

岩石沖蝕力學模型之建構與運用

目錄

目錄.....	I
圖目錄.....	IV
表目錄.....	VIII
1. 前言	1
2. 研究目的	2
3. 文獻回顧	3
3.1 傳統岩床沖蝕下切沖刷評估概念.....	3
3.2 岩床沖蝕過程及機制.....	5
3.3 既有沖蝕機制之沖刷模型.....	10
3.4 模型試驗研究.....	21
3.4 小結	33
4. 研究方法	34
4.1 彈跳磨蝕.....	34
4.2 塊體抽離.....	37
5. 參數率定	49
5.1 彈跳磨蝕參數率定之方法	49
5.2 三軸壓縮試驗之微觀模擬	49
5.3 塊體抽離參數率定之方法	57
5.4 節理設置方法.....	57
5.5 虛擬直剪試驗模擬	59
5.6 岩橋的設置	66
5.7 小結	75
6. 結果與討論	76
6.1 彈跳磨蝕.....	76
6.2 塊體抽離.....	88
7. 結論與建議.....	96

7.1 彈跳磨蝕.....	96
7.2 塊體抽離.....	96
8. 參考文獻.....	98

圖目錄

圖 3-1	坡度S與(m/n)值關係圖(Seidl and Dietrich, 1992).....	4
圖 3-2	流槽、縱向槽、壺穴現地照片	6
圖 3-3	地質沖刷阻抗能力與河道形狀之關係(Wohl & Achyuthan, 2002).....	7
圖 3-4	現地常見岩床沖蝕機制	9
圖 3-5	水流(含懸浮載)磨蝕的過程(Whipple, 2000).....	9
圖 3-6	河床載顆粒彈跳撞擊造成河道磨蝕示意圖(Sklar, 2004).....	14
圖 3-7	沖蝕體積與單位質量淨動能轉移關係圖(Sklar, 2004).....	16
圖 3-8	正規化垂直向動能與沖蝕速率關係圖(Sklar, 2004).....	16
圖 3-9	岩床磨蝕研磨機示意圖(Sklar, 2001)	17
圖 3-10	岩塊抽離示意圖(Annandale, 1995).....	18
圖 3-11	岩塊抽離機制(Whipple, et al. 2000)	18
圖 3-12	岩塊攜出作用力示意圖(Annandale, 2006b).....	19
圖 3-13	動力脈衝係數(C_I)對水柱厚及尾水深之關係圖(Bollaert, 2002).....	20
圖 3-14	Bollaert 岩塊尺寸示意圖(Bollaert, 2002).....	21
圖 3-15	河道下切試驗試驗(Shepherd and Shumn, 1974)	22
圖 3-16	坡度與河道寬度、深度及彎曲度的影響(Wohl & Ikeda, 1997).....	23
圖 3-17	岩塊配置及水壓計擺設位置(Robinson, et al., 2001).....	24
圖 3-18	岩石張力強度對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)	26
圖 3-19	河床質材料對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)	26
圖 3-20	河床載輸送率對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)	27
圖 3-21	河床載粒徑對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)	27
圖 3-22	試驗配置圖(Annandale & Wittler, 1998).....	28
圖 3-23	塊體配置圖(Annandale & Wittler 1998).....	28
圖 3-24	人造節理沖蝕試驗配置圖(Bollaert, 2002)	29
圖 3-25	不同形式裂隙模擬設施示意圖(Bollaert, 2002).....	29
圖 3-26	岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002).....	30
圖 3-27	岩體表面壓力波動頻譜分析(Bollaert, 2002).....	31

圖 3-28	drop test apparatus (Müller et al., 2003).....	32
圖 3-29	壓力波動之傳播速率與裂隙寬度之關係圖(Müller et al., 2003).....	33
圖 4-1	顆粒彈跳岩床試體圖.....	35
圖 4-2	顆粒集合體(a)俯視圖(b)側視圖.....	38
圖 4-3	含有邊界顆粒集合體(a)俯視圖(b)側視圖.....	39
圖 4-4	基本模型的建立(a)俯視圖(b)側視圖.....	40
圖 4-5	模擬試驗流程圖.....	41
圖 4-6	軟岩材料之三軸試驗應力應變關係圖.....	42
圖 4-7	單一塊體抽離模擬試體俯視圖.....	43
圖 4-8	多岩塊岩床虛擬試體之建立 (a)俯視圖(b)側視圖.....	44
圖 4-9	多岩塊岩床虛擬試體模型.....	44
圖 4-10	岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002).....	45
圖 4-11	岩體表面及裂隙內部壓力波動差.....	46
圖 4-12	固定頻率之壓力波動差圖.....	46
圖 5-1	參數率定流程.....	50
圖 5-2	軟岩材料 A 之三軸試驗應力應變關係圖(國立交通大學防災與水環境研究中心, 2010).....	51
圖 5-3	軟岩材料 B 在圍壓為 3MPa 之三軸試驗(陳賀瑞,1997).....	52
圖 5-4	並聯鍵結之力與位移關係.....	54
圖 5-5	並聯鍵結示意圖.....	55
圖 5-6	微觀模擬三軸試驗流程圖.....	56
圖 5-7	虛擬三軸試驗應力應變曲線.....	57
圖 5-8	smooth joint 上顆粒的運動行為.....	58
圖 5-9	試體 A (a)俯視圖(b)側視圖.....	60
圖 5-10	直剪試驗中的直剪盒(a)俯視圖(b)側視圖.....	61
圖 5-11	直剪試體 A 準備完成圖(a)俯視圖(b)側視圖.....	61
圖 5-12	直剪試體 B 準備完成圖(a)俯視圖(b)側視圖.....	62
圖 5-13	直剪試體 A 的剪力阻抗與位移關係圖.....	63

圖 5-14	直剪試體 A 的正向力與最大剪力阻抗的關係圖	64
圖 5-15	直剪試體 B 的剪力阻抗與位移關係圖	64
圖 5-16	直剪試體 B 的正向力與最大剪力阻抗的關係圖	65
圖 5-17	岩橋之建立(a) 側視圖(b) 俯視圖	68
圖 5-18	岩橋之建立完成圖(a) 側視圖(b) 俯視圖	68
圖 5-19	位移與剪力阻抗的關係圖	70
圖 5-20	岩橋面積比與最大剪力阻抗之關係圖	71
圖 5-21	位移與剪力阻抗的關係圖	72
圖 5-22	岩橋摩擦係數與最大剪力阻抗之關係圖	72
圖 5-23	岩橋凝聚力(cohesion)與最大剪力阻抗之關係圖	73
圖 5-24	位移與剪力阻抗的關係圖	74
圖 6-1	Tracing of various energy terms ($\alpha = 90^\circ$)	78
圖 6-2	Tracing of various energy terms ($v_i = 15$ m/s)	79
圖 6-3	Impact velocity versus dissipated bond energy and frictional work.	80
圖 6-4	Contours of bond-failure percentage ($\alpha = 90$ degree)	81
圖 6-5	Contours of dissipated bond-energy density	82
圖 6-6	Contours of friction-work density	83
圖 6-7	消散能量與材料損傷比例關係圖	84
圖 6-8	正規化消散能量與材料損傷比例之關係圖	86
圖 6-9	虛擬三軸試驗應力應變曲線與鍵結斷裂比例關係	87
圖 6-10	正規化消散能量與材料損傷比例之放大關係圖	87
圖 6-11	4 Hz fluctuation of pressures difference applied on a surficial rock block.	89
圖 6-12	塊體上舉速率與時間關係圖	90
圖 6-13	Block uplift percentage varied with time under various levels of mean dynamic pressure.	91
圖 6-14	Mean uplift speed under various amplitude of pressure fluctuation with a same mean pressure difference	91

圖 6-15	Time history of uplift percentage of rock blocks subjected to various amplitudes of pressure fluctuation.....	92
圖 6-16	Time history of uplift percentage of rock blocks with various area ratio of rock bridges on joint.....	92
圖 6-17	Time history of uplift speed for a block subjected to 8-Hz pressure fluctuation.....	94
圖 6-18	Time history of uplift displacement for block subjected to 500-Hz pressure fluctuation; and static uplift force corresponding to the mean pressure difference..	94
圖 6-19	Time history of uplift displacement for block subjected to various levels of mean pressure difference	95
圖 6-20	Discharge Hydrograph at the Yi-Xing Dam during the Typhoon Aere.....	95

表目錄

表 4-1	PFC3D 微觀參數表.....	36
表 4-2	軟岩材料之力學參數行為.....	42
表 5-1	軟岩材料 A 之力學參數行為(國立交通大學防災與水環境研究中心， 2010).....	50
表 5-2	軟岩材料 B 之力學參數行為(陳賀瑞,1997).....	51
表 5-3	最大剪力阻抗誤差.....	66
表 5-4	圓盤半徑與岩橋放置的關係圖.....	69
表 5-5	岩橋及節理面上的參數表.....	70
表 6-1	The simulated conditions of saltating abrasion.....	80

1. 前言

國內不少河川之跨河構造物下游近年來常發生岩床、岩岸大幅沖蝕，不但危及河床、河岸本身之穩定，甚而威脅構造物安全或危及公共用水。以往土木工程對於沖蝕的關心問題多侷限於沖積層之橋樑橋墩沖蝕或跨河構造、護床、護岸等之穩定性，卻往往忽略了岩石河床(rock-bed) (以下簡稱『岩床』)、岩石河岸(rock-bank) (以下簡稱「岩岸」) 也可能受到相當程度沖蝕之機會。尤其當岩床/岩岸屬於地質年代較為年輕之岩層 (譬如西部麓山帶中許多河川中游河床常出現的上新世晚期至更新世之卓蘭層或更新世之頭嵙山層等) 或弱面較為發達之破碎岩體，此類問題更為嚴重。

以往針對岩床下切或沖蝕之研究乃多侷限於流域尺度，地形學或地質學之學者關心的問題重心多集中於大範圍之沖蝕趨勢對地形地貌發育之因果關係，原因在於岩床下切之速率(incision rate)與型態一般皆會顯著影響地形的發育(Whipple, *et al.*, 2000)。原則上，該等學理並不適用於從大地工程角度來探討局部區域之相關沖蝕問題 (譬如攔河堰、跨河構造等下游河床、河岸之穩定與保護)。既有相關研究不盡然由岩石力學或土壤力學的大地工程角度來量化思考。國內對於岩床的沖蝕行為的相關研究更為有限，在河道沖蝕行為的研究上，侷限於沖積土壤之河床沖蝕，本子計畫結合整合型計畫中之其他子計畫，針對岩石的沖蝕機制深入探討及模擬，掌握岩床沖蝕主控機制及力學行為，期能有助於評估岩床沖刷下切速率，以避免因沖刷過劇而引致的相關災害。

2. 研究目的

本計畫針對岩石的沖蝕機制深入探討，先確認岩床沖蝕主控機制，再藉助數值模擬分析，經由微觀角度，評估各種沖蝕機制之作用力對岩石材料弱化或破壞的的型態與速率。最後期以內涵理論為基礎，嘗試建立各種主控機制所適合之理論模型，建立可描述軟岩沖刷行為之巨觀組合律，可藉助數值模擬分析以深入探討控制軟岩河床沖蝕各機制之重要影響因子。期能應用於實務可行之量化分析方法。

本子計畫探討內容包括：各沖蝕機制理論模型之發展、數值模型之建構與分析、各沖蝕機制影響因子之探討、分析方法之研擬、與實際問題之運用等。模擬顆粒撞擊、塊體抽離，兩種沖刷機制對岩石沖刷的微觀行為，並探討能量損失與材料弱化之間的關係，以做為建構內涵理論之基礎。

3. 文獻回顧

本章針對以下幾個議題進行文獻回顧：(1)傳統岩床沖蝕下切沖刷速率經驗式，彙整從河床質載輸送造成的磨蝕剪應力所導出的一系列合理化經驗式，及其所受的限制。(2)岩床沖蝕過程及機制，探討在不同的岩性、水流條件、地形條件下，各種沖蝕機制的沖蝕過程。(3)既有沖蝕機制之沖刷模型，針對常見的沖蝕機制，國外學者所建立的沖蝕量或速率評估模型。(4)模型試驗研究，回顧沖蝕試驗的方法及成果。最後綜合討論之。

3.1 傳統岩床沖蝕下切沖刷評估概念

傳統探討岩石河床下切的概念，是假設岩床下切速率與河床質載(Bed material load)輸送所造成的磨蝕剪應力成正相關，依據這個概念導出合理化的經驗式。Howard & Kerby (1983)假設岩床下切速率 E 與床面剪應力 τ_b 的關係如下式，式中 a 為模式中之參數：

$$E \propto \tau_b^a \quad (\text{式 3-1})$$

若考量現地岩床材料的抵抗沖刷能力，則床面剪應力應該有一啟動沖刷的門檻值 τ_c ，磨蝕剪應力必須大於剪應力門檻值才會沖刷，則式 1-1 可改寫為：

$$E \propto (\tau_b - \tau_c)^a \quad (\text{式 3-2})$$

若岩床下切與河床質載造成的磨蝕剪應力有關，則可進一步考量建立河床質載輸送率與河川流量及坡度的關係，Howard & Kerby(1983)認為岩床下切速率 E 應該與上游集水區面積 A 及坡度 S 成正相關，如下式，式中 K, m, n 皆為模式中之參數：

$$E = KA^m S^n \quad (\text{式 3-3})$$

Seidl & Dietrich (1992)蒐集了 21 個 Oregon 流域之坡度與 (m/n) 比值，繪成

圖 3-1，圖中橫軸為坡度 S 、縱軸為 (m/n) 比值。發現當河床坡度小於 0.2， (m/n) 值約在 1.0，當河床坡度大於等於 0.2， (m/n) 值大約等於 0.7。其差異的原因為何呢？在河道坡度陡時，除了磨蝕剪應力變大之外，也可能受土石流掏刷、遷急點後退(knickpoint migration)的影響造成下切速度加快，因此，欲以單一岩床下切速率經驗式，評估在不同的沖刷機制下之岩石河床下切速率實不可行。

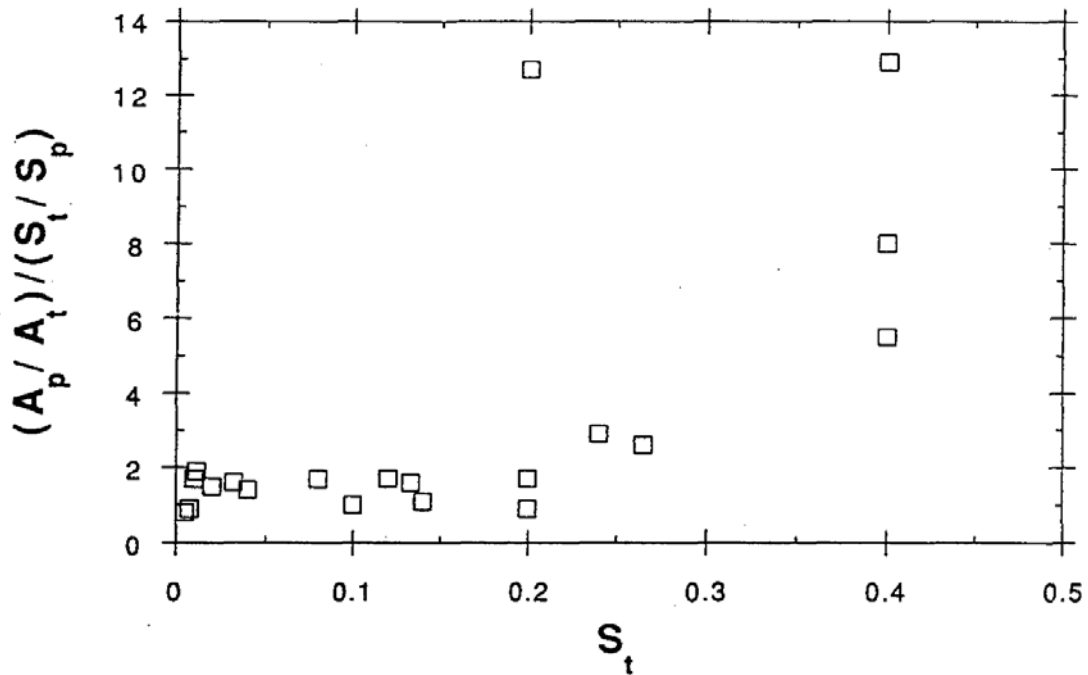


圖 3-1 坡度 S 與 (m/n) 值關係圖 (Seidl and Dietrich, 1992)

Whipple, *et al.* (2000) 也認為 (m/n) 值差異不大，受岩床沖蝕不同機制之影響不大。然而係數 n 的值卻受岩床沖蝕不同機制之影響甚大 (Whipple & Tucker, 1999)。譬如 Wohl & Ikeda (1998) 檢視日本 3 個河川 (Shichiri, Futama, Torii) 之岩床斷面及流域大範圍沖蝕型態與流域縱斷面之關連。他們認為當岩床具有相對較高的阻抗比及岩層走向橫越河川條件下，較易出現遷急點與階狀地貌。基於許多案例比較，他們斷定基於流功、磨蝕剪應力、坡度、集水區面積之合理化公式並不能完全考慮河川流域縱斷面的發育，因為岩床之岩性與構造、也會影響沖刷的型態。Whipple, *et al.* (2000) 繼而做出結論，不同河川流域岩床沖蝕主要之機制可能不盡相同，各種岩床沖蝕機制與行為也仍難以完全掌握。因此，後續學者開始研究不同沖蝕機制的力學行為，探討影響沖蝕速率的參數為

何，作為建立沖蝕模型的參考。

3.2 岩床沖蝕過程及機制

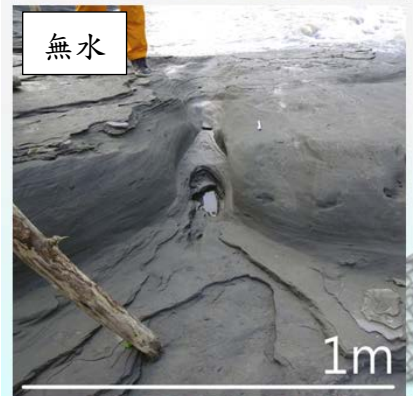
本節先介紹岩床沖蝕對河道下切與地貌之影響，再討論台灣西部麓山帶常見的軟岩沖蝕過程及機制，以及這些沖蝕機制容易在哪一種地質、地形、水文條件下發生。

岩床下切速率(*incision rate*)與型態常會顯著影響地形的發育(Whipple, *et al.*, 2000; Stock & Montgomery, 1999)。Hartshorn, *et al.* (2002) 曾經於台灣東部中央山脈之立霧溪透過精確現地量測以探討岩床河道之下切速率，試圖找出岩床下切速率與河川流量的關連性。他們整理下切速率與雨量關係，歸納結果認為，岩床河道之下切主要歸諸於較常出現的中度流量所導致之河床載磨蝕(*abrasion*)，其下切速率與型態受河床幾何條件與弱面間距所影響。重現期很長的超大洪水期流量則對於河床之擴寬作用明顯多於下切作用。

Wohl(1992)認為岩床河道之地貌主要受超大洪水流量所控制。以往學者對河床因紊流沖蝕之研究固然不少，但是多以發生於柔軟之泥質或砂礫底床的沖蝕為主。Wohl (1993)與 Tinkler(1997)觀察岩床河道中因局部沖蝕留下之一些河床地貌特徵，如流槽(*flute*)、縱向槽(*longitudinal groove*)、壺穴(*pothole*)等，並以渦流(*vortices*)解釋其成因。本團隊現地調查照片如圖 3-2。



(a) 卓蘭大安溪(2008.7.21)



(b) 嘉義八掌溪(2008.10.7)

圖 3-2 流槽、縱向槽、壺穴現地照片

Wohl & Achyuthan (2002) 藉由現地觀察之實例研究河床底地層阻抗對岩床河道下切之影響。他們由整理的數據指出當地層沖蝕阻抗越高，河道下切趨向於更窄與更深，河床側邊與床底起伏較大，也會出現較多之局部沖蝕（如縱向槽、壺穴），坡度也會較陡及變化較大，當地層沖蝕阻抗較低時，河道橫斷面趨近於 U 型，且底床較為平坦，如圖 3-2 所示。



圖 3-3 地質沖刷阻抗能力與河道形狀之關係(Wohl & Achyuthan, 2002)

岩床河道一般意謂河床並無沖積層覆蓋，原則上也表示沈降速率小於刷離速率。由大範圍河段之平均趨勢而言，岩床河道之寬度通常與流域面積正相關。區域之河床縱向坡度則與上游集水區面積負相關，其關係若會至於半對數圖上多呈現凸向上形狀之曲線(Whipple, 2004)。

Stock, *et al.* (2005)實際長期量測整理世界多處(包含台灣)岩床河道之沖蝕速率資料。這些岩床河道受河床載磨蝕(*bed-load abrasion*)或抽離(*plucking*)作用，其底床岩石多少都傾向於受反覆乾濕循環而由完整岩石漸弱化成頁狀或碎片狀材料，而易於被強大水流所帶走。Stock, *et al.* (2005)整理張力強度與沖蝕速率之相對數據，認為沖蝕速率與張力強度平方根成反比。若無沖積層作為護甲層，此類易於因風化作用所致之易弱化岩床其下切速率甚至高於造山運動之地殼抬升速率，台灣西部麓山帶之軟岩河床便有此傾向。此外，Stock, *et al.* (2005)亦觀察當河床坡度大(>10%)，土石流所造成之岩床與岩岸沖蝕亦可能成為主控機制，他們還提出一可能性，指出土石流造成之岩床與岩岸沖蝕是否曾發生也許能經由流域面積與坡度間關係之特徵加以研判。

Sklar & Dietrich (1998, 2001) 基於理論探討，斷定河床載之厚度與粒徑分佈也會操控沖蝕與河床坡度。其觀點正透露單純之合理化公式(譬如基於流功的沖蝕速率關係)必然過度簡化，根本無法周全考量沖蝕機制之差異與不同因素之影響。

根據文獻回顧及本團隊現地沖蝕現象調查結果，河川於岩床河道之下切沖蝕包含多種不同之機制，包括岩塊抽離(*plucking*)作用、底床上因卵礫石衝擊出碎片或碎塊(*saltating abrasion*)之作用、水流、懸浮載或河床載等沖蝕作用所造成顆粒尺度之逐漸磨損(*wear*)作用、物理與化學風化(*weathering*)作用與穴蝕(*cavitation*)作用等(Whipple, *et al.*, 2000)，現地照片如圖 3-4。到底哪一種機制會是主控機制取決於床底之地質材料、不連續面狀況、地形條件、水流情況等因素，需視情況而定。

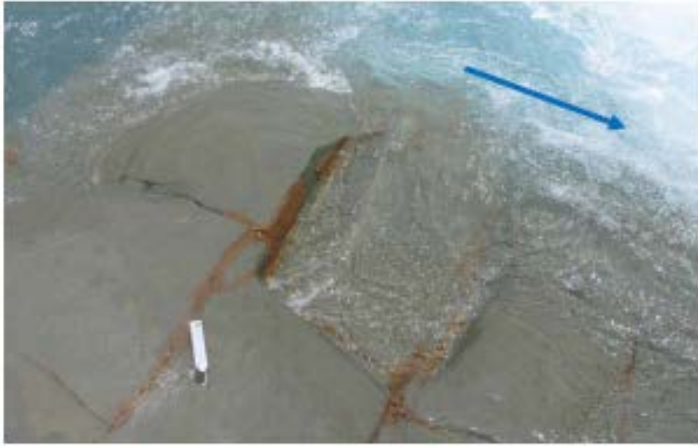
Whipple, *et al.* (2000)利用一系列現地之實例定性地探討影響岩床沖蝕不

同機制之影響因素，他們認為岩性、弱面間距、節理、層面等乃決定主控岩床沖蝕機制之因素。當節理之間距約在 1 m 以下時，岩塊抽離(plucking)作用往往會成為主控之沖蝕機制。他們還定性探討岩塊抽離之重要形成過程，認為抽離過程中可能先需小裂縫經水力推張擴大為破裂面，隨著河床顆粒逐漸地透過磨蝕作用沖蝕弱面，再加上物理或化學風化作用，讓弱面完全擴展連通，最後終於導致獨立岩塊之鬆動、脫離。

儘管 Annandale(1995)曾提出一個由岩塊脫離主控之定性沖蝕模式。然而岩塊脫離過程乃非常複雜之過程，可能需經歷一系列材料風化、流入砂粒逐漸頂開弱面(sand-wedging)、弱面經磨蝕、弱面裂口擴展、經強烈水流作用而帶離等過程之交互作用，岩塊也可能因懸浮載中大顆粒撞擊而脫離，其種種內涵非常複雜，欲做到完全定量預測之模型實在有其困難。

當岩床屬於完整岩盤，或弱面間距相當大時(簡稱完整岩盤條件)，岩床沖蝕之主控機制比較可能透過懸浮載或河床載內之土石顆粒一再磨蝕沖蝕岩床表面所造成。完整岩盤條件下，岩塊脫離機制應該不易於發生，強烈水流帶動之懸浮載砂質或礫石顆粒連同流水逐漸磨蝕岩床表面，一顆粒一顆粒地沿著岩石表面磨下碎屑而造成磨蝕沖蝕(abrasion)。懸浮載或河床載之砂質/礫石顆粒都有助於磨蝕沖蝕。在渦流中，由於砂質/礫石顆粒旋轉磨削，局部與集中性的磨蝕沖蝕更易於出現，往往因而形成如滑槽(flute)與壺穴(pothole)等特殊沖蝕現象。當磨蝕主控河段之沖蝕特性，懸浮載或河床載之內容就十分重要(Whipple, *et al.*, 2000)。

當水流受到障礙物或階狀落差時，其下游側局部沖蝕特別顯著。河川中若有障礙物，其下游側較為顯著之岩床沖蝕，則多源自懸浮載之磨蝕沖蝕貢獻。除了磨蝕損耗，穴蝕(cavitation)之角色也不容忽視(Bourne & Field, 1995; Graham, *et al.*, 1987; Graham, 1993)，壺穴與滑槽之構造常與渦流流況下出現之穴蝕沖蝕有關(Whipple, *et al.*, 2000)，其示意圖如圖 3-4。



(a) 岩塊抽離機制 (攝於大安溪)



(b) 沿節理面磨蝕下切產生的流槽(攝於大安溪)



(c) 風化造成塊體破碎 (攝於大安溪)



(d) 局部穴蝕下切機制 (攝於八掌溪)

圖 3-4 現地常見岩床沖蝕機制

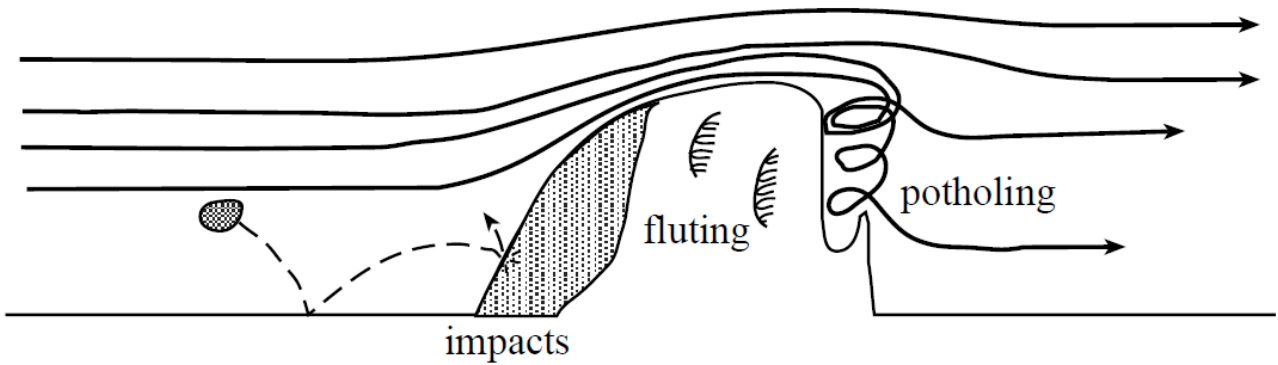


圖 3-5 水流(含懸浮載)磨蝕的過程(Whipple, 2000)

依地質學之定義，遷急點(knickpoint)意謂河床面地貌突現落差之陡降點。

當沖蝕河床材料之門檻剪應力較高時，由於遷急點附近陡峭處之剪應力必然特別高，會有較高機會先發生沖蝕，因此遷急點常會逐漸後退(knickpoint migration)，其過程與速率則取決於岩床之岩性與力學性質(Whipple, *et al.*, 2000)。

根據本團隊於台灣西部麓山帶的軟弱岩質河床(更新世-上新世)進行沖蝕現況調查，及 5. 國立交通大學防災與水環境研究中心多份研究報告(2010a, 2010b, 2011)，在台灣西部麓山帶常見並主控河道下切的沖刷機制為塊體抽離及彈跳磨蝕。在砂岩、砂頁岩互層的地質條件下，水流容易侵入層面、節理面，貫通這些不連續面並將岩塊上舉脫離。在頁岩、泥岩的地質條件下，原本岩石的單壓強度就比較低(< 25 MPa)，尤其經過乾濕循環後強度會下降的更快，因此河床載彈跳磨蝕所造成的沖蝕量，以及顆粒撞擊所累積的岩床材料損傷也必須加以評估及探討。下一個小節將回顧現有的沖刷評估模式，並針對彈跳磨蝕及塊體抽離兩種沖蝕機制及做更詳細的文獻回顧。

3.3 既有沖蝕機制之沖刷模型

不同河川流域岩床沖蝕主要之機制可能不盡相同，確實的岩床沖蝕機制與行為一般常不易完全掌握，其定量之理論模型更是闕如(Whipple, *et al.*, 2000)，大多僅侷限於因次分析(dimensional analysis)之層次。

Whipple, *et al.* (2000)假設岩塊抽離機制下岩塊抽離速率與河床載流量直接成正比，經簡化因次分析，若岩塊抽離(plucking)為主控沖蝕機制，n 值應在 2/3 至 1 間。Whipple, *et al.* 又援引 Anderson(1986)針對風飛沙之噴砂沖蝕(sand blasting)作用之模型，導出沖蝕速率與流速的 5 次方成正比，也因此會與岩床面剪應力的 5/2 次方成正比。據此，若懸浮載之磨蝕沖蝕為主控沖蝕機制，n 值約在 5/3，差異甚大。Whipple & Tucker (1999)亦由 $n = \frac{2a}{3}$ ，推論說明既然 $E \propto \tau_b^a$ 的關係深受主控沖蝕機制所影響，n 值必然會隨主控沖蝕機制而有較大的變化。

Whipple, *et al.* (2000)以一系列的現地實例定性地探討影響岩床沖蝕不同機制之影響因素，主張岩性、弱面間距、節理、層面等乃決定主控岩床沖蝕機

制之因素。當節理之間距在約 1 m 以下，岩塊抽離(plucking)往往會是主控沖蝕機制。他們也定性探討影響與形成岩塊抽離之重要程序，包含小裂縫經水力推張擴大為破裂面、河床顆粒之磨蝕沖蝕弱面、物理或化學風化作用，最後導致獨立岩塊之鬆動、脫離。Annandale (1995) 雖然亦曾提出岩塊抽離(plucking)的概念模型，將岩塊抽離的分割成弱面頂開(jacking)、岩塊突出(dislodgement)、與岩塊飄移(displacement)三個過程。但該概念模型僅侷限於定性之概念而已，並未能包含任何之定量分析探討。

Foley(1980) 引用磨損理論(wear theory)中 Bitter(1963a,b)噴砂磨損(sandblasting wear)之模式，考量當水中沖積顆粒撞擊岩床面時，部分衝擊動能可引致岩床面破裂進而去除部分岩床面材料。磨蝕速率因而可假設與水中沖積顆粒之傳輸速率成正比。Bitter(1963a,b)之磨損模式考慮了(1)垂直(岩床面)向之速度分量(高角度撞擊為主)對岩床面材料造成材料變形、疲勞破壞，可歸諸於材料之變形磨損(deformation wear)，(2)切(岩床面)向之速度分量(低角度撞擊為主)則對岩床面材料造成材料之切削磨損(cutting wear)。Bitter 模式由撞擊速度計算撞擊能量(高角度撞擊之變形磨損與低角度撞擊之切削磨損並不相同)，並需假設靠著變形磨損或切削磨損移除每單位體積所需之能量為已知值，進而可估計兩者分別之磨損速度。運用高壓高速水柱(可含砂質顆粒)所造成之脆性破裂(Bowden & Field, 1964; Field, 1999; Momber (2004a, 2004b)原理可用於岩石切割，Momber (2001)亦嘗試透過破裂力學解釋其切割行為。

Sklar & Dietrich (2004)提出一個針對河床載彈跳撞擊(saltation)所造成之岩床磨損模式。他們的模式之基本假設為岩床磨損率會隨著河床流量與河床垂直之分量正相關。基本概念乃假設岩床磨損率， $E = (\text{每次顆粒撞擊岩床所損壞分離之岩石量}, V_i) \times (\text{每單位面積每單位時間發生之顆粒撞擊率}, I_r) \times (\text{岩石河床上未被沖積層覆蓋之比例}, F_c)$ 。

Sklar & Dietrich 的模式可呼應 Gilbert(1877)(間接引用自 Foley, 1980)對河川沈積料供應所扮演角色之假說，主張河川沈積料供應一方面可扮演磨削岩床之工具性效應(tool effect)，一方面又可扮演覆蓋保護之覆蓋性效應(cover effect)，最大岩床磨蝕率會出現在相對中等程度之河川沈積料供應條件下。此外於 Sklar

& Dietrich (2004)的模式中，岩床磨損與河床載顆粒彈跳之距離有關，最大岩床磨蝕率也會出現於中等程度之岩床面剪應力條件下。依照該模式，岩床下切速率深深受到河川沈積料供應量與顆粒大小之影響。

Whipple & Tucker (1999)討論河床載大顆粒彈跳對沖蝕之貢獻，認為大顆粒彈跳對節理發達岩體的岩塊抽離機制之沖蝕程度遠高於對塊狀完整岩石 (massive, unjointed rocks)之沖蝕程度。然而當岩石之岩性十分軟弱時，即使岩體中弱面相當不發達，顆粒彈跳的破壞效果與程度仍可能顯著。

Sklar & Dietrich (2006)進一步將他們的模式由局部尺度之力學分析擴大至探討流域尺度之地形，對於所有牽涉之參數(如流量、顆粒尺寸、河川沈積料供應等)，都需找出於考量時間與空間範圍內之代表值。他們透過該模式以整理比較不同既有河床下切模式中考慮之變數，認為影響河川下切速率與河床穩態坡度最重要之影響變數依序為：(1)啟動門檻、(2)沈積物供應之覆蓋性效應、(3)沈積物供應之工具性效應。河床下切模式中若未考慮啟動門檻，低剪應力下高估下切率，並可能低估河道坡度。河床下切模式中若未考慮覆蓋性效應則於高沈積物供應下會高估下切率。河床下切模式中若未考慮工具性效應則於低沈積物供應下會高估下切率。

對於弱面間距很大之完整岩盤，懸浮或河床顆粒之磨蝕沖蝕岩床表面往往是主控之岩床沖蝕機制。而河川中障礙物下游側較集中之岩床沖蝕，乃以懸浮載之磨蝕沖蝕貢獻為主。此外，穴蝕之角色也不能忽視，壺穴與滑槽之構造可能與穴蝕沖蝕有關。

傳統的研判穴蝕發生與否多沿用Barnes (1956)以穴蝕起始指數(cavitation inception index) ≤ 1.0 為準則，Whipple, et al. (2000)發現其實穴蝕會發生之機會比過去的研判之機會高不少，特別在紊流發生，產生渦流，當雷諾數 (Reynolds number)頗高時(10^5 - 10^6)即使穴蝕起始指數仍高達 3~4，穴蝕的情況還是會出現。懸浮載沖蝕效應會受局部河床地形地貌影響甚大，也可以透過當河床面不規則時渦流易於發生來解釋，當渦流加劇，穴蝕強化懸浮載沖蝕效應，局部沖蝕必然也更為顯著。借用混凝土材料的研究結論，脆性岩石之穴蝕阻抗與材料之壓縮強度政相關，當膠結破壞，材料中之顆粒就脫離，因此膠結力

(cementation)甚具重要性，顆粒之硬度則無大的影響(Graham, 1987)。

由以上討論之學理可看出，該等學理大致上侷限於因次分析或定性分析，大範圍大區域的定性分析運用或許有用，但恐不易由大地工程角度來探討局部區域之相關沖蝕問題(譬如攔河堰、跨河構造等下游河床、河岸之穩定與保護)。

綜合上述，影響河道沖蝕下切的機制主要可分為彈跳磨蝕、塊體抽離及穴蝕三種。彈跳撞擊在節理不發達的岩床是主控的沖蝕機制，塊體抽離在節理發達的岩床是主控的沖蝕機制，穴蝕在流速快、材料或地形遽變的區域會局部發生。由於穴蝕的影響範圍較小，且現地觀察及量測不易，難以驗證模擬結果，因此本研究主要探討及建立彈跳磨蝕及塊體抽離兩種沖蝕機制之力學模型，下面兩小節將針對彈跳磨蝕及塊體抽離現有之沖蝕模型做更進一步介紹。

3.3.1 彈跳磨蝕(saltating abrasion)

Sklar & Dietrich (2004) 提出了一個針對河床載彈跳撞擊(saltation)所造成之岩床磨損模式，其概念如圖 3-5， Q_s 為河床載輸送率 (bed load sediment flux)。顆粒撞擊沖蝕機制所考慮的現地條件是水流中的河床載顆粒在失去護甲層保護的岩床表面跳動，當撞擊的能量大於材料本身抵抗沖蝕的能力時，造成部分體積脫離，因此必須考慮單次顆粒撞擊是否會造成岩床體積脫離、單位面積顆粒撞擊的速率還有岩床表面裸露的比例有多少，因此 Sklar & Dietrich (2004) 以下式評估顆粒彈跳所造成的沖刷體積脫離速率。

$$\begin{aligned} E &= V_i I_r F_e \\ V_i &= \frac{\Delta \varepsilon_N - \varepsilon_t}{\varepsilon_v} \\ \Delta \varepsilon_N &= \frac{1}{2} M_p (U_i^2 - U_r^2) \\ \varepsilon_v &= k_v \frac{\sigma_T^2}{2Y} \end{aligned} \quad (\text{式 3-4})$$

