

第四章 試驗結果

本章節將對本研究所製作人造膠結不良砂岩與基礎模模型承載試驗施作成果進行說明與探討，包含：

- (1)模型相似律檢核
- (2)承載試驗觀察
- (3)實驗結果討論。

4.1 模型相似律檢核

對製作完成之人造膠結不良砂岩進行室內試驗，透過無因次項分析，以模型相似律檢核人造膠結不良砂岩試體製作的成果。

物性試驗：比重、含水量、孔隙率。

力學試驗：單軸試驗、巴西試驗、三軸試驗。

以下將逐一探討本研究所製作人造膠結不良砂岩之性質。

4.1.1 基本物性

測其物性。試體氣乾後平均的含水量為 2.68%，且內部含水量略高於外部，最大差值為 1.5%。

表 4.1 為本研究 12 塊岩樣與天然軟岩及鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)、廖智偉(2003)人造膠結不良砂岩試體物性試驗之結果比較。表中數據已經是岩樣上中下內四部位的平均值。

表中除氣乾含水量略高，係因為本研究試體壓密完成後的室內氣乾時間統一為三週，而劉英助(2002)、廖智偉(2003)氣乾時間至少四週以上，所以本研究含水量略高。其他人造軟岩試體之乾單位重、比重及孔隙率和孔隙比與天然軟岩及鍾峻偉(2001) 劉英助(2002)、廖智偉(2003)等人所製作之人造膠結不良砂岩極為相近，另外比對林銘郎及林煜卿(1998)針對寶山泥質岩石所作之物性結果，也相當一致。

表 4.1 本研究人造膠結不良岩樣與天然軟岩及相關研究物性試驗比較

試體編號	比重 Gs	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	2.18	2.09	0.2	16.87
	No.0-3	2.52	2.12	3.03	1.63	0.55	32
	No.10-1	2.56	2.44	2.2	2	0.28	21.59
	No.10-2	2.36	2.1	2.19	1.63	0.34	26
	No.10-3	2.36	2.42	2.69	1.91	0.24	19.3
	No.20-1	2.5	2.17	3.59	2.09	0.21	16.9
	No.20-2	2.64	2.59	1.95	2.17	0.21	17.5
	No.20-3	2.56	2.56	2.52	2.05	0.25	19.92
	No.30-1	2.62	2.14	3.65	2.06	0.27	20.9
	No.30-2	2.5	2.3	2.7	1.95	0.28	21.34
	No.30-3	2.52	2.21	2.67	1.98	2.27	19.5
	平均	2.51	2.31	2.68	1.96	0.28	21.21
天然岩樣 鑽心試體	2.65	1.96	1.97	1.92	0.38	27.50	
鍾峻偉(2001)	2.67	2.07	1.81	2.03	0.33	24.82	
劉英助(2002)	2.65	2.07	2.01	2.01	0.3	22.9	
廖智偉(2003)	2.62	2.25	1.26	2.22	0.19	15.38	
林銘郎、林昱卿 (1998)	2.56~ 2.75	--	1%~4%	1.95~2.2	--	20~27	

4.1.2 基本力學性質

單壓試驗：

單壓試體由供承載試驗施作之人造膠結不良砂岩試體以泡沫鑽心取樣並氣乾 2 週後之乾燥試體，而加載方式分為單調加載，以每分鐘 0.4% 應變速率加載。

由本研究人造膠結不良砂岩單壓試驗曲線(圖 4.1)可以發現，初期為裂隙閉合段，隨著應力的增加時，單壓曲線為一接近線彈性壓縮狀態；而當軸向應力到達尖峰值，此時試體將產生裂縫而破壞。因此本研究的單壓曲線類似 Goodman(1989)提出的岩石受到壓縮破壞時其過程，說明如下：

1、裂縫密合階段

2、線彈性階段

3、裂縫穩定延伸階段

4、裂縫不穩定

5、形成破裂面

6、破裂面滑移

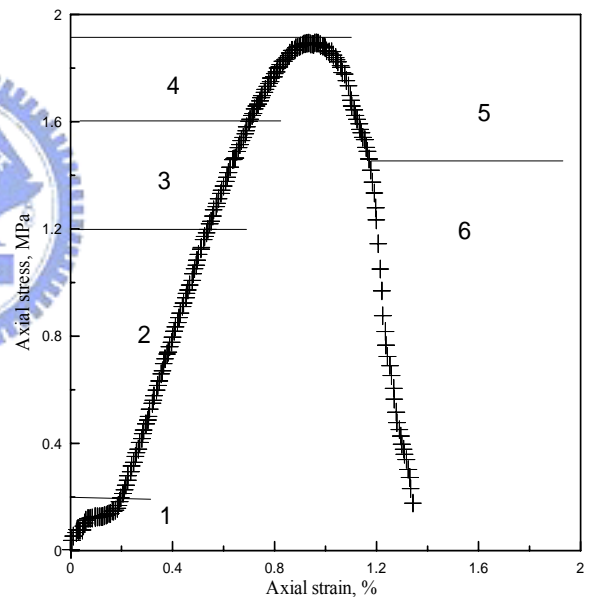


圖 4.1 本研究膠結不良砂岩之單壓曲線示意圖

- 1、裂縫密合階段：裂紋與一些紋微孔隙因圍壓作用，產生非彈性凹形向上的應力應變曲線。
- 2、線彈性階段：此階段依岩性之不同，而產生軸向應力與軸向應變及軸向應力與橫向應變的線性關係。
- 3、裂縫穩定延伸階段：隨著應力的增加，舊的裂縫沿著軸向方向平行延伸，而產生新的裂縫。

- 4、裂縫不穩定：裂縫向試體邊緣蔓延，而產生裂縫交互與彼此連接情形。此時裂縫密度明顯增加，而此時即一般所謂之尖峰強度(Peakstrength)。
- 5、形成破裂面：此時細微裂縫逐漸連接成為較大的裂縫，進而產生主要的破壞面，即所謂的破裂面(fault)。鋸齒狀的破壞面，在受剪過程中因張力破裂而斷裂，形成一個不同形狀的新鋸齒滑動面。
- 6、破裂面滑移：為破裂面兩側材料相對滑移錯動的階段，也就是殘餘階段的開始。在此階段隨著軸向應變的增加強度並沒有太大的變化，原先的破裂鋸齒部份，則沿著新的破壞面移動，直至將其完全磨碎破裂，當破壞面間鋸齒完全磨平，代表已達殘餘狀態。

而觀察本研究單壓破壞後大部分為軸向破壞的型態，此因為材料呈脆性，及材料在加載過程中，因為相對於試驗儀器勁度很低，很快達到張裂的現象。

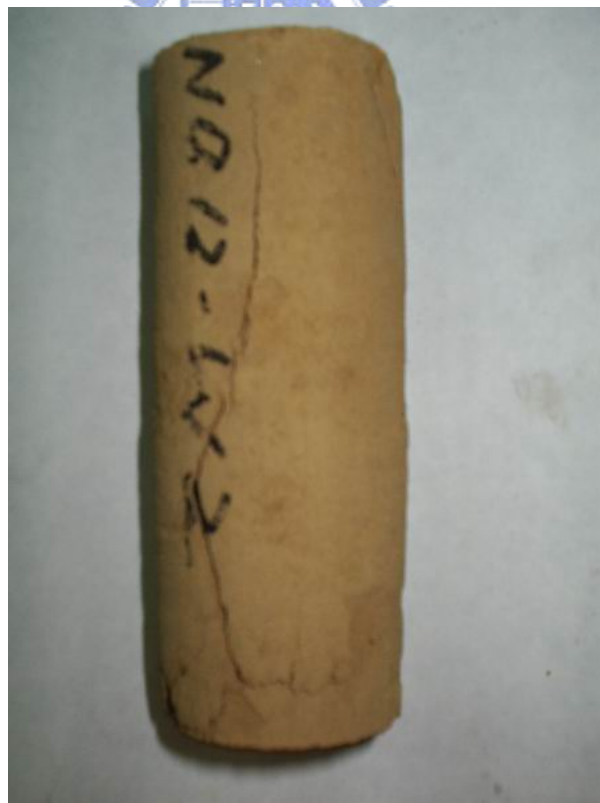


圖 4.2 本研究膠結不良砂岩之單壓實驗破壞圖

本研究製作之人造膠結不良砂岩、天然軟岩及鍾峻偉(2001)人造砂岩試體單壓試驗的各項力學參數結果比較如表 4.2 所示，本研究所製作之人造膠結不良砂岩，因為受限於加壓設備與試體尺寸等因素影響，壓密應力明顯不如鍾峻偉(2001)，故單壓強度偏低，約為 1.67~2.7 MPa，但仍屬 ISRM 定義軟岩內。

本研究彈性模數(E)取單壓尖峰強度 50%處之割線斜率，其值介 150~230 MPa。從模數比(E/σ_c)的值來比較，根據 Deere(1967)對於模數比的分類，本研究之模數比介於 60~140，和鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)、廖智偉(2003)等人，皆屬於低模數比(小於 200)，且略小於本研究製作天然軟砂岩的模數比。

與卿建業(1995)整理臺灣不分地層之軟砂岩模數比 50~500、林銘郎及林煜卿(1998)收集臺灣中北部泥質岩層資料模數比 7~544、王乙翕(2000)人造砂岩平均模數比 248 相較之下，人造軟膠結不良砂岩的模數比屬合理範圍。

本研究單壓實驗的破壞應變範圍為 0.98%~1.6%之間，與天然軟岩之破壞應變約 1%有良好的一致性。再與卿建業收集之結果(0.3%~2%)、林銘郎及林煜卿(1998)收集中北部泥質岩石結果(平均值 2%)、寶山泥質岩結果(平均值 1.09%)比較，表示此破壞應變良好的相似性。

綜觀以上所述，為了使人造膠結不良砂岩的特性更接近於天然岩樣，未來應該可以提高壓密應力、增加排水路徑與延長壓密時間，使得人造膠結不良砂岩的顆粒更為緊密排列，以取得良好的模擬性。

表 4.2 單壓強度試驗結果比較一覽表

試體 編號	氣乾 含水量 $\omega(\%)$	破壞 應變 $\varepsilon_f(\%)$	單壓強度 σ_c (MPa)	E (MPa)	模數比 E/ σ_c	
本研究	No.0-1	2.79	1.38	2.7	184	65
	No.0-3	2.51	1.42	2.72	189	65
	No.10-1	2.2	0.98	1.67	230	138
	No.10-2	2.19	1.6	2.12	151	72
	No.10-3	2.69	1.38	2.25	198	88
	No.20-2	1.95	1.14	2.2	226	103
	No.20-3	2.52	0.99	2.3	255	98
	No.30-2	2.67	0.92	2.2	239	108
廖智偉(2003)	1.72~1.83	1.23~1.86	2.82~4.26	93~180	22~60	
劉英助(2002)	2	1~2	2.8~4.3	150~400	55~93	
鍾峻偉(2001)	1~3	1~2	2.5~6.5	250~550	70~115	
天然軟岩試體 NR.1	1.4	1.09	6.230	855	137	
天然軟岩試體 NR.2	1.4	1.05	5.591	716	128	
林銘郎、林煜卿 (1998)	3.4	1.09	12.920	2405	188	
王乙翕(2000)	—	—	7.4	1200	248	

註：廖智偉(2003)單壓實驗共 12 組，劉英助(2002)單壓實驗共 12 組

巴西試驗：

巴西試驗可得到間接張力強度，表 4.3 為本研究施作巴西試驗的結果，試體亦由人造膠結不良砂岩試體經承載試驗施作之後以泡沫鑽心取未受承載試驗而產生微裂隙影響之部位，加壓速率為 0.3mm/min.，所得之間接張力強度的範圍介於 9~12MPa，與文獻人造膠結不良砂岩施作巴西試驗得到的結果相似。

而強度比 σ_c/σ_t ，根據 Barton(1970)指出一般脆性岩石材料的強度比 (σ_c/σ_t)約在 10~20 之間，但人造岩石試體因裂隙較少，所以張力強度略大，導致強度比的比值較小，Moon et al.(1986)調查人造岩石試體的強度比指出其值約在 3~10 之間。而本研究製作之人造膠結不良砂岩試體強度比約在之間，屬於合理相似的範圍。

由於膠結不良砂岩不同於一般硬岩，建議可另外施作直接張力試驗，取得材料直接張力強度進行比較。



表 4.3 人造膠結不良砂岩試體巴西試驗結果一覽表

	張力強度 σ_t (MPa)	強度比 σ_c / σ_t
本研究	0.17~0.22	9~12
劉英助 (2002)	0.63~0.7	4.1~5.7
鍾峻偉 (2001)	0.4~0.8	5~10.5
王乙翕 (2000)	0.7~1.0	7.4

表 4.4 人造軟岩之張力強度結果比較表

	試驗方法	張力強度範圍 (MPa)
本研究	巴西試驗	0.17~0.22
Johnston and Choi (1986)	巴西試驗	0.3~0.8
Indrartna (1990)	巴西試驗	0.2~0.32
Gu and Mostyn (1993)	巴西試驗	0.25~3
應傳智 (1995)	直張試驗	0.3~5
卿建業 (1995)	直張試驗	1.96
王乙翕 (2000)	巴西試驗	0.7~1.0
鍾峻偉 (2001)	巴西試驗	0.4~0.8
劉英助 (2002)	巴西試驗	0.63~0.7

三軸試驗：

本研究針對人造膠結不良砂岩試體各種試驗條件各取一顆，即 No.0-1、No.10-1、No.20-1、No.30-1 於承載試驗施作完成後，於未受承載試驗而產生微裂隙影響之部位以泡沫鑽心取樣完整之試體以供進行三軸試驗施作之用。

由圖 4.3~圖 4.4 之乾躁三軸試驗結果將本研究之強度參數考整理如下表 4.5。

表 4.5 本研究乾躁三軸試驗結果一覽表

編號	凝聚力	摩擦角
No.0-1	0.54MPa	44°
No.10-1	0.45MPa	46°
No.20-1	0.56MPa	46°
No.30-1	0.43MPa	46°
平均	0.52 MPa	45°

林景民(2001)模擬岩層之天然軟砂岩之強度參數凝聚力 $c' = 0.74\text{MPa}$ ，有效內摩擦角 $\phi' = 31^\circ$ (圖 4.7)

由上顯示本人造試體和天然試體相比可發現人造膠結不良砂岩之內摩擦角偏高，且凝聚力則有偏低的現象。

而觀察本研究之三軸試驗應力應變曲線皆屬脆性行為，破壞後試體為 45° 剪裂狀。

本研究之人造膠結不良砂岩雖然在凝聚力方面尚未得到較佳的模擬效果，且其變形性所代表之彈性模數也較天然試體為低，但藉由高壓壓密的方式，使其顆粒互鎖的程度提高，還原部分軟砂岩的特性，經由各項力學實驗證明，在模型相似律上仍可得到良好的模擬效果，應可充當膠結不良砂岩基礎承載試驗之用。

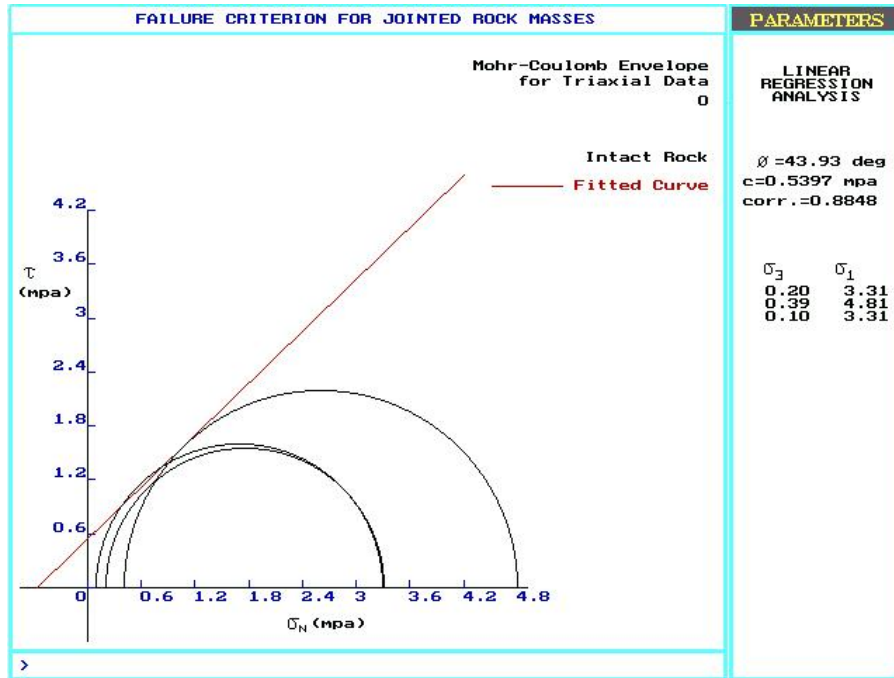


圖 4.3 人造膠結不良砂岩 No.10-1 三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

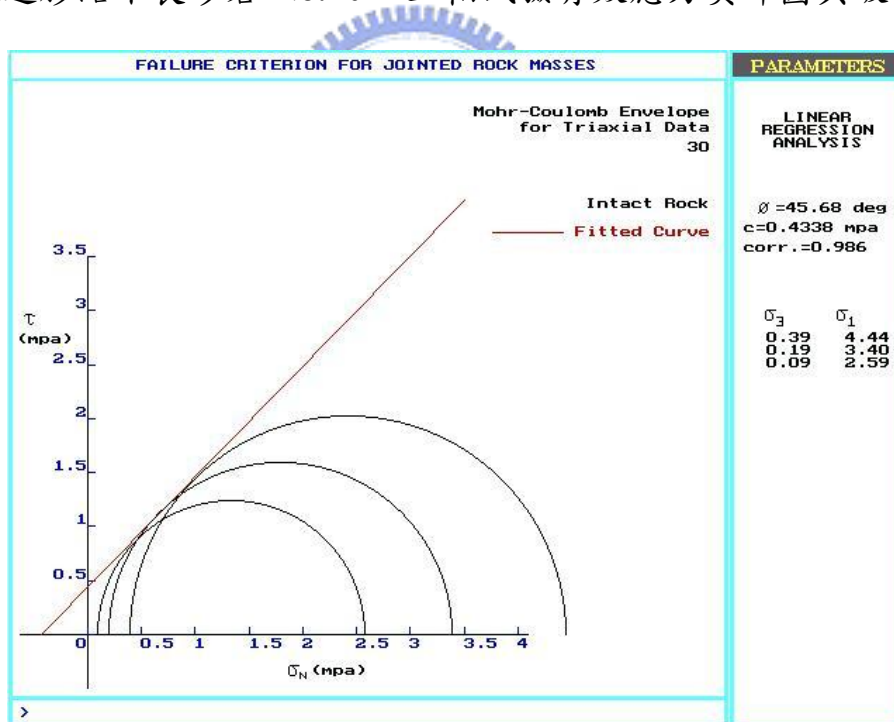


圖 4.4 人造膠結不良砂岩 No.30-1 三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

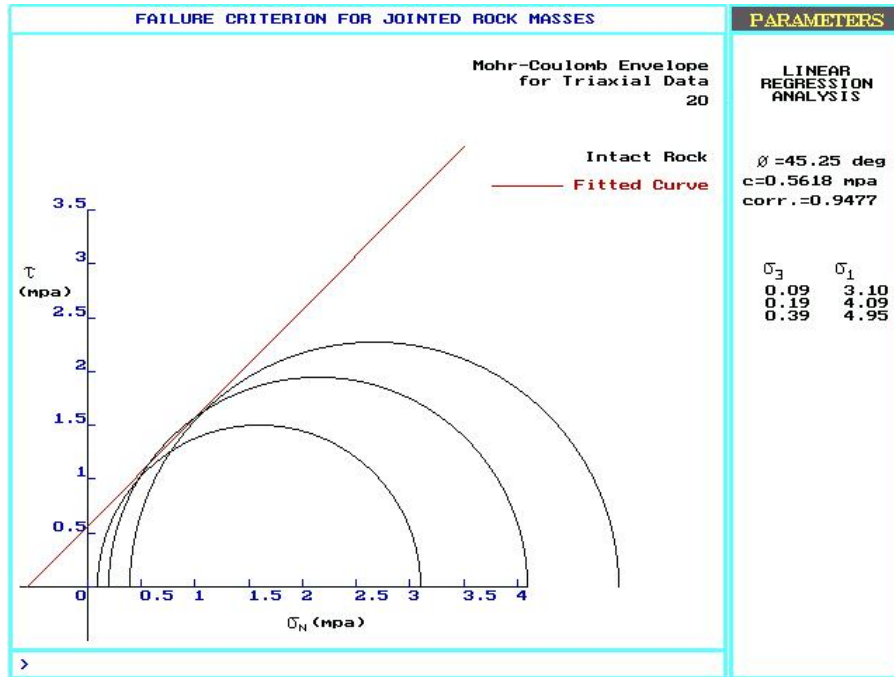


圖 4.5 人造膠結不良砂岩 No.20-1 三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

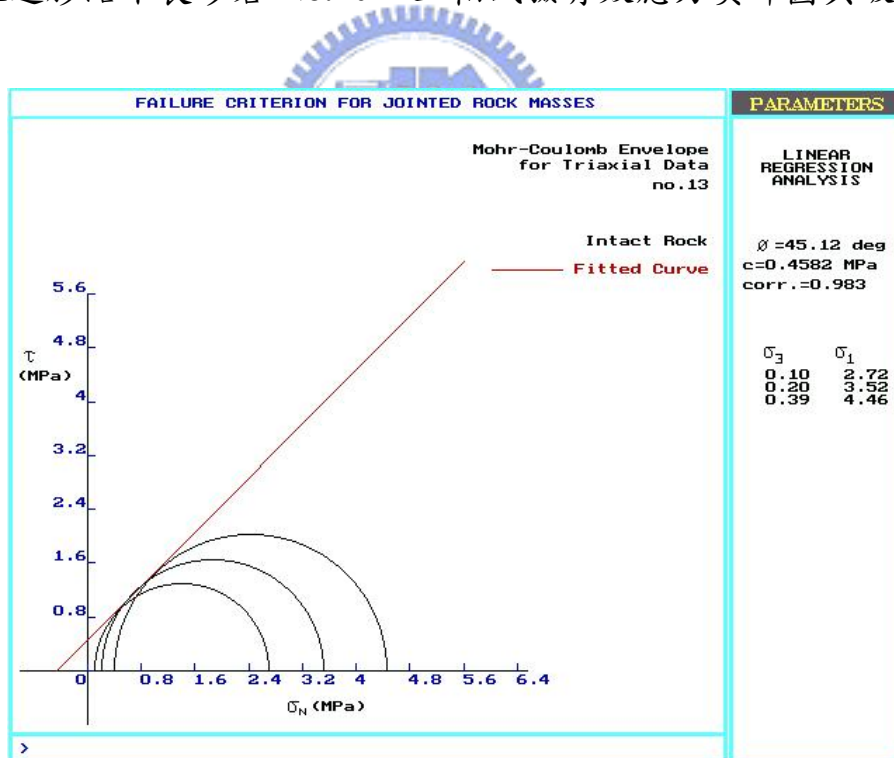


圖 4.6 人造膠結不良砂岩 No.10-1 三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

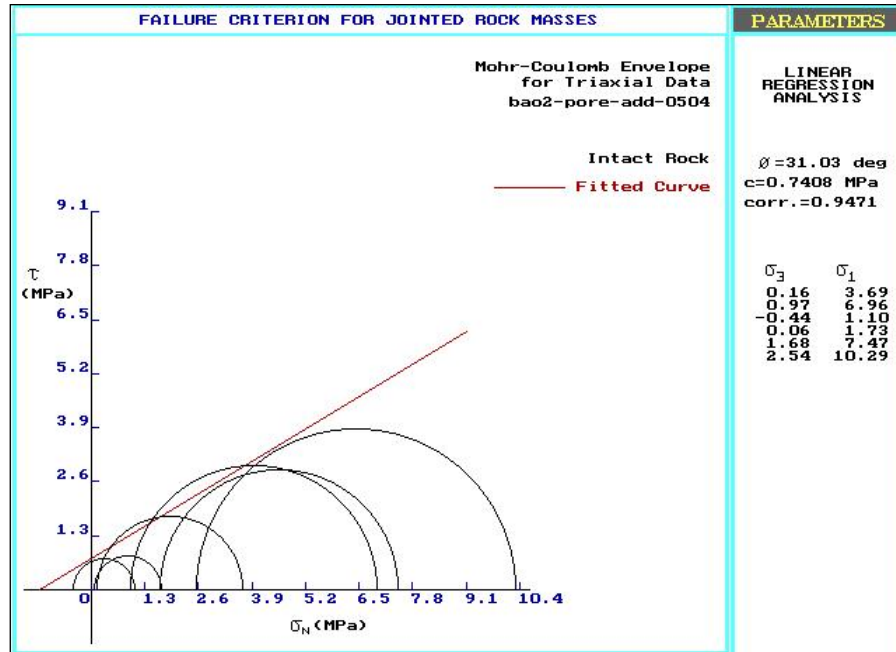


圖 4.7 天然軟砂岩三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線(林景民, 2001)

