

第二章 文獻回顧

本研究所討論之膠結不良砂岩，其形成年代晚，具有膠結差、遇水軟化、易受擾動等性質，代表性的岩石為以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。

International Society for Rock Mechanics			
Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	< 0.025
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025–0.05
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05–0.10
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10–0.25
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail	0.25–0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	> 0.50
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25–1.0
R1	Very weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer, can be peeled by a pocket knife	1.0–5.0
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	5.0–25
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25–50
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50–100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100–250
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	> 250

Note: Grades S1 to S6 apply to cohesive soils, for example clays, silty clays, and combinations of silts and clays with sand, generally slow draining. Discontinuity wall strength will generally be characterized by grades R0–R6 (rock) while S1–S6 (clay) will generally apply to filled discontinuities (see Filling). Some rounding of strength values has been made when converting to S.I. units.

圖 2.1 國際岩石力學協會 ISRM(1981)建議之大地材料分類方法

2.1 軟弱岩石之概述

軟弱岩石同時兼具岩石與土壤兩者之特性，故無法單純以一般土壤或岩石力學之理論探討之。近 20 年來已有多位學者針對軟弱岩石之定義、形成、物理及力學性質等加以研究，茲將張志勇(1999)、鍾峻偉(2001)與劉英助(2002)所彙整之資料節錄重點如下：

2.1.1 軟岩的形成與定義

一般由砂土變成砂岩主要需經過三個階段(Barton, 1993)：

(1)齡化作用(aging)，此階段使砂土勁度提高，但尚未有凝聚性出現，此時的砂土稱為齡化砂土(aged sand)

(2)緩和成岩作用(mid diagenesis)，砂土在經過鏈結、膠結(bonding)以及互鎖作用(interlocking)後轉變成凝聚性砂土(cohesive sand)，膠結使材料產生凝聚性，增加剪力強度。

(3)長時間固化作用(induration)，而終於強度提升至形成堅硬的砂岩。

Barton 認為軟砂岩成岩作用不完全，可視為凝聚性砂土，強度不高，膠結也差。Dobereiner et al.(1986)亦有此相似的結論，並認為風化(weathering)也是軟岩形成之一大要素(圖 2.2)，其主要為火成岩或變質岩軟岩化之原因。

根據 Barton 之結論，固化時間短是形成軟岩之主因，但影響軟岩之力學行為主要在於成岩作用裡各種岩化作用(lithification)之程度，如膠結、互鎖等，可再將岩化作用做更細之區分，通常包括如下：(陳汝勤及莊文星, 1992)

(1)凝聚作用(congelation)：如物理的脫水和硬化作用，使得氧化矽或有機膠，形成非晶質或隱晶質固體。

(2)結晶作用(crystallization)：形成原生的可辨識的化合物，如在火山碎屑沈積物中未穩定的礦物，它的形成並未有孔隙水或其他礦物之介入。

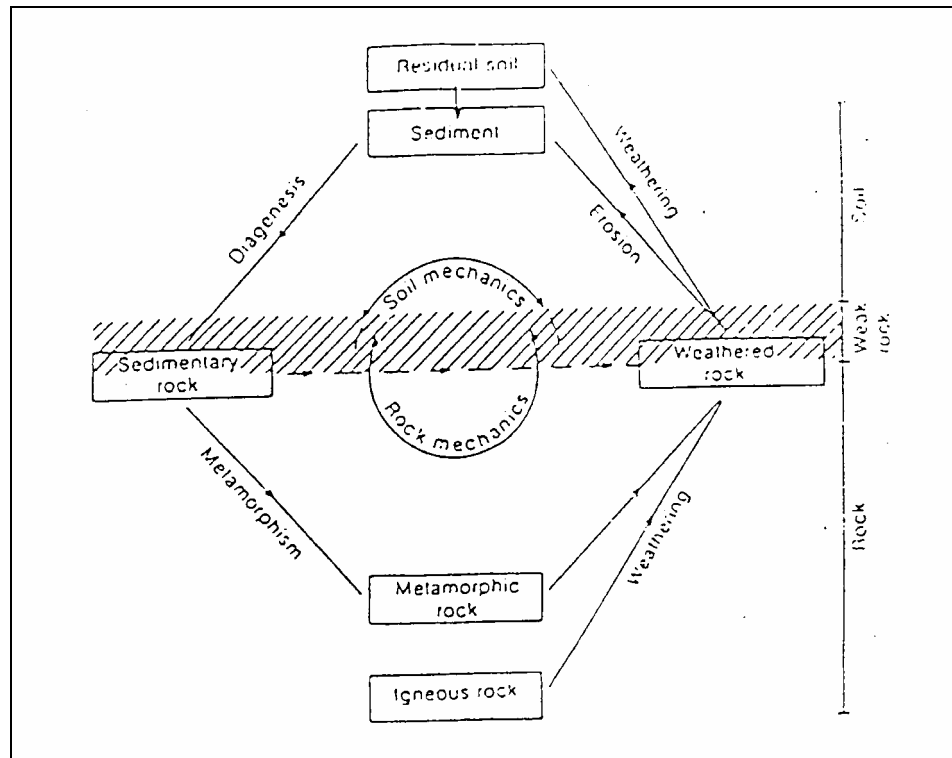


圖 2.2 軟弱岩石成因示意圖(Dobereiner et al., 1986)

(3)再結晶作用(recrystallization)：由於應力的增加或其他因素之影響而形成次生的、結晶學尚可辨識的礦物，例如由霏石(aragonit)轉換為方解石。

(4)壓密作用、密結和壓力黏聚作用：由於荷重逐漸增加，孔隙水液漸被排溢，使得顆粒緊密在一起，有時產生局部區域水溶液之富集或空洞間形成再沈積作用。

(5)膠結作用(cementation)由於循環水溶液所帶來之膠結物在沉積物顆粒之間隙中填充或部分填充，這些膠結物主要有 SiO_2 ， CaCO_3 和 Fe_2O_3 。

本研究以台灣北部的卓蘭層與頭嵙山層之軟弱砂岩為目標地層，製造人造膠結不良砂岩。膠結不良砂岩在由砂土變成砂岩的過程中，只經過完整的齡化作用(aging)，因為時間的關係，成岩作用和固化作用並不完整。製造人造膠結不良砂岩試體時，是在常溫下以壓密排水的方式進行，其中也沒有添加膠結材，導致成岩作用中有些作用無法模擬，例如結晶與再結晶作用，膠結作用只能依賴天然材料中所含有之膠結材進行膠結的作用。另外在壓密作用方面，人造膠結不良砂岩所承受之最大壓密應力無法與天然

膠結不良砂岩相當，所以人造膠結不良砂岩的強度和勁度會略低於天然膠結不良砂岩。

Bieniawski(1974)建議軟岩的單壓強度介於 1 至 25MPa 之間。圖 2.3 為 Bieniawski(1984)整理各家對軟岩的分類定義，從圖中可看出各家之軟岩分類標準有些許出入。

國際岩石力學學會 ISRM(1981)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 2.1，其中可岩石依單壓強度分為 R0~R6 七個等級。而 ISRM 定義之軟岩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。

國際土壤力學及基礎工程協會(ISSMFE)的技術報告中，將軟岩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，不過考量材料的工程行為以及綜合其他各家的分類方式，25MPa 是一般所認同軟岩單壓強度上限的數字。

Johnston 依 ISRM(1981)建議的分類法畫分級圖(圖 2.4)，其單壓強度分佈在 0.5MPa 至 25MPa 之間可歸類為軟岩。

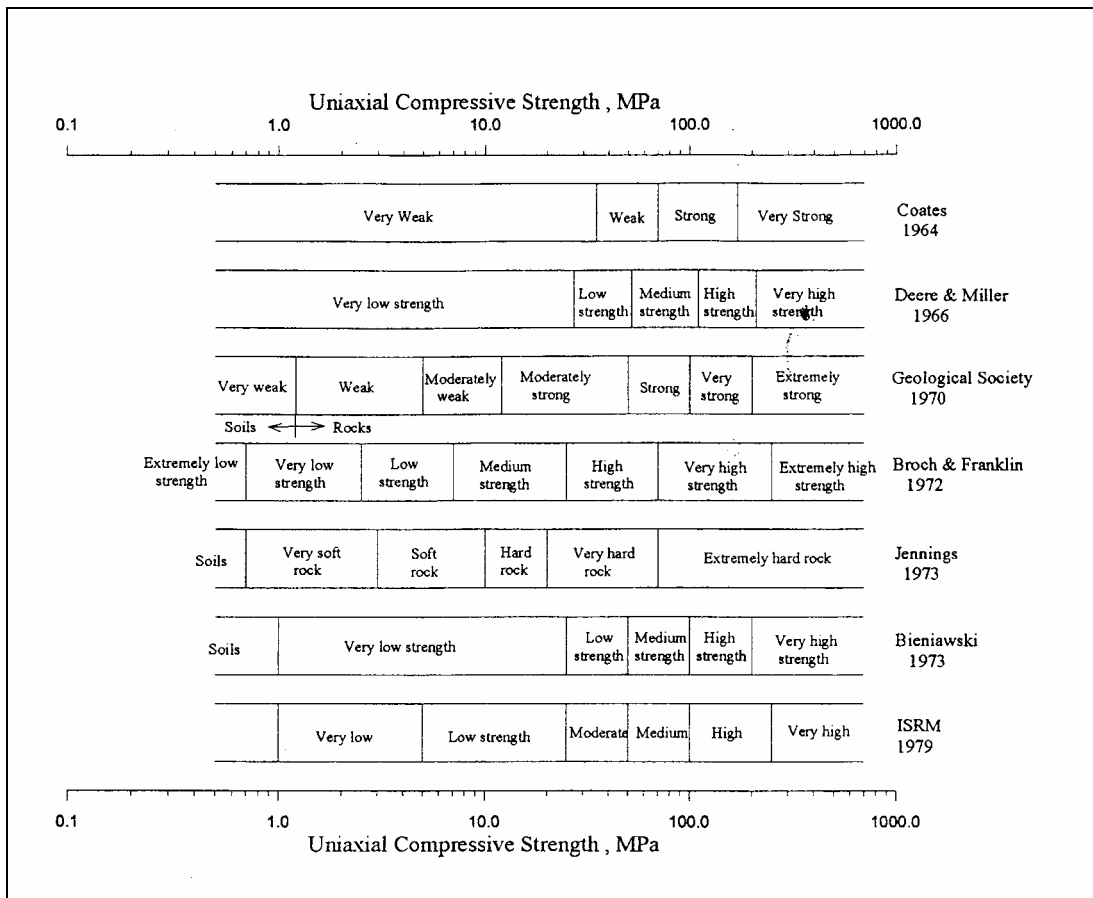


圖 2.3 岩石材料依單壓強度之分級圖(Bieniawski, 1984)

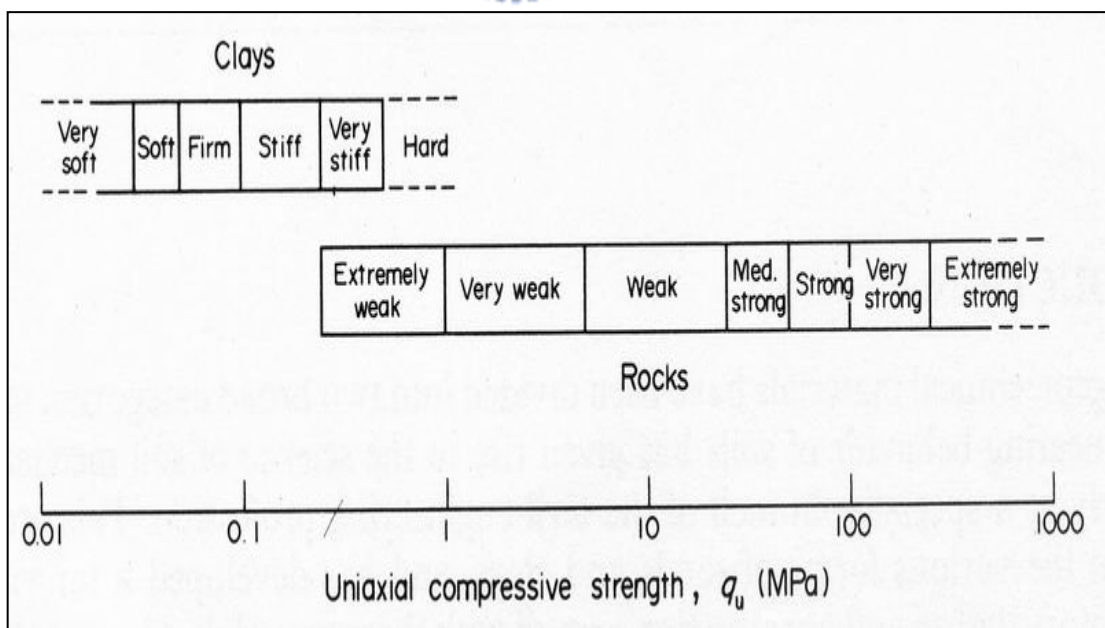


圖 2.4 ISRM(1981)建議之大地材料單壓強度分類分級圖(Johnston, 1993)

2.1.2 軟岩的特性與工程性質

本節將許多學者研究軟弱岩石之特性，包括物理性質、力學性質以及工程性質，統整歸納如下：

一、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。軟弱岩石相較於土壤而言，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或岩石之間。赤井浩一(1993)也發表相似之結論。

二、膠結不良

赤井浩一(1993)認為軟岩顆粒間的膠結易受環境的影響而劣化，而Oliveira(1993)指出軟岩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。

三、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，因此吸水能力也相對較高，吸水率在 10%至 20%之間(赤井浩一, 1993)。

四、孔隙水之影響

Bell (1993)針對軟砂岩做研究，發現飽和時的軟砂岩之力學性質，與乾燥時的軟砂岩有相當明顯的差異。以單壓強度而言，飽和過的軟砂岩之單壓強度會比乾燥的軟砂岩之單壓強度減少約 35%，而楊氏模數也是氣乾的軟砂岩明顯比飽和的軟砂岩大的多。另外，柏松比則是飽和的試體較乾燥

的大，飽和試體的破壞應變，亦較氣乾試體大的多。此外，相較於一般岩石，軟岩則較具壓縮性，容易產生較高的孔隙水壓，且因為軟岩本身強度較弱，更凸顯孔隙水壓對軟岩的影響性(Johnston, 1993)。Johnston and Choi(1986)以人造軟岩(synthetic soft rock)從事單壓與張力試驗，飽和含水量越高，則單壓與張力強度皆越低。

Lin and Hung(1982)指出，軟弱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)。

五、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軟岩變形性大的原因；且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漲的行為。他認為軟岩變形模數在 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，因此也會對建築物之基礎設計造成頗大的影響。

六、小應變之線性應力-應變行為

一般建築物構築於軟岩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。而軟岩在微小應變 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岩勁度較小。

Stimpson et al.(1979), Burland(1989)指出一般地層因工作載重加載造成的應變量都小於 0.1%，因此，有必要對軟岩在小應變時的變形性更加瞭解。Kim and Tatsuoka(1994)指出軟岩小應變之楊氏係數 E_{max} 和現地剪力波速得到的值 E_f 非常一致，此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 。小應變下排水或不排水試驗得到的 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，這結果顯示試體會受因取樣形成的裂縫影響，若要用室內試驗設計推估現地行為，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% 即一般在軟岩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。



2.1.3 台灣中北部軟弱砂岩簡介

本研究所採用之軟弱砂岩材料主要取自新竹縣寶山鄉，在地質年代上屬上新世至更新世之砂岩，如表 2.1。

何春蓀(1987)指出，台灣地質分區可分為第三紀變質雜岩、第三紀亞變質雜岩、中新世地層、上新世地層及上新-更新世地層，其中上新世地層及上新-更新世地層之砂岩層可歸類為軟弱砂岩層。在上新世地層中主要的砂岩分佈之地層為卓蘭層，而上新-更新世地層中主要的砂岩分佈之地層為頭嵙山層。茲將上述地層描述如下：

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)	通霄(楊梅)層	頭嵙山層	六雙層 二重溪層 荖下寮層
		卓蘭層	卓蘭層	卓蘭層	六重溪層 沅水溪層
上新世		錦水頁岩	錦水頁岩	錦水頁岩	烏嘴層 中崙層
	三峽群	二閣層	桂竹林層	魚藤坪砂岩	
		大埔層		十六份頁岩	
		南莊(五堵)層		關刀山砂岩	糖恩山層
中新世	晚期	南莊(五堵)層	上福基砂岩	南莊層	南莊層
			東坑層		
	中期	南港砂岩	觀音山砂岩	水裡坑層	達邦層
		南港層	打鹿頁岩		
		湊合層	北寮砂岩		
早期	瑞芳群	石底層	出磺坑層		
	野柳群	大寮層	碧靈頁岩	大坑層	
	木山層	汶水層			
漸新世		五指山層		粗坑層	
		蚊子坑層			

一、頭嵙山層

頭嵙山層廣泛分佈在西部麓山帶，是更新世初期之沉積地質岩，在上新世卓蘭層上面。本層可分為兩種岩相，一為礫石相（火炎山相），一為砂岩和頁岩相（香山相）。頭嵙山層主要特徵是膠結疏鬆的砂岩與頁岩所成之互層，礫岩相不發達，只有少數礫石薄層夾在砂岩與泥岩之中，所以在北部多以香山相為代表。此砂岩由泥質物膠結，因地層年代較新，岩層膠結不良，壓密作用仍在進行中，故孔隙率大，透水性良好，開挖容易。其單軸抗壓強度為 12MPa 以下，在做基礎承載時，必須避免重壓沉陷問題之發生。且抗風化性差，遇水容易消散崩解，其消散耐久性指數介於 0~30%。

二、卓蘭層

卓蘭層為烏居敬造(1935)所命名，卓蘭層時代約為上新世晚期至更新世早期，廣泛分佈在西部麓山帶，主要由砂岩、粉砂岩、泥岩、和頁岩的互層。其中砂岩常呈淡青灰色或淡灰色，細料略含雲母質，層厚為數十公分至兩公尺不等，種類有混濁砂岩至亞混濁砂岩等，少數白色正石英岩互層亦出現在本層內，且質較鬆軟，只有受到石灰質浸染的部分較堅硬。頁岩和泥岩呈現青灰色或暗黑色，一般厚度在二十至五十公分間，也有較厚的頁岩出現。岩相變化相當快，且缺乏指標層。本層上部有淡灰色、塊狀細粒的泥質砂岩，其中含有碳化漂木的碎塊、碳質顆粒粗粒的碎岩層，並夾有凸鏡體或薄層礫岩，在向上礫岩增加而漸變為頭嵙山層，本層砂岩所佔的比例約為 40%~60%其膠結物為泥質，膠結性差且壓密不足，因此結構疏鬆，砂岩小塊易以手指壓碎至砂土狀。本層的單軸抗壓強度多在 20MPa 以下，屬軟弱岩層，在工程上基礎除考慮承載力外，也需考慮沉陷的特性。

一、物理性質

卿建業(1995)蒐集臺灣一些岩石之單壓強度試驗資料，並就國內不分地層之軟弱岩石工程性質歸納分析指出，單位重則約介於 $2.0\sim 2.6\text{g/cm}^3$ 之間，且提出單壓強度將隨單位重增加而增加之觀察。

陳賀瑞(1997)藉由研究台中大坑地區之卓蘭層與新竹頭嵙山層香山相之軟弱砂岩指出，此兩地層之顆粒粒徑約介於 $2\sim 0.075\text{mm}$ 之間，屬於中至細砂，其中頭嵙山層香山相之顆粒分佈較均勻，卓蘭層之泥質(粉土+黏土)含量較高。

林銘郎及林煜卿(1998)針對寶山地區卓蘭層與楊梅層(即新竹頭嵙山層)之泥質岩石研究指出其比重介於 $2.56\sim 2.75$ ，單位重介於 $1.92\sim 2.2\text{g/cm}^3$ 間，孔隙比約介於 $0.26\sim 0.38$ 。

林景民(2001)對寶山地區之泥質粉砂岩的研究顯示，比重約 2.64 ，氣乾單位重約 1.87g/cm^3 ，孔隙比約 $0.32\sim 0.41$ ，含水量約 $0.7\%\sim 3.3\%$ 。

二、力學性質

卿建業(1995)指出，砂岩之模數比(modulus ratio) E/σ_c ，其中 E 為彈性模數、 σ_c 為單壓強度，大致介於 $50\sim 500$ 之間，頁岩之模數比則介於 $10\sim 200$ 。砂岩之卜松比(poisson's ratio)為 $0.2\sim 0.5$ 之間，頁岩為 $0.3\sim 0.5$ 。

陳賀瑞(1997)發現在相同試驗控制模式下，泥質含量較低及砂顆粒之均勻性較低者，其力學強度有增高趨勢。另外，大坑卓蘭層之軟弱砂岩單壓強度約介於 $7\sim 13\text{MPa}$ ，傳統三軸之 c 值約 $1.5\sim 3\text{MPa}$ ， ψ 值約介於 $41^\circ\sim 43^\circ$ 。而多段式尖峰強度段三軸所得之 c 值約 5.2MPa ， ψ 值為 29° 。

林銘郎及林煜卿(1998)指出寶山地區泥質岩石單壓強度介於 $0.14\sim 27.4\text{MPa}$ 之間，屬軟弱岩石且含水量過多時強度迅速軟化而類似土壤，模數比大多介於 $30\sim 300$ ，屬中低模數比之岩石。進行兩組 SCU 三軸試驗強度參數分別是 c' 約 40kPa ， ψ' 值為 53° ； c' 值 30kPa ， ψ' 值為 54° 。

林景民(2001)進行單軸壓縮試驗，寶山試體單壓強度介於 $5.5\sim 6.5\text{MPa}$ ，符合 ISRM 對於軟岩的定義。其破壞應變則介於 $1\%\sim 2\%$ 之間。

2.2 人造軟岩

人造岩石是指以人工的方式製作出預先設定模擬目標岩層的人造材料，Stimpson(1970)曾提及人造岩石通常作為模型試驗之用，而模型試驗依目的可分為兩類，一是純粹模擬幾何相似性，以得到定性的描述。另一則是模擬岩材本身各種的特性，而得到定量的性質。

天然軟岩由於本身膠結不良，遇水軟化的特性，使得以水為介質的鑽探方法，普遍使天然軟岩的鑽心試體受到極大的擾動，再加上微裂隙與異向性的影響，使得多數學者在研究天然軟岩的力學性質與破壞機制時，都遭遇實驗結果方面的高度變異性。因此，為了克服上述天然軟岩的缺陷，必須研究發展適合的人造膠結不良砂岩來模擬天然軟岩，以供模型試驗或探討其力學行為之用。茲將鍾峻偉(2001)彙整之相關研究結果資料整理節錄如下：

根據 Johnston and Choi(1986)與 Indrartna(1990)舉出人造軟岩的優點歸納為以下五點：

- (1)模擬材料之取得容易。
- (2)具均質均向性。
- (3)可快速且有序的重製。
- (4)能較精確地控制特地影響因數。
- (5)製作費用低廉。



本節以下將針對近年來學者對人造膠結不良砂岩材料選擇、製作方法與模型相似律的研究作介紹。

2.2.1 人造膠結不良砂岩模擬材料的條件

Stimpson, (1970)；Rosenblad, (1969)指出在選擇人造岩石的模擬材料時，所需考慮的條件如下：

- (1)製作時之工作性良好。
- (2)容易取得。
- (3)可重複製作成各種不同幾何形狀之試體。
- (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。

