

大規模地滑區地下排水穩定工法之效益評估

林德貴^{[1]*} 張國欽^[1] 朱家勁^[1] 蘇苗彬^[2]

摘要 為評估梨山大規模地滑區地下排水系統在穩定邊坡之工作效益，本研究採用地下排水（集水井及排水廊道）施作前（安珀颱風，1997）、後（桃芝颱風，2001）之降雨事件，進行邊坡之降雨入滲-地下水滲流-穩定數值分析。數值模型中，將集水井及排水廊道之橫向集水管集排水效應，分別設定為：線型自由排水邊界，以及點型排水邊界，來進行深層地下排水模擬。研究顯示設置於梨山地滑區之地下排水系統能有效且迅速集排高強度及長延時降雨之入滲雨水，並減緩邊坡穩定性迅速惡化之不利影響。

關鍵詞：大規模地滑區、地下排水、集水井、排水廊道、潛在滑動面。

Evaluating the Efficiency of Subsurface Drainage Systems during Large Landslides

Der-Guey Lin^{[1]*} Kuo-Ching Chang^[1] Eugene Choo^[1] Miao-Bin Su^[2]

ABSTRACT This study investigated the efficiency of subsurface drainage systems—which comprise drainage wells and galleries—to analyze the slope stability of landslides in Lishan in central Taiwan during Typhoon Toraji in 2001 (with subsurface drainage remediation) and Typhoon Amber in 1997 (without remediation) by using the numerical analysis method. The drainage effects of drainage wells and galleries were simulated by assigning a series of line-type and point-type drainage boundary conditions along drainage boreholes in the numerical model. The numerical results and monitoring data indicated that the subsurface drainage systems for handling landslides in Lishan are functional and capable of accelerating drainage of infiltrated rainwater caused by prolonged heavy rainfall and reinforcing slope stability against rapid deterioration during landslides.

Keywords: large landslide, subsurface drainage, drainage well, drainage gallery, potential sliding surface.

一、前言

梨山地滑區自 1990 年以來每逢降雨皆會發生間歇性之土體滑動。政府相關部門乃於 1995 年至 2002 年間開始施作地下排水系統以整治、穩定邊坡。梨山地滑區整治工程主要目標為：藉由地下排水系統 (subsurface drainage system) 之施作（包含集水井及排水廊道）來降低地下水水位，以達到所要求之邊坡穩定性安全目標。

橫向集水管 (horizontal drains) 降低地下水水位及穩定邊坡之效益，主要受到集水管打設長度、間距及位置之影響 (Kenney et al., 1977; Prellwitz, 1978; Nonveiller, 1981; Lau and Kenney, 1984; Nakamura, 1988)。在現今的學術研究中，部分學者已開始使用數值分析技術，來探討橫向集水管排水及穩定邊坡之功能。Cai et al. (1998) 指出在相同設計條件下，增加橫向集水管之長度，較減少集水管之間距（或增加集水管之數量），在排水效果上更為有效。Rahardjo et al. (2002, 2003, 2012) 之數值分析結果顯示，在不飽和殘留土 (residual soil) 邊坡中，

橫向集水管並無法有效減少雨水入滲，但能有效降低地下水水位。同時，橫向集水管打設於下邊坡之排水成效最佳。然而，必須指出，在上述研究中所探討之人工邊坡橫向集水管，除設計與施工簡單外，其打設區位大多臨近於坡趾區域，且其複雜度並不似梨山地滑區中所打設大深度集水井及大長度排水廊道內之集水管。此外，Eberhardt et al.(2007) 在水力-力學耦合二維離散元素數值分析中指出，深層地下排水（集水井或排水廊道）為穩定大規模地滑之主要整治方法。Tacher et al. (2005) 及 Matti, et. al(2012) 在研究中建立三維數值模型，並考量排水廊道周圍地層水文-地質參數及地質-力學參數之異質性，來分析大規模滑動邊坡中之集水管排水效益。雖然三維模型能夠提供較可靠且較接近現地之地層位移計算成果，但其需要大量鑽探、地球物理調查及地表地質調查資料，才能建立完整且複雜的三維動態水文-地質模型。

過去，政府在梨山地滑區已投入龐大的整治經費，但在常年頻繁發生之颱風暴雨事件中，地下排水系統對於深層地下水之排除以及坡地穩定效益方面，尚未有任何的量化評估。本研

[1] 國立中興大學水土保持學系
Department of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taiwan, R.O.C.

[2] 國立中興大學土木工程學系
Department of Civil Engineering, National Chung Hsing University, Taiwan, R.O.C.

* Corresponding Author. E-mail: dglin@dragon.nchu.edu.tw

究利用長期監測資料及二維數值分析技術，來進行地滑區不飽和土壤邊坡之暫態降雨入滲及穩定分析，以快速量化評估深層地下排水 (subsurface drainages) 之穩定效益。

二、梨山地滑概述

1. 位置

梨山地滑區位於台中市東北約 100 km 的中央山脈中，梨山約在中部橫貫公路之中點，也是中橫公路台 8 線以及其宜蘭支線台 7 甲線之交會點，其重要的地標為梨山賓館，如圖 1 所示。

2. 氣候、地形及地質

梨山地區年平均氣溫 15.2°C，日夜溫差大。梨山地區年平均雨量達 2,242 mm，年平均降雨日為 176 日 (統計 1978~2008 年之雨量資料)。全年降雨多集中於 5~9 月，5 月、6 月之月平均降雨量達 514 mm。此外，每年於 6~9 月期間大約會發生 7、8 次暴雨，降雨量超過 100 mm/day。梨山地滑區位於中央山脈西翼，面積約為 230 公頃，由南向北呈倒三角形狀，如圖

2 所示。地勢由南向北遞降，標高 1800~2100 m。地形屬山地及河谷地形，大甲溪由東向西流經地滑區之北緣，梨山地滑區北側會受大甲溪切割。梨山地區附近最主要之地質構造為梨山斷層，由梨山地滑區之西側通過。



圖 1 梨山地滑區全景、上方福壽山農場及梨山賓館
Fig.1 Overlook Li-Shan landslide area northward from Fu-Shou-Shan Farm at the upslope

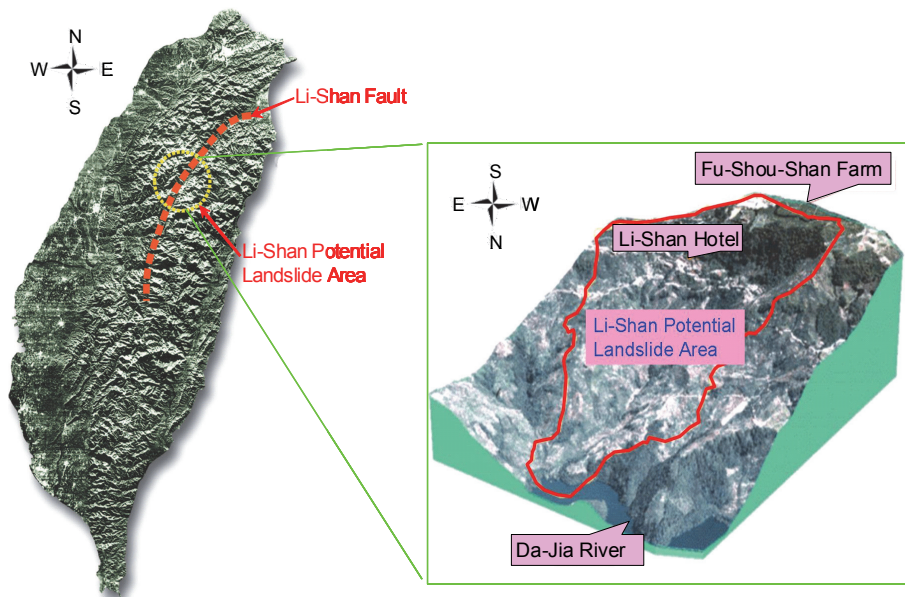


圖 2 梨山地滑區地形及地質特徵
Fig.2 Topographic and geological characteristics of Li-Shan landslide located at central Taiwan

本地區之岩層依其風化程度進行分類為：崩積土、高度風化層、中度風化層、低度風化層、及新鮮岩盤五種，如圖 3(a) 所示，並與 ISRM 分類法進行比對，如表 1 所示，其風化之最大深度約為 63 m。梨山地滑區出露之地層為中新世廬山層第三紀亞變質岩。該地層主要由黑至深灰色之板岩所構成，如圖 3(b)、(c) 所示。梨山地滑區大致以集水區內之主要河谷為界，由西而東，劃分為西、東南、及東北三地滑區。除東北區具有古地滑區 (滑動面距離地表約 40~60 m) 外，大部分之不穩定邊坡具有較淺層之滑動面，其深度距離地表約 9~26 m。梨山地滑區潛在滑動面主要位於風化層底部。滑動體主要由崩積層及高度風化層組成，其主要岩性為結構鬆散、不良級配、低膠結性、低強度及高滲透性之風化板岩、板岩碎片及黏土地層。

3. 1990 年豪雨災情

1990 年 4 月 11~15 日之連續豪雨，造成中部橫貫公路，台 7 甲線 (宜蘭支線)，發生大規模地層滑動，致使中橫公路交通全面中斷，如圖 4 所示。此大規模地層滑動範圍，橫寬約 100 m，斜長約 150 m，滑動深度約 20 m，崩塌土石方估算有 300,000 m³，坡度為 15°~30°。大規模地層滑動也造成梨山著名的地標梨山賓館內部嚴重損壞而暫停使用。此大規模地層滑動主要由於降雨期間大量雨水入滲及地層排水設施缺乏所造成。

由圖 5 可得知，1990 年最大日雨量 155.5 mm 發生於 4 月 19 日，發生頻率為 1.87 年，日雨量並不大；但以 4 月 10~20 日間之累積雨量達 586.0 mm 及 4 月份總累積雨量達 957.5 mm，與歷年

者相比較, 皆為最大值, 降雨頻率均超過50年。因此, 可知持續性降雨之大量入滲雨水, 並蓄留在滑動土體內, 為誘發該區大規模地層滑動之主要肇因。雨水除了可直接由滑動區內之地表或裂隙滲入地下外, 更可沿著滑動區上邊坡向下匯集涵養本區之地下水, 增加潛在滑動面上之孔隙水壓, 降低土壤有效應力及邊坡穩定性。因此, 雨水入滲及地下水水位變動, 是造成本區崩積層及風化岩層, 發生滑動破壞的主要原因。

