

加勁擋土牆加勁材張力發展預測方法之評估

楊國鑫

台灣科技大學營建系

劉家男

暨南大學土木工程系

周南山

環興科技公司

摘要

在加勁擋土結構物的內部穩定設計上，加勁材的張力強度與張力分佈狀況為主要的關鍵。現今有很多預測方式用來評估加勁材受力後的張力發展，主要可以區分為以力平衡(如側向土壓法、極限平衡法)與以變形(如K勁度法與有限元素法)為考量的預測方法。但目前為止，有關各項預測方法之準確性並沒有被充分的研究與探討。有鑑於此，本文首先針對各項預測方法的優缺點進行討論，然後本文將以一加勁擋土結構物為例，利用實測資料與各項預測方法的預估值進行比較，探討其準確性與可能造成誤差的原因。研究結果發現，以力平衡為考量的預測方法普遍呈現高估的趨勢。在以變形為考量的預測方法中，有限元素法能準確預測加勁材實際的張力發展，但在大土壤應變下，有限元素法會有計算收斂的問題。而K勁度法在結構物加載後，明顯低估加勁材的張力值。

關鍵字：加勁擋土結構物、加勁材張力發展、力平衡、變形。

Evaluation of Various Design Methods for Predicting Reinforcement Loads within Geosynthetic-Reinforced Soil Structures

K. H. Yang

Dept. of Construction Eng, National Taiwan University of Science and Technology

C. N. Liu

Dept. of Civil Eng, National Chi-Nan University

N. S. Chou

Sinotech Eng. Services

Abstract

Proper estimation of reinforcement loads is a key to evaluate the internal stabilities of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) structures. Prediction methods for reinforcement loads within GRS structures in current practice can be categorized into two approaches: force-equilibrium-based approach (i.e., earth-pressure-based method and limit equilibrium method) and deformation-based approach (i.e., K-stiffness method and finite element method). Until today, the effects of these methods have not been extensively examined and compared yet. In this paper, each of methods will firstly be introduced and the advantages and disadvantages of each method will be discussed. Afterward, a case of GRS structure is used to examine the prediction of reinforcement loads by the aforementioned methods. Comparison results indicate the earth-pressure-based method and limit equilibrium method overly predict the reinforcement loads. The finite element method agrees well with the measured data but the K-stiffness method shows an obvious under prediction under surcharging conditions.

Key Words： Geosynthetic-Reinforced Soil Structure, Reinforcement Load, Force-Equilibrium, Deformation.

一、前言

加勁擋土結構物 (Mechanically Stabilized

Earth Structures) 現今已在台灣與世界等地的營建工程計畫中廣泛的受到重視與應用。應用的範圍包括邊坡及擋土牆結構物、崩塌地整治，水土保持與自然生態工程等。有別於一般傳統重力

式擋土牆，加勁結構物具有美觀、與自然環境相容可靠、經濟、耐震、節能減碳、建築技術簡單、與可承受較大變形等多項優點。因加勁擋土結構物的力學行為與回填土（粗顆粒為主或細顆粒含量多的土壤）和加勁材（地工合成材與或鐵或鋼做成的加勁材）的種類有關，本文只探討粗顆粒回填土且用地工合成材所構成的加勁擋土結構物（Geosynthetic-Reinforced Soil Structures）。

加勁結構物設計上必須滿足各項內外部、動態、整體穩定與變形分析。圖一為美國FHWA加勁擋土結構物設計規範(Elias et al. 2001)各項穩定性分析與最小安全係數示意圖。其中，在內部穩定性分析上，又以如何評估加勁材的設計強度與張力分佈狀況為主要的關鍵。若知道加勁材受力後的張力發展，就能分析加勁結構物的內部穩定性，如牆面連接力(connection)、抗斷裂(breakage)與抗拉出(pullout)等。

現今國內外的學術研究或是實務應用上加勁材張力發展的預測主要可以區分為以力平衡為考量的預測方法(force-equilibrium based approaches)與以變形為考量的預測方法(deformation-based approaches)。以力平衡為考量的預測方法又有側向土壓法(earth-pressure-based method)與極限平衡法(limit equilibrium method)。以變形為考量的預測方法又可分K勁度法(K-stiffness method)與連體力學法(continuum-mechanics-based method)。

周南山(1993)、陳景文等(1993)與范嘉程與周南山(1998)曾相繼對地工合成材加勁結構物設計方法提出探討與評估。林三賢(1999)對於地

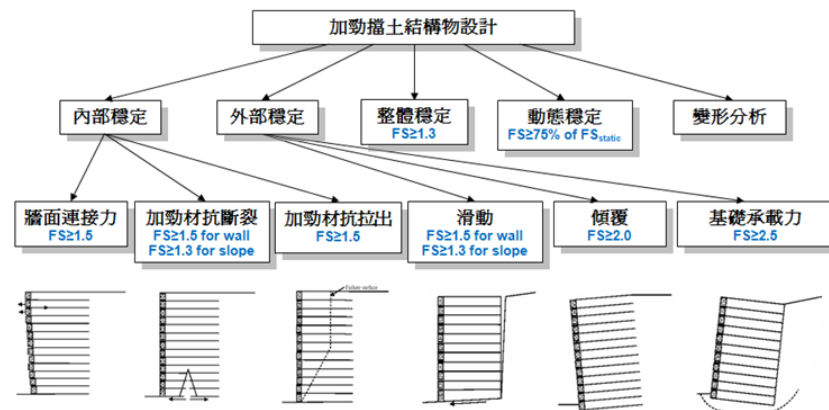
工合成材五種設計規範提出比較。上述學者皆發現即使針對相同的加勁擋土結構物，不同方法的設計結果差異甚大。Christopher et al. (2005)檢驗美國加勁擋土結構物的設計方法，發現力平衡的設計方法會高估加勁材實際發展之張力。Allen et al. (2004, 2003)與 Bathurst et al. (2005, 2008)從30幾組監測牆中發現，側向土壓法平均而言會高估兩倍以上加勁材實際發展之張力。