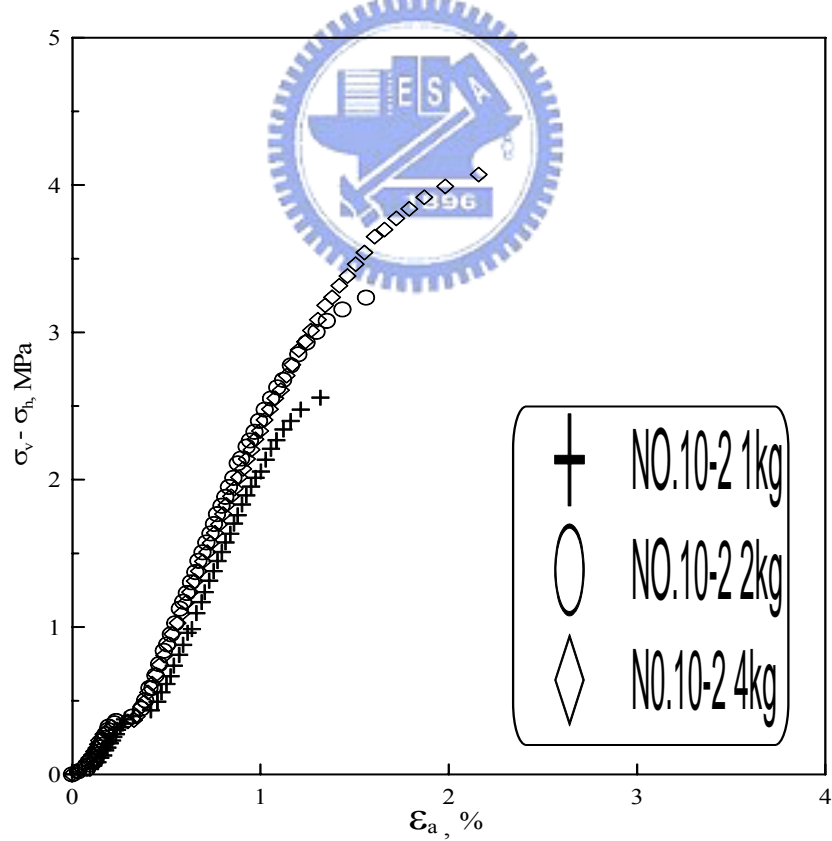


圖 4.8 本研究 No.10-2 乾躁三軸實驗應力應變曲線



圖 4.9 本研究 No.10-2 乾躁三軸試驗試體破壞狀

模型相似律檢合

文獻回顧提到模型相似律，用以檢核人造試體和天然試體間的相似性。

$$I_p = S_f \times I_m$$

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。表 4.6 是本研究的模型之平均物理量和天然試體原型之物理量之比較。而與鄭富書軟岩無因次項範圍（表 4.7）比較，本研究皆屬合理範圍內。

表 4.6 本研究之模型相似律檢核

	I_m	I_p	S_f
模數比 E/σ_c	133	89	1.5
單壓破壞應 $\varepsilon_f(\%)$	1.32	1.07	1.23
單壓強度 σ_c	2.3	5.8	0.4
摩擦角 Φ	45	39	1.15

表 4.7 軟岩無因次項範圍（鄭富書，1995）

無因次項	範圍
模數比(E/σ_c)	50~300
強度比(σ_c/σ_t)	5~20
卜松比	0.2~0.45
單壓破壞應變	0.3%~2%

4.2 模型基礎承載試驗結果

本研究設計以人造膠結不良砂岩試體作為基礎，進行基礎模型承載試驗，企圖找出其破壞模式進而建立基礎承載破壞機制，為了解基礎承載之行為模式，本研究預先於試體表面上繪製網格，用以觀察此平面上試體在承載過中的位移情形，而試驗結束後，再以所試驗中所拍攝的照片對應承載曲線位置以便觀察岩石的變形與岩塊漸進的破壞行為。

在描述承載行為之前，先將本研究之降伏強度與極限承載力的判別與定義加以說明：

- (1)降伏強度乃定義為承載曲線中，直線段即將進入塑性段中的那一點，如圖 4.9 中的 B 點所示。
- (2)極限承載力則定義成承載曲線中的尖峰值，如圖 4.10 中的 D 點。

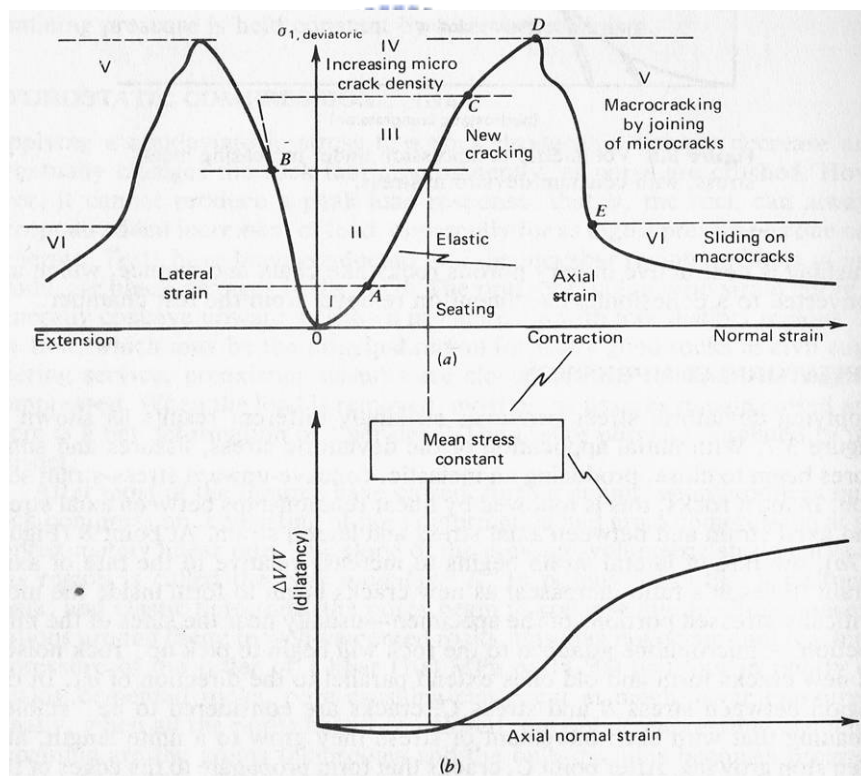


圖 4.10 岩石完整應力應變曲線圖(Goodman,1989)

圖 4.11 為本研究四種不同邊坡傾角典型的承載曲線圖。觀察圖 4.7 可發現各模擬狀況在承載初期的趨勢一致，而當傾斜地表角度愈大，因為邊坡面的荷重束制的減小，且水平側的剪力強度無法完全發揮，因此曲線愈呈現脆性。

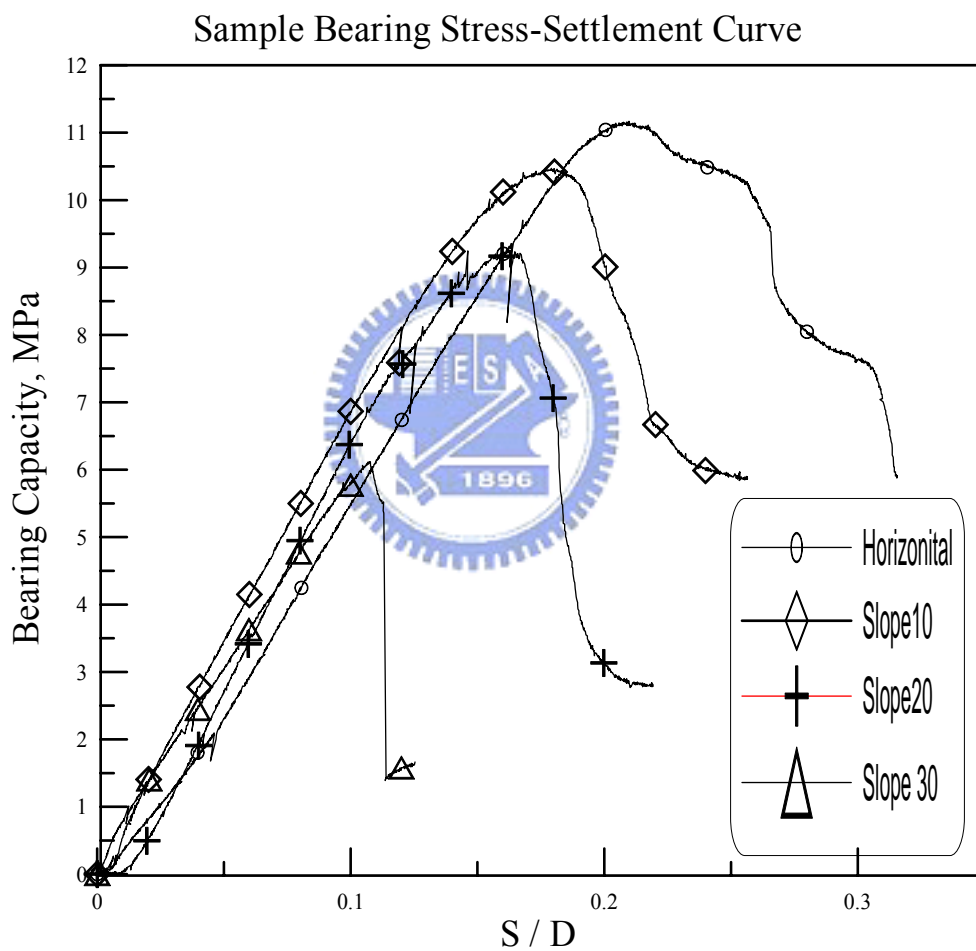


圖 4.11 四種不同邊坡傾角典型的承載曲線圖

表 4.8 所列出的是 12 個承載試驗之模擬條件與強度，整體而言，邊坡角度愈大，承載力愈小。

表 4.8 本研究淺基礎承載試驗之結果與條件。

試體編號	模擬狀況		單壓強度 σ_c (MPa)	降伏強度 f_y (MPa)	極限承載力 f_u (MPa)	f_u/σ_c
No.0-1	水平地表		2.3	7.75	11.16	4.85
No.0-2			-	7.25	9.83	-
No.0-3			2.5	7.25	10.4	4.16
No.10-1	傾斜地表	10 度邊坡	1.7	6.39	8.11	4.88
No.10-2			2.2	7.30	10.46	4.93
No.10-3			2.3	6.70	10.01	4.44
No.20-1		20 度邊坡	-	6.91	9.31	-
No.20-2			2.2	5.50	7.49	3.41
No.20-3			2.3	7.20	8.30	3.61
No.30-1		30 度邊坡	-	3.95	7.40	-
No.30-2			2.3	5.43	6.12	2.67
No.30-3			-	4.50	6.45	-

*註：No.0-2、No.20-1、No.30-1、鑽心取樣的試體因技術未成熟，取出試體較差，單壓強度較弱，因此不列入討論

表 4.9 顯示不同邊坡傾角的極限承載力比較，平均而言，10 度傾斜地表的承載力為水平地表承載力的 91%，20 度傾斜地表的承載力約為水平地表承載力的 79%，30 度傾斜地表的承載力約為水平地表承載力的 64%，由此可見，隨著角度的增加，邊坡影響承載力值愈大。

表 4.9 不同邊坡傾角的極限承載力比較

模擬狀況	水平地表	傾斜地表		
		10 度邊坡	20 度邊坡	30 度邊坡
試體 1 (MPa)	9.83	8.11	7.49	7.4
試體 2 (MPa)	10.40	10.01	9.31	6.12
試體 3 (MPa)	11.16	10.46	8.30	6.45
極限強度平均值 (MPa)	10.48	9.51	8.25	6.65
和水平地表比較 減少的極限強度(%)	0	1%~23%	11%~21%	29%~42%
平均值和水平地表比較 減少的極限強度(%)	0	9%	21%	37%
和水平地表比較 剩餘的極限強度(%)	100%	77%~99%	69%~89%	58%~71%
平均值和水平地表比較 剩餘的極限強度(%)	100%	91%	79%	63%

本章後的即針對之水平地表、傾斜地表 10 度邊坡、傾斜地表 20 度邊坡、傾斜地表 30 度邊坡承載曲線對應照片破壞過程及破壞機制，分別加以說明如下

4.2.1 水平地表

觀察圖 4.12 及表 4.9 可發現三組水平地表基礎承載試驗的結果，包含極限承載力及降伏強度皆極為接近。No.0-2 與 No.0-3 的承載沈陷曲線較為一致，都是過了降伏強度後需一段時間才接近極限承載後，隨後承載力即下降，而 No.0-1 的承載沈陷曲線較不相同，是過了降伏強度後接近極限承載後，承載力即下降。因 No.0-1 因基腳應力集中產生的裂縫傾角較大，所以破壞面的區塊較大，當破壞面一形成後，則承載力迅速的下降。

由觀察窗及攝影結果，上述三模型出現第一條裂縫及相對應的基腳沉陷量如表 4.10

表 4.10 水平地表基腳發生第一條裂縫的時間及對應基腳沉陷量

試體編號	出現第一條裂縫時間	基腳此時沉陷 S	S/D(%)
No.0-1	15min	4.5mm	9
No.0-2	16min	4.8mm	9.6
No.0-3	15min	4.5mm	9

由表 4.10 顯示，平均當模型基腳沈陷至 9.2%，模型基腳就會因應力集中現象產生第一條裂縫。由表 4.11 可推估，在水平地表，平均當基腳沉陷量增加至 25%以上，模型基礎試體即達極限狀態，隨後呈破壞狀態。

圖 4.12~圖 4.14 為本研究三個模擬水平地表的承載曲線對應照片圖，(1)的照片對應試體的降伏點，(2)代表試體的極限承載點，(3)為最後的破壞點

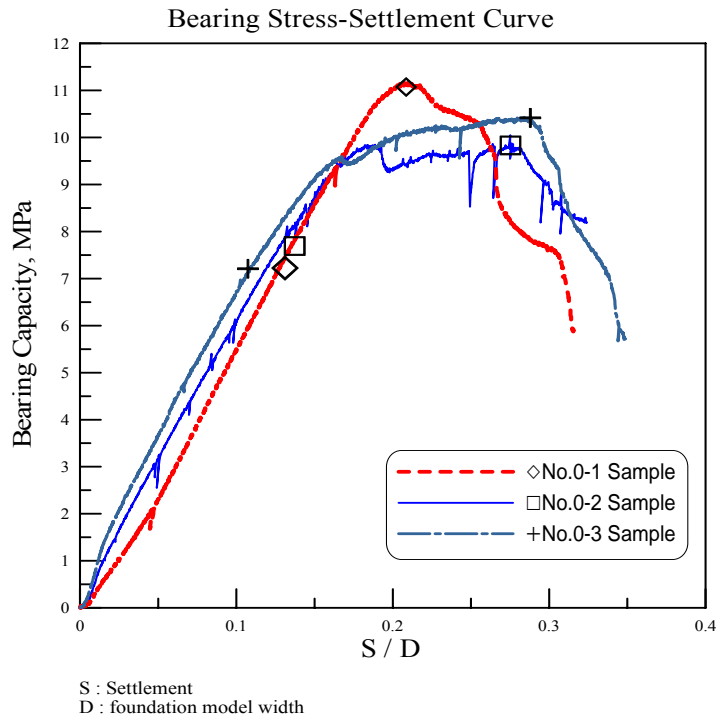


圖 4.12 水平地表試體總承載曲線

表 4.11 水平地表試體承載力值

試體編號	No.0-1	No.0-2	No.0-3
單壓強度 σ_c (MPa)	2.7	-	2.5
降伏強度 f_y (MPa)	7.75	7.25	7.25
極限強度 f_u (MPa)	11.16	9.83	10.40
f_u/σ_c	4.13	-	4.16
破壞時應變 ϵ_f (%)	20.9	27.6	27.9

