# 建築物耐震性能設計規範之研擬 —子計畫一:規範與解說

# 內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 94 年 12 月

(國科會 GRB 編號) PG9402-0644 (本部計畫編號) 094301070000G1018

# 建築物耐震性能設計規範之研擬 —子計畫一:規範與解說

- 受 委 託 者 : 財團法人中興工程顧問社
- 研究主持人:薛 強
- 協同主持人:陳國慶
- 研 究 員 : 吳嘉偉 陳正忠
- 研究助理:石豐銘周文陽

# 內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 94 年 12 月

# 目錄

目錄	•••••	i
表目錄	•••••	v
圖目錄	•••••	ix
摘要	•••••	xi
第一章	前言	·1
	1.1	緣起與目的1
	1.2	研究方法及進行步驟
	1.3	期末報告內容
	1.4	預期貢獻
第二章	研修	至點7
	2.1	建立不同用途建築物之耐震性能目標7
	2.1.1	【國內既有耐震性能設計目標之探討8
		2.1.2 國外規範相關耐震性能設計目標之內容17
		2.1.2.1 美國(IBC2000/2003、FEMA450)17
		2.1.2.2 日本(2000)
		2.1.2.3 紐西蘭(2004)
		2.1.2.4 小結
		2.1.3 本研究建議國內之耐震性能設計目標
	2.2	建立不同用途建築物之耐震性能標準
	2.2.1	L 輸入地震(Input Seismic Hazard)29
		2.2.1.1 等級之劃分與表示:
		2.2.1.2 各等級輸入地震大小

	2.2.2	耐震性能等級之量化可接受標準值41
		2.2.2.1 強度
		2.2.2.2 韌性
		2.2.2.3 勁度
	2.2.3	小結
2.3	以結	<mark>冓整體性</mark> 能標準為目標導向進行初步設計55
	2.3.1	強度設計法(Force-Based Design Method)
	2.3.2	直接位移設計法(Direct Displacement-Based Design
		Method)
		2.3.2.1 與多自由度建築結構等效之單自由度系統65
		2.3.2.2 替代結構法
		2.3.2.3 容量震譜法
		2.3.2.4 小結
2.4	檢核	<b>闺度設計法初步設計之位移標準74</b>
2.5	對應	不同性能目標,建立工址可建性、概念設計基本要求76
	2.5.1	工址可建性
	2.5.2	概念設計77
		2.5.2.1 SEAOC [1999]78
		2.5.2.2 IBC
		2.5.2.3 本研究建議
2.6	有關	中小地震對應子目標與性能標準之探討92
2.7	耐震	生能評估與檢核95
	2.7.1	選擇評估用之分析方法

		2.7.1.1 IBC	8
		2.7.1.2 FEMA 3509	9
		2.7.1.3 FEMA 35610	0
		2.7.1.4 本研究之建議10	0
		2.7.2 分析評估10	)2
		2.7.2.1 非線性靜力側推分析10	13
		2.7.2.2 位移係數法10	)6
		2.7.2.3 容量震譜法10	8
		2.7.3 檢核性能標準容許值10	9
	2.8	既有建築物之耐震性能評估11	.5
	2.9	其他11	.8
第三章	規範	]草案之條文與解說12	21
第四章	結論	與建議	23
	4 1	结論 12	23
	4.2	/11 ⅠⅢ	.З Л
	4.2	连魂12	<b>;</b> 4
致謝	•••••		7
附錄一	建築	物耐震性能設計規範草案12	:9
附錄二	審查	፻意見處理說明	51

表	目	錄
衣	Ħ	爽

表 2-1	88 年版規範不同用途建築物之耐震設計目標之詮釋11
表 2-2	94 年版規範不同用途建築物之耐震設計目標之詮釋12
表 2-3	交通部中央氣象局地震震度分級表16
表 2-4	IBC2000 耐震用途群組分類17
表 2-5	JSCA 2000 用途分級19
表 2-6	地震力等級考量20
表 2-7	兩等級輸入地震20
表 2-8	JSCA 2000 不同用途建築物之耐震性能目標選單(間斷式)20
表 2-9	建築物及其各組成部分之耐震性能表述
表 2-10	AS/NZS 1170 不同用途建築物之耐震設計目標23
表 2-11	耐震性能定性表述25
表 2-12	建議不同用途建築物之耐震設計目標(表達方式1)27
表 2-13	建議不同重要度建築物之耐震設計目標(表達方式 2)
表 2-14	5%阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數(1)
表 2-15	5%阻尼比工址水平設計譜加速度係數(2)
表 2-16	異於 5%阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數(1)
表 2-17	異於 5%阻尼比工址水平設計譜加速度係數(2)
表 2-18	短週期與中長週期反應譜修正係數 SR <sub>A</sub> 與 SR <sub>v</sub>
表 2-19	SEAOC 附錄 G 之系統性能等級之描述45
表 2-20	SEAOC 附錄 I-A 不同結構系統對應各性能等級之容許層間變位角45

表 2-21	SEAOC 99 附錄 I-B	位移法初步設計容許層間變位	角	47
表 2-22	IBC 規定建築物在 2	2/3MCE 設計地震下之容許層間	<b>『變</b> 位	48

表 2-23 JSCA 2000 耐震性能標準之層間變位角48
表 2-24 對應表 2 8 耐震性能目標選單之層間變位角48
表 2-25 NBCC 2005 最大層間變位角限制49
表 2-26 本研究中各性能等級最大層間變位比之計算51
表 2-27 國內試驗研究之瞬間最大層間變位角52
表 2-28 類似 IBC 之最大層間變位角檢核標準52
表 2-29 滿足韌性標準與 IDR <sub>F0</sub> <sup>MAX</sup> =0.5%之各結構系統最大層間變位角53
表 2-30 現行規範關於不同用途建築物之耐震設計標準54
表 2-31 本研究不同用途建築物之耐震設計標準55
表 2-32 強度設計法初步設計應滿足之耐震設計標準63
表 2-33 SEAOC99 附錄 I 各性能目標對應選擇工址之限制77
表 2-34 SEAOC99 附錄 I-A 建議之結構材料與系統(及高度)限制79
表 2-35 SEAOC99 附錄 I-A 建議對平面不規則性之限制80
表 2-36 SEAOC99 附錄 I-A 建議對立面不規則性之限制81
表 2-37 SEAOC99 附錄 I-B 建議之結構系統降伏機制82
表 2-38 IBC 基本地震力抵抗系統的設計參數與限制83
表 2-39 IBC2000 平面不規則性結構87
表 2-40 IBC2000 立面不規則性結構

表	, 2-41	建議之結構系統高度限制	90
表	2-42	建議對平面不規則性之限制	91
表	, 2-43	建議對立面不規則性之限制	91
表	, 2-44	評估檢核程序	96
表	2-45	結構分析方法與選擇原則	97
表	2-46	IBC2000 的設計流程選擇	98
表	2-47	FEMA 368 允許的設計流程	98
表	2-48	FEMA 350 分析流程選擇標準	99

表 2-49	本研究建議規範之性能評估用最低分析方法	

	ぬ
	<b>亚</b> 米
	~

	1-1	子計畫1之研究步驟
B	2-1	不同超越機率與 475 年之 PGA 及短週期譜加速度之比例10
	2-2	表 2-2 之耐震設計性能目標13
B	2-3	迴歸期 475 年地震對應之 PGA 危害度等高線圖14
	2-4	迴歸期 2500 年地震對應之 PGA 危害度等高線圖15
	2-5	IBC 隱含之建築物耐震性能目標(強度)18
	2-6	IBC 隱含之建築物耐震性能目標(變位)18
	2-7	IBC 預期所設計建築物於各地震等級下之耐震性能19
	2-8	JSCA2000 預期建築物於各地震等級下之耐震性能21
B	2-9	AS/NZS 1170 預期建築物於各地震等級下之耐震性能23
	2-10	預期建築物於各地震等級下之耐震性能28
	2-11	表 2-14 與表 2-15 中長週期段比較(S1=0.3g)
	2-12	彈性設計加速度反應譜34
	2-13	現行規範所用強度設計模型40
	2-14	各性能等級對應非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 IDDR 43
	2-15	位移餘裕百分比44
	2-16	強度設計法初步設計反應譜加速度下限57
	2-17	強度設計法規範與位移法所採用之設計模型58
	2-18	力~位移變形圖61
	2-19	設計模型中各性能等級對應非彈性位移比例與 IDDR

<b>a</b> 2-20	MDOF 與 ESDOF	65
<b>a</b> 2-21	替代結構	

	2-22	DBD 與 EBD 法	67
	2-23	容量震譜法原理	71
	2-24	容量震譜法與 DBD 法之差異性	71
	2-25	現行規範中小地震對應子目標與設計方式	92
	2-26	本研究中小地震對應子目標標準與設計方式	94
	2-27	中小地震對應與勁度相關之性能標準	94
圖	2-28	耐震性能評估原理	
	2-29	FEMA356 能量相等原理雙線性化與有效降伏基底剪力	107
	2-30	容量震譜法原理	
	2-31	模擬構件與描述可接受標準之力與變形關係	

#### 摘要

關鍵詞:建築物、耐震性能設計、規範

一、研究緣起

耐震性能設計已被確認為未來耐震設計規範遵循之方法。鑒於 國外已特別針對提高耐震性能設計目標之透明度、限制建築物最大 層間變位角以保護建築物之機能以及強調結構之非線性行為等內 容,逐步將有關耐震性能設計之理念納入規範,為提昇國內耐震設 計水準,再鑒於國內工程實務之迫切需求,急需研擬耐震性能設計 規範。

二、研究方法及過程

於國內建築物耐震設計規範中引進耐震性能設計理念需要分階 段、分步驟進行。本研究主要根據九十三年度「耐震性能設計規範 架構之研究」所提出之規範架構,以耐震性能設計理念詳細說明現 行耐震設計規範需要研修之原因、依據與建議研修之內容,提出引 進耐震性能設計理念之耐震設計規範草案具體條例、解說與參考, 作為近期具體落實耐震性能設計理念之第一步。

#### 三、重要發現

- I)國內現行耐震設計規範藉由用途係數來間接調整不同用途建築物之強度,耐震設計目標缺乏透明度;耐震性能設計規範明確量化性能設計目標,讓工程師、業主與使用者均可以瞭解所設計建築物在不同震度地震危害下大致之耐震性能是否滿足要求;
- 2)現行耐震設計規範中,設計與檢核合為一體考慮,工程師無法瞭 解如此設計之結構為何可以滿足耐震設計目標;耐震性能設計規 範釐清設計目標中之輸入地震與結構設計流程中所需設計地震 力之關係與區別,耐震設計以性能目標導向。
- 3)現行耐震設計規範主要強調結構強度與韌性以及建築物之使用 服務性機能;耐震性能設計規範增加建築物對應各地震危害等級 之層間變位角限制,以保護建築物於各等級地震作用下之機能;
- 4)現行規範以用途係數提高強度需求之方式來提高重要建築物之 耐震性能;耐震性能設計規範不再採用用途係數,初步設計以耐

震性能目標與標準為導向,不同用途建築物之不同耐震性能目標 並不單純以提高強度來確保;

- 5) 現行耐震設計規範中,強度法設計完畢之結構並未經由較準確之 分析方法評估檢核其可能之行為,而僅藉由韌性設計細則間接確 保該類結構系統具有規範建議之韌性容量。耐震性能設計規範要 求對初步設計完畢之結構進行詳細耐震性能評估與檢核;
- 6) 耐震性能設計規範考慮性能目標高低或建築物用途對工址可建 性與結構系統規劃之要求;考慮既有建築物與新建建築物耐震評 估之差異性。

## 四、主要建議事項

立即可行建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:行政院國家科學委員會評鑑通過之相關研究機構

1) 直接位移設計法實用性案例分析;

2) 用於檢核結構耐震性能之各微分震區典型地表加速度歷時。

#### 中長期建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:行政院國家科學委員評鑑通過之相關研究機構

- 1) 發展同時滿足強度、韌性與位移標準之通用型初步設計方法;
- 2) 相關附屬於建築物之結構部分構體、非結構構材與設備、隔震與

含被動消能系統等建築物之耐震性能設計;考慮不確定因素之可

靠度相關課題、建築物生命週期成本最低之經濟性課題。

Keywords: Building, Performance-based seismic design, Code

Performance-based seismic design (PBSD) has been recognized as the approach for future seismic design code. In order to catch up with international technology development and to improve domestic design standard accordingly, establishment of domestic PBSD code or guidelines is essential for the urgent need in practice.

Following the research, a study on the tentative framework for performance-based seismic design of buildings, this study intends to propose a draft seismic design code for buildings by introducing performance-based design methodology. The research includes two

parts : part 1, Provisions and Commentary and part 2, Examples. This

report focuses on part 1. In part 1, current code provisions have been examined according to the theoretical basis of PBSD. Several key issues have been investigated to clarify why, what and how to incorporate the methodology of PBSD in domestic seismic design code. These key issues include establishment of transparent seismic design objectives, criteria and principal, site feasibility requirement, conceptual design scope and basic rule, performance objective oriented preliminary design, seismic performance evaluation. Finally, difference of performance criteria for newly designed buildings and existing buildings has been considered.

It is found that conventional seismic design objectives are in lack of transparency. Seismic performance of a designed building is not clearly understood. Even engineers may not be sure why such a designed building meets the design requirements. Performance goals of buildings for different use group are adjusted through importance factors with emphasis on structural strength only. Drift limits under other earthquake levels except the frequent one are not provided. The expected performance of the building has not been reasonably examined.

In this research, transparent seismic design objectives and criteria for buildings of different use group have been established quantitatively. Drift limit for each considered earthquake level is clearly established. A performance objective oriented preliminary design procedure is proposed. Direct displacement-based design procedures have been summarized. Site feasibility requirement, conceptual design scope and basic rule have been modified considering use group. Methods and procedures for seismic performance evaluation have been presented. Finally, suggestions on seismic performance criteria and evaluation of existing buildings have been made.

# 第一章 前言

#### 1.1 緣起與目的

自 1989 年 Loma Prieta 地震後,特別自 1992 年起,美國由聯邦危機災 害管理局(FEMA)贊助,經由如應用技術委員會(ATC)或各大學地震工程研 究中心等其他機構執行,針對既有建築物之防災、新建建築物之耐震設 計,引進耐震性能設計理念。1995 年 Vision 2000 [OES 1995]性能設計初步 架構提出之後,1995~2000 年間,相關性能設計理念之架構、設計方法、 評估方式等研究報告 [OES 1995、ATC-40 1996、FEMA-273 1997、 FEMA-356 2000、FEMA-350 2000、FEMA-368 2000、FEMA-450 2003 等] 紛紛出爐,甚至在新頒布之設計規範與設計指針中也引進部分理念 [SEAOC 1999、IBC-2000 2000、IBC-2003 2003]。為完善與落實耐震性能 設計法於工程實務中,相關研究仍在持續進行[ATC-58 2003、13WCEE 2004、FEMA440 2004]。除了美國以外,其他國家(包括日本、中國大陸、 台灣、紐西蘭、澳洲、西班牙、加拿大等)也積極跟進,並在其最近頒布或 即將頒布之耐震設計規範中也引進耐震性能設計之部分理念。

因應技術發展及國際化之需求,特別在 1999 年集集大地震後,台灣也 著手推動建築物、橋梁以及港灣結構物等耐震性能設計法之研究,並期望 在擬修訂建築物及橋梁耐震規範中引進性能設計法之理念。擬修訂建築物 耐震設計規範[內政部營建署建築研究所編輯委員會 2005],重點在於特別 針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性以及地盤特性等加以考量, 同時考量 PGA 與反應譜之衰減律,將既有規範中之 ZC 值合併成為*Sao* 來 計算最小設計水平總橫力;也對結構系統特別是其不規則性加以定義,以 便區別所採用分析方法之複雜度,除了對構造物部分有具體要求以外,也 對非構造物部分、工程品管、隔減震系統等方面進行探討;該規範同時考 量三個不同等級之地震,並以最大設計基底剪力需求作為控制設計地震力 進行設計,該規範仍然強調強度,如同現行規範,僅對中小地震下之結構 變位加以限制以控制中小地震下之非結構構材之破壞。鑒於目前國內已有 某些業主要求設計單位進行耐震性能設計,卻又無一規範或設計指南可遵

循,工程師們要進行耐震性能設計受到很大挑戰。為了推動耐震性能設計 法落實於國內建築物耐震設計,內政部建築研究所於九十三年度贊助財團 法人中興工程顧問社執行「耐震性能設計規範架構之研究」,對耐震性能 設計法之基本理念以及國內、外主要研究報告、設計規範、設計指南等參 考文獻進行探討與綜理(包括 SEAOC 1999 附錄 G (Vision 2000)與附錄 I 之 A 與 B 篇、FEMA356、ATC-40、FEMA350、FEMA368(IBC2003)、IBC2000、 日本 2000 設計基準、加拿大 NBCC、紐澳 AS/NZS1170),研擬國內耐震 設計規範分階段引進性能設計法之步驟,提出現階段耐震設計規範引進性 能設計法之可行方式與架構,並建議為完善性能設計規範,相關研究同步 持續進行。同年度,國家地震工程研究中心之報告[鄧崇任等 2004]採用 SEAOC 1999-附錄 I-B 以及 FEMA356 架構與數據,參考 FEMA450 [2003], 結合本土地震反應譜,整理成國內耐震性能設計指針草案,其目的在於釐 清需要繼續研究與實驗之課題或項目,並希望陸續於未來五年逐步完成研 究內容,為建立與完善本土耐震性能設計規範努力。

事實上,現行設計規範也隱含有部分耐震性能設計之理念,例如:要 求 475 年回歸期地震下非彈性位移發生極限值之一半、中小地震下為控制 非結構牆之破壞而限制最大層間變位比,擬修訂規範也考慮多等級地震危 害下之耐震設計目標。2004 年『第十三屆世界地震工程會議』有關「建築 物未來規範」之研討結果、認為:耐震性能設計法為未來建築物規範必須 '遵循之方向,而位移是表達建築物耐震性能的重要指標之一。亦即;耐震 性能設計法同時兼顧結構之損壞程度與建築物之機能,除了考慮結構之強 度與韌性以外,強調結構之非線性變形行為,藉由增加對結構變形限制來 保護建築物之機能。既有研究顯示最大層間變位角與建築物之使用機能、 非結構構件損壞程度、甚至結構破壞程度、P-Delta效應等相關。所以,性 能設計法有必要增加最大層間變位角之規定。根據九十三年度「耐震性能 設計規範架構之研究」,美國 IBC2000、日本 2000 年版設計基準、紐澳 2004 年即將頒布之耐震設計標準 AS/NZS1170 與加拿大 2005 年擬頒布之 NBCC 均考量大地震下建築物之最大層間變位角控制作為設計目標之一. 並針對不同用途之建築物,明確規定在各個等級之相同地震危害下之不同 層間變位比,或在不同等級地震危害下保持相同層間變位比作為設計標

準, 再經由適宜之分析方法檢核初步設計完成後該目標是否滿足。國內新 修訂規範雖然考慮三個等級地震危害下結構之強度與韌性,但是,除了中 小地震下確保建築物使用機能而限制建築物層間變位角,其他等級地震下 未對結構變形加以限制。對於不同用途建築物在相同等級地震危害下之不 同耐震要求,僅以重要度係數來調整,即便是考慮 2500 年回歸期之所謂 最大考量地震也不例外,設計目標不夠透明。設計完畢之結構是否滿足目 標也沒要求檢核,所有者、使用者甚至設計者無法了解結構在不同強度地 震下之真實耐震性能。雖然,相關韌性之規定在某種程度上可以告訴設計 者:結構之韌性能耐是否被用光,但韌性並不如變位能直接反應建築物之 使用機能或非結構構件之破壞狀態以及 P-Delta 效應,所以,有必要控制 大地震下建築物之層間變位,並採用適宜的方法對設計結果之真實行為進 行檢核。九十三年度之研究雖然提出現行規範有研修之必要,並建議目前 可行之規範架構,但並未特別探討需要研修之具體內容、如何研修、規範 草案與解說、具體設計流程與步驟,也缺少範例加以驗證。鑒於國外已特 別針對提高耐震設計性能目標之透明度、限制建築物最大層間變位角以及 強調結構之非線性行為等,逐步將有關耐震性能設計之理念儘量納入規 範、台灣有待奮起直追,在國內之建築物耐震設計規範中,具體引進相關 耐震性能設計之可行內容,與國際工程技術接軌,提昇國內工程技術水 "準,讓設計者、所有者、甚至使用者均能了解所居住之建築物的耐震性能。

耐震性能設計法有別於現行設計法主要在於:1)考慮多等級地震危 害,耐震設計目標直觀透明,設計由目標導向;2)採用能準確反應結構行 為之分析方法;3)兼顧結構與非結構破壞及建築物之機能;4)設計結果滿 足預定設計目標具有滿意的可靠度;5)設計結果可以滿足建築物生命週期 之成本最低。由於其內容很廣泛,要將該理念完全落實於耐震設計規範需 要長期持續的努力,本研究主要根據目前之技術,針對前3項之引進進行 重點探討,期望經由前3項之研修,可以提高結構滿足預定耐震設計目標 之透明度與可靠度。所以,本研究將根據耐震性能設計法之理念,探討建 築物耐震設計規範需要研修之重點內容,建議研修方式,提出現階段國內 引進耐震性能設計理念之建築物設計規範草案之條例、解說與參考資料。

考」,簡述相關做法之原理與參考資料,或放於附錄。本研究提出現階段 引進耐震性能設計部分理念之規範雛型,作為分階段落實耐震性能設計之 第一步,期待產觀學研界能陸續提出改進修訂之道,一齊為規範之催生而 努力。

#### 1.2 研究方法及進行步驟

本研究主要根據九十三年度「耐震性能設計規範架構之研究」所提出 之規範架構,以耐震性能設計理念對現行與擬修訂規範需要研修與補充之 具體內容進行探討,詳細說明研修之原因、依據與建議研修之內容,提出 引進耐震性能設計理念之耐震設計規範草案具體條例、解說與參考,作為 近期具體落實耐震性能設計理念之第一步。

耐震性能設計法被公認為未來耐震設計需要遵循之方向,目前雖有一 些初步成果,但因其內容相當廣泛,要將所有內容完整地落實於規範中需 要投入大量的人力、物力與財力,也需要長時間持續地努力。根據九十三 年度「耐震性能設計規範架構之研究」,於國內建築物耐震設計規範中引 進耐震性能設計理念需要分階段、分步驟進行,而目前僅能依據較可行的 方式,係以耐震性能設計之精神對設計規範部分內容進行研修。

由於設計流程中會因考慮施工簡便性以及尺寸之標準化而使得所設計 結構之韌性發揮不均匀,導致設計結果真實行為與設計時所考慮之設計模 型可能會有差異,因此,耐震性能檢核顯得很重要。因為有耐震性能檢核, 只要檢核之性能目標與標準能滿足要求,則初步設計採用何種方法(強度設 計法、位移設計法)均可接受,惟需考慮設計效率。雖然,近年來國內、外 相關直接位移設計法之研究也相當多,也具有初步成效,但許多方法有適 用範圍或應用限制,尚未達確實通用之程度。然而,因直接位移設計法以 位移為目標導向設計,各國均認定:訂定相關建築物機能之位移標準很不 容易,較難有共識,所以,目前較保守之做法是採用檢核的方式。例如 SEAOC[1999]附錄 G, 附錄 I 之 A 篇(檢核用)與 B 篇(初步設計用)均有提出 建議值,但也有差異,如要以之為標準對各種結構系統進行目標導向設 計,要求該標準有較高之可靠度或信耐度,否則依該法初步設計之結果仍 不能保證設計結果達到性能設計目標,無法顯現該設計法之優勢。日本

2000 年設計基準以及港灣構造物耐震性能設計[INA 2001]也均建議現階段 以檢核的方式來確保位移限制,國外最近與即將頒布之建築物耐震設計規 範中也是以該觀念,主要基於強度設計法,輔以較準確之分析方法檢核結 構之性能:另外,確定滿足目標位移所需設計強度與勁度後,直接以勁度 需求來設計需要試算,較無可諄循之法則,而以強度需求來設計卻又需要 藉由現行折減地震力之強度設計方式,並未有一配套之設計法則使如此設 計之結構在經由適宜分析方法檢核時就能滿足預期之強度、勁度與韌性標 的,仍需要以適宜的方法進行檢核、修正,尚未能顯現直接位移設計法之 優勢;事實上,檢核設計結果不通過時,如何修正設計沒有一定章法,所 以,應儘量將設計做好,使設計檢核都能自動滿足[蔡益超 2004];再考量 耐震性能設計理念之落實也需要一過渡階段,所以,本研究仍主要探討採 用現行強度設計法進行初步設計,再用適宜分析方法檢核耐震性能目標。 規範相關設計部分之解說中增加『參考』,說明應用直接位移設計法之考 量,並在附錄中(註明 for review purpose)簡述設計方法、步驟與應用範圍, 對於較規則之建築物,有興趣者可採用直接位移設計法試算比較,但僅能 做為個人參考用,但不建議不規則建築物採用直接位移設計法。

本研究將主要根據九十三年度所規劃之架構與設計流程,結合現行規 範之初步設計法以及擬修訂規範之地震危害分析所得相關設計反應譜之 訊息,參考國內外研究報告與規範之評估方法與檢核方法等,以耐震性能 設計法之理念,探討國內現行與擬修訂規範之內容,對於不適者,提出修 訂建議,對於欠缺者,提供補充內容,具體落實每一章節條文、解說與參 考之內容。規範內容研修過程中,特別針對一些關鍵問題與內容進行探 討,並提出研修之建議。

初步成果將在子計畫 2 中以範例加以說明與驗證,其驗證結果將回饋 本研究(子計畫 1),作為下一階段工程實務界推廣試用之依據與參考。所有 研究成果均需要透過討論會的形式,與國內相關領域之專家顧問詳細討 論,達成共識,方能納入報告,最後,再綜合本案審查委員意見修改並提 送期末成果。

具體研究步驟如圖1-1所示。

過去,修訂規範之推出均以不對既有規範之條例做較大變動為原則, 以使工程界易於上手。如何在既有條文基礎上,將耐震性能設計法設計理 念明確引入,同時又能讓工程師了解並易於應用執行,需要仔細思考。在 『第十三屆世界地震工程研討會』相關「Future of Building Codes」研討中, 建議規範提供對結構物之最低保護,以工程師易於理解與執行之方式撰 寫,簡潔明瞭。所以,本研究除了對關鍵問題進行探討,確保內容之正確 性以外,為清楚呈現條例內容,避免閱讀誤解,將採用撰寫人+審閱人機 制,盡力確保研究內容得以正確詮釋。

引進耐震性能設計法需要有過渡時期,本研究先行基於現行設計法-力法進行初步設計,但提高耐震設計目標透明度,再檢核耐震性能目標, 直到滿足。除了技術面以外,執行面上,過去,規範草案出爐後立即提送 審議委員會審查,審查通過後再交給工程界應用,許多工程界應用後可能 出現的問題無法即時修正。建議規範草案出爐後以一定時期進行推廣,以 個別收集、網路整合與綜合研討會方式收集回饋意見,修改完畢後,再送 審議委員會審查,通過後再頒布,並於一定期間允許現行規範與性能設計 規範並存。同時,其他相關研究更需持續進行,作為持續推動與完善規範 之依據。

#### 圖1-1 子計畫1之研究步驟



### 1.3 期末報告內容

除了本章對本研究之緣起、目的、研究方法與步驟、報告內容以及預 期之貢獻做說明以外,**第二章**「研修重點」將特別針對現階段引進耐震性 能設計理念之一些關鍵內容進行探討,說明研修之原因、依據與建議內 容。**第三章**將研討現階段建築物耐震性能設計規範草案及其條文,並針對 各條文附加解說,釋示條文意義,注意事項或參考文獻、圖示等。**第四章** 將對以上研究簡要做結論,並簡要建議未來相關研究內容。

#### 1.4 預期貢獻

本研究根據耐震性能設計理念,參考國外研究與實務應用現況之相關 文獻,對現行與擬修訂規範需要研修與補充之具體內容進行詳細探討,詳 細說明研修之原因、依據與建議研修之內容,完成現階段納入耐震性能設 計理念之建築物耐震設計規範草案條例與解說,供國內發展耐震性能設計 之依循;提供規範各條文之參考方法、原理、文獻,以便於應用採行;提 供業主與設計者對話窗口,使雙方了解所設計建築物,在所考量之地震危 害下預期之耐震性能,並提高確保建築物達到預期耐震性能之可靠度;提 昇國內建築耐震設計水準,與國際工程技術接軌,為國內具體落實耐震性 能設計拋磚引玉。

# 第二章 研修重點

本章主要根據九十三年度所規劃之架構與設計流程,結合 88 年版規範 之初步設計法以及 94 年版規範之地震危害分析所得相關設計反應譜之訊 息,參考國內外研究報告與規範之評估方法與檢核方法等,以耐震性能設 計法之理念,探討國內 88 年版與 94 年版規範之內容,對於不適者,提出 修訂建議,對於欠缺者,提供補充內容。

耐震性能設計法與現行設計法主要區別包括:1)考慮多等級輸入地 震,耐震設計目標直觀透明,耐震設計由性能標準為導向;2)採用能較準 確反應結構行為之分析方法;3)兼顧結構與非結構破壞及建築物之機能; 4)設計結果滿足預定設計目標具有滿意的可靠度;5)設計結果可以確保建 築物生命週期之成本最低。由於其內容很廣泛,要完善該規範需要長期持 續的努力,本研究主要針對前3項之引進進行重點探討,重點研究項目包 括:建立不同用途建築物之耐震性能目標;量化性能等級,建立不同用途 建築物之耐震性能標準;對應高低不同之目標,建立工址可建性、概念設 計基本要求;增加耐震性能檢核篇,提供選擇耐震性能檢核方法之原則。 期望經由前3項之研修,可以提高結構滿足預定耐震設計目標之透明度與 可靠度。

新修規範主要將耐震設計與耐震性能檢核明確區分開。耐震設計可以 採用簡便有效之近似方法以快速確定結構尺寸,強度設計法初步設計一般 偏保守,可以避免多次反覆修改設計,但對於性能被檢核為過保守者,鼓 勵最佳化。耐震性能檢核要根據建築物之用途、結構系統型態與屬性、輸 入地震之強弱等選擇適宜之分析方法,以確保所評估之耐震性能有一定可 靠度。但仍需提及:因為數值分析、設計、施工、地震輸入之不確定性, 在未來之未知地震作用下,所設計之建築物之行為仍有可能不同於數值分 析結果。但經由本研究之方式進行設計可以提高建築物在所考量之各等級 輸入地震下滿足預期耐震性能目標之可靠度。

本研究所摘自參考文獻之表格均注明資料來源,其內容均基於原文翻 譯。本研究所用『性能』均指耐震性能。

### 2.1 建立不同用途建築物之耐震性能目標

有關耐震性能設計法相關新概念:耐震性能(Seismic Performance)、地 震等級(亦即:地震危害等級 Seismic Hazard Level)、性能等級(Performance Level,簡稱 PL)、建築物之耐震設計性能目標(Performance Objective)、結 構體與構材之耐震設計性能標準(Performance Criterion)等,請參考規範草 案第 1.2 節。其中,性能等級 PL 一般包括:正常使用(Operational,簡稱 OP)、輕微損傷(亦即:立即可用 Immediate Occupancy,簡稱 IO)、破壞控 制(Damage Control,簡稱 DC)、生命安全(Life Safety,簡稱 LS)、避免倒 塌(Collapse Prevention,簡稱 CP),參考文獻中各 PL 之定義遵照原文說明。

本節將根據耐震性能設計理念要求耐震設計目標直接透明之精神,對 88 年版與 94 年版規範之耐震設計目標進行探討與詮釋,並參考美國、日 本、紐西蘭等國相關內容,根據建築物之用途(重要性與危害度等),明確 提出不同用途建築物的耐震設計目標。其中,地震等級考慮中央氣象局震 度劃分原則,性能等級考慮建築物之使用機能、結構損壞程度與可修復 性、對生命安全之威脅等。規範提供對建築物之最低保護要求,也留有彈 性,提供使用者、業主與設計者之對話窗口,業主、使用者可視預算等提 昇耐震設計目標:提高地震等級或耐震性能等級,甚至考慮比規範規定更 多等級之地震力或子目標。

#### 2.1.1 國內既有耐震性能設計目標之探討

建築物之耐震性能目標包含所考量之地震等級下預期結構之耐震性能 等級。耐震性能目標之建立關係到第一章耐震設計基本原則之表述與解 說。耐震性能設計法之理念中特別強調耐震設計目標之透明度,所以,耐 震設計基本原則之解說應使得設計者能夠確實了解不同重要度結構在不 同考量地震力作用下應該具有之耐震性能等級。

<u>88 年版</u>耐震設計規範[內政部營建署建築研究所編輯委員 1999]之耐震 設計基本原則與該規範之內容非常吻合,強調結構在大地震作用下之韌性 需求不超過容許韌性,該容許韌性以發揮結構韌性容量之一半為原則。解 說中特別說明「此處所謂大地震,對一般建築物而言,為回歸期 475 年之 地震。對重要建築物而言,其對應的回歸期更長」,暗示不同重要度建築

物之設計是考慮在不同回歸期(不同等級地震)之大地震下確保相同之容許 韌性,即具有相同之耐震性能等級,完全符合耐震性能設計有關建築物重 要性與設計目標高低之關係,但解說中沒有具體文字明確說明該耐震設計 目標,也無法讓設計者了解對應重要建築物之更長回歸期之大地震有多 大,而相關條文中,設計地震力以用途係數來調整不同用途建築物所考量 之不同等級地震,所以,耐震設計目標缺乏耐震性能設計所強調的透明度。

<u>94 年版</u>規範[內政部營建署建築研究所編輯委員會 2005]中,同樣強調 結構在大地震作用下之韌性需求不超過容許韌性,但新增加考慮最大考量 地震下結構韌性容量用盡之極限破壞狀態。解說中首次以「本規範考量的 三種地震水準與耐震設計目標為:」明確納入「地震水準」與「耐震設計 目標」文字,但解說中,沒有對相關概念作解釋,最關鍵的是:對「中小 度地震」、「設計地震」、「最大考量地震」之解說基本針對一般建築物, 惟相關「設計地震」之解說中,比照 88 年版規範,說明「對重要建築物 而言,其對應的回歸期更長」,讀者可能誤解為:對重要建築物而言,中 小度地震與最大考量地震也如同一般建築物,分別是約 30 年與 2500 年回 歸期,不符合耐震性能設計有關建築物重要性與設計目標高低之關係。同 樣,無法讓設計者了解對應重要建築物之更長回歸期之中小度地震、設計 地震、最大考量地震分別有多大,條文中也仍以用途係數來調整不同重要 度建築物所考量之不同等級地震,所以,耐震設計目標仍然缺乏耐震性能 設計所強調的透明度。

所以,要明確建立不同用途建築物之耐震設計性能目標,首先需要根 據地震危害分析結果(94 年版規範或如圖 2-1),以耐震性能設計理念來重 新詮釋 88 年版與 94 年版規範,詮釋內容詳如表 2-1與表 2-2所示。圖 2-1 僅針對某區域舉例說明,目前尚未獲得全台灣平均值。對應表 2-2之性能 目標可大致由圖 2-2表示。

表 2-1顯示,規範所取用設計地震力比地震危害分析結果稍為保守, 尚屬合理。耐震設計性能目標由地震等級與性能等級搭配而得,越重要之 建築物,耐震設計性能目標越高,可以經由保持相同地震等級下越高之性 能等級達到;或經由越高地震等級下保持同樣之性能等級達到,表 2-1與 表 2-2採用後者。對於重要度高之建築物,表 2-1所考量之相同性能等級

LS 與表 2-2之 CP 所對應之地震等級均相當高,甚至達數萬年回歸期。國 內地震危害分析 475 年回歸期之地震對應全台幾乎均已達震度 5~6 級(圖 2-3中已達 6 級),2500 年回歸期之地震對應全台幾乎均已達震度 6~7 級(圖 2-4中已超過 7 級),數萬年回歸期之地震有多強,似乎難以讓公眾了解。 所以,要增加耐震性能目標之透明度,以公眾熟悉之震度所對應之地震等 級下建築物之性能等級來表達較為直接。有鑑於目前中央氣象局頒布之震 度最高為 7 級(表 2-3),國內地震危害分析 2500 年回歸期之地震對應全台 幾乎均已達震度 6~7 級,所以,以 2500 年回歸期作為性能設計目標所考 量之最大考量地震為適宜,此 2500 年回歸期地震不僅對於一般建築物為 最大考量地震,對於第一、二、三類建築物亦如此,但對應後者之性能等 級需相應地調整,例如:對於數十萬年回歸期下重要結構 CP 目標,可以 由 2500 年回歸期下結構 LS 取代,經由性能等級量化參數之選取,可以得 到相當之設計地震力,且性能設計目標較易了解。

#### 圖2-1 不同超越機率與 475 年之 PGA 及短週期譜加速度之比例



<b>表2-1 88 午 成 規 範 个 问 用 速 建 梁 物 之 啊 晨 設 計 日 標 之 詮</b>
--------------------------------------------------------

不同用途建築物設計考量之地震等級			震等級	
耐震性能	(回歸期-超越機率)			
等級	第一、 <b>二類建築物</b>	第三類建築物	其他一般建築物	
	(I=1.5)	(I=1.25)	(I=1.0)	
OP	$Z_{EQ-I}^{\text{$$m-$}-\text{$$m-$}-\text{$$m-$}} = 1.5 * Z_{EQ-I}^{-\text{$$m-$}}$	$Z_{EQ-I}^{\text{$$$}\pm\pm\text{$}\pm\text{$}\pm\text{$}\pm\text{$}\pm\text{$}\pm\text{$}\pm\text$	30 年- 80%50 (備註 5)	
正常使用	回歸期約為 15~100	回歸期約為 8~50 年。	由圖 2-1 , $Z_{EQ-I}^{- \Re} = 0.5Z$ ;	
(保持彈	年。		根據 94 年版規範	
性)			$Z_{EQ-I}^{-m} = \frac{1}{4}Z = 0.25Z$ • <b>由</b>	
			2-1 , 回歸期約為 5~30	
			年。	
LS	$Z_{EQ-II}^{\text{$$$$$$$$}=-\text{$]}} = 1.5 * Z_{EQ-II}^{-\text{$$$$$$}} = 1.5Z$	$Z_{EQ-II}^{\text{$$$}\equiv500} = 1.25 * Z_{EQ-II}^{-\text{$$}\pm00000000000000000000000000000000000$	475 年- 10%50	
生命安全	a) 根據 94 年版規範	a) 根據94年版規範(ZC	$Z_{EQ-II}^{-\underline{W}} = Z$	
(韌性發揮	(ZC 合併考量),對	合併考量),對於如宜		
-半)	於如台北縣平溪鄉	蘭蘇澳、苗栗公館、		
	等地區已達 2500	銅鑼、南庄、頭屋、		
	年回歸期地震,而	三義、台中東、西、		
	全台大部分地區則	北區等部分地區已		
	超過 2500 年回歸	達 2500 年回歸期地		
	期,也有如桃園市	震,而如宜蘭市等部		
	等部分地區未達	分地區則超過 2500		
	2500 年回歸期。	年回歸期,也有如台		
	b)根據圖 2-1,1.5Z 表	北淡水、金山等部分		
	示約 10000~20000	地區未達 2500 年回		
	年回歸期之地震。	歸期。		
		b) 根據圖 2-1,1.25Z 表		
		示約 2000~2500 年回		
		歸期之地震。		

٦

備註1.z 為規範震區水平加速度係數2.規範中 30 年回歸期設計地震  
3.規範中 475 年回歸期設計地震  
$$V = \frac{ZI}{3.5\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$$
3.規範中 475 年回歸期設計地震  
 $V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$ 4.本表以重要度係數反推地震強度  
 $V = \frac{Z_{EQ-9980}^{aegregament}}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$ ,中小地震考慮 475 年  
未折減地震力,以  
 $V = \frac{Z_{EQ-1}^{aegregament}}{\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$ 替代。5. 圖 2-1提供不同超越機率下之 PGA 及 Ss 與 475 年對應值之比例。因為 94 年  
版規範所定之設計參數值為調整過的,所以與該圖有些出入。[簡文郁 2005]

# 表2-2 94 年版規範不同用途建築物之耐震設計目標之詮釋

Г

	不同用途建築物設計考量之地震等級				
耐震性能	能 (回歸期-超越機率)				
等級	第一、二類建築物	第三類建築物	其他一般建築物		
	(I=1.5)	(I=1.25)	(I=1.0)		
OP	$S_{aD}\Big _{EQ-1}^{\#-=1} = 1.5 * S_{aD}\Big _{EQ-1}^{=-1}$	$S_{aD}\Big _{EQ-I}^{\text{$$$$$$$$$$$$$$$}=1.25*S_{aD}\Big _{EQ-I}^{-$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$	30年-80%50(備註5)		
正常使用	回歸期約為 15~100	回歸期約為 8~50 年。	回歸期約 5~30 年。		
(彈性)	年。				
LS	$S_{aD}\Big _{EQ-II}^{\text{$$$$$$$$$$$$$$$}=-23} = 1.5 * S_{aD}$	$S_{aD} _{EQ-II}^{$	475 年- 10%50		
生命安全	a) 根據 94 年版規範	a) 根據94年版規範(ZC	$S_{aD}\Big _{EQ-II}^{-\frac{40}{102}} = S_{aD}$		
(韌性發揮	(ZC 合併考量),對	合併考量),對於如宜			
2/3 或 —	於如台北縣平溪鄉	蘭蘇澳、苗栗公館、			
半)	等地區已達 2500	銅鑼、南庄、頭屋、			
	年回歸期地震,而	三義、台中東、西、			
	全台大部分地區則	北區等部分地區已			
	超過 2500 年回歸	達 2500 年回歸期地			
	期,也有如桃園市	震,而如宜蘭市等部			
	等部分地區未達	分地區則超過 2500			
	2500年回歸期。	年回歸期,也有如台			
	b) 根據圖 2-1,1.5Z	北淡水、金山等部分			
	表示約 10000~	地區未達 2500 年回			
	20000 年回歸期之	歸期。			
	地震。	b) 根據圖 2-1,1.25Z 表			

		示約 2000~2500 年回			
		歸期之地震。			
СР	$S_{aM}\Big _{EQ-II}^{\text{$$$$$$$$}=-\pm\text{$$$$}=1.5*S_{aM}}$	$S_{aM}\Big _{EQ-II}^{\hat{\pi} \equiv 2} = 1.25 * S_{aM}$	2500 年-2%50		
臨界倒塌	根據圖 2-1,以 2500 相	<b></b>	$S_{aM}\big _{EQ-II}^{-\mathrm{Re}}=S_{aM}$		
(韌性容量	年回歸期之 S <sub>aM</sub> 約為 回	回歸期之 <i>S<sub>aM</sub></i> 約為 475			
用盡)	475 年回歸期 <i>S<sub>aD</sub></i> 之年	〒回歸期 S <sub>aD</sub> 之 1.25			
	1.25 倍 , 倍	咅, $S_{aM}\Big _{EO-II}^{{ m #=5}{5}} pprox 1.56 * S_{aD}$ 表			
	$S_{aM} _{EQ-II}^{\hat{m}-=1,875*S_{aD}} = \mathbf{R}_{zD}$	。 示約 20000 年回歸期之			
	示超過 100000 年回歸 ม	也震。			
	期之地震。				
備註	1. z 為規範震區水平加速度	係數			
	2. 規範中 30 年回歸期設計均	地震,台北盆地 $V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_v}$	$\frac{S_{aD}}{F_{u}}$ ,一般工址與近斷		
	$\mathbf{\vec{P}} V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \circ$				
	3. 規範中 475 年回歸期設計地震 $V = \frac{I}{1.4\alpha} \left( \frac{S_{aD}}{F} \right) W$				
	4. 規範中 2500 年回歸期設計地震 $V = \frac{I}{I} \left( \frac{S_{aM}}{S_{aM}} \right) W$				
	$1.4\alpha_y \left(F_{uM}\right)_m^{\prime\prime}$				
	5. 本表以重要度係數反推地震強度 $V = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_a \Big _{EQ}^{EW(100,01)}}{F_u} \right)_m W$ ,中小地震若考慮				
	475 年未折減地震力,以	$V_{V} = \frac{F_{u}}{\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a} _{EQ-I}^{decements}}{F_{u}} \right)_{m} W$ 替代	°		
	6. 同表 2-1備註 5。	× / m			



圖2-2 表 2-2之耐震設計性能目標

## 圖2-3 迴歸期 475 年地震對應之 PGA 危害度等高線圖



[資料來源:羅俊雄、黃詠瑞 2002]

圖2-4 迴歸期 2500 年地震對應之 PGA 危害度等高線圖



### [資料來源:羅俊雄、黃詠瑞 2002]
震度分級		地動加速度範圍	人的感受	屋內情形	屋外情形
0	無感	0.8gal 以下	人無感覺		
1	微震	0.8~2.5gal	人靜止時可感覺 微小搖晃		
2	輕震	2.5~8.0gal	大多數的人可感 到搖晃,睡眠中 的人有部分會醒 來。	電燈等懸掛物有 小搖晃。	靜止的汽車輕輕 搖晃,類似卡車 經過,但歷時很 短。
3	弱震	8~25gal	幾乎所有的人都 感覺搖晃,有的 人會有恐懼感。	房屋震動,碗盤 門窗發出聲音, 懸掛物搖擺。	靜止的汽車明顯 搖動,電線略有 搖晃。
4	中震	25~80gal	有相當程度的恐 懼感,部分的人 會尋求躲避的地 方,睡眠中的人 幾乎都會驚醒。	房屋搖動甚烈, 底座不穩物品傾 倒,較重傢俱移 動,可能有輕微 災害。	汽車駕駛人略微 有感,電線明顯 搖晃,步行中的 人也感到搖晃。
5	強震	80~250gal	大多數人會感到 驚嚇恐慌。	部分牆壁產生裂 痕,重傢俱可能 翻倒。	部分牆壁產生裂 痕,重傢俱可能 翻倒。
6	烈震	250~400gal	搖晃劇烈以致站 立困難。	部 分 建 築 物 受 損 , 重 傢 俱 翻 倒,門窗扭曲變 形。	汽車駕駛人開車 困難,出現噴沙 噴泥現象。
7	劇震	400gal 以上	搖晃劇烈以致無 法依意志行動。	部分建築物受損 嚴重或倒塌,幾 乎所有傢俱都大 幅移位或摔落地 面。	山崩地裂,鐵軌 彎曲,地下管線 破壞。

表2-3 交通部中央氣象局地震震度分級表

註:1gal=1cm/sec2

(資料來源:中央氣象局,八十九年八月一日公告修訂)

## 2.1.2 國外規範相關耐震設計性能目標之內容

根據上節探討,參考九十三年度「耐震性能設計規範架構之研究」對 美國、日本、紐西蘭等國相關耐震設計性能目標之內容來訂定,此處僅以 國外規範內容為主,其他研究報告之內容可參見[蕭江碧等 2004]。參考文 獻內容簡述如下。

2.1.2.1 美國(IBC2000/2003、FEMA450)

#### 建築物用途分類:

IBC2000、2003 以及 FEMA450(下一版 IBC 訂定依據)有關耐震設計用 途分類如表 2-4所示,詳細內容參見第2.1.3節。

耐震用途群組	建築物描述
第Ⅰ類	不屬於耐震用途群組 II 或 III 之建築物。
<b>安</b> 11 粘	根據建築物之使用與居住性質,其損害不會造成重大的公
	共危害之建築物,或是由建管機關所指定的該類建築物。
	含有肩負災後救濟與重建重任設施之重要建築物,以及儲
第 III 類	存具有危險物品的建築物,或是由建管機關所指定的該類
	建築物。

表2-4 IBC2000 耐震用途群組分類

#### 不同用途建築物耐震設計目標:

IBC 以單一子目標之方式來實現 Vision 2000 性能目標,不同用途建築 物有關強度與變位方面耐震性能目標之高低由圖 2-5與圖 2-6表示。值得提 及:若 $S_a^{475\mp} < 2/3S_a^{2500\mp}$ ,則 2/3MCE 對應之地震力<475 年回歸期。以圖 2-1為例,國內該區域 2/3MCE 對應之 $S_a$ 約為 475 年值之 0.833 倍,相當於 約 200 年回歸期之地震。

圖 2-5與圖 2-6所表達不同用途建築物之性能目標如下:

● 第Ⅰ類(一般)用途群組建築物設計目標:單一等級設計地震 2/3MCE 作 用下,強度保證"生命安全",變形大致保證 SP3~SP4。

- 第 II 類(較重要)用途群組建築物設計目標:單一等級設計地震,因乘以用途係數 1.25,地震力等效 5/6MCE 作用下,強度保證"生命安全";地震力 2/3MCE 作用下(計算變形除以用途係數),變形大致保證 SP2~SP3。
- 第 III 類(最重要)用途群組建築物設計目標:單一等級設計地震,因乘以用途係數 1.5,地震力等效 MCE(2%50)作用下,強度保證"生命安全"; 地震力 2/3MCE 作用下(計算變形除以用途係數),變形大致保證 SP1~SP2。



圖2-5 IBC 隱含之建築物耐震性能目標(強度)

圖2-6 IBC 隱含之建築物耐震性能目標(變位)





IBC 藉由以上設計目標之控制,希望所設計之建築物在不同等級地震 下具有如圖 2-7之性能等級,其中,陰影部分對應圖 2-5與圖 2-6所示規範 實際考量之子性能目標。



2.1.2.2 日本(2000)

## 建築物用途分類:

規範草案[JSCA 2000]將建築物分為基準級、上級與特級如表 2-5所示。

用途分級	範例
特級	防災據點、據點醫院等

## 表2-5 JSCA 2000 用途分級

上級	一般醫院、避難設施、資料(資訊·計算機、電腦)中心、總 公司機構、不特定群體使用設施等
基準級	一般建築物

### 不同用途建築物耐震設計目標:

規範草案[JSCA 2000]所考量之地震力劃分如表 2-6所示。規範中,「界限耐力計算」法考量之兩個等級地震如表 2-7所示。

將建築物之性能等級定義為:對應於荷重、外力作用時,建築物之性 能項目(使用性、修復性、安全性)程度。使用性能主要包括機能性、使用 性、居住性,亦有耐久性、耐火性等;修復性能包括財產性、回歸性、修 復性等;安全性能主要為安全性,亦有耐久性、耐火性等。

不同用途建築物之耐震設計性能目標如表 2-8與圖 2-8所示。各性能等 級之定性表述於表 2-9。規範「界限耐力計算」法考量之設計目標含兩個 子目標。

震度	較弱V 級	較強V 級	較弱之VI級	較強之VI級	VII級
頻率	偶而  罕見		罕見	極罕見	極罕見
強弱	中度地震	中度地震	大地震	大地震	巨大地震
PGA(m/s <sup>2</sup> )	0.8~1.0	2.5	3.0~4.0	5.0	7.5
PGV(m/s)	0.25		0.	0.75	

表2-6 地震力等級考量

表2-7 兩等級地震

地震等級	發生頻率	回歸期
EQ-I	頻繁(偶而)	20~50 年
EQ-II	稀有(罕見)	數百年(約 500 年)

表2-8 JSCA 2000 不同用途建築物之耐震性能目標選單(間斷式)

地震發生 頻率	偶而	罕見	極罕見	用途適用範例
用壓力減	繼能維持	主要機能確保	指定機能確保	
特級	無損害不需修復	工 契 微 能 能 体 輕 微 損 害 輕 微 修 復	小破損 小規模修復	防災據點、據點醫院等
上級	機能維持 無損害 不需修復	指定機能確保 小破損 小規模修復	限定機能確保 中度破壞 中規模修復	一般醫院、避難設施、 資料(資訊:計算機、電 腦)中心、總公司機構、 不特定多數人利用設 施等
基準級	機能維持 無損害 不需修復	限定機能確保 中度破壞 中規模修復	保護人命 大破壞 大規模修復	一般建築物

圖2-8 JSCA2000 預期建築物於各地震等級下之耐震性能



表2-9 建築物及其各組成部分耐震性能等級之表述

性能等級		損傷	安全界限	超過界限		
對象	機能維持 無損害 不需修復	主要機能確保 輕微損害 輕微修復	指定機能確保 小損害 小規模修復	限定機能確保 中度破壞 中規模修復	生命安全 嚴重破壞 大規模修復	機能無法保 證 無法修復

建築物		建大持援本持活伴施能恢築致無,下設主動隨等大復物完外既一約基復致、人物、大設主動隨等大復、物完外既施要1本人の、人人の人の、ため、ため、ため、ため、ため、ため、ため、ため、ため、ため、たい、は、ない、	確所伴復援務始經復完基、,再一機假需隨舊等可。由人人主之本外主度、、再一輕能設設。本外主度、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、	確築動範可利本舊之再由大復保物,圍作用設,主度修致。為內預之避。施限要開復完維基先機難伴佈定業始,全持本指能場隨等範務。機全建活定,所基復圍可經能恢	業機發之物限可小動復模務能生損內定緊限等需之物限可小動復差損內定緊限等需支援、運動失害。進域執急機中復所,人建入內行救能度。需不命築之,最活恢規	地喪進有應可規補動始復難震失入危變能模修可,原時,建險活。之,再但機無地築,動經補業度全有能人震物緊亦由強務度全有命後內急不大、活開恢困	嚴部全施將害能復重人,人遭基為狀人,人遭基為狀成命部亦受上法。內安設恐損可修
結構體	結構系統	無 目 視 可 見 之 殘 餘 變 形 或傾斜。	幾乎無殘餘變 形,不影響結 萬強度。不影 響 建 築 物 機 能。	有若,耐降低,有若一一,有一个,一个,有一个,一个不是。 一个,一个一个,一个一个, 一个一个,一个一个, 一个一个, 一个一个, 一个一个, 一个一个一个一个	可保力,有 有 都結構 登 合 影 構 一 代 代 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一	結受大致然震性舊困之構損變傾而損。結難可系,形倒,壞因構,能依產,破有之完系有性嚴生但壞因危全統拆。重較不。餘險復有除	結傷有或垂力無需構很可全直結復除。 系嚴能部支構舊,統重部喪承系構態。
結構體	結構構件	無損傷。	有些許損傷, 但不需補強。	部分構件強度 降低,產生損 傷,但無立即 修復必要。	構件未完全破 壞,但大部分 降伏,視情況 緊急補修、補 強。	構件有完全破 壞危險,但僅 限於結構系統 局部範圍,避 免崩塌。	大範圍結構 系統破壞, 需撤離建築 物。
建築林	冓材	部 分 牆 壁 外 觀 上 輕 微 損 傷 , 其他構材 無特別損傷。	部 計 程 間 御 御 御 御 御 御 御 御 御 御 御 御 御	產損安在。 差傷。全性 行物。 大性 不 整 不 整 不 整 不 是 程 需 之 生 の 。 之 性 の 、 不 性 に の 、 て 性 の の と で の の で の に の の で に の の に の に の の に の の に の の に の の の の	遭受相當程度 損傷,但未掉 落。尚可能提 供避難需求。	加上結構變形 損傷、掉落。[ 脫落或門戶變] 妨礙避難。	,產生大範圍 因天井.牆壁 形,很可能會
機電言	設備	需 要檢 查 而 機 能 上 未	部分產生些許 損傷,可經由 補修而復舊。 限定人數可繼 續使用一定期 間。	產損補於機機定 生傷。復定 不 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一	遭損命之機 受相。一機 人。 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個	包含消防.運〕 器設備系統全 全部機器無機 傷、墜落,妨	送等之防災機 體損壞。幾乎 態能,機器損 凝避難。
傢俱用品		機能	総持 資害	人命中級	保護 破壞	無法( 大破	保證 /壞
		部 分 傢 俱 物 / 動,但未翻倒 用品類不損害	品產生些許移 l、掉落。 。	多數傢俱物品移動 . 倒落, 或 其移動、翻倒、脫落不無妨 害人命安全或避難。 收納物品散亂於櫥櫃內、亦 有飛出者。		伴隨結構構件 之損傷, 多數 用。 發生因重物倒 傷害, 妨礙避難	÷或建築構材 刎品無法再使  落造成人之 雌之顧慮強。

