

ISSN:1812-2868

臺灣公路工程

第 42 卷 第 10 期

〈 每月 15 日出刊 〉



TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

Vol. 42 No.10 Oct. 2016

交通部公路總局

中華民國 105 年 10 月 15 日

聖嚴法師 自在語
～ 積德修福 ～

知過即改不為恥，放下屠刀立成佛。

警惕富貴不出三代，小心權勢令人墮落。

自古將相多出寒門，捨己為公天下太平。

少些人我是非的執著，多點成人之美的言行。

若望常保富貴，培福要緊，富貴多從積福來。

受持觀世音菩薩名號，得無量無邊福德之利。



封 面 說 明

台 61 線將軍至七股段

王富生 攝

臺灣公路工程

TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

中華民國 41 年 11 月 11 日創刊

第 42 卷 第 10 期 目錄

專題研究

過度老化 RAP 料運用於常重水泥混凝土之研究

.....朱建東、曾子彥、李育森...(2)

順向坡邊坡穩定之破壞力學分析

.....陳志豪...(28)

本刊為中華民國 41 年 11 月 11 日創刊，至 63 年 3 月 1 日發行第 22 卷第 5 期，經合併本局發行之臺灣公路工程、養路及公路機料等三種月刊，仍以臺灣公路工程為名，於 63 年 7 月 15 日起重訂為第 1 卷第 1 期繼續發行。

臺灣公路工程

發行人

陳 彥 伯

社長

夏 明 勝

總編輯

李 忠 璋

總幹事

李 崇 堂

編輯

張運鴻 賴常雄

陳進發 鄧文廣

林福山 黃三哲

蔡宗成 薛讚添

陳敬明 林清洲

廖吳章 陳嘉盈

陳松堂 賴明煌

邵厚潔 何鴻文

本刊內容不代表本局意見

發表之文字如需轉載請先徵得本刊之同意

出版者：交通部公路總局

社 址：10863 臺北市萬華區東園街 65 號

Address: No.65, Dongyuan St., Wanhua Dist.,

Taipei City 10863, Taiwan (R. O. C.)

電 話：(02) 2307-0123 轉 8108

網 址：<http://www.thb.gov.tw/>本局資訊/影音及出版品

過度老化 RAP 料運用於常重水泥混凝土之研究

朱建東*、曾子彥**、李育森***

摘要

本研究將回收瀝青針入度小於 15 之瀝青混凝土刨除料 (RAP) 當成再生粒料取代天然粒料製作水泥混凝土時，探討對於工作性、抗壓強度及劈裂強度的影響。研究中將天然粒料以不同比例含量的 RAP 置換，並以不同水灰比當為變數，製作成 60 組 (180 顆) 150Φ×300mm 水泥混凝土圓柱試體，製作過程中量測其工作性、空氣含量並量測不同齡期抗壓強度及劈裂強度之變化，將所得數據與一般水泥混凝土比較分析其差異性。

研究結果顯示，混凝土坍度、強度及彈性模數均隨著 RAP 粗粒料取代率增加而減少，抗壓強度部分在 RAP 粒料取代率 30%約較未加 RAP 之控制組折減 20%。取代天然粒料所製成的混凝土其物理性質符合規範，在坍度與強度均可達到設計要求，建議 RAP 粒料可列為再生粒料產製常重水泥混凝土。

關鍵詞：瀝青混凝土刨除料、劈裂試驗、抗壓強度試驗

一、前言

1.1 研究動機與目的

多年來我國政府為促進經濟建設，不斷充實各項公共建設，加上民間建築工程蓬勃興辦，但河川砂石料源卻常囿於法規面及生態面導致開採遲滯。另永續經營及綠色環保意識日益提升，所以世界各國對於天然資源及自然環境日益看重，多年來著力於資源再利用相關研究，希冀降低對環境衝擊及天然資源過度消耗等議題。

* 公路總局材料試驗所 副所長

** 公路總局材料試驗所 副工程司

*** 公路總局材料試驗所 幫工程司

台灣之公路總長度依據 2014 年統計資料顯示約達 41,475 公里，且大多以瀝青混凝土做為鋪面材料，致使台灣每年的瀝青混凝土刨除料（Reclaimed Asphalt Pavement，以下簡稱 RAP）的總量非常龐大。RAP 目前國內的去化方式除部分經處理作為再生瀝青混凝土使用，其餘多以堆置、填埋方式處理，容易造成環境污染，故尋求瀝青混凝土刨除料的其他用途應需被廣泛考量，以減少廢棄料所造成公害污染問題，更能達到減廢減量目的，充分有效地使資源回收再利用。

目前國內對於 RAP 應用於水泥混凝土之研究，多見於應用在控制性低強度材料（Controlled Low Strength Materials, CLSM）^[1]，並未對應用在常重水泥混凝土多有著墨，而國內常重水泥混凝土之使用較廣泛且數量龐大，若能以 RAP 取代常重水泥混凝土之粒料，對於去化 RAP 的環保面向及替代天然粒料的經濟面向均能有所提升。

綜上所述，本研究探討 RAP 取代天然粒料製作常重水泥混凝土的可行性，以達成去化 RAP 的目的。

1.2 研究方法

- 1.將取得之 RAP 進行粒料物理試驗，並與試驗所用天然粒料比較其材料特性。
- 2.以 RAP 料取代粗粒料，比例分別為 0%、10%、30%、50%及 80%進行新拌混凝土品質控制試驗，探討其工作性及空氣含量。
- 3.以 RAP 料取代粗粒料，比例分別為 0%、10%、30%、50%及 80%進行硬固混凝土試驗，取 3 組不同水灰比，測得 7 天及 28 天抗壓強度及劈裂強度。
- 4.以 RAP 料取代粗粒料，比例分別為 0%、10%、30%、50%及 80%進行硬固混凝土試驗，取 3 組不同水灰比，測得 3 個月（90 天）抗壓強度。

1.3 研究流程

針對於強度及經濟性探討其混合 RAP 於常重水泥混凝土之性質，本研究規劃流程如圖 1：

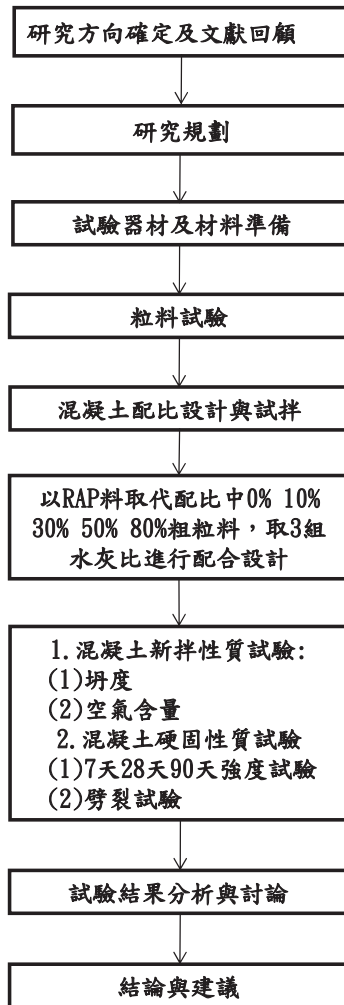


圖 1 研究規劃流程

二、文獻回顧

依據公路總局施工說明書^[2]第 02966 章再生瀝青混凝土內容，對於再生瀝青混凝土粒料之說明為：係為既有瀝青混凝土路面之挖（刨）除料運回拌和廠打碎後成顆粒狀可再用者。目前 RAP 應用主要係針對道路鋪面工程方面，至於應用在常重水泥混凝土國內外對此議題之探討較為少見，均尚屬初步研究階段。

行政院公共工程委員會所頒施工綱要規範 03051 章針對混凝土使用再生材料規定其使用範圍及強度，再生粗粒料為再生粒料混凝土主要材料，其品質是決定再生粒料混凝土品質之重要因素之一，混凝土抗壓強度及再生粗粒料使用比率如表 1 所示：

表 1 混凝土抗壓強度及再生粗粒料使用比率^[3]

項目	結構用混凝土	次要結構用混凝土
抗壓強度 kgf/cm ²	≥ 210 ≤ 245	< 210
H 級再生粗粒料佔總粗粒料之比例 (重量)	≤ 20%	≤ 100%
N 級再生粗粒料佔總粗粒料之比例 (重量)	0%	≤ 50%

註：再生粗粒料依品質分成二類：N 級粗粒料（基本級）及 H 級粗料（高等級）

在表 1 中 N 級粗粒料（基本級）與 H 級粗料（高等級）之分類標準列於下表 2，RAP 粒料中之瀝青應歸類於不純物含量中檢視。

表 2 N、H 級粗粒料分類標準^[3]

項目 \ 分類	N 級 (基本級)	H 級 (高等級)
吸水率	≤ [15] %	≤ [5] %
比重 (OD)	≥ [1.5]	≥ [2.2]
磚、瓦及陶瓷塊含量	≤ [30] %	≤ [2] %
磨損率	≤ [60] %	≤ [50] %
總不純物含量	≤ [10] %	≤ [1] %

註：表中百分比為與再生粗粒料總質量相比

2.1 RAP 粒料的性質

RAP 粒料是既有路面刨除後經拌合廠打碎之粒料，因打碎後的 RAP 粒料多係繼續使用在再生瀝青混凝土，相較使用在水泥混凝土的天然粒料粒徑偏細。

從文獻中可看出所使用的 RAP 粗粒料與天然粒料相比粒徑相仿（如表 3）與台灣現使用的 RAP 不同。

粒料外層包裹一層瀝青，因為瀝青比重低及其斥水性，致使 RAP 之比重及吸水率較天然粒料低。

表 3 粗粒料物理性質^[4]

Physical properties, 物理性質	Aggregate, 骨材	
	Gravel 粗骨材	RAP
Specific gravity, 比重	2.70	2.28
Water absorption, (%) , 含水率	3.2	2.9
Aggregate crushing value, (%) , 易碎顆粒試驗值	20.1	-
Aggregate impact value, (%) , 抗衝擊值	8.2	4.3
Grading (% by weight passing sieve stated) , 篩分析 (重量通過百分比)		
25.4 mm	100	100
20.0 mm	98	98
12.5 mm	88	85
9.6 mm	57	58
4.75 mm	1	0
2.36 mm	0	0

2.2 水泥混凝土加入 RAP 粒料之添加比例

目前文獻在規劃水泥混凝土配比設計上多是採 0.4-0.7 之間不同水灰比做試驗。以 RAP 粒料替代天然粒料以 4-5 種不同添加比例進行討論^[6]。

如下表 4 係以 RAP 取代水泥混凝土中粗細粒料用量之 10%、20%及 40%，探討水泥混凝土物理性質。不同拌合方式分別為 (1) 粗細粒料皆為天然粒料 (2) 添加粗 RAP (3) 添加細 RAP (4) 添加粗細 RAP。配比中不使用化學摻料、水灰比固定 0.5。在第 2 類中粗 RAP 添加比例分別為 10、30、50、100%；在第 3 類中細 RAP 添加比例分別為 10、30、50、100%；在第 4 類中粗 RAP 添加比例 50%，細 RAP 則為 30%。另有加入卜作嵐摻料之矽灰 (如第 2 欄)，共計 17 組。

表 4 Laboratory mix proportions ^[5]

Mix No. 混合項次	Materials 材料用量							
	Cement: Kg/m ³ 水泥	Silica fume: Kg/m ³ 矽灰	Water: Kg/m ³ 水	Limestone: Kg/m ³ 石灰石	Coarse RAP:Kg/m ³ RAP 粗粒料	Sand:Kg/m ³ 砂	Fine RAP:Kg/m ³ RAP 細粒料	HRWRA: l/m ³
1	396	-	198	1149	-	646	-	-
2	396	-	198	1034	115	646	-	-
3	396	-	198	804	345	646	-	-
4	396	-	198	575	574	646	-	-
5	396	-	198	-	1149	646	-	-
6	396	-	198	1149	-	581	65	-
7	396	-	198	1149	-	452	194	-
8	396	-	198	1149	-	323	323	-
9	396	-	198	1149	-	-	646	-
10	396	-	198	575	574	452	194	-
11	356	40	198	575	574	646	-	-
12	317	79	198	575	574	646	-	-
13	356	40	198	1149	-	452	194	-
14	317	79	198	1149	-	452	194	-
15	396	-	163	575	574	452	194	4-1
16	356	40	175	575	574	646	-	4-1
17	356	40	175	1149	-	452	194	4-1

2.3 水泥混凝土加入 RAP 粒料之工作性與空氣含量變化

坍度及空氣含量 2 項指標可表達新拌混凝土工作性能，在文獻的試驗結果顯示：

1. 隨著 RAP 添加比例增加，空氣含量有增加趨勢（如圖 2）
2. 坍度方面：添加 RAP 粒料結果較單純使用天然粒料為低，但 RAP 添加量不高時對混凝土工作性影響不大。

但另有研究認為，在新拌混凝土工作性隨 RAP 粗粒料用量在 50% 以內用量增加其坍度增加，但若超過 50% 時用量增加坍度驟減；另外在添加 RAP 細粒料 10% 及 30% 用量增加坍度增加，添加比例上升到 50%、100% 則用量增加坍度減少，甚至為近零坍度（如圖 3）。

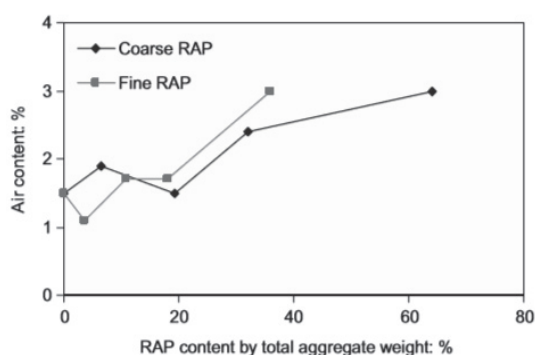


圖 2 空氣含量與 RAP 替代比例關係^[5]

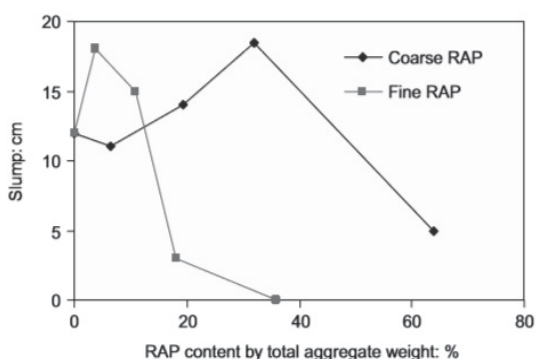


圖 3 坍度與 RAP 替代比例關係^[5]

（註：X 軸為 RAP 粒料佔總粒料重量比例）

在添加 RAP 粒料對於控制性低強度材料（CLSM）坍度的影響研究中，其坍度隨著單獨添加 RAP 粗粒料含量增加而減少，下降幅度約在 4~44%，下降幅度較單獨添加 RAP 細粒料來的高。^[5]

