

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之分析模擬及其在設計規範之應用-- 子計畫:場址條件與反應譜特性關係之研究(II) 研究成果報告(完整版)

計畫類別：整合型
計畫編號：NSC 97-2625-M-032-002-
執行期間：97年08月01日至98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：吳俊磊
碩士班研究生-兼任助理人員：駱政韋

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中華民國 98 年 10 月 31 日

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之分析模擬及其在設計規範之應用

—子計畫:場址條件與反應譜特性關係之研究(II)

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC 97 - 2625 - M - 032 - 002 -

執行期間：97年8月1日至98年7月31日

計畫主持人：黃富國

共同主持人：

計畫參與人員：吳俊磊、駱政韋、王紹宇

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

本成果報告包括以下應繳交之附件：

赴國外出差或研習心得報告一份

赴大陸地區出差或研習心得報告一份

出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、
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

執行單位：淡江大學 水資源及環境工程學系

中 華 民 國 98 年 10 月 31 日

中文摘要

近年來國內外地震災害事故頻傳，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。因此，一個切合本土地震特性並匹配本土地質條件的耐震設計規範極為重要。我國建築物耐震設計規範之訂定始於民國 63 年，並分別於 71 年、78 年、86 年、88 年及 94 年修改部分條文；由於台灣早期在地震工程方面之基礎研究不足，且各地震測站之地盤特性並不明確，因此十數年來，尤其是九二一集集地震之後，雖然已有大量本土化研究成果，但現行及研議中之相關耐震設計規範，包括建築物、鐵路橋梁、及公路橋梁規範等，仍相當程度參考美國及日本等國之規範。但各國國情、地震環境、地盤特性，及規範之發展過程與背景畢竟不同，以致國內規範時有斷章取義或顧此失彼之憾；不同規範間，對於相同定義或係數亦偶有不一致之處。譬如各規範之地盤分類標準並不一致，而對應之反應譜工址放大係數的數值卻相同，常令從事耐震設計者無所適從。

鑑於地盤分類及對應之反應譜值乃耐震設計之最基本要項，所有設計皆根據該分類及對應之譜值而來，若最基本要項存有太多不確定因素，後續之設計成果將缺乏信服力。為了要突破此窘境，本研究將利用台灣本身之地震及測站地質資料，從事場址效應(site effect)之研究，以圖根本解決之道。目前交通部中央氣象局在全國各地設置了 686 座自由場強震測站，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 300 個測站的調查，這些資料篩選後正可提供本研究從事地盤分類、強震測站場址效應、以及場址條件與反應譜特性關係之研究。

建立一適當、可信賴之場址受震反應分析模式，為本子計畫之基礎重點工作。緣此，本子計畫本年度之研究成果主要為建立及驗證了一特定場址之地盤反應分析模式—頻率相依等值線性模式 (Frequency-Dependent Equivalent Linearized technique, FDEL)，該法可有效解決 SHAKE 模式在軟弱、深厚土層中進行反卷積分析(deconvolution analysis)時，因高頻放大現象所引致分析結果不合理，甚或發散的現象，提供了直接根據場址地質資料及強震測站或鄰近區域地震紀錄，利用地盤反應分析及統計方法，評估軟弱場址之地盤運動一個可行的技術。本研究中也以土壤液化潛能及損害之評估為例，進行案例探討，說明本計畫所建議之 FDEL 場址效應分析模式在工程上的應用。本計畫將以此研究成果為基礎，進行後續場址條件與反應譜特性關係之相關研究。

關鍵詞：地盤分類、場址效應、反應譜

英文摘要

There are many seismic-induced damages in these years. It is undoubtedly that the earthquake engineering and seismic design is increasingly important, and it is a challenge for the appropriateness of the traditional methods of seismic design. Therefore, a code meets the requirements of design according to characteristics of earthquake and site condition in Taiwan is an urgent demand. The developments of seismic code in Taiwan started in 1974. Many modifications have been made after that year, such as in 1982, 1989, 1997, 1999, and 2005. Though there are a large amount of research results for earthquake engineering and related topics in the past decade, especially after 921 Chi-Chi earthquake in 1999, the current or oncoming codes of buildings and bridges of road and railway in Taiwan are still mostly based on other country codes, such as America and Japan, owing to lack of definite site condition. There are a lot of inconsistencies in different seismic code, such as site classification criteria and corresponding spectral site amplification. Thus, much confusion need to be settled is existed in seismic design practices.

In view of site classification criteria and corresponding response spectra are the essential parts of seismic design, the uncertainty and indefinite factors influencing these results must be reduced to minimum if possible. The most effective method to resolve all the doubts is to perform site response analyses based on earthquake records and site conditions in Taiwan directly. Currently, there are 686 free field seismograph stations set up by Central Weather Bureau (CWB) and more than 300 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 establish the relationship between site conditions and response spectra. These are the main research items of this plan. It is meaningful to evaluate the site effects for Taiwan from that database, which form the basis of this research.

This study first introduces and verifies a frequency-dependent equivalent linearized technique, FDEL, of site-specific dynamic ground response analysis. FDEL model can resolves the unrealistic amplification effects or divergent phenomena over the high frequency range efficiently when using SHAKE model for deconvolution analysis on soft and deep sites. It provides a feasible technique to perform ground response analyses and statistical analyses directly for evaluating ground motions on soft sites with geological data and neighboring earthquake records. Following, a case study for the evaluation of soil liquefaction damage is performed to demonstrate that the method to determine the site-specific ground motion of soft sites proposed in this research.

Keywords : site classification, site effect, response spectrum.

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目 錄.....	III
表 目 錄	IV
圖 目 錄	V
一、前 言	1
二、文獻探討	3
2.1 軟弱地盤地表運動之相關研究	3
2.2 液化分析最大地表加速度之決定	6
三、頻率相依等值線性(FDEL)地盤反應分析模式.....	9
3.1 慣用地盤反應分析模式及問題探討	9
3.2 FDEL 分析模式簡介	9
3.3 FDEL 分析模式驗證	10
四、實例應用與探討	12
4.1 特定場址地盤反應分析	12
4.2 液化潛能評估.....	14
4.3 液化分析最大地表加速度合理性探討	16
五、結論與建議	17
參考文獻	18
計畫成果自評	19
附 錄.....	42

表目錄

表一 地盤分類表 (內政部, 2005).....	20
表二 國內三耐震設計規範地盤分類表	20
表三 反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a (線性內插求值) (內政部, 2005)	20
表四 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v (線性內插求值) (內政部, 2005)...	20
表五 美國 NEHRP 2003 及 IBC 2003 新版規範之地盤分類表	21
表六 美國 NEHRP 2003 及 IBC 2003 新版規範之短周期及長周期結構之場址放 大係數 F_a 與 F_v (BSSC, 2004 ; ICC, 2003)	21
表七 FDEL 與 SHAKE 模式分析結果與實測紀錄之比較.....	22
表八 根據新版規範推求之地表水平加速度	22
表九 根據地震危害度分析(SHA)搭配地盤反應分析(GRA)推求之地表水平加 速度	22
表十 液化潛能指數 LPI 與液化程度之關係	22
表十一 沈陷量 S_i 與液化損害程度之關係.....	23
表十二 液化可能性分類(Juang et al., 2002)	23

圖目錄

圖一 自由場強震觀測網與地質調查分佈圖	24
圖二 已完成地質調查之 377 個全國自由場強震儀測站分佈圖	24
圖三 不同地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係 (Seed et al.,1976a)	25
圖四 不同地盤正規化反應譜之比較(Seed et al.,1976b).....	25
圖五 軟弱地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係(Idriss, 1990).....	25
圖六 不同地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係(Seed et al., 1997).....	26
圖七 短周期及長周期之譜放大係數 F_a 及 F_v (Borcherdt,1994).....	26
圖八 同時考慮短周期及長周期譜放大效應之設計反應譜	26
圖九 FDEL 地盤反應分析模式之分析流程	27
圖十 羅東 LSST 場址圍阻體模型及地震儀陣列配置圖(Yoshida et al., 1998). 28	
圖十一 羅東 LSST 場址地質剖面圖(Yoshida et al., 1998)	28
圖十二 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(EW 方向).....	29
圖十三 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(NS 方向).....	30
圖十四 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(EW 方向).....	31
圖十五 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(NS 方向).....	31
圖十六 羅東 LSST 場址 DHB 陣列各深度分析所得加速度反應譜值之比較(EW	

方向).....	32
圖十七 羅東 LSST 場址 DHB 陣列各深度分析所得加速度反應譜值之比較(NS 方向).....	33
圖十八 實例場址剪力波速 V_s 及簡化土層剖面.....	34
圖十九 實例場址正規化剪力模數及阻尼比與剪應變之關係.....	34
圖二十 地盤反應分析流程.....	35
圖廿一 實例場址地表最大加速度(PGA_S)及放大係數 $F_{A,B}$ 或 $F_A (F_a)$ 與參考(基準) 基盤或露頭最大加速度 PGA_B 、 PGA_R 之關係.....	36
圖廿二 實例場址 SPT-N 值及細料含量 FC 值剖面圖.....	37
圖廿三 實例場址之地震危害度曲線.....	37
圖廿四 實例場址液化潛能指數、液化後沉陷量、權重液化機率等值線之分布 圖.....	38
圖廿五 實例場址液化潛能指數、液化後沉陷量、權重液化機率分布之直方圖	39
圖廿六 對應設計地震、最大考量地震、SHA475 年回歸期地震及 SHA2500 年 回歸期地震之三液化指標平均值之比較.....	40
圖廿七 對應設計地震、最大考量地震、SHA475 年回歸期地震及 SHA2500 年 回歸期地震之土壤參數折減係數 D_E 平均值之比較.....	41

一、前言

近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，以及 2004 年南亞大地震等，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，一個切合本土地震特性並匹配本土地質條件的耐震設計規範極為重要。

我國建築物耐震設計規範之訂定始於民國 63 年，並分別於 71 年、78 年、86 年、88 年及 94 年修改部分條文；其中以 86 年 5 月頒布的版本對地震力的規定形式開始有較大幅度的改變，並開始依據地盤基本周期 T_g 高低，將地盤分為三類及台北盆地共四種分別考慮反應譜之大小及差異。現行之規範（內政部，2005）則另參考美國 NEHRP 及 IBC Vision 2000 規範條文，改依場址地表下 30 公尺內之土層平均剪力波速 \bar{V}_s ，或平均標準貫入試驗值或粘質土壤(塑性指數 $PI > 20$)之平均不排水剪力強度等，將地盤劃分為三類（表一）及台北盆地，並採用簡化均布危害度反應譜(uniform hazard response spectra)，依不同地震回歸期規定多重耐震設計地震力，包括回歸期為 475 年之「設計地震」，以及回歸期為 2500 年之「最大考量地震」。

由於台灣早期在地震工程方面之基礎研究不足，且各地震測站之地盤特性並不明確，因此十數年來，尤其是九二一集集地震之後，雖然已有大量本土化研究成果，但現行及研議中之相關耐震設計規範，包括建築物（內政部，2005）、鐵路橋梁（交通部，2004）、及公路橋梁規範（交通部，2003）等，仍相當程度參考美國及日本等國之規範（如 BSSC (2004)、ICC (2003)及日本道路協會(1996)等）。但各國國情、地震環境及地盤特性畢竟不同，以致國內規範時有斷章取義之處；不同規範間，對於相同定義或係數亦偶有不一致之處。茲舉一例加以說明：

現行建築物規範、鐵路橋梁規範、以及即將實施之新版公路橋梁規範中，對於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地區域外，均依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 \bar{V}_s 來決定：

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{Si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{Si}} \quad (1)$$

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)。

但對於地盤分類之界限 \bar{V}_s 值，除第三類地盤(軟弱地盤， $\bar{V}_s < 180$ m/s) 相同外，其他二類地盤卻不一致。建築物規範以 $\bar{V}_s \geq 360$ m/s 者為第一類地盤(堅實地盤)； 180 m/s $\leq \bar{V}_s < 360$ m/s 者，為第二類地盤(普通地盤)。鐵路橋梁及新版公路橋梁規範卻以 $\bar{V}_s \geq 270$ m/s 者為第一類地盤(堅實地盤)； 180 m/s $\leq \bar{V}_s < 270$ m/s 者，為第二類地盤(普通地盤)。三規範地盤分類之比較如表二所示：

雖然地盤分類之界限 \bar{V}_s 值不一致，但各規範第一類地盤及第二類地盤對應之反應譜等

加速度段之工址放大係數 F_a 及等速度段之工址放大係數 F_v 值，卻皆相同；反而界限相同之第三類地盤 F_a 值有一處不一致，如表三及表四所示：

此外，鐵路橋梁規範以及即將實施之新版公路橋梁規範，另參照日本道路橋樑示方書之波速換算公式，規定土壤剪力波波速除了可使用實際量測值外，亦可利用 N 及 q_u 值換算而得：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 100N_i^{1/3} & , 2 \leq N_i \leq 25 \\ 120q_u^{0.36} & , 2 > N_i \end{cases} \quad (2)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad , 1 \leq N_i \leq 50 \quad (3)$$

其中， q_u 為黏性土壤單軸壓縮強度(kgf/cm²)， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。

造成上述地盤分類標準不一致，以及反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 及等速度段之工址放大係數 F_v 取值卻相同之原因，主要係前述三規範中不論地盤分類標準，或者 F_a 及 F_v 係數乃皆參考美、日規範，而缺乏台灣本土相關研究所致。援引他國規範，常無法全盤了解他國規範之發展過程、背景與條文精神，致有斷章取義或顧此失彼之憾，使得從事結構耐震設計者無所適從。鑑於地盤分類及對應之反應譜值乃耐震設計之最基本要項，所有設計皆根據該分類及對應之譜值而來，若最基本要項存有太多不確定因素，後續之設計成果將缺乏信服力。為了要突破此窘境，利用台灣本身之地震及測站地盤資料，從事場址效應(site effect)之研究，乃根本解決之道。目前交通部中央氣象局在全國各地設置了 686 座自由場強震測站(圖一)，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 300 個測站的調查(圖二)，這些資料篩選後正可提供前述地盤分類、強震測站場址效應、以及場址條件與反應譜特性關係之研究。屆時，此本土性資料的研究成果將有助於現行設計規範的修正建議，而援引他國規範所致之窘境將可逐一化解。

本子計畫本年度之研究重點為建立一適當、可信賴之場址反應(site response)分析模式，冀為深厚軟弱地盤(如嘉南平原)之場址受震反應分析，尋求一可行之分析技術，並為次年度之反應譜特性關係研究奠定基礎。此外，最近四十餘年以來，土壤液化震害引起世界上各個受地震威脅國家之廣泛重視，包含美國、日本、土耳其、中國大陸與國內等。在進行液化潛能評估時，所須地震力參數—最大地表加速度 A ，通常係由硬地盤之地震危害度曲線根據所要求之回歸期(如 475 年或 2500 年)求得。但眾所週知，土壤液化係發生於軟弱地盤上之地質震害，利用硬地盤之最大地表加速度 A 來評估液化潛能及液化風險，明顯不盡合理，對抗液化工程設計可能偏於保守側，也可能偏於不保守側。因此，從事液化潛能評估時，如何根據場址特性及地震環境，決定適當之最大地表加速度，是一個值得認真探討的問題，所以本研究最後將以嘉南平原一場址為例，分別利用規範方法所決定之最大地表加速度，及本子計畫所建議之場址反應分析模式所得之地盤反應分析結果，以日本道路橋樑規範方法(以下簡稱 NJRA 法；日本道路協會，1996)進行液化潛能及損害之評估與比較，分析方法及所得結果可供工程上參考及應用。

二、文獻探討

現針對本子計畫主題「場址條件與反應譜特性關係」之相關研究，就實測地震紀錄之統計分析，與規範對場址效應之考慮，作一文獻回顧與評述。另外，因本研究將利用軟弱地盤之場址反應分析結果，進行土壤液化評估之案例研究，因此，本節亦將就液化分析所須參數—最大地表加速度 (A) 之決定方法加以探討。

2.1 軟弱地盤地表運動之相關研究

2.1.1 實測地震紀錄之統計分析

局部地質與土壤條件，如地盤之類別及土層之軟、硬、厚、薄等，對建築物震害程度及地盤受震運動（如最大地表加速度 PGA 及反應譜值）的影響，很早就受到工程界與學術界之重視，如 Seed et al.(1972) 針對 1967 年委內瑞拉 Caracas 地震建物損害與土壤條件關係之研究中，即發現高樓震害與土層厚度有很明顯的關聯，震波也隨土層厚度而受不同程度之修飾作用。1976 年，Seed 等人(Seed et al., 1976a, 1976b)則進一步將地盤歸為四大類：岩盤、堅實土層(深度 $< 200\text{ft}(61\text{m})$)、無凝聚性深土層(深度 $> 250\text{ft}(76\text{m})$)及軟弱至中等堅實黏土與砂土層，利用統計方法分別探討不同地盤條件對最大地表加速度及反應譜之影響。

在最大地表加速度方面，Seed 等人採用美國西部 147 個規模 M 約為 6.5 的地震紀錄，進行了不同地盤上最大地表加速度(PGA_S)與鄰近岩盤露頭上最大地表加速度(PGA_R)之對比分析，如圖三所示。由圖中可知，當 PGA_R 較小時，在較深厚或較軟弱土層地表之 PGA_S 稍較岩盤露頭為大，顯示土層具有放大之作用，而當 PGA_R 較大時，由於土壤之非線性效應，土層上之 PGA_S 則有折減之趨勢，二情況分界點之 PGA_R 約介於 $0.10g \sim 0.15g$ 之間，但須注意的是，該分析資料庫中並未包含任何軟弱黏土層場址，因此圖中對應之曲線純係基於 Seed 等人之經驗及判斷，具有推論之性質，有較大之不確定性。

在反應譜方面，Seed 等人則採用包括美國西部、日本及土耳其等國共 21 個地震之 104 個地震紀錄進行正規化之 $1g$ 反應譜分析，地震規模 M 介於 $5.0 \sim 7.8$ 之間，而最大地表加速度則介於 $0.04g \sim 0.43g$ 之間，結果如圖四所示。圖中顯示，在短周期(高頻)部分，各類地盤之平均反應譜形狀皆很接近；但在長周期部分，差異就很大，尤其是周期 $T > 0.5\text{sec}$ 後，土層之反應譜值明顯較岩盤為大，且土層勁度越小，反應譜值放大越多。其中也可看出，在較深厚或較軟弱土層中明顯具有較大比例之長周期地盤運動成分，此對橋梁及高樓等長周期結構具有顯著影響。不過此處須注意的是，分析資料庫中軟弱至中等堅實黏土與砂土層地表之地動 PGA_S 值都小於 $0.10g$ ，當地震震度較大時，譜形及譜值可能不同。

2.1.2 規範對場址效應之考慮—僅考慮長周期運動

基於以上資料及相關之研究成果(如 Mohraz,1976)，以及為了實務上應用方便起見，美國 ATC 3 計畫(Applied Technology Council, 1978)乃將反應譜譜形加以簡化，並依土層勁度及深度把地盤分為三類($S1$ 、 $S2$ 及 $S3$)，分別給于一對應之地盤係數 S 以考慮地盤受震之場址效應，此法稍後也併入美國 UBC(Uniform Building Code)規範中。但地盤係數 S 僅放大岩盤反應譜之長周期部分，短周期譜值(包括最大地表加速度 PGA)並未考慮。此實乃源於早期 Seed et al.(1976a,1976b)之研究成果中，地盤類別(主要為堅實土層及無凝聚性深土層)對地表 PGA 值之影響並不大，以及在地震震度較大時，土層通常對岩盤長周期之譜值放大較多，對短周期之譜值則放大或折減較小之故。所以 1994 年以前美國之 NEHRP(National Earthquake Hazards Reduction Program)規範及 1997 年以前之 UBC 規範皆未考慮不同地盤條

件地表 PGA 值之差異，也未特別考慮軟弱地盤之效應，及其上最大地表加速度 PGA_S 值與地震震度大小之非線性關係。亦即，軟弱地盤上之 PGA_S 值係假設與岩盤上之 PGA_R 值相等或相近。

嗣後，隨著世界各地災害性地震之陸續發生，從 1985 年墨西哥“Mexico City”、1989 年美國 Loma Prieta、1994 年美國 Northridge 及 1995 年日本 Hyogoken-Nanbu(Kobe) 等重大地震之大量紀錄及經驗中，則清楚地顯現了軟弱地盤及地震震度之效應。緣此，UBC 規範乃於 1985 年“Mexico City”地震後另增了一 S4 軟弱黏土地盤種類及對應之地盤係數 S ；而有關場址效應及影響因素之探討，也受到了更大的重視而有更廣泛及更深入之研究成果。

