

第五章 試驗結果與討論

本研究以水泥砂漿與膠結不良砂岩之界面為剪動面來製作直剪試體(剪動面寬度為 100mm，長度為 231-250mm 之間)，進行固定正向力(CNL)與固定正向勁度(CNS)直剪試驗，分別探討在不同正向勁度下的受剪行為、不同初始正向力在相同正向勁度下對剪力行為的影響、及當界面粗糙度不同時的剪力行為差異等，並利用 Johston(1987)的方法(公式 2-15)，由廖學志(2004)於現地試驗所得到之結果與本研究試驗結果來估計現地岩鎖基樁側壁剪力阻抗行為。

試驗主要分為水泥砂漿-天然砂岩膠結界面和水泥砂漿-人造砂岩界面，因為製作方式不同也產生了不同的結果(表 5-2 與表 5-3)，其中水泥砂漿-天然砂岩膠結界面試驗於水平力傳遞機制尚未改良之前施作，水泥砂漿-人造砂岩界面試驗於水平力傳遞機制改良後施作。全部試驗一共進行四種不同的固定正向勁度控制直剪試驗($K=0$ 、100、200、400kPa/mm)，其中正向勁度 $K=0$ 為傳統之固定正向力直剪試驗。初始正向應力的範圍從 100-800kPa 之間，界面粗糙度則分為水平(0°)、規則三角形 10° (三個節瘤)、規則三角形 20° (六個節瘤)與規則三角形 30° (十個節瘤)，藉由這些不同狀況的試驗結果來了解界面剪力行為的不同。

5.1 試驗方法

本研究對於水泥砂漿-砂岩界面施作固定正向力($K=0$)與固定正向勁度試驗($K=100$ 、 200 、 400kPa/mm)直剪試驗。試驗種類與數目如表 5-1，其中包含不同粗糙度界面(圖 4-5)，與不同初始正向力下的狀況，藉此觀察在：

- 1.不同正向勁度下的剪力行為有何不同
- 2.不同粗糙度下的剪力行為有何不同
- 3.不同初始正向力下的剪力行為有何不同

其實驗步驟如下：

1. 試體製作
2. 開啟 MTS458.20 控制器，啟動油壓，選擇所需的控制程式(圖 3-4)
3. 將完成的試體置入直剪盒中
4. 架設量測設備 (圖 2-24，三支垂直向與一支水平向的 LVDT)
5. 施加初始正向力使試體壓縮 (採用 ASTM 規範所規定，每十分鐘為一單位，當十分鐘內垂直向壓縮量小於 0.05mm 可視為壓縮完成)
6. 壓縮完成後，設定所要的勁度大小，即可進行剪動 (剪動速率為 0.1mm/min)
7. 當剪應力達到殘餘強度即可停止實驗 (一般我們是做到剪位移 16mm ，除了達到殘餘強度外，殘餘應力應變曲線也會比較完整)



8. 取出剪壞的試體，觀察其破壞模式並拍照

9. 分析實驗數據(正向應力、正向位移、剪應力與剪應變關係圖)。

表 5-1 試驗種類與數目

試體製作方式	界面粗糙度	初始正向應力 (kPa)	控制正向勁度 (kPa/mm)
水泥砂漿-天然 砂岩膠結界面	水平界面	200	0
	水平界面	400	0
	水平界面	800	0
	規則三角形 10°	400	0
	規則三角形 10°	200	100
	規則三角形 10°	200	200
	規則三角形 10°	200	400
	規則三角形 20°	200	0
水泥砂漿-人造 砂岩界面	規則三角形 10°	200	0
	規則三角形 10°	200	100
	規則三角形 10°	200	200
	規則三角形 10°	200	400
	規則三角形 10°	200	400
	規則三角形 10°	100	0
	規則三角形 10°	100	100
	規則三角形 10°	100	200
	規則三角形 10°	100	400
	規則三角形 10°	400	0
	規則三角形 10°	400	100
	規則三角形 10°	400	200
	規則三角形 10°	400	400
	規則三角形 20°	200	0
	規則三角形 20°	200	100
	規則三角形 20°	200	200
	規則三角形 20°	200	400
	規則三角形 30°	200	0
	規則三角形 30°	200	100
	規則三角形 30°	200	200
規則三角形 30°	200	400	

5.2 試驗控制驗證

本系統加入 MTS458.20 控制器改良後，系統垂直向位移的擷取誤差為 0.1mm，水平向位移控制下的誤差為 0.01mm 以內，垂直向力量的擷取誤差為 40kg，這主要是由於 MTS458.20 內部雜訊還未完全消除的因素所造成。圖 5-1，固定正向力直剪試驗下垂直力控制誤差約在 10kg；圖 5-2，進行固定正向勁度直剪試驗時，初期由於剪脹程度相當小(額外施加之正向力相當小)，因此小應變下之勁度控制精度不佳，但是隨剪脹越來越大，勁度控制命令值為 400kPa/mm，實際之正向勁度約在 300~500kPa/mm 之間來回修正，當剪動中試體剪力強度突然下降時，命令值與反應之間誤差會突然擴大，但是很快的 MTS458.20 控制器就會修正回來，修正回饋的速度主要與 P 值有關，於本研究下建議 P 值為 3-4 之間。由於 MTS458.20 與擷取系統之間雜訊尚未消除，因此導致擷取所得到之勁度變化上下跳動，實際上 MTS458.20 本身顯示之訊號與控制勁度目標值約在 10%以內，因此相信消除系統雜訊後，整體勁度控制精度將更為提高。

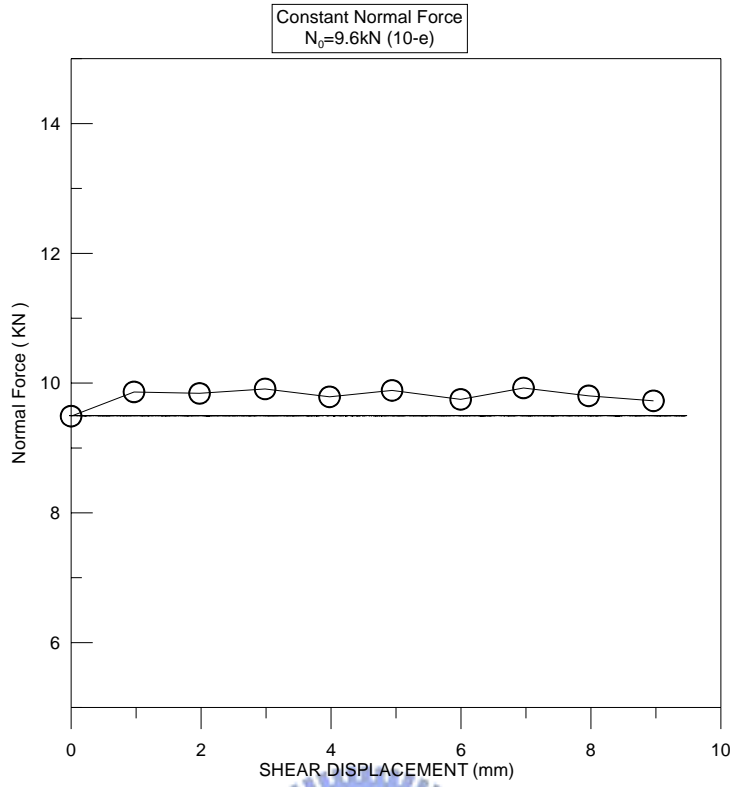


圖 5-1 CNL 下力量控制與命令值

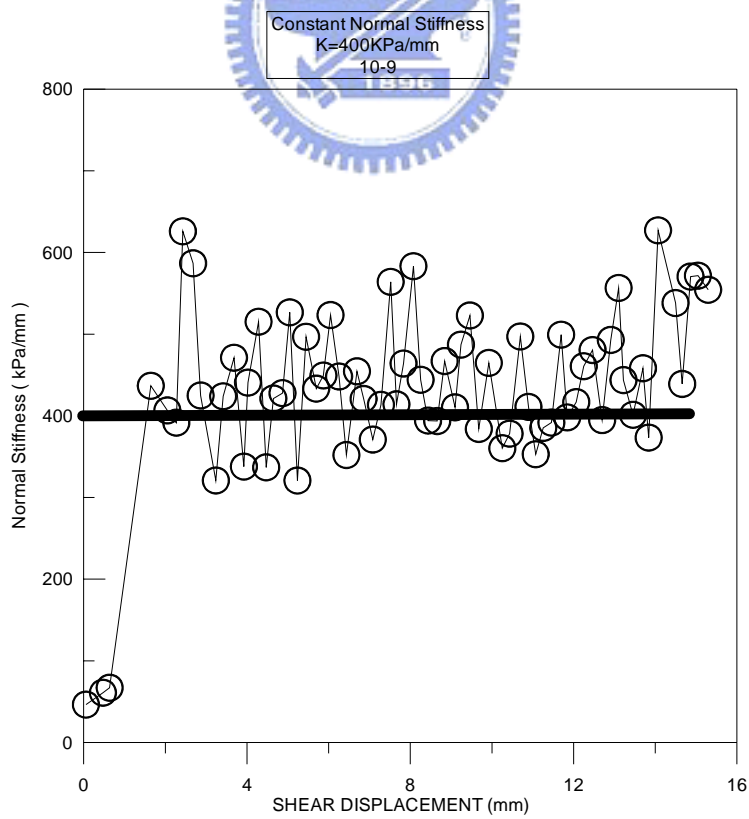


圖 5-2 CNS 下勁度控制與命令值

5.3 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面試驗結果

表 5-2 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面試驗結果

試體界面	試體編號	粗糙度	控制正向勁度 (kPa/mm)	初始正向應力 (kPa)	尖峰剪力強度(kN)	尖峰剪力強度下剪位移 (mm)	殘餘剪力強度 (kN) (16mm)
水泥砂漿-天然砂岩膠結界面	0°-1	0°	0	200	4.77	2.5	4.3
	0°-2	0°	0	400	8.84	5.5	7.72
	0°-3	0°	0	800	16.78	6.5	14.1
	10°-1	10°	0	400	11.69	5.5	8.9
	10°-2	10°	100	200	5.3	4.2	5
	10°-3	10°	200	200	8.8 (7.5)	16 (3.6)	8.8
	10°-4	10°	400	200	15	9.2	9.6
	20°-1	20°	0	200	7.11	3.3	4.12

a. 不同初始正向應力的影響

圖 5-3，為水泥砂漿-天然砂岩膠結界面(粗糙度為 0°)在傳統固定正向力(CNL)下試驗(試體 0°-1~試體 0°-3)，正向應力分別為 200kPa、400kPa 與 800kPa 之試驗結果，試體受剪過程中，當正向應力越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大，試體受剪過程中，先壓縮再膨脹，但是 0°-2 試體當到達尖峰剪力強度後卻開始發生壓縮的現象，這可能是由於當初系統水平力施加方式未改良前，反力樑的位置無法準確控制，造成水平力施加時有一垂直分力產生，另外因天然砂岩試體保存不佳，鑽取試驗後岩心，單壓強度只有

0.18MPa，因此造成 0° -2 試體達尖峰剪力強度前，即垂直位移產生壓縮。圖 5-4 為 0° -1 試體破壞情形，試體由水泥砂漿與砂岩界面處破壞，破壞後界面相當平整。理論上試體粗糙度為 0° 時應當不會發生剪脹現象，圖 5-5，當界面粗糙度為 0° ，所得到破壞包絡線下的摩擦角應為界面之基本摩擦角，c 值(凝聚力)為 0.03MPa， ψ 值(尖峰強度磨擦角)為 38.65° 。

b.不同粗糙角度的影響

圖 5-9，比較 0° -2 與 10° -1 試體，在固定正向力(CNL)下，正向應力為 400kPa 之試驗結果，試體受剪過程中，當界面粗糙度越大時，試體沿粗糙面滑動產生剪脹的現象較大，尖峰剪力強度越大，相對於粗糙度 0° 下約增加 32% 的尖峰剪力強度。同樣狀況，圖 5-10，比較 0° -1 與 20° -1 試體，在固定正向力下，正向應力為 200kPa 之試驗結果，當界面粗糙度越大時，試體沿粗糙面滑動產生剪脹的現象較大，尖峰剪力強度越大，相對於粗糙度 0° 下約增加 49% 的尖峰剪力強度。當 20° -1 試體受剪時，先受壓體積收縮，當剪位移超過 2mm 之後試體開始沿粗糙面開始滑動，剪位移達 3.3mm 時達到尖峰剪力強度，界面粗糙度直接由節瘤處剪斷發生破壞(圖 5-6)，剪脹的現象並不明顯，可能是因為天然砂岩與水泥砂漿之間的化學膠結作用所造成，另一方面可能由於天然砂岩的單壓強度過低，剪動過程試體已經壓壞，

因此整體剪動過程中以剪斷破壞和壓碎破壞為主。比較此試驗結果與 Seidel and Haberfield(1995)施作一系列不同角度下的混凝土-人造軟岩界面直剪試驗(圖 2-40)，軟岩單壓強度 3.5MPa，初始正向應力為 300kPa，正向勁度 $K=300\text{kPa/mm}$ 所得到的結果相近。

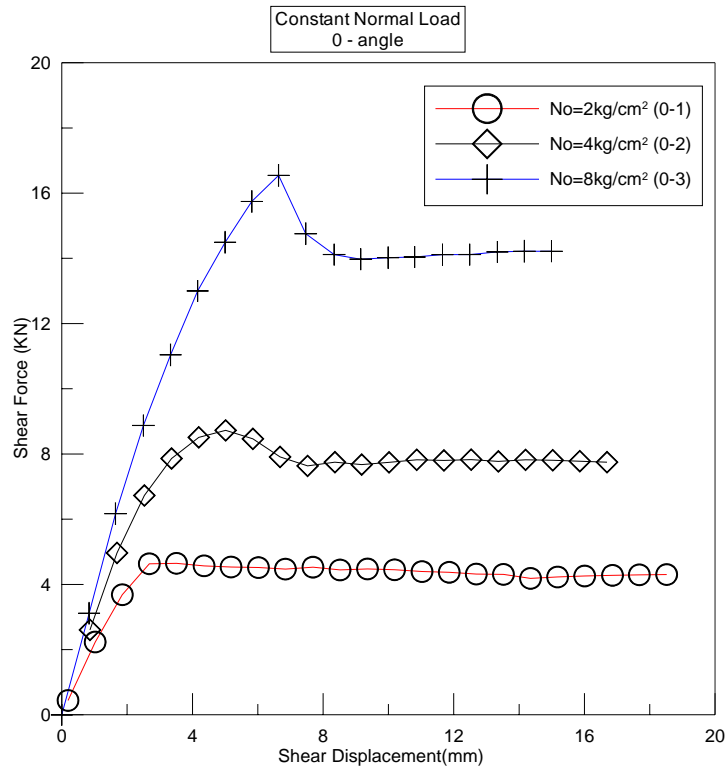
c.不同正向勁度的影響

圖 5-11 為水泥砂漿-天然砂岩膠結界面試體(粗糙度為 10°)在固定正向勁度(CNS)下(試體 $10^\circ-2\sim$ 試體 $10^\circ-4$)，初始正向應力 200kPa，控制正向勁度分別為 100kPa/mm、200kPa/mm 與 400kPa/mm 之試驗結果，試體受剪過程中，當正向勁度越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大。這是由於沿粗糙面上滑動時，控制勁度較大的狀況下，會給予較大的正向應力，而正向應力增加，會使得沿界面滑動的阻抗增加，因此尖峰剪力強度也會越大。