2.4 水泥混凝土加入 RAP 粒料之力學性質

RAP 粒料因為係瀝青砂漿包裹粒料，而瀝青砂漿相對於天然粒料來說較軟，可以預期在水泥混凝土中加入 RAP 粒料應會使得強度降低。

在相關研究中顯示使用 RAP 在水泥混凝土其抗壓及抗彎強度皆較使用天然粒料低（如圖 4）並指出 RAP 水泥混凝土強度取決於瀝青砂漿包裹粒料之膠結強度。

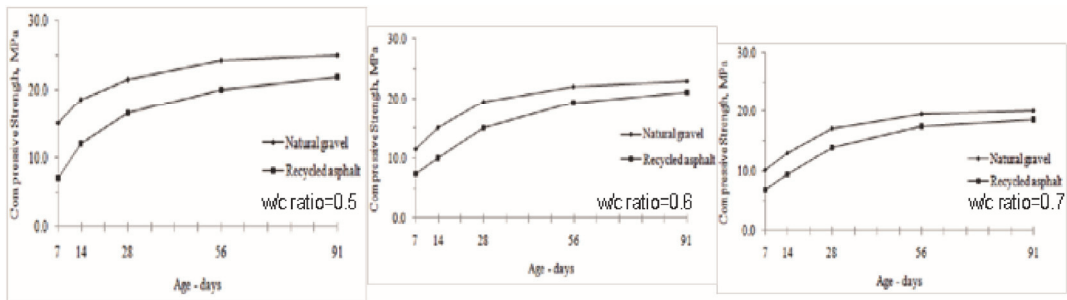


圖 4 抗壓強度與齡期發展關係^[4]

另有研究指出水泥混凝土隨著 RAP 用量增加無論為粗粒料或細粒料，抗壓強度皆有所下降趨勢。如圖 5 控制組 28 天強度為 41.3MPa，若添加 100%粗 RAP 抗壓強度為 10.5 MPa，衰減 75%。在圖 6 顯示添加 100%細 RAP 抗壓強度為 19.1 MPa，衰減約 50%。可看出替代一定比例 RAP 替代粗粒料對替代細粒料的影響較大。

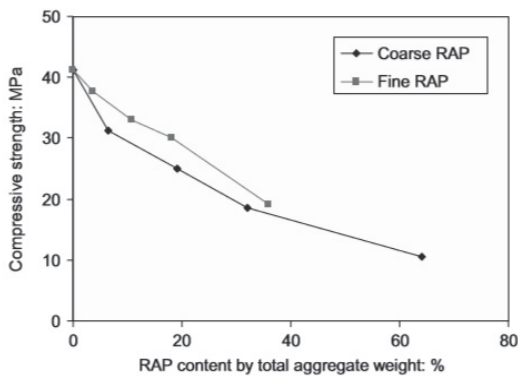


圖 5 抗壓強度與 RAP 替代比例關係^[5]

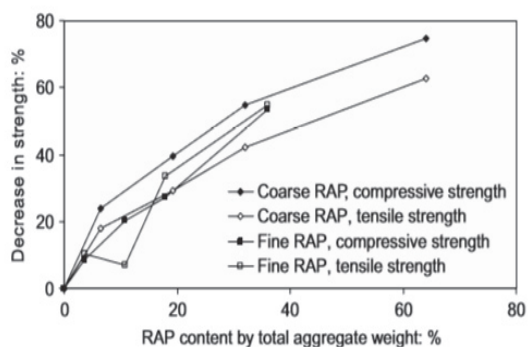


圖 6 強度折減與 RAP 替代比例關係^[5]

但不管添加之 RAP 為粗料或細料，對於抗壓強度、劈裂強度、彈性模數和劈裂抗拉強度皆會有衰減情形。一般而言，RAP 添加量愈多，強度與彈性模數愈低。抗彎強度方面，添加 RAP 粒料之試驗組較控制組強度下降約 7~21%。抗壓強度方面，取代 RAP 骨材在早期強度與控制組相近，晚期強度則隨著 RAP 取代率增加而下降。於混凝土添加細 RAP 其強度衰減及韌性提高皆較粗 RAP 來得好。

對於添加 RAP 之水泥混凝土，其中水灰比對於彈性模數及抗壓強度結果影響不大。

在以 RAP 粒料替代天然粒料作為 CLSM 的研究中指出，考慮車輛乘載力與抗壓強度是否足夠的前提下，建議的 RAP 取代量：（1）單獨取代天然粗粒料，RAP 取代量以 0-30%為最佳（2）單獨取代天然細粒料，RAP 取代量 30-50%為最佳（3）共同取代天然粒料 RAP 取代量以 0-30%為最佳且最經濟。雖 CLSM 與常重水泥混凝土性質不盡相同，但所建議的取代用量仍可作為後續研究參考標準。

三、研究方法與試驗程序

3.1 研究方法

為了提升 RAP 應用於常重水泥混凝土以達到去化 RAP 目的，本研究藉由實際試驗方式，觀察將 RAP 取代部分粗粒料製成常重混凝土，其材料及力學性質變化，並與現行施工規範比較其差異性。

首先進行天然粒料基本物理試驗，再進行 RAP 之基本物理性質，再依結果作水泥混凝土配比設計澆置不同配比試體，進行抗壓強度及劈裂強度試驗。最後再依所得數據做研究討論。

3.2 試驗程序

3.2.1 粒料性質測試

本研究案使用材料為水泥、粗粒料（6分石及3分石）、細粒料及 RAP 粗粒料。研究所使用之水泥為卜特嵐 I 型水泥。天然粗、細粒料來源係在石門水庫下支流採取。RAP 粒料係由台灣北部地區瀝青廠所提供之過度老化瀝青路面刨除料（即回收瀝青針入度 <15 ）如圖 7。



圖 7 RAP 粒料

研究所用粒料先行依下列各節求得粒料基本性質，以便進行配比設計。

1.天然粒料

(1)粗、細篩分析及細度模數試驗

先將測試樣品依 CNS 10989 [現場粒料樣品減量為試驗樣品取樣法]進行縮樣，後依 CNS 486 [粗細粒料篩析法]進行試驗，取得粒料之粒徑分佈及細度模數。

(2)粗、細粒料密度及吸水率試驗

將測試樣品依 CNS 10989 進行縮樣，後依 CNS 488[粗粒料密度、相對密度（比重）及吸水率試驗法]及 CNS 487 [細粒料密度、相對密度（比重）及吸水率試驗法]決定粗細粒料密度及吸水率，提供進行配比設計之用。

(3)粒料內小於試驗篩 75 μ m 材料含量試驗法

將測試樣品依 CNS 10989 進行縮樣，後依 CNS 491 [粒料內小於試驗篩 75 μ m 材料含量試驗法]進行試驗，瞭解粗細粒料之小於試驗篩 75 μ m 材料含量之試驗結果，有無符合規範要求。

(4)粗粒料洛杉磯磨損試驗

將 6 分石及 3 分石之篩分析試驗結果進行比例配合，使其粒徑分佈曲線符合規範要求，後依 CNS 490 [粗粒料（37.5mm 以下）洛杉磯磨損試驗法]求得磨損率，視其合乎規範要求 50%以內。

2.RAP 粒料

對 RAP 進行基本粒料性質測試，如瀝青含量、針入度、粒料篩分析、密度及吸水率等試驗，便於後續配比設計使用。

(1)RAP 瀝青含量試驗

將測試樣品依 CNS 10989 [現場粒料樣品減量為試驗樣品取樣法]進行縮樣，依 CNS 15478 [自瀝青鋪面混合物中定量萃取瀝青試驗法] A 試驗法進行瀝青含量試驗。

(2)RAP 瀝青針入度試驗

依行政院公共工程委員會「各機關辦理再生瀝青混凝土再生利用暫行作業要點」中附件：[再生瀝青混合物中瀝青之回收方法]規定，將 RAP 中瀝青先行淬取，再依 CNS 10090[瀝青物針入度試驗法]進行 RAP 瀝青針入度試驗。

(3)RAP 粒料篩分析試驗

先將 RAP 依瀝青含量試驗步驟，淬取出不含瀝青之 RAP 粒料，再依 CNS 15475[萃取粒料篩分析試驗法]進行試驗，瞭解 RAP 粒料粒徑分佈。

(4)RAP 密度及吸水率試驗

將測試樣品依 CNS 10989 進行縮樣，後依 CNS 488[粗粒料密度、相對密度（比重）及吸水率試驗法]及 CNS 487 [細粒料密度、相對密度（比重）及吸水率試驗法]決定粗細粒料密度及吸水率，提供進行配比設計之用。

3.2.2 配比設計

- 1.決定設計坍度及粗粒料標稱最大粒徑
- 2.決定空氣含量，一般混凝土設定為 1.5%。
- 3.依 ACI211.1 決定用水量
- 4.決定水灰比（ W/B ），其中 B 為水泥總重
- 5.決定粗粒料用量

依細料料 FM 及粗粒料標稱最大粒徑；查 ACI211.1 表，決定乾燥粗粒料每單位所佔體積（ b/b_0 ），另經由粗粒料容積密度試驗結果 M_a ，可決定粗粒料用量。

$$W_a = M_a \times (b/b_0) \times (1 + S_a)$$

S_a 為粗粒料吸水率

- 6.決定細粒料用量

$$\text{細粒料絕對體積 } V_s = 1 - V_{air} - V_w - V_C - V_{slag} - V_{flash} - V_a$$

$$\text{細粒料用量 } W_s = V_s \times D_{s,SSD}$$

其中 $D_{s,SSD}$ 為細粒料面乾內飽和密度

- 7.配比用量調整

粗粒料調整用量

- 8.試拌驗證：依所用材料進行試拌以驗證與原設計性能是否相符。

3.2.3 工作性（坍度）試驗

將新拌混凝土依 CNS 1176 [混凝土坍度試驗法]進行坍度試驗，需在放在不吸水的潮濕剛性平面上進行，將新拌混凝土分三層填入，每層量約模具容積的三分之一。每層填入後以搗棒搗實 25 次，填入完成後以 5 ± 2 秒垂直方向提起模具。立即量取錐模頂面和坍下試樣頂面原中心點之垂直距離如圖 8。



圖 8 量測混凝土坍度

3.2.4 空氣含量試驗

新拌混凝土之空氣含量試驗係依 CNS 9662 [新拌混凝土空氣含量試驗法 (容積法)] 以空氣含量試驗儀測得，其儀器設備 (如圖 9) 及試驗步驟如下：

1. 將新拌混凝土分三層等深填入測筒中，每層應以搗棒搗插 25 次，每層搗插後需以木槌適度敲擊測筒側面 10~15 次，使搗棒遺留之任何空隙消失，並使可能包在裡面之大氣泡溢出。
2. 刮平：第三層混凝土填實後，以刮尺將多餘的混凝土刮平至表面與測筒頂面平齊為止，並將測筒翼緣清理乾淨。



圖 9 空氣含量試驗儀

3. 將頂蓋嵌夾在測筒上，插上漏斗，注水至頸部有水分出現為止，將漏斗移開，並使用橡皮注射器調整水位在零刻度上，蓋上螺紋蓋並鎖緊之。

- 4.將氣量計倒轉並搖動至混凝土可從底部自由沉落，然後提起頸部，翻滾搖動氣量計至氣體從混凝土中溢出為止，將氣量計正立，輕輕振動，直至氣體上升至頂部，重複至水柱高度不再下降為止。
- 5.當所有氣體從混凝土中溢出，上升至氣量計頂部後，打開螺紋蓋，使用注射器，以一量杯之增量，注入足夠之異丙酮以驅除水面之泡沫。
- 6.直接測讀頸部液面凹形底部之刻度，即為空氣含量讀數。

3.2.5 硬固混凝土壓力試驗

硬固混凝土之抗壓試驗係依 CNS 1232 [混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法]以混凝土抗壓試驗機測得，其儀器設備（如圖 10）及試驗步驟如下：

- 1.將試體由養治池取出兩端磨平，並做垂直度與平面度檢查合格後，量測其直徑及高度。
- 2.將量測完之試體放置於抗壓試驗機內，並以 $0.15\sim 0.35 \text{ kgf/cm}^2\cdot\text{s}$ 之速度進行混凝土抗壓試驗，直至試體壓破為止。
- 3.計算抗壓強度

$$P(\text{kgf/cm}^2) = \frac{F}{A} \quad ; \quad P(\text{MPa}) = \frac{F}{A} \times 0.098$$

P：抗壓強度（ kgf/cm^2 ，計算至整數；MPa，計算至 0.1MPa）

F：試體壓破時讀取之最大荷重（kgf）

A：試體斷面積（ cm^2 ）



圖 10 混凝土抗壓試驗機

3.2.6 劈裂試驗

硬固混凝土之劈裂試驗係依 CNS 3801[混凝土圓柱試體劈裂抗張強度檢驗法]以混凝土抗壓試驗機測得，其儀器設備（如圖 11）及試驗步驟如下：

- 1.將試體養護 28 天後由養治池取出。
- 2.將試體置入劈裂試驗定位架後放置於抗壓試驗機內，並以 7.0~14.0 kgf/cm²*min 之速度進行混凝土劈裂試驗，直至試體壓破為止。
- 3.計算劈裂抗張強度

$$T = \frac{2P}{\pi Ld}$$

式中， T=劈裂抗張強度，kgf /cm²

P=試驗機顯示最大載重，kgf

L=長度，cm

d=直徑，cm

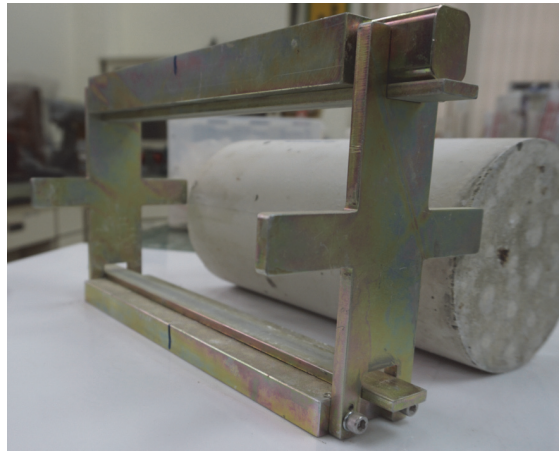


圖 11 劈裂試驗用模具

四、試驗數據分析與討論

4.1 粒料物理性試驗結果

依據 3.2.1 所做之粒料物理性試驗結果如表 5，若與工程會施工綱要規範對於再生粒料之要求（表 2）標準來看，本研究使用之 RAP 粒料吸水率及比重等均符合 H 級粗粒料規定。惟 RAP 粒料外層有瀝青包覆，屬表 2 所列不純物之一種，而瀝青含量遠大於使用 RAP 粒料重量 1%，不符可使用再生粒料之規定。

