

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

考慮邊坡穩定下之輸電塔震力分析

計畫類別：個別型計畫

計畫編號：NSC94-2211-E-032-011-

執行期間：94年08月01日至95年07月31日

執行單位：淡江大學土木工程學系

計畫主持人：雷英暉

計畫參與人員：簡育琳，吳宗宜

報告類型：精簡報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 95 年 10 月 11 日

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

考慮邊坡穩定效應下之輸電塔震力分析

Seismic Analysis of Transmission Towers Considering Slope Stability

計畫編號：NSC-94-2211-E-032-011

執行期限：94年8月1日至95年7月31日

主持人：雷英暉

淡江大學營建系

一、中文摘要

發電廠於傳輸電力至不同住宅或工商業區之過程中，相關傳輸路線常須因應地形及地貌之變化而呈現俯仰轉折之多變走勢，而台灣地區位處於環太平洋地震帶上，故構造物之抗震能力原本即為結構設計上之首要考量，復加以本島境內山巒綿互、丘陵起伏，致眾多高壓輸電塔常須建造於邊坡毗鄰之處；使得輸電塔構造在強震作用下之安全性將與邊坡之穩定息息相關。本研究一方面建立有效之結構分析模式，精確模擬輸電塔之受震行為，並獲得各元件之幾何非線性動力行為，另則縝密探討不同地質與地形條件之邊坡，於地震力及電塔慣性力共同作用下之安全度分析以及潛在滑動之破壞情形；冀期在建立包含輸電塔及邊坡兩子系統之三維全域系統之後，輸電塔之震力分析將可進一步獲致更佳之可靠性與實用性，研究結果顯示，輸電塔於邊坡上之興建位置及土壤之強度參數將與結構安全與否息息相關。

關鍵詞：輸電塔、幾何非線性、邊坡穩定

Abstract

In the course of electricity conveyance beginning from power plant to some residential and industrial areas, the conveying route is often changeable both in its elevation and its orientation, due to the uneven topography or terrain which the transmission towers march across. Taiwan being situated in the vicinity of boundary zone between the Eurasian plate and the Philippine Sea plate, the ability in

earthquake resistance is hence undoubtedly one of the essential requirements in structural design. On the other hand, plenty of mounds and mountains are found to extend uninterruptedly in Taiwan which makes many transmission towers here are inevitable to be built nearby the slope. As a consequence, the safety of these towers under strong ground motion would be closely related to the stability of slopes concerned. In this research, the effective analytical model of transmission towers will be established such that the precise dynamic behaviors, including both geometric and material nonlinearities, of tower members can be found. In addition, the detailed investigation on the potential sliding of the slopes with various patterns and under the combined action caused by seismic force and the inertia force from the tower will be undertaken. It is expected that through the establishment of the global 3-D system composed of both tower- and slope-subsystems, the better reliability and applicability for the analytical outcome will be accomplished. It is shown in the results that the structural safety for transmission towers will closely depend upon the spots where the tower is located at and upon the magnitudes of the strength parameters of soil concerned.

Keywords: transmission tower, geometric nonlinearity, slope stability.

二、前言

輸電塔對於民生、經濟乃至於國防之重要性，乃眾所皆知之事。1999年9月21日發生於南投之集集大地震，造成生命財產與經濟發展之重大損失；並在該次大地

震中，中部山區某台電高壓輸電塔，即因結構受力過鉅以及塔底週邊土質過於鬆軟等因素，導致於電塔倒塌失敗；影響所及，不但迫使台灣北部地區採行了月餘的限電措施，造成人民生活極大不便，且連帶使得新竹科學園區內高科技產業蒙受鉅大之商業損失[1]。因高壓輸電塔常須處於攀爬山嶺或跨越河川之境地，如圖 1，欲確保建造於邊坡輸電塔結構在強震來襲之安全，唯有結合完備動力分析及縝密地邊坡穩定性分析，方能克竟全功。

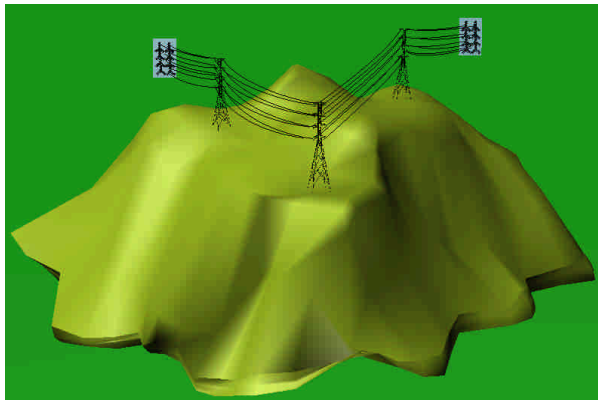


圖 1 山區輸電塔群三維示意圖

早在電力供應系統蓬勃發展之初，便有不少學者從事輸電塔構造之研究。Roy、Fang 及 Rossow 於 1984 年曾採用 3-D 桁架元素來模擬輸電塔結構，俾探究二次應力效應之影響[2]。有鑒於 EPRI (Electric Power Research Institute) 之研究發現，當輸電塔承受複雜外力時，藉由桁架線彈性分析所得結果與全尺寸實驗所得者並不相符，因此 Albermani 及 Kitipornchai 於 1993 年，利用薄壁樑柱元素，考慮非線性及節點韌性進行輸電塔之極限分析，其結果顯示此分析具甚高之準確性[3]；同年，Knight 及 Santhakumar 針對接點效應從事深入研究後指出：輸電塔主要柱腳桿件與次要桿件多以螺栓接合，致使前者除軸力作用外，同時承受兩主軸方向之彎矩力，故任何有關主要桿件之極限強度分析，皆應將彎矩之貢獻涵計在內[4]。