2.1.2.3 紐西蘭(2004)

#### 建築物用途分類:

除了傳統常分之一般(第2級)、較重要或具危害性(例如:醫院為第4 等級,容納超過250人之學校為第3級)、特別重要或高危害性(第5級, 如大壩)等三類以外,考慮比一般建築物還次要之建築物(第1級)。

#### 不同用途建築物耐震設計目標:

對於低危害建築物採用單一子目標設計,惟針對特別重要或特具危害 性之建築物採用三個子目標,其他則採用兩個子目標,細則如表 2-10,其 中,在極限狀態(Ultimate Limit State,簡稱 ULS)對應保證生命安全、避免 倒塌;使用服務臨界狀態 1(Service Limit State 1,簡稱 SLS1)對應不需修復 (限制層間變位),使用服務臨界狀態 2(Service Limit State 2,簡稱 SLS2)等 級對應建築物正常使用或不需立即修復。

年超越	建築物重要度							
機率	次要	一般	重要或具危害性	特別重要或高危害性				
			(包括第3、4級)					
1/2500				ULS				
1/1000			ULS					
1/500		ULS		SLS2				
1/100	ULS							
1/25		SLS1	SLS1	SLS1				

表2-10 AS/NZS 1170 不同用途建築物之耐震設計目標

該目標可大致表示為圖 2-9所示。

圖2-9 AS/NZS 1170 預期建築物於各地震等級下之耐震性能

SLS1	SLS2	ULS	
(OP)	(IO)	(LS~CP)	



#### 2.1.2.4 小結

共性:以上各國耐震設計目標之最大考量地震均未超過 2500 年回歸 期,不同用途建築物之耐震設計目標不同,475 年回歸期地震下不同用途 建築物之性能與各國規範一致:一般、重要、特別重要建築物之性能等級 基本為生命安全(LS)、破壞控制(DC)、輕微損傷(IO)。差異:IBC2000 採 用單一子目標、日本 2000 年耐震設計界限耐力檢核採用二個子目標,紐 西蘭對特別重要建築物採用三個 子目標、最不重要者採用一個子目標、 其他則採用二個子目標。中小地震下一般建築物之性能,日本規範與 AS/NZS 比 IBC 稍高;最大考量 2500 年回歸期地震下非一般建築物之性 能,日本規範比 IBC 與 AS/NZS 稍高。

子目標多寡之選取,應考量我們所關切之性能以及量化之可能性。對 設計而言,因取各目標對應地震力中最大者作為控制地震力進行設計,所 以,對初步設計本身之複雜度影響不大,但要求對所有子目標進行檢核, 因而會影響檢核計算量。所以,紐西蘭的做法值得參考。

## 2.1.3 本研究建議國內之耐震性能設計目標

#### 建築物用途分類:

可維持既有建築物分類,但於性能設計規範草案中修改名稱:現行規 範第一、二類將於性能設計規範草案中改為第 III 類、現行規範第三類將

於規範草案中改為第 Ⅲ 類、現行規範一般建築物將於規範草案中改為第 Ⅰ 類。

#### 不同用途建築物耐震設計目標:

**地震等級**考慮中小、大地震、極大地震,分別對應回歸期約 30~75 年、 475 年、2500 年。由加速度設計反應譜或與反應譜相符之加速度歷時表示。 可應用 94 年版規範有關地震危害分析所得反應譜相關資料。

建築物之性能等級以建築物之使用機能;建築結構、非結構構材、機 電設備與傢俱用品等之損壞程度與可修復性;對生命安全之威脅等考慮, 包括以下五個:建築物維持所有使用機能,結構體、非結構構材、機電設 備與傢俱用品等無任何損壞,不需修補之正常使用(OP);建築物大部分使 用機能維持、結構體、非結構構材、機電設備輕微損傷,傢俱用品輕微滑 移無損害,快速修復可大致恢復全部機能之輕微損傷(IO);建築物最必要 之基本使用機能維持、結構體、非結構構材、機電設備與傢俱用品等發生 小規模損壞、需小規模修復之破壞控制(DC);建築物部分使用機能維持、 結構體中度損害但避免造成人命損失、非結構構材、機電設備與傢俱用品 等發生相當程度之損傷,需中規模修復之生命安全(LS);建築物大部分機 能喪失、結構體破壞嚴重但不致倒塌、非結構構材、機電設備與傢俱用品 等大範圍損傷,修復不經濟或不可能之避免倒塌(CP)。有關建築物及其各 組成部分之各等級性能表述參考表 2-9以及九十三年度「耐震性能設計規 範架構之研究」[蕭江碧 2004]之表 2-1~表 2-6,簡化如表 2-11所示。

性能等級	正常使用	輕微損傷	破壞控制	生命安全	避免倒塌
	(OP)	(IO)	(DC)	(LS)	(CP)
對象	所 有 機 能 維 持、結構無損 害、無需修復	大部分機能 維持、結構輕 微損傷、快速 修復可恢復 全部機能	最必要之基本 機能維持、結構 發生小規模損 壞、需小規模修 復	部分機能維 持、結構中度 損害、需中規 模修復	大部分機能喪 失、結構破壞嚴 重、修復不經濟

表2-11 耐震性能等級之定性表述

傢傆	機電	非結		結構體	建
具用品	<b>፤</b> 設備	構構材	結構構件	結構系統	築物
機能	需要檢查而機 要檢產生 質損害。不需 補修可繼續 用、運作。	部分牆壁外觀 上 有 輕 微 損 傷,但基本上 所有損傷均可 忽略。	無損傷。	彈性反應,強 度 與 勁 度 保 持。無殘餘變 形。	建築物機能完 全維持。
維持 ]害	重繼作產傷。一內可繼續。生可復、一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個	部	有些許損傷 (輕微開裂、局 部降伏、輕微 挫屈或扭 曲),但不一定 需補強。	剛 超 過 彈 性 反應,幾乎, 殘餘變形,不 影響強度,不 影響 建 築 物 機能。	確務能設部要度經復完保所,施支業開由,全主需隨舊等務。微恢復後務。之基、小人、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、
人命( 中級研	產生某種程度 損傷,可經由補 修復舊。對於特 定機能或機器, 部分機能可維 持一定期間。	產生某種 損傷,不緊 全生 不緊 急 性 經 由 復 而 復 使 用。	部 分 構 件 強 度 降 低 , 產 生 損 傷,但不一定需 要立即修復。	有 些 殘 餘 變 形,耐震性能多 少降震。 受餘震。	確築動圍避用施範務始修完為內預機場。等圍可經度。等圍可經後後之難伴復之再由機場。僅僅之再由機。,所本限要度規大能,所本限要度規大。
呆護 波壞	遭損命之機強人配落機合之機。 受相但機器之機。 之機。 之機。 之機。 之機。 之機。 之機。 之機。 之機。 之機。	遭受相當程度 損傷,但害材 大量外溢得 大量外溢得 大量 、 尚 可 能 提 供 避 業 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、	構,但大量、 構作。 行 、 行 、 代 、 兄 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	剩勁側功結餘斜結全之減系統有度心能構變 經系。強形由統有度、補不動。 致心的能構變 經系構 度、維制 度但持響殘傾修,完	業機不命築之內行救能度復務能發之物限,最活恢規、「動失危害可定緊限等需之人」。進長、丁子、主人、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、大学、
無法保證 大破壞	包含消防 . 運送 等之防災 機 設備系統全 損壞。幾乎全部 損壞。幾 光 、 機 器 損 傷、 墜 落, 機 器 援 傷、 墜 落 、 約 統 全 防 災 統 全 防 災 統 余 全 防 災 統 余 全 防 災 統 統 全 院 統 統 全 防 系 統 余 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 防 系 統 令 之 時 、 統 子 之 時 、 統 子 之 防 、 統 一 令 。 、 、 勝 ( 者 、 ) 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	加 上 結 構 變 形,產生大落。 損傷、掉落。因 天井 . 牆壁脫,因 可能會妨礙避 難。	構 件 有 完 全 破 壞之危險 , 但僅 限 於 結 構 系 統 局部範圍 , 避免 整體崩塌。	結受變承致而壞完系拆稱,的人類的人類。 希」 新定的 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個 一個	地築險動由強活開濟能機震物緊不規補可,甚全、動始、動力、動始、完有進入急可模修能但至恢難、人有變。之業再不不復。建合活經補務度經可原

對應不同用途建築物之耐震設計性能目標可經由以下兩種方式(表 2-12與表 2-13),由上述地震力與性能等級組合建立:i)考慮不同地震等級 下達到相同之耐震性能等級(表 2-12);ii)相同地震等級下具有不同之耐震 性能等級(表 2-13)。兩種方法僅表達方式不同。一般用途、第三類、第一 與二類建築物分別建立基本安全目標(Basic Safety Objective,簡稱 BSO)、 第 1 級加強目標(Enhanced Objective 1,簡稱 EO1)、第 2 級加強目標 (Enhanced Objective 2,簡稱 EO2),初步考慮所有建築物之性能設計目標 含三個子目標,對一般建築物,包括:30年回歸期中小地震下正常使用、 475年回歸期大地震下之生命安全、2500年回歸期最大考量地震下避免倒 塌;針對第三類建築物,包括:50年回歸期中小地震下正常使用、475年 回歸期大地震下之破壞控制、2500年回歸期下之生命安全;針對第一、二 類建築物,包括:75年回歸期中小地震下正常使用、475年 詞歸期大也震下之破壞控制。以上目標之建立也根據第2.2節各國 規範之最大層間變位角對應建築物之機能,使得與國外規範相符。

根據第 2.1.2.4 結論,參考紐西蘭表 2-10做法,考慮對一般建築物採用 如同 88 年版耐震設計規範之二等級地震對應之兩個子目標,以節省性能 檢核之計算量,但因 BSO 對應 2500 年回歸期最大考量地震下要求結構不 倒,而倒塌與否與結構之整體穩定性密切相關,可以不再對局部構件進行 檢核,因此也不會增加太多計算量。所以,本研究仍建議所有建築物之性 能設計目標包含上述三個子目標。

耐雲性能笑纲	地震等級
<u> </u>	(回歸期-超越機率)

表2-12 建議不同用途建築物之耐震設計性能目標(表達方式 1)

	第一 <b>、二類建築物</b>	第三類建築物	其他一般建築物
	(EO2)	(EO1)	(BSO)
OP 正常使用	75 年-50%50	50年-60%50	30年-80%50
IO 輕微損傷	475 年-10%50		
DC 破壞控制	2500 年-2%50	475 年-10%50	
LS 生命安全		2500 年-2%50	475 年-10%50
CP 避免倒塌			2500 年-2%50
註 : 對應 88 年版 規範之用途係數	I=1.5	I=1.25	I=1.0

<b>地雪</b> 竿奶	性能等級			
/ · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	第一、 <b>二類建築物</b>	第三類建築物	其他一般建築物	
	(EO2)	(EO1)	(BSO)	
30年-80%50			OP 正常使用	
50年-60%50		OP 正常使用		
75 年-50%50	OP 正常使用			
475 年-10%50	IO 輕微損傷	DC 破壞控制	LS 生命安全	
2500年-2%50	DC 破壞控制	LS 生命安全	CP 避免倒塌	

表2-13 建議不同重要度建築物之耐震設計性能目標(表達方式 2)

該目標可大致表示為圖 2-10所示,與圖 2-8日本規範類似。中小地震 下不同用途建築物之性能與日本規範類似,一般建築物比 IBC 稍高,非一 般建築物可能比 AS/NZS 稍高;475 年回歸期地震下不同用途建築物之性 能與各國規範一致;最大考量 2500 年回歸期地震下,不同用途建築物之

性能與日本規範一致,非一般建築物之性能比 IBC 與 AS/NZS 稍高。值得 提及:此處性能高低之比較僅是近似結論,例如,IBC 針對建築物於 2500 年回歸期地震下之性能並未明確量化,本規範第一、二類建築物於 2500 年回歸期地震下之最大層間變位角限度 1.5%實際比加拿大規範之 1%還要 大。另外,以上述建議目標對應之性能標準(第2.2節)為導向進行第2.3節之 初步設計,2500 年地震對應目標不一定會控制設計。

以上目標也考慮第2.2節性能標準,搭配第2.3.1節強度設計法計算最小 設計水平橫力與 94 年版規範較為相符而建議。



圖2-10 預期建築物於各地震等級下之耐震性能

以下,第 2.2~2.4 節之探討基於上述目標,有關中小地震對應之性能 子目標與標準以及強度法目標導向初步設計之考量參見第2.6節。

# 2.2 建立不同用途建築物之耐震性能標準

性能標準係性能目標之量化可接受標準。即:建築物在所考量地震等 級下之耐震性能表達參數、亦即結構反應參數不允許被超過之極限狀態值 或可接受標準值。本研究之性能標準僅針對建築結構體,包括結構整體系 統(Global System)與結構構材(Member)。

### 2.2.1 地震等級(Seismic Hazard Level)

現行規範因將設計與檢核流程結合,各等級地震強弱以彈性設計擬加 速度反應譜或地震歷時表達,但未直接反應地震需求,而因考慮設計強度 加以設限。

本研究中,地震等級之劃分、各等級地震大小之量化表達方式如下考 量。

2.2.1.1 地震等級之劃分與表示

地震等級之數量與是否關切建築物於該地震下之耐震性能相關,也與 是否能夠可靠量化該等級地震下之耐震性能標準相關。

地震等級可以經由一定年限內發生地震之超越機率(Exceedance Probability)或相當之回歸期表示。地震回歸期與超越機率之關係為:

$$P_{R} = \frac{1}{1 - e^{(1/T)\ln(1 - P_{E,T})}}$$
(2.1)

其中, $P_R$ 為回歸期, $P_{ET}$ 為 T年使用期內之超越機率。

地震震度(Intensity)用於描述一場地震強度的大小,表示地面的震動或 建築物破壞程度。地震發生時,地震波由震源呈輻射狀傳送出去時,地震 震度除了隨距離衰減以外,常因地層的密度及硬度不同,即使與震央同等 距離的地區,也有震度不同的差異。國內中央氣象局根據韋伯一費科納法 則確定地震震度與加速度的關係,將震度分級改為八級(參見八十九年八月 一日公告之「交通部中央氣象局地震震度分級表」)。對應於某已知地震等 級(某固定超越機率或回歸期)下,工址實際發生之震度因工址所在位置不 同而異。羅俊雄、黃詠瑞[2002]之研究報告中針對十個工址,經由地震危 害度分析,提供年超越機率與 PGA 危害度之關係曲線,根據這些危害度 曲線,可以查獲某地震等級(某固定超越機率)對應各工址之 PGA 與震度。 報告同時提供迴歸期475年與2500年之下的PGA 危害度等高線圖如圖2-3 與圖 2-4所示,對應 10%50(475年回歸期)與 2%10(2500年回歸期)地震等 級,台灣全島震度分別超過 6 級與 7 級。

根據上述性能目標,本研究考量之水平地震以「回歸期」劃分等級, 包括 30、50、75 年回歸期之中小地震、475 年回歸期之大地震與 2500 年 回歸期之最大考量地震,對應 50 年內地震發生之超越機率分別約為 80%、 60%、50%、10%與 2%左右,對應中央氣象局震度約 4 級、4~弱的 5 級、 4~弱的 5 級、5~6 級與 6~7 級。

2.2.1.2 各等級地震大小

地震等級之強弱可採用震度或地震係數(Seismic Coefficient)、反應譜 (Response Spectrum) 以及加速度歷時(Ground-Motion Acceleration Time-History)表達。目前,震度或地震係數還用於港灣以及大壩工程中之 剛性結構物。對於建築物,通常採用反應譜與地表加速度歷時。

反應譜的建立可採用一般流程(General Procedure)和工址特定流程 (Site-Specific Procedure)。一般流程不需要針對工址作地震危害分析,而僅 由基於類似工址特定流程之許多研究成果歸納成規範規定之公式與圖表 得到,適合規範所包括之震區地盤。

若要求需採用工址特定流程者,需向大地工程與地震學專家了解資 訊,根據場地位置、地質、可能影響工址之斷層、震源機制與土壤特徵(如 軟土)等,考慮場地效應(如盆地)、特殊效應如近斷層、延時效應等,進行 工址地震危害度分析。地震危害度分析,於對特定工址可能遭遇之最大地 震力有一定把握,距活斷層較近之建築物,可採用定值法(Deterministic Approach);否則,一般採用或然率或機率法(Probabilistic Approach)。機率 法地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis 簡稱 PSHA),過去 僅針對 PGA,目前,配合耐震性能設計法,可根據同樣原理針對反應譜進 行類似分析。

工程實務設計所採用規範規定之反應譜為設計反應譜,由各種地動資 料對應反應譜之平均值或一個均方差值再平滑化(Smoothed,例如 Newmark-Hall型式[Newmark and Hall 1982])後而得。設計反應譜並不是特 定地動下之反應譜,而是代表許多地動資料之平均特性,更能反映地動本 身固有之不確定性以及耐震設計程度。

反應譜由譜加速度 $S_a$ 、譜位移 $S_a$ 、譜速度 $S_a$ 以及建築物基本週期 $T_0$ 之間的關係座標圖表示。對應結構物之彈性行為,採用彈性反應譜;對應結構物之非彈性行為,可採用等效彈性反應譜或非彈性反應譜。

如同現行規範,垂直向地震力以一定比例水平向反應譜確定。以下討 論針對水平向地震。

### 5%阻尼比彈性設計反應譜

彈性設計反應譜之譜加速度 $S_a$ 、譜位移 $S_a$ 、譜速度 $S_v$ 以及建築物基本 週期T之關係為:

$$S_a = \omega \ S_v = \omega \ \times (\omega S_d) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \tag{2.2}$$

#### a) (擬)加速度反應譜

規範提供建立 5%阻尼 $S_a$ ~T型彈性設計加速度反應譜之一般流程。一般工址、近斷層、台北盆地對應 475 年與 2500 年之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數 $S_{S,回歸期}$ 、 $S_{1,回歸期}$ (回歸期包括 475、2500 年)比照 94 年版規範。

表達地震強弱之反應譜,不僅是決定初步設計之設計地震力大小之依 據,同時,也是檢核設計結果耐震性能是否滿足性能目標與性能標準之依 據。因本規範允許採用非線性靜力分析檢核建築結構之耐震性能是否滿足 性能目標與標準,可能會採用容量震譜法,所以,用於檢核之反應譜應為 實際地震危害分析所得結果,現行規範考慮設計地震力不要過低而於長週 期設限之做法應於強度法初步設計中考慮。

既有研究[Bommer & Elnashai 1999、Colajanni 1999、薛強 2002]指出: 考慮彈性設計反應譜於加速度敏感區、速度敏感區、位移敏感區分別具有 譜加速度、譜速度與譜位移為常數之特性,彈性設計反應譜應於短、中、 長週期應分別為常數、與 $\frac{1}{T}$ 成正比、與 $\frac{1}{T^2}$ 成正比,基於 $S_a \sim T$ 加速度反應 譜由式(2.2)計算而得到之位移反應譜( $S_a \sim T$ )型式應是位移反應隨週期增

- 2) 中週期:  $S_a = \omega * S_v = \frac{S_{1, \square \text{歸期}}}{T} = \frac{T_s * S_{s, \square \text{歸期}}}{T}$
- 3) 長週期:  $S_a = \omega^2 * S_d = \frac{T_L * S_{1, \square f \parallel \parallel}}{T^2} = \frac{T_L * T_S * S_{S, \square f \parallel \parallel \parallel}}{T^2}$

4) 極短週期段,仍以 0.2  $T_s^{\square \# \#}$ 為分界點,以 T=0 對應  $S_{a,\square \# \#} = S_{S,\square \# \#} / 2.5 = 0.4S_{S,\square \# \#}$ 為下限,T=0~0.2  $T_s^{\square \# \#}$ 間線性內插:  $S_{a,\square \# \#} = \left(0.4 + \frac{3T}{T_s^{\square \# \#}}\right) * S_{S,\square \# \#}$ 。

對於一般或近斷層區域之工址,規範提供 $S_{S,ioishin}$ 與 $S_{1,ioishin}$ 之計算流 程, $T_{S}^{ioishin} = \frac{S_{1,ioishin}}{S_{S,ioishin}}$ ;對於台北盆地工址,規範提供 $S_{S,ioishin}$ 與 $T_{S,ioishin}$ ,  $S_{1,ioishin} = T_{S}^{ioishin} * S_{S,ioishin}$ ,彈性設計加速度反應譜如表 2-14所示計算。其中, 中、長週期區域之轉換週期 $T_{L}$ ,可參考張國鎮等[鐵路橋樑耐震設計規範修 訂草案之研究,交通部高速鐵路工程局 2004]研究,暫時先根據廖文義、 羅俊雄與邱世彬等人[2003]之研究結果,除了台北盆地以 $T_{L}$ =4.0 秒以外, 其餘地區皆取 $T_{L}$ =5.0 秒,未來針對各微分震區之 $T_{L}$ 研究後再更新[鄧崇任 等 2004]。另外一種做法是:暫時不分中、長週期,如表 2-15均先以中週 期反應譜計算。因本規範允許非線性靜力分析檢核耐震性能之結構  $T \leq 3.5T_{S}$ (參見耐震性能檢核相關章節-期末),除了台北盆地一、二區  $T_s = 1.6$ 與 1.3 秒可能會於 $T \le 3.5T_s$ 時落在長週期範圍,其他情況,允許採 用非線性靜力分析檢核之結構基本應在中週期。所以,對於台北盆地一、 二區 T>4.0s(取 4.0 秒為中、長週期轉換週期)之結構,只要限制其必須採 用動力分析,而動力分析時,由圖 2-11可知:採用表 2-15比採用表 2-14 應得到較為保守之結果,則表 2-15尚屬合理。圖 2-11以 $S_1 = 0.3(g)$ 為例, 其他強度對應圖形相似。在各微分震區之 $T_L$ 尚未確定以前,本研究建議採 用後一種做法(表 2-15),對應彈性設計加速度反應譜型式如圖 2-12所示。 因規範規定之譜加速度係數為譜加速度與重力加速度 g 之比值,繪製反應 譜時,譜加速度對應之座標軸單位為(g),亦即:譜加速度=譜加速度係數 乘以g,譬如長度以公尺計之單位系統,要再乘以 9.8。

極短週期	短週期	中週期	長週期		
$T \le 0.2 T_{S}^{\square \text{BH} \text{H}} \qquad \begin{bmatrix} 0.2 T_{S}^{\square \text{BH} \text{H}} \le T \le \\ T_{S}^{\square \text{BH} \text{H}} \end{bmatrix} \qquad T_{S}^{\square \text{BH} \text{H}} < T \le T_{L} \qquad T_{L} < T$					
$S_{a, 0}$ 歸期 $=$					
$(0.4 + \frac{3T}{T_S^{\square歸期}}) * S_{S,\square歸期} \qquad S_{S,\square歸期} \qquad \frac{S_{1,\square歸期}}{T} \qquad \frac{T_L}{T^2} * S_{1,\square歸期}$					
註:					
一般區域與近斷層區域: $T_S^{ ext{plass}}=rac{S_{1, ext{plass}}}{S_{S, ext{plass}}}$ , $T_L=5$ 秒					
台北盆地: $S_{1,\square$ 歸期 = $T_S^{\square$ 歸期 * $S_{S,\square$ 歸期 , $T_L = 4$ 秒					
「回歸期」分別對應)475 年、2500 年					

表2-14 5%阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數(1)

表2-15 5	5%阻尼比エキ	止水平設計調	曾加速度係數(2)
---------	---------	--------	-----------

極短週期
------

$T \le 0.2  T_S^{iotin hatting}$	$0.2 T_S^{\square \hbox{$]} \square \hbox{$]} \square \hbox{$]} H \leq T \leq T_S^{\square \hbox{$]} \square \hbox{$]} \square \hbox{$]} \square \hbox{$]} $	$T_{S}^{[1]}$		
$S_{a, 回歸期}=$	$S_{a, 回歸期}=$	$S_{a, \square  otin  otin otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  otin  ot$		
$(0.4 + \frac{3T}{T_S^{\square歸期}}) * S_{S,\square歸期}$ $S_{S,\square歸期}$ $\frac{S_{1,\square歸期}}{T}$				
註:				
一般區域與近斷層區域: $T_s^{ ext{offshyle}} = rac{S_{1, ext{offshyle}}}{S_{s, ext{offshyle}}}$				
台北盆地: $S_{1,\square$ 歸期} = T_S^{□歸期} * S_{S,□歸期}				
「回歸期」分別對應)475 年、2500 年				

圖2-11 表 2-14與表 2-15中長週期段比較(S1=0.3g)





#### 圖2-12 彈性設計加速度反應譜

有關 30、50、75 年回歸期對應之譜加速度係數,在未針對各微分震區 進行地震危害分析統計之前,暫時根據 94 年版規範,對於台北盆地以外 工址,  $S_{a,30}=S_{a,475}/4.2$ 、 $S_{a,50}=S_{a,475}/3.36$ ; $S_{a,30}=S_{a,475}/2.8$ ;台北盆地工址,  $S_{a,30}=S_{a,475}/3.5$ ; $S_{a,50}=S_{a,475}/2.8$ ; $S_{a,30}=S_{a,475}/2.33$ 。未來中小地震對應 $S_s^{MED}$ 與  $S_1^{MED}$ 有成果可再加以整合,亦可根據地震危害分析所得 $S_s^{MED}$ 與 $S_s^{475}$ 、 $S_1^{MED}$ 與 $S_1^{475}$ 之比例或經驗公式近似求取震區 $S_s^{MED}$ 與 $S_1^{MED}$ ,再以規範草案第 2.5~2.8 節方式求取水平彈性設計反應譜。

#### b) (擬)位移反應譜

可根據 a)之 $S_a \sim T$ 型加速度反應譜,由式(2.2)轉換為 $S_d \sim T$ 型式位移 反應譜:  $S_{d,\square 
m inm m} = \frac{T^2 * S_{a,\square 
m inm m} * g}{4\pi^2}$ ,因規範中譜加速度係數 $S_{a,\square 
m inm m}$ 為譜加速 度與重力加速度 g 之比值,所以要乘以重力加速度 g 。

### c) (擬)加速度~(擬)位移反應譜

將 a)之 $S_a \sim T$ 型加速度反應譜,b)之 $S_d \sim T$ 型式位移反應譜,以相同 週期 T 對應之 $S_a$ 為橫座標, $S_a$ 為縱座標,便可繪製 $S_a \sim S_d$ 型 即所謂 ADRS 型反應譜或稱反應圖(圖 2-11)。

b)、c)與擬位移相關之反應譜,基於表 2-15以 TL 分段較為準確。

### 阻尼比異於 5%之彈性設計反應譜

規範提供之彈性設計反應譜對應 5%結構阻尼比,建築結構阻尼比異於 5%之情形包括:1)考慮結構與土壤互制(SSI)作用,2)結構降伏後,韌性比逐漸增加之非彈性結構可以近似與增大阻尼比之彈性結構等效。2)之情形下,該異於 5%阻尼比之彈性設計反應譜被稱為等效彈性設計反應譜。

異於 5%阻尼比之彈性設計加速度反應譜可以經由折減彈性設計加速 度反應譜得到,短週期段折減係數為  $B_s$ 或修正係數  $SR_A = \frac{1}{B_s}$ 、中長週期 段折減係數為  $B_1$ 或修正係數  $SR_V = \frac{1}{B_1}$ ,則上述彈性設計加速度反應譜折 減後轉換週期  $T_{S'}^{\Box ar{BH}} = \frac{SR_V * S_{1,\Box ar{BH}}}{SR_A * S_{S,\Box ar{BH}}} = \frac{SR_V}{SR_A} * T_s$ ,折減後彈性設計加速度反 應譜修正為:

1) 短週期:  $S_{a,\squareintrodam} = SR_A * S_{S,\squareintrodam}$ 

2) 中週期: 
$$S_a = \frac{SR_V * S_{1,\square \text{歸期}}}{T} = \frac{SR_V * T_S * S_{S,\square \text{歸期}}}{T}$$
  
3) 長週期:  $S_a = \frac{SR_V * T_L * S_{1,\square \text{歸期}}}{T^2} = \frac{SR_V * T_L * T_S * S_{S,\square \text{歸期}}}{T^2}$ 

4) 極短週期之結構,結構體與地表同步運動,不會因阻尼比變化而 受影響,所以,仍以 0.2  $T_{S'}^{\text{DIFFN}}$ 為分界點,以 T=0 對應  $S_{a,\text{DIFFN}} = S_{S,\text{DIFFN}} / 2.5 = 0.4S_{S,\text{DIFFN}}$ 為下限,T=0~0.2  $T_{S'}^{\text{DIFFN}}$ 間線性內插:  $S_{a,\text{DIFFN}} = \left(0.4 + \frac{(SR_A - 0.4)*T}{0.2*T_{S'}^{\text{DIFFN}}}\right) * S_{S,\text{DIFFN}} = \left(0.4 + \frac{(SR_A - 0.4)*SR_A*T}{0.2*SR_V*T_S^{\text{DIFFN}}}\right) * S_{S,\text{DIFFN}}$ 

根據以上討論,表 2-14與表 2-15可相應分別修改為表 2-16與表 2-17。折減後之彈性設計加速度反應譜仍依式(2.2)轉換為位移反應譜或 加速度~位移反應譜。 異於 5%阻尼比與以上折減係數之關係採用 94 年版規範數據如表 2-18所示。

需特別提及:採用等效阻尼表達結構韌性時,等效彈性反應譜對應之 週期表示等效彈性結構之週期,並非結構之初始勁度。具體內容參見第 2.3.2節。

極短週期	短週期	中週期	長週期	
T≤0.2 T <sup>□</sup> 歸期	$0.2 T_{S'}^{\Box歸期} \le T \le T_{S'}^{T_{S'}}$	$T_{S'}^{{\scriptstyle [I]}{\scriptstyle [III]}} < T \le T_L$	$T_L < T$	
$ \begin{array}{c c} S_{a, \Box} & S_{a, \Box} \\ \hline \\ \left( 0.4 + \frac{(SR_A - 0.4) * T}{0.2 * T_{S'}^{\Box}} \right) * S_{S, \Box} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} S_{a, \Box} \\ SR_A * S_{S, \Box} \\ SR_A * S_{S, \Box} \\ SR_A * S_{S, \Box} \\ \hline \\ T \end{array} \\ \begin{array}{c} SR_V * S_{1, \Box} \\ \hline \\ T \end{array} \\ \begin{array}{c} SR_V * S_{1, \Box} \\ \hline \\ T \end{array} \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 * S_{1, \Box} \\ \hline \\ T \end{array} \\ \end{array} \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \\ \end{array} $ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ T^2 \end{array} \\ \\ \end{array}  \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ \\ \\ \end{array} \\ \\ \end{array}  \\ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ \\ \\ \end{array} \\ \\ \end{array}  \\ \\ \begin{array}{c} SR_V * T_L \\ \\ \\ \end{array} \\ \\ \end{array}  \\ \\ \\ \end{array}  \\ \\ \\ \end{array}  \\ \\ \\ \\				
註: $T_{S'}^{\square歸期} = \frac{SR_V}{SR_A} * T_S^{\square歸期}$				
一般區域與近斷層區域: $T_S^{ ext{pilled physel}}=rac{S_{1, ext{pilled physel}}}{S_{S, ext{pilled physel}}}$ , $T_L=5$ 秒				
台北盆地: $S_{1, {\rm off} { m BH}} = T_S^{{ m off} { m BH}} * S$	$S_{S,  ext{olim}  ext{int}}$ , $T_L = 4$ 利	>		

表2-16 異於 5%阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數(1)

註:「回歸期」可分別對應(30、50、75年之中小地震、)475年之大地震、2500年之極大地震

極短週期	短週期	中、長週期
$T \!\! \leq \! 0.2  T_{S'}^{ ext{eq: product of the set o$	$0.2 T_{S'}^{\square intermediates} \leq T \leq T_{S'}^{\square intermediates}$	$T_{S'}^{[\square]  empha  empha ] = T}$
$S_{a,  ext{@a,  ex$	$S_{a,  ext{oldsymbol{shape}} \mathfrak{g} \mathfrak{g}} = SR_{A} * S_{S,  ext{oldsymbol{shape}} \mathfrak{g}}$	$S_{a, 0}$ 歸期 $=$ $SR_{V} * S_{1,06}$ 時期 $T$

表2-17異於 5%阻尼比工址水平設計譜加速度係數(2)

註:  

$$T_{S'}^{\square 
m I 
m I 
m I 
m I} = rac{SR_{V}}{SR_{A}} * T_{S}^{\square 
m I 
m I 
m I 
m I 
m I}$$
  
一般區域與近斷層區域:  $T_{S}^{\square 
m I 
m I 
m I 
m I} = rac{S_{1,\square 
m I 
m I 
m I 
m I}}{S_{S,\square 
m I 
m I 
m I 
m I}}$   
台北盆地:  $S_{1,\square 
m I 
m I 
m I 
m I} = T_{S}^{\square 
m I 
m I 
m I 
m I} * S_{S,\square 
m I 
m I 
m I 
m I}$ 

註:「回歸期」可分別對應(30、50、75年之中小地震、)475年之大地震、2500年之極大地震

有效阻尼比 $\zeta_{_{e\!f\!f}}$	$SR_A$	$SR_{V}$
(%)		
<2	1.25	1.25
5	1	1
10	0.75	0.80
20	0.63	0.67
30	0.56	0.61
40	0.53	0.59
>50	0.52	0.57

表2-18 短週期與中長週期反應譜修正係數 SR<sub>A</sub>與 SR<sub>V</sub>

(線性內插求值)

### 有效阻尼比:

#### 1) 考慮結構與土壤互制(SSI)作用

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不 同時,得依可信理論計算複合振態阻尼比。詳細內容如 94 年版規範。

### 2) 考慮結構降伏後之韌性行為

將結構韌性或非彈性結構之遲滯行為由一較大之等效阻尼 $\zeta_{eq}$ 表達,等效阻尼再與原固有黏性阻尼 $\zeta_0$ 組合,反映整體結構所提供較高之有效阻尼 $\zeta_{eff}$ ,以較高阻尼計算之彈性反應譜作為非彈性結構反應譜。韌性比越大,對應之有效阻尼越高,相同強度地震對應之位移反應越大。確定有效阻尼

之方法有多樣。早在 1979 年 Iwan and Gates[1979]就已發表文章針對多種 等效週期及有效阻尼之評估法進行總結和比較並得出「平均勁度和能量 法」對各種韌性比之結構所產生的誤差最小。該等效阻尼被 Reinhorn [1997] 等之研究所引用。ATC-40[1996]文獻中,有效阻尼之確定基於非彈性系統 在一個振動循環內消散的能量與等效線性系統的相等。而在 DBD 位移法 之研究中,Kowalsky et al. [1994] 由實驗結果得到有效阻尼, Priestley et al. [1996] 基於 Takeda hysteresis model 而得到有效阻尼。具體內容參見[薛強 2002、蕭江碧等 2004]。根據採用等效彈性反應譜與非彈性反應譜進行直 接位移設計法(第2.3.2.2與2.3.2.3節)之試算比較,建議採用 Iwan and Gates [1979]所提出之等效阻尼係數:

$$\zeta_{eff} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2}\right) \frac{\pi\zeta_0 \left[ (1-\alpha) \left(\mu^2 - \frac{1}{3}\right) + \frac{2}{3}\alpha\mu^3 \right] + 2(1-\alpha)(\mu-1)^2}{(1-\alpha)(1+\ln\mu) + \alpha\mu}$$
(2.3)

其中, $\zeta_0 = 0.05$ ,  $\alpha$  為降伏後勁度比。

## 定韌性比(Constant-Ductility)非彈性設計反應譜

國內現行規範在確定初步設計所用設計地震力時,排除考慮用途係數 I,已採用地震力折減係數 $F_u = \frac{V_{u,e}}{V_Y}$ ,其中, $V_{u,e}$ 為結構系統保持彈性之極 限(降伏)基底剪力強度, $V_Y$ 為結構系統降伏基底剪力。 $F_u$ 與結構韌性比 $\mu$ 、 週期 T 有關,非彈性(非彈性)反應譜為降伏譜加速度(譜降伏強度需求)與非 彈性譜位移需求曲線,由彈性反應譜經由 $F_u \sim \mu \sim T$ 關係所表達之折減係數  $F_u$ 折減得到。

不同學者基於不同結構行為模型與地動資料而分析得到多種降伏強 度折減係數-韌性比-結構基本週期( $F_u ~ \mu ~ T$ )關係有許多[Newmark-Hall 1982、Krawinkler and Nassar 1992、Vidic, Fajfar & Fischinger 1994、Fajfar 2000、Riddell and Garcia 2001]],基本認為中長週期 Newmark-Hall 之等位 移原理可以接受,差異較大部分為短週期。Chopra and Chintanapakdee [2001b]在其研究中表明:Newmark-Hall 非彈性反應譜折減公式可應用於從 近斷層到自由場、堅實地盤到軟弱地盤、小地震到強震之各種地動,只要 相應之彈性反應譜已考慮其各自特殊性,其擬加速度敏感區、擬速度敏感 區及位移敏感區等各區由相應的 $T_a$ 、 $T_b$ 、 $T_c$ 區分開。Newmark-Hall 非彈性 反應譜基於完全彈塑性模型, Riddell 等人 [2002]對不同遲滯模型之 SDOF 系統之研究顯示:完全彈塑性模型(降伏後勁度比 $\alpha = 0$ )比雙線性(Bilinear) 模型或勁度削弱(Stiffness Deterioration)模型之非彈性需求大,可以得到較 保守結果。根據[蕭江碧等 2002 "建築物耐震性能設計法之性能目標與相關 項目研究 MOIS912023"]之研究,國內 94 年版規範採用近似之 Newmark-Hall 非彈性反應譜(完全彈非彈性系統),但只要證明合理,規範 可提供彈性,不限制使用其他非彈性反應譜,此處以 94 年版規範近似 Newmark-Hall 非彈性反應譜為例,  $F_u \sim \mu \sim T$  關係為:

$$F_{u} = \begin{cases} \mu & ; T \ge T_{s} \\ \sqrt{2\mu - 1} + \left(\mu - \sqrt{2\mu - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_{s}}{0.4T_{s}} & ; 0.6T_{s} \le T \le T_{s} \\ \sqrt{2\mu - 1} & ; 0.2T_{s} \le T \le 0.6T_{s} \end{cases}$$
(2.4)  
$$\frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\sqrt{2\mu - 1} + \left(\sqrt{2\mu - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_{s}}{0.2T_{s}} & ; T \le 0.2T_{s} \end{cases}$$

與 Newmark-Hall 非彈性反應譜(式 2.5)相比,式(2.5)比(2.4)相對還保守。

$$F_{u} = \begin{cases} \mu & ; \quad T \ge T_{s} \\ \mu \frac{T}{T_{s}} & ; \quad \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_{s} \le T \le T_{s} \\ \sqrt{2\mu - 1} & ; \quad 0.2T_{s} \le T \le \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_{s} \end{cases}$$
(2.5)  
$$\sqrt{2\mu - 1} + \left(\sqrt{2\mu - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_{s}}{0.2T_{s}} \quad ; \quad T \le 0.2T_{s} \end{cases}$$

如同等效彈性加速度反應譜=彈性加速度反應譜經由修正係數 *SR<sub>A</sub>、SR<sub>y</sub>*調整得到,非彈性加速度反應譜則由彈性加速度反應譜經由 修正係數*SR* 調整得到,非彈性加速度反應譜係數*S<sup>in</sup><sub>a,回歸期</sub>*與彈性加速度 反應譜係數*S<sub>a,回歸期</sub>*之關係如式(2.6),其中,修正係數由式(2.7)計算:

$$S_{a,\square\#\#}^{in} = SR * S_{a,\square\#\#}$$
(2.6)

$$SR = \frac{1}{F_u} \tag{2.7}$$

非彈性位移反應譜之求取可以基於非彈性加速度反應譜,經由(式 2.8)轉換而得。

因規範中譜加速度係數 $S_{a,\square i = j = j}$ 為譜加速度與重力加速度 g 之比值,所以要乘以重力加速度 g 。非彈性加速度~位移反應譜則由式(2.6)與(2.8)確定。



## 降伏點需求譜(Yield Point Spectra)

#### 地表加速度歷時

表達地震之地表加速度歷時,可以採用工址測站歷年之一系列紀錄, 若未設測站,通常由選擇離工址最近並與工址土壤或地質相似之測站所收 集之過去歷年地震資料作依據,製作多組與設計反應譜相符之人造地震, 以反映地震之不確定因素。或者,測站紀錄與人造地震合併使用。

#### 2.2.2 耐震性能等級之量化可接受標準值

現行規範強調強度與韌性,大地震與最大考量地震下,要求提供抵抗 地震力之強度與限制容許韌性比,雖然也限制中小地震下之最大層間變位 角以控制非結構牆之破壞,但該限制值與用途無關,亦即:不同用途建築 物於相同中小地震下之最大容許層間變位角相同,這均是因為目前規範認 為控制層間變位角不如控制強度與韌性重要,但如此設計之不同用途建築 物,即使強度設計的地震力有別,大地震下之變位仍是相同的(參見第2.6 節),不能保證不同用途建築物於相同地震下之不同機能。性能設計法強調 勁度(以最大層間變位角量化)與強度、韌性一樣重要,譬如會影響非結構 牆的破壞程度,並引致較嚴重的*P*-Δ效應,要求就不同用途之建築物給予 不同的最大容許層間變位角。

本節之耐震性能僅針對建築結構體,非結構構材之耐震性能標準雖有 採用如經濟損失比等建議,但實際應用現況中並未以其為目標導向設計, 而是藉由與勁度相關之位移限制來保護。本研究範圍暫排出非結構構材之 耐震性能標準相關研究,仍以加速度或位移相容進行設計,此部分內容可 參考 94 年版規範。

將上述性能目標中之性能等級以性能表達參數或指標(亦即:結構反應 參數)加以量化,再配合上述地震等級,便可建立耐震性能標準。量化性能 等級之參數可能包括:位移與變形限制、加速度與力量限制、破壞限制、 韌性限制、消散能量限制,研究現況中可以採用相關變形、韌性、能量等 之一個參數或兩個參數[Park et al. 1985] 之破壞指標(Damage Index)作為性 能參數標準,而規範所考量之位移韌性即是破壞指標中的一個參數標準。 耐震性能設計法同時兼顧結構之損壞程度與建築物之機能,除了考慮結構 之強度與韌性以外,還強調結構之非線性變形行為與損壞程度,因與勁度 相關之位移標準與非結構破壞、建築物之機能、結構 P-Delta 效應、甚至

結構損壞程度等相關,被視為非常重要的性能指標,目前之實務應用現況 主要藉由增加對結構在各等級地震下之變位限制來保護建築物之機能。

結構體之耐震性能包括結構整體系統與結構構件之耐震性能。本研究 針對結構整體系統之性能,從強度、勁度與韌性三方面著手,以相關結構 反應參數分別對表 2-12或表 2-13所考量之四個性能等級加以量化。所建立 之量化標準值將作為評估檢核結構體耐震性能是否滿足設計目標之量化 依據。結構構件之性能要求,現階段假設根據各類構材設計規範設計之結 構構件能夠提供非線性分析模擬所採用之遲滯行為(可經由實驗確定),韌 性設計均勻時,能夠提供規範規定之系統韌性容量 R,所以,檢核標準僅 針對變形韌性,取用與結構整體相同之韌性標準,但僅要求有 80%以上滿 足該標準值即可。以非線性分析進行評估檢核時,若採用如 FEMA356 等 研究報告提供之遲滯模型模擬構材行為,則需要以該報告提供之可接受標 準來檢核構材性能。

2.2.2.1 強度

強度方面,OP 性能等級要求結構體保持彈性,因最終設計針對結構 構材,所以,用於檢核之可接受標準以結構構件行為保持彈性為準。(初步 設計時,以結構整體性能為標的,則以確保結構整體行為保持彈性-參見第 2.3節。)

IO~CP 性能等級,預期結構應有一定之超額強度(Overstrength),發揮 韌性後不致於有太大強度削弱。所設計之建築結構應提供抵抗所考量地震 力作用所需之強度。有關基底剪力或水平橫力之計算參見第2.3節初步設 計。同時,要求結構滿足概念設計中不規則性結構系統之限制要求,例如 避免極度(軟)弱層。ATC-40 對結構整體之豎向承載能力提出要求,確保結 構不致因任一構件喪失承載能力而倒塌,相關規定以要求提供足夠贅於 度、限制非線性側推分析坍塌點強度、非線性分析模擬特別考慮等方式確 保(參見第2.7節)。

### 2.2.2.2 韌性

以位移韌性(Displacement Ductility)為參數,可以採用 SEAOC[1999] 藍皮書之非彈性位移需求比(Inelastic Displacement Demand Ratio, 簡稱) IDDR),亦即發生之非彈性位移與極限值之比例(圖 2-14)之觀念或 FEMA 所用位移餘裕百分比(圖 2-15)之觀念。前者,不論採用何種結構系統(即不 論結構韌性好壞),均考慮在大地震下非彈性變形只產生極限容量值之 IDDR 倍,與國內現行規範所用理念一致;後者,則考慮結構達所考量之 性能等級時,還可以額外承受對應目標位移 n%倍之位移量才將韌性用完, 例如:以 50%位移餘裕量表達新建建築物 LS 性能等級。位移餘裕量 n%與 IDDR 之目的均為控制結構容許韌性,僅採用不同參數。然而,分別以 IDDR 或 n%這兩種方式來定量表達建築物之耐震性能卻存在差異[薛強 2002]。 例如:若LS性能等級『允許非彈性位移達極限值之 1/2』即 IDDR=1/2, 對韌性容量不同之結構系統,可承受額外之側向位移不等。反之,若 LS 性能等級以 n%=50%來量化,基於相同額外側向位移之要求,韌性容量不 同之結構系統, IDDR 值即允許發生之非彈性位移不同。既有文獻中, 各 性能等級對應之 IDDR 不分結構系統,仍統一取用,與現行規範做法一致, 故本研究中將以 IDDR 表達結構韌性標準。

初步擬採用"Court, A. B. and Kowalsky, M. J., Performance-Based Engineering of Buildings - A Displacement Design Approach, Structural Engineering world Wide, T109-1"與SEAOC[1999]-附錄 I 建議之 IDDR 性 能標準如圖 2-14所示: IDDR<sub>CP</sub>=0.8(或可考慮 IDDR<sub>CP</sub>=0.9)、IDDR<sub>LS</sub>=0.6、 IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2、IDDR<sub>OP</sub>=0。若結構之韌性容量 R 已知,則該 IDDR 標準可轉換為容許韌性比:  $R_{a,PL} = 1 + IDDR_{PL}(R-1)$ ,其中,下標"PL" 代表各個性能等級(OP、IO、DC、LS、CP)。

以上標準針對結構整體,可以作為目標導向初步設計之依據之一,而 檢核時需要針對結構構件,取用與結構整體相同之韌性標準,但僅要求有 80%以上滿足該標準值即可,但對於"IDDR<sub>OP</sub>=0"所表達之建築結構保持彈 性,則要求所有構件均保持彈性。



圖2-14 各性能等級對應非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 IDDR

圖2-15 位移餘裕百分比



## 2.2.2.3 勁度

勁度方面,以限制結構物各性能等級對應之最大層間變位角 (Inter-story Drift Ratio,簡稱 IDR)作為「位移標準」。搭配強度法進行初步 設計時,本小節所謂「位移標準」,為檢核勁度用之性能標準。

各國均聲明建立有共識之位移標準不容易,此處先參考 SEAOC [1999] 附錄 G、附錄 I、美國 IBC [2000、2003、FEMA450]、日本 JSCA[2000]、 加拿大 2005 年擬頒布之 NBCC 相關內容[Heidebrecht 2004]、紐澳 AS/NZS 1170 草案[King and Shelton 2004],比較他們之間的共性與差異,以加拿大 NBCC 法則為主,各國標準為輔,建立國內標準,供檢核用。

#### SEAOC [1999]位移標準

SEAOC [1999]附錄G 根據OES[1995]針對各性能等級之標準如表 2-19 所示,不論何種結構系統與韌性好壞,統一以一標準值與一定彈性"±"來表 示。SEAOC [1999] 附錄 I 之 A 篇(力法)與 B 篇(位移法)分別訂定不同韌性 之結構系統對應各性能等級之 IDR,以 A 篇為例(表 2-20),對於韌性好之 特殊(韌性)抗彎矩(鋼構或混凝土)構架(SMRF),LS 對應 IDR 最大值為 2.5%,而磚石剪力牆構架系統僅取 1.2%,而對於韌性不好之結構系統則不 建議使用。表 2-20最後一行為平均值。B 篇(表 2-21)同樣針對不同結構系 統提供直接位移設計法初步設計用之不同標準,最後一行也為平均值。

表 2-19、表 2-20與表 2-21各性能等級與本研究第2.1.3節性能等級之關 係可見各表最後註解。特別提及:附錄 I-A 篇之標準用於檢核,而附錄 I-B 篇之標準用於直接位移設計法初步設計,所以,兩表格對應相同性能等級 之量化標準不完全一致。

系統描述	性能等級				
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5
建築物整	可忽略	輕微	中度	嚴重	全部
體損壞					
允許暫時	<0.2%±	<0.5%±	<1.5%±	<2.5%±	>2.5%±
則移比					
<b>註</b> : 相當於 本研究第2.1.3 節性能等級	<op< td=""><td>OP~IO</td><td>DC~LS</td><td>СР</td><td>&gt;CP</td></op<>	OP~IO	DC~LS	СР	>CP

表2-19 SEAOC 附錄 G 結構系統各性能等級對應之位移標準

[資料來源: SEAOC 1999 表 AppG-1]

結構系	御白もぜたずなっせば	性能等級			
統	则问刀抵扒杀弑 <b>之</b> 捆处	SP1	SP2	SP3	SP4
承重牆 Bearing Wall System	1.有剪力板之輕構架牆 三層樓及以下之木結構 其他	0.004 NR	0.012 NR	0.02 NR	0.03 NR
	2.剪力牆 混凝土 磚石	0.004 0.004	0.009 0.008	0.014 0.012	0.021 0.018
	3.含受拉斜撐之輕鋼構架承重牆	NR	NR	NR	NR
	4.斜撐承受重力荷載之斜撐構架 鋼構 混凝土 重木材	0.004 NR NR	0.006 NR NR	0.01 NR NR	0.015 NR NR
建築構	1.偏心斜撐鋼構架	0.004	0.013	0.022	0.032
架系統 Building Frame System	2.有剪力板之輕構架牆 三層樓及以下之木結構 其他	0.004 NR	0.012 NR	0.02 NR	0.03 NR
	3.剪力牆 混凝土 磚石	0.004 0.004	0.009 0.008	0.014 0.012	0.02 0.018
	4.普通斜撐構架 鋼構 混凝土 重木材	0.004 NR NR	0.006 NR NR	0.01 NR NR	0.015 NR NR
	5.特殊同心斜撐構架 a.鋼構	0.004	0.009	0.015	0.022
抗彎矩 構架系 統	1.特殊(韌性)抗彎矩構架(SMRF) 鋼構 混凝土	0.005	0.015 0.015	0.025 0.025	0.038 0.038
	2. 磚牆抗彎矩構架	0.005	0.008	0.012	0.018

表2-20 SEAOC 附錄 I-A 不同結構系統對應各性能等級之容許層間變位角

	3. 混凝土部分(介於普通與特殊之間)抗營矩構架(IMRF)	NR	NR	NR	NR
	3.普通抗彎矩構架(OMRF) 鋼構 混凝土	0.004 NR	0.008 NR	0.012 NR	0.018 NR
二 元 系 統	1.剪力牆 混凝土剪力牆配 SMRF 混凝土剪力牆配鋼構 OMRF 混凝土剪力牆配混凝土 IMRF 磚石剪力牆配 SMRF 磚石牆配鋼構 OMRF 磚石剪力牆配混凝土 IMRF	0.004 0.004 NR 0.004 0.004 NR	0.01 0.009 NR 0.009 0.008 NR	0.016 0.014 NR 0.014 0.012 NR	0.024 0.021 NR 0.021 0.018 NR
	2.偏心斜撐鋼構架 配鋼結構 SMRF 配鋼結構 OMRF	0.004 0.004	0.013 0.01	0.022 0.016	0.033 0.024
	3.普通斜撐構架 鋼構架配鋼結構 SMRF 鋼構架配混凝土 OMRF 混凝土構架配混凝土 SMRF 混凝土構架配混凝土 IMRF	0.005 0.004 NR NR	0.01 0.007 NR NR	0.015 0.01 NR NR	0.022 0.015 NR NR
	4.特殊同心斜撐構架 鋼構架配鋼結構 SMRF 鋼構架配鋼結構 OMRF	0.004 0.004	0.009 0.008	0.015 0.012	0.022 0.018
懸 臂 柱 系統	1. 懸臂柱系統	NR	NR	NR	NR
平均值		0.42%	1%	1.5%	2.2%
註:相當於本研究第2.1.3節性能等級		OP	IO~DC	LS	СР

註: SP4 之容許側移定為 SP3 之 1.5 倍;降伏結構構件最大韌性需求不得超過最大韌性 容量。

NR=不推薦採用;

[資料來源: SEAOC 1999表 AppIA-5]

	對應各性能等級之容許層間變位角			
結構系統	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4
混凝土				
剪力牆 H/L=1	0.003	0.0055	0.008	0.01
H/L=2	0.004	0.008	0.012	0.015
H/L=3	0.01	0.019	0.028	0.035
結合(coupled)剪力牆	0.005	0.015	0.03	0.04
SCMRF	0.005	0.015	0.03	0.04
鋼結構				
SCBF	0.003	0.008	0.012	0.015
EBF	0.004	0.013	0.022	0.032
SMRF	0.005	0.018	0.032	0.04
磚石結構				
<b>剪力牆</b> H/L=1	0.003	0.055	0.008	0.01
H/L=2	0.004	0.007	0.01	0.012
H/L=3	0.01	0.017	0.024	0.028
MMRF	0.005	0.011	0.022	0.03
木結構				
夾板(plywood)剪力牆	0.005	0.015	0.024	0.03
特殊技術				
含隔震系統	0.003	0.005	0.008	0.01
含被動消能系統	0.005	0.014	0.022	0.03
平均值	0.005	0.015	0.019	0.025
註:相當於本研究第2.1.3節性能等級	OP	IO~DC	LS	СР

表2-21 SEAOC 99 附錄 I-B 位移法初步設計容許層間變位角

註:適用於結構系統,以及需符合位移相容之非結構系統;

若通過適當分析證明結構行為可以接受,本表限制值可以被取代。 [資料來源: SEAOC 1999 表 AppIB-4]

## 美國(IBC2000/2003、FEMA450)位移標準

美國 IBC (表 2-22)規定不同用途建築物在相同設計地震(2/3MCE)下之 不同性能等級(圖 2-6),第 III、II、I 用途類其他建築物,大致分別對應
SEAOC[1999]性能等級 SP1~SP2, SP2~SP3, SP3~SP4。該規範針對韌性 差異分別規定,與 SEAOC[1999]附錄 I-A(表 2-20)理念相符,但韌性差異 劃分類別不如 SEAOC[1999](表 2-20)詳細。

建筑物结堪变法	耐震用途群組				
建架彻柏伸术机	第Ⅰ類	第 Ⅱ 類	第 III 類		
不超過四層樓之非磚石造剪力牆或非					
磚石造牆構架建築物,且其內牆、隔	0.025h	0.020h	0.015h		
間、天花板和外牆系統之設計與層間	$0.023\Pi_{SX}$	0.020m <sub>sx</sub>	$0.015 M_{SX}$		
變位相容					
磚石造懸臂剪力牆	0.010h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>		
其它磚石造剪力牆	0.007h <sub>sx</sub>	0.007h <sub>sx</sub>	0.007h <sub>sx</sub>		
特殊磚石造抗彎矩構架系統	0.013h <sub>sx</sub>	0.013h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>		
其他結構系統	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>		