2.1.3 短周期運動之場址效應

前述實測地震紀錄另外也顯示了一重要訊息。亦即，軟弱地盤可大量地放大岩盤低震度之最大地表加速度(及相應之短周期低反應譜值)。圖五即為 Idriss(1990)利用 1985 年“Mexico City”及 1989 年 Loma Prieta 地震時軟弱地盤及鄰近岩盤上加速度資料，分析所得二者之對比關係曲線，當岩盤震度較低，如 PGA_R 值介於 $0.05g \sim 0.10g$ 時，軟弱地盤可將其放大 1.5 至 4 倍，但 PGA_R 值較高，如大於 $0.20g$ 時，由於缺乏實測紀錄，Idriss 則利用地盤反應分析之數值模擬方法，將關係曲線外插。由該圖所建議之中值(median) 曲線可知，當岩盤震度漸增時，由於土壤之非線性應力-應變行為(剪應變較大時，土壤勁度降低、阻尼比提高)，軟弱地盤上之震度漸減。軟弱地盤震度 PGA_S 放大與折減之交界點約位於岩盤震度 $PGA_R=0.40g$ ，此結果與 Seed et al.(1976a)之推論結果有很大差異，因 Idriss 所分析之地盤係實際包括軟弱黏土層，且基岩不是很深(約 $150\sim 180m$)之地盤。

由前述說明可知，影響放大與折減效應之因素很多，除土層勁度及深度外，尚包括岩盤震度，而其中一個很重要之因素為基盤與上覆土層間之阻抗比 IR(impedance ratio)。 $1/IR$ 與阻尼比具類似意涵，即 $1/IR$ 越大，軟弱地盤上震度越小；或 IR 越大，地表震度越大。Seed et al.(1991, 1997)為了能更適當地反映不同地盤條件之受震反應特性，乃將地盤種類依土層剪力波速、基盤深度及一般地工性質再細分為八大類十六小類。並利用前述最新之地震資料及數值模擬分析結果，建議了各地盤種類最大地表加速度 PGA_S 與岩盤上最大地表加速度 PGA_R 之關係，如圖六所示。圖中顯示，與岩盤 PGA_R 相較， C_4 、 D 及 E 類地盤之 PGA_S 約從 $0.40g$ 開始折減， B 、 C_1 及 C_2 類地盤之 PGA_S 約從 $0.50g$ 開始折減， C_3 類地盤之 PGA_S 則約從 $0.60g$ 才開始折減。較特殊的是 AB 類地盤，在很強的激振下仍可能因基盤與上覆土層或風化岩層間很強的阻抗比而捕獲相當高頻的能量，導致地表產生很大的振動，並無震度折減現象。其中， C_4 、 D 及 E 類地盤主要為軟弱凝聚性土壤； B 、 C_1 及 C_2 類地盤主要為深層無凝聚性土壤，或無凝聚性土壤與堅實凝聚性土壤混合； C_3 類地盤為深層堅實凝聚性土壤，或無凝聚性土壤與堅實凝聚性土壤混合； AB 類地盤則為軟弱風化岩層或堅實且很淺之土層。由此可見不同地盤條件確實對地盤之受震反應有很大影響，包含最大地表加速度！但此處須注意的是， PGA_S 之放大或折減效應係相對於某一參考地盤而言，堅硬岩盤露頭之地震運動通常較一般岩盤露頭為小(BSSC, 1998)，圖六中之參考地盤基準為 A 類地盤(強岩, competent rock)，因此 Seed et al.(2001)建議：若岩盤之 PGA_R 值係由 AB 類地盤迴歸所得之加速度衰減律推測求得，則在應用圖六之關係圖表前，應先將該推測值折減 $10 \sim 15\%$ 。

2.1.4 規範對場址效應之考慮—兼顧短周期及長周期運動

除了 Seed et al.(1991, 1997)之研究外，Borcherdt(1994)另外利用場址地表下 30 公尺內

之土層平均剪力波速 \bar{V}_s ，或平均標準貫入試驗 SPT- \bar{N} 值，或砂質土壤(塑性指數 $PI < 20$)之平均標準貫入試驗 SPT- \bar{N}_{ch} 值，或粘質土壤(塑性指數 $PI > 20$)之平均不排水剪力強度 \bar{s}_u ，將地盤劃分為六類(A~F)，如表五所示。並利用 1989 年 Loma Prieta 之地震資料，以 B 類地盤為基準，迴歸了短周期($T=0.2\text{sec}$)及長周期($T=1.0\text{sec}$)之譜放大係數 F_a 及 F_v ，如圖七所示。圖七顯示，譜放大係數 F_a 及 F_v 值係參考(基準)地盤與其他地盤之間阻抗比之指數函數關係。圖七所用資料之基盤震度 PGA_R 值約等於 $0.1g$ ，當震度較大時，因缺乏實測資料， F_a 及 F_v 則藉由試驗及數值模擬推求。由於 Borcherdt(1994) 建議之地盤分類方法簡單、容易判別，對應之 F_a 及 F_v 二係數物理意義也頗為明確，因此該研究成果已被納入 1994 年(含)以後之 NEHRP 規範(BSSC,2004)、1997 年之 UBC 規範(ICBO,1998)，以及 2000 年(含)以後之 IBC 規範中(ICC,2003)。而設計反應譜對場址效應的考量，也正式由僅考慮單參數之長周期地盤係數 S ，演化為採用同時考慮短周期及長周期譜放大效應之 F_a 及 F_v 二係數，如圖八所示，圖中 A_a 為有效最大加速度係數(effective peak acceleration coefficient)， S_S 及 S_I 分別為震區 B 類地盤之短周期及 1 秒周期水平譜加速度係數， S_S 與 A_a 之關係為 $S_S=2.5A_a$ 。

表六為前述規範所採用之 F_a 及 F_v 值。由表中可知，對同一岩盤震度，各地盤之譜放大係數 $F_a \leq F_v$ ，有關此土壤放大效應之趨勢及經驗，完全反映了早期規範中 $1g$ 正規化反應譜之譜值及譜形之觀念，也說明了僅採用單一地盤係數 S 之原因。早期規範中， $F_a \approx 1$ ；新規範中，當岩盤震度很大時，由於土壤之非線性效應， F_a 值可能低於 1，但岩盤震度較小時，軟弱地盤上之短周期運動則可能被放大很多($F_a > 1$)。另外，對較特殊之 F 類地盤則須進行特定場址之地盤反應分析，規範中並未提供適當之 F_a 及 F_v 值可資採用。F 類地盤包括地層剖面中含有非常厚之軟弱或中等堅實黏土(厚度 $H > 37\text{m}$)，或受震時容易產生液化破壞之土層。

2.1.5 綜合評述

綜合上述文獻回顧可了解，關於場址條件對反應譜峰值和形狀等特性的影響，並不是一個簡單的問題，其實質乃是要預測不同場址對基盤輸入地震波的強度和頻率特性的影響。而耐震設計上之地盤分類，基本上乃是對地震波傳播能力的劃分，亦即場址對地震動影響程度的區別。然而，進行地盤反應分析時，如何確定震波輸入之基準面或基盤面本身就是很困難的，在我國前述三規範中，分別將近地表 30m 內土層之平均剪力波速 \bar{V}_s 大於 360 m/s 或 270 m/s 的土層底部視為基盤面，作為第一類地盤與第二類地盤之分界；但在美國的耐震設計規範中，剪力波速度大於 760 m/s 的地層才算作是硬基盤，而軟基盤和硬基盤對地震波的反應特徵也是有區別的。另外，土層的剪力波速分布千變萬化，如何將其對反應譜的影響準確地加以分類同樣也很困難。在各國的耐震設計規範中儘管大家都承認考慮場址影響的重要性，但可以說都還沒有找到很滿意的辦法。以近地表 30m 內土層之平均剪力波速 \bar{V}_s 來作地盤分類，可說是遷就鑽探深度的一種不得已的做法。根據 Park & Hashash (2005) 之研究，當基盤面異於地表下 30m 時， F_a 及 F_v 二場址放大係數與基盤面位於地表下 30m 者是有差異的！對於基盤面大於 30m 之土層，與美國 NEHRP 2003 及 IBC 2003 新版規範(表六)之值相較，其 F_a 係數隨基盤面變深而降低， F_v 係數則提高。該研究成果雖屬個案，但已可看出以地表下 30m 之土層性質來區分場址對地震動之影響程度並不十分恰當。在台灣很多地方，如嘉南平原等地，軟弱沖積地盤非常深厚，其基盤面往往遠深於地表下 30m，若以參考自 NEHRP 及 IBC 之 F_a 及 F_v 二係數來作為國內耐震設計規範之場址放大係數，實值商榷。而欲研究軟弱、深厚沖積地盤之場址效應，首要之務為尋求一適當、可信賴之場址反應分析模式，此即本計畫之研究重點。

2.2 液化分析最大地表加速度之決定

2.2.1 液化分析最大地表加速度之決定方法

土壤液化為地震時發生於軟弱砂質地盤上之地質災害(黃富國, 1996)。因此, 液化破壞發生與否, 除與土壤條件有關外, 亦與軟弱地盤之受震特性有密切關聯! 在液化分析中, 與地盤相關之震力參數主要為地表最大加速度(PGA_S), 或周期 $T=0$ 時之譜加速度值。由前節介紹可知, PGA_S 與參考(基準)地盤露頭之輸入震度大小有非線性放大或折減關係。Ishihara(1985)根據日本地區在 1964~1979 年之間 6 個規模 M 介於 7.2~7.9 地震之液化案例, 發現液化工址表面附近約 5 公里以內的地表最大加速度約僅為岩盤露頭紀錄之 0.65~0.9 倍, 因此, Ishihara 建議在作土壤液化分析時, 土層地表之最大加速度值約可取附近岩盤露頭最大加速度值之 0.8 倍。雖然 Ishihara(1985)之案例資料數不多, 該比值不能所有情況一體適用, 但從這些實測案例中, 可令人對不同地盤受震時之場址效應有更深入之了解。

從前述可知, 進行液化分析時, 必須合理地考慮場址地盤之受震特性, 而不能逕自採用由地震危害度分析所得之硬地盤地表加速度值。在這方面, 1996 年美國國家地震工程研究中心(NCEER)及 1998 年該中心與國家科學基金會(NCEER/NSF)共召集了 21 位學者專家, 針對土壤抗液化能力評估方法之最新發展進行了研討, 並尋求共識。在 Youd & Idriss et al.(2001)所發表之總結報告中, 共列舉了三種推估可能液化場址之地表最大加速度的方法, 依其採用順序先後, 分別為:

- (1) 使用根據地震規模、震源距離及局部土壤條件所建立之加速度衰減律經驗關係。
- (2) 進行地盤反應分析。當軟弱場址及土壤剖面與可資利用之衰減律關係不相符時, 可利用場址附近具適當規模及震源距離之實測地震紀錄, 採用 SHAKE 或 DESRA 等程式(Schnabel et al., 1972; Finn et al., 1977), 直接進行特定場址之地盤反應分析。
- (3) 使用經驗放大係數, 如 Idriss(1990)及 Seed et al.(1997)所分析及建議之關係曲線(圖五、圖六)。因放大係數受剪應變大小、地震規模及頻率含量等因素之影響, 因此使用放大係數時須特別小心, 並應輔以相當之工程判斷。

2.2.2 液化分析最大地表加速度決定方法之探討

關於上述第(1)個方法, 立意雖很好, 可是欲求得對應於不同地盤條件之加速度衰減律並不容易, Idriss(1991)及羅俊雄(1992)雖曾利用迴歸分析求得軟弱地盤之加速度衰減律, 但皆因軟弱地盤上之地震案例數實在有限, 因此所得結果可信度並不高, 僅適合作為分析參考! 目前台灣地區在中央氣象局的「強地動觀測計畫」(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)推動下, 迄今已設置了 686 座自由場強震測站, 收集完整的強震紀錄; 並於民國八十九年度起開始進行各測站場址之地質調查及地層波傳速度量測工作, 待地盤特性較明確後, 輔以近年來所收錄之大量地震資料, 屆時便可建立出不同地盤條件上可資應用之加速度衰減律。所以, 就現階段而言, 欲利用衰減律關係推求可能液化場址之地表最大加速度, 目前暫有困難。

就工程實務而言, 第(2)個方法是較可行, 也是較具可信度的方法, 但也是較昂貴的方法, 通常適用於較重要之工程。進行地盤反應分析時, 須有詳細之地質剖面資料, 包括場址土層之土壤類別及物理性質、剪力波速、動態特性曲線(剪力模數及阻尼比與剪應變之關係)等。另外, 為了合理模擬場址附近之地震環境, 在輸入地震力部分, 最好採用場址附近

岩盤露頭上歷年來具代表性之實測地震紀錄，以適當反映震源及波傳路徑效應，或利用反卷積分析(deconvolution analysis)，將軟弱土層上之實測加速度歷時，反卷積至基盤當作輸入運動。若場址附近無適當之實測地震紀錄，亦可採用與設計反應譜相符(spectrum compatible)之人造地震。以代表性之土層剖面及前述輸入運動進行地盤反應分析後，接著便可求出軟弱土層地表最大加速度之統計值，以及地表與基盤之間最大加速度之放大或折減係數，該係數配合硬地盤之地震危害度分析結果，即可求得對應於特定回歸期(如 475 年或 2500 年)之軟弱地盤地表最大加速度值。

第(3)個方法係利用經驗放大係數來推估軟弱地盤上之最大加速度。但使用這個方法時須特別注意，因文獻上所發表之經驗關係，如 Idriss(1990)、Seed et al.(1997)及 Borcherdt(1994)等所建議之關係圖表，有其隱含之發展背景及資以分析之特定資料庫，如分析中所採用之地震資料大部分為美國加州地區之地震，而其資以比較之參考(基準)地盤條件也各有不同，若直接將該關係圖表套用於台灣地區，不見得非常適合！較好的方式還是採用第(2)個方法，儘量根據場址之地質剖面及附近之實測地震紀錄進行地盤反應分析，直接求取該場址地表之加速度放大或折減係數。但前已提及，地盤反應分析是較昂貴的方法，並非任何工程皆有足夠的資料可進行分析。因此，在新版之「建築物耐震設計規範及解說」中(內政部，2005)，即參考 Borcherdt(1994)之分析方法及 NEHRP 1994 年以後之耐震設計規範，以及 UBC 1997 與 IBC 2000 規範，針對不同地盤及不同震度，提供了短周期($T=0.3\text{sec}$)及長周期($T=1.0\text{sec}$)之譜放大係數 F_a (表三)及 F_v (表四)，分析者可根據堅硬地盤之地表震度及場址之地盤類別，很容易地查得對應之 F_a 或 F_v ，以考慮軟弱地盤效應，省卻了繁瑣之地盤反應分析。因最大加速度可視為周期 $T=0$ 對應之譜加速度，所以液化分析時場址地表之最大加速度，可近似地由短周期之譜放大係數 F_a 來推求。由於這種先建立堅硬地盤之地表震度，再乘以適用係數來考慮軟弱地盤效應的方式，對大地工程師來說較陌生，因此，以下將直接以規範中對液化分析時地表最大加速度(A)推求方法之規定為例，一方面說明液化分析最大地表加速度之決定方式，一方面說明新版規範中軟弱地盤效應之考量細節。

2.2.3 國內新版規範之規定

新版規範在第十一章「其他耐震相關規定」之 11.1.3 節「砂土層之液化潛能判定」條文中，規定「工址應分別檢核中小度地震時(一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}I}{4.2}g$ ，或台北盆地之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}I}{3.5}g$ 時)，設計地震時(地表加速度 $A = 0.4S_{DS}I g$ 時)，及最大考量地震時(地表水平加速度 $A = 0.4S_{MS}I g$ 時)發生液化的可能性」。條文中，以 A 代表不同大小地震時液化分析所須採用之地表水平加速度(單位為重力加速度 g)； I 為建築物用途係數； S_{DS} 及 S_{MS} 分別為工址短周期設計水平譜加速度係數與最大考量水平譜加速度係數，除台北盆地另有規定外，依下式計算：

$$S_{DS} = F_a S_S^D \quad (4a)$$

$$S_{MS} = F_a S_S^M \quad (4b)$$

式中 F_a 為反應譜等加速度段(短周期)之工址放大係數(表三)，隨地盤種類(表一)與震區短周期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M) 而改變。 S_S^D 及 S_S^M 分別代表工址所屬震區在堅實地盤條件下，設計地震與最大考量地震作用時短周期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比

值。新版規範之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計及最大考量水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_S^M 乃分別根據 50 年 10% 及 2% 超越機率之均布危害度分析訂定，對應之地震回歸期分別為 475 年及 2500 年。條文中係數 0.4 為工址地表之短周期 ($T=0.3$) 水平譜加速度係數與其有效(等值)最大加速度 (effective peak acceleration, EPA) 之比值，以設計地震(回歸期 $Tr=475$ 年)為例， $0.4S_{DS} = EPA/g$ ，新版規範將此值當作 86 年版規範中，震區之工址水平加速度係數 Z 使用。亦即，未考慮用途係數 I 前

$$A = Z_{Tr=475} \approx \frac{EPA}{g} = 0.4S_{DS} = F_a(0.4S_S^D) = F_a \frac{S_S^D}{2.5} \quad (5a)$$

新版規範基於功能設計(performance design)之考慮，另增一回歸期 $Tr=2500$ 年之最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)，此時

$$A = Z_{Tr=2500} \approx \frac{EPA}{g} = 0.4S_{MS} = F_a(0.4S_S^M) = F_a \frac{S_S^M}{2.5} \quad (5b)$$

式中， $0.4S_S^D$ 及 $0.4S_S^M$ 為堅實地盤上之有效最大加速度(EPA_R)。

一般而言，一地震之有效最大加速度 EPA 通常稍小於最大加速度 PGA，但若地震中含有很高頻含量，EPA 則可能較 PGA 小很多(Kramer, 1996)。根據簡文郁(2004)就台灣地區地震特性之研究，EPA 約較 PGA 小 10% 左右。因此，若以 EPA 取代 PGA 進行液化分析，將可能導致不保守之結果，值得注意。

另外一點值得探討的是，在式(4)或式(5)中， F_a 乃用以反映場址效應之反應譜短周期工址放大係數，與堅實地盤震度及地盤類別有關。新版規範依據工址地表下 30 公尺內之土層平均剪力波速 (\bar{V}_S)，或平均標準貫入試驗 N 值 (\bar{N})，或砂質土壤(塑性指數 $PI < 20$) 之土層的平均標準貫入試驗 N 值 (\bar{N}_{CH})，或粘質土層(塑性指數 $PI \geq 20$) 的平均不排水剪力強度 (\bar{s}_u)，將地盤劃分為三類(表一)。由表一可知，當 $\bar{V}_S > 360$ m/sec 時，歸為第一類地盤(堅實地盤)， $180 \leq \bar{V}_S \leq 360$ m/sec 時歸為第二類地盤(普通地盤)， $\bar{V}_S < 180$ m/sec 時則歸為第三類地盤(軟弱地盤)。此分類法較 NEHRP 2003 年規範簡化，NEHRP 規範將地盤分為六類，並以類別 B ($760 < \bar{V}_S \leq 1500$ m/sec) 為 F_a 放大係數之參考(基準)地盤；而國內新版規範只將地盤分為三類，並以第一類地盤 ($\bar{V}_S > 360$ m/sec) 為 F_a 之參考地盤，二者對參考地盤 \bar{V}_S 之選擇差異很大。因此， F_a 與震度大小之關係也有很大不同。如 NEHRP 規範之地盤類別 E 與國內新版規範之第三類地盤雖同為軟弱地盤，其 $\bar{V}_S < 180$ m/sec，但當震度係數 $S_S = 0.5$ 時，NEHRP 規範及國內規範之 F_a 值即分別等於 1.7 及 1.2，相差 42%。所以，屆時應用國內規範之 F_a 值來考慮不同地盤之場址效應時，參考(基準)地盤條件一定要符合第一類地盤(堅實地盤) \bar{V}_S 之定義。由於目前台灣對於測站的場址特性並無完整的參考資料，因此不論 S_S 或由“硬地盤”加速度衰減律推得之 PGA 值，其結果為各場址之平均結果，場址特性較接近第一類及第二類地盤之間(簡文郁等, 2004)，應用時值得注意！

三、頻率相依等值線性(FDEL)地盤反應分析模式

本節將驗證及建議一適用於軟弱、深厚土層之地盤反應分析模式。另外，在 2.2 節已就液化分析最大地表加速度之三決定方法做了說明。第一個利用軟弱地盤加速度衰減律推求的方法由於可信度不足，目前暫不可行。第三個利用規範條文之規定內插取值的方式雖然簡便、快速，但有效最大加速度 EPA 與最大加速度 PGA 畢竟有所差異，且過於簡化的地盤分類也很難涵蓋土層個別性質的變化。因此，若場址有較充足之地質資料，可資以進行特定場址之地盤反應分析，其結果是較可靠的。

3.1 慣用地盤反應分析模式及問題探討

目前工程實務上最常使用，且可信度經驗證頗獲信賴之地盤反應分析程式首推 SHAKE(Schnabel et al.,1972)，其假設地盤為由水平無限延伸之層狀均質土壤所構成，受震時水平運動乃由垂直地表往上傳遞之水平剪力波所引致(即一維波傳模式)。該程式利用等值線性(equivalent linearization)分析技巧，在給定控制運動(control motion) 的情況下，可求得地盤任何一個位置之地震歷時。若場址附近有岩盤露頭或基盤之地震歷時可作為控制運動，則可馬上進行卷積分析(convolution analysis)，求得土層地表之運動；但若場址附近只有軟弱地盤之地震紀錄，則須先將該地震反卷積至基盤或較堅實之土層做為控制運動，再進行卷積分析，以求取軟弱土層地表之運動，此情況對具有深厚土層之嘉南平原而言特別適用。