纖細高聳之輸電塔，甚易產生明顯之幾何非線性變形，故完整之震力分析應涵

計該項非線性效應在內。1973 年 Oran 推導得空間剛架之非線性勁度矩陣[5]；1987 年，See 及 McConnell 則採用 Oran 所導得之梁-柱元素勁度矩陣來求取結構之臨界載重[6]。由於梁-柱法乃利用梁-柱元素之控制方程式，來求取其幾何非線性勁度矩陣，故於推導過程中不但毋需經過積分計算，而且頗利於電腦之數值運算。至於非線性收斂分析方面，常用之數值迭代法包括荷重增量法、牛頓-勒普森法等多種，其乃從事勁度矩陣之反覆迭代，俾使內力和外力間之不平衡力得以逐漸趨近於零。本研究一方面擬求取空間梁-柱元素之幾何非線性勁度矩陣，並以牛頓-勒普森法作為反覆迭代運算的工具。

輸電塔間主要以纜索結構相互連結，早期纜索分析大多採桁架元素或梁-柱元素為之，1975 年，Irvine 利用桁架元素組成之連續體模型來模擬[7]，惟此法甚為耗時與繁瑣；1981 年，Jayaraman 和 Knudson 曾利用元素端點力與端點增量位移間關係，建立更為精確有效之纜索勁度矩陣，並應用於動力分析中，但仍無法包含纜索質量所產生之慣性力影響[8]。Desai、Yu、Poplewell 和 Shah 於 1995 年提出了三個節點且每一節點具有四個自由度之纜索元素，涵括纜索受風馳效應而賦予之扭轉自由度[9]。2006 年，Kmet 與 Kokorudova 推導出纜索元素之非線性閉合形式解，將預力纜索承受垂直之均佈載重，討論其撓曲變形並與 Irvine 提出之線性解相作比較[10]。

邊坡穩定分析普遍採用極限平衡法，其乃利用安全係數來衡量邊坡穩定性，其乃選取某些特定形狀及位置之滑動面，藉由力或力矩平衡方程式運算來求取剪應力值，最後再將之與極限剪力強度相除，俾求得該特定滑動面之破壞安全係數。1977 年，Jhon Hovlandt 嘗探討二維與三維極限平衡法之差異，並比較其安全係數之差

異，提出在一般情況下，三維分析中所求得之安全係數通常大於二維分析，此差異與土壤本身強度有密切之相關性[11]；由於極限平衡法中所預設之滑動面，無論就其形狀或位置而言，常與真正之危險破壞面有所差距，另復因該法於推導過程中僅考量力平衡條件，故採用此法進行所完成之邊坡穩定性評估，偶遭準確度不足之議；1967年，Clough與Woodward首度提出以有限元素法分析邊坡穩定之相關問題[12]，其能涵括多種破壞機制之數值分析，又較極限平衡法嚴謹成熟，遂快速躋身於近代邊坡穩定分析之列；D. V. Griffiths & P. A. Lane 嘗於1998年，以有限元素法進行平面應變假設下之邊坡穩定分析，並將分析結果與 Bishop & Morgenstern (1960)及 Taylor (1937)所得者相互比較[13]。2000年，T. K. Huang 先經由有限元素法求得邊坡內部之應力分佈狀態及臨界滑動面特殊搜尋模式，最後與 Bishop's simplified method 比較，以檢視極限平衡法之正確性與適用性[14, 15]。

1984年，Cheng-Jung Chang 等人先利用擬靜態加速度模擬水平地震力，再根據極限分析法求取降伏加速度，最後則遵循 Newmark 所揭櫫之滑動塊體計算流程來計算邊坡之總位移量，並藉此評估其穩定性[16, 17]。於1995年，Keizo Ugai 及 Dov Leshchinsky 採用擬靜態水平地震作用力，針對2D與3D之不同邊坡型式，分別採用極限平衡法與有限元素法，從事邊坡穩定性評估，並深入比較該兩法所得結果[18]。邊坡震力分析之主要目的，當屬評估邊坡之穩定性與確立破壞面之潛在位置，雖然有限元素法在理論之嚴謹度上顯然較極限平衡法優越，惟其分析結果卻未嘗包含邊坡安全性之量度。早於1973年，Wright、Kulhawy、Duncan 等人即嘗於有限元素分析中，選取剪力強度與剪應力之比值做為邊坡滑動之安全係數[19]。於1975年

Zienkiewicz 等人所提出有限元素法在分析時採用折減剪力強度之方式來求取邊坡之安全係數，利用剪力強度折減之方式求取安全係數，此法主要藉由對強度參數的逐步折減而使邊坡達到破壞狀態，並依此破壞狀態為基準，對強度參數所折減的量即定義為安全係數[20]。

本研究除擬採用涵括幾何非線性之空間樑-柱元素來模擬輸電塔之塔體構造外，並採用 Desai 等人所推導之精密纜索元素來模擬高壓電纜之動力行為；至於輸電塔下方之邊坡土塊則擬採用六面體元素，土壤材料以 Drucker-Prager 降伏準則及相關聯塑流法則，進行強度折減求得邊坡土體安全係數予以模擬之。

三、分析模式

(1) 輸電塔子系統

本子系統中之輸電塔塔體結構乃採用角型斷面空間樑-柱元素模擬，不僅考慮軸力與彎矩間之交互作用，並且將涵計因撓曲所導致產生軸向變形之影響即所謂弓形效應[21]。由於梁-柱元素將承受如軸力、彎矩和剪力等多項內力之作用，故採用由 Kitipornchai、Zhu、Xiang 和 Al-Bermani 所提之線彈性角型斷面降伏準則[22]，係以桿件軸力及兩主軸彎矩為主要變數，檢視各桿件是否已臻其極限強度，為方便計算，假設各桿件相交處屬剛性接頭，並忽略傳統角鋼元件所易產生之局部挫曲以及角鋼接頭處之螺釘滑移效應。就任意角型斷面之梁-柱元素，推導降伏準則時考量了塑流法則，但忽略剪力對降伏的影響，其降伏準則可表示如圖2中之圍繞線，其乃指對應於破壞指數 $\Lambda \equiv e^{\Phi} = 1$ ($\Phi = 0$) 時之元素降伏面。在從事歷時分析之過程中，一旦發現某梁-柱元素之破壞指數等於或大於1 ($\Lambda \geq 1$)，即表示該元素已因內力載重超出其極限強度而臻於失敗。

