

土壤液化評估規範之回顧與前瞻

黃俊鴻

陳正興

國立中央大學土木工程學系

國立台灣大學土木工程學系

摘要

本文回顧各種簡易土壤液化評估法之發展背景與差異性，以現地案例比較各種評估方法之分析結果，藉以探討我國現行耐震設計規範中土壤液化評估方法之不合理處，繼則介紹日本道路協會1996年新版土壤液化規範之修訂內容，最後則綜合前人各項研究成果，建議應如何努力研究發展出一套適合本土使用的土壤液化評估規範，以提高我國耐震設計水準。

關鍵字：土壤液化、評估規範、耐震設計。

EVOLUTION OF DESIGN GUIDELINES ON SOIL LIQUEFACTION ASSESSMENT

HWANG JIN-HUNG

CHEN CHENG-HSING

Department of Civil Engineering
National Central University

Department of Civil Engineering
National Taiwan University

ABSTRACT

This paper introduces the status of soil liquefaction assessments currently used in Taiwan engineering practice. Due to the wide-spreading soil liquefaction occurrence in the 1995 Kobe earthquake, Japan Road Association has recently revised its seismic design specifications, including the guidelines on soil liquefaction assessment in 1996. Through comparison studies and case studies, this paper reveals the need for revision of local liquefaction evaluation guidelines.

KEY WORDS： Soil Liquefaction, Assessment Guidelines, Seismic Design.

一、前言

談起土壤液化，不禁令人回憶起1964

年日本新潟大地震之震災景象，如信濃川昭和大桥的倒塌，新潟市縣宮川岸町四層公寓群之沉陷、傾斜，明訓高等學校內的湧水、噴砂以及信濃川河岸之大規模地盤

流動等，依舊歷歷在目；同年之美國阿拉斯加大地震，亦因砂土夾層液化而產生大型地滑，其中尤以安克列治(ANCHORAGE)地區TURNAGAIN HEIGHTS之地滑令人印象最為深刻。自此，土壤液化問題開始引起工程界重視，啓發大量的研究工作，迄今已有三十五年之久，已獲致相當豐碩的研究成果。

在各種土壤液化問題中，工程界最感興趣的課題就是“如何評估水平地盤之土壤液化潛能”以及“何種土壤液化評估方法較適當”。自從Seed與Idriss於1971年及1979年首先提出以相對密度及SPT-N值為參數之簡易土壤液化評估法以來，有關土壤液化潛能評估方法之研究就未曾間斷過，至目前，已有許多評估方法被發展出來，並納入各國之耐震設計規範中，作為土壤液化評估之標準。通常能獨立發展出具有自己特色之土壤液化評估方法的國家，都是曾遭受重大地震災害且具有許多現場土壤液化案例可供研究的國家，如日本、美國及中國大陸等，這些國家之工程師當然採用各國自己之土壤液化評估方法，但對於其他地震國家，則面臨應採用何種土壤液化評估方法較適合自己本地震及地質環境的問題。

台灣在二十世紀初期於嘉南地區及台中地區雖曾發生數次烈震，造成重大災情，也有土壤液化的事例發生，惟相關資料殘缺不全，很難再作進一步之研究。在工程實務的應用方面，早期大都隨工程師之所好，有選用Seed與Idriss的方法，或日本相關規範方法者，偶而亦有引用中國大陸方法者，惟各種評估法分析結果各異，少見有較詳盡的研究及探討。1980年代後期台大地震研究中心曾出版多本耐震研究報告，所述土壤液化評估方法，均採早期日本道路協會編訂之「道路橋示方書V耐震設計編」規定之方法，惟將前述規範

之地震最大反覆剪應力比 L_{max} 誤植為平均反覆剪應力比 L_{ave} 達數年之久。1986年鐘毓東與謝百鐘首先對數種簡易土壤液化評估法進行歸納比較，顯現各分析結果之差異性很大。1993年台灣高速鐵路進行基本設計階段時，高速鐵路籌備處為選用較合理之土壤液化評估方法，曾委託中興工程顧問社進行「土壤液化潛能評估方法研究」，作者等負責此研究計畫之執行，曾對各種SPT-N、CPT- q_c 、震測Vs及室內試驗等簡易土壤液化評估法進行廣泛的研究，包括羅東案例研究，北港試驗場址之研究，並探討土壤液化引致之地盤流動及基樁抗液化之評估方法，最後建議以Tokimatsu與Yoshimi(1983)法為基本之液化潛能評估方法，乃因該法不僅研發過程較嚴謹，且有下列優點：(1)該法對於低N值及高N值砂土抗液化強度之估計較合理；(2)以細料含量FC(%)為參數考量細料對抗液化強度之影響較合宜；(3)對液化後土質參數的折減有考慮緊密砂土反覆流動性(cyclic mobility)之特性。惟後期我國耐震設計規範之研訂皆由國家地震中心主導，仍偏好日本道路協會平成2年(1990年)2月出版之「道路橋示方書·同解說-V耐震設計編」所規定之方法，自此，國內相關規範包括高鐵耐震設計準則(民國81年)，公路橋梁耐震設計規範(民國84年)，建築物耐震設計規範(民國86年)等，均採用此法，普遍應用於國內之土木工程設計。

在我國公路橋梁耐震設計規範(84年1月)公佈之同時，同年1月17日日本大阪灣發生了內陸直下型的阪神大地震，造成日本本世紀以來最嚴重之地震災難，災後為進行補強重建的工作，日本土木工程界立刻汲取此次地震的慘痛經驗進行廣泛的耐震研究，並將研究成果迅速地反應在耐震設計及施工規範之修訂上，以確保未來興建之各項土木結構有更好的抗震性。由於

此次地震時土壤液化及地盤流動的災害特別嚴重，再度引起日本各界對於土壤液化問題的重視與研究，日本道路協會亦即時修改規範，於平成8年(1996年)11月公佈新的「道路橋示方書・同解說-V耐震設計編」，其中第七章地震時不安定地盤之耐震設計中，幾乎完全修改了平成2年(1990年)2月之版本，整個修改的方向與高速鐵路「土壤液化潛能評估方法研究」之研究結論大致符合，顯示該研究當年所作之建議具有獨到之見解。鑑此，作者認為應將多年的研究心得在此作一報告，經由各國規範之回顧、比較與修訂，檢討我國設計規範之現況及發展方向，供國內工程界參考。

二、土壤液化評估規範之回顧及比較

縱觀世界上著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場及室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。基本上，這些方法，都不需要煩雜之理論計算，經由簡單公式，即可獲得符合工程需要之評估結果，因此廣為工程界普遍應用，稱之為簡易法(simplified method)。

一般簡易法之計算工作可分為兩大部份，第一部份是利用地震時地表最大加速度PGA(peak ground acceleration)，以半經驗之簡易公式計算地震時土層所受之反覆剪應力比(cyclic stress ratio)，第二部份則是估計土層之抗液化強度(以反覆剪應力比表示)，此部份之抗液化強度可取現地不擾動土樣於室內進行動態強度試驗求得，稱之為室內試驗法；或採用現地試驗參數，如SPT-N，CPT- q_c ，震測剪力波速Vs等，利用地震液化案例反求之經驗曲線求得，稱之為現地經驗法。上述兩種方法

各有優缺點，惟室內試驗之砂土試樣甚難避免受到擾動且試驗費用昂貴，不若以現地試驗參數為基準之現地經驗法廣受工程界採用。因此以下將對較具代表性之簡易經驗法作一摘要性之回顧，並進行比較研究，探討各評估法基本上的差異及可能之液化評估結果。

2.1 SPT-N法

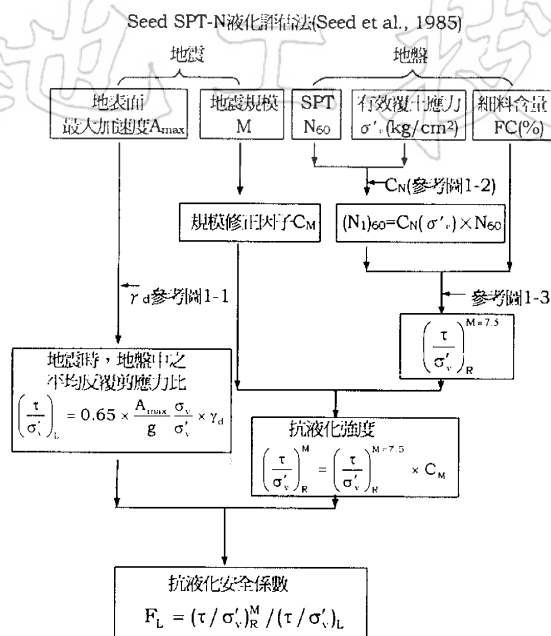
現地經驗法雖然可採用SPT-N，CPT- q_c ，震測剪力波速Vs等參數，但因為以往地震液化案例中大都僅有標準貫入試驗SPT-N資料，且因該試驗可同時由劈管土樣獲得準確之土壤分類與指數性質資料，故一般認為以SPT-N作為評估參數較為可靠，因此目前各國設計規範均以SPT-N法為基本方法，成為工程界之主流，廣為各界所採用。目前世界上最具代表性之五種SPT-N簡易經驗法為：

- (1)Seed et al. 簡易經驗法(1985)
- (2)日本道路協會簡易經驗法(1990,JRA)
- (3)Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983,T-Y)
- (4)中國大陸簡易經驗法(1989,CBC)
- (5)新日本道路協會簡易經驗法(1996,NJRA)

各評估法之內容及分析流程如圖一～圖五所示。茲將各評估法之背景摘述如下：

- (1)Seed et al. 簡易經驗法(1971, 1979, 1983, 1984, 1985, 簡稱Seed法)

此法為美國加州柏克萊大學教授H.B.Seed所領導之研究群，長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法，為類似方法之原創者。該法主要是蒐集世界上許多規模 $M \geq 7.5$ 大地震之案例，估計現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比 SR_{15} (振動周數約為15)與 $(N_1)_{60}$ 之關係， $(N_1)_{60}$ 為鑽桿能量比為60%標準落錘能量