一般而言，利用 SHAKE 程式進行卷積分析時並無數值上之收斂問題，但在進行反卷積分析時，由於土壤之遲滯阻尼機制(阻尼比與震動頻率無關)，產生高頻放大現象，使得軟弱、深厚土層在強震作用下，分析結果往往不甚合理甚或發散。Schnabel et al.(1972)採用切除頻率(cut-off frequency)的方式來解決這個問題，但是如何選擇適當的切除頻率，並無定量式的準則，須憑經驗或試誤法以求得合理的分析結果。若切除頻率過高，則分析結果可能仍含有很多的高頻振動；反之，若切除頻率過低，則可能將土層的主要振動模態切除而扭曲分析結果。因此，尋求一個合理的解決方案，是進行軟弱地盤之受震反應分析時，首須克服的問題。

3.2 FDEL 分析模式簡介

土壤為高度非線性材料，剪應力—剪應變呈非線性關係。受震時，剪力模數 G 隨剪應變 γ 增大而漸減，阻尼比 ζ 隨剪應變 γ 增加而遞增。SHAKE 程式利用等值線性分析方法，藉由等值剪應變 $\gamma_e (=0.65\gamma_{max}, \gamma_{max}$ 為剪應變時間歷時之最大剪應變)所對應之等值剪力模數 G 及阻尼比 ζ 來進行迭代分析，當所有土層連續二次計算所得之 G 及 ζ 之差值均收斂至容許範圍時，分析即可終止。但軟弱或深厚地盤在強震作用下，剪應變 γ 變大，阻尼比 ζ 亦大，由於遲滯阻尼與頻率無關的機制，在高頻時，阻尼比 ζ 有高估的現象，因此導致反卷積分析時其轉換函數(transfer function)在高頻處會趨近於無窮大，而使得分析結果常不盡合理或發散。

為解決上述問題，基於地盤受震之剪應變時間歷時 $\gamma(t)$ 及剪應變振幅深受頻率含量及頻率大小之影響，Sugito et al.(1994)因此假設影響地盤受震反應之剪力模數 G 與阻尼比 ζ 亦與頻率 ω 有關，即二者分別為 $G(\omega)$ 及 $\zeta(\omega)$ ，但 G 及 ζ 係由等值剪應變推求，所以 Sugito et al.(1994)乃據此定義了一與頻率相依(frequency-dependent)之等值剪應變 $\gamma_f(\omega)$ ：

$$\gamma_f(\omega) = C\gamma_{\max} \frac{F_\gamma(\omega)}{F_{\gamma_{\max}}} \quad (6)$$

式中 C =常數， γ_{\max} =最大剪應變， $F_\gamma(\omega)$ =剪應變之富氏振幅譜(Fourier amplitude spectrum)， $F_{\gamma_{\max}}=F_\gamma(\omega)$ 之最大值。上式說明控制 G 及 ζ 值之等值剪應變乃正比於頻率域中之剪應變富氏振幅譜值。常數 C 控制整個頻率軸之均勻等值應變，根據 Idriss & Sun(1992)之研究， C 值與強震延時有關，可由地震規模 M 推估：

$$C = \frac{M-1}{10} \quad (7)$$

當 $C=0.65$ 及 $F_\gamma(\omega)/F_{\gamma_{\max}}=1.0$ 時，式(6)便相當於 SHAKE 模式中與頻率無關之等值剪應變 γ_e 。如此由 $\gamma_f(\omega)$ 推求 $G(\omega)$ 及 $\zeta(\omega)$ 以進行迭代分析之模式稱為頻率相依等值線性模式(Frequency-Dependent Equivalent Linearized technique)，簡稱 FDEL 模式。

FDEL 模式之分析流程如圖九所示，其收斂判斷可分成三個頻率區間各別計算：(1)低頻區間(1Hz 以下)；(2)中頻區間(1~5Hz)；(3)高頻區間(5Hz 以上)。每一次分析均個別計算三個頻率區間之 $G(\omega)$ 及 $\zeta(\omega)$ 與前次分析相對差值百分比之平均值，直至滿足收斂準則為止。若固定容許差值百分比為 5%，在一般情況下迭代 5~10 次即可收斂，與 SHAKE 模式相當。此處將收斂判斷分成三個頻率區間，主要係考慮下列地動特性：

- (1) 低頻區間(小於 1Hz)：低應變振幅及長波長(線性反應區間)。
- (2) 中頻區間(1~5Hz)：大應變振幅及大的非線性效應(非線性反應區間)。
- (3) 高頻區間(大於 5Hz)：低應變振幅及短波長(大的阻尼效應，以及線性或非線性反應區間)。

3.3 FDEL 分析模式驗證

為了解 FDEL 分析模式之有效性及合理性，現利用羅東大比例尺模型地震試驗計畫(Large Scale Seismic Test, LSST)之一案例進行分析及驗證，並與 SHAKE 模式之分析結果作對比。羅東 LSST 計畫係台灣電力公司與美國電力研究所合作之土壤-結構互制作用現地試驗計畫，基地位於羅東鎮西南郊之順安變電所內，分別建有四分之一及十二分之一比例尺之核能廠圍阻體模型各一，以及密集之地震儀陣列，用以收集強震時圍阻體及周圍土壤之反應，如圖十所示。該試驗場址屬於軟弱沖積地盤，土層主要由粉質砂土、砂質粉土、粘質粉土及薄層礫石質砂之互層等所構成(Yoshida et al., 1998)，地質剖面如圖十一所示，剪力波速 V_s 約從地表之 100m/sec 漸增至 50m 深之 280m/sec，由 V_s 可計算土層之最大剪力模數 G_{\max} 。至於剪力模數 G 及阻尼比 ζ 隨剪應變 γ 變化之關係(G/G_{\max} vs. γ 及 ζ vs. γ)則採用 Seed & Idriss(1970)對於砂質及粘質土壤所建議之平均曲線。

羅東 LSST 試驗場址設置有表面式及沉埋式兩種地震儀，圖十中 DHA 代表近域陣列，DHB 代表遠域陣列，均有位於地表及地表下 6m、11m、17m 及 47m 之地震儀。1986 年 5 月發生一地震規模 $M=6.5$ 之強震，震源深度 15.82 公里，震央與場址距離 66.2 公里，屬遠距離之淺源地震。DHB 遠域陣列所記錄到之 EW 及 NS 二方向之地表及前述各深度加速度歷時分別如圖十二及十三所示，地表之最大加速度為 0.157g 及 0.207g。現利用地表加速度紀錄當控制運動，根據前述地質資料及土壤動力性質，分別以 FDEL 及 SHAKE 模式進行反卷積分析，分析深度至地表下 60m(50~60m 間之剪力波速 V_s 設為 280m/sec)，等值剪應變計算式之常數 C 值採用式(5)之 $(6.5-1)/10=0.55$ ，而 SHAKE 分析時，EW 及 NS 二方向之切除頻率 f_c 分別使用 10Hz 及 15Hz，FDEL 分析則不採用切除頻率。各深度分析所得之

加速度歷時亦示於圖十二及十三中，以資以和實測下孔紀錄作對比。EW 及 NS 二方向最大加速度(PGA)之比較則示如圖十四、圖十五及表七中。在反應譜方面，EW 方向各深度分析所得之加速度反應譜值的比較如圖十六，而 NS 方向的比較如圖十七所示。

由上述分析結果與實測紀錄之對比可知，在 6m、11m 及 17m 深度處，二模式分析所得之加速度歷時波形及最大加速度 PGA 值均與實測紀錄很接近，但 SHAKE 模式分析所得者之高頻含量明顯隨深度之增加而漸趨顯著，而 FDEL 模式則無此現象。至 47m 深度時，SHAKE 模式之分析結果已因高頻放大現象而完全不合理，EW 及 NS 二方向之實測 PGA 值分別為 0.081g 及 0.099g，但 SHAKE 分析則達 1.177g 及 0.428g，差異達 15 倍及 4 倍；FDEL 模式分析之 PGA 值分別為 0.087g 及 0.053g，EW 方向與實測者極為相近，NS 方向與實測比較雖較小，但僅為局部差異，整體波形仍與實測者很接近。再看 60m 深度處之分析結果，此深度雖無實測紀錄可資對比，但仍可由較淺處實測 PGA 值隨深度變化之趨勢判斷分析結果之合理性。由表七可知，二方向之 PGA 值由 SHAKE 分析所得者更進一步放大為 4.410g 及 0.879g，分析結果嚴重扭曲；而 FDEL 分析所得者則為 0.092g 及 0.064g，對照圖十四及圖十五中 PGA 值隨深度變化之關係，其結果仍頗為合理。

而在反應譜分析結果方面，由圖十六及圖十七的對比也可發現，FDEL 模式分析所得者，雖然並非每個周期所對應之譜值均和實測紀錄之譜值相近，但就整體趨勢而言，仍較 SHAKE 模式分析所得者為佳；尤其當地層深度較深時，FDEL 模式的特點益趨顯著，而 SHAKE 模式分析之譜值已明顯不合理而無法採用。由上述案例分析及比較可知，剪力模數 G 及阻尼比 ζ 與頻率相關之假設雖有待驗證，但此頻率相依之等值線性模式 FDEL 在反卷積分析中卻確實能求得合理之結果，有效地克服了原 SHAKE 模式中，因阻尼機制而導致之高頻放大的不合理或使分析發散的現象，為反卷積地盤反應分析，尤其是對軟弱、深厚地盤之場址效應評估，提供了一實用且可靠之技術。

四、實例應用與探討

本章以嘉南平原一場址為例，先利用場址之地質資料及附近之地震紀錄，進行一特定場址之地盤反應分析，以求取軟弱地盤最大地表加速度(PGA_s)之放大係數。接著根據此分析結果及新版規範方法所決定之最大地表加速度，以日本道路橋規範之液化評估法(新版規範解說所提供之參考方法，即 NJRA 法)，分別進行液化潛能評估，以了解其差異及適用性。

4.1 特定場址地盤反應分析

4.1.1 地盤模型之建立

本實例場址位於嘉南平原一溪流附近，沉積環境複雜，主要為沖積地盤。在深度 90m 範圍內之土層可簡化為七大層(圖十八)，由上而下依序為 7.3m 厚粉質黏土偶夾粉質砂土、3.6m 厚粉質砂土或砂質粉土、4.2m 厚粉質黏土偶夾粉質砂土、13.4m 厚粉質砂土、15.5m 厚砂質粉土、16.3m 厚粉質砂土，及 29.7m 厚砂質粉土夾粉質砂土或粉質粘土。其中黏土層之塑性指數 PI 大多小於 20。此場址共進行 5 孔 60m 深之 SCPTU 試驗、2 孔 60m 深之跨孔震測，及 2 孔 90m 深之 PS 懸盪式速度井測。剪力波速 V_s (m/sec) 隨深度 z (m) 變化之關係如圖十八所示，代表性曲線可以下列迴歸式表示：

$$V_s = 22.6(z + 15.8)^{0.6} \quad (8)$$

V_s 從地表約 120m/sec 隨深度遞增至 90m 深約 370m/sec，此深度之剪力波速值雖與 Seed et al. (1997) 所採用之參考(基準)地盤波速值及一般工程基盤所採用者(如 $V_s = 500$ m/sec) 仍有段差距，但已滿足新版規範對「第一類地盤」(堅實地盤)波速的要求。因此，可以此深度(90m) 作為地盤反應分析之基盤深度，搭配台灣地區目前常用之“硬地盤”加速度衰減律，及地震危害度分析推得之 PGA 值，共同考慮場址效應。另外，根據式(8)及式(1)，圖十八中代表性震測剖面之近地表 30m 土層平均剪力波速 \bar{V}_s 為 171.5m/sec，小於 180m/sec，所以本場址乃屬於規範所定義之「第三類地盤」，亦即，本場址為軟弱地盤。此外，根據土壤動態特性試驗資料，砂土及黏土之正規化剪力模數 G/G_{max} 及阻尼比 ζ 與剪應變 γ 大小之關係如圖十九所示。 G/G_{max} 隨 γ 增大而遞減， ζ 隨 γ 增大而遞增，表現出土壤之非線性行為。由於黏土層之 PI 值不高，所以此場址黏土與砂土之動態特性曲線差異並不大。

4.1.2 輸入運動之選擇

在地震環境方面，本場址位屬嘉南地震帶，屢有災害性地震發生，但場址除受附近活動斷層影響外，也可能受其他遠源地震威脅。由於場址位於軟弱沖積層上，附近並無岩盤，因此進行地盤反應分析時，將先將鄰近場址之軟弱地盤上實測地震紀錄反卷積至堅實地層，再利用卷積分析推求場址最大地表加速度之放大係數。經調查及檢核，鄰近場址 5 公里範圍內地盤條件與場址相同之地震測站共有 3 個，為使動力分析時輸入運動能反映工址所在位置之地震環境(包括震源及路徑效應等)，特別從 3 個測站中篩選了 17 次地震共 27 組加速度歷時(包含 EW 及 NS 方向)，包括 1998 年七一七瑞里地震、1999 年九二一地震及一〇二二嘉義地震等近年來災害性地震。也涵蓋了近震及遠震、淺震及深震、小震及烈震等，地震規模 M 介於 5.03~7.30，測站最大地表加速度 PGA_s 介於 0.02~0.30g 之間。

一般而言，輸入運動之選擇主要有兩種方式。一種為人造模擬地震，即與場址設計反應譜相符(spectrum compatible)之堅實地盤水平地震紀錄；另一種則為與參考(基準)地盤條件相當之地盤地表實測加速度紀錄。地震數目依 NEHRP 2003 年規範(BSSC, 2004)之建議，最

少應有 4 個以上，且應能確切反映場址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。在此情況下，進行地盤反應之卷積分析時，輸入運動之位置應為基盤露頭(outcropping)，而非土層與基盤之交界面。因嘉南平原地質條件較特殊，沖積土層深厚，因此輸入運動之選擇乃有別於前述二方式，而係以前段所述方法行之，因而分析過程也有所差異，如下節所述。

4.1.3 地盤反應分析及 PGA 放大係數之推求

現利用前述場址簡化土層之地質資料、代表性震測剖面(式(8))、圖十九之動態特性曲線，以及所篩選之 27 組 54 筆加速度歷時記錄，採用式(7)由規模 M 所決定之 C 值，以 FDEL 頻率相依等值線性模式進行地盤反應之反卷積分析，至地表下 90m。接著，將 90m 深度處視為參考(基準)基盤，以及後續卷積分析輸入運動之位置，把每筆反卷積分析所得之加速度歷時均正規化至最大加速度 $PGA_B = 0.05g、0.1g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g$ 及 $0.7g$ 等八個不同大小震度，再利用 SHAKE 程式分別進行卷積分析，求取地表加速度歷時反應及最大地表加速度 PGA_S ，以及地表相對於參考基盤之加速度放大係數 $F_{A,B}(=PGA_S/PGA_B)$ ，其流程如圖二十所示。假設 PGA_S 與 $F_{A,B}$ 具對數常態分布，則圖廿一為前述每個震度 54 筆分析結果之統計關係圖，其中加速度放大係數 $F_{A,B}$ 之中值(median)曲線可以下式表示：

$$F_{A,B} = \frac{PGA_S}{PGA_B} = 0.155 + \frac{0.402}{PGA_B + 0.0935} \quad (9)$$

但此處值得注意的是，除非參考(基準)基盤之勁度無窮大，否則基盤與基盤露頭之 PGA 值並不相等，若令其比值為 M_B ，則

$$M_B = \frac{\text{基盤PGA}}{\text{基盤露頭PGA}} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \quad (10)$$

M_B 值主要為參考(基準)地盤與上覆土層之阻抗比及土層阻尼之函數。根據陳立言(1994)之研究及本場址之特性，此處 M_B 值可保守地取為 0.8。因此，地表相對於參考基盤露頭之加速度放大係數 F_A 為：

$$F_A = \frac{PGA_S}{PGA_R} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \frac{PGA_S}{PGA_B} = M_B F_{A,B} = 0.124 + \frac{0.402}{PGA_R + 0.117} \quad (11)$$

此處 F_A 之下標“ A ”係表示放大係數乃直接由 PGA 推求，以與規範條文中由短周期反應譜推求之 F_a (下標為“ a ”)相區別。上式 F_A 與基盤露頭最大加速度 PGA_R 之關係曲線如圖廿一(b)所示。由圖中可很明顯發現，當基盤露頭震度較小時，地表最大加速度明顯被放大，如 $PGA_R=0.05g$ 時，放大係數 F_A 可達 2.5 倍；隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， F_A 值漸減，對本場址而言， F_A 放大與折減之臨界基盤露頭震度約為 0.34g。

圖廿一中也同時展繪 1985 年墨西哥“Mexico City”地震、1989 年及 1994 年美國 Loma Prieta 地震與 Northridge 地震之案例資料，以及 Idriss(1990)針對軟弱地盤所建議之中值曲線關係以資對比。雖然參考(基準)地盤條件有所差異，但本場址之分析結果和案例資料之分布與趨勢倒頗為一致；且本場址參考(基準)地盤之剪力波速較前述國外案例為小，與上覆土層間之阻抗比也較小，因此 PGA_S 及 F_A 中值曲線較 Idriss(1990)所建議者為低，臨界震度較小，也是合理的趨勢。所以，本案例之地盤反應分析結果堪稱合理。此處值得注意的是，若將圖廿一(b)之 F_A 值與新版規範第三類地盤(軟弱地盤)之 F_a 係數(表三)相較，在基盤露頭有

效最大加速度 $EPA_R=0.4S_S$ 關係下，規範之 F_a 值在震度 S_S 較小時，可能偏於不保守，而震度很大時，又可能過於保守，設計時宜作適當考量。

4.2 液化潛能評估

4.2.1 場址地質條件

本場址屬軟弱沖積地盤，地質條件及土層分布已於前節說明。在近地表 20m 深度內除 0~7.3m 及 10.9~15.1m 範圍含有黏土層外，其餘土層大部份為無凝聚性之粉質砂土，地下水位約在地表下 1.6m。本場址共施作 59 個 SPT 鑽孔，近地表 20m 粉質砂土層之 SPT- N 值及細料含量 FC 平均值如圖廿二所示。圖中顯示，此場址近地表之 N 值非常小，細料含量雖高，但不具塑性。因此，有必要針對本場址發生液化損害之可能性進行評估。這裏將採用日本道路橋方法，以規範條文所決定之最大地表加速度，以及地震危害度分析(SHA)結合地盤反應分析(GRA)所求得者分別進行場址液化潛能評估(包含液化機率估計)，並做比較及探討。

4.2.2 地震力(最大地表加速度)分析

首先說明根據規範條文所決定之地震力。經查閱新版規範，場址所在區域之短周期水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_S^M 分別為 0.7 及 0.9，因場址近地表 30m 土層之平均剪力波速 \bar{V}_S 為 171.5m/sec，屬於規範所定義之第三類地盤，所以由表三可知，對應前述二震度係數之 F_a 值分別為 1.1 及 1.0，假設建築物用途係數 $I=1.5$ ，則「設計地震」(回歸期 475 年)及「最大考量地震」(回歸期 2500 年)二情況之地表水平加速度 A 分別等於 0.462g 及 0.540g，如表八所示。另外，根據場址附近 50 公里內震區之地震活動性資料，及下列 Campbell 形式之加速度衰減律公式(以 g 為單位)與模式隨機誤差 E 對數值之標準偏差(簡文郁等, 2004):

$$PGA = f(M, R) = b_1 e^{b_2 M} [R + b_4 \exp(b_5 M)]^{-b_3} \quad (12a)$$

$$\sigma_{\ln E} = 0.68 \quad (12b)$$

式中，PGA 為最大地表加速度， M 為芮氏規模， R 為震源距， $b_1 \sim b_5$ 為迴歸係數，分別為 $b_1=0.00369$ 、 $b_2=1.75377$ 、 $b_3=2.05644$ 、 $b_4=0.12220$ 及 $b_5=0.78315$ 。經由地震危害度分析後，其結果如圖廿三所示。若採用考慮一個標準偏差修正之危害度曲線，則場址對應於 475 年及 2500 年回歸期之“硬地盤”PGA 值分別為 0.275g 及 0.395g。因式(10)迴歸式所採用測站資料之地盤條件接近第一類及第二類地盤之間，與前節本場址地盤反應分析之參考(基準)地盤條件相近，因此圖廿一(b)之 F_A 係數可用來搭配採用式(12)分析所得之危害度 PGA 值(做為基盤露頭震度 PGA_R)，以考慮場址效應，求取地表相應之 PGA 值。

