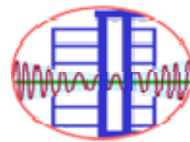


「混凝土結構設計規範」、「建築物耐震設計規範及解說」、「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」及「鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範」等
100 年度技術規範系列宣導說明會

【第二日】

《建築物耐震設計規範及解說》
《鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說》
《鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範》



主辦單位：內政部營建署、

國家地震工程研究中心、

中國土木水利工程學會

協辦單位：中華民國地震工程學會、

中華民國結構工程學會

台北場次：臺灣科技大學綜合研究大樓一樓 105 室

RB-演講廳(100 年 5 月 24 日、5 月 25 日)

高雄場次：國立高雄海洋科技大學楠梓校區音樂廳

(100 年 5 月 30 日、5 月 31 日)

台北場議程表

(第一天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 24 日 (二)	08:10~08:30	報 到
	08:30~08:40	開幕致詞
	08:40~09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總 則 第二章 分析與設計 附篇 B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇 C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇 F 工作應力法 盧衍祺 教授
	09:30~10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力 - 梁、柱 趙文成 教授
	10:20~10:40	休 息
	10:40~11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力 胡銘煌 總監
	11:30~12:20	混凝土結構設計規範 (七) 附篇 D 混凝土結構用錨栓 柯鎮洋 總經理
	12:20~13:40	午 餐
	13:40~14:30	混凝土結構設計規範 (五) 第十五章 耐震設計之特別規定 王炤烈 資深協理
	14:30~15:20	混凝土結構設計規範 (六) 附篇 A 壓拉桿模式 胡銘煌 總監
	15:20~15:40	休 息
	15:40~16:30	混凝土結構設計規範 (四) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則 陳正平 技師
	16:30~17:00	綜合討論 當日講員

台北場議程表

(第二天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 25 日 (三)	08:10~08:30	報 到
	08:30~09:30	建築物耐震設計規範及解說 (一) A.建築物耐震設計規範與解說歷年沿革與本次修訂總說明 B.結構系統分類與韌性容量修訂說明 張國鎮 主任 翁元滔 博士
	09:30~10:30	建築物耐震設計規範及解說 (二) A.地盤分類標準、週期上限係數、建築物間隔、土壤液化判定準則等修定說明 B.臺北盆地設計地震微分區修訂說明 柴駿甫 博士 簡文郁 博士
	10:30~10:50	休 息
	10:50~12:00	建築物耐震設計規範及解說 (三) A.新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明 B.隔震建築物設計修訂說明及含被動消能系統建築物設計之修訂建議 姚昭智 教授 汪向榮 博士
	12:00~13:30	午 餐
	13:30~14:20	建築物耐震設計規範及解說 (四) A.近斷層地區之設計地震檢討及未來規範修訂建議 B.綜合討論 簡文郁 博士 相關講員
	14:20~14:40	休 息
	14:40~15:30	鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 陳誠直 教授
	15:30~16:20	鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範 陳正誠 教授
	16:20~17:00	鋼骨鋼筋混凝土構造規範綜合討論 相關講員

高雄場議程表

(第一天)

時間		講題	主講人
100 年 5 月 30 日 (一)	08:10~08:30	報 到	
	08:30~08:40	開幕致詞	
	08:40~09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總 則 第二章 分析與設計 附篇 B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇 C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇 F 工作應力法	黃世建 教授
	09:30~10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力 - 梁、柱	林炳昌 教授
	10:20~10:40	休 息	
	10:40~11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力	方一匡 教授
	11:30~12:20	混凝土結構設計規範 (四) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則	李姿瑩 教授
	12:20~13:40	午 餐	
	13:40~14:30	混凝土結構設計規範 (六) 附篇 A 壓拉桿模式	方一匡 教授
	14:30~15:20	混凝土結構設計規範 (七) 附篇 D 混凝土結構用錨栓	柯鎮洋 總經理
	15:20~15:40	休 息	
	15:40~16:30	混凝土結構設計規範 (五) 第十五章 耐震設計之特別規定	王炤烈 資深協理
	16:30~17:00	綜合討論	當日講員

高雄場議程表

(第二天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 31 日 (二)	08:10~08:30	報 到
	08:30~09:30	建築物耐震設計規範及解說 (一) A.建築物耐震設計規範與解說歷年沿革與本次修訂總說明 B.結構系統分類與韌性容量修訂說明 張國鎮 主任 翁元滔 博士
	09:30~10:30	建築物耐震設計規範及解說 (二) A.地盤分類標準、週期上限係數、建築物間隔、土壤液化判定準則等修定說明 B.臺北盆地設計地震微分區修訂說明 柴駿甫 博士 簡文郁 博士
	10:30~10:50	休 息
	10:50~12:00	建築物耐震設計規範及解說 (三) A.新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明 B.隔震建築物設計修訂說明及含被動消能系統建築物設計之修訂建議 姚昭智 教授 汪向榮 博士
	12:00~13:30	午 餐
	13:30~14:20	建築物耐震設計規範及解說 (四) A.近斷層地區之設計地震檢討及未來規範修訂建議 B.綜合討論 簡文郁 博士 相關講員
	14:20~14:40	休 息
	14:40~15:30	鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 陳誠直 教授
	15:30~16:20	鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範 陳正誠 教授
	16:20~17:00	鋼骨鋼筋混凝土構造規範綜合討論 相關講員

建築物耐震設計規範與解說 歷年沿革與本次修訂總說明

張國鎮

國家地震工程研究中心 主任
國立台灣大學土木工程系 教授

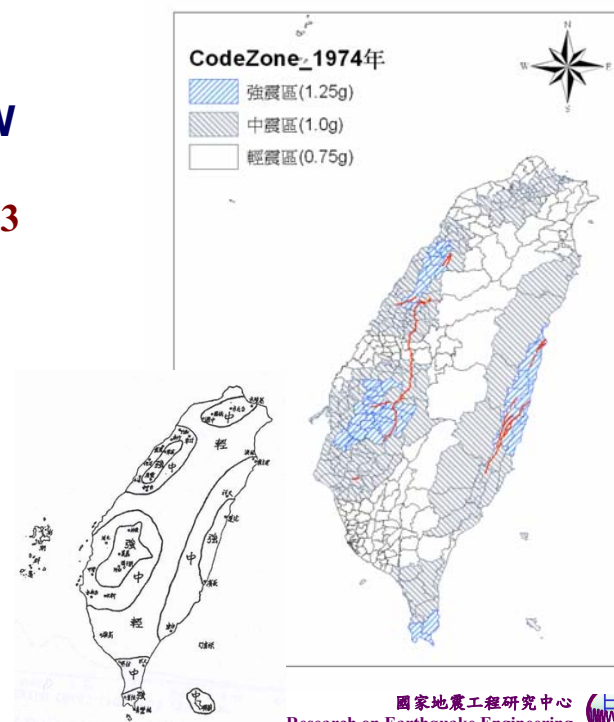
2011.05.25

Seismic Force Requirements in Taiwan

□ 1974

● Base shear: $V=ZKCW$

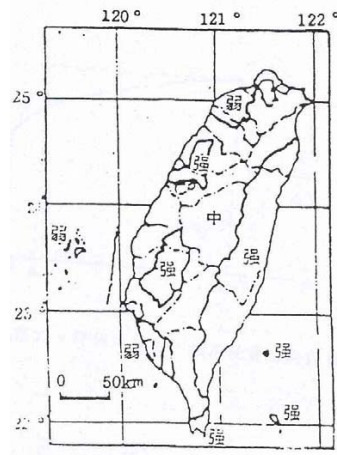
- $Z = 1.25, 1.0, 0.75$
- $K = 0.67, 0.8, 1.0, 1.33$
- $C = 0.1/\sqrt[3]{T} \leq 0.1$
- $W = D+0.25L$



□ 1982

● Base shear: $V = ZKCIW$

- $Z = 1.0, 0.8, 0.6$
- $K = 0.67, 0.8, 1.0, 1.33$
- $C = 1/8\sqrt{T} \leq 0.15$
- $I = 1.0, 1.25, 1.5$
- $W = D$



CodeZone_1982年

- 強震區(1.0g)
- 中震區(0.8g)
- 弱震區(0.6g)



國家地震工程研究中心

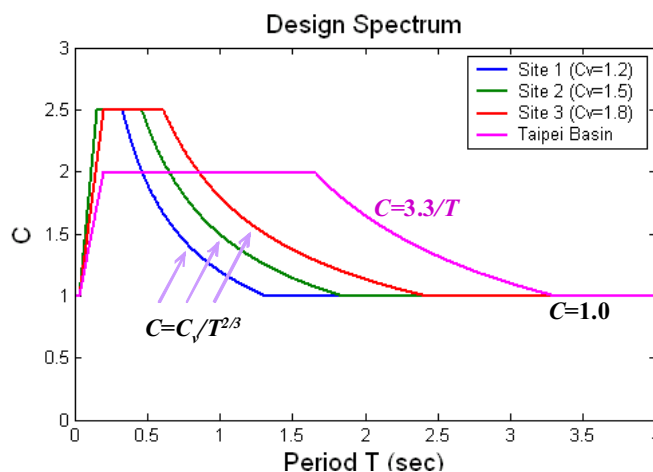
National Center for Research on Earthquake Engineering



□ 1997

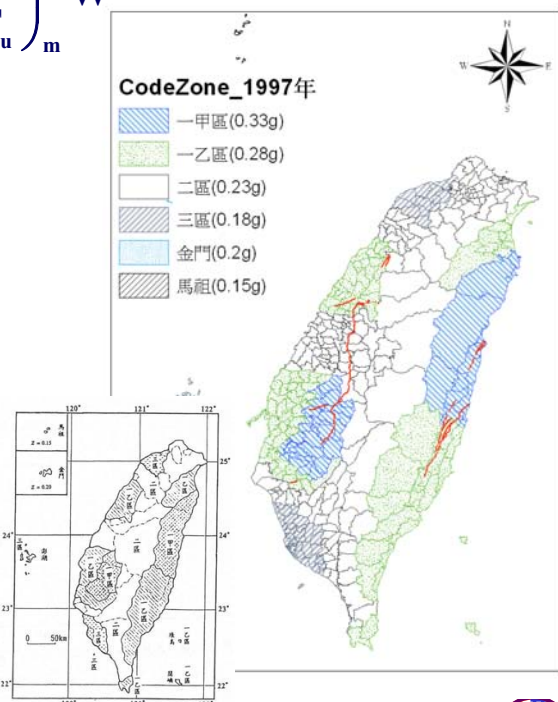
● Base shear: $V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W$

- $Z = 0.33, 0.28, 0.23, 0.18$
- C : for 3 site classification and Taipei Basin



CodeZone_1997年

- 一甲區(0.33g)
- 一乙區(0.28g)
- 二區(0.23g)
- 三區(0.18g)
- 金門(0.2g)
- 馬祖(0.15g)



國家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering

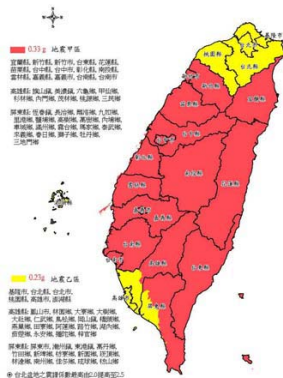


□ 1999 (after Chi-Chi EQ)

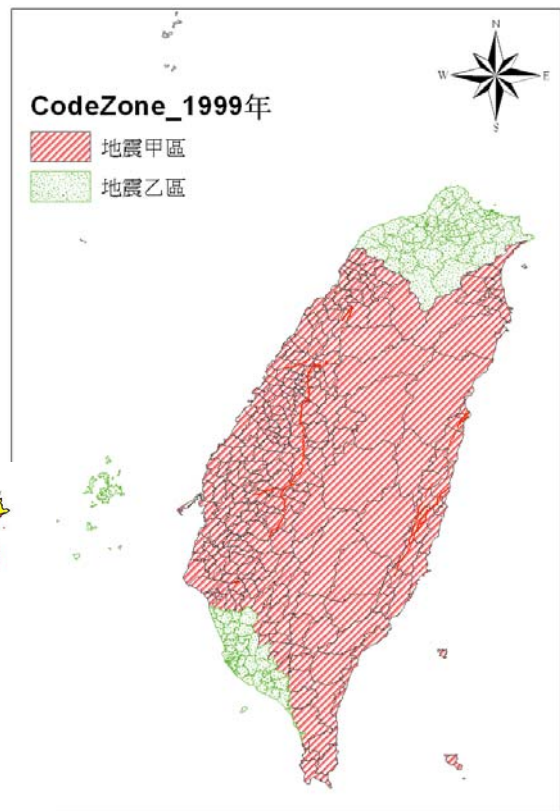
● Base shear:

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W$$

- $Z = 0.33, 0.23$
- $C_{\max} = 2.5$ for Taipei Basin



臺灣地區震區劃分建議圖



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



Seismic Design Force (2005)

□ Base Shear for General Sites at Design Level

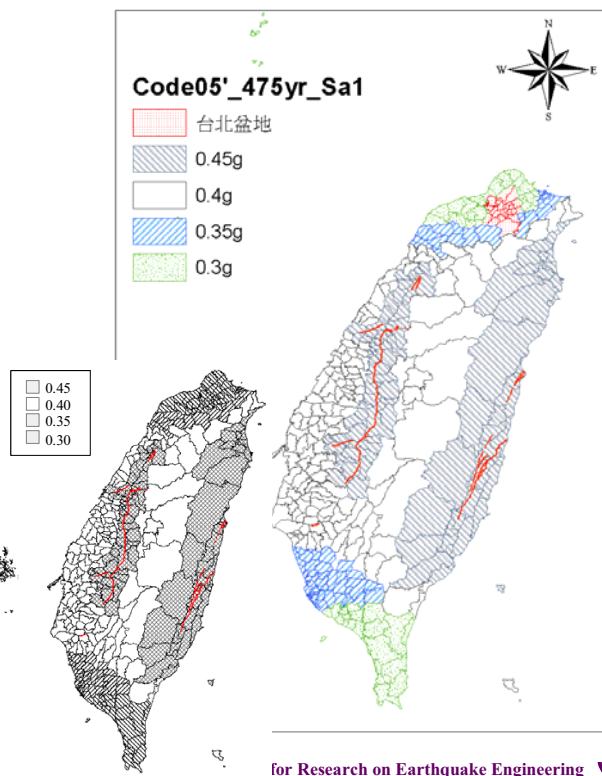
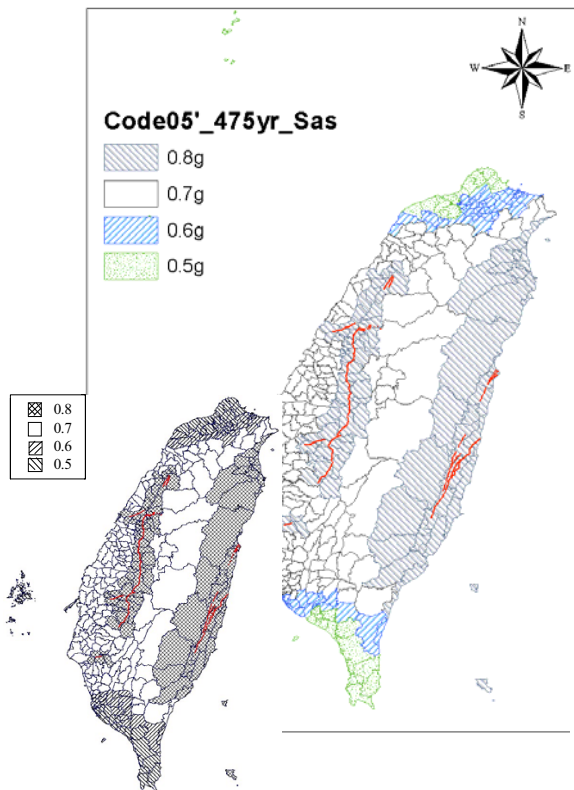
- Mapped design spectral response acceleration parameters
 - Based on uniform hazard analysis (10%/50 yrs., 2%/50 yrs.)
 - 5% damped spectral response acceleration at short periods and 1.0 second

S_S^D	0.8g	0.7g	0.6g	0.5g
S_1^D	0.45g	0.40g	0.35g	0.30g



at short periods (S_s^D)

at 1.0 second (S_1^D)

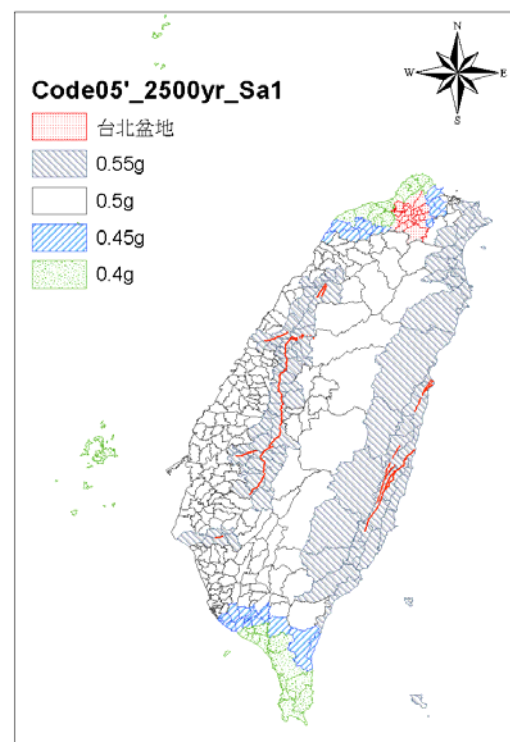
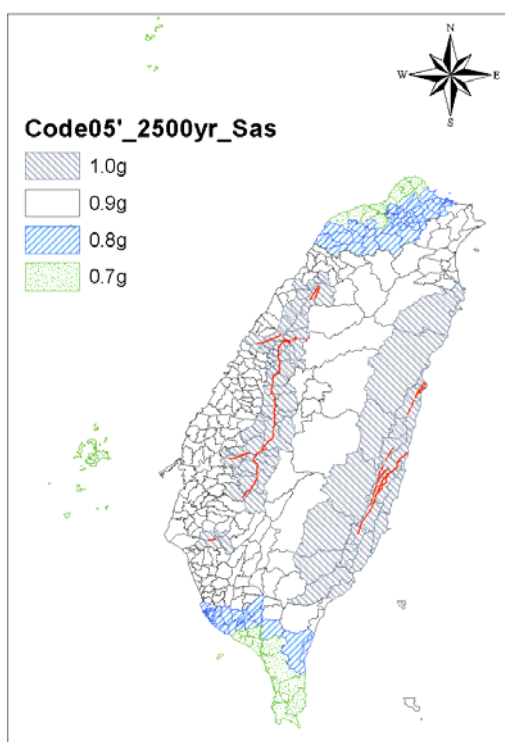


for Research on Earthquake Engineering



at short periods (S_s^M)

at 1.0 second (S_1^M)

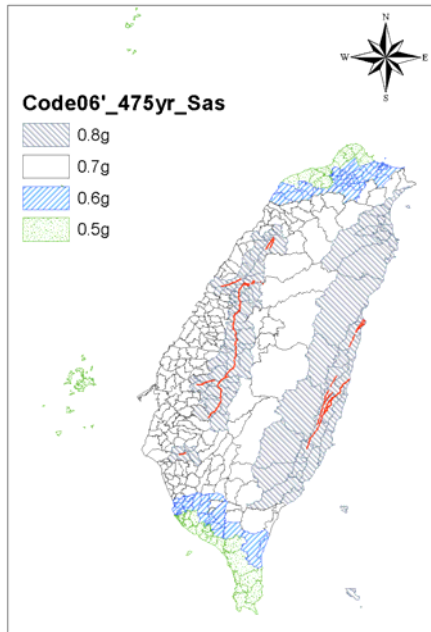


for Research on Earthquake Engineering

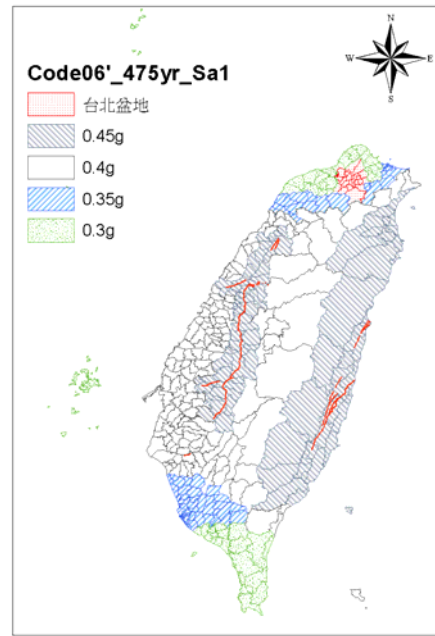


Modify Table C2.1(from 2006)

at short periods (S_s^D)



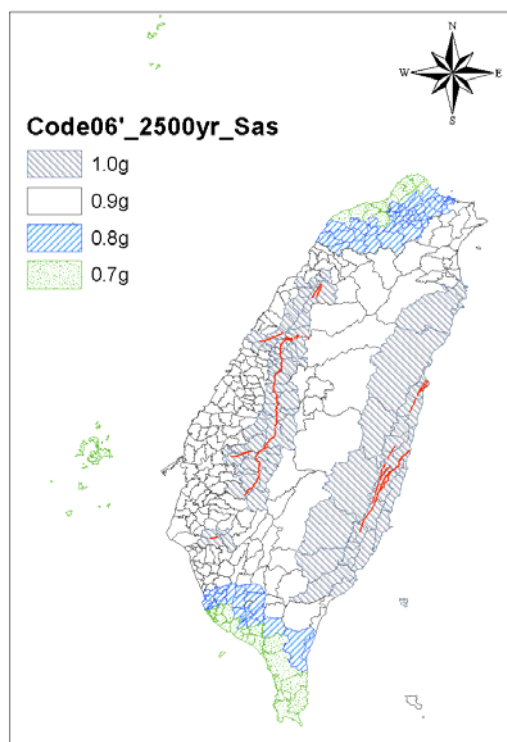
at 1.0 second (S_1^D)



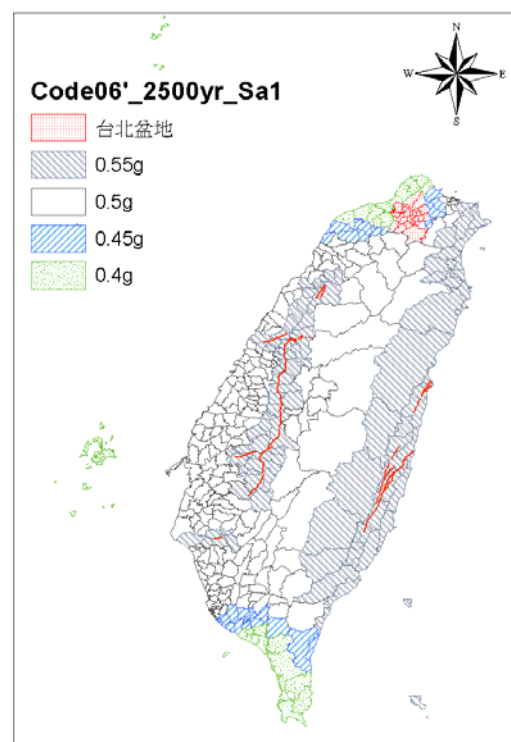
INSTITUTE OF SEISMIC ENGINEERING



at short periods (S_s^M)



at 1.0 second (S_1^M)



INSTITUTE OF SEISMIC ENGINEERING



本次修訂總說明(1/3)

□ 第一章 通則

- 修正規定第1.7節，配合鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說原第9.3.2節修正，將有關SRC構造之梁或柱韌性折減係數 α_B 及 α_C 取消。
- 納入已被國外設計規範所採用，且符合國內現況需求之新式結構系統，並刪除不合時宜之結構系統。另修正部分結構系統名稱以明確表達其材料種類及其梁、柱邊界構材之種類。（修正表1-3）
- 參照美國IBC規範及相關技術報告，調整各類結構系統之韌性容量值及其高度限制。（修正表1-3）



本次修訂總說明(2/3)

□ 第二章 靜力分析方法

- 地盆分類準則修訂
- 週期上限係數 C_u 修訂
- 臺北盆地微分區修訂
- 建築物間隔檢核修訂

□ 第四章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力

- 新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明



本次修訂總說明(3/3)

□ 第八章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

- 配合行政院九十七年十一月二十七日核定修正之「建築物實施耐震能力評估及補強方案」修正部分文字。
(修正第8.1節、第8.2節)

□ 第九章 隔震建築物設計

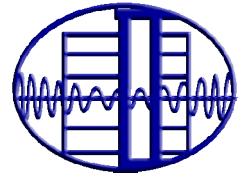
- 大幅修訂隔震建築物設計規定以符合現況

□ 第十一章 其它耐震相關規定

- 刪除液化潛能判定時之用途係數 I 值，液化潛能判定係評估在特定地震條件下飽和砂土層發生液化之潛勢，潛勢並不會隨建築物重要性而不同。(修正第11.1.3節)



簡報完畢
敬請指教



結構系統分類與韌性容量 修訂說明

100.05.25

修訂要點：

- 第1.7節中有關結構系統分類之定義，並將其英文縮寫代號部份移至該節之解說
- 修訂表1-3，將目前已被國外設計規範所採用、且符國內現況需求的新式結構系統且加以納入，並將不合時宜之結構系統予以刪除
- 調整表1-3之格式使之更加條理分明，並修改結構系統名稱以明確表達其材料種類及其梁、柱邊界構材之種類
- 參照美國IBC規範及相關技術報告，調整各類結構系統之韌性容量值及其高度限制。



修訂方法與原則(1)

- 有關韌性容量R值，基本上皆以IBC2006之韌性容量R值乘上4.8/8來轉成台灣之R值，並經規範研究發展委員會之與會人員審閱後，連同其對應之高度限制再作細部修訂以求取其前後一致。
- 「承重牆系統」類中有關輕構架牆部份建議針對台灣實際使用狀況，分成「具剪力嵌版」及「具對角斜撐」兩種，而「僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆」及「斜撐承受垂直載重之斜撐構架」兩種在國內實為少見，故建議刪除。



修訂方法與原則(2)

- 原表中所列「磚石造」用作剪力牆此類建議皆予刪除。
- 在此複合(Composite)結構類(合成構造)皆改稱為鋼骨鋼筋混凝土造(SRC)。
- 原訂表中有關構架含剪力牆或斜撐系統中，皆未詳細說明其邊界構材是何種類，故建議修訂任一種構架含剪力牆或斜撐系統名稱，以清楚說明其邊界構材，例如原訂「構架系統」中的項目3：剪力牆，又細分成「鋼造」或「鋼筋混凝土造」兩種，但未指明其邊界構材為何，故若其剪力牆為鋼筋混凝土造，則重訂其名稱為「鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材」。



修訂方法與原則(3)

- 有關二元系統部份，若為具非結構牆之二元系統，則其韌性容量值一律為不具非結構牆之二元系統韌性容量值的 $4.0/4.8=5/6$ 倍。
- 表格中不列入結構系統之英文縮寫，改列於1.7節之解說中，並加列新式結構系統之英文縮寫及其定義。
- 目前內政部建研所已針對SRC設計規範完成修訂研擬，其中有關SRC構造之梁或柱韌性折減係數 α_B 及 α_C 傾向取消，亦即不折減。

NCREE

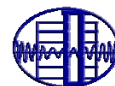


TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS¹
(For occupancies regulated by BSC and HCD 1 & HCD2 use Table 16.1-N)

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ²	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_0	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet)
				× 304.8 for mm
CBC 2001	1. Bearing wall system			
	1. Light-framed walls with shear panels	5.5	2.8	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	4.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls			
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete ³	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
95年耐震 規範表1.3	一、承重牆系統		
	1. 具剪力嵌版之輕構架牆		
	(1) 三樓以下三夾版嵌版牆	3.2	20
	(2) 其他輕構架嵌版牆	2.4	20
	2. 剪力牆		
	(1) 鋼筋混凝土造	3.3	50
	(2) 磚石造	2.0	20
	3. 僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆	1.6	20
	4. 斜撐承受垂直載重之斜撐構架		
	(1) 鋼造	3.0	50
	(2) 木造	1.6	20

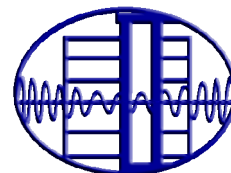
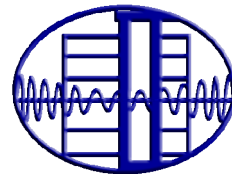


表1.3修訂對照說明 (參見附件一)

現行			修訂建議		
結構系統敘述	R	高度限制	結構系統敘述	R	高度限制
1.具剪力嵌版之輕構架牆			1.輕構架牆		
(1)三樓以下三夾版嵌版牆	3.2	20	(1)具剪力嵌版	3.2	12
(2)其他輕構架嵌版牆	2.4	20	(2)具對角斜撐	2.4	20
2.剪力牆			2.鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.2	50
(1)鋼筋混凝土造	3.3	50			
(2)磚石造	2.0	20			
3.僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆	1.6	20			
4.斜撐承受垂直載重之斜撐構架					
(1)鋼造	3.0	50			
(2)木造	1.6	20			



1.7節 結構系統條文與解說修正說明 (參見附件二)

條文及解說修訂摘要(1)

- 考慮各類結構設計範未能與本規範同步修訂，其間可能有新型或改良後之結構系統出現，而被特定結構設計規範所認可，故在此說明未定義之結構系統為未列入表1-3之結構系統。鎮
- 表1-3之結構系統，有關鋼板牆及鋼板鋼筋混凝土牆相關結構系統之設計多須特別考量細節，國內目前尚無設計規範可供依循。



條文及解說修訂摘要(2)

■ 結構系統之定義及其英文代號改列於解說

表1.3所提及具有英文縮寫代號之結構系統的定義如下：

- (一) 偏心斜撐構架 (**EBF**)：鋼造構架中斜撐不對準梁柱接頭，其設計符合韌性設計要求者。
- (二) 部分韌性抗彎矩構架 (**IMRF**)：抗彎矩構架符合部分韌性設計要求者。
- (三) 韌性抗彎矩構架 (**SMRF**)：符合韌性設計要求之抗彎矩構架。
- (四) 特殊同心斜撐構架 (**SCBF**)：符合韌性設計要求之同心斜撐構架。
- (五) 挫屈束制支撐構架 (**BRBF**)：符合韌性設計要求之挫屈束制支撐構架。
- (六) 鋼板剪力牆構架 (**SPSWF**)：符合韌性設計要求之鋼板剪力牆構架。



條文及解說修訂摘要(3)

■ 具非結構牆之二元系統不列入表1-3，改在1.7節解說內說明其韌性容量訂定方式

若為具非結構牆之二元系統，則其韌性容量值一律為不具非結構牆之二元系統韌性容量值的5/6倍。

■ 參照內政部所訂最新「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」中之規定，取消折減SRC構造系統之韌性容量折減規定

因原先所考慮鋼筋施工性與混凝土填充性之影響皆因此類構造之施工品質可有效改善，故可不考慮折減其韌性……



條文及解說修訂摘要(4)

■ 增列新式結構系統之說明

目前美國**AISC**耐震設計規範(**AISC 2005**)已增訂有關挫屈束制支撐構架與鋼板剪力牆構架系統之設計要求等規定，而目前台灣鋼構造建築鋼結構設計技術規範並未列入此等系統之相關規定，故在此先參照美國**ASCE 7-05(ASCE 2006)**有關此二類結構系統之韌性容量規定以增列其韌性容量值於表1.3內。



後續修訂方向

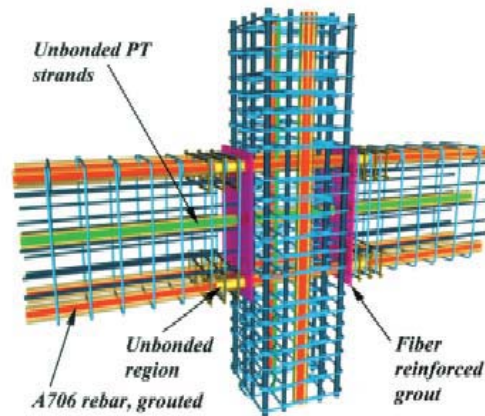
- 配合新式結構系統之推廣與應用
- 力求與其它構造規範同步增修設計要求
- 更新設計參數例如韌性容量或基本週期經驗公式估算等



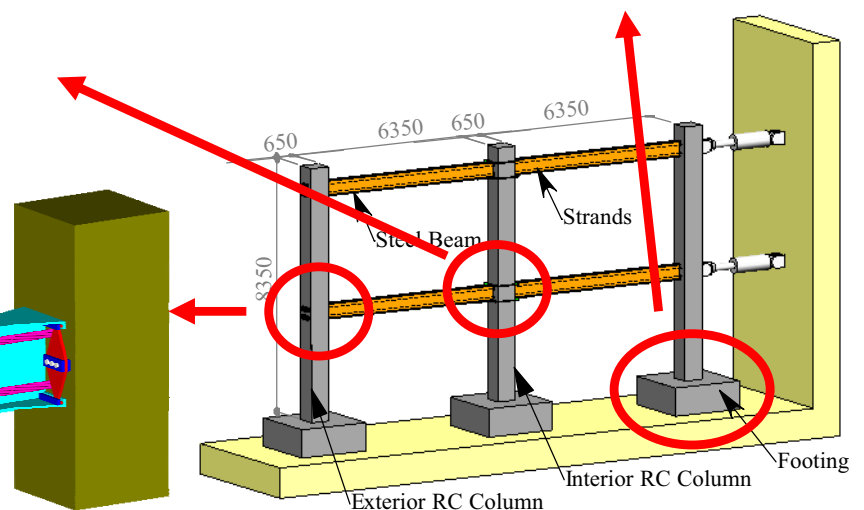
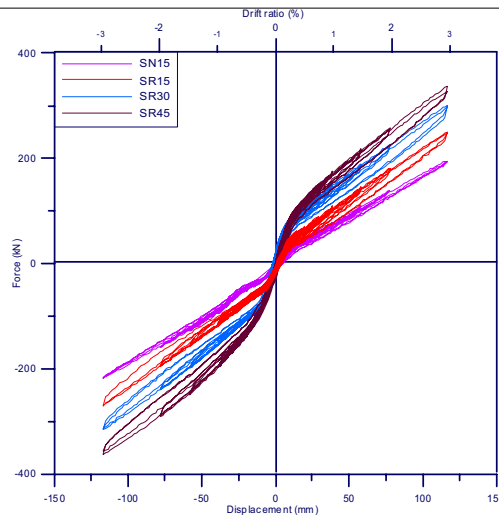
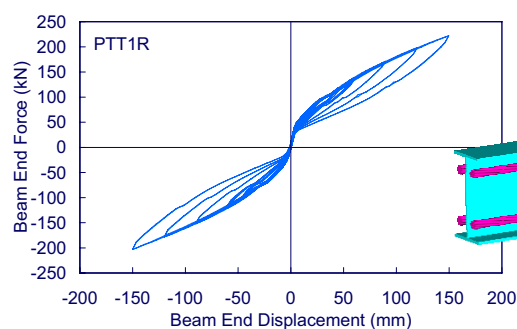
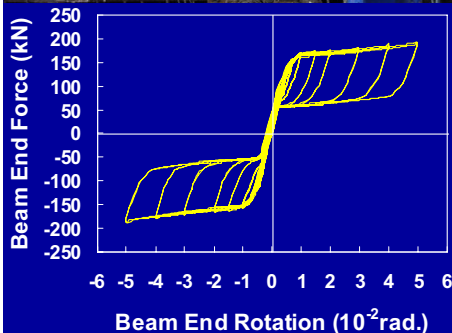
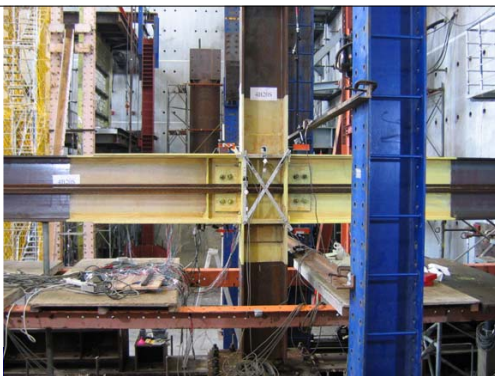
Paramount Residential Towers



- 39-Story Building in San Francisco (2001)
- 478 Precast Moment-Frame Columns
- 732 Precast Moment-Frame Beams
- 68 Precast Gravity Columns
- 312 Prestressed Beams



(Courtesy: Englekirk)

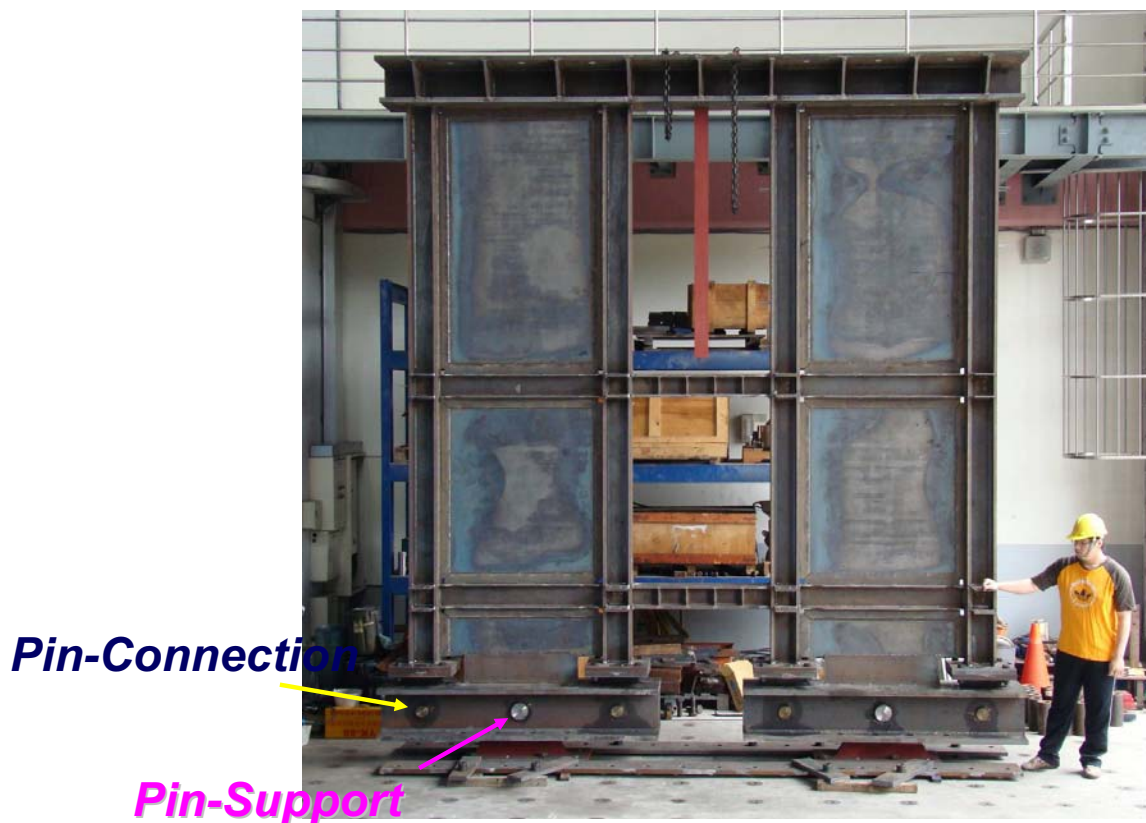


Examples of Implementation

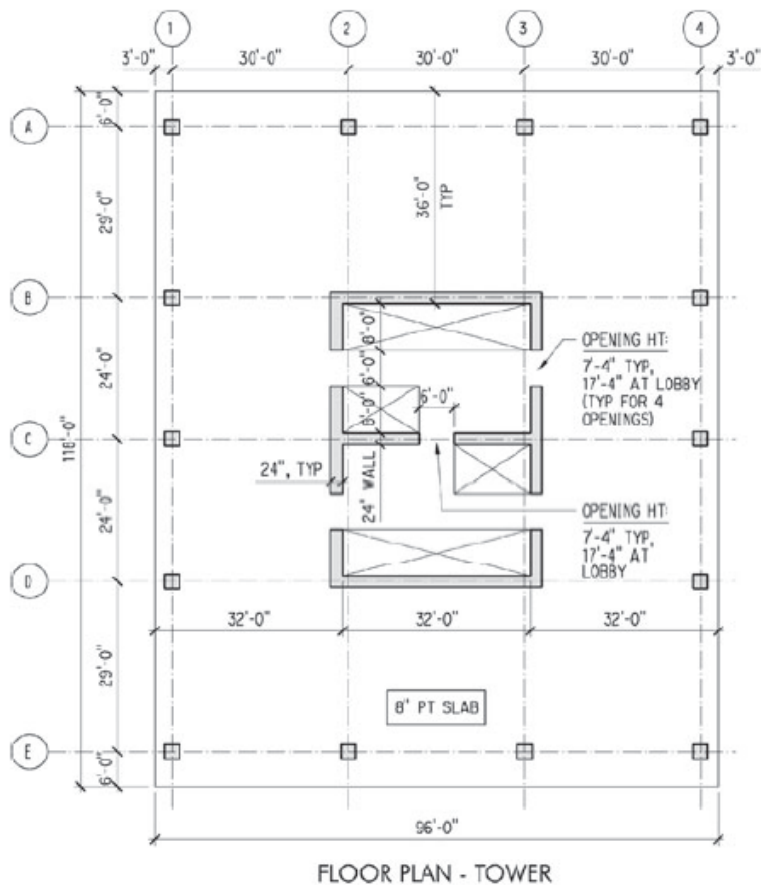
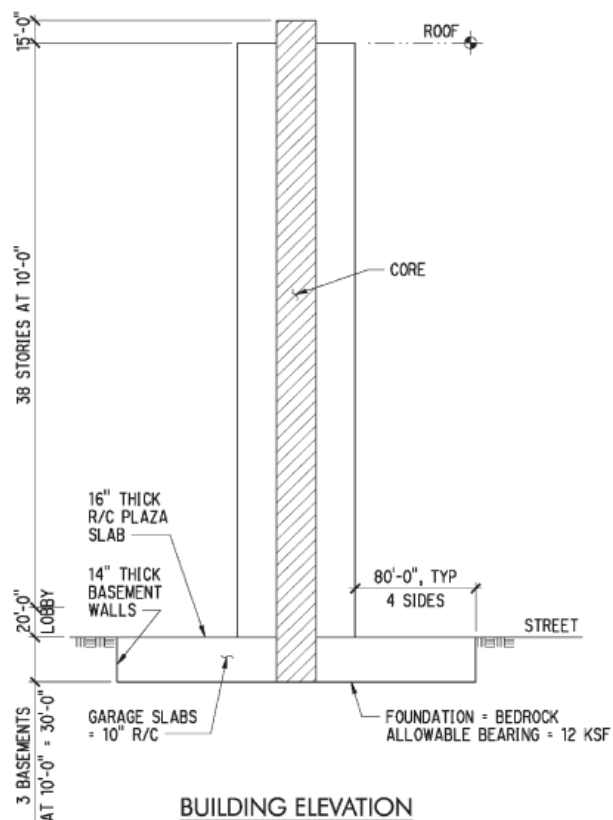
- *U.S. Federal Courthouse, Seattle*