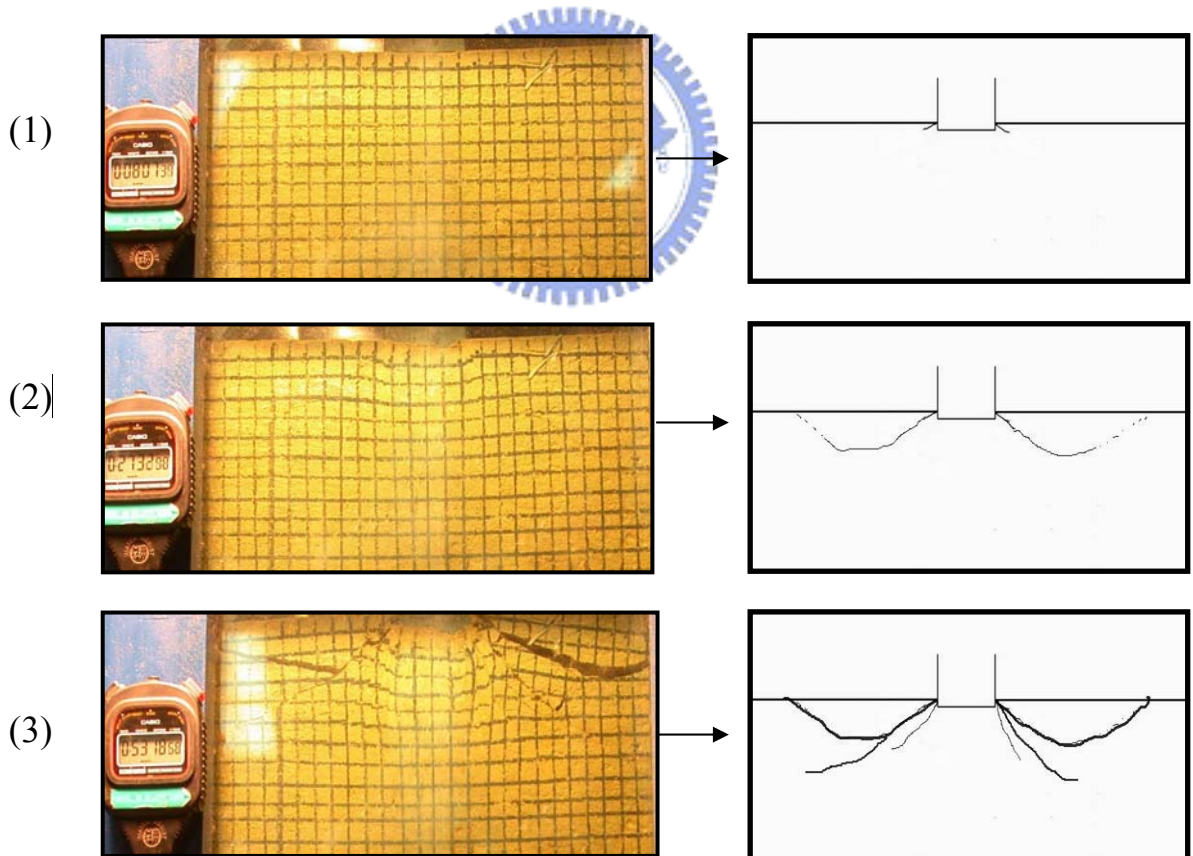
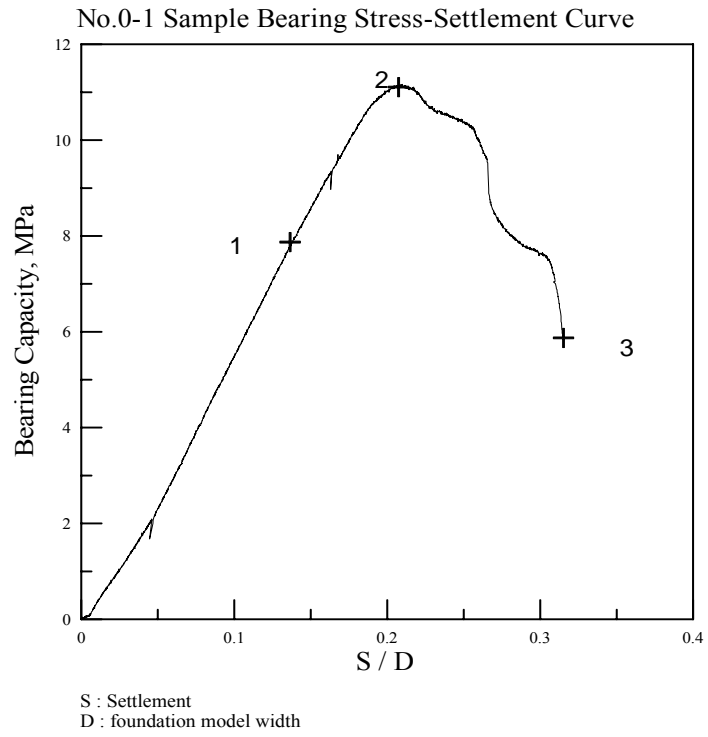
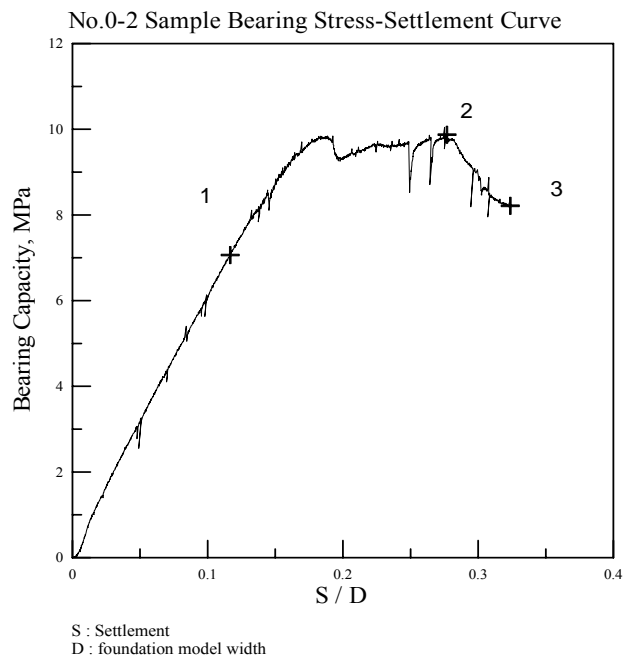
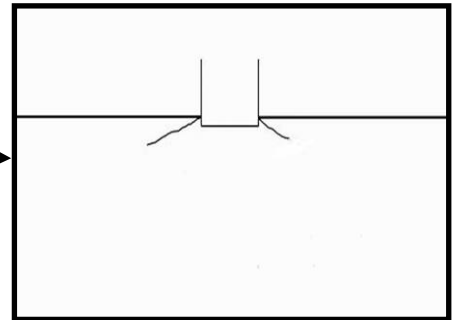
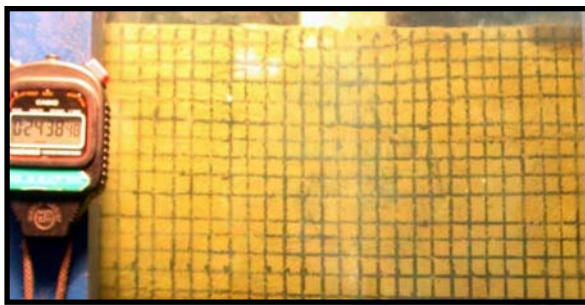


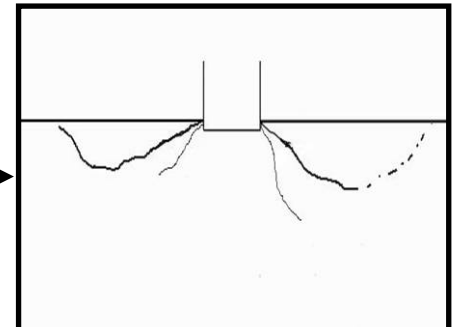
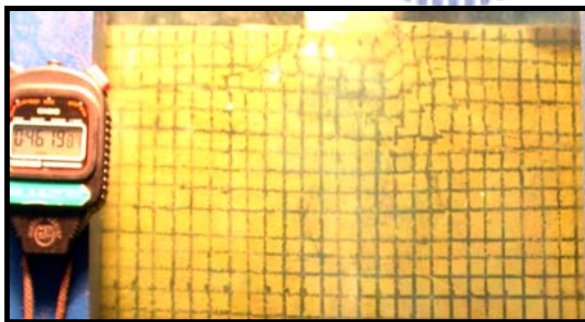
圖 4.13 No.0-1 承載曲線對照圖



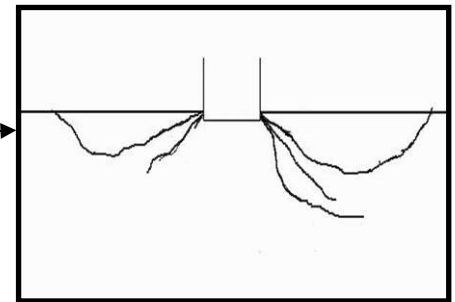
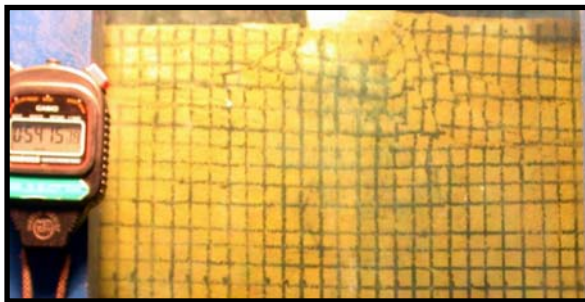
(1)



(2)



(3)



4.14 No.0-2 承載曲線對照圖

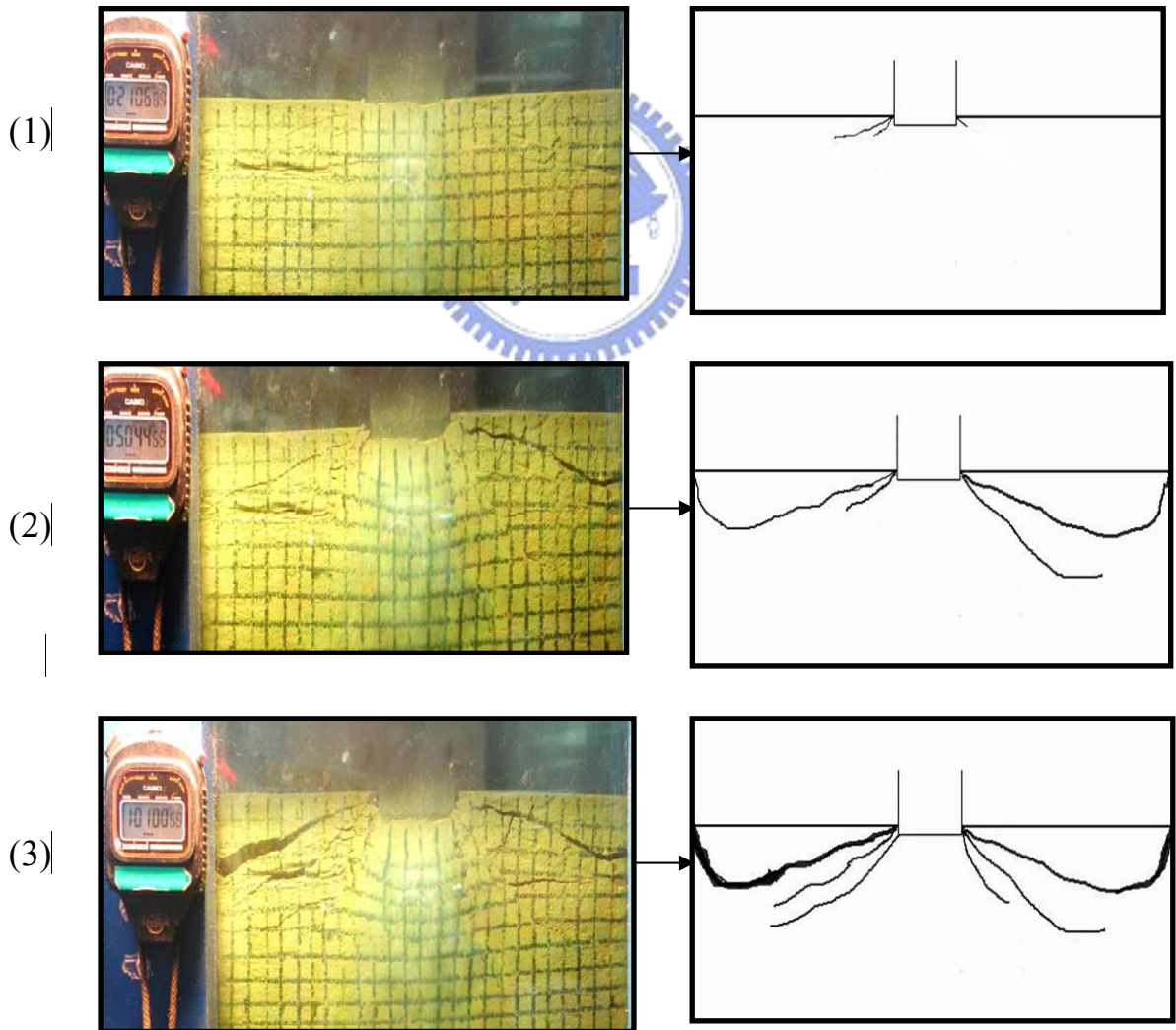
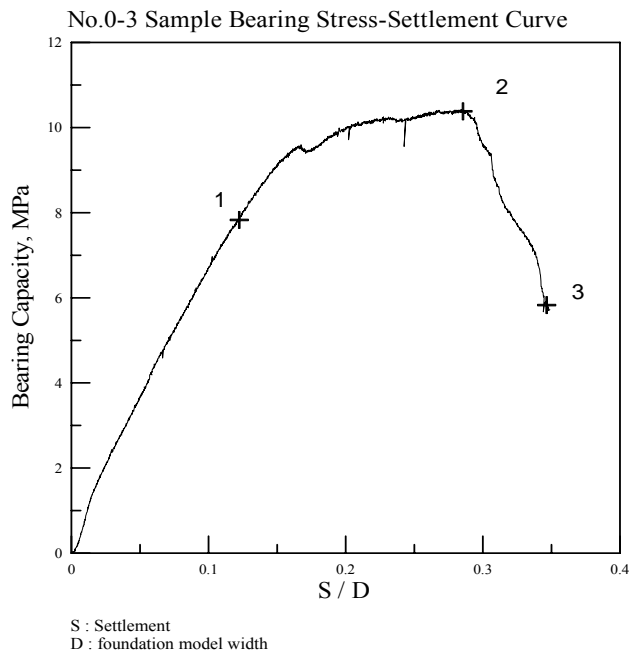


圖 4.15 No.0-3 承載曲線對照圖

4.2.2 傾斜地表 10 度邊坡

圖 4.16 為三個 10 度邊坡試體的承載曲線，由表 4.10 中觀察三顆 10 度邊坡基礎承載試驗的結果，降伏強度皆很接近，而 No.10-2 與 No.10-3 的極限承載力極為接近，承載沈陷曲線趨勢也極相近，過了降伏強度後接近極限承載後，隨後承載力不像 No.10-1 快速下降。探討其原因和水平地表相同，因 No.10-1 因基腳應力集中產生的裂縫傾角較大(約 45 度)，所以破壞滑動面的區塊較大，當破壞滑動面一形成後，則承載力迅速的下降。

由觀察窗及攝影結果，上述三模型出現第一條裂縫及相對應的基腳沉陷量如表 4.12

表 4.12 傾斜地表 10 度邊坡基腳發生第一條裂縫的時間及對應基腳沉陷量

試體編號	出現第一條裂縫時間	基腳此時沉陷 S	S/D(%)
No.10-1	9.0min	2.69mm	5.4
No.10-2	8.2min	2.48mm	5
No.10-3	5.9min	1.75mm	3.5

由表 4.12 顯示，平均當模型基腳沈陷至 5%，模型基腳就會因應力集中現象產生第一條裂縫。由表 4.13 可推估，在傾斜地表 10 度邊坡，平均當基腳沉陷量增加至 17%以上，模型基礎試體即達極限狀態，隨後呈破壞狀態。

圖 4.17~圖 4.19 為本研究 3 個模擬傾斜地表 10 度邊坡的承載曲線對應照片圖，(1)的照片對應試體的降伏點，(2)代表試體的極限承載點，(3)為最後的破壞點

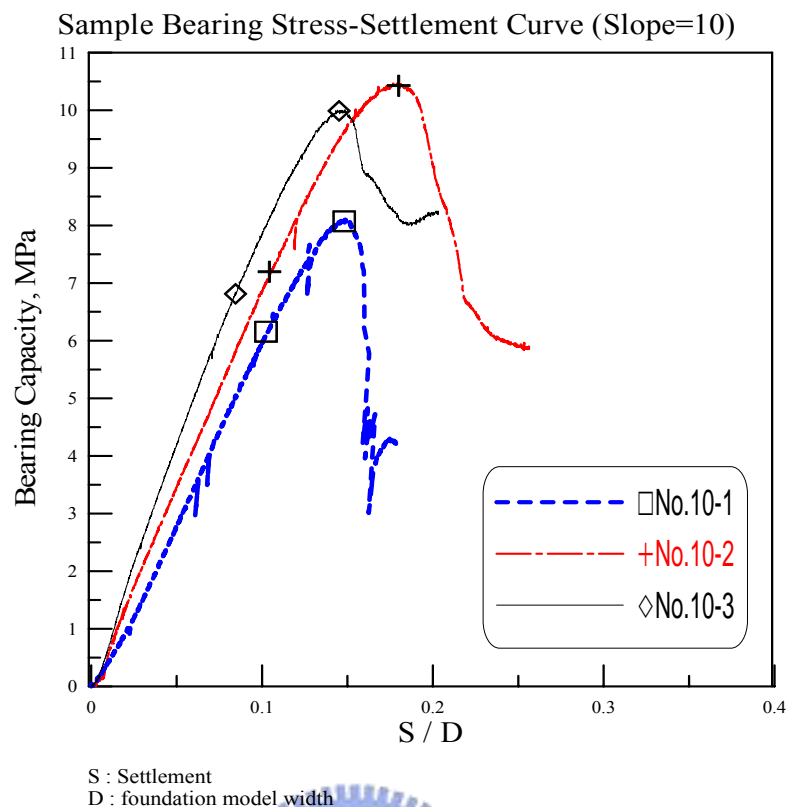


圖 4.16 10 度邊坡試體總承載曲線

表 4.13 10 度邊坡承載力值

試體編號	No.10-1	No.10-2	No.10-3
單壓強度 σ_c (MPa)	1.7	2.2	2.3
降伏強度 f_y (MPa)	6.39	7.3	6.7
極限強度 f_u (MPa)	8.11	10.46	10.01
f_u/σ_c	4.88	4.93	4.44
破壞時應變 ε_f (%)	14.9	18.1	17.5

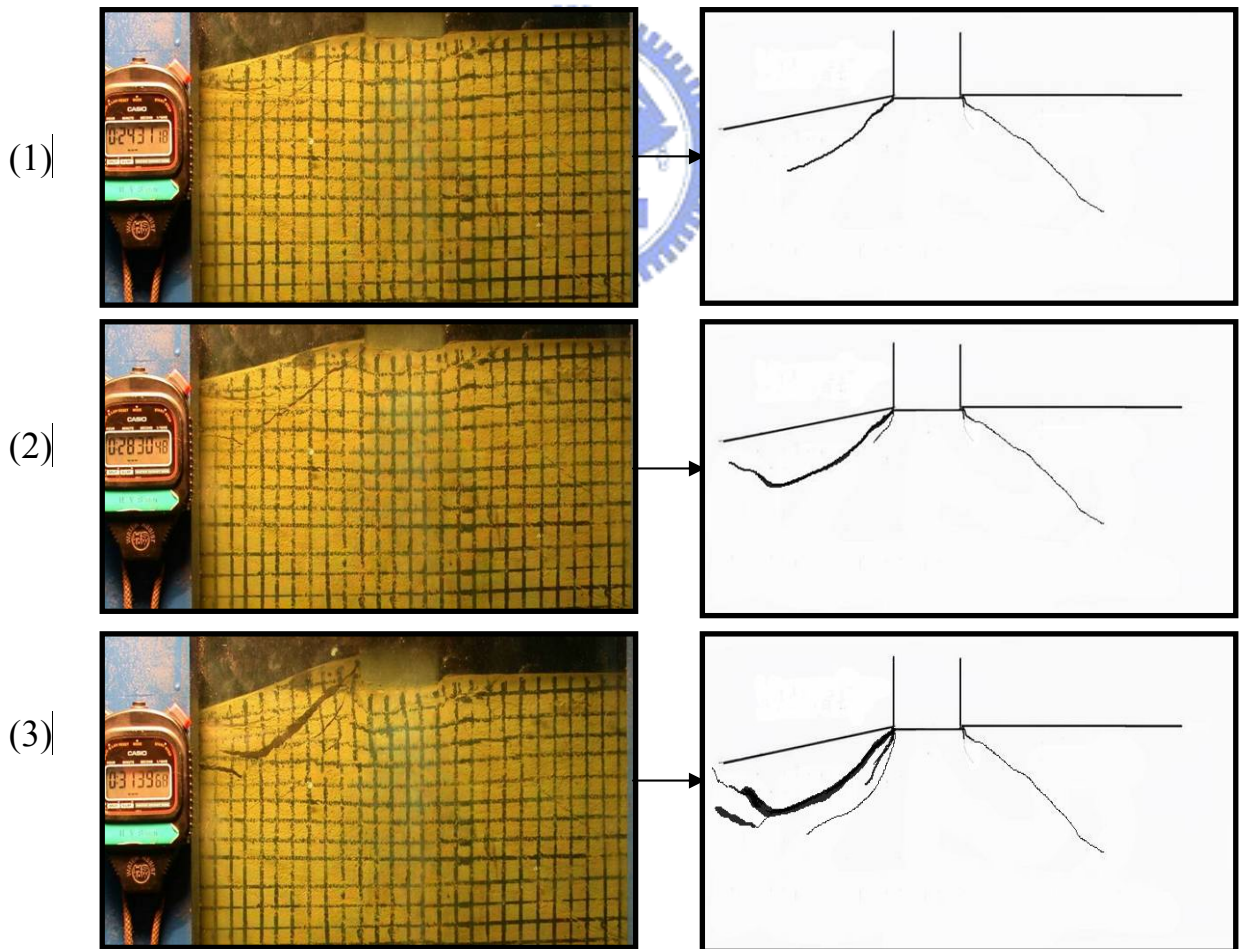
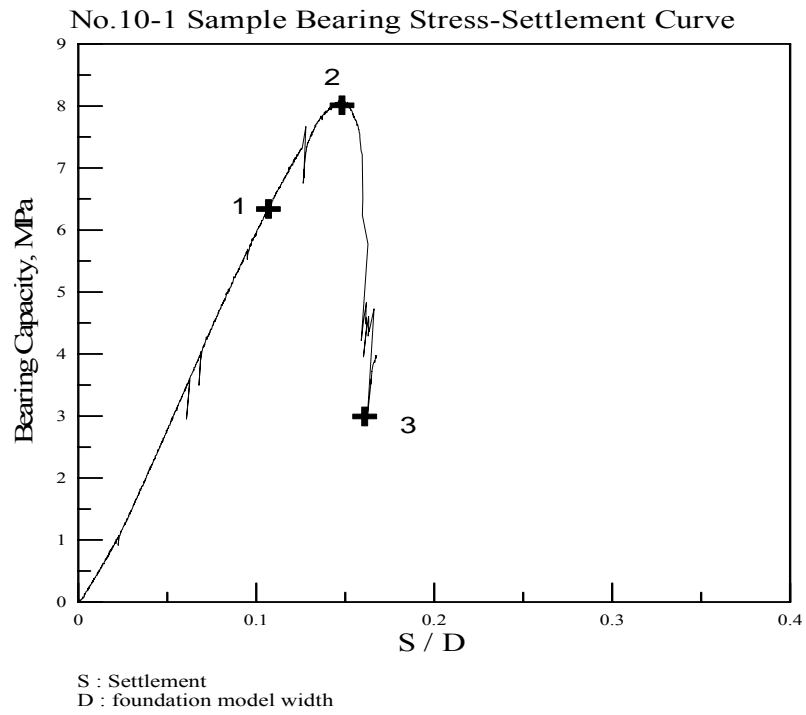