其中不具時間依存性是就彈性材料而言，但對於具有黏彈性質的材料，時間依存性是必然的。因此，本項條件可依研究須要而再作考量。

Stimpson(1970)曾廣泛蒐集並彙整出各種不同的模擬材料，如圖 2.5 所示，這些材料皆是許多研究之人造岩石所使用的，雖然有極廣泛的材料被提及，但基於工程性質的不相似與製作費用的關係，並非所有的材料都適用於模擬人造軟岩。

Indrartna(1990)再進一步指出，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)其組成材料普遍且容易取得，具經濟性而無毒性。
- (2)在實驗室內，易於重複製作，在相同配比時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，對室溫與濕度並不敏感。
- (4)強度不高，能符合實驗室內儀器加壓與量測的條件。
- (5)力學行為與天然軟岩相似，且符合模型相似律的要求。

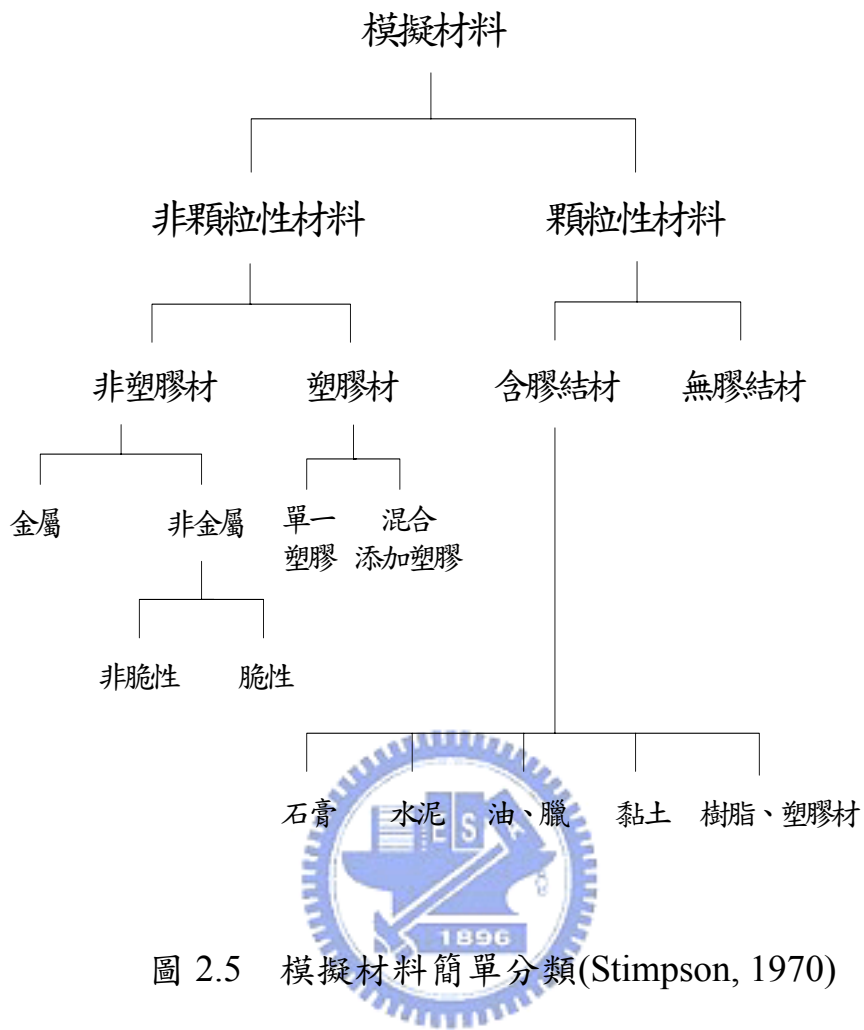


圖 2.5 模擬材料簡單分類(Stimpson, 1970)

2.2.2 人造膠結不良砂岩製作方法與成果

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岩之粒料配比而成。Gu et al.(1993)即指出近年來，為了讓人造與天然軟岩之間的相似性提高，在製作方法上有兩個主要方向：(1)利用天然軟岩之組成物來製作人造軟岩。(2)模擬岩石的形成過程，如模擬沈積岩形成過程中之壓力。

本節將前人研究人造軟岩的模擬材料、製作方法與研究成果簡列於表 2.2，在分述如下

表 2.2 相關研究人造軟岩之列表

研究者	模擬目標	主要模擬材料	製作方法
Johnston&Choi(1986)	墨爾本泥岩	水泥與泥岩粒料	配比拌和、灌模壓密、養護
Gu et al.(1993)	Hawksburry 砂岩	石膏與砂	
Indrartna(1990)	軟弱沈積岩	石膏與細砂	配比拌和、震動擣實灌模、 養護
應傳智(1995)	台灣軟岩	石膏與添加物	
卿建業(1995)	台灣軟岩	石膏與添加物	
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	
鍾峻偉(2001) 劉英助(2002) 廖智偉(2003)	台灣中北部 軟岩	卓蘭層及頭嵙山 層之軟弱砂岩	粒料配比拌和、灌模壓密、 養護

(1)Johnston and Choi(1986)以模擬墨爾本泥岩為目標，採試誤法找出適合的模擬材料與製作方法，最後決定使用泥岩粒料(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，為了減少養護時間，另外加入速凝劑。將拌和料灌入組裝好的模具中。以高壓反力架壓密，壓密壓力範圍為 1~30MPa，壓密約 6 小時後，將試體頂出，養護試體約兩星期。

藉由控制不同的壓密壓力，能夠製作不同飽和含水量的試體，再以不同的飽和含水量來代表模擬風化的程度。Johnston and Choi 進行一系列室內力學性質試驗驗證與墨爾本泥岩的相似性(圖 2.6)，並以此法製作可供樁承載行為與傍壓儀試驗用的模型岩塊。由精確地控制含水量與邊界條件，此人造軟岩的各種工程性質都具有很小標準偏差的平均值。因此，Johnston and Choi 成功地製作出均質均向，且力學性質極接近墨爾本泥岩的人造軟岩。

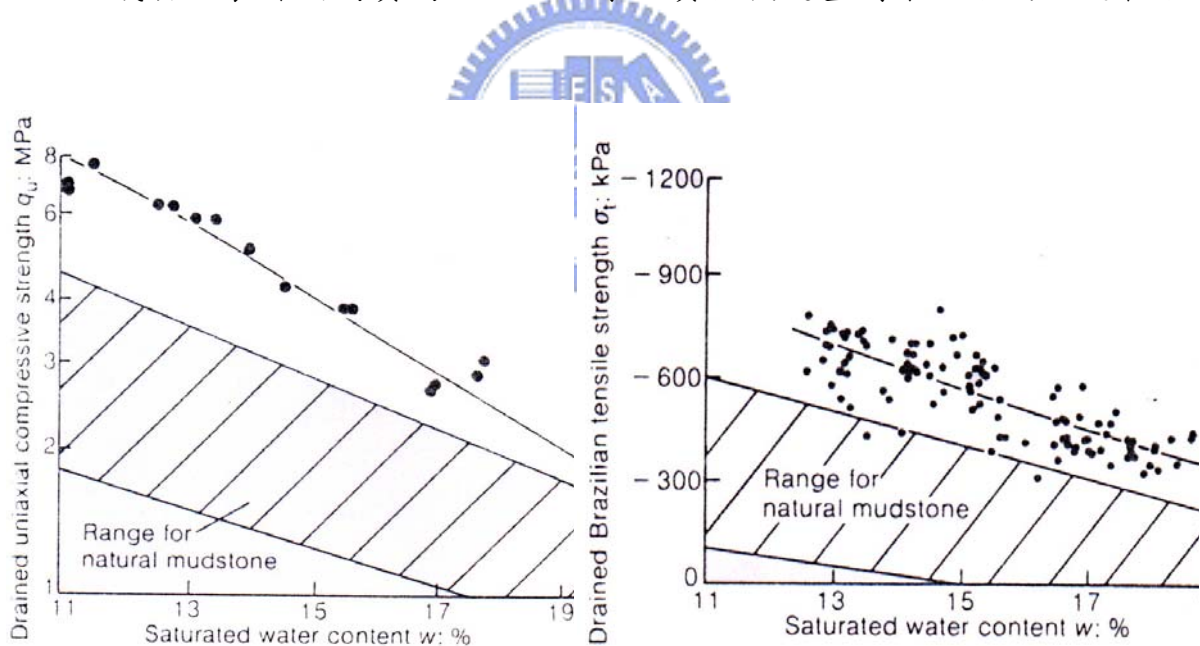


圖 2.6 Johnston and Choi 製作人造軟岩之單壓與巴西試驗結果(Johnston and Choi, 1986)

(2)Indrartna(1990)以軟弱沈積岩為模擬目標，訂定一些力學性質的模擬範圍，選擇石膏與細砂為主原料，以 10%石膏、75.8%細砂、14.15%水、0.05%緩凝劑之配比拌和，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 進行一系列力學試驗，其結果如表 2.3、圖 2.7 所示，各項力學性質參數皆在軟弱沈積岩的模擬範圍之內，且他認為此人造軟岩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。

表 2.3 Indrartna 製作之人造軟岩性質一覽表(Indrartna, 1990)

Material property	Symbol	Unit	Mean	Standard deviation
Void ratio	e	—	0.329	0.004
Porosity	n	%	24.76	0.22
Elastic modulus	E	MPa	1463	95.3
Poisson's ratio	ν	—	0.256	0.056
Frictional angle	ϕ	deg	32.0	—
Cohesion intercept	c	MPa	0.86	—
Strength reduction factor	s	—	0.90	—
Unit weight	$\gamma_1(\text{wet})$	kN/m^3	21.81	0.10
Dry unit weight	$\gamma_d(\text{dry})$	kN/m^3	19.56	0.05
Uniaxial compressive strength	σ_c	MPa	3.44	0.46
Tensile strength	σ_t	MPa	0.258	0.050
Failure strain	ϵ_f	%	0.357	0.035
Critical strain	ϵ_c	%	0.238	0.028

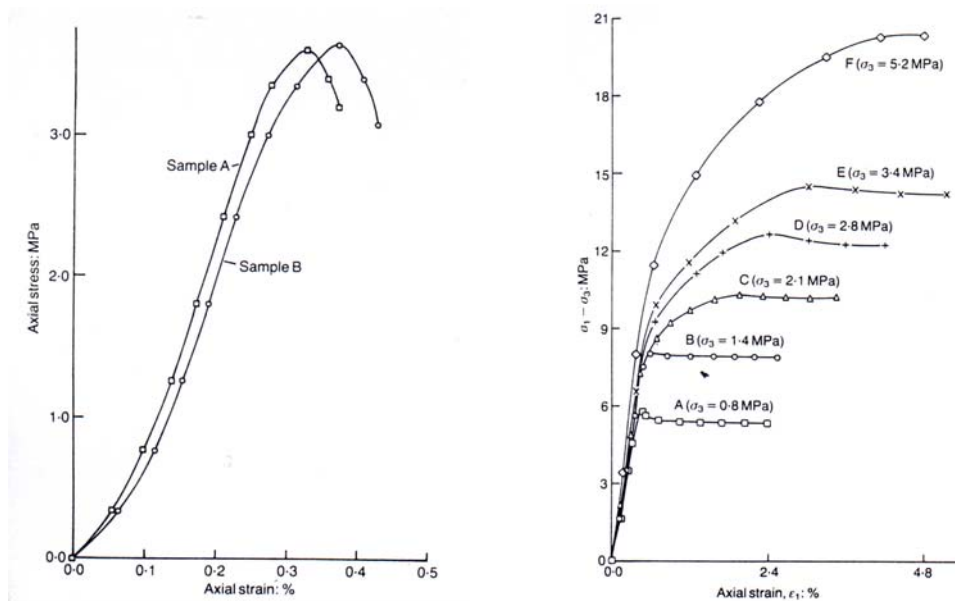


圖 2.7 Indrartna 製作之人造軟岩單壓與三軸試驗結果(Indrartna, 1990)

(3)Gu et al.(1993)為了調查 Hawksburry 砂岩力學行為的計畫，而發展人造軟岩作模型試驗來模擬這類天然軟岩的力學行為，所選用的模擬材料為石膏與粒徑中等的砂。在製作方面，則將石膏種類、緩凝劑比例、石膏比例、壓模壓力、養護狀況當作控制變因，先決定石膏種類與緩凝劑比例，以 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，與 Hawksburry 砂岩具有極高的相似性，見表 2.4。；另外，又分成小試體與供模型試驗用之大型試體作比較，應力應變性質相似，表示在製作過程中的尺寸效應很小。

表 2.4 Gu et al.製作之人造軟岩與天然軟岩性質比較(Gu et al., 1993)

Parameter	Hawkesbury Sandstone	Artificial rock
Dry bulk density, ρ (g/cm ³)	2.37	1.8–2.2
Porosity, n (%)	16	—
Void ratio, e	0.19	0.05–0.22
Dry UCS, σ_c (MPa)	40–80	3–28
Saturated UCS, σ_c (MPa)	25–40	—
Secant Young's modulus, E_s (GPa)	8–20	3–14
Poisson's ratio, ν	0.2	0.1–0.16
Mean effective peak cohesion, c (MPa)	4	0.25–4.5
Brazilian tensile strength, σ_t (MPa)	2–7	0.25–3
Ratio of UCS to Brazilian tensile strength	12–15	9–13
Dry sonic velocity (m/sec)	2050	—
Saturated sonic velocity (m/sec)	3350	—
Mean effective peak friction angle, ϕ (o)	47	54–57

(4)應傳智(1995)為模擬台灣地區軟岩而所作的研究中，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。

應傳智以這些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岩試體其力學性質與一般天然軟岩相似，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)卿建業(1995)為研究人造軟岩承載行為，選用石膏為主原料，以 1：0.8：0.053(石膏：水：皂土)之基準配比，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。以這些試體進行物理、力學試驗，其單位重 1g/cm^3 ，單壓強度為 71.3ksc，模數比 297，強度比 3.7，葛松比(poisson's ratio)為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為為 2.7ksc，摩擦角(ψ)為 28.1° 。其力學性質與一般天然軟岩相似，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。

(6)王乙翕(2000)在模擬材料的選擇上決定採用水泥(cement) 為主要膠結材料。此外在提高人造岩體與天然岩石之相似性的原則上，選擇採用台中大坑的砂岩及頁岩(係屬於卓蘭層砂頁岩) ，以不破壞原有碎屑顆粒為原則，搗碎烘乾備用。以水泥：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。其性質如表 2.5 所示。

表 2.5 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 Gs	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 ψ (°)	34	16
強度比(σ_c/σ_t)	7.4	7.28
模數比(E/σ_c)	248	254
m_i	6.2	2.4

(7)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，以水泥與渥太華砂之拌和料模擬互層中的砂岩，水泥與高嶺土的拌和料模擬頁岩。製作方法則是先將砂頁岩模擬材料拌和好後，秤重分袋包裝備妥，組裝模具後，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。

Tien and Tsao 將製作好人造互層岩塊以不同的角度鑽取岩心試體，進行力學性質試驗。結果發現此人造互層岩塊與天然的橫向等向性岩塊力學性質相似，足以作為研究異向性行為的模型岩體。另外，彈性模數隨層面傾角變動的關係，採用 Tien et al.(1995)建議之可動介面模式模擬預測此人造互層岩塊該關係的結果，也得到良好的模擬效果。

(8)鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)和廖智偉(2003)以卓蘭層與頭嵙山層內之軟弱砂岩為模擬目標，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。

鍾峻偉(2001)研究顯示人造軟岩單壓介於 2.5~6.5MPa，屬軟岩定義範圍，其 E 值介於 250~550MPa，較天然砂岩低。

劉英助(2002)以新竹寶山地區天然砂岩為材料，於實驗室中重製人造膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，其試驗結果 No.2 及 No.3 因未考慮束制條件，致實驗結果未符合理想之破壞模式，無法正確模擬出平面應變之情形。表 2.5 列出各承載試驗之結果與條件。

廖智偉(2003)以新竹寶山地區天然砂岩為材料，於實驗室中重製人造膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，並以光纖光柵感測器(FBG)量測試體內部應力，以時域反射儀(TDR)監測裂縫產生。表 2.6 列出各承載試驗之結果與條件

表 2.6 劉英助膠結不良砂岩淺基礎承載試驗之結果與條件(劉英助，2002)

試體編號	壓密應力 (kg / cm ²)	壓密天數 (day)	單壓強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	極限承載力 (MPa)	束制條件
No.2	55.56	4	3.11	9.15	13.45	無束制
No.3	88.89	4	3.20	9.06	11.1	無束制
No.4	111.12	4	4.57	15.60	21.66	束制
No.5	44.45	4	3.04	10.91	14.64	束制

表 2.7 廖智偉膠結不良砂岩淺基礎承載試驗之結果與條件(廖智偉，2003)

試體 編號	壓密應力 (kg / cm ²)	單壓強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	極限承載力 (MPa)	FBG	TDR	加載設備
No.1	55.56	3.5	7.62	12.9	有	有	400 頓油壓千斤頂
No.2	138.89	4.0	10.44	21.6	無	無	MTS
No.3	138.89	-	17.16		有	有	MTS
No.4	138.89	3.0	14.34	18.72	無	無	MTS
No.5	138.89	2.5	10.12	12.39	無	有	MTS
No.6	138.89	-	14.59	16.97	有	有	MTS

2.2.3 模型相似律

要全然模擬天然軟岩的每項性質在實際上是不可可能的，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岩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)人造軟岩在低圍壓的狀態下應該展現出剪脹與脆性行為。
- (3)人造軟岩應具有與天然軟岩相似的破壞包絡線。

上述準則只是定性的描述，至於定量的相似性探討，則須使用模型相似律。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下：

$$I_p = S_f \times I_m$$

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數(Scale Factor)。當 S_f 愈接近 1，表示模型物理量與原型物理量相似性愈高。



2.3 相關承載實驗文獻選顧

劉英助(2002)針對一般岩石淺基礎承載實驗的相關文獻加以整理，包括 Johnston, I. W. and Choi, S. K. (1985, 1986)、卿建業(1995)、王乙翕(2000)、Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda(2001)等人，茲將其整理結果摘錄如下，並加入劉英助(2002)、廖智偉(2003)之研究成果。

(1) Johnston, I. W. and Choi, S. K. (1985, 1986)

以墨爾本泥岩作為模擬對象，進行一系列室內人造軟岩試驗，並應用數值進一步預測基礎行為。以 mudstone powder、cement、water 和 accelerator 以比例混和，以高壓進行壓密，直至超額孔隙水壓消散，之後取出試體並加以養護。越大的壓密應力意味著更小的孔隙率及低風化度的模擬泥岩，此人造軟岩試體尺寸為直徑 300mm，高 200mm，含水量在 10%~20%之間，單壓強度為 2MPa~7MPa。

試驗設備(圖 2.8)與方法：

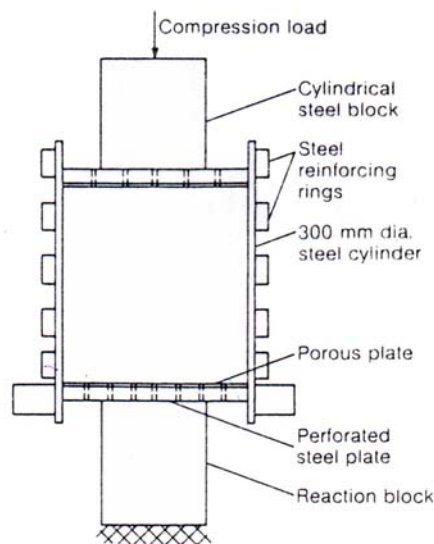


圖 2.8 直徑 300mm 試體之模具示意圖(Johnston and Choi, 1986)

加載系統為 Baldwin Hydraulic Universal Testing Machine，此機器可提供應力控制或應變控制的能力，並且可以根據所需之最大荷重條件，提供四種不同荷重範圍的精度，為 5、20、100、500 KN；同時可量測變位。另

外，於試體表面裝設 dial gages 以紀錄試體表面受荷重時所產生的變位。

以此試體進行 pile 承載試驗，樁模型尺寸為 5mm、10mm、25mm 三種，在含水量 10%~20%，以介於 0~10 不同 L/D 值得條件下進行試驗，實驗進行中須特別注意樁模型底部與試體接觸面必須保持相當良好，以避面應力集中情形發生。以每分鐘 0.04%直徑長的速率壓入試體，確保完全排水。試著以許多組試驗的觀察，繪出加載荷重與位移的關係圖(圖 2.9)

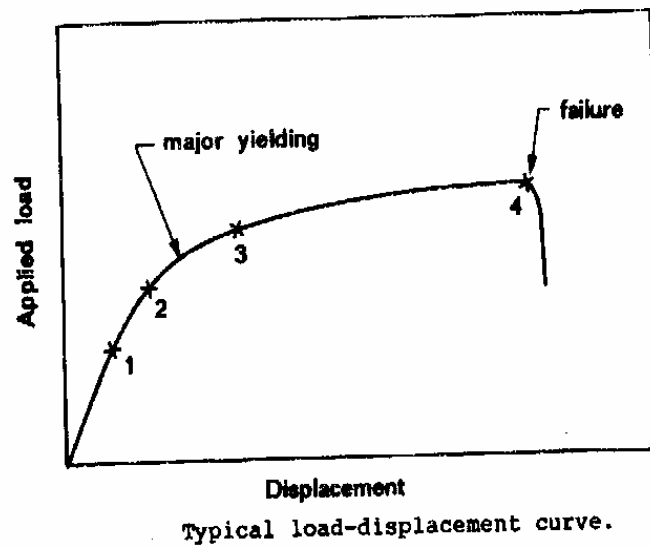


圖 2.9 Johnston 加載荷重與位移的關係圖(Johnston and Choi, 1986)

point 1 :線彈性變形的端點

point 2 :主要降伏強度前

point 3 :主要降伏強度後

point 4 : 破壞

應用立體對投影分析(stereo- photogrammetric techniques):

為得詳細的、漸進的平面破壞資訊。透過立體對影像分析，可以依比例將位移量定量以確定破壞的機制。觀察結果如圖 2.10。

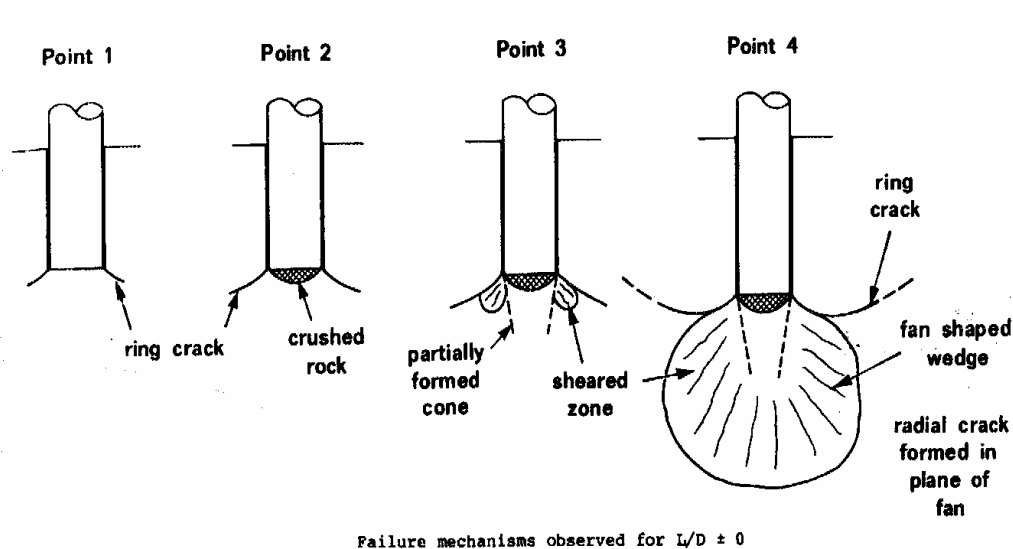


圖 2.10 立體對影像分析之破壞機制(Johnston and Choi, 1986)

