

# 行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

## 地震衍生之邊坡破壞行為及防治對策研究(I)—

### 子計畫五：土釘加勁邊坡之耐震行為研究

#### Resistant Behavior of Nailed Soil Slopes under Seismic Conditions

計畫編號：NSC 89-2218-E-002-105

執行期限：89年8月1日至90年7月31日

主持人：陳榮河 台灣大學土木工程學系

共同主持人：洪勇善 淡江大學土木工程學系

計畫參與人員：蘇玉峰 台灣大學土木工程學研究所

葉國杰 淡江大學土木工程學研究所

#### 一、中文摘要

本文旨在建立土釘加勁邊坡之數值模式，以探討不同土釘傾角應用於高陡坡加勁時之力學行為。研究中首先進行縮尺模型試驗以瞭解土釘加勁邊坡之破壞行為，並做為數值分析模式之驗證依據。此外，亦對全尺寸土釘加勁邊坡進行一系列參數研究，在坡度 $70^\circ \sim 90^\circ$ 間尋求較佳之土釘傾角，以提出具體之建議。

**關鍵詞：**土釘、邊坡、加勁、模型試驗、數值分析

#### Abstract

This paper presents the mechanical behavior of steep nailed slopes by numerical analysis method. Validity of the numerical model is verified through comparison between analytical results and observations of the model tests. Additionally, the results from parametric studies regarding the slope angle and the inclination of nails are also presented.

**Keywords:** soil nailing, slope, reinforcement, model test, numerical analysis.

#### 二、緣由與目的

集集大地震造成許多公路邊坡破壞，

而這些邊坡又以坡度大於 $60^\circ$ 以上者高達68%(國家工程地震研究中心, 2000)，且絕大部分為淺層表土或極為破碎的岩盤。對此陡峭邊坡(坡度 $60^\circ$ 以上)之整治，僅採用型框植生或掛網噴漿之方式則略嫌不足，若能配合土釘方式來保護現有邊坡，即利用土釘與鋼絲網構件，與地質材料結合提供約束力量，勢將提升邊坡自立能力。

本研究第一年主要在建立高陡坡土釘加勁之數值模型，以探討靜態作用下土釘之力學機制，作為後續土釘加勁邊坡耐震分析的依據。內容包括：砂土靜、動態力學參數，模型邊坡試驗，數值模擬與案例分析等。

#### 三、土壤靜、動態力學參數

本研究進行模型試驗與數值模擬分析前，必須先確立地質材料之基本性質與力學參數，做為爾後試驗結果與數值分析之依據。而又考量模型試驗之地質材料必須具有重複性，因此選擇石英成分達99.8%之石英砂土，砂土顆粒為次稜角狀，平均粒徑 $D_{50}=0.31\text{mm}$ ，均勻係數 $C_u=1.68$ ，曲率係數 $C_c=1.11$ ，根據統一土壤分類為級配不良之砂(SP)。砂土比重 $G_s=2.64$ ，最大乾密度 $16.3\text{kN/m}^3$ ，最小乾密度 $13.8\text{kN/m}^3$ 。砂土力學性質由三軸試驗結果，經回歸分析，可將不同相對密度 $D_r$ 與圍壓 $f_3$ 下之尖峰摩擦角 $\mu_p$ 表示如下：

$$w_p = 30.81 + 13.38D_r - 4.15D_r \log\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (1)$$

其中  $P_a$  為一大氣壓力(101.4kPa)。

此外，另以 CKC 動力三軸試驗儀進行砂土動力特性研究，依據 Seed 等人(1983)與吳偉特(1979)之建議，採用頻率 1 Hz 之反復荷重作用第 11 週期之遲滯圈做為分析標準，而主應力比採用 0.25。試驗結果經由彈性理論計算求得各情況下之動態彈性模數與阻尼比；其中動態彈性模數  $E_d$  與圍壓  $t_3$  和相對密度  $D_r$  有關，可表示為：

$$E_d = 32 + 20.25D_r + 20.59\left(\frac{t_3}{P_a}\right) + 18.8D_r\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (2)$$

