行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

大地與結構監測資料於設計地震需求及結構健康診斷之應用--子計畫:土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究(I)

研究成果報告(完整版)

計 畫 類 別 ： 整合型
計 畫 編 號 ： NSC 99-2625-M-032-002-
執 行 期 間 ： 99 年 08 月 01 日至 100 年 07 月 31 日
執 行 單 位 ： 淡江大學水資源及環境工程學系

計 畫 主 持 人 ： 黃富國

計畫參與人員： 碩士班研究生-兼任助理人員：鄭鈞瑋
碩士班研究生-兼任助理人員：李穎睿

報 告 附 件 ： 出席國際會議研究心得報告及發表論文

公 開 資 訊 ： 本計畫可公開查詢

中 華 民 國 100 年 10 月 31 日

中文摘要：　近幾年來，地震工程之國際發展趨勢正朝向所謂「性能導向地震工程」(performance-based earthquake engineering, PBEE) 之大方向邁進，期能發展出一套使結構物具有可預期之性能表現的設計方法。而位移設計法即為此性能設計要求下，較佳之解決方案，因為控制了位移就等於是控制了結構物之變形與損壞程度。因此，地震性能設計法（performance-based design，PBD）已成為目前世界各國工程設計規範的主流，也將是台灣工程設計規範未來要走的方向。在國內，一般對於橋樑與建築等構造物之耐震性能及設計方法有較多的探討，但對於土工結構物（如路堤、擋土牆）等鐵、公路交通工程中不可或缺的土石構造物則較少論及。事實上，土工結構在過去的地震歷史中，有非常多的破壞案例(含土壤液化破壞）。因此，土工結構的耐震性能表現，及相應的設計方法，仍須投注相當心力進行較深入的研究！

此外，九二一集集地震後，內政部(2005, 2011)新頒布與修正之「建築物耐震設計規範及解說」，及鐵路橋梁、公路橋梁規範等，均將設計地震提高為三級地震，增加考慮 2500 年回歸期之最大考量地震。若無性能設計規範的配合，欲採用較大危害等級之最大考量地震來作土工結構之耐震設計，將有實質上之困難。再者，不同場址條件所引致之場址效應（site effect），也對土工結構之受震反應有很大的影響。因此，為了切合實務設計上之需求，並強化國內在大地地震工程有關性能研究的內涵及不足之處，本研究利用氣象局之自由場強震測站所收集之完整的強震紀錄，及國家地震工程研究中心所建置之強震測站地質資料庫，以路堤及擋土牆二類土工結構為重點，規劃三年的研究期程，希望在土工結構之受震易損性評估（以變位為耐震性能指標），及其與場址條件之關係上，進行較深入的研究與探討；本年度的研究重點為以九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式(rigid sliding block model)，估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係。另年再進行土工結構物之降伏加速度的分析研究，最後再將研究成果彙整統合。屆時，此本土性資料的研究成果，將可作為未來增修現行耐震設計規範中，有關土工結構耐震性能評估方法的參考。

英文摘要：　In these years, performance-based earthquake engineering (PBEE) has become the international development trend of earthquake engineering. The displacement-based design approach is the best algorithm for PBEE. Accordingly, seismic performance-based design (PBD) has become the main stream of the seismic design codes for civil engineering. It will be the future trend of the engineering codes in Taiwan. Although earthwork structures are one of the common structures in railway and highway engineering, there

have been more studies concerning PBD for bridge and building structures than for earthwork structures. In fact, there are many destructive damages of earthwork structures based on the observations in the past earthquake events. Thus, the seismic performance of earthwork structures needs to be studied in depth. Additionally, in Taiwan, the new seismic design codes for buildings and bridges have incorporated a higher level of design earthquake with a return period of 2500 years after Chi-Chi earthquake. It will have great impact to the analysis and design of the earthwork structures. Furthermore, the seismic response of earthwork structures is affected by site effects greatly. Therefore, in order to meet the requirements of design practice, and enhance the research intensity of geotechnical earthquake engineering associated with PBD, this research will attempt to explore the problem. Currently, there are 806 free field seismograph stations set up by Central Weather Bureau (CWB) and more than 350 boreholes data of CWB strong motion stations investigated by National Center for Earthquake Engineering (NCREE) are ready at hand. Strong ground motions are recorded for each earthquake, and site conditions are explored for every CWB strong motion stations year by year. These records and site information can provide an abundant database for setting up a site classification criterion suitable for Taiwan, and for performing site response analyses to consider the site effects and evaluate the seismic response of earthwork structures. Thus, a three-year research program is planned to study the seismic fragility of earthwork structures in terms of displacement, and its relationship to the site conditions. The results thus obtained can provide a more reasonable approach for analysis and design practice of earthwork structures, and will be beneficial to be a reference basis for modifying the seismic design codes met the objectives of PBEE and PBD in the future.

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告

大地與結構監測資料於設計地震需求及結構健康診斷之應用

－子計畫: 土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究(I)

計畫類別：□個別型計畫　■整合型計畫
計畫編號： NSC 99-2625-M-032-002
執行期間： 99 年 8 月 1 日至 100 年 7 月 31 日

執行機構及系所：淡江大學 水資源及環境工程學系

計畫主持人：黃富國
共同主持人：
計畫參與人員：鄭鈞瑋、李穎睿

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)：□精簡報告　■完整報告

本計畫除繳交成果報告外，另須繳交以下出國心得報告：
□赴國外出差或研習心得報告
□赴大陸地區出差或研習心得報告
■出席國際學術會議心得報告
□國際合作研究計畫國外研究報告

處理方式：除列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢
□涉及專利或其他智慧財產權,□一年□二年後可公開查詢

中　華　民　國　100　年　10　月　31　日

中文摘要

近幾年來，地震工程之國際發展趨勢正朝向所謂「性能導向地震工程」(performance-based earthquake engineering, PBEE) 之大方向邁進，期能發展出一套使結構物具有可預期之性能表現的設計方法。而位移設計法即為此性能設計要求下，較佳之解決方案，因為控制了位移就等於是控制了結構物之變形與損壞程度。因此，地震性能設計法（performance-based design，PBD）已成為目前世界各國工程設計規範的主流，也將是台灣工程設計規範未來要走的方向。在國內，一般對於橋樑與建築等構造物之耐震性能及設計方法有較多的探討，但對於土工結構物（如路堤、擋土牆）等鐵、公路交通工程中不可或缺的土石構造物則較少論及。事實上，土工結構在過去的地震歷史中，有非常多的破壞案例(含土壤液化破壞）。因此，土工結構的耐震性能表現，及相應的設計方法，仍須投注相當心力進行較深入的研究！

此外，九二一集集地震後，內政部(2005, 2011)新頒布與修正之「建築物耐震設計規範及解說」，及鐵路橋梁、公路橋梁規範等，均將設計地震提高為三級地震，增加考慮 2500 年回歸期之最大考量地震。若無性能設計規範的配合，欲採用較大危害等級之最大考量地震來作土工結構之耐震設計，將有實質上之困難。再者，不同場址條件所引致之場址效應（site effect)，也對土工結構之受震反應有很大的影響。因此，為了切合實務設計上之需求，並強化國內在大地地震工程有關性能研究的內涵及不足之處，本研究利用氣象局之自由場強震測站所收集之完整的強震紀錄，及國家地震工程研究中心所建置之強震測站地質資料庫，以路堤及擋土牆二類土工結構為重點，規劃三年的研究期程，希望在土工結構之受震易損性評估（以變位為耐震性能指標)，及其與場址條件之關係上，進行較深入的研究與探討；本年度的研究重點為以九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式(rigid sliding block model)，估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係。另年再進行土工結構物之降伏加速度的分析研究，最後再將研究成果彙整統合。屆時，此本土性資料的研究成果，將可作為未來增修現行耐震設計規範中，有關土工結構耐震性能評估方法的參考。

關鍵詞：土工結構、性能設計法、場址效應、耐震設計規範

英文摘要

In these years, performance-based earthquake engineering (PBEE) has become the international development trend of earthquake engineering. The displacement-based design approach is the best algorithm for PBEE. Accordingly, seismic performance-based design (PBD) has become the main stream of the seismic design codes for civil engineering. It will be the future trend of the engineering codes in Taiwan. Although earthwork structures are one of the common structures in railway and highway engineering, there have been more studies concerning PBD for bridge and building structures than for earthwork structures. In fact, there are many destructive damages of earthwork structures based on the observations in the past earthquake events. Thus, the seismic performance of earthwork structures needs to be studied in depth.

Additionally, in Taiwan, the new seismic design codes for buildings and bridges have incorporated a higher level of design earthquake with a return period of 2500 years after Chi-Chi earthquake. It will have great impact to the analysis and design of the earthwork structures. Furthermore, the seismic response of earthwork structures is affected by site effects greatly. Therefore, in order to meet the requirements of design practice, and enhance the research intensity of geotechnical earthquake engineering associated with PBD, this research will attempt to explore the problem. Currently, there are 806 free field seismograph stations set up by Central Weather Bureau (CWB) and more than 350 boreholes data of CWB strong motion stations investigated by National Center for Earthquake Engineering (NCREE) are ready at hand. Strong ground motions are recorded for each earthquake, and site conditions are explored for every CWB strong motion stations year by year. These records and site information can provide an abundant database for setting up a site classification criterion suitable for Taiwan, and for performing site response analyses to consider the site effects and evaluate the seismic response of earthwork structures. Thus, a three-year research program is planned to study the seismic fragility of earthwork structures in terms of displacement, and its relationship to the site conditions. The results thus obtained can provide a more reasonable approach for analysis and design practice of earthwork structures, and will be beneficial to be a reference basis for modifying the seismic design codes met the objectives of PBEE and PBD in the future.

Keywords：Earthwork Structure, Performance-based Design, Site Effect, Seismic Design Code.

目 錄

中文摘要 1

英文摘要 2

目 錄 I

表 目 錄 II

圖 目 錄 III

一、前 言 1

二、文獻探討 3

2.1 性能設計法之發展與應用現況 3
2.2 Newmark 法於土石堤壩動態變位分析之應用 4
2.3 Newmark 法於擋土結構物動態變位分析之應用 5
2.4 Newmark 法於邊坡動態變位分析之應用 6
2.5 Newmark 法所得成果之安全性評估指標 7

三、Newmark 永久位移量分析 9

3.1 分析資料來源及地動特性 9
3.2 永久位移與臨界加速度比關係之分析 10
3.3 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速關係之分析 11

四、結論與建議 12

參考文獻 13

表 目 錄

表 1 地震危害等級 16
表 2 交通結構物基礎之耐震性能（陳正興等人，2006） 16
表 3 交通結構物分級與耐震性能目標（陳正興等人，2006） 16
表 4 路堤變形等級與對應的修補方法（黃俊鴻，2006） 17
表 5 填土及橋台背填土之損害程度與沉陷量之標準（黃俊鴻，2006） 17
表 6 地盤分類表 (內政部，2005；內政部，2011) 17
表 7 永久位移（D_N）與臨界加速度比（A_c/A_{max}）關係之迴歸係數 18
表 8 永久位移（D_N）與近地表 30m 平均剪力波速（V_{S30}）關係之迴歸係數 18

圖 目 錄

圖 1 自由場強震觀測網測站分佈圖（吳健富，2010）.....20

圖 2 全國自由場強震測站已完成地質調查孔位分佈圖（至 2008 年為止）.....20

圖 3 對應三地震危害等級之四耐震性能矩陣.....21

圖 4 Newmark 法推求土石結構受震所引致永久變位示意圖.....21

圖 5 Franklin & Chang (1977)之最大永久變位量分析結果.....22

圖 6 Jibson 所建議之永久變位量迴歸模式與其他學者模式之比較（Jibson, 2007）.....22

圖 7 本研究所分析之地震測站分佈圖.....23

圖 8 最大地表加速度（PGA）與震源距離（R_h）之關係.....23

圖 9 愛氏震度（I_a）與震源距離（R_h）之關係.....24

圖 10 愛氏震度（I_a）與最大地表加速度（PGA）之關係.....24

圖 11 愛氏震度（I_a）與強震延時（T_d）之關係.....25

圖 12 永久位移與臨界加速度比之關係（所有資料）.....25

圖 13 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（所有資料）.....26

圖 14 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（PGA ≤ 0.1g）.....26

圖 15 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（0.1g <PGA≤ 0.2g）.....27

圖 16 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（0.2g <PGA≤ 0.3g）.....27

圖 17 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（PGA> 0.3g）.....28

圖 18 各不同震度之永久位移與臨界加速度比之關係比較.....28

圖 19 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（所有 PGA）.....29

圖 20 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（PGA ≤ 0.1g）.....29

圖 21 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（0.1g <PGA≤ 0.2g）...30

圖 22 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（0.2g <PGA≤ 0.3g）....30

圖 23 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（PGA> 0.3g）.....31

圖 24 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.1）.....31

圖 25 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.3）.....32

圖 26 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.5）.....32

圖 27 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.7）.....33

圖 28 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.9）.....33

一、前　言

近二十年來國內外地震災害事故頻傳，較為著名的如 1989 年美國 Loma Prieta 地震、1994 年美國 Northridge 地震、1995 年日本 Hyogoken-Nanbu(Kobe) 地震、1999 年土耳其 Izmit 地震及國內九二一集集地震、2004 年南亞大地震、2008 年中國汶川大地震，以及 2011 年 3 月 11 日之日本東北地方太平洋近海地震等，均造成為數不少的災害，包含建築物之崩塌、鐵公路交通設施（如路堤、擋土牆等）之損壞、以及地盤之變位破壞等。因此，地震工程與耐震設計的重要性，再度成為眾所矚目的焦點，而傳統耐震設計方法的妥適性也受到考驗。台灣位於環太平洋地震帶上，由於板塊碰撞及擠壓，地震活動極為頻繁，大地震之重複發生無可避免。因此，一個切合實際需求、考量本土地震特性並匹配本土地質條件的耐震設計方法及規範極為重要。

傳統地震工程有關新建結構之耐震設計或是既有建物之補強設計，主要理念均在於設計出在強震下不至於倒塌的結構物，以達到保障生命安全的目的，但並未考慮在各種設計地震水準下結構物之性能表現應該為何。近幾年來，地震工程之國際發展趨勢正朝向所謂「性能導向地震工程」(performance-based earthquake engineering) 之大方向邁進 (Hamburger & Moehle, 2000)，期能發展出一套使結構物具有可預期之性能表現的設計方法。所謂性能設計法(performance-based design，PBD)可稱之為是一種損壞控制的設計方法，意即希望結構物在遭受某一特定危害水準之地震侵襲下，其損壞狀況能控制在預定性能水準之內，且更具安全性及經濟性；而位移設計法即為此性能設計要求下，較佳之解決方案，因為控制了位移就等於是控制了結構物之變形與損壞程度。工程師在設計過程中對於一特定的目標位移來進行設計，結構位移不再是結構設計後的結果，而是結構設計中的可控制設計參數；結構強度及勁度不再是設計變數，而是設計結果；因此，其相較於傳統的力量設計法更能清楚的洞察到結構之損害和極限破壞的情況（張國鎮等，2007）。所以地震性能設計法已成為目前世界各國工程設計規範的主流，也將是台灣工程設計規範未來要走的方向。

在國內，一般對於橋梁與建築等構造物之耐震性能及設計方法有較多的探討，但對於土工結構物（如路堤、擋土牆）等鐵、公路交通工程中不可或缺的土石構造物則較少論及。事實上，土工結構在過去的地震歷史中，有非常多的破壞案例(含土壤液化破壞)，如照片 1 及照片 2 即是九二一大地震時中部災區之二座擋土牆破壞情形，一為重力式擋土牆，一為懸臂式 RC 擋土牆；而照片 3 則為貓羅溪綠美橋附近之河流護岸，因地基土壤液化，使護岸開裂、陷落情形。因此，土工結構受震之易損性及可靠度，非常值得關注。

此外，九二一集集地震後，內政部(2005, 2011)新頒布與修正之「建築物耐震設計規範及解說」，及鐵路橋梁、公路橋梁規範等，均將地震力分為三個危害等級，如表 1 所示，分別為中小度地震、設計地震及最大考量地震，其對應之回歸期分別為 30 年、475 年及 2500 年。若無性能設計規範的配合，欲採用較大危害等級之最大考量地震來作土工結構之耐震設計，將有實質上之困難。再者，不同場址條件所引致之場址效應（site effect），也對土工結構之受震反應有很大的影響。由於目前中央氣象局在全國各地設置了 806 座自由場強震測站（圖 1），收集完整的強震紀錄，國家地震工程研究中心也接受中央氣象局之委託，逐年建立全國自由場強震測站的地質資料庫，目前已完成超過 350 個測站的調查（圖 2），這些資料篩選後正可提供地盤分類、強震測站場址效應，以及進行土工結構受震反應之研究。

因此，為了切合實務設計上之需求，並強化國內在大地地震工程有關性能研究的內涵及不足之處，本研究以路堤及擋土牆二類土工結構為重點，規劃三年的研究期程，希望在土工結構之受震易損性評估（以變位為耐震性能指標），及其與場址條件之關係上，進行較深入的研究與探討。屆時，此本土性資料的研究成果，將可作為未來增修現行耐震設計規範中，有關土工結構耐震性能評估方法的參考。本年度的研究重點為以九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式(rigid sliding block model)，估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係。另年再進行土工結構物之降伏加速度的分析研究，最後再將研究成果彙整統合，以作為評估路堤及擋土結構之受震安全性及性能表現的依據。

二、文獻探討

現針對本子計畫主題「土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究」之相關研究，作一文獻回顧與評述。

2.1 性能設計法之發展與應用現況（鄧崇任等人，2004；陳正興等人， 2006）

目前地震工程之國際發展趨勢正朝向所謂「性能導向地震工程」(performance-based earthquake engineering) 之大方向邁進(Hamburger & Moehle, 2000)，期能發展出一套使建築物具有可預期之性能表現的設計方法。有關建物性能設計規範之研究機制及發展現況，依各國之發展情況各有不同之機制。（1）日本：日本建設省於 1995-1998 年進行了完整之技術研究與發展計畫「建築結構之新工程架構發展」，此一研究主要著重於有關性能設計法之概念性架構；隨後於 2000 年日本又將其建築標準法(Building Standard Law, BSL)修訂為以性能設計為基礎之設計方法，此一日本新修訂之設計規範，制定了在靜載重風力或地震力作用下，建物性能評估與檢驗之方法及步驟(Otani, 2000)。（2）美國：美國有關建物性能之研究機制比較綜合多元，目前有三個主要來源，分別為 SAC 聯盟（S 代表加州結構工程師協會(Structural Engineers Association of California, SEAOC)，A 代表應用技術委員會(Applied Technology Council, ATC)，而 C 則代表加州大學有關地震工程研究領域之學者專家）、聯邦緊急管理機構(FEMA)，及加州結構工程師協會(SEAOC)。其中 SEAOC 除了與其他研究團隊合作，參與前述各項計畫外，在協會下亦成立一個性能導向地震工程之子委員會，其企圖可謂相當宏偉。SEAOC 率先於 1995 年即發表了所謂 Vision 2000 (SEAOC,1995)，並接著在國際規範委員會(International Code Council, ICC)即將發表 International Building Code (ICC, 2000)之前，由該性能導向地震工程之子委員會將進一步之性能設計暫行指針，以附錄之形式發表在 SEAOC-99 藍皮書內。（3）歐洲：歐洲之現行耐震設計規範為 Eurocode 8 (EC8, 2003 年版)，雖有考慮不同之性能水準，但仍為力法設計。至於其研究機構及有關位移設計法之研究，則由所謂 FIB 機構(Fédération Internationale du Béton)在進行研究，有關位移設計法之研究報告則為 FIB TG7.2: Displacement-based Design and Assessment (FIB, 2003)。（4）紐西蘭：紐西蘭是最早採納位移設計法為其設計規範之國家，雖然其性能目標並非多重目標，但於紐西蘭標準協會 NZSA 所頒行之設計規範 NZS4203 與 NZS3101 中均已包括大量之直接位移設計規定。（5）中國大陸：大陸現行採用之建築抗震設計規範為 GB5011-2001，其抗震設計理念為「三水準設防目標，兩階段設計步驟」。其三水準抗震設防目標的理念與性能設計的思維十分相似，已向性能設計的大方向邁出了重要的一步。

根據前述回顧，不論是新建物之設計或是既有建物之補強，雖然性能導向之設計方法目前仍處於發展階段，還有許多技術面及經濟面上的困難亟待克服及改進，但台灣為迎合世界規範發展趨勢，已將性能設計之初步概念融入現存之設計規範中。在內政部(2005)新頒布之「建築物耐震設計規範及解說」，及鐵路橋梁、公路橋梁規範等，均將設計地震提高為三級地震，增加考慮 2500 年回歸期之最大考量地震。但若無性能設計規範的配合，欲採用較大危害等級之最大考量地震來作土工結構之耐震設計，將有實質上之困難。為因應此種趨勢，陳正興等人(2006)在交通部科技顧問室研究計畫「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究」中，開始研議交通結構物基礎針對各地震等級之基礎耐震性能要求，並說明適用之分析模式與程序。圖 3 為對應三地震危害等級

之四耐震性能矩陣，表 2 及表 3 分別為陳正興等人(2006)所建議及研議之交通結構物基礎之耐震性能，以及交通結構物分級與耐震性能目標。

另外，黃俊鴻(2006)也對路堤之耐震分析與性能設計概念作了介紹。文中說明日本鐵道規範(日本鐵道，1999)對土堤受震後的變形程度概分為 D1~D4 四級的變形，如表 4 所示。因為各種路堤的重要性與功能不同，要對這四種變形程度訂出通用之定量標準，並不容易，日本鐵道(1999)所建議之日本鐵道構造物路堤與橋台不同損害程度與沉陷標準，如表 5 所示，可供參考。

在不同大小的地震作用之下，路堤頂面之容許沉陷量及擋土結構之容許變位量應要求多大，並無放之四海皆準的規定。而應視地震的大小、路堤及擋土結構的特性與重要性、修復難易程度、計算精度等因素來適當研訂。例如鐵路路堤及擋土結構之容許沉陷與變位量標準應較公路者要求為高，公路路堤及擋土結構之標準又較一般防洪土堤及臨岸擋土設施為高。至於如何研訂合理的容許變形標準，尚待未來持續的研究成果與震災經驗，進行回饋與驗證。而這也是本研究須要特別著力之處。