高壓電纜線則採用 Desai、Yu、Poplewell 和 Shah 等所提出之三點纜索元素予以描述纜索之幾何非線性動力行為，於XYZ全域座標系統中之自由度 U_i 、 V_i 、 W_i ($i=1,2,3$) 分別表平行於X、Y、Z軸之第

i 點位移，如圖 3(a)所示，至於自由度 θ_i 則表繞元素軸向 S 旋轉之第 i 點扭轉值，如圖 3(b)所示。

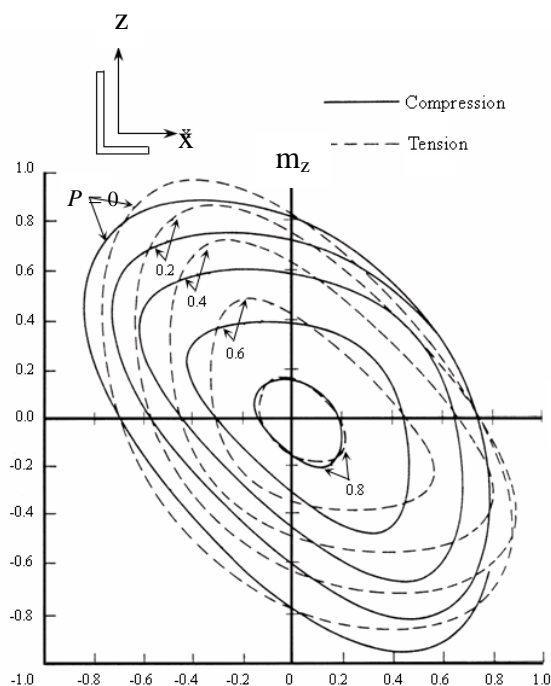
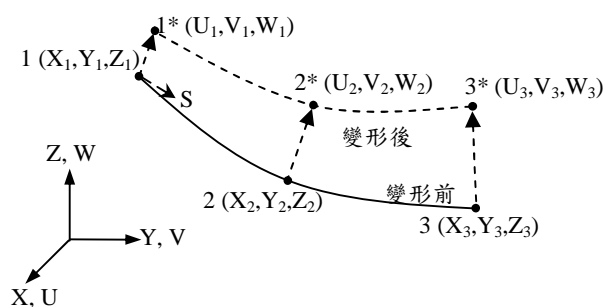
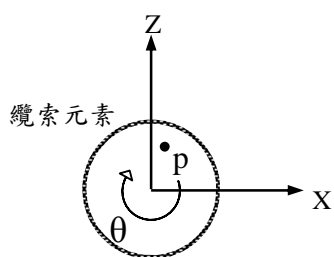


圖 2 角形斷面降伏強度包絡面[23]



(a)



(b)

圖 3 纜索元素示意

(2) 邊坡子系統

本研究採用 20 節點之截面四邊體元素來模擬邊坡子系統，圖 4 描述該系統之有限元素網格、邊界條件及所受外力。

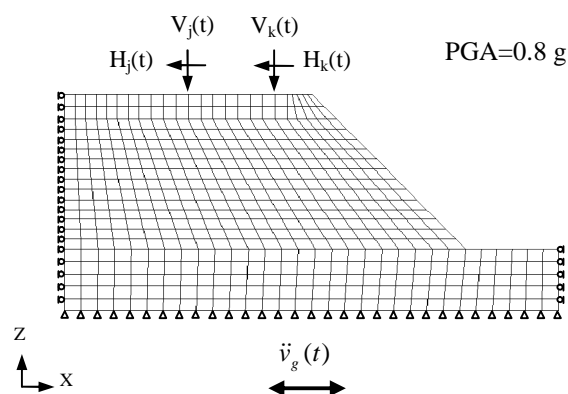


圖 4 邊坡子系統之有限元素分析模型

本研究假設邊坡土壤材料具均質、等向性、遵循彈性-完全塑性行為，並假設定義材料降伏面之函數 f 以及定義塑性潛能面之函數 g ，同具有 Drucker-Prager 之材料破壞準則，亦即

$$f = g = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad (1)$$

其中 α 及 k 為正值之土壤材料參數； I_1 、 J_2 分別為第一應力張量不變量及第二應力偏差張量不變量。

假設於塑性變形中，應力點恆落於 $f(\sigma_{ij}) = 0$ 且 $df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0$ 之降伏面上，亦即假設塑性應力增量產生於 $g = 0$ 之切線方向，並可導得於完美塑性區中之應力-應變關係如下：

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}^{ep} d\epsilon_{kl} \quad (2)$$

其中 C_{ijkl}^{ep} 為彈塑性勁度張量。當材料處於完美塑性狀態時，吾人可於有限元素運算中，藉由外力增量求得節點增量位移，並進而求得總應變增量 $d\epsilon_{ij}$ ，最後再利用式 (2) 求取應力增量 $d\sigma_{ij}$ 。

雖然與傳統之極限平衡法比較起來，有限元素法不僅滿足了系統之力平衡條件，同時亦考慮了土壤變形之連續性，故乃較嚴謹與較具實用性之邊坡穩定分析方法；惟因該法未嘗包括土體潛在滑動面位置及安全係數之後續估算，故若欲於震力歷時分析中，需以所求得之瞬間節點位移導得相關之震力反應量，並順利完成任意模式之邊坡穩定性評估。

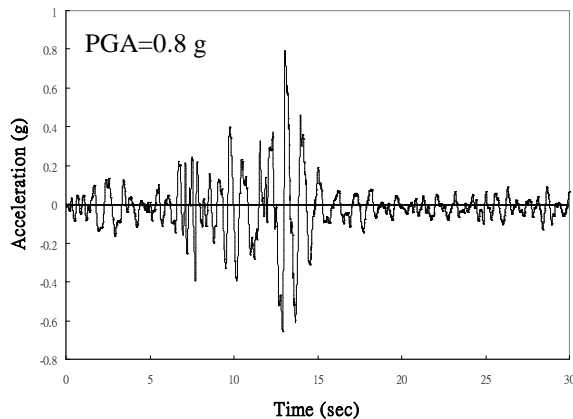
利用強度折減觀念將土壤強度參數 α 及 k 除以安全係數 F_s ：

$$\tilde{\alpha} = \frac{\alpha}{F_s} \quad ; \quad \tilde{k} = \frac{k}{F_s} \quad (3)$$