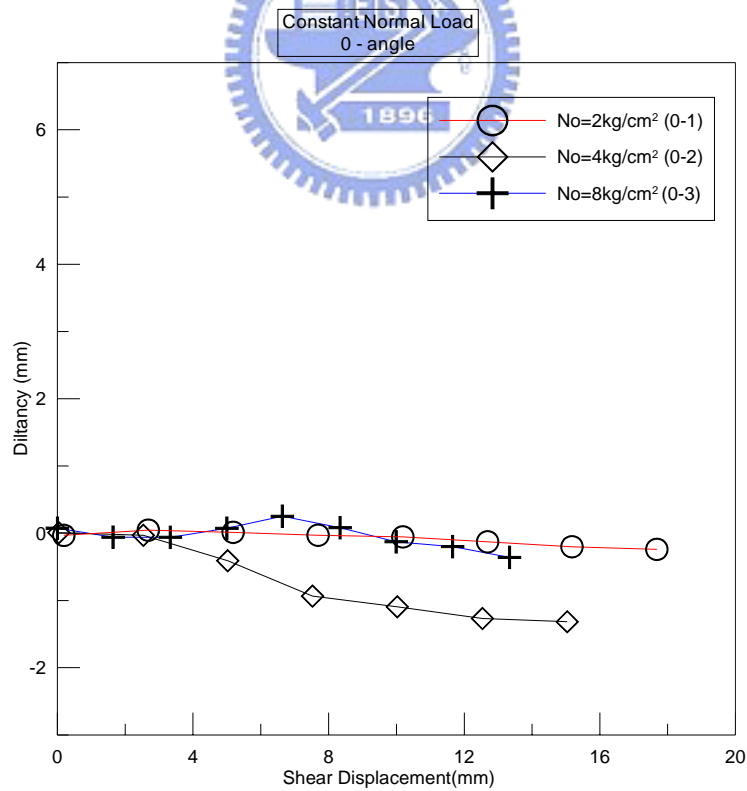
Johnston and Lam(1989)對於混凝土-岩石之規則三角形界面於固定正向勁度直剪試驗下，由應力-變形曲線提出了幾個物理現象(圖 2-35)。由於試體 $10^\circ-2(K=100\text{kPa/mm})$ 與試體 $10^\circ-3(K=200\text{kPa/mm})$ 之尖峰剪應力與殘餘剪應力並無明顯差別，這是因為越過尖峰剪力強度後，試體並無持續剪脹發生，而試體 $10^\circ-4(K=400\text{kPa/mm})$ 越過尖峰剪力強度後，有明顯之應變軟化現象，這是因為試體垂直位移減小，導致所施加之正向應力變小。嘗試以試體 $10^\circ-4$ 之應力-變形試驗結果

(圖 5-12 與圖 5-13)解釋剪動時之行為：

1. 當剪位移達 0.8mm 之前(受剪面長度 240mm，應變量 0.3%)，AB 段視為試體開始受剪的初始彈性變形段，越過 B 點表示克服因為正向力所產生的界面最大靜摩擦力，試體開始沿界面產生滑動。
2. 圖 5-7(a)，當剪位移沿界面開始滑動(BC 段)，在到達尖峰剪力強度(C 點)之前，界面上的接觸面積不斷的變小，導致界面上正向應力不斷增加，最後界面上的下滑力無法抵抗剪力時，試體開始發生剪動破壞，此時剪位移為 9.2mm(應變量 3.8%)。
3. 圖 5-7(b)，當試體越過 C 點後發生剪動破壞，假設節瘤與水平面初始剪動破壞的夾角為 θ ，之後剪動過程中會慢慢發展新的剪動面，角度小於初始剪動面夾角 θ ，最終達殘餘剪力強度 EF 段。圖 5-8，由剪動後的照片判斷，由於軟岩與水泥砂漿單壓強度差異太大，剪動破壞占了絕大部分，剪脹現象並不明顯。
4. 由固定正向勁度試驗結果(圖 5-12 與圖 5-13)，可推估於固定正向勁度試驗下之 c 值(凝聚力)與 ψ 值(尖峰強度磨擦角)。如圖 5-12(a) 連接 EF 段，可推估得到 c 值約 0.05MPa， ψ 值約為 38.6° 。結果與固定正向力下(圖 5-5)所得到之 c 值與 ψ 值差異不大。



(a) 剪力-剪位移曲線(CNL)



(b) 剪脹曲線(CNL)

圖 5-3 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面粗糙度 0° 試驗結果



圖 5-4 0°-1 試體受剪後破壞情形

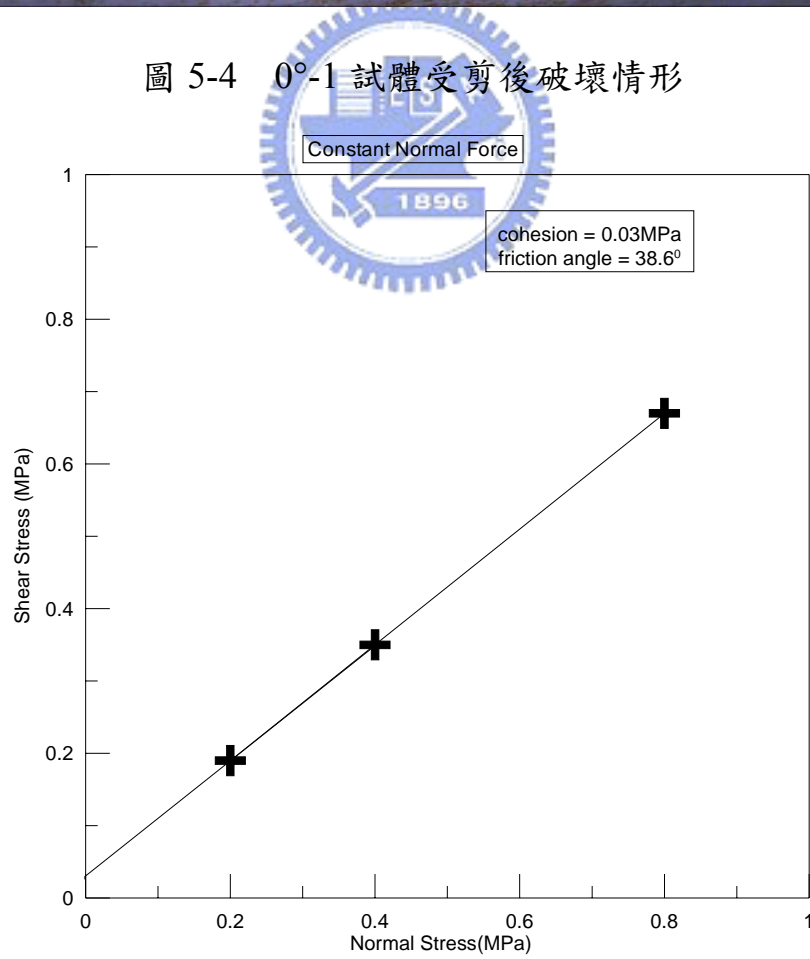


圖 5-5 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面粗糙度 0°破壞包絡線



圖 5-6 20°-1 試體受剪後破壞情形(水泥砂漿部分)

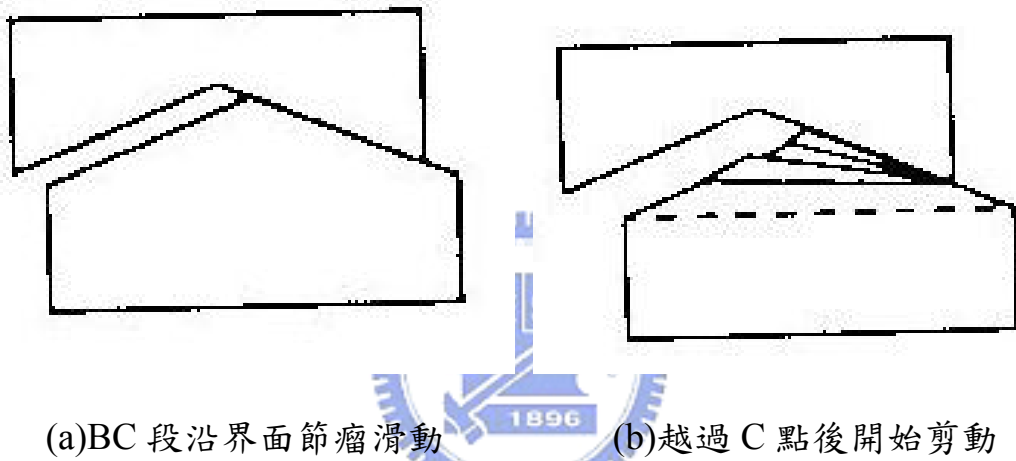


圖 5-7 界面剪力行為示意圖

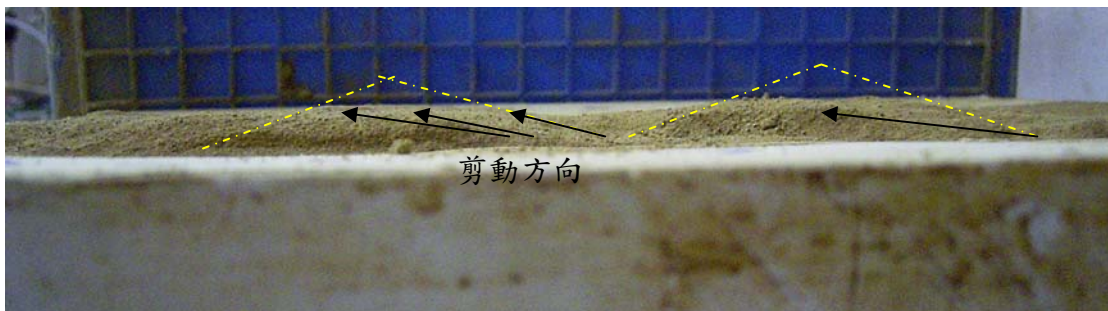
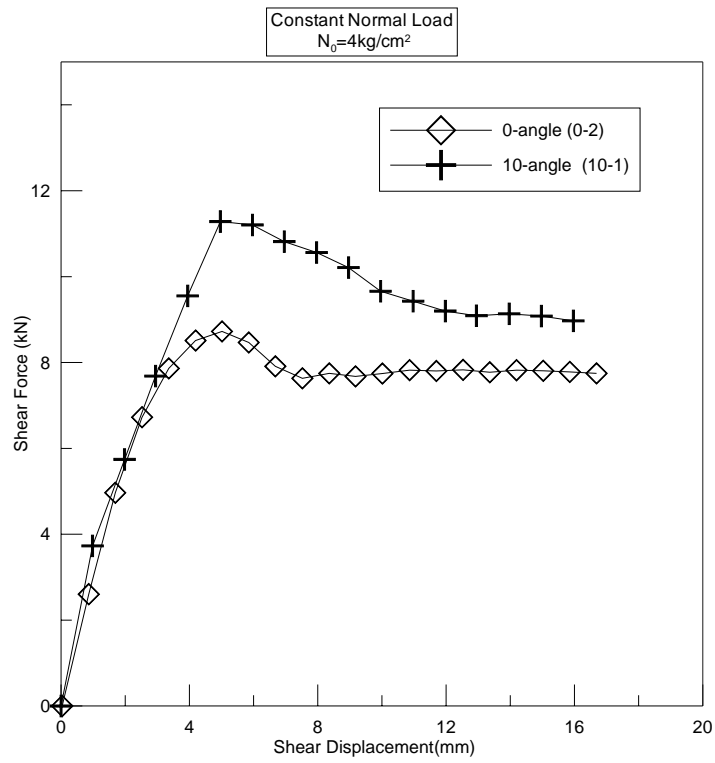
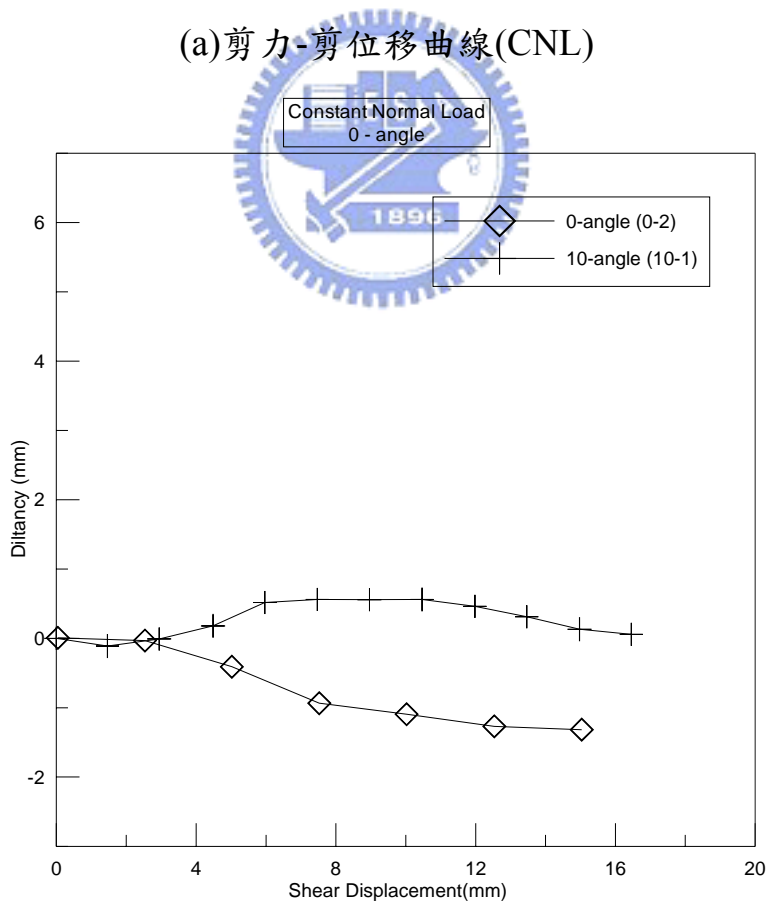


圖 5-8 10°-4 試體受剪後破壞情形(CNS)

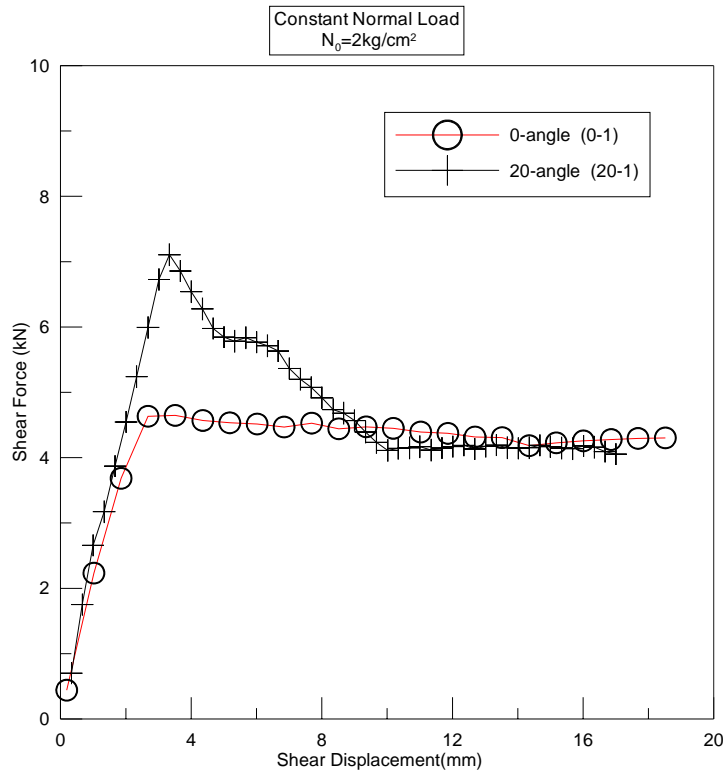


(a) 剪力-剪位移曲線(CNL)

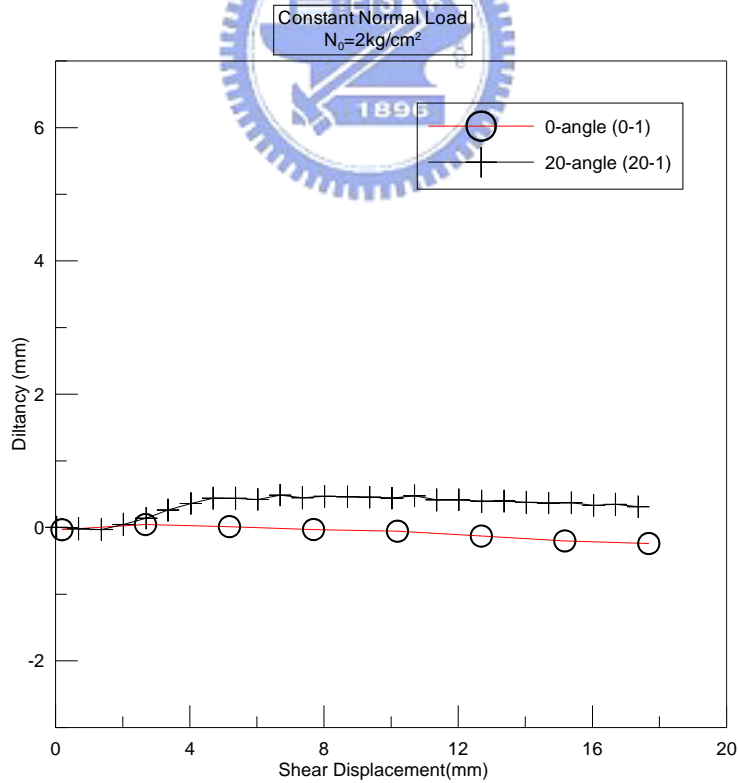


(b) 剪脹曲線(CNL)