式中 V_i , I_r , F_e : 單次顆粒撞擊所沖蝕的岩石碎屑體積、每單位面積/時間發生之顆粒撞擊率、岩床表面未被沈積物覆蓋之暴露比例。 $\Delta\varepsilon_N$, ε_i , ε_v , σ_T , Y 分別為：淨轉移動能、沖刷啟動門檻、沖蝕單位體積所需的動能、張力強度、楊式模數。 k_v 為一無因次材料參數。

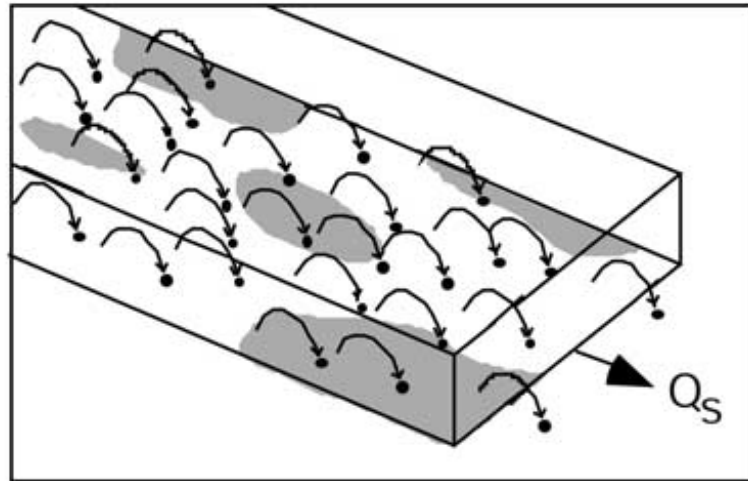


圖 3-6 河床載顆粒彈跳撞擊造成河道磨蝕示意圖(Sklar, 2004)

Sklar & Dietrich (2004)對於單次顆粒撞擊所沖蝕的岩石碎屑體積 V_i 之評估方式，是假設顆粒撞擊會有一部份的動能轉移到被撞擊的岩床上，當這個動能大於一個門檻值時(與材料性質有關)，材料會破壞並造成部分體積脫離。Sklar & Dietrich (2004)引用 Head and Harr(1970)的顆粒撞擊試驗，用直徑 0.04 mm 的玻璃珠、兩種不同的角度撞擊玻璃版，記錄玻璃版沖蝕的體積，如圖 3-6。圖 3-6 顯示材料有一抵抗沖蝕的門檻值，且在相同的撞擊速度時(代表顆粒初始動能一樣)，撞擊角度越大，會有越大比例的垂直向動能轉移到玻璃版上，沖蝕量較大。

Bitter(1963)認為不同角度的撞擊會造成不同的材料破壞行為，與材料表面垂直的撞擊會造成材料內部裂縫延伸，當顆粒重複撞擊造成這些裂縫延伸並彼此交錯時，材料就會一小塊一小塊脫離，這種現象在脆性材料(brittle materials)特別容易出現，稱之為形變磨損 (deformation wear)。切向撞擊的顆粒會造成材料的刮傷或鑿傷(scratching or gouging)，稱之為切削磨

損(cutting wear)，在撞擊顆粒是屬於多角狀時，切削磨損的貢獻會很大，但是一般河道的撞擊顆粒都是屬於表面光滑的卵礫石。

Sklar(2004)依據撞擊角度，計算出垂直向的撞擊動能並將其正規化，將 Bitter(1963)、Head and Harr(1970)的顆粒撞擊試驗(撞擊顆粒均為圓形)結果繪成圖 3-7，撞擊角度與垂直向的動量成正相關，代表變形磨損為彈跳撞擊磨蝕的主因。Sklar(2004)認為岩石或其他脆性材料抵抗這種彈跳撞擊磨蝕的能力，決定於材料儲存彈性應變能的能力，能以材料的破裂韌度(fracture toughness)、張力強度、楊式模數等推估破碎的門檻值及範圍。

Sklar & Dietrich (2001)透過實驗室模型試驗-岩床磨蝕研磨機(bedrock abrasion mill)，提出下切速率與張力強度負相關，試驗數據顯示下切速率約與張力強度的平方成反比。

I_r 項乃由單一顆粒撞擊彈跳軌跡加以推估，定義該彈跳軌跡所需之幾何參數係整理他人實驗數據加以回歸成而估計之，該等彈跳軌跡幾何參數多表示為岩床面剪應力的經驗公式。 F_e 項則假設為河川沈積料供應與輸送能力之比值的線性函數。

Sklar & Dietrich(2004)的模式中因為包含 I_r 項，考慮之岩床可涵蓋半沖積性岩石河床(即有部分之岩床被沖積層所覆蓋)。模式中假設河床載的顆粒為圓球且具單一尺寸。又假設岩床被沖積層覆蓋之比例是河床載中粗顆粒比率之函數。此一模式預測岩床磨蝕率為河川沈積料供應與輸送能力之非線性函數。

顆粒彈跳的撞擊頻率、岩床表層裸露比例(未受護甲層覆蓋的面積)可透過現地觀測或經驗式合理推估，但顆粒撞擊所剝離的岩石碎屑體積或造成的材料損傷現地難以直接觀察，本研究將透過數值模擬的方式，建立顆粒撞擊與材料表面沖蝕及內部損傷之關係。

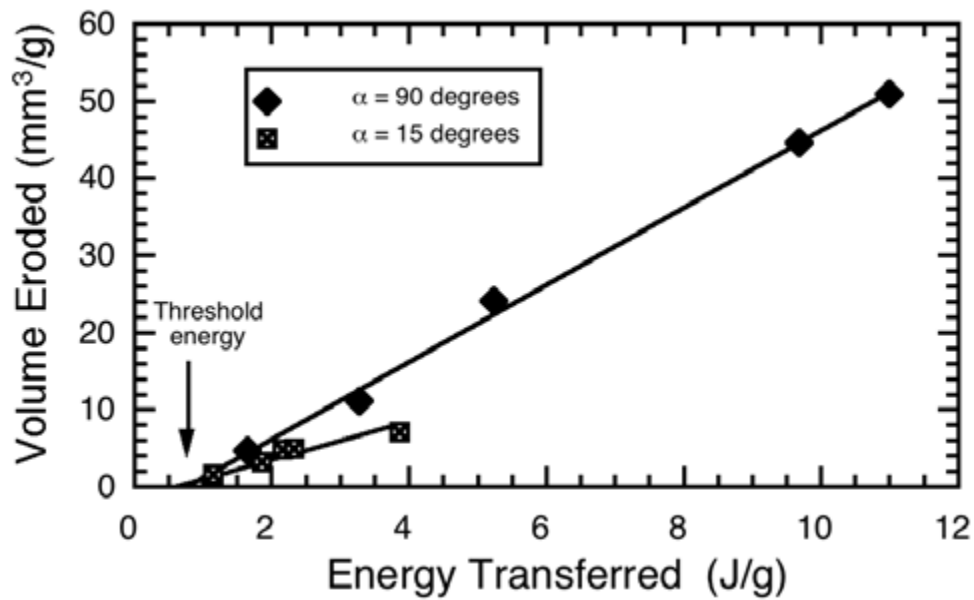


圖 3-7 沖蝕體積與單位質量淨動能轉移關係圖(Sklar, 2004)

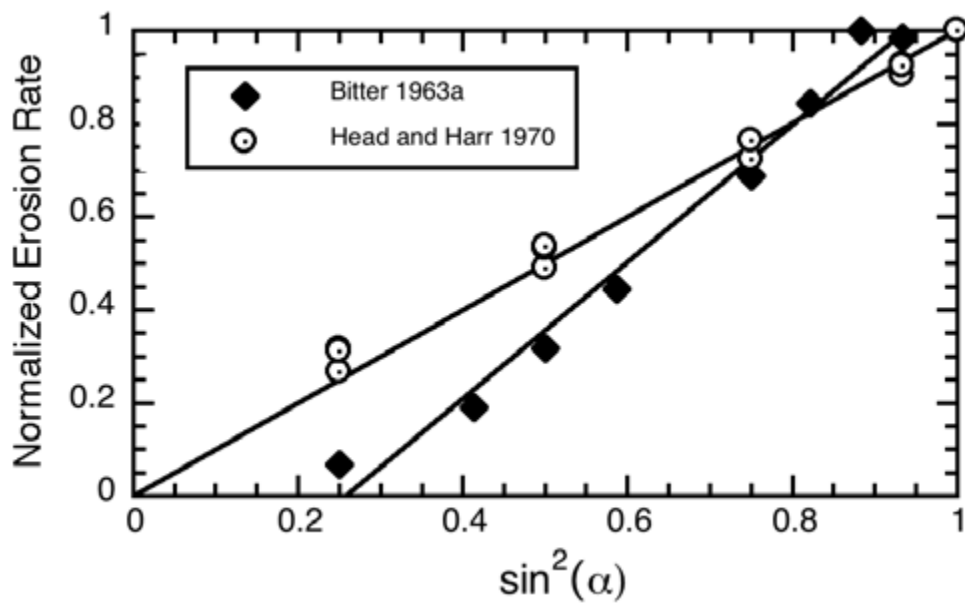


圖 3-8 正規化垂直向動能與沖蝕速率關係圖(Sklar, 2004)

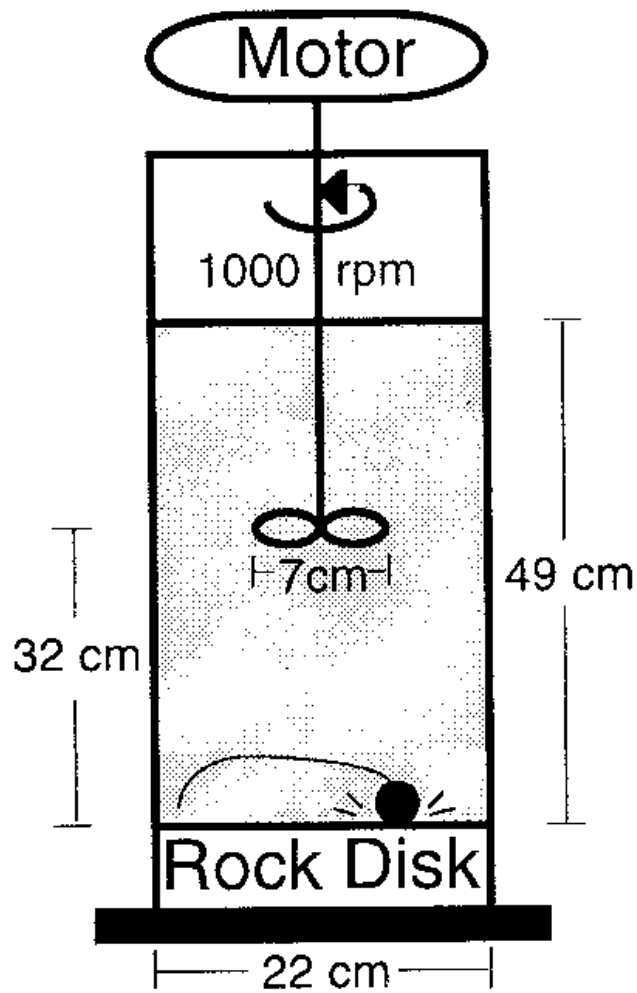


圖 3-9 岩床磨蝕研磨機示意圖(Sklar, 2001)

3.3.2 塊體抽離(plucking)

Annandale(1995)提出了一個簡單的示意圖(圖 3-10)以說明岩塊抽離之作用，並針對岩塊抽離的過程做了完整的定性描述，首先由於水流壓力波動之影響將節理面或弱面逐漸頂開(jacking)，之後岩塊受水流作用逐漸被移出(dislodgement)，最後被水流帶走脫離(displacement)。

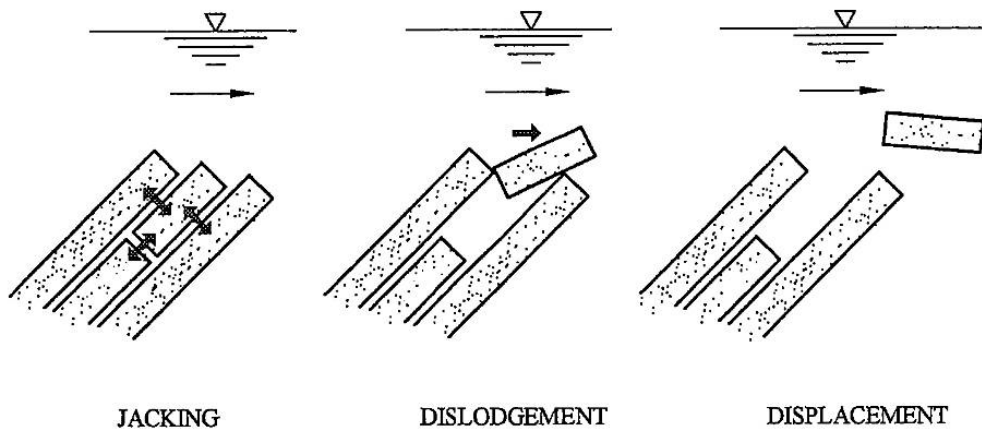


圖 3-10 岩塊抽離示意圖(Annandale, 1995)

Whipple, *et al.* (2000)認為當河床面岩盤之節理間距在 1 m 以下時，主要的沖刷機制將為岩塊抽離作用(plucking)，他們亦針對岩塊抽離作用的過程行為做了詳細的論述。一開始岩床由於受到節理面風化、顆粒彈跳衝擊以及水流壓力波的影響造成岩盤上的裂隙逐漸延展形成破裂面，之後隨著河床顆粒逐漸地透過磨蝕作用沖蝕弱面，以及物理及化學風化作用的影響使裂隙逐漸增大直至完全擴展連通，當裂隙連通、水流進入弱面之後，表面水流產生之拖曳力與底面弱面水流產生的壓力波動兩者之間形成向上之壓力差，當此壓力差能克服岩塊之重量及側邊之摩擦力時，將導致岩塊逐漸鬆動、抬升，最終被水流帶走脫離，如圖 3-11 所示：

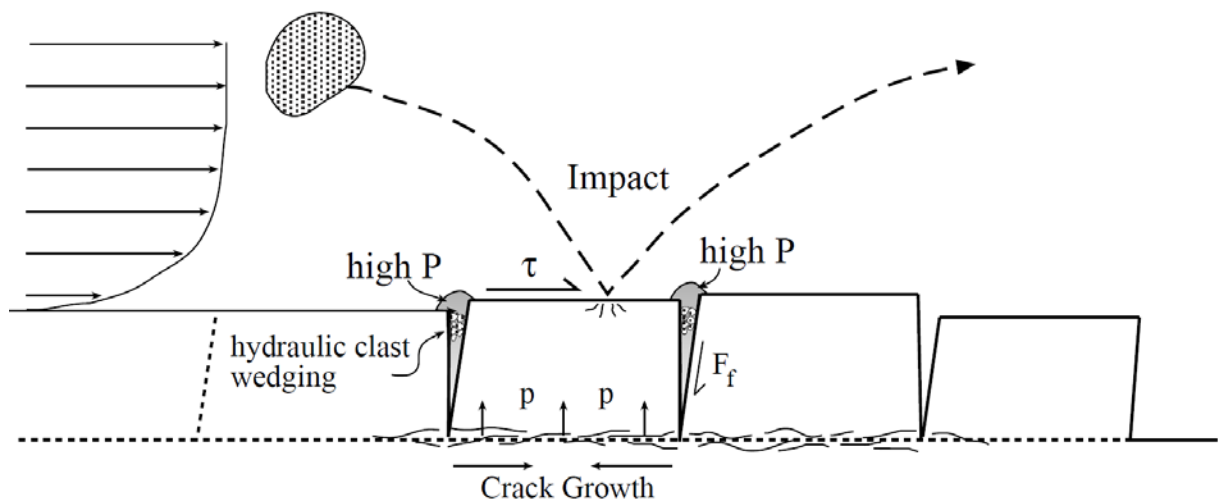


圖 3-11 岩塊抽離機制(Whipple, *et al.* 2000)

Annadale(2006b)對裂隙連通節理塊所受之作用力做分析，圖 3-12 為示意圖，圖中 F_{up} 為上舉力、 F_{down} 為岩床表面水壓、 W_g 為節理塊自重、 F_{s1} 及 F_{s2} 則是節理塊和周圍岩塊相互影響所造成的剪力阻抗，當上舉力 F_{up} 大於節理塊所受的向下抵抗力時，會產生一淨壓力，此淨壓力作用在節理塊上時會產生一初速度 v_0 ，經由下式轉換即可得到節理塊之抬升高度(h)。

$$h = \frac{v_0^2}{2g} \quad (\text{式 3-5})$$

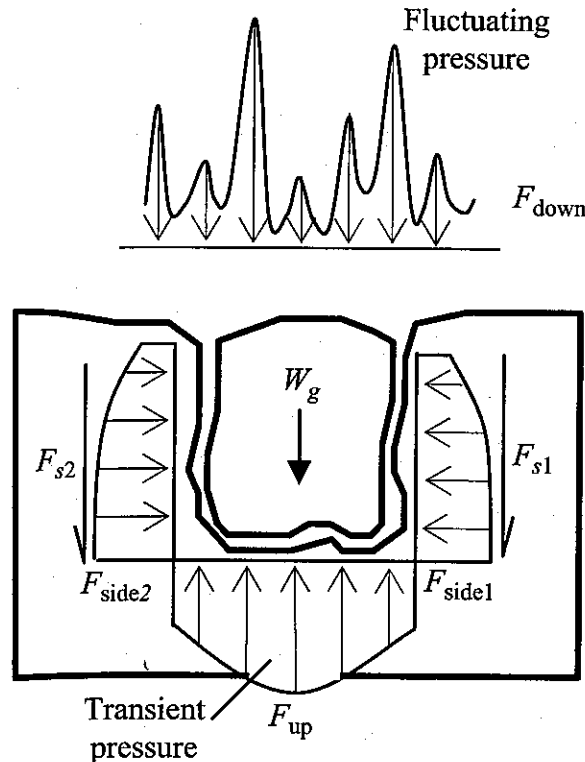


圖 3-12 岩塊攜出作用力示意圖(Annandale, 2006b)

Bollaert(2002)利用淨向上力之觀念，藉由理想化之邊界假設，假設塊體之形狀為立方體，並根據力平衡計算的概念，推導出在單位時間內塊體可抬升高度受到塊體厚度與波動壓力之影響，可表示如下式：

$$h_{up} = \left[2 \frac{(x_b + 2z_b)}{c} \right]^2 \frac{1}{2g \cdot x_b^4 \cdot z_b^2 \cdot \gamma_s^2} \left[C_I \cdot g \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot x_b^2 - (\gamma_s - \gamma_w) \cdot x_b^2 \cdot z_b - F_{sh} \right]^2 \quad (\text{式 3-6})$$

$$C_I = 0.0035 \cdot \left(\frac{Y}{D_j} \right)^2 - 0.119 \cdot \left(\frac{Y}{D_j} \right) + 1.2$$

上式中 h_{up} = 塊體可抬升高度； x_b = x 方向塊體長度； z_b = z 方向塊體長度，如圖 3-14 所示； g = 重力加速度； γ_s = 材料單位重； C_I = 動力脈衝係數； γ_w = 水單位重； F_{sh} = 作用於岩塊上之剪力； c = 水的壓力波速 (pressure wave celerity of the water)。圖 3-13 為 Bollaert(2002) 經由試驗結果迴歸 C_I 與 Y/D_j 之關係圖， D_j 為射流水柱厚； Y 為平衡尾水深。

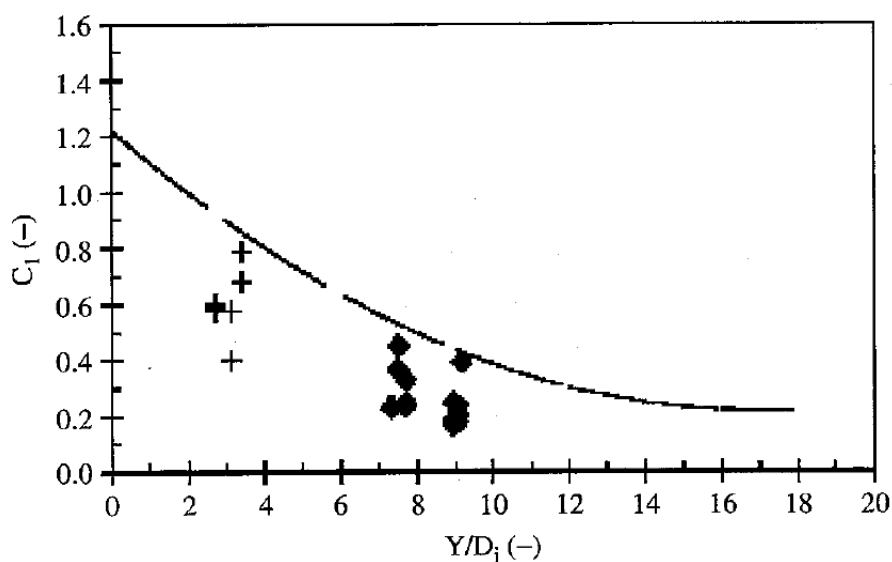


圖 3-13 動力脈衝係數(C_I)對水柱厚及尾水深之關係圖(Bollaert, 2002)

圖 3-13 是 Bollaert(2002) 經由試驗結果迴歸而得，由圖中可觀察到迴歸線之終點大約落在 $Y/D_j = 18$ ，而 C_I 迴歸線公式之曲線頂點約落在 $Y/D_j = 17$ ，因此當沖刷深度持續刷深導致 Y/D_j 大於 17 時， C_I 值不降反增，進而產生上舉力隨沖刷深度增大而遞增此不合理現象。台灣河川湍短流急，岩床下刷深度較深，因此當遇到 Y/D_j 大於 17 的狀況時，本研究採用迴歸線頂點之 C_I 值作為基準進行計算。

Bollaert(2002) 提出，當塊體上舉高度 (h_{up}) 超過塊體厚度 (z_b) 之半時 ($0.5 \leq h_{up}/z_b < 1$)，節理塊即有可能被帶走脫離。經由此概念，可求得岩塊穩定所需厚度之門檻值，當岩塊之厚度大於此穩定所需厚度之門檻值時，岩塊抽離不會發生。反之，當岩塊之厚度小於此門檻值時，則岩塊抽離沖蝕機制便會發生。

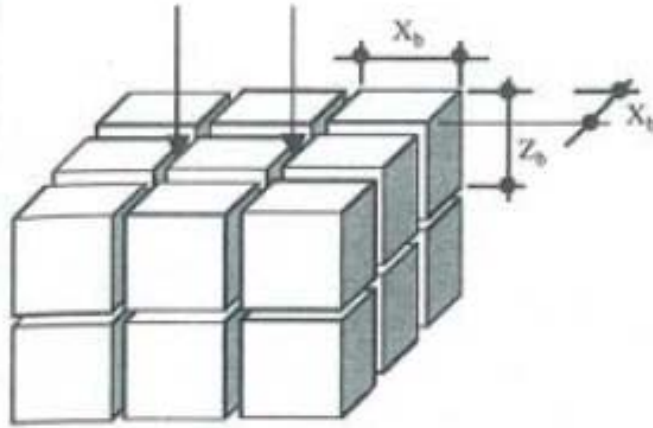


圖 3 - 14 Bollaert 岩塊尺寸示意圖(Bollaert, 2002)

3.4 模型試驗研究

不少實驗研究所進行之沖蝕模型試驗是透過水槽物理模型試驗來掌握特定控制條件下岩床沖蝕之定性或定量行為。模型試驗的結果，往往被用來觀察人造材料岩床之下切、地形發育變遷、驗證合理化公式之合理性，或用來得到一些經驗關係式。

Shepherd & Shumn (1974)以傾斜、長 18.3 m、寬 1.2 m、深 0.762 m 的可循環長型水槽(如圖 3 - 15)進行沖蝕模型試驗。以砂土與高嶺土混和材料來模擬河床之底床材料。模型試驗控制變因包括坡度、含砂量、流量等，試驗中觀察沖蝕之過程。他們觀察環狀水槽內之下切沖蝕與橫向沖蝕受含砂量與流量所控制，可能形成不均勻之河床橫斷面與縱斷面。

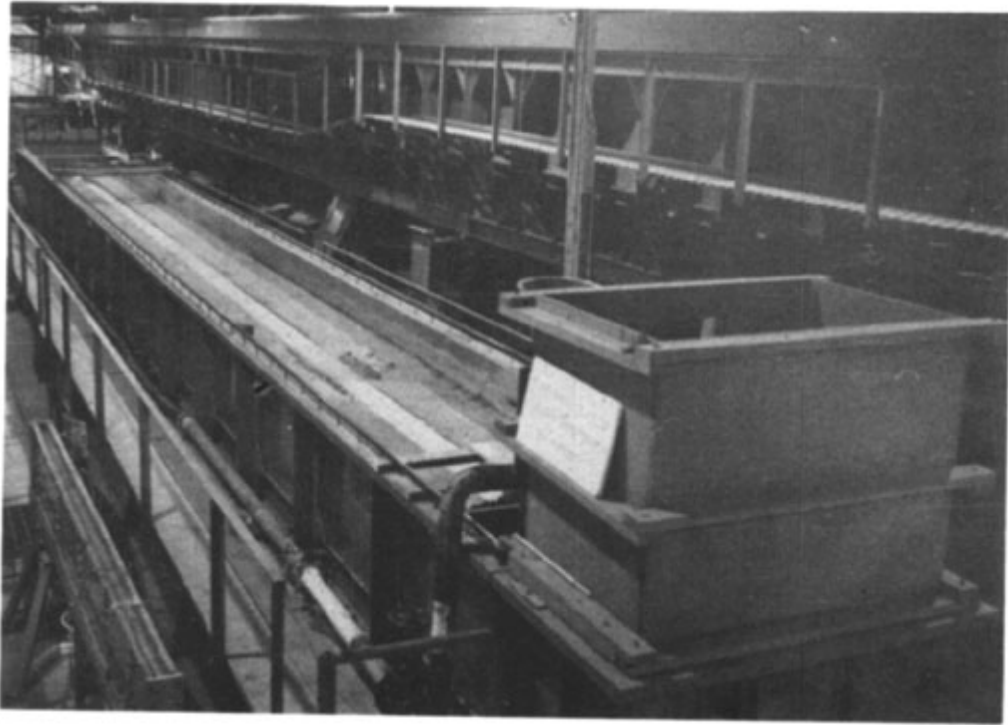


圖 3-15 河道下切試驗試驗(Shepherd and Shumn, 1974)

Wohl & Ikeda (1997)也以水槽進行沖蝕模型試驗。以 70%砂土與 30%皂土混和材料來模擬河床之凝聚性底床材料。改變不同水槽坡度，以觀察河床經沖蝕出現之平行縱向溝槽傾向，圖 3-16 為試驗照片。圖 3-16(a) 坡度 2%，河道 11-16 cm 寬，1-2 cm 深，河道側壁沒有扭曲。圖 3-16(b) 坡度 5%，河道 20 cm 寬，2-4 cm 深，河道側壁扭曲。試驗結果顯示，當縱向溝槽寬而淺，扭曲較小。反之，當槽溝較深，扭曲則較高。



(a) 坡度 2%



(b) 坡度 5%

圖 3-16 坡度與河道寬度、深度及彎曲度的影響(Wohl & Ikeda, 1997)

Robinson, *et al.* (2001) 認為河床地盤之天生弱面特性會影響其暴露於強勁水流下受到沖蝕之容易與否。典型之材料強度試驗常未將現地材料之弱面納入考慮。他們透過人工擺置的層狀堆疊塊狀體之模型試驗展示含弱面岩體之抗沖蝕能力受岩塊尺寸與位態所影響。圖 3-17 為試驗配置圖，量測不同流量、不同位置的岩塊底部水壓力。

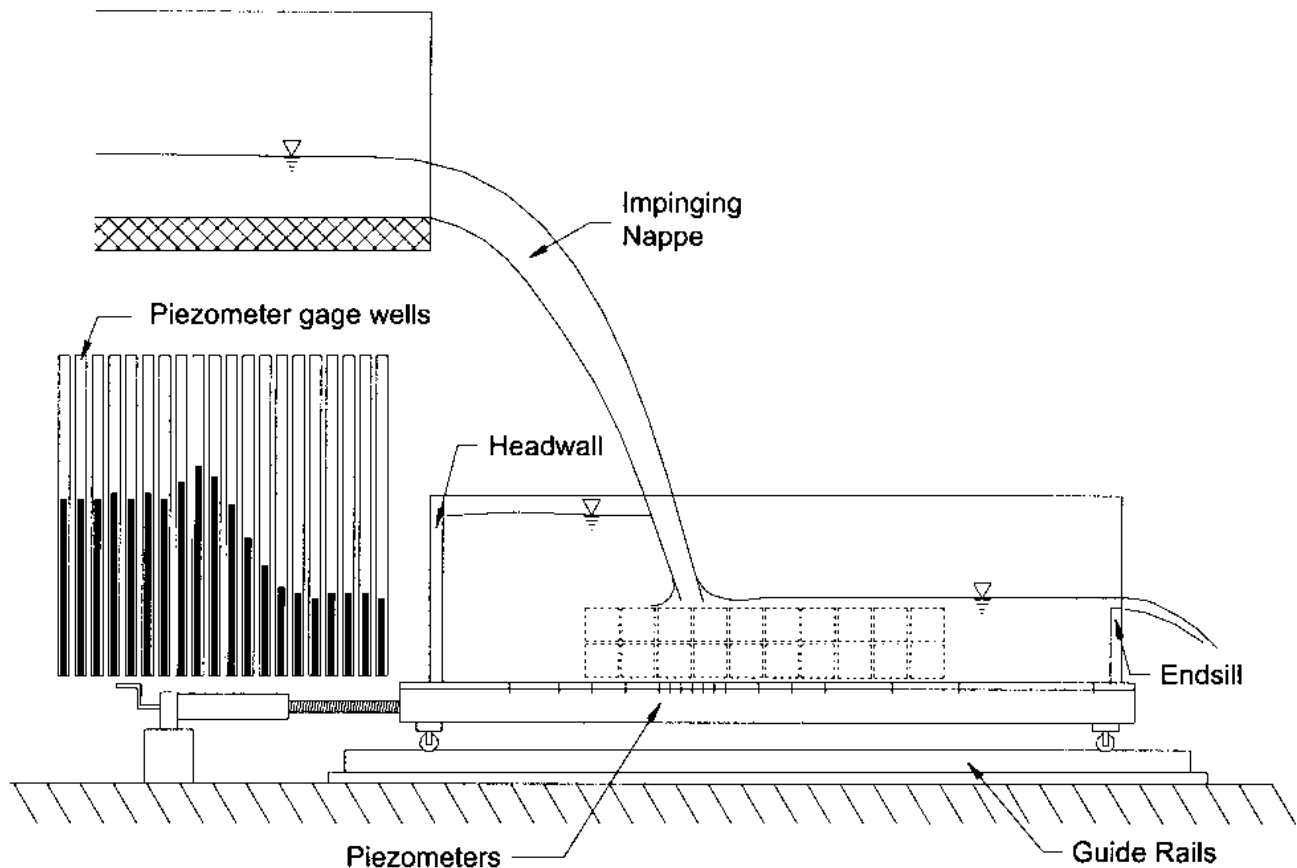


圖 3-17 岩塊配置及水壓計擺設位置(Robinson, *et al.*, 2001)

若由水流動力的觀點來看岩石河床下切，河川的坡度乃決定於岩石阻抗與地殼抬升率，理應與河川提供沈積物之粒徑分佈並無關連。然而 Sklar & Dietrich (2001) 的實驗結果卻顯示河川提供沈積物之粒徑分佈與岩石河床下切速率有密切關係。其原因可以由沈積物的角色來討論。Gilbert (1877) 最早指出河川提供的沈積物一方面有促進沖蝕之工具性效應 (tool effect)，一方面卻具有防護沖蝕的覆蓋性效應 (coverage effect)，相互抗衡 (間接引用自 Foley, 1980)。Sklar & Dietrich (2001) 經由試驗結果證實 Gilbert 的論點。進而推論河川提供沈積物之粒徑分佈會是主控河川下切速率之關鍵因素之一。河床載中之細料相對於粗料而言，其磨削效率較為有限。

岩石河床之下切速率與其材料強度有關，Sklar & Dietrich (2001) 透過其實驗室模型試驗提出下切速率與張力強度負相關，試驗數據顯示下切速率約與張力強度的平方成反比。Sklar & Dietrich (2001) 並分析岩石河床受沖蝕之機制，

他們還注意到河床小尺度之不規則表面可能促發穴蝕(cavitation)。此外，河床載卵礫石衝擊岩床，破壞岩體中弱面間岩橋，克服阻抗、也會造成岩體中岩塊之鬆動、脫離(plucking)，都可能是岩床受沖蝕之重要原因。

本研究主要探討顆粒彈跳磨蝕及塊體抽離兩種沖蝕機制，下面兩節針對這兩種沖蝕機制的相關試驗更進一步說明。

3.4.1 彈跳磨蝕相關試驗

Sklar& Dietrich(2001)為了模擬礫石河床載(coarse bedload)對岩質河床的沖蝕下切行為，設計了一個岩床磨蝕研磨機(圖 3-9)。將直徑 20 cm 的岩樣放入儀器底部，以 1000 rpm 的葉片帶動岩石上方的水流及河床載，磨蝕底部的岩石試體。這個研究挑選了 22 種不同的岩石試體，6 種不同的河床載濃度，不同的河床載材料，還有多種沖蝕材料粒徑，探討對沖蝕速率的影響。

圖 3-18 是 22 種不同的岩床材料針對張力強度正規化後，與沖蝕速率的關係圖，岩石張力強度越高，沖蝕速率越低。圖 3-19 探討不同河床載材料對沖蝕速率的影響，圖中黑色方框為石英材料的河床載，白色方框是跟岩床材料一樣的河床載，結果顯示石英材料的河床載的沖蝕能力較強。圖 3-20 探討河床載濃度對沖蝕速率的影響，研究結果顯示當河床載濃度超過某一門檻值時(本試驗為 100-200 g)，河床載會對岩床表面造成保護效應(cover effect)，並非河床載濃度越高，沖蝕速率越大。圖 3-21 探討沖蝕材料粒徑與沖蝕行為的關係，當顆粒粒徑小會以懸浮載方式在水流中移動，對岩石材料沖蝕影響小，當顆粒以河床載模式在岩床表面跳動時的沖蝕能力是最強的，當顆粒太大水流無法帶動時，岩床也就沒有沖蝕了。

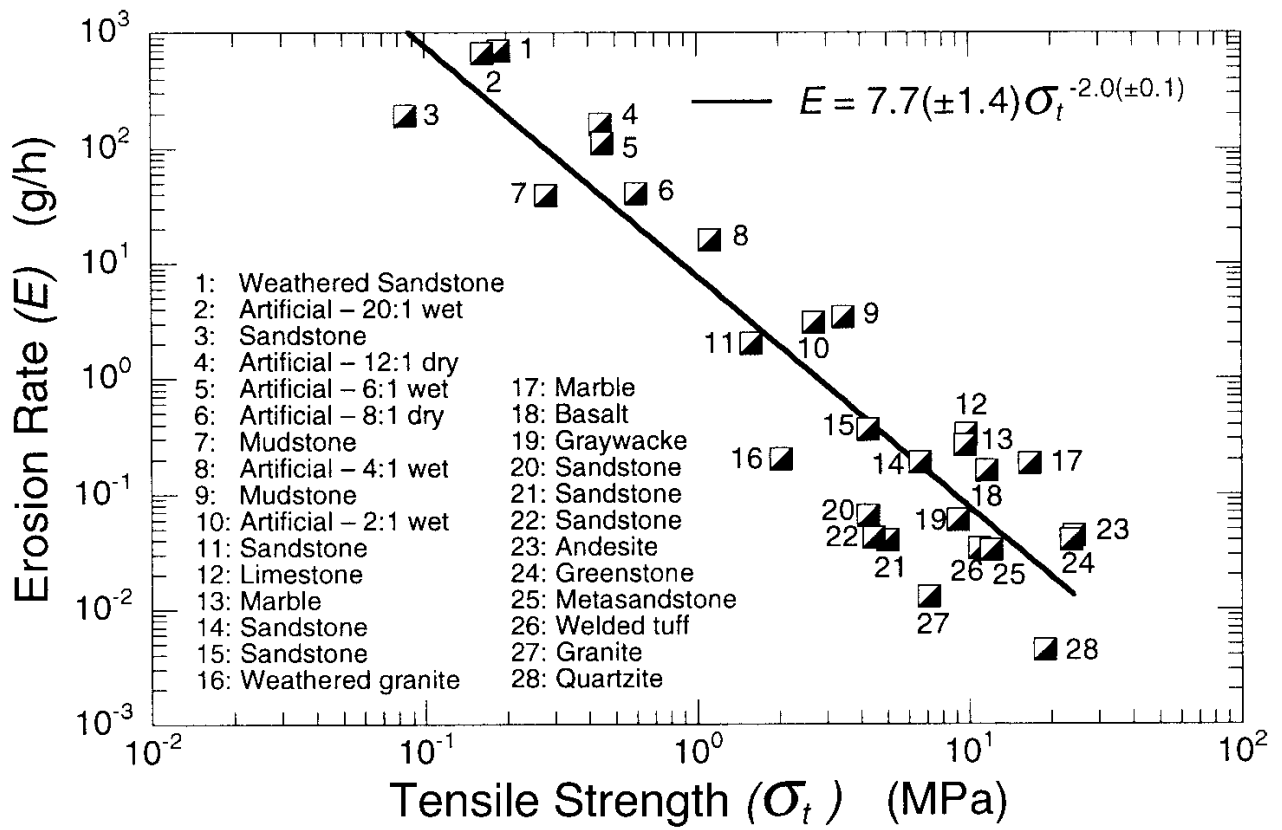


圖 3-18 岩石張力強度對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)