圖一 Seed et al.(1985)簡易經驗法液化分析流程

且修正至有效覆土應力為 1 kg/cm^2 之 SPT-N 值，並據以建立一條判定液化與否之臨界關係曲線 $SR_{15} = f(N_1)_{60}$ ，即抗液化強度 SR_{15} 與 $(N_1)_{60}$ 之關係。對於不同地震規模，則利用規模與振動作用周數之經驗關係，建立了不同地震規模之臨界曲線。如此，即可直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之抗液化強度，在使用上甚為簡便。此法歷經多年之改進，從早期(1971, 1979)並未考慮細料含量對抗液化強度之貢獻，也未說明 SPT-N 之鑽桿能量標準，至 1983 年提出 $(N_1)_{60}$ 之標準，並以 D_{50} 為參數考慮細料含量之影響，後於 1984, 1985 年則改以細料含量 $FC(\%)$ 為考慮細料之參數，才較為完善。此法廣泛應用於美國地區，並納入 AASHTO 規範，在我國早期亦廣為工程界使用，為工程師較熟悉之液化評估方法。後雖有 R.B. Seed 與 L.F. Harder(1990)提出上述方法所得之抗液化強度，若用於高土石壩與邊坡之液化

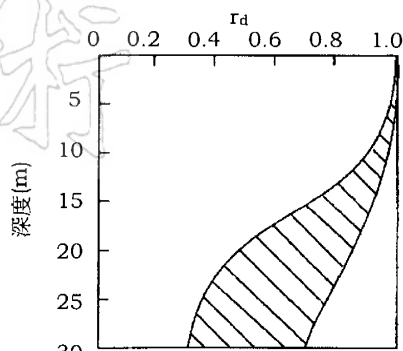


圖 1-1 應力折減係數 r_d 隨深度之變化

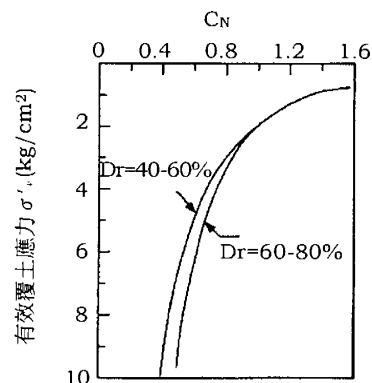


圖 1-2 C_N 隨有效覆土應力之變化

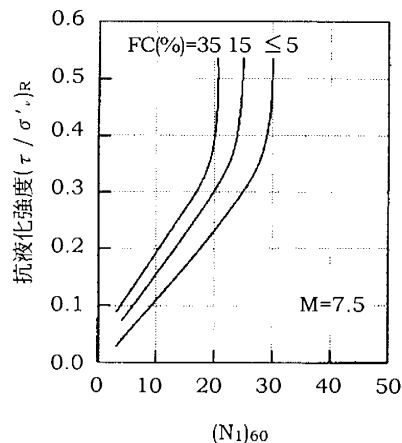
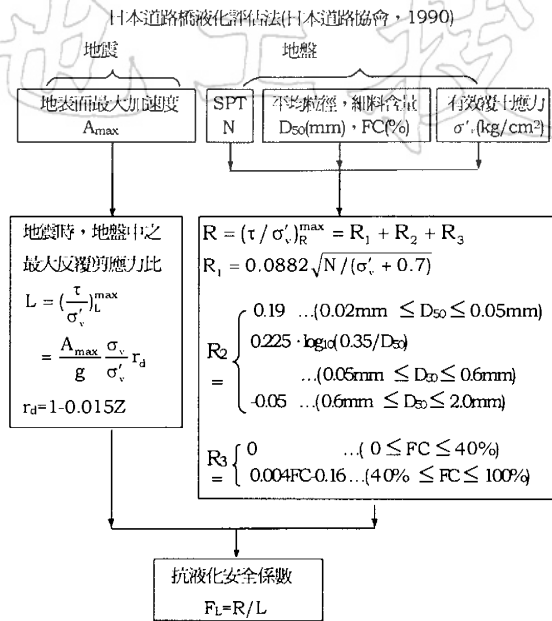
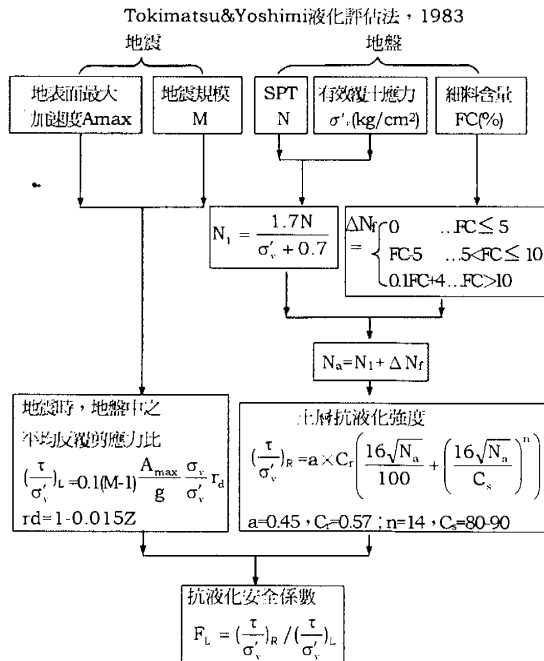


圖 1-3 抗液化強度 $(\tau/\sigma'_v)_R$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係

評估時尚須進行有效圍壓及初始剪應力之修正，修正因子分別為 K_σ 與 K_σ 。作者認為抗液化強度既是從現地案例反算求得，自

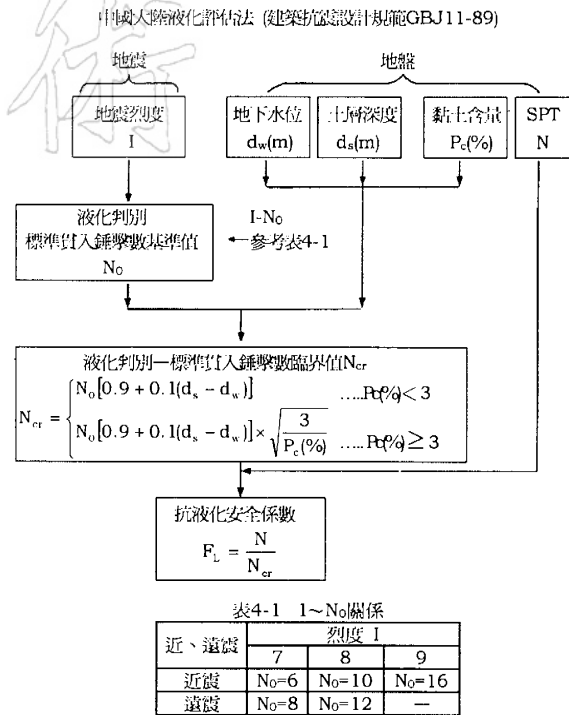


圖二 日本道路橋簡易經驗法液化分析流程



圖三 Tokimatsu與Yoshimi(1983)簡易經驗法液化分析流程

然就反應了現地有效圍壓之影響, 因此對於地表下20m範圍內之土層無須再進行修正, 對於一般之水平地盤, 因無初始剪應



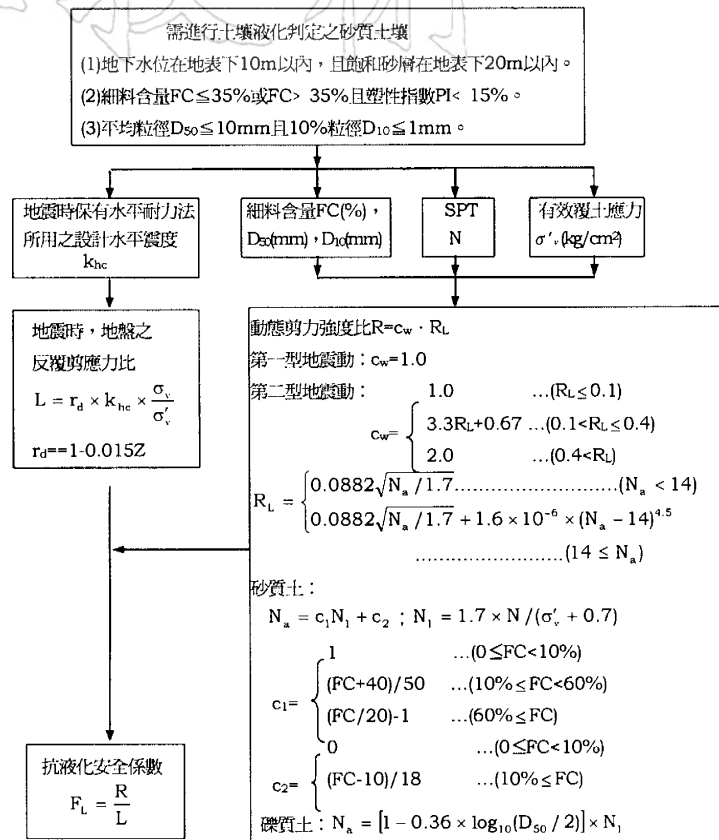
圖四 中國大陸簡易經驗法液化分析流程

力存在, 其液化評估亦無須考慮初始剪應力之影響, 因此本文仍以Seed et al.(1985)之方法為比較之基準。

(2)日本道路協會簡易經驗法(1978, 1982, 1990,簡稱JRA法)