表2-22 IBC 規定建築物在 2/3MCE 設計地震下之容許層間變位 $\Delta_a$ 

## 日本 2000 年設計基準之位移標準

日本 JSCA[2000]規範草案相關內容如表 2-23與表 2-24所示,不分結構 系統韌性好壞,統一訂定。例如,對基準級一般建築物在罕見地震下,最 大 IDR 約為 1.33%;特別重要建築物在極罕見地震下,最大 IDR 為 1%。 但建築基準法[國土交通省住宅建築指導課等 2001a、2001b]中,並未宣告 安全界限最大樓層側移比,而是在其他參考資料[國土交通省住宅建築指導 課等 2001b、JSCA2000]中給定一範圍:安全界限對應之最大樓層側移比通 常為 1/100~1/30。

表2-23 JSCA 2000	) 耐震性能標準之層間變位角
-----------------	----------------

地震			·
性能標進	偶而	罕見	極罕見

建築物機能	機能維持	主要機能確保	基本機能確保	急救機能確保	生命安全
結構體性能	無損害	輕微損壞	小破壞	中度破壞	大破壞
	不需修復	輕微修復	小規模修復	中規模修復	大規模修復
層間變位角	≦ 1/200	≦ 1/150	≦ 1/100	≦ 1/75	<b>≦</b> 1/50

表2-24 對應表 2-8耐震性能目標選單之層間變位角

地震頻率 用途分級	偶而(如 30 年)	罕見(如 475 年)	極罕見(如 2500 年)
特級	≦ 1/200	<b>≦</b> 1/150	≦ 1/100
上級	≦ 1/200	<b>≦</b> 1/100	<b>≦</b> 1/75
基準級	<b>≦</b> 1/200	<b>≦</b> 1/75	<b>≦</b> 1/50

# 加拿大 NBCC2005 之位移標準

加拿大 2005 年擬頒布之 NBCC 規定不同用途建築物在相同等級地震 下之不同性能等級(表 2-25),同樣不分結構系統韌性好壞,統一量化。例 如,對在極罕見地震下,基準級一般建築物之最大 IDR 為 2.5%,相當於 破壞較嚴重之 NC;較重要建築物之最大 IDR 為 2%,相當於中度破壞、保 證人命安全之 LS;特別重要建築物之最大 IDR 為 1%,相當於小破壞,小 修可使用之性能等級。其他等級地震下,IDR 限值以譜加速度大小等比例 折減。

表2-25 NBCC 2005 最大層間變位角限制

地震	最大層間變位角						
回歸期	特別重要、高危害建築物	重要、危害性建築物	一般建築物				
1/2500	1%	2%	2.5%				
其他地震	以譜加速度值按比例調整	:Sa <sub>其他地震</sub> /Sa <sub>2500</sub> 年*(	(ð/h) <sub>2500</sub> 年				

#### 紐澳 AS/NZS 1170 草案之位移標準

結構變形限制包括整體最大變位(用於確定相鄰建築物間距)與層間變 位角(用於控制 P-Delta 效應以及非結構構件之破壞於可接受範圍內)。特別

說明建立變形限制並不容易,主要限制 ULS 性能等級對應之最大層間變位 角,並根據所選用分析方法之不同而異,例如,採用非線性動態歷時分析, 最大容許層間變位角為 2.5%,而採用彈性分析來修正之方法取 2.0%。對 於弱層機制建築物,最大容許層間變位角更小。使用服務階段要求其變位 不影響使用機能以及避免相鄰建築物之碰撞。

# 比較各國之位移標準

各國標準有共性,也有差異。共性;基本以不超過2.5%作為臨界倒塌 界限,與有研究發現:最大層間變位比不超過2.5%者一般不會倒塌之結論 一致:以2%作為生命安全界限,1%作為輕度損壞界限;除 IBC 稍微考慮 不同韌性之結構系統以外,基本上不區分結構系統韌性差異,統一訂定標 準,且系採用最大層間變位角限制。差異:例如,對於一般用途建築物, IBC2000 對於韌性較好之「其他建築物」(表 2-22),要求 2/3MCE 地震下 之IDR≦ 2%, JSCA[2000]要求於極罕見地震(相當於國內震度7級)下之IDR ≦ 2%, NBCC-2005[Heidebrecht 2004]要求於 2500 年回歸期地震下之 IDR ≦ 2.5%, AS/NZS 1170 [King and Shelton 2004]則要求 500 年回歸期地震下 之 IDR≦ 2.5%(或彈性分析 2%);對於特別重要或極具危害性之建築物, IBC2000 對於韌性較好之「其他建築物」,要求 2/3MCE 地震下之 IDR≦ 1%,日本與加拿大要求較嚴格,JSCA2000 取極罕見地震(相當於國內震度 7 級)下 IDR≦ 1%,加拿大取 2500 年回歸期地震下之 IDR≦ 1%, AS/NZS 1170 則要求 2500 年回歸期地震下之 IDR≦ 2.5%(或彈性分析 2%)。紐澳及 美國於檢核時允許根據不同分析方法來調整該標準值,日本於加拿大則無 該項建議。美國 IBC 要求檢核 2/3MCE 對應之最大層間變位角限制:日本 要求檢核中小地震下之最大層間變位角不超過 1/200,僅於規範草案中明 確量化其他等級對應最大層間變位角標準,規範中則未明確規定某一定 值,設計範例中以一定範圍之最大層間變位角表示安全界限,所以,要檢 核兩個子目標對應之最大層間變位角:加拿大提供最大考量地震(2500 年 回歸期)對應之最大層間變位角,要求檢核所有考量地震下之最大層間變位 角: 紐澳則要求檢核 ULS 極限狀態以及使用服務階段對應之最大層間變位 角。

#### 本研究建議之位移標準

本研究提供訂定 IDR 標準之三種方式:1)統一採用最大值-(可允許根 據分析方法不同來調整);2)統一採用平均值,並保留一定彈性(例如 ±15%);3)針對不同結構系統建議不同的位移標準[SEAOC 1999]或 IBC 之 考慮法(表 2-22)。因本研究之位移標準用於檢核,所以建議規範採用 1)最 大值,並以 IBC(表 2-22)之方式適當考慮不同結構系統之不同檢核標準。

# 方式 1)與 2)

對應 OP 性能等級,仍以最大 IDR≦ 0.5%作為標準。其他性能對應 IDR 標準如下:

首先,<u>參照加拿大 NBCC 法則</u>,以一般建築物在 2500 年回歸期地震下 CP 性能等級對應 IDR<sub>CP</sub> $\leq 2.5\%$ (或 2.2%±(15%彈性))為準;根據 94 年版 規範  $S_a|_{475\mp} \approx (1/1.25 \sim 1/1.5) * S_a|_{2500\mp}$ ,則在 475 年回歸期地震下,結構 LS 性能等級對應 IDR<sub>LS</sub> $\leq (1.7\% \sim 2.0\%)$ ,參考各國規範,可取 IDR<sub>LS</sub> $\leq 2\%$ ,或 1.7%±(15%彈性)。

對於較重要之第三類建築物,2500 年回歸期地震下保持 LS 性 能等 級,比照一般建築物在 475 年回歸期地震下 LS 性能等級對應 IDR<sub>LS</sub>≦ (1.7%~2.0%) ,取 IDR<sub>LS</sub> ≦ 2% ,或 1.7%±(15% 彈 性 );因  $S_a|_{475年} \approx (1/1.25 \sim 1/1.5) * S_a|_{2500年}$ ,則在 475 年回歸期地震下,結構 DC 性能 等級對應 IDR<sub>DC</sub>≦ (1.1%~1.3%)~(1.3%~1.6%),參考各國規範,可取 IDR<sub>DC</sub> ≦ 1.5%,或 1.3%±(15%彈性)。

對於特別重要之第一、二類建築物,2500 年回歸期地震下保持 DC 性 能等級,比照較重要建築物在 475 年回歸期地震下 DC 性能等級對應 IDR <sub>DC</sub>  $\leq (1.1\%-1.3\%)-(1.3\%-1.6\%)$ ,取 IDR<sub>DC</sub> $\leq 1.5\%$ ,或  $1.3\%\pm(15\%$ 彈性);因  $S_a|_{475\mp} \approx (1/1.25 \sim 1/1.5)*S_a|_{2500\mp}$ ,則在 475 年回歸期地震下,結構 IO 性能 等級對應 IDR<sub>IO</sub>  $\leq [(0.7\%-0.89)-(0.89\%-1.1\%)]-[(0.89\%-1.1\%)]$  $\sim (1.1\%-1.28\%)],參考各國規範,可取 IDR_{IO} \leq 1\%,或 0.9\%\pm(15\%彈性).$ 

以上說明之計算與取用標準如表 2-26所示, 表中"RP"代表回歸期。表 2-26所取用之最大層間變位角與 IBC(表 2-22)不同用途之"其他建築物"在

475年回歸期地震下之容許值分別為 2%、1.5%、1.0%相符;與 NBCC(表 2-25)不同用途建築物在 2500年回歸期地震下之容許值分別為 2.5%、2%、1.0%也一致;與日本規範(表 2-23)在中小地震下之容許值 1/200、小破壞 1/100、生命安全 1/200等一致。

與國內試驗研究結果(表 2-27)比較,對於"RC 韌性構架+RC 剪力牆" 系統之生命安全、"RC 韌性構架+填充用磚牆系統"之生命安全與建築物不 倒均不夠保守,然而,該試驗研究僅針對四座單跨雙層平面構架進行試 驗,實驗中各性能等級之標準並不明確,與國外資料(表 2-20)也有差異, 所以,顧問建議暫不以此為標準。

PL	СР	L	S	DC				ΙΟ					ОР			
RP	2500	4	75													30
Sa 2500/ 475		1.25	1.5													
Max. IDR (%)	2.5	2	1.6 7													0.5
註	註 一般建築物															
RP		25	500		4	75										50
Sa 2500/ 475				1.25	1.5	1.25	1.5									
Max. IDR (%)		2	1.67	1.60	1.33	1.33	1.11									0.5
註																
RP					25	00					4	75				75
Sa 2500/ 475				1.25	1.5	1.25	1.5	1.25	1.5	1.25	1.5	1.25	1.5	1.25	1.5	
Max. IDR (%)				1.60	1.33	1.33	1.11	1.28	1.07	1.07	0.89	1.07	0.89	0.89	0.74	0.5
註							1	特別	重要	建建	<b></b> 築物					

表2-26 本研究中各性能等級最大層間變位比之計算

取用 Max. IDR	2.5%	2%	1.5%	1%	0.5%
取用. IDR 且提 供彈 性	2.2%± (15% 彈性)	1.7% ±(15% <b>彈性</b> )	1.3%±(15% <b>彈性</b> )	0.9%±(15%彈性)	0.5%-(15% 彈性)

表2-27 國內試驗研究之瞬間最大層間變位角

結構系統	彈性階段	生命安全	建築物不倒
RC 韌性構架	0.5%	2%	4%
RC 韌性構架+RC 剪力牆	0.5%	1%	2%
RC 韌性構架+填充用磚牆	0.5%	1%	1.5%

## 方式 3)

參照 IBC 之方式,採用表 2-28。

我220 来区 <b>上</b> 我八百间交世方派汉际千							
建築物構诰種類	耐震性能等級						
	СР	LS	DC	IO	OP		
含磚石造剪力牆之結構系統	0.009	0.007	0.007	0.007	0.005		

0.025

0.020

0.015

0.010

0.005

表2-28 類似 IBC 之最大層間變位角檢核標準

## 檢核

其他結構系統

考慮韌性與位移之關係,一但結構之韌性容量已知,可以由韌性標準 概略估算位移標準。此處,以現行規範所提供結構系統韌性容量 R 為基準, 但考慮該 R 已提供有一定安全餘裕,對應真實行為 IDDR<sub>CP</sub>=0.8(或 0.9)、 IDDR<sub>LS</sub>=0.6、IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2,此 R 模型相應採用 IDDRR<sub>CP</sub>=8/9 或 1(用盡)、IDDRR<sub>LS</sub>=2/3、IDDRR<sub>DC</sub>=4/9、IDDRR<sub>IO</sub>=2/9(具體內容參見第 2.3.1節強度設計法初步設計),因 *IDR<sub>OP</sub><sup>max</sup>*=0.5%基本上較有共識,所以, 可以由如下方式概略估算位移標準: 令變位比係數 $COD = \frac{\binom{\delta}{h}_{H}}{D_{I_{H}}} = \frac{IDR^{max}}{D_{I_{H}}}$ 為最大層間變位角與屋頂位移角 之比值, "PL"代表個性能等級(包括 IO、DC、LS、CP),則  $\frac{IDR_{PL}^{max}}{IDR_{OP}} = \frac{D_{PL} \times COD_{PL}}{D_{OP}}, - \frac{COD_{PL}}{COD_{OP}} \ge 1, 若側推荷載型式不變, \frac{COD_{PL}}{COD_{OP}} = 1, \frac{D_{PL}}{D_{OP}} = R_a = 1 + IDDRR \times (R-1) (參見第2.3.1節, R 為結構系統韌性容量, R_a 為$  $各 性 能 等 級 容 許 韌 性 比 ), <math>IDR_{OP}^{max} = 0.5\% \times R_a = 0.5\% \times (1 + IDDRR \times (R-1))$ 。根據此式計算各系統對應位 移限制值如表 2-29所示,以 R=4.8 對應最大值為標準,考慮實際  $\frac{COD_{PL}}{COD_{OP}} \ge 1$ ,與上述以  $IDR_{CP}^{max} = 0.5\% \times IDR_{LS}^{max} = 2\%, IDR_{DC}^{max} = 1.5\%,$  $IDDR_{IO}^{max} = 1\%, IDR_{OP}^{max} = 0.5\% 為 主考量之位移標準比較,該標準相當於表$  $2-29 + \frac{COD_{PL}}{COD_{OP}}$ 取用表 2-29最後一列所示值。所以,上述以  $IDR_{CP}^{max} = 2.5\%$ ,  $IDR_{LS}^{max} = 2\%, IDR_{DC}^{max} = 1.5\%, IDDR_{IO}^{max} = 1\%, IDR_{OP}^{max} = 0.5\% 為 主考量之$ 

	IDR <sub>CP</sub> <sup>max1</sup>	IDR <sub>CP</sub> <sup>max2</sup>	IDR <sub>LS</sub> <sup>max</sup>	IDR <sub>DC</sub> <sup>max</sup>	IDR <sub>IO</sub> <sup>max</sup>	IDR <sub>OP</sub> <sup>max</sup>
K	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
4.8	2.19	2.40	1.77	1.34	0.92	0.5
4.4	2.01	2.03	1.63	1.26	0.88	0.5
4.2	1.92	1.94	1.57	1.21	0.86	0.5
4	1.83	1.85	1.50	1.17	0.83	0.5
3.6	1.66	1.67	1.37	1.08	0.79	0.5
3.3	1.52	1.54	1.27	1.01	0.76	0.5
3.2	1.48	1.49	1.23	0.99	0.74	0.5
3	1.39	1.40	1.17	0.94	0.72	0.5
2.8	1.30	1.31	1.10	0.90	0.70	0.5
2.4	1.12	1.13	0.97	0.81	0.66	0.5
2.0	0.94	0.95	0.83	0.72	0.61	0.5
1.6	0.77	0.77	0.70	0.63	0.92	0.5
註	$IDDR=0.8$ $IDDRR=8/9$ $\frac{COD_{CP}}{COD_{CP}}=1.14$	$IDDR=0.9$ $IDDRR=1$ $\frac{COD_{CP}}{CP} = 1.04$	$IDDR=0.6$ $IDDRR=2/3$ $COD_{LS} = 1.13$	IDDR=0.4 IDDRR=4/9 $\frac{COD_{DC}}{2} = 1.12$	$IDDR=0.2$ $IDDRR=2/9$ $\frac{COD_{IO}}{100} = 1.08$	彈性 $\frac{COD_{FO}}{COD} = 1$
	$COD_{FO}$	$COD_{FO}$	$COD_{FO}$	$COD_{FO}$	$COD_{FO}$	CCD <sub>FO</sub>

表2-29 滿足韌性標準與 IDR<sub>FO</sub><sup>max</sup>=0.5%之各結構系統最大層間變位角

# 2.2.3 小結

綜上所述,本研究中建議:以 $IDR_{CP}^{max} = 2.5\%$ 、 $IDR_{LS}^{max} = 2\%$ 、  $IDR_{DC}^{max} = 1.5\%$ 、 $IDDR_{IO}^{max} = 1\%$ 、 $IDR_{OP}^{max} = 0.5\%$ 為準或採用表 2-28之位移 檢核標準;以及 IDDR\_{CP} = 0.8(或 0.9)、IDDR\_{LS} = 0.6、IDDR\_{DC} = 0.4、 IDDR\_{IO} = 0.2、IDDR\_{OP} = 0(保持彈性)作為韌性檢核標準;強度方面要求抵抗 之設計地震力參見第2.3節之初步設計。

結構構件之性能標準,以中小地震下保持彈性,大地震下構件韌性標 準採用結構系統之 IDDR 可接受標準,但僅要求降伏構件有 80%以上滿足 該標準即可,而概念設計降伏機制中不允許降伏之構件必須保持彈性。

地震等級以彈性設計加速度反應譜為例,與現行規範之耐震設計標準 (表 2-30)比較,本研究之耐震性能標準如表 2-31所示。

輸	入地震	性能等級				
等級	大小	第Ⅰ類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第 III 類建築物		
		(I=1)	(I=1.25)	(I=1.5)		
MED	$S_{a,475\oplus}$ / 4.2 *I	彈性	彈性	彈性		
	或					
	$S_{a,475\mp}$ / 3.5 *I					
	(台北盆地)					
	$S_{a,475 \pm}  /  4.2$	IDR<=0.5%	IDR<=0.5%	IDR<=0.5%		
475 年	$S_{a,475 \oplus} * \mathrm{I}$	却此儿。				
回歸期		<i>戦力生 [12<r<sub>a</r<sub></i>	韌性比 <r<sub>a</r<sub>	韌性比 <r<sub>a</r<sub>		
(10%50)						
2500 年	$S_{a,2500 \mp} * I$					
回歸期		<i>韌性比<r< i=""></r<></i>	韌性比 <r<sub>a</r<sub>	韌性比 <r<sub>a</r<sub>		
(2%50)						

表 2-30 現行規範關於不同用途建築物之耐震設計標準

# 註: 強度略

地震等級 (大小)		性能等級			
		一般建築物	第三類建築物	第一、二類建築物	
		(BSO)	(EO1)	(EO2)	
中度地	$S_{a,30\mp}$	彈性, <i>IDR<sub>a</sub>=</i> 0.5%			
震 (MED)	$S_{a,50^{\oplus}}$	彈性, <i>IDR<sub>a</sub>=</i> 0.5%			
()	S <sub>a,75年</sub>			彈性, <i>IDR<sub>a</sub>=</i> 0.5%	
$S_{a,475 \oplus}$		抵抗地震力	抵抗地震力	抵抗地震力	
		$IDDR_a=0.6$	$IDDR_a=0.4$	$IDDR_a=0.2$	
		$IDR_a=2\%$	$IDR_a = 1.5\%$	$IDR_a = 1\%$	
$S_{a,2500\mp}$		抵抗地震力	抵抗地震力	抵抗地震力	
		IDDR <sub>a</sub> =0.8 或 0.9	$IDDR_a=0.6$	$IDDR_a=0.4$	
		$IDR_a=2.5\%$	$IDR_a=2\%$	$IDR_a=1.5\%$	

# 表 2-31 本研究不同用途建築物之耐震設計標準

註: 強度略; IDR<sub>a</sub>以表 2-28 其他結構系統為例

# 2.3 以結構整體性能標準為目標導向進行初步設計

本規範同時兼顧結構之損壞程度與建築物之機能,除了強調結構之強 度與韌性以外,也考慮結構之非線性變形行為,藉由增加對結構變形限制 來保護建築物之機能,所以,上述性能標準包括強度、勁度和韌性相關標 準值。因耐震性能設計法強調以耐震設計性能目標與標準為導向進行設 計,即所謂"Performance-Based Design",而強度、勁度與韌性參數並非完 全獨立,因此,僅能基於部分參數進行設計、其他參數則作為檢核用之標 準。本研究中,初步設計仍採用傳統之強度設計法,以強度與韌性標準為 目標導向進行初步設計,而與勁度相關之位移標準則以評估檢核之方式確 保。

結構設計與耐震性能評估檢核有區別.設計規範一定要提供工程師用 於確定結構尺寸之設計方法,若能在設計流程中考慮所有性能目標與標 準,使得設計結果完全滿足要求,這種方法最好。耐震性能設計要求以耐 震設計性能目標為導向進行設計,而性能設計標準中,強度、勁度與韌性 並非完全獨立,設計僅能以部分參數標準為目標導向,例如本研究主要探 討之強度設計法是以強度與韌性為目標導向,求取設計地震力,再以適當 的分析方法進行設計,最後要檢核與結構勁度相關之位移是否滿足要求, 即所謂間接位移設計法;直接位移設計法(Direct Displacement-Based Design) 簡稱 DDBD)則以位移(與勁度相關)與韌性為目標導向設計,求取滿足目標 位移所需設計強度與勁度後,再進行分析設計與檢核。由於設計流程中會 因考慮施工簡便性以及尺寸之標準化而使得所設計結構之韌性發揮不均 匀,導致設計結果真實行為與設計時所考慮之設計模型可能會有差異,因 此,耐震性能檢核顯得很重要。因為有耐震性能檢核,只要檢核之性能目 標與標準滿足要求,初步設計採用何種方法(強度設計法、位移設計法)相 對不是很重要。但考慮到第 1.2 節所述因素,根據九十三年度『建築物耐 震性能設計規範架構之研究』所規劃現階段規範引進方式,本研究中,仍 主要以強度與韌性指標確定地震力,以傳統強度設計法設計,而勁度相關 指標則以檢核之方式確保。規範相關設計部分之解說中增加『參考』,說 明直接位移設計法研究現況與參考資料,並在附錄中簡述各方法原理與應 用範圍,對於較規則之建築物,有興趣者可採用直接位移設計法試算比 較,但僅能做為個人參考用(for review purpose)。但『參考』中不建議不規 則建築物直接採用直接位移設計法。直接位移設計法有許多種方法,應用 於初步設計時,要特別留意各方法之應用限制。例如:基於替代結構 (Substitute Structure)之直接位移設計法(簡稱 DBD)與等位移設計法(Equal Displacement-Based Design, 簡稱 EBD)方法[Kowalsky et al. 1994, Court and Kowalsky 1998], 已呈現於 SEAOC 藍皮書之附錄 I-B 篇[SEAOC 1999], 但 該方法較適合於規則建築物;另外,其目標位移計算之合理性也有待驗 證:再有,該篇於其簡介通則中指出:以該設計流程設計之結果需要再以 強度設計法(現行規範)流程驗證滿足最低設計等級要求。財團法人中興工 程顧問社提出另一套設計流程「薛強與吳嘉偉 2004、吳嘉偉與薛強 2004],

提供工程師應用既有分析方法、設計工具與現行設計規範,完成以強度、 勁度與韌性為目標導向之耐震性能設計法,目前較適合高振態效應不高且 較規則之建築物。

結構之耐震性能包括整體系統與結構構件,初步設計階段,主要依據 本節結構整體性能標準(強度、韌性)進行初步設計與檢核(勁度(位移)-參見 第2.4節),而最終設計可根據目前構材強度設計規範進行細設,最終設計 檢核時,除了檢核整體系統之性能標準,還需考慮檢核結構構件之性能標 準(強度、韌性、變形)。

2.3.1 強度設計法(Force-Based Design Method)

如同現行規範,強度設計法根據強度與韌性標準確定設計地震力。強度方面,要求能提供抵抗所考量之各等級地震,各等級地震之強度以彈性設計反應譜加速度係數表示,靜力分析時,工址設計水平譜加速度係數於不得低於 0.4*S*<sub>s</sub>(圖 2-16)或 0.4*S*<sub>s</sub>×*SR*<sub>4</sub>(異於 5%阻尼比-參見規範圖 C5-2),以避免長週期建築物的設計地震力過低。同時,長週期之建築物,*P-4*效應較顯著,在建築物未降伏前,此效應會增加梁、柱的彎矩,在建築物降伏後,此效應也會使韌性對耐震的效用變低,所以,對長週期建築物之設計地震力給予下限。韌性方面,規範提供之結構系統之韌性容量 R 較為保守,已考慮有一定安全餘裕,在最大考量地震作用下,結構可以用盡該韌性容量,對照表 2-12與表 2-13之性能目標,亦即:強度設計法所採用設計模型(圖 2-17)之韌性容量對應真實行為之避免倒塌性能等級。



圖2-16 強度設計法初步設計反應譜加速度下限





因不同用途建築物之耐震性能目標與結構體之性能標準已有差異,故 設計地震力之計算不再需要用途係數 I。中小地震作用下,比照 94 年版規 範,對於第 I 類之一般建築物,中小地震對應 30 年回歸期,其水平地震譜 加速度約為 475 年地震之 1/4 左右,為了不使結構於地震不太大時就降伏, 所以,一般工址與近斷層取中小地震水平橫力  $V^* = \frac{S_{a,475}}{4.2\alpha_y}W$ ,其中, $\alpha_y$ 為 起始降伏放大倍數;台北盆地則因考量其地震長週期之反覆荷載週數較 多,取  $V^* = \frac{S_{a,475}}{3.5\alpha_y}W$ 。以類似原理,對於第 II 類建築物,中小地震對應 50 年回歸期,一般工址與近斷層取  $V^* = \frac{S_{a,475}}{3.5\alpha_y}W$ ;台北盆地  $V^* = \frac{S_{a,475}}{2.9\alpha_y}W$ 。同

理,對於第 III 類建築物,中小地震對應 75 年回歸期,一般工址與近斷層 取 $V^* = \frac{S_{a,475}}{3\alpha_v}W$ ;台北盆地 $V^* = \frac{S_{a,475}}{2.5\alpha_v}W$ 。

由於建築物具有韌性,若將建築物設計成大地震時仍保持彈性,殊不 經濟,故大地震時容許建築物進入非彈性變形,可將彈性設計地震力予以 降低,統一採用通式:

$$V_{PL}^{\square \exists \exists \exists \exists u} = \frac{W}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,\square \exists \exists \exists \exists \exists u}}{F_{u,PL}} \right)$$
(2.9)

其中, $F_{u,PL}$ 為性能等級 *PL* 對應之結構系統地震力折減係數, $S_{a,\square \parallel \parallel \parallel}$ 為"回 歸期"對應地震等級之譜加速度係數。式(2.9)表示考慮性能子目標要求於  $S_{a,\square \parallel \parallel \parallel \parallel}$ 所表達之地震等級下建築物具有 *PL* 之性能等級時,強度設計法所 需之設計地震力。例如:第 I 類建築物之 BSO 目標,475 年回歸期之大地 震下生命安全對應 *PL=LS*、2500 年最大考量地震下避免倒塌對應 *PL=CP*, 則 $V_{LS}^{475} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}} \right) W$ 、 $V_{CP}^{2500} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u,CP}} \right) W$ 。同理,對第 II 類建築物 之 EO1 目標,則 $V_{DC}^{475} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,DC}} \right) W$ 、 $V_{LS}^{2500} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u,LS}} \right) W$ ;對第 III 類建築物之 EO2 目標,則 $V_{IO}^{475} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,IO}} \right) W$ 、 $V_{DC}^{2500} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u,DC}} \right) W$ 。 其中,結構系統地震力折減係數 $F_{u,O}$ 、 $F_{u,DC}$ 、 $F_{u,LS}$ 、 $F_{u,CP}$ 與結構系統對應 各性能等級(IO、DC、LS、CP)容許發生之韌性 $R_{a,IO}$ 、 $R_{a,DC}$ 、 $R_{a,LS}$ 、 $R_{a,CP}$ 以 及結構基本振動週期 T 有關,以 PL 代表各性能等級(IO、DC、LS、CP), 其關係仍保持現行規範近似 Newmark-Hall 等能量與等位移原理:

$$F_{u,PL} = \begin{cases} R_{a,PL} & ; \quad T \ge T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \\ \sqrt{2R_{a,PL} - 1} + \left(R_{a,PL} - \sqrt{2R_{a,PL} - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_s^{\Box \parallel \# \parallel}}{0.4T_s^{\Box \parallel \# \parallel}} & ; \quad 0.6T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \le T \le T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \\ \sqrt{2R_{a,PL} - 1} & ; \quad 0.2T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \le T \le 0.6T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \\ \sqrt{2R_{a,PL} - 1} + \left(\sqrt{2R_{a,PL} - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_s^{\Box \parallel \# \parallel}}{0.2T_s^{\Box \parallel \# \parallel}} & ; \quad T \le 0.2T_s^{\Box \parallel \# \parallel} \end{cases} ; \quad T \le 0.2T_s^{\Box \parallel \# \parallel}$$

(2.10)

其中, $T_s^{\square \beta H \mu}$ 為所考量地震等級"回歸期"對應之彈性加速度反應譜短、 中週期段之轉換週期。根據第2.2.2.2節, $R_{a,IO}$ 、 $R_{a,DC}$ 、 $R_{a,LS}$ 、 $R_{a,CP}$ 又與 IDDRR、結構系統韌性容量 R 有如下關係:

$$R_{a,PL} = 1 + IDDRR_{PL}(R-1)$$

$$(2.11)$$

其中, $IDDRR_{PL}$ 為各性能等級 PL(包括 IO、DC、LS、CP)對應之非彈性位 移  $D_{p,IO}$ 、 $D_{p,DC}$ 、 $D_{p,LS}$ 、 $D_{p,CP}$ 與韌性容量 R 對應值  $D_{pR}$ (亦即:非彈性位移 極限值)之比例(下標"p"代表非彈性 plastic),如

所示。例如,國內 88 年版與 94 年版規範,以一般建築物為例,不論採用 何種結構系統,均考慮在大地震下非彈性變形 $D_{p,LS}$ 只產生 $D_{pR}$ 之 1/2 或 2/3,即 *IDDRR* = 1/2或2/3。為了滿足前面所述結構體之性能標準,以下探 討強度設計法初步設計時,各性能等級對應 *IDDRR<sub>PL</sub>* 之取值,該值定出後, 便可代入(2.11)、(2.4)或(2.5)、(2.9)計算大地震對應水平橫力。下文中,"PL" 代表性能等級,對應非彈性位移 $D_{p,PL}$ , *IDDR<sub>PL</sub>*= $D_{p,PL}/D_{pC}$ ,其中 $D_{pC}$ 為真 實非彈性極限位移(圖 2-14、圖 2-18), *IDDRR<sub>PL</sub>*= $D_{p,PL}/D_{pR}$ (韌性容量 R 對 應值),當結構真實韌性容量正好為 R 時, $D_{pC}$ = $D_{pR}$ , IDDR=IDDRR。

如圖 2-18所示,規範中 R 之取用已考慮有一定安全餘裕,韌性容量 R 對應"CP"性能等級,則 $D_{p,PL}=IDDR_{PL}*D_{pR}=IDDRR_{PL}*D_{pC}$ 。由圖 2-18可知: 性能標準 IDDR<sub>CP</sub>=0.& IDDR<sub>LS</sub>=0.6、IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2、IDDR<sub>OP</sub>≤0, 對應 IDDRR<sub>CP</sub>=1、 IDDRR<sub>LS</sub>=3/4、 IDDRR<sub>DC</sub>=1/2、 IDDRR<sub>IO</sub>=1/4、 IDDRR<sub>OP</sub>≤0。然 SEAOC99-IA 強度設計法又以 CP 發生之非彈性位移為 LS 之 1.5 倍,即 $D_{p_{-LS}} = 2/3D_{pR}$ ,與擬修訂規範以 LS 性能對應非彈性位移達 韌性容量對應值之 2/3 一致,如

,等比例以 LS、DC、IO 之非彈性位移分別為 $D_{p_{-LS}} = 2/3D_{pR}$ 、  $D_{p_{-DC}} = 4/9D_{pR}$ 、 $D_{p_{-IO}} = 2/9D_{pR}$ ,以R 對應 IDDR<sub>CP</sub>=0.8、IDDR<sub>OP</sub>=0 為基準, 則 得  $D_{p_{-LS}} = 2/3D_{pR} = 8/15D_{pC}$ 、  $D_{p_{-DC}} = 4/9D_{pR} = 16/45D_{pC}$ 、  $D_{p_{-IO}} = 2/9D_{pR} = 8/45D_{pC}$ ,即 IDDR<sub>LS</sub>=0.53、IDDR<sub>DC</sub>=0.35、IDDR<sub>LD</sub>=0.18。 所以,若韌性容量 R 對應 IDDR<sub>CP</sub>=0.8,強度法以 CP、LS、DC、LD 之非 彈性位移分別達 $D_{pR}$ 之 2/3、4/9、2/9 來設計,理論上,應滿足性能標準 IDDR<sub>LS</sub>=0.6、IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2。若 IDDR<sub>CP</sub>=0.9,則根據相同原理, 圖 2-18性能標準 IDDR<sub>CP</sub>=0.9、IDDR<sub>LS</sub>=0.6、IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2、 IDDR<sub>OP</sub>≤0,也正好對應 IDDRR<sub>CP</sub>=1、IDDRR<sub>LS</sub>=2/3、IDDRR<sub>DC</sub>=4/9、 IDDRR<sub>IO</sub>=2/9、IDDRR<sub>OP</sub>≤0。但因設計中考慮施工便易性與尺寸標準化等 人為因素,使得工程師不能採用理論解,所以,結構韌性可能不能夠均勻 發揮,導致非線性靜力分析後韌性容量無法達到規範所定 R,但只要其相 對值 IDDR 滿足要求則可。所以,性能標準 IDDR 以 IDDR<sub>CP</sub>=0.8(或 0.9)、 IDDR<sub>LS</sub>=0.6、IDDR<sub>DC</sub>=0.4、IDDR<sub>IO</sub>=0.2、IDDR<sub>OP</sub>=0 為檢核標準,為配合 強度設計流程,各性能等級對應非彈性變形 $D_{p,IO}$ 、 $D_{p,DC}$ 、 $D_{p,LS}$ 、 $D_{p,CP}$ 只 允許產生韌性容量 R 對應值 $D_{pR}$ 之 0, 2/9, 4/9, 2/3, 1 倍,亦即:IDDRR<sub>CP</sub>=1、 IDDR<sub>LS</sub>=2/3、IDDRR<sub>DC</sub>=4/9、IDDRR<sub>IO</sub>=2/9、IDDRR<sub>OP</sub>=0。







綜上所述, 強度法初步設計流程中, 各性能等級對應非彈性位移發生 韌性容量用盡對應極限值之比例取: 1)IDDRR<sub>CP</sub>=1、IDDRR<sub>LS</sub>=2/3、 IDDRR<sub>DC</sub>=4/9、IDDRR<sub>IO</sub>=2/9、IDDRR<sub>OP</sub>≤0;對於台北盆地,考量其地震 長週期之反覆荷載週數較多, 比照 94 年版規範, IDDRR<sub>CP</sub>=1、 IDDRR<sub>LS</sub>=1/2、IDDRR<sub>DC</sub>=1/3、IDDRR<sub>IO</sub>=1/6、IDDRR<sub>OP</sub>≤0。再代入(2.11)、 (2.4)或(2.5)、(2.9)計算各性能子目標對應大地震以上之水平地震橫力, 再 考量中小地震子目標對應之V\*, 取最大值作為設計地震力進行分析設計。

根據以上方法,與88年版規範以及94年版規範水平橫力係數之比較 參見子計畫2。根據子計畫2初步比較,88年版與94年版規範為避免因 地震力計算公式所導致短週期設計地震力過大或長週期設計地震力過 小,而分別提供設計地震力之上限或下限,在未經調整以前,對第I類一 般建築物,本研究之設計地震力與94年版規範一致;其他類建築物,本 研究之設計地震力於短週期段比88年版與94年版規範未調整值低,但比 調整值高。若水平地震橫力之計算基於 IDDRR<sub>CP</sub>=1、IDDRR<sub>LS</sub>=2/3、 IDDRR<sub>DC</sub>=4/9、IDDRR<sub>IO</sub>=2/9、IDDRR<sub>OP</sub> $\leq 0$ ,則 $\left(\frac{S_{a,\square \text{BH}}}{F_{u_PL}}\right)$ 也需作類似調整 如下:

針對一般建築物

$$\left(\frac{S_{a,\square \text{i} \square \text{$$

## 針對第三類建築物

$$\left(\frac{S_{a,\square\bar{\text{в}}\bar{\text{в}}\bar{\text{в}}\bar{\text{s}}_{u_{-}PL}}}{F_{u_{-}PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,\square\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}_{u_{-}PL}}}{F_{u_{-}PL}} & ; \frac{S_{a,\square\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}_{u_{-}PL}}}{F_{u_{-}PL}} < 0.375 < \frac{S_{a,\square\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\tilde{\text{s}}\bar{\text{s}}\bar{\tilde{s}}\bar{\tilde{s}}\bar{\tilde{s}}\bar{\tilde{s}}\bar$$

# 針對第一、二類建築物

$$\left(\frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} & ; \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} \leq 0.45 \\ 0.52 \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} + 0.216 & ; 0.45 < \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} < 1.2 \\ 0.70 \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} & ; \frac{S_{a,\square \text{ im} \# \parallel}}{F_{u_{\_}PL}} \geq 1.2 \end{cases}$$

$$(2.14)$$

要滿足前述耐震性能標準,基於以上強度設計法,初步設計時依據之 強度、韌性與勁度相關要求如表 2-32所示,其中,強度與勁度相關標準作 為求取設計地震力之依據,而位移標準將作為檢核標準(參見第2.4節)。

	性能等級			
地震等級	第一、二類建築物	第三類建築物	其他一般建築物	
	(I=1.5)	(I=1.25)	(I=1.0)	

表2-32 強度設計法初步設計應滿足之耐震設計性能標準

30~75 年	OP	OP	ОР	
中小地震	正常使用	正常使用	正常使用	
	一般工址與近斷層:	一般工址與近斷層:	一般工址與近斷層:	
	$K_{h} = \frac{F_{u,IO}}{3\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,IO}} \right)_{m}$	$K_{h} = \frac{F_{u,DC}}{3.5\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,DC}}\right)_{m}$	$K_{h} = \frac{F_{u,LS}}{4.2\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}} \right)_{m}$	
	台北盆地:	台北盆地:	台北盆地:	
	$K_{h} = \frac{F_{u,lO}}{2.5\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,lO}}\right)_{m}$	$K_{h} = \frac{F_{u,DC}}{2.9\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,DC}}\right)_{m}$	$K_{h} = \frac{F_{u,LS}}{3.5\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}} \right)_{m}$	
	保持彈性 (IDDR<=0)	保持彈性 (IDDR<=0)	保持彈性 (IDDR<=0)	
	IDR≤0.5%	IDR≤0.5%	IDR≤0.5%	
475 年	ю	DC	LS	
大地震	輕微損傷	破壞控制	生命安全	
	$K_{h} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u_{-}IO}} \right)_{m}$	$K_{h} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u_{-DC}}} \right)_{m}$	$K_{h} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u\_LS}} \right)_{m}$	
	(註 IDDR≤0.2)	(註 IDDR≤0.4)	(註 IDDR≤0.6)	
	一般工址與近斷層:	一般工址與近斷層:	一般工址與近斷層:	
	IDDRR=2/9,	IDDRR=4/9,	IDDRR=2/3,	
	台北盆地:	台北盆地:	台北盆地:	
	IDDRR=1/6;	IDDRR=1/3;	IDDRR=1/2;	
	IDR≤1.0%	IDR≤1.5%	IDR≤2.0%	
2500 年	DC	LS	СР	
最大考量地震	破壞控制	生命安全	避免倒塌	
	$K_{h} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u_{DC}}} \right)_{m}$	$K_h = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u\_LS}} \right)_m$	$K_{h} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u\_CP}} \right)_{m}$	
	(註 IDDR≤0.4)	(註 IDDR≤0.6)	(註 IDDR≤0.8 或 0.9)	
	一般工址與近斷層:	一般工址與近斷層:	IDDRR=1;	
	IDDRR=4/9,	IDDRR=2/3,	IDR≤2.5%	
	台北盆地:	台北盆地:		
	IDDRR=1/3;	IDDRR=1/2;		
	IDR≤1.5%	IDR≤2.0%		

註: IDR<sub>a</sub>以表 2-28 其他結構系統為例

本節基於設計目標中對建築結構強度與韌性之要求,以類似 88 年版規 範基於 Newmark-Hall 等能量與等位移原理所採用之強度折減係數來確定 設計地震力,初步設計仍採用強度設計,而強度設計法中本身採用了一些 近似的或保守的係數,最終需要由耐震性能評估來檢核設計結果之真實行 為,是否採用 88 年版規範搭配耐震性能評估檢核即可?前面相關設計標準 的探討是否有意義?實際上,耐震設計與耐震性能評估還是有區別,設計規 範一定要提供工程師用於確定結構尺寸之設計方法,若能在設計流程中考 慮所有性能目標與標準,使得設計結果完全滿足要求,這種方法最好。耐 震性能設計要求以耐震設計性能目標為導向進行設計,而性能設計標準 中,強度、勁度與韌性並非完全獨立,設計僅能以部分參數標準為目標導

向,例如本研究主要探討之強度設計法是以強度與韌性標準為目標導向, 求取設計地震力,再以適當的分析方法進行設計,最後要檢核與結構勁度 相關之位移是否滿足要求,即所謂間接位移設計法;直接位移設計法則以 位移(與勁度相關)與韌性為目標導向設計,求取滿足目標位移所需設計強 度與勁度後,再進行分析設計與檢核。前面相關耐震設計目標與標準之探 討,除了作為本節初步設計導向之目標計算設計地震力以外,更主要是1] 提供設計者與使用者或業主對話機制,以便在耐震設計以前,設計者、業 主與使用者均能直觀瞭解他們所設計的與所期望的耐震性能是否一致;2] 該設計標準也是最後以適宜之分析方法來檢核設計結果是否滿足設計目 標之量化依據。正因為強度設計法採用了一些近似的或保守的係數,再加 上設計流程中考慮施工便易性與尺寸之標準化使得所基於的部分參數可 能改變,所以,檢核設計結果之真實耐震性能很重要。

# 2.3.2 直接位移設計法(Direct Displacement-Based Design Method)

直接位移設計法係以位移為設計參數,以目標位移與韌性標準為導向 求取滿足目標位移與韌性比所需結構強度而進行設計之方法,近十年來受 到廣泛研究 [Kowalsky et al. 1994、Priestley et al.1996、Priestley and Calvi 1997、Court and Kowalsky 1998、Priestley and Kowalsky 2000、Priestley and Kolwasky 2001、Aschheim and Black 2000、Aschheim 2002、SEAOC1999、 Fajfar 1999、張國鎮等 2001、薛強 2002、蔡克銓等 2003、廖文義、羅俊雄 與邱世彬 2003、薛強與吳嘉偉 2004、宋裕祺與蔡益超 2004、張國鎮等 2004],較具代表性之方法大致可以分為兩類:1)基於等效彈性替代結構割 線勁度(Secant Stiffness)之 DBD/EBD 法;2)基於非彈性結構切線勁度 (Tangent Stiffness)之容量震譜法。有關降伏點反應譜法[Aschheim and Black

2000]實際上也可歸屬於第二類, 具體內容參見規範條文之附錄。因為基於 反應譜(單自由度 SDOF)之原理, 在應用於多自由度(MDOF)建築物時, 需 要藉由一等效 SDOF 系統轉換。以下介紹此兩類直接位移設計法之原理與 較具代表性之設計步驟(基於位移標準與韌性標準)。

2.3.2.1 與多自由度建築結構等效之單自由度系統

建築結構耐震性能設計與評估常採用反應譜(基於單自由度系統)表示 所考量地震等級之強弱,因而多自由度(MDOF)建築結構之耐震性能評估 或設計常經由等效單自由度(ESDOF)系統替代。兩者之間的關係如圖 2-20 所示。



圖2-20 MDOF 與 ESDOF

圖 2-20中,上標\*代表 ESDOF, V 與 Q\*分別為 MDOF 與 ESDOF 之基 底剪力, K 為勁度, r 為降伏後勁度與初始勁度比,圖中 MDOF 與 ESDOF 各參數之關係如下:

 $x^* = x_t / PF \tag{2.15}$ 

$$V_{v} = PF \times Q^{*}_{v} \tag{2.16}$$

 $Q^*_{y} = M^* \times A_y \tag{2.17}$ 

$$K = V_{y} / x_{t,y} = K^{*} = Q^{*}_{y} / x^{*}_{y}$$
(2.18)

$$PF = \frac{\{\Phi\}^{T}[M]\{1\}}{\{\Phi\}^{T}[M]\{\Phi\}} = \frac{\sum m_{i}\Phi_{i}}{\sum m_{i}\Phi_{i}^{2}}$$
(2.19)

$$M^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\}$$
(2.20)

其中,  $\{\Phi\}$ 為結構變形控制型態, M\*為 ESDOF 有效質量,  $m_i$ 為樓層 i之質量, PF 為 $\{\Phi\}$ 之參與係數 Participation Factor,  $A_y$ 為等效單自由度系統 降伏基底剪力對應之譜降伏強度,  $A_y = S_{ay}g$ , 其中,  $S_{ay}$ 為譜降伏強度係數。

# 2.3.2.2 替代結構法

DBD 與 EBD 法[Kowalsky et al. 1994, Priestley et al.1996, Priestley and Calvi 1997、Priestley and Kowalsky 2000、Court and Kowalsky 1998],採用 Gulkan 及 Sozen[1974]所提出之"替代結構"概念,即利用與結構非線性遲滯 行為等效之黏性阻尼來表達結構之非彈性行為,再由該等效線性系統之線 性行為來近似反映結構之非彈性行為,亦即:非彈性結構由一等效之彈性 結構系統替代。如圖 2-21,在所考量之地震作用下,降伏後勁度比為 r 之 雙線性模型所表達之非彈性結構(粗黑線),與其等效彈性結構(粗點線)具有 相同之強度和位移。非彈性結構之割線勁度(Secant Stiffness)為等效彈性結構之等效勁度( $K_{sec} = K_{eff}$ ),相應之週期為等效週期 $T_{eff}$ 。





最原始之 DBD 與 EBD 法採用位移反應譜(譜位移 S<sub>a</sub>~週期 T),之後在 容量震譜法影響下也採用 ADRS 型(譜加速度 S<sub>a</sub>~譜位移 S<sub>d</sub> 如圖 2-22)。DBD 法中,非彈性結構之韌性由等效彈性結構之等效黏性阻尼表達,再與原固 有黏性阻尼組合而反映整體結構所提供之阻尼被稱為有效阻尼,結構非彈 性行為由等效彈性行為替代,所以,採用等效彈性反應譜。等效彈性反應 譜經由與有效阻尼相關之折減係數折減彈性反應譜後得到,由該等效彈性 反應譜便可以得到要滿足目標非彈性位移 Δ,之等效彈性系統基本週期  $T_{eff}$ ,再由有效質量便可計算有效勁度 $K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$ ,設計強度  $V_y = V_{MAX} / \Omega = K_{eff} \Delta_t / \Omega$ ,其中,  $\Omega$ 為系統過強因子(overstrength factor)。EBD 則對於中長週期建築物(一般約為 $T_1 > 0.5$ 或 $T_1 > 3.5T_0^D$ 秒),應用 Newmark-Hall等位移(Equal displacement)原理,結構非彈性變形位移需求 與相等原始勁度之彈性結構位移需求相等。則結構之非彈性反應譜可用彈 性反應譜替代,因此,無需如DBD 法計算結構之等效阻尼比,也不需替 代結構,而直接由彈性反應譜求得滿足目標非彈性位移 $\Delta_t$ 之原結構基本週 期 $T_1$ 。

最初 Kowalsky 與 Priestley 等人提出之 DBD/EBD 法,以比較初始假設 之降伏位移與設計結果真實降伏位移之差異,常需要以迭代之方式完成初 步設計。DBD 與 EBD 法納入 SEAOC[1999]藍皮書之附錄 I-B 篇,基本以 類似方式,但報告提供性能等級對應容許韌性、有效阻尼比,其具體步驟 簡述如下。



圖2-22 DBD 與 EBD 法

ACCELERATION-DISPLACEMENT RESPONSE SPECTRA

# <u>DBD 法設計步驟:</u>

針對選定之性能目標,分別以各子目標對應之地震等級與性能等級, 進行如下步驟 1~步驟 4 計算滿足子目標所需基底剪力,以最大者進行其後 之細部設計:

#### 步驟1:計算對應等效 SDOF 系統之目標位移

SEAOC99 附錄 I 之 B 篇將建築物側向變形分為三類型態,以  $\Delta_{t} = \delta_{1}h_{R}k_{1}k_{2}$ 計算等效 SDOF 系統之目標位移,其中, $\delta_{1}$ 為性能子目標對應 初步設計用之層間變位角(亦即:位移標準); $h_{R}$ 為建築物屋頂高度; $k_{1}$ 為 等效 SDOF 有效高度  $h_{e}$ 與建築物屋頂高度  $h_{R}$ 之比值; $k_{2}$ 為建築物實際側向 變形下之屋頂位移與以線性側向變形下屋頂位移之比值。SEAOC99 附錄 I 之 B 篇提供初步設計用之 $\delta_{1}$ 、三類型態之 $k_{1}$ 與 $k_{2}$ 值。

## 步驟2:確定有效週期

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{S_d / S_a} \tag{2.21}$$

其中, $S_a = \Delta_i$ ;  $S_a$ 為等效彈性反應譜加速度係數,報告提供性能目標對應 之性能等級估計系統有效阻尼,該有效阻尼對應之彈性反應譜為等效彈性 反應譜。

或經由圖解由 $S_d = \Delta_t$ 直接對應有效阻尼彈性反應譜之有效週期 $T_{eff}$ 。 步驟 3:確定有效勁度 $K_{eff}$ 與初始勁度 $K_i$ 

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$
(2.22)

其中,有效質量 $M_{eff} = k_3 M$ , M = W/g,報告提供 $k_3$ 。初始勁度可由式(2.32) 或(2.33)計算

$$K_i = \mu K_{eff} \tag{2.23}$$

$$K_{i} = K_{eff} \left[ \mu / (r\mu - r + 1) \right]$$
(2.24)

其中,μ為各性能等級對應之容許韌性比(*R<sub>a</sub>*,報告提供不同結構系統不同 性能等級對應之容許韌性比,亦即:韌性標準);r為降伏後勁度/初始勁度 比,一般為 0.05~0.1 之間,有可能達到 0.5,視結構系統而定,採用理想 彈非彈性模型時 r=0。 步驟4:確定降伏基底剪力V。

$$V_{v} = V_{max} / \Omega = K_{eff} \Delta_{t} / \Omega \tag{2.25}$$

其中,  $\Omega$ 為系統 overstrength factor,該報告建議對 RC 與鋼構韌性抗彎矩 構架取 1.5~2。(實際上,  $V_y = \frac{V_{\text{max}}}{(r\mu - r + 1)}$ )

步驟 5:初步確定尺寸

以前4步驟中,各性能子目標計算所得*V<sub>y</sub>*與*K<sub>i</sub>*之最大值作為設計依據 初步確定細部尺寸,細部設計應提供步驟3與步驟4所需之強度與勁度。

降伏機制中預期降伏之構件,降伏點強度一般應在0.8F<sub>y</sub>~1.25F<sub>y</sub>之間, 其中F<sub>y</sub>為降伏構件之標稱降伏強度;降伏機制中未預期降伏之構件應保持 彈性。結構構件之強度應使得在不低於步驟4之基底剪力下,形成預期降 伏機制。

細部設計應提供步驟 3 所需之勁度:所設計結構之有效初始勁度,即 所設計結構形成降伏機制時,基底剪力/有效高度處結構位移,約為初始勁 度 K<sub>i</sub>之正負 10%左右。

雖然以上步驟可以初步確定結構尺寸,但卻基於結構降伏位移Δ,=步 驟1之目標位移除以報告提供步驟3之容許韌性比(Δ,/μ),但步驟5細部 設計結果之真實降伏位移並不一定等於步驟1之目標位移除以報告提供步 驟3之容許韌性比,所以,此初步設計要做好,一般需要經過迭代。SEAOC-附錄I-B 篇如下述步驟6a 要求直接檢核目標位移以及其他性能標準,對於 不滿足者修改設計,但未提供修改設計之方法。根據本研究試算,以此方 法初步設計之結構一般較軟,修改設計幾乎是不可避免的。本研究建議採 用步驟6b,使得修改設計有一遵循之法則,將初步設計做好,再進行所有 性能標準之檢核。

步驟  $6a: 非線性靜力側推分析檢核步驟 5 結果在考量地震位下之位移需求 不超過步驟 1 之目標位移<math>\Delta_i$ ,則結束;否則,修改設計。

或者採用:

**步驟 6b**:檢核步驟 5 結果之真實降伏位移 $\Delta_{y,des}$ 與預設值 $\Delta_y$ 之誤差,判定設計是否結束。

預設降伏位移
$$\Delta_{\mu} = \Delta_{t} / \mu$$
 (2.26)

真實降伏位移Δ<sub>y,des</sub>可以經由非線性靜力側推分析求取容量曲線(參見 第2.3.2.3節),以等能量原理雙線性化後求取之有效降伏位移。若認為非線 性靜力側推分析使得初步設計太過複雜,可以採用其他近似方法求取(參見 第2.3.2.4節之 2)、薛強與吳嘉偉[2004])。

計算降伏位移誤差 $\varepsilon = \left| \frac{\Delta_{y,des} - \Delta_{y}}{\Delta_{y}} \right|$ ,若 $\varepsilon \leq$ 預設誤差可接受標準TOl,則 初步設計結束,否則需迭代:以 $\Delta_{y,des}$ 作為 $\Delta_{y}$ ,若 $\frac{\Delta_{t}}{\Delta_{y,des}} > \mu$ ,以 $\mu \times \Delta_{y}$ 更新 目標位移;若 $\frac{\Delta_{t}}{\Delta_{y,des}} < \mu$ ,以 $\frac{\Delta_{t}}{\Delta_{y,des}}$ 更新步驟 3 之韌性比。如第2.3.2.4節之 2)點所述,若經由可靠理論所得降伏位移經驗公式,則可於初始設計時進 行上述判斷。

# EBD 法設計步驟:

步驟1:計算目標位移,同DBD

步驟2:確定初始週期

$$T_i = 2\pi \sqrt{S_d / S_a} \tag{2.27}$$

初始設計,  $S_{d} = \Delta_{t}$ , 由圖 2-22所示之 5%阻尼彈性反應譜得到  $S_{a}$ 。

#### 步驟3:確定初始勁度

$$K_{i} = \frac{4\pi^{2} M_{eff}}{T_{i}^{2}}$$
(2.28)

其中 ,  $M_{eff} = k_3 M$  同 DBD。

#### 步驟4:確定降伏基底剪力

 $V_{v} = K_{i} \cdot \Delta_{v} = K_{i} \cdot \Delta_{T} / \mu$ (2.29)

其中, μ為報告提供之容許韌性比。

步驟 5~6:同 DBD。

以上步驟1~6完成初步設計。

## DBD/EBD 法適用範圍:

SEAOC[1999]藍皮書之附錄 I-B 篇納入 DBD 與 EBD 法,並提供初步 設計用之位移標準(最大層間變位角)、估算目標位移之參數表格、各性能 等級容許韌性以及檢核性能之 IDDR 標準。但也特別說明:該方法應用於 規則結構系統較為有效,同時,因為有審查人試算後發現該法可能得到錯 誤結果,所以,該方法被建議"for review purpose",僅作試算用,以該方法 設計之結構需要再檢核該結構可以滿足強度設計法規範之最低設計強度。

2.3.2.3 容量震譜法

容量震譜法可以追溯到 1975 年 Freeman 等人之研究[Freeman et al. 1975],近十年得到更多研究[Reinhorn 1997, Freeman 1998, Chopra and Goel 1999, Mahaney et al. 1993, Fajfar 1999, ATC-40 1996, Xue 2001、薛強 2002]。