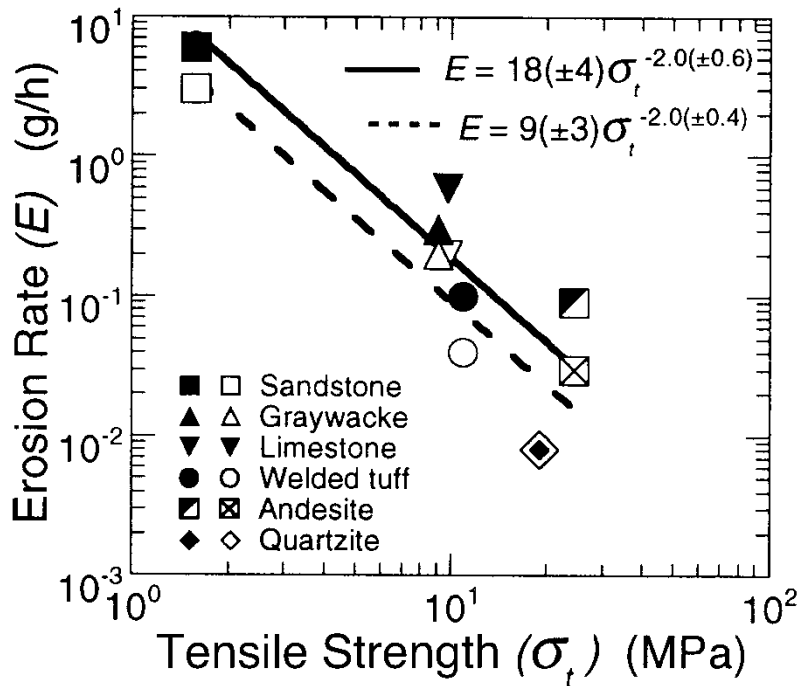


圖 3-19 河床質材料對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)

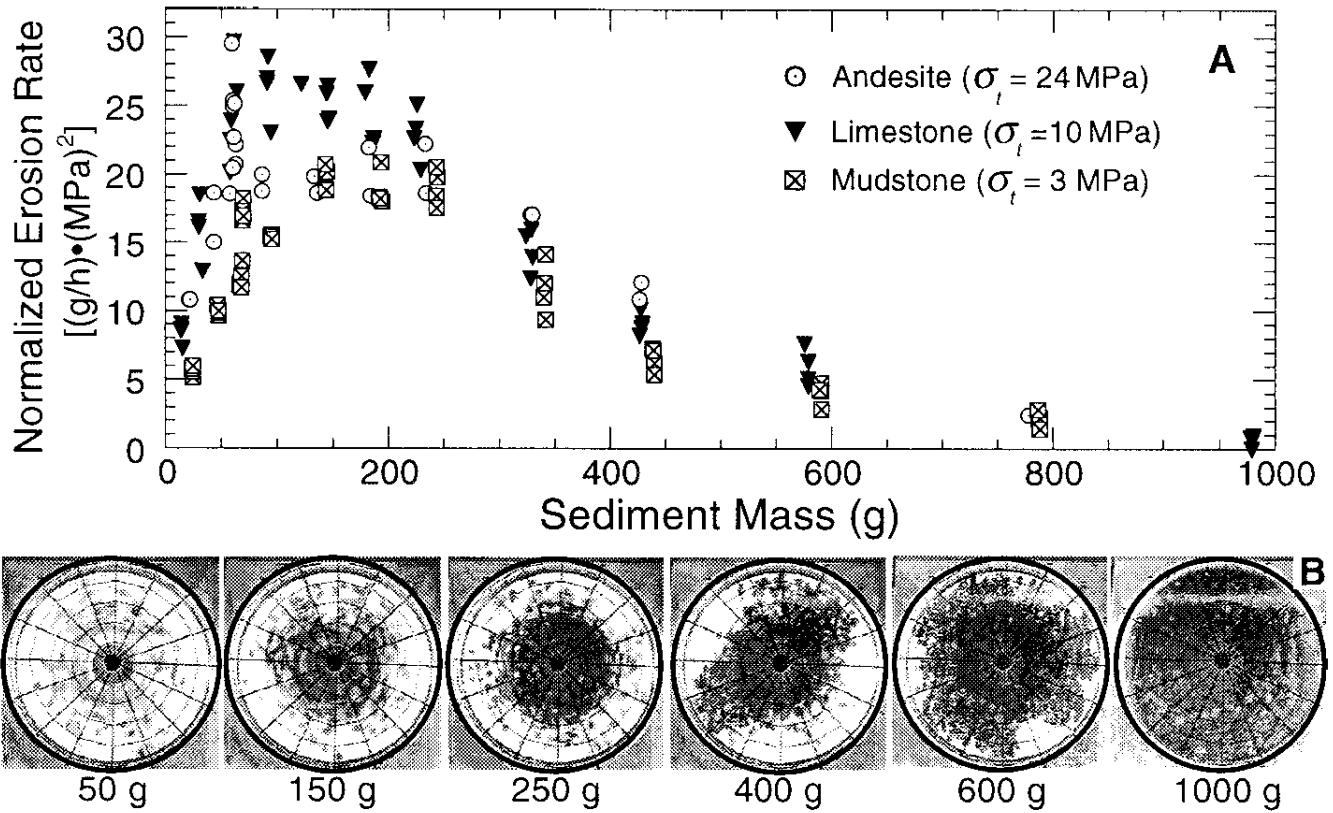


圖 3-20 河床載輸送率對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)

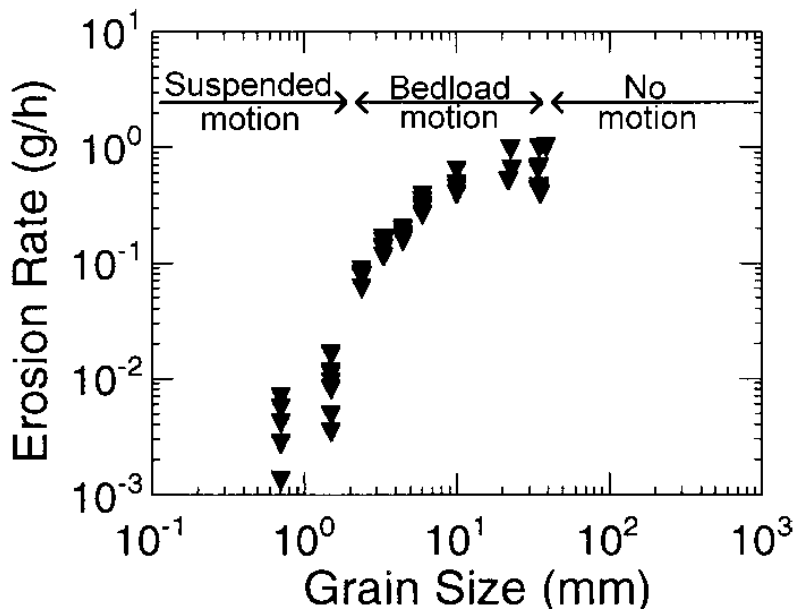


圖 3-21 河床載粒徑對沖蝕速率的影響(Sklar, 2001)

3.4.2 塊體抽離相關試驗

本研究模擬塊體抽離的沖蝕機制，此機制受水流壓力波動作用於節理面之影響，為能合理考量壓力波動之特性，本節蒐集了與塊體抽離室內試驗相關之文獻。介紹前人曾做過的塊體抽離室內試驗並討論其結果。

3.4.2.1 塊體抽離水槽試驗

Annandale & Wittler (1998)曾建立了針對塊體抽離的水槽試驗，儀器配置如圖 3-22 所示。試驗的試體則係由長 0.394 m、寬 0.194 m、厚 0.064 m 的輕質混凝土塊體以 45 度角依序排列而成，如圖 3-23 所示。試驗時以強力水柱沖擊試體，模擬河道中塊體抽離之行為。

水槽沖蝕試驗的優點在於對試體的掌握度高，無論是試體的性質、塊體的大小、節理面的傾角間距，都容易加以控制，而缺點則在於只能針對單一沖刷機制塊體抽離進行試驗，無法考慮到顆粒撞擊、剪力磨蝕等作用影響，尤其當模擬之現地情形位於節理不發達或強度較弱的岩床上時，顆粒撞擊、剪力磨蝕往往為主控機制，影響甚大。因此此塊體抽離水槽試驗之缺點在於無法對岩床的沖刷機制做全盤性的考量。

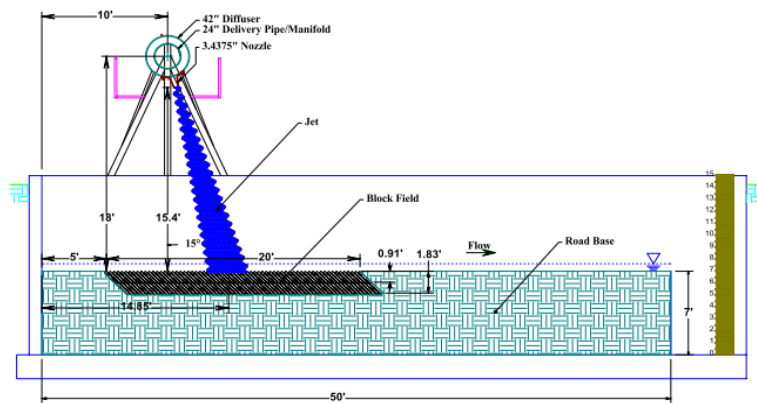


圖 3-22 試驗配置圖(Annandale & Wittler, 1998)

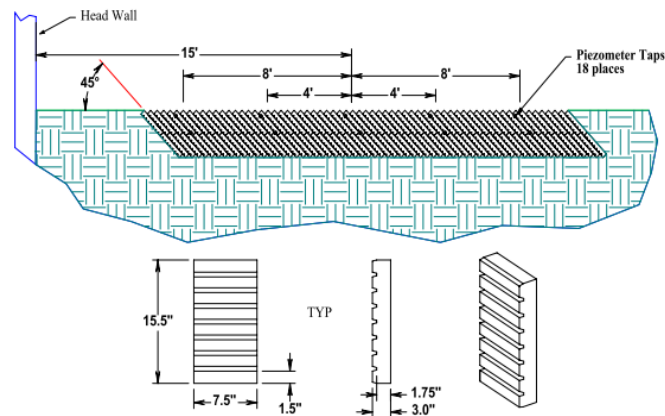


圖 3-23 塊體配置圖(Annandale & Wittler 1998)

3.4.2.2 人造節理水槽試驗

Bollaert(2002)為模擬跌水狀態下岩體裂隙內之壓力變化，建立了人造節理水槽試驗(圖 3-24)，該試驗係利用不同形式之金屬版來模擬各種岩體裂隙之形狀(圖 3-25)，同時於金屬版間之各個區段裝設壓力計，藉由觀察各區段壓力計數值之變化，進而探討當水流壓力波動進入裂隙後所產生之放大效應。

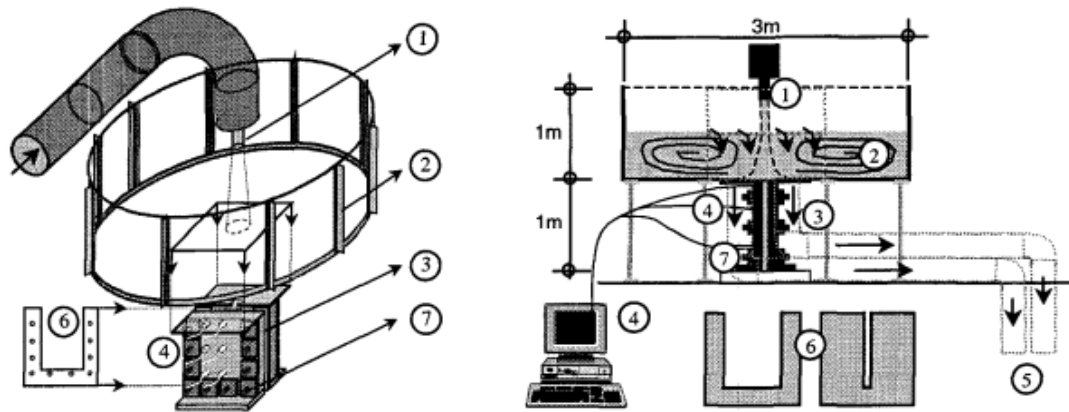


圖 3-24 人造節理沖蝕試驗配置圖(Bollaert, 2002)

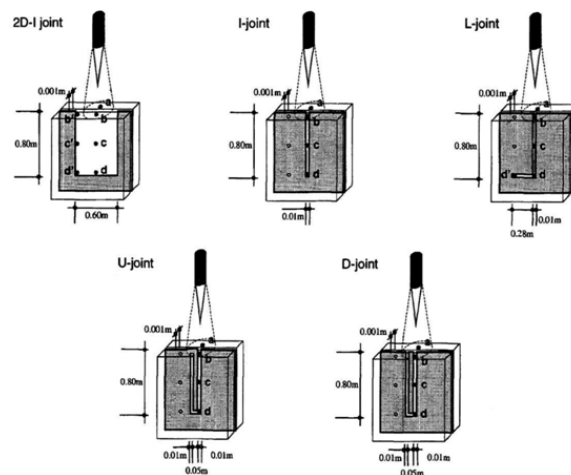


圖 3-25 不同形式裂隙模擬設施示意圖(Bollaert, 2002)

其試驗成果顯示當水流進入裂隙後受到裂隙形狀及水體波傳速度的影響，於某特定頻率下會發生共振效應，進而產生作用力之放大效應，造成裂隙底部壓力大於岩體之表面壓力(如圖 3-26)；當塊體承受之壓力波動差為向上作用且大於岩塊自重時，即有機會導致岩塊脫離，進而被水流帶走。

當模擬之節理形狀越簡單時，其放大效應越明顯，像是人造節理中形

狀最簡單的 I type(參見圖 3-25),其放大係數約可達到 4 倍之平均壓力(或 20 倍之絕對壓力);相對於節理形狀較複雜的 D-type 及 2D-I type (參見圖 3-25),由於水中氣泡易聚集於彎角處,影響裂隙之共振頻率,裂隙形狀愈複雜放大效果愈小,其放大係數僅約為 1~1.5 倍之平均壓力。

接著將岩體表面所量測到之壓力波動進行頻譜分析,由圖 3-27 中可看出岩體表面壓力波動之頻率範圍大約落在 2 Hz 到 500 Hz 之間,且頻譜能量密度隨頻率增大逐漸遞減,頻率 100 Hz 之能量密度僅約為頻率 2 Hz 的百分之一,由此可知在壓力波動中高頻部分之能量密度相對於整體能量密度所占比例非常小,甚至可忽略不計。因此本研究在之後的模擬分析僅以頻率 2 Hz 至 100 Hz 作為壓力波動之頻率考量範圍。

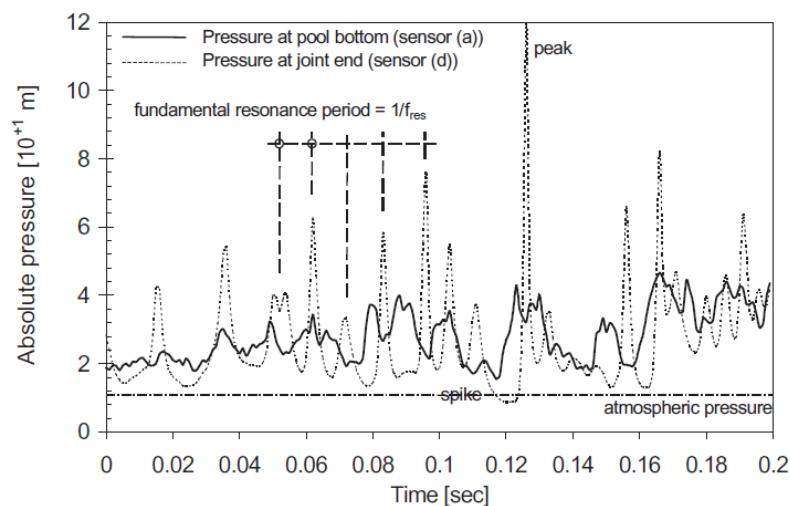


圖 3-26 岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002)
(裂隙為 I type、水流為 developed-jet)

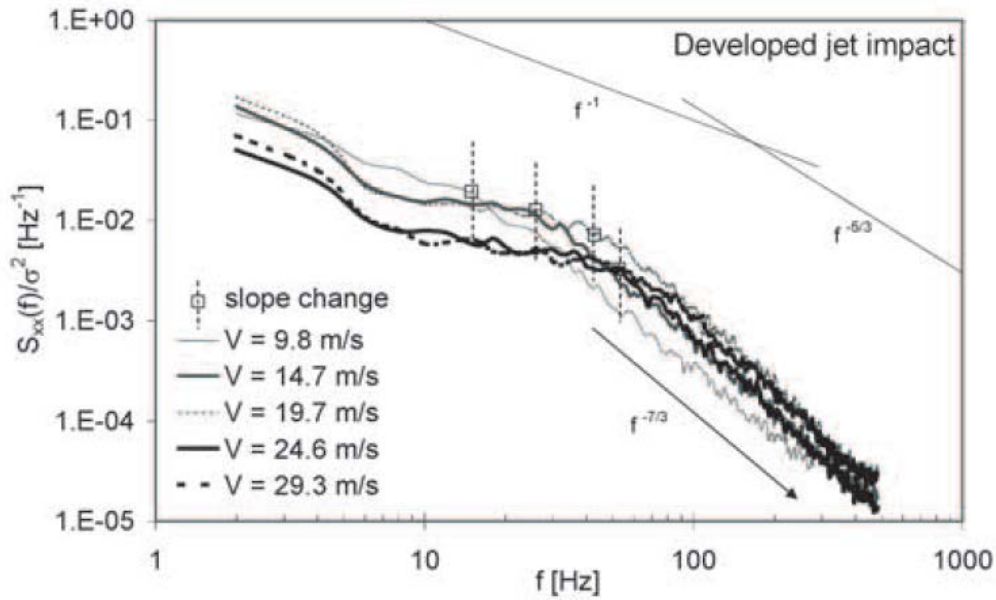


圖 3-27 岩體表面壓力波動頻譜分析(Bollaert, 2002)
(水流為 developed-jet)

3.4.2.3 水流於裂隙中之壓力波動傳播試驗

經由下列兩式可得知壓力波動傳播速率與共振頻率之關係，為求節理裂隙中壓力波動之傳播速率，Müller *et al.*(2002)建立了水流於裂隙中之壓力波動傳播試驗：

$$f_{\text{res.close}} = c_{\text{close}} / (4 \times L_f) \quad \text{close end} \quad (\text{式 3-7})$$

$$f_{\text{res.open}} = c_{\text{open}} / (2 \times L_f) \quad \text{open end} \quad (\text{式 3-8})$$

式中 $f_{\text{res.close}}$ 、 $f_{\text{res.open}}$ 分別為當裂隙另一端為閉口或開口時，壓力波動之共振頻率； c_{close} 、 c_{open} 則分別為當裂隙另一端為閉口或開口時，壓力波動之波速； L_f 為節理之破裂長度。

Müller *et al.*(2003)為模擬水流於裂隙中之壓力傳播行為，建立了一試驗儀器(Drop test apparatus)，如圖 3-28 所示，此組試驗係藉由活塞之向下運

動產生裂隙入口處之水流壓力波動，並藉由量測裂隙中不同距離之壓力大小，可得知當壓力波動在裂隙中傳播時，其壓力波動的傳播速率以及其振幅能量隨傳播距離衰減之情形。此外藉由改變裂隙寬度之大小並進行試驗，即可得到壓力波動的傳播速率與裂隙寬度之相關性，如圖 3-29，當裂隙寬度增加時，壓力波動之傳播速率也隨之增加，其原因在於水流中的微小氣泡易吸附於裂隙四周之牆體上，因此當裂隙寬度較小時，此牆體上之微小氣泡會對水流之傳播速率產生影響，導致壓力波動傳播速率減慢，而隨著裂隙寬度逐漸增大，此影響也隨之逐漸減小，傳播速率也隨之遞增。

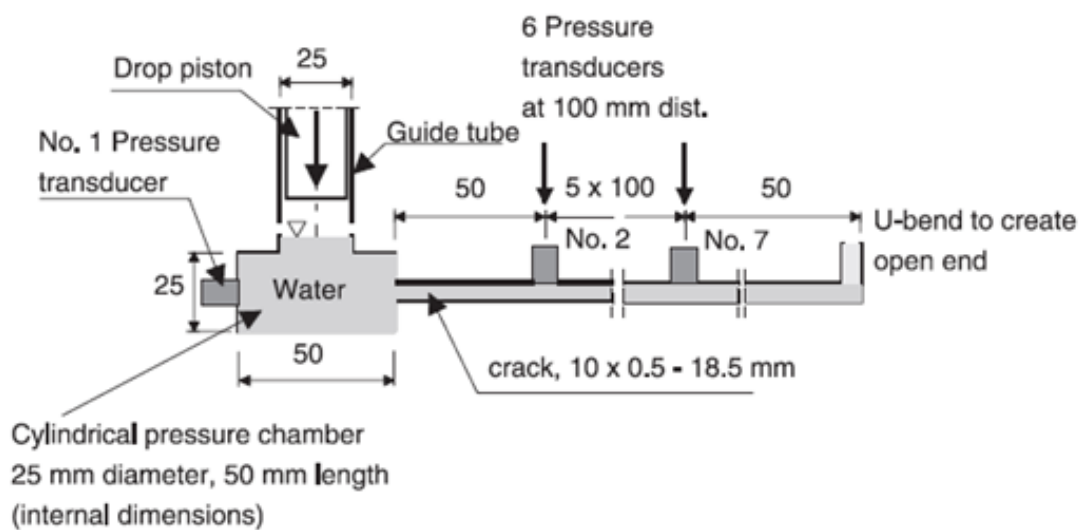


圖 3-28 drop test apparatus (Müller *et al.*, 2003)

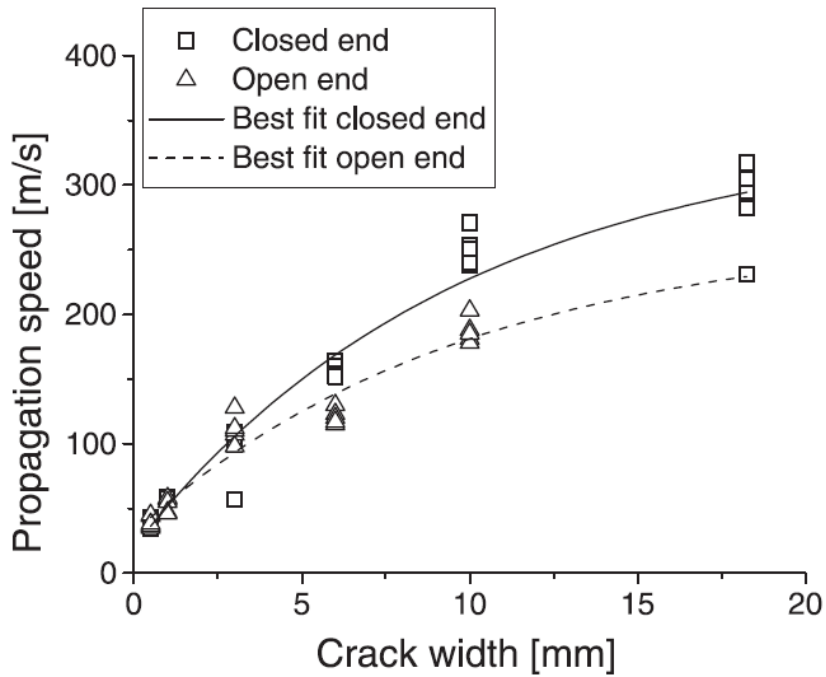


圖 3-29 壓力波動之傳播速率與裂隙寬度之關係圖(Müller *et al.*, 2003)

3.4 小結

傳統以剪應力及剪力阻抗作為河道沖蝕下切的經驗式，在泥質、砂礫底床的情況可能可適用，但是在岩質河床就遭遇問題。以剪應力與剪力阻抗為主的經驗式僅考慮水流條件、地形條件與(砂礫等)顆粒粒徑特性，但是對於岩質河床而言，岩體的性質是重要且不可忽略的沖蝕機制影響因子。如欲建構岩石沖蝕力學模型，除上述條件外，必須研究顆粒彈跳對材料破壞及弱化的行為，甚至需水流作用力在裂縫的壓力放大效應及不連續面的節理連通效應，才能掌握岩質河床的沖蝕機制進而模擬沖蝕下切行為。

4. 研究方法

本研究用PFC^{3D}軟體，分別模擬彈跳磨蝕及塊體抽離之軟岩沖刷機制。彈跳磨蝕以圓形顆粒為基本單位之建構三維模型，首先建立牆面邊界將岩床試體尺寸固定，再將球體填入牆面所建造的模式內，並且再給予顆粒適切的連結模式及鍵結，此為岩床試體。接著再用一較大顆粒模擬河床載的彈跳撞擊，給定合理的阻尼係數，模擬現地彈跳的行為，最後記錄岩床試體顆粒間鍵結的破壞範圍及比例，以及顆粒間摩擦所消耗的功。

模擬塊體抽離機制之前，必須先進行一些前置作業，因此本章分別針對試體的建立、節理面上的行為以及壓力波動的施加進行研究與討論，並根據岩床的現地情形建構出針對塊體抽離機制的模擬試體，進而開始模擬。

4.1 彈跳磨蝕

4.1.1 試體模型建立

由於真實之現地試驗測量易受地形地貌所限，亦無法準確固定量測之基準點，所以使得現地試驗不僅施作困難且數據精準度亦無法降低。然而室內試驗之試體取得不易，易受儀器控制所影響，要生產多筆試驗數據做為參考資料庫極為不易，所以冀以利用微觀之數值模擬程式來產生試驗結果，做為未來巨觀經驗因子探討之依據。

在PFC^{3D}中，主要以顆粒集合體及牆面來做試體之模型，在岩床試體建立時首先須先設定牆面邊界範圍，牆面建立完成後，再將顆粒放入牆面組成的方盒中平衡，顆粒與顆粒之間給予鍵結，模擬岩石顆粒之間的膠結物，最後將頂牆刪除，作為彈跳磨蝕試驗的表面。下節將會針對岩床建立之過程加以介紹並詳述。

4.1.1.1 邊界設定

在本研究中岩床試體牆面採用有限牆面，即在試體在試驗中為固定邊界值，試體尺寸大小即為牆面所建構之六邊形體積大小。在此，試體採長 0.12 m，寬 0.12 m，厚 0.06 m(即 x,y,z 方向)，如圖 4-1(a)。

因模擬之沖蝕機制乃針對岩床表面作用，所以必須使得岩床試體表面為裸露，以模擬水流於岩床表面之沖蝕機制。針對此特性，必須將岩床試體之表面牆面刪除，刪除是為了模擬岩床表面直接受水流沖蝕，所以將頂牆刪除以符合現場岩床表面受沖蝕之情況。刪除後仍可平衡並且無顆粒破壞且脫離試體之情況即可。

4.1.1.2 顆粒集合體之建立

為模擬岩床表面沖蝕機制，首先岩床試體之建立為首要條件。首先必須先建立牆面，使用有限牆面，將牆面之邊界值設定為所需之定值，透過排列牆面成為六面體後，再將球體顆粒放入牆面所排列而成之六面體內，此研究中球體顆粒在限定之半徑中，顆粒排列模式採高斯隨機分布，並且透過縮小初始顆粒半徑再讓其慢慢膨脹，直到達到指定之孔隙率的方式，使得顆粒可以隨機分布並且達到所需的孔隙率，即可達到所需的六面體之岩床試體，在此試體中共有 17776 顆球體，如圖 4-1(b)。

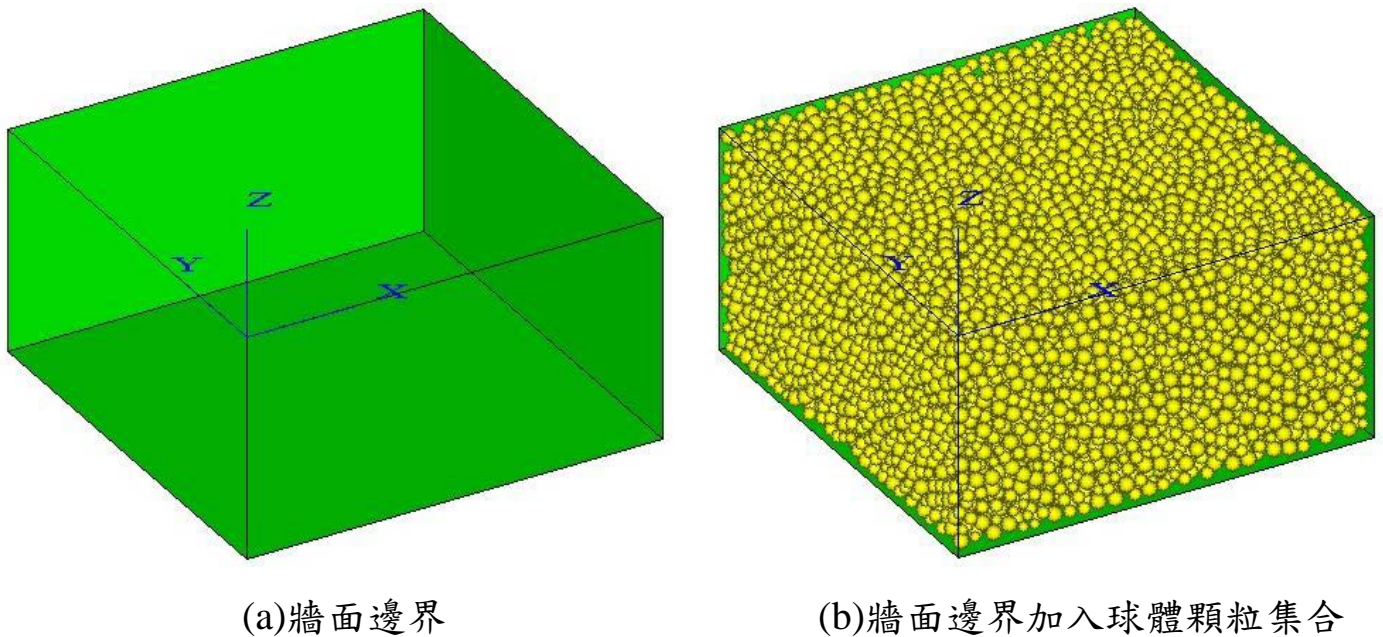


圖 4-1 顆粒彈跳岩床試體圖

4.1.1.3 參數率定

本研究採PFC^{3D}程式於分析時，其相關之參數設定可依參數性質分為顆粒物質性質(顆粒單位重 ρ)、顆粒摩擦性質(摩擦係數 μ)、接觸勁度參數(正向勁度 k_n 、剪向勁度 k_s)、平行鍵結模式所需之參數(鍵結半徑放大係數 λ 、鍵結勁度參數 $pbkn$ 、 $pbks$ 、鍵結強度參數 $pb_nstrength$ 、 $pb_sstrength$)，如表

4-1 所列。

(1) 顆粒單位重 ρ ：在本研究中顆粒單位重採軟弱岩層之密度 2650kg/m^3 。

(2) 摩擦係數 μ ：當相鄰接觸之顆粒產生相對錯移時，顆粒間的切向摩擦力依顆粒摩擦係數來決定。當顆粒沿著破裂面產生明顯的錯動時，此時摩擦係數之影響才較為顯著。

(3) 勁度參數：在正向勁度 k_n 保持固定時，模擬之強度與楊氏模數兩者均與勁度比 k_n/k_s 呈現正相關。

(4) 鍵結參數：當鍵結強度比 $pb_nstrength/pb_sstrength$ 增加時，模擬之強度也隨之增高，故整體強度是由鍵結強度所主控。

(5) 阻尼參數：採用 viscous damping，模擬動態行為下的材料內部的動能消耗行為。

參數率定仍需參考真實室內試驗數據來做標定之依據，詳細參數率定之方法以及標定將於第四章作詳細介紹。

表 4-1 PFC^{3D}微觀參數表

Particle	Parallel bond	Viscous damping
density = 2650kg/m^3	pb_kn = $5e11$, pb_ks = $2e11$	normal damping = 0.1
$D_{\max} = 0.5\text{cm}$, $D_{\min} = 0.4\text{cm}$	pb_rad = 1	shear damping = 0.03
kn = $5e7$, ks = $2e7$	pb_nstr = $1.5e7$	
$\mu = 0.577$	pb_sstr = $1.5e7$	

4.2.2 顆粒彈跳撞擊之模擬

顆粒跳撞擊乃採用一較組成岩床試體內之顆粒集合體尺寸為大之顆粒，使此撞擊之顆粒位於岩床試體表面上方，控制特定速度值，使之撞擊岩床試體以產生顆粒鍵結破壞。以模擬河床載中較大之顆粒彈跳撞擊岩床試體，導致部分的衝擊動能會造成岩床表面產生疲勞破壞或切削磨損的情況。

Sklar & Dirtruch(2004)提出一模擬顆粒撞擊的理論及經驗式(詳見 3.3

節)，本研究主要為針對單次顆粒撞擊，探討其中之 V_i 值，即為每次顆粒撞擊岩床所損壞分離之岩石量。本研究探討三種影響因子對彈跳磨蝕的影響，(1)三種撞擊顆粒速度，(2)兩種撞擊角度，(3)兩種材料強度，探討其變化關係及其鍵結破壞程度。

4.2.3 彈跳磨蝕模擬規劃

在本研究中顆粒彈跳撞擊沖蝕要探討之撞擊因子，則是以單次顆粒撞擊之虛擬沖蝕試驗來評估。在本研究中顆粒彈跳撞擊之虛擬沖蝕試驗分別以軟岩材料 A 及軟岩材料 B 做模擬對象，除了兩種岩性不同材料試驗結果探討外，另外分別藉由探討、顆粒撞擊速度、顆粒撞擊角度這些因子變化，探討每個因子之間與動能之關係以及破壞程度之情形。

顆粒撞擊速度採 10 m/s、15 m/s、20 m/s；在顆粒撞擊角度則分為 15 °、90 °。能量消耗量計算使用式 3.10，使用撞擊顆粒質量乘上速度改變量，撞擊顆粒會在撞擊後反彈，反彈後撞擊速度減少乃因顆粒撞擊速度能量轉換為試體受撞擊之能量累積，當撞擊能量達到臨界門檻時，試體之膠結顆粒受撞擊後即會產生破壞。顆粒撞擊轉移至岩盤的動能之評估方式如下式：

$$\Delta E = \frac{1}{2} m (v_f^2 - v_0^2) \quad (\text{式 4-1})$$

ΔE ：撞擊轉換的動能

m ：撞擊顆粒質量

V_0 ：撞擊顆粒初速

V_f ：顆粒撞擊後速度

4.2 塊體抽離

4.2.1 節介紹如何建立基本模型；4.2.2 節介紹如何模擬塊體抽離；4.2.3 節說明模擬內容之規劃。先就基本模型之組成方式作介紹及討論，且根據現地不同岩體性質及地質條件做調整，以完成塊體抽離模擬之前置作業，繼而進行後續承受壓力波動荷載之模擬。

4.2.1 試體模型建立

為模擬岩體中之塊體抽離，本研究需先建立一基本模型，此基本模型符合以下的幾個條件：(1)虛擬試體需由塊體所組成，(2)可針對每一塊體的大小及重量進行控制及調整，(3)能隨著模擬試體條件的不同加以改良，得到接近現地條件的虛擬試體。以下介紹基本模型的建立流程。

4.2.1.1 建立顆粒集合體

首先建立一個顆粒半徑為 0.0625 m，顆粒數為 $28 \times 28 \times 16$ (行 \times 列 \times 高)的顆粒集合體；為能順利針對每一塊體的大小及重量進行控制，此顆粒集合體採用規則排列中的最密堆積排列法，最終所得到的實際模型尺寸為 $3.562 \times 3.12 \times 1.656$ (m) (長 \times 寬 \times 高)，如圖 4-2 所示。

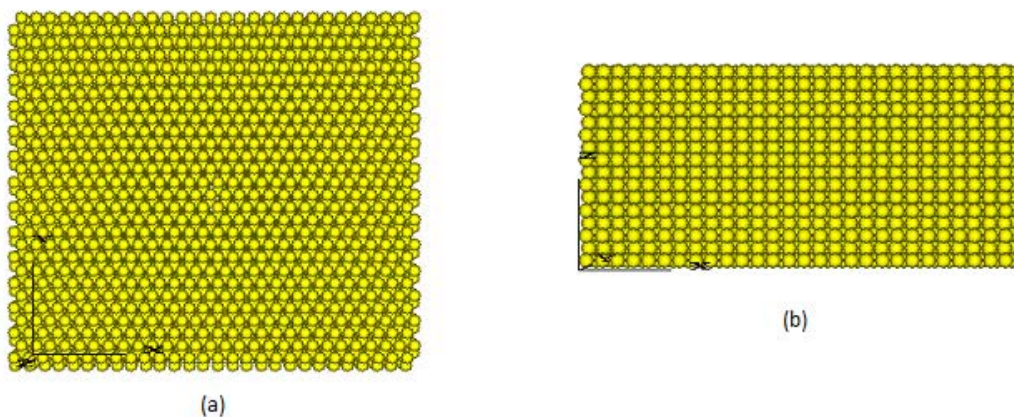


圖 4-2 顆粒集合體(a)俯視圖(b)側視圖

4.2.1.2 邊界條件

由於PFC^{3D}係以顆粒為單位，在規劃試體時，為能準確地控制試體的邊界以及每一塊體的實際質量，本研究以顆粒數作為選取範圍時之判斷標準。在邊界的建立上，為了減少塊體在抽離時所受到的邊界效應，本研究將顆粒集合體的外圈(寬度為顆粒數 2)膠結(clump)在一起，並加以固定(fix)，形