圖 5-9 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面不同粗糙度(0°、10°)試驗結果

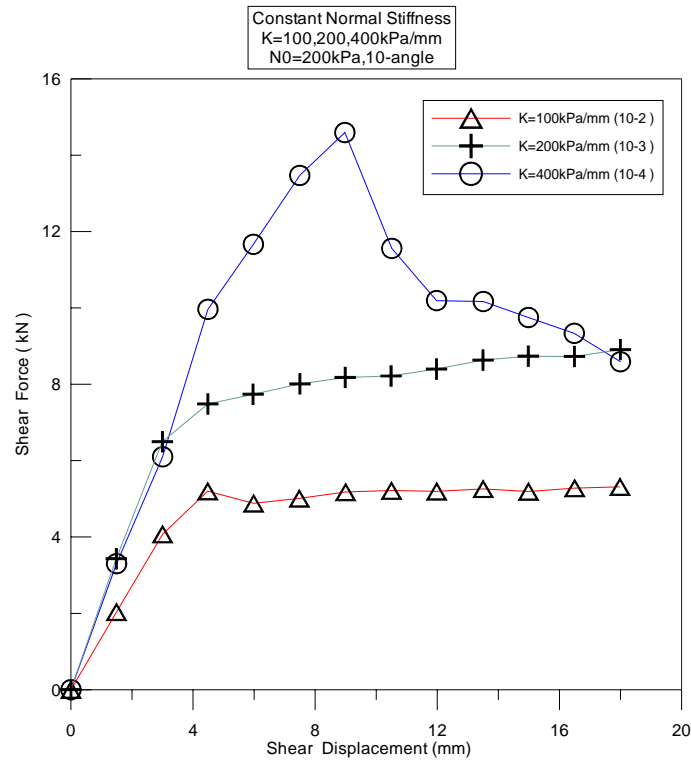


(a) 剪力-剪位移曲線(CNL)

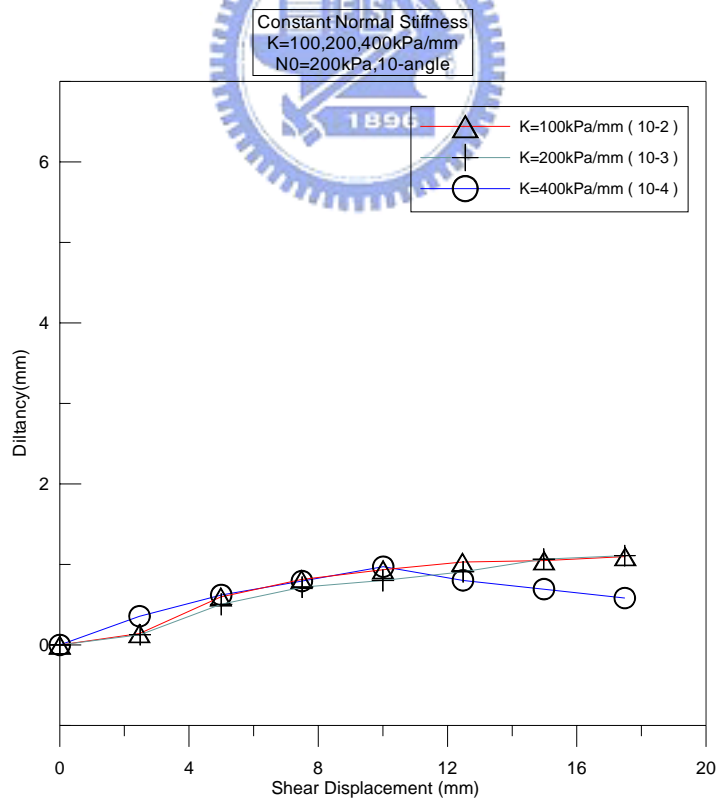


(b) 剪脹曲線(CNL)

圖 5-10 水泥砂漿-天然砂岩膠結界面不同粗糙度(0°、20°)試驗結果

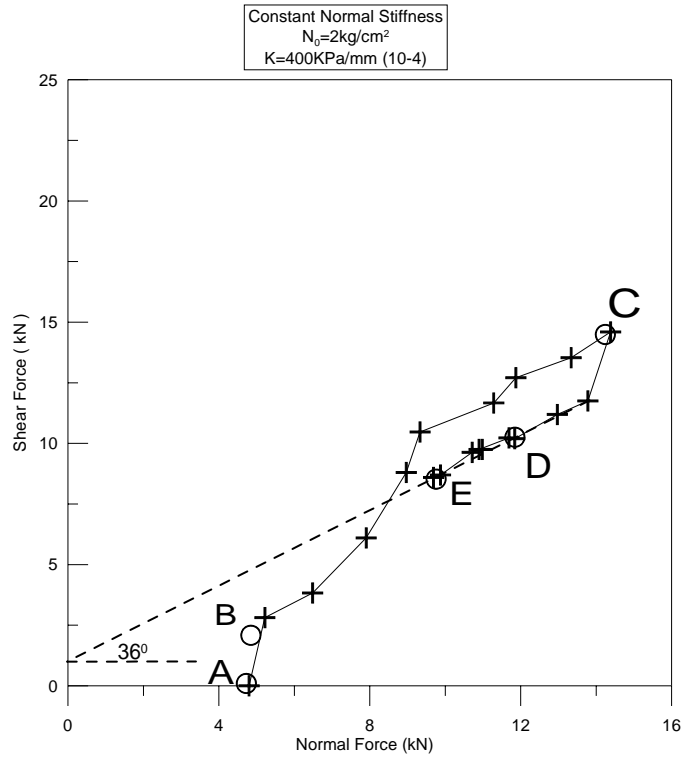


(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)

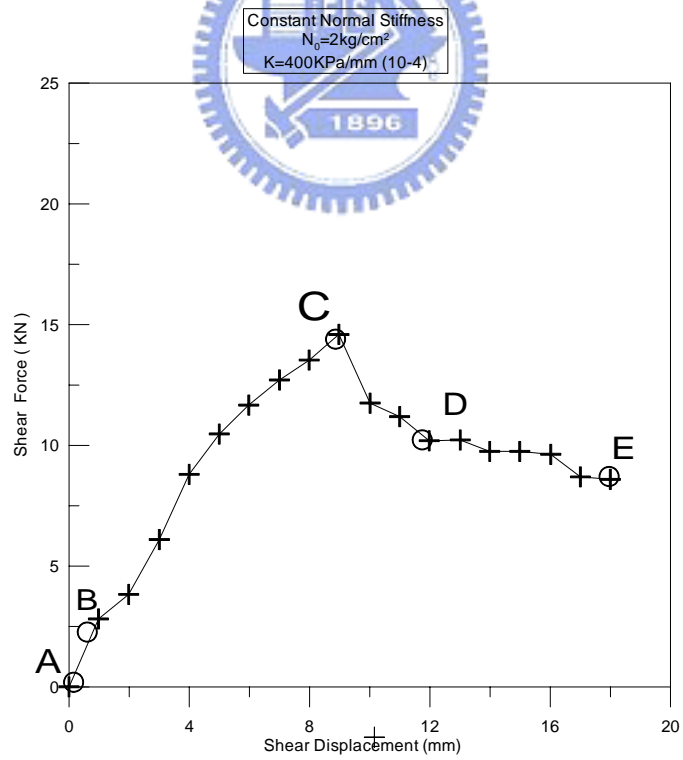


(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-11 水泥砂漿-天然軟岩膠結界面不同正向勁度試驗結果

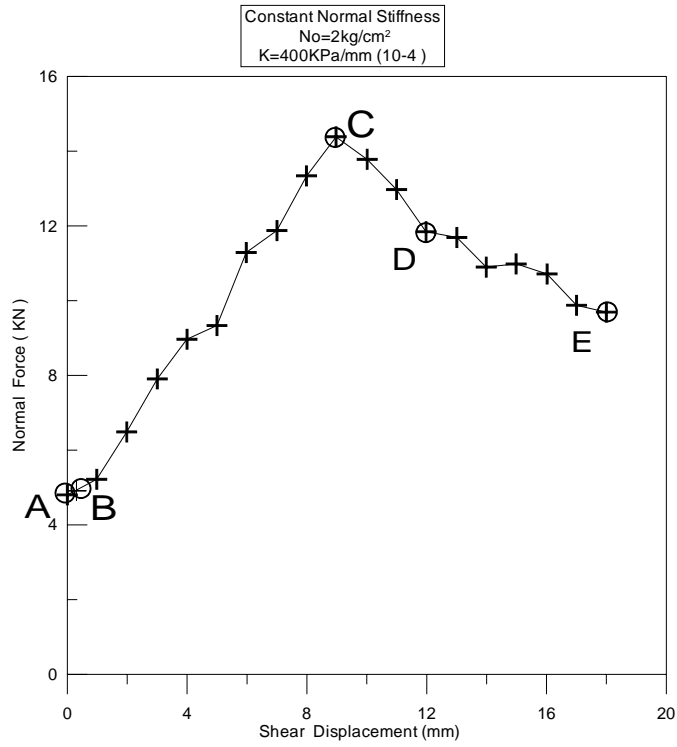


(a) 剪力-正向力曲線

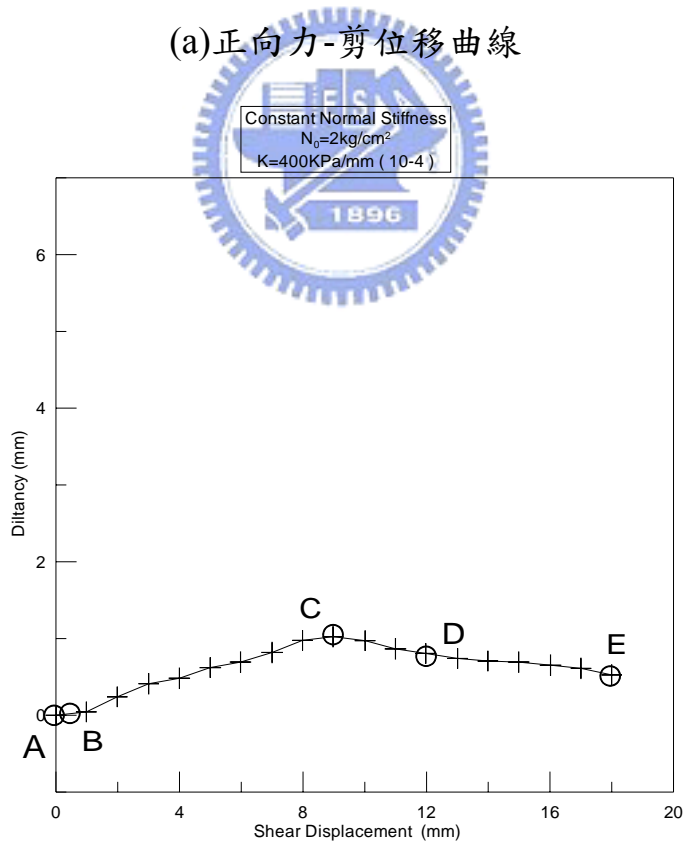


(b) 剪力-剪位移曲線

圖 5-12 試體 10°-4 試驗結果(1)



(a)正向力-剪位移曲線



(b)剪脹曲線

圖 5-13 試體 10^{-4} 試驗結果(2)

5.4 水泥砂漿-人造砂岩界面試驗結果

表 5-3 水泥砂漿-人造砂岩界面試驗結果

試體界面	試體編號	粗糙度	控制正向勁度 (kPa/mm)	初始正向應力 (kPa)	尖峰剪力強度(kN)	剪峰剪力強度下剪位移 (mm)	殘餘剪力強度 (kN) (16mm)
水泥砂漿- 人造砂岩 界面	10°-5	10°	0	200	4.72	4.1	3.87
	10°-6	10°	100	200	5.5	5.4	4.7
	10°-7	10°	200	200	7.53	6.2	5.36
	10°-8	10°	400	200	7.84	7.6	5.82
	10°-9	10°	400	200	7.78	7.4	4.6
	10°-a	10°	0	100	2.47	1.9	1.85
	10°-b	10°	100	100	3.83	6.3	2.78
	10°-c	10°	200	100	6.26(6)	10.1(7.6)	5.29
	10°-d	10°	400	100	6	5.8	3.83
	10°-e	10°	0	400	8.9	5.1	6.6
	10°-f	10°	100	400	10	6.3	8.5
	10°-g	10°	200	400	11.9	5.7	8.6
	10°-h	10°	400	400	12.4	7.07	9.6
	20°-2	20°	0	200	4.69	3.5	3.43
	20°-3	20°	100	200	5.88	4	4.1
	20°-4	20°	200	200	5.01	5	4.1
	20°-5	20°	400	200	7.74	4.82	5.4
	30°-1	30°	0	200	3.58	5.9	2.8
	30°-2	30°	100	200	3.3	6.2	3.2
	30°-3	30°	200	200	3.9	7	5.2
30°-4	30°	400	200	5	6.9	5.1	

本研究一開始製作水泥砂漿與天然砂岩界面試體時，直接於天然砂岩上澆置混凝土，導致界面影響因素參雜化學膠結作用，另一方面由於天然軟岩放置過久，風化後單壓強度過低，且水平力施加方式有

可能導致偏心，因此改用人造砂岩，強度較之前採用的天然軟岩高，並改良試體製作方式與水平力施加方式後進行試驗。表 5-3，人造軟岩試體一共進行五組固定正向勁度直剪試驗，正向勁度(K)分別為 0、100、200、400kPa/mm，其中三組粗糙度為規則三角形 10° ，初始正向應力不同、正向勁度相同。另外兩組則改變粗糙度(規則三角形 20° 與規則三角形 30°)，比較不同粗糙度下的剪力行為。

a.不同正向勁度的影響

圖 5-24，為水泥砂漿-人造砂岩界面試體 10° -5~ 10° -9 於固定正向勁度直剪試驗結果，界面粗糙度為規則三角形 10° ，初始正向應力 200kPa，控制正向勁度分別為 0、100kPa/mm、200kPa/mm 與 400kPa/mm 之試驗結果。試驗結果發現剛開始受剪，界面沿粗糙度滑動發生剪脹時，當正向勁度越大，控制的正向應力會增加較快，因此在較小的剪位移下，就達到較高的剪力強度；整體剪力行為而言，當正向勁度越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大，剪脹程度越小，殘餘剪力強度與尖峰剪力強度的比值越小。本組實驗結果發現當正向勁度 400kPa/mm 與 200kPa/mm 時尖峰剪力強度差不多，這是由於當勁度在 400kPa/mm 下的最大剪脹只有 0.4mm，因此額外施加之正向力為 160kPa，而勁度在 200kPa/mm 下的最大剪脹量達 0.8mm，因此額外施加之正向力為 160kPa。兩者因為勁度控

制下所施加的額外正向應力皆為 160kPa，因此剪峰剪力強度差不多。由圖 5-14~圖 5-17 試體破壞後照片發現，勁度越小下則試體剪壞後殘餘的粗糙角越大，剪脹的程度越大，與圖 5-23 應力-變形曲線相當吻合。