容量震譜法假設結構之容量(Capacity)與需求(Demand)完全獨立,應用 繪於同一個 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum, 譜加 速度 *S<sub>a</sub>*~譜位移 *S<sub>d</sub>* 關係)座標系下之需求曲線和反應結構韌性行為之容 量曲線之交點,作為結構在該需求曲線所反映之地震力作用下之耐震性 能績效點之方法(圖 2-23)。容量震譜法最初被應用於對既有建築物之耐震 性能評估,其逆過程便可以用於直接位移法耐震性能設計。

容量震譜法之需求曲線,根據所考量各等級地震之強度,由反應譜表 示,可為彈性反應譜、等效彈性或非彈性反應譜,採用等效彈性反應譜時 與DBD 法相似(圖 2-22),內容參見第2.2.1.2節。對於既有建築物之耐震性 能評估,容量曲線則經由非線性靜力側推分析或非線性動力推動分析得 到,而直接位移設計法中,則先假設力學模型,惟此處並不採用 DBD 法 之等效彈性替代結構模型(圖 2-21粗虛線),而是採用反映結構非彈性行為 之非彈性力學模型(圖 2-21粗實線)。DBD 與容量震譜法之區別如圖 2-24, 其中,粗體字代表容量震譜法用、斜體字代表替代結構法用、粗斜體字兩 者兼顧。所以,容量震譜法可以採用類似 DBD 法之原理(圖 2-22),惟 DBD 法之等效彈性反應譜以非彈性反應譜替代,而等效彈性系統則以非彈性系 統替代。





# 圖2-24 容量震譜法與 DBD 法之差異性



# 容量震譜法設計步驟:

為配合規範,以下步驟中,採用式(2.4)或(2.5)之非彈性反應譜,對應 完全彈塑性模型,即圖 2-24中, $S_{a,v} = S_{a,t}$ 。

步驟1:計算對應等效 SDOF 系統之目標位移 Sat (參見第2.3.2.4節)

# 步驟 2:求取對應目標位移之譜加速度係數 $S_a^{in}$ 、建築物有效基本振動週期 $T_i$

a)圖解輔助法

根據容許韌性比 $\mu$ 、 $S_a \sim S_d$ 型非彈性反應譜,以步驟 1 之目標位移為  $S_a^{in}$ ,經由圖解輔助求取  $S_a \sim S_d$ 型非彈性反應譜對應譜位移 $S_a^{in}$ 之譜加速度係 數 $S_a^{in}$ ,再以式(2.8)  $S_{d,i}^{in}$  =  $\mu * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_{a,i}^{in}$  課 家 求解 T,即為  $T_i$ 。

或先由  $S_{d} \sim T$  型非彈性反應譜,以步驟 1 之目標位移為  $S_{d}^{in}$ ,經由圖解 輔助求取  $S_{d} \sim T$  型非彈性反應譜對應譜位移  $S_{d}^{in}$  之週期 T 為  $T_{i}$ ,再以式(2.8)  $S_{d,\square {\rm Gmm} {\rm H}}^{in} = \mu * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} * S_{a,\square {\rm Gmm} {\rm H}}^{in} * g$ 求解  $S_{a}^{in}$ 。

b)數值求解法

或參考[薛強 2001、薛強與吳嘉偉 2004]之數值計算法。

# 步驟3:確定有效初始勁度K,

同 EBD 法,採用式(2.30) $K_i = \frac{4\pi^2 M^*}{T_i^2}$ 計算結構對應 Ti 之勁度 $K_i$ ,其 中  $M^*$ 或 $M_{eff}$ 為等效單自由度系統之有效質量,對於結構變形型態為 $\{\Phi\}$ 者, $M^* = \{\Phi\}^T [M] \{l\} = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i$ 。

步驟4:確定多自由度結構系統降伏強度

 $V_{v} = PF * K_{i} * S_{d,i} / \mu$ (2.30)

因採用完全彈塑性模型,結構系統降伏強度等於結構系統極限強度。

以上設計完成後,要求經由非線性分析檢核韌性與位移標準,不滿足 者修改設計,直到滿足。

# 步驟 5~6:同 DBD 法

#### 容量震譜法適用範圍:

目前基於容量震譜法之直接位移設計法較適合於較規則之結構。 2.3.2.4 小結

目前,建築結構位移標準以最大層間變位為主,其他相關頂層最大位 移或永久位移,則較少被採用。

無論採用替代結構法或是容量震譜法,直接位移設計法應用於建築物 之幾個關鍵點在於:

- 1)等效 SDOF 系統目標位移之確定。如何藉由最大層間變位角之可接受標準值,較準確求取建築結構等效 SDOF 系統對應之目標位移,以便根據該目標位移設計之結構,於各等級地震作用下之最大層間變位角滿足可接受標準。最大層間變位角與等效 SDOF 系統對應之目標位移之關係受結構系統型式、高度、規則性、地震動特性與強度影響。
  - a) SEAOC 附錄 I 之 B 篇根據不同側向變形型態提供修正係數;
  - b) 其他研究報告也根據結構系統可能變形特性而提出計算目標位移 之經驗公式。例如: RC 抗彎矩構架[Priestley and Kowalsky 2000]

$$\begin{aligned}
\delta_{i} &= \theta_{d} h_{i}; & n \leq 4 \\
\delta_{i} &= \theta_{d} h_{i} (1 - 0.5 h_{i} / h_{n}); & n > 20 \\
\delta_{i} &= \theta_{d} h_{i} (1 - (0.5 * (n - 4) / 16) h_{i} / h_{n}); & 4 \geq n \geq 20
\end{aligned}$$
(2.31)

式中,n為樓層數, $\theta_d$ 為性能標準之 $IDR_{PL}$ , $h_i$ 為樓層 i 距基面高度, $h_n$ 為樓高, $\delta d_i$ 為樓層 i 之位移。

$$\Delta_{t} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left( m_{i} \times \delta_{i}^{2} \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left( m_{i} \times \delta_{i} \right)}$$
(2.32)

c) 基於變形型態 $\{\Phi\}$ 之振幅,求取之變位係數 $COD_{\Phi} = \frac{(\delta/h)_{max}}{\Delta_t/H}$ (最大層 間變位比與屋頂側移比之比值),再以 $(\delta/h)_{max} = IDR_{PL}$ (位移標準)反 推屋頂位移 $\Delta_{t} = \frac{IDR_{PL} \times h_{n}}{COD_{\phi}}$  [薛強與吳嘉偉 2004]。其中,變形振態 可為概念設計初選結構尺寸進行振態分析之第一振態、或考慮有 90%質量參與之振態數目,以各振態樓層剪力之 SRSS 或 CQC 組合 之型態、或其他建議振態[Fajfar 1999]。

d) 根據方法三之變形型態 $\{\Phi\}$ ,於屋頂層正規化,求取層間變位 $\{\delta\}_{\Phi}$ 型態,於 $\delta_{\Phi}$ ,max正規化,記該樓層為 i,正規化後 $\{\delta\}_{\Phi}$ 乘以( $IDR_{PL} \times h_{i}$ )

求得各樓層目標變形大小 $\delta_i$ ,再以 $\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \times \delta d_i^2}{\sum_i^n m_i \times \delta d_i}$ 計算等效單自由

度目標位移。

- 2)性能等級對應之目標韌性比µ或降伏位移△,之確定。直接位移設計法 一般先假設降伏位移或性能等級對應之韌性比,以檢核該降伏位移與設 計結果真實值之誤差判定是否更新降伏位移與韌性比,以迭代程序完成 初步設計;SEAOC 附錄 I 之 B 篇提供各性能等級對應容許韌性µ用於 初步設計,即假設降伏位移=目標位移/µ,最後以檢核位移與韌性標準 作為是否修改設計之依據,未提供修改之方法;其他報告也針對特別結 構系統提供計算降伏位移之經驗公式[Priestley and Kolwasky 2001、 Aschheim 2002],可以減少迭代次數。若基於此法設計之結構需要經由 數次迭代才能完成滿足性能目標之設計,可能不會比強度法初步設計搭 配檢核有太多優勢,然而若能比強度法節省斷面,便有經濟利益。
- 3)目前,直接位移設計法最適合用於(由第一振態控制行為)高振態效應不高之較規則結構,所以,尚不夠通用,宜採用強度設計法基於基底剪力強度需求與韌性標準進行初步設計,再以檢核之方式確保位移標準。

本研究最後總結之流程參見規範草案之附錄 B。

# 2.4 檢核強度設計法初步設計之位移標準

上述強度設計法初步設計由結構整體相關強度與韌性之性能標準導向,可能於一些情形下使得結構勁度不滿足相關性能標準(最大層間變位角限制),或者過於保守。例如:經由子計畫2之範例探討發現:第 III 類 2D

規則鋼結構抗彎矩構架之初步設計,與動力分析基本振動週期比較後,以 經驗公式 T 之 1.2 倍作為結構基本振動週期來進行初步設計後,以第一振 態非線性側推分析評估 475 年地震對應之結構整體最大層間變位角超出性 能標準。若於初步設計階段,經由簡便方式便可以對勁度相關性能標準作 檢核,將有助於在初步設計階段確保結構變形滿足性能標準,並節省反覆 評估修改設計之計算量,甚至對於過保守者,可於此時適度調整斷面尺 寸,節省工程費用,但不建議於此時最佳化設計。

第2.3.1節根據結構整體相關強度與韌性之性能標準(表 2-32)進行初步 設計後,需依照本節方法對勁度相關之性能標準(表 2-32)進行初步檢核, 勁度相關性能標準以所考量地震(*S<sub>a,回歸期</sub>*)下最大層間變位角不超過 IDR<sub>a</sub>表示。

為與初步設計完畢後之耐震性能評估檢核有所區別,此處將應用塑性 反應譜,根據結構振動週期進行簡便評估,考慮到採用多振態反應譜分析 進行初步設計時,結構之高振態效應較顯著,所以,根據多振態反應譜側 推分析[Goel and Chopra 2004]能較準確評估結構變位之特性,應用該原理 進行簡便評估。假設初步確定尺寸後,結構動力分析所得含 90%振態質量 之前 n 個振態對應之振動週期分別為 $T_0$ 、 $T_1$ 、 $T_2$ 、... $T_i$ 、... $T_n$ ,結構於大 地震下塑性位移簡便評估步驟如下:

- a) 針對每一振態對應週期 $T_i$ ,求取 $T_i$ 對應 475 年或 2500 年回歸期彈 性反應譜之譜加速度係數 $S_{a,inequent}$ ;
- b) 由強度法初步設計採用之容許韌性比 $R_{a,PL}$ ,求取 $T_i$ 對應 475 年或 2500 年 定 韌 性 比  $R_{a,PL}$  非 彈 性 反 應 譜 之 譜 位 移  $S_{d, \square ext{BHJ}}^{in} = \frac{R_{a,PL}}{F_u} * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_{a, \square ext{BHJ}} * g$ ,以之作為與該結構等效之單自由 度(ESDOF)結構系統之位移 $x_i^*$ ;
- c) 將各振態所得變位*x*\*<sub>i</sub>進行疊加(SRSS 或 CQC), 求取 ESDOF 之位 移*x*\*;
- d) 由多自由度結構系統屋頂位移與等效單自由度系統譜位移關係(參 見第2.3.2.4節), 根據步驟 c)之位移計算多自由度系統最大層間變位

角,再與性能標準 IDR<sub>a</sub>比較。規範提供表格查詢,詳見規範草案 第 4.5 節。

應用上述方法初步檢核最大層間變位角,得以前3個振態替代含90% 振態質量之前n個振態,亦即:取n=3[FEMA4402005]。

對於採用靜力分析進行初步設計之結構(特別是基本振動週期 T<2T<sub>s</sub> 之規則結構),可分別於兩主軸方向考慮各自第一振態。

中小地震下,同樣可採用類似方法評估,惟不再採用塑性反應譜而以 彈性反應譜替代,甚至可以直接以線彈性分析方法評估。

# 2.5 對應不同性能目標,建立工址可建性、概念設計基本要

# 求

不同用途建築物對應不同之性能目標。在耐震性能設計法中,概念設 計佔有很重要之地位,國內規範考量土壤液化與近斷層,但未根據建築物 之用途分類來建議不同之要求,相關概念設計準則也未明確呈現於 88 年 版規範中,94 年版規範僅在設計審查階段,要求對系統規劃考慮耐震較佳 之設計時提出,結構系統之限制等也未因用途不同而異,本節將參考國外 文獻之做法探討其適切性。

## 2.5.1 工址可建性

規範應要求既定性能目標在所選工址得以滿足。解說中說明工址可建 性分析之內容與目的。工址可建性分析除了了解工址所在地區之環境敏感 特性以外,主要需明確分析工址地盤土壤特性,包括:地質(如鑽探資料)、 地形、週遭地震活動狀況(可能震源位置和活動機制)及其他潛在危害(如斷 層破裂、土壤液化、海嘯、山崩等),其目的在於了解該工址遭遇危害及破 壞之可能性,確定既定之耐震性能目標是否可以達到,否則應經由(1)應用 特殊技術修改設計方案;(2)修改耐震設計性能目標、(3)遷移工址等方式進 行調整,以保證所選定之工址、設計方案及營造方法最終能使構造物滿足 業主及規範之耐震性能標的。

國內規範考量土壤液化與近斷層,但未根據建築物之用途分類來建議 不同之要求。參考 SEAOC[1999]附錄 I 各性能目標對應選擇工址之限制(表

2-33),但"距活斷層最小距離 d"因考慮斷層上盤、下盤效應可能不同以及 斷層破裂方向性效應,所以,相關規定於國內較難達成共識,IBC2000 也 僅要求耐震設計分類 E 或 F 的建築物不能建在確定的活動斷層軌跡上;另 外,表 2-33中各性能目標對應工址各類潛在危害之限制僅定性而未加以量 化,也未預留彈性使工程師以適當技術克服該危害性。所以,本研究中, 工址可建性也如以往主要以地震時極軟弱土層與有液化潛能之砂土層之 判定為主,而設計時之具體處理方式將於實體程序中考量地盤不穩定性時 折減耐震設計用土壤參數。在中小度地震時,工址不得有液化之可能。大 地震與最大考量地震時,容許發生土壤液化,不同用途建築物所建工址液 化程度以計算所得土壤折減係數*D<sub>ε</sub>*之下限控制,最大考量地震時,第 I、 II、III 類建築物工址土壤折減係數*D<sub>ε</sub>*計算值分別不低於 0、1/3、2/3,否 則,應進行改良,有液化情形者,建築物應採用適當之基礎形式,並檢核 液化後之安全性。建議"重要建築物之加強性能目標 EO1 與 EO2 應考慮 距活斷層之距離、建築物週遭其他危害性(土石流等)等因素"。

工址潛在危害	性能目標				
	基本安全目標	加強目標1	加強目標 2		
	BSO	EO1	EO2		
距活斷層最小距離d					
A 類斷層	d≥200 英尺	d≥500 英尺	d≥1,000 英尺		
B類斷層	d≥100 英尺	d≥200 英尺	d≥500 英尺		
土壤類型	$S_A$ , $S_B$ , $S_C$ , $S_D$	$S_A$ , $S_B$ , $S_C$ , $S_D$	$S_A$ , $S_B$ , $S_C$ , $S_D$		
液化潜能	低~可忽略	很低~可忽略	可忽略		
山崩潛能	低~可忽略	很低~可忽略	可忽略		
海嘯淹沒潛能	低~可忽略	很低~可忽略	可忽略		

表2-33 SEAOC99 附錄 I 各性能目標對應選擇工址之限制

註: $S_A$ 為堅硬岩盤、 $S_B$ 為一般岩盤、 $S_C$ 為非常密實之土壤或較軟岩盤、 $S_D$ 為硬土, $S_D$ 相當於國內第二類地盤,其他相當於第一類地盤。

[資料來源: SEAOC 1999 表 AppIA-1]

# 2.5.2 概念設計

概念設計亦即結構系統規劃,規範條文應於概念設計通則中說明概念 設計範疇:不經由詳細數值分析,考慮耐震性能目標之高低而確定結構系 統型式、結構配置、基礎形式、材料,經由經驗與簡便設計確定結構初步 尺寸、規則性與不規則性、預期降伏與消能機制等,需設計者的經驗、直 覺和判斷。另外,需要強調考慮贅餘度(Redundency)以及強度、勁度與韌 性之均勻連續性。解說中應說明常見之概念設計基本準則:

- (1) 儘可能採用簡單、對稱與規則之外型。
- (2) 輕質,避免不必要之質量。
- (3) 避免大的細長比和太大面積。
- (4) 提供贅餘度和柔韌性以克服不確定因素影響。
- (5) 提供足夠勁度以限制側移,減小相關之破壞。
- (6) 提供足夠柔度或彈性(Flexibility)以限制加速度相關之破壞。
- (7) 非結構構件應與結構之其它部分完全隔離,亦可很好地與結構構件結 合在一起,且應使結構有足夠之勁度以避免在中小地震下發生較大的 破壞、並有穩定的遲滯行為以抵抗反覆地震作用。
- (8) 確保消能能力且為非彈性循環行為提供穩定均匀之強度和勁度。
- (9) 質量、強度、勁度、柔韌性和堅實性之分布均勻連續。
- (10) 結構之強度和勁度需與基礎及土壤類型相容。
- (11) 上部結構之構件、連接及支撐的強度和勁度要平衡。
- (12) 採用相對較短跨度和較近的柱間距。
- (13) 將包括基礎在內的豎向構件在各層相連。
- (14) 採用容量設計原理(Capacity Design Principles)確定並提供系統之柔韌 連接來吸收非彈性反應,以控制非彈性行為。
- (15) 設計方案考慮使用消能設施。
- (16) 設計方案考慮使用隔震技術。

# 其它考量:

- (1) 結構與非結構系統之側移相容性。
- (2) 構件斷面初值之選定建立在重力荷載和經驗判斷基礎上。(作為下一階 段數值分析模型之雛形)。
- (3) 結構降伏機制之規劃與確定:強柱弱梁。
- (4) 使用加勁(Stiffening)系統如剪力牆、偏心或同心斜撐(Eccentric or Concentric Bracing)。

除了上述基本準則以外,概念設計要針對不同耐震設計性能目標(參見 第2.6節有關勁度需求之差異),考量建築物之高度,選擇適宜的結構材料 與系統;考量平面、立面之規則性與荷載傳遞連續性,確定結構外型與佈 置。本節參考國外文獻以及前述不同用途建築物性能標準之探討,綜合提 出初步建議。

2.5.2.1 SEAOC [1999]

除了表 2-20對某些結構系統有"不建議"選用以外, SEAOC[1999]附錄 I-A 針對結構材料與系統之選擇,各性能目標對應選用各種材料與側向力 抵抗系統高度之限制如表 2-34。

針對外型與荷載傳遞連續性,除了既有規範對不規則性之特別限制以 外,高性能目標需要增加附加限制(表 2-35、表 2-36)。

結構系	側向力抵抗系統之描述	性能目標		
統		BSO	EO1	EO2
承重牆	<ol> <li>1. 具剪力嵌版之輕構架牆</li> <li>三層樓及以下之木結構</li> <li>其他</li> </ol>	65 英尺 NR	65 英尺 NR	NR NR
	2. 剪力牆 混凝土 磚石	160 英尺 160 英尺	65 英尺 65 英尺	NR NR

表2-34 SEAOC99 附錄 I-A 建議之結構材料與系統(及高度)限制

		3.	含受拉斜撐之輕鋼構架承重牆	65 英尺	65 英尺	NR
		4.	斜撐承受重力荷載之斜撐構架 鋼構 混凝土 重的木材	160 英尺 NR 65 英尺	65 英尺 NR NR	NR NR NR
構 架	系	1.	鋼造偏心斜撐構架	240 英尺	240 英尺	240 英尺
統		2.	具剪力嵌版之輕構架牆 三層樓及以下之木結構 其他	65 英尺 65 英尺	65 英尺 NR	NR NR
		3.	剪力牆 混凝土 磚石	240 英尺 160 英尺	240 英尺 160 英尺	240 英尺 NR
		4.	普通斜撐構架 鋼構 混凝土 重的木材	160 英尺 NR 65 英尺	65 英尺 NR NR	NR NR NR
		5.	特殊同心斜撐構架 鋼構	240 英尺	240 英尺	240 英尺
抗 彎 構 架 統	矩 系	1.	特殊(韌性)抗彎矩構架(SMRF) 鋼構 混凝土	不限制 不限制	不限制 不限制	160 英尺 160 英尺
		2. 3.	磚牆抗彎矩構架 混凝土部分抗彎矩構架(IMRF)	160 英尺 NR	65 英尺 NR	65 英尺 NR
		4.	普通抗彎矩構架(OMRF) 鋼構 混凝土	160 英尺 NR	65 英尺 NR	NR NR
二 元 系 統	1. 剪力牆 混凝土剪力牆配 SMRF	不限制 160 英尼	不限制 160 英尼	不限制 NR		
-------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------	-----------------------------	----------------------		
	混凝土剪力牆配鋼構 OMRF 混凝土剪力牆配混凝土 IMRF 磚石剪力牆配 SMRF 磚石牆配鋼構 OMRF 磚石脑力牆配混凝土 IMRE	NR 160 英尺 160 英尺 NR	NR 160 英尺 65 英尺 NR	NR NR NR NR		
	2. 偏心斜撐鋼構架 配鋼結構 SMRF 配鋼結構 OMRF	不限制 160 英尺	不限制 160 英尺	不限制 160 英尺		
	3.普通斜撐構架 鋼構架配鋼結構 SMRF 鋼構架配混凝土 OMRF 混凝土構架配混凝土 SMRF 混凝土構架配混凝土 IMRF	不限制 160 英尺 NR NR	65 英尺 65 英尺 NR NR	NR NR NR NR		
	<ul> <li>4. 特殊同心斜撐構架(SCBF)</li> <li>鋼構架配鋼結構 SMRF</li> <li>鋼構架配鋼結構 OMRF</li> <li>1. 野時廿系统</li> </ul>	不限制 160 英尺	不限制 160 英尺 NR	不限制 65 英尺 NR		
<sup>                                    </sup>	1. 恋筲仕杀航	55 央八				

註:若通過適當分析證明結構行為可以接受,本表限制值可以被取代

[資料來源: SEAOC 1999 表 AppIA-2]

表2-35 SEAOC99 附錄 I-A 建議對平面不規則性之限制

不規則性		性能目標	
	BSO	EO1	EO2
1.扭轉不規則性	-+ =>	ND	ND
在包含意外扭矩的地震力作用下,沿地	無建議	INK	NK
震力方向最大側邊變位大於兩側邊平			
均層變位的 1.2 倍以上者。			

2.凹角	/ _+ <b>-</b> >/	/ <b>=</b> >/	/ _+ <b>-</b> >/
結構及其側力抵抗系統的平面幾何形	無建議	無建議	無建議
狀具有凹角者,超過凹角部分之結構尺			
寸大於沿該方向結構總長之 15%以上			
者。			
3. 橫隔版不連續性	/ _+ =×	/	( <b>_</b> _ <b>_</b>
(1) 橫隔版具有急遽不連續性或勁度	無建議	無建議	無建議
不連續性,包含切角或開孔,其面積超			
過全部面積 15%以上者。	<i>f</i>	NP	NP
(2) 橫隔版具有急遽不連續性或勁度	<b>粠</b> / 		
不連續性,包含切角或開孔,其面積超			
過全部面積 50%以上者,或兩層間有			
效橫隔版勁度之變化超過 50%者。			
3.面外之錯位性	<u> </u>	ND	ND
側向力傳遞之路徑具不連續性,如豎向	無建議	INIX	
構材有面外錯位者。			
4. 非平行結構系統	<u>د + </u>	(	ND
抵抗側力之豎向構材不平行或對稱於	無建議	無建議	
側力抵抗系統之兩正交主軸者。			

[註:NR=不建議採用。資料來源:SEAOC 1999 表 AppIA-3]

不規則性		性能目標	
	BSO	EO1	EO2
1. 勁度不規則性-軟層			ND
(1)該層之側向勁度低於其上一層或上	無建議	無建議	NK
三樓層平均勁度之 90%。該層之側向			
勁度超過上面樓層勁度之150%。	NR	NR	NR
(2)該層之側向勁度低於其上一層者之			
70%或其上三層平均勁度之 80%。			

表2-36 SEAOC99 附錄 I-A 建議對立面不規則性之限制

建築物耐震性能設計規範之研擬

2. 質量不規則性		/ _+ <b>-</b> +	ND
(1)任一層之有效質量,若超過其相鄰	無建議	無建議	NK
樓層有效質量的 120%者,屋頂下一層			
之質量大於屋頂層質量者,不視為不規			NP
則。	無建議	NR	
(2)任一層之有效質量,若超過其相鄰			
樓層有效質量的 150%者, 屋頂下一層			
之質量大於屋頂層質量者,不視為不規			
則。			
3.立面幾何不規則性	/	/ _+ <b>-</b> +	ND
任一層抵抗側力結構系統之水平尺度	無建議	無建議	INK
若大於其相鄰層者之 140%以上者。不			
包括一層樓閣樓。			
4. 抵抗側力的豎向構材立面內不連續	/ _+ <b>-</b> >/	NID	ND
抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離	無建議	INK	INK
超過構材長度者。			
5. 強度不連續性-弱層	/ _+ <b>-</b> >/	/ _+ <b>-</b> +	ND
(1)該層強度低於上一樓層強度或超過	無建議	無建議	INK
上一樓層強度之2倍。	NR	NR	NR
(2)該層強度低於上一樓層強度之			
80%o			

[資料來源: SEAOC 1999 表 AppIA-4]

SEAOC[1999]附錄 I-B 強調系統規則性以減小不確定因素之影響(該附錄之位移設計法較適合規則結構),不規則性需要在結構設計與分析中考量。所選用之結構系統必須有試驗資料可以了解其力~變形行為以及最大可用韌性,結構構件必需能提供所需韌性。建議選用:RC 系統,包括韌性抗彎矩構架、狹長剪力牆、耦合剪力牆;加強磚造,包括剪力牆、牆構架;鋼結構,包括偏心斜撐構架 EBFs、特殊同心斜撐構架 SCBFs、特殊 韌性抗彎矩構架 SMRFs、普通同心斜撐構架 OCBFs;木結構,抵抗側向

力之木構架必需含有夾板剪力牆(plywood shear walls);含隔震與被動消能 阻尼系統。

附錄 I-B 建議結構系統之降伏機制如表 2-37(摘自原文),本研究根據 顧問討論結論,考慮強柱弱梁等期望之降伏消能機制已於構材設計規範中 考慮,而非線性分析檢核已能了解結構之能耐,本規範僅針對軟、弱層等 不期望發生之機制加以檢核即可。

系統	降伏機制	備註
SMFR CMRF		強柱弱梁 梁發生彎曲降伏 避免梁與柱發生剪力破 壞或剪切降伏 柱腳發生彎曲降伏
EBF		連桿梁發生剪切或/與彎 曲降伏 柱、斜撐與非連桿梁保持 彈性
SCBF		斜撐中間與端頭發生軸 力挫屈破壞 柱 斜撐其他部分與接頭 保持彈性
狹長剪力牆		剪力牆底部彎曲降伏
耦合剪力牆		剪力牆底部彎曲降伏 連桿梁端頭發生彎曲降 伏

表2-37 SEAOC99 附錄 I-B 建議之結構系統降伏機制

squat 剪力牆		在基礎上扭動(Rocking)
	• • •	局部土壤降伏
隔震		隔震裝置降伏
		上部結構保持彈性
被動消能		阻尼器消能 結構構架保持彈性

[資料來源: SEAOC 1999 表 AppIB-3]

2.5.2.2 IBC

繼 IBC2000 之後, FEMA368、FEMA450 均對結構系統使用與建築物 高度有所限制, 大體一致, 有細項改變如表 2-38。表 2-38以 IBC2000 為主, "[]"內參數為 FEMA450 修改值,其中, NL=無限制, NP=不允許。該表考 慮耐震設計類別(與建築物用途、地震等級相關)來加以限制, 符合耐震性 能設計理念。

基本 m 地震力抵抗系統	反應修 正係數	結構系 統過強	位移放 大因數	不同	耐震設 用限制	計分類 與建築	□下之結 ◎物高度	構系 限制		
	R	因子 $\Omega_0$	$C_d$	А, В	С	D	Е	F		
1.承重牆系統										
A. 鋼造普通斜撐構架 [含斜撐之輕構架牆]	4	2	3.5	無限制	無限制	160 [65]	160 [65]	160 [65]		
B.特殊混凝土造剪力牆	5.5 [5]	2.5	5	無限制	無限制	160	160	100		
C.普通混凝土造剪力牆	4.5 [4]	2.5	4	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許		
D.詳細純混凝土造剪力牆	2.5 [2]	2.5	2	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許		
E.普通純混凝土造剪力牆	1.5	2.5	1.5	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許		

表2-38 IBC 基本地震力抵抗系統的設計參數與限制

F.特殊加強磚造剪力牆	5 [3.5]	2.5	3.5	無限制	無限制	160	160	100
G.部分加強磚造剪力牆	3.5 [2.5]	2.5	2.25 [2.5]	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
H.普通加強磚造剪力牆	2.5 [2]	2.5	1.75	無限制	160 [NP]	不允許	不允許	不允許
I.詳細純磚造剪力牆	2	2.5	1.75	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
J.普通純磚造剪力牆	1.5	2.5	1.25	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
K.具有木造或鋼造剪力嵌版								
之輕構架牆	6 [6 5]	3	4	無限制	無限制	65	65	65
(剪力嵌版之輕構架牆)	[0.0]							
L.具有其他材料造剪力嵌版								
之輕構架牆	2	2.5	2	無限制	無限制	35	不允許	不允許
(刪除)								
2.構架系統								
A.鋼造偏心斜撐構架,有抗	0	2	4			1.00	1.00	100
彎矩接頭,連桿遠離柱	8	2	4	無限制	無限制	160	160	100
B.鋼造偏心斜撐構架,無抗	7	2	4			1.00	1.00	100
彎矩接頭,連桿遠離柱	/	2	4	無限制	無限制	160	160	100
[挫屈束制支撐構架, 有抗彎	0	2.5	~			1(0	1(0	100
矩接頭]	8	2.5	3	無限制	<b></b>	160	160	100
[挫屈束制支撐構架, 無抗彎	7	0		(m. 17日 /는네	/ 	1(0	1(0	100
矩接頭]	/	2	5.5	<b>燕</b> 限制	<b>燕</b> 限制	160	160	100
C.鋼造特殊同心斜撐構架	6	2	5	無限制	無限制	160	160	100
	5	2	4.5	無限制	無限制	160	100	100
□ 枯砕浿將十浩前力摔	6	2.5	5	無限生	無限生	[35]	[35]	[NP] 100
	5	2.5	15	無限制	無限制	100	100	100 不分許
	3	2.5	<del>ч</del> .5	州政时	؊൛൬	-1-7641	-1-7641	· ·//al
G.詳細純混凝土造剪力牆	[2.5]	2.5	2.5	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
H.普通純混凝土造剪力牆	2 [1.5]	2.5	2 [1.5]	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
I.合成構造具偏心斜撐構架	8	2 [2.5]	4	無限制	無限制	160	160	100
J.合成構造具同心斜撐構架	5	2 [2.5]	4.5	無限制	無限制	160	160	100
K.普通合成構造具斜撐構架	3	2	3	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許

建築物耐震性能設計規範之研擬

L.合成構造具鋼板剪力牆	6.5	2.5	5.5	無限制	無限制	160	160	100
M.特殊合成構造具混凝土剪	6	2.5	5	在四山	在四山	160	160	100
力牆並有鋼桿件	0	2.3	5	<b>無</b> 限	無限司	100	100	100
N.普通合成構造具混凝土剪	F	2.5	4.5	<b>在17日</b> 在山	何 7日 소네	160	160	100
力牆並有鋼桿件	5	2.5	4.5	<b>燕</b> 限制	<b>燕</b> 限制	[NP]	[NP]	[NP]
O.特殊加強磚造剪力牆	5.5 [4.5]	2.5	4	無限制	無限制	160	160	100
P.部分加強磚造剪力牆	4 [3]	2.5	2.5	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
Q.普通加強磚造剪力牆	3 [2]	2.5	2.15 [2]	無限制	160 [NP]	不允許	不允許	不允許
R.詳細純磚造剪力牆	2.5 [2]	2.5	2.15 [2]	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
S.普通純磚造剪力牆	1.5	2.5	1.25	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
T.具有木造或鋼造剪力嵌版	6.5					65		65
之輕構架牆	6.5 (7)	2.5	4.5	無限制	無限制	65 [160]	65 [160]	65 [160]
(剪力嵌版之輕構架牆)	(')					[100]	[100]	[100]
U.具有其他材料造剪力嵌版								
之輕構架牆	2.5	2.5	2.5	無限制	無限制	35	不允許	不允許
(刪除)								
3.抗彎矩構架系統								
A.特殊鋼造彎矩構架	8	3	5.5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
B.特殊鋼造桁架彎矩構架	7	3	5.5	無限制	無限制	160	100	不允許
C.部分鋼造彎矩構架	6 [4.5]	3	5	無限制	無限制	160 [35]	100 [NP]	不允許
D.普通鋼造彎矩構架	4 [3.5]	3	3.5 [3]	無限制	無限制	35 [NP]	不允許	不允許
E.特殊混凝土造彎矩構架	8	3	5.5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
F.部分混凝土造彎矩構架	5	3	4.5	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
G.普通混凝土造彎矩構架	3	3	2.5	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
H.特殊合成構造彎矩構架	8	3	5.5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
I.部分合成構造彎矩構架	5	3	4.5	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
J.合成構造具部分束制彎矩 構架	6	3	5.5	160	160	100	不允許	不允許
₩ <u>₩</u> K 普诵合成構诰彎矩構架	3	3	2 5	無限制	不允許	不允許	不允許	不允許
L.磚造牆構架	5.5	3	5	無限制	無限制	160	160	100

4.二元系統(具有特殊灣矩構架)								
A.鋼造偏心斜撐構架,有抗	8	2.5	1	毎限判	毎限制	毎限制	毎限制	毎限制
彎矩接頭,連桿遠離柱	0	2.5	- T	נייוי אזי איז	נייוי ארו איז	ניוי אזי איז	ти ил	ربا XI XI
B.挫屈束制支撐構架	7 [8]	2.5	4 [5]	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
C.鋼造特殊同心斜撐構架	8 [7]	2.5	6.5 [5.5]	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
D.鋼造普通同心斜撐構架	6	25	5	毎限制	毎限制	毎限制	毎限制	毎限制
(刪除)	Ŭ	2.0	5	7		7		
E.特殊混凝土造剪力牆	8	2.5	6.5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
F.普通混凝土造剪力牆	7	2.5	6	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
G.合成構造具偏心斜撐構架	8	2.5	4	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
H.合成構造具同心斜撐構架	6	2.5 [2]	5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
I.合成構造具鋼板剪力牆	8 [7.5]	2.5	6.5 [6]	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
J.特殊合成構造具混凝土剪	8	2.5	65	無限判	無限生	無限生	無限生	细阳生
力牆並有鋼桿件	[7]	2.3	0.5	黑政则	洲政刑	黑政则	黑股刺	無政制
K.普通合成構造具混凝土剪	7	2.5	6	毎限判	毎限制	不允許	不允許	不允許
力牆並有鋼桿件	[6]	2.3	[5]	黑政则	洲政刑	1,7041	1,7041	1,7081
L.特殊加強磚造剪力牆	7 [5.5]	3	6.5 [5]	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
M.部分加強磚造剪力牆	6.5 [4]	3	5.5 [3.5]	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
5.二元系統(具有部分彎矩	<b>冓架</b> )							
A.鋼造特殊同心斜撐構架	6 [7]	2.5	5	無限制	無限制	160 [NL]	100 [NL]	不允許
B.鋼造普通同心斜撐構架	5	2.5	4.5	無限制	無限制	160	100	不允許
(刪除)								
C.特殊混凝土造剪力牆	6 [6.5]	2.5	5	無限制	無限制	160	100	100
D.普通混凝土造剪力牆	5.5	2.5	4.5	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
E.普通加強磚造剪力牆	3	3	2.5	無限制	160	不允許	不允許	不允許
F.部分加強磚造剪力牆	5 [3.5]	3	4.5 [3]	無限制	無限制	不允許 [160]	不允許	不允許
G.合成構造具同心斜撐構架	5 [5.5]	2.5	4.5	無限制	無限制	160	100	不允許
H.普通合成構造具斜撐構架	4	2.5	3	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許

建築物耐震性能設計規範之研擬

	[3.5]							
I.普通合成構造具混凝土剪	<b>-</b> -	2.5	4 5			<b>ナ</b> ムキ	テムチ	テムキ
力牆並有鋼桿件	5.5	2.5	4.5	<b>無限</b> 制	<b></b>	个元計	个元計	个元計
J.普通混凝土造彎矩構架與								
普通混凝土造剪力牆之交互	55	2.5	5	细阳生	てムむ	てムシ	不스卦	てムむ
作用系統	5.5	2.3	3	<b>無</b> 限	个儿矸	个儿矸	个儿开	个儿子
[刪除]								
6.單擺(Pendulum)系統								
A. 懸臂柱系統	2.5	2	2.5	在四日生山	在四曲	25	25	25
(刪除)	2.3	Z	2.3	<b>無</b> 限	<b>無</b> 限	55	33	55
B.特殊鋼造彎矩構架	2.5	2	2.5	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
C.普通鋼造彎矩構架	1.25	2	2.5 [1.25]	無限制	無限制	不允許	不允許	不允許
D.特殊混凝土造彎矩構架	2.5	2	1.25 [2.5]	無限制	無限制	無限制	無限制	無限制
7.對耐震未有特別詳細規	2	2	2	细阳生	细阳生	てムシ	てムむ	てムむ
定之鋼結構系統	3	5	3	<b>灬</b> լ衣巾	<sup>挄</sup> 胶	イトノレ育士	イトノレ育士	「「ノし言丁

註:a. 樓層高度限制單位為英呎。

b.耐震設計分類 B 和 C 的部分彎矩構架可以用普通彎矩構架取代。

- c.若是結構物具有柔性樓板,結構系統過強因子 $\Omega_0$ 的值可以減去 0.5,但是減去後的 $\Omega_0$ 值不能小於 2.0。
- d.本表中的鋼造斜撐構架與就地澆注混凝土剪力牆系統,若是在任一平面下斜撐 或剪力牆的配置滿足以下所列的條件,則在耐震設計分類 D 和 E 下的高度限制 可以提高到 240 英呎,耐震設計分類 F 下的高度限制可以到 160 英呎:
  - 斜撐或剪力牆在任一平面下各方向上所抵抗不含扭矩效應的地震力不能超 過總橫力的 50%[60%]。
  - 斜撐或剪力牆抵禦之地震力中,任一平面因扭矩效應所引致的地震力不能超過 20%。

[資料來源: IBC2000表 1617.6、FEMA450表 4.3-1]

IBC2000 針對平面與立面不規則性之定義如表 2-39、表 2-40所示,對於 E、F 類耐震設計,該規範規定不允許有軟層與弱層之立面不規則性,以及平面內極度扭轉不規則性。

表2-39 IBC2000 平面不規則性結構

	<b>扭轉不規則性</b> -橫隔版非柔性時需予考慮
1a	在包含意外扭矩的地震力作用下,沿地震力方向最大側邊變位大
	於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上。
	<b>極度扭轉不規則性</b> -橫隔版非柔性時需予考慮
1b	在包含意外扭矩的地震力作用下,沿地震力方向最大側邊變位大
	於兩側邊平均層變位的 1.4 倍以上。
	具凹角性
2	結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者,超過凹角部
	分之結構尺寸大於沿該方向結構總長之15%以上者。
	橫隔版不連續性
2	橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性,包含切角或開孔,其
5	面積超過全部面積 50%以上者,或兩層間有效橫隔版勁度之變化
	超過 50%者。
4	面外之錯位性
4	側向力傳遞之路徑具不連續性,如豎向構材有面外錯位者。
5	非平行結構系統
З	側力抵抗系統之豎向構材不平行或對稱於兩正交主軸者。
	ᆂᇍᇾᇏᇏᇯᇲᇲᆂᆂᆍᄪᄜᄔᄮᄼᆣᄖᆖ

#### 表2-40 IBC2000 立面不規則性結構

	勁度不規則性 - 軟層
1a	軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平
	均勁度之 80%。
	勁度不規則性-極度軟層
1b	軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平
	均勁度之 80%。
2	質量不規則性

	任一層之有效質量,若超過其相鄰樓層有效質量的 150%者,稱此
	建築物具質量不規則性,屋頂下一層之質量大於屋頂層質量者,不
	視為不規則。
	立面幾何不規則性
3	任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130%以
	上,視此建築物具立面幾何不規則性。
	抵抗側力的豎向構材立面內不連續
4	抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過構材長度者或是抵抗側
	力豎向構材在樓層下方的勁度降低。
	強度不連續性-弱層
5	弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%
	者,或降伏機制中有單一樓層或多層樓層各柱上、下端均出現塑鉸
	者。

## 2.5.2.3 本研究建議

88 年版與 94 年版規範均對規則與不規則(含平面與立面不規則性)結 構加以定義。針對結構材料與系統之選擇,88 年版與 94 年版規範均考量 採用:(一)承重牆系統、(二)構架系統、(三)抗彎矩構架系統與(四)二元系 統等作為建築結構系統、均對所選用之結構系統(包括材料)之高度加以限 制。由於規範並未根據結構物之重要性與危害性等分別明確地建立所謂基 本安全目標或加強目標,不如 IBC2000 與 SEAOC[1999]針對各高低不同之 目標對所選用之結構系統與材料加以限制,而是針對個別結構系統可能之 降伏機制加以限制。例如:88 年版規範特別針對弱層、極限層剪力強度低 於上層之 65%之建築物,限制其高度不超過兩層或 10 公尺(弱層強度足以 抵抗 ZIWC 除外);94 年版規範特別針對高度超過 75m 之鋼骨斜撐構架及 鋼筋混凝土剪力牆要求:斜撐構架或剪力牆於任一立面中,其抵禦之不含 扭矩效應之地震力不得超過總橫力之 50%,由斜撐構架及剪力牆抵禦之地 震力中,由扭矩效應造成之地震力不得超過 20%。針對外型與荷載傳遞連 續性,88 年版與 94 年版規範均強調匯集構材之作用;94 年版規範"不容許" 採用極軟層之立面不規則結構;88 年版與94 年版規範針對其他不規則結構,以準確之結構模擬、選用相對較準確(通常較為複雜)之分析方法以及 規範提供之詳細設計要求來確保設計結果滿足預定之設計目標。

根據 94 年版規範之設計反應譜,台灣 475 年回歸期以上耐震設計相當 於 IBC2000 耐震設計 D 類[蕭江碧等 2004],參考表 2-34、表 2-38相關內容, 本研究中,欲針對不同耐震設計性能目標(BSO、EO1、EO2)建議結構系統 高度限制,但因全台基本屬於強震區,基本類似 IBC 之耐震設計 D 類,故 BSO、EO1、EO2 仍統一訂定如表 2-41所示,但若通過適當分析證明結構 行為可以接受者不受此限。另外,對具鋼造斜撐構架及鋼筋混凝土剪力牆 之二元系統,94 年版規範規定其高度限制為 75m,滿足下列 2 項規定者, 於第 1.8 節允許建築物高度超過 75m:1.斜撐構架或剪力牆於任一立面中, 其抵禦之不含扭矩效應之地震力不得超過總橫力之 50%(FEMA450 改為 60%);2. 由斜撐構架及剪力牆抵禦之地震力中,由扭矩效應造成之地震力 不得超過 20%。若與 IBC(表 2-41)一致,應修改為:高度限制為 50m,滿 足上述 2 條件時,其高度限制可調高為 75m。

除了參考國外規範,本研究建議之結構系統與高度限制也考慮與國內 構材設計規範之一致性作調整。例如:新建建築物結構系統不再採用鋼筋 混凝土造部分韌性抗彎矩構架,磚石造也僅限於加強磚造,加強磚造、木 造、SRC構造之限制與國內構材設計規範一致。也提供部分國內尚無構材 設計規範之結構系統之韌性容量與高度限制,例如:鋼造韌性桁架、挫屈 束制支撐構架(BRB),若主管機關允許採用其他可信理論進行構材設計 時,可採用本規範。另外,耐震性能設計規範提供工程師發揮的空間,特 殊建築物採用規範未定義結構系統時,應依可信理論自行初步設計後,檢 核耐震性能目標與標準滿足要求即可。

本研究中,平面與立面不規則性之定義仍採用 94 年版規範定義(基本 與 88 年版規範一致),該定義也與 IBC2000 相符(表 2-39、表 2-40),但平 面不規則性補充如表 2-39之極度扭轉不規則性,不同目標對應不規則性之 限制要求建議如表 2-42與表 2-43所示。另外,預期各結構系統發生類似表 2-37之降伏機制但對不是處予以修正,耐震性能檢核時需針對此部分進行 檢核。

結構系統	側向力抵抗系統之描述	高度限制(m)
		BSO
一、承重牆系	1.具剪力嵌板之輕構架牆	20
統	(1)三樓以下三夾版嵌版牆	20
	(2)其他輕構架嵌板牆	
	[可如 FEMA450 將(1)與(2)合併]	
	2.剪力牆	50
	(1)鋼筋混凝土造	50 註 1
	(2) <del>磚石造</del> →加強磚造	-
	3.僅具受拉斜撐之輕鋼構架承重牆	20
	4.斜撐承受垂直載重之斜撐構架	50
	(1) 鋼造	50 ≣± 1
	(2) 木造	
二、構架系統	1. 鋼造偏心斜撐構架	50 (註 2.)
ᇱᄟᇸᇧᆍᇵ	增加-挫屈束制支撐構架	(50)
(此部分里新	2. 具剪力嵌版之輕構架牆	20
/ 編 排 -	(1)具有木造或鋼造剪力嵌版之輕構架	20
<b>軋</b> 衣 3-1)	牆(IBC)	20
	(2)其他	
	[可如 FEMA450 (1)與(2)合併]	
	3.剪力牆	50
	(1) 鋼造	50
	(2) 鋼筋混凝土造	50 (計 2.) 50
	(3) <del>磚石造</del> →加強磚造	
	4.特殊同心斜撐構架(SCBF 含鋼造與	50
	合成構造)	
	5.合成構造具偏心斜撐構架	50
	6.合成構造具特殊同心斜撐構架	50

表2-41 建議之結構系統高度限制

三、抗彎矩構	1.韌性抗彎矩構架(SMRF)	
架系統	(1) <b>鋼造</b>	不限
	(2)鋼筋混凝土造	不限
	(3)合成構造	不限
	(4)具非結構牆	不限
	2.部分韌性抗彎矩構架(IMRF)	2.0
	(1)鋼造	
	(2)鋼筋混凝土造(建議刪除)	NK(央SEAUC99 央
		IBC 相行,國內新
		版 RC 構材設計規
		範不允許採用)
	3. 鋼造韌性桁架	50
四、二元系統	1.剪力牆	
	(1)鋼筋混凝土造,具 SMRF	不限
	(2)鋼筋混凝土造 , 具非結構牆 SMRF	不限
	(3)鋼造,具 SMRF	不限
	(4)鋼造,具非結構牆 SMRF	不限
	(5) <del>磚石造</del> →加強磚造,但具 SMRF	50
	2.斜撐系統	
	(1)鋼造偏心斜撐,具 SMRF	不限
	(2)鋼造同心斜撐,具 SMRF	不限
	(3)鋼造偏心斜撐,具非結構牆 SMRF	不限
	(4)鋼造同心斜撐,具非結構牆 SMRF	不限
	增加-挫屈束制支撐構架(比照鋼造偏	不限
	心斜撐)	

註:參見規範草案表 3-1

不規則性	性能目標		
	BSO	EO1	EO2
1. 扭轉不規則性	無建議	無建議	無建議

表2-42 建議對平面不規則性之限制

	(1) 1a- <b>一般</b>	無建議	無建議	NR
	(2) 1b-極度			
2.	具凹角	無建議	無建議	無建議
3.	橫隔版不連續性	無建議	無建議	NR
4.	面外之錯位性	無建議	無建議	NR
5.	非平行結構系統	無建議	無建議	NR

註:NR=不建議採用

不規則性	性能目標		
	BSO	EO1	EO2
1. 勁度不規則性-			
(1) 赦 圉	無建議	無建議	NR
	不容許	不应許	不容許
(2)極軟層	1.00.01	1.1.1.1.1	
2. 質量不規則性	無建議	無建議	NR
3. 立面幾何不規則	無建議	無建議	NR
4. 抵抗側力的豎向構材立面內不連續	無建議	無建議	NR
5. 強度不連續性-弱層	無建議	無建議	NR

表2-43 建議對立面不規則性之限制

註:NR=不建議採用

另外,有關結構系統之消能降伏機制,因相關構材設計規範中已考慮, 故此處不必再另外限制,檢核不期望發生之破壞機制即可。

# 2.6 有關中小地震對應子目標與性能標準之探討

94 年版規範第 1.2 節耐震設計基本原則顯示:現行規範耐震設計主要 基於三個等級地震對應強度與韌性需求,惟中小地震下才考慮勁度相關標 準,但 94 年版規範第 2.16 節暗示 "不同用途建築物於相同中小地震下(規 範規定計算位移時可以不乘以用途係數)之層間變位均不得超過 0.5%",亦 即:允許不同用途建築物於相同中小地震下發生相同變位,未要求具有不 同勁度,初步設計時,不同用途建築物均基於相同 T,採用以用途係數調 高地震力之方式提高對重要建築物之強度需求(圖 2-25),而於初步設計末 來檢核對應中小地震強度需求下之位移,不滿足時,再由工程師自行調整。 若根據現行規範,因為性能標準允許不同用途建築物於相同中小地震 下發生相同之最大層間變位角(0.5%),而大地震下又未對此參數加以限 制,所以,圖2-25所示勁度相同而強度不同之三結構可以滿足規範要求。 假設圖2-25所示之三個長週期建築物僅用途不同,三個結構系統韌性容量 相同,根據等位移原理,於相同大地震作用下應發生相同之變形,即使 IDDR 滿足不同之韌性標準,結構體之破壞有差,但因為其變形相同,所 以,與非結構破壞相關之建築物機能也差不多,耐震性能設計法與現行設 計不同之處就在於控制不同用途建築物於相同地震下發生不同之變形,所 以,增加大地震下對最大容許層間變位角之不同限制條件,要求用途不同 之建築物具有不同之勁度,這也是目前發展位移設計法之原因。



圖2-25 現行規範中小地震對應子目標與設計方式

第 2.2 節不同用途建築物於中小地震下之性能子目標,採用於 30、50、 75 年回歸期不同地震力下保持相同位移標準(0.5%),且保持彈性,同時對 強度與勁度提出要求(圖 2-26)。因 30、50、75 年回歸期地震對應之彈性設 計譜加速度係數不同,強度需求不同,初步設計地震力不同;而勁度需求 則於以強度法設計後進行檢核即可。

第2.3.1節初步設計明確對應不同強度需求,但若如同現行規範初步設計流程中採用經驗公式提供之相同週期T,未能初步設計時直接反應性能目標對勁度之需求。理論上,直接位移設計法可以解決此問題,但因其尚

未達通用階段。為了顯現目標導向設計,強度設計法初步設計要如何反應 不同用途建築物於勁度上之不同要求?可以考慮如下兩方式:

1)直接考慮中小地震對應勁度相關標準,求取不同用途建築物之週期 比例, 若已知其中任一類建築物之基本週期 T0, 便可以了解其他類建築物 之 T0, 由此, 不同基本週期建築物之強度需求, 可以根據彈性設計反應譜 加速度係數反應。如圖 2-26所示,原本 30 年、50 年、75 年回歸期地震下 結構保持彈性且 $IDR \leq 0.5\%$ ,可以換另一種方式呈現:相同中小地震(例如 30年)下結構保持彈性且最大層間變位分別不超過0.5%、0.4%、0.33%(圖 2-27)。第 I 類建築物中小地震下保持彈性,  $IDR_0 \leq 0.5\%$ , 最佳化結構行為 為層間變位比=0.5%時降伏,假設其勁度為 K0,基本振動週期為 T0:第 Ⅱ 類建築物中小地震下保持彈性, *IDR*<sub>1</sub> ≤ 0.4%, 其勁度需求為 K1, 基本振 動週期為 T1。兩結構控制點變位比 $\frac{D1}{D0} \approx \frac{IDR_1}{IDR_2}$ ,則,  $\frac{T1}{T0} = \sqrt{\frac{K0}{K1}} = \sqrt{\frac{V_{FO}^{MED} / D0}{V_{FO}^{MED} / D1}} = \sqrt{\frac{D1}{D0}} = \sqrt{\frac{IDR_1}{IDR_0}} \circ 所以,僅用途不同之第 I、II、III$ 類建築物,考慮中小地震對應相關勁度之不同標準,其基本振動週期之比 例為 1:  $\sqrt{\frac{0.4}{0.5}}$  :  $\sqrt{\frac{0.33}{0.5}}$ =1: 0.894: 0.812。此方法表示不同用途建築物為 滿足中小地震對應目標之相對週期比例,其絕對值以及大地震與最大考量 地震下之位移標準仍需以檢核方式確保。若取建築結構基本週期經驗公式 T 對應第 II 類建築物,則第 I、III 類建築物週期可以由該比例求取,而由 基本週期對應反應譜加速度係數可求取強度需求。

D





<u>2)</u>基於強度與韌性標準之強度設計法,搭配勁度標準之檢核進行初步 設計。



圖2-27 中小地震對應與勁度相關之性能標準

# 2.7 耐震性能評估與檢核

本研究中,耐震設計雖然以性能目標為導向進行初步設計,但基本採 用較簡便之分析方法,為了較準確地反映結構於強大地震力下之真實行 為,本研究之耐震性能設計程序以初步設計結合耐震性能評估與檢核之方 式進行。其中,評估耐震性能採用之分析方法依建築物用途、規則性、結 構基本振動週期(高度)以及所考慮地震之強弱而異,評估完畢即可檢核是 否滿足預定之耐震性能目標與標準。有關分析方法(線性靜力LSA、線性動力LDA、非線性靜力NSA、非線性動力NDA)以及結構分析模擬原則之介紹可參見九十三年度內政部建研所研究報告「耐震性能設計規範架構之研究」[蕭江碧等2004]。目前,對發生非彈性變形之結構,IBC2000與日本2000年設計仍然允許部分規則之低矮建築物採用線彈性分析方法,但鑒於目前國內業界對非線性靜力分析已不再陌生,普遍採用之ETABS等分析工具也都提供此類功能,而88年版與94年版規範中對極限層剪力、軟弱層之檢核也可因採用非線性靜力分析變得簡明,更考慮非線性分析方法是各國規範應用趨勢,即使子目標對應地震等級較低(如30年回歸期)時可採用線彈性分析檢核,其他子目標可能仍須非線性分析,所以,本節主要探討以非線性靜力分析為主之評估檢核方法。其他則參見規範。

強度、勁度與韌性是結構物耐震之要素。設計結果是否能滿足設計目 標,還需要再選用較能反映結構真實行為之分析方法,評估性能參數值(或 稱為耐震需求 Demand),並與性能標準比較,以滿足性能目標;同時,保 證結構也必須能夠提供足夠強度、韌性與變形能力(Capacity)。設計檢核需 要針對結構整體(Global)以及結構構件(Element and Component)兩方面。若 以特別破壞指標建立性能標準,則需要評估結構構件與結構系統對應之破 壞指標。規範條文中將要求檢核結構整體系統之豎向承載能力、側向承載 能力、側向力抵抗系統之變形能力,檢核結構構件之強度與變形不超過其 容量、需要保持彈性之構件不能降伏。

