

國立交通大學
土木工程學系博士班
博士論文

膠結不良砂岩的淺基礎承载力

The Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundation on
Poorly Cemented Sandstone

研 究 生：張振成

指 導 教 授：廖志中 博士

潘以文 博士

中華民國九十七年七月

膠結不良砂岩的淺基礎承载力

The Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundation on
Poorly Cemented Sandstone

研究生：張振成

Student: Jen-Chen Chang

指導教授：廖志中、潘以文 博士

Advisor: Dr. Jyh-Jong Liao

Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學
土木工程學系博士班
博士論文



A Thesis
Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
In Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Doctor
in
Civil Engineering

July 2008
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

膠結不良砂岩的淺基礎承载力

研究生：張振成

指導教授：廖志中、潘以文 博士

國立交通大學土木工程系博士班

中文摘要

本研究旨在利用自行建立的室內模型承載試驗設備，經由淺基礎模型承載試驗探討基腳位於水平地表與邊坡穩定條件下之不同坡角及退縮距離之承載行為與破壞機制，並依據觀察結果嘗試提出一適宜之破壞模式，利用上限解定理提出膠結不良砂岩淺基礎承载力理論解。

本研究使用人造膠結不良砂岩試體進行一系列室內模型承載試驗，其試驗條件包含基腳位於水平地表、不同邊坡角度之坡頂(10°、20°及30°坡角)、及20度邊坡角度條件下之基腳置於距坡頂1倍與2.5倍基腳寬度之退縮距離。

人造試體經由各項物理及力學試驗證明，滿足模型相似律，適合作為模型承載試驗之用。模型承載試驗結果，顯示水平地表之膠結不良砂岩淺基礎承载力最大，邊坡坡頂承载力隨坡角增大而減少，10度與20度邊坡坡頂之極限承载力較水平地表條件約略成正比例的減少，而當坡角為30度時，極限承载力明顯較為減小；基礎承载力隨者基腳之退縮距離增加而漸增，當基腳之退縮距離為2.5倍基腳寬度時，其基礎極限承载力接近水平地表條件者。

膠結不良砂岩淺基礎承載曲線略分為四個階段，即應力調整階段、線性階段、非線性階段及極限破壞階段。而基礎破壞機制可分為

基礎正下方之主動壓力區，最外側鄰近地表面之被動壓力區，及介於此兩區間傳遞應力之轉折區。基腳下方主動壓力區約略形成倒三角形狀，且隨坡角增大或退縮距離減少而更偏斜邊坡面，此區內材料類似顆粒被壓碎現象且呈現塑性變形，故主應力方向應為垂直向下；被動區為破壞滑動面上之區域，破壞滑動面為裂縫延伸至地表面所形成之，且當此破壞面形成時基礎隨即失去承載能力。被動區受到主動區的主動壓力推擠而形成，故此區主應力方向應為平行邊坡面。水平地表條件下是對稱形成的，其餘試驗條件下只有邊坡側形成被動區，且被動區域面積隨退縮距離增加而漸增；轉折區位於主動區與被動區之間，主應力方向於此區中旋轉。轉折區存在二至三條裂縫，將此區分為三至四個塊體。當邊坡基礎兩側對稱性愈高，則邊坡側與水平側破壞模式也愈趨於相似對稱，因此基礎承載能力也相對提高。膠結不良砂岩淺基礎破壞機制可歸類為多重塊體傳遞破壞機制(multi-block translation mechanism)的一種。根據試驗結果顯示，膠結不良砂岩兼具岩石裂縫與土壤塑性之特性，為土壤與岩石間過渡性之材料，因此目前適用於土壤及岩石的各承載力分析方法未能全盤適用。

本研究根據模型承載試驗結果提出一理想之假設破壞模式，其可分為基腳下方主動區、地表側之被動區以及介於主動區與被動區之轉折區，轉折區假設由三個楔形塊體所組成並且轉折區夾角隨坡角及基腳退縮距離變化。透過上限解定理提出膠結不良砂岩淺基礎承載力理論解，理論結果顯示接近承載試驗結果，因此本理論解可用於決定膠結不良砂岩材料基礎承載力，但於坡角較高條件下(即坡角大於 $\frac{\phi'}{2}$)需檢核其邊坡穩定的影響。

The Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundation on Poorly Cemented Sandstone


Student : Jen-Chen Chang

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao

Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract



The present paper aims to investigate the bearing behavior and failure mechanism of a shallow foundation of level ground and on/behind the crest of a poorly cemented sandstone slope. As a marginal geo-material, the load-bearing behavior of soft rock may not be closely modeled by the common theories. A clear understanding of the actual failure mechanisms of poorly cemented sandstone is crucial for estimating its bearing capacity. It is attempted to develop a bearing capacity theory for the geomaterial according to the observed failure mechanism from model tests in this study

Load-bearing model tests of strip footing on slope crest for slopes with various slope angles (0, 10, 20, and 30 degrees) and for footing at various setback distances (1 and 2.5 times of footing width) from 20° slope crest were conducted. The model rock slope was made of artificial rock that simulates natural poorly cemented sandstone. The

comparison of various physical indices and mechanical properties supports that the mechanical properties of artificial soft rock are reasonably close to the target natural soft rock. Based on a series of load-bearing model tests, it was found the ultimate bearing capacity decreases with the increase of the slope angle or the setback distance of footing. For slope angle greater than 30° , the influence of slope on the ultimate bearing capacity is more obvious. When the setback distance exceeds 2.5 times of the footing width or so, the ultimate bearing capacity is close to that of level ground.

Referred to the load-deformation curves, the load-bearing process can be divided into four stages; namely, the initial stress-adjusting stage, the linear stage, the non-linear stage, and finally, the ultimate stage. The active zone, in a shape of an inverted triangle, exists under the footing base. It is noted, as the slope angle increases and setback distance decreases, the shape of the inverted triangle deformed more toward the sloping side. In the active zone, the foundation material deformed downward and laterally toward to the sloping side. Hence, the vertical stress is the major principle stress σ_1 . When the shear fractures composed of the passive zone finally reached the slope surface, the footing foundation would lose its bearing capacity eventually. The passive zone was formed by crack extended onto the slope surface. The passive zone was pushed laterally and outward. In the passive zone, σ_1 is parallel to ground. A transition zone, which may contain one or two radial cracks, is located between the active and the passive zones. In the transition zone, the shear cracks provided stress discontinuities between

the active zone and the passive zone; it enables the major principle plane rotate progressively from the active zone to the passive zone. The fracture models in two sides of footing were symmetrical only in the level-ground case which has the largest bearing capacity. Based on the observed behavior from the model tests, the failure mechanism may be modeled as a multi-block translation mechanism.

From the failure mechanism observed in the load-bearing model tests, it appears that common theories neither for soils nor for rigid rocks can fully model the bearing failure mechanism on poorly cemented sandstone. Unlike a plastic behavior in soil and brittle behavior in rigid rock, the failure mechanism for poorly cemented rock develops both plastic deformation and shear fractures in a progressive process.

Based on the experimentally observed failure mechanism, a simplified plastic collapse mechanism is proposed and an upper-bound solution based on a multi-block translation mechanism is formulated. Failure zones were divided into the active zone, the transitional zone, and the passive zone. In this study, it assumed that the transition zone contained three rigid triangle wedges with two velocity discontinuities. The angle of the rotation angle of the major principle stress from the active zone to the passive zone is affected by slope angle and setback distance. The upper-bound solution agrees well with the experimental bearing capacity for slope angle less than $\frac{\phi'}{2}$.

誌謝

博士班多年的研究與學習對我而言意義非凡，看到自己的努力終於開花結果。撰寫論文的種種煎熬和壓力，如今只留下深深的感恩。由衷感謝我的指導教授 廖志中博士與 潘以文博士，這多年來對我的辛勤教導，無論在課業或為人處事上皆不吝給予建議與鼓勵，也讓我深刻體會「堅持到底」的可貴。

論文口試期間，感謝 李德河博士、黃燦輝博士、蔡光榮博士、壽克堅博士、陳昭旭博士、黃安斌博士以及 林志平 博士對於本論文費心的校正並提供寶貴的建議，使本論文能夠更嚴謹完整。另外，亦感謝 方永壽博士與 單信瑜博士於專業知識上的傳授。

在研究期間，特別感謝胡賢能先生、董家鈞博士、王承德博士、劉智超博士以及 胡廷秉學長等，沒有您們的提攜與扶持，相信今天的研究之路不會如此順利。此外，感謝曾經協助我的學弟妹們，因為有你們，我才能順利完成學業。

在此，由衷地感謝我最敬愛的 父母親對我的養育栽培，您們所給予的支持與鼓勵是我完成論文最大的原動力。最後感謝我所摯愛的 姻誼，一路走來，謝謝妳容忍與體諒我的研究生涯，這段期間辛苦妳了。僅將這本論文獻給我即將出世的小孩。

目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
誌謝.....	VI
目錄.....	VII
表目錄.....	XII
圖目錄.....	XV
照片目錄.....	XXIV
符號說明.....	XXVI
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機與背景	1
1.2 研究目的與方法	2
第二章 文獻回顧	5
2.1 膠結不良砂岩概述	5
2.1.1 軟弱岩石形成原因、定義與特性	6
2.1.2 台灣中北部軟弱岩層概述	13

2.1.3 台灣中北部軟弱岩石特性	17
2.2 土壤淺基礎承載行為	23
2.3 岩石淺基礎承載行為	27
2.3.1 岩石淺基礎可能破壞模式	27
2.3.2 岩石邊坡淺基礎可能破壞模式	30
2.4 淺基礎承載力理論分析方法	32
2.4.1 土壤淺基礎承載力理論分析	32
2.4.2 岩石淺基礎承載力理論分析	41
2.4.3 土壤邊坡淺基礎承載力理論分析	51
2.4.4 岩石邊坡淺基礎承載力理論分析	57
2.4.5 淺基礎承載力理論分析總結	61
2.5 基礎承載試驗方法	62
2.6 人造軟弱岩石	64
2.6.1 人造軟弱岩石材料	64
2.6.2 人造軟弱岩石製作方法	66
2.6.3 模型相似律	70
2.7 軟弱岩石基礎模型承載試驗成果	71
2.8 現地試驗應用之多功能孔內試驗儀	79
第三章 試驗設備規劃設計	82

3.1 人造膠結不良砂岩試體尺寸	82
3.2 試體製作儀器設備	89
3.3 模型承載試驗設備	95
3.4 試驗盒側壁潤滑層之摩擦效應	97
第四章 人造膠結不良砂岩試體製作及其性質	102
4.1 人造膠結不良砂岩材料的組成	102
4.2 人造膠結不良砂岩試體製作流程與方法	104
4.3 模型試體相似律檢核	113
4.3.1 物性及力學試驗試體取樣法	113
4.3.2 基本物理性質	116
4.3.3 力學性質	120
4.3.4 模型相似率檢核	129
4.4 試體與天然膠結不良砂岩楊氏數比較	131
第五章 膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗	134
5.1 試驗設備組裝	134
5.2 淺基礎模型承載試驗流程與方法	136
5.3 淺基礎模型承載試驗項目及數量	141
5.4 模型承載試驗結果	142

5.4.1 試體破壞範圍檢核.....	142
5.4.2 淺基礎模型承載試驗結果.....	144
5.4.3 淺基礎承載行為與破壞機制.....	147
5.4.4 邊坡坡角對於承載行為與破壞機制之影響.....	163
5.4.5 退縮距離對於承載行為與破壞機制之影響.....	168
5.4.6 淺基礎承載破壞機制.....	171
第六章 膠結不良砂岩淺基礎理論極限承載力	176
6.1 模型承載試驗結果與各承載理論分析比較.....	176
6.2 假設破壞模式與動態容許速度場.....	181
6.3 膠結不良砂岩淺基礎承載力理論公式.....	186
6.3.1 基本假設.....	186
6.3.2 推導過程.....	186
6.4 承載力理論公式參數分析.....	195
6.4.1 趨近參數 m	196
6.4.2 坡角參數 α	198
6.4.3 退縮距離 β	200
6.4.4 摩擦角 ϕ 與膨脹角 ψ	201
6.5 理論承載力與模型承載試驗結果比較.....	203
6.5 簡易設計圖表.....	206

第七章 結論與建議	215
7.1 結論	215
7.2 建議	219
參考文獻.....	220
附錄 A 單壓試驗	
附錄 B 多功能孔內試驗儀(BTD)	



表目錄

表 2.1 台灣西部麓山帶第三紀及更新世地層對比表	16
表 2.2 台灣中北部軟弱岩石物理性質一覽表	18
表 2.3 台灣軟弱岩石單壓強度統計資料一覽表	20
表 2.4 台灣中北部軟弱岩石單壓試驗結果一覽表	20
表 2.5 台灣中北部軟弱岩石三軸試驗結果一覽表	22
表 2.6 人造軟弱岩石材料及製作方法	70
表 2.7 人造岩體物理及力學性質	77
表 4.1 分階加載的目標荷重和對應的時間	109
表 4.2 人造試體與天然膠結不良砂岩之物性試驗比較	118
表 4.3 人造試體含水量一覽表	119
表 4.4 人造試體與天然膠結不良砂岩粒徑參數比較一覽表	120
表 4.5 單壓強度試驗結果比較一覽表	122
表 4.6 本研究試體巴西試驗結果	123
表 4.7 本研究乾燥三軸試驗結果一覽表	125
表 4.8 人造試體與天然膠結不良砂岩各項力學參數比較表	130
表 4.9 BTD 孔底平鈹載重試驗之縱向楊氏模數	133
表 4.10 平鈹形狀修正係數 β_p 值與 L/B 之關係表	133

表 4.11 模型承載試驗求得向楊氏模數結果	133
表 5.1 本研究試驗項目及數量	141
表 5.2 膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗結果	145
表 6.1 水平地表條件下模型試驗結果與各理論分析比較結果	179
表 6.2 理論承載力分析採用之基礎材料參數(水平基礎)	180
表 6.3 邊坡地表條件下承載模型試驗結果與各理論分析比較結果	180
表 6.4 理論承載力分析採用之基礎材料參數(邊坡基礎)	181
表 6.5 彙整理論承載值與試驗結果比較表	205
表 A.1 No.0°-1 試體單壓試驗結果	231
表 A.2 No.0°-3 試體單壓試驗結果	232
表 A.3 No.10°-1 試體單壓試驗結果	233
表 A.4 No.10°-2 試體單壓試驗結果	234
表 A.5 No.10°-3 試體單壓試驗結果	235
表 A.6 No.20°-1 試體單壓試驗結果	236
表 A.7 No.20°-2 試體單壓試驗結果	237
表 A.8 No.20°-3 試體單壓試驗結果	238
表 A.9 No.30°-1 試體單壓試驗結果	239
表 A.10 No.30°-2 試體單壓試驗結果	240
表 A.11 No.30°-3 試體單壓試驗結果	241

表 A. 12 No.20°/1B-1 試體單壓試驗結果.....	242
表 A. 13 No.20°/1B-2 試體單壓試驗結果.....	243
表 A. 14 No.20°/2.5B-1 試體單壓試驗結果.....	244
表 A. 15 No.20°/2.5B-2 試體單壓試驗結果.....	245
表 A. 16 No.20°/2.5B-3 試體單壓試驗結果.....	246
表 B. 1 BTD 孔底平鈹載重試驗規劃表.....	260



圖目錄

圖 1.1 研究流程圖	4
圖 2.1 軟弱岩石成因示意圖	7
圖 2.2 ISRM 建議之大地材料單壓強度分類分級圖	8
圖 2.3 岩石材料依單壓強度之分級圖	9
圖 2.4 乾燥(實線)與飽和(虛線)之膠結不良砂岩單壓試驗結果	11
圖 2.5 微裂縫及圍壓對軟弱岩石應力應變特性影響	13
圖 2.6 土壤基礎相對密度 D_r 與 D_f/R 關係下之基礎破壞模式	25
圖 2.7 土壤淺基礎全面剪力破壞模式	25
圖 2.8 土壤淺基礎局部剪力破壞模式	26
圖 2.9 土壤淺基礎貫穿破壞模式	26
圖 2.10 岩石基礎破壞模式	28
圖 2.11 節理岩體與層狀岩層基礎破壞模式	29
圖 2.12 岩石邊坡破壞模式	31
圖 2.13 Bell 假設之破壞機制	33
圖 2.14 Prandtl 假設之破壞機制	34
圖 2.15 Casagrande&Fadum 假設之破壞機制	35
圖 2.16 Terzaghi 假設之破壞機制	37

圖 2. 17 Meyerhof 假設之破壞機制.....	38
圖 2. 18 上限定理與下限定理關係圖	40
圖 2. 19 具兩組裂面基礎之假設破裂機制	43
圖 2. 20 Hill(1950)假設之破壞機制	44
圖 2. 21 Chen & Drunker 假設之破壞機制	45
圖 2. 22 (a)岩石破壞模式，(b)岩石強度莫耳圓示意圖	47
圖 2. 23 (a)假設岩石破壞模式示意圖，(b)配合 Hoek-Broen 破壞準則 應力狀態.....	47
圖 2. 24 異向性岩石基礎破壞滑動線圖	49
圖 2. 25 基礎承載因子與岩層面傾角關係圖	49
圖 2. 26 Meyerhof 假設之土壤邊坡淺基礎破壞機制	52
圖 2. 27 Bowel 修正之土壤淺基礎邊坡破壞機制.....	53
圖 2. 28 Saran 假設之土壤邊坡淺基礎破壞機制	54
圖 2. 29 Kusakabe 假設之土壤邊坡淺基礎破壞機制	55
圖 2. 30 非凝聚性土壤邊坡淺基礎破壞滑動曲線	56
圖 2. 31 基腳座落於坡頂上之承載力因數	58
圖 2. 32 基礎承載因數與岩石面傾角關係圖	59
圖 2. 33 岩石邊坡淺基礎破壞時滑動曲線示意圖	59
圖 2. 34 基礎邊界狀態示意圖	60

圖 2.35 坡角 10 度不同載重下 N_β 之值	61
圖 2.36 模擬材料分類	66
圖 2.37 試體製作設備示意圖	72
圖 2.38 (1)point 1:線彈性變形的端點、(2)point 2:主要降伏強度前、 (3)point 3:主要降伏強度後,以 point 4:破壞之破壞機制	73
圖 2.39 基礎承載試驗儀器架設示意圖	75
圖 2.40 不同階段之基礎破壞現象	76
圖 2.41 製作試體設備圖	78
圖 2.42 基礎試驗箱及基腳尺寸示意圖	78
圖 2.43 多功能孔內試驗儀之整體系統	81
圖 3.1 基礎模型幾何形狀示意圖	84
圖 3.2 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之承載應力與沉陷位移關係曲線	84
圖 3.3 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 加載後應力	85
圖 3.4 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 加載後應力	85
圖 3.5 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 的初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 加載後應力	86
圖 3.6 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 加載後應力	86
圖 3.7 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下正規化軸差應力	87
圖 3.8 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之位移等高線	88
圖 3.9 (a)模型承載試驗設備示意圖(b)量測設備(c)模型試驗盒	97

圖 3.10 直剪盒示意圖	99
圖 3.11 鋼板側壁潤滑層剪應力與剪位移之關係	100
圖 3.12 強化玻璃潤滑層剪應力與剪位移之關係	100
圖 3.13 視摩擦角與正向應力之關係	101
圖 4.1 人造試體製作流程	105
圖 4.2 試體壓密試驗曲線	110
圖 4.3 試體取樣位置示意圖	115
圖 4.4 人造試體與天然膠結不良砂岩粒徑分佈曲線圖	120
圖 4.5 No.0°-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線.....	125
圖 4.6 No.0°-3 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線.....	126
圖 4.7 No.20°-2 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線.....	126
圖 4.8 No.30°-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線.....	127
圖 4.9 No.20°/1B-3 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線	127
圖 4.10 No.20°/2.5B-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線	128
圖 4.11 天然膠結不良砂岩塊三軸試驗有效應力莫爾圓與破壞包絡線	128
圖 5.1 LVDT 量測位置示意圖	134
圖 5.2 淺基礎模型承載試驗流程圖	138
圖 5.3 不同試驗條件下基腳位置示意圖(a)水平地表(b)不同坡角坡緣	

(c) 20°坡角之不同退縮距離.....	142
圖 5.4 岩石單壓強度曲線圖	146
圖 5.5 極限承载力與邊坡坡角關係圖	146
圖 5.6 極限承载力與退縮距離關係圖	147
圖 5.7 (a) 承载力曲線圖及基腳置於水平地表各組漸進式破壞狀態分別 對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初始點 B(d)極限承载力點 C	157
圖 5.8 (a) 承载力曲線圖及基腳置於 10 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀態 分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初始點 B(d)極限承载力 點 C	158
圖 5.9 (a) 承载力曲線圖及基腳置於 20 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀態 分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初始點 B(d)極限承载力 點 C	159
圖 5.10 (a) 承载力曲線圖及基腳置於 30 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀 態分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初始點 B(d)極限承载 力點 C	160
圖 5.11 (a) 承载力曲線圖及基腳置於 20 度邊坡且退縮距離為 1B 坡緣各 組漸進式破壞狀態分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初 始點 B(d)極限承载力點 C	161
圖 5.12 (a) 承载力曲線圖及基腳置於 20 度邊坡且退縮距離為 2.5B 坡緣	

各組漸進式破壞狀態分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段 初始點 B(d)極限承载力點 C.....	162
圖 5.13 各承載階段之基礎狀態示意圖，基腳分別置於(a)水平地表 (b)10°邊坡坡緣 (c)20°邊坡坡緣 (d) 30°邊坡坡緣.....	166
圖 5.14 基礎發生邊坡滑動破壞狀態(a) 10°邊坡坡緣 (b) 20°邊坡坡 緣(c) 30°邊坡坡緣.....	167
圖 5.15 各承載階段之基礎狀態示意圖，基腳分別置於(a)水平地表 (b)20°邊坡坡緣 (c)20°邊坡 1B 退縮距離(d) 20°邊坡 2.5B 退縮距 離.....	170
圖 5.16 基礎極限破壞模式及代表性極限破壞照片(a)水平地表 (b)10°/坡緣 (c)20°/坡緣 (d)30°/坡緣 (e)20°/1B 退縮距離 (f) 20°/2.5B 退縮距離	174
圖 5.17 主應力方向隨退縮距離增加而旋轉角度示意圖	175
圖 6.1 膠結不良砂岩淺基礎假設(a)破壞模式(b)速度場	184
圖 6.2 膠結不良砂岩水平地表基礎假設破壞模式	185
圖 6.3 假想被動區最大主應力方向隨基腳退縮距離變化示意圖 ...	185
圖 6.4 假設破壞機制之速矢端線(velocity hodographs).....	185
圖 6.5 主動區 Δabc 速度場與速矢端線.....	188
圖 6.6 轉折區與被動區(a)速度場(b)速度場幾何關係圖(c)速矢端線圖	

.....	188
圖 6.7 不同趨近參數 m 下承载力無因次項與退縮距離參數關係圖198
.....	198
圖 6.8 不同坡角條件下基礎理論承载力與退縮距離參數之關係圖200
.....	200
圖 6.9 水平地表基礎理論承载力與正規化膨脹角 $\frac{\psi}{\phi}$ 之關係圖203
圖 6.10 基礎摩擦角 30 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖208
圖 6.11 基礎摩擦角 35 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖208
圖 6.12 基礎摩擦角 40 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖209
圖 6.13 基礎摩擦角 45 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖209
圖 6.14 基礎摩擦角 30 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖210
圖 6.15 基礎摩擦角 35 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖210
圖 6.16 基礎摩擦角 40 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖211
圖 6.17 基礎摩擦角 45 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖211
圖 6.18 N_{CL} 與 ϕ 關係圖212
圖 6.19 $N_{\gamma L}$ 與 ϕ 關係圖212
圖 6.20 基礎摩擦角 30 度條件下 κ 與 β 關係圖213
圖 6.21 基礎摩擦角 35 度條件下 κ 與 β 關係圖213
圖 6.22 基礎摩擦角 40 度條件下 κ 與 β 關係圖214
圖 6.23 基礎摩擦角 45 度條件下 κ 與 β 關係圖214
圖 A.1 No.0°-1 試體單壓試驗曲線231

圖 A. 2 No.0°-3 試體單壓試驗曲線.....	232
圖 A. 3 No.10°-1 試體單壓試驗曲線.....	233
圖 A. 4 No.10°-2 試體單壓試驗曲線.....	234
圖 A. 5 No.10°-3 試體單壓試驗曲線.....	235
圖 A. 6 No.20°-1 試體單壓試驗曲線.....	236
圖 A. 7 No.20°-2 試體單壓試驗曲線.....	237
圖 A. 8 No.20°-3 試體單壓試驗曲線.....	238
圖 A. 9 No.30°-1 試體單壓試驗曲線.....	239
圖 A. 10 No.30°-2 試體單壓試驗曲線.....	240
圖 A. 11 No.30°-3 試體單壓試驗曲線.....	241
圖 A. 12 No.20°/1B-1 試體單壓試驗曲線.....	242
圖 A. 13 No.20°/1B-2 試體單壓試驗曲線.....	243
圖 A. 14 No.20°/2.5B-1 試體單壓試驗曲線.....	244
圖 A. 15 No.20°/2.5B-2 試體單壓試驗曲線.....	245
圖 A. 16 No.20°/2.5B-3 試體單壓試驗曲線.....	246
圖 B. 1 填充版厚度(a)改良前 (b)改良後	250
圖 B. 2 填充板改良元件示意圖.....	251
圖 B. 3 填充版中央組構(a)俯視圖(b)側視圖	252
圖 B. 4 改良前上部測量位移系統.....	253

圖 B.5 改良後上部測量位移系統.....253

圖 B.6 孔內平板載重試驗之深度修正因子.....261



照片目錄

照片 4.1 新竹縣寶山第二水庫工址處砂岩層邊坡	104
照片 4.2 試體壓密製作情形	108
照片 4.3 試體氣乾養治情形	110
照片 4.4 砂輪機修整試體邊坡	111
照片 4.5 刮尺修整試體	111
照片 4.6 磨平機修整試體表面	112
照片 4.7 試體完成照片	112
照片 4.8 泡沫鑽心取樣設備照片	114
照片 4.9 力學試驗取樣範圍照片	115
照片 4.10 泡沫鑽心取樣照片	116
照片 5.1 量測系統	135
照片 5.2 架設 LVDT 近照	135
照片 5.3 網格照片	139
照片 5.4 側鋼版之強化玻璃觀察窗	139
照片 5.5 試體盒組裝完成照片	140
照片 5.6 試驗盒移動架設照片	140
照片 5.7 試體破壞後照片 (a)No. 0°-3 (b)No.10°-2 (c) No.20°-2 (d)	

No.30°-1 (e) No.20°/1B-3 (f) No.20°/2.5B-1	143
照片 5.8 轉折區之裂縫面照片	175
照片 B.1 鑽孔之鑽頭.....	255
照片 B.2 鑽孔之鑽頭.....	256
照片 B.3 儀器組立之照片.....	257
照片 B.4 儀器吊入孔內之照片.....	257
照片 B.5 架設上部量測系統.....	258



符號說明

α	邊坡坡角
α'	被動區假想最大主應力方向與水平面夾角
B	基腳寬度
N_{CS}	邊坡側承載力因子
N_{CL}	水平側承載力因子
$N_{\gamma S}$	邊坡側基礎單位重承載因子
$N_{\gamma L}$	水平側基礎單位重承載因子
κ	對稱性因子
m	趨近參數
n	變化參數
β	退縮距離參數
L_c	水平側被動區地表邊界
V	塊體速度
r	不連續面長
q	基礎極限承載力
W	外力作功率
c	基礎凝聚力
γ	基礎單位重
η	被動區與地表夾角
ξ	主動區與地表夾角
ϕ	基礎摩擦角
ψ	基礎膨脹角
θ	水平側轉折區總夾角
θ'	邊坡側轉折區總夾角
$\theta_1, \theta_2, \theta_3$	水平側各轉折區夾角
$\theta'_1, \theta'_2, \theta'_3$	邊坡側各轉折區夾角

第一章 前言

1.1 研究動機與背景

隨人口增加及經濟發展，台灣各項建設已漸向山坡地開發。台灣中北部(桃園至台中)麓山帶地層，除未固結之紅土礫石層、台地堆積層與河床沖積層外，以上新世之卓蘭層與上新-更新世之頭嵙山層為主。此等岩層於地質年代上屬於甚為年輕岩層，其沉積岩性質受到形成年代與膠結物而有所差異，由粉土或黏土膠結且固結作用不完全的砂岩稱膠結不良砂岩，強度上亦屬於軟弱砂岩。此種砂岩具有膠結不良、承载力差與變形性大等工程特性。基礎若座落於此類膠結不良砂岩盤上時，岩體常因岩體工程性質不佳，使得基礎失去承载能力並產生較大的沉陷等工程問題。再者，為了因應不同使用的需求，結構物有時並非建造於水平地表基礎上，而建築在邊坡上或是鄰近於邊坡之處，例如橋樑基礎位於邊坡路堤等。當基腳置於坡角小於無邊坡穩定之虞慮的邊坡及坡頂上，因缺少邊坡面之側向岩體支撐，使得此類軟弱岩盤的承载行為又受到邊坡地形因素影響，更加導致預估基礎承载力的不確定性。

土壤與硬岩的力學性質截然不同，而對於此類軟弱岩石而言，仍屬土壤與硬岩間的過渡性材料，可能同時存在塑性與脆性的特質，不

應全由土壤或硬岩之單方面觀點進行分析。在現有的文獻當中，有關於基礎承载力分析研究大多著重在土壤與硬岩基礎，但對於膠結不良砂岩基礎材料而言，則甚少有文獻加以著墨，其中膠結不良砂岩邊坡承載研究分析更加匱乏，因此對於結構物置於此類膠結不良砂岩盤上之承載行為，便有其探討之必要性。

1.2 研究目的與方法

本研究旨在瞭解膠結不良砂岩淺基礎於水平地表、邊坡穩定下基腳位於邊坡頂部及不同退縮距離條件下之承載行為與破壞機制，透過模型承載試驗結果，深入探討膠結不良砂岩於極限狀態下之力學行為與破壞機制，並由分析結果提出一設計分析方法，研究流程如圖 1.1 所示。以下摘要本研究之目的：

1. 建立淺基礎模型承載試驗設備及進行模型承載試驗。
2. 探討膠結不良砂岩淺基礎之承載行為與破壞機制，並研究不同坡角及退縮距離對其承載行為與破壞機制之影響。
3. 利用上限解理論，提出適用於膠結不良砂岩淺基礎承载力公式。

本文內容共分七章，除本章以外，於第二章首先回顧軟弱岩石工程特性、土壤與岩石淺基礎承載理論分析發展過程，以及基礎承载力研究方法與現地孔內試驗原理與機制。根據國內、外相關文獻，檢討過去基礎承载力理論分析應用於軟弱岩石基礎之適用性，以及整理說

明模型承載試驗方式與人造膠結不良砂岩製作方法以規劃未來實驗設備與方法。

第三章說明相關模型承載試驗設備之設計。首先透過數值分析探討最佳基礎與基腳寬度比，進而決定試體尺寸大小。再者，依據試體尺寸以設計製作試體與模型承載試驗相關設備，並進行試驗盒側壁潤滑層摩擦效應研究。

第四章根據膠結不良砂岩組成特點，說明製作人造軟砂岩試體方法與流程，並進行試體之基本性質與力學性質試驗，最後藉由模型相似律檢核人造軟砂岩試體與現地膠結不良砂岩之相似性。

第五章首先說明模型承載試驗方法與流程，由模型承載試驗結果探討基腳置於不同條件地形下膠結不良砂岩基礎之承載行為與破壞機制，並討論不同坡角與退縮距離對於承載行為與破壞機制的影響。

第六章將目前各淺基礎承載力分析法所估計之理論承載值與模型試驗結果進行比較，並討論各淺基礎承載力理論分析法之適用性。依據第五章模型承載試驗結果，假設適合膠結不良砂岩淺基礎之破壞機制以上限解定理觀念，藉由虛功原理發展一適用之理論承載力分析法。最後，為延伸瞭解理論分析法影響基礎承載力之因素，進行參數研究分析進行探討，同時與試驗結果加以檢核驗證其適用性。

第七章提出本論文之主要結論與未來研究方向之建議。

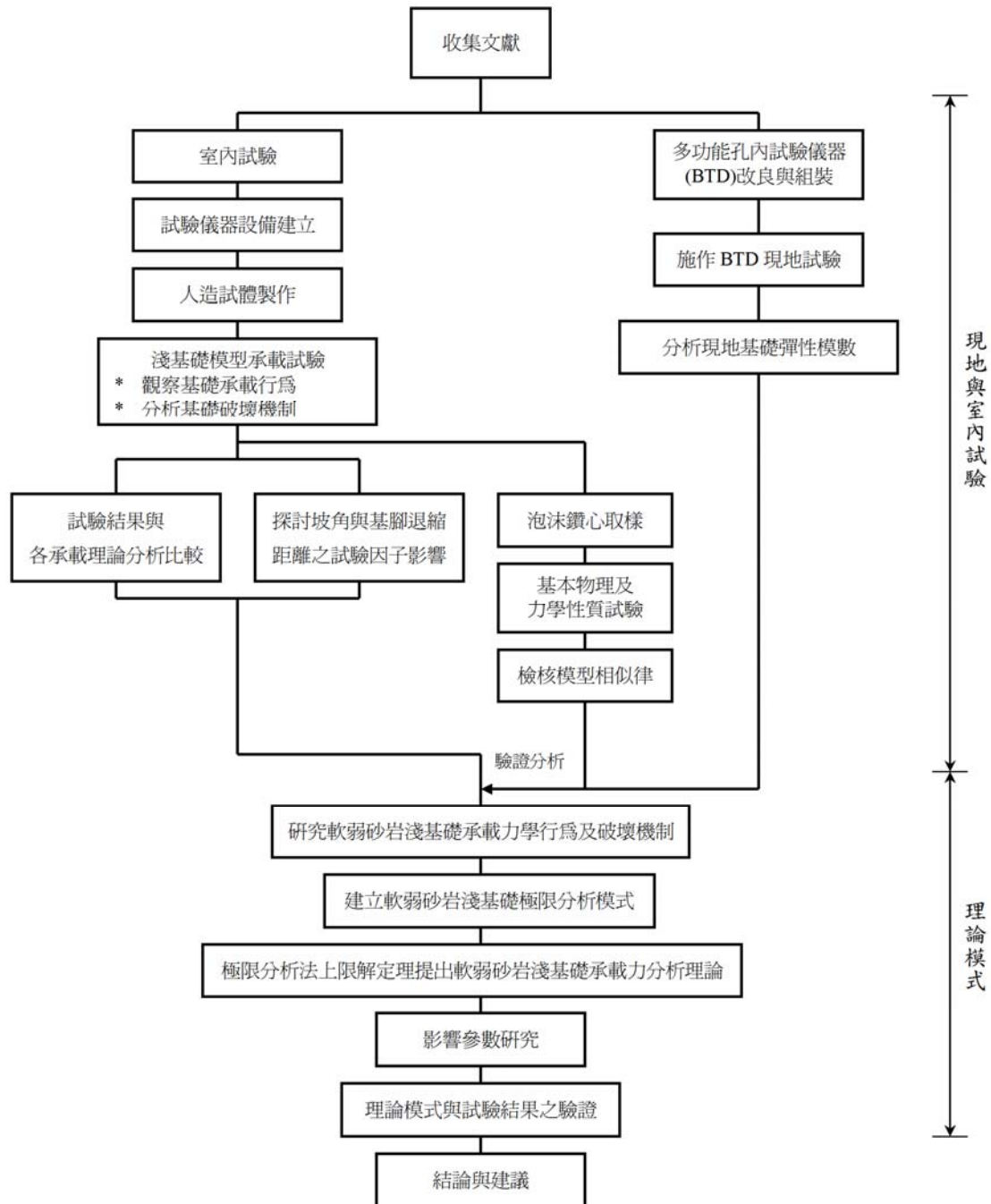


圖 1.1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

碎屑性沉積岩經沉積與岩化作用而成為沉積岩，其物理及力學特性與其岩化作用息息相關，一般由粉土與黏土膠結的砂岩若固結作用階段時間短，而不能發揮良好之顆粒膠結與互鎖作用，使得其具有膠結不良、抗壓強度差與變形性大等工程特性，此類沉積岩可稱為膠結不良砂岩或是軟弱砂岩。膠結不良砂岩可視為一種土壤與硬岩間過渡性的大地材料，並且同時存在土壤塑性與硬岩脆性的特質，不應全由土壤或硬岩單方面觀點進行大地分析。本章首先將膠結不良砂岩特性，以及土壤與岩石基礎承載行為作一概述，然後延伸討論針對於模型承載試驗之相關文獻，包括人造試體製作，基礎承載行為與破壞機制觀察成果等進行討論。除了室內模型承載試驗外，本研究另一重點為依據所觀察試驗結果利用極限法上限解定理推導適用於膠結不良砂岩淺基礎承載力之理論分析法。因此，本章亦將淺基礎承載力公式相關文獻納入探討，尤其是極限分析法之研究文獻。又因現地承載試驗與多功能孔內試驗儀為本研究所使用之工具之一，其相關文獻與技術亦一併在本文章加以說明。

2.1 膠結不良砂岩概述

台灣本島經過造山運動後，台灣西部麓山形成一系列因沉積作用

形成多以砂岩及頁岩所形成之地層，於地質年代上屬於上新世至更新世，因固結作用不完全，進而形成軟弱岩石。本研究所討論之膠結不良砂岩，因形成年代較晚且由粉土或黏土膠結且固結作用不完全的砂岩，具有膠結差、遇水軟化、易受擾動等性質，代表性的岩石為上新世至更新世如卓蘭層、頭嵙山層內之砂岩。鐘峻偉(2001)針對其岩樣鑽心施做單壓試驗，其單壓強度為 5~6MPa，依 ISRM(1981)的對岩石單壓強度的定義(圖 2.1)，屬於軟弱岩石的範圍。近二十多年來已有甚多文獻針對軟弱岩石之定義、物理及力學性質加以探討，本節彙整回顧軟弱岩石形成原因、定義與工程特性，並回顧文獻整理說明台灣中北部軟弱地層及其力學特性。本小節茲將張志勇(1999)、鍾峻偉(2001)及劉英助(2002)所彙整之相關文獻節錄重點如下。



2.1.1 軟弱岩石形成原因、定義與特性

Barton(1993)提出砂岩的形成為經過齡化作用、緩和之成岩作用、長久之固結作用三大階段，而膠結不良砂岩則是由於經歷固結作用階段時間短而不能完全發揮顆粒膠結與互鎖完好之成岩作用。Dobereiner 等人(1986)則認為軟弱岩石的成因來自土壤岩化作用或是變質岩及火成岩經風化作用而來，如圖 2.1。因此推測年輕地層之膠結不良砂岩是由於疏鬆的沉積物經壓密作用、填充作用與膠結作用等成岩作用而形成，未經過熱與壓力才能引發的岩化作用，故無法形成

堅硬的岩石。

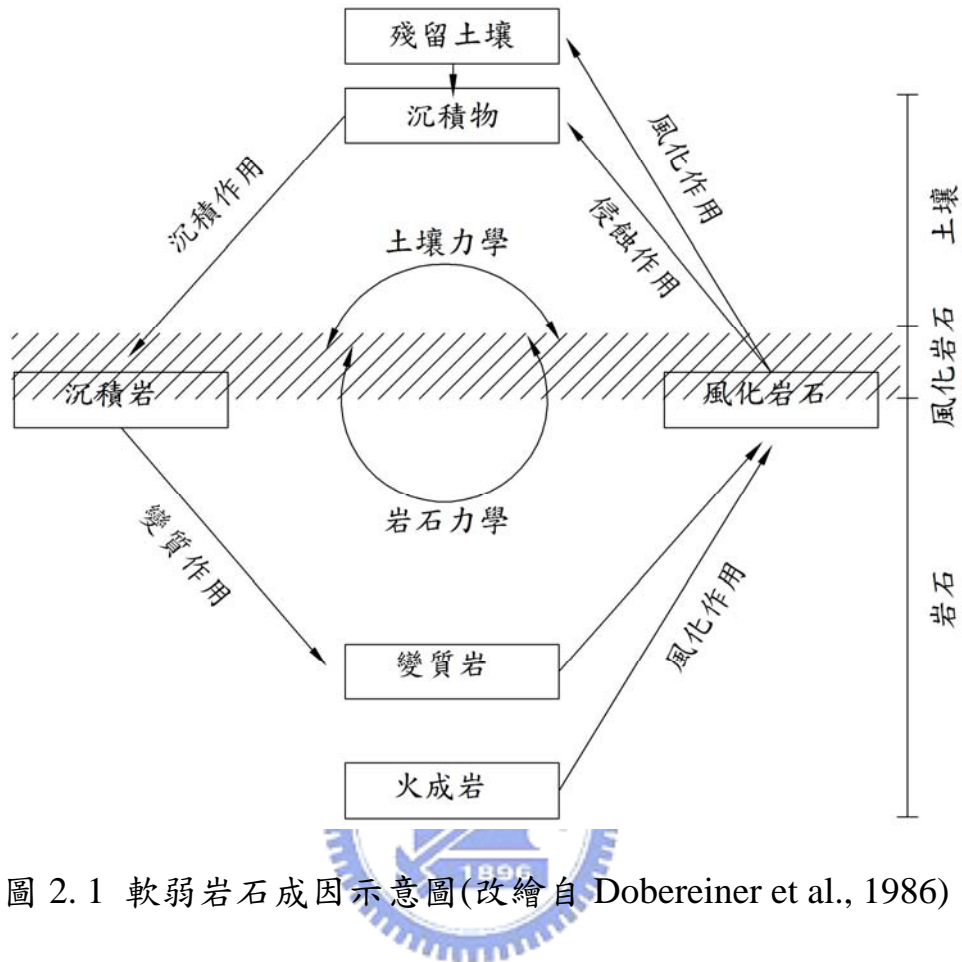


圖 2.1 軟弱岩石成因示意圖(改繪自 Dobereiner et al., 1986)

國際岩石力學學會(ISRM)依據完整岩石的單軸抗壓強度(q_u)將大地材料加以分類，如圖 2.2。單壓強度分佈在 0.5MPa 至 25MPa 之間可歸類為軟弱岩石。ISRM 定義之軟弱岩石單壓強度範圍涵蓋了堅硬黏土(Hard Clay)、極軟弱岩石(Extremely Weak)、非常軟弱岩石(Very Weak)以及軟弱岩石(Weak)等部分。

Bieniawski(1984)建議軟弱岩石的單壓強度介於 1 至 25MPa 之間。圖 2.3 為 Bieniawski(1984)整理各文獻對軟弱岩石的分類定義，從圖中可看出各家之軟弱岩石分類標準有些許出入。國際土壤力學及

基礎工程協會(ISSMFE)技術報告中，亦將軟弱岩石定義為單軸抗壓強度介於 0.5MPa 至 25MPa 的大地材料。下限為 0.5MPa 的理由，是一般黏土的單壓強度通常都低於 0.5MPa；而上限的決定則沒有較明確的依據，但考量材料工程行為以及綜合其他各家的分類方式，25MPa 是一般所認同之合理單壓上限強度值。

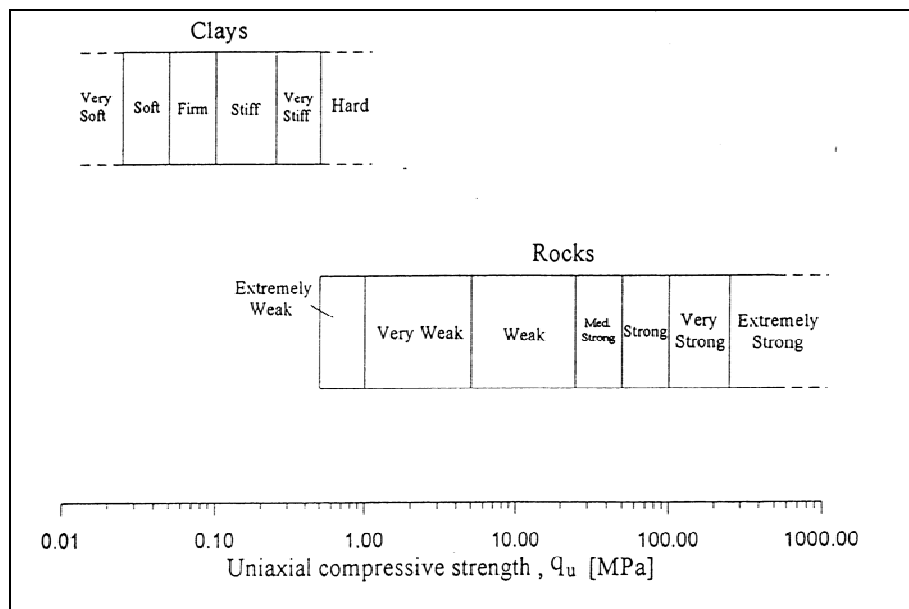


圖 2.2 ISRM 建議之大地材料單壓強度分類分級圖(Johnston, 1993)

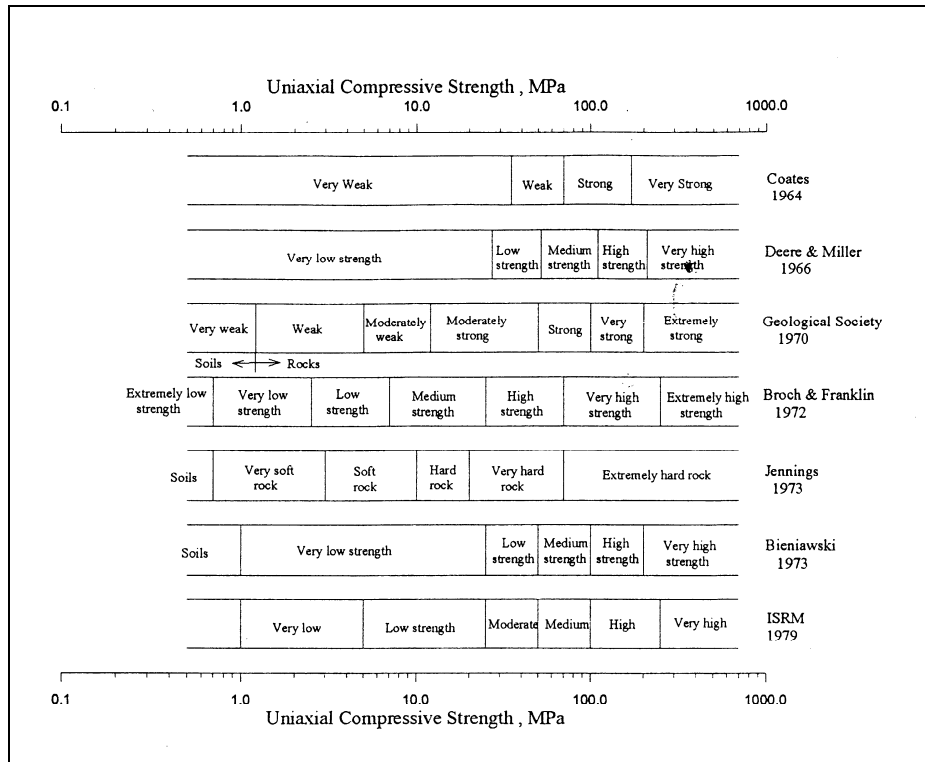


圖 2.3 岩石材料依單壓強度之分級圖(Bieniawski, 1984)

由國內外文獻針對軟弱岩石之特性，整理說明如下：

1. 軟弱岩石性質介於土壤與岩石之間：Johnston (1993)認為此材料宜同時兼用土壤力學與岩石力學的觀點來考慮。因此，膠結不良砂岩相較於土壤而言，是較硬、較脆、較具膨脹性且為不連續的材料；相較於岩石而言是強度較低、較具延展性、較具壓縮性且較易受孔隙水所影響。Dobereiner et al.(1986)亦認為此材料力學特性介於土壤及岩石之間。赤井浩一(1993)也發表相似之結論。
2. 膠結不良：赤井浩一(1993)認為軟弱岩石顆粒間的膠結易受環境的影響而劣化，而 Oliveira(1993)指出軟弱岩石容易因乾濕循環而產

生消散現象(slaking)，此現象與礦物組構的排列有關。岩石的強度、硬度與膠結物的種類及含量有很大的關係。

3. 高孔隙率：Oliveira(1993)指出軟弱岩石具有高孔隙率，其孔隙可能來自於因淋濾作用(leaching)，造成材料組成礦物流失，而產生孔隙(void)或者是因風化作用而發生材料衰退劣質化現象所造成的裂縫(fissures)。因孔隙率高，吸水能力也相對較高，吸水率在10%至20%之間(赤井浩一, 1993)。

4. 孔隙水之影響：Bell (1993)針對膠結不良砂岩做研究，發現飽和時的膠結不良砂岩之力學性質，與乾燥時的膠結不良砂岩有相當明顯的差異。以單壓強度而言，飽和過的膠結不良砂岩之單壓強度會比乾燥的膠結不良砂岩之單壓強度減少約35%(如圖2.4所示)，而楊氏模數也是氣乾後之膠結不良砂岩明顯比飽和膠結不良砂岩大的多。另外，柏松比則是飽和試體較大於乾燥試體，飽和試體的破壞應變，亦明顯大於氣乾試體。此外，相較於一般岩石，膠結不良砂岩則較具壓縮性，容易產生較高的孔隙水壓，且因為膠結不良砂岩本身強度較弱，更凸顯孔隙水壓對膠結不良砂岩的影響性(Johnston, 1993)。Johnston and Choi(1986)以人造膠結不良岩石(synthetic soft rock)進行單壓與張力試驗，飽和含水量越高，則單壓與張力強度愈越低。Lin and Hung(1982)指出，膠結不良岩石浸

水弱化的主因，乃由於：(1)水分對岩石內部黏土礦物產生潤滑作用；(2)岩石內部膠結物質因浸水而崩解(dissolution)。

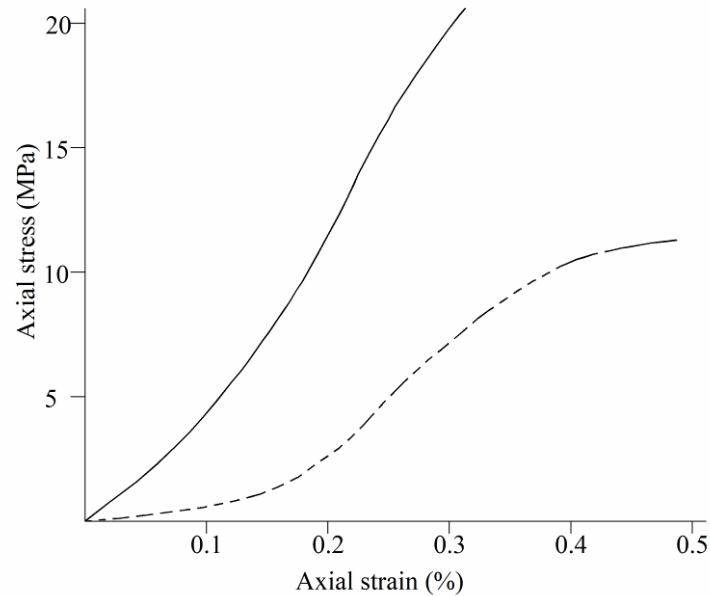


圖 2.4 乾燥(實線)與飽和(虛線)之膠結不良砂岩單壓試驗結果(Bell, 1993)

5. 高變形性：Oliveria(1993)認為軟弱岩石在應力狀態或含水量改變時，所產生的變形量較一般岩石為大，而高孔隙率亦是造成此材料變形性大的原因；若軟弱岩石含有較多的黏土膠結成分，則易造成遇水膨脹或產生解壓回脹的行為。他認為軟弱岩石變形模數在 500-5000MPa 之間，若在此岩層上構築大型建築物，因變形模數範圍甚大，所以也會對建築物之基礎設計造成頗大的影響。
6. 小應變之線性應力-應變行為：一般建築物構築於軟弱岩石地層上所造成之地盤變形並不大，因此由小應變量測得到之變形模數來

預測地表的變形或是建築物的位移較為適宜。而軟弱岩石在微小應變 0.001% 以下的應力-應變呈線性關係(Tatsuoka and Kohata, 1995)。一般未使用小應變量測所求得之軟弱岩石勁度較小。Kim 等人於 1994 年指出軟弱岩石小應變之楊氏係數(E_{max}) 和現地剪力波速所得之 E_f 非常一致，表示彈性模數可利用室內的靜態試驗求得，而室內具圍壓下之超音波試驗得到的彈性模數(E_d)則略大於 E_{max} 和 E_f 。在小應變下排水或不排水試驗得之 E_{max} 是相似的。無圍壓(E_d 值)比有圍壓(E_d 值)小，此種差別對風化度大的砂質泥岩比泥岩試體大，結果顯示試體會受取樣形成的裂縫影響，若要用室內試驗結果推估現地行為，回復現地應力狀態相當重要，而無圍壓壓縮試驗大大低估了現地小應變時的勁度。在應變達 0.1% 即一般在軟弱岩石地層工作載重造成的最大應變或應力達尖峰強度的一半時， E_{sec} 仍大約是 E_{max} 的一半。 E_{max} 對壓縮強度的比值大約是 400 到 1000 之間。Hight(1995)指出細微裂縫及其對圍壓的反應在軟弱岩石應力應變特性上有支配性的影響，由圖 2.5(a)可看出裂縫會降低勁度，特別在小應變範圍，且加大非線性段。圍壓的增加可使微裂隙閉合而讓小應變範圍之勁度增加，直到微裂隙全部閉合為止，如圖 2.5(b)。另外，非線性段對取樣造成的擾動非常敏感，所以進行室內試驗時必須回復現地應力。綜上所述，軟弱岩

石之小應變行為對於一般工程的應用較具意義，因此，對於小應變行為之研究也就更顯重要。

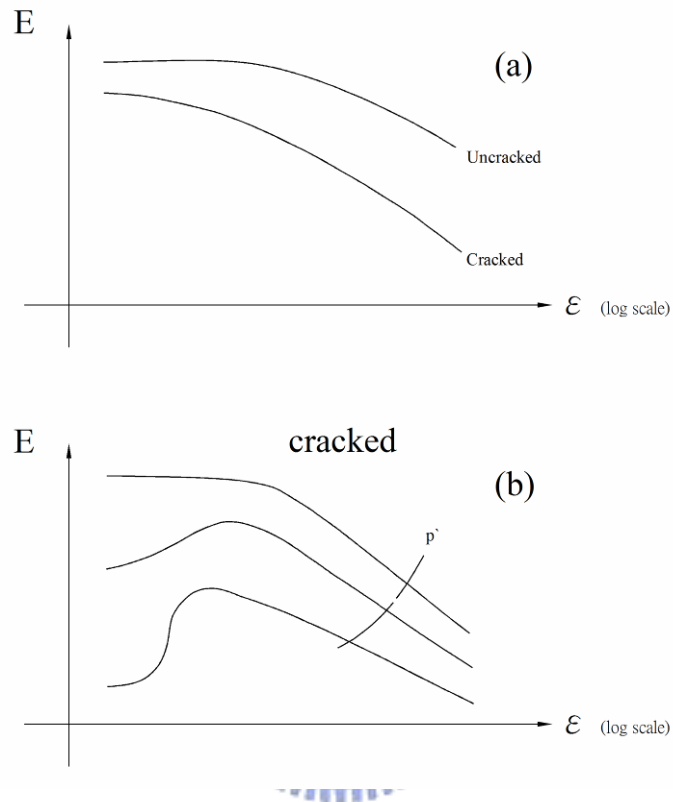


圖 2.5 微裂縫及圍壓對軟弱岩石應力應變特性影響(Hight, 1995)

2.1.2 台灣中北部軟弱岩層概述

本研究所採用之膠結不良砂岩材料，主要取自於新竹縣寶山鄉寶山第二水庫壩址及其鄰近處，在地質年代上屬上新世至更新世之砂岩。根據何春蓀(1987)(表 2.1)對台灣整體之地層描述，說明台灣西部麓山地區的岩層為上新世與更新世地層，屬於相當年輕的地層，其地質年代分別為五百萬年至兩百萬年前，以及兩百萬年以內。上新世地

層大致以頁岩、粉砂岩、和砂岩的互層及少許的礫岩為代表。上新世地層於台灣中北部比較具代表性的地層有卓蘭層，而上新-更新世地層中主要砂岩分佈地層為頭嵙山層。上述地層形成均甚為年輕，因此岩石強度普遍不高，本節針對台灣中北部軟弱岩層之卓蘭層以及頭嵙山層，茲就何春蓀(1987)所彙整資料簡述如下：

1. 卓蘭層：分佈於西部麓山帶上，平均厚度約 2000 公尺，時代約為上新世晚期至更新世早期，主要由砂岩、粉砂岩、泥岩和頁言之互層組成。於此巨厚之碎屑沉積岩中，岩相變化劇烈，又缺少指準層，因此難以再把卓蘭層細分為若干較明顯的岩段。砂岩通常呈淺青灰色或淡灰色，顆粒較細並略含雲母質，厚度為數十公分至兩公尺不等。有些較厚之砂岩可達到五公尺以上之厚度。砂岩之種類有混濁砂岩(Graywacke)至亞混濁砂岩(Subgraywacke)等。頁岩和泥岩呈現青灰色或暗灰色，一般層厚約在 20~50 公分之間，也有較厚之頁岩層出現。由於砂岩和頁岩之抗風化能力不同，而常在互層出露區域常形成單面山(cuesta)或豚背嶺(hogback ridge)之地形。本層內具有偽層和波痕，顯示本地層大部分是淺水相之沉積物，本層多含化石群為一重要特徵。卓蘭層內之砂岩層較鬆軟，只有受到石灰質侵染之部分質地較堅硬。另外，本層之上部夾有凸鏡體或薄層礫岩，而向上礫岩增加，就漸變為頭嵙山層，

兩地層中間並沒有明顯之沉積間斷和分界線。在野外製圖時，常利用此一礫岩層作為卓蘭山層頂部或是頭嵙山層底部之指準層。

2. 頭嵙山層：頭嵙山層廣泛分佈於西部麓山帶中，時代為更新世早期並整合在上新世卓蘭層之上面，於標準地點本層可分為上中下三部分。下部層厚約 900 公尺，大多約為大部分由砂岩與頁岩夾礫石層所組成，於砂岩內有漂木碎塊、海相化石和哺乳類化石同時出現於本層，中部則是由砂、黏土和礫岩互層組成，含有淡水與海相貝類化石，中部岩層唯一過渡帶，厚度約為 50~100 公尺之間。上部岩層則以塊狀礫岩為主，夾有薄層砂岩，在砂岩中出現交錯偽層，礫岩厚度在數百公尺以上。本地層大部分為礫岩相和砂岩與頁岩相彼此漸變構成。礫岩相又可稱為火炎山相，砂岩與頁岩相則可稱為香山相，兩者沒有一定上下層位之關係。台灣北部頭嵙山層主要特徵為膠結疏鬆之砂頁岩互層，礫岩相較不發達，一般只有少數礫岩相薄層夾於砂岩及泥岩之中，於北部多以香山相為代表。頭嵙山層於新竹被稱為楊梅層，在苗栗縣稱為通霄層，此兩層面皆為青灰色砂岩、粉砂岩和頁岩組成，而楊梅層下部砂岩常夾有礫岩薄層。台灣中部和中南部頭嵙山層為良好發育之礫岩相與砂頁岩互層相，通常礫岩相覆蓋於砂頁岩互層相。

表 2.1 台灣西部麓山帶第三紀及更新世地層對比表(何春蓀，1986)

區域		台灣北部	台灣中北部	台灣中部	台灣中南部
時代		基隆, 台北, 桃園	新竹, 苗栗	台中, 彰化, 南投	嘉義, 台南
更新世		頭嵙山層 (觀音山層)	通宵(楊梅)層	頭嵙山層	六雙層 二重溪層 炭下寮層
	上新世	卓蘭層	卓蘭層	卓蘭層	六重溪層 沅水溪層
錦水頁岩		錦水頁岩	錦水頁岩		
三峽群		二園層	桂竹林層	魚藤坪砂岩	烏嘴層 中崙層
	大埔層	十六份頁岩			
晚期	南莊(五堵)層	上福基砂岩 東坑層	關刀山砂岩	糖恩山層	
	瑞芳群	南港砂岩	觀音山砂岩	南莊層	南莊層
南港層		打鹿頁岩			
湊合層		北寮砂岩			
中期	石底層	出磺坑層	水裡坑層	達邦層	
	野柳群	大寮層			碧靈頁岩
木山層		汶水層	大坑層		
早期	五指山層			粗坑層	
	蚊子坑層				
中新世					
漸新世					

2.1.3 台灣中北部軟弱岩石特性

國內有關臺灣中北部軟弱岩石之物理及力學性質之研究成果，茲彙整說明如下：

1. 物理性質方面：

卿建業(1995)蒐集臺灣一些岩石之單壓強度試驗資料(如表 2. 2 所示)，提出國內不分地層之軟弱岩石單位重約介於 $2.0\sim 2.6\text{ g/cm}^3$ 之間。

頭嵙山層泥岩之物理性質由林銘郎及林煜卿(1998)彙整提出其比重介於 $2.56\sim 2.75$ ，單位重介於 $1.92\sim 2.2\text{ g/cm}^3$ 間，孔隙比約介於 $0.26\sim 0.38$ ，粉土顆粒占 $38\sim 72\%$ ，黏土顆粒占 $13\sim 60\%$ ；林景民(2001)對頭嵙山層之泥質粉砂岩研究顯示，比重約為 2.64 ，單位重約 1.87g/cm^3 ，孔隙比約介於 $0.32\sim 0.41$ ，含水量約 $0.7\sim 3.3\%$ ；頭嵙山層砂岩之物理性質彙整林景民(2001)、洪任賢(2002)及經濟部水利署中區水資源局寶二水庫蓄水後邊坡穩定性研究報告(2002)，其比重約為 2.65 ± 0.2 ，單位重約為 2.05 ± 0.25 ，含水量約 13.55 ± 3.15 ，孔隙比約為 0.475 ± 0.165 。

陳賀瑞(1997)研究卓蘭層與頭嵙山層之膠結不良砂岩指出，顆粒粒徑約介於 $2\sim 0.075\text{ mm}$ 之間，屬於中至細砂，其中頭嵙山層砂岩之顆粒分佈較均勻，卓蘭層砂岩之泥質(粉土+黏土)含量較高。另外，

此類膠結不良砂岩由粉土及填土膠結或填充且石英經顯微分析常可見風化產物及微裂縫。

表 2.2 台灣中北部軟弱岩石物理性質一覽表

	比重	單位重(g/cm ³)	含水量(%)	孔隙比	備註
卿建業 (1995)	--	2.0~2.6	--	--	不分地層軟弱 岩石
林銘郎及 林煜卿 (1998)	2.56~2.75	1.9~2.2	--	0.26~0.38	頭嵙山層泥岩
林景民 (2001)	2.64	1.9	0.7~3.3	0.32~0.41	頭嵙山層泥質 粉砂岩
	2.64	2.1~2.3	14.3~16.7	0.31~0.46	頭嵙山層砂岩
洪任賢 (2002)	2.65	1.8~1.9	10.4~10.7	0.62~0.64	頭嵙山層砂岩
水利署中 區水資源 局(2002)	2.63~2.67	1.9~2.3	10.9~12.4	0.33~0.52	頭嵙山層砂岩

2. 力學性質方面：

單壓試驗：

卿建業(1995)蒐集台灣軟弱岩石(砂岩、頁岩及泥岩)之單壓強度範圍及統計結果如表 2.3 所示，歸納結果其模數比(E/σ_c)大多介於 50 ~ 350 之間，波松比(ν , poisson's ratio)介於 0.2 ~ 0.5 之間，其破壞應變分佈範圍很大，約在 0.3~2.0 %之間，且砂岩之破壞應變有隨單壓強度降低而呈現上升的趨勢。軟弱岩石相對於堅硬岩石而言，其力學行為可能較具延性。

表 2.4 為彙整台灣中北部單壓強度試驗結果，陳賀瑞(1997)研究卓蘭層膠結不良砂岩提出其單壓強度約介於 7 ~ 13 MPa，並發現其應力-應變曲線大致可分：裂隙閉合段、彈性直線段、新裂隙生成段(塑性段)、裂縫串聯段及殘餘階段。單壓破壞形狀顯示多屬沙漏狀且泥質含量及砂顆粒之均勻性愈低者，其單壓強度有增高之趨勢；林銘郎及林煜卿(1998)提出卓蘭層泥質岩石之單壓強度約介於 0.14 ~ 27.4 MPa，且含水量過多時強度則迅速軟化而類似土壤，模數比約介於 30 ~ 300，屬中低模數比岩石；彙整林景民(2001)與洪任賢(2002)研究頭嵙山層膠結不良砂岩單壓強度約為 3.26 ± 3.24 MPa、破壞應變約為 $4.5 \pm 3.5\%$ ，結果顯示膠結不良砂岩單壓強度隨含水量不同有明顯變化，其中試體含水量由 4 % 增至 15 %，單壓強度由 1.1 MPa 降至 0.4 ~ 0.5 MPa，破壞應變則由 1~2 % 增至 5~6 %，因此膠結不良砂岩之含水量漸增加會造成其單壓強度下降。卓蘭層砂岩之單壓試驗由洪任賢(2002)研究提出其單壓強度約介於 0.25~9.36 MPa，破壞應變介於 2~8%。由上述文獻可得知卓蘭層因地質年代形成較頭嵙山層較早，因此頭嵙山層砂岩單壓強度一般較小於卓蘭層砂岩。

表 2.3 台灣軟弱岩石單壓強度統計資料一覽表(卿建業，1995)

	岩石種類	平均單壓 (MPa)	標準差 (%)	資料數
沉積岩	砂岩	51.7	94.2	1022
	頁岩	13.7	47.4	110
	泥岩	9.8	101.0	62
	粉砂岩	0.23	14.3	2

表 2.4 台灣中北部軟弱岩石單壓試驗結果一覽表

	單壓強度(MPa)	破壞應變(%)	備註
陳賀瑞(1997)	7~13	--	卓蘭層砂岩
林銘郎及林煜卿 (1998)	0.1~27	--	卓蘭層泥岩
林景民(2001)	5.5~6.5	1~2	頭嵙山層砂岩
洪任賢(2002)	0.02~1	3~8	頭嵙山層砂岩
	0.25~9.36	2~8	卓蘭層砂岩

張力試驗：

張志勇(1999)指出卓蘭層軟弱岩石之直接張力強度介於 0.05 ~ 0.28 MPa，間接張力強度介於 0.17 ~ 0.58 MPa。直接張力強度約為單壓強度之 1/40 ~ 1/15；間接張力強度值較為散亂，大部份的間接張力強度較直接張力强度高。試體應變量 0.005% 以下之變形則稍具線性，此應變量之變形模數較單壓試驗初始切線模數低。試體應變量 0.1% 以下即可產生張力破壞，張力狀態下之應力應變行為具非線性。另外，對於相同岩塊，由含水量 1% 提高至 10%，則將折減至 30% 之張力強度。

三軸試驗：

表 2.5 為彙整台灣中北部軟弱岩石三軸試驗結果一覽表，陳賀瑞(1997)提出卓蘭層砂岩凝聚力(c)約 1.5~3MPa，摩擦角(ϕ)約介於 41°~43°；林銘郎及林煜卿(1998)進行卓蘭層泥岩三軸試驗，提出強度參數分別為 c' 約 30~40kPa， ϕ' 值為 43~53°；彙整頭嵙山層膠結不良砂岩三軸試驗(林景民(2001)及葉季霖(2003))結果顯示，其凝聚力(c)約 0~0.74MPa，摩擦角(ϕ)約介於 41°~39°，最大楊氏模數 E_{\max} 約為 400~2000 MPa，經三軸 CU 試驗結果分析可發現 Mohr-Coulomb 破壞準則可適用此類膠結不良砂岩；林景民(2001)提出頭嵙山層泥岩之凝聚力(c)約介於 0~0.7MPa，摩擦角(ϕ)約 21°~32°，最大楊氏模數 E_{\max} 約為 250~700 MPa。



李怡德(1996)進行木山層砂岩三軸試驗後，發現材料之應力-應變曲線與破壞型態因圍壓大小不同而改變，且受含水量影響很大，於浸水 120 分鐘後其強度與體積變形模數明顯大幅下降。另外，材料之強度與變形模數隨圍壓上升而增大。柳政男(1998)採用傳統三軸壓縮試驗所得之數據分析中北部膠結不良砂岩之破壞準則，結果顯示 Hoek-Brown 之破壞準則較適用，而少數泥質粉砂岩則以 Mohr-Coulomb 之破壞準則較為適用。黃亦敏(1998)由應變速率控制之潛變試驗結果，指出膠結不良砂岩單壓試驗之尖峰強度與初始彈性

模數會隨破壞時間增加或應變速率減少而下降，而配合之聲射累計數則隨應變速率降低而增加，反應潛變效應造成材料累積破壞而影響力學性質。黃惠儀(1999)針對大坑軟弱岩石岩塊進行一系列之三軸試驗，結果顯示在 3MPa 圍壓下裂縫已閉合， E_{max} 約為 4000MPa、 E_{max}/q_{max} 值約為 320，彈性模數隨應變量增大明顯減小表示變形性為非線性。洪任賢(2002)進行頭嵙山層膠結不良砂岩之三軸試驗結果顯示，當試體壓密完成時之有效橫向應力 $\sigma'_{ho}=0.98$ MPa 之下，於等向壓密後三軸受剪所得之 E_{max}/σ'_{ho} 大約介於 100 ~ 1200，並認為試驗結果之正規化剪力模數與剪應變的遞減關係中，膠結不良砂岩其行為類似非凝聚性材料行為且受到試驗時有效圍壓影響很大；若為含泥之砂岩，則試驗結果較類似凝聚性材料之遞減行為。

由上述文獻之三軸試驗結果可知，一般膠結不良岩石之應力應變行為皆缺乏一般硬岩所具有之脆性行為，並且於低圍壓下顯現類似緊砂或過壓密黏土之膨脹性行為，而在高圍壓下則呈現類似鬆砂或正常壓密黏土之壓縮行為。

表 2.5 台灣中北部軟弱岩石三軸試驗結果一覽表

	凝聚力 c(MPa)	摩擦角 (°)	E_{max} (MPa)	備註
陳賀瑞(1997)	1.5~3	41~43	--	卓蘭層砂岩
林銘郎及林煜卿(1998)	0.3~0.4	43~53	--	卓蘭層泥岩
林景民(2001)	0.74	31	400~2000	頭嵙山層砂岩
	0~0.7	21~32	250~700	頭嵙山層泥岩
葉季霖(2003)	0	39	--	頭嵙山層砂岩

現地試驗：

林文森(1998)進行一系列軟弱岩石之傍壓儀試驗後，結果發現於相同岩性之軟弱岩石剪力模數 G 與降服應力 P_y ，其值隨有效應力增大而增加；極限壓力 P_L 大部份落在3 MPa以上，偏向於高凝聚性緊密土壤材料之行為；變形模數 E_m 與極限壓力 P_L 之比值(E_m/P_L)約介於16~30之間，顯示偏向高度過壓密材料(heavily overconsolidates)之凝聚性材料。傍壓儀試驗結果經過 Haberfield and Johnstone(1996)之 Simplex 程式進行最佳化分析，結果顯示軟弱岩石之摩擦角(ϕ')偏低，偏向凝聚性土壤材料行為。

廖學志(2004)於新竹縣寶二水庫試驗場址進行一系列多功能孔內試驗，由孔內剪力試驗結果得知其軟弱岩層介面摩擦角約在 $28^\circ\sim 41^\circ$ 間，並認為現地試驗易受鑽探迴水影響，故岩體真實摩擦角應較實驗值略大。

2.2 土壤淺基礎承載行為

Vesic(1973)進行土壤模型基礎承載試驗結果(圖 2. 6 所示)，提出土壤淺基礎極限承載破壞模式依據土壤的緊密程度大致分為全面剪力破壞、局部剪力破壞及貫穿剪力破壞三種，扼要彙整說明如下：

全面剪力破壞(General Shear Failure)如圖 2. 7 所示為基礎下方有一連續滑動面並延伸至地表，破壞發生時間較短且劇烈，基礎周圍地

表有隆起的現象。於承載曲線上有一明顯的極限承載力值，一般為壓縮性低之緊密砂土或堅硬黏土會發生此破壞模式。局部剪力破壞(Local Shear Failure)如圖 2. 8 所示，破壞特徵為滑動面僅發生於基礎內並未延伸至地表，破壞發生時較不劇烈。於承載曲線上，載重較小時曲線即呈現非線性變化，且無一明顯極限承載力值。通常中等緊密砂土或是正常壓密黏土會發生此種破壞模式。貫穿剪力破壞(Punching Shear Failure)如圖 2. 9 所示，基礎下方無明顯的剪切滑動面，基礎隨載重增加而幾乎垂直迅速向下貫穿直到基礎破壞，基腳周圍並無隆起現象。承載曲線特性類似局部剪力破壞，無明顯之極限承載力值。貫穿剪力破壞模式通常發生於極疏鬆砂土或是高靈敏黏土之基礎材料。(Vesic, 1973)



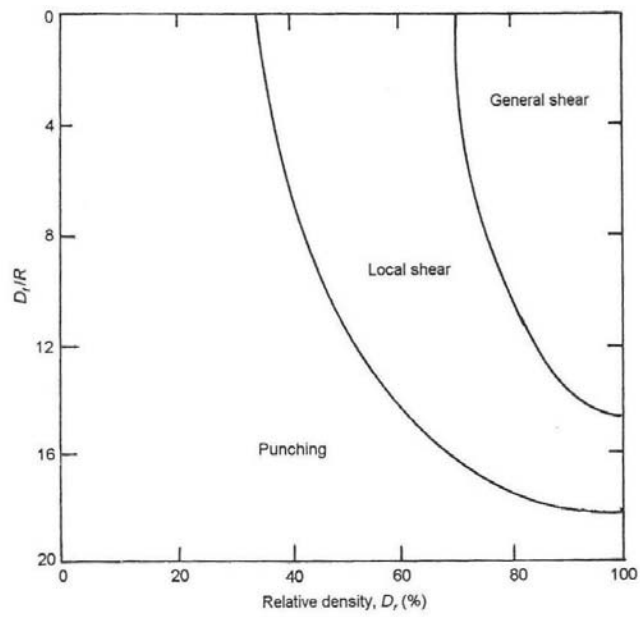


圖 2.6 土壤基礎相對密度 D_r 與 D_f/R 關係下之基礎破壞模式

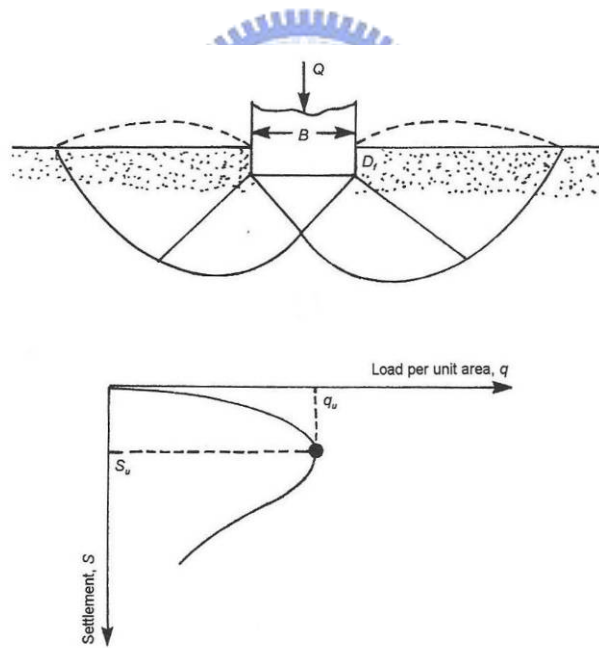


圖 2.7 土壤淺基礎全面剪力破壞模式(Vesic, 1973)