如表九所示，475 年及 2500 年回歸期之 PGA_R 值分別為 0.275g 及 0.395g，根據式(11)，對應之場址放大係數 F_A 分別為 1.150 及 0.909，若建築物用途係數 I 仍使用 1.5，則回歸期 475 年及 2500 年之地表水平加速度 A 分別等於 0.474g 及 0.539g。比較表八及表九可發現，由 SHA 分析所得 475 年回歸期之 PGA_R 雖較規範之 $0.4S_S^D (=EPA_R)$ 為小(小 0.005g)，但因地盤反應分析所求得之 F_A 值較規範所採用之 F_a 值大了 5%，因此由 SHA 和地盤反應分析所推估之 A 值反而較由規範設計地震所決定者大了約 0.012g；2500 年回歸期之 PGA_R 則較規範之 $0.4S_S^M$ 為大(大 0.035g)，但採用之 F_A 則較規範之 F_a 小了約 9%，因此推估之 A 值較由規範最大考量地震所決定者為小，但此處二值恰巧極為接近。整體而言，二回歸期之 PGA_R 一者小於規範對應之 $0.4S_S^D$ ，一者大於規範對應之 $0.4S_S^M$ ；而二 PGA_R 也一者小於本場址放大(折減)效應之臨界震度 0.34g， F_A 值較規範規定者為大(圖廿一(b))，一者大於臨界震度 0.34 g， F_A 值較規範規定者為小。因此，由 SHA 搭配 GRA 所推估之 475 年回歸期地表水平加速度 A 值，反而較規範設計地震所決定者為大，而 2500 年回歸期 A 值，則較規範最

大考量地震所決定者為小，顯示新版規範之 Fa 值對本場址而言，可能不夠保守，或過於保守，視震度而定，分析時值得注意。

4.2.3 液化潛能及損害分析

現在就利用場址之地質資料及前述地震參數 A ，採用日本道路橋規範方法(NJRA 法)，逐孔逐深度評估場址之液化潛能。為了表示整個土層在空間上之液化損害程度，此處採用 Iwasaki et al.(1982)所定義之液化潛能指數 LPI(Liquefaction Potential Index)：

$$LPI = \int_0^{20} F \times W(z) dz \quad (13)$$

式中，當抗液化安全係數 $FS \leq 1.0$ 時， $F=1-FS$ ，當 $FS > 1.0$ 時， $F=0$ ；而 $W(z)=10-0.5z$ (z 為土層深度，單位者為 m)， $W(z)$ 實即液化深度之權重函數，從地表之值 10，線性遞減至 20m 深之值 0，乃基於淺土層之液化現象具有較高之災害潛能。由案例分析結果，LPI 與液化損害程度之關係如表十所示，當 $LPI > 15$ 時，將發生嚴重液化。根據式(13)之定義，可分別計算本場址各鑽孔之 LPI 值，再利用各孔之 LPI 值可進而繪製整個場址之 LPI 等值線。所以，原本 3D 之區域性空間液化嚴重程度可以很方便地以 2D 平面圖形展現。除了 LPI 指數外，土層沉陷量 S_t 也是液化損害程度之一重要指標。在這方面，Ishihara 與 Yoshimine(1992)以日本富士河砂為材料進行大量的室內動態試驗，建議了利用 SPT- N 值(可由相對密度 D_r 推得)及土層抗液化安全係數 FS 估算液化後體積應變量 ε_v 的方式，將其乘以液化土層厚度，即可求得此土層液化後之沈陷量，若將各土層之沈陷量累計後即可求得此地盤液化後之總沈陷量 S_t (cm)，沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係如表十一所示。當 $10 < S_t \leq 30$ 時，結構物將產生中度損壞，當 $30 < S_t \leq 70$ 時，則為廣泛損壞。

4.2.4 液化機率分析

由於液化機率乃風險分析之基礎，所以此處也一併進行場址之液化機率分析。根據黃富國(2008)之研究，液化機率 P_L 可由下列邏輯迴歸(logit regression)式推求：

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp\{-[8.1 - 0.236(N_a)_{72} + 4.0 \ln(CSR_{NJRA})]\}} \quad (14)$$

式中

$$CSR_{NJRA} = \frac{A \sigma_0}{g \sigma'_0} r_d \quad (15)$$

為日本道路橋規範方法(NJRA 法)計算土壤受震所引致之剪應力比的公式。 A 為地表水平加速度，單位為 g ； σ_0 及 σ'_0 分別為土體之總覆土壓力及有效覆土壓力； r_d 為應力折減係數。另外， $(N_a)_{72}$ 為 NJRA 法中經過覆土壓、細料含量及鑽桿能量比 ER 等修正後之 SPT- N 值。此處鑽桿能量比 ER 與土層深度 z 之關係乃採用下列關係式(黃富國，2008)：

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \quad (16)$$

利用以上公式可推估土層中任一具液化潛能土層之液化機率，至於整個鑽孔場址在近地表 20m 深度範圍內之權重液化機率(P_{LW})，則建議利用下式計算：

$$P_{LW} = \frac{\int_0^{20} P_L(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz} \quad (17)$$

式中， $W(z)$ 之定義與式(13)相同。液化機率 P_L 與液化可能性之關係如表十二所示，當 $0.65 \leq P_L < 0.85$ 時，土層非常可能液化；而當 $P_L \geq 0.85$ 時，則幾乎可確定會發生液化(Juang et al., 2002)。

現在以新版規範設計地震為例(地表最大加速度 $A=0.462g$)，說明液化分析結果。圖廿四為整個場址液化潛能指數 LPI、液化後沉陷量 S_i ，以及權重液化機率 P_{LW} 等值線之分布圖，由圖中可知，在設計地震作用下，本場址大部分區域均非常可能產生嚴重液化，並對結構物造成中度至廣泛損害。此結果也可從圖廿五中前述三液化指標分布之直方圖看出，圖中 LPI 之平均值為 20.78， S_i 之平均值為 21.37cm， P_{LW} 之平均值為 0.84。接下來，則以三液化指標之平均值為基準，比較設計地震($A=0.462g$)、最大考量地震($A=0.540g$)、SHA 475 年回歸期地震($A=0.474g$)，以及 SHA 2500 年回歸期地震($A=0.539g$)之分析結果，如圖廿六所示。因土層條件相同，因此地震力大者，三液化指標之平均值也較大；亦即，液化發生之可能性與嚴重程度，以及對結構物造成之損害均隨地震力變大而增大。另外，規範規定，在設計地震與最大考量地震時，容許發生液化，但建築物應採用適當之基礎形式，並檢核液化後之安全性。為減少液化所造成之損害，除可進行地盤改良外，亦可考量各不同深度土層之液化程度，對土壤參數做適當之折減，再進行基礎結構設計。圖廿七為在所述四情況下，利用 NJRA 法分析所得土壤參數折減係數 D_E 平均值之比較，地震力愈大， D_E 值愈小，土壤參數(地盤反力係數)折減愈多，該圖可做為不同深度土層結構設計時之參考。綜合圖廿六及圖廿七之比較可知，利用規範方法所決定之地震力，分析求得之液化損害評估結果，並不見得較保守，設計時宜加注意。

4.3 液化分析最大地表加速度合理性探討

前述分析著重於比較新版規範之條文規定與 SHA 搭配 GRA 分析結果之差異，因此以規範為基準，皆採用用途係數 I 以決定液化分析之最大地表加速度；並且除了考慮設計地震(或 475 年回歸期地震)外，也同時考慮最大考量地震(或 2500 年回歸期地震)。因此，液化分析之地表加速度皆相當大，尤其是最大考量地震(或 2500 年回歸期地震)再考慮用途係數 $I=1.5$ 之情況。就用途係數 I 而言，主要係用以考慮不同重要性“結構物”受震時，其個別韌性需求及性能表現之差異，大於 1 之用途係數其目的乃在於提高結構之降伏強度，減少塑性變形量，但也因此使得採用之地震力(地表加速度)大幅提昇。

為了確保結構物在達致設計性能前地盤不得先發生液化破壞，而一體要求液化分析亦採用考慮用途係數 I 之地表加速度，並採取相應之措施，本無可厚非；但該值係利用考慮場址效應“後”之加速度，以係數 I 直接成比例放大，並未考慮軟弱地盤上是否真能產生如此高之震度值，由於在強烈地震作用下，軟弱地盤受震軟化，高頻震波多被濾除，如此高之地表加速度並不見得合理。因此，NEHRP 2003 年規範(BSSC, 2004)在液化潛能及損害評估相關條文之解說部分，並未建議採用用途係數 I 作液化分析，而且也僅建議採用「設計地震」(或 475 年回歸期地震)決定地表加速度，至於最大考量地震乃用以決定液化分析應採用之地震規模 M ，而非地表加速度(註：NJRA 液化評估法並未將 M 明列為震力參數)。因此，新版規範對液化分析所採用地表水平加速度之規定，仍有探討及修訂之空間！

除上述問題外，從本研究 SHA 搭配 GRA 之分析結果可知，新版規範中短周期譜放大係數 F_a 與地盤種類及震度大小之關係，也值得再進行更廣泛而深入之研究！此對低震度區域之影響尤大。另外，有效最大加速度 EPA 與最大地表加速度 PGA 之差異，也須納入考慮，畢竟各常用之簡化液化評估準則皆是以 PGA 為基礎所建立，採用不同之震力參數，其抗液化安全係數之要並不同！

五、結論與建議

根據前述研究與實例探討，茲歸納數點結論與建議，供工程界參考及應用：

1. 由本研究之分析及驗證可知，頻率相依等值線性模式 (FDEL) 確能有效解決軟弱、深厚地盤在進行反卷積分析時，由於土壤阻尼機制所引致之高頻放大現象，克服了 SHAKE 程式中採用切除頻率而無量化取捨準則之缺點，對從事大量地盤反應之統計分析而言，非常有幫助。本計畫將以此研究成果為基礎，進行後續場址條件與反應譜特性關係之相關研究。
2. 基盤震度較小時，軟弱地盤具有放大震波之作用；基盤震度較大時，由於土壤應力一應變行為之非線性效應，軟弱地盤反而有折減震波之作用。放大與折減效應之臨界基盤震度與土層之種類及參考(基準)地盤條件有關。因此，土壤液化分析時，直接採用經地震危害度分析所得之硬地盤最大地表加速度值並不恰當，合理之地震力必須考慮軟弱地盤之場址效應作適當修正！
3. 參考(基準)地盤條件對場址效應具有很大之影響，該地盤條件應該和地震危害度分析中所採用之“硬地盤”加速度衰減律對應之地盤條件一致。所以，進行反卷積分析時，應達最小地層深度之地盤條件應和所採用加速度衰減律之地盤條件相匹配。此原則可做為地盤反應分析時，決定基盤深度之參考。
4. 利用經驗關係或規範係數決定場址之放大(折減)係數及最大地表加速度雖然簡易、快速，但由本研究實例場址之地盤反應分析結果顯示(圖廿一(b))，此場址之放大係數 F_A 在臨界基盤露頭震度(0.34g)以下時均較新版規範所規定者為大，尤其是震度較小時，差異更多；而 F_A 在臨界震度以上時則均較新版規範所規定者為小，尤其是震度較大時，差異更大。因此規範「設計地震」及「最大考量地震」所決定之地震力，可能較地震危害度分析搭配地盤反應分析所推估者為小，或較大，導致較不保守或過於保守之液化損害評估結果，值得注意。所以，若地質資料許可，直接進行特定場址之地盤反應分析，是考慮具液化潛能土層場址效應之較佳方式！

參考文獻

1. 日本道路協會(1996),「道路橋示方書・同解説, V耐震設計編」。
2. 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。
3. 交通部 (2000),「公路橋梁耐震設計規範」,部頒文號:交技(89)字第 003577 號。
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,台北。
5. 交通部 (2004),「鐵路橋梁耐震設計規範」,部頒文號:交技(93)字第 093013259 號。
6. 交通部高速鐵路工程局(2004),「鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」,國立台灣大學地震工程研究中心,台北。
7. 陳立言(1994),「台北盆地土層放大效應之研究」,台灣大學土木工程研究所博士論文。
8. 黃富國(1996),「土壤液化之危害度分析」,台灣大學土木工程研究所博士論文。
9. 黃富國(2008),“SPT 液化機率及損害評估模式之建立與應用”,中國土木水利工程學刊,第 20 卷,第 2 期,第 155-174 頁。
10. 簡文郁(2004),「考慮特徵地震與地盤特性之震度分析與其在震害評估應用」,國家地震工程研究中心報告。
11. 簡文郁,張毓文,羅俊雄(2004),「早期地震災害潛勢分析」,國家地震工程研究中心九十二年度研究成果報告,NCREE-04-001,第 67-72 頁。
12. 羅俊雄(1992),「台灣地區地震危害度分析及其分析方法研究」,中興工程科技研究發展基金會,SFRDEST R-91-EQ-01-2。
13. Applied Technology Council (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, ATC 3-06 Report, Redwood City, CA.
14. Borcherdt, R.D. (1994). “Estimates of Site-dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification),” *Earthquake Spectra*, 10(4), pp.617-653.
15. Building Seismic Safety Council, BSSC (2004). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450), Part 1 — Provisions and Part 2 — Commentary*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
16. Chang, W. S., Bray, J. D., Gookin, W. B., and Riemer, M. F. (1997). *Seismic Response of Deep Stiff Soil Deposits in the Los Angeles, California Area During the 1994 Northridge Earthquake*, Geotechnical Research Report No. UCB/GT/97-01, University of California, Berkeley.
17. Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R. (1977). “An Effective Stress Model for Liquefaction,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT6, Proc. Paper 13008, June, pp. 517-533.
18. ICBO (1998). “Uniform Building Code,” International Conference of Building Officials.
19. ICC (2003). “2003 ICC International Building Code (IBC),” International Code Council.
20. Idriss, I. M. (1990). “Response of Soft Soil Sites During Earthquakes,” *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed*, pp. 273-289.
21. Idriss, I.M. (1991). “Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites,” *Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pp. 2265-2273.
22. Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1992). *SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits*, Center for Geotech. Modeling, University of California, Davis.
23. Ishihara, K. (1985). “Stability of Natural Deposits During Earthquakes,” *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, CA, Volume 1, pp. 321-376.
24. Ishihara, K., and Yoshimine, M. (1992). “Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes,” *Soils and Foundations*, Vol. 32, No.1, pp.173-188.
25. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K. (1982). “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquake,” *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Southampton, pp. 925-939.
26. Juang, C. H., Jiang, T., and Andrus, R. D. (2002). “Assessing Probability-based Methods for

- Liquefaction Potential Evaluation,” *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol.128, No 7, pp. 580-589.
27. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
 28. Mohraz, B. (1976). “Earthquake Response Spectra for Different Geologic Conditions,” *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, pp. 915-935.
 29. Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
 30. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, Report EERC 70-10. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
 31. Seed, H.B., Murarka, R., Lysmer, J., and Idriss, I.M. (1976a). “Relationships Between Maximum Acceleration, Maximum Velocity, Distance from Source and Local Site Conditions for Moderately Strong Earthquakes,” *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, pp. 1323-1342.
 32. Seed, H.B., Ugas, C., and Lysmer, J. (1976b). “Site-dependant Spectra for Earthquake Resistant Design,” *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, pp. 221-243.
 33. Seed, H. B., Whitman, R. V., Dezfulian, H., Dobry, R., and Idriss, I. M. (1972). “Soil Conditions and Building Damage in 1967 Caracas Earthquake,” *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, Vol.98, No 8, pp. 787-806.
 34. Seed, R. B., Dickenson, S. E., and Mok, C. M. (1991). “Seismic Response Analysis of Soft and Deep Cohesive Sites: A Brief Summary of Recent Findings,” *Proceedings, CALTRANS First Annual Seismic Response Workshop*, Sacramento, California.
 35. Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D. (1997). “Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data,” *Proceedings, Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany, A. A. Balkema Publ., pp. 125-134.
 36. Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., and Riemer, M. F. (2001). “Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation,” *Proceedings, Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn*.
 37. Sugito, M., Goda, H., and Masuda, T. (1994). “Frequency-dependent Equ-linearized Technique for Seismic Response Analysis of Multi-layered Ground,” *Proceedings of JSCE*, No.493/III-27, pp. 49-58 (in Japanese).
 38. Yoshida, N., Iai, S. (1998). “Nonlinear Site Response and its Evaluation and Prediction,” *Proceedings, 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokosuka, Japan, pp. 71-90.
 39. Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder, L. F., Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Laio, S. S. C., Marcuson, III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, II, K. H. (2001). “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils,” *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol.127, No 10, pp. 817-833.

計畫成果自評

本研究已初步達成研究目的，建立及驗證了一特定場址之地盤反應分析模式—頻率相依等值線性模式(Frequency-Dependent Equivalent Linearized technique, FDEL)，該法可有效解決 SHAKE 模式在軟弱、深厚土層中進行反卷積分析(deconvolution analysis)時，因高頻放大現象所引致分析結果不合理，甚或發散的現象，提供了直接根據場址地質資料及強震測站或鄰近區域之地震紀錄，利用地盤反應分析及統計方法，評估軟弱、深厚土層場址之地盤運動一個可行的技術。本研究中也以土壤液化潛能及損害之評估為例，進行案例探討，說明本計畫所建議之 FDEL 場址效應分析模式在工程上之應用。本計畫將以此研究成果為基礎，進行後續場址條件與反應譜特性關係之相關研究。

表一 地盤分類表 (內政部, 2005)

地盤種類	\bar{V}_S (m/sec)	\bar{N} 或 \bar{N}_{CH}	\bar{s}_u (kgf/cm ²)
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_S > 360$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_S \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.51 \leq \bar{s}_u \leq 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_S < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 0.51$

表二 國內三耐震設計規範地盤分類表

地盤種類	建築物規範	鐵路橋梁規範	公路橋梁規範
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_S > 360$	$\bar{V}_S > 270$	$\bar{V}_S > 270$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_S \leq 360$	$180 \leq \bar{V}_S \leq 270$	$180 \leq \bar{V}_S \leq 270$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_S < 180$	$\bar{V}_S < 180$	$\bar{V}_S < 180$

表三 反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a (線性內插求值) (內政部, 2005)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 、 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤 (堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤)	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤 (軟弱地盤)	1.2	1.2 或 1.1	1.1	1.0	1.0

表四 反應譜等速度段之工址放大係數 F_V (線性內插求值) (內政部, 2005)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 、 S_1^M)				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤 (堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤)	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤 (軟弱地盤)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表五 美國 NEHRP 2003 及 IBC 2003 新版規範之地盤分類表
(含近似對應之舊土壤剖面種類 S1 至 S4)

場址類別 或 土壤剖面種類		描述	剪力波速 \overline{V}_S (m/sec) (近地表 30m)	標準貫入試驗 \overline{N} or \overline{N}_{ch} (blows/ft)	不排水剪力 強度 \overline{s}_u (kPa)
S1	A	堅硬岩石	>1500	—	—
	B	岩石	760-1500	—	—
S1 及 S2	C	非常緊密土壤 /軟弱岩石	360-760	>50	>100
	D	堅實土壤	180-360	15-50	50-100
S3 及 S4	E	軟弱土壤	<180	<15	<50
			土層剖面含 3m 以上軟弱黏土(塑性指數 $PI > 20$ ，含水量 $w \geq 40\%$ ，不排水剪力強度 $\overline{s}_u < 25$ kPa)		
S3 及 S4	F	特別土壤 (須要特定場址 評估)	1. 受震時易破壞或坍塌之土壤，如可液化土等。 2. 泥炭土或/且高有機質黏土(土層厚 $H > 3m$)。 3. 非常高塑性黏土($H > 8m$ 且 $PI > 75$)。 4. 非常厚之軟弱或中等堅實黏土($H > 36m$ 且 $\overline{s}_u < 50$ kPa)。		

表六 美國 NEHRP 2003 及 IBC 2003 新版規範之短周期及長周期結構之場址放大係數 F_a 與 F_v (BSSC, 2004 ; ICC, 2003)

(a) 短周期結構之場址放大係數 F_a (線性內插求值)

場址類別或 土壤剖面種類	震區 0.2 秒周期 MCE 水平譜加速度係數				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	(0.9)
F	*	*	*	*	*

(b) 長周期結構之場址放大係數 F_v (線性內插求值)

場址類別或 土壤剖面種類	震區 1 秒周期 MCE 水平譜加速度係數				
	$S_I \leq 0.10$	$S_I = 0.20$	$S_I = 0.30$	$S_I = 0.40$	$S_I \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	(2.4)
F	*	*	*	*	*

(*) 須進行特定場址之地質調查及動態反應分析

表七 FDEL 與 SHAKE 模式分析結果與實測紀錄之比較

深度(m)	最大地盤加速度，PGA(g)					
	EW 方向			NS 方向		
	實測	FDEL	SHAKE	實測	FDEL	SHAKE
0	0.157	0.157	0.157	0.207	0.207	0.207
6	0.153	0.147	0.141	0.138	0.149	0.154
11	0.117	0.130	0.116	0.110	0.111	0.144
17	0.103	0.110	0.086	0.092	0.086	0.131
47	0.081	0.087	1.177	0.099	0.053	0.428
(60)	—	0.092	4.410	—	0.064	0.879

註：1.SHAKE 分析切除頻率 $f_c=10\text{Hz}$ (EW 方向)； $f_c=15\text{Hz}$ (NS 方向)。

2.FDEL 分析不使用切除頻率。

表八 根據新版規範推求之地表水平加速度

參數	S_S^D	F_a	$S_{DS}(=F_a S_S^D)$	$0.4 S_{DS}$	I	設計地震 ($T_r=475$ 年)
						$A=0.4 S_{DS} I$ (g)
值	0.7	1.1	0.77	0.308	1.5	0.462