2.2 Newmark 法於土石堤壩動態變位分析之應用（沈勤，1997；黃俊鴻，2006）

土工結構受震之安全性評估有很多方法，可考慮其受地震力引起之應力與其強度的關係，分析其穩定性，如擬靜態分析法（pseudo-static method）。或可利用其受地震力作用所產生之永久位移量值，評估其受震安全性。對於土工結構物受動態作用力產生變位的考慮，雖有諸多的文獻建議與分析方式，目前仍以 Newmark（1965）所建議之剛性滑動塊模式(rigid sliding block model)的變位分析最常用，因其理論簡單、參數明確，分析結果容易解釋。Newmark（1965）所提模式原以土石壩為分析對象，但現已延伸應用至其他土工結構物之受震變位量的估算。由滑動塊模式估計所得之永久位移量，將可作為探討路堤及擋土結構之受震安全性評估及性能表現的依據。因此，這裡先對 Newmark 法作一概要說明。

Newmark（1965）所提評估永久變位的方法，係先利用極限平衡法，推求邊坡的臨界滑動面。其次推求當此臨界滑動面之抗滑安全係數為 1.0 時的地震加速度（稱為降伏加速度（yield acceleration）或臨界加速度（critical acceleration））。通常只考慮地震的水平加速度，此一加速度的係數稱為最大阻抗係數（maximum resistant coefficient），以 N 表示，此係數不具單位。

Newmark 法之假設如下：

(1) 滑動塊為一剛塑性的材料（rigid-plastic material）：滑動塊在地震作用期間維持剛體運動的情形。至於滑動面的土壤則在滑動塊產生變位後，進行完全塑性（perfectly plastic）的行為。
(2) 忽略滑動面上抗剪強度的折減，亦即土石堤壩之邊坡的抗剪強度不會隨著位移量的發生而改變。
(3) 永久變位只有在地震作用力大於滑動面上土體抗剪強度時才會發生。
(4) 滑動塊的變位限定只向單一方向，因邊坡的滑動主要是向下坡方向發生，可能向上的位移量值極小，可以忽略。Newmark 將此情形視為滑動塊所承受的是非對稱阻抗（unsymmetrical resistance）作用。

因地震作用而產生的變位量，並非一次完成，而是由一連串的變位量累積而成，根據

Newmark 所提之方法，在某一地震作用期間，地震加速度值係數 A 若低於最大阻抗係數 N，土石堤壩將不會產生破壞。反之若 A 大於 N，即壩體邊坡的安全係數小於 1.0 時，土石堤壩會有一破壞土體受此超出的加速度作用而沿著臨界滑動面產生位移。此後當 A 小於 N 時，則此滑動塊之滑動將減速而又返回穩定狀態。其後當 A 再度大於 N 時，則又發生移動。

如此在地震作用過後，如圖 4 所示，會有一永久位移量的發生，此位移量可用來作為土石堤壩受震的安全及性能表現評估。Newmark (1965)取用美國西岸四個強震紀錄之地震加速度歷時圖，藉由改變土石堤壩的降伏加速度，求取在不同的降伏加速度下，其相對於地表的永久位移量。因為地震加速度歷時記錄的變化範圍極大，Newmark 將其計算結果對一具有 0.5g 的最大地表加速度、最大地表速度為 0.76m/s (30in/sec)的地震，進行正規化處理。Newmark 對取用此地震並無解釋，只是作為轉換的標準，以便容易將其計算的位移做一上限值的包絡線。其分析結果可以表為：

$$D=\frac{2V^2}{Ng}(1-\frac{N}{A})\frac{A}{N} \tag{1}$$

或使用更為保守的永久變位關係：

$$D=\frac{2V^2}{Ng}\frac{A}{N} \tag{2}$$

式中，D 為最大永久位移(m)；V 為地震最大地表速度(m/sec)；A 為地震最大地表加速度係數，不具單位；N 為最大阻抗係數，不具單位；g 為重力加速度＝9.81 m/sec^2。

Franklin & Chang (1977)取用 169 個包括實測所得之水平向地震加速度歷時，以及部分人工合成地震紀錄，考慮不同的地質特性的影響，依據 Newmark 法計算，獲得最大永久變位量值。並將其計算結果，相同於 Newmark 的方式，對一具有 0.5g 的最大地表加速度、最大地表加速度為 0.76m/s(30in/sec)的地震作正規化處理，所得計算結果如圖 5 所示。

由前述之分析案例可知，土石堤壩永久變位量的估算，與場址之地質條件，及當地的地震特性息息相關，為分析時必須考慮的要項。而本研究將採用氣象局之自由場強震測站所收集之完整的強震紀錄，及國家地震工程研究中心所建置之強震測站地質資料庫，來作土石結構之受震變位分析，其成果將能反應本土之土石結構的受震特性。

2.3 Newmark 法於擋土結構物動態變位分析之應用（沈勤，1997；Fang, et al., 2003；Huang et al., 2009）

擋土結構物的主要目的在於支撐垂直或近乎垂直坡度的土壤，如山坡的擋土設施、橋台、連續壁或是板樁等擋土結構物。因傳統之擬靜態分析法不足以考量隨著時間變化的地震加速度所造成的效應，更無法推算擋土牆因地震作用所產生相對於地面的永久位移量。然而過大的位移量會使背填土區地表發生大量沉陷，導致在其上的建物或鐵公路設施產生損壞。

Richard & Elms (1979)將 Newmark 方法，引用於擋土牆受震所引致的永久位移的估算。除了背填土的滑動，又考慮擋土牆本身慣性力的作用。Richard & Elms (1979)假設擋土牆與背填土的破壞楔塊（Sliding wedge）一起運動，視為一滑動塊。此滑動塊受地震作用產生

位移，主要是向主動狀態的方向。因為滑動塊向被動狀態方向運動時，會承受極高的阻抗力作用，產生位移量的可能性很小，故不考慮。Richard & Elms 也假設當地表加速度係數大於最大阻抗係數之際，滑動塊會以一固定加速度向主動狀態方向移動，藉由滑動塊之加速度與地表加速度之間差異，對時間積分兩次，可以得到滑動塊相對於地表的永久變位值。

在考慮最大阻抗係數時，地震對於擋土牆所產生的慣性力也扮演一很重要的角色。除利用完全塑性法推算牆身所承受的動態側向土壓力之外，還須考量擋土牆承受地震作用所引致的慣性力。Richard & Elms (1979)根據 Franklin & Chang (1977)所計算的結果，提出擋土牆受震所產生之永久位移關係式如下：

$$D = 0.087\frac{V^2}{Ag}\left(\frac{N}{A}\right)^{-4} \tag{3}$$

依據此關係式，Richard & Elms (1979)建議依據一允許之擋土牆受震所產生的最大水平位移，經由上式來反求擋土牆的設計地震係數。

Whitman & Liao (1984) 考量數據的離散性，將 Franklin & Chang (1977) 所計算的結果，得一平均值的關係式，其 log-normal 分佈標準誤差範圍隨 N/A 之值而變，範圍在 1.3 至 3.0 左右：

$$D = 37\frac{V^2}{Ag}e^{\left(-9.4\frac{N}{A}\right)} \tag{4}$$

Prakash & Rafnsson (1991) 利用單自由度模式，來模擬擋土牆受地震作用時的滑動情形。利用一彈簧元素與阻尼盤來表示背填土作用於擋土牆的側向土壓力，以均勻正弦波的方式，代表地表加速度作用。然後引用 Seed 分析液化所得的不同地震規模所對應的等值波數（Seed, 1979），代表不同規模地震作用情形，來分析擋土牆因地表加速度所引致的水平位移。

但背填土在破壞面形成之後，背填土作用於擋土牆上的側向土壓力，應該會有變化。以彈簧元素與阻尼盤系統不能表示此情形，所以以此模式計算而得的水平位移，與實際會有出入。

2.4 Newmark 法於邊坡動態變位分析之應用（Ambraseys & Menu, 1988 ; Jibson, 2007）

Newmark(1965)所建議之剛性滑動塊模式，亦被許多學者應用於分析邊坡受震引致之永久變位，只是估算邊坡滑動之降伏（或臨界）加速度方式和土工結構不一樣。若降伏（或臨界）加速度已知，則估算地震引致永久變位之方式並無不同。

Ambraseys & Menu (1988)利用規模介於 6.9±0.3 之 11 次地震事件的 50 個地震記錄，以 Newmark 方法估算永久位移，並求得其與臨界加速度比（A_c/A_{max}）之迴歸關係：

$$\log D_N = 0.90 + \log\left[\left(1-\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{2.53}\left(\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{-1.09}\right] \pm 0.30 \tag{5}$$

式中

D_N：永久位移，以公分(cm)為單位

A_c ：臨界加速度

A_{max}：最大地表加速度

最後一項（±0.30）為模式誤差。

此外，Jibson(2007)則利用規模介於 5.3~7.6 之 30 次地震事件的 2270 個水平方向地震記錄，以 Newmark 方法估算永久位移，其中有 37%測站位於硬地盤或軟岩上，49%測站位於堅實土壤（stiff soil）上，另 14%測站位於軟弱土壤（soft soil）上。若僅就永久位移 (D_N)與臨界加速度比（A_c/A_{max}）之關係進行迴歸，其迴歸關係如下：

$$\log D_N = 0.215 + \log\left[\left(1-\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{2.341}\left(\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{-1.438}\right] \pm 0.510 \qquad (6)$$

若也將地震規模納入迴歸變數，其迴歸關係如下：

$$\log D_N = -2.710 + \log\left[\left(1-\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{2.335}\left(\frac{A_c}{A_{max}}\right)^{-1.478}\right] + 0.424M_w \pm 0.454 \qquad (7)$$

以上二式中，D_N 之單位均為公分，M_w 為震矩規模（moment magnitude），最後一項為模式誤差。Jibson 所建議之永久位移迴歸模式與其他學者所建議模式之比較，如圖 6 所示。

2.5 Newmark 法所得成果之安全性評估指標（沈勤，1997；Whitman, 1990）

由於 Newmark 法的分析中忽略了垂直向的地震加速度的作用，而滑動塊位移是沿著滑動面發生，不是沿著水平方向發生。所以只取用水平方向的地震加速度來進行分析，會因滑動方向與地震力的方向之間的不一致，導致所計算出的位移量值並非實際地震作用下所導致的位移量。所以許多學者認為以上述關係式估算所得之永久位移量，與實際的受震情形應該會有所差異。

然而 Seed & Makdisi (1977)指出，土石堤壩產生水平方向的位移在強震作用下是很常見的。由實際的現地觀察得知，土石堤壩在承受地震作用時，滑動面常沿著土石壩中的水平最弱面發生。

Seed & Makdisi (1977)並對滑動塊沿著水平面滑動的情形，與滑動塊沿著 15 度傾角的傾斜面滑動的情形進行比對，在具有相同的最大阻抗係數下，傾斜面上的滑動塊所產生的永久位移量，約比在水平面上滑動塊所產生的永久位移量高出 10％至 15％，此值可作為計算時之參考。而重力式的擋土牆，由於牆身具有相當的質量，垂直向地表加速度對其運動方向影響不大，滑動塊可視為沿水平方向移動。

由於經驗的累積，以及與其他分析方法比較，以 Newmark 法求得之永久位移常也可用為考慮這些結構受震安全性的指標。例如：

1. 一般的設計經驗，土石堤壩之永久位移如小於堤壩高之 0.5％，則沒有崩潰之慮。
2. Hynes – Griffith & Franklin (1984) 建議建造良好的土石壩，可以承受 50 cm 的位移量。
3. 擋土牆受震之水平位移在 5 至 10cm 之內，則可視為安全（Whitman, 1990）。

因此目前引用 Newmark 方法估算永久位移，以評估邊坡及擋土牆之安全性，仍是設計時常用的方法之一。

前述的永久變位關係式，都是依據美國的強震紀錄所計算而得。但考量台灣地區地震的震源、傳播路徑以及土層特性都與美國有所差異的情況下，引用上述的關係式來計算台灣地區之邊坡、路堤與擋土牆受震所產生之永久變位，其適用性值得探討。因此，本研究將取用台灣地區之強震記錄，依據 Newmark 所建議方法計算，以期建立適用於台灣地區之永久位移關係式，以作為國內對土石結構受震安全及性能表現評估的參考。

三、Newmark 永久位移量分析

本章將以發生於民國 88 年之九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式，估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係。另年再進行土工結構物之降伏（或臨界）加速度的分析研究。

3.1 分析資料來源及地動特性

九二一集集大地震發生於民國 88 年凌晨 1 點 47 分，芮氏地震規模 M_L=7.3（震矩規模 M_w=7.6），震源深度僅 8.0km，為一規模大之淺源地震，在中部造成非常大的傷亡。因此，本研究先以九二一集集地震為例，進行永久位移量之分析探討。所分析之九二一集集地震強震資料係取自中央氣象局，共包括 450 個測站。但其中已由國家地震工程研究中心進行地質調查之測站數僅 282 站，因此，本研究即利用這 282 個測站之兩個水平方向（東西方向 EW 及南北方向 NS）地震分量，共 564 筆強震記錄，以 Newmark 方法進行永久位移量分析。這 282 個測站中，第一類地盤有 175 個，第二類地盤有 96 個，第三類地盤有 11 個，如圖 7 所示。關於地盤分類，根據現行建築物規範、鐵路橋梁規範、以及公路橋梁規範規定，除台北盆地區域外，係依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 來決定：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{Si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{Si}} \tag{8}$$

式中，d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^{n} d_i = 30m$。V_{Si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)。

若工址之 $V_{S30} \geq 270$ m/s 者，歸類為第一類地盤(堅實地盤)；180 m/s $\leq V_{S30} <$ 270 m/s 者，為第二類地盤(普通地盤)；V_{S30} <180 m/s 者，為第三類地盤(軟弱地盤)。地盤分類之比較如表 6 所示。因此，所分析之測站中，大部份屬於堅實地盤，佔 62%，普通地盤佔 34%，軟弱地盤僅佔 4%。

在估算永久位移量前，此處先就所採用之 282 個測站之 564 筆強震記錄的基本特性進行分析。圖 8 為最大地表加速度（PGA）與震源距離（R_h）之關係，圖中顯示，若震源距離大於 100km，PGA 將小於 0.2g；但若震源距離小於 50km 時，PGA 有達 1g 者。由於 PGA 僅代表單一時間點的尖峰加速度，無法代表完整地震歷時之內涵及能量大小，因此，Arias（1970）另行定義一地震強度指數（earthquake shaking intensity），稱為愛氏震度（Arias intensity），來反映強震內涵及地震所釋放之能量：

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt \tag{9}$$

式中，$a(t)$為強震歷時，T_d 為強震延時，此處 T_d 係採用 Bolt(1969)之定義，即強震延時為強震歷時 $a(t)$記錄中，加速度開始大於 0.05 g 到小於 0.05 g 的時間差（bracketed duration），因其與影響結構物的地震時間及可能造成損害的程度較為相關，故採用之。

圖 9 為愛氏震度（I_a）與震源距離（R_h）之關係。與 PGA 類似，愛氏震度（I_a）隨震源距離增大而遞減，當震源距離小於 50km 時，I_a 之值有接近 10m/sec 者。圖 10 為愛氏震

度（I_a）與最大地表加速度（PGA）二不同震度量測值之關係，PGA 越大，I_a 之值也越大，其迴歸關係如下，該迴歸之判定係數 R^2=0.848。

$$I_a = -0.072 - 3.097 * \mathrm{PGA} + 21.548 * \mathrm{PGA}^{1.5} - 9.532 * \mathrm{PGA}^{2.5} \tag{10}$$

圖 11 為愛氏震度（I_a）與強震延時（T_d）之關係。因強震延時越長，地震所釋放之能量越多，因此愛氏震度越大。

3.2 永久位移與臨界加速度比關係之分析

考量最大地表加速度 PGA≤0.05g 之地震對土工結構物影響很小，因此，前述 282 個測站之 564 筆強震記錄先經基線修正後，選取 PGA＞0.05g 者，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式，假設不同之臨界加速度比（A_c/A_{max}），估算土工結構物受震變位之永久位移量 D_N。因每一筆加速度歷時有正負兩個方向，本研究中，兩個方向皆進行分析，再取正負兩方向位移的平均值，作為每一筆地震歷時在某一臨界加速度 A_c 下的 Newmark 位移值。圖 12 為分析所得之東西(EW)及南北(NS）兩地震分量方向之永久位移 D_N 與臨界加速度比（A_c/A_{max}）的關係。圖中顯示，隨著臨界加速度比變大，永久位移 D_N 以冪次比例迅速遞減。接著，本研究採用與 Jibson(2007)相同之迴歸函數形式（式(6)），進行永久位移(D_N)與臨界加速度比（A_c/A_{max}）關係之迴歸分析：

$$\log D_N = a + \log\left[\left(1 - \frac{A_c}{A_{max}}\right)^b \left(\frac{A_c}{A_{max}}\right)^c\right] \pm \sigma \tag{11}$$

式中 a、b、c 為迴歸係數，σ為模式誤差。表 7 為迴歸結果，圖 13 為圖 12 資料之迴歸曲線，該迴歸之判定係數 R^2=0.898，模式誤差σ=0.43458，迴歸結果較 Jibson(2007)所得者（R^2=0.84；σ =0.510）為佳。

因場址效應（site effect）與震度 PGA 大小有關，因此接下來將分析結果依 PGA 大小分成 4 群，即 PGA ≤ 0.1g、0.1g <PGA≤ 0.2g、0.2g <PGA≤ 0.3g 及 PGA> 0.3g，分別進行迴歸分析。迴歸結果亦列於表 7，圖形分別繪於圖 14~圖 17。由表 7 各群迴歸結果可知，分群後之判定係數皆很高，迴歸結果不錯。

現將各不同震度分群之迴歸曲線，及 Jibson(2007)與 Ambraseys & Menu (1988)所得之結果，同時展繪於圖 18 中，圖中顯示，除臨界加速度比（A_c/A_{max}）較小（如小於 0.1）及較大（如大於 0.9）範圍者外，對同一臨界加速度比值，永久位移(D_N)有隨震度 PGA 變大而增大之趨勢。而不分 PGA 震度大小之迴歸曲線，約介於 PGA ≤ 0.1g 及 0.1g <PGA≤ 0.2g 二分群結果之間。至於 Jibson(2007)之永久位移值(D_N)，皆較本研究所得者為低；而 Ambraseys & Menu (1988) 之 D_N 值，則在不同臨界加速度比範圍，與各分群結果相近。

就圖 18 之分析結果而言，若土工結構之容許水平位移設為 10cm 視為安全（Whitman, 1990），則震度分群之震度由小至大所對應之臨界加速度比（A_c/A_{max}）分別為 0.271、0.315、0.319、0.362，此亦即土工結構設計時，在安全之容許位移條件下，須考量之設計震度比例，此結果提供了土工結構性能設計之一具體的量化指稱。

3.3 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速關係之分析

在圖 12~圖 17 之永久位移(D_N)與臨界加速度比（A_c/A_{max}）關係中，雖然迴歸曲線判定係數很高，但對同一臨界加速度比值而言，D_N 之變異性很大，此情況應和測站之場址條件有關。因此接下來即針對某一特定臨界加速度比值 A_c/A_{max}，就永久位移(D_N)與近地表 30m 平均剪力波速 V_{S30} 之關係，進行迴歸分析，並採用下列直線型之函數形式：

$$\log D_N = a + b\,V_{S30} \pm \sigma \tag{12}$$

式中 a、b 為迴歸係數，σ為模式誤差。

表 8 為迴歸分析結果之列表，與 3.2 節相同，也包括不區分震度 PGA 大小，及各不同震度分群之個別情況。圖 19 為不區分震度 PGA 大小之永久位移 D_N 與 V_{S30} 關係之迴歸結果，圖中顯示，針對不同臨界加速度比值（A_c/A_{max}），D_N 均有隨 V_{S30} 變大而減小之趨勢，只是其變異性非常大，因此迴歸之判定係數較低。圖 20~圖 23 則為各不同震度分群之迴歸結果，除圖 23 之 PGA> 0.3g 分群之部份趨勢與圖 19 相異外，其餘分群之趨勢皆與圖 19 相同，亦即 V_{S30} 越大，D_N 越小，或者說地盤越硬，永久位移值 D_N 越小。圖 24~圖 28 則分別為針對某一特定臨界加速度比值 A_c/A_{max} = 0.1、0.3、0.5、0.7 及 0.9 情況下，各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較。就分析結果而言，在高震度地震資料有限的情況下，目前 D_N 與 V_{S30} 之迴歸關係，暫採用以不區分震度 PGA 大小之關係式為宜！將來若能蒐集更多高震度之地震資料再進行迴歸分析，各不同震度分群之分析結果將更具代表性。

四、結論與建議

根據前述研究探討，茲歸納數點結論與建議，供工程界參考及應用：

1. 地震性能設計法已成為目前世界各國工程設計規範的主流，也將是台灣工程設計規範未來要走的方向。本計畫以九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式，估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係。由分析結果顯示，若土工結構之容許水平位移設為 10cm 視為安全，則由小至大不同震度分群（即 PGA ≤ 0.1g、0.1g <PGA≤ 0.2g、0.2g <PGA≤ 0.3g 及 PGA> 0.3g）所對應之臨界加速度比（A_c/A_{max}）分別為 0.271、0.315、0.319、0.362，此亦即土工結構設計時，在安全之容許位移條件下（位移控制），須考量之設計震度比例，此結果有別於傳統之強度或工作應力設計法，提供了土工結構性能設計之一具體的量化指稱，可作為土工結構考慮受震易損性，及性能設計考量之起點，並可作為繼續深入研究之基礎。
2. 就土工結構受震之永久位移量 (D_N)與場址條件（近地表 30m 平均剪力波速 V_{S30}）關係之迴歸分析結果顯示，在高震度地震資料有限的情況下，目前 D_N 與 V_{S30} 之迴歸關係，暫採用以不區分震度 PGA 大小之關係式為宜！將來若能蒐集更多高震度之地震資料再進行迴歸分析，各不同震度分群之分析結果將更具代表性。

參考文獻

1. 內政部(2005)，「建築物耐震設計規範及解說」，內政部 94.12.21 台內營字第 0940087319 號令修正。
2. 內政部(2011)，「建築物耐震設計規範及解說」，內政部 100.1.19 台內營字第 0990810250 號令修正。
3. 日本鐵道研究所(1999)，「鐵道構造物耐震設計」。
4. 交通部(2003)，「公路橋梁耐震設計規範複審成果報告書」，中華顧問工程司，臺北。
5. 沈勤(1997)，「以 Newmark 法評估台灣地區土石壩與擋土牆受震之永久變位分析」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，臺北。
6. 吳健富(2010)，“中央氣象局地震資料庫現況及資料收錄整合平台介紹”，強震測站場址工程地質資料庫應用研討會論文集，國家地震工程研究中心及中央氣象局，台北。
7. 國家地震工程研究中心(2005)，「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式(2/2)及附冊」，交通部 MOTC-STAO-94-01。
8. 陳正興、楊鶴雄、黃俊鴻、李維峰、王淳讙(2006)，“交通結構物基礎耐震性能設計之研議”，地工技術，第 109 期，第 73～82 頁。
9. 黃俊鴻(2006)，“路堤耐震分析與性能設計”，地工技術，第 109 期，第 85～94 頁。
10. 張國鎮、林立庭、陳長佑(2007)，「應用位移設計法之建築物設計程式發展」，國家地震工程研究中心研究成果報告，NCREE-07-017。
11. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光(2004)，「耐震與性能設計規範研究(一)」，國家地震工程研究中心研究成果報告，NCREE-04-015。
12. 謝宏灝(2010)，“全國強震測站場址工程地質資料庫現況”，強震測站場址工程地質資料庫應用研討會論文集，國家地震工程研究中心及中央氣象局，台北。
13. 鐵道總合技術研究所編 (1999)，「鐵道構造物等設計標準・同解說：耐震設計」，丸善株式會社。
14. Ambraseys, N. N., and Menu, J. M. (1988). “Earthquake–induced Ground Displacements,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 985–1006.
15. Ang, A. H. S., and Tang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Decision, Risk and Reliability*, Vol. II., Wiley: New York.
16. Arias, A. (1970). “A Measure of Earthquake Intensity,” *Seismic Design for Nuclear Power Plants.* Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, MA, pp. 438–483.
17. Bolt, B. A. (1969). “Duration of Strong Ground Motion,” In *Proceedings: 4th WCEE*, Rome, pp. 1304-1315.
18. Box, G. P, and Draper, N. R. (1987). *Empirical Model-building and Response Surface*, Wiley: New York.
19. CEN (European Committee for Standardisation, 1994). *Eurocode 7*: *Geotechnical Design. Part 1*: *General Rules*, ENV 1997-1.Brussels: CEN.
20. Christian, J. T. (2004). “Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 10, pp.985-1003.
21. Duncan, J. M. (2000). “Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 4, pp. 307-316.
22. Eurocode 8 (European prestandard, 1994). *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures—Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*, The Commission of the European Communities.