圖 4.17 No.10-1 承載曲線對應圖

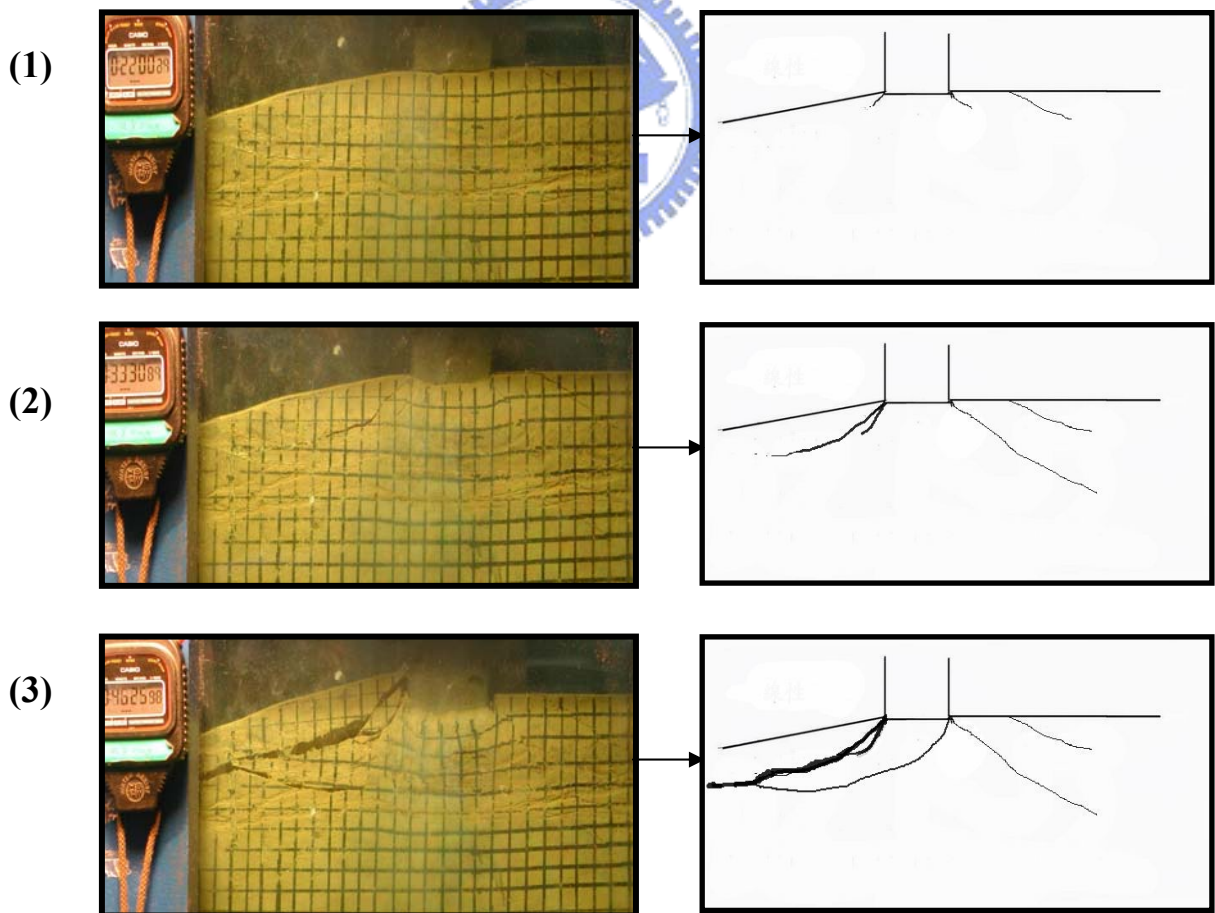
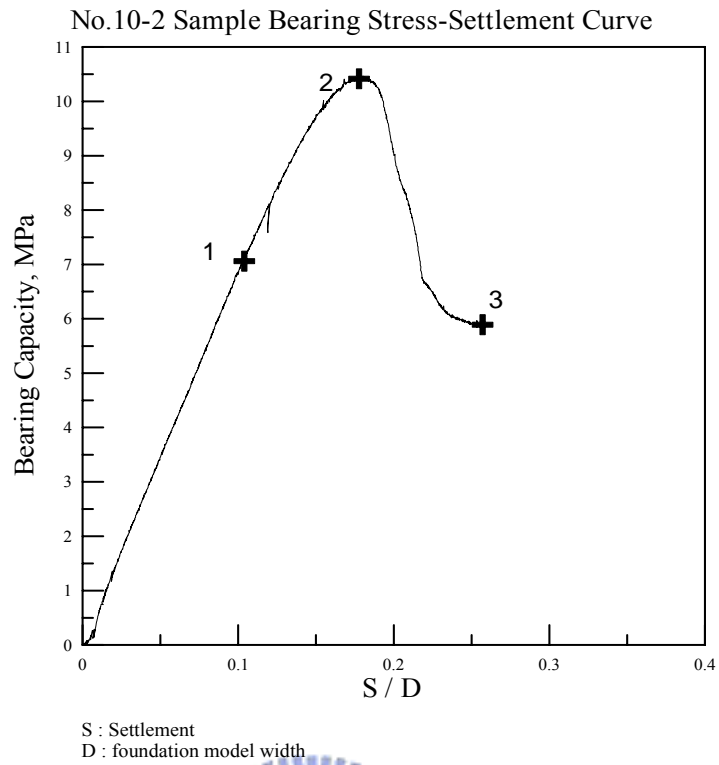
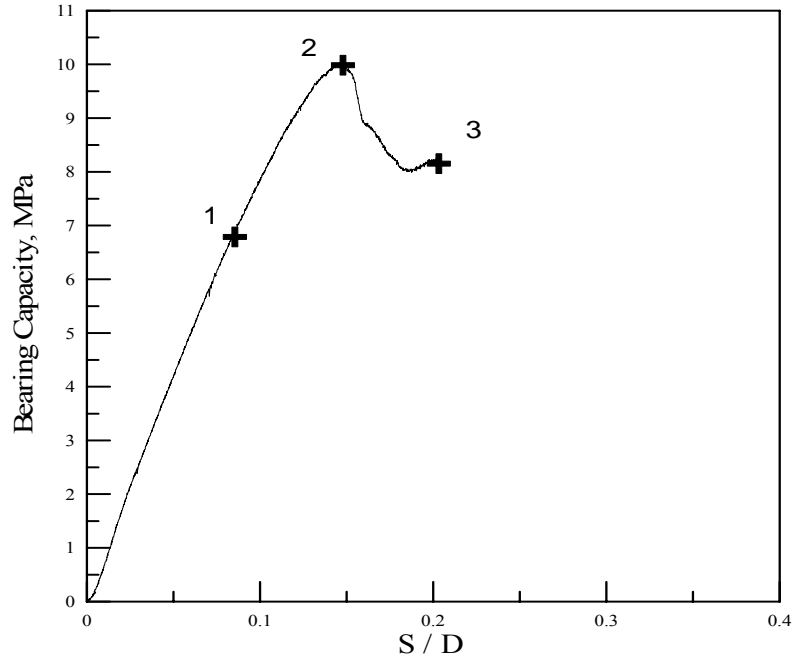


圖 4.18 No.10-2 承載曲線對應圖

No.10-3 Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
D : foundation model width

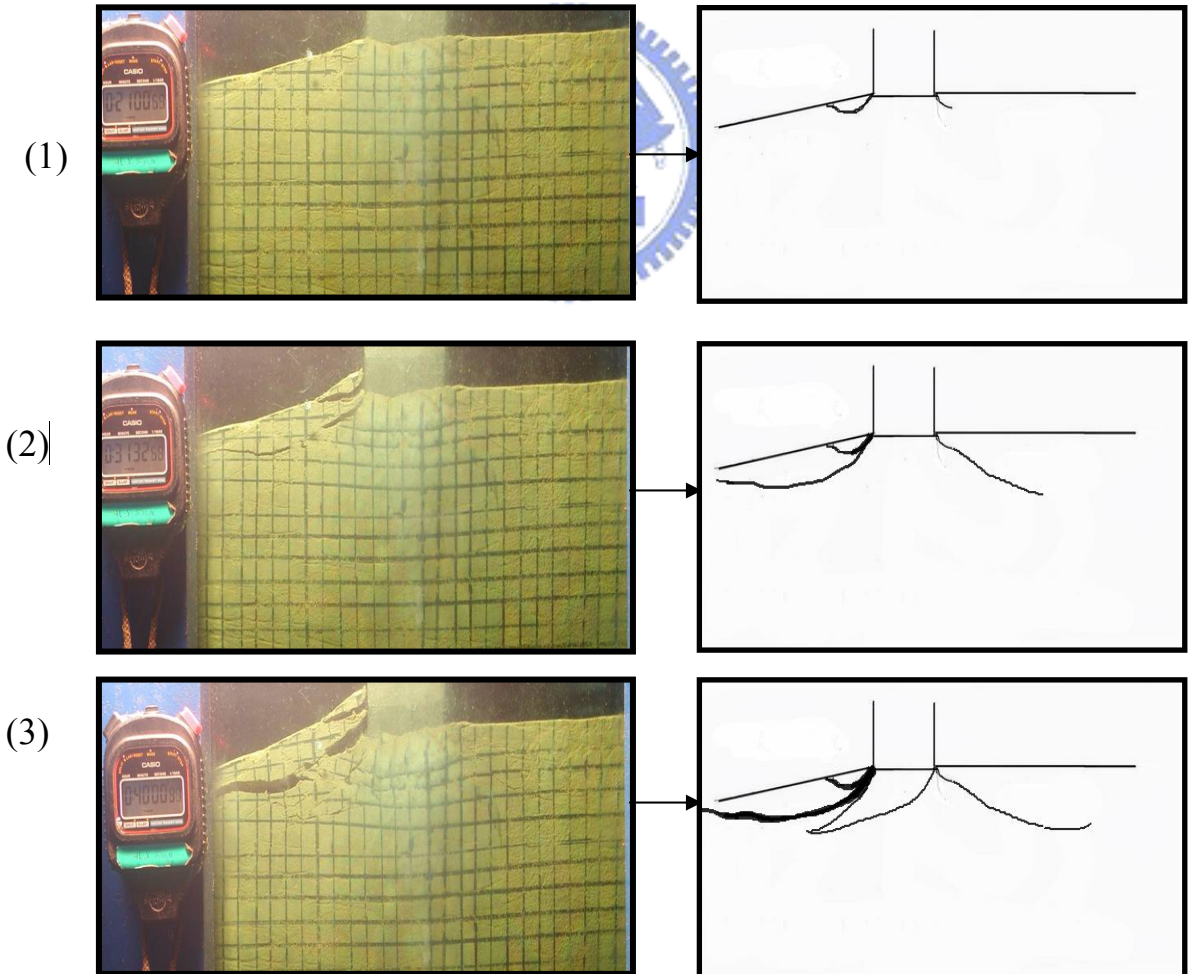


圖 4.19 No.10-3 承載曲線對應圖

4.2.3 傾斜地表 20 度邊坡

圖 4.20 為三個 20 度邊坡試體的承載曲線，整體趨勢相近，承載力都是曲線到達極限點後隨即很快遞減，較水平地表和 10 度邊坡有脆性的破壞。表 4.12 中觀察三顆 20 度邊坡基礎承載試驗的結果，包含極限承載力及降伏強度極為接近。

由觀察窗及攝影結果，上述三模型出現第一條裂縫及相對應的基腳沉陷量如表 4.14

表 4.14 傾斜地表 20 度邊坡基腳發生第一條裂縫的時間及對應基腳沉陷量

試體編號	出現第一條裂縫時間	基腳此時沉陷 S	S/D(%)
No.20-1	12.0min	3.64mm	7.3
No.20-2	11.8min	3.53mm	7.1
No.20-3	11.0min	3.29mm	6.6

由表 4.14 顯示，平均當模型基腳沉陷至 7%，模型基腳就會因應力集中現象產生第一條裂縫。由表 4.15 可推估，在傾斜地表 20 度邊坡，平均當基腳沉陷量增加至 15%以上，模型基礎試體即達極限狀態，隨後呈破壞狀態。

圖 4.20~圖 4.23 為本研究三個模擬傾斜地表 20 度邊坡的承載曲線對應照片圖，(1)的照片對應試體的降伏點，(2)代表試體的極限承載點，(3)為最後的破壞點

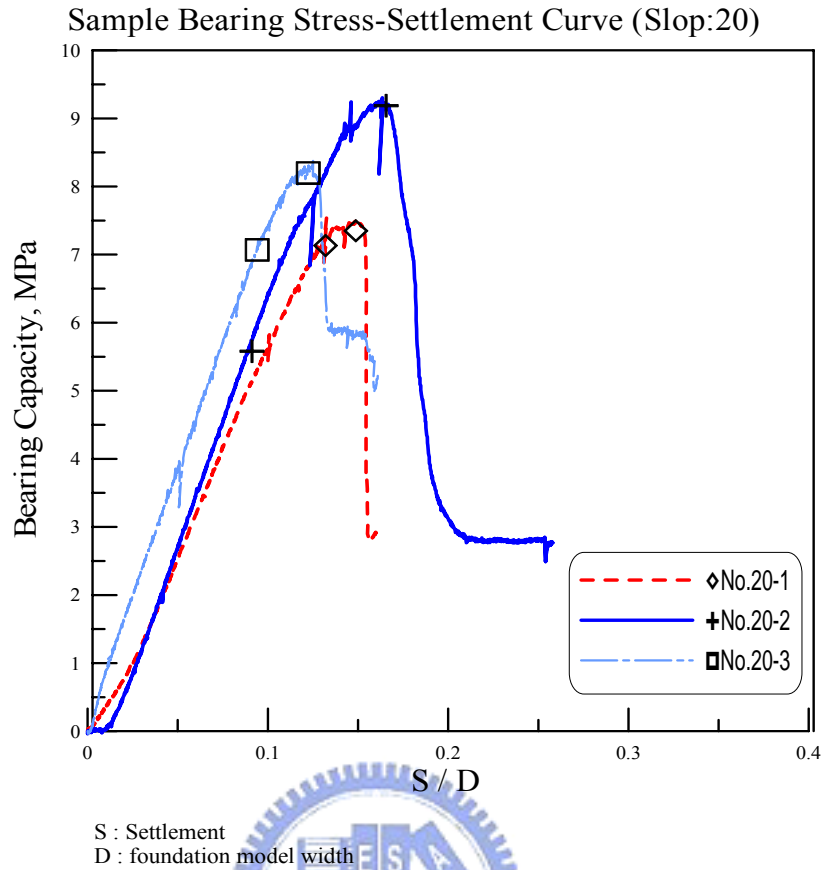
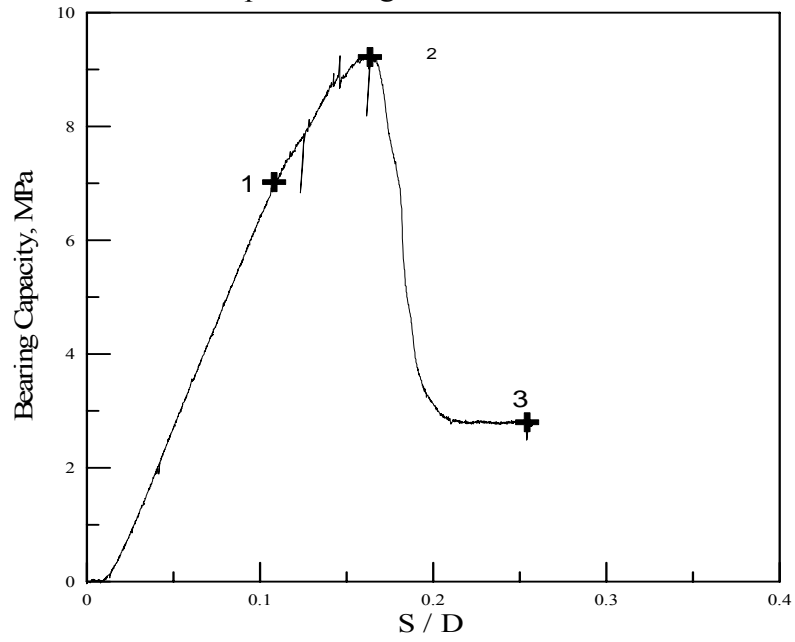


圖 4.20 20 度邊坡試體總承載曲線

表 4.15 20 度邊坡承載力值

試體編號	No.20-1	No.20-2	No.20-3
單壓強度 σ_c (MPa)	-	2.2	2.3
降伏強度 f_y (MPa)	6.91	5.5	7.20
極限強度 f_u (MPa)	9.31	7.49	8.30
f_u/σ_c	-	3.41	3.61
破壞時應變 ε_f (%)	16.3	14.9	12.5

No.20-1 Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
D : foundation model width

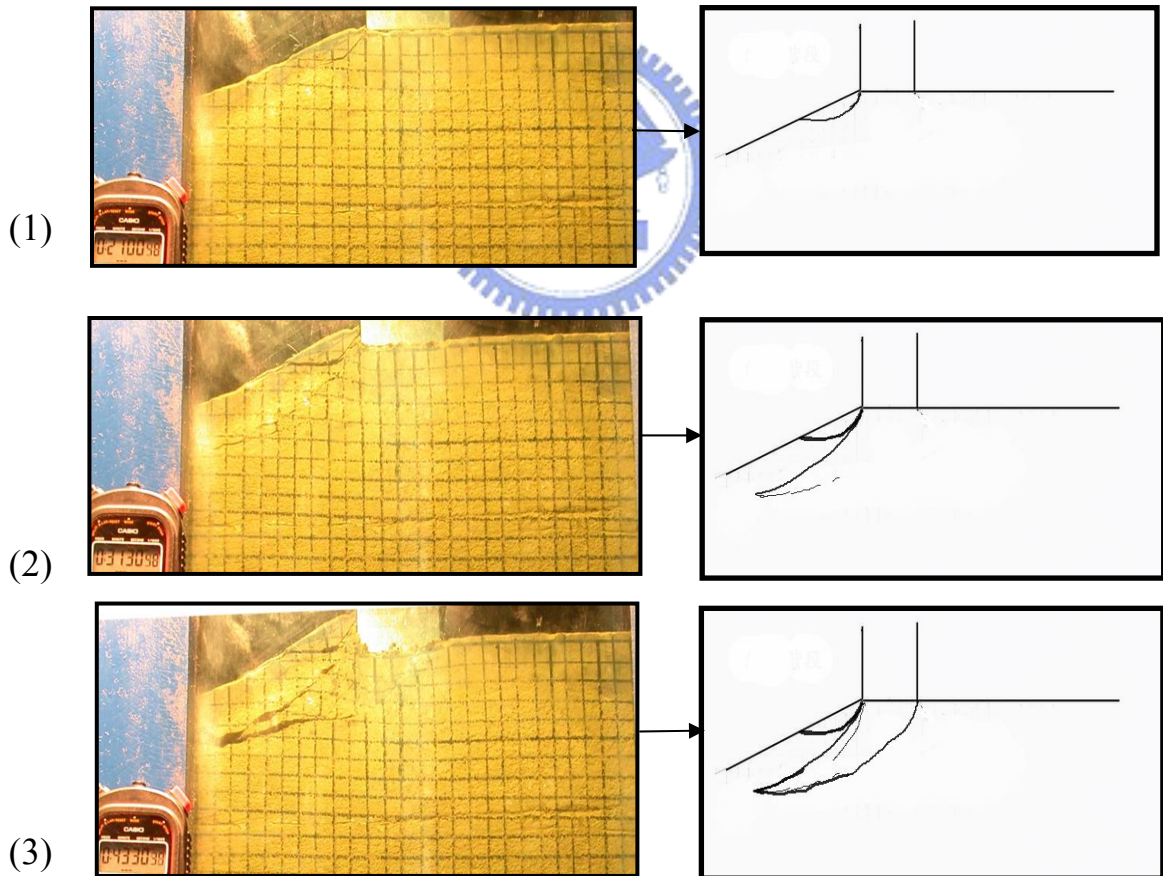


圖 4.21 No.20-1 承載曲線對應圖

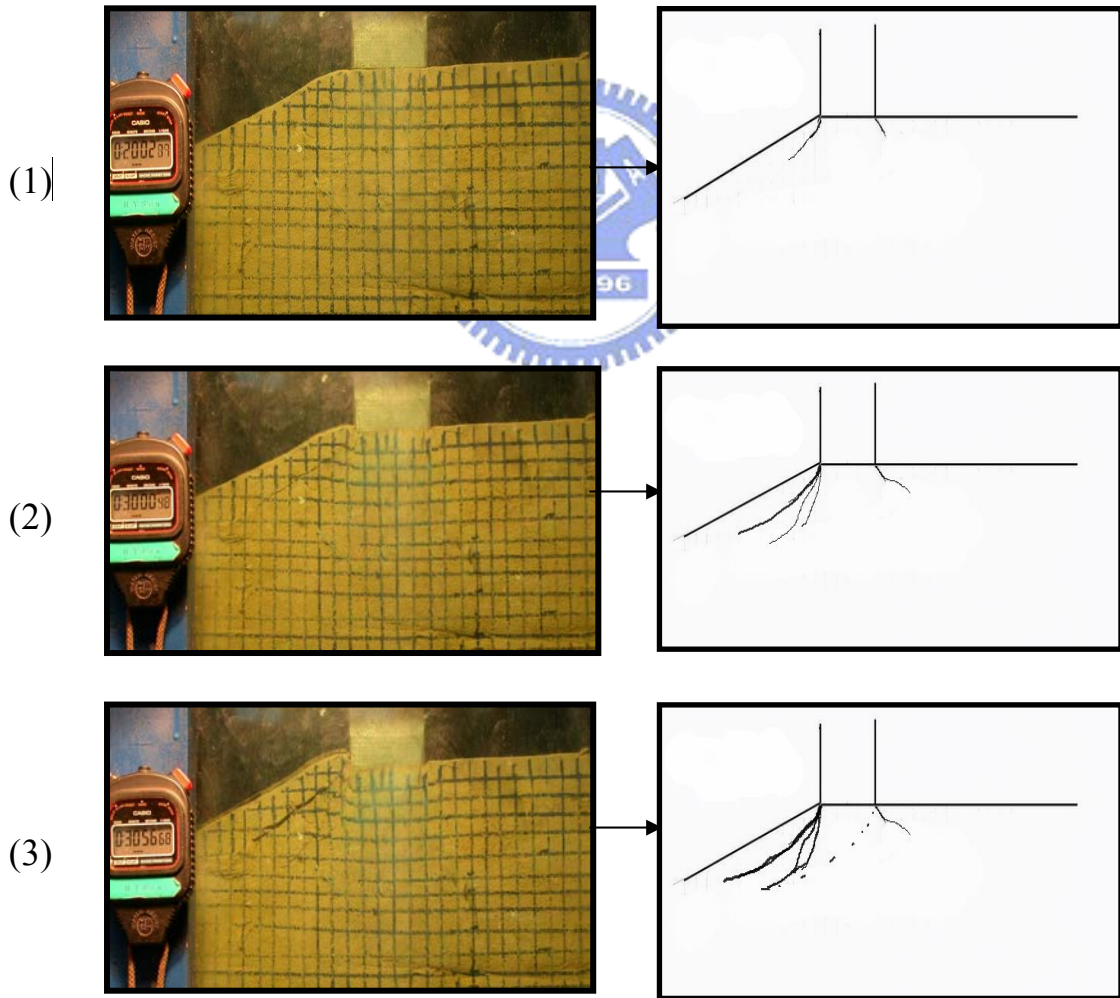
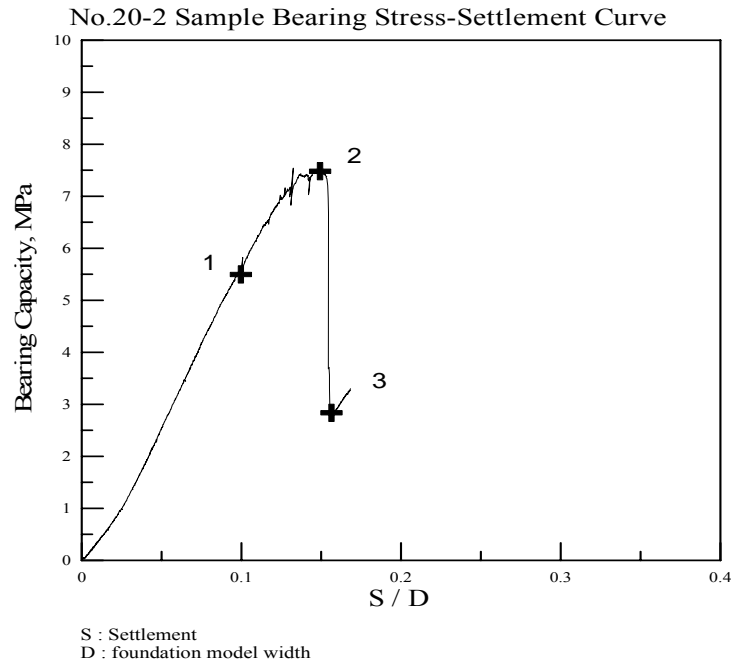
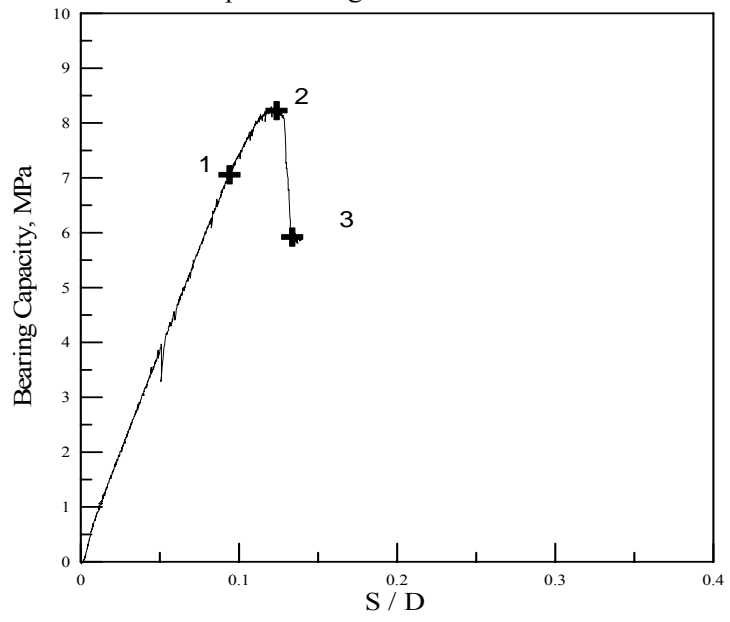