參數	S_S^M	F_a	$S_{MS}(=F_a S_S^M)$	$0.4 S_{MS}$	I	最大考量地震($T_r=2500$ 年)
						$A=0.4 S_{MS} I$ (g)
值	0.9	1.0	0.90	0.360	1.5	0.540

表九 根據地震危害度分析(SHA)搭配地盤反應分析(GRA)推求之地表水平加速度

參數 回歸期	PGA_R (g)	F_A	PGA_S (g) ($=F_A \cdot PGA_R$)	I	$A=PGA_S I$ (g)
475 年	0.275	1.150	0.316	1.5	0.474
2500 年	0.395	0.909	0.359	1.5	0.539

表十 液化潛能指數 LPI 與液化程度之關係

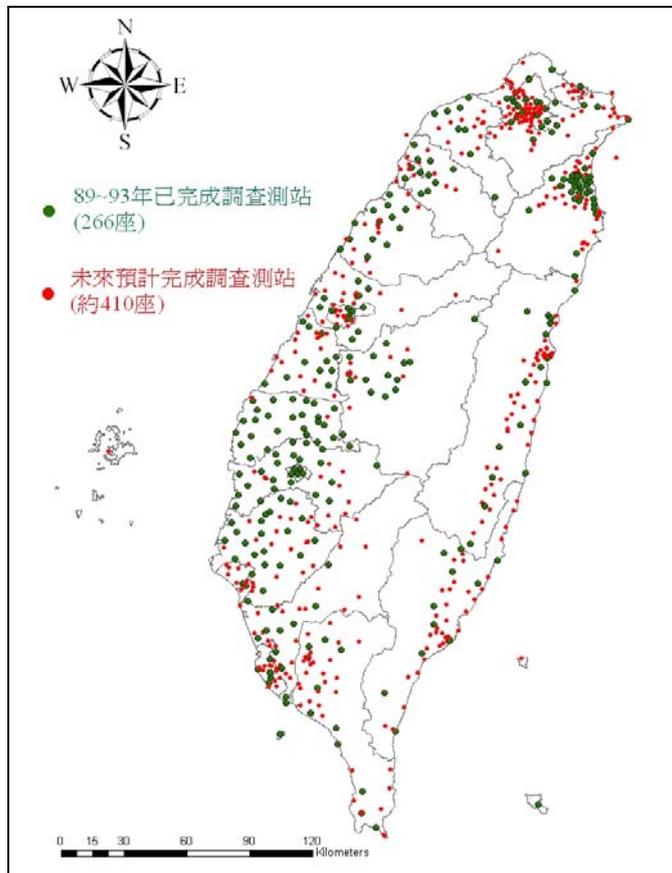
液化潛能指數 LPI	液 化 程 度
0	沒有或極少液化
$0 < LPI \leq 5$	輕 微 液 化
$5 < LPI \leq 15$	中 度 液 化
$LPI > 15$	嚴 重 液 化

表十一 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係

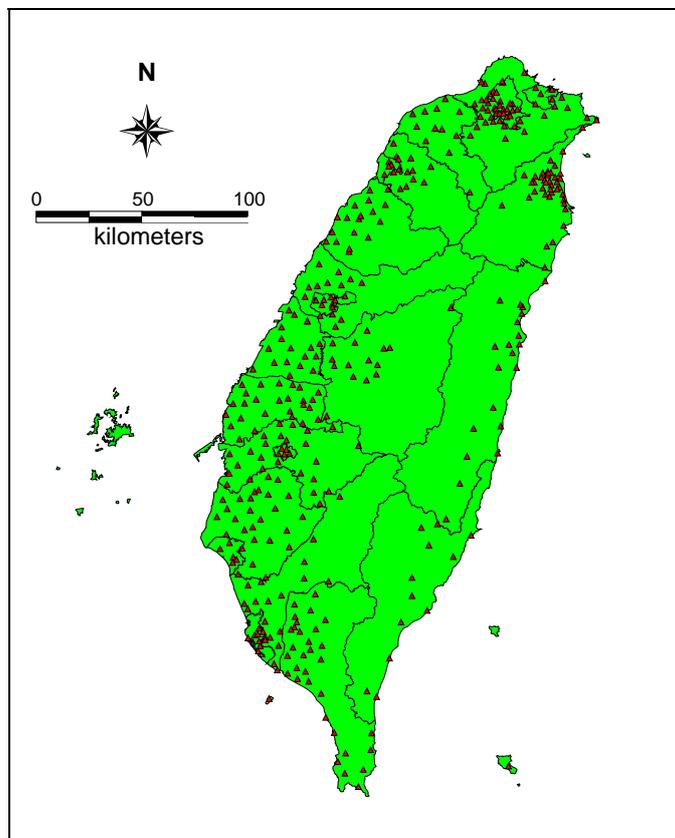
結構損害程度	沈陷量 S_t (cm)	地表損害程度及現象
輕至無損壞	$0 < S_t \leq 10$	輕到無之程度，地表有微細裂縫
中度損壞	$10 < S_t \leq 30$	中度損害，地表有小裂縫，砂滲出
廣泛損壞	$30 < S_t \leq 70$	廣泛損害，地表有大裂縫、噴砂、大位移

表十二 液化可能性分類(Juang et al., 2002)

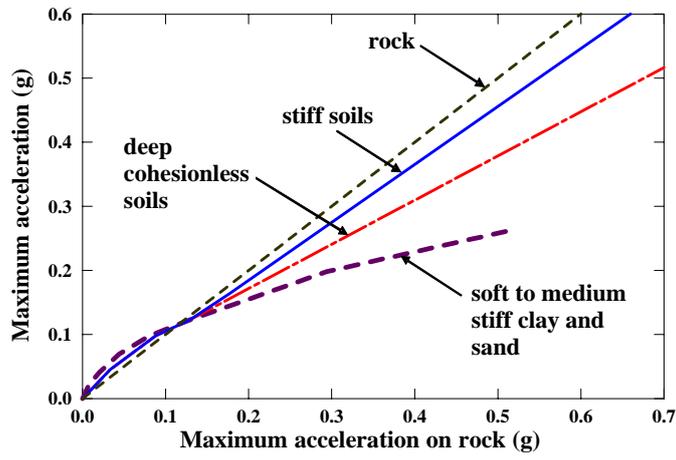
分類	液化機率 P_L	可能性描述
5	$P_L \geq 0.85$	幾乎可確定會液化
4	$0.65 \leq P_L < 0.85$	非常可能液化
3	$0.35 \leq P_L < 0.65$	液化與不液化發生機會相等
2	$0.15 \leq P_L < 0.35$	不太會液化
1	$P_L < 0.15$	幾乎可確定不會液化



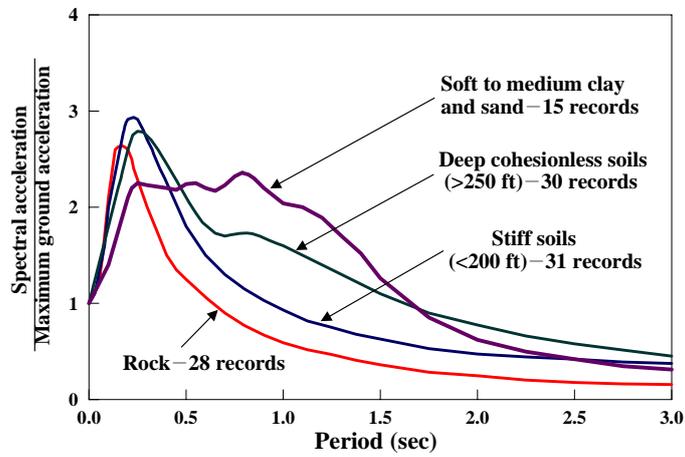
圖一 自由場強震觀測網與地質調查分佈圖



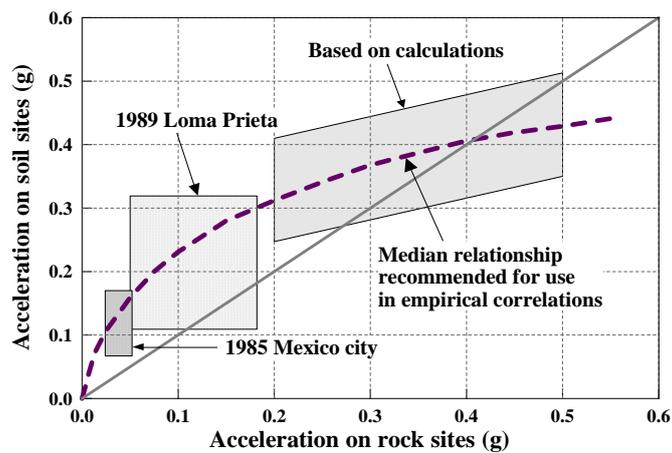
圖二 已完成地質調查之 377 個全國自由場強震儀測站分佈圖



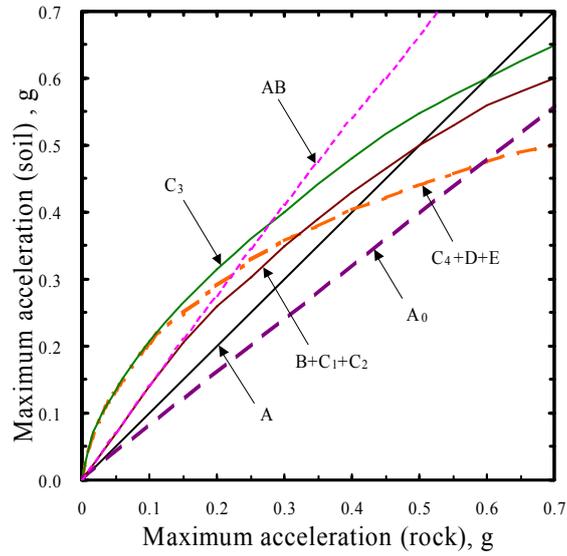
圖三 不同地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係 (Seed et al.,1976a)



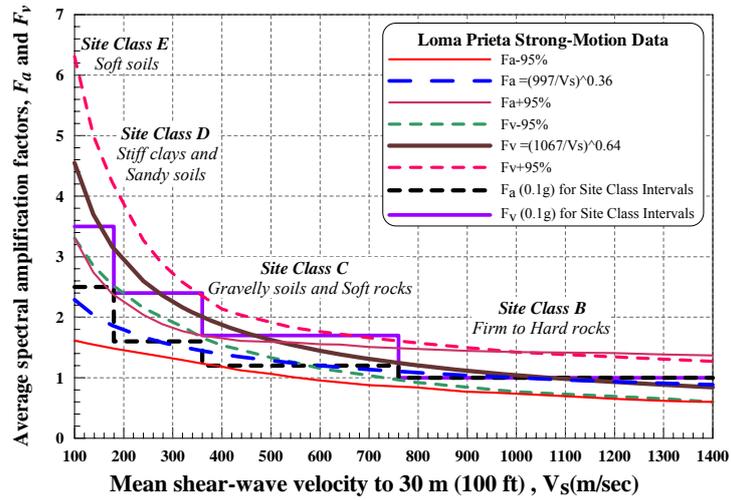
圖四 不同地盤正規化反應譜之比較(Seed et al.,1976b)



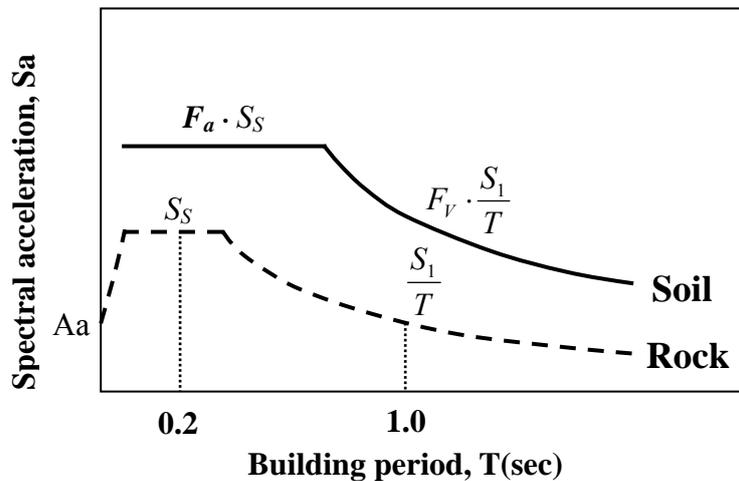
圖五 軟弱地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係 (Idriss, 1990)



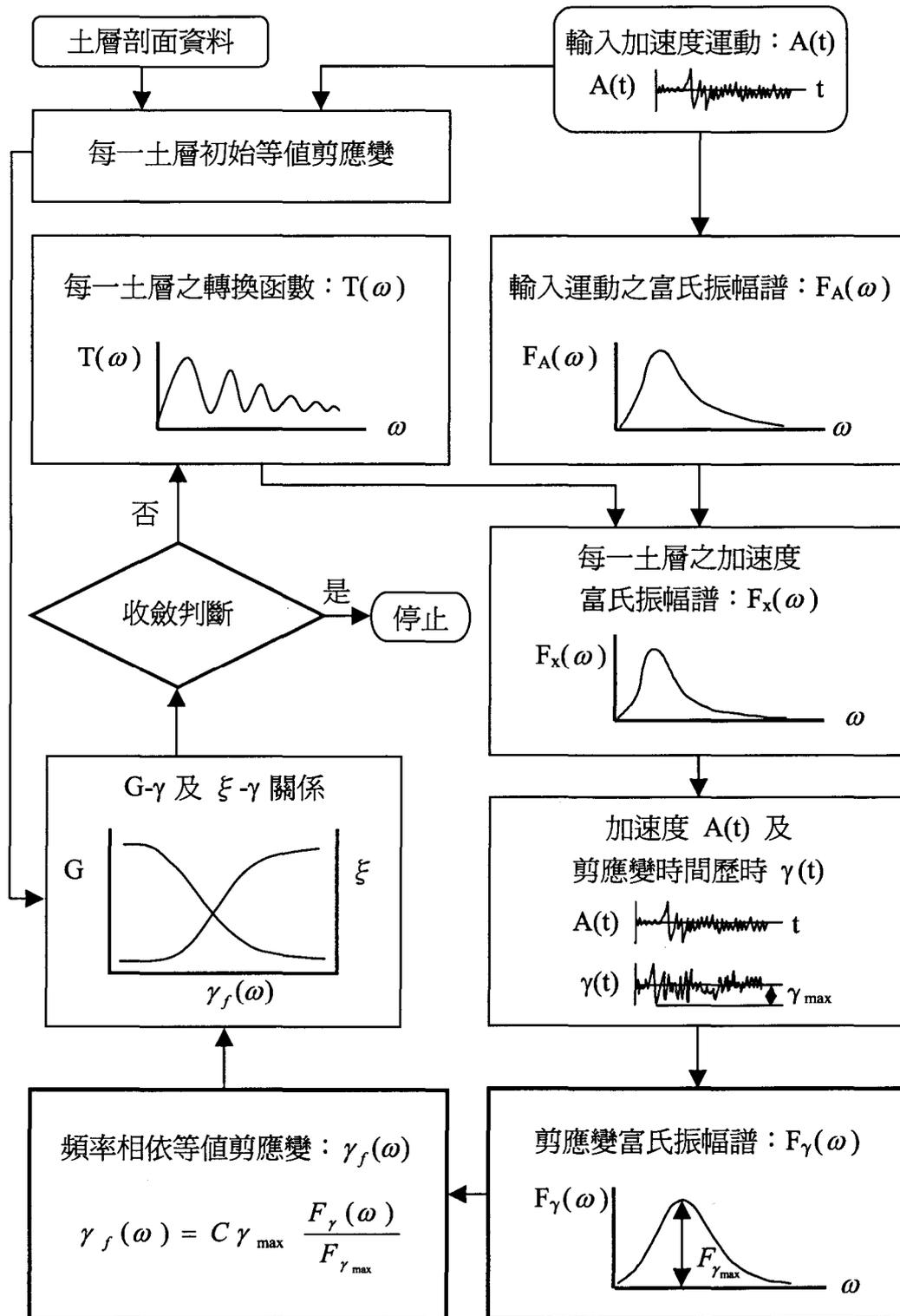
圖六 不同地盤最大地表加速度 (PGA_S) 與鄰近岩盤露頭最大地表加速度 (PGA_R) 之關係(Seed et al., 1997)



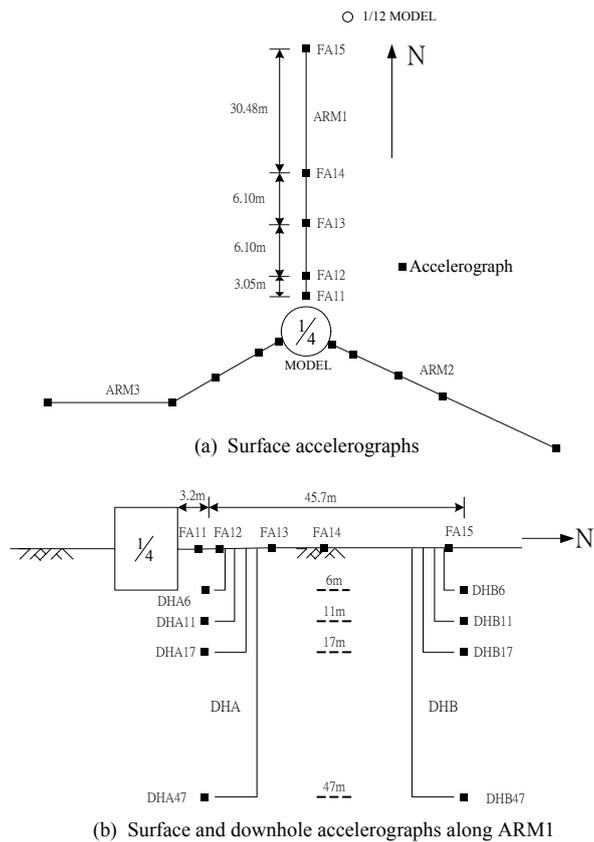
圖七 短周期及長周期之譜放大係數 F_a 及 F_v (Borcherdt,1994)