4. 整治工程

自1990年之連續豪雨災害發生後, 梨山地區邊坡發生滑動之範圍及規模有持續擴大之趨勢, 其潛在滑動面之深度約略

在地表下30~70 m, 屬於大面積之坡地深層滑動。因此, 政府積極投入救災重建工作, 於1995~2002年(共7年)分年分期執行「梨山地區地層滑動整治計畫」, 整治工程主要包含: 排水廊道工程、集水井工程、橫向集水管工程及防砂工程等, 是國內首件大規模地滑整治工程, 如圖6所示。其中, 梨山地滑區主要之整治工程為地下排水系統工程, 包括1995~2000年施作的15座集水井及1997~2002年施作的2座排水廊道。依據當時設計目標, 整治工程需降低地下水水位至少8.5 m才能將滑動體穩定性安全係數 (Factor of Safety, FS) 提升至1.20 ($FS=1.20$) (SWCB, 2003)。此為台灣第一次執行如此龐大的地層滑動整治計畫, 且在過去邊坡整治案例上亦屬罕見。

表1 梨山地滑區地層特性 (工研院能資所, 1993)

Table 1 Features of soil strata for Li-Shan landslide (ITRI, 1993)

地層名稱 (採樣深度)	說明	ISRM
1. 崩積層 (-1 m)	褐色粉砂、岩石碎片及礫石	VI
2. 高度風化層 (-13 m)	材料仍保持岩層原組織的黑色粘土、粉砂或砂質土	V
3. 中度風化層 (-18 m)	黑色粒狀 (直徑2~30 mm) 碎塊岩心, 地表之露頭富含裂隙	III, IV
4. 低度風化層 (-23 m)	黑色圓形或片狀 (直徑5~10mm) 岩心, 地表之露頭為新鮮岩盤	II
5. 新鮮岩盤 (-63m)	黑色柱狀岩心 (長度>50 mm, RQD>75)	I



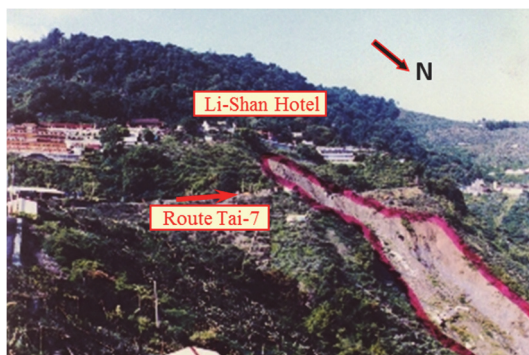
(a)



(b)

圖3 (a) 土層的材料類型 (b) 板岩露頭

Fig.3 (a) material types of soil strata (b) outcrops of slate formation



(a)



(b)

圖4 1990年4月15~19日梨山發生大規模地層滑動 (a) 邊坡地層由南向北滑動 (b) 台7甲線路基崩塌滑落

Fig.4 Li-Shan landslide on April, 15~19, 1990 (a) sliding mass moves from south to north direction (b) foundation failure of Route Tai-7

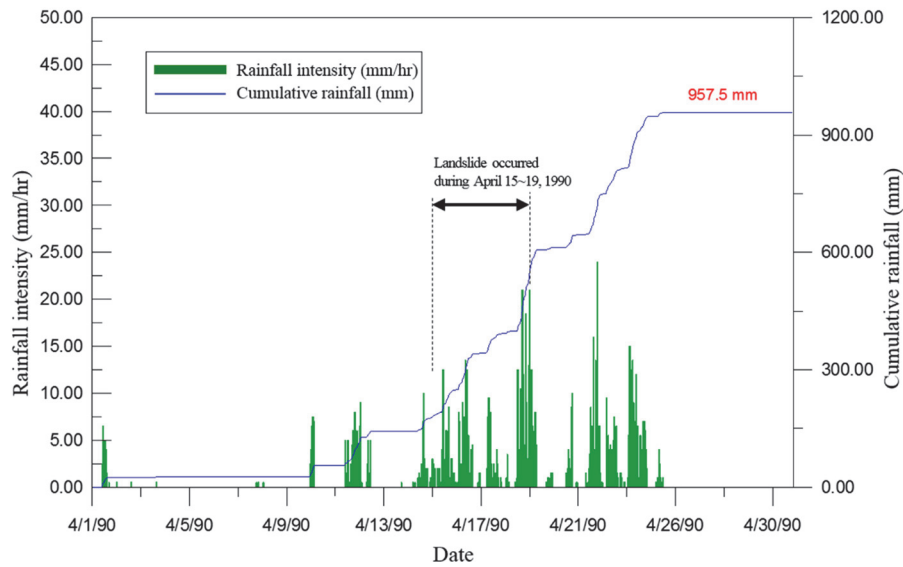


圖 5 梨山雨量站 1990 年 4 月降雨記錄

Fig. 5 Precipitation record of April in 1990 from Li-Shan rainfall monitoring station

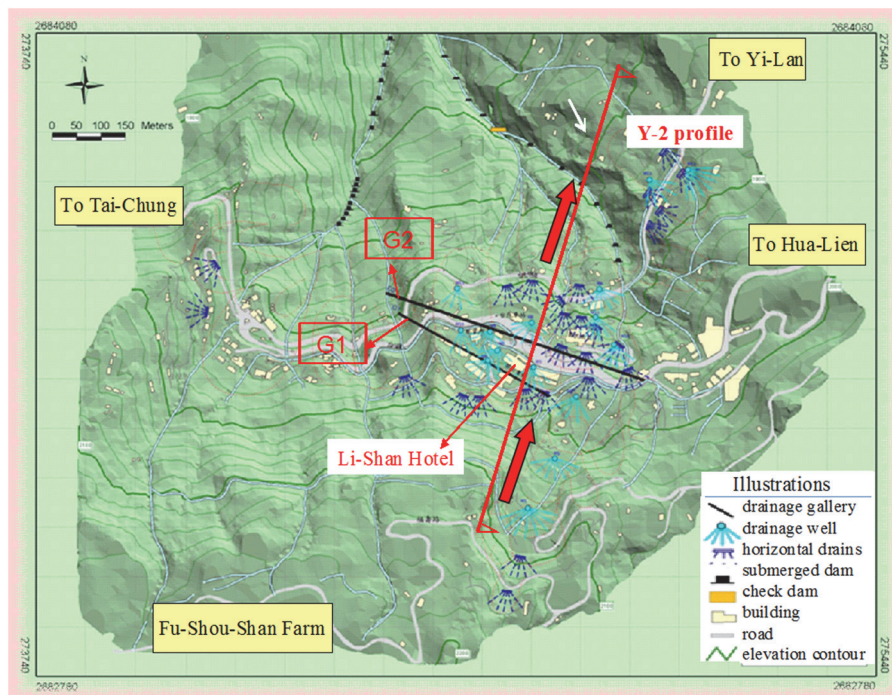


圖 6 梨山地滑區地下排水工程及整治工程配置圖 (水土保持局, 2008)

Fig.6 Configurations of subsurface drainages and remediation works in Li-Shan landslide (SWCB, 2008)

三、梨山地滑區地下排水系統

梨山地滑區常因地下水水位上升，滑動面之孔隙水壓增加，地層材料抗剪強度降低而造成地層滑動。因此，地下排水可考慮採用作為穩定大規模地滑之有效補救措施。在過去研究 (Kenney et al., 1977; Prellwitz, 1978; Long, 1986)，大都著重於嘗試求得橫向集水管打設長度及配置間距之最佳化設計。同時在研究中，研究者大多採用地下水流動原理及恆定之地層水力傳導係數，來進行地下排水行為分析。然而，Xanthakos et al. (1994) 指出自然邊坡之地層通常不具均質性，在進行邊坡地

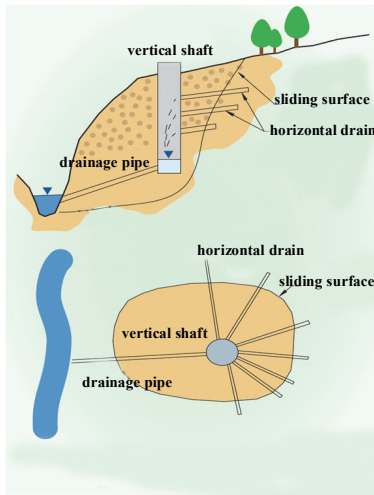
下排水設計時，並不能以一般排水分析原理來考量。另外，Hausmann (1992) 建議地下水排水系統設計者，需清楚了解邊坡之地質構造，並使橫向集水管之配置能與含水層呈大面積相交疊，方能獲得較高之排水效率。Rahardjo et al. (2002, 2003) 採用數值方法，進行橫向集水管打設位置及長度之參數研究，並分析其排水效率發現：橫向集水管能有效降低邊坡地下水水位，且配置於坡趾之橫向集水管排水效率最高。綜合論之，梨山地滑區地下排水系統中，集水井及排水廊道之橫向集水管需要具備良好之設計配置，才能有效降低地下水水位，並提升邊坡之穩定性。

1. 集水井 (井筒或井身、及橫向集水管)

梨山地滑區中集水井為排除局限含水層地下水相當有效之方法，其能有效移除深層之地下水，如圖 7(a) 所示。邊坡土體內大量地下水可由集水井排除，以降低地下水水位。至目前為止，梨山地滑區已設置了 15 座集水井 (1995~2000)，如圖 7(b) 所示。其井筒或井身 (Vertical Shaft) 由鍍鋅鋼襯板沿井壁襯砌組合而成，直徑 3.5 m，井深 15~40 m。同時，由集水井內部，分上、中、及下三階 (不同高程)，以水平仰角 2°~10°，分別向上邊坡施鑽 5~10 支，長 40~70 m，直徑 70~100 mm 之橫向集水管 (Horizontal Drains)，以收集排除不同高程之地下水。本研究採用梨山地滑區 Y2-剖面進行地下水滲流及邊坡穩定分析，以評估三座集水井 W-6(井深=20 m)、W-7(井深=25 m) 及 W-8(井深=15 m)，對於深層排水後邊坡之穩定性提升效果。

2. 排水廊道

梨山地滑區設置有兩條排水廊道 (Drainage Gallery)，並利用廊道冠部 (或頂部) 區域，所打設之近垂直向集水管 (Sub-vertical Drains)，來排除特定地層區域之較深層地下水，以加速提升地下水水位之洩降效果。此兩條排水廊道之總長為 900 m (G1-排水廊道總長 350 m，1999~2001 年施作;及 G2-排水廊道總長 550 m，1997~2003 年施作)，並通過梨山東南地滑區之 Y2-剖面，如圖 8 所示。G1-與 G2-排水廊道出口高程分別為 1910 m 及 1865 m，排水廊道以 1~2% 的坡度由西北往東南方向施作，並在滑動體下方通過，如圖 6 所示。排水廊道中設有多處之集水室 (Water Collection Chamber) 以及呈扇狀排列近垂直向之集水管，以降低梨山賓館地層之深層地下水水位。位於潛在滑動面下方之集水管，能將潛在滑動土體中之地下水，以重力方式排除。由於梨山地滑區之潛在滑動面位於地下約 30~70 m，因此排水廊道之設置深度約在地表下 80 m 之新鮮岩盤內，避免或預防排水廊道受地層滑動影響而造成破壞。



(a)



(b)