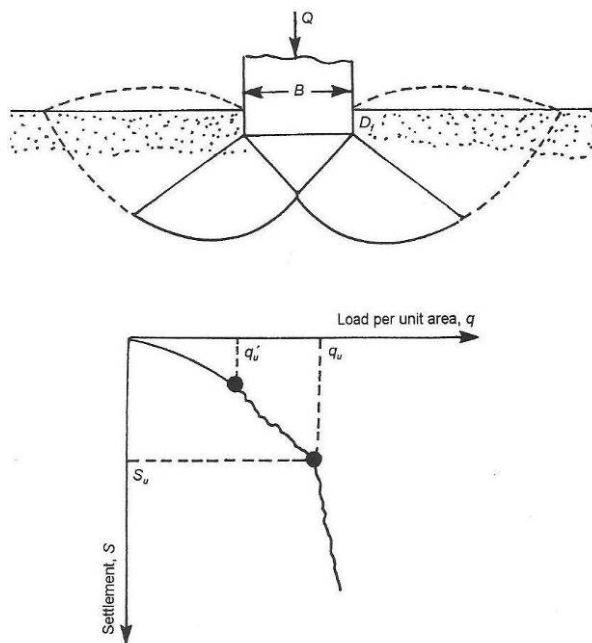


圖 2.8 土壤淺基礎局部剪力破壞模式(Vesic, 1973)

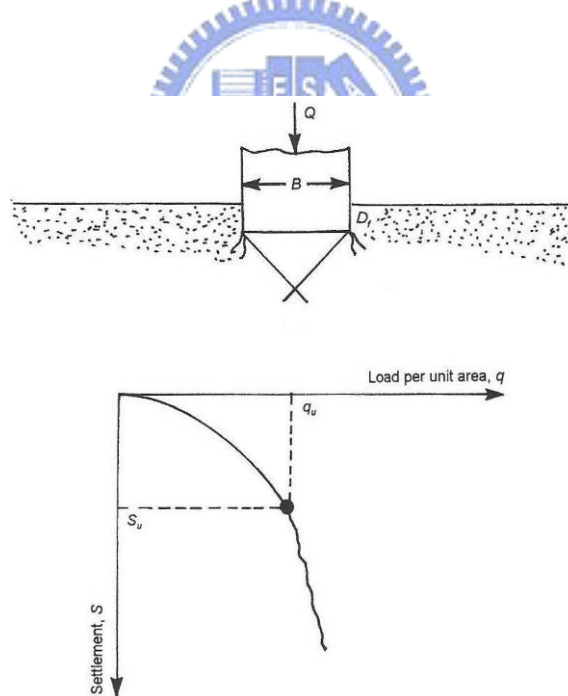


圖 2.9 土壤淺基礎貫穿破壞模式(Vesic, 1973)

2.3 岩石淺基礎承載行為

基礎岩石相較於基礎土壤而言，均有較大的強度及較小變形性之特性。但岩體變異性大，常具有不連續面存在，易產生承載力不足或變形量過大，因此岩石基礎承載行為應加以重視。本文所研究之膠結不良砂岩基礎為土壤與岩石間過渡的大地材料並且著重於淺基礎承載行為，故茲將文獻提出之岩石基礎破壞模式及邊坡對於基礎的影響效應等彙整簡述如下：

2.3.1 岩石淺基礎可能破壞模式

岩石基礎之破壞模式主要為岩石本身材料性質與不連續面等條件所左右，茲將不同影響因素形成的破壞現象整理說明如下：

1. 岩石材料因素： Goodman(1989)將 Ladanyi(1972)針對一脆性且非多孔性岩石基礎之貫入破壞觀察(圖 2. 10 所示)彙整歸納，當岩盤上荷重增加至岩石產生裂縫時，裂縫隨荷重增加繼續伸展(圖 2. 10(a))。當荷重繼續增加使得裂縫合併且互相干擾，導致荷重下方岩石破碎(圖 2. 10(b))。此時荷重繼續增加，則基礎下方岩石呈現放射性網狀裂縫，其中主要裂縫蔓延至地表面(圖 2. 10(c))。對於膠結頗為軟弱之沉積岩或存在為數眾多裂縫且具有高壓縮性夾層，增加基礎荷重而對其孔隙骨架造成破壞，於承受荷重同時未

發展破壞滑動面，卻產生大幅的沉陷而使基礎貫入其下方岩盤(圖 2. 10(d))，此種破壞稱為貫入或穿孔破壞(Punching)。若岩盤膠結非常軟弱且風化程度極為嚴重，則岩石呈現塑性行為使得其破壞模式接近土壤(圖 2. 10(e))。

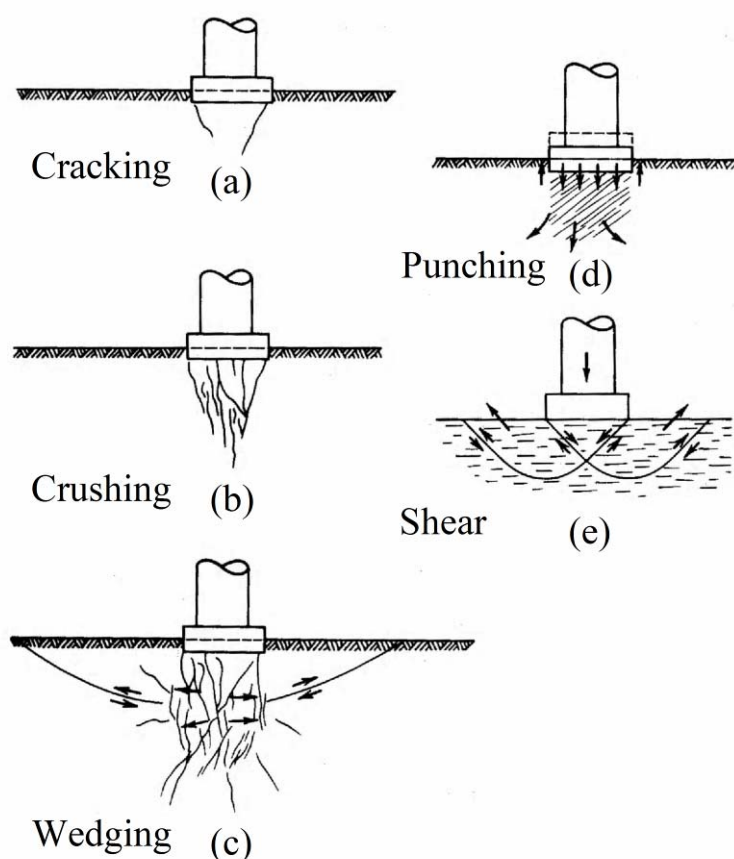


圖 2. 10 岩石基礎破壞模式(Goodman, 1989)

2. 節理影響：Sower(1979)對節理岩盤基礎破壞模式觀察，發現基腳大小、節理間距與節理面狀況等因素導致岩盤不同之破壞模式。如圖 2. 11(a)，對於具有開口垂直節理岩盤，且節理間距小於基礎

寬度時，基礎如同單壓試驗破壞。圖 2.11(b)顯示對於具有封閉垂直節理岩盤，其節理間距小於基礎寬度，岩盤之封閉節理可傳遞載重應力，使岩盤產生楔形體滑動模式破壞。如圖 2.11(c)為岩盤節理間距遠大於基礎寬度，則在基礎下方產生劈裂(splitting)破壞(Davies & Stagg(1986)也提出無束制狀況下岩塊承載試驗可得此破壞機制)。當基礎座落於厚而堅硬的岩層，其下方有較為軟弱的岩層時(圖 2.11(d))，基礎受載時對其硬岩層產生撓曲(flexure failure)破壞模式。如圖 2.11(e)顯示薄層硬岩座落於軟弱地層上，基礎受載時可能會發生穿孔破壞(punching)。

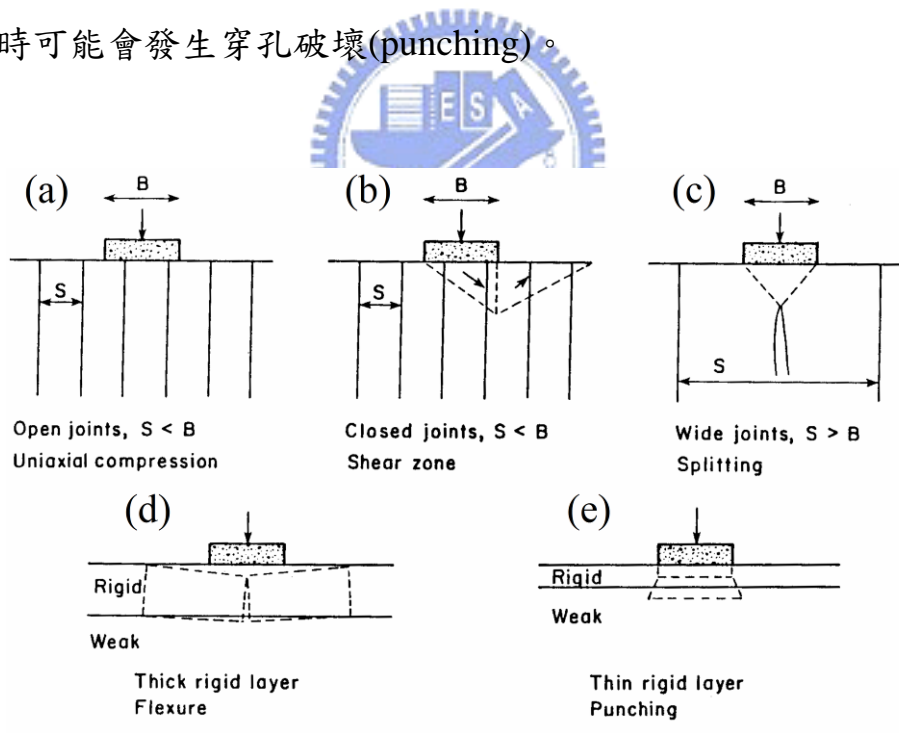


圖 2.11 節理岩體與層狀岩層基礎破壞模式(Sower, 1979)

2.3.2 岩石邊坡淺基礎可能破壞模式

基腳鄰近邊坡處，因缺少邊坡側向支撐使其承載能力受到邊坡因素影響甚鉅，故當邊坡基礎之坡角愈大或是基腳退縮距離愈短，則其基礎破壞機制愈受到邊坡穩定因素所影響，而發生如圖 2. 12 之邊坡破壞模式。如圖 2. 12(a)~(c)分別是節理岩體邊坡破壞模式，其中圖 2. 12(a)為平面滑動破壞(Planar sliding Failure)，其發生條件為有一組弱面傾向與坡面傾向約一致者，弱面於坡面上出露且兩側邊界為自由面；若有兩組弱面將岩體切割成楔型塊，且兩弱面交線傾向與坡面傾向約一致者，並且該交線於坡面出露者，此楔形型塊沿交線下滑者即為楔形滑動破壞(Wedge Sliding Failure)(圖 2. 12(b))；圖 2. 12(c)中一組弱面的傾向與坡面傾向相反，且屬高角度弱面，則岩塊呈現翻倒破壞(Toppling Failure)。如圖 2. 12(d)所示，圓弧形破壞(Curved Slip surface Failure)只發生於非常破碎的岩體或無明顯弱面的軟弱岩石中，並無特定的滑動平面呈現圓弧形滑動面。圖 2. 12(e)所示雖然有弱面存在，但是與坡面平行，發生滑動破壞的可能性不大，但是若坡面過高且較陡狀態下，則有發生挫屈破壞(Buckling Failure)的潛在危險。如圖 2. 12(f)，因為弱面傾向和坡面傾向相反，無滑動破壞的可能，但若基礎下方夾有軟弱填充層，卻有可能因軟弱夾層的沉陷量過大而發生危險。

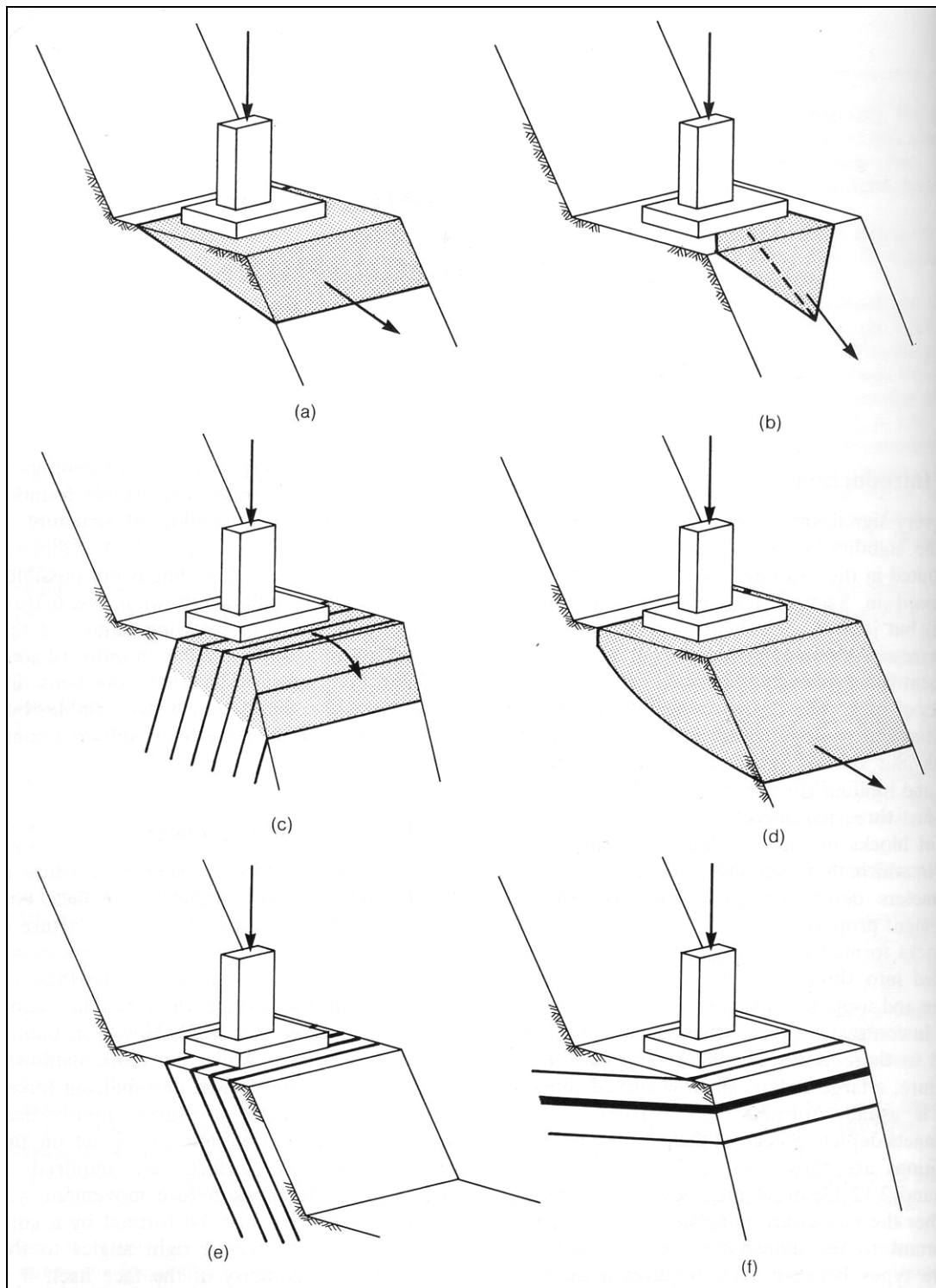


圖 2.12 岩石邊坡破壞模式(Wyllie,1992)

2.4 淺基礎承載力理論分析方法

淺基礎承載力理論依基礎材料的不同，可區分為土壤與岩石兩大方面。本研究所討論之膠結不良砂岩，性質有別於硬岩，同時也具土壤的特性，為土壤與岩石間之過渡基礎材料，分析上需同時兼顧塑性與脆性特性。本節回顧土壤與岩石承載力分析理論，依據其假設條件評估應用於膠結不良砂岩承載力分析之適宜性。

依據假設條件的不同，極限承載力推估公式大致上分為(1) 塑性極限平衡法(plasticity equilibrium method)、(2) 極限分析法(limit analysis method)及(3) 初始破壞法(incipient failure method)。

2.4.1 土壤淺基礎承載力理論分析

基礎置於水平地表之承載力研究發展較早，對於土壤基礎之研究亦較為完備，極限承載力分析理論包括：

1. 塑性極限平衡法

此法為假設基腳下土體的破壞形狀，藉由破壞滑動線組構及適當破壞準則所決定之機制，以力平衡條件找出最具關鍵性之極限平衡，此極限平衡下之承載力即為極限承載力。

Rankine (1885)最早提出非凝聚性土壤承載力公式，對於應力極限平衡狀態時基礎的最大主應力即為土壤承載應力。

$$q_u = \gamma z \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 = \gamma z \tan^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (Eq.2. 1)$$

其中， $q_u = \sigma_1$ 為最大主應力、 γ 為土壤單位重、 ϕ 為摩擦角。

Bell 於 1915 將 Rankine(1885)的承载力理論分析擴充可應用於凝聚性土壤。假設基礎破壞時的滑動面將土體分為被動區(I)與主動區(II)，如圖 2.13 所示。假設土壤符合 Mohr-Coulomb 破壞準則，並應用莫耳圓分析極限平衡狀態之最大與最小主應力，其公式如下：

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \left[\left(q_g + \frac{\gamma B}{2} \tan \theta \right) \tan^2 \theta + 2c \tan \theta \right] \tan^2 \theta + 2c \tan \theta \quad (Eq.2. 2)$$

其中， q_0 為極限承载力、 $q_g = \gamma D_f$ 為超載荷重、 γ 為土體單位重、 D_f 為基礎埋置深度、 θ 為土壤摩擦角、 c 為土體凝聚力、 B 為基礎寬度。

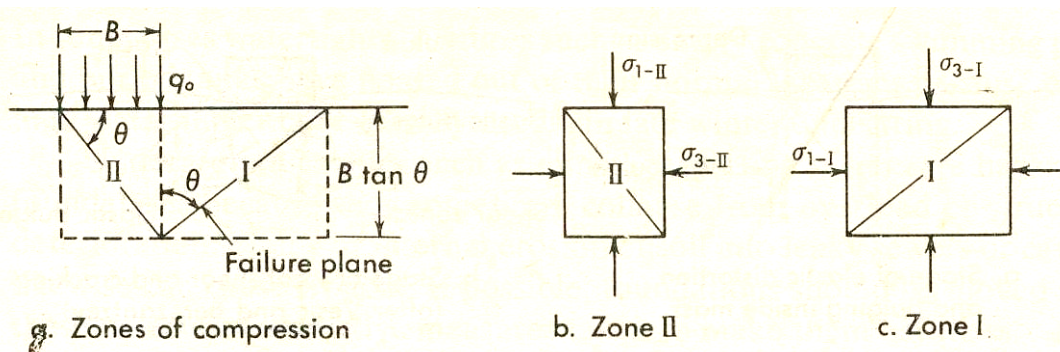


圖 2.13 Bell 假設之破壞機制(Sower, 1979)

Prandtl (1920)觀察剛性物體壓入土體中之漸進破壞過程，並根據塑性平衡理論提出極限承载力公式。假設條件有(1)長條型式基礎滿

足平面應變條件、(2)基底下土體為均質且忽略重量($\gamma=0$)、(3)基腳底面為光滑，即是基底與土壤間無摩擦力存在、(4)基底水平面為最大主應力面，垂直面為最小主應力面、(5)土體受長條型基礎荷重作用下達全面剪力破壞、及(6)滑動區域假設：Rankine 主動壓力區 I ($\triangle ABC$)、幅射區 II ($\triangle BCE$ 、 $\triangle ACD$ 滑動線為對螺旋線($r = r_0 e^{w \tan \phi}$)構成) 及 Rankine 被動土壓力區 III ($\triangle BEG$ 、 $\triangle ADF$ 滑動線為直線所構成，且與水平面夾($45^\circ - \phi/2$))，如圖 2.14 所示。公式為：

$$q_u = \frac{c}{\tan \phi} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right] \quad (\text{Eq.2.3})$$

Prandtl(1920)所提出土壤承载力公式中，若為粒狀土壤($c=0$)則無承载力($q_u = 0$)，顯然該公式有不合理之處，主要因其假設之基底土壤忽略重量所致。

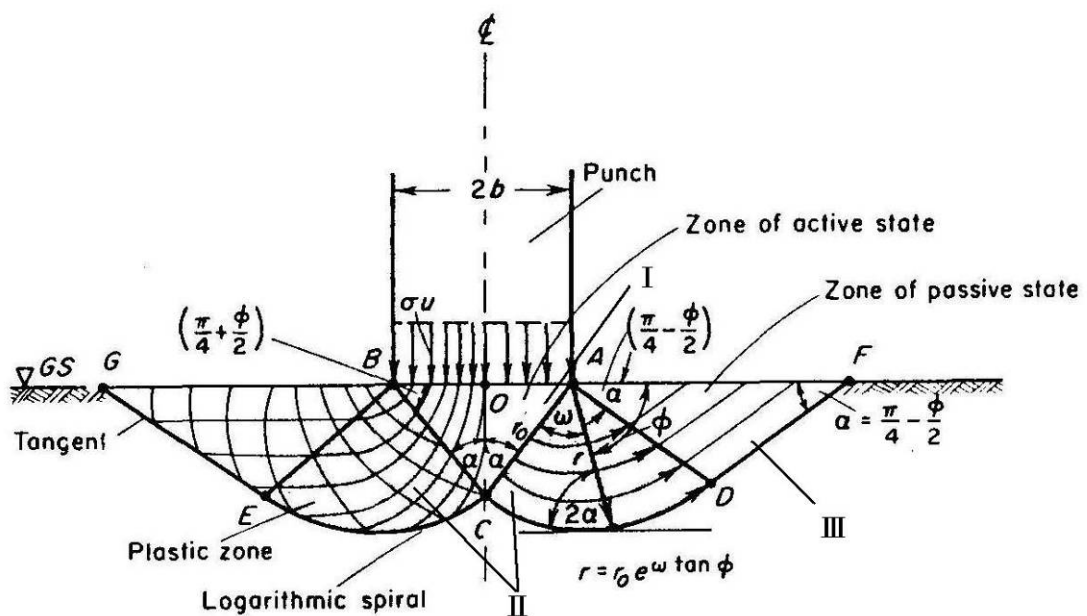


圖 2.14 Prandtl 假設之破壞機制(Prandtl, 1920)

Casagrande & Fadum (1944)提出長條型基礎很快加載於飽和凝聚性土壤，使其土壤未發生壓密狀態下之承载力公式。如圖 2. 15(a)及 (b)所示，假設基礎寬度為 $2b$ 而基礎下方土體各分為寬度為 $2b$ 之被動區與主動區。土體自重忽略且假設土壤因不壓密不排水狀態下，其剪應力為凝聚力，莫耳圓應力狀態如圖 2. 15(c)所示。類似 Rankine(1885) 及 Bell(1915)推導方式得：

$$q_u = 4c = 2\sigma_c \quad (Eq.2.4)$$

其中， σ_c 為單壓強度。

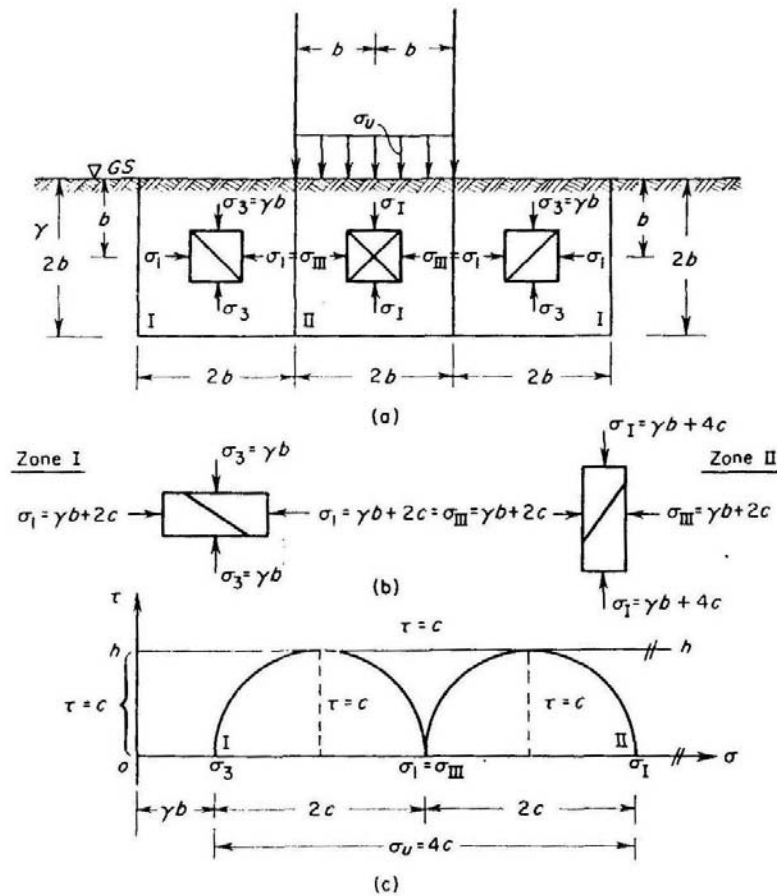


圖 2. 15 Casagrande&Fadum 假設之破壞機制(Casagrande&Fadum, 1944)

Terzaghi (1943)修正 Prandtl(1921)之承載理論假設提出目前常使用之土壤淺基礎承載力公式，假設條件為(1)基底下為均質等向之土壤、(2)基礎底部為粗糙，即是基底與土壤間有摩擦力存在使得基礎無側向位移、(3)土壤受長條型基礎荷重作用下達到破壞並產生全面剪力破壞即土壤開始產生塑性變形、(4)基底下楔型體 (Rankine 主動壓力區 I，圖 2. 16 所示) 隨基礎滑動且處於彈性平衡狀態，滑動面 (AC 及 BC) 與水平面夾 ϕ 角、(5) 如圖 2. 16 所示，滑動區為 Rankine 主動壓力區 I ($\triangle ABC$)、幅射區 II ($\triangle BCE$ 、 $\triangle ACD$ 滑動線為對螺旋線 ($r = r_0 e^{w \tan \phi}$) 構成) 及 Rankine 被動土壓力區 III ($\triangle BDF$ 、 $\triangle ADF$ 滑動線為直線所構成，且與水平面夾 $(45^\circ - \phi/2)$)、(6) 基底以上的土體剪力忽略，如圖 2. 16 所示之線段 ($A'A$ 、 $B'B$ 、 AF 及 BF) 之摩擦力不計、及 (7) 基底以上之覆土重以均佈載重 $q = \gamma D$ 代替。其公式如下：

$$q_0 = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (\text{Eq.2.5})$$

其中， N_γ 為土體單位重提供承載因子、 N_c 為土壤凝聚力提供承載因子、 N_q 為作用地表面上超載重所提供承載因子，各承載因子皆為摩擦角 ϕ 之函數。

出對傾斜載重之修正承載因子，使其公式更臻完善，而後各學者依據不同假設條件推導承載因子，如 Hansen(1970)及 Vesic` (1972, 1975)等學者。

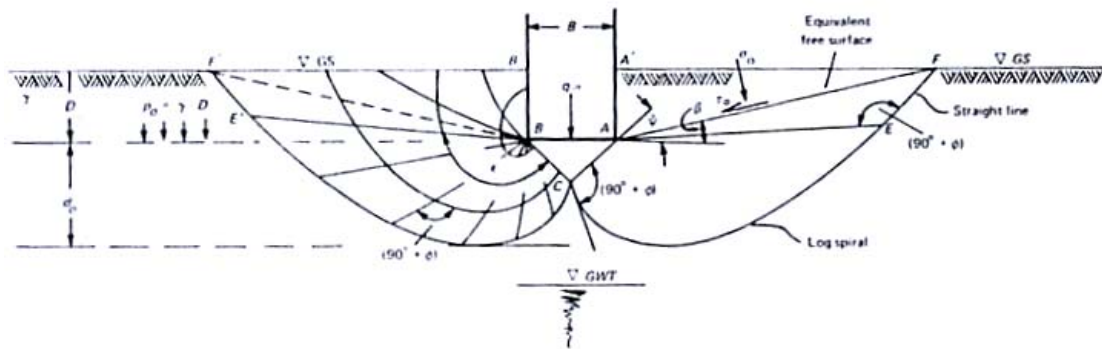


圖 2.17 Meyerhof 假設之破壞機制(Meyerhof, 1951)



2. 極限分析法

基礎發生破壞時的瞬間狀態通成稱為極限狀態，即為基礎於破壞與未破壞之間的臨界狀態，應滿足(1)應力平衡條件、(2)邊界條件、(3)降伏條件以及(4)諧和破壞機構條件。上述 4 個條件都能滿足的解稱為極限狀態之真實解，只滿足部分條件的解則稱之極限狀態的近似解，比如上限解或是下限解。滿足條件(2)、(3)、(4)之基礎變形模態為動態容許速度場，此動態容許速度場對應一個基礎載重，因為基礎此時已經破壞，因此所對應之基礎承載荷重稱為真實極限承載力之上限解；同理，滿足條件(2)、(3)、(4)之基礎應力場為靜態容許應力場，

靜態容許應力場可對應一基礎載重，因為基礎此時尚未破壞，故所對應的基礎承載荷重稱為極限承載力之下限解。極限分析法依上限與下限定理(upper and lower bound theorem)，可得到極限承載力之上限值與下限值，若上下限值相同時，即為真實之承載力值。(王均星等人，2004)

上限定理是由動態容許速度場(kinematically admissible velocity field)計算基礎極限承載力之上限值，首先假設變形模態(動態容許速度場)，且於最可能滑動面所產生之應變方向，亦需滿足降伏條件與塑性流準則(Plastic Flow Rule)。利用極限狀態時外力對此破壞機構所作之功不小於內能消散率之上限定理要求，可求出承載力之上限值。於上述假設條件中必須滿足速度邊界條件、應變與速度諧和條件，因為只考慮破壞變形組態與能量之消散，因此基礎不需處於平衡狀態。

下限定理則利用靜態容許應力場計算基礎承載力之下限值，首先假設靜態允許應力場(statically admissible stress field)，滿足平衡條件、受力幾何邊界並遵行破壞準則，以應力平衡觀念求得極限承載力之下限值。極限分析法所滿足條件彙整如圖 2.18 所示。(Chen, 1975)

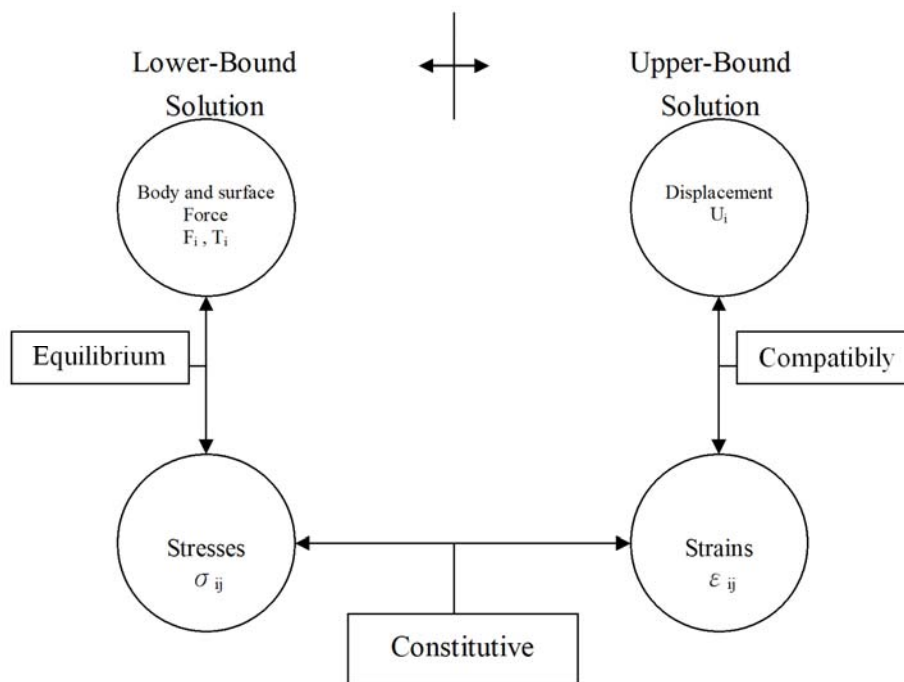


圖 2.18 上限定理與下限定理關係圖(Chen, 1975)

滑動線分析法即是於平面應變條件下，基礎材料位於滿足破壞準則之一塑性破壞區域，此塑性區滿足適合之塑性流動法則及應力平衡條件下，利用應變之幾何關係再配合其流動法則求出破壞區內特徵線之斜率。破壞區內特徵線可構成一幅網格(mesh)，利用幾何關係求出破壞區形狀，此連續變化之特徵線為破壞時之滑動線且材料沿此滑動線破壞移動。以平衡方程式配合應力莫爾圓之幾何關係與特徵曲線，則得到沿滑動線上之應力。最後配合不同應力狀態及不同之邊界條件，求出不同應力狀態下之不同地形條件下之地表承载力。此方法所推導出之基礎承载力，因滿足上述(1)、(2)、(3)及(4)條件，故為基礎極限承载力之真實解。(Lundgren & Mortensen(1953) 、 De

Jong(1957)、Cox(1962)、Spencer(1962)、Sokolovskii(1965))

極限分析法能有效預測土壤或岩石之極限承載力，更可計算複雜之非均質、非等向或具張裂行為之地質材料的承載能力。Mandel & Salencon 於 1972 年以滑動線法求解層狀均質土壤之極限承載力。Chen (1975)假設基礎材料破壞時為圓弧滑動，以極限分析法計算單層及雙層之非均質非等向性土體的極限承載力。Mandel & Salencon 於 1977 年應用此法求解於土壤之剪力強度隨深度增加條件下之基礎承載力。Reddy & Venkatakrishna (1982)提出由有限元素法及線性編制法 (linear programming) 計算於下限定理求得平面應變條件下之承載力。Michalowski (1993)以滑動線分析法求得非均質黏土其強度隨深度正比例增加條件下之極限承載力。Solan & Kleeman (1996)以上限定理求解均質及非均質複合土體之極限承載力。Yu & Solan (1996)則應用極限分析法求解加勁土體之承載能力。

2.4.2 岩石淺基礎承載力理論分析

相較於土壤之基礎承載力研究成果，岩石之淺基礎承載力研究較為欠缺，現有主要理論包括：

1. 極限平衡法

Ladanyi (1968)假設岩體破壞時類似 Bell(1915)提出之楔形全面剪力破壞，岩體滿足 Fairhurst 破壞準則(Fairhurst, 1964)以極限平衡方

法求得極限承载力。

$$q_0 = \left\{ 4(n+1)^{0.5} / [1 + (n+1)^{0.5}] \right\} \cdot \sigma_c \quad (Eq.2.7)$$

其中， n 為岩石單壓強度與單拉強度比值、 σ_c 為岩石單壓強度。

Ladanyi & Roy (1971) 假設基底下岩石具有兩組裂面，如圖 2.19 所示。如同 Ladanyi (1968) 所假設之破壞滑動面，並考慮裂面上之剪力阻抗，利用極限平衡分析法求出其極限承载力：

$$q_0 = \left[\sigma_{3A} N_{\phi_1} + \left(\frac{c_1}{\tan \phi_1} \right) (N_{\phi_1} - 1) \right] \quad (Eq.2.8)$$

若地表加载荷重 $q_s = 0$ ：

$$\sigma_{3A} = \left(\frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi_2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi_2} - 1)$$

若地表加载荷重 $q_s > 0$ ：

$$\sigma_{3A} = \left(q_s + \frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi_2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi_2} - 1)$$

$$N_{\phi_1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1/2)$$

$$N_{\phi_2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2)$$

其中， c 為裂面之凝聚力、 ψ 為裂面之傾角、 ϕ 為裂面摩擦角。

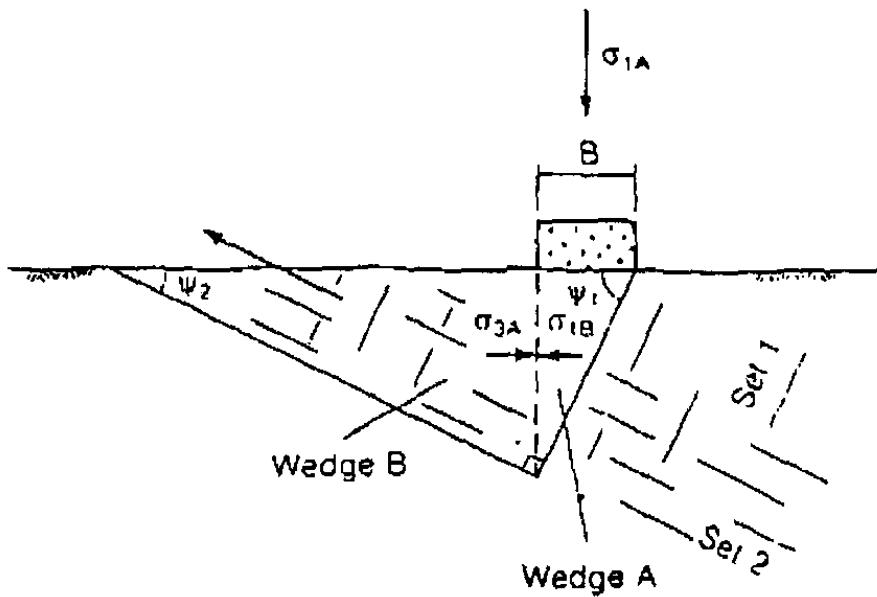


圖 2.19 具兩組裂面基礎之假設破裂機制(Ladanyi & Roy, 1971)

Davis (1980)以極限平衡法求取節理面岩盤之極限承載力，其假設條件有：(1)長條型式基礎，且滿足於平面應變狀態、(2)完整岩石及節理之力學行為滿足莫爾庫倫破壞準則、及(3)節理間距遠小於基礎寬度，且節理相互平行。其推導公式如下：(王乙翕，2000)

$$q_0 = N_c(c_s + q \tan \phi) + q \quad (\text{Eq.2.9})$$

N_{cs} 為承載因子，為節理傾角 ω 及 c_f/c_s 之函數。若有超載荷重時， $(c_f/c_s) = (c_f + q \tan \phi)/(c_s + q \tan \phi)$ 式校正。其中， c_s 為完整岩石之凝聚力、 c_f 為節理之凝聚力、 q 為超載， ϕ 為岩石摩擦角。

Pell & Turner (1980)觀察模型試驗結果，利用類似 Ladanyi(1968)的極限平衡分析法並考慮岩石脆性性質，假設基底下方岩石只剩下較

低的殘餘強度，其公式如下：

$$q_0 = \sigma_c \tan^2(45 + \phi_r/2) = \sigma_c \cdot K_p \quad (Eq.2. 10)$$

其中， ϕ_r 為岩石殘餘摩擦角。

2. 極限分析法

極限分析可以計算複雜之材質特性或不同地表幾何狀態的極限承載能力，是為近來廣泛發展的分析方法。

Hill (1950)以假設破壞滑動面為剛性塊體 ΔAOC 、對數螺旋線組成扇形 ΔACD 及楔形體 ΔADE 所組成 (圖 2. 20 所示)，且基礎材料遵循諧和塑性流動法則(associated plastic flow)。依據上限定理分析，求得極限承載力公式。

$$q_u = cB \cot \phi \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (Eq.2. 11)$$

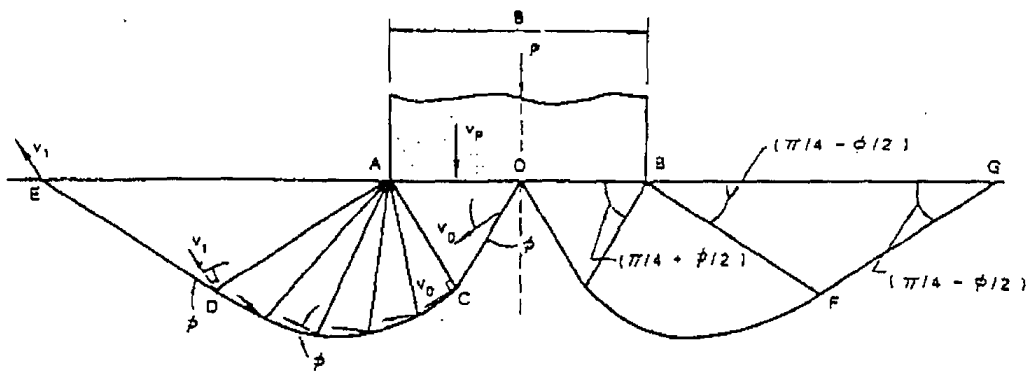


圖 2. 20 Hill(1950)假設之破壞機制(Hill, 1950)

Chen & Drucker (1973)依據混凝土及岩石塊體破壞機制的觀察結果，提出長條型基礎座落於岩石之承載理論。假設岩石基礎如圖 2.21 所示之張裂性質破壞狀態，滿足修正莫爾庫倫破壞準則與動態容許速度場條件，求出極限承载力之上限值：

$$q_u = f_t \left[\frac{H}{a} \tan(2\alpha + \phi) - 1 \right] \quad (Eq.2.12)$$

$$\cot \alpha = \tan \phi + \sec \phi \left\{ 1 + \frac{(H/a) \cos \phi}{(f_c/f_t)[(1 - \sin \phi)/2] - \sin \phi} \right\}$$

其中， f_c 及 f_t 分別為岩石單壓及單拉強度、 H 為基底高度、 a 為基底寬度的一半。

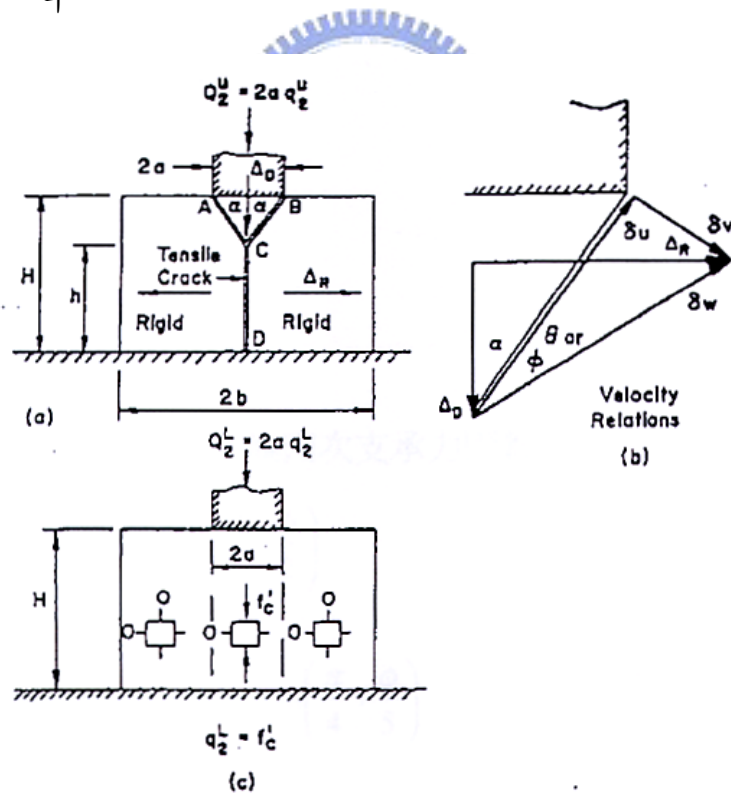


圖 2.21 Chen & Drucker 假設之破壞機制(Chen & Drucker, 1973)

Wyllie (1992)觀察多孔隙岩石(Porous Rock)、緻密裂縫型岩石

(Closely Fractured Rock)和軟弱岩石(Very Weak Rock)之破壞模式及應力莫耳圓(如圖 2.21 所示)，類似 Bell(1915)推導方式假設長條型基礎下之岩石破壞面為兩個破壞區域，分別為主動破壞區 A 及被動區 B(如圖 2.22(a)所示)，且此兩個破壞區域之應力狀態假設如三軸壓縮試驗，配合 Hoek-Brown 強度破壞準則(如圖 2.22(b)所示)評估非完整岩石之基礎承载力，假設條件為(1)基礎下岩石破壞面以直線構成、(2)兩破壞楔形塊介面間之剪力阻抗不計、及(3)岩石自重忽略，利用極限分析法下限解定理推導公式：

$$\text{當 } q_s = 0 \text{ 時: } q_a = \frac{C_{f1} s^{0.5} \sigma_{u(s)} \left[1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5} \right]}{F} \quad (\text{Eq.2.13})$$

$$\text{當 } q_s > 0 \text{ 時: } q_a = \frac{C_{f1} \left[(m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2)^{0.5} + \sigma'_3 \right]}{F} \quad (\text{Eq.2.14})$$

其中： m 、 s 為 Hoek-Brown 破壞準則之岩體性質； F 為安全因素； $\sigma_{u(r)}$ 為完整岩石之單壓強度； q_s 為地表超載； $\sigma'_3 = (m\sigma_{u(r)}q_s + s\sigma_{u(r)}^2)^{0.5} + q_s$ ； C_{f1} 為 Sower(1979)所提之基礎形狀因子。

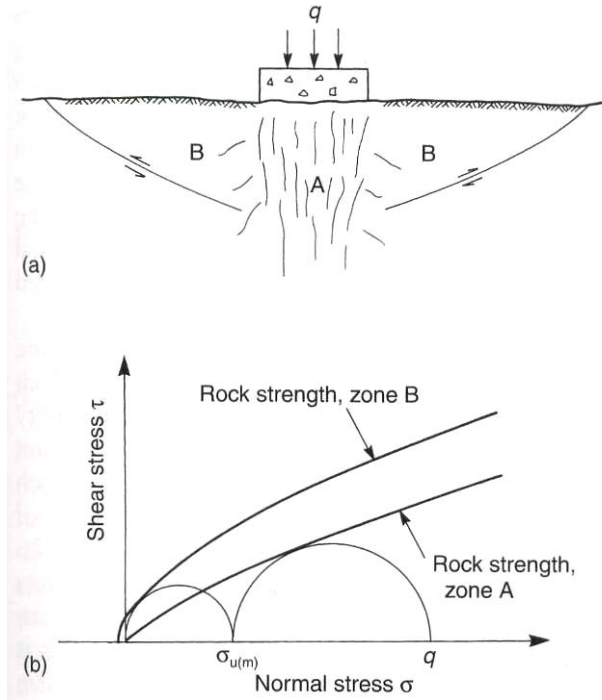


圖 2.22 (a)岩石破壞模式，(b)岩石強度莫耳圓示意圖(Wyllie, 1992)

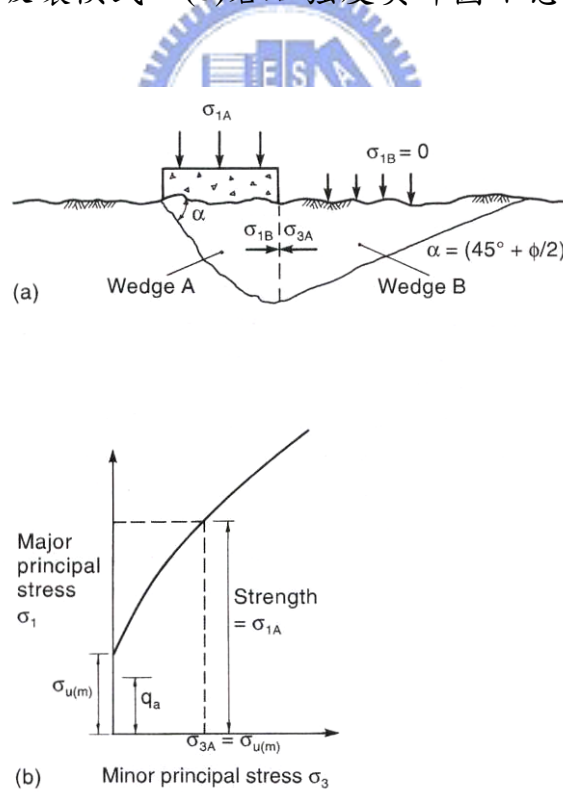


圖 2.23 (a)假設岩石破壞模式示意圖，(b)配合 Hoek-Broen 破壞準則

應力狀態(Wyllie, 1992)

Greenstein (1975) 假設岩石為完全塑性材料，以莫爾庫倫破壞準則為屈伏函數，岩石摩擦角與凝聚力均假設為異向性傾角(ψ)的函數。破壞區岩石視為一塑性區並遵循諧和流動法則，求得破壞區內岩體特徵線斜率：

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sin 2\psi - N \cos \phi \cos 2\psi \pm \cos \phi \sqrt{1 + N^2}}{\cos 2\psi + \sin \phi + N \cos \phi \sin 2\psi} = \begin{cases} y_i \\ y_j \end{cases} \quad (Eq.2.15)$$

$$N = K + M ; K = \frac{P - c \tan \phi}{2\sigma_0 \sin \phi} \frac{d\phi}{d\psi} ; M = \frac{1}{2\sigma_0 \sin \phi} \frac{dc}{d\psi} ; \sigma_0 = P + c \cot \phi$$

其中， y_i 及 y_j 為破壞岩石區內特徵曲線之斜率、 P 為平均主應力。

假設岩石自重忽略並利用平衡方程式求出破壞區岩石內應力狀態：

態：

$$dP \pm \begin{cases} \lambda_i \\ \lambda_j \end{cases} d\psi = 0 \quad (Eq.2.16)$$

$$\lambda_i = 2\sigma_0 \tan \phi \left(\sqrt{1 + N^2} - N \sin \phi \right)$$

$$\lambda_j = 2\sigma_0 \tan \phi \left(\sqrt{1 + N^2} + N \sin \phi \right)$$

其中： λ_i 及 λ_j 為破壞岩石區沿特徵線之應力狀態。

配合 Greentain 根據實驗歸納摩擦角 ϕ 及凝聚力 c 與岩層面傾角 ψ 所得結果，將上述方程式配合不同邊界條件可求得異向性岩石承載力，如圖 2. 25 為基礎破壞滑動線；圖 2. 25 為承載力因子 N_c 對層面傾角 ψ 之關係圖。

裂縫橫斷面長度增加而造成應力集中增加，如此循環最後材料因裂縫傳遞過程中而導致破壞(Coates and Gyenge, 1966)。因此證明假設初始破壞與極限破壞為同一時間發生之正確性，即破壞應力狀態下材料將於裂縫開始產生後隨即造成不穩定裂縫傳播。Choi 於 1984 年提出應用初始破壞法預測軟弱岩石之極限承载力是不適合的，除非於分析時考慮適當之裂縫條件與裂縫閉合所產生之強度，才可得到良好之預測。Ladanyi (1976)考慮長條形且完全柔性基腳，利用 Griffith 破壞準則求出：

Griffith 破壞準則

$$Q_f = 2.17\sigma_c \quad (Eq.2.17)$$

修正 Griffith 破壞準則

$$Q_f = \frac{\left\{ \left(\frac{\pi}{2} \right) (1 - \sin \phi) \right\} \cdot \sigma_c}{\left[\cos \phi - \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \sin \phi \right]} \quad (Eq.2.18)$$

其中， Q_f 為基礎極限承载力。

Coates(1981)假設為長條形且剛性基腳，利用 Griffith 破壞準則求出：

$$Q_f = 3\pi \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{y}{B} \right)^{0.5} \left(1 - \frac{y}{B} \right)^{0.5} \quad (Eq.2.19)$$

其中， y 為岩石裂縫至基腳邊緣之距離。



2.4.3 土壤邊坡淺基礎承載力理論分析

淺基礎位於邊坡上由於缺少邊坡面之側向支撐，其承載能力必小於基腳座落水平地面，因此如何正確估計出承載力，便顯的格外重要。目前討論邊坡或坡頂基礎承載理論分析之文獻，大都以土壤基礎材料為主，彙整重要之分析理論說明如下。

1. 極限平衡法

Meyerhof(1957)提出土壤淺基礎邊坡承載力理論，其假設條件與Meyerhof(1951)提出水平地表淺基礎承載力分析理論的假設條件相同，如圖 2.26 為位於坡頂上(有一退縮距離 b)之長條型淺基礎破壞機制，和水平地表不同點在於 $AEFG$ 塊體作用力。 $AEFG$ 可以一等值應力(equivalent stresses)取代，即 P_o 和 S_o 分別垂直和平行 AE 面。假設基礎材料力學行為符合 Mohr-Coulomb 破壞準則，Meyerhof 提出坡角小於 40° 之承載力公式如下：

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (Eq.2.20)$$

對於純粒狀無凝聚力土壤而言：

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (Eq.2.21)$$

對於純凝聚力土壤而言：

$$q_u = cN_{cq} \quad (Eq.2.22)$$

其中， N_{cq} 為土壤基礎凝聚力提供之承載因數、 $N_{\gamma q}$ 為土壤基礎單

位重所提供之承載因數。

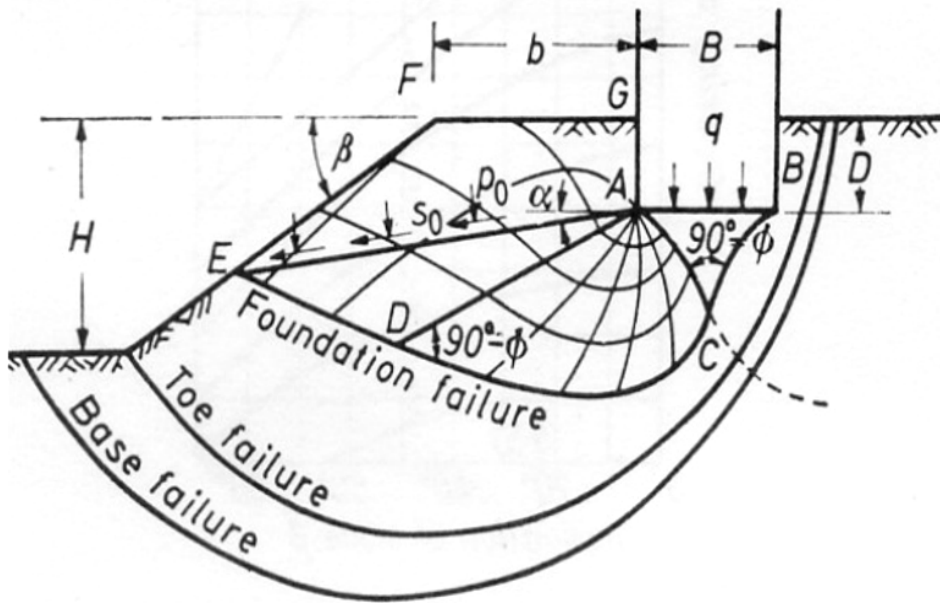


圖 2.26 Meyerhof 假設之土壤邊坡淺基礎破壞機制(Meyerhof, 1957)

Hansen(1970) 利用極限平衡法提出基腳位於邊坡坡頂上之淺基礎承載力公式：

$$q_u = cN_c \lambda_{c\beta} + qN_q \lambda_{q\beta} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (Eq.2.23)$$

其中， q 為覆土壓力、 β 為坡角、 $\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$ 為邊坡因子。

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad (\text{for } \phi > 0)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (\text{for } \phi > 0)$$

Vesic(1975)對凝聚性土壤，提出上述公式之修正公式，亦即修正基礎單位重承載因子 N_γ 為 $N_\gamma = -2 \sin \beta$ 。Bowles(1996)修正 Hansen 之

2. 極限分析法

Saran (1989) 假設邊坡上土壤淺基礎承载力破壞模式如圖 2.28，為邊坡側基礎 $DEKJ$ 與水平側基礎 $DEFG$ 所構成。邊坡側基礎 $DEKJ$ 土壤強度完全發揮，而水平側基礎 $DEFG$ 土壤強度假設未完全發揮，其剪力強度 τ 為 $\tau = m(c + \sigma \tan \phi)$ ，其中 m 值隨 D_e/B 、 D_f 增加而增加，但隨邊坡角度增加而減少。利用上限解定理推導公式如下：

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (Eq.2.25)$$

對於基腳置於不同位置及不同深度時，Meyerhof(1957)、Chen(1975) 等人多將彈性區兩側之被動土壓力區視為相等，但 Saran 之研究卻視為不同的兩區，水平處之值較高，故其所預測之極限承载力均較 Meyerhof 等人較高。另對於基礎不受邊坡影響之距離，其 $\frac{D_e}{B}$ 之最小值，隨 ϕ 、 β 及 $\frac{D_f}{B}$ 之增加而增大。

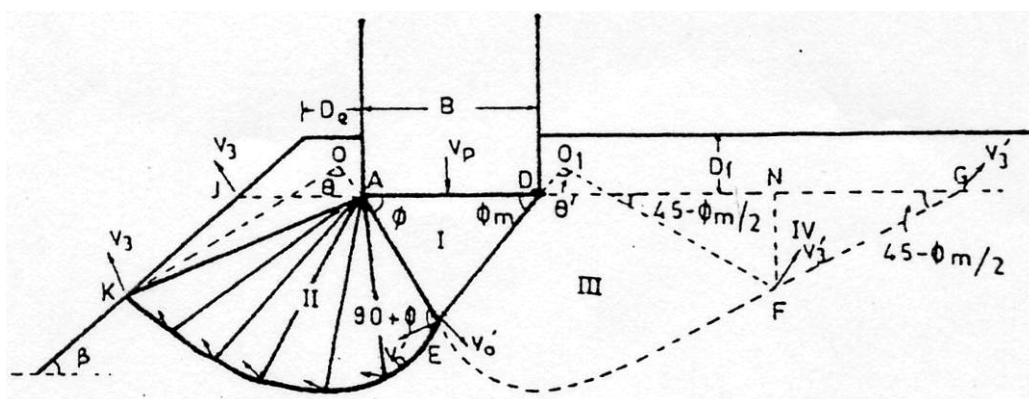


圖 2.28 Saran 假設之土壤邊坡淺基礎破壞機制(Saran, 1989)

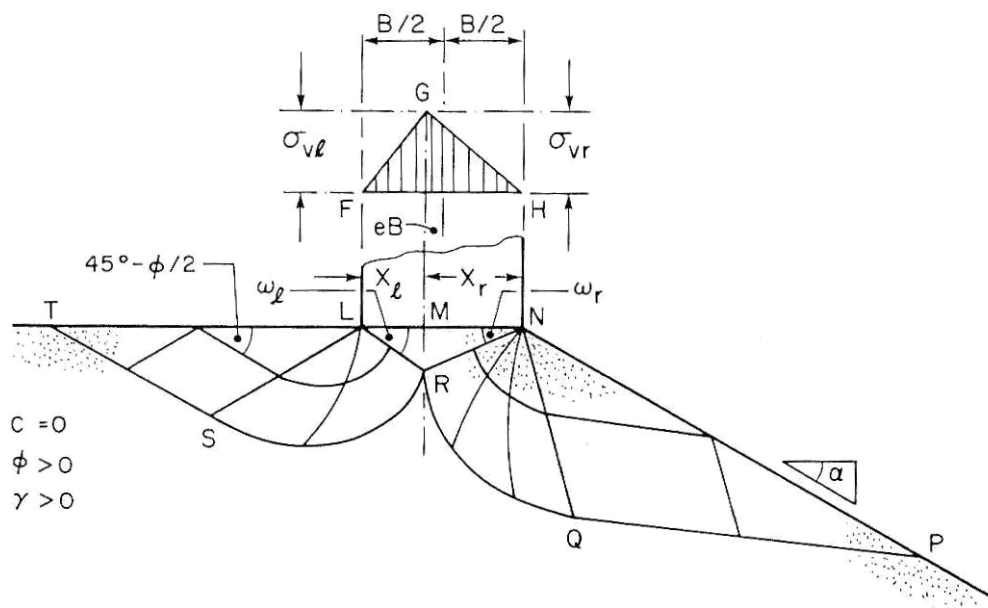


圖 2.30 非凝聚性土壤邊坡淺基礎破壞滑動曲線(Graham, 1988)

3. 經驗法

Gemperline (1988)對非凝聚性砂性土壤進行 215 組基礎置於邊坡頂部之離心機模型承載實驗，並統計回歸實驗成果提出砂性土壤邊坡淺基礎承載力經驗公式。其經驗公式除了可應用在邊坡面外，也可推測在距邊坡頂上基礎寬度 n 倍處之基礎承載力：

$$q = 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (Eq.2.27)$$

$$N_{\gamma q} = f_{(\phi)} \times f_{(B)} \times f_{(D/B)} \times f_{(B/L)} \times f_{(D/B, B/L)} \times f_{(\beta, b/B)} \times f_{(\beta, b/B, D/B)} \times f_{(\beta, b/B, B/L)}$$

$$f_{(\phi)} = 10^{(0.1159\phi - 2.386)} \quad , \quad f_{(B)} = 10^{(0.34 - 0.21 \log_{10} B)} \quad , \quad f_{(D/B)} = 1 + 0.65(D/B) \quad ,$$

$$f_{(B/L)} = 1 - 0.27(B/L) \quad , \quad f_{(D/B, B/L)} = 1 + 0.39(D/B)(B/L) \quad ,$$

$$f_{(\beta, b/B)} = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\} \quad ,$$

$$f_{(\beta, b/B, B/L)} = 1 + 0.6(B/L) \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\} \quad ,$$

$$f_{(\beta, b/B, D/B)} = 1 + 0.33(D/B) \tan \beta \left\{ 2 / \left[2 + (b/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

其中，B：基礎寬度、D：基礎埋入深度、L：基礎退縮距離、以及 β 為坡角。

2.4.4 岩石邊坡淺基礎承載力理論分析

目前針對基腳位於邊坡上及坡頂之岩石基礎之承載力理論分析甚少，因此膠結不良砂岩基礎材料而言，淺基礎位於邊坡上及坡頂上之承載能力更是值得探討的課題。彙整相關結果如下：

1. 極限平衡法

美國海軍部基礎設計手冊(NAVFAC DM-7.2, 1982)中提出之岩石邊坡淺基礎承載力公式，利用極限平衡法導出公式如下：

$$q_a = \frac{C_{f1} C N_{cq} + \frac{\gamma B}{2} C_{f2} N_{rq}}{FS} \quad (Eq.2.28)$$

其中， C_{f1} 、 C_{f2} 為基礎形狀修正因數、 N_{cq} 、 N_{rq} 為承載力因數，如圖 2.31。此公式只適用基礎恰好位於邊坡坡頂上(坡度 $0^\circ \sim 80^\circ$)，並不適用置於坡頂平地上之承載力計算。

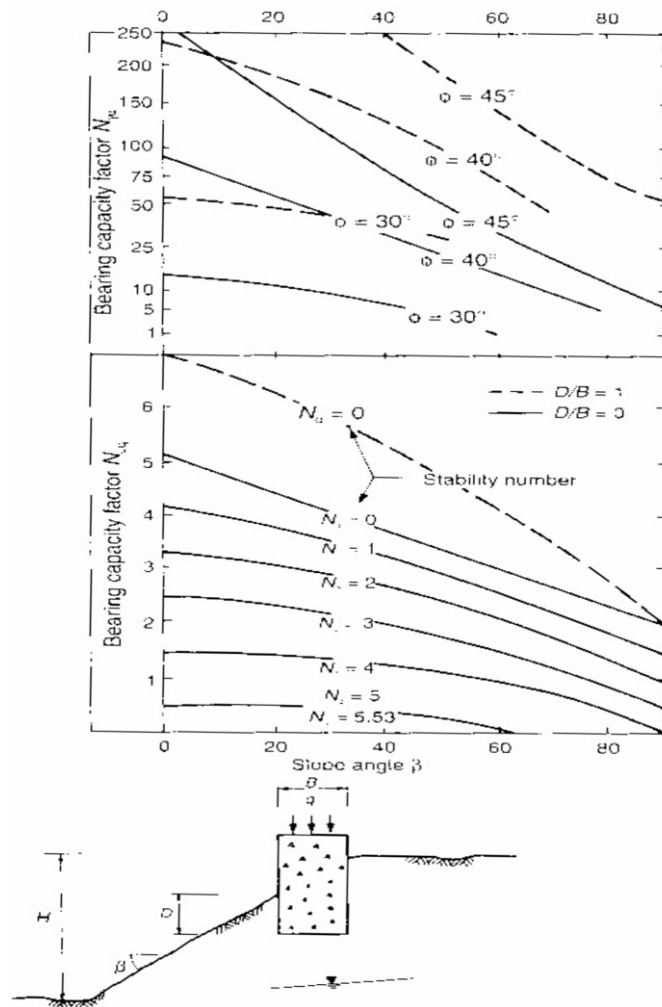


圖 2.31 基腳座落於坡頂上之承載力因數(NAVFAC DM-7.2, 1982)

2. 極限分析法

葉贊育(1993)考慮基礎為橫向等向特性岩石，採用滑動線法且基礎力學行為符合 Hoek-Brown 強度破壞準則，提出適用於具橫向等向性軟弱岩石之基礎承載力理論解，其理論解可求取不同水平地表及與坡地交界處不同弱面傾角之基礎承載力及破壞滑動線。如圖 2.32 顯示，基礎承載力隨橫向等向面之傾角大小而變化，其承載力因數最大值出現於當傾角為 60 度時。當傾角為 25 度，其承載力因數有最小

值，承载力因數最大與最小相差約有 2~3 倍。圖 2.33 為其計算異向性岩石及均向性岩石滑動線之差異。

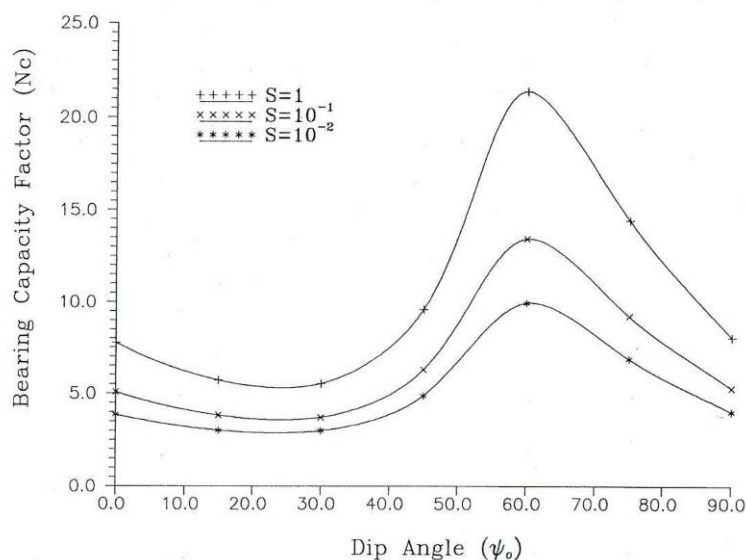


圖 2.32 基礎承載因數與岩石面傾角關係圖(葉贊育，1993)

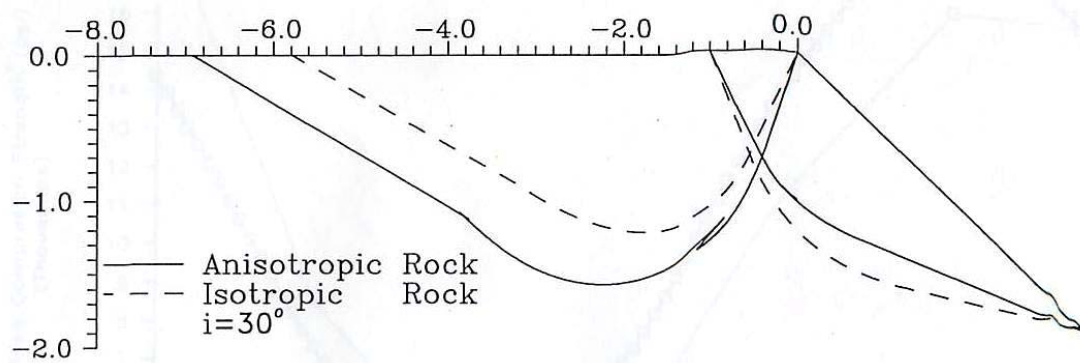


圖 2.33 岩石邊坡淺基礎破壞時滑動曲線示意圖(葉贊育，1993)

Serrano & Olalla (1994) 假設基礎力學行為遵循 Hoek-Brown 強度破壞準則，利用滑動線法提出岩石邊坡淺基礎承载力理論公式，滑動線法為以積分運算配合基礎載重及地表幾何之適當應力邊界(如圖 2.