二、加勁材張力預測方法介紹

加勁擋土結構物又可細分為加勁擋土牆與加勁邊坡，美國加勁擋土結構物設計規範(Elias et al. 2001)建議若牆面傾角大於70度則結構物屬於加勁牆類，需利用側向土壓法預測加勁材張力發展；若牆面傾角小於70度則結構物屬於加勁邊坡類，需利用極限平衡預測加勁材張力發展。K勁度法則是在近幾年內被美國華盛頓州交通部的設計規範所採納(WDOT, 2006)。此外，雖然到目前為止並沒有直接應用有限元素法於加勁結構物設計的實際案例，但已有相當多的研究利用有限元素法探討加勁結構物的力學行為與變形分析。本節針對上述各種加勁材張力發展的預測方法與其優缺點論述如下：

2.1 側向土壓法

側向土壓法目前在各設計規範中被廣泛的應用來設計加勁擋土牆內加勁材的張力強度，如美國Federal Highway Administration (FHWA) (Elias et al. 2001)，美國American



圖一 加勁擋土結構物各項穩定性分析與最小安全係數(Elias et al. 2001)

Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2002)，美國 National Concrete Masonry Association (NCMA 2010) 和台灣台北市土木技師公會(台北市土木工程技師公會 2003)等。其設計的原理為假設加勁擋土牆內的側向土壓(驅動力)與加勁材所發展的最大張力(抵抗力)呈靜態的力平衡。美國FHWA加勁擋土結構物設計規範建議使用公式(1)來預估加勁擋土牆內每層加勁材可能發展的最大張力：

$$T_{max,i} = \left(\frac{k_r}{K_a} \right) K_a S_v (z\gamma + q) \dots\dots\dots(1)$$

其中： $T_{max,i}$ 為每層加勁材可能發展的最大張力； k_r/K_a 為正規化後的側向土壓係數(圖二)； k_a 為主動土壓係數； γ 為回填土的單位重； z 為距牆頂的深度； q 為牆頂載重； S_v 為每層加勁材的間距。圖二呈現正規化後的側向土壓係數 k_r/K_a 。 k_r/K_a 隨加勁材的種類和距牆頂深度的不同而有變化，如使用地工合成材這種比較可延伸性(extensible)的加勁材，假設結構物有足夠的變形使土壤產生主動破壞，則 k_r/K_a 保持1.0。若使用鐵或鋼做成的不可延伸(inextensible)加勁材， k_r/K_a 隨距牆頂深度的不同可從1.2變化到2.5。

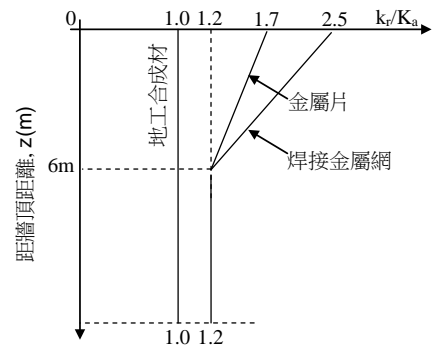
側向土壓法預測加勁材強度最大的問題在於所預估的加勁材張力值遠大於加勁材實際所受到的張力，這表示用側向土壓法設計加勁材的張力強度顯得太過保守，會導致設計上的不經濟與材料浪費。其他可能的問題與限制如下：

1. 只適用於簡單幾何形狀的加勁結構物，並不適用於窄牆或是多階段式的擋土牆。
2. 不能考慮牆面版對結構物穩定性的影響。
3. 不能考慮土壤因自重沉陷所產生下拉荷重(downdrag)對牆面連接力的影響。
4. 不能評估結構體、土壤與加勁材的變形。
5. 沒有考慮孔隙水壓的影響。

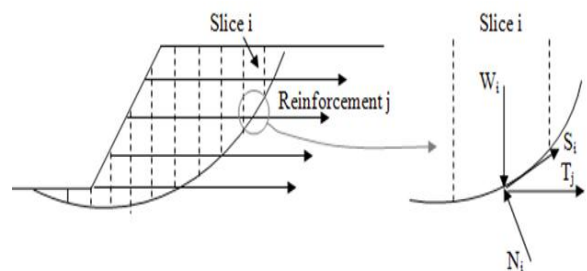
因利用主動土壓的理論，故假設破壞面上土壤剪力強度皆到達峰值。但實際上，破壞面上的土壤剪力強度呈不均勻分佈，可以小於峰值或是越過峰值。

2.2 極限平衡法

極限平衡法一般常用來分析邊坡穩定的問



圖二 側向土壓係數 k_r/K_a 分布(Elias et al., 2001)



圖三 極限平衡法分析加勁邊坡之示意圖

題。在應用於分析加勁邊坡的穩定性上，如圖三所示，垂直段面(vertical slice)底部若有加勁材通過，則將加勁材張力強度加至此斷面的力或力舉平衡計算中。在圖三中， W_i 為垂直斷面 i 的自重， N_i 與 S_i 為作用於垂直斷面 i 底部的正向力與剪力， T_j 為加勁材 j 的張力強度。

極限平衡法在分析加勁邊坡上主要的問題在於會產生未知數多過於可用方程式的情況(statically indeterminate)。因此在計算執行前必需先假設每層加勁材受力後的張力分佈，然後才能去分析其相對應的安全係數。一般假設每層加勁材所發展的最大張力與側向土壓有關，隨深度呈線性增加分佈(Schmertmann et al., 1987; Leshchinsky and Boedeker, 1989 與 Jewell, 1991)。然而，根據現地或離心機試驗觀察表示(Zornberg and Arriaga, 2003 和 Zornberg et al., 1998)，在工作應力範圍下加勁擋土邊坡內每層加勁材所發展的最大張力隨深度呈均勻分佈。即使在接近邊坡破壞的情況下，每層加勁材所發展的最大張力隨深度呈三角形分佈，所有加勁材張力發展的最大值發生在坡頂邊緣的正下方與潛在滑動面相交處，大約在1/2牆高之處。