此法為日本道路協會(1990)道路橋示方書第五部耐震設計規範所採用之方法, 為Iwasaki及Tatsuoka (1978, 1980, 1982)根據大量高品質現地取樣試體, 於室內進行土壤液化試驗所得20振動周數抗液化強度SR₂₀與現地之SPT-N₁關係所發展出來之評估法, 曾以日本6次地震, 64個液化案例與23個非液化案例驗證其可靠性。該法之特點在於以最大反覆剪應力比而非以平均反覆剪應力比作為比較之基準, 同時所用之設計地震參數僅需地表最大加速度PGA值, 而不需地震規模M, 這些都是與其他方法不同之處, 作者等在1993年「高鐵土壤液化評估方法研究」中曾明確指出此法將低估高N值土壤之抗液化強度, 尤其

新日本道路橋液化評估法(日本道路協會, 1996)



圖五 新日本道路橋簡易經驗法(1996)液化分析流程

是當 $N > 20$ 以後，為其不合理之處，使用時應特別謹慎。此法在日本應用廣泛，主要用於公路及鐵道系統。由於此法有公式直接計算，毋須查圖表，且地震參數只需要最大地表加速度PGA一項，因此近年來，原封不動地被納入我國之公路橋梁及建築耐震設計規範中使用，未來將在我國工程界大量使用。

(3) Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983, 簡稱T-Y法)

此法為東京工業大學Tokimatsu與Yoshimi教授整理日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考

量最為詳盡。此法略經修改後，近年來已被日本建築學會及原子能委員會接受納為設計規範。此法之特色為在小 N 值時，所估之抗液化強度與日本道路橋方法相近，在大 N 值時，則與Seed方法相近，有關細料影響之參數係採過200#篩之含量 $FC(\%)$ 。在台灣高速鐵路土壤液化評估方法研究案之總結結論中，認為此法在各層次的考量，均較合理，而建議採用此法作為土壤液化評估之基本方法。

(4) 中國大陸簡易經驗法(1989, 簡稱CBC法)

中國大陸自1966年邢台地震後，即開始注意現地液化案例的研究，經過1970年

通海地震後，累積了許多現地案例資料，建立了於某一深度及某一地下水位條件下，判定液化與否之臨界 N 值準則，並明訂於1974年之中國建築耐震設計規範(TJ11-74)中，其後並經過1975年海城大地震與1976年唐山大地震的驗證，重新修訂於最新的建築耐震設計規範(GBJ11-89)。此法之最大特色係以臨界 N 值為基準來判別液化與否，所用之地震參數為中國大陸特有之震度，其公式型式與世界上其他的評估方法差異甚大且因其使用特有之震度。目前僅適用於中國大陸。

(5)新日本道路協會簡易經驗法(1996, 簡稱NJRA法)

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂抗液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。與1990年之版本比較，整個土壤液化評估規範幾乎重新修訂，但是整體修訂的方向，卻與1993年高速鐵路「土壤液化潛能評估方法研究」之研究結論大致符合。新方法僅稍微改善舊方法低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響方面改採以細料含量 $FC(\%)$ 為參數，而放棄原有以平均粒徑 D_{50} 為參數之方法，惟細料含量之修正遠較舊法保守，此外，考慮緊密砂土液化後仍具有相當之阻抗，而重新修訂淺層液化土之土質參數折減係數。因本方法尚屬新出爐之規範，國內工程師可能尚未熟悉使用，將於本文第四章中簡介其修訂內容與精神，供各界參考。

2.2 CPT- q_c 法

基本上，此法之精神與SPT- N 法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗 q_c

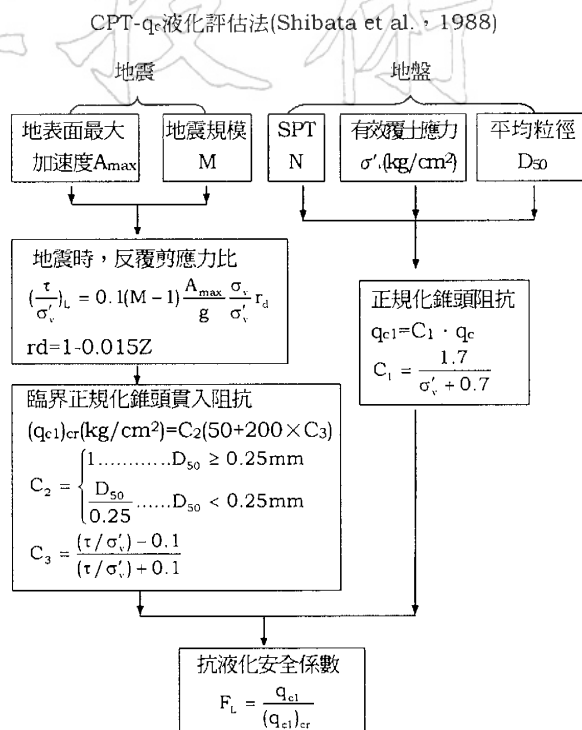
作為評估之參數，在Seed et al.(1983)及Robertson(1985)之研究中，僅將SPT- N 與CPT- q_c 間作轉換，所用之現地案例還是SPT- N 案例，故上述方法實質上係由SPT- N 法換算而得。Shibata教授於1988年重新蒐集各國之CPT案例，獨立建立判斷液化與否之 q_{cr} 臨界曲線，發展出一套CPT- q_c 之分析評估方法，其分析流程如圖六所示，因此法發表較早，國內使用較多，本文將以此法與SPT- N 法作比較。Stark與Olson(1995)則蒐集更多更新之地震案例，發表新的 q_{cr} 臨界曲線，惟該法較新，國內尚未普遍應用，故暫不列入比較。CPT法之優點在於能夠較細緻準確地識別土層剖面(通常每5cm一點)，然無法直接取得土樣，因此對於細料含量的判定，尚無能為力，為其一大缺點，此外，試驗前貫入錐之率定(calibration)亦相當重要，否則錐尖阻抗會有相當大的誤差。惟該試驗之重覆性高，人為操作誤差小，為極有發展潛力之方法。

2.3 震測 v_s 法

此法為Tokimatsu教授(1990)於試驗室進行大量砂土液化試驗及共振柱試驗，証明抗液化強度與最大剪力模數 G_{max} （可由剪力波速 V_s 求得）之間有良好之關係，並依據試驗結果，發展出一套以現地震測 V_s 值為參數之液化潛能評估法（其分析流程如圖七所示）。此法較大之缺點為無法取得細料含量之資料，尚難準確描繪土壤剖面，且隨試驗方法，如下孔法、上孔法、跨孔法及表面波法等，所得之剪力波速有相當大之差異。

2.4 土壤液化評估方法之比較研究

上述之簡易土壤液化評估法，目前僅SPT- N 法較成熟，被納入設計規範中，為目前液化分析方法之主流，因此本節僅就前節所述之五種較具代表性之SPT- N 法進

圖六 CPT- q_c 法液化分析流程

行比較研究以瞭解其基本上之差異及可能之液化評估結果。基本上針對下列三項進行比較：

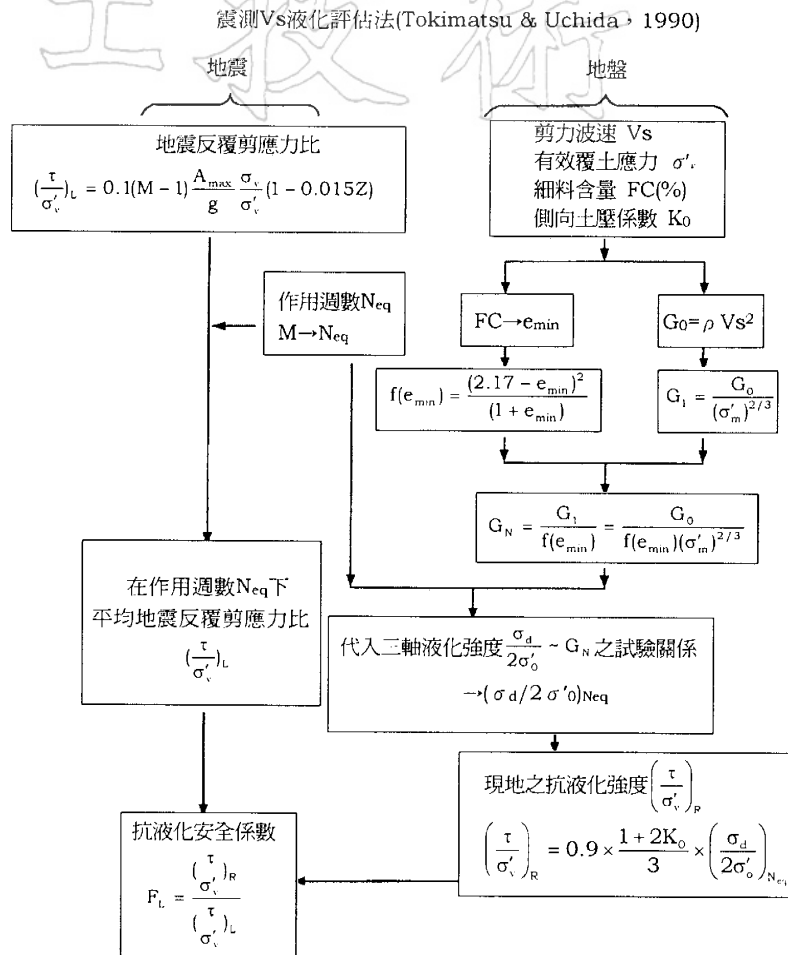
(1)飽和乾淨砂土液化強度之估計

首先將前述各 SPT-N 法之 N 值全部轉換成鑽桿能量比為 60% 標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 1kg/cm^2 之 SPT-N 值，即 $(N_1)_{60}$ ，再將對應相同 $(N_1)_{60}$ 值之抗液化強度全部換算成 15cycles 之平均 (equivalent) 抗液化強度 SR_{15} ，將各法 SR_{15} 與 $(N_1)_{60}$ 之關係繪於圖八，由圖顯示對於低 N 值 ($(N_1)_{60} < 14$) 之砂土，JRA 法、T-Y 法與 NJRA 法所估計的抗液化強度較高，Seed 法次之，CBC 法最低；對於高 N 值 ($(N_1)_{60} \geq 14$) 之砂土，CBC 法與 Seed 法所估計的抗液化強度較高，T-Y 法次之，而以 NJRA 法及 JRA 法最低，且差距甚大。圖中顯示