23. Franklin, A. G. and Chang, F. K. (1977). "Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report. 5: Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis," *Misc. Paper S-71-17* U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
24. Fang, Y. S., Yang, Y. C., and Chen, T. J. (2003), "Retaining Walls Damaged in the Chi-Chi Earthquake," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 6, pp. 1142-1153.
25. Goh, A. T. C., and Kulhawy, F. H. (2003). "Neural Network Approach to Model the Limit State Surface for Reliability Analysis," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, pp. 1235-1244.
26. Hynes-Griffin, M. E. and Franklin, A. G. (1984). "Rationalizing the Seismic Coefficient Method," *Miscellaneous Paper G. L. 84-13*, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
27. Hornik, K. (1991). "Approximation Capabilities of a Multi-layer Feed-forward Networks," *Neural Networks*, Vol. 4, No. 2, pp. 251-257.
28. Hamburger, R.O. and J.P Moehle (2000), "State of Performance-based Earthquake Engineering in the United States," *Proceedings of the second US-Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*, 11-13 Sep. 2000, Sapporo, Hokkaido, Japan, Report No. PEER-2000/10, pp. 15-27.
29. Honjo, Y., and Kusakabe, O. (2002). "Proposal of a Comprehensive Foundation Design Code: Geo-code 21 ver. 2," *Proceedings, International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design*, Tokyo, pp. 95-106.
30. Huang, C. C. (2005). "Seismic Displacements of Soil Retaining Walls Situated on Slope," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9., pp. 1108-1117.
31. Huang, C. C., Wu, S. H. and Wu, H. J. (2009). "Seismic Displacement Criterion for Soil Retaining Walls Based on Soil Strength Mobilization," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 1, 74-83.
32. ICC (2000). "International Building Code," International Code Council.
33. Jibson, R. W. (2007). "Regression Models for Estimating Coseismic Landslide Displacement," *Engineering Geology*, Vol. 91, Issues 2-4, pp. 209-218.
34. Juang, C. H., Chen, C. J., and Tien, Y. M. (1999). "Appraising CPT-based Liquefaction Resistance Evaluation Methods — Artificial Neural Network Approach," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 3, pp. 443-454.
35. JSCE (2000). Research Report on Seismic Design of Earth Structures Undergoing Strong Earthquake Motion, Research Committee on Earthquake Engineering, Jpn. Soc. Civil Eng., pp. 38–54 (in Japanese).
36. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp.
37. Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquake on Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-159.
38. Otani, S. (2000). "New Seismic Design Provisions in Japan," *Proceedings of the second US-Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*, 11-13 Sep. 2000, Sapporo, Hokkaido, Japan, Report No. PEER-2000/10, pp. 3-14.
39. Prakash, S. and Rafnsson, E. A. (1991). "On Seismic Design Displacements of Retaining Walls," *Analysis and Design of Retaining Structure Against Earthquakes*, Geotechnical

Special Publication, No. 60, ASCE, pp. 21-37.

40. Richard, R. J. and Elms, D. G. (1979). “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls,” *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.
41. Seed, H. B. and Makdisi, F. I. (1977). “A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-induced Deformations in Dams and Embankments,” Report No. EERC 77-19, *Earthquake Engineering Research Center*, Univ. of California, Berkeley, CA.
42. SEAOC (1995), Vision 2000 - A Framework for Performance Based Design, *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, California.
43. Seed, H. B. (1979). “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquake,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255
44. Tung, T. Y., Kiremidjian, A. S., Wang, J. N. and Kavazanjian, E. Jr. (1992). “Statistical Parameters of AM and PSD Functions for the Generation,” *Proceedings,Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 867-872.
45. Trifunac, M. D., and Brady, A. G. (1975). “A Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motions,” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3) pp.581-626.
46. U.S. Army Corps of Engineers (1995). *Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering*. Engineering Technical Letter No. 1110-2-547, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
47. Whitman, R. V. and Liao, S. (1984). “Seismic Design of Gravity Retaining Walls,” *Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. III, pp. 553-540.
48. Wong, F. S. (1985). “Slope Reliability and Response Surface Method,” *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 1, pp. 32-53.
49. Whitman, R. V. (1990). “Seismic Design and Behavior of Gravity Walls,” *Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publication, No. 25, ASCE, pp. 817-842.

表 1 地震危害等級

地震危害等級	超越機率	回歸期（年）
中小度地震	50 年 80%	30
設計地震	50 年 10%	475
最大考量地震	50 年 2 %	2500

表 2 交通結構物基礎之耐震性能（陳正興等人，2006）

耐震性能	安全性	使用性	修復性	
			短期	長期
耐震性能 I	結構保持彈性	維持與地震前機能相同	無需修復	定期檢測常規養護
耐震性能 II	限制局部損壞可修復	短期搶修可恢復地震前機能	依既有緊急搶修工法，可完成搶修	依既有修復工法，可修復完成
耐震性能 III	防止上部或主體結構崩塌	可採緊急搶修工法，限重限速通行	更換受損構件或進行結構補強	封閉設施進行局部重建

表 3 交通結構物分級與耐震性能目標（陳正興等人，2006）

地震危害層級	路堤	橋梁樁基礎		地下結構物	
		一般橋梁	重要橋梁	一般地下結構物	重要地下結構物
S_{30}	耐震性能 I	耐震性能 I		耐震性能 I	
S_{475}	耐震性能 III	耐震性能 III	耐震性能 II	耐震性能 III	耐震性能 II
S_{2500}	—	—	耐震性能 III	—	耐震性能 III

※ 耐震性能 I：基礎彈性變形、土壤無液化或局部輕微液化、正常使用。

※ 耐震性能 II：基礎容許塑性變位、土壤輕微~中度液化、可修復之損壞。

※ 耐震性能 III：基礎達極限變位、土壤嚴重液化、結構不倒塌。

表 4 路堤變形等級與對應的修補方法（黃俊鴻，2006）

	變形等級	補修方法
變形等級 1 (D1)	沒有發生滑動破壞，且沒有殘餘變形發生。(圓弧滑動計算安全係數在 1.0 以上)	無須補修
變形等級 2 (D2)	發生滑動破壞，但殘餘變形小，損害輕微。(圓弧滑動計算安全係數小於 1.0，計算所得殘餘變形小)	坡面在滾壓或補充道渣，路面或鋪面輕微補修。
變形等級 3 (D3)	填土體及地盤之殘餘變形大，部分路堤需重新填築的損害。(計算殘餘變形量大，但未完全的坍陷)	挖除部分坡面與路面，重新填土及鋪設路面或軌道。
變形等級 4 (D4)	地盤流動造成路堤毀滅性的破壞需要全面重新構築。(計算殘留變形非常大，到達完全坍陷的破壞狀態)	填土全面挖除，再全面重新構築路堤。

表 5 填土及橋台背填土之損害程度與沉陷量之標準（黃俊鴻，2006）

變形等級	損害程度	填土沉陷量標準	橋台沉陷量標準
1	無損害	無損害	無損害
2	輕微損害	沉陷量 < 20 cm	橋台背面差異沉陷 < 10 cm
3	有可能緊急復舊處理之損害	沉陷量 20 ~ 50 cm	橋台背面差異沉陷 10 ~ 20 cm
4	需長時間復舊之損害	沉陷量 > 50 cm	橋台背面差異沉陷 > 20 cm

表 6 地盤分類表 (內政部，2005；內政部，2011)

地盤種類	V_{S30} (m/sec)	$\overline{N}$ 或 $\overline{N}_{CH}$	$\overline{s}_u$ (kgf/cm^2)
第一類地盤(堅實地盤)	$V_{S30} \geq 270$	$\overline{N} > 50$	$\overline{s}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq V_{S30} < 270$	$15 \leq \overline{N} \leq 50$	$0.51 \leq \overline{s}_u \leq 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$V_{S30} < 180$	$\overline{N} < 15$	$\overline{s}_u < 0.51$

表 7 永久位移（D_N）與臨界加速度比（A_c/A_{max}）關係之迴歸係數

震 度	*a*	*b*	*c*	R^2	σ
全部（所有 PGA）	0.70800	2.66065	-1.31897	0.898	0.43458
PGA ≤ 0.1g	0.62945	2.69104	-1.30650	0.898	0.43653
0.1g <PGA≤ 0.2g	0.72832	2.57031	-1.38771	0.907	0.41192
0.2g <PGA≤ 0.3g	0.76648	2.53659	-1.32712	0.938	0.32274
PGA> 0.3g	1.06920	2.89591	-1.12664	0.909	0.41584

表 8 永久位移（D_N）與近地表 30m 平均剪力波速（V_{S30}）關係之迴歸係數

震 度	A_c/A_{max}	*a*	*b*	R^2	σ
全部（所有 PGA）	0.1	2.30016	-0.00098	0.188	0.35961
	0.3	1.43147	-0.00096	0.164	0.37998
	0.5	0.60464	-0.00081	0.109	0.40667
	0.7	-0.24486	-0.00078	0.094	0.42592
	0.9	-1.58157	-0.00077	0.087	0.43850
PGA ≤ 0.1g	0.1	2.33674	-0.00138	0.454	0.30606
	0.3	1.47987	-0.00135	0.405	0.33198
	0.5	0.64964	-0.00120	0.316	0.35879
	0.7	-0.23467	-0.00112	0.267	0.37650
	0.9	-1.64070	-0.00093	0.182	0.40162
0.1g <PGA≤ 0.2g	0.1	2.11935	-0.00028	0.011	0.37254
	0.3	1.26528	-0.00035	0.015	0.39282
	0.5	0.47977	-0.00035	0.013	0.41242
	0.7	-0.28877	-0.00048	0.025	0.41914
	0.9	-1.48252	-0.00074	0.057	0.41906
0.2g <PGA≤ 0.3g	0.1	2.14120	-0.00033	0.030	0.19877
	0.3	1.62214	-0.00113	0.200	0.24384
	0.5	1.11103	-0.00158	0.245	0.29928
	0.7	0.47762	-0.00190	0.270	0.33646
	0.9	-1.22533	-0.00107	0.079	0.39314
PGA> 0.3g	0.1	2.39188	-0.00065	0.043	0.34757
	0.3	1.16369	0.00018	0.003	0.36736
	0.5	0.08523	0.00092	0.071	0.37871
	0.7	-0.78598	0.00096	0.054	0.45124
	0.9	-1.74612	-0.00009	0.001	0.53956