其他極限平衡法分析加勁邊坡穩定可能的

問題與限制如下：

1. FHWA加勁擋土結構物設計規範建議極限平衡法只適用於小於70度的邊坡，但實際上並沒有任何理論證明為什麼極限平衡法不能用在於大於70度的邊坡或是加勁擋土牆上。

2. 需要用特殊的數值技巧才能處理牆面版對結構物穩定性的影響。

3. 不能考慮土壤因自重沉陷所產生下拉荷重對牆面連接力的影響。

4. 不能評估結構體、土壤與加勁材的變形。

2.3 K-勁度法

Allen et al. (2004, 2003) 與 Bathurst et al. (2005, 2008) 從30組足尺加勁擋土牆實驗中分析加勁材張力發展。他們發現加勁材實際發展的最大張力遠遠小於用側向土壓法所預估的值。其結果如圖四所示。換句話說，側向土壓法所設計的加勁材張力強度為過分保守。他們也觀察到每層加勁材所發展的最大張力隨深度呈均勻分佈並不像側向土壓法所建議的線性分佈。

為了改善側向土壓法高估加勁材張力發展的問題，Allen et al. (2003) and Bathurst et al. (2005, 2008) 從所作的30組大型實驗中，用回歸的方式發展一套預測加勁材張力的經驗方式，稱做K勁度法。其公式如下：

$$T_{max,i} = \frac{1}{2} K_o (\gamma H + q) S_v D_{tmax} \Phi \dots\dots\dots(2)$$

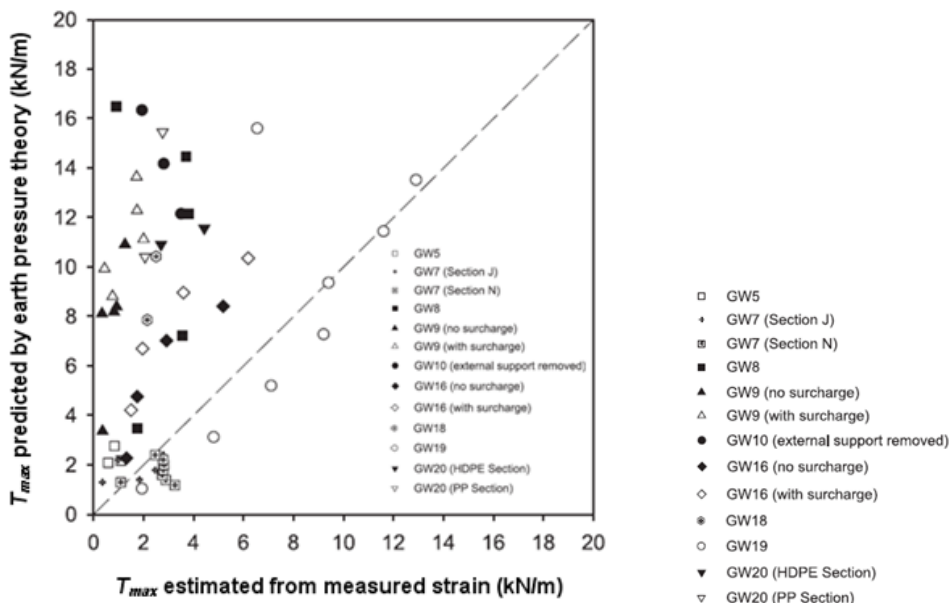
$$\Phi = \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \Phi_c \dots\dots\dots(3)$$

其中： $T_{max,i}$ 為每層加勁材發展的最大張力； K_o 為靜止側向土壓係數； γ 為回填土單位重； H 為牆高； q 為牆頂載重； S_v 為每層加勁材的間距； D_{tmax} 為加勁材強度隨深度分佈的因子； Φ 為多項影響因子的乘積包括整體加勁材勁度 Φ_g 與單一加勁材勁度 Φ_{local} 、牆面版勁度 Φ_{fs} 、牆面傾斜度 Φ_{fb} 與回填土黏聚性 Φ_c 等影響因子。影響因子之詳細評估方式請參閱之前所提及之相關參考文獻。K勁度法與側向土壓法之形式相似，最大的不同在於K勁度法考慮多項影響因子對側向土壓的影響(折減)，使得K勁度法比側向土壓法來的預估準確。

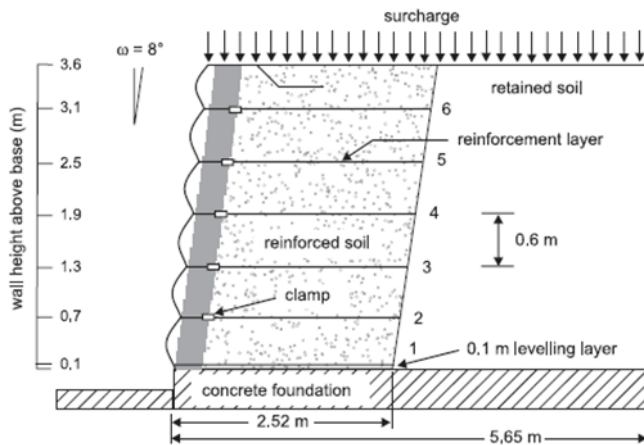
K勁度法可能的問題與限制論述如下：

1. 只適用於簡單幾何形狀的加勁結構物。
2. 適用的範圍不能超出公式回歸時所用資料庫的範圍。
3. 與側向土壓法相比，K勁度法需要獲得比較多的參數資訊，造成使用相對不便。
4. 目前為止還不能考慮牆面連接力。
5. 沒有考慮孔隙水壓的影響。