本研究中將以表 2-44所示程序來進行評估檢核,以下針對各步驟內容 作說明。

步驟	程序
1	選擇評估用之分析方法
	a. 選擇原則 b. 採用方法 LSA、LDA、NSA、NDA
2	<b>分析評估</b> (以非線性靜力分析為例)
	a. 建立容量曲線,瞭解結構容量(Capacity)
	例如採用非線性靜力側推分析[FEMA273/356、ATC-40、
	SEAOC-IB]或非線性動力側推分析[FEMA350]求取結構整體容
	量曲線;各構材非線性行為依據理論分析、或經由實驗統計所
	建立之構材設計規範或研究報告建議值、或由具體實驗結果來
	建立。
	b. 求取考量地震下之結構整體與構件之反應 <b>需求</b> (Demand)
	例如以採用非線性靜力側推分析為例, 可採用 i)位移係數法
	[FEMA273/356 、 FEMA350] 或 ii) 容 量 振 譜 法 [ATC-40 、
	SEAOC-IB、Chopra and goel 1999、Fajfar 1999]評估整體系統反
	應需求,再以非線性靜力側推分析推至耐震性能績效點或目標
	位移處求取整體與構件之反應。

3	<b>檢核性能可接受標準</b> (以步驟2採用非線性靜力分析為例)
	結構整體系統
	a. 豎向承載能力
	b. 側向承載能力
	i) 破壞機制與軟、弱層(極限層剪力)檢核
	ii) 強度衰減檢核
	c. 側向力抵抗系統韌性與變位限制
	i) 整體最大層間變位角(考慮 P-∆效應)<性能標準 IDR <sub>max</sub>
	ii) <b>韌性需求 IDDR&lt;性能標準 IDDR</b>
	結構構件 (以 FEMA356 為例,先分主、次要構件)
	a. 變形控制行為 $d_{CE} \ge d_{UD}$ (提供足夠變形容量)
	b. 力量控制行為 $Q_{CL} \ge Q_{UF}$ (提供抵抗外力之足夠強度)
	c. 其他:降伏機制與分析模擬中需要保持彈性者不應降伏
4	評估檢核結果
	a. 耐震設計性能目標是否滿足
	b. 是否存在任何耐震缺陷需要修改設計

# 2.7.1 選擇評估用之分析方法

分析方法之介紹可參見[蕭江碧等 2004],分析方法需根據性能目標之 高低(即建築物用途)、各子目標對應地震等級之高低、結構之規則與不規 則性、結構樓層之高低選用。國外參考文獻選用原則如表 2-45所示。

表2-45 結構分析方法與選擇原則

結構分析 參考文獻	分析方法	選擇原則
SEAOC1999	線性靜力	<=2 層樓高、規則、BSO 目標
附錄 I-A	線性動力	其他
SEAOC1999	線性靜力與動力	韌性需求均匀、可靠度要求較低、細部設計
附錄 I-B		符合要求、規則、BSO 目標

	非線性靜力側推	其他結構物之任何目標均要求採用非線性
	非線性動態歷時	分析
	其他非線性	
IBC-2000	線性靜力	根據建築物用途或重要性、規則性、週期(高
	線性動力	度)與地震力大小來選擇。類似 FEMA-368。
	非線性動態歷時	
FEMA-368	線性靜力	根據建築物重要性、規則性、週期(高度)與
(表 2-47)	線性動力	地震力大小來選擇。
	非線性靜力側推	
	非線性動態歷時	
FEMA-350	線性靜力	中小地震作用之低矮建築物、
(表 2-48)		大地震作用規則之低矮建築物
	線性動力	中小地震作用之高樓建築物、
		大地震作用下規則之高樓建築物
	非線性靜力	大地震下,不規則之低矮建築結構
	非線性動力	大地震下,不規則之高樓建築結構
FEMA-356	線性靜力	較規則、非線性等級不高、高振態效應不高
(FLIVIA 273 更新版)	線性動力	較規則或有扭轉、豎向質量或勁度不規則
		性、高振態,非線性不高
	非線性靜力	不規則但無嚴重扭轉、豎向質量或勁度不規
	(位移係數法)	則性、高振態效應不高,但預期之非線性等
		級高
	非線性動態歷時	不規則、非線性等級高、高振態
ATC-40	非線性靜力	註:類似 FEMA273(356)
	(容量震譜法)	

2.7.1.1 IBC

IBC2000 之選用原則如表 2-46所示,台灣耐震設計基本屬於 D 類,94 年版規範基本比照採用之。

# 表2-46 IBC2000 的設計流程選擇

耐震設 計分類	結構物描述	容許耐震設計流程最低要求
А	-	僅需滿足幾項規定設計流程
B,C	-	等效側力設計流程
D,E,F	耐震使用群組 I 建築物:三層樓以下 輕構架構造、或是使用其它構造的兩 層樓以下柔性樓板建築物。 高度小於 240 英呎且非屬於第一項 的規則性結構物。 屬於立面不規則種類 1a、1b、2、3 或平面不規則種類 1a、1b,且高度 大於五層樓或 65 英呎的結構物。 或是高度大於 240 英呎的結構物。	簡化設計流程 等效側力設計流程 振態分析流程
	其它的平面或立面不規則結構物。 有以下特徵的結構物: -工址震區 <i>S<sub>D1</sub>≥</i> 0.2,且; -工址地盤分類屬於 E 或 F 類,且; -用 1617.4.2 節所計算之結構物基本 週期 T 大於或等於 0.7 秒。	等效側力設計流程:分析模 型要包含結構物動態特性 振態分析流程:必須使用工 址特定反應譜,但是設計基 底剪力不得小於等效側力設 計流程所計算者。

FEMA368 選用設計流程(分析方法)之具體內容如表 2-47所示。其中, *T<sub>s</sub>*為反應譜加速度與速度敏感區焦點對應週期(特徵週期),反應譜分析、 線性歷時分析與非線性歷時分析之適用時機相同。

設 計 類 別	=+	結構特徵	設計流程				
	R ا		指標力量	等效側力	反應譜	線性歷時	非線性歷
	ויכ				分析	分析	時分析
Α		規則或不規則	允許	允許	允許	允許	允許

表2-47 FEMA 368 允許的設計流程

B,C	規則或不規則	不允許	允許	允許	允許	允許
	<i>T</i> < 3.5 <i>T<sub>s</sub></i> +規則 所有輕構架結構物	不允許	允許	允許	允許	允許
D,E,F	<i>T</i> < 3.5 <i>T<sub>s</sub></i> +平面不規則 2,3,4,5 類或立面不規 則 4,5 類的不規則結構 物	不允許	允許	允許	允許	允許
	T < 3.5T <sub>s</sub> +平面不規則 1a,1b 類或立面不規則 1a,1b,2,3 類的不規則 結構物	不允許	不允許	允許	允許	允許
	其他結構物	不允許	不允許	允許	允許	允許

2.7.1.2 FEMA 350

FEMA350 選用分析方法之具體內容如表 2-48所示,因結構基本振動 週期、規則性、性能等級之高低而異。

結構特性			分析流程				
性能等 級	基本週 期 <i>T</i>	規則性	柱梁強 度比	LSP	LDP	NSP	NDP
	$T \leq 3.5T_s$	-	-	允許	允許	允許	允許
OP	$T > 3.5T_{s}$	-	-	不允許	允許	不允許	允許
	$T \leq 3.5T_s$	規則	強柱	允許	允許	允許	允許
			弱柱	不允許	不允許	允許	允許
CD		不規則	-	不允許	不允許	允許	允許
СР	$T > 3.5T_{s}$	規則	強柱	不允許	允許	不允許	允許
			弱柱	不允許	不允許	不允許	允許
		不規則	-	不允許	不允許	不允許	允許

表2-48 FEMA 350 分析流程選擇標準

說明:

1.T。為反應譜定加速度區與定速度區交界的週期。

2.強柱條件指 $\sum M_{prc} / \sum M_{prb} > 1.0$ ,  $\sum M_{prc}$ 與 $\sum M_{prb}$ 分別代表柱與梁預期 非彈性彎矩強度的和。

2.7.1.3 FEMA 356

FEMA356 對較規則建築物,當預期之非線性等級不高時,可採用線 性分析方法。非線性等級之高低由構件所有行為(軸力、彎曲、剪力)之需 求/容量比(Demand/Capacity ratio)決定:若所有構件之需求/容量比<2.0,線 性方法可以適用;若有一根或數根構件之需求/容量比>2.0,但並無平面內 不連續性、平面外不連續性、嚴重弱層、扭轉強度不規則性等任一種不規 則性,線性方法仍可以適用;否則,需採用非線性分析。

高振態效應不高時,例如:低樓層(*T* ≤ 3.5*T<sub>s</sub>*)規則結構(相鄰樓層之水 平尺寸(dimension)之比不超過 1.4 倍、無嚴重扭轉勁度不規則性(樓層頂板 非剛性且某樓層側移不超過樓層平均側移之 1.5 倍)、無嚴重豎向質量或勁 度不規則性(相鄰樓層平均側移比不超過 1.5 倍、矩形側向力抵抗系統),可 採用靜力分析。相反,對於*T* > 3.5*T<sub>s</sub>* 之高樓層、不規則結構、非矩形側向 力抵抗系統,則必需採用動力分析。

非線性靜力分析一般可用於許多建築物,但當第一振態質量參與較低 時,應與線性動力分析一併使用。

2.7.1.4 本研究之建議

由以上內容可以了解: IBC 採用之線性動力、非線性靜力與非線性動 力分析具有同樣之適用範圍; FEMA350 與 FEMA356 等則大致以基本週期 T 是否大於3.5T。來決定是否須採用動力分析法、以結構是否規則來決定是 否可以採用線性分析; 日本 2000 年設計基準雖然提供基於非線性靜力分 析之所謂「界限耐力計算」法, 但也要求對高度超過 60m 之超高層建築物 採用非線性動態歷時分析。考慮國內地震發生頻繁, 475 年回歸期以上耐 震設計基本屬於 IBC2000 或 FEMA368 所謂之耐震設計 D 類, 而 30~75 年

回歸期之地震對應第 I、II、III 類建築物基本屬於 IBC2000 或 FEMA368 所謂之耐震設計 B、B、C 類。綜上所述,分析方法可以根據性能目標之 高低(即建築物用途)、各子目標對應地震等級之高低、結構之規則與不規 則性、結構樓層之高低來選用。考慮本規範對結構之強度、勁度與韌性標 準提出要求,強調結構之非線性變形行為,所以,建議檢核中小地震對應 之子目標可以採用線性靜力與線性動力分析,選用原則同初步設計;大地 震下,初步設計採用線性靜力與線性動力分析,選用非線性靜力分析評估,初步設 計採用線性動力分析者,除了 T>3.5T,之建築物要採用非線性動力分析以 確實考慮非線性與高振態行為以外,T≤3.5T,之較低矮建築物則可以採用非 線性靜力分析。具體內容如表 2-49所示。值得提及:FEMA440 之初步分 析結果認為:T≤2T,基於單一荷載型式(參見第2.7.2.1節)之非線性靜力分 析較得到之結果可以接受,該單一荷載型式又以第一振態荷載型式最準 確。

地震等級	地震等級初步設計採用		初步設計採用動力分析		
	靜力分析	$T \leq 3.5T_s$	$T > 3.5T_s$		
(中小地震)	線性靜力分析	線性動力分析	線性動力分析		
30~75 年回歸期	(LSA)	(LDA)	(LDA)		
475 年回歸期	非線性靜力分析	非線性靜力分析	非線性動力分析		
	(NSA)	(NSA)	(NDA)		
2500年回歸期	非線性靜力分析	非線性靜力分析	非線性動力分析		
	(NSA)	(NSA)	(NDA)		

表2-49 本研究建議規範之性能評估用最低分析方法

既然可以採用非線性動態歷時分析進行分析評估結構之耐震性能,且 隨資訊技術日新月異快速發展,歷時分析與非線性靜力分析之計算量之差 異逐漸減小,而非線性靜力分析也可能在特別情況下得出錯誤結果,為何 還要發展、推崇非線性靜力分析、非線性靜力分析之優越性在哪裡?Goel 與 Chopra[2005]指出:(1)有的非線性靜力分析法於理論上類似線性動力分 析,工程師應用相對簡便;(2)理論上,非線性動力分析確實優於非線性靜 力分析,然而,工程實務應用中,根據非線性動力分析要求(例如94年版 耐震設計規範要求採用與反應譜相符之三各歷時資料)進行分析,不同設計 者可能採用不同歷時,得到不同結論,亦即:除非輸入相同之歷時資料, 同樣設計條件下非線性動力分析結果變異性可能很高,甚至得到相互矛盾 之結果或建議完全不同之耐震安全性;(3)非線性動力分析應用於水平雙向 受地震力之平面不對稱建築物,要求考量側向與扭轉耦合效應之 3D 分析 特別耗時,且須以多組歷時反覆進行分析以降低變異性、提高可靠度;(4) 非線性靜力分析相反,可以根據工址設計反應譜進行分析,避免多組動力 分析與統計結果;(5)非線性動力分析及其應用軟體應用於工程實務是否可 行,學界與工程界意見都不一致,他們認為對任何建築物,不分高低、不 分用途,統一要求採用非線性動力分析不合理,應推崇簡便而又維持可接 受準確度之方法。除了該文獻以外,Atkinson [2004]指出:考量不確定性可 能使得地震危害分析結果完全變樣,但工程實務應用中,平均值設計反應 譜受不確定性影響程度不大。所以,基於設計反應譜之非線性分析仍然有 重要價值。

## 2.7.2 分析評估

如前所述,鑒於目前國內業界對非線性靜力分析已不再陌生,普遍採 用之 ETABS 等分析工具也都提供此類功能,而 88 年版與 94 年版規範中 對極限層剪力、軟弱層之檢核也可因採用非線性靜力分析可變得簡明,更 考慮非線性分析方法是各國規範應用趨勢,耐震性能檢核篇將提供以非線 性分析為主之檢核方法。

建立合理的數值分析模型對於得到合理而可靠的結果和更真實的結構 行為相當重要。該模型包括對各方向荷載,各種影響結構質量、強度、勁 度及變形之結構和非結構構件單元之幾何與材料特性之模擬,並能模擬出 各構件可能發生之破壞模式,且應考慮所選用之分析方法,例如:採用非 線性分析時,要考慮 RC 構材之開裂,非結構牆之行為也需要考慮。在不 影響準確度情況下,模擬之模型儘可能越簡單越好。 非線性分析方法包括非線性靜力與非線性動力分析[蕭江碧 2004]。非 線性靜力分析提供了在強地動下直接推估結構物非線性反應的簡化方 法,相較於複雜的非線性動力分析是非常具有吸引力(參見第2.7.1.4節),本 節主要介紹採用非線性靜力分析之評估方法。

耐震性能檢核中,結構分析主要是求取結構在所考量地震下之反應需 求(Demand)不超過對應之容量(Capacity)。結構整體之容量可經由非線性靜 力側推分析[FEMA273/356、ATC-40、SEAOC-IB]或非線性動力側推分析 [FEMA350、Xue and Meek 2001]求取結構整體容量曲線來瞭解,以非線性 動力側推分析求取結構整體容量曲線[FEMA350]之具體內容可參見[蕭江 碧 2004]。而結構構件之容量與性能可接受標準則依據材料特性(強度、應 力~應變關係)、斷面分析(Section Analysis →Moment-curvature 關係)、構件 分析(Member Analysis → Moment-curvature 關係), 構件 分析(Member Analysis → Moment-Rotation或Force~displacement 關係)或經 由實驗統計所建立之構材設計規範或研究報告建議值、或由具體實驗(針對 報告未提供或不擬採用者)來建立。在所考量地震下,結構整體與構件之反 應需求可經由第2.7.1節之分析方法求取,以非線性靜力分析為例,可採用 i)位移係數法[FEMA273/356、FEMA350]或 ii)容量振譜法[ATC-40、 SEAOC-IB]評估結構整體在地震力作用下之耐震性能績效點或目標位移處求取其他結 構整體(如最大層間變位角)與結構構件之反應 該原理如圖 2-28所示。

## 圖2-28 耐震性能評估原理



## 2.7.2.1 非線性靜力側推分析

非線性靜力分析(NSA):是考慮線性和非線性變形行為,通過保持 預加靜力荷載型式(Predetermined Load Patterns)、逐步增加荷載大小、每一 荷載增量過程中以迭代取得力平衡之方式求取結構非線性行為之方法。在 非線性數值分析方法中被稱為「增量迭代法(Incremental-Iterative Method)」 [Meek and Xue 1998],地震工程在應用該方法求取結構在地震力作用下之耐 震反應時,稱該方法為「非線性靜力側推分析(Nonlinear Static Pushover Analysis)簡稱 NSPA」。

非線性靜力側推分析假設:變形行為由預設荷載型式控制,且在整個 變形過程維持該型式不變(除非採用不斷變化之適應性荷載法),較適用於 由第一振態控制變形行為之結構,並且,預設荷載型式直接影響分析結果 之正確性,在非線性靜力側推分析中佔有重要地位,如何在側推分析中考 慮高振態效應一直受到關注。側推分析求取容量曲線至少需推至何時可停 止分析也應釐清。因適應性荷載法計算量很大,此處不討論之。

#### 荷載型式:

*FEMA273*[1997]採用至少考慮兩種形式的豎向分布之側向荷載:1)均 匀分布型(Uniform Pattern)→側向荷載與各樓層質量(Mass)成比例;2)振態 分布型(Modal Pattern)→ a)若第一振態有超過 75%之總質量參與,用  $F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} V$ (與ATC-40之2相似)。其中,  $\kappa$ 為控制施力分布型態的參數,

對週期不超過 0.5 秒之建築物建議取 1.0 (倒三角形); 對週期超過 2.5 秒者 取 2.0; 週期 居於期間 取  $1+\frac{T-0.5}{2}$ ; b) 否則用:與由線性動力分析 (Modal/Response Spectral Analysis)樓層剪力之 SRSS (or CQC-FEMA-274 1997)組合成比例(Modal Force)。

FEMA356 指出控制節點取建築物屋頂質量重心,有屋凸部分者,以 屋凸層為準。側向荷載型式:需考量兩種型式,其中之一為以下三種型式 之一:1. 當所考慮方向之基本振態參與質量超過 75%,且考慮均佈荷載型 式時,採用與側力分配因子 $C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$ 成正比之荷載型式;2. 當所考慮

方向之基本振態參與質量超過 75%,採用與基本振態形狀成正比之荷載型 式;3. 當基本週期 T>1.0s,荷載型式與考慮 90%質量參與之振態反應譜分 析所得樓層剪力成比例。另外一個為以下二種型式之一:1.與樓層質量成 正比之均佈荷載型式;2.與結構變形成正比之適應性荷載型式。

<u>ATC-40</u>採用之荷載型式包括五種:1)僅一層建築物,屋頂施加水平集 中橫力;2) $F_x = [w_x h_x / \sum w_i h_i]V$  (倒三角形分布);3)施加之側力按振態分配  $F_x = [w_x \phi_x / \sum w_i \phi_i]V$ ,普遍適用於基本週期在1秒以內之建築物;4)對有弱 層存在之建築物,降伏前同3),降伏後,施加之側力應與變位形狀相符; 5)對於高層或不規則建築物,同3)和4),但在決定構件之降伏時應考慮高 振動振態(Higher Modes of Vibration)影響。

<u>FEMA368</u>要求 1)側向載重作用在每一樓層 I 的質量中心,在每一方向 上必須採用一種側向載重型式(Load Pattern),側向載重型式必須根據振態 分析而得之基本振態反應分布;2)在每一個側力增量 k 作用下,結構模型 的總載重可以用基底剪力 $V_k$ 表示,初始側力增量下之基底剪力 $V_1$ ,可以作 為設計基底剪力。在每一側力增量步驟中,基底剪力V之增量大小,必須 控制在可以顯示出個別構件的重要行為變化,例如桿件降伏、挫屈與破壞 等行為;3)結構分析必須同時考慮側向力、靜載重與大於 25%需要活載重 的組合效應;4)載重必須分別作用在兩個方向上,在每一個加載步驟,都 必須作紀錄總載重 $V_k$ 、控制點側向位移 $\Delta_k$ 與每一構件的力與變形等資料。 控制區(Control Panel)的預期非線性變形,取控制點(Control Point)的預測變 形乘以 $C_i$ 係數而得。其中,預測變形是採用 5%阻尼比設計反應譜之振態 反應譜分析並僅考慮基本振態求得之反應;當 $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ 與基本振動週期  $T_1$ 的比值小於等於 1 時, $C_i$ 取 1.0,否則 $C_i = \frac{(1 - T_s / T_1)}{R_d} + T_s / T_1$ ,其中  $R_d = \frac{1.5R}{O_1}$ 。

*日本 2000 年設計基準*之 Pushover 荷載型式可採用所謂「A<sub>i</sub>」[Otani 2000、]或「bd<sub>i</sub>」(對應生命安全界限成為「bs<sub>i</sub>」) [國土交通省住宅建築指

導課等 2001]控制型態, 頂樓與其他各樓層 bdi 計算採用式(2.6)。

其中, *W<sub>i</sub>*為樓層 j 所承受 Dead+Live 荷載, *m<sub>i</sub>*為第 i 樓層質量, *m<sub>N</sub>*為頂 樓 N 質量。λ為建築物地面以上樓層中,梁柱為木造或鋼結構之樓層高度 總和與建築物高度之比。但對應所謂安全界限之評估中,容量曲線之求取 要考慮偏心調整外力分布。

*多振態側推分析法*[Goel and Chopra 2004]則是分別以所考量之振態型 式作為側推荷載型式進行獨立的側推分析,分別求取容量曲線,分別以容 量震譜法求取耐震性能績效點,再將計算結果以 SRSS 與 CQC 法進行振態 迭加。該方法被證明在許多情況下評估樓層變位均與非線性動力分析結果 非常接近。但是,對構材行為(受力與變形)之評估尚不夠準,且當建築物 之變形達高韌性區域並同時伴有側向容量之大幅削弱時,必需進行非線性 動態歷時分析。

**歐洲規範**[EC8,2003]建議其一為與樓層質量成正比之均佈荷載型式, 另一個則採用一振態型式。

**本研究建議**: 側推荷載型式以能確切反映結構變形型態者為佳, 再參 考 FEMA440 之研究結果: 認為採用單一荷載型式時, 第一振態荷載型式 比倒三角形、規範靜力分布型或拋物線型、基底剪力組合型來得準確, 而 以兩個或多個振態進行多振態側推分析可以較準確評估變位, 但卻又不能 較準確反應構材行為, 所以, 本研究建議: 除高振態效應不高之規則結構, 採用第一振態荷載型式, 否則, 基於兩種不同荷載型式, 再綜合其側推分 析結果, 取最大值與性能可接受標準值比較, 1)基本振態荷載型式; 2)與 樓層質量成正比之均佈荷載型式。允許根據可信理論採用其他荷載型式。

## 容量曲線側推終點:

非線性側推分析求取容量曲線,結構模型藉由上述型式之側向力作用 逐漸變形至結構崩塌作為結構容量曲線,若僅需要求取性能點而無關結構 韌性容量,則側推至超過目標位移之1.5倍[Freeman 1998、FEMA356], 其中,目標位移即為以位移係數法或容量震譜法求取耐震性能績效點對應 之位移,求取容量曲線之前,該目標位移可取性能標準之最大變位標準 值。結構崩塌點之定義:80%結構構件達其變形極限或結構喪失穩定性、 或是結構系統基底剪力強度下降到最大基底剪力(雙線性化容量曲線降伏 後勁度為正時)或有效降伏基底剪力(雙線性化容量曲線降伏後勁度為負時) 的80%。容量曲線上,可分別標示表2-32中強度、勁度、韌性性能標準對 應狀態點,取最保守者作為該性能等級對應之可接受性能標準點。

一般常見之非線性靜力側推分析僅採用單向側推,但實際上,地震荷載除 了動態特性以外,還有正、負雙向反覆作用,特別當主要消能之構件可能有強 度削弱、勁度衰減等負面特性時,單向與雙向側推所得結構容量可能會有相當 之差異。而 FEMA350 所呈現的非線性動力側推分析[蕭江碧等 2004]為動態穩 定性分析之一種數值分析方法[Xue and Meek 2001],可能求取較為準確之容量 曲線,但計算量大。對於結構非線性行為等級較高並伴有較大側向抵抗容量之 削減、高樓層不規則結構或超高樓層建築結構,建議採用非線性動態歷時分析, 但對於韌性相關標準之檢核,仍然需要以動力側推分析求取容量曲線,具體內 容參見[FEMA350、蕭江碧等 2004、Xue and Meek 2001]。

## 容量曲線控制節點:

繪製容量曲線之控制節點取建築物屋頂質量重心,有屋凸部分者,以 屋凸層為準。

2.7.2.2 位移係數法

位移係數法係通過對一系列不同大小、高低之結構之分析結果進行統計,尋找出多自由度系統之樓頂位移、非彈性變形、P-delta效應、遲滯型 態等對單自由度系統位移反應之修正係數來近似估算多自由度非彈性結 構最大位移反應之方法。該方法之優點:簡便、快速。該方法最初於如 FEMA-273 [1997]、Gupta & Krawinkler [2000]中呈現、但僅適用於無較大 扭轉效應與高振態效應之一般中低樓層規則建築物。FEMA273 之替代版 為 FEMA356,即將發行之 FEMA440 將針對 FEMA356 進行改進。

FEMA356 位移係數法之基本步驟如下:

**步驟 1**:預設荷載形式,執行第2.7.2.1節所述非線性靜力側推分析求取容 量曲線;

步驟 2: 將力~變形(基底剪力 V~屋頂目標位移  $\delta$ )容量曲線用能量相等原 理雙線性化(圖 2-29),以原容量曲線上強度為  $0.6V_y$ 之割線勁度為 線性化後之等效側向勁度,即  $K_e = K_s^{0.6V_y}$ 。其中, $V_y$ 為雙線性化容 量曲線所得有效降伏基底剪力。



圖2-29 FEMA356 能量相等原理雙線性化與有效降伏基底剪力 [資料來源: FEMA 356 Fig.3-1]

步驟 3:計算等效基本週期 $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ ,  $T_i$ 與 $K_i$ 分別為彈性系統之基本週期與初始勁度。

步驟 4:計算目標位移,  $\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$  (2.35) 其中,  $S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$ 為彈性反應譜(單自由度)對應  $T_e$ 之位移反應,

 $C_{I}$ : 彈性位移修正為非彈性位移之修正係數。當  $T_{e} \ge T_{0}$ ,  $C_{I}=1.0$ ;  $T_{e} \le T_{0}$ 時,  $C_{I}=[1.0+(R-1)T_{0}/T_{e}]/R_{o}$ 當  $T_{e}<0.1$ 時,  $C_{I}\le 2.0$ ;其他情況,  $C_{I}\ge 1.0_{o}$ 其中,  $T_{0}$ 為反應譜中定加速度段與定速度段之交點對應之週期。R 為 非彈性強度需求與降伏強度之比 $R = \frac{S_{a}/g}{V/W} \cdot \frac{1}{C_{o}}$ 。

 $C_2$ :考慮遲滯型態(Hysteresis Shape)對最大位移反應之影響之修正係數。

$$C_3$$
:考慮 $P - \Delta$  (Second Order)效應之修正係數,對降伏後勁度為正(Positive)  
之建築物  $C_3 = 1$ ;對降伏後勁度為負 (Negative)之建築物  
 $C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T}$ ,其中 $\alpha = K_s / K_e$ 。

對於非剛性樓板,目標位移為剛性樓板分析計算結果乘以"屋頂最大 位移/質量重心位移"之比。

## 2.7.2.3 容量震譜法

假設結構之容量(Capacity)與需求(Demand)完全獨立,應用繪於同一個 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum, 譜加速度 *s<sub>a</sub>*~譜位 移 *s<sub>a</sub>* 關係)座標系下之容量和需求兩曲線之交點,作為結構在該需求曲 線所反映之地震力作用下之耐震性能績效點之近似方法(圖 2-30)。其 中,容量以第2.7.2.1節所述非線性側推分析求取,需求曲線一般採用 5% 阻尼彈性反應譜再考慮結構可能發生之非彈性行為而折減。5%阻尼彈 性反應譜可以是特定地動下分析所得彈性反應譜,或是基於一系列地動 對應反應譜分析結果之統計所得到之彈性設計反應譜。考慮非彈性變形 後,反應譜之折減可採用高阻尼比之等效彈性反應譜[ATC-40 1996]或非 彈性反應譜[Chopra and Goel 1999]。

**等效彈性反應譜**係將結構韌性或非彈性結構之遲滯行為由一較大之等 效阻尼*ζ<sub>eq</sub>* 表達,等效阻尼再與原固有黏性阻尼*ζ*<sub>0</sub>組合,反映整體結構所提 供較高之有效阻尼*ζ<sub>eff</sub>*,以較高阻尼計算之彈性反應譜作為非彈性結構反 應譜。韌性比越大,對應之有效阻尼越高,相同強度地震對應之位移反應 越大。確定有效阻尼之方法有多樣。早在 1979 年 Iwan and Gates[1979]就 已發表文章針對多種等效週期及有效阻尼之評估法進行總結和比較並得 出「平均勁度和能量法」對各種韌性比之結構所產生的誤差最小。該等效 阻尼被 Reinhorn [1997]等之研究所引用。ATC-40 文獻中,有效阻尼之確定 基於非彈性系統在一個振動循環內消散的能量與等效線性系統的相等。而 在 DBD 位移法之研究中, Kowalsky et al. [1994] 由實驗結果之曲線擬合 而得到之有效阻尼評估方法, Priestley et al. [1996] 基於 Takeda hysteresis model 而得到之有效阻尼評估方法。具體內容參見[蕭江碧等 2004]。

## 圖2-30 容量震譜法原理



非彈性反應譜作為需求曲線,目前較多針對定韌性比(Constant ductility)設計反應譜,根據降伏強度折減係數-韌性比-結構基本週期(R<sub>y</sub>µ-T<sub>n</sub>) [Newmark-Hall 1982、Krawinkler and Nassar 1992、Vidic, Fajfar & Fischinger 1994、Fajfar 2000 等]關係,應用於以數值計算方法求取耐震 性能績效點譜非彈性位移 D。

$$D = \mu \frac{1}{R_y} \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 S_a \tag{2.36}$$

耐震性能績效點之求取,對於特定地震歷時求取之反應譜,可以通過 圖解迭代之方式[ATC-40 1996、Freeman 1998、薛強 2002];對於考量多組 地震歷時求取之設計反應譜,則可以採用數值計算方式。具體內容參見[蕭 江碧等 2004]。

本研究建議之等效彈性反應譜與非彈性反應譜之具體內容參見第 2.2.1.2節。

## 2.7.3 檢核性能標準容許值

結構耐震性能可接受性之檢核是根據上一節內容,以適宜之分析方法 計算結構在性能目標對應之該等級地震作用下之反應參數與可接受標準 或容許標準值比較,確定是否滿足耐震性能標準。本節主要提供採用上節 非線性靜力側推分析之檢核內容。

各參考文獻採用各種分析方法對應之主要檢核內容如表 2-50所示。 FEMA 273 之性能目標與標準基本建立在整體結構系統上,而耐震性能可 接受標準之檢核,則僅以結構構件之性能可接受標準為準。FEMA356 稍 有改進,要求檢核結構滿足性能目標對應變位限制.且各性能標準點對應 之基底剪力強度不低於容量曲線雙線性化後有效降伏強度之 80% ATC-40 之性能目標與標準也建立在整體結構系統上,但耐震性能可接受標準之檢 核包括結構整體與結構構件之性能檢核。FEMA350 針對鋼結構韌性抗彎 矩構架,以分析所得性能表達參數不超過結構提供性能之可靠性作為可接 受標準。FEMA350 是以 FEMA273 為基礎,考量不確定因素,採用可靠度 為基礎之機率近似法,以需求抵抗係數設計 DRFD(Demand and Resistnace Factor Design)之方法來評估建築物耐震性能滿足設計目標之信賴度(基本 程序主要根據結構在所考量地震等級下之需求 D、需求變異因數γ、分析 不確定因數 $\gamma_a$ 、以參數 $\phi$ 折減後之容量 C 來評估信賴參數 $\lambda = \frac{\gamma \gamma_a D}{\phi C}$ ,作為 最後評估結構達到預期性能目標之信賴度之依據),並與該信賴度可接受條 件比較來確定設計是否滿足要求。但目前實務應用中(State-of-the-practice) 仍主要比照 FEMA273(或 FEMA356)與 ATC-40 之檢核原理,基於計算之 反應參數不超過該參數可接受標準值來評判性能目標是否滿足。

表2-50 參考文獻之檢核內容

	参考乂巚	万竹万法	一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一
SEAOC 1999		線性靜力	計算之側移量× 0.7≤性能標準之側移限值
	附錄 I-A	線性動力	計算之側移量⊴性能標準之側移限值
	SEAOC 1999	線性靜力、線性動力	降伏機制
	附錄 Ⅰ-B	非線性靜力側推	檢核側移限制(層間變位角)
	非線性動態歷時	至少有 80%非彈性構件需要滿足 IDDR 標	
----------	---------	--------------------------------------------------------	
	其他非線性	準、並提供足夠韌性容量	
		構件單元韌性需求/容量比	
		預期不能降伏之構件應保持彈性	
IBC 2000	線性靜力	除了滿足幾項規定設計流程以外,檢核層	
	線性動力	間變位 $\Delta$ 小於容許層間變位 $\Delta_a$	
	非線性動態歷時		
FEMA 368	線性靜力	基本上類似 IBC 2000。非線性歷時分析檢	
	線性動力	核: 桿件變形量不超過導致垂直承載能力	
	非線性靜力側推	喪失或是導致桿件強度減少到其最大值之	
	非線性動態歷時	67%以下之變形量的 2/3。設計層間變位不	
		得超過層間變位限制的 125%。	
FEMA 350	線性靜力	簡化評估法、詳細評估法	
	線性動力	需求抵抗係數設計 DRFD 法:計算信賴參	
	非線性靜力	數 $\lambda = \gamma \gamma_a D / (\phi C)$ ,評估結構達到預期性能	
	非線性動力	目標之信賴度,檢核設計是否滿足要求。	
		分別針對整體層間變位、局部接頭層間變	
		位、柱桿件軸力、柱桿件續接拉力檢核。	
FEMA 356	線性靜力	●力量控制行為●主、次要構件,力	
	線性動力	$\kappa Q_{CL} \ge Q_{UF}$ 量、變形控制行為	
		●愛 形 控 制 行 為 ●容量	
		● 力 量 控 制 行 為	
	非線性動能麻哇	$Q_{CL} \ge Q_{UF}$	
	死旅江到恐症时	●變 形 控 制 行 為	
		$d_{CE} \ge d_{UD}$ 、滿足	
		目標變位	
		• $V_{t} >= 80\% V_{v}$	

ATC 40	非線性靜力	結構整體:	結構構件:
	(容量震譜法)	豎向承載能力、側	性能點對應構件之強
		向承載能力、側向	度、韌性與變形滿足標
		力抵抗系統韌性與	準
		變位限制	報告提供相關表格

有關表 2-50各參考文獻耐震性能檢核步驟之詳細內容可參見文獻[蕭 江碧等 2004]。本研究中,根據第2.7.1節所選用於評估檢核之分析方法, 進行不同之分析評估,檢核結構整體系統與結構構件之性能是否滿足耐震 性能標準。

本研究以下針對非線性靜力側推分析,主要根據 FEMA 356 與 ATC-40 之檢核原理,建議規範條文中要求檢核結構整體系統之豎向承載能力(與豎 向穩定性-不因喪失任何一根結構桿件而失穩)、側向承載能力(降伏機制與 軟弱層檢核、基底剪力之檢核)、側向力抵抗系統之變形能力(韌性與變位 限制),檢核結構構件之強度與變形不超過其容量、需要保持彈性之構件不 能降伏。具體內容如下:

#### 結構整體系統

a. 豎向承載能力[ATC-40 1996]

豎向承載能力需確保結構不致因任一構件喪失承載能力而倒塌,可經由去除任一構件後檢核結構穩定性分析了解,確保結構具有足夠強度與贅餘度(Redundency),但因此也增加不少計算量,最好能在概念設計時要求提供足夠贅餘度來確保。另外,也可以針對非線性側推分析中,發生降伏且軸力又很大之柱桿件,增設軸力塑鉸,考慮柱上下端形成塑鉸後,尚可承擔豎向荷載時發生軸力破壞而倒塌之情形,充分了解結構接近極限狀態時,是否會因豎向承載能力不夠而倒塌。

b. 側向承載能力

i) 破壞機制與軟弱層(極限層剪力)檢核

127

上述非線性分析過程中,均可以根據結構構件降伏或塑鉸產 生之先後順序與位置來瞭解結構實際之降伏機制與概念設計中預 期之降伏機制是否吻合,也可以瞭解是否有顯著軟層或弱層出現。

本研究根據顧問討論結論,考慮強柱弱梁等期望之降伏消能 機制已於構材設計規範中考慮,而非線性分析檢核已能了解結構 之能耐,本規範僅針對軟、弱層等不期望發生之破壞機制加以檢 核即可。

ii) 強度衰減檢核

容量曲線雙線性化後,降伏後勁度為正者,側推終點取極限 基底剪力強度>=80%容量曲線最大基底剪力強度;降伏後勁度為負 者,側推終點極限基底剪力強度不低於容量曲線雙線性化後有效 降伏強度之 80%(FEMA356)(圖 2-29)。其目的在於確保結構之側向 穩定性,不因 P-Delta效應與構材本身在反覆載重作用下之強度衰 減或勁度削弱,而導致超過 20%以上之強度衰減,否則,應採用 非線性動態歷時分析驗證或修改設計。規範中以控制側推分析終 點確保。

- c. 側向力抵抗系統韌性與變位限制
  - i) 整體最大層間變位角(考慮 P-△效應) IDR<sub>max</sub><=性能標準 IDR<sub>a</sub>
     耐震性能績效點對應結構整體最大層間變位角(需求)不超過
     該性能等級對應層間變位標準值。
  - ii) 韌性需求 IDDR<性能標準 IDDR

耐震性能績效點對應結構整體韌性需求不超過該性能等級對 應韌性標準值。

c-i)與 ii)之要求也可以表述為:降伏結構在滿足變位要求之同時,其 韌性需求不超過其容許韌性。

#### 結構構件

OP 性能等級對應子目標之檢核以強度與最大層間變位比(勁度)為 主,僅針對結構構件強度與結構最大層間變位比檢核即可。而 CP 性能等 級對應子目標之檢核可僅針對結構整體系統,不需再作單一構件之檢核。

其他子目標對應結構之性能可接受性還須由評估構件之強度與非線 性變形是否滿足要求決定。

非線性分析中,構件行為採用 FEMA356 或 ATC-40 等研究報告提供 之數據來模擬者(圖 2-31),要以該報告之構件行為可接受標準進行檢核。 本研究因考量 IO 與 DC 性能等級,對應之構件性能可接受標準將根據本研 究中整體性能表準與參考文獻[FEMA356/ATC-40]整體性能標準案比例調 整。經由實驗建立之數據來模擬者,可根據如 FEMA356 建議之實驗程序 來建立構件行為之結構模擬參數與可接受標準,詳細內容參見[蕭江碧 2004]。本研究採用結構整體 IDDR 標準,僅要求 80%以上構件滿足該標準 即可表示滿足性能要求。

既有研究報告中,在評估以前,每一構件需要根據他們影響整體系統 強度與勁度之程度劃分為主、次要構件,每一構件之每一種行為又被分類 為力量控制(force-control 非韌性行為)與變形控制(deformation-control 韌性 行為)。有關結構主、次要構件及其力量、變形控制行為之劃分參見[蕭江 碧 2004]。

a. 變形控制行為  $d_{CE} \ge d_{UD}$ 

耐震性能績效點對應構件變形(需求) $d_{UD}$ 不超過預期變形容量  $d_{CE}$ 。其中,d表示變形控制行為,如非彈性轉角 $\theta$ 、非彈性轉角比 $\theta/\theta_y$ 、 位移比 $\Delta/\Delta_y$ ;下標<sub>UD</sub>表示呆載重與地震力作用,下標<sub>CE</sub>表示預期值, 即大量同類型構件變形容量之平均值,對應各性能等級變形容量可接 受指標參見後文說明。

因非線性靜力側推分析側推終點考慮單一構件之韌性容量,所 以,不再特別要求構件最大韌性需求不超過韌性容量。

b. 力量控制行為  $Q_{CL} \ge Q_{UF}$ 

耐震性能績效點對應構件力量控制行為(需求)Que 不超過強度下

129

限*Q<sub>ct</sub>*,即大量同類型構件降伏強度平均值減去一個標準差。其中,*Q* 表示力量控制行為,下標 UF 表示重力與地震力作用。



圖2-31 模擬構件與描述可接受標準之力與變形關係

c. 其他:降伏機制與分析模擬中需要保持彈性者不應降伏 (SEAOC-IB、FEMA356)

#### 結構模擬:

非線性分析中,構材之非線性分析模型要能正確反應構材之非線性行為,RC構材之有效勁度要考慮構材開裂(表 2-51),此外,應模擬整個結

構系統,並考慮非結構牆可能對結構造成的影響,且應考慮 P-Δ效應。此 外,對於非線性分析中發生降伏且軸力很大之柱構件,宜考慮增設軸力塑 鉸。

楼林	撓曲勁度	剪切勁度	軸向勁度
1 <del>円</del> 1기	$(E_c I_g)$	$(E_c A_w)$	$(E_c A_g)$
非預應力梁	0.5	0.4	1
預應力梁	1	0.4	1
≥0.5 A <sub>g</sub> f <sub>c</sub> '重力荷載作用(亦即側	0.7	0.4	1
向地震力較小)之受壓柱			
受拉柱或 $\leq 0.3 A_g f_c$ '重力荷載作用	0.5	0.4	1
(亦即側向地震力較大)之受壓柱			
牆(開裂)	0.5	0.4	1
牆(未開裂)	0.8	0.4	1

表 2-51 FEMA 356 所建議之 RC 構材初始勁度近似值

備註:重力荷載居表內數值之間者之受壓柱,線性內插

### 2.8 既有建築物之耐震性能評估

行政院已於民國八十九年六月十六日核定「建築物實施耐震能力評估 及補強方案」,期以公有建築物先行執行,作為民間表率,供爾後全面實 施之參考,對於私有建築物擬以宣導方式推動。因為配合現行設計規範, 該方案相關耐震能力評估及補強基準主要強調強度,以建築物所能抵抗之 坍塌地表加速度表示其耐震能力。本研究之耐震性能設計法,不僅強調強 度與韌性,也重視建築物之機能,不再以單一坍塌地表加速度來表示建築 物之耐震性能。

因耐震性能設計規範對新建建築物耐震設計目標與標準之更新、既有 建築物之耐震性能是否仍可以接受、該採用何等評估標準必然成為吾等關 切之問題。

考慮既有建築物已使用與剩餘之壽年,其耐震性能目標與標準得比新 建建築物放寬,但「LS」與「CP」性能等級對應之耐震性能目標與標準須 與新建建築物一致,對應本規範第二章新建建築物最低性能標準,其放寬 方式可如下考慮:

#### 方式一:考慮相同性能等級,放寬地震等級

考慮既有建築物已使用年限(n),將新建建築物性能目標中各地震等級 對應設計使用年限內之超越機率,以剩餘使用年限 n 內之相同超越機率替 代,但剩餘使用年限 n 宜設定下限值。另外,第 III 類建築物還應確保於 「2%設計使用壽年」地震等級下之 LS,避免剩餘使用年限較短之建築物之耐 震性能不夠。具體內容如表 2-52所示,各性能等級對應標準如前所述。例 如:一棟設計使用年限為 50 年,已使用 12 年之建築物,其性能目標如表 2-53所示。但此方式必須確定各新的地震等級之大小,若有不同地震等級 與 475 年地震對應譜加速度係數比例關係之經驗公式,此問題可得以簡化。

	地震等級 (使用年限內之超越機率)			
耐震性能等級	第 III 類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第Ⅰ類建築物	
	(EO2)	(EO1)	(BSO)	
OP 正常使用	50%剩餘使用壽年	60%剩餘使用壽年	80%剩餘使用壽年	
IO 輕微損傷	10%剩餘使用壽年			
DC 破壞控制	2%剩餘使用壽年	10%剩餘使用壽年		
LS 生命安全	2%設計使用壽年	2%設計使用壽年	10%設計使用壽年	
CP 避免倒塌			2%設計使用壽年	

表 2-52 不同用途既有建築物之耐震性能目標(方式 1)

註:剩餘使用壽年≥下限值

1			ר בין אלג נפין בא גאן	
		地	也震等級	

第Ⅰ類建築物

(BSO)

表 2-53 已使用 12 年之建築物之耐震性能目標

OP 正常使用	50%38≈55 年	60%38≈42 年	80%38≈24 年
IO 輕微損傷	10%38≈361 年		
DC 破壞控制	2%38≈1881 年	10%38≈361 年	
LS 生命安全	2%50≈2500 年	2%50≈2500 年	10%50≈475 年
CP 避免倒塌			2%50≈2500 年

註:「年」代表回歸期

### 方式二: 考慮相同地震等級,放寬性能等級

不同用途建築物之性能子目標中,固定地震等級,得放寬性能等級, 但第 I 類與第 II 類建築物於最大考量地震對應之耐震性能目標與標準 (CP、LS)須與新建建築物一致。第 III 類建築物於最大考量地震下之 DC 性能因不危及生命,若已使用一段時間得予放寬,但不超過 LS 對應性能 等級。具體內容如表 2-54所示,其中,各性能等級之量化標準與前述內容 一致。此方式較方式一較簡便,雖不如方式一較能顯現不同使用年限建築 物之耐震性能目標之差異,但設計年限與已使用年限相近之建築物,耐震 性能目標之差異可以忽略,而方式一之剩餘使用壽年又不能趨於 0,必須設 定下限,所以,方式二可能較為適宜。

		性能等級	
地震發生機率	第 III 類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第Ⅰ類建築物
	(EO2)	(EO1)	(BSO)
(30年)80%50			OP ~IO
(50年)60%50		OP ~IO	
(75年)50%50	OP ~IO		
(475 年)10%50	IO ~DC	DC ~LS	LS~CP

表 2-54 不同用途既有建築物之耐震性能目標(方式 2)

(2500年)2%50	DC ~LS	LS	СР

若既有建築物於原設計時之設計目標已比規範規定新建建築物之最低 耐震設計性能目標還高,上述放寬限度應基於原設計目標以類似理念調 整。

建築物進行耐震性能評估前,應對主要結構部分(如梁、柱、剪力牆與 斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補 強情形等影響耐震性能之各項因素。

公有建築物之耐震性能評估,考慮經費受限,耐震能力評估可分為初 步評估與詳細評估,經初步評估判定為無疑慮者,暫得不必進行詳細評估。

對既有建築物之耐震性能詳細評估方法可比照新建建築物,但至少要 採用非線性靜力分析,材料強度、構材行為經建築主管機關所認可,得根 據實際情況採用可能強度或試驗結果,實地調查已發現之破壞模式需要模 擬。

雖然性能規範不再以單一破壞地表加速度來表示建築物之耐震性能, 但藉由容量震譜法之觀念與工程界廣泛應用之 ETABS 或 SAP2000 軟體, 很容易計算所謂坍塌地表加速度:1)先以 475 年或 2500 年彈性設計反應譜 為基準求取耐震性能點,2)以係數 F<sub>pga</sub>等比例調整反應譜短週期與1 秒週 期值(ETABS 或 SAP2000 軟體對應側推分析結果 pushover curve 視窗中 Demand Spectrum 之 Ca 與 Cv),使性能點達容量曲線終點或保守取達容量 曲線終點位移之 90%,則坍塌地表加速度等於原基準反應譜對應 PGA\*F<sub>pga</sub>,亦即等比例調整後之 Ca。

## 2.9 其他

#### 建築結構週期經驗計算公式:

與 88 年版規範比較,94 年版規範週期計算公式比照 IBC2000,對於 含剛性非結構牆之建築物,週期計算公式與*C*<sub>4</sub> 值均有變動,採用鋼結構

134

者,週期可能會有 $\frac{0.085}{0.05} \times \frac{1.4}{1.2} \approx 1.98$ 倍之差,採用含 RC 造者,週期可能會 有 $\frac{0.07}{0.05} \times \frac{1.4}{1.2} \approx 1.63$ 倍之差,對應工址之譜加速度係數之差異可能高達 40% 以上。FEMA450 已對此部分進行調整,本研究將 88 年、94 年版規範週期 計算公式與 FEMA450 建議公式進行比較(參見子計畫二)發現:大致而言, FEMA450 比 94 年版規範之週期長,樓層越高,差異越大;含非結構剛性 牆之剛構架構造物,FEMA450 比 88 年版規範之週期短;無非結構剛性牆 之剛構架構造物,FEMA450 比 88 年版規範含 RC 造建築物之週期稍長, 但對於鋼構造,二者接近;鋼造偏心斜撐建築物或挫屈束制支撐構架建築 物、以及其他建築物,FEMA450 與 88 年版規範基本一致。國內姚昭智等 [2001]、葉祥海等[2000]均針對 RC 建築物之基本振動週期進行研究,並提 出不同的經驗公式,本研究子計畫二也將這些本土經驗公式納入比較,但 因研究不夠廣泛,所以,規範草案第 5.2 節暫時根據 FEMA450 之成果對 94 年版規範週期計算公式進行研修。

#### 建築物間距:

國內 94 年版規範不考慮最大考量地震,以中小地震或 475 年回歸期地 震控制設計地震力對應位移乘以1.4*a*,得到降伏位移,再乘以韌性比 *R*<sub>a</sub>或 *R*<sub>a</sub> \* 來求取大地震下可能之非線性位移,最後考慮相鄰兩棟建築物反向運 動同時達該位移之機率不高而折減到 0.6 倍。

對於用途不同之建築物,上述設計地震力已乘以 I,當 475 年回歸期 地震控制設計地震力時,對於過去 I=1.5 之建築物,上述方式計算之位移 表示約 10000~20000 年回歸期(表 2-2)之地震作用下對應之位移折減到 0.6 倍。

參考 IBC 既有規範與其下一版研究報告 FEMA450,不論用途,建築 物均須自留 475 年回歸期地震對應樓層位移最大值(不折減),或者,以相 鄰兩棟建築物於最大考量地震下發生之樓層位移最大值之平方和再開 方,相當於自留最大樓層位移之 0.7 倍。

135

本研究因採用非線性分析評估各等級地震下之耐震性能,所以,分析 評估階段已求得475年與2500年回歸期地震對應之結構變位,建議以2500 年回歸期最大考量地震為基準,由於相鄰兩棟建築物反向運動,同時發生 最大位移的機率不高,因此乘以0.7倍,為避免該值比475年回歸期地震 作用下之位移小,因此與475年地震對應值比較取大者。亦即:分別計算 475年回歸期地震下結構最大位移、2500年回歸期地震下結構最大位移之 0.7倍,取大者作為建築物之自留間距。

#### 基面與地下室:

現行規範中,第 1.4 節有關基面之解說可能使得工程師認為:為了整 體分析及設計之考慮,將含四周有牆的地下室之建築物之基面由地面層改 訂在筏基底,可能導致計算地震力之豎向分配以及地下部分設計水平地震 力時發生錯誤,本研究中予以修改。

#### 第二章 研修重點

# 第三章 規範草案之條文與解說

本章主要根據九十三年度研究案所規劃之架構、本研究第二章之研修 重點內容、國內 88 與 94 年版耐震設計規範,研提現階段引進部分耐震性 能設計理念之建築物耐震設計規範草案條文與解說,必要時,增加「參 考」,提供相關做法之原理與參考資料。具體內容參見附錄一。

規範草案第一章通則主要規定耐震設計基本原則與要求;第二章則規 定不同用途建築物之耐震性能目標與結構體之耐震性能標準(包括輸入地 震與性能等級之量化可接受標準);第三章提供結構系統規劃,亦即概念設 計基本準則;第四章規定結構初步設計流程與所採用之分析方法;耐震性 能分析、評估以及檢核內容與方式規定於第五章;第六章為結構系統設計 詳細要求之規定;第七章為既有建築物之耐震能力評估與耐震補強的原則 性規定,或可另放於附錄;第八章為其他相關規定。相關第二章之輸入地 震與第四章水平設計地震力之計算流程可分別參考附錄A與附錄C;附錄 B為參考用之直接位移設計法指針;附錄D為耐震工程品管之相關規定。

與現行規範相比,除了第二章研修重點內容納入規範以外,編寫時其 他考慮如下:

- 1. 架構改變,基本以設計流程順序編排章節,方便工程師應用。
- 2. 明確定義耐震性能設計相關新概念。
- 建築結構耐震性能設計標準透明化,使工程師、業主與使用者均可 以瞭解所設計建築物在不同震度地震危害下大致之耐震性能。
- 耐震設計以性能標準為目標導向,希望能讓工程師瞭解為何如此設計之結構可以滿足性能設計目標之要求。
- 本規範 475 年與 2500 年回歸期地震對應之彈性設計加速度反應譜 比照 94 年版規範,但對既有條文內容作修改,使得一般區域、近 斷層與台北盆地工址水平彈性設計反應譜可以統一編寫,異於 5% 阻尼比之反應譜與非彈性反應譜也以之為依據折減。

- 6. 釐清設計目標中之輸入地震與結構設計流程中所需設計地震力之 關係與區別,使工程師瞭解各等級地震危害之各種表達方式,以及 採用不同設計方法時地震輸入結構物之方式與需求。例如:以靜力 分析進行初步設計之長週期建築結構之水平彈性加速度反應譜係 數設定下限,僅為強度法初步設計之考量,非實際反應譜需求,因 而,檢核時應考慮實際輸入地震危害,而非設限後之反應譜。
- 7. 規範提供對建築物之最低保護,工程師可根據業主要求予以提高。
- 8. 其他考慮
  - a) 工址可建性:一般於規劃設計時要考慮,需要大地工程相關工程師合作,結構耐震設計時,所考慮之輸入地震危害與工址相關,要選擇適合於工址之地震危害特性,因輸入地震危害於第二章耐震性能設計目標與標準中規定,再於此章討論工址可建性可能影響易讀性,所以,相關規定僅於規定耐震性能設計目標時要求「建築物應於所建工址地盤上滿足既定之耐震性能設計目標,具體土壤液化評估則仍放於後面章節。
  - b) 現階段耐震性能設計規範之催生:本研究提供現階段建築物耐 震性能設計規範草案之雛型,建議以一定試用期,由工程界先 行試用後,再綜合產官學研界之意見與建議進行修改,最後由 各界專家組成之審議委員會進行審查,由產官學研界共同努力 催生現階段耐震性能設計規範。
  - c)耐震性能設計規範之定位與法源:為避免耐震設計規範修訂速 度過快,徒增工程師的困擾,未來規範審議後,由建築技術規 則提供法源,允許現行耐震設計規範與耐震性能設計規範共存 一定時間,再慢慢過渡,其間,收集業界相關意見或建議,同 時,持續進行耐震性能相關理論研究,逐步完善規範。

# 第四章 結論與建議

# 4.1 結論

本研究主要根據九十三年度「耐震性能設計規範架構之研究」所提出 之規範架構,參考國外相關研究報告與規範,以耐震性能設計理念對 88 年版與 94 年版耐震設計規範需要研修與補充之具體內容進行探討,詳細 說明研修之原因、依據與建議研修之內容,提出引進耐震性能設計理念之 耐震設計規範草案具體條例、解說與參考,作為近期具體落實耐震性能設 計理念之第一步。

研究發現:

- 國內耐震設計規範之耐震設計目標不夠透明,未直接根據建築物之不同 用途明確量化不同等級之耐震性能要求,而是藉由用途係數來間接調整 它們的強度,所考量輸入地震等級與一般民眾所熟悉之震度無法對應;
- 2)現行耐震設計規範未讓工程師瞭解設計目標中之輸入地震與結構設計 流程中所需設計地震力之關係與區別,設計與檢核混合為一體,工程師 無法瞭解如此設計之結構為何可以滿足耐震性能目標;
- 主要強調結構強度與韌性以及建築物之使用服務性機能,設計目標中, 除了中、小地震作用下控制結構側移變形以外,其他等級地震作用下, 並未針對結構變形加以控制;
- 4)雖然限制中小地震下之變位,對於用途不同之相同結構則基於相同週期 計算設計地震力,以用途係數提高強度需求之方式來提高其耐震性能, 並未針對與勁度相關之變形提出不同要求:
- 5) 強度法設計完畢之結構並未經由較準確之分析方法評估檢核其可能之 行為,而僅藉由各種結構之韌性設計細則來大致確保規範提供該類結構 系統之韌性容量。

相應地,本研究提出之性能設計規範主要有以下變化:

- 1) 耐震設計目標增加透明度:輸入地震等級可與震度相對應,明確規定相 同地震等級下不同用途建築物之不同性能標準,使工程師、業主與使用 者均可以瞭解所設計建築物在不同震度地震危害下大致之耐震性能;
- 2) 釐清設計目標中之輸入地震與結構設計流程中所需設計地震力之關係 與區別,使工程師瞭解各等級地震之各種表達方式,以及採用不同設計 方法時地震輸入結構物之方式與需求;
- 3) 增加建築物對應各地震危害等級之層間變位角限制,以保護建築物於各 等級地震作用下之機能;
- 4)考慮性能目標高低或建築物用途對工址可建性與結構系統規劃之要求;
- 5) 初步設計以耐震性能目標與標準為導向,不同用途建築物之不同耐震性 能目標並不單純以提高強度來確保;
- 6) 引進強度法以外之其他設計方法,需特別說明適用範圍,在未經過足夠 驗證以前,僅放於規範之附錄中作為參考;
- 7) 增加耐震性能檢核部分,明確規定需檢核之目標、標準,流程、內容, 並提供分析方法與其選擇原則;
- 8) 考慮既有建築物與新建建築物耐震評估標準之差異性。

### 4.2 建議

未來除了補充探討考慮不確定因素之可靠度相關課題、設計結果可以 滿足建築物生命週期成本最低之經濟性課題等以外,以下課題之研究可進 一步完善或延伸本研究內容。

立即可行建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:行政院國家科學委員會評鑑通過之相關研究機構

- 用於檢核結構耐震性能之各微分震區典型地表加速度歷時。
- 以範例探討直接位移設計法初步設計之實用性。

#### 中長期建議

主辦機關:內政部建築研究所

協辦機關:行政院國家科學委員評鑑通過之相關研究機構

- 發展同時滿足強度、韌性與位移標準之通用型初步設計方法。
- 探討含牆結構之 R-μ-T 關係式。
- 考慮結構與土壤互制效應之簡便方法。
- 總結地震災害調查中與結構實驗中樓層側移與建築物損壞情形和運作
   機能之關係,為準確建立直接位移設計法變位限制提供依據。
- 探討本土化結構整體系統與局部桿件破壞指標可接受標準之關係。
- 相關附屬於建築物之結構部分構體、非結構構材與設備、隔震與含被 動消能系統等建築物之耐震性能設計。
- 建築物維護與保養。

# 致謝

承蒙國立台灣大學土木系張國鎮、蔡克銓、蔡益超、羅俊雄(依姓氏筆劃) 等教授、國立台灣科技大學黃震興教授以及中興工程顧問有限公司王亭復 協理擔任本研究顧問委員,提供許多寶貴建議,與同本研究期中與期末評 審委員:邱顧問昌平、高教授健章、洪技師思閩、陳技師正平、林建築師 鴻志、鍾技師肇滿等人之寶貴意見,以及中興工程顧問社黃淑盼小姐協助 文字效核,在此致上萬分謝忱!