圖 7 (a) 集水井及三階橫向集水管配置 (b) 鍍鋅鋼襯板集水井及橫向集水管之集排水情形

Fig.7 (a)Configuration of vertical shaft with horizontal drains of three-level (b)Vertical shaft assembled by corrugated steel ring plates liner and collecting groundwater through horizontal drains (SWCB, 2003)

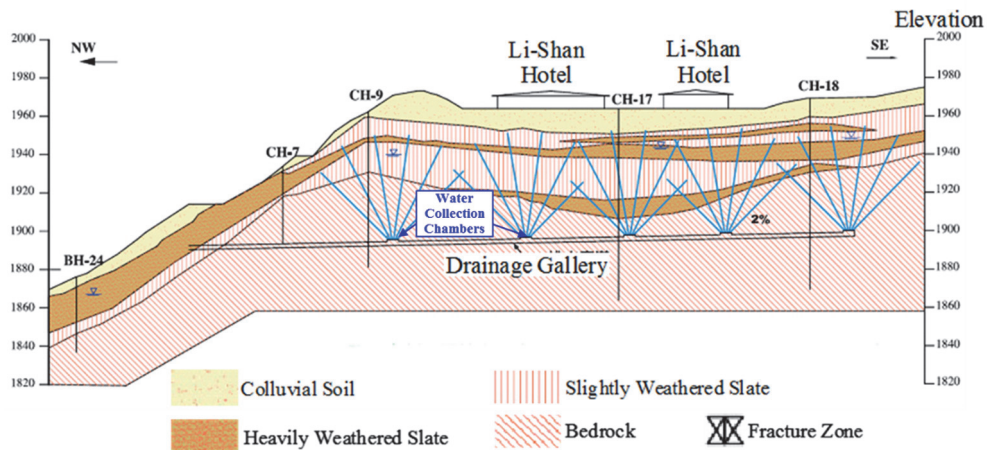


圖 8 G1-排水廊道之位置及地質剖面

Fig. 8 Geological cross section and location of the drainage gallery (G1-gallery)

排水廊道斷面之上部呈半圓之馬蹄形，斷面高 2.07 m、寬 2.1 m，廊道底部鋪設具有水密性之混凝土排水溝，如圖 9(a)&(b)所示。廊道襯板材料選用皺紋鋼襯板。廊道內設置之集水室，如圖 9(c) 所示，其長 6 m，擴充之開挖斷面高 3 m、寬 3 m；G1 排水廊道設有 5 處集水室，在每處集水室之冠部

向上施鑽集水管 12~24 支，如圖 9(c)&(d) 所示，集水管長 40~60 m 不等，總長 4,873 m；G2 排水廊道設有 10 處集水室，集水管總長 10,700 m。根據監測數據顯示，排水廊道的排水流量 Q 約為 36~90 m³/hr ($Q_{G1}=60\sim90$ m³/hr, $Q_{G2}=36\sim60$ m³/hr)。

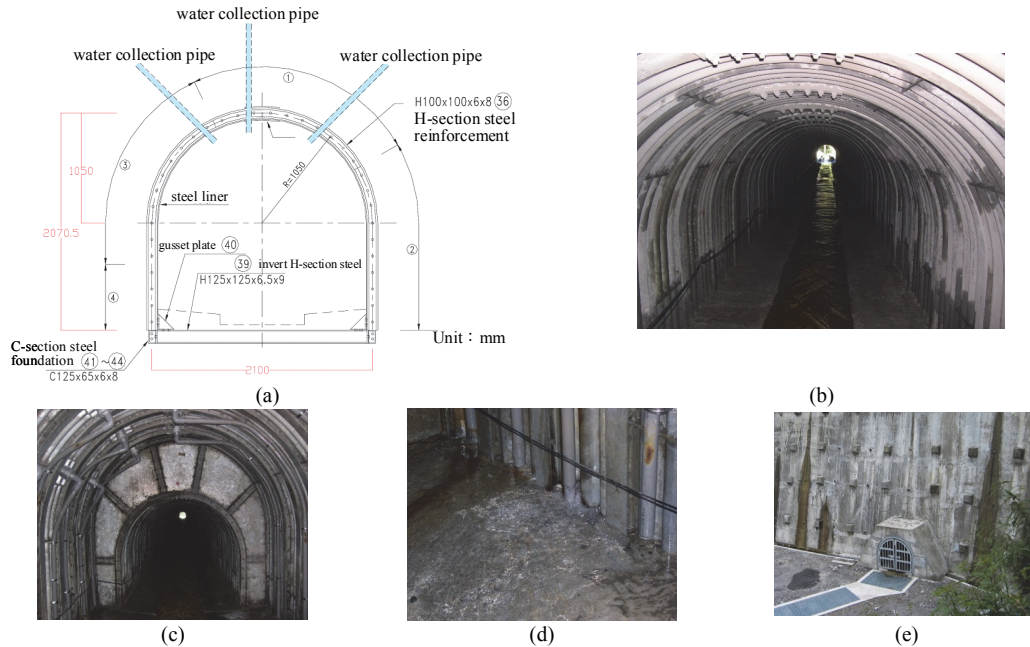


圖 9 (a)(b) 排水廊道排水段較小橫截面 (寬×高=2.07 m×2.1 m) 配置 (c) 集水室擴充橫截面 (寬×高=3 m×3 m) 及近垂直向集水管配置 (d) 集水室之集水情形 (e) 排水廊道出口

Fig.9 (a) (b) gallery with a smaller cross sectional layout (width×height=2.07 m×2.1 m) for drainage (c) water-collection chamber with enlarged cross section (width×height=3 m×3 m) and sub-vertical drainage boreholes (water collection pipes) (d) groundwater collected in chamber (e) outlet of gallery

四、研究方法

本研究採用梨山地滑區東南區 Y2-剖面 (圖 6) 進行數值分析，並使用有限元素法 (Finite Element Method) 及極限平衡法 (Limit Equilibrium Method) 分別進行地下排水整治工法之降雨入滲分析及邊坡穩定分析。利用上述二維數值模式，針對集水井及排水廊道降低地下水水位及邊坡穩定性提升效益進行量化評估，並探討地下排水整治前、後地層之地下水水位升降、體積含水量增減、以及潛在滑動面之穩定性安全係數。

1. 初始條件及邊界條件

圖 10 為地滑東南區 Y2-剖面之地質分層及地下排水系統之數值模型。模型之左、右邊界之高程分別為：2156 m 及 1768 m，底部邊界長 830 m。如圖 10(a) 所示，數值模型中，CD 地表面邊界設定為降雨入滲邊界、AB 底層邊界設定為關閉之不透水邊界 ($Q=0$)。其中，降雨並不會全部由邊坡表面進入地層內，僅垂直地表面之分量才會入滲進入地層內，而平行地表面之分量將轉換為地表徑流而不入滲。Ng & Shi (1998) 之數值分析結果指出，降雨前之地下水水位對邊坡之穩定性具有顯著之影響。根據降雨事件前之地下水水位監測資料，設定 AD 左邊界及 BC 右邊界為固定水頭邊界，水頭高程分別為 $H=2140$

m 及 1750 m。有限元素模型中包含了橫向集水管 H-10 及集水井 W-6、W-7 及 W-8；水位觀測井 B4、B5；排水廊道 G1 及 G2，在 Y2-剖面之位置，如圖 10(b) 所示。同時，為了使橫向集水管能大量且有效收集降雨入滲水，地下排水系統多設置於滑動體之中邊坡較平緩區域。

2. 地下水排水系統數值模擬

數值模型中採用線型 (line-type) 及點型 (point-type) 排水邊界，來分別模擬梨山地滑區地下排水系統中，集水井及排水廊道內所配置之集水管。

(1) 集水井

本研究將集水井內每一階 (共三階) 之橫向集水管，設定為線型排水邊界，且當地下水之高程與此排水邊界者相同時，流入集水管之流量 $Q=0$ (potential seepage face review)，如圖 10 所示，即要求水位洩降至集水管高程時，水位面成為自由水面，即孔隙水壓 $h_p=0$ 。運作時讓線型排水邊界產生流量。當地下水之高程與此排水邊界者相同時 (孔隙水壓 $h_p=0$)，流入集水管之流量 $Q=0$ 。降雨入滲之水流將經由此邊界條件排出。必須指出，若將此排水邊界條件設成壓力水頭為零 ($h_p=0$) 之水頭邊界時，則當橫向集水管位於地下水水位上方之不飽和

區域 (負壓力水頭, $h_p < 0$), 或地下水水位低於橫向集水管高程時, 集水管將會吸取下方飽和區域 (正壓力水頭, $h_p > 0$) 之地下水並進行排水, 此將造成排水行為不符工程實務之狀況。因此, 本研究不採用零壓力水頭邊界 ($h_p = 0$) 之設定方式, 來模擬集水管排水行為。

(2) 排水廊道

為有效模擬排水廊道之排水功能, 本研究於排水廊道拱頂設置 5 個集水口, 並將其設定為點型排水邊界, 如圖 10(a)所示之三角點。在數值模型中, 點型排水邊界所需輸入之排水量, 可經由排水廊道之平均出水量 (G1-排水廊道= 1000~1500 liter/min=60~90 m³/hr、G2-排

水廊道 = 600~1000 liter/min=36~60 m³/hr) 量測值來推得。每單位集水室長度之點型排水邊界之排水率 q_G , 可由下式計算:

$$q_G (\text{m}^3 / \text{hr} \cdot \text{m}) = \left(\frac{Q_G}{L_G \times N_G} \right) \div N_C = \left(\frac{Q_G}{L_G} \right) \div N_C$$

其中, N_G =集水室數量 ($N_{G1}=5, N_{G2}=10$); l_G =集水室長度 ($l_{G1}=l_{G2}=6 \text{ m}$); L_G =集水室總長度 ($L_{G1}=6 \times 5=30 \text{ m}, L_{G2}=6 \times 10=60 \text{ m}$); N_C =每單位長度集水室中之近垂直向集水管數量 ($N_{C1}=N_{C2}=5$)。本研究於每一個集水室之冠部頂拱平均設置 5 個數值集水點。最後, 可求得 G1-與 G2-排水廊道集水室中, 一個集水點之平均排水率分別為 $q_{G1}=0.5 \text{ m}^3/\text{hr}$ 、 $q_{G2}=0.16 \text{ m}^3/\text{hr}$ 。