Test Specimen



韌性核心RC牆系統



附件一

建築物耐震設計規範及解說第一章之表 1.3 修訂說明

詳見所附表格，其中比較台灣現行耐震規範有關韌性容量 R 與高度限制之原有內容與修訂建議。

1. 有關韌性容量 R 值，基本上皆以 IBC2006 之韌性容量 R 值乘上 4.8/8 來轉成台灣之 R 值，並經規範研究發展委員會之與會人員審閱後，連同其對應之高度限制再作細部修訂以求取其前後一致。
2. 「承重牆系統」類中有關輕構架牆部份建議針對台灣實際使用狀況，分成「具剪力嵌版」及「具對角斜撐」兩種，而「僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆」及「斜撐承受垂直載重之斜撐構架」兩種在國內實為少見，故建議刪除。
3. 原表中所列「磚石造」用作剪力牆此類建議皆予刪除。
4. 在此複合(Composite)結構類(合成構造)皆改稱為鋼骨鋼筋混凝土造(SRC)。
5. 原訂表中有關構架含剪力牆或斜撐系統中，皆未詳細說明其邊界構材是何種類，故建議修訂任一種構架含剪力牆或斜撐系統名稱，以清楚說明其邊界構材，例如原訂「構架系統」中的項目 3：剪力牆，又細分成「鋼造」或「鋼筋混凝土造」兩種，但未指明其邊界構材為何，故若其剪力牆為鋼筋混凝土造，則重訂其名稱為「鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材」。
6. 有關二元系統部份，若為具非結構牆之二元系統，則其韌性容量值一律為不具非結構牆之二元系統韌性容量值的 $4.0/4.8=5/6$ 倍。

表 1.3 結構系統韌性容量 R

修訂建議				台灣現行規範			
基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)	
一、承重牆系統	1.輕構架牆			具剪力嵌版之輕構架牆			
	(1)具剪力嵌版	3.2	12	(1)三樓以下三夾版嵌版牆	3.2	20	
	(2)具對角斜撐	2.4	20	(2)其他輕構架嵌版牆	2.4	20	
	2.鋼筋混凝土牆配置鋼筋	3.2	50	2.剪力牆			
	混凝土邊界構材				(1)鋼筋混凝土造	3.3	50
					(2)磚石造	2.0	20
					3.僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆	1.6	20
					4.斜撐承受垂直載重之斜撐構架		
					(1)鋼造	3.0	50
					(2)木造	1.6	20

	(5)鋼筋混凝土邊界構件 造特殊同心斜撐配置鋼	3.6	50		
	(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊 界構件	4.8	50		

修訂建議			台灣現行規範	
基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)	
三、抗彎矩構架系統	抵抗地震力結構系統敘述			
	1.特殊抗彎矩構架			
	(1)鋼造	4.8	不限	不限
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	不限	不限
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造	4.8	不限	不限
	2.部分韌性抗彎矩構架			
	(1)鋼造	3.2	12	50
	(2)鋼筋混凝土造	2.8	12	50
	3.特殊鋼桁抗彎矩構架	4.0	50	50
	1.韌性抗彎矩構架 (SMRF)			
	(1)鋼造	4.8		不限
	(2)混凝土造	4.8		不限
	(3)合成構造	4.8		不限
	(4)具非結構牆	4.0		不限
	2.部分韌性抗彎矩構架			
	(1)鋼造	3.2		50
	(2)鋼筋混凝土造	3.2		50
	3.鋼造韌性桁架	4.0		50

修訂建議			台灣現行規範			
基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
四、具特殊抗 彎矩構架之二 元系統	1.剪力牆			1.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限	(1)鋼筋混凝土造，具 SMRF	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限	(2)鋼筋混凝土造，具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限	(3)鋼造，具 SMRF	4.8	不限
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限	(4)鋼造，具非結構牆 SMRF	4.0	不限
				(5)磚石造，但具 SMRF	3.2	50
	2.斜撐			2.斜撐系統		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限	(1)鋼造偏心斜撐，具 SMRF	4.8	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	不限	(2)鋼造特殊同心斜撐，具 SMRF	4.8	不限
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限	(3)鋼造偏心斜撐，具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	不限	(4)鋼造特殊同心斜撐，具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限			

附件二：建築物耐震規範之 1.7 結構系統條文與解說修正說明

建議修訂條文	現行條文	說明
1.7 結構系統 (前段保留) 未定義之結構系統為未列入表 1.3 之結構系統謂之，若其符合中央建築主管機關頒佈之相關規範設計者亦可使用。 非建築結構物系統為第五章所述及之結構系統謂之。(此段保留) (以下刪除改列於解說,並新增部份結構系統定義之說明) 解說： (前段保留) 本規範將抵抗地震力的結構系統主要	1.7 結構系統 (前段保留) 未定義之結構系統為未列入表 1.3 之結構系統謂之。 非建築結構物系統為第五章所述及之結構系統謂之。 表 1.3 所提及具有英文縮寫代號的結構系統之定義如下： (一) 偏心斜撐構架 (EBF)：鋼造構架中斜撐不對準梁柱接頭，其設計符合韌性設計要求者。 (二) 部分韌性抗彎矩構架 (IMRF)：混凝土抗彎矩構架，符合部分韌性設計要求者。 (三) 韌性抗彎矩構架 (SMRF)：符合韌性設計要求之抗彎矩構架。 (四) 特殊同心斜撐構架 (SCBF)：符合韌性設計要求之同心斜撐構架。 解說： (前段保留) 本規範將抵抗地震力的結構系統主要	1. 由於近年來國內外亦出現不少新式結構系統，例如鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材此類二元系統，在現行 SRC 構造設計規範有出現，但在現行耐震規範中並未列出；其次，部份國外規範所出現的結構系統尚未在台灣廣為採用，但在未來亦有可能出現在各類構造設計規範之中，故針對本規範未定義之結構系統在條文中補充說明。

分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。 承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可引起垂直載重系統的崩塌。 構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。	分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。 承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可引起垂直載重系統的崩塌。 構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。	分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。 承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可引起垂直載重系統的崩塌。 構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。
分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。 承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可引起垂直載重系統的崩塌。 構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。	構架系統具有完整的立體構架以承擔垂直載重。但此構架不設計其承擔地震力。地震力全由斜撐構架或剪力牆承擔。事實上，斜撐構架及剪力牆亦無可避免承擔局部的垂直載重。承受垂直載重的立體構架須滿足不承受地震力構材的最少韌性要求，使其能在地震產生的變形下，維持承擔垂直力的任務。	抗彎矩構架系統須具有完整的立體構架以承擔垂直載重，而全部的地震力須由抗彎矩構架承擔。抗彎矩構架若屬韌性者，其韌性容量 R 最高，為 4.8，但其設計不論鋼造或鋼筋混凝土造，均須滿足韌性抗彎矩構架的特別規定。抗彎矩構架中填有未隔開非結構牆時，R 值可取 4.0，但須進行兩階段
分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。 承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可引起垂直載重系統的崩塌。 構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。	構架系統具有完整的立體構架以承擔垂直載重。但此構架不設計其承擔地震力。地震力全由斜撐構架或剪力牆承擔。事實上，斜撐構架及剪力牆亦無可避免承擔局部的垂直載重。承受垂直載重的立體構架須滿足不承受地震力構材的最少韌性要求，使其能在地震產生的變形下，維持承擔垂直力的任務。	抗彎矩構架系統須具有完整的立體構架以承擔垂直載重，而全部的地震力須由抗彎矩構架承擔。抗彎矩構架若屬韌性者，其韌性容量 R 最高，為 4.8，但其設計不論鋼造或鋼筋混凝土造，均須滿足韌性抗彎矩構架的特別規定。抗彎矩構架中填有未隔開非結構牆時，R 值可取 4.0，但須進行兩階段

分析與設計，必須檢核非結構牆破壞時，其旁之梁柱不得損壞。 若為具非結構牆之二元系統，則其韌性容量值一律為不具非結構牆之二元系統韌性容量值的 5/6 倍。 有關鋼骨鋼筋混凝土構造之韌性容量 R 值的決定，目前建議該值與表 1.3 所列之同類鋼造結構系統韌性容量值相等，以往 α_B 與 α_C 分別為梁韌性容量折減係數與柱韌性容量折減係數，因原先所考慮鋼筋施工性與混凝土填充性之影響皆因此類構造之施工品質可有效改善，故可不考慮折減其韌性，在此仍須參照內政部所訂最新「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」中之規定，但其對應之高度限制仍應按照表 1.3 之規定。	分析與設計，必須檢核非結構牆破壞時，其旁之梁柱不得損壞。 鋼骨鋼筋混凝土構造之韌性容量 R_{SRC} 值的決定，係以 $R_{SRC} = R \times \alpha_B \times \alpha_C$ 之方式計算，其中，R 為表 1-3 中鋼造結構系統韌性容量值，α_B 與 α_C 分別為梁韌性容量折減係數與柱韌性容量折減係數，係用以反應梁與柱型式對鋼骨鋼筋混凝土構造韌性容量之影響；不同型式梁柱對應之 α_B 與 α_C 值列於表 C2-2 中，其為引用內政部所定「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」中之規定。	1. 本次修訂建議中，原本表 1.3 所列類別(四)二元系統中，每一種結構系統又細分成具有或不具非結構牆兩種，為簡化此列表，故針對具非結構牆之二元系統改用解說加以說明其韌性容量之計算方式。 2. 2008 年鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說已由內政部建研所研擬修訂完成，其中針對相關於鋼骨鋼筋混凝土構造系統之韌性容量加以修正，故在本規範解說同步修訂並說明修訂原因。 3. 在此亦針對國內外近年來廣被採用之挫屈束制支撐構架與鋼板剪力牆構架系統，增列其韌性容量值及其高度限制於表 1.3，作為工程師進行設計時之依據。
目前美國 AISC 耐震設計規範(AISC 2005)已增訂有關挫屈束制支撐構架與鋼板剪力牆構架系統之設計要求等規定，而目前台灣鋼構造建築鋼結構設計技術規範並未列入此等系統之相關規定，故在此先參照美國 ASCE 7-05(ASCE 2006)有關此二類結構系統之韌性容量規定以增列其韌性容量值於表 1.3 內。 表 1.3 所提及具有英文縮寫代號之結構系統的定義如下： (一) 偏心斜撐構架 (EBF)：鋼造構架中斜撐不對準梁柱接頭，其設計符合韌性		4. 為簡化此節之條文，故將原表 1.3 中所列具有英文縮寫代號之結構系統的定義改列於本節解說，並新增挫屈束制支撐構架 (BRBF) 及鋼板剪力牆構架 (SPSWF) 兩種結構系統之定義說明。

		設計要求者。 (二) 部分韌性抗彎矩構架 (IMRF)：混凝土抗彎矩構架，符合部分韌性設計要求者。 (三) 韌性抗彎矩構架 (SMRF)：符合韌性設計要求之抗彎矩構架。 (四) 特殊同心斜撐構架 (SCBF)：符合韌性設計要求之同心斜撐構架。 (五) 挫屈束制支撐構架 (BRBF)：符合韌性設計要求之挫屈束制支撐構架。 (六) 鋼板剪力牆構架 (SPSWF)：符合韌性設計要求之鋼板剪力牆構架。 考慮各類構造設計規範未能與本規範同步修訂，其間可能有新型或改良後之結構系統出現，而被特定構造設計規範所認可，故在此說明未定義之結構系統為未列入表 1.3 之結構系統。
--	--	---

100年度技術規範系列宣導說明會

「建築物耐震設計規範及解說」部分條文修訂說明

柴駿甫

國家地震工程研究中心 研究員

2011.05.25

內容綱要

- 2.4 地盤分類標準
- 2.6 週期上限係數 C_u 值
- 2.16.2 建築物間隔
- 11.1.3 土壤液化判定準則



2.4 地盤分類標準

□ 現行規範(94年版)

- 地盤之分類除台北盆地區域外，餘依表2-3以工址地表面下30公尺內之土層平均特性決定之。
 - 工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 $\bar{V}_s$
 - 工址地表面下30公尺內之土層平均標準貫入試驗 $\bar{N}$ 值
 - 砂質土壤(塑性指數 $PI < 20$)之土層平均標準貫入試驗 $\bar{N}_{CH}$ 值、粘質土層(塑性指數 $PI \geq 20$)之平均不排水剪力強度 $\bar{s}_u$
- ☞ 取保守之結果為設計用地盤

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)	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 0.51$



□ 檢討與修訂

- 現行條文規定不同分類指標與其分類標準，但不同分類指標將可能導致不同之分類結果。本次修訂將以工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 V_{s30} 作為決定地盤分類之唯一指標，並修訂以 $V_{s30} = 270$ m/s 作為第一類與第二類地盤之分界標準。
- 有鑒於許多場址都無法提供實際量測之土壤剪力波速值，故本次修訂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可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得。
- 強調本條文訂定地盤分類標準之目的在於決定相對應之工址地盤放大係數。



● 修訂條文

- 用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除臺北盆地區域外，餘依工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。
- $V_{S30} \geq 270 \text{ m/s}$ 者為第一類地盤(堅實地盤)
 $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270 \text{ m/s}$ 者，為第二類地盤(普通地盤)
 $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$ 者，為第三類地盤(軟弱地盤)
- 工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30}

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n (d_i / V_{si})}$$

V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速，可使用實際量測值，或依經驗公式計算

$$\text{黏性土層: } V_{si} = \begin{cases} 120q_{ui}^{0.36} & ; N_i < 2 \\ 100N_i^{1/3} & ; 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases}$$

$$\text{砂質土層: } V_{si} = 80N_i^{1/3} ; 1 \leq N_i \leq 50$$

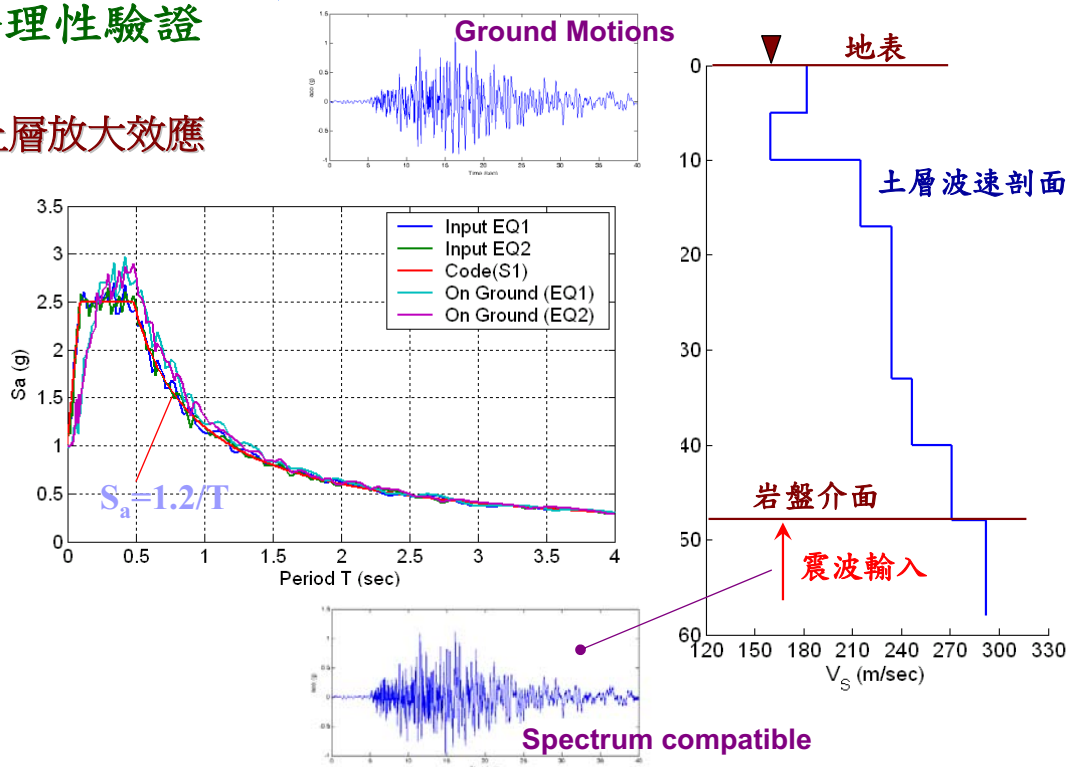
N_i : SPT-N值

q_{ui} : 單壓無圍壓壓縮強度 (kgf/cm^2)

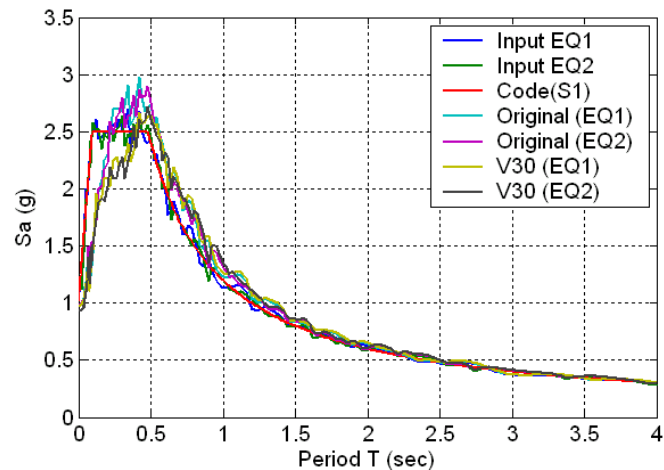
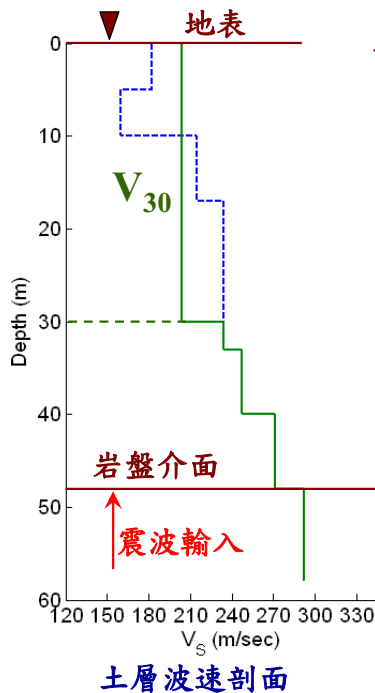


□ 合理性驗證

表土層放大效應

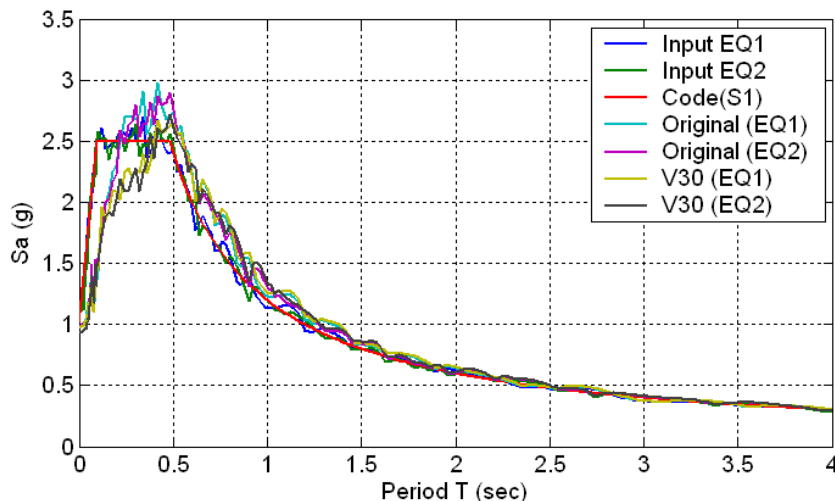


● 等值均勻土層之放大效應



● 小結與討論

- 藉由不同地震歷時輸入結果得知，地盤放大效應與輸入震波無關。
- 將上部30m內之土層替換成波速為平均剪力波速 V_{30} 之等值均勻土層，則中長週期之譜加速度放大效應與原土層結構之差異不大；而短週期區段則因高頻震波對土壤分層較為敏感而有所差異。

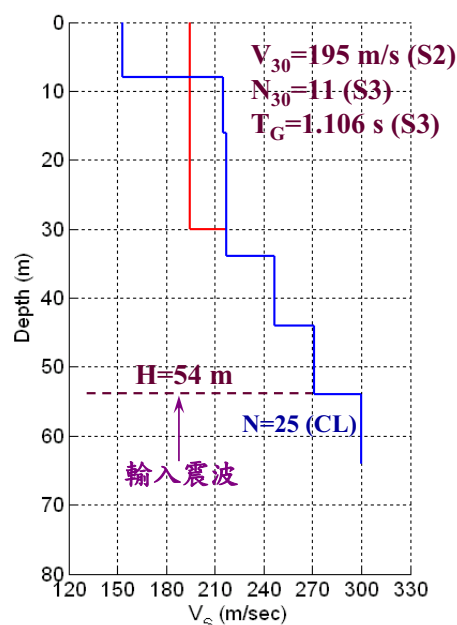
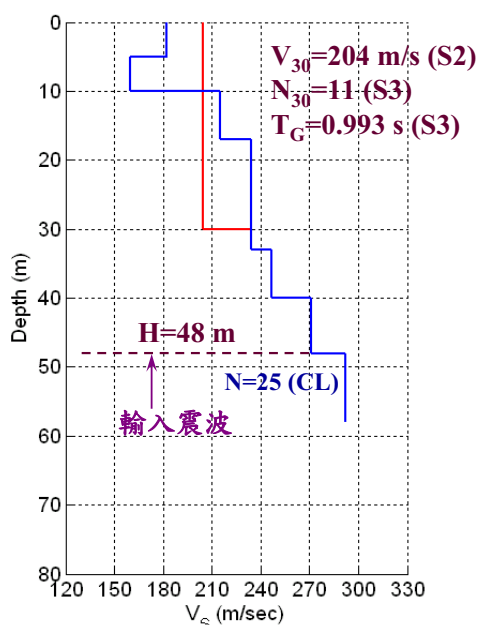


● 小結與討論 (續)

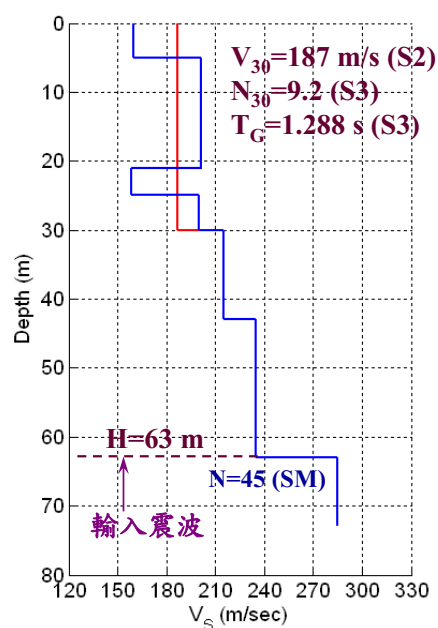
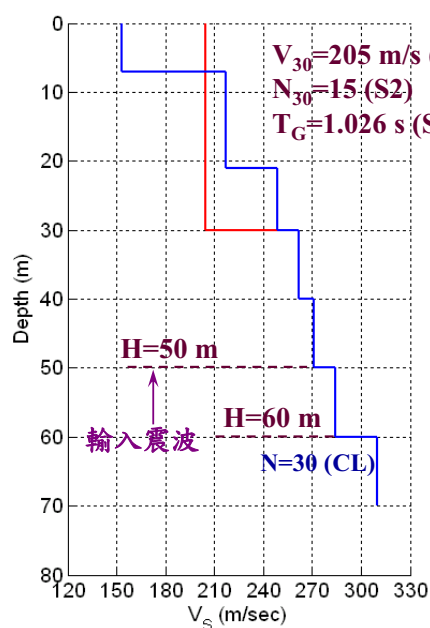
- 用於決定工址地盤放大係數之地盤分類標準，可以用30m內之平均剪力波速值來衡量，且該工址之震波放大效應亦可藉此等值均勻土層替代分析。
- 藉由30m內之平均剪力波速值做為決定工址地盤放大係數之地盤分類指標，則不同場址之地盤可相互比較並進行分類。
- 採用實際土層下部結構，但將上部30m之土層替換為剪力波速分別由 V_L 變化至 V_U 之均勻土層，進行波傳分析與結構反應譜分析，求得 F_v 平均值與 V_{30} 之變化關係。



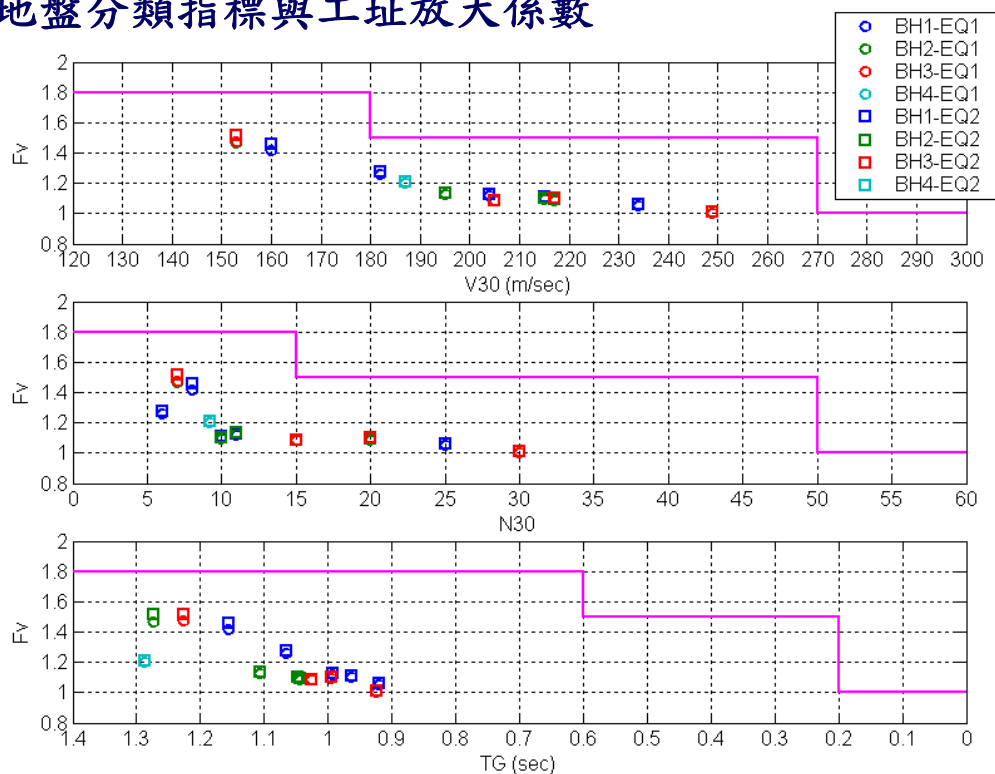
● 工址波速剖面



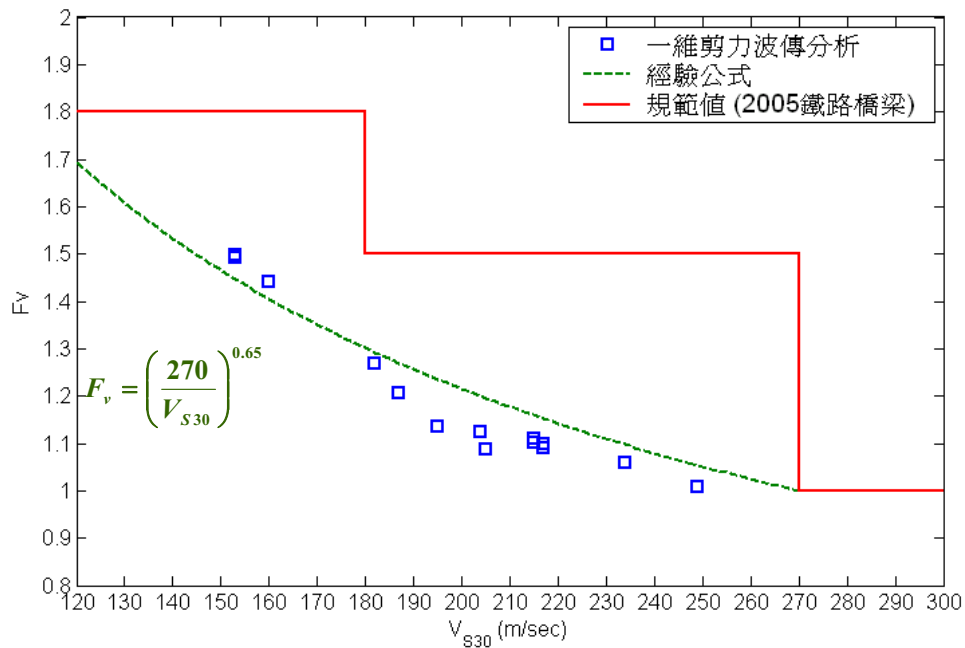
● 工址波速剖面 (續)



● 地盤分類指標與工址放大係數



● 地盤分類指標與工址放大係數 (續)



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



全國強震測站場址工程地質資料庫

□ 網頁資訊 (<http://geo.ncree.org.tw>)

Taiwan, ROC

National Center for Research on Earthquake Engineering

國家地震工程研究中心



全國強震測站場址
工程地質資料庫
Geologic Surveyed
Database of
CWB Strong Motion Stations

中文版 English



*This project is sponsored by NCREE and CWB from 2000.

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



□ 資料庫內容

● 測站基本資料

- 測站之座標(經緯度)與高程
- 地表地質、地形地物之描繪
- 測站與周遭結構之平面與剖面示意圖
- 測站附近地區之航照圖或地形圖

● 測站地質鑽探與相關試驗數據

- 統一土壤分類、土壤描述、土壤組成結構
- 標準貫入試驗(SPT-N)、劈管取樣分析等一般物理性質試驗。

● 地層波速結構

- 利用懸盪式井測資料擷取系統量測地層波速結構
- 地盤分類 (V_{S30})



2.6 週期上限係數 C_U 值

□ 現行規範(94年版)

- 基本振動週期得用其他結構力學方法計算，但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期之 C_U 倍。週期上限係數 C_U 如表2-7定義，可依據工址一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{D1} 求值。
- 表2-7週期上限係數 C_U (依 S_{D1} 線性內插求值)

工址一秒週期設計水平 譜加速度係數 S_{D1}	週期上限係數 C_U
≥ 0.4	1.20
0.35	1.25
0.30	1.30



- 此規定係考慮台灣一般建築物具有較大之含牆勁度，會引致較低之基本振動週期；且參照當時 **FEMA 302 (1997)** 之規定 ($1.2 \leq C_U \leq 1.7$)，故將86年版中有關『基本振動週期得用其他結構力學方法計算，但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期之 **1.4 倍**』之規範條文，修訂為現行規範條文。

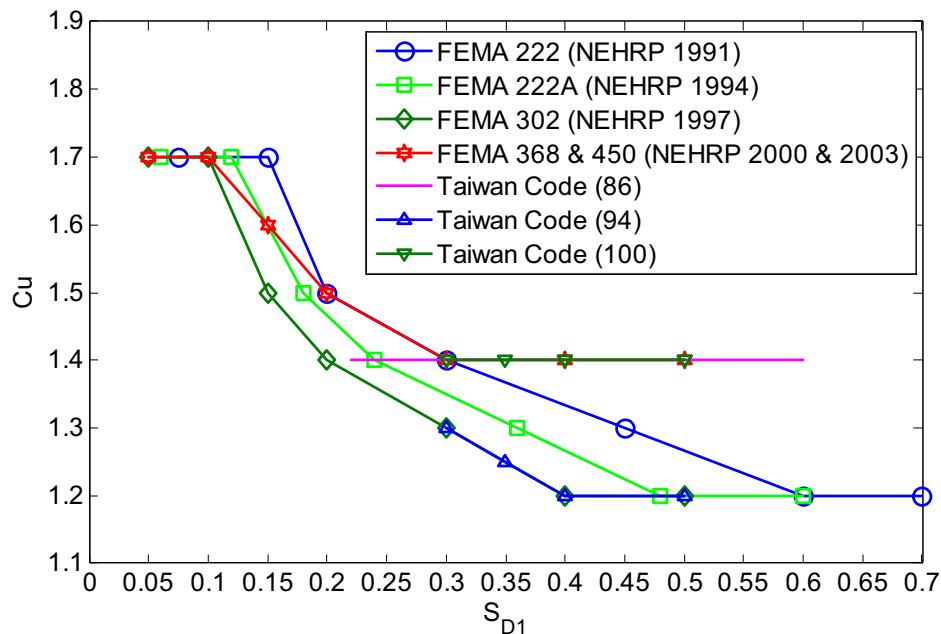


□ 檢討與修訂

- 經工程師於設計實務使用後發現，以此較低振動週期為基準計算之設計地震力偏於保守，殊不經濟。
- **FEMA 368 (2000)**、**FEMA 450 (2003)**及**IBC2006 (2006)**等較新版之規範及技術報告，業已修正其週期上限係數 C_U 之值在 **1.4 至 1.7** 之變化範圍內(依據工址一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{D1} 求值)
- 故將現行現行規範條文恢復至86年版之規定：基本振動週期得用其他結構力學方法計算，但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期之 **1.4 倍**。



□ 週期上限係數 C_U 值比較圖



2.16.2 建築物間隔

□ 現行規範(94年版)

2.16.2 建築物之間隔

為避免地震時所引起的變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，建築物應自留設計地震力作用下產生位移乘以 $0.6 \times 1.4 \alpha_y R_a$ 倍。若設計地震力由(2-16)式控制時，則應乘以 $0.6 \times 1.4 \alpha_y R_a^*$ 倍，其中 R_a^* 係以一般工址與近斷層區域 F_u 等於 3.0，或臺北盆地的 F_u 等於 2.5 的條件下，由 2.9 節的公式計算所得之 R_a 值。需要考慮 P- Δ 效應者，計算之位移應包括此效應。2.10.2 節最大考量地震發生時，建築物之間隔不必檢核。



□ 檢討與修訂

- 若設計地震力係由避免中小度地震降伏之 V^* 控制時，即一般工址與近斷層區域 F_u 值超過3.0，或臺北盆地 F_u 值超過2.5的建築物，在地表加速度為 $0.4S_{DS}I_g$ 時，其韌性比會小於 R_a ，而應由2.9節的公式，以 $F_u=3.0$ 或2.5求得相對應之 R_a^* ，則其大地震時之位移應為 V^* 作用算得之彈性位移乘以 $1.4\alpha_y R_a^*$ 倍，此計算過於繁瑣。
- 規範第2.16.2節最後一段規定：「2.10.2節最大考量地震發生時，建築物之間隔不必檢核」。此部份會使設計者造成疑慮，誤認由最大考量地震控制建築物之設計時不須檢核其間隔。
- 故本次修訂，將條文簡化為不論是何種設計地震力控制建築物之設計，均應基於475年地震力(2-3)式作用引致之彈性位移，乘以 $1.4\alpha_y R_a$ 倍，檢核其間隔。另由於相鄰兩棟建築物反向運動，且最大位移同時發生的或然率不高，因此再乘以0.6。



● 修訂條文：

『為避免地震時所引起的變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，建築物應自留設之間隔，不得小於依(2-3)式計算之設計地震力作用所產生之位移乘以 $0.6 \times 1.4\alpha_y R_a$ 倍。需要考慮P- Δ 效應者，計算之位移應包括此效應。』



11.1.3 土壤液化判定準則

□ 現行規範(94年版)

● 11.1.3 砂土層之液化潛能判定

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(地表水平加速度 $A = 0.4S_{DS}Ig$ 時)，及最大考量地震時(地表水平加速度 $A = 0.4S_{MS}Ig$ 時)發生液化的可能性。



□ 檢討與修訂

- 液化潛能判定係評估在特定地震條件(中小地震、設計地震及最大考量地震)下飽和砂土層發生液化之潛勢，潛勢並不會隨建築物重要性而不同，故本次修訂於液化潛能判定時取消用途係數 I 值。
- 修訂條文(11.1.3節)：

工址應分別檢核中小地震時(一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{4.2}g$ ，或臺北盆地之地表加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{3.5}g$ 時)，設計地震時(地表加速度 $A = 0.4S_{DS}g$ 時)，及最大考量地震時(地表加速度 $A = 0.4S_{MS}g$ 時)發生液化的可能性。



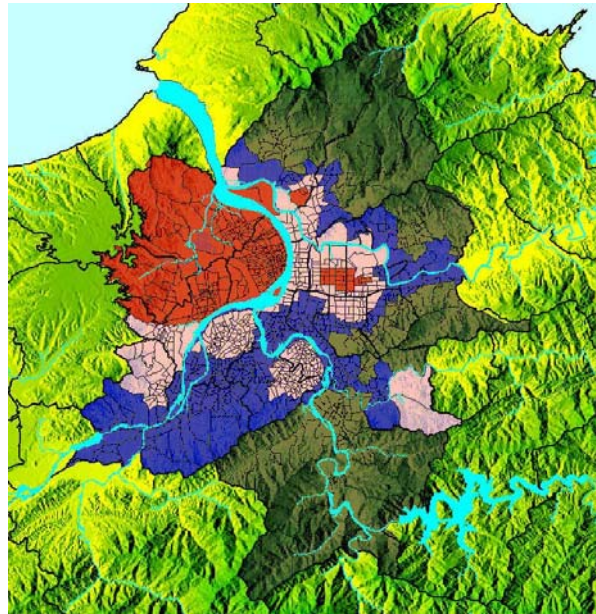
100年度技術規範系列宣導說明會

營建署、國家地震工程研究中心、中國土木水利工程學會
中華民國地震工程學會、中華民國結構工程學會

台北盆地設計地震微分區

修訂說明

2011/05



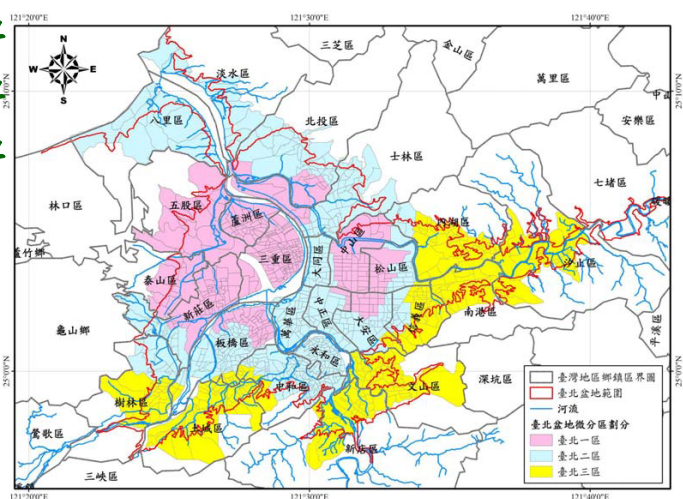
修訂重點

1. 定義台北盆地(適用)範圍: **海拔20m以下之行政區**
2. 台北盆地微分區修訂調整成三區。
3. 條文解說中增訂: **基盤深度在20m以內的工址，得調降一個微分區之設計地震。**