於完整的軟岩單壓強度為 $2\text{MPa} < \sigma < 7\text{MPa}$ ，樁直徑 $5\text{mm} < D < 25\text{mm}$ ，樁灌入深度與樁直徑比： $0 < L/D < 10$ 。經由觀察結果顯示，以上在這些條件下的基礎破壞模式極為相似，其中有一個不同處即為當 $L/D=0$ 及 $L/D > 0$ 時。不同之處在於當 $L/D=0$ 時，ring crack 不會發生，而是發展到達上圖中 point 3 時，radial crack 常常突然的發生而造成試體表面的缺口，破壞時，表面以放射狀的裂口出現。

此研究的主要缺點為：(1)一個試驗一次只能檢查 load-displacement curve 上的一點。(2)很難清楚地界定出影響的區域。

主要的降伏點出現在當 "partially formed cone" 及 "fan shape wedge" 形成時。在 wedge 形成過程中，在扇形的平面上有放射狀的張力裂痕出現，而此放射狀的裂痕則為導致試體破壞的主因，故推論端面極限承载力的大小應由張力強度所控制。

(2) 卿建業(1995)

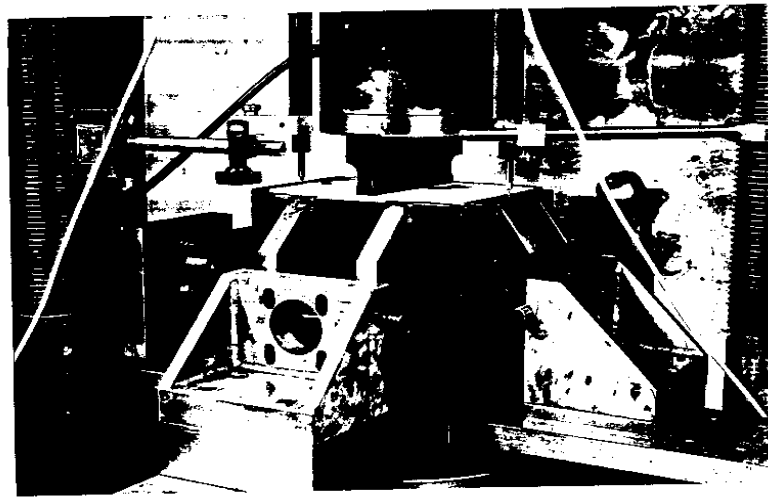
以石膏：水：皂土=1：0.8：0.053為配比，以製作人造軟岩，並設計以平面應變狀態之下的長條形淺基礎承載試驗，

其模型加載設備如圖 2.11 示：

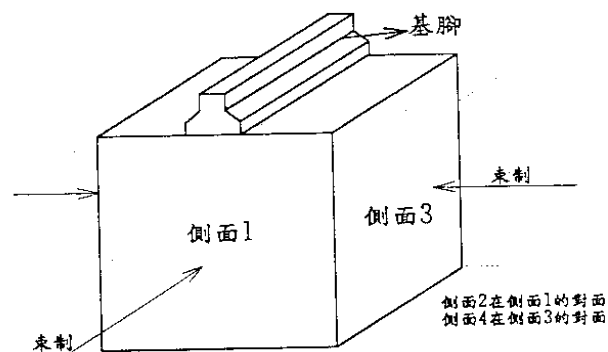
(1)ELE(Engineering Laboratory Equipment)公司所製造之 50 公噸壓力機，變形速率範圍為 5~0.0000121mm/min

(2)油壓千金頂二具及反力座，以提供兩個方向的束制

(3)50 噸荷重盒(load cell)及 LVDT 二個，用以量測基腳荷重與沉陷量。



(整體配置)

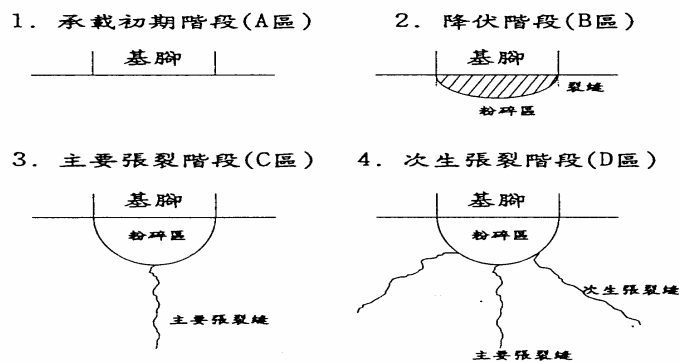
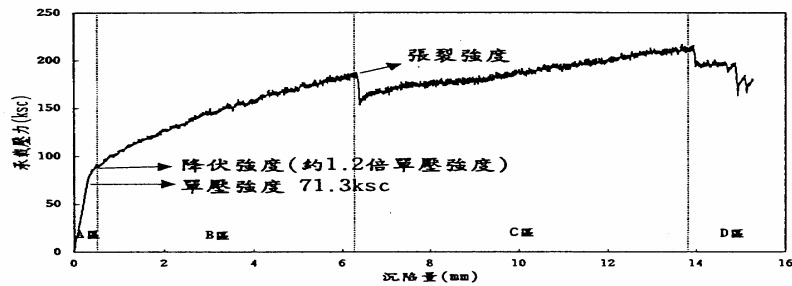


(局部放大)

基礎承載實驗的設計

圖 2.11 基礎承載試驗儀器架設示意圖(卿建業，1995)

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，實際施作所採用的試體尺寸為 20cm(長)×20cm(高)×15cm(厚)。其單位重 1g/cm^3 ，單壓強度為 71.3ksc，模數比 297，強度比 3.7，葛松比(poisson's ratio)為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為 2.7ksc，摩擦角(ψ)為 28.1° 。其得到的承載曲線如圖 2.12 示：



— 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 2.12 不同階段之基礎破壞現象(卿建業,1995)

整個承載行為的過程為：

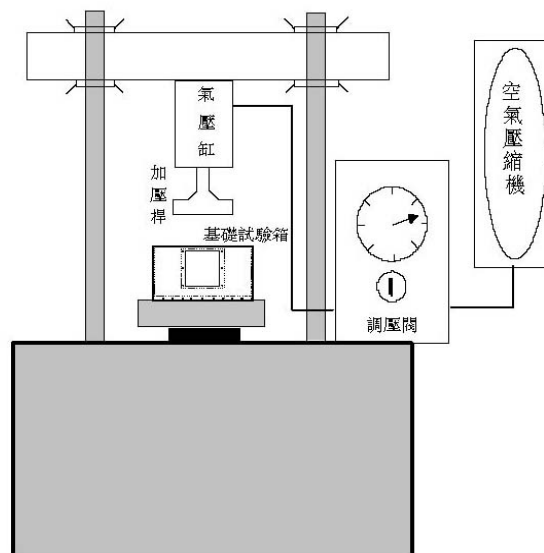
- (1)初期階段(A區)：曲線呈線性，無明顯破壞現象。
- (2)降伏階段(B區)：降伏強度約為單壓強度之 1.2~1.4 倍，基腳下方有明顯粉碎區出現。
- (3)主要張裂階段(C區)：粉碎區下方尖端處與完整區之間出現主要張力裂縫。
- (4)次生張裂階段(D區)：隨著沉陷量增加，多條次生的裂縫會開始出現於粉碎區與完整區域之間，多呈輻射狀。

(3)王乙翕(2000)

以縮尺模型試驗，應用人造層狀岩體製作之技術製備基礎承載試驗所需之層狀試體。藉由改變岩體不同地層狀況及層厚比(H/B) 來探討淺長條基礎之極限承載力及其破壞模態，並透過數值分析模擬與試驗對照以瞭解淺長條基礎在不同地層狀況下之承載行為。文中有一部分以砂岩為模擬對象，摘錄如下：

模擬材料的選擇上採用水泥(cement) 為主要膠結材。此外在提高人造岩體與天然岩石之相似性的原則上，選擇台中大坑的砂岩及頁岩，以不破壞原有碎屑顆粒為原則，搗碎烘乾備用。以水泥：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。

岩石基礎試驗箱在材料試驗機、氣壓缸及承壓板，即能進行製作等強度剖面之岩石試體，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. 2.13)。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 2.14 所示。



製作基礎試驗試體設備圖

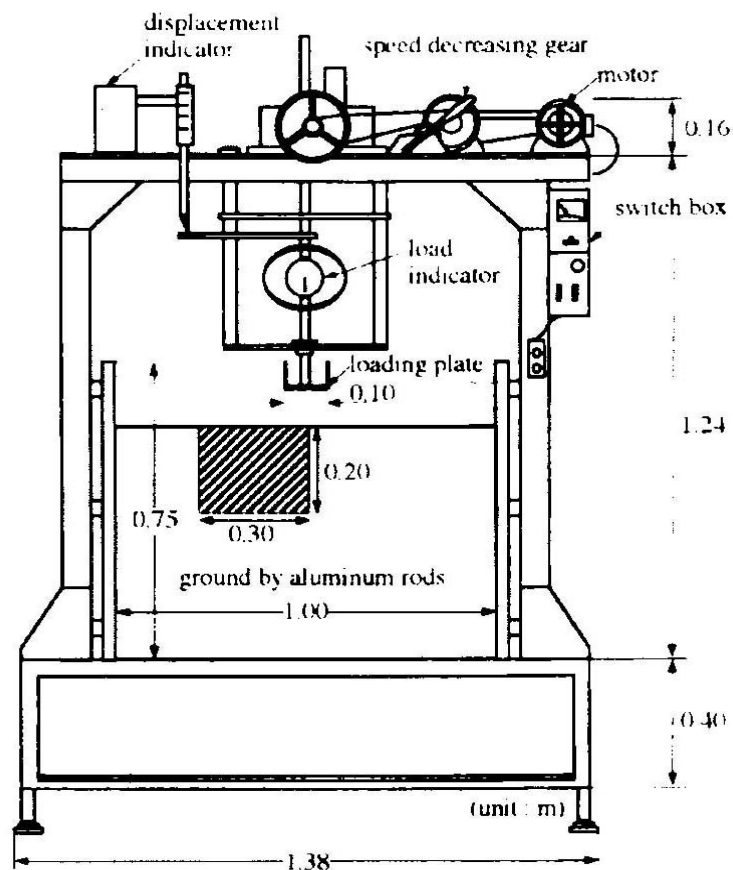
圖 2.13 製作試體設備圖(王乙翕，2000)

(4) Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda(2001)

為了調查加勁基礎的漸進式破壞行為機制進行了一系列室內模型試驗(圖 2.15)，以小鋁棒(50mm 長，直徑分別為 1.6mm 與 3mm，以 3:2 的重量比來混和)作為模擬地盤材料，圖 2.16)，採用影像量測進行漸進式分析。輔以極限平衡法的概念估算承載力。

以鋁棒來模擬地盤材料的優點在於

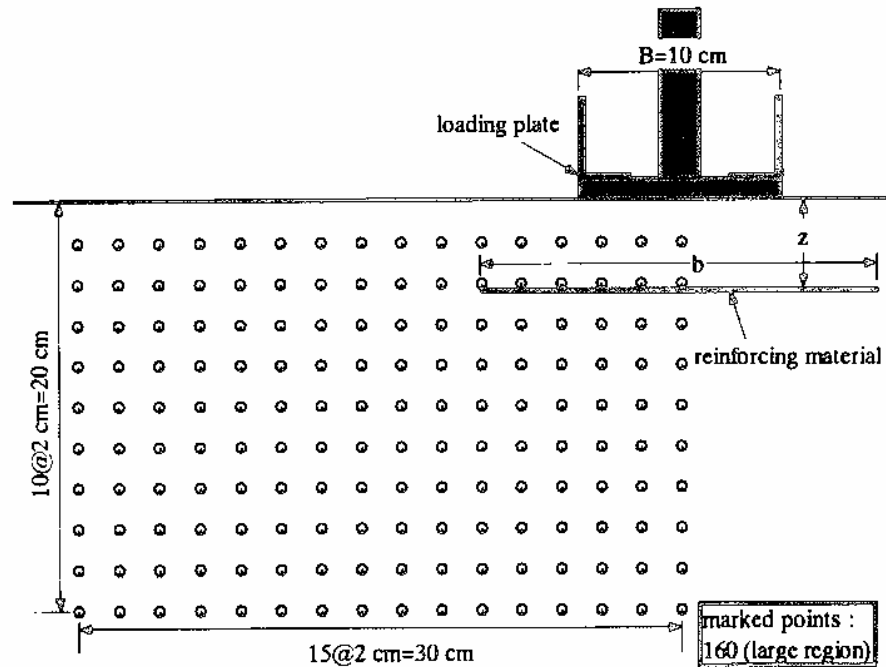
1. 易於觀察。
2. 它滿足平面應變的條件。
3. 不易受側壁摩差力影響。
4. 可以與土壤、礫石比重相互比較。
5. 可以以不同半徑的鋁棒配比來模擬不同地盤的特性。



Schematics of test setup.

圖 2.15 承載試驗示意圖(Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda, 2001)

試驗對象材料條件為 $\gamma=21.85\text{kN/m}^3$ ， $\psi=25^\circ$ ， $n=20\%$ ($e=0.25$)，並以 1 mm/min. displacement control 及每 1mm 沉陷紀錄一次並同時以拍取照片直到 50mm 沉陷量為止。



Arrangement of marked points of aluminum rods.

圖 2.16 模擬地盤之鋁棒配置圖(Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda, 2001)

試驗結果：

一般而言，在 sandy ground 尖峰強度為於 $S/B=0.1-0.2$ 時，而在此模擬實驗下，尖峰強度則為於 $S/B=0.44$ 時，這是因為鋁棒之間的摩擦力與互鎖能力較實際砂地小許多，圖 2.17 為影像漸進式分析後的結果：

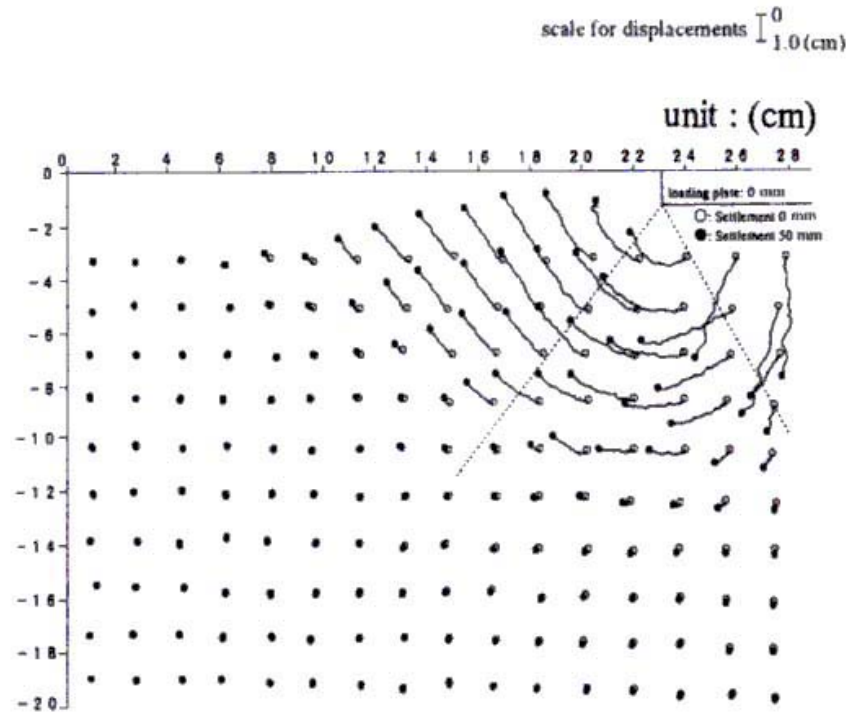


圖 2.17 影像漸進式分析結果(Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda , 2001)

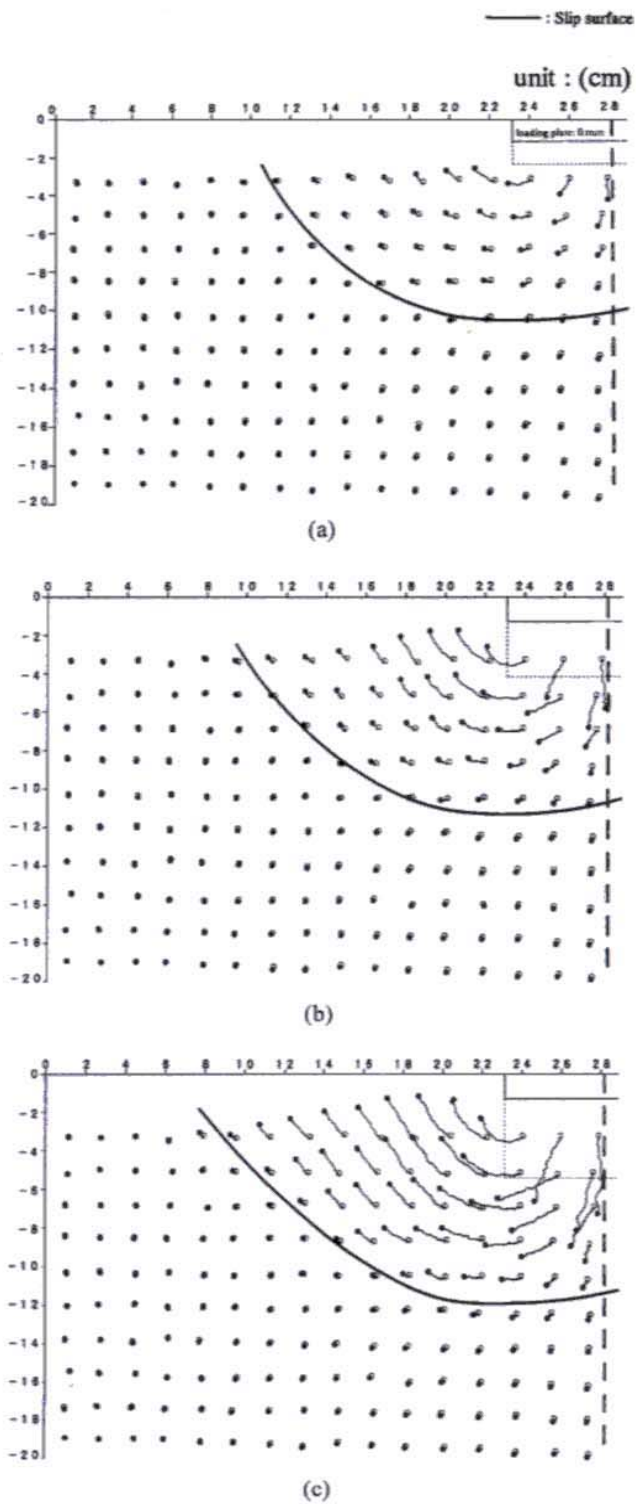
破壞區域可分為三個區域：

主動區(active pressure wedge zone)

輻射狀剪力區(radial pressure shear zone)

被動區(passive zone spread laterally from the wedge of bottom of loading plate)

S/B= 0.12 , 0.28 , 0.44 三個階段所觀察破壞機制現象如圖 2.18 所示：



Progress of failure mechanism for CASE 1. (a) $S/B = 0.12$; (b) $S/B = 0.28$; (c) $S/B = 0.44$.

圖 2. 18 $S/B = 0.12, 0.28, 0.44$ 三個階段所觀察破壞機制現象(Kentaro

Yamamoto & Koji Kusuda, 2001)

(5)劉英助(2002)

以新竹寶山地區天然砂岩為材料，於實驗室中重製人造膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，依其實驗觀察，人造膠結不良砂岩具有介於硬岩的脆性與土壤的塑性，初步判定其承載行為的破壞機制較為類似卻不盡相同於 Ladanyi (1972)所追蹤的一脆性、非多孔性岩石發生破壞的情形；人造膠結不良砂岩由於擴張現象，基腳下方的破碎與發裂的球形範圍向外伸展，除了產生放射狀的裂縫外，並同時伴隨著某種程度的剪動效應，導致其中主要裂縫將蔓延到自由表面。在束制良好條件下，破壞區域可分為以下區域：

(1).主動受壓區(2).被動受壓區(3).主要剪裂面(4).完整區

破壞機制為：

1. 增加載重於基礎上時，剛性模型基腳兩端之處有應力集中現象，使得材料有明顯的破裂現象(如圖 2.19 (a))。
2. 在主動受壓區形成之後，有剪裂位移伴隨剪裂面的生成而發生(如圖 2.19 (b))。此裂面大致呈輻射狀，由主動受壓區往外延伸發展。可能發生於主動受壓區至被動受壓區形成的過渡期間，此時尚未達降伏點。
3. 當承載力持續增加，沉陷量加大時，呈似放射狀之剪裂面有延伸擴大的趨勢(如圖 2.19 (c))。可能發生於被動受壓區形成至破壞發生之間的期間，屬降伏點之後的階段。
4. 最後當達到極限承載力時，剪裂面發展延伸至試體表面上，形成一個主要的剪裂破壞面(圖 2.19 (d))。將之視為極限承載力的發生點。