# 附錄一 建築物耐震性能設計規範(草案)

# 前言

因應國際化需求,為提昇國內工程技術水準,本草案為建築結構耐震性能設 計規範草案之雛型,建議以一定試用期,由工程界先行試用後,再綜合產官學研 界之意見與建議進行修改,最後由各界專家組成之審議委員會進行審查,由產官 學研界共同努力催生現階段耐震性能設計規範。

本規範用於表達輸入地震之工址彈性設計反應譜係基於 94 年版建築物耐震 設計規範,其準確性會直接影響評估位移之準確度。初步設計所採用計算建築物 週期之經驗公式基於 FEMA450 之建議。

規範修訂之原因、依據、與現行規範之比較以及案例探討,請參考內政部建築研究所 94 年度研究案 094301070000G1018『建築物耐震性能設計規範之研擬』。

為避免耐震設計規範修訂速度過快,徒增工程師的困擾,未來規範訂定後, 由建築技術規則提供法源,允許現行耐震設計規範與耐震性能設計規範共存、併 行一段時期,再慢慢過渡,其間,收集業界相關意見或建議,同時,持續進行耐 震性能相關理論研究,逐步完善規範。

前言		131
目錄		133
第一章	通則	
1.1	適用範圍	137
1.2	名詞定義	137
1.3	耐震設計基本原則	138
1.4	基面之認定	139
1.5	韌性設計之必要性	139
1.6	分析方法之要求	139
1.7	符號說明	139
第二章	耐震設計性能目標與性能標準	
2.1	建築物用途分類	147
2.2	不同用途新建建築物之耐震性能目標與性能標準	148
2.3	輸入地震	150
2.4	一般區域之震區短週期與一秒週期水平彈性譜加速度係數	151
2.5	一般區域之工址短週期與一秒週期水平彈性譜加速度係數	152
2.6	近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	153
2.7	台北盆地之工址短週期水平譜加速度係數與轉換週期 $T_s$	154
2.8	工址之水平彈性設計加速度反應譜	155
2.9	工址之水平彈性設計位移反應譜與加速度- 位移反應譜	156
2.10	阻尼比異於 5%之水平彈性設計反應譜	157
2.11	定韌性比水平非彈性設計反應譜	158
2.12	水平地震歷時	159
2.13	垂直地震彈性設計反應譜	159
第三章	結構系統規劃	
3.1	通則	193
3.2	結構系統	194
3.3	結構系統高度之限制	195

3.4	結構系統規則性之限制	195
3.5	結構系統之降伏消能機制	197

# 第四章 初步設計

4.1	通則		205
4.2	選擇用	<b>]於結構初步設計之分析方法</b>	205
4.3	線性靜	爭力分析	206
	4.3.1	建築物基本振動週期 T	206
	4.3.2	水平設計地震力	207
	4.3.3	結構系統地震力折減係數	209
	4.3.4	起始降伏地震力放大倍數	211
	4.3.5	水平設計地震力之修正	212
	4.3.6	水平設計地震力之豎向分配	214
	4.3.7	建築物地下部分之設計水平地震力	214
	4.3.8	結構之模擬	215
	4.3.9	意外扭矩	216
	4.3.10	傾倒力矩	216
	4.3.11	垂直設計地震力	217
4.4	振態反	え應譜分析	219
	4.4.1	設計水平加速度反應譜係數	219
	4.4.2	總橫力之調整	220
	4.4.3	結構之模擬	220
	4.4.4	多振態反應譜疊加法	221
	4.4.5	動態扭矩	221
	4.4.6	建築物地下部分之設計水平地震力	222
	4.4.7	垂直設計地震力	222
4.5	構材討	受計	222
4.6	初步椅	食核最大層間變位角	223

# 第五章 耐震性能評估檢核

5.1	通則		231
5.2	評估發	書築結構於各子目標對應地震作用下之耐震性能	231
	5.2.1	選擇評估耐震性能之分析方法	231

	5.2.2	結構	之模擬	231
	5.2.3	線性	歷時分析	232
	5.2.4	非線	性靜力側推分析	232
	5.2.5	非線	性動力分析	233
	5.2.	5.1	非線性歷時分析	233
	5.2.	5.2	非線性動力側推分析	233
5.3	耐震性	能檢	被核	234
	5.3.1	最大	層間變位角與容許韌性	234
	5.3.	1.1	中小地震下	234
	5.3.	1.2	475 年與 2500 年回歸期地震下	234
	5.3.2	破壞	機制與弱層	235
	5.3.3	極軟	r層與極度扭轉不規則性	235
	5.3.4	建築	物之間隔	236

第六章 結構系統及細部設計特別要求

通則		237
結構	系統及細部設計特別要求	237
6.2.1	多種系統合用時之特別要求	237
6.2.2	接頭	237
6.2.3	變形一致性之考慮	237
6.2.4	結構體繫件與連續性	238
6.2.5	匯集構材	238
6.2.6	混凝土牆或磚石造牆之錨定	238
6.2.7	橫隔版	238
6.2.8	懸臂構材	239
6.2.9	地震力傳遞路徑不連續處附近構材之加強	240
	通則 結構 6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.2.6 6.2.7 6.2.8 6.2.9	通則         結構:         6.2.1       多種系統合用時之特別要求         6.2.2       接頭         6.2.3       變形一致性之考慮         6.2.4       結構體繫件與連續性         6.2.5       匯集構材         6.2.6       混凝土牆或磚石造牆之錨定         6.2.7       橫隔版         6.2.8       懸臂構材         6.2.9       地震力傳遞路徑不連續處附近構材之加強

### 第七章 既有建築物之耐震性能評估與耐震補強原則(或移到附錄)

7.1	通則	245
7.2	耐震性能評估與耐震補強原則	245
7.3	耐震補強之施工	246
7.4	耐震補強效果之確認	247

第八章 其他相關規定

8.1	工址可建性	249
	8.1.1 通則	249
8.2	施工中地震之考慮	249
8.3	地震儀之裝置	249
附錄 A	輸入地震計算流程	251
附錄 B	直接位移設計法初步設計指針(For Review Purpose)	253
B.1	適用範圍	253
B.2	與多自由度建築結構等效之單自由度系統	254
B.3	等效單自由度系統之目標位移 x*	254
B.4	目標韌性比與降伏位移	258
B.5	直接位移設計法初步設計步驟	261
	B.5.1 替代結構 DBD 法	261
	B.5.2 替代結構 EBD 法	263
	B.5.3 非彈性結構容量震譜法	264
	B.5.4 非彈性結構降伏點需求譜法	269
附錡	₹B 參考文獻	271
附錄 C	設計地震力計算流程	275
附錄 D	耐震工程品管	277
參考文獻		

# 第一章 通 則

#### 1.1 適用範圍

本規範提供建築結構耐震性能設計之相關規定。

解說:

建築物之耐震性能不僅包含建築結構體,但目前,非結構構材與設備仍於結 構體設計完畢以加速度相容或位移相容之方式設計,所以,耐震性能設計以量化 結構體之性能標準為主,並以檢核最大層間變位角來控制部分非結構構材之損 壞,保護建築物之機能。其他相關附屬於建築物之結構部分構體、非結構構材與 設備、隔震與含被動消能系統等建築物之耐震性能設計,未來有相關研究成果再 加以整合,目前,得採用 94 年版耐震設計規範相關規定。建築物維護保養與管 理等相關內容未來再整合。

規範草案第一章通則主要規定耐震設計基本原則與要求;第二章則規定不同 用途建築物之耐震性能目標與結構體之耐震性能標準(包括輸入地震與性能等級 之量化可接受標準);第三章提供結構系統規劃,亦即概念設計基本準則;第四 章規定結構初步設計流程與所採用之分析方法;耐震性能分析、評估以及檢核內 容與方式規定於第五章;第六章為結構系統設計詳細要求之規定;第七章為既有 建築物之耐震能力評估與耐震補強的原則性規定(或可另放於附錄);第八章為其 他相關規定。相關第二章之輸入地震與第四章水平設計地震力之計算流程可分別 參考附錄 A 與附錄 C;附錄 B 為參考用之直接位移設計法指針;附錄 D 為耐震 工程品管之相關規定。以新建建築物設計為例說明應用本規範之設計流程參見圖 C1-1。

本規範適用於新建建築結構耐震性能設計、既有建築結構耐震性能評估以及 補強後既有建築結構耐震性能之確認。

### 1.2 名詞定義

耐震性能(Seismic Performance):建築物在地震力作用下之行為(Behavior)與 反應(Response)及其所造成的影響,包括:對生命安全威脅之大小、使用機能之 維持或中斷、需修復與恢復正常工作之快慢及花費、對使用者、業主與社會(環 境、經濟、歷史文化等)所造成之損失。 地震等級(Seismic Hazard Level):亦稱地震危害等級,表示設計時所考量之 輸入地震之大小。

性能等級(Performance Level-簡稱 PL):建築物可接受之最大反應與影響程度。

性能目標(Performance Objective):定性表述建築物於所考量之各等級輸入地 震作用下,分別被期望具有的耐震性能等級。其中,每一地震等級對應一個性能 子目標(Performance Goal)。

性能標準(Performance Criterion):性能標準係性能目標之量化可接受標準。 即:建築物在所考量之地震等級下,其耐震性能表達參數,亦即耐震反應參數不 允許被超過之容許值或可接受標準值。本規範之性能標準僅針對建築結構體,包 括結構整體系統(Global System)與結構構材(Member)。

解說:

本規範除特別說明外,「性能」均指建築物之耐震反應、亦即耐震性能。

本規範地震等級由一定年限內發生地震之超越機率(Exceedance Probability) 或相當之回歸期(Return Period, 簡稱 RP)表示,並且與中央氣象局震度相對應。

性能等級可以定性表述、亦可由結構反應參數量化。本規範提供之性能等級 如表 C1-1 所示,包括:

- 正常使用(OP):建築物維持所有機能,結構構件保持在彈性限度內,結構體幾乎 沒有任何損壞,雖然可能出現裂縫,但不需修補已可以維持建築 物所有機能。
- 輕微損傷(IO):維持絕大部分機能,結構輕微損傷,但可以立即使用,快速修復 可恢復全部機能。
- 破壞控制(DC):維持最必要之基本機能,結構體發生小規模損壞,小規模修復後可以恢復機能。
- 生命安全(LS):維持部分機能,結構體不產生嚴重損壞,以避免造成嚴重的人命 及財產損失,中等規模修復後可以恢復機能。
- 避免倒塌(CP):大部分機能喪失,結構破壞嚴重,但不產生崩塌,以避免造成嚴 重之損失或造成二次災害,要恢復建築物機能之修復不經濟或不 可能。

1.3 耐震設計基本原則

建築物之耐震設計基本原則,係使不同用途之新建建築物於所建工址地盤 上,在不同強度地震作用下之耐震性能等級至少能滿足第二章所規定之耐震性能 目標與標準。

不同用途之既有建築物於所建工址地盤上,在不同等級地震作用下之耐震性 能等級至少能滿足第七章之規定。

解說:

本規範所規定之耐震性能目標與標準提供對建築物之最低保護要求,可根據 業主與使用者之需求予以適當提昇。

耐震性能設計法與現行設計法主要區別包括:1)考慮多等級地震危害,耐震 設計目標直觀透明,2)兼顧結構與非結構破壞及建築物之機能;3)耐震設計由性 能標準為導向;4)採用能較準確反應結構行為之分析方法來瞭解結構於各等級地 震下之行為;5)設計結果滿足預定設計目標具有滿意的可靠度;6)設計結果可以 滿足建築物生命週期成本最低(經濟性)。由於其內容很廣泛(圖 C1-2),要完善該 規範需要長期持續的努力,本規範主要於現行規範之基礎上,引進前4項之部分 相關內容。因為分析、設計、營建施工以及未來輸入地震存在不確定性,所設計 之建築物於未來地震中之實際行為可能會與分析結果有差異,但預期經由前4項 之研修,可以提高建築物滿足預定耐震設計性能目標之透明度與可靠度。

為確保所選定之工址地盤能使建築物滿足業主及規範之耐震設計性能目 標,應進行工址可建性分析,相關內容依第8章規定考慮。

#### 1.4 基面之認定

基面係指地震輸入於建築物結構體之水平面,或可使其上方之結構體視為振 動體之水平面。

解說:

建築物通常具有四周有牆的地下室,其強度與勁度比上部結構高,較為剛 性,建築物之基面可假設在地面層,地面下各層之設計地震力來自作用在側壁的 動態土壓或地盤變形引致之力量,應按第 4.3.7 節與 4.5 節之規定考慮。此類建 築物常為了整體分析及設計之考慮,採用筏基底及地下室側壁的土壤彈簧模擬, 以正確算得建築物振動周期、振態形狀及地面以上各層引致之地震力。

建築物地下室如無外牆,而另做擋土牆供擋土時,基面應訂在基礎層。以基

礎層為基面者,地面以上與地面以下部分之水平力按第4.3.6節之規定考慮。

### 1.5 韌性設計之必要性

建築物應依韌性設計要求設計之,使其具有穩定與足夠之消能能力,並能達 到預期之韌性容量。建築物之設計風力若大於設計地震力,構材應按風力產生之 內力設計,惟有關耐震之韌性設計及其他相關規定,仍應按相關規範辦理。

解說:

本規範訂定設計地震力時,已考慮建築物之韌性容量而將設計地震力折減, 進行彈性分析及設計時所用的設計地震力,其對應的地表加速度頗低。因此,構 材之設計若由風力控制,並不意味無需進行耐震韌性設計。當地震較大時,構材 還是會降伏,仍需設計具有韌性。

### 1.6 分析方法之要求

建築物結構體之實體設計程序須採用適當之模擬與適宜之分析方法,結構初 步設計以及耐震性能評析檢核時所用各類分析方法分別依第四、五章規定。

### 1.7 符號說明

採用之符號與其意義如下所述:

- A<sub>x</sub> : 意外扭矩放大係數,見 4.3.9 節。
- *CP*:「避免倒塌」性能等級,見1.2、2.2節。
- DC :「破壞控制」性能等級,見1.2、2.2 節。

*d<sub>i</sub>* : 第 *i* 層土層之厚度,見 2.5 節。

$d_c$	:地表面下 30 公尺內所有砂質土層的厚度總合,見 2.5 節。
$d_s$	:地表面下 30 公尺內所有粘性土層的厚度總合,見 2.5 節。
$d_{ci}$	:第 <i>i</i> 層砂質土層之厚度,見 2.5 節。
$d_{si}$	:第 <i>i</i>
OP	:「正常使用」性能等級,見 1.2、2.2 節。
$F_a$	:反應譜等加速度段之工址放大係數,見 2.5 節。
$F_{v}$	:反應譜等速度段之工址放大係數,見 2.5 節。

140

- F<sub>u</sub> :結構系統降伏強度折減係數,見 2.11 節。
- *F<sub>u,PL</sub>* : 結構系統對應性能等級"PL"之地震力折減係數,見 4.3.3 節。
- *F<sub>ur,PL</sub>*:依據非線性側推分析之韌性容量所得結構系統對應性能等級"PL"之地震力折減係數,見 5.3.2 節。
- $F_t$ :建築物頂層外加之集中橫力,見 4.3.6 節。
- *F<sub>x</sub>*:建築物第 *x* 層分配到之地震力,見 4.3.6 節。
- g :重力加速度。
- *H* : 地表面至建築物地下部分樓板之深度,見4.3.7 節。
- *h<sub>n</sub>*:建築物基面至屋頂面高度,見4.3.1、4.6 節。
- $h_x$  : 建築物第 x 層距基面之高度, 見 4.3.6 節。
- *IO*:「輕微損傷」性能等級,見1.2、2.2節。
- *IDR* : 層間變位角,即樓層相對側向位移除以層高。樓層相對側向位移一般取 該樓層上、下樓板質心之位移差,惟對於平面不規則者,取該樓層上、下 樓板邊界節點位移差之最大值,見 2.2、4.6、5.3.1 節。
- *IDRa*:最大容許層間變位角,亦即各樓層層間變位角不允許被超過之極限值, 見 2.2 節。
- IDRmax:最大層間變位角,亦即各樓層層間變位角取最大值,見 5.3.1 節。
- *IDDR* : 非彈性位移百分比,亦即非彈性位移佔真實非彈性位移容量(極限值)之 比例,見 2.2、4.6、5.3.1 節。
- *IDDRa*:容許發生之非彈性位移佔真實非彈性位移容量(極限值)之比例,見 2.2、 4.6、5.3.1 節。
- *IDDRR*: 非彈性位移佔規範建議韌性容量對應之非彈性位移之比例, 見 4.3.3 節。 *IDDR<sub>r</sub>*: 非線性側推分析性能點對應之非彈性位移百分比, 見 5.3.2 節。
- *K* : 建築物地下部分樓層設計水平地震震度,見 4.3.7 節。
- k1 : 建築物變形之有效高度因子,見4.6節。
- k2 : 建築物變形之變形型態因子,見4.6節。
- LS :「生命安全」性能等級,見 1.2、2.2 節。
- MED0:回歸期約30年之中小地震,見2.2、2.3、2.8、2.13節。
- MED1:回歸期約 50 年之中小地震,見 2.2、2.3、2.8、2.13 節。
- MED2:回歸期約75年之中小地震,見2.2、2.3、2.8、2.13節。
- *M<sub>x</sub>*:建築物第 *x* 層須抵抗之傾倒力矩,見 4.3.10 節。
- *N<sub>i</sub>*: 第*i* 層土層之平均標準貫入 N 值, 見 2.5 節。
- N<sub>CHi</sub>:第 i 層砂質土層之平均標準貫入 N 值,見 2.5 節。

建築物耐震性能設計規範之研擬

 $\overline{N}$ : 工址地表面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗 N 值, 見 2.5 節。

*N*<sub>CH</sub>: 工址地表面下 30 公尺內砂質土層平均標準貫入試驗 N 值,見 2.5 節。

*N<sub>A</sub>* :反應譜等加速度段之近斷層調整因子,見 2.6 節。

$N_V$ :反應譜等速度段之近斷層調整因子,見 2.6 節。
<i>PL</i> :性能等級,見 1.2、2.2 節。
R :結構系統韌性容量,見 3.2 節。
<i>R<sub>a</sub></i> :容許韌性容量,見 4.3.3 節。
<i>R</i> , :依據非線性側推分析所得結構韌性容量,見 5.3.2 節。
<i>S<sub>a,RP</sub></i> :RP 回歸期地震對應之工址水平加速度反應譜係數,見 2.8 節。
<i>S<sub>a,RP,i</sub></i> :振態 i 對應 RP 回歸期地震之譜加速度係數,見 4.6 節。
<i>S<sub>aZ,RP</sub></i> :RP 回歸期地震對應之工址垂直加速度反應譜係數,見 2.13 節。
<i>S<sub>d,RP</sub></i> :RP 回歸期地震對應之工址水平譜位移,見 2.9 節。
<i>S<sup>in</sup><sub>d,RP,i</sub></i> :振態 i 對應 RP 回歸期地震之工址非彈性水平譜位移,見 4.6 節。
<i>SR<sub>A</sub></i> :短周期譜加速度修正係數,見 2.10 節。
$SR_V$ :長周期譜加速度修正係數,見 2.10 節。
SR : 譜加速度折減係數,見 2.11 節。
<i>S<sup>RP</sup></i> :RP 回歸期地震對應之震區短週期水平譜加速度係數,見 2.5 節。
<i>S</i> <sup><i>RP</i></sup> : RP 回歸期地震對應之震區一秒週期水平譜加速度係數,見 2.5 節。
S <sub>S,RP</sub> : RP回歸期地震對應工址短週期設計水平譜加速度係數, RP包括475、2500
年,見 2.5、2.6、2.7 節。
<i>S<sub>1,RP</sub></i> :RP 回歸期地震對應工址一秒週期設計水平譜加速度係數,RP 包括 475、
2500 年,見 2.5、2.6、2.7 節。
<i>s<sub>ui</sub></i> : 第 <i>i</i> 層粘質土層之不排水剪力強度,見 2.5 節。
$\bar{s}_{u}$ :粘質土層的平均不排水剪力強度,見 2.5 節。
<i>T</i> :建築物基本振動週期,見 4.3.1 節。
T <sub>S</sub> <sup>RP</sup> : RP 回歸期地震對應之工址水平加速度反應譜短週期與中、長週期之分
界,RP 包括 475、2500 年,見 2.7、2.8 節。
V :最小設計水平總橫力,見 4.3.2、4.3.4 節。
V <sub>MED</sub> :中小地震下滿足性能目標所需之設計水平橫力,見 4.3.2、4.3.5 節。
V <sub>475</sub> :475 年地震下滿足性能目標所需之設計水平橫力,見 4.3.2、4.3.5 節。
V <sub>2500</sub> :2500 年地震下滿足性能目標所需之設計水平橫力,見 4.3.2、4.3.5 節。
<i>V<sub>si</sub></i> :第 <i>i</i>
$\overline{V_s}$ :工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速,見 2.5 節。
142

- W:建築物全部靜載重,見4.3.2節。
- *W<sub>x</sub>*:建築物第*x*層之重量,見4.3.6節。
- *x*\*; :等效單自由度結構系統於振態 i 控制變形行為時之位移。
- α<sub>y</sub> :起始降伏地震力放大倍數,見 4.3.4 節。
- $\delta_{avg}$ :建築物第 x 層兩最外點位移之平均值,見 4.3.9 節。
- $\delta_{max}$ :建築物第 x 層最大位移,見 4.3.9 節。
- δ<sub>x</sub> :建築物樓層位移,亦即建築物樓層頂板質心或邊界(平面不規則者)距基底
   位移,見 5.3.3 節。
- $\delta_{x+1} \delta_x$ :建築物層間變位,亦即上、下樓層位移之差,見 5.3.3 節。
- $\tau$  : 傾倒力矩折減因子,見 4.3.10 節。
- ξ : 阻尼比,見 2.10 節。

ρ	:地震力折減係數比	. 見 5.3.2 節。
~		, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,

表 C1-1 耐震性能定性表述

杜能笙纲	正常使用	輕微損傷	破壞控制	生命安全	避免倒塌	
	(OP)	(IO)	(DC)	(LS)	(CP)	
	所 有 機 能 維 持 結構毎損	大 部 分 機 能 維持 結構輕	最必要之基本 <sup>機能維持</sup> 結構	部 分 機 能 維 持 結構中度	大部分機能喪 失 結構破壞嚴	
對象	害、無需修復	微損傷、快速	發生小規模損	損害、需中規	重、修復不經濟	
		修 復 可 恢 復 全部機能	壞、需小規模修 復	模修復		
	建築物機能完	確保主要業	確保為維持建	業務活動所需	地震後進入建	
	全維持。	務所需之機	築物內基本活	機能喪失,但	築物內有危	
		能,伴隨基本	動,預先指定範	不發生危害人	險,緊急應變活	
		設施復舊、外	圍之機能,可作	命之損害。建	動亦不可能。經	
		部支援等,主	避難場所利	築物內可進入	由大規模之補	
建筑物		要業務可再	用。伴隨基本設	之限定區域	強、補修,業務	
建来物		度開始。	施等復舊,限定	內,可緊急執	活動可能再度	
		經由輕微修	範圍之主要業	行最小限度急	開始,但不經	
		復,機能大致	務可再度開	救活動等。機	濟,甚至不可	
		完全恢復。	始。經由小規模	能恢復需要中	能,完全恢復原	
			修復,機能大致	度規模之修	機能有困難。	
			完全恢復。	復。		
結構體	結構系統	彈性反應,強 度 與 勁 度 與 勁 度 新。 形。	剛 超 <sub>過</sub> 彈 性 風應,幾形,不 酸 影響 建 築 物 機 能。	有 些 殘 餘 變 形,耐震性能多 少降低,但可承 受餘震。	剩勁側功結餘斜結 之減系統有差。 強度向能。強形、 構變 經系統 有 定、 維 等 經 系 統 有 定 、 統 希 章 之 、 、 統 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	結受變承致而壞完系統 新人。 新 上 御 因 始 一 御 因 始 で 名 行 の て た 復 月 の た の の の の の た で 名 統 の の の の の の の の の の の の の の の の の の
-----	-------------	------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
	結構構件	無損傷。	有 些 許 損 傷 (輕微開裂, 局 部降伏、輕微 理 成 或 曲), 但不一定 需補強。	部 分 構 件 強 度 降 低 , 產 生 損 傷,但不一定需 要立即修復。	構件未完全破 壞,但大部分 降伏,大量裂 越接現,損壞, 視情況緊急補 修、補強。	構 件 有 完 全 破 壞之危險 , 但僅 限 於 結 構 系 統 局部範圍 , 避免 整體崩塌。
非結	構構材	部分牆壁外觀 上 有 輕 微 損 傷,但基本上 所有損傷均可 忽略。	部生傷輕響與一復、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、一個、	產生某種程度 損傷,不需針對 安全性緊急補 修。可經由限定 使用。	遭受相當程度 損傷,但害者 大量外溢合 た制。 と 制 の 満 業 の 、 で 制 の に 書 、 の た 書 、 の た 書 、 の た 書 、 の た 書 、 の た 書 、 の た 書 、 の の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の の 、 の 、 の 、	加 上 結 構 變 形,產生大範 損傷、掉落。因 天井、牆壁脫落 或門戶變形,很 可能會妨礙避 難。
機冒	<b>፤</b> 設備	需要檢查而機 能上未產生 質損害。不需 補修可繼續 用、運作。	重繼作產傷修定定續條定生可運續。生可復的一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個一個	產生某種程度 損傷,可經由補 修復舊。對於特 定機能或機器, 部分機能可維 持一定期間。	遭損傷,但當人。 一個一個一個一個。 一個一個一個一個一個 一個一個一個一個 一個一個一個 一個一個 一個一個 一個	包含消防、運送 等之防災機器 設備系統全體 損壞。幾乎全部 機器無機能,機 器損傷、墜落, 妨礙避難。
傢俳	具用品	機能 無	維持 ]書 ] 產 生 些 許 移 ] 掉落。	人命( 中級₹ 多數傢俱物品移 其移動、翻倒、 人命安全或避難 收納物品散亂於 飛出者。	保護 波壞 ∑動、倒落,或 脫落不無妨害 。 ☆櫥櫃內、亦有	無法破壞 伴遠鴉 大結構構材之 得建築。多使用 人遊 業、 が 破 、 の の の の の の の の の の の の の の の の の の



圖 C1-2 新建建築物應用本規範之設計流程



圖 C1-2 耐震性能設計法之架構與主要內容

### 第二章 耐震設計性能目標與性能標準

#### 2.1 建築物用途分類

第 III 類建築物:

地震災害發生後,必須維持機能以救濟大眾之重要建築物,包括:

- (1) 中央、直轄市及縣(市)政府、鄉鎮市(區)公所之辦公廳舍。
- (2) 消防、警務及電信單位執行公務之建築物。
- (3) 國中、小學校之校舍。
- (4) 教學醫院、區域醫院、省市立醫院或政府指定醫院。
- (5) 發電廠、自來水廠與緊急供電、供水直接有關之廠房與建築物。
- (6) 其他經中央主管機關認定之建築物。

或儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物。

第 Ⅲ 類建築物:

下列公眾使用之建築物,包括:

- (1) 教育文化類:幼稚園;各級學校校舍(第一類建築物之外);集會堂、活動中心;圖書館、資料館;博物館、美術館、展覽館;寺廟、教堂;補習班;體育館。
- (2) 衛生及社會福利類:醫院、診所(第一類建築物之外);安養、療養、扶養、 教養場所;殯儀館。
- (3)營業類:餐廳;百貨公司、商場、超級市場、零售市場;批發量販營業場所; 展售場、觀覽場;地下街。
- (4) 娛樂業:電影院、演藝場所、歌廳;舞廳、舞場、夜總會;錄影節目播映、視聽歌唱營業場所;保齡球館。
- (5) 工作類:金融證券營業交易場所之營業廳。
- (6) 遊覽交通類:車站、航運站。

(7) 其他經中央主管機關認定之建築物。

一棟建築物如係混合使用,上述供公眾使用場所累計樓地板面積超過三千平 方公尺或總樓地板面積百分之二十以上時,視為第 II 類;若僅為單種用途使用時,必須總樓板面積超過一千平方公尺,方視為第 II 類。

第 I 類建築物:

#### 其他一般建築物。

解說:

建築物在各地震危害等級下被期望具有的耐震性能等級之高低與建築物之 用途(重要性與可能引發之危害度)相關。重要度或危害度越高,在相同地震危害 下之破壞程度愈低;在考慮相同破壞程度(性能等級)之情況下,所能承受之地震 危害等級越高。

建築物用途分類與現行規範一致。消防、警務及電信單位之建築物必須係執 行公務者;醫院也必須具有急救功能及手術設備者;航空站或航空站控制中心之 建築物必須執行公務者;發電廠、自來水廠與緊急供電、供水相關的廠房、建築 物才屬第 III 類。

對於大樓中只有部分面積做為公眾使用場所時,本規範規定供公眾使用場所 累計樓地板面積超過三千平方公尺或總樓地板面積百分之二十以上時才屬第 II 類。如一棟建築物僅供單種用途使用時,必須總樓地板面積超過一千平方公尺, 用途才屬第 II 類。

#### 2.2 不同用途新建建築物之耐震性能目標與性能標準

第 I 類建築物必須滿足基本安全目標(Basic Safety Objective, 簡稱 BSO);第 II 類建築物必須滿足第 1 級加強目標(Enhanced Objective 1, 簡稱 EO1);第 III 類建築物必須滿足第 2 級加強目標(Enhanced Objective 2, 簡稱 EO2)。每一目標 均包括三個子目標。

基本安全目標(BSO):

- (1) 中小地震 MED0 下,正常使用(Operational,簡稱 OP)
   建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;建築結構所有構
   件均保持彈性;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>*=0.5%;
- (2) 475 年回歸期大地震下,生命安全(Life Safety,簡稱 LS)
   建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之 非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.6;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>*如表 2-1 所示;
- (3) 2500 年回歸期最大考量地震下,避免倒塌(Collapse Prevention,簡稱 CP) 建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之

非彈性位移與非彈性位移容量(極限值)之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.8;最大容許層間變 位角 *IDR<sub>a</sub>* 如表 2-1 所示。

第1級加強目標(EO1):

- (1) 中小地震 MED1 下,正常使用(OP)
   建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;建築結構所有構
   件均保持彈性;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>=0.5%*;
- (2) 475 年回歸期大地震下,破壞控制(Damage Control,簡稱 DC) 建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之 非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.4;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>*如表 2-1 所示;
- (3) 2500 年回歸期最大考量地震下,生命安全(LS) 建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之 非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.6;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>*如表 2-1 所示。

第2級加強目標(EO2):

(1) 中小地震 MED2 下,正常使用(OP)

建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;建築結構所有構

件均保持彈性;最大容許層間變位角 IDR<sub>a</sub>=0.5%;

- (2) 475 回歸期下,輕微損傷(Immediate Occupance,簡稱 IO)
   建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之
   非彈性位移與真實非彈性位移容量(極限值)之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.2;最大容許層
   間變位角 *IDR<sub>a</sub>* 如表 2-1 所示;
- (3) 2500 年回歸期最大考量地震下,破壞控制(DC)

建築結構體基底剪力強度需求不超過結構所能提供之容量;最大容許發生之 非彈性位移與非彈性位移極限值之比例 *IDDR<sub>a</sub>*=0.4;最大容許層間變位角 *IDR<sub>a</sub>*如表 2-1 所示。

另外,建築結構體應滿足第三章概念設計對結構系統規則性與高度之限制以 及預期之降伏機制,不允許降伏之構件必須保持彈性。此外,建築結構體應有足 夠贅餘度與豎向承載能力。同時,應依第 5.3.4 節規定避免地震時所引起的變形 造成鄰棟建築物間的相互碰撞。

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本節所述建築物

性能時,上述限制可酌予放寬。

中小地震、475年回歸期大地震、2500年回歸期最大考量地震依本章第2.3 之規定。

起造人得依其自身需求,提高其建築物之耐震設計性能目標與標準。

解說:

建築結構之側向與豎向承載系統應提供足夠之強度、勁度與韌性,以穩定的 消能能力抵禦設計地震力。

本規範規定不同用途建築物於不同等級地震下之耐震性能設計目標如表 C2-1 所示。其中,中小地震 MED0、MED1、MED2 分別對應約 30 年、50 年、 75 年回歸期之地震。

將上述性能目標中之性能等級以性能表達參數或指標(亦即:結構反應參數) 加以量化,再配合量化輸入地震,便可建立耐震性能標準。中小地震、475年回 歸期大地震、2500年回歸期最大考量地震依本章第2.3之規定量化。量化性能等 級之參數可能包括:位移與變形限制、加速度與力量限制、破壞限制、韌性限制、 消散能量限制,研究現況中可以採用相關變形、韌性、能量等之一個參數或兩個 參數[Park et al. 1985] 之破壞指標(Damage Index)作為性能參數標準,而規範所考 量之位移韌性即是破壞指標之一。耐震性能設計法同時兼顧結構之損壞程度與建 築物之機能,除了考慮結構之強度與韌性以外,還強調結構之非線性變形行為與 損壞程度,因與勁度相關之位移標準與非結構破壞、建築物之機能、結構 P-Delta 效應、甚至結構損壞程度等相關,被視為非常重要的性能指標,目前之實務應用 現況主要藉由增加對結構在各等級地震下之變位限制來保護建築物之機能。

如圖 C2-2 所示,本規範此相關建築結構體之耐震性能等級以與強度、勁度 和韌性相關之耐震性能指標量化。強度方面,OP 性能等級要求結構體保持彈性, 設計時以結構整體行為保持彈性、檢核時以結構構件行為保持彈性為準。IO~CP 性能等級,預期結構應有一定之超額強度(Overstrength),即超過 OP 等級之強度, 發揮韌性後不致於有較大強度削弱。所設計之建築結構應提供抵抗所考量地震力 作用所需之強度,即在所考量地震危害下之基底剪力強度需求不超過結構所能提 供之容量。基底剪力強度需求與採用之分析方法有關。例如:若採用靜力分析, 則要求結構能提供超過第 4.3 節所確定之設計用基底剪力之強度;若採用非線性 靜力分析,則所考量地震下求取結構之功能績效點對應之基底剪力需求不超過結 構所能提供之容量。同時,要求結構滿足概念設計中不規則性結構系統之限制要 求,例如避免極度軟、弱層。結構整體應提供足夠豎向承載能力,確保結構不至 於因任一構件喪失承載能力而倒塌。

勁度方面,以最大容許層間變位角 IDR<sub>a</sub> 加以限制。對於僅用途不同之建築 結構,傳統設計法基於相同週期,僅以用途係數調整設計地震力之大小,並不一 定能控制不同用途建築結構之不同側移限制。本規範不再採用用途係數,要求不 同用途之建築物於相同地震等級下具有不同之耐震性能,建築物重要度越高,最 大容許層間變位角 IDR<sub>a</sub>限制越嚴格,可以有效控制不同用途建築結構側移與開 裂等狀況。另外,應依第 5.3.4 節規定避免地震時所引起的變形造成鄰棟建築物 間的相互碰撞。

韌性方面,以容許發生之非彈性位移與非彈性位移容量(極限值)之比例 IDDR。加以限制。以上所述 IDDR。標準為結構系統之性能標準,至於對結構構件 之性能要求,現階段假設根據各類構材設計規範設計之結構構件能夠提供非線性 分析模擬所採用之遲滯行為,韌性設計均勻時,能夠提供規範規定之系統韌性容 量,所以,檢核標準僅針對變形韌性,取用與結構整體相同之韌性標準,但僅要 求降伏構件中有 80%滿足該標準即可,但 OP 等級要求所有構件保持彈性。

與現行耐震設計規範之設計標準(表 C2-2)比較,對應圖 C2-2 之耐震性能等級,以上標準可由圖 C2-3 與表 C2-3 表示。本節所建立之量化標準將作為評估所設計結構體(包括整體系統與結構構件)之耐震性能是否滿足設計目標之依據。

本規範規定對應三個地震危害等級之間斷式最低設計目標與標準(圖 C2-1、 表 C2-1、表 C2-3),可根據業主之需求予以適當提昇。例如:業主可以要求第 III 類建築物於 475 年回歸期地震下確保 OP 性能等級,或要求提高建築物用途類 別;又如:本規範定義之正常使用並不表示不出現裂縫,若要避免於中小地震下 非結構牆出現裂縫,可以考慮相同地震力下,減小最大容許層間變位角;再如: 歷史性建築物,除了經中央主管機關認定為第 III 類建築物以外,還可以考慮較 長使用期,提高第 2.3 節輸入地震等級。

#### 2.3 輸入地震

對應第 2.2 節之性能目標,本規範規定一般區域、近斷層區域以及台北盆地 區域內工址之水平輸入地震,包括中小地震(MED0、MED1、MED2)、475 年回 歸期之大地震與 2500 年回歸期之最大考量地震,以本章第 4 節~第 11 節規定之 工址水平設計反應譜或第 12 節之水平地震歷時表達。

垂直地震效應以本章第13節規定考慮。

解說:

輸入地震等級之劃分以一定使用期壽年內之超越機率或對應之回歸期表示,中小地震 MED0、MED1、MED2、回歸期 475 年、2500 年之地震,對應 50 年使用期之超越機率分別約為 80%、60%、50%、10%、2%左右,對應震度約弱 4 級、4 級~弱 5 級、4~弱 5 級、5 級~6 級、6~7 級。

建築結構之輸入地震通常以反應譜或地震歷時表示。本規範第4節~第11節 規定水平彈性與非彈性設計加速度反應譜、位移反應譜、加速度~位移反應譜, 但經由詳細地震危害分析確定之特定工址設計反應譜不受此限。本規範反應譜 中,加速度與位移均指擬加速度與位移。

必須考慮水平地震以任意方向輸入,規則建築物可以假設分別作用在建築物 兩主軸方向上,不規則建築物必須考量多方向效應。

依本規定計算工址各類型輸入地震之流程參見附錄 A。

# 2.4 一般區域之震區短週期與一秒週期水平彈性譜加速度係數

以變數 RP 代表「回歸期」,震區短週期與一秒週期之水平彈性譜加速度係 數 *S*<sup>*RP*</sup> 與 *S*<sup>*RP*</sup> 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下, RP 所代表之地震作用時,短 週期結構與一秒週期結構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

除台北盆地外,一般區域之震區水平譜加速度係數 $S_s^{475}$ 與 $S_1^{475}$ 、 $S_s^{2500}$ 與 $S_1^{2500}$ 如表 2-2 所示。

解說:

我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分,各微分震區內於「回歸期」 所代表之地震危害等級下,堅實地盤震區水平譜加速度係數*S*<sup>*RP*</sup> 與*S*<sup>*RP*</sup> 乃根據本 章第3節對應之超越機率之均布危害度分析訂定。若無特別說明,本規範所用符 號與公式中,RP 對應 475 年或 2500 年回歸期。

表 2-2 僅提供 475 年與 2500 年回歸期對應之震區水平譜加速度係數(*S*<sup>475</sup><sub>s</sub> 與 *S*<sup>475</sup><sub>1</sub>、*S*<sup>2500</sup><sub>s</sub> 與*S*<sup>2500</sup><sub>1</sub>),用於計算 475 年與 2500 年回歸期對應之工址水平加速度反 應譜。本規範中,為簡化並配合 94 年版規範,中小地震水平彈性設計反應譜以 2.9 節與 2.10 節之規定,由 475 年回歸期對應之水平彈性設計反應譜折減。

均布危害度分析須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震 央、震源深度以及活動斷層之地震規模潛勢,並利用地震水平地表加速度以及結 構水平譜加速度,隨距離、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料,經複 雜的或然率理論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來,必須 進行震區微分化,故本規範之震區係直接以鄉、鎮、市等行政區域為震區劃分單 位。圖 C2-4 至 C2-7 分別表示台灣震區短週期與一秒週期之設計與最大考量水平 譜加速度係數分佈狀況,可依工址所屬之鄉、鎮、市位置由表 2-2 查出該係數值。 圖 C2-4 至 C2-7 中,對於近斷層區域與台北盆地,須依 2.9 節與 2.10 節之規定特 別考量。

本規範之譜速度係數不採用正規範反應譜以 PGA 值之大小來區分其水準, 而是考量實際結構反應,直接利用譜加速度的衰減公式,獲致特定回歸期之設計 反應譜。本規範對每一個震區分別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作短週期結構物 地震水準之標準,以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期結構物地震水準之 標準。此兩個週期(0.3 秒與 1.0 秒)的回歸期均相同,表示對此不同週期之結構物 而言,其地震風險為一致。

# 2.5 一般區域之工址短週期與一秒週期水平彈性譜加速度係數

除台北盆地外,一般區域之工址短週期與一秒週期水平彈性譜加速度係數 *S<sub>s,RP</sub>* 與*S<sub>1,RP</sub>*,依下式計算:

$$S_{S,RP} = F_a S_S^{RP}$$

$$S_{1,RP} = F_v S_1^{RP}$$
(2-1)

其中, RP包括475年與2500年,  $F_a$ 為反應譜等加速度段之工址放大係數, 隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 $S_s^{RP}$ 改變; 而 $F_v$ 為反應譜等速度段之 工址放大係數, 隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1^{RP}$ 改變。 $F_a$ 與 $F_v$ 可分別由表 2-3(a)與 2-3(b)求得。

除台北盆地區域外, 地盤種類依表 2-4 以工址地表面下 30 公尺內之土層平 均特性決定。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 🗸 依下列公式計算:

$$\overline{V}_{S} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_{i}}{\sum_{i=1}^{n} d_{i}/V_{si}}$$
(2-2a)

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

153

工址地表面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗 N 值依下列公式計算:

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} (d_i / N_i)}$$
(2-2b)

其中 N, 為各土層之標準貫入試驗 N 值, 但不得大於 100。

 $\overline{N}_{CH}$ 為砂質土壤(非彈性指數 PI < 20)之土層的平均標準貫入試驗 N 值, 依下 列公式計算:

$$\overline{N}_{CH} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} (d_{si} / N_{CHi})}$$
(2-2c)

其中 d<sub>s</sub>為地表面下 30 公尺內所有砂質土層的厚度總合; N<sub>CHi</sub> 為各砂質土層 之標準貫入試驗 N 值, 但不得大於 100。

示, 為粘質土層(非彈性指數 PI≥20)的平均不排水剪力強度, 依下列公式計算:

$$\bar{s}_{u} = \frac{d_{c}}{\sum_{i=1}^{m} (d_{ci} / s_{ui})}$$
(2-2d)

其中 $d_c$ 為地表面下 30 公尺內所有粘質土層的厚度總合; $s_{ui}$ 為各粘質土層之不排水剪力強度 $s_u$ ,但不得大於 2.55 kgf/cm2。

對於同一地盤, 若採用(2-2c)與(2-2d)公式計算所得結果不同時, 則應取保守 之結果為設計用地盤。

解說:

不同之地表搖晃程度,將改變地盤週期,進而改變短週期與長週期結構之譜 加速度放大倍率。因此,必須考量土壤非線性放大效應,依據表 2-4 所確定之地 盤種類與震區水平譜加速度係數 *S*<sup>*RP*</sup> 與 *S*<sup>*RP*</sup>, 由表 2-3(a)與 2-3(b)來訂定工址放大 係數 *F*<sub>*a*</sub>與 *F*<sub>*y*</sub>。

台灣地區之地盤,依其堅實或軟弱程度分為三類。此外,台北盆地因性質特殊,另訂其水平譜加速度係數。至於地盤軟硬如何界定的問題,則採用 ATC-32(1996)及 IBC2000(2000)的做法及陳正興與黃富國教授(1997)之研究結 果,根據土層性質,藉由地表面下 30 公尺之土層平均特性決定之,其判斷方式 可採用(1)依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速*v*<sub>s</sub>判斷(2)依工址地表 面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗  $\overline{N}$  值判斷(3)依工址地表面下 30 公尺內 砂質土層之平均標準貫入試驗  $\overline{N}_{CH}$  值及粘性土層的平均不排水剪力強度  $\overline{s}_u$  取保 守之結果。以上所述三種判斷地盤種類之方法,並未強制規定一定需要使用那一 種方式,設計者可依實際鑽探資料與工址土層情形選擇合適之判斷方法,對於土 層中若存在有軟弱粘性土層( $s_u < 0.255 \text{ kgf/cm}^2$ )且其厚度總合超過 3 公尺者,則 宜直接將其歸類為第三類地盤或採用第三種判斷方式進行地盤種類判別。

#### 2.6 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

靠近如表 2-5 所列台灣地區活動斷層之工址必須考慮近斷層效應。屬近斷層 區域之工址範圍如表 2-6-1 至表 2-6-7 所列。475 年與 2500 年回歸期地震下,近 斷層區域工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數 *S*<sub>5,475</sub> 與 *S*<sub>5,2500</sub>、*S*<sub>1,475</sub> 與 *S*<sub>1,2500</sub> 直接依下式計算:

$$S_{s,475} = 0.8F_a N_A; \quad S_{s,2500} = 1.0F_a N_A; \quad N_A \ge 1.0$$
 (2-3)

$$S_{1.475} = 0.45F_v N_v; \quad S_{1.2500} = 0.55F_v N_v; \quad N_v \ge 1.0$$
 (2-4)

其中, F<sub>a</sub>與 F<sub>v</sub>分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數,依 2.7 節 規定計算,但採水平譜加速度係數 0.8N<sub>A</sub>(或1.0N<sub>A</sub>)與 0.45N<sub>v</sub>(或0.55N<sub>v</sub>)配合表 2-3(a)與 2-3(b)來求值。N<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷 層調整因子,其值在設計地震與最大考量地震下並不相同,並隨工址與斷層之水 平距離 r 而改變,如表 2-6-1 至表 2-6-7 所列。

本規範規定包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷 層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美 斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層,必須考量區域近斷層效應。

解說:

針對近斷層區域而言,工址所屬震區之短週期與一秒週期水平譜加速度係數 深受該斷層之特性,以及工址與斷層間之水平距離的影響,若僅以鄉、鎮、市等 行政區域形心位置之均布危害度分析結果,代表該行政區域所有工址的震區水平 譜加速度係數,將低估部分工址之震區水平譜加速度係數,致使設計地震力不足 以抵抗該斷層引發之地震。因此,必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均 布危害度進行考慮近斷層地震之危害度分析來定義近斷層調整因子 N<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>,進 而修正近斷層工址之震區水平譜加速度係數,使合理估計近斷層區域建築物之設 計地震力。

近斷層調整因子 N<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>,為工址與斷層間之水平距離 r 的函數,其必須大 於 1.0 的限制,為表示若依據衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜 加速度係數時,設計地震力應由均布危害度分析結果所支配。表 2-5 所列為中央 地質調查所調查之第一類活動斷層,鄉鎮屬近斷層區域工址之 S<sub>s</sub><sup>475</sup> 與 S<sub>1</sub><sup>475</sup> 分別為 0.8 及 0.45, S<sub>s</sub><sup>2500</sup> 與 S<sub>1</sub><sup>2500</sup> 則分別為 1.0 及 0.55,故可導得式(2-3)與(2-4)。對於某 些鄉鎮,可能僅部分地區屬於近斷層區域,而其他不屬於近斷層區域之地區的震 區譜加速度係數又異於 0.8 及 0.45(或 1.0 及 0.55),此一情形下,對屬於近斷層 區域之地區的工址設計水平譜加速度係數直接依本節規定計算,而不屬於近斷層 區域之地區的工址設計水平譜加速度係數則依 2-6 節及表 2-2 計算,不須將震區 譜加速度係數提高到近斷層區域之規定值。

2.7 台北盆地之工址短週期水平譜加速度係數與轉換週期

台北盆地區域,包括台北市及台北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、 永和市、新店市、土城市、樹林鎮、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉等地區,並劃分為 台北一區、台北二區、台北三區及台北四區,如表 2-7(a)所示。台北盆地所有微 分區之工址短週期水平譜加速度係數 *S*<sub>5,475</sub>、*S*<sub>5,2500</sub>分別取 0.6、0.8,反應譜短週 期與中週期分界點之轉換週期*T*<sup>475</sup> 及*T*<sup>2500</sup> 如表 2-7(b)所示。

解說:

台北盆地另訂其譜加速度係數與轉換週期,實有其背景依據。一般而言,設 計反應譜之形狀大致可區分為等加速度段(短週期)與等速度段(中、長週期)。等

156

加速度段指的是設計反應譜之平台部分,此部分為加速度敏感區,深受近震源之 影響,而等速度段之形狀,則易受遠震源之影響,尤其對台北盆地而言,更與盆 地效應息息相關。本節條文係參考建研所研究報告,MOIS901022「台北盆地微 分區及其相對應之微分區設計反應譜」之研究結果略作調整而訂,其為針對台北 盆地及其外圍區域之所有中央氣象局強震觀測網站,藉由篩選出的地震紀錄,計 算各個測站之中、長週期設計反應譜修正因子,再配合行政區域範圍,平均求得 各微分區之轉換週期*T*<sup>475</sup>與中、長週期設計反應譜修正因子之平均值。

### 2.8 工址之水平彈性設計加速度反應譜

475 年與 2500 年回歸期 RP 對應之工址水平彈性設計加速度反應譜經由表 2-8(a)或(b)計算不同週期對應之彈性譜加速度係數 *S<sub>a,RP</sub>*,以週期為橫座標、譜加 速度為縱座標繪製得到。

對於一般或近斷層區域,表 2-8 中之短週期與中、長週期的分界 T<sub>s</sub><sup>PP</sup> 滿足

$$T_{S}^{RP} = \frac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$$
(2-5)

對於台北盆地,

$$S_{1,RP} = T_S^{RP} * S_{S,RP}$$
(2-6)

中小地震對應之譜加速度係數,根據 475 年對應值折減如下: MED0:

```
一般或近斷層區域:S<sub>a,MED0</sub>=S<sub>a,475</sub>/4.2;
```

```
台北盆地:S<sub>a,MED0</sub>=S<sub>a,475</sub>/3.5。
```

MED1:

一般或近斷層區域: S<sub>a,MED1</sub>=S<sub>a,475</sub>/3.36;

<u>台北盆地:S<sub>a.MED1</sub>=S<sub>a.475</sub>/2.8。</u>

MED2:

一般或近斷層區域: $S_{a,MED2}=S_{a,475}/2.8$ ;

台北盆地: $S_{a,MED2}=S_{a,475}/2.33$ 。

解說:

本規範規定之譜加速度係數為譜加速度與重力加速度 g 之比值,基於譜加速 度係數 *S<sub>a,RP</sub>* 繪製反應譜時,譜加速度對應之座標軸單位為(g),亦即:譜加速度 等於譜加速度係數乘以 g ,譬如長度以公尺計之單位系統,要再乘以 9.8。 彈性設計反應譜加速度 $S_a$ 、譜速度 $S_v$ 與譜位移 $S_d$ 存在  $S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_v * T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{T^2 * S_a}{4\pi^2}$ 之關係,且於加速度敏感區(短週期)、速度敏感 區(中週期)、位移敏感區(長週期)分別具有譜加速度 $S_a = S_s$ 、譜速度 $S_v$ 與譜位移  $S_d$ 為常數之特性。以 $T_s$ 與 $T_L$ 分別為短與中、中與長週期之轉換週期,這些常數 值可經由轉換週期左右兩區段譜加速度係數相等求得:  $S_{v_{RBW}} = \frac{S_{1,RP}}{2\pi} = \frac{T_s^{RP} * S_{S,RP}}{2\pi}$ 、 $S_{d_{RBW}} = \frac{S_{1,RP} * T_L}{4\pi^2}$ 。區段常數值求得後,便可以由  $S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_v * T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{T^2 * S_a}{4\pi^2}$ 關係式確定各區段之 $S_a$ 計算方式:

- 1) 短週期: S<sub>a,RP</sub> = S<sub>S,RP</sub>、
- 2) 中週期:  $S_{a,RP} = \omega * S_{v,RP} = \frac{S_{1,RP}}{T} = \frac{T_S^{RP} * S_{S,RP}}{T}$
- 3) 長週期:  $S_{a,RP} = \omega^2 * S_{d,RP} = \frac{T_L * S_{1,RP}}{T^2} = \frac{T_L * T_S * S_{S,RP}}{T^2}$

對於一般或近斷層區域之工址,規範提供 $S_{S,RP}$ 與 $S_{1,RP}$ 之計算流程,  $T_{S}^{RP} = \frac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$ ;對於台北盆地工址,規範提供 $S_{S,RP}$ 與 $T_{S}^{RP}$ , $S_{1,RP} = T_{S}^{RP} * S_{S,RP}$ 。表 2-8(a)中, $T_{L}$ 可暫時先根據廖文義、羅俊雄與邱世彬等人[2003]之研究結果,除 了台北盆地以 $T_{L}$ =4.0秒以外,其餘地區皆取 $T_{L}$ =5.0秒,未來針對各微分震區之 $T_{L}$ 研究後再更新。或者採用表 2-8(b),暫時不分中、長週期,均先以中週期反應譜 計算。因本規範允許非線性靜力分析檢核耐震性能之結構 $T \le 3.5T_{s}$ (參見耐震性 能檢核相關章節),除了台北盆地一、二區 $T_{s}$ =1.6與 1.3 秒可能會於 $T \le 3.5T_{s}$ 時 落在長週期範圍,其他情況,允許採用非線性靜力分析檢核之結構基本應在中週 期。所以,對於台北盆地一、二區 T>4.0s(取 4.0 秒為中、長週期轉換週期)之結 構,只要限制須採用動力分析,則應用表 2-8(b)尚屬合理。