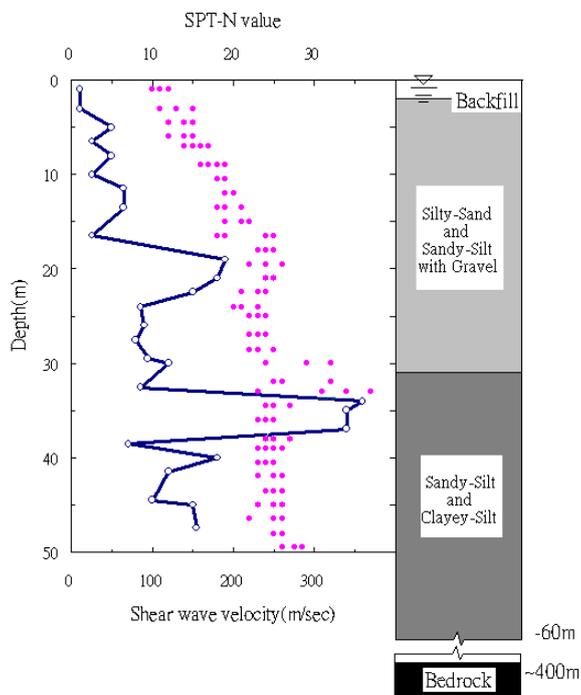
圖八 同時考慮短周期及長周期譜放大效應之設計反應譜



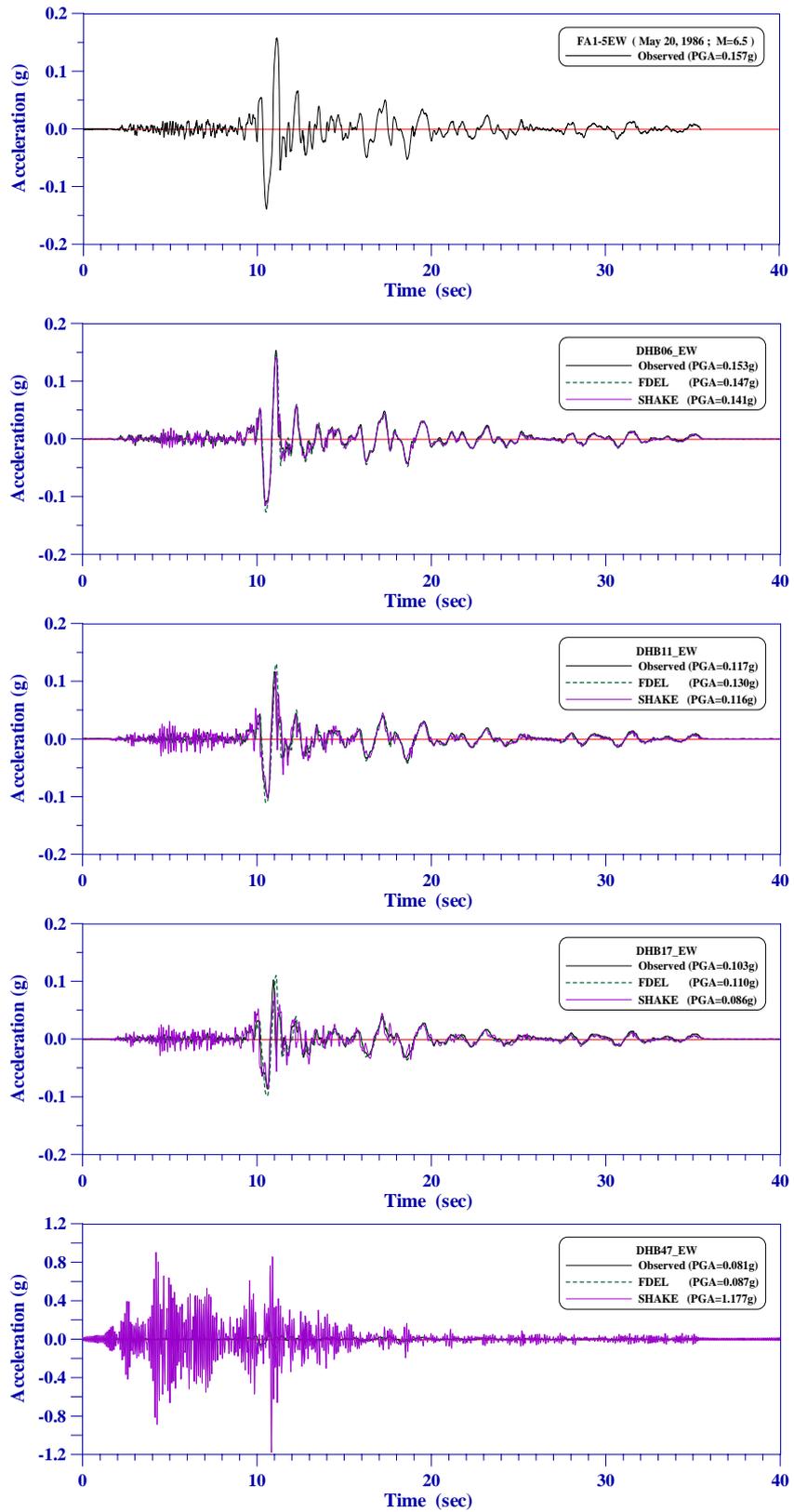
圖九 FDEL 地盤反應分析模式之分析流程



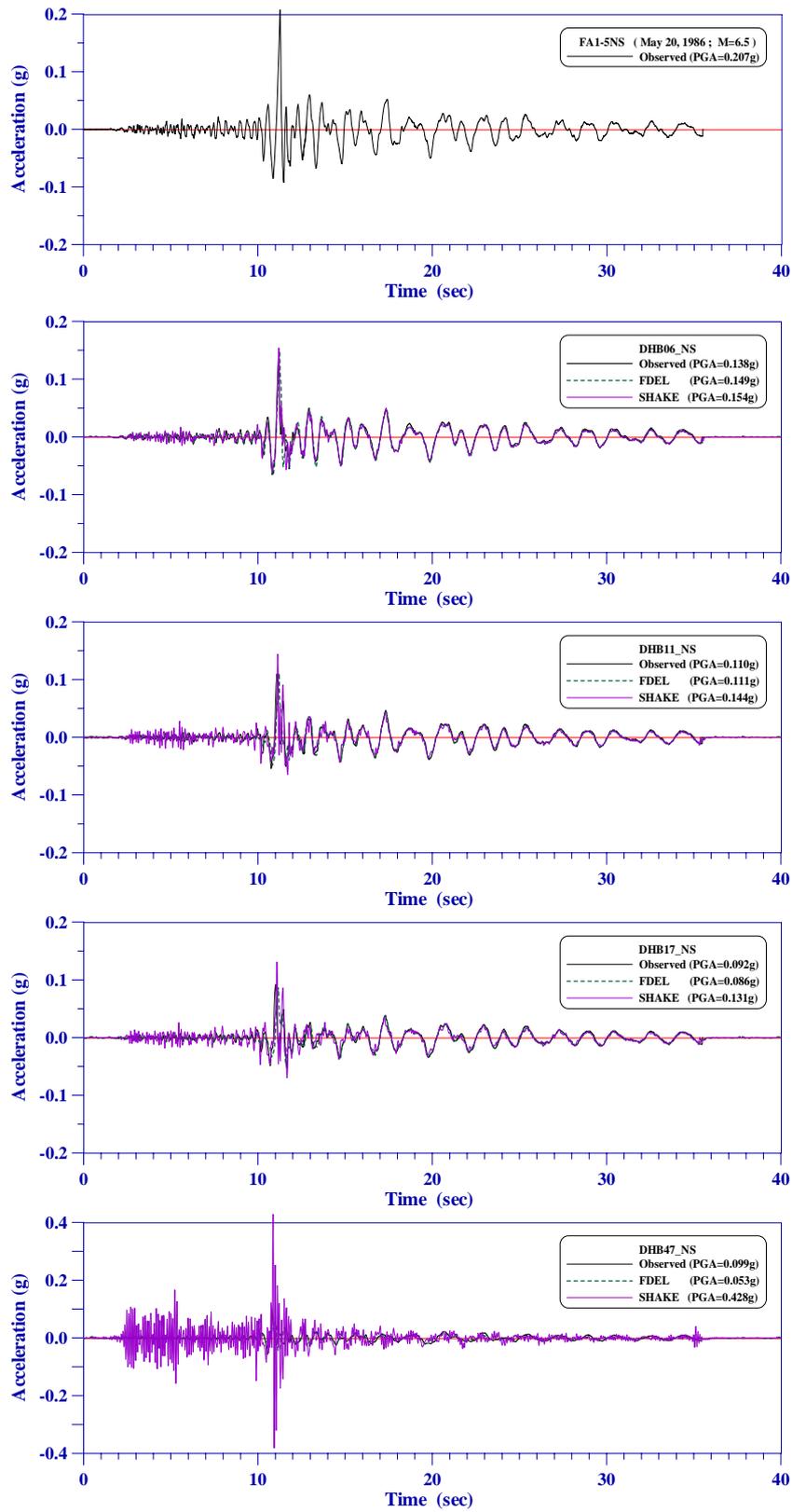
圖十 羅東 LSST 場址圍阻體模型及地震儀陣列配置圖(Yoshida et al., 1998)



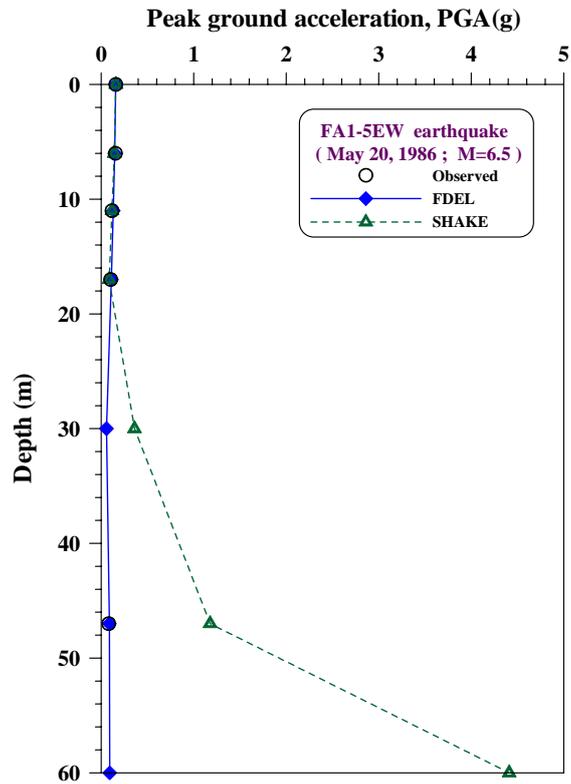
圖十一 羅東 LSST 場址地質剖面圖(Yoshida et al., 1998)



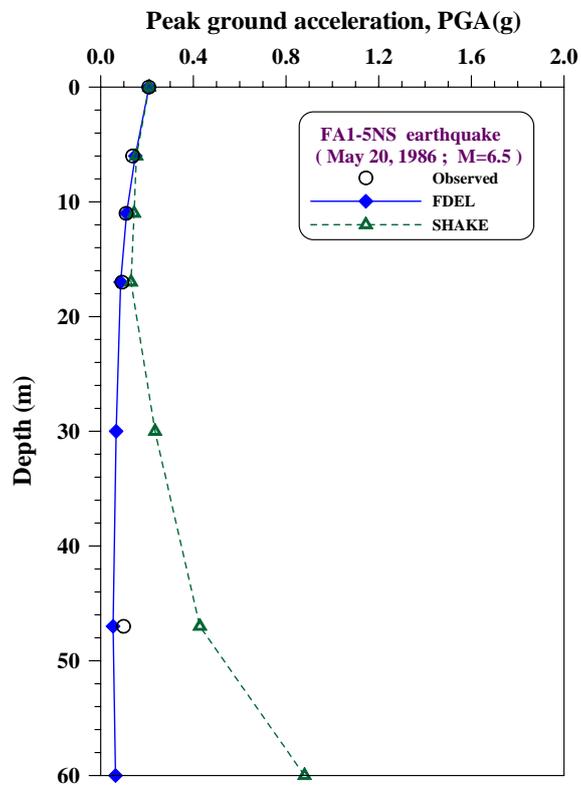
圖十二 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(EW 方向)



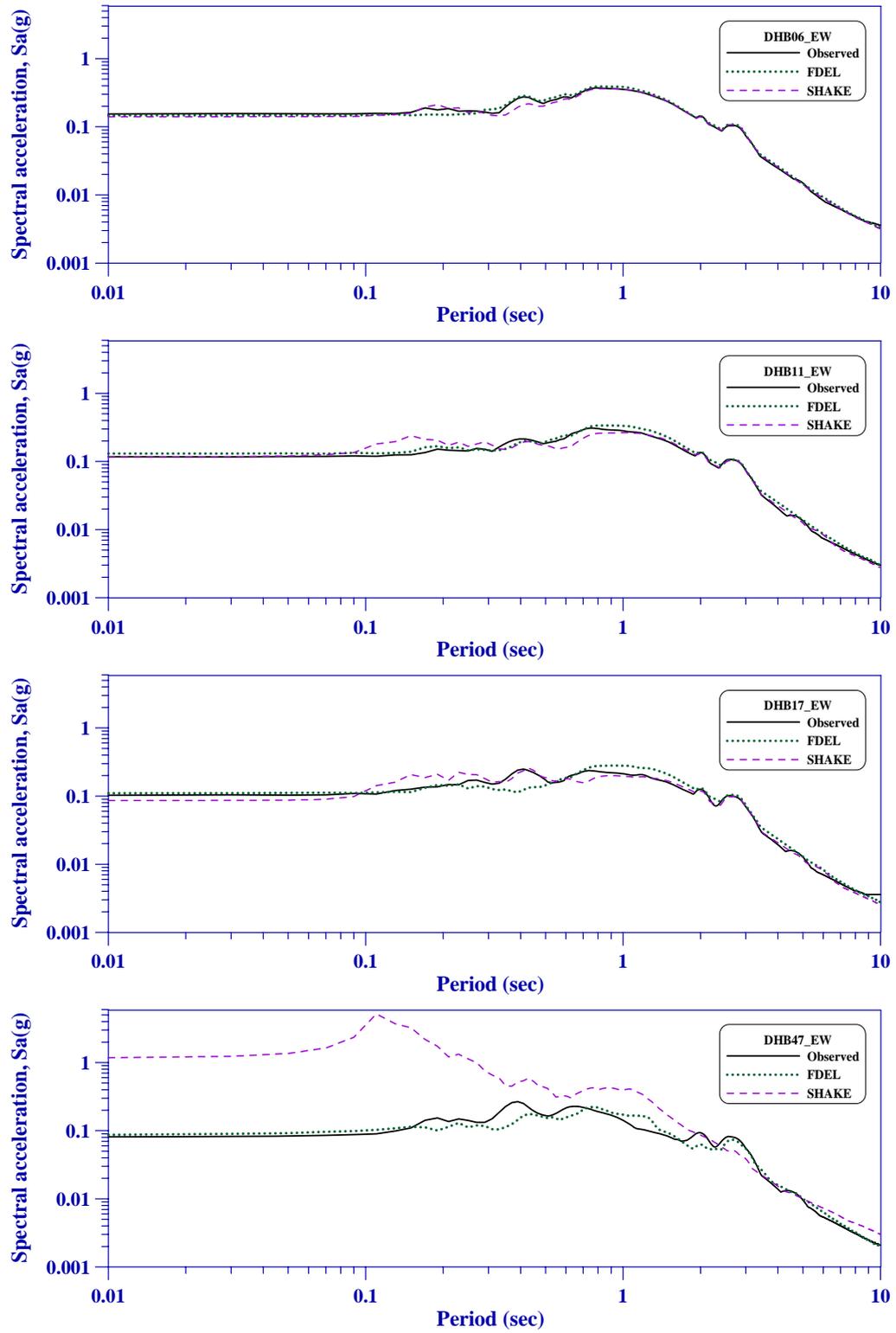
圖十三 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(NS 方向)



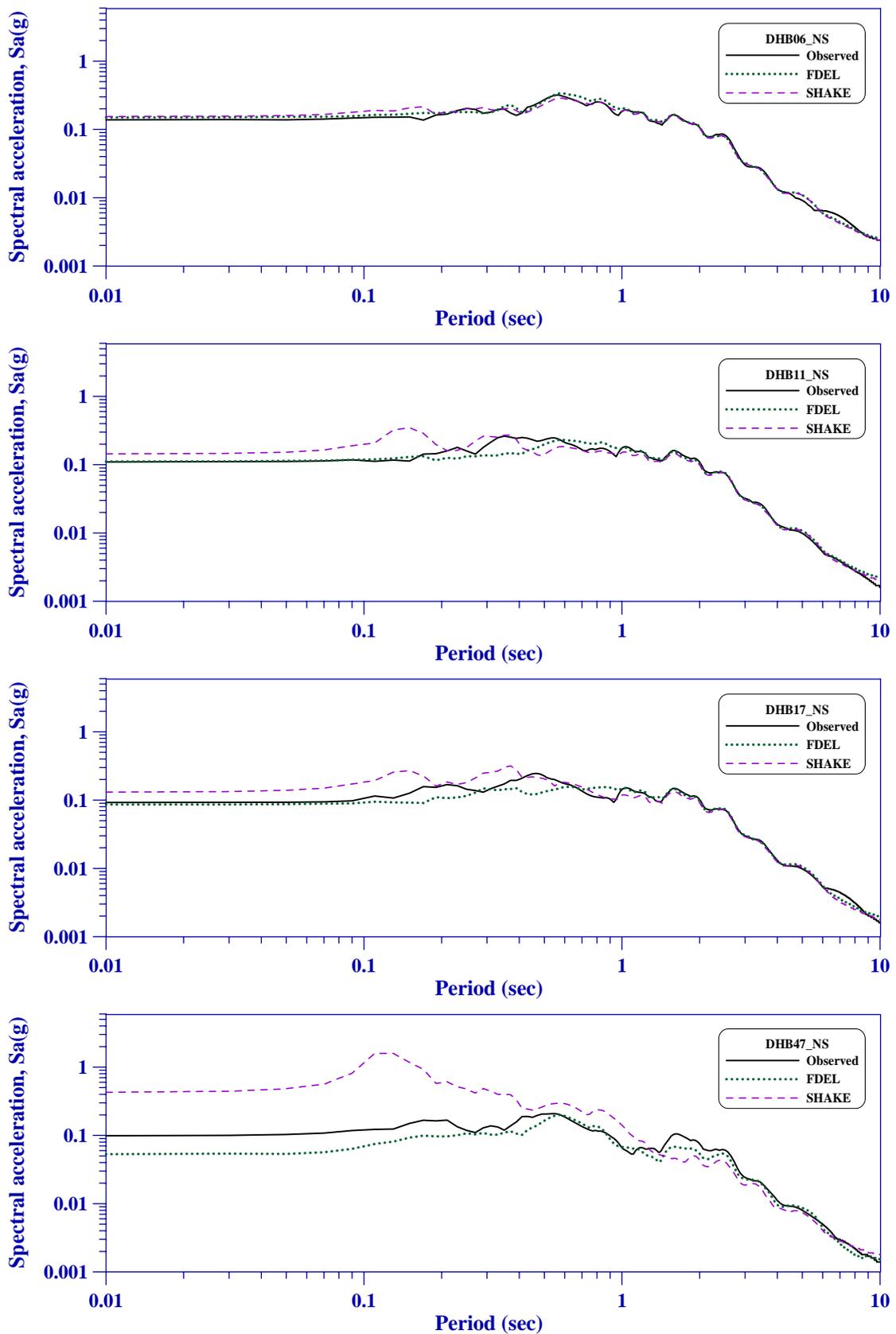
圖十四 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(EW 方向)



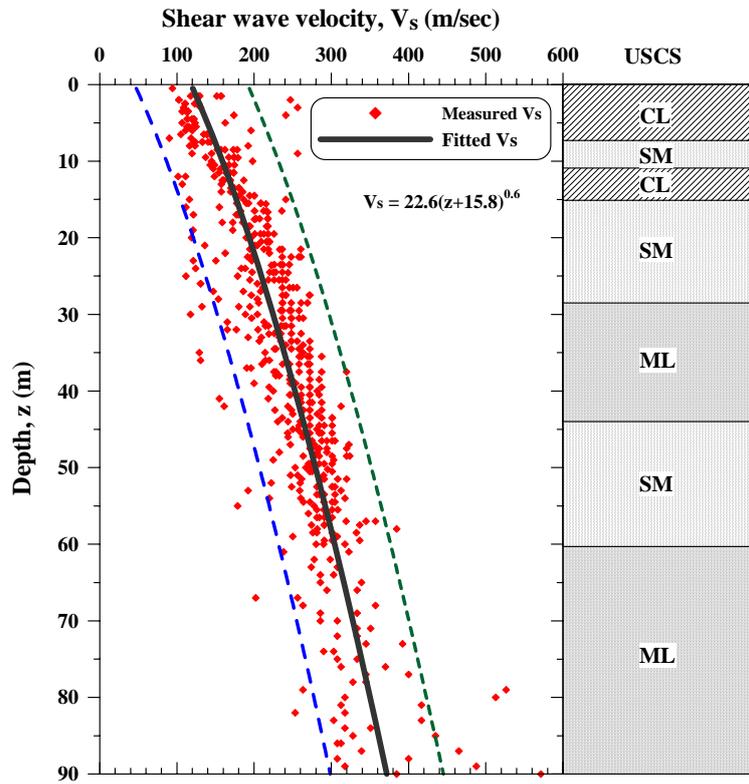
圖十五 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(NS 方向)



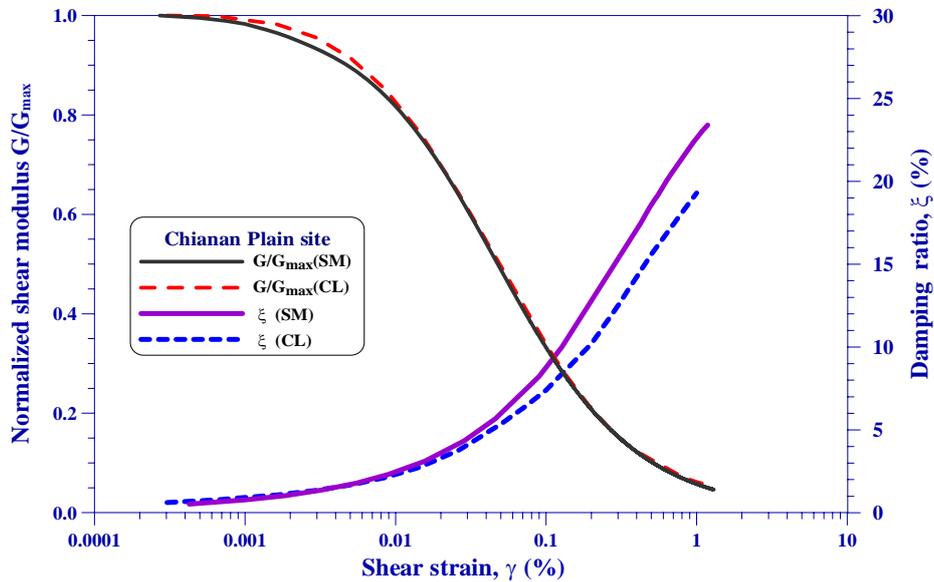
圖十六 羅東 LSST 場址 DHB 陣列各深度分析所得加速度反應譜值之比較(EW 方向)