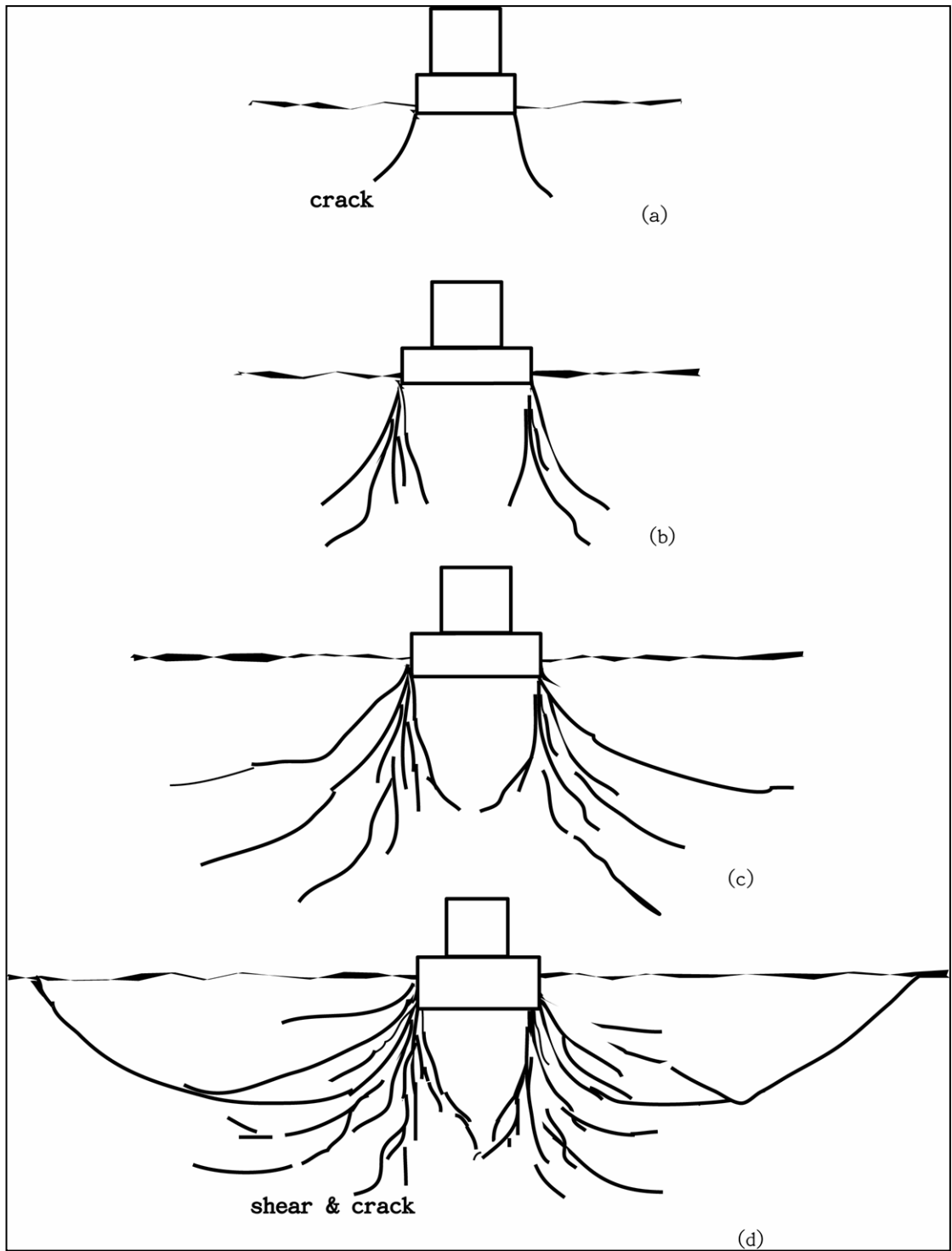


圖 2.19 束制條件之模型基礎承載破壞機制示意圖 (劉英助 2002)

(5)廖智偉(2003)

以新竹寶山地區天然砂岩為材料，依劉英助(2002)建議之流程於實驗室中重製人造膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，並埋設監測儀器，其研究承載試驗之結果顯示，光纖光柵感測器(FBG)可測量試體內部之變位，進而得知試體內部之應力分佈，並經過多次試驗後，將時域反射儀(TDR)之量測管做諸多改良，可測得試體受承載時剪力裂縫發生之位置，與其觀察窗觀測之剪力裂縫位置比對，得到之結果非常接近，且可在試體到達降伏前即發現裂縫產生，而達到監測之目的。

其探討水平地表束制良好破壞機制摘錄如下(No.3、No.4、No.5 及 No.6 試體)：

- 1.增加載重於基礎上時，剛性模型基腳兩端之處，隨荷重增加而有應力集中現象；基腳兩端下有明顯的破裂現象，剪力裂縫最早形成，但不明顯(圖 4.20(a))。
- 2.在主動受壓區形成之後，有剪裂位移伴隨著剪裂面的生成而發生(圖 4.20(b))。此時張力裂縫越來越明顯，剪力裂面大致呈放射狀，由主動受壓區往外延伸發展，接著達到降伏點。
- 3.達到降伏點後，承載力持續增加，沉陷量加大時，呈似放射狀之裂面有延伸擴大的趨勢，倒三角形主動受壓區逐漸形成(圖 4.20(c))。此時承載力依然持續上升，但趨勢較降到達伏點前緩。
- 4.最後當達到極限承載力時，倒三角形主動受壓區已經非常明顯，伴隨發生許多細小裂縫，呈現粉碎之狀態，如圖 4.20(d)所示。

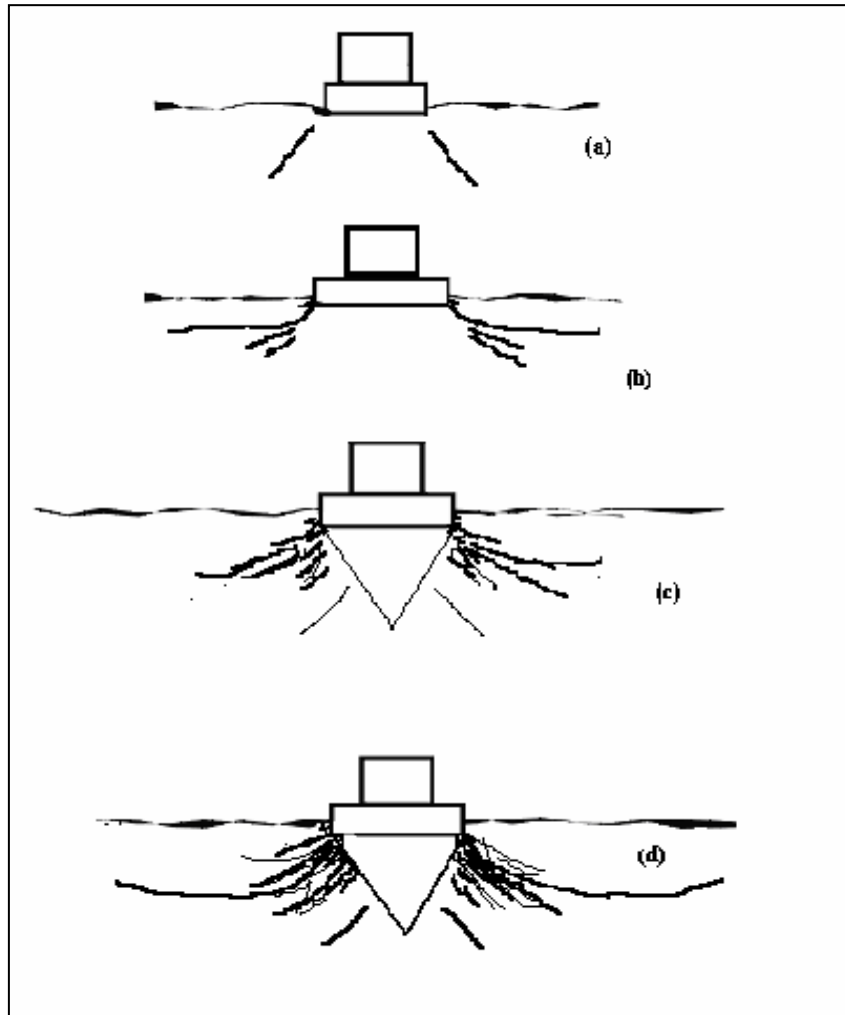


圖 2.20 No.3 之淺基礎承載試驗破壞機制示意圖(廖智偉，2003)

2.4 岩石基礎之概述

以岩石作為結構物基礎時，相較於土壤，岩石均有較大的強度。但岩石變異性大，常具有不連續面存在，且結構物荷重增大時，易產生承載力不足或變形量過大，因此岩石基礎隻承載行為應加以重視。

劉英助(2002)曾對一般淺基礎承載行為的相關研究加以整理，包括基礎的破壞模式、承載力與沉陷量的估算、邊坡對於基礎的影響效應等，茲將其整理結果摘錄如下：

2.4.1 岩石端面淺基礎可能的破壞模式

由於岩石基礎座落地點的地質環境的條件，包括岩石材料的力學性質、不連續面的分佈、岩層構造的狀況、孔隙水、圍壓...等，在這些環境因素的影響之下，岩石基礎會有不同形式的破壞現象，茲將不同影響因素形成的破壞現象整理說明如下：

(1) 岩石材料破壞

圖 2.21 為 Ladanyi (1972) 追蹤了一脆性，非多孔性岩石發生灌入破壞的情形時所繪得之圖形。Goodman(1989)將岩石材料的基礎破壞歸納如下：

(1) 其假設一不具裂縫的巨積岩盤，基礎受荷重而達到發裂時，持續增加荷重，裂縫便會繼續伸展(圖 2.21a)，同時增大的荷重使裂縫合併互相幹擾；若是將荷重增大，則岩石可被分成碎片和楔塊，發生挫屈和破碎(圖 2.21b)。由於擴張現象，承受荷重面積下方的破碎與發裂的球形範圍向外伸展，產生放射形網狀裂縫，其中主要裂縫將蔓延到自由表面(圖 2.21c)。根據不同尺寸基腳與荷重分佈，以及岩石在發裂狀況中的性質，最大的容許變形可達到圖 2.21a—c 所示的任一階段。在實際情形中，在裂縫張開的情形中，有可能發生孔隙結構的破壞，造成更多的永久變形。

(2) 膠結頗為軟弱的沉積岩中，在受任何程度的應力時，無發裂或形成楔塊，但因為孔隙結構破壞的發生，能有一定程度無法還原的沉陷，此稱為“貫入/穿孔破壞(punching)”(圖 2.21d)。

(3) 岩石為非常軟弱的岩盤時，剪力強度微弱，如風化後的黏土質頁岩，岩石呈塑性行為，其破壞模式接近土壤轉動與剪力位移的破壞模式(圖 2.21e)。

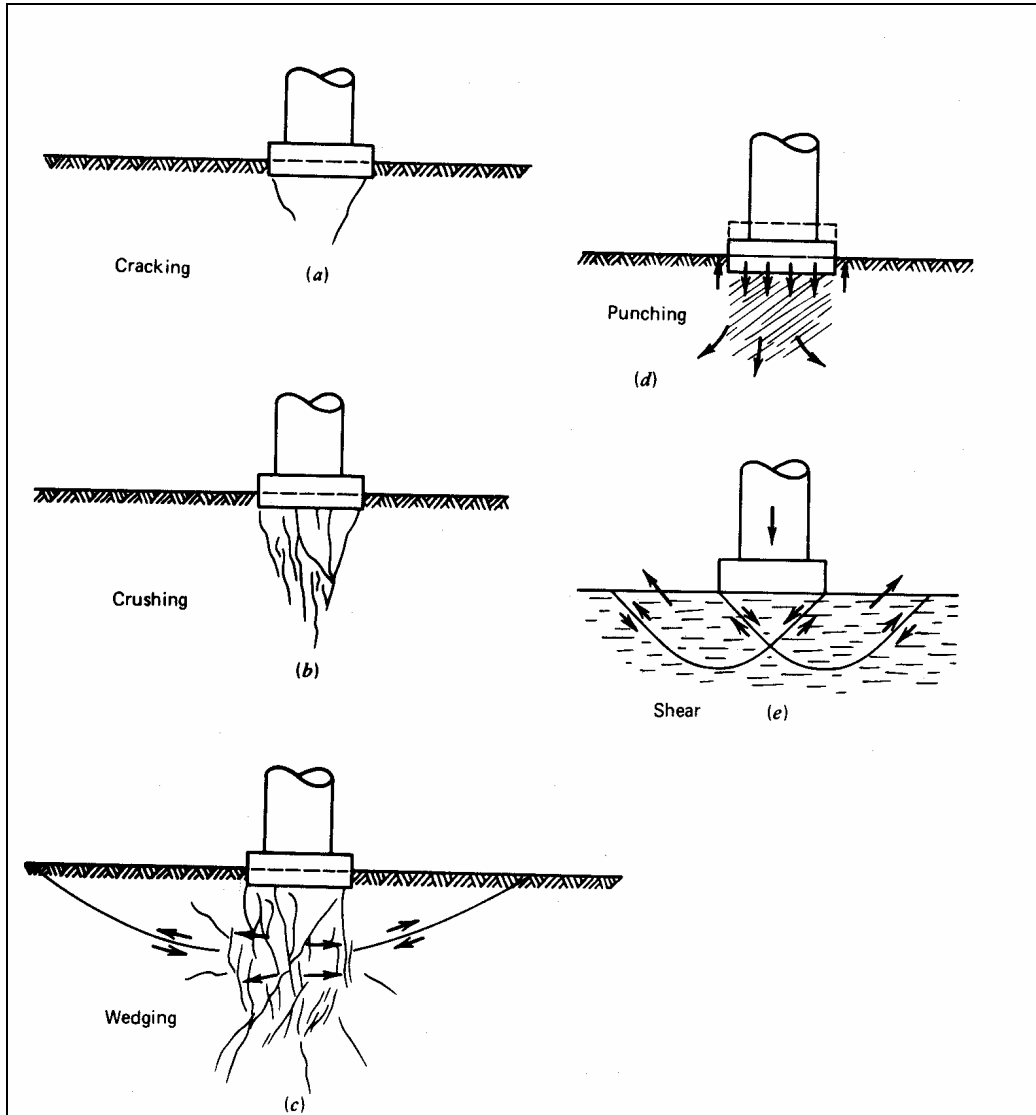


圖 2.21 岩石基礎的破壞模式 (Ladanyi, 1972)

(2) 不連續面存在的破壞

岩石基礎的破壞機制與承載力大小除了決於基礎的幾何形狀、基礎與岩盤相對間的勁度之外，不能忽略了不連續面間隔與性質，圖 2.22 所示為 Sower(1979)所提出的破壞模式。若基礎座落在開放的垂直節理上，且節理間距小於基礎寬度，基礎破壞方式將有如單壓破壞；若為封閉的節理，同樣條件下，一般基礎則會以形成楔塊而發生滑動破壞的模式來發展；若是基礎座落於節理間距遠大於基礎寬度下，則可能發生劈裂(splitting)的破壞(Davies& Stagg, 1986 曾經以無束制狀況下的岩塊承載試驗得到此種破壞機制)。

而當基礎座落於一厚而堅硬的岩層，其下方有較為軟弱的岩層時，常以撓曲(flexure failure)的形式作為破壞機制。如果是薄層的硬岩而下方是軟弱岩層，可能會發生穿孔破壞(punching)。[Sower 1979, Wyllie 1992]

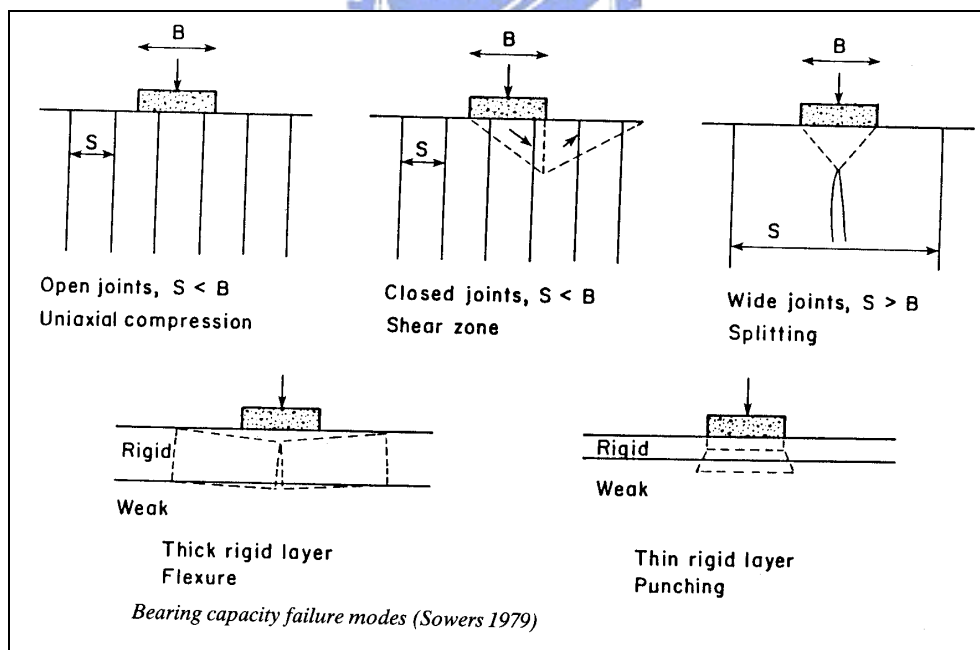


圖 2.22 極限承載力破壞模式(Sower, 1979)

2.4.2 岩石邊坡淺基礎可能的破壞模式

淺基礎位於邊坡上，由於受坡度的影響，因此和平地上的基礎設計有所差異。基本上，除必須考慮平地設計理念外，對於坡度大小也不可忽略。由於基礎鄰近邊坡，因缺少邊坡面側向支撐使其承載能力受到邊坡形狀影響甚鉅(Vesic, 1975 ; Poulos, 1976; Schmidt, 1977)。

圖 2.23 為基礎置於邊坡上，由於邊坡滑動所造成的可能破壞模式觀察基礎的邊坡破壞形式，大部分屬於硬岩的破壞形式，而軟岩的破壞模式較類似圖(d)所示之圓弧形破壞。

(a)~(c)為含節理或弱面之岩塊的三種基本模式:平面滑動破壞(Planar sliding Failure)、楔形滑動破壞(Wedge Sliding Failure)、和翻倒破壞(Toppling Failure)。

當岩石無特殊弱面存在時用以控制破壞滑動方向，則可能從靠近基礎的裂縫處產生如 (d)所示之圓弧形破壞(Curved Slip surface Failure)

(e)所示雖然有弱面存在，但是與坡面平行，發生滑動的破壞的可能性並不大，但是若坡面過高且陡，則有發生挫屈破壞(Buckling Failure)的潛在危險。

(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，卻有可能因此軟弱夾層的沉陷量過大而發生危險。

另外，若是邊坡的角度大於 $\Phi/2$ ， Φ 為內摩擦角，此受基礎影響的邊坡則必須檢驗穩定性(Vesic, 1975)。

邊坡上的淺基礎設計，由於受坡度之影響甚鉅，除應涵蓋平地設計理念外，對於坡度之大小顧慮亦不容忽視，因為坡度因素足以嚴重影響到承載力估算之精確性。

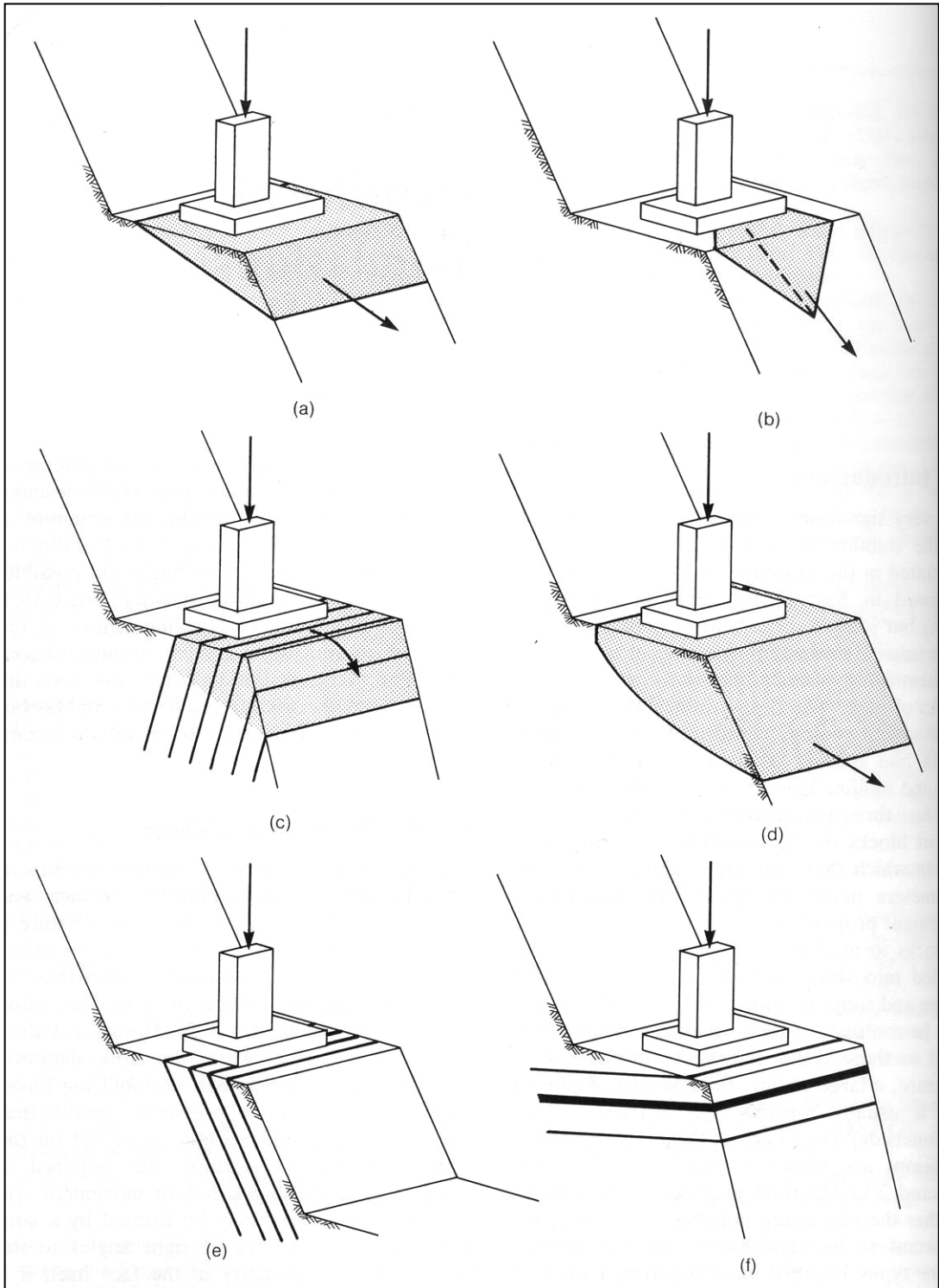


圖 2.23 岩石邊坡破壞模式

2.5 土壤和岩石承載力分析方法

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。由前章節論述軟弱岩特性有別於硬岩性質，也同時具土壤的特性。是故軟岩為土壤與岩石間之過渡材料，需分析上同時兼顧考慮塑性與脆性特性。本節回顧土壤與岩石承載力理論分析，依據其假設條件評估其應用於軟岩之承載力分析之適宜性。

依據考慮假設條件的不同，極限承載力推估公式大致上分為：

- (1) 塑性極限平衡法(Plasticity Equilibrium Methods)
- (2) 極限分析法(Limit Analysis Methods)

2.5.1 土壤基礎端面承載力理論分析

相關土壤之基礎端面承載力研究相當成熟，理論分析包括：

(1) 極限平衡法

此法為假設基底下土體破壞形狀，以破壞滑動線之組構及適當之破壞準則所決定之機制，藉由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為極限承載力。

(a) Rankine (1885)

非凝聚性土壤承載力公式最早為 Rankine(1885)所提出，對於應力極限狀態時基底下材料元素之最大主應力即為土壤承載應力。

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

其中， $\sigma_u = \sigma_1$ 為最大主應力為極限承載應力、 γ 為土壤單位重、 ϕ 為摩擦角。

(b) Bell (1915)

提出長條型基礎坐落於土壤的基礎承載公式，將 Rankine(1885)之承載力公式擴充可應用於凝聚性土壤。假設基礎下破壞時的滑動面並將滑動面

內土體分為主動區(II)與被動區(I)，如圖 2.24 所示。利用土體破壞時的極限平衡狀態並應用莫耳圓分析之，遵循直線型莫耳破壞包絡線(如圖 2.25 所示)。其公式如下：

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

其中， q_0 為極限承载力、 $q_q = \gamma D_f$ 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。

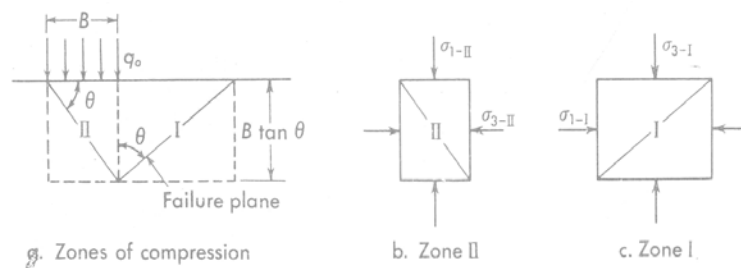


圖 2.24 土體之假設破壞滑動面(Sower, 1979)