在阻尼比  $\zeta$  方面，似乎與砂土相對密度之關係並不明顯，而與圍壓有關，可表示為：

$$\zeta = 7.15 - 1.09\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (3)$$

此動態彈性模數與阻尼比在本文中之靜態數值模擬中並未採用，但將做為後續動態模擬分析之地質材料參數。

#### 四、土釘加勁邊坡模型試驗

##### 4-1 模型試驗之規劃與考量因素

選定內徑 5mm、外徑 8mm 之 PMMA 壓克力空心圓管做為土釘材料。該實驗模擬之土釘邊坡(即原型)高為 7m，且為使模型土釘表面具有粗糙度，在光滑的壓克力空心圓管表面粘貼與試驗用砂相同之砂土，詳細有關因次分析與實驗步驟可參考陳宏杰(2000)、蘇玉峰(2001)。

為瞭解土釘受力機制，在試驗過程中進行監測土釘所受軸力與彎矩，因此模型土釘表面亦佈設應變計，以量測土釘各部位之應變，進而轉換為軸力與彎矩，試驗項目如表 1。

表 1 模型試驗基本資料表

編號	牆面厚度 d(mm)	土釘長度 L(m)	邊坡坡度 $\alpha(^{\circ})$	土釘傾角 i(^{\circ})
1	15	0.4	80	15
2	15	0.4	80	30
3	15	0.4	70	0
4	15	0.4	70	15
5	15	0.4	70	30

##### 4-2 試驗結果討論與分析

因為試驗儀器的限制，本砂箱試驗所討論的變形量至多為 30mm，與牆高 70cm 比較，整體量測最大變形量可達 4.29% 牆高，約為使用性評估(1/360 之牆高)的 15 倍，對於「破壞」的定義，在需「能夠定量討論」的前提考量下，選擇使用最大變形量無法量測為止，作為試驗中案例破壞時間判定的依據。

圖 1 為坡度 80° 土釘傾角分別為 15° 和 30° 於加載過程牆面之變形，圖中顯示土釘傾角 30° 時於加載過程牆面變形明顯較土釘傾角 15° 時大，且達到相同的最大牆面位移(30mm)之承载力也較低。然而，在坡度 70° 土釘傾角為 0°、15° 和 30° 時之最大承载力分別為 45.3kPa、47.1kPa 和 13.4kPa；由此略知，承载力之高低與邊坡坡度和土釘傾角有關，不同的坡度似乎也隱藏著某一土釘傾角，會使得變形最小或承载力最大。

在土釘受力行為方面，經由模型土釘上之應變計求取土釘所承受之軸力與彎矩，於模型試驗的範圍內各加載階段土釘主要承受張力而彎矩相對很小，圖 2 顯示各階段彎矩發揮情形。