圖 5-25，為水泥砂漿-人造砂岩界面試體 10° -a~ 10° -d 於不同正向勁度下直剪試驗之結果，本組初始正向應力為 100kPa 與試體 10° -5~ 10° -9 初始正向應力 200kPa 不同。當正向勁度越大，相同剪脹量下，控制的正向應力會增加較快，因此在較小的剪位移下，就達到較高的剪力強度；整體剪力行為，當正向勁度越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大，剪脹程度越小，殘餘剪力強度與尖峰剪力強度的比值越小。同樣的，當正向勁度 200kPa/mm 與 400kPa/mm 時尖峰剪力強度差不多與前一組 10° -5~ 10° -9 結果相同。於 $K=0$ 之下，觀察試體破壞後的情況(圖 5-18)，試體沿粗糙面滑動約 2.5mm 即發生剪動破壞。當勁度越來越大，之後剪脹角越來越小，最後剪脹不再繼續增加。試體剪脹並不明顯，這可能是因為人造砂岩與水泥砂漿強度相差太大，但是隨試體勁度的增加，剪脹現象會更小，越過尖峰強度後甚至會有壓碎軟岩的情況，導致垂直向變位壓縮。同樣的，由圖 5-18~圖 5-21 試體破壞後照片發現，勁度越小下則試體剪壞後殘餘的粗糙角越大，剪脹的程度越大。

圖 5-26，為水泥砂漿-人造砂岩界面試體 10° -e~ 10° -h 於固定正向勁度下直剪試驗之結果，本組初始正向應力為 400kPa 與試體 10° -5~ 10° -9 初始正向應力 200kPa 不同。可以發現當正向勁度越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大，當正向勁度 200kPa/mm 與 400kPa/mm 時尖峰剪力強度差異不大。圖 5-27，為水泥砂漿-人造砂岩界面試體 20° -2~ 20° -5 於固定正向勁度下直剪試驗之結果，本組與試體 10° -5~ 10° -9 初始正向應力皆為 200kPa，粗糙度不同，整體行為除了 $K=200\text{kPa/mm}(20^{\circ}\text{-4})$ 下行為較不一樣，其餘與前三組差異不大。這是因為試體當初在製作粗糙度時，發現此類直剪試體的人造砂岩試體表面潮濕，受到含水量的影響，影響試體強度，導致行為結果不如預期。試體破壞照片(圖 5-22)， $K=0$ 的狀況下，剪脹的程度即不明顯，以致於整體破壞行為以剪動破壞的現象占了絕大部分。

圖 5-28，為水泥砂漿-人造砂岩界面試體 30° -1~ 30° -4 於固定正向勁度下直剪試驗之結果，本組整體行為大致上可以發現當正向勁度越大，尖峰剪力強度越大，尖峰剪力強度下的剪位移也越大，當正向勁度 200kPa/mm 與 400kPa/mm 時尖峰剪力強度差異不大。試體破壞照片(圖 5-23)， $K=0$ 的狀況下，剪脹的程度即不明顯，以致於整體破壞行為以剪動破壞的現象占了絕大部分。

b.不同初始正向應力的影響

圖 5-29，比較正向勁度與粗糙度相同下(10°)，當初始正向應力於 100kPa、200kPa 與 400kPa 下之試驗結果。可以發現剪力強度-剪位移曲線的差異，當正向應力越大時，尖峰剪力強度越高，尖峰剪力強度下之剪位移也越大。而當正向勁度越小時，剪位移越小，正向應力越大對於剪力強度的貢獻越大。由圖 5-24(b)、圖 5-25(b)與圖 5-26(b) 試體剪脹曲線，可以發現當初始正向應力越大，越過尖峰剪力強度之後，試體受壓縮的現象越來越大。

c.不同粗糙度的影響

圖 5-24(b)、圖 5-27(b)與圖 5-28(b)，當粗糙度為 20° 與 30° 時，在 $K=0$ 時剪脹量約為 1mm，比粗糙度 10° ($K=0$) 下剪脹量 2mm 還小。當粗糙度為 20° 時， $K=100\text{kPa}/\text{mm}$ 時的剪脹量與 $K=0$ 差不多都為 1mm，當粗糙度為 10° 與 30° 時， $K=100\text{kPa}/\text{mm}$ 下之剪脹量比 $K=0$ 時小。比較不同粗糙角度下剪力強度(圖 5-30)，我們可以發現粗糙度不同下，尖峰剪力強度差異不大，這可能是因為人造砂岩比水泥砂漿強度小很多，因此施加剪力時幾乎不發生剪脹，從粗糙面剪斷的行為占了絕大部分。Seidel and Haberfield(1995)施作一系列不同角度下的混凝土-人造軟岩界面直剪試驗(圖 2-40)，軟岩單壓強度 3.5MPa，初始正向應力為 300kPa，正向勁度 $K=300\text{kPa}/\text{mm}$ 所得到的結果不同。觀察觀察試

體破壞後的情況(圖 5-22)，試體在 $K=0$ 的狀況下，粗糙度節瘤已經完全的被剪斷。

圖 5-31 為水泥砂漿-人造砂岩界面試體粗糙度 10° ，固定正向力直剪試驗下所得到之 c 值為 0.0145MPa ， ψ 值約為 41.3° 。圖 5-32 為 10-h 試體試驗結果，正向勁度 400kPa/mm ，由試驗結果推估固定正向力直剪試驗下之 c 值約為 0 ， ψ 值約為 39.4° 。由此可見，利用固定正向勁度試驗結果可直接推估固定正向力試驗，直接求得 c 值與 ψ 值。

Saeb(1989)提出由傳統固定正向力($K=0$)直剪試驗結果可以得到不同正向勁度條件下之剪應力-剪位移曲線的岩石節理受剪理論。圖 5-33~圖 5-37 為試體壓縮曲線，將水泥砂漿-人造砂岩界面試體規則粗糙度 10° 下於固定正向力試驗結果整理可得到圖 5-38，並可推估固定正向勁度下之結果，如圖 5-39。可以發現由固定正向力下之試驗結果推估固定正向勁度下之結果不是很好，這是因為人造軟岩壓縮性大，強度與水泥砂漿相比之下強度過低，剪動過程中以剪斷破壞為主。

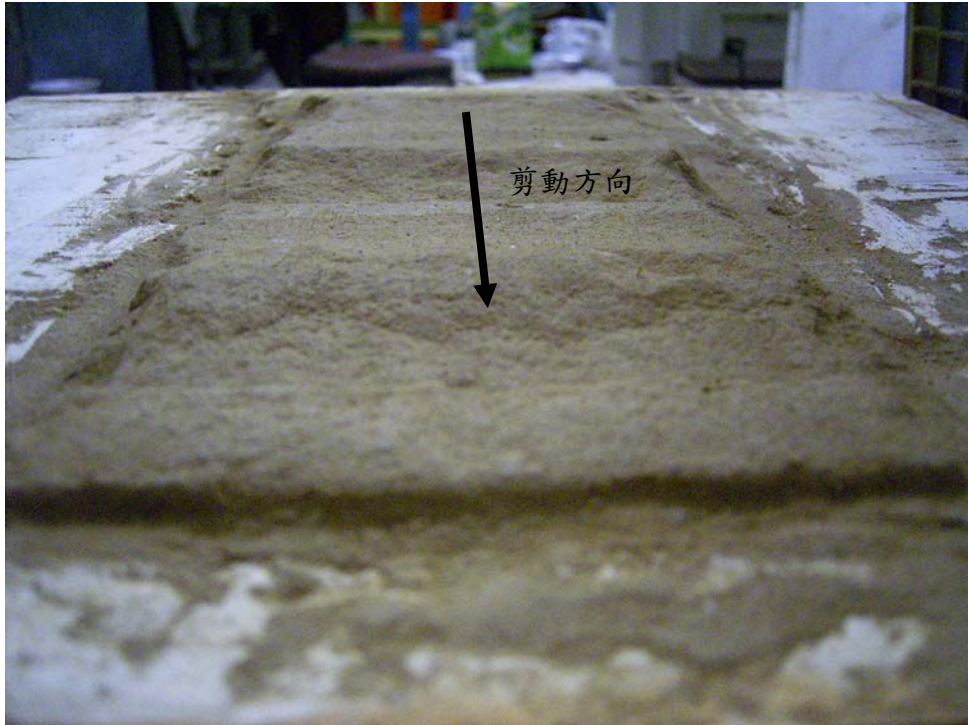


圖 5-14 10° -5 試體受剪後破壞情形(CNL、K=0)

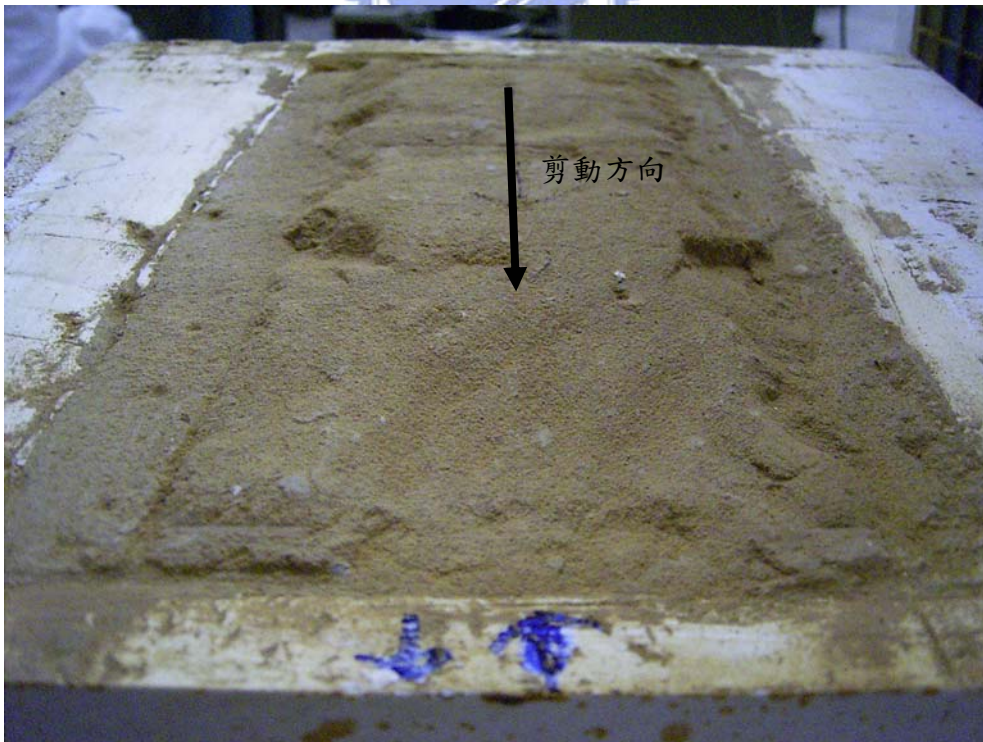


圖 5-15 10° -6 試體受剪後破壞情形(CNS、K=100kPa/mm)

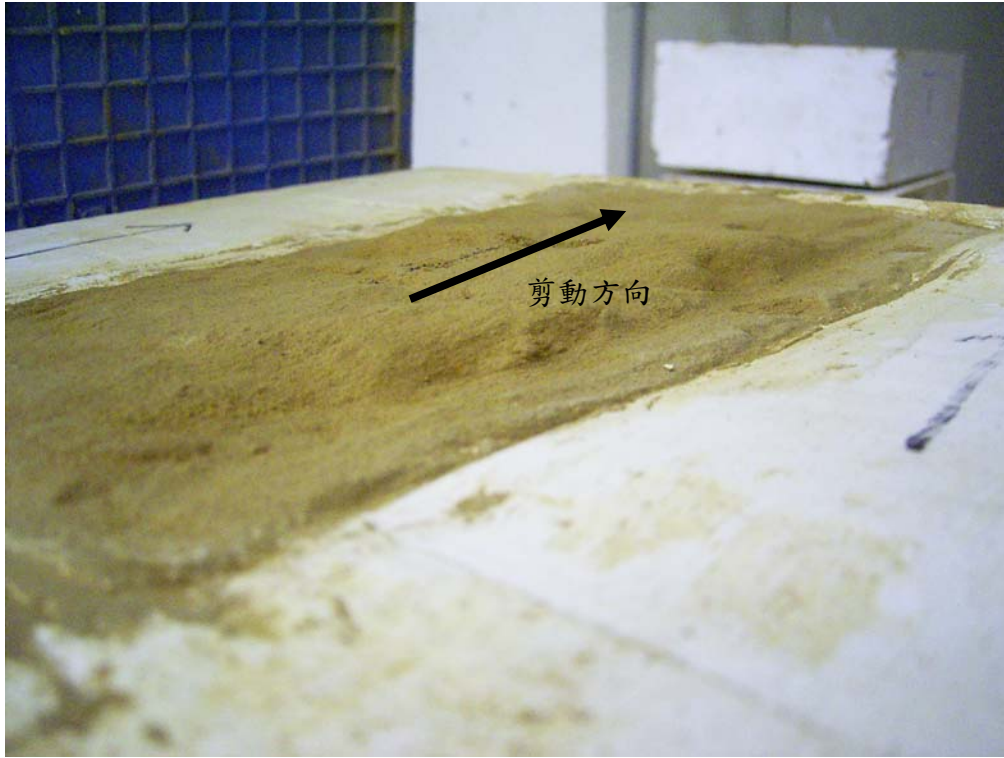


圖 5-16 10° -7 試體受剪後破壞情形(CNS、 $K=200\text{kPa/mm}$)

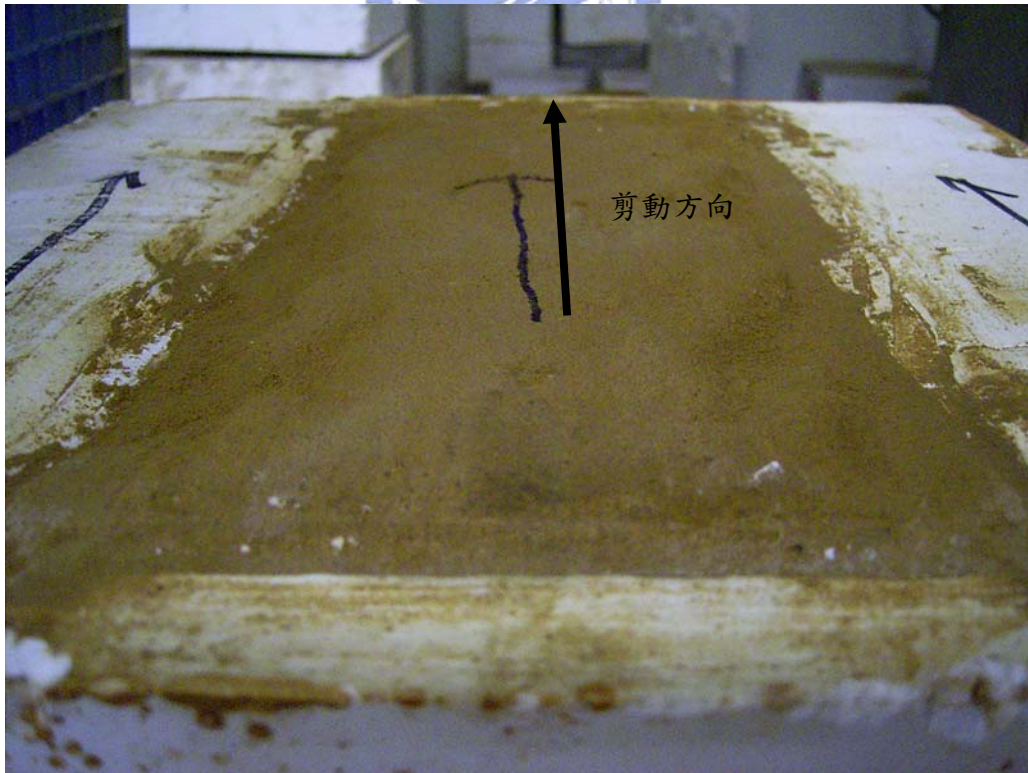


圖 5-17 10° -8 試體受剪後破壞情形(CNS、 $K=400\text{kPa/mm}$)



圖 5-18 10° -a 試體受剪後破壞情形(CNL、 $K=0$)