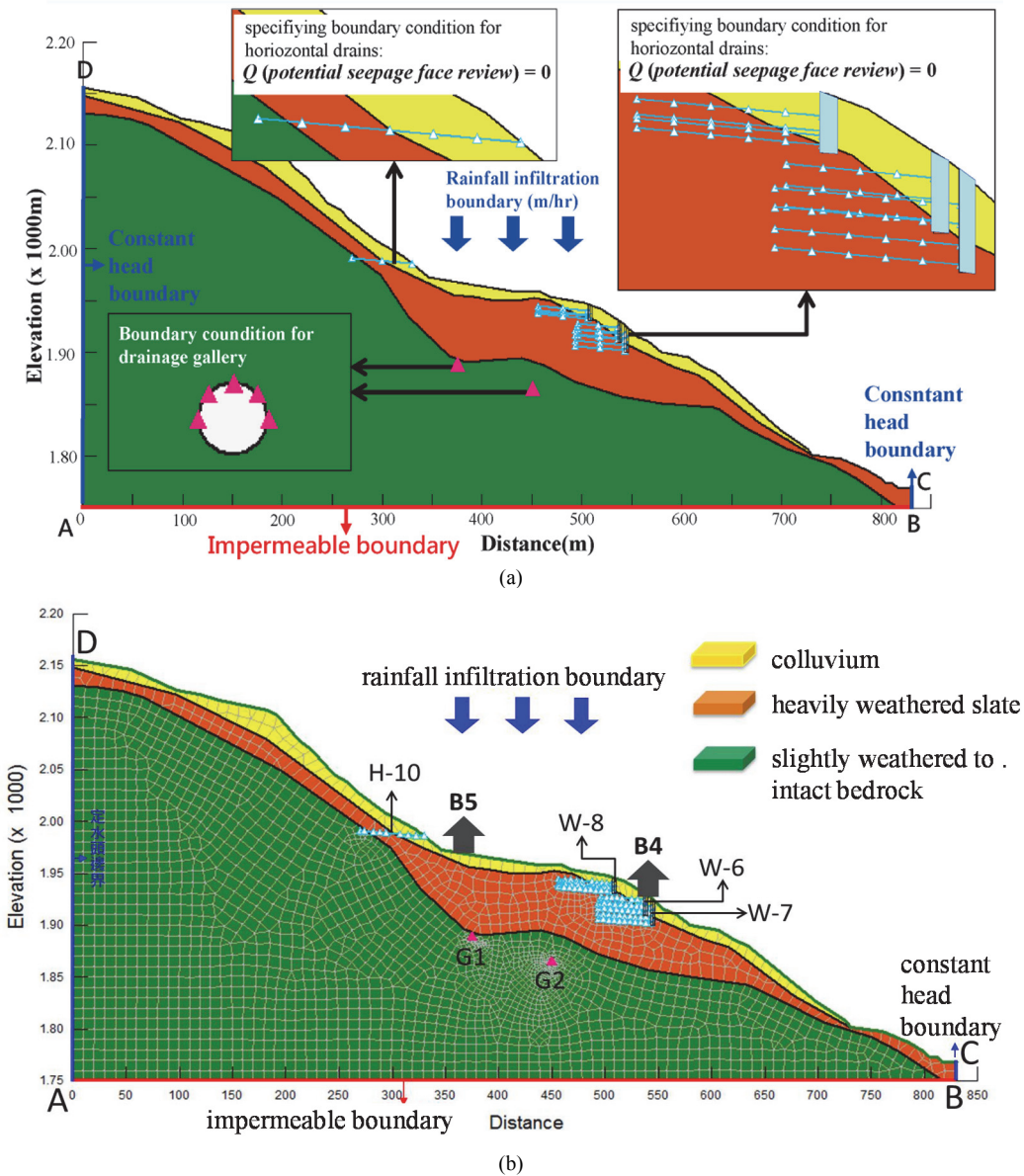


圖 10 (a) 地下排水邊界條件 (b) 梨山地滑東南區 Y2-剖面幾何模型有限元素網格 (包含: 地質剖面、集水管 H-10、集水井 W-6、W-7、及 W-8、水位觀測井 B4、B5、排水廊道 G1 及 G2)

Fig.10 (a) boundary conditions for subsurface drainages (b) finite element mesh of geological cross section with drainage wells W-6, W-7, W-8, and horizontal drains H-10; observation wells of B4 and B5 and drainage galleries G1, G2 along Y2-profile

(3) 材料模式參數

颱風降雨事件前，滑動體中地下水水位上方之崩積層及風化板岩層將處於不飽和狀態，分析時需考慮其基質吸力(matric suction) 對滲流及邊坡穩定之影響。由於土壤水分特性曲線 (SWCC, Soil Water Characteristic Curve) 對於不飽和土體中地下水流動行為及剪力強度具有顯著之影響。過去已有許多研究 (Green and Corey, 1971; van Genuchten, 1980; Kovács, 1981; Arya and Paris, 1981; Fredlund and Xing, 1994; Aubertin et al., 2001) 探討 SWCC 之測定方法，且大多採用土壤顆粒粒徑分佈曲線、孔隙率、及阿太保限度等物理性質，來進行推估。本研究所需之地層 SWCC 皆依據 Fredlund and Xing (1994) 建議之方法，採用粒徑分佈曲線來推估求得。Tsaparas, et al. (2002) 之研究指出飽和水力傳導係數 K_{sat} ，對於不飽和土壤邊坡滲流型態有顯著之影響。因此， $K(u_w) \sim u_w$ 曲線中所需之 K_{sat} 值乃由最具代表性之現地抽水試驗求得，其中， u_w 為孔隙水壓。滲流分析中所需之水力傳導係數曲線 $K(u_w) \sim u_w$ 可由 SWCC 及飽和水力傳導係數 K_{sat} 來推得。降雨入滲-滲流分析及邊坡穩定分析使用之材料模式參數，如表 2 及 3 所示。數值分析採用之土壤強度參數 c' 及 ϕ' 由直接剪力試驗求得。Fredlund et al. (1996) 已根據莫爾庫倫破壞準則，發展推導不飽和土壤之抗剪強度方程式，如表 3 中所示。表中之當量吸力摩擦角 ϕ' 乃用來考量基質吸力，對於不飽和土壤抗剪強度之貢獻，其數值約為 $10^\circ \sim 15^\circ (= \phi' \approx \phi/2)$ 。

表 2 降雨滲流分析不飽和材料模式參數

Table 2 Material model parameters of unsaturated model for seepage analysis

土層類型	飽和體積含水量 Θ_{sat} (%)	飽和水力傳導係數 K_{sat} ($\times 10^{-2}$ m/hr)
崩積層	0.281	5.868
強至中度風化板岩	0.206	2.858
弱度風化板岩至新鮮板岩	0.230	4.9×10^{-4}

- (1) $\Theta = S \times n$; $\Theta_{sat} = 1 \times n = n$ (S = 飽和度, n = 孔隙率)
 (2) 崩積層與強至中度風化板岩之 Θ_{sat} 及 K_{sat} 參考富國技術工程 (2003) 之調查參數
 (3) 弱度風化板岩至新鮮板岩之 Θ_{sat} 及 K_{sat} 為參考鄭順隆 (2006) 梨山東南地滑區之弱度風化至新鮮板岩層資料

表 3 邊坡穩定分析材料模式 (摩爾-庫倫模式) 參數

Table 3 Material model (Mohr-Coulomb model) parameters for slope stability analysis

土層類型	單位體積重 γ (kN/m ³)	凝聚力 c' (kPa)	摩擦角 ϕ' (°)	當量吸力摩擦角 ϕ' (°)
崩積層	17.07	10.79	27	10
強至中度風化板岩	22.56	19.62	28	10
弱度風化板岩至新鮮板岩	27.06	294.3	33	0

- (1) γ , c' 及 ϕ' 由現地調查及直剪試驗決定 (中華顧問工程司, 1999)。
 (2) 採用修正摩爾庫倫破壞準則之不飽和土壤抗剪強度方程式 $\tau = [c' + (\sigma_{v'} - u_w) \times \tan \phi'] + (u_w - u_w) \times \tan \phi'$ 進行邊坡穩定分析。其中， u_w 及 u_w' 分別為分別土體之孔隙氣體壓力及孔隙水壓力。
 (3) 上述方程式中，當量吸力摩擦角 ϕ' 為基質吸力對不飽和土壤抗剪強度所提供之額外貢獻量。

3. 數值分析執行

本研究沿梨山地滑東南區 Y2-剖面，針對地下排水施作前、後，進行降雨入滲及邊坡穩定分析，計算降雨期間之地下水水位、孔隙水壓分佈及安全係數變化。同時，分別採用 1997 年安珀颱風 (地下排水施作前) 與 2001 年桃芝颱風 (地下排水施作後) 之降雨資料，進行數值分析。兩個颱風之降雨組體圖，如圖 11(a) 及 (b) 所示。安珀颱風期間 (1997/8/17 ~ 1997/8/28)，地下排水工程尚未完成；桃芝颱風期間 (2001/7/29 ~ 2001/7/31) 地下排水工程已完成且強降雨極不利於邊坡之穩定性。Rahardjo et al. (2001) 指出前期降雨對邊坡穩定性有重大的影響。高強度、長延時之前期降雨，將使得土壤含有相當的含水量，並有促使後續降雨事件引發邊坡破壞之可能性 (Sitar et al., 1992; Tsaparas et al., 2002)。因此，降雨入滲分析中，皆將上述兩場颱風之前期降雨納入考量。

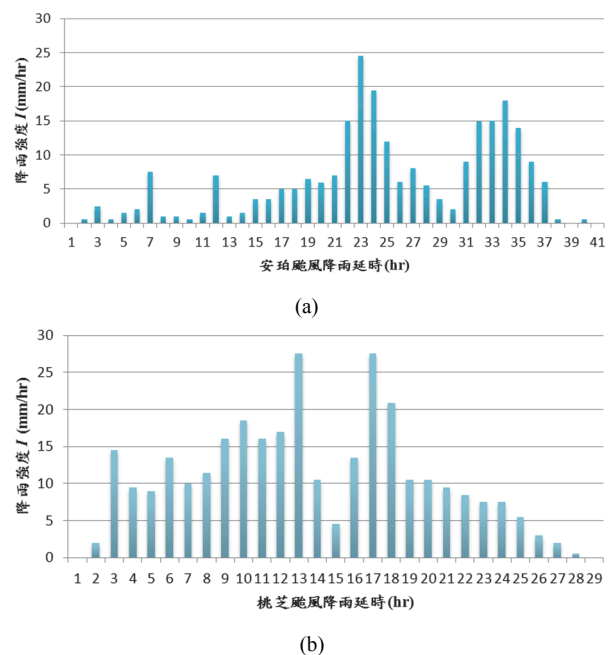


圖 11 降雨組體圖 (a) 安珀颱風 (1997/8/28 ~ 1997/8/29) (b) 桃芝颱風 (2001/7/29 ~ 2001/7/31)

Fig. 11 Rainfall hyetograph of (a) Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) (b) Toraji Typhoon (2001/7/29 ~ 2001/7/31)

五、結果與討論

1. 降雨滲流分析驗證

圖 12 為 B5 監測站在降雨期間，地下排水施作前、後之地下水水位變化。模擬值與監測值差異皆小於 1 m，具有相當之吻合度。B5 滑動體內之地下水水位不隨降雨改變，此可能由於本區之地層結構屬於上層為較薄崩積層及下層為較厚風化板岩層，因而地層較難蓄積降雨入滲水來提升地下水水位所致。此外，地下排水施作前、後之最大地下水水位模擬值與監測值之差異分別約為 0.5 m 及 0.2 m。理所當然，二維數值模型無法確實模擬大規模滑動區之三維水文地質結構，為造成此差異之其一主因。