34 所示)，以求得岩體之極限承载力。其理論分析條件為(1)基礎為無限長條型、(2)岩體為理想均質等向、且完全連續性彈塑性體、(3)不考慮岩體自重影響。

其極限承载力解析公式為 $q_u = \beta(N_\beta - \xi)$ ，其中 $\beta = \frac{m\sigma_c}{8}$ 、 $\xi = \frac{8s}{m^2}$ ，將其不同邊界載重條件製成為設計圖表。如圖 2.35 為例，坡角 10 度條件下不同載重之 N_β 值，若已知邊界載重則可查其圖表求得岩體極限承载力。

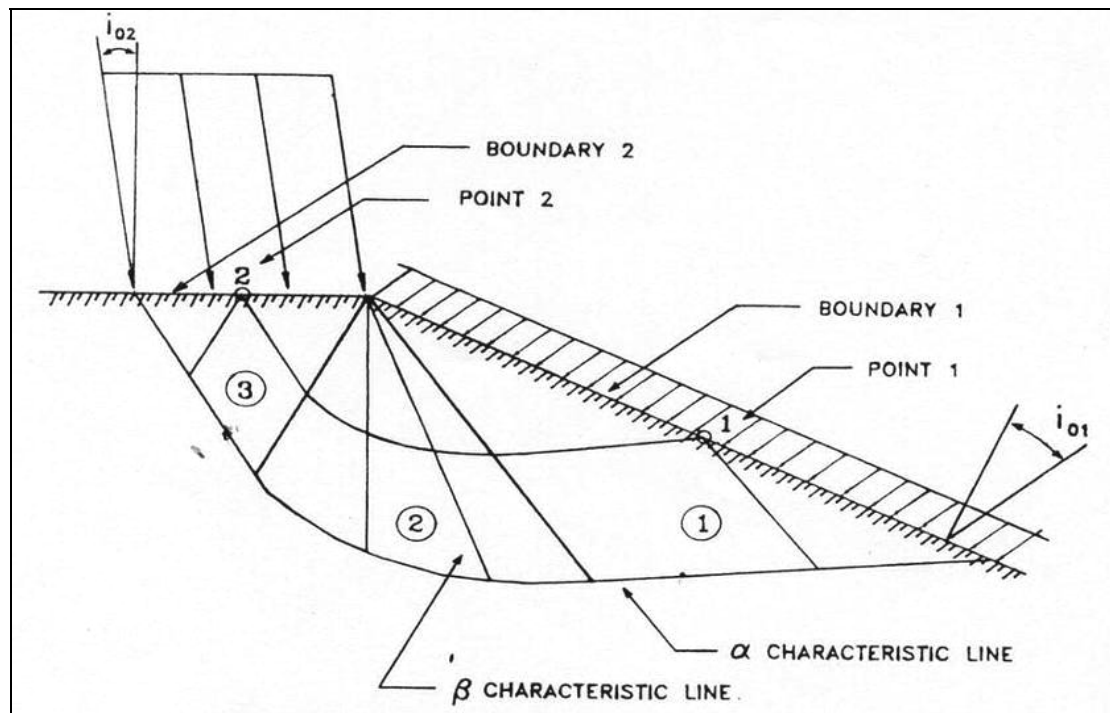


圖 2.34 基礎邊界狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

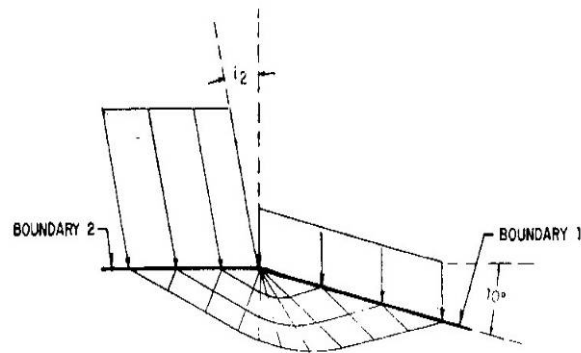
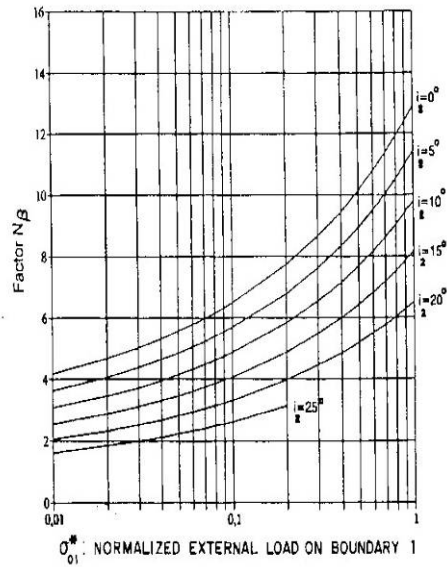


圖 2.35 坡角 10 度不同載重下 N_β 之值(Serrano & Olalla, 1994)

2.4.5 淺基礎承載力理論分析總結

目前，國內外已有相關土壤及岩石基礎承載力分析研究成果，尤其是土壤基礎方面的研究更是發展甚為成熟，然而關於工程性質界於土壤與岩石間過渡性之膠結不良砂岩層，此類大地材料之承載行為則不該全盤由上述已有的研究成果加以應用，應需詳細研究觀察其基礎承載行為與力學特性，並依據觀察結果應用適當方法提出一設計分析法。

回顧上述各類理論分析法可知，就極限平衡法而言，主要假設基礎為全面剪力破壞且為剪力阻抗模式，前述假設對於局部漸進式破壞(local progressive failure)或是崩裂式破壞(cracking failure)並不適用。另外，基礎極限破壞時之應力場平衡狀態不易透過承載試驗觀察假設，應用於本研究有待商榷。

極限分析法若能假設適宜之破壞機制並配合適用之材料破壞準則，則可有效預測基礎之極限承載力，更可計算較為複雜之非均質、非等向或具張裂行為之地質材料的承載能力，是近來廣泛發展的方法。另外，極限分析法上限解定理更可依據承載試驗觀察成果假設接近基礎真實破壞狀態之破壞機構，應用功能原理發展一分析理論模式，相當適用於本研究之模型承載試驗。

初始破壞法因假設初始破壞與極限破壞為同一時間發生，即破壞應力狀態下材料將於裂縫開始產生後隨即造成不穩定裂縫傳播，Choi(1984)則提出應不適用於軟弱岩石基礎。初始破壞分析法適合非常脆性的岩石，故應不適用於膠結不良砂岩基礎。

2.5 基礎承載試驗方法

一般基礎承載試驗之研究方法，大致有現地全尺寸試驗、離心機試驗及室內模型試驗。

現地全尺寸試驗能最忠實精確反應現地基礎力學行為，其試驗結

果最具代表性，但卻需要花費龐大開銷以及冗長的時間，及現地狀況與試驗變因不易掌控等因素，故相關進行現地全尺寸基礎承载力試驗文獻甚少，如：Muhs, 1965; Muhs & Weiss, 1973; Shields et al., 1977; Keto, 1989; Kusakabe et al., 1991 等。


離心機試驗是利用人造離心力來模擬重力，藉其將欲模擬大地工程模型的自重依縮小比例提高到與原型相同之狀態。離心機試驗模型盒可採用透明材質，於試驗過程中利用攝影機或照相機拍攝模型之承載行為。相關模型承載試驗以離心機進行者如：Mikasa & Takada, 1973; Yamaguchi et al., 1977; Kimura et al., 1985; Saitoh et al., 1981; Gemperline, 1988; Garnier and Canepa, 1991 等。雖然離心機試驗對於原型與模型之應力狀態模擬能力較佳，但由於模型基礎是處於極大的重力加速度下進行試驗，對於模型基礎表面產生變形等問題須待克服。另外依據文獻指出，此試驗設置費用相當昂貴，試體準備到完成試驗時間較為耗時，且離心機模型試驗相關附屬設施牽涉層面廣泛較不易進行順利。

室內模型試驗為利用 n 倍縮尺之模型，以外加載重或位移來模擬現實狀況中可能發生之工程行為。室內模型試驗的實驗變因較其他試驗方法更容易控制，且可簡化大地問題之複雜性，較容易進行參數研究，以及實驗具有重複性等優點。室內模型試驗雖然有尺寸效應的問題，但若能有效控制尺寸效應因素，則在一定範圍內依然具有代表性

與參考價值。過去許多學者利用室內模型承載試驗進行研究者甚多，土壤基礎承載力研究者有 Meyerhof (1948); De Beer (1970); Uchida et al. (1974, 1975); Goto et al. (1974); Dembichi et al. (1974); Akai et al. (1980); Kusakabe et al. (1981)等，而岩石基礎承載力研究者有 Choi (1984); 卿建業(1995); 王乙翕(2000)等。

參考上述各基礎承載試驗方法之優缺點及配合實驗室相關設備，本研究以室內模型承載試驗進行膠結不良砂岩基礎承載行為觀察。

2.6 人造軟弱岩石



膠結不良砂岩因具有膠結不良、遇水軟化之特性，取得不擾動岩樣極為困難，加以岩石之微裂隙與異向性影響，造成實驗中遇到高度變異性之困擾。再者，受限現地載重試驗所需人力和物力龐大、準備工作相當耗時且所需經費較高，無法提供足夠試驗數量。綜觀前述原因，因此需研究發展適合之人造膠結不良砂岩試體以提供模型試驗所需。本節茲將鍾峻偉（2001）及劉英助（2002）所彙整之相關文獻節錄重點如下。

2.6.1 人造軟弱岩石材料

Rosenblad(1969)及 Stimpson(1970)指出選擇模擬材料需考慮的條件有：

1. 製作時的工作性良好。
2. 容易取得。
3. 可重複製作成各種不同幾何形狀的試體。
4. 不具時間依存性。
5. 具類似岩石之性質。
6. 滿足經濟上的考量。

其中對於黏彈性材料而言，時間依存性為必要之性質，但對於彈性材料則可依據研究需要再加以考量時間依存性之因素。

Stimpson(1970)曾廣泛收集彙整各種不同模擬材料，如圖 2.36 所示。其中有些材料因為無法滿足工程性質之緣故，需選擇適合研究目的之模擬人造軟弱岩石材料。

Indrartna(1990)再進一步指出，要有良好的模擬材料所製成的人造膠結不良砂岩試體，還須滿足下列五個條件：

1. 組成材料普遍且容易取得，具經濟性而無毒性。
2. 易於重複製作，且相同配比下可製作出力學性質相近之試體。
3. 性質穩定，物理性質不具依時性，對室溫與濕度不敏感。
4. 強度不高，能符合實驗室內儀器加壓與量測的條件。
5. 物理性質與力學行為與天然軟弱岩石相似能符合模型相似律的要求。

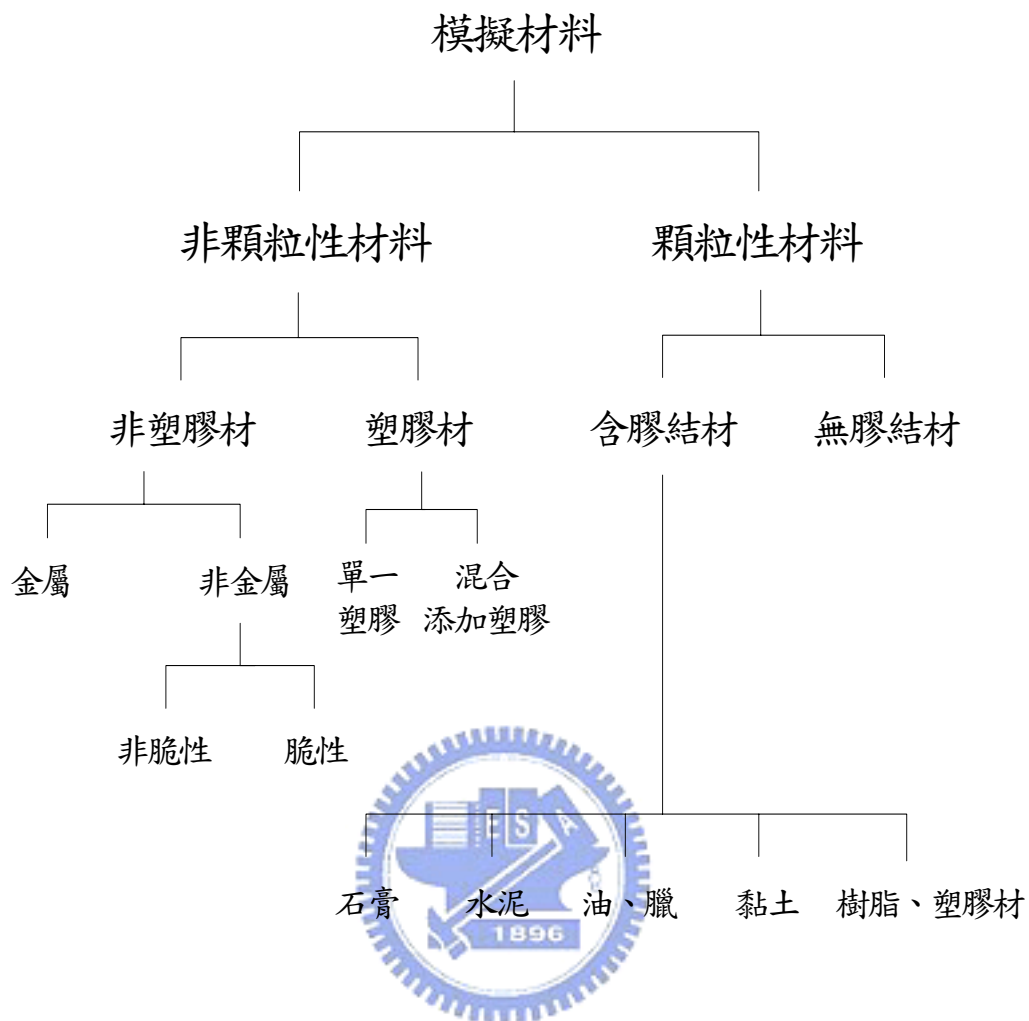


圖 2.36 模擬材料分類(Stimpson, 1970)

2.6.2 人造軟弱岩石製作方法

人造膠結不良砂岩的製作方法與其選擇的模擬材料有很大的關係，而模擬材料目前最常以水泥與石膏為膠結材，再加上欲模擬天然軟弱岩石之粒料配比而成。Gu et al.(1993)研究指出近年來為了模擬軟弱岩石相似性提高，可透過(1)使用天然軟弱岩石之組成物製作及(2)有效模擬軟弱岩石之成岩過程，以達有效模擬軟弱岩石之目的。

相關人造軟弱岩石之模擬材料、製作方法與其成果，彙整如表

2.2 所示並簡述如下：

1. Johnston and Choi (1986)以模擬墨爾本泥岩為目標，採用試誤法決定泥岩粒料(研磨後之粉末)與波特蘭水泥，以 1：0.025 比例再加 18%粒料總重的水拌和，且為減少養護時間，另外加入速凝劑。製作方法是藉由不同的壓密應力與不同含水量方式，模擬不同試體的風化程度。
2. Indrartna (1990)為模擬軟弱沉積岩，以 10%石膏、75.8%細砂、14.15%水及 0.05%緩凝劑之配比進行拌和，將拌和料灌入在震動臺上的模具中，並分層擣實趕出氣泡與舀出析離的水，一旦灌模完成，靜置 12 小時待初凝完成後，移至恆溫恆濕箱進行養護 4 星期。Indrartna 認為此人造軟弱岩石不隨溫度與濕度在力學性質上變化，是良好的模型試驗岩材。
3. Gu et al. (1993)以石膏與粒徑中等的砂為模擬天然軟砂岩材料，其拌和比為 15%、20%與 25%石膏與砂拌和，灌模後搭配 0.5、1、2 與 3MPa 的壓模壓力來製作試體，再分於養護箱與室外兩種狀況進行養護，該研究亦依各種製作狀況進行各種力學與物理性質試驗，其試驗結果與 Hawksburry 砂岩具有極高的相似性。

4. 應傳智(1995)為模擬台灣地區軟弱岩石而所作的研究中，選用石膏為主原料，以 1：0.8：0.04(石膏：水：皂土)之基準配比再加入其他添加物，如高分子聚合物、滑石粉、高嶺土等。粒料拌和後，置於震動臺震動趕出氣泡後灌模，初凝後靜置風乾，再移入養護箱養護。製作完成之試體進行單壓與直張試驗，發現加入滑石粉與伊利土的人造軟弱岩石試體，其力學性質與一般天然軟弱岩石相似，但該模擬材料對養護環境與濕度較敏感，必須在實驗進行中控制試體的環境狀況。
5. 王乙翕(2000)以模擬天然軟弱岩石碎屑顆粒為材料，並加入水泥做為膠結材。各材料之拌和比為水泥：砂岩碎屑=1：6 及水泥：頁岩粉末=1：7 為拌和比，再進行灌模壓密製作試體。
6. Tien and Tsao(2000)以軟弱互層岩體為模擬目標，製作人造的橫向等向性岩塊，並針對其力學性質作研究，進而得到異向性岩體的組合率與破壞準則。在模擬材料方面，選擇水泥與渥太華砂為模擬砂岩，而以水泥與高嶺土為模擬頁岩。將上述模擬材料，分層交錯將兩種拌和料倒入，每層固定層高且須經過壓力機壓密 0.7MPa 約 10 秒，交錯灌模 70 層後進行養護 28 天，以製作人造砂頁岩互層岩塊。
7. 鍾峻偉(2001)以卓蘭層與頭嵙山層內之膠結不良砂岩為模擬

目標，使用模擬目標地層的岩屑材料作為基本材料，透過岩樣處理，以 200 號篩濕篩方式將粗細粒料分離，以 1：1 比例加上佔總粒料重 26% 之水溶液作為拌和，進行灌模、高壓壓密，製作出所需人造膠結不良砂岩，進一步進行各種物理與力學性質試驗，其試驗結果顯示各項性質接近於天然軟砂岩。

陳賀瑞(1997)曾指出膠結不良砂岩由細料(粉土及黏土顆粒)膠結或填充，主要含量為中至細砂，且石英經顯微分析常可見風化產物及微裂縫。因此，人造膠結不良砂岩不宜與大部分文獻上採用之乾淨石英砂、水泥、高嶺土或石膏等依不同配比加以製作。因此，本研究參照鍾俊偉(2001)製作人造膠結不良砂岩之研究成果，以模擬目標地層通過 30 號篩之岩屑粒料來當作主要模擬材料，經濕篩後含細粒料水溶液為膠結材，依固定配比充分均勻拌和並填裝注入模具中，再經由高壓壓密製作模型承載試驗所用之試體。

表 2.6 人造軟弱岩石材料及製作方法

研究者	模擬目標	主要模擬材料	製作方法
Johnston and Choi(1986)	墨爾本泥岩	水泥與泥岩粒料	配比拌和、灌模、壓密、養護
Indrartna(1990)	軟弱沉積岩	石膏與細砂	配比拌和、震動擣實灌模、養護
Gu et al.(1993)	Hawksburry 砂岩	石膏與砂	配比拌和、灌模、壓密、養護
應傳智(1995)	台灣地區軟弱岩石	石膏與添加物	配比拌和、震動擣實灌模、養護
王乙翕(2000)	卓蘭層砂頁岩	台中大坑砂岩及頁岩、水泥	配比拌和、分層灌模壓密、養護
Tien & Tsao(2000)	軟弱互層岩體	水泥、渥太華砂與高嶺土	配比拌和、分層灌模壓密、養護
鍾峻偉(2001)	台灣中北部軟弱岩石	卓蘭層及頭嵙山層之膠結不良砂岩	粒料配比拌和、灌模壓密、養護

2.6.3 模型相似律

要完全模擬天然軟弱岩石的每項性質幾乎是不可能，但對某特定範圍的特性作較精確有效地模擬則是可行的。Gu et al.(1993)曾提及為了讓人造與天然軟弱岩石間達到最好的相似性，必須滿足以下三點準則：

1. 滿足工程性質上的相似性。
2. 人造軟弱岩石在低圍壓的狀態下應該展現出剪脹與脆性行為。
3. 人造軟弱岩石應具有與天然軟弱岩石相似的破壞包絡線。

為了達到上述準則，模型與實體良好相似關係需考慮試體幾何狀態及儀器設備對受力行為的相似關係，及試體物理與力學性質之相似關係。模型相似律之觀念為模型(Model)與原型(Prototype)間，在幾何、材料性質與受力載重等物理量，符合下列數學關係式。

$$I_p = S_f \times I_m \quad (Eq.2. 29)$$

其中 I_p 代表原型之物理量， I_m 代表模型之物理量， S_f 則是兩物理量間的比例因子(Scale Factor)。當 S_f 接近 1，則表示模型物理量與原型物理量相似性愈高。本研究即藉由模型相似律的觀念，進行人造試體各項物理及力學性質之相似性檢核，以確保適合作為模型基礎承載試驗之用。



2.7 軟弱岩石基礎模型承載試驗成果

目前針對軟弱岩石進行承載試驗研究成果甚少，本章節簡述目前國、內外學者提出的軟弱岩石承載試驗結果，作為本研究之參考。

1. Johnston and Choi (1986)

Johnston 與 Choi 以墨爾本泥岩作為模擬對象，試體材料為泥岩碎屑(mudstone powder)、水泥、水和加速劑(accelerator) 依比例混和，藉由高壓壓密至超額孔隙水壓消散方式製作試體並加以養護，製作試體設備如圖 2. 37 所示。試體尺寸及性質分別為直徑 300mm、高 200mm、含水量在 10%~20%之間、以及單壓強度為 2MPa~7MPa。

由一系列人造試體研究成果得知，製作試體之壓密應力愈大會產生更小孔隙率及低風化度的人造泥岩。

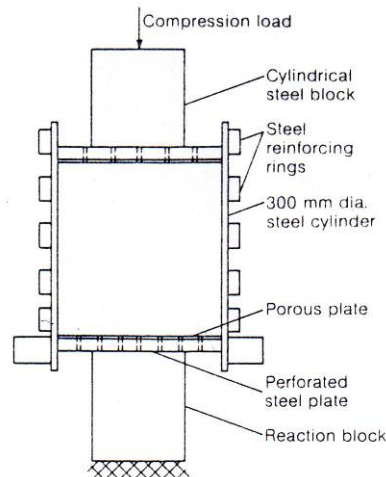


圖 2.37 試體製作設備示意圖(Johnston and Choi, 1986)

Johnston 與 Choi 以此試體進行模型樁承載試驗，樁模型尺寸為 5mm、10mm 與 25mm 三種，在含水量 10%~20%，不同 L/D(埋深與樁徑比值介於 0~10)之條件下進行試驗。承載試驗採定位移控制，每分鐘 0.04%直徑長的速率壓入試體，確保完全排水。承載試驗中應用立體對投影分析(stereo- photogrammetric techniques)得到依比例將位移量定量並確定破壞的機制。觀察結果如圖 2.38。本文參考 L/D=0 之條件下試驗結果簡述如下：加載初期樁底周圍因應力集中產生裂縫，當降伏前後階段於樁底下方形成粉碎區且除原有裂縫逐漸生長外，並產生斜向樁底下方內側裂縫(partially formed cone)，最後接近破壞階段於樁底下方產生放射狀張力裂縫的扇形區(fan shape

wedge)。在扇形區形成過程中，於扇形平面上有放射狀的張力裂縫出現，此裂縫為導致試體破壞的主因，故推論基礎端免承載能力應由張力強度所控制。

此研究之模型承載試驗設備無設計觀察窗，因此試驗一次只能檢查承載曲線上的一點。

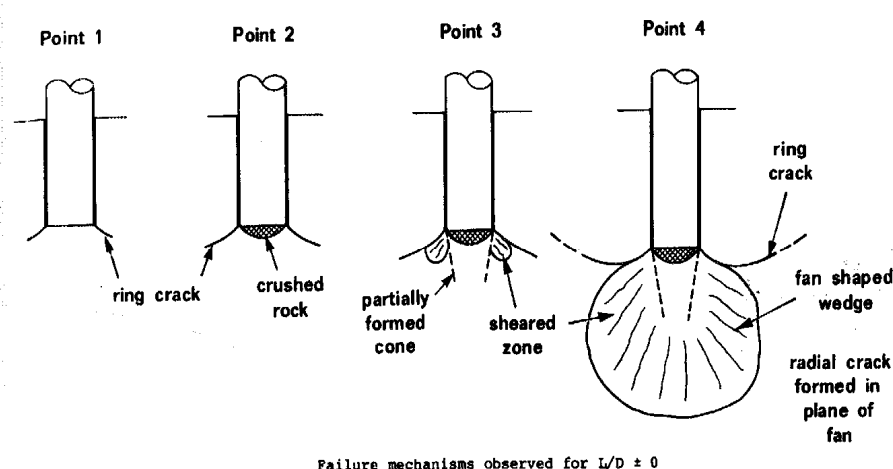


圖 2. 38 (1)point 1：線彈性變形的端點、(2)point 2：主要降伏強度前、(3)point 3：主要降伏強度後，以 point 4：破壞之破壞機制(Choi, 1985)

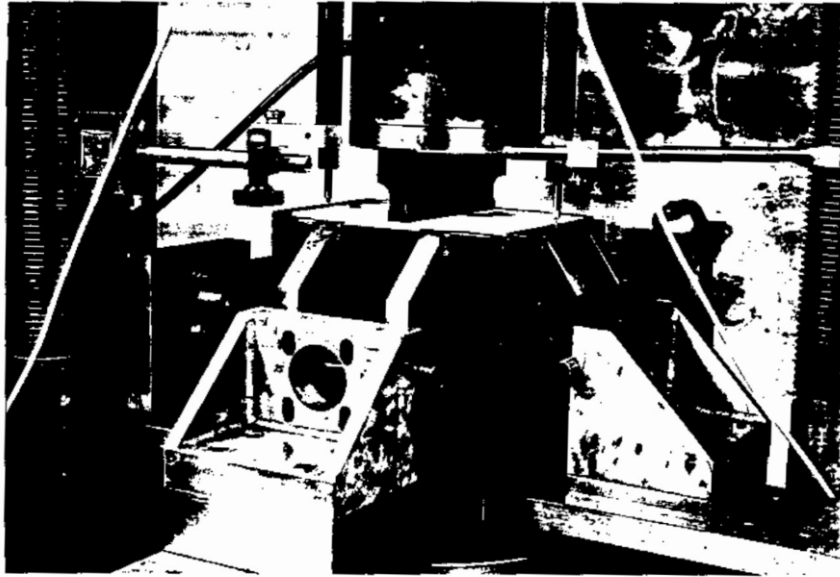
2. 卿建業(1995)

人造軟弱岩石以石膏：水：皂土=1：0.8：0.053 比例製作人造軟弱岩石，並設計以平面應變狀態下之長條形淺基礎承載試驗。模型加載設備如圖 2. 39 所示，試體四面束制並提供不同圍壓，以 0.09mm/min 速率的位移控制進行試驗。試體尺寸為 20cm(長)×20cm(高)×

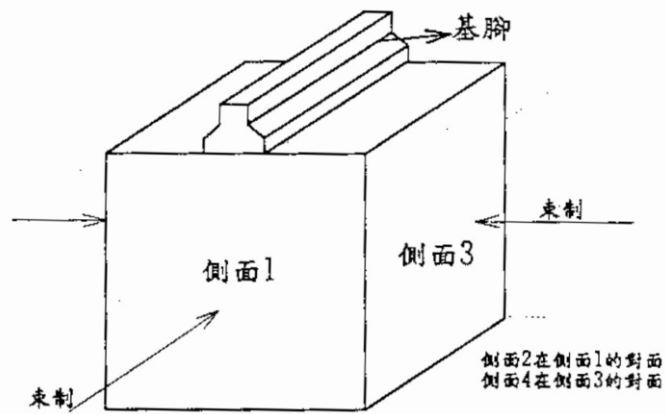
15cm(厚)，其單位重 $1\text{g}/\text{cm}^3$ ，單壓強度為 71.3ksc ，模數比 297，強度比 3.7，波松比(ν)為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為 2.7ksc ，摩擦角(ϕ)為 28.1° 。

承載曲線如圖 2.40 所示，各階段破壞承載行為簡述如下：(1)初期階段(A 區)：曲線呈線性，無明顯破壞現象；(2)降伏階段(B 區)：降伏強度約為單壓強度之 1.2~1.4 倍，基腳下方有明顯粉碎區出現；(3)主要張裂階段(C 區)：粉碎區下方尖端處與完整區之間出現主要張力裂縫；(4)次生張裂階段(D 區)：隨著沉陷量增加，多條次生裂縫會開始出現於粉碎區與完整區域之間，並呈輻射狀。此研究經承載試驗結果提出軟弱岩石承載破壞機制為張力裂縫所控制。





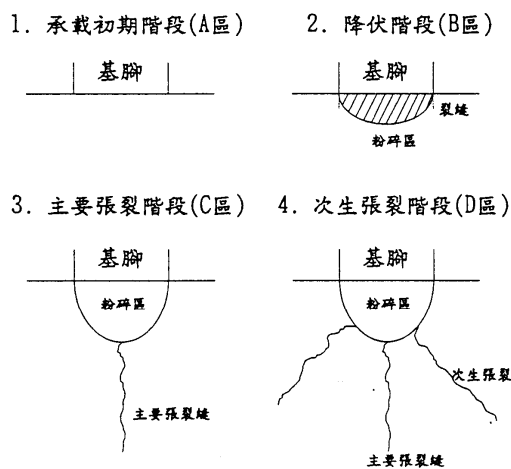
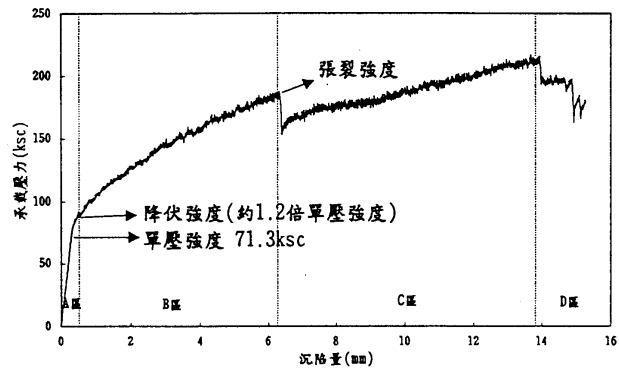
(整體配置)



(局部放大)

基礎承載實驗的設計

圖 2.39 基礎承載試驗儀器架設示意圖(卿建業，1995)



— 承載行為實驗中，不同承載階段所觀察得的基礎破壞現象

圖 2.40 不同階段之基礎破壞現象(卿建業,1995)

3. 王乙翕(2000)

探討砂、頁岩互層於不同層厚比(H/B ， H 為上層地層厚度、 B 為基礎寬度)狀態下長條型淺基礎之極限承載力與破壞機制，以台中大坑的砂岩與頁岩為模擬目標，以波特蘭水泥為主要膠結材，水泥：砂岩碎屑=1：6及水泥：頁岩粉末=1：7為拌合比進行灌模壓密製作試體，其基本物理與力學性質如表 2.7。當試體壓製、養治完成後遂在

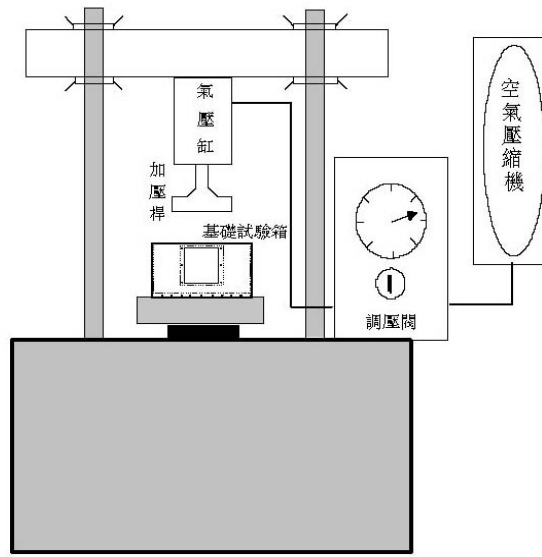
同一試驗箱進行基礎承載實驗(圖 2.41)。為了能觀察基礎承載實驗加載過程中的變形與破壞行為，本試驗箱前方面板設計成壓克力視窗。為了減輕基礎試驗箱之重量，試驗箱以鋁合金為材料，由五片鋁合金板所組成的矩形試驗箱，內部尺寸為 40cm×20cm×20cm，基礎試驗箱細部尺寸如圖 2.42。

就人造砂岩及頁岩之承載試驗結果顯示，於加載初期基礎下方產生向下之張力裂縫，降伏階段時基腳周圍陸續產生斜向裂縫，其已存在之裂縫隨者荷重增加而趨於明顯，同時新的裂縫於基腳下方產生且延伸的角度有逐漸變大的趨勢，並於基腳下方相交且呈現倒三角形，當過了降伏階段後基腳下方倒三角形區域隨著荷重增加而產生許多細微裂縫終至基礎破壞。



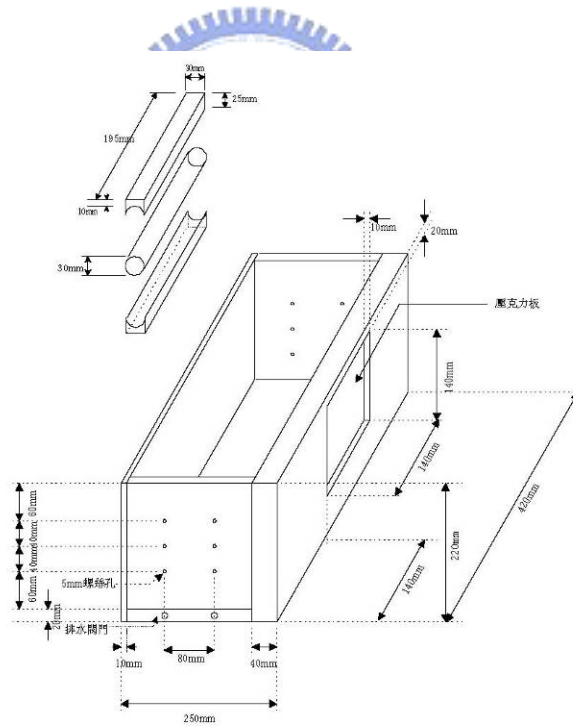
表 2.7 人造岩體物理及力學性質(王乙翕, 2000)

	人造砂岩	人造頁岩
飽和單位重(KN/m ³)	20	21
乾單位重(KN/m ³)	17.4	18.1
比重 G_s	2.6	2.7
孔隙率(%)	33	30
單壓強度(MPa)	7.4	5.1
張力強度(MPa)	1.0	0.7
彈性模數(GPa)	1.84	1.3
凝聚力(GPa)	2.1	2.3
摩擦角 ϕ (°)	34	16
強度比(σ_c / σ_t)	7.4	7.28
模數比(E / σ_c)	248	254



製作基礎試驗試體設備圖

圖 2.41 製作試體設備圖(王乙翕，2000)



基礎試驗箱及基腳細部尺寸

圖 2.42 基礎試驗箱及基腳尺寸示意圖(王乙翕，2000)

由上述試驗結果，可以明顯觀察到不同之製作人造軟弱岩石方式

所得承載行為與破壞模式也不盡相同，是否能忠實反應欲模擬目標岩層的真實行為是值得商榷。另外，承載試驗設備可設計觀察窗，能於試驗過程中詳細記錄試體的破壞過程。

2.8 現地試驗應用之多功能孔內試驗儀

軟弱岩石具有固結差、膠結不良、遇水易軟化之特性。取樣過程中岩心因為受到水及解壓的擾動，使得岩樣組構可能受擾動而破壞，因此施作現地試驗以求得地層之力學性質與工程參數。然而，傳統現地試驗如平板載重試驗等，費用昂貴，而且亦有其缺點。多功能孔內試驗儀(BTD, Borehole Testing Device) BTD 為房正國於 1999 年研究發展出之一套中型現地試驗系統，圖 2.43 為多功能孔內試驗設備之整體系統圖，主體為本系統之試驗機構，分為上中下三段。上段為鑽孔千斤頂試驗裝置，內部利用高壓傍壓儀或 Menard 預鑽式傍壓儀，使其膨脹推擠填充鈹進而頂住孔壁；此外，在施作孔底平鈹載重試驗時，可同時對孔壁施作鑽孔剪力試驗，以求得鑽孔側壁剪力與變形之行為；中段為中部傍壓儀放置筒與擷取盒裝置，下段為下部平鈹載重試驗裝置，利用 300kN 之油壓千斤頂推動平鈹，同時也推動上部千斤頂試驗裝置，進行鑽孔剪力試驗。

BTD 試驗儀適用於軟弱岩層施作，可立即於孔內施作試驗以避免軟弱岩石依時性弱化現象；並且彌補大型現地試驗之儀器設備費用

昂貴缺點，可大量施作試驗以求相當可靠度之力學參數。簡慶賢(2000)依苗栗天花湖水庫預定地施作結果證明為可行之試驗，並提出建議儀器需作細部改良以切合現地試驗所用。

本研究首先針對 BTD 儀器存在缺失加以改良，並應用於現地進行一系列之試驗求取現地岩層之力學參數，並與室內模型承載試驗所得強度參數做一比較，用以檢核模擬承載行為之相似性。



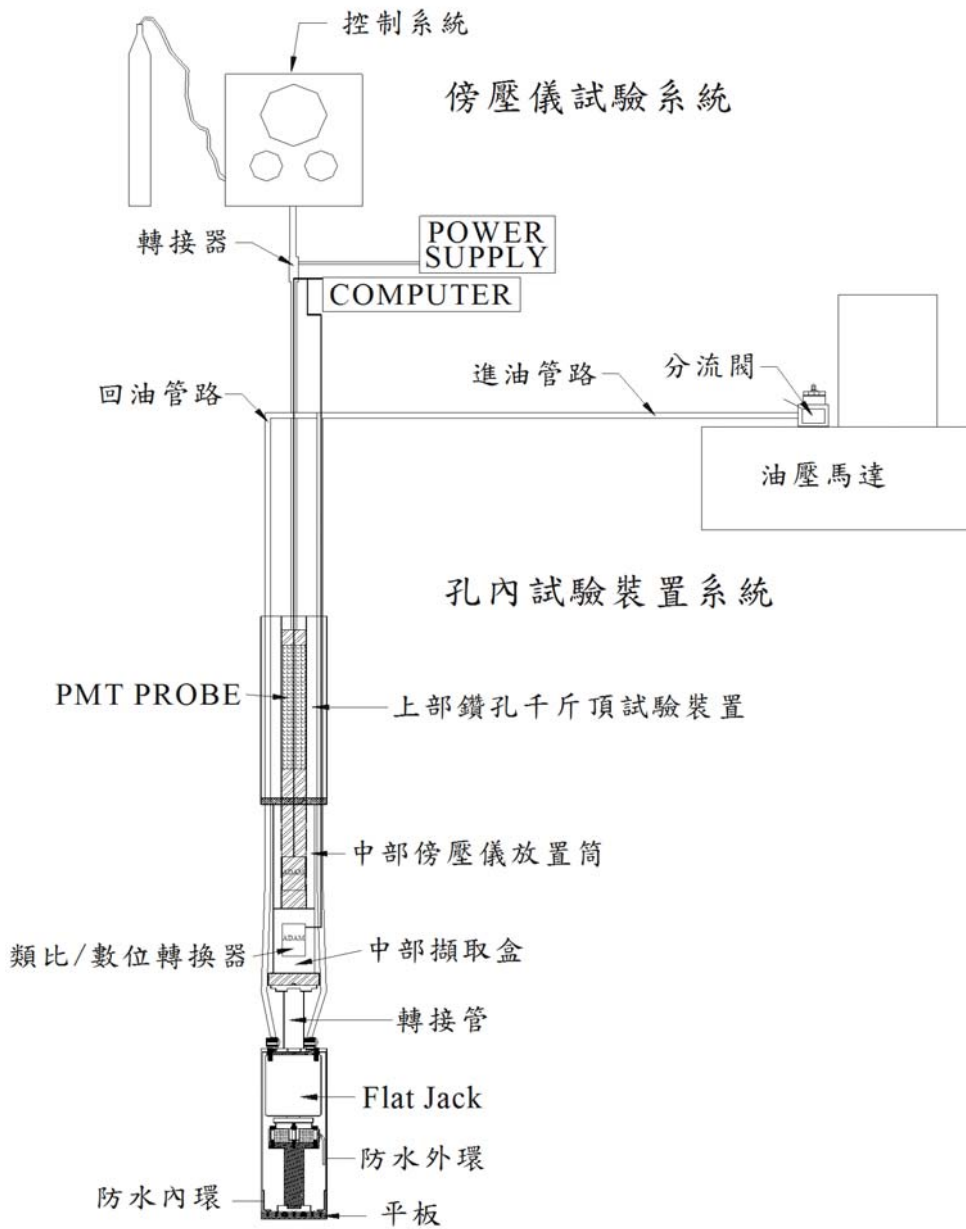


圖 2.43 多功能孔內試驗儀之整體系統(簡慶賢, 2000)

第三章 試驗設備規劃設計

現地試驗中，因許多複雜未知的因素無法掌握，如地質狀況、環境因素，及其它人為因素干擾等，使得無法有效掌握及控制試驗條件。本研究採室內模型承載試驗之可重複性，與能有效控制實驗變因等優點，以達觀察膠結不良砂岩淺基礎承載行為與破壞機制之目的。

本章節就膠結不良砂岩試體製作及模型承載試驗相關實驗設備設計，以及多功能孔內試驗儀改良方法進行說明。

3.1 人造膠結不良砂岩試體尺寸

人造膠結不良砂岩試體大小決定了模型製作及承載試驗設備之尺寸。為避免邊界效應干擾到承載試驗的結果，基礎與基腳寬度比值 $\frac{B_s}{B_f}$ (如圖 3.1 所示， B_s 為基礎寬度、 B_f 為基腳寬度) 需作詳細的考量與規劃。

簡宜嫻(2002)以漸進屈伏面彈塑性模式來模擬膠結不良砂岩受載後產生之應變軟化與體積變化，簡宜嫻(2002)利用此模式以實驗資料、理論模擬程序及最佳化方法，率定出一組最佳之參數後，以有限差分法結合其彈塑性組合律模式，合理模擬試體寬度(B_s)對於基腳寬度(B_f)不同比值($\frac{B_s}{B_f}$ 為 5、10、15 及 20 倍)條件下的承載行為，並探

討模型承載試驗之邊界效應問題。如圖 3. 2 為模擬不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之承載曲線，由圖中可以發現當 $\frac{B_s}{B_f} \geq 10$ 時，承載應力與沉陷位移之關係曲線已大致相同，並無明顯的變化，由此可得知當基礎寬度大於基腳寬度 10 倍以上時，影響基礎承載行為沉陷差異有限。圖 3. 3~圖 3. 6 為模擬不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之加載前後的應力分佈圖，模擬結果顯示應力大多集中在基底下附近，當基底下約 20cm 以下顯示應力改變量非常微小，由此結果可規劃試體高度(H)為 45cm。圖 3. 7 為模擬不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之正規化軸差應力分佈圖，當正規化軸差應力之值接近 1 時，表示材料愈趨近降伏。由圖中顯示愈接近基腳角隅的區域，其應力之等高線愈密集而比值愈接近 1，另由圖 3. 7 中可得知當 $\frac{B_s}{B_f} \geq 10$ 時，其正規化軸差應力分佈範圍相差有限，且正規化軸差應力=0.05 約位於試體頂部橫座標 13m 處開始。圖 3. 8 為模擬不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之位移沉陷量分佈圖，由圖中可得知當 $\frac{B_s}{B_f} \geq 10$ 時，邊界因素對於沉陷量的分佈範圍已無影響。

由簡宜嫻(2002)所建立之力學模式並配合數值模擬膠結不良砂岩模型承載試驗的結果顯示，當基礎寬度與基腳寬度比值大於 10 倍以上可有效避免邊界效應的影響。因此，本研究參考上述數值模擬結果並考量避免基腳寬度過小對基礎產生貫入破壞，設計基腳寬度為 5cm 及試體尺寸為 30cm(L) \times 60cm(B_s) \times 43~45cm(H)，其 $\frac{B_s}{B_f}$ 比值為 12。

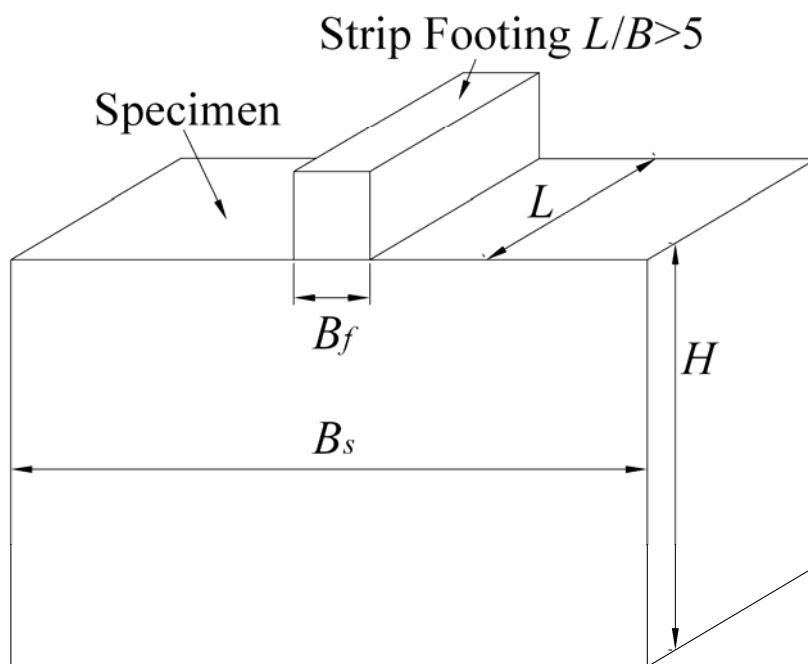


圖 3.1 基礎模型幾何形狀示意圖

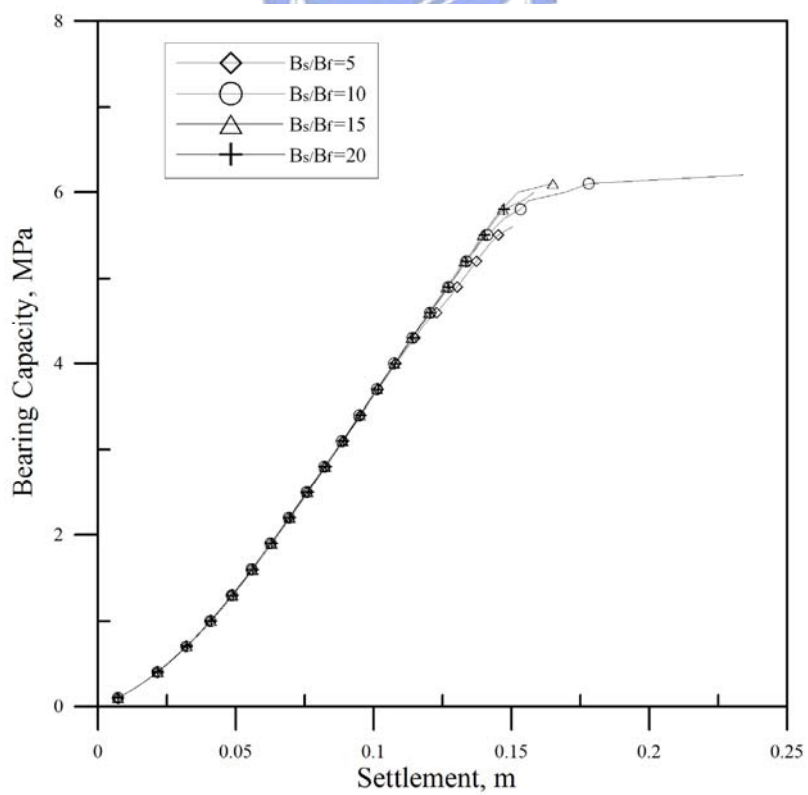


圖 3.2 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之承載應力與沉陷位移關係曲線(簡宜嫻, 2002)

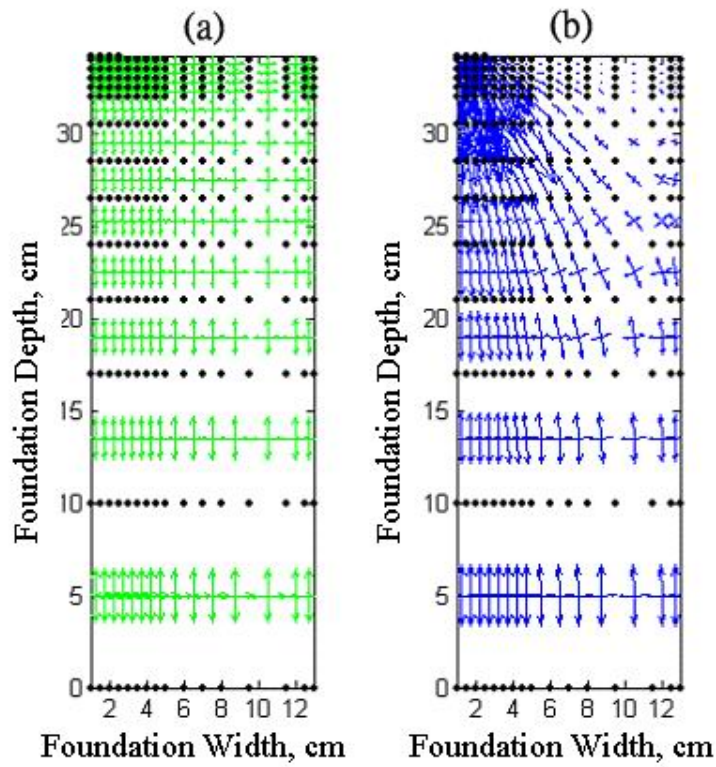


圖 3.3 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 加載後應力 (簡宜嫻, 2002)

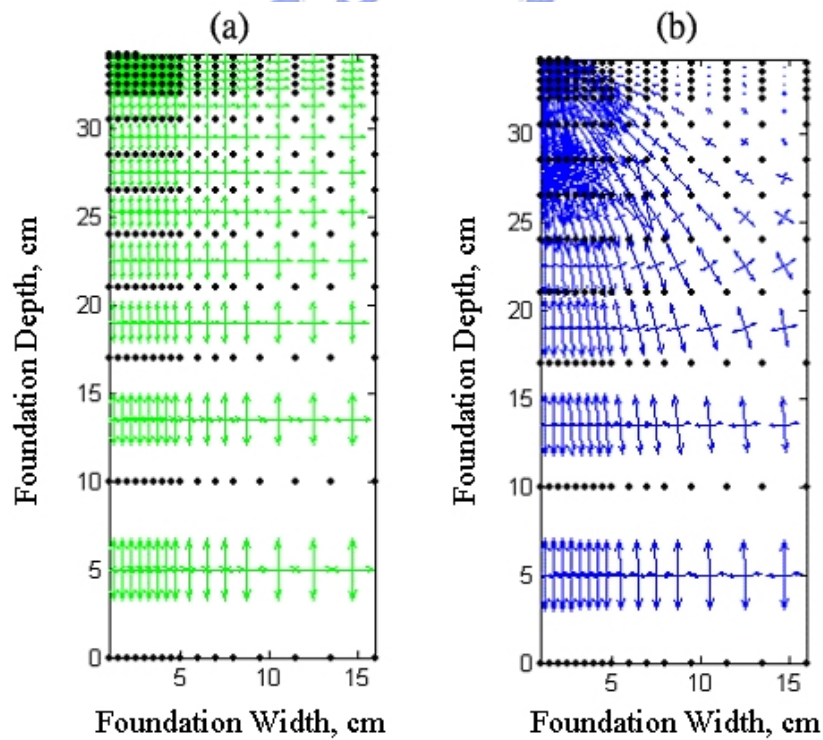


圖 3.4 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 加載後應力 (簡宜嫻, 2002)

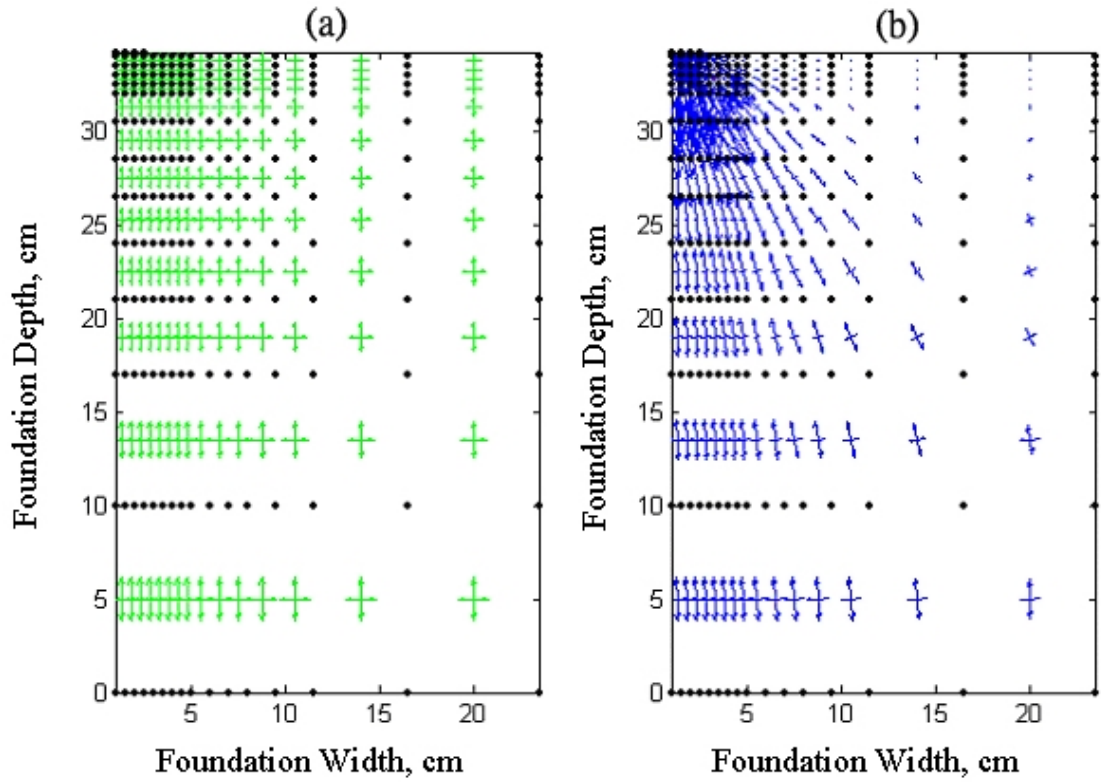


圖 3.5 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 的初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 加載後應力 (簡宜嫻, 2002)

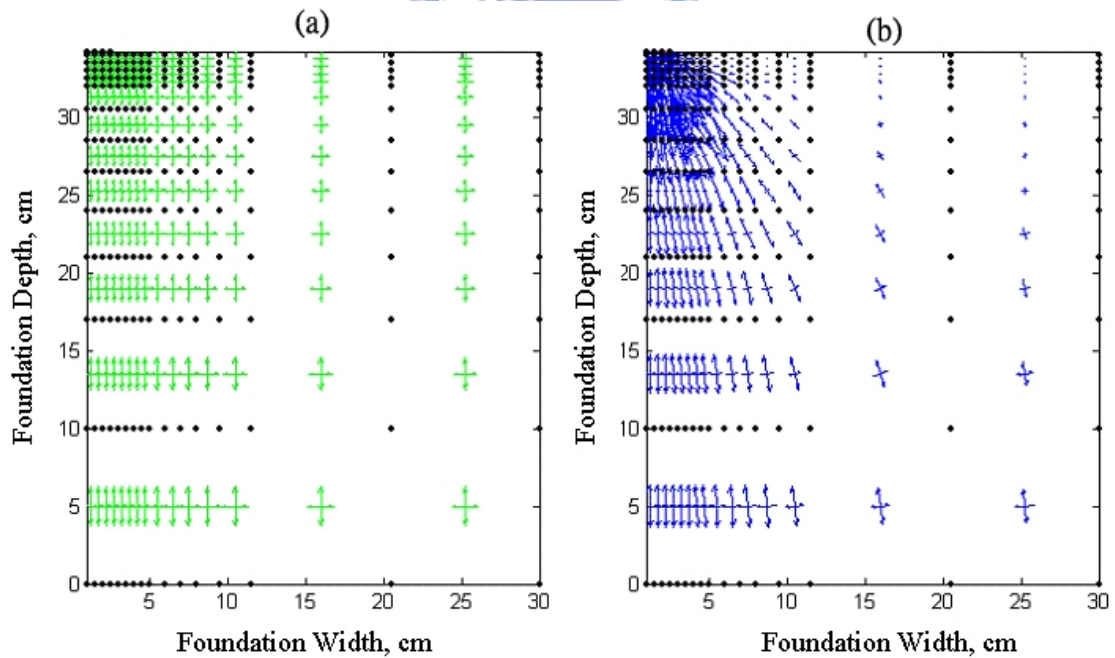
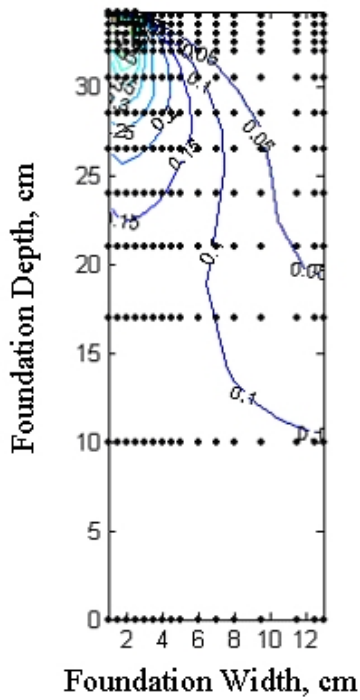
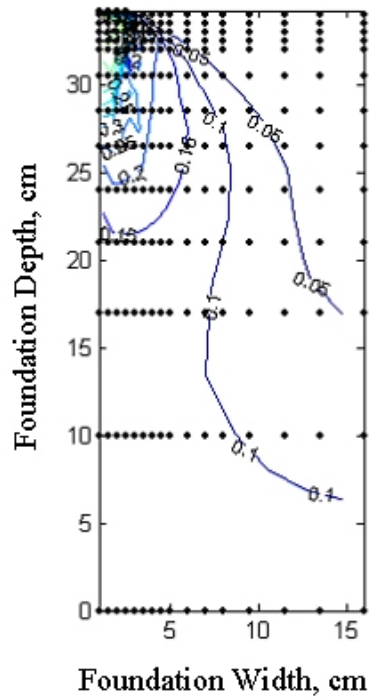


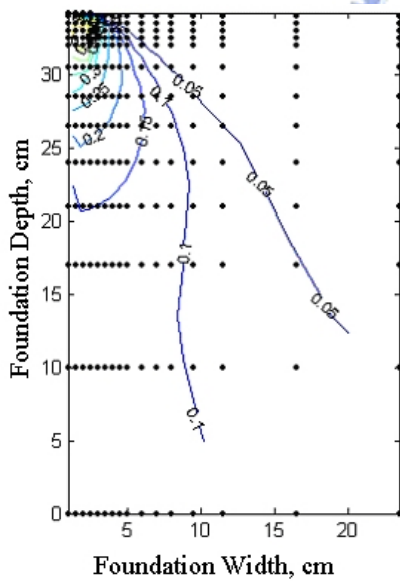
圖 3.6 (a) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 初始應力 (b) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 加載後應力 (簡宜嫻, 2002)



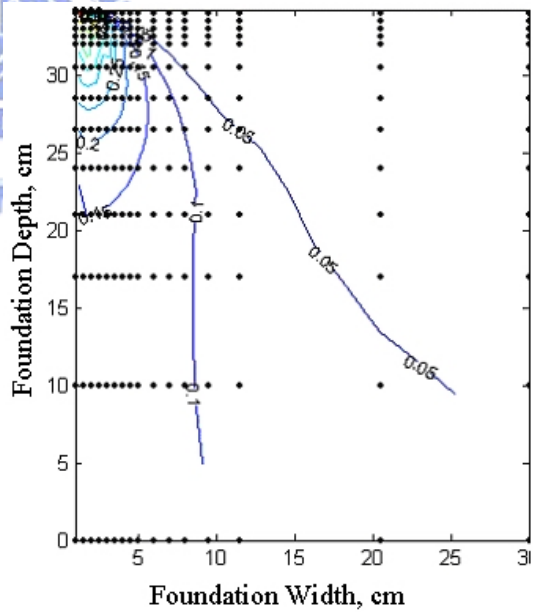
(a) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 正規化軸差應力



(b) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 正規化軸差應力

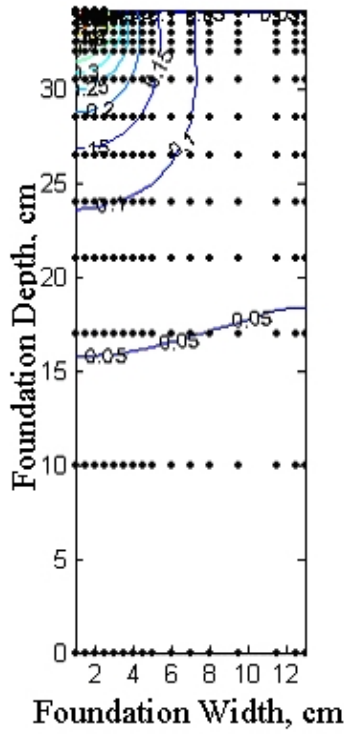


(c) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 正規化軸差應力

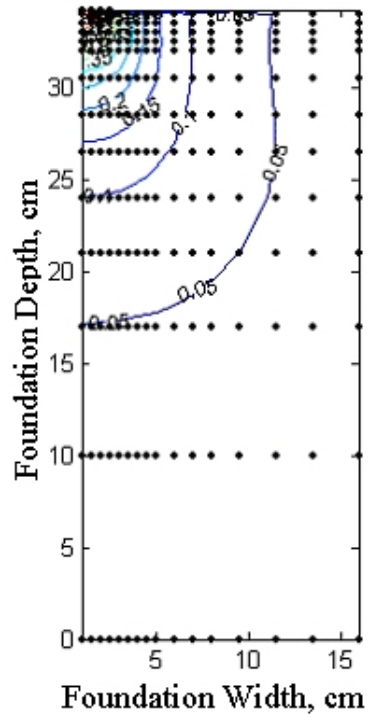


(d) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 正規化軸差應力

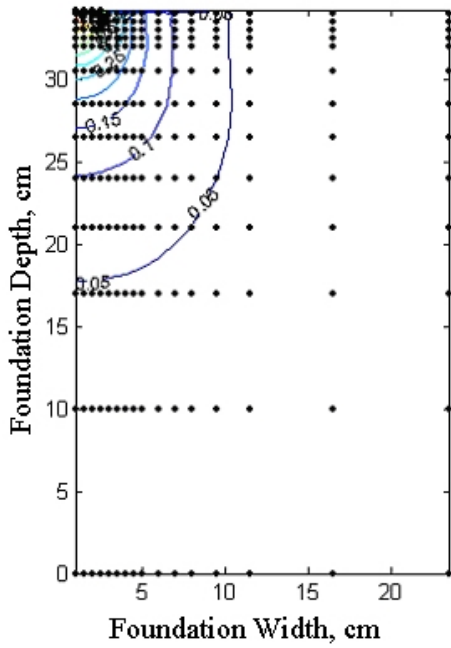
圖 3.7 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下正規化軸差應力(簡宜嫻, 2002)



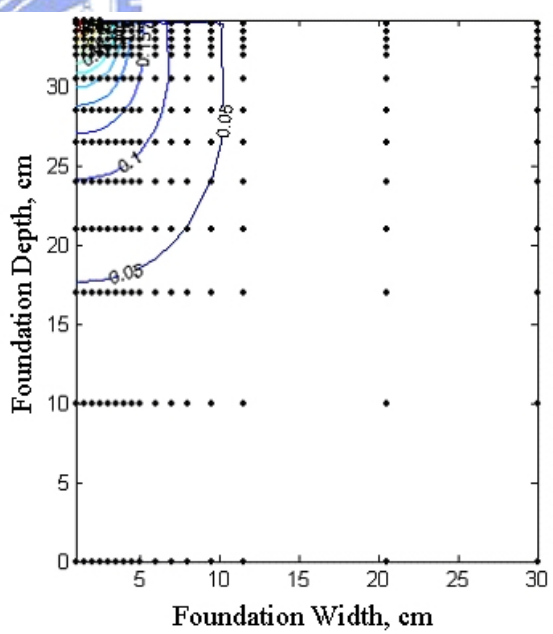
(a) $\frac{B_s}{B_f} = 5$ 位移等高線



(b) $\frac{B_s}{B_f} = 10$ 位移等高線



(c) $\frac{B_s}{B_f} = 15$ 位移等高線



(d) $\frac{B_s}{B_f} = 20$ 位移等高線

圖 3.8 不同 $\frac{B_s}{B_f}$ 條件下之位移等高線(簡宜嫻, 2002)

3.2 試體製作儀器設備

製作大型人造試體之儀器設備需考量高壓荷重及排水因素，著重於可提供高壓力之加載與反力系統，以及供試體壓密過程中排水之試體模具設計。如照片 3.1 所示，本設備就荷重加載系統、量測系統與模具，詳述如下：

1. 荷重加載系統

荷重系統是由反力基座與反力樑構成，荷重系統擬提供 400 噸之荷重。反力基座四角各以四支高拉力螺桿與國立交通大學土木結構試驗室之一米厚強力地板(5000 psi)固定連結以提供反力，反力樑橫跨於兩個反力基座之上。反力樑尺寸為長度 7.6 m、高 1 m、寬 0.1 m，反力樑中央段焊有加勁板並懸吊固定油壓千斤，樑的兩端以反力加勁帽板透過高拉力鋼筋與反力基座相連結固定。

荷重系統包括一個可提供推力 400 噸千斤頂，兩條 15m 長之兩端為快速接頭的油管，及一台提供加壓之電動油壓泵浦機。油壓泵浦機與油壓千斤頂各有進油與出油口，可進行往覆加減載重，試驗進行時可控制電動油壓泵浦機提供穩定之加載。相關電動油壓泵浦機與油壓千斤頂之規格敘述如下：

(1) 5HP 電動油壓泵浦：提供油壓千斤頂之壓力來源，如照片 3.

2 (a)所示。

型號: Simplex PEM6047

馬力: 5HP 220V 3 相 60Hz

工作壓力: 700 kg/cm²

吐出量: 2000 psi / 650cu. In / 10000 psi / 175cu. in

3P/4W 雙動手控控制閥，具有真空吸力裝置，可輔助千斤頂

快速回縮

油箱容量：10 加侖

- (2) 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂：採用 400 噸(U.S.制單位)雙動型實心式油壓千斤頂(照片 3. 2(b))。其規格如下：

型號: RDA 4006

能力: 推力: 400 噸；拉力: 145 噸

本體高度: 458 mm

行徑: 155 mm

外缸徑: 365 mm

內缸徑: 270 mm

軸徑: 215 mm



2. 量測系統

量測系統包含量測設備與資料擷取設備，荷重計(Load cell)、位移計(LVDT)與資料擷取系統之規格敘述如下：


荷重計：本研究採用 4MN 噸荷重計，其型號為 LC1C-400，

量測精度為 1000 N，用以測量製作試體之壓密應力。

位移計：觀察試體沉陷量之位移計，可量測最大伸長量 200 mm，型號為 LRT-S-200B，量測精度為 0.1 mm。

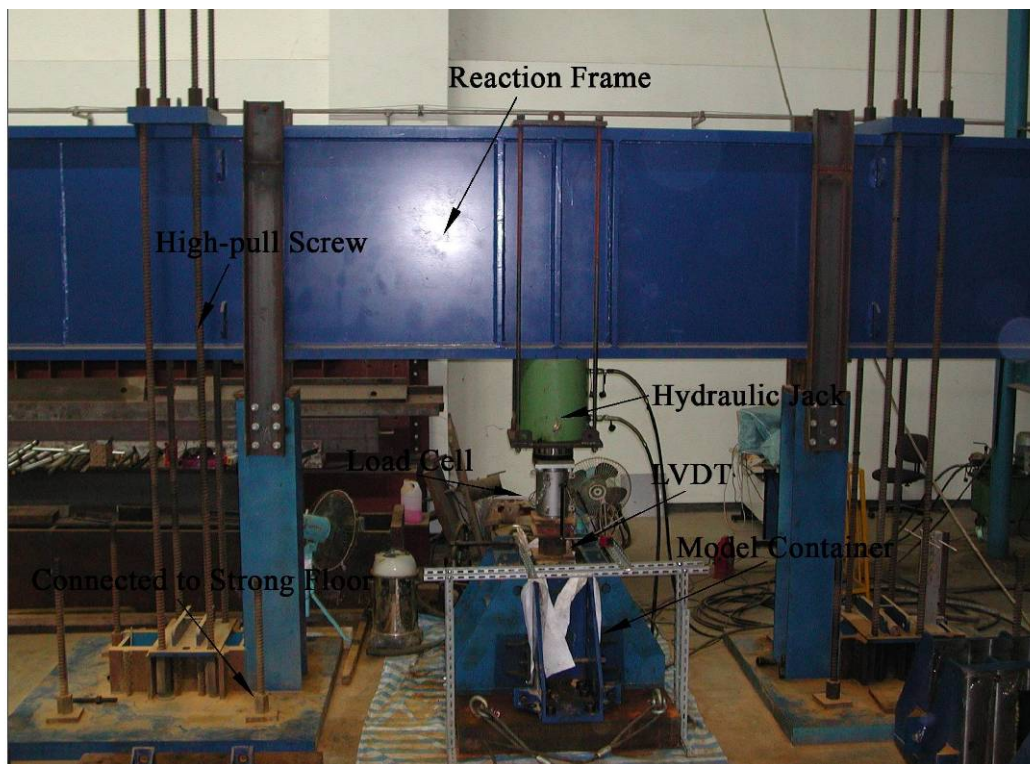
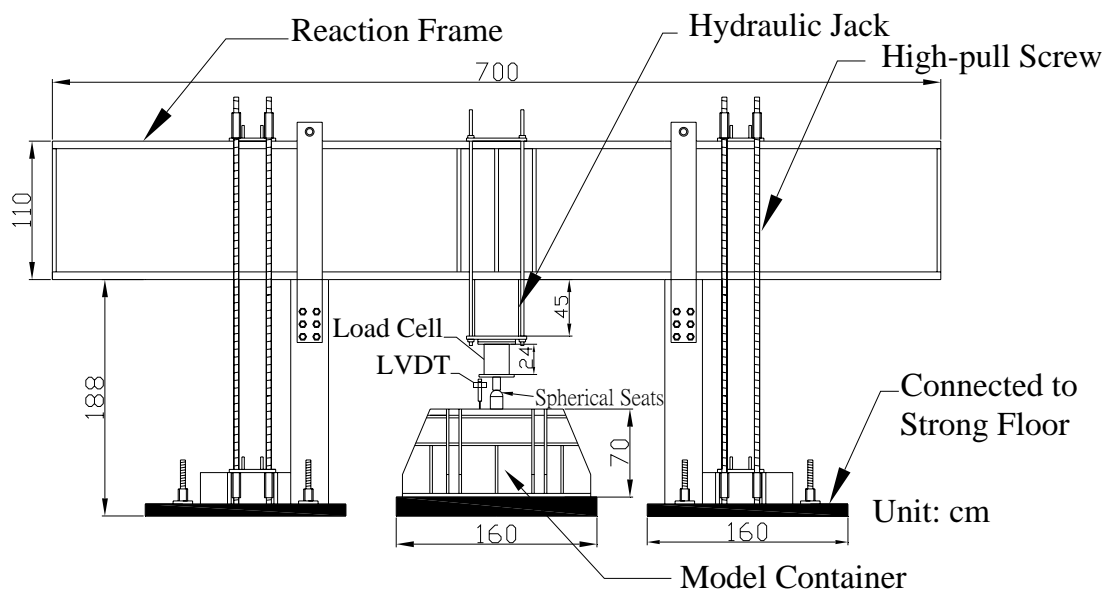
資料擷取系統：量測系統皆為電子式量測儀器，可將量測之物理量轉換成電壓訊號至資料擷取系統。資料擷取系統採用類比/數位轉換器(NI PCI-6034E)，讀取精度為 16bits，共有 8 個電壓輸出端。再利用電線傳輸數位資料轉換成電腦用訊號，以電纜線接至電腦 COM 1 上，並藉由自行撰寫好的擷取程式(Lab View)紀錄之，並且可立刻顯示於電腦螢幕上以隨時了解試驗情況。

3. 試體模具



如照片 3.3(a)所示，試體模具是由四片鋼版及底部厚鋼版所組成，周圍四片鋼版藉由高強度螺絲與鋼底版固定，且對向鋼版間以高強度螺桿進行束制。試體模具鋼材質為高強度結構鋼(steel model: S45C)所製成，模具四周鋼版皆焊置加勁版以防模具承受高壓載重而變形。如 3.1 節所規劃之試體尺寸，試體模具內部尺寸設計為長 600mm(B_s)，寬 300mm(L)，高 650mm(H)。

照片 3.3 (b)所示，試體上部之加壓蓋板及下部導水板皆設計有導水孔，以利試體壓密時能上下雙向排水。加壓蓋板與加載系統之間則置有一球形座，以修正偏心所造成的影響。



照片 3.1 製作試體設備系統圖

(a)



(b)

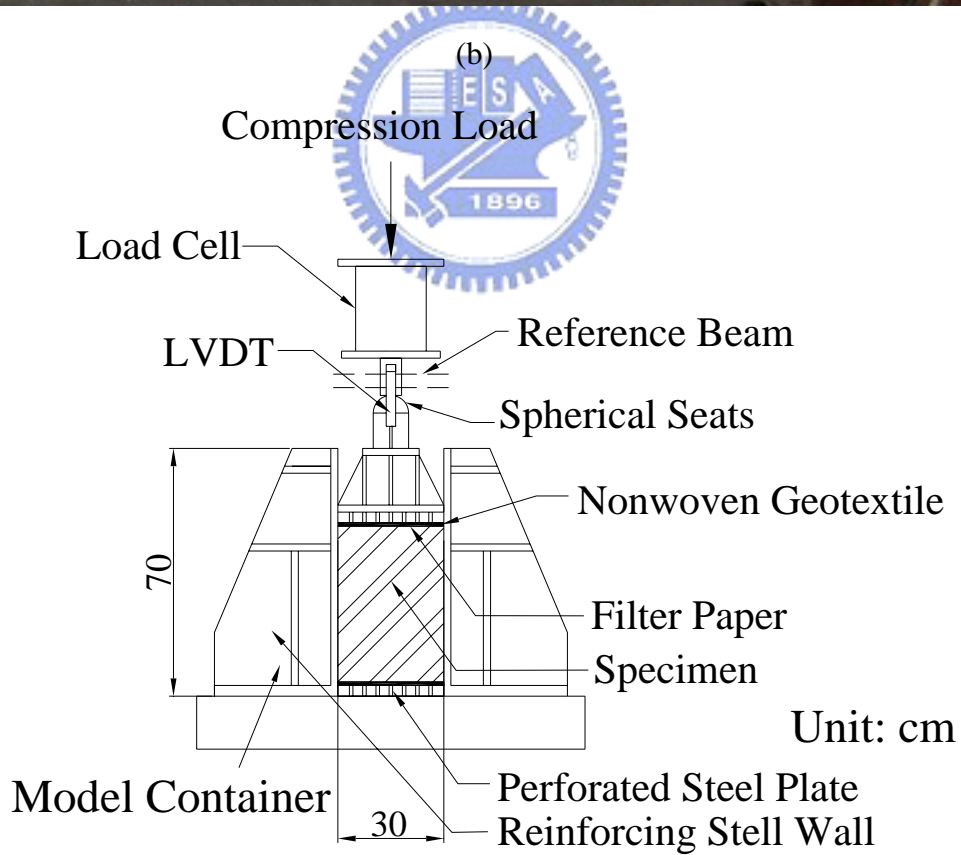


照片 3.2 (a) 5HP 電動油壓泵 (b) 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂

(a)



(b)



照片 3.3 (a)量測設備與試體模具示意圖(b)試體模具照片

3.3 模型承載試驗設備

考量以應變控制進行模型承載試驗，本研究以交通大學土木系之油壓致動器 MTS-244.41S 作為模型承載試驗之主體設備。相關荷重加載系統、量測系統與模型試驗盒之設備，詳述如後：

1. 荷重加載系統

油壓致動器 MTS-244.41S 之反力桁架，是由高強度螺桿固定於結構實驗室之強力地板上，桁架為工字樑型鋼點焊與螺栓所構成，其尺寸如圖 3.9(a)所示。油壓致動器 MTS-244.41S 加載系統可透過控制中心，進行應力或應變控制。油壓致動器可施加之最大壓力為 500kN，最大衝程為 406.4mm。



2. 量測系統

圖 3.9(b)為模型承載試驗之量測設備，其中資料擷取系統如同第 3.2 節所述。

模型承載試驗使用的荷重計(Load cell)，其型號為 KYOWA LC-50TE，最大可量測至 500KN，量測精度為 1KN，在油壓致動器與荷重計間裝置球形座，用以修正載重偏心。

於模型基腳兩端架設位移計(LVDT)用以量測記錄基腳的沉陷量，及於觀察試驗過程中是否產生不均勻沉陷量。位移計型號為 GEFran-PA1 F 100S，可量測最大伸長量為 50mm，量測精度為 0.01

mm。

3. 試驗盒

如圖 3.9(c)所示，試驗盒與製作試體之試體模具大多相同，皆為四片鋼版及底部厚鋼版所構成，其差異在於當試體養治完成後組裝試驗盒之側鋼版，其一面側鋼版中央設置有觀察窗。觀察窗能見範圍為 250 mm×400 mm，為三片厚度 19mm 之強化玻璃所組成，用以觀察試體承載行為，並以數位相機(解析度為 2048 pixel × 1536 pixel)定時拍攝記錄試驗過程。

4. 模型基腳

模型基腳為長條型鋼條(50 mm (B_f) × 300mm(L_f) × 100mm(H_f))，基腳材料性質為 S45C 中碳鋼，其彈性模數(E 值)為 210GPa，相較本研究之人造膠結不良砂岩試體材料(彈性模數(E 值)：0.1~0.3 GPa)可視為一剛性基礎。