表 5 粒料物理試驗結果

粒料種類	粗粒料			細粒料	再生粒料 (H 級)	再生粒料 (N 級)
	6 分石	3 分石	RAP			
吸水率 (%)	1.8	1.4	1.5	1.4	≤[15] %	≤[5] %
比重 (kg/m ³)	2.6	2.62	2.43	2.58	≥[1.5]	≥[2.2]
針入度 (25°C,100g,5 秒, 最小值)	-	-	12	-		
黏度 (poises)	-	-	213,000	-		
篩分析 (通過百分率)						
25mm	100	100	100			
19	79	100	100			
12.5	17	72	90			
9.5	10	39	38			
4.75	3	4	9	100		
2.36	2	1	7	87		
1.18	0	0	0	57		
0.06				37		
0.3				23		
0.15				10		
0.075				5		

4.2 配比設計用量

本研究係著眼於以 RAP 粒料取代混凝土中之天然粒料所產生的力學變化，試驗初始參考 B. Huang 氏之研究，以 RAP 粒料取代天然粗粒料較取代天然細粒料之影響較大（就混凝土抗壓強度試驗上來看替代 100%的天然粗粒料抗壓強度減少 75 %與替代 100%的天然細粒料抗壓強度減少 50%），故僅設計取代天然粗粒料作為變數。以不同水灰比（0.5、0.6 及 0.7）進行配比設計，並以取代天然粗粒料之 0%（控制組）、10%、30%、50%及 80%配比設計結果如表 6。

表 6 配比設計用量表

	編號	RAP (%)	水灰比 (w/c)	水 (kg/m ³)	水泥 (kg/m ³)	粗粒料 (kg/m ³)		細粒料 (kg/m ³)	空氣含量 (%)
						天然粒料	RAP		
RAP-0 控制組	1	0	0.5	200	400	1054	0	648	1.5
	2	0	0.6	200	335	1054	0	701	1.5
	3	0	0.7	200	285	1054	0	742	1.5
RAP-10	4	10	0.5	200	400	949	105	648	1.5
	5	10	0.6	200	335	949	105	701	1.5
	6	10	0.7	200	285	949	105	742	1.5
RAP-30	7	30	0.5	200	400	738	316	648	1.5
	8	30	0.6	200	335	738	316	701	1.5
	9	30	0.7	200	285	738	316	742	1.5
RAP-50	10	50	0.5	200	400	527	527	648	1.5
	11	50	0.6	200	335	527	527	701	1.5
	12	50	0.7	200	285	527	527	742	1.5
RAP-80	13	80	0.5	200	400	211	843	648	1.5
	14	80	0.6	200	335	211	843	701	1.5
	15	80	0.7	200	285	211	843	742	1.5

4.3 配比設計篩分析曲線

配比設計之粗粒料篩分析圖如圖 12，由前表 5 可看出 RAP 粒料整體偏細，若取代天然粒料比例過多，將無法符合 CNS 1240 對於篩分析累積通過百分率之規定，粗粒料 RAP 替代比例為 30%應是符合 CNS 1240 之可接受範圍上限。

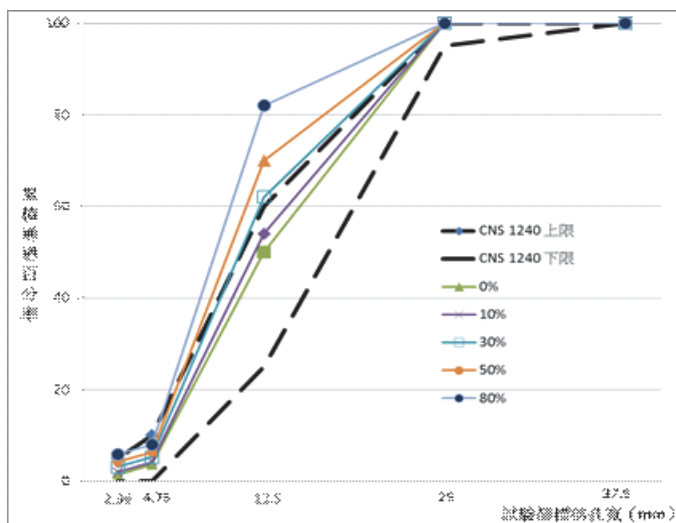


圖 12 不同比例配比設計之粗粒料篩分析圖

4.4 硬固混凝土外觀及破裂斷面

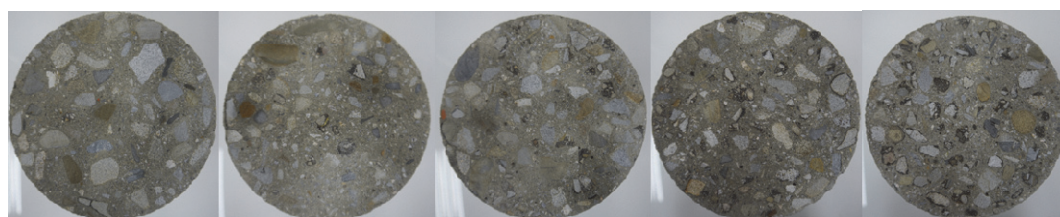
本研究的混凝土抗壓及劈裂試驗皆是製作 $\Phi 15 \times 30 \text{cm}$ 的圓柱試體，圖 13 是水灰比 0.7 RAP 粒料替代比例 0-80% 的研究試體，可看出縱使 RAP 替代比例 80% 的試體外觀看起來與控制組 (RAP 替代比例 0%) 並無差別，不因為加入有含瀝青的刨除料造成外觀顏色變化。



控制組 RAP 替代 10% RAP 替代 30% RAP 替代 50% RAP 替代 80%

圖 13 添加不同比例 RAP 之硬固混凝土試體

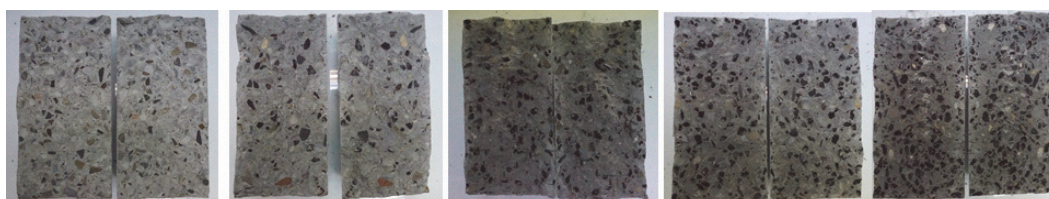
圖 14 為磨平之試體端面，在替代比例大於 50% 才能從外觀上看出有添加 RAP 粒料。



控制組 RAP 替代 10% RAP 替代 30% RAP 替代 50% RAP 替代 80%

圖 14 添加不同比例 RAP 之硬固混凝土端面

圖 15 為劈裂試驗後之破裂試體外觀，可看出 RAP 粒料在試體中分布均勻，並不因 RAP 粒料比重差異或外部有包裹瀝青而在澆置時有粒料析離的狀況發生。



控制組 RAP 替代 10% RAP 替代 30% RAP 替代 50% RAP 替代 80%

圖 15 添加不同比例 RAP 之劈裂試驗後破裂試體

4.5 新拌混凝土工作性與空氣含量變化

對於新拌混凝土而言，坍度是判斷其工作性最直接有效的方式，公路總局施工說明書對於各不同強度等級等級混凝土坍度亦訂有相關參考標準 (如表 7)，由表 8 及圖 16 可看出加入 RAP 粒料的混凝土，其坍度隨著加入 RAP 粒料的比例增加而下降，但空氣含量卻沒有隨著加入 RAP 的多寡顯著變化。

表 7 各等級混凝土參考水泥用量、坍度範圍及粗粒料尺度參考表

混凝土規格 28 天抗壓強度 (fc)	澆置方法	參考水泥用量 (kg/m ³)	一般澆置坍度範圍 (cm)	粗粒料尺度 (mm)
140kgf/cm ²	振動式	215~235	10.0~20.0	4.75~50
175kgf/cm ²	振動式	250~275	5.0~15.0	4.75~50
210kgf/cm ²	振動式	300~325	5.0~12.5	4.75~37.5
245kgf/cm ²	振動式	325~350	5.0~12.5	4.75~37.5
設計強度 210kgf/cm ²	水中	360~400	15.0~22.0	4.75~25
280kgf/cm ²	振動式	360~400	5.0~12.5	4.75~25
350kgf/cm ²	振動式	450~475	5.0~12.5	4.75~25
420kgf/cm ²	振動式	475~500	5.0~12.5	4.75~25
R (抗彎) = 45kgf/cm ²	振動式	350~375	0~7.5	4.75~50

表 8 不同比例水灰比及 RAP 替代比例下坍度及空氣含量

水灰比	RAP 替代比例 (%)	坍度 (cm)	空氣含量 (%)
0.7	0	17	1.5
	10	15.5	1.4
	30	13.5	1.5
	50	12.5	1.5
	80	11	1.6
0.6	0	15	1.3
	10	13	1.1
	30	14	1.3
	50	11	1.3
	80	8	1.5
0.5	0	9	1.5
	10	8	1.5
	30	7	1.5
	50	5	1.5
	80	4	1.8

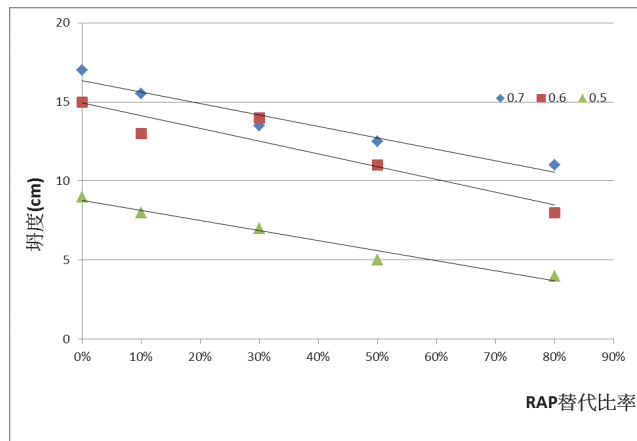


圖 16 不同比例水灰比及 RAP 替代比例下坍塌度變化

4.6 硬固混凝土抗壓強度

本研究對於硬固混凝土的抗壓強度設計 7 天、28 天及 90 天三個不同齡期，觀察其抗壓強度的變化趨勢，試驗結果值如表 9 所示。

表 9 不同齡期之混凝土抗壓強度

水灰比	RAP 替代比例 (%)	7 天抗壓強度 (kgf/cm ²)	28 天抗壓強度 (kgf/cm ²)	90 天抗壓強度 (kgf/cm ²)
0.7	0	191	238	336
	10	181	251	283
	30	183	243	250
	50	150	199	193
	80	146	172	184
0.6	0	279	367	375
	10	256	325	334
	30	241	290	307
	50	220	280	302
	80	172	212	222
0.5	0	371	453	504
	10	348	412	434
	30	319	363	412
	50	285	330	340
	80	231	269	304

4.6.1 7 天抗壓強度

圖 17 為不同 RAP 替代比例 7 天齡期抗壓強度的變化，可看出早期強度隨著 RAP 替代比例越高而降低。

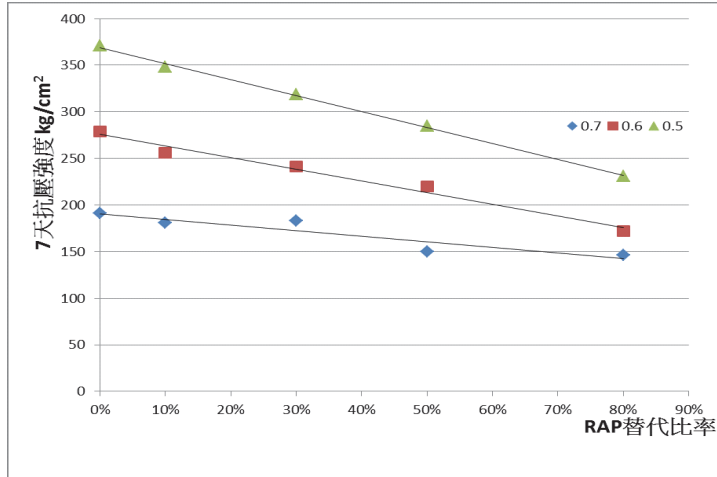


圖 17 不同 RAP 替代比例 7 天抗壓強度

另不同混凝土水灰比對於 RAP 替代粒料抗壓強度衰減情形如圖 18 所示（圖之縱軸為有添加 RAP 與為添加 RAP 之混凝土試體抗壓強度比）。由圖可知：RAP 替代比例 10%時，抗壓強度約折減 5~8%；RAP 替代比例 30%時，抗壓強度約折減 4~14%；RAP 替代比例 50%時，抗壓強度約折減 21~23%；RAP 替代比例 80%時，抗壓強度約折減 24~38%。

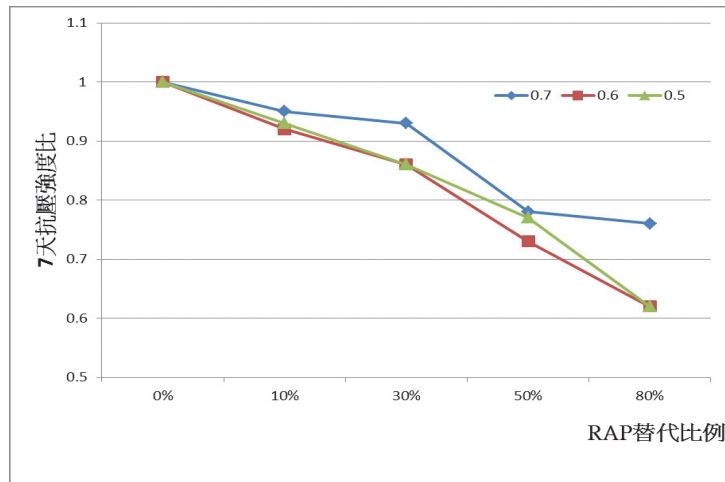


圖 18 不同 RAP 替代比例 7 天抗壓強度折減比例

4.6.2 28 天抗壓強度

一般施工規範要求之混凝土抗壓強度多是指養護 28 天後之混凝土抗壓強度。

圖 19 為不同 RAP 替代比例 28 天齡期抗壓強度的變化，可看出強度隨著 RAP 替代比例越高而降低。

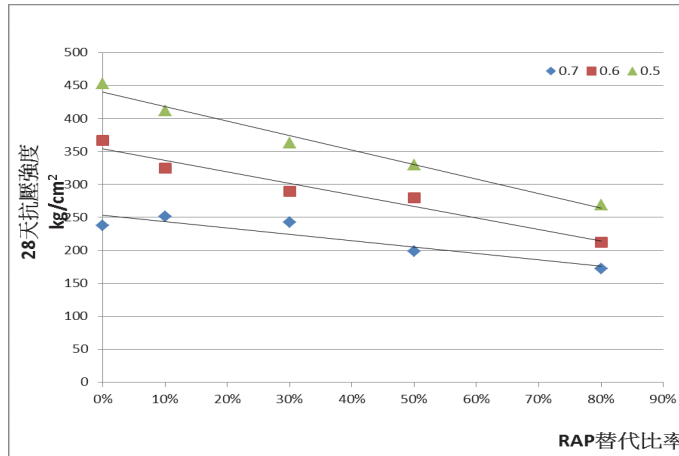


圖 19 不同 RAP 替代比例 28 天抗壓強度

不同混凝土水灰比對於 RAP 替代粒料抗壓強度衰減情形如圖 20 所示，由圖可知：RAP 替代比例 10%時，抗壓強度約折減 0~11%；RAP 替代比例 30%時，抗壓強度約折減 0~21%；RAP 替代比例 50%時，抗壓強度約折減 16~27%；RAP 替代比例 80%時，抗壓強度約折減 28~42%。