圖 4.22 No.20-2 承載曲線對應圖

No.20-3 Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
D : foundation model width

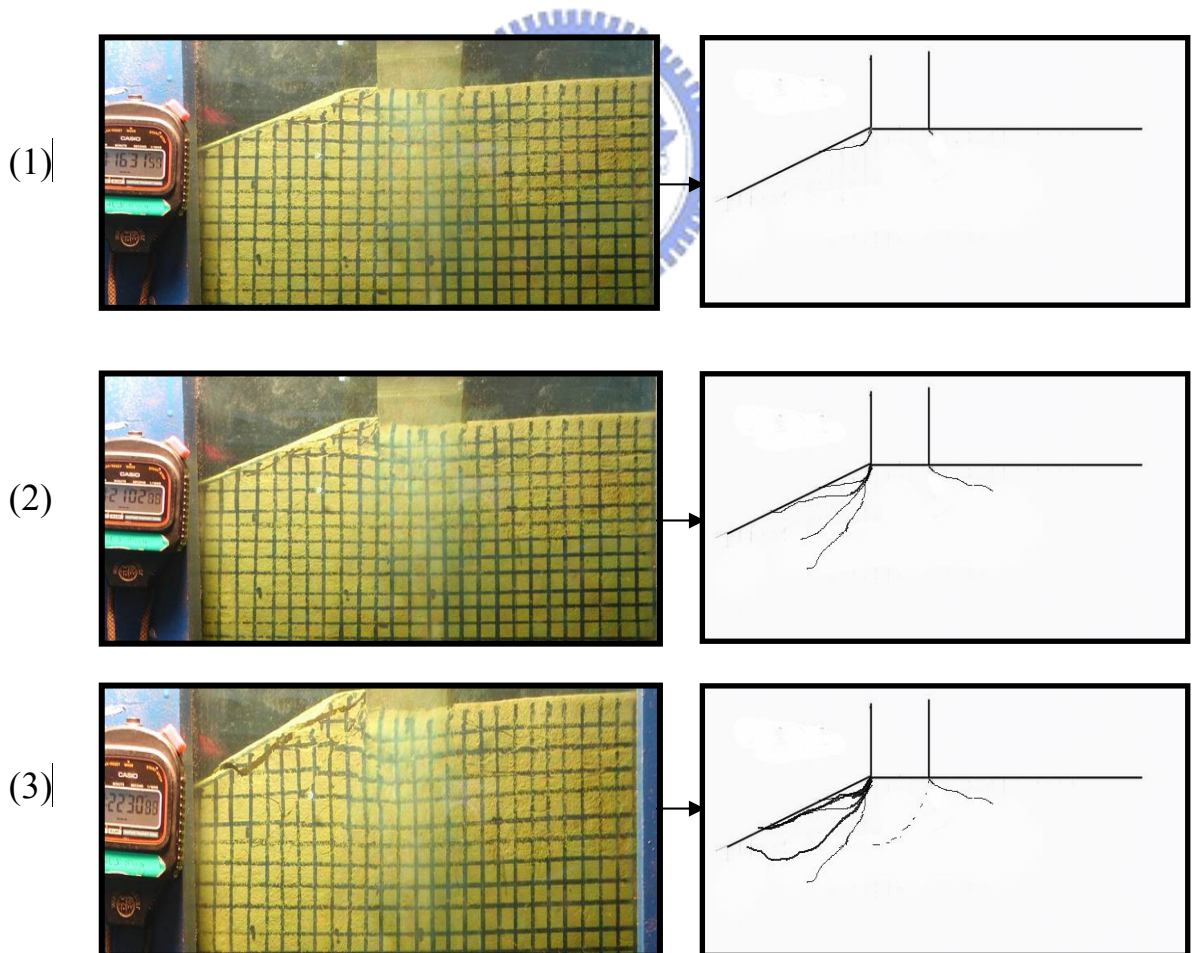


圖 4.23 No.20-3 承載曲線對應圖

4.2.4 傾斜地表 30 度邊坡

由圖 4.24 中發現，No.30-2 和 No.30-3 承載曲線是在到達極限承載點後迅速下降，No.30-1 下降較慢，係因為 No.30-1 還有發展一條剪力裂縫，No.30-2、No.30-3 則無。

由觀察窗及攝影結果，上述兩模型出現第一條裂縫及相對應的基腳沉陷量如表 4.16 所示

表 4.16 傾斜地表 30 度邊坡基腳發生第一條裂縫的時間及對應基腳沉陷量

試體編號	出現第一條裂縫時間	基腳此時沉陷 S	S/D(%)
No.30-1	11.0min	3.29mm	6.6
No.30-2	5.1min	1.53mm	3.1
No.30-3	12.0 min	3.75 mm	7.4

由表 4.16 顯示，平均當模型基腳沈陷至 5.7%，模型基腳就會因應力集中現象產生第一條裂縫。由表 4.17 可推估，在傾斜地表 30 度邊坡，平均當基腳沉陷量增加至 10% 以上，模型基礎試體即達極限狀態，隨後呈破壞狀態。

圖 4.25、圖 4.26、圖 4.27 為本研究 3 個模擬傾斜地表 30 度邊坡的承載曲線對應照片圖，(1)的照片對應試體的降伏點，(2)代表試體的極限承載點，(3)為最後的破壞點

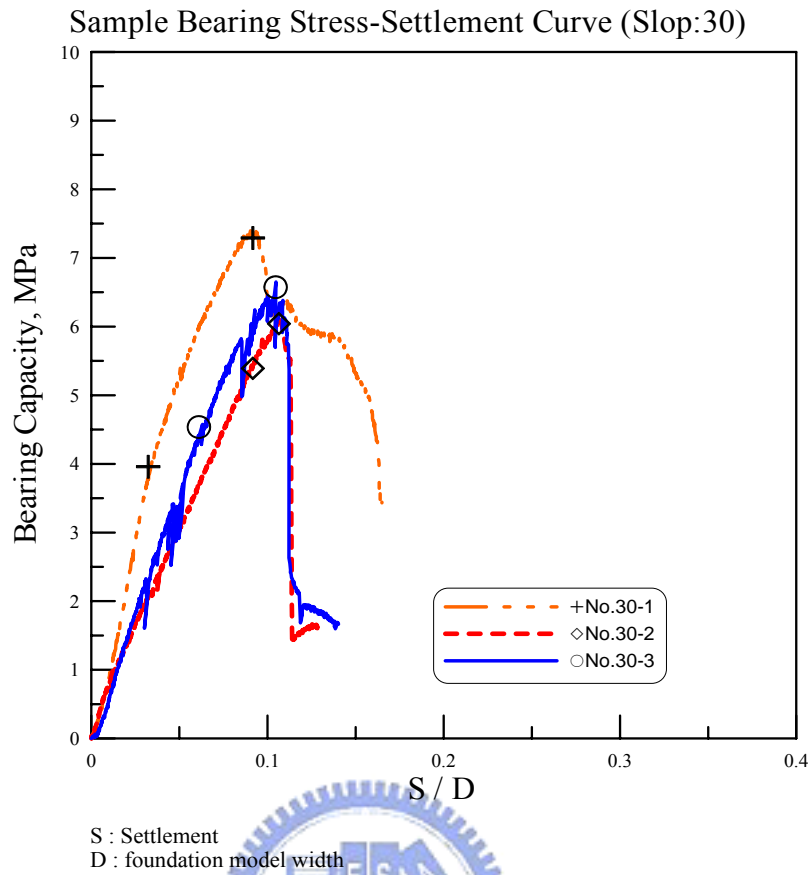
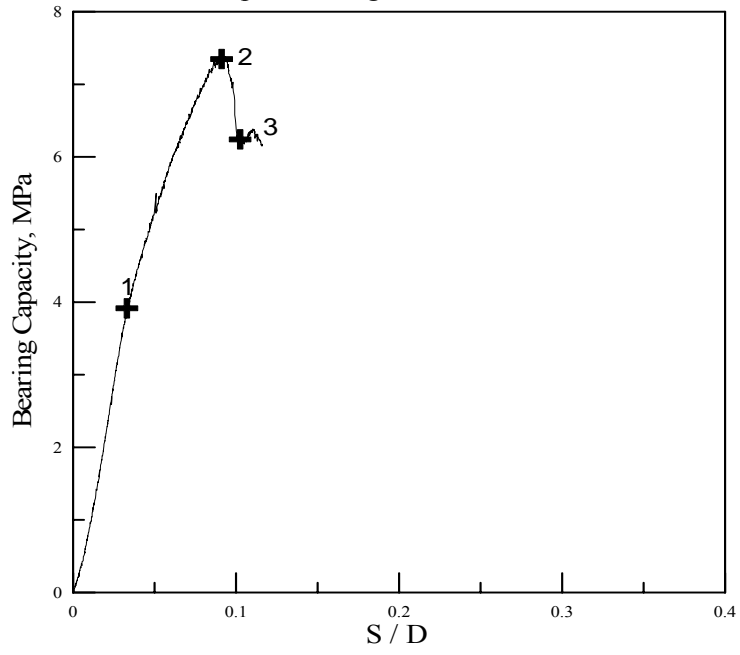


圖 4.24 30 度坡試體總承載曲線

表 4.17 30 度承載力值

試體編號	No.30-1	No.30-2	No.30-3
單壓強度 σ_c (MPa)	-	2.3	2.4
降伏強度 f_y (MPa)	3.95	5.43	4.5
極限強度 f_u (MPa)	7.4	6.12	6.45
f_u/σ_c	-	2.66	2.68
破壞時應變 ϵ_f (%)	9	10.7	10.9

No.30-1 Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
D : foundation model width

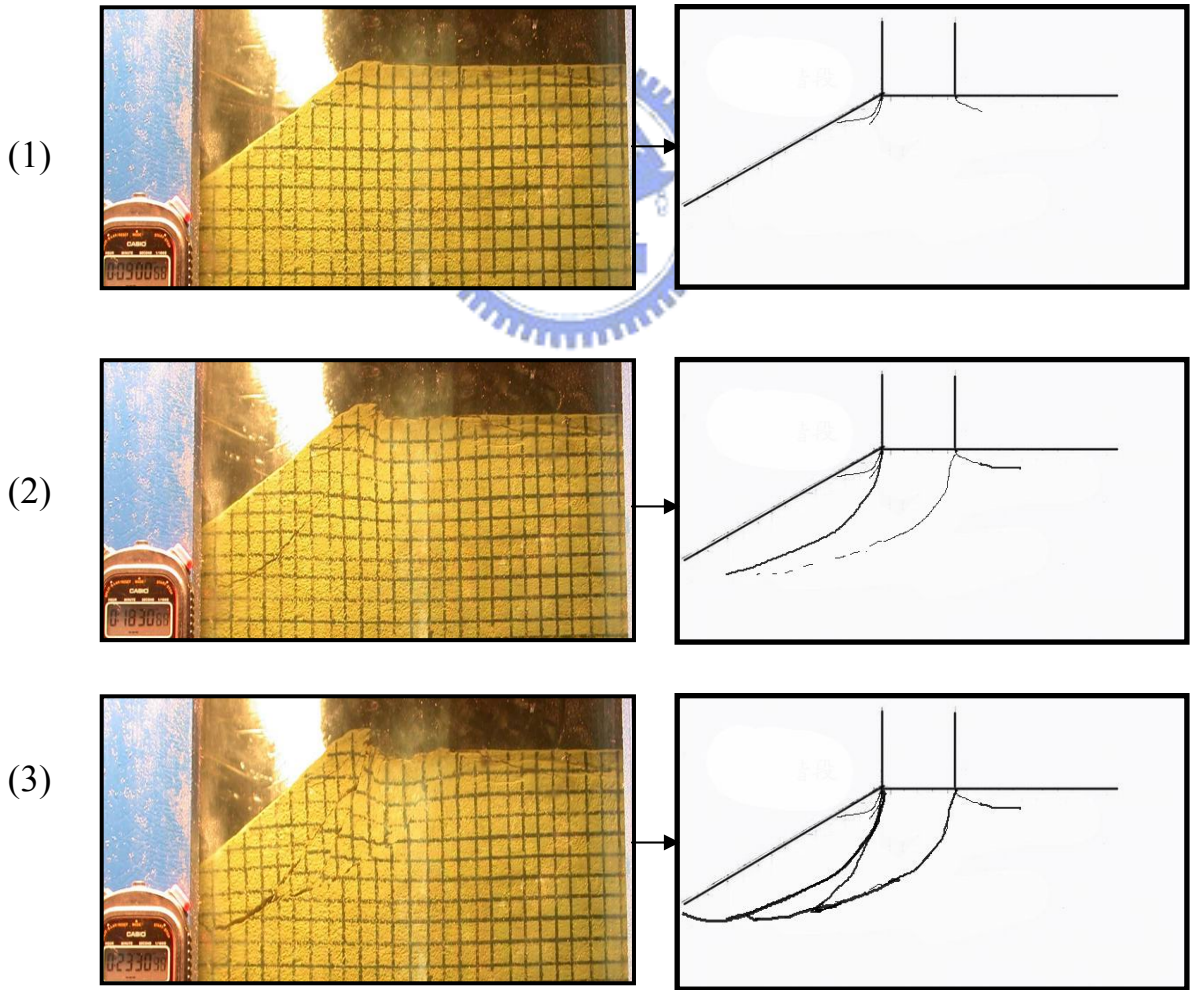
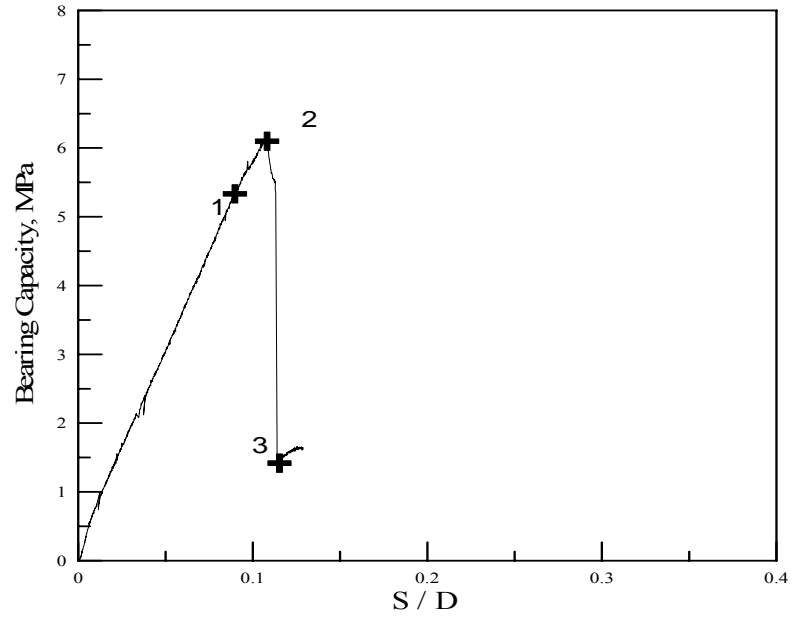


圖 4.25 No.30-1 承載曲線對應圖

No.30-2 Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
D : foundation model width