加載過程土體滑動面之發展，可由砂箱側壁潤滑層的變形褶皺，判斷滑動面的

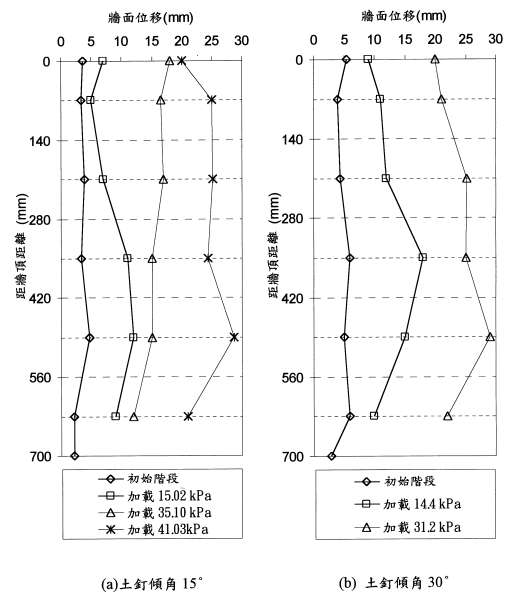


圖 1 坡度 80°、土釘傾角 15° 和 30° 於加載過程牆面之變形

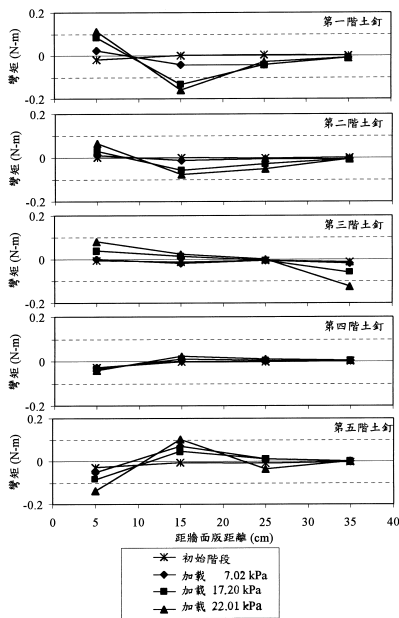


圖 2 坡度 80° 土釘傾角 15° 時之土釘彎矩發展

位置。圖 3 為坡度 70° 時不同土釘傾角所發展的破壞面，除土釘傾角 30° 於坡趾處成圓弧狀之外，其餘的土釘傾角 0° 和 15° 大致上滑動面由坡趾處呈直線發展，且承載能力愈大(土釘傾角 0° 和 15°)，土體滑動面有向後發展的趨勢，滑動區塊也愈大。

## 五、數值模擬分析

為進行一系列參數研究，必須先確立數值模式之正確性。首先由三軸試驗結果獲取土壤力學參數，並建立與模型試驗相同之邊界條件進行模擬，分析結果與試驗比較和驗證。之後，由該數值模式進行全

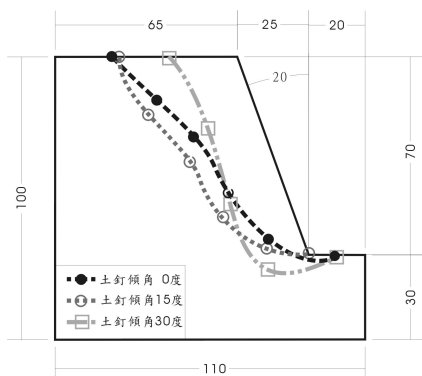


圖 3 坡度 70° 時不同土釘傾角之土體滑動面

尺寸土釘加勁邊坡數值分析，以對土釘應用於各種邊坡坡度之行為有所瞭解。

## 5-1 土壤之數值模式

在縮小模型砂箱試驗中，試驗砂箱總高 1m，以試驗砂土乾密度  $\gamma_d=15.3 \text{ kN/m}^3$  計算，其圍壓值範圍在 0~15.3 kPa，若依試驗結果計算，初始彈性模數的範圍約在 13.2MPa~20.2MPa，變化不大。且因低圍壓下之砂土變形曲線相似，選取土壤彈性模數 E 值為 16.7 MPa，並假設柏松比  $\nu$  為 0.35。此外，進行模型試驗之數值模擬分析時，土壤破壞準則採用 Drucker-Prager 模式，可經由 Mohr-Coulomb 參數轉換求得相關參數。

在現地足尺案例中，以 7m 高之土釘邊坡為例，若假設現地土壤密度約  $18 \text{ kN/m}^3$ ，計算初始圍壓範圍在 0MPa~126MPa，其初始彈性模數差異較大，如與前述情況同樣使用一固定彈性模數，則模擬的結果不理想，針對此情形，則將土壤分層，並輸入不同之彈性模數，以期更能模擬現地的變化情形。

## 5-2 模型試驗數值模擬分析

首先建立與模型邊坡相同尺寸之分析網格，並設定邊界條件。分析過程先加自重以達初始平衡(此時土釘已預埋於內，與試驗情形相同)，再解除前端坡面支撐，此時為初始狀態。然後進行頂部均佈加載，直至加勁邊坡破壞。

土釘分別採用二力桿件及樑元素來模擬，分析結果兩者差異不大，且由樑元素之剪力和彎矩之發揮相較於軸力則很小。圖 4 為邊坡坡度 80° 且土釘傾角 15° 時之數值模擬結果，圖中顯示中間層土釘軸力數值分析結果與試驗量測值接近，而最上層和最下層土釘於前端之軸力略有偏差。另外，變形行為之模擬結果當加載愈大則偏差就愈大，但整體趨勢則相近。

## 5-3 案例分析

由上節確立數值模式，本節將進行全尺寸之案例分析，此案例假設坡高為 7m，坡度分別為 90°、85°、80°、75° 及 70° 等 5 種，土釘傾角選用設計時可能的範圍 0°~30°，採用 0°、6°、12°、15°、18°、