NJRA 法雖想改善此項缺點，惟改善之 N 值範圍與幅度仍然不足。

(2)細料對土壤抗液化強度之影響

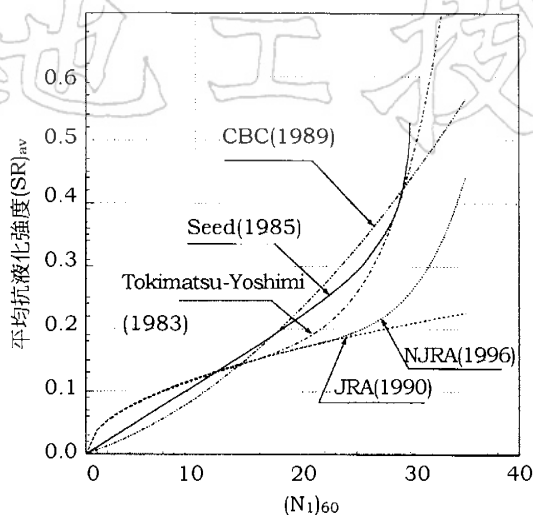
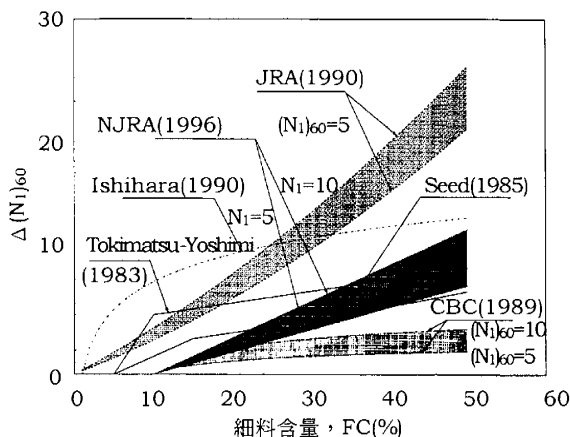
飽和砂土若有相當細料含量，不僅沉積時緊密度較高且具有相當程度之凝聚力，此對抗液化強度有正面的影響，另從土壤液化案例現場調查與室內液化試驗結果均顯示對相同 SPT-N 之砂土，細料含量越多其液化強度越高。上述各 SPT-N 法對細料的考量皆有不同，一般以抗液化強度之增加，即 $\Delta(N_1)_{60}$ 隨細料參數增加之變化來表示。JRA 法 (1990) 以 D_{50} 為主要參數而 $FC(\%)$ 為次要參數之方式來考量細料之影響，所得 D_{50} 或 $FC(\%)$ 與所增加抗液化強度之關係是依據大量動力三軸試驗結果所建立；NJRA 法 (1996) 則放棄 D_{50} 僅以 $FC(\%)$ 為考量細料的參數。Seed 法 (1983) 係採用



圖七 震測Vs法液化分析流程

D_{50} 為考量細料影響之參數,至1985年則改採用FC(%)為參數,本法係依據許多現地液化案例及Seed本人的經驗歸納而成,並未詳細交代其由來。T-Y法係根據日本液化案例的經驗,以細料含量FC(%)考慮細料對抗液化強度之影響。CBC法係根據中國大陸海城與唐山大地震之液化案例,以粘粒含量(clay size content)PC為代表細料影響之參數,建立出PC與所增加抗液化強度之關係,為與他法比較,在此假設粘粒含量與細料含量之關係為 $PC=FC/3$ 。Ishihara等人(1990)以細料含量FC(%)為

參數,根據東京灣地區50個以上不擾動試體之抗液化試驗結果建立起 $\Delta(N_1)_{60}$ 與FC(%)之關係。為有共同比較之基準,今將上述各法之細料含量對抗液化強度之影響,皆轉換成 $\Delta(N_1)_{60}$ 與FC(%)之變化關係,如圖九所示。圖中顯示各法間之差異,除JRA及NJRA法外,其他各法之變化趨勢相當一致,抗液化強度皆隨FC增加而增加,但起初增加之幅度較顯著,而後增加的趨勢變緩,其中以Ishihara建議之抗液化強度增量最大,T-Y法次之,Seed法再次之,而以CBC法之建議值最低。而JRA

圖八 不同評估法之抗液化強度與 $(N_1)_{60}$ 之關係圖九 各種不同 $\Delta(N_1)_{60}$ 與細料含量FC之關係

法及NJRA法之抗液化強度卻隨FC(%)之增加而呈急速顯著增加，整個變化趨勢與其他各法較不一致，其中NJRA法又較JRA法為保守。至於以何種參數來代表細料的影響，似乎各種方法最終皆採FC(%)為參數，究其原因，除了FC(%)比 D_{50} 對抗液化強度有較好的相關性外，在工程實務上FC(%)也較 D_{50} 容易獲得。

(3)地震作用反覆剪應力比之估計

地震時，如何估計地盤所承受之反覆剪應力比，是典型地盤受震反應分析之問題。理論上，如果能給定設計基盤運動歷

時或設計地表運動，可用波傳理論以卷積(convolution)及反卷積(deconvolution)的分析方式，求得地盤任何深度之振動反應。上述地盤受振震反應，目前在工程上，可用總應力擬線性迭代程式SHAKE或非線性程式MASH求解。但是還有下列問題，尚待克服，包括：

- 決定工址基盤或地表運動歷時遠較決定基盤或地表最大加速度困難。
- 地盤之動態應力-應變關係相當複雜，不易取得。
- 須用程式進行分析計算，一般工程師較難應用。

為工程簡便應用，Seed與Idriss(1971)累積許多地盤受震反應之分析經驗，提出較符工程實務之地盤地震反覆剪應力比簡易估計法，其公式如下：

$$SR_{av} = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{eq} = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

式中， $SR_{av} = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{eq}$ = 地震時相當反覆剪

應力比

0.65=將不規則剪應力歷時轉換為均勻剪應力歷時之經驗權重係數

a = 最大地表加速度

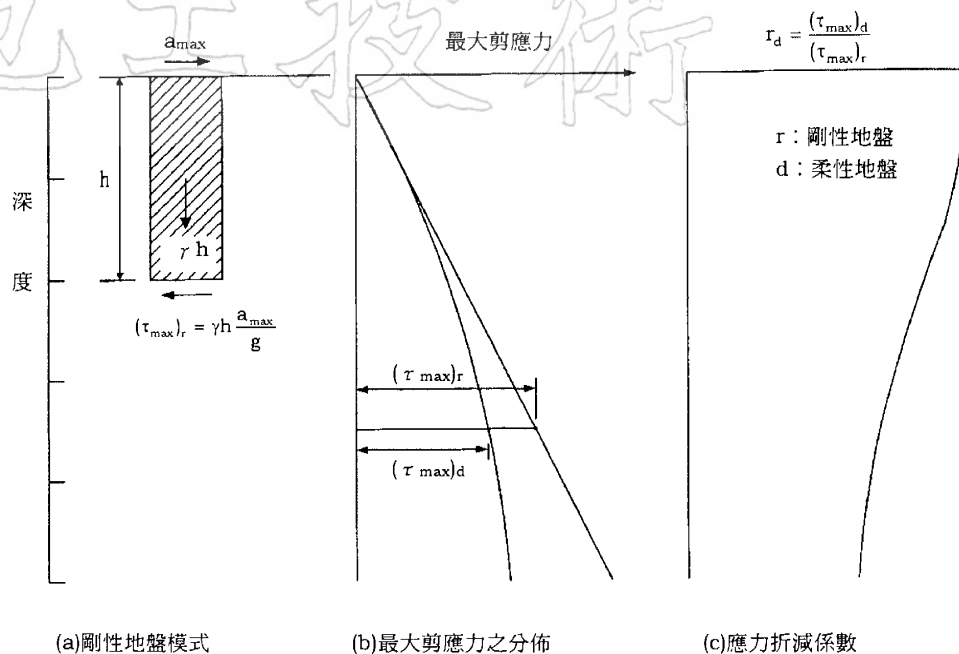
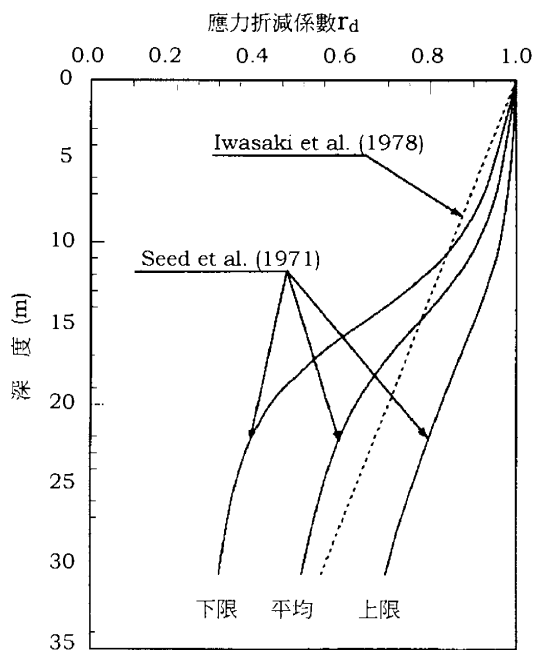
g = 重力加速度