照片 1 南投縣中寮鄉一高約 0~5m 之漸變重力式擋土牆破壞情形

照片 2 南投縣埔里鎮一公路旁高約 5m 之懸臂式 RC 擋土牆破壞及路基塌陷情形

照片 3 南投縣貓羅溪綠美橋附近河流護岸，因地基土壤液化，而使護岸開裂、陷落

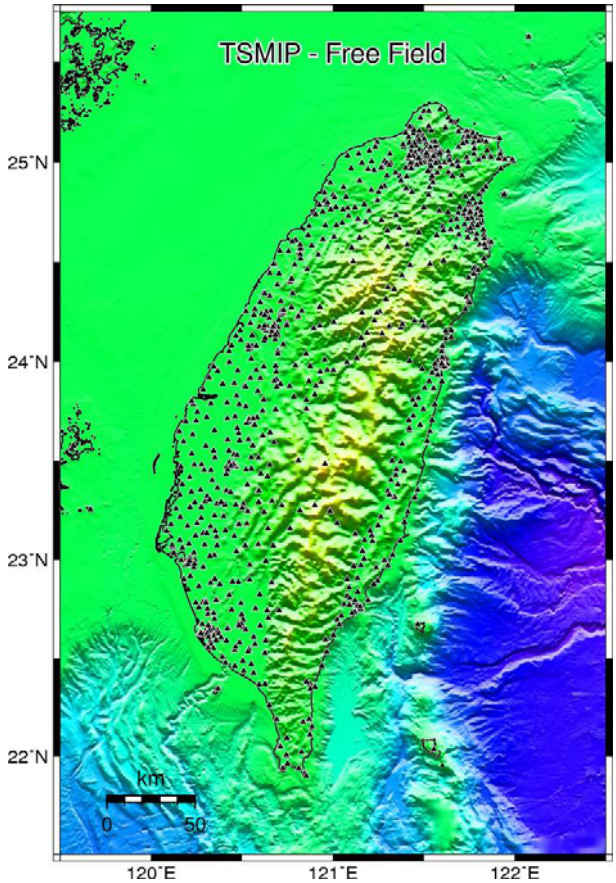

圖 1 自由場強震觀測網測站分佈圖（吳健富，2010）

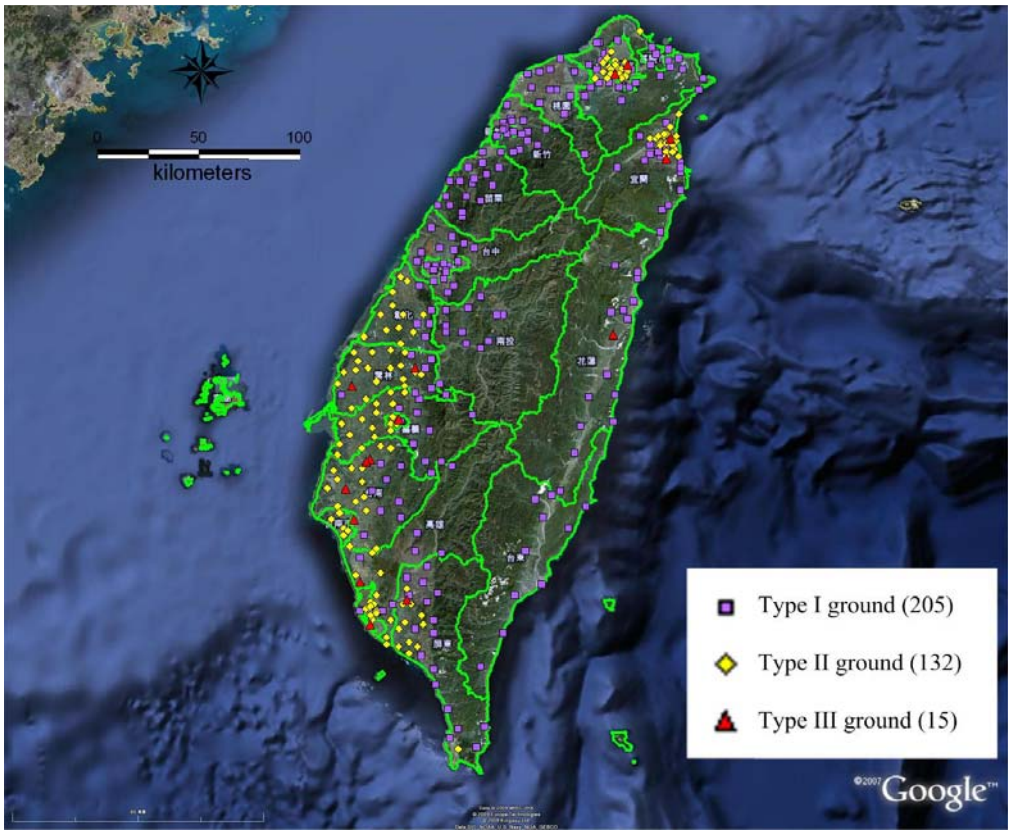

圖 2 全國自由場強震測站已完成地質調查孔位分佈圖（至 2008 年為止）

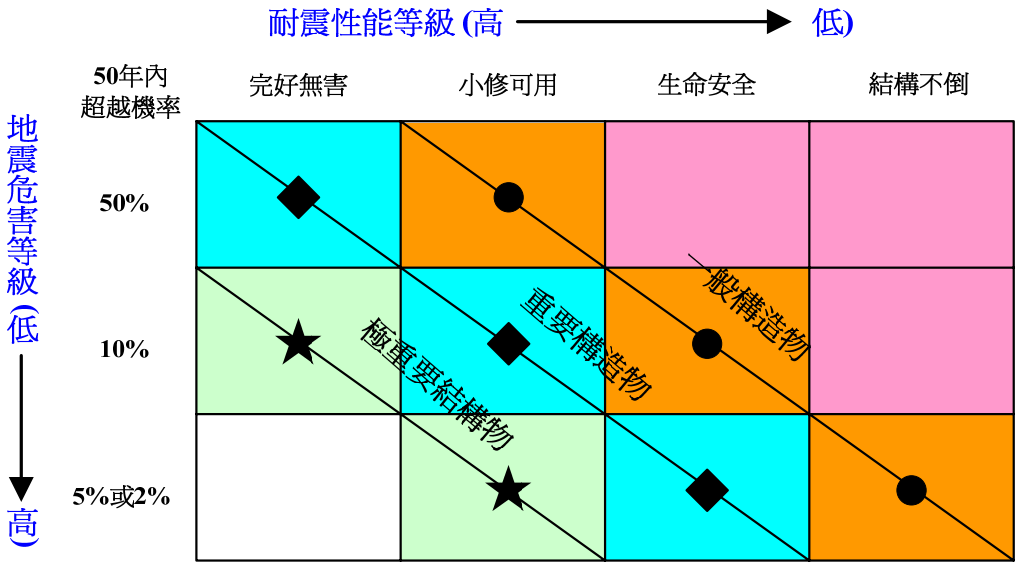

圖 3 對應三地震危害等級之四耐震性能矩陣

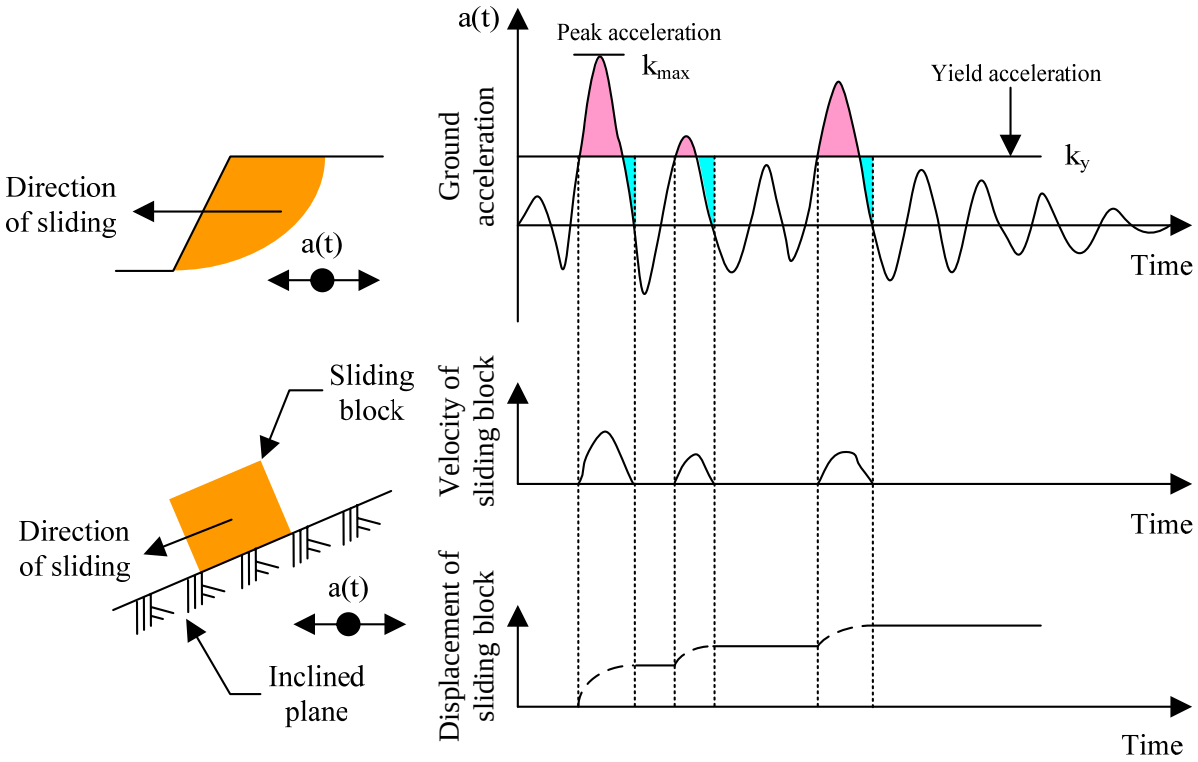

圖 4 Newmark 法推求土石結構受震所引致永久變位示意圖

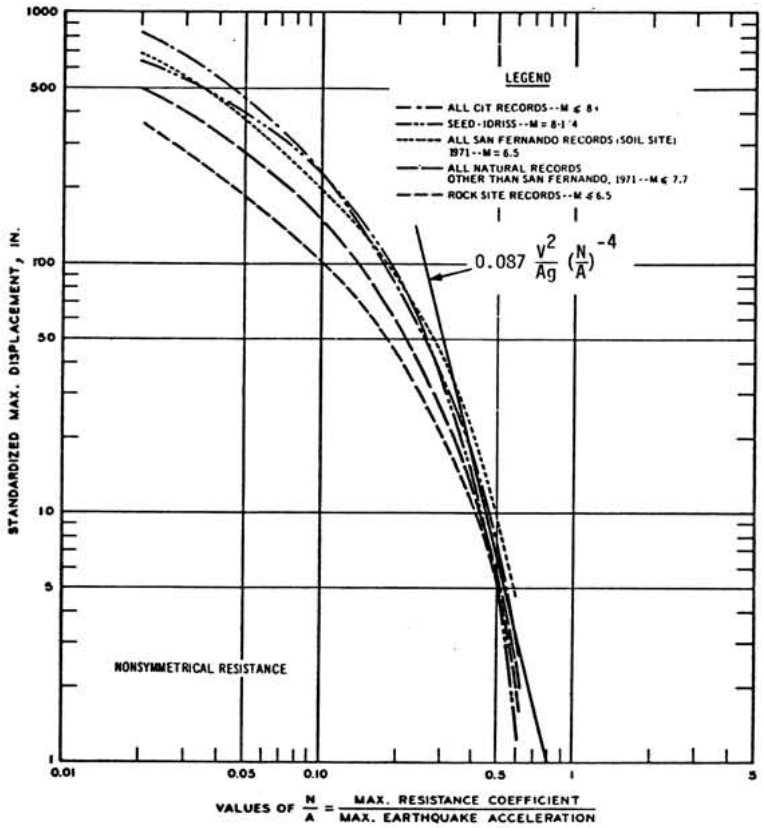

圖 5 Franklin & Chang (1977)之最大永久變位量分析結果

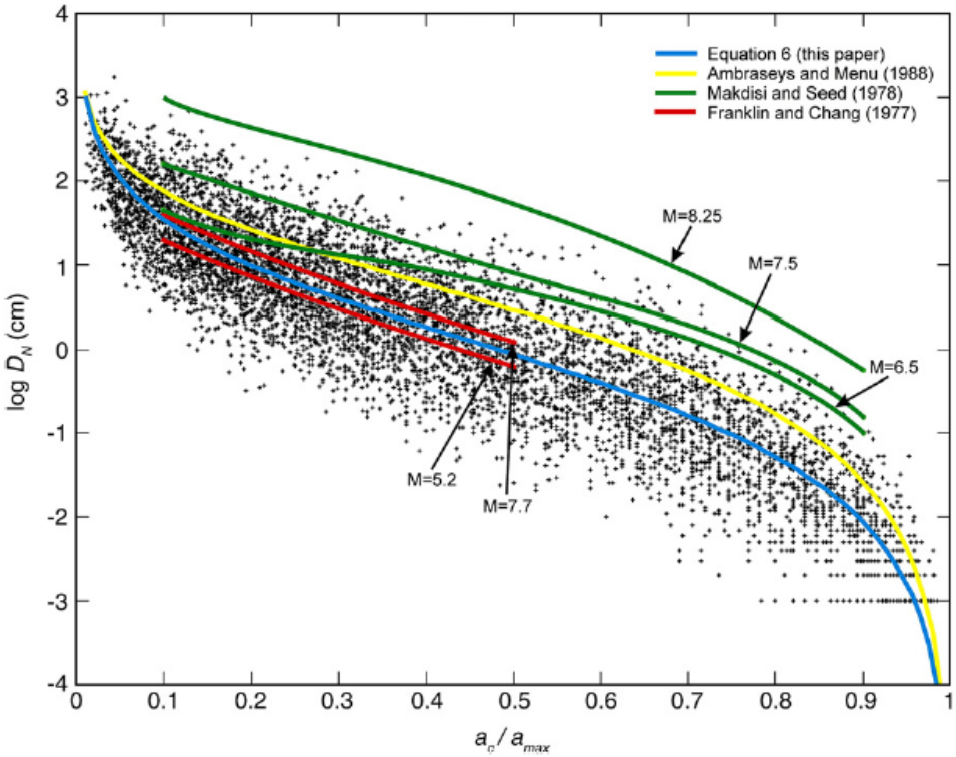

圖 6 Jibson 所建議之永久變位量迴歸模式與其他學者模式之比較（Jibson, 2007）

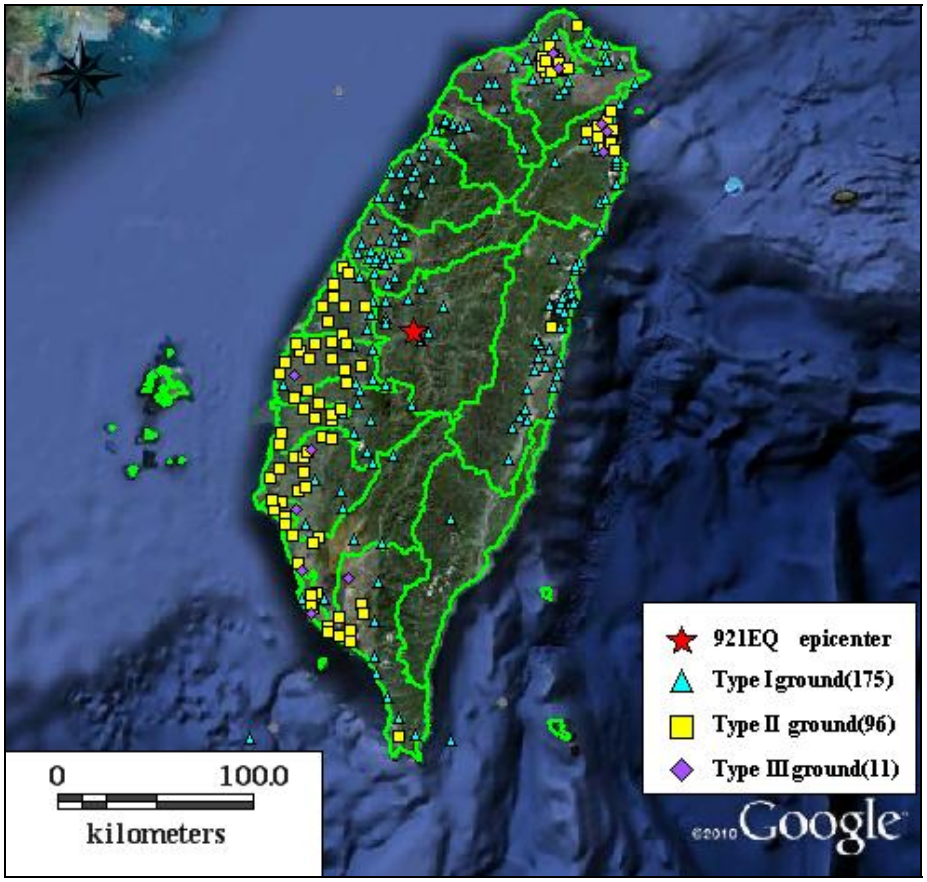

圖 7 本研究所分析之地震測站分佈圖

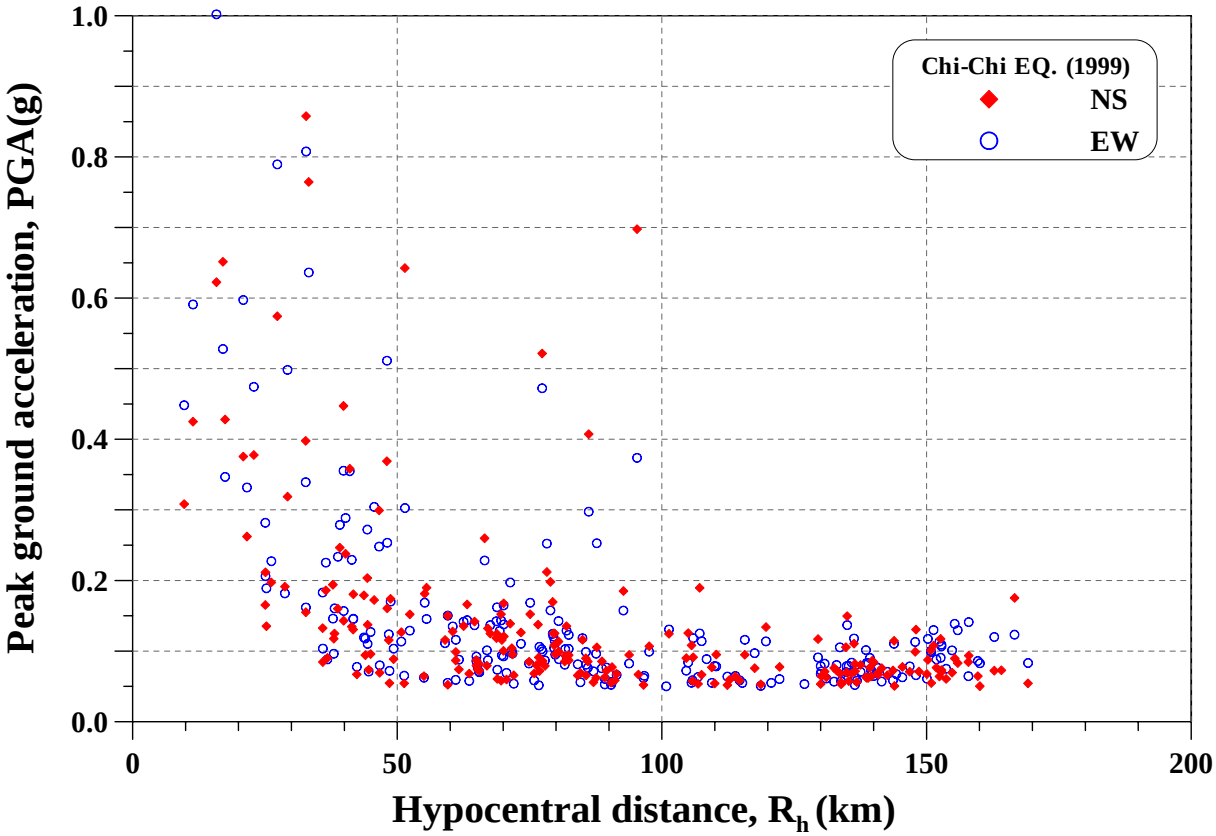