成此顆粒集合體的邊界(如圖 4-2 所示，綠色區塊為膠結的部分)。

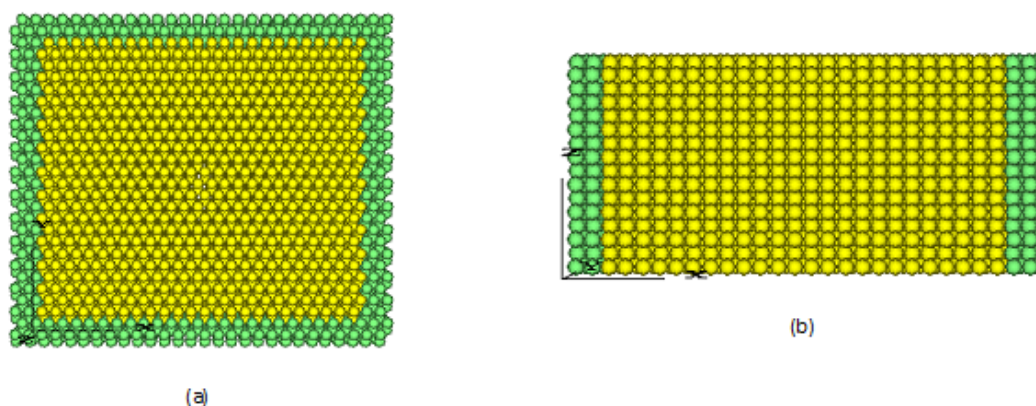


圖 4-3 含有邊界顆粒集合體(a)俯視圖(b)側視圖

4.2.1.3 建立塊體

本研究模擬之對象為塊體抽離，因此先針對塊體建立之方法進行討論，建立塊體的方法有很多種，像是在顆粒間加入鍵結、提高摩擦係數……等，都可將顆粒膠結為塊體。本研究採用的方法係利用PFC^{3D}中clump指令，將顆粒與顆粒之間膠結起來以形成塊體。以下將簡單的介紹clump之基本性質以及使用方法。

在使用 clump 時，須先指定一個範圍或指定顆粒的編號，當指定完成後，clump 會將範圍內顆粒與顆粒之間的距離固定(fix)住，形成塊體。塊體邊界上的顆粒可允許極小幅度位移的調整，但仍可視為剛性體，無論承受多大的應力都不會遭到破壞。而由於 clump 內部顆粒間的距離為固定，所以在運算時內部顆粒的計算都將被跳過，可節省大量的運算時間。基於以上各個有利因素，本研究選擇 clump 做為塊體建立的方法。並藉由重複指定範圍並設定為 clump 之方式，建立了內含塊體（代表岩塊）數為 $3 \times 3 \times 2$ 的虛擬岩體試體，每一塊體由顆粒數為 $8 \times 8 \times 8$ (長 \times 寬 \times 高)之顆粒集合體所構成，如圖 4-3，作為塊體抽離模擬的塊體基本模型。

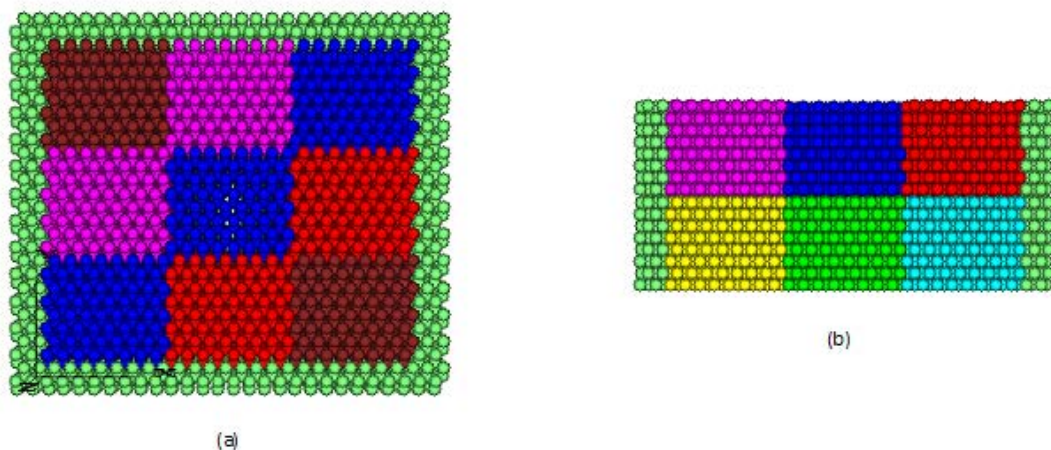


圖 4-4 基本模型的建立(a)俯視圖(b)側視圖

4.2.1.4 節理面設置

當基本模型建立完成後，下一步即為塊體與塊體之間節理面的設置，在設置方法上，採用PFC^{3D}中的指令smooth joint進行節理面行為的模擬。而節理面設置的詳細過程以及節理面上岩橋的模擬方法，將於下一章討論。

4.2.2 岩床塊體抽離之模擬

完成基本模型之建構後，下一步即是對塊體抽離機制進行模擬，圖 4-3 為模擬試驗之流程圖。第一部分為基本模型之建立，後續並以此基本模型為基礎，分別就不同的現地條件進行調整，進而建立岩床塊體抽離之模擬試體，試體建立完畢後，再於塊體與塊體之間鋪上節理面及岩橋，至此塊體抽離機制模擬的前置作業告一段落。接著於預定的塊體質心上施加波動壓力，觀察並記錄其塊體抽離過程，探討不同因子的影響，並進行結果分析與討論。

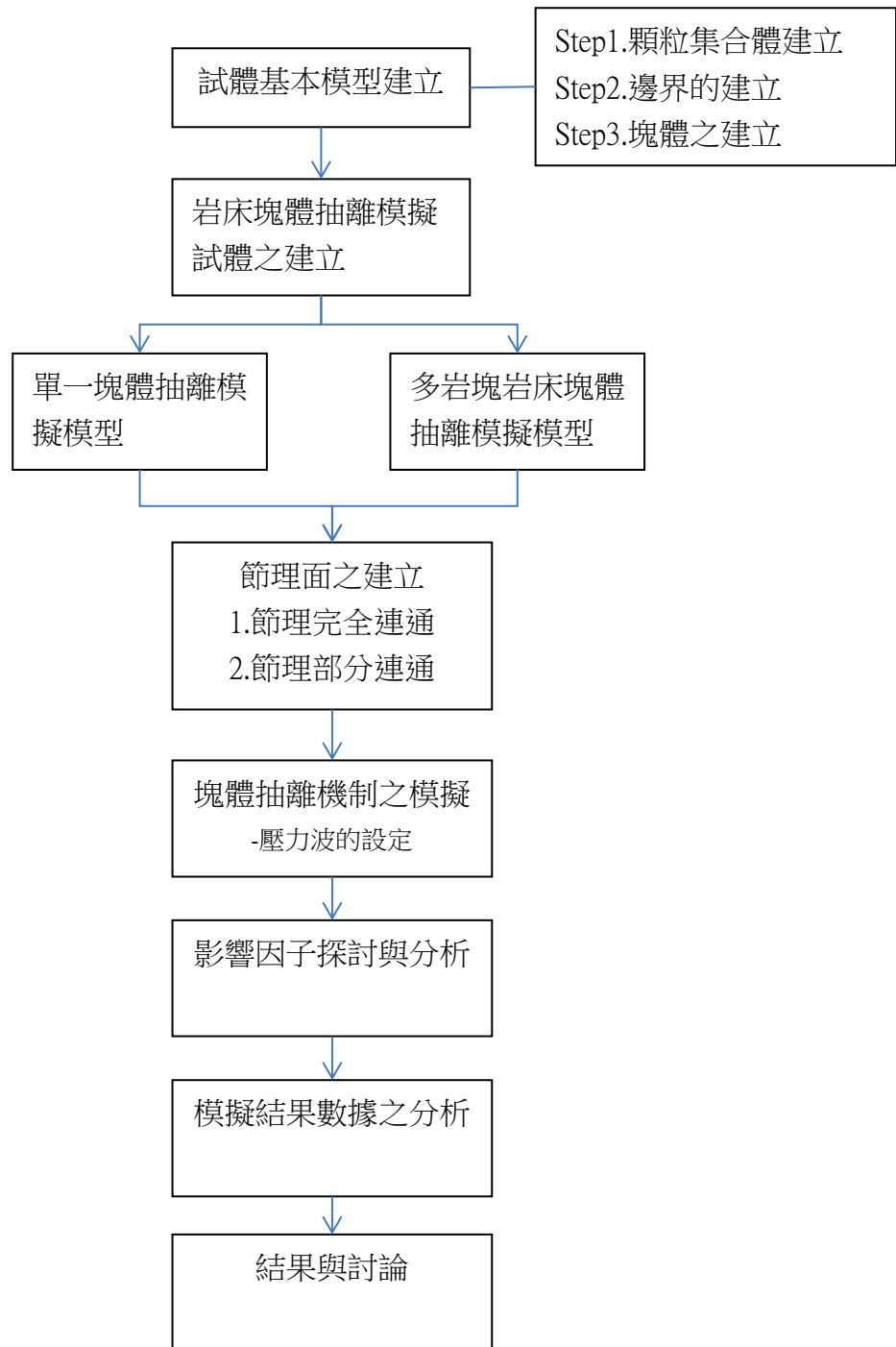


圖 4-5 模擬試驗流程圖

4.2.2.1 虛擬岩石材料參數

建構完基本試體模型後，下一步為根據現地岩石材料之巨觀力學參數，標定虛擬岩石試體對應之微觀力學參數。就岩石材料之模擬對象，參考大安溪軟岩河床劇烈沖刷之案例(國立交通大學防災與水環境研究中心，2010a)，以大安溪河床卓蘭層之岩性為模擬對象。針對該劇烈沖刷河段實

際軟岩岩心之室內試驗，可由其力學參數(如表 4-1)以及應力應變曲線(如圖 4-5)以標定虛擬岩石試體對應之微觀力學參數。羅若瑜(2011)曾運用 PFC3D，針對該劇烈沖刷河段岩層，模擬顆粒撞擊磨蝕及剪力磨蝕之行為，其研究作業已完成微觀數值模擬時所需之微觀參數標定。本研究引用羅若瑜標定得之微觀參數，用於岩床塊體抽離之微觀模擬。

根據現地情況以及模擬條件的不同，本研究分別考慮兩種虛擬試體，分別為單岩塊虛擬試體以及多岩塊岩床虛擬試體，以下進行詳細介紹。

表 4-2 軟岩材料之力學參數行為
(國立交通大學防災與水環境研究中心, 2010a)

參數 岩體	圍壓 MPa	楊氏係數 Y(MPa)	尖峰強度 P(MPa)	應變%	強度參數	
					c (MPa)	Φ (度)
軟岩 材料 A	0.03	13.49	4.70	0.455-	1.8	50
	0.5	27.65	14.29	0.663		
	1	40.95	20.51	0.475		

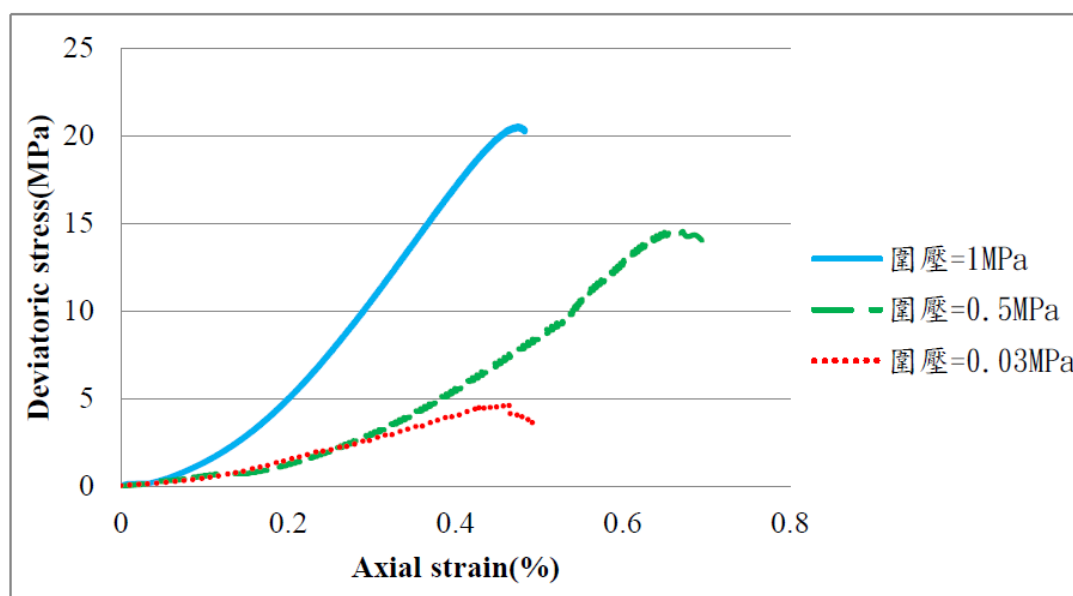


圖 4-6 軟岩材料之三軸試驗應力應變關係圖

4.2.2.2 單岩塊虛擬試體之抽離模擬

單岩塊虛擬試體為模擬在一個富有豐富節理的地質條件下，當其中任一岩塊周圍開口不連續面完全貫通時，受到水流的壓力差影響，岩塊是否能夠脫離？岩塊抽離的過程又會是如何？然而若在類似地質條件下，岩塊周圍的不連續面並未完全貫通（只有部分連通，中間仍存在岩橋）時，塊體抽離的行為又會如何？受到波動壓力作用過程是否能夠上舉力作用而逐步抬升？岩橋將有如何變化？為了模擬上述行為，因此在模擬單塊虛擬試體抽離時本研究在節理的設置上分成節理完全連通以及部分節理連通兩種情形分別討論。

針對單岩塊塊體抽離之模擬，本研究採用 4.2.1 節所建立的基本模型，繼而在塊體周圍設置節理面(如圖 4-6，紅色部分為節理面)，隨後施加壓力差於正中央塊體之質心上，並記錄其各項資料，進行討論分析。

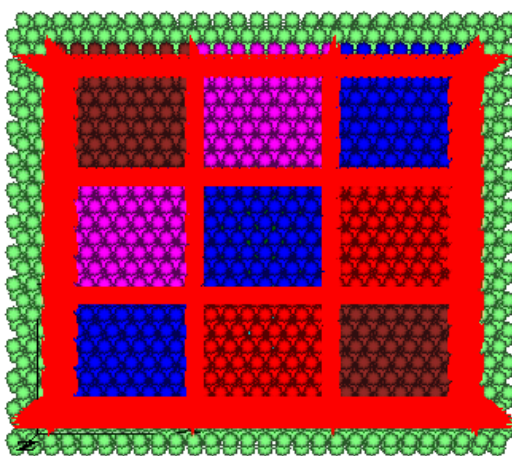


圖 4-7 單一塊體抽離模擬試體俯視圖

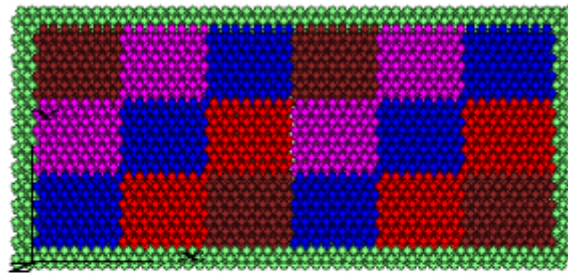
4.2.2.3 多岩塊岩床虛擬試體之抽離模擬

多岩塊岩床虛擬試體之抽離模擬乃為探討在節理發達的地質條件下，當所有的塊體都受到水流作用時，塊體被陸續抽離的過程。而在塊體被陸續抽離的過程中，塊體之間的交互作用以及節理面上的岩橋也扮演著不可

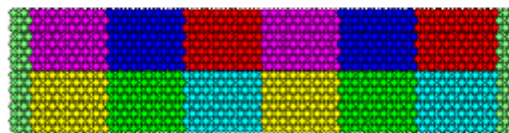
忽略角色，因此在模擬時除了岩塊本身的特性外，節理面上岩橋的特性也相當重要。

首先考量虛擬試體之建構，虛擬試體的建立步驟與基本模型之建立方法雷同，步驟 1.先建立半徑為 0.0625m，顆粒數 $52 \times 28 \times 16$ (行 \times 列 \times 高)的顆粒集合體，採最密堆積。步驟 2.建立周圍邊界。步驟 3.建構塊體數為 $6 \times 3 \times 2$ (行 \times 列 \times 高)的試體(如圖 4-7)，步驟 4.在塊體與塊體之間設置節理面(如圖 4-8)，步驟 5.施加壓力差於岩床表面塊體之質心上，並觀察塊體抽離的情形。

待虛擬試體建立完成後，下一步即為施加波動壓力於塊體上，以進行塊體抽離的模擬，波動壓力的施加方式將在下一小節中討論。



(a)



(b)

圖 4-8 多岩塊岩床虛擬試體之建立 (a)俯視圖(b)側視圖

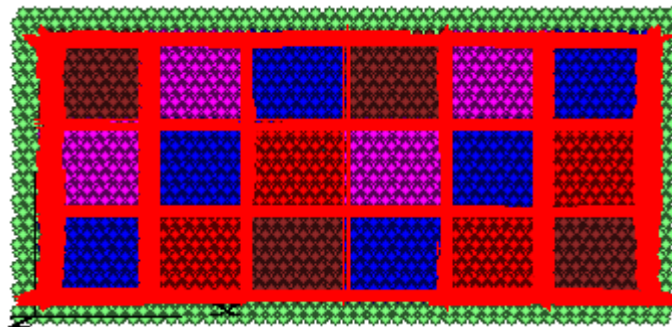


圖 4-9 多岩塊岩床虛擬試體模型

4.2.3 壓力波動的設定

本研究壓力波動的假設條件係參考 Bollaert(2002)針對人造節理沖蝕試驗之實際量測結果，由試驗中可得到岩體表面及裂隙底部波動壓力的比較圖(如圖 4-9 所示)。下一步將兩者相減即可得到裂隙底部與岩體表面之間的壓力波動差(如圖 4-10 所示)，當壓力波動差為正時，代表裂隙底部壓力大於岩體表面之壓力，產生向上作用力，容易造成塊體抽離的發生，反之當壓力波動差為負時，則代表裂隙底部壓力小於岩體表面之壓力，產生向下的作用力，阻止塊體的抬升。

由圖 4-10 中可發現若時間落於 0.1~0.16 秒之間，壓力差波動振幅之中間值大於零，由此可推測出當時間座落於這段區間時，容易造成塊體抽離的發生。為模擬塊體抽離的行為，本研究將此段的壓力差波動加以簡化並延伸，形成具有固定頻率之壓力差波動(如圖 4-11)，同時將此固定頻率之壓力差波動施加於塊體上，且針對塊體抽離的行為進行模擬。

本研究在此將壓力波動差振幅的中間值定義為壓力波動平均差。在後面的章節將針對此壓力波動差的頻率及壓力波動平均差的變化進行更深入的討論。

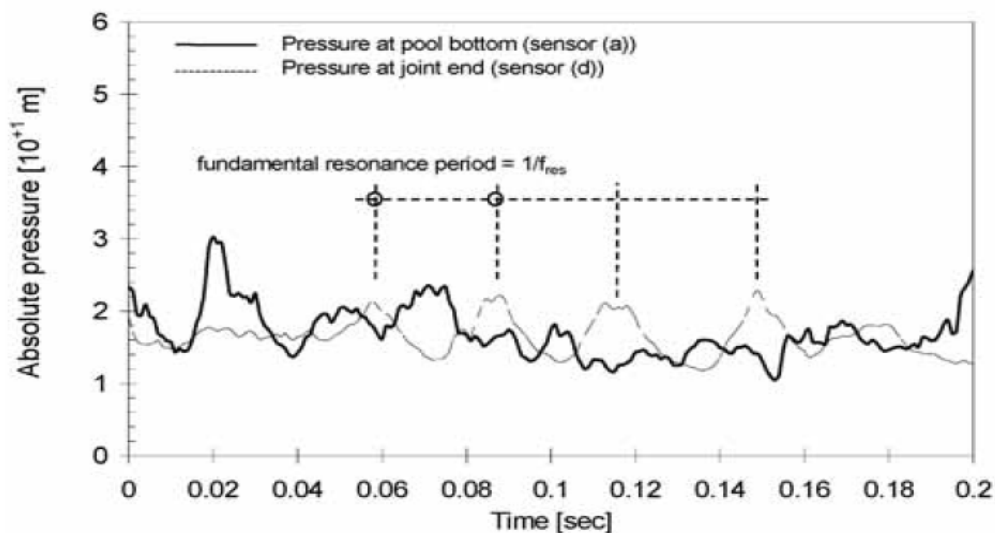


圖 4-10 岩體表面及裂隙內部波動壓力比較圖(Bollaert, 2002)

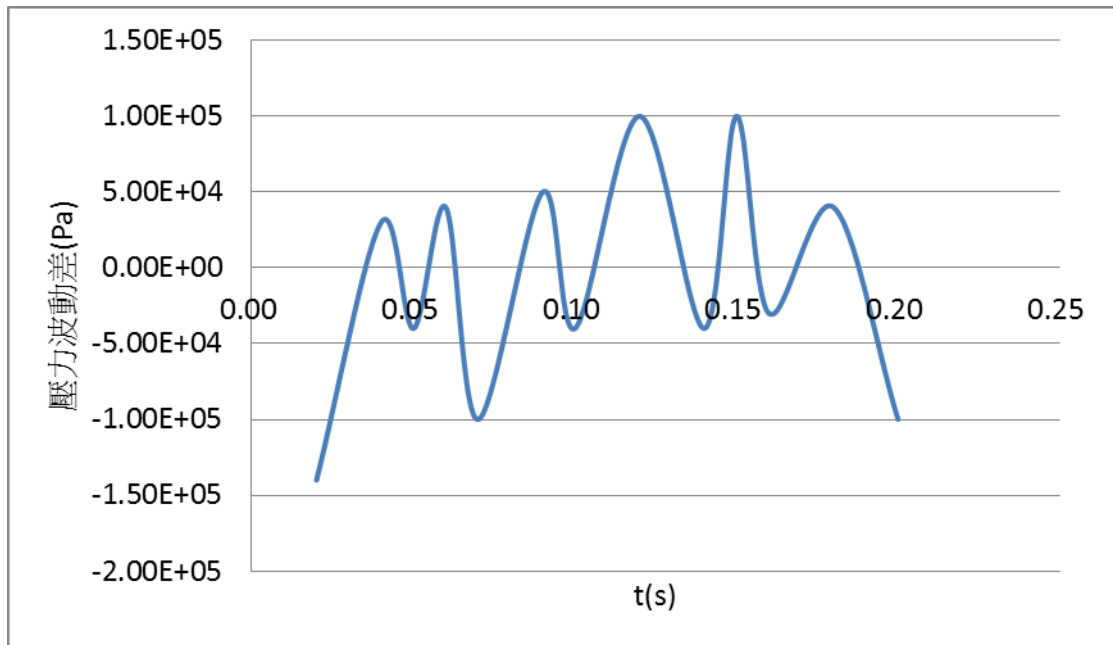


圖 4-11 岩體表面及裂隙內部壓力波動差

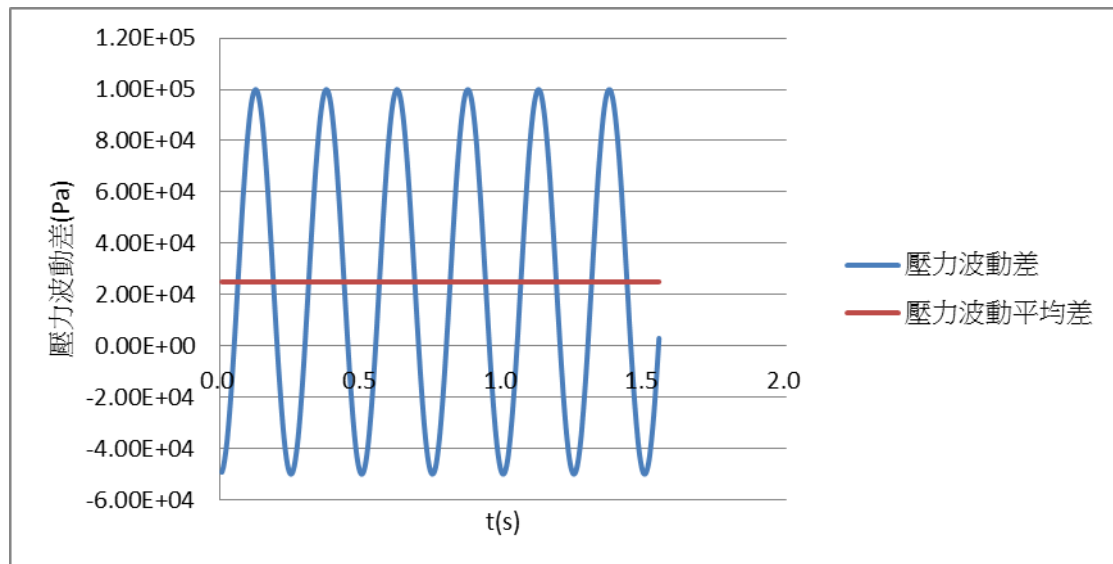


圖 4-12 固定頻率之壓力波動差圖

4.2.4 塊體抽離試驗規劃

本節先分別就基本模型建立、節理面行為以及壓力波動之施加進行模擬分析及討論，並將其整合在一起，進而完成塊體抽離機制模擬的前置作業。後續再以單岩塊及多岩塊岩床虛擬試體為基礎，針對三種不同試驗情況進行模擬及分析。第一種情況為當單岩塊虛擬試體周圍節理面為連通時，施加壓力波動荷載於正中央塊體之質心上，記錄此受力塊體之運動行為。第二種情況則假設此單岩塊虛擬試體周圍節理不為完全連通而呈部分連通

時，探討節理面上岩橋對塊體之抽離行為產生之影響，最後一種情況假定多岩塊岩床虛擬試體同時受到壓力波動作用陸續抬升，此時塊體間之相互作用在抽離過程中扮演著什麼樣的角色，針對上述的情形，進行模擬及分析，以下敘述模擬試驗規劃，詳細分析結果參見下一章。

第一種情況為模擬當塊體周圍節理完全連通時塊體抽離之行為及過程，並對影響因子加以探討。在此先討論壓力波動之影響因子，分別就不同的節理面勁度參數、壓力波動平均差、壓力波動差的振幅及頻率進行試驗模擬。

在影響因子探討部分，先將壓力波動平均差分為 25000(Pa)、20000(Pa)、10000(Pa)，3 組試驗進行模擬。壓力波動差振幅則分為 75000(Pa)、100000(Pa)、125000(Pa)、150000(Pa)。4 組試驗，並將此 4 組試驗分別就不同的頻率 2、4、8、12、24、32、40、80、120、160、200、500(Hz) 進行模擬分析，可得到塊體平均上舉速率，繼而探討上述影響因子與塊體平均上舉速率之間的相關性。提出一組岩質河床塊體抽離沖刷之微觀數值模擬模型，經此模擬模型判斷出當塊體受到壓力波動時塊體是否會抽離，且估算出塊體抽離的上舉速率以及所需的時間。

在第二種模擬情況中，單岩塊虛擬試體周圍節理為部分連通(含有岩橋)。因此先就節理面上岩橋之各個影響因子進行模擬及探討，在影響因子的探討上，先將岩橋在節理面上所占的比例(Area_ratio) 分為 0、0.3、0.5、0.8、1，等 5 種條件進行分析，接著改變岩橋上凝聚力(cohesion)之大小 1000(N)、20000(N)、30000(N)，以及接觸鍵結強度 1000(N)、10000(N)、20000(N)、30000(N)、40000(N)、100000(N)，並就不同壓力波動平均差之振幅 25000(Pa)、50000(Pa)、75000(Pa)、100000 (Pa)進行試驗模擬，經由試驗結果分析可得知各影響因子在岩橋中所扮演的角色以及對塊體上舉速率所造成的影響。

在第三種模擬情況中，對多塊體抽離進行模擬，探討岩橋設置之變異性以及節理面傾角之影響，岩橋位置之變異性是藉由改變鋪設圓盤 (disk) 半徑的大小來加以控制。因此本研究將圓盤半徑(radius)的大小分為 0.005m、1m、1.5m，等 3 組進行試驗；節理面之傾角則分為 90°、75°、60°，等 3

種角度進行模擬。探討當上述影響因子改變時，會對塊體的抽離速率造成之影響，繼而定出塊體上舉速率之門檻值，詳細試驗結果參見下一章。

5. 參數率定

在數值模擬分析中，為求合理的分析結果，首先在分析數據訂定時應盡量符合現地實際情況，另外則需有適當的應力應變行為模式以及合理的材料參數，才可模擬至所欲模擬之顆粒材料行為。但參數眾多，要如何使微觀參數訂定以達盡量減少與現地材料之間之差異，此章節將會對本論文模型之參數建立方法加以介紹。

5.1 彈跳磨蝕參數率定之方法

參數率定方式乃利用建立微觀模擬三軸試驗，將模擬出來之微觀數據轉換與室內三軸所量測之巨觀力學數據互相比較並反覆調整至能模擬現地岩石的力學行為，率定流程圖如圖 5-1。

5.2 三軸壓縮試驗之微觀模擬

根據國立交通大學防災與水環境研究中心(2010a)報告中以軟岩材料 A 室內試驗所得的力學參數如表 5-1，其應力應變行為如圖 5-2，在本研究中採取圍壓為 0.5MPa 模擬之。陳賀瑞(1997)年針對軟岩材料 B 做室內三軸試驗，其所得的力學參數如表 5-1，其應力應變行為如圖 5-3。

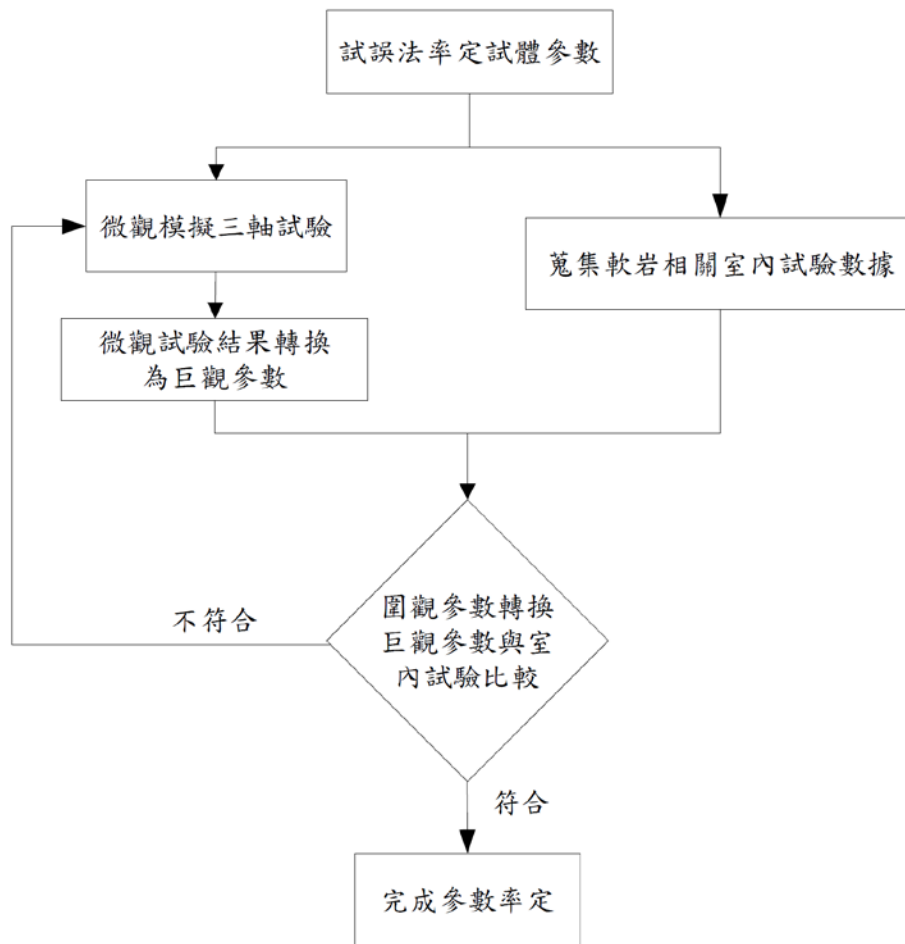


圖 5-1 參數率定流程

表 5-1 軟岩材料 A 之力學參數行為(國立交通大學防災與水環境研究中心，2010)

岩體 \ 參數	圍壓 MPa	楊氏係數 Y(MPa)	尖峰強度 P(MPa)	應變%	強度參數	
					c (MPa)	Φ (度)
軟岩 材料 A	0.03	13.49	4.70	0.455-	1.8	50
	0.5	27.65	14.29	0.663		
	1	40.95	20.51	0.475		

表 5-2 軟岩材料 B 之力學參數行為(陳賀瑞,1997)

參數 岩體	圍壓 MPa	楊氏係數 Y(MPa)	尖峰強度 P(MPa)	應變%	強度參數	
					c (MPa)	Φ (度)
軟岩材 料 B	0.5	17.8	17.15	-	3.02	42.2
	3	29.85	29.3	0.894		
	6	34.93	35.9	0.776		

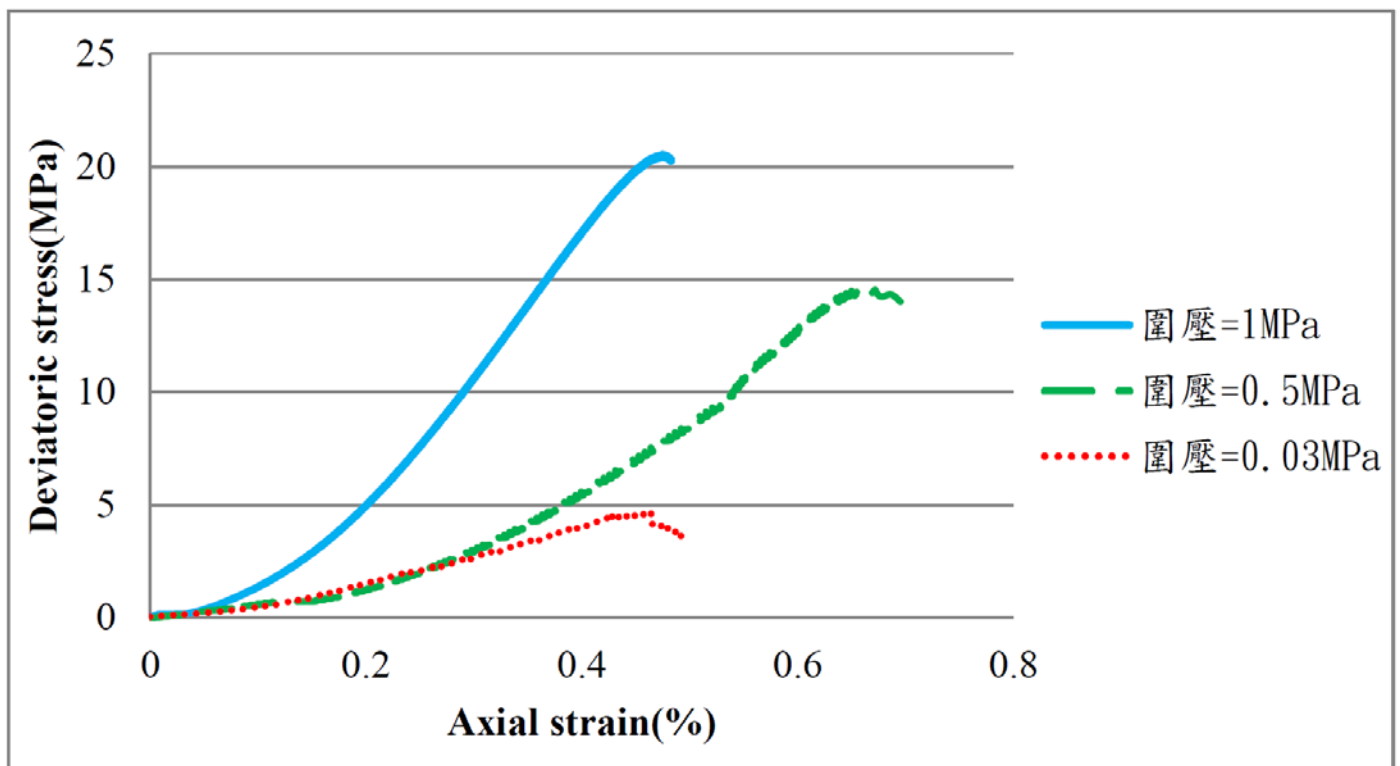


圖 5-2 軟岩材料 A 之三軸試驗應力應變關係圖(國立交通大學防災與水環境研究中心, 2010)

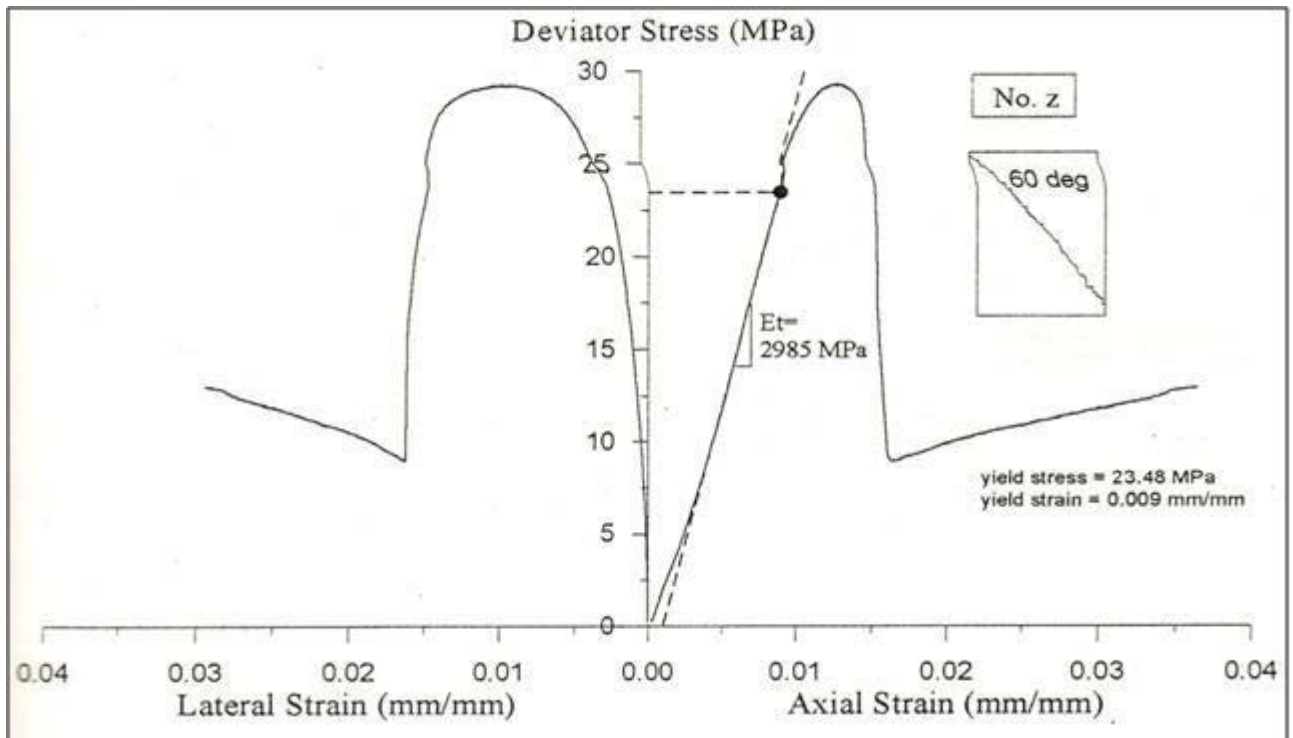


圖 5-3 軟岩材料 B 在圍壓為 3MPa 之三軸試驗(陳賀瑞,1997)