此外，K勁度法只適用於預估當結構物在工作應力下(大約在應變<3%)的加勁材張力。然而，當結構物在較大應變下(大約在應變>3%)，K勁度法將低估加勁材張力發展。



圖四 加勁材實際發展的最大張力與預估值比較(Allen et al., 2003)



圖五 回包式加勁擋土牆試驗照片與示意圖(Bathurst et al., 2006)

2.4 連體力學法

連體力學法，如有限元素法或有限差分法，目前已被廣泛的應用在分析加勁擋土結構物的行為，如 Hatami and Bathurst (2005, 2006), Karpurapu and Bathurst (1995), Ling et al. (2000)等。連體力學法也是目前所有方法中，最能實際模擬結構物行為的方法，預測的結果通常也十分準確。用連體力學法分析時，必須掌握系統裡所有材料的組成律(即應力應變的關係)，滿足邊界條件，考慮兩種不同材料的介面行為，並且要能夠模擬外力施加的狀況與過程(如交通載重，地震力，結構物建造的過程)。不同於其他預測方法，連體力學法能夠分析與獲得系統中變形和應變的資訊，這樣的資訊可以用來檢視結構物的變形是否小於容許變形量。此外，在系統中的任何處(即格網節點(nodal point)或是高斯積分點(Gaussian point))都能提供作用力、應力、變形與應變等豐富的資訊。

連體力學法的問題與限制討論如下：

1. 需要高效能的分析硬體(數值分析用電腦)與軟體(有限元素法軟體)。
2. 需要校正與仔細評估所有材料組成律的輸入參數值。
3. 需要小心處理土壤-加勁材-牆面版間的介面行為。
4. 需有受過專業訓練及有經驗的分析者。

三、加勁擋土牆試驗

本節以一加勁擋土結構物的足尺物理模型

為例，說明其試驗過程，並利用其實際量測資料比較各項預測方法於預測加勁材張力發展的準確性。

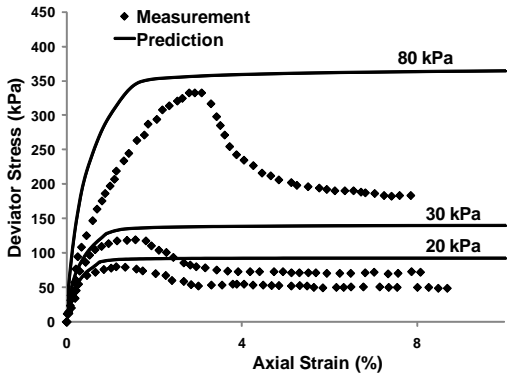
3.1 加勁牆試驗描述

本研究利用 Bathurst et al. (2006) 所試驗的足尺寸加勁擋土牆進行分析，圖五為此加勁牆的照片與示意圖。此加勁牆高 $H=3.6\text{m}$ ，內有6層加勁材其間距為 $S_v=0.6\text{m}$ 。加勁牆座落於為混凝土基礎上，以確保加勁牆之力學行為不受基礎變形之影響。牆建造完成後將均勻載重 q 置於牆頂，以 10 kPa 為增量直至 $q=80\text{ kPa}$ 為止，此時牆面發生嚴重的變形。牆面版為加勁材回包構成，與垂直面傾斜 $\omega=8^\circ$ ，加勁材回包後於距牆面 0.3m 處以鐵夾固定。牆內佈有完善的監測系統，用以量測牆面變位、加勁材應變與牆內土壓力。

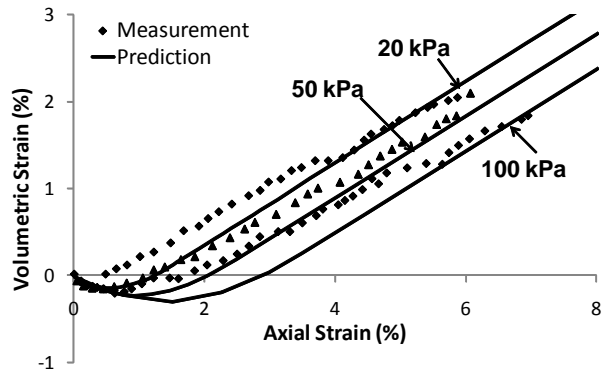
3.2 土壤與加勁材

試驗所用的土壤為均勻的海砂，顆粒粒徑 $D_{50}=0.34\text{mm}$ ， $C_c=2.25$ ， $C_u=1.09$ ，統一土壤分類為不良級配之砂土SP。土壤在三軸試驗下的摩擦角為 $\phi_{tx}=35^\circ$ ，在平面應變試驗下的摩擦角為 $\phi_{ps}=42^\circ$ ，黏聚力 $c=0\text{ kPa}$ 。此土壤回填至加勁牆後以每層 150mm 的厚度夯實至單位重 $\gamma=16.7\text{ kN/m}^3$ 。土壤平面應變下應力應變與三軸試驗下軸向應變與體積應變關係示於圖六。

加勁材為聚丙烯(PP)製成的土工格網。單向張力拉伸試驗下獲得最大張力強度為 13 kN/m 。因為單向拉伸試驗下的應變變化率($10\%/min$)遠大於加勁材實際在加勁牆內可能產生的應變速率。有鑑於此，Bathurst et al.(2006) 建議利用