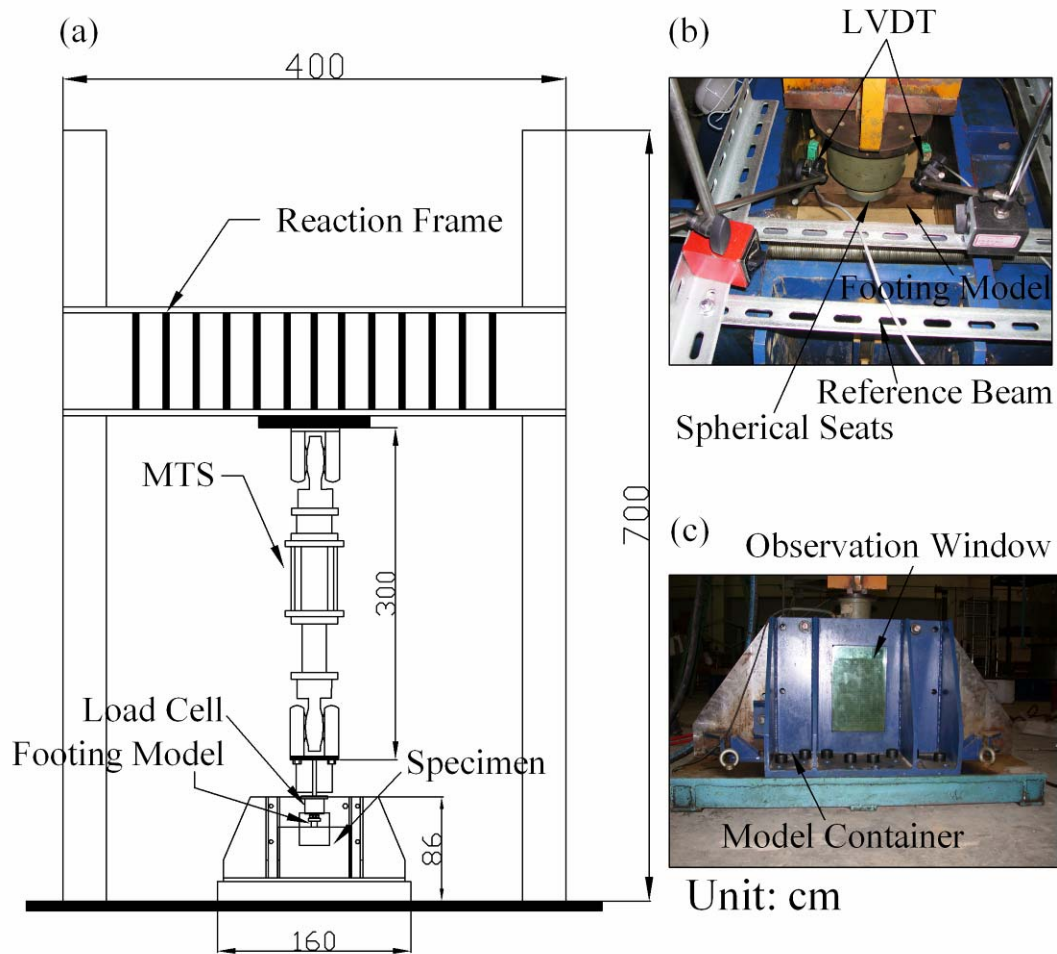


圖 3.9 (a)模型承載試驗設備示意圖(b)量測設備(c)模型試驗盒

3.4 試驗盒側壁潤滑層之摩擦效應

本研究模型承載試驗為模擬平面應變情況，需試驗盒兩面側鋼板應無摩擦阻抗。實際狀況下，無法真正使摩擦阻抗降低為零，是故近幾年來許多學者(Tatsuoka , et. al. 1984, Tatsuoka and Haibara, 1985, Tawfiq, 1993)研究如何降低側壁摩擦阻抗。上述文獻研究顯示，於試驗材料與側壁間置入一適當的潤滑層即可有效降低其摩擦阻抗。因

此，本研究於試體與側壁間置入由一層 PVDC membrane 與一層 silicone grease (model: Shin-Etsu, G501)所組成之潤滑層以減少摩擦力。

為探討其摩擦效應，本研究進行試體與鋼材(側鋼壁)及強化玻璃(觀察窗)之直剪試驗，因此特製一剪力盒(如圖 3. 10 所示)，上盒(內長 10cm×內寬 10cm)放入削切好的膠結不良砂岩試體，下盒鑲入相同尺寸之鋼材(model: ASTM A572)或強化玻璃。直剪設備與相關之量測設備型號精度如照片 3. 4 所示。試驗結果如圖 3. 11 及圖 3. 12，因試

體與鋼材或強化玻璃之接觸面為乾的狀態下($c=0$, $\sigma = \sigma'$)，是故潤滑層之視摩擦角($\delta = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_{fmax}}{\sigma}\right)$)與正向應力關係圖如圖 3. 13 所示，結

果顯示視摩擦角隨正向應力增加而減小。另外，本潤滑層效果對於金屬側板與強化玻璃非常接近，於低應力正向應力下，強化玻璃材質之視摩擦角較金屬側板材質略小，而於高正向應力下則視摩擦角略大。於模型承載試驗過程中，試體與側壁間之視摩擦角不超過 5° 。因此，由上述實驗結果可得知本模型承載試驗可有效模擬平面應變狀態。

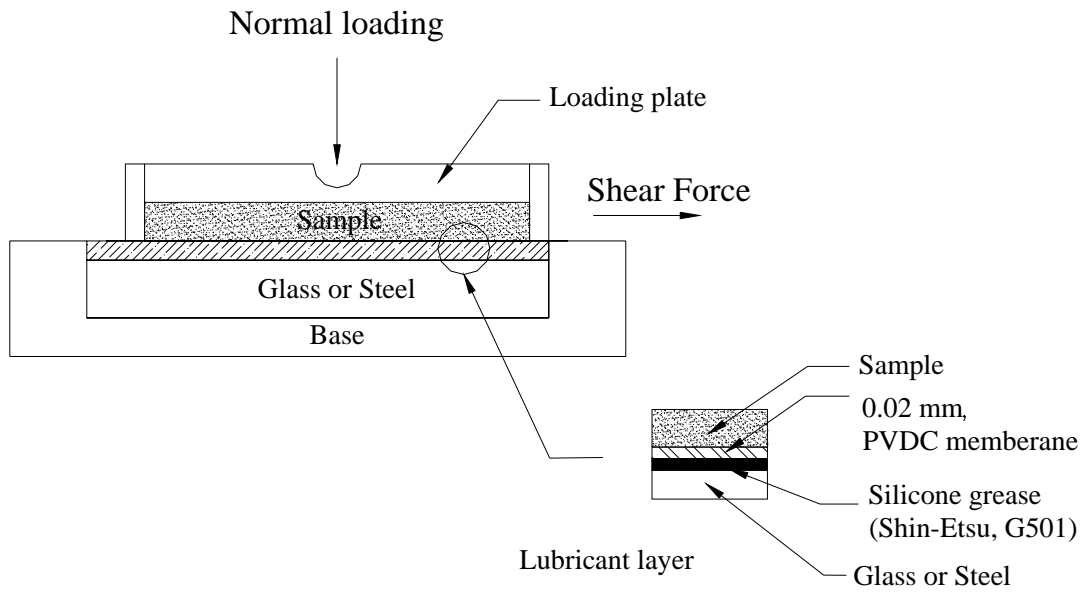
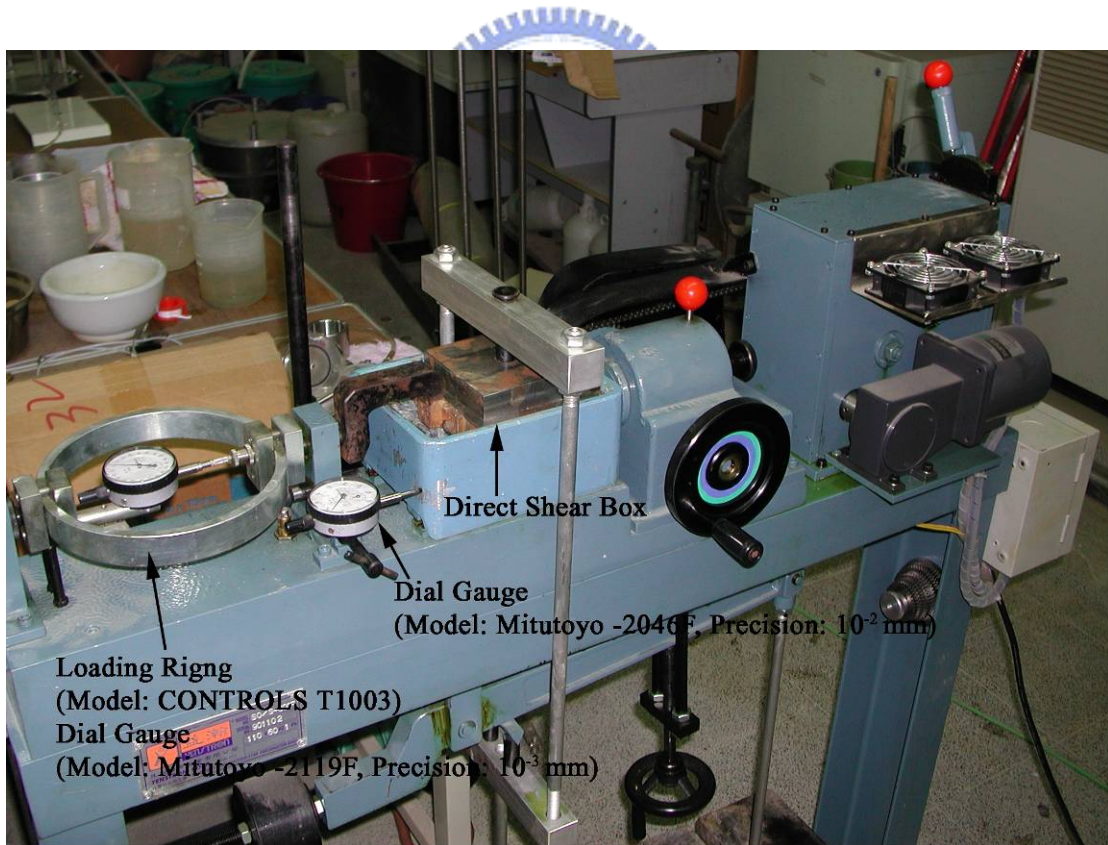


圖 3.10 直剪盒示意圖



照片 3.4 直剪試驗儀器照片

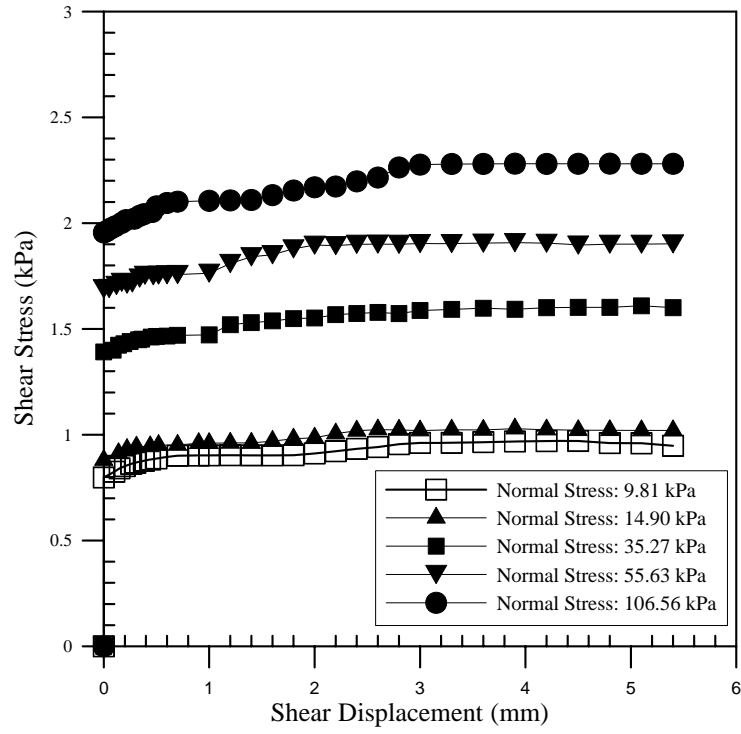


圖 3.11 鋼板側壁潤滑層剪應力與剪位移之關係

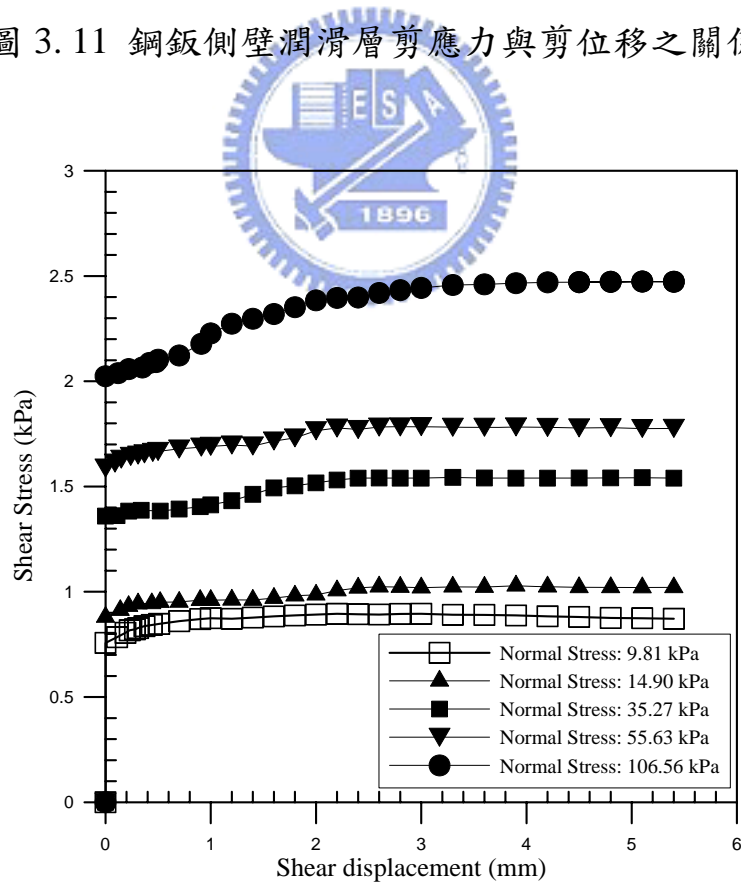


圖 3.12 強化玻璃潤滑層剪應力與剪位移之關係

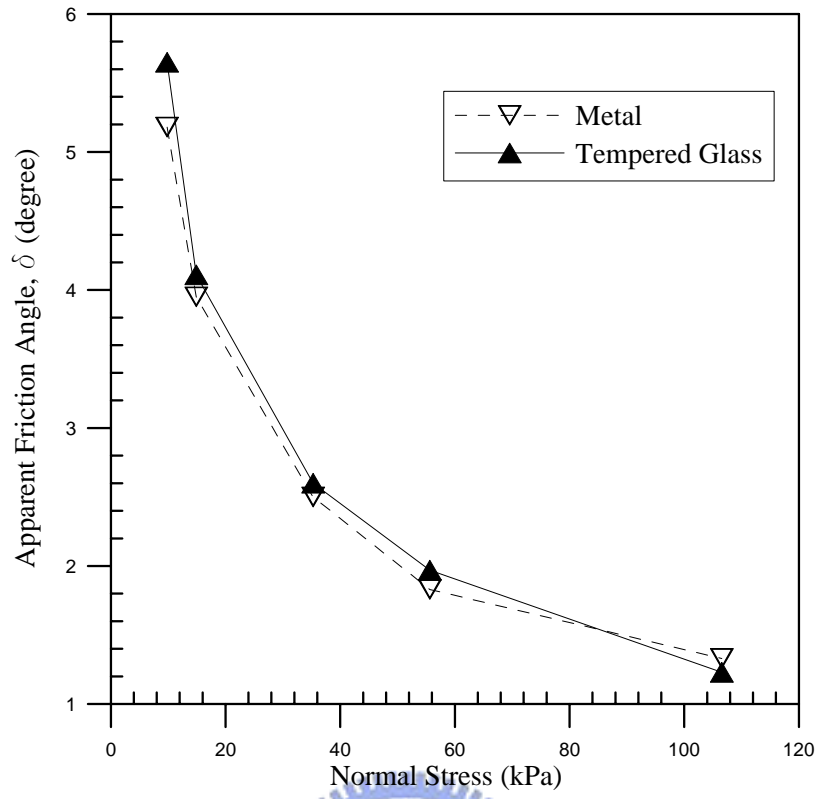


圖 3.13 視摩擦角與正向應力之關係



第四章 人造膠結不良砂岩試體製作及其性質

本研究旨在探討膠結不良砂岩之淺基礎承載行為，因天然岩塊多為非均質且無法有效簡化試驗變因，將使得試驗結果比對困難，又因膠結不良砂岩強度甚低且岩塊中可能存在有微裂隙，導致試體於挖掘、取樣、運送及修整過程中破壞岩塊完整性，甚難取得適合之岩塊試體。故本研究參考鍾峻偉(2001)所建議之製作人造膠結不良砂岩的方法，於現地取得天然軟砂岩塊，經岩塊敲碎、篩選、剔除等程序後，於試驗室中進行重模、高壓壓密、以及氣乾養治等過程製作人造膠結不良砂岩。



4.1 人造膠結不良砂岩材料的組成

本研究以卓蘭層與頭嵙山層之膠結不良砂岩為試體模擬目標，陳賀瑞(1997)曾指出此類砂岩由粉土及黏土顆粒所膠結或填充，主要含量為中至細砂，且石英經顯微分析常可見風化產物及微裂縫，因此人造膠結不良砂岩試體不宜與大部分文獻所提出之以乾淨石英砂、水泥、高嶺土或石膏等依不同配比加以製作。

基於上述原因，本研究以模擬地層的岩屑粒料作為試體主要組成材料，經濕篩後含細粒料水溶液為膠結材。各組成材料說明如下：

1. 砂岩碎屑岩料：天然膠結不良砂岩塊取自新竹縣寶山第二水庫

工址之邊坡(如照片 4.1 所示)，岩塊取回實驗室後先行氣乾，以避免研磨的過程中因潮濕而形成塊狀凝結物，待岩塊氣乾後以橡皮槌將其敲碎為岩屑狀，先取通過 30 號篩及 200 號篩以上的粒料做為砂岩碎屑粗粒料，再進一步濕篩過 200 號篩方式取得細粒料。依鍾峻偉(2001)建議，人造膠結不良砂岩製作時之細粒料含量應依天然岩樣粒徑分佈狀況所決定，將粗、細粒料以 1:1 為其拌合比例，即與欲模擬之天然岩樣組成相同。

2. 膠結材：濕篩通過 200 號篩含細粒料水溶液為天然的膠結材料。

3. 水：水的配比通常大於最後所需要的含水量，若拌合時含水量過少，會使得不易拌合均勻而有結塊體產生，增加試體的不均質性；若是拌合時含水量過多，製作試體時所需排水時間增長，同時易使試體之細粒料產生部分流動，增加控制製作的困難度。

鍾峻偉(2001)經過一系列的嘗試法，建議按照比例秤取粗料重量與細粒料水溶液調配(粗細粒料約 1:1)，細粒料水溶液的水重量約佔總粒料重的 26%，其拌和工作度最佳，易成稠狀拌合物，有助於灌模工作的進行。



照片 4.1 新竹縣寶山第二水庫工址處砂岩層邊坡

4.2 人造膠結不良砂岩試體製作流程與方法

本研究參考鍾峻偉(2001)提出之製作方法，並考量製作大型試體訂出本研究所使用之軟砂岩試體製作流程(如圖 4. 1)。人造試體之製作程序與方法，詳述如下：

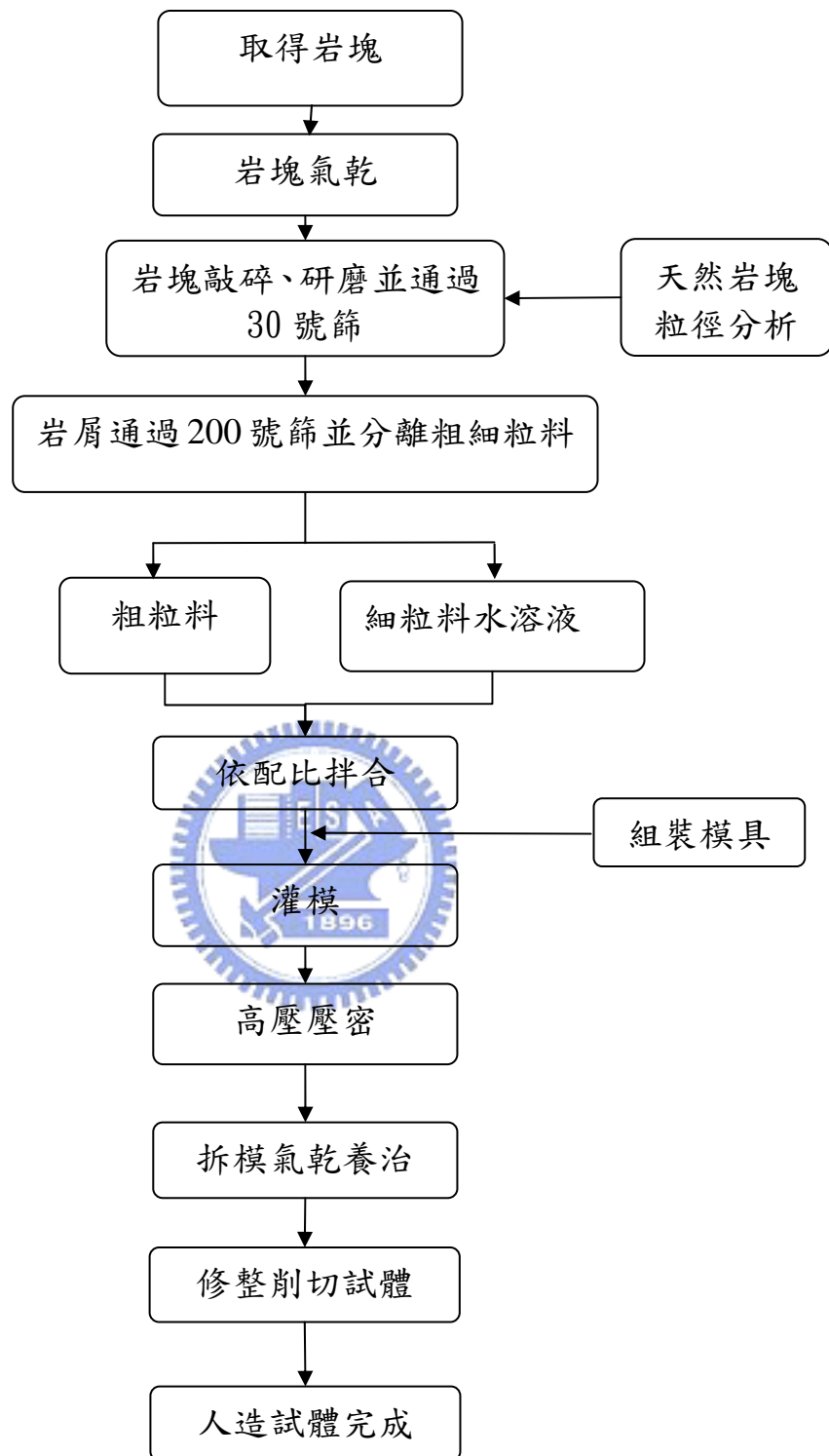
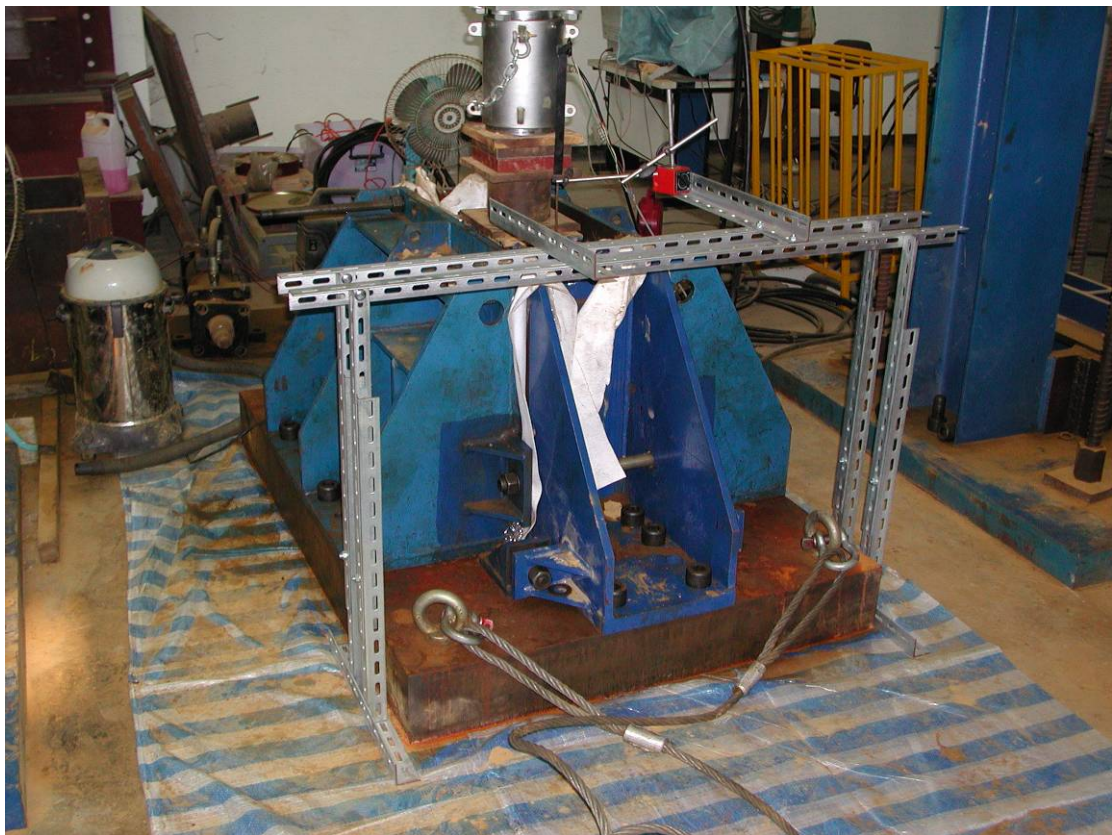


圖 4.1 人造試體製作流程

1. 取得岩塊：於新竹縣寶山第二水庫工址邊坡處取得岩塊，並以發泡海綿包裹運送至實驗室。
2. 岩塊處理：以榔槌將岩塊輕敲，將其碎裂為最大粒徑約 3cm 之岩屑料，並於實驗室內以電風扇進行氣乾。
3. 研磨岩屑：以榔頭敲碎與研磨氣乾後之岩屑料，並將岩屑料通過 30 號篩。
4. 粒徑分析：將通過 30 號篩岩屑進行粒徑分析，以供比對天然岩塊與試體之粗細粒料分佈比例。
5. 粗細粒料分離：通過 30 號篩之粒料以 200 號篩乾篩，停留於 200 號篩上之粒料再濕篩過 200 號篩。為滿足洗淨度上的要求，倒入一定的水量後，需以手均勻掏洗並直到掏洗後的水清澈為止。濕篩後細粒料水溶液以容器承接收集，靜置沉澱並舀出多餘水分後，可以控制水的含量。粗粒料則置入烘箱，烘乾至 24 小時。
6. 檢核決定拌和比：經由本程序所得到粒徑分佈與粗細粒料分離的結果極為相近，檢核目的是為了確保若程序上有疏失，可馬上檢核出來。拌和比則可控制細粒料的含量，因此決定以接近天然軟弱岩石之細料比例 50% 作為拌和細粒料的比例。

7. 依比例拌和：按照比例秤取粗料重量與細粒料水溶液進行調配，細粒料水溶液的水重量約佔總粒料重的 26%。
8. 組裝模具：試體模具設備如 3.2 節所詳述，模具內側鋪設一層保鮮膜(PVDC memberane)以減低側壁摩擦力，同時減少模具生鏽的機率。
9. 灌模：拌和好的材料填裝注入模具中，上下各放置不織布 (PPGS-3010) 以代替透水石充當透水材料與濾紙 (ADVANTEC-No.2)防止細粒料流失。
10. 高壓壓密：照片 4.2 為進行人造試體壓密製作之情形。表 4.1 為製作試體之各階段所施加壓密荷重與加載時間，於第一天內分階加載至最大荷重(目標荷重)，並維持目標荷重持續至 6 天。另外，本研究曾進行試體壓密試驗以決定目標壓密荷重，其壓密結果如圖 4.2 所示。圖中顯示當壓密荷重達 250 噸時，試體即已完成主要壓密階段，因此製作試驗之最大壓密荷重以 250 噸為目標。
11. 拆模氣乾養治：製作完成後將試體模具的兩片長邊側壁拆除，而寬邊側壁不拆除以維持其圍束條件。試體拆除側壁後放置實驗室陰涼處並以電風扇進行氣乾養治，每顆試體之養治時間控制在 3 週，試體氣乾養治情形見照片 4.3。

12.修整試體：試體氣乾養治完成後，依模型承載試驗條件(如邊坡條件試體)進行試體人工切割修整，首先以砂輪機大概磨切試體邊坡(照片 4. 4)，再以刮尺謹慎刮平至邊坡表面(照片 4. 5)，最後以磨平機修整試體表面(照片 4. 6)，以利繪製網格的施作，試體完成如照片 4. 7。



照片 4.2 試體壓密製作情形

表 4.1 分階加載的目標荷重和對應的時間

加載階數	荷重(ton)/ 壓密應力(kg/cm ²)	各階段加載時間	備註
1	10/ 5.56	-	第一天
2	16/ 8.89	1hr	第一天
3	25/ 13.89	1hr	第一天
4	34/ 18.89	1hr	第一天
5	46/ 25.55	1hr	第一天
6	60/ 33.34	1hr	第一天
7	80/ 44.47	1hr	第一天
8	100/ 55.56	1hr	第一天
9	120/ 66.67	1hr	第一天
10	140/ 77.78	1hr	第一天
11	180/ 100	1hr	第一天
12	220/ 122.23	1hr	第一天
13	250/ 138.89	1hr	第一天
14	250/ 138.89	2hr	第一天
15	250/ 138.89	8hr	第二天
16	250/ 138.89	8hr	第二天
17	250/ 138.89	8hr	第三天
18	250/ 138.89	8hr	第三天
19	250/ 138.89	12hr	第三天
20	250/ 138.89	24hr	第四天
21	250/ 138.89	24hr	第五天
22	250/ 138.89	24hr	第六天

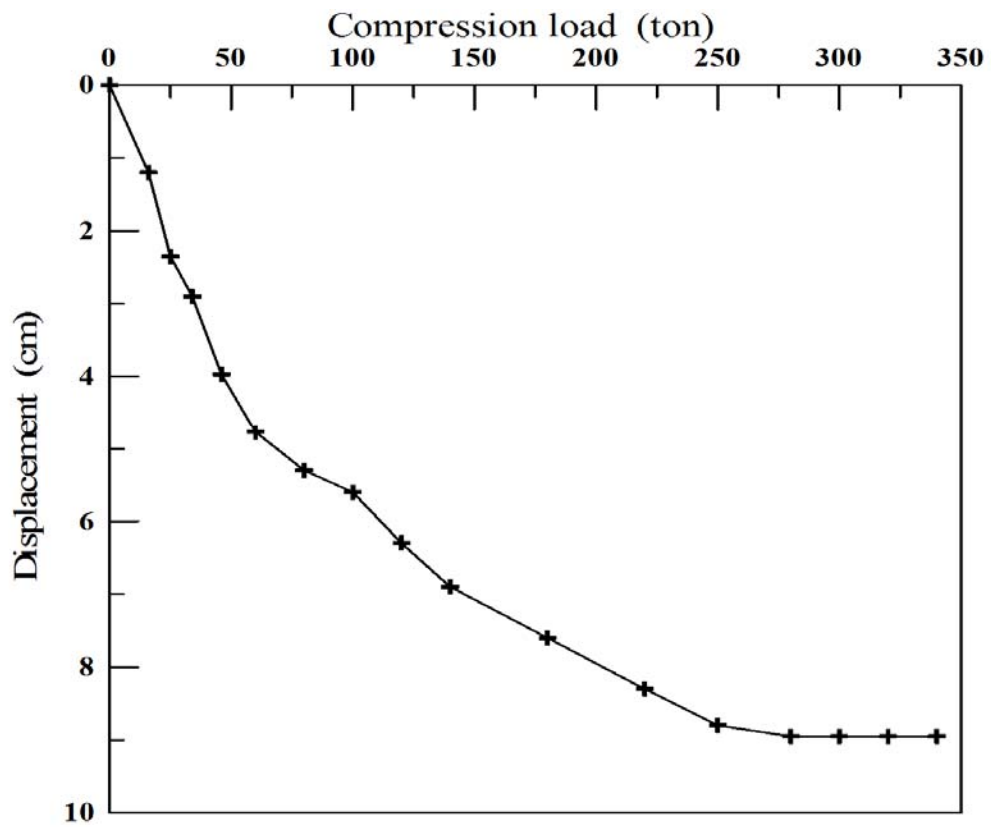


圖 4.2 試體壓密試驗曲線



照片 4.3 試體氣乾養治情形



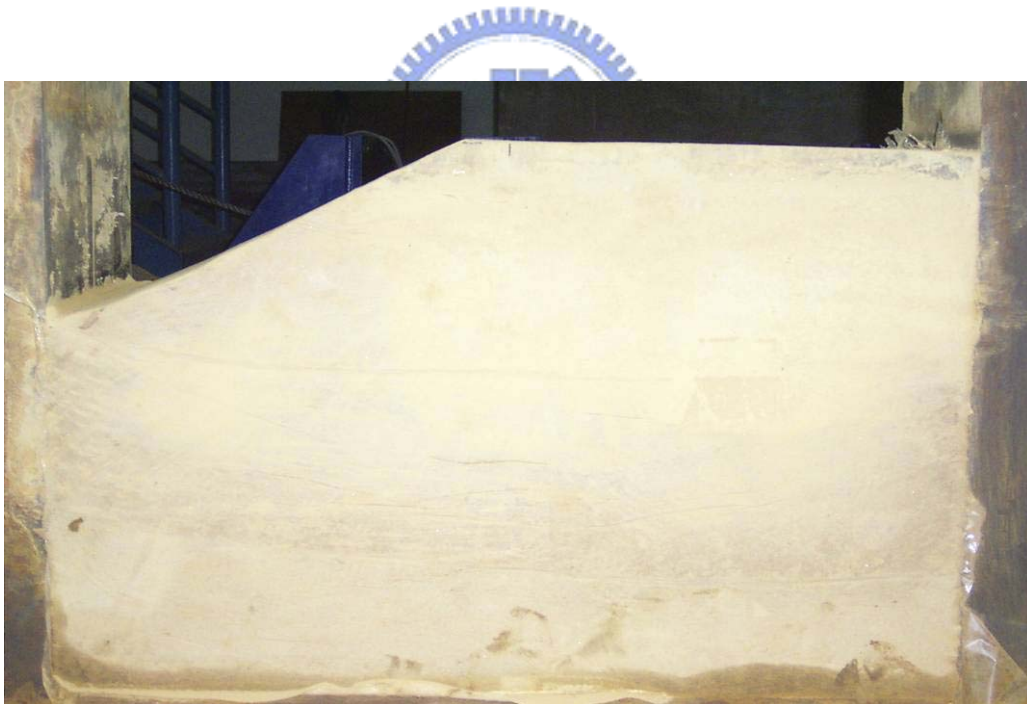
照片 4.4 砂輪機修整試體邊坡



照片 4.5 刮尺修整試體



照片 4.6 磨平機修整試體表面



照片 4.7 試體完成照片

4.3 模型試體相似律檢核

依第 2.6.3 節所述，人造膠結不良砂岩試體需經由各項物理及力學試驗結果，透過無因次項分析以模型相似率檢核試體與模擬天然砂岩間之相似性。

人造試體與天然砂岩試體需進行之相關試驗為：

1. 物理試驗：比重、密度及孔隙率試驗。
2. 力學試驗：單軸壓縮試驗、間接張力強度試驗及三軸試驗。

本研究乃針對試體之力學性質作探討，須選擇對試體強度與變形性有重要影響之物理量，因此將模數比(modulus ratio, $\frac{E}{\sigma_c}$)、強度比(strength ratio, $\frac{\sigma_c}{\sigma_t}$)及單軸破壞應變(ε_f)作為最主要檢核的參考指標，另外以具有物理意義之無因次項(c' 與 ϕ')作為輔助參考指標。

4.3.1 物性及力學試驗試體取樣法

模型承載試驗完成後，試體藉由氣體泡沫(air form)鑽心進行取樣(詳見照片 4. 8)，氣體泡沫為“Superfoam 液體”與水的“混合液”配合高壓空氣所形成，此取樣方式經陳賀瑞(1997)於軟弱岩石現地鑽探測試結果，證明可提升鑽探之岩心品質與提取率。取樣位置規劃如圖 4. 3 所示。物性試驗使用岩樣分別取自試體上、中、下及中央內部四個位置，其試驗結果可進行模型相似率檢核；含水量試驗則取試體

上部表面、中部表面、下部表面及中央內部四個位置，以檢核試體外、內部之含水量；力學試驗使用試體取自表面以下約 20 cm 無裂縫存在的區域，取樣方法為試體上部去除約 20cm 後並確定取樣區域為完整塊體並無存在任何裂縫(如照片 4.9 所示)，以泡沫取樣法取出岩心(見照片 4.10)，取出之試體經氣乾後經修整再進行相關試驗。



照片 4.8 泡沫鑽心取樣設備照片

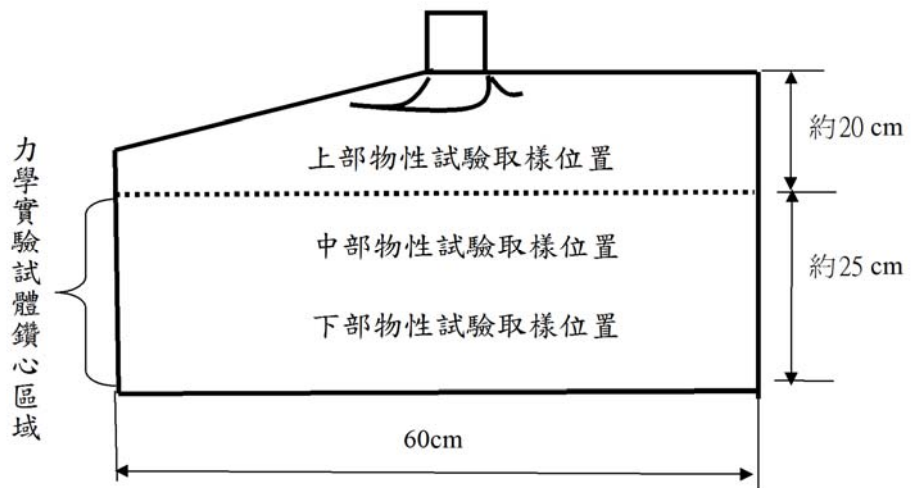
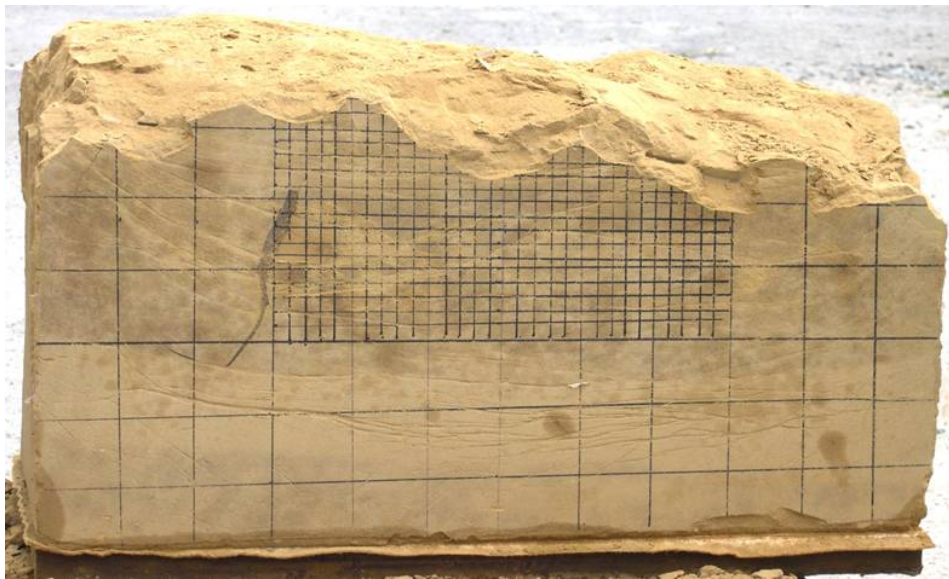


圖 4.3 試體取樣位置示意圖(改繪 王伯皓，2004)



照片 4.9 力學試驗取樣範圍照片(王伯皓，2004)



照片 4.10 泡沫鑽心取樣照片

4.3.2 基本物理性質



表 4.2 為本研究之膠結不良砂岩試體與天然膠結不良砂岩之物理性質試驗結果比較，由表中顯示人造試體之各項物理性質與天然膠結不良砂岩極為相近，而其中氣乾試體含水量略高於天然膠結不良砂岩，此為製作試體完成後室內養治環境有關。表 4.3 為試體含水量的試驗結果，本研究試體平均含水量為 2.74%，內部含水量略高於試體表面，其試體表面與中央內部含水量差值介於為 0.50~1.47%，顯示本製作試體方式可有效控制試體內、外部之含水量相接近。

圖 4.4 及表 4.4 分別為人造試體與天然膠結不良砂岩塊之粒徑分

佈曲線圖及粒徑參數，由前述圖表可得知人造試體與天然膠結不良砂岩之粒徑分佈曲線非常接近。試體通過 200 號篩之細粒料含量介於 15%~20% 之間，人造試體黏土含量略少於天然膠結不良砂岩。本研究試體材料完全採用天然膠結不良砂岩研磨之粒料，且製作時之細粒料含量，依據天然膠結不良砂岩之細粒料含量而決定，因此製作完成之人造膠結不良砂岩試體檢核其粒徑分佈相當接近天然膠結不良砂岩。



表 4.2 人造試體與天然膠結不良砂岩之物性試驗比較

試體編號	比重 G_s	濕密度 $\gamma_m(\text{g/cm}^3)$	氣乾含水量 $\omega(\%)$	乾密度 $\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	孔隙比 e	孔隙率 $n(\%)$	
本研究	No.0°-1	2.52	2.03	2.79	1.97	0.27	21
	No.0°-2	2.51	2.54	2.98	2.09	0.20	16.87
	No.0°-3	2.52	2.12	2.75	1.63	0.55	32
	No.10°-1	2.56	2.44	2.44	2	0.28	21.59
	No.10°-2	2.36	2.10	2.69	1.63	0.34	26
	No.10°-3	2.36	2.42	2.52	1.91	0.24	19.3
	No.20°-1	2.5	2.17	2.85	2.09	0.21	16.9
	No.20°-2	2.64	2.59	2.73	2.17	0.21	17.5
	No.20°-3	2.56	2.56	2.55	2.05	0.25	19.92
	No.30°-1	2.62	2.14	3.21	2.06	0.27	20.9
	No.30°-2	2.5	2.30	2.91	1.95	0.28	21.34
	No.30°-3	2.52	2.21	3.14	1.98	0.24	19.5
	No.20°/1B-1	2.61	2.19	2.90	2.15	0.21	17.62
	No.20°/1B-2	2.51	2.04	2.61	1.99	0.26	20.72
	No.20°/1B-3	2.62	2.43	2.83	1.97	0.32	24.42
	No.20°/2.5B-1	2.53	2.18	2.74	2.02	0.26	20.73
	No.20°/2.5B-2	2.66	2.05	2.43	2.02	0.33	24.79
	No.20°/2.5B-3	2.69	2.03	2.34	2.00	0.33	24.80
	平均值	2.54	2.11	2.75	1.98	0.28	21.44
	天然岩樣 鑽心試體	2.65	1.96	1.97	1.92	0.38	27.50

表 4.3 人造試體含水量一覽表

試體編號	上部表面 含水量 ω (%)	中部表面 含水量 ω (%)	下部表面 含水量 ω (%)	表面 平均含水量 ω (%)	中央內部 含水量 ω (%)	試體表面與內部 含水量差 ω (%)
No.0°-1	1.97	2.95	2.99	2.64	3.23	0.59
No.0°-2	2.85	2.12	3.38	2.78	3.56	0.78
No.0°-3	2.37	2.64	2.87	2.63	3.13	0.50
No.10°-1	1.70	2.42	2.10	2.07	3.54	1.47
No.10°-2	2.43	2.86	1.91	2.40	3.56	1.16
No.10°-3	2.52	1.84	2.49	2.28	3.22	0.94
No.20°-1	2.65	2.41	2.80	2.62	3.52	0.90
No.20°-2	1.76	2.60	2.94	2.43	3.63	1.20
No.20°-3	2.13	2.85	1.96	2.31	3.24	0.93
No.30°-1	3.10	2.91	2.50	2.84	4.31	1.47
No.30°-2	2.14	2.73	2.96	2.61	3.81	1.20
No.30°-3	2.47	2.98	3.14	2.86	3.96	1.10
No.20°/1B-1	2.42	2.36	2.83	2.54	3.97	1.43
No.20°/1B-2	2.44	2.53	1.80	2.26	3.65	1.39
No.20°/1B-3	2.01	2.69	3.01	2.57	3.61	1.04
No.20°/2.5B-3	1.82	2.88	2.71	2.47	3.53	1.06
No.20°/2.5B-3	2.78	1.85	1.96	2.20	3.14	0.94
No.20°/2.5B-3	2.18	1.97	1.95	2.03	3.26	1.23

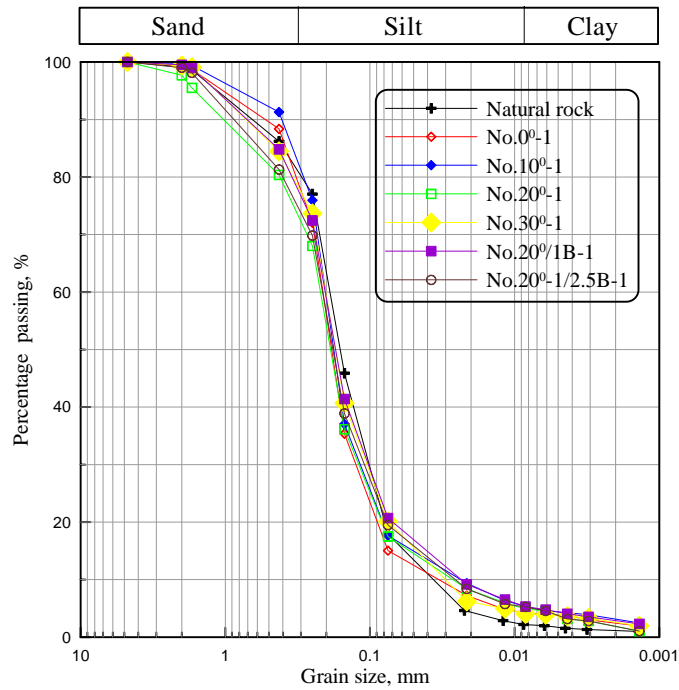


圖 4.4 人造試體與天然膠結不良砂岩粒徑分佈曲線圖

表 4.4 人造試體與天然膠結不良砂岩粒徑參數比較一覽表

岩樣編號	D_{10} mm	D_{30} mm	D_{60} mm	C_c	C_u	Silt %	Clay %
No.0°-1	0.034	0.150	0.205	3.2	6.0	12.0	3.0
No.10°-1	0.022	0.110	0.200	2.8	9.1	13.8	3.9
No.20°-1	0.026	0.120	0.210	2.6	8.1	14.7	2.8
No.30°-1	0.030	0.100	0.200	1.7	6.7	16.8	3.3
No.20°/1B-1	0.024	0.100	0.200	2.1	8.3	17.2	3.5
No.20°/2.5B-1	0.026	0.105	0.205	2.1	7.9	15.7	2.8
Natural Rock	0.035	0.100	0.190	1.5	5.4	16.7	1.3


4.3.3 力學性質

本研究進行試體之力學性質試驗步驟，乃參考國際岩石力學學會 (ISRM, 1981) 及 Huang, et al.(2000)建議方法進行，所得之結果依試

驗項目分述如下：

1. 單壓試驗：

單壓試驗以每分鐘 0.4% 應變速率單調加載進行，試驗結果比較如表 4.5 所示，此一系列試驗之應力應變曲線如附錄 A。表 4.5 顯示人造試體單壓強度約為 1.5~3.3MPa，屬 ISRM 定義之軟弱強度之岩石。單壓強度總平均值約 2.24MPa 略小於天然膠結不良砂岩平均單壓強度(3.86MPa)，探究原因為受限於設備及試體尺寸因素為壓密時間不足所造成。試體之單壓試驗破壞應變範圍為 1%~2% 之間，非常接近天然軟弱岩石之破壞應變(1%)，顯示此破壞應變具有良好之相似性。



因單壓試驗所量測之變形含有可復原及不可復原兩種變形，不能以原始荷重曲線之直線段來計算彈性模數(E)，且單壓尖峰強度 50% 處切線點不易判別，故本研究取單壓尖峰強度 50% 處之割線斜率來計算彈性模數(E)，分析結果其值介於 130~330 MPa。從模型相似律中模數比(E/σ_c)的值來比較，本研究之模數比介於 60~217，根據 Deere(1967)對於模數比的分類，屬低模數比(小於 200)且相當接近天然膠結不良砂岩之模數比。

上述顯示本研究藉由高壓密應力製作試體方式，使得試體顆粒排列更為緊密，且顆粒與天然膠結材料良好結合，使得其性質接近

於天然岩樣。

表 4.5 單壓強度試驗結果比較一覽表

試體 編號	破壞應變平均值 $\varepsilon_f(\%)$	單壓強度平均值 $\sigma_c(\text{MPa})$	E 平均值 (MPa)	模數比平均值 E/σ_c
人 造 軟 岩				
No. 0°-1	1.66	2.37	130	61
No. 0°-3	1.21	2.72	225	84
No. 10°-1	1.83	3.31	195	60
No. 10°-2	0.64	1.61	336	210
No. 10°-3	1.09	2.12	209	99
No. 20°-1	1.10	1.63	150	96
No. 20°-2	1.11	1.89	198	105
No. 20°-3	1.03	2.37	249	108
No.30°-1	0.63	1.52	330	217
No.30°-2	1.22	2.13	206	96
No.30°-3	1.19	1.92	172	90
No.20°/1B-1	1.37	2.00	162	81
No.20°/1B-2	1.18	1.65	182	142
No.20°/2.5B-1	1.56	2.56	197	79
No.20°/2.5B-2	1.65	3.04	190	62
No.20°/2.5B-3	1.76	2.98	173	67
總平均值	1.26	2.24	207	104
天 然 軟 岩				
NR.1	1.38	3.61	291	94
NR.2	1.33	3.77	350	93
NR.3	0.97	4.20	362	86
總平均值	1.23	3.86	334	91

2. 巴西試驗：

本研究考量膠結不良砂岩張力強度甚小且直接張力試驗施作困難，故進行間接張力試驗（巴西試驗），加壓速率為 0.3mm/min，試驗結果如表 4.6 所示。人造膠結不良砂岩試體之間接張力強度約在 0.1~0.3MPa，強度比 σ_c/σ_t 約在 9.2~14.2 間，接近欲模擬之天然膠結不良砂岩(間接張力強度約為 0.3~0.4MPa，強度比 σ_c/σ_t 介於

9.7~11.7 間)。

表 4.6 本研究試體巴西試驗結果

試體編號	直徑 $D(\text{mm})$	厚度 $t(\text{mm})$	張力強度 $\sigma_t(\text{MPa})$	強度比 σ_c / σ_t
人 造 軟 岩				
No.0°-1	52.3	23.6	0.18	13.12
No.0°-3	52.9	25.1	0.24	11.47
No.10°-1	52.6	23.4	0.32	10.26
No.10°-2	53.1	24.8	0.13	12.55
No.20°-2	53.0	22.9	0.14	13.59
N0.20°-3	53.3	23.6	0.26	9.21
No.30°-2	52.8	24.2	0.16	13.27
No.20°/1B-1	52.5	23.9	0.21	9.48
No.20°/1B-2	53.1	24.5	0.12	13.28
No.20°/2.5B-1	52.4	23.6	0.18	14.19
平均值	52.8	24.0	0.19	12.04
天 然 軟 岩				
N0.NR-1	53.1	25.1	0.31	11.68
No.NR-2	52.8	20.3	0.39	9.68
No.NR-3	53.1	22.6	0.40	10.5
平均值	53.00	22.67	0.37	10.62

3. 三軸試驗：

本研究以乾燥試體直接加圍壓與軸差壓力進行三軸試驗，圍壓分別為 0.1、0.2 與 0.4MPa。

表 4. 7 為人造試體與天然膠結不良砂岩試體之三軸試驗結果比較表，三軸試驗莫耳圓及破壞包絡線如圖 4. 5~圖 4. 11 所示。人造試體強度參數凝聚力 c' 平均值 = 0.49MPa，有效內摩擦角平均值 $\phi' = 46^\circ$ ，而天然膠結不良砂岩試體凝聚力 $c' = 0.71\text{MPa}$ ，有效內摩擦角 $\phi' = 50^\circ$ 。試體有效內摩擦角與凝聚力相較天然膠結不良砂岩顯示有偏低的現象，探究原因為人造試體缺乏天然膠結不良砂岩成岩過程中的長時間膠結與固化。雖然此人造試體之摩擦角與凝聚力未達天然膠結不良砂岩狀態，但由試驗結果顯示本研究採用之快速壓密的方式，相對於地質作用可用於製作性質相近的人造膠結不良砂岩。

表 4.7 本研究乾燥三軸試驗結果一覽表

編號	凝聚力(MPa)	摩擦角(°)
人 造 軟 岩		
No.0-1	0.56	45
No.0-3	0.46	45
No.20°-2	0.54	44
No.30°-1	0.43	46
No.20°/1B-3	0.29	49
No.20°/2.5B-1	0.65	44
平均值	0.49	46
天 然 軟 岩		
Natural Rock	0.71	50

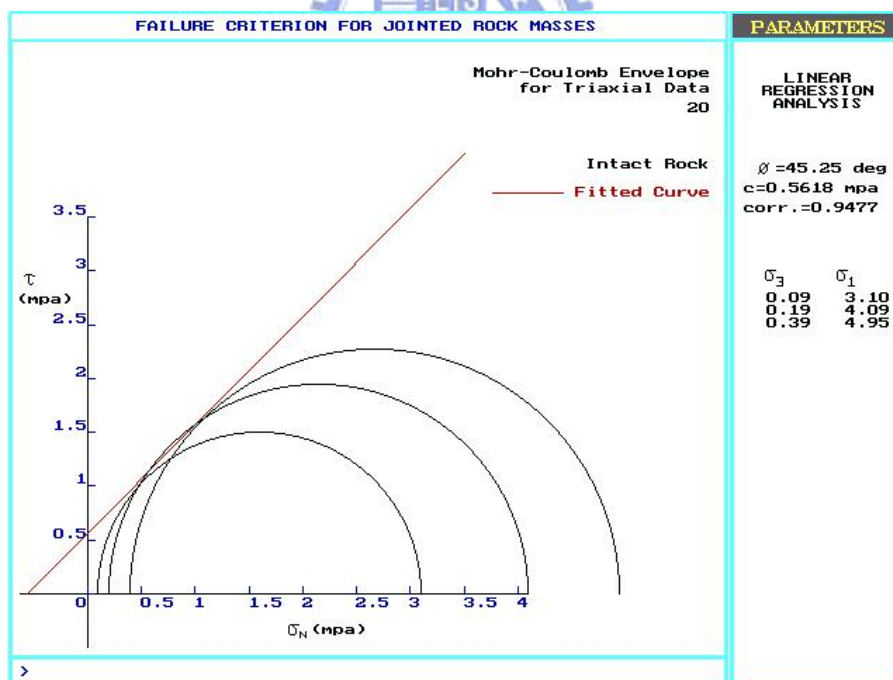


圖 4.5 No.0°-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

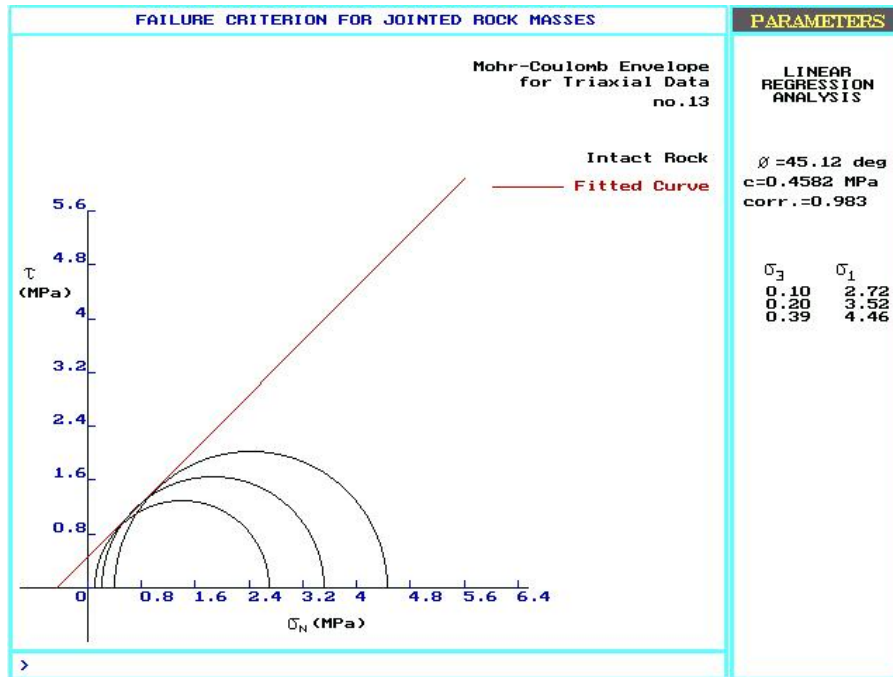


圖 4.6 No.0°-3 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

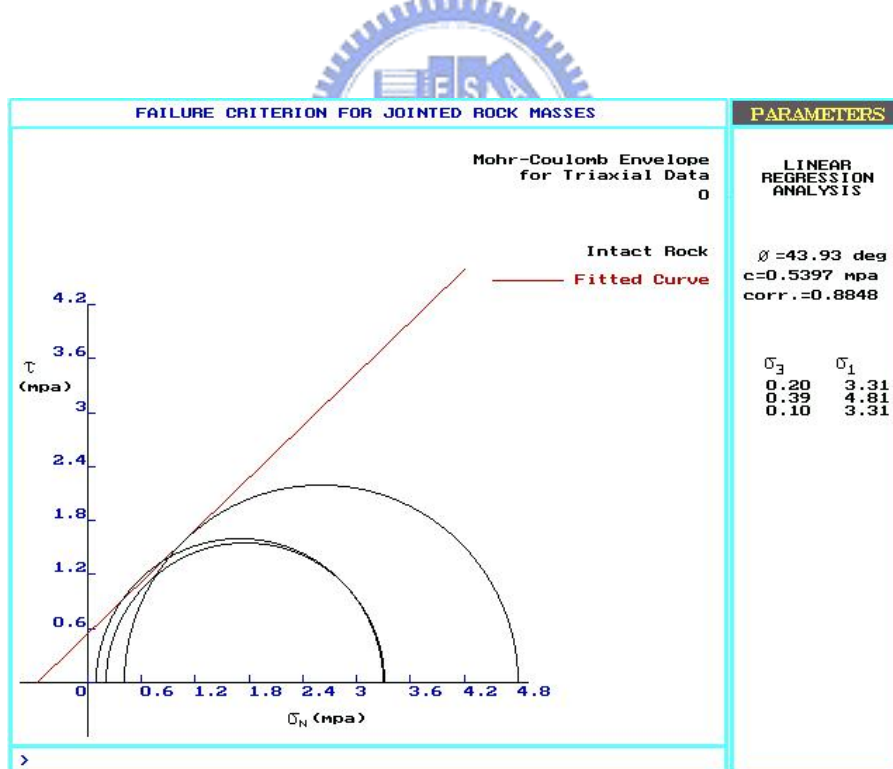


圖 4.7 No.20°-2 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

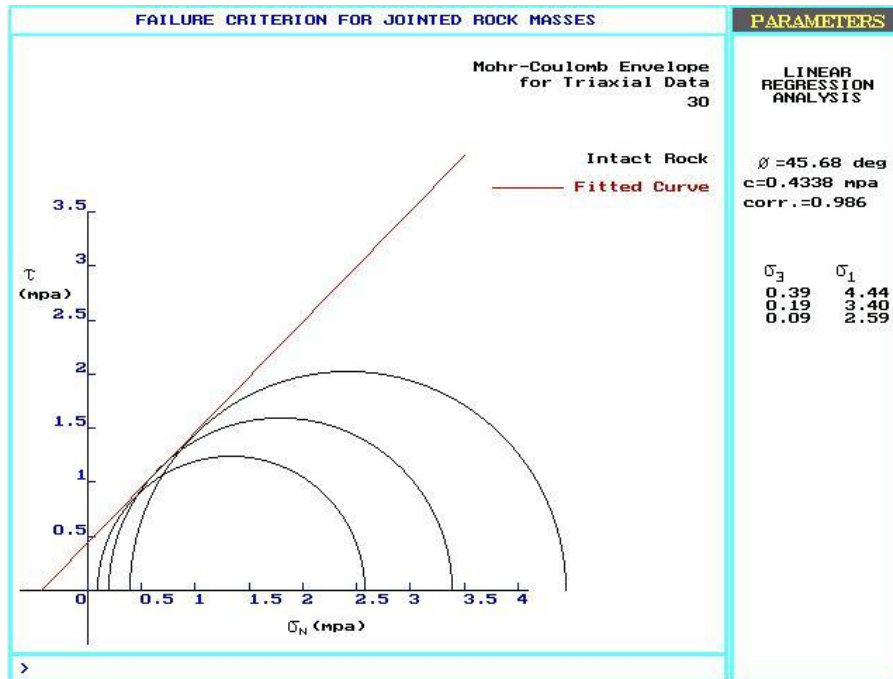


圖 4.8 No.30°-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

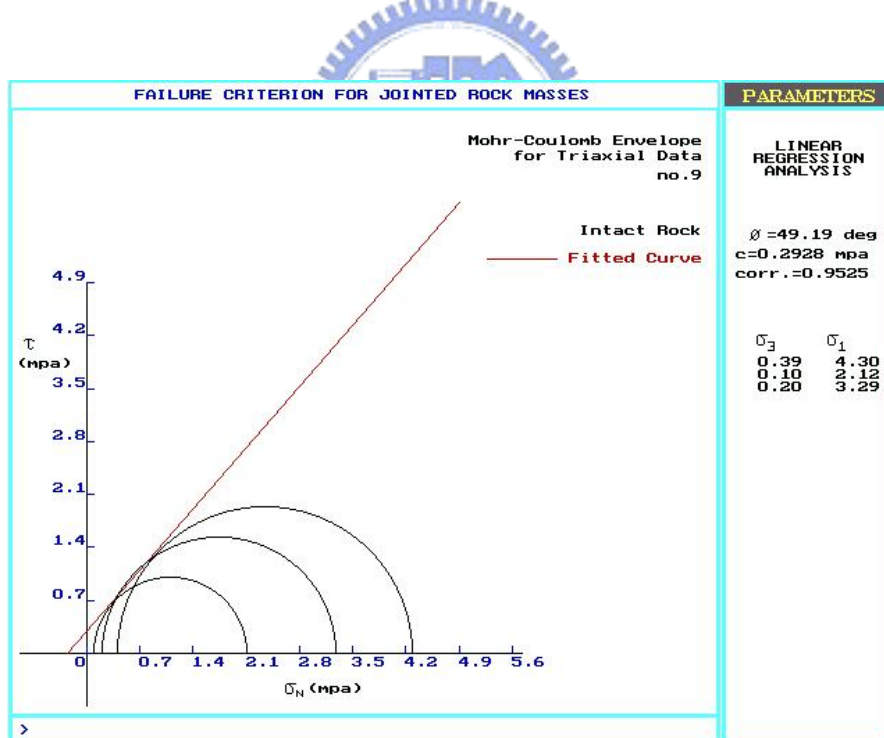


圖 4.9 No.20°/1B-3 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

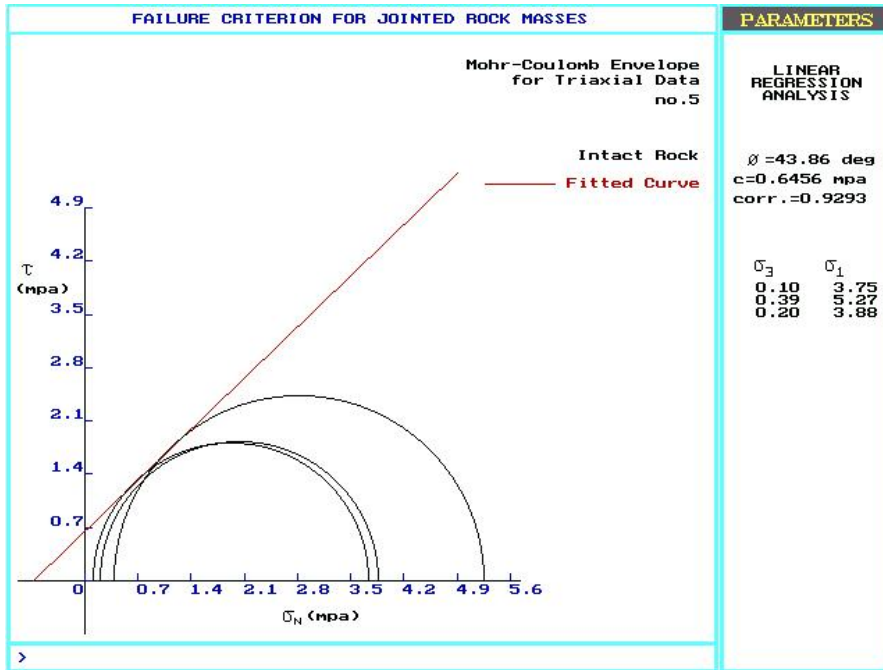


圖 4.10 No.20°/2.5B-1 人造試體三軸試驗之應力莫耳圓與破壞包絡線

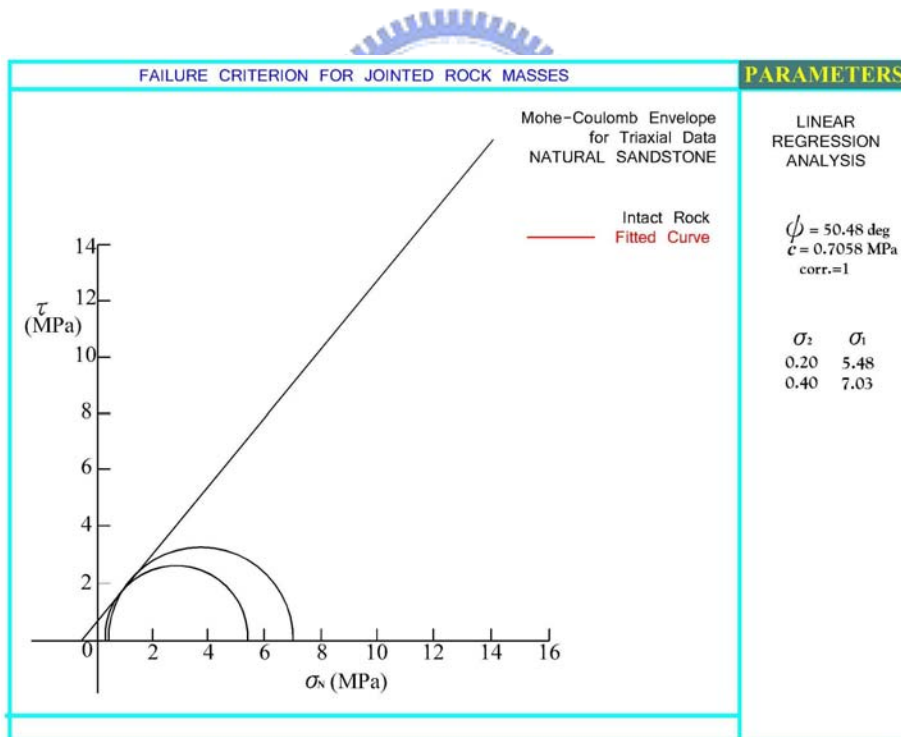


圖 4.11 天然膠結不良砂岩塊三軸試驗有效應力莫爾圓與破壞包絡線

4.3.4 模型相似率檢核

人造試體要完全模擬天然膠結不良砂岩的每項性質幾乎是不可能的，但可對某特定範圍的特性作較精確有效地模擬。定量的相似性探討，須使用模型相似律進行檢核，如 2.6.3 節所述。此相似定律指模型(Model)與原型(Prototype)間，其物理量存在一數學關係式如 Eq. 2. 29：

$$I_p = S_f \times I_m \quad (\text{Eq. 2. 29})$$

其中 I_p 代表原型之物理量， I_m 代表模型之物理量， S_f 則是兩物理量間的比例因子(Scale Factor)。當 S_f 愈接近 1，表示相似性愈高。本研究選擇對人造膠結不良砂岩之強度與變形性有重要影響之物理量，如：模數比(E/σ_c)、強度比(σ_c/σ_t)及單壓破壞應變(ε_f)作為最為主要檢核人造試體模擬性質之參考指標，另外以 c' 與 ϕ' 具有物理意義的無因次項作為輔助參考指標。

表 4. 8 為本研究試體和天然膠結不良砂岩之各項力學參數比較結果，由表顯示除單壓強度與張力強度參數外，其餘各項 S_f 皆非常接近 1，表示人造試體模擬相似性大致良好；另外因受限於設備與壓密時間，無法完全有效模擬天然膠結不良砂岩長時間成岩過程，因此於單壓與張力強度方面尚未得到較佳的模擬效果，且其代表變形性之彈性模數也較天然膠結不良砂岩略低。但經由模數比

(E/σ_c)、強度比(σ_c/σ_t)及單壓破壞應變(ε_f)之各項力學模擬結果仍可得到良好的相似性。

表 4.8 人造試體與天然膠結不良砂岩各項力學參數比較表

力學性質	人造試體	天然岩塊	比例因子(S_f)
單軸壓縮強度 σ_c (MPa)	2.24	3.86	1.7
單壓破壞應變 ε_f (%)	1.26	1.23	1.0
彈性模數(取 50% 單壓強度之割線模數) E (MPa)	207	334	1.6
(模數比) E/σ_c	104	91	0.9
間接張力強度(巴西試驗) σ_t (MPa)	0.19	0.37	1.9
強度比 σ_c/σ_t	12.04	10.62	0.9
凝聚力(三軸試驗) c (MPa)	0.49	0.71	1.4
摩擦角(三軸試驗) ϕ (°)	46	50	1.1

4.4 試體與天然膠結不良砂岩楊氏數比較

本研究以製作試體所取得岩塊之新竹縣寶山第二水庫工址做為現地試驗站，進行多功能孔內試驗儀(BTD)試驗，期能由 BTD 之孔底平鈹載重試驗所得現地膠結不良砂岩材料之楊氏模數，與模型承載試驗所得之楊氏模數進行比較分析。BTD 為交通大學岩石力學團隊自行研發的儀器，並無標準之程序可供參考，因此藉由參考文獻擬定試驗程序，相關 BTD 之儀器改良方法，試驗操作程序、試驗組數規劃與楊氏模數計算方法詳見附錄 B。

BTD 平鈹載重試驗所得到現地膠結不良砂岩縱向楊氏模數結果如表 4.9 所示，其彈性模數值介於 14~67MPa 之間。對於同一試驗位置之楊氏模數隨者加解壓循環次數增加而有增大之趨勢，以試驗 0428P-1、0428P-2 及 04278P-3 為例，分別為鑽孔千斤頂施於孔壁接觸壓力 0.11、0.19 及 0.26MPa 下平鈹載重試驗與鑽孔剪力試驗之加載與位移曲線關係圖，各試驗所推求之楊氏模數分別為 23.42MPa、46.32MPa、53MPa。探究造成上述現象原因，推測主要因孔底受鑽孔擾動、解壓影響或是鑽孔產生岩屑無法完全清除，在應力增量增加情形下使得孔底基礎材料產生裂隙閉合，使得彈性模數隨之增大並接近原始基礎材料之楊氏模數(廖學志，2004)。

本研究以室內模型承載試驗之承載曲線結果，藉由 Wilson 於 1967

年提出之剛性長方形平鈹載重試驗求得基礎楊氏模數公式(Eq. 4.1)，計算膠結不良砂岩試體之楊氏模數。

$$E_p = \frac{Q_p}{\rho \beta_p \sqrt{BL}} (1 - \nu^2) \quad (\text{Eq. 4. 1})$$

本研究以承載曲線之彈性段部分，即加載力(Q_p)與平鈹沉陷量(ρ)分別為各試驗條件下極限承載力之半 ($\frac{Q_u}{2}$)與其對應之基礎沉陷量(詳見第 5.4.2 節)，基礎寬(B)與長(L)分別為 0.05m 及 0.3m，參照表 4. 10 推得平鈹形狀修正係數(β_p)為 1.3，波松比(ν)假設為 0.4，求得各試驗條件下模型之基礎楊氏模數(如表 4. 11)。本試體材料之楊氏模數介於 79.1MPa 與 185.3MPa，楊氏模數平均值為 114MPa，與上述 BTD 孔底平鈹載重試驗之最後加載階段所求得楊氏模數相比較結果，顯示試體之楊氏模數約為現地軟砂岩者(其值介於 40~67MPa)兩倍。探究原因推測為施作 BTD 孔底平鈹載重前，孔底已受到鑽孔產生的擾動、解壓或是鑽孔時產生的岩屑無法完全清除乾淨所造成。因此，現地膠結不良砂岩的楊氏模數應略大 BTD 孔底試驗所求得之結果。

檢核人造試體材料之相似性質，儘管其楊氏模數相較現地膠結不良砂岩稍大，但考量現地試驗鑽孔擾動等因素所造成的影響，兩者基礎材料楊氏模數應相當接近。

表 4.9 BTD 孔底平鈹載重試驗之縱向楊氏模數

試驗編號	$E1$ (MPa)	$E2$ (MPa)	$E3$ (MPa)	$E4$ (MPa)
0423P	40	47	--	--
0426P	14	38	50	67
0428P	23.42	46.32	53	--
0429P	47.6	65	--	--
0430P	42.65	40	--	--

表 4.10 平鈹形狀修正係數 β_p 值與 L/B 之關係表

L/B	1	2	4	10
β_p	1.07	1.1	1.2	1.4

表 4.11 模型承載試驗求得向楊氏模數結果

試驗編號	No.0°-1	No.0°-2	No.0°-3
彈性模數 E (MPa)	86.7	98.5	79.1
試驗編號	No.10°-1	No.10°-2	No.10°-3
彈性模數 E (MPa)	92.2	109.2	131.2
試驗編號	No.20°-1	No.20°-2	No.20°-3
彈性模數 E (MPa)	85.9	119.2	121.6
試驗編號	No.30°-1	No.30°-2	No.30°-3
彈性模數 E (MPa)	185.3	95.3	114.4
試驗編號	No.20°/1B-1	No.20°/1B-2	No.20°/1B-3
彈性模數 E (MPa)	104.3	118.9	117.6
試驗編號	No.20°/2.5B-1	No.20°/2.5B-2	No.20°/2.5B-3
彈性模數 E (MPa)	129.9	166.7	95.3

第五章 膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗

本研究淺基礎模型承載試驗旨在模擬平面應變狀況下，探討不同試驗條件下膠結不良砂岩基礎之承載行為與破壞過程，並藉由模型試驗結果深入研究膠結不良砂岩於極限狀態下之力學行為與破壞機制。