本研究的參數率定為利用微觀模擬室內三軸試驗結果轉換後與巨觀力學參數比較，來探討參數的適用性。在PFC^{3D}中，參數設定可分為邊界牆、顆粒集合體以及接觸點模型等三大類。

邊界牆面之參數為正向勁度(kn)及剪向勁度(ks)，在此因顆粒集合體在模擬的過程中不應與牆面產生剪應力，所以將剪向勁度設為零，正向勁度主要則為模擬室內三軸試驗的橡皮膜，設定為顆粒集合體的 1/10。

顆粒集合體之參數主要有顆粒的密度、正向勁度(kn)、剪向勁度(ks)及摩擦係數(μ)等參數，本研究參考 Cundall(2004)的建議，將 kn/ks 的比例設為 2.5。

PFC^{3D}提供多種接觸點模型(contact model)，用來模擬各種不同的材料行為。本研究採用標準接觸點模型(standard contact model)，此模型的接觸點力與位移關係是線性模式，如下式所示，式中是 F_i^n 正向力， K^n 是正向勁度， U^n 是正向位移， n_i 是平行兩接觸物體的質心連線的單位向量。 ΔF_i^s 是切向力增量， k^s 是切向勁度， ΔU_i^s 是切向位移增量：

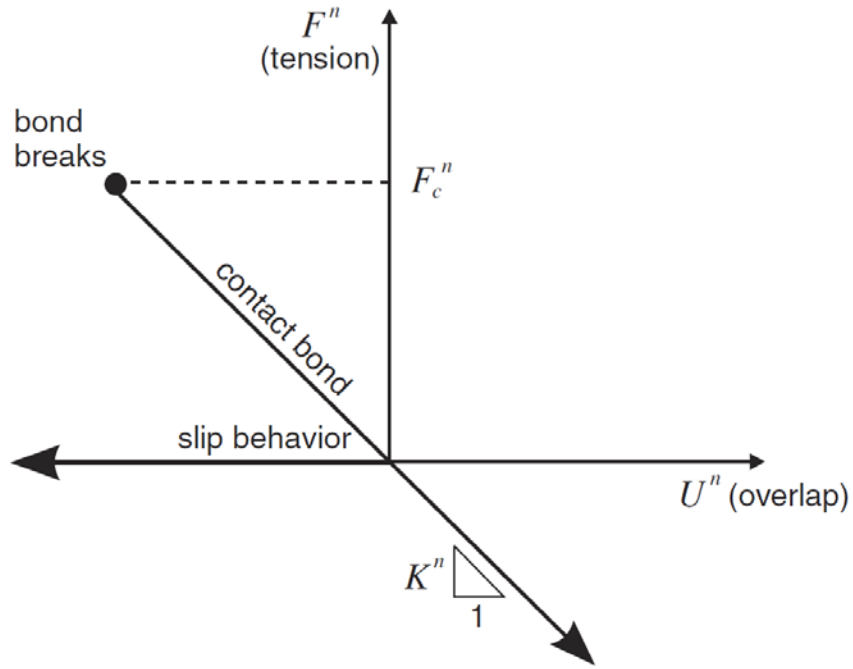
$$\begin{aligned}
F_i^n &= K^n U^n n_i \\
\Delta F_i^s &= -k^s \Delta U_i^s
\end{aligned}
\tag{式 5-1}$$

當接觸點的切向力大於顆粒間的靜摩擦力，或大於接觸點的剪向強度，顆粒就會產生滑移，其力與位移關係如下式，式中 ΔF_{\max}^s 為最大剪力增量， μ 為摩擦係數，本研究摩擦係數設為 0.577，相當於摩擦角 30 度。

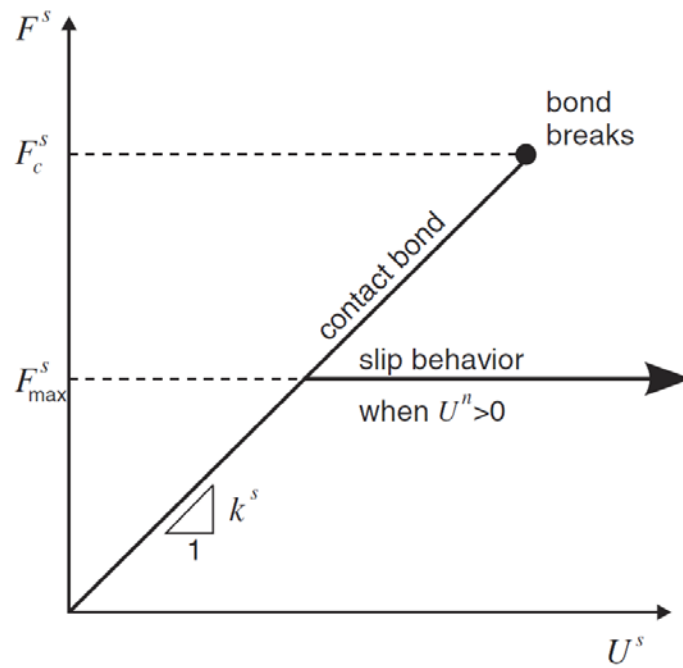
$$\begin{aligned}
\Delta F_{\max}^s &= \mu |F_i^n| \\
F_i^s &\leftarrow F_i^s \left(\Delta F_{\max}^s / F_i^s \right)
\end{aligned}
\tag{式 5-2}$$

顆粒之間的鍵結行為可以透過並聯鍵結(parallel bond)來描述，其力與位移關係如圖 5-4 所示，並聯鍵結示意圖如圖 5-5 所示，鍵結正向及切向強度如下式所示，式中 σ_{\max} 為正向強度，A 為並聯鍵結面積， \bar{M}_i^s 為切向力矩，I 為慣性矩，R 為並聯鍵結半徑， τ_{\max} 為切向強度， \bar{M}^n 為正向力矩，J 為極慣性矩。

$$\begin{aligned}
\sigma_{\max} &= \frac{-\bar{F}^n}{A} + \frac{|\bar{M}_i^s|}{I} \bar{R} \\
\tau_{\max} &= \frac{|\bar{F}_i^s|}{A} + \frac{|\bar{M}^n|}{J} \bar{R}
\end{aligned}$$



(a) normal component of contact force



(b) shear component of contact force

圖 5 - 4 並聯鍵結之力與位移關係

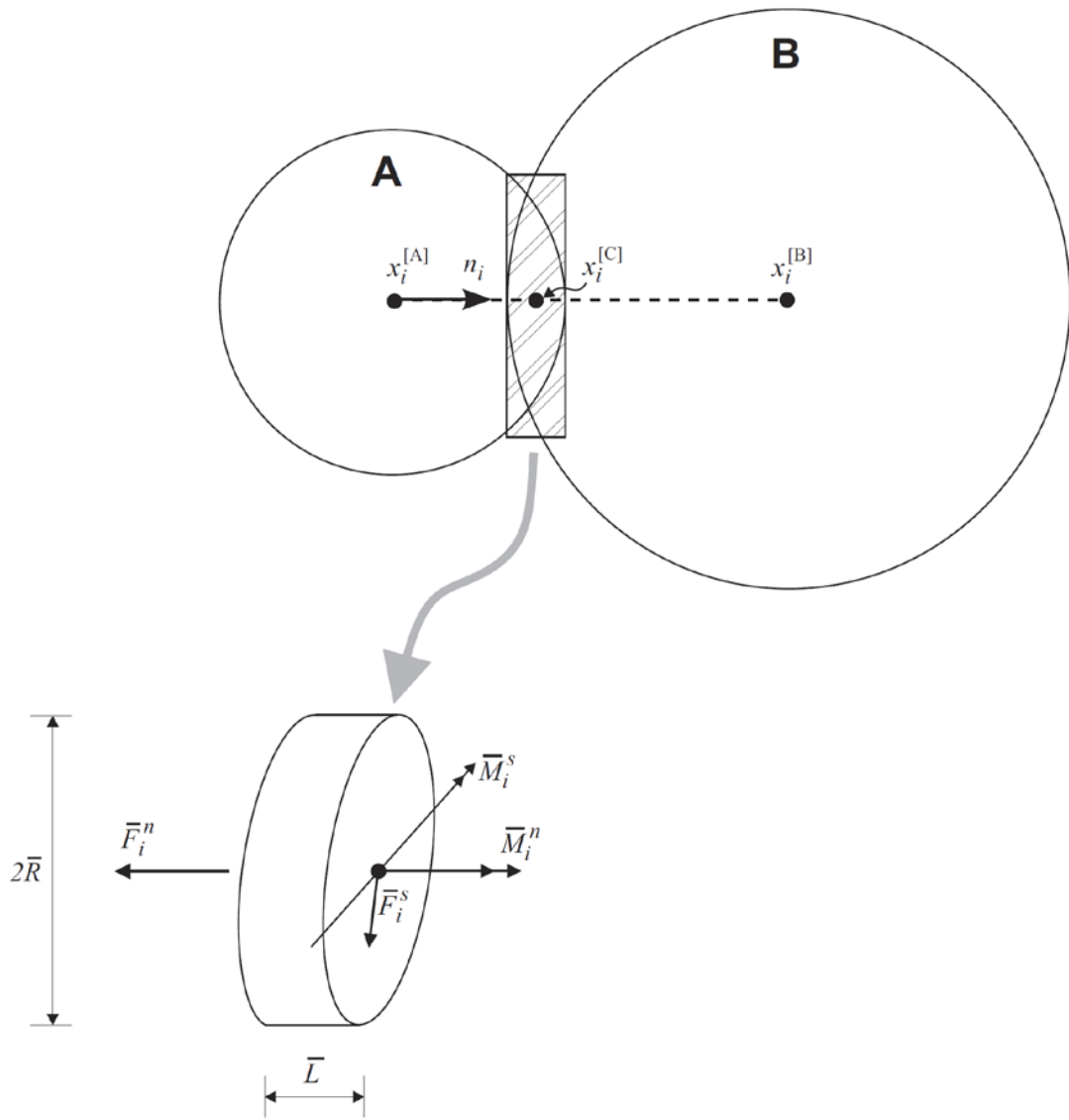


圖 5-5 並聯鍵結示意圖

在模擬三軸試驗中，試體需先調整至所需應力，才可繼續加壓與解壓，在調整的過程中採回饋控制以保持應力的穩定，三軸試驗模擬的流程如圖 5-6 所示，在阻尼部分，本研究在沖蝕力施加的過程中改採用動態分析所使用之黏滯性阻尼(viscous damping)，相當於 5% 的阻尼係數。

圖 5-7 為虛擬三軸試驗應力應變曲線圖，本材料共有 A、B 兩種虛擬材料，楊氏模數均為 3.1 GPa，尖峰強度分別為 21 及 11 MPa。隨著試體加壓，材料內部並聯鍵結逐漸斷裂，試體達到尖峰強度，當試體超過尖峰強度時就解壓再壓，此時的材料強度僅剩顆粒間互鎖摩擦力。

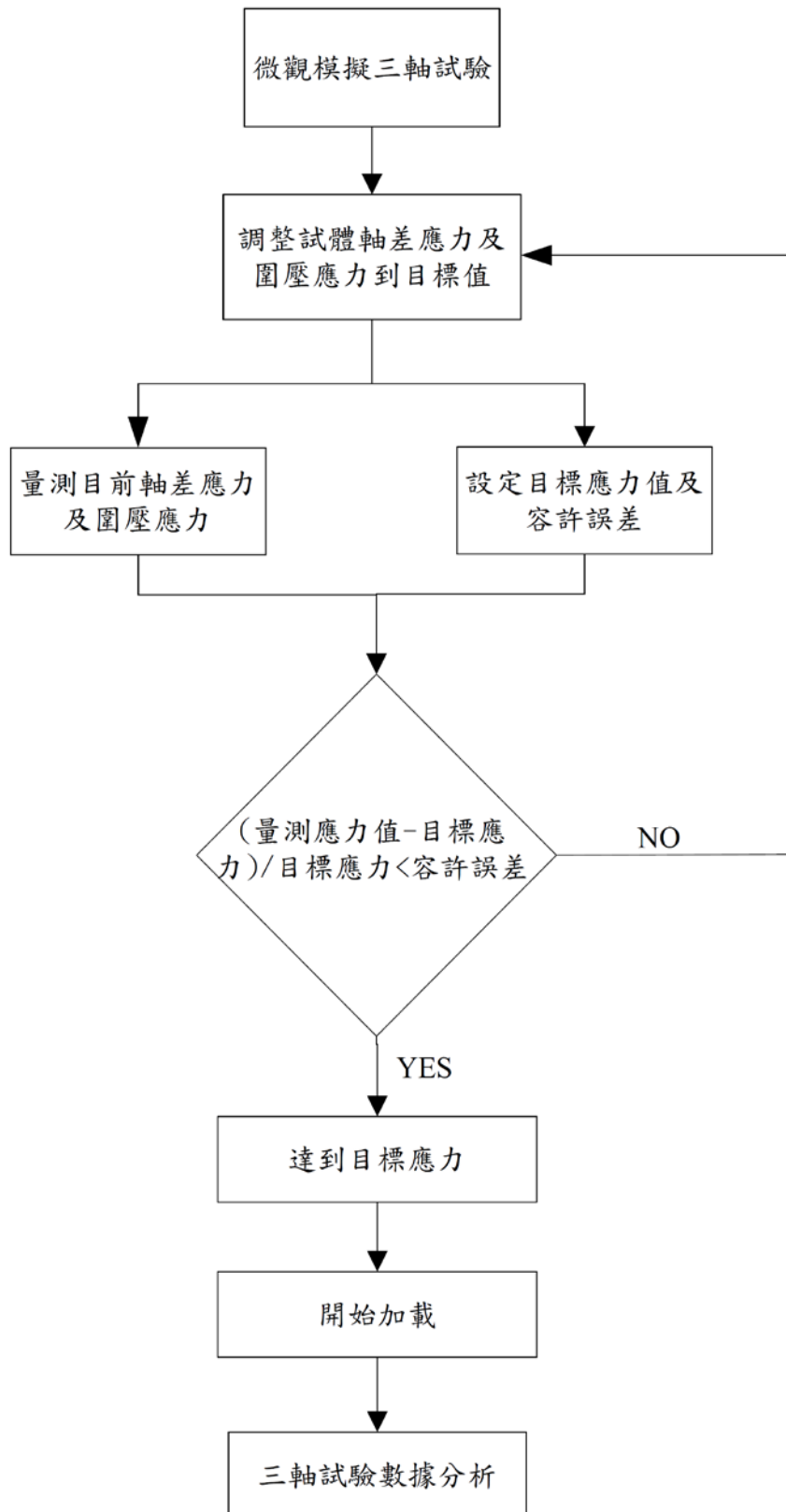


圖 5 - 6 微觀模擬三軸試驗流程圖

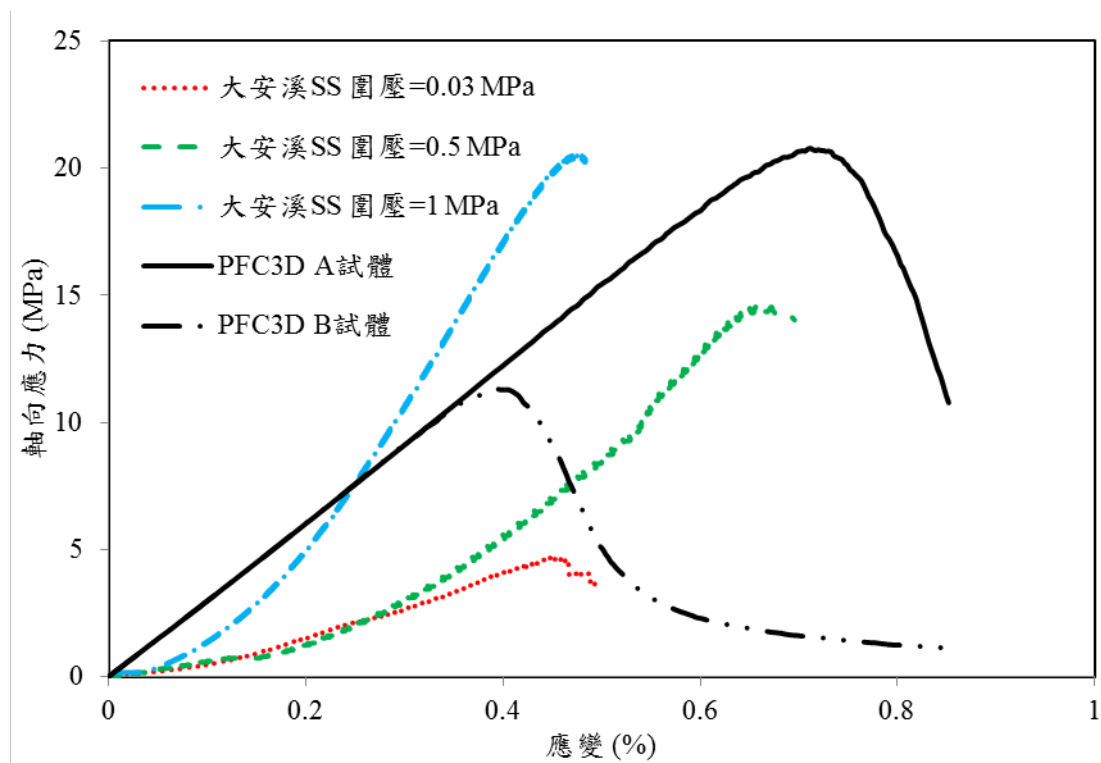


圖 5-7 虛擬三軸試驗應力應變曲線

5.3 塊體抽離參數率定之方法

在塊體抽離機制(plunking)的行為中，當塊體承受之作用力來源包括上舉力（向上作用），塊體本身重力（向下作用）以及塊體周圍節理面之摩擦阻抗。於數值模擬中，塊體本身重力受密度大小或塊體尺寸所控制，節理面上之摩擦阻抗則與節理岩橋以及周圍塊體的相對移動關係有關，本章中針對塊體周圍之節理面加以討論。

以下將分為四小節，分別描述PFC^{3D}軟體中節理面之設置方法，並藉虛擬直剪試驗進行模擬，繼而將岩橋設置於節理面上，討論及分析岩橋有關參數之影響。

5.4 節理設置方法

影響節理面行為之因素除了節理面本身之性質，如：摩擦係數(friction)、正(剪)向勁度、凝聚力(cohesion)等外。其他外在因素像是塊體顆粒大小、周圍塊體之性質等，都會對節理面上之行為產生影響。

PFC^{3D}軟體中可採用兩種方法來模擬節理行為：第一種為JSET，設定方式

為指定一個平面或是範圍，程式會搜尋指定平面上所有的接觸鍵結(contact bond)，並重新給定鍵結新的性質，隨著鍵結上參數設定的不同，可將接觸鍵結(contact bond)上之強度調弱形成節理，如有需要，也可再將局部之接觸鍵結強度調高作為節理面上之岩橋(rock bridge)，隨著設定參數之強弱，接觸鍵結(contact bond)於節理面之力學行為上也扮演不同的角色。

第二種模擬節理行為的方法為採用 smooth joint，其設定方式同樣為先指定一個平面，並判斷相鄰兩顆球中心點之連線是否通過此平面，若有則將兩顆球標註起來，進一步判斷被標註的兩顆球之間是否存在接觸點，是的話可重訂給定此接觸點一個新的性質，繼而模擬不同的節理面情形。

本研究針對節理面之設置係採用 smooth joint，原因與 smooth joint 上顆粒之運動行為以及 smooth joint 上力的計算方式有關，以下就 smooth joint 節理面之設定方式及行為進行更進一步的討論及比較。

當接觸點經由設定轉變為 smooth joint 後，可假定為一個和 smooth joint 平行的剖面 (cross-section)，如圖 5-8 所示，藉由該剖面與 smooth joint 之間之相對位移增量，並搭配 smooth joint 正向與剪向之勁度，則可求出節理面上之正向力與剪向力，其詳細計算方式如下所示：

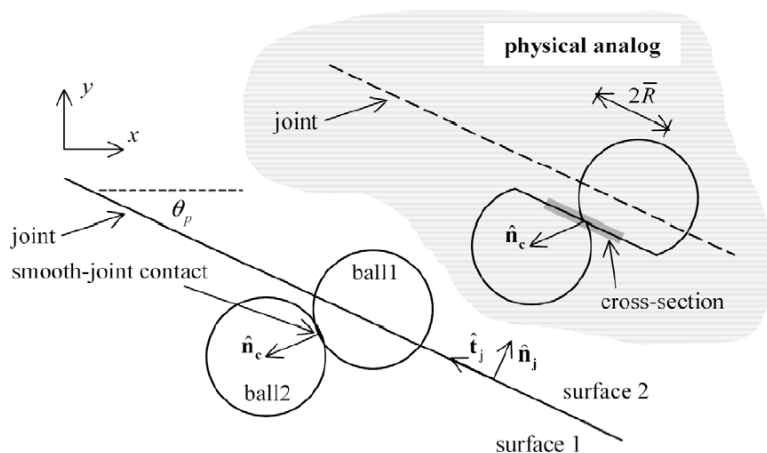


圖 5-8 smooth joint 上顆粒的運動行為

$$A = \pi \bar{R}^2$$

$$F'_n = F_n + \bar{k}_n A \Delta U_n^e \quad (\text{式 5-3})$$

$$F'_s = F_s - \bar{k}_s A \Delta U_s^e$$

A = 剖面的面積。

$\bar{R} = \lambda \min(R^{(A)}, R^{(B)})$ ， $R^{(A)}, R^{(B)}$ 為相鄰兩顆球的半徑， λ 為預設係數。

ΔU_n^e 、 ΔU_s^e 為顆粒在彈性模式下時，剖面相對於 smooth joint 在正向及剪向的位移增量。

F'_n 、 F'_s 為節理面上的正向力以及剪向力。

\bar{k}_n 、 \bar{k}_s 為節理面上的正向勁度以及剪向勁度。

在顆粒之間沒有任何鍵結作用情況下，當 $|F'_s| < (F_s^* = \mu F_n)$ 時：

$$|F_s| = F'_s,$$

當顆粒之間產生滑動後：

$$|F_s| = F_s^*$$

$$F_n = F_n + [\Delta U_s^* \tan \Psi] \bar{k}_n A = F_n + \left(\frac{|F'_s| - F_s^*}{\bar{k}_s} \right) \bar{k}_n A \quad (\text{式 5-4})$$

Ψ ：膨脹角 (dilation angle)

由此推論正向力 F_n 及剪向力 F_s 之力量變化，係受到 cross-section 與 joint 之間相對位移變化的影響，與顆粒大小無關，因此在模擬塊體抽離時可不考慮顆粒大小的影響。而為證明此推論為真，本研究建立虛擬直剪試驗進行模擬。

5.5 虛擬直剪試驗模擬

前節經由 smooth joint 的計算邏輯推論出正向力與剪應力的大小並不會隨著節理面上顆粒大小的不同而有所改變，為印證此推論，本研究設計了一組虛擬直剪試驗做檢核。

5.5.1 試體模型建立

為模擬岩體中之塊體抽離，本研究需先建立一基本模型，此基本模型符合以下的幾個條件：(1)虛擬試體需由塊體所組成，(2)可針對每一塊體的大小及重量進行控制及調整，(3)能隨著模擬試體條件的不同加以改良，得到接近現地條件的虛擬試體。以下介紹基本模型的建立流程。

5.5.2 虛擬直剪試驗設計

步驟 1. 顆粒集合體建立

本試體採最密堆積，建立顆粒半徑為 0.01 m、上層顆粒數 $20 \times 10 \times 2$ ，下層顆粒數 $30 \times 10 \times 2$ 之試體 A(如圖 5-9)。同時為避免在直剪試驗之後期，試體產生較大位移時，上層塊體的尾端會有往下掉之情形發生，所以將下層 x 方向之長度加長，使上層塊體能做較大尺度之位移變化。

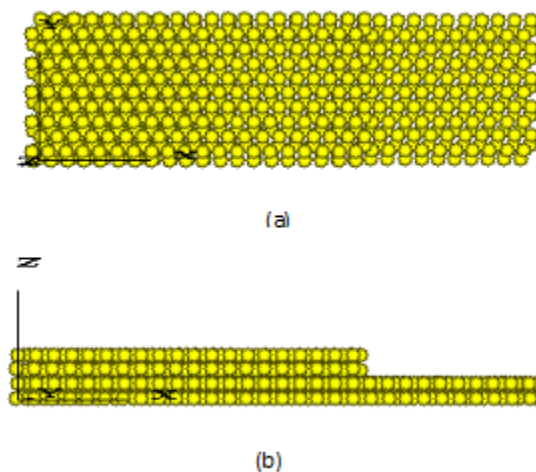


圖 5-9 試體 A (a)俯視圖(b)側視圖

步驟 2. 建立直剪盒

本研究利用 PFC3D 指令 wall 在試體周圍做成類似於直剪盒的罩子(如圖 5-10)，並在往後試驗中藉由移動上層牆面，對塊體施力，使塊體產生位移。當上層塊體產生位移後，同時量測節理面上所產生的剪力阻抗，繼而繪製應力應變曲線圖。且為避免上層牆面在推的過程中會碰到下層之顆粒，導致應力量測產生誤差，本研究在上下牆面之間留有適當空隙。

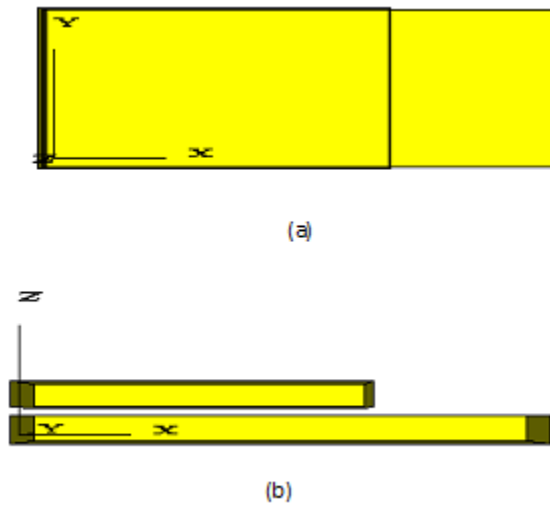


圖 5 - 10 直剪試驗中的直剪盒(a)俯視圖(b)側視圖

步驟 3. 建立節理面

利用 smooth joint，建立一組摩擦係數 0.5 之節理面，圖 5 - 11 中紅色部分即為試體的節理面。

步驟 4. 將顆粒 clump 形成塊體

利用 PFC3D 中指令 clump，分別將上層顆粒及下層顆粒膠結在一起形成塊體，如圖 5 - 11 所示，上層與下層塊體分別表示為綠色及藍色

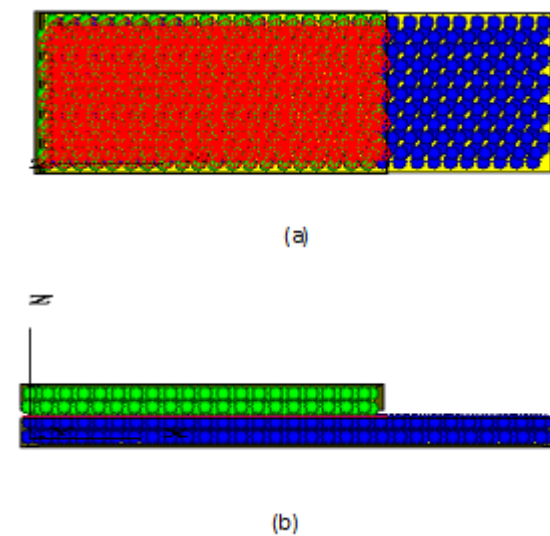


圖 5 - 11 直剪試體 A 準備完成圖(a)俯視圖(b)側視圖

至此試體已準備完成，下一步即進行直剪試驗，首先往下施加一固定大小之正向力於上層塊體之質心上，此正向力會間接作用於節理面上。接著將上層牆面緩慢的向 x 之正方向移動，在移動的過程中牆面會與上層塊體產生接觸，並給予塊體 x 正方向之作用力，使塊體產生位移，當塊體產生位移的同時節理面上之摩擦係數也會發生作用，產生與塊體運動方向相反之摩擦阻抗，此摩擦阻抗作用在試體上並反應於直剪盒上層的左牆面上，而藉由紀錄左牆面所承受之力量大小即可得知塊體所受到的剪力阻抗，且位移量為已知，即可繪出塊體所承受剪力阻抗與位移量之間的關係圖。再分別施加不同大小之正向力於節理面上，求出在不同正向力作用下塊體所承受之最大剪力阻抗，繼而繪出正向力與剪力阻抗的關係圖。

為證明在 smooth joint 上，剪力阻抗的大小並不會隨顆粒大小改變而有所不同，依同一步驟流程，建立顆粒半徑為 0.005m 、上層顆粒數 $40 \times 20 \times 8$ ，下層顆粒數 $50 \times 20 \times 4$ 之試體 B，如圖 5-12 所示，並進行直剪試驗模擬，試驗結果於下節討論。

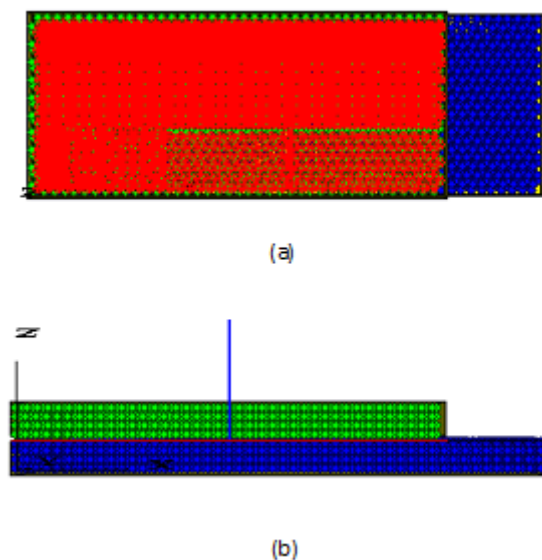


圖 5-12 直剪試體 B 準備完成圖(a)俯視圖(b)側視圖

5.5.3 虛擬直剪試驗結果分析

為模擬出節理面上之行為，本研究設計顆粒半徑為 0.01m 之直剪試體 A(如圖 4-4 所示)，且將節理面上之摩擦係數(μ)設為 0.5 ，並利用上層塊體

對節理面持續施加向下之作用力，同時將上部牆面緩慢地往 x 正方向移動，並經由紀錄牆面所受之應力即可得到節理面上剪力阻抗與位移之關係圖，而藉由改變正向力大小，可得到多組對應之剪力阻抗，繼而繪出正向力與剪力阻抗之關係圖。當直剪試體 A 承受 $F_n = 3 \times 10^5$ (N) 之正向力時，所得之剪力阻抗與位移關係圖，如圖 5-13。

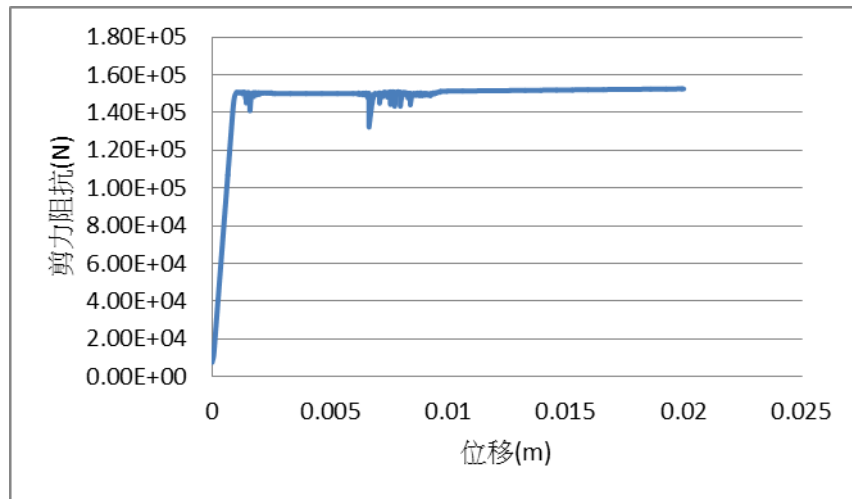


圖 5-13 直剪試體 A 的剪力阻抗與位移關係圖

經由公式 $F_s = \mu F_n$ ，可得知當節理面上承受一大小為 3×10^5 (N) 之正向力時，最大剪力阻抗之理論值為 $F_s = 0.5 \times 3 \times 10^5 = 1.5 \times 10^5$ (N)。當採虛擬直剪試驗進行模擬時，其試驗所得之最大剪力阻抗 $F_s = 150470$ (N)，與理論值大致符合，同時藉由改變不同正向力 F_n 之大小可得到相對應最大剪力阻抗值 F_s ，繼而繪出正向力與最大剪力阻抗之關係圖，如圖 5-14。

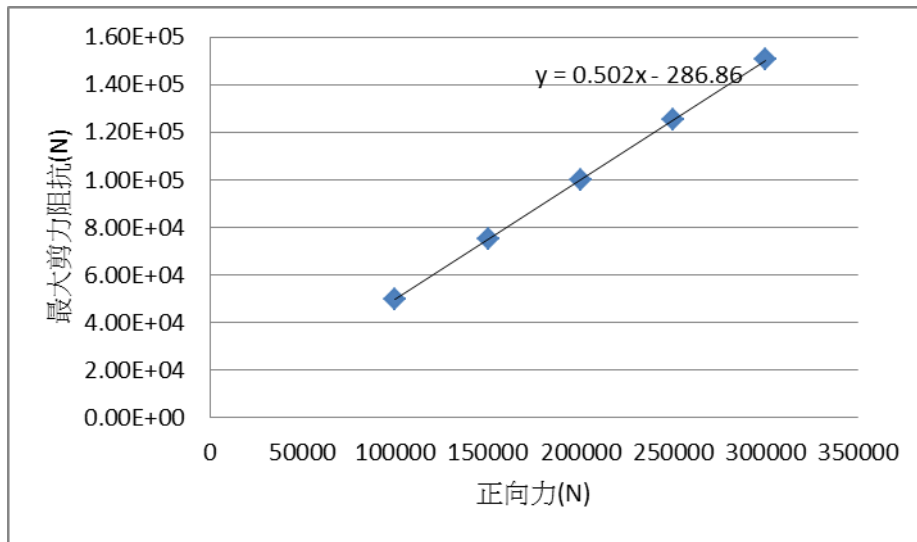


圖 5 - 14 直剪試體 A 的正向力與最大剪力阻抗的關係圖

在節理面上預設之摩擦係數(μ)為 0.5，而經由虛擬直剪試驗所得到的摩擦係數(μ)大約為 0.502，誤差大約為 0.4%，換算為摩擦角誤差不到 1 度，在可接受範圍內。

下一步為探討顆粒大小之影響，本研究建立顆粒半徑為 0.005m 的直剪試體 B(如圖 4-5 所示)，且同樣將節理面上之摩擦係數(μ)設為 0.5，並施加 $F_n = 3 \times 10^5$ (N)之正向力於節理面上進行試驗，可得直剪試體 B 之剪力與位移關係圖，如圖 5 - 15。

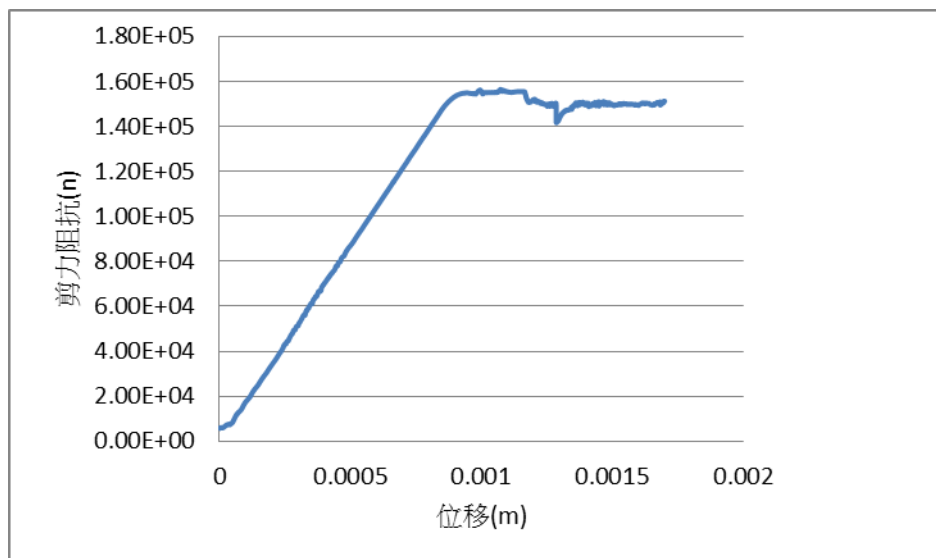


圖 5 - 15 直剪試體 B 的剪力阻抗與位移關係圖

經計算所得最大剪力阻抗之理論值 $F_s = 0.5 \times 3 \times 10^5 = 1.5 \times 10^5(N)$ ，而經由直剪試驗所得之最大剪力阻抗 $F_s = 155040(N)$ ，誤差約為 3%，尚在可接受的範圍內。而誤差之來源有二：

(1)時階(time-step)設定過大，由於顆粒數增多，因此軟體在執行牆面移動的過程中所需耗費的時間過長，所以本研究在誤差的容許範圍內將時階(time-step)設定的比預設值大，以減少實際的運算時間，相對精度也會變低。