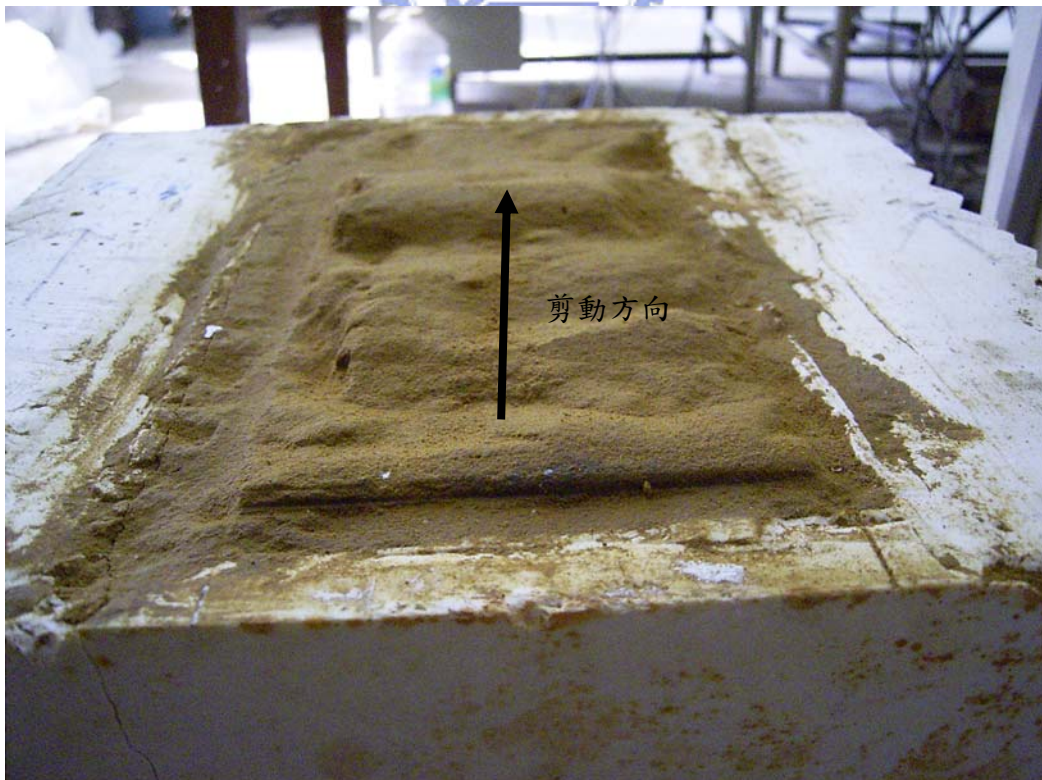


圖 5-19 10° -b 試體受剪後破壞情形(CNS、 $K=100\text{kPa/mm}$)

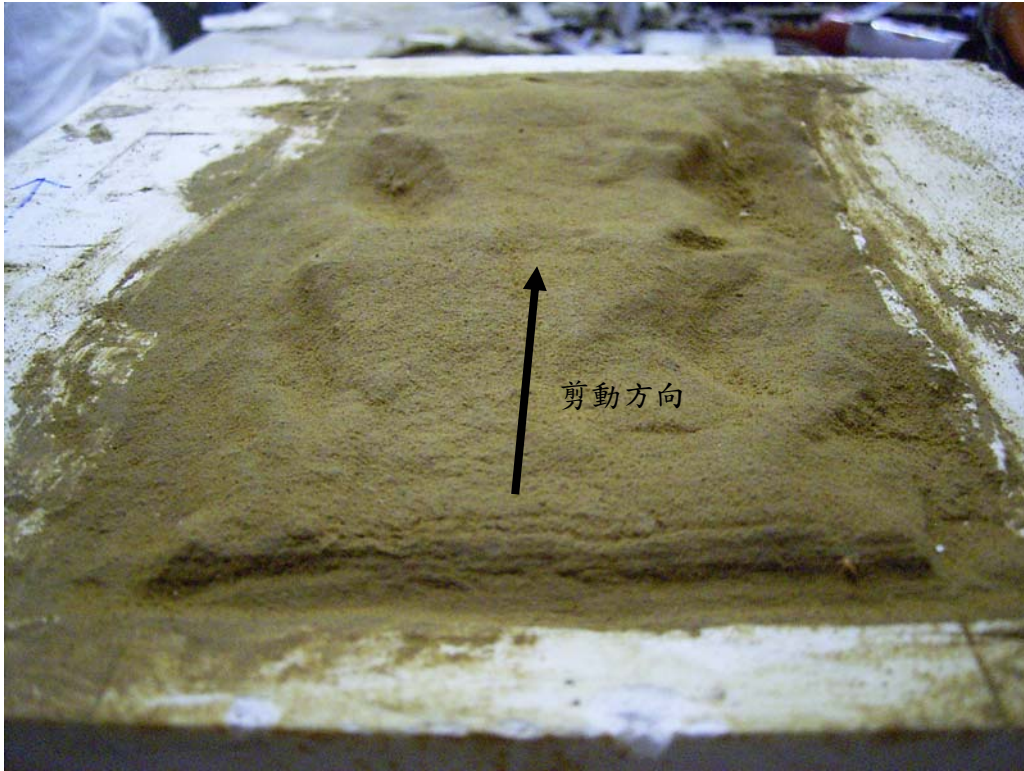


圖 5-20 10° -c 試體受剪後破壞情形(CNS、 $K=200\text{kPa/mm}$)

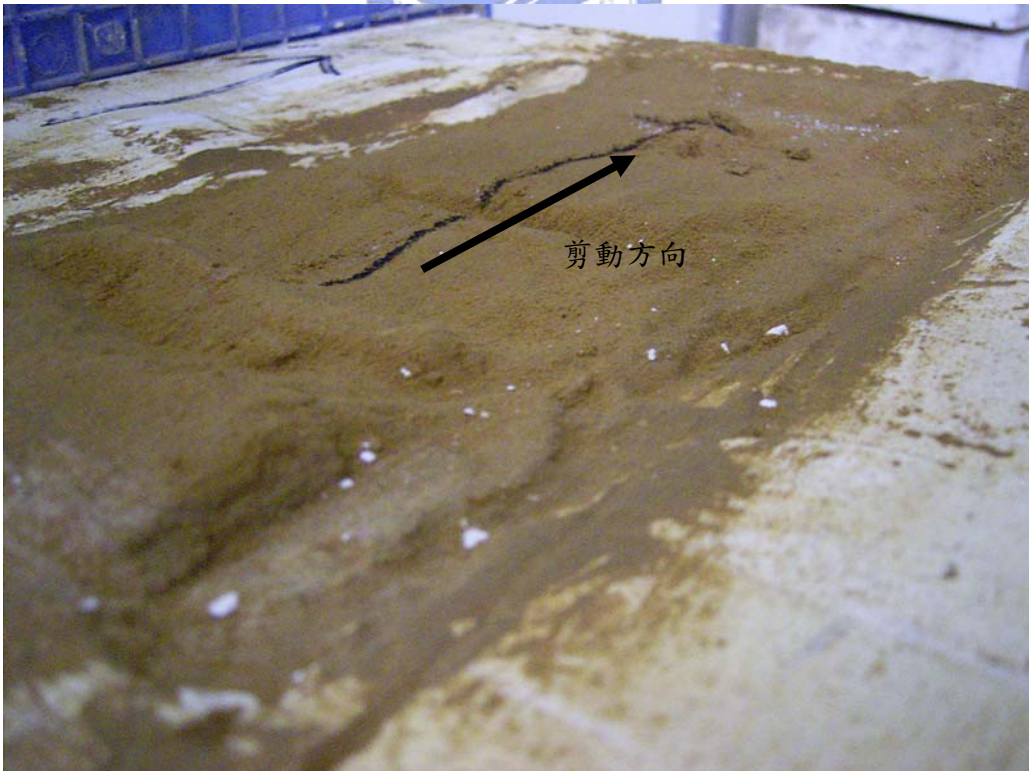


圖 5-21 10° -d 試體受剪後破壞情形(CNS、 $K=400\text{kPa/mm}$)

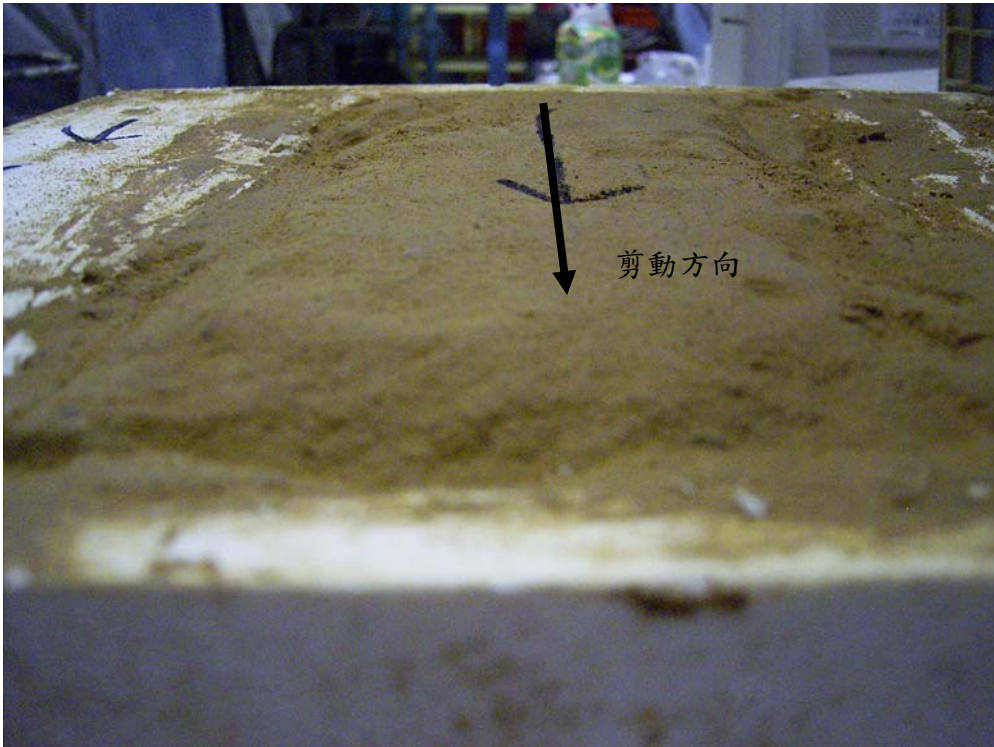


圖 5-22 20°-2 試體受剪後破壞情形(CNL、K=0)

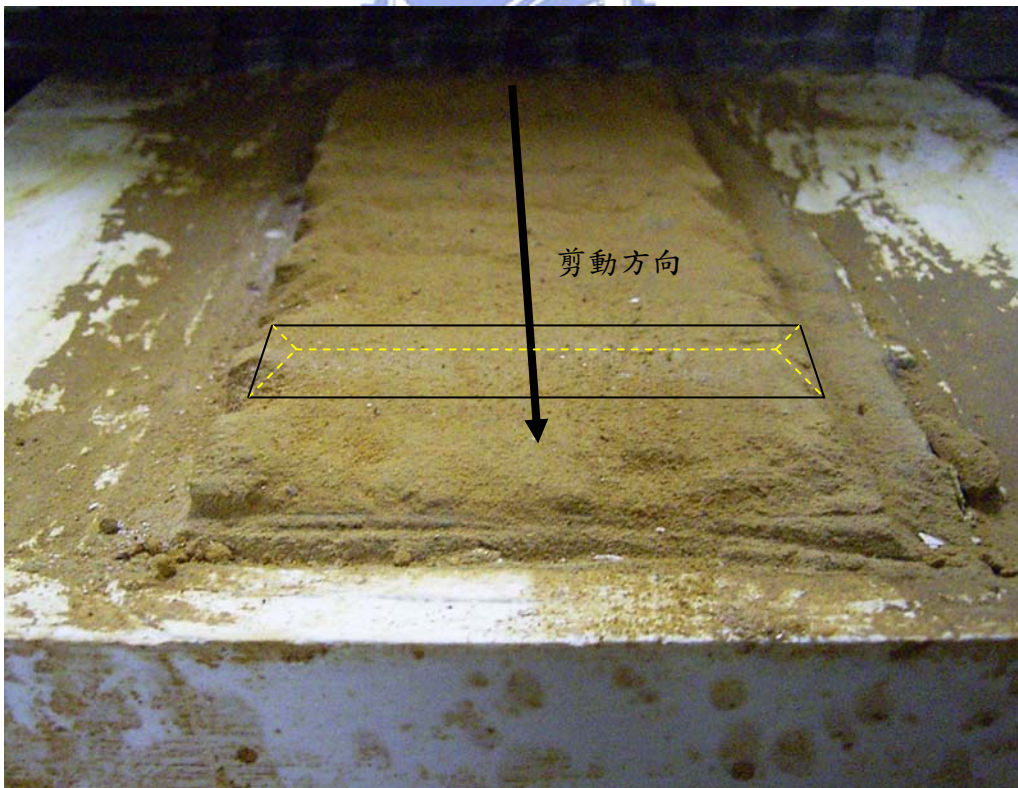
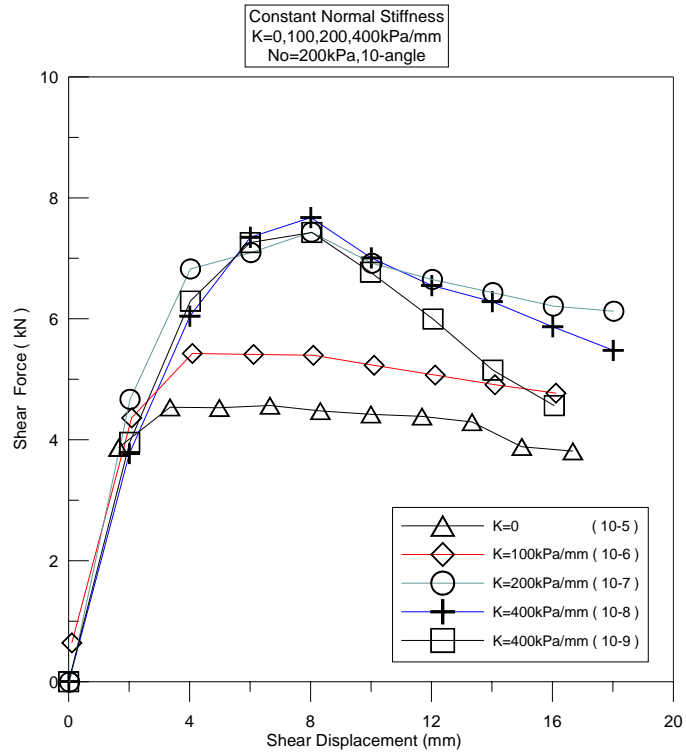
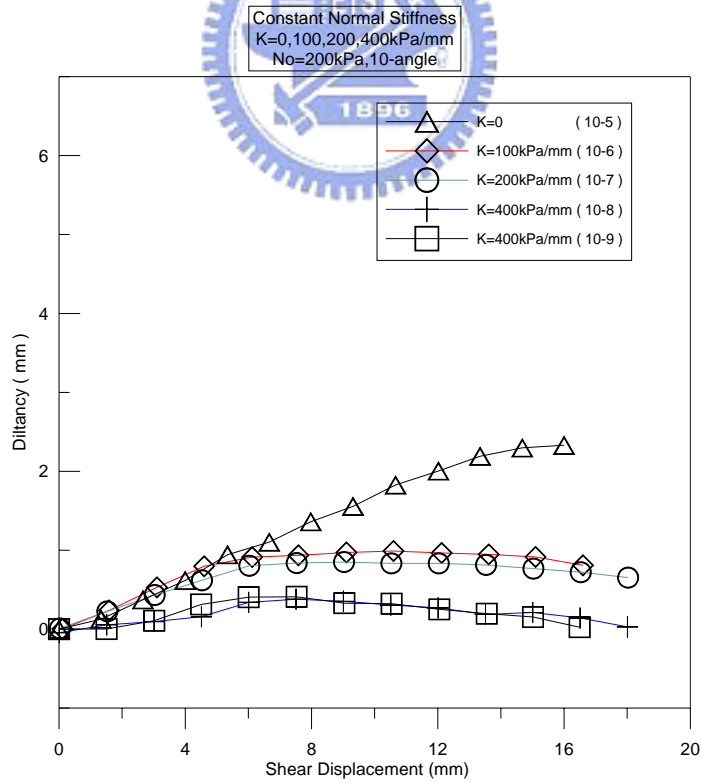