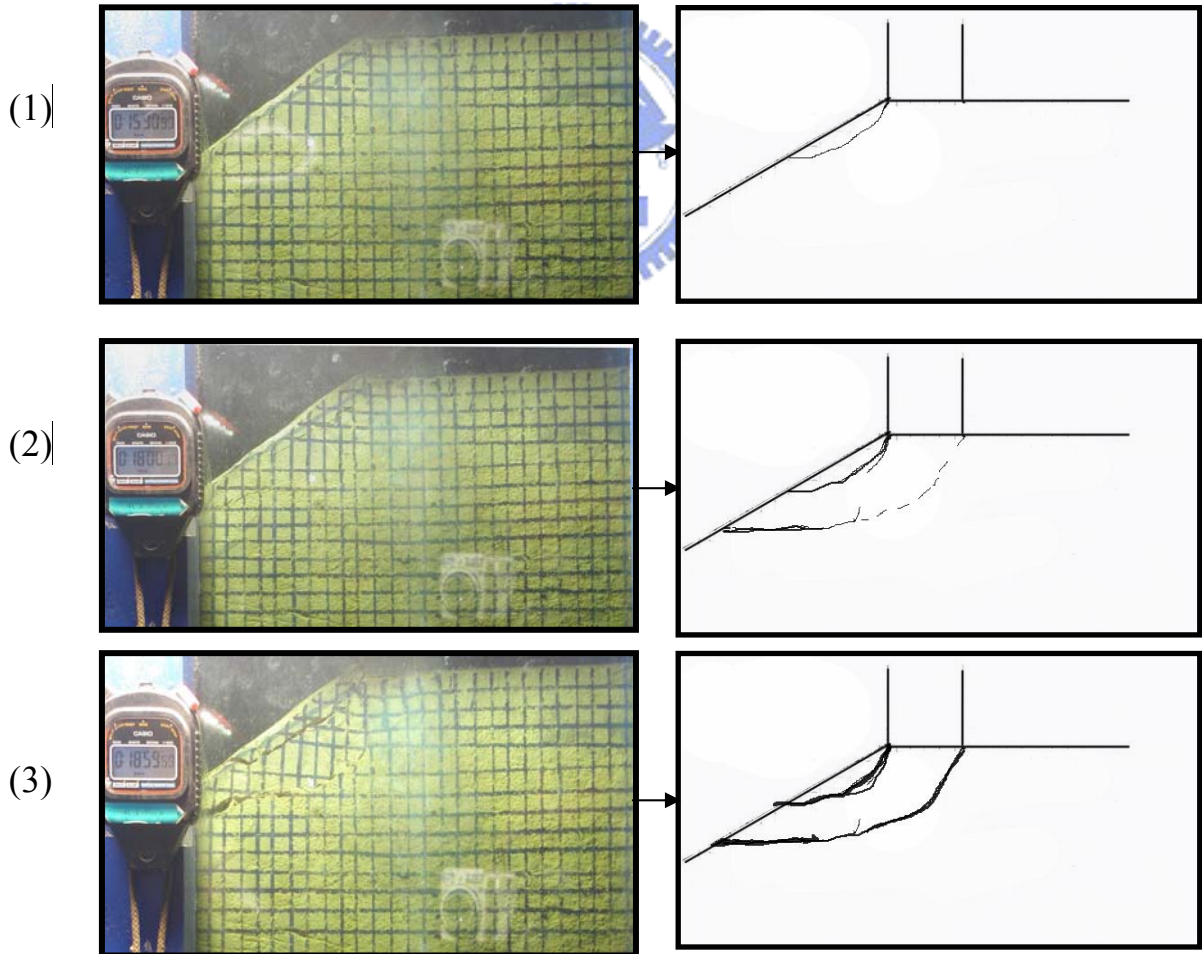


圖 4.26 No.30-2 承載曲線對應圖

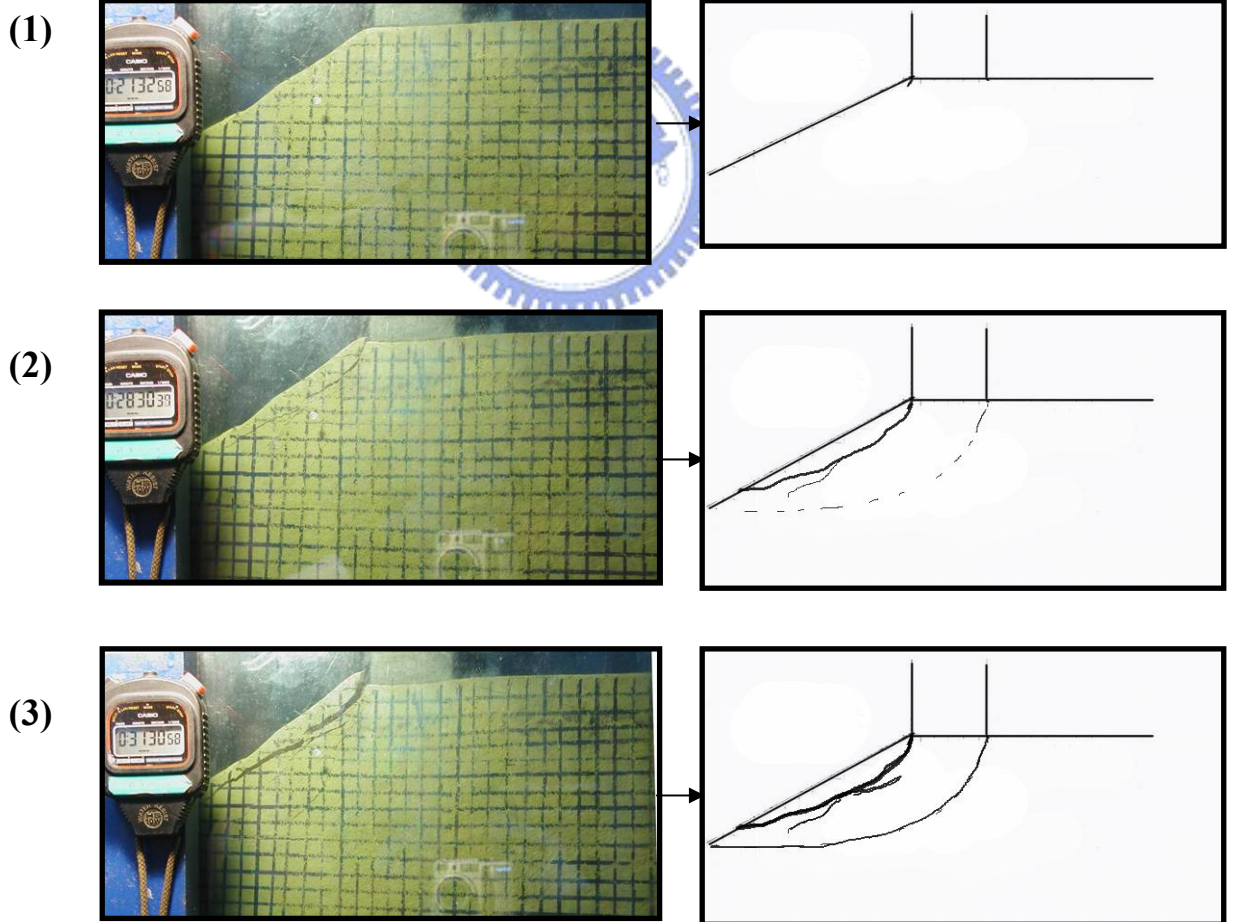
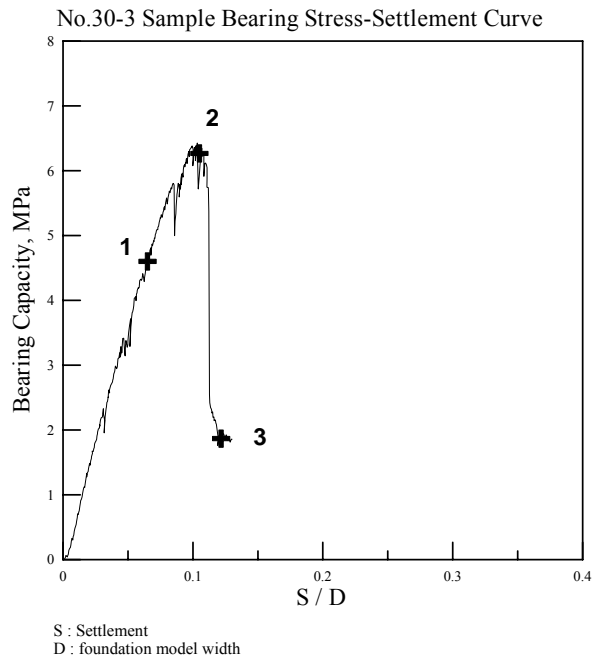


圖 4.27 No.30-3 承載曲線對應圖

4.3 破壞機制探討

4.3.1 破壞形式

由 4.2 節的試驗結果，所有承載曲線圖，大致可歸納出一承載曲線示意圖 4.28。可大致將人造膠結不良砂岩的承載曲線區分為四大階段：**應力調整階段(0~1)**、**線性階段(1~2)**、**非線性階段(2~3)**及**破壞階段(3~4)**。其中在線性階段前可能為試體原先之細裂紋和小孔隙攏合或試體在模型基礎向下加載時因人工修飾試體面和剛性基礎接觸面並非完全平整，因此勁度逐漸提高，造成一小段非線性的微上凹型曲線，而此階段試體外觀並無變化，故以下結果不予說明。以下配合實驗照片對應承載曲線，用以描述膠結不良砂岩的承載行為並探討。

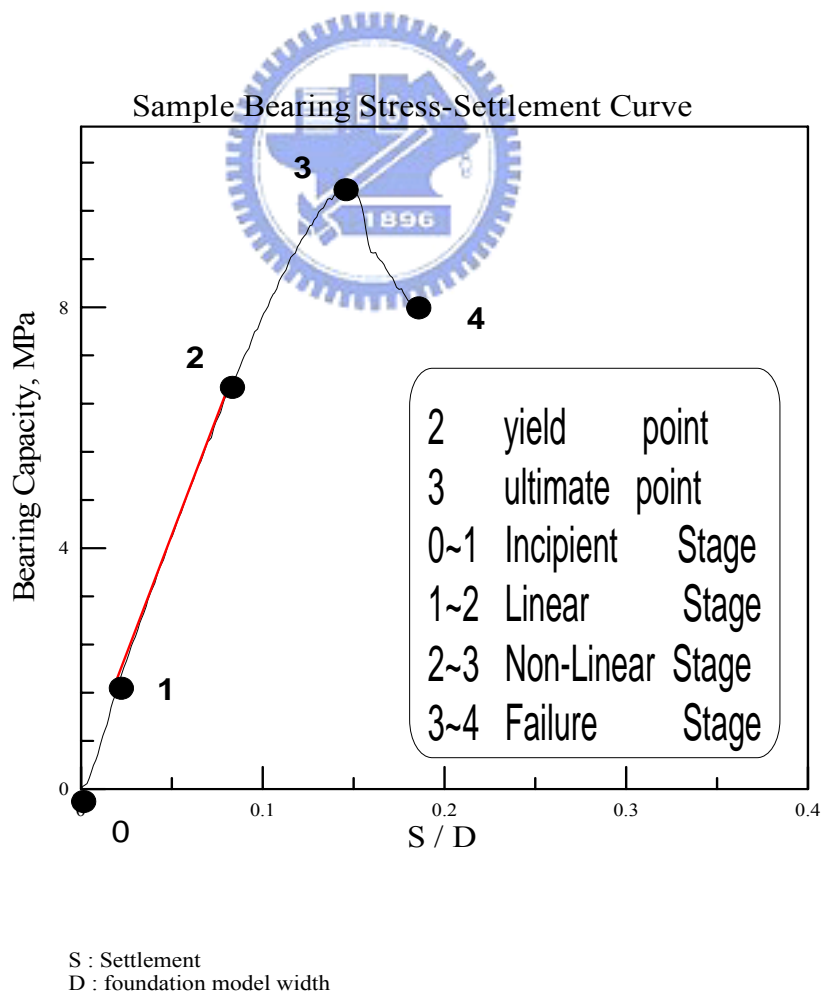


圖 4.28 人造膠結不良砂岩承載曲線示意圖

承載沈陷曲線對應的破裂現象：

A. 水平地表(以 No.0-1 為例)

(1) 線性段-模型基腳的左右側因應力集中產生第一條斜向下的裂縫。

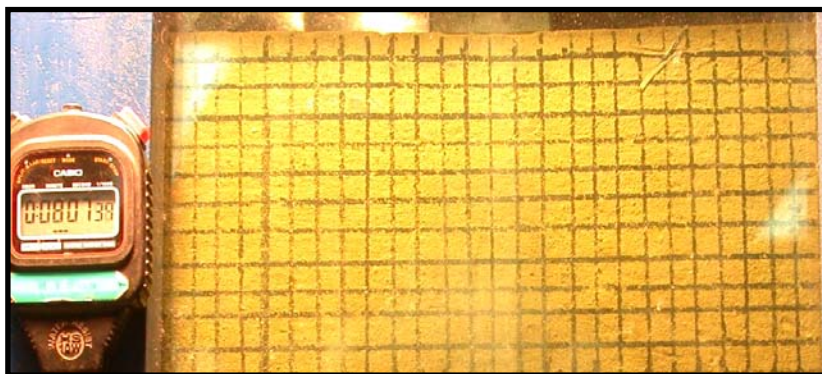


圖 4.29 No.0-1 於承載曲線線性段

(2) 非線性段-原先線性段的裂縫會隨承載力增大而生長且漸趨明顯且開始轉折的趨勢，非線性段中模型基腳的左右側大都發生一條裂縫。

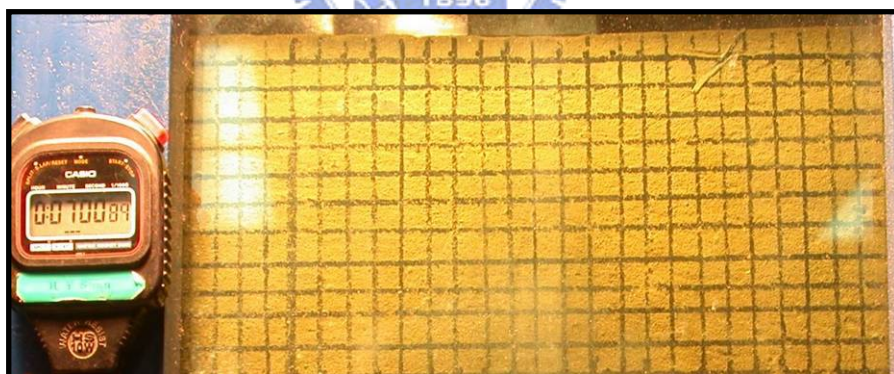


圖 4.30 No.0-1 於承載曲線非線性段

(3)極限承載力點-基腳左右側原先的裂縫會發展延伸，且於非線性段至破壞段間因基腳下方塑性變形區域明顯觀察到顆粒的粉碎及向下變形與向旁側擴張的變形，並向兩旁側向推擠而使得原先的裂縫轉折延伸至地表，試體即破壞。模型基腳兩側邊緣皆會產生新的裂縫

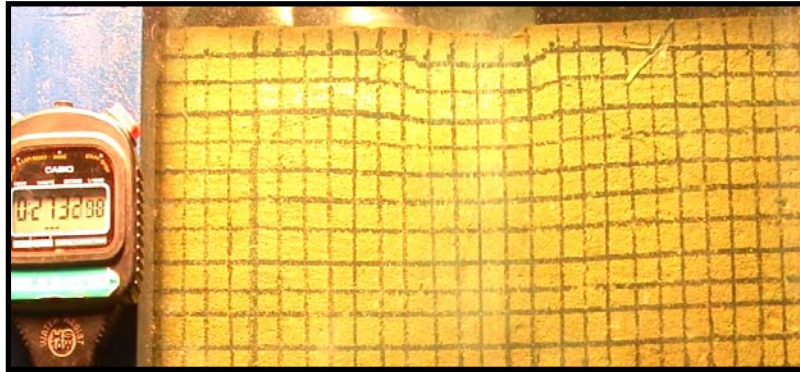


圖 4.31 No.0-1 於承載曲線極限承載力點

(4)破壞段-基腳左右的裂縫延升至地表後，承載力隨即下降，且隨著主動區向兩側推擠有產生更多裂縫。



圖 4.32 No.0-1 於承載曲線破壞段

B. 傾斜地表 10 度(以 No.10-2 為例)

(1) 線性階段-承載初期應力持續增加，在到達降伏點時，承載曲線會有一段呈現線性，試體在此階段通常為模型基腳處因為應力集中，而在基腳左右處慢慢發展出裂縫，而基腳左邊發展的裂縫、基腳右邊主要則有發展一條斜向 45 度的裂縫。

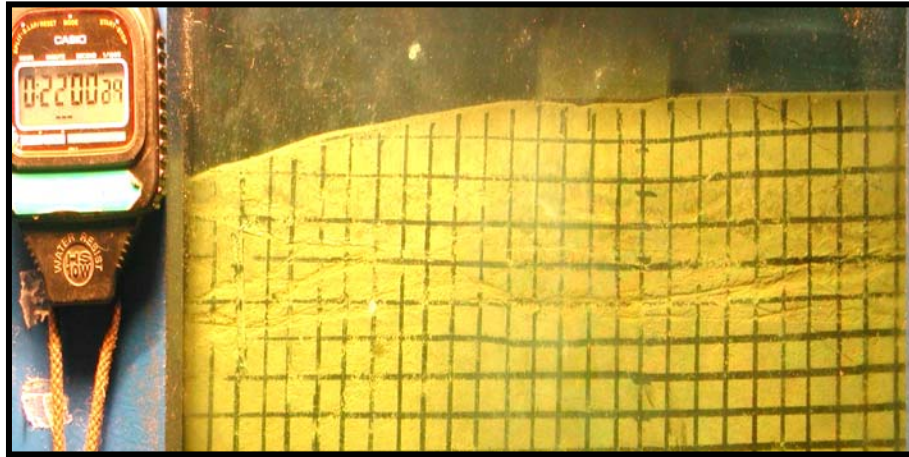


圖 4.33 No.10-2 於承載曲線線性段

(2) 非線性階段-基腳左邊原先的裂縫會隨承載力增加而發展，裂縫並開始有轉向水平發展的趨勢，同時還有一條不明顯的裂縫開始發展，模型基腳的右側發生 1~2 條斜向下裂縫；模型基腳下方的格網皆明顯往向下變形，且於非線性階段內沈陷量隨承載力增加而較彈性段的狀況加速下沉。

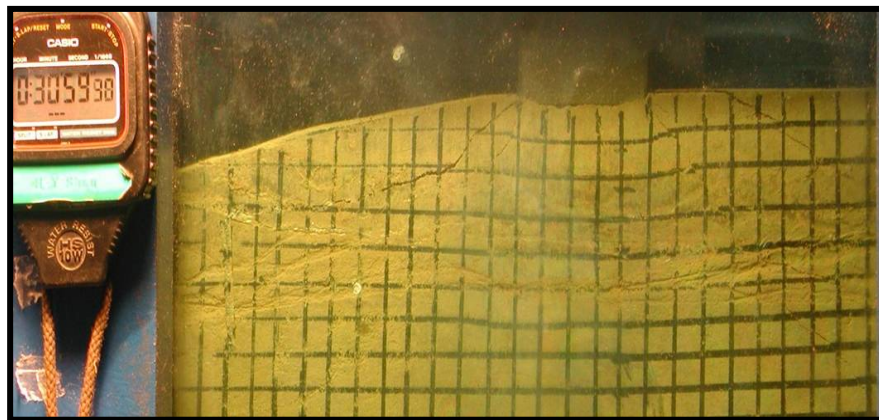


圖 4.34 No.10-2 於承載曲線非線性段

(3) 極限承載力點-對應承載沈陷曲線之極限承載力點，模型基腳右側都有主要斜向 45 度的裂縫，類似基礎置於水平試體，而基腳左側的線性段開始發展的裂縫已發展完成，向邊坡面延伸，

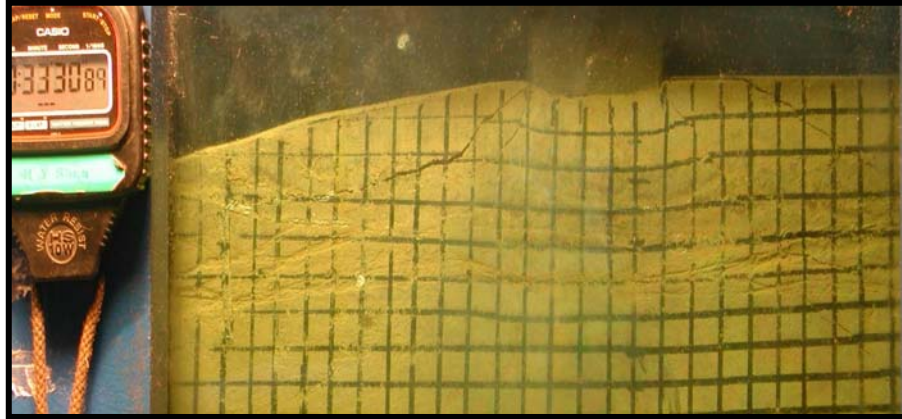


圖 4.35 No.10-2 於承載曲線極限承載力點

(4) 破壞階段-當破壞面生成後，承載力降低，同時邊坡側失去破壞面以上的材料所提供之重量，所以基礎下方區域開始往邊坡側推擠滑動，因推擠而產生多條新裂縫，同時基腳右側的原先斜向 45 度裂縫有不明顯開始轉折的現象。

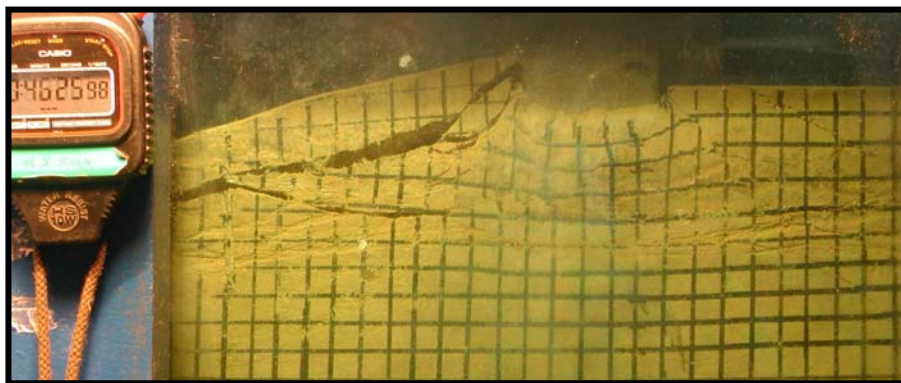


圖 4.36 No.10-2 於承載曲線破壞階段

C. 傾斜地表 20 度(以 No.20-2 為例)

- (1) 線性段-承載初期加載應力持續增加，在到達降伏點前，承載曲線會有一段呈現線性，試體在此階段通常為模型基腳處因為應力集中，而在基腳左右處慢慢發展出微裂縫。

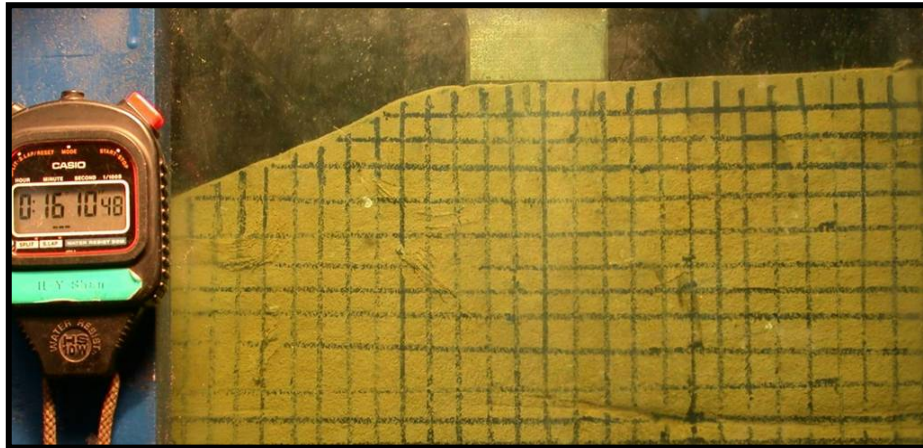


圖 4.37 No.20-2 於承載曲線線性段

- (2) 非線性段-線性段發展的裂縫會隨承載力增大而生長且漸趨明顯，觀察模型基腳的左右側各大都發生一條裂縫，同時模型基腳左側開始有第二條裂縫開始產生；同時模型基腳下方的網格明顯往向下變形，且沈陷量隨承載力增加而較線性段的狀況加速下沉。同時可以觀察到有 1~2 條微裂縫開始從圖 4.37 所標示的地方發展。

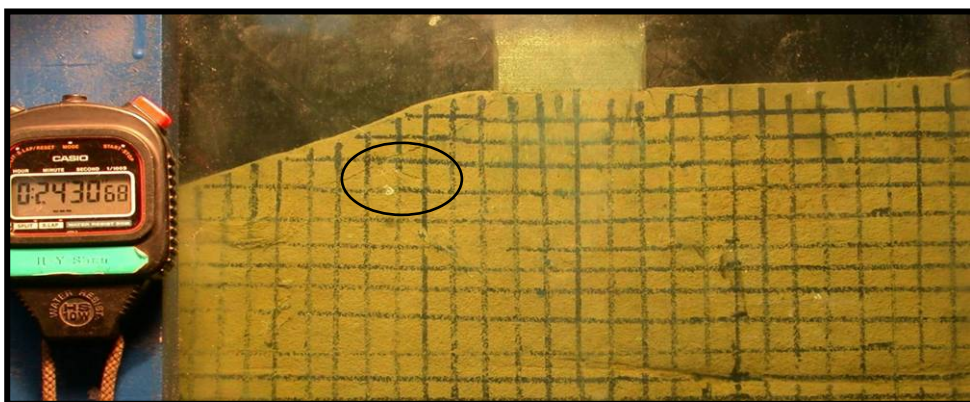


圖 4.38 No.20-2 於承載曲線非線性段

(3) 極限承載力點-對應承載沈陷曲線之極限承載力點，其破裂的狀況為基腳原先的裂縫會發展延伸，達極限強度時，三個試體在基腳左側的第一條裂縫均已發展成，且在極限承載點時，有第二條剪力裂縫生成(圖 4.38)，當此裂縫由下面和基腳連接發展完成時，同時伴隨基腳下方區域往邊坡面推擠滑動的趨勢。