(2) 牆面移動速度的調整，當將牆面移動速度調慢時，可避免在塊體還沒平衡時即進行下一動作造成誤差，不過當牆面移動速度減慢，試驗時間則需拉長，即需在運算精度與運算時間中找尋平衡點

換言之，藉由調整時階的大小以及牆面移動的快慢可對誤差進行有效之控制。而經由改變正向力 F_n 的大小，得到相對應的最大剪力阻抗 F_s ，繪製正向力與最大剪力阻抗的關係圖，如圖 5-16。

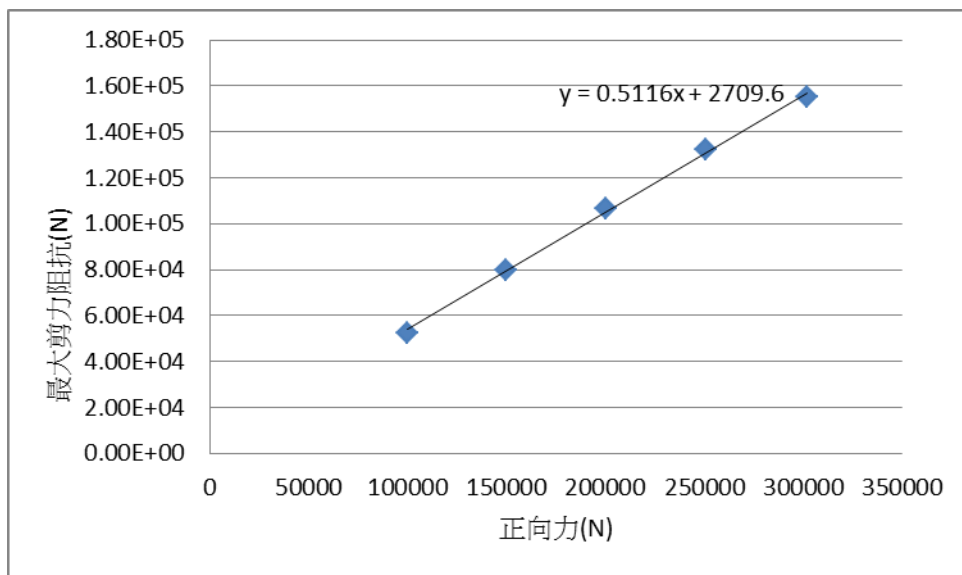


圖 5-16 直剪試體 B 的正向力與最大剪力阻抗的關係圖

節理面上所預設之摩擦係數(μ)為 0.5，經由直剪試驗所得到之摩擦係數(μ)為 0.5116，誤差約為 2.32%，換算為摩擦角差約為 1 度，而與試體 A

摩擦係數 0.502 之誤差則為 $(0.5116-0.502)/0.502=0.019$ ，約為 2%。

當直剪試體 A 與直剪試體 B 受到相同正向力時，其試體間之最大剪力阻抗差距如表 3-1 所示，可得知剪力差距之最大值約為 6.76(%)，不過由於此試驗本身之最大剪力阻抗值並非於最佳時階(程式本身預設值)設定下所獲得，因此實際之最大剪力阻抗差距值應會更小。

最大剪力阻抗誤差的計算方式為 $(F_s^{(B)} - F_s^{(A)})/F_s^{(A)} \times 100$ ， $F_s^{(B)}$ 、 $F_s^{(A)}$ 分別為當直剪試體 A 與直剪試體 B 受到相同的正向力時，所得到的最大剪力阻抗值。

表 5-3 最大剪力阻抗誤差

正向力(N)	最大剪力阻抗差距(%)
1.0×10^5	4.50
1.5×10^5	6.57
2.0×10^5	6.76
2.5×10^5	5.82
3.0×10^5	3.04

經虛擬直剪試驗測試過後，當顆粒之大小變為原本一半時，試體 A 與試體 B 之間之摩擦係數(μ) 差距約為 2%，剪力阻抗所產生之最大差距則約為 6.76%，由此可證明當顆粒大小發生改變時，smooth joint 上的剪力阻抗值以及摩擦係數之變化量不大，往後在進行塊體抽離之模擬時，節理面上顆粒大小的影響加以忽略以降低計算需求。

5.6 岩橋的設置

前節的直剪試驗中假定塊體與塊體之間的節理面為完全連通，無任何岩橋作用，然現地所觀察到之節理面往往未必如此，多數呈現一部分連通、一部分不連通的情形，因此在針對節理面做模擬時，岩橋(rock bridge)的幾何分布以及岩橋(rock bridge)上的性質為非常重要之影響因素，以下進行節理面上岩橋之模擬及討論。

5.6.1 岩橋的設置

當塊體與塊體之間之節理面的上、下盤材料部分相連、部分分離，相連及相對強度較高的部分謂之岩橋。本研究於PFC^{3D}分析中利用JSET及smooth joint兩種指令模擬節理面上岩橋之分佈。在4.1節中曾說明JSET及smooth joint之設定方法，藉由改變指定範圍內接觸點與接觸鍵結之性質，當把接觸點與接觸鍵結之強度調弱時，可當作節理面。反之，則可作為岩橋。

利用此觀念，先利用 JSET 中的指令 radius (設定圓盤半徑)及 area-ratio(設定岩橋面積比)，將岩橋以鋪設圓盤(disk)之方式隨機地分佈於預定的節理面上，直至累積鋪設圓盤面積達到節理面之預設岩橋面積比；再將接觸點的強度調高作為節理面上之岩橋。同時為避免岩橋受顆粒粗糙度之影響，須將 JSET 中之接觸點轉為 smooth joint，至此節理面上岩橋之設置已大致完成。又為避免岩橋外之顆粒在位移時受到顆粒粗糙度之影響，本研究於相同節理面上再鋪上一層 smooth joint，至此節理面設定完成。

為確保岩橋(rock bridge)之設置有效，因此在置入虛擬試體進行模擬之前，先於虛擬直剪試驗中測試之，並針對岩橋上之影響因子進行參數探討。以下說明岩橋設置步驟：

步驟 1.指定岩橋分佈範圍：

第一步為設定 JSET 中鋪設之圓盤半徑(radius)以及節理面上岩橋所占的比例(area-ratio)，設定完畢後圓盤會一個個隨機地被放置於節理面上，同時搜尋圓盤範圍內之接觸鍵結及接觸點，直到當圓盤的總面積除以節理範圍的面積等於岩橋所占的比例(area-ratio)時為止，結果如圖 5-17 所示：黑色為接觸鍵結、紅色為接觸點。

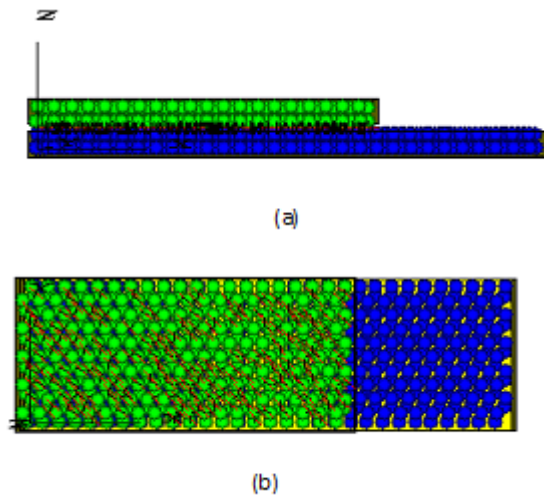


圖 5 - 17 岩橋之建立(a) 側視圖(b) 俯視圖

步驟 2.將 JSET 之接觸點轉為 smooth joint。

步驟 3.於指定範圍內鋪上 smooth joint，如圖 5 - 18：

在此需要注意當在設定岩橋的過程中順序係絕對的，不可隨意地顛倒，一定須先設定 JSET，再將其轉為 smooth joint，繼而鋪上節理面，原因在於每個接觸點上 smooth joint 不可重複設定，假設先設定了節理面，把節理面上之接觸點都轉變為 smooth joint，那之後在設定岩橋 smooth joint 時，將發生找不到接觸點之情形，因此在設定岩橋的過程中順序為不可隨意更動的。

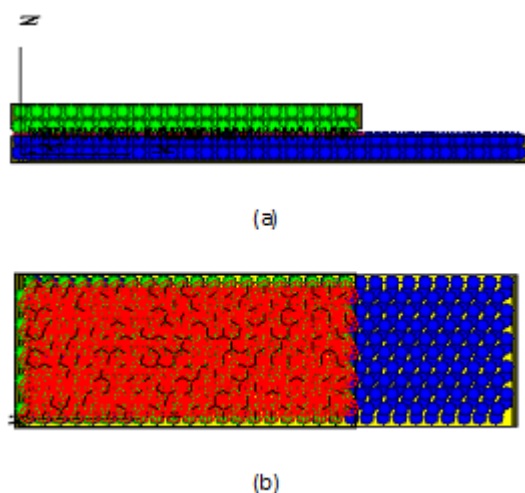


圖 5 - 18 岩橋之建立完成圖(a) 側視圖(b) 俯視圖

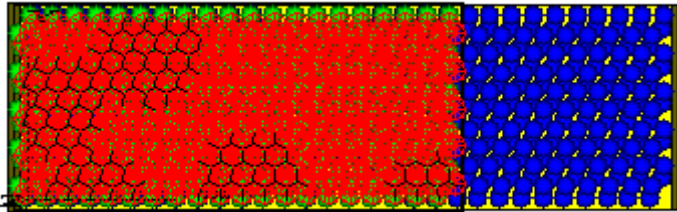
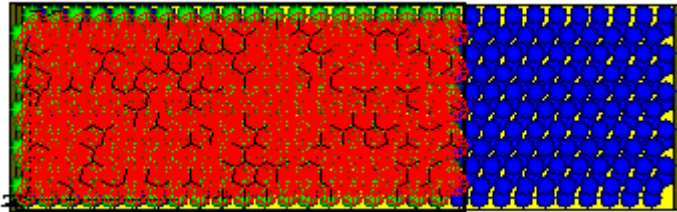
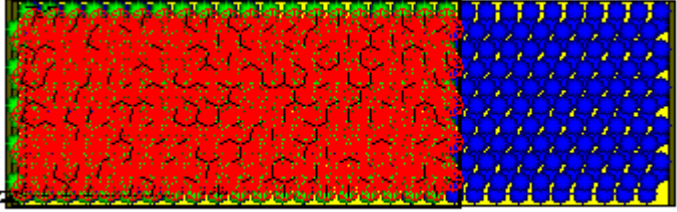
5.6.2 岩橋影響參數之探討

此章節分別針對岩橋上之控制參數進行比較分析，從建立岩橋所需之參數：圓盤半徑(radius)、面積比(area-ratio)，到設定岩橋本身性質之控制參數，如：摩擦係數(friction)、凝聚力(cohesion)，進行完整地分析，並加以一一討論。

(1) 圓盤半徑

當岩橋所占面積比為固定時，隨著圓盤半徑越小，所需圓盤的數量也越多，採隨機分佈時岩橋放置的位置也較為均勻，不過計算所需時間也會相對提高。同樣當圓盤的半徑越大時，所需圓盤數量則越少，計算時間也較短，不過岩橋擺放的位置也會相對集中，如表 5-4 所示。而圓盤半徑大小的設定，則取決於模擬時之需求，再進行調整。

表 5-4 圓盤半徑與岩橋放置的關係圖

圓盤半徑為 顆粒半徑 5 倍時	
圓盤半徑與 顆粒半徑相同時	
圓盤半徑為 顆粒半徑 0.1 倍時	

(2)岩橋所占的面積比

在進行面積比的討論前，本研究須先進行一組節理面上含有岩橋之虛擬直剪試驗，作為往後試驗之對照組。岩橋及節理面上之參數預設值如表 5-5 所示。在參數設定完畢後，進行虛擬直剪試驗，由試驗結果可得到位移與剪力阻抗之關係圖(如圖 5-19)，並藉由改變不同的影響參數即可得到與不同影響因子之間的相互關係，並進行結果的分析及討論。

表 5-5 岩橋及節理面上的參數表

預設參數	數值
圓盤半徑(radius)	0.001(m)
岩橋所占的比例(area_ratio)	0.5
岩橋摩擦係數(friction)	0.5
岩橋凝聚力(cohesion)	1e5(N)
節理摩擦係數(friction)	0.5
直剪試驗時的正向力	10000(N)

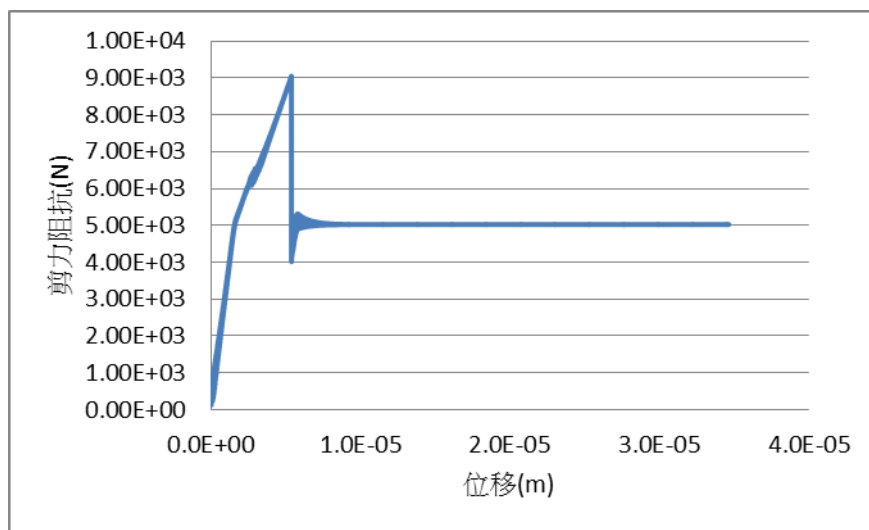


圖 5-19 位移與剪力阻抗的關係圖

由圖 5-19 中可觀察到隨著上部塊體緩慢的移動，塊體所受到的剪力阻抗也逐漸上升，當達到一個臨界值後，岩橋瞬間被完全打開，形成一組完整連通的節理面，此臨界值稱為最大剪力阻抗。

當節理完全連通後，塊體於峰後所受之剪力阻抗則係由節理上之參數所主導，由此試驗來說，節理面上所預設摩擦係數(friction)為 0.5，施加之正向力為 1×10^4 (N)，當節理完全連通後可發現塊體所受剪力阻抗值約為 5×10^3 (N)，為正向力與節理面摩擦係數之相乘值，也代表當岩橋被破壞後，節理面上之剪力阻抗係由節理上之摩擦係數所控制。

接著藉由改變岩橋面積比的大小，觀察節理面上剪力阻抗的變化。由圖 5-20 可得知不同岩橋面積比對應著不同的最大剪力阻抗，而隨著岩橋面積比增大時，塊體所受到的最大剪力阻抗也隨之增加，此代表當岩橋在節理面上所占比例越大時，將其破壞所需之作用力也隨之增大，反之亦然。

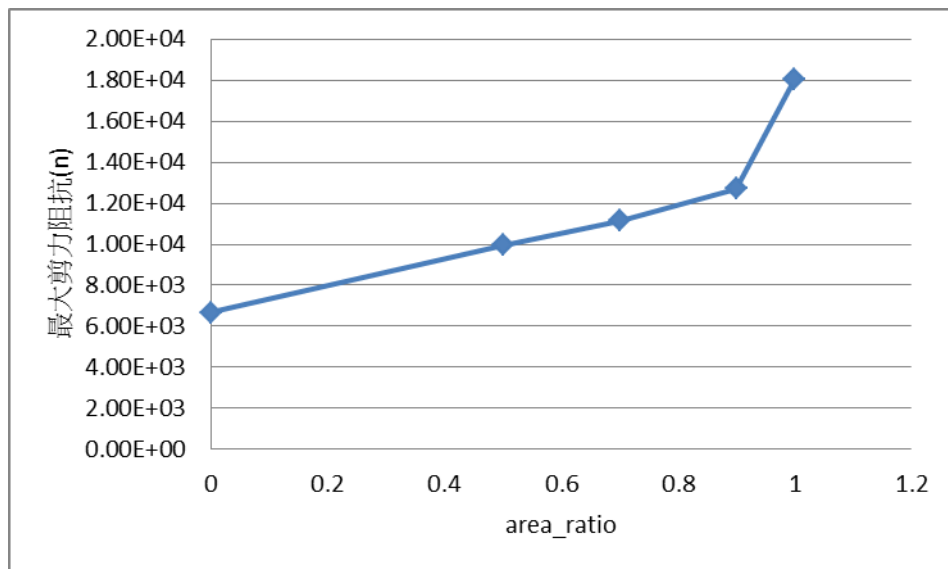


圖 5-20 岩橋面積比與最大剪力阻抗之關係圖

(3) 摩擦係數

本研究先將岩橋面積比固定，改變岩橋上之摩擦係數，進行虛擬直剪試驗，得到位移與剪力阻抗的關係圖(如圖 5-21)。並紀錄在不同摩擦係數時，所對應的最大剪力阻抗，繪製成圖 5-22。

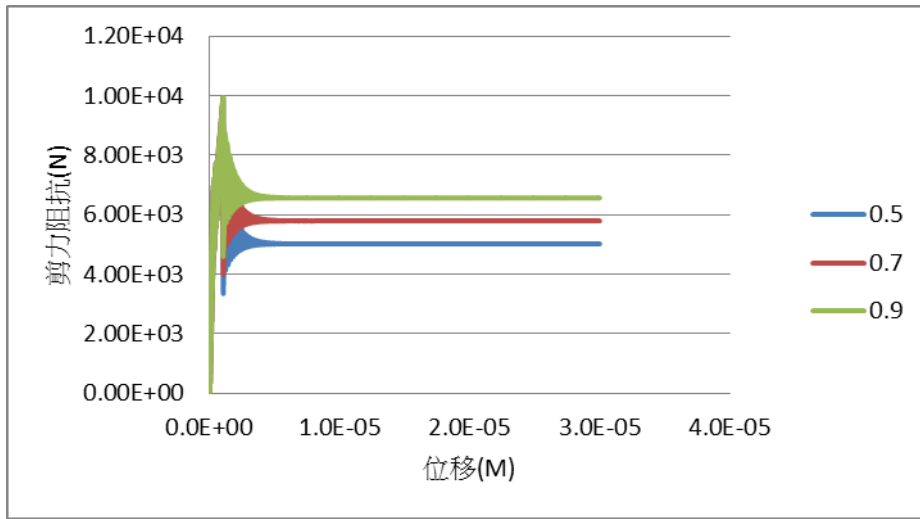


圖 5 - 21 位移與剪力阻抗的關係圖

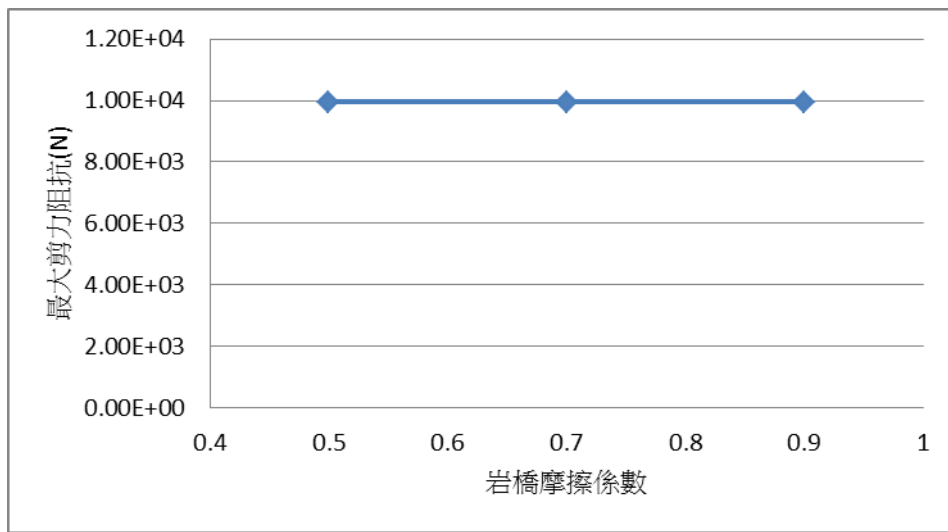


圖 5 - 22 岩橋摩擦係數與最大剪力阻抗之關係圖

在進行虛擬直剪試驗時，由於實際運算時間過長的關係，所以在設定時階(time-step)的過程中，並不是採用其本身之預設值，而是在容許範圍內將時階調整的比預設值要大，以節省實際計算所需耗費的時間。也因如此造成了位移—剪力阻抗關係圖中一開始的曲線呈現不穩定之情形(如圖 5 - 21)，但其主要數值像是最大剪力阻抗以及峰後剪力阻抗大致上還算穩定，整體來說仍在容許範圍內。

且由圖 5 - 22 中可得知當岩橋上摩擦係數(friction)改變時，並不會對最大剪力阻抗產生影響，只影響發生於峰後之行為上，由圖 5 - 21 中可看出當岩橋上摩擦係數(friction)越大時，峰後所產生之摩擦阻抗就越大。此現

象與岩橋參數設定之位置有關，當參數設定於接觸鍵結上時，對尖峰強度(peak)之影響較大，而當參數設定於節理平面(disk)上時，則對於峰後之行為的影響較大。在此試驗中岩橋上之摩擦係數(friction)設定於顆粒間之節理平面(disk)上，因此對於峰後行為的影響較為顯著。

(4)凝聚力(cohesion)

凝聚力之參數係設定於接觸鍵結上，因此對於尖峰強度，也就是最大摩擦阻抗有較為顯著的影響。接下來本研究分就不同凝聚力之大小進行試驗，得到在不同凝聚力之狀態下所對應的最大剪力阻抗，並繪製成圖 5-23。

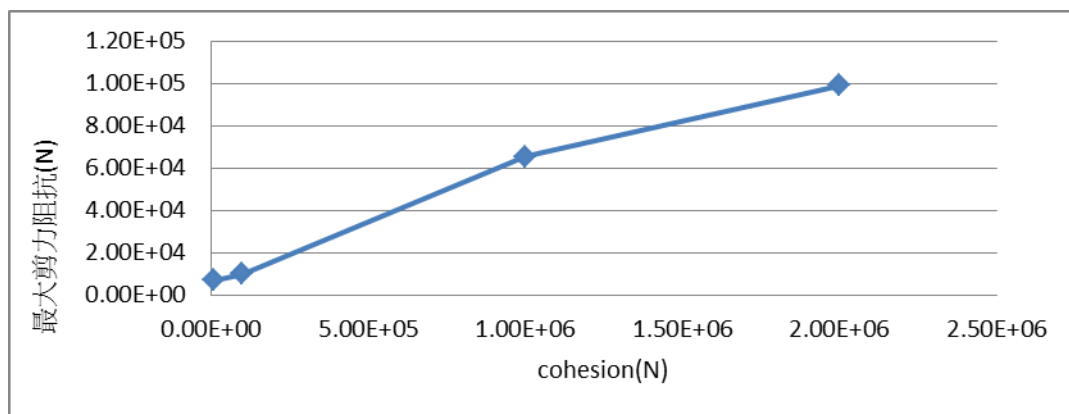


圖 5-23 岩橋凝聚力(cohesion)與最大剪力阻抗之關係圖

由圖 5-23，可得知當凝聚力(cohesion)越大時，塊體所能承受的最大摩擦阻抗也越大。綜合上述因子之探討可得到以下結論，岩橋凝聚力(cohesion)與最大摩擦阻抗成正相關，岩橋上的摩擦係數(friction)則與峰後的摩擦阻抗呈正相關，而岩橋所占的比例(area_ratio)則扮演著將岩橋性質放大之角色，當 area_ratio 越大，岩橋占的比例也越大，岩橋性質也越明顯，反之亦然。此外，針對岩橋位置之變異性，分別對圓盤半徑進行調整，進而完成節理面上岩橋之模擬。

5.6.3 岩橋強度之變異性

在前述章節中本研究先對節理完全連通之情形進行虛擬直剪試驗，並

從試驗結果證明當顆粒大小改變時，並不會對節理面上的剪力阻抗造成影響。接著進一步在節理面上加上岩橋進行試驗，並針對岩橋上不同之參數因子進行討論及分析。至此本研究已展示利用上述方法將岩橋加入節理面進行模擬具有可行性。而為使模擬更能貼近實際岩橋之行為，本節針對岩橋上之強度變異性加以討論。

節理面上所包含之岩橋強度必具有變異性，並非每組岩橋強度都相同，因此當塊體在進行抽離時，可預期強度較弱的岩橋會先被破壞，其次為強度次弱的，而強度最強的岩橋則最後才被破壞。為模擬此岩橋破壞之漸進式過程，本研究嘗試在同一節理面上分別設置了五組強度不同之岩橋，每組岩橋分別佔節理面積之十分之一，在設置完成後，將其放入虛擬直剪試驗，可得到圖 5-24，由圖 5-24 中可看出當剪力阻抗通過最大值後，其岩橋會逐漸地被破壞，剪力阻抗也逐漸地遞減，直到岩橋被破壞殆盡時，剪力阻抗才變回由節理面上之摩擦係數所控制。

隨著岩橋強度變異性之不同，可以利用此方法設置多組不同強度之岩橋進行模擬，以模擬出更符合現地情形之岩橋破壞行為，不過由於設置過程較費時，往後之岩橋設置上仍以單一強度之岩橋模擬為主。

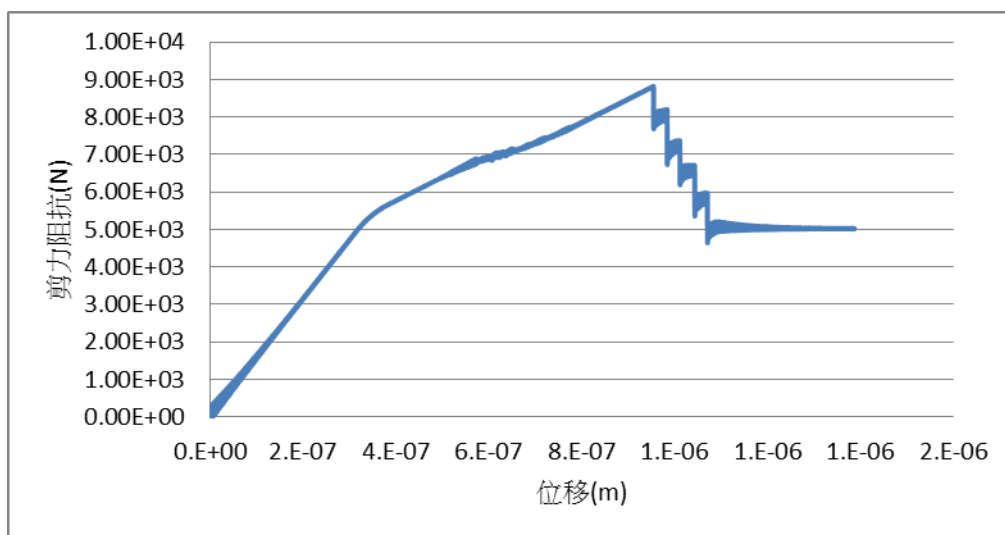


圖 5-24 位移與剪力阻抗的關係圖

5.7 小結

本章分別說明彈跳磨蝕及塊體抽離兩種虛擬數值試驗之參數率定過程，對彈跳磨蝕而言，顆粒及接觸點的微觀參數給定是很困難的，而且這些參數與材料顆粒的大小相關，若顆粒大小改變，則需要重新標定，下一章節將探討彈跳磨蝕試驗結果。

本研究透過虛擬直剪試驗來標定塊體抽離時節理面的行為，將節理面設置於虛擬試體上以進行模擬，其模擬試驗結果顯示節理面上之摩擦阻抗不受塊體顆粒大小之影響。此試驗更將岩橋設置於節理面上進行模擬，分析及討論岩橋上各個影響因子與節理面摩擦阻抗之關係。在探討完節理面以及岩橋之行為後，將其放入實際塊體抽離模型進行模擬試驗，其模擬試驗結果參見下一章。

6. 結果與討論

本章節探討彈跳磨蝕及塊體抽離兩種沖蝕機制之微觀模擬結果，以及巨觀的應用。

6.1 彈跳磨蝕

本研究模擬撞擊顆粒直徑 4 cm，三種不同撞擊速度(10, 15, 20 m/s)，兩種撞擊角度(30, 90 度)，兩種單壓強度不同的岩石(UCS = 8, 16 MPa)的顆粒彈跳磨蝕行為，記錄撞擊過程中材料內部的鍵結破壞、能量損失。將撞擊鄰近區域的岩塊以移動視窗(moving windows)的概念，每間隔 0.5 cm 取一個邊長 1.5 cm 的立方體，統計能量損失與鍵結破壞的比例關係，作為建立可以表達材料隨著撞擊而弱化的組合律基礎資料。

6.1.1 彈跳磨蝕試驗結果探討

顆粒撞擊至岩床試體後，撞擊顆粒原本的動能會有一部分轉移至岩床試體，一部份由系統阻尼吸收，其餘的部分為顆粒回彈之動能。圖 6-1 為撞擊角度 90 度，撞擊速度 10, 20 m/s 的系統能量歷時曲線。圖中黑線為撞擊顆粒的動能變化，動能與顆粒的速度平方成正比，由圖可知撞擊速度隨著撞擊過程降低，然後回彈離開岩床試體。動能的計算如下式，式中 E_k 為動能， m 為撞擊顆粒質量， V 為撞擊顆粒初速， I 為質量慣性張量(inertia tensor)， ω 為角速度：

$$E_k = \frac{1}{2}(mV^2 + I\omega^2) \quad (\text{式 6-1})$$

圖 6-1 綠線代表接觸點應變能，代表因為顆粒撞擊造成岩床試體內部的彈性應變能，當撞擊顆粒回彈後此應變能即歸零，接觸點應變能計算方式如下式，式中 E_c 為接觸點應變能， N_c 為接觸點數量， F_i^n 為正向力， k^n 為正向勁度， F_i^s 為切向力， k^s 為切向勁度：

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{N_c} \left(|F_i^n|^2 / k^n + |F_i^s|^2 / k^s \right) \quad (\text{式 6-2})$$

圖 6-1 藍線為並聯鍵結應變能，代表顆粒撞擊造成岩床試體內部的並聯鍵結儲存之彈性應變能，當撞擊顆粒回彈後此應變能即歸零，並聯鍵結應變能計算方式如下，式中 E_{pb} 為並聯鍵結應變能，為並聯鍵結數量， \bar{F}_i^n ， \bar{F}_i^s 為並聯鍵結正向力及切向力，A 為並聯鍵結面積， \bar{k}^n ， \bar{k}^s 為並聯鍵結正向勁度及切向勁度， \bar{M}_i^n ， \bar{M}_i^s 為並聯鍵結正向彎矩及切向彎矩，J, I 為極慣性矩(polar moment of inertia)及慣性矩(moment of inertia)：

$$E_{pb} = \frac{1}{2} \sum_{N_{pb}} \left(|\bar{F}_i^n|^2 / (A\bar{k}^n) + |\bar{F}_i^s|^2 / (A\bar{k}^s) + |\bar{M}_i^n|^2 / (J\bar{k}_s) + |\bar{M}_i^s|^2 / (I\bar{k}_n) \right) \quad (\text{式 6-3})$$

圖 6-1 紫線為摩擦功，代表顆粒間滑移(slip)所做的功，顆粒撞擊會造成岩床試體內的顆粒彼此相對移動，以顆粒摩擦的方式消耗能量。摩擦功不會隨著撞擊顆粒回彈而恢復，及計算方式如下，式中 E_f 為摩擦功， $(\Delta U_i^s)^{slip}$ 為顆粒相對滑移量：

$$E_f \leftarrow E_f - \sum_{N_c} \left(\langle F_i^s \rangle (\Delta U_i^s)^{slip} \right) \quad (\text{式 6-4})$$

圖 6-1 紅線為鍵結消散能，代表顆粒間的並聯鍵結斷裂一瞬間所釋放的能量。此能量計算是自行寫程式抓取在每一個計算時階撞擊點附近的並聯鍵結所儲存的應變能，每一時階有鍵結斷裂時，則記錄該並聯鍵結最終的應變能狀態。由於此應變能為破壞前一刻的應變能，會低估鍵結斷裂所釋放的能量，因此必須調整。本研究將破壞前一時階的並聯鍵結正應力及剪應力算出來(挑比較大的值，若假設此破壞過程在這兩個時階的應力路

徑沒有改變，則比較大的值代表比較接近破壞狀態)，與並聯鍵結所能承受的最大正應力強度及剪應力強度做比較(本研究假設微觀正應力強度與剪應力強度一致)，當作正規化並聯鍵結應變能的參數。其計算方式如下，式中 E_{dbe} 為鍵結消散能、 σ_{pb}, τ_{pb} 為並聯鍵結正應力、剪應力， σ_{max} 為正應力強度。

$$E_{dbe} = \frac{1}{2} \sum_{N_{pb}} \left(\left(\frac{|\bar{F}_i^n|^2}{A\bar{k}^n} + \frac{|\bar{F}_i^s|^2}{A\bar{k}^s} + \frac{|\bar{M}_i^n|^2}{J\bar{k}_s} + \frac{|\bar{M}_i^s|^2}{I\bar{k}_n} \right) \times \frac{\sigma_{max}}{MAX(\sigma_{pb}, \tau_{pb})} \right) \quad (式 6-5)$$

由圖 6-1 可知當顆粒撞擊速度越快，顆粒轉移至岩床材料的能量就會越多。此能量會造成顆粒間的並聯鍵結斷裂並釋放鍵結消散能，以及顆粒間彼此相對位移、摩擦，所做的摩擦功。此兩種能量都是不可恢復的，後續將探討鍵結消散能、摩擦功與材料弱化之間的關係。

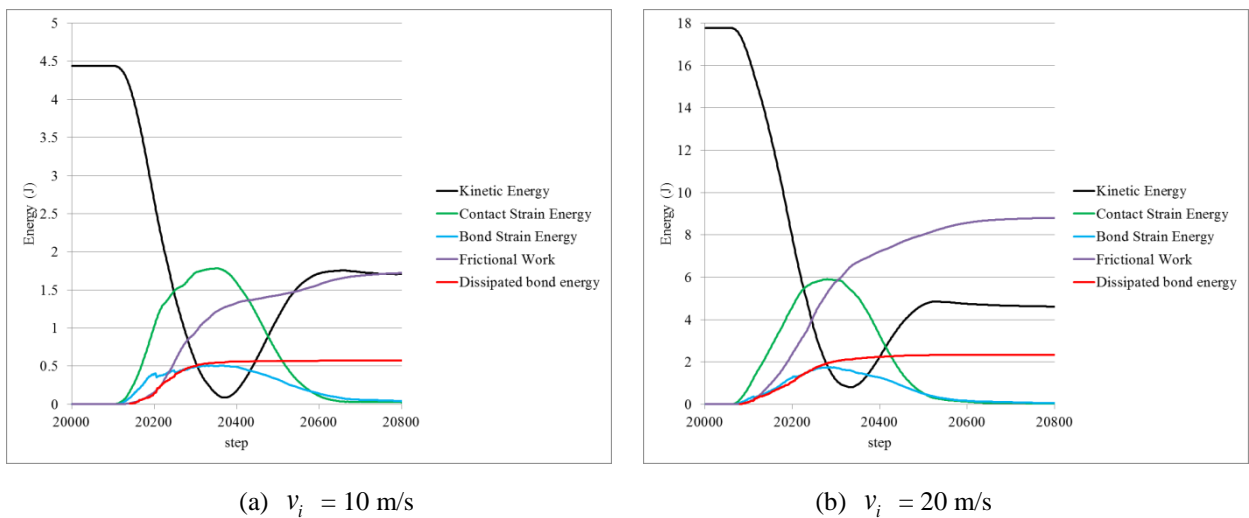


圖 6-1 Tracing of various energy terms ($\alpha = 90^\circ$)

圖 6-2 為相同撞擊速度(15 m/s)，不同撞擊角度(30, 90 度)的系統能量歷時曲線，由結果可知撞擊角度較水平時，轉移至岩床表面的能量較少。根據 Sklar(2004)的研究，當岩床為脆性材料、撞擊角度較低且撞擊顆粒成多角狀時，岩床會傾向以切削磨蝕的方式沖蝕。本研究的岩床材料之勁度

相對較低，且撞擊顆粒為圓形，可能因此切削磨蝕的效應較不明顯，切削磨蝕所佔的確切比例將於圖 6-3 探討。

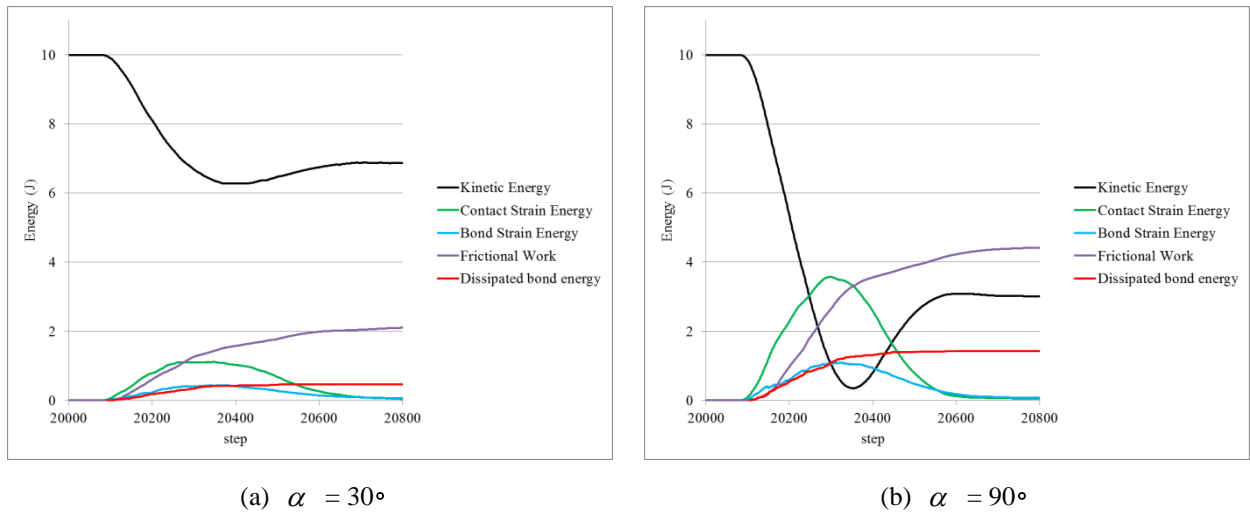


圖 6-2 Tracing of various energy terms ($v_i = 15$ m/s)

圖 6-3 將四種不同的彈跳磨蝕試驗結果，探討垂直向的速度分量與鍵結消散功與與摩擦功之間的關係，試驗條件如表 6-1。由圖可知鍵結消散能與垂直向的速度分量正相關，當速度垂直分量較大，代表越多的動能轉移用來破壞並聯鍵結。摩擦功大致呈現類似的趨勢，但是若比較同為撞擊速度 15 m/s，撞擊角度 30 與 90 度的案例可以發現，在低角度的彈跳磨蝕模擬，摩擦功佔整體能量消散的比例會增加，這是因為低角度撞擊顆粒會有類似切削磨損(Sklar, 2004)的效應，因此摩擦功的比例較大。

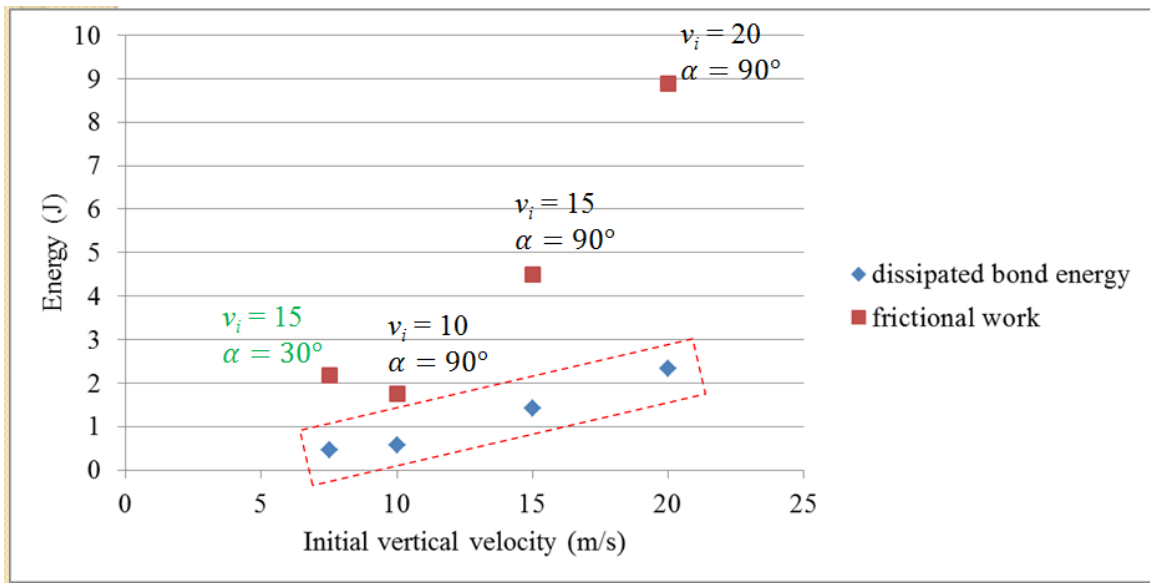


圖 6 - 3 Impact velocity versus dissipated bond energy and frictional work.