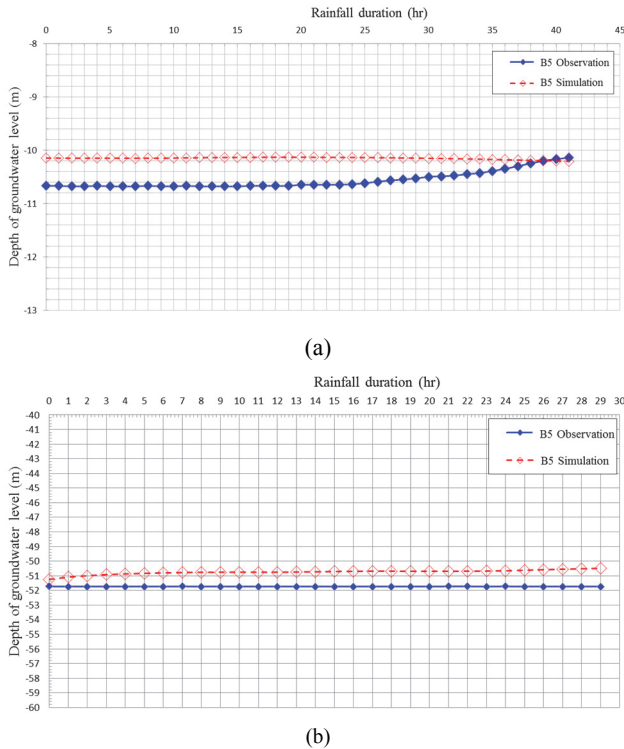


圖 12 B5 監測站地下水水位模擬值及監測結果比對 (a) 安珀颱風(1997) (b) 桃芝颱風 (2001)

Fig.12 Comparison of groundwater level variation between simulations and observations at B5 monitoring station during rainfall of (a)Amber Typhoon (1997), and (b) Toraji Typhoon (2001)

總體而言，本研究所提之數值方法能適當有效地模擬 B5 監測站在降雨期間，地下排水施作前、後之地下水水位變化。此降雨入滲分析方式，能獲得土體內較為真實及可靠之孔隙水壓反應，以提供後續邊坡穩定分析之所需。

2. 地下排水之整治功效

在梨山地滑區施作地下排水之主要目的，在促進強降雨期間地下水水位之迅速洩降，並將滑動體內之尖峰地下水水位降低約10~30 m (SWCB, 2003)。由 B5 監測站之觀測結果 (圖12) 可知，地下排水施作後，桃芝颱風期間 (2001年，最大降雨強度=27 mm/hr；降雨延時 $t=29$ hrs) 之地下水水位 (約在地表下 50~52 m)，較地下排水施作前，安珀颱風期間 (1997年，最大降雨強度=24 mm/hr；降雨延時 $t=41$ hrs) 之地下水水位 (約在地表下10~10.5 m) 大幅降低約40 m。此地下水水位洩降，主要由於中邊坡之地下排水 (圖10(b) 中之 H-10, W-6, W-7及 W-8)能深入崩積層及風化頁岩層，並有效排除入滲雨水所致。與此同時，藉由比對地下水水位模擬值與監測值之吻合度，可調整反推求得各土層之水力傳導係數曲線 $K(u_w) \sim u_w$ 。

排水廊道附近 (G1-排水廊道完工於 2001/01)，B5 監測站之長期 (1997/01~2011/11) 地下水水位變化，如圖 13 所示。由圖中可知 B5 監測站之孔口高程及 G1-排水廊道設置前、後之地下水水位高程分別為 1968 m、1945 m 及 1917 m。圖中亦顯示，G1-排水廊道完工之後 (2001/01 之後)，地下水水位迅速洩降了 28 m (=1945 m-1917 m)。隨之，該監測站之地下水水位在經歷了五場颱風 (敏督利颱風、海棠颱風、龍王颱風、鳳凰颱風及莫拉克颱風) 後，幾乎維持在穩定未變動狀態。

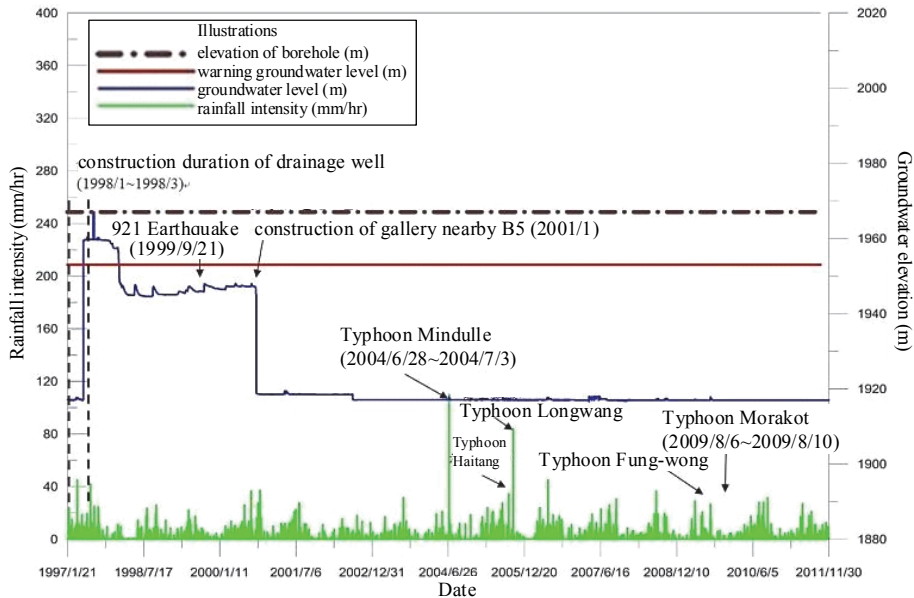


圖 13 B5 監測站 1997/01~2011/11 之降雨強度與地下水水位監測值之關係圖

Fig.13 Groundwater levels variation versus rainfall intensities of B5 monitoring station (1997/01~2011/11)

3. 地下排水施作前、後潛在滑動面之穩定性

配合傾斜儀之量測成果及邊坡穩定分析結果，梨山東南地滑區之 Y2-剖面包含三個潛在滑動面(Potential Sliding Surface, PSS)：以下簡稱 1st-PSS、2nd-PSS、及 3rd-PSS，如圖 14(a)~(c)

所示。降雨期間梨山地滑區地下排水整治工法之有效性，可藉由其施作前、後潛在滑動面之安全係數 FS 值增減及潛在滑動面上監測點位 (1st-PSS: X1~X3; 2nd-PSS: Y1~Y3; 3rd-PSS: Z1~Z3) 之相應孔隙水壓變化，亦或藉由土層之體積含水量變化來進行評估。

台灣水土保持技術規範所採用的常時、地震、及豪雨情況之穩定安全係數基準值分別為 $FS=1.5$ 、 1.2 、及 1.1 。Popescu(2001)提出邊坡三個不同穩定性安全係數之基準值分別為： $FS>1.3$ (穩定)、 $FS>1.0$ (臨界穩定)、及 $FS<1.0$ (活躍性不穩定)。當邊坡大約處於臨界穩定狀態 ($FS\approx 1.0$)，且其穩定性對於強降雨及強震事件較為敏感。地下排水施作前、後，三個潛在滑動面之穩定性安全係數，如表 4 所示。表中顯示，地下排水施作後降雨期間 (桃芝颱風，2001) 之 FS 值，較地下排水施作前降雨期間 (安珀颱風，1997) 者為高，且整治後之 FS 值降低百分比 (%)，因受地下排水之整治改善而大幅減少。此亦意謂潛在滑動面之穩定性因入滲雨水產生劣化之情況將會大幅減緩。

4. 地下排水施作前、後第一潛在滑動面之孔隙水壓及其穩定性安全係數 FS 值

本研究採用兩個颱風事件：安珀颱風 (1997/8/17~1997/8/28) 及桃芝颱風 (2001/7/29~2001/7/31)，對梨山地滑 Y2-剖面進行地下排水施作前、後之數值分析。根據分析成果，邊坡穩定性安全係數 FS 值會受地下水水位與潛在滑動面發生區位之影響。此外，降雨入滲與地下排水間之相互作用，亦會影響地下水水位變化。地下排水具有加速排除地下水及減少土體孔隙水壓之效果，並可在強降雨事件發生時，減緩邊坡穩定性之快速惡化，使 FS 值維持在一個相當的水準。

由於數值分析中，三個潛在滑動面之計算結果相似，下列僅探討處於最臨界狀態 (最小 FS 值=1.10) 之第一潛在滑動面 (1st-PSS) (參見圖 14(a) 及表 4) 之 FS 值及滑動面上監測點位 $X1$ 、 $X2$ 與 $X3$ 之孔隙水壓變化。第一潛在滑動面上 $X2$ 孔隙水壓監測點位於 W-6、W-7 及 W-8 集水井之橫向集水管下方，且位於 G2-排水廊道附近，如圖 10(b) 及圖 14(a) 所示。 $X1$ 孔隙水壓監測點位於 H-1 橫向集水管之下邊坡。在降雨期間，地下排水系統將會影響 $X1$ 及 $X2$ 監測點之地下水滲流。另外， $X3$ 孔隙水壓監測點位於坡趾，其上邊坡之地下水水流將匯集於此，因此可用以評估地下排水系統之有效性。第一潛在滑動面上 $X1\sim X3$ 監測點之孔隙水壓分佈，與滲流分析求得之地下水水位變化有顯著關聯性。

地下排水施作前 (圖 15(a))，降雨延時 $t=0$ hr 時，由於 $X1$ 監測點及 $X3$ 監測點位於地下水水位上方不飽和區，因此 $X1$ 監測點 ($u_w=-261.4$ kPa) 及 $X3$ 監測點 ($u_w=-17.4$ kPa) 之初始孔隙水壓 (u_w) 為負值 (基質吸力)。另外， $X2$ 監測點 ($u_w=124.6$ kPa) 位於地下水水位下方，孔隙水壓為正值。地下排水施作後 (圖 15(b))， $X1(u_w=-467.5$ kPa)、 $X3(u_w=-22.3$ kPa) 及 $X2(u_w=92.8$ kPa) 監測點之孔隙水壓皆較地下排水施作前為小。由上述分析結果可知，地下排水系統無論在非颱風期間常時 ($t=0$ hr) 或颱風期間暴雨時 ($t > 0$ hr)，皆可發揮其排水功能。