台北一區 → 台北二區

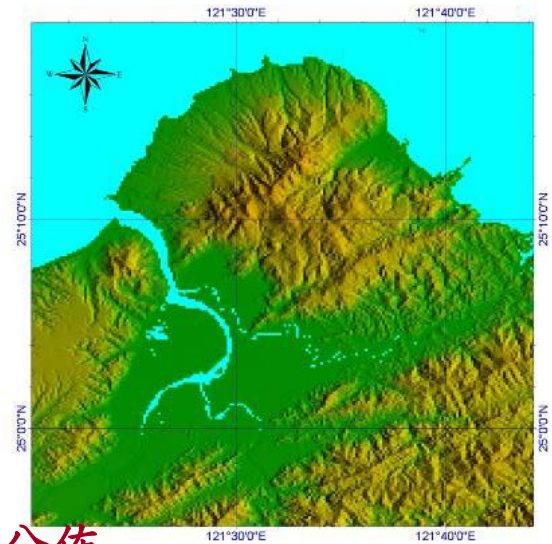
台北二區 → 台北三區

台北三區 → 一般震區



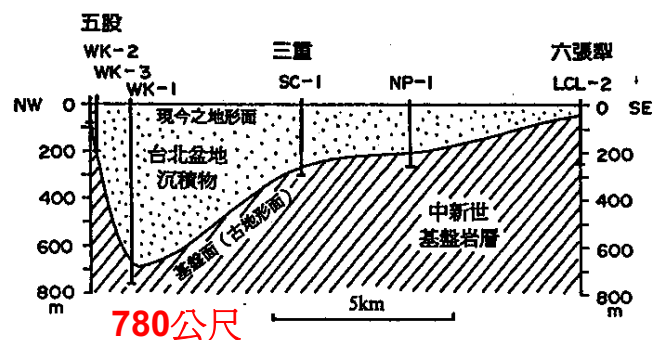
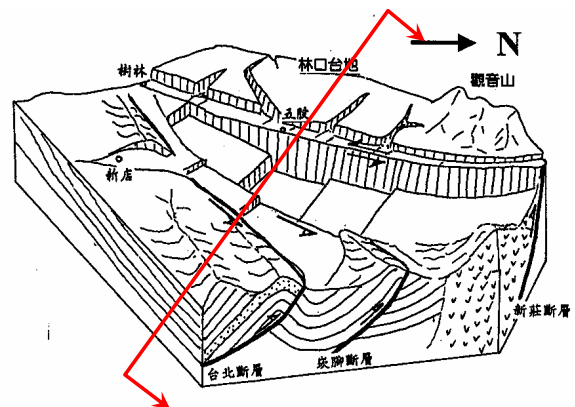
簡報大綱

- 回顧與摘要
 - 地形與地質
 - 地盤效應與微分區
- 設計地震微分區之檢討
 - 新增地震資料庫與Cv值分佈
 - 災害地震之震度分布比較
 - 控制地震比較與微分區微調
- 結論與建議

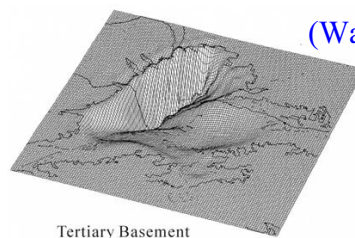
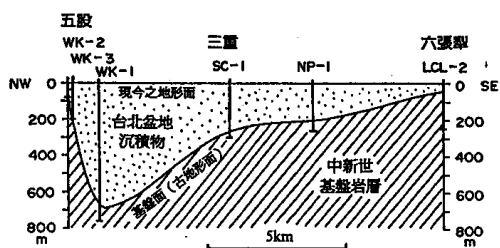
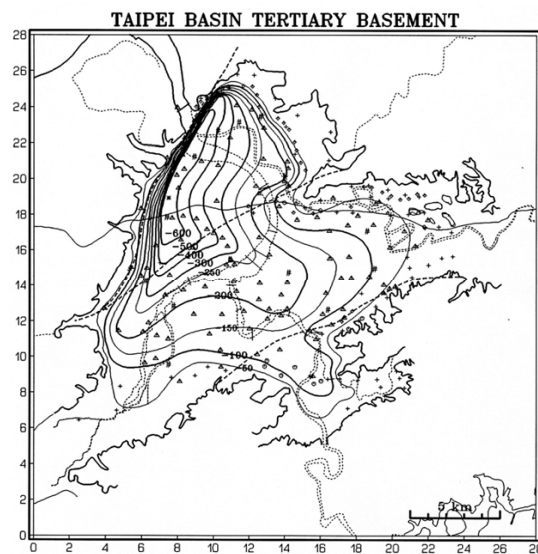
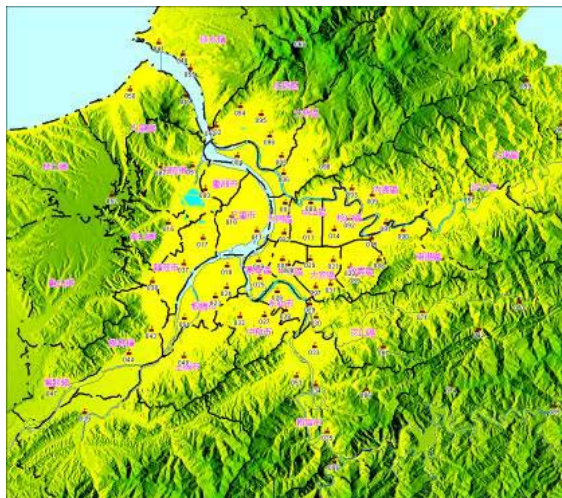


台北盆地的地形與地質

- 台北盆地第三紀岩層構造形貌
 - 台北斷層與炭腳斷層之間的楔型淺層區
 - 炭腳斷層與新莊斷層之間的楔型陷落區
 - 第三紀岩層自三角頂點向盆地最深處呈現類似梯田的陷落趨勢
 - 第四紀沈積土層厚度在炭腳斷層處較淺而在新莊斷層處較深的不對稱U型基盤特徵

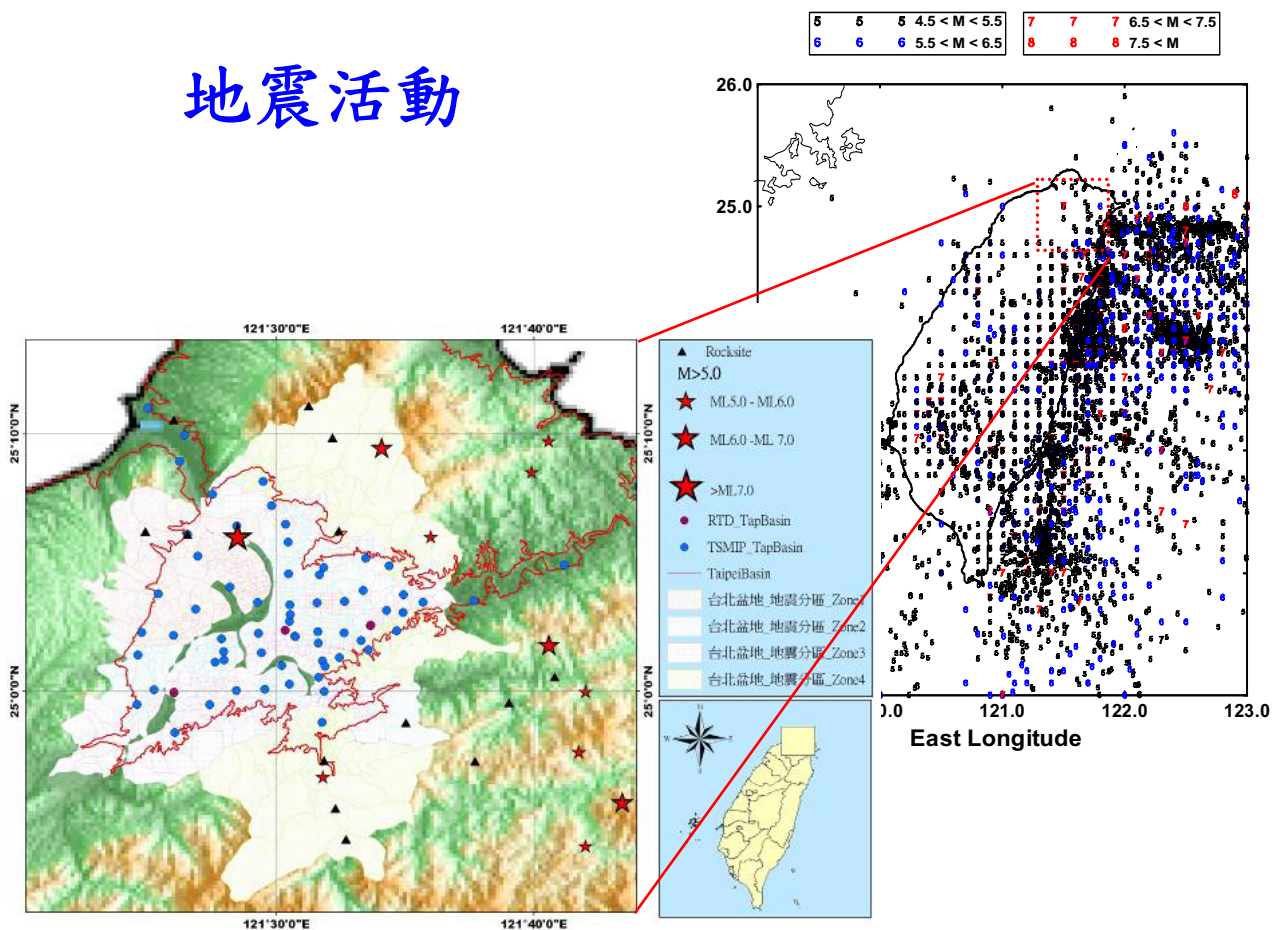


台北盆地基盤深度



(Wang et al.,2004)

地震活動

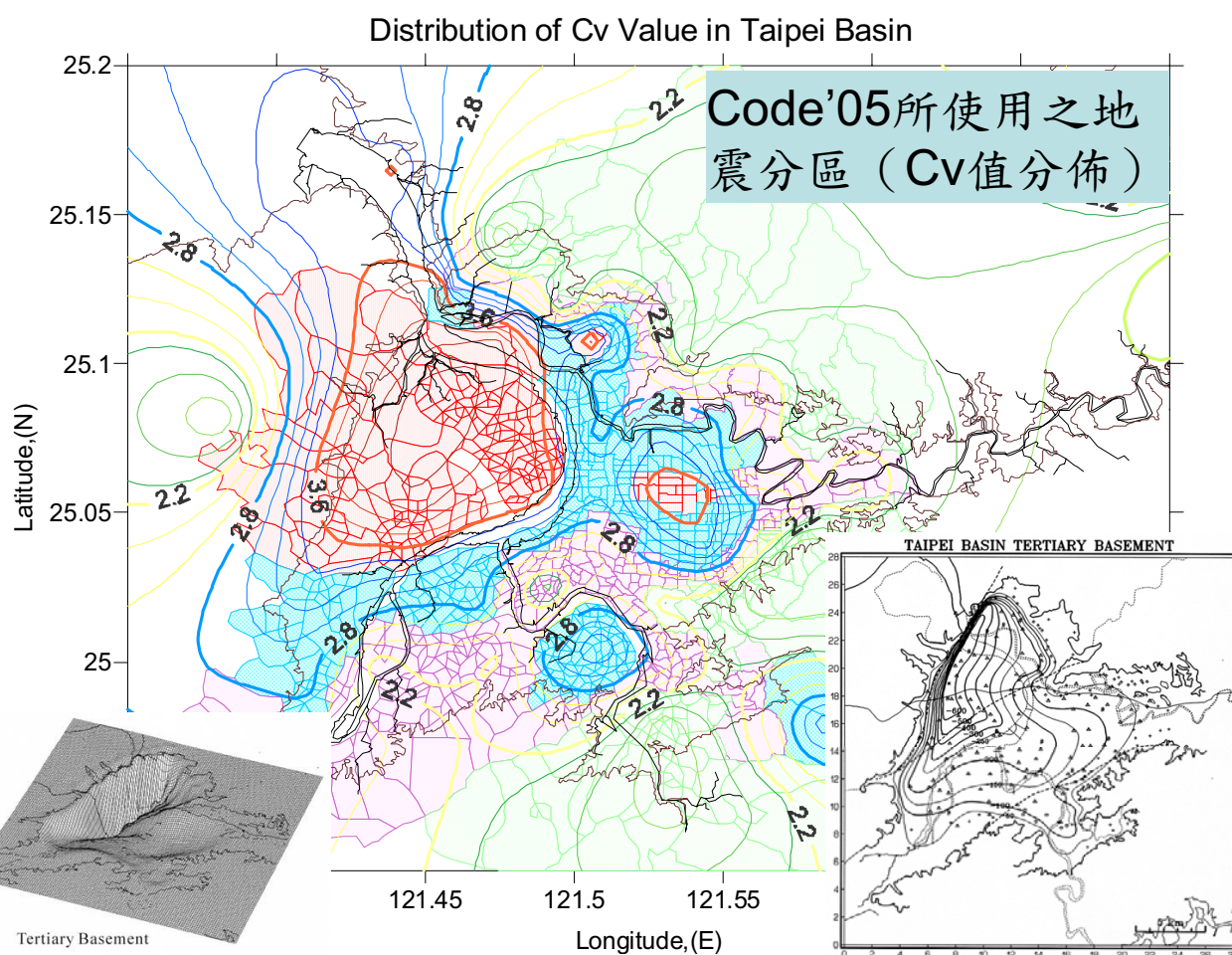


災害地震的地震動

事件	站碼	站名	Code'05	PGA(gal)		PGV/PGA(sec)		站址
				NS	EW	NS	EW	
921 地震	TAP095	北投國小	Z4	91.61	138.28	0.20	0.22	台北市北投區
	TAP090	東新國小	Z3	87.84	135.93	0.23	0.24	台北市南港區
	TAP003	成功國小	Z1	105.67	127.34	0.29	0.24	台北縣蘆洲鄉
331 地震	TAP108	消防署	Z2	378.01	302.15	0.17	0.17	台北市襄陽路
	TAP022	信義國小	Z3	171.42	193.90	0.16	0.21	台北市信義區
	TAP032	積穗國小	Z3	140.16	156.45	0.17	0.16	台北縣中和市

75/11/15 Eq. : PGA=80 gal? (4010L)

V/A:反映長週期能量或長週期譜加速度大小



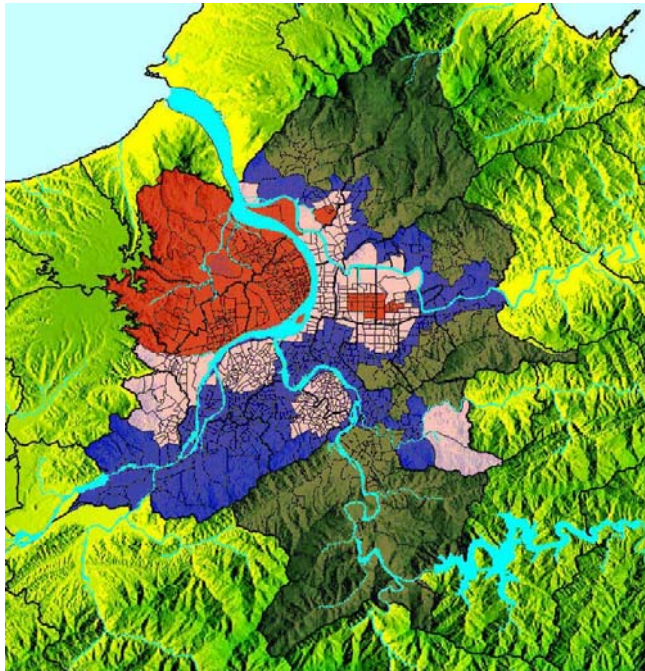
Design Eq. for Taipei Basin(Code'05)

– Four microzonations

- Representative corner period T_0 for each microzonation

Seismic Zone in Taipei Basin

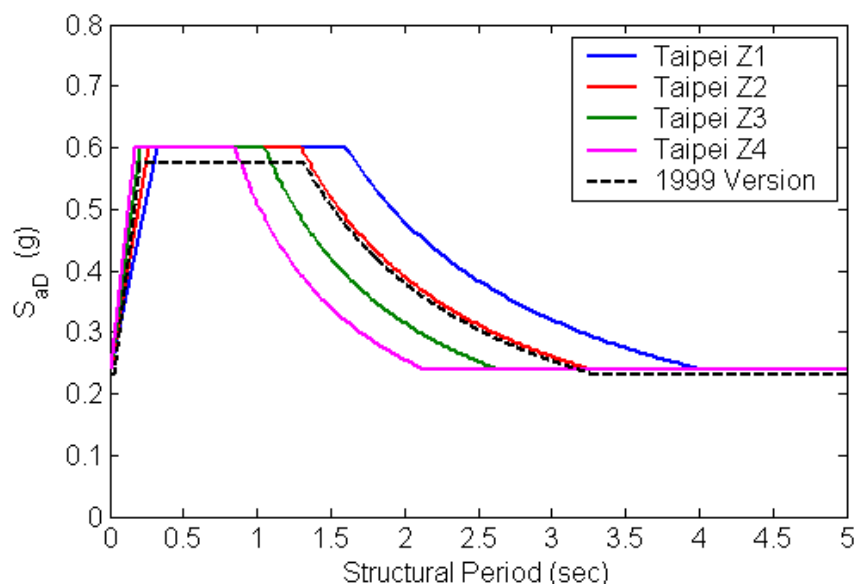
- Taipei Z1 ($T_0=1.6$ sec.)
- Taipei Z2 ($T_0=1.3$ sec.)
- Taipei Z3 ($T_0=1.05$ sec.)
- Taipei Z4 ($T_0=0.85$ sec.)



The distribution is in accordance to the basin shape and reflects the thickness of the sedimentary soil layers in Taipei Basin

Design Spectra

Based on $S_{DS} = 0.6g$ and T_0



資料庫：正規化場址相依係數 C_v 計算

• 2005年規範(1999年分析成果)

- 為1993至1999年間台北地區各強震觀測網站所收錄之地震記錄
- 採用盆地內外約100測站
- 挑選紀錄乃參考McGuire經驗式概估，挑選 V/A 值較大的10筆紀錄

$$V/A = 11.7 \times 10^{0.123M} \times (R+25)^{0.099}$$
$$AD/V^2 = 5.84 \times 10^{-0.09M} \times (R+25)^{0.218}$$

微分區	C_v 值範圍	T_0 (秒)
台北一區	3.6 - 4.6	1.60
台北二區	2.8 - 3.6	1.30
台北三區	2.2 - 2.8	1.05
台北四區	1.5 - 2.2	0.85

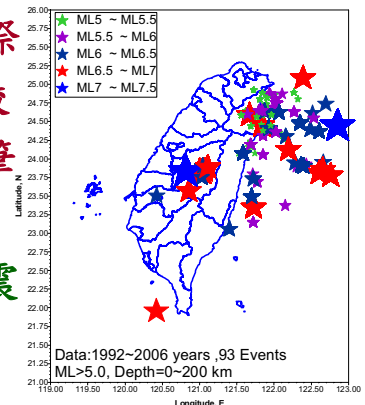
• 重新建立之資料庫

- 採用1991年~2007年，包含規模大於 $M_L 5.0$ 以上且 $PGA > 10\text{gal}$ 的地震紀錄，共計1914筆紀錄。

- 採用盆地內外約120測站(盆地內測站由54站增為72站)

- 挑選實際 V/A 值較大的10筆紀錄

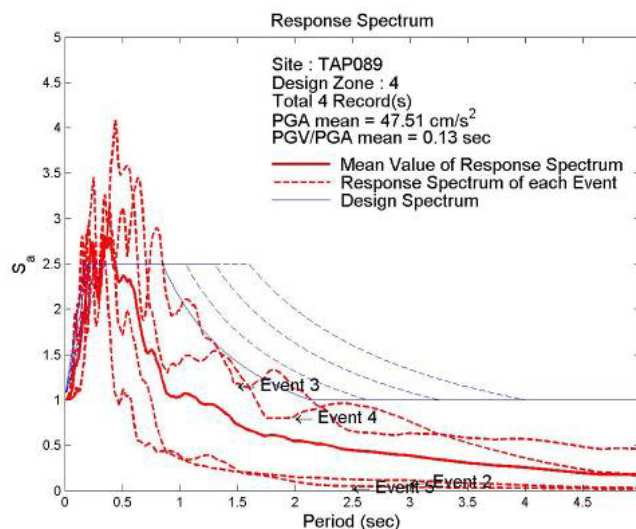
- 控制地震微調



地震資料庫篩選(一)

- 岩盤深度在20m以內的測站，均逐站檢視其反應譜，確認無長週期地盤效應者，則排除於微分區之資料庫。

- TAP089吳興國小測站(岩盤深度7m)

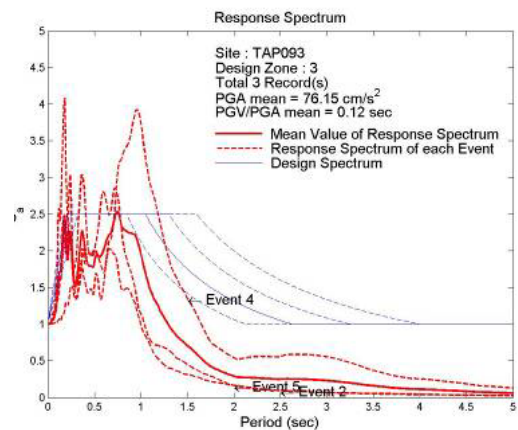
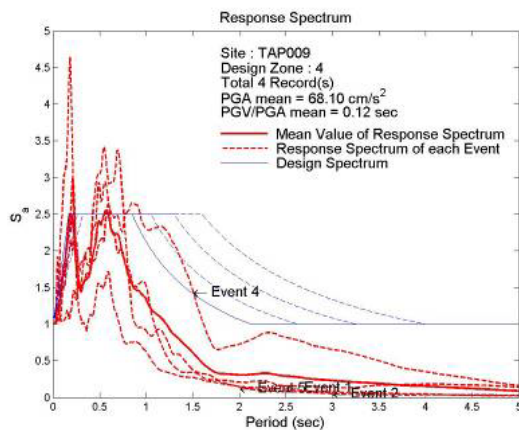


地震資料庫篩選(二)

台北盆地內測站反應譜之比較

- 有納入微分區圖：

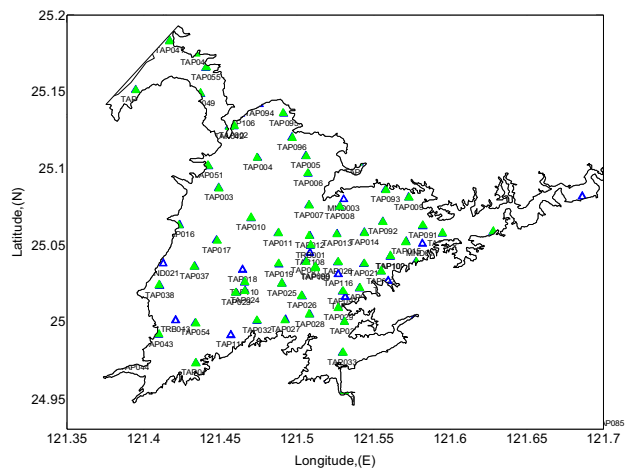
- 部分測站雖岩盤深度小於20m，但由實際反應譜檢視，331或921地震仍有明顯的長週期波，如內湖國小
 - TAP009 內湖國小(岩盤深度20m)
 - TAP093 西湖國小(岩盤深度33m)



地震資料庫篩選(三)

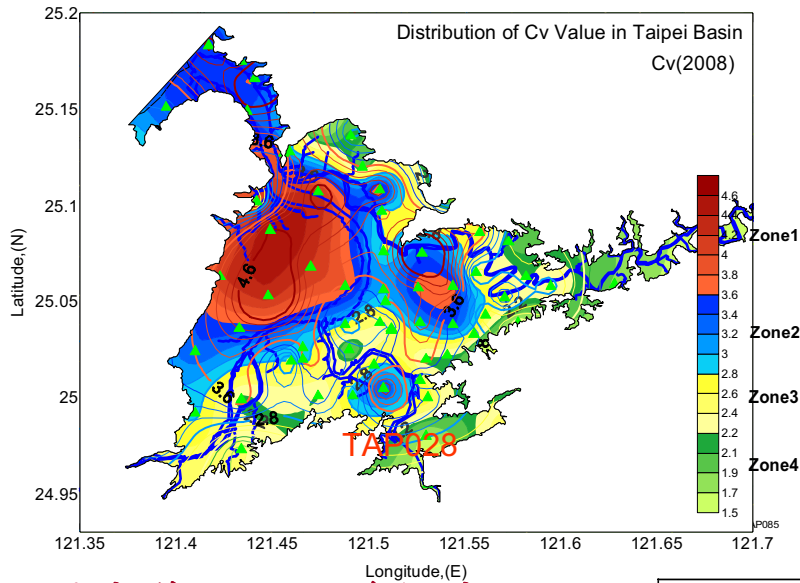
建立Cv值分佈

所使用之台北盆地內測站分佈及未考量測站之原因列表



Site	Name	Records	Borehole	備註	盆地邊緣站	篩除原因
MND003	大直營區	2	-			紀錄太少
MND021	神箭營區	2	-		★	紀錄太少
TAP018	江翠國小	1	-			紀錄太少
TAP064	海大(一)	3	-			紀錄太少
TAP089	吳興國小	10	⊕	7M以下N>50	★	長周期波未達原台北四區
TAP102	北市消防局	3	-		★	紀錄太少
TAP108	消防署	10	-			非自由場紀錄
TAP113	華梵大學	2	⊕	9M以下VS>360		紀錄太少
TAP114	核能二廠	2	⊕	3M以下VS>360		紀錄太少
TRB013	樹林變電站	2	-			紀錄太少

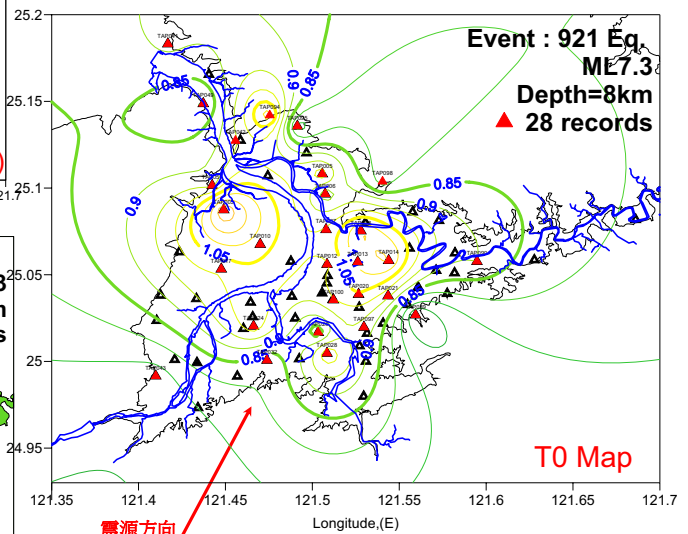
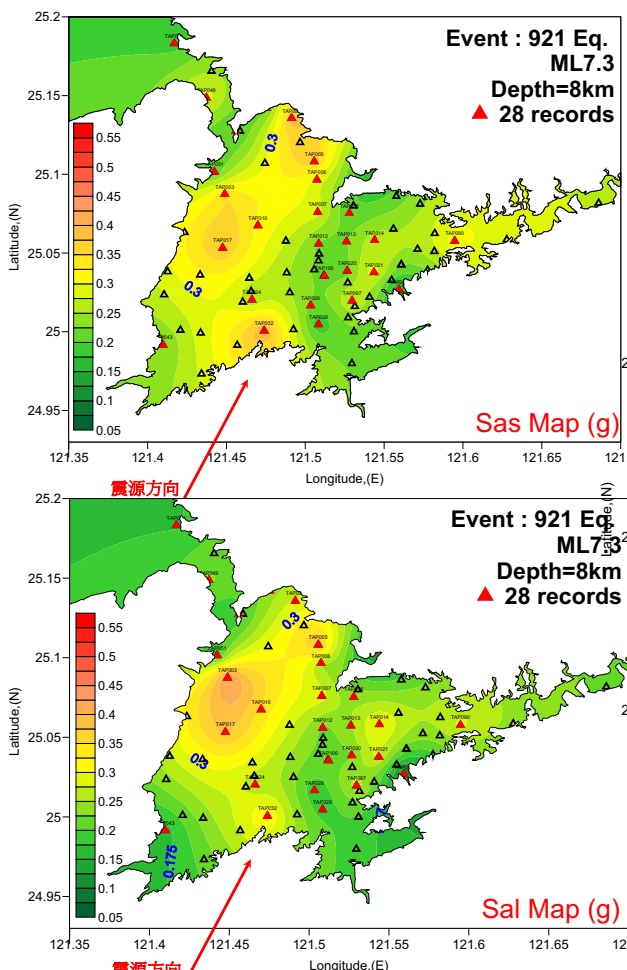
新舊Cv值分佈之比較



- 主要分佈可依河流概分
- 在永和地區由於TAP028測站而控制該區域之分佈高於附近地區

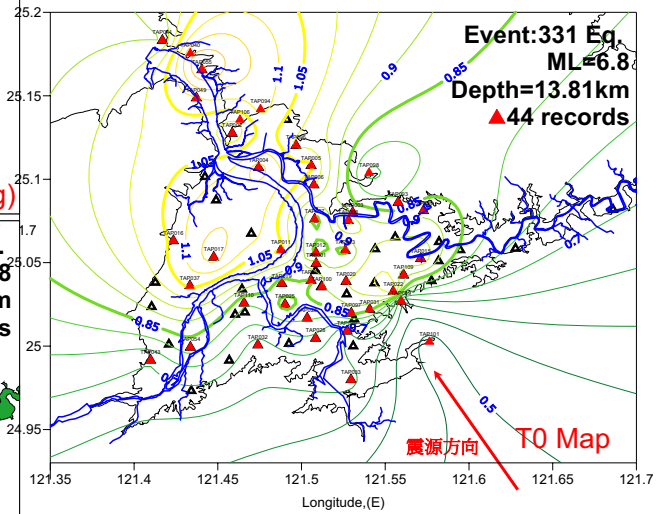
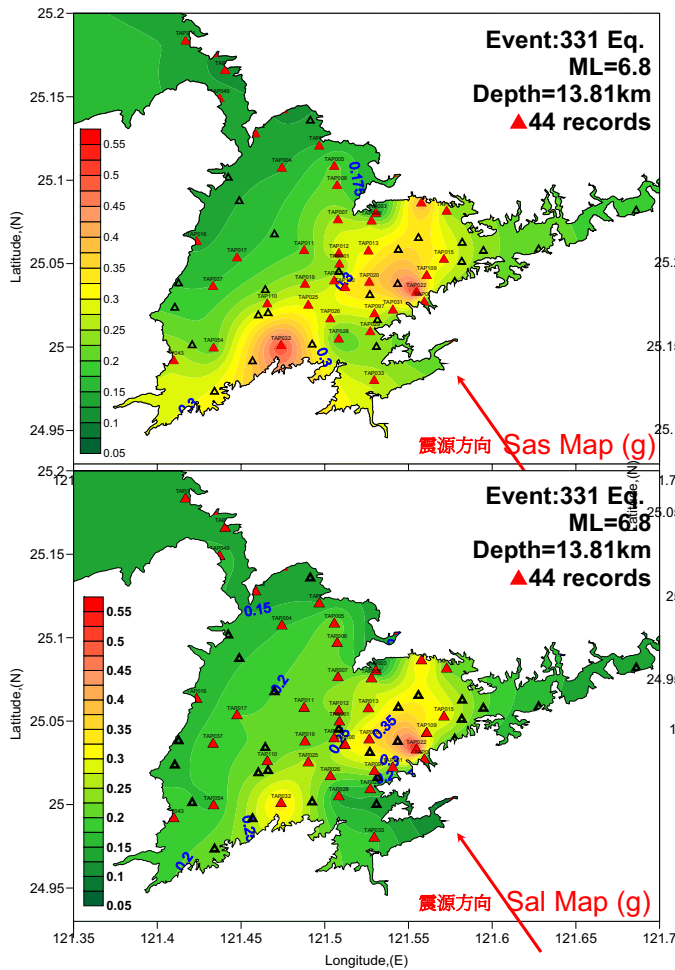
微分區	C _v 值範圍
台北一區	3.6 – 4.6
台北二區	2.8 – 3.6
台北三區	2.2 – 2.8
台北四區	1.5 – 2.2

集集921地震 (1999年)



短週期譜加速度值Sas與1.0秒的長週期譜加速度值Sal之分佈，其大小皆並未隨著距離而衰減，反因臺北盆地沖積層厚度的變化而被放大。

花蓮331地震 (2002年)



外海的地震其長週期波的能量大於位於中部陸地的地震，容易激發台北盆地之盆地效應

災害地震的地震動

事件	站碼	站名	Code' 05	PGA(gal)		PGV/PGA(sec)		站址
				NS	EW	NS	EW	
921 地 震	TAP095	北投國小	Z4	91.61	138.28	0.20	0.22	台北市北投區
	TAP090	東新國小	Z3	87.84	135.93	0.23	0.24	台北市南港區
	TAP003	成功國小	Z1	105.67	127.34	0.29	0.24	台北縣蘆洲鄉
331 地 震	TAP108	消防署	Z2	378.01	302.15	0.17	0.17	台北市襄陽路
	TAP022	信義國小	Z3	171.42	193.90	0.16	0.21	台北市信義區
	TAP032	積穗國小	Z3	140.16	156.45	0.17	0.16	台北縣中和市

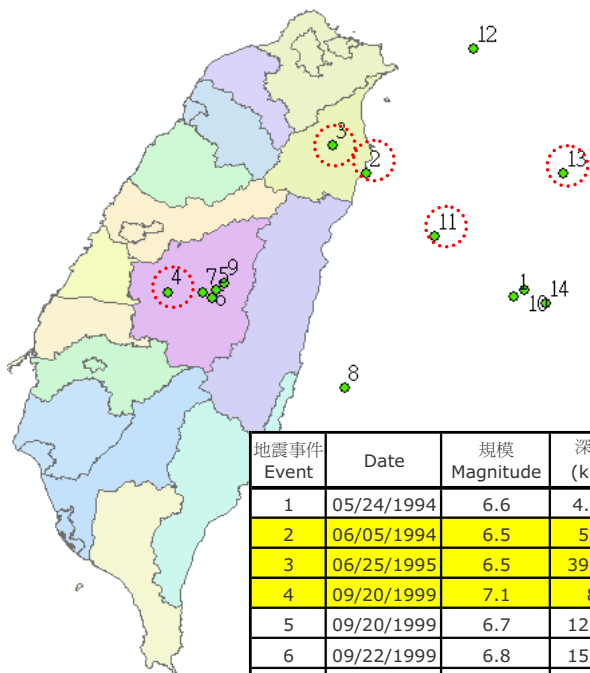
75/11/15 Eq. : PGA=80 gal? (4010L)

V/A:反映長週期能量或長週期譜加速度大小

控制地震

- 地震危害度參數拆解分析，對應475年回歸期
 - ✓控制地震---ML>7.0，R>60km(花宜、斷層)
- 災害地震紀錄
 - ✓ML>6.8，淺層地震(遠域地震)
- 地震紀錄比較

控制地震 → 331地震、921地震
→ 避免統計偏差(結果扭曲)



控制地震 資料庫

台北盆地近年來發生較大規模及震度之地震事件

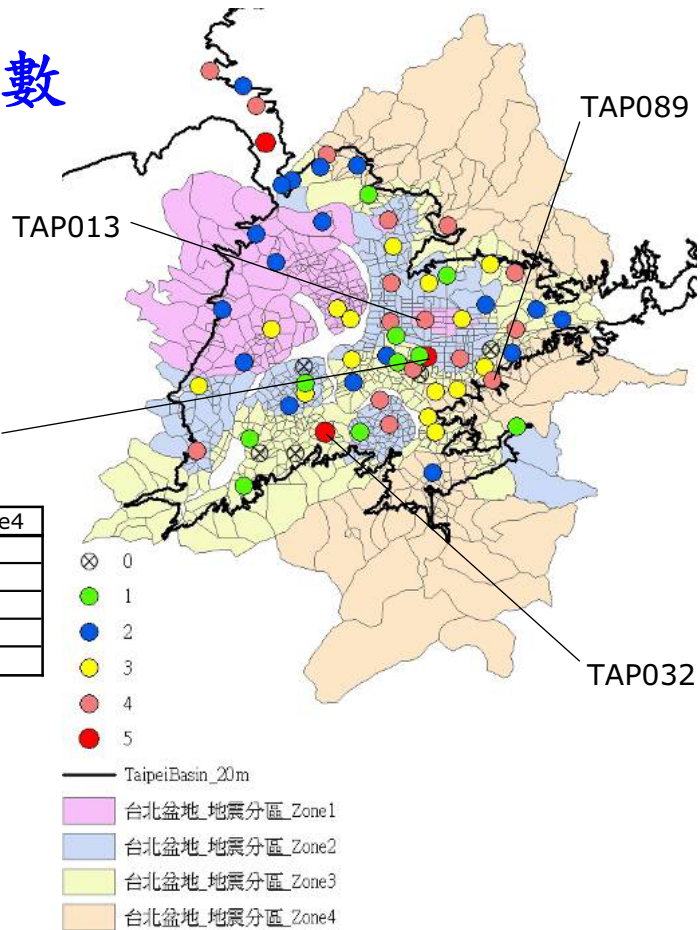
搜尋條件

地震規模 ≥ 6.5 , PGA ≥ 30 gal

地震事件 Event	Date	規模 Magnitude	深度 (km)	與TAP001 距離(km)	盆地內符合 條件紀錄數	PGA_max (gal)	PGA_min (gal)	PGV/PGA _Max(sec)	PGV/PGA _Mix(sec)
1	05/24/1994	6.6	4.45	174.04	1	39.42	39.42	0.06	0.06
2	06/05/1994	6.5	5.3	71.828	29	97.38	32.06	0.21	0.06
3	06/25/1995	6.5	39.88	50.436	44	179.92	35.24	0.13	0.03
4	09/20/1999	7.1	8	149.53	28	138.24	42.28	0.37	0.16
5	09/20/1999	6.7	12.49	138.01	6	56.82	34.28	0.14	0.04
6	09/22/1999	6.8	15.59	142.74	3	51.68	30.32	0.11	0.07
7	09/25/1999	6.8	12.06	141.4	2	34.52	32.18	0.12	0.06
8	11/01/1999	6.9	31.33	187.56	9	54.56	31.64	0.16	0.04
9	06/14/2001	6.7	16.21	132.85	3	39.42	30.5	0.09	0.07
10	12/18/2001	6.7	12	173.81	1	37.32	37.32	0.14	0.14
11	03/31/2002	6.8	13.81	121.07	45	378.14	35.36	0.43	0.11
12	09/16/2002	6.8	175.67	88.276	1	53.96	53.96	0.08	0.08
13	10/15/2004	7.1	91.03	149.46	24	190.2	30.14	0.16	0.04
14	11/08/2004	6.58	10	187.13	4	88.46	31.28	0.12	0.03

測站地震紀錄數

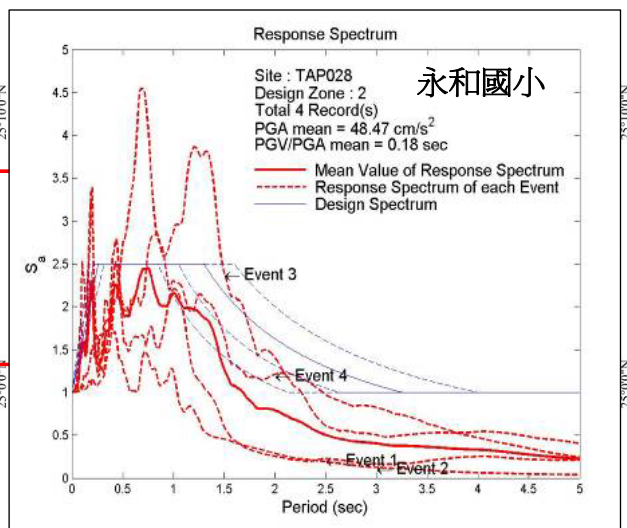
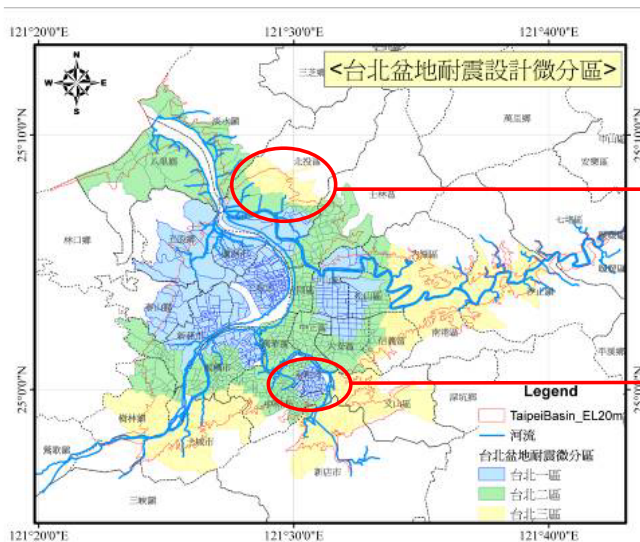
	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4
1 event	0	4	5	1
2 events	5	1	7	3
3 events	4	5	4	2
4 events	2	6	2	4
5 events	0	1	1	0