圖 8 最大地表加速度（PGA）與震源距離（R_h）之關係

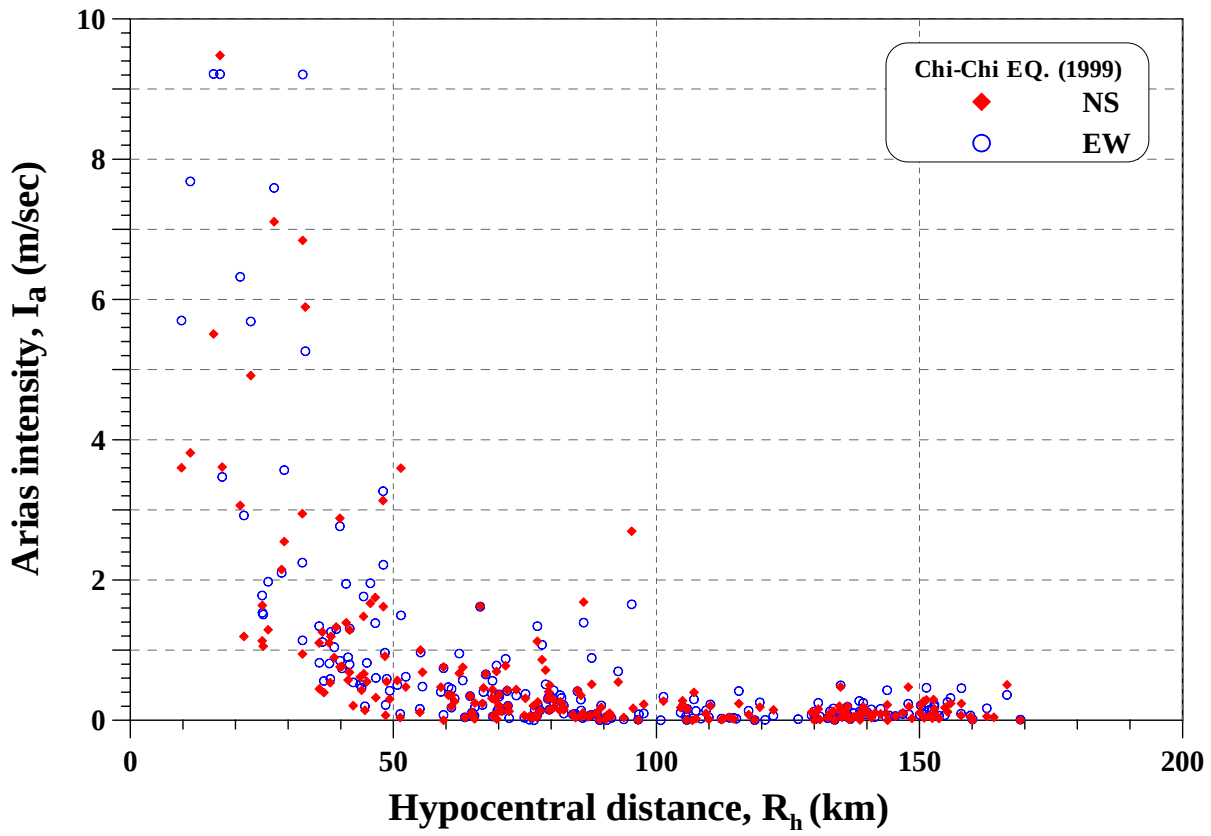

圖 9 愛氏震度（I_a）與震源距離（R_h）之關係

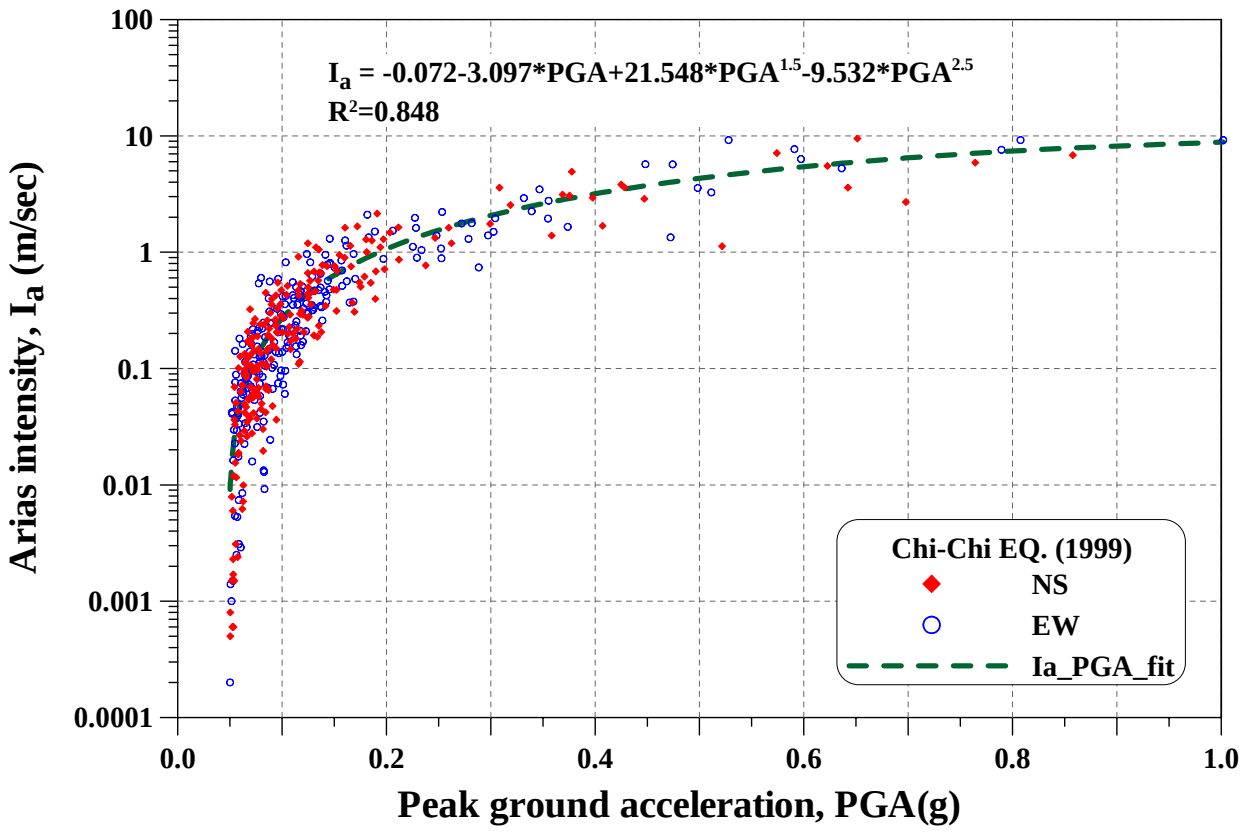

圖 10 愛氏震度（I_a）與最大地表加速度（PGA）之關係

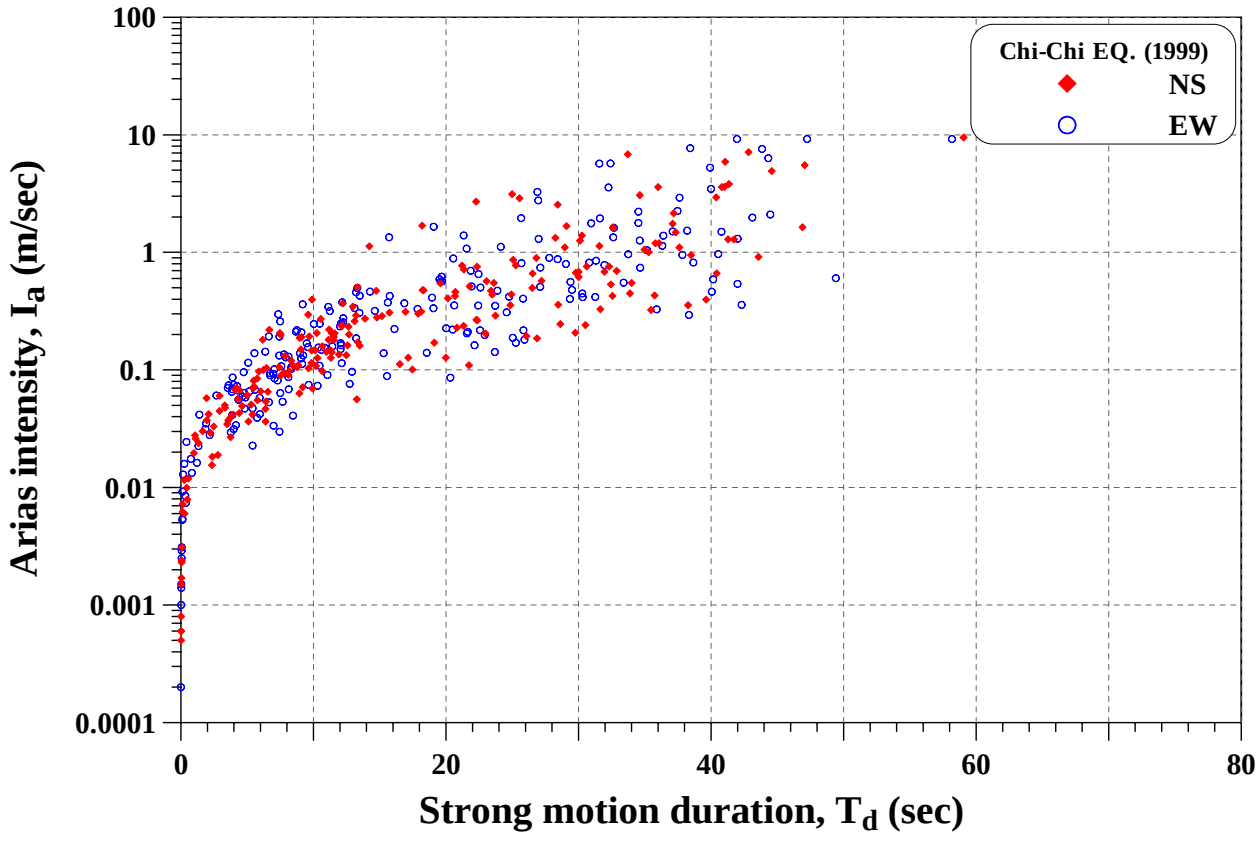

圖 11 愛氏震度（I_a）與強震延時（T_d）之關係

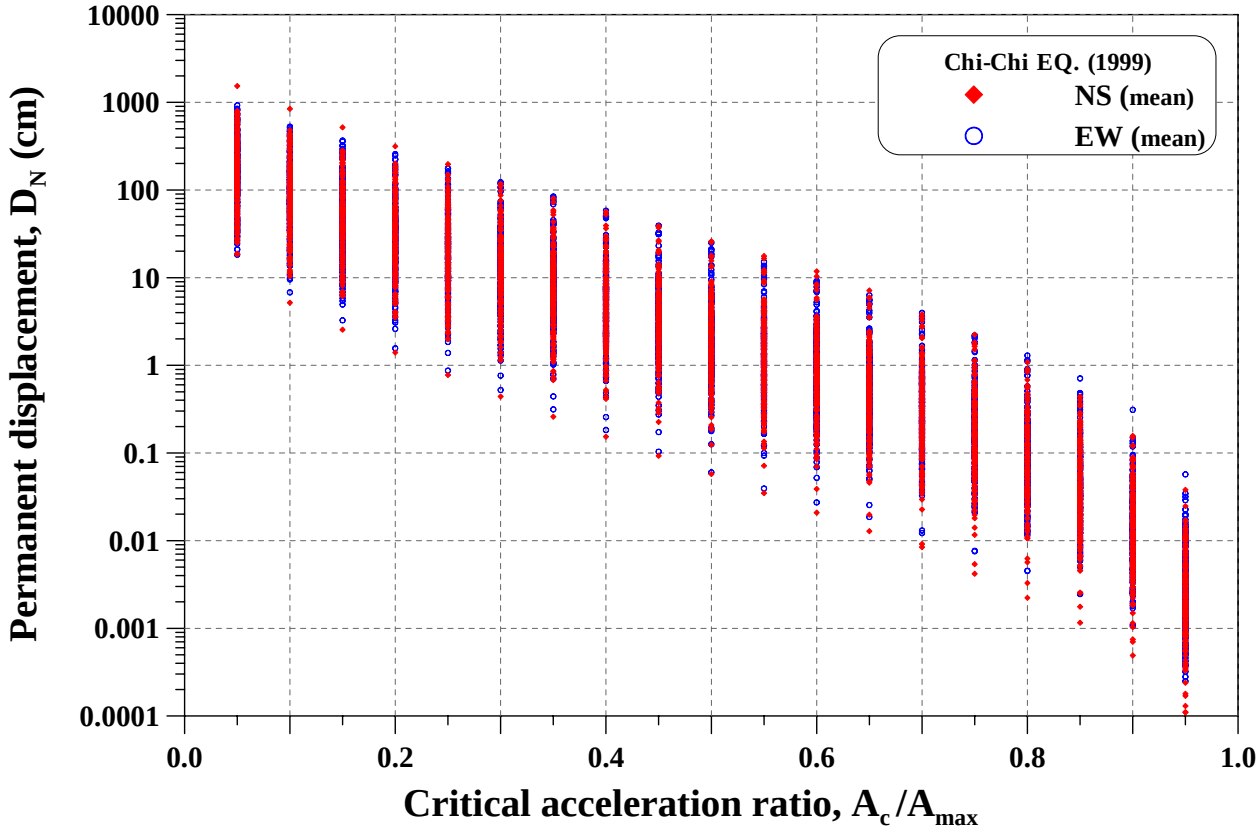

圖 12 永久位移與臨界加速度比之關係（所有資料）

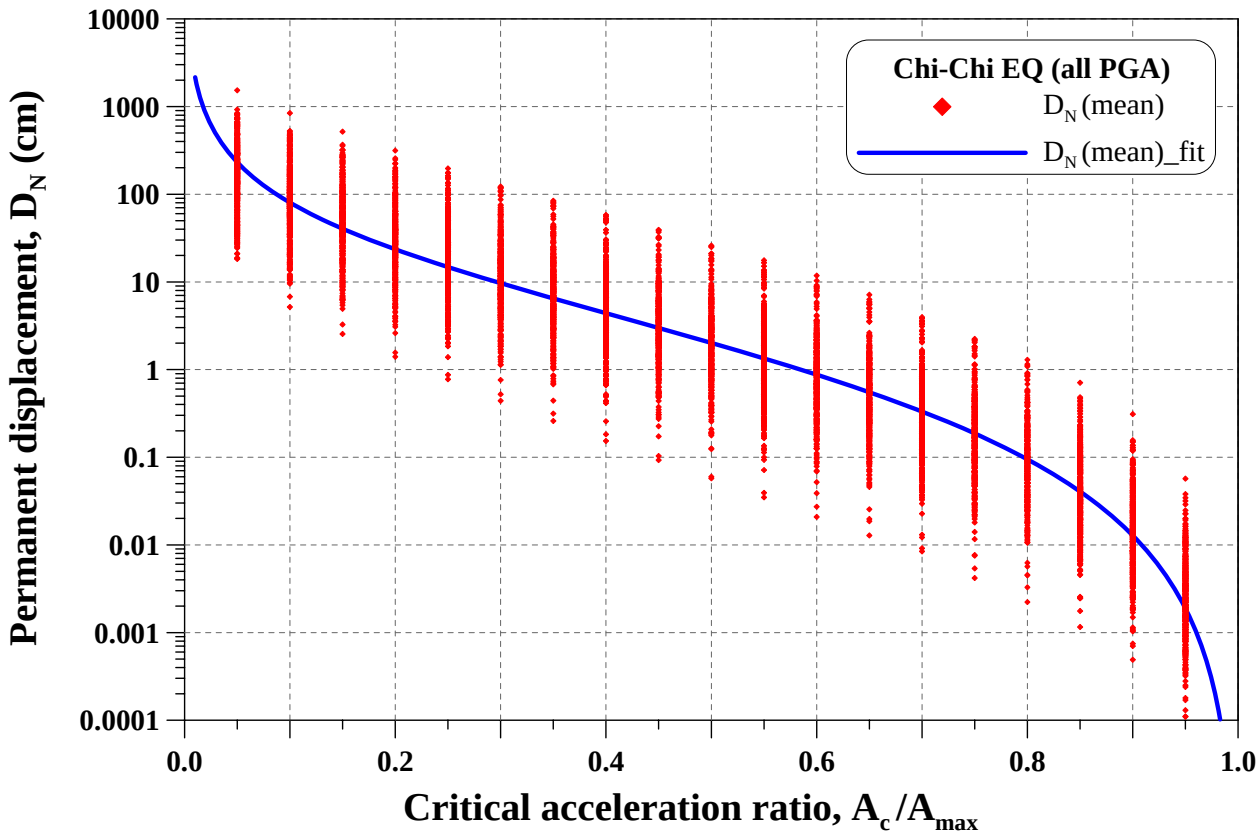

圖 13 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（所有資料）

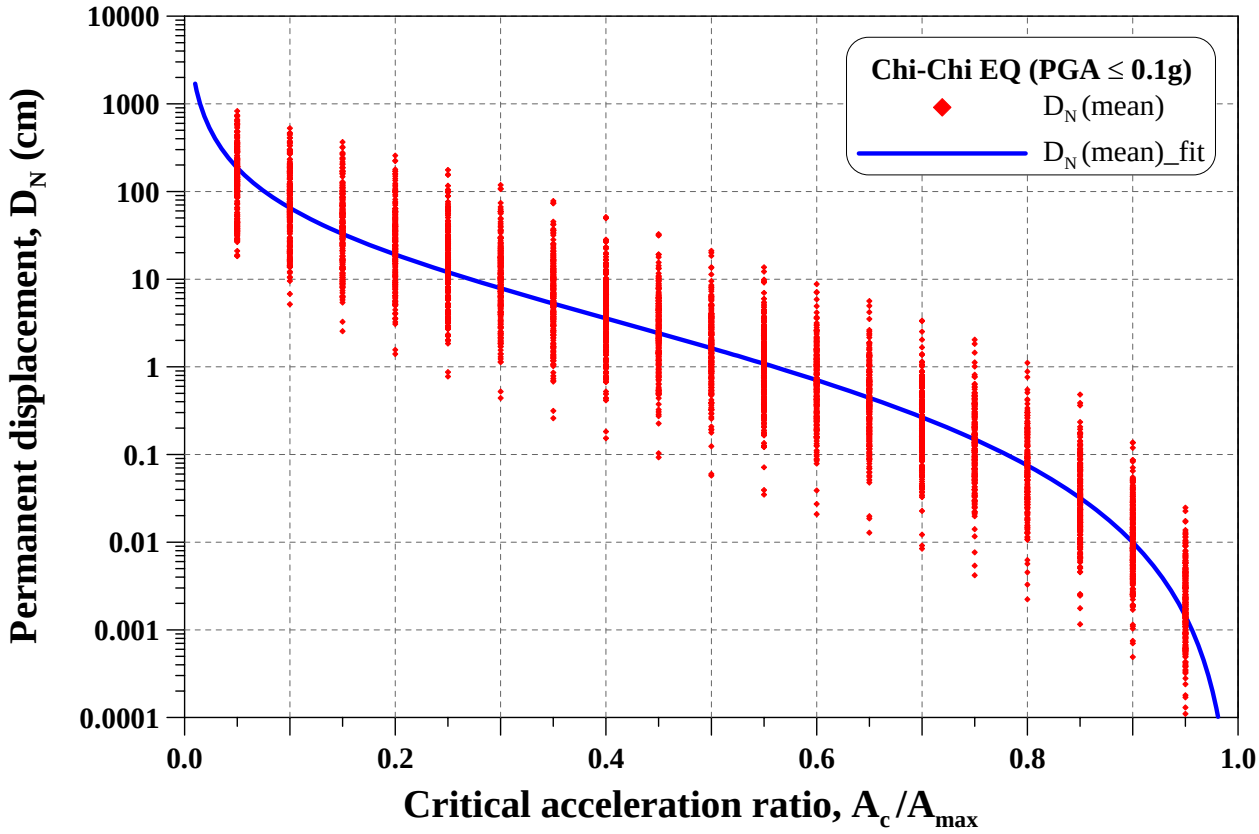

圖 14 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（PGA ≤ 0.1g）

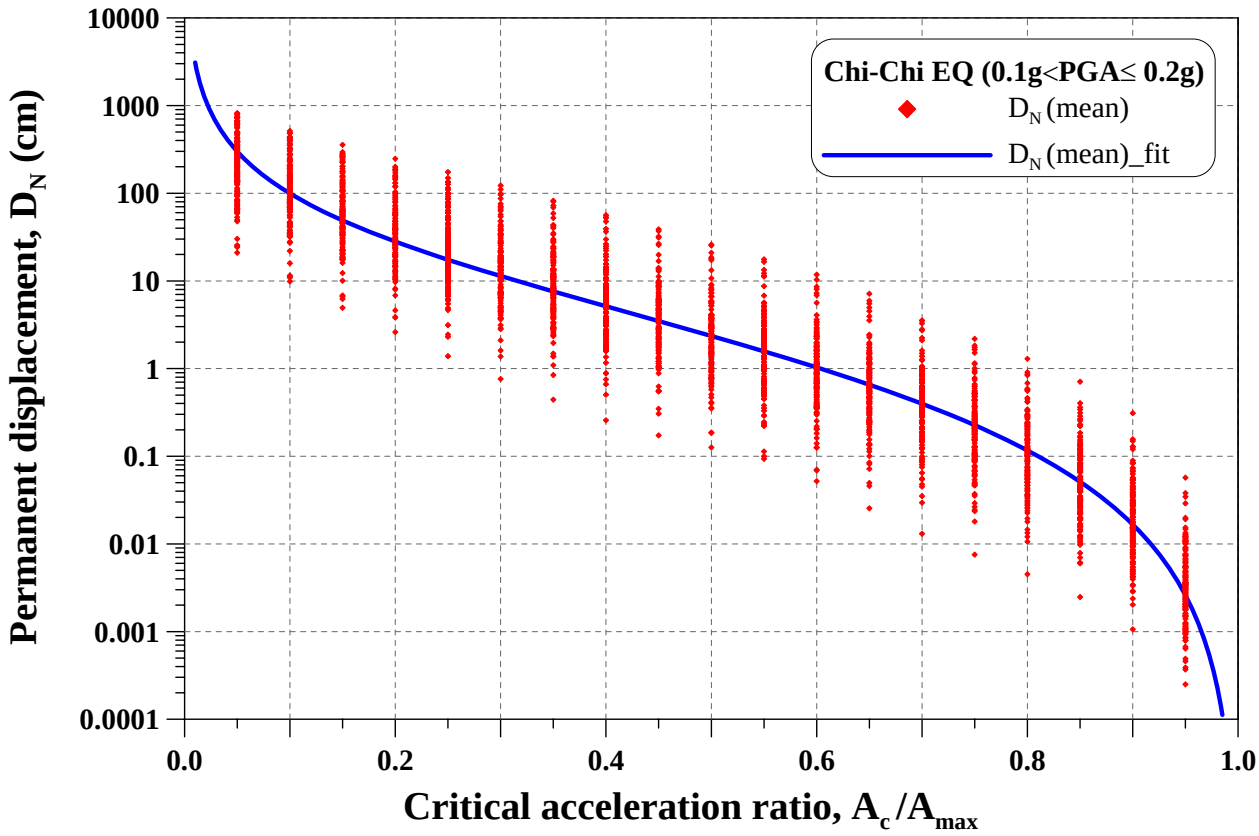

圖 15 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（0.1g <PGA≤ 0.2g）

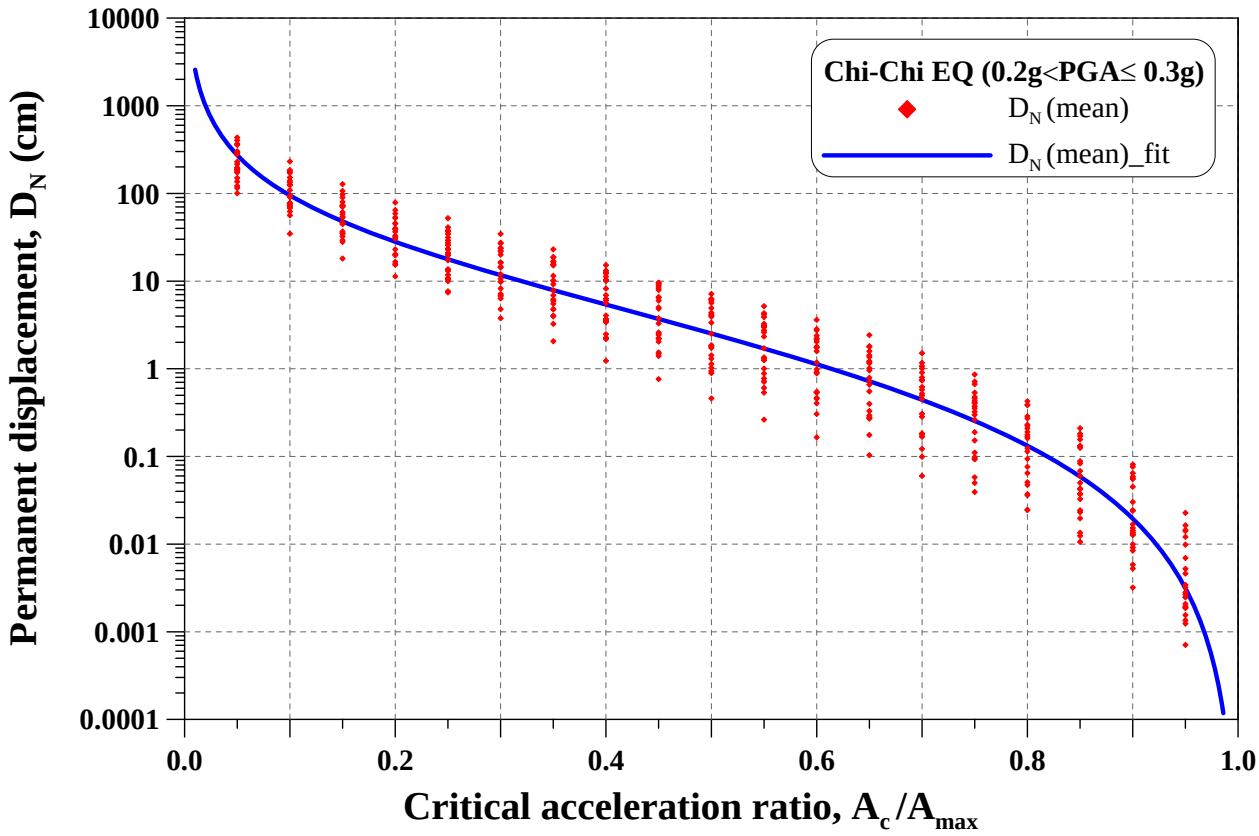

