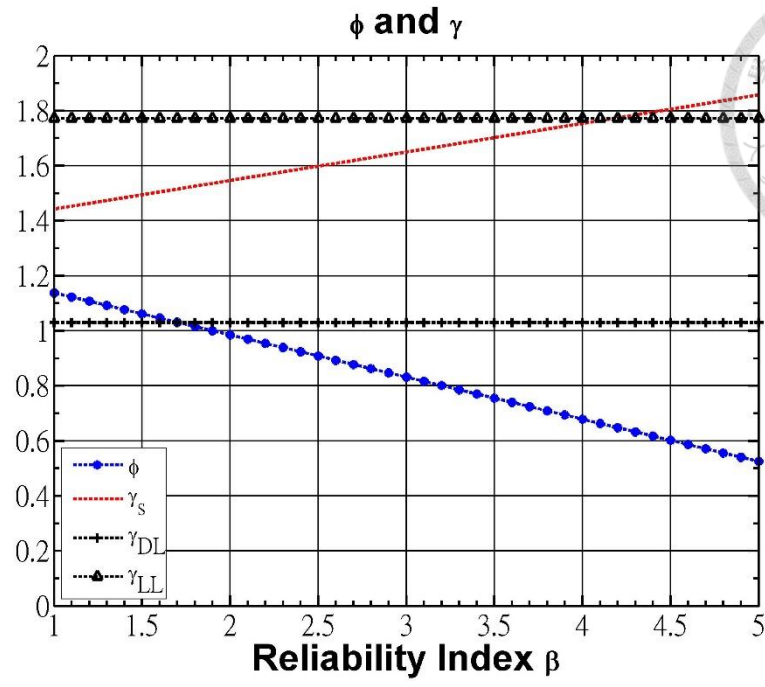
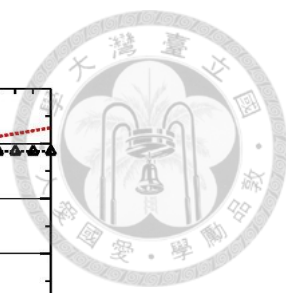


圖 6.8 載重係數-可靠度指標圖

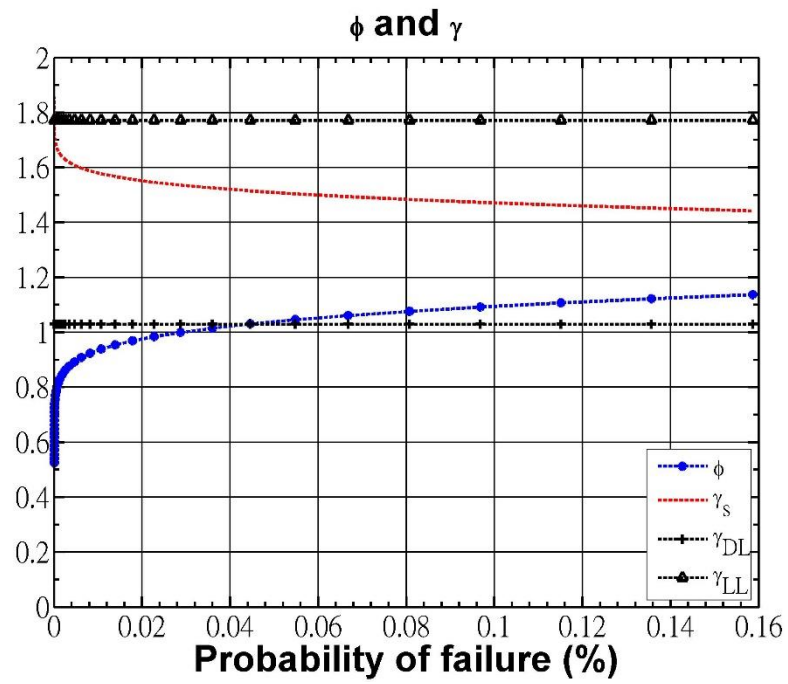


圖 6.9 載重係數-破壞機率圖

第七章 結論與建議



7.1. 結論

本論文利用等值載重之觀念，成功將沖刷深度轉換為等效沖刷載重，並以縮尺樁基礎橋墩試體對修正之等效沖刷載重模式進行驗證。在得到等效沖刷載重模式之後，配合條件機率建置沖刷易損性曲線，以及採用可靠度分析計算多重災害之載重抗力係數設計法所用之載重係數。研究成果歸納如下：