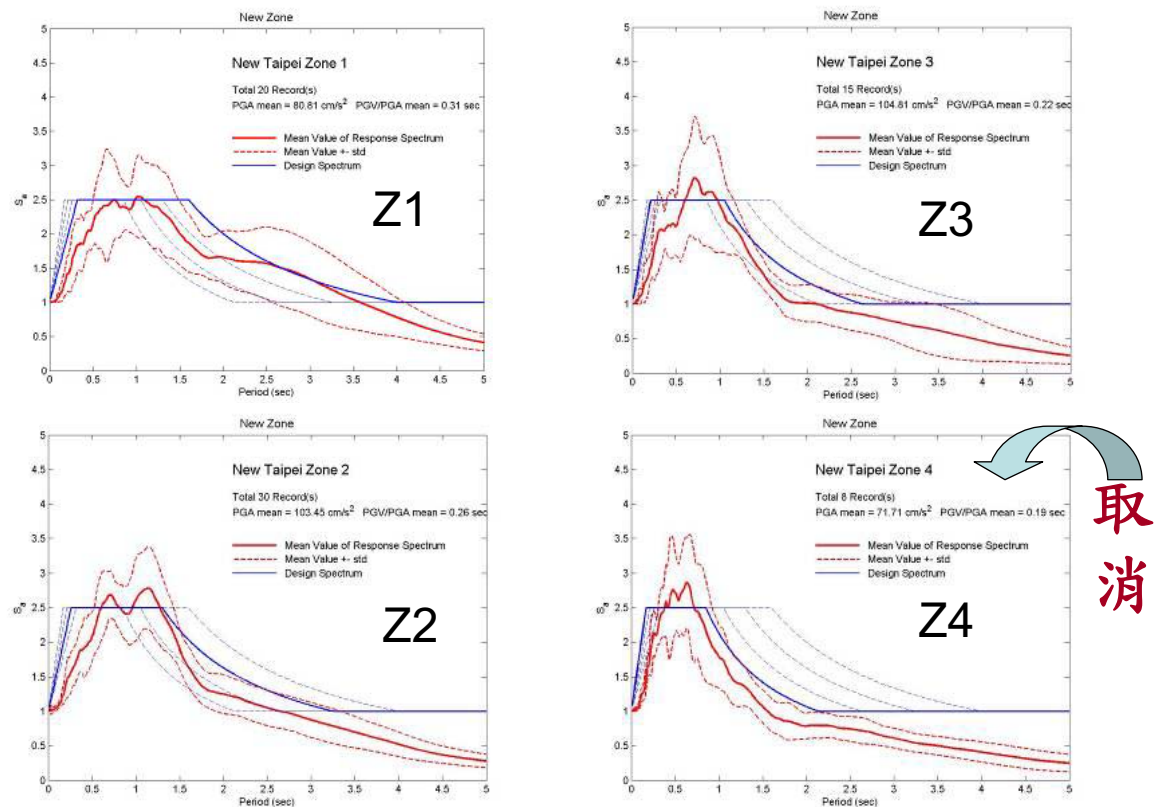
台北盆地微分區建議

• NCREE規範委員會議調整意見

- 北投地區由台北3區升為台北2區
- 永和市地區改為台北2區



微分區修正後設計反應譜比較

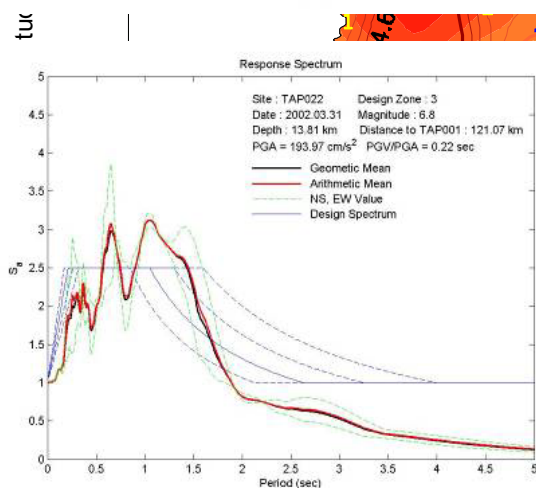
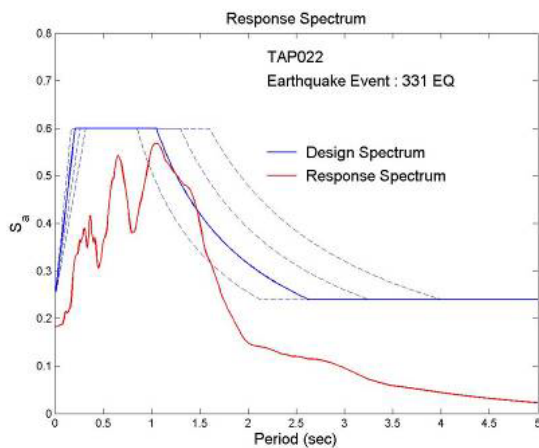


結論

- 加入1999~2007年地震資料，重新分析 C_v 值結果顯示微分區圖變化趨勢一致，但分區邊界有較顯著差異（偏移）
- 微分區圖與基盤深度分佈大致相符。基盤深度深的區域其 C_v 值較高，其長週期反應譜轉角週期較大。
- 盆地東南側邊緣，常為主要大地震震波前緣，部分測站顯示明顯之盆地邊緣效應（激岸效應）。如TAP022信義國小站、TAP032中和積穗國小站。
- 以控制地震資料檢視反應譜形狀之微分區（調整）結果，與前二者之趨勢大致吻合。

建議

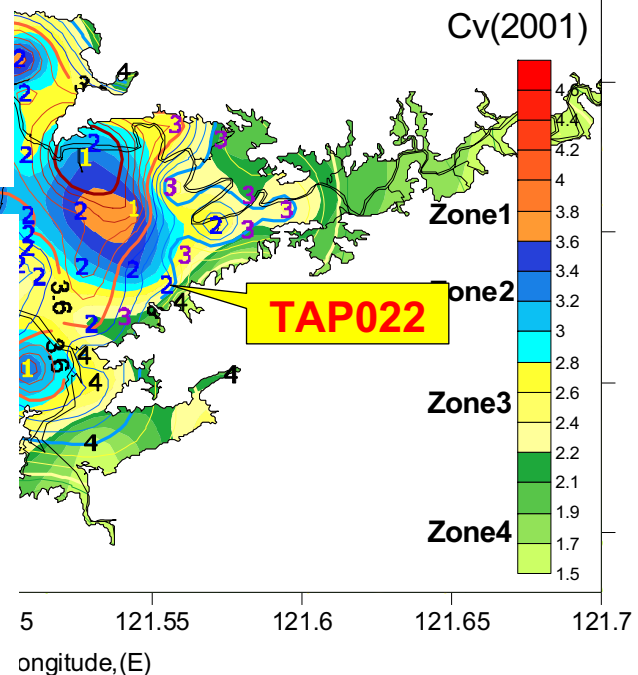
- 盆地外（E.L.20m以上）之區域排除在台北盆地微分區範圍，回歸一般設計地震 S_{DS} 、 S_{D1} 及 S_{MS} 、 S_{M1} 之定義（規範依圖C2-1~C2-5之分區，配合修改、增訂表2-1、表2-8）。
- 台北盆地內的微分區修正與討論
 - A：取消台北四區
 - B：台北盆地東南側盆地邊緣地帶之調整



Δv Value in Taipei Basin

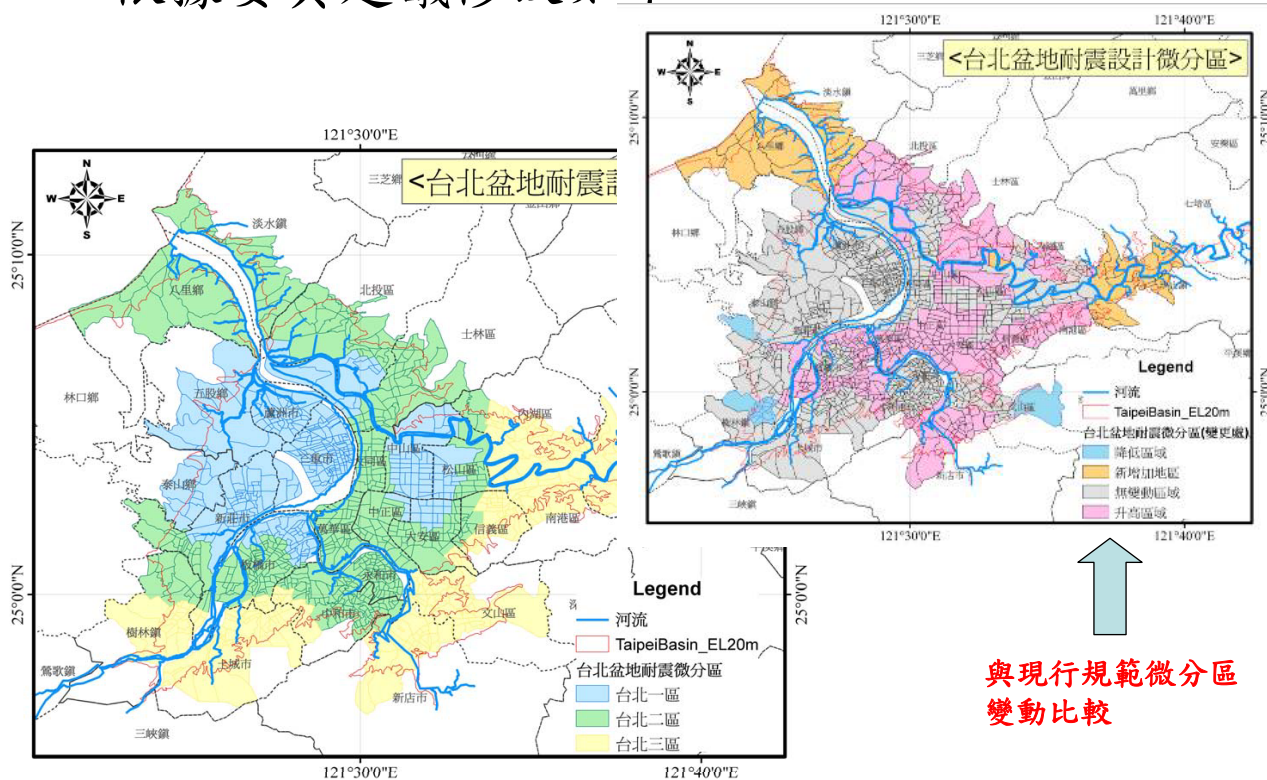
圖中滿色之分佈乃為過去Cv值的分區範圍(Code' 05)

等高線分佈為考量災害地震所得之Cv值的分佈

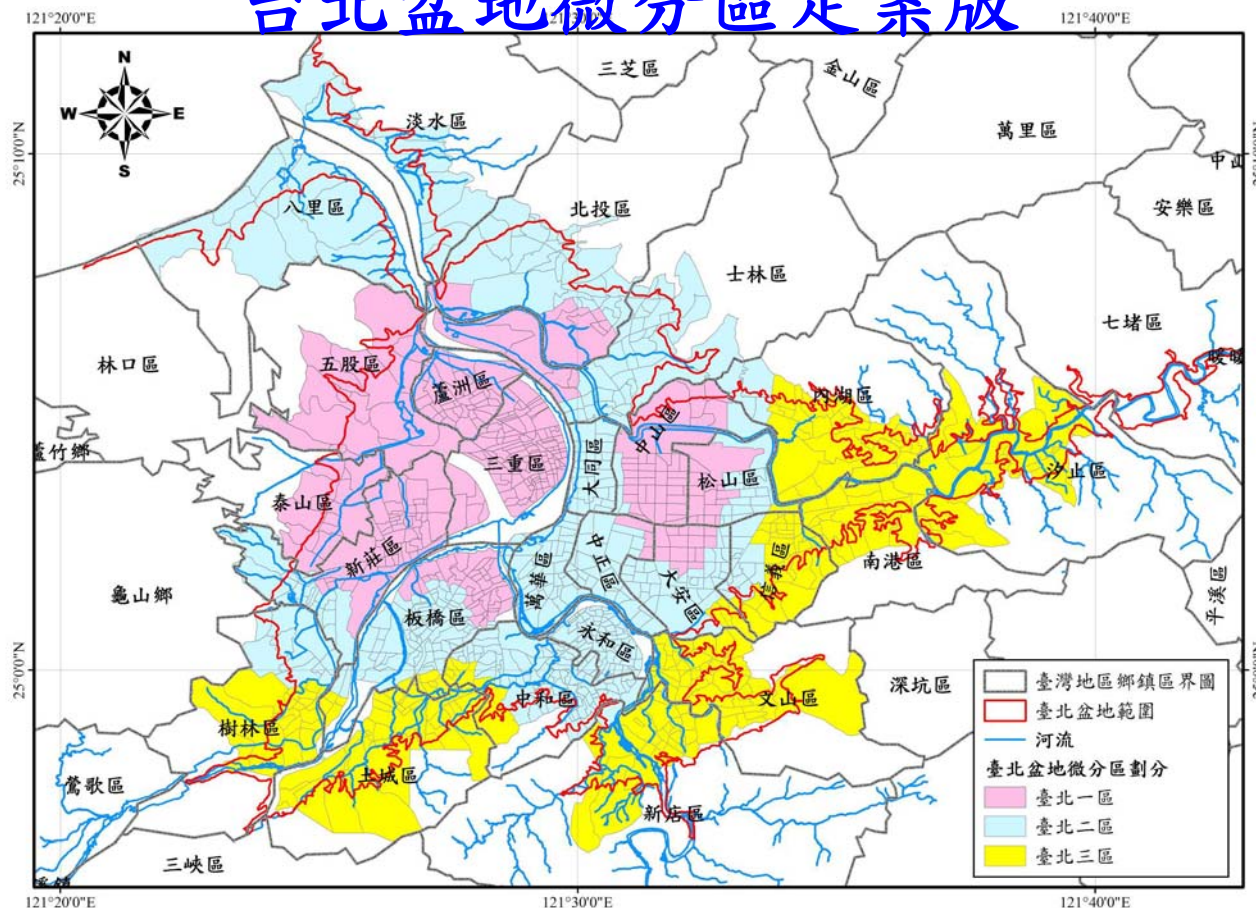


台北盆地微分區建議案

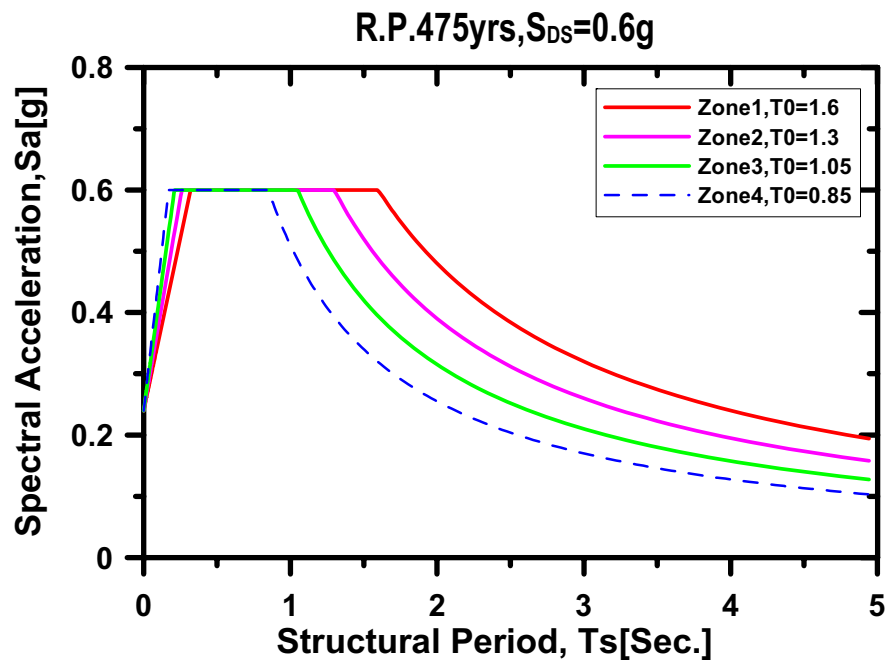
- 依據委員建議修改如下：



台北盆地微分區定案版



台北盆地微分區建議案



報告結束

敬請指教

新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明

姚昭智，成大建築系教授

以往地震損壞經驗

- 一般中小型地震時，鑲版及附著物極易自收邊處掉落。



Northridge, CA January 1994



*Edgecumbe, New Zealand
(shopping mall) March 1987*

以往地震損壞經驗

- 掉落物除影響使用機能外，亦可能傷及人命。



集集地震(醫院) 1999

相關規範之制訂

- 經濟性及人員安全性的需求
- 美國
 - ASTM C 635, ASTM C 636, ASTM E 580
- 台灣
 - 2006年恆春地震
 - 2007內政部建築研究所

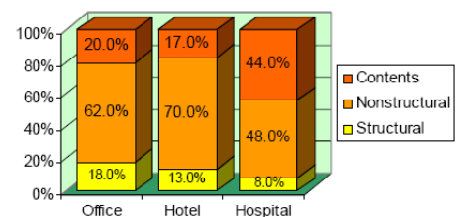
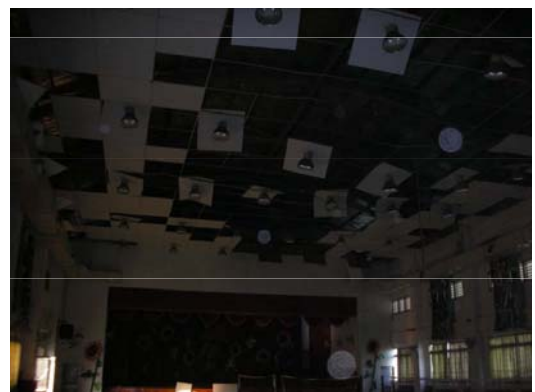


Figure 1. Typical investments in building construction (after E. Miranda)



相關研究

- 美國
 - MCEER
- 台灣
 - 成功大學建築系 (@NCREE)
 - 2008年內政部建築研究所發佈施工指南
 - 2011年納入耐震設計規範附錄



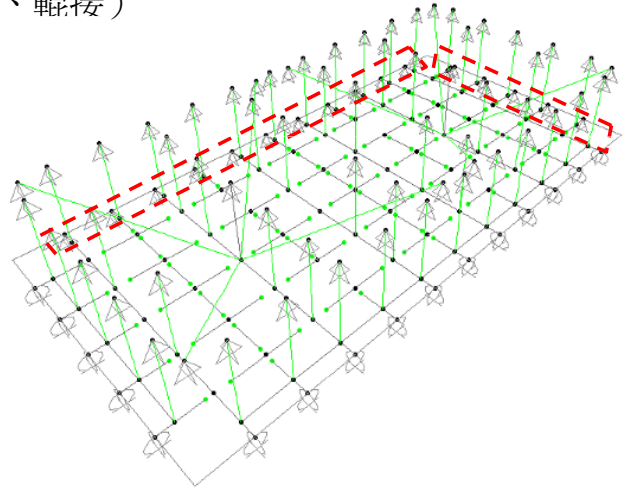
力學行爲

- 無耐震構造者
 - 輕鋼架只抵抗垂直載重
 - 收邊材，垂直懸吊線
 - 無抗水平力機制
 - 地震時震動大
 - 插銷構造
 - 主架、副架
 - 軸向抗張力弱



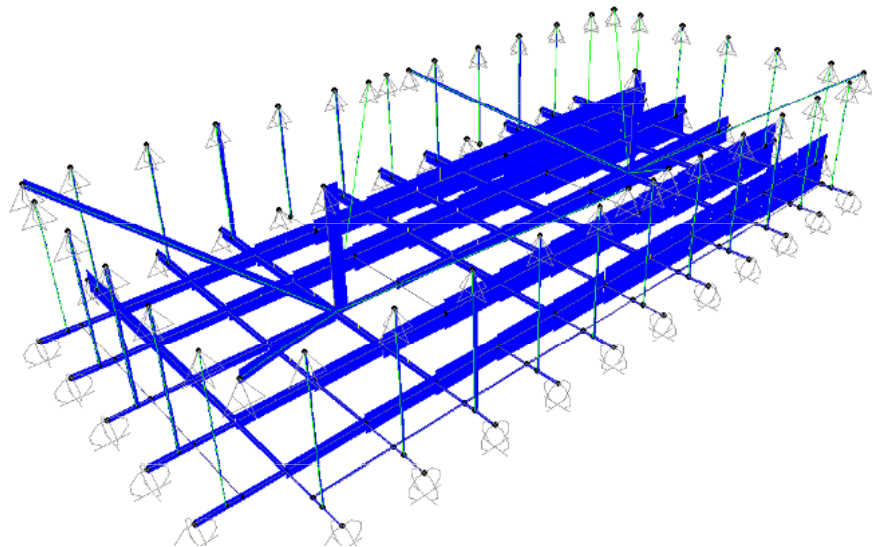
力學行為

- 有耐震構造者
 - 降低震動量
 - 收邊材
 - 形成簡支梁（鉸接、輾接）
 - 斜拉線組



力學行為

- 地震時慣性力轉成桿件軸力
 - 加強桿件軸力強度

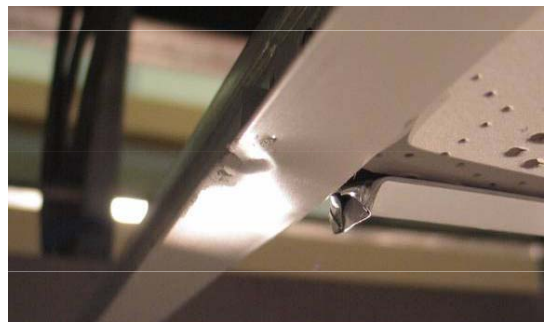


基本事項

- 根據經驗，**明架天花板**最易受損，故只針對明架天花板進行規範。
 - 面積小於13m²以下且四周有牆者可免
- 施工指南
 - 減少計算量
- 耐震型輕鋼架天花板要有足夠的強度，以抵抗地震所造成的外力及變形
 - 垂直承載 (沿用ASTM C635, C636)
 - 輕型、中型、重型主架
 - 水平承載(參考ASTM E580-06,08)

骨架必須符合**ASTM C635** → **中型骨架**或**重型骨架**所構成天花板，且骨架接頭抗拉及抗壓力需達到**80kgf**。

國內非耐震型輕鋼架天花板大都採用**輕型骨架**，
骨架接頭抗拉強度遠低於**80kgf**



構件介紹

組件：

收邊架

收邊組

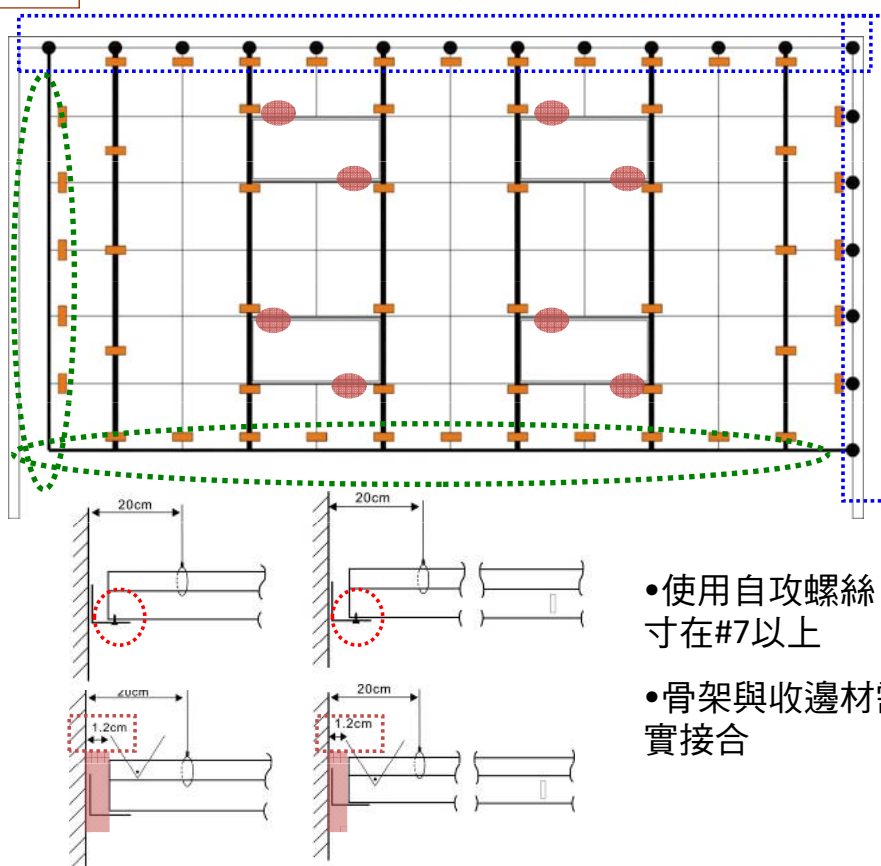
骨架

斜拉線組

固定連桿
(V型夾)



懸吊線與邊界條件



■ 懸吊線

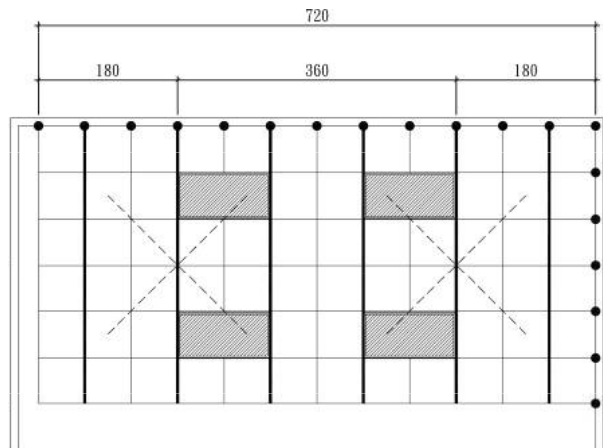
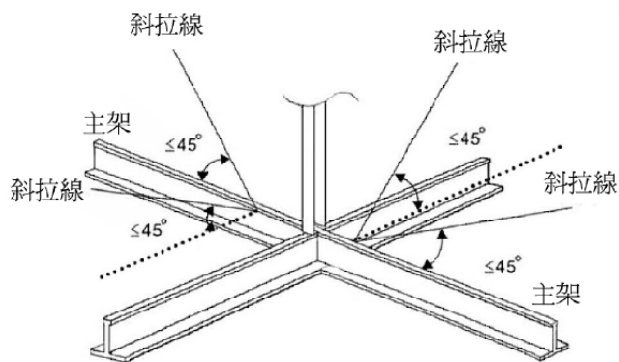
● 備用懸吊線

• 使用自攻螺絲，尺寸在#7以上

• 骨架與收邊材需確實接合

斜拉線組

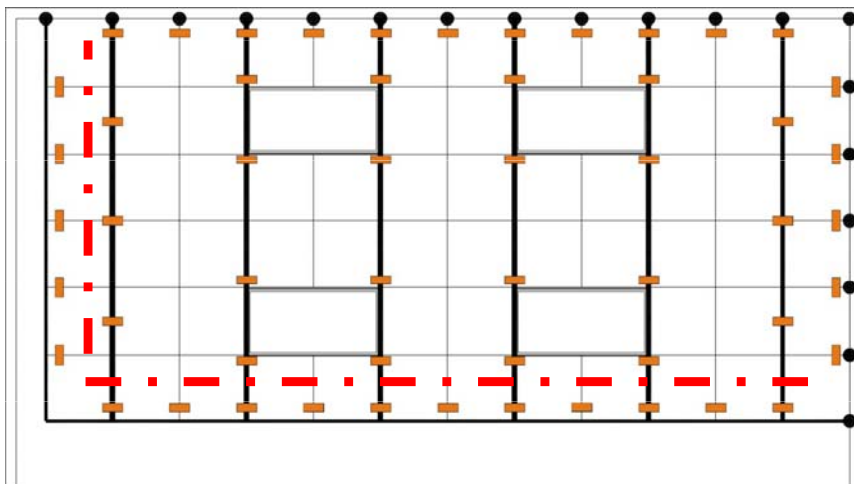
- 含壓力桿與斜拉線
- 設置於主架上
- 懸吊線與水平夾角 $\leq 45^\circ$
- 與邊界距離 $\leq 180\text{cm}$ ；
兩斜拉線組距離 $\leq 360\text{cm}$
- 斜拉線組固定在與副架
交接處5cm內的主架上



面積100 m²以上

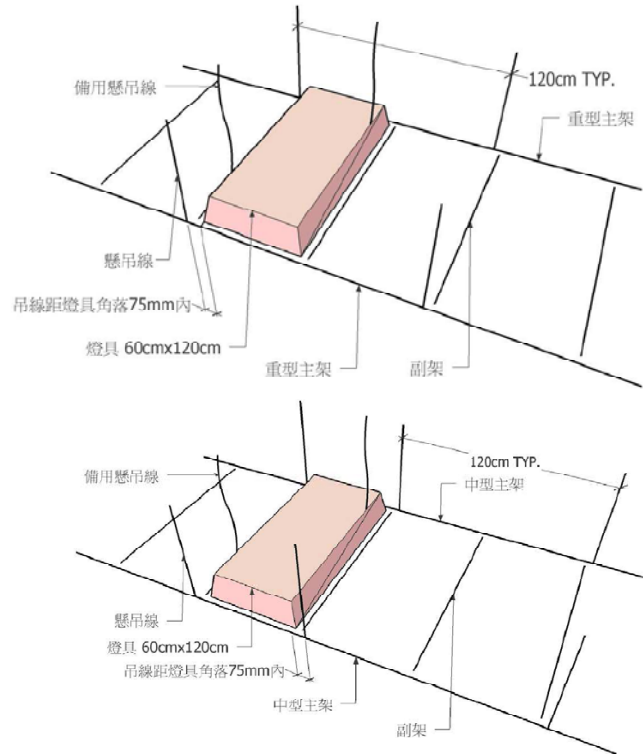
固定連桿(V型夾)

- 置於未以收邊釘固定之兩側
- 與邊牆距離 $\leq 60\text{cm}$
- 須有與骨架之固定裝置



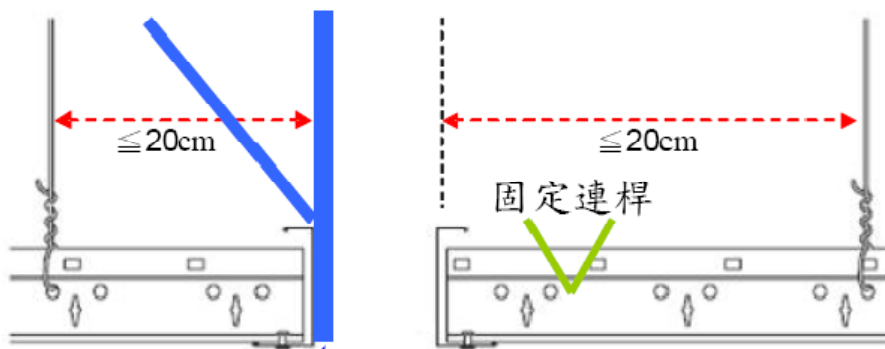
燈具或空調設備

- 備用懸吊線
 - 可為鬆弛狀態
 - 9~25kg者需要2條



地震隔離縫

- 面積超過250 m²的連續天花板
 - 由垂壁隔版或全高隔間牆組成
 - 容許各2公分震動量的間距



郭耕杖提供

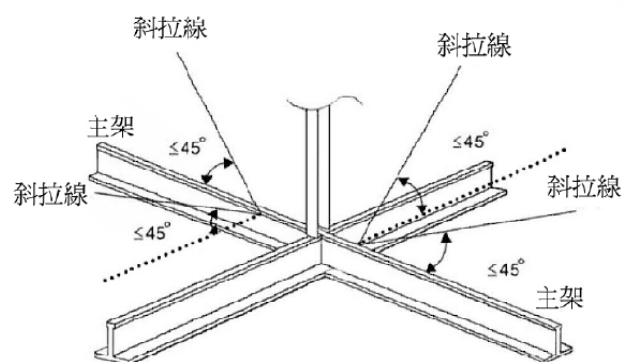
半高隔間牆支撐天花板易震損



- 隔間牆要上下端皆固定
 - 否則要靠天花板支撐

常見施工錯誤

- 收邊釘側設置錯誤
 - 相鄰兩側
- 斜拉線組
 - 主架拉線位置
 - 拉線角度



地震台實驗破壞照片

- 懸吊線末端要繞三圈



感謝蒞臨，敬請指教！

100年度技術規範系列宣導說明會

隔震建築物設計修訂說明 含被動消能系統建築物設計之修訂建議

張國鎮

國家地震工程研究中心 主任、國立台灣大學土木系 教授

黃震興

國家地震工程研究中心 副主任、國立台灣科技大學營建系 教授

汪向榮

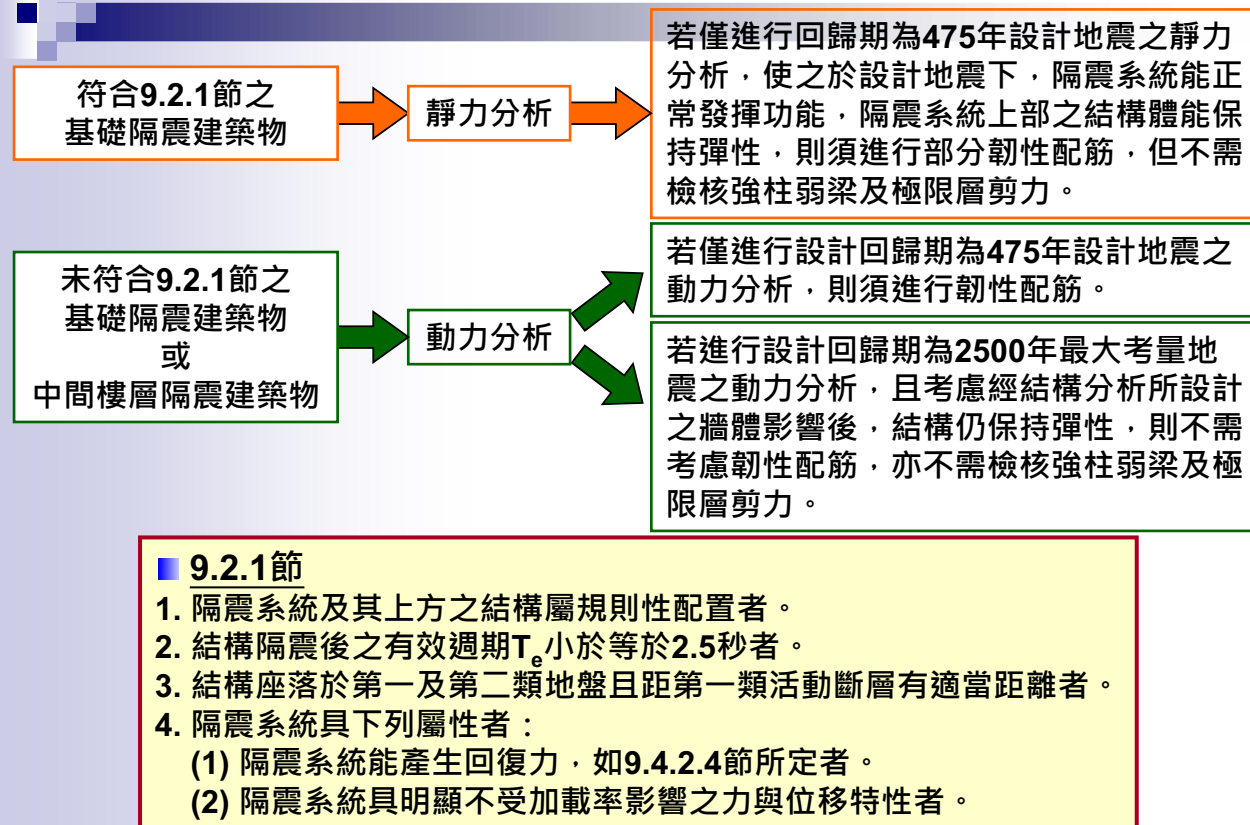
國家地震工程研究中心 副研究員

2011/5/25 (台北)、2011/5/31 (高雄)

隔震建築物設計修訂說明

“建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬”，2006年

隔震建築設計概要



9.1 通則

9.1.1 適用範圍

■ 解說

補充「本章所指之隔震系統，為一種或多種隔震元件及（或）阻尼元件所組成，在地震作用下，使結構週期延長，隔震元件及（或）阻尼元件消散大部分地震能量之系統。」

補充「為避免非預期之意外狀況，隔震系統得視建築物座落地點、重要性及總位移量等，考量第二道之防制系統。」

9.1.2 隔震設計基本原則

■ 解說

補充「對於能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀及動力行為較為單純，若僅進行回歸期為475年設計地震之靜力分析，使之於設計地震下，隔震系統能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體能保持彈性，則須進行部分韌性配筋，但不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。」

補充「對未能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀或動力行為較為複雜，若僅進行設計回歸期為475年設計地震之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年最大考量地震之動力分析，且考慮經結構分析所設計之牆體影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。」

9.1 通則

■ 9.1.4 基面之認定

■ 解說

補充「對基面隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。」

補充「對中間層隔震建築結構而言，基面仍指地震輸入建築物之水平面，並非指隔震層底面。」

■ 9.1.5 隔震系統之穩定性

■ 解說

補充「本節規定旨在利用分析與試驗確認隔震系統之穩定性，除可在設計時依可靠之理論分析，計算隔震支承之傾覆位移外，亦可依本章第9.5.2.1.5節或9.5.2.2.5節之穩定度試驗作為佐證，以確認隔震支承之最大總位移小於隔震支承之傾覆位移。」

9.2 靜力分析方法

■ 9.2.1 適用範圍

■ 解說

補充「目前本章規定適用於基面隔震建築結構。對於中間層隔震建築結構而言，下部結構之勁度增加了隔震設計之額外不確定性，國內相關研究亦仍在進行中，若隔震層下部結構之勁度影響不大，可利用本章規定之初步設計決定最小設計水平總橫力，然而非線性動力歷時分析仍為必要之設計檢核。」

■ 9.2.3 最小側向位移 - 9.2.3.2 設計總位移與最大總位移

■ 條文

補充「但 D_{TM} 之值不必大於 $1.5D_{TD}$ 。」

■ 解說

補充「但設計總位移亦不得小於設計位移 D_D 與最大總位移不得小於最大考量位移 D_M 之1.1倍，且設計總位移 D_{TD} 所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不宜大於200%。」

補充「最大總位移 D_{TM} 係考慮工址所能預期之最大考量地震地表搖動程度計算所得隔震系統中隔震元件之側向位移，其計算結果不必大於 $1.5D_{TD}$ 。」

9.2 靜力分析方法

■ 9.2.5 最小設計水平總橫力 - 9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構

■ 條文

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y}$$

■ 解說

補充「起始降伏地震力放大倍數 α_y 依第二章2.9節之規定。」

■ 9.2.5 最小設計水平總橫力 - 9.2.5.1 位於隔震系統上方之結構

■ 條文

$$V_s = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$$

■ 解說

修正「 $K_{eD} D_D$ 為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即 $K_{eD} D_D / \alpha_y$ 為上部結構之彈性設計地震力，其中起始降伏地震力放大倍數 α_y 依第二章2.9節之規定。由於隔震的原理是延長結構週期以降低地震力，因此不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數 F_u 。」

9.2 靜力分析方法

■ 9.2.6 地震力之豎向分配

■ 解說

補充「由於中間層隔震建築結構之研究文獻有限，國內相關研究亦仍在進行中，因此，初步建議本節規定暫不適用於中間層隔震建築結構隔震系統上方結構之地震力豎向分配，必須以反應譜分析與非線性動力歷時分析進行分析與設計之相關檢核。」

■ 9.2.10 層間相對側向位移及建築物之間隔 - 9.2.10.1 容許層間相對側向位移角

■ 條文

修正「隔震系統上方之結構，在設計地震力作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，應不得超過 $0.005 / \alpha_y$ 。」

刪除「若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬，但不得超過0.01。」

■ 9.2.11 垂直地震效應

■ 條文

補充「考慮垂直地震效應時，垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 依第二章 (2-22) 式計算，其中 S_{aD} 在長周期不受不得小於 $0.4S_{DS}$ 之限制。」

9.3 動力分析方法

9.3.1 適用範圍

■ 解說

補充「針對符合第9.2.1節規定者，若僅進行第9.2節設計靜力分析(彈性設計)，結構保持彈性，則須進行部分韌性配筋，但不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。針對未能符合第9.2.1節規定者，若僅進行設計回歸期為475年地震之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年地震之動力分析，且考慮經結構分析所設計之牆體影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。」

■ 刪除原「9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量」

■ 回歸期475年地震 - 設計地震力檢核

■ 回歸期2500年地震 - 最大位移檢核 (Stability)