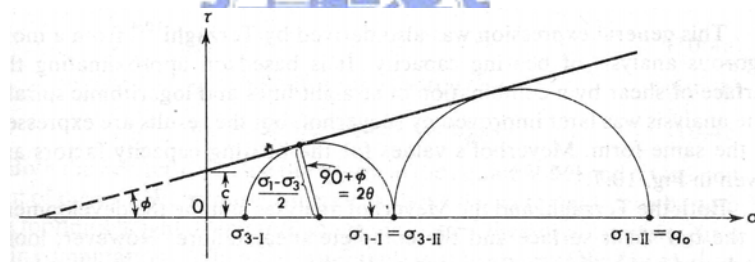


圖 2.25 直線型莫耳圓破壞包絡線分析圖 (Sower, 1979)

(c) Prandtl (1921)

研究剛性物體壓入軟弱且均質忽略重量的介質中，觀察漸進破壞過程並根據塑性平衡理論導出極限承载力公式。其假設如下：

- (i) 長條型式基礎滿足平面應變條件。
- (ii) 基底下土體為均質且忽略重量($\gamma = 0$)。
- (iii) 基礎底面為光滑，即土體介面上無摩擦力。
- (iv) 基底水平面為最大主應力面，垂直面為最小主應力面。
- (v) 土體受長條型基礎荷重作用下達全面剪力破壞。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 2.26 所示。

公式為：

$$\sigma_u = \frac{c}{\tan \phi} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right]$$

其中， σ_u 為極限承载力、 ϕ 土壤摩擦角、 c 土壤凝聚力。

以 Prandtl(1921)提出土壤承载力公式中，若為粒狀土壤($c=0$)則無承载力($\sigma_u = 0$)，顯然該公式有不合理之處，主要因其假設基底土壤忽略重量所致。

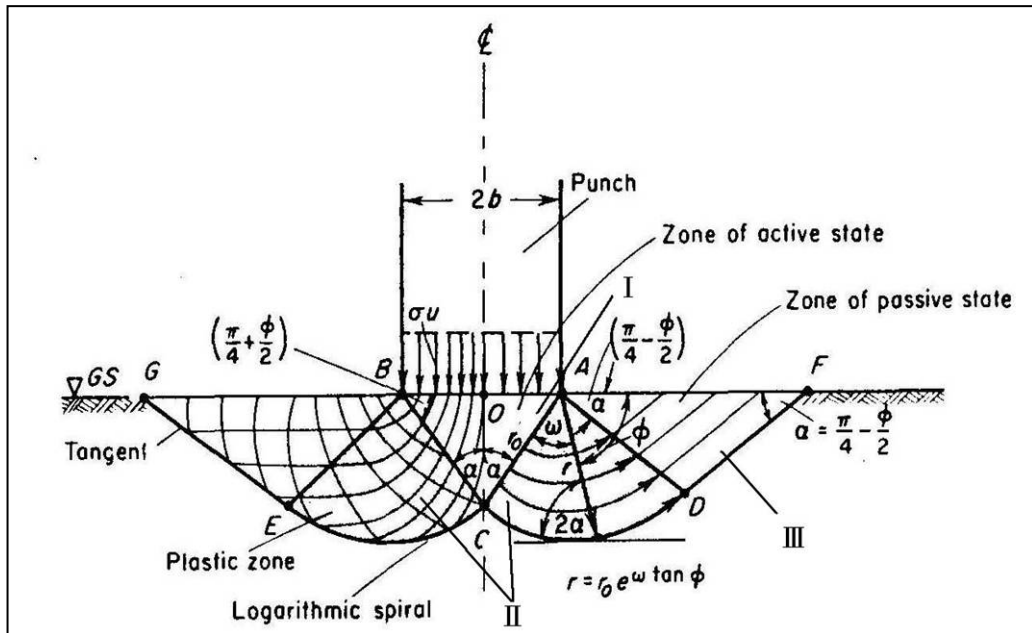


圖 2.26 Prandtl 之基礎承載模式示意圖(Prandtl, 1921)

(d) 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 2.27(a)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，如圖 2.27(b)所示。土體自重忽略並認為土壤因不壓密不排水狀態下其剪應力為凝聚力。類似 Rankine(1885) 及 Bell(1915)推導方式，公式如下：

$$\sigma_u = 4c = 2\sigma_c$$

其中， σ_u 為土壤承载力、 c 為凝聚力、 σ_c 為單壓強度。

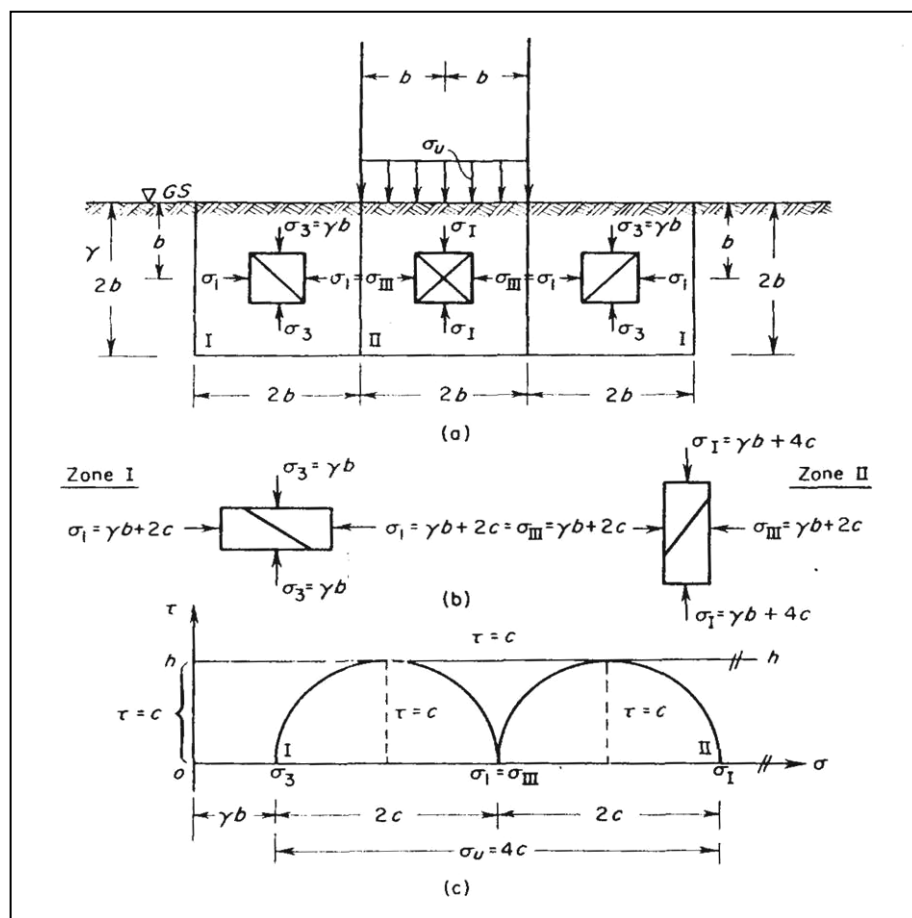


圖 2.27 Casagrande&Fadum 之基礎承載模式示意(Casagrande&Fadum, 1996)

(e) Terzaghi (1944)

以 Prandtl(1921)的承載理論假設加以修正提出目前常使用之土壤淺基礎理論，假設如下：

(i)基底下為均質等向之土壤。

(ii)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。

(iii)土壤受長條型基礎荷重作用下達到破壞，產生全面剪力破壞即土壤開始產生塑性變形。

(iv)基底下楔型體 (Rankine 主動壓力區 I，如圖 2.28 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。

(v)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 ($\triangle BD1F'$ 、 $\triangle ADF$ 滑動線為直線所構成，且與水平面夾 $45^\circ - \phi/2$

(vi)基底以上剪力忽略，如圖 2.28 所示之線段(A'A、B'B、AF 及 BF')之摩擦力不計。

(vii)基底以上覆土重以均佈載重 $q = \gamma D$ 代替。

其公式如下：

$$q_0 = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + c N_c + q_q N_q$$

其中， q_0 為土層之承載力、 q_q 為超載荷重、 γ 為土壤單位重、 B 為基礎寬度、 N_γ 為破壞區內土體重量所引起之摩擦抵抗因數、 N_c 為有效土壤凝聚力與摩擦角(c' 、 ψ')所提供之阻抗因數、 N_q 為作用地表面上超載重所引起之摩擦阻抗因數，圖 2.29 為各承載因數與摩擦角之關係。

(f) Meyerhof (1951)

提出類似 Terzaghi(1943)之承載力公式，其中最大不同處為土體破壞滑動面延伸至地表(如圖 2.30 所示)，適用深基礎。考慮滑動面上摩擦力的結果將使承載力大於 Terzaghi(1943)公式，假設條件較不同於 Terzaghi 如下：

- (i)土體破壞滑動以基底邊角(A 及 B 點)開始傳播滑動至地表。
- (ii)滑動線以弧 CE 及 C'E' 為對數螺旋線、直線 EF 及 E'F' 所構成。
- (iii)假設基底上土體重(σ_0)垂直作用於替代自由面(substitute free ground)AF，且土體重(σ_0)為定值。
- (iv)替代自由面 AF 與水平面夾角 β 為基礎寬深比值 (B/D) 的函數。
- (v)承載因數 N_γ 為其獲得最小值，界定 ψ 值介於 ϕ 與 $45^\circ + \phi/2$ 之間。

其公式如下：

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + 0.5B\gamma N_\gamma$$

各參數如同上述 Terzaghi 公式，承載因數如圖 2.31、圖 2.32 所示。

其後有 Skempton(1951)提出對正方形及圓型基底形狀之修正承載因數，如圖 2.33 所示。Meyerhof(1955)提出對傾斜載重之修正承載因數，如圖 2.34 所示，使其公式更為完善而陸續經也各學者依據不同假設條件推導承載因數，如 Hansen(1970)及 Vesic'(1973, 1975)等學者

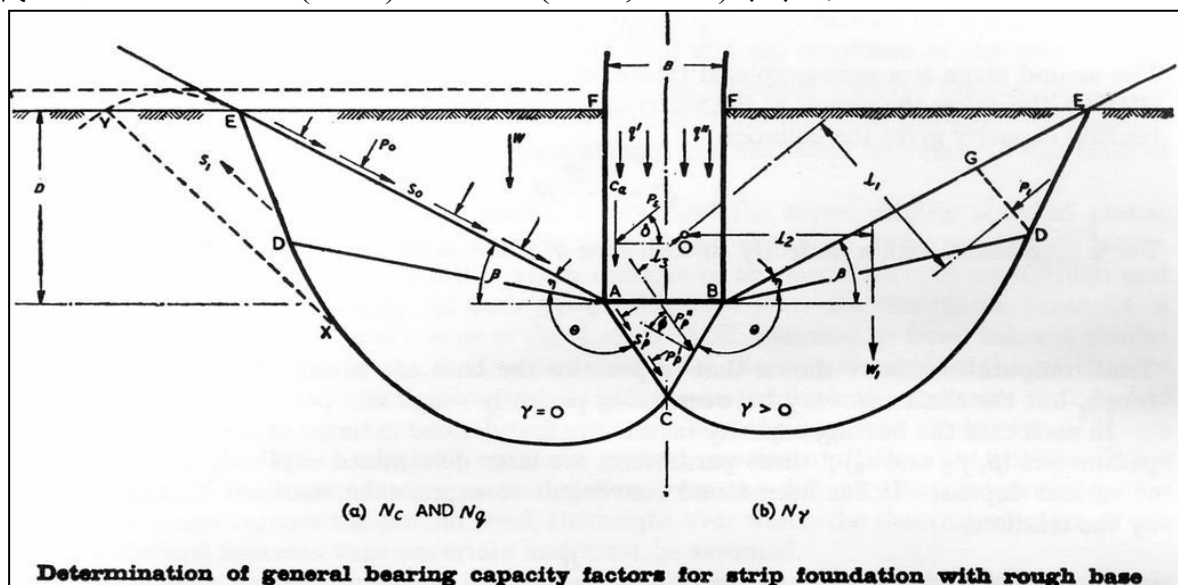


圖 2.30 Meyerhof 之基礎承載模式示意圖(Meyerhof, 1951)

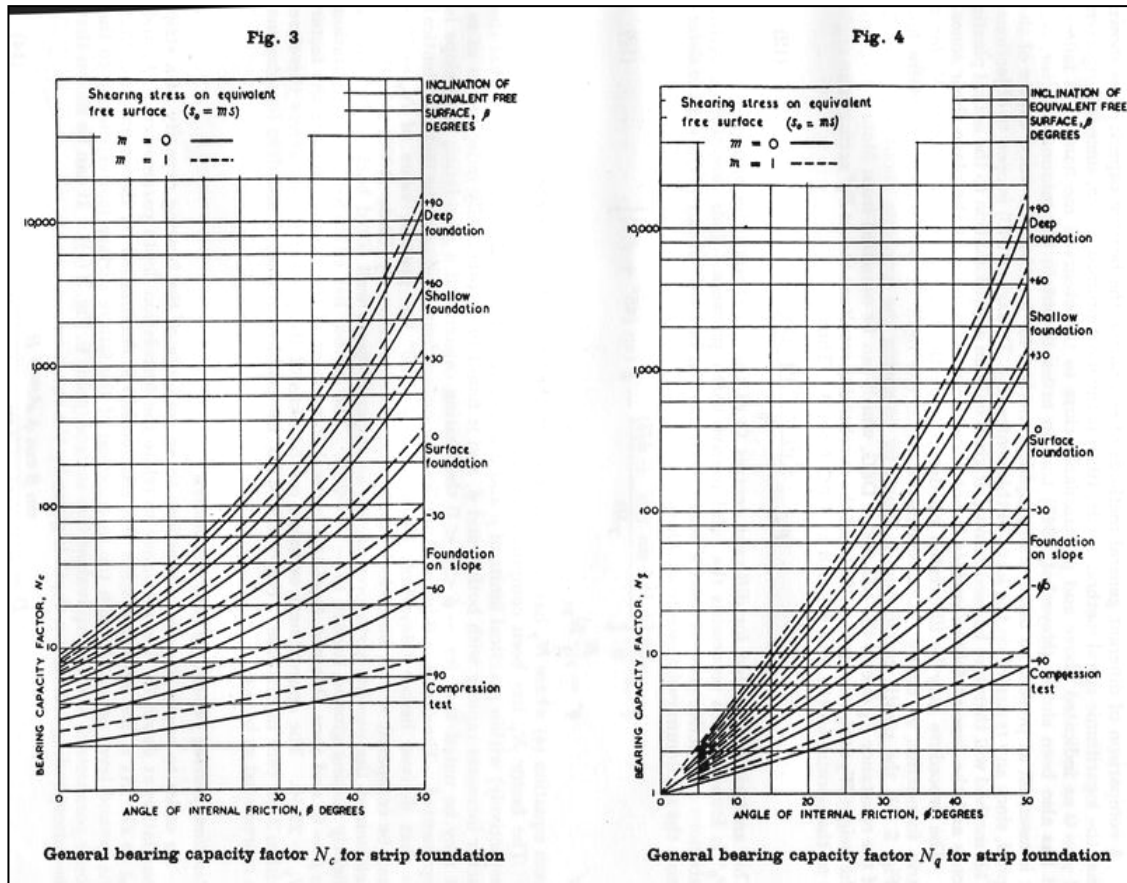


圖 2.31 Meyerhof 承載因數與摩擦角關係圖(Meyerhof, 1951)

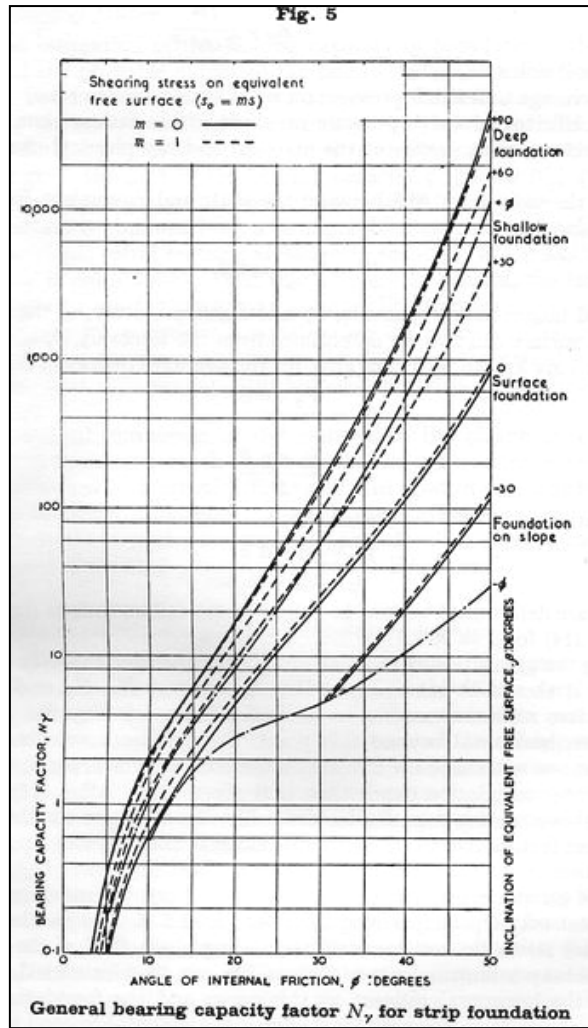


圖 2.32 Meyerhof 承載因數 N_γ 與摩擦角關係圖(Meyerhof, 1951)

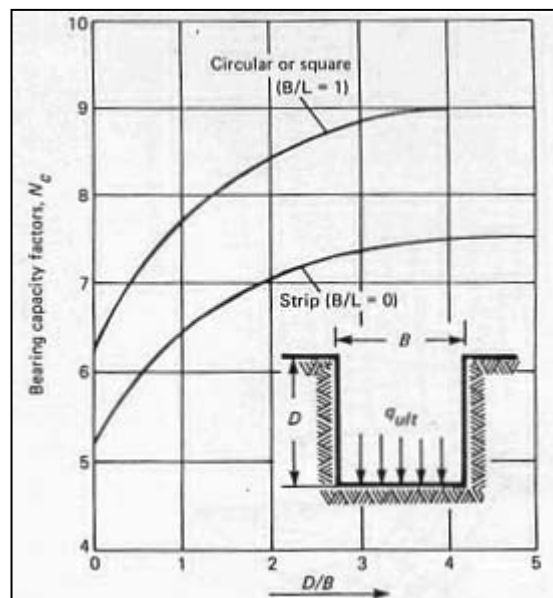


圖 2.33 Skempton 基底型狀修正承載因數(Skempton, 1951)

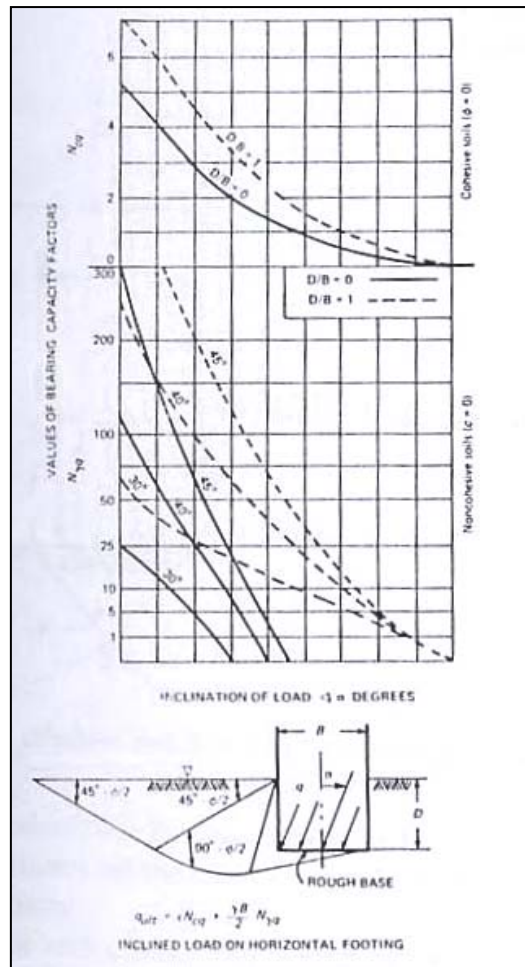


圖 2.34 Meyerhof 傾斜載重修正承載因數(Meyerhof, 1953)

綜合而言，以 Rankine、Bell、Casagrande&Fadum、Prandtl、Terzaghi 及 Meyerhof 等人所提之承載力公式主要假設土體為全面剪力破壞(complete shear failure)，並且土體之承載力為剪力阻抗模式，這些假設對於局部漸進式破壞(Local progressive failure)或崩裂式破壞(cracking failure)並不適用。另外，其承載力之 N_q 作用地表面上超載重所引起之摩擦阻抗因數忽略土體內部摩擦效應，對於承載力有低估的現象。

(2)極限分析法

極限分析法依上限與下限定理(Upper and Lower bound theorem)，可得到破壞載重之上限值與下限值，當上下限值相同時，即為承載力值。

上限定理需滿足動態容許速度場(kinematically admissible velocity field)條件，首先必須假設符合變形相容條件(Compatible)，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)。利用破壞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，可求出承載力等未知量之上限值及對應的破壞機構。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，因此土體不需處於平衡狀態。**下限定理**著重基礎承載力之下限值，首先於靜態允許應力場(statically admissible stress field)條件，滿足平衡條件、受力幾何邊界並遵行破壞準則，其所得之承載力小於或等於真實極限承載力。相關極限分析法所滿足關係圖如圖 2.35 所示。

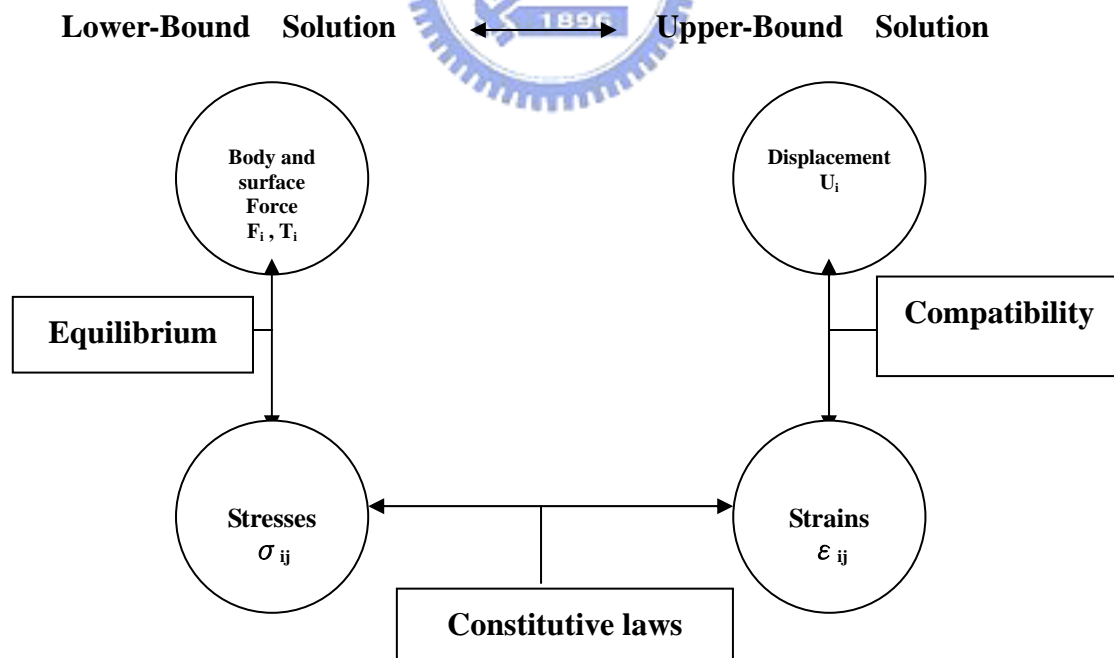


圖 2.35 上限定理與下限定理關係圖(Chen & Drucker, 1968)