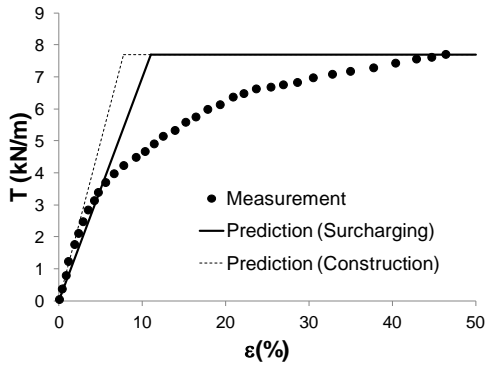


(a)平面應變下應力-應變



(b)三軸下軸向應變與體積應變關係

圖六 回填土應力應變與體積應變關係



圖七 加勁材潛變試驗在1000小時下所獲得之張力-應變關係

加勁材潛變試驗在1000小時下所獲得的張力-應變關係(如圖七所示)與實際量測到加勁材應變計的讀數，推求加勁材在加勁牆內可能發展的張力值。

四、各預測方法計算

本節將簡述如何利用各項預測方式預估上述加勁牆內加勁材張力發展。

4.1 側向土壓法

在側向土壓法中，因為本案例之牆頂上方無斜坡，Ka可分別利用Rankine與Coulomb的主動土壓係數公式(分別為公式4與公式5)進行評估，以探討牆面傾斜與土壤-牆面介面摩擦力對加勁材張力發展的影響。

Rankine主動土壓係數：

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots(4)$$

Coulomb主動土壓係數：

$$K_a = \frac{\cos^2(\omega + \phi)}{\cos^2 \omega \cos(\delta - \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos(\delta - \omega) \cos \omega}} \right]^2} \dots\dots\dots(5)$$

其中φ為土壤摩擦角；ω為牆面傾角；δ為土壤與牆面的介面摩擦角。φ以平面應變下的土壤摩擦角代入，以模擬加勁牆內土壤為平面應變下的應力狀況。在Coulomb公式中假設牆面的摩擦發生在加勁材回包後方鐵夾固定處，其介面摩擦力主要發生於土壤與土壤之間即δ=φ。如之前所述，因為加勁材屬地工格網，kr/Ka取1.0。其他參數輸入值皆依照試驗模型參數的量測值。

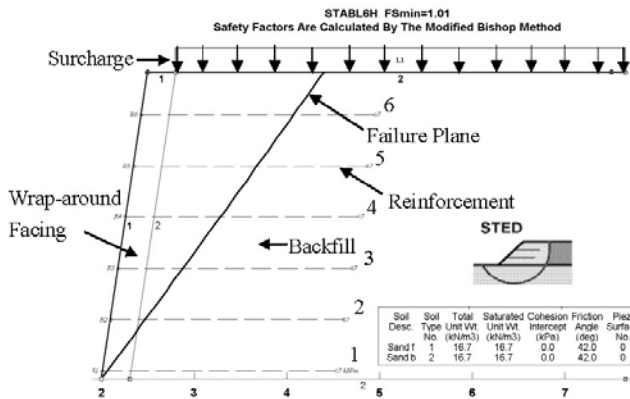
4.2 極限平衡法

本研究利用邊坡穩定程式STEDWin(2006)並選用Modified Bishop法進行極限平衡分析。土壤強度以φps=42°為輸入值。加勁材張力發展假設隨深度呈均勻分佈，加勁材回包層的效果以次加勁層(secondary reinforcement)的方式模擬。其他參數的輸入值皆依照試驗模型的參數值。加勁材張力發展值的判定為對應於安全係數FS=1.0下的加勁材張力強度輸入值。極限平衡法模型與模擬結果如圖八所示。

4.3 K勁度法

在K勁度法中，土壤強度為ΦPS=42°有關加勁材勁度影響因子(如Φg與Φlocal)係利用加勁材潛變試驗1000小時下所獲得的加勁材勁度值J進行評估，其原因如之前所述。牆面版勁度影響因子

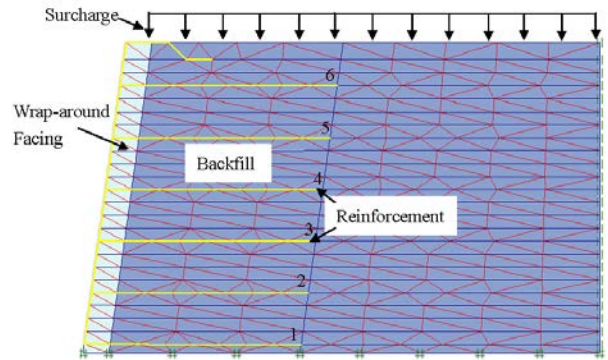
Φ_{fs} 輸入值為1.0，此暗示在K勁度法中回包式牆面版對加勁材張力並無折減效果。此外因為此牆之回填土為乾淨砂土，無黏聚性，故回填土黏聚性影響因子 Φ_c 輸入值為1.0。其他參數輸入值皆依照試驗模型參數的量測值。



圖八 極限平衡法模型與模擬結果(安全係數與破壞面位置)

4.4 有限元素法

在有限元素中，選用有限元素法程式 PLAXIS(2011)進行分析，其數值模型如圖九所示。土壤模式選用彈塑性的 Soil -Hardening 模式，此土壤模式以雙曲線方程式描述土壤應力-應變間非線性的關係，模擬結果與平面應變和三軸試驗結果比較如圖六所示。土壤參數的輸入值如表一所示，有關土壤參數的定義請參閱 PLAXIS (2011)。在模擬牆建造與加載的過程中，回填土內分別加入少許的凝聚力 $c=1\text{kPa}$ 與 2kPa 以確保數值運算的穩定性。此外，凝聚力 $c=10\text{kPa}$ 輸入靠牆面的土壤元素以模擬加勁回包層與鐵夾固定牆面的效果。加勁材為線性彈性-完全塑性模式，模擬結果與潛變試驗結果的比較如圖六所示。加勁材參數的輸入值如表二所示，其中 N_p 與 EA 為加勁材的最大張力強度與勁度。此外，為了模擬加勁材張力-應變非線性的關係(如圖七所示)，加勁材勁度參數在牆建造與加載時分別輸入 $EA=100\text{kN/m}$ 與 70kN/m ，大致對應於加勁材在受力過程中應變發展的平均值(如在牆建造時為2%與在加載時為7%)。在 PLAXIS 模擬中，除了土壤與加勁材的介面行為與夯實的過程並沒有在模擬中考慮，其他牆建造與施加載重的過程均可於 PLAXIS 中分階逐步模擬。