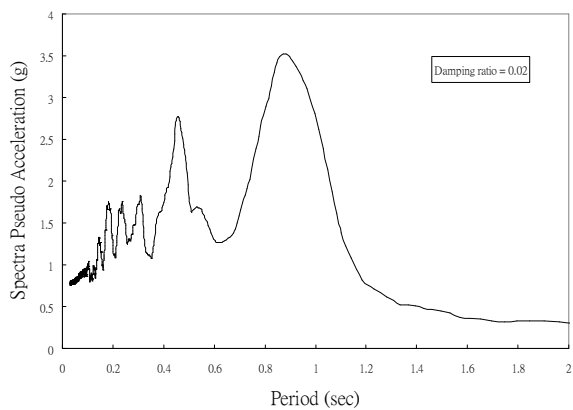
若吾人將 $\tilde{\alpha}$ 及 \tilde{k} 視為 Drucker-Prager 準則中新的土壤剪力強度參數，然後再進行完整之彈性完美塑性震力分析，則當程式之迭代收斂運算臻於失敗時，一方面將意味著土體已形成滑動破壞，另一方面亦表示此際所選用之 F_s 可視為對應於系統臨界滑動面之安全係數準此，當吾人循上述方法所求得之安全係數大於 1.0 時，將表示邊坡系統具有甚佳之穩定度，故輸電塔之破壞與否將大致取決於輸電塔結構本身之抗震強度；反之，若所求得之安全係數小於 1.0 時，則表示震力作用下之輸電塔將隨邊坡之滑動破壞而形成失敗。

四、實例分析

本研究採用 921 大地震由雲林 CHY080 測站所測得之 E-W 向地震加速度，共歷時 30 秒，該測站距離震央 31.58 公里，所測得震度為七級，其加速度歷時及擬加速度反應譜分別表示於圖 5(a)與圖 5(b)。



(a) 地震加速度歷時



(b) 擬加速度反應譜

圖 5 CHY080 測站 E-W 向地震資料

(1) 地震輸入角及桿件破壞指數

為分析不同震力輸入方向對結構之影響，假設地震力由 X 軸正向輸入時，吾人將設定為 λ (震力輸入角) $= 0^\circ$ ，而假設 Y 軸正向或 X 軸負向輸入時，則分別定義為 $\lambda = 90^\circ$ 及 $\lambda = 180^\circ$ ，如 6 所示；於實例分析時，震力之輸入角乃自 0° 開始，並以每 15° 為一遞增單位，直至輸入角達 180° 為止，期能確實掌握欲分析之輸電塔在強震作用下之破壞成因與形式。

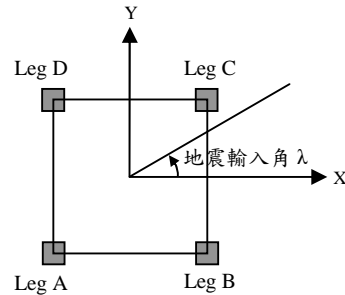


圖 6 輸電塔結構與地震輸入角之關係

(2) 分析模型

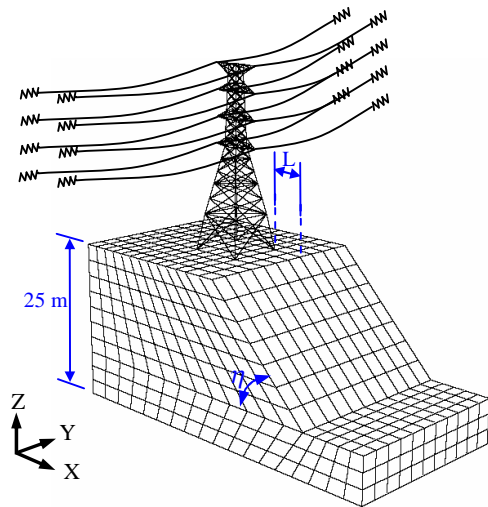


圖 7 輸電塔結構與邊坡間之 3-D 有限元素分析模式

圖 7 顯示單一輸電塔結構與邊坡間之 3-D 有限元素分析模式。輸電塔之高度為 60 公尺、基底寬度為 12 公尺，輸電塔假設由 446 根桿件組合而成，各桿件均以角型斷面之梁-柱元素剛接模擬；塔間跨度設為 200 公尺，相鄰塔間之每條纜索長度則取為 210 公尺，由二十個纜索元素組成。由於輸電塔之基腳在強震作用下常承受較大之軸力與彎矩，因此在後續的分析裡，本研究將僅針對基腳構件進行分析與探討。為了方便說明，將輸電塔四根基腳桿件，分別

表示為 Leg A、Leg B、Leg C、Leg D。

(3) 各類參數對輸電塔之影響

為探討輸電塔、纜索與邊坡在不同幾何排列下之動力行為，本節擬針對不同纜索水平轉角、垂直仰角，所衍生之動力行為進行探討。又纜索總長 3360 公尺，其質量具相當程度之分量，固本節亦針對纜索之質量加以探討其對電塔之影響。

為探討纜索水平轉角 θ 對輸電塔結構影響，吾人特於固定邊坡之幾何與材料條件下且纜索垂直仰角 ψ 為 0° 時，考慮 θ 為 10° 、 20° 與 40° 時，輸電塔基腳 Leg A 與 Leg B 之破壞指數變化。圖 8 與圖 9 邊坡為 Soil type I 下，Leg A 與 Leg B 破壞指數最大值分別發生在地震輸入角 $\lambda = 30^\circ \sim 45^\circ$ 與 $\lambda = 150^\circ$ 處；圖 10 與圖 11 邊坡為 soil type II 之輸電塔基腳 Leg A、B 破壞指數最大值，發生在地震輸入角 $\lambda = 45^\circ$ 與 $\lambda = 135^\circ$ ；由上述觀察得知，鬆軟土壤驅使整體結構系統之不對稱性增加，並使 Leg A 及 Leg B 之破壞指數最大值隨土壤趨於鬆軟而逐漸偏離 $\lambda = 45^\circ$ 與 $\lambda = 135^\circ$ ，且破壞指數最大值隨 θ 遞增而變大。