滑動線分析法即應用極限分析法於平面應變條件下，基礎材料遵循其適用之破壞準則並假設破壞材料區域為一塑性區，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可求出破壞區內特徵線之斜率。破壞區內特徵線可以構成一幅網格(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及特徵曲線，則可得到沿滑動線上之應力，配合不同應力狀態及不同之邊界條件，即可求出不同應力狀態下之不同地形條件下之地表承載力。(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。相關研究計有：

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 1972 年以滑動線法求解層狀均質土壤之極限承載力，Matar & 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。

Reddy & Venkatakrishna (1982)採用 Prandtl(1921)提出的土體破壞滑動面，以上限定理求得長條型基礎座落於非均質非等向性土體之極限承載力。

Solan (1988)提出經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，其研究成果應證以下限定理經由嚴謹的數值分析可得較接近真實解之承載力值。

Solan & Kleeman (1995)以上限定理求解均質及非均質複合土體之極限承載力。

2.5.2 岩石基礎端面承載力理論分析

目前相關岩石之基礎端面承載力研究理論分析包括：

(1) 極限平衡法

以類似土壤之極限平衡方法，且考慮岩石脆性或張裂的特性，各理論簡介如下：

(a) Ladanyi (1968)

假設岩體破壞時類似 Bell(1915)提出之楔形剪力破壞，岩體滿足 Fairhurst 破壞準則(Fairhurst, 1964)以極限平衡方法求得極限承載力。

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

其中， q_0 為極限承載力、 n 為岩石單壓強度與單拉強度比值、 σ_c 為岩石單壓強度。

(b) Ladanyi & Roy (1971)

假設基底下岩石具有兩組裂面，如圖 2.36 所示。以相同 Ladanyi (1968) 所假設之破壞滑動面並考慮裂面上之剪力阻抗，以極限平衡分析法求其極限承載力。

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

若地表加載荷重 $q_s = 0$ ：

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

若地表加載荷重 $q_s > 0$ ：

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

$$N_{\phi_1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1/2) ; N_{\phi_2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2)$$

其中， q_0 為極限承載力、 c 為裂面凝聚力、 B 為基礎寬度、 ψ 為裂面之傾角、 ϕ 為裂面摩擦角、 γ 為岩石單位重，足標 1 及 2 代表裂面 1 及裂面 2。

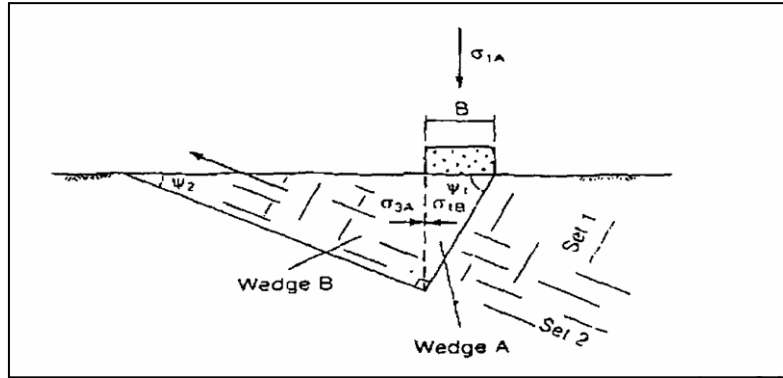


圖 2.36 具兩組裂面基礎破裂機制示意圖(Ladanyi & Roy, 1971)

(c) Davis (1980)

以極限平衡法求取針對節理面岩石之極限承载力，其假設條件如下：

- i. 為長條型式基礎，滿足於平面應變狀態。
- ii. 完整岩石及節理的力學行為滿足莫爾庫倫破壞準則。
- iii. 節理間距遠小於基礎寬度，且節理相互平行。

$$q_0 = N_c(c_s + q \tan \phi) + q$$

N_{cs} 為承載因數。以節理傾角 ω 及 c_f/c_s ，配合圖 2.37 查得。

若有超載荷重時，以此下列公式校正

$$(c_f/c_s) = (c_f + q \tan \phi) / (c_s + q \tan \phi)。$$

其中， q_0 為極限承载力、 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 為節理摩擦角。

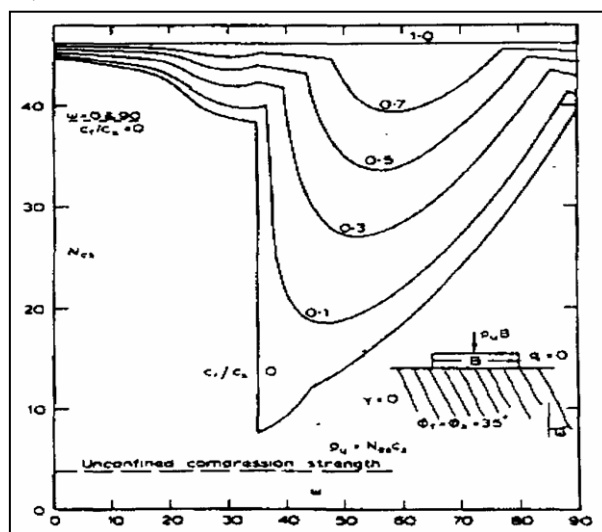


圖 2.37 承載因數與節理傾角關係圖(Davis, 1980)

(d) Pell & Turner (1980)

Pell & Turner 觀察模型試驗結果，利用類似 Bell 的相同力平衡法並考慮岩石脆性性質，假設基礎下方岩石只剩下較低的殘餘強度，其公式為：

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

其中， q_0 為極限承载力、 ϕ_r 為岩石殘餘摩擦角、 σ_c 為岩石單壓強度。

(e) Goodman (1989)

Goodman 考慮圖 2.21 a-c 之破壞模式，一條形基礎下方岩體受壓向兩側伸展，導致岩體兩側產生輻射狀裂縫，基礎下方破裂岩體強度如圖 2.38 下方之破壞包絡線，受壓岩體兩側裂縫較少之岩體強度為圖 2.38 上方之破壞包絡線，支承基礎下方岩體（圖 2.38 中區域 A）之最大水平圍壓為 P_h ， P_h 可由圖 2.38 中區域 B 岩體之單壓強度求得，由圖 2.38 可得一均質、不連續的岩盤承载力，此承载力之下限為岩體之單壓強度，其公式如下：

$$q_f = q_u (N_\phi + 1)$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{1}{2}\phi\right)$$

其中 q_u ：單壓強度

ϕ ：內摩擦角

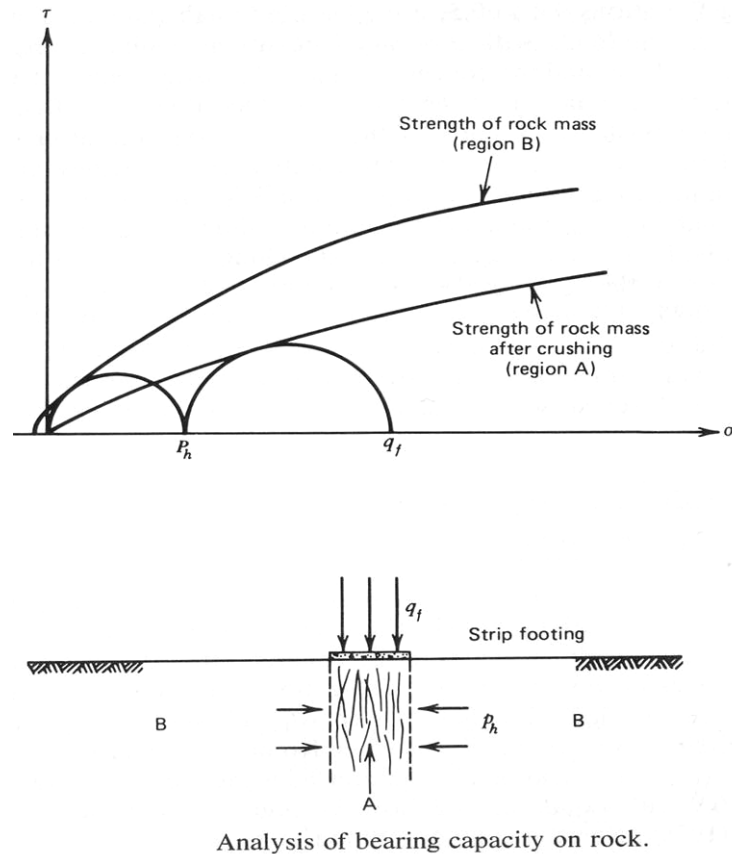


圖 2.38 Goodman 岩石承載力分析示意圖(Goodman, 1989)

(f) Wyllie (1992)

Wyllie(1992)觀察多孔隙岩石(Porous Rock)、極破碎型岩石(Closely Fractured Rock)和軟弱岩石(Very Weak Rock)之破壞模式及應力莫耳圓，如圖 2.39 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 2.40(a)所示)。將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 2.40(b)所示)可評估非完整岩石之基礎承載力，公式與假設條件如下：

- i. 假設基礎下岩石破壞面以直線構成。
- ii. 兩破壞契型塊介面間之剪力阻抗不計。
- iii. 岩石自重忽略。

當 $q_s = 0$

$$q_a = \frac{C_{f1} s^{0.5} \sigma_{u(s)} \left[1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5} \right]}{F}$$

當 $q_s > 0$

$$q_a = \frac{C_{f1} \left[\left(m \sigma_{u(r)} \sigma'_3 + s \sigma_{u(r)}^2 \right)^{0.5} + \sigma'_3 \right]}{F}$$

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； σ'_3 為 $\sigma'_3 = \left(m \sigma_{u(r)} q_s + s \sigma_{u(r)}^2 \right)^{0.5} + q_s$ ； C_{f1} 為 Sower(1970)所提之基礎形狀因數

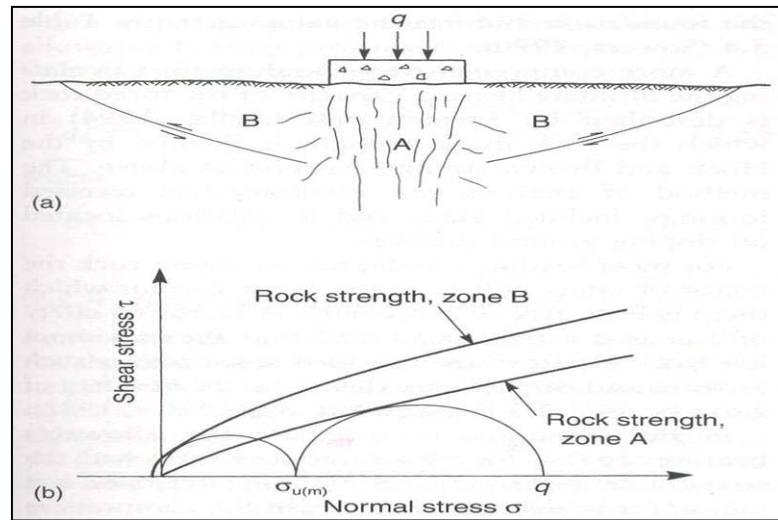


圖 2.39 (a)岩石破壞模式,(b)岩石強度莫耳圓示意圖(Wyllie, 1992)

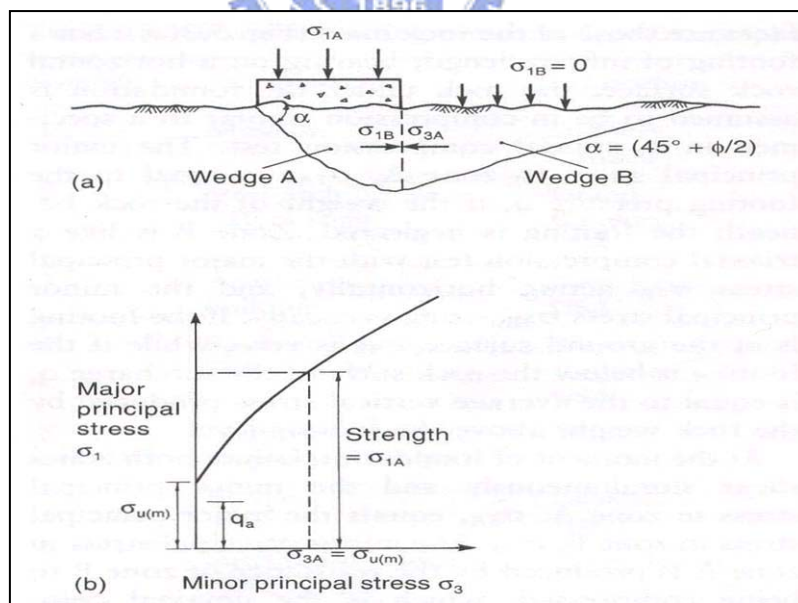


圖 2.40 (a)假設岩石破壞面示意圖,(b)配合 Hoek-Brown 破壞準則應力莫耳圓(Wyllie, 1992)

(2) 極限分析法

極限分析能計算複雜之材質特性或不同地表下幾何狀態的極限承載能力，可由假設的破壞機制，為近來廣泛發展的分析方法。

(a) Hill (1950)

以假設破壞滑動面為剛性塊體 $\triangle AOC$ 、對數螺旋線組成扇形 $\triangle ACD$ 及楔形體 $\triangle ADE$ 所組成，如圖 2.41 所示。以上限定理分析，考慮外功所作的功率等於岩體滑動時內能消耗率並忽略基底材料自重，求得極限承載力公式。

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

其中， q_u 為極限承載力、 ϕ 為岩石摩擦角、 c 為岩石凝聚力、 B 為基底寬度。

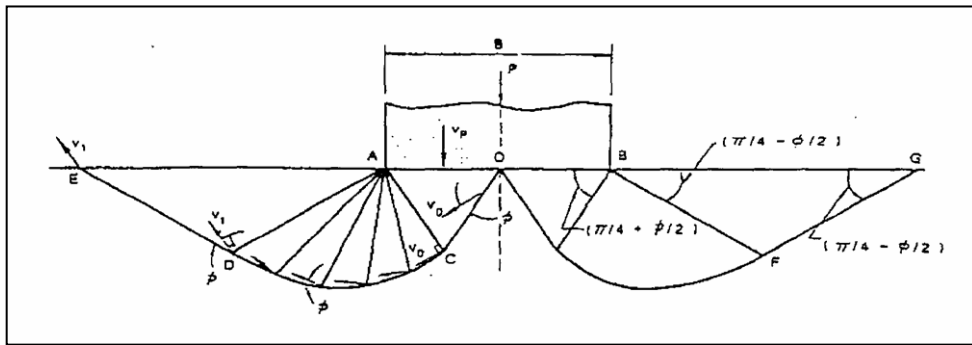


圖 2.41 Hill(1950)假設基底岩石破壞機制示意圖(Hill, 1950)

假設三角形應立場如圖 2.43，下限定理由靜態容許應力場計算極限承載力，考慮 ABD 之力平衡，採修正庫倫破壞準則，便能求出極限承載力下限解

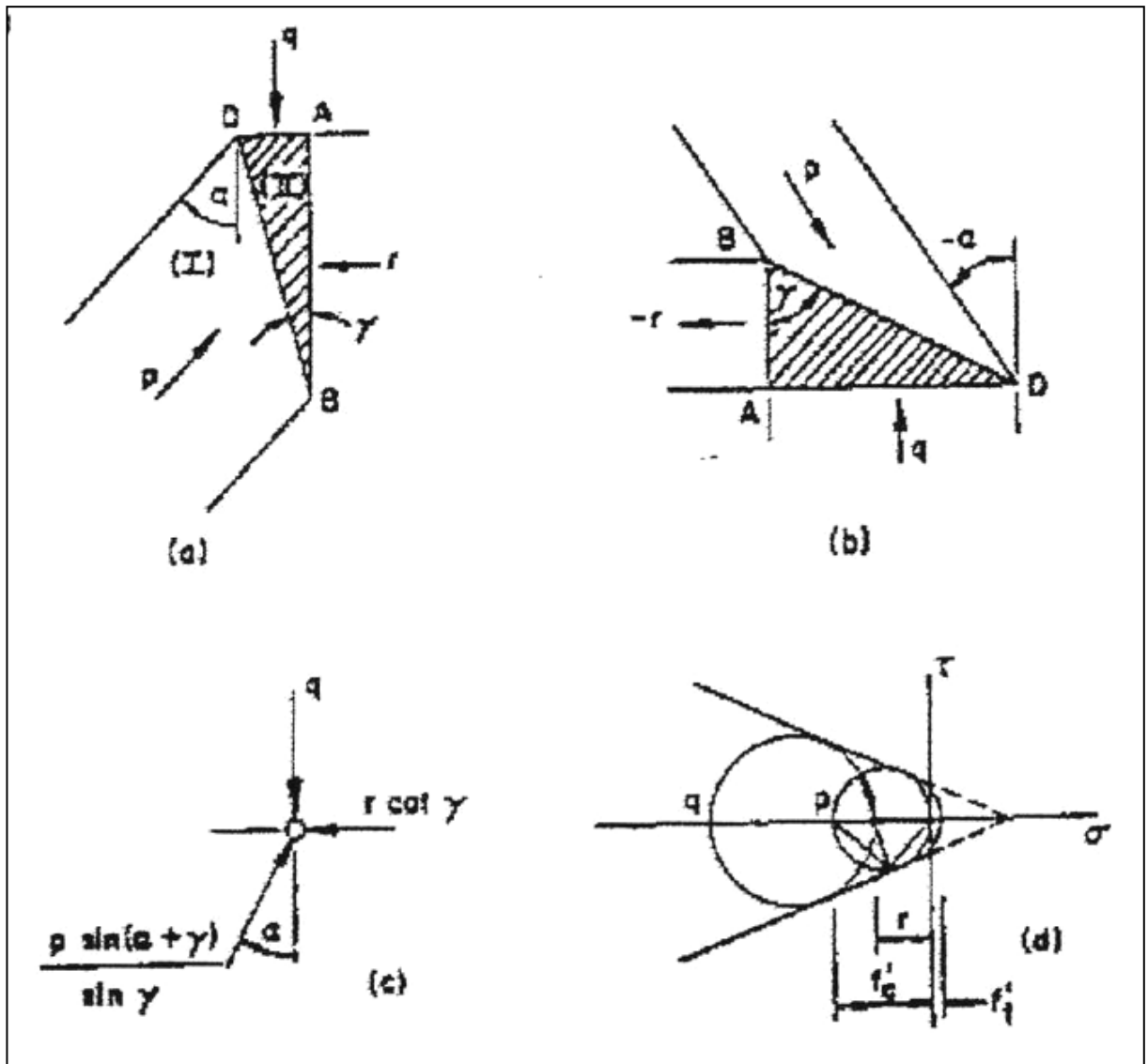


圖 2.43 三角形應力場求解下限解之示意圖(Chen & Drucker, 1969)

2.5.3 淺基礎位於土壤邊坡上及坡頂之承載力理論分析

淺基礎位於坡角小於可不考慮邊坡穩定時之邊坡及坡頂上，因缺少邊坡面之側向支撐，其承載能力勢必遠比小於基礎座落水平地面，因此如何正確估計出承載力，也就顯的格外重要。然而相關位於邊坡坡頂淺基礎理論分析文獻，絕大部分都針對土壤邊坡，採用方法有：極限平衡法(Limit Equilibrium Analysis Method)、極限分析法(Limit Analysis Method)、滑動線法(Slip line method)等

多位學者如 Meyerhof(1957)、Gemperline(1988)、Graham 等人(1988)、Saran(1989)、曾提出相關分析理論。

(1) Meyerhof(1957)

其假設條件相同 Meyerhof(1951)的水平地表並結合邊坡穩定的理論推導出基礎座落於邊坡上的承載因數，如圖 2.44 所示 Meyerhof 假設位於坡頂上(有一退縮距離 b)之長條型基礎破壞面，主要和水平地表不同的修正是土塊 AEF Γ 。AEF Γ 可以一相當應力替代(equivalent stresses) P_0 和 S_0 分別垂直和平行 AE 面，而 α 為與水平面的夾角，此材料的剪力強度為

$$\tau_f = c + \sigma \tan \Phi$$

其中， c 為土壤凝聚力， Φ 為土壤摩擦角， σ 為剪力面上的正向應力
因此，Meyerhof 推導坡角小於 40° 內之承載力公式如下：

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

對於純粒狀無凝聚力土壤而言：

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

對於純凝聚力土壤而言：

$$q_u = cN_{cq}$$

其中， q_u 為土層之極限承載力、 c 為土壤凝聚力、 γ 為土壤單位重、 B 為基礎寬度、 N_{cq} 為有效土壤凝聚力與摩擦角(c 、 ψ)所提供之阻抗因數、 $N_{\gamma q}$ 為破

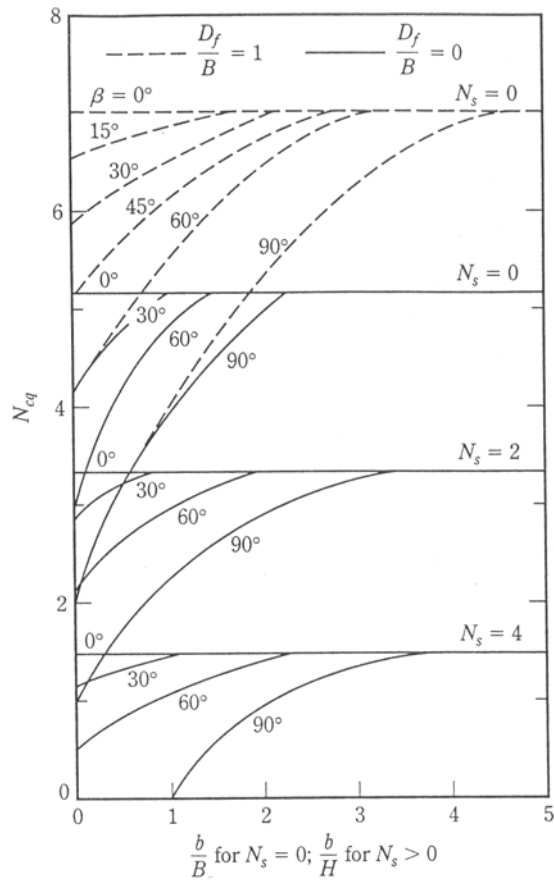


圖 2.46 對於純粒狀無凝聚力土壤之 N_{cq} 因數 (Meyerhof, 1957)



(2) Bowles

Bowles 建議修正 Hansen 之公式來計算極限承載力，Hansen 修正公式為：

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q}N'_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Bowles 建議 N'_c 、 N'_q 、 N'_γ 為修正後承載力因數，修正方式對照圖 2.48 說明如下：