圖九 有限元素法模型與初始格網

表一 土壤模式參數輸入值

土壤參數	輸入值	單位
γ	16.7	kN/m^3
E_{50}	6.2×10^4	kPa
E_{oed}	6×10^4	kPa
E_{ur}	1.8×10^5	kPa
m	0.5	-
ϕ	42	degree
c	1 for construction 2 for surcharging 10 for facing	kPa
ψ	11	degree
R_f	0.8	-

表二 加勁材模式參數輸入值

加勁材參數	輸入值	單位
N_p	7.7	kN/m
EA	100 for construction 70 for surcharging	kN/m

模擬結果顯示數值運算能順利加載至 40kPa ，但於加載至 50kPa 時數值模擬發生不能收斂的問題。檢視土壤應力資料後發現，在載重 50kPa 下沿破壞面上的土壤多數皆已經達到其尖峰剪力強度，因此造成數值運算發生不穩定。在載重 50kPa 以前，模擬結果與實測值進行驗證顯示(如圖十)，加勁材應變量和每層加勁材最大應變的位置(潛在破壞面)與實際觀察到的情形吻合。圖中量測誤差範圍(error bar)為 $\pm 10\%$ 。

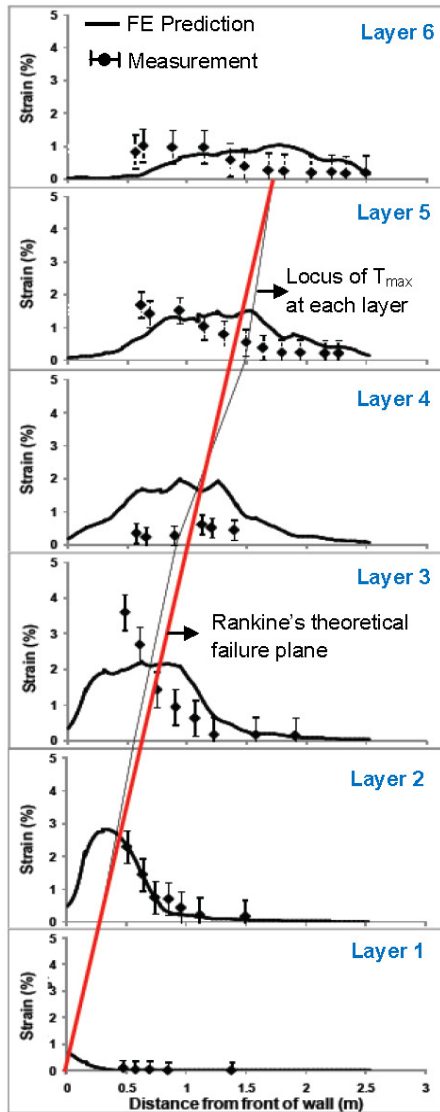
4.5 楔形破壞法

Leshchinsky (2009)曾用一簡易楔形破壞分析(failure wedge)檢驗各預測方法所預估加勁材張力發展是否滿足力平衡的基本要求(如 $\Sigma T_{max,i}$ 必須大於 ΣT)。圖十一為此楔形破壞分析的示意圖，其中 H 為擋土結構物高度; W 為楔形破壞的自重; N 為作用於破壞面上的正向力; ΣT 為各層加

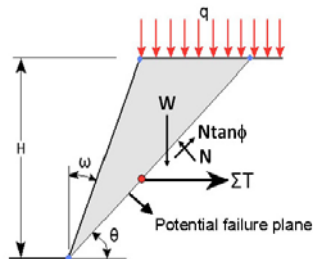
勁材張力的總合； q 為載重； ϕ 為土壤摩擦角； ω 為牆面傾角； θ 為破壞面的傾角。在極限平衡時， ΣT 可用下式評估：

$$\Sigma T = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right)\left(\frac{1}{\tan\theta} - \tan\omega\right)\tan(\theta - \phi)$$

.....(6)



圖十 有限元素法驗證-比較加勁材於牆建造完成後 ($q=0kPa$)之應變發展



圖十一 楔形破壞分析示意圖

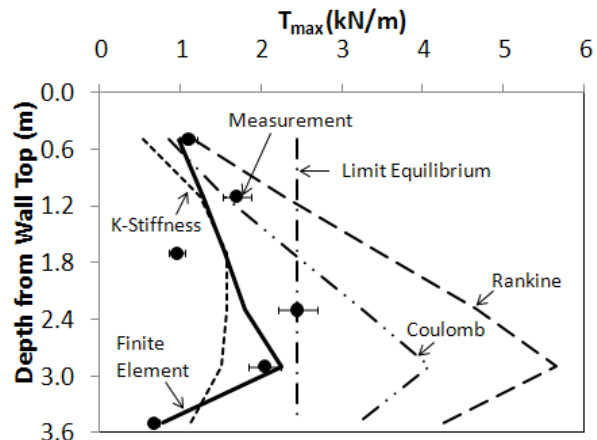
其中： γ 為回填土的單位重，其他參數如之前所定義。在計算 ΣT 中需不斷改變破壞面傾角 θ 直到找到 ΣT 的最大值。楔形破壞分析只能求每層加勁材張力的總合 ΣT 而無法獲得加勁材每層最大張力發展值 $T_{max,i}$ 。楔形破壞分析結果將用於檢驗各預測方法所預估的加勁材張力發展是否滿足力平衡的基本要求。