上述水平彈性設計加速度反應譜型式如圖 C2-8 所示。

94 年版規範之反應譜係為結合強度設計法初步設計,避免長週期建築物的 設計地震力過低,同時考慮*P*-Δ效應於建築物未降伏前會增加梁、柱的彎矩, 在建築物降伏後又會使韌性對耐震的效用變低,而在(*T*>2.5*T*<sup>*RP*</sup>)之長週期範圍 內,以*S*<sub>*a,RP</sub></sub>不得低於0.4<i>S*<sub>*S,RP*</sub> 設限,此部分放於本規範第四章初步設計中。</sub> 極短週期段,以 $0.2T_s$ 與短週期段劃分,以T=0對應 $S_a = 0.4S_{s,RP}$ 進行線性 內插。

中小地震對應之譜加速度係數配合 94 年版規範。

因譜加速度係數 *S<sub>a,RP</sub>* 值為加速度反應譜值與重力加速度的商,因此,設計 反應譜中譜加速度對應座標單位為(*g*)。譬如長度以公尺計之單位系統,要再乘 以 9.8。

### 2.9 工址之水平彈性設計位移反應譜與加速度- 位移反應譜

RP 回歸期地震對應之位移設計反應譜係以週期 T 為橫座標、譜位移 S<sub>d,RP</sub> 為縱座標繪製得到,其中,譜位移依式(2-7)計算。

 $S_{d,RP} = \frac{T^2 * S_{a,RP} * g}{4\pi^2}$ (2-7)

水平彈性設計加速度~位移反應譜則由相同週期對應之譜加速度為縱座標 (單位為g)、式(2-7)計算所得之譜位移為橫座標繪製為譜加速度~譜位移座標圖。 解說:

位移設計反應譜以週期為橫座標、譜位移為縱座標繪製得到,因彈性設計反 應 譜 之 譜 加 速 度  $S_a$ 、 譜 速 度  $S_v$ 、 譜 位 移  $S_d$  與 週 期 T 存 在  $S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_v * T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{T^2 * S_a}{4\pi^2}$ 之關係,所以,譜位移 $S_{d,RP}$ 可由式(2-7)計算,式 (2-7)中,譜加速度係數 $S_{a,RP}$ 為譜加速度與重力加速度 g 之比值,所以式(2-7)要 乘以重力加速度 g ,譬如長度以公尺計之單位系統,要再乘以 9.8。基於譜加速 度係數 $S_{a,RP}$ 繪製反應譜時,譜加速度對應之座標軸單位為(g)。

基於表 2-8(a)求取位移相關之反應譜較為準確,但表 2-8(b)仍可以適用,參 見第 2.8 節解說。

### 2.10 阻尼比異於 5%之水平彈性設計反應譜

建築結構阻尼比異於 5%之情形包括:1)考慮結構與土壤互制(SSI)作用,2) 結構降伏後,韌性比逐漸增加之非彈性結構可以近似視為增大阻尼比之等效彈性 結構。

1) 建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同

159

時,得依可信理論計算複合振態阻尼比。

2) 非彈性結構降伏後,可依可信方法將韌性比轉換為有效阻尼。

建築物阻尼比異於 5%阻尼時,可由可信理論或方法求取不同阻尼對應之短 週期與中、長週期的譜加速度修正係數 *SR*<sub>A</sub>與 *SR*<sub>v</sub>,再由表 2-9(a)或(b)計算不同 週期對應之譜加速度係數 *S*<sub>a,RP</sub>,繪製阻尼比異於 5%之水平彈性設計加速度反應 譜。阻尼比異於 5%之水平彈性設計位移反應譜、加速度~位移反應譜依 2.9 節規 定,惟*S*<sub>a,RP</sub>採用表 2-9(a)或(b)計算結果。

解說:

基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比可考慮土壤材料阻尼與輻射阻尼,應依可信 理論計算,並可依下式計算複合振態阻尼比:

$$\xi_{J} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \{\phi_{J}\}_{i}^{T} [k]_{i} \{\phi_{J}\}_{i} \xi_{i}}{\{\phi_{J}\}^{T} [K] \{\phi_{J}\}}$$
(C2-1)

其中:

- $\xi_i$ : 第*J* 個振態之複合振態阻尼比
- [K] : 整個系統之勁度矩陣
- [k], : 第*i* 個構材之勁度矩陣
- $\{\phi\}_{I}$ : 第 J 個振態之振態形狀向量
- $\{\phi_i\}$ : 第i個構材在第J個振態所對應自由度之振態形狀向量
- $\xi_i$ :第*i*個構材的阻尼比

採用等效阻尼表達結構韌性時,等效彈性反應譜對應之週期表示等效彈性結構之週期,並非結構之初始勁度。與結構韌性等效之有效阻尼計算公式中,綜合考慮以式(C2-2)與非彈性反應譜計算結果誤差最小。式(C2-2)中,結構固有阻尼 比 $\zeta_0 = 0.05$ ,  $\alpha$  為降伏後勁度比,採用完全彈塑性結構模型 $\alpha = 0$ ,  $R_{\mu}$ 為結構系統性能點或功能績效點對應之位移韌性比。

$$\zeta_{eff} = \left(\frac{3}{2\pi (R_{\mu})^{2}}\right) \frac{\pi \zeta_{0} \left[(1-\alpha) \left((R_{\mu})^{2} - \frac{1}{3}\right) + \frac{2}{3} \alpha (R_{\mu})^{3}\right] + 2(1-\alpha)(R_{\mu}-1)^{2}}{(1-\alpha) (1+\ln(R_{\mu})) + \alpha R_{\mu}}$$
(C2-2)

建築物阻尼比異於 5%阻尼時,可依表 C2-4 內插。

無特別說明時,結構阻尼比均設定為 5%,而譜加速度修正係數

 $SR_{A} = SR_{v} = 1.0$ ,則表 2-9(a)或(b)等同於表 2-8(a)或(b)。基於譜加速度係數 $S_{a,RP}$ 繪製反應譜時,譜加速度對應之座標軸單位為(g)。等效彈性反應譜與彈性反應譜 之相關性可參見圖 C5-2。

#### 2.11 定韌性比水平非彈性設計反應譜

韌性比為 *R<sub>μ</sub>*之非彈性結構系統,其非彈性加速度反應譜可經由彈性加速度 反應譜折減得到,完全彈塑性結構系統降伏後之非彈性反應譜加速度係數 *S<sup>in</sup><sub>a,RP</sub>* 與彈性反應譜加速度係數 *S<sub>a,RP</sub>*之關係如下:

$$S_{a,RP}^{in} = SR * S_{a,RP} \tag{2-8}$$

其中,譜加速度折減係數  $SR = \frac{1}{F_u}$ ,降伏強度折減係數  $F_u$ 與非彈性結構系統之 韌性比  $R_u$ 、結構週期 T 之關係如下:

$$F_{u} = \begin{cases} R_{\mu} & ; \quad T \ge T_{S}^{RP} \\ \sqrt{2R_{\mu} - 1} + \left(R_{\mu} - \sqrt{2R_{\mu} - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_{S}^{RP}}{0.4T_{S}^{RP}} & ; \quad 0.6T_{S}^{RP} \le T \le T_{S}^{RP} \\ \sqrt{2R_{\mu} - 1} & ; \quad 0.2T_{S}^{RP} \le T \le 0.6T_{S}^{RP} \\ \sqrt{2R_{\mu} - 1} + \left(\sqrt{2R_{\mu} - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_{S}^{RP}}{0.2T_{S}^{RP}} & ; \quad T \le 0.2T_{S}^{RP} \end{cases}$$
(2-9)

其中, *T<sub>s</sub><sup>RP</sup>* 為所考量 RP 等級地震之水平彈性設計加速度反應譜於短週期與 中週期段的轉換週期, 依第 2.7 節與第 2.8 節規定。

非彈性位移反應譜由式(2-10)確定:

$$S_{d,RP}^{in} = \frac{R_{\mu}}{F_{u}} * S_{d,RP} = \frac{R_{\mu}}{F_{u}} * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} * S_{a,RP} * g$$
(2-10)

非彈性加速度~位移反應譜則由式(2-11)確定:

$$S_{d,RP}^{in} = R_{\mu} * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_{a,RP}^{in} * g$$
(2-11)

解說:

大地震下允許建築物降伏,發生非彈性變形行為。降伏強度折減係數-韌 性比-結構基本週期(F<sub>u</sub> ~ R<sub>µ</sub> ~ T)關係有許多,係由不同學者基於不同結構行為 模型與地動資料而分析得到。既有研究顯示:完全彈非彈性模型(降伏後勁度比  $\alpha = 0$ )可以較保守評估非彈性需求。本規範採用之 $F_{\mu} \sim R_{\mu} \sim T$  關係與 94 年版規 範一致,類似 Newmark-Hall 非彈性反應譜,內容參見第 4.3.3 節解說。只要 證明合理,可採用其他 F<sub>u</sub> ~ R<sub>u</sub> ~ T 關係,惟需留意對應之遲滯模型。

因規範中譜加速度係數 $S_{app}$ 為譜加速度與重力加速度 g 之比值,所以,式 (2-10)與(2-11)要乘以重力加速度g。基於譜加速度係數Sa,RP 繪製反應譜時,譜加 速度對應之座標軸單位為(g)。

#### 2.12 水平地震歷時

至少三個與水平彈性設計反應譜相符之水平地震紀錄,其應能確切反映工址 所考量之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄,計算其 5%阻尼之彈性反應譜。同時,調整地震 紀錄使得位於 0.2T 至 1.5T 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於彈性設計譜 加速度值之 90%, 同時, 於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平 均值。其中,T為建物基本模態之振動週期。

解說:

強地動紀錄之選取,盡量採用能確切反映工址所考量地震之地震規模、斷層 距離與震源效應的實測地震紀錄(例如:中央氣象局公佈之 921 地震歷時、El Centro 地震歷時紀錄等)來進行模擬與調整,得到與設計反應譜相符之紀錄;地 震紀錄模擬之方法,應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。

#### 2.13 垂直地震彈性設計反應譜

為提升建築物抵抗垂直向地震之能力,垂直地震效應應做適當之考量。水平 懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。 垂直向彈性設 計譜加速度係數 S<sub>aZ,RP</sub> 可藉由水平向之彈性設計譜加速度係數 S<sub>a,RP</sub> 定義為:

一般區域與台北盆地: 
$$S_{aZ,RP} = \frac{1}{2} S_{a,RP}$$
 (2-12a)
近斷層區域:  $S_{aZ,RP} = \frac{2}{2} S_{a,RP}$  (2-12b)

(2-12b)

解說:

1994 年洛杉磯北嶺地震、1995 年日本兵庫縣南部地震及 1999 年臺灣 921 集

集大地震,由於斷層錯動在人口稠密的陸地上,且震源深度淺,引致較大的垂直 地表加速度,致使許多建築物的破壞與此效應有關。本省西部苗栗、台中及南投 中部地區一帶以及嘉南地區,如其區域內斷層產生錯動,就會有顯著的垂直向地 震,因此要做適度的考量。

垂直地震力效應必須用靜力或動力反應譜分析考慮,若未進行工址特定分析時,垂直地震反應譜可以由式(2-12)求取。此處回歸期 RP 包括中小地震(MED0、 MED1、MED2)。

  建築物構诰種類	耐震性能等級 PL						
	СР	LS	DC	IO	OP		
含加強磚造剪力牆之結構系統	0.009	0.007	0.007	0.007	0.005		
其他結構系統	0.025	0.020	0.015	0.010	0.005		

表 2-1 建築物各性能等級對應之最大容許層間變位角 IDR<sub>a</sub>

表 2-2 一般區域短週期與一秒週期之水平譜加速度係數  $S_s^{475}$  與  $S_1^{475}$ 、  $S_s^{2500}$  與

 $S_1^{2500}$ 

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{475}$	$S_1^{475}$	$S_{S}^{2500}$	$S_1^{2500}$	臨近之斷層
	鶯歌鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	三峽鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	汐止市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	深坑鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	石碇鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
台北縣	坪林鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	平溪鄉	0.6	0.35	0.9	0.5	
	雙溪鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	烏來鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45	
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5	
基隆市	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
宜蘭縣	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5	
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4	

	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	楊梅鎮	0.6	0.35	0.8	0.45	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
桃園縣	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	湖口鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
新竹縣	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹市	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗衆縣	卓蘭鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車
						龍埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層

	<b>王</b> :田407	07	0.4	0.0	0.5	
十五國	四湖卿	0.7	0.4	0.9	0.5	
田米縣		0.8	0.45	1.0	0.55	御潭與神阜山斷層
		0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	御潭郷	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	泰安鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	獅潭與神卓山、車籠埔斷層
	豐原市	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
台中縣	新社鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	太平市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	大里市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	和平鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	車籠埔斷層
	中區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
		0.7	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
台中市		0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	 北區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	 西山區	0.7	0.4	0.9	0.5	山子腳 車籠埔斷層
		0.7	0.4	0.9	0.5	事籍
	<u></u> 北山區	0.8	0.45	1	0.55	山子腳 車籠埔斷層
	彰化市	0.0	0.45	0.9	0.55	
		0.7	0.4	0.9	0.5	千龍州幽旧
	和美结	0.7	0.4	0.7	0.5	
彰化縣		0.7	0.4	0.9	0.5	
אוייט ו עד		0.7	0.4	0.9	0.5	
	「アクジャー」	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田 央 御 禾 七 御	0.7	0.4	0.9	0.5	
		0.7	0.4	0.9	0.5	
	化塏掷	0.7	0.4	0.9	0.5	<b>車籠埔斷層</b>

	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
彰化縣	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南投市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
南投縣	鹿谷鄉	0.8	0.45	1	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	斗六市	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
<b>#</b> 11 m*	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
昙杯縣	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	林內鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	番路鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.8	0.45	1	0.55	梅山斷層
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
/	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
台南縣	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	

	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化鎮	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
台南縣	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	左鎮鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南市	北區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鳳山市	0.5	0.35	0.7	0.5	
	林園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	大寮鄉	0.5	0.35	0.7	0.45	
	大樹鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	大社鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁武鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鳥松鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
<b>-</b> 44 at	岡山鎮	0.7	0.35	0.9	0.5	
局雄縣	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	

	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六龜鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
高雄縣	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	茂林鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	桃源鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	三民鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	三民區	0.6	0.35	0.8	0.5	
高雄市	新興區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	前金區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
	屏東市	0.6	0.35	0.8	0.5	
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	長治鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	九如鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
屏鬼縣	鹽埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	內埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新埤鄉	0.6	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	

	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
屏東縣	霧台鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
7. 十 唐	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
台果縣	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	延平鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
++ ** **	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
化運縣	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	豊濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層

#### 附錄一 建築物耐震性能設計規範(草案)

	富里鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
花蓮縣	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卓溪鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
金門與馬		0.5	0.3	0.7	0.4	
祖地區						

抽般分類	震區短週期水平譜加速度係數S <sup>RP</sup>								
地盖力泵	$S_S^{RP} \leq 0.5$	$S_{S}^{RP} = 0.6$	$S_{S}^{RP} = 0.7$	$S_{S}^{RP} = 0.8$	$S_s^{RP} \ge 0.9$				
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0				
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0				

表 2-3(a) 短週期結構之工址放大係數 F<sub>a</sub>(線性內插求值)

註:「回歸期」可分別對應 30、50、75 年之中小地震、475 年之大地震、2500 年之極大地震

表 2-3(b) 長週期結構之工址放大係數 F<sub>v</sub> (線性內插求值)

抽般分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 <i>S</i> 1 <sup>RP</sup>				
地里方英	$S_1^{RP} \leq 0.3$	$S_1^{RP} = 0.35$	$S_1^{RP} = 0.40$	$S_1^{RP} = 0.45$	$S_1^{RP} \ge 0.5$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

註:「回歸期」可分別對應 30、50、75 年之中小地震、475 年之大地震、2500 年之極大地震

表 2-4 地盤分類表

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

表 2-5 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表

	斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
1.	獅潭斷層	<b>洪</b> 聚	15 公里	M7.1	
	神卓山斷層	足剛眉	5 公里	(1935.04.21)	
2.	屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1	
3	宙籠峀斷圙	<b>峳</b> 斷	105 公里	M7.3	
5.					
4	梅山斷層		13 公里	M7.0	
7.			15 4 2	(1906.03.17)	
5.	大尖山斷層	法聚函	25 公里	M7.1	以中埔地震為
	觸口斷層	と図眉	67 公里	(1941.12.17)	歷史最大地震

6.	新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
7.	米崙斷層		>25 公里		
	玉里斷層		37 公里	M7.3	
	池上斷層	_ <b>左</b>	11 公里	(1951.11.25)	
	奇美斷層		18 公里		

# 表 2-6-1: 近車籠埔斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ 。

(a) 設計地震之調整因子

N.	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧)>12 km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
Nu	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧)>12 km
1.1	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N.	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧)>12 km
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
Nu	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧)>12 km
1.1	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 2-6-2:近獅潭與神卓山斷層調整因子  $N_A$ 與  $N_V$ 。

(a)	設計地震之調整因子
-----	-----------

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.33	1.27	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N,	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
1 'A	1.26	1.18	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-6-3: 近屯子腳斷層調整因子  $N_A$ 與  $N_V$ 。

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 10 km	<i>r</i> (≧)>10 km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	r≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 10 km	<i>r</i> (≧)>10 km
	1.31	1.25	1.15	1.00

(a) 設計地震之調整因子

(b) 最大考量地震之調整因子

N	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 10 km	<i>r</i> (≧)>10 km
IVA	1.26	1.17	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < r≦ (8)10 km	<i>r</i> (≧)>10 km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-6-4:近梅山斷層調整因子  $N_A$ 與  $N_V$ 。

(a) 設計地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.37	1.28	1.15	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.44	1.36	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.30	1.20	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.48	1.36	1.15	1.00

## 表 2-6-5: 近新化斷層調整因子 N<sub>4</sub>與 N<sub>v</sub>。

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	<i>r</i> (≧)>5 km			
	1.23	1.06	1.00			
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	<i>r</i> (≧)>5 km			
	1.15	1.05	1.00			

(a) 設計地震之調整因子

(b) 最大考量地震之調整因子

N,	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	<i>r</i> (≧)>5 km
1 'A	1.29	1.10	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	<i>r</i> (≧)>5 km
	1.30	1.15	1.00

# 表 2-6-6: 近大尖山與觸口斷層調整因子 N<sub>A</sub>與 N<sub>V</sub>。

(a) 設計地震之調整因子

N	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
1 'A	1.15	1.08	1.00	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1 1 5	1 10	1.03	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.21	1.17	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	<i>r</i> (≧)>8 km
	1.42	1.35	1.15	1.00

# 表 2-6-7:近花東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ 。

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧ )>12 km
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km < <i>r</i> ≦ 12 km	<i>r</i> (≧)>12 km
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(a) 設計地震之調整因子

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> ≦ 2 km	2km <i>≤r</i> ≦ 5 km	5km <i><r< i="">≦ 8km</r<></i>	8km <i>≤r</i> ≦ 12 km	12km < <i>r</i> ≦ 15km	<i>r</i> (≧)>15 km
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
$N_V$	<i>r</i> ≦ 2 km	2km < <i>r</i> ≦ 5 km	5km < <i>r</i> ≦ 8 km	8km <i>≤r</i> ≦ 12 km	12km < <i>r</i> ≦ 15km	<i>r</i> (≧)>15 km
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

#### 建築物耐震性能設計規範之研擬
縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北縣	三重市	全市所有里 (共 115 里)	台北一區
台北縣	蘆洲鄉	全鄉所有村 (共 36 村)	台北一區
台北縣	五股鄉	全鄉所有村 (共 14 村)	台北一區
台北縣	泰山鄉	全鄉所有村 (共 15 村)	台北一區
台北縣	永和市	全市所有里 (共 58 里)	台北二區
台北縣	土城市	全市所有里 (共 41 里)	台北三區
台北縣	新莊市	昌明里、信義里、幸福里、和平里、昌平里、 自信里、仁愛里、中隆里、仁義里、福基里、 中港里、中信里、中原里、自強里、頭前里、 自立里、中誠里、中華里、中宏里、立基里、 中全里、中泰里、中和里、思賢里、思源里、 中美里、化成里、立志里、立功里、立泰里、 立德里、恆安里、立人里、立言里、文聖里、 營盤里、全泰里、文明里、榮和里、忠孝里、 國泰里、興漢里、海山里、全安里、文衡里、 文德里、丹鳳里、福營里、豐年里(共49里)	台北一區
		建福里、建安里、合鳳里、後港里、富國里、 裕民里、萬安里、雙鳳里、龍安里、南港里、 四維里、龍鳳里、八德里、後德里、成德里、 民安里、民本里、光明里、光榮里、瓊林里、 西盛里、光華里 (共 22 里)	台北二區

表 2-7(a) 台北盆地之台北一區、台北二區、台北三區及台北四區劃分表 (共計 1099 村里-依民國 85 年行政區劃分)

台北縣	樹林鎮	三多里、	三福里、	圳安里、	三興里、	羌寮里、	台北二區
		光興里、	樹興里、	樹西里、	樹人里、	育英里、	
		金寮里、	樹南里、	樹德里、	潭底里、	樹福里、	
		東昇里、	樹東里、	和平里、	坡內里、	樹北里、	
		文林里、	東陽里、	大同里、	彭福里、	保安里、	
		圳福里(	(共 26 里)	)			
		樂山里、	西園里、	柑園里、	彭厝里、	南園里、	台北三區
		彭興里、	中山里、	東園里、	北園里、	東山里、	
		山佳里(	(共11里)	)			

縣市	鄕鎮市區	村里	微分區
台北縣	板橋市	宏翠里、中正里、吉翠里、新海里、純翠里、	台北二區
		仁翠里、德翠里、滿翠里、朝陽里、溪頭里、	
		江翠里、柏翠里、新翠里、港尾里、文翠里、	
		明翠里、松翠里、文化里、新生里、幸福里、	
		嵐翠里、陽明里、松柏里、香社里、青翠里、	
		廣新里、埤墘里、光仁里、玉光里、莊敬里、	
		莒光里、華江里、聯翠里、忠翠里、介壽里、	
		永安里、華翠里、懷翠里、新埔里、文德里、	
		華中里、百壽里、雙玉里、忠誠里、文聖里、	
		金華里、香雅里、東丘里、西安里、龍翠里、	
		九如里、公館里、港德里、民生里、國光里、	
		正泰里、建國里、香丘里、新民里、漢生里、	
		民權里、社後里、長安里、民安里、福丘里、	
		東安里、深丘里、自立里、富貴里、長壽里、	
		埔墘里、挹秀里、自強里、黃石里、振興里、	
		福翠里、港嘴里、光榮里、居仁里 (共 79 里)	
		民族里、後埔里、海山里、溪洲里、國泰里、	台北三區
		赤松里、景星里、福祿里、福壽里、流芳里、	
		留侯里、浮洲里、溪北里、光華里、福德里、	
		華福里、溪福里、新興里、大觀里、振義里、	
		光復里、福星里、湳興里、鄉雲里堂春里、	
		歡園里、廣德里、大豐里、崑崙里、華貴里、	
		仁愛里、五權里、重慶里、華興里、和平里、	
		廣福里、成和里、僑中里、信義里、華東里、	
		華德里、大安里、聚安里、中山里、復興里、	
		龍安里、福安里 (共 47 里)	

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北縣	中和市	中安里、安樂里、宜安里、安平里、安順里、	台北二區
		秀仁里、安和里、秀明里、景安里、景平里、	
		泰安里、景新里、瓦瓦里、漳和里、廟美里、	
		景福里、枋寮里、景文里、南山里、吉興里、	
		福和里、秀士里、新南里、秀山里、景本里、	
		秀水里、秀福里、和興里、興南里、正行里、	
		連城里、福美里、力行里、佳和里、復興里、	
		福祥里、福善里、福南里、外南里、景南里、	
		連和里、秀成里、秀峰里、秀義里、德行里、	
		東南里、忠孝里、福真里、錦盛里、中興里、	
		錦昌里、壽南里、崇南里 (共 53 里)	
		民生里、錦和里、秀景里、正南里、員富里、	台北三區
		頂南里、國光里、瑞穗里、建和里、德穗里、	
		國華里、錦中里、灰灰里、清穗里、碧河里、	
		橫路里、員山里、自強里、華南里、內南里、	
		明德里、民有里、中原里、冠穗里、華新里、	
		中山里、壽德里、明穗里、民享里、積穗里、	
		中正里、嘉新里、嘉慶里、仁和里、民安里、	
		嘉穗里、平河里、安穗里、文元里、信和里	
		(共 40 里)	
台北縣	新店市	大鵬里、永安里、忠孝里 (共3里)	台北三區

	中山里、	日興里、	龜山里、	柴埕里、	安和里、	台北四區	
	雙坑里、	信義里、	員潭里、	屈尺里、	寶興里、		
	和平里、	玫瑰里、	中央里、	廣興里、	寶福里、		
	吉祥里、	江陵里、	粗坑里、	德安里、	明城里、		
	雙城里、	美潭里、	公崙里、	塗潭里、	五峰里、		
	福民里、	頂城里、	寶安里、	百福里、	中華里、		
	下城里、	直潭里、	新安里、	張北里、	新德里、		
	青潭里、	新生里、	中正里、	太平里、	福德里、		
	中興里、	百忍里、	忠誠里、	文明里、	仁愛里、		
	張南里、	廣明里、	大同里、	文中里、	百和里、		
	國豐里、	明德里、	新店里、	國校里、	、大豐里		
	(共 55 里	.)					

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	大同區	全區所有里 (共26里)	台北二區
台北市	士林區	富洲里、福安里 (共2里)	台北一區
		德華里、蘭興里、永倫里、葫蘆里、德行里、	台北二區
		社新里、社園里、承德里、富光里、忠誠里、	
		名山里、蘭雅里、仁勇里、義信里、百齡里、	
		福順里、福華里、舊佳里、前港里、社子里、	
		葫東里、福中里、明勝里、天壽里、福德里 <b>、</b>	
		福佳里、後港里 (共27里)	
		福林里、天祿里、聖山里、福志里、天福里、	台北三區
		天山里、三玉里、天玉里、岩山里、天和里	
		(共10里)	
		陽明里、溪山里、東山里、平等里、新安里、	台北四區
		天母里、公館里、菁山里、芝山里、翠山里、	
		永福里 (共11里)	
台北市	北投區	建民里、文林里、石牌里 (共3里)	台北一區
		裕民里、洲美里、榮光里、關渡里、福興里、	台北二區
		榮華里、振華里 (共7里)	
		八仙里、永明里、吉慶里、永欣里、吉利里、	台北三區
		立賢里、一德里、尊賢里、立農里 (共9里)	
		永和里、中和里、奇岩里、中心里、湖山里、	台北四區
		溫泉里、長安里、中央里、開明里、林泉里、	
		中庸里、清江里、大同里、泉源里、秀山里、	
		智仁里、豐年里、文化里、東華里、稻香里、	
		桃源里 (共21里)	
台北市	中山區	中央里、中吉里、朱馥里、松江里、復華里、	台北一區
		中庄里、江山里、力行里、龍洲里、江寧里、	
		新生里、中原里 (共12里)	

	朱園里、	新福里、	行政里、	行仁里、	朱崙里、	台北二區
	行孝里、	下埤里、	新喜里、	大佳里、	埤頭里、	
	新庄里、	恆安里、	聚葉里、	晴光里、	聚盛里、	
	劍潭里、	中山里、	興亞里、	集英里、	正義里、	
	康樂里、	正守里、	永安里、	民安里、	正得里、	
	圓山里(	(共26里)				
	大直里、	成功里	(共2里)			台北三區

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	松山區	東昌里、中華里、松基里、民有里、東勢里、	台北一區
		龍田里、中正里 (共7里)	
		美仁里、民福里、福成里、中崙里、敦化里、	台北二區
		復勢里、吉仁里、復源里、介壽里、復建里、	
		東光里、精忠里、東榮里、吉祥里、復盛里、	
		自強里、安平里、新聚里、莊敬里 (共19里)	
		鵬程里、慈祐里、富泰里、新東里、三民里、	台北三區
		新益里、富錦里 (共7里)	
台北市	大安區	敦安里、敦煌里、光武里、建倫里、仁愛里、	台北二區
		建安里、德安里、誠安里、昌隆里、車層里、	
		光信里、義村里、正聲里、仁慈里、華聲里、	
		民炤里、民輝里、通安里、義安里、和安里、	
		住安里、通化里、龍圖里、龍雲里 (共24里)	
		福住里、新龍里、龍陣里、龍門里、臨江里、	台北三區
		龍安里、群賢里、龍生里、永康里、群英里、	
		全安里、錦安里、法治里、龍泉里、古莊里、	
		光明里、古風里、錦華里、錦泰里、龍坡里、	
		龍淵里、大學里、臥龍里 (共23里)	
		虎嘯里、青峰里、黎孝里、黎元里、黎和里、	台北四區
		芳和里、農場里 (共7里)	
台北市	中正區	幸市里、三愛里、梅花里、光復里 (共4里)	台北二區
		文北里、幸福里、文祥里、林興里、富水里、	台北三區
		網溪里、水源里、黎明里、頂東里、板溪里、	
		東門里、河堤里、螢圃里、螢雪里、南福里、	
		愛國里、建國里、新營里、永功里、龍福里、	
		龍光里、南門里、文盛里、廈安里、龍興里、	
		永昌里、忠勤里 (共27里)	
台北市	萬華區	福星里、萬壽里、菜園里、柳鄉里、西門里、	台北二區
		青山里、新起里 (共7里)	

	富民里、	糖糖里、	福音里、	華江里、	富福里、	台北三區
	仁德里、	興德里、	綠堤里、	騰雲里、	頂碩里、	
	日祥里、	和平里、	華中里、	雙園里、	凌霄里、	
	新忠里、	新和里、	榮德里、	銘德里、	和德里、	
	孝德里、	錦德里、	新安里、	忠貞里、	日善里、	
	壽德里、	忠德里、	保德里、	全德里	(共29里)	

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	文山區	指南里、萬興里 (共2里)	台北二區
		景仁里、萬隆里、萬有里、萬和里、景慶里、	台北三區
		萬祥里、景華里、木新里、萬年里、興福里、	
		景美里、萬盛里、興豐里、興安里、順興里、	
		木柵里、景東里、萬芳里、景行里、明興里、	
		興家里、樟腳里、興旺里、明義里、華興里、	
		老泉里、興業里 (共27里)	
		興泰里、興得里、樟林里、博嘉里、興昌里、	台北四區
		試院里、興光里、樟新里 (共8里)	
台北市	信義區	新仁里、正和里、興隆里 (共3里)	台北二區
		雅祥里、永吉里、中興里、敦厚里、興雅里、	台北三區
		景聯里、景新里、西村里、四育里、五常里、	
		嘉興里、五全里、六藝里、景勤里、黎順里、	
		四維里、長春里 (共17里)	
		廣居里、富台里、黎平里、永春里、安康里、	台北四區
		黎忠里、黎安里、三張里、國業里、松友里、	
		雙和里、松光里、六合里、三犁里、泰和里、	
		大道里、松隆里、惠安里、大仁里、中坡里、	
		中行里 (共21里)	
台北市	內湖區	西康里、西湖里、行善里、西安里、港華里、	台北三區
		港都里、週美里、五分里、湖元里、葫洲里、	
		港墘里、石潭里 (共12里)	
		金瑞里、內溝里、大湖里、樂康里、東湖里、	台北四區
		清白里、紫雲里、碧山里、金龍里、湖興里、	
		內湖里、紫星里、港富里、湖濱里、紫陽里、	
		瑞光里、瑞陽里 (共17里)	
台北市	南港區	玉成里、合成里、東明里、南港里、東新里、	台北三區
		聯成里、萬福里、三重里、新富里、西新里	
		(共10里)	

#### 附錄一 建築物耐震性能設計規範(草案)

	中南里、	中研里、	舊莊里、	新光里、	鴻福里、	台北四區
	九如里、	成福里、	百福里	(共8里)		

表 2-7(b) 台北盆地各微分區之工址短週期水平譜加速度係數 *S<sub>8,475</sub>、工*址短週 期最大考量水平譜加速度係數 *S<sub>8,2500</sub>* 以及反應譜短週期與中週期分 界之轉角週期*T<sub>s</sub><sup>475</sup>與T<sub>s</sub><sup>2500</sup>* 

微分區	$S_{S,475}$	$S_{S,2500}$	$T_s^{475}$ 與 $T_s^{2500}$ (秒)
台北一區	0.6	0.8	1.60
台北二區	0.6	0.8	1.30
台北三區	0.6	0.8	1.05
台北四區	0.6	0.8	0.85

表 2-8(a) 5% 阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數 S<sub>a,RP</sub> (1)

較短週期	短週期	中週期	長週期		
$T \leq 0.2 T_s^{RP}$	$0.2T_s^{RP} \leq T \leq T_s^{RP}$	$T_S^{RP} < T \le T_L$	$T_L < T$		
$S_{a,RP} =$	$S_{a RP} =$	$S_{a,RP} =$	$S_{a,RP} =$		
$(0.4 + \frac{3T}{T_S^{RP}}) * S_{S,RP}$	$S_{S,RP}$	$rac{{S_{{1,RP}}}}{T}$	$\frac{T_L}{T^2} * S_{1,RP}$		
註:					
一般區域與近斷層區域: $T_S^{RP} = \frac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$ , $T_L = 5$ 秒					
台北盆地: $S_{1,RP} = T_S^{RP} * S_{S,RP}$ , $T_L = 4$ 秒					
回歸期 RP 分別對應 475 年、2500 年。					

表 2-8(b) 5% 阻尼比工址水平設計譜加速度係數 Sa,回歸期 (2)

極短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2 T_S^{RP}$	$0.2 T_S^{RP} \leq T \leq T_S^{RP}$	$T_{S}^{RP} < T$
$S_{a,RP} =$	$S_{a,RP} =$	$S_{a,RP} =$
$(0.4 + \frac{3T}{T_S^{RP}}) * S_{S,RP}$	$S_{S,RP}$	$rac{{S_{{1,RP}}}}{T}$

註:			
一般區域與近斷層區域: $T_{S}^{RP} = \frac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$			
台北盆地: $S_{1,RP} = T_S^{RP} * S_{S,RP}$			
回歸期 RP 分別對應 475 年、2500 年。			

# 表 2-9(a) 異於 5%阻尼比工址水平彈性設計反應譜加速度係數 S<sub>a,回歸期</sub>(1)

極短週期	短週期	中週期	長週期		
$T \leq 0.2 T_{S'}^{RP}$	$0.2 T_{S'}^{RP} \le T \le T_{S'}^{RP}$	$T_{S'}^{RP} < T \le T_L$	$T_L < T$		
$S_{a,RP} =$	$S_{a RP} =$	$S_{a,RP} =$	$S_{a,RP} =$		
$\left(0.4 + \frac{(SR_A - 0.4) * T}{0.2 * T_{S'}^{RP}}\right) * S_{S,RP}$	$SR_A * S_{S,RP}$	$\frac{SR_V * S_{1,RP}}{T}$	$\frac{SR_V * T_L}{T^2} * S_{1,RP}$		
註: $T_{S'}^{RP} = \frac{SR_V}{SR_A} * T_S^{RP}$					
一般區域與近斷層區域: $T_S^{RP} = \frac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$ , $T_L = 5$ 秒					
台北盆地: $S_{1,RP} = T_S^{RP} * S_{S,RP}$ , $T_L = 4$ 秒					
回歸期 RP 分別對應 475 年、2500 年。					

# 表 2-9(b) 異於 5%阻尼比工址水平設計譜加速度係數 S<sub>a,回歸期</sub> (2)

極短週期	短週期	中、長週期
$T \le 0.2 T_{S'}^{RP}$	$0.2 T_{S'}^{RP} \leq T \leq T_{S'}^{RP}$	$T_{S'}^{RP} \! < \! T$
$S_{a,RP} = \left(0.4 + \frac{(SR_A - 0.4) * T}{0.2 * T_{S'}^{RP}}\right) * S_{S,RP}$	$S_{a,RP} = SR_A * S_{S,RP}$	$S_{a,RP} = \frac{SR_V * S_{1,RP}}{T}$

註:
$T_{S'}^{RP} = \frac{SR_V}{SR_A} * T_S^{RP}$
一般區域與近斷層區域: $T_S^{RP} = rac{S_{1,RP}}{S_{S,RP}}$
台北盆地: $S_{1,RP} = T_S^{RP} * S_{S,RP}$
回歸期 RP 分別對應 475 年、2500 年。

	性能等級				
地震危害等級		第I類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第 III 類建築物	
		(BSO)	(EO1)	(EO2)	
MED0	約 30 年	正堂使用(OP)			
	80%50				
MED1	約 50 年		正常使用(OP)		
	60%50				
MED2	約 75 年			正堂使用(OP)	
	50%50				
475 年回歸期		生命安全(LS)	破壞控制(DC)	輕微損傷(IO)	
(10%50)					
2500 年回歸期		避免倒塌(CP)	生命安全(LS)	破壞控制(DC)	
(2%50)		ער ידא (C1 )	(_~)		

表 C2-1 不同用途建築物之耐震性能設計目標

表 C2-2 現行規範關於不同用途建築物之耐震設計標準

輸	入地震	性能等級		
等級	大小	第Ⅰ類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第 III 類建築物
		(I=1)	(I=1.25)	(I=1.5)
MED	$S_{a,475 \oplus} / 4.2 * I$	彈性	彈性	彈性
	或 <i>S<sub>a,475年</sub> /</i> 3.5 *I			
	(台北盆地)			
	S <sub>a,475年</sub> / 4.2	IDRa=0.5%	IDRa=0.5%	IDRa=0.5%
475 年回 歸期	S <sub>a,475年</sub> *I	韌性比R <sub>µ</sub> <ra< td=""><td><i>韌性比R<sub>µ</sub> <ra< i=""></ra<></i></td><td><i>韌性比R<sub>µ</sub> <ra< i=""></ra<></i></td></ra<>	<i>韌性比R<sub>µ</sub> <ra< i=""></ra<></i>	<i>韌性比R<sub>µ</sub> <ra< i=""></ra<></i>
(10%50)				

2500 年 S <sub>a,2500年</sub> *I			
回歸期	<i>韌性比R<sub>µ</sub> <r< i=""></r<></i>	韌性比 $R_{\mu} < R_{a}$	韌性比 $R_{\mu} < R_{a}$
(2%50)			

註:強度略

### 表 C2-3 不同用途建築物之耐震設計標準

遨ン主帅		性能等級			
半別ノ	大地展	第Ⅰ類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第 III 類建築物	
()		(BSO)	(EO1)	(EO2)	
MED0	$S_{a,475 \mp}/4.2$				
	或	彈性,			
	$S_{a,475 \oplus} / 3.5$	IDRa=0.5%			
	(台北盆地)				
MED1	$S_{a,475\mp}/3.36$				
	或				
	$S_{a,475 \oplus} / 2.8$		9年19年,IDRa=0.5%		
	(台北盆地)				
MED2	$S_{a,475 \oplus}/2.8$				
	或			ᄤᄴᄧᄧᅆᅋ	
	$S_{a,475 \oplus}$ / 2.33			99件,IDRa=0.5%	
	(台北盆地)				
475 年回	$S_{a,475 \oplus}$				
歸期		$IDDR_a=0.6$	$IDDR_a=0.4$	$IDDR_a=0.2$	
(10%50)		$IDR_a=2\%$	$IDR_a=1.5\%$	$IDR_a=1\%$	
2500 年	$S_{a,2500 \oplus}$	IDDR <sub>a</sub> =0.8 或			
回歸期		0.9	$IDDR_a=0.6$	$IDDR_a=0.4$	
(2%50)		$IDR_a=2.5\%$	$IDR_a=2\%$	$IDR_a=1.5\%$	

註:強度略; IDR<sub>a</sub>以一般建築物為例。

表 C2-4 短週期與中長週期反應譜修正係數 SRA與 SRV

有效阻尼比 $\zeta_{_{e\!f\!f}}$	SRA	SR <sub>v</sub>
(%)		
<2	1.25	1.25
5	1	1
10	0.75	0.80
20	0.63	0.67
30	0.56	0.61
40	0.53	0.59
>50	0.52	0.57

(線性內插求值)



圖 C2-1 預期建築物於各地震等級下之耐震性能





圖 C2-3 耐震性能等級可接受標準



# 圖 C2-4:工址短週期 475 年回歸期對應之水平譜加速度係數 $S_s^{475}$ 分布圖

197



圖 C2-5:工址一秒週期 475 年回歸期水平譜加速度係數 S<sub>1</sub><sup>475</sup> 分布圖



圖 C2-6:工址短週期 2500 年回歸期水平譜加速度係數  $S_s^{2500}$  分布圖



圖 C2-7:工址一秒週期 2500 年回歸期水平譜加速度係數 S<sub>1</sub><sup>2500</sup>分布圖





#### 建築物耐震性能設計規範之研擬

### 第三章 結構系統規劃

#### 3.1 通則

結構系統規劃應考慮建築物用途而確定結構系統型式、配置、材料,經由經 驗與簡便分析預設結構尺寸、規則性與不規則性、降伏消能機制等,以提高結構 滿足第二章耐震性能設計目標與標準之可靠度。

解說:

結構系統規劃宜考慮下列基本設計準則:

- 1. 儘可能採用簡單,對稱及規則之外型。
- 2. 重量較輕,避免不必要之質量。
- 3. 避免較高之細長比。
- 4. 提供足夠贅餘度及韌性以克服地震力作用之不確定性。
- 5. 提供足夠之勁度以限制側向位移減少相關之損壞。
- 6. 提供足夠之柔韌性以限制加速度減少相關之損壞。
- 7. 提供韌性及穩定度於後彈性往復行為時之強度與勁度。
- 8. 提供均匀之強度、勁度及韌性且連續分佈。
- 9. 依基礎及土壤型式提供適當之基礎結構強度與勁度。
- 10.使用較短之跨度及較近之柱距。
- 11.包括基礎之豎向構材於每一樓層貫通。
- 12.確定及提供一系列之韌性連接以吸收非線性之反應;使用容量設計之原 則以避免脆性破壞。
- 13.考慮採用消能設施作為設計之策略。
- 14.考慮採用隔震設施作為設計之策略。

由於不同用途建築物之耐震性能目標有差異,結構系統規劃時應予以考慮。 例如:第I、II、III類建築物於 30 年、50 年、75 年回歸期地震下,結構保持彈性且  $IDR \le 0.5\%$ ,可以換另一種方式呈現:相同中小地震下(例如 30 年)結構保持彈性且最大層間變位分別不超過 0.5%、0.4%、0.33%,假設編號 1 與 2 兩結構屋頂側移比約等於最大層間變位比,則其基本週期比例  $\frac{T1}{T2} = \sqrt{\frac{K2}{K1}} = \sqrt{\frac{V_{FO}^{MED}/D2}{V_{FO}^{MED}/D1}} = \sqrt{\frac{D1}{D2}} = \sqrt{\frac{IDR_1}{IDR_2}}$ 。所以,僅用途不同之第 I、II、III 類 建築物,考慮中小地震對應相關勁度之不同標準,其基本振動週期之比例約為1:  $\sqrt{\frac{0.4}{0.5}}$  :  $\sqrt{\frac{0.33}{0.5}}$ =1:0.894:0.812,結構系統規劃時便可以適當考慮建築物之用 途來配置。

### 3.2 結構系統

結構系統可分類為如表 3-1 所示,其定義如下:

(一) 承重牆系統

結構系統無完整承受垂直載重立體構架,承重牆或斜撐系統須承受全部或 大部分垂直載重,並以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

(二) 構架系統

具承受垂直載重完整立體構架,以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

(三) 抗彎矩構架系統

具承受垂直載重完整立體構架,以抗彎矩構架抵禦地震力者。

(四) 二元系統

二元系統具如下特性:

- (1) 具完整立體構架以受垂直載重。
- (2) 以剪力牆、斜撐構架及韌性抗彎矩構架(SMRF)或混凝土部分韌性 抗彎矩構架(IMRF)抵禦地震力,其中抗彎矩構架應設計能單獨抵 禦 25%以上的設計地震力。
- (3) 抗彎矩構架與剪力牆或斜撐構架應設計使其能抵禦依相對勁度所分 配到的地震力。

未定義之結構系統為未列入表 3-1 之結構系統謂之。

表 3-1 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):鋼造抗彎矩構架,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:

本規範將抵抗地震力的結構系統主要分為四類,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,可能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,維持承載垂直力的任務。

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。

鋼骨鋼筋混凝土(SRC)構造,若採包覆型 SRC 構材,由於構材中有鋼骨存 在,圍束箍筋不易施工及澆置混凝土難度較高,因此恐難達如一般 RC 柱之韌性 要求,因此建築物的韌性容量 R 值應乘以適當之折減係數。但如採填充型鋼管 混凝土柱接鋼梁,由於其韌性行為較穩定及無柱箍筋不易施工的問題,因此無須 折減韌性容量。

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, $\alpha_B$ 與 $\alpha_C$ 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 $\alpha_B$ 與 $\alpha_C$ 值列於表 C3-1 中,其為引用 內政部「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」中之規定。

耐震性能設計規範提供工程師發揮的空間,特殊建築物採用表 3-1 以外之未 定義結構系統時,應依可信理論自行初步設計後,檢核耐震性能目標與標準滿足 要求即可。國內尚無挫屈束制支撐構架與鋼造韌性桁架構材設計規範,若主管機 關允許採用其他可信理論進行構材設計時,R 值宜參考相關資料,無相關資料 者,得採用本表。

### 3.3 結構系統高度之限制

各類結構系統高度之限制如表 3-1 所示,但若通過適當分析證明結構行為可 以接受者不受此限。

解說:

對具鋼骨斜撐構架及鋼筋混凝土剪力牆之建築物,滿足表 3-1 註解 2 之規定時,其高度限制可提高至 75m。

加強磚造、木造之高度限制宜與構材設計規範一致。國內尚無挫屈束制支撐 構架與鋼造韌性桁架構材設計規範,若主管機關允許採用其他可信理論進行構材 設計時,高度限制宜參考相關資料,無相關資料者,得採用本表。

### 3.4 結構系統規則性之限制

任一結構可依其配置,區分為下列規則性結構與不規則性結構兩類。

(一)規則性結構

規則性結構在平面與立面上,或抵抗側力的結構系統上,沒有不規則性結

構所具有的顯著不連續性。

- (二)不規則性結構
  - (1) 不規則性結構在平面與立面上,或抵抗側力的結構系統上,有顯著的不連續性。一般之不規則性如表 3-2 與 3-3 所示。
  - (2) 結構具有表 3-2 所列一種或多種不規則性時,應視為具有立面上不規則性者。
  - (3) 結構具有表 3-3 所列一種或多種不規則性時,應視為具有平面上不規則性者。
  - (4) 个規則性結構之結構設計與分析必須依據表 3-2 與表 3-3 所列參考章節之 各項規定辦理。

解說:

在許多大地震中發現結構配置不良的不規則性結構,是致使結構發生破壞的 主因。不規則性結構主要是立面、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則。

若結構具立面不規則性,其於地震下各層樓之動態反應及引致之樓層側向力

197

會與由靜力分析所得者有明確之差異,所以結構具立面不規則性須進行動力分析 才能得到正確之反應值,以下說明幾種常見之立面不規則性結構(圖 C3-1)。

抗彎矩構架若其某一樓層之高度較相鄰樓層高出許多,則該層之勁度會因高 度之增加而減小,若結構規劃設計時,無法或不去增強該層勁度到與相鄰之樓層 相當時,則建築物視為立面不規則性結構。若建築物某樓層之重量與其相鄰之樓 層有明顯之差異時,則建築物亦視為立面不規則性結構,此可能發生於某一樓層 具有較大之重量之情形時,如設置游泳池或空中花園等。另一種形式之立面不規 則,為由於建物立面幾何形狀不對稱所造成的,有些建築物可能其立面幾何形狀 對垂直軸是對稱的,但由於其於某些樓層有過大之水平退縮或延展,造成抗側力 之垂直構材於垂直方向具不連續性,此類建築物亦視為立面不規則性結構。圖 C3-1 中有描述此類建築物是否視為不規則性結構之判定方式。

弱層不規則性係指該層之側向強度與該層設計層剪力之比值明顯低於其上 一層者,此弱層之存在將使結構物於地震之作用下,只於此層產生降伏而其他樓 層依然保持彈性,此一情形將改變結構物之振動特性及變形形狀,並於此弱層產 生極大之變形,甚至造成結構物不穩定而倒塌。因為有無弱層會影響到初步設計 所用之分析方法,而判定有無弱層之依據為量化之指標,故此步驟仍需要採用計 算方式來進行判定。判定方法可依第 5.3.2 節規定,以破壞機制中有單一樓層或 多層樓層各柱上、下端均出現塑鉸者來判定(圖 C3-1),也可於此階段採用簡便計 算方式,譬如將該樓層各柱上、下端產生塑鉸時的柱剪力相加求取極限層剪力強 度;至於含非結構牆結構物的極限層剪力強度,雖然牆及構架之極限強度於地震 時通常不會同時到達,但由於檢核之目的僅在將因非結構牆所造成之弱層的現象 檢核出來,所以計算含非結構牆極限層剪力強度時可分別計算構架及非結構牆的 強度,然後直接相加而得該層之極限層剪力強度。由於柱、RC 剪力牆、非結構 RC 牆與磚牆破壞時單位面積對應能承擔的剪力不同,因此以 RC 剪力牆的面積 為基準, RC 柱、非結構 RC 牆與磚牆之有效面積要分別乘以 0.5、0.4 與 0.25。 建築物構材斷面之選擇與配筋,有時並非地震力控制,此時若該層之強度足以抵 抗最大考量地震總剪力而仍在彈性限度內,則不會有弱層發生。

針對平面不規則性而言(圖 C3-2),一棟建築物或許具有對稱且不含凹角與側 翼之平面幾何形狀,但仍可能因其質量分布或豎向側力抵抗構材之不對稱性,而 被歸類為平面不規則結構。除此之外,即使在靜態質心與剛心重合的情況,建築 物也可能在地震時產生扭轉效應。舉例而言,不對稱的裂縫與降伏均會導致建物 產生扭轉效應。當然,靜態質心與剛心的偏心將更放大此扭轉效應。因此,當靜 態質心與剛心的偏心量超過建築物與地震力垂直方向尺度百分之十者,將視為平 面不規則結構。同時,即使藉由適當配置豎向側力抵抗構材之位置,使滿足上述 剛心偏移量的限制,仍會因其分布之不對稱,而使得扭力非均等地分配於各豎向 側力抵抗構材,引致扭轉不規則性。規則性建築的平面幾何形狀可為方形、矩形 或圓形。一棟方形或矩形的建築物若僅具有輕微的凹角時仍可視為規則性結構, 但若凹角之尺寸過大而呈現十字型外觀時,則必須視為平面不規則結構。因為此 類具凹角建築物的側翼地震反應與完整建物的地震反應大不相同,且會引致更大 的作用力。H型的建築物雖具有對稱的幾何外觀,但因其側翼反應仍被視為平面 不規則結構。若同一層樓板之勁度不連續,將改變各個豎向構材的側力分布,而 引致扭轉效應,因此歸類為平面不規則結構。同時,側向力之傳遞路徑具不連續 性,如豎向構材之面外錯位,將迫使水平構材難以適切提供抵抗垂直力與側向力 的能力,因而歸屬於平面不規則結構。此外,豎向側力抵抗構材不平行或對稱於 側力抵抗系統之兩正交主軸者,須考慮雙向地震力,亦屬於平面不規則結構。

一般規則性建築物在地震中的彈性反應較易掌握,因此,構材進入非彈性的 時機較勻稱,不會集中在局部構材,但不規則性結構的反應則較難了解。本規範 點出幾種重要的不規則性,並給予定量化,且對某些不規則性給予限制標準。

此外,在結構設計與分析上對付此等不規則性之手段,必須依據表 3-2 與表 3-3 所列參考章節之相關規定辦理。譬如有些不規則性藉動力分析就可反映出 來,而像地震力傳遞不規則處,則須加強鄰近柱梁、斜撐等構材的承載能力。所 有建築物之耐震設計不容許具有表 3-2 之 1b 之極軟層立面不規則性與表 3-3 之 1b 之極度平面不規則性。

### 3.5 結構系統之降伏消能機制

各類結構系統之降伏消能機制依各構材設計規範之規定。

解說:

容許建築物在一些特定位置產生塑鉸,藉以消耗地震能量,並降低建築物所 受之地震反應,乃對付地震的經濟做法。

基本結構系統 抵持	抗地震力結構系統敘述	R	高度限制(m)
一、承重牆系統 1.5	<b>!</b> 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	尊力牆		
(1	)鋼筋混凝土造	3.3	50
(2	)加強磚造	2.0	註1
3.值	雚具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆	1.6	20
4.余	科撐承受垂直載重之斜撐構架		
(1	)鋼造	3.0	50
(2	)木造	1.6	註1
二、構架系統 1.厚	<b></b> ] 剪力嵌版牆之輕構牆		
(1	) 三樓以下三夾版嵌版牆	3.6	20
(2)	)其他輕構架嵌版牆	2.8	20
2.真	哼力牆		
(1)	)鋼造	4.0	50
(2)	)鋼筋混凝土造	3.6	50(註2)
(3	)加強磚造	3.2	50
3.余	科撐系統		
(1)	)鋼造偏心斜撐構架(EBF)	4.2	50(註2)
(2)	)鋼造特殊同心斜撐構架(SCBF)	3.6	50
(3)	) 合成構造具偏心斜撐構架(EBF)	4.2	50
(4)	)合成構造具特殊同心斜撐構架	3.6	50
	(SCBF)		
(5)	) 挫屈束制支撐構架(BRB、註 3)	4.2	50

表 3-1 結構系統韌性容量 R 與高度限制

續接下頁

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	1.韌性抗彎矩構架(SMRF)		
統	(1)鋼造	4.8	不限
<b>ポノし</b>	(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(IMRF)		註 4
	(1) 鋼造	3.2	20
	3.鋼造韌性桁架(註 3)	4.0	50
四、二元系統	1.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土造,具 SMRF	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土造,具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(3)鋼造,具 SMRF	4.8	不限
	(4)鋼造,具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(5)加強磚造,但具 SMRF	3.2	50
	2.斜撐系統		
	(1)鋼造偏心斜撐,具 SMRF	4.8	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐,具 SMRF	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,具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(5)挫屈束制支撐構架,具 SMRF(註 3)	4.8	不限
	(6)挫屈束制支撐構架,具非結構牆 SMRF	4.0	不限
	(註 3)		

- 註:1.加強磚造、木造之高度限制宜參考相關規定;
  - 鋼造斜撐構架系統與就地澆注鋼筋混凝土剪力牆系統,若是在任一平面 下斜撐或剪力牆的配置滿足以下所列的條件,則高度限制可以提高到 75m:1.斜撐構架或剪力牆於任一立面中,其抵禦之不含扭矩效應之地震 力不得超過總橫力之 50%;2.由斜撐構架及剪力牆抵禦之地震力中,由 扭矩效應造成之地震力不得超過 20%;
  - 國內尚無挫屈束制支撐構架與鋼造韌性桁架構材設計規範,若主管機關 允許採用其他可信理論進行構材設計時,R與高度限制宜參考相關資料, 無相關資料者,得採用本表韌性容量與高度限制;
  - 本規範不允許新建建築物採用鋼筋混凝土造部分韌性抗彎矩構架 (IMRF),但需要評估既有 IMRF 之耐震性能時,R=3.2;
  - 5. 鋼骨鋼筋混凝土(SRC)構造 R 值參考第 3.2 節解說, 宜參考構材設計規範;