1. 研究中改良先前的等效沖刷作用載重模式，藉由 Reese^[37]的非線性土壤彈簧假設將樁基礎之樁徑影響考量進等效沖刷載重模式。
2. 配合不同沖刷深度及不同樁徑之縮尺樁基礎橋墩之靜力側推實驗求取橋墩頂部之力-位移曲線，再依序轉換成彎矩-位移曲線、彎矩變化量-位移曲線最後求得等效沖刷作用載重-沖刷深度比曲線來驗證此等效沖刷作用載重模式。
3. 等效沖刷作用載重之參數分析中，計算等效載重時，沖刷深度變異性較土壤性質變異性之影響為大。並且藉由 K-S 檢定和皮爾森卡方檢定的適配度檢定得到本論文推導之等效沖刷作用載重模式符合常態分佈之假設。
4. 由於本研究所提出之等效沖刷作用載重模式及承载力模式共用許多變數，無法直接由等效沖刷作用力大於承载力計算破壞機率，故藉由條件機率之方式，配合使用者定義的可接受破壞因子 k 來計算樁基礎橋墩破壞機率。
5. 由現地土壤資料、現地橋梁資料以及現地洪患資料出發，配合條件機率計算破壞機率後，本研究提出一套建置沖刷易損性曲線的流程方法，可供未來進一步研究參考。

6. 由現地土壤資料、現地橋梁資料以及現地洪患資料出發，配合使用者定義目標之可靠度指標後，本研究推導得多重災害之載重抗力係數設計法之流程。

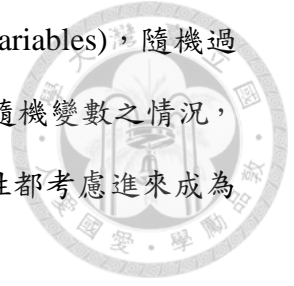


7.2. 建議與後續研究方向

本研究利用等效沖刷作用載重，配合條件機率建置沖刷易損性曲線，以及採用可靠度分析計算多重災害之載重抗力係數設計法所用之載重係數，其方法可行。但沖刷效應對橋梁之影響範疇廣大，等效沖刷作用載重之概念尚未成熟，仍有許多可精進及鑽研之處，以下將分項說明，以提供未來研究方向參考。

1. 本研究所提出之等效沖刷作用載重為簡化，故考量單樁基礎型式。而跨河橋梁之基礎通常為沉箱基礎或群樁基礎。因此，後續研究等效沖刷作用載重應考量沉箱基礎及群樁基礎等不同型式。
2. 沖刷效應所造成的橋梁破壞模式眾多，本研究考量的為側向不穩定傾倒破壞，此為土壤之承载力不足所造成。但尚有其他如沉陷破壞以及因沖刷坑的產生造成樁基礎本身之剪力破壞、撓剪破壞。如何將各種跨河橋梁破壞模式適當考量進等效沖刷作用載重，此為後續研究之挑戰。
3. 本研究進行縮尺橋墩試體之靜力試驗，而尺寸效應之考量亦為之後修正等效沖刷作用載重之重點，後續研究可針對相同尺寸效應進行深入研究与試驗討論。
4. 本研究提供一個參考算例，此算例之載重組合為靜載重、活載重以及等效沖刷作用載重。而多重災害之載重抗力係數設計法之長處為可因應不同極端狀況而有不同的載重組合，考量等效沖刷作用載重和地震力或是漂流物之衝擊載重亦為後續發展方向之一。
5. 由本流程所計算出之設計極限狀態方程式仍有許多可精進之處，其中之

一為隨機過程(Random process)及隨機變數(Random variables)，隨機過程為隨機變數之組合，本研究流程上只有考量單一個隨機變數之情況，但實際之沖刷過程每一次都是不同的，當把這些可能性都考慮進來成為隨機過程後，設計極限狀態方程式會更加完整。



參考文獻



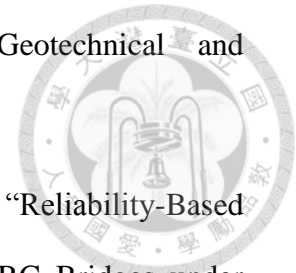
- [1] 姚乃嘉，黃榮堯，葉啟章，蔡閔光，「第二代台灣地區橋梁管理資訊系統建置規畫」，交通運輸研究所，2013
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials. “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition” 2010.
- [3] Andrzej S. Nowak. “Calibration of LRFD Bridge Code” Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 8, 1995.
- [4] Zach Liang, and George C. Lee. “Bridge Pier Failure Probabilities under Combined Hazard Effects of Scour, Truck and Earthquake. Part I: Occurrence Probabilities” Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 12, Issue 2. 2013.
- [5] Zach Liang, and George C. Lee. “Bridge Pier Failure Probabilities under Combined Hazard Effects of Scour, Truck and Earthquake. Part II: Failure Probabilities” Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 12, Issue 2. 2013.
- [6] Zach Liang. “Principles and Approaches for Multi-Hazard (MH) LRFD” 7th National Seismic Conference on Bridge and Highways. Keynote Speech, 2013.
- [7] Zach Liang, and George C. Lee. “Towards multiple hazard resilient bridges a methodology for modeling frequent and infrequent time-varying loads Part I” Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 11, Issue 3. 2012.
- [8] Zach Liang, and George C. Lee. “Towards multiple hazard resilient bridges a methodology for modeling frequent and infrequent time-varying loads Part II”

Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 11, Issue 3.
2012.