圖 16 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（0.2g <PGA≤ 0.3g）

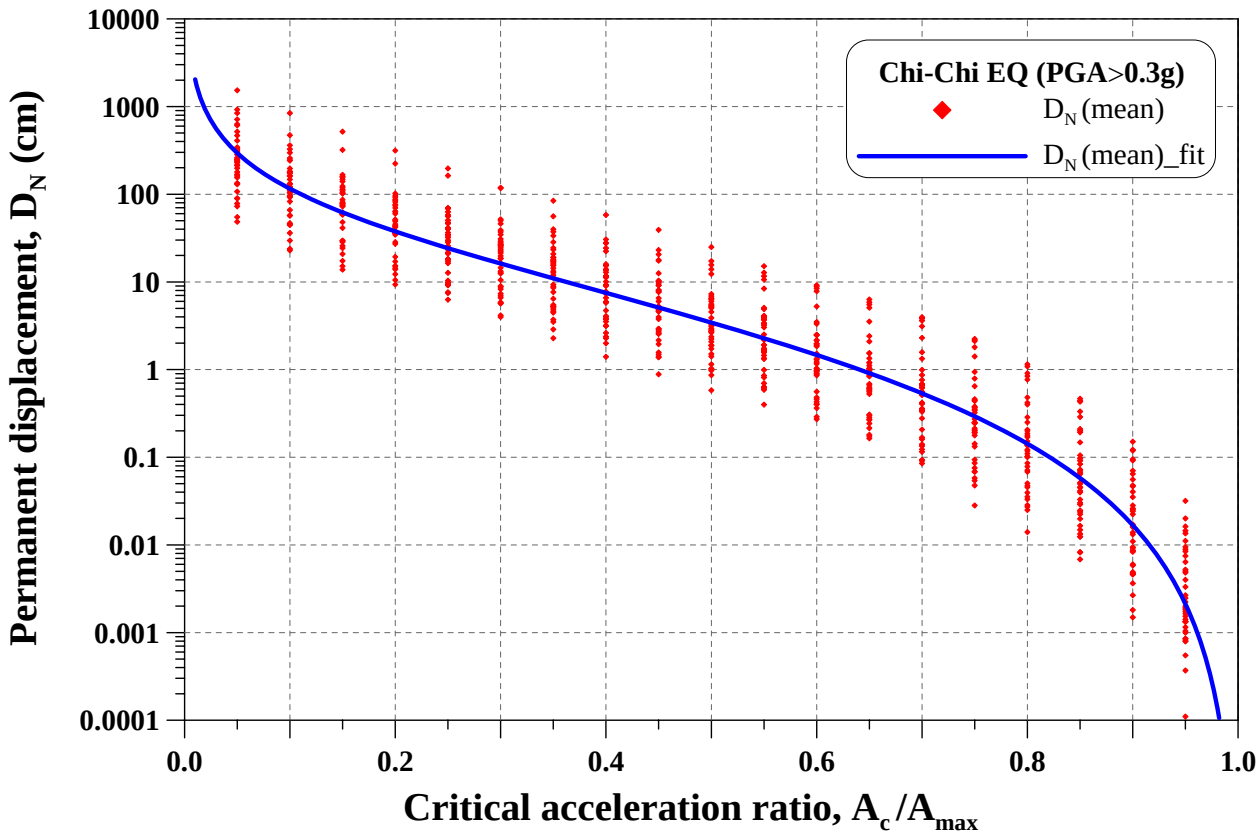

圖 17 永久位移與臨界加速度比之關係及其迴歸曲線（PGA> 0.3g）

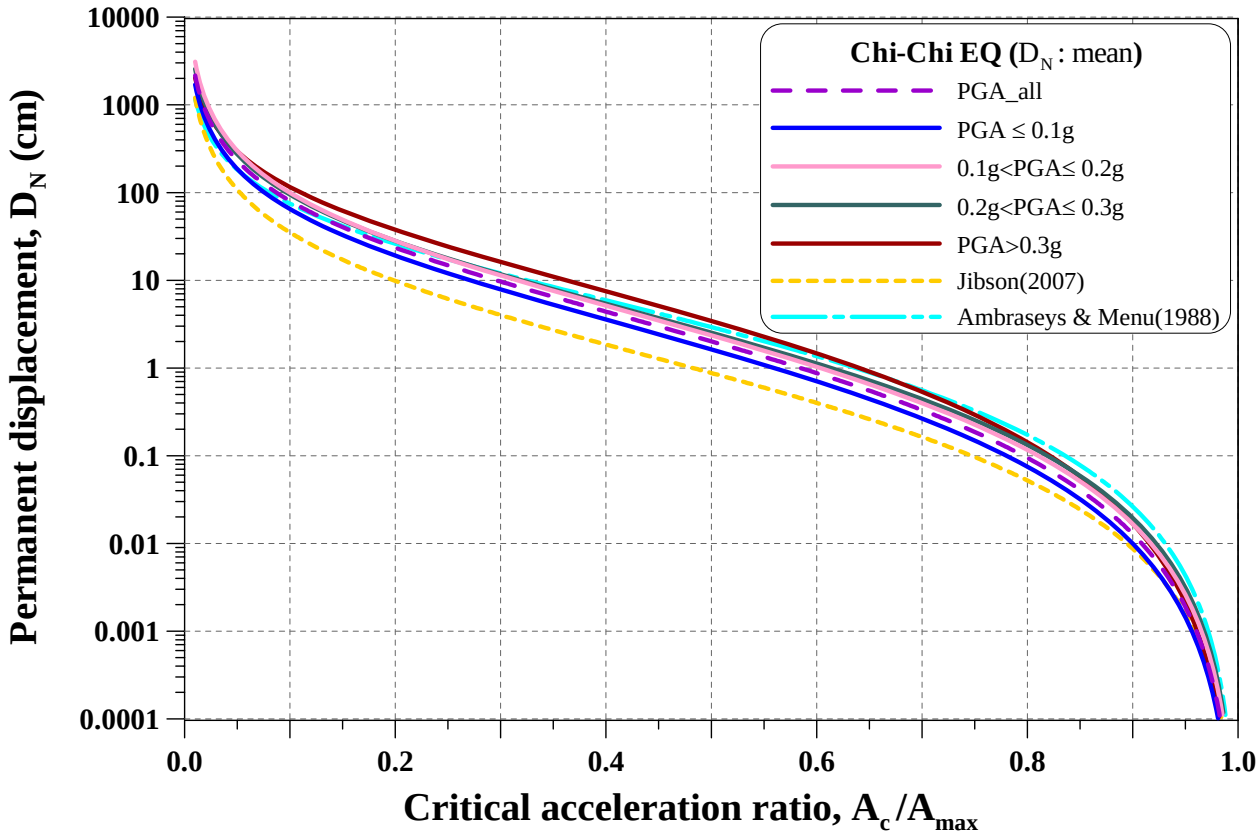

圖 18 各不同震度之永久位移與臨界加速度比之關係比較

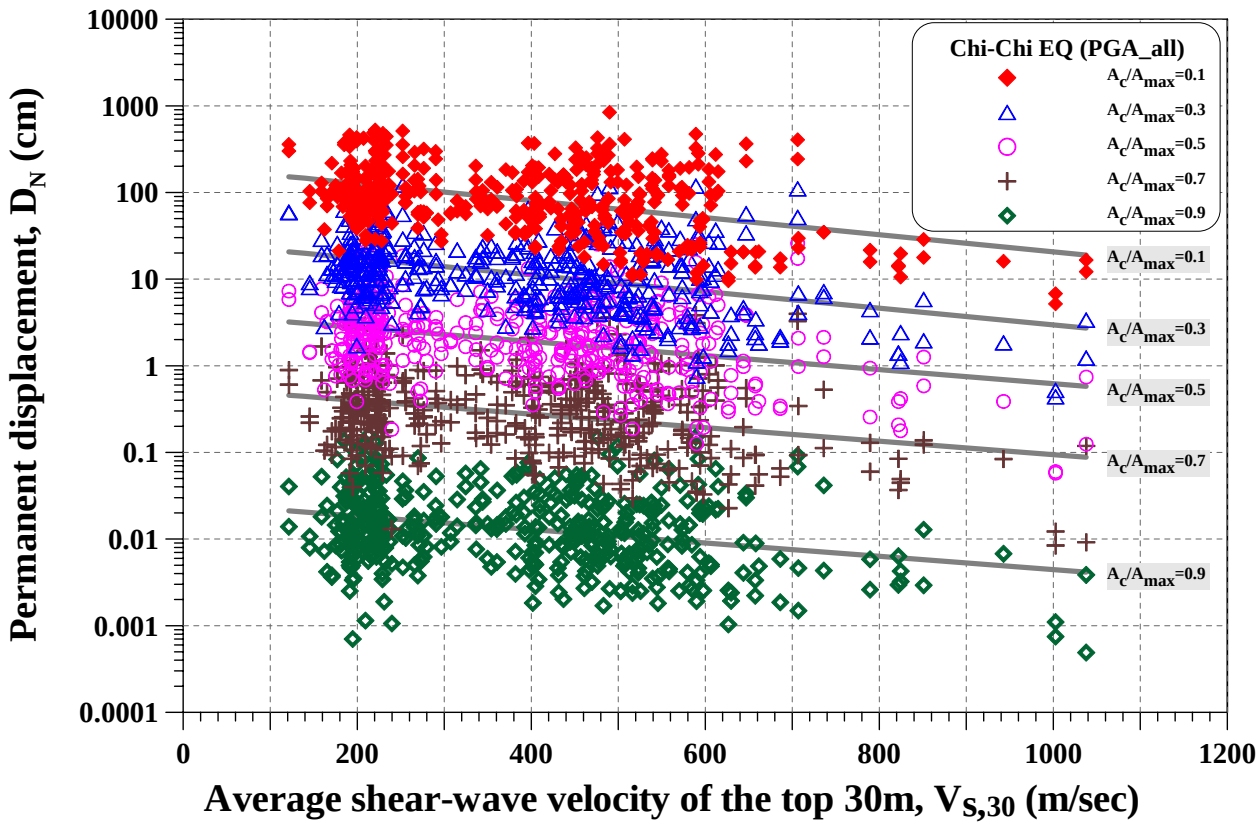

圖 19 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（所有 PGA）

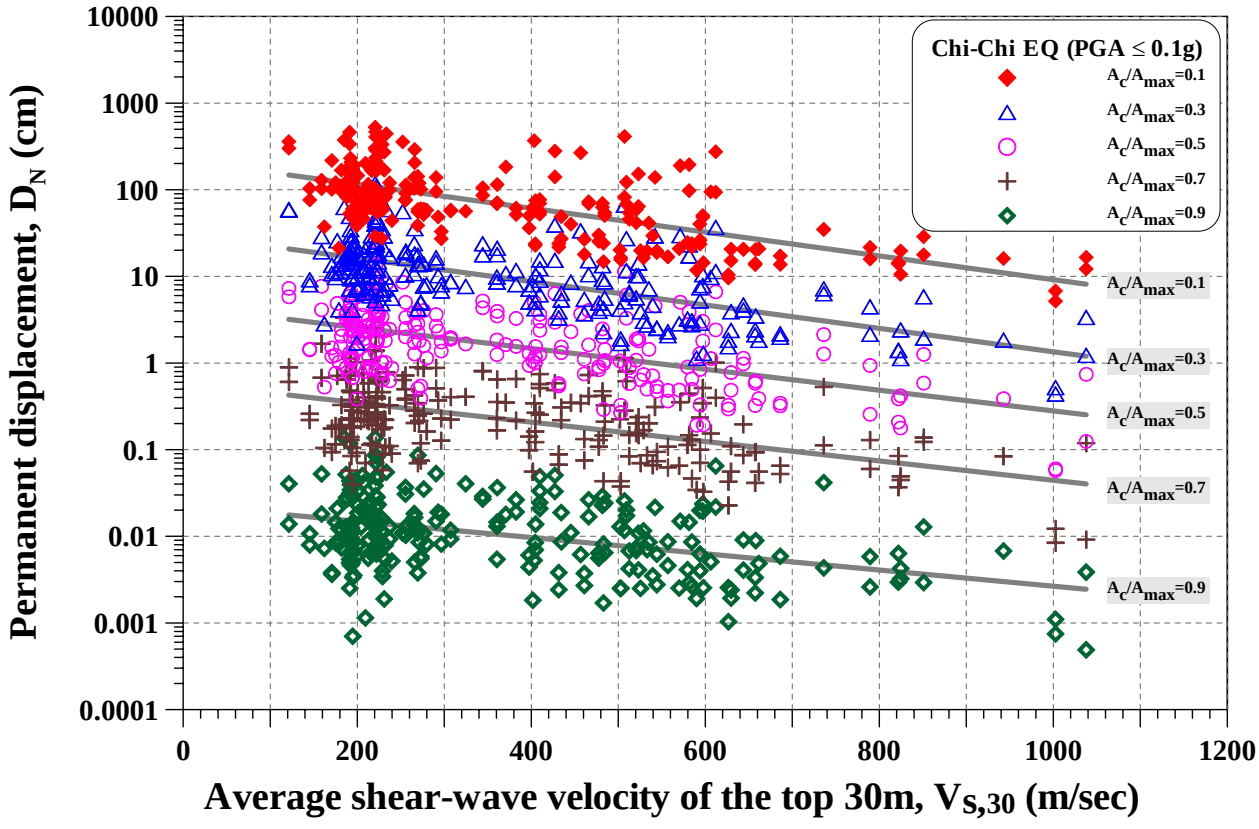

圖 20 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（PGA≤0.1g）

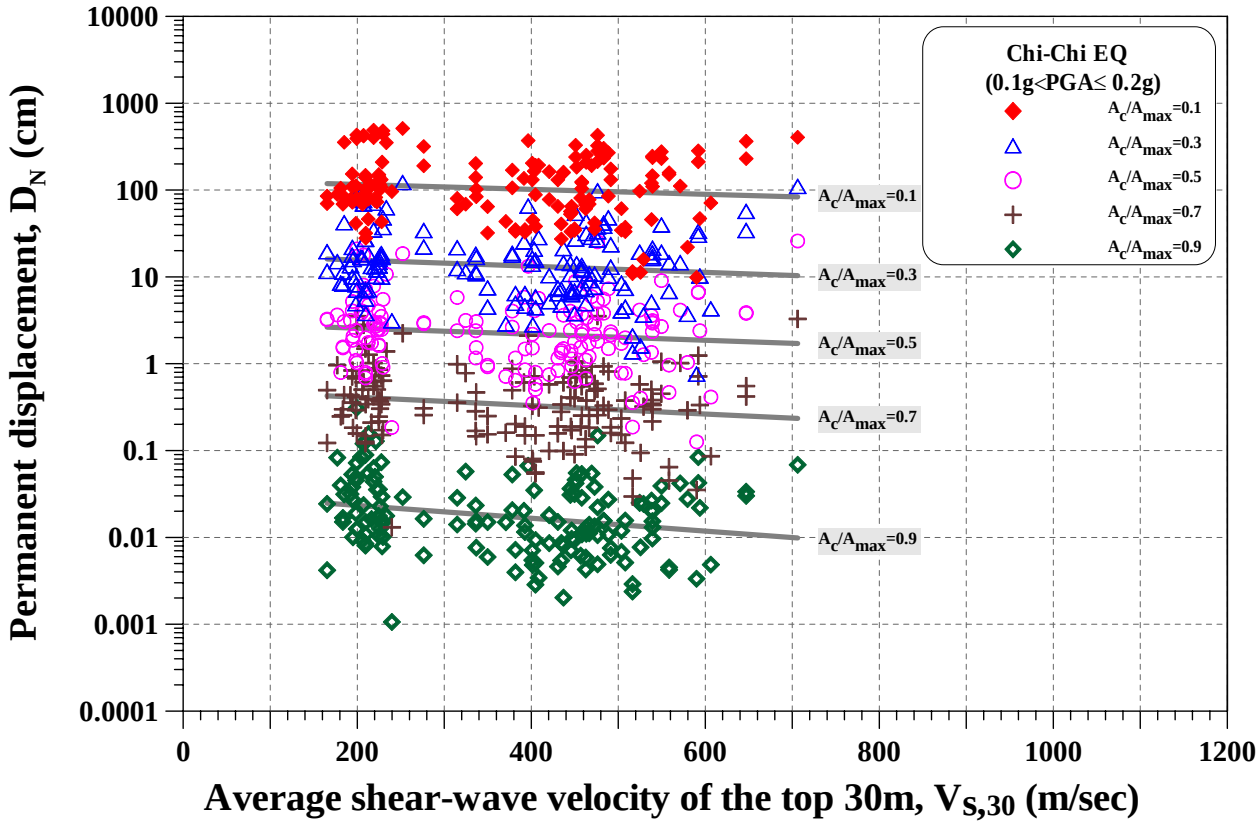

圖 21 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線(0.1g <PGA≤ 0.2g)

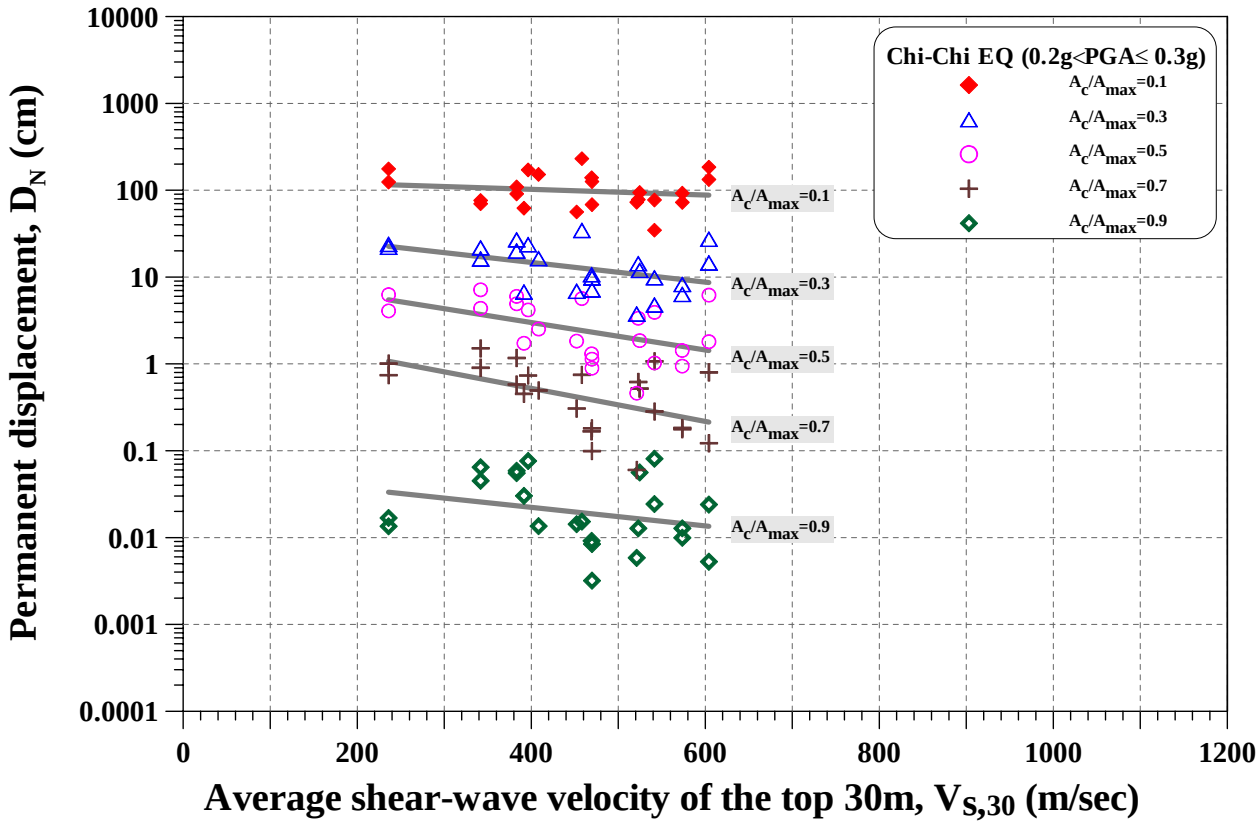

圖 22 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線(0.2g <PGA≤ 0.3g)