9.3.2 加速度反應譜

■ 條文

補充「非線性歷時分析所採用之水平加速度歷時紀錄，其5%阻尼比之反應譜須與水平加速度反應譜 S_{aD} 相符，依第三章3.2節及表3-1之規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{DS}$ 之限制。」

9.3 動力分析方法

9.3.7 非線性動力分析

■ 條文

補充「若使用七組以上的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。」

■ 解說

補充「輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳；若實測地震紀錄之反應譜在周期 T_{eD} 附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。」

9.3.9 層間相對側向位移與建築物之間隔 - 9.3.9.1 容許層間相對側向位移角

■ 條文

修正「在設計地震下位於隔震系統上方之結構，由反應譜分析所得之最大層間相對側向位移角(含隔震系統之垂直變形所造成之位移角)不得超過 $0.005/\alpha_y$ 。」

刪除「在最大考量地震下位於隔震系統上方之結構，由分析所得之最大層間相對側向位移角(包含隔震系統之垂直變形所造成之位移角)不得超過0.0075。」

■ 刪除原「9.3.11 極限層剪力強度之檢核」

9.4 隔震建築物設計詳細要求

■ 9.4.2 隔震系統 - 9.4.2.3 防火

■ 條文

補充「若隔震層為使用空間，則隔震系統之防火時效應大於建築物當層之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效。」

■ 9.4.2 隔震系統 - 9.4.2.7 傾倒

■ 條文

修正「建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩。傾倒力矩應以設計地震力之**1.5倍**計算，抗傾倒力矩則依隔震系統上部構造物重量之**0.9倍**計算。」

修正「若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉**措施**。」

■ 解說

補充「建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之**1.5倍**計算，抗傾倒力矩依隔震系統上部構造物重量之**0.9倍**計算，其隱含意義為限制隔震系統上部構造物之高寬比，使其隔震元件較不易產生局部上舉。」

9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗

■ 9.5.1 通則

■ 解說

補充「上開實體試驗宜由國內具有公信力之隔震元件試驗機構辦理。」

■ 9.5.2 實體試驗

■ 條文

補充「實體試驗可使用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依不同隔震元件之特性與隔震建築物之設計，選擇適合之試驗條件進行試驗。」

■ 9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

■ 條文

補充「在設計載重 ($Q_D + 1/2 Q_L + Q_E$) 不大於 200 kgf/cm^2 ，且隔震元件之最大總位移 D_{TM} 對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不大於 **250%** 時，始得使用剪應變與垂直壓應力條件進行實體試驗項目。」

■ 解說

補充「剪應變與垂直壓應力條件適用於橡膠隔震元件。」

9.5.2 實體試驗

■ 垂直載重試驗

■ 位移與垂直載重條件

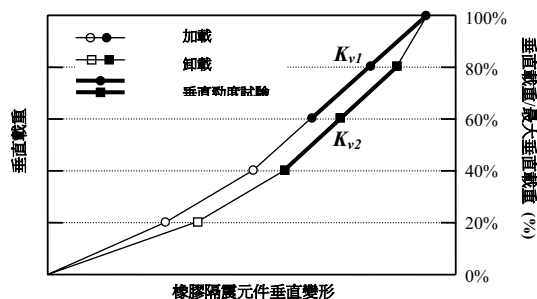
垂直載重由零加載至 $(Q_D + 1/2 Q_L + Q_E)$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

■ 剪應變與垂直壓應力條件

垂直壓應力由零加載至 200 kgf/cm^2 ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

垂直載重試驗，建議取最大垂直載重為 $(Q_D + 1/2 Q_L + Q_E)$ 或 200 kgf/cm^2 ，垂直載重試驗之加載與卸載過程中，應設定適當之分段加載與卸載階段。以橡膠隔震元件之垂直載重試驗為例，每一階段以最大垂直載重之20%作為加載或卸載之變化量，利用加載過程之60%、80%與100%所求得之迴歸勁度 K_{v1} ，及卸載過程之80%、60%與40%所求得之迴歸勁度 K_{v2} ，取兩者之平均值作為試驗所得之垂直勁度值 K_v ，作為隔震結構分析時之輸入參數。

$$K_v = \frac{(K_{v1} + K_{v2})}{2}$$



9.5.2 實體試驗

■ 常態載重試驗

■ 位移與垂直載重條件

在垂直載重為 $Q_D + Q_L$ 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重（風力、溫度變化等）或其所對應之位移。

■ 剪應變與垂直壓應力條件

在垂直壓應力為 150 kgf/cm^2 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重（風力、溫度變化等）或其所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變。

一般而言，可經由分析求得常態載重（回歸週期為50年並考慮用途係數之設計風力）與溫度變化（ $\pm 20^\circ\text{C}$ ）下隔震元件之位移變化量。

9.5.2 實體試驗

■ 不同變形之特性試驗

■ 位移與垂直載重條件

在垂直載重為 Q_D 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件設計位移 D_D 的0.25、0.50、0.75、1.0、1.25及1.0倍。每一種位移進行三個循環試驗。

■ 剪應變與垂直壓應力條件

在垂直壓應力為 100kgf/cm^2 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度之剪應變50%、100%、150%、200%、250%及200%。每一種位移進行三個循環試驗。

■ 性能穩定性試驗

■ 位移與垂直載重條件

在垂直載重為 Q_D 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件之設計位移 D_D 。

■ 剪應變與垂直壓應力條件

在垂直壓應力為 100kgf/cm^2 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度之剪應變200%。

9.5.2 實體試驗

■ 隔震元件穩定度試驗

■ 位移與垂直載重條件

在垂直載重各為 $(Q_D+1/2Q_L+Q_E)$ 與 (Q_D-Q_E) 下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移 D_{TM} 。E為包含水平及垂直設計地震效應產生之軸力。

■ 剪應變與垂直壓應力條件

在垂直壓應力各為 200kgf/cm^2 以上與 20kgf/cm^2 以下時，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移不小於隔震元件橡膠總厚度之剪應變250%。

9.5.4 試驗結果檢核

■ 條文

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

- 所有試驗之受力 - 變形關係圖的切線勁度必須為正值。
- 垂直載重試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞，試驗所得之垂直勁度值不宜小於設計值之80%。
- 常態載重試驗，在設計風力下，隔震元件（含風束制系統）須提供足夠之水平勁度，使隔震元件在設計風力作用下不得產生降伏。
- 不同變形之特性試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在 $\pm 10\%$ 以內。
- 不同變形之特性試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於10%。
- 不同變形之特性試驗，最後一組試驗之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%。
- 性能穩定性試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之70%。
- 隔震元件穩定度試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

9.5.4 試驗結果檢核

■ 解說

- 隔震元件在設計風力作用下，不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在設計風力作用下，不得降伏。對滑動隔震系統而言，在設計風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於設計風力。
- 試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足實體試驗之規定。
- 在實體試驗完成後，試體不得有破壞之情形發生。例如，對橡膠隔震支承而言，觀察橡膠的膨脹突出，其鋼片與橡膠間之界面不得產生脫離情形；對滑動隔震元件而言，其不鏽鋼板不得產生永久變形等。

9.5.5 性能保證試驗

■ 條文

- 進行安裝前，每個隔震元件皆須進行下列性能保證試驗，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。

■ 解說

- 試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足性能保證試驗之規定。

9.5.5 性能保證試驗

■ 壓力試驗

■ 位移與垂直載重條件

每個隔震元件應在承受 $1.5(Q_D+Q_L)$ 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

■ 壓力及剪力組合試驗

■ 位移與垂直載重條件

每個隔震元件應在垂直載重為 Q_D 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件之設計位移 D_D 。

■ 試驗結果檢核

- 橡膠隔震元件壓力試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面不能產生裂縫。
- 滑動式或滾動式隔震元件壓力試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
- 壓力及剪力組合試驗，每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過 $\pm 15\%$ ；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值之 85% 。

含被動消能系統建築物設計之修訂建議

- 精簡扼要、提綱挈領說明
- 考慮規範內容之可行性
- 符合國內業界實務需求
- 符合國內既有試驗容量
- 基於原則性要求下，國內業界可靈活應用消能減震設計

“建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬”，2006年
“建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬”，2007年

10.1.1 通則

條文

- 本章依據建築技術規則建築構造編第四十九條之二規定訂定，適用於一般建築物使用消能元件之設計地震力與分析計算方式，以及安裝消能元件之分析程序與元件試驗標準。本章未規定之事項，應依建築技術規則及其他工程設計規範規定辦理。
- 含消能元件之消能建築物，其樓高不得超過本身結構系統之限制高度。
- 含消能元件之消能建築物的數學模型應包括消能元件之平面與豎向配置，其數學模型之分析應考慮激振頻率、環境與運轉溫度、承載及雙向載重等因素對消能元件之影響。
- 消能元件之設計應考慮其環境因素，包括風力、老化、潛變、疲勞、環境溫度、運轉溫度以及曝露於濕氣或有害物質。

10.1.1 通則

解說

- 提供耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。
- 未能涵蓋之消能系統，須參照適當之參考文獻，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後方得使用。
- 目前規範內容係與國內消能系統之發展齊頭並進。
- 增加結構耐震能力之考量方式：
 - 額外增加結構之耐震能力，等效阻尼比並不用以折減設計地震力，亦即阻尼比修正係數 (B_s 或 B_1) 均取1.0，則含消能元件之消能建築結構物將比傳統建築結構物具有較佳之耐震能力。
 - 消能元件阻尼比及勁度之貢獻用以折減結構之設計地震力及結構反應，其阻尼效應以阻尼比修正係數 (B_s 或 B_1) 呈現。
- 相關參考文獻可參考FEMA 273、274與FEMA 356、357。

10.1.2 被動消能設計基本原則

條文

- 消能元件阻尼比及勁度之貢獻用以折減結構之設計地震力及結構反應，其設計基本原則為：
 - 在中小度地震下，結構體須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞。
 - 在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a 。
 - 在最大考量地震下，消能系統正常仍能發揮功能，結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。
- 消能建築物如未能符合10.3節之規定可進行線性分析時，則須依10.4節之規定進行非線性分析。

10.1.2 被動消能設計基本原則

條文

- 消能元件位移及速度容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。
 - 建築物某一樓層於其主軸方向提供4組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置2組以上時，所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。
 - 建築物某一樓層於其主軸方向提供少於4組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於2組時，所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移的1.5倍。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的1.5倍所對應之力。
- 位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計，使其保持在線彈性範圍之內。

解說

- 若將消能元件阻尼比及勁度之貢獻視為額外增加結構之耐震能力，則消能元件仍應納入分析，且位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計，使其保持在線彈性範圍之內。
- 消能元件增加之阻尼與勁度可導致 (1)較小的反應譜需求與 (2)較低的顯著週期，因此，消能元件之主要功效在於降低樓層位移、加速度或基底剪力。

10.1.3 消能建築物設計考慮

■ 10.1.3.1 設計水平總橫力

條文

- 消能建築物在任一樓層沿主軸方向且剛心兩側各配置1組以上之消能元件，方得按其位移型消能元件提供之額外阻尼比 (β_D) 或速度型消能元件提供之額外阻尼比 (β_V)，加上構架系統之固有阻尼比 (β)，由3.2節及表3-1定義的阻尼比修正係數予以修正設計水平總橫力。
- 未含消能元件之構架其設計水平總橫力以不低於第二章僅考慮固有阻尼比計算之最小設計總橫力的80%為限。
- 消能建築物採用位移型消能元件者，在第二章所規定之最小設計水平總橫力作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。

解說

- 位移型消能元件須確保不會過早發生降伏而提前產生遲滯消能，以避免經常更換其相關組件；而速度型消能元件在中小度地震作用下並無此顧慮。
- 若位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，則此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼效應。

10.2 消能元件之模擬

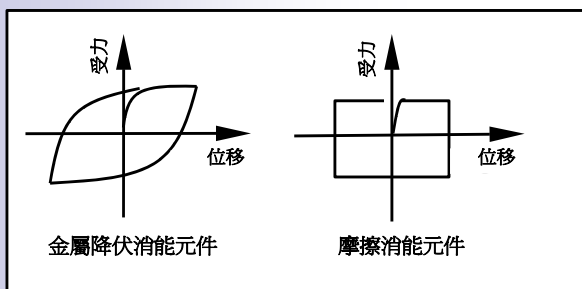
條文

- 消能元件概分為位移型、速度型與其它型式。
 - 位移型消能元件呈現剛塑性（摩擦元件）、雙線性（金屬降伏元件）或三線性遲滯行為，其受力與變形關係主要是該元件兩端點相對位移的函數，與兩端點間的相對速度及激振頻率並無實質關係。
 - 速度型消能元件包含固態與液態之黏彈性元件及液態黏滯性元件，其受力與變形關係，主要是該元件兩端點相對速度的函數。
 - 其它型式之消能元件包含所有不屬於位移型與速度型的消能元件，典型範例包括形狀記憶合金（超彈性效應）、摩擦 - 彈簧組件、以及兼具回復力與阻尼的液態消能元件，可利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬。
- 模擬消能系統時，若介於消能元件與結構間傳遞作用力之子結構的撓度足以影響消能系統之行為，則必須同時考慮該子結構的勁度。撓度足以影響消能系統行為的子結構包括基礎、與消能元件串接的斜撐及其接頭。

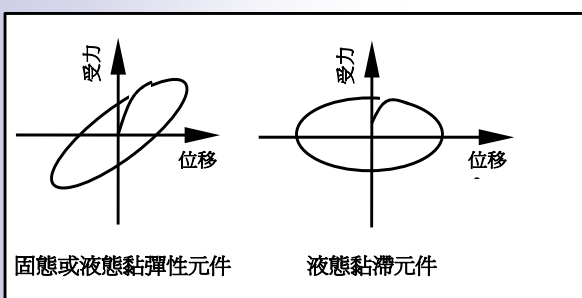
10.2 消能元件之模擬

解說

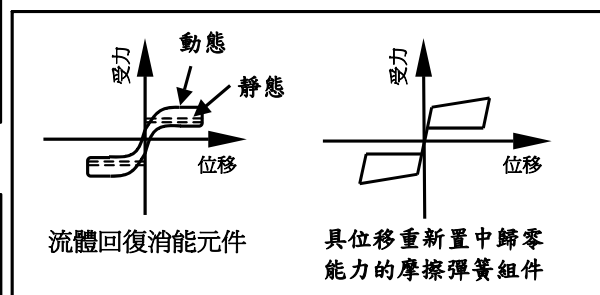
位移型消能元件



速度型消能元件



具回復能力消能元件



10.2.1 位移型消能元件

條文

■ 受力

$$F = k_{eff} D$$

位移型消能元件
兩端點相對位移

對應 D^+ 之受力

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|}$$

對應 D^- 之受力

■ 有效勁度

■ 等效阻尼比

$$\beta_D = \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_k}$$

第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功

■ 構架最大應變能

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

F_i : 第 i 層的慣性力
 u_i : 第 i 層的位移

10.2.2 速度型消能元件

條文

■ 等效阻尼比

$$\beta_V = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_k}$$

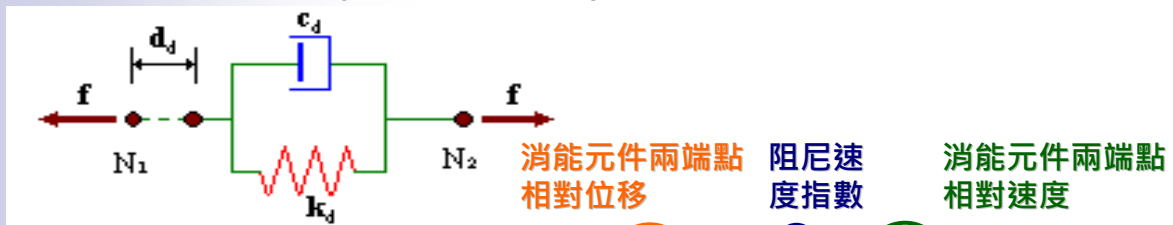
第 j 個速度型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功
構架最大應變能

10.2.2 速度型消能元件

解說

固態黏彈性消能元件

■ 彈簧與阻尼並聯 (Kelvin Model)



■ 受力

$$F = k_{eff} D + C |\dot{D}|^{\alpha} \text{sgn}(\dot{D})$$

■ 有效勁度

對應 D^+ 之受力 F^+ 對應 D^- 之受力 F^-

$$k_{eff} = \frac{F^+ + F^-}{D^+ + D^-} = K' \quad \text{儲存勁度}$$

消能元件完整一迴圈循環之受力與位移遲滯曲線所包圍的面積

■ 阻尼係數

$$C = \frac{W_D}{\pi \omega_1 D_{ave}^2} = K'' \quad \text{損失勁度}$$

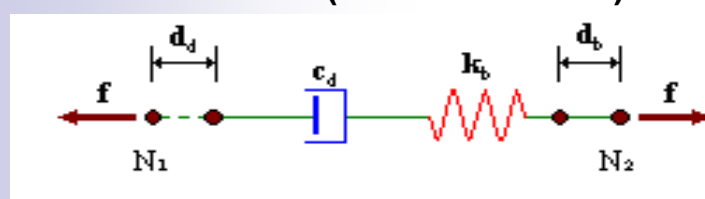
為位移 D^+ 與 D^- 絕對值之平均值

10.2.2 速度型消能元件

解說

液態黏彈性消能元件

■ 彈簧與阻尼串聯 (Maxwell Model)



■ 受力

$$F = k_{eff} D_k = C |\dot{D}_c|^{\alpha} \text{sgn}(\dot{D}_c)$$

消能元件相對位移 D 彈簧相對位移 D_k 阻尼相對位移 D_c

阻尼所承受的相對速度 $\dot{D}_c$

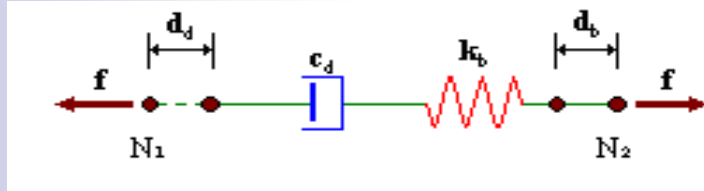
固態與液態黏彈性元件可利用負載頻率趨近於零時之損失勁度與有效勁度的比值加以區別，比值趨近無限大者為液態黏彈性消能元件，而比值為零者為固態黏彈性消能元件。

10.2.2 速度型消能元件

解說

液態黏滯性消能元件

■ 彈簧與阻尼串聯 (Maxwell Model)



當液態黏滯性消能元件呈現無勁度時

消能元件速度指數

■ 受力

$$F = C |\dot{D}|^\alpha \text{sgn}(\dot{D})$$

消能元件阻尼係數

消能元件兩端點相對速度

常見的速度指數值介於0.1至2.0之間

10.3 線性分析方法

條文

- 在所考慮的地震需求水準下，除消能元件外，所有構架系統須不得產生降伏，得僅使用線性分析。
- 彈性設計水平總橫力可依其位移型消能元件提供之額外阻尼比 (β_D) 或速度型消能元件提供之額外阻尼比 (β_V)，加上構架系統之固有阻尼比 (β)，由3.2節及表3-1定義的阻尼比修正係數予以修正。
- 彈性設計水平總橫力為不考慮結構韌性之設計水平總橫力，即

$$V = S_{aD}IW / \alpha_y$$

$$V = S_{aM}IW / \alpha_y$$

10.3 線性分析方法

解說

- 除了刻意將消能構架系統設計成為在**所考慮的地震需求水準下**仍維持線彈性外，概括所有消能建築物的線性分析程序尚未發展至規範應具備的水準。
- 線性分析包含線性靜力分析法與線性動力分析法，線性動力分析包含線性多振態反應譜疊加法與線性歷時分析，可參考FEMA 273、274與FEMA 356、357。
- **考量消能元件增加之阻尼效應，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比建議不宜高於30%。**
- **當線性動力分析所得之最大基底剪力未達線性靜力分析之等效基底剪力的90%時，所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達線性靜力分析之等效基底剪力的90%。**
- 針對以速度型消能元件進行消能之建築結構，需考慮三個可能導致最大構材內力的情況，分別為：**(1)最大變位情況，此時黏滯力為零；(2)最大速度情況，此時變位量為零；(3)最大加速度情況。**

10.3 線性分析方法

解說

- **線性分析程序 (參考「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」)**
 - 步驟1：決定設計阻尼比。**
 - 步驟2：決定各樓層消能元件安裝位置與組數。**
 - 步驟3：含消能元件結構構架之耐震設計 (構架不得產生降伏，考慮消能元件增加之阻尼效應)。**
 - 步驟4：含消能元件結構構架之線性靜力或線性動力分析。**
 - 步驟5：依據分析結果設計各樓層之消能元件，並檢核消能元件提供之阻尼比符合步驟1之假設。**
 - 步驟6：計算各樓層之消能元件所需最大容量 (參考10.1.2節之規定)。**
 - 步驟7：針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範第二章與第三章之相關規定。**

10.4.1 非線性靜力分析方法

條文

- 非線性靜力分析之分析結果滿足條件與分析程序，應符合建築物非線性行為之相關理論。

解說

- 以非線性靜力分析推估消能建築物非線性行為之理論基礎，現今尚未完全發展成熟，本節內容旨在提供進行分析之參考。
- 容量震譜法為非線性靜力分析的一種方法，利用側推分析直到建築物達到破壞機制為止，並將分析結果繪於**ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)** 之格式。當結構物進入非線性範圍時，結構物因構件降伏導致強度及勁度衰減，而使得整體結構物的週期延長，非彈性變形形成之等效阻尼消散部分地震能量，進而折減需求譜。最後，非彈性需求譜及容量譜所產生之交點稱為功能績效點，即代表該建築物所能承受的最大位移及地震強度。
- 可參考**ATC 40、FEMA 273、274與FEMA 356、357**。

10.4.1 非線性靜力分析方法

解說

- 非線性靜力分析結果須滿足下列條件：
 - 每一樓層在考慮方向所提供之最大層剪力與藉由2.11節地震力豎向分配公式計算之樓層需求剪力的比值，須介於所有樓層比值平均值的**80%至120%**間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。本條件旨在確保建築構架中各樓層降伏狀態趨於一致，以避免破壞集中於任一樓層。
 - 每一樓層在考慮方向由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的**50%**。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮元件之老化與環境效應。本條件旨在限制消能元件對於建築反應的影響，簡言之，限定消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架（含消能元件貢獻）總抗力的三分之一。

10.4.1 非線性靜力分析方法

解說

- 非線性靜力分析程序 (參考「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」)
 - 步驟1：決定設計阻尼比。
 - 步驟2：決定各樓層消能元件安裝位置與組數。
 - 步驟3：含消能元件結構構架之耐震設計 (構架韌性設計，考慮消能元件增加之阻尼效應)。
 - 步驟4：含消能元件結構構架之非線性靜力側推分析。
 - 步驟5：以容量震譜法求得功能績效點。
 - 步驟6：依據分析結果設計各樓層之消能元件，並檢核消能元件提供之阻尼比符合步驟1之假設。
 - 步驟7：計算各樓層之消能元件所需最大容量 (參考10.1.2節之規定)。
 - 步驟8：檢核任一樓層消能元件所提供層剪力與傳遞作用力構材相關規定 (參考本節之規定)。
 - 步驟9：檢核韌性容量需求 (參考10.1.2節之規定)。
 - 步驟10：針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範第二章與第三章之相關規定。

10.4.2 非線性動力分析方法

條文

- 消能建築物之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，所輸入之地震紀錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震 (或最大考量地震) 之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其5%阻尼反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$ 至 $1.5T_{eD}(T_{eM})$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計 (最大考量) 譜加速度值之90%，以及於此週期範圍內之平均值不得低於設計 (最大考量) 譜加速度值之平均值。
- 若使用七組以上的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

解說

- 力及位移性質須經由10.7節實體試驗結果決定之。
- 參考第三章3.6節之解說，輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳。若實測地震紀錄之反應譜在周期 T_{eD} 附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。

10.7 被動消能元件之實體試驗與性能保證試驗

條文

■ 10.7.1 通則

- ☐ 實體試驗及性能保證試驗之目的在證實隔震系統及被動消能系統中消能元件的力學性質。
- ☐ 實體試驗在確認最大考量地震作用下各消能元件之消能性質及穩定性；性能保證試驗在證實設計中所使用消能元件之力學性質。
- ☐ 專業技師應對10.7.2節規定之實體試驗與10.7.5節規定之性能保證試驗中所得之力學性質提出明確之合格標準。
- ☐ 不論是實體試驗或性能保證試驗，專業技師均應考慮10.1.2節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件所須提供消能容量等相關細節。

10.7.2 實體試驗

條文

■ 10.7.2.1 通則

- ☐ 實體試驗之試體原則上須為各類型及各尺寸之消能元件的二個全尺寸試體，實體試驗合格之消能元件試體可選用進行性能保證試驗。
- ☐ 消能元件不應為承重系統之一部分，亦即消能元件之消能行為不得導致承重系統產生不穩定，但仍得承受部分重力。下列為消能元件試體最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載其裝設於建築上所承受之重力及其安裝時環境溫度的影響。

10.7.2 實體試驗 - 10.7.4 試驗結果檢核

條文

若分析顯示，更大差異值對於消能建築物反應並無有害的影響，經專業技師同意後，15%之限制可酌予提高。

■ 10.7.2.2與10.7.4.1位移型消能元件

- 循環加載驗證設計地震需求反應，其次數不得少於5次完全反覆之載重循環週數，試驗之振幅應為設計地震需求之消能元件設計總位移。
 - 任一循環中之有效勁度與平均有效勁度之差異不得超過 $\pm 15\%$ 。
 - 任一循環中於零位移所對應之最大力、最小力與所有循環之最大力、最小力平均值之差異皆不得超過15%。
 - 任一循環中之遲滯圈面積與平均遲滯曲線面積之差異不得超過 $\pm 15\%$ 。
 - 受力與位移曲線不得有負值之增額承載容量。
- 進行位移漸增之反覆疲勞試驗，最大試驗位移應為10.1.2節消能元件需求容量。試驗位移依序為消能元件最大試驗位移的0.25、0.50、0.75及1.0倍。前三項位移各進行四個循環試驗，最終項位移的循環試驗反覆加載至少20次完全循環週數或直至試體破壞。
 - 在最大試驗位移未達到前，消能元件不得發生斷裂現象。

10.7.2 實體試驗 - 10.7.4 試驗結果檢核

條文

若分析顯示，更大差異值對於消能建築物反應並無有害的影響，經專業技師同意後，15%之限制可酌予提高。

■ 10.7.2.3與10.7.4.2速度型消能元件

- 試驗結果應就不同速度及出力情形繪成速度-出力曲線。
 - 速度-出力曲線中，在各種不同速度情況下，出力之試驗值與設計理論值的差異不得超過 $\pm 15\%$ 。
- 加載5次完全反覆循環，其試驗速度應依10.1.2節之規定。
 - 任一循環中之有效勁度與平均有效勁度之差異不得超過 $\pm 15\%$ 。但流體黏滯消能元件及其它不具有有效勁度之消能元件，不在此限。
 - 任一循環中於零位移所對應之最大力、最小力與所有循環之最大力、最小力平均值之差異皆不得超過15%。
 - 任一循環中之遲滯圈面積不低於平均遲滯曲線面積之85%。

10.7.2 實體試驗

條文

■ 10.7.2.4 試驗類似之消能元件

- 若消能元件為 (1)相似之尺寸及相同之材料與內部構造；(2)相同之內部構造組裝過程及製造品質控制程序，且業經實驗室試驗通過，並能提供下列資料者，可不需進行實體試驗，但仍應進行性能保證試驗：
 - 所有相關試驗數據及合格證明。
 - 製造者提供試驗元件之相似性資料，且能獲得專業技師證實。

10.7.2 實體試驗

解說

- 每圈加載循環試驗資料至少取100個取樣點。
- 若消能元件的特性會因環境溫度的不同而有顯著差異時，須於至少三種操作溫度（常態溫度-10℃、常態溫度、常態溫度+10℃）下進行試驗。
- 應承受至少2000次位移循環，其振幅等於在設計風力下所預期者。
- 消能元件實體試驗之反應，須考慮以下二種最大考量地震的狀態下進行試驗：
 - 消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時（發生零側向位移時）。
 - 消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時。

10.7.4 試驗結果檢核

解說

- 若使用多重功能性之消能元件，實體試驗應擴大至規範要求之位移水準下進行試驗。這些額外之試驗應能驗證建築物在不同水準假設下消能元件之反應。
- 試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足10.7.2節之規定。

10.7.5 性能保證試驗

條文

- 在裝設消能元件於建築物前，專業技師須按該消能元件特性，訂定抽樣比例及試驗內容。抽樣時即按專業技師所訂之抽樣比例與試驗內容，挑選出各類型及各尺寸具代表性的消能元件進行試驗，以確保消能元件之力-速度-位移等特性在專業技師所要求的限制範圍內。

解說

- 在此將實體試驗與性能保證試驗加以區隔。實體試驗內容主要針對消能元件完成設計且未量產前，先製作試體以針對風力、地震力和不同外力型式（如溫度等環境之變異性）等加以試驗，其中亦考慮建築物本身基本特性（如基本振頻變異性等）；性能保證試驗是消能元件生產安裝前，消能元件根據專業技師設計時所訂的性能加以抽樣試驗，以確保消能元件的力-速度-位移等特性是否符合要求，並確保品質穩定，其較著重於品管檢核。
- 實體試驗與性能保證試驗所採用的試體非經該專業技師審查核可，不可重覆使用。

100年度技術規範系列宣導說明會

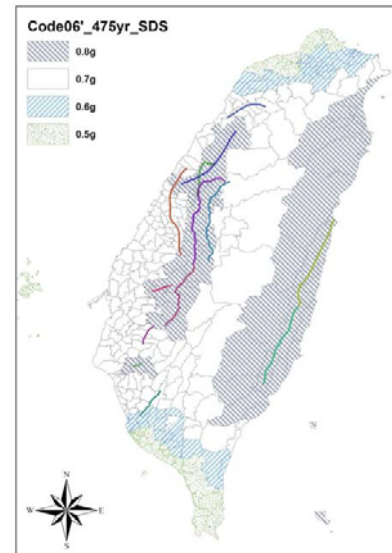
營建署、國家地震工程研究中心、中國土木水利工程學會
中華民國地震工程學會、中華民國結構工程學會

近斷層設計地震檢討及建議

2011/05

現行規範近斷層相關考量

1. 震區水平譜加速度係數
(0.8, 0.45)及(1.0, 0.55)
2. 近斷層調整因子
參考PSHA結果擬定



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

簡報大綱

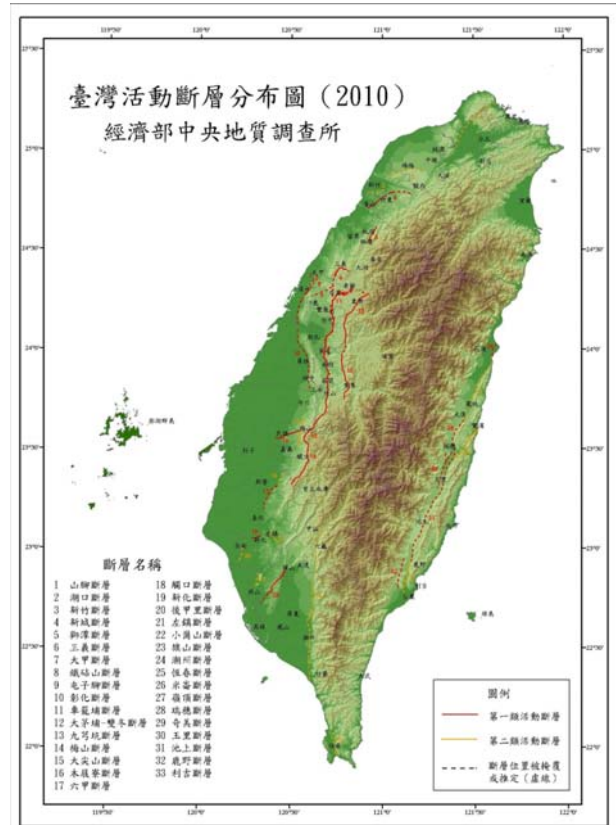
- 活斷層之地震參數
 - 2000年版與2010年版比較
 - 現行近斷層因子回顧與案例比較
- 既有近斷層因子檢討與分析(7個斷層系統)
 - 活斷層地震參數更新之影響
 - 近斷層因子與再現期及定值法分析結果之關係
- 新增活斷層之近斷層因子建議
 - 新增活斷層之地震參數
 - 案例分析比較與近斷層因子
- 結論與建議



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

背景

- 我國第一類活動斷層重新公告共20條(中央地調所，2010)
 - 除原2000年版公告的12條外，新增9條，刪除1條。
 - 共20條。
- 檢討活動斷層設計地震調整因子(N_A 與 N_V)
 - 定值法(DSHA)
 - 特徵地震的PSHA重新分析



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

中央地質調查所 第一類活動斷層性質表

CGS,2010版

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)	
屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)	
車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)	
梅山斷層	右移斷層	13 公里	M7.0 (1906.03.17)	
大尖山斷層 觸口斷層	逆斷層	25 公里 67 公里	M7.1 (1941.12.17)	以中埔地震為歷史最大地震
新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)	

斷層	形式	長度(km)	上次地震發生時間	歷史規模
新城斷層	R	28	<300yr	>7.0
獅潭斷層	R	12	1935yr	(ML)7.1
三義斷層	R	24	全新世?	
大甲斷層	R	23	全新世?	
鐵砧山斷層	R	15	全新世?	
屯子腳斷層	SS	14	1935yr	(ML)7.1
彰化斷層	R	32	1848yr	
車籠埔斷層及其分支	R	92	1999yr	(ML)7.3
大茅埔-雙冬斷層	R	58	1999yr	
梅山斷層	SS	13	1906yr	(ML)7.1(6.7)
大尖山斷層	R	25	1999yr	
六甲斷層	R	17	<10000yr	
觸口斷層	R	28	<10000yr	
新化斷層	SS	6	1946yr	(ML)6.1
旗山斷層	R	30	7,189±160年	
米崙斷層	R	8	1951yr	(ML)7.3
瑞穗斷層	R	33	1951yr	
玉里斷層	R	23	1951yr	(ML)7.3
池上斷層	R	67	2003yr	(ML)6.6
鹿野斷層	R	17	<1890-2110	

CGS,2000版



National Center for Research on Earthquake Engineering

現行規範之考量

◎ 耐震設計規範之相關規定分析流程：

- 採用 **卜桑特徵地震模型**，以機率式地震危害度分析(PSHA)結果(危害度曲線)決定相關設計地震參數；
- 鄰近第一類活動斷層的鄉鎮區其475年及2500年回歸期之短週期和一秒週期**震區水平譜加速度係數**分別為**(0.8, 0.45)**及**(1.0, 0.55)**；
- 由選定之**近斷層工址**PSHA分析結果與所屬震區水平譜加速度係數比較，決定近斷層因子。



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

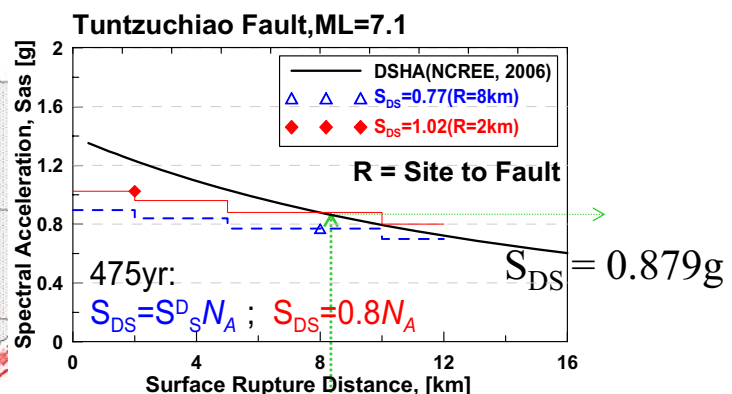
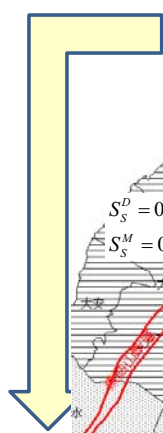
近斷層設計值條文之案例比較

苑裡鎮

R=8km

屯子腳斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_S^M	S_1^D	S_1^M	臨近之斷層
苗栗縣	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層



475年回歸期

現行條文為 $S_{DS} = S_S^D F_a N_A = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 = 0.77g$

原建議條文為 $S_{DS} = 0.8 F_a N_A = 0.8 \times 1.0 \times 1.1 = 0.88g$

不足

10%



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

DSHA分析 & PSHA分析

- ◎ DSHA分析：對於鄰近活動斷層區域以定值分析法直接評估特定活斷層對工址之影響
 - 活動斷層參數
 - 工址與活動斷層最短距離 (Surface-Rupture Distance, ...)
 - 地震動衰減律 (S_{as} 、 S_{al} 、PGA、PGV)
- ◎ PSHA分析：以活動斷層以特徵地震模型假設，分析特定距離下之不同回歸期之設計地震力
 - Poisson model (地震活動參數缺乏)



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

車籠埔斷層 (回歸期較短)

- ◎ 上一次發生地震時間為1999年
- ◎ 回歸期350~700年(古地震調查)
- ◎ DSHA分析
 - $L=92\text{km}$, $M_L 7.3$
- ◎ PSHA分析
 - $M_L=7.60\sim 7.10$
 - time-varying model
 - Poisson model

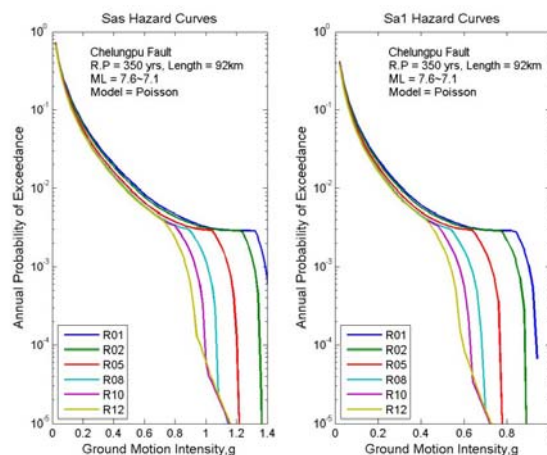
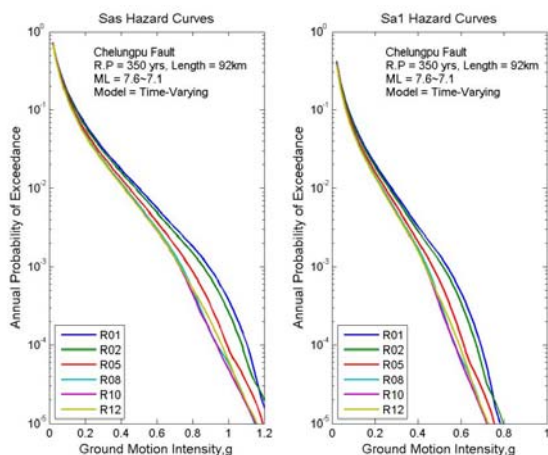


National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

PSHA 分析

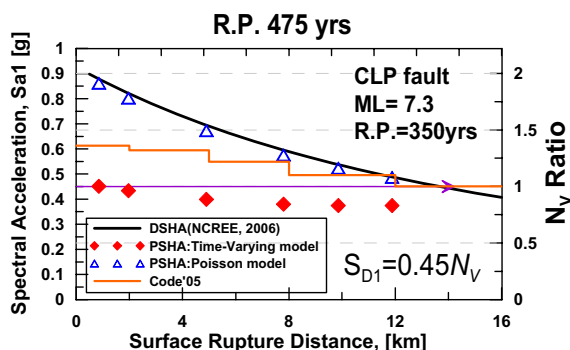
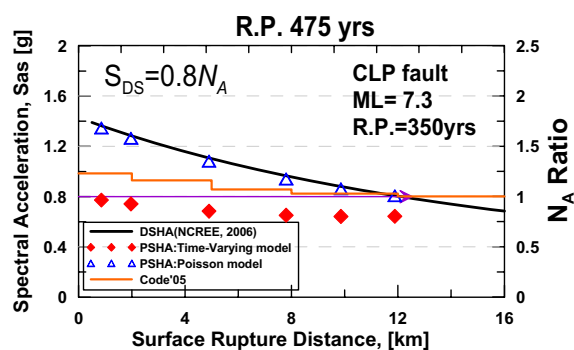
Time-Varying model

Poisson model



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCEE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r > 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r > 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00	1.0	採不需考慮近斷層因子

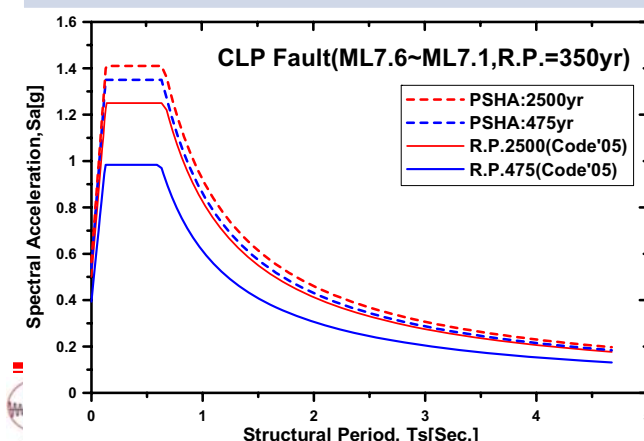


National Center for Research on Earthquake Engineering (NCEE)