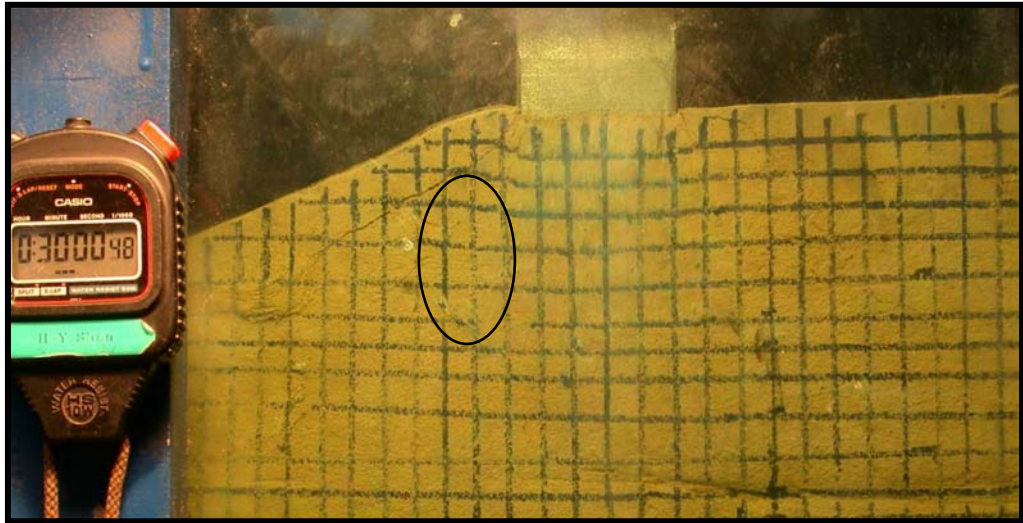


圖 4.39 No.20-2 於承載曲線極限承載力點

(4) 破壞階段-當第二條剪力裂縫生成後，基礎下方區域推向邊坡側滑動，承載力迅速降落，而因為推擠而產生多條新裂縫。

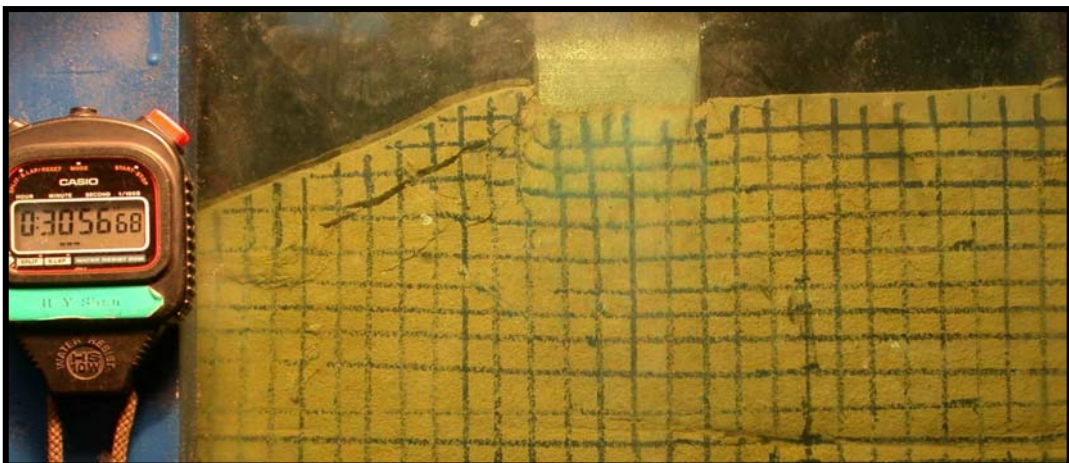


圖 4.40 No.20-2 於承載曲線破壞階段

D. 傾斜地表 30 度(以 No.30-2 為例)

- (1) **線性段**-承載初期加載應力持續增加，在到達降伏點時，承載曲線會有一段呈現線性，試體在此階段通常為模型基腳處因為應力集中，而在基腳左處慢慢發展出裂縫。

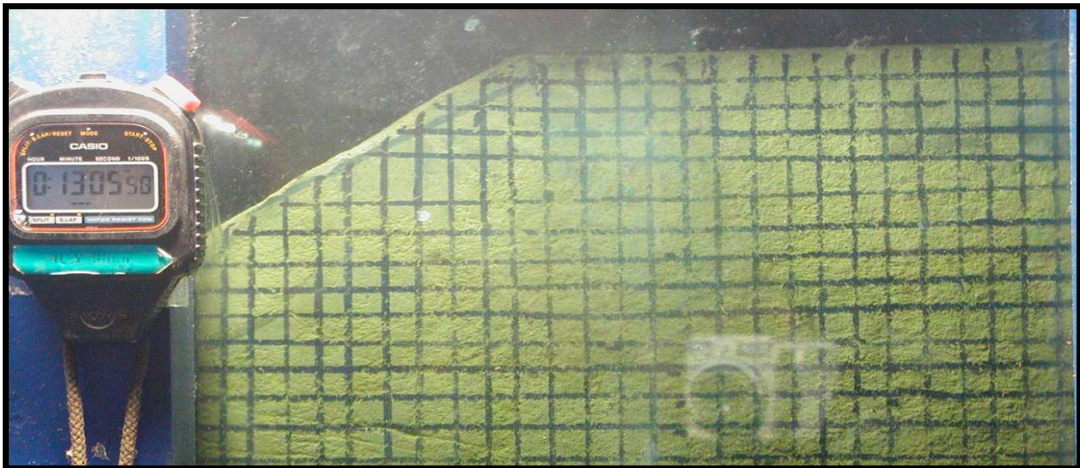


圖 4.41 No.30-2 於承載曲線線性段

- (2) **非線性段**-對於原先的裂縫會隨承載力增大而生長且漸趨明顯觀察，同時開始於圖 4.42 標示位置發展裂縫，No.30-1 基腳左側並有一條剪裂面生成，No.30-2 則不明顯；二組的模型基腳下方的格網皆明顯往向下變形，且沈陷量隨承載力增加而較線性段的狀況加速下沉。

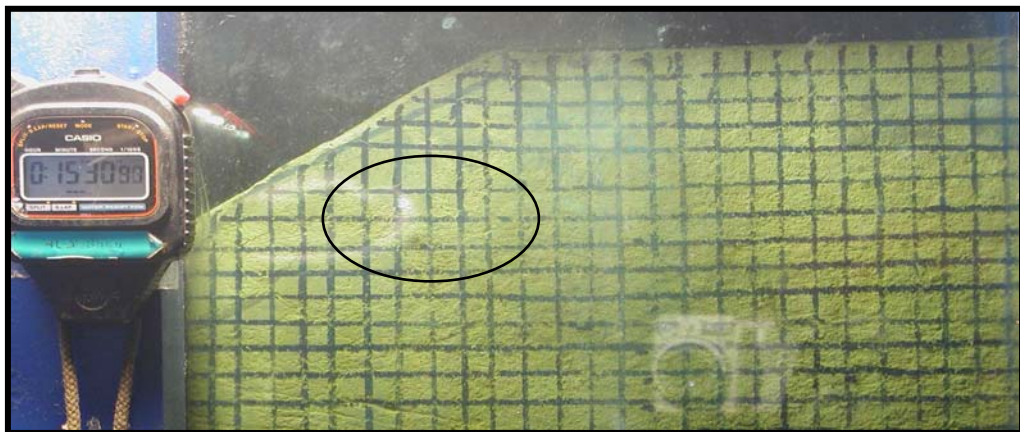


圖 4.42 No.30-2 於承載曲線非線性段

- (3) **極限承載力點**-對應承載沈陷曲線之極限承載力點，其基礎破壞的狀況為基腳原先的裂縫會發展延伸，觀察兩個試體在達極限強度時皆有一小塊

裂縫在坡面翻起。其中兩個試體不同的是 No.30-1 除了坡面的裂縫生成外，基腳左側還有類似傾斜地表 20 度邊坡的第 2 條裂縫，No.30-2 則不明顯，但兩個試體都是在基礎右側下方的剪裂破壞面往邊坡面生成時，即達到承載曲線的極限承載力點

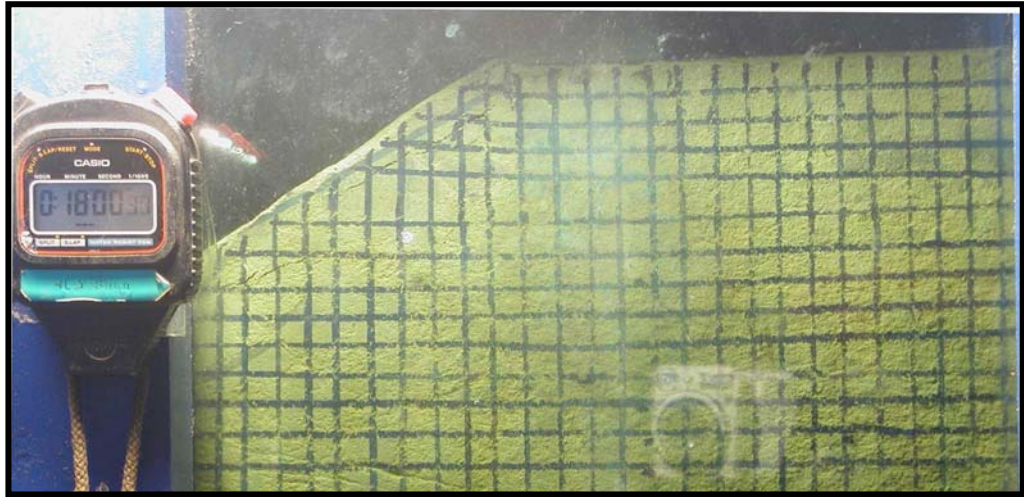


圖 4.43 No.30-2 於承載曲線極限承載力點

(4) 破壞階段-基礎下的滑動破壞面一形成後，同時基礎下方主動壓力區推向邊坡側滑動，承載力因此驟降。

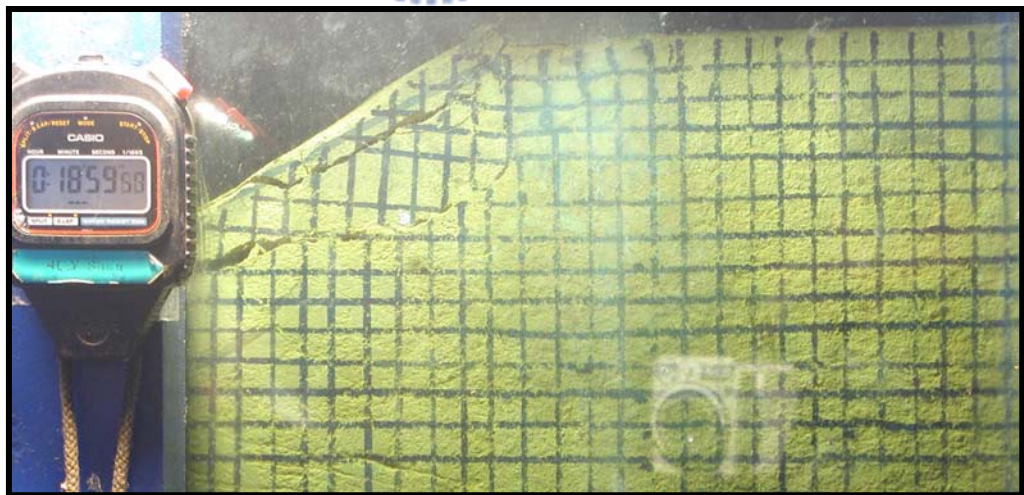


圖 4.44 No.30-2 於承載曲線破壞階段

4.3.2 破壞機制

透過先前所繪製網格，試驗施作後依其變形經觀察結果顯示，本研究將各模擬地表承載破裂過程歸納如圖 4.45~圖 4.46 所示，示意圖的位置為觀察窗中上半部裂縫發展的區域，當極限承載時，基礎材料可區分為主動受壓區、剪裂面、剪裂破壞面、輻射應力區、被動區、完整區等區，分別就試驗條件說明如下：

A. 水平地表

水平地表的各階段及極限承載分區如圖 4.45。極限承載時之分區發展現象如下說明：

(1) 主動受壓區：

由觀察結果顯示，於剛性模型基腳正下方處，有一約略呈現倒三角形形狀的區域，此區域之內材料類似受到鉛直向壓應變，如一維的單向度壓密作用。顯示材料顆粒有被壓碎現象，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。



(2) 剪裂破壞面：

由基腳兩側因應力集中發展出的主要剪裂面，隨著加載荷重增加而達極限承載力時，一旦主要剪裂面生成並且延伸至試體表面，試體即達到完全破壞。

(3) 輻射應力區：

主要位於主動受壓區兩側，可由先前繪製網格觀察而得到，在倒三角行區域外的網格，有呈放射狀裂縫和剪動位移情形產生。

(4) 被動區：

位於剪裂破壞面上面的區域，此區域試體受到主動區經由輻射應力區傳遞力量，將此區域試體推擠而形成裂面。

(5)完整區：

位於主動受壓區、被動區、剪裂破壞面之外區域，因為無裂面產生且網格無任何位移變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。

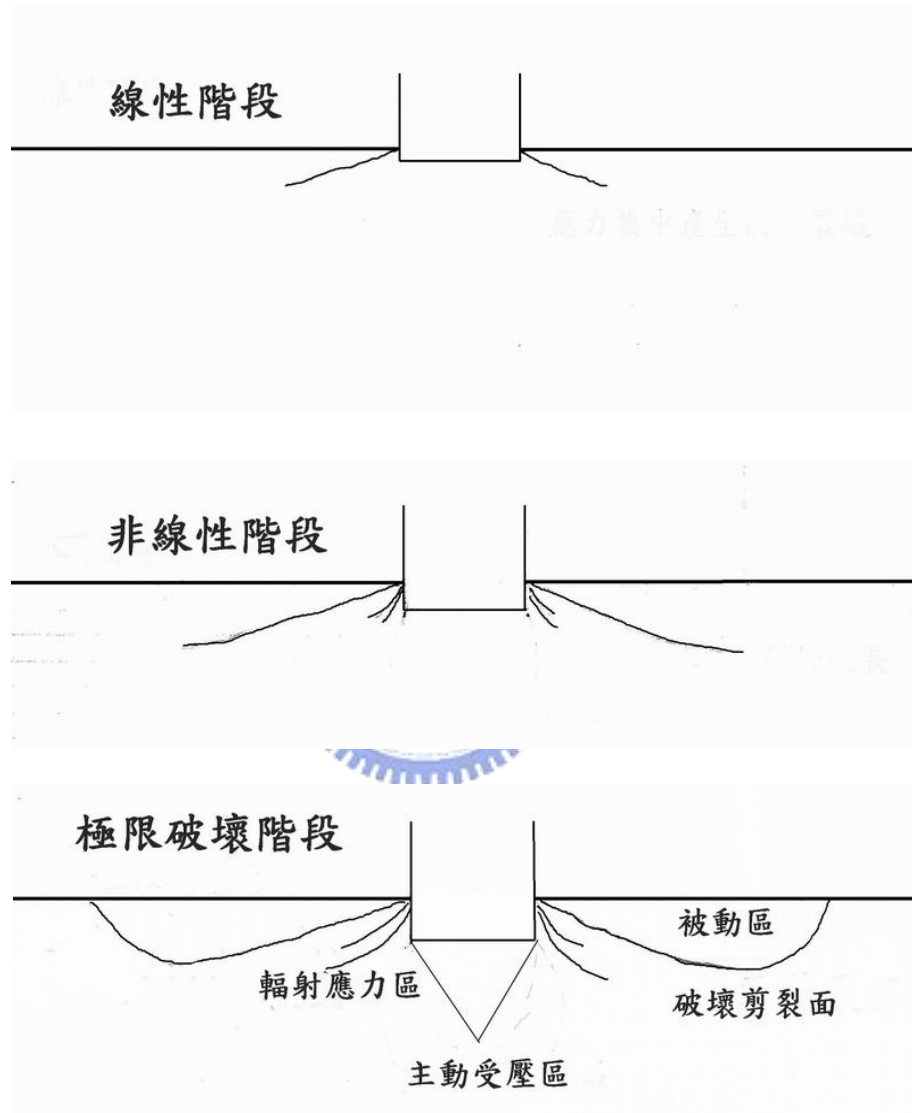


圖 4.45 水平地表破壞機制示意圖

B. 傾斜地表 10 度邊坡

10 度邊坡的各階段及極限承載分區如圖 4.46。極限承載時之分區發展現象如下說明：

(1) 主動受壓區：

達到極限承載點時，於剛性模型基腳正下方處，有一約略呈現倒三角形區域，此區域之內材料類似受到鉛直向壓應變，如一維的單向度壓密作用。顯示材料顆粒有被壓碎現象，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。

(2) 剪裂破壞面：

由基腳靠邊坡側因應力集中而發展出的主要剪裂面，隨著加載荷重增加而達極限承載力時，當靠邊坡側的主要剪裂面即發展完全，試體達到完全破壞。而基腳右方的裂縫，約 45 度斜下發展，類似水平地表，但在極限承載點時，沒有轉折向上翻起的現象。

(3) 輻射應力區：

主要位於主動受壓區靠邊坡側，可由先前繪製網格觀察而得到，在倒三角型區域外的網格，通常有 1~2 條裂縫和剪動位移情形產生。

(4) 被動區：

受到主動區的力量傳遞，被動區區域受到推擠後，沿著剪裂破壞面與試體分離。

(5) 完整區：

位於主動受壓區、剪裂破壞面、輻射應力區、被動區之外區域，因為無裂面產生且網格無任何位移變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。

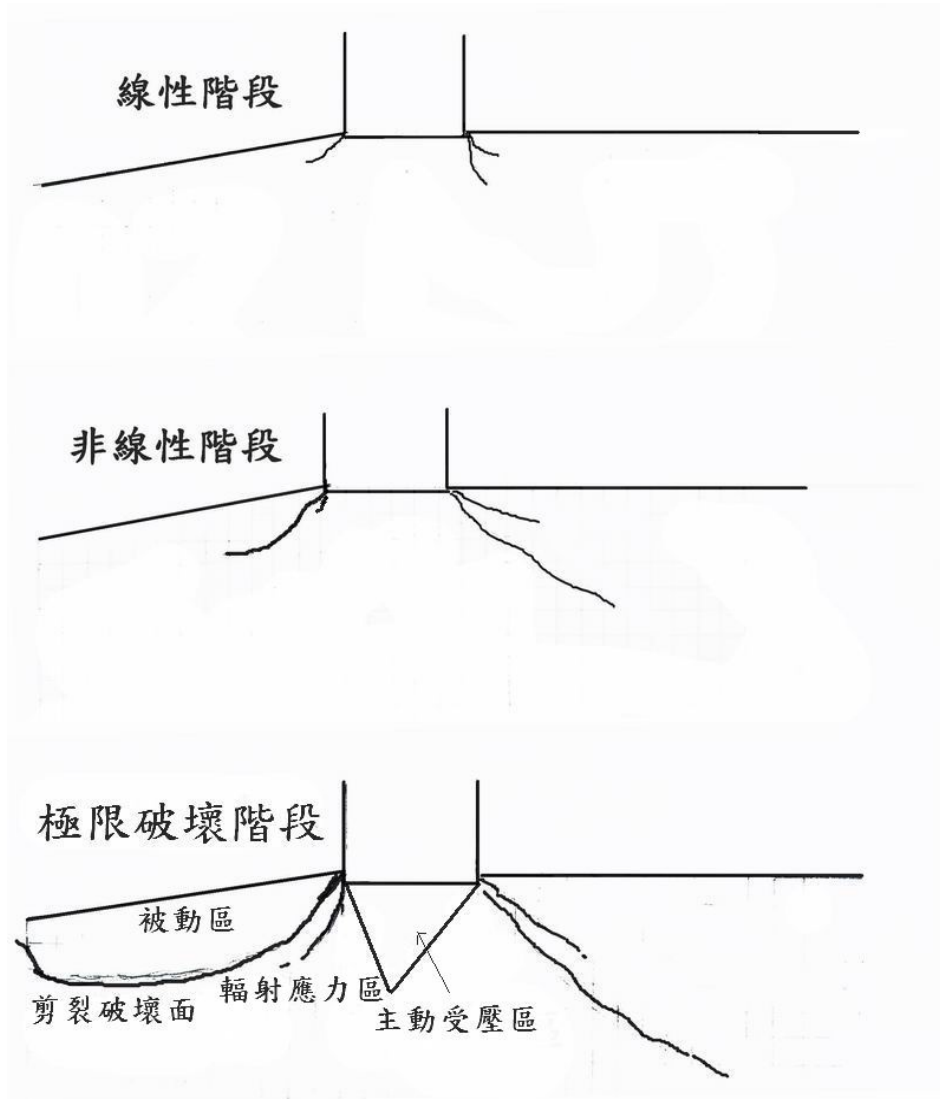


圖 4.46 傾斜地表 10 度邊坡破壞機制示意圖

C. 傾斜地表 20 度邊坡

20 度邊坡的各階段及極限承載分區如圖 4.47。極限承載時之分區發展現象如下說明：

(1) 主動受壓區：

達到極限承載點時，剛性模型基腳正下方處，有一呈現倒直角三角形的區域，此區域之內材料類似受到鉛直向壓應變，如一維的單向度壓密作用。顯示材料顆粒有被壓碎現象，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。