σ_v = 垂直覆土應力

σ'_v = 垂直有效覆土應力

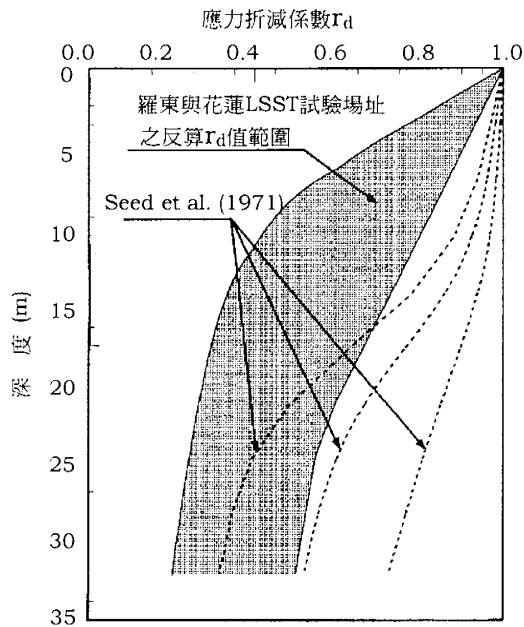
r_d = 應力折減係數，為深度的函數

當假設水平地盤為剛體，地震時地層所承受之最大剪應力隨深度呈線性增加，實際上地盤較近似粘彈性體，所承受之最大剪應力隨深度呈非線性增加，但較剛性體時為小，其比例即為應力折減係數 r_d ，如圖十所示。Seed與Idriss等人整理許多地盤受震反應分析結果，顯示 r_d 值隨深度減小，但有一變化之帶寬，帶寬在淺層處較小，越深層帶寬變化越大，一般於實際


 圖十 應力折減係數 r_d 之由來

 圖十一 Seed與Iwasaki所建議之 r_d 隨深度變化關係

應用時，皆取平均曲線，如圖十一所示。Seed所提之 r_d 值隨深度變化之曲線，早期普遍為工程界所採用，直到1978年日本公共工程研究所所長Iwasaki博士對 r_d 值再做獨立之研究，經由許多地盤反應數值分析結果，發現 r_d 隨深度之變化甚大，不僅與地盤之基本週期與地震作用頻率有關，也與地震動強度及地層深度有關，但是其大致之平均關係可以 $r_d = 1 - 0.015z$ 近似之，其中 $z(m)$ 為地層深度，此式已廣泛應用於日本之各種土壤液化評估規範。Iwasaki與Seed所建議 r_d 隨深度變化之比較，見圖十一，圖中顯示在15m深度內，Iwasaki所建議之 r_d 值較小，在15m-20m之深度則較大。但依Hwang and Chen(1995)之研究，以羅東及花蓮大型核能圍阻體模型之下孔式地震儀陣列之實測記錄進行反算，顯示反算之 r_d 值均遠較

Iwasaki與Seed所建議者為低，如圖十二所示。因此Iwasaki與Seed所建議之 r_d 值為簡化分析所使用之經驗值，其實是與現場案例之反算值有相當大之差距。



圖十二 羅東與花蓮LSST試驗場址之反算 r_d 值範圍

三、現地土壤液化評估結果之比較

由上述各規範SPT-N法之比較可知(見圖八)，對小N值之淺層土壤，通常Seed法所得之安全係數較JRA法及T-Y法為低，此乃當N值較小時，Seed法所估計之抗液化強度較小，且Seed法對淺層土壤所計算之地震反覆剪應力比較大(因淺層土壤Seed法之 r_d 較大)所致。對於高N值之深層土壤，通常JRA法所得之安全係數遠較Seed法及T-Y法為低，此乃當N值較大時，JRA法所估計之抗液化強度遠較Seed法及T-Y法為低，且JRA法對深層土壤所計算之地

震反覆剪應力比較Seed法為大(因深層土壤JRA法之 r_d 較大)所致。通常台灣西部沖積平原及海埔新生地土層之N值分佈，大致是由淺至深逐漸遞增，若用各評估法進行土壤液化潛能分析，其結果大致如下：對淺層土壤而言，JRA法及T-Y法之安全係數相近，惟較Seed法為高；對深層土壤而言，JRA法之安全係數最低，Seed法與T-Y法相近但略高。基於上述比較，作者等認為JRA法對高N值土壤之抗液化強度估計明顯不合理；而對低N值土壤之抗液化強度估計，因T-Y法與JRA法之合理性有現地不擾動冰凍土樣之抗液化強度試驗資料支持，而Seed法於此部份之資料多為液化案例，缺少非液化案例，因此臨界曲線之正確性尚待更多資料來佐證。綜合上述對高N值及低N值之考量，Seed法與JRA法相較於T-Y法有較多被質疑之處，因此在1993年台灣高速鐵路「土壤液化潛能評估方法研究」計畫之研究結論，建議採用稍經修正之T-Y法為基本分析方法，即日本建築學會所建議之方法。

至於1996年新修訂之日本道路協會液化評估法，由圖八之比較可看出在 $(N_1)_{60}$ 小於23之範圍，所估計之抗液化強度與舊JRA法相同， $(N_1)_{60}$ 大於23時才逐漸較舊JRA法明顯提高，惟仍較其他各法所估計者為低。由圖九之比較可知對細料含量對抗液化強度影響之修正，新JRA法遠較舊JRA法為保守，也較其他方法保守，因此可預見對深層土壤或高細料含量土壤抗液化強度之估計，新JRA法將較為保守。

為進一步證實我國耐震設計規範所採用之JRA法(1990)對高N值土壤之液化評估將造成不合理的結果。以下以兩個研究試驗場址之土壤液化評估結果，說明直接引用JRA法所造成的缺失，供各界參考。

1. 高鐵北港溪試驗場址案例分析(1993)

在台灣高速鐵路「土壤液化潛能評估

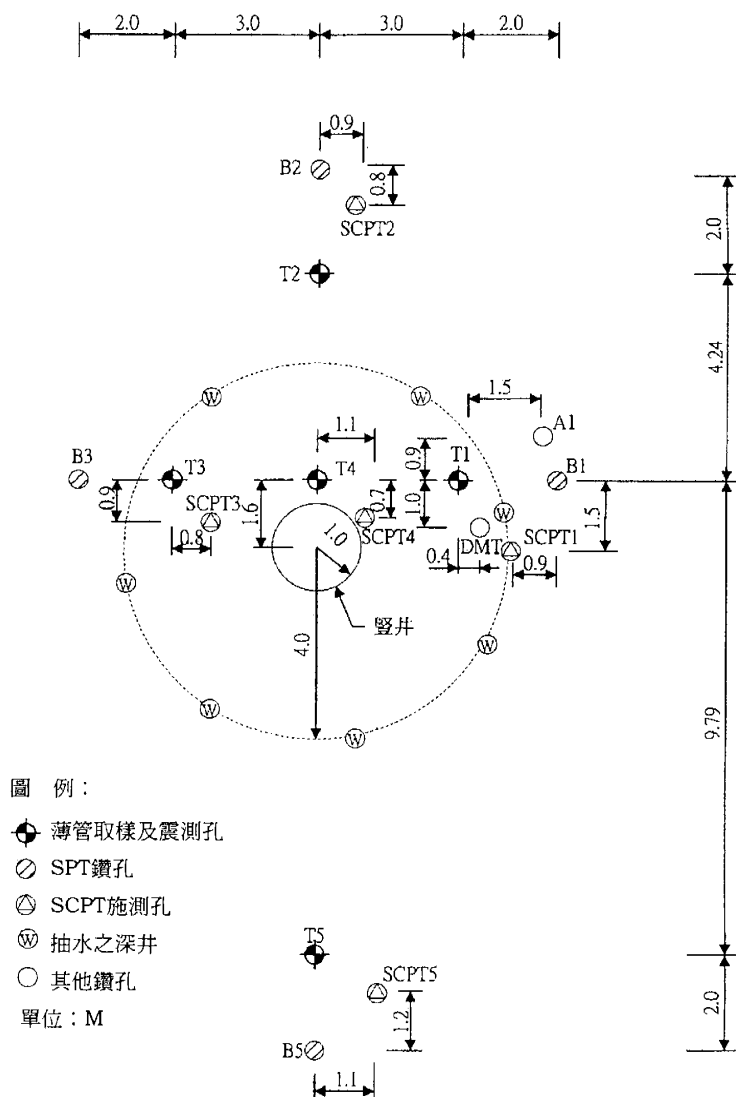
方法研究」計畫案中，曾於路線旁之北港溪河岸，選擇一可能液化之研究試驗場址，進行各項現地試驗及各種土壤取樣以比較研究各種土壤液化評估方法之適用性，此試驗場址靠近河岸，地下水位高且土質疏鬆，圖十三為該場址之探查試驗配置，圖十四為B3孔之地質剖面及土壤液化評估結果，其中地震規模及地表最大加速度係採用高鐵設計準則之規定值，其他B1、B2及B5孔之評估結果與B3孔類似，

可歸納得：

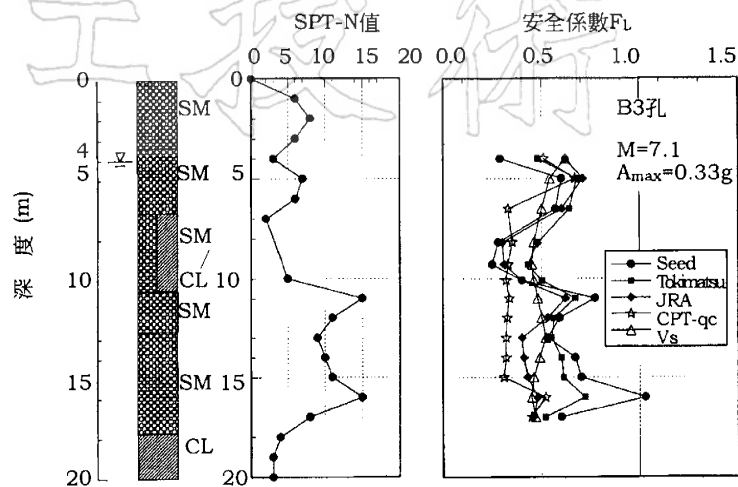
(1)在深度小於5m，以JRA法所得之抗液化安全係數較高，T-Y法次之，而以Seed法較低。