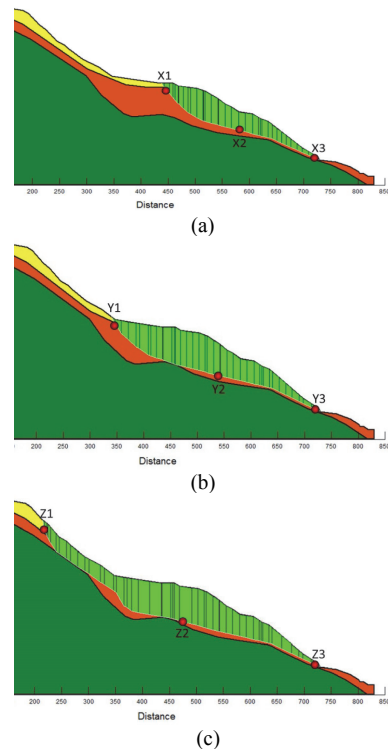


圖 14 梨山地滑 Y2-剖面孔隙水壓監測點分布位置 (a) 第一潛在滑動面 $X1\sim X3$ (b) 第二潛在滑動面 $Y1\sim Y3$ (c) 第三潛在滑動面 $Z1\sim Z3$

Fig. 14 Three Potential Sliding Surfaces (PSS) along Y2-profile in Li-Shan landslide and their corresponding monitoring points (a) $X1\sim X3$ for 1st-PSS (b) $Y1\sim Y3$ for 2nd-PSS (c) $Z1\sim Z3$ for 3rd-PSS

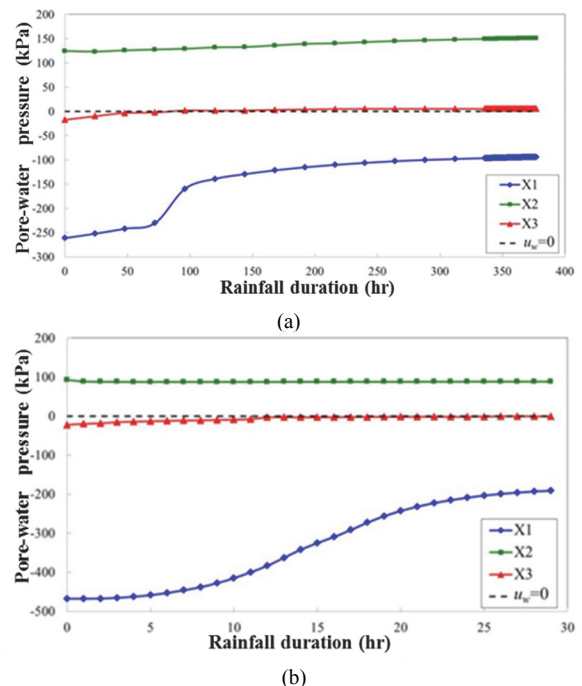


圖 15 第一潛在滑動面孔隙水壓變化 (a) 安珀颱風期間 (1997 年) 地下排水施作前 (b) 桃芝颱風期間 (2001 年) 地下排水施作後

Fig.15 Variation of pore-water pressure of 1st-PSS (a) Amber Typhoon (1997) without remediation (b) Toraji Typhoon (2001) with remediation

表 4 地下排水施作前、後潛在滑動面之穩定性安全係數

Table 4 Factors of safety before and after subsurface drainages along potential sliding surfaces

潛在滑動面 (PSS)	穩定性安全係數 FS			
	地下排水施作前 ⁽¹⁾		地下排水施作後 ⁽²⁾	
	降雨期間之變化	降低百分比 (%)	降雨期間之變化	降低百分比 (%)
第一潛在滑動面 (1 st -PSS)	1.148→1.096	4.53	1.240→1.228	0.96
第二潛在滑動面 (2 nd -PSS)	1.317→1.263	4.10	1.521→1.512	0.59
第三潛在滑動面 (3 rd -PSS)	1.250→1.210	3.20	1.459→1.452	0.48

(1) 安珀颱風期間 (1997年, 降雨延時 $t=41$ hr) (圖 11(a)), 地下排水未完成。

(2) 桃芝颱風期間 (2001年, 降雨延時 $t=29$ hr) (圖 11(b)), 地下排水已完成。

安珀颱風期間 (降雨延時 $t > 0$ hr), 地下排水整治工程尚未投入運作, 孔隙水壓之變化, 如圖 15(a) 所示。降雨期間, $X1$ 監測點之負孔隙水壓逐漸減少 ($u_w=-261.4$ kPa→ -94.1 kPa), 土體之抗剪強度將會由於土壤基質吸力之損失而逐漸減少。另外, 桃芝颱風期間 (降雨延時 $t > 0$ hr), 地下排水整治工程已投入運作。雖然 $X1$ 監測點基質吸力仍逐漸消失 ($u_w=-467.5$ kPa→ -190.3 kPa), 但其最終之基質吸力仍高於安珀颱風時之基質吸力 ($u_w=-190.3$ kPa $>$ $u_w=-94.1$ kPa)。上述分析結果顯示, 降雨期間地下排水系統能減緩土體受雨水濕潤而基質吸力損失, 並導致土體抗剪強度部分喪失之情形。最後, 終可避免或減緩邊坡穩定性發生快速劣化之不良後果。

第一潛在滑動面上之 $X2$ 監測點, 在地下排水施作後之孔隙水壓較施作前為低, 且桃芝颱風期間, 孔隙水壓幾乎不受降雨入滲之影響, 且在地下排水系統運作下之孔隙水壓, 仍能維持穩定且恆定之無變化狀態, 如圖 15(b) 所示。另外, 安珀颱風期間, $X2$ 監測點之孔隙水壓會逐漸增加 ($u_w = 124.6$ kPa→ 151.4 kPa), 如圖 15(a) 所示。上述分析結果說明, 地下排水系統能抑制土體內之孔隙水壓快速增加, 並使邊坡處於相對穩定之狀態。數值分析結果顯示, 第一潛在滑動面之穩定性, 主要受到深層地下水造成之孔隙水壓上升所影響, 而地表面之降雨入滲對於邊坡之穩定性影響較小。Ng & Shi (1998) 研究中指出, 降雨入滲將使土壤中之孔隙水壓上升及基質吸力減少, 從而造成滑動面上抗剪強度逐漸減小。

第一潛在滑動面下邊坡之崩積層厚度較薄, 如圖 14(a) 所示, 地下水流最終趨於集中流向 $X3$ 孔隙水壓監測點。颱風降雨期間, $X3$ 監測點之基質吸力逐漸減少 (安珀颱風期間: $u_w=-17.4$ kPa→ 0.0 kPa; 桃芝颱風期間: $u_w=-22.3$ kPa→ 0.0 kPa)。由於 $X3$ 監測點位於潛在滑動面之地下水出滲位置, 因此地下排水整治工程對於 $X3$ 監測點之孔隙水壓影響較小, 如圖 15 所示。

綜合論之, 蓄積於第一潛在滑動面上高度與中度風化層中之地下水, 以及棲止於中度風化層與崩積層中之地下水, 在短時間內能被 $G1$ -及 $G2$ -排水廊道有效排除。由圖 10(b) 可知, 排水廊道始終位於潛在滑動面下方之新鮮岩盤中。最終, 圖 15 中之孔隙水壓變化, 將用來計算颱風期間潛在滑動面之穩定性安全係數 FS 值變化, 如圖 16 所示。地下排水施作前, 安珀颱風期間之 FS 值, 將隨時間逐漸減少, 其最小值 $FS_{min}=1.096$, 如圖 16(a) 所示。反之, 在地下排水施作後, 其 FS 值將較施

作前為高, 其最小值 $FS_{min}=1.228$, 且幾乎不受桃芝颱風降雨之影響, 如圖 16(b) 所示。上述分析說明, 地下排水系統能有效攔截降雨入滲之地下水水流, 減緩潛在滑動面上孔隙水壓之增加, 並使邊坡在降雨期間仍能維持相當水準之穩定性。

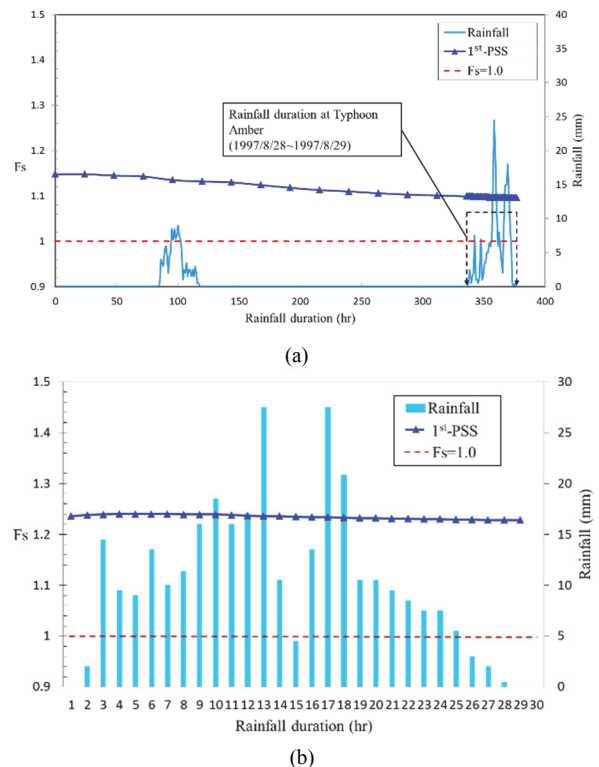


圖 16 第一潛在滑動面穩定性安全係數變化 (a) 地下排水施作前、安珀颱風期間 (1997 年) (b) 地下排水施作後、桃芝颱風期間 (2001 年)

Fig. 16 Variation of factor of safety of 1st-PSS (a) Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) without remediation (b) for Toraji Typhoon (2001/7/29~2001/7/31) with remediation

同時, 在強降雨之前, 潛在滑動面會浸泡於地下水水位之下。隨後, 對於颱風降雨延時 $t=23$ hr 之時間點而言, 在地下排水未施作之情況 (圖 17(a)), 地下水水位將會上升並導致穩定性安全係數下降至 $FS=1.264$ 。反之, 在地下排水施作之情況下 (圖 17(b)), 地下水水位洩降顯著, FS 值也將提升至 $FS=1.399$, FS 值提升約 10.7%。分析結果顯示, 橫向集水管之主要功能在降低地下水水位, 以提高邊坡之穩定性, 其與

Rahardjo and Leong (2002) 之研究結果相類似。Rahardjo et al. (2012) 進行現地橫向集水管排水之數值分析，指出施作橫向集水管之邊坡，其穩定性遠較未施作者為高。Santoso et al. (2009) 在殘留土邊坡之穩定工法中，針對橫向集水管之長度 L_d 與間距 S_d 比 (L_d/S_d) 進行研究發現，當 $L_d/S_d = 4 \sim 9$ 時，邊坡之穩定性安全係數 FS 能提升 12~15%。

5. 地下排水對於體積含水量之影響

Greco et al. (2010) 指出降雨入滲過程中，現地土壤之體積含水量量測值會平緩上升，而孔隙水壓監測值則通常會發生突然且急劇之變化。因此，在預警系統之運用上，監測土壤體積