- [9] 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」，2008。
- [10] 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「橋墩即時沖刷深度警戒值與行動值之研訂」，2010。
- [11] Shirole, A. M., and R. C. Holt. “Planning for a Comprehensive Bridge Safety Assurance Program” Transportation Research Record 1290, 1991.
- [12] Parker, Gene W., Lisa Bratton, and David S. Armstrong. “Stream Stability and Scour Assessments at Bridges in Massachusetts” The Survey, 1997.
- [13] 林呈，「本省西部重要河川橋梁橋基災害分析與橋基保護工法資料庫系統之建立」，交通部運輸研究所專題研究計畫成果報告，1998。
- [14] Jean-Louis Briaud, Francis C. K. Ting, H. C. Chen, Rao Gudavalli, Suresh Perugu, and Gengsheng Wei. “SRICOS: Prediction of Scour Rate in Cohesive Soils at Bridge Piers” Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 125, No. 4, 1999.
- [15] Laura C. Bolduc, Paolo Gardoni, and Jean-Louis Briaud. “Probability of Exceedance Estimates for Scour Depth around Bridge Piers” Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 134, No. 2, February 1, 2008.
- [16] 交通部，「公路排水設計規範」，2008。
- [17] Peggy A. Johnson, and Daniel A. Dock. “Probabilistic Bridge Scour Estimates” Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No. 7, 1998.
- [18] Jean-Louis Briaud, Paolo Gardoni, and Congpu Yao. “Statistical, Risk, and

Reliability Analyses of Bridge Scour” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 140, No. 2. 2014.



[19] Azadeh Alipour, Behrouz Shafei, and Masanobu Shinozuka. “Reliability-Based Calibration of Load and Resistance Factors for Design of RC Bridges under Multiple Extreme Events: Scour and Earthquake” Journal of Bridge Engineering, Vol. 18, No. 5, May 1, 2013.

[20] Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang. “Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume I-Basic Principles” Wiley, 1975.

[21] 沈明毅, 「樁基礎縮尺橋梁模型之沖刷易損性曲線建置試驗研究」, 國立台灣大學碩士論文, 2013。

[22] 台灣高鐵, 「高鐵設施容許變形值一覽表」, 2011。

[23] FHWA “Principles of Multiple-Hazard Design for Highway Bridges”, 2013

[24] 陳能鴻, 「單跨樁基礎橋梁模型之振動台實驗研究」, 國立台灣大學碩士論文, 2013。

[25] ASTM Standard D3080-98. “Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions” Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2000.

[26] ASTM Standard D4253-93. “Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils using a Vibration Test” Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2000.

[27] ASTM Standard D4254-91. “Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density” Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2000.

[28] Applied Technology Council ATC-32. “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations” Redwood City, California.

[29] 蔡益超,「公路橋梁耐震性能設計規範研究」,交通部臺灣區國道新建工程局, 2011。

[30] Ghosn, M., F. Moses, & Wang, J. “NCHRP Report 489: Design of Highway Bridges for Extreme Events” Transportation Research Board, 2003.

[31] Yin-Nan Huang. “Performance Assessment of Conventional and Base-isolated Nuclear Power Plants for Earthquake and Blast Loadings” ProQuest, 2008.

[32] 陳志豪,「考量等效沖刷載重之橋梁可靠度設計方法研究」,國立台灣大學碩士論文, 2014。

[33] A. Alipour. “Performance Assessment of Highway Bridges Under Earthquake and Scour Effect”, 2012.

[34] 經濟部水利署中區水資源局,「大度攔河堰計畫管線工程詳細地況調查」, 2009

[35] 交通部運輸研究所,「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」, 2011

[36] 苟昌煥,「混凝土橋梁耐震能力評估與資料庫系統之建立」,中華大學碩士論文, 2003。

[37] Reese, L. C., W. R. COX, AND F. D. KOOP, “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand.” Proceeding, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. II, Paper No.2080, 1974, 99.473-484

作者簡歷



姓名：劉俊仁(Liu, Chun-Jen)

學歷：

國立台灣大學土木工程學系研究所結構工程組畢業

民國 104 年 7 月

國立台灣大學土木工程學系畢業

民國 102 年 6 月

臺北市成功高級中學畢業

民國 97 年 6 月