五、結果與討論

本節呈現各預測方法於預估加勁材張力發展之比較結果，並探討其準確性與可能造成誤差的原因。

5.1 各預測方法比較

圖十二為各預測方法預估在牆建造完成後(載重 $q=0kPa$)，加勁材張力發展隨深度變化之趨勢。圖十二中加勁材張力發展的量測值為從加勁材應變計的讀數推求而得。圖中量測值的誤差範圍為 $\pm 10\%$ 。與量測值相比，側向土壓法不論是Rankine還是Coulomb土壓理論皆呈高估的趨勢。此外，因為Coulomb土壓理論比Rankine土壓理論多考慮牆面傾斜與摩擦力的效果，所以其預估的張力發展值比Rankine的預測值來的小。極限平衡法雖與加勁牆內所有加勁材中的最大張力發展值吻合，但張力分佈的形狀均與實際觀察到的形狀較不符。K勁度法在無載重時稍微低估了實測值，而有限元素法不論在張力發展或分佈都與實測值較接近。



圖十二 各預測方法於牆建造完成後($q=0kPa$)之比較

圖十三(a)為第三層加勁材最大張力發展 T_{max} (也是牆內所有加勁材中的最大值)與載重關

係圖。有限元素法因為模擬至 $q=50\text{kPa}$ 時，發生不能收斂的問題，因此有限元素法所計算的 T_{max} 終止於 $q=40\text{kPa}$ 。一般而言，各預測方式皆能預估 T_{max} 隨載重增加而增加的趨勢。然而從圖十三(a)可以清楚看出，除了極限平衡法在無載重下($q=0\text{kPa}$)較準確外，以力平衡為考量的預測方法皆高估在不同載重下加勁材張力發展，且誤差有隨載重增加而增大的趨勢。

在以變形為考量的預測方法方面，有限元素法所預測的 T_{max} 與量測值相當吻合。K勁度法在加載前稍微低估加勁材的張力值，在加載後明顯低估加勁材的張力值，此現象與之前提到K勁度法中的一項缺點一致。

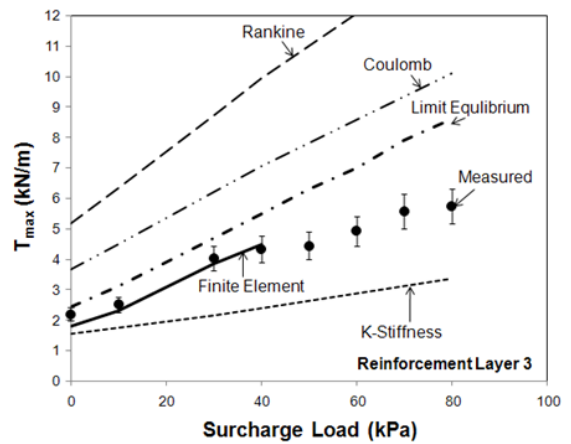
圖十三(b)為各層加勁材最大張力發展的總合 T_{max} 與載重的關係。因為Bathurst et al. (2006)只提供在 $q=0\text{kPa}$ 與 80kPa 下各層加勁材最大張力發展的資料，故於圖十三(b)中只有繪出兩點量測值。與圖十三(a)相似，力平衡的預測方法一致高估在不同載重下加勁材張力發展的總合。有限元素法能準確預測加勁材實際的張力發展。K勁度法在加載後，有明顯低估的趨勢。

楔形破壞分析的結果也繪於圖十三(b)(以紅色實線表示)，因為Coulomb法、極限平衡法與楔形破壞法的計算原理相同(皆考慮破壞面上的極限平衡)，故此三種方法所預測的結果相近。此外Rankine法的預測結果皆大於楔形破壞法的分析結果($\Sigma T_{max,i} > \Sigma T$)，顯示Rankine法滿足力平衡的基本要求。然而以變形為考量的預測方法皆小於楔形破壞法的分析結果($\Sigma T_{max,i} < \Sigma T$)，根據Leshchinsky (2009)的看法，以變形為考量的預測方法不滿足力平衡的基本要求。但作者認為Leshchinsky (2009)用楔形破壞分析的結果來判定各項預測方法是否有滿足力平衡的看法並不完全正確，其原因於下小節中討論。

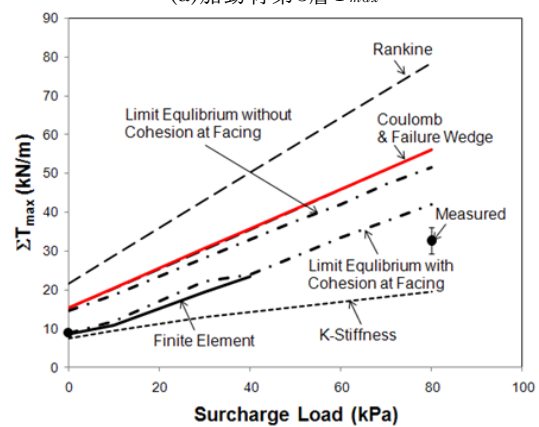
5.2 誤差原因討論

Holtz於2011年對台灣大地工程學會的Terzaghi Lecture中提到各預測方法可能造成誤差的原因有：

1. Rankine法計算中假設最大與最小主平面為垂直與水平面，但是在加勁材附近受土壤與加勁材間剪應力的影響，此假設並不為真。



(a) 加勁材第3層 T_{max}



(b) 各層總合 ΣT_{max}

圖十三 加勁材張力發展各預測方法之比較

2. 以力平衡為考量的預測方式一般沒有考慮到土壤剪脹角 ψ 與平面應變摩擦角 ϕ_{ps} 的效果。

3. 在量測方面，儀器安裝與監測資料判讀可能產生的問題與誤差。

4. 現地加勁結構物內回填土若處於非飽和狀態或具凝聚性，回填土內基質吸力或凝聚性對加勁材張力發展的影響也未被考慮。

此外，作者也認為牆面版勁度與回填土-基礎間介面摩擦作用也會影響加勁材張力之發展(Chou 1992)。一般而言，當牆面版勁度越強或回填土-基礎間介面摩擦力越大會降低加勁結構物的變形量，進而降低加勁材張力之發展。而這些效果並沒有包含在力平衡的預測方式中，導致高估加勁材張力之發展。以牆面版對加勁材張力發展之影響為例，如圖十三(b)所示，若在極限平衡法中考慮牆面版的效果(在牆面輸入凝聚力 $c=10\text{kPa}$ 以模擬加勁回包層與以鐵夾固定牆面的效果)，其計算結果將與實測值和有限元素法預測的結果相當接近。因為楔形破壞分析中也未能考