圖 5-23 30°-1 試體受剪後破壞情形(CNL、K=0)

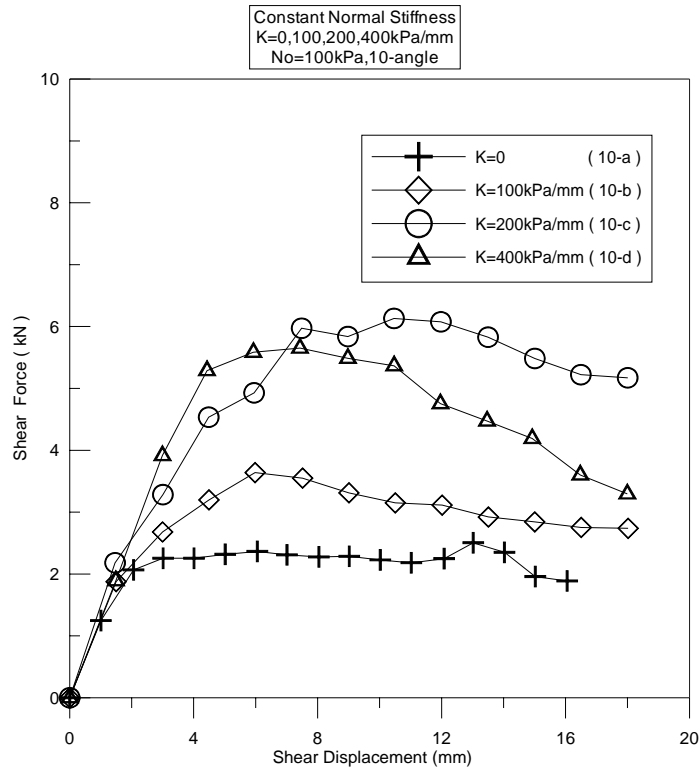


(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)

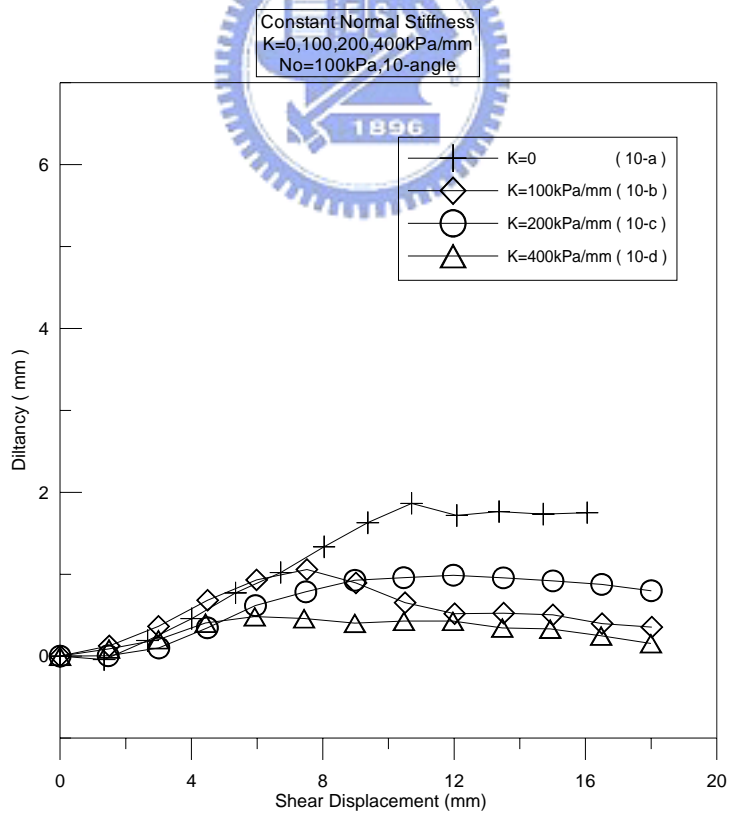


(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-24 試體 10°-5 ~ 10°-9 (不同正向勁度)試驗結果(CNS)

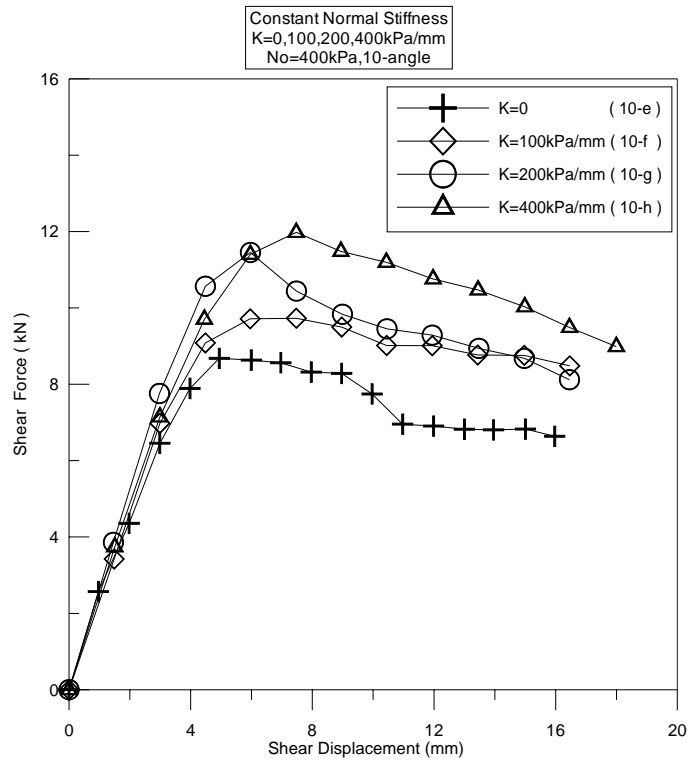


(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)

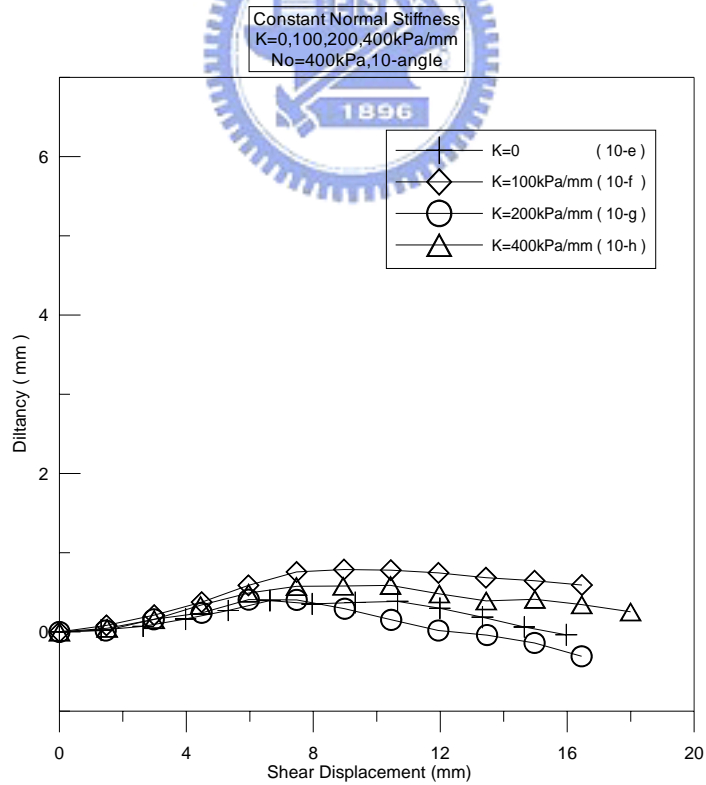


(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-25 試體 10°-a ~ 10°-d (不同正向勁度)試驗結果(CNS)

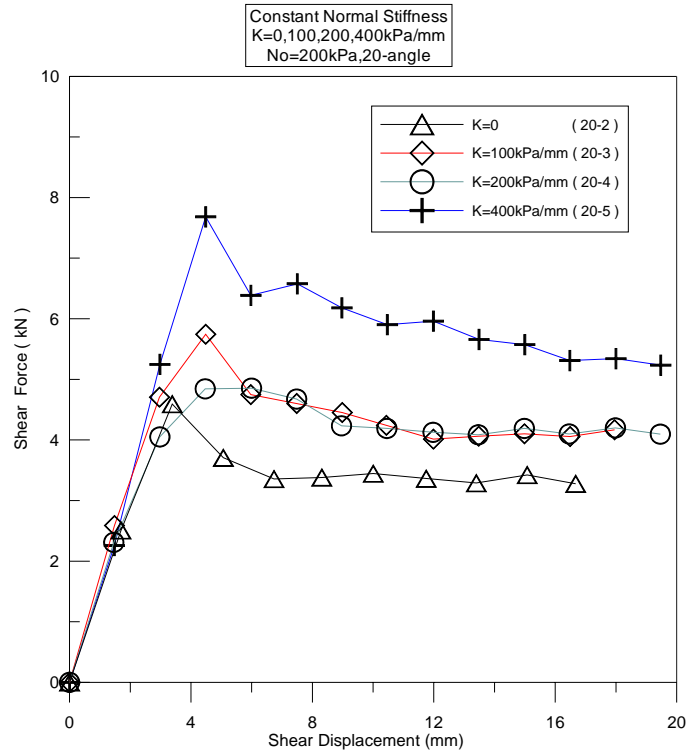


(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)

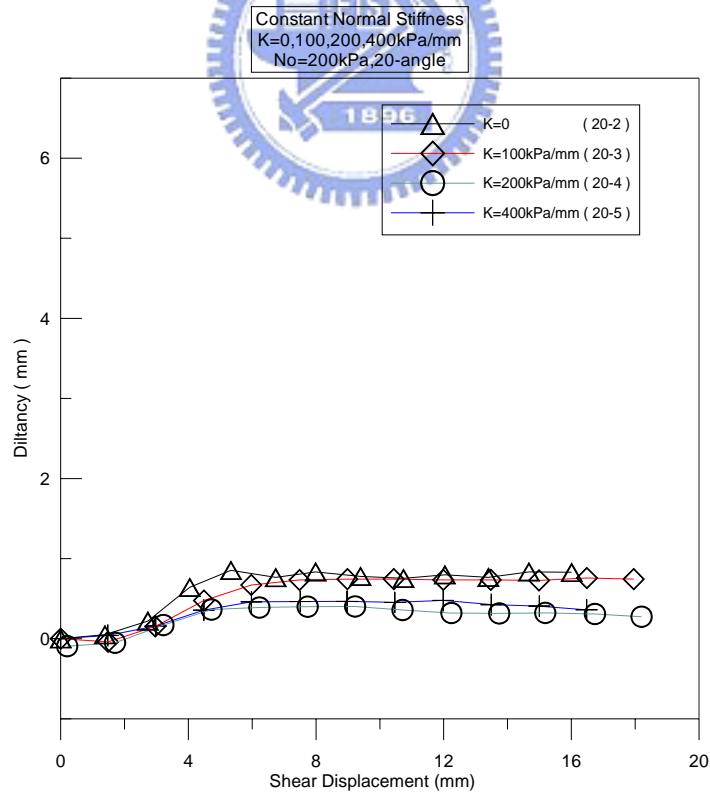


(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-26 試體 10°-e~10°-h(不同正向勁度)試驗結果(CNS)

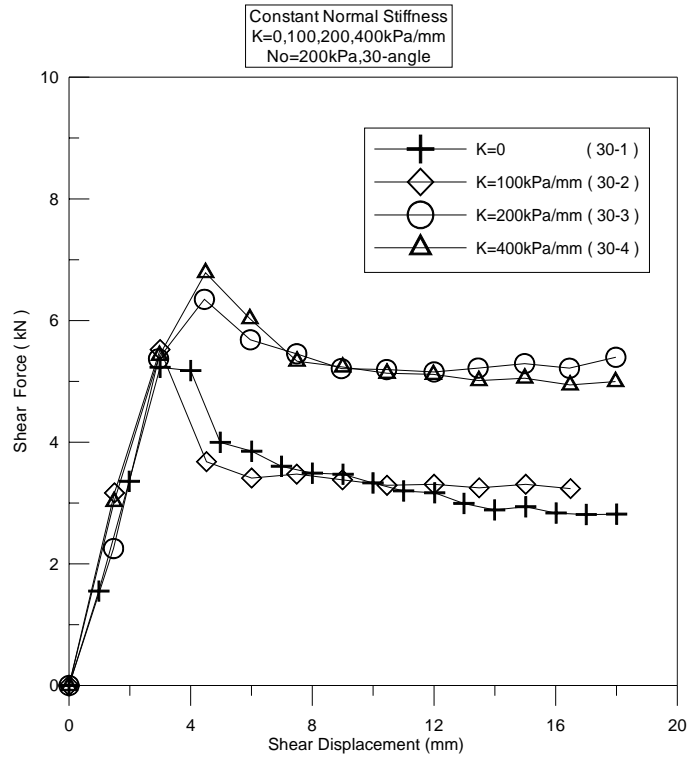


(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)

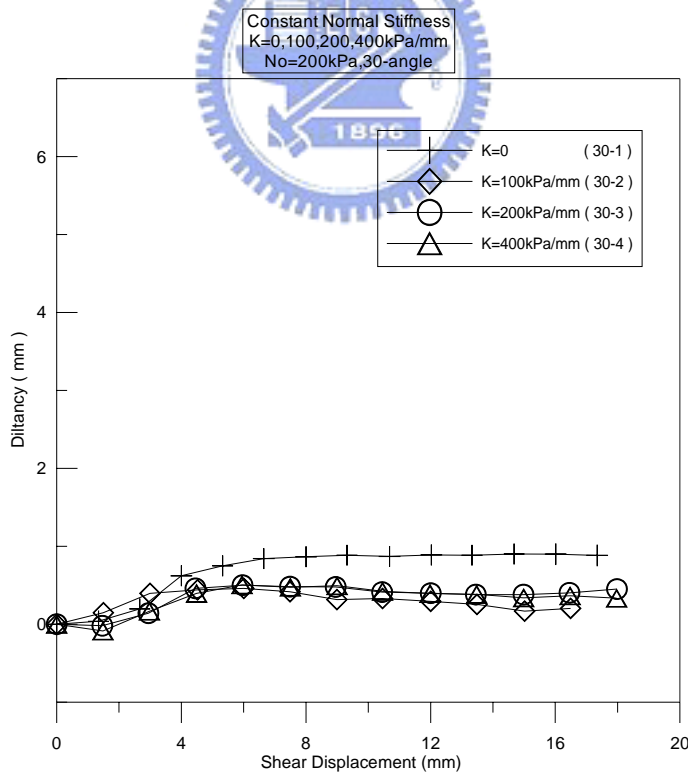


(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-27 試體 20°-2 ~ 20°-5 (不同正向勁度)試驗結果(CNS)



(a) 剪力-剪位移曲線(CNS)



(b) 剪脹曲線(CNS)

圖 5-28 試體 30°-1 ~ 30°-4 (不同正向勁度)試驗結果(CNS)