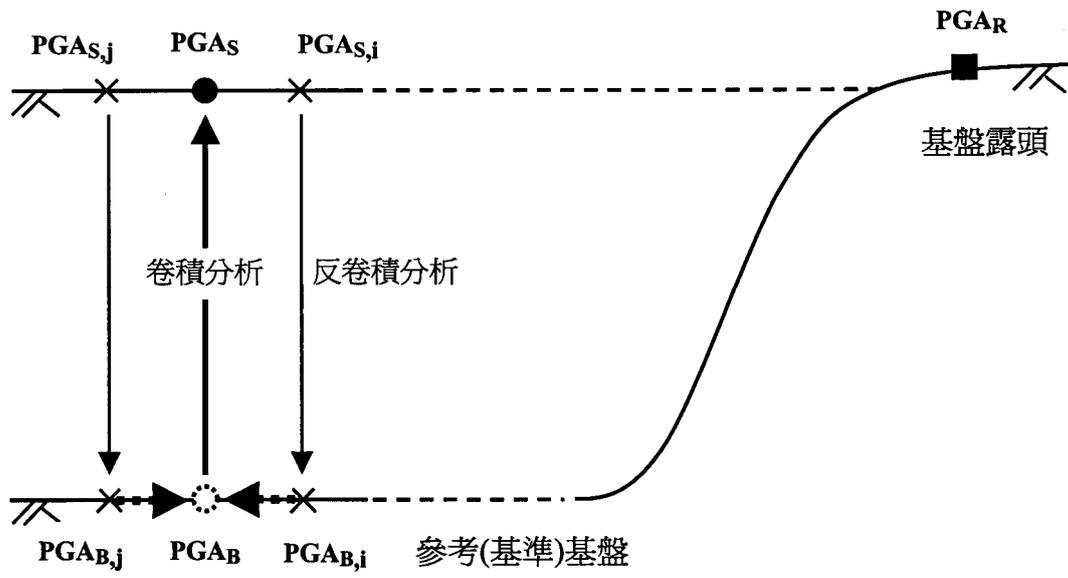
圖十七 羅東 LSST 場址 DHB 陣列各深度分析所得加速度反應譜值之比較(NS 方向)



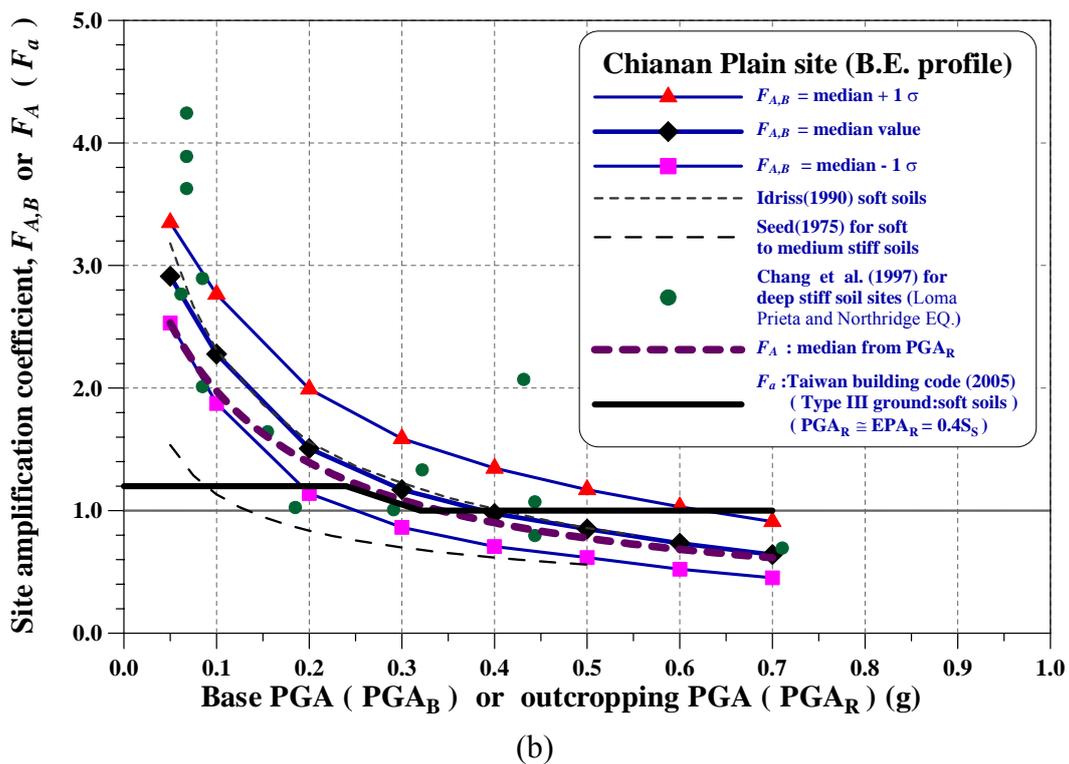
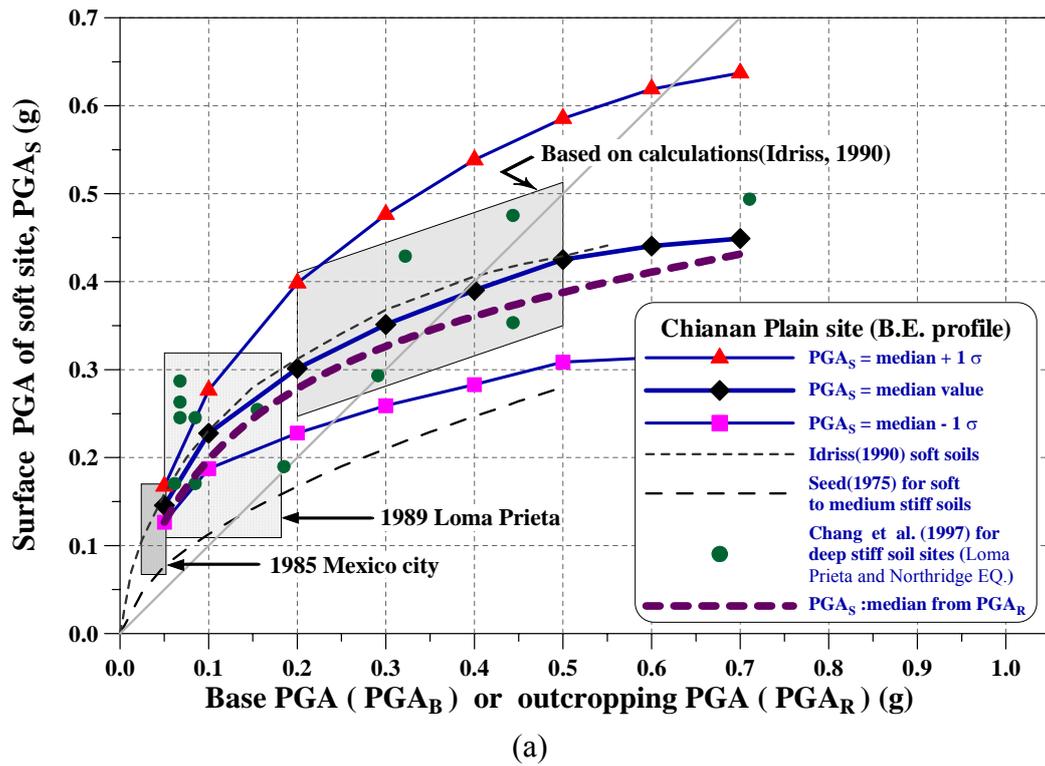
圖十八 實例場址剪力波速 V_s 及簡化土層剖面



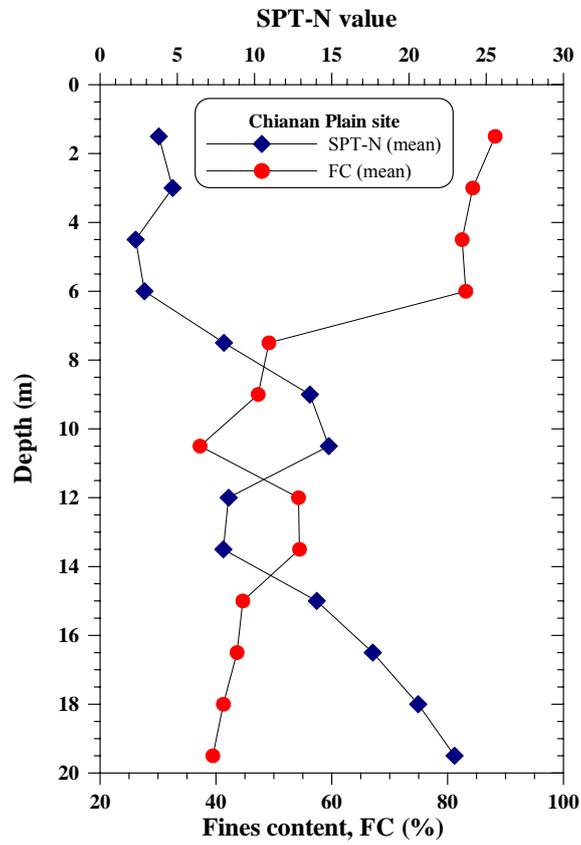
圖十九 實例場址正規化剪力模數及阻尼比與剪應變之關係



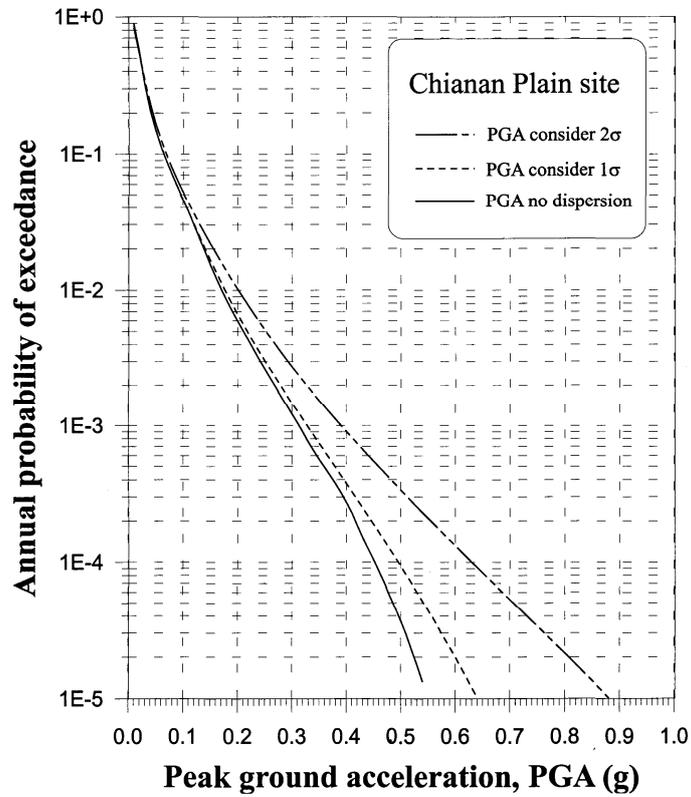
圖二十 地盤反應分析流程



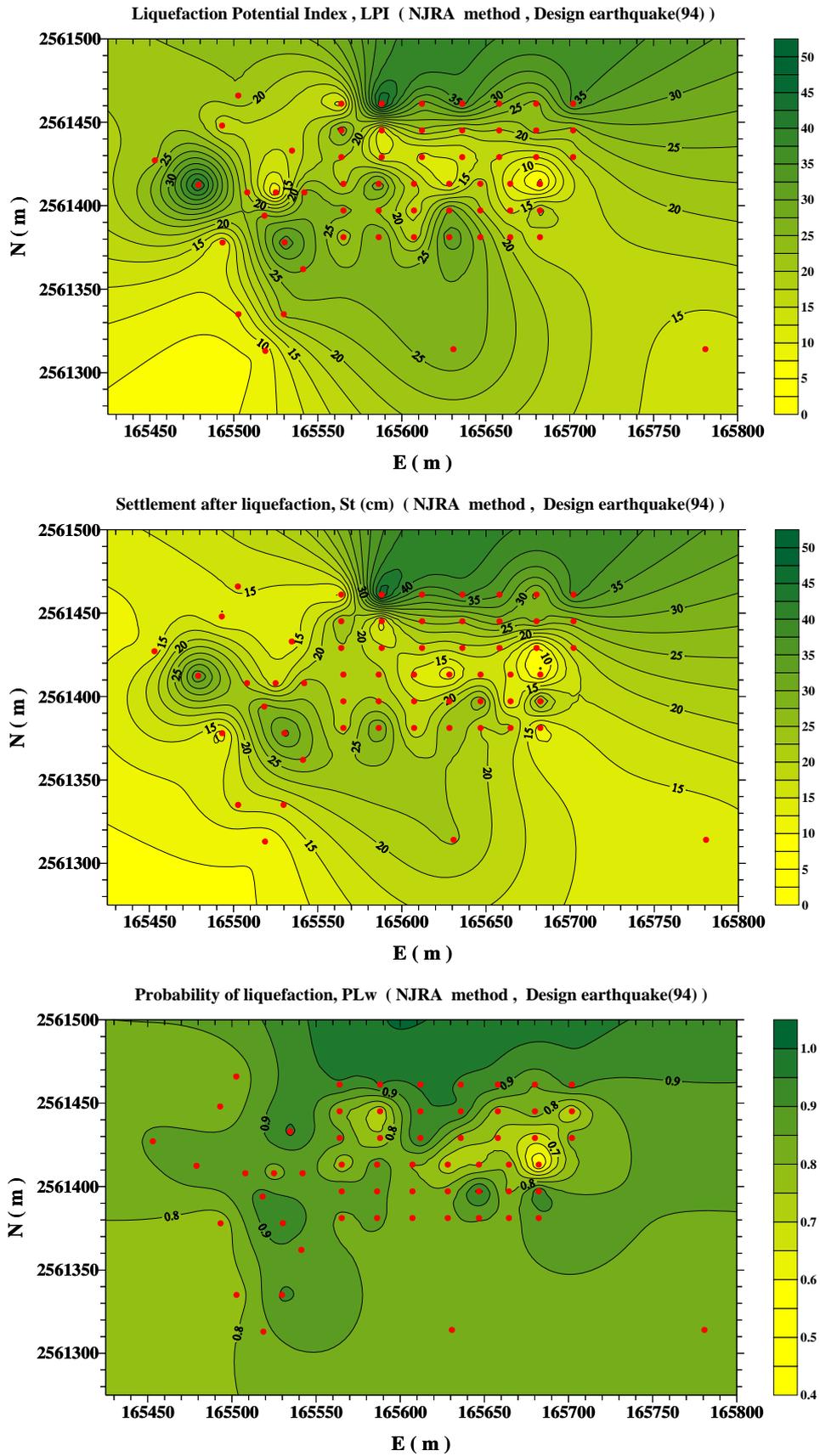
圖廿一 實例場址地表最大加速度(PGA_S)及放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a)與參考(基準)基盤或露頭最大加速度 PGA_B 、 PGA_R 之關係



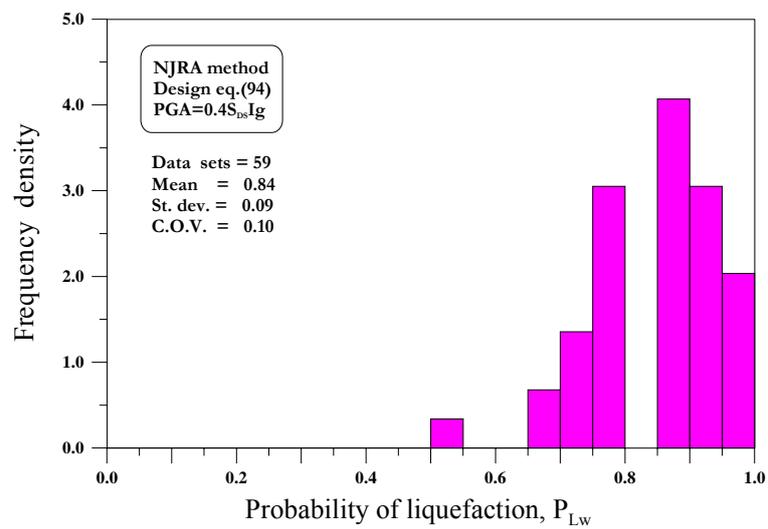
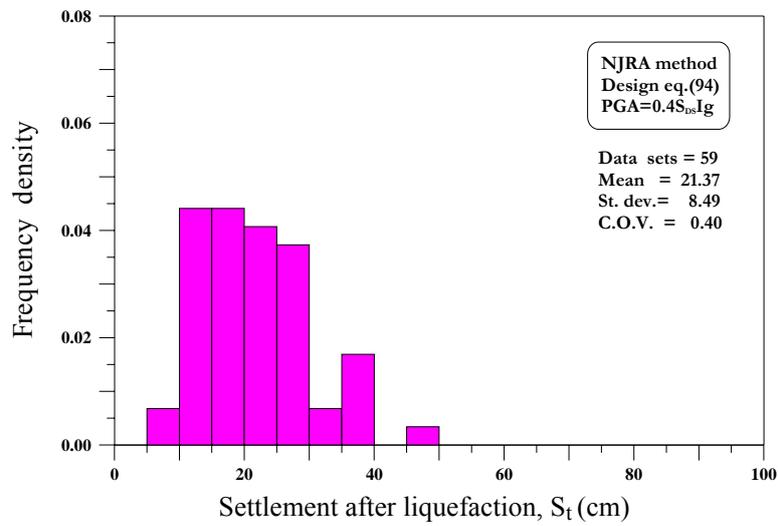
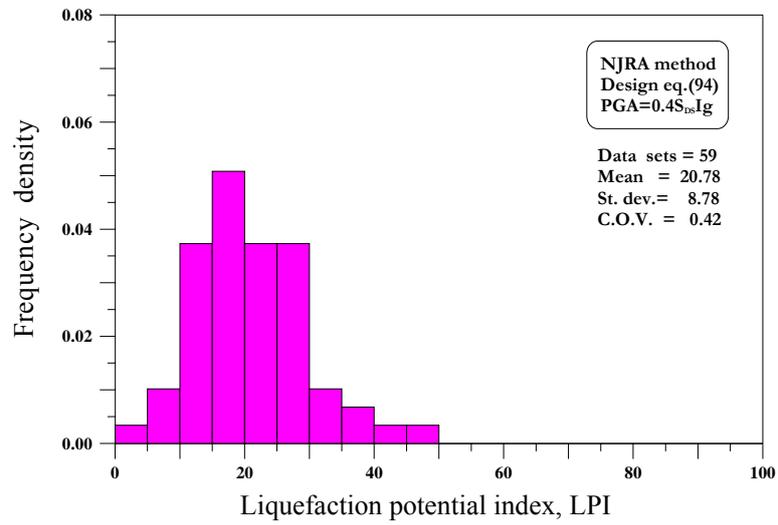
圖廿二 實例場址 SPT-N 值及細料含量 FC 值剖面圖



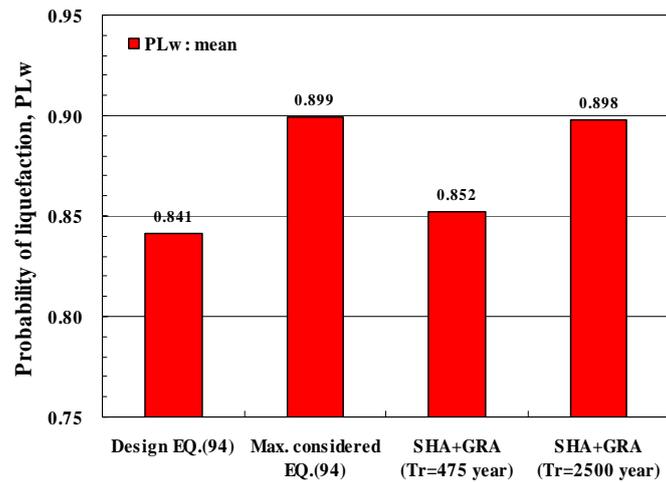
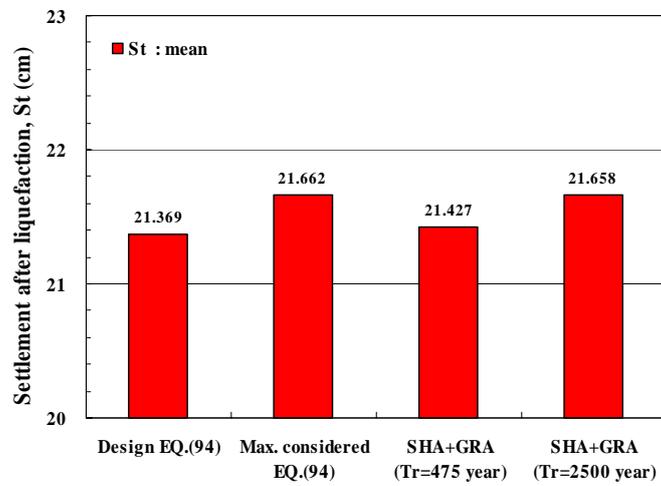
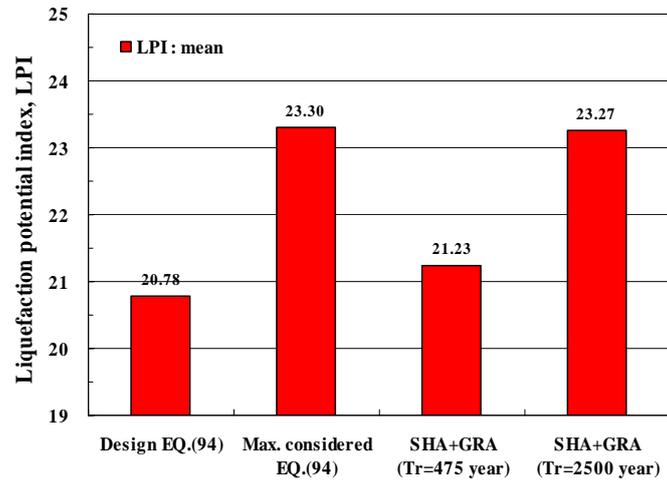
圖廿三 實例場址之地震危害度曲線