慮上述幾點的效果，故Leshchinsky (2009)提出以變形為考量的方法不滿足力平衡基本要求的看法實際上並完全不正確。

六、結論

現今用來預測加勁材張力發展的預測方法主要可以區分為以力平衡(如側向土壓法與極限平衡法)與以變形為考量(如K勁度法與連體力學法)。本研究以一加勁擋土結構物為例，利用實測資料與各項預測方法進行一系列綜合比較。研究結果發現，以力平衡為考量的預測方法普遍呈現高估的趨勢。誤差原因討論於文章5.2節中。研究證實，若利用極限平衡法並同時考慮牆面版的效果能比較準確預測加勁材張力發展。在以變形為考量的預測方法中，有限元素法能準確預測加勁材實際的張力發展，但在大土壤應變下，有限元素法會有計算收斂的問題。而K勁度法在結構物加載後，明顯低估加勁材的張力值。

參考文獻

- 台北市土木技師公會(2003)，“結合生態與景觀之加勁擋土結構設計及施工規範”，詹氏出版社。
- 林三賢,(1999)，“土工合成材五種設計規範之比較”，*土工技術*，第71期，43-46。
- 周南山,(1993)，“土工合成物加勁牆分析設計之探討與評估”，*土工技術*，第43期，32-42。
- 范嘉程與周南山,(1998)，“加勁擋土結構物設計及施工規範準則之探討”，*土工技術*，第70期，93-106。
- 陳景文、吳宗欣、Claybourn, A.F. (1993)，“不同土工織物擋土牆設計方法之比較”，*土工技術*，第43期，43-49。
- AASHTO, (2002), “Standard Specifications for Highway Bridges”, American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th Edition, Washington, DC, USA, 689 p
- Allen, T.M., Bathurst, Richard J., Holtz, Robert D., Walters, D., Lee, Wei F., Walters D (2004) “A New Method for Prediction of Loads in Steel Reinforced Soil Walls”, *JGGE*, 130(11), 1109-1120
- Allen, T.M., Bathurst, R.J., Holtz, R.D., Walters, D., Lee, W.F. (2003) “A New Working Stress Method for Prediction of Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls”, *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5), 976-994
- Bathurst, R.J., Miyata, Y., Nernheim, A. and Allen, T.M. (2008) “Refinement of K-Stiffness Method for Geosynthetic Reinforced Soil Walls”, *Geosynthetics International*, 15(4), 269–295
- Bathurst, R.J., Vlachopoulos N., Walters, D.L., Burgess, P.G., and Allen, T.M. (2006). “The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls”, *Canadian Geotechnical Journal*, 43(12), 1225-1237
- Bathurst, R. J., Allen, T. M. & Walters, D. L. (2005). “Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls and the Case for a New Working Stress Design Method. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(4), 287–322.
- Christopher B. Leshchinsky D. and Stulgis R. (2005). “Geosynthetic-Reinforced Soil Walls and Slopes: US Perspective”, *Geotechnical Special Publication No. 141*, ASCE Press, Reston, Virginia, January 2005, 166 p.
- Chou, N. S. (1992), “Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Walls”, Ph.D. Dissertation, Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder.
- Elias, V., Christopher, B.R., and Berg, R.R., (2001), “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines” Report No. FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, D.C. March
- Hatami, K and Bathurst R. J.(2006), “Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading” *Canadian Geotech Journal*, 67(4), 1066-1085
- Hatami, K and Bathurst R. J.(2005), “Development and Verification of a Numerical Model for the Analysis of Geosynthetic-Reinforced Soil Segmental Walls under Working Stress Conditions”, *JGGE*, 132(6), 673-684
- Jewell, R. A., (1991) “Application of Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes”, *Geotextiles and Geomembranes*, 10(3), 203-233.
- Karpurapu, R.G., and Bathurst, R.J. (1995). “Behaviour of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Method”. *Computers and Geotechnics*, 17(3): 279–299.
- Leshchinsky, D. and Boedeker, R.H., (1989) “Geosynthetic Reinforced Soil Structures”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 115(10), 1459-1478.
- Leshchinsky, D. (2009) “On Global Equilibrium in Design of Geosynthetic Reinforced Wall”, *JGGE, ASCE*, 135(3), 309-315
- Ling, H.I., Cardany, C.P., Sun, L.-X., and Hashimoto, H. (2000). “Finite Element Study of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall with Concrete-Block Facing”. *Geosynthetics International*, 7(3): 163–188.
- National Concrete Masonry Association, (2010), “Design Manual for Segmental Retaining Walls”, Bathurst, R.J., Editor, 3rd Edition, Herndon, Virginia, USA, 282p.
- PLAXIS. (2011). “PLAXIS 2D-Program Manual”, Version PLAXIS 2D 2011, PLAXIS Company.
- STEDwin (2006). “Slope Stability Analysis System-Program Manual”, Version 2.002.2, by Gregory Geotechnical Software.
- Schmertmann, G. R., Chouery-Curtis, V.E. Johnson, R.D., and Bonapart R. (1987), “Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes”, *Proc., Geosynthetics’ 87 Conf.*, New Orleans, La., 108-120.
- Washington State Department of Transportation, WSDOT(2006). *Geotechnical design manual*, M 46–03, Chap. 15, Abutments, retaining walls, and reinforced slopes, Olympia, Wash.
- Zornberg, J.G. and Arriaga, F., (2003) “Strain Distribution within Geosynthetic Reinforced Slopes”, *JGGE, ASCE*, 131(2), 141-150.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K. (1998). “Performance of Geosynthetic-Reinforced Slopes at Failure.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 124 (8), 670-683.