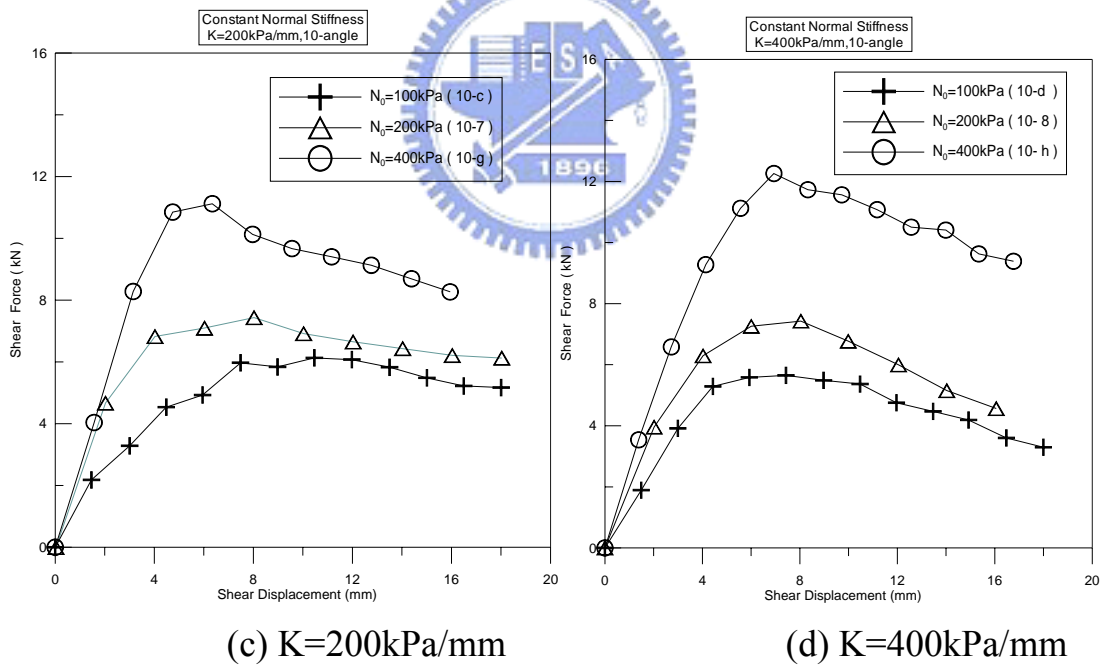
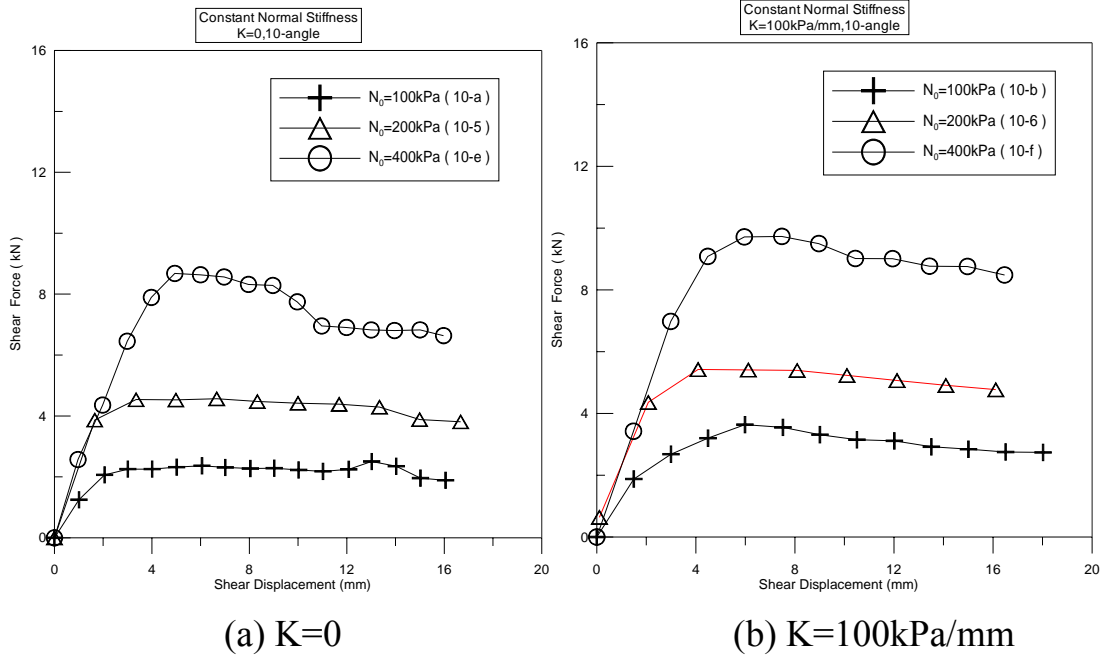


圖 5-29 不同初始正向力下剪力-剪位移曲線 (CNS)

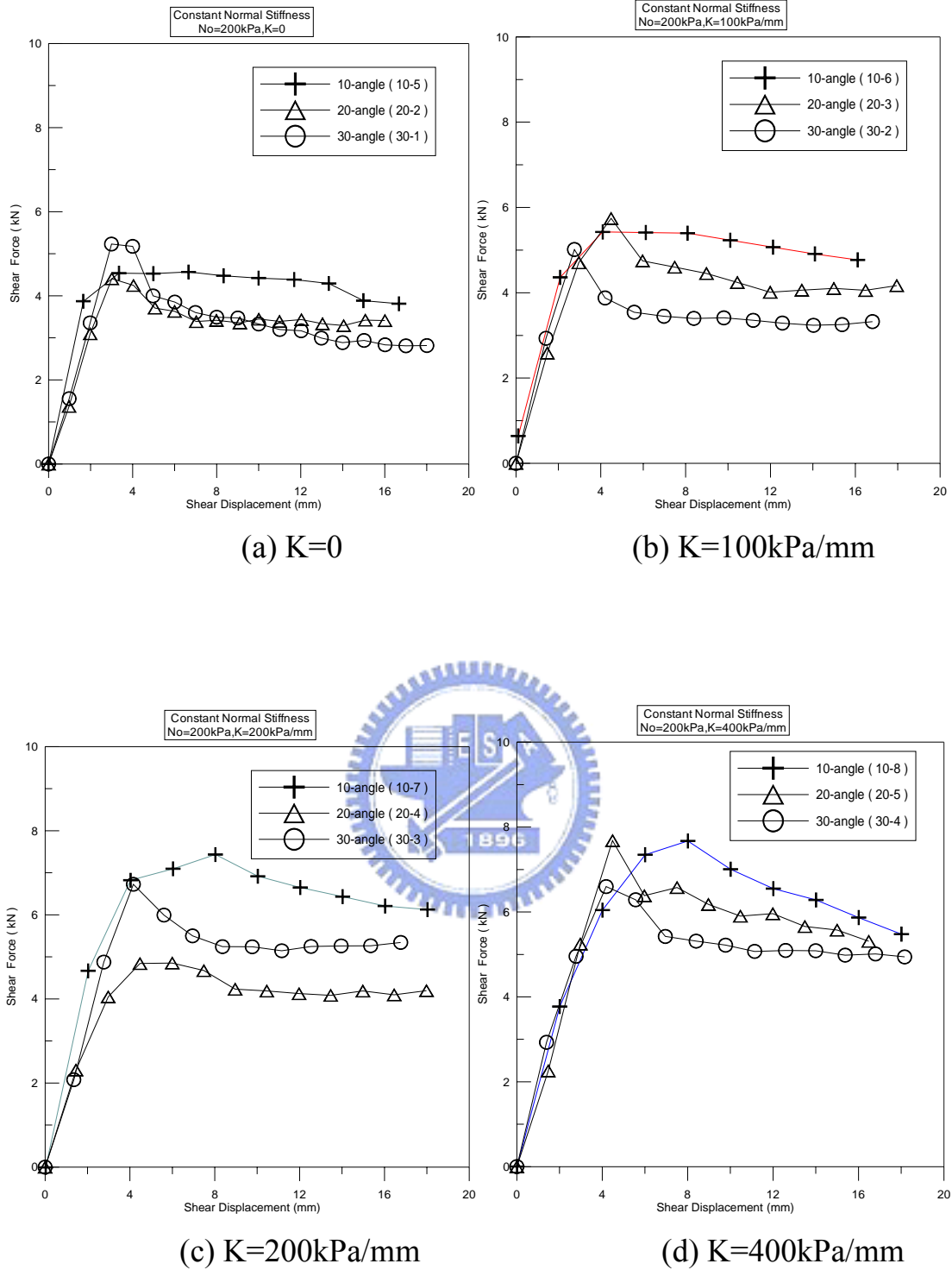


圖 5-30 不同粗糙度下剪力-剪位移曲線 (CNS)