值得注意的是，在水灰比 0.7 的混凝土試樣，RAP 粒料替代率 10%及 30%抗壓強度增加 5%左右，或可推論為在水灰比偏高的混凝土，RAP 替代比例 30%以內對於其 28 天抗壓強度無明顯影響。

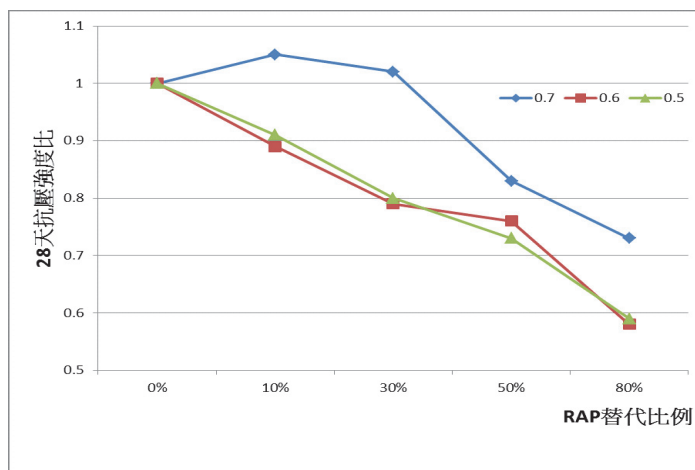


圖 20 不同 RAP 替代比例 28 天抗壓強度折減比例

4.6.3 90 天抗壓強度

混凝土中的水泥在 90 天齡期幾乎接近完成水化反應，此時的抗壓強度發展趨於穩定，圖 21 為不同 RAP 替代比例 90 天齡期抗壓強度的變化，可看出強度隨著 RAP 替代比例越高而降低。

不同混凝土水灰比對於 RAP 替代粒料抗壓強度衰減情形如圖 22 所示，由圖可得知 RAP 替代比例 10% 時，抗壓強度約折減 11~16%；RAP 替代比例 30% 時，抗壓強度約折減 18~26%；RAP 替代比例 50% 時，抗壓強度約折減 19~43%；RAP 替代比例 80% 時，抗壓強度約折減 40~45%。就數據來看並無法歸納出合理的趨勢或規則，可能是 RAP 本身的性質及均質性無法確實掌握。

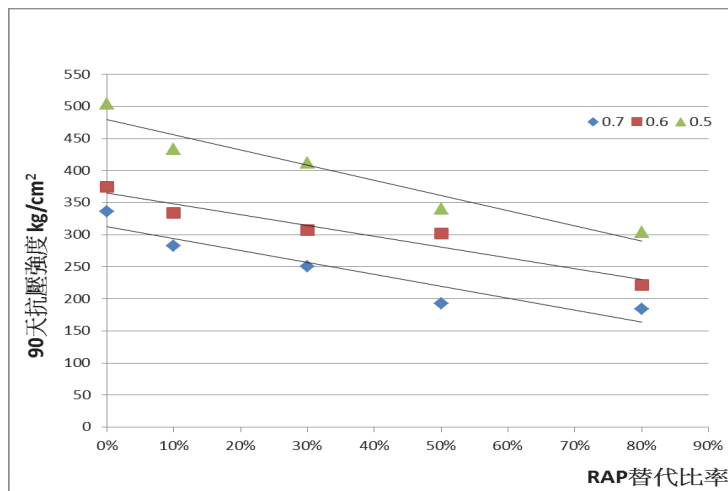


圖 21 不同 RAP 替代比例 90 天抗壓強度

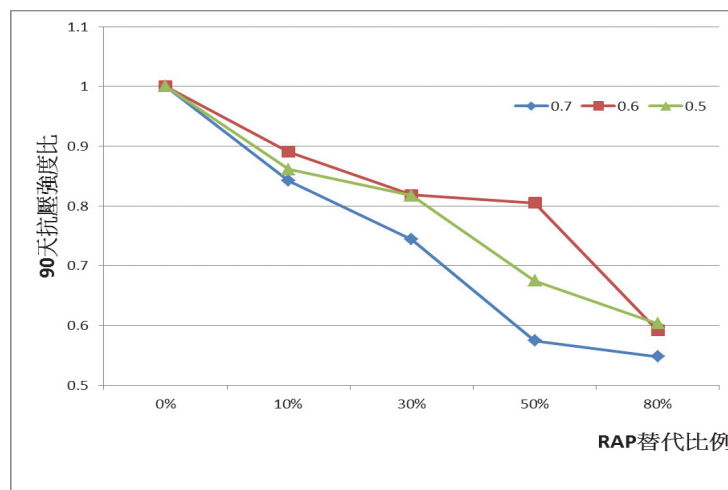


圖 22 不同 RAP 替代比例 90 天抗壓強度折減比例

4.6.4 不同水灰比與 RAP 替代比例之齡期與強度折減比例關係

不同混凝土水灰比對於 RAP 替代粒料抗壓強度衰減情形與齡期關係如圖 23 所示，由圖可看出在混凝土水灰比為 0.7 時，90 天齡期強度折減變化加大，而在水灰比為 0.5 及 0.6 時 7 天-28 天-90 天齡期強度折減變化不大。不論水灰比如何，隨著 RAP 替代粒料比例加大，其強度折減比例皆有增加的趨勢。

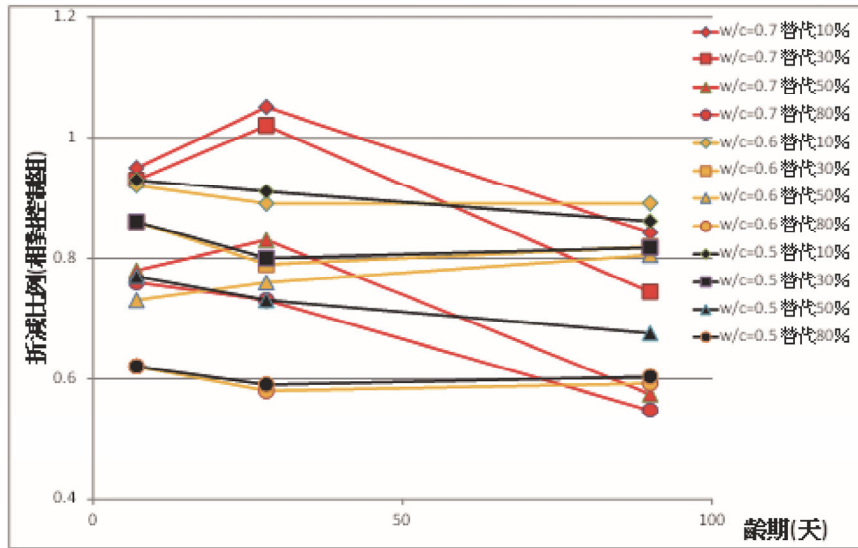


圖 23 不同水灰比與 RAP 替代比例之齡期與強度折減比例關係

4.7 劈裂強度

混凝土的劈裂強度主要是測試混凝土中抵抗因收縮或溫度變化造成裂縫的能力，亦可由此推估混凝土抗壓強度，一般約是抗壓強度的 10%-15%。

由圖 24 可看出劈裂強度隨著 RAP 替代比例越高而降低，混凝土水灰比越高其因 RAP 替代強度衰減情形趨緩，由圖可得知 RAP 替代比例 10%時，劈裂強度約折減 0~4%；RAP 替代比例 30%時，劈裂強度約折減 11~17%；RAP 替代比例 50%時，劈裂強度約折減 19~26%；RAP 替代比例 80%時，劈裂強度約折減 25~36%。

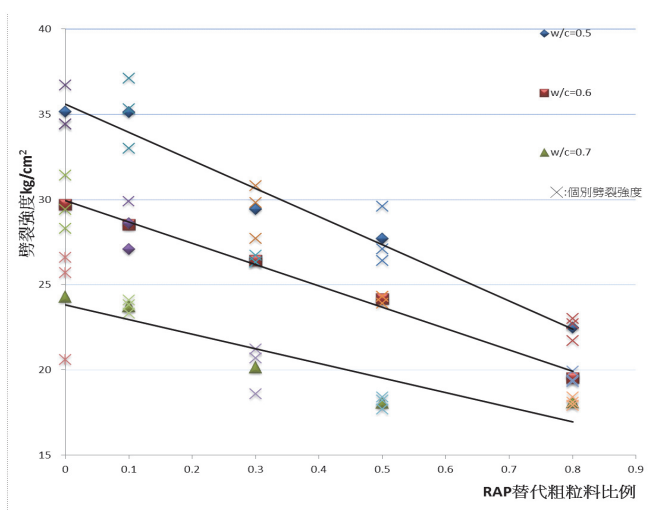


圖 24 不同 RAP 替代比例劈裂強度

4.8 力量位移關係

受壓的混凝土產生壓縮變形，其應力與應變的比例常數稱為彈性模數，而從圖 25 可看出彈性模數愈大，彈性變形量愈小。

從力量位移的關係中可以看出材料的彈性模數的不同，抗壓強度愈大的混凝土，曲線上的線性部分愈大，而破壞應變則降低，表示混凝土愈為脆性化（如圖 26）。

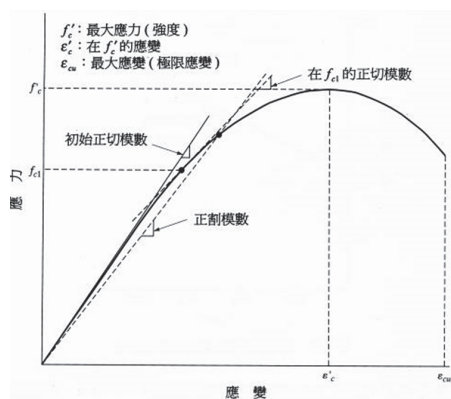


圖 25 混凝土抗壓試驗應力應變關係

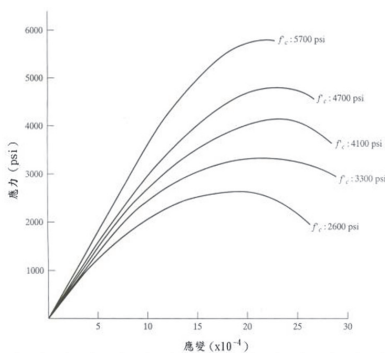


圖 26 不同抗壓強度應力應變關係

由圖 27 可看出，混凝土的力量/位移值隨著 RAP 粒料替代比例越高有降低的趨勢，即是彈性模數隨著添加越多 RAP 粒料越低。在表 10 整理出不同水灰比添加不同比例 RAP 粒料的力量／位移值（線性部分），由此可看出彈性模數的變化，RAP 粒料替代比例越高彈性模數越低。

表 10 不同 RAP 替代比例力量位移關係

水灰比	力量/位移 (10^3kgf/mm)				
	RAP-0	RAP-10	RAP-30	RAP-50	RAP-80
0.7	626.2	541.2	477.2	536.8	413.4
0.6	715.7	583.3	566.8	528.6	443.4
0.5	703.1	651.8	628.7	561.5	545.8

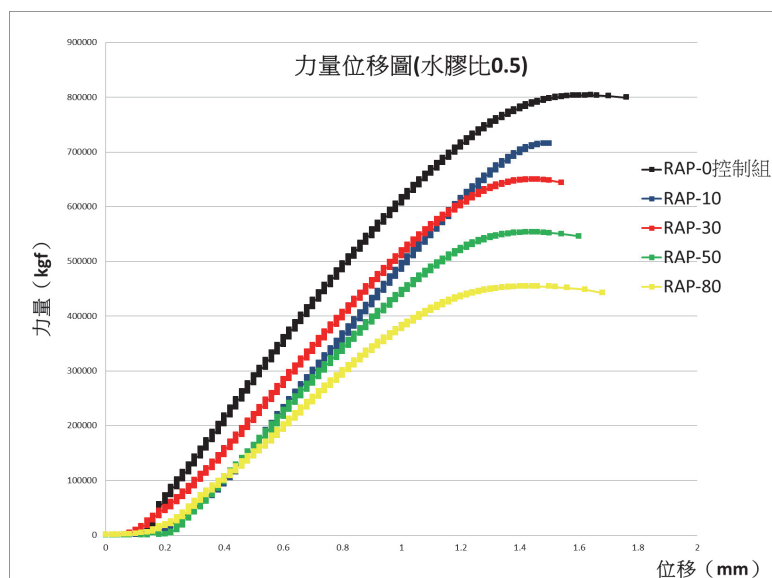


圖 27 不同 RAP 替代比例之力量位移圖（水灰比 0.5）

五、研究結論與建議

5.1 研究結論

1. RAP 粒料替代天然粒料之篩分析曲線

本研究所使用之 RAP 粒料粒徑相較於天然粒料偏細，在配比設計替代粗粒料比例若大於 30% 即無法符合 CNS 1240 對於粒料級配之規定，故 RAP 粒料替代比例應控制在 30% 以下。

2.RAP 粒料替代天然粒料新拌混凝土坍度表現

RAP 粒料取代天然粒料所製成之新拌混凝土，坍度隨著添加 RAP 粒料比例增加而下降。以公路總局施工說明書中對於坍度的要求（以混凝土規格 28 天抗壓強度 210kg/cm^2 :5~12.5cm）本研究所做不同水灰比試體大多能符合標準，但水灰比 0.7 之試體加入 RAP 粒料坍度仍高於公路總局施工說明書之標準，所以在使用 RAP 替代粒料時，配比設計之水灰比不宜過高，方可使坍度可符合施工說明書建議值規定。

3.RAP 粒料替代天然粒料硬固混凝土強度表現

依研究數據顯示，以 RAP 粒料取代天然粗粒料製成的硬固混凝土抗壓強度及劈裂強度均低於一般常重混凝土，替代粗粒料比例 30%強度約折減 20%、替代比例到 80%時強度約折減 40%。

4.RAP 粒料替代天然粒料硬固混凝土力量位移關係

混凝土的脆性隨著 RAP 粒料替代比例越高有降低的趨勢，即是彈性模數隨著添加越多 RAP 粒料越低。

5.2 建議

- 1.RAP 粒料就其物理性質及添加進常重混凝土後的坍度及抗壓強度等表現來看，已達到施工綱要規範之規定值。雖其不純物含量超過建議值，但若是將 RAP 粒料應用在緣石、紐澤西護欄等次要結構物上，應可減低對耐久性的要求、可作為再生粒料使用，也替去 RAP 化找到一有效之途徑。
- 2.RAP 粒料替代天然粗粒料使用在常重混凝土的添加比例建議在 30%以下，以符合相關標準規範要求。