表 6 - 1 The simulated conditions of saltating abrasion.

	Initial velocity v_i (m/s)	Impact angle α (degree)	Impact particle diameter (mm)
1	10	90	40
2	15	30	40
3	15	90	40
4	20	90	40

圖 6 - 4 為撞擊速度與鍵結破壞範圍的等高線圖，當撞擊速度越大，破壞範圍越大。在 100% 破壞範圍的外圍還有一層 0~90% 的部分鍵結範圍，帶寬約 2 cm。這代表顆粒撞擊除了會造成部分岩床體積直接脫離，也會在撞擊點周圍形成一個弱化的區域，若統計消散能量與鍵結斷裂位置的關係，則可以建立一個組合律，描述岩床因為彈跳磨蝕而弱化的行為。

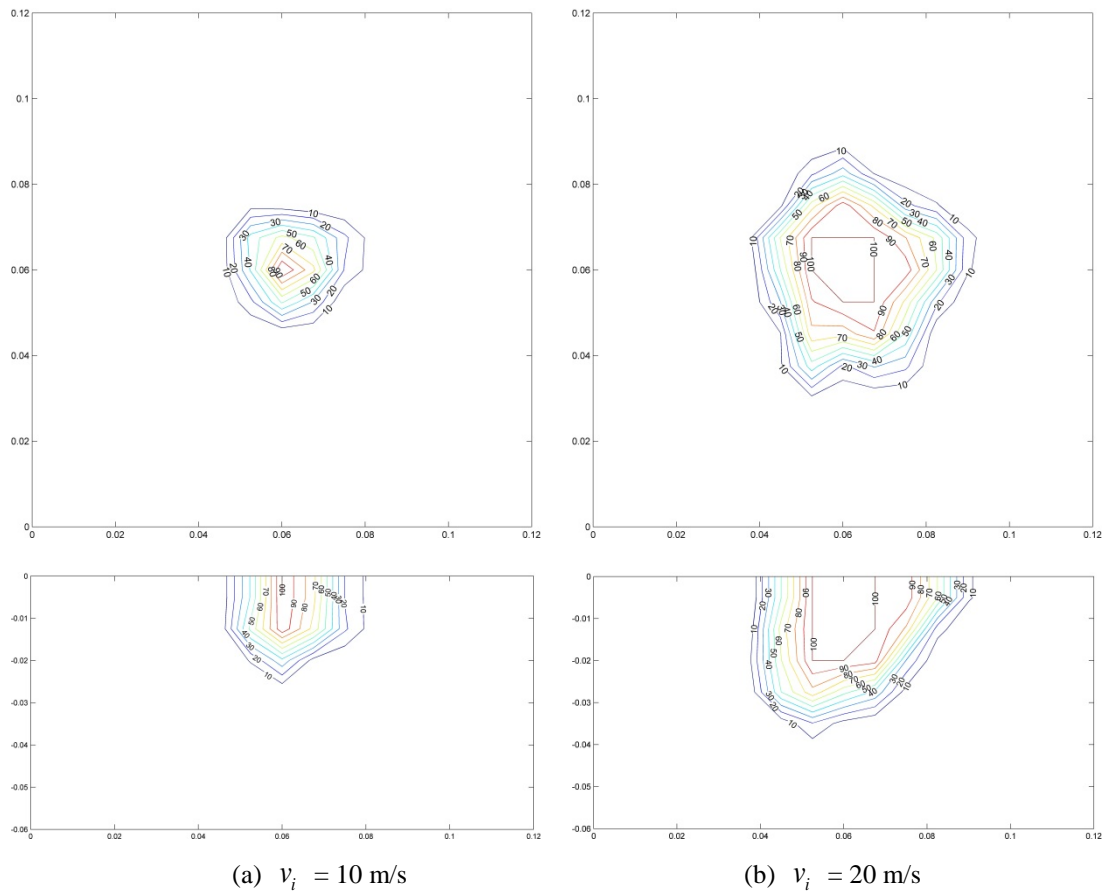


圖 6-4 Contours of bond-failure percentage ($\alpha = 90$ degree).

圖 6-5、圖 6-6 為撞擊速度與鍵結消散能、摩擦功之間的等高線圖。當撞擊速度越大，鍵結消散能的範圍越大，摩擦功的範圍也越大，且密度較高。

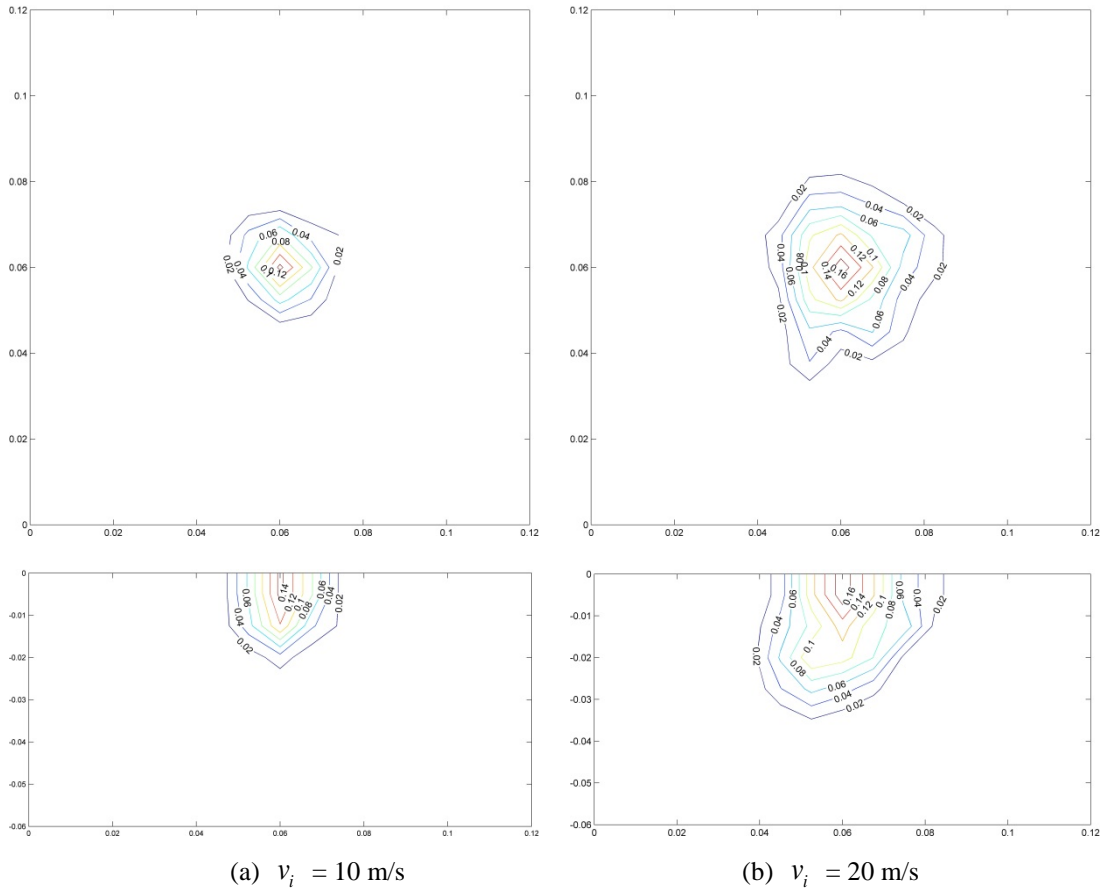


圖 6-5 Contours of dissipated bond-energy density.

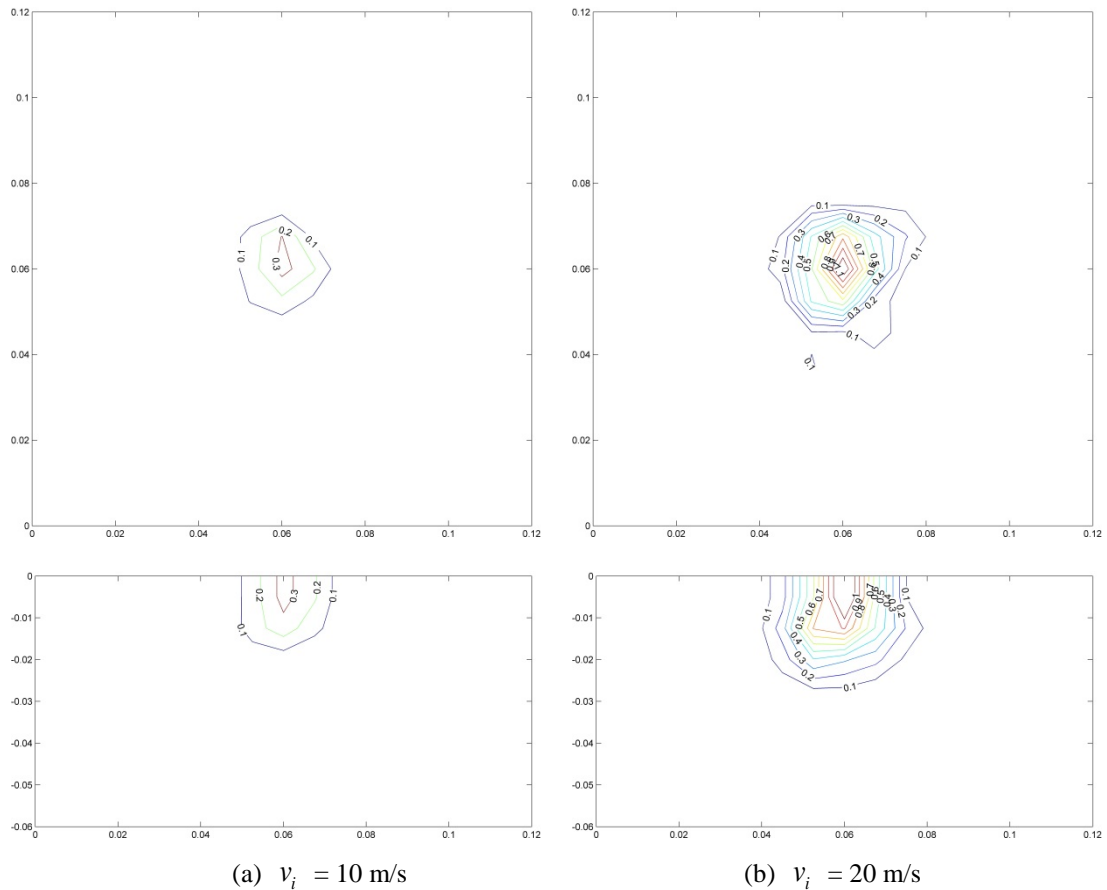


圖 6-6 Contours of friction-work density.

6.1.2 材料弱化行為探討

本研究將八個虛擬彈跳磨蝕試驗，依照移動視窗的方式取樣(每個視窗為邊長 1.5 cm 的立方體，每間格 0.5 cm 取一個視窗)，記錄每一個取樣視窗的消散能量(鍵結破壞能+摩擦功)，繪成圖 6-7。發現材料強度會影響消散能量與損壞比例的關係，因為強度越強的岩床試體，代表並聯鍵結的強度較強，意即在鍵結斷裂之前可以蓄積較大的能量，因此本研究想對材料性質進行正規化，如圖 6-8 所示，兩種材料應力應變曲線見圖 5-7。

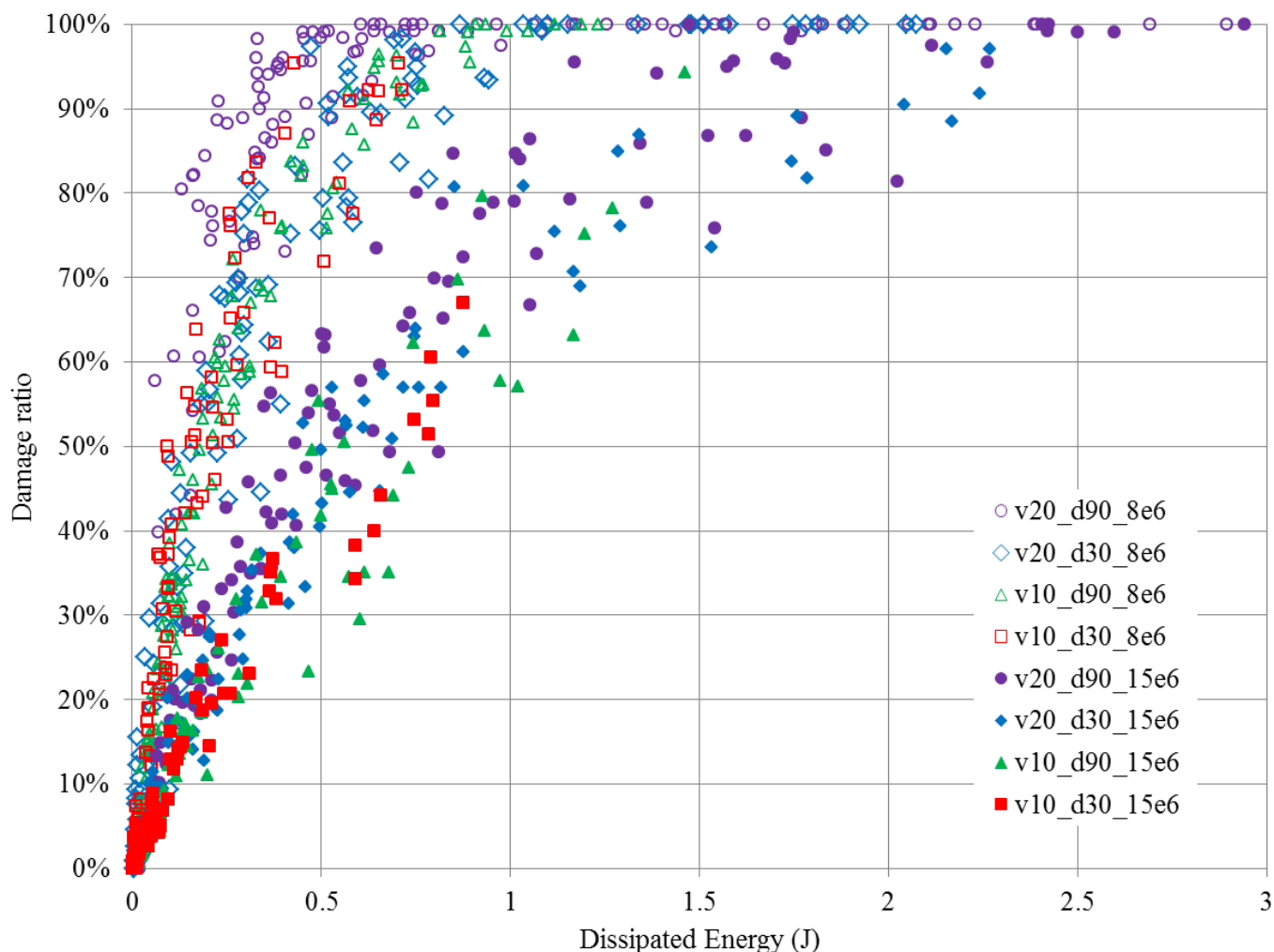


圖 6-7 消散能量與材料損傷比例關係圖

圖 6-8 為正規化消散能量與材料損傷比例之關係圖，本研究將消散能量與材料巨觀的彈性應變能做正規化，彈性應變能的定義如下式，式中 U 為彈性應變能， V 為單位體積， σ 為巨觀單壓強度， E 為巨觀楊氏模數：

$$U = \int_V \frac{\sigma^2}{2E} dV \quad (\text{式 6-6})$$

將消散能量對材料彈性應變能正規化後，兩種材料的關係就趨於一致，可以透過查表的方式得知正規化消散能量與材料損傷之關係。

岩床表面之材料，由於水流（含懸浮載或河床載）帶來之持續或反覆

作用力，材料內部之缺陷機率（完整岩石材料內之裂隙或岩體內之未完全連通弱面）隨著消散能量累積逐步提高。當缺陷機率達到臨界值，岩石碎屑、或獨立岩塊方能完全脫離岩床母體，也才能被流水帶走。材料缺陷機率可表示為正規化消散能量的函數關係。若累積很多虛擬沖刷試驗的結果，應可經由整理脫離岩床母體單元（岩石碎屑、岩塊）量體與累積消散能量間的關係，建構力學模型。

為了將材料內部缺陷之機率表示為該材料所承受累積消散能量之函數關係，本計畫引用內涵塑性理論(endochronic plasticity theory)之觀念(Valanis, 1982)來建立模型基礎，藉由所謂之「內涵時間指標」 z 以便隱涵地考慮材料受一系列之荷載後所發生之弱化、內部損傷、或疲勞效應，進而建構材料對應之組合律。本研究中 z 視為材料累積非彈性應變能之函數，也可間接表示成材料單位體積承受消散能量之函數。 z 應可視為內傷效應之指標。一旦 z 達到某特定門檻值 z_c 時，材料即趨近崩潰狀態，快速瓦解，暴露於水中部份即可能隨水流失。將各種沖刷機制之內涵時間指標正規化後，就可考量不同外力型態對材料所造成的內部損傷。為建立岩床沖刷的巨觀組合律，可將原本微觀尺度的數值沖刷模擬結果，等值化為巨觀尺度的數值分析模型，再植入一般之連體力學分析工具，若配合水理分析結果，即可分析不同幾何與流速條件下，岩床表面承受各種沖刷作用力下之材料沖蝕行為。

透過虛擬三軸試驗的結果(圖 6-9)，可以得知當材料鍵結斷裂比例達某門檻值（約 30%）時，已經足以讓材料內部產生連通的裂縫並進入殘餘強度。套用這個觀念於彈跳磨蝕，當材料鍵結斷裂比例達門檻值時，材料應以產生一連通裂縫，可以讓水壓進入，進而脫離小塊體。根據統計結果，此時的正規化消散能量約為 1.5(如圖 6-10)，意即當消散能量為彈性應變能 1.5 倍時，材料就會瓦解。

將本試驗結果結合內涵時間指標的概念，可以將內涵時間指標門檻值設定為隨著正規化消散能量線性增加的函數，當累積正規化消散能量達到 1.5，則該單位體積視為被沖蝕脫離岩床。將此概念套入巨觀數值分析軟體(如FLAC^{3D})，可選定一適當的組合律，進行如同微觀數值分析的彈跳磨蝕

試驗，標定巨觀數值分析計算出的正規化塑性功與微觀數值分析的正規化消散能量在內涵時間尺度上的關係。當標定完成，則可模擬巨觀的河床多重顆粒撞擊彈跳磨蝕行為，透過累積河床表面單位面積所累積的內涵時間，檢查是否達到內涵時間門檻值，就可以知道岩床是否被沖蝕。

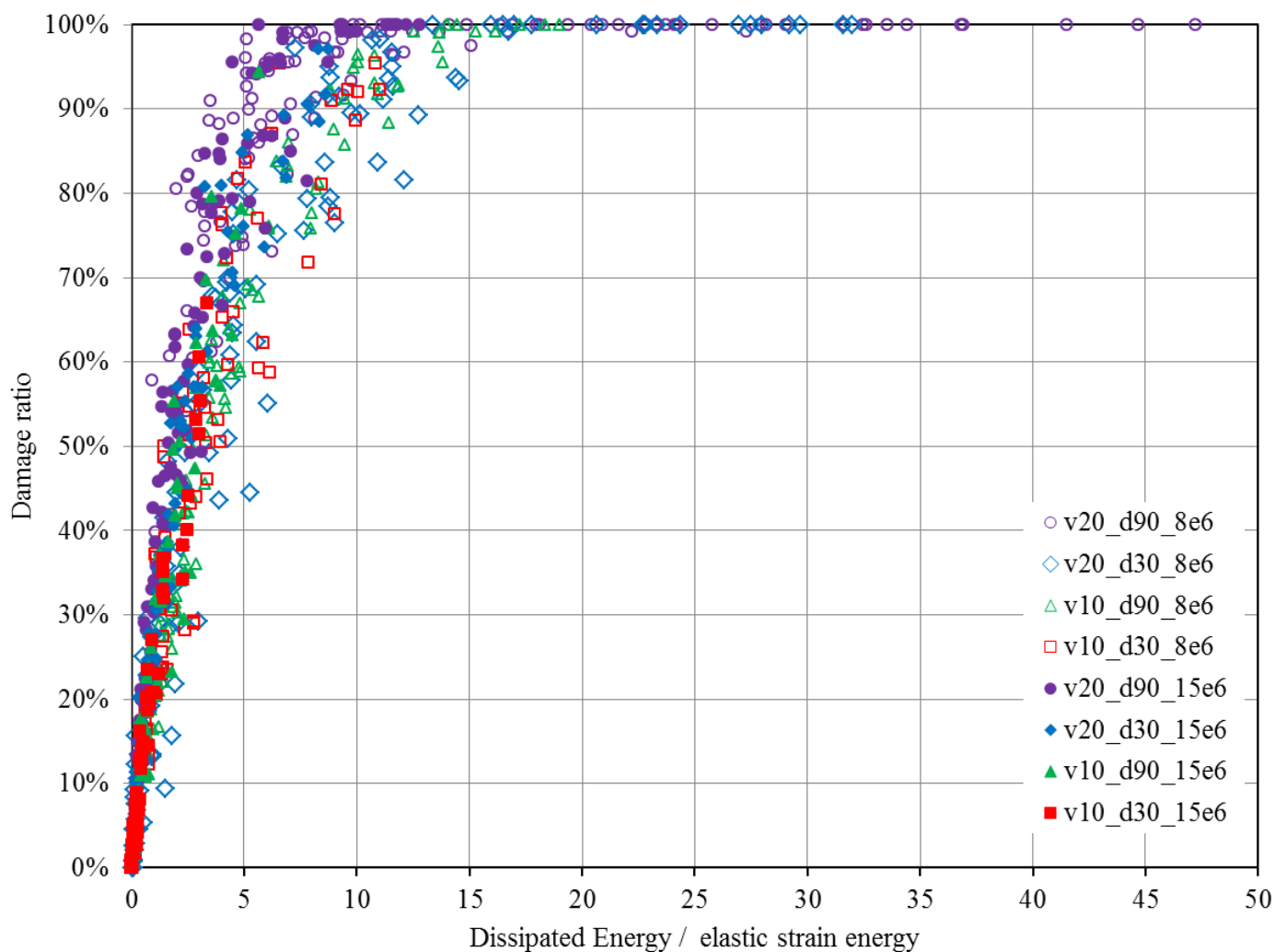


圖 6-8 正規化消散能量與材料損傷比例之關係圖

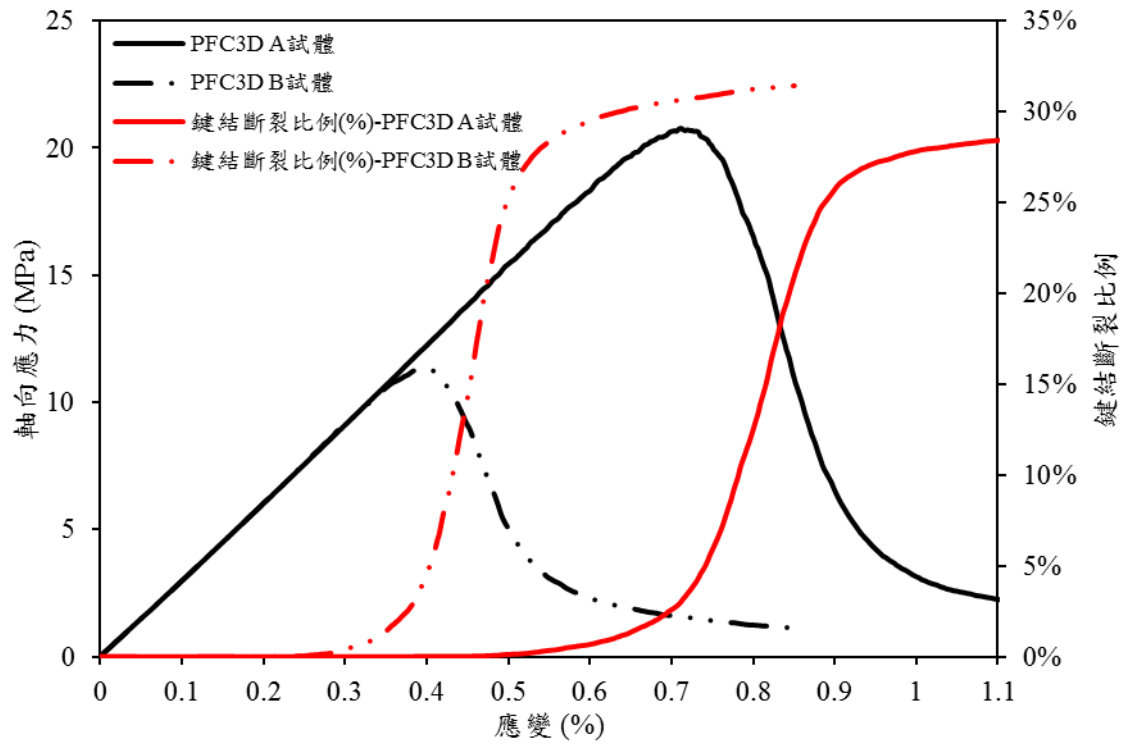


圖 6-9 虛擬三軸試驗應力應變曲線與鍵結斷裂比例關係

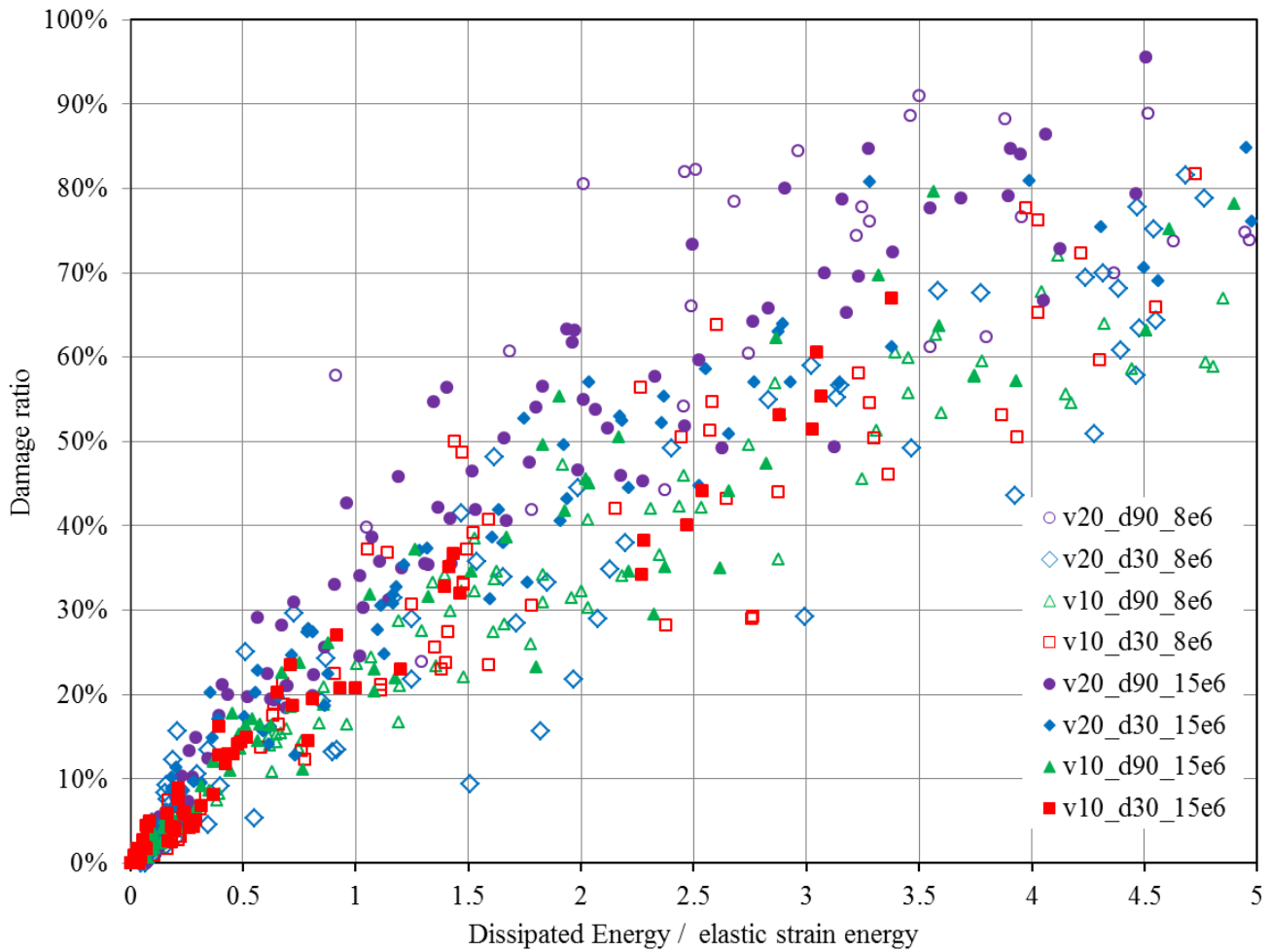


圖 6-10 正規化消散能量與材料損傷比例之放大關係圖

6.2 塊體抽離

本研究於前幾章中已敘述塊體抽離之模擬試體建置方法，並完整地討論壓力波動之施加方法以及節理面之設置過程；本節討論(1)單岩塊虛擬試體之抽離模擬，分別探討當岩塊周圍節理為完全連通或部分連通時之塊體抽離過程與影響因子，(2)岩塊抽離之現地模擬概念，以義興壩為例，模擬 93 年艾利颱風的塊體抽離行為。

當淨上舉力大於塊體四周節理面垂直向抗剪總阻抗時，淨上舉力並無法被抗剪阻抗所抵銷，不平衡力導致塊體產生向上加速度，出現等加速運動之行為，塊體勢必迅速脫離，本研究將此條件下之塊體直接視為立刻脫離。反之當淨上舉力小於節理面垂直向總抗剪阻抗時，塊體呈等速運動上升。

估算不同深度下軸向應力(σ_v)的大小，，垂直向應力隨深度增加而呈線性遞增，且將各深度之軸向應力平均並乘上側向壓力係數 K ，可得側向應力 σ_h ，如下式：

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{式 6-7})$$

式中 γ 為塊體單位重； z 為深度。

將作用於岩塊之平均側向力，乘上節理面上之摩擦係數 μ ，得各節理面上之摩擦抗剪阻抗，當忽略節理面上凝聚力貢獻，加總四周節理面之抗剪阻抗，即可得總抗剪阻抗值 F_s ，如下式：

$$F_s = \mu \cdot K \cdot \gamma \cdot z \cdot Z_b \cdot (X_b + Y_b) \quad (\text{式 6-8})$$

上式中 F_s 為總抗剪抵抗力；因塊體抽離發生於岩床表面，因為近岩床面之最大主應力應約與床面平行， K 必大於 1，以保守計 K 可假設為 1； X_b 、 Y_b 、及 Z_b 分別為塊體 x 方向、 y 方向及 z 方向之尺寸。

當淨上舉力大於塊體四周節理面垂直向總抗剪抵抗力，本研究視塊體將瞬間脫離，並不考慮其塊體上舉速率及衍生之岩床沖刷速率問題。以下之討論中

皆假設淨上舉力小於節理面垂直向總抗剪阻抗，不致於有塊體瞬間立刻脫離之情況出現。

6.2.1 塊體抽離試驗結果探討

本小節分為兩部分，第一部分探討當岩塊周圍節理為完全連通情況下，塊體抽離之過程及其影響因子，第二部分討論當岩塊周圍節理未完全貫通而含有岩橋情況下，岩橋上之影響參數與塊體抽離抬升之相對關係。

6.2.1.1 單塊體節理完全連通情況

為探討單一塊體抽離的過程，本研究施加頻率 4 Hz 之壓力波動差(圖 6-11)於單岩塊虛擬試體模型中(圖 4-4)正中央的塊體上，其餘塊體固定，並於模擬同時記錄正中央塊體之速度及位移變化，如圖 6-13。

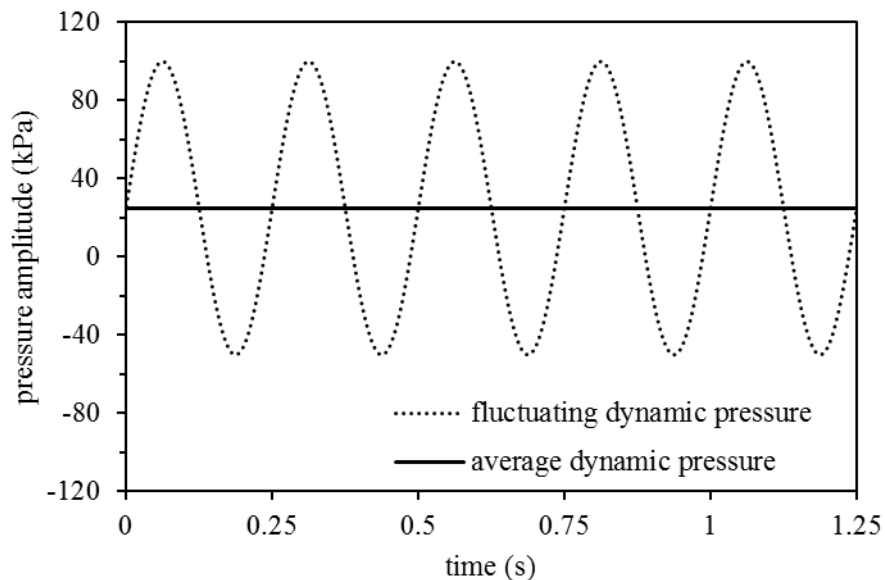


圖 6-11 4 Hz fluctuation of pressures difference applied on a surficial rock block.