現行規範近斷層設計值與PSHA分析結果比較

以對車籠埔斷層鄰近1km的S1工址為例：(PSHA → Poisson model)

Code'05	PSHA
R.P.~700yr(?)	R.P.~350yr
475yr:	475yr:
$S_{DS}=0.8 \times 1.23=0.984$	$S_{DS}=1.35$
$S_{DL}=0.45 \times 1.36=0.612$	$S_{DL}=0.86$
2500yr:	2500yr:
$S_{MS}=1.0 \times 1.25=1.25$	$S_{MS}=1.41$
$S_{ML}=0.55 \times 1.50=0.825$	$S_{ML}=0.92$

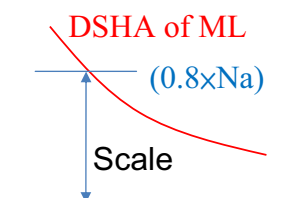


對於回歸期短之活動斷層，PSHA結果會由475年回歸期所控制。而現行規範乃遵循性能設計觀點，使控制地震為2500年。475年與2500年回歸期之設計值採有特定比例關係。

現行規範近斷層設計值與DSHA分析結果比較

- ◎ 由475年及2500年回歸期之短週期和一秒週期震區水平譜加速度係數(0.8, 0.45)及(1.0, 0.55)為基準值
- ◎ 由近斷層工址(1km)之近斷層調整因子及基準值與DSHA分析結果比較，找出現行規範設計值與DSHA結果間之關係。

回歸期	斷層	M_L	475年回歸期		2500年回歸期	
			Scale A	Scale V	Scale A	Scale V
100~300年	花東縱谷	7.3	0.85	0.83	0.99	1.01
	梅山	6.7 (7.1)	0.91	0.89	1.08	1.12
	新化	6.3	0.89	0.80	1.17	1.10
300~400年	獅潭	7.1	0.79	0.73	0.98	0.95
	屯子腳	7.1	0.79	0.72	0.98	0.95
(~700年?)	車籠埔	7.3	0.73	0.71	0.93	0.96
~1000年	大尖山、觸口	7.3	0.69	0.60	0.90	0.91



欲分析的斷層

斷層	R.P.
彰化斷層	350
大甲斷層	
鐵砧山斷層	
大茅埔-雙冬斷層	700
新城斷層	1500
三義斷層	1500
六甲斷層	1500
旗山斷層	1500



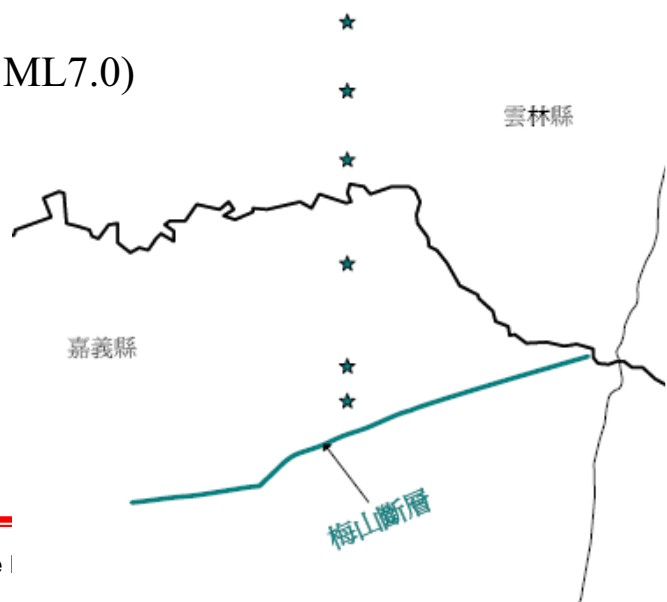
地震參數之更動

NAME	Length	Type	DIR	DIP	Group	Mw [^]	ML*	Code,ML	T0(LAST EQ)	R.P.
車籠埔斷層	92	R	0	40	G1-1	7.6	7.3	7.3	1999yr	350
梅山斷層	25*	SS	75	60	G1-1	6.9	6.7(7.1)	7	1906yr	115
新化斷層	6	SS	70	60	G1-1	6.1	6.5	6.5	1946yr	210
花東縱谷北段 (米崙、嶺頂斷層)	46*	R	35	70	G1-1	7.5	7.3	7.3	1951yr	150
花東縱谷南段 (瑞穗、玉里、池上、奇美、鹿野、利吉斷層)	110*	R	23	70	G1-1	7.5	7.3	7.3	1951yr	150
獅潭斷層	50*	R	23	-60	G1-2	7.2	7.1	7.1	1935yr	350
屯子腳斷層			60	90						
彰化斷層	79*	R	45	35	G1-2	7.3	7.3	--	1848yr	350
大甲斷層										
鐵砧山斷層										
大茅埔-雙冬斷層	69	R	0	45	G1-2	7.6	7.3	--		700
新城斷層	28	R	50	30	G1-2	6.8	7	--	1700yr??	1500
大尖山斷層	53*	R	35	70	G1-3	7.6	7.3	7.1		1500
觸口斷層										
三義斷層	33	R	24	50	G1-3	6.8	7	--	全新世?	1500
六甲斷層	17	R	40	30	G1-3	6.5	6.7	--	<10,000年	1500
旗山斷層	30	R	45	50	G1-3	6.8	7	--	距今7189年前	1500

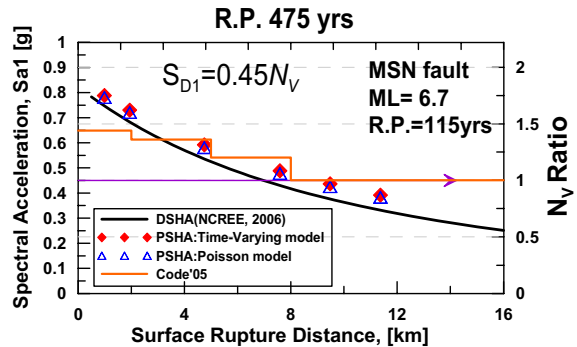
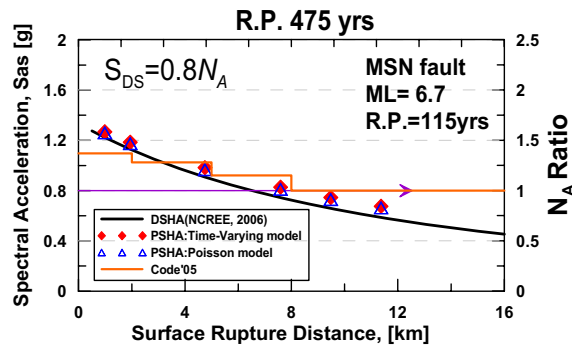
[^] 若無歷史地震規模，Mw採用Lin et al. (2008)的轉換公式
 * 經過判斷後之斷層長度

梅山斷層 (回歸期較短)

- ◎ 上一次發生地震時間為1906年
- ◎ 評估回歸期約115年 (1792年及1906年)
- ◎ DSHA分析
 - $L=25\text{km}$, $M_L 6.7$ (Code'05:ML7.0)
- ◎ PSHA分析
 - $M_L = 7.00 \sim 6.50$
 - time-varying model
 - Poisson model



設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



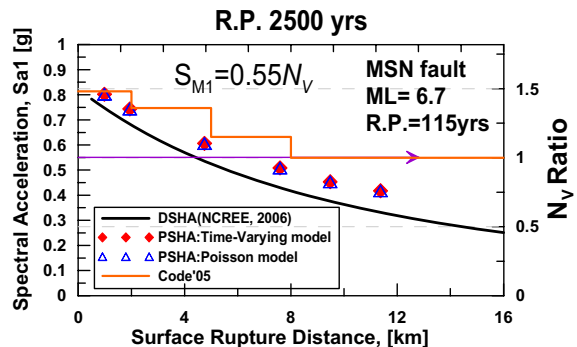
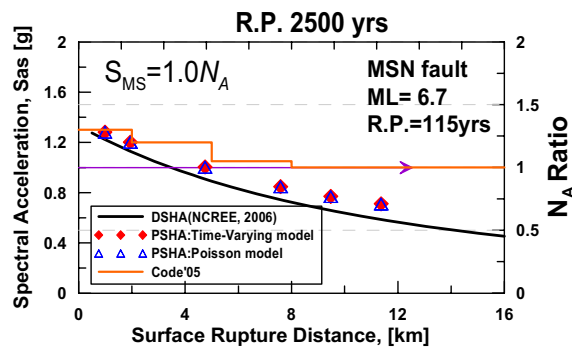
NA略低

N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{km} < r \leq 10\text{km}$	$r > 10$ km
	1.37	1.28	1.15	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{km} < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.44	1.36	1.20	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



NA略低

N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{km} < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.30	1.20	1.05	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{km} < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.48	1.36	1.15	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

大尖山-觸口斷層 (回歸期假設較長)

◎ 假設回歸期約1500年

◎ DSHA分析

- $L=53\text{km}$, $M_L 7.3$
(Code'05:ML7.1)

◎ PSHA分析

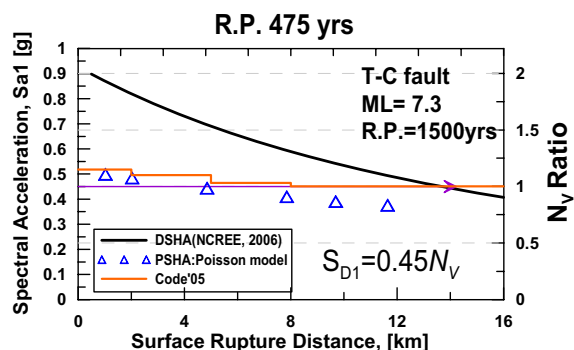
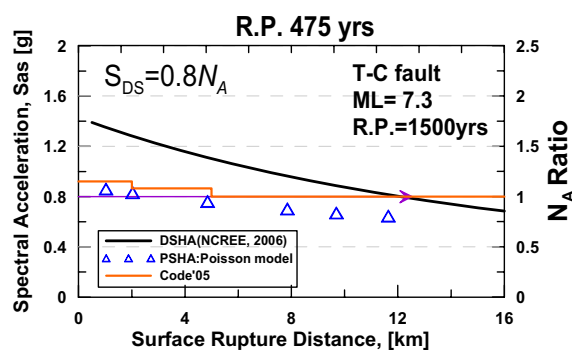
- $M_L = 7.60 \sim 7.10$
- Poisson model

回歸期缺乏資料



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



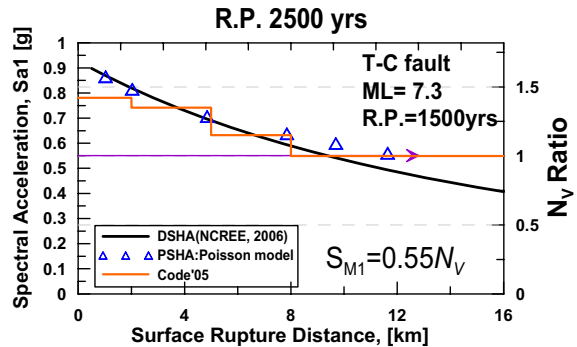
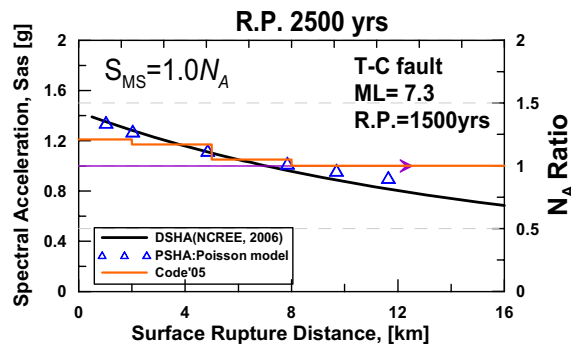
N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5\text{km} < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.15	1.08	1.00	1.00
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5\text{km} < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.15	1.10	1.03	1.00

$8\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
1.0	不需考慮近斷層因子
$8\text{km} < r \leq 10 \text{ km}$	$r > 10 \text{ km}$
1.0	不需考慮近斷層因子



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{ km} < r \leq 5$ km	$5\text{ km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{ km} < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.21	1.17	1.05	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{ km} < r \leq 5$ km	$5\text{ km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km	$8\text{ km} < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.42	1.35	1.15	1.00	1.0	不需考慮近斷層因子



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

新增斷層之地震參數

NAME	Length	Type	DIR	DIP	Group	Mw [^]	ML*	Code,ML	T0(LAST EQ)	R.P.
卓籠埔斷層	92	R	0	40	G1-1	7.6	7.3	7.3	1999yr	350
梅山斷層	25*	SS	75	60	G1-1	6.9	6.7(7.1)	7	1906yr	115
新化斷層	6	SS	70	60	G1-1	6.1	6.3	6.3	1946yr	210
花東縱谷北段 (米崙、嶺頂斷層)	46*	R	35	70	G1-1	7.5	7.3	7.3	1951yr	150
花東縱谷南段 (瑞穗、玉里、池上、奇美、鹿野、利吉斷層)	110*	R	23	70	G1-1	7.5	7.3	7.3	1951yr	150
獅潭斷層	50*	R	23	-60	G1-2	7.2	7.1	7.1	1935yr	350
屯子腳斷層			60	90						
彰化斷層	79*	R	45	35	G1-2	7.3	7.3	--	1848yr	350
大甲斷層										
鐵砧山斷層										
大茅埔-雙冬斷層	69	R	0	45	G1-2	7.6	7.3	--		700
新城斷層	28	R	50	30	G1-2	6.8	7	--	1700yr??	1500
大尖山斷層	53*	R	35	70	G1-3	7.6	7.3	7.1		1500
觸口斷層										
三義斷層	33	R	24	50	G1-3	6.8	7	--	全新世?	1500
六甲斷層	17	R	40	30	G1-3	6.5	6.7	--	<10,000年	1500
旗山斷層	30	R	45	50	G1-3	6.8	7	--	距今7189年前	1500

[^] 若無歷史地震規模，Mw採用Lin et al. (2008)的轉換公式

* 經過判斷後之斷層長度

Engineering (NCREE)

彰化、大甲、鐵砧山斷層

- ◎ 假設回歸期350年
(GPS短期滑移率評估約407年~552年)
- ◎ DSHA分析
 - $L=79\text{km}$, $M_L 7.3$
- ◎ PSHA分析
 - $M_L=7.60\sim 7.10$
 - time-varying model (1848yr)
 - Poisson model

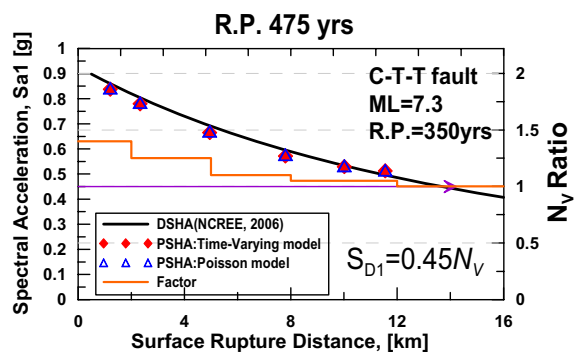
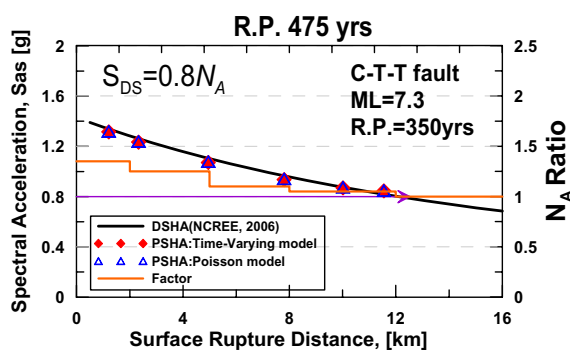


獅潭斷層: R.P. ~350yr, ML7.1



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



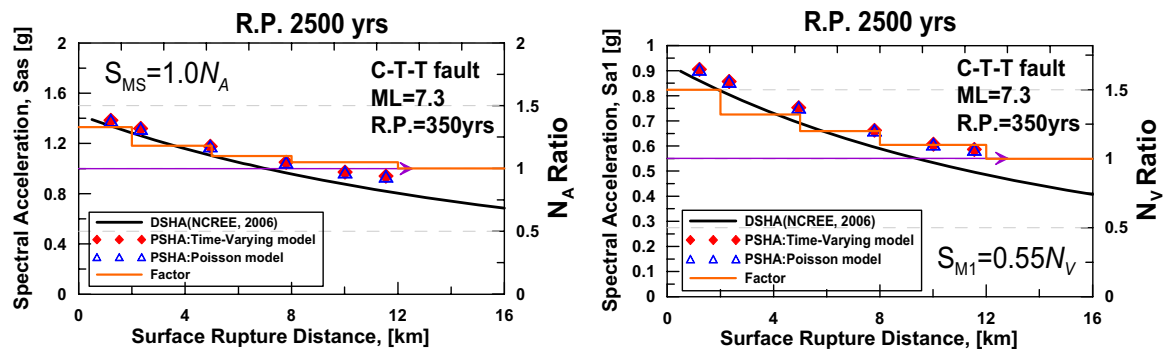
	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5\text{km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8\text{km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12\text{km} < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
N_A	1.35	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5\text{km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8\text{km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12\text{km} < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
N_V	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 獅潭斷層 R.P. ~350yr, ML7.1



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
N_A	1.33	1.18	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
	1.50	1.32	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

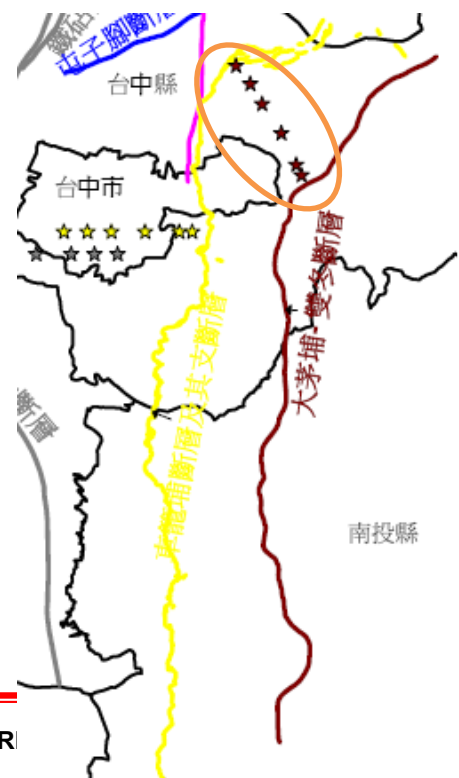
Reference: 獅潭斷層 R.P. ~350yr, ML7.1



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

大茅埔-雙冬斷層

- ◎ 假設回歸期約700年
(車籠埔的2倍)
- ◎ DSHA分析
 - $L=69\text{km}$, M_L 7.3
- ◎ PSHA分析
 - $M_L = 7.60 \sim 7.10$
 - Poisson model

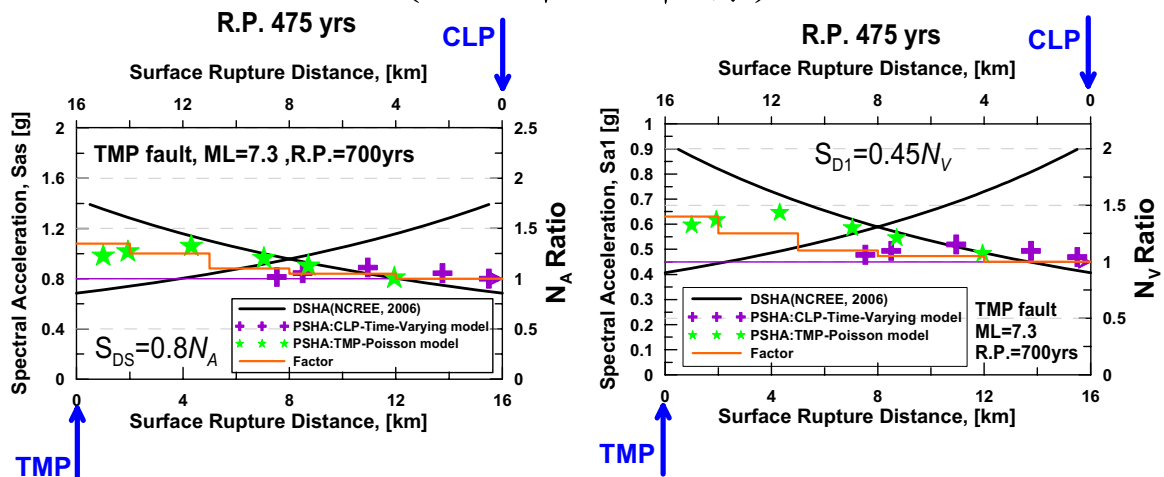


車籠埔斷層: R.P. (~700yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



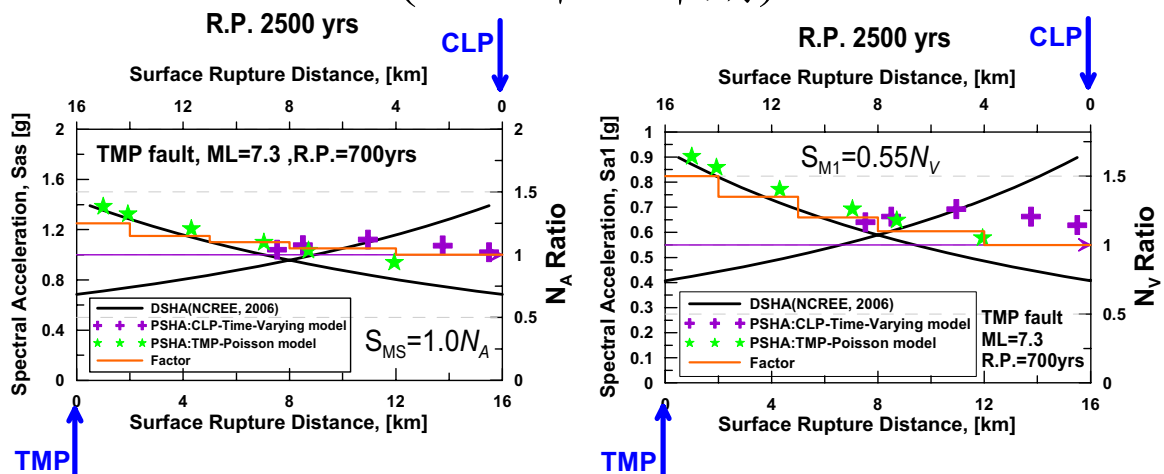
	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
N_A	1.35	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 車籠埔斷層 R.P. (~700yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
N_A	1.25	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$12\text{km} < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
	1.50	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 車籠埔斷層 R.P. (~700yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

新城斷層

- ◎ 回歸期約1500年
- ◎ DSHA分析
 - $L=28\text{km}$, $M_L 7.0$
- ◎ PSHA分析
 - $M_L = 7.30 \sim 6.80$
 - Poisson model

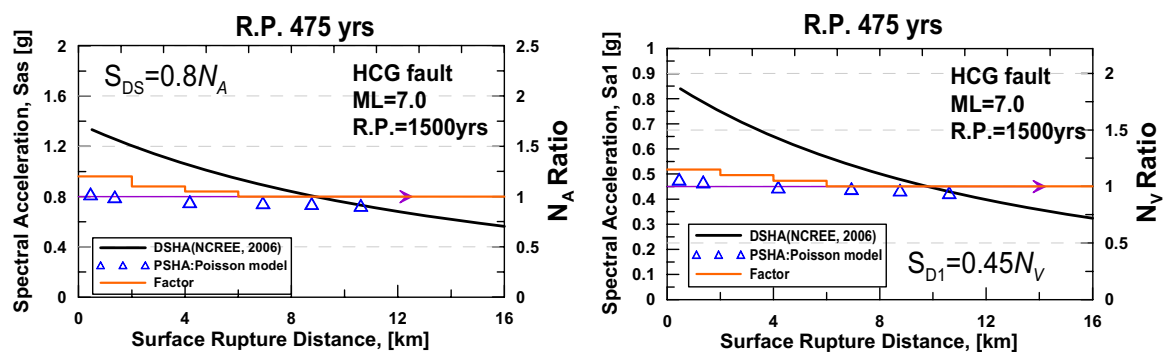


大尖山、觸口斷層: R.P. (~1000yr?), $M_L 7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



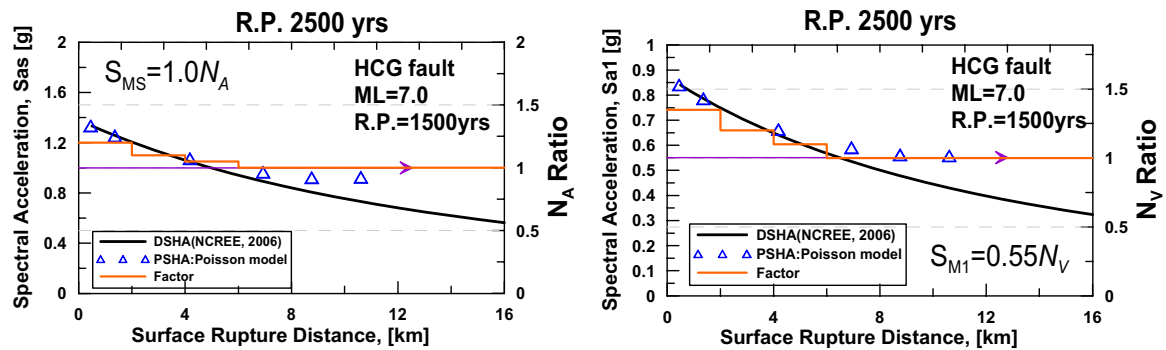
	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 4 \text{ km}$	$4\text{km} < r \leq 6 \text{ km}$	$6\text{km} < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8\text{km}$
N_A	1.10	1.05	1.00	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), $M_L 7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
N_A	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3

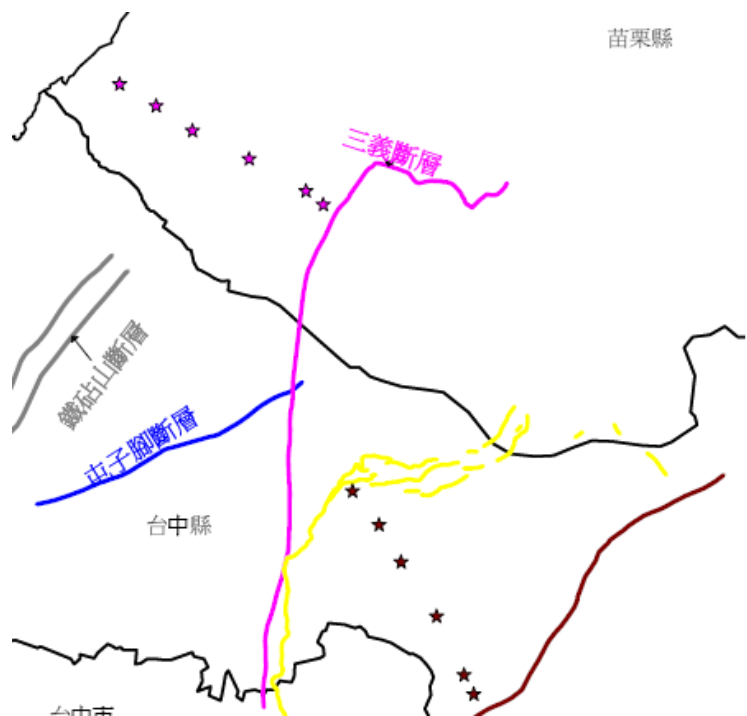


National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

三義斷層

- ◎ 假設回歸期約1500年
- ◎ DSHA分析
 - $L=33\text{km}$, M_L 7.0
- ◎ PSHA分析
 - $M_L = 7.30 \sim 6.80$
 - Poisson model

回歸期缺乏資料

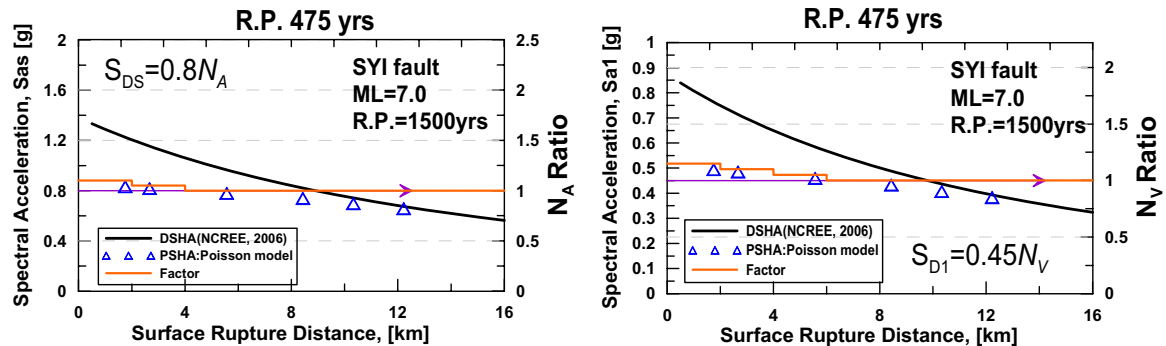


大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



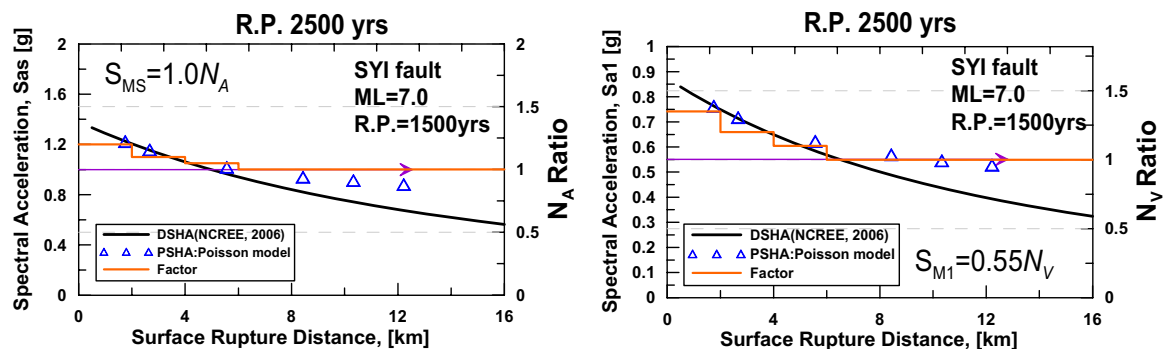
	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
N_A	1.10	1.05	1.00	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
N_A	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

六甲斷層

◎ 假設回歸期約1500年

◎ DSHA分析

• $L=17\text{km}$, $M_L 6.7$ 台南縣

◎ PSHA分析

• $M_L = 7.00 \sim 6.50$

• Poisson model



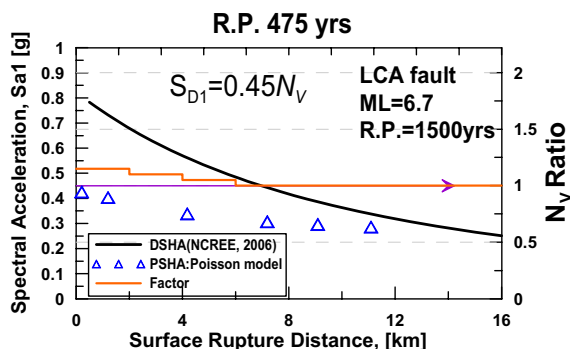
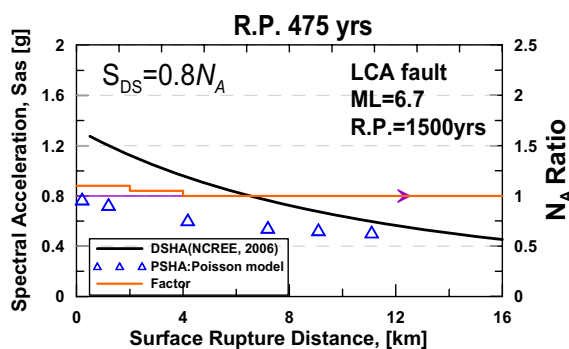
回歸期缺乏資料

大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), $M_L 7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



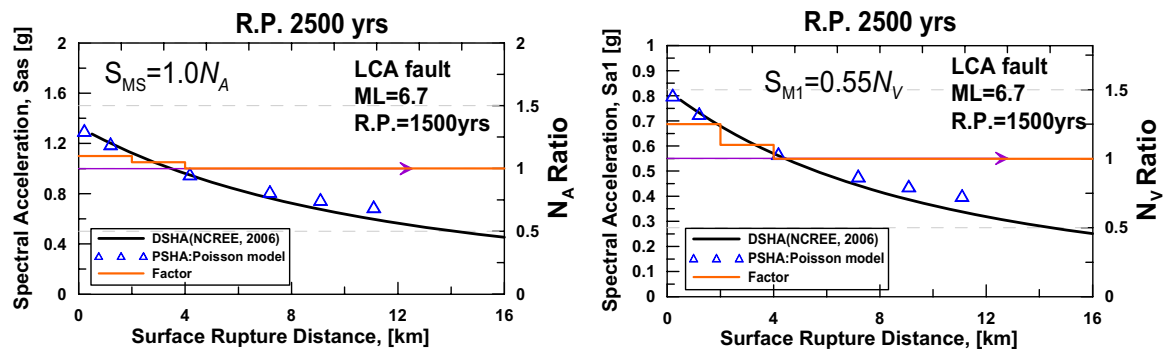
	$r \leq 2 \text{ km}$	$2\text{km} < r \leq 4 \text{ km}$	$4\text{km} < r \leq 6 \text{ km}$	$r > 6\text{km}$
N_A	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	1.15	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), $M_L 7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$r > 6$ km
N_A	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	1.25	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), $ML7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

旗山斷層

- ◎ 假設回歸期為1500年
- ◎ DSHA分析
 - $L=30\text{km}$, $M_L 7.0$
- ◎ PSHA分析
 - $M_L = 7.30 \sim 6.80$
 - Poisson model

回歸期缺乏資料

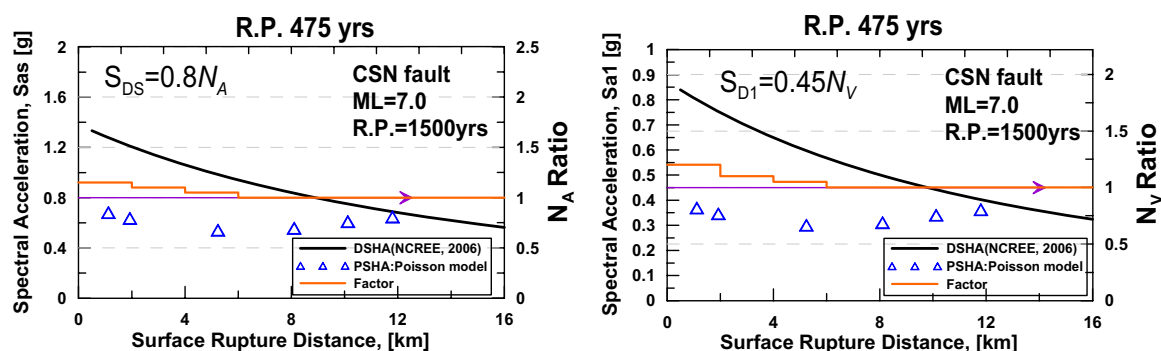


大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), $ML7.3$



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

設計地震之近斷層調整因子 (475年回歸期)



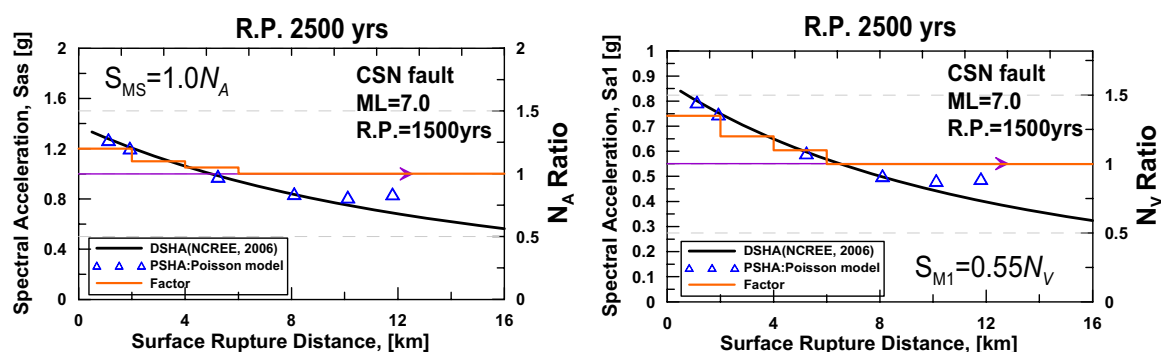
N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

最大考量地震之近斷層調整因子 (2500年回歸期)



N_A	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 4$ km	$4\text{km} < r \leq 6$ km	$6\text{km} < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子

Reference: 大尖山、觸口斷層 R.P. (~1000yr?), ML7.3



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

結論

- 以DSHA及PSHA分析，探討TYPE I之活動斷層所需之近斷層調整因子。
- 震區水平譜加速度係數以(0.8，0.45)及(1.0，0.55)為基準值。
- 近斷層調整因子之建立，依據TYPE I活動斷層之參數確定度
 - 再現期有證據之斷層，採用Time-Varying model分析，考慮回歸期475年及2500年之設計地震
 - 再現期缺乏之斷層，採用Poisson model分析，2500年之設計地震均為斷層所控制。



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

建議

- 規範既有活動斷層之近斷層調整因子不變。
- 修改式(2-6)及式(2-7)，配合新增不需考慮調整因子之範圍。
- 新增活斷層區域之調整因子以定值法之分析結果，配合各斷層之(推估)再現期，比例調整。



National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

100年度技術規範系列宣導說明會

鋼骨鋼筋混凝土構造 設計規範與解說

陳誠直教授
國立交通大學土木工程學系

鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範之修訂

- 內政部於民國九十三年七月一日公佈我國首部「鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete, SRC）構造設計規範」以後，對於提昇國內SRC建築工程之品質已經產生正面的效益。
- 早期在研擬SRC規範時(民國83至86年間)，有部份條文尚缺乏充分的理論或實驗佐證，暫時採取比較保守的規定，因此實有修訂之必要，以使我國SRC規範更為合理。

修訂說明

- SRC柱之箍筋規定之修訂
 - 內容酌作文字調整，並修正解說圖C4.3.7 SRC柱角落繫筋配置示意圖。
- SRC柱採用「五螺箍」設計之增訂
 - 第四章第4.3.5節「柱之箍筋」的解說中，納入有關「五螺箍」之應用於SRC柱。本修正主要反映近年來有關「五螺箍」應用於SRC柱之實驗與研究成果。
- SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂
 - 修訂SRC規範第八章第8.4.2節「梁與柱接合處之撓曲強度比」之中，有關梁柱接頭為「鋼梁接SRC柱」時之撓曲強度比值限制，由原本的1.0酌予放寬為0.7。本建議主要反映近年來有關SRC梁柱接頭之實驗與研究成果，並參考日本AIJ-SRC規範之作法以予適度放寬。

修訂說明 (續)

- SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂
 - 刪除第9.3點結構系統與韌性容量及第9.3.1點鋼骨鋼筋混凝土結構系統。
 - 取消SRC韌性容量R值中 α_B 、 α_C 折減係數。
 - 修訂之SRC結構系統分類與韌性容量R值將與新修訂之建築物耐震設計規範的規定相同。
- SRC柱之「最大鋼筋比」之修訂
 - 將「SRC柱鋼筋比」之上限由原本4%調降為3%，以免SRC柱配筋過密。
- SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂
 - 修訂SRC規範第九章第9.7.3節「柱之設計細則」對於SRC柱「圍束箍筋」需求量之計算公式，以反映SRC柱內之鋼骨翼板對其所包覆之混凝土可以提供有效圍束作用之貢獻，形成SRC柱內之「高度圍束區混凝土」。

修訂說明 (續)

- SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂
 - 刪除「同心斜撐構架」規定。
 - 新增「特殊同心斜撐構架」規定，並修正相關斜撐設計及接合細部規定與解說文字（修正規定第9.8點）。
 - 主要反映「鋼結構極限設計法規範」及「建築物耐震設計規範」均已納入「特殊同心斜撐構架」之規定。

SRC柱之箍筋規定之修訂

4.3.5 柱之箍筋

- ~~3. 柱之箍筋使用 D10(#3)時，其間距不得大於 100 mm；但在距離柱兩端 1.5 倍較大柱寬之範圍外，上述之值可增大為 150 mm。當使用較大直徑之箍筋時，可適量增大間距，惟不得超過 200 mm。~~