參考文獻

- 1.張裕家 (2010), 回收瀝青混凝土對控制性低強度材料工程性質之影響, 國立雲林科技大學營建工程系研究所碩士論文。
- 2.交通部公路總局, 施工說明書, 2012 年 10 月。
- 3.行政院公共工程委員會, 施工綱要規範, 2009 年 11 月。
- 4.Fidelis O. OKAFOR (2010), "Performance of Recycled Asphalt Pavement as Coarse Aggregate in Concrete", Department of Civil Engineering, University of Nigeria, Nsukka, Nigeria
- 5.B. Huang, X. Shu and E. G. Burdette (2006), " Mechanical properties of concrete containing recycled asphalt pavements", University of Tennessee
- 6.Nabil Hossiney, Mang Tia, and Michael J. Bergin (2010), " Concrete Containing RAP for Use in Concrete Pavement", International Journal of Pavement Research and Technology Vol.3 No.5 Sep. 2010。
- 7.Nabil Hossiney (2012), " Evaluation Of Concret Mixtrues Containing Rap for Use in Concrete Pavement", University of Florida。

順向坡邊坡穩定之破壞力學分析

陳志豪*

摘要

本研究利用界面破壞力學，以新的分析方式討論順向坡邊坡穩定問題。考慮順向坡的特徵，將邊坡穩定安全係數決定方式修正為與破壞力學參數有關，其中，阻力項為理論推導獲得之等效界面破裂韌度，驅動力項為有限元素法計算之界面應力強度因子。首先，以一系列的敏感度分析討論邊坡幾何及材料參數對驅動力之影響；計算安全係數並與極限平衡法結果比較；最後，反算推估危急節理持續度。結果顯示，本方法能表現邊坡內部界面弱化產生之局部破壞現象，補充解釋邊坡整體破壞前，岩層內部局部破壞發生之時機。危急節理持續度表示岩層內部材料弱化達臨界值，此時破壞面將分離，產生足以影響邊坡安全性的內部裂縫增長。本研究方法可為極限平衡法之互補模式。

關鍵詞：順向坡、邊坡穩定分析、破壞力學、極限平衡法、節理持續度

一、前言

邊坡與其下方岩層傾向（dip direction）一致（或大致相同）時稱為順向坡（dip slope），該坡面與層面走向（strike）大致呈平行，常出現於單面山（cuesta）或山谷地形[1]。由於山區道路開闢需求，公路常可能通過順向坡，使順向坡破壞成為山區公路工程經常遭遇的問題之一，嚴重影響道路邊坡維護及用路安全。邊坡因順層傾向，多數順向坡破壞沿著層面（或地質弱面）產生，以平面式破壞（planar failure）為主，又因為滑動面上方的邊坡岩層都是崩壞的範圍，此形式的破壞易造成大規模的災害，故順向坡邊坡穩定分析極具重要性與必要性。除了順向坡的條件外，平面式邊坡破壞仍須具備以下四個條件[2]：（1）破壞面（滑動

* 育正教育機構教育研究組助理研究員

面) 傾角小於坡面傾角, 使破壞面出露 (daylight) 於邊坡; (2) 破壞面傾角大於或等於岩層內摩擦角, 確保未破壞前的邊坡存在; (3) 破壞面末端與上邊坡相交或止於張力裂縫 (tension crack); (4) 破壞面前端與邊坡相交或止於坡角。其中, 第 (3) 及 (4) 為明確規範破壞模式屬於平面式, 避免邊坡混有其他破壞模式。另外, 邊坡完全破壞 (滑動) 前, 上方岩層順著弱面漸進式移動, 導致上邊坡 (或坡面) 常伴隨張力裂縫產生, 更加速降低邊坡的安全性, 所以調查張力裂縫也是評估順向坡穩定的重要指標之一。

傳統的平面式邊坡穩定分析採用考慮剛體平衡之極限平衡法 (limit equilibrium analysis), 假設岩體為一剛體, 安全係數是滑動面的抵抗力與破壞岩體下滑力的比值, 最常假設岩體為莫爾-庫倫材料 (Mohr-Coulomb material), 即利用兩材料性質: 凝聚力 (cohesion) 與摩擦角 (friction angle) 來表示剪力強度, 如此可利用試驗取得岩石 (代表邊坡岩體材料) 的材料特性, 再經由破壞邊坡外型的幾何分析, 計算邊坡的穩定度。而這種方法也是邊坡穩定分析教學的基礎, 可進一步延伸至圓弧形 (circular failure) 或楔形 (wedge failure) 等破壞分析, 甚至加入其他分析因子, 如破壞面粗糙度 (roughness)、地下水壓、邊坡補強施工 (岩栓)、地震力等, 也可為邊坡穩定或然率設計 (probabilistic design) 的安全性判斷依據。極限平衡法的優點在於可直接求取安全係數, 方便工程分析時應用, 故最常被採用, 然而, 材料特性僅用來描述破壞面, 無法考慮邊坡的變形、位移與應力分佈狀態, 且須預先假設破壞面位置。此外, 依據莫爾-庫倫破壞準則, 當破壞岩體正向應力極低時, 最大主應力必須達到岩石材料的凝聚力才可能發生破壞, 這種情況通常不會發生[3-4]; 側向有效壓力通常被極限平衡法忽略[5], 造成安全性可能被高估; 不考慮自然弱面引起之應力集中效應, 忽略節理尖端之應力集中效應, 使分析結果趨於樂觀[6]。

近年來另一類的邊坡穩定分析方法為考慮變形體平衡之連續體模式 (continuum approach), 最常見的為有限元素法 (finite element method), 將岩體視為連續體, 配合彈性或塑性力學建構邊坡內部之應力狀態, 再推求滑動面位置。Goodman and Brown [7]最早使用連續模式分析邊坡內部的應力狀態, 而 Brown and King [8]則是最早引用有限元素法來分析邊坡穩定問題。有限元素法的優點是能同時滿足問題的力平衡及變形條件, 並能考慮材料的組成關係 (應力-應變關係及破壞準則), 對於現今的數位時代, 已成功發展成泛用型的數值分析工具, 配合相關破壞準則, 它可以直接預測破壞面位置。連續體模式的關鍵問題是如何取得安全係數, 採用不同破壞準則及破壞面決定方式, 將產出不同的分析結果, 而相關的研究也提出不同的建議[9-12]。然而, 因為其適用性較廣, 例如可應用於異質及異向性

邊坡，能額外引入多種其他可能影響穩定的因素，加上目前電腦輔助分析能力的提升，已成為極限平衡法外，最常被使用及討論的方法之一，但因為平面式破壞的弱面特性需另外考量於此種方法中，有限元素法仍以應用於圓弧型破壞為主。使用有限元素法配合接觸力學理論，陳志豪與王建力[13]分析 921 地震時的草嶺順向坡滑動，加上地震力作用，推估該邊坡破壞時的摩擦係數及破壞岩體的脫離速度，並提出邊坡在三種狀態下的摩擦角劃分方式，提供邊坡安全設計及預警措施計畫之參考。

破壞力學 (Fracture Mechanics) 是以理論化的數學分析固體中裂縫的行為表現，最重要的材料參數為破裂韌度 (fracture toughness)，其對應的物理量為應力強度因子 (stress intensity factor)，它代表裂縫間端的奇異應力場，兩者的比值可為一種裂縫安全係數，能夠用來判定裂縫失穩擴展。以破壞力學分析邊坡穩定之文獻相對於前二類少見。一般而言，破壞力學分析的問題尺度較小，對於固體瑕疵的針對性高，不易被利用於複雜環境特徵的問題，但各種假想模型的邊坡穩定分析仍值得被討論[14-16]，這些範例假設簡單幾何模型下，優勢裂縫 (dominant crack) 提供最關鍵的應力集中，隨後的破壞從優勢裂縫開始延伸至整個邊坡，讓問題分析的關鍵在裂縫的幾何。Cai 等[17]分析坡頂含有張力裂縫之邊坡模型，利用能量法追蹤其破壞路徑，找出坡高與裂縫距坡頂距離的門檻值，該問題採用垂直型邊坡模型，破壞路徑屬圓弧型且其分析適用於脆性的土壤邊坡。Kemeny[18]提出一種計算方式，將破壞力學材料參數與莫爾—庫倫材料參數對應，利用節理尖端的等效應力強度因子之表示式，獲得邊坡破壞時等效破裂韌度與凝聚力的關係，再考慮疲勞定律來分析凝聚力及安全係數的衰退情況，評估邊坡的破壞機率。Chen and Wang[19]利用破壞力學理論配合破壞面材料特性，計算以破壞力學分析邊坡穩定之安全係數，並與極限平衡及有限元素法計算結果比較，發現極限平衡法之結果最樂觀、破壞力學法最保守。

綜上所述，極限平衡法的主要缺點是材料特徵僅適用於破壞面，無法應用於整體邊坡，優點是明訂安全係數，方便使用；連續體模式的主要缺點是安全係數的訂定方式不明確，工程應用時的不確定性高，優點是邊坡內部的變形及位移能考慮於分析模式中；破壞力學法屬於連續體模式加上裂縫 (破壞) 部份可引入極限平衡模式，主要缺點在於必須事先決定主控裂縫的位置與幾何，優點是能考量邊坡內部局部應力集中效應。因此，本研究應用破壞力學結合極限平衡法的分析方式，其中，破壞參數利用有限元素法計算，材料參數則以理論推算獲得，試圖以新穎的方法分析順向坡邊坡穩定，提出一種安全係數的決定方式。透過本研究的分析方式，強化破壞力學理論與工程實務分析連結，提供道路工程中遭遇順向坡時的施工、維護及

安全警戒規畫參考。

二、順向坡模型

臺灣地區最常見的順向坡產狀為砂頁岩互層所構成，潛在的滑動面在含脆裂節理的砂岩與頁岩之間的界面[20]。據此，本研究假設一砂頁岩互層之順向邊坡模型（如圖 1），其坡頂具一主要張力裂縫，潛在破壞面位於砂頁岩交界，且該界面含有脆裂節理，其他假設條件描述如下：

- 1.張力裂縫出露於水平上邊坡，潛在破壞面上端與張力裂縫相交。
- 2.分支裂縫由張力裂縫尖端向破壞弱面延伸，並假設邊坡破壞由此擴展至整個滑動面。
- 3.邊坡模型承受重力，不考慮可能之地下水壓影響。因此，裂縫的起裂模式屬於壓剪狀態，破壞力學中的張裂模態（Mode I；opening mode）將被正壓力抑制，剪裂模態（Mode II；shearing mode）則為裂縫擴展至破壞之主要驅動模式。
- 4.當裂縫面產生後，裂面遵守庫倫摩擦定律（Coulomb's Law of Friction），下滑力小於阻力時，裂縫面黏著；下滑力大於阻力時，裂縫面滑動。
- 5.邊坡模型考慮為兩個膠結材料組成，分析時假設裂縫由交界面延伸，未延伸部份為完美結合（perfectly bonded），意即層面（破壞面）上之脆裂節理考慮為材料的內在性質。
- 6.潛在破壞面上單位節理岩層長度規則分佈（或單位節理岩層具備破壞面等效代表性），節理持續度定義為 $k = 1 - b/w$ 。

由以上假設，此邊坡模型可以被視為一界面裂縫問題（interfacial crack problem），且其裂縫表面接觸，具接觸壓力（contact pressure）及剪力。

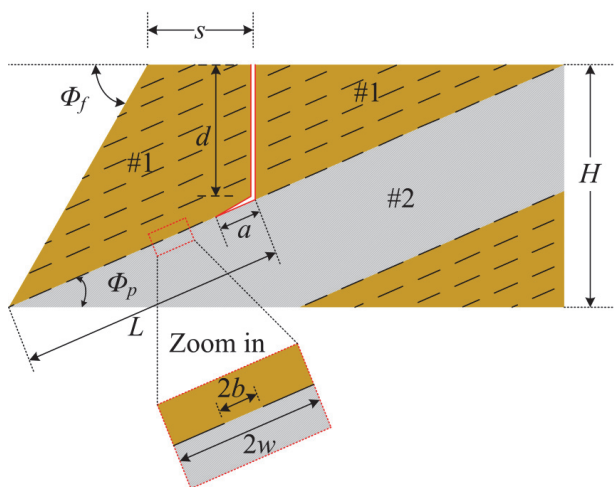


圖 1 順向坡模型（坡高 H 、張力裂縫深度 d 、張力裂縫距坡頂距離 s 、坡面傾角 Φ_f 、破壞面傾角 Φ_p 、分支裂縫長度 a 、潛在滑動面長度 L 、邊坡材料#1 為含脆裂節理砂岩、邊坡材料#2 為砂頁岩互層、單位節理岩層長度 $2w$ 、岩橋寬度 $2b$ 、節理持續度 k ）

三、理論模式

本研究利用破壞力學方法配合順向坡破壞的基本假設，擬發展一套分析順向坡穩定的分析方法，並計算其安全係數，相關基礎理論及公式推演如下：

3.1 界面破壞力學基礎

針對一個雙材料結合面 (bi-material interface) 在平面應變 (plane strain) 狀況下，局部應力及位移場會與兩個無因次參數 (Dundurs' elastic mismatch parameters) 有關[21]：

$$\alpha = \frac{\mu_1(1-\nu_2) - \mu_2(1-\nu_1)}{\mu_1(1-\nu_2) + \mu_2(1-\nu_1)} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \frac{\mu_1(1-2\nu_2) - \mu_2(1-2\nu_1)}{\mu_1(1-\nu_2) + \mu_2(1-\nu_1)} \quad (2)$$

其中， μ 及 ν 分別為材料之剪力模數 (shear modulus) 及泊松比 (Poisson's ratio)，下標 1 及 2 為材料編號，而 $-1 \leq \alpha \leq 1$ 且 $-1 \leq \alpha - 4\beta \leq 1$ 。 α 為相對勁度，當材料 1 相較於材料 2 為極端堅硬時， $\alpha = 1$ ；當材料 1 相較於材料 2 為極端柔軟時， $\alpha = -1$ 。 β 為體積模數 (bulk modulus) 的不協調度量 (measure of the mismatch)，貢獻於震盪指數 ε (oscillatory index)：

$$\varepsilon = \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{1-\beta}{1+\beta} \right) \quad (3)$$

該指數將對雙材料界面間的應力產生震盪現象，當雙材料為同一材料或雙材料皆為剛體時，此震盪現象消失。當雙材料之剪力模數與泊松比皆相同時， $\alpha = \beta = \varepsilon = 0$ ；對於具有相同 α 及 β 之不同雙材料結合面，其界面之局部應力及位移場會相等。換言之，在材料設計時，只要透過分析獲得需求之 α 及 β 值時，不同雙材料結合產品即可被製成。

如圖 2 所示，以裂縫尖端為原點的應力場可表示為[22]：

$$\sigma_{mn} = (2\pi r)^{-1/2} \left\{ \text{Re} \left[Kr^{i\varepsilon} \right] \sigma_{mn}^{\text{I}}(\theta, \varepsilon) + \text{Im} \left[Kr^{i\varepsilon} \right] \sigma_{mn}^{\text{II}}(\theta, \varepsilon) \right\} \quad (4)$$