5.1 試驗設備組裝

模型承載試驗設備如 3.3 節所述，試體盒組裝後架設位移計 (LVDT) 置於基礎的兩端，以觀察試驗過程中是否產生加載偏心(如示意圖 5.1 所示)，基腳兩端所量測得之平均值作為基礎沉陷量之參考。如照片 5.1 及照片 5.2 所示，量測位移系統設置於參考樑上並獨立於試驗系統外，以確保量測基準點固定。

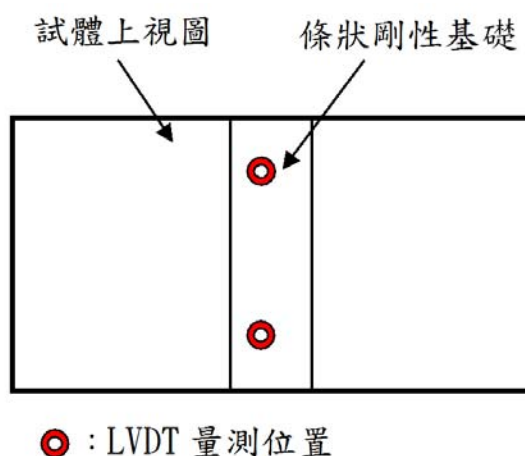
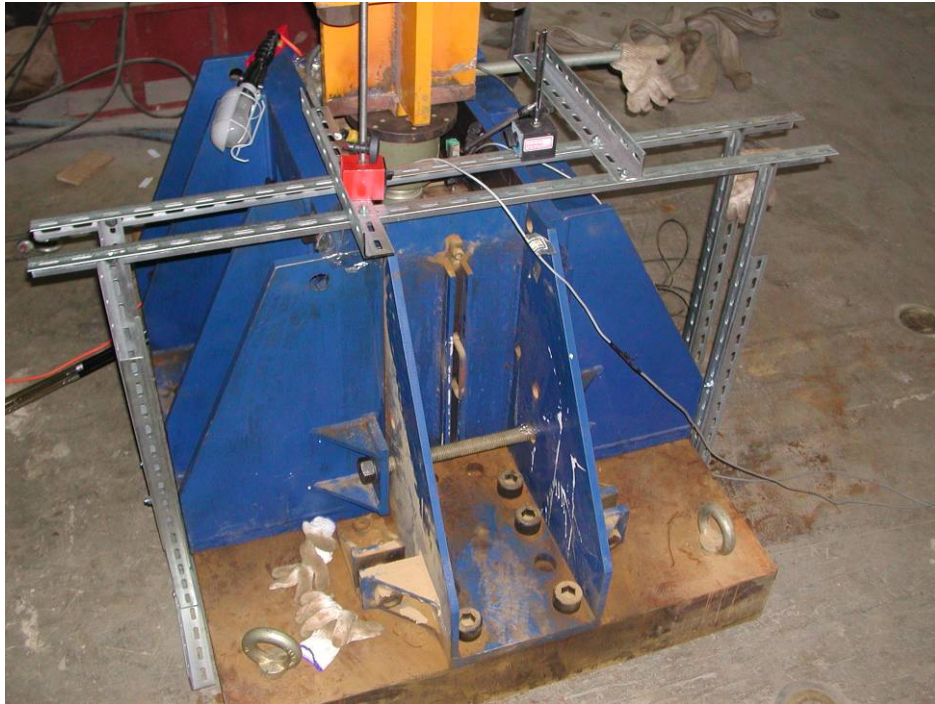
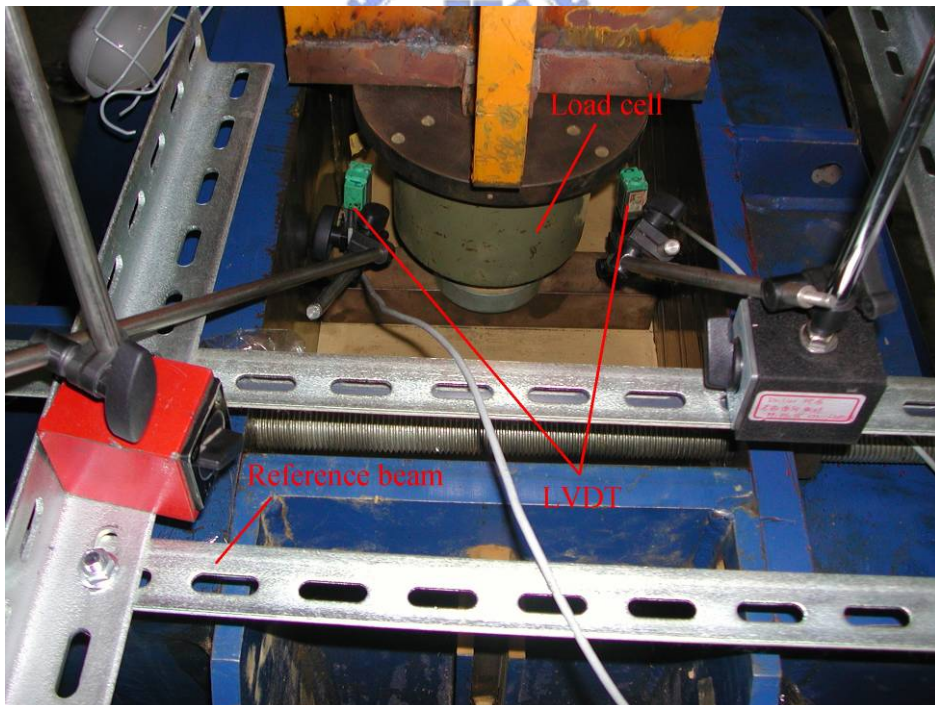


圖 5.1 LVDT 量測位置示意圖



照片 5.1 量測系統



照片 5.2 架設 LVDT 近照

5.2 淺基礎模型承載試驗流程與方法

試體養治完成後，依照試驗條件謹慎修整試體表面並繪製網格，再將模型試驗盒之兩面側壁組裝，模型試驗盒置於油壓致動器 MTS-244.41S 試驗儀之下進行試驗，承載試驗採應變伺服控制(加載速率為 0.3mm/min)，於試驗過程中透過觀察窗以數位相機記錄基礎破壞裂縫之發展。膠結不良砂岩之淺基礎模型承載試驗流程如圖 5.2，詳細說明如下：

1. 人造試體準備：如第 4.2 節說明，依照試驗條件進行試體切削修整並繪製網格。如照片 5.3 所示，以基腳中央兩側各 15cm 繪製 1cm×1cm 方格，其餘範圍則繪製 5cm×5cm 方格，以便觀察基礎表面變形與定性上的描述。
2. 試驗盒模具組立：本承載試驗為模擬平面應變狀況，首先於側鋼壁面上塗抹潤滑油及保鮮膜作為試體與側鋼壁間之潤滑層。試驗盒為試體模具(照片 4.3)組裝兩面側鋼壁，其中一面側剛壁鑲有強化玻璃觀察窗(詳見照片 5.4)。兩面對向之側鋼壁分別以螺桿及螺絲固定束制(如照片 5.5)，並要求試體與側鋼版完全接觸以達試體束制良好條件。
3. 模型基腳及量測儀器架設：模型基腳置於基礎中央，於基腳上方架設球型座及荷重計，並將試驗盒移動至油壓致動器

MTS-244.41S 試驗儀之下(如照片 5.6 所示)。將已校正過之量測儀器，依量測目的進行架設，並確認所有儀器設備裝置完成以及量測信號無誤。

4. 計時器及攝影儀器架設：於觀察窗旁安放計時碼錶及觀察窗前架設數位相機，試驗開始後每 30 秒之間隔拍攝試驗破壞過程。拍攝照片中計時碼錶顯示之時間，可對應 MTS-244.41S 紀錄之時間與載重，以便瞭解基礎破壞發展模式與承載曲線的關係。
5. 承載試驗施作：試驗時以 0.3mm/min 固定速度將模型基腳向下壓，試驗過程中由資料擷取系統隨時紀錄基礎承載荷重與基腳沉陷量，另以數位相機定時拍攝記錄基礎破壞過程。當荷重計觀測之承載荷重明顯下降時，即表示試體破壞，承載試驗完成並停止試驗。
6. 試驗盒拆模並觀察試體：試驗完成後將試驗盒之鋼模拆除，以數位相機拍攝基礎破壞狀態，再由試體最上部裂縫開始，逐一向下將破壞分離的岩塊小心剝除，觀察並拍攝其破壞深度、範圍及破裂面形狀。
7. 試體取樣：依物理及力學試驗所需之試體進行取樣，如 4.3.1 節所述。

8. 試驗材料試驗：為檢核模型之相似律，試體取樣後進行相關物性試驗及力學試驗，詳見第 4.3 節。

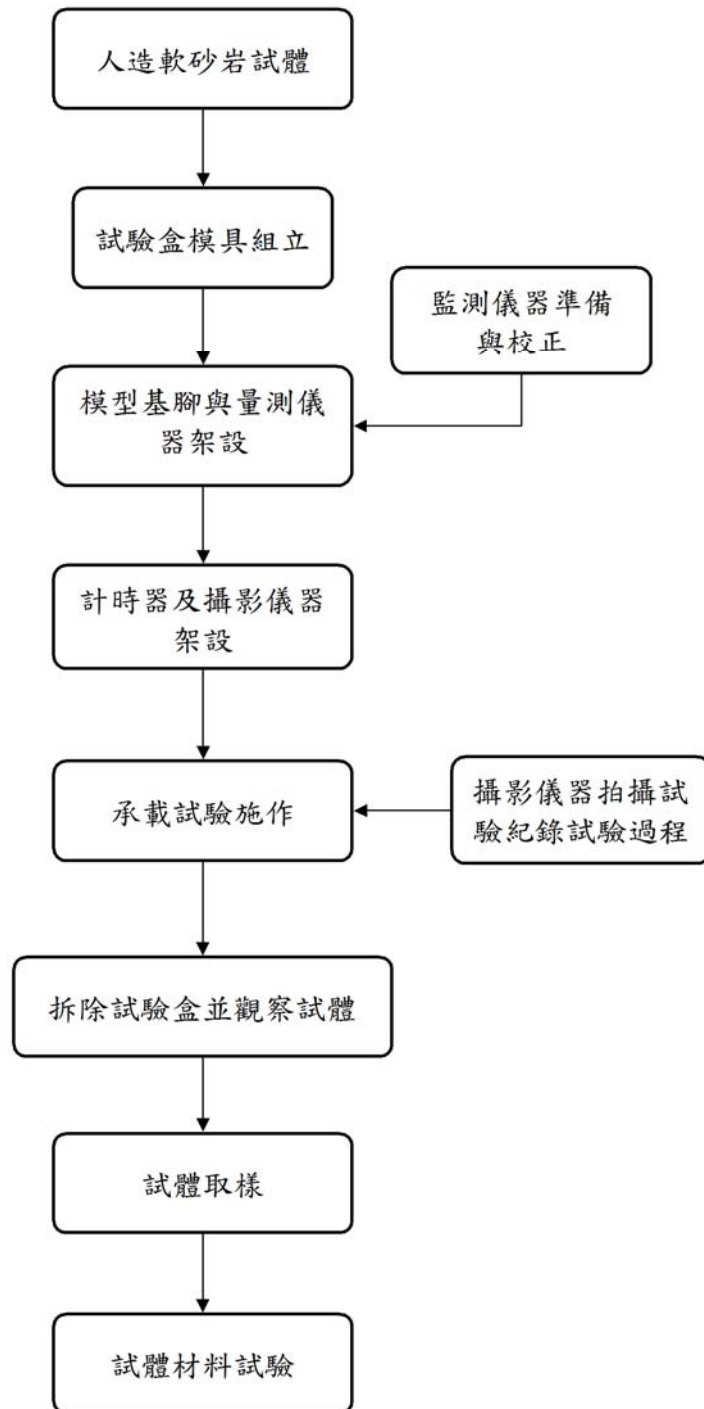
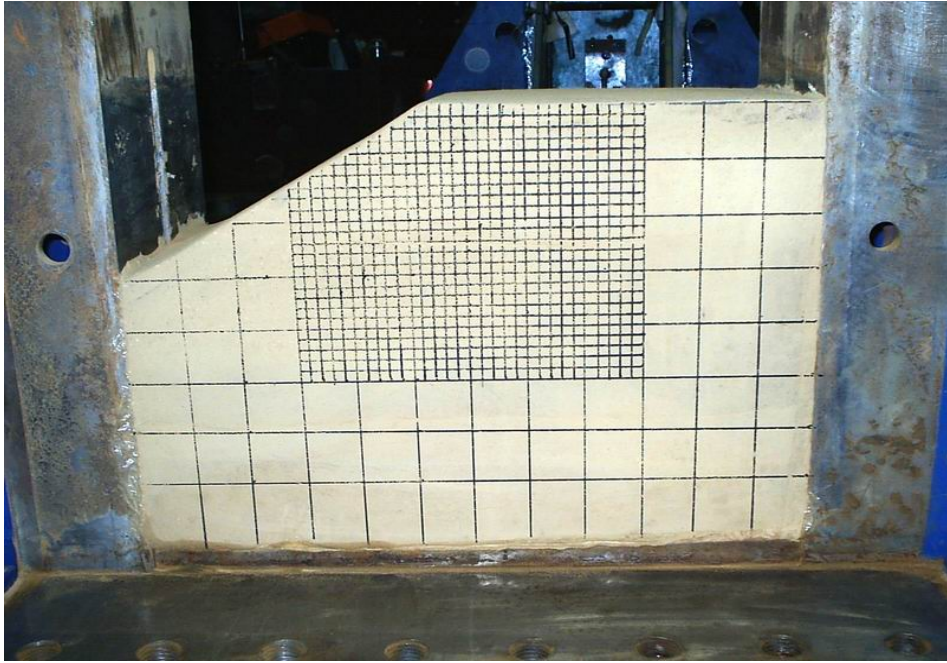


圖 5.2 淺基礎模型承載試驗流程圖



照片 5.3 網格照片



照片 5.4 側鋼版之強化玻璃觀察窗



照片 5.5 試體盒組裝完成照片



照片 5.6 試驗盒移動架設照片

5.3 淺基礎模型承載試驗項目及數量

如表 5.1 所示，本研究規劃 6 項不同地表條件之淺基礎模型承載試驗，各項試驗皆進行三個試體總共為 18 個試體之模型承載試驗。

圖 5.3 顯示不同試驗條件下模型基腳於試體的位置，模擬狀況分別為水平地表(Level ground)及不同坡角之地表條件。本研究旨在探討無邊坡滑動之虞下淺基礎承載行為，參考 Vesic(1975)提出當坡角大於 $\frac{\phi'}{2}$ 時，須考量坡角愈大導致邊坡破壞控制因素大於基礎承載破壞因素的影響，因此規劃坡角試驗條件最大為 30°。此外，本研究為探討不同退縮距離對於基礎承載行為的影響，規劃坡角為 20°之不同退縮距離承載試驗條件，如圖 5.3(c)所示。

表 5.1 本研究試驗項目及數量

項次	坡角	基腳位置	試驗數量	試驗目的
1	0°	試體中央	3	瞭解基腳置於水平地表之基礎承載行為與破壞機制
2	10°	邊坡坡緣 (Crest)	3	瞭解不同坡角對於承載行為與破壞機制的影響。
3	20°		3	
4	30°		3	
5	20°	退縮距離 1 倍 基腳寬度	3	瞭解相同坡角條件下，不同退縮距離對於承載行為與破壞機制的影響，以及探討基腳之安全退縮距離。
6	20°	退縮距離 2.5 倍基腳寬度	3	

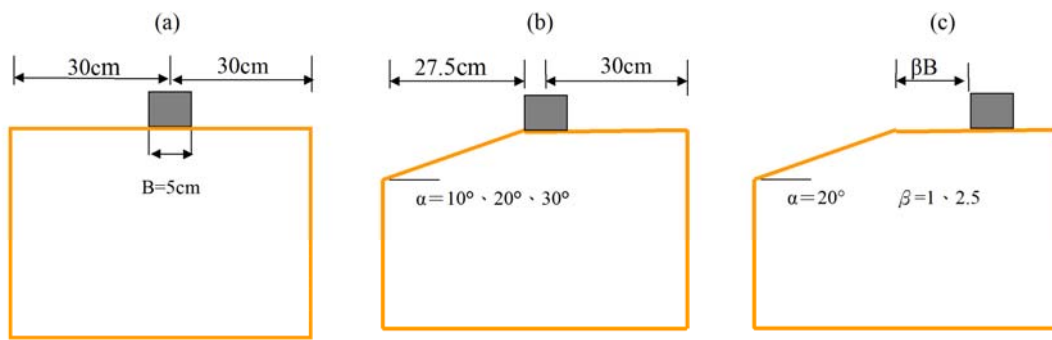
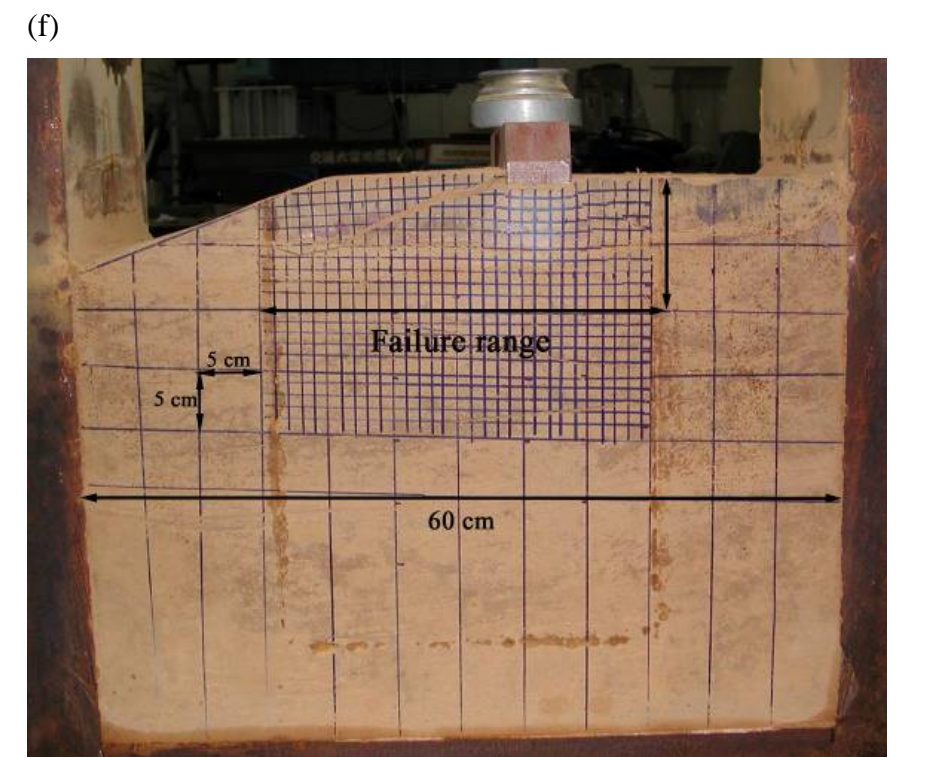
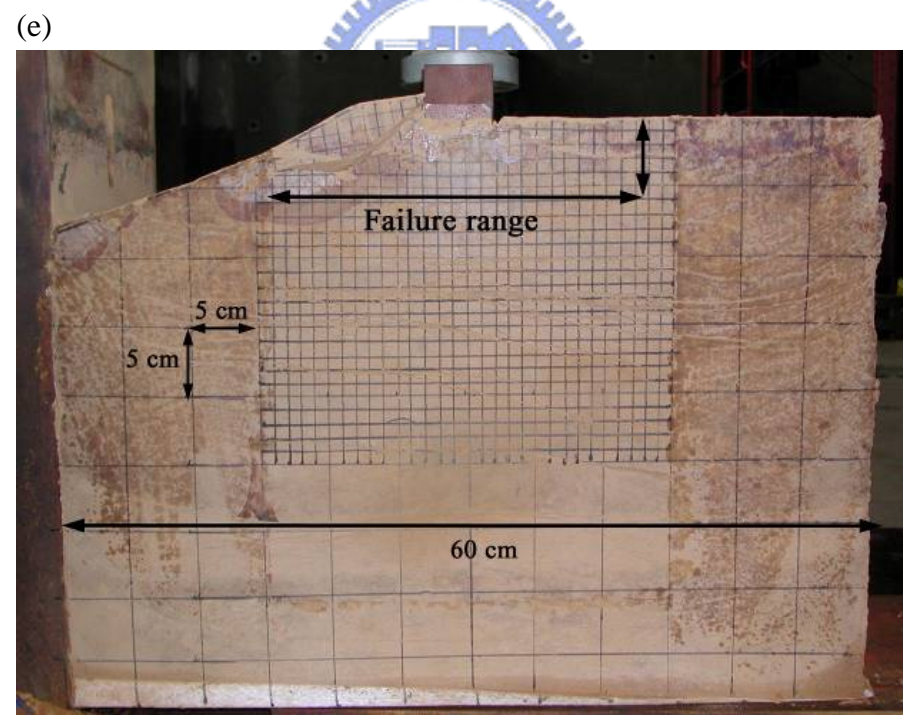
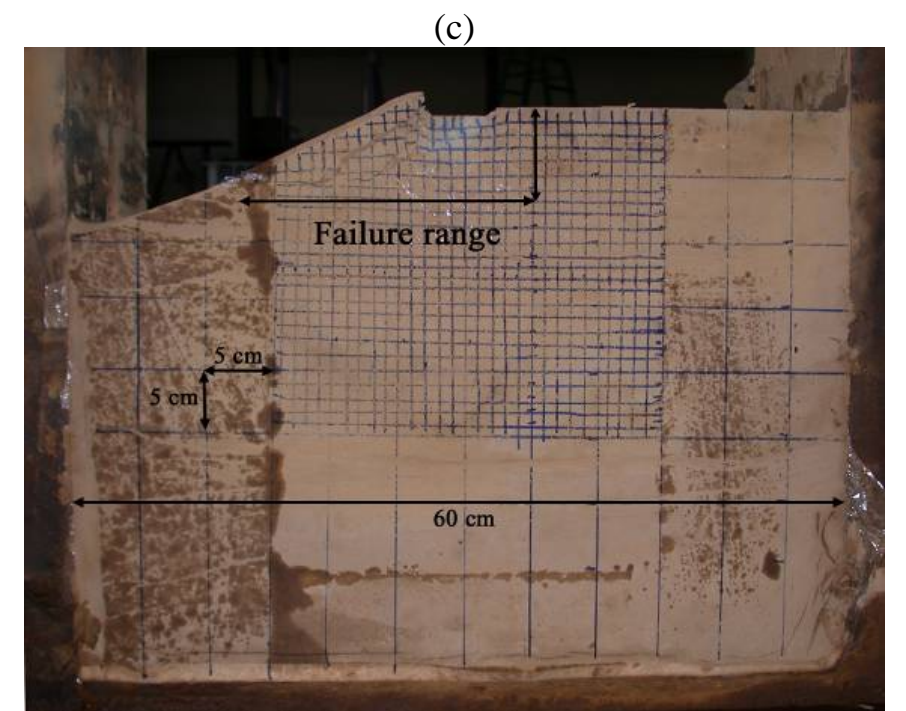
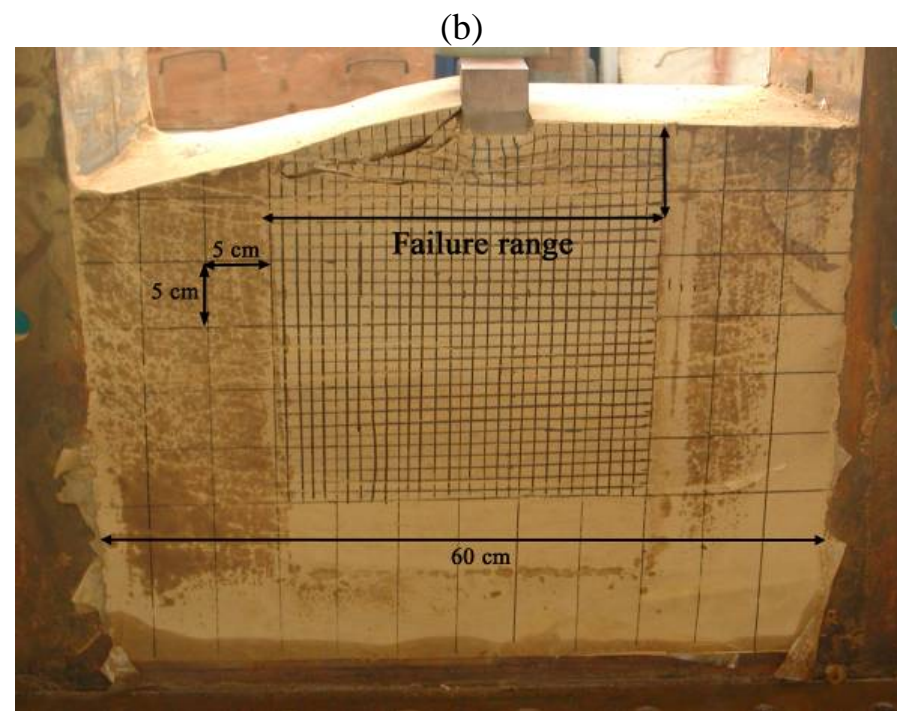
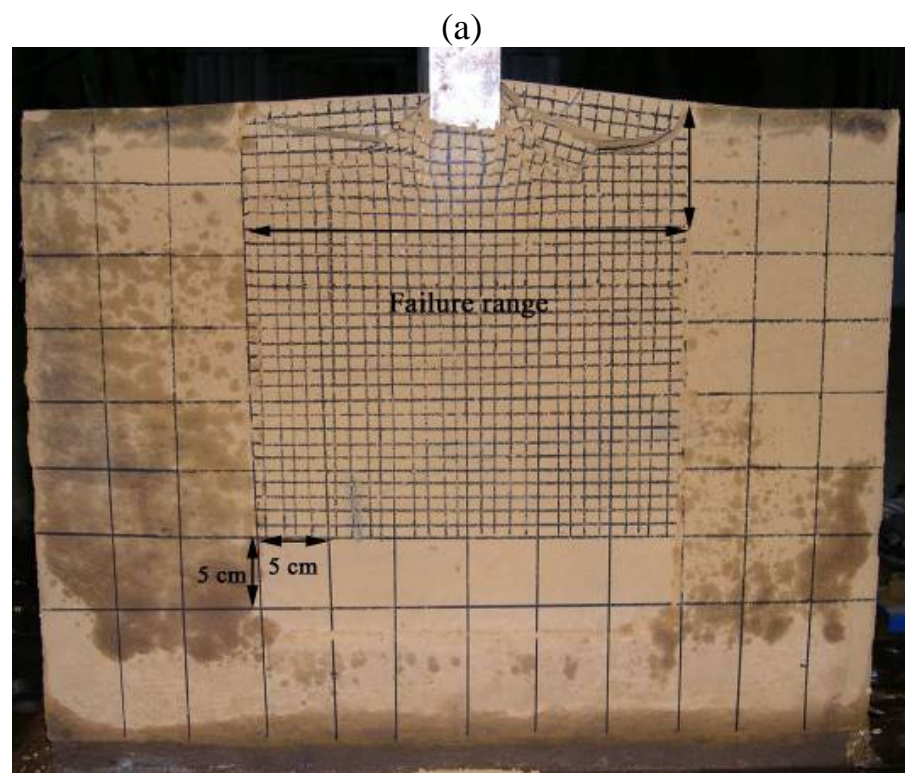


圖 5.3 不同試驗條件下基腳位置示意圖(a)水平地表(b)不同坡角坡緣
(c) 20°坡角之不同退縮距離

5.4 模型承載試驗結果

5.4.1 試體破壞範圍檢核

模型承載試驗完成後，將試驗盒側鋼壁拆除並以數位相機拍攝試體破壞後狀態。照片 5.7 顯示各試驗條件下試體最大破壞延伸範圍，其水平側寬約 6~7 倍基腳寬度以及地表下接近 2 倍基腳寬度。由上述結果檢核第 3.1 節利用數值分析結果設計試體尺寸，可確定試體與模型基腳寬度規劃合宜($\frac{B_s}{B_f}=12$)，使得試體承載行為可避免受到邊界效應影響。



照片 5.7 試體破壞後照片(a)No. 0°-3 (b)No.10°-2 (c) No.20°-2 (d) No.30°-1 (e) No.20°/1B-3 (f) No.20°/2.5B-1

5.4.2 淺基礎模型承載試驗結果

本研究模型承載試驗結果詳見表 5.2，其中降伏強度與極限承載力的判別與定義如圖 5.4，係參考完整岩石應力及應變關係曲線圖加以定義。降伏強度為曲線之線性段將進入非線性段所對應的承載應力值，即直線段終點(如圖中 B 點)；極限承載力為基礎承載荷重的最大值即曲線的尖峰值(如圖中 D 點)。

表 5.1 中顯示各項試驗結果均具有相當的一致性，本文就平均極限承載力加以討論，當基腳位於水平地表時，其極限承載力值(10.46MPa)為最大。基腳置於邊坡坡緣處，坡角為 10 度、20 度及 30 度分別為 9.53MPa、7.83MPa 與 6.66MPa(圖 5.5)，相較水平地表條件者分別約為 91%、75% 與 64%。顯示隨者坡角增加而基礎極限承載力亦隨之減少。圖 5.6 顯示基腳置於 20 度邊坡之不同退縮距離對基礎承載力的影響，參考基腳位於坡緣處之平均極限承載力為 7.83MPa，而退縮距離 $1B$ 與 $2.5B$ 之極限承載力分別為 8.38MPa 與 10.09MPa，相較水平地表條件者分別約為 75%、80% 與 96%，顯示基礎極限承載力隨退縮距離增加而漸增。就本試驗條件下，當基腳之退縮距離達 2.5 倍基腳寬度時，基礎極限承載能力接近水平地表條件者。

另外，由表 5.1 中降伏強度(q_y)與極限承載力對應之基腳沉陷量正規化值(S/B)亦顯示基礎極限承載力隨者坡角增大及退縮距離減少

而呈漸減趨勢。其中，當基腳置於 20 度邊坡下 2.5B 退縮距離條件者，雖其平均極限承载力接近水平地表條件者，但沉陷量正規化值約為後者的六成。探究其原因，邊坡地形基礎之裂縫破壞仍傾向邊坡側發展，非若水平地表條件下對稱發展所導致上述差異結果。

表 5.2 膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗結果

試體編號	坡角	基腳位置	降伏強度 q_y (MPa)	極限強度 q_u (MPa)	S/B* (%)
No.0°-1	0°	中央	7.75	11.16	20.9
No.0°-2	0°	中央	7.25	9.83	27.6
No.0°-3	0°	中央	7.25	10.40	27.9
各項平均值			7.42	10.46	25.5
No.10°-1	10°	坡緣	6.39	8.11	14.5
No.10°-2	10°	坡緣	7.30	10.46	17.9
No.10°-3	10°	坡緣	6.70	10.01	14.5
各項平均值			6.90	9.53	15.6
No.20°-1	20°	坡緣	5.50	7.49	15.0
No.20°-2	20°	坡緣	6.10	7.71	13.5
No.20°-3	20°	坡緣	7.20	8.30	12.5
各項平均值			6.26	7.83	13.7
No.30°-1	30°	坡緣	3.95	7.49	9.2
No.30°-2	30°	坡緣	5.54	6.12	10.5
No.30°-3	30°	坡緣	4.50	6.45	10.5
各項平均值			4.98	6.66	10.1
No.20°/1B-1	20°	距坡緣 1 倍基腳寬度	7.00	8.91	16.0
No.20°/1B-2	20°	距坡緣 1 倍基腳寬度	5.40	7.75	13.7
No.20°/1B-3	20°	距坡緣 1 倍基腳寬度	7.10	8.47	12.3
各項平均值			6.50	8.38	14.0
No.20°/2.5B-1	20°	距坡緣 2.5 倍基腳寬度	6.80	10.11	16.2
No.20°/2.5B-2	20°	距坡緣 2.5 倍基腳寬度	7.02	10.07	12.2
No.20°/2.5B-3	20°	距坡緣 2.5 倍基腳寬度	8.35	10.09	19.6
各項平均值			7.39	10.09	16.0

*: S 為基腳於極限承载力所對應之沉陷量(mm); B 為基腳寬度(50mm)

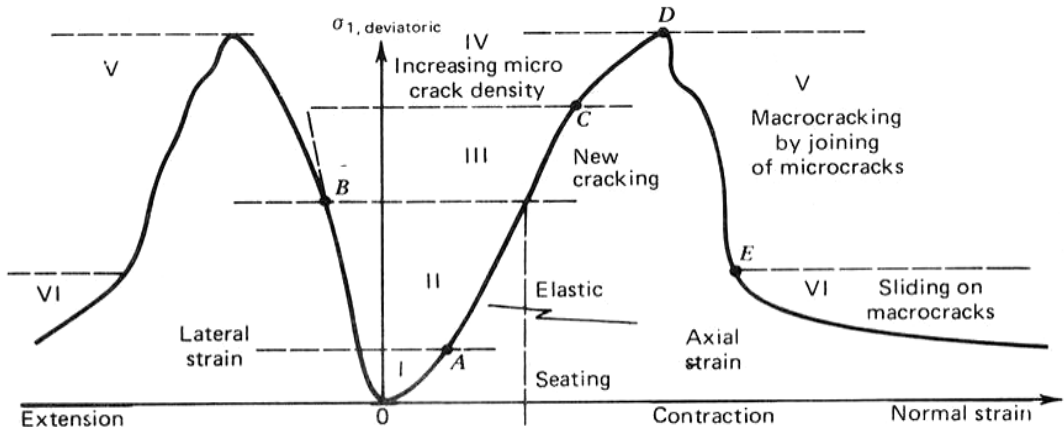


圖 5.4 岩石單壓強度曲線圖(Goodman, 1989)

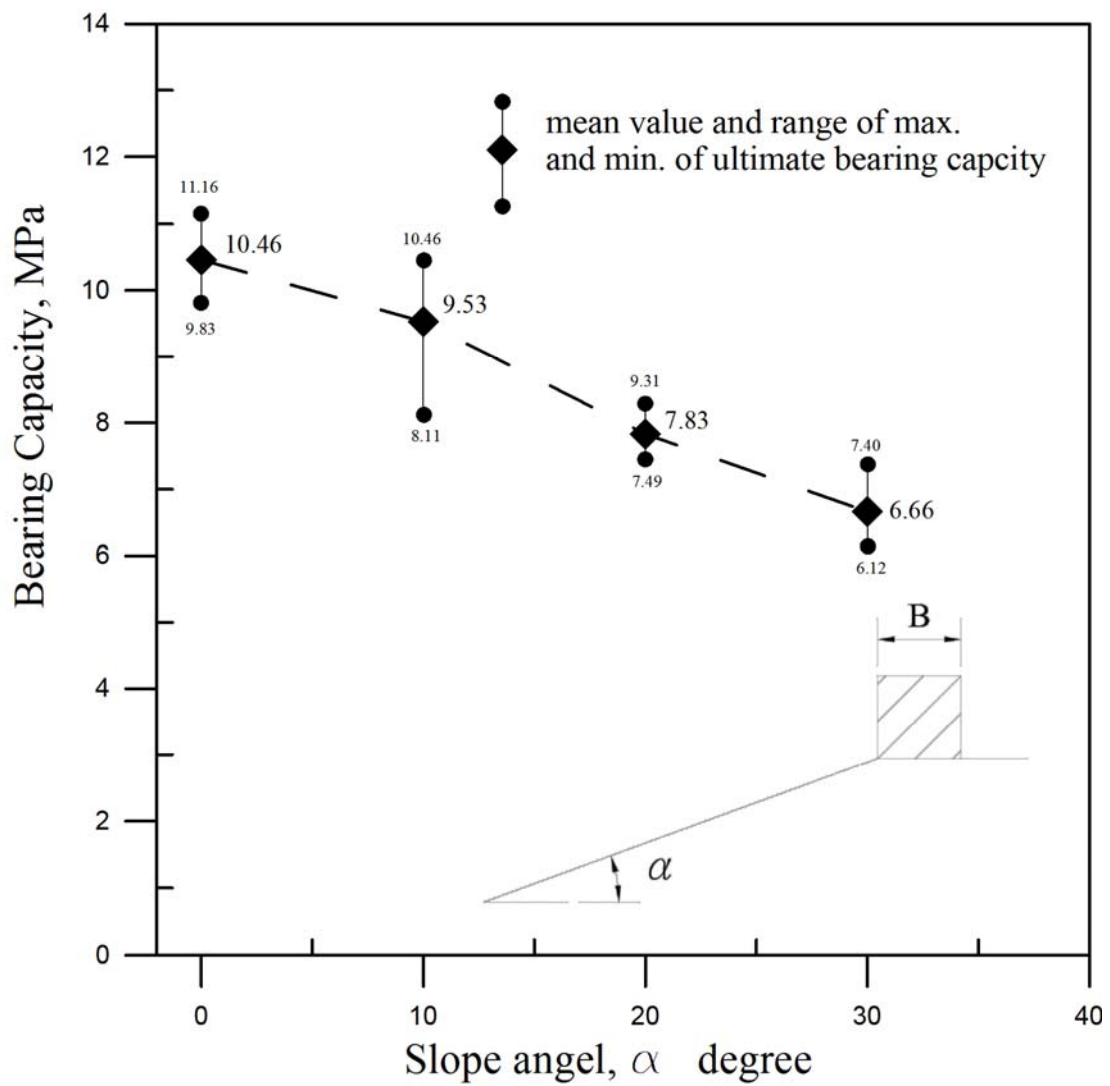


圖 5.5 極限承載力與邊坡坡角關係圖

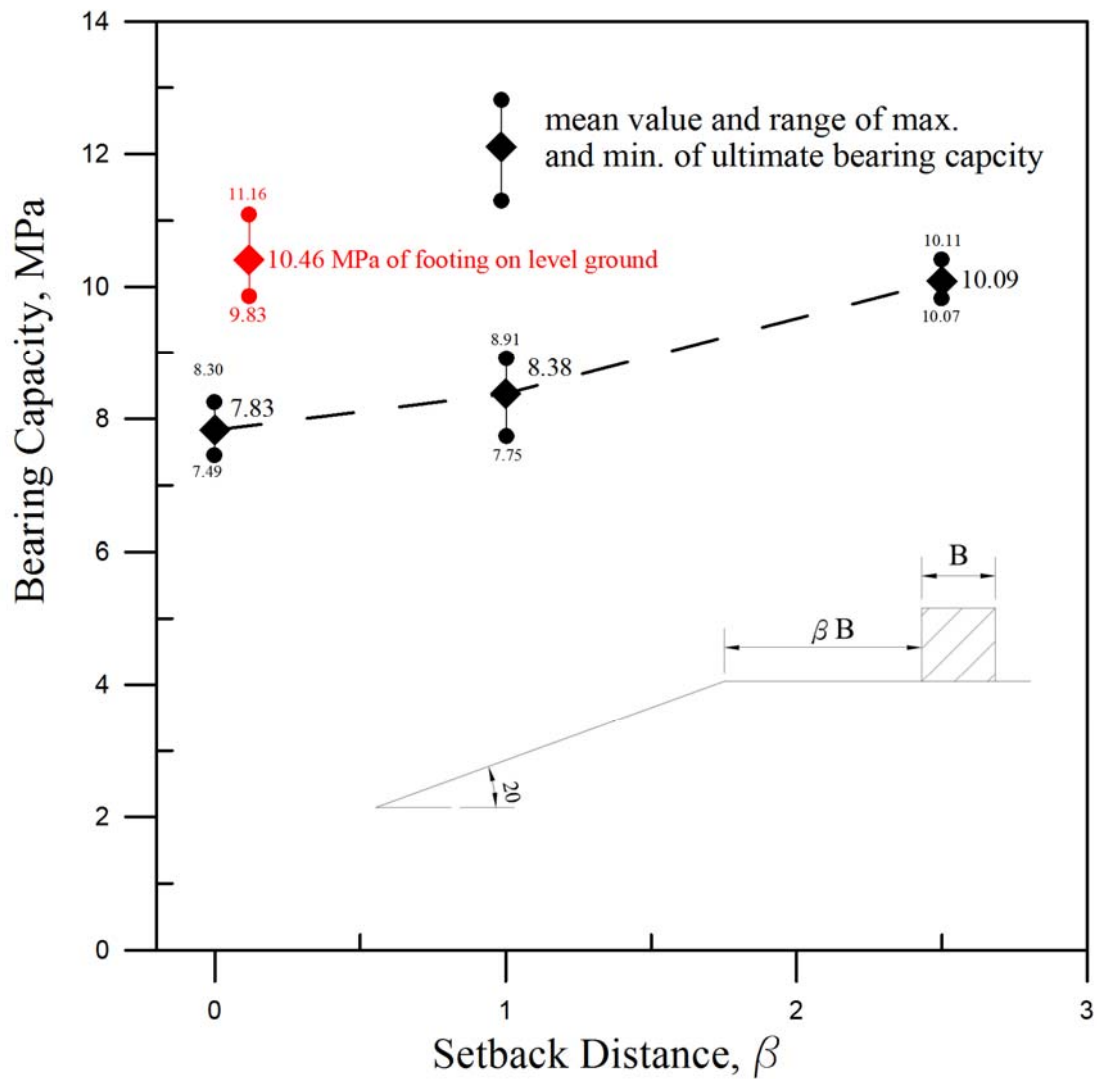


圖 5.6 極限承載力與退縮距離關係圖

5.4.3 淺基礎承載行為與破壞機制

本節針對各試驗條件之模型承載試驗結果，將膠結不良砂岩承載曲線依其承載行為分為四個階段，分別是應力調整階段(承載曲線中原點~A 點)、直線階段(承載曲線中 A~B 點)、非直線階段(承載曲線中 B~C 點)、及極限破壞階段(承載曲線中 C 點)，承載曲線對應基礎破

壞狀態照片描述基礎承載行為探討如下：

1. 水平地表條件

圖 5.7(a)為基腳置於水平地表基礎之承載曲線關係圖，其中圖 5.7(b)~(d)為各承載階段之試體照片。

應力調整階段即為剛性基腳與基礎接觸面間應力調整過程，因剛性基腳與基礎接觸面間非絕對完全平整，故當基腳承受載重向下沉陷時基礎勁度則逐漸提高，於承載曲線初期造成一小段非線性之微上凹型曲線，基礎透過觀察窗發現網格無明顯變化且無任何裂縫產生。

於直線階段中，基礎承載荷重與基腳沉陷量曲線關係大略維持直線。首先於此階段初期因剛性基腳兩側產生應力集中，因此可觀察到基腳兩側各出現斜向的裂縫，於本研究中定義為“初始裂縫”。初始裂縫在此階段中隨者基礎承載荷重增加而逐漸伸長，並且愈趨明顯可見。基腳下方網格在接近非線性階段中，可觀察到其網格逐漸向下方變形，由此可得知基底下基礎開始產生塑性變形。

於非線性階段中，承載曲線斜率隨基腳沉陷量增加而逐漸增大。由照片觀察結果，初始裂縫隨承載荷重增加持續產生錯動位移並生長延伸，基腳兩側也產生數條斜向的微裂縫，並且隨承載荷重增加而生長。透過觀察窗可發現基底下網格明顯向兩側推擠變形，推估基底下之基礎主動區明顯形成並且開始向兩側推擠，隨者進入降伏階段

末期，基腳向下快速沉陷且網格變形速度漸趨劇烈，主動區向兩側的推擠導致初始裂縫開始轉折向地表延伸發展。

於極限破壞狀態時，基礎承载力值為承載曲線之尖峰點，並且開始隨基腳沉陷量增加而承载力遽減，是為基礎破壞失去其承載能力。當基礎接近極限破壞狀態時，初始裂縫生長至地表面形成“滑動破壞面”時則產生基礎被動區，此一被動區塊體受到由主動區所傳遞的承載荷重所推擠移動，一旦被動區形成時則為基礎極限承載破壞。此時，主動區之網格可顯明觀察到其變形方向並且形成倒三角形狀的區域，此區域之試體類似受到鉛直向壓應變，水平方向的應變卻相對不明顯，如單向度壓縮作用，材料顆粒有被壓碎現象顯得更為緻密的現象產生。主動區與初始裂縫之間區域可觀察到 2~3 條明顯的裂縫，而於此區域網格愈接近被動區則呈現較無明顯的變化，但在裂縫附近的網格則可觀察到明顯的位移錯動。由圖 5.7(a)所示，當被動區之滑動破壞面同時於基腳兩側形成時，其承載曲線表現出脆性(brittle)行為明顯，如試體 No.0°-1；但當一側滑動破壞面較另一側先形成時，則基礎之承載行為較為亦呈應變軟化行為，但脆性程度較小，如試體 No.0°-2 及 No.0°-3。

2. 10 度邊坡坡緣條件

圖 5.8(a)為基腳置於 10 度邊坡坡緣之承載曲線關係圖，其中圖

5. 8(b)~(d)為各承載階段試體之照片。

於應力調整階段中，其承載行為如同基腳置於水平地表條件者。

於直線階段中，可觀察到基腳兩側邊緣處因基腳承受荷重而產生應力集中現象進而誘發裂縫產生，且隨者承載荷重增加而裂縫持續緩慢生長。於此階段中，當基礎接近降伏強度時，邊坡側之初始裂縫生長延伸略較水平側者明顯，其中試體 No.10°-2 於水平側基腳邊緣外側 2cm 處生成一明顯斜向下裂縫。基腳下方網格隨承載力接近降伏強度時，即可明顯觀察到略微向下變形。此外，在此階段中於基腳邊緣處很難觀察到有新的微裂縫產生。

於非線性階段中，初始裂縫生長漸趨明顯且較線性段時發展快速。另外，基腳處有新裂縫開始發展並且在基腳下方網格有明顯向下塑性變形且向邊坡面推擠之現象，由承載曲線顯示此階段之基礎勁度隨沉陷量增加而快速遞減。在此階段後期，水平側初始裂縫發展延伸至一定長度後即無生長，而邊坡側之初始裂縫受到主應力區傳遞之承載荷重推擠，開始轉向水平發展的趨勢。

於極限破壞狀態中，邊坡側初始裂縫發展延伸至邊坡面時即形成滑動面並產生基礎被動區，當被動區被推擠滑動時導致基腳下方失去邊坡面之被動支撐，此時基礎失去承載能力。基腳下方網格明顯形成倒三角形狀之主動區，並且網格有向下及兩側推擠之塑性變形，主動

區材料顆粒有被壓碎而呈現緻密的現象。主動區與邊坡側滑動面之間的區域可觀察到 1~2 條明顯裂縫，而在水平側則無明顯之新裂縫產生及網格明顯的變形。當滑動破壞面形成後，主動區開始往邊坡側推擠滑動，而導致多條新裂縫產生並形成數個塊體相互推擠滑動，此破壞過程發生非常迅速。另外，試體 No.10°-3 於此階段因邊坡側基腳邊緣處產生新裂縫，且當到達極限承载力而生長延伸至邊坡面，並形成於被動區域中之小塊滑動體。探究上述現象產生原因，推測應是 No.10°-3 試體之坡緣處表面稍有不平整所導致。

3. 20 度邊坡坡緣條件

圖 5. 9(a)為基腳置於 20 度邊坡坡緣之承載曲線關係圖，其中圖 5. 9(b)~(d)為各承載階段之試體照片。



於應力調整階段中，其承載行為與試體狀態如同水平地表條件者所述。

於直線階段中，基礎於基腳邊緣處會因基腳之應力集中現象進而誘發裂縫產生，隨者基腳沉陷量增大而使得裂縫持續緩慢生長。其中，水平側初始裂縫生長擴展程度不若 10 度試驗條件者明顯。

於非線性階段中，原先於直線段產生之初始裂縫生長漸趨明顯且較線性段時發展快速。基腳邊緣處有新裂縫開始發展，且於基腳下方網格明顯產生向下塑性變形並向邊坡面推擠，另由承載曲線顯示此階

段之基礎勁度隨沉陷量增加而快速遞減。其中，邊坡側初始裂縫隨承載荷重增加而明顯生長，較水平側初始裂縫生長明顯(水平側初始裂縫於此階段幾乎停止擴展)。當基礎接近極限破壞時，基腳下方網格較 10 度試驗條件者明顯產生向邊坡側之塑性變形。此外，試體 No.20°-2 及 No.20°-3 於此階段中，初始裂縫延伸接近邊坡面並形成一小塊滑動體，但基礎未受到此滑動體影響而失去承載能力。探究上述兩試體之初始裂縫發展情形，如同 10 度邊坡坡緣條件者應為坡緣處表面稍有不平整所導致。

於極限破壞狀態中，試體 No.20°-1 之邊坡側初始裂縫以及試體 No.20°-2 與 No.20°-3 於非線性段產生之主要裂縫，擴展延伸至邊坡面形成滑動面並產生基礎被動區，當被動區被推擠滑動時導致基腳下方失去邊坡面之被動支撐，基礎即失去承載能力。隨後基礎開始往邊坡側推擠滑動，而導致多條新裂縫產生並形成數個塊體相互推擠滑動，此破壞過程發生非常迅速。基腳下方網格明顯形成朝邊坡側傾斜之倒斜三角形狀，此區材料顆粒有被壓碎而呈現緻密的現象。主動區與邊坡側滑動面之間區域可觀察到 1~2 條明顯的裂縫，而此區網格則無觀察到明顯變形。

4. 30 度邊坡坡緣條件

圖 5.10(a)為基腳置於 30 度邊坡坡緣之承載曲線關係圖，其中圖

5. 10(b)~(d)為各承載階段之試體照片。

於應力調整階段中，其承載行為與試體狀態如同水平地表條件者所述。

於直線階段中，基腳邊緣處因應力集中進而誘發裂縫產生，並隨承載荷重增加而使得裂縫持續生長。其中，邊坡側初始裂縫隨基礎承載荷重增加而明顯生長延伸，但水平側則無明顯之初始裂縫產生。

於非線性階段中，初始裂縫生長漸趨明顯且較線性段時發展快速。基腳邊緣處開始有新裂縫發展，且基腳下方網格較 10 度及 20 度條件者更明顯有向邊坡面推擠之斜向塑性變形，此階段之基礎勁度隨承載荷重增加而快速遞減。其中，邊坡側初始裂縫隨者基礎承載荷重增加而較其它試驗條件者明顯生長，但水平側於初始裂縫於此階段開始緩慢生長。

於極限破壞狀態中，邊坡側初始裂縫首先快速延伸至邊坡面時形成一小塊滑動體，但基礎未受到此滑動體影響而失去承載能力。主要滑動面是於非線性階段所產生之邊坡側新裂縫隨承載荷重增加而快速發展，當此主要裂縫擴展延伸至邊坡時形成基礎被動區，則基礎到達極限承載力，隨後基礎開始往邊坡側推擠滑動，而導致多條新裂縫產生並形成數個塊體推擠滑動，此破壞過程較其它條件者發展非常迅速。基腳下方網格隨載重增加而快速發展出主動區，並且形成往邊坡

側傾斜之倒斜三角形狀主動區，靠近基腳下方之主動區材料顆粒略有被壓碎而呈緻密現象。介於主動區與邊坡側滑動面之區域可觀察到1~2條明顯的裂縫，但此區域之網格則無觀察到明顯變形。

5. 20度邊坡之退縮距離為1倍基腳寬度條件

圖 5. 11(a)為基腳置於 20 度邊坡之退縮距離為 $1B$ 條件下模型承載曲線關係圖，其中圖 5. 11(b)~(d)為各承載階段之試體照片。

於應力調整階段，其承載曲線與試體狀態如同水平地表條件者。

於直線階段中，基腳邊緣處因應力集中現象而產生初始裂縫，且隨基腳沉陷量漸增而生長。其中，邊坡側初始裂縫隨承載荷重增加而伸長情形略較水平側明顯。

於非線性階段中，初始裂縫生長漸趨明顯且較線性段時發展快速。基腳邊緣處產生新裂縫，基腳下方網格有向下之塑性變形，此階段之基礎勁度隨沉陷量增加而快速遞減。其中，邊坡側初始裂縫隨承載荷重增加而擴展快速，並開始轉向水平發展，但水平側裂縫隨基礎承載荷重增加而生長至一定長度後即無明顯擴展。當基礎接近極限破壞時，可觀察到基腳下方網格開始明顯產生塑性變形。

於極限破壞狀態中，邊坡側初始裂縫發展延伸至邊坡面時形成滑動面且產生基礎被動區，當被動區被推擠滑動時導致基腳下方失去邊坡面之被動支撐，基礎即失去承載能力。基腳下方網格形成倒三角形

狀之主動區，網格略呈朝向邊坡側之塑性變形，主動區之材料顆粒有被壓碎而呈現緻密的現象。主動區與邊坡側滑動面之區域有 1~2 條明顯的裂縫，且此區域網格無明顯變形。

6. 20 度邊坡且退縮距離為 2.5 倍基腳寬度條件

圖 5. 12(a)為基腳置於 20 度邊坡且退縮距離為 1B 條件下承載曲線關係圖，其中圖 5. 12(b)~(d)為各承載階段之試體照片。

承載曲線於應力調整階段中呈現一小段向上凹的現象，是故基礎隨基腳逐漸與基礎完成接觸進而導致基礎勁度漸次提高。於此階段中，未發現基礎表面有網格的變形或裂縫的產生。

於直線階段中，如同水平地表條件者基腳兩側因應力集中產生初始裂縫，隨承載荷重增加而使得裂縫持續生長且約略對稱發展。

於非線性階段中，初始裂縫生長漸趨明顯且較線性段時發展快速。此階段中，基腳邊緣處產生多處新裂縫，基腳下方網格開始有明顯之向下塑性變形現象，此基礎勁度隨沉陷量增加而快速遞減。其中，邊坡側初始裂縫隨承載荷重增加開始擴展快速，並且開始轉向水平發展，而水平側裂縫略較退縮 1B 條件者生長快速。基礎接近極限破壞時，基腳下方產生向下塑性變形之速度增快。

於極限破壞狀態中，邊坡側初始裂縫發展延伸至邊坡面時形成滑動面並且產生基礎被動區，當被動區被推擠滑動時導致基腳下方失去

邊坡面之被動支撐，基礎失去承載能力。此階段可觀察水平側裂縫發展明顯，但裂縫未轉折延伸至地表面形成滑動面。基腳下方網格形成倒三角形狀之主動區，與退縮 $1B$ 條件者相比無朝向邊坡側之塑性變形的情形，主動區之材料顆粒有被壓碎而呈現緻密的現象。介於主動區與邊坡側滑動面之區域可觀察到 1~2 條明顯的裂縫，而此區網格則無明顯之塑性變形現象。



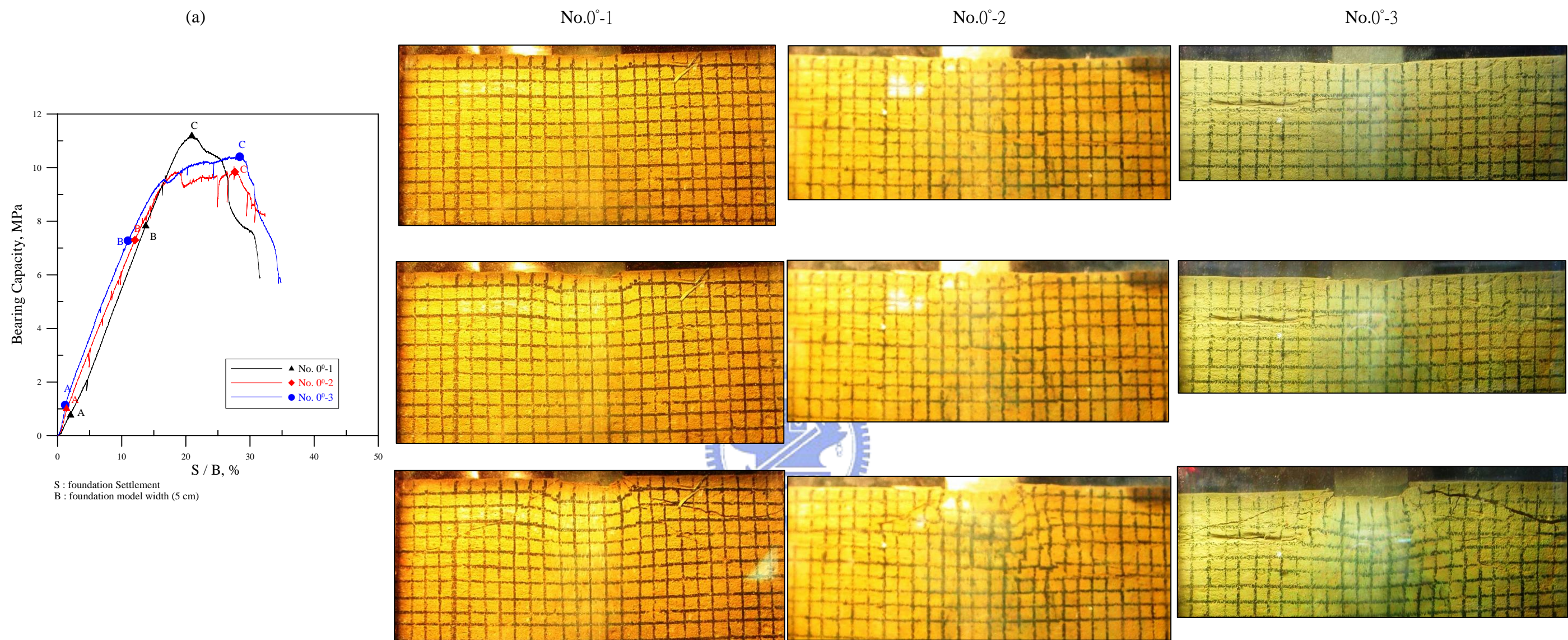


圖 5.7 (a)承載曲線圖及基腳置於水平地表各組漸進式破壞狀態分別對應(b)線性階段初始點 A(c)降伏階段初始點 B(d)極限承載力點 C

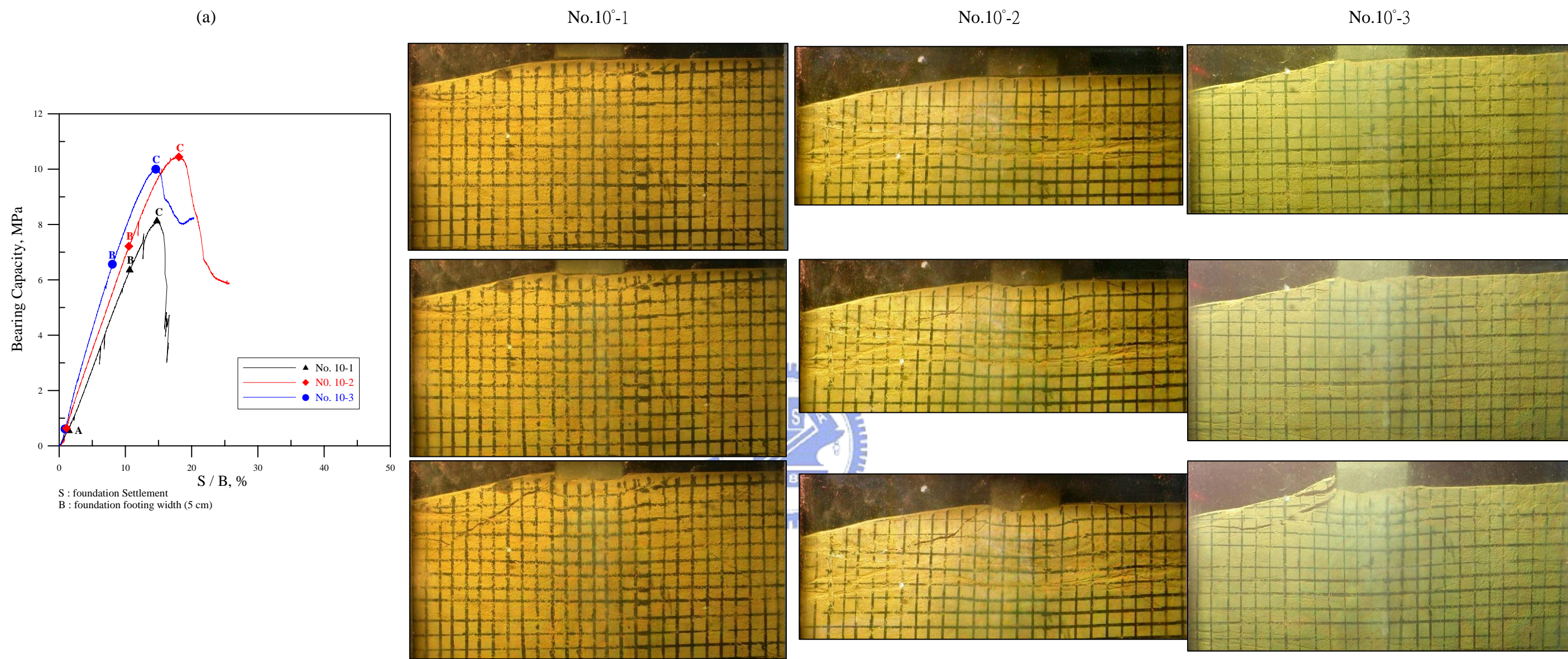


圖 5.8 (a) 承載曲線圖及基腳置於 10 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀態分別對應 (b) 線性階段初始點 A (c) 降伏階段初始點 B (d) 極限承載力點 C

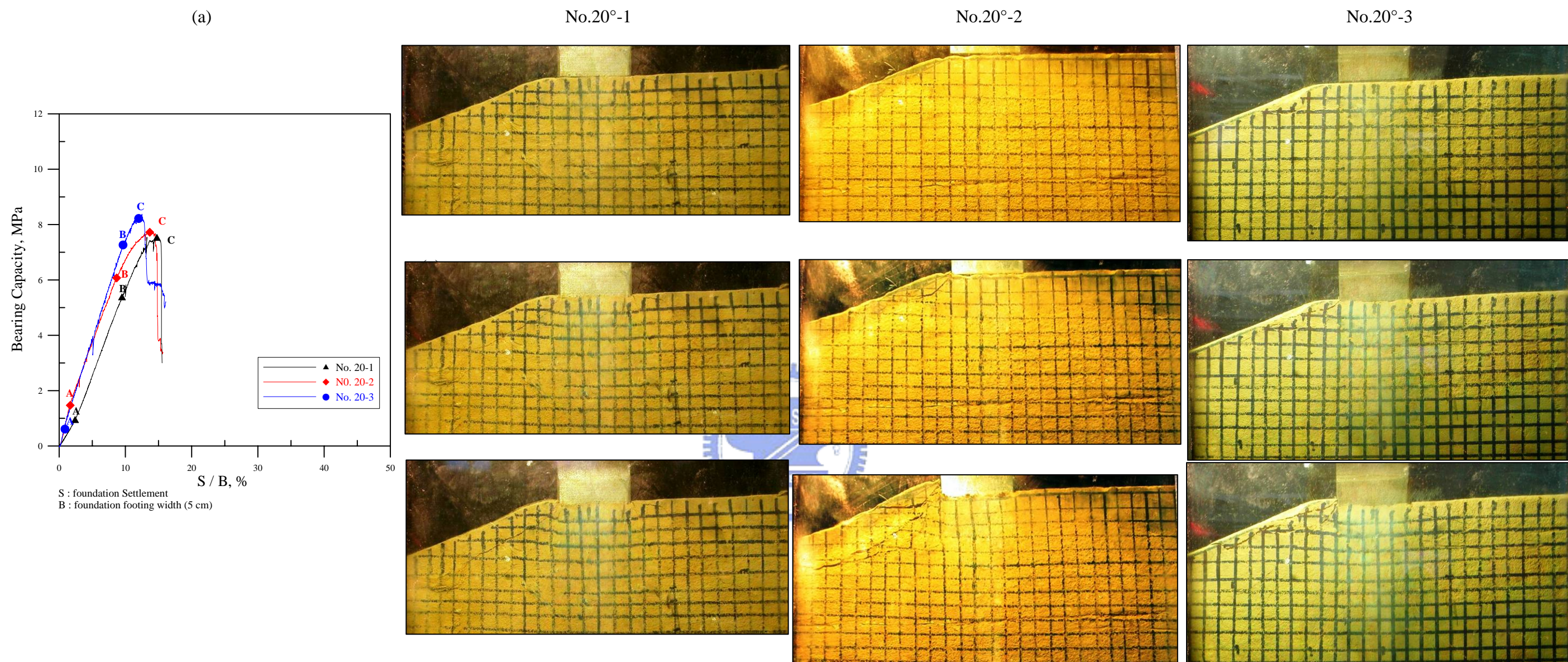


圖 5.9 (a) 承載曲線圖及基腳置於 20 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀態分別對應 (b) 線性階段初始點 A (c) 降伏階段初始點 B (d) 極限承載力點 C

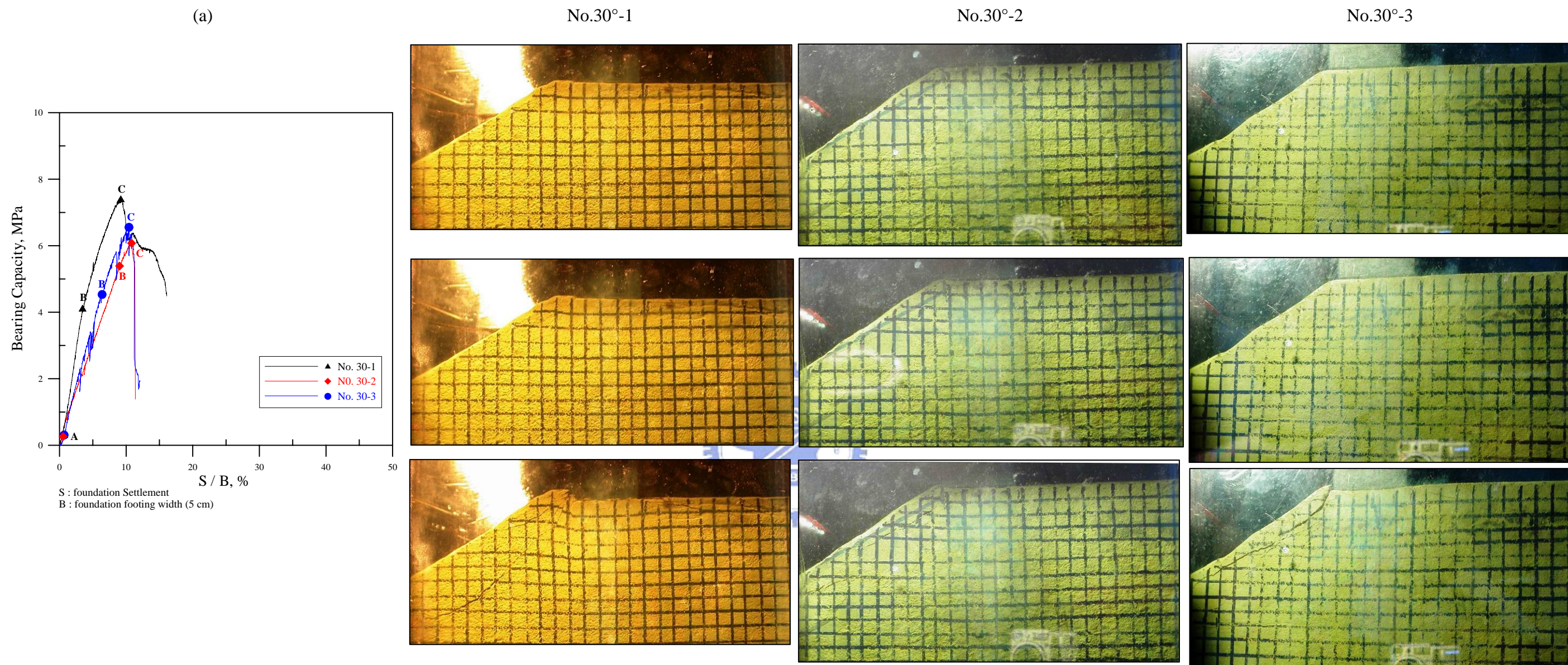


圖 5.10 (a) 承載曲線圖及基腳置於 30 度邊坡坡緣各組漸進式破壞狀態分別對應 (b) 線性階段初始點 A (c) 降伏階段初始點 B (d) 極限承載力點 C

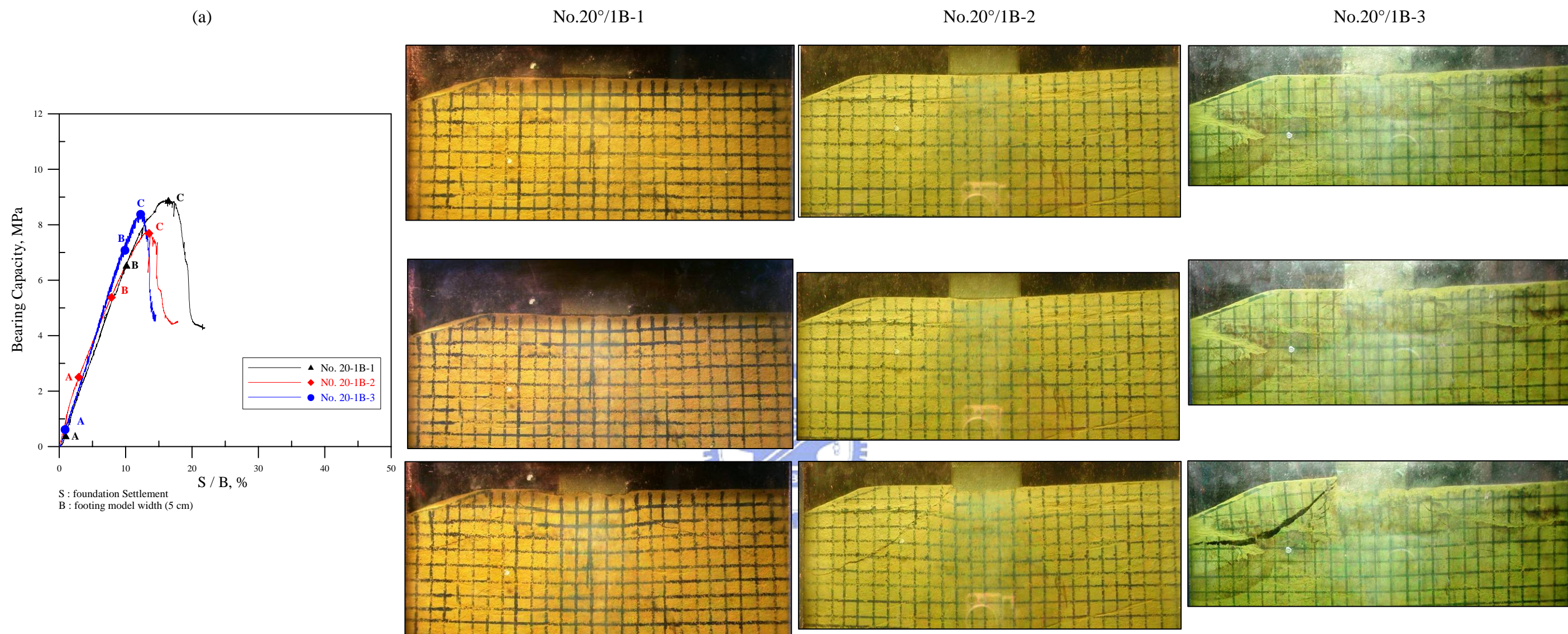


圖 5.11 (a) 承載曲線圖及基腳置於 20 度邊坡且退縮距離為 1B 坡緣各組漸進式破壞狀態分別對應 (b) 線性階段初始點 A (c) 降伏階段初始點 B (d) 極限承載力點 C

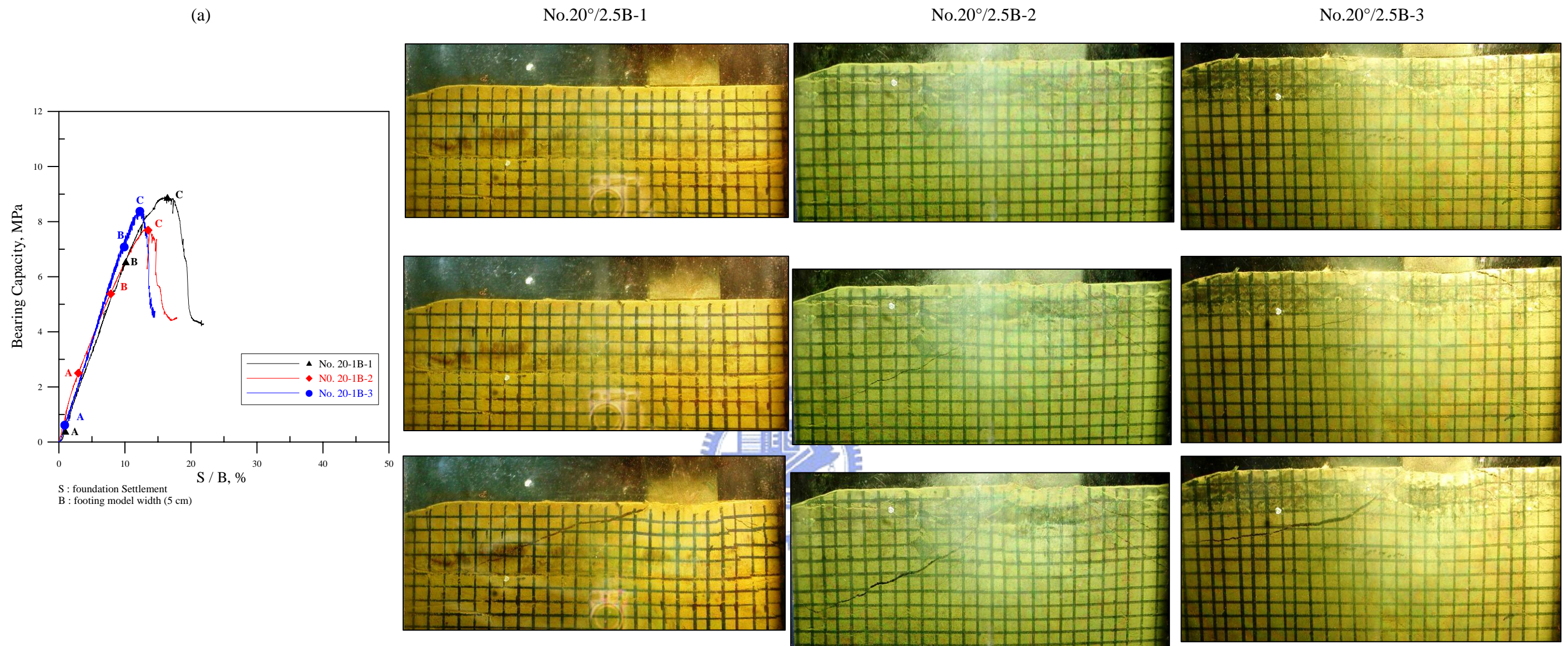


圖 5.12 (a) 承載曲線圖及基腳置於 20 度邊坡且退縮距離為 2.5B 坡緣各組漸進式破壞狀態分別對應 (b) 線性階段初始點 A (c) 降伏階段初始點 B (d) 極限承載力點 C