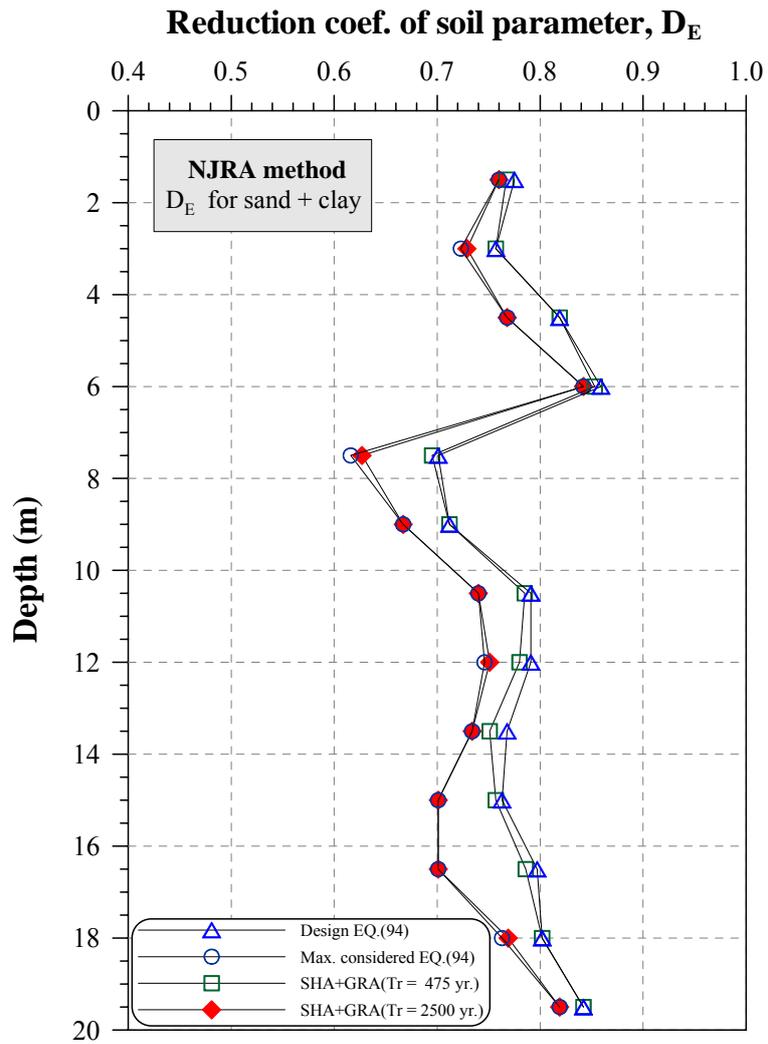
圖廿四 實例場址液化潛能指數、液化後沉陷量、權重液化機率等值線之分布圖



圖廿五 實例場址液化潛能指數、液化後沉陷量、權重液化機率分布之直方圖



圖廿六 對應設計地震、最大考量地震、SHA475 年回歸期地震及 SHA2500 年回歸期地震之三液化指標平均值之比較



圖廿七 對應設計地震、最大考量地震、SHA475 年回歸期地震及 SHA2500 年回歸期地震之土壤參數折減係數 D_E 平均值之比較

附 錄

出席國際學術會議心得報告及發表之論文

行政院國家科學委員會補助國內專家學者出席國際學術會議報告

98 年 7 月 21 日

報 告 人 姓 名	黃 富 國	服 務 機 關 及 職 稱	淡江大學 水環系 副教授
時 間 會 議 地 點	98.5.25~98.5.27 比利時 布魯塞爾	本 會 核 定 補 助 文 號	NSC97-2625-M-032-002-
會 議 名 稱	(中文) 調適性建模及模擬國際研討會(ADMOS 2009) (英文) International Conference on Adaptive Modeling and Simulation (ADMOS 2009)		
發 表 論 文 題 目	(中文) 基於 ANN 之打擊樁可靠度分析 (英文) ANN-based Reliability Analysis for Driven Piles		

一、參加會議經過

此次「International Conference on Adaptive Modeling and Simulation (ADMOS 2009)」在歐盟總部和北約總部所在地—比利時之首都布魯塞爾舉辦，會期自 98 年 5 月 25 日至 27 日，共 3 天。25 日早上為報到及註冊，下午 13:00 為研討會開幕式，及大會專題演講，隨後則開始進行各場次會議，27 日下午舉行閉幕式。而本論文發表時間排在 26 日上午 11:10 - 12:30 的時段。本會議吸引了世界上各地對調適性建模(adaptive modeling)及模擬領域有興趣之學者專家及實務工程師參與，共發表論文 52 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，所發表文章共分十一大類，分別為：

- (a) Verification and validation
- (b) Error estimates (bounds, goal-oriented, space/time)
- (c) Adaptive techniques (h, p, r, model)
- (d) Numerical methods (FEM, BEM, FDM, Meshless, Finite Volumes)
- (e) Meshing and remeshing
- (f) Equation solvers (iterative, parallel, multigrid, preconditioning)
- (g) Optimization
- (h) Inverse identification and parameter identification
- (i) Adaptive design loop, integration with CAD and VR
- (j) Applications (solids, structures, fluids, acoustics, electromagnetics, environmental, multifield, multi-scale)
- (k) Industrial and engineering applications

由以上類別可知，本會議實已廣泛包含各類調適性建模及模擬相關主題，顯示本領域刻正蓬勃發展。

二、與會心得

目前數值模擬技術之發展已達到令人驚訝的程度：科學家和工程師不但使用它作為實驗建模和分析的補充工具，在非常廣泛的各類問題中它也扮演著設計輔助工具的重要角色。但是，使用者經常忘記數值模式所提供的答案常受到誤差的影響。對於如何評估及控制任意模式之數值解的品質問題，到目前為止仍有很大努力的空間；事實上，這也是未來計算力學很大的挑戰之一。調適性方略（adaptive strategies）正與利用最小的計算努力來提供品質控制的技術有關。而此次國際會議「調適性建模及模擬國際研討會（ADMOS 2009）」為討論此方法和技術的一個論壇，因此，參加這次的研討會，可說是收穫頗豐。透過各場演講及研討，對於目前世界上調適性建模及模擬的相關理論及應用，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

由於數值模擬技術刻正蓬勃發展，其在工程上之應用也無遠弗屆，但是國內對調適性建模及模擬之相關理論及應用的課程尚不多，且未給於足夠的重視，建議工程系所往後在課程之設計上，在這方面能夠多加加強！

四、攜回資料名稱及內容

攜回論文集 1 本，名稱：“**Adaptive Modeling and Simulation 2009**”，由 Ph. Bouillard and P. Diez 編輯（ISBN：978-84-96736-64-1），論文集為所發表論文之全文（含摘要、關鍵字、本文及參考文獻等）。

ANN-BASED RELIABILITY ANALYSIS FOR DRIVEN PILES

FU-KUO HUANG^{*} AND GRACE S. WANG[†]

^{*} Department of Water Resources and Environmental Engineering
Tamkang University
151 Ying-chuan Rd., Tamsui, 25137 Taipei County, Taiwan
Email: fkhuang@mail.tku.edu.tw

[†] Department of Construction Engineering
Chaoyang University of Technology
168 Jifong E. Rd., Wufeng Township, 41349 Taichung County, Taiwan
E-mail: grace@cyut.edu.tw

Key words: Artificial Neural Network, First-order Reliability Method, Driven Pile

Summary. In this study, a reliability evaluation method integrated with artificial neural network (ANN) and first-order reliability method (FORM) is explored. By performing a case study, an analysis procedure for reliability analysis of driven piles is proposed.

1 INTRODUCTION

Deep foundations, such as driven piles, are widely used in building, bridge, and other structures. Traditionally, the capacity of pile foundations is evaluated based on static analysis methods, such as SPT- N method, CPT- q_c method, α -method, β -method, and λ -method, etc.¹ However, the pile capacity estimated from different static analysis methods is often diverse greatly. Thus, static load tests are conducted in most large projects to verify the ultimate capacity of piles, despite the unsettled question concerning definition of failure load. Nevertheless, the static load test is expensive and time-consuming to carry out and can only be performed on a few selected piles consequently. Therefore, if a lot of data of static load tests are collected and analyzed to obtain a general rule directly, the pile capacity can be estimated more correctly and efficiently in stead of static analysis methods. The artificial neural network² can just serve as an appropriate approach to build a good approximator for the pile capacity prediction.

As to design of pile foundations, safety factors are common used in engineering practice. This approach not only does not consider the influence of randomness and uncertainties of soil properties, analysis model and associated parameters on the analysis results, but also has not any implications about the failure probability of pile according to the factor of safety. The inherent empiricism in the deterministic factor-of-safety approach may lead to un-conservative when uncertainties are greater than anticipated. Accordingly, the reliability-based design (RBD) approach is preferred for pile designs in recent years.

This paper will focus on the application of artificial neural network to reliability analysis of driven piles. After modeling the ultimate capacity of piles by artificial neural network,

ANN-based FORM³ is then performed to assess the reliability of driven piles. One case study is illustrated to demonstrate the usefulness of this method.

2 PROCEDURES OF THE RELIABILITY ANALYSIS

The procedures of the reliability analysis of driven piles are shown in Figure 1. It includes seven steps where ANN will use the popular back-propagation neural network algorithm², and the reliability analysis by FORM will use the ellipsoidal method³ to evaluate the reliability index β and corresponding failure probability, P_f :

$$\beta = \min_{X \in F} \sqrt{\left(\frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \right)^T R^{-1} \left(\frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \right)} \quad (1)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2)$$

in which X is a vector representing the set of random variables X_i , μ is the vector of mean values μ_i , R is the correlation matrix, σ_i is the standard deviation, F is the failure domain, and Φ is the cumulative distribution of the standard normal variate. If the variables X do not follow the normal distribution, a transformation must be processed. All the optimization process can be efficiently carried out in a spreadsheet environment such as Microsoft EXCEL.

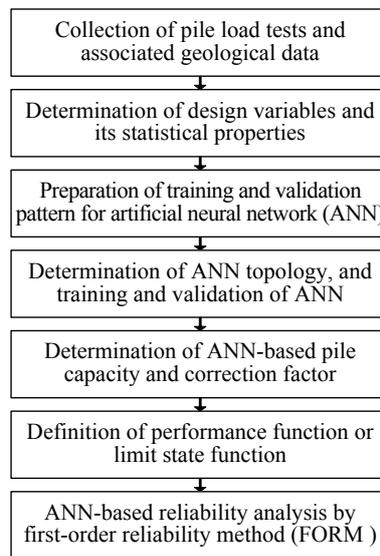


Figure 1: Flowchart of reliability analysis.

3 CASE STUDY OF THE MAI-LIAO SITE

3.1 Description of the Mai-Liao site

This study collected 33 pile load tests of pre-stressed concrete driven piles from Naphtha Cracker No. 6 at Mai-Liao in Yunlin County, Taiwan. The site is filled with alluvial and

hydraulic-filled soil deposit. The geological data include soil unit weight (γ), blow counts of standard penetration test (SPT- N), undrained shear strength (S_u), and ground water table (dw), etc. The ultimate vertical bearing capacity, Q_u , of the static load test piles are interpreted by Fuller & Hoy method⁴.

3.2 Training and validation of the artificial neural network (ANN)

The topology of ANN in this study is shown in Figure 2, with 6 input neurons, 5 hidden neurons, and 1 output neuron. The six important parameters selected as the input neurons are the length (L) and diameter (D) of the pile, soil layer thick-weighted unit weight ($\bar{\gamma}$), blow counts of SPT (\bar{N}), undrained shear strength (\bar{S}_u), and ground water table (dw). The output neuron is the ultimate bearing capacity of the pile (Q_u). The above-mentioned 33 data sets (patterns) including input and output are divided into two parts, each with 25 and 8 patterns, to train and validate the artificial neural network.

After suitable training, the implicit mapping relationship of the capacity and corresponding parameters of the driven piles is well established. It can be seen from the scatter diagram of Figure 3 that the coefficients of determination, R^2 , between network outputs and targets are all greater than 0.9. Thus, the generalization capabilities of the trained network are validated. Therefore, the trained ANN can be used as a universal approximator for predicting the pile capacity, and can be employed in the following reliability analysis for pile design.

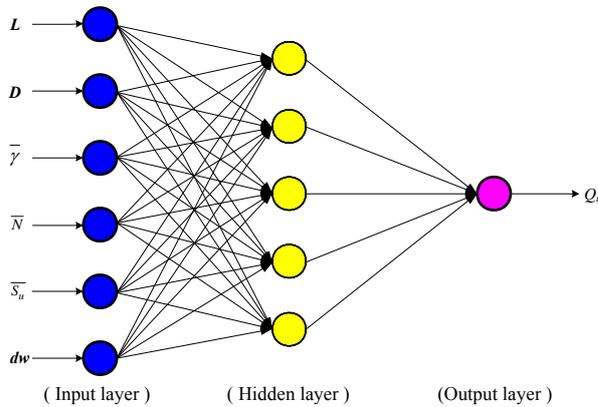


Figure 2: ANN topology in this case of driven piles.

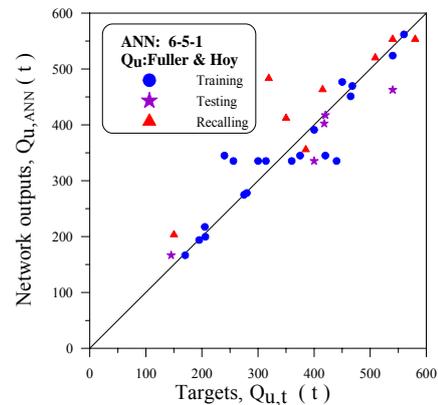


Figure 3: Scatter diagram of ANN outputs vs. targets.

3.3 Reliability analysis

The limit state function for reliability analysis is defined as followed:

$$g(X) = E \cdot Q_u(L, D, \bar{\gamma}, \bar{N}, \bar{S}_u, dw) - Q_d \quad (3)$$

where $Q_u(\cdot)$ is the ANN-predicted ultimate bearing capacity of driven pile, E is the correction factor of the ANN model error, and Q_d is the design load of pile. One example to perform the reliability analysis for pile design by first-order reliability method with EXCEL is shown in Figure 4. The failure probability of pile can be evaluated efficiently based on given conditions.

	Mean	StDev	α^*	μ^N	σ^N	α_X		L_1	D_2	$\bar{\gamma}_3$	\bar{N}_4	\bar{S}_{u5}	dw_6	E_7
LogNormal	L_1	20	0.02	20.000063	20	0.02	0.004	L_1	1	0	0	0	0	0
LogNormal	D_2	0.5	0.0005	0.5000066	0.5	0.0005	0.014	D_2	0	1	0	0	0	0
LogNormal	$\bar{\gamma}_3$	1.95	0.195	1.8836097	1.93949	0.18789	-0.297	$\bar{\gamma}_3$	0	0	1	0	0	0
LogNormal	\bar{N}_4	15	4.5	15.850923	14.2933	4.6532	0.335	\bar{N}_4	0	0	0	1	0	0
LogNormal	\bar{S}_{u5}	6	1.2	5.4216615	5.86486	1.07372	-0.413	\bar{S}_{u5}	0	0	0	0	1	0
LogNormal	dw_6	1.5	0.3	1.4014842	1.46921	0.27755	-0.244	dw_6	0	0	0	0	0	1
Normal	E_7	1.011	0.131	1.0808616	1.011	0.131	0.533	E_7	0	0	0	0	0	0

Design load, $Q_d(t) =$	300.000	$g(X) =$	0.0000	$\beta =$	0.846	$P_f =$	0.801107
ANN-predicted ultimate capacity, $Q_u(t)$	240.222						

Figure 4: Reliability analysis by first-order reliability method (FORM) with EXCEL.

Another design example is shown in Figure 5 for different pile length. The engineer can select an appropriate pile length to meet the design requirements according to the failure probability (i.e. $g(X) < 0$) of the pile considered.

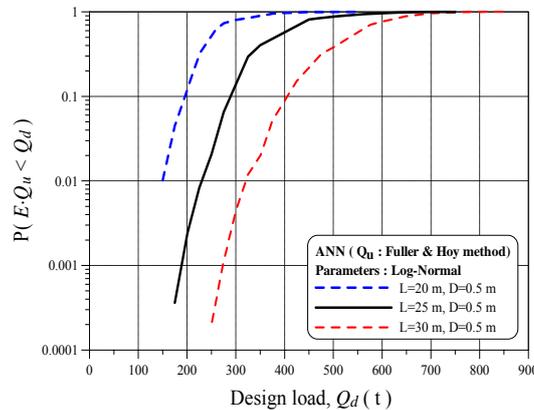


Figure 5: Comparison of reliability for different length of driven piles.

4 CONCLUSIONS

- An ANN-based first-order reliability method (FORM) to evaluate the reliability of driven piles is proposed. The engineer can follow the procedures recommended in this paper to design the driven piles more reliable and efficiently.

REFERENCES

- [1] B. M. Das, *Principles of Foundation Engineering*, Sixth Edition, Thomson Learning (2007).
- [2] F. M. Ham and I. Kostanic, *Principles of Neurocomputing for Science and Engineering*, McGraw Hill (2000).
- [3] B. K. Low, “Reliability-based design applied to retaining walls”, *Geotechnique Symposium in Print : Risk and Variability in Geotechnical Engineering* (2005).
- [4] R. M. Fuller and H. E. Hoy, “Pile load test including quick-load test method, conventional methods and interpretations”, HRB333 (1970).

行政院國家科學委員會補助國內專家學者出席國際學術會議報告

98 年 7 月 21 日

報 告 人 姓 名	黃 富 國	服 務 機 關 及 職 稱	淡江大學 水環系 副教授
會 議 時 間 地 點	98.5.25~98.5.27 比利時 布魯塞爾	本 會 核 定 補 助 文 號	NSC97-2625-M-032-002-
會 議 名 稱	(中文) 調適性建模及模擬國際研討會(ADMOS 2009) (英文) International Conference on Adaptive Modeling and Simulation (ADMOS 2009)		
發 表 論 文 題 目	(中文) 基於 ANN 之打擊樁可靠度分析 (英文) ANN-based Reliability Analysis for Driven Piles		
<p>一、參加會議經過</p> <p>此次「International Conference on Adaptive Modeling and Simulation (ADMOS 2009)」在歐盟總部和北約總部所在地—比利時之首都布魯塞爾舉辦，會期自 98 年 5 月 25 日至 27 日，共 3 天。25 日早上為報到及註冊，下午 13:00 為研討會開幕式，及大會專題演講，隨後則開始進行各場次會議，27 日下午舉行閉幕式。而本論文發表時間排在 26 日上午 11:10 - 12:30 的時段。本會議吸引了世界上各地對調適性建模(adaptive modeling)及模擬領域有興趣之學者專家及實務工程師參與，共發表論文 52 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，所發表文章共分十一大類，分別為：</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Verification and validation (b) Error estimates (bounds, goal-oriented, space/time) (c) Adaptive techniques (h, p, r, model) (d) Numerical methods (FEM, BEM, FDM, Meshless, Finite Volumes) (e) Meshing and remeshing (f) Equation solvers (iterative, parallel, multigrid, preconditioning) (g) Optimization (h) Inverse identification and parameter identification (i) Adaptive design loop, integration with CAD and VR (j) Applications (solids, structures, fluids, acoustics, electromagnetics, environmental, multifield, multi-scale) (k) Industrial and engineering applications <p>由以上類別可知，本會議實已廣泛包含各類調適性建模及模擬相關主題，顯示本領域刻正蓬勃發展。</p>			

二、與會心得

目前數值模擬技術之發展已達到令人驚訝的程度：科學家和工程師不但使用它作為實驗建模和分析的補充工具，在非常廣泛的各類問題中它也扮演著設計輔助工具的重要角色。但是，使用者經常忘記數值模式所提供的答案常受到誤差的影響。對於如何評估及控制任意模式之數值解的品質問題，到目前為止仍有很大努力的空間；事實上，這也是未來計算力學很大的挑戰之一。調適性方略 (adaptive strategies) 正與利用最小的計算努力來提供品質控制的技術有關。而此次國際會議「調適性建模及模擬國際研討會 (ADMOS 2009)」為討論此方法和技術的一個論壇，因此，參加這次的研討會，可說是收穫頗豐。透過各場演講及研討，對於目前世界上調適性建模及模擬的相關理論及應用，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

由於數值模擬技術刻正蓬勃發展，其在工程上之應用也無遠弗屆，但是國內對調適性建模及模擬之相關理論及應用的課程尚不多，且未給於足夠的重視，建議工程系所往後在課程之設計上，在這方面能夠多加加強！

四、攜回資料名稱及內容

攜回論文集 1 本，名稱：“**Adaptive Modeling and Simulation 2009**”，由 Ph. Bouillard and P. Diez 編輯 (ISBN: 978-84-96736-64-1)，論文集為所發表論文之全文 (含摘要、關鍵字、本文及參考文獻等)。