其中， $i = \sqrt{-1}$ 、 $K = K_1 + iK_2$ 為複數界面應力強度因子 (complex interface stress intensity factor)，此處下標 1 及 2 類似傳統破壞力學之模態 I 及模態 II，但其裂縫面的相對位移 (或裂縫間端之應力) 會相互耦合於兩個模態中 (詳見如後)。 $m, n = x, y$ ，而 $\sigma_{mn}^{\text{I}}(\theta, \varepsilon)$ 與 $\sigma_{mn}^{\text{II}}(\theta, \varepsilon)$ 為角函數 (angular functions)，詳如

[22]。當 $\varepsilon = 0$ ，角函數將還原成線彈性均質等向破壞力學之裂縫尖端應力場角函數。

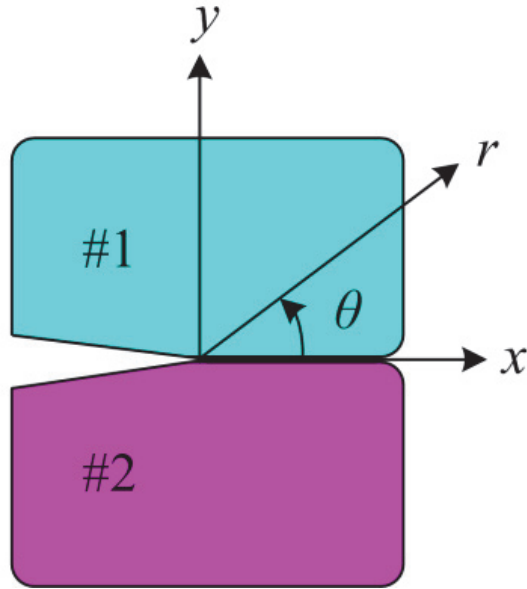


圖 2 界面裂縫座標系統

裂縫尖端界面 ($\theta = 0$) 之複數奇異應力場可表示為：

$$\sigma_{\theta\theta} + i\sigma_{r\theta} = \frac{Kr^{i\varepsilon}}{\sqrt{2\pi r}} \quad (5)$$

其中， $r^{i\varepsilon} = \cos(\varepsilon \ln r) + i \sin(\varepsilon \ln r)$ ，此項稱為界面裂縫尖端之震盪應力奇異性，計算結果對尖端距離會有震動的效果，然而，一般仍採用震動結果的中間值來估計界面尖端附近的應力場。對於界面尖端應力強度因子的計算，數值上較直接的方法採用位移法，即利用裂縫表面的相對位移來推算應力強度因子，而裂縫表面的相對位移可表示為[23]：

$$\delta_y + i\delta_x = \frac{8Kr^{\frac{1}{2}+i\varepsilon}}{\sqrt{2\pi E^* (1+2i\varepsilon) \cosh(\pi\varepsilon)}} \quad (6)$$

其中， $E^* = \frac{4\mu_1\mu_2}{\mu_1(1-\nu_2) + \mu_2(1-\nu_1)}$ 、 $\delta_j = u_j(r, \pi) - u_j(r, -\pi)$ ， $j = x, y$ 分別代表水平及垂直裂縫表面之方向。將式 (12) 展開整理後，可獲得應力強度因子的計算公式：

$$K_1 = \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \frac{E^* \cos(\pi\varepsilon)}{8} [(\delta_y - 2\varepsilon\delta_x) \cos(\varepsilon \ln r) + (\delta_x + 2\varepsilon\delta_y) \sin(\varepsilon \ln r)] \quad (7)$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \frac{E^* \cos(\pi\varepsilon)}{8} [(\delta_x + 2\varepsilon\delta_y) \cos(\varepsilon \ln r) - (\delta_y - 2\varepsilon\delta_x) \sin(\varepsilon \ln r)] \quad (8)$$

觀察式 (7) 及式 (8) 得知，兩種模態之應力強度因子皆會與水平及垂直位移有關，即張裂應力場也會受剪力影響；剪裂應力場也會受張力影響。而且震盪現象將會表現於結果中，尤其在距離愈逼近於裂縫尖端時。本研究利用有限元素分析之裂縫表面相對位移結果，配合極限位移外插法 (Limit Displacement Extrapolation Technique, LDET) [24]，求取裂縫尖端的應力強度因子，其結果則應用於裂縫失穩造成邊坡滑動之有效驅動力。

3.2 接觸條件

在破壞力學中的 I 型裂縫問題通常只考慮固體承受張力，使裂縫受力張開，若裂縫固體承受壓力時，裂縫表面會閉合，代表固體可忽略此裂縫被正向力的影響。數值幾何模式中，若裂縫表面承受壓力，則分析時裂縫表面會呈現交疊狀態，此時計算出的 I 型應力強度因子是負值，與 I 型破壞的基本假設不合，因為固體的裂縫表面不可能互相穿透交疊。真實的情況是當裂縫承受壓力時，裂縫表面會接觸，此時接觸表面的正向力及剪力會影響裂縫固體的受力狀態，間接影響應力強度因子的計算值。本研究考慮邊坡承受自重，邊坡內的裂縫將承受壓力，裂縫表面接觸，因此裂縫表面的接觸條件必須考慮於分析模式中，如此才能有效表現出主控裂縫尖端之應力場。然而，在裂縫表面考慮接觸條件時，裂縫尖端附近之裂縫表面仍有可能張開，產生 I 型裂縫張開模式，但 II 型裂縫滑裂模式仍是邊坡問題之主要模式，假設主控裂縫產生後，裂縫表面遵守庫倫摩擦定律：

$$\begin{cases} \left| \frac{\tau}{\sigma_n \tan \varphi} \right| \geq 1, \textit{sliding} \\ \left| \frac{\tau}{\sigma_n \tan \varphi} \right| < 1, \textit{sticking} \end{cases} \quad (9)$$

其中， φ 為接觸面摩擦角， τ 及 σ_n 分別為作用於裂縫表面之剪力及正向力。一般而言，界面剪力應力強度因子可表示為：

$$K_2 = \lim_{r \rightarrow 0} (2\pi r)^\lambda \sigma_{r\theta}(r, \theta = 0) \quad (10)$$

其中， $0 \leq \lambda \leq 1$ 稱為應力奇異性階數 (the order of stress singularity)，代表裂

縫尖端的奇異程度。

對於裂縫表面遵守庫倫摩擦定律之裂縫尖端而言，應力奇異性會與 β 及摩擦角 φ 有關[25]：

$$\cot(\lambda\pi) = \beta \tan \varphi \quad (11)$$

當摩擦角 $\varphi = 0$ 時，應力奇異性 $\lambda = 0.5$ 。

3.3 破壞力學模型

以單位節理岩層（見圖 1）為代表，單位邊坡破壞面之受力模型可表示如圖 3。對於一界面排狀裂縫承受壓力及剪力的破壞力學模型，Rice and Sih [26]曾提出其界面應力強度因子之解析解：

$$K = K_1 + iK_2 = A(-\sigma_n - i\tau)(B - iC)e^{i\xi} \quad (12)$$

其中， σ_n 以受壓力為正值，

$$A = \frac{2\sqrt{w}}{\cosh(\pi\varepsilon)\sqrt{\sin(\pi k)}} \quad (13)$$

$$B = \sin\left(\frac{\pi k}{2}\right)\cosh(\pi\varepsilon k) \quad (14)$$

$$C = \cos\left(\frac{\pi k}{2}\right)\sinh(\pi\varepsilon k) \quad (15)$$

$$\xi = \varepsilon \ln\left[\frac{2w}{\pi}\sin(\pi k)\right] \quad (16)$$

$$k = 1 - \frac{b}{w} \quad (17)$$

整理後可得：

$$K_1 = A\left[\tau(B\sin\xi - C\cos\xi) - \sigma_n(B\cos\xi + C\sin\xi)\right] \quad (18)$$

$$K_2 = A\left[\tau(B\cos\xi + C\sin\xi) + \sigma_n(B\sin\xi - C\cos\xi)\right] \quad (19)$$

傳統之莫爾-庫倫破壞準則可表示為：

$$\tau_f = C_0 + \sigma_n \tan \varphi \quad (20)$$

其中， τ_f 為總剪力強度、 C_0 為破壞面材料之凝聚力。若將弱面之節理段及岩

橋段納入分析，則考慮破壞面節理持續度之莫爾—庫倫破壞準可改寫成[27]：

$$\tau_f = C_e + \sigma_n \tan \varphi_e \quad (21)$$

其中， C_e 及 φ_e 分別為等效凝聚力及等效摩擦角，並可以節理持續度 k 來計算：

$$C_e = kC_j + (1-k)C_i \quad (22)$$

$$\varphi_e = \tan^{-1} [k \tan \varphi_j + (1-k) \tan \varphi_i] \quad (23)$$

其中， C_j 及 C_i 分別為節理面及岩橋面的凝聚力、 φ_j 及 φ_i 分別為節理面及岩橋面的摩擦角。

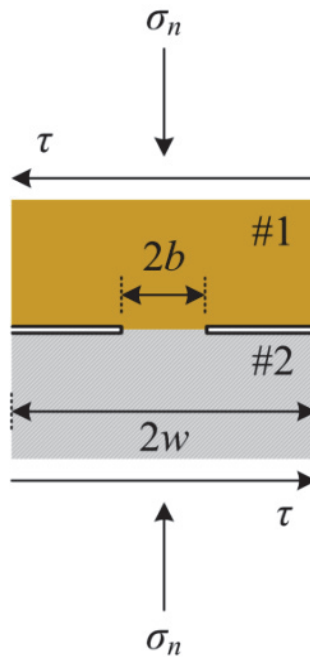


圖 3 單位邊坡破壞面之受力模型（界面排狀裂縫承受一般荷重之破壞力學模型）

觀察式 (19)，當剪力 τ 達其剪力強度 τ_f 時，界面 II 型破壞之應力強度因子 K_2 將達其破裂韌度值 K_{2c} 。因此，將式 (21) 配合式 (22) – (23) 與式 (19) 比較，可獲得邊坡破壞面之界面等效破裂韌度 $K_{2\text{Ceff}}$ 為：

$$K_{2\text{Ceff}} = 2wC_e A (B \cos \xi + C \sin \xi) \quad (24)$$

式 (24) 代表含有節理持續度 k 之潛在破壞面岩體之抵抗破裂阻抗，可為應用破壞力學分析順向坡穩定之安全度門檻值，當破壞面上之裂縫應力強度因子大於此值時，裂縫將延伸。

3.4 安全係數

邊坡穩定的安全係數定義為破壞面之阻力與驅動力之比值，故平面式破壞為滑動面上之剪力強度與剪應力之比值。以圖 1 邊坡為例，考慮剛體平衡分析之極限平衡法安全係數可表示為：

$$FS(LM.) = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{(L-a)C_e + W \cos \Phi_p \tan \varphi_e}{W \sin \Phi_p} \quad (25)$$

其中， W 為滑動岩體之重量。考慮破壞力學分析之有限元素法安全係數則表示為：

$$FS(FX.) = \frac{K_{2\text{Ceff.}}}{K_2} = \frac{2wC_e A (B \cos \xi + C \sin \xi)}{K_2(a)} \quad (26)$$

其中， $K_2(a)$ 為邊坡模型之分支裂縫尖端之界面 II 型應力強度因子，可由有限元素法分析破壞力學邊坡模型（如第二節所述）獲得。

表 1 為兩種分析方法的比較，觀察式 (25) 及 (26) 可以發現，極限平衡法以整體 (global) 的概念描述安全係數，材料參數應用於整個破壞面；破壞力學法以局部 (local) 等效的概念來表現整體破壞面的剪力強度，剪應力計算考慮材料內部及破裂表面的變形及應變狀態。換言之，極限平衡法將材料破壞的凝聚力及摩擦角預先考量於整個破壞面；破壞力學法將材料之破裂韌度考量為材料內在特徵，本文利用莫爾—庫倫準則將其對比為凝聚力，如此可將材料的凝聚力考量於尚未發生破壞的邊坡內部，而摩擦角則應用於已產生裂縫的裂縫表面。兩種方法的概念一致，但分析時處理的方式不同，透過本文之分析，二者可為互補性的模式。

表 1 極限平衡法與破壞力學法分析順向坡穩定之安全係數比較

應用方法 (基礎假設)	材料參數	主要優勢	主要缺點	本研究 處理方式
極限平衡 (剛體平衡)	凝聚力 C_0 摩擦角 φ 密度 ρ	<ol style="list-style-type: none"> 1. 直接利用邊坡簡單幾何外型換算。 2. 明確表示破壞面穩定性。 3. 已廣泛應用於邊坡穩定分析範例。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 忽略邊坡內部力學行為。 2. 關鍵材料參數取決於完整岩塊 (intact rock) 試驗，但應用於破壞表面。 3. 以破壞岩體為完全考量，無法將滑動面下方岩體特性納入分析中。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 修正材料參數：分為岩體內原弱面及原完整面。 2. 忽略局部分支裂縫表面之凝聚力，使安全係數更保守。
破壞力學 (包含裂縫尖端應力場之彈性體平衡)	破裂韌度 K_{IIC} 楊氏模數 E 泊松比 ν 密度 ρ	<ol style="list-style-type: none"> 1. 考慮邊坡整體之變形特性。 2. 關鍵材料參數直接應用於邊坡整體，包括未破壞之下方岩體。 3. 完整表現邊坡內部局部特徵及其應力集中效應。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 邊坡外型包含裂縫，使幾何外型成為複雜之凹多邊形。 2. 破壞產生時以局部呈現，評估穩定性時趨於保守。 3. 不同裂縫類型之邊坡需使用不同破壞模式表現，安全係數中的阻力項需依據個案分別考量。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 定義完整破壞面，以等效破裂韌度代表邊坡破壞時之極限剪力強度。 2. 將材料參數與極限平衡參數對應，破裂韌度對應於凝聚力，而摩擦角應用於裂縫表面。

四、結果與討論

本節先對邊坡穩定之關鍵幾何及材料特性作敏感度分析，了解各項參數對計算結果的變化，計算時並加入只考慮單材料之邊坡為對照組，進一步了解順向坡對邊坡穩定的影響。最後將破壞力學計算所得之順向坡安全係數與傳統之極限平衡法計算結果比較，並反推邊坡內部節理之危急持續度。

4.1 應力強度因子之敏感度

當破壞面傾角 $\Phi_p = 30^\circ$ 、分支裂縫表面之摩擦角 $\varphi = 0$ 時，使用表 2 之邊坡材料及固定幾何參數，不同邊坡傾角在不同分支裂縫長度的狀況下產生之應力強度因子如圖 4 所示。應力強度因子值隨分支裂縫增長而增加，互層邊坡之應力強度因子高於均質邊坡，且隨坡面傾角增加而增加。這些結果顯示，在固定破壞面（層面）的情形下，坡面傾角增加將增加滑動塊體體積及下滑驅動力，而互層材料確實有效提高此驅動力，將使邊坡穩定性降低。