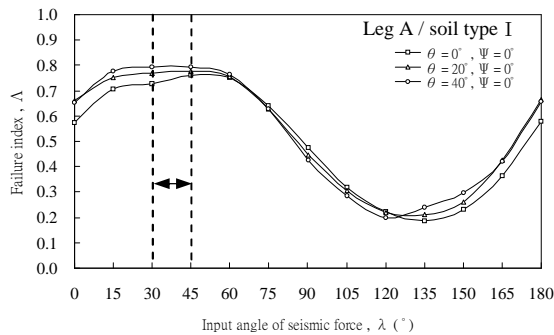


圖 8 不同水平轉角 θ 下，Leg A 之破壞指數變化

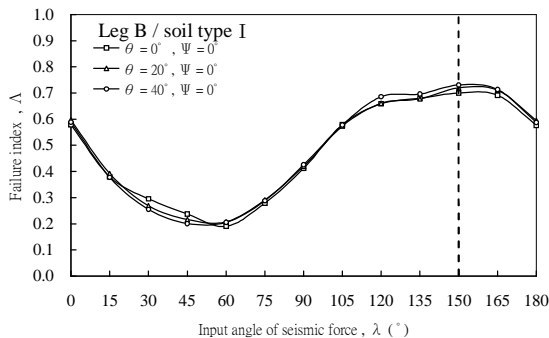


圖 9 不同水平轉角 θ 下，Leg B 之破壞指數變化

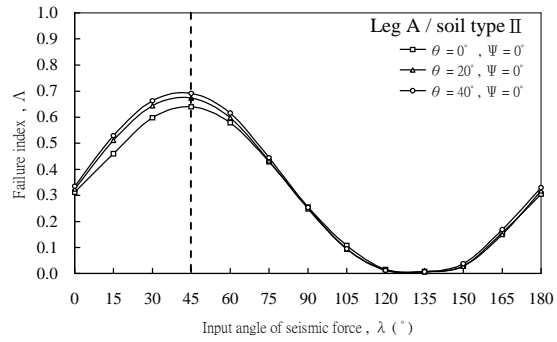


圖 10 不同水平轉角 θ 下，Leg A 之破壞指數變化

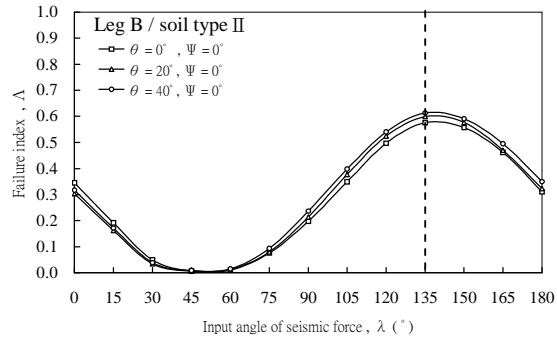


圖 11 不同水平轉角 θ 下，Leg B 之破壞指數變化

為完整考量輸電塔受震之動力行為，在相同的邊坡條件下，本研究將纜索之水平轉角 θ 固定，探討垂直仰角 ψ 為 10° 、 20° 與 40° 之變化下，對於輸電塔基腳 Leg A 與 Leg B 破壞指數的影響。當纜索之水平轉角 θ 固定為 0° ，由圖 12 與圖 13 中得知，不同的纜索垂直仰角 ψ ，Leg A 與 Leg B 之破壞指數最大值分別發生在地震輸入角 $\lambda = 45^\circ$ 與 $\lambda = 135^\circ \sim 150^\circ$ 處；邊坡為 soil type II 條件下，輸電塔之 Leg A 與 Leg B 破壞指數，如圖 14 與圖 15 所示，其最大值分別發生在 $\lambda = 45^\circ$ 與 $\lambda = 135^\circ$ ；因此，當垂直仰角 ψ 值增加，輸電塔基腳 Leg A 及 Leg B 之破壞指數最大值將隨之遞增。