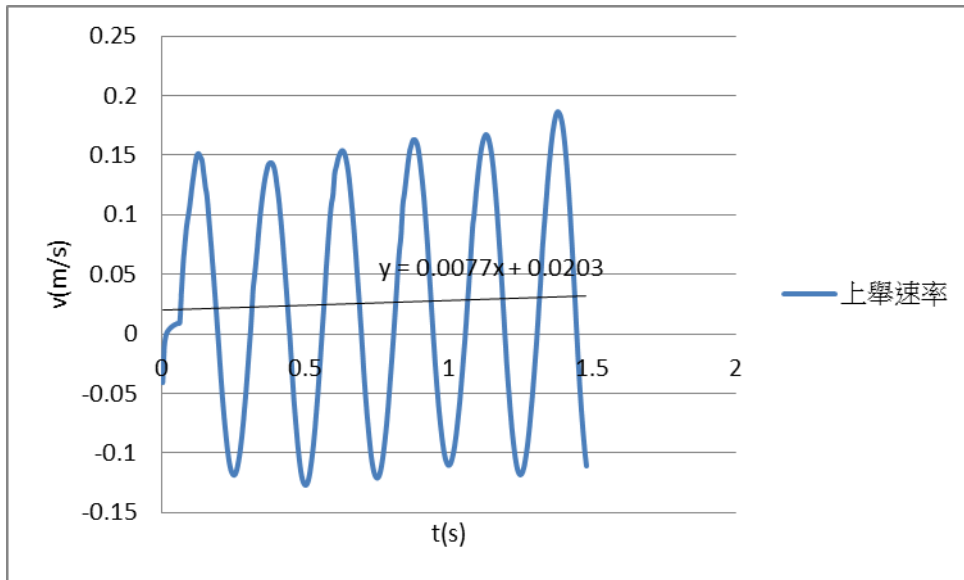


圖 6-12 塊體上舉速率與時間關係圖

此外，由圖 5-2 中可觀察到塊體之平均上舉速度約呈定值，但受到塊體逐漸上升，周圍受力面積逐漸減少之影響，使得塊體之間作用力也隨之減低，導致塊體上舉速率之振幅有逐漸增加之趨勢，接下來將討論塊體抬升比例受塊體重量、壓力波動平均差、作用時間等影響。

6.2.1.2 單塊體壓力波動之影響

本小節討論壓力波動差之影響，固定波動動態壓力(fluctuating dynamic pressure)為 75 kPa 及頻率 2 Hz，改變平均動態壓力(mean dynamic pressure)進行模擬，可得到塊體上舉比例的變化，如圖 6-13。當平均動態壓力的合力小於塊體自重時(本試體塊體自重為 13.87 kN)，塊體不會上舉，只會原地上下起伏。當平均動態壓力的合力大於塊體自重，才會開始上舉。

圖 6-14 為相同平均動態壓力，5 種不同波動動態壓力在不同頻率時對平均上舉速度的影響，在高頻時幾無影響，在低頻時影響較大，因為本試驗的週期作用力施加方式是先加一個向上的作用力(如圖 6-11)，在低頻時這個向上的作用力會持續較久，因此平均上舉速度會有明顯差異。

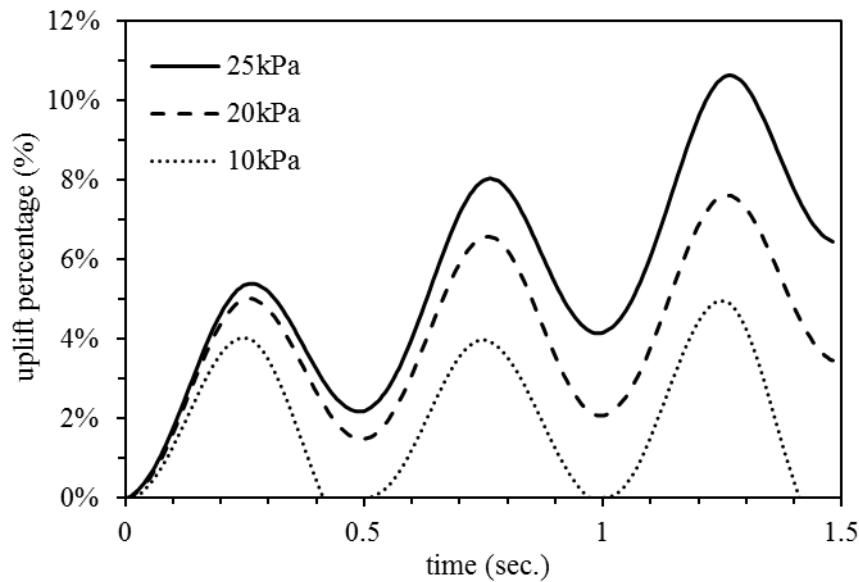


圖 6 - 13 Block uplift percentage varied with time under various levels of mean dynamic pressure.

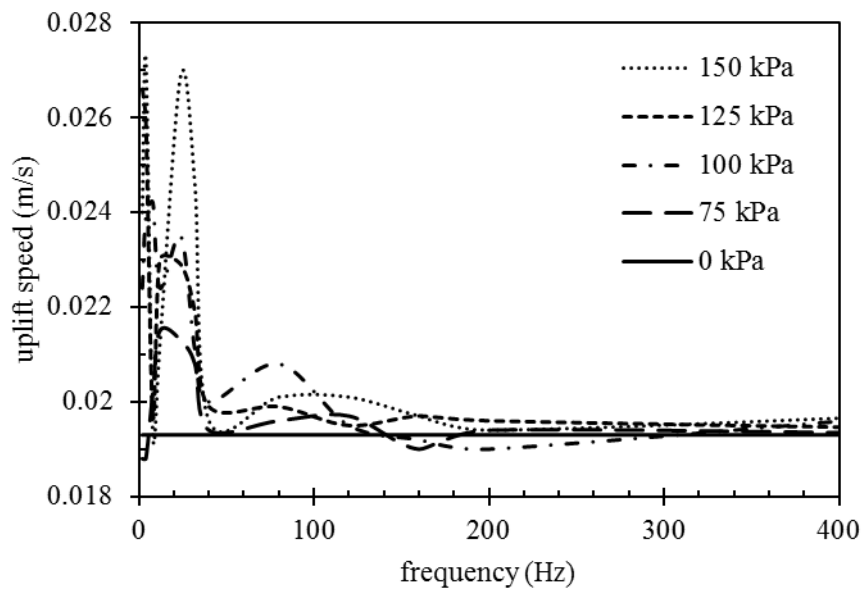


圖 6 - 14 Mean uplift speed under various amplitude of pressure fluctuation with a same mean pressure difference

6.2.1.3 單塊體節理部分連通之影響

本節模擬節理發達之岩盤，當一塊體周圍節理為部分連通含有岩橋時，受到動態壓力之塊體脫離之行為及過程。節理部分連通的塊體必須先將岩橋破壞之後才能將塊體上舉抽離，本研究控制平均動態壓力合力大於塊體

自重，但小於等值的岩橋強度，給定不同的波動動態壓力，模擬岩橋受動態水壓之影響，結果如圖 6-15 所示。在波動動態壓力 25, 50 kPa 的模擬條件，岩橋不會被貫通，塊體不會抽離，當波動動態壓力 75, 100 kPa 時，岩橋貫通後，塊體開始上舉抽離。

圖 6-16 模擬四種岩橋比例的塊體上舉行為，當節理面連通度較低時 (岩橋佔 80%)，塊體難以上舉抽離。

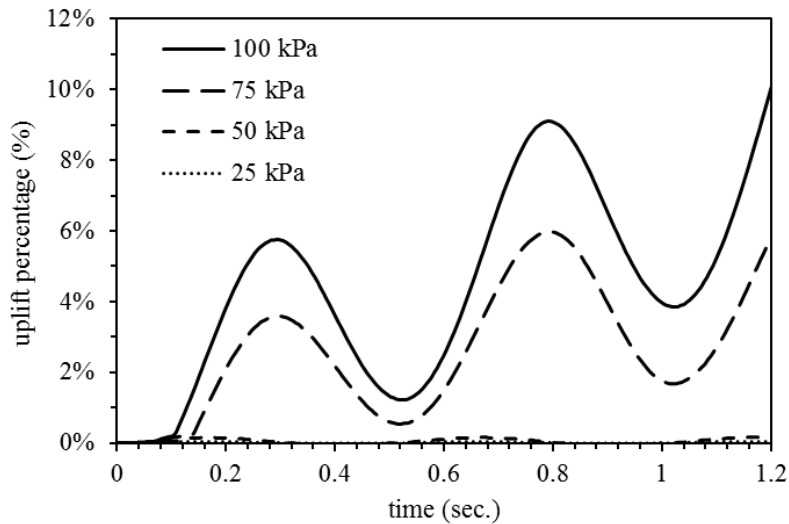


圖 6-15 Time history of uplift percentage of rock blocks subjected to various amplitudes of pressure fluctuation.

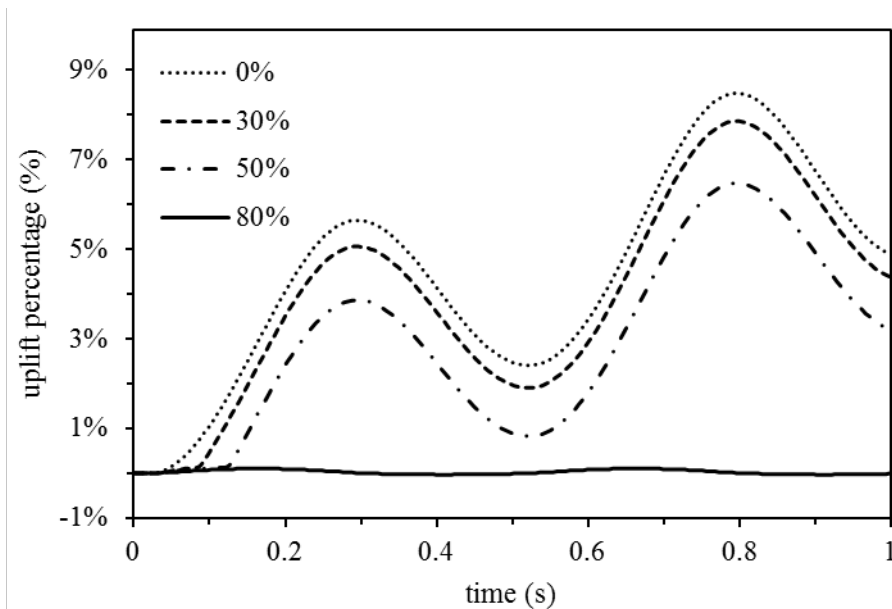


圖 6-16 Time history of uplift percentage of rock blocks with various area ratio of rock bridges on joint.

6.2.2 塊體抽離之現地模擬概念

圖 6-17 為圖 6-18 動態壓力於 8 Hz、500 Hz 及定值上舉力與塊體上舉速度或上舉比例之關係，比較三種條件下，塊體上舉速率皆不隨著時間改變。圖 6-19 顯示在不同的平均動態壓力下，塊體上舉速率也不隨著時間改變，因此後續分析可以將現地不規則的動態水壓力拆成數種不同頻率及震幅的疊加，個別計算其抬昇比再合計最終抬昇比。

本研究模擬 93 年的艾利颱風對義興壩的塊體抽離行為。圖 6-20 為 93 年艾利颱風時義興壩的流量歷線，國立交通大學防災與水環境研究中心 (2010) 曾計算在不同重現期，堰頂水柱厚，尾水深，上下游水位差等水文參數，經由 Bollaert(2002) 提出的水壓力計算方式，可算出這場水文事件隨著時間的岩床表面岩塊淨向上力的歷時曲線，可以每小時為單位，計算不同的淨向上力所造成的塊體上舉高度並疊加，當表層岩塊上舉超過塊體厚度的 50% 可視為抽離，對下一塊岩塊進行分析，最終可得到模擬之沖刷深度。

本研究運用此概念模擬義興壩的沖刷行為，保守性地假設岩塊周圍節理完全連通。採用 90 年地形測量條件模擬 93 年艾利颱風造成的沖刷量，並與 97 年的地形測量結果作比較。模擬所得艾利颱風造成的岩盤沖刷深度約 15 m，與現地實際沖刷深度(97 年減 90 年)8 m 相比較，模擬所獲下刷深度較現地實際沖刷深度較為保守，或因較為保守性的假設所致（假設岩塊周圍節理完全連通），但趨勢仍大致吻合。

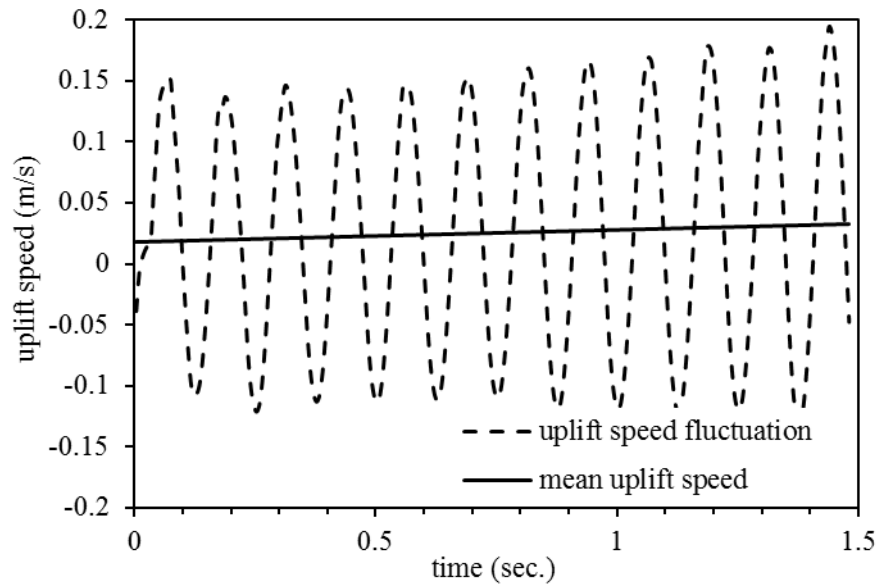


圖 6 - 17 Time history of uplift speed for a block subjected to 8-Hz pressure fluctuation.

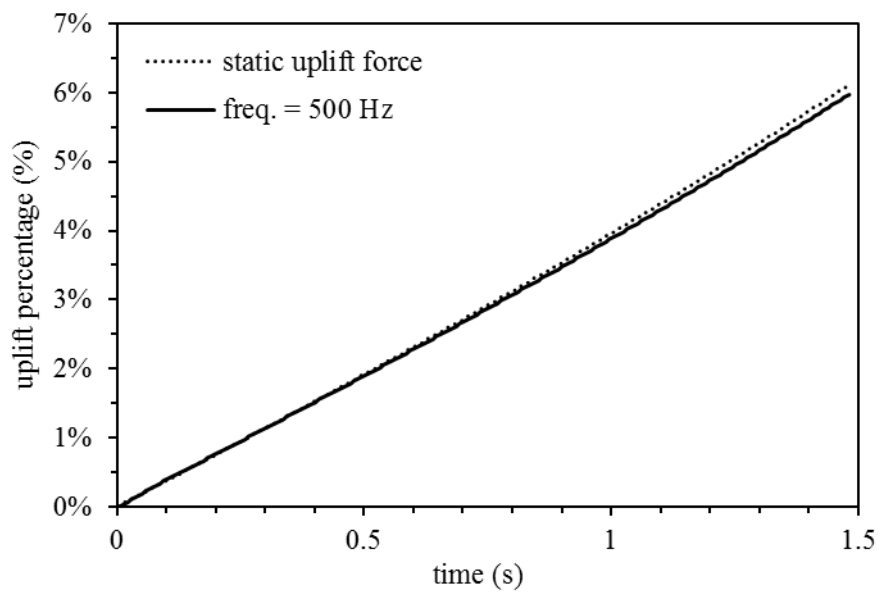


圖 6 - 18 Time history of uplift displacement for block subjected to 500-Hz pressure fluctuation; and static uplift force corresponding to the mean pressure difference

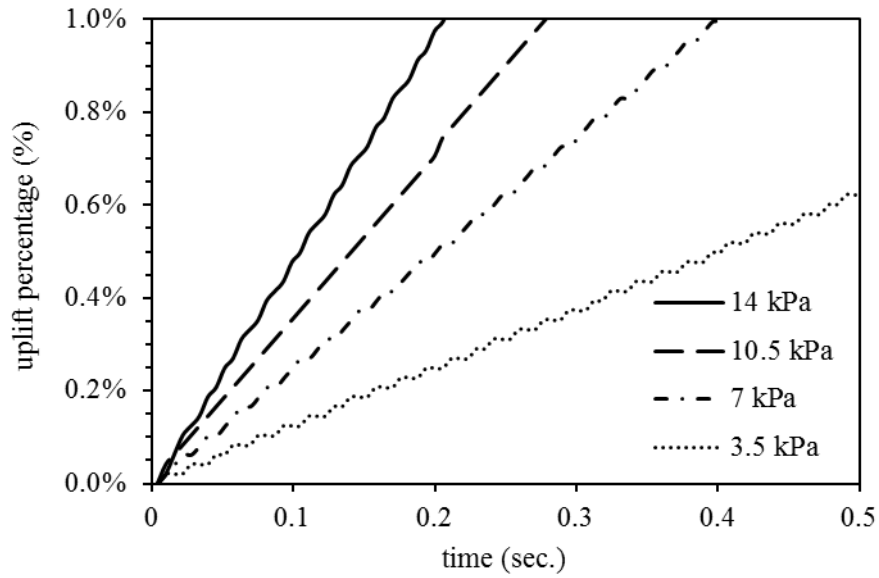


圖 6 - 19 Time history of uplift displacement for block subjected to various levels of mean pressure difference

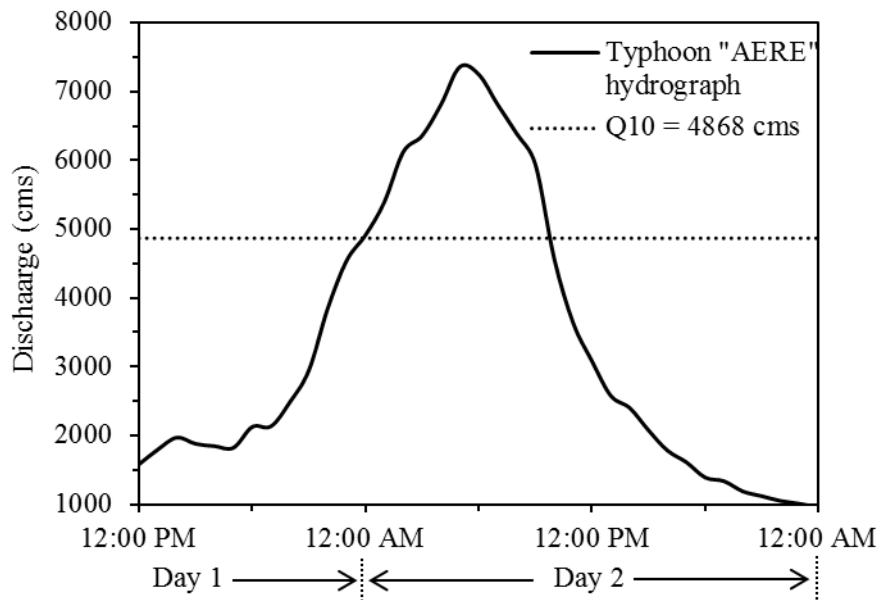


圖 6 - 20 Discharge Hydrograph at the Yi-Xing Dam during the Typhoon Aere

7. 結論與建議

7.1 彈跳磨蝕

彈跳磨蝕在節理不發達的岩體中是主控的沖蝕機制，在洪水中運移河床載會撞擊裸露的岩盤，造成材料沖蝕及弱化。過去學者少有討論弱化對岩體的影響，本研究針對隨著撞擊次數而累積的材料損傷行為進行探討。本研究以PFC^{3D}進行一連串的虛擬顆粒彈跳試驗，記錄岩體材料在不同條件下的消散能量與鍵結斷裂行為，並提出一個概念試圖連結巨觀的數值分析模型，以下簡述關於彈跳磨蝕的研究成果。

- (1)低角度顆粒撞擊相較於高角度顆粒撞擊，轉移至岩盤的動能以摩擦功消散的比例較大，類似切削磨蝕的行為。但可能受限於撞擊顆粒過於圓滑，因此轉移動能較高角度小。
- (2)彈跳撞擊除了撞擊點會直接有體積沖蝕(鍵結斷裂 100%)，附近區域材料也有弱化的跡象(鍵結斷裂<100%)，這些弱化的區域內部已經有許多裂縫，若連通可能也會被沖蝕。
- (3)針對不同強度的材料，將顆粒撞擊消散能量對彈性應變能正規化，得到正規化消散能量與材料破壞比例之間的關係。微觀數值試驗的正規化消散能量，未來可以考慮用巨觀數值模型的塑性功來進行標定，建立兩者的關係。
- (4)本研究藉內涵時間指標的概念，以描述岩體受到顆粒撞擊所受的損傷。引用PFC^{3D}三軸試驗的結果，來標定內涵時間指標的門檻值為何，根據結果顯示當鍵結破壞比達某門檻值時，試體已產生破壞面，剩下殘餘強度。將此概念引入至建構磨蝕作用下完整岩石之內涵力學模式，以描述岩石材料逐漸受損傷下之力學行為，當單位體積內的鍵結破壞比例累積至門檻值時，則可視為體積內裂縫連通，瓦解脫離。

7.2 塊體抽離

塊體抽離對於節理發達的岩體是主控的沖蝕機制，水流侵入裂縫，由波動動態壓力來主控節理連通。當節理連通後，由平均動態壓力來主控上舉速度，

當上舉比例超過塊體厚度的 50%，則可視為塊體抽離。

本研究以PFC^{3D}模擬塊體抽離行為，並探討塊體抽離機制的各項主控因子，包含平均動態壓力、波動動態壓力、水壓力頻率，節理面性質及岩橋性質，以下簡述關於塊體抽離機制的研究成果。

- (1)本研究用 smooth joint 作為節理面的接觸點力-位移模型，藉由這個模型可以消除不同尺寸的顆粒集合體可能造成之表面粗糙度影響，節理面性質可以由凝聚力、摩擦角、張力強度(tension cut off)來控制，惟其微觀與巨觀參數之轉換需要進行一連串的參數調整，頗為不便。
- (2)可以透過 area_ratio 指令決定不連續面上節理與岩橋的比例，並透過 large_strain 指令讓不連續面上新的顆粒接觸點為 smooth joint 性質。
- (3)根據研究結果顯示，平均動態壓力及波動動態壓力的上舉行為皆不受水壓力的震幅影響，因此可以將不同頻率的水壓力上舉量疊加求得塊體最終上舉量。但水壓力在裂縫中傳遞的放大效應，其實必然與共振頻率有關，可能是PFC^{3D}目前所提供的阻尼模型有限，暫時無法模擬共振的水壓放大效應。
- (4)本研究提出簡化之分析方法可用於推估個別洪水條件下溢洪道或壩(堰)前沖刷坑之刷深發展量。本研究曾以義興壩為例進行沖刷模擬，由於較為保守性的假設條件（假設岩塊周圍節理完全連通），模擬艾利颱風造成的沖刷量結果與實際沖刷量相比，雖較為保守，但趨勢仍大致吻合。

8. 參考文獻

1. 林文凱(2008)， “軟弱岩床河道的沖蝕機制與抗沖蝕力評估—以八掌溪為例” ，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
2. 郭炳宏(2009)， “多功能軟岩沖蝕試驗儀之建立” ，國立交通大學土木工程研究所碩士論文
3. 李佩鐸(2009)， “軟岩沖蝕之微觀數值模擬” ，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
4. 國立交通大學防災與水環境研究中心(2010a) ， “軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例” ，經濟部水利署水利規劃試驗所。
5. 國立交通大學防災與水環境研究中心(2010b) ， “設置攔河堰引致岩盤沖刷之機制與評估研究” ，經濟部水利署水利規劃試驗所。
6. 國立交通大學防災與水環境研究中心(2011) ， “軟岩質河床沖蝕模式之建立” ，經濟部水利署水利規劃試驗所。
7. 鍾里泉(2011)， “塊體抽離沖蝕行為數值模擬” ，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
8. 羅若瑜(2011)， “床面剪應力及顆粒彈跳引致岩石磨蝕之微觀數值模擬” ，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
9. Annandale, G.W., 1995, “Erodibility”, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.33, No.4, pp.471-494.
10. Baker, R. and Leshchinsky, D., 2001, *Spatial Distribution of Safety Factors*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.2, pp.135-145.
11. Barnes, H. L., 1956, “Cavitation as a geological agent,” *American Journal of Science*, v. 254, p. 493–505.
12. Ben-Moshe, L., Haviv, I., Enzel, Y., Zilberman, E., Matmon, A., 2008, *Incision of Alluvial Channels in Response to a Continuous Base Level Fall: Field Characterization, Modeling, and Validation along the Dead Sea*, *Geomorphology*, Vol. 93, pp. 524-536.
13. Bitter, J.G.A., 1963a, “A study of erosion phenomena, part I,” *Wear*, 6, 5-21.
14. Bitter, J.G.A., 1963b, “A study of erosion phenomena, part II,” *Wear*, 6, 169-190.
15. Briaud, J.L., F.C.K. Ting, H.C. Chen; R. Gudavalli, S. Perugu, and G. Wei, 1999, “SRICOS: Prediction of scour rate in cohesive soils at bridge piers”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.4, pp.237-246.
16. Briaud, J.L., H.C. Chen, K.W. Kwak, S. W. Han, and F.C.K. Ting, 2001, “Multiflood and multilayer method for scour rate prediction at bridge piers,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No.2, p.114-125.
17. Chen Jen-Yan, Yao-Ming Hong, 2001, “Characteristics of Check Dam Scour Hole by Free Over-Fall Flow,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 24, No.6, p 673-680。
18. Ching, Kuo-En, Rau, Ruey-Juin; Lee, Jian-Cheng; Hu, Jyr-Ching, 2007, “Contemporary deformation of tectonic escape in SW Taiwan from GPS observations, 1995-2005,” *Earth and Planetary Science Letters*, v 262, n 3-4, Oct 30, p 601-619.
19. Chu, T., Ranson, W., Sutton, M. and Peters, W., 1985, *Application of Digital-Image-Correlation Techniques to Experimental Mechanics*, *Experimental Mechanics*, Vol. 25, No. 3, pp. 232-244.
20. Dadson, S.J., N. Hovius, H. Chen, W.B. Dade, M.L. Hsieh, S.D. Willett, J.C. Hu, M.J. Horng, M.C. Chen, C.P. Stark, D. Lague, J.C. Lin, 2003, “Links between erosion, runoff variability and seismicity in the Taiwan orogen,” *Nature*, v 426, n 6967, Dec 11, p 648-651.
21. Dowding, C.H. and Pierce, C.E., 1994, “Use of Time Domain Reflectometry to Detect Bridge Scour and

- Monitor Pier Movement.” Proceedings of the Symposium on Time Domain Reflectometry in Environmental, Infrastructure, and Mining Applications, Evanston, Illinois, Sept 7-9, U.S. Bureau of Mines, Special Publication SP 19-94, NTIS PB95-105789, pp. 579-587.
22. Eggers, M.J., Mostyn, G., and Sullivan, T.D., 1999, Probabilistic Stability Assessment of a High Slope in Variable Strength Rocks, 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Hobart, pp. 91-98.
 23. Engle, P.A., 1978, “Impact Wear of Materials,” Elsevier Sci., New York
 24. Foley, M.G., 1980, “Bed-rock incision by streams: Summary”, Geological Society of American Bulletin, Part1, Vol.91, pp.577-578.
 25. Frauel, Y. and Javidi, B., Digital, 2002, “Three-dimensional Image Correlation by Use of Computer-reconstructed Integral Imaging”, Applied Optics, Vol. 41, No. 26, pp. 5488-5496.
 26. Fuller Christopher W., Sean D. Willett, Niels Hovius, and Rudy Slingerland, 2003, “Erosion Rates for Taiwan Mountain Basins: New Determinations from Suspended Sediment Records and a Stochastic Model of Their Temporal Variation,” J. of Geology, V111, p 71-87.
 27. Gilbert, G.K., 1877, “Report on the geology of the Henry Mountains”, Geographical and Geological Survey of the Rocky Mountain Region, 160p. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
 28. Graham, J.R., Hamilton, W.S., Hendrickson, J.G., Kaden, R.A., McDonald, J.E., Noble, G.E., Schrader, E.K., 1987, “Erosion of concrete in hydraulic structure,” ACI Materials J. 3/4, p 136-157.
 29. Hartshorn, K., N. Hovius, W.B. Dade, and R.L. Slingerland, 2002, “Climate - driven bedrock incision in an active mountain belt,” Science, Vol.297, p 2036-2038 °
 30. Howard, A.D., and G. Kerby, 1983, “Channel changes in badlands”, Geological Society of American Bulletin, Vol.94, pp.739-752.
 31. Howard, A.D., W.E. Dietrich, and M.A. Seidl, 1994, “Modeling Fluvial Erosion on Regional to Continental Scales”, Journal of Geophysical Research, V.99, No. B7, pp. 13971-13986.
 32. Hu, J.C., Hou, C.S., Shen, L.C., Chan, Y.C., Chen, R.F., Huang, C.,Rau, R.J., Chen, K.H., Lin, C.W., Huang, M.H., Nien, P.F., 2007, “Fault activity and lateral extrusion inferred from velocity field revealed by GPS measurements in the Pingtung area of southwestern Taiwan,” J. Asian Earth Sci.
 33. Huang C. K., C.J. Tang and T. Y. Kuo, 2005, “Use of Surface Guide Panels as Pier Scour Countermeasures,” International Journal of Sediment Research, Vol. 20, No. 2, pp. 117-128 °
 34. Idelsohn, J.M.: 1970. A leaning system for terrain recognition. *Pattern recognition*, pergamon press. vol.2, pp.293-301.
 35. Jones, J.S., Trent, R.E., and Potter, D.L., 1991, “Bridge Scour Research Needs,” Proceedings of the 1991 National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, pp. 323-328.
 36. Lagasse, P.F., Recharadson, E.V., Schall, J.D., and Price, G.R., 1997, “Instrumentation for Measuring Scour at Bridge Piers and Abutments.” NCHRP Report 396, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C.
 37. Lai, T.G. and Greimann, B.P., 2008, “Rock Erosion Modeling on Selected Alluvium River in Taiwan,” Technical Report No. SRE-2008-08, USBR.
 38. Lawler, D.M., 2008, “Advances in the Continuous Monitoring of Erosion and Deposition Dynamics: Developments and Applications of the new PEEP-3T System”, Geomorphology, Vol. 93, pp. 17-39.
 39. Lecompe, D., Vantomme, J. and Sol, H., Crack Detection in a Concrete Beam Using Two Different Camera Techniques, Structural Health Monitoring, Vol. 5, No. 1, pp. 59-68, 2006.

40. Lin, C, Hwung, W.-Y.; Hsieh, S.-C.; Chang, K.-A, 2007, "Experimental study on mean velocity characteristics of flow over vertical drop," *Journal of Hydraulic Research*, v 45, n 1, p 33-42 ◦
41. Lin, Chang, Ho, Tsung Chun; Chang, Chin Shiang, 2007, "Characteristics of vortex structure induced by a solitary wave propagating over a rectangular cavity," *Proceedings of 17th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE 2007, Jul 1-6 2007, Lisbon, Portugal*, p 2788-2795 ◦
42. Lin, Chang, Ho, Tsung-Chun; Hsieh, Shih-Chun; Chang, Kuang-An, 2006, "Characteristics of vortex shedding process induced by a solitary wave propagating over a submerged obstacle," *Proceedings of 25TH International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, OMAE 2006, 8p, Jun 4-9 2006, Hamburg, Germany* ◦
43. Lin, Chang, Ho, Tsung-Chun; Chang, Sung-Chieh; Hsieh, Shih-Chun; Chang, Kuang-An, 2005, "Vortex shedding induced by a solitary wave propagating over a submerged vertical plate," *International Journal of Heat and Fluid Flow*, v 26, n 6, p 894-904 ◦
44. Lin, Chang, Ho, Tsung-Chung; Hsieh, Shin-Chun, 2004, "Qualitative and quantitative characteristics of horseshoe vortex system at a vertical plate-base plate juncture," *Proceedings of the Fourteenth International Offshore and Polar Engineering Conference - ISOPE 2004*, p 687-693, May 23-28 2004, Toulon, France ◦
45. Lin, C. and Hsieh, S. C., 2003a, "Convection velocity of vortex structures in the near wake of a circular cylinder," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 129, No. 10, p 1108 ~ 1118 ◦
46. Lin, C., Lai, W. J., and Chang, K. A., 2003b, "Simultaneous PIV and LDV measurements of periodical oscillatory horseshoe vortex system near square cylinder-base plate juncture," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 129, No. 10, p 1173 ~ 1188 ◦
47. Lin, C., Chiu, P. H., and Shieh, S. J. 2002, "Characteristics of horseshoe vortex system near a vertical plate—base plate juncture," *Experimental Thermal and Fluid Science*, Vol. 27, No. 1, p 25 ~ 46 ◦
48. Lin, Chang, Huang, Wen-Yen; Suen, Horng-Fure; Hsieh, Shih-Chun, 2002, "Study on the characteristics of velocity field of free overfalls over a vertical drop" *Hydraulic Measurements and Experimental Methods*, 2002, p 178-187, Jul 28-Aug 1 2002, Estes Park, CO, US ◦
49. Lin, C-P, Chung, C.-C., and Tang, S.-H., 2006, "Development of TDR Penetrometer through Theoretical and Laboratory Investigations: 2. Measurement of Soil Electrical Conductivity" *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 4, Paper ID GTJ 14315.
50. Lin, C-P, Chung, C.-C., and Tang, S.-H., 2006, "Development of TDR Penetrometer through Theoretical and Laboratory Investigations: 1. Measurement of Soil Dielectric Constant" *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 4, Paper ID GTJ 14093.
51. Lin, Y. B., Chen, J.C., Chang, K.C., Chern, J.C., and Lai, J.S., 2005, „Real-time Monitoring of Local Scour by Using Fiber Bragg Grating Sensors," *Smart Materials and Structures*, 14, pp. 664-670.
52. Lin, Y.B., Lai, J.S., Chang, K.C., and Li, L. S., 2006, "Flood Scour Monitoring System Using Fiber Bragg Grating Sensors," *Smart Materials and Structures*, 15, pp. 1950-1959.
53. Lopez-Querol, S and Blazquez, R., 2007, "Validation of a new endochronic liquefaction model for granular soil by using centrifuge test data," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, No 10, pp.920-937
54. Lu, J. Y., Hong, J. H., Li, J. J., and Su, C. C., 2006, "Unsteady Bridge Scour Monitoring in Taiwan," in *Proceedings Third International Conference on Scour and Erosion November 1 - 3, 2006, Amsterdam, The*

Netherlands.

55. Malkawi, A.I.H., Hassan, W.F. and Sarma, S.K., Global Search Method for Locating General Slip Surface Using Monte Carlo Techniques, Briaud, J.L., H.C. Chen, K.W. Kwak, S. W. Han, and F.C.K. Ting, 2001, "Multiflood and multilayer method for scour rate prediction at bridge piers," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No.2, p.114-125.
56. Mantovani, F., Soeters, R., van Westen, C.J., 1996. "Remote sensing techniques for landslide studies and hazard zonation in Europe", *Geomorphology*, 15 (1996) 213-225.
57. Montgomery, D.R., T.B. Abbe, J.M. Buffington, N.P. Peterson, K.M. Schmidt, and J.D. Stock, 1996, "Distribution of Bedrock and alluvial channels in Forested mountain drainage basins", *Nature* Vol.381, 13 June, pp.587-589.
58. Nicholson, D.T. and Hencher, S., 1997, "Assessing the Potential for Deterioration of Engineered Rockslopes, Engineering Geology and the Environment," Symp., Athens, pp.911-917.
59. Osman, A.M. & Thorne, C.R., 1988, "Riverbank Stability Analysis I: Theory," *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 114, No.2, pp. 134-150.
60. Robinson, K.M., G.J. Hanson, K.R. Cook, K.C. Kadavy, 2001, "Erosion of fractured materials," *American Society of Agricultural Engineers*, V.44, No.4, p.819-823.
61. Seidl, M.A., and W.E. Dietrich, 1992, "The Problem of Channel Erosion into Bedrock", in *Geomorphology: Critical Concept in Geography*, Vol.1, Fluvial Geomorphology, pp.316-339, edited by Olav Slaymaker, 2004, Routledge, London.
62. Shepherd, R.G., and S.A. Schumn, 1974, "Experimental study of river incision", *Geological Society of American Bulletin*, Vol.85, pp.257-268.
63. Sklar, L., and W.E. Dietrich, 2001, "Sediment and rock strength controls on river incision into bedrock", *Geology*, Vol.29, No.12, pp.1087-1990.
64. Sklar, L., and W.E. Dietrich, 2004, "A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load", *Water Resources Research*, Vol.40, doi:10.1029/2003WR002496.
65. Sklar, L., and W.E. Dietrich, 2006, "The role of sediment in controlling steady-state bedrock channel slope: Implications of the salvation-abrasion incision model", *Geomorphology*, Vol. 82, pp.58-83
66. Stock, J.D., D.R. Montgomery, B.D. Collins, and L. Sklar, 2005, "Field measurements of the incision rates following bedrock exposure: Implications for process controls on the long profiles of valleys cut by rivers and debris flows", *Geological Society of American Bulletin*, Vol.117, No.11/12, p 174-194 .
67. Suzuki, O. and Shimaura, M., 2000, "Development of New Scour Monitoring Devices for Railway Bridges," *International Symposium on Scour of Foundations*, November 19, 2000 in Melbourne, Australia at the occasion of GeoEng 2000, pp. 329-336.
68. USBR (Bureau of Reclamation), 1987, *Design of Small Dams*, USA.
69. Vacher, P., Dumoulin, S., Morestin, F. and Mguil-Touchal, S., Bidimensional, 1999, "Strain Measurement Using Digital Images," *Proc. Instn. Mech. Engrs.*, Vol. 213, pp. 811-817.
70. Valanis, K.C., 1975, "On the foundations of the endochronic theory of viscoplasticity," *Arch. of Mechanics*, Vol.27, pp.857
71. Valanis, K.C. and Read, H.E., 1982, "A new endochronic plastic model for soils," *Soil Mechanics – Transitional and Cyclic Loads*, Ed. Pande & Zienkiewicz, John Wiley & Sons, pp.375-417.
72. Whipple, K.X., G.S. Hancock, R.S. Anderson, 2000, "River incision into bedrock: Mechanics and relative

efficacy of plucking, abrasion, and cavitation,” GSA Bulletin; V. 112; No. 3; p.490–503.

73. Whipple, K.X., 2004, “Bedrock rivers and the geomorphology of active orogens”, *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.*, Vol.32, pp.151-185.
74. Wilson, J. P. and Gallant J. C., 2000, *Terrain Analysis: Principles and Applications*, John Wiley & Sons, Inc.
75. Wohl, E.E. and H. Ikeda, 1997, “Experimental simulation of channel incision into a cohesive substrate at varying gradient”, Vol.25, No.4, pp.295-298.
76. Yang, Z.F., Shang, Y.J., Wang, C.M., and Ke, T.H., 2001, “Engineering Geomechanical Analysis and Monitoring-control in Design and Construction of the Wuqiangxi Ship Lock Slope, China,” *Engineering Geology*, Vol.59, No.1-2, pp.59-72.
77. Yankielun, N.E., and Zabilansky, L.,1999, “Laboratory Investigation of Time-Domain Reflectometry System for Monitoring Bridge Scour,” *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 125, pp. 1279–1283.
78. Yu, S.B., Chen, H.Y., Kuo, L.C., 1997, “Velocity field of GPS stations in the Taiwan area,” *Tectonophysics*, 274, 41–59.