(2)在深度5m-10m間，以T-Y法所得之抗液化安全係數較高，JRA法次之，而以Seed法較低。

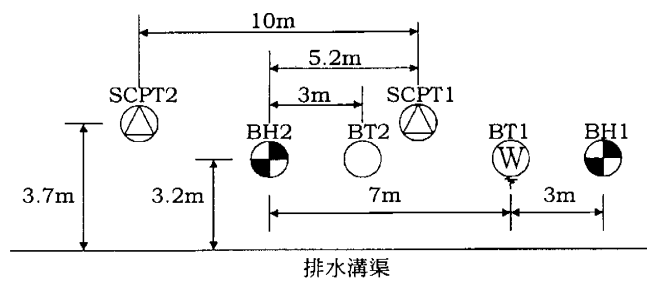
(3)在深度10m-20m間，以Seed法所得之抗液化安全係數較高，T-Y法次之，而以JRA法最低。



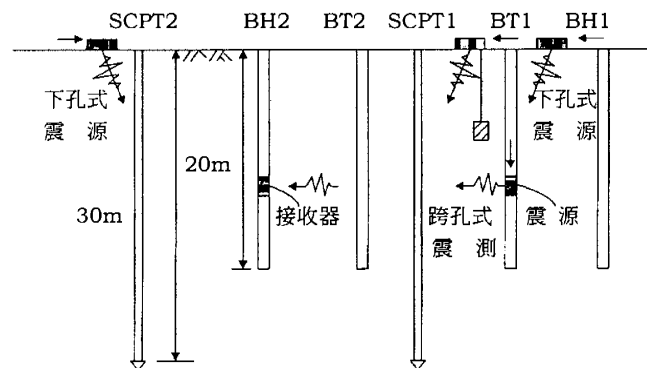
圖十三 高鐵試驗場址之探查試驗配置



圖十四 B3孔之地質剖面及土壤液化評估結果



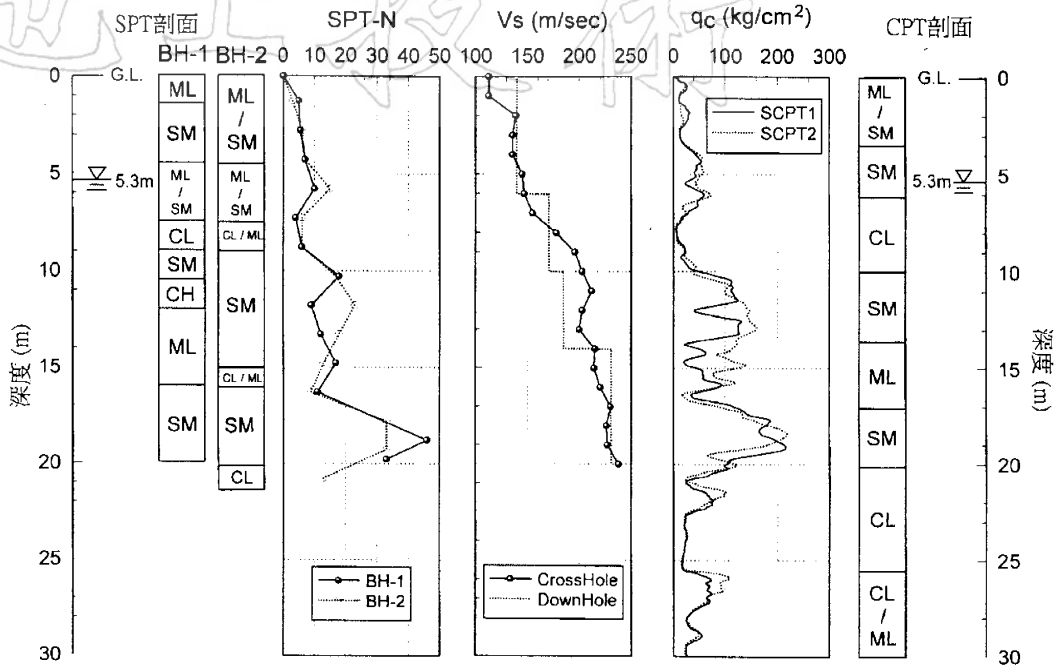
(a)現地平面配置



(b)現地剖面配置

- 圖例：⊙ SCPT探查孔
 ● SPT鑽孔
 ⊕ 薄管連續取樣鑽孔兼作水位觀測井及下孔震測孔
 ○ 薄管連續取樣鑽孔

圖十五 新化現地探查試驗配置圖



圖十六 新化試驗場址地質探查試驗綜合成果圖

(4)CPT雖可探查土層之細微變化，但在如本場址之鬆軟土層，其 q_c 值經每五點平滑化後，以Shibata(1988)之方法進行分析，所得抗液化安全係數較上述之SPT-N法為低且隨深度之變化較均勻，而無法反應土層抗液化強度隨深度之變化，此種現象在其他鬆軟地層之液化評估案例中亦曾出現。

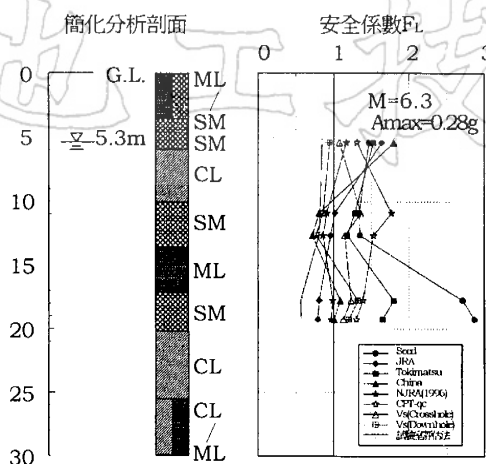
(5) V_s 法所得之抗液化安全係數隨深度之變化不明顯，在SPT-N法所得抗液化安全係數較高之處， V_s 法之分析結果所得之抗液化安全係數較SPT-N法為低，反之， V_s 法所得之抗液化安全係數較SPT-N法為高。此乃 V_s 參數為土壤小應變時之動力性質，且在量測上，剪力波速 V_s 屬平均之小應變動態性質，無法很明顯地反應出淺層(20m深)土壤軟硬之變化(特別是下孔法)。

此案例顯示SPT-N法還是屬於較適用之評估法，CPT法及 V_s 法在短期內尚無法將其取代，惟SPT-N法中之JRA法對於高N

值土壤抗液化強度之估計(通常為深層土壤)過於保守，將造成設計之困擾。

2.南二高與新化斷層交會處試驗場址之案例分析(黃俊鴻等, 1998)

此試驗場址近南二高新化交流道，為典型上游河流之沖積地層。試驗場址之各種探查試驗配置如圖十五所示，地質探查試驗之綜合成果如圖十六。由圖中可識別試驗場址地表下30m深度內，僅有三層砂性土為具液化潛能之土層，其餘土壤皆屬粘性土。這三層砂土層可稱之為上層、中層及下層砂土層，分別位於G.L.-3.5m~-6m，G.L.-10m~-13.5m，G.L.-17m~-20m。土層由淺至深逐漸由軟變硬，至下層砂土層，N值平均在35以上。在設計地震(地震規模 $M=6.3$ ，水平地表最大加速度 $PGA=0.28g$)作用下，本試驗場址各種液化評估法之評估結果，如圖十七所示，茲摘述如下：



圖十七 在地震規模 $M=6.3$ ，最大地表加速度 $PGA=0.28g$ 時，各種液化評估法之比較

(1)比較SPT-N法之評估結果，對中、下層砂土層而言，JRA法及NJRA法之安全係數遠較T-Y法及Seed法為低，其中以JRA法差異最大，對於N值高達35以上之深層緊密砂層，只有JRA法及NJRA法評估會液化，尤以JRA法安全係數特別低，顯示液化程度甚為嚴重。世界各國極少有如此高N值土壤之液化案例，顯示在此種情況下，JRA法之評估結果相當不合理，若依JRA法之評估結果欲進行地盤改良設計也不可行，此乃一般地盤改良工法對深層土壤之改良效果不佳，且對如此高N值之土壤，常用之擠壓式改良工法，如動態壓密，擠壓砂樁，振動揚實等，很難再提高地盤之N值，甚至會因施工擾動而大幅降低其N值，造成反效果。今我國現行耐震設計規範直接引用舊版JRA法，所以在工程設計上常會出現類似不合理之情況，而新版JRA法(1996)亦無法明顯改善此項缺失，因此我國耐震設計規範應對此項缺失加以研究儘速進行規範修訂工作。

(2)CPT法之評估結果顯示其安全係數隨深度之變化趨勢與SPT-N法不同且對土層之變異性較不敏感。

(3)震測Vs法之評估結果顯示其安全係數隨深度之變化較SPT-N法為均勻，惟下孔法之安全係數遠較跨孔法為低，顯示其評估結果受波速量測及判釋方法影響甚大。

四、阪神地震後日本道路協會新土壤液化評估規範之簡介

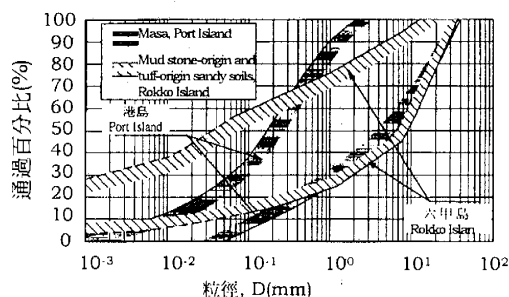
阪神地震後，日本道路協會根據土壤液化震災經驗重新修訂其土壤液化評估規範，新舊規範液化評估方法之比較如表一，新規範除欲修改上節所述舊JRA(1990)法不合理之處，尚有許多地方可供借鏡與討論之處，茲簡要闡述該規範修訂之精神如下：