5.4.4 邊坡坡角對於承載行為與破壞機制之影響

圖 5. 13 為基腳位於水平地表及不同邊坡坡角坡緣，各承載試驗裂縫成長之示意圖。圖中各示意圖由承載試驗過程較為清晰照片所繪出，如基腳置於水平地表基礎以試體 No.0°-1 為代表、基腳置於 10 度邊坡坡緣者以試體 No.10°-1 為代表、基腳置於 20 度邊坡坡緣者以試體 No.20°-2 為代表，及基腳置於 30 度邊坡坡緣者以試體 No.30°-1 為代表。邊坡角度對於膠結不良砂岩淺基礎承載行為影響，依各承載階段說明如下：

於直線階段中，各試驗條件下基礎皆因剛性基腳兩側之承載應力集中而產生初始裂縫。水平地表試驗條件下兩側初始裂縫略為對稱生長，並且在此階段中有新裂縫產生，隨承載荷重增加，10 度邊坡之水平側初始裂縫擴展較 20 及 30 度邊坡者明顯延伸；20 及 30 度邊坡則可明顯觀察到初始裂縫的生長受到邊坡因素影響而著重於邊坡側的發展。

於非線性階段中，水平地表條件者兩側裂縫隨承載荷重增加略為對稱性擴展，而邊坡條件下之裂縫發展皆受到邊坡因素所影響，隨坡角增加裂縫傾向邊坡側發展之趨勢更為明顯。水平側裂縫的發展，10 度邊坡較 20 與 30 度邊坡明顯。在此階段中後期，水平地表條件下兩側之初始裂縫受到主動區傳遞承載荷重推擠漸進開始轉折朝地表面

方向發展，而邊坡條件下因缺少邊坡側之側向支撐，基礎破壞朝向邊坡側發展，因此水平側裂縫隨坡角增大而受到主動區推擠力量減少，初始裂縫並無產生轉折甚至減少伸長能量，如 30 度邊坡之水平側裂縫無明顯生長。基腳下方網格變形也如同上述發展趨勢，隨坡角增大其變形開始朝向邊坡側發展現象亦愈趨明顯。

於極限破壞狀態中，水平地表條件下兩側初始裂縫對稱形成破壞滑動面而造成基礎承載破壞，但邊坡試驗條件者則僅於邊坡側產生被動區滑動破壞。如圖 5. 13 顯示，直線段因基腳應力集中產生之初始裂縫“A”，於水平地表、10 度及 20 度邊坡其裂縫“A”皆於此階段形成破壞滑動面而產生基礎被動區，且受主動區傳遞之承載荷重推擠而滑動。30 度邊坡之初始裂縫“A”延伸至坡面形成一小塊滑動體，隨後於非線性階段產生的裂縫“B”伸展至坡面上形成破壞滑動面，隨者主動區傳遞承載荷重增加而推擠滑動破壞。主動區網格變形由原本水平地表條件下類似倒正三角形狀，隨坡角增大其漸變為傾向坡面之斜倒三角形狀。基礎破壞歷程亦隨坡角增大，而顯得相對減少。

為進一步瞭解基礎破壞模態，本研究以 FLAC_SLOPE 假設膠結不良砂岩為符合 Mohr-Coulomb 彈塑性材料以進行一系列數值分析。數值分析結果(圖 5. 14)顯示，當邊坡坡緣受載時造成邊坡滑動極限破壞時(即邊坡穩定分析安全因數=1)之極限承載荷重依各模擬條件

為：(1)10 度邊坡為 70MPa、(2)20 度邊坡為 46.5Mpa 及(3)30 度邊坡為 39MPa，其數值模擬計算出之極限承載荷重皆遠高於試驗所得之極限承載值，此結果可得知本邊坡淺基礎承載試驗為基礎承載破壞而非邊坡滑動破壞。另外，圖中顯示 10 及 20 度邊坡試驗條件下基礎破壞模式相近且為深層破壞，而 30 度條件者明顯與其它試驗條件結果不同，呈現相對為淺層滑動破壞。

由上述模型承載試驗及數值模擬分析結果可觀察到坡角對承載行為的影響，且本研究之 30 度邊坡之承載行為較不同於其它試驗條件者。



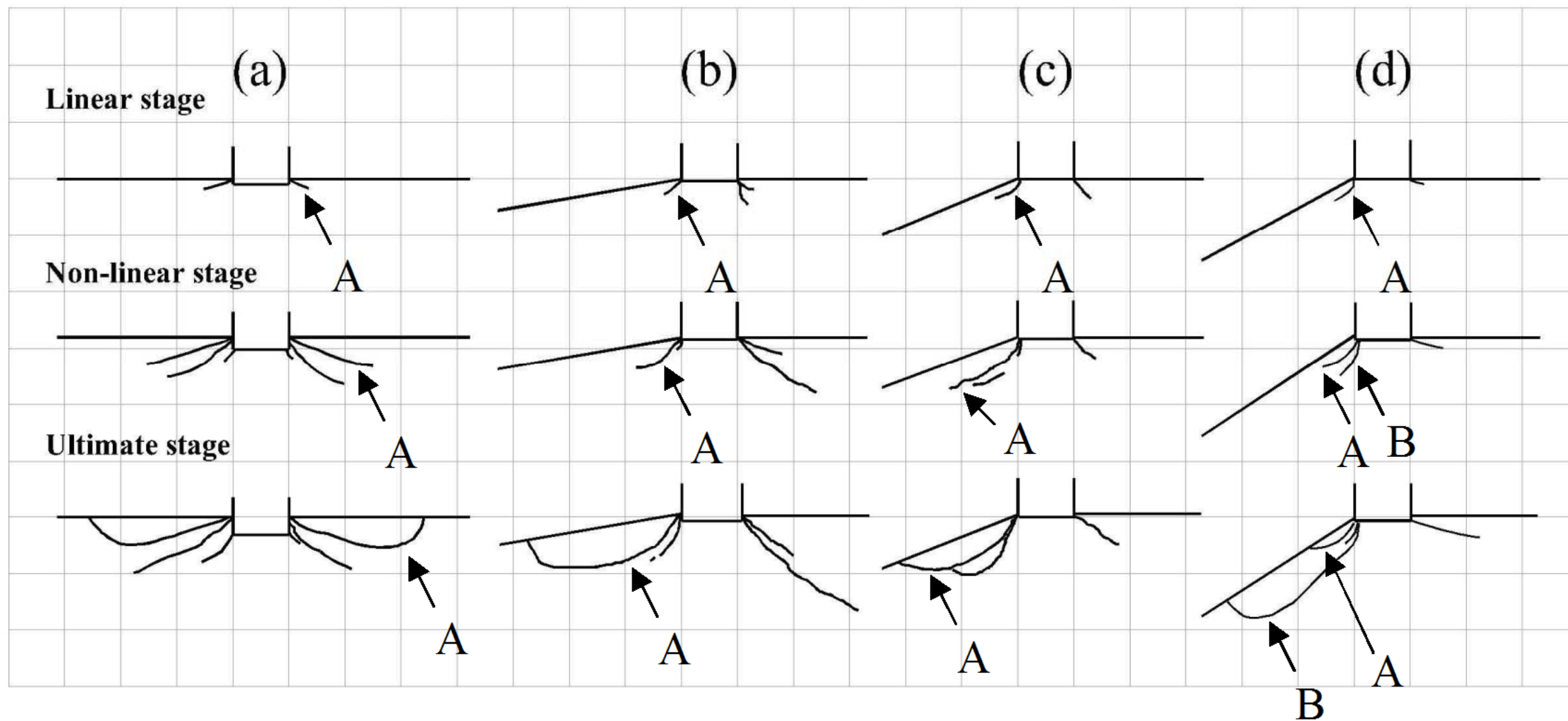


圖 5.13 各承載階段之基礎狀態示意圖，基腳分別置於(a)水平地表 (b)10°邊坡坡緣 (c)20°邊坡坡緣 (d) 30°邊坡坡緣

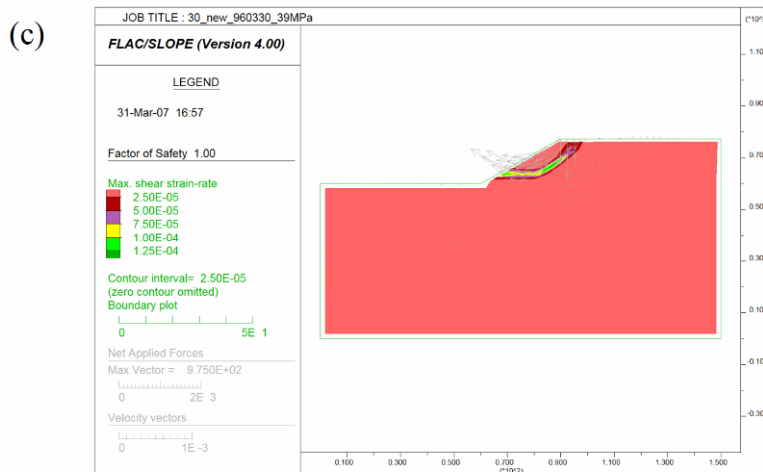
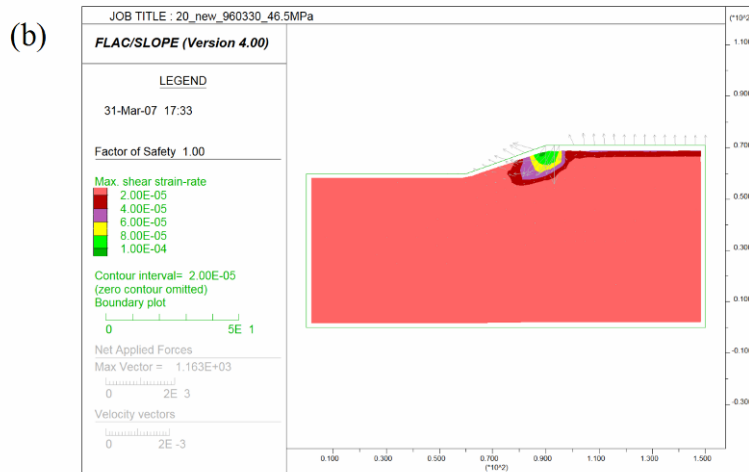


圖 5.14 基礎發生邊坡滑動破壞狀態(a) 10°邊坡坡緣 (b) 20°邊坡坡緣(c) 30°邊坡坡緣

5.4.5 退縮距離對於承載行為與破壞機制之影響

圖 5.15 顯示不同退縮距離(20 度邊坡)，各承載階段之裂縫狀態。圖中各示意圖由承載試驗過程較為清晰照片所繪出，如基腳置於水平地表試驗條件以試體 No.0°-1 為代表、基腳置於 20 度邊坡 1 倍基腳寬度退縮距離者以試體 No.20°/1B-2 為代表及於 20 度邊坡 2.5 倍基腳寬度退縮距離者以試體 No.20°/2.5B-3 為代表。退縮距離對於膠結不良砂岩淺基礎承載行為影響，依各承載階段說明如下：

於直線階段中，各試驗條件下皆因剛性基腳邊緣應力集中而產生初始裂縫。水平地表試驗條件下兩側之初始裂縫略為對稱發展，並在此階段有新裂縫產生，隨承載荷重增加於 20 度邊坡之水平側初始裂縫擴展程度較小於退縮距離條件者，且隨退縮距離增加水平側產生微裂縫數量增多。

非線性階段中，初始裂縫隨承載荷重增加而擴展並有新的裂縫產生，其中主動區網格隨退縮距離減少而變形朝向邊坡側之趨勢增加。

於極限破壞狀態中，如圖 5.15 中水平地表條件下之初始裂縫“A”對稱性發展形成破壞滑動面，而其它條件下只有邊坡側的初始裂縫“A”擴展延伸至邊坡面形成破壞滑動面。初始裂縫“A”隨退縮距離增加形成破壞滑動面之弧長與被動區域也隨之增加，故導致基礎承載能力亦隨之提高且破壞歷程增長。承載試驗結果顯示退縮距離 2.5B 之平

均極限承載力已接近水平地表條件者，但由承載行為觀察，其初始裂縫“A”仍受到邊坡因素所影響而使得基礎破壞模式呈現非對稱性。



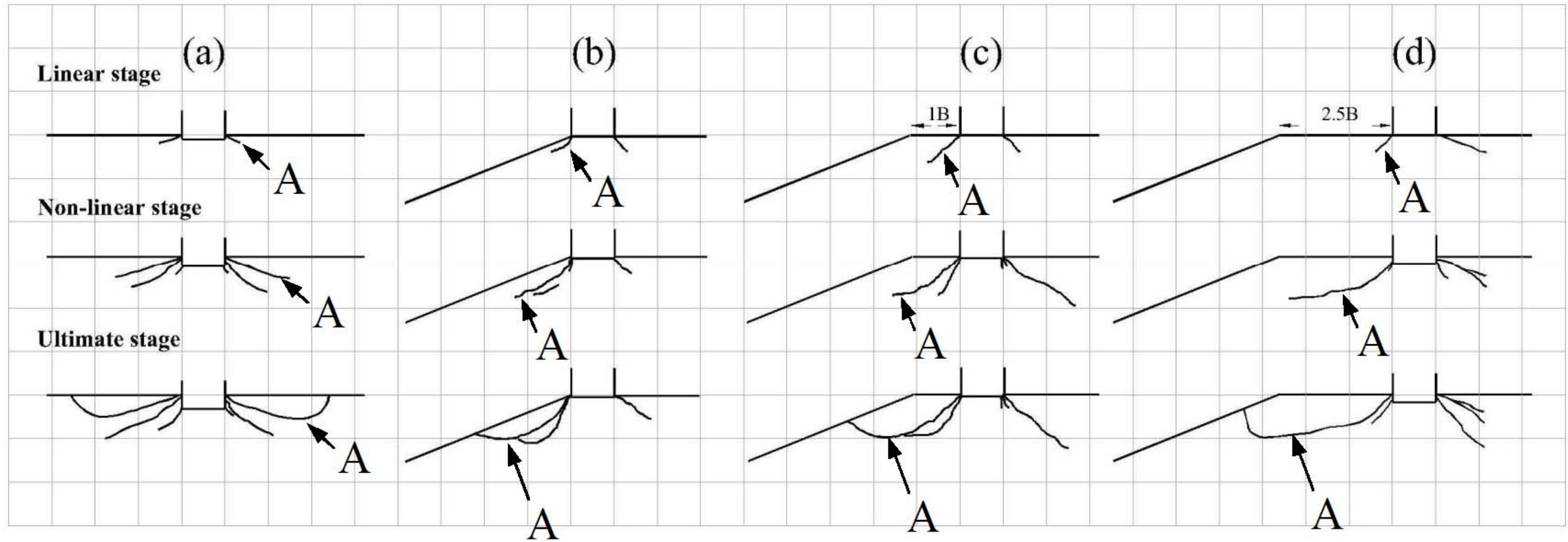


圖 5.15 各承載階段之基礎狀態示意圖，基腳分別置於(a)水平地表 (b)20°邊坡坡緣 (c)20°邊坡 1B 退縮距離(d) 20°邊坡 2.5B 退縮距離

5.4.6 淺基礎承載破壞機制

圖 5. 16 為各試驗條件下基礎破壞模式及代表性之極限破壞照片，膠結不良砂岩淺基礎破壞模式可分為基底下方主動區(active zone)、靠近地表面之被動區(passive zone)及介於主動區與被動區間的轉折區(transition zone)。



主動區位於基腳正下方位置，約略呈現倒三角形之區域且隨坡角增加與退縮距離減少，愈可明顯觀察此區網格朝邊坡側斜向傾斜變形，即水平地表、坡角 10 度坡緣及 20 度退縮距離 2.5B 條件下近似一倒等腰三角型，而其它試驗條件下漸變為一倒傾斜三角形。主動區域內之基礎材料承受基腳傳遞之垂直荷重，使得此區域之基礎材料有顆粒被壓碎情形，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。由力學角度觀察主動區之最大主應力(σ_1)為垂直應力；最小主應力(σ_3)為水平應力。

被動區靠近地表側，是由初始裂縫(30 度邊坡坡緣條件下為裂縫“B”；其餘試驗條件者為裂縫“A”)於極限狀態時擴展延伸至地表面所形成破壞滑動面。在水平地表條件下則為對稱形成，而於其它試驗條件下僅於邊坡側形成。由試驗結果可觀察，被動區域大小隨坡角減小及退縮距離增大而漸增。於被動區域中的網格並無發現明顯的塑性變形，因此被動區可視為一完整塊體。被動區受到鄰旁塊體傳遞承載荷

重推擠，故於被動區中，最大主應力(σ_1) 平行邊坡面(或水平地表面)方向而垂直邊坡面方向為最小主應力(σ_3)方向。

應力轉折區位於主動區與被動區之間，在水平地表條件下為對稱形成，而於其它試驗條件下僅於邊坡側形成。極限破壞狀態下此區包含 1~3 條明顯的主要裂縫，並將此區域分隔為 2~4 塊塊體，其中靠近裂縫間的網格可發現有明顯的相對位移，塊體區內的網格則無明顯的塑性變形，因此可將應力轉折區視為數個完整塊體的組合。於承載試驗完成後，可觀察此區域內裂縫所形成的破壞面有階梯狀的破壞型態(如照片 5.8 所示)，以及因剪動過程中所產生的表面起伏不定、粗造度大及顆粒變細等特徵，於裂形學定義上可視為剪力裂縫。剪力裂縫為應力轉折區之應力不連續面，將最大主應力(σ_1)方向由主動壓力區的垂直方向漸進轉向至被動區內之平行坡面(或水平面)方向的最大主應力方向。主應力方向旋轉角隨者坡角減小以及退縮距離增加而增大，當基腳位於水平或退縮至無邊坡因素所影響範圍外，主應力旋轉角則為最大(90 度)，如圖 5.17 所示。因此，轉折區之主應力方向旋轉角應為坡角與退縮距離之函數關係。

由一系列膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗結果顯示，膠結不良砂岩之承載行為與破壞機制不同於一般硬岩或土壤基礎，而是兼具類似岩石裂縫發展之破壞滑動面與主動區相似土壤之塑性變形的特

性。回顧第 2.7 節結論得知不同製作試體的材料與方式會影響其承載行為與破壞模式，過去學者以水泥、石膏或高嶺土等人造膠結材製作試體，使其承載行為與破壞機制較偏向硬岩之張力破壞模式。因此，本研究以濕篩後含細粒料水溶液作為天然膠結材製作試體進行模型承載試驗，所得之承載試驗結果應能忠實反應欲模擬目標岩層之真實行為。



此外，具邊坡地表之膠結不良砂岩基礎則因基腳兩側被動壓力支撐的不平衡，而導致各試驗條件下其承載行為與破壞機制的不同，當基腳兩側基礎對稱性愈高則邊坡側與水平側破壞模式也愈趨於相似對稱，因此基礎承載能力也相對提高。

本研究將依據承載試驗結果所觀察到之基礎極限破壞模式，簡化並假設一接近膠結不良砂岩淺基礎真實之極限狀態破壞模式，藉由極限分析法上限解定理推導一適合膠結不良砂岩淺基礎承載力理論公式。

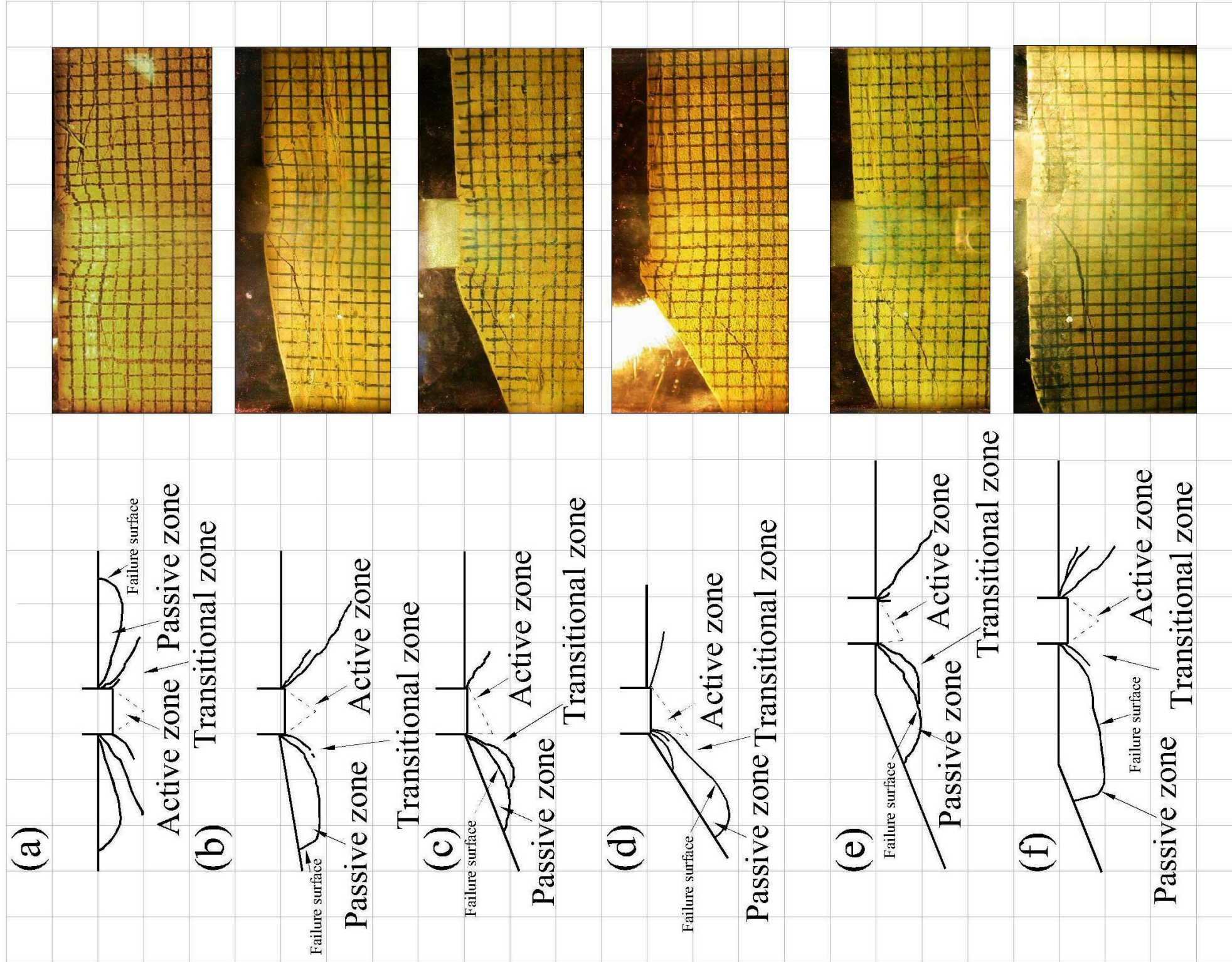
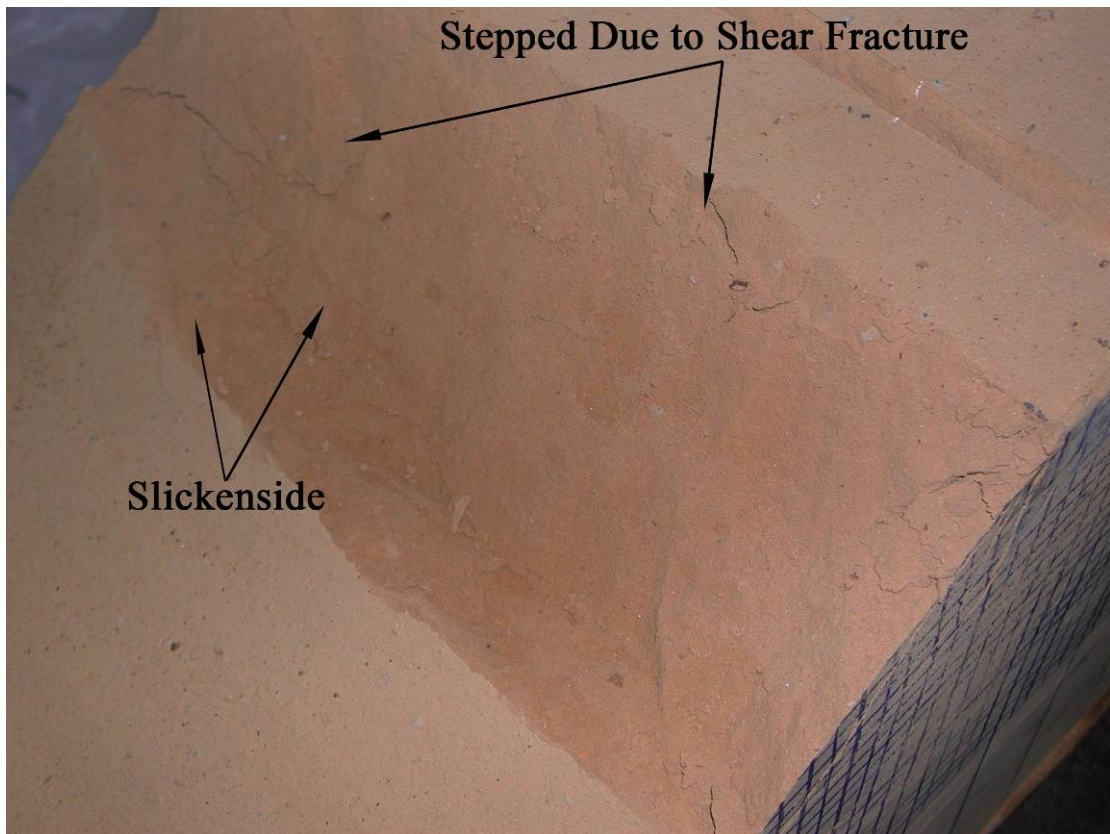


圖 5.16 基礎極限破壞模式及代表性極限破壞照片(a)水平地表 (b)10°/坡緣 (c)20°/坡緣 (d)30°/坡緣 (e)20°/1B 退縮距離 (f) 20°/2.5B 退縮距離



照片 5.8 轉折區之裂縫面照片

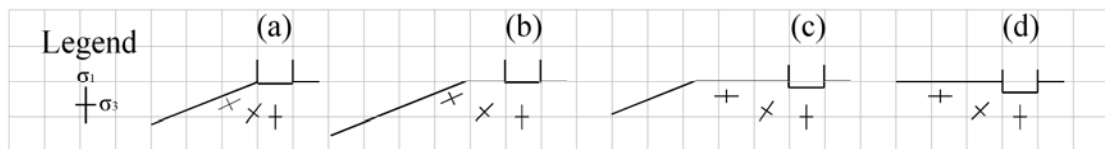


圖 5.17 主應力方向隨退縮距離增加而旋轉角度示意圖

第六章 膠結不良砂岩淺基礎理論極限承載力

由第五章模型承載試驗結果可知膠結不良砂岩淺基礎承載行為與破壞機制，不同於一般硬岩或土壤之基礎材料，顯現兼具裂縫生長與塑性變形的特性，不宜逕由土壤或硬岩之單方面角度建立理論模型，因此既有之承載力理論分析方法未必適用。本研究因此採用極限分析法之上限定理觀念，經由模型承載試驗所觀察的基礎極限破壞模態，建立適合膠結不良砂岩淺基礎破壞機制以提出理論承載力分析法，進而與模型試驗結果相互比較驗證，以評估分析模式之適用性。

6.1 模型承載試驗結果與各承載理論分析比較

目前國內外有關土壤及岩石基礎承載力研究成果豐富，尤其是土壤基礎材料方面，但是膠結不良砂岩層屬於土壤與岩石間過渡性大地材料，是否可藉由已有的分析理論加以應用，則需進一步與模型試驗結果相互探討驗證。

表 6. 1 為水平基礎條件下試驗結果平均值與各理論分析法所計算出極限承載力比較分析表，其中代入各理論承載公式之基礎參數為水平地表條件下各試體參數總平均值，如表 6. 2 所列值。比較結果顯示，土壤承載力理論分析所計算的結果均遠大於試驗結果，探究原因為假設土壤基礎轉折區為全面塑性變形且由對數螺旋線所構成，此假

設與模型試驗觀察結果不同，故使其理論分析明顯高估膠結不良砂岩之極限承載能力；對於岩石基礎承載力理論分析而言，相較於土壤承載力理論所預測之極限承載力值，較為接近模型試驗結果。但，岩石基礎承載力理論大多假設為張力或單軸壓縮破壞模式，明顯與模型試驗觀察軟砂岩破壞模態不同，也導致其計算結果具有相當的誤差。比較結果亦發現極限分析法上限定理卻低估基礎承載力(Chen & Drucker, 1973)，而極限分析法下限定理反而較為高估(Ladanyi, 1968；Goodman, 1989)。

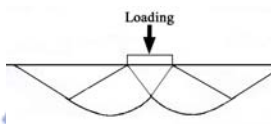

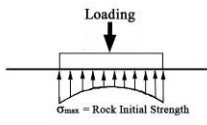
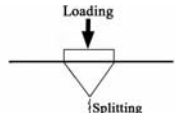
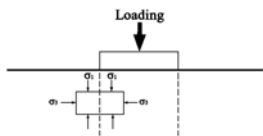
表 6.3 為邊坡基礎模型試驗之極限承載力平均值，與各理論分析所計算出極限承載力比較分析表，其中代入理論分析的參數為邊坡條件下試體參數總平均值，如表 6.4 所列。第二章文獻回顧中討論了相關土壤邊坡基礎承載力之理論分析，其中 Meyerhof(1957)、kusakabe(1981)、Gemperlin(1988) 與 Saran(1989)等原始文獻所提出之設計圖表皆只適用摩擦角 40° 以內，無法適用本研究高摩擦角的基礎材料，故無法與本研究試驗結果進行比較。表中顯示 Hansen(1970) 及 Chen(1975)所估算理論承載力遠大於模型承載試驗結果，探究原因如同水平地表土壤基礎之理論分析法，乃因為其假設轉折區為全面剪力破壞機制產生整體塑性變形並且由對數螺旋線所構成，因此明顯高估膠結不良砂岩承載能力，類似此假設破壞機制的理論分析尚有

Meyerhof(1957)、Kusakabe(1981)、Bowles(1996)及 Saran(1989)等。Graham(1988)提出針對非凝聚性粒狀土壤之基礎承载力分析法，但只考慮基礎單位重貢獻的承载能力而忽略顆粒間凝聚力作用貢獻，因此會明顯低估膠結不良砂岩理論承载力。針對非凝聚性土壤承载力理論分析方法尚有 Gemperline(1988)等；岩石邊坡基礎承载力理論分析而言，美國海軍總部手冊(NAVFAC DM-7.2)所提出之分析法低估膠結不良砂岩之極限承载力，顯示其配合邊坡穩定數 N_0 之分析法恐不適用於穩定邊坡基礎破壞模式。Serrano & Olalla (1994)所提出岩體承载力理論分析方法中假設材料力學行為符合 Hoek-Brown 破壞準則，為推估人造試體相關 Hoek-Brown 準則強度參數 m 與 s ，依 Hoek 與 Brown 於 1997 年所建議方法以三軸試驗結果反算岩體材料參數，所得參數為 $m=24$ 及 $s=1$ 。表中顯示 Serrano & Olalla (1994)理論承载力高估模型承载試驗結果，探討其高估原因亦應為膠結不良砂岩材料較不適用 Hoek-Brown 破壞準則以及應用滑動線法所得基礎的破壞區形狀亦不同於試驗結果，此外類似應用滑動線分析法尚有葉贊育(1993)等。

由上述模型承载試驗與各理論分析法比較分析結果顯示，若假設之破壞模式與基礎真實的破壞模式不同，則難以得到正確之理論承载力。唯有假設破壞模式能貼近真實基礎的破壞模式，方可預測出較為正確之理論基礎承载力。因此，本研究將由模型承载試驗所觀

察之結果，提出一適合膠結不良砂岩淺基礎之破壞模式，利用極限法上限定理推導膠結不良砂岩淺基礎極限承載力分析方法。

表 6.1 水平地表條件下模型試驗結果與各理論分析比較結果

Theories of bearing capacity	Calculated bearing capacity (MPa)	Difference ratio *	Assumed failure mechanism	Method of analysis	Required strength parameters
Theories commonly used for foundation on soil					
Prandtl (1920)	69.50	664%			c, ϕ
Terzaghi (1943)	89.76	858%		Limit equilibrium method	γ, c, ϕ
Meyerhof (1951)	69.68	666%			γ, c, ϕ
Theories commonly used for foundation on rock					
Ladanyi & Nguyen (1966)	5.86	56%		Incipient Failure Methods	σ_c
Chen & Drucker (1973)	4.54	43%		Upper bound limit analysis	σ_c, σ_t, ϕ
Ladanyi (1968)	8.58	82%		Lower bound limit analysis	$\sigma_c, \sigma_t,$
Goodman (1989)	18.44	176%		σ_c, ϕ	

* Difference ratio =(calculated value / average experimental value)*100%

表 6.2 理論承載力分析採用之基礎材料參數(水平基礎)

材料參數	基腳寬度 B (m)	單位重 γ (kN/m ³)	凝聚力 c (kN/m ²)	摩擦角 ϕ (°)	單壓強度 σ_c (MPa)	張力強度 σ_t (MPa)
平均數值	0.05	21.8	560	45	2.6	0.2

表 6.3 邊坡地表條件下承載模型試驗結果與各理論分析比較結果

Slope condition	Hansen (1970)	Chen (1975)	Graham (1988)	NAVFAC DM-7.2 (1982)	Serraon & Olalla (1994)
Method of analysis	Limit equilibrium method	Limit analysis	Characteristics method	Limit analysis	Characteristics method
Required strength parameters	γ, c, ϕ	γ, c, ϕ	γ, ϕ	γ, c, ϕ	σ_c, RMR, m, s
Calculated q_u for 10° & slope crest (MPa)	57.1 (599%)	57.2 (600%)	0.2 (2%)	2.8 (29%)	34.77 (365%)
Calculated q_u for 20° & slope crest (MPa)	34.1 (436%)	39.2 (501%)	0.1 (1%)	2.31 (28%)	--
Calculated q_u for 30° & slope crest (MPa)	15.0 (255%)	26.8 (402%)	0.05 (0.8%)	2.24 (33%)	--
Calculated q_u for 20° & setback distance 1B (MPa)	--	--	0.2 (2%)	--	--
Calculated q_u for 20° & setback distance 2.5B (MPa)	--	--	0.24 (2%)	--	--

* Difference ratio =(calculated value / average experimental value)*100%

表 6.4 理論承載力分析採用之基礎材料參數(邊坡基礎)

材料參數	基腳寬度 B (m)	基礎單位重 γ (kN/m^3)	凝聚力 c (kN/m^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	單壓強度 σ_c (MPa)
平均數值	0.05	25.7	470	46	2.2

6.2 假設破壞模式與動態容許速度場

極限分析法為依據塑性理論發展而來，依其所滿足的條件不同，可分為上限解和下限解。一般而言，真實解應介於上限解與下限解間，而所假設變形模態(動態容許速度場)或是應力分佈狀態則影響理論解之精確度。假設狀態與真實情況愈接近，則所求得之理論解愈接近真實解。本章根據第五章模型承載試驗觀察結果，膠結不良砂岩淺基礎簡化之破壞機制與變形模態假設如圖 6.1 所示。根據所觀察到膠結不良砂岩淺基礎破壞機制歸類為 Michalowski(1997)與 Soubra(1999)所提出多重塊體傳遞破壞機制(multi-block translation mechanism)的一種，多重塊體傳遞破壞機制是假設基礎由數條速度不連續面所分割的三角形塊體所組成，當基礎到達極限破壞時沿者塊體與塊體間或是塊體底部之接觸面產生塑性流動。

膠結不良砂岩淺基礎極限承載力(q_u)是由邊坡側基礎承載力(q_s)及水平側基礎承載力(q_L)之總和，邊坡側基礎為圖 6.1(a)中基腳中心線($\overline{xx'}$)之左側實線部分；水平側基礎即為基腳中心線右側虛線部分。

假設之破壞模態包含位於主動區 Δabc 、分別接近邊坡側及地表側之被動區 $afgh$ 及 Δbkl ，以及介於主動區與被動區間的轉折區 $acdef$ 與 $bcijk$ 。

各區域假設條件如下詳述：

1. 主動區：位於基腳正下方倒三角狀塊體 Δabc ，主動區將基腳承載荷重傳遞至鄰旁塊體，是為 Rankine 主動應力區。假設主動區 Δabc 中之 ξ 角為 $\xi = \angle bac = \angle abc = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ ，其中 ϕ 為基礎材料的摩擦角。

2. 被動區：位於地表面與破壞滑動面之間的塊體，在基腳之邊坡側與水平側分別 $afgh$ 為 Δbkl ，根據試驗觀察結果顯示，於極限破壞狀態下此被動區塊體受到鄰旁塊體推擠而移動，故為 Rankine 被動壓力區。假設被動區 $afgh$ 及 Δbkl 中， η 角為 $\eta = \angle haf = \angle lbk = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ ； L_c 定義為水平側被動區地表邊界，如圖 6.2 中之 \bar{bl} 。由破壞機制顯示邊坡側被動區面積會隨者基腳的退縮距離增加而漸增，因此假設當基腳退縮距離達 L_c 以上時基礎不受邊坡因素所影響，即是為地表水平基礎，見圖 6.2 所示。

3. 轉折區：此區域位於主動區與各被動區之間，由試驗觀察結果轉折區包含 1~3 條明顯的主要裂縫並分隔為 2~4 塊塊體。在本研究提出的破壞機制中，假設轉折區塊體為由 2 條速度

不連續面所分割 3 個三角形塊體所組成，邊坡側轉折區 $acdef$ 為 Δacd 、 Δade 與 Δaef 組成；水平側轉折區 $bcijk$ 由 Δbci 、 Δbij 與 Δbjk 組成。水平側之轉折區將主動區最大主應力垂直方向藉由不連續面旋轉至被動區水平方向，因此在其轉折區之 $\angle cbk$ 角度為 90° ，故轉折區各三角形塊體均分其角度為 $\angle cbi = \angle ibj = \angle jbk = \frac{\angle cbk}{3} = \frac{\theta}{3} = 30^\circ$ ；由模型承載試驗觀察結果可假設邊坡側轉折區將最大主應力方向旋轉角度：(1) 基腳退縮距離達 L_c 以上時，如同地表條件下轉折區旋轉角度即 $\angle caf = \theta = \pi - \xi - \eta = 90^\circ$ ；(2) 當基腳置於邊坡坡緣處，邊轉折區將主動區最大主應力垂直方向透過速度不連續面傳遞旋轉至被動區平行邊坡地表方向 ($\angle caf$ 為 $\theta = \pi - \xi - \eta - \alpha = 90^\circ - \alpha$ ， α 為邊坡坡角)；(3) 基腳退縮距離為 L_c 以下時，轉折區將最大主應力方向旋轉角度為 $\angle caf = \theta' = \pi - \xi - \eta - \alpha' = 90^\circ - (1-n)\alpha$ ，其中 α' 為即隨基腳退縮距離變化時假想被動區之最大主應力方向與水平面的夾角(如圖 6. 3 所示)，且 $\alpha' = (1-n)\alpha$ ， α 為實際邊坡坡角；變化參數 n 定義為 $n = \left[1 - \left(\frac{L_c - \beta B}{L_c} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}}$ ，其中 m 定義為趨近參數， β 為退縮參數， B 為基腳寬度。邊坡側轉折區各三角形塊體均分其角度為 $\angle cad = \angle dac = \angle caf = \frac{\angle caf}{3} = \frac{\theta'}{3}$ 。

圖 6. 1(b)顯示假設破壞模式之動態容許速度場(kinematically

admissible velocity), 塊體與塊體不連續面間之向量速度可藉由破壞模式之幾何關係推求速矢端線(velocity hodographs)(詳見圖 6. 4), 並且將所有速度向量轉換為 V_0 的函數。於速度場中可分為邊坡側與水平側基礎, 假設主動區 Δabc 與基腳為相同位移速度 V_0 , 其速度方向為垂直向下。主動區 Δabc 向下位移並推擠鄰旁轉折區 $acdef$ 與被動區 $afgh$, 並產生相對位移速度, 水平側基礎速度場如同前述假設。各速度不連續面間之速度向量假設材料遵循非諧和塑性流條件(non-associated plastic flow), 塊體底部速度向量 V_i 與塊體與塊體間相對速度向量 $V_{i,i+1}$, 相對於速度不連續面夾一膨脹角(ψ)。

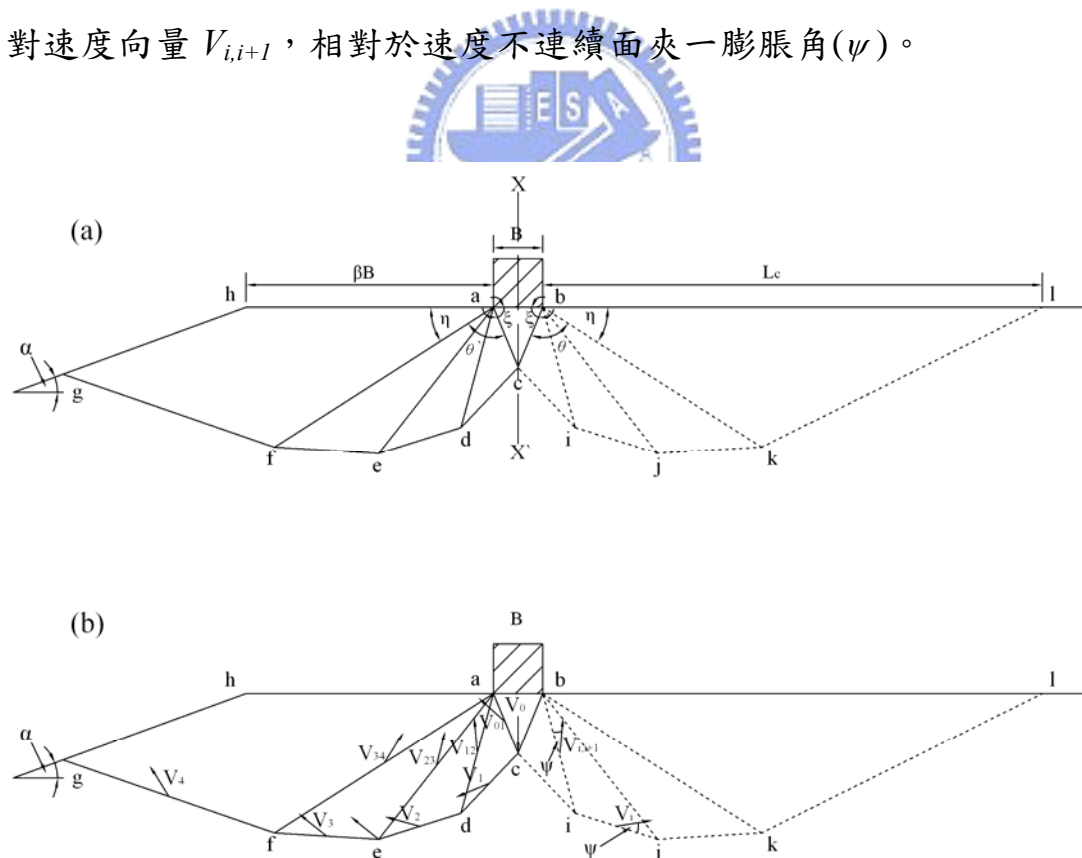


圖 6.1 膠結不良砂岩淺基礎假設(a)破壞模式(b)速度場

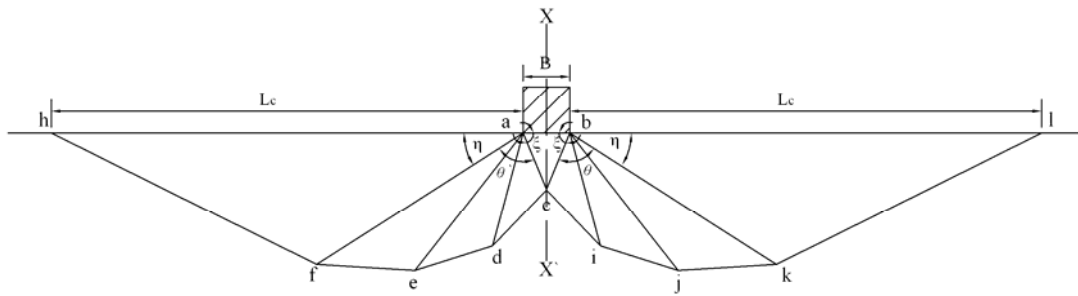


圖 6.2 膠結不良砂岩水平地表基礎假設破壞模式

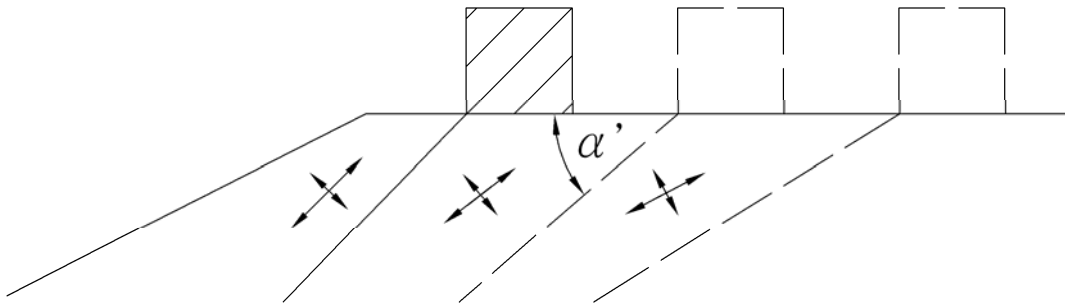


圖 6.3 假想被動區最大主應力方向隨基腳退縮距離變化示意圖

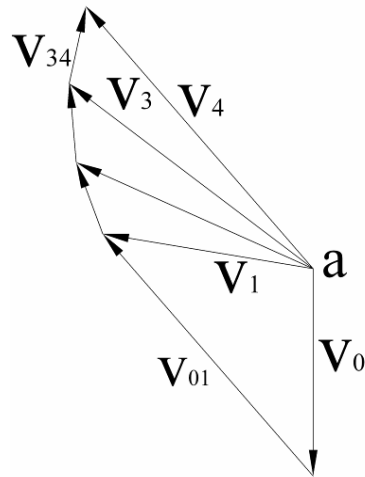


圖 6.4 假設破壞機制之速矢端線(velocity hodographs)

6.3 膠結不良砂岩淺基礎承載力理論公式

極限法上限解定理為滿足動態容許速度場條件，假設符合變形相容條件之破壞模式，利用功能平衡原理，即基礎為極限破壞時之承載荷重外力對此破壞機構所作之功等於基礎破壞產生之內能消散，推求出基礎極限承載力。

6.3.1 基本假設

膠結不良砂岩淺基礎上限解承載力公式假設條件如下：

- (a) 基礎為均質且均向之大地材料。
- (b) 基腳為一剛性材料。
- (c) 基腳與基礎接觸面間無任何滑動。
- (d) 基礎材料之力學行為符合莫爾-庫倫破壞準則
(Mohr-Coulomb criterion)。
- (e) 基礎材料遵循非諧和塑性流動法則(non-associated plastic flow)。
- (f) 基礎破壞機制處於平面應變狀態。

6.3.2 推導過程

1. 速度向量推導：

圖 6.5 為主動區 Δabc 之速度場及速矢端線圖，藉由楔形體 Δabc 中

三角函數關係以推求 V_1 與 V_{o1} 之 V_o 函數關係式(Eq. 6.1)。

主動區 Δabc 各速度向量：

$$V_1 = V_o \cdot \frac{\cos(\xi - \psi)}{\cos \psi} \quad \text{and} \quad V_{o1} = V_o \cdot \frac{\sin \xi}{\cos \psi}. \quad \text{Eq. 6.1}$$

圖 6. 6(a)為轉折區 $acdef$ 與被動區 $afgh$ 之速度場，圖 6. 6 (b)顯示第 i 個楔形體與其鄰旁第 $i+1$ 個楔形體之速度場幾何關係，各速度向量可藉由速矢端線圖(圖 6. 6 (c))由其幾何關係進而求得，見 Eq. 6.2。

邊坡側基礎各速度向量：

$$V_{i+1} = V_i \cdot \frac{\cos\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{\cos \psi} \quad \text{and} \quad V_{i,i+1} = V_i \cdot \frac{\sin \frac{\theta'}{3}}{\cos \psi}. \quad \text{Eq. 6.2}$$

水平側基礎各速度向量類似邊坡側者推導過程，其中不同處即為轉折區 $bijk$ 之總夾角 θ 為 90 度，故速度向量如 Eq. 6.3 所示。

水平側基礎各速度向量：

$$V_{i+1} = V_i \cdot \frac{\cos\left(\psi - \frac{\theta}{3}\right)}{\cos \psi} = V_i \cdot \frac{\cos(\psi - 30^\circ)}{\cos \psi} \quad \text{and} \quad V_{i,i+1} = V_i \cdot \frac{\sin \frac{\theta}{3}}{\cos \psi} = V_i \cdot \frac{\sin 30^\circ}{\cos \psi} \quad \text{Eq. 6.3}$$

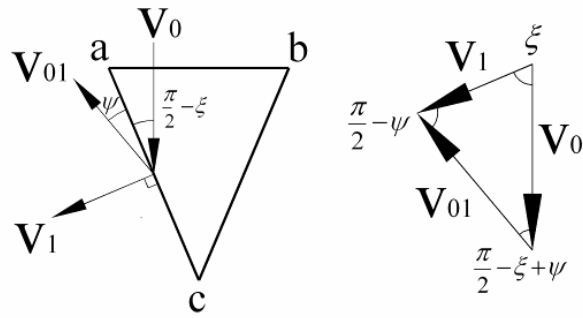


圖 6.5 主動區 Δabc 速度場與速矢端線

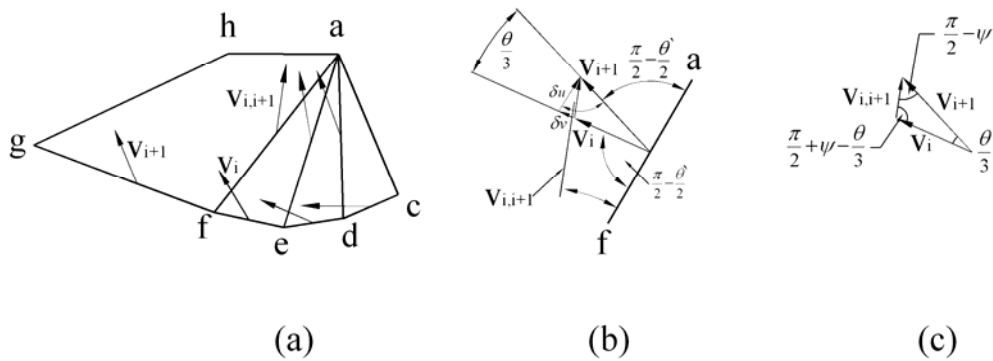


圖 6.6 轉折區與被動區(a)速度場(b)速度場幾何關係圖(c)速矢端線圖

2. 外部作功率推導：

外部作功率包含基礎極限承載荷重與基礎單位重作功率，其中承載荷重作功率為基礎極限承載荷重與主動區 Δabc 垂直位移速度向量之乘積，即公式 6.4 所示；基礎單位重作功率則為各塊體重量與重力方向位移速度向量之乘積，以主動區 Δabc 塊體單位重作功率為例說明如公式 6.5。

基礎極限承載荷重作功率：

$$W_q = q_u \cdot B \cdot V_0 \quad \text{Eq. 6.4}$$

主動區 Δabc 塊體單位重作功率：

$$W_{abc} = \gamma \cdot A_{abc} \cdot (1) \cdot V_0 = \gamma \left(\frac{B^2}{4} \tan \xi \right) (V_0) = \frac{1}{4} \gamma V_0 B^2 \tan \xi \quad \text{Eq. 6.5}$$

其中， A_{abc} 為楔形體 Δabc 面積。

邊坡側各楔形體單位重作功率：

$$W_{acd} = \frac{1}{8} \gamma V_0 B^2 \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \sin\left(\xi - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos^2 \xi \cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} \quad \text{Eq. 6.6}$$

$$W_{ade} = \frac{1}{8} \gamma V_0 B^2 \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos \psi \cos(\xi - \psi) \cos\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \frac{\theta'}{3} - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos^2 \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} \quad \text{Eq. 6.7}$$

$$W_{aef} = \frac{1}{8} \gamma V_0 B^2 \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos^2 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^2\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \frac{2\theta'}{3} - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos^2 \xi \cos^5\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} \quad \text{Eq. 6.8}$$

$$W_{afgh} = \gamma \cdot A_{afgh} \cdot (1) \cdot V_4 \cdot \sin\left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2}\right) \quad \text{Eq. 6.9}$$

$$\begin{aligned} &= \gamma V_0 B^2 \left[\frac{(\sin \eta \cos^3 \psi \cos(\eta + \psi - \alpha) - \cos^4 \psi \sin \alpha) \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2}\right)}{8 \cos^2 \xi \cos^6\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta + \psi - \alpha)} \right. \\ &\quad \left. + \beta \frac{\sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2}\right)}{2 \cos \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta + \psi - \alpha)} - \beta^2 \frac{\sin \alpha \cos(\eta + \psi) \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2}\right)}{2 \cos(\eta + \psi - \alpha) \cos^4 \psi} \right] \end{aligned}$$

若基腳置於邊坡坡緣時，圖 6. 1(a) 之被動區 $afgh$ 則轉變為三角

形楔形體 afg ，其被動區 afg 塊體單位重作功率：

$$W_{afg} = \frac{1}{8} \gamma \mathcal{W}_0 B^2 \frac{\sin \eta \cos^3 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right) \sin \left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos(\eta + \psi) \cos^6 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \quad \text{Eq. 6.10}$$

水平側各楔形體單位重作功率如同上述推導過程，其結果如下：

$$W_{bci} = \frac{1}{8} \gamma \mathcal{W}_0 B^2 \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \sin \left(\xi - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \quad \text{Eq. 6.11}$$

$$W_{bij} = \frac{1}{8} \gamma \mathcal{W}_0 B^2 \frac{\sin 30^\circ \cos \psi \cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 30^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)} \quad \text{Eq. 6.12}$$

$$W_{bjk} = \frac{1}{8} \gamma \mathcal{W}_0 B^2 \frac{\sin 30^\circ \cos^2 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 60^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^5(\psi + 30^\circ)} \quad \text{Eq. 6.13}$$

$$W_{bkl} = \frac{1}{8} \gamma \mathcal{W}_0 B^2 \frac{\sin \eta \cos^3 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^3(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 90^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos(\eta + \psi) \cos^6(\psi + 30^\circ)} \quad \text{Eq. 6.14}$$

3. 內能消散率推導：

內能消散率為假設破壞模式中沿不連續面間摩擦阻抗作功率，其摩擦阻抗作功率為基礎凝聚力與不連續面長 \overline{cd} 之乘積，以主動區 Δabc 中沿 \overline{cd} 摩擦阻抗作功率為例說明如公式 6.15。

主動區中沿 \overline{cd} 摩擦阻抗作功率：

$$W_{cd} = c \cdot r_{cd} \cdot V_1 \cos \psi = c \cdot \left(\frac{B \sin \frac{\theta'}{3}}{2 \cos \xi \cos \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \right) \cdot \left(V_0 \frac{\cos(\xi - \psi)}{\cos \psi} \right) \cdot \cos \psi = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi)}{\cos \xi \cos \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \quad \text{Eq. 6.15}$$

邊坡側沿各不連續面摩擦阻抗作功率：

$$W_{de} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos^2 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)}, \quad W_{ef} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos^2 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)},$$

$$W_{ac} = \frac{1}{2} c V_0 B \tan \xi, \quad W_{ad} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi)}{\cos \xi \cos \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)}, \quad W_{ae} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos^2 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)}$$

$$, \quad W_{af} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos^2 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \quad \text{Eq. 6.16}$$

$$W_{fg} = \frac{1}{2} c V_0 B \left[\frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos(\eta + \psi) \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} - \frac{\cos \psi \sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos^3(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \alpha)} \right.$$

$$\left. - \frac{\cos \psi \sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{2 \cos \xi \cos^3(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \alpha)} + \beta \frac{\sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos(\eta + \psi - \alpha) \cos^3 \psi} \right] \quad \text{Eq. 6.17}$$

若基腳置於邊坡坡緣時，沿不連續面 \overline{fg} 之摩擦阻抗作功率由公式 6.17 更改為公式 6.18：

$$W_{fg} = \frac{1}{2} c V_0 B \frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right)}{\cos \xi \cos(\eta + \psi) \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} \quad \text{Eq. 6.18}$$

水平側沿各不連續面摩擦阻抗做功率：

$$\begin{aligned}
 W_{ci} &= \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi)}{\cos \xi \cos(\psi + 30^\circ)}, \quad W_{ij} = \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ)}{\cos \xi \cos^2(\psi + 30^\circ)}, \\
 W_{jk} &= \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ)}{\cos \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)}, \quad W_{kl} = \frac{1}{2} cV_0 B \left[\frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi) \cos^3(\psi - 30^\circ)}{\cos \xi \cos(\eta + \psi) \cos^3(\psi + 30^\circ)} \right], \\
 W_{bc} &= \frac{1}{2} cV_0 B \tan \xi, \quad W_{bi} = \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi)}{\cos \xi \cos(\psi + 30^\circ)}, \quad W_{bj} = \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ)}{\cos \xi \cos^2(\psi + 30^\circ)}, \\
 W_{bk} &= \frac{1}{2} cV_0 B \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ)}{\cos \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)} \qquad \qquad \qquad \text{Eq. 6.19}
 \end{aligned}$$

4. 對稱性係數推導：

膠結不良砂岩基礎極限承载力(q_u)是由邊坡側基礎承载力(q_s)及水平側基礎承载力(q_L)之總和，邊坡側基礎為圖 6.1 中基腳中心線($\overline{xx'}$)之左側實線部分；水平側基礎即為基腳中心線右側虛線部分，水平側基礎承载力完全發揮時即為水平地表基礎極限承载力之半。

模型承載試驗結果顯示，當坡角愈大或是退縮距離愈小，使得邊坡側基礎阻抗少於水平側基礎阻抗，因而基礎破壞愈傾向於邊坡側，進而導致水平側基礎破壞減少愈趨於完整，即水平側基礎提供之承载力貢獻減少。於極限法上限解定理推導過程中，本研究提出類似 Vesic(1975)所提出之水平側基礎承载力修正因子，定義為對稱性係數 κ 即為邊坡側基礎不連續面總長與水平側基礎不連續面總長的比值。當坡角愈大或是退縮距離愈小時則對稱性係數 κ 愈小，使得基礎水平側基礎承载力貢獻未能完全發揮而是某種程度上的減少。當基腳

退縮距離達 L_c 以上或是水平地表基礎，其對稱性係數即為 1，表示膠結不良砂岩極限承载力(q_u)為兩倍水平側基礎承载力(q_L)，邊坡側基礎承载力(q_S)同等水平側者(q_L)。

對稱性係數(κ)定義為邊坡側與水平側基礎不連續面總長之比值，推導如下：

$$\kappa = \frac{\overline{ac} + \overline{ad} + \overline{ae} + \overline{af} + \overline{cd} + \overline{de} + \overline{ef} + \overline{fg}}{\overline{bc} + \overline{bi} + \overline{bj} + \overline{bk} + \overline{ci} + \overline{ij} + \overline{jk} + \overline{kl}} \quad \text{Eq. 6.20}$$

$$= \frac{1 + \frac{\cos \psi}{\cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos^2 \psi}{\cos^2\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos^3 \psi}{\cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\sin \frac{\theta'}{3}}{\cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos \psi \sin \frac{\theta'}{3}}{\cos^2\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos^3 \psi \sin \frac{\theta'}{3}}{\cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)}}{1 + \frac{\cos \psi}{\cos(\psi + 30^\circ)} + \frac{\cos^2 \psi}{\cos^2(\psi + 30^\circ)} + \frac{\cos^3 \psi}{\cos^3(\psi + 30^\circ)} + \frac{\sin 30^\circ}{\cos(\psi + 30^\circ)} + \frac{\cos \psi \sin 30^\circ}{\cos^2(\psi + 30^\circ)}} + 2\beta \frac{\cos^3 \psi \sin \eta' - \cos^4 \psi \sin \alpha}{\cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta' + \psi) - \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta' + \psi) \cos(\eta' + \psi - \alpha)} + 2\beta \frac{\cos \xi \sin \alpha}{\cos(\eta' + \psi - \alpha)}$$

$$\frac{\cos^3 \psi \sin \eta'}{\cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta' + \psi) - \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta' + \psi) \cos(\eta' + \psi - \alpha)} + 2\beta \frac{\cos \xi \sin \alpha}{\cos(\eta' + \psi - \alpha)}$$

$$\frac{\cos^3 \psi \sin \eta'}{\cos(\psi + \eta) \cos^3(\psi + 30^\circ)}$$

5. 滿足功能平衡原理：

外部作功率為基礎極限承载力、基礎邊坡側與水平側基礎單位重作功率之總和：

$$W_{ET} = W_q + \left(\frac{W_{abc}}{2} + W_{acd} + W_{ade} + W_{aef} + W_{afgh} \right) + \kappa \left(\frac{W_{abc}}{2} + W_{bcd} + W_{bde} + W_{bef} + W_{bfg} \right) \quad \text{Eq. 6.21}$$

內能消散率為沿基礎邊坡側與水平測之不連續面摩擦阻抗做功率之總和，其公式如下：

$$W_{DT} = (W_{cd} + W_{de} + W_{ef} + W_{fg} + W_{ac} + W_{ad} + W_{ae} + W_{af}) + \kappa(W_{ci} + W_{ij} + W_{jk} + W_{kl} + W_{bc} + W_{bi} + W_{bj} + W_{bk}) \quad Eq.6.22$$

應用上限解定理之功能平衡原理，外部作功率等於內能消散率

求得膠結不良砂岩淺基礎承载力公式如下：

$$\because W_{ET} = W_{DT}$$

$$q_u = q_s + \kappa \cdot q_L = \left(cN_{cs} + \frac{\gamma B}{8} N_{\gamma s} \right) + \kappa \left(cN_{cl} + \frac{\gamma B}{8} N_{\gamma l} \right) \quad Eq.6.23$$

其中 N_{cs} 及 $N_{\gamma s}$ 分別為邊坡側凝聚力與基礎單位重承载因子：

$$N_{cs} = \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi)}{2 \cos \xi \cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{2 \cos \xi \cos^2\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \cos^2\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{2 \cos \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{2 \cos \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta + \psi)} + \frac{\cos \psi \sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{2 \cos \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right) \cos(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \alpha)} + \beta \frac{\sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right)}{\cos(\eta + \psi - \alpha) \cos^3 \psi} + \frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \psi) \sin \frac{\theta'}{3}}{2 \cos \xi \cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos(\xi - \psi) \cos\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin \frac{\theta'}{3}}{2 \cos \xi \cos^2\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\cos(\xi - \psi) \cos^2\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin \frac{\theta'}{3}}{2 \cos \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} \quad Eq.6.24$$

$$N_{\gamma s} = \tan \xi + \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos(\xi - \psi) \sin\left(\xi - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos^2 \xi \cos\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)} + \frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos \psi \cos(\xi - \psi) \cos\left(\psi - \frac{\theta'}{3}\right) \sin\left(\xi + \frac{\theta'}{3} - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos^2 \xi \cos^3\left(\psi + \frac{\theta'}{3}\right)}$$

$$\frac{\sin \frac{\theta'}{3} \cos^2 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^2 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right) \sin \left(\xi + \frac{2\theta'}{3} - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^5 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)} + \frac{[\sin \eta \cos^3 \psi \cos(\eta + \psi - \alpha) - \cos^4 \psi \sin \alpha] \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right) \sin \left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^6 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right) \cos(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \alpha)}$$

$$+ \beta \frac{\sin \alpha \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right) \sin \left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2} \right)}{4 \cos \xi \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right) \cos(\eta + \psi - \alpha)} - \beta^2 \frac{\sin \alpha \cos(\eta + \psi) \cos(\xi - \psi) \cos^3 \left(\psi - \frac{\theta'}{3} \right) \sin \left(\xi + \theta' - \frac{\pi}{2} \right)}{4 \cos(\eta + \psi - \alpha) \cos^4 \psi}$$

Eq.6.25

N_{cl} 及 N_{μ} 分別為水平側凝聚力與基礎單位重承載因子：

$$N_{cl} = \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi)}{2 \cos \xi \cos(\psi + 30^\circ)} + \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ)}{2 \cos \xi \cos^2(\psi + 30^\circ)} + \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ)}{2 \cos \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)}$$

$$+ \frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi) \cos^3(\psi - 30^\circ)}{2 \cos \xi \cos^3(\psi + 30^\circ) \cos(\eta + \psi)} + \frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \psi) \sin 30^\circ}{2 \cos \xi \cos(\psi + 30^\circ)} + \frac{\cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ) \sin 30^\circ}{2 \cos \xi \cos^2(\psi + 30^\circ)}$$

$$+ \frac{\cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ) \sin 30^\circ}{2 \cos \xi \cos^2(\psi + 30^\circ)} + \frac{\cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ) \sin 30^\circ}{2 \cos \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)}$$

Eq.6.26

$$N_{\mu} = \tan \xi + \frac{\sin 30^\circ \cos(\xi - \psi) \sin \left(\xi - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos(\psi + 30^\circ)} + \frac{\sin 30^\circ \cos \psi \cos(\xi - \psi) \cos(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 30^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^3(\psi + 30^\circ)}$$

$$\frac{\sin 30^\circ \cos^2 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^2(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 60^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos^5(\psi + 30^\circ)} + \frac{\sin \eta \cos^3 \psi \cos(\xi - \psi) \cos^3(\psi - 30^\circ) \sin \left(\xi + 90^\circ - \frac{\pi}{2} \right)}{\cos^2 \xi \cos(\eta + \psi) \cos^6 \left(\psi + \frac{\theta'}{3} \right)}$$

Eq.6.27

6.4 承載力理論公式參數分析

由 6.3 節推導之膠結不良砂岩淺基礎承載力理論分析公式，影響凝聚力及基礎單位重承載因子分別為：趨近參數 m 、邊坡角度 α 、基腳退縮距離參數 β 、基礎摩擦角 ϕ 與膨脹角 ψ 。以下針對上述影響參

數進行一系列參數研究，以更進一步瞭解影響軟砂岩基礎承载力之重要因素。

6.4.1 趨近參數 m

圖 6.7 顯示不同趨近參數 m 下 20 度邊坡淺基礎理論承载力無因次項與基腳退縮距離參數之關係，並於圖中加入不同退縮距離條件下模型承載試驗結果(20 度邊坡下退縮距離分別為基腳寬度之 0 倍、1 倍及 2.5 倍之承载力值，以及水平地表基礎之平均承载力值)以相互比較分析。計算理論承载力採用之基礎材料參數見表 6.4。依據第 6.4.4. 節中膨脹角估算方式，計算膨脹角為 26 度(邊坡地形試體平均摩擦角為 46 度，即膨脹角計算方式為 $26^\circ = 46^\circ - 20^\circ$)代入理論承载力公式，進行趨近參數 m 之研究分析。

圖中左側 Y 軸為不同退縮距離下基礎理論承载力與最大理論承载力之比值，其中最大基礎理論承载力(q)即為當基腳退縮距離達 L_c 以上時之水平基礎理論承载力值(q_{max})；右側 X 軸則為 20 度邊坡之各退縮距離條件下承載試驗平均承载力(q_{resut})與水平地表承載試驗平均承载力($q_{resut,max}$)之比值且為無因次項。

圖中顯示理論承载力無因次項與退縮距離參數變化關係，當退縮距離達 L_c 時，無論趨近參數 m 值為何，均達到水平基礎極限承载力

($\frac{q}{q_{\max}}=1$)。當 m 為 1 時，基礎理論承载力無因次項隨退縮距離參數呈現正比例之線性關係，而當 m 愈大時，基礎理論承载力無因次項與退縮距離參數之關係曲線則愈趨呈現非線性關係，即基腳愈靠近坡緣 $\frac{q}{q_{\max}}$ 與退縮距離之關係變化愈趨顯著；當基腳接近 L_c 時， $\frac{q}{q_{\max}}$ 與退縮距離之關係變化卻愈趨平緩。趨近參數(m)由物理觀點解釋可得知，基腳愈靠近邊坡坡緣處加載，基礎承載行為愈容易受邊坡因素所影響，但當基腳退縮距離增大時，基礎破壞機制受到邊坡因素影響力漸小，並使得基礎極限承载力漸趨達到水平地表基礎承载力值。

理論與承載試驗兩者結果相比較，趨近參數(m)大約介於 2 至 3 之間，其理論承载力與退縮距離關係變化與承載試驗結果較為符合。因此，本研究選擇趨近參數(m)為 2.5 進行以下之參數分析與結果討論。

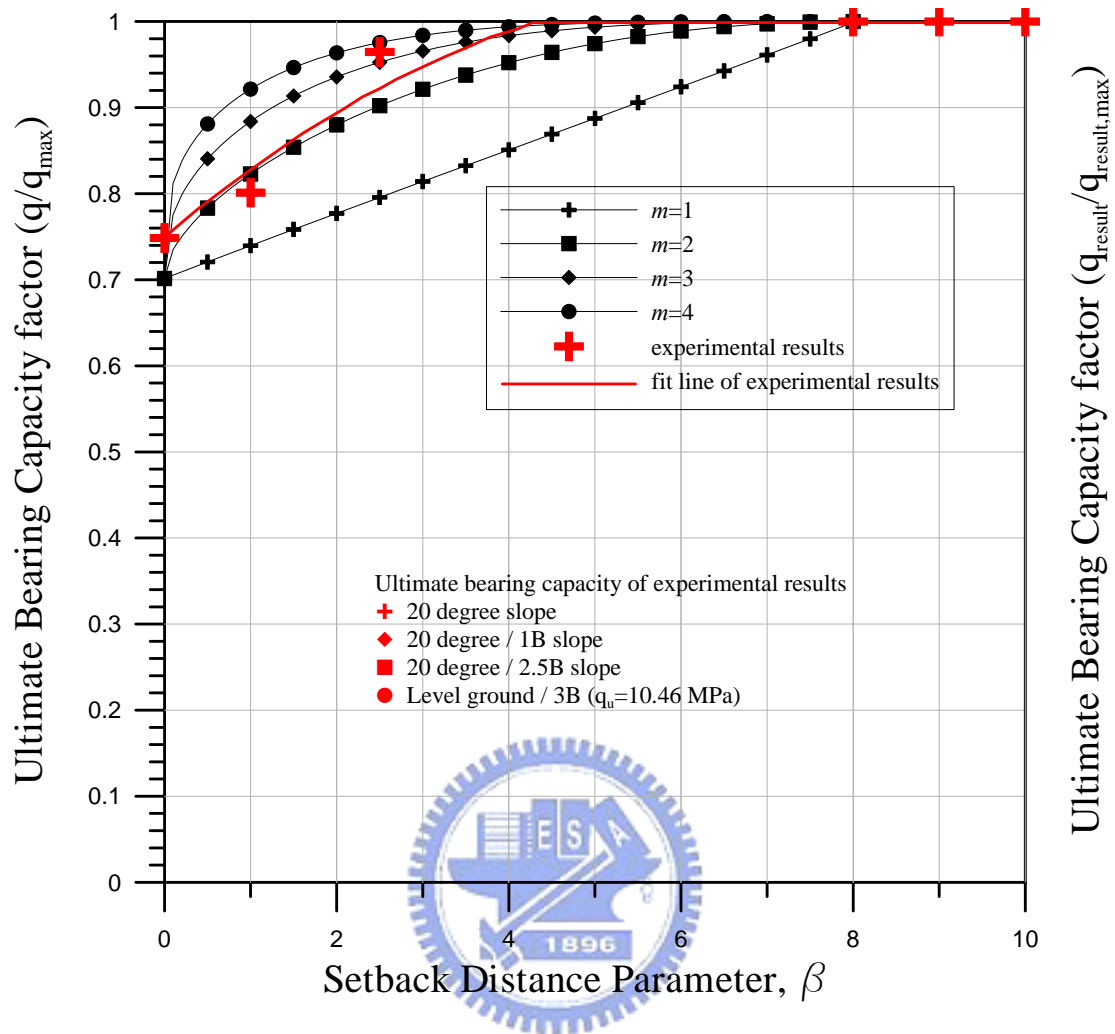


圖 6.7 不同趨近參數 m 下承载力無因次項與退縮距離參數關係圖

6.4.2 坡角參數 α

圖 6.8 為不同坡角下邊坡基礎理論承载力與退縮距離之關係曲線，由模型承載試驗所得之平均極限承載值亦標示於圖中以利討論。

計算基礎理論承载力所用之基礎材料參數詳見表 6.2。

圖中顯示理論承载力接近或大於模型承載試驗結果，10 與 20 度邊坡條件下，基礎理論承载力皆大於試驗結果，符合前述極限分析法

上限定理之精神，但其中 30 度坡角之退縮距離參數 $\beta=0$ 條件下，理論承載力 ($q=6.29$ MPa) 卻略小低估試驗結果 ($q_u=6.66$ MPa)，由上述結果可顯示於本試驗條件下，其膠結不良砂岩淺基礎理論分析適用於坡角 30 度下，為分析其原因進一步檢視模型承載試驗結果，可發現 30 度邊坡基礎被動區含有一小塊體，於理論分析忽略此小塊體之存在 (於假設破壞機制中被動區假設為完整一剛體)，因此於極限法上限定理觀點而論，此塊體所貢獻之承載阻抗忽略所導致的差異結果。上述 30 度邊坡基礎的破壞機制與 Vesic 於 1975 年曾提出當坡角大於 $\frac{\phi'}{2}$ 時 (即本條件下為 $\frac{\phi'}{2} = \frac{46}{2} = 23$) 受邊坡地形所影響，須檢核其邊坡穩定性顧慮頗為相近，因此應用本研究所提出之膠結不良砂岩承載力理論分析適合緩坡地形，若邊坡角度大於 $\frac{\phi'}{2}$ 時需注意檢核邊坡因素的影響。

圖中顯示於固定退縮距離條件下，理論承載力隨坡角增大而漸減，而基腳置於 L_c 時各坡角之理論承載力皆到達水平地表條件者。此外，圖中也可發現理論承載力隨退縮距離變化程度，隨者坡角增大而趨於明顯變化，要當基腳退縮距離需相當接近 L_c 時，理論承載力才漸趨穩定達到水平地表基礎之極限承載力，此點應當符合基礎承載之預期現象。