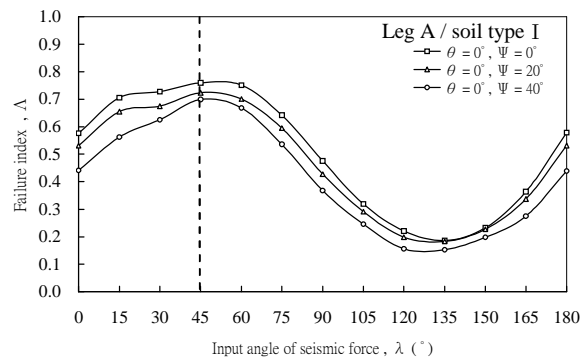


圖 12 不同垂直仰角 ψ 下，Leg A 之破壞指數變化

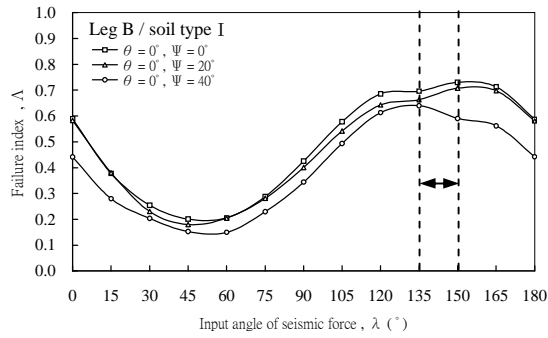


圖 13 不同垂直仰角 ψ 下，Leg B 之破壞指數變化

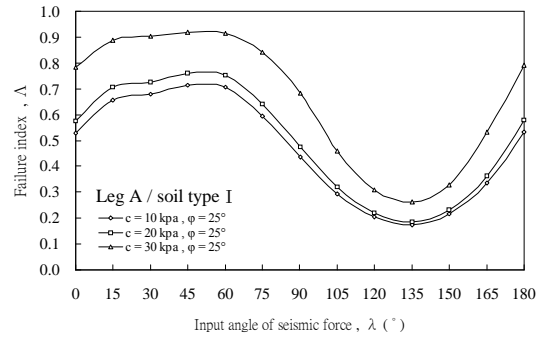


圖 16 不同的土壤凝聚力 c 之 Leg A 破壞指數變化

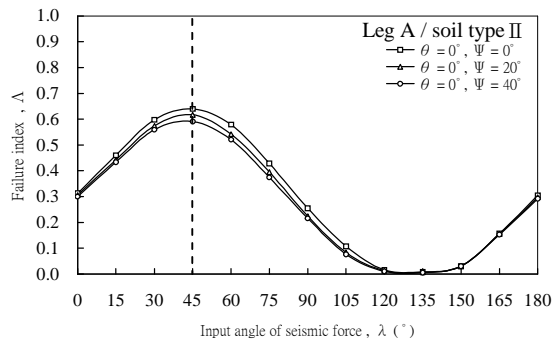


圖 14 不同垂直仰角 ψ 下，Leg A 之破壞指數變化

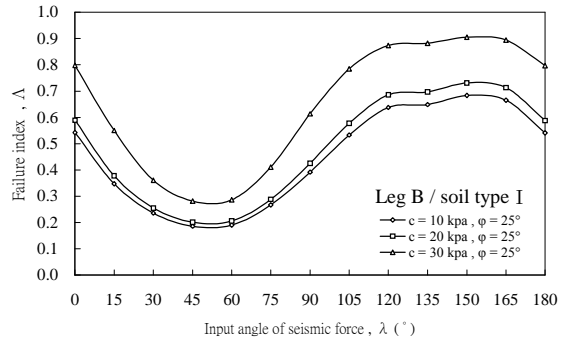


圖 17 不同的土壤凝聚力 c 之 Leg B 破壞指數變化

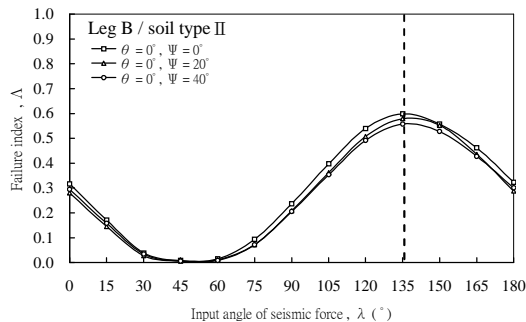


圖 15 不同垂直仰角 ψ 下，Leg B 之破壞指數變化

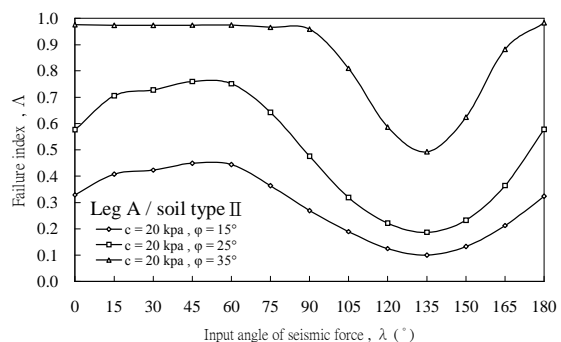


圖 18 不同的土壤摩擦角 ϕ 之 Leg A 破壞指數變化

為進一步瞭解邊坡土壤強度對基腳破壞指數之影響，故針對不同的土壤凝聚力 c 與摩擦角 ϕ 並探究其變化。取固定的土壤凝聚力值 $c = 20 \text{ kpa}$ 與對應不同的摩擦角 $\phi = 15^\circ, 25^\circ, 35^\circ$ 及固定摩擦角 $\phi = 15^\circ$ 對應不同的土壤凝聚力 $c = 10 \text{ kpa}, 20 \text{ kpa}, 30 \text{ kpa}$ 之兩種情形予以分析，探究此二土壤強度參數對於輸電塔動力特性的影響。從圖 16 ~ 圖 19 發現，當土壤強度參數愈大基腳破壞指數隨之而明顯增大；此乃歸因強度參數愈大時，使得輸電塔結構子系統與邊坡子系統之接壤處加速度反應加大，連帶牽動基腳之破壞指數向上攀升。

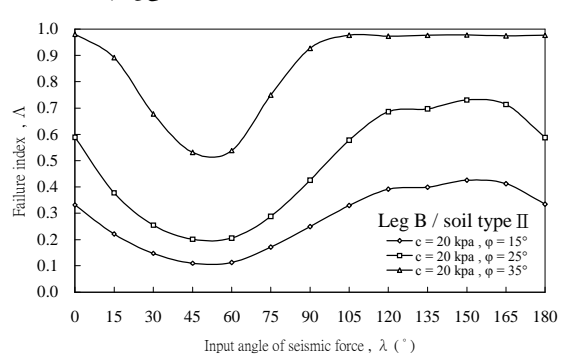


圖 19 不同的土壤摩擦角 ϕ 之 Leg B 破壞指數變化

(4) 邊坡穩定性評估

於邊坡穩定分析上，土壤凝聚力 c 、內摩擦角 ϕ ，以及邊坡傾斜角 η 等向為重要影響參數；又由於本研究所探討之邊坡承載

有輸電塔構造，故基腳邊距 L 乃必然成為另一重要影響參數；於分析中，吾人一方面評估各參數對邊坡破壞安全係數之影響，另一方面則利用最大剪應變增量之分佈趨勢，藉以尋找邊坡潛在滑動面之可能位置，俾研判電塔是否將因邊坡滑移而產生破壞之情形。

由觀察各不同土壤性質之邊坡所對應之破壞安全係數 FS 可知，當土體含有較高之強度參數 (c 、 ϕ) 時，可得到較高之安全係數，反之，強度較低之土體其安全係數則較低，此乃因邊坡之失敗與否常取決於土壤之抗剪強度，然而凝聚力 c 與摩擦角 ϕ 之大小即直接反應該強度之大小，因此邊坡滑動安全係數將隨強度參數之遞增而呈漸大之趨勢；電塔常因地形走勢而須建造於陡峭山坡上，研究顯示，當邊坡傾斜角 η 愈大時， FS 愈小，又經細部比對可發現當邊坡傾斜角 $\eta = 45^\circ$ 及 60° 時，相較於 $\eta = 30^\circ$ 之邊坡，其所對應之 FS 降幅約分別為 $35\% \sim 38\%$ 及 $50\% \sim 55\%$ ，因此邊坡 FS 將隨邊坡傾斜角 η 遞增而呈漸小之趨勢。