1. 重訂土壤液化評估方法

整個土壤液化評估方法重新修訂，大幅翻新，修改的重點有四項：

(1)重新訂定需進行液化評估之土壤

舊規範規定 $0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}$ 之土壤才需要進行液化評估， D_{50} 不在此範圍之土壤即無需進行評估。此次阪神地震時六甲島(Rokko Island)與港島(Port Island)兩個人工島之回填土壤發生嚴重之土壤液化現象，回填料為花崗岩碎料Masado及大阪層之頁岩碎料，其粒徑分佈曲線(有些為礫質土)超出一般液化土之粒徑分佈範圍，見圖十八，因此新版規範將



圖十八 港島與六甲島回填土之粒徑分佈曲線

表一 日本道路協會新舊土壤液化評估方法之比較

項 目	舊 版 (1990)	改 訂 版 (1996)					
需進行液化判定之砂質土層	1.沖積砂質土 2.地下水位在地表面下10m以內，且深度在20m以內 3. $0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}$	1.主要為沖積砂質土 2.地下水位在地表面下10m以內，且深度在20m以內 3.細料含量 $FC \leq 35\%$ ，或塑性指數 $PI \leq 15$ 4. $D_{50} \leq 10\text{mm}$ ，且 $D_{10} \leq 1\text{mm}$					
抗液化安全係數 F_L	$F_L = \frac{R}{L}$	$F_L = \frac{R}{L}$					
動態剪力強度比R	沖積砂質土 $R=R_1+R_2+R_3$ $R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$ $R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \times \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$ $R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq FC < 40\%) \\ 0.004 \times FC - 0.16 & (40\% \leq FC \leq 100\%) \end{cases}$	$R=C_w \times R_L$ $R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & \dots (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{15} \dots (14 \leq N_a) \end{cases}$ 砂質土 $N_a = c_1 \times N_1 + c_2$ $N_1 = 1.7 \times N / (\sigma'_v + 0.7)$ $c_1 = \begin{cases} 1 & \dots (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & \dots (10\% \leq FC < 60\%) \\ (FC / 20) - 1 & \dots (60\% \leq FC) \end{cases}$ $c_2 = \begin{cases} 0 & \dots (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & \dots (10\% \leq FC) \end{cases}$ 礫質土 $N_a = [1 - 0.36 \times \log_{10}(D_{50} / 2)] \times N_1$					
修正係數 C_w	$C_w = C_1 \times C_2 = 1.0$ $C_1 = \frac{(1 + 2k_0)}{3}$ ：現地應力修正係數 C_2 ：地震動波型修正係數	第I型地震動 $C_w = 1.0$ 第II型地震動 $C_w = \begin{cases} 1.0 & \dots (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & \dots (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & \dots (0.4 < R_L) \end{cases}$					
地震時最大剪應力比 L	$L = r_d \times k_s \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	$L = r_d \times k_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$					
地面設計水平震度	$k_s = C_z \times C_G \times C_1 \times k_{s0}$ $k_{s0} = 0.15$ C_z ：地區修正係數 C_G ：地盤修正係數 $C_G = 0.8$ (第I種地盤) 1.0(第II種地盤) 1.2(第III種地盤) C_1 ：重要度修正係數	震度法 $k_{hc} = C_z \times k_{h0}$ $k_{h0} = 0.16$ (第I種地盤) 0.20(第II種地盤) 0.24(第III種地盤)	地震時保有耐力法 $k_{hc} = C_z \times k_{h0}$ 第I型地震動 $k_{h0} = 0.30$ (第I種地盤) 0.35(第II種地盤) 0.40(第III種地盤) 第II型地震動 $k_{h0} = 0.80$ (第I種地盤) 0.70(第II種地盤) 0.60(第III種地盤) C_z ：地區修正係數				
土質參數折減係數 D_E	F_L 之範圍	距地表面之深度(m)	D_E	F_L 之範圍	距地表面之深度(m)	D_E	
						$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
	$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0	$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
		$10 < x \leq 20$	1/3		$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
	$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
		$10 < x \leq 20$	2/3		$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
	$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
		$10 < x \leq 20$	1		$10 < x \leq 20$	1	1

此規定重新修訂，並增加了礫質土抗液化強度之計算公式(見表一)，該式為日本近年來以現地冰凍取樣工法取得不擾動礫質土樣進行動力三軸液化試驗所得之初步結果，尚有待更詳細之驗證。

(2)修正舊規範低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點

此部份反應在 $N_a > 14$ 時所用 R_L 公式之第二項(見表一)，舊規範對所有 N_a 值皆採用該公式之第一項，故嚴重低估高 N 值土壤之抗液化強度。目前新規範雖有改善，惟改善之 N 值範圍及幅度皆不足，見圖八。

(3)以細料含量 $FC(\%)$ 作為考慮細料對抗液化強度影響之參數

舊規範主要以平均粒徑 D_{50} 作為考慮細料影響之參數，新規範則考慮近年來各國規範多以 $FC(\%)$ 為參數及工程實務上之需求，改採 $FC(\%)$ 作為考慮細料對抗液化強度影響之參數(見表一)。其對抗液化強度之影響如圖九所示，顯示其又較JRA法(1990)為保守。

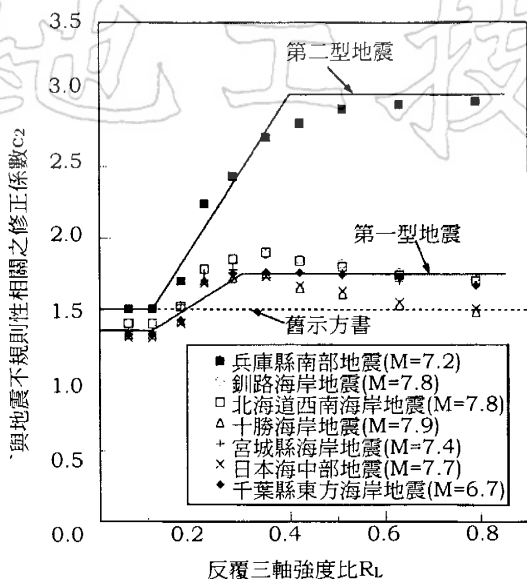
(4)不同地震力及振動特性之考量

新規範耐震設計所考慮的地震主要有兩類，第一類地震為結構物在使用年限內發生機率較高的地震，即國內所謂的中度地震，此時設計方法採用震度法，近似彈性設計法，依地盤種類不同，對應第I、II、III類地盤之標準設計水平震度 k_{ho} 分別為0.16、0.2、0.24，若再考慮震區修正係數 c_z ，對應強、中、弱震區 c_z 分別為1.0、0.85、0.7，則設計水平震度 $k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.112 \sim 0.24$ 。第二類地震為結構物在使用年限內發生機率低但強度大之地震，即國內所謂的極限地震(475年回歸期之地震)，此時設計方法採用地震時保有水平耐力法，近似國內之韌性極限設計法，此類地震依震源機制及振動特性不同，分為二型；第一型為發生於板塊邊界隱沒區

(subduction zone)的大地震(遠震)，如大正12年(1923)之關東大地震，對應第I、II、III類地盤之標準設計水平震度 k_{hco} 分別為0.30、0.35、0.4，若再考慮震區修正係數 c_z ，對應強、中、弱震區 c_z 分別為1.0、0.85、0.7，則設計水平震度 $k_{hc} = c_z \cdot k_{hco} = 0.21 \sim 0.4$ ；第二型為內陸直下型地震(近震)，如平成7年(1995)之兵庫縣南部大地震(即阪神大地震)，對應第I、II、III類地盤，其標準設計水平震度 k_{hco} 分別為0.80、0.70、0.60，若再考慮震區修正係數 c_z ，對應強、中、弱震區 c_z 分別為1.0、0.85、0.7，則設計水平震度 $k_{hc} = c_z \cdot k_{hco} = 0.56 \sim 0.80$ 。上述之設計水平震度遠較國內耐震設計規範規定值為高，尤以第二型內陸直下型地震(近震)為甚。因土壤抗液化強度受地震作用週數之影響甚大，日本都習慣以20cycles作用週數(接近第一型地震動特性)為準，而第二型地震通常具有振動强度高但振動週數少之特性，為此，傳統方式計算出來之抗液化強度需以修正係數 $c_w = c_1 \times c_2$ 作現地應力條件 $c_1 = (1 + 2K_0)/3$ 與地震動特性 c_2 之修正， c_2 之研究結果見圖十九。規範中 c_w 取最高值為2.0，相當等於1~2cycles作用之修正係數，此種作用週數對應於沖擊型(shock type)地震。對於第一型地震，因屬遠震，其作用週數與傳統標準值相近無須進行修正。事實上，對於第二型地震，若不作此修正將無法設計下去。

2.加入土壤液化引致地盤流動化之設計規範

阪神地震時，因土壤液化引致之地盤流動化造成許多結構物的嚴重損害，因此新規範根據經驗，定出會發生地盤流動化之地形與地質條件，並將非液化土層及液化土層之地盤流動力分別以被動土壓及類似靜水壓之方式計算，並隨距海岸或河岸水際線距離及代表整體地盤液化嚴重程度



圖十九 相關地震不規則性分析結果

之液化狀指數 $P_L (P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) (10 - 0.5x) dx)$, 其中 F_L 為安全係數, x 為土層之深度) 進行修正。姑不論其正確性如何, 應為世界上首次明確考慮地盤流動化之耐震設計規範, 值得各界參考。

3. 修訂液化後土質參數之折減係數

新規範重新修訂液化後土質參數折減係數 D_E (見表一), 與舊規範比較, 新規範多了抗液化強度 $R > 0.3$ 時之折減係數 D_E , 而舊規範則無論 R 值的大小, 都採用同樣之折減係數 D_E , 此乃新規範認為抗液化強度 R 值高, 屬緊密土壤, 液化後殘餘強度較鬆砂高, 故其液化後土質參數折減係數應較鬆砂高, 需加以區別出來, 故對於淺層深度 10m 內抗液化強度 $R > 0.3$ 之液化土, 其折減係數 D_E 較舊規範提高約 $1/6 \sim 1/3$ 不等。