表 2 均質及互層邊坡使用之材料及幾何參數（應用於圖 4—圖 6 及圖 8—圖 9）

邊坡類型	材料參數	固定幾何參數
均質（單材料）	$\mu = 11.54 \text{ GPa}$ 、 $\nu = 0.30$ 、 $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$	$H = 30 \text{ m}$ 、 $s = 10 \text{ m}$
互層（雙材料）	$\alpha = 0.80$ 、 $\beta = 0.23$ 、 $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$	

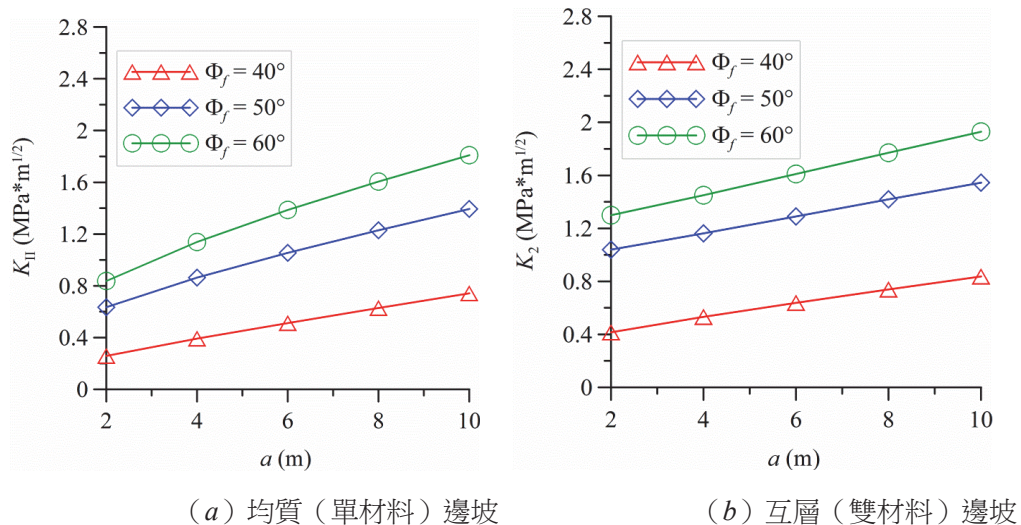
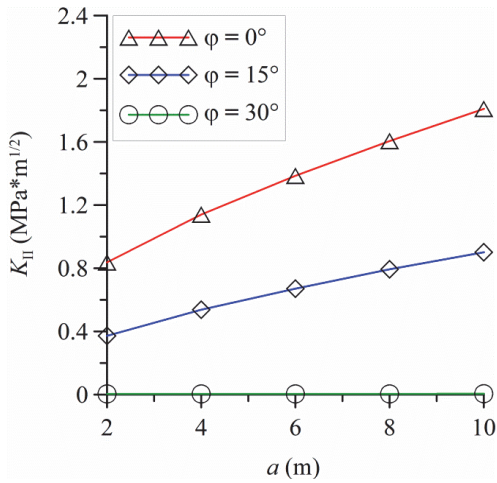
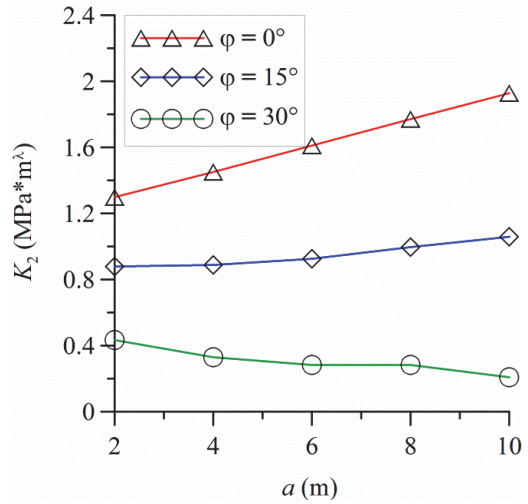


圖 4 不同邊坡傾角在不同分支裂縫長度下產生之應力強度因子 ($\Phi_p = 30^\circ$ 、 $\varphi = 0$)

當破壞面傾角 $\Phi_p = 30^\circ$ 、邊坡傾角 $\Phi_j = 60^\circ$ 時，使用表 2 之邊坡材料及固定幾何參數，不同裂縫面摩擦角在不同分支裂縫長度的狀況下產生之應力強度因子如圖 5 所示。互層邊坡之應力強度因子高於均質邊坡，應力強度因子值隨摩擦角增加而降低，且摩擦角增加會使原本隨分支裂縫長度增加而增加之應力強度因子值增加量趨緩，甚至轉而下降（如圖 5 (b)， $\varphi = 30^\circ$ ），此情況表示摩擦力貢獻於阻力已較增加分支裂縫長度貢獻於下滑驅動力大。當摩擦力過大時，分支裂縫黏著（即裂縫形同不存在）使應力強度因子值下降為 0（如圖 5 (a)， $\varphi = 30^\circ$ ），此時邊坡呈穩定狀態。



(a) 均質 (單材料) 邊坡

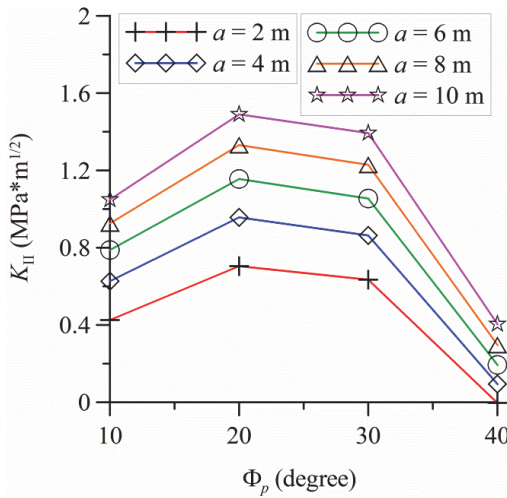


(b) 互層 (雙材料) 邊坡

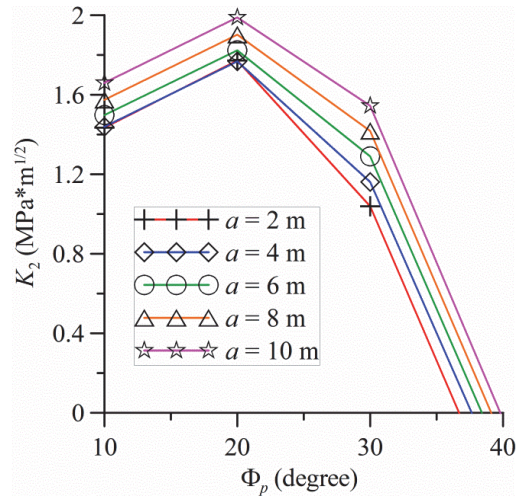
圖 5 不同裂縫面摩擦角在不同分支裂縫長度下產生之應力強度因子
($\Phi_p = 30^\circ$ 、 $\Phi_f = 60^\circ$)

當邊坡傾角 $\Phi_f = 50^\circ$ 時、分支裂縫表面之摩擦角 $\varphi = 0$ 時，使用表 2 之邊坡材料及固定幾何參數，不同分支裂縫長度在不同破壞面傾角的狀況下產生之應力強度因子如圖 6 所示。應力強度因子值隨破壞面傾角增加先增加後降低，表示當邊坡傾角已知，潛在破壞面將可能發生於一特定角度，此角度會造成最大的下滑驅動力。當破壞面傾角設定較大時，應力強度因子值將急遽下降，代表破壞岩體體積小、下滑驅動力不足，或是可能產生之邊坡破壞型態已經改變，順層滑動的機制不復存在。

當破壞面傾角 $\Phi_p = 35^\circ$ 、邊坡傾角 $\Phi_f = 60^\circ$ 、分支裂縫表面之摩擦角 $\varphi = 0$ 時，使用表中邊坡固定幾何參數，不同互層邊坡材料組合所得之應力強度因子分佈圖繪於圖 7。觀察圖 7 發現， α 及 β 值相對大時，應力強度因子值的敏感度高，變化較劇烈；應力強度因子值大致上會隨 β 值增加而下降。利用本研究提出之分析方式，各式邊坡幾何配合材料參數繪製出之應力強度因子分佈圖可提供為破壞力學分析順向坡之範例，方便工程應用時直接查詢使用。



(a) 均質 (單材料) 邊坡



(b) 互層 (雙材料) 邊坡

圖 6 不同分支裂縫長度在不同破壞面傾角下產生之應力強度因子
($\Phi_f = 50^\circ$ 、 $\varphi = 0$)

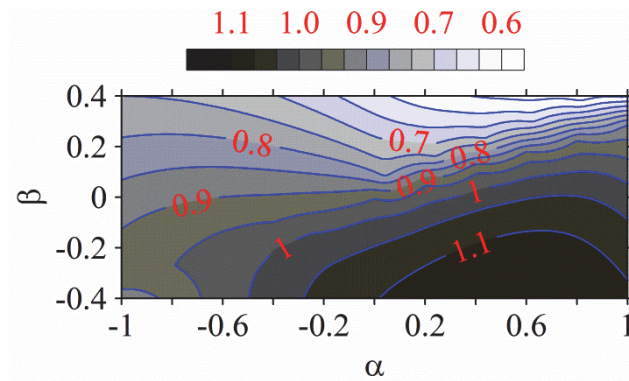


圖 7 不同材料參數之互層 (雙材料) 邊坡應力強度因子分佈圖
($\Phi_f = 60^\circ$ 、 $\Phi_p = 35^\circ$ 、 $\varphi = 0$ 、 $a = 10$ m) (單位: $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$)

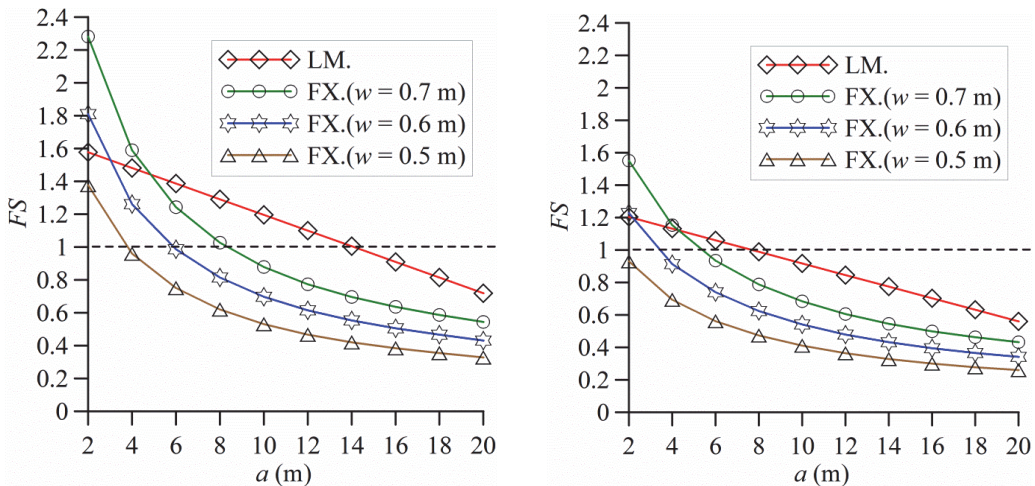
4.2 順向坡穩定之安全係數

採用邊坡案例具有表 2 之材料及固定幾何參數，配合表 3 之莫爾—庫倫材料參數，破壞力學法與極限平衡法計算所得之邊坡安全係數比較繪製於圖 8，其中，破壞力學法之安全係數與單位節理岩層長度 ($2w$) 相關。當節理持續度 k 固定時， w 值愈大，代表岩橋寬度值 b 也愈大，則界面等效破裂韌度值愈大 (見式 (30))。根據本算例結果發現，互層邊坡較均質邊坡可容許之分支裂縫長度較短，即安全度較低，且破壞力學法之結果較極限平衡法保守，符合邊坡局部破壞先

於整體破壞的推測。極限平衡法可容許之分支裂縫長度較破壞力學法長，實際上，極限平衡法並無考慮分支裂縫尖端之應力集中，分支裂縫愈長僅代表破壞可滑動面愈短，如此將會高估安全係數。從破壞力學法之結果發現，當 w 值（或 b 值）低於特定值時，計算之安全係數值皆小於 1，表示在此節理持續度之狀況下，岩體材料界面已無法承受分支裂縫，若無其他支撐邊坡因素，該邊坡不存在。

表 3 邊坡案例使用之莫爾—庫倫材料參數（應用於圖 8 至圖 9）

邊坡類型	莫爾—庫倫材料參數
均質（單材料）	$C_i = 2.0 \text{ MPa}$ 、 $C_j = 0 \text{ MPa}$ 、 $\varphi_i = 30^\circ$ 、 $\varphi_j = 0^\circ$
互層（雙材料）	$C_i = 1.5 \text{ MPa}$ 、 $C_j = 0 \text{ MPa}$ 、 $\varphi_i = 30^\circ$ 、 $\varphi_j = 0^\circ$



(a) 均質（單材料）邊坡

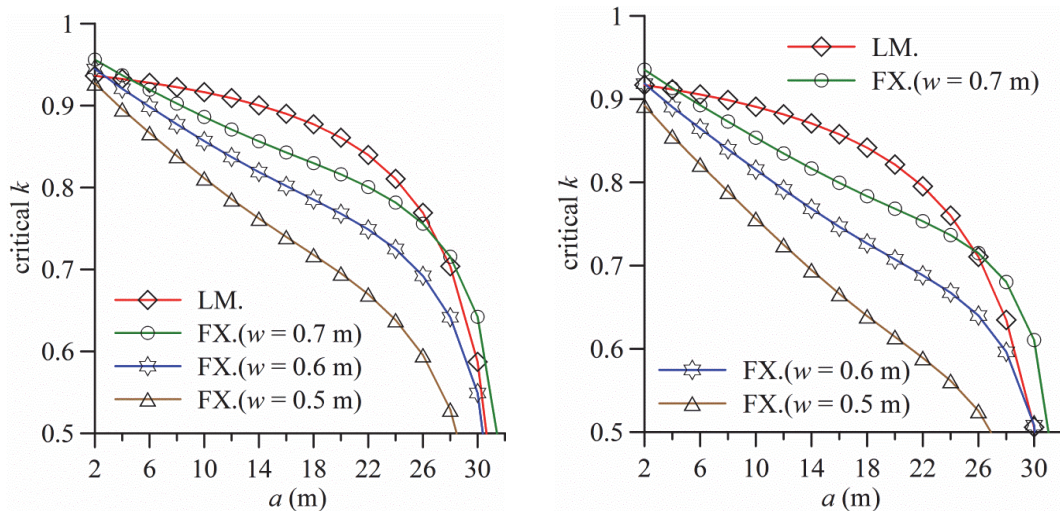
(b) 互層（雙材料）邊坡

圖 8 邊坡案例在不同分支裂縫長度下之安全係數比較（ $k = 0.9$ ）

4.3 破壞面之危急節理持續度

當安全係數值為 1 時，邊坡處於臨界狀態，據此，由安全係數分析結果可反推臨界之節理持續度，代表破壞面之危急節理持續度。邊坡案例在不同分支裂縫長度下之危急節理持續度繪製於圖 9，若節理持續度發展至大於其危急值時，邊坡之安全係數將低於 1，呈現不穩定狀態。大體上，極限平衡法之危急節理持續度結果較破壞力學法高，結果較保守，因為破壞力學法將節理持續度考量於材料內部特徵（如式（24）及（25）），而極限平衡法之節理持續度則應用於破壞表面（破壞邊