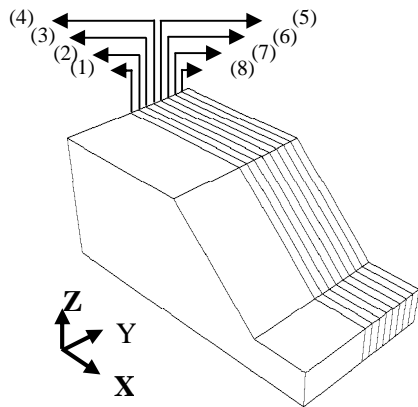


圖 20 臨界滑動面之頂視圖

藉由邊坡滑移瞬間之最大剪應變增量之分佈趨勢，吾人將可得臨界滑動面之近似形狀，又於坡體對 X 軸呈幾何對稱，故為有效描繪三維邊坡滑動曲面之形式，吾人以 X 軸為起始點，將坡體延 Y 軸方向分割為八等分，如圖 20，並將各分割處所對應之滑動面分別以 (1)~(8) 標示之；圖 21 及圖 22 則分別顯示邊坡於傾角 $\eta = 60^\circ$ 且電塔距坡緣 $L = 14\text{m}$ 時，其臨界滑動面所對應之頂視及垂直剖面圖，由於坡體滑動起始點之最內滲位置約產生於距坡緣 10 公尺

處，故電塔將有可能在邊坡滑移中倖獲殘存；雖然輸電塔之建造位置影響邊坡 FS 之大小甚為有限，惟因其建造位置之本身常決定了電塔構造處於坡頂滑動起始點之內側或外側(靠近坡緣側)，故因此亦常決定了電塔在邊坡滑移中之安全性。

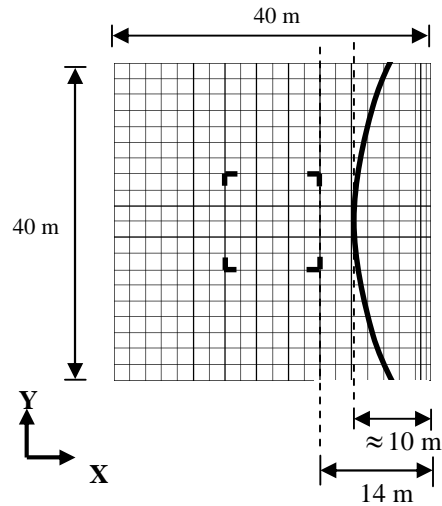


圖 21 臨界滑動面之頂視圖

五、結論

藉由上部輸電塔子與下部邊坡子系統兩者接壤處自由度於任一瞬時皆應滿足位移諧和性之條件，進行反覆試誤修正，則所得結果除一方面可精確反應出具不同阻尼特性之上下子系統之合成動力行為外，另一方面亦可進一步獲知土壤與結構間之互制行為特性。當邊坡破壞安全係數大於 1 時，輸電塔構件之破壞與否則可藉由破壞指數之大小予以有效評估。根據本研究分析案例之結果可歸納下列三點結論：(一)破壞指數之大小隨纜索水平轉角遞增而逐漸加大，且又隨纜索垂直仰角遞增而逐漸減小。(二)破壞指數隨土壤強度參數增大而呈愈大之趨勢，其中強度參數包括土壤凝聚力及摩擦角之變化。(三)纜索質量之大小將牽動整體結構之振動週期連帶亦影響破壞指數之大小，針對本研究所選取之輸入力及輸電塔、邊坡系統而言，當考慮纜索質量和未考慮纜索質量時全系統第一振態週期所對應之擬加速度分別為 $0.451g$ 及 $2.581g$ ，後者之擬加速度明顯較大，故於本研究之實例分析中，未考慮纜索質量時所求得之基腳破壞指數皆明顯較大。邊坡破壞安全係數深受土壤強度參數及坡面傾斜

角之大小之影響。當土壤強度參數愈大時邊坡安全係數將愈大，此乃因具較大之土壤強度參時亦具較高之抗剪強度；當坡面傾斜角愈大時邊坡安全係數將愈小，且傾斜角由 30° 提升至 60° 時，邊坡安全之降幅

約為 50%~55%。研究顯示，當輸電塔興建位置距離坡頂邊緣甚遠時，則即使邊坡土體將因安全係數小於 1 而產生滑移破壞，然輸電塔構造仍可因基座緣線位處於坡頂破壞起始點之內側而獲得倖存。