含水量之變化，較之監測基質吸力（負孔隙水壓）之變化，來得更有效率。

如圖 18 所示，安珀颱風期間 G1-及 G2-排水廊道周圍崩積層，及強至中度風化板岩層之體積含水量 $\Theta (=S \times n = 0.05 \sim 0.20)$ 。其中， S =飽和度， n =孔隙率，較其飽和體積含水量 Θ_{sat} 為低（崩積層及強至中度風化板岩層之飽和體積含水量分別為： $\Theta_{sat} = S \times n = 1 \times 0.281 = 0.281$ 及 $\Theta_{sat} = S \times n = 1 \times 0.206 = 0.206$ ）。由此可見，排水廊道除了可洩降地下水水位及降低地層孔隙水壓外，也能將周圍地層由飽和狀態轉換成不飽和狀態 ($\Theta < \Theta_{sat}$)，進而提升邊坡地層之抗剪強度及穩定性。

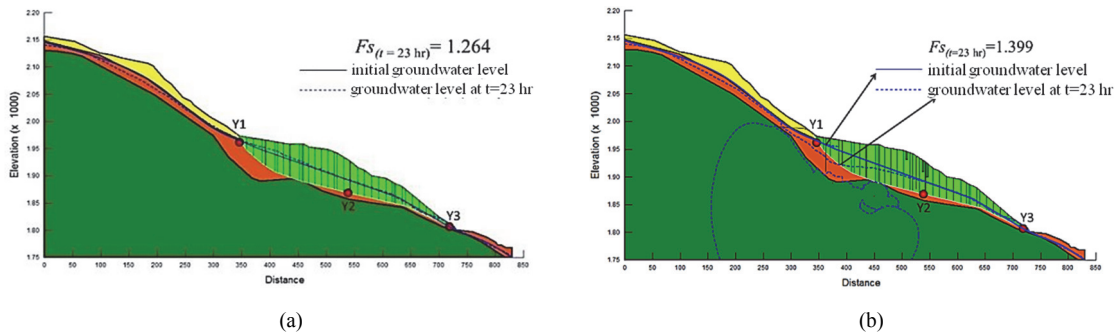


圖 17 安珀颱風期間 (1997/8/28~1997/8/29) 第二潛在滑動面之地下水水位洩降及穩定性安全係數 (a) 未施作地下排水 (b) 施作地下排水

Fig.17 Groundwater levels and factors of safety of 2nd-PSS at the rainfall duration $t=23$ hr during Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) (a) without subsurface drainages (b) with fictitious subsurface drainages

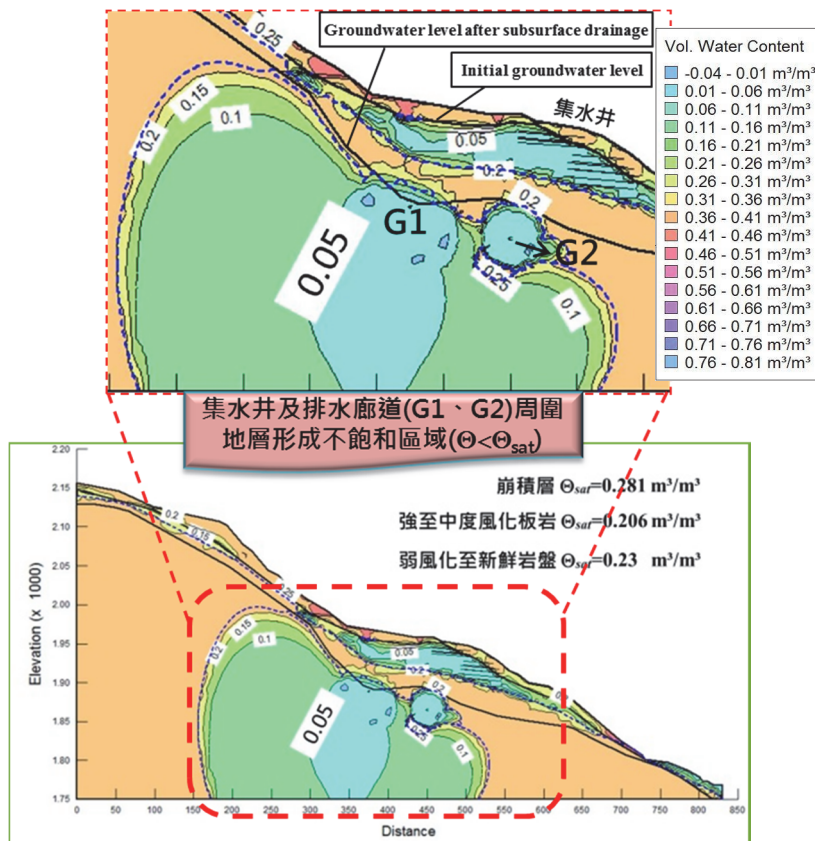


圖 18 G1-及 G2-排水廊道周圍土層之體積含水量分佈

Fig.18 Contour distribution of volumetric water content of soil strata surrounding drainage galleries G1 and G2

如圖 19(a) 所示，地下排水施作前，安珀颱風期間 (1997/8/28~1997/8/29)，B4 監測站地表下 0~30 m 深度範圍之 Θ 模擬值，將隨著深度增加而逐漸下降，且處於未飽和狀態 ($\Theta < \Theta_{sat}$)。崩積層 (地表下 0~16 m) 及強至中度風化板岩層 (地表下 16~30 m) 之飽和體積含水量 Θ_{sat} 分別為 0.281 及 0.206。地表下 30~50 m 深度範圍之 Θ 模擬值，隨著深度增加而逐漸上升。最終，在深度 50 m 處 (地下水水位面) 之 Θ 值達到最大。當深度大於 50 m 時，地下水水位以下地層之 Θ 值，將轉而恢復為飽和值 ($\Theta = \Theta_{sat} = 0.206$)。

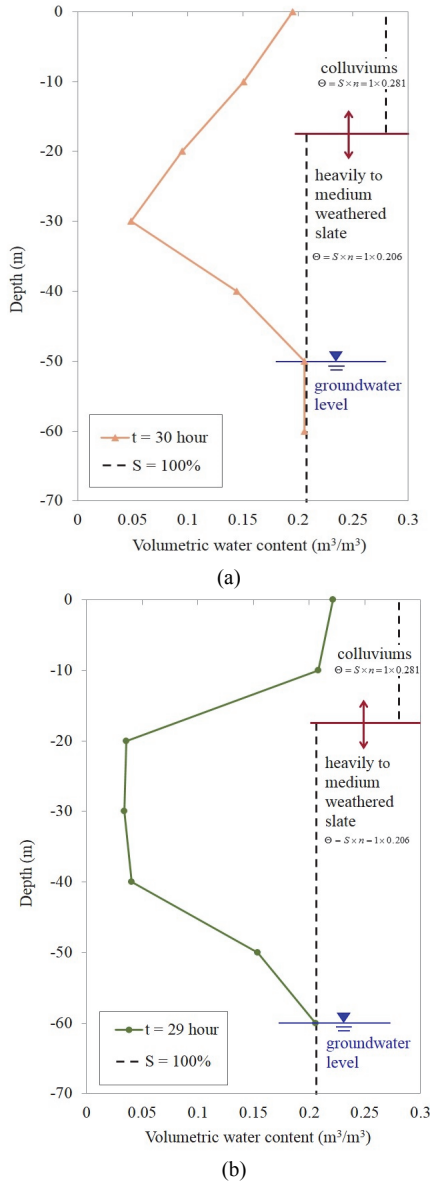


圖 19 B4 監測站之體積含水量變化 (a) 地下排水施作前、安珀颱風期間 (1997 年) (b) 地下排水施作後、桃芝颱風期間 (2001 年)

Fig.19 Variation of volumetric water content with depth at B4 monitoring station during (a) Amber Typhoon (1997) without remediation (b) Toraji Typhoon (2001) with remediation

另外，地下排水施作後，桃芝颱風期間 (2001/7/29~2001/7/31) 之地層體積含水量 Θ 之變化，如圖 19(b) 所示。地表崩積層之 Θ 值，將隨降雨延時逐漸增加 ($t=5$ hr, $\Theta=0.188 \rightarrow t=29$

hr, $\Theta=0.225$)，且 B4 監測站地表下 0~10 m 深度範圍之 Θ 值變化趨勢與地下排水施作前相似。隨之，在地表下 10~20 m 深度範圍內之地層，縱使在地表下 16 m 處，地層由崩積層轉變為強至中度風化板岩層，其體積含水量仍持續減少至 $\Theta=0.03$ 。綜合論之，地表下 0~20 m 深度範圍之 Θ 值，並未超過其飽和值 Θ_{sat} ($\Theta < \Theta_{sat} = 0.281$)。

B4 監測站位於 W-6、W-7 及 W-8 集水井之集排水區域，如圖 10(b) 所示。於集水井內地表下 20~40 m 之深度範圍，打設 3~4 階之扇狀配置橫向集水管，以收集邊坡滑動區內之地下水。因此，在上述深度範圍之地層體積含水量計算值明顯偏低。另外，地表下 40~60 m 深度範圍，由於趨近於地下水水位面，因此體積含水量會逐漸增加。地下排水施作後，地下水水位面 ($\Theta = \Theta_{sat} = 0.206$) 會降至地下 60 m 深度處，此較之地下排水施作前之地下水水位面 (地下 50 m 處) 來的更低。由上述分析結果可驗證，降雨期間橫向集水管能有效降低地下水水位面。

邊坡穩定分析中指出，降雨入滲所引起之基質吸力、孔隙水壓、以及地下水水位變化，為影響梨山地滑區邊坡穩定性之主要因素。颱風豪雨期間，梨山地滑區滑動體在吸收大量入滲雨水後，會增加其單位體積重，並降低潛在滑動面之抗剪強度，終而導致邊坡喪失其既有之穩定性。對於 Y2-剖面地下水水位面下之三個潛在滑動面，地下排水系統能有效提升其穩定性安全係數。根據後續之監測成果，梨山地滑區之地下排水整治工程，能有效洩降地下水水位高程，使其能滿足預期之穩定性安全係數要求標準。Lin et al. (2008) 及 Su et al. (2011) 之研究中，由分析現地監測資料可發現，近年來地滑區僅發生小量之潛變位移，而無大規模之地滑行為發生。

6. 不同重現期距之降雨強度對邊坡穩定性之影響

為分析降雨事件對梨山地滑區之影響，並評估地下排水施作之有效性，乃採用台灣中部地區三種不同重現期距 (25、50、100年) 之 48 小時設計降雨組體圖，如圖 20 所示，來進行梨山地滑區地下排水施作後，Y2-剖面之降雨入滲與穩定分析。