五、土壤液化評估規範之前瞻

從各國土壤液化評估規範回顧, 現地試驗案例之分析比較, 到阪神地震後日本道路協會新土壤液化評估規範之簡介, 可

看出各國土壤液化評估規範之演進過程及尚待改進之處。目前我國耐震設計規範所採用之 JRA(1990) 法明顯具有相當大之缺陷, 應儘速修改。事實上, 以作者之觀點, 想要在台灣發展與建立一套本土化完整合理的土壤液化評估規範, 各方面資料均明顯不足, 尚待積極研究的領域如下列:

1. 地震荷載的研究

評估土壤液化所需之地震荷載, 有兩個主要參數, 即地表最大水平加速度 PGA 與作用週數 N_{eq} , 目前規範使用之 PGA 均為利用硬地盤地震記錄以危害度分析方法求得, 而忽略軟弱覆土層對地表 PGA 之影響, 高速鐵路液化評估方法之研究曾探討軟弱覆土層對地表 PGA 之影響 (陳正興, 1994), 研究結果顯示, 當基盤之 $PGA > 0.2g$ 時, 上覆軟土層之地表 PGA 可因土層高阻尼與非線性效應而減小, 其折減係數可取 0.8。此外, 自從 Seed(1969, 1975) 利用加州地震記錄提出作用週數 N_{eq} 與地震規模 M 間之統計關係後, 各界一直引用, 實際上, 該關係與當地的震源路徑、震波傳遞機制、局部土壤條件與代表性權重液化曲線之選取等因素息息相關, 目前台灣地區尚未建立出適合本身地震環境、地質條件與土壤液化特性之 $N_{eq} \sim M$ 之關係, 欲由設計地震估計地震作用週數, 仍沿用 Seed(1975) 之關係曲線。

2. 地震時土層剪應力與深度之關係

前述 Seed 與 Idriss 或 Iwasaki 等人所建議 r_d 隨深度變化之關係, 與台灣實際案例反算結果不符, 且過於粗略, 實應進一步建立本土性之 r_d 值隨深度變化關係, 以掌握地震時土層剪應力隨深度之變化。

3. 土壤抗液化強度之估計

目前國內對於乾淨砂土抗液化強度之估計已具有相當多之資料, 惟對於含有細料及礫石之土壤, 其抗液化強度之合理估計, 尚待許多更嚴謹之試驗研究來釐清,

而如何將細料或礫石含量轉換成相當之貫入阻抗，如SPT-N，CPT- q_c 等，亦是有待研究的課題。

4. 液化土土質係數之折減

日本道路協會所建議之液化土土質係數折減表係Iwasaki等人(1978,1982)早期在試驗室進行液化土模型試驗及振動台試驗後，整理相關試驗結果所提出之建議，若仔細研讀其發表之論文，試驗結果與論點皆不夠完整。因此有關液化土土質係數折減之問題，尚有待大量之模型及振動台試驗來驗證，並尋求合理解決之道。

5. 地盤液化嚴重程度之定義

目前判定液化多以地表下20m深以內之地盤為對象，液化分析結果多以安全係數隨深度之變化表示，可是液化土層之厚度及所在位置之深淺對液化後整個地盤工程行為之影響，並無法借上述方式反應出來。因此Iwasaki等人於1978年首先提出地盤液化狀指數 P_L 以反映地盤液化嚴重程度。此觀念提出後，中國大陸建築耐震設計規範(1989)即加以引用，針對不同重要性之建物及其對應之地盤液化嚴重程度定出相應之抗液化對策。日本道路協會新規範亦引用此觀念調整不同液化嚴重程度時地盤流動力的大小，國內，黃富國(1996)，黃俊鴻(1998)，與葉文謙等人(1998)亦將此觀念分別應用於高速鐵路南部段、南二高與新化斷層交會處與彰濱工業區鹿港西二區試車場基地之土壤液化評估工作。可見此觀念逐漸被認同，應於未來新的土壤液化評估規範加以應用。

6. 土壤液化風險之考量

國、內外有關土壤液化機率分析及風險的研究，不勝枚舉，除考慮地震之時空隨機性及土質之空間隨機分佈，尚包含有探查方法及試驗結果之不確定性，相當複

雜。惜未歸納出以風險為依據之分析結果，供設計規範採用。

7. 土壤液化之調查重點

大部份的現行規範都未詳細規定土壤液化之調查重點，事實上，有時土壤參數選擇上之差異，對分析結果的影響遠超過不同評估方法間之差異，如SPT的操作方法、落錘打擊能量之量測、地下水位之觀測(長期或短期)、細料含量之正確性等，都對土壤液化之評估結果影響很大。因此完整的土壤液化評估規範應規範土壤液化之調查重點，確保地質調查之品質，方能提供可靠的分析結果。

六、結語

本文闡述各國有關土壤液化評估規範之過去、現在與未來，目的在於了解過去與檢討現在，更寄望於發展未來，期使國內能有一合理適用之評估規範，增進國內工程建設抗液化之安全性。惟評估規範及方法是死的，但使用是活的，常見到一些離譜的分析結果與方案，都肇因於使用人對土壤行為認識不足，對地震及地質資料之來源及意義模糊不清，連帶地對參數之擷取完全沒有感覺，以致輸入錯誤，獲得完全不正確的分析結果而不自知。土壤液化問題是一門專業，也是一門藝術，從工程規範之制定、工程分析之應用、對策處理與風險評估，在在都需要大地工程師之「專業判斷」作基礎，方能提供合理且有效之設計。寄語工程事業主管機關及業主應重視專業，委託專業，只有專業設計才能提供有效之對策，將土壤液化災害之風險減至最低。

地工技

七、誌謝

本文部份研究成果係由交通部高速鐵路工程局與國道新建工程局提供研究經費支助完成，特此致謝。相關研究計畫執行期間，中興工程顧問公司多位工程師及中央大學與台灣大學眾多研究生在現場及室內工作的協助，亦深表謝意。

參考文獻

- 內政部營建署(1997)，“建築技術規則建築構造編建築耐震設計規範及解說”。
- 中興工程顧問社(1993)，“土壤液化潛能評估方法研究期末報告第一冊(分析評估報告)”，交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
- 中興工程顧問社(1993)，“土壤液化潛能評估方法研究期末報告第二冊(現地探查暨室內試驗)”，交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
- 中華人民共和國國家標準(1989)，“建築抗震設計規範 GBJ11-89”，中國建築工業出版社，北京。
- 日本建築學會(1988)，“建築基礎構造設計指針”。
- 日本道路協會(1990)，“道路橋示方書・同解說，V耐震設計編”。
- 日本道路協會(1996)，“道路橋示方書・同解說，V耐震設計編”。
- 交通部(1995)，“公路橋梁耐震設計規範”，幼獅出版社。
- 國家地震工程研究中心(1992)，“台灣地區高速鐵路地震及耐震設計準則計畫”，交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
- 陳正興(1994)，“台灣地區高速鐵路覆蓋土層加速度放大係數之研究”，交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
- 黃俊鴻，李崇正，黃富國(1998)，“新化斷層與南二高交會處之土壤液化評估與防治建議”，交通部國道新建工程局研究報告。

黃富國(1996)，“土壤液化之危害度分析”，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文。

葉文謙，吳建閩，鐘毓東，余明山(1998)，“液化風險與土壤改良評估案例”，地工技術雜誌，第67期，第43至54頁。

鐘毓東，謝百鍾(1986)，“簡易土壤液化分析法”，結構工程，第一卷，第三期，第37至47頁。

HWANG, J.H. and CHEN, C.H. (1995), "Study on Stress Reduction Factor r_d for Liquefaction Analysis," *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, pp. 617-622.

ISHIHARA, K. (1990), "Evaluation of Liquefaction Potential and Consequent Deformation in Sand Fills," *Proc. Seismic Workshop for 2030 Master Plan of Port of Los Angeles, Los Angeles*.

IWASAKI, T., TATSUOKA, F., and YASUDA, S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," *Proceedings, Second International Conference Microzonation Safer Construction Research Application*, Vol. 2, pp. 885-896.

IWASAKI, T., ARAKAWA, T. and TOKIDA, K. (1982), "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes," *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Southampton*, pp. 925-939.

ROBERTSON, P.K. and CAMPANELLA, R.G. (1985), "Liquefaction Potential of Sands using the CPT," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 3, pp. 384-403.

SEED, H.B. and IDRISS, I.M. (1969), "Rock Motion Accelerograms for High-magnitude Earthquakes," *EERC Report 69-7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*.

SEED, H.B. and IDRISS, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 107, No. SM9, pp. 1249-1274.

SEED, H.B., IDRISS, I.M., MAKDISI, F. and BANERJI, N. (1975), "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis," *EERC Report 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*.

SEED, H.B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake," *ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.

SEED, H.B., IDRISS, I.M. and ARANGO I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," *ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.

SEED, H.B., K. TOKIMATSU, L.F. HARDER, and CHUNG, R.M. (1984), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *Report No. UBC/EERC-84/15, Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, California*.

SEED, H.B., K. TOKIMATSU, L.F. HARDER, and CHUNG, R.M. (1985), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.

SEED, R.B. and HARDER, L.F. (1990), "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength," in *J.M.*

Duncan ed., Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley, California, Vol. 2, pp. 351-376.

SHIBATA, T. and TEPARAKSA, W. (1988), "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests," *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.

STARK, T.D. and OSLON, S.M. (1995), "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 12, pp. 856-869.

TATSUOKA, ET AL. (1980), "Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation," *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 4, pp. 95-111.

TOKIMATSU, K. and YOSHIMI, Y. (1983), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content," *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.

TOKIMATSU, K. and UCHIDA, A. (1990), "Correlation between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity," *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 2, pp. 33-42.

本文之討論意見將在後期刊出，請您將意見於
兩個月內寄交本刊編輯委員會。

87年09月16日 收稿
87年09月25日 修改
87年10月30日 接受