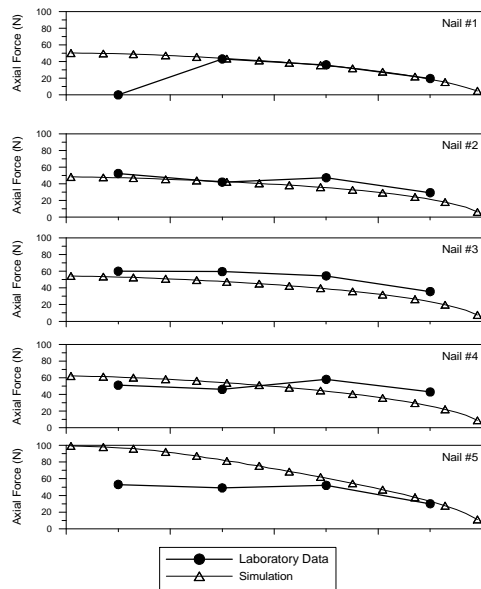


圖 4 坡度 80°、土釘傾角 15° 數值分析與試驗結果土釘軸力之比較

24° 及 30° 進行分析。分別由牆面變形、土釘軸力發揮以及最大承載能力，求取土釘較佳之傾角範圍，提供設計時之參考。

分析結果如圖 5，在坡度 70°~90° 之範圍內，土釘傾角以 12°~18° 者可承受較大之外加荷重，且有隨坡度愈小則土釘傾角愈大之趨勢。若將坡面變形和土釘軸力發揮效能(土釘軸力極值/土釘張力強度)也併入考量，顯示當考慮土釘軸力之發揮效能，於坡度 90° 時以土釘傾角 0° 所發揮之張力最大，其餘的坡度使土釘張力發揮最大之傾角介於 12°~15° 之間。綜合三種考量在分析的範圍內(坡度 70°~90°)，土釘較佳之傾角介於 6°~15°，在此範圍內可獲得較大之承載能力與較小之坡面變形。

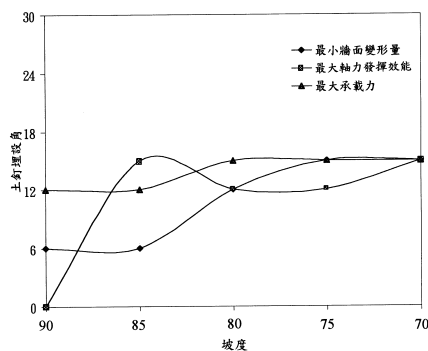


圖 5 土釘最佳傾角與邊坡坡度之關係

## 六、結論

本文首先建立砂土靜、動態力學參數，做為數值分析時材料之組成模式，透過數值模擬與驗證，確立數值模式之正確性，並進一步探討各種土釘傾角於現地邊坡加勁時所提供之加勁效能，做為後續動態分析之比較。以下為本研究之重要結論：

1. 土釘模型邊坡以 4 個無因次項做為縮尺模型試驗之依據，在土釘變形行為、張力強度以及界面摩擦阻抗上均符合模型相似性要求。試驗過程由土釘預埋之應變計量測值計算，獲得土釘彎矩發揮很小，而土釘主要承受軸力。
2. 模型試驗觀察到不同的土釘傾角，邊坡承載能力也不同。針對坡度 70° 時土釘傾角 0° 和 15° 之承載能力較 30° 大，且破壞面近似平面。
3. 數值分析中針對最小坡面變形、最大軸力發揮效能以及最大承載力之考量，在分析範圍內(坡度 70°~90°)，土釘較佳之傾角為 6°~15°。

## 七、參考文獻

1. Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
2. 吳偉特(1979)，「台灣地區砂性土壤液化潛能之初步研究」，*土木水利*，中國土木水利工程學會會刊，第六卷，第二期，第 39-70 頁。
3. 陳宏杰(2000)，「土釘擋土牆力學行為之探討」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所。
4. 國家地震工程研究中心(2000)，「921 集集大地震—大地工程震災調查報告」，台北。
5. 蘇玉峰(2001)，「土釘擋土牆設計參數研析」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所。