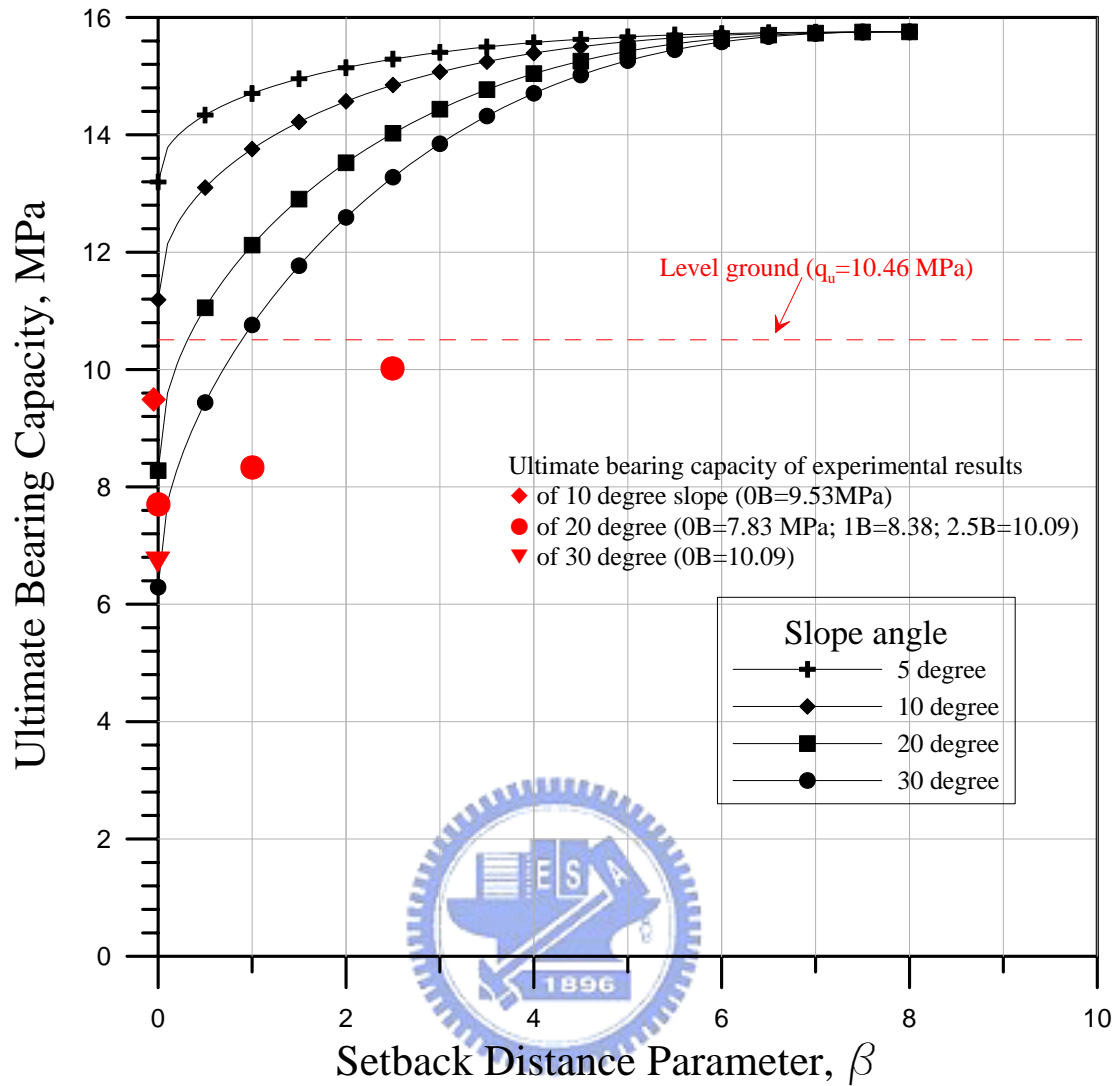


圖 6.8 不同坡角條件下基礎理論承载力與退縮距離參數之關係圖

6.4.3 退縮距離 β

本小節針對邊坡角度 20 度之不同退縮距離條件下模型承載試驗結果與理論承载力值進行分析討論。圖 6.8 中顯示固定坡角條件下基礎理論承载力與退縮距離參數之關係，可觀察理論基礎承载力隨退縮距離增加而呈非線性增加，曲線斜率隨退縮距離增大而減小。當基腳靠近邊坡坡緣之處，理論承载力隨退縮距離增加而急遽增大，而退縮

距離接近 L_c 時，理論承载力則隨退縮距離增加而增加變化率較趨緩和，此基礎承载力與退縮距離變化關係趨勢與試驗結果所顯示趨勢大致相似。

6.4.4 摩擦角 ϕ 與膨脹角 ψ

圖 6.9 為不同摩擦角參數下的水平地表基礎理論承载力與正規化膨脹角參數之關係曲線，其中正規化膨脹角參數是膨脹角(ψ)與摩擦角(ϕ)之比值($\frac{\psi}{\phi}$)，而理論承载力分析所用的參數採用水平地表條件下試體各項參數之平均值(詳見表 6.2)。

固定摩擦角條件下，理論承载力隨正規化膨脹角參數增大而急遽遞增且呈非線性關係，膨脹角是控制假設破壞機制中基礎的破壞範圍(不連續面的總長度)；換言之，極限承載破壞時基礎沿不連續面之凝聚力承載阻抗增大，且塊體體積加大也使得基礎單位重承載阻抗也隨之增加，因此理論承载力相對提高。此外，水平側被動區地表邊界

$$(L_c = \frac{\cos^4 \psi}{2 \cos \xi \cos^3 \left(\psi + \frac{\theta}{3} \right) \cos(\eta + \psi)} B)$$

隨膨脹角增大而增長，即邊坡基礎理

論承载力需基腳置於更大的退縮距離才可達到水平地表基礎理論承载力。

圖中顯示正規化膨脹角參數固定條件下，理論承载力隨摩擦角增加而漸增，探究原因如下(1)膨脹角是隨者摩擦角而變化，(2)當摩擦

角愈大使得主動區邊界如圖 6. 1(a)中的 \overline{ac} 與 \overline{bc} 也隨之增長，基礎的破壞範圍(不連續面的總長度)也隨之增大，因此導致理論承載力隨摩擦角而變化。

由上述之參數分析可得知，理論承載力值會隨者膨脹角與摩擦角增大而遞增。本研究推導膠結不良砂岩淺基礎承載力理論為假設基礎材料符合非諧和流法則(non-associated flow rule)，即基礎材料膨脹角小於摩擦角($\frac{\psi}{\phi} < 1$)。據前人研究，岩石材料膨脹角一般大約介於摩擦角的二分之一至三分之二間(Brace, 1966; Scholz et al., 1968; Schock et al., 1973; Cherry et al., 1975; Paterson, 1978)，隨圍束壓力增加其膨脹變形趨勢減小，原因在於岩石的裂縫傳播與體積變形受到高圍壓所拘束，而使得材料膨脹角降低(Yuan and Harrison, 2003)，多位學者進行岩石三軸試驗結果皆顯示其膨脹角隨圍壓增加而減小的趨勢(Scholz et al., 1968; Schock et al., 1973; Bésuelle et al., 2000)。依據上述文獻所彙整的結果，本研究之人造試體膨脹角應介 23~30 度間 (4.3.3 節中，試體平均摩擦角為 45 度，則膨脹角約介於 45 度的二分之一至三分之二間，即 23 度至 30 度之間)。考量本淺基礎下岩石材料所受到之圍束壓力不高，本研究即採 Vermeer and de Borst(1984)所提一般岩石膨脹角估算方式($\psi = \phi - 20^\circ$)以估計膨脹角(Alejano and Alonso, 2005)，故本研究所提出之膠結不良砂岩淺基礎承載力分析模式所採用之膨脹

角乃以膠結不良砂岩摩擦角扣除 20 度($\psi = \phi - 20^\circ$)的方式來估算，因此試體之膨脹角估計為 25 度($25^\circ = 45^\circ - 20^\circ$)。

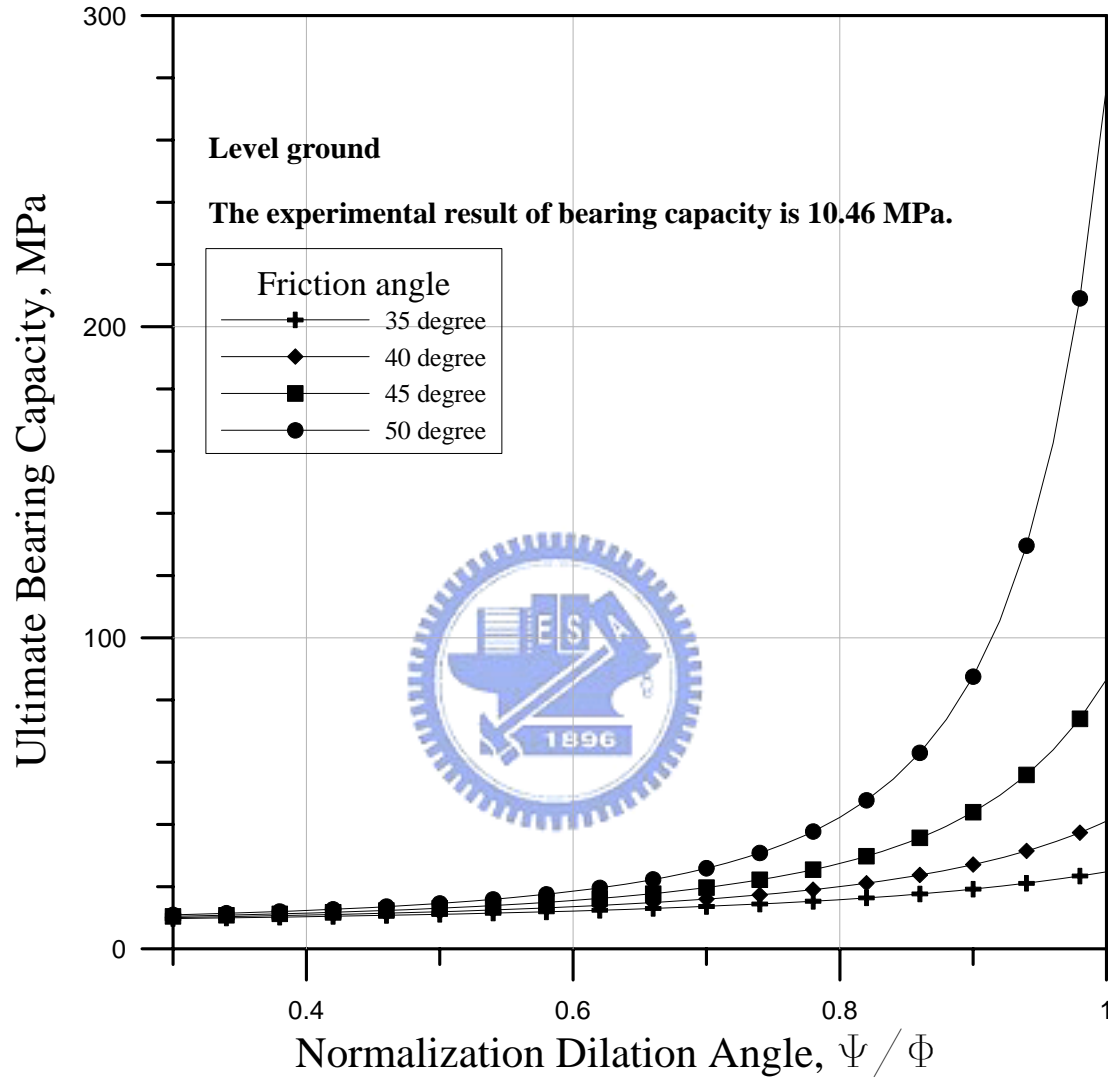


圖 6.9 水平地表基礎理論承載力與正規化膨脹角 $\frac{\Psi}{\phi}$ 之關係圖

6.5 理論承載力與模型承載試驗結果比較

本節將水平及邊坡條件下試體平均參數(分別如表 6.2 及表 6.4)代入承載理論公式得其理論承載值，並與模型承載試驗平均極限承載

力相比較，其分析結果見表 6.5。由表中之比較可見理論承载力值皆非常接近模型承載試驗結果，若與 6.1 節所彙整學者們各承載理論分析結果相比較，顯然更能接近模型試驗結果，可見本研究所提出的承載力分析方法應更能適合此類膠結不良砂岩之大地材料。其中，30 度邊坡坡緣條件下理論承載值低估模型承載試驗結果，其原因如 5.4.2 節所討論，因此本承載力理論分析法適合於緩坡地形，唯當坡角大於 $\frac{\phi'}{2}$ 條件下需進一步檢核其邊坡穩定的影響。綜而言之，本研究由模型承載試驗所觀察到基礎真實破壞機制，以極限分析法上限解定理配合多重塊體傳遞破壞機制確能適合預測膠結不良砂岩材料基礎承载力上限值。



表 6.5 彙整理論承載值與試驗結果比較表

試驗條件 分析理論	水平	10°/坡緣	20°/坡緣	30°/坡緣	20°/1B	20°/2.5B
承載試驗*	10.46	9.53	7.83	6.66	8.38	10.09
本研究**	14.29	11.19	8.28	6.29	11.27	13.25
Prandtl (1920)	69.50					
Terzaghi (1943)	89.76					
Meyerhof (1951)	69.68					
Ladanyi & Nguyen (1966)	5.86					
Chen & Drucker (1969)	4.54					
Ladanyi (1968)	8.58					
Goodman (1989)	18.44					
Hansen (1970)		57.10	34.10	15.00		
Chen (1975)		57.20	39.20	26.80		
Graham (1988)		0.20	0.10	0.05	0.20	0.24
美國海軍 總部手冊 (1982)		2.80	2.31	2.24		
Serraon & Olalla (1996)		34.77				

*：模型承載試驗結果平均值

**：本研究提出之承載理論公式所得之理論承載力值

單位：MPa

6.5 簡易設計圖表

經由上述之極限分析法上限解定理的建立，本研究提出膠結不良砂岩淺基礎承载力公式 6.23 表示，其中基礎材料膨脹角(ψ)與趨近參數(m)設定如 6.4 節中所述，分別為 $\psi = \phi - 20$ 及 $m = 2.5$ 。

基礎極限承载力為基腳中心線兩側基礎承载力的總和，圖 6. 10 至圖 6. 23 為各項承载力因子之簡易計算圖表，其中 N_{CS} 與 N_{CL} 分別為邊坡側及水平側凝聚力因子，隨退縮距離參數 β 增加而增大； $N_{\gamma S}$ 與 $N_{\gamma L}$ 分別是邊坡側及水平側基礎單位重因子，亦隨退縮距離參數 β 增加而增大； κ 為對稱性因子與退縮距離參數之關係。

基礎極限承载力為基腳中心線兩側(邊坡側及水平側)基礎承载力的總和，使用上述基礎承载力設計圖表時，首先由基礎材料摩擦角(ϕ)以及基腳退縮距離參數(β)求出所對應邊坡側基礎之凝聚力承载因子 N_{CS} (利用圖 6. 10~圖 6. 13)與基礎單位重承载因子 $N_{\gamma S}$ (利用圖 6. 14~圖 6. 17)；繼而求出水平側基礎之凝聚力承载因子 N_{CL} (利用圖 6. 18)與基礎單位重承载因子 $N_{\gamma L}$ (利用圖 6. 19)。

若為水平地表基礎者或是基腳置於不受邊坡影響之退縮距離以外則對稱因子(κ)為 1，基腳中心線兩側破壞形式完全對稱相同 ($q_S = q_L$)，其基礎承载能力為 $q_u = 2 \cdot q_L$ ；若為邊坡基礎極限承载力則利用圖 6. 20 至圖 6. 23，由基礎摩擦角(ϕ)與基腳退縮距離參數(β)求

出對稱性因子(κ)，基礎極限承载力為 $q_u = q_s + \kappa \cdot q_L$ 。此外，由對稱性因子設計圖表也可得到當 $\kappa = 1$ 時所對應退縮距離參數，即為基腳最大安全退縮距離。



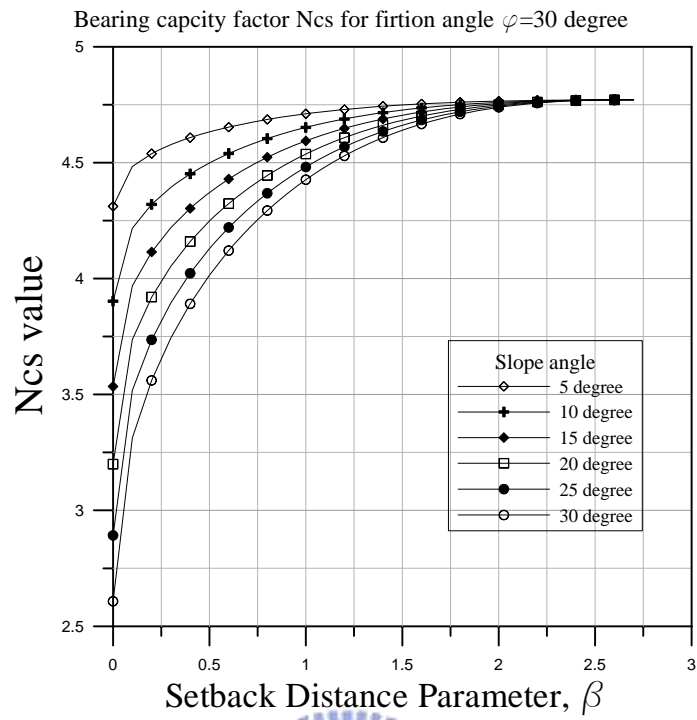


圖 6.10 基礎摩擦角 30 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖

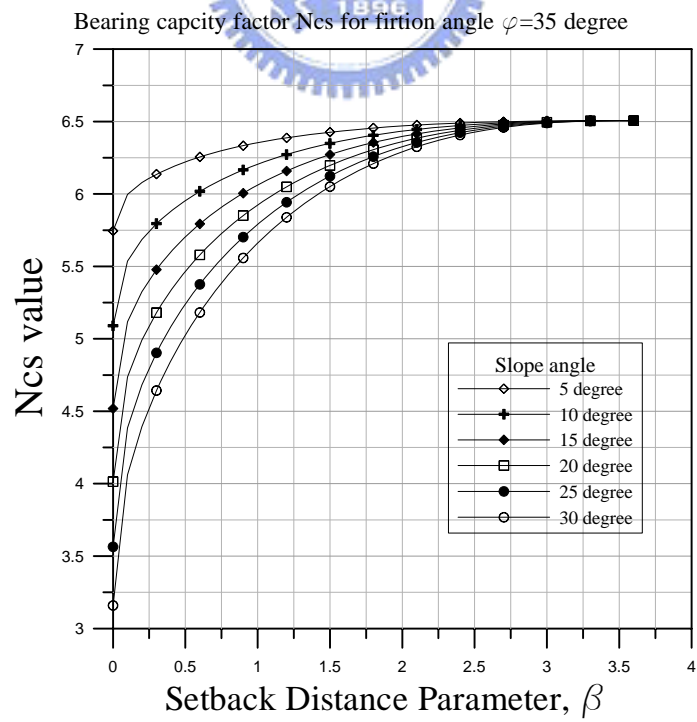


圖 6.11 基礎摩擦角 35 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖

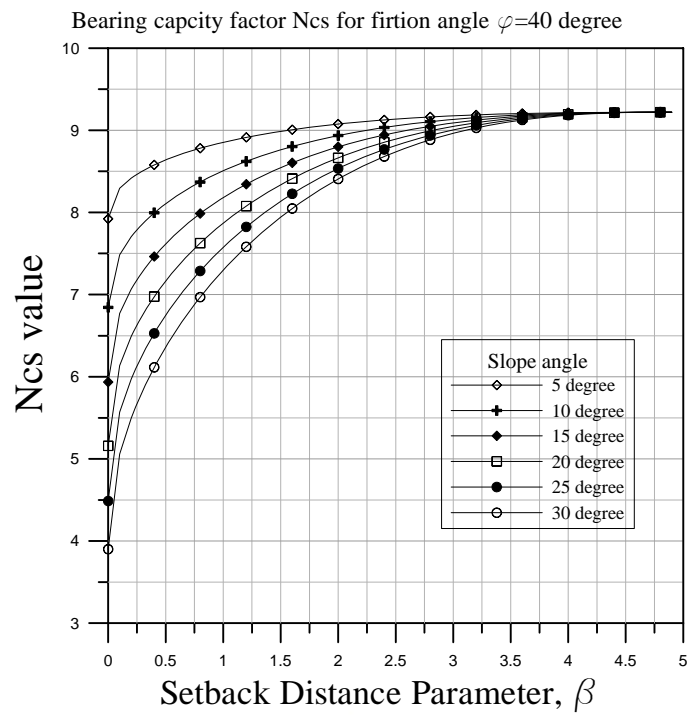


圖 6.12 基礎摩擦角 40 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖

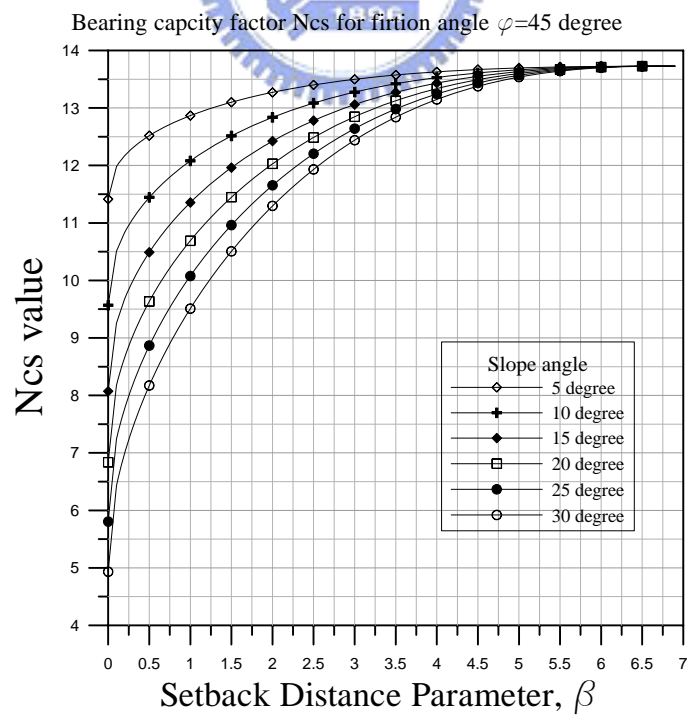


圖 6.13 基礎摩擦角 45 度條件下 N_{CS} 與 β 關係圖

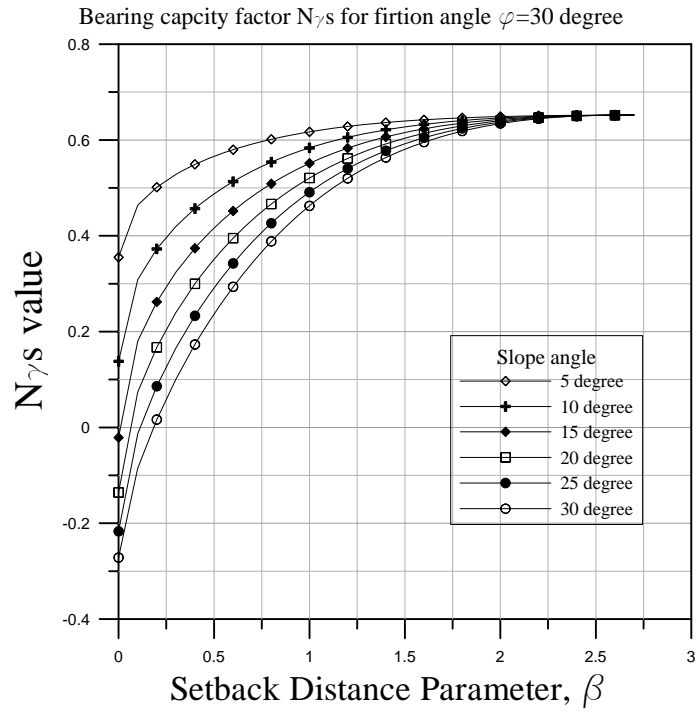


圖 6.14 基礎摩擦角 30 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖

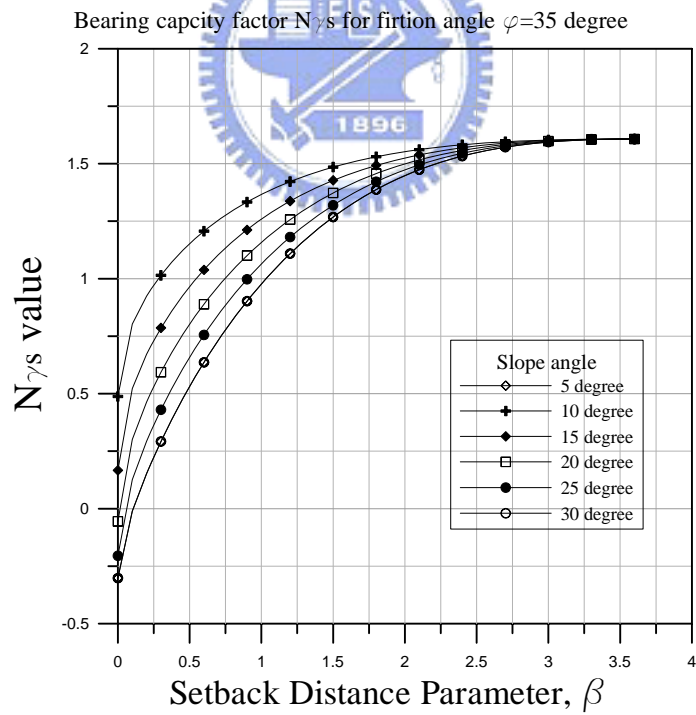


圖 6.15 基礎摩擦角 35 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖

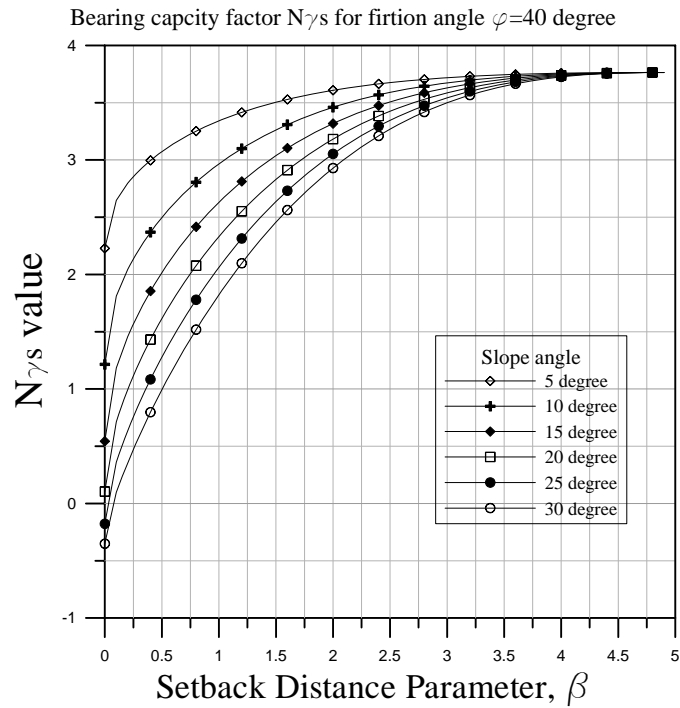


圖 6.16 基礎摩擦角 40 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖

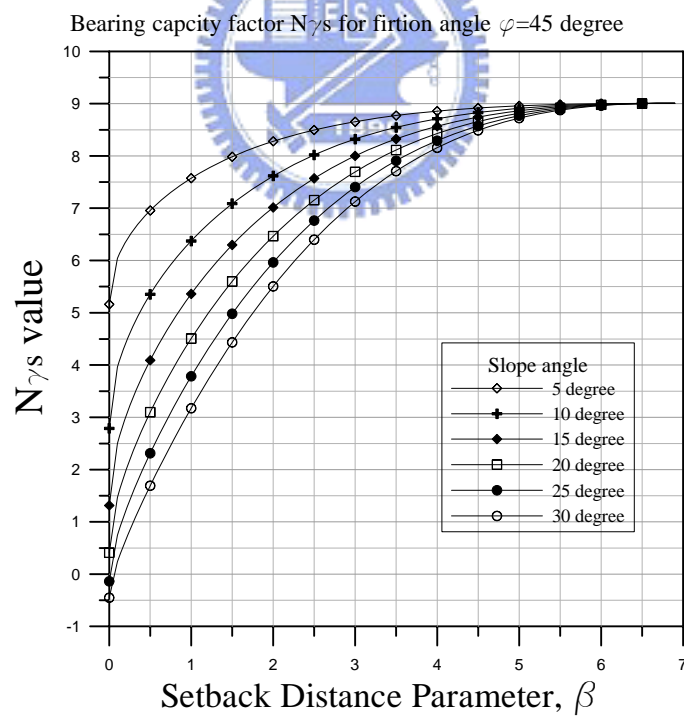


圖 6.17 基礎摩擦角 45 度條件下 $N_{\gamma s}$ 與 β 關係圖

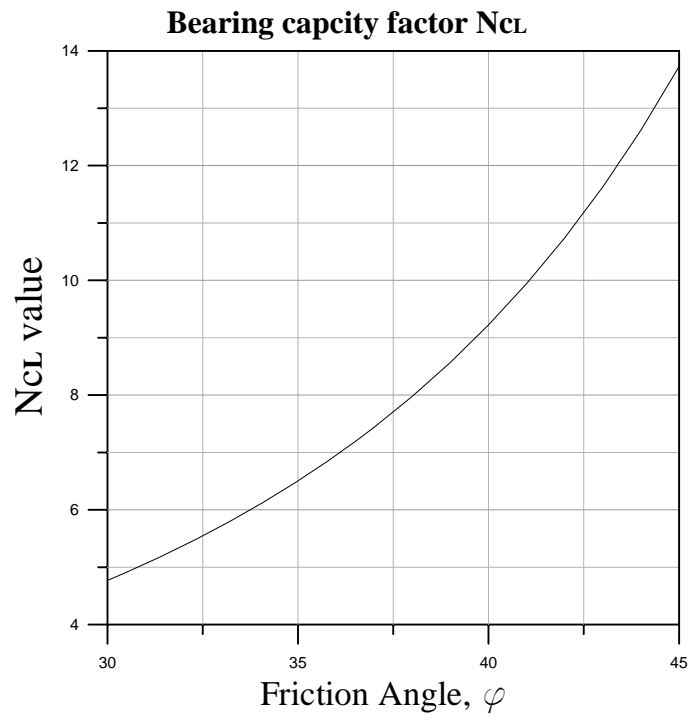


圖 6.18 N_{cL} 與 ϕ 關係圖

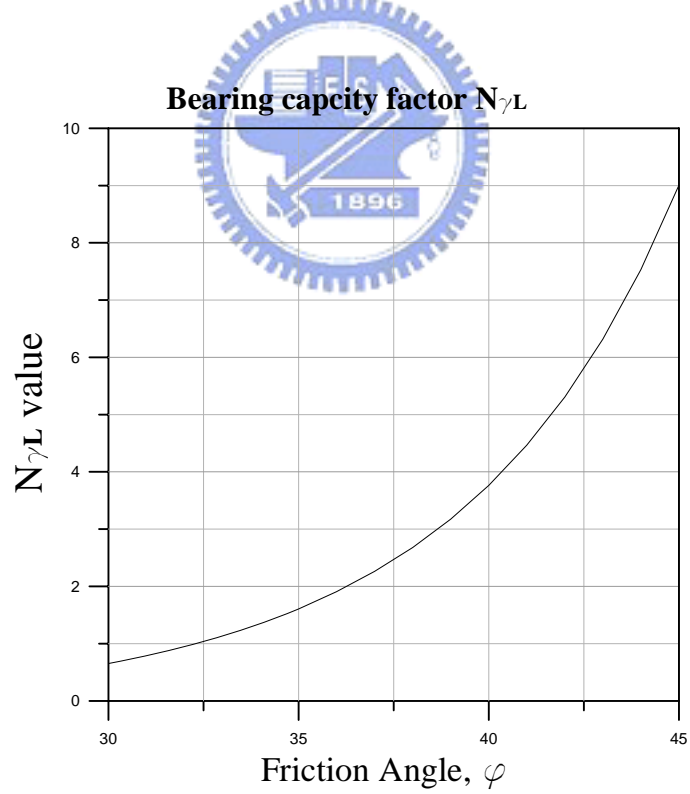


圖 6.19 $N_{\gamma L}$ 與 ϕ 關係圖

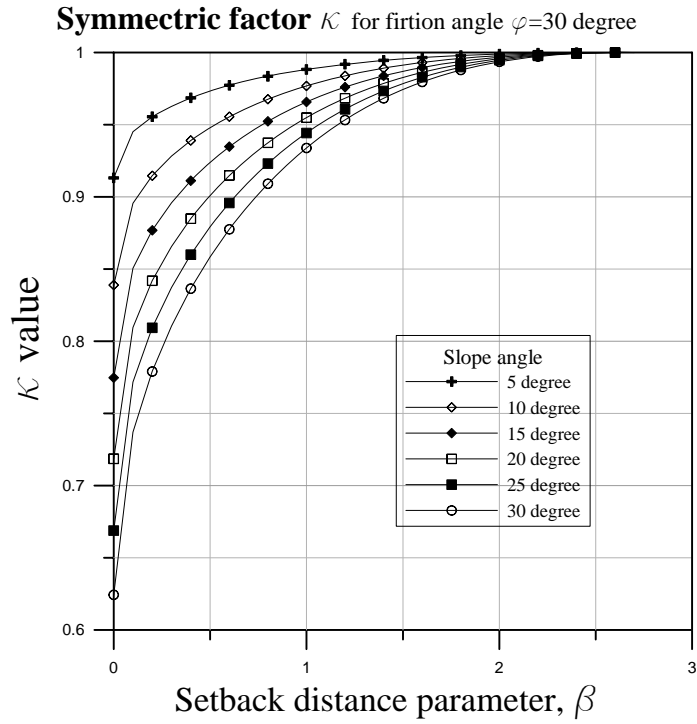


圖 6.20 基礎摩擦角 30 度條件下 κ 與 β 關係圖

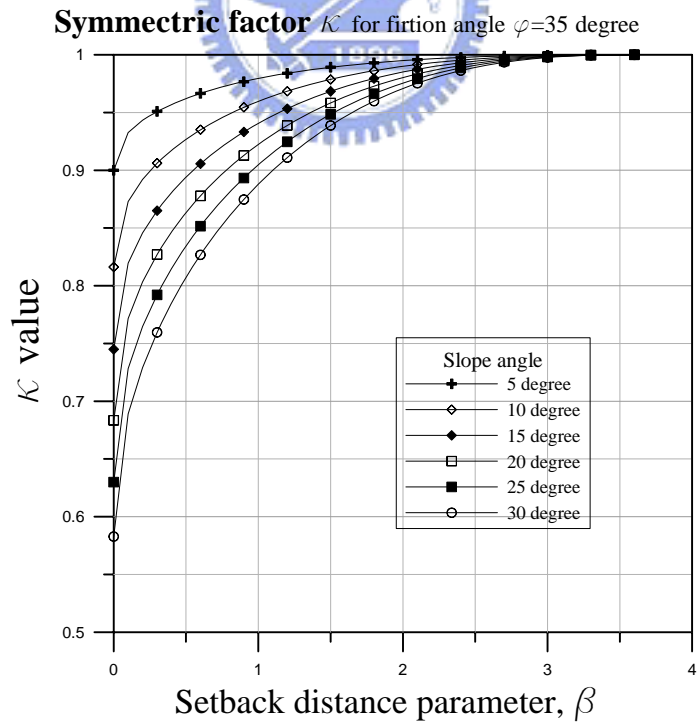


圖 6.21 基礎摩擦角 35 度條件下 κ 與 β 關係圖

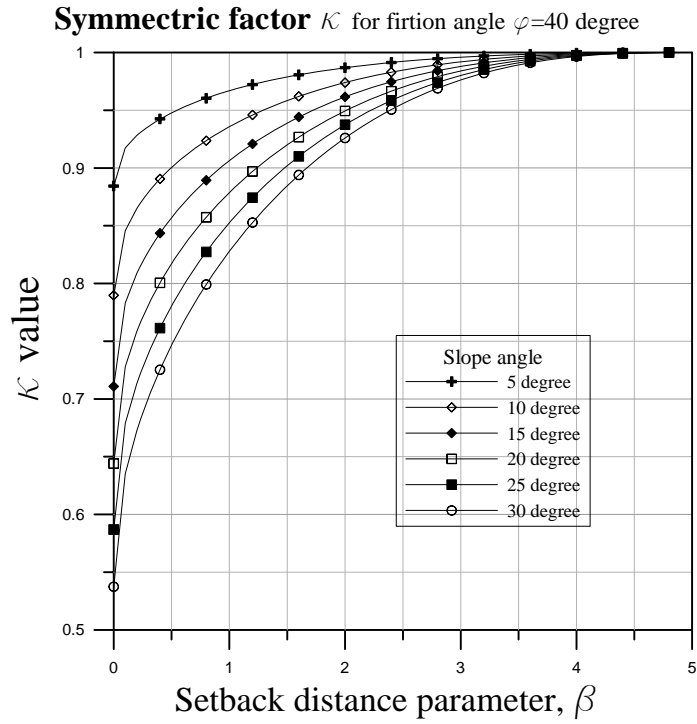


圖 6.22 基礎摩擦角 40 度條件下 κ 與 β 關係圖

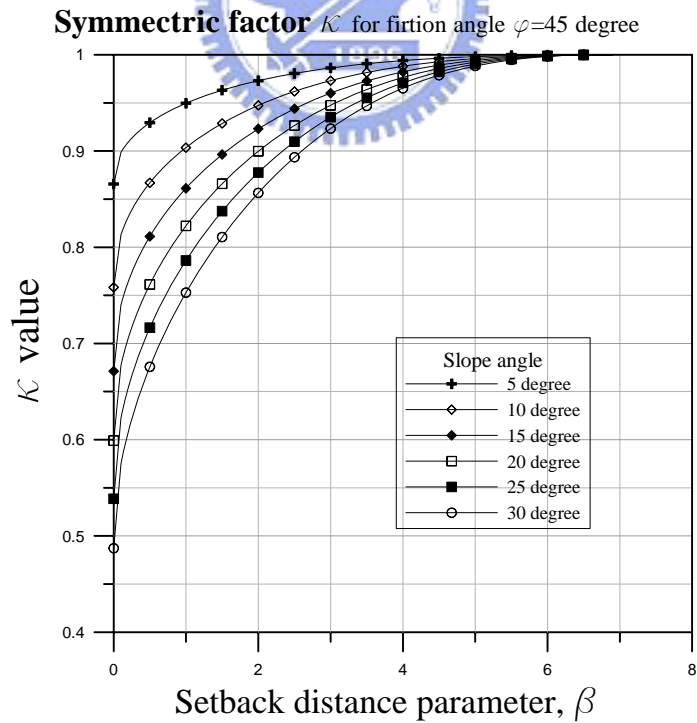


圖 6.23 基礎摩擦角 45 度條件下 κ 與 β 關係圖

第七章 結論與建議

7.1 結論

本研究主要目的為進行膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗，探討於不同邊坡地形下之基礎承載行為及其破壞機制，並藉由試驗觀察結果提出一適合之破壞機制，以極限分析法上限定理提出一基礎承載力理論分析方法。本研究的主要結論依研究內容分述如下：

人造膠結不良砂岩特性：

1. 根據模型相似率檢核結果顯示本研究之人造膠結不良砂岩性質相當接近天然膠結不良砂岩，並屬於軟弱岩石合理範圍內，故適合作為模型承載試驗之試體。
2. BTD 平板載重試驗因受鑽孔擾動影響，所得現地膠結不良砂岩之強度參數(彈性模數 E 值)值略小於試體者。因此，考量現地試驗受鑽孔擾動等因素影響，故兩者基礎材料強度參數應相接近。

膠結不良砂岩淺基礎模型承載試驗結果：

1. 膠結不良砂岩基礎之承載行為可分為(1)應力調整階段、(2)直線階段、(3)非直線階段、及(4)極限破壞階段。應力調整階段即為剛性基腳與基礎接觸面間應力調整過程，基礎無任何裂

縫發展或是產生塑性變形；直線階段中，基礎承載荷重與基腳沉陷量曲線關係大略維持直線，基礎於基腳邊緣因應力集中導致裂縫產生且基腳下方材料逐漸產生塑性變形；非線性階段中，承載曲線斜率隨基腳沉陷量增加而逐漸增大，裂縫隨承載荷重快速延伸且基腳下方材料塑性變形速度漸趨劇烈；極限破壞狀態為基礎達到承載曲線尖峰，裂縫延伸至地表形成滑動破壞面，基礎隨即失去承載力。

2. 膠結不良砂岩基礎之破壞機制於塑性-破壞階段開始，隨基礎地表條件不同而有明顯變化發展。當坡角愈大者或是基腳退縮距離愈小時，基礎破壞機制著重於邊坡側發展，且破壞滑動面延伸範圍隨者退縮距離增加而擴展，其水平側未有破壞滑動面延伸至地表，非若水平地表條件下為對稱發展。因此，基礎極限承載力值隨者坡角增大及退縮距離減少而呈現漸減的趨勢。
3. 數值分析結果確定邊坡地形承載試驗結果為基礎承載破壞模式，10 及 20 度邊坡基礎破壞模式相近且呈現深層破壞，而 30 度邊坡基礎破壞模式較為不同，呈現為淺層滑動破壞。數值分析結果與模型承載試驗觀察結果相同，即 30 度邊坡基礎之破壞機制不同於 10 與 20 度邊坡者。

4. 試驗結果顯示基礎破壞機制包含裂縫的發展與塑性變形現象，因此膠結不良砂岩的承載行為與破壞機制不同於一般硬岩或土壤基礎。膠結不良砂岩淺基礎破壞機制可歸類為多重塊體傳遞破壞機制(multi-block translation mechanism)的一種。
5. 膠結不良砂岩淺基礎破壞模式可分為主動區、被動區、及轉折區。主動區位於基腳下方，此區之最大主應力(σ_1)方向為垂直向；被動區位於破壞滑動面與地表間，此區受鄰旁塊體所推擠，最大主應力(σ_1)方向應平行邊坡面；轉折區介於主動區與被動區之間，此區藉由不連續面將最大主應力(σ_1)方向由主動區之垂直向，漸遞旋轉至被動區之平行坡面方向。(本段格式不對)
6. 當邊坡基礎兩側對稱性愈高，則邊坡側與水平側破壞模式也愈趨於相似對稱，因此基礎承載能力也相對提高。此外，轉折區中主應力方向旋轉角度，隨者坡角減小或退縮距離增加而漸增，當基腳位於水平或退縮至無邊坡因素所影響範圍外，主應力旋轉角則為最大值(90度)。

膠結不良砂岩淺基礎承載力理論分析：

1. 膠結不良砂岩為土壤與岩石間過渡性之材料，因此目前各承載力分析理論方法未能全盤應用。試驗結果與各分析理論計

算結果相比較顯示，若其假設之破壞模式若能正確接近真實基礎者，則可預測出較為正確之理論基礎承载力。

2. 本研究根據模型承載試驗結果提出一接近真實之假設破壞模式，其可分為基腳下方主動區、地表側之被動區以及介於主動區與被動區之轉折區，轉折區假設由三個楔形塊體所組成並且轉折區夾角隨坡角及基腳退縮距離變化。透過極限分析法上限解定理提出一軟砂岩淺基礎理論分析法，其分析結果顯示接近承載試驗結果，因此能適合預測膠結不良砂岩材料基礎承载力上限值，但本承载力理論分析適用於緩坡地形，當坡角大於 $\frac{\phi'}{2}$ 時需進一步檢核其邊坡因素的影響。
3. 本研究提出邊坡地形基礎之水平側基礎承载力修正因子，定義為對稱性係數 κ 為邊坡側基礎不連續面總長與水平側基礎不連續面總長的比值。對稱性係數隨坡角或是退縮距離而變化，使得水平側基礎承載貢獻得以某種合理程度上的發揮。
4. 本研究提出之趨近參數(m)，可使理論分析結果符合基腳退縮距離與基礎極限承载力之合理變化關係，膠結不良砂岩淺基礎之 m 值應介於 2 至 3 間。
5. 本研究進行理論承载力參數分析結果顯示，摩擦角與膨脹角參數是控制假設破壞機制中基礎的破壞範圍，因此當其參數

值增大將使得理論承载力相對提高。

7.2 建議

1. 未來可改善模具勁度以加大壓密應力及延長壓密時間，期以提高人造試體之單壓與張力強度，以接近天然膠結不良砂岩的狀況。
2. 對於定量上分析有待進一步的研究，加以歸納承載行為進一步分析其破壞機制，建議可採用較新的監測技術與設備，如：光纖、聲射，或影像分析，以釐清基礎承載破壞的機制。
3. 本研究是假設研究對象為均質等向性材料，對於實際的工程問題，如：陡坡地形、材料異向性、基腳埋置深度、弱面與互層等現地特性，也有待往後研究繼續探討。
4. 建議可就極限分析法下限解定理依據模型承載試驗觀察結果配合數值分析方式，求得基礎承載能力下限解。
5. 未來可進行或蒐集現地足尺承載試驗結果，分別以本研究建立之極限分析理論模式加以比較驗證，確保本文所提出之理論模式之正確性。
6. 建議可藉由施作 BTD 現地試驗估計低擾動條件下現地軟弱岩石之力學性質。

參考文獻

- 王乙翕，2000，「層狀岩盤之承载力」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文。
- 王伯皓，2004，「邊坡傾角對膠結不良砂岩淺基礎承载行為之影響」，國立交通大學土木工程系，碩士論文。
- 王均星，李永明，李澤，2004，「重力壩的塑性極限分析法」，水利學報，第8期，第1-5頁。
- 赤井浩一，1993，「General aspects of soft rock」，土工基礎，第41期，第1-6頁。
- 李怡德，1996，「軟弱砂岩弱化行為研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- 何春蓀，1986，「台灣地質概論及台灣地質圖說明書」，經濟部中央地質調查所，第99-102頁。
- 林文森，1998，「軟弱岩石中之傍壓儀試驗」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 林銘朗、林煜卿，1998，「新竹地區寶山泥質岩石力學性質研究」，岩盤工程研討會論文集，新竹，國立交通大學，第139-148頁。
- 林景民，2001，「軟弱岩石之應力應變與屈服行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 房正國，1999，「軟弱岩石孔內試驗儀器之研發」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 柳政男，1998，「軟岩多功能儀器研發及軟砂岩基本性質之探討」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 洪任賢，2002，「軟弱岩石之應力應變行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 陳賀瑞，1997，「中北部地區籍軟弱砂岩之物理性質與力學性質之初步探討」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。

- 張志勇，1999，「軟弱岩石之張力行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 黃亦敏，1998，「受應變率影響之極軟弱砂岩力學行為及其模式」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 黃慧儀，1999，「軟弱砂岩之三軸試驗」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 卿建業，1995，「人工軟弱岩石承載行為研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- 葉季霖，2003，「軟弱岩石之勁度」，國立交通大學，碩士論文。
- 葉贊育，1993，「橫向等向性岩石基礎之承載力解析解-利用滑動線法」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 廖學志，2004，「多功能孔內試驗儀之改良及試驗結果詮釋」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 劉英助，2002，「人造膠結不良砂岩之基礎荷重模型試驗設備建立與試驗」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 應傳智，1995，「人工軟弱岩石之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- 簡慶賢，2000，「軟弱岩石孔內試驗」，國立交通大學土木工程系，碩士論文。
- 簡宜嫻，2002，「膠結不良軟岩之彈塑性模式與基礎承載模擬應用」，國立交通大學土木工程系，碩士論文。
- 鄭富書、朱家德、黃燦輝，1994，「台灣一些軟弱砂岩的工程性質」，岩盤工程研討會論文集，中壢，國立中央大學，第 259~267 頁。
- 鍾峻偉，2001，「人造軟砂岩之研製與性質」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 經濟部水利署中區水資源局專題報告，2002，「寶二水庫蓄水後邊坡穩定性研究」。
- Akai, K., Sano, I. and Imahori, Y., 1980, "The bearing capacity of foundation on the inclined surface (Model tests)," 15th Annual Meeting of JSSMFE, pp. 901-904.

- Alejano, L. R., and Alonso, E., 2005, "Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock mass", *Int. J. Rock Mech. Sci.*, 42, pp. 481-507.
- ASTM D 4971 – 89, 1992, "Standard Test Method for Determining the In Situ Modulus of Deformation of Rock Using the Diametrically Loaded 76-mm (3-in.) Borehole Jack," pp. 1119-1124.
- Barton, M. E., 1993, "Cohesive sands: The natural transition from sands to sandstones," *Proceedings of Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 367-374.
- Bell, A. L., 1915, "The lateral pressure and resistance of clay, and the supporting power of clay foundations," *Proc. 1st Baltic Conf. SM and FE*, Gdansk, pp. 281-291.
- Bell, F. G. and Culshaw, M. G., 1993, "A survey of the Geotechnical Properties of some relatively weak triassic sandstones," *The Engineering Geology of Weak Rock*, Ed., pp. 139-148.
- Bésuelle, P., Desrues, J. and Raynaud, S., 2000, "Experimental characterization of the localization phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 37, pp. 1223-1237.
- Bieniawski, Z. t., 1984, "Rock mechanics in mining and tunneling," Balkema, Boston, pp. 272.
- Bowles, J. E., 1996, "Foundation Analysis and Design, 4th Edition," McGraw-Hill, New York.
- Brance, W. F., 1960, "Behavior of rock salt, limestone and anhydrite during indentation," *Journal of Geophysical Research*, Vol. 65, pp. 1773-1788.
- Casagrande, A. and Fadum, R. E., 1944, "Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations," *Trans. ASCE*, Vol. 109.
- Cherry, J. T., Schock, R. N. and Sweet, J. A., 1975, "A theoretical model of the dilatant behavior of a brittle rock," *Pure. Appl. Geophys.*, Vol. 113, pp. 183-196.
- Chen, W. F. and Drucker, D. C., 1973, "Bearing capacity of concrete blocks or rocks," *J. Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE*, Vol. 95(EM4).
- Chen, W. F., 1975, "Limit analysis and soil plasticity," Elsevier Scientific Publishing Company, London, pp.287-289.

- Coates, D. F. and Gyenge, M., 1966, "Plate Load testing on rock for Deformation and Strength Properties," Testing Technique for rock mechanics, ASTM, STP 402, pp. 19-25.
- Coates, D. F., 1981, "Rock Mechanics Principles," Dept. Mines Tech. Surv., Ottawa, Canada.
- Choi, S. K., 1984, "The bearing capacity of foundation in weak rock", Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., Monash University, Australia.
- Cox, A. D., 1962, "Axially symmetric plastic deformation in soil- II -indentation of ponderable soil," Int. J. Mech. Sci., Vol.4, pp. 371-380.
- Davis, E. H., 1980, "A note on some plasticity solution relevant to the bearing capacity of brittle and fissured materials," Int. Conf. on Structure Foundations on Rock, Sydney, pp. 83-90.
- De Beer, E. E., 1970, "Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand," Geotechnique, London, England, 20(4), pp. 387-411.
- De Jong, D. J. G., 1957, "Graphical method for the determination of slip-line Fields in soil mechanics," Ingenieur, Vol. 69, pp.61-65.
- Dembicki, E. and Zadroga, B., 1974, "Model tests on bearing capacity of foundations on slope," Proc. the 4th Danube-European Conf. on SMFE, pp. 147-153.
- Dobereiner, L. and Freitas, M. H. DE., 1986, "Geotechnical properties of weak sandstones," Geotechnique, Vol.36, No.1, pp. 79-94.
- Fairhurst, C., 1964, "On the validity of the Brazilian test for brittle materials," Int. J. Solids Structure, Vol. 22, pp. 1485-1500.
- Garnier, J. and Canepa, Y., 1991, "Effect of different footing conditions on the ultimate bearing pressure," Proc., Centrifuge 91 Conf. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Gemperline, M. C., 1988, "Centrifuge modeling of shallow foundations," Proc., ASCE Spring Convention , ASCE.
- Gnirk, P. F. and Cheatham, J. B. Jr., 1965, "An experimental study of single bit-tooth penetration into dry rock at confining pressures 0 to 5000 psi," SPE JOURNAL, June 1965, pp. 117-130.
- Goto, T. and Kagawa, K., 1974, "Analysis of the bearing capacity and the deformation of a slope under strip load," Proc. the 9th Research Meeting of JSSMFE, pp. 629-632.

- Goodman, 1989, "Introduction to Rock Mechanics," Wiley, New York.
- Graham, J., Andrews, M. and Shields, D. H., 1988, "Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes," *J. Can. Geotech.*, 25, pp. 238-249
- Greenstein, J., 1975, "Ultimate strip loading on anisotropic calcareous sandstone," *Rock Mechanics*, 74-APM, Vol. 41, pp. 73-81.
- Griffith, A. A., 1921, "The Phenomena of Rupture and Flow in Soils," *Phil. Trans. Roy. Soc. A221*, pp. 163-198.
- Gu, D. Z., Jafari, M. R. and Mostyn, G., 1993, "An artificial soft rock for physical modeling," *Proceedings of Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks*, Anagnostopoulos et al., Balkema, Rotterdam, pp. 517-524.
- Haberfield, C. M. and Johnston, I. W., 1990, "A Numerical Model for Pressuremeter Testing in Soft Rock," *Geotechnique*, Vol. 40, No. 4, pp. 569-580.
- Hansen, J. B., 1970, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," *Bullentin 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
- Hight, D.W. and Higgins K.G., 1995, "An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application," *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi and Miura (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 909-945.
- Huang, A. B., Liao, J. J., Pan Y. W., Cheng, M. H., Hsieh, S. Y. and Peng, J. K., 2000, "Characterization of soft rocks in Taiwan", *Proceedings of the 4th North American Rock Mechanics Symposium*, Seattle, U.S.A., pp. 83-90.
- Hoke, E. and Brown, E. T., 1997, "Practical estimate of rock mass strength," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186.
- Indraratna, B., 1990, "Development and application of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks," *Geotechnique*, Vol. 40, No. 2, pp. 189-200.
- ISRM, 1981, "Rock characterization, testing method and monitoring Suggested Methods," Oxford:Pergamon Press.
- Johnston, I. W. and Choi, S. K., 1986, "A synthetic soft rock for laboratory model studies," *Geotechnique*, Vol.36, No. 2, No. 32, pp. 251-263.

- Johnston, I. W., 1993, "Soft Rock Engineering," Comprehensive Rock Engineering: principles, practice, & projects, Vol. 1 Fundamental, pp. 367-393.
- Keto, H., Maeda, Y., Uehara, S. and Kusakabe, O., 1989, "A practice evaluating method for bearing capacity of spread foundation on slope," Proc. of JSCE, No. 403, VI-10, pp. 147-156.
- Kim, Y. S., Tatsuoka, F. and Ochi, K., 1994, "Deformation characteristics at small strains of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests," Geotechnique, Vol.44-3, pp. 461-478.
- Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K., 1985, "Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge," Geotechnique, London, England, Vol. 35, No. 1, pp. 33-45.
- Kusakabe, O., Kimura, T. and Yamaguchi, H., 1981, "Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces," Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 29-40.
- Kusakabe, O., Yoshito, M. and Ohuchi, M., 1991, "Large-scale loading tests of shallow footing in pneumatic caisson," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 1681-1695.
- Ladanyi, B. and Nguyen, D., 1966, "Discussion on paper by Coates & Gyenge," Testing Technique for rock mechanics, ASTM, STP 402, Am. Soc. Testing Mats., pp. 36-40.
- Ladanyi, B., 1968, "Rock failure under concentrated loading," Basic and Applied Rock Mechanics, Proc. 10th. Symp. On Rock Mechanics, Austin, Texas, SME-AIME, New York, 1972.
- Ladanyi, B. and Roy, A., 1971, "Some aspects of bearing capacity of rock mass," Proc. 7th. Symp. On Rock Mechanics, Edmonton, Alberta, pp. 161-190.
- Ladanyi, B., 1972, "Rock failure under concentrated loading," Proceedings 10th Symposium on Rock mechanics. pp. 363-386.
- Lin, M. L. and Hung, J. J., 1982, "The influence of moisture content on mechanical properties of some sedimentary rock in Taiwan," Proc. of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Dept. of Civil Eng, National Taiwan University, Taipei, Taiwan.
- Lundgren, H. and Mortensen, K., 1953, "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand," Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng, Zurich, Vol. 1, pp. 409-412.

- Mandel, J. and Salencon, J., 1972, "Force portante d'un sol une assise rigide," *Geotechnique*, London, England., pp. 79-93.
- Meyerhof, G. G., 1948, "An investigation of the bearing capacity of shallow footing on dry sand," *Proc., 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ICSMFE, Vol. 1, pp. 237-243.
- Meyerhof, G. G., 1951, "The ultimate Bearing capacity of foundations," *Geotechnique*, vol. 2, No. 4, pp. 301-332.
- Meyerhof, G. G., 1955, "The Influence of Roughness of Base and Ground Water on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Geotechnique* Vol. 5, No. 3, pp. 227.
- Meyerhof, G. G., 1957, "The bearing capacity of foundation on slopes," *Proceeding, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 384-386.
- Mikasa, M. and Takada, N., 1973, "Significance of centrifugal model tests in soil mechanics," *Proc., 8th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, ICSMFE, Vol. 1.2, pp. 273-278.
- Michalowski, R. L., 1993, "Limit analysis of weak layers under embankments," *Soils and Found.*, Vol. 33, pp. 155-168.
- Michalowski, R. L., 1997, "An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis," *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 37, No. 4, pp. 421-428.
- Muhs, H., 1965, "Comparison between the calculated and experimental value of the ultimate bearing capacity," *Proc., 6th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, Vol. 2, pp. 142-144.
- Muhs, H. and Weiss, K., 1973, "Inclined load tests on shallow foundation strip footings," *Proc., 8th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, ICSMFE, Vol. 2., pp. 173-179.
- NAVFAC DM-7.2, 1982, "Foundations and Earth Structures."
- Oliveira R., 1993, "Weak rock material," *The Engineering Geology of Weak Rock*, pp. 5-15.
- Paterson, M. S., 1978, "Experimental rock deformation – the brittle field," *Berlin: Springer*, pp. 254.
- Pells, P. J. N. and Turner, R. M., 1980, "End-bearing on rock eith particular refernce to sandstone," *Proceeding on Rock Sydney*, Vol. 1, pp. 181-190.

- Prandtl, L., 1920, "Über die Härte plastischer Körper, " Nachr. K. Ges. Wiss. Gott., Math.-Phys. Kl. pp. 74-85.
- Rankin W. J. M., 1885, "A Manual of Applied Mechanics," London, Charles Griffin and Co., pp. 219-220.
- Reddy, A. S. and Venkatakrisna, K. N., 1982, "Bearing capacity of strip foundation on c- psi soils exhibiting anisotropy and nonhomogeneity in cohesion," Soils and Foundation, Vol. 22, No. 1, pp. 49-60.
- Pells, P. J. N., 1983, "Plate loading tests on soil and rock," In Situ Testing for Geotechnical Investigations, Balkema, Rotterdam, pp. 73-86.
- Reddy, A. S. and Venkatakrisna, K. N., 1982, "Bearing capacity of strip foundation on c- psi soils exhibiting anisotropy and nonhomogeneity in cohesion," Soils and Foundation, Vol. 22, No. 1, pp. 49-60.
- Rosenblad, J. L., 1969, "Development of equipment for testing models of jointed-rock masses," Soc. Mining Eng., AIME, Proc. 11th Symp. On Rock Mechanics, Calif., pp. 127-146.
- Saitoh, K., Shinjo, K., Yamaguchi, H. and Kimura, T., 1981, "Bearing capacity of footing on slopes of cohesionless soil," 16th Annual Meeting of JSSMFE, pp. 861-864.
- Saran, S., 1989, "Bearing capacity of footings adjacent to slopes," J. Geotech. Engrg. ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 553-573.
- Scholz, C. H., 1968, "Microfracturing and the inelastic deformation of rock in compression," J. Geophys Res., Vol. 73, pp. 3939-3953.
- Schock, R. N., Heard, H. C. and Stephens, D. R., 1973, "Stress-strain behavior of a granodiorite and two graywacks on compression to 20 kilobars," J. Geophys Res., Vol. 78, pp. 5922-5941.
- Serraon, A. and Olalla, C., 1994, "Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Absir, Vol. 31, No. 2, pp. 93-106.
- Shields, D. H., Scott, J. D., Bauer, G. E., Deschenes, J. H. and Barsvary, A. K., 1977, "Bearing capacity of foundations near slopes," In: Proceeding of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 2, pp. 715-720.
- Shuri, F. S., 1981, "Borehole diameter as a factor in borehole jack results," Proceedings of 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Boston, MA (Edited by Einstein, H. H.), MIT Press, Cambridge, MA, pp. 392-397.

- Skempton, A. W., 1951, "The Bearing Capacity of Calys," Proceeding of the British Bulding Research Congress(London), vol. 1, pp. 180-189.
- Solam, S. W. and Kleeman, P. W., 1996, "Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields," *Comput. Methods Appl. Mech.*, Vol. 127, pp. 293-314.
- Sokolovski, V. V., 1965, "Statics of Granular Media," Pergamon Press, New York.
- Soubra, A. H., 1999, "Upper-bound solutions for bearing capacity of foundation", *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 125, No. 1, pp. 59-68.
- Sower, G. F., 1979, "Introductory Soil Mechanics and Foundations," *Geotechnical Engineering*(4th edn), MacMillan, New York.
- Spencer, A. J. M., 1962, "Perturbation methods in plasticity. III, Plane Strain of idea soils and plastic solids with body forces," *J. Mech. Phys Solids*, Vol. 10, pp. 165-177.
- Stimpson, B., 1970, "Modeling materials of engineering rock mechanics," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 7, pp. 77-121.
- Tatsuoka, F., Molenkamp, F., Torii, T. and Hino, T., 1984, "Behavior of Lubrication Layers of Platens in Element Test," *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 24, No. 1, pp. 113-128.
- Tatsuoka, F. and Haibara, O., 1985, "Shear Resistance between Sand and Smooth or Lubricated Surface," *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 25, No. 1, pp. 89-98.
- Tawfiq, K. S. and Caliwndo, J. A., 1993, "Laboratory investigation of polyethylene sheeting as a friction reducer in deep foundation," *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, No. 8, pp. 739-762.
- Terzaghi, K., 1943, "Theoretical Soil Mechanics," John Wiley & Sons, New York.
- Tien, Y. M. and Tsao P. F., 2000, "Preparation and mechanical properties of artificial transversely isotropic rock," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 37. pp. 1001-1012.
- Uchida, I. and Hirata, T., 1974, "Experiments on the failure of embankment under surcharges," *Rroc. the 9th Research Meeting of JSSMFE*, pp. 509-512.

- Uchida, I. and Hirata, T., 1975, "Failure mechanism of embankment under surcharges," Proc. the 30th annual meeting of JSCE, Vol. 3, pp. 211-212.
- Vermeer, P. A. and de Borst, R., 1984, "Non associated plasticity for soils, concrete and rock," *Heron*, 29(3), pp. 3-64.
- Vesic, A. S., 1972, "Expansion of cavities in infinite soil mass," *J. Soil Mech. Fdns Div. Engrs* 98, SM3, pp. 265-290.
- Vesic, A. S., 1975, "Bearing Capacity of Shallow Foundations," *Foundation Engineering Hand-book*, Winterkorn, H. F., and Fang, H. Y., Eds., Van Nostrand Reinhold Co., pp.121.
- Vesic, A. S., 1973, "Analysis of ultimate loads of shallow foundations," *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 99, No. 1, pp. 45.
- Wilson, E. L., 1967, "Stress Analysis of Prismatic Solids," SESM Report, Department Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Wyllie, D. C., 1992, "Foundations on Rock, Chapman & Hall," London.
- Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N., 1977, "On the scale effect of footings on dense sand," *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg., ICSMFE*, Vol. 1, pp. 795-798.
- Yamashita, K., Kakurai, M., Kawai, T. and Takeuchi, N., 1981, "Analysis of the ultimate bearing capacity of foundations on slopes by means of new discrete models," 16th Annual Meeting of JSSMFE, pp. 693-696.
- Yu, H. S., and Sloan, S. W., 1996, "Finite element limit analysis of reinforced soils," *Computer and Structures*, Vol. 63, pp. 567-577.
- Yuan, S. C. and Harrison, J. P., 2003, "An empirical dilatancy index for the dilatant deformation of rock," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 41, pp. 679-686.