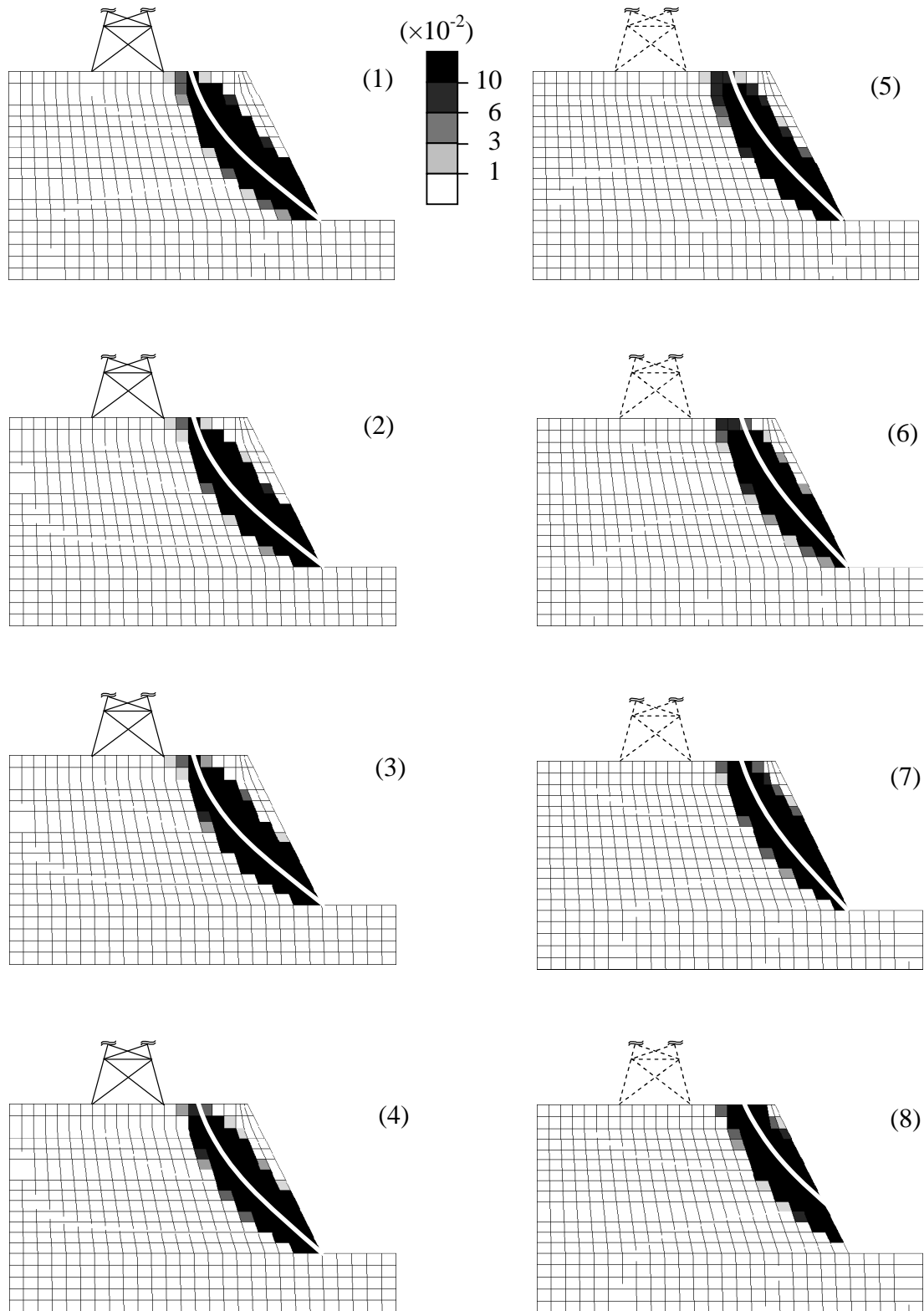


圖 22 臨界滑動面之垂直剖面圖

六、參考文獻

- [1] 郭繁陽, “九二一震災對電力工程問題探討”, 工程雙月刊, 第七十三卷, 第九期, 第 66-73 頁, 2000 年。
- [2] Roy, S., Fang, S. J. and Rossow, E. C., “Secondary Stresses on Transmission Tower Structures,” J. of Energy Eng., Vol. 110, No. 2, pp.157-171, 1984.
- [3] AlBermani, F. G. A. and Kitipornchai, S., “Nonlinear Finite Element Analysis of Latticed Transmission Towers,” Eng. Struc., Vol. 15, No. 4, pp.259-269, 1993.
- [4] Knight, G. M. S. and Santhakumar, A. R., “Joint Effects on Behavior of Transmission Towers,” J. of Struc. Eng., Vol. 119, No. 3, pp. 698-712, 1993.
- [5] Oran, C., “Tangent Stiffness in Space Frames,” J. of the Struc. Div., Vol. 99, ST 6, pp. 987-1001, 1973.
- [6] See, T. and McConnel, R. E., “Large Displacement Elastic Buckling of Space Structures,” J. of Struc. Eng., Vol. 112, No. 5, pp.1052-1069, 1987.
- [7] Irvine, H. Max, “Statics and Dynamics of Cable Trusses”, ASCE J. Eng. Mech. Div., Vol. 101, No. 4, pp.429-446 Aug.,1975.
- [8] Jayaraman, H. B. and Knudson, W. C., “A Curved Element for the Analysis of Cable Structure,” Comput. & Struc., Vol.14, No.3-4, pp. 325-333, 1981.
- [9] Desai, Y. M., Yu, P., Popplewell, N. and Shah, A. H., “Finite Element Modelling of Transmission Line Galloping,” Comput. & Struc., Vol.57, No.3, pp. 407-420, 1995.
- [10] Kmet, Stanislav and Kokorudova, Zuzana, “Nonlinear analytical solution for cable truss”, J. of Eng. Mech., Vol. 132, No.1, pp.119-123, 2006.
- [11] Hovland, H. John, “Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method,” J of the Geotech. Eng. Div., Vol. 103, No. 9, pp.971-986, 1977.
- [12] Clough, R. W. ,and Woodward, R. J., ‘ ‘ Analysis of embankment stress and deformations’ ’ , J. of the Soil Mech. and Founda. Div.,ASCE,93(4), pp.529-549, 1967.
- [13] Griffiths, D. V. and Lane, P. A., “Slope Stability Analysis by Finite Elements,” Geotech., Vol. 49, No. 3, pp.387-403, 1999.
- [14] Bishop, A. W., “The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes,” Geotech., Vol. 5, No. 1, pp.7-17, 1955.
- [15] 黃添坤, “有限元素法於邊坡穩定分析之應用”, 中國土木水利工程學刊, 第十二卷, 第四期, pp.695-702, 2000。
- [16] Newmark, N. M., “Effect of Earthquakes on Dams and Embankments,” Geotech., Vol. 15, No. 2, pp.139-159, 1965.
- [17] Chang, C. J., Chen, W. F. and Yao, T. P., “Seismic Displacements in Slopes by Limit Analysis,” J. of Geotech. Eng., Vol. 110, No. 7, pp.860-874, 1984.
- [18] Keizo Ugai and Dov Leshchinsky, “Three-Dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analysis: A Comparison of Results,” Soils and Founda., Vol. 35, No. 4, pp.1-7, 1995.
- [19] Wright, S. G., Kulhawy, F. H. and Duncan, J. M., “Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis,” J. of the Soil Mech. and Founda. Div., Vol. 10, pp.190-195, 1973.
- [20] Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R.W., “Associated and non-associated visco-plasticity & plasticity in soil mechanics”.Geotech., Vol.25, No.4, pp.671-689, 1975.
- [21] 曾恭慶, “斜張橋之非線性分析”, 碩士論文, 淡江大學土木工程研究所, 淡水, 1996。
- [22] Kitipornchai, S., Zhu, K., Xiang, Y. and Al-Bermani, F. G. A., “Single-Equation Yield Surfaces for Monosymmetric and Asymmetric Section,” Eng. Struc., Vol. 13, pp.366-370, 1991.