(2) 剪裂面：

由基腳靠邊坡側因為應力集中發展出的剪裂面，隨著加載荷重增加在達到極限承載力前，便已經生成。基腳右側也有因應立集中的裂縫，但裂縫較 10 度邊坡延伸淺且短。



(3) 輻射應力區：

主要位於主動受壓區靠邊坡側，可由先前繪製網格觀察而得到，在倒三角型區域外的網格，通常有 1~2 條裂縫和剪動位移情形產生。

(4) 剪裂破壞面：

在承載曲線的非線性階段，輻射應力區因為受到主動壓力區的力量傳遞開始從靠近邊坡側的下面發展 1~2 條微裂縫，這些微裂縫與基腳的因應力集中產生的裂縫相連發展完成時所形成的裂縫稱剪裂破壞面。

(5) 被動區：

受到主動區的力量傳遞，被動區區域受到推擠後，沿著剪裂破壞面與試體分離。

(6)完整區：

位於主動受壓區、剪裂面、剪裂破壞面、輻射應力區、被動區之外區域，因為無裂面產生且網格無任何位移變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。

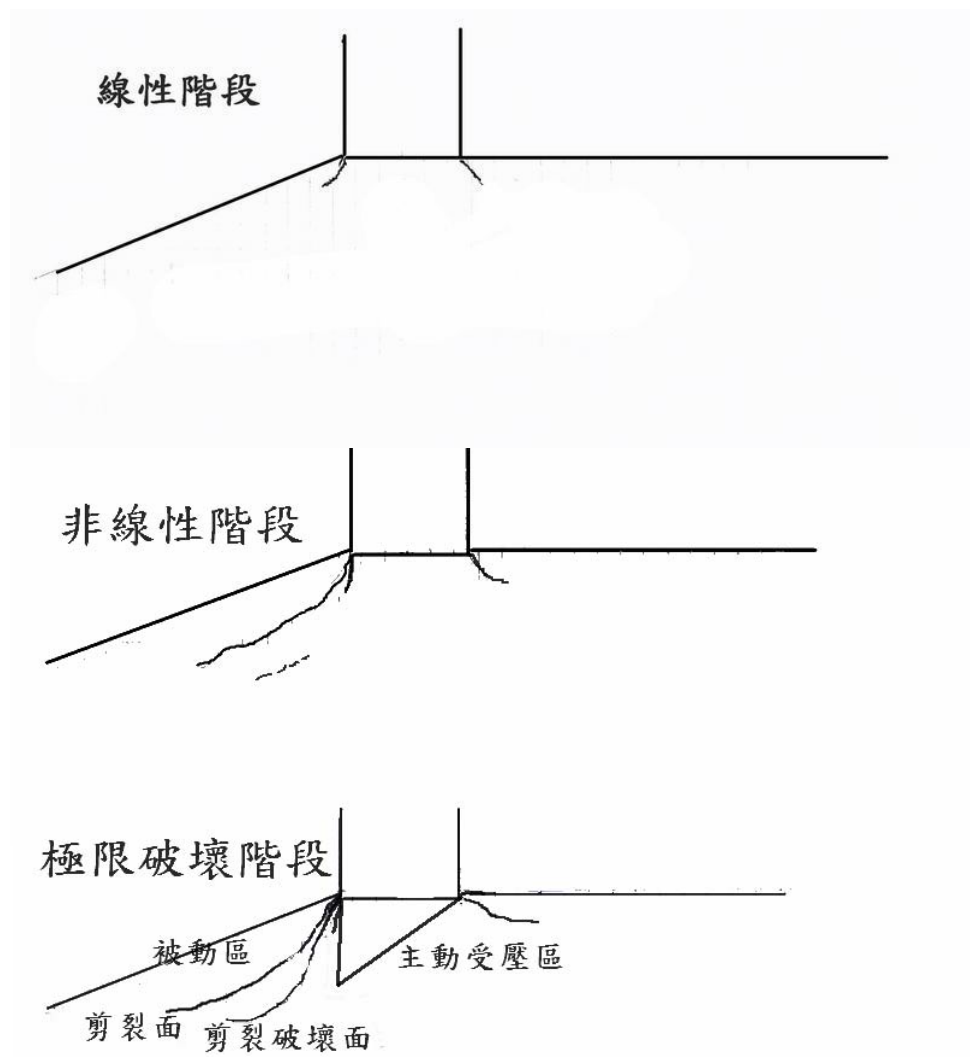


圖 4.47 傾斜地表 20 度邊坡破壞機制示意圖

D. 傾斜地表 30 度邊坡

30 度邊坡的各階段及極限承載分區如圖 4.48。極限承載時之分區發展現象如下說明：

(1) 主動受壓區：

由觀察結果顯示，於剛性模型基腳正下方處，有一呈現三角形狀的區域，此區域之內材料類似受到鉛直向壓應變，如一維的單向度壓密作用。顯示材料顆粒有被壓碎現象，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。

(2) 剪裂面：

由基腳靠邊坡側因為應力集中發展出的剪裂面，隨著加載荷重增加在達極限承載力前，便已生成。基腳右側因應力集中發展的裂縫則不一定出現，因此傾斜地表 30 度邊坡控制承載行為主要裂縫在皆靠近邊坡側。

(3) 剪裂破壞面：

在承載曲線的非線性階段受到主動壓力區下方開始發展，當達到極限點時，由基腳右下方向坡面發展，當裂縫連接後，承載力下降，同時楔塊明顯有滑動的趨勢。

(4) 輻射應力區：

主要位於主動受壓區靠邊坡側，可由先前繪製網格觀察而得到，在倒三角型區域外的網格，通常有 1~2 條裂縫和剪動位移情形產生。

(5) 被動區：

受到主動區的力量傳遞，被動區區域受到推擠後，沿著剪裂面與試體分離。

(6).完整區：

位於主動受壓區、剪裂面、輻射應力區之外區域，因為無裂面產生且網格無任何位移變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。

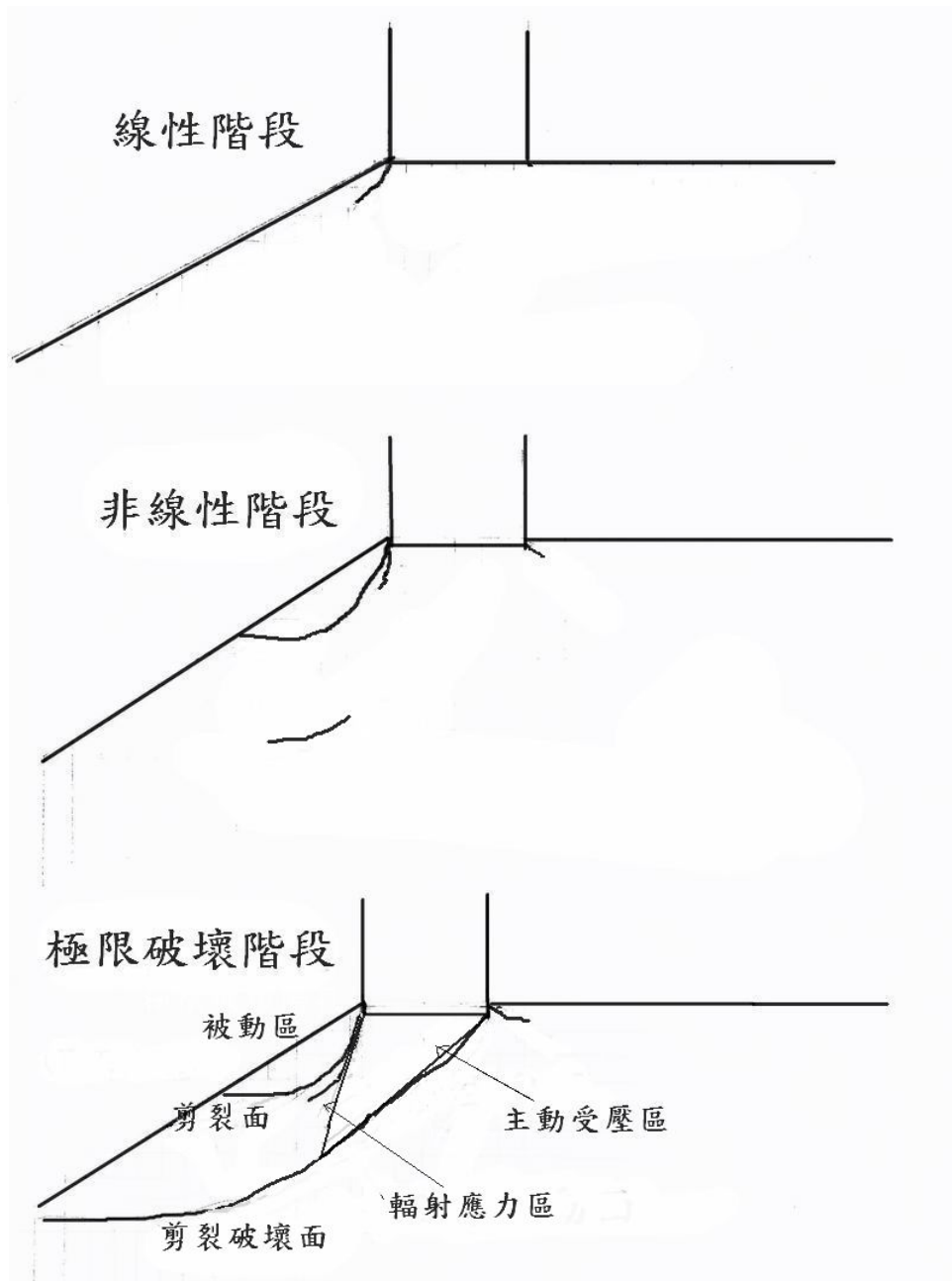


圖 4.48 傾斜地表 30 度邊坡破壞機制示意圖

小結：

將各種地表模擬狀況破壞機制做一討論比較

(1)當達到極限承载力時，控制承载力下降的主要裂縫不同：

水平地表是由兩側剪裂破壞面延升至地表時，而傾斜地表 10 度邊坡是由基礎左方的剪裂面發展完全時，傾斜地表 20 度邊坡是由基礎左方第二條剪裂縫形成，伴隨主動區往邊坡側滑動的趨勢，傾斜地表 30 度邊坡是由基礎右方的剪裂縫發展完全時，同時主動區往邊坡側推擠滑動。

(2)主動受壓區：

觀察網格變形可發現，當達到極限承载力時，水平地表和傾斜地表 10 度邊坡近似一等腰三角型，而傾斜地表 20 度為一到直角三角形，傾斜地表 30 度則更偏斜。



(3)輻射應力區：

介於主動受壓區和被動區之間，觀察不同模擬狀況，發現當傾斜地表角度愈大，缺少邊坡面側向支撐覆土愈少，同時也因為傾斜角度愈大主動壓力區愈偏斜，輻射應力區域範圍也就愈小。

(4) 當邊坡角度愈大，控制承载力下降的裂縫的位置由基腳左方往基腳右方移動，同時角度愈高(如本研究的 30 度邊坡)，破壞滑動的趨勢也相對愈明顯，因此 Vesic(1975)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，以本研究的膠結不良砂岩而言， $\Phi/2$ 是 23 度以內，即 23 度以上的邊坡便需考慮邊坡穩定性似乎也合理。

4.4 試驗結果與現有成果比較

4.4.1 試驗結果與理論分析或經驗公式比較

根據之所得的基本物性和力學實驗之結果，將基本力學材料參數，代入文獻回顧中所介紹之承載理論中，並與本承載試驗所得之極限承載力進行比較。代入各承載理論的人造膠結不良砂岩參數為表 4.18 所列。

表 4.18 相關試驗材料參數

人造膠結不良砂岩	
凝聚力 C	0.52MPa
摩擦角 Φ	45°
乾單位重 γ	1.97 g/cm ³ (19.33kN/m ³)
單壓強度 σ_c	2 MPa
淺基礎	
基腳寬 D	0.05 m

(1) 水平地表

表 4.19 所列為本研究承載試驗所得之極限承載力與各個理論分析所預測之極限承載力的比較關係；表中顯示出幾乎所有土壤的承載理論分析方式所預測之極限承載力與本試驗之結果的偏差量均大，但岩石的承載力理論分析較接近。

土壤力學分析

Prandtl(1921)中假設的理論推導忽略基底下的土重不計，但對於本研究中的膠結不良砂岩岩體自重似乎為承載力控制因素之一。Terzaghi (1943)假設的破壞示意圖並未延升至地表，但本研究水平地表的破壞是在剪裂面延升至地表時，。

綜合各理論分析針對的材料對象大多為凝聚性的砂土為主，而本研究試體雖為膠結不良砂岩，其凝聚力(520kPa)和摩擦角(45°)與土壤相較仍偏高，故以土壤相關承載理論分析，所得之承載力相對偏高。

岩石力學分析

Goodman (1989) 以單壓強度及摩擦角計算(公式中未考慮凝聚力)所得之極限承載力，與本研究較為相近，顯示本研究試體確實較接近岩石，但現有岩石相關承載理論仍多偏重於硬岩，對本研究膠結不良砂岩之適用性和修正性仍需要再進一步的探討。

表 4.19 本研究水平地表與各理論分析預測之極限承載力比較

	理論分析預測值 (MPa)	與本研究平均極限承載力 10.46Mpa 之偏差量
土壤力學分析		
Prandtl(1921)	72.3	591%
Terzaghi (1943)	76	627 %
Meyerhof(1951,1963)	86.54	727 %
Hansen (1970)	84.6	709 %
Vesic (1973,1975b)	72.49	593 %
岩石力學分析		
Goodman	13.66	30.6 %
Bell	17.84	70.55 %

註：偏差量 = (預測值 - 試驗值) ÷ 試驗值 × 100%

(2) 傾斜地表

土壤力學分析

由於 Meyerhof 和 Hansen 的土壤位在邊坡上的承載力公式只能適用在摩擦角 40° 以內，而本研究的膠結不良人造砂岩的平均摩擦角為 45° ，因此無法做比較，而 Gemperlime、Saran 等人有關基礎置於邊坡之承載力實驗結果及相關理論，但其多適用於砂土等無凝聚性土壤 ($C=0$)，計算承載力時將凝聚力視為 0，故其算結果與本研究實驗結果相較甚低 (不足 1MPa)，而本研究之膠結不良砂岩之凝聚力 $C=0.52\text{MPa}$ ，無法視為無凝聚性材料，進行承載力分析時無法忽略不計，故上述所提之理論及實驗成果均不適用於本研究之膠結不良砂岩。

岩石力學分析

Serrano & Olalla (1994) 所提出的岩體承載力解析公式需要提供 RMR 岩體評分參數，按 Hoek & Brown (1988) 所建議的岩體材料參數，完整的岩體 (含試驗室試體)， $m=15$ ， $s=1$ 。因為 Serrano & Olalla 所提供圖表只到坡角 15° ，因此只取傾斜地表 10° 做比較。

表 4.20 承載力值雖然很接近，但 Serrano & Olalla 所提出的破壞模式，其基本假設為基礎下的主動區近似等腰三角形，而本研究所觀察到的破壞機制，當邊坡角度愈大，主動區是近似傾斜邊坡面的三角形，因此其理論推導應用於膠結不良砂岩有修正的必要性。

表 4.20 本研究 10 度邊坡與 Serrano & Olalla (1994) 預測之極限承載力的比較

	理論分析預測值 (MPa)	本研究平均結果 (MPa)	理論與本研究結果之 偏差量
Serrano & Olalla (1994)	7.62	9.51	-19.8%

註：偏差量 = (預測值 - 試驗值) ÷ 試驗值 × 100%

表 4.21 所列為本研究承載試驗所得之極限承載力與美國海軍總部手冊中所預測之極限承載力的比較，顯示其公式以穩定數 N_0 算出來的承載力過於保守，探討原因為此公式較適合用在凝聚力較大的岩石上，本研究之膠結不良砂岩之凝聚力 $C=0.52\text{MPa}$ ，因此算出來的承載力偏小。

表 4.21 本研究與美國海軍總部手冊中所預測之極限承載力的比較

		理論分析預測值 (MPa)	本研究平均結果 (MPa)	理論與本研究結果之 偏差量
美國海軍 總部手冊	10 度	2.8	9.51	-72.8%
	20 度	2.31	8.25	-72%
	30 度	2.24	6.76	-67%

註：偏差量 = $(\text{預測值} - \text{試驗值}) \div \text{試驗值} \times 100\%$



圖 4.48 為本研究的邊坡傾角對膠結不良砂岩得極限承載力關係圖，上下限範圍為本研究 12 個試驗的上下限值，並作一回歸分析對 30° 以內的傾斜地表的極限承載力作一概略的承載力值趨勢預測，供後續研究的理論推導預測作一比對，而 30° 以上的傾斜地表邊坡穩定問題可能已超過基礎承載力的影響，在此不予討論。

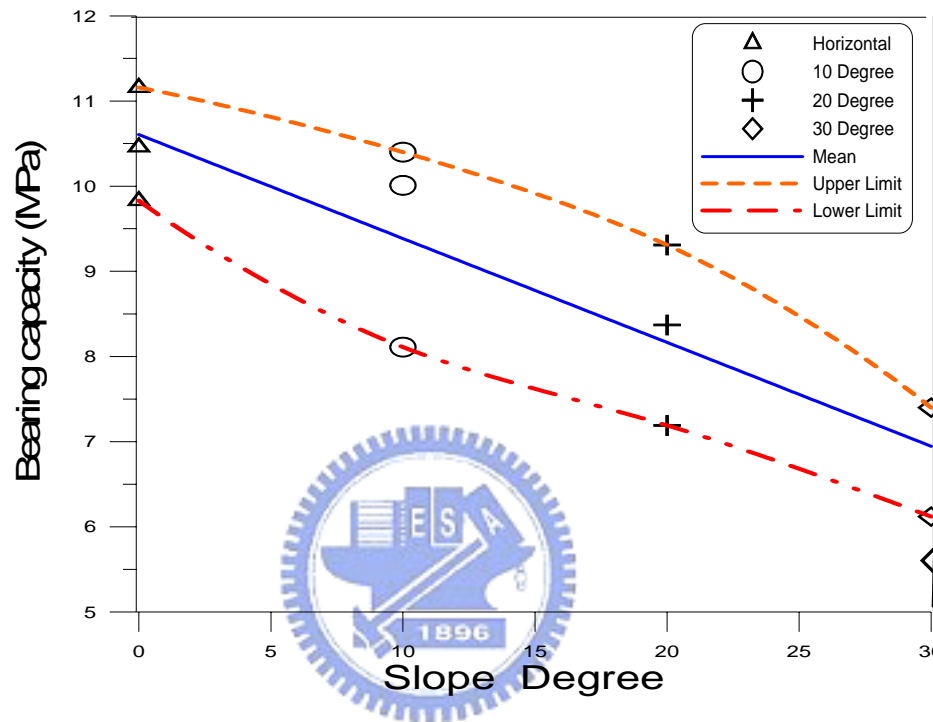


圖 4.49 膠結不良砂岩之在不同角度下對應極限承載力的關係圖

而未來的研究可依建立的破壞機制推導適合膠結不良砂岩的承載力公式。以上下限定理配合不同應力狀態及不同之邊界條件，推求出不同應力狀態下之不同地形條件下之膠結不良砂岩之承載力；**上限定理**滿足動態容許速度場條件，假設符合變形相容條件，於最可能滑動面所產生之應變方向，並滿足降伏條件與塑性流準則，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，推求出承載力等未知量之上限值及對應的破壞機構，以極限分析法之**下限定理**，於靜態容許應力場條件，滿足應力邊界條件、應力平衡並遵循適合之破壞準則，由基礎材料中的尚未降伏之應力平衡方程式求出極限承載力之下限值。

4.4.2 試驗結果與相關研究比較

有些研究針對岩石基礎進行了相關的室內或是現地實驗，由於所採用的材料與實驗條件皆有所不同，故本研究將研究主題相關之研究結果作一比較。表 4.18 為相關試驗研究之極限承載力比較表。

在水平地表試驗結果中，本研究參考劉英助（2002）及廖智偉（2003）之研究成果並加以改進後，建立膠結不良砂岩試體製作及承載試驗之程序，進行基礎置於平坦地形之淺基礎承載試驗，本研究與其實驗結果之比較，相較後針對實驗程序及結果之差異說明如下：

(1)本研究承載實驗，係以 **0.3mm/min** 之定應變固定速率進行加載，而劉英助（2002）則以手控方式油壓泵浦加載，故加載速率較本研究為快，致其承載力較本研究為大。

(2)本研究和廖智偉（2003）製作程序均相同，但廖智偉（2003）試體壓密完成後，平均靜置氣乾約 10 周，才開始進行實驗，試體含水量平均為 1.25%，本研究試體靜置氣乾約 3 周，平均含水量約 2.67%，因本研究膠結不良砂岩具有遇水軟化之特性，故平均承載力較低。

(3)廖智偉（2003）試體製作完成後，從模具中取出氣乾，氣乾完成為施作承載試驗，再將之以模具圍束，但在圍束之過程中，無法將圍束之壓力量化，試體所受之圍束壓力不同，且因模具與試體無法達到完全密合，導致破壞模式不盡相同，甚而有張力裂縫產生，故承載力無法一致；本研究於試體製作及加載過程，側模皆不予拆除保持良好之圍束狀態，且因試體製作時壓密應力統一，故側向圍束雖未量化但可視為相同，故本研究之破壞模式及承載力頗為相近。

(4)卿建業(1995)、王乙翕(2000)的研究結果，其認為控制水平地表的極限承載力是一明顯的主要張力裂縫，生成於基腳下部岩體，進而造成基礎破壞。而本研究之實驗結果顯示，於相同束制條件之下，當極限承載力發生時，並無此類的張力裂縫，而是於基礎兩側產生剪裂面而導致基礎破壞。

表 4.22 水平地表相關試驗研究之極限承載力比較表

		單壓強度 σ_c (MPa)	降伏強度 f_y (MPa)	極限承載力 f_u (MPa)	f_u/σ_c
本研究	No.0-1	2.7	7.75	11.16	4.13
	No.0-2	-	7.25	9.83	-
	No.0-3	2.5	7.25	10.4	4.16
廖智偉 (2002)	No.4	3	14.34	18.72	6.24
	No.5	2.5	10.12	12.39	4.96
	No.6	2.74	14.59	16.97	6.19
劉英助 (2001)	No.4	4.57	15.6	21.66	4.74
	No.5	3.04	10.91	14.64	4.81
卿建業(1995)		7.27	8.72	18.74	2.58
王乙翕(2000)		7.4	-	30.3	4.09