根據分析結果，三種不同重現期距 (25、50、100 年) 之設計降雨，對於三個潛在滑動面 (圖 14) 之穩定性安全係數 FS 值變化影響不大。如表 5 所示，三個潛在滑動面之 FS 值僅稍微減少 (第一潛在滑動面: $FS=1.222 \rightarrow 1.220 \rightarrow 1.217$)。同時， FS 值皆大於 1 ($FS > 1.0$ 且 $FS \geq 1.217$)。因此，可推論梨山地滑區地下排水系統能有效集排長延時、高強度降雨之入滲雨水，並維持邊坡處於相當之穩定狀態。

表 5 不同重現期距 48 小時設計降雨對於三個潛在滑動面穩定性安全係數之影響

Table 5 Factors of safety of three potential sliding surfaces for 48 hr rainfall duration under design rainfalls with different return periods

潛在滑動面 (PSS)	穩定性安全係數 FS		
	25年重現期距	50年重現期距	100年重現期距
第一潛在滑動面 (1 st -PSS)	1.222	1.220	1.217
第二潛在滑動面 (2 nd -PSS)	1.507	1.505	1.502
第三潛在滑動面 (3 rd -PSS)	1.453	1.452	1.450

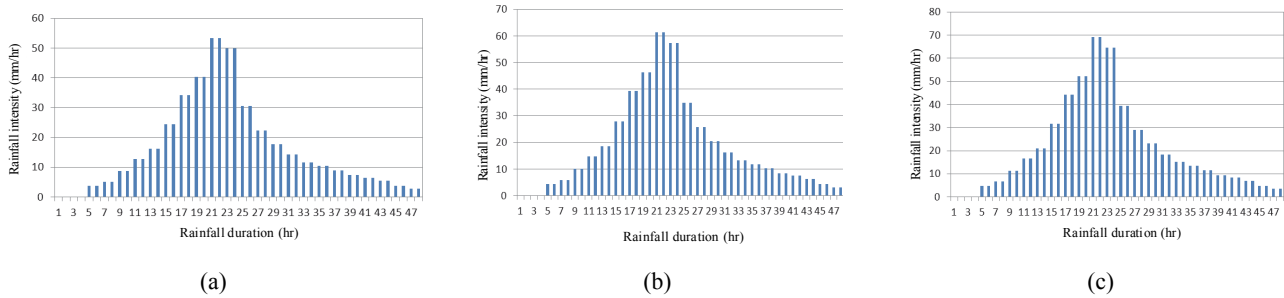


圖 20 不同重現期距之最大 48 小時設計雨型組體圖 (a) 25 年 (b) 50 年 (c) 100 年

Fig. 20 48-hr design rainfall with return period of (a) 25 years (b) 50 years (c) 100 years for central Taiwan

六、結 論

本文所提之數值模型能有效模擬安珀及桃芝颱風降雨期間，梨山地滑東南區 Y2-剖面之地下水滲流行為。數值模型中，可同時將集水井及排水廊道之橫向集水管集排水效應，分別設定為：線型自由排水邊界，以及點型排水邊界，來進行深層地下排水模擬。地下排水施作後，梨山地滑 Y2-剖面上三個潛在滑動面之穩定性安全係數，幾乎不受桃芝颱風之降雨入滲影響。數值分析中，地下排水系統能有效集排降雨期之入滲雨水，並降低地下水水位，以維持邊坡處於相當之穩定狀態。此外，地下排水之有效性，可藉由檢視 B4 監測站附近，設置於三個不同高程之橫向集水管，其周圍地層在地表下 20~40 m 深度範圍之體積含水量變化來加以確認。另外，在重現期距逐年增加 (25 年→100 年) 之設計降雨條件下，邊坡穩定性安全係數 FS 僅略降低，且 $FS \geq 1.217$ 皆大於 1.0。此顯示，梨山地滑區地下排水系統能有效集排長延時、高強度降雨之入滲雨水，並維持邊坡穩定性能滿足所需之要求標準。至目前為止，在地下排水施作後，近年來之現地監測資料顯示，地滑區僅發生小量之潛變位移，而無大規模之地滑行為發生。同時，本研究也提供了一套簡便的數值分析方法，以進行大規模地滑區地下排水系統之有效性評估。

參考文獻

- [1] 工研院能資所 (1993), 「梨山地地區地層滑動調查與整治方案規劃」總報告。(Industrial Technology Research Institute, Energy and Resources Research Laboratories (1993). *Final Report of Investigation and Remediation Plan of Lishan Landslide.* (in Chinese))
- [2] 中華顧問工程司 (1999), 「梨山地地區地層滑動基本設計與補充調查」成果報告。(China Engineering Consultants, Inc. (1999). *Final Report of Basic Design and Supplementary Investigation of Lishan Landslide.* (in Chinese))
- [3] 富國技術工程股份有限公司 (2003), 「梨山地滑動南區調查規劃」成果報告。(Sino Geotechnology, Inc. (2003). *Final Report of Survey planning of Lishan Landslide Southeast Area.* (in Chinese))
- [4] 鄭順隆 (2006), 「崩塌地降雨-入滲-滲流機制之數值模擬及穩定性分析」, 國立中興大學水土保持學系碩士論文。
- (Cheng, S.L. (2006). *Numerical Simulation of The Mechanism of Rainfall-Infiltration-Seepage and Stability Analyses of Collapsed Land*, Master Thesis, National Chung Hsing University, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [5] Arya, L.M., and Paris, J.F. (1981). "A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data." *Soil Science Society of America Journal*, 45, 1023-1030.
- [6] Aubertin, M.M., Bussiere, B., and Chapuis, R.P. (2001). "A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties." *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104-1122.
- [7] Cai, F., Ugai, K., Wakai, A., and Li, Q. (1998). "Effects of horizontal drains on slope stability under rainfall by three-dimensional finite element analysis." *Computer and Geotechnics*, 23, 255-275.
- [8] Eberhardt, E., Bonzanigo, L., and Loew, S. (2007). "Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia." *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 1181-1199.
- [9] Fredlund, D.G., and Xing, A. (1994). "Equations for the Soil-Water Characteristic Curve." *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 521-532.
- [10] Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D., and Barbour, S.L. (1996). "The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength to the Soil-water Characteristic Curve." *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 440-448.
- [11] Greco, R., Guida, A., Damiano, E., and Olivares, L. (2010). "Soil water content and suction monitoring in model slopes for shallow flowslides early warning applications." *Physics and Chemistry of the Earth*, 35, 127-136.
- [12] Green, R.E., and Corey, J.C. (1971). "Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods." *Soil Science Society of America, Proceedings*, 35, 3-8.
- [13] Hausmann, M.R. (1992). "Slope Remediation, Proceedings: Stability and Performance of Slopes and Embankments-II." *Geotechnical Special Publication*, ASCE, Berkeley, California, 31, 1274-1317.
- [14] Kenney, T.C., Pazin, M., and Choi, W.S. (1977). "Design of Drainage boreholes for Soil Slopes." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(11), 1311-1323.

- [15] Kovács, G. (1981). "Seepage Hydraulics. Developments in Water Science 10." Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- [16] Lau, K.C., and Kenney, T.C. (1984). "Horizontal drains to stabilize clay slopes." *Canadian Geotechnical Journal*, 21, 241-249.
- [17] Lin, D.G., Chang, K.C., and Su, M.B. (2008). "Numerical Assessment of Slope Stability at Li-San Landslide during Typhoon Rainfall," *Journal of Chinese Soil and Water Conservation*, 39, 1, 57-79, Taiwan. (in Chinese)
- [18] Long, M.T. (1986). "Camp Five Slide—Exploration, Design and Construction of a Horizontal Drain Solution." *Proceedings, 22nd Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering*, Boise, Idaho, 246-265.
- [19] Matti, B., Tacher, L., and Commend, S. (2012). "Modelling the efficiency of a drainage gallery work for a large landslide with respect to hydrological heterogeneity." *Canadian Geotechnical Journal*, 49, 968-985.
- [20] Nakamura, H. (1988). "Landslide control works by horizontal Drainage works." *Proceedings 5th International Symposium on Landslides*, Lousanne, 2.
- [21] Ng, C.W.W., and Shi, Q. (1998). "A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage." *Computers and Geotechnics*, 22(1), 1-28.
- [22] Nonveiller, E. (1981). "Efficiency of horizontal drains on slope stability." *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 3, 495-500.
- [23] Prellwitz, R.W. (1978). "Analysis of Parallel Drains for Highway Cut Slope Stabilization." *Proceedings, 16th Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, Boise, Idaho, 153-180.
- [24] Rahardjo, H., Li, X.W., Toll, D.G. and Leong, E.C. (2001). "The effect of antecedent rainfall on slope stability". *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 19(3-4), 371-399.
- [25] Rahardjo, H., and Leong, E.C. (2002). "Horizontal Drains in Unsaturated Soil Slopes." *Proc. 3rd International Conference on Unsaturated Soils*, Recife, Brazil, 773-777.
- [26] Rahardjo, H., Hritzuk, K.J., Leong, E.C., and Rezaur, R.B. (2003). "Effectiveness of drainage boreholes for slope stability." *Engineering Geology*, 2154, 1-14.
- [27] Rahardjo, H., Satyanaga1, A., and Leong E. C. (2012). "Unsaturated Soil Mechanics for Slope Stabilization." *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 43(1), 48-58.
- [28] Santoso, V.A., Rahardjo, H., Leong, E.C., Ng, Y.S., and Tam, C.P.H. (2009). "Horizontal drains in residual soil slopes." *Proceedings of 4th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils*, Newcastle, Australia, 23-25 November, 325-332.
- [29] Sitar, N., Anderson, S.A., and Johnson, K.A. (1992). "Conditions for initiation of rainfall-induced debris flow. Stability and performance of slopes and embankments-II." *Proceedings of a special conference at U. C. Berkeley*, ASCE, 1, 843-849.
- [30] Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan (2003). *Handbook: A brief description of remedial plan for Li-Shan landslide area*.
- [31] Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan (2008). *Handbook: A brief of remedial work for landslide in Li-Shan Area*.
- [32] Su, M.B., and Chen, I.H. (2011). "Decision Support Scheme for Lishan Landslide Prewarning System." *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 8(5), 706-714, USA.
- [33] Tacher, L., Bonnard, C., Laloui, L., and Parriaux, A. (2005). "Modelling the behaviour of a large landslide with respect to hydrogeological and geomechanical parameter heterogeneity." *Landslides*, 2, 3-14.
- [34] Tsaparas, I., Rahardjo, H., Toll, D.G., and Leong, E.C. (2002). "Controlling parameters for rainfall-induced landslides." *Computers and Geotechnics*, 29(1) 1-27.
- [35] Van Genuchten, M.T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.
- [36] Xanthakos, P.P., Abramson, L.W., and Bruce, D. (1994). *Ground Control and Improvement*.

2018年03月05日 收稿

2018年04月17日 修正

2018年08月22日 接受

(本文開放討論至 2019 年 03 月 31 日)