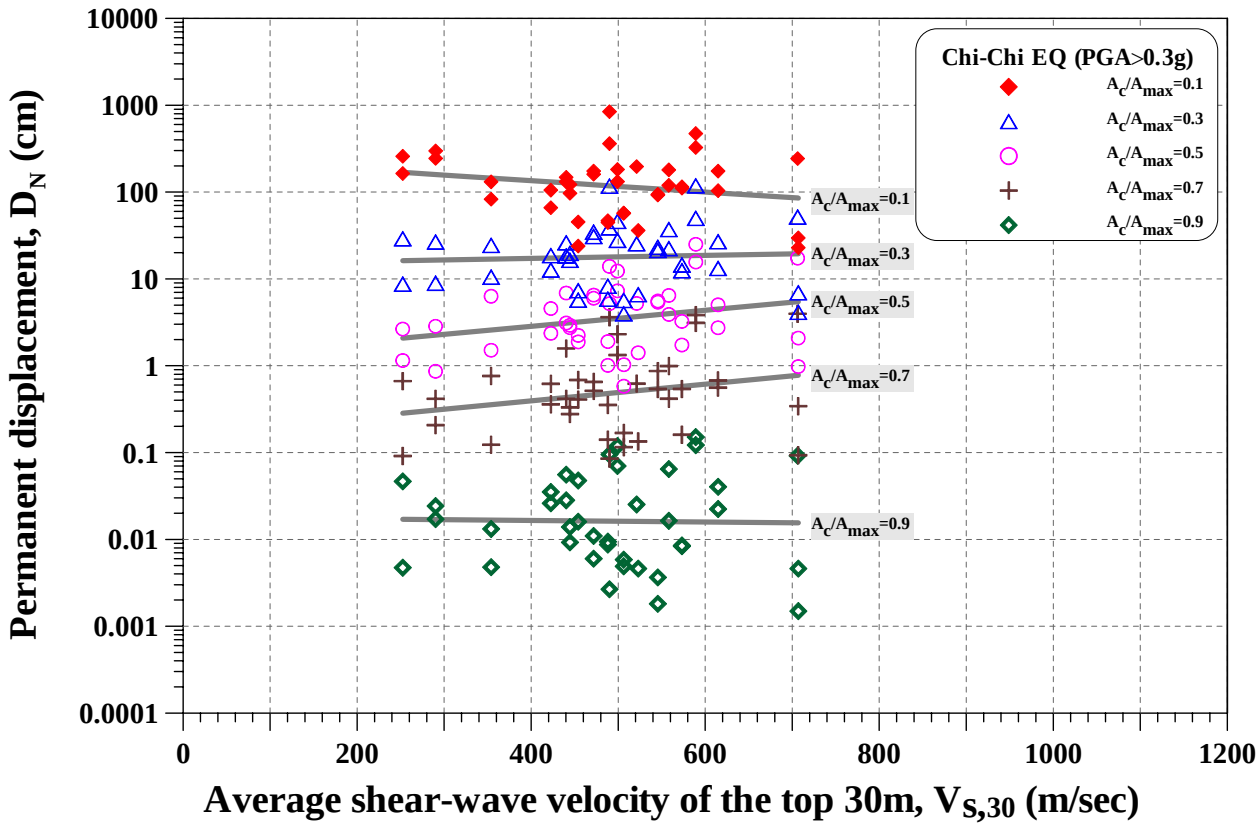

圖 23 永久位移與近地表 30m 平均剪力波速之關係及其迴歸曲線（PGA> 0.3g）

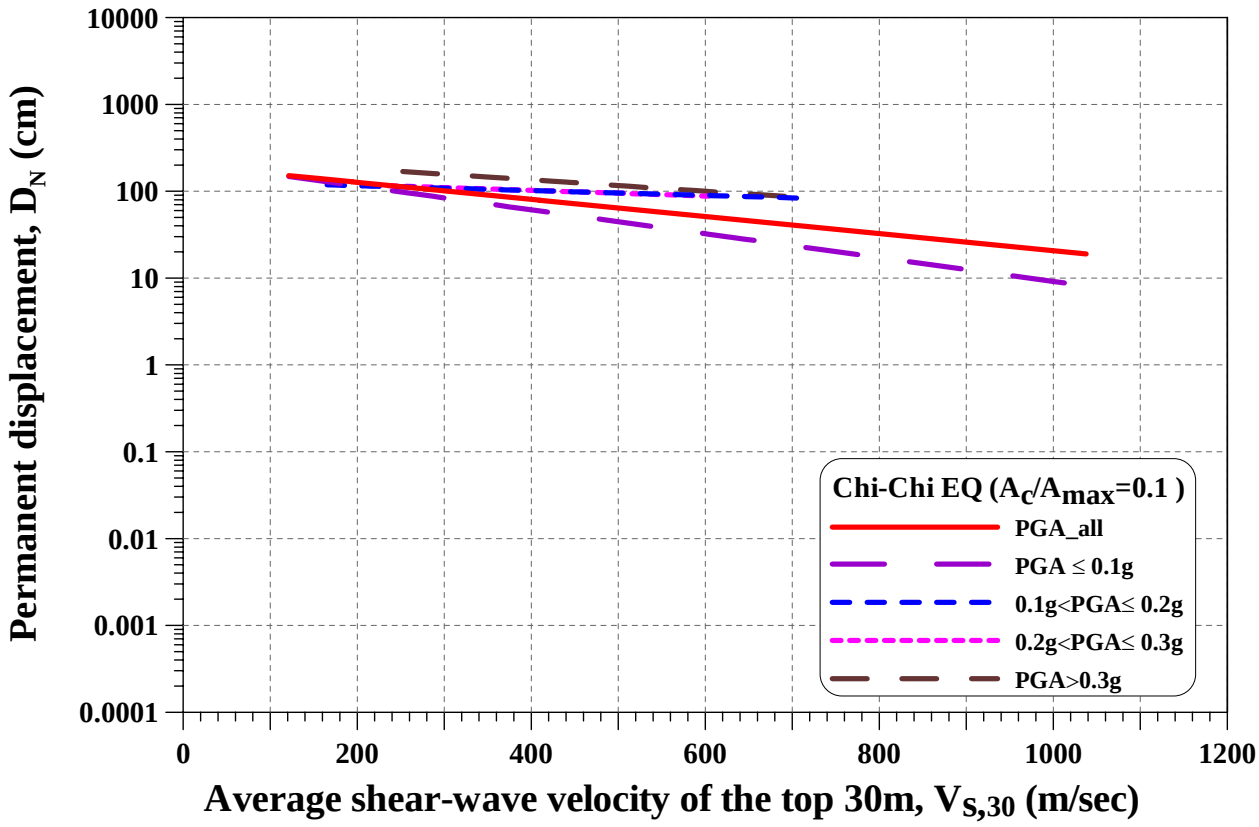

圖 24 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.1）

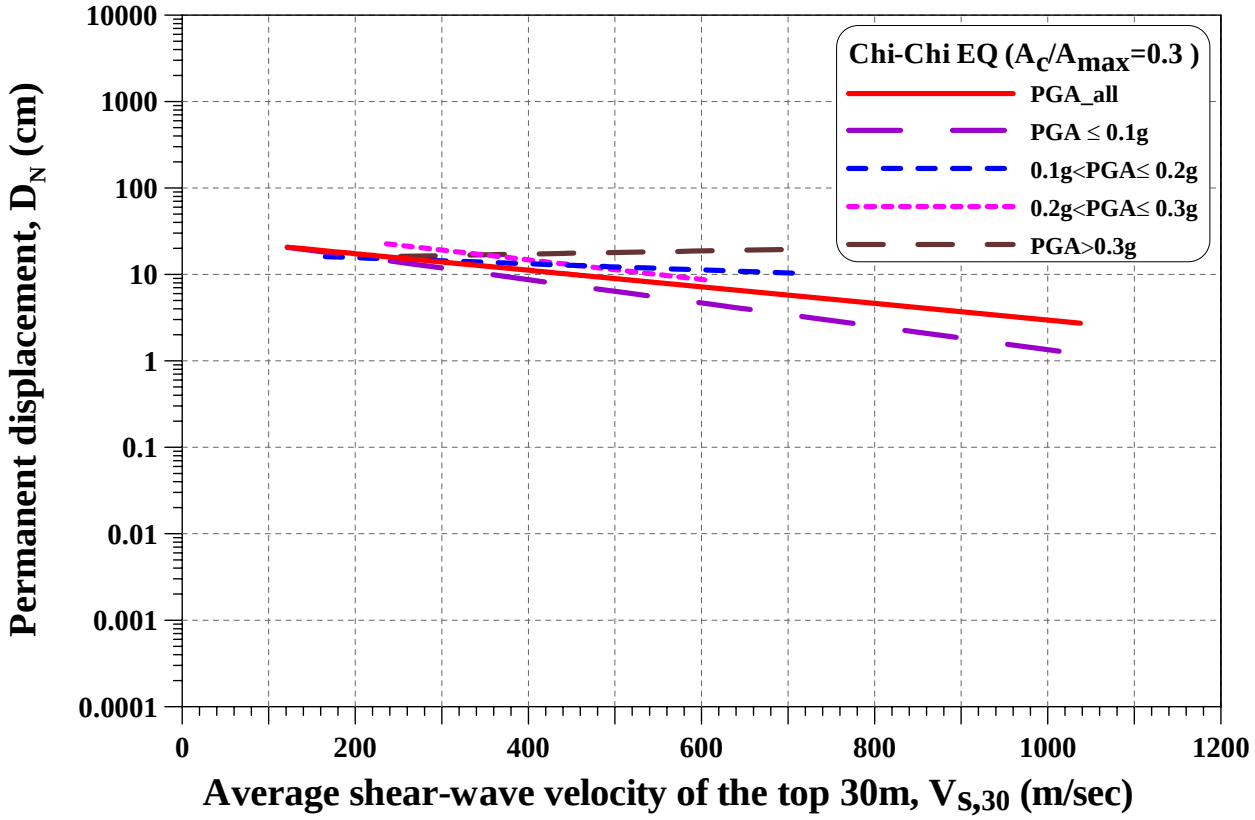

圖 25 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.3）

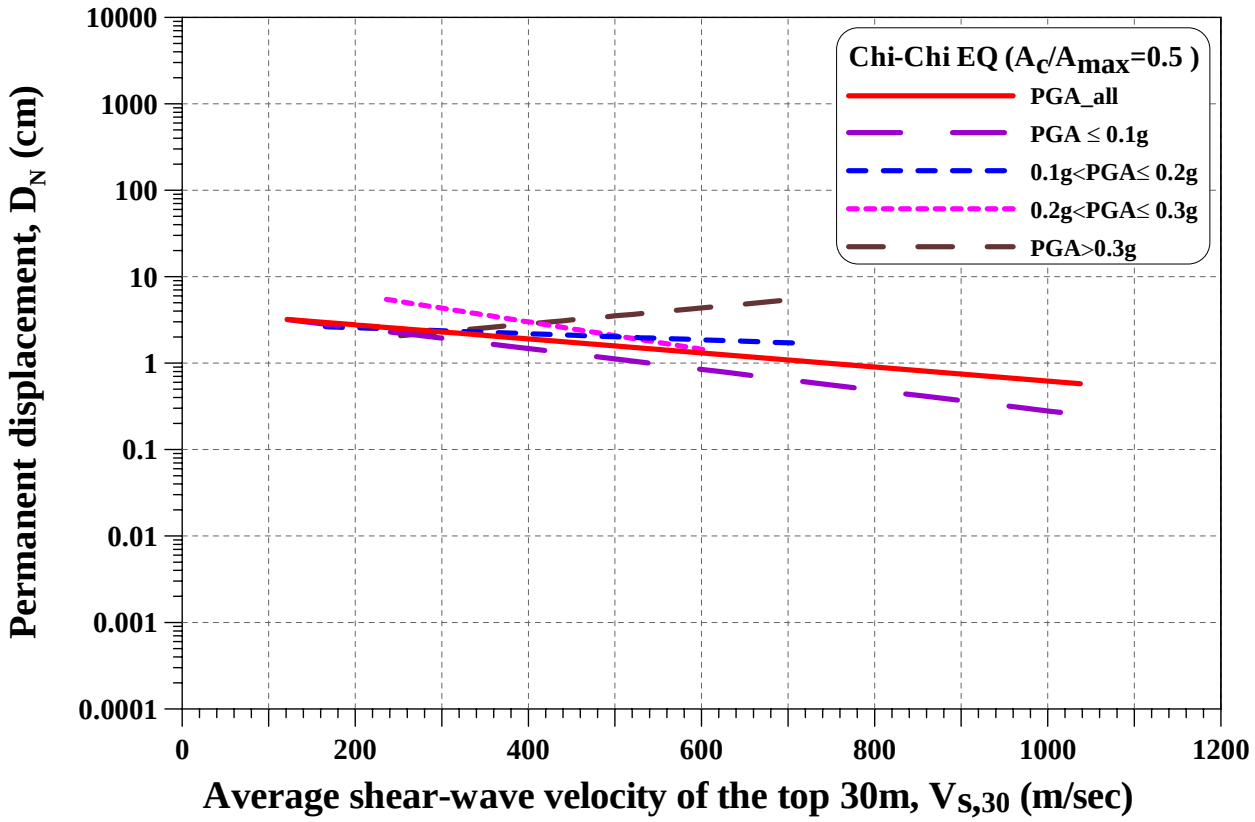

圖 26 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.5）

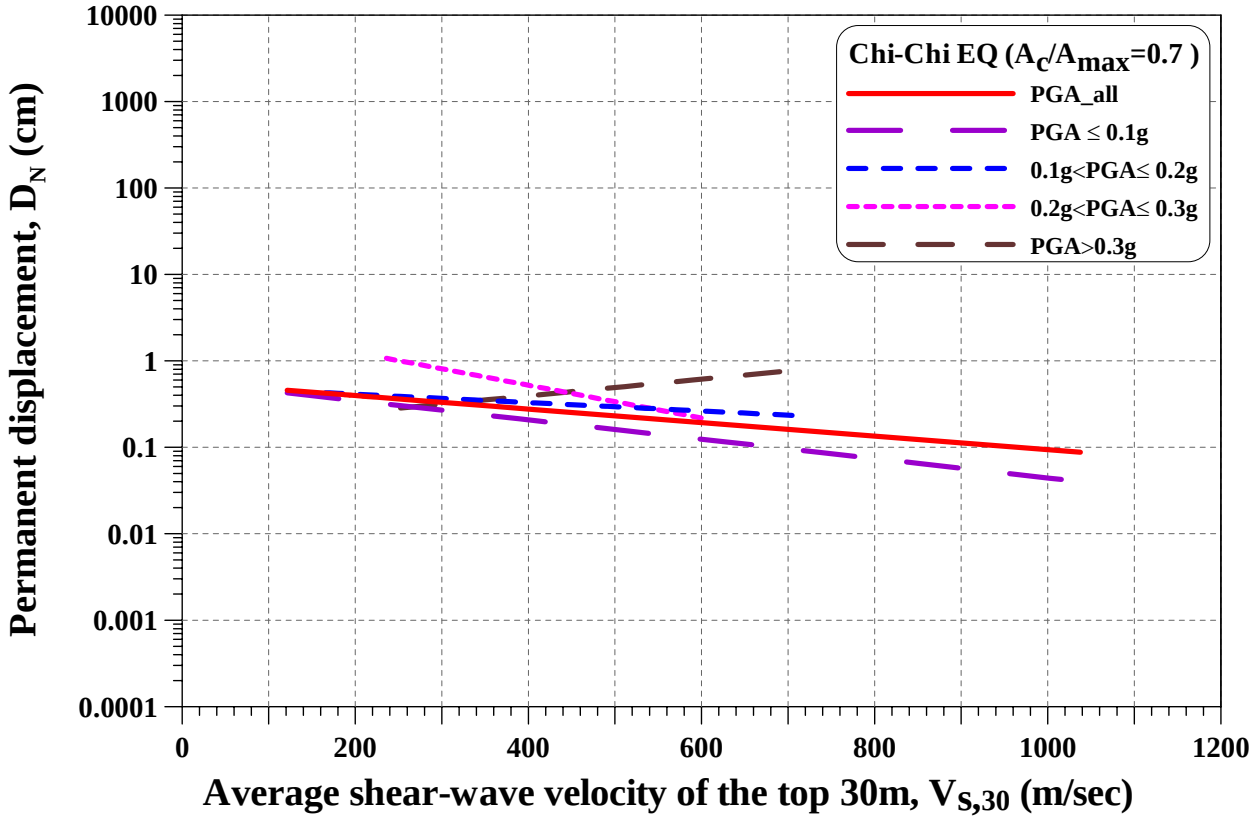

圖 27 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.7）

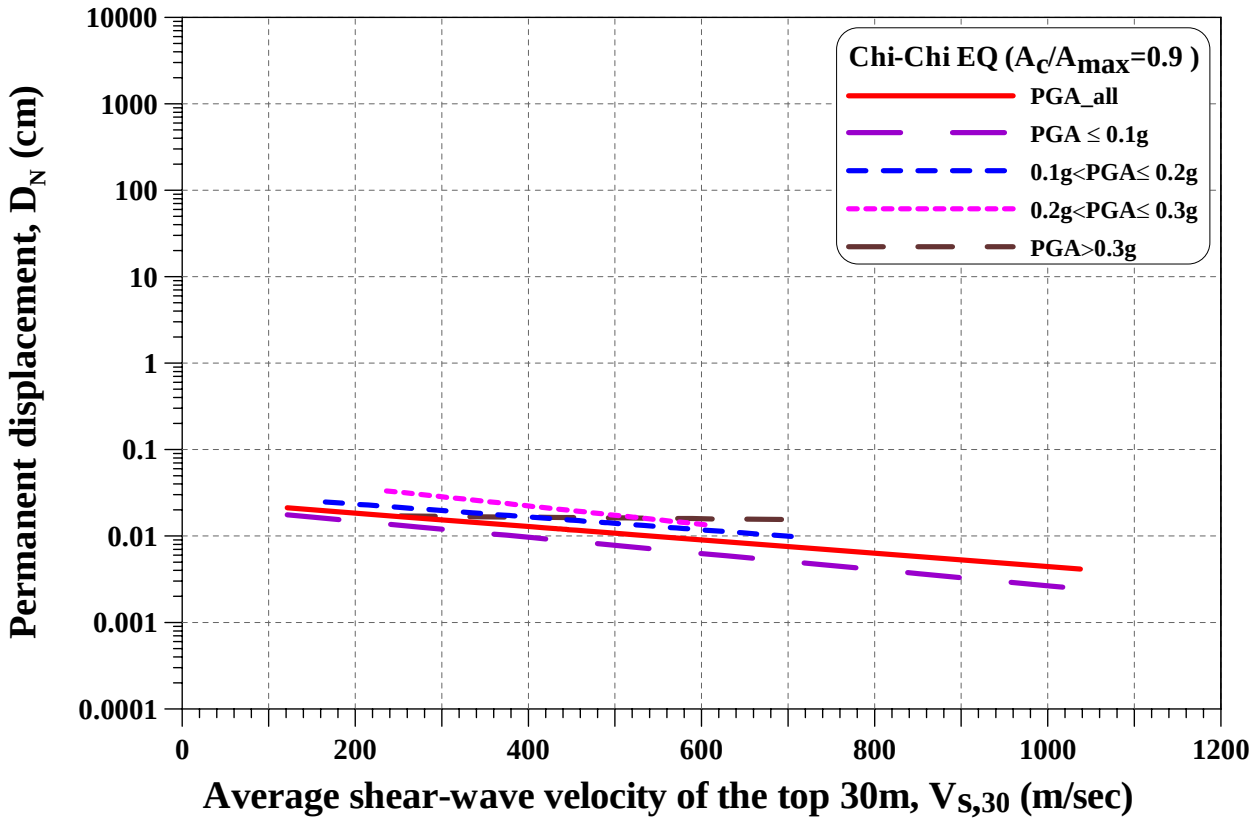

圖 28 各不同震度之永久位移 D_N 與 V_{S30} 迴歸關係之比較（A_c/A_{max}=0.9）

國科會補助專題研究計畫項下出席國際學術會議心得報告

日期:100 年 8 月 15 日

計畫編號	**NSC 99 - 2625 - M - 032 - 002 -**		
計畫名稱	**大地與結構監測資料於設計地震需求及結構健康診斷之應用－ 子計畫:土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究(I)**		
出國人員 姓名	**黃 富 國**	服務機構 及職稱	**淡江大學 水資源及環境工程學系 副教授**
會議時間	**100 年 6 月 26 日至 100 年 6 月 28 日**	會議地點	**亞特蘭大（Atlanta , USA）**
會議名稱	(中文) **GeoRisk 2011 –大地工程風險評估與管理研討會** (英文) **GeoRisk 2011 - Risk Assessment and Managment in Geoengineering**		
發表論文 題目	(中文) **考慮空間變異性之支撐開挖之擋牆與地盤反應** (英文) **Wall and Ground Responses in a Braced Excavation Considering Spatial Variability**		

一、參加會議經過

此次「**GeoRisk 2011 - Risk Assessment and Managment in Geoengineering**」在美國亞特蘭大（Atlanta, USA）舉辦，會期自 100 年 6 月 26 日至 28 日，共 3 天。26 日為報到註冊及短期課程，27 日上午 8：20 為研討會開幕式，大會並安排了在大地工程風險評估與管理領域方面多位非常傑出之學者專家，包括 Erik Vanmarcke、Wilson Tang and Limin Zhang、John Christian and Gregory Baecher、Suzanne Lacasse and Farrokh Nadim、Willian Brumund，及 Gregg Scott 等分別進行下列六場之專題演講，非常精彩：

- Risk of Limit-Equilibrium Failure of Long Earth Slopes: How it Depends on Length？
- Development of a Risk-based Landslide Warning System
- Unresolved Problems in Geotechnical Risk and Reliability
- Learning to Live with Geohazards: From Research to Practice
- Georisks in the Business Environment
- The Practical Application of Risk Assessment to Dam Safety

開幕式及專題演講結束後則開始進行各場次會議。而本論文發表時間排在 28 日上午 10:00 - 11:30 的時段。本會議吸引了世界上各地對大地工程風險評估與管理領域有興趣之學者專家及實務工程師參與，共發表論文 115 篇，數量可觀。整個會議包括(1)邀請論文及(2)投稿文章技術研討會等二大部分。依論文性質，所發表文章共分十大類，分別為：

(a) Theory and practice on risk assessment and management in all fields of geoengineering

(b) Geohazards such as landslides, slope failures, dams and levees, earthquakes, and geoenvironmental hazards

(c) Code harmonization and acceptable risk levels

(d) Reliability-based design

(e) Load and resistance factor design (LRFD)

(f) Risk-sharing and communication among client, consultant, insurer, and financier

(g) Performance-based geoengineering practice

(h) Spatial variability and site characterization

(i) Uncertainty modeling

(j) Recent advances in the applications of statistics, probability, and reliability-based methods in geoengineering

由以上類別可知，本會議實已廣泛包含各類大地工程風險評估與管理相關主題，顯示本領域刻正蓬勃發展。

二、與會心得

大地工程之分析過去多著重採用確值分析法(deterministic approach)，並未考慮土層變異性、參數選擇及分析模式之不確定性等對分析結果之影響，從安全係數 FS 本身也無法得知臨界狀態之破壞機率 P_f，而安全係數高低之選擇完全基於過去之經驗準則及工程判斷。因此，傳統之確值安全係數評估法，並無法完全切合工程應用上實際之需求，改善之道，惟有引入基於機率理論之可靠度(reliability)及風險分析方法，才能對前述問題作較周延之考量，並提供一個可評估不同限度狀態(limit state)超越機率（或不滿足性能要求之機率）之方法。而本研討會即是針對大地工程風險評估與管理各相關課題，提供一國際交流之平台，透過學者專家及實務工程師之參與及討論，提昇評估與管理技術。

此次本人所投稿之論文「Wall and Ground Responses in a Braced Excavation Considering Spatial Variability」，可評估支撐開挖中擋牆與地盤超越某一特定變位限度值之機率，為可靠度分析之一應用案例。在大地工程可靠度設計（Reliability-based Design，RBD）日益受到重視的今天，本論文所建議的分析架構，可提供考慮空間變異性的支撐開挖之擋牆與地盤反應之可靠度分析及設計一個具體可行的分析流程及方法。而參加這次的研討會，可說是收穫頗豐。透過各場演講及研討，對於目前世界上大地工程風險評估與管理領域的相關理論及應用，以及未來的發展趨勢，有了深入的了解；對於往後的研究方向，也有深刻的啟發！

三、建議

基於可靠度之分析及設計方法在工程領域上之應用，非常重要。因此，建議工學院相關系所往後在課程設計上，應多加強這方面的課程，以強化學生在可靠度分析及設計方法上之應用能力及將來就業之競爭力！

四、攜回資料名稱及內容

攜回論文集全文光碟 1 片（名稱：**Proceedings of GeoRisk 2011**；ISBN 978-0-7844-1183-4）。

18 April, 2011

Dr. Fu-Kuo Huang
Department of Water Resources and Environmental Engineering
Tamkang University
151 Ying-chuan Rd.
Tamsui, Taiwan 25137, R.O.C.

Dear Dr. Huang:

As the Conference Chair of the GeoRisk 2011 Conference, a major ASCE Geo Institute conference on Risk Assessment and Management, I would like to invite you to participate in this conference. I understand that you have co-authored a technical paper and the paper will be presented at the conference to be held in Atlanta on June 26-28.

The conference website listed below provides registration, hotel and transportation information:

http://content.asce.org/conferences/GeoRisk2011/index.html

I am looking forward to welcoming you to Atlanta and your participation in this major conference.

Sincerely,

C. Hsein Juang, PhD, PE, F.ASCE
GeoRisk 2011 Conference Chair
Professor
Clemson University
Clemson, SC 29634
Email: hsein@clemson.edu

Wall and ground responses in a braced excavation considering spatial variability

Zhe Luo[1], C. Hsein Juang[2], F.ASCE, and Fu-Kuo Huang[3]

[1] Research Assistant, Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, SC 29634. Email: zluo@clemson.edu.
[2] Professor, Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, SC 29634. Email: hsein@clemson.edu. Telephone: 864-656-3322. Fax: 864-656-2670; also affiliated with National Central University, Jhongli, Taoyuan, 32001, Taiwan.
[3] Associate Professor, Department of Water Resources and Environmental Engineering, Tamkang University, Tamsui, Taiwan 25137, R.O.C. Email: fkhuang@mail.tku.edu.tw.

ABSTRACT

A framework for evaluating the probability of exceeding the specified limiting wall and ground responses in a braced excavation is presented in this paper. In this framework, the wall and ground responses in a braced excavation are computed with finite element method (FEM). To model uncertainty with limited data, fuzzy numbers are used to characterize the uncertainty, and the spatial variability of soil properties are incorporated into fuzzy parameters using spatial averaging technique. The FEM analysis of braced excavations with fuzzy parameters is carried out using the vertex method, in which "sampling" of uncertain soil parameters is by means of α-cut intervals, rather than the Monte Carlo technique. The output (the maximum wall deflection and ground settlement) of the FEM analysis in this case are fuzzy numbers, and a technique called fuzzy point estimate method (FPEM) is used to interpret the resulting fuzzy numbers. A well-documented excavation case history is analyzed to demonstrate the proposed framework. The results show that the proposed framework is effective for assessing the probability of exceeding the specified limiting wall and ground response in a braced excavation.

INTRODUCTION

One main concern in a braced excavation in urban area is the damage to the adjacent infrastructures caused by the excessive wall deflection and ground settlement. Due to the uncertainty in the soil parameters, it would be a sensible approach to derive the probabilities of exceeding the *limiting* wall and ground responses, and then to make the design decisions based on these exceedance probabilities. It is noted that the inherent spatial variation of soil properties has been

demonstrated in many geotechnical problems and modeling of this variation with random field theory has been reported (e.g., Vanmarcke, 1977; Griffiths and Fenton, 2004). This paper focuses on a simplified approach for estimating the probability of exceeding the limiting wall and ground responses in a braced excavation in clay. The proposed framework consists of the following elements: 1) finite element method (FEM) for analyzing the wall and ground responses, 2) fuzzy set representation of parameter uncertainty, 3) spatial averaging technique for handling spatial variability, 4) vertex method for propagating fuzzy input through FEM model, and 5) fuzzy point estimate method (FPEM) for interpreting fuzzy output.

FINITE ELEMENT MODELING WITH SMALL-STRAIN NONLINEARITY

In this paper, the wall and ground responses in a braced excavation in clays are analyzed using a commercially available finite element code, PLAXIS (Brinkgreve and Vermeer, 1998). It should be noted that use of this software in this paper does not represent an endorsement of the software; other FEM codes can be employed. In the work by Kung et al. (2007), a small-strain nonlinear soil model, known as the Modified Pseudo Plasticity (MPP) model for clays with consideration of anisotropic, high stiffness at small-strain, and degradation behavior, was implemented in a computer code AFENA for the analysis of braced excavations. To follow up on this previous work (Kung et al., 2007), it is desirable to implement the MPP model as a user-defined model in PLAXIS. To this end, it is noted that such an implementation has been carried out by Dang (2009). Thus, PLAXIS code with the MPP soil model (implemented by Dang) is used as an FEM tool in the present study.

MODELLING SPATIAL VARIABILITY IN BRACED EEXCAVATIONS

Among the methods dealing with the spatial variability of soil (e.g., Griffiths and Fenton 2004), the spatial averaging of the variation of the soil properties has shown to be an effective tool (e.g., Phoon and Kulhawy, 1999). The spatial variability of the soil parameters can be averaged in order to approximate a random variable that represents a soil parameter. The concept of the spatial averaging was described by Vanmarcke (1977) as follows: the variability of the averaged soil properties over a large domain is less than that over a small domain. For the commonly used single exponential model, the variance reduction factor (Γ^2) is given as:

$$\Gamma^2 = \frac{1}{2}\left(\frac{\theta}{L}\right)^2\left[\frac{2L}{\theta} - 1 + \exp\left(-\frac{2L}{\theta}\right)\right] \tag{1}$$

where L is the characteristic length with respect to a potential failure surface. In this paper, the characteristic length is assumed to be the length of the sliding surface in a stability analysis of a braced excavation (Schweiger and Peschl, 2005). The implication here is that the shear resistance along the sliding surface is roughly stationary, which is considered reasonable for the case study presented later in this paper. With the known characteristic length (L) and the scale of fluctuation (θ), the reduced variance can then be obtained with the following equation:

$$\sigma_{\Gamma}^{2} = \Gamma^{2} \cdot \sigma^{2} \tag{2}$$

where σ^2 is the variance of the soil parameter of concern (such as normalized undrained shear strength), and Γ^2 is the variance reduction factor.

FUZZY SETS METHODOLOGY

Fuzzy set theory

The fuzzy set theory was first developed by Zadeh (1965) and has been widely used in many engineering and non-engineering fields. When the data is scarce, as in many geotechnical projects, use of a fuzzy number to represent an uncertain soil parameter is a reasonable alternative to modeling with a probability distribution. A fuzzy set is a set of paired values [x, $\mu_A(x)$], where an element x belongs to the set A to a degree, defined by its membership function $\mu_A(x)$. The membership grade, ranging from 0 to 1, is used to characterize the degree of belief that x belongs to A. A fuzzy number is a fuzzy set that is normal and convex—the shape of the membership function is single humped and has at least one value whose the membership grade (or degree of belief) is 1.

Constructing membership function that represents a fuzzy number

A triangular fuzzy number representing an uncertain soil parameter can be readily established with the estimates of lower bound (a), upper bound (b), and mode (m). As shown in Fig. 1(a), the two bounds are assigned with a membership grade of 0 and the mode is assigned a membership grade of 1. Following Duncan's approach (Duncan, 2000), given the mean μ_X and standard deviation σ_X of the soil parameter of concern, the upper bound and the lower bound of the intended fuzzy number can be taken as $\mu_X \pm 2\sigma_X$, respectively. In this paper, we adopt the procedure suggested by Peschl and Schweiger (2003) to compute the mode of the fuzzy number. Then the fuzzy numbers can be constructed with the knowledge of a lower bound, an upper bound, and a mode (which is the most probable value).