(a) N'_c ：以破壞面 $ade=L_0$ 與 $adE=L_1$ 度比，修正 N_c 得到 N'_c 。

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

(b) N'_q ：以 $ecfg$ 與 Efg 之面積比，修正 N_q 得到 N'_q 。

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

當 $A_1 \geq A_0$ ， $N'_q = N_q$ ，基礎不受邊坡影響之退縮距離約為 $b/B=1.5$ 或 2。

N'_c 、 N'_q 經整理如表 2.10、表 2.11

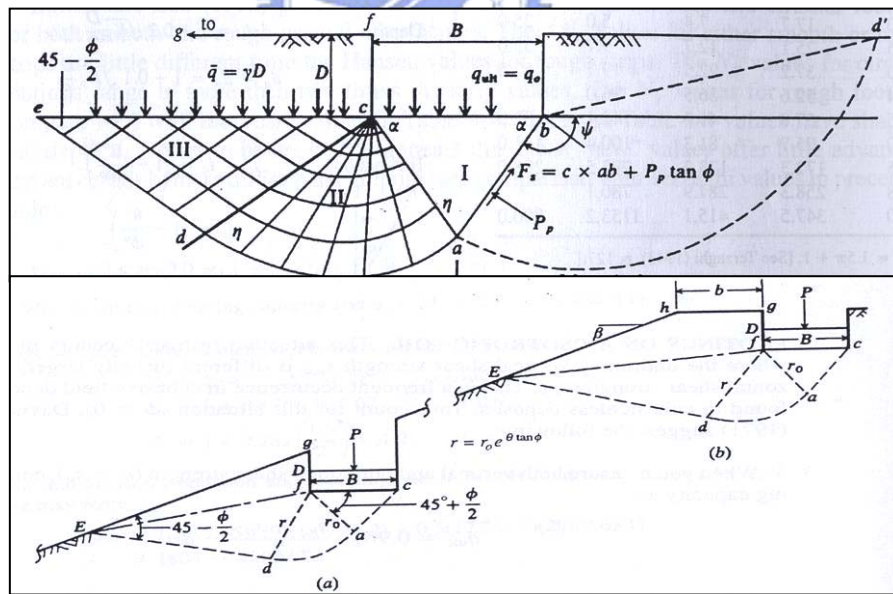


圖 2.47 基礎位置及承載破壞示意圖(Bowles,1989)

表 2.8 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q (Bowles, 1989)

Bearing capacity N'_c, N'_q for footings on or adjacent to a slope

Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0$				
	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0°	$N'_c = 5.14$ $N'_q = 1.03$	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20	5.14 1.03	8.25 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20
10°	4.89 1.03	7.80 2.47	13.37 6.40	26.80 18.40	64.42 64.20	5.14 0.92	8.35 1.95	14.83 4.43	30.14 11.16	75.31 33.94	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.85	30.14 14.13	75.31 40.81
20°	4.63 1.03	7.28 2.47	12.39 6.40	23.78 18.40	55.01 64.20	5.14 0.94	8.35 1.90	14.83 4.11	30.14 9.84	66.81 28.21	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.65	30.14 12.93	75.31 35.14
25°	4.51 1.03	7.02 2.47	11.82 6.40	22.38 18.40	50.80 64.20	5.14 0.92	8.35 1.82	14.83 3.85	28.76 9.00	62.18 25.09	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.39	30.14 12.04	73.57 31.80
30°	4.38 1.03	6.77 2.47	11.28 6.40	21.05 18.40	46.88 64.20	5.14 0.88	8.35 1.71	14.83 3.54	27.14 8.08	57.76 21.91	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.04	30.14 10.99	68.64 28.33
60°	3.62 1.03	5.33 2.47	8.33 6.40	14.34 18.40	28.56 64.20	4.70 0.37	6.83 0.63	10.55 1.17	17.85 2.36	34.84 5.52	5.14 0.62	8.34 1.04	12.76 1.83	21.37 3.52	41.12 7.80

表 2.9 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q (Bowles, 1989)

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 0.75$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0.75$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0.75$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14 1.03	8.33 2.47	14.34 6.40	28.02 18.40	66.60 64.20	5.14 1.03	8.35 2.34	14.83 5.34	30.14 13.47	75.31 40.83	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 15.79	75.31 45.45
20°	5.14 1.03	8.31 2.47	13.90 6.40	26.19 18.40	59.31 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.04	30.14 14.39	71.11 40.88	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.31	75.31 43.96
25°	5.14 1.03	8.29 2.47	13.69 6.40	25.36 18.40	56.11 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.27	30.14 14.56	67.49 40.06	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.20	75.31 42.35
30°	5.14 1.03	8.27 2.47	13.49 6.40	24.57 18.40	53.16 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 14.52	64.04 38.72	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 15.85	74.92 40.23
60°	5.14 1.03	7.94 2.47	12.17 6.40	20.43 18.40	39.44 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.38 5.14	23.94 10.05	45.72 22.56	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 4.97	27.46 9.41	52.00 20.33
$\beta \downarrow$	$D/B = 0$ $b/B = 1.50$					$D/B = 0.75$ $b/B = 1.50$					$D/B = 1.50$ $b/B = 1.50$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	29.24 18.40	68.78 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.01	30.14 15.39	75.31 47.09	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 17.26	75.31 49.77
20°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.59 18.40	63.60 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 53.21	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.58
25°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.33 18.40	61.41 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	72.80 55.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.97
30°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.09 18.40	59.44 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	70.32 56.41	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.63
60°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	26.52 18.40	50.32 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.03 18.40	56.60 46.18	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.72	62.88 36.17

(3) Gemperline 經驗式(1988)

1988 年，Gemperline 以 215 個離心機試驗為基礎，提出一些關於砂性土壤的極限承載力 q ，仍然沿用 Meyerhof 的承載力公式：

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

當 $C=0$ 時，則 $q = \frac{1}{2}rBN_{rq}$

其中 r 為土壤的單位重， B 為基礎寬， N_{rq} 為承載力係數。

Gemperline 根據實驗，推導出一公式：

$$N_{rq} = f(\phi) \times f(B) \times f(D/B) \times f(B/L) \times f(D/B, B/L) \\ \times f(\beta, b/B) \times f(\beta, b/B, D/B) \times f(\beta, b/B, B/L)$$

$$f(\phi) = 10^{(0.1159 \phi - 2.386)}$$

$$f(B) = 10^{0.34 - 0.2 \log B}$$

$$f(B/L) = 1 - 0.27(B/L)$$

$$f(D/B) = 1 + 0.65(D/B)$$

$$f(D/B, B/L) = 1 + 0.39(D/B)(B/L) = 1 + 0.39(D/L)$$

$$f(\beta, B/L) = 1 - 0.8[1 - (1 - \tan(\beta))^2] \left\{ \frac{2}{2 + (b/B)^2 \tan(\beta)} \right\} = f(B, \lambda)$$

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

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

λ = 基礎距邊坡 nB 處 ($n=1, 2, 3\dots$)， Φ 以度數計算， B 以英吋計算

Gemperline 的經驗公式除了可以應用在邊坡面外，也可以推廣在距邊坡頂上基礎寬度 n 倍之處，而與 Shield 和 Bauer 等人試驗比較起來結果發現當 $D/B \geq 2$ 和 $\lambda \geq 2$ 時， N_{rq} 會有高估的現象。

(4) Saran 邊坡極限承载力(1989)

Saran(1989)對於邊坡上淺基礎承载力提出如圖 2.46 所示，假設破壞為單邊破壞，其主要破壞區預測基礎向 DEKI (斜坡面) 傾倒。右半邊 DEFG 為假想破壞面。分析如下：

I 區：剛性三角平衡區

II 區：AEK 為輻射區，曲線為對數螺旋線

III 區：DEF 假想面區

Saran 亦將基礎視為粗糙的基礎，基礎其上土重化為等值外加载重，並忽略基底上的剪力強度。Saran 認為螺心不固定，且在 AE 射線上移動，應用極限平衡法，求得基礎下方 ADE 的被动推力。而右半部假設土壤剪力強度並未完全發揮，其剪力強度為

$$\tau = m(c + \sigma \tan \phi)$$

其中 m 為剪力強度 σ 為正應力 ϕ 為土壤摩擦角 c 為凝聚力
應用 Terzaghi 的重疊原理，所求得極限承载力

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Saran 以有限平衡法所解析 m 值，其解析結果皆具相同之趨勢，即 m 隨 D_e/B , D_f 增加而增加，但隨邊坡角度增加而減少。表 2.12 不同基礎深度、位置，各承载因數之剪力發揮度 m ($\Phi=40^\circ$)

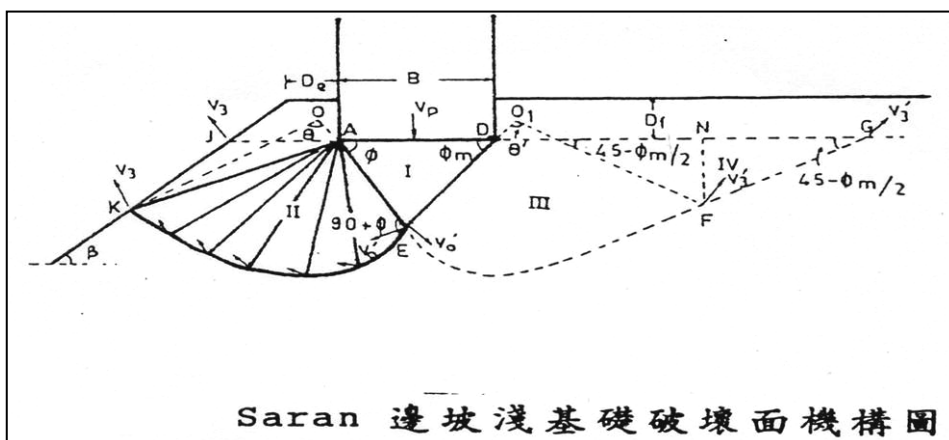


圖 2.48 Saran 邊坡淺基礎破壞示意圖(Saran, 1989)

表 2.10 不同基礎深度、位置，各承載因數之剪力發揮度 $m(\Phi=40^\circ)$ (Saran, 1989)

Typical Values of m for $\phi = 40^\circ$

For N_r Factor			For N_q Factor				For N_c Factor		
D_c/B (1)	β (2)	m (3)	β (4)	D_c/B (5)	D_f/B (6)	m (7)	β (8)	D_c/B (9)	m (10)
0.0	30°	0.635	30°	1.0	0.0	0.565	30°	0.0	0.836
1.0	30°	0.805	30°	1.0	0.5	0.631	30°	1.0	0.903
2.0	30°	0.908	30°	1.0	1.0	0.738	30°	2.0	0.950
3.0	30°	0.967	20°	0.0	0.5	0.599	70°	1.0	0.833
0.5	30°	0.733	20°	1.0	0.5	0.775	70°	2.0	0.968
0.5	20°	0.822					90°	1.0	0.753
0.5	10°	0.929					90°	2.0	0.932
0.5	5°	0.972							

(5)Graham, Andrews, and Shields(1988)

Graham 等人使用應力特徵法(亦是滑動線法)提出了斜坡上，顆粒土壤 ($c=0$) 中計算條型淺基礎的極限承載力方法，根據圖 2.47 假設當基礎位置 N' 點由 N 點移至 N'' 點時，破壞滑動線點由 P' 點由 P 點線性變化至 P'' 點，因此 $N'P'$ 就可成一新坡面，進而計算承載力。而根據此解法，極限承載值可用下式計算

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{rq}$$

其中 γ = 土壤單位重， B = 基礎寬度， N_{rq} 為承載力係數。 $N_{rq} = f\left(\frac{d}{B}, \frac{D_f}{B}, \phi, \beta\right)$

d = 基礎的退縮距離， D_f = 基礎埋深， β = 邊坡傾角圖 2.48 為 Graham, Andrews, and Shields 提出 N_{rq} 之圖解

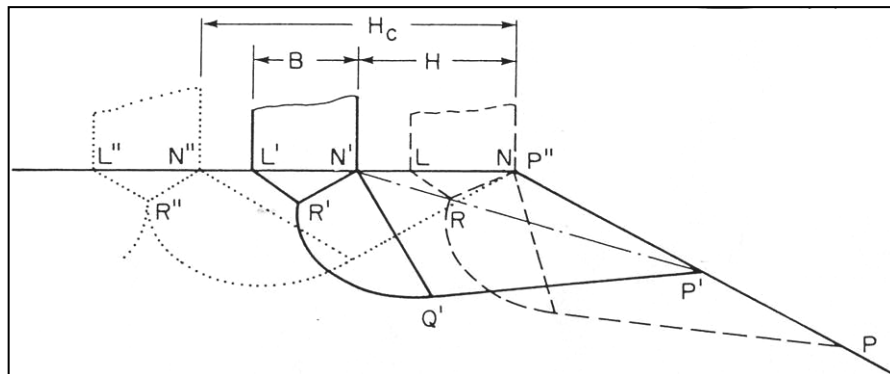


圖 2.49 在顆粒邊坡上之基礎 Graham 等人之解法(Graham Et AL., 1988)

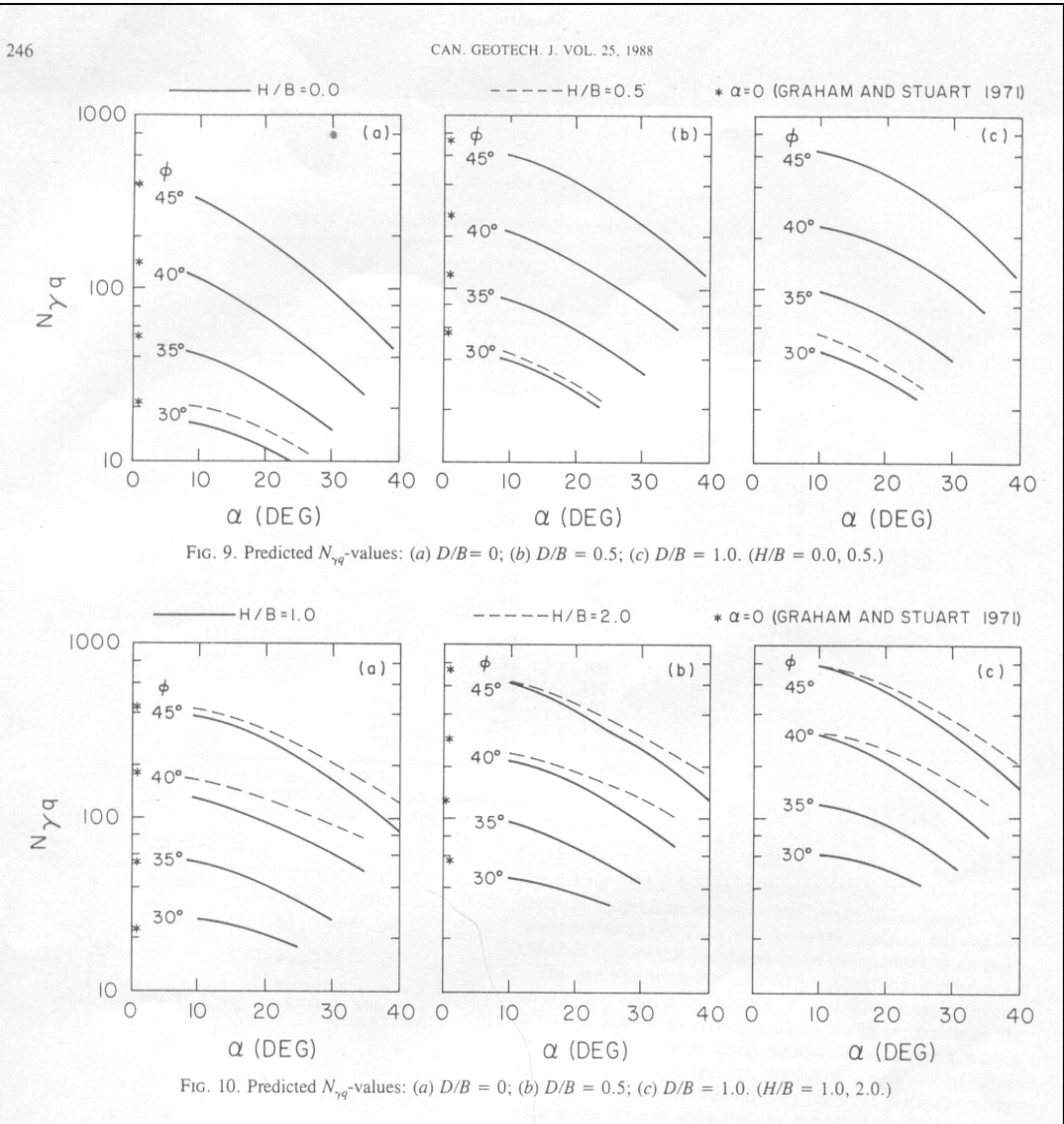


圖 2.50 Graham 等人 N_{rq} 之圖解承載力因數(Graham Et AL., 1988)

2.5.4 淺基礎位於岩石邊坡上及坡頂之承载力理論分析

目前岩石淺基礎位於邊坡上及坡頂之承载力理論分析寥寥無幾，對於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载能力更是值得探討的課題。可分析淺基礎位於岩石邊坡的承载力理論如下：

(1) 美國海軍部基礎設計手冊

美國海軍部基礎設計手冊中提及位於邊坡上面之岩石淺基礎承载力公式如下：

$$q_a = \frac{C_{f1}cN_{cq} + \left(\frac{C_{f2}Br}{2}\right)N_{rq}}{FS}$$

其中 C_{f1} 、 C_{f2} = 基礎形狀修正因數，

N_{cq} 、 N_{rq} = 承载力因數，可查圖 2.51

N_0 = 穩定數 (Stability Number) = $\frac{rH}{c}$

但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载力計算。

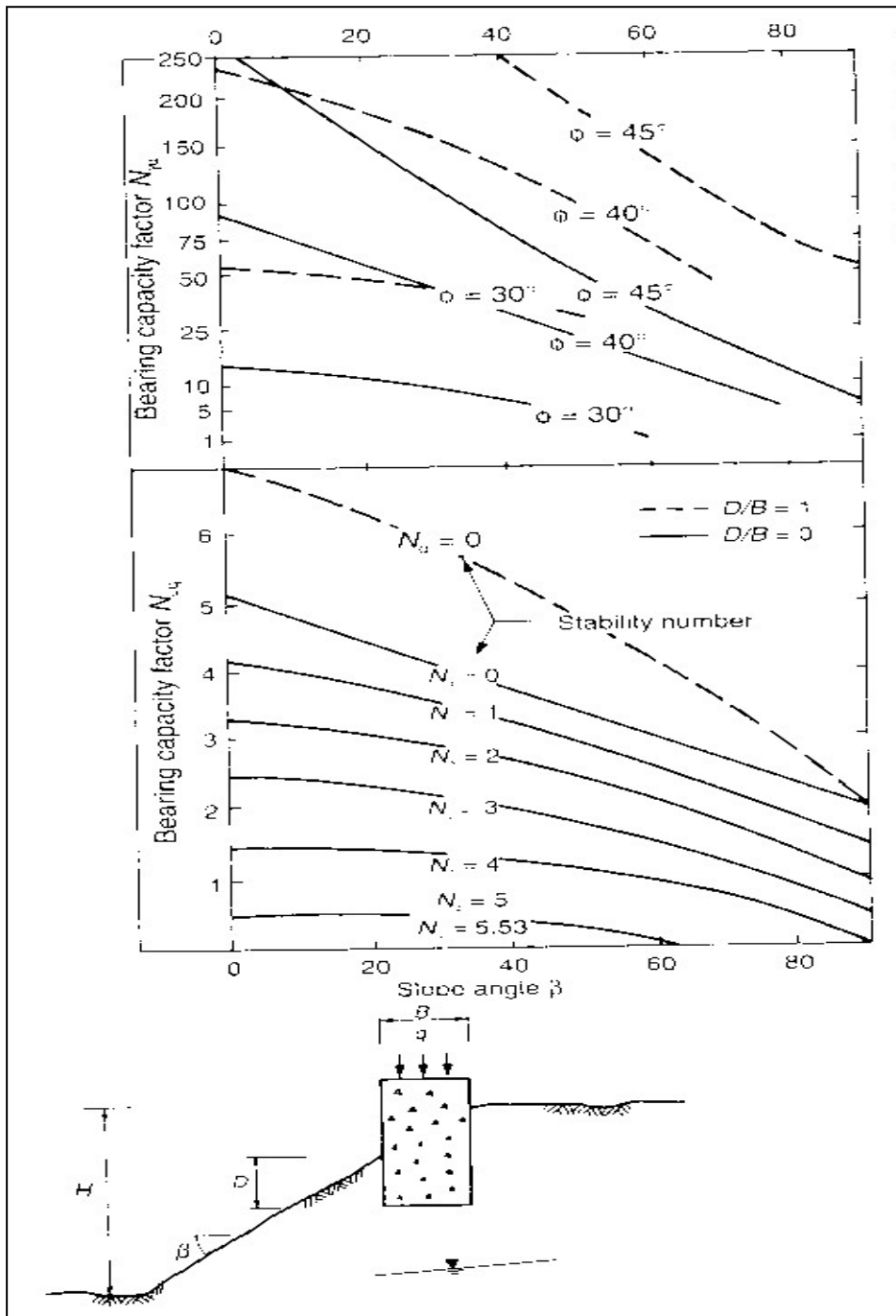


圖 2.51 當基腳座落於坡頂上之不同承載力因數 (US Dept of the Navy,1982)

(3) 葉贊育(1993)

考慮具橫向等向特性岩石之強度異向性，採用滑動線法 Slip Line Method 及修改後適用於具單一組弱面之 Hoek--Brown 岩石強度破壞準則，提出適用於具橫向等向性軟弱岩石之基礎承载力理論解。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载力及破壞滑動線。經一系列數例分析硬得知，在水平地表下，由於弱面存在造成岩石之強度異向性，致使岩石基礎承载隨弱面之傾角方向與大小而變化。由文中例子得知平地地形狀況下其承载力因數最大值出現於當傾角為 60 度時，當傾角為 25 度其承载力因數有最小值，承载力因數最大與最小相差約有 2~3 倍。若基礎接近坡地則承载力受坡角、岩石弱面傾角及基礎與坡面距離等因素影響。其理論假設如下：(葉贊育，1993)

- (i) 岩體為均質材料，分析時不考慮岩體自重。
- (ii) 滑動破壞區內之各點均達屈伏強度。
- (iii) 因岩石應度強故假設材料行為為完全塑性體。
- (iv) 塑性區內材料行為滿足協合流動法則。
- (v) 假設為平面應變狀態且岩體之彈性對稱面之走向與分析平面垂直。
- (vi) 屈服函數(yield function)之各參數，僅單軸抗壓強度與岩層面傾角有關($\sigma_c = \sigma_c(\psi)$)。

其應力應變於莫耳圓上幾何關係配合(如圖 2.52)Hoke-Brown 破壞準則，並遵循諧和流法則利用平衡方程式，求解得基礎下之破壞時滑動線。公式通解如下：

$$\begin{aligned}\sigma_{m2} - \sigma_{m1} &= -\int_{\psi_1}^{\psi_2} \lambda_i d\psi \quad \text{沿 i 滑動線} \\ \sigma_{m2} - \sigma_{m1} &= -\int_{\psi_1}^{\psi_2} \lambda_j d\psi \quad \text{沿 j 滑動線}\end{aligned}$$