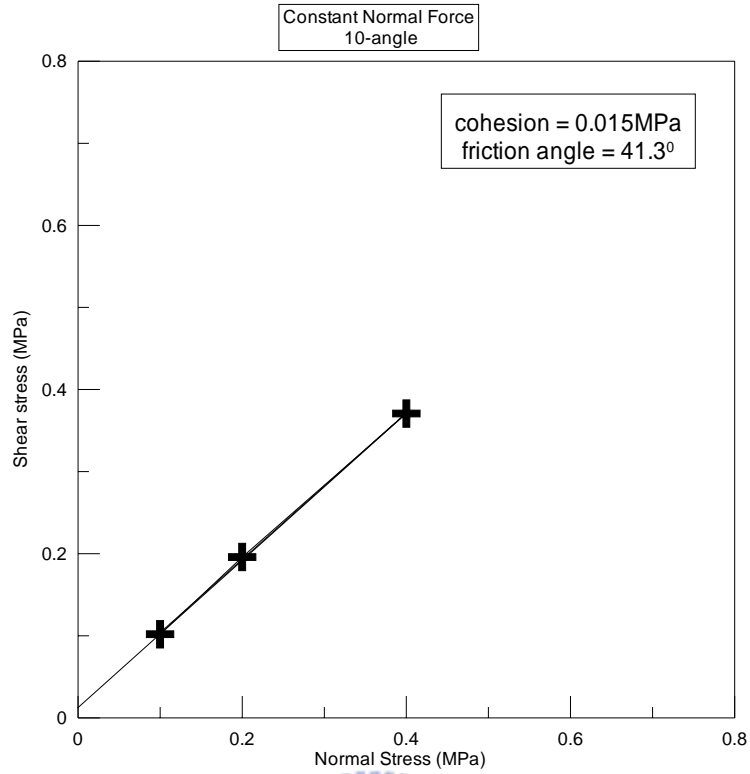


圖 5-31 水泥砂漿-人造砂岩界面粗糙度 10° 破壞包絡線

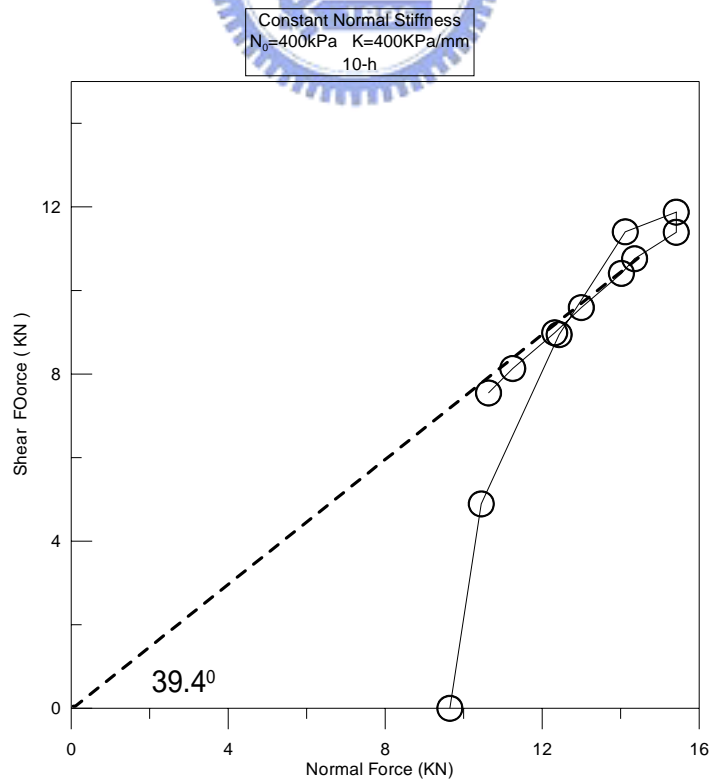


圖 5-32 水泥砂漿-人造砂岩界面試體 10° -h 剪應力-正向力曲線

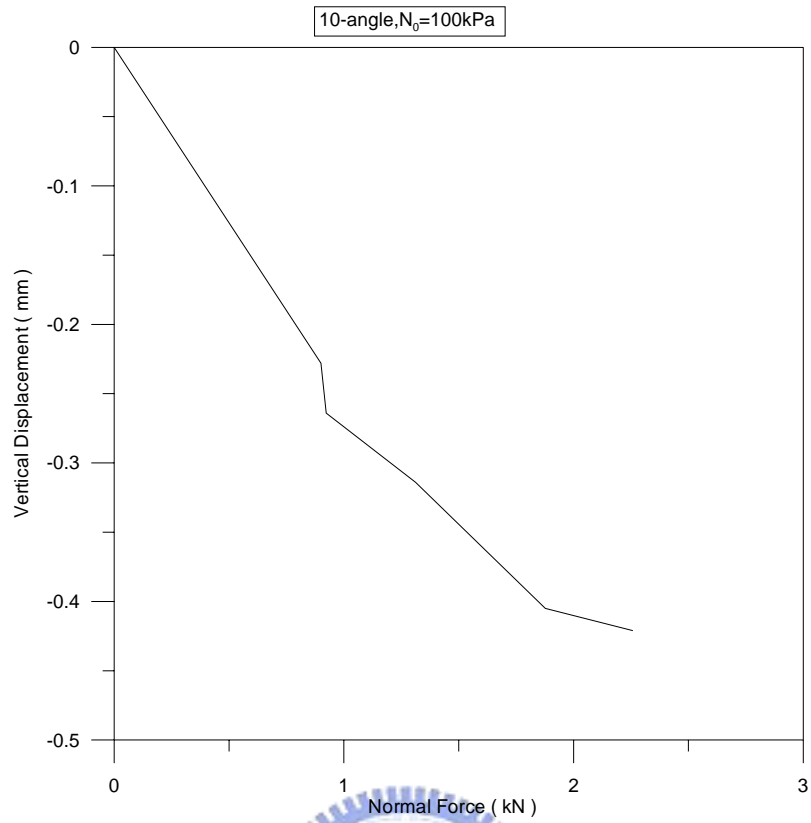


圖 5-33 當粗糙度 10° 、 $N_0=100\text{kPa}$ 時壓縮曲線

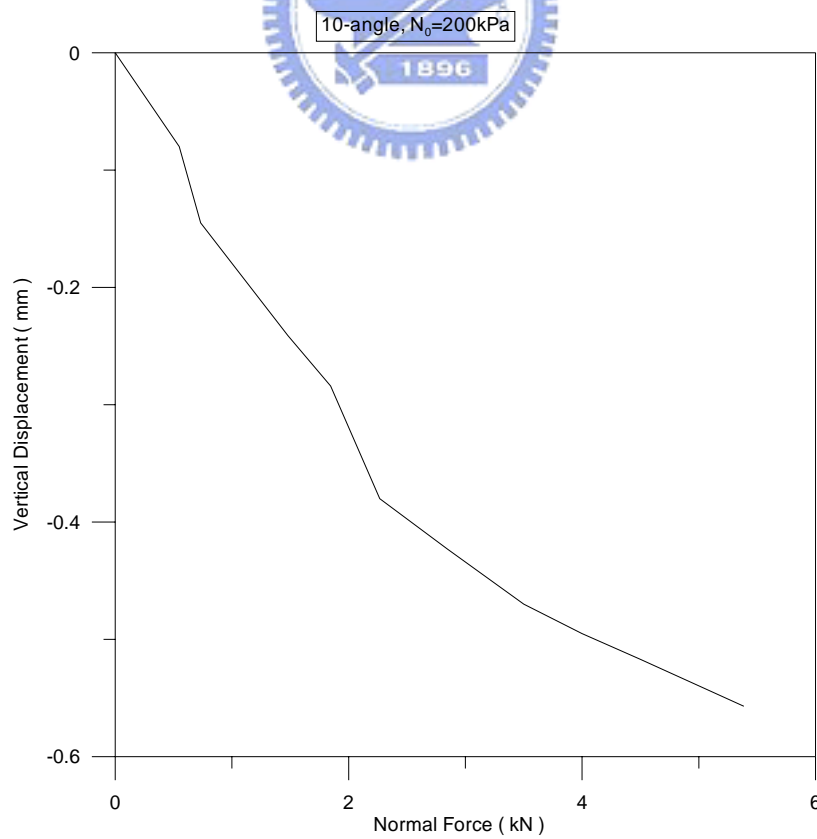


圖 5-34 當粗糙度 10° 、 $N_0=200\text{kPa}$ 時壓縮曲線

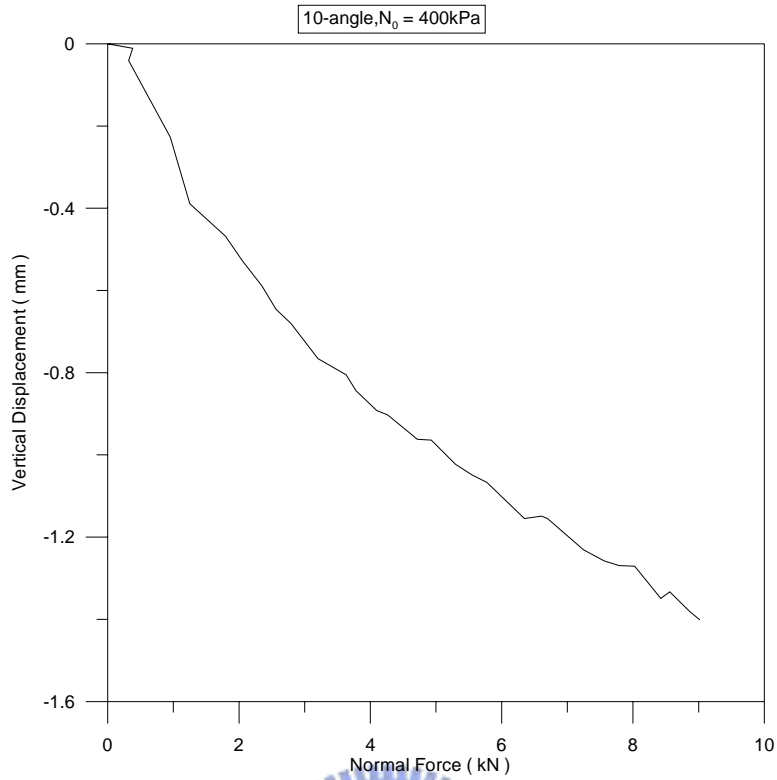


圖 5-35 當粗糙度 10° 、 $N_0=400\text{kPa}$ 時壓縮曲線

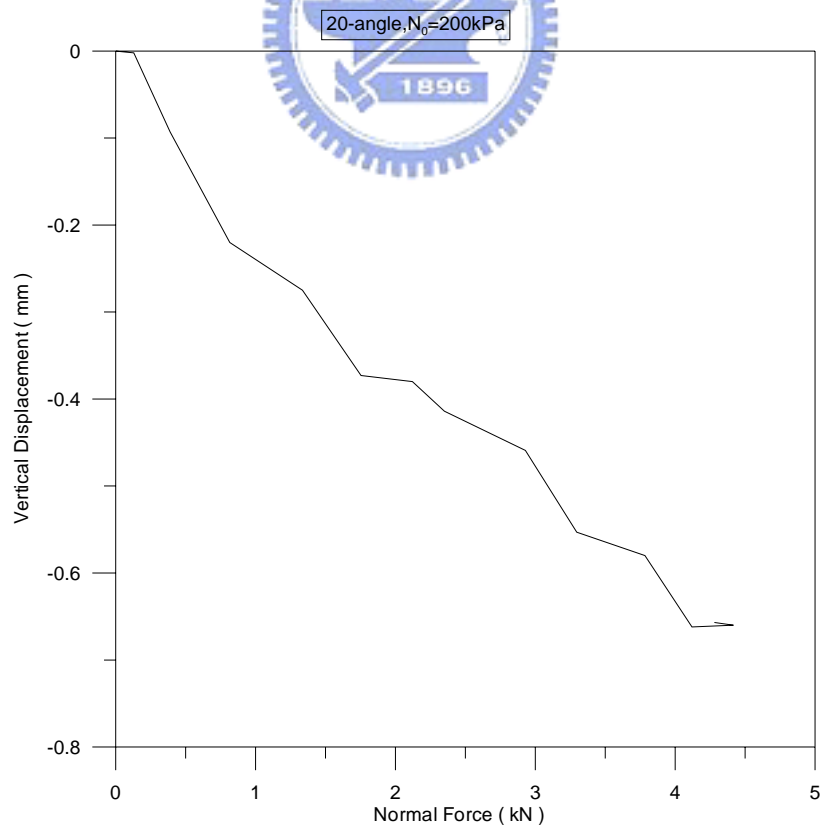


圖 5-36 當粗糙度 20° 、 $N_0=200\text{kPa}$ 時壓縮曲線

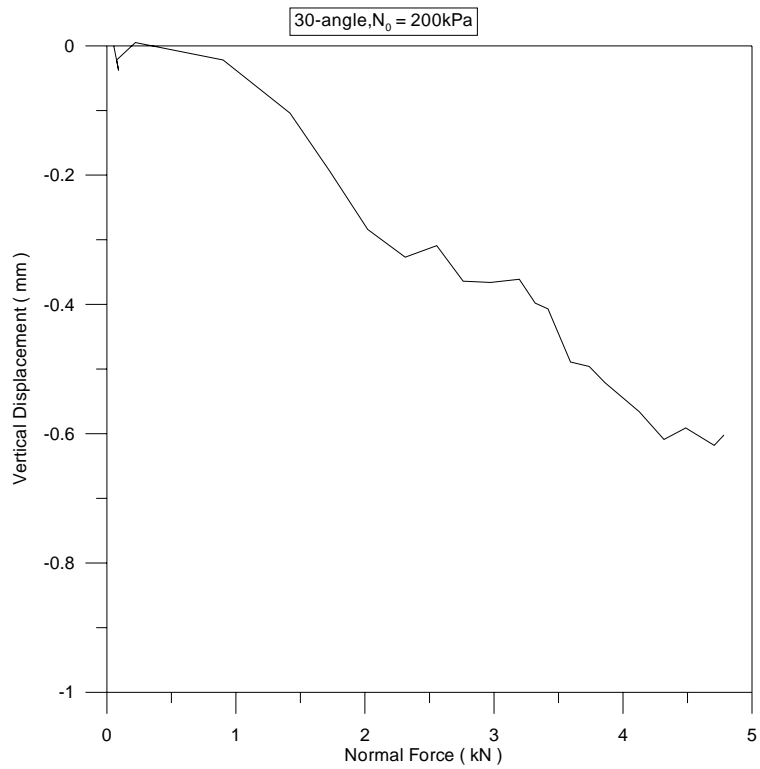


圖 5-37 當粗糙度 30° 、 $N_0=200\text{kPa}$ 時壓縮曲線

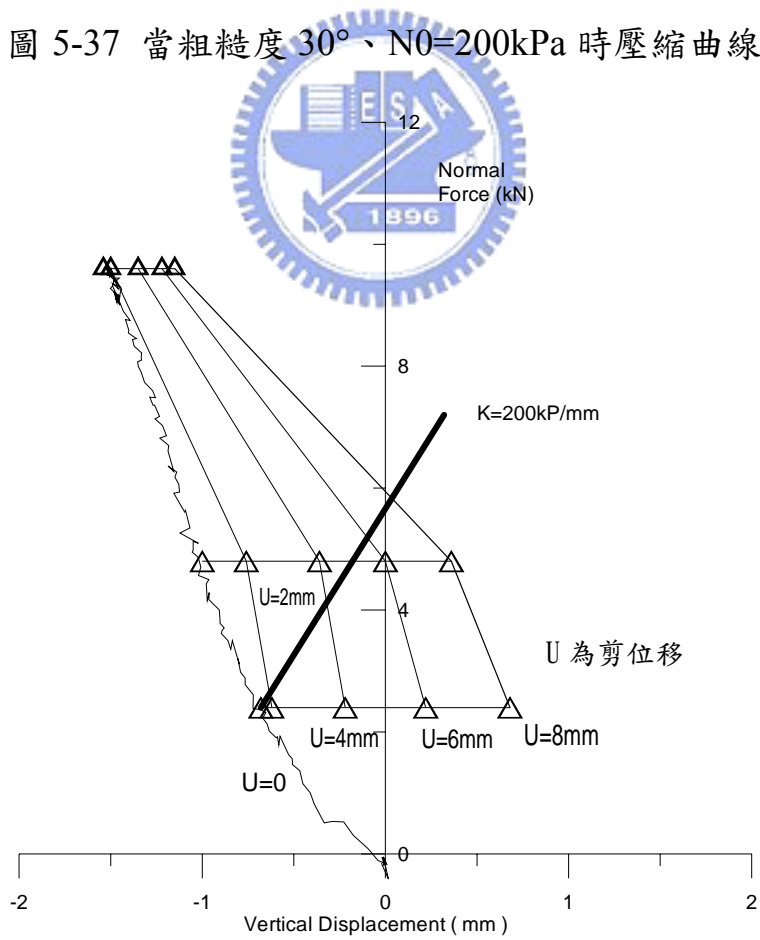


圖 5-38 由固定正向力試驗結果推估不同路徑結果

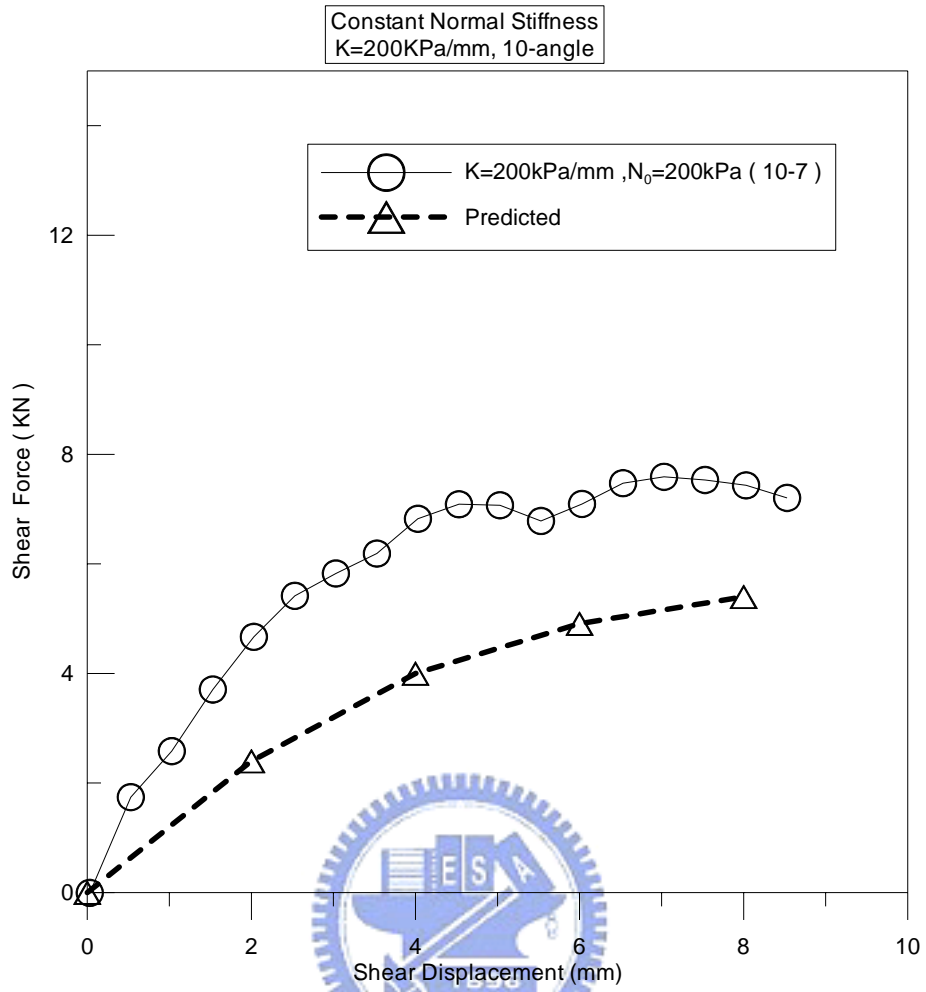


圖 5-39 由固定正向力試驗結果推估 K=200kPa/mm

5.5 估計樁最大側向剪力強度

對於估計現地岩鎖基樁之正向勁度 K 值，可以假設基樁半徑與岩石之波松比 ν 已知下，可以透過公式(2-15)求得 K 與 E 值的關係。因為天然岩體通常有裂隙存在，Johnston et al.(1987)建議 E 值採用傍壓儀試驗(Pressuremeter tests)的結果，分析得到一範圍之 E 值，可以透過公式(2-15)轉換得到一範圍之 K 值。根據廖學志(2004)於寶二水庫右壩墩之孔內千斤頂試驗所得到之 G 值為 20-100MPa，假設波松比 ν 為 0.3，則現地 E 值為 $2(1+\nu)G$ ， E 值範圍則介於 52-260MPa 之間，由三軸試驗之人造砂岩試體(B Check 值為 0.85) E 值為 180-220MPa，由公式(2-15)得到 $K=1.54E$ ，所以現地正向勁度 K 值即介於 80-400kPa/mm 之間。



由表 5-3 於不同正向勁度之結果，假設現地初始正向應力為 200kPa，岩鎖基樁半徑為 0.5m，波松比 ν 為 0.3，界面粗糙度為規則三角形 $10^\circ(20^\circ)$ 下，則可以得到現地岩鎖基樁的側壁剪力阻抗(如圖 5-40)。當 $K=200\text{kPa/mm}$ 到 400kPa/mm 時，剪力強度因為剪斷破壞的佔了絕大部分，因此當勁度越大，剪力強度增加不多。由上述不同試驗所得之 E 值來預估現地軟岩之 K 值於彈性變形段也約略在此區間，因此估計現地岩鎖基樁側壁剪應力強度約為 330kPa。而人造軟岩之單壓強度為 1.8MPa，由傳統土壤力學建議的方式(公式(2-6))，配

合本研究估計的最大側向剪力阻抗為 330kPa 下，可以得到折減係數 $\alpha=0.183$ ；根據公式(2-15)，假設岩石之波松比 ν 為 0.3，初始正向力為 200kPa，現地岩體之 E 值為 200kPa，岩石之單壓強度為 1.8MPa，混凝土與岩體界面粗糙度為規則三角形 $10^\circ(20^\circ)$ 下，對於不同的基樁半徑，結果如表 5-4。

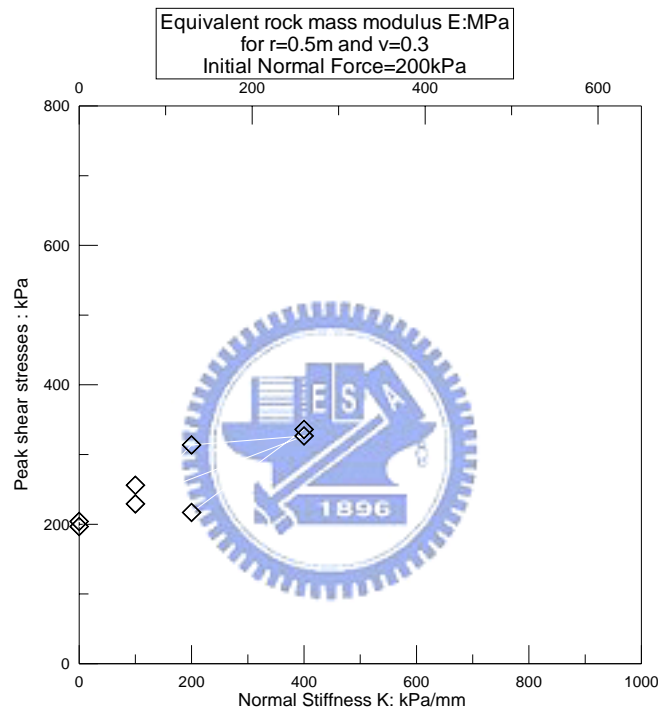


圖 5-40 試驗結果估計現地剪力強度

表 5-4 估計不同基樁半徑之剪力強度

$\nu=0.3, N_0=200\text{kPa}, E=200\text{kPa}, q_u=1.8\text{MPa}, i=10^\circ(20^\circ)$			
r (基樁半徑)(m)	K (kPa/mm)	估計最大剪力強度(kPa)	α 值
0.5	308	330	0.183
0.6	256	330	0.183
0.7	220	330	0.183
0.8	192	330	0.183
0.9	171	300	0.167
1	154	270	0.15