3. 柱之箍筋使用 D10 時，其間距不得大於 150 mm；當使用較大直徑之箍筋時，可適量增大間距，惟不得超過 200 mm。

SRC柱之箍筋規定之修訂

- SRC柱角落繫筋配置：特點在於提供主筋固定效果，並可能有助於柱內混凝土之圍束

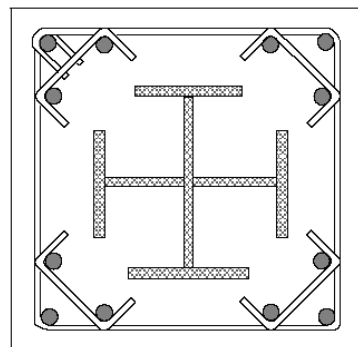
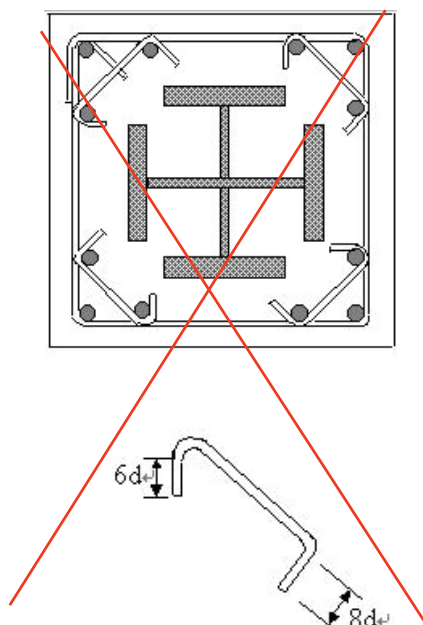


圖 C4.3.7 SRC 柱角落繫筋配置示意圖[14]

SRC柱採用「五螺箍」設計之增訂

解說：近來有許多採用五螺箍(5-Spirals)之 SRC 柱與接頭之試驗成果出現，研究顯示這種 SRC 構造具有良好的強度、韌性與經濟效益[58~60]。如圖 C4.3.8 所示，五螺箍以一個大圓螺箍搭配四個小圓螺箍組成。小圓螺箍具有以下功能：(1)圍束矩形柱四個角落混凝土；(2)固定與支撐主筋；(3)對大螺箍提供側向束制。

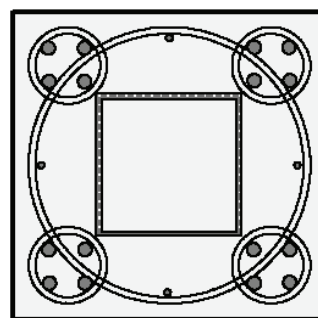
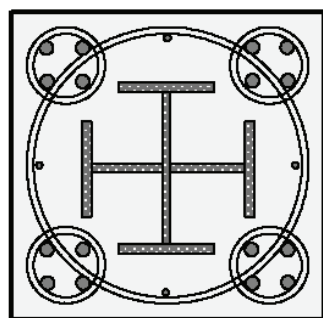


圖 C4.3.8 配置「五螺箍」之矩形 SRC 柱斷面示意圖[58,59]

SRC柱採用「五螺箍」設計之增訂

五螺箍突破傳統單一螺箍無法應用於矩形柱的限制；且由於螺箍具有連續性，不像橫箍筋需要在角隅以彎鉤固定，因此有助於節省箍筋用量。在施工方面，五螺箍 SRC 柱若以預鑄(Precast)工法施作，有助於節省成本及縮短工期；若以現場澆置混凝土施工，則宜採用預組鋼筋籠之方式施作。研究顯示，進行五螺箍設計時，小螺箍之圍束直徑可取約 0.3 倍左右的大螺箍圍束直徑。大螺箍之鋼筋線徑通常比小螺箍稍大，例如大螺箍之線徑若採用 D16 鋼筋，小螺箍則可採用 D13 鋼筋。此外，大螺箍與小螺箍宜具有相同之間距以利互相嵌合[58,61]。

SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂

- 梁柱接頭「撓曲強度比值」之限制主要在避免梁柱接頭處SRC柱與SRC梁之鋼骨及RC部分所分擔之彎矩比例過於懸殊。

8.4.2 梁與柱接合處之撓曲強度比

- 採用鋼骨鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱接合時，在接合處之梁與柱中之鋼骨或鋼筋混凝土，其撓曲強度應符合以下規定：

- (1) 鋼骨部分：

$$\frac{\sum (M_{ns})_C}{\sum (M_{ns})_B} \geq 0.6 \quad (8.4-1)$$

- (2) 鋼筋混凝土部分：

$$\frac{\sum (M_{nrc})_C}{\sum (M_{nrc})_B} \geq 0.6 \quad (8.4-2)$$

SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂

2. 採用鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱接合時，在接合處之鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨，其撓曲強度比應符合以下之規定：

$$\frac{\sum (M_{ns})_C}{\sum (M_{ns})_B} \geq 1.0 \quad (8.4-3)$$

惟若經分析顯示鋼梁之應力可由梁柱接頭平順傳遞至鋼骨鋼筋混凝土柱者，可採用下式取代式(8.4-3)之規定：

$$\frac{\sum (M_{ns})_C}{\sum (M_{ns})_B} \geq 0.7 \quad (8.4-4)$$

其中：

$\sum (M_{ns})_C$ = 梁柱接合處所有柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度之
總和

SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂

$\sum (M_{ns})_B$ = 梁柱接合處所有梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度之
總和

$\sum (M_{nrc})_C$ = 梁柱接合處所有柱中鋼筋混凝土部分之標稱彎
矩強度之總和

$\sum (M_{nrc})_B$ = 梁柱接合處所有梁中鋼筋混凝土部分之標稱彎矩
強度之總和

SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂

解說：對於梁柱接頭為「SRC 柱」接「鋼梁」時，其鋼梁與 SRC 柱內鋼骨之「撓曲強度比」的限制，由於目前日本 AIJ-SRC 規範[10]對於此種梁柱接頭之「撓曲強度比」下限為 0.4，且根據王榮進等之實驗結果[51]與國外相關研究報告[52~56]顯示此種接頭之「撓曲強度比」小至 0.4 時，其強度及韌性仍有適當的表現。因此，先前我國 SRC 規範對於此種接頭之「撓曲強度比」限制須大於 1.0 之規定顯得過於嚴格，故若經分析顯示鋼梁之應力可由梁柱接頭平順傳遞至鋼骨鋼筋混凝土柱者，可以採用公式 8.4-4 之規定取代公式 8.4-3，梁柱接頭「撓曲強度比」略放寬為 0.7。

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

9.3 結構系統與韌性容量

9.3.1 鋼骨鋼筋混凝土結構系統

本規範所稱之鋼骨鋼筋混凝土結構系統包括以下幾種形式：

1. 鋼骨鋼筋混凝土韌性抗彎矩構架
2. 鋼骨鋼筋混凝土同心斜撐構架
3. 鋼骨鋼筋混凝土偏心斜撐構架
4. 韌性抗彎矩構架與同心斜撐構架之二元結構系統
5. 韌性抗彎矩構架與偏心斜撐構架之二元結構系統
6. 韌性抗彎矩構架與剪力牆之二元結構系統

鋼骨鋼筋混凝土之二元結構系統須具備完整豎向承重之韌性抗彎矩構架，且全部地震力須由韌性抗彎矩構架與斜撐構架或剪力牆依其勁度與互制作用共同承擔，惟韌性抗彎矩構架至少應能抵抗四分之一以上之全部地震力。

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

9.3.2 韌性容量

計算設計地震力時，應依內政部所定「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟鋼骨鋼筋混凝土構造之結構系統韌性容量 R 值應依表 9.3.1 決定之。

表 9.3.1 SRC 結構系統之韌性容量 R 值

SRC 結構系統	結構系統 韌性容量 R	α_B		α_C		
		鋼梁	包覆型 SRC 梁	填充型鋼 管混凝土 柱	包覆填充 型鋼管混 凝土柱	包覆型 SRC 柱
SRC 韌性抗彎矩構架	$R = R_s \times \alpha_B \times \alpha_C$ $R = 4.8 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9
SRC 同心斜撐構架	$R = 3.6 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9
SRC 偏心斜撐構架	$R = 4.0 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9
SRC 二元結構系統韌性抗彎矩構架與同心斜撐構架	$R = 4.4 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9
SRC 二元結構系統韌性抗彎矩構架與偏心斜撐構架	$R = 4.8 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9
SRC 二元結構系統韌性抗彎矩構架與剪力牆	$R = 4.8 \times \alpha_B \times \alpha_C$	1.0	0.9	1.0	0.9	0.9

表 9.3.1 中之 R_s 為鋼構造之結構系統韌性容量值， α_B 與 α_C 分別為鋼骨鋼筋混凝土構造之梁韌性容量折減係數與柱韌性容量折減係數。

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

解說：

本規範對 SRC 構造的結構系統韌性容量 R 值係以 $R = R_s \times \alpha_B \times \alpha_C$ 之方式計算，其中 R_s 值源自於內政部所定之「建築物耐震設計規範及解說」之鋼結構系統韌性容量[3]， α_B 與 α_C 分別為 SRC 構造之「梁」韌性容量折減係數與「柱」韌性容量折減係數，以反映梁、柱之形式對 SRC 結構系統韌性的影響。採用折減係數 α_B 與 α_C 主要考慮下述原因[21]

(1)鋼筋施工性之影響：

由於包覆型 SRC 構材中有鋼骨存在，鋼筋之施工將較為複雜，尤其是在 SRC 梁柱接頭處圍束箍筋之施作。

(2)混凝土填充性之影響：

相對於一般 RC 構材而言，包覆型 SRC 構材中因內部有鋼骨存在，澆置混凝土時難度較高。尤其是在 SRC 梁柱接頭處，或是在 SRC 梁中之鋼骨翼板下方，有時會發生蜂窩或填充不實之現象，因此構材之韌性可能略受影響。

基於上述緣由，本規範乃建議對採用包覆型 SRC 柱與 SRC 梁之結構系統酌予折減其韌性容量 R 值 (表 9.3.1 中所列之值為初步建議值，若將來有進一步之研究成果則可建議修正之)。另一方面，對採用鋼梁或填充型鋼管混凝土柱之結構系統，由於無箍筋或繫筋施工困難之虞，因此無需折減其韌性容量。

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

• 建築物耐震設計規範及解說

表 1-3 結構系統韌性容量 R

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
一、承重牆系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2.鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.2	50
二、構架系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.0	50

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

• 建築物耐震設計規範及解說

三、抗彎矩構架系統	3.斜撐		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	50
	(2)鋼造同心斜撐配置鋼造邊界構材	2.0	12
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.0	50
	(5)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	3.6	50
	(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	50
	1.特殊抗彎矩構架	4.8	不限
	(1)鋼造	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	不限
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造		
	2.部分韌性抗彎矩構架	3.2	12
	(1)鋼造	2.8	12
	(2)鋼筋混凝土造	4.0	50
	3.特殊鋼桁抗彎矩構架		

SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂

• 建築物耐震設計規範及解說

四、具特殊抗彎矩構架之二元系統	1.剪力牆	4.8	不限
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材		
	2.斜撐	4.8	不限
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	不限
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材		

SRC柱之「最大鋼筋比」之修訂

9.7.3 柱之設計細則

2. 柱之主筋：

(1) 鋼骨鋼筋混凝土柱斷面各角落至少須設置一支主筋，且主筋斷面積與全斷面積之比不得大於百分之~~四~~。

2. 柱之主筋

(1) 鋼骨鋼筋混凝土柱斷面各角落至少須設置一支主筋，且主筋斷面積與全斷面積之比不得大於百分之三。

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

9.6.3 柱之設計細則

3. 柱之箍筋

(1) 圍束箍筋需求量

矩形柱之圍束箍筋除應滿足第四章之規定外，其圍束箍筋總面積 A_{sh} 應不小於剪力鋼筋之需求量，且不得小於(9.6-6)與(9.6-7)式所計算者：

$$A_{sh} = 0.3sb_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (9.6-6)$$

$$A_{sh} = 0.09sb_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (9.6-7)$$

$$\left[1 - \frac{A_s F_{ys}}{(P_n)_u} \right]$$

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

其中：

s = 箍筋間距，cm

b_c = 箍筋圍束之柱核心寬度，cm

f'_c = 混凝土之規定抗壓強度， kgf/cm^2

F_{yh} = 箍筋之規定降伏應力， kgf/cm^2

A_g = 柱之全斷面積， cm^2

A_{ch} = 箍筋圍束之柱核心斷面積， cm^2

$$P_s = A_s F_{ys} \quad (9.6-8)$$

$$P_{hcc} = 0.2 f'_c A_{hcc} \quad (9.6-9)$$

$$(P_n)_u = A_s F_{ys} + 0.85 f'_c A_c + F_{yr} A_r \quad (9.6-10)$$

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

上式中：

F_{ys} = 鋼骨之規定降伏應力， kgf/cm^2

F_{yr} = 主筋之規定降伏應力， kgf/cm^2

A_s = 鋼骨部分之斷面積， cm^2

A_r = 主筋部分之斷面積， cm^2

A_{hcc} = 高度圍束區混凝土之斷面積，指鋼骨翼板所圍束之混凝土面積，若鋼骨為 H 型或 T 型斷面且對弱軸彎曲時， A_{hcc} 應取為零。惟 A_{hcc} 不得大於 2500 cm^2 。

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

(3) 箍筋之間距

- (i) 圍束區之圍束箍筋間距不得超過柱短邊的 $1/4$ 或 150mm ，且不得大於柱主筋直徑之六倍；
- (ii) 非圍束區之箍筋間距不得超過 150mm ，且不得大於柱主筋直徑之六倍；
- (iii) 第一個箍筋距接頭面之距離不得大於圍束箍筋間距之一半。

非圍束區之箍筋間距不得大於柱主筋直徑之六倍或 ~~20~~公分

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

解說:由於 SRC 柱內部之鋼骨能夠幫忙分擔軸力，使得混凝土所需承受之軸力變少；同時，鋼骨翼板對混凝土圍束形成一個高度圍束區 (Highly Confined Area)，使得混凝土受到良好的圍束。因此相較於一般純 RC 柱，SRC 柱之圍束箍筋用量可以適度折減，以反映鋼骨對混凝土圍束之貢獻[47,48]。

公式 (9.6-6)與公式 (9.6-7)係將一般 RC 柱之圍束箍筋需求量公式，乘以一個折減係數 $[1 - (P_s + P_{hcc}) / (P_n)_u]$ ，以作為 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式；其中 P_s 為鋼骨部分之軸壓強度； P_{hcc} 為高度圍束區混凝土因受鋼骨圍束所額外提昇之軸壓強度； $(P_n)_u$ 為 SRC 柱之軸壓強度。此折減係數主要考量 SRC 柱中之鋼骨「分擔軸力」之影響及「鋼骨翼板」對混凝土圍束效應之貢獻[4,62]。

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

本節建議高度圍束區混凝土因受鋼骨圍束所額外提昇之軸壓強度可保守的採用 $P_{hcc} = 0.2 f'_c A_{hcc}$ 來計算，其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之面積，係指 SRC 柱中鋼骨翼板所圍束之混凝土面積，如圖 C9.6.3-1 至圖 C9.6.3-4 所示。圖中顯示，若 SRC 柱內的鋼骨翼板愈寬，則高度圍束區混凝土之面積 A_{hcc} 愈大[4,62]。本節對 A_{hcc} 不得大於 2500 cm^2 的規定，係保守考慮矩形鋼骨斷面每邊之有效圍束寬度上限為 50 cm。本節對鋼骨為 H 型或 T 型斷面且對弱軸彎曲時之 A_{hcc} 的規定，係考慮 H 型或 T 型鋼骨對弱軸彎曲時，其翼板可能無法對混凝土提供有效圍束之情形。

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

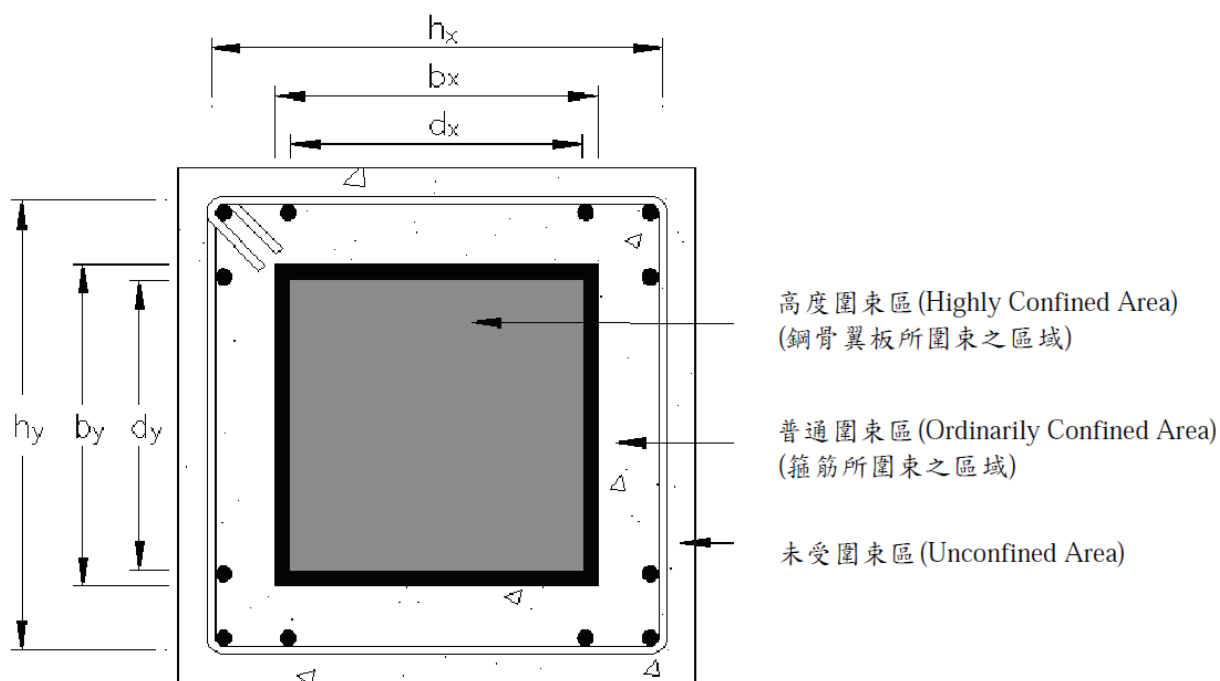


圖 C9.6.3-1 包覆填充型鋼管 SRC 柱混凝土受圍束之情形[47,48]

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

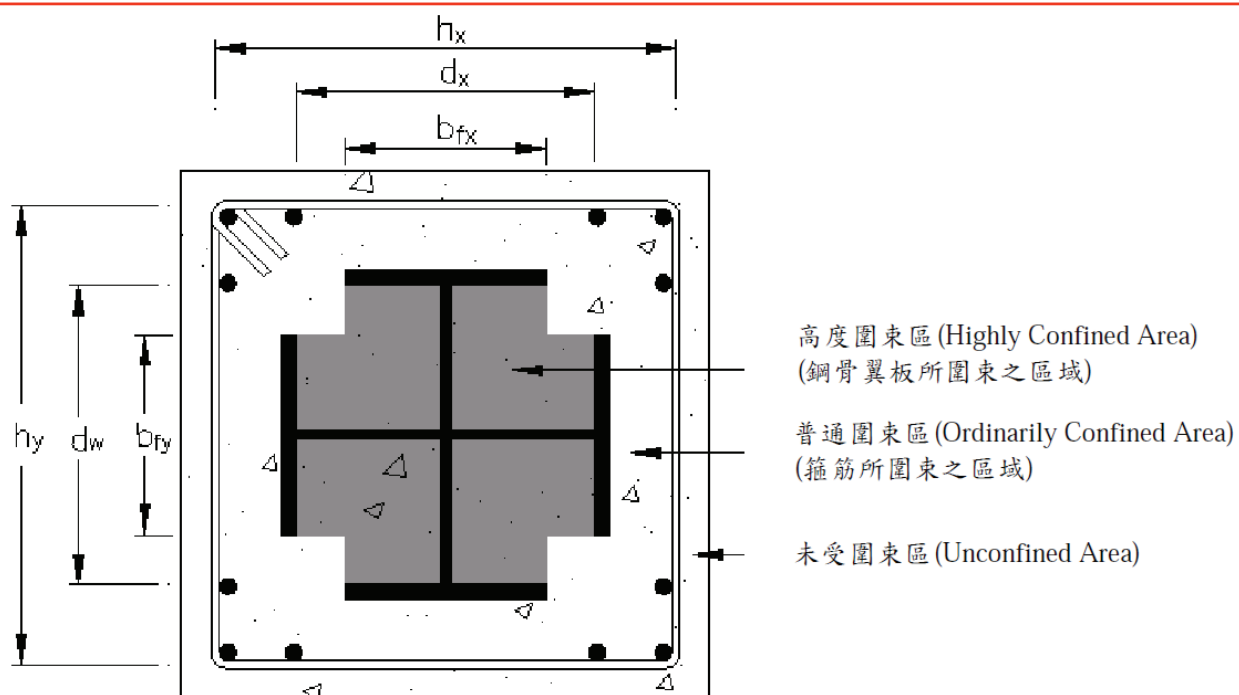


圖 C9.6.3-2 包覆十字型鋼骨 SRC 柱混凝土受圍束之情形[47,48]

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

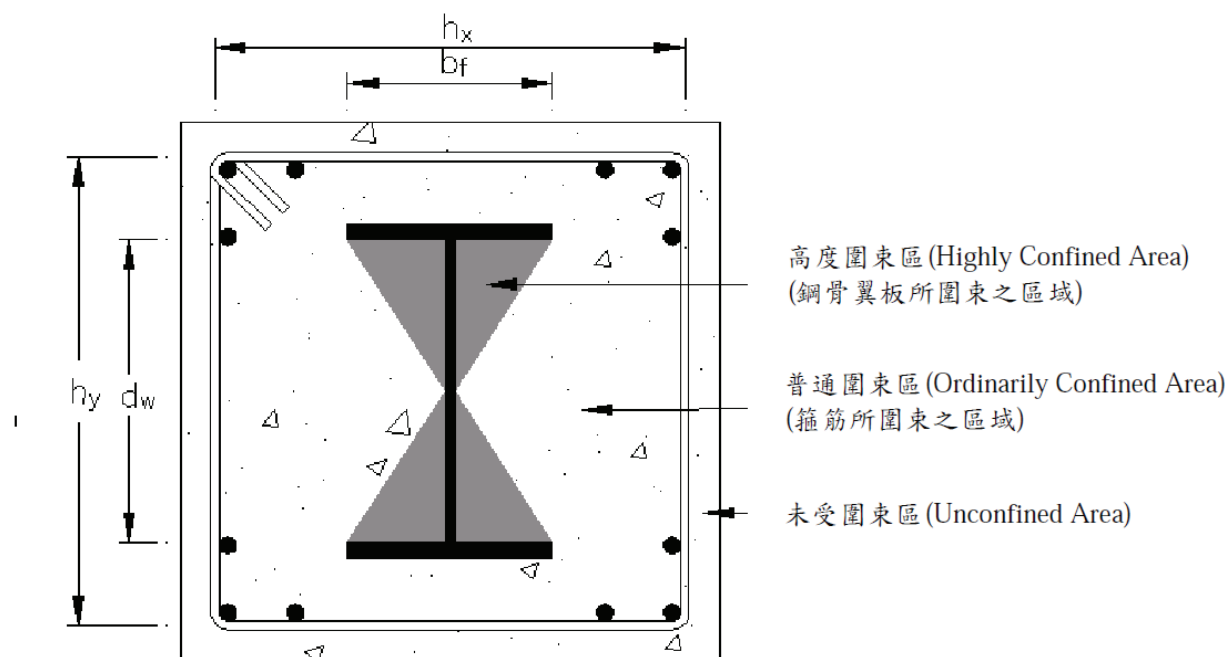


圖 C9.6.3-3 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱混凝土受圍束之情形（對強軸彎曲時）

[47,48]

SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂

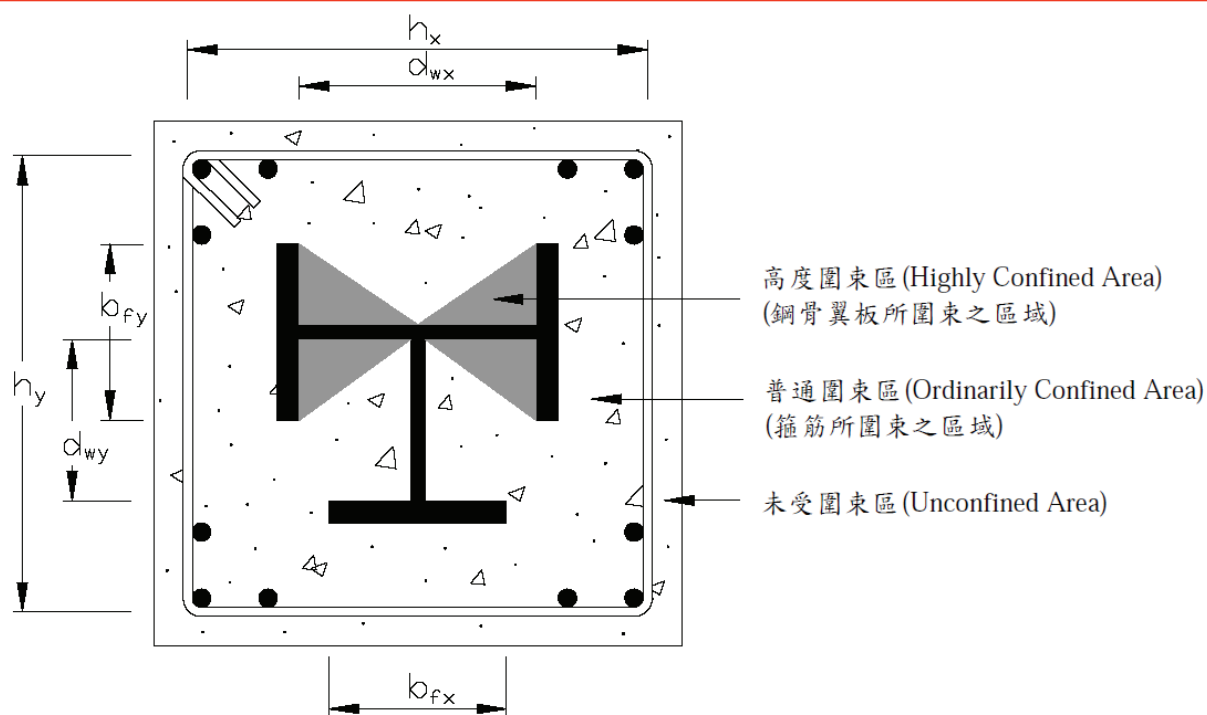


圖 C9.6.3-4 包覆 T 型鋼骨 SRC 柱混凝土受圍束之情形（對強軸彎曲時）

SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂

9.9 同心斜撐構架

採用同心斜撐構架之鋼骨鋼筋混凝土構造，其斜撐應採用鋼骨構材或內部填充混凝土之鋼管所組成。

鋼骨鋼筋混凝土同心斜撐構架之斜撐構材設計，應符合內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」之相關規定。

解說：

在 AISC 耐震設計規定(Seismic Provisions) [47]中包含合成構造之同心斜撐構架系統(C-CBF, Composite Concentrically Braced Frames)，該規定對同心斜撐構架允許採用鋼柱、鋼筋混凝土柱或合成柱，梁可為鋼梁或合成梁。惟 SRC 構架若採用包覆型 SRC 柱時，由於斜撐與 SRC 柱接合處之力學行為較複雜且目前研究尚少，設計者宜審慎處理接合細節。

SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂

9.8 特殊同心斜撐構架

1. 採用特殊同心斜撐構架之鋼骨鋼筋混凝土構造，其斜撐應採用鋼骨構材或內部填充混凝土之鋼管構材。
2. 斜撐構材採用鋼骨構材設計時，應符合內政部所定之「鋼結構極限設計法規範及解說」中之特殊同心斜撐構架相關規定；採用內部填充混凝土之鋼管斜撐構材，其設計應符合本規範第六章之相關規定。
3. 斜撐構材與構架之接合應符合「鋼結構極限設計法規範及解說」中之特殊同心斜撐構架相關規定。

SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂

解說：根據 2005 年 AISC Seismic Provisions [57]將同心斜撐構架系統分為普通同心斜撐構架(Ordinary Concentrically Braced Frame, OCBF)與特殊同心斜撐構架(Special Concentrically Braced Frame, SCBF)，其中 OCBF 在彈性階段具有良好的勁度與強度，然而，就抵抗強烈地震而言，受到較大的反復水平力作用時，斜撐構材受到過大的軸向壓力而產生挫屈，甚至可能因過度之挫屈變形，導致材料在未發揮消能容量之前即提早斷裂，使得遲滯迴圈呈現衰減與束縮，嚴重影響結構系統之韌性。

SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂

特殊同心斜撐構架(SCBF)的出現改善 OCBF 之缺點，AISC Seismic Provisions 係利用斜撐構材長細比(Slenderness Ratio)及斷面寬厚比(Width-Thickness Ratio)等限制，來避免 SCBF 之斜撐構材發生非預期的挫屈變形，提升其韌性及非彈性階段之變形能力。SCBF 在系統配置與接合細部要求上較 OCBF 嚴格，當受到較大的反復水平力作用時可承受較大之非彈性變形，使整體構架耐震性能提升。

- 本次SRC設計規範修訂
 - SRC柱之箍筋規定之修訂
 - SRC柱採用「五螺箍」設計之增訂
 - SRC梁柱接頭「撓曲強度比值」之修訂
 - SRC結構系統「韌性容量R值」之修訂
 - SRC柱之「最大鋼筋比」之修訂
 - SRC柱「圍束箍筋」需求量之修訂
 - SRC「特殊同心斜撐構架系統」之增訂
- 我國SRC規範宜每三到五年檢討修訂一次，以適時反映工程界之意見及學術界之研發成果，俾使我國的SRC構造設計規範更臻完善。

鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範

台灣科技大學 營建系
陳正誠教授

1

綱 要

- ➔ ● 前言
- 鋼骨鋼筋混凝土構造施工注意事項
- 包覆型SRC柱箍筋量研究
- 結論與建議

2

鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範

- 98年內政部建築研究所&鋼結構協會研修
- 99年內政部營建署複審
- 編審委員：
甘錫澄、林英俊、呂東苗、陳生金(召集人)
陳正誠、陳正平(主筆)、陳誠直、許協隆
張宏成、黃世建、蔡東和

目次

- 第一章 總 則
- 第二章 施工計畫
- 第三章 材 料
- 第四章 鋼筋工程
- 第五章 鋼結構工程
- 第六章 模板工程
- 第七章 混凝土工程
- 第八章 品質計畫
- 第九章 品質檢驗與驗收
- 第十章 監造計畫

規範研修之依據與精神

- 依據——
建築技術規則第497條
- 鋼骨施工——
依照鋼構造建築物鋼結構施工規範
- 鋼筋混凝土施工——
依照結構混凝土施工規範
- 鋼骨鋼筋混凝土構造特有的施工——
依照本規範

5

SRC施工應特別注意之章節

第二章 施工計畫

2.4 鋼骨開孔計畫

第四章 鋼筋工程

4.2 鋼筋工程施工計畫

4.3 鋼筋配置

第六章 模板工程

6.5 模板繫條或拉桿之施工

第七章 混凝土工程

7.3 箱型或鋼管柱內灌混凝土其注入口及排氣孔之配置計畫

7.5 搗實

6

綱 要

- 前言
- ➔ ● 鋼骨鋼筋混凝土構造施工注意事項
- 包覆型SRC柱箍筋量研究
- 結論與建議

7

第二章 施工計畫

2.4 鋼骨開孔計畫

2.4.1 鋼骨施工前，承造人應依設計圖說確定鋼結構開孔之位置、尺寸、大小及補強方法等，並繪製施工詳圖，經監造人核可後方得施工。

2.4.2 設計圖說未明確規定時，得由承造人會同監造人提出施工方案，並經起造人或其代表人審查核可後方得施工。

8

第四章 鋼筋工程

4.2 鋼筋工程施工計畫

4.2.1 鋼筋工程施工前應擬訂施工計畫，敘明鋼骨與鋼筋之配置關係及配筋之順序，並檢討混凝土之澆置及填充性。

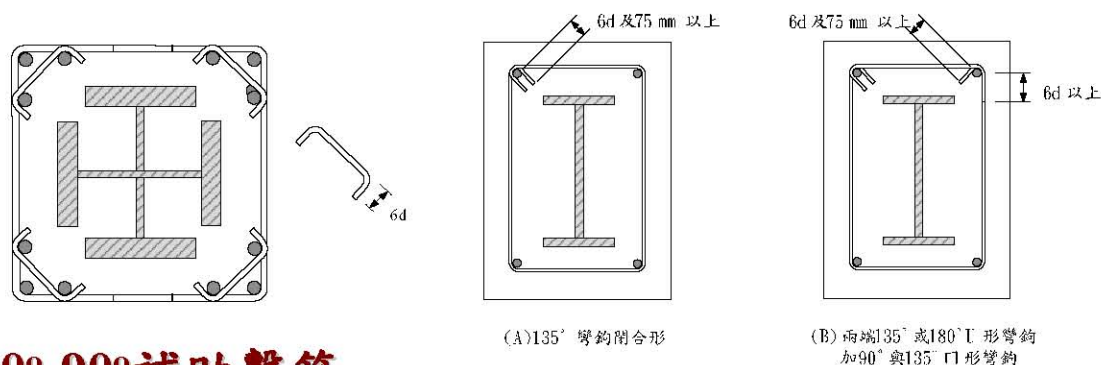
4.2.2 設計圖說如有疑義應以書面提請監造人處理，必要時轉請設計人處理，監造人或設計人應於約定期限內具體答覆。

9

第四章 鋼筋工程

4.3 鋼筋配置

4.3.1 鋼筋之配置應繪製施工詳圖，並須經監造人核可。

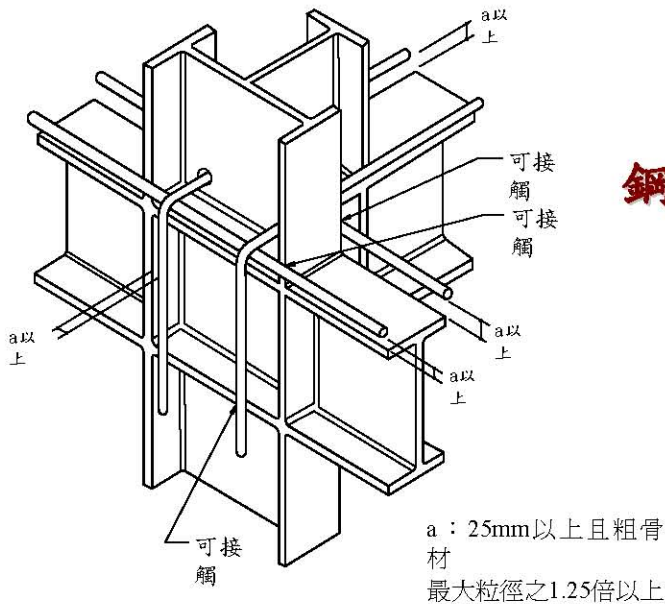


**以90°-90°補助繫筋
取代90°-135°繫筋**

**90°-90°補助繫筋具有135°
圍束箍筋之效果**

10

鋼筋與鋼骨之淨間距

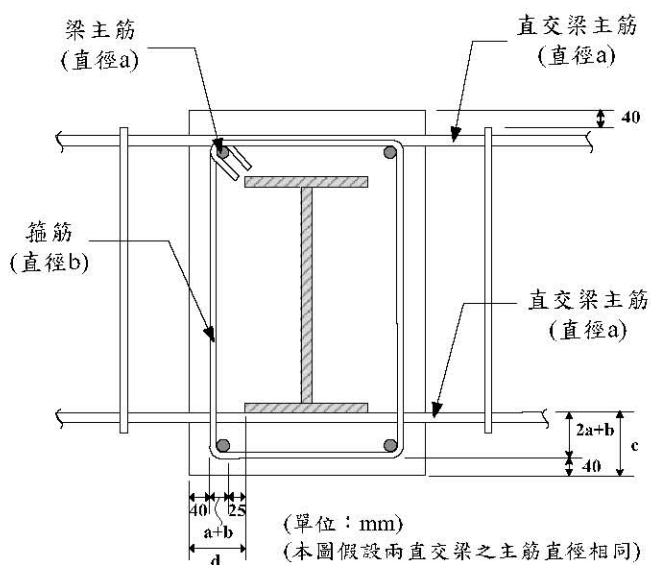


鋼筋與鋼骨平行：

**鋼筋與鋼骨淨間距應保持
25 mm 且粗骨材粒徑1.25倍
以上**

11

鋼筋與鋼骨之淨間距



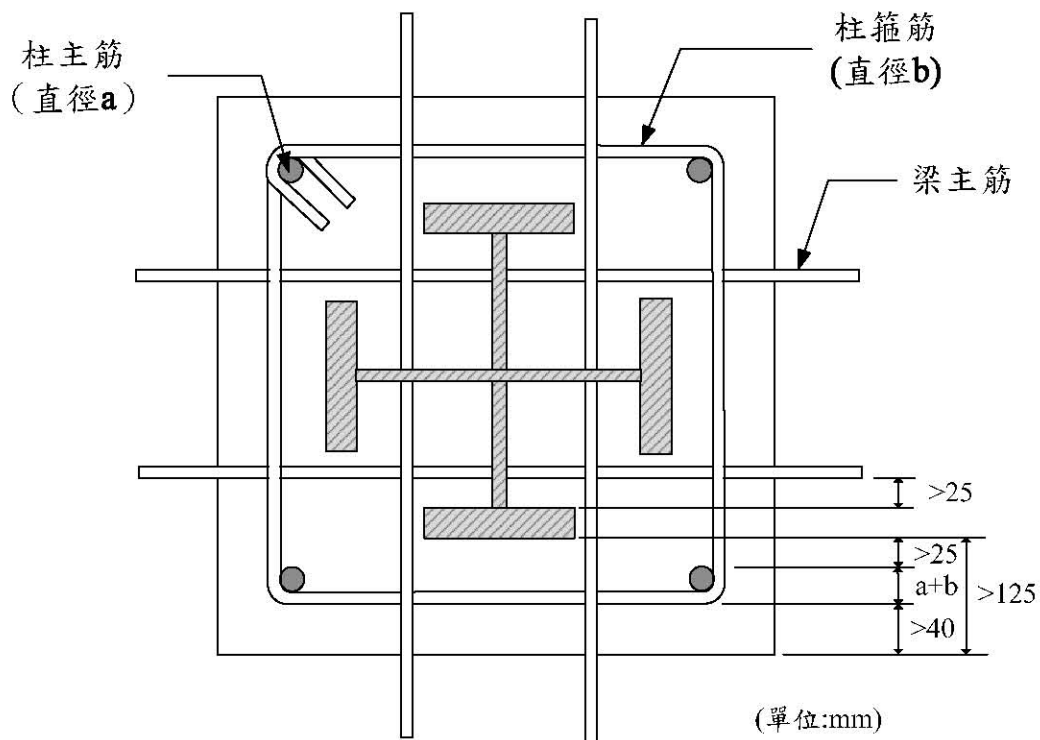
表C4.3.1 SRC梁斷面鋼骨最小混凝土包覆厚度

梁主筋號數	箍筋號數	c (mm)	d (mm)
#8 (D25)	#3	109	105
	#4	112	108
	#5	116	112
#10 (D32)	#3	125	113
	#4	128	116
	#5	132	120

距離c及d之規定

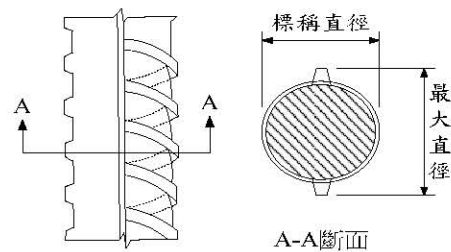
12

鋼筋與鋼骨之淨間距



13

鋼筋與鋼骨之淨間距



鋼筋號數	標稱直徑 (mm)	最大直徑 (mm)
#3	10	11
#4	13	14
#5	16	18
#6	19	22
#7	22	26
#8	25	28
#9	29	33
#10	32	36
#11	35	40