坡外部，如式(27))。然而，破壞力學法的結果顯示超過危急節理持續度，邊坡內部材料特徵驟變，使破壞面開始分離，產生足以影響邊坡安全性的裂縫增長，當裂縫增長至危急節理持續度與極限平衡法計算結果相等之長度時，該分支裂縫表面已足以代表邊坡破壞產生之破壞面。



(a) 均質 (單材料) 邊坡

(b) 互層 (雙材料) 邊坡

圖 9 邊坡案例在不同分支裂縫長度下之危急節理持續度 ($FS = 1$)

4.4 綜合討論

邊坡穩定分析的難處在於理論模式須與現地狀況配合，理論模式須透過許多理想假設來進行，但現地狀況通常複雜而且不確定性高，故分析時需妥協兩者，將理論應用於解釋實際邊坡問題。平面式破壞是邊坡穩定分析的基礎範例，極限平衡法又為平面式破壞的主要理論模式之一，已為工程界廣泛採用，優勢在於以破壞塊體為整體分析對象，具體表現破壞後的結果，但也因此多應用於反算分析 (back analysis)。反算分析可以估計邊坡破壞影響因子的敏感度，如剪力強度、地下水影響狀況等，這些確是在複雜邊坡模型不容易達成的。在目前資訊取得及電腦輔助數值分析工具發達的時代，定量型特定邊坡穩定分析已逐漸轉向至統計型隨機模擬之區域型災害潛勢分析，雖然這代表不同的研究方向，卻也表示理論模式發展的限制。然而，平面型邊坡破壞分析仍具備其分析價值，理由是它提供邊坡模型準確的定量分析結果，可為分析及解釋試驗數據之依據，並可用於改善複雜分析方法之前置工作 (如數值模擬時之模式率定)；另外，根據理想化的理論，它提供概念化邊坡模型的正確解答，成為數值及模擬程序之基準，也是邊坡穩定分析教學時的範本。

順向坡破壞是典型的平面式邊坡破壞，它的關鍵在破壞界面，工程地質上解釋在界面弱化（剪力強度降低）為順向坡破壞的主要原因，而傳統之極限平衡法除邊坡自重外，多採用地下水壓的分佈及強度來表現增加邊坡破壞的驅動力，達到等同於界面弱化的效果。然而，若加上潛在滑動面上粗糙度對摩擦力貢獻，增加之驅動力仍難撼動剪阻力，因此，弱化岩層間的材料參數成為分析順向坡破壞的有效手段。

本研究採用破壞力學分析，嘗試以新鮮的方法分析順向坡邊坡穩定問題。破壞力學通常被歸類應用於小尺度、質地均勻並含有裂紋之固體力學分析，解釋固體中裂紋尖端附近之高度應力集中（但零位移）的數學現象，因此極少被應用於邊坡穩定。事實上，微觀的基礎理論之應用必須透過代表性地簡化來呈現巨觀的效果，舉例而言，微觀的均質岩層為巨觀的異質礦物所組成、邊坡破壞的範圍可能僅為解析度有限之衛星照片中的一個成像點，所以合適的視角在於使用者的主觀見解與技術工具的發展。本文以界面破壞力學分析順向坡穩定之緣由有二：一為順向坡破壞多為順層滑動，層面上下的材料差異及破壞界面的材料弱化現象可由雙材料的材料參數直接表現，二為順向坡破壞前常伴隨坡頂張力裂縫產生，隱含邊坡內部具有局部應力集中的可能性。此二原因提供破壞力學分析順向坡穩定的最根本根基，透過界面等效破裂韌度的估計，配合有限元素法之應力強度因子的計算，推估安全係數及臨界（危急）節理持續度。計算結果可表現出邊坡內部應力集中效應造成界面材料弱化後，岩層內部產生局部破壞之時機，補充解釋了傳統極限平衡法分析之邊坡整體破壞前的順向坡穩定狀況，本方法及結果可提供為順向坡穩定性評估時之參考依據。

五、結論

本研究以破壞力學方法來分析順向坡邊坡穩定問題。考慮順向坡破壞多為順層滑動，破壞面為原生弱面，屬於雙材料的結合界面，配合坡頂伴隨產生之張力裂縫，符合界面破壞力學之基本條件。以破壞力學模型結合莫爾-庫倫破壞準則，加上分支裂縫表面之摩擦作用，推求出利用破壞力學法定義之安全係數，其中之剪阻力以等效破裂韌度估計，下滑驅動力則利用有限元素計算之應力強度因子取代，如此能將邊坡內部之局部應力集中現象表現於邊坡穩定分析。

針對邊坡參數作敏感度結果顯示：雙材料（互層）產生之應力強度因子（下滑驅動力）大於單材料（均質）邊坡；分支裂縫表面摩擦力愈大時，應力強度因子愈小，但當摩擦力大於特定值時，應力強度因子會隨著分支裂縫長度增長而下降，表

示分支裂縫表面（破壞面）摩擦力很大時，可以忽視裂縫存在，邊坡呈穩定狀態；當邊坡傾角固定時，應力強度因子值隨破壞面傾角增加先增加後降低，代表潛在破壞面易產生於特定角度，此角度貢獻最大的下滑驅動力；利用不同材料組合可獲得應力強度因子分佈圖，供工程應用時查詢使用。

利用一邊坡案例分析，計算該邊坡之安全係數及臨界（危急）節理持續度，並與傳統極限平衡法之結果比較，發現破壞力學法計算結果較保守，即邊坡內部的局部破壞會先於邊坡整體破壞，其結果補充解釋了順向坡整體破壞前之穩定狀況，呈現出邊坡內部應力集中效應造成界面材料弱化後，岩層內部產生局部破壞之時機。

參考文獻

1. Allaby, M. (ed.), A Dictionary of Geology and Earth Sciences (4th edition), Oxford University Press, Oxford (2013).
2. Wyllie, D.C. and Mah, C.W., Rock Slope Engineering, civil and mining (4th edition), Spon Press, Taylor & Francis Group, New York (2004).
3. Lajtai, E.Z., Strength of discontinuous rocks in shear, *Géotechnique*, 19, 218-233 (1969).
4. Simpson, D., Failure of slopes containing discontinuous planar joint, Proceedings of the 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Stateline, 246-300 (1978).
5. Chowdhury, R.N., Discussion of stability analysis of embankments and slopes by Sarada K. Sarma, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107, 691-693 (1981).
6. 王建力、葉時青、陳志豪，岩石邊坡穩定問題之斷裂力學分析，*地工技術*，第99期，第71-80頁（2004）。
7. Goodman, L.E. and Brown, C.B., Dead load stresses and instability of slopes, *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 89, 103-134 (1963).
8. Brown, C.B. and King, I.P., Automatic embankment analysis: equilibrium and instability conditions, *Géotechnique*, 16, 209-219 (1966).
9. Wong, F.S., Uncertainties in FE modelling of slope stability, *Computers & Structures*, 19, 777-791 (1984).
10. Huang, S.L. and Yamasaki, K., Slope failure analysis using local minimum factor-of-safety approach, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 119, 1974-1987 (1993).

- 11.鄭富書，有限元素法邊坡分析之安全係數研訂，財團法人中興工程顧問社專案研究報告（1995）。
- 12.黃添坤，有限元素法於邊坡穩定分析及應用，中國土木工程學刊，第十二卷，第四期，第 695-702 頁（2000）。
- 13.陳志豪、王建力，以接觸力學模擬邊坡滑動問題，臺灣公路工程，第 34 卷，第 3 期，第 33-51 頁（2008）。
- 14.Tharp, T.M. and Coffin, D.F., Field application of fracture mechanics analysis to small rock slope, Proceedings of the 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Rapid City, 667-678 (1985) .
- 15.Sigh, R.N. and Sun, G.X., Fracture mechanics applied to slope stability analysis, Proceedings of the International Symposium on Surface Mining: Future Concepts, University of Nottingham, England, 93-97 (1989) .
- 16.Scavia, C., Fracture mechanics approach to stability analysis of rock slopes, Engineering Fracture Mechanics, 35, 899-910 (1990) .
- 17.Cai, W.M., Murti, V. and Valliappan, S., Slope stability analysis using fracture mechanics approach, Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 12, 261-281 (1990) .
- 18.Kemeny, J., The time-dependent reduction of sliding cohesion due to rock bridge along discontinuities: a fracture mechanics approach, Rock Mechanics and Rock Engineering, 36, 27-38 (2003) .
- 19.Chen, C.H. and Wang C.L., A fracture mechanics stability analysis of a rock slope with a tensile crack, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 12, Bundle C (2007) .
- 20.洪如江，台灣順向坡滑動災害的回顧與災害防治的原則，土木水利，第三十七卷，第三期，第 1-7 頁（2010）。
- 21.Durdurs, J., Discussion: “Edge-bonded dissimilar orthogonal elastic wedge under normal and shear loading” (Bogy, D. B., 1968, ASME J. Appl. Mech., 35, pp. 460–466) , ASME Journal of Applied Mechanics, 36, 650-652 (1969) .
- 22.Rice, J.R., Suo Z. and Wang, J.S., Mechanics and thermodynamics of brittle interfacial failure in bimaterial systems, In: Metal-Ceramic Interfaces (Rühle, M., Evans, A.G., Ashby, M.F. and Hirth, J.P., eds.) , Acta-Scripta Metallurgica Proceedings Series, Pergamon Press, New York, 4, 269-294 (1990) .

- 23.Hutchinson, J.W. and Suo, Z., Mixed mode cracking in layered materials, In: Advances in Applied Mechanics (Hutchinson, J.W. and Wu, T.Y., eds.) , Academic Press Inc., San Diego, 29, 63-191 (1992) .
- 24.Lim, I.L., Johnston, I.W. and Choi, S.K., Comparison between various displacement-based stress intensity factor computation techniques, International Journal of Fracture, 58, 193-210 (1992) .
- 25.Comninou, M. and Dundurs, J., Some consequences of the inequality conditions in contact and crack problems, Journal of Elasticity, 9, 71-82 (1979) .
- 26.Rice, J.R. and Sih, G.C., Plane problems of cracks in dissimilar media, ASME Journal of Applied Mechanics, 32, 418-423 (1965) .
- 27.Jennings, J.E.B., A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. Proceedings of the Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg, 87-102 (1970) .



園地公開・歡迎投稿

臺灣公路工程徵稿簡則

- 一、本刊為交通部公路總局工程同仁業餘進修刊物，歡迎本局同仁及國內外有關公路之工程、經濟、規劃、管理、資訊等未經刊登於其他刊物之研究論著均接受投稿；論文如屬接受公私機關團體委託研究出版之報告書之全部或一部份或經重新編稿者，作者應提附該委託單位之同意書，並於論文中加註說明。凡由本刊主動邀稿者，不受上述限制。
- 二、本刊為一綜合性公路工程刊物，下列各類稿件均表歡迎：
 1. 論著：以公路工程之理論著述，創作發明，具有學術價值者為主。
 2. 專題研究：以實際經驗及創見，促進技術之改進者為主。
 3. 譯述：以譯述國外書刊雜誌或工程報導，具有參考或實用價值者為主，長稿予以節譯，如涉及著作權問題，由譯者自行負法律責任。
 4. 實務報導：以報導工程設計、施工、試驗之實際經驗為主。
 5. 法令釋義：以介紹或解釋公路交通法規為主。
 6. 新書介紹：以介紹國內外有關公路工程交通新書為主。
 7. 工程文摘：以介紹國內外有關公路交通工程新知識為主。
 8. 讀者通訊：以反應或解答有關公路交通工程問題為主。
 9. 工程報導：以報導國內公路交通工程動態為主。
 10. 業餘隨筆：以有關工程方面之輕鬆雋永之散文記述為主。
- 三、為便於一次刊出，來稿以一萬五千字為限，其中應包括三百字以內之摘要及三至五個關鍵詞，並請註明姓名、身份證字號、戶籍地址、服務單位、職稱、聯絡地址及電話。
- 四、文稿中需註釋處，請標明上標無括號序碼，按順序往下連續編號，再於引註當頁下方加橫線排印註釋。文稿中之數學式，函數請排正體字、變數請排斜體字。圖及表中之中文字請排新細明體，英文字請排 Times New Roman 體，圖原則上不加框，表之框線均採細線。參考文獻請按出現序排列，文中提及時請標明上標加括號序碼，參考文獻資料必須完整無缺，請依序書寫作者姓名、論文篇名、期刊（書名）名稱、卷期、出版社、出版日期、起迄頁碼。
- 五、來稿請打印清楚，照片、圖片請附寄原版，凡無法清晰辨認及製版者，恕不接受；並請提供 Microsoft Word 2010 版本可讀檔案格式之電子檔。
- 六、本刊編輯委員對來稿在不變更其論點之原則下有刪改權，來稿一經發表，依本社規定致稿酬，版權歸本局所有，其他刊物如需轉載，應同時徵得作者及本刊同意，並註明出處。
- 七、如欲退還稿件請附足郵資。
- 八、稿件請寄臺北市萬華區東園街 65 號 8 樓臺灣公路工程月刊社收。

臺灣公路工程

編者：臺灣公路工程編輯委員會
地址：10863 臺北市萬華區東園街 65 號
電話：(02)2307-0123 轉 8108
網址：<http://www.thb.gov.tw/> 本局資訊 / 影音及出版品
編者：臺灣公路工程編輯委員會
出版年月日：中華民國 105 年 10 月 15 日
創刊年月日：中華民國 41 年 11 月 11 日
刊期頻率：每月 15 日出刊
本期定價：新臺幣 30 元
展售處：

五南文化廣場

地址：40042 臺中市中山路 6 號
電話：(04)2226-0330

國家書店松江門市

地址：10485 臺北市中山區松江路 209 號 1 樓
電話：(02)2518-0207 (代表號)
國家網路書店：<http://www.govbook.com.tw>

三民書局

地址：10045 臺北市重慶南路一段 61 號
電話：(02)2361-7511
印刷者：台灣身心障礙人福利促進協會
地址：新北市中和區中正路 988 巷 15 號 2 樓
電話：(02)2222-8571

中華民國 105 年 10 月初版一刷

GPN：2004100003

ISSN：1812-2868

著作財產權：交通部公路總局

欲利用本刊全部或部分內容者，須徵求本局同意或書面授權。請洽臺灣公路工程月刊社
(電話：(02)2307-0123 轉 8108)

行政院新聞局出版事業登記證局版北市誌字第1360號
臺灣郵政北臺字第○七三八號執照登記為新聞紙類(雜誌)交寄
臺灣郵政劃撥儲金帳戶10286620號
中華民國雜誌事業協會會員

ISSN 1812-2868



GPN:2004100003

本期定價新臺幣 30元
半年新臺幣150元
全年新臺幣300元
軍人及學生訂閱半價優待