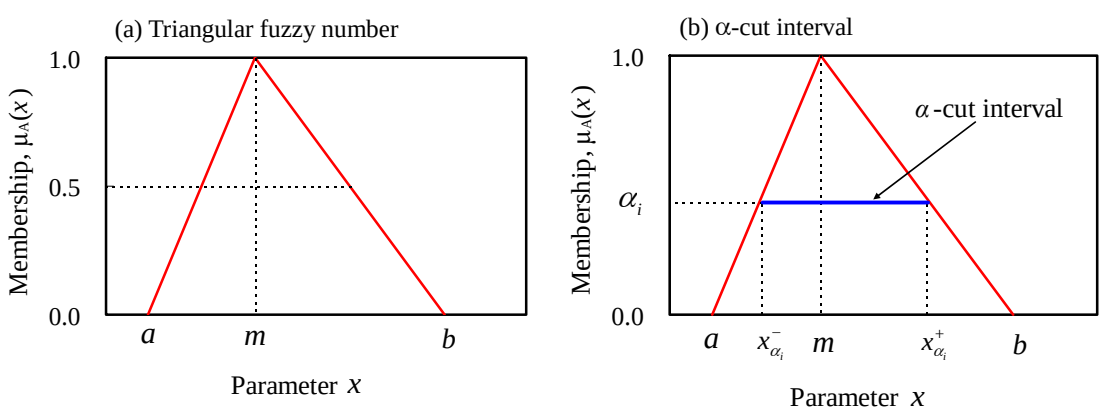

Figure 1. Example of triangular fuzzy number and α-cut interval.

Fuzzy data processing by means of vertex method

To propagate fuzzy input through PLAXIS, the vertex method proposed by Dong and Wong (1987) is adopted. This method is based on the α-cut concept. As shown in Fig. 1(b), at a membership grade of α_i, an interval with a lower bound of $x_{\alpha_i}^-$ and an upper bound of $x_{\alpha_i}^+$ can be formed. Mathematically, it can be shown that any fuzzy number can be represented by a set of α-cut (or α-level) intervals with α ranging from 0 to 1. Thus, to propagate fuzzy input through PLAXIS, fuzzy numbers are first discretized into a set of α-cut intervals (for example, taking α = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, and 1.0). At each α-level, the intervals of the fuzzy input variables are obtained and the combinations of vertexes (i.e., the lower bounds and the upper bounds of the α-cut intervals of all fuzzy input) are determined. Given n fuzzy input variables, the number of combinations of vertexes is 2^n. Each vertex represents a set of fixed values of input variables that can readily be put into PLAXIS for a deterministic analysis. Each of the 2^n combinations of vertexes is used one-by-one in the FEM analysis, which yields a set of 2^n solutions. Taking the minimum and the maximum of these solutions, an interval is obtained at the specified α-level. Repeating the above process for a set of α values, a set of interval solutions are obtained. Recalling that a fuzzy set is defined by a set of paired values [x, $\mu_A(x)$], thus the lower bounds and the upper bounds of these intervals along with the corresponding α values define a fuzzy number that represents the outcome of the fuzzy PLAXIS analysis.

Interpretation of the resulting fuzzy number

The fuzzy point estimate method (FPEM), proposed by Dodagoudar and Venkatachalam (2000), is employed to interpret the resulting fuzzy number. First, assume that at a given α-level, the lower bound and the upper bound of the resulting fuzzy number (either for wall deflection or ground settlement) are $\delta_{\alpha_k^-}$ and $\delta_{\alpha_k^+}$, respectively [note: the subscript "–" denotes the lower bound and the subscript "+" denotes the upper bound of the α-cut interval; the index k = 1,⋯,N, where N is the number of α-cut levels]. To apply the FPEM, a point estimate $\delta_{\alpha_k}^r$ is created to represent this α-cut interval (modified from Dodagoudar and Venkatachalam (2000)):

$$p_{\pm} = 1 \pm \sum_{i=1}^{M-1} \left(\sum_{j=i+1}^{M} \frac{\rho_{ij}}{\sqrt{\prod_{i=1}^{M} \left[1 + \left(\frac{\theta_i}{2} \right)^2 \right]}} \right) \tag{3}$$

where, M = number of fuzzy input variables [in this paper, M = 2]; θ_I = the coefficient of skewness of a triangular fuzzy input variable I; ρ_{ij} = the coefficient of correlation between fuzzy input variables i and j. Finally, the rth moment of the response (output) δ_α^r can be obtained by taking a weighted average of a set of $\delta_{\alpha_k}^r$ values:

$$E\left[\delta^r\right] = \frac{\sum_{k=1}^{N} \alpha_k \cdot \delta_{\alpha_k}^r}{N} \tag{4}$$

The mean and the standard deviation of the output fuzzy number can be computed with the first and second moments (r = 1 and 2).

CASE STUDY - TNEC EXCAVATION CASE

The TNEC excavation case in Taiwan (Ou et al., 1998) is used herein as an example to illustrate the *fuzzy finite element approach* (FFEA). To verify the accuracy of PLAXIS code with the MPP soil model, we re-analyze the case of the Taipei National Enterprise Center (TNEC). The results are compared with those reported previously by Kung et al. (2007). Fig. 2 compares the results of FEM predictions of the maximum wall deflections and the maximum ground settlements, respectively. The results show that the PLAXIS solutions in this paper are as accurate as those obtained by Kung et al. (2007) using AFENA and both agree well with field observations.

It is noted that the second layer (8 m – 33m) in the soil profile is a clay layer that dominates the maximum wall and ground responses in this excavation. For this case study of the TNEC excavation, the normalized undrained strength and the normalized initial tangent modulus of the clay are s_u/σ'_v = 0.32 and E_i/σ'_v = 672, respectively (Kung et al., 2007). Thus, the standard deviations of the two parameters are estimated to be 0.05 and 108, respectively, based on a reported coefficient of variation (COV) of 0.16 (Hsiao et al., 2008). The two soil parameters are treated here as triangular fuzzy numbers, since the available data is not sufficient to characterize them in term of probability distributions.

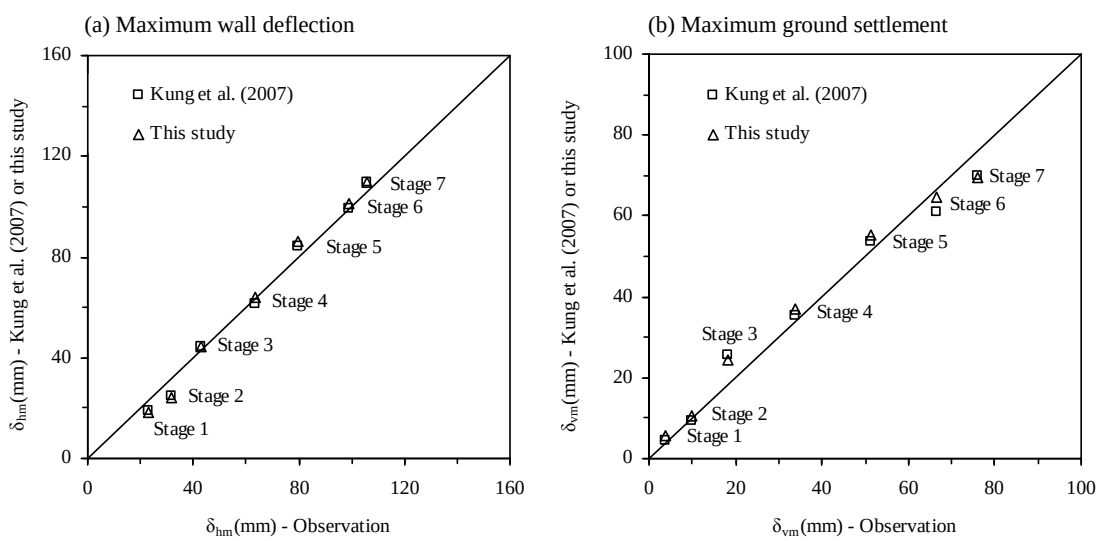

Figure 2. Maximum wall deflections and maximum ground settlements at various stages of excavation of the TNEC case.

To consider the effect of the spatial variability, let's *first* assume that the field has an infinite scale of fluctuation. The variance reduction factor (Γ^2) in this case is 1 (no reduction) and the fuzzy numbers for s_u/σ'_v and E_i/σ'_v can be constructed using the procedure described previously. Fig. 3 shows the constructed fuzzy numbers for s_u/σ'_v and E_i/σ'_v (note: the triangular membership function labeled *a-m-b* in this figure). All other input variables in the PLAXIS analysis are assumed to have non-random, non-fuzzy values. Analysis of the braced excavation in the TNEC case is carried out using PLAXIS with the MPP soil model. The resulting fuzzy numbers that represent the maximum wall deflection (δ_{hm}) and the ground-surface settlement (δ_{vm}) for the last excavation stage obtained from PLAXIS are shown in Fig. 4.

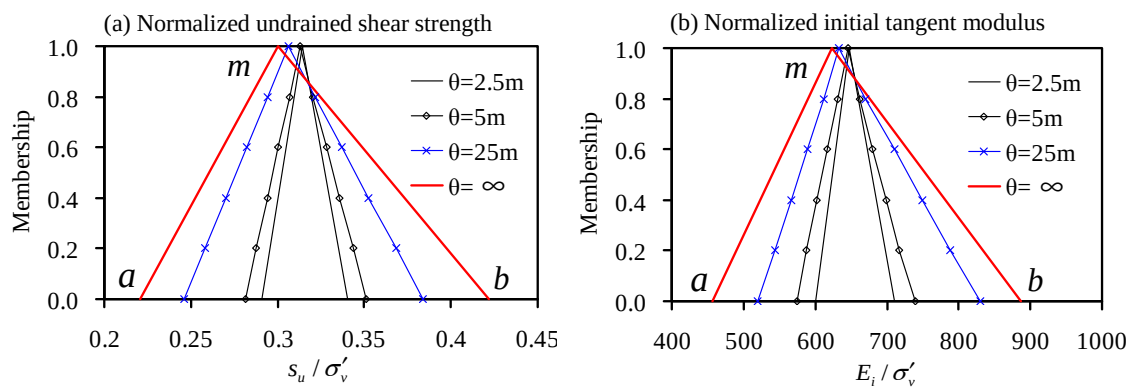

Figure 3. Fuzzy input parameters at different scales of fluctuation

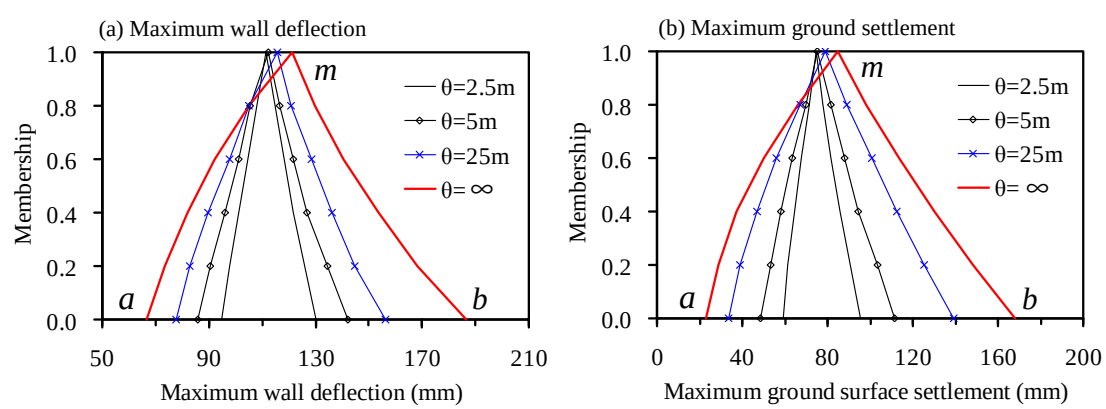

Figure 4. Resulting fuzzy numbers for maximum wall deflection and ground surface settlement

The entire processes of the above FFEA analysis can be repeated for any assumed scale of fluctuation. For simplicity and as an example here, the scales of fluctuation of the two soil parameters in this TNEC case are assumed to be the same; that is, $\theta = \theta_{s_u/\sigma'_v} = \theta_{E_i/\sigma'_v}$. For demonstration purposes and as a way to investigate the effect of spatial variability, the FFEA analysis is repeated for three additional scales of fluctuation (2.5m, 5m, and 25m). For each scenario involving a different scale of fluctuation, the variance reduction factor (Γ^2) is computed with Eq. (1) and the characteristic length L which is estimated to be 71 m in this case (the length of the

sliding surface in this case). The constructed fuzzy numbers for these three scenarios are shown in Fig. 3. The resulting fuzzy numbers are also shown in Fig. 4.

For illustration purposes, the probabilities of exceedance are computed under a few assumed limiting wall and ground responses. The results are plotted in Fig. 5 for the probabilities of exceeding the chosen limiting wall deflection ($\delta_{\mathrm{lim},hm}$) and ground settlement ($\delta_{\mathrm{lim},vm}$). The probability of exceedance is seen to decrease with the chosen limiting deformation (either wall deflection or ground settlement) which is consistent with the study by Hsiao et al. (2008). The effect of the scale of fluctuation on the probability of exceedance is clearly observed. When relatively smaller limiting $\delta_{\mathrm{lim},hm}$ and $\delta_{\mathrm{lim},vm}$ are adopted, the scenario with a smaller scale of fluctuation yields a higher probability of exceedance. The trend reverses when relatively larger limiting $\delta_{\mathrm{lim},hm}$ and $\delta_{\mathrm{lim},vm}$ are adopted. For the probability of exceeding the limiting wall deflection, the reversal of the trend occurs when $\delta_{\mathrm{lim},hm} \approx 108$ mm is adopted. Similarly, for the probability of exceeding the limiting ground settlement, the reversal of the trend occurs when $\delta_{\mathrm{lim},vm} \approx 72$ mm is adopted. Of course, this observation may not be generalized as it may be specific to the TNEC case. Further studies are needed to confirm this observation. Nevertheless, the results show that neglecting the spatial soil variability in the analysis can lead to either overestimation or underestimation of the probability of exceedance, depending on the chosen limiting wall and ground responses. Thus, it is important to assess the spatial variability in site investigation and to incorporate this variability in the probability analysis. A similar conclusion of the effect of scale of fluctuation on the probability of failure for slope stability problems was reported by Griffiths and Fenton (2004) using the rigorous random FEM approach, which shows the validity of the proposed approach.

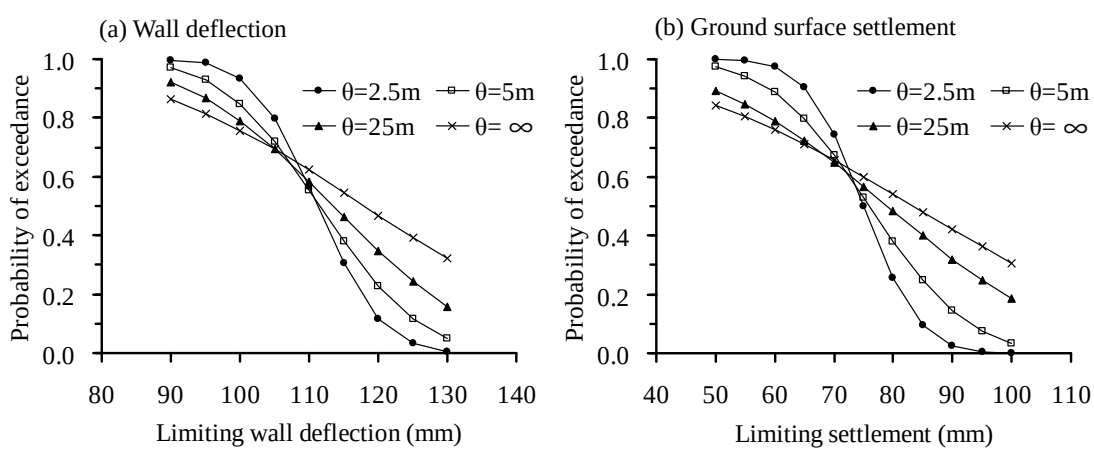

Figure 5. Computed probability of exceedance at various levels of limiting wall deflection and ground surface settlement

CONCLUSIONS

The fuzzy finite element approach (FFEA) is shown to be effective in the analysis of the wall and ground responses in a braced excavation through the study of

a well-documented excavation case history. PLAXIS with the modified pseudo plasticity (MPP) soil model is found satisfactory for predicting the wall and ground responses in a braced excavation. The spatial averaging technique in the finite element analysis of the braced excavation in clays demonstrates the effect of spatial correlation of soil properties on the responses in a braced excavation. Neglecting the spatial variability in the finite element analysis can lead to either overestimation or underestimation of the probability of exceedance, depending on the specified limiting wall and ground responses.

REFERENCES

Brinkgreve, R. B. J., and Vermeer, P.A. (1998). *PLAXIS-Finite Element Code for Soil and Rocks Analysis*, Version 8, Balkema, Rotterdam.

Dang, H.P. (2009). "Excavation behavior and adjacent building response analyses using user defined soil models in PLAXIS." MS Thesis, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan.

Dodagoudar, G.R., and Venkatachalam, G. (2000). "Reliability analysis of slopes using fuzzy sets theory." *Computers and Geotechnics*, 27(2), 101-115.

Dong, W.M., and Wong, F.S. (1987). "Fuzzy weighted averages and implementation of the extension principle." *Fuzzy Set and Systems*, 21(2), 183-199.

Duncan, J.M. (2000). "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering." *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 307-316.

Griffiths, D.V., and Fenton, G.A. (2004). "Probabilistic slope stability analysis by finite elements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5), 507-518.

Hsiao, E.C.L., Schuster, M., Juang, C.H., and Kung, T.C. (2008). "Reliability analysis of excavation-induced ground settlement for building serviceability evaluation." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(10), 1448-1458.

Kung, T.C., Hsiao, C.L., and Juang, C.H. (2007). "Evaluation of a simplified small-strain soil model for finite element analysis of excavation-induced movements." *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 726-736.

Ou, C.Y., Liao, J.T., and Lin, H.D. (1998). "Performance of diaphragm wall constructed using top-down method." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 798-808.

Peschl, G.M., and Schweiger, H.F. (2003). "Reliability analysis in geotechnics with finite elements - comparison of probabilistic, stochastic and fuzzy set methods." *In: Proceedings of the 3rd international symposium on imprecise probabilities and their applications* (ISIPTA'03), Carleton Scientific, Canada, 437-451.

Phoon, K.K., and Kulhawy, F.H. (1999). "Evaluation of geotechnical property variability." *Canadian Geotechnical Journal*, 129(4), 625-639.

Schweiger, H.F., and Peschl, G.M. (2005). "Reliability analysis in geotechnics with the random set finite method." *Computers and Geotechnics*, 32(6), 422-435.

Vanmarcke, E.H. (1977). "Probabilistic modeling of soil profiles." *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(11), 1227-1246.

Zadeh, L.A. (1965). "Fuzzy sets." *Information and Control*, 8(3), 338-353.

國科會補助計畫衍生研發成果推廣資料表

日期:2011/08/29

國科會補助計畫	計畫名稱: 子計畫:土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究(I)
	計畫主持人: 黃富國
	計畫編號: 99-2625-M-032-002- 學門領域: 永續發展研究-工程技術

無研發成果推廣資料

99 年度專題研究計畫研究成果彙整表

計畫主持人：黃富國	計畫編號：99-2625-M-032-002-

計畫名稱：大地與結構監測資料於設計地震需求及結構健康診斷之應用--子計畫:土工結構受震易損性評估及其與場址條件關係之研究(I)

成果項目			量化			單位	備註（質化說明：如數個計畫共同成果、成果列為該期刊之封面故事...等）
			實際已達成數（被接受或已發表）	預期總達成數(含實際已達成數)	本計畫實際貢獻百分比		
國內	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	1	1	100%		
		專書	0	0	100%		
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（本國籍）	碩士生	2	2	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		
國外	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	0	0	100%		
		專書	0	0	100%	章/本	
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（外國籍）	碩士生	0	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		

其他成果 (無法以量化表達之成果如辦理學術活動、獲得獎項、重要國際合作、研究成果國際影響力及其他協助產業技術發展之具體效益事項等，請以文字敘述填列。)	無

	成果項目	量化	名稱或內容性質簡述
科教處計畫加填項目	測驗工具(含質性與量性)	0	
	課程/模組	0	
	電腦及網路系統或工具	0	
	教材	0	
	舉辦之活動/競賽	0	
	研討會/工作坊	0	
	電子報、網站	0	
	計畫成果推廣之參與（閱聽）人數	0	

國科會補助專題研究計畫成果報告自評表

請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況、研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）、是否適合在學術期刊發表或申請專利、主要發現或其他有關價值等，作一綜合評估。

1. 請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況作一綜合評估

■達成目標

□未達成目標（請說明，以 100 字為限）

　　□實驗失敗

　　□因故實驗中斷

　　□其他原因

說明：

2. 研究成果在學術期刊發表或申請專利等情形：

論文：□已發表 □未發表之文稿 ■撰寫中 □無

專利：□已獲得 □申請中 ■無

技轉：□已技轉 □洽談中 ■無

其他：（以 100 字為限）

3. 請依學術成就、技術創新、社會影響等方面，評估研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）（以 500 字為限）

地震性能設計法已成為目前世界各國工程設計規範的主流，也將是台灣工程設計規範未來要走的方向。本年度計畫以九二一集集地震為例，利用具地質調查資料測站之地震紀錄，採用 Newmark(1965)建議之剛性滑動塊模式，完成了估算土工結構物受震變位之永久位移量，並探討其與場址條件之關係的工作。由分析結果顯示，若土工結構之容許水平位移設為 10cm 視為安全，則由小至大不同震度分群（即 PGA<0.1g、0.1g<PGA<0.2g、0.2g<PGA< 0.3g 及 PGA>0.3g）所對應之臨界加速度比（Ac/Amax）分別為 0.271、0.315、0.319、0.362，此亦即土工結構設計時，在安全之容許位移條件下（位移控制），須考量之設計震度比例，此結果有別於傳統之強度或工作應力設計法，提供了土工結構性能設計之一具體的量化指稱，可作為土工結構考慮受震易損性，及性能設計考量之起點，並可作為繼續深入研究之基礎，其成果可作為耐震設計規範將來修正時之有用參考資訊。