附錄 A 單壓試驗



表 A. 1 No.0°-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.0°-1-1	1.87	2.79	135	48
No.0°-1-2	1.99	2.88	127	44
No.0°-1-3	1.12	1.43	128	90

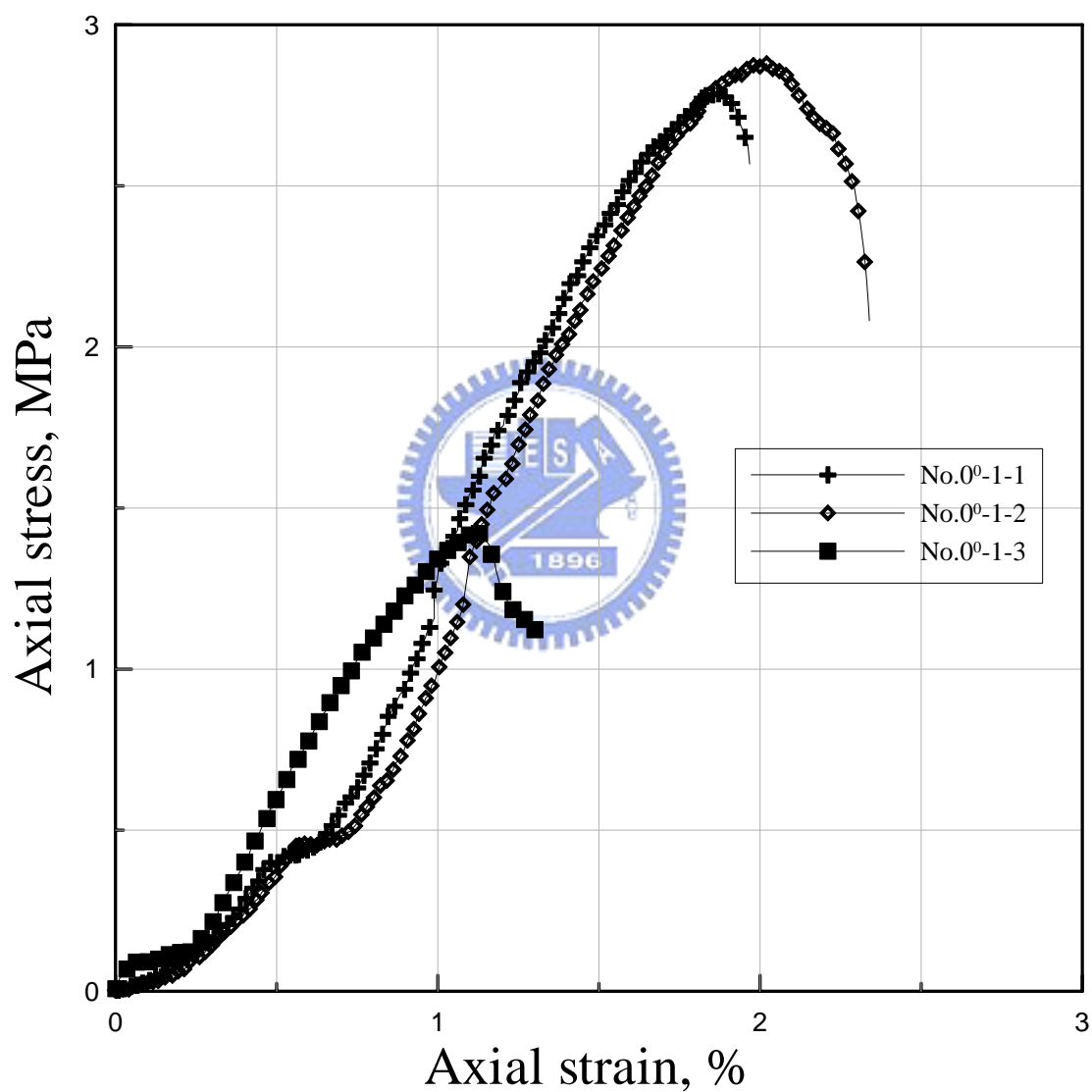


圖 A. 1 No.0°-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 2 No.0°-3 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.0°-3-1	0.97	2.52	262	104
No.0°-3-2	1.44	2.91	187	64

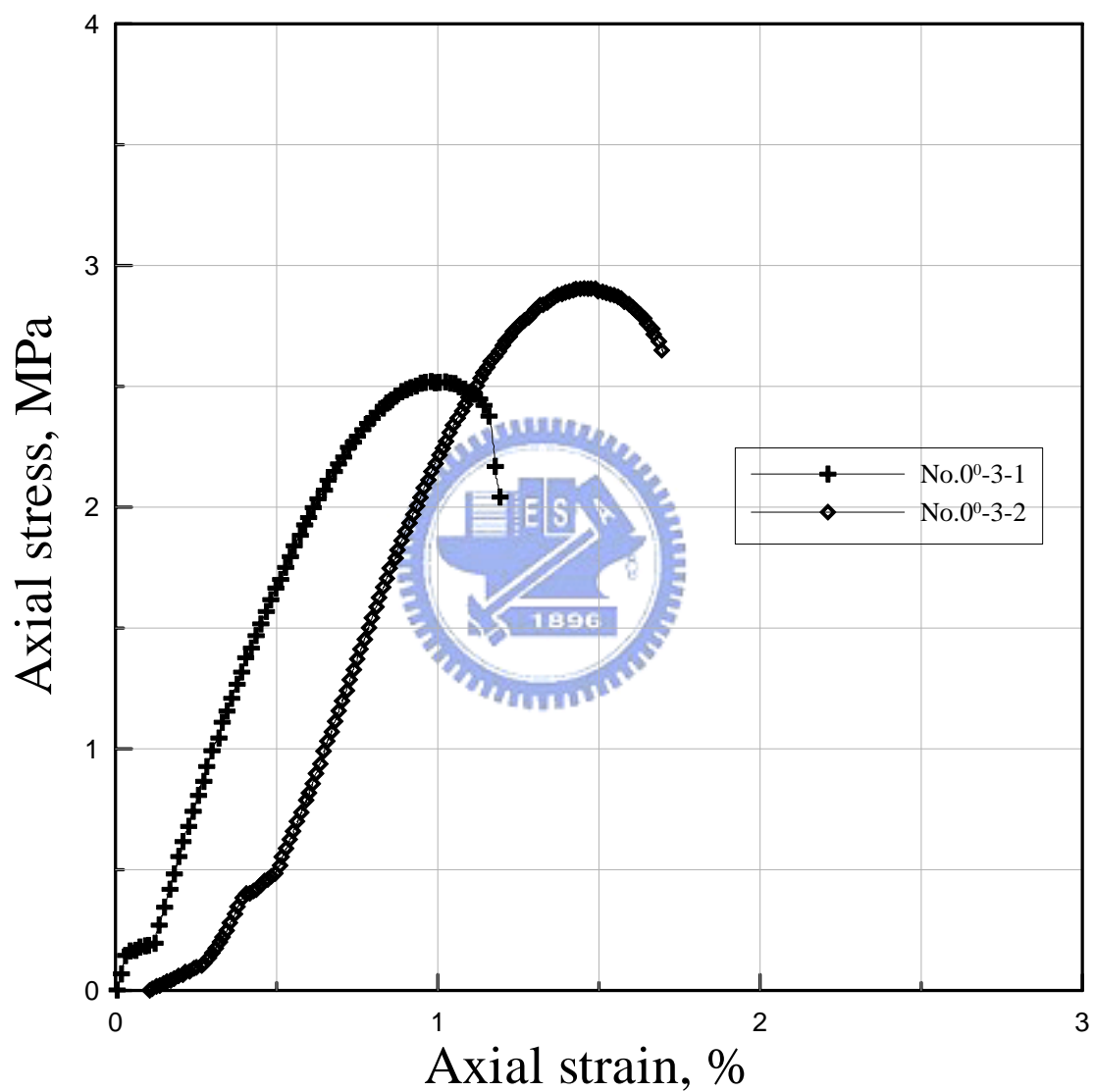


圖 A. 2 No.0°-3 試體單壓試驗曲線

表 A. 3 No.10⁰-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.10 ⁰ -1-1	2.00	3.43	168	50
No.10 ⁰ -1-2	1.66	3.19	222	70

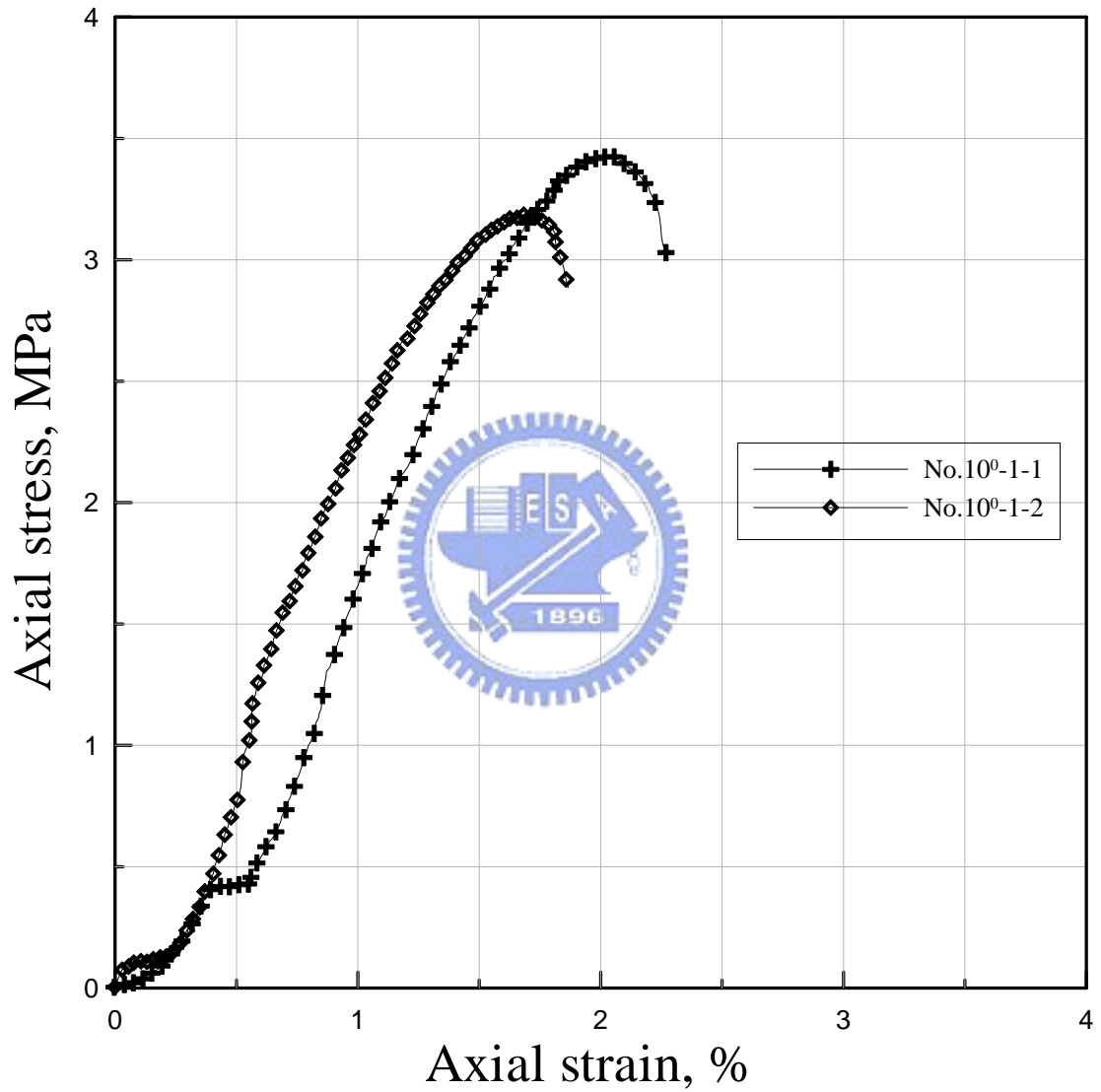


圖 A. 3 No.10⁰-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 4 No.10°-2 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.10°-2-1	0.73	1.67	321	192
No.10°-2-2	0.54	1.54	350	227

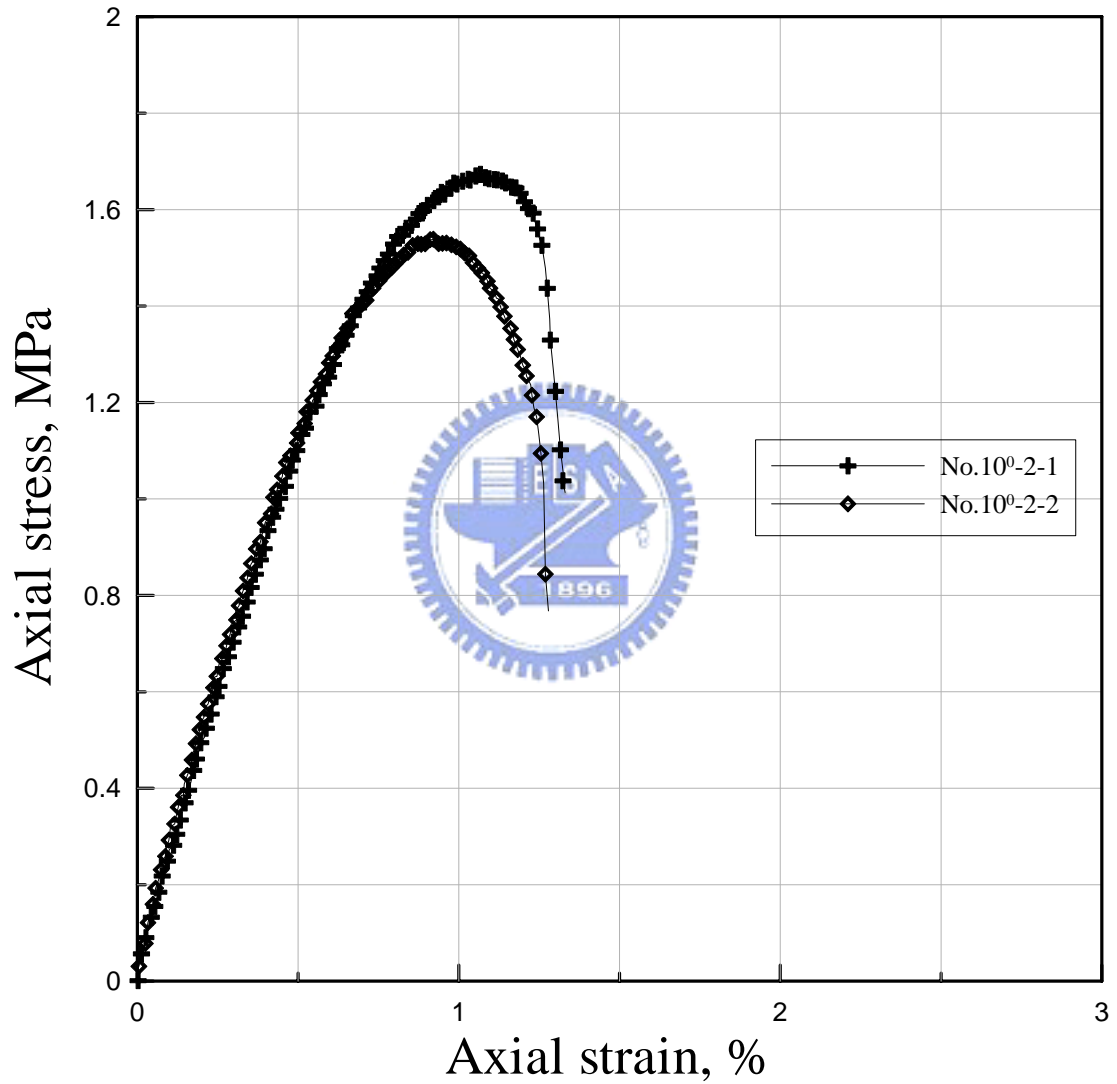


圖 A. 4 No.10°-2 試體單壓試驗曲線

表 A. 5 No.10°-3 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.10°-3-1	0.92	1.94	210	108
No.10°-3-2	1.13	2.11	207	98
No.10°-3-3	1.21	2.32	210	91

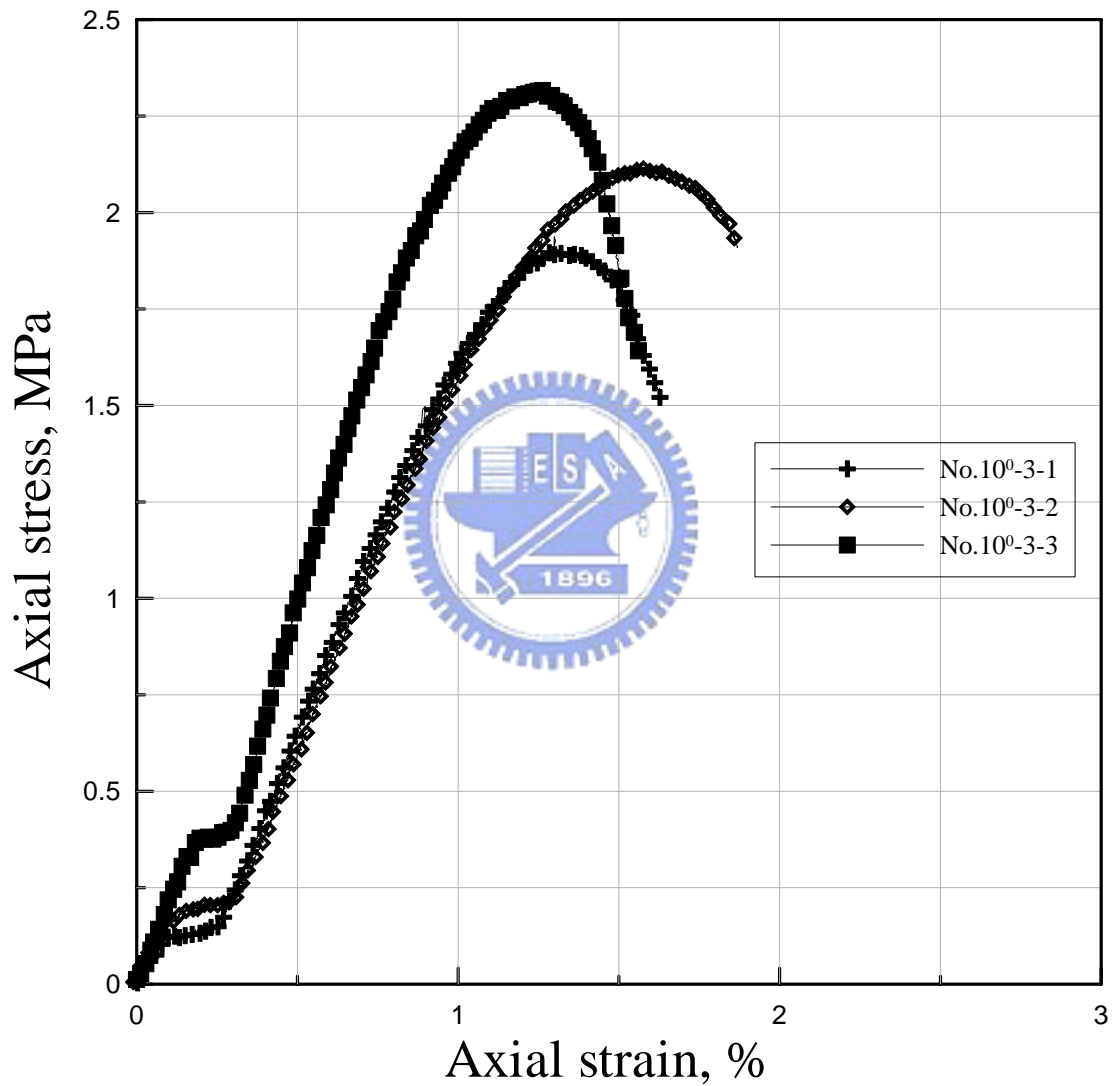


圖 A. 5 No.10°-3 試體單壓試驗曲線

表 A. 6 No.20°-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°-1-1	1.31	1.57	88	67

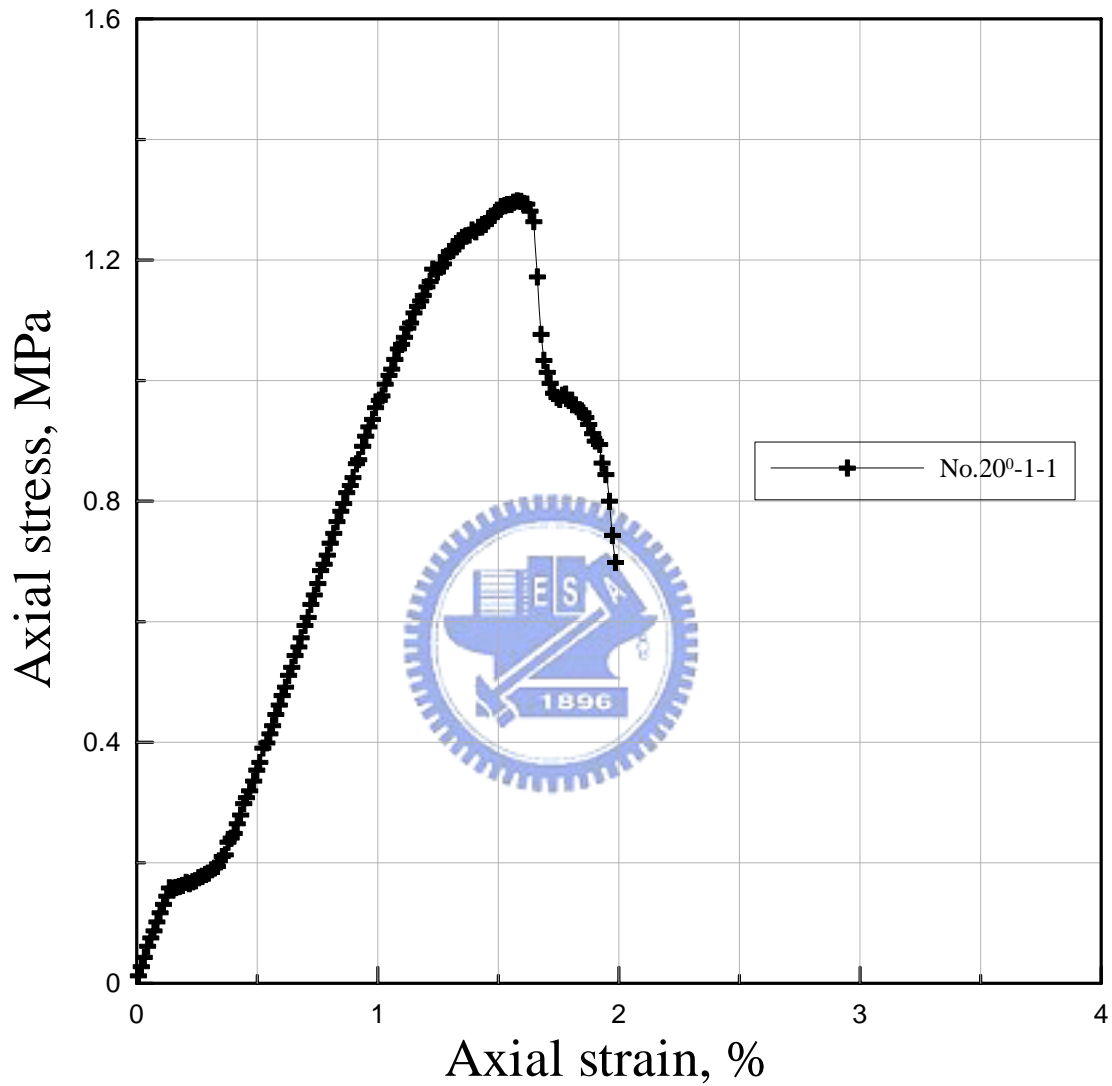


圖 A. 6 No.20°-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 7 No.20°-2 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°-2-1	0.88	1.69	212	125
No.20°-2-2	1.18	2.20	224	102
No.20°-2-3	1.26	1.79	157	88

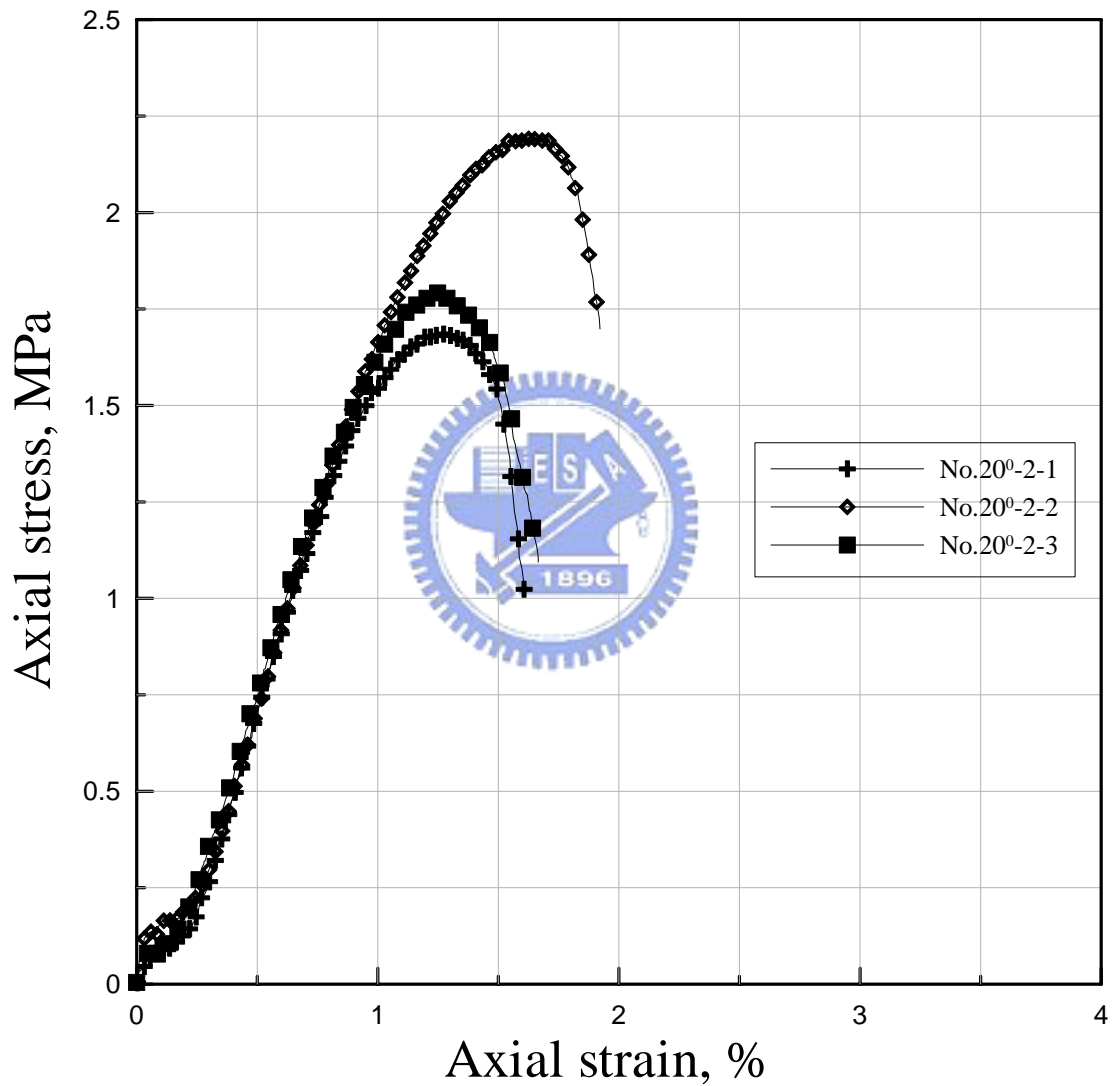


圖 A. 7 No.20°-2 試體單壓試驗曲線

表 A. 8 No.20°-3 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°-3-1	1.07	2.47	253	107
No.20°-3-2	0.99	2.26	245	108

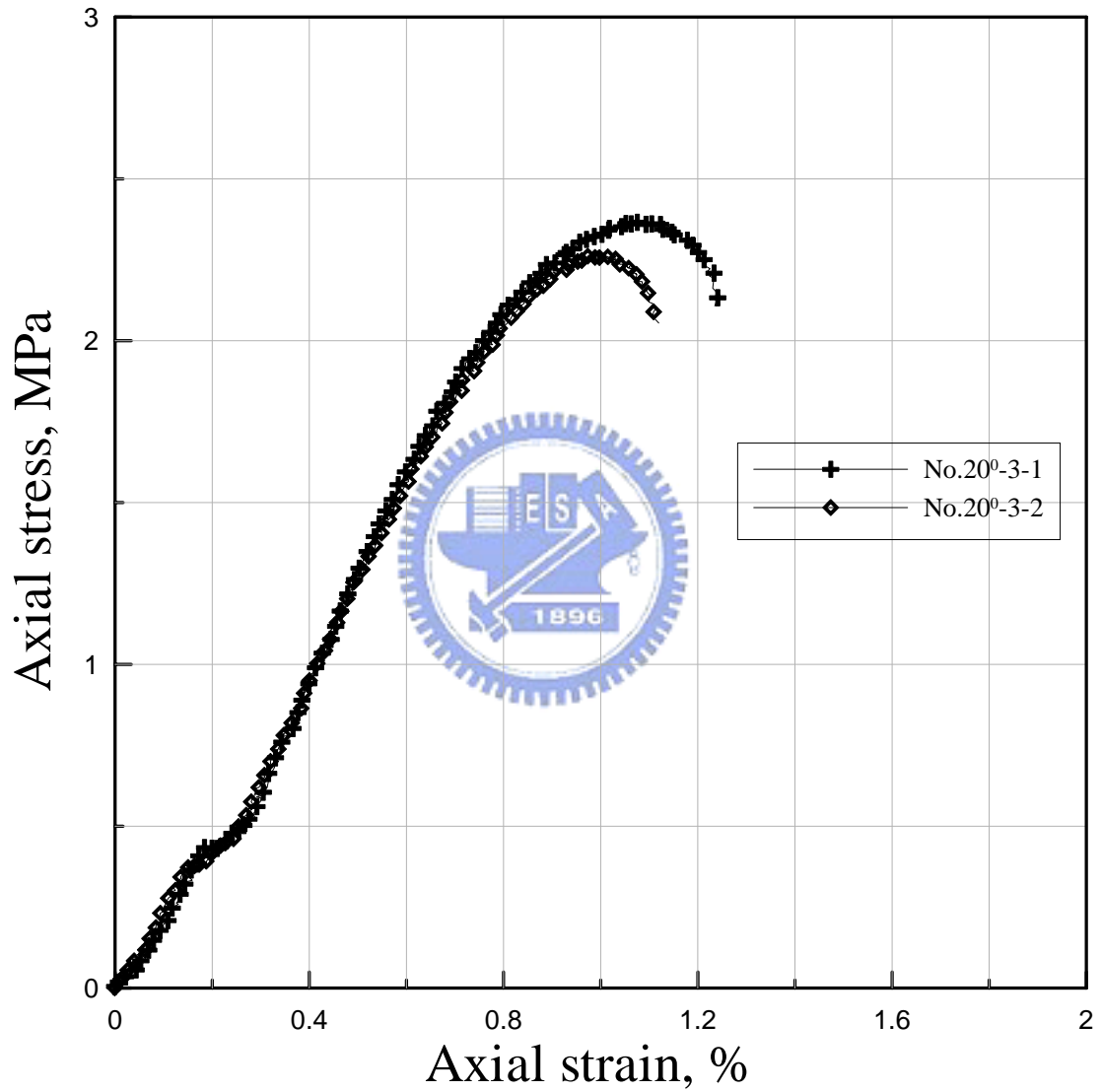


圖 A. 8 No.20°-3 試體單壓試驗曲線

表 A. 9 No.30°-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.30°-1	0.63	1.52	330	217

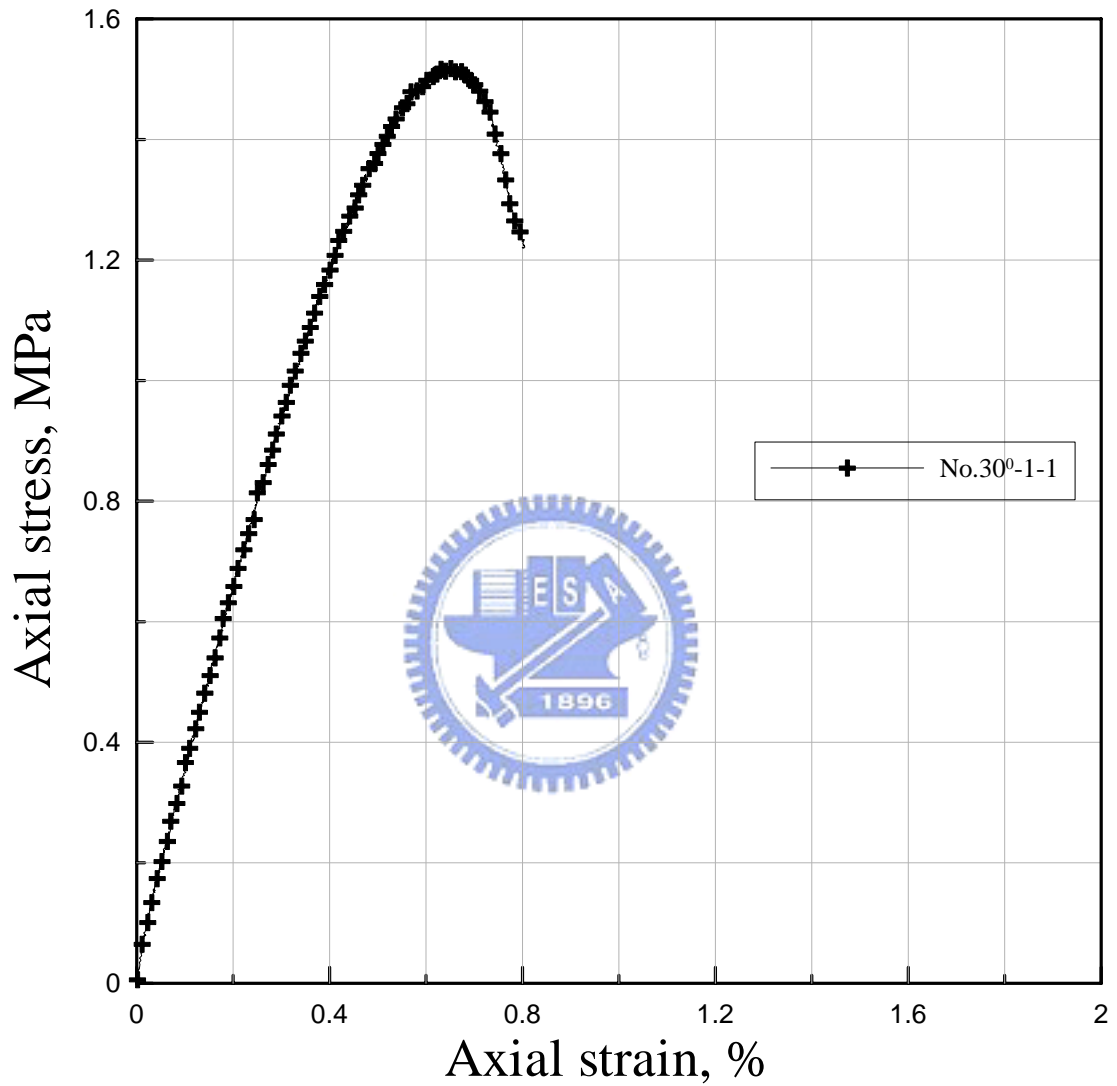


圖 A. 9 No.30°-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 10 No.30°-2 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.30°-2-1	0.91	2.16	284	131
No.30°-2-2	1.52	2.09	128	61

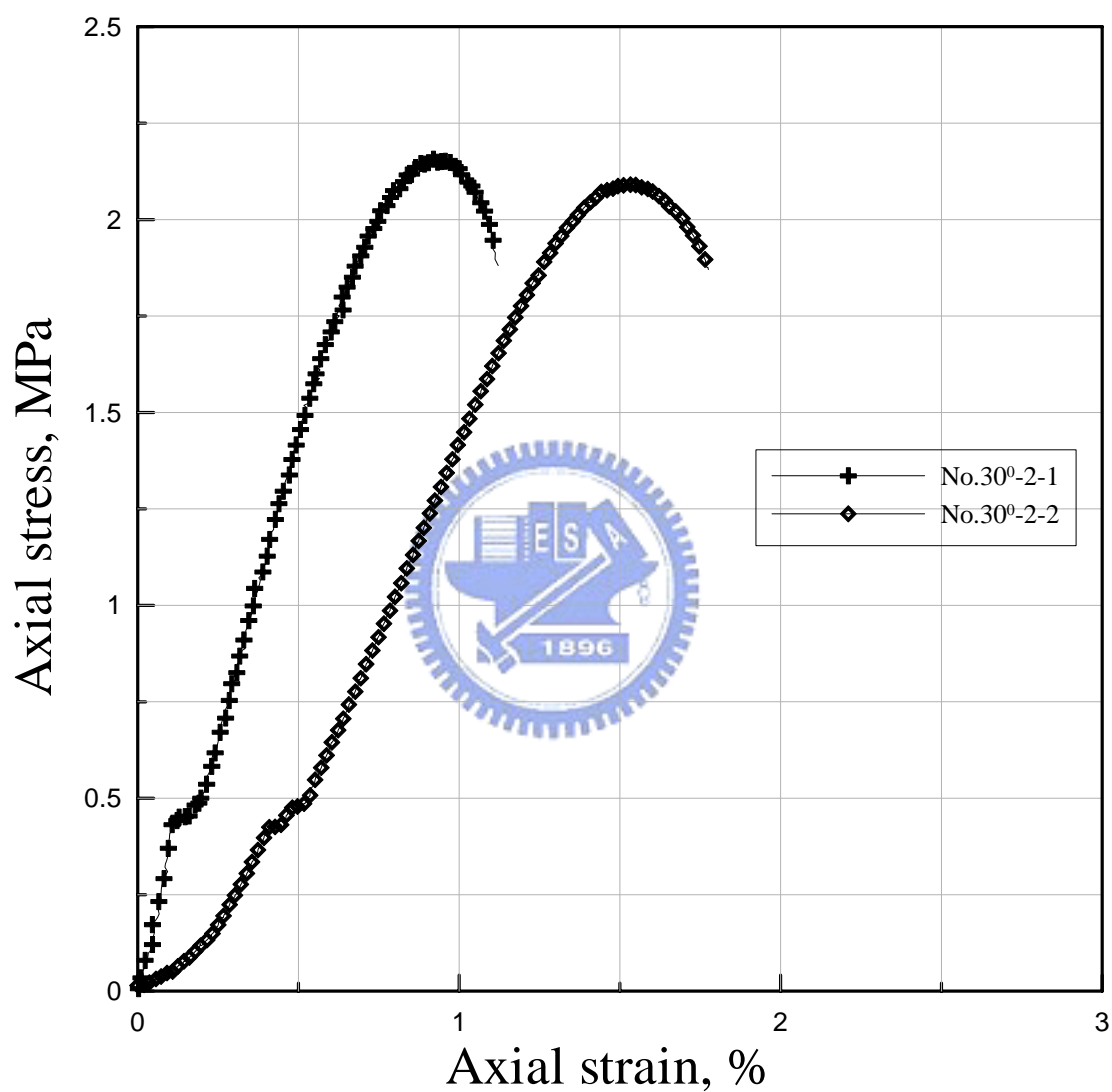


圖 A. 10 No.30°-2 試體單壓試驗曲線

表 A. 11 No.30°-3 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.30°-3-1	1.42	1.94	164	85
No.30°-3-2	0.96	1.90	179	94

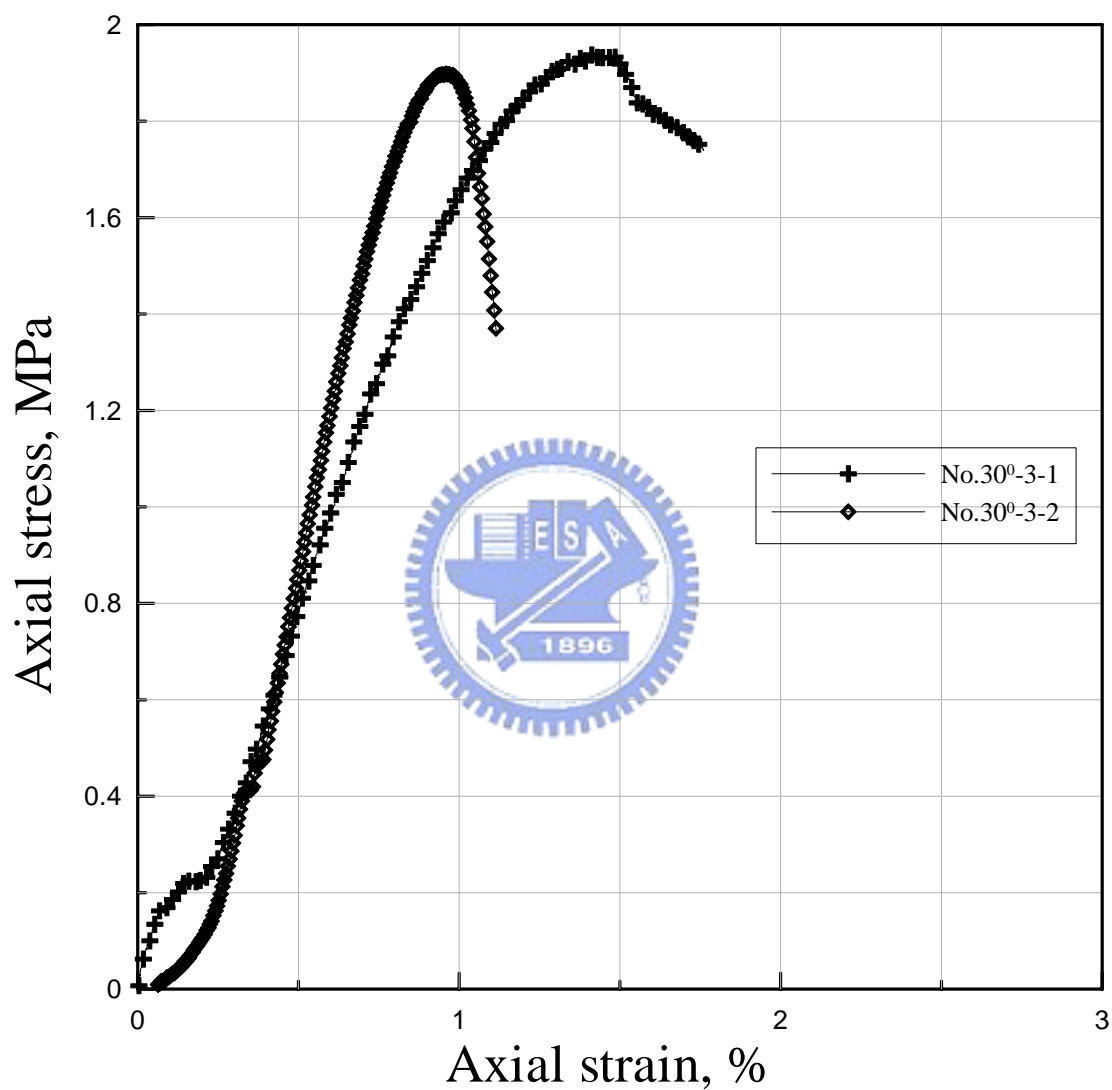


圖 A. 11 No.30°-3 試體單壓試驗曲線

表 A. 12 No.20°/1B-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°/1B-1-1	1.48	2.14	167	78
No.20°/1B-1-2	1.26	1.87	157	84

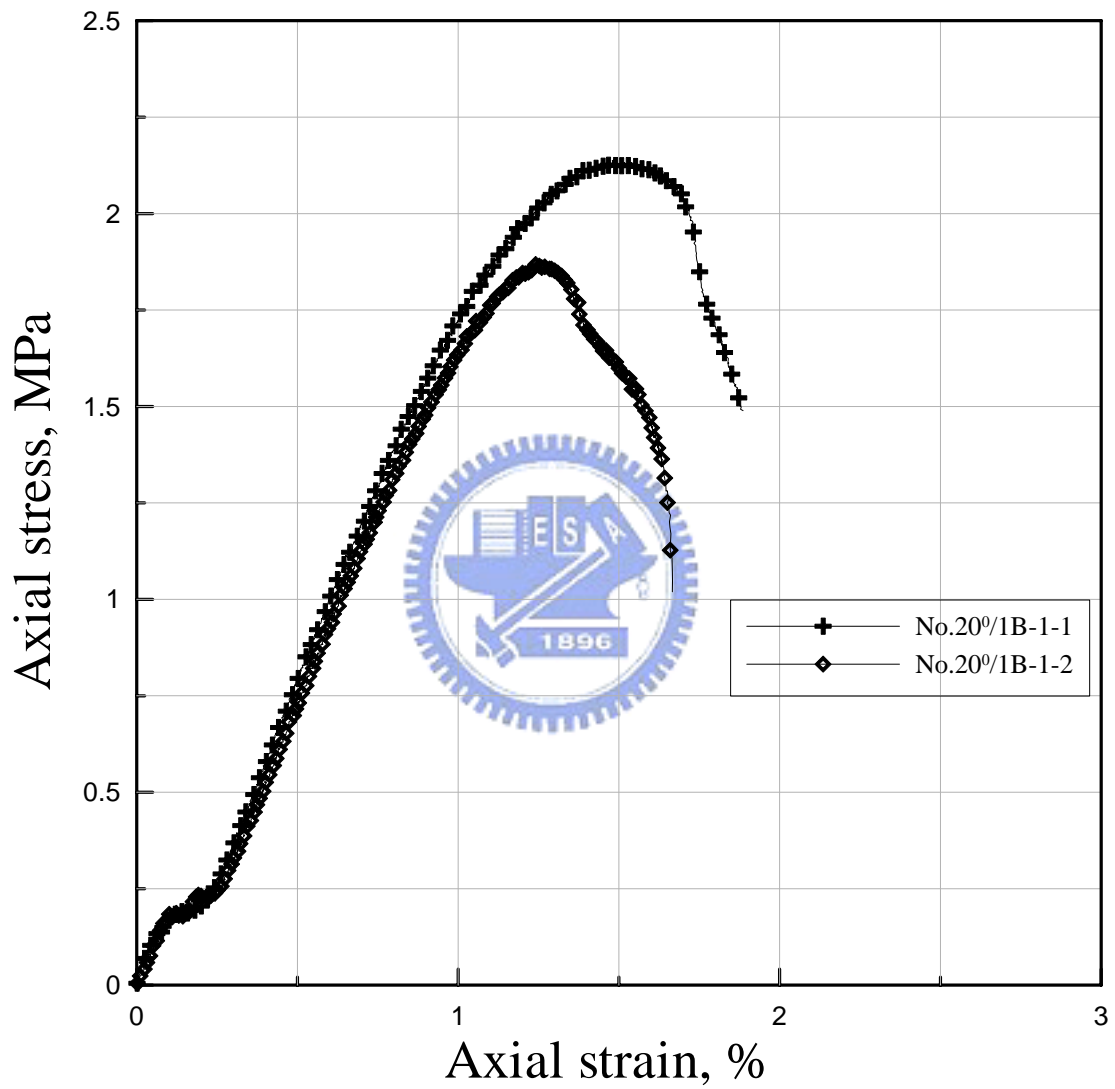


圖 A. 12 No.20°/1B-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 13 No.20°/1B-2 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°/1B-2-1	1.04	1.71	210	123
No.20°/1B-2-2	1.31	1.58	154	161

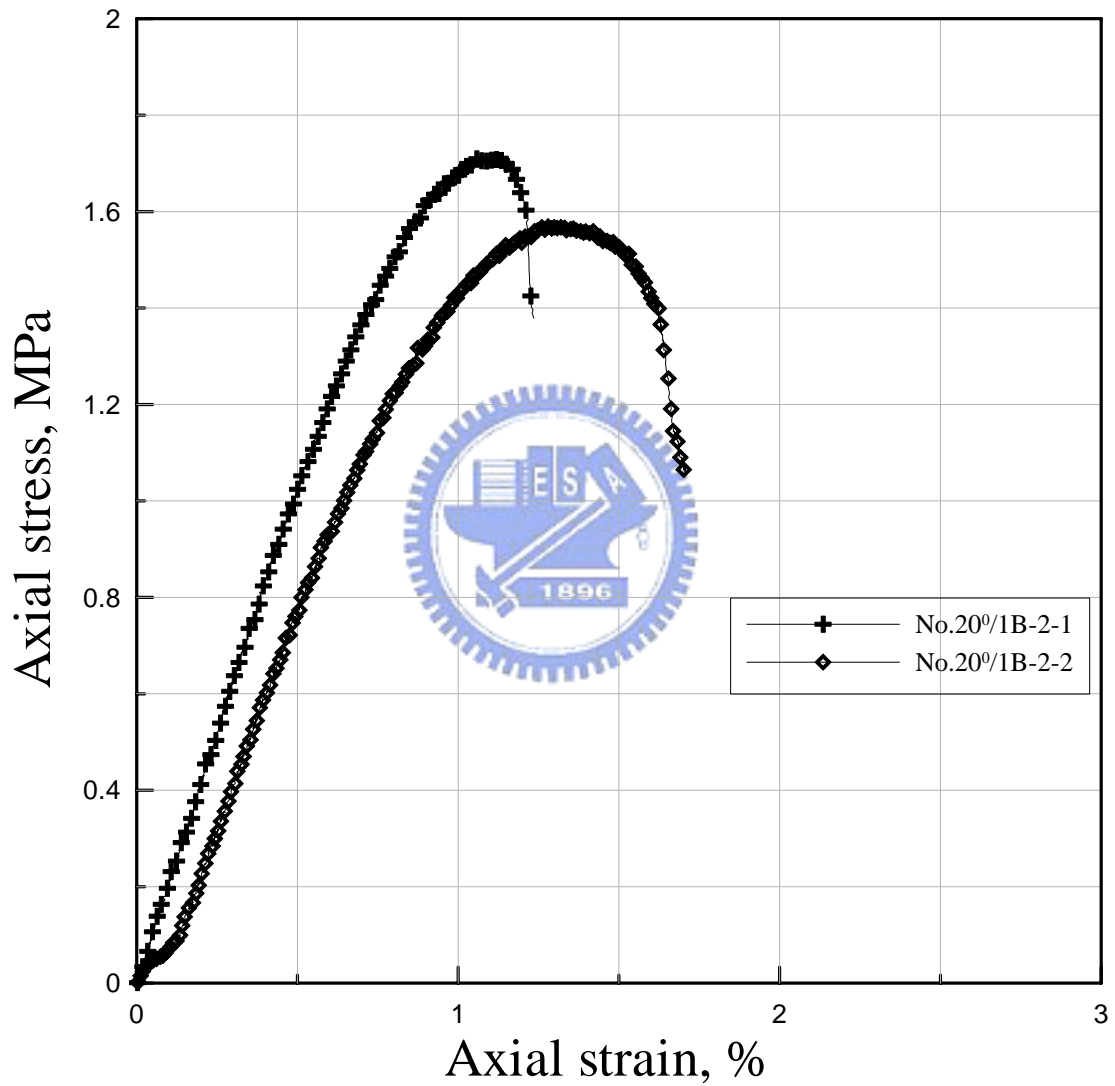


圖 A. 13 No.20°/1B-2 試體單壓試驗曲線

表 A. 14 No.20°/2.5B-1 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°/2.5B-1-1	1.40	2.25	198	88
No.20°/2.5B-1-2	1.71	2.86	196	69

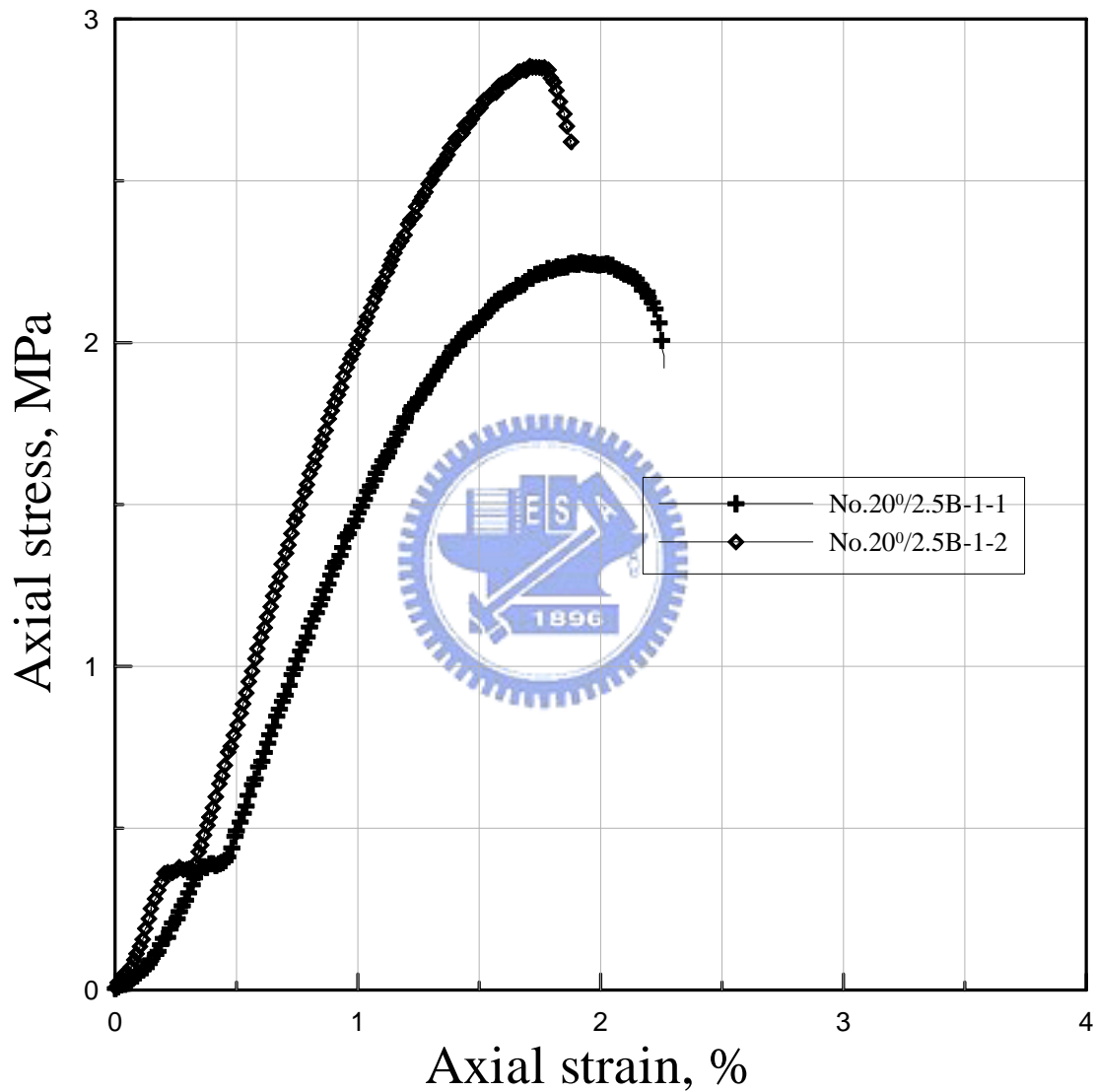


圖 A. 14 No.20°/2.5B-1 試體單壓試驗曲線

表 A. 15 No.20°/2.5B-2 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°/2.5B-2-1	1.55	3.22	240	75
No.20°/2.5B-2-2	1.75	2.85	140	49

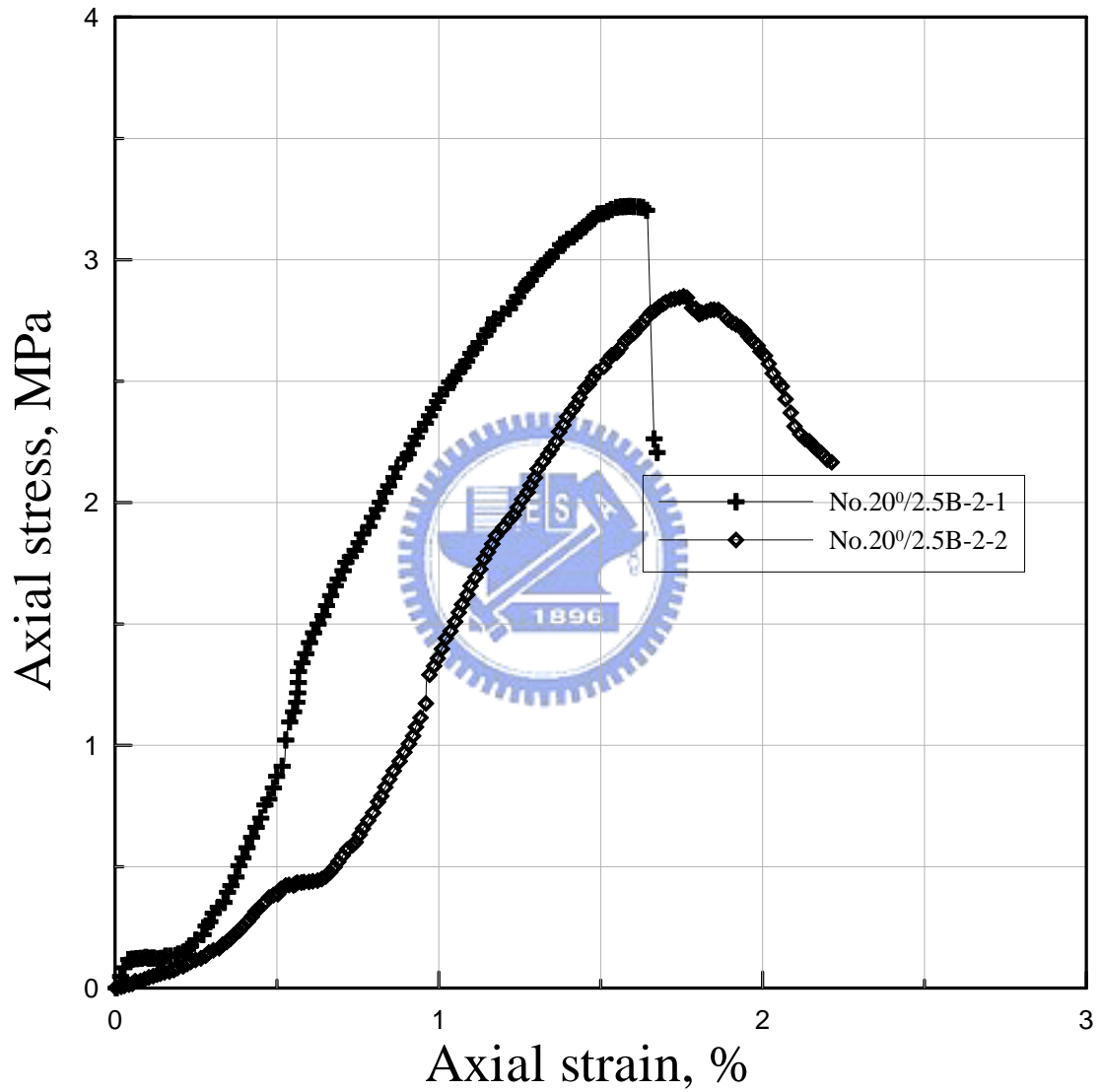


圖 A. 15 No.20°/2.5B-2 試體單壓試驗曲線

表 A. 16 No.20°/2.5B-3 試體單壓試驗結果

試體編號	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
No.20°/2.5B-3-1	1.65	3.24	219	68
No.20°/2.5B-3-2	1.86	2.72	126	46

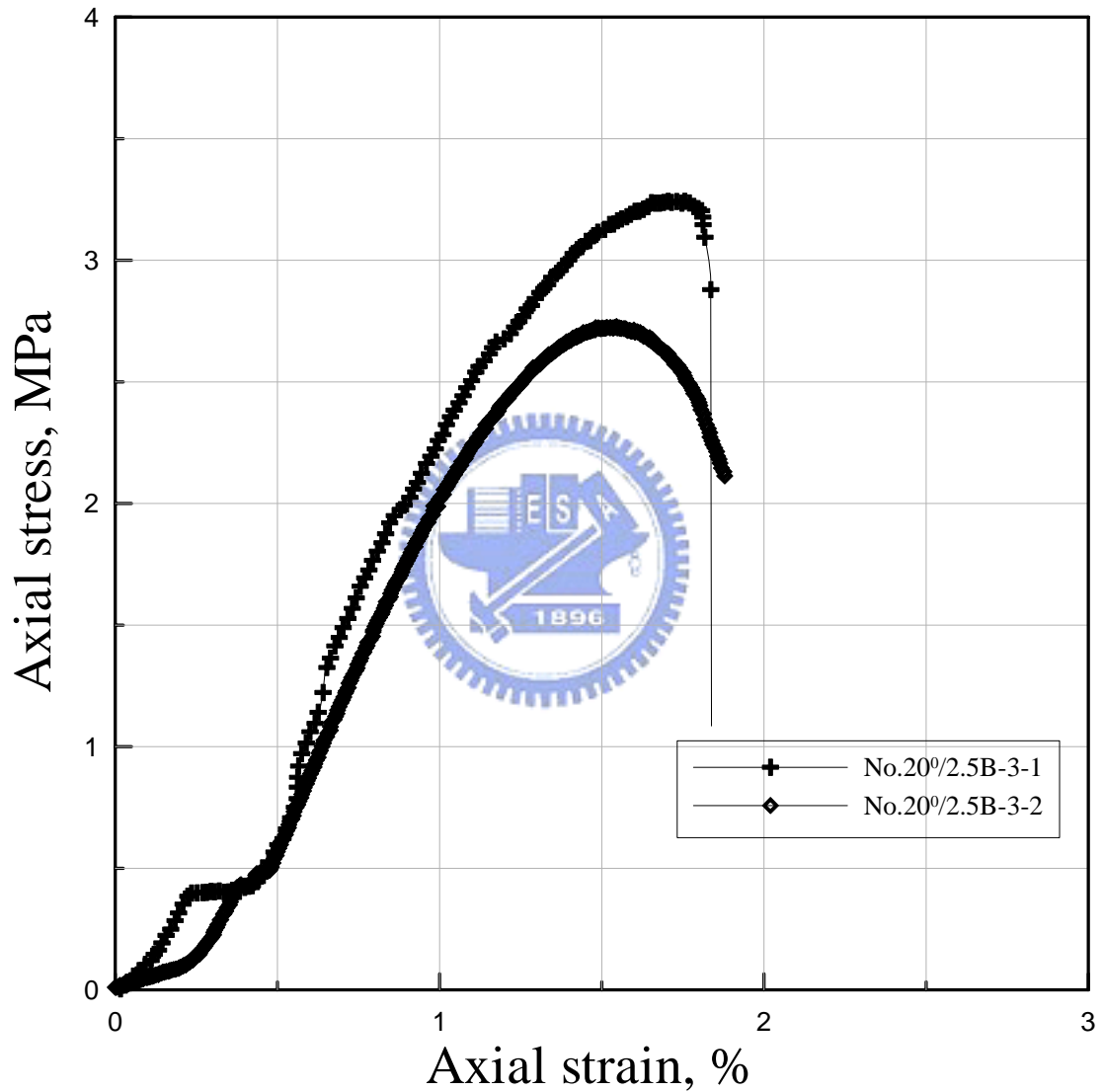


圖 A. 16 No.20°/2.5B-3 試體單壓試驗曲線

附錄 B 多功能孔內試驗儀(BTD)



B.1 儀器改良

簡慶賢(2000)利用多功能孔內試驗儀器(BTD)施作一系列現地試驗，由試驗成果指出其為可行之試驗但儀器還需進行改良。需進行改良的部分為：(1)當試驗完畢後，鑽孔千斤頂試驗裝置會隨者傍壓儀解壓回收時，常造成填充版夾破傍壓儀之橡皮膜；(2)上部位移量測系統會在桿件接合處發生斷裂及彎曲，上述原因導致多功能孔內試驗儀尚不利於試驗施作。本研究茲將彙整廖學志(2004)對其存在之缺點進行改良簡述說明如下：

鑽孔千斤頂主體是由四塊鋁合金鋼材之填充版所構成，原有之四片填充板組立時中間留有 79mm 之孔洞，可放置外徑 74mm 之高壓傍壓儀，如圖 B. 1(a)所示。因兩者孔徑相差 5mm，使得填充板尚未接觸孔壁前，傍壓儀已有過大的變形量，且傍壓儀膨脹時會造成橡皮膜突出至填充板空隙中，故當填充板回收時會夾破橡皮膜。改良方法為加厚填充板厚度，使填充版組裝後中間為 76mm 之孔洞，傍壓儀橡皮膜至填充版孔隙則為 2mm($76 - 74 = 2$ (mm))，如圖 B. 1(b)所示。每塊填充板中都有一個 30mm 的孔洞，目的是為了讓底部的油管、吊放試驗裝置鋼索、量測系統的電源線及資料擷取輸出線穿過。另外，為避免填充版回收時夾破橡皮膜，填充版進行改良，如圖 B. 2 所示，其上、下部組構設計有高強度拉力彈簧構件，中央組構設計含有鋁合金

管。上部與下部之高拉力彈簧構件預先施予預力，當試驗完成後可藉由彈簧的拉力將填充版隨傍壓儀解壓而自行收回至閉合狀態，以便由孔內回收 BTD 試驗儀。中央組構設計有鋁合金管(如圖 B. 3 所示)，其目的是當填充板回收時會使橡皮膜先頂到鋁合金管，以避免橡皮膜突出至各填充版間隙而被夾破，可順利回收儀器。

上部測量位移系統是量測鑽孔剪力試驗之填充板垂直位移量，原先設計是架設四支線性位移量測器(LVDT)及數根小桿件所連接而成的桿件所組成(詳見圖 B. 4)。由於儀器吊放時常造成桿件彎曲或斷裂，且位移計本身並無防水功能，於地下水位下則無法施作試驗。本研究改良方法為上部測量位移系統是將位移計架設於鑽孔外部，桿件改由細鋼線代替，連結於填充板與位移計間，如圖 B. 5 所示。由上述改良方法可確保位移計避免浸水問題，另外由細鋼線代替剛性桿件可確保於鑽孔剪力試驗過程中精確量測到填充版之垂直位移。

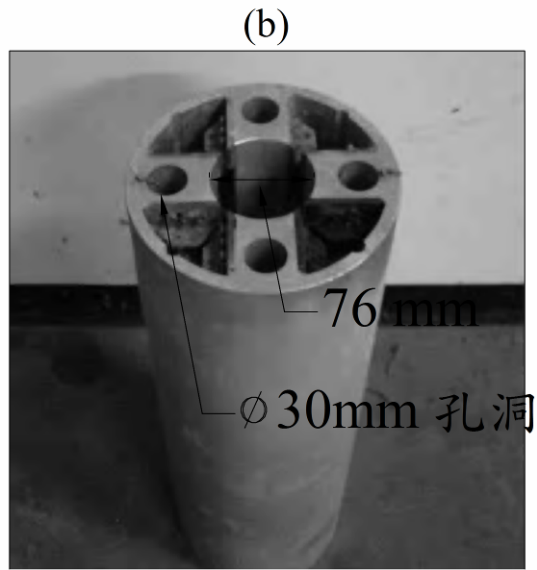
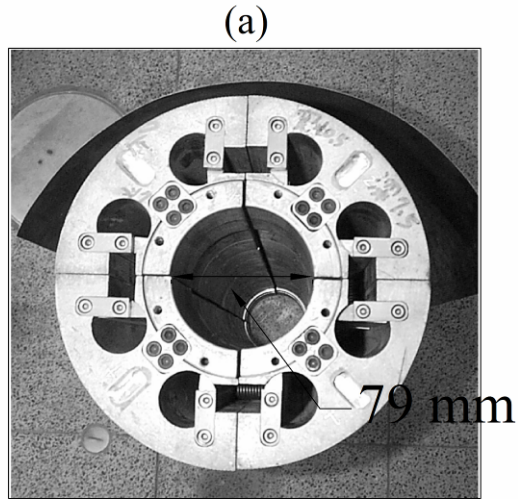
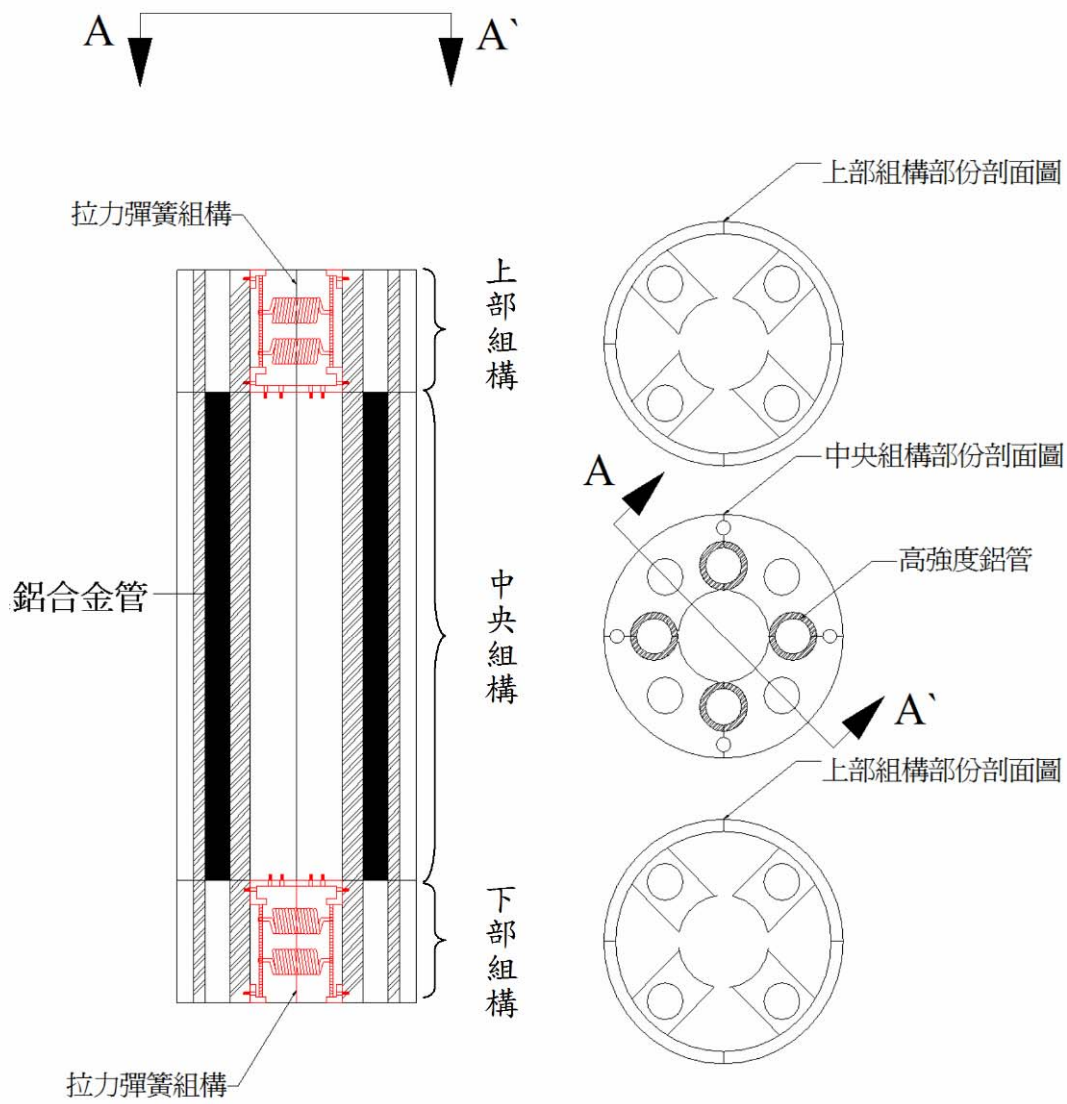


圖 B.1 填充版厚度(a)改良前(簡慶賢, 2000) (b)改良後(廖學志, 2005)



填充版側視圖

填充版上視圖

圖 B. 2 填充板改良元件示意圖

(a)



(b)



圖 B.3 填充版中央組構(a)俯視圖(b)側視圖(廖學志, 2004)

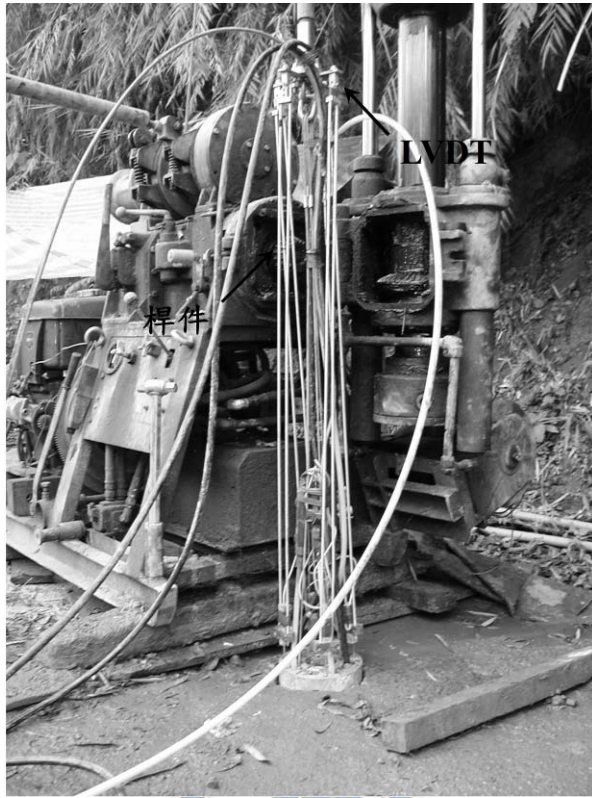


圖 B.4 改良前上部測量位移系統(簡慶賢, 2000)

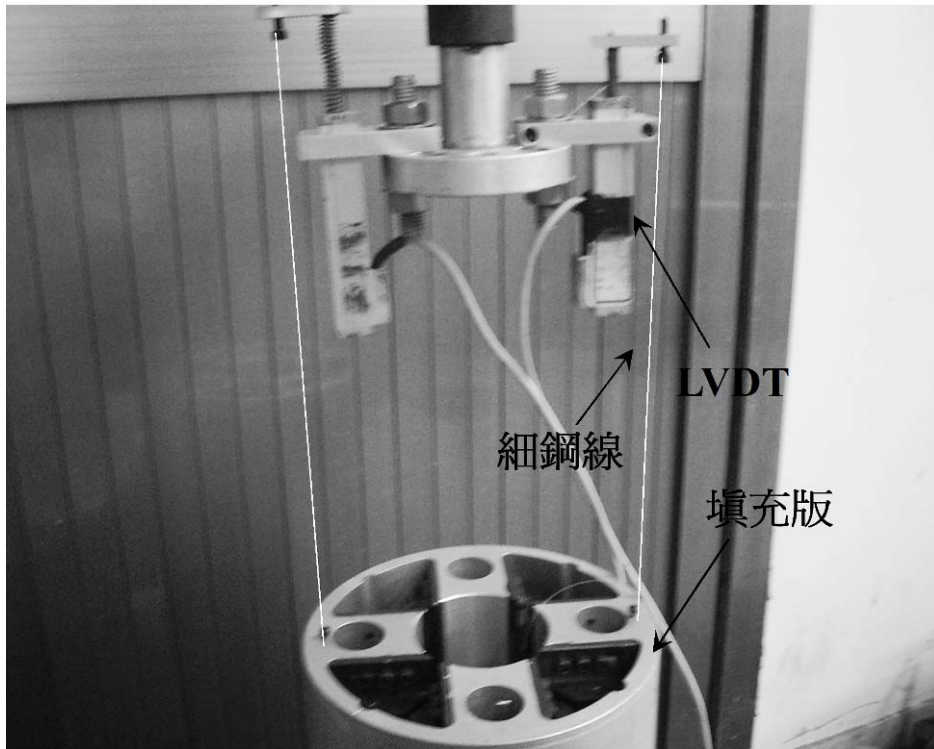


圖 B.5 改良後上部測量位移系統(改繪 廖學志, 2004)

B.2 試驗操作程序

多功能孔內試驗儀為交通大學岩石力學團隊自行研發的儀器，參考文獻相關建議，擬定 BTD 試驗程序。BTD 之試驗程序包含了四個步驟：鑽孔、儀器定位、傍壓儀膨脹(進行孔內千斤頂試驗)及油壓缸加壓(同時進行孔底平板載重試驗及鑽孔剪力試驗)。根據廖學志(2004)所彙整建議的試驗方法，摘述如下：

B.1.1 鑽孔作業

鑽孔尺寸、形狀及對於孔內擾動均對孔內千斤頂試驗結果具有明顯的影響，故鑽孔程序參考 ISRM(1981)及 ASTM(1992)對於施作孔內千斤頂試驗與孔底平板載重試驗之鑽孔注意事項，提出規劃鑽孔步驟如下所述：



1. 首先使用 NX 鑽頭進行鑽孔，達預定試驗深度上 30cm 處，鑽孔過程並全程取樣。
2. 使用 HX 鑽頭來鑽孔，期以加快步驟三的鑽孔速度。
3. 使用 170mm 的鑽頭，如照片 B. 1(a)以濕鑽方式進行第一次的擴孔，深度達試驗深度上方 30cm 處。
4. 將孔底清除乾淨。
5. 使用孔徑為 200mm 的鑽頭如照片 B. 1 (b)，進行第二次擴孔，直到達試驗預定深度上 30cm 處。

6. 使用鑽頭尺寸為 220mm 的鑽頭，如照片 B. 2(a)所示，進行第三次擴孔，直達試驗深度上 2m，其目的是避免剝落之土塊或岩塊掉入孔內千斤頂四片填充版膨脹之空隙中，造成填充版無法縮回。
7. 使用孔徑 200mm 鑽頭(如照片 B. 2 (b)所示)，進行鑽孔並達試驗深度。



(a)外徑為 170mm



(b)外徑為 200mm

照片 B. 1 鑽孔之鑽頭(廖學志，2004)



(a)外徑為 220mm



(b)外徑為 200mm

照片 B. 2 鑽孔之鑽頭(廖學志，2004)

B.1.2 儀器定位

此步驟須注意儀器組裝與相關線路是否架設正確、量測與動力系統是否正常並且確定儀器置於孔內正中央。儀器定位之步驟如下所述：

1. 首先將試驗儀器各部構件進行組裝，將千斤頂油管連接油壓缸與油壓機。連接油管時需特別注意油管進出方向，避免千斤頂無法運作，如照片 B. 3 所示。
2. 將儀器組裝後進行測試，以確保儀器可正常運作。
3. 將儀器緩慢吊起，並保持其垂直度與穩定性。隨後將儀器吊放進鑽孔內，當鑽孔千斤頂之填充版恰露出地面時先暫停吊放動作，此時調整高壓傍壓儀位置，使側向變形量測的方向、填充版中心位置與走向方向呈一直線，確定後再小心緩慢的

吊放至試驗預定深度，如照片 B.4 所示。

4. 架設上部垂直位移量測系統於鑽機上，程序完成後便可開始施作試驗，如照片 B.5 所示。



照片 B.3 儀器組立之照片(廖學志，2004)



照片 B.4 儀器吊入孔內之照片(廖學志，2004)



照片 B.5 架設上部量測系統(廖學志，2004)

B.1.3 鑽孔千斤頂試驗程序

當儀器安置於試驗深度時，首先進行鑽孔千斤頂試驗的程序。參考 ASTM(1992)對傳統鑽孔千斤頂試驗(Goodman jack test)提出之施作步驟，規劃操作步驟如下所述：

1. 開啟 Quickbasic 軟體並執行 Mult.BAS 程式，由電腦直接擷取應力與應變之資料。
2. 參考 ASTM(1992)建議初始加壓階段間隔為 5kg/cm^2 ，本實驗規劃初始加壓階段間隔為 1 kg/cm^2 ，當壓力超過 10kg/cm^2 時即加壓階段之壓力間隔為 2 kg/cm^2 。

3. 加載 1 分鐘後，立刻加壓至下一階加載狀態，如此循序加載直到試驗規劃之最大壓力值。
4. 當到達最大壓力值時，加載時間改為 10 分鐘或視現地情況延長時間，並讓其發生潛變達穩定變形後，再依階段卸載。
5. 重複步驟 3 及步驟 4，直到最大試驗壓力或最大變形時停止，並卸載壓力至應力與應變為零時，即試驗結束並儲存檔案。

B.1.4 孔底平板載重與鑽孔剪力試驗步驟

孔內千斤頂試驗達到穩定變形之後，則以底部油壓千斤頂推動平板下壓進行孔底平板載重試驗，在孔內千斤頂之四塊填充版尚未滑動前可以提供孔底平板載重試驗所需之反力。當填充版剪力不足開始滑動時，底部油壓千斤頂下壓之作用力即會推動四片填充版向上移動，即進行鑽孔剪力試驗。參考 ISRM(1981)及 ASTM(1992)對平板載重試驗建議與 Johnston 等人(1993)提出之針對可回收式試驗裝置(RTR)的鑽孔剪力試驗步驟，規劃操作程序如下所述：

1. 開啟 Quickbasic 軟體並執行 Mult.BAS 程式，並確定量測擷取系統與動力系統作業正常。
2. 利用油壓機提供壓力並調整加壓閥，每階加壓為 5 kg/cm^2 。觀察其變形量穩定後，再加載下一階段載重。
3. 循序階段加載，直到油壓千斤頂伸長達到極限 2.5 公分，或荷

重計達 200KN 時，亦或孔內千斤頂之四片填充版造成儀器整體滑動時，及停止試驗。

B.3 試驗組數規劃

本研究於試驗場址(新竹縣寶山第二水庫停車場預定地)進行試驗，試驗地層為膠結不良砂岩，厚度約為 5m，砂岩層走向為 N48°，傾向為東南方向，砂岩層傾角為 29°。規劃三孔之試驗孔，相關試驗孔位、試驗種類及深度，見表 B.1 所示。

表 B.1 BTD 孔底平板載重試驗規劃表

試驗種類	試驗編號	試驗孔號	試驗深度 (m)
孔底平板載重試驗	0423P	B-1	5.5
孔底平板載重試驗	0426P	B-2	2.5
孔底平板載重試驗	0428P	B-2	5.5
孔底平板載重試驗	0429P	B-3	2.5
孔底平板載重試驗	0430P	B-3	5.5

B.4 孔底平板載重試驗推求材料楊氏模數方法

多功能孔內試驗儀可兼而施作現地鑽孔千斤頂試驗、鑽孔剪力試驗以及孔底平板載重試驗，本研究主要藉由 BTD 之孔底平板載重試驗結果求得現地膠結不良砂岩之楊氏模數，並與模型承載試驗所得之彈性模數進行比較討論，本節針對孔底平板載重試驗之結果進行詳細說明。

孔底平鈹載重試驗可得孔底基礎荷重-變形量關係曲線，並使用 Pells(1983)所提出之公式(Eq.B.1)求得基礎楊氏模數。

$$E_p = \frac{Q_p}{\rho D_p} (1 - \nu^2) \mu_0 \quad (\text{Eq.B. 1})$$

其中 E_p 為平鈹載重試驗所得之彈性模數(MPa)； Q_p 為加載力(MN)； ρ 為平鈹沉陷量(m)； D_p 為平鈹直徑(m)； ν 為波松比； μ_0 為孔底平鈹載重試驗之深度修正因子(見圖 B. 6 所示)。

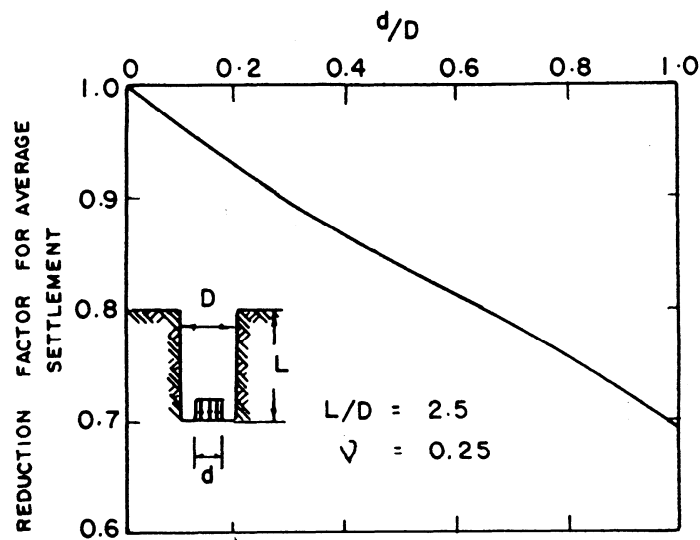


圖 B. 6 孔內平鈹載重試驗之深度修正因子(Pells, 1983)