14

第四章 鋼筋工程

4.2 鋼筋工程施工計畫

4.2.1 鋼筋工程施工前應擬訂施工計畫，敘明鋼骨與鋼筋之配置關係及配筋之順序，並檢討混凝土之澆置及填充性。

4.2.2 設計圖說如有疑義應以書面提請監造人處理，必要時轉請設計人處理，監造人或設計人應於約定期限內具體答覆。

第四章 鋼筋工程

4.3 鋼筋配置

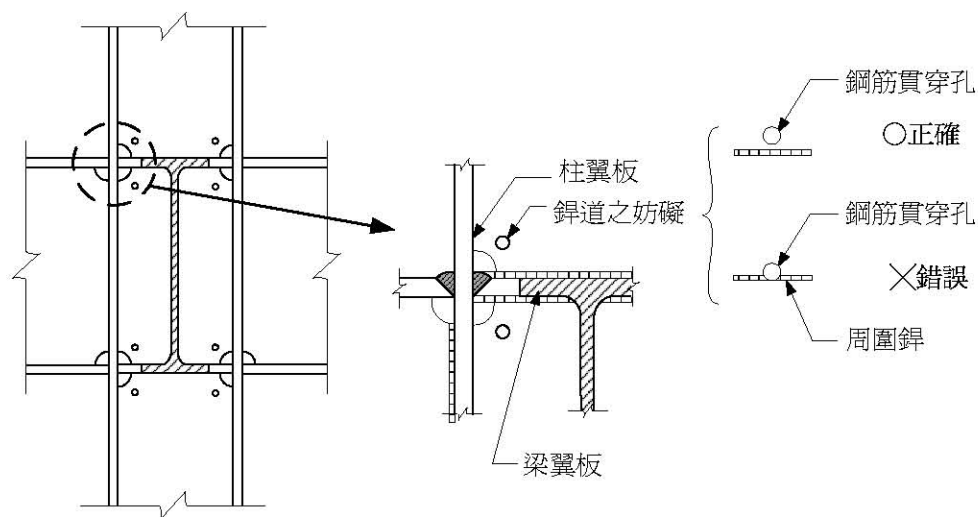
4.3.2 柱主筋之續接位置須設置於不致影響鋼柱之吊裝及柱腳錨栓鎖緊作業之高度。

4.3.3 梁-柱接頭處鋼筋之配置應避免在鋼骨上鑽孔，若須鑽孔，則其位置及尺寸須經設計人書面核可。

第四章 鋼筋工程

4.3 鋼筋配置

4.3.4 鋼骨上之貫穿孔位置不得妨礙銲道或銲接開孔。



第四章 鋼筋工程

4.3 鋼筋配置

4.3.5 鋼筋藉由鋼筋續接器之轉接，將鋼筋受力傳入鋼骨時，鋼筋續接器之位置必須隔著鋼骨之鋼板構件正對，或透過正對之橫隔板成一直線轉接。

4.3.6 鋼筋續接器採銲接方式固定者，其材質須為可銲鋼材。

第六章 模板工程

6.5 模板繫條或拉桿之施工

模板之繫條或拉桿不得點焊於鋼骨梁、柱翼板可能產生塑性鉸之範圍。

第七章 混凝土工程

7.3 箱型或鋼管柱內灌混凝土其注入口及排氣孔之配置計畫

7.3.1 混凝土注入口及排氣孔之配置應使混凝土能充分填充於構材內，並避免填充壓力過大而產生爆裂現象。

7.3.2 箱型柱內灌混凝土前須確認排除鋼柱內之積水及雜物。

第七章 混凝土工程

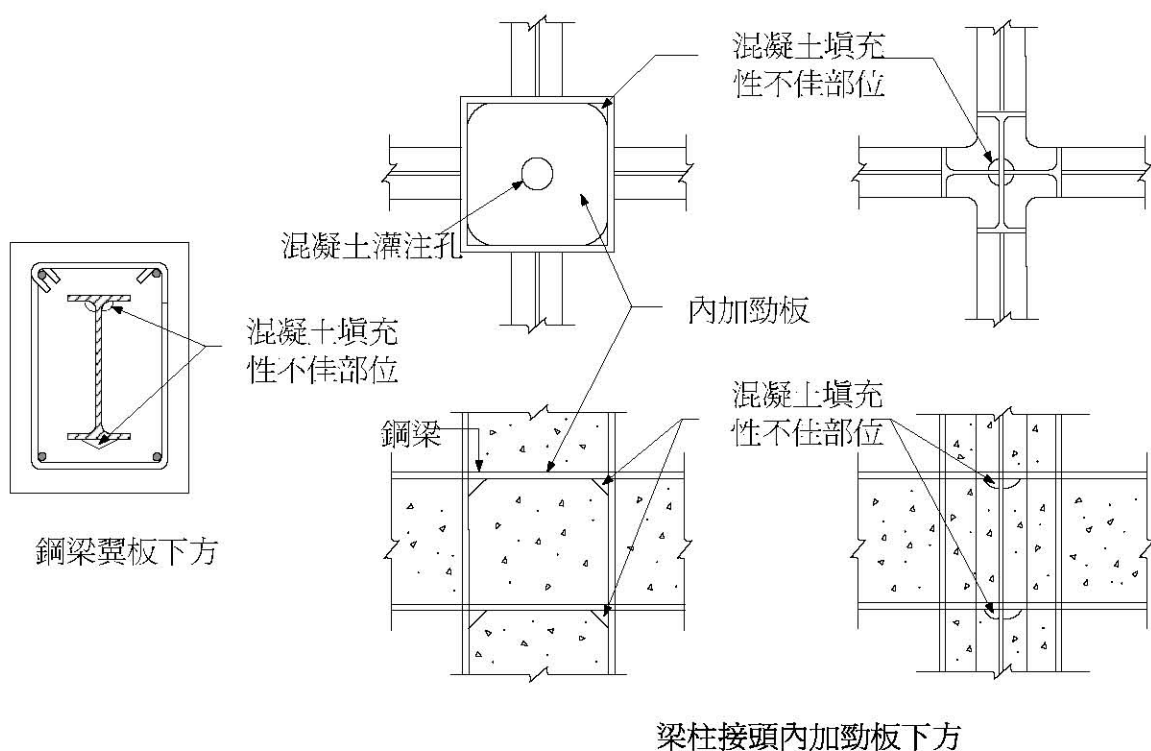
7.5 搗實

7.5.1 鋼骨鋼筋混凝土工程由於鋼骨之存在，致混凝土澆置不易，應注意澆置速度並適當搗實，且須避免搗實過度造成材料分離。

7.5.2 搗實時應避免振動棒觸及模板、鋼筋、鋼骨及鋼承板。

21

第七章 混凝土工程



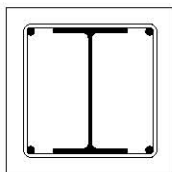
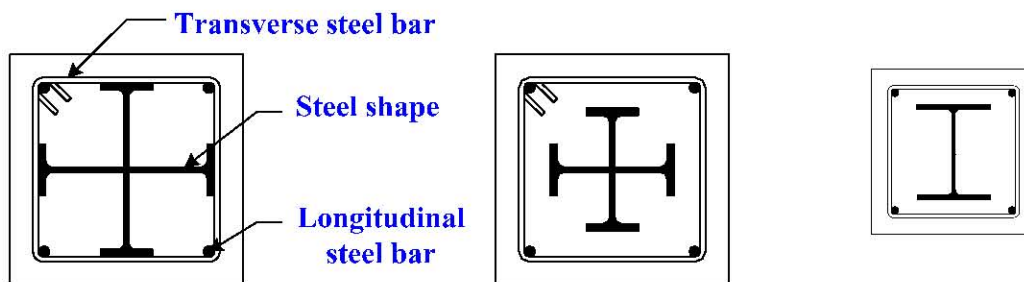
22

綱 要

- 前言
- 鋼骨鋼筋混凝土構造施工注意事項
- ➔ ● 包覆型SRC柱箍筋量研究
- 結論與建議

23

包覆型 SRC 柱斷面



- SRC column composed of:
concrete, steel shape, longitudinal steel bars,
transverse steel bars
- Steel shape used:
Cross-H (XH)- commonly used in Taiwan,
better concrete confinement
H- not as common as XH
less concrete confinement than XH
behavior is not as complicate as XH

24

Required amount of hoop $(A_{sh})_{SRC}$ by TW-SRC Code (AISC)

$$(A_{sh})_{SRC} = (A_{sh})_{RC} \left[1 - \frac{A_s F_y}{(P_n)_u} \right] \quad \text{— Reduction factor considering confining effect of steel shape}$$

$$(A_{sh})_{RC} = \text{the larger of } 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

From ACI 318

$$\text{and } 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

Questions:

- Columns don't fail due to axial compression, they fail due to excessive flexural ductility demand
- Axial force is not considered in $(A_{sh})_{RC}$ and $(A_{sh})_{SRC}$
- Reduction factor doesn't include the effect of:
 - geometry of steel shape, such as flange width, depth
 - strong axis bending vs. weak axis bending

25

Proposed $(A_{sh})_{RC}$ by Elwood et. Al.

$$\text{Elwood et. al.: } (A_{sh})_{RC} = 0.25k_p k_n s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right)$$

$$k_p = P_u / A_g f_c \geq 0.2$$

$$k_n = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left(\frac{h_x + 12}{20} \right) \approx 1.0 \text{ for test specimens}$$

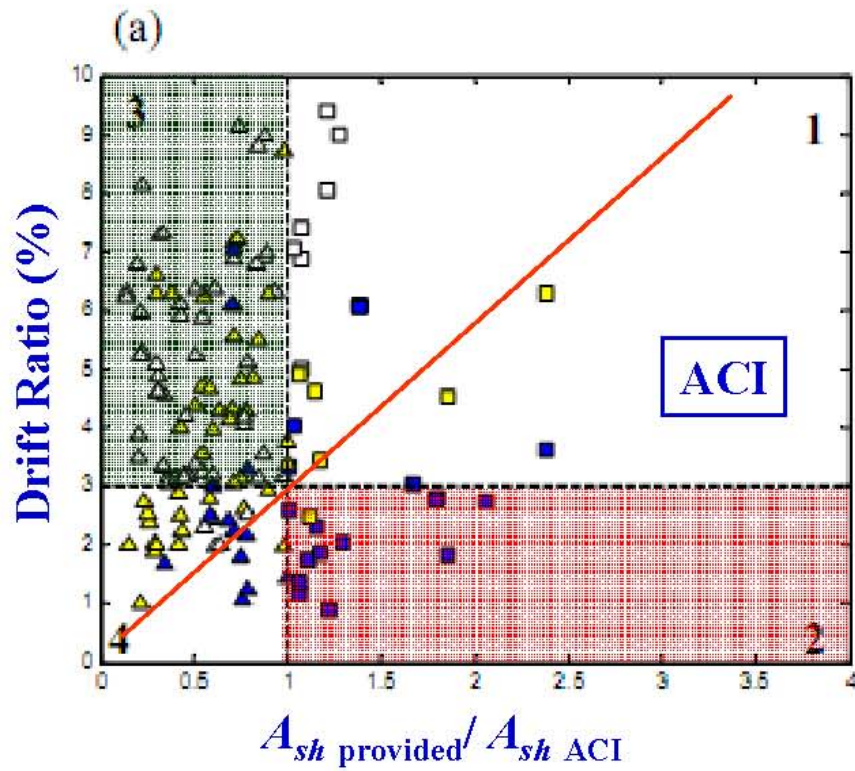
$$\text{ACI: } (A_{sh})_{RC} = \text{the larger of } 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\text{and } 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

- 考慮軸力的影響， $(A_{sh})_{RC}$ 與軸力成正比。
- 以 A_g/A_{ch} 取代 $(A_g/A_{ch})-1$ ，不需所謂大柱公式。

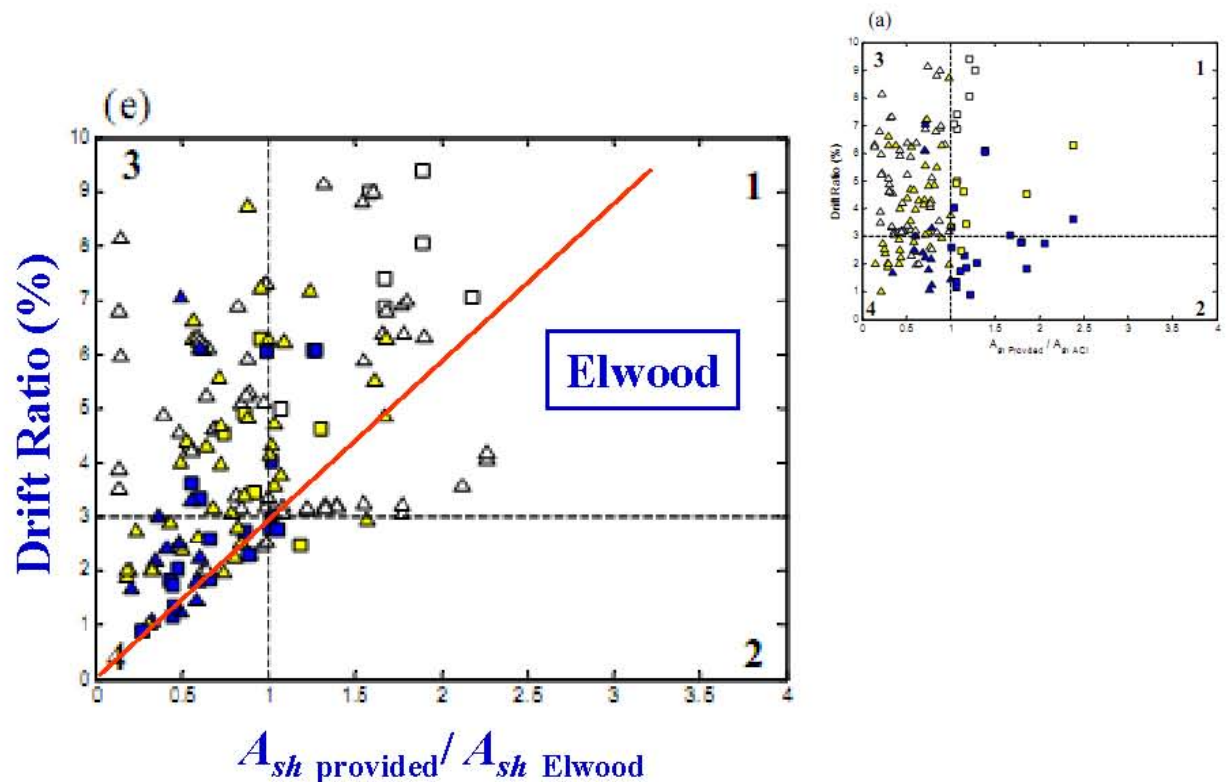
26

$(A_{sh})_{RC}$ by ACI



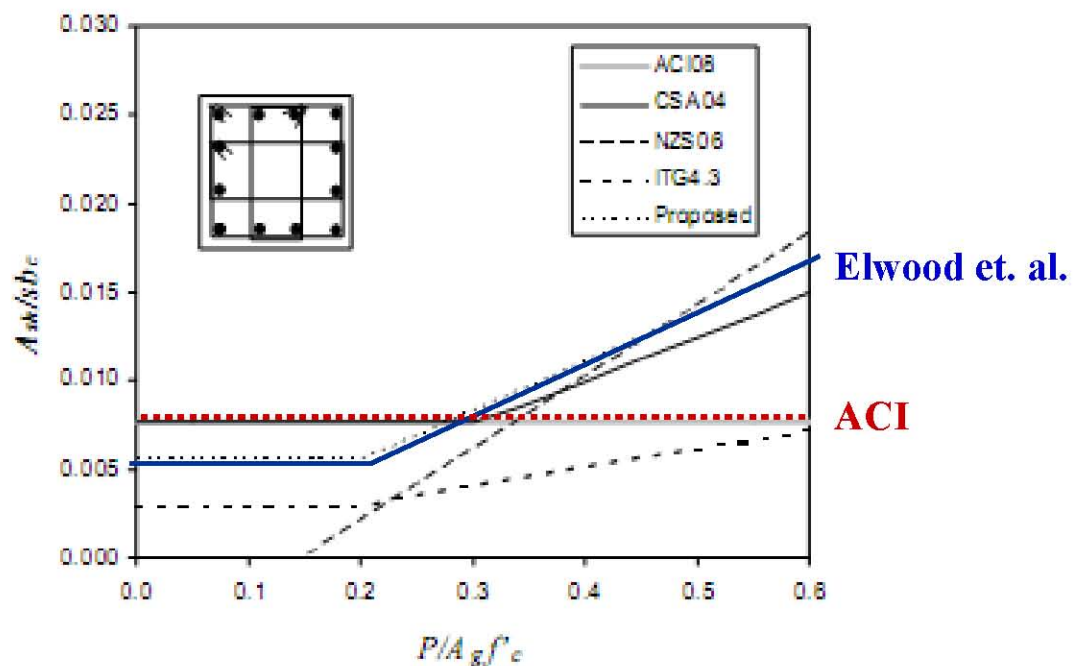
27

Proposed $(A_{sh})_{RC}$ by Elwood et. Al.



28

Proposed $(A_{sh})_{RC}$ by Elwood et. Al.



- 箍筋量需求應考慮軸力的影響。

29

Required amount of hoop $(A_{sh})_{SRC}$ by TW-SRC Code (AISC)

$$(A_{sh})_{SRC} = (A_{sh})_{RC} \left(1 - \frac{A_s F_y}{(P_n)_u} \right) \quad \text{— Reduction factor considering confining effect of steel shape}$$

$$(A_{sh})_{RC} = \text{the larger of } 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

From ACI 318

$$\text{and } 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

Questions:

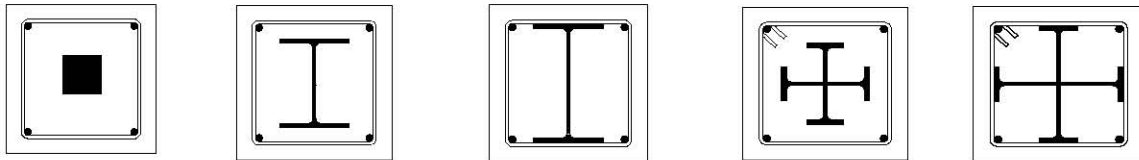
- Columns don't fail due to axial compression, they fail due to excessive flexural ductility demand
- Axial force is not considered in $(A_{sh})_{RC}$ and $(A_{sh})_{SRC}$
- Reduction factor doesn't include the effect of:
 - geometry of steel shape, such as flange width, depth
 - strong axis bending vs. weak axis bending

30

Effect of Steel Shape on Concrete Confinement

TW-SRC規範 $(A_{sh})_{SRC} = (A_{sh})_{RC} \left(1 - \frac{A_s F_y}{(P_n)_u} \right)$ — **Reduction factor**

只要鋼骨的斷面積 A_s 相同，折減係數就相同，
不考慮鋼骨的斷面形狀



- 不同的鋼骨斷面，鋼骨對混凝土提供的圍束效應也不同。
- 折減係數應該與鋼骨斷面形狀有關。
- 鋼骨使用H斷面時，兩個方向的箍筋量應該不同。

31

Proposed Required $(A_{sh})_{SRC}$

- 將 $(A_{sh})_{RC}$ 乘以一折減係數（考慮鋼骨圍束效應）
- 使用Elwood建議的 $(A_{sh})_{RC}$
- 考慮鋼骨的方向性

$$(A_{sh})_{SRC} = (A_{sh})_{RC} F_R \quad F_R = \text{reduction factor}$$

Elwood et. al.:

$$(A_{sh})_{RC} = 0.25 k_p k_n s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right)$$

$$k_p = P_u / A_g f_c \geq 0.2$$

$$k_n = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{n}{n_{ls}} \right) \right] \left(\frac{h_x + 12}{20} \right) \approx 1.0 \text{ for test specimens}$$

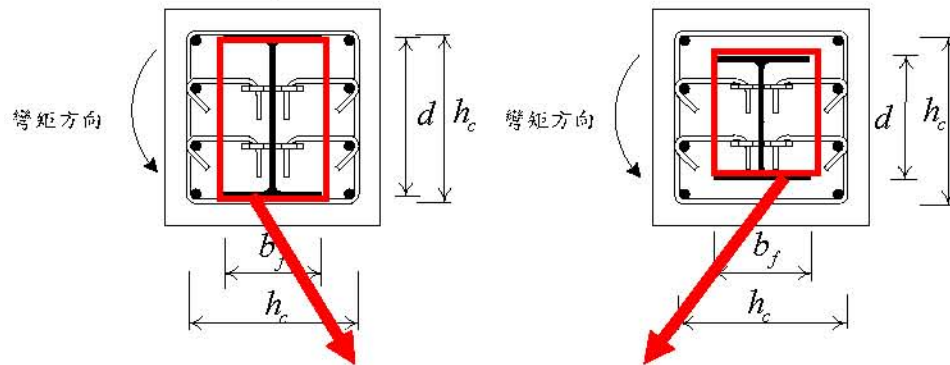
32

Proposed Required (A_{sh})_{SRC}

與腹板平行方向：

$$F_R = \frac{h_c - b_f}{h_c}$$

$$F_R = \frac{h_c - b_f}{h_c} \times \frac{h_c}{d} = \frac{h_c - b_f}{d}$$



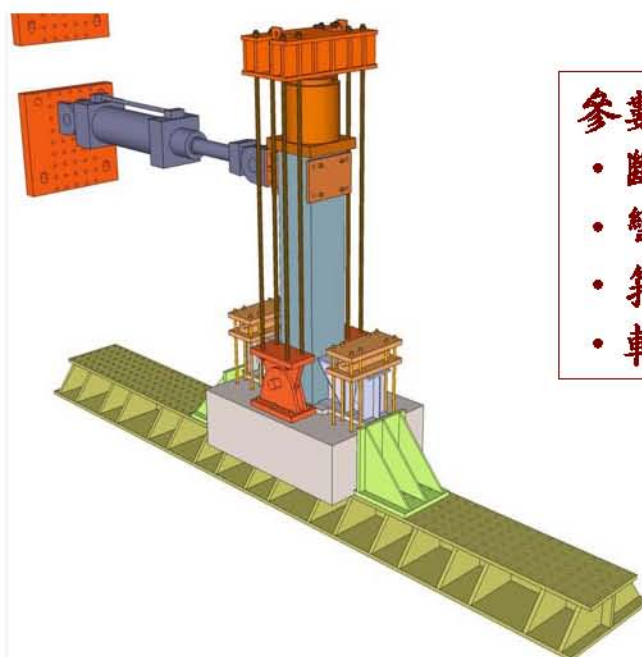
Confined by steel shape

與腹板垂直方向：

$$F_R = 1.0$$

33

Large Scale Structural Tests



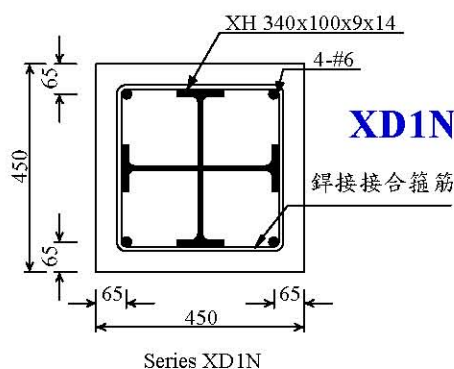
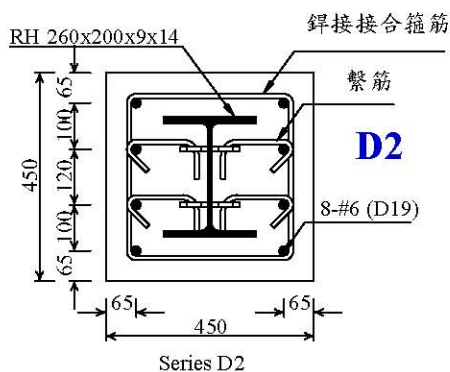
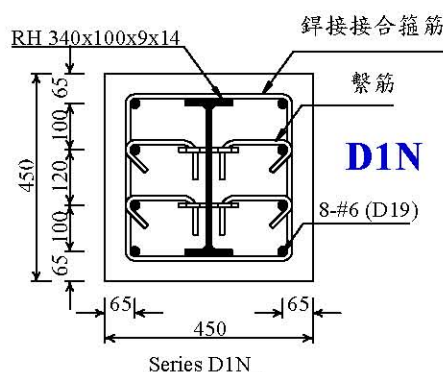
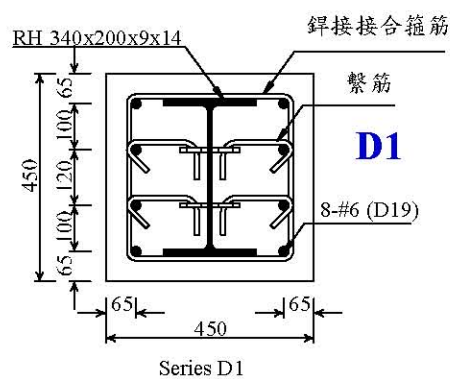
參數：

- 斷面型式
- 彎矩方向
- 箍筋量
- 軸力

Column Tests (axial load + lateral load)

34

Cross Sections of Test Specimens



參數：

- 斷面型式
- 彎矩方向
- 箍筋量
- 軸力

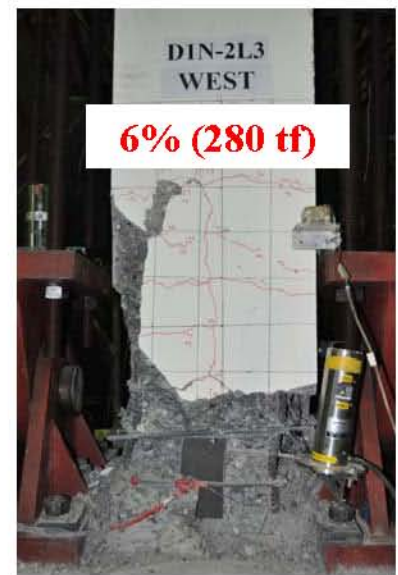
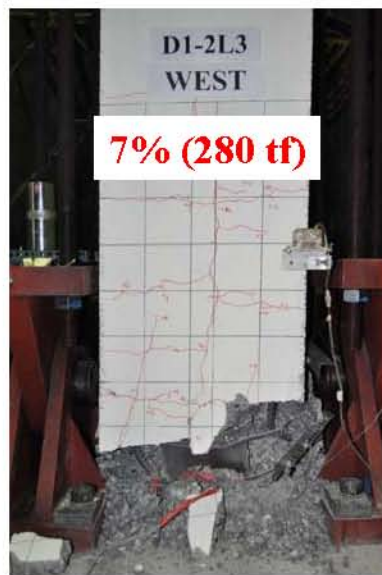
35

List of Test Specimens (2年共17個試體)

Specimen	$A_{sh}f_{yh}/s(N/mm)$					Axial force
	Used	TW - SRC	$\frac{Used}{TW - SRC}$	prop	$\frac{Used}{prop}$	
D1-4H3	1241	1804	69	511	243	170t
D1-4L3	861	1804	48	511	168	170t
D1-2L3	431	1804	24	842	51	280t
D1N-4H3	1241	2022	61	852	146	170t
D1N-4L3	861	2022	43	1102	78	220t
D1N-2L3	431	2022	21	1403	31	280t
XD1N-4H3	1241	1575	79	852	146	170t
XD1N-4L3	861	1575	55	1102	78	220t
D1NY-4L3	861	2022	43	1908	45	280t
D2-2H4/2H3	1617	1586	102	650	249	170t
D2-4H3	1241	1586	78	650	191	170t
D2-4L3	861	1586	54	1100	78	280t
D2-2H3	621	1586	39	983	63	250t
D2-2L3	431	1586	27	637	68	0t
D2Y-2H4/2H3/2L3	2048	1586	129	1158	177	170t
D2Y-2H3/4L3	1482	1586	93	1158	128	170t
D2Y-4L3	861	1586	54	1908	45	280t

36

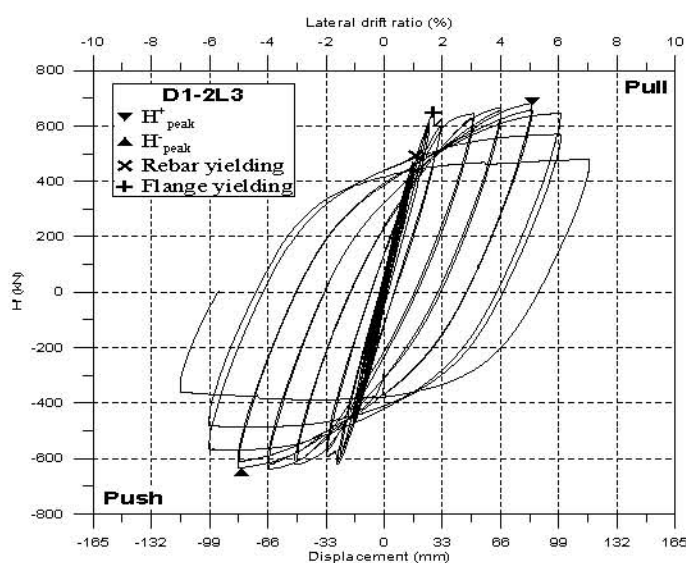
Selected Test Specimens after Load Test



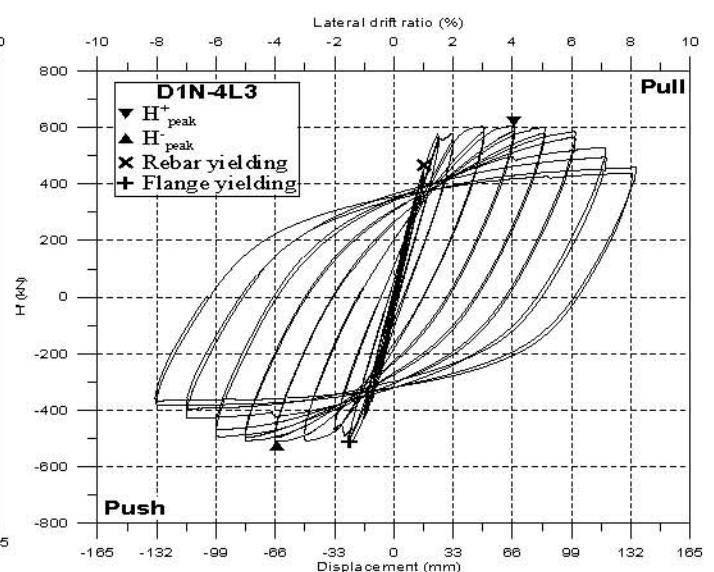
- Spalling of concrete cover in the plastic zone
- Buckling of longitudinal steel bars
- Local buckling of flange of steel shape
- Rupture of longitudinal steel bars

37

Hysteresis Loops for Selected Specimens



D1-2L3 (axial load=280t)

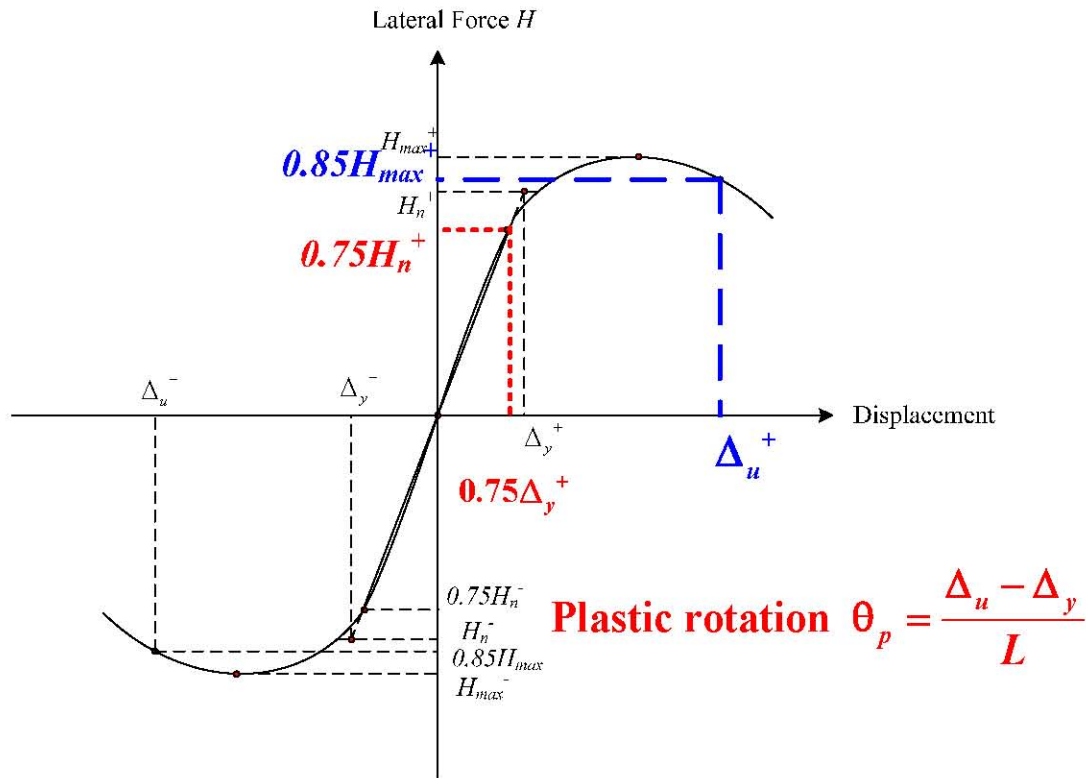


D1N-4L3 (axial load=220t)

- Loading test terminated as the strength of the specimens deteriorated to 85% of max. strength

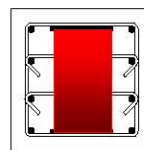
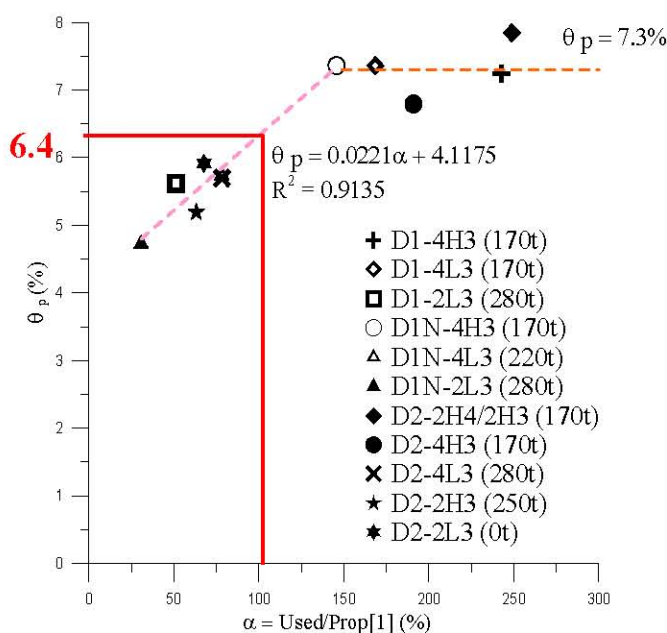
38

Definition of Yield Displacement and Plastic Rotation

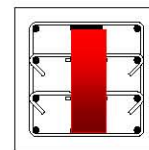


39

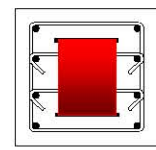
Distribution of Plastic Rotation Capacity-Proposed Requirement



D1



D1N



D2

$$F_R = \frac{h_c - b_f}{h_c}$$

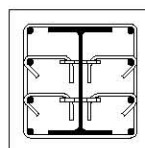
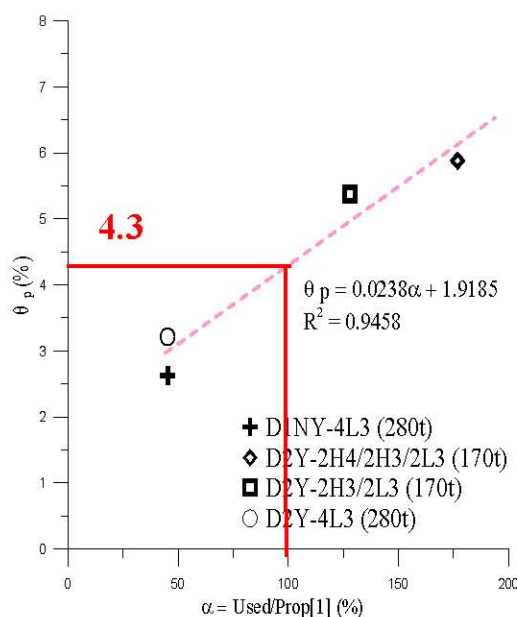
$$F_R = \frac{h_c - b_f}{d}$$

- The proposed design method can catch the trend
- The proposed design method is quite conservative $\theta_p = 6.4\%$

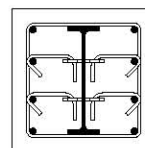
Strong-axis bending

40

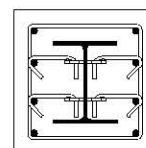
Distribution of Plastic Rotation Capacity- Proposed Requirement



D1



D1N



D2

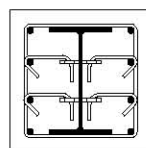
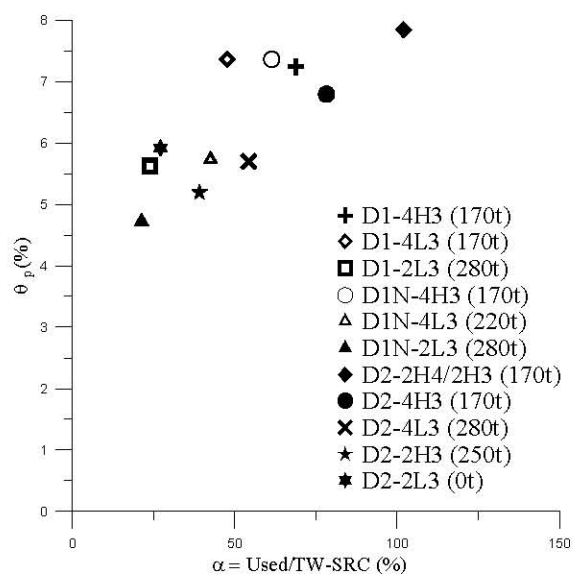
$$F_R = 1.0$$

- The proposed design method can catch the trend
- The proposed design method is conservative $\theta_p = 4.3\%$

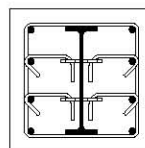
Weak-axis bending

41

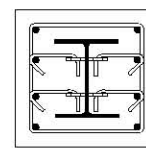
Distribution of Plastic Rotation Capacity - Current Code Requirement



D1



D1N



D2

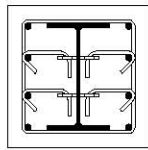
- Code can not catch the trend
- Axial load is not taken into account
- Conservative

Strong-axis bending

42

Comparisons of Required $(A_{sh})_{SRC}$ $A_h f_{yh}/s$ (mm/N)

$$P = 0.2 A_g f'_c$$



D1

Code

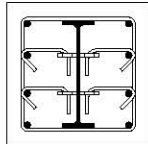
1804

Proposed

511

Proposed/Code

28%

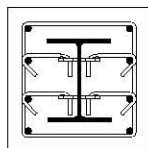


D1N

2022

852

42%



D2

1856

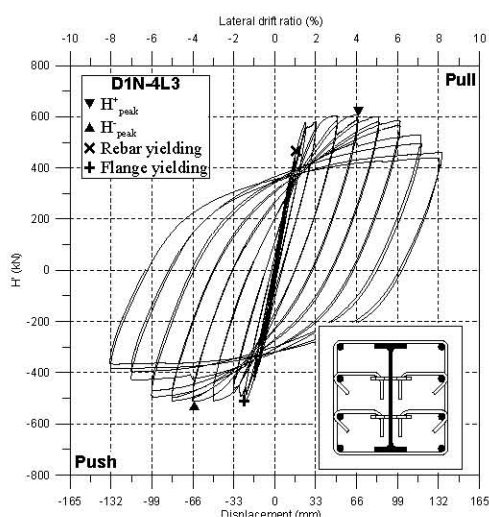
650

35%

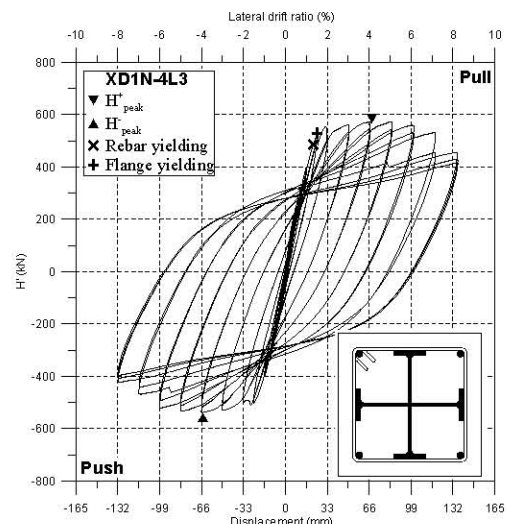
- Code is very conservative at low axial load
- The propose method can save 58%~72% of transverse steel
- Need more research for higher axial load conditions

43

Proposed Required $(A_{sh})_{SRC}$



$\theta_p = 5.7\%$ (H)



$\theta_p = 7.0\%$ (XH)

Required $(A_{sh})_{SRC}$ for strong-axis bending for sections containing H shape can be used for sections containing XH shape

44

結論與建議

- 98年建研所及鋼結構協會研修
- 99年營建署複審
- SRC施工規範基本上僅規定SRC特有的相關規定
- SRC規範對柱箍筋需求的規定有值得檢討之處
 - 以ACI公式為基礎
 - 未考慮 軸力/鋼骨斷面形狀/鋼骨方向性 之影響
- 建議之箍筋需求量
 - 考慮軸力之影響
 - 考慮了鋼骨斷面形狀及方向性 之影響
 - 較低軸力柱可以降低大量的箍筋需求量
 - 計算方式易懂且容易計算