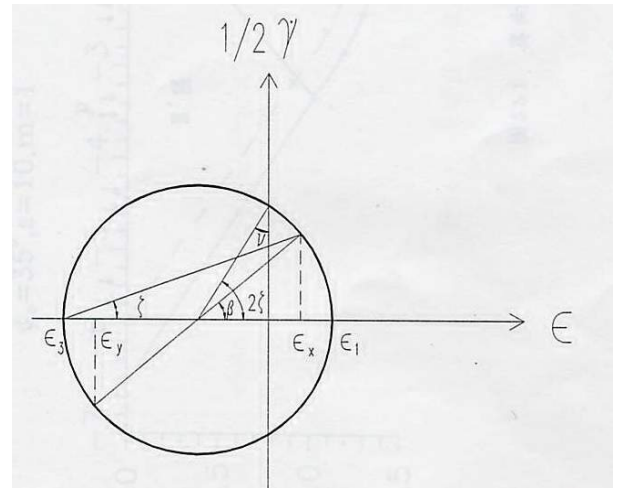
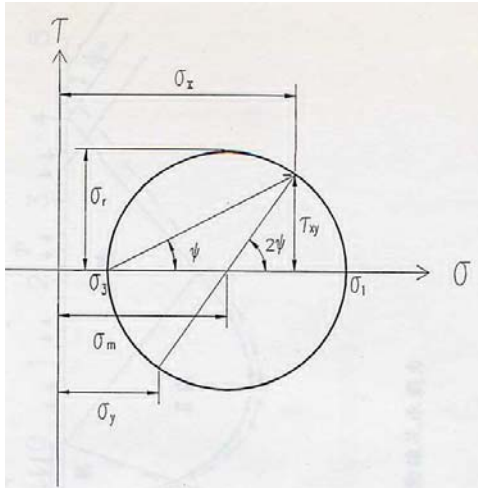
其中：

$$\begin{aligned}A &= \frac{1}{4} \{m\sigma_c(\sigma_m - \sigma_r) + s\sigma_c^2\}^{\frac{1}{2}} m\sigma_c \\ B &= \frac{1}{8} \{m\sigma_c(\sigma_m - \sigma_r) + s\sigma_c^2\}^{\frac{1}{2}} \frac{1}{\sigma_r} \{m(\sigma_m - \sigma_r) + 2s\sigma_c\} \frac{\partial \sigma_c}{\partial \psi}\end{aligned}$$

其中，m、s 為 Hoke-Brown 岩體參數； σ_m 為平均主應力($\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$)； σ_r 為最大剪應力($\sigma_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$)； σ_c 為岩石無為單壓強度($\sigma_c(\psi)$)； ψ 為最大主應

力與 x 軸之夾角

其特徵方程式配合各種不同地表形狀、不同邊界條件下之岩石之基礎承載公式，如圖 2.5、2.54 及 2.55 所示。



(a) 應力莫耳圓示意圖

(b) 應變莫耳圓示意圖

圖 2.52 莫耳圓應力應變示意圖(葉贊育，1993)

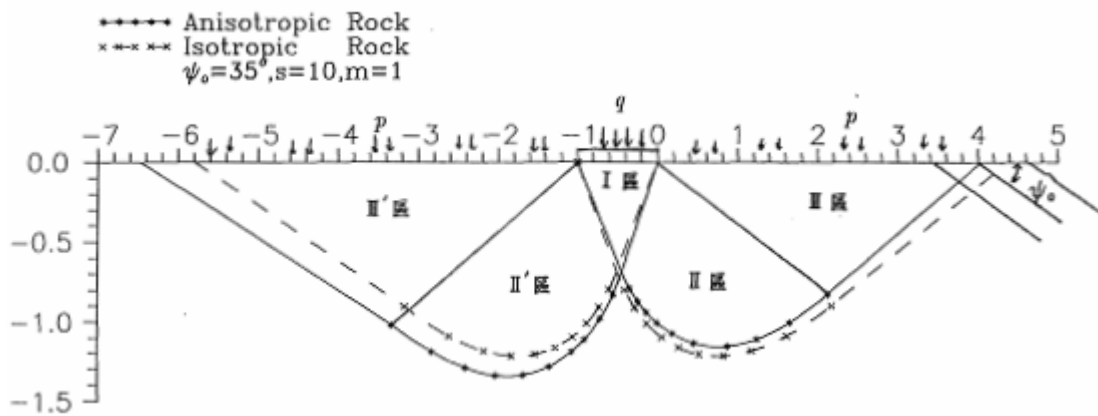


圖 2.53 水平基礎破壞時滑動曲線示意圖(葉贊育，1993)

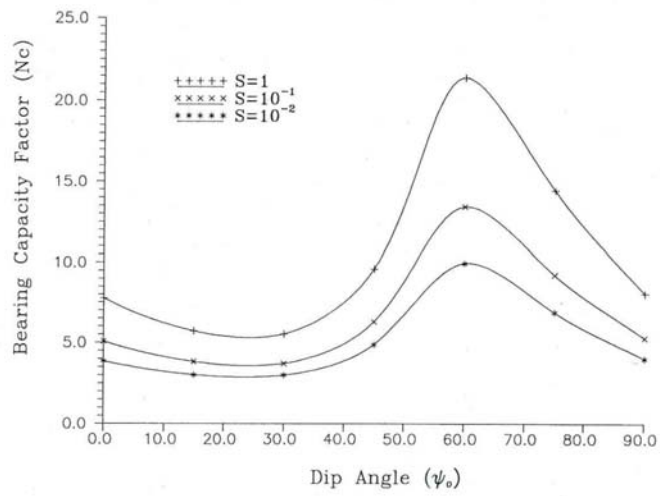


圖 2.54 水平基礎承載因數與岩石面傾角關係圖(葉贊育，1993)

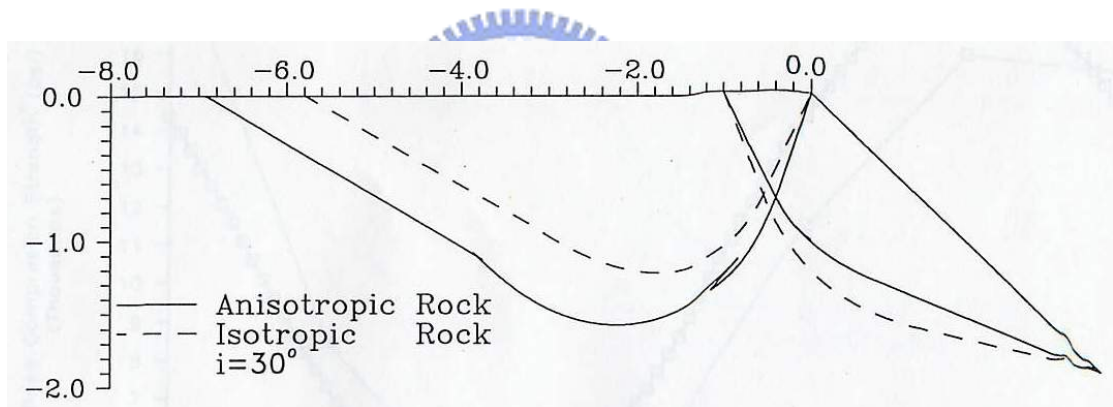


圖 2.55 坡地地形與水平遞接觸破壞滑動示意圖(葉贊育，1993)

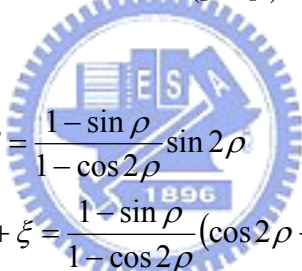
(4)Serrano & Olalla (1994)

提出對於長條型基礎坐落於岩體之承載力解析公式，只需岩體的種類、單軸壓縮強度與 RMR 岩體評分參數，即可評估承載力。本理論公式應用 Hoek - Brown 強度破壞準則於特徵方程式以求得基礎破壞區岩體應力場之微分方程式系統。將求得方程式系統予以積分運算配合基礎載重及地表幾何之適當應力邊界，以求得岩體之極限承載力。其理論假設如下：

- (i)基礎為無限長條型。
- (ii)岩體為理想均質、均向且連續性且為完全彈塑性體。
- (iii)不考慮岩體自重影響。

假設遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則並配合 Serrano 於 1976 提出之瞬間摩擦角(instantaneous friction angle)定義：

$\sin \rho = \frac{dq}{dp}$ ，並以莫爾圓破壞包絡線之 $(p-p) = q \frac{dq}{dp}$ 可得破壞面上應力組合，其關係圖如圖 2.56 所示：


$$\tau^* = \tau/\beta = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} \sin 2\rho$$
$$\sigma_0^* = \frac{\sigma}{\beta} + \zeta = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} (\cos 2\rho + \sin \rho)$$

其中， $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ 、 $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ 、 $\zeta = 8s/m^2$ ；m、s 為岩體參數可由 RMR 評分得知。

假設剛塑性材料滿足平面應變假設下，遵循非線性之莫爾庫倫破壞準則求得基底破壞區岩體應力場之特徵斜率：

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\psi + \mu)$$

其中 $\mu = \frac{\pi}{4} - \rho/2$ ， ψ 為主應力軸與 x 軸夾角，如圖 2.57 所示

假設岩體自重不計，則 $dI(\rho) \pm d\psi = 0$ ， $dI(\rho) = -\frac{1 + \sin \rho}{2 \sin^2 \rho} d\rho$ 、 $\sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$

故積分後可得： $I(\rho_1) + \psi_1 = I(\rho_2) + \psi_2$

$$\psi : \sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$$

其中，足標 1 及 2 代表基礎地表狀態邊界 1 及邊界 2(如圖 2.58 所示)。

$$\psi + \alpha = \pi/2 - \varepsilon$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left[\sin i \left[\cos i \frac{1 + \sin \rho}{2 \sin \rho} - \sqrt{1 - \left(\frac{\sin i}{2 \tan \rho \cdot \tan \mu} \right)^2} \right] \right]$$

以基礎座落地表狀態之幾何邊界條件與應力邊界條件，帶入理論公式以求岩體極限承載力。

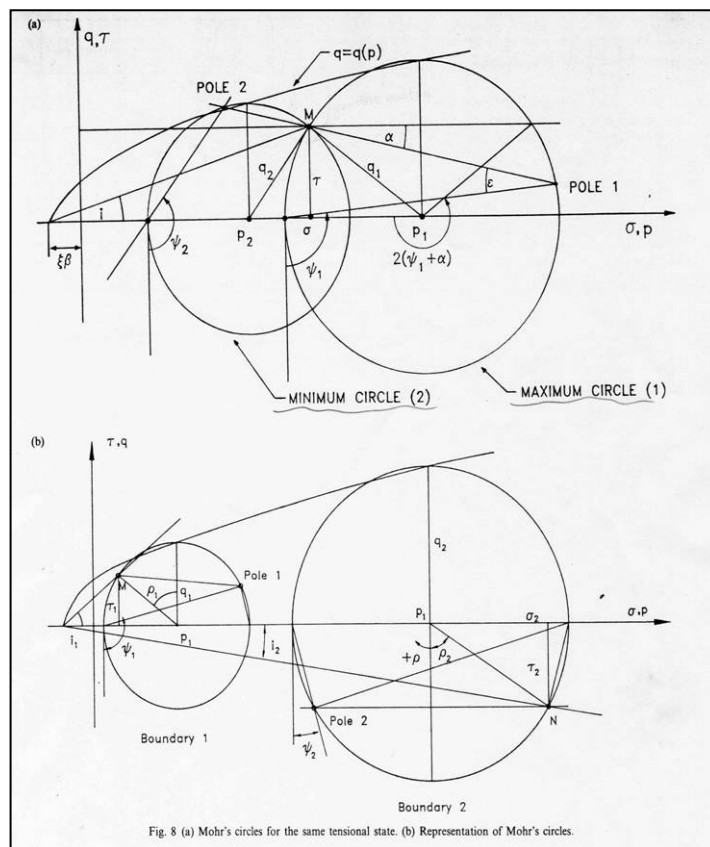


圖 2.56 莫爾圓破壞包絡線應力分析圖(Serrano & Olalla, 1994)

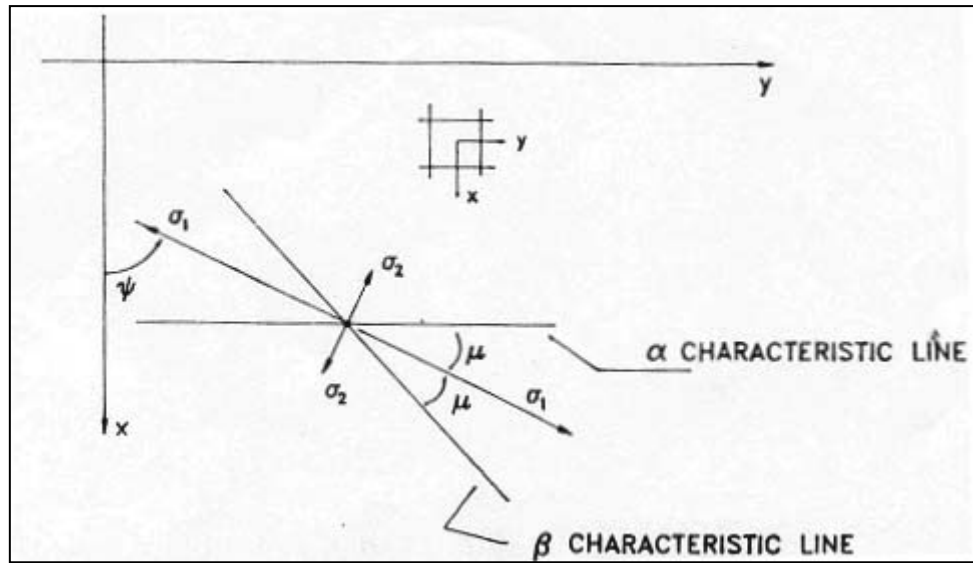


圖 2.57 岩體應力狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

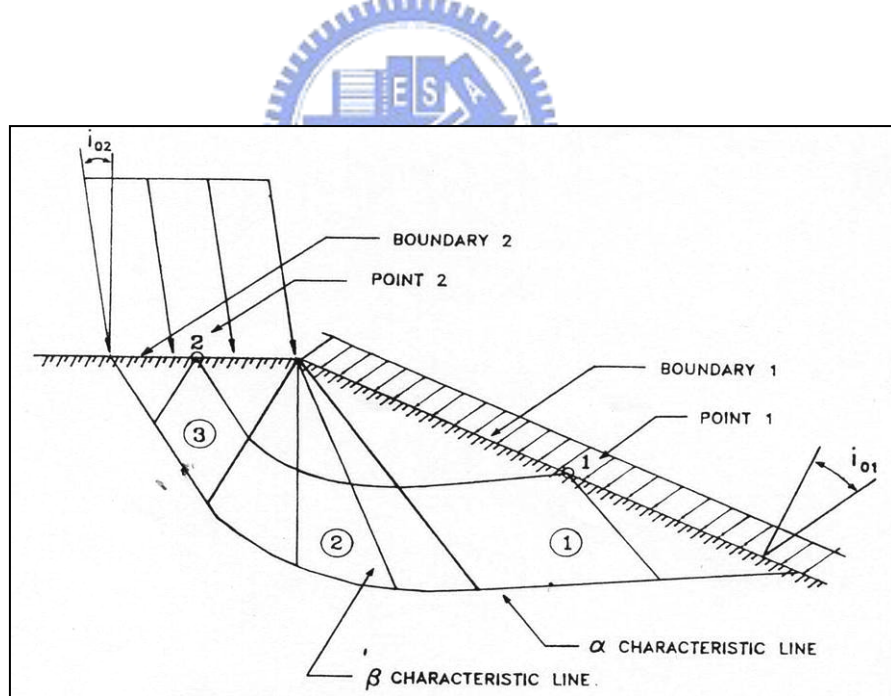


圖 2.58 基礎邊界狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

Serrano & Olalla 於 1998 年提出對於無限長條型基礎作用下不連續性岩體之承載力理論公式，公式推導過程承續其研究成果(Serrano & Olalla, 1994) 並且假設岩體遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則，而不連續面間強度為其凝聚力與摩擦角之線性函數，求解出對於假定之邊界條件如圖 2.59 之承載力公式。

為了方便使用 Serrano & Olallae 將不同狀況製成圖表，如圖 2.60、圖 2.61(針對水平地表、坡角 10 度)查 N_β 在帶入下式可得岩體的極限承載力。

$$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$$

其中 P_h 為承載力， $\beta = \frac{m \sigma_c}{8}$ $\zeta = \frac{8s}{m^2}$

m, s 為 RMR 岩體評分參數

上述以極限分析法討論承載力公式皆對於岩體自重假設不計，但對於軟岩而言，岩體自重為承載力之重要影響因素，故需探討評估於軟岩分析之適用性。

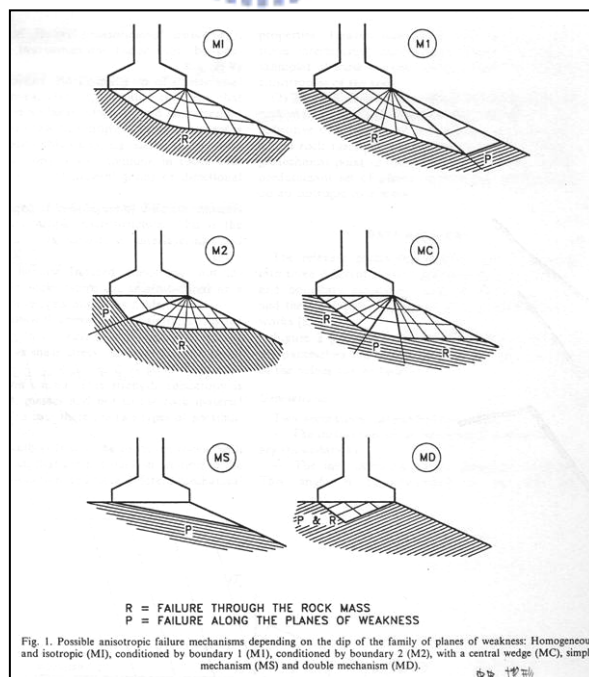
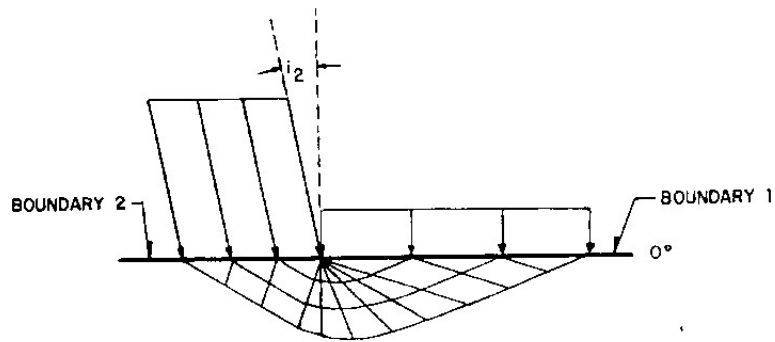
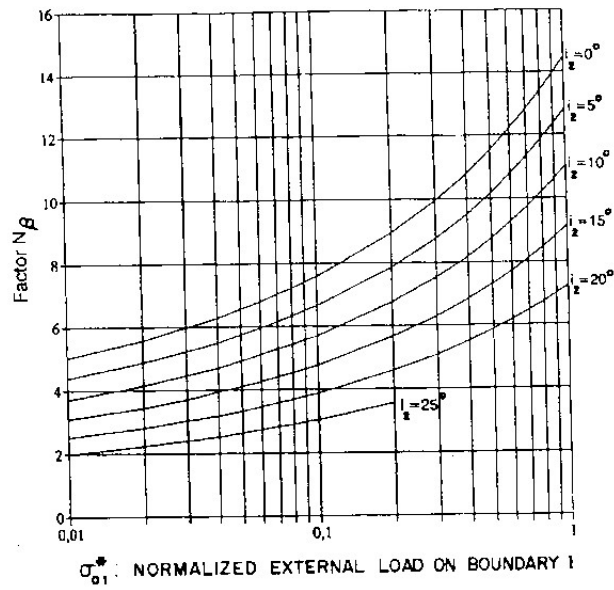


圖 2.59 Serrano & Olalla 假設不連續體邊界狀態(Serrano & Olalla, 1998)



Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (horizontal surface, $\alpha = 0^\circ$).

圖 2.60 水平地表不同載重下 N_β 之值(Serrano & Olalla, 1998)

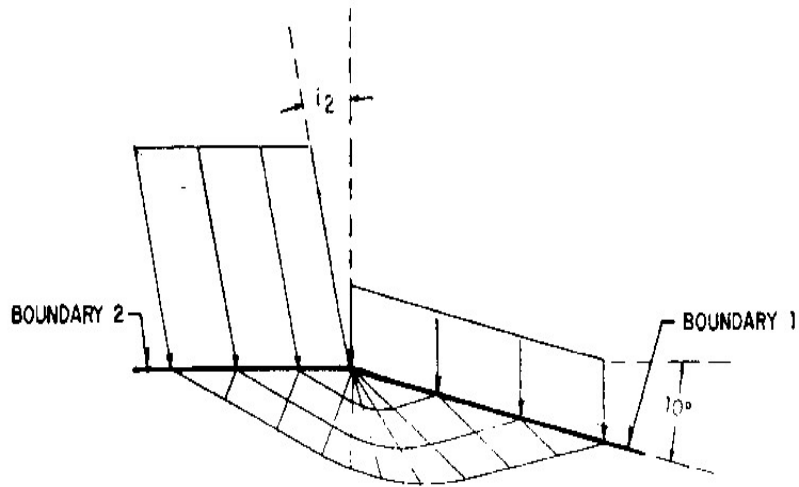
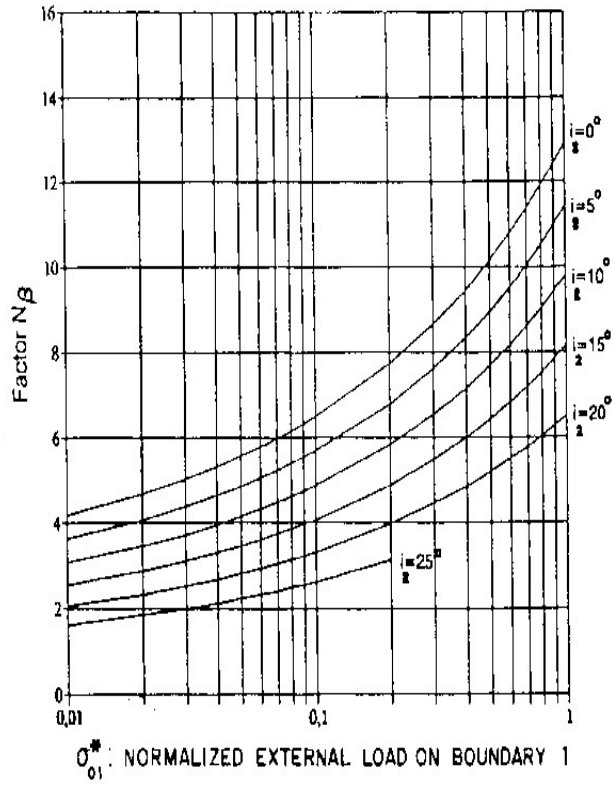


Fig. 5. Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (slope inclination; $\alpha = 10^\circ$).

圖 2.61 傾角 10 度不同載重下 N_β 之值(Serrano & Olalla, 1998)