建築物耐震性能設計規範之研擬

6. 若能證明結構行為可以接受者,不受本表限制。

表 3-2 立面不規則性結構

不規則種類與定義	備註(參考
	章節)
1a.勁度不規則性——軟層	4.2
軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平均勁	
度之 80%。	不容許
1b.勁度不規則性——極軟層	
極軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平均	
勁度之 70%。	
2.質量不規則性	4.2
│ │ 任一層之質量, 若超過其相鄰層質量的 150%者, 稱此建築物具質量不	
規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150%者, 不視為不規則。	
3.立面幾何不規則性	4.2
任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130%以	
上,視此建築物具立面幾何不規則性,但閣樓面積甚小時,可不必考	
慮。	
4.抵抗側力的豎向構材立面內不連續	6.2.9
抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過該構材長度者。	
5.強度不連續性—弱層	
弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者,	537
或破壞機制中有單一樓層或多層樓層各柱上、下端均出現塑鉸者。	5.5.2

不規則種類與定義	備註(參考
	章節)
1a. 扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮	4.2, 4.3.9
在包含意外扭矩的地震力作用下,沿地震力方向最大側邊層變位大刀	☆ <sub>4.5</sub> 、
兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時,應視為具扭轉不規則性。	5.3.3 、
	6.2.9
1b. 極度扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮	不容許
在包含意外扭矩的地震力作用下,沿地震力方向最大側邊變位大於南	兩
側邊平均層變位的 1.4 倍以上。	
2. 具凹角性	6.2.7、
結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者,超過凹角部分;	さ <sub>6.2.9</sub>
結構尺寸大於沿該方向結構總長之15%以上者謂之。	
3. 橫隔版不連續性	6.2.7、
橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性,包含切角或開孔,其面積	遺 6.2.9
超過全部面積 50%以上者,或兩層間有效橫隔版勁度之變化超過 50	%
者。	
4. 面外之錯位性	6.2.7、
側向力傳遞之路徑具不連續性,如豎向構材有面外錯位者。	6.2.9
5. 非平行結構系統	4.5
豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者。	

表 3-3 平面不規則性結構

表 C3-1 SRC 構造之梁韌性容量折減係數  $\alpha_B$  與柱韌性容量折減係數  $\alpha_C$ 

$lpha_{\scriptscriptstyle B}$		$\alpha_c$			
鋼梁	包覆型 SRC 梁	填充型鋼管混凝	包覆填充型鋼管	包覆型 SRC 柱	
		土柱	混凝土柱		
1.0	0.9	1.0	0.9	0.9	




立面幾何形狀不規則

質量不規則









剪力牆

勁度不規則





強度不連續性--弱層

圖 C3-1 建築物立面不規則



樓板勁度之不連續

圖 C3-2 建築物平面不規則

# 第四章 初步設計

### 4.1 通則

建築結構依本章規定以第二章耐震性能目標與標準為導向進行初步設計,包括第4.2~4.4 節之結構分析、第4.5 節之構材設計與第4.6 節之位移標準檢核。得採用現行耐震設計規範相關分析方法與構材設計之規定,再搭配第4.6 節之位移標準檢核。

解說:

結構實體設計程序包括本章之初步設計、第五章性能評估檢核與第六章之詳 細設計。本規範仍主要採用基於強度與韌性之強度設計法進行初步設計,但與傳 統強度設計法初步設計又有區別,亦即:考慮不同用途建築物之不同勁度需求(位 移標準),以簡便方法初步檢核各子目標之位移標準來完成滿足強度、勁度、韌 性標準之初步設計。

初步設計應在維持一定準確度之情況下盡可能簡便、快速。本規範初步設計 主要針對結構整體系統,依第 4.2 節之原則,選用基於線性靜力分析(Linear Static Analysis,簡稱 LSA)或線性動力分析(Linear Dynamic Analysis,簡稱 LDA)之強 度設計法,根據第 2.2 節每一子目標對應之強度與韌性相關性能標準為目標導 向,求取滿足各子目標之設計地震力需求,取最大者作為第 4.5 節設計之依據。 其中,設計地震力需求除了與結構材料、系統、地震危害等級、性能標準對應之 容許韌性相關,還與結構基本振動週期(高度)對應之譜加速度係數相關。計算初 步設計之地震力需求時,輸入地震採用第 2 章之工址彈性設計反應譜表達。

初步確定尺寸完畢,應依第4.6節之規定,針對結構整體系統,初步檢核第 2.2節每一子目標對應之勁度相關性能標準是否滿足要求,對於不滿足者,需要 增加斷面尺寸,過保守者,可適度調整斷面尺寸,節省工程費用,因尚未經由第 5章詳細評估,不建議於此時做最佳化設計。

參考:

只要經由可靠方法證明能確保第 1.2 節耐震設計基本原則,得採用其他初步 設計方法,譬如:現行耐震設計規範搭配本章第 4.6 節之初步檢核,但建議採用 基於可信理論之簡便且有一定準確度者,以避免檢核不過時進行一些沒有法則之 反覆修正。本規範附錄 B 提供之直接位移設計法也可供參考(for review 建築物耐震性能設計規範之研擬

purpose),但需特別留意適用範圍並確保設計強度。

# 4.2 選擇用於結構初步設計之分析方法

凡有下述任一情況之建築物,需依本章第4.4.1~4.4.7 節之規定,採用線性動 力分析之振態反應譜分析法進行初步設計。下述情況以外者,可採用第 4.3.1~4.3.11 節之靜力分析法進行初步設計。

1) 高度等於或超過 50 公尺或十五層以上之建築物。

建築物超過 20 公尺或五層以上,且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有表
 3-2 第1至第3種立面不規則性,或具有表 3-3 第1種平面不規則性者。

3) 建築物超過五層或 20 公尺, 非全高度具有同一種結構系統者。

解說:

對於高度不超過 50 公尺或十五層以下之規則結構、或高度不超過 20 公尺或 五層以下之不規則結構、或超過 20 公尺或五層以上之不規則結構但不含表 3-2 第1 至第3 種立面不規則性與表 3-3 之平面扭轉不規則性者,因為結構較為規則 或高振態效應不高,可採用線性靜力分析(LSA);建築物由上、下兩部分構成, 此兩部分分別考慮時,均係規則性建築物,下方部分平均樓層勁度至少為上方部 分平均樓層勁度的 10 倍以上,而整幢建築物之基本振動週期不大於將上方部分 之底部視為固端所得基本振動週期的 1.1 倍者,此時上、下兩部分之地震力可用 靜力分析方法分別計算。

而其他結構則須採用線性動力分析(LDA)。



$$T = 0.0466 h_n^{0.9} \qquad (\vec{\mathbf{x}} \ T = 0.07 h_n^{3/4} \ ) \tag{4-1b}$$

其中, h, 為基面至屋頂面高度, 單位為公尺。

2. 鋼造偏心斜撐建築物或挫屈束制支撐構架建築物

$$T = 0.0731h_n^{3/4} \qquad (\vec{\mathbf{x}} \ T = 0.07h_n^{3/4} \ ) \tag{4-1c}$$

3. 其他建築物:

$$T = 0.05h_n^{3/4} \tag{4-1d}$$

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。

解說:

本規範週期經驗公式採用 FEMA450 建議值,第 I 類建築物基本振動週期 T 之經驗計算公式,對不具有剛性非結構牆、剪力牆或斜撐構材之鋼筋混凝土剛構 架構造物,週期 T 取為 0.0466  $h_n^{0.9}$ ,且適用於 SRC 構造物基本振動週期之計算。 裝設偏心斜撐或含挫屈束制支撐之鋼造剛構架構造物,週期 T 取為 0.0731  $h_n^{3/4}$ 。 具有剛性非結構牆、剪力牆或其他斜撐構材之建築物,其週期採用 T=0.05  $h_n^{3/4}$ 計 算。

大致而言, FEMA450 比 94 年版耐震設計規範之週期長, 樓層越高, 差異越 大;含非結構剛性牆之剛構架構造物, FEMA450 比 88 年版規範之週期短; 無非 結構剛性牆之剛構架構造物, FEMA450 比 88 年版規範含 RC 造建築物之週期稍 長, 但對於鋼構造, 二者接近; 鋼造偏心斜撐建築物或挫屈束制支撐構架建築物、 以及其他建築物, FEMA450 與 88 年版規範基本一致。具體內容參見內政部建研 所 94 年度研究報告『建築物耐震性能設計規範之研擬』。

4.3.2 水平設計地震力

為滿足第 2.2 節各性能設計子目標與可接受標準,以線性靜力分析進行初步 設計之結構體,依本節規定分別計算對應中小地震、大地震、最大考量地震之設 計水平橫力,取最大者作為該建築物之最小水平設計地震力 V,分別作用於各主 軸方向。

(1) 中小地震對應之設計水平橫力

第 I 類建築物:
$$V_{MED} = \frac{S_{a,MED0}}{\alpha_{y}}W$$
 (4-2a)

第 II 類建築物:
$$V_{MED} = \frac{S_{a,MED1}}{\alpha_{y}}W$$
 (4-2b)

第 III 類建築物:
$$V_{MED} = \frac{S_{a,MED2}}{\alpha_{y}}W$$
 (4-2c)

(2) 475 年回歸期大地震對應之設計水平橫力

$$V_{475} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,PL}} \right) W$$
(4-3)

第 I、II、III 類建築物, PL 分別為 LS、DC、IO。 (3) 2500 年回歸期最大考量地震對應之設計水平橫力

$$V_{2500} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left( \frac{S_{a,2500}}{F_{u,PL}} \right) W$$
(4-4)

第 I、II、III 類建築物,PL 分別為 CP、LS、DC。 以上公式中,

- W :建築物全部靜載重。活動隔間至少應計入 75 kgf/m2 之重量;一般倉庫、
   書庫應計入至少四分之一活載重;水箱、水池等容器,應計入全部內容物
   之重量。
- $S_{a,MED0}$ 、 $S_{a,MED1}$ 、 $S_{a,MED2}$ 、 $S_{a,475}$ 、 $S_{a,2500}$ :於所考量中小地震 MED0、MED1、 MED2、475 年、2500 年回歸期之地震作用下,基本振動週期為 T 之建築 物對應第二章之水平彈性設計反應譜加速度係數。線性靜力分析採用 5% 阻尼比或異於 5% 阻尼比之反應譜時,此些係數分別不低於  $0.4S_{s,回歸期}$  或  $0.4S_{s,回歸期} \times SR_A$ 。
- F<sub>u,PL</sub>:結構系統滿足性能等級 PL 對應之地震力折減係數,依本章第 4.3.3 節規 定。
- α、:起始降伏地震力放大倍數,依本章第4.3.4節規定。

本節之設計水平橫力之計算得依第 4.3.5 節之規定修正。

解說:

初步設計時,中小地震水平橫力,以在中小地震作用下結構整體保持彈性進 行設計。

由於建築物具有韌性,若將建築物設計成大地震時仍保持彈性,殊不經濟,故大地震時容許建築物進入非彈性變形,可將彈性設計地震力予以降低,對應之設計水平橫力統一採用通式 $V_{RP} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \right) W$ 計算,其中, $S_{a,RP}$ 為回歸期 RP 對應地震等級之譜加速度係數、 $F_{u,PL}$ 為性能等級 PL 對應之結構系統地震力折減 係數, $V_{RP}$ 表示根據性能子目標,於 $S_{a,RP}$ 所表達之地震下建築物具有 PL 性能等級時,強度設計法所需之設計地震力。例如:第 I 類建築物,根據 BSO 目標, 要求於 475 年回歸期之大地震下確保生命安全(PL=LS),則設計地震力表示為 $V_{475} = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}} \right) W$ 。彈性設計地震力折減幅度 $F_{u,PL}$ ,視 PL 對應之韌性需求而定,具體內容參考本章第 4.3.5 節。

初步設計所考量之建築結構行為如圖 C4-2 所示,建築物承受側力與其所產 生的側位移,在外力不大時係線性,其後會變為非線性,最後建築物在承受 $V_u$ 的 側力,側位移達 $D_u$ 時,韌性被用盡,因規範規定之 R 已考慮有一定安全餘裕, 故真實行為應避免倒塌。此非線性的關係可以彈塑性關係來理想化,亦即彈性一 直維持到 $V_u$ ,其後變為完全塑性,韌性容量為 R= $D_u/D_y$ 。一般建築物的設計, 不論採用工作應力法或極限設計法,在水平設計地震力 $V_d$ 作用下,結構尚未開 始降伏。當地震力增加一個倍數 $\alpha_y$ ,達 $V_y$ 後,第一個構材斷面才開始降伏,即  $\alpha_y = V_y/V_d$ ,起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 依第 4.3.4 節規定。由於建築物的靜不 定度較高,在設計得頗均勻,各斷面降伏時機接近下,取保守的估計,外力須調 升至 1.4 $V_y$ 後,結構才達能承受的最大側力 $V_u$ 。

若根據業主需求,性能目標中考量之地震等級或性能等級超過規範之最低要 求時,須依可靠分析方法求取 *S<sub>a RP</sub>*或量化 *PL*,再依相同原理計算設計水平橫力。

採用靜力分析進行初步設計時,工址設計水平譜加速度係數 $S_{a,RP}$ 設下限: 5%阻尼比與異於 5%阻尼比之反應譜, $S_{a,RP}$ 分別不得低於 $2.5T_{S}^{RP}$ 與 $2.5T_{S}^{RP}$ 對應 值,其中,RP包括所有地震等級。例如: RP為475與2500年之大地震,5% 阻尼比彈性設計反應譜之 $S_{a,RP}$ 不得低於 $0.4S_{S,RP}$ 、異於 5%阻尼比彈性設計反應 譜之 S<sub>a,RP</sub> 不得低於 0.4S<sub>S,RP</sub> × SR<sub>A</sub>; 中小地震對應下限以 475 年地震對應下限值依
第 2.8 節按比例折減。此下限值用於避免長週期建築物的設計地震力過低(圖
C4-3),同時,長週期之建築物, P-Δ效應較顯著,在建築物未降伏前,此效應
會增加梁、柱的彎矩,在建築物降伏後,此效應也會使韌性對耐震的效用變低,
此亦為吾人對長週期建築物之設計地震力給予下限的另一原因。

採用線性靜力分析設計者,較規則,根據第 2.3 節規定,可以假設地震力分 別作用在建築物兩主軸方向上。

結合第二章彈性設計加速度反應譜,依本規定計算水平設計地震力之流程參 見附錄 C。

#### 4.3.3 結構系統地震力折減係數

結構系統滿足性能等級 PL 對應之地震力折減係數  $F_{u,PL}$  (包括  $F_{u,IO}$ 、  $F_{u,DC}$ 、  $F_{u,LS}$ 、  $F_{u,CP}$ )與結構系統各性能等級 PL 對應之容許韌性  $R_{a,PL}$  (包括  $R_{a,IO}$ 、  $R_{a,DC}$ 、  $R_{a,LS}$ 、  $R_{a,CP}$ )以及結構基本振動週期 T 有關,其關係同式(2-9)以如下通式表示:  $; T \ge T_S^{RP}$   $\sqrt{2R_{a,PL}-1} + (R_{a,PL} - \sqrt{2R_{a,PL}-1}) \times \frac{T - 0.6T_S^{RP}}{0.4T_S^{RP}}$ ;  $0.6T_S^{RP} \le T \le T_S^{RP}$   $\sqrt{2R_{a,PL}-1}$ ;  $0.2T_S^{RP} \le T \le 0.6T_S^{RP}$  (4-11)  $\sqrt{2R_{a,PL}-1} + (\sqrt{2R_{a,PL}-1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_S^{RP}}{0.2T_S^{RP}}$ ;  $T \le 0.2T_S^{RP}$ 

其中, *T<sub>s</sub><sup>RP</sup>* 為滿足性能等級 PL 所考量 RP 地震之水平彈性設計加速度反應 譜於短週期與中週期段的轉換週期, 依第 2.7 節與第 2.8 節規定。

容許韌性 R<sub>a,PL</sub> 又與結構系統韌性容量 R、容許發生之非彈性位移百分比 IDDRR 有如下關係:

 $R_{a,PL} = 1 + IDDRR_{a,PL} (R-1)$ (4-12)

其中,

*IDDRR<sub>a,PL</sub>* 為各性能等級 PL(包括 IO、DC、LS、CP)最大容許發生之非彈性 位移 *D<sub>p,PL</sub>* 與 韌 性 容 量 R 對 應 值 *D<sub>pR</sub>* 之 比 例 。 一 般 工 址 與 近 斷 層 ,

 $IDDRR_{a,DC} = 4/9$ 、 $IDDRR_{a,LS} = 2/3$ 、 $IDDRR_{a,CP} = 1$ ;台北盆地, $IDDRR_{a,IO} = 1/6$ 、

 $IDDRR_{a,DC} = 1/3$ ,  $IDDRR_{a,LS} = 1/2$ ,  $IDDRR_{a,CP} = 1$  o

R 值與抵抗地震力之各種結構系統有關,如表 1-3 所示。未列入表 1-3 之結 構系統,須經可信技術資料及試驗證明其抵抗側向力及能量吸收能力具有相當之 R 值,方可使用。

同一建築物具有不同結構系統時,任一樓層設計所用之 R 值,不得大於該方 向其上樓層所用之 R 值。若該層以上靜載重少於建築物全部靜載重百分之十者, 不在此限。結構物之設計以下列兩種方法擇一使用:

1. 整個建築物以最小的 R 值設計。

- 2. 符合 2.1 節所定義剛性建築物上具柔性建築物者,可依下列所述設計之:
- (1) 視剛性建築物上之柔性建築物為獨立之建築物,採用適當之 R 值。
- (2)下面剛性建築物視為獨立之建築物,採用適當之 R 值。柔性建築物傳入 之地震力,須將其總橫力以柔性建築之 R 值除以剛性建築物之 R 值的 比例放大之。

單方向有承重牆之建築物,另一方向採用之 R 值不得大於有牆方向之 R 值。

解說:

結構系統地震力折減係數仍採用式(2-9),惟此處折減係數 $F_{u,PL}$ 對應性能等級 PL,該性能等級對應之韌性比採用容許韌性比 $R_a$ 。採用第 2.12 節之塑性反應譜 強度折減係數,該折減係數類似 Newmark-Hall 塑性反應譜強度折減係數,就長 週期結構物而言,位移相等原理適用,因此彈塑性系統降伏後,尚能承受 R 倍 的地表加速度才會將韌性容量用盡而崩塌,見圖 C4-4;對短週期結構物而言, 能量相等原理適用,因此結構物降伏後,只能再承受 $\sqrt{2R-1}$  倍的地表加速度就 會將韌性容量用盡而崩塌,見圖 C4-5。長週期結構物的定義與反應譜形狀有關, 反應譜最大值開始遞減的週期就是個分界點,比此週期長的結構物可視為長週期 結構物。能量相等適用的週期範圍,依 Newmark-Hall 非彈性加速度反應譜製作 的程序來看,與韌性比及阻尼比有關。茲為簡化計,取  $0.2T_0^{475} \cong T_0^{475}$ 間分為兩 個等長的週期段,較短週期的一段,適用能量相等法則,較長週期的另一段則用 內插來銜接。事實上,對週期為零之剛性結構而言,韌性或非韌性並無任何差異, 故可令 $F_a$ 值為 1.0,因此 0 秒與  $0.2T_0^D$ 間須再做為一次內插,見圖 C4-6。

如圖 C4-2 所示之理想化彈塑性模型, 韌性容量  $R=D_u/D_y$ 。各種結構系統的韌性容量 R, 依第 3.2 節與表 3-1 規定。

若已知結構之真實韌性容量 R,則該 *IDDR<sub>a</sub>*標準可轉換為容許韌性比:  $R_{a,PL} = 1 + IDDR_{PL}(R-1)$ 。但初步設計時,表 3-1 提供之 R 已考慮有一定安全餘裕,如圖 C4-7 所示,*IDDR<sub>a</sub>*為最大容許發生之非彈性位移 $D_{p,PL}$ 與非彈性位移極限值  $D_{p,C}$ 之比例,以 *IDDRR<sub>a</sub>*表示  $D_{p,PL}$ 與表 3-1 韌性容量 R 對應之非彈性位移 0.9 $D_{p,C}$ 之比例,若要滿足第 2.2 節 *IDDR<sub>a</sub>*標準,則於初步設計時需滿足本節 *IDDRR<sub>a</sub>*規定:一般工址與近斷層,*IDDRR<sub>a,IO</sub>* = 2/9、*IDDRR<sub>a,DC</sub>* = 4/9、 *IDDRR<sub>a</sub>*,*IS* = 2/3、*IDDRR<sub>a,CP</sub>* = 1;台北盆地,*IDDRR<sub>a,IO</sub>* = 1/6、*IDDRR<sub>a,DC</sub>* = 1/3、 *IDDRR<sub>a,LS</sub>* = 1/2、*IDDRR<sub>a,CP</sub>* = 1。

### 4.3.4 起始降伏地震力放大倍數

起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$ 係計及設計地震力放大 $\alpha_y$ 倍後,構造開始產生 第一個斷面降伏,其值應根據所採用之設計方法與載重組合型式來決定。

解說:

圖 C4-2 所示為建築物受地震側力作用下力與位移的非線性曲線。由於設計 時不論採用工作應力法或極限設計法,都隱含有安全係數在內,因此在設計地震 力*V<sub>a</sub>* 作用下,建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力*V<sub>y</sub>*還有一段距離,此比 值*V<sub>y</sub>/V<sub>a</sub>* 稱為起始降伏地震力放大倍數*α<sub>y</sub>*,起始降伏地震力放大倍數*α<sub>y</sub>*係計及設 計地震力放大*α<sub>y</sub>* 倍後。構造開始產生第一個斷面降伏,其值與所採用之設計方 法有關。就鋼結構容許應力設計而言,*α<sub>y</sub>*值可採 1.2;鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土 構造採極限設計法者,*α<sub>y</sub>*值可取與地震力之載重因子相同,即*α<sub>y</sub>*為 1.0,就鋼筋 混凝土構造而言,依極限強度設計法,*α<sub>y</sub>*值可採 1.5。另若按其他設計方法設計 者,應分析決定應採用之*α<sub>y</sub>*值。

以工作應力法設計的鋼結構而言,因為會進行強柱弱梁之檢核,因此塑鉸會 發生在梁端,所以計算以梁為準。梁若為結實斷面,其容許的彎曲應力為 0.66 F<sub>y</sub>, 與地震力組合時,尚可提高 1.33 倍。因此設計時要滿足下式:

 $f_{b(D+L)} + F_{bE} = 0.66F_y \times 1.33 = 0.878F_y$ (C4-1)

其中 $f_{b(D+L)}$ 為靜載重與活載重引致之彎曲應力; $f_{bE}$ 為地震力引致的彎曲應力, $F_{y}$ 則為材料的降伏強度。梁端開始降伏時要滿足的條件如下:

$$f_{b(D+L)} + \alpha_y f_{bE} = F_y \tag{C4-2}$$

設 $f_{b(D+L)} = mf_{bE}$ , 由(C4-1)式得:

$$f_{bE} = \frac{0.878F_y}{1+m}$$
(C4-3)

由(C4-2)式得:

$$(m+\alpha_y)f_{bE} = F_y \tag{C4-4}$$

將(C4-3)式代入並化簡得:

$$\alpha_{y} = \frac{1 + 0.122m}{0.878} \tag{C4-5}$$

 $\alpha_y$ 值顯然與 *m* 值有關,取 *m* 分別為 2.0, 1.0, 0.5, 0.25 及 0,  $\alpha_y$ 值分別算得為 1.417, 1.278, 1.208, 1.174 及 1.139。茲取保守值,得 $\alpha_y$ =1.2。

鋼筋混凝土建築物以強度設計法設計時,梁之標稱彎矩強度 M<sub>n</sub>要滿足下式:

 $1.05M_D + 1.275M_L + 1.403M_E = 0.9M_n \tag{C4-6}$ 

其中*M<sub>D</sub>*,*M<sub>L</sub>*及*M<sub>E</sub>*分別為靜載重、活載重及地震力引致之彎矩。梁端開始降 伏時要滿足下式:

$$M_D + M_L + \alpha_y M_E = M_n \tag{C4-7}$$

設 $M_D = mM_E$ ,  $M_L = nM_E$ , 並假設材料強度有可能偏低, 即(C4-7)式的右邊亦可 寫為 0.9 $M_n$ , 則:

$$m + n + \alpha_{y} == 1.05 \, m + 1.275 \, n + 1.403 \tag{C4-8}$$

故

$$\alpha_{y} = 1.403 + 0.05m + 0.275n \tag{C4-9}$$

 $\alpha_y$  值顯然同時與m, n有關。當m = n = 0.25時,  $\alpha_y = 1.484$ ;當m = n = 0.5,  $\alpha_y = 1.566$ ;當m, n更大時,隨之增大。茲為保守計,取 $\alpha_y = 1.5$ 。

4.3.5 水平設計地震力之修正  
$$(4-1)~(4-9)$$
式中, $\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)$ 得依本節規定修正,修正後命為 $\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_m$ 如下:  
第 I 類建築物之 BSO 目標:

$$\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_{m} = \begin{cases}
\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \leq 0.3 \\
0.52\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} < 0.8 \\
0.70\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \geq 0.8
\end{cases}$$
(4-13)

第 II 類建築物之 EO1 目標:

$$\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \leq 0.375 \\ 0.52\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} + 0.18 & ; 0.375 < \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} < 1 \\ 0.70\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \geq 1 \end{cases}$$
(4-14)

第 III 類建築物之 EO2 目標:

$$\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \leq 0.45 \\ 0.52\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} + 0.216 & ; 0.45 < \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} < 1.2 \\ 0.70\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} & ; \frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}} \geq 1.2 \end{cases}$$

$$(4-15)$$

則第 4.3.2 節水平地震力修正為:

(1) 中小地震對應之設計水平橫力

第 I 類建築物:

一般工址與近斷層 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,LS}}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}}\right)_m W$$
 (4-16a)

台北盆地 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,LS}}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,LS}} \right)_m W$$
 (4-16b)

第 Ⅱ 類建築物:

一般工址與近斷層 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,DC}}{3.36\alpha_y} \left( \frac{S_{a,475}}{F_{u,DC}} \right)_m W$$
 (4-16c)

台北盆地 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,DC}}{2.8\alpha_y} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,DC}}\right)_m W$$
 (4-16d)

第 Ⅲ 類建築物:

一般工址與近斷層 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,IO}}{2.8\alpha_y} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,IO}}\right)_m W$$
 (4-16e)

台北盆地 
$$V_{MED} = \frac{F_{u,IO}}{2.33\alpha_y} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,IO}}\right)_m W$$
 (4-16f)

(2) 475 年回歸期大地震對應之設計水平橫力

$$V_{475} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,475}}{F_{u,PL}}\right)_{m} W$$
(4-17)

第 I、II、III 類建築物, PL 分別為 LS、DC、IO。

(3) 2500 年回歸期最大考量地震對應之設計水平橫力

$$V_{2500} = \frac{1}{1.4\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,2500}}{F_{u,PL}}\right)_{m} W$$
(4-18)

第 I、II、III 類建築物, PL 分別為 CP、LS、DC。

解說:

對短週期結構而言,因為其與土壤互制後阻尼比較高,地震力需求會降低, 所以根據*S<sub>a,RP</sub> / F<sub>u,PL</sub>* 值之不同,取阻尼比為 5%~14%左右,再依據第 2.11 節表 2-9 中之短週期結構阻尼比修正係數,計算其折減後之*S<sub>a,回歸期</sub> / F<sub>u,PL</sub>* 值,例如 14%阻 尼比對應折減係數約 0.7,並依此於(4-13)、(4-14)、(4-15)式中對*S<sub>a,回歸期</sub> / F<sub>u,PL</sub>* 設 其上限,以反應結構與土壤互制後阻尼比較高之現象。對於地震力之折減方式, 除(4-13)、(4-14)、(4-15)式之規定外,設計時亦可依式(C2-1)實際計算考量結構 土壤互制後結構第一振態的複合振態阻尼比,並依此阻尼比配合表 2-9 中所列之 阻尼比修正係數直接進行地震力折減,而不一定須要採用(4-13)、(4-14)、(4-15) 式之地震力折減方式。

進行耐震設計時,中小地震不允許地盤發生不穩定狀況,若地盤於所考量之 大地震下會因液化等因素而產生第8章所述不穩定情況時,則應考量地盤為穩定 與不穩定二種狀況分別進行分析,並取較嚴格者作為設計之依據。若地盤為不穩 定狀況時,由於不同等級地震下土壤參數之折減可能有所不同,結構物之基本振 動週期及基礎土壤彈簧模擬值亦會因此而有所不同,故應根據(4-17)~(4-18)式計 算出大地震與最大考量地震下之設計地震力,並分別根據所對應之土壤參數折減 情況(第8.1.5節)進行分析,並取較嚴格者作為設計之依據。



作用於第 x 層之橫力  $F_x$  依該層質量之分佈,分配於該層平面。其中, $W_x$  為第 x 層依第 4.3.2 節計算之建築物重量。 $h_x$  為第 x 層距基面之高度。

解說:

地震力之豎向分配與現行規範的規定相同。

#### 4.3.7 建築物地下部分之設計水平地震力

基面在地面層之建築物,地下各層施加之水平設計地震力為該層靜載重乘以 該層深度對應之水平震度 K。水平震度 K 依下式計算:

第 I 類建築物之 BSO 目標:

$$K \ge 0.1 \left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{S,RP} \tag{4-27a}$$

第 II 類建築物之 EO1 目標:

$$K \ge 0.125 \left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{S,RP}$$
 (4-27b)

第 III 類建築物之 EO2 目標:

216

$$K \ge 0.15 \left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{S,RP}$$
 (4-27c)

其中, *S<sub>s,RP</sub>*為工址短週期設計水平譜加速度係數, H 為自地表面往下算之深度。 H 大於 20 公尺時以 20 公尺計。

為避免中小度地震降伏,建築物地下部分各層之水平震度 K,對一般工址與近斷 層區域,(4-27)式代入 S<sub>5 475</sub>之值可除以 4.2,台北盆地區域則除 3.5。

解說:

類似現行規範。式(4-27)中, $S_{S,RP}$ 以性能目標中之地震等級 RP 為變數,可 對應 $S_{S,475}$ 、 $S_{S,2500}$ 。

#### 4.3.8 結構之模擬

靜力分析時,建築結構之模擬應儘量反映實際情形,因此要力求幾何形狀之 模擬、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。

建築物各層樓版通常可假設為剛性樓版,但當樓版最大側向變位大於該層層 間變位平均值之兩倍時,應視樓版為柔性。

結構之模擬應使構材內力與結構變形能反映 P-Δ效應引致之結果。若二次彎 矩與一次彎矩的比例小於 0.1 時, P-Δ效應可不必考慮。任一樓層此比值可依該 層以上靜、活載重和乘以該層層間相對側向位移除以該層層剪力與層高之積。

解說:

建築物結構分析模式之模擬, 要儘量反映實際的情形, 如此獲得的內力才較 具正確性。

建築物各層樓版通常可假設為剛性樓版,如柱不與樓版相連時,應將其自由 度獨立,不隨剛性樓版運動。樓版較細長,或其傳遞的剪力大致使產生較大的剪 力變形時,應視樓版為柔性。

計及 P-△ 效應,會使得構材內力與結構變形增加,當 P-△ 效應顯著時,宜 從結構分析來處理此效應,通常係考慮幾何勁度矩陣,一般程式如 ETABS 就具 有此種功能。

上部結構梁柱接頭之剛域,地下室結構之外牆均要妥為模擬。基礎下面最好 根據垂直土壤反力係數計算垂直彈簧係數,並加設垂直土壤彈簧於柱底、牆底或 地梁上,筏基與樁基也要妥為計算其加在基礎層質心的三個彈簧值。

217

#### 4.3.9 意外扭矩

為計及質量分佈之不確定性,各層質心之位置應由計算所得之位置偏移與地 震力垂直方向尺度百分之五。易言之,應將地震力加在計算所得質心位置向左及 向右偏移與地震力垂直方向尺度百分之五的位置進行結構分析與設計。上述質心 偏移造成之扭矩,稱為意外扭矩。

建築物具扭轉不規則性時,各層施加之意外扭矩應以下列係數 Ax 放大之:

$$A_{x} = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}}\right]^{2} \tag{4-28}$$

此處,

 $\delta_{max}$ 為第 x 層最大位移。

 $\delta_{avg}$ 為第 x 層兩最外點位移之平均值。

*A<sub>x</sub>*值不必大於 3.0。

解說:

考慮意外扭矩的目的,係計及質心位置的不確定性所引起的效應。如建築物 具扭轉不規則性時,在動力反應下,此種質量偏心造成的效應有被放大的可能, 因此以係數 *A<sub>x</sub>* 放大之。各層對應的 *A<sub>x</sub>* 可以不同,首先將各層地震力加在質心向 右 5%偏心距的位置,根據結構分析之位移,依(4-28)式即可算得各層的 *A<sub>x</sub>* 值。 其後將各層地震力加在質心向左 5%偏心距的位置,又可算得各層的 *A<sub>x</sub>* 值。

#### 4.3.10 傾倒力矩

構造物之設計,應能抵禦地震引致之傾倒作用。樓層 x 須抵抗之傾倒力矩 Mx 依下式計算:

$$M_{x} = \tau \sum_{i=x}^{n} F_{i} (h_{i} - h_{x})$$
(4-29)

其中, Fi 為其上各層依 4.3.6 節分配所得地震力, hi 為第 i 層距基面之高度。 τ 為傾倒力矩折減因子, 依表 4-1 定義。

設計地震力作用下,作用在基礎構造之土反力應依基礎-土壤介面的傾倒力 矩求取,作用在地下室各層之地震力(見 4.3.7 節)亦應計入,但地下室外之土壤 反力可以抵銷的部分可加以扣除。此外,對規則性建築物而言,屋頂層外加之集 中橫力 Ft 可以不計。 解說:

地震力對建築物引起之傾倒力矩效應,均可在結構分析中反映出來。對基礎 構造之土反力而言,如建築物基礎下設虛層,可由虛柱的軸力推求。如筏基單獨 分析時,可將其上柱底的軸力、彎矩傳入,但在地梁上加設節點置放垂直向土壤 彈簧,如此就可正確求得地盤反力及地梁的內力。

# 4.3.11 垂直設計地震力

依第 2.13 節規定需考慮垂直地震效應時,以建築物而言,由於柱子的勁度 很大,垂直地震力引起的振動,主要為樓版系統。樓版系統引致的垂直地震力以 類似第 4.3.2~4.3.5 節之方式,分別計算各子目標對應之垂直設計地震力,取最大 者作為設計用之垂直地震力 $V_z$ ,惟第 4.3.2~4.3.5 節規定週期 T 對應之水平加速 度係數  $S_{a,RP}$ 要以第 2.13 節規定之垂直向彈性設計譜加速度係數  $S_{aZ,RP}$  替代;依式 (4-11)計算之地震力折減係數  $F_{u,PL}$ 稱為  $F_{uZ,PL}$ ,其中,依式(4-12)計算  $R_a$ 時,暫取 R=3.0;第 4.3.5 節 $\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_m$  以 $\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_m$  替代,採用如下方式修正:

1) 一般震區與台北盆地:

第 I 類建築物之 BSO 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \le 0.15 \\ 0.52\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.072 & ; 0.15 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.4 \\ 0.70\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \ge 0.4 \end{cases}$$
(4-30)

第 II 類建築物之 EO1 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \leq 0.188 \\ 0.52\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.09 & ; 0.188 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.5 \\ 0.70\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \geq 0.5 \end{cases}$$
(4-31)

第 III 類建築物之 EO2 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \le 0.234 \\ 0.52 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.1125 & ; 0.234 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.625 \\ 0.70 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \ge 0.625 \end{cases}$$
(4-32)

2) 近斷層區域:

第 I 類建築物之 BSO 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases}
\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \le 0.2 \\
0.52 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.096 & ; 0.2 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.533 \\
0.70 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \ge 0.533
\end{cases}$$
(4-33)

第 II 類建築物之 EO1 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \le 0.25 \\ 0.52 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.12 & ; 0.25 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.667 \\ 0.70 \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \ge 0.667 \end{cases}$$
(4-34)

第 III 類建築物之 EO2 目標:

$$\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \le 0.313 \\ 0.52\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} + 0.15 & ; 0.313 < \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} < 0.833 \\ 0.70\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} & ; \frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}} \ge 0.833 \end{cases}$$
(4-35)

解說:

1994 年洛杉磯北嶺地震、1995 年日本兵庫縣南部地震及 1999 年臺灣 921 集 集大地震,由於斷層錯動在人口稠密的陸地上,且震源深度淺,引致較大的垂直 地表加速度,致使許多建築物的破壞與此效應有關。本省西部苗栗、台中及南投 中部地區一帶以及嘉南地區,如其區域內斷層產生錯動,就會有顯著的垂直向地 震,因此要做適度的考量。

垂直地震會引起梁端及中央產生彎矩,當此等斷面降伏時,也有消散地震能 量以及限制作用在梁上的垂直地震力不再增加的效用,因此*F<sub>uz</sub>*值也可適度使 用,當然梁的中央斷面也要像端點一樣配置環箍筋。

梁產生塑鉸的消能作用是不錯的,但其在垂直地震作用下的非彈性行為到底 與水平地震有何差別,在沒有研究結果可資印證下,必須採取較保守的做法,謹 暫訂韌性容量 R 為 3.0,如此可進一步求 R<sub>a</sub> 值及 F<sub>az</sub> 值。

以上述方式計算之垂直地震力可以 $V_z = K_z W$ 表示,其效應等於是把樓版的 靜載重乘以 $\pm K_z$ 值加在梁上。一般的結構分析程式,梁與柱的自重係由程式自 動計算,由於梁係與樓版系統一起振動,因此垂直地震的效應等於將其單位長度 重量乘以 $K_z$ 。柱因與地表一起上下運動,因此,對一般震區與台北盆地而言, 第 I、II、III 類建築物之垂直地震力分別為單位長度重量乘以 $0.20S_{S,RP}/\alpha_y$ 、  $0.25S_{S,RP}/\alpha_y$ 、 $0.3S_{S,RP}/\alpha_y$ ;對近斷層區域而言,第 I、II、III 類建築物之垂直 地震力分別為單位長度重量乘以 $0.80S_{S,RP}/3\alpha_y$ 、 $S_{S,RP}/3\alpha_y$ 、 $0.4S_{S,RP}/\alpha_y$ ,此處 RP 表示控制子目標對應地震等級。

上述垂直地震力的處理,是把它單獨看成一種載重情況,可稱其為 *EQ<sub>z</sub>*,但 是係把它看成一種垂直載重情況來處理。與其他載重情況之組合依構材設計規 範,例如:吾人可假設配合的某水平向地震為 30%。當然也要考慮水平向地震 100%,垂直向地震 30%的情況:

 $0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.87EQ_x \pm 0.3 \times 1.87EQ_z)$ (C4-10)

 $0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.87EQ_{Y} \pm 0.3 \times 1.87EQ_{Z})$ (C4-11)

 $0.75(1.4D + 1.7L \pm 0.3 \times 1.87EQ_{X} \pm 1.87EQ_{Z})$ (C4-12)

 $0.75(1.4D + 1.7L \pm 0.3 \times 1.87EQ_{v} \pm 1.87EQ_{z})$ (C4-13)

就柱子而言,考慮了垂直地震力後,其軸力會增加,也會減少,如假設垂直 地震力並不會增加柱的彎矩,則以不考慮垂直地震力設計出的柱子,其彎矩強度 顯然會降低。萬一因彎矩強度降低,導致原來強柱弱梁的關係被破壞,則建築物 的韌性就大受影響,這或許也是建築物容易產生弱層的原因。

# 4.4 振態反應譜分析

#### 4.4.1 設計水平加速度反應譜係數

需經由振態反應譜分析進行初步設計之建築結構,先經由第4.3.1~4.3.5節相 關線性靜力分析之規定確定最小水平設計地震力以及控制設計子目標對應之回 歸期 RP。

控制子目標對應 475 年與 2500 年回歸期時,振態反應譜分析採用韌性折減 之加速度反應譜係數  $(S_{a,RP} / F_{u,PL})_m$ ,其規定如第 4.3.5 節,動力分析之調整係數 為  $1/(1.4\alpha_y)$ 。中小地震控制子目標時,振態反應譜分析採用韌性折減之加速度反 應譜係數  $(S_{a,475} / F_{u,PL})_m$ ,其規定如第 4.3.5 節,但為避免中小度地震時建築物過 早降伏,對一般工址與近斷層區域,第 I、II、III 類建築物之調整係數分別不得 低於  $F_{u,PL}/(4.2\alpha_y)$ 、 $F_{u,PL}/(3.36\alpha_y)$ 、 $F_{u,PL}/(2.8\alpha_y)$ ,對台北盆地,第 I、II、III 類建築物之調整係數分別不得低於  $F_{u,PL}/(3.5\alpha_y)$ 、 $F_{u,PL}/(2.8\alpha_y)$ 、 $F_{u,PL}/(2.33\alpha_y)$ 。

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時, 得依可信理論計算複合振態阻尼比。建築物阻尼比異於 5%阻尼時之反應譜依第 2.11 節規定。若無特別說明,結構阻尼比均設定為 5%。

解說:

欲進行振態反應譜分析,首先要決定韌性折減後之設計水平加速度反應譜, 茲取靜力分析方法計算之設計地表水平加速度反應譜。事實上,因*S<sub>a,RP</sub>*值為加 速度反應譜值與重力加速度的商,因此程式在設定調整係數時還要乘以*g*。譬如 長度以公尺計之單位系統,要再乘以 9.8。

阻尼比異於 5%時之反應譜依第 2.11 節規定。

#### 4.4.2 總橫力之調整

構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力應依下列規定調整:

- 不規則性建築物總橫力應調整至線性靜力分析所算得之最小設計水平總橫力。
- 2. 規則性建築物總橫力應調整至線性靜力分析所得最小設計水平總橫力之 90%。

- 不規則性與規則性建築物動力分析所得總橫力若分別超過線性靜力分析或 90%者,應採動力分析值。
- 4. 依 2.10 節規定,考慮基礎土壤互制阻尼比時,直接由表 2-9 配合表 C2-1 計 算靜力分析之最小設計水平總橫力及動力分析所需之設計反應譜,再依上述 方法調整分析所得之總橫力。

解說:

動力分析振態疊加所得之總橫力,通常會小於靜力分析者,為增加須進行動 力分析之建築物之安全性,因此將總橫力調高。

考慮基礎土壤互制阻尼比時,總橫力減少是合理的結果,因此以表 2-9 配合 表 C2-1 之反應譜修正係數,由各主軸方向第一個振態之阻尼比,計算調整後靜 力分析之最小設計水平總橫力;進行動力分析時,同樣由表 2-10 得到修正之反 應譜後進行動力分析並依本節規定調整總橫力。

#### 4.4.3 結構之模擬

動力分析時,建築結構之模擬應儘量反映實際情形,因此要力求幾何形狀之 模擬、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。

解說:

動力分析時,建築物結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。因此 4.3.8 節與解說的規定與內容照樣適用於動力分析。動力分析時尚須注意各樓版扭轉慣 性矩的計算是否正確,此外,若考慮基礎土壤互制等值彈簧之阻尼時,也要做正 確之計算。

223

## 4.4.4 多振態反應譜疊加法

振態反應譜分析結果需要考慮振態數目進行疊加。多振態反應譜疊加法所考 慮之振態數目應使 x 向, y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。

建築物甚不規則時, 地震輸入的方向依第 2.3 節規定應多考慮幾個角度。進 行振態間之疊加時, 宜採用 CQC 法則, 惟若振態間之週期不甚相近, 可採用 SRSS 疊加法。

解說:

建築物之基面若置於筏基,如欲使有效振態質量和超過全棟建築物質量的 90%以上,所需疊加的振態數要很多。由於地下室的勁度很高,以地下室為主的 振態要到很高的振態才會出現,如吾人只為了計算地面以上的物理量,例如地面 一層的總剪力或地面以上構材的內力時,此些振態幾無貢獻。在此種情況下,所 須疊加的振態數可改採有效振態質量和超過建築物地面以上總質量的 90%以上 便可。

CQC 法為 Complete Quadratic Combination Method 的簡寫,其振態疊加考慮 了兩振態間的相關性。某物理量依下式進行振態疊加:

$$r_{a} = \left(\sum_{j=1}^{N} \sum_{k=1}^{N} S_{jk} r_{j} r_{k}\right)^{1/2}$$
(C4-14)

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j\xi_k(\xi_j + r\xi_k)r^{3/2}}}{(1 - r^2)^2 + 4\xi_j\xi_kr(1 + r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2)r^2}$$
(C4-15)

$$r = \frac{w_k}{w_i} \tag{C4-16}$$

其中 $r_j$ ,  $r_k$ 分別為第j振態及第k振態最大反應值,  $S_{jk}$ 為第j振態與第k振態之 關係係數。 $\xi_j$ 、 $\xi_k$ 分別為第j、k振態的阻尼比,  $w_k$ 、 $w_j$ 分別為第k、j振態的 圓周頻率。

#### 4.4.5 動態扭矩

動力分析各層所產生之動態扭矩必須考慮,可算得動態偏心距,加上意外偏

心距後,以等值靜態地震力來施加。如動力分析直接取構材內力來振態疊加,因 意外偏心不易加入,可將各層質心偏移計算質心±5%建築物平面尺度的四個位 置,逕行進行動力分析設計之。

解說:

動力分析各層振態疊加所得之動態扭矩,除以該層水平向振態疊加地震力, 可算得動態偏心距。意外扭矩可考慮 5%平面尺度乘以 4.3.9 節的 A<sub>x</sub>。將動態偏 心距加上意外偏心距得設計總偏心量,其後可依靜態地震力施加分析之。

直接進行動力分析,取構材內力振態疊加值逕行設計的情況,意外扭矩的考 慮可將質心位置偏移至±5%尺度的四個點上,分別進行動力分析,才可將動態扭 矩及動態意外扭矩的效應一併考慮進去。

#### 4.4.6 建築物地下部分之設計水平地震力

建築物雖進行動力分析,但地下室各層施加之設計地震力仍應照 4.3.7 節之 規定計算。

解說:

建築物地下室各層所受之地震力,主要係由於地震時土體變形產生的強制變 位而產生。一般地下室有勁度頗大的外牆,動力分析時只要考慮足夠的振態,使 地面一層的總剪力正確,其後再在地面層與地下室各層加上 4.3.7 節計算所得的 地震力即可。

## 4.4.7 垂直設計地震力

建築物雖進行動力分析,但垂直地震效應亦須按4.3.11節之規定考慮。

解說:

由於一般分析建築物的程式, 樓層並不具備垂直向的自由度, 因此無法進行 垂直向的地震動力分析。考慮垂直地震效應得照 4.3.11 節的等值靜力法進行。

4.5 構材設計

- 建築物之構材應設計使能抵抗地震力與靜、活載重等之組合作用。當考慮地 震因傾倒力矩造成上舉效應時,靜載重應予折減。容許應力、載重係數及強 度折減係數悉照各種構造構材設計規範之規定。
- 2. 各種不同結構材料構材之韌性設計,悉按相關規定。
- 下列兩種情況下,應考慮地震作用方向不沿建築物主軸方向之效應:
  - (1) 建築物具有表 3-3 第 5 種平面不規則性者。
  - (2) 建築物兩個主軸方向均具有表 3-3 扭轉不規則性者。
- 基面在地面者,基面與基礎間之地下室構造,其設計之強度與勁度不得低於 上部結構,可以使其於各等級地震作用時保持彈性,但垂直構材仍應依韌性 相關規定設置緊密箍筋。

上述須考慮地震不沿主軸方向作用之情況,可設計構材同時承受某一主軸向 100%地震力加上與其垂直方向 30%地震力產生之效應。

採用動力分析以振態疊加法計算構材內力時,應考慮地震沿幾個不同的角度 輸入的狀況。

解說:

由於鋼筋混凝土建築物需要知道主要梁、柱與剪力牆構件的配筋量才能計算 其剪力強度,因此要先進行結構細部設計之後再進行第5章之性能評估檢核。

當考慮地震因傾倒力矩造成上舉效應時,一般不考慮活載重的存在,而靜載 重也要適當折減,以彰顯此效應。以 ACI 規範強度設計法為例,靜載重考慮為 90%,以工作應力設計法為例,靜載重考慮為 85%。

基面在地面,基面與基礎間之地下室構造,因有勁度很高的外牆,因此其梁、 柱不容易降伏,可不做韌性設計,惟此時強度要足夠,應以地面層產生的極限層 剪力強度時的剪力設計之,使地下室構造在大地震時仍保持彈性,例如地梁之設 計取設計地震力之 1.4*α*<sub>y</sub>F<sub>u</sub>倍或地面層極限層剪力所引致之內力進行工作應力 法設計。

# 4.6 初步檢核最大層間變位角

根據強度需求初步確定尺寸後,應依本節之規定,針對結構整體系統,初步 檢核每一子目標所考量地震等級下結構最大層間變位角是否滿足第2.2節之可接 受標準*IDR*,對於不滿足者,需要增加結構勁度。

採用多振態反應譜分析者,初步確定尺寸後,結構動力分析所得含 90% 振態

質量之前 n 個振態對應之振動週期分別為  $T_0$ 、  $T_1$ 、  $T_2$ 、 ...  $T_i$ 、 ...  $T_n$ , 檢核: (1) 回歸期分別為 475 年與 2500 年之地震下

- a) 對每一振態對應週期 $T_i$ ,求取 $T_i$ 對應彈性設計反應譜加速度係數 $S_{app_i}$ ;
- b) 由強度法初步設計採用之容許韌性比 R<sub>a,PL</sub>,以式(2-10)計算對應第 2.11 節定韌性比水平非彈性設計反應譜之譜位移 S<sup>in</sup><sub>d,RP,i</sub>,以之作為與該結構等 效之單自由度(ESDOF)結構系統於該振態控制變形行為時之位移 x\*<sub>i</sub>;
- c) 以 SRSS 或 CQC 法針對 x\*,進行振態疊加,求取 ESDOF 之位移 x\*;
- d) 評估結構最大層間變位角 *IDR* 不超過第 2.2 節對應可接受標準 *IDR<sub>a</sub>*。其中,

$$IDR = x */(h_n k_1 k_2)$$
 (4-36)

*h<sub>n</sub>*:建築物基面至屋頂面高度;

- k1 : 建築物變形之有效高度因子, 依圖 4-1 與表 4-2 確定;
- k2 : 建築物變形之變形型態因子, 依圖 4-1 與表 4-2 確定。

(2) 中小地震下

以類似(1)之方法,惟不再採用塑性反應譜而以彈性反應譜替代,式(2-10)由 式(2-7)替代,甚至可以直接以線彈性分析方法評估。

對於採用靜力分析進行初步設計之結構,可分別於兩主軸方向考慮各自第一 振態。

解說:

因初步設計主要由強度與韌性相關性能標準導向,所以,初步確定尺寸後, 應檢核每一子目標對應之勁度相關性能標準-最大層間變位角是否滿足性能可接 受標準,對於不滿足者,需要增加結構勁度,例如加大斷面尺寸或採用其他結構 系統,對於過保守者,可適度調整斷面尺寸,以節省工程費用,但不建議於此時 最佳化設計。

本章之初步設計與最大層間變位角之檢核均針對結構整體系統。因本節檢核 方式為近似方法,故側推分析之結果可能與此檢核結果有差異,所以,本節之檢 核僅為針對結構整體系統之初步檢核,不能替代第六章相關結構整體系統與結構 構材之"性能評估檢核",但此步驟可以即時調整結構勁度以初步滿足性能標準, 避免經由第六章詳細評估檢核不通過時才來修正。

初步確定尺寸後,所設計結構之振動週期可經由可靠結構力學理論求取。本 節初步檢核最大層間變位角,得以前3個振態替代含90%振態質量之前n個振 態,亦即:取n=3。

依本規定求取結構等效之單自由度(ESDOF)結構系統之位移 x\*後,可根據 多自由度建築結構最大層間變位角與等效單自由度系統之位移之關係(附錄 A.3),依可信理論近似評估結構最大層間變位角 *IDR*,再檢核 *IDR*  $\leq$  *IDR*<sub>a</sub>;或可 將 *IDR*<sub>a</sub>轉換為等效單自由度系統之容許位移  $x*_a$ ,再檢核  $x* \leq x*_a$ 。本規定採用 前者,式(4-36)、圖 4-1 與表 4-2 均參考 SEAOC 1999 年藍皮書附錄 I 之 B 篇, 但圖 4-1 針對原報告不適處加以修改。

表 4-1 傾倒力矩折減因子(n 為樓層數)

<i>n</i> - <i>x</i> ≤10	τ=1.0
10≤ <i>n</i> - <i>x</i> ≤20	$\tau = 1.0 - 0.02(n - x - 10)$
<i>n</i> - <i>x</i> ≥20	τ=0.8

表 4-2 對應圖 4-1 建築物變形之有效高度因子與變形型態因子

樓	<i>k</i> <sub>1</sub> (有效高度因子)				$k_2$ (變形型態因子)				
層	型態1	型態 2	型態3		型態1	型態 2	型態3		
數			H/L=2	H/L=5			μ=1	μ=2	μ=5
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88
2	0.83	0.83	0.90	0.85	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88
3	0.78	0.78	0.85	0.77	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88
4	0.75	0.75	0.85	0.77	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88
5	0.73	0.74	0.85	0.77	0.98	1.00	0.60	0.75	0.88
10	0.67	0.70	0.85	0.77	0.87	1.00	0.60	0.75	0.88
15	0.62	0.69	0.85	0.77	0.79	1.00	0.60	0.75	0.88
20	0.57	0.68	0.85	0.77	0.73	1.00	0.60	0.75	0.88
50	0.56	0.68	0.85	0.77	0.72	1.00	0.60	0.75	0.88



1)例如:抗彎矩構架 2)例如:剪力牆配抗彎矩構架二元系統 3)例如:懸臂剪力牆

圖 4-1 建築物側向變形型態



圖 C4-1 中小地震對應子目標之勁度相關標準



圖 C4-2 結構物設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R



圖 C4-3 長週期結構靜力分析初步設計水平加速度反應譜係數下限



圖 C4-4 彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)



圖 C4-5 彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)



圖 C4-6 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍



圖 C4-7 性能標準 IDDRa 與初步設計 IDDRRa 之關係

#### 建築物耐震性能設計規範之研擬

# 第五章 耐震性能評估檢核

## 5.1 通則

建築結構依本章規定評估於第 2.2 節各個子目標對應地震下之耐震性能,檢 核結構整體與結構構材是否滿足第 2.2 節之可接受標準。

解說:

第四章初步設計雖然以耐震性能目標導向,但卻假設根據構材規範設計之結 構系統具有表 3-1 之韌性容量,由於設計流程中會因考慮施工簡便性以及尺寸之 標準化而使得所設計結構之韌性發揮不均匀,可能無法提供該韌性容量,設計結 果真實行為與設計時所考慮之設計模型可能會有差異,所以,初步設計完畢之建 築結構應以本章規定進行詳細耐震性能評估與檢核。

本章允許採用相關報告之耐震性能評估與檢核方法,但須採用其正式頒布之 最新版本。

# 5.2 評估建築結構於各子目標對應地震作用下之耐震性能

5.2.1 選擇評估耐震性能之分析方法

建築物根據結構基本振動週期以及所考慮地震之強弱,依表 5-1 之規定,選 擇評估耐震性能之分析方法。其中,線性靜力與多振態反應譜分析依第 4 章規 定,線性歷時、非線性靜力與非線性歷時分析分別依第 5.2.3、5.2.4 與第 5.2.5 節 之規定。

解說:

評估耐震性能所採用之分析方法應能夠較準確地反應結構物於所考量載重 下之變形行為,原則上,建築物越重要、越高、越不規則、所考慮輸入地震越強, 則採用之分析方法相對越需複雜。本規範要求檢核所有子目標對應之性能標準, 簡化地根據地震等級之高低與建築物之基本振動週期選用,中小地震下選用線性 靜力分析或線性動力分析(包括多振態反應譜分析與線性歷時分析)、大地震下選 用非線性靜力分析或非線性歷時分析等分析方法。

採用表 2-8(b)或表 2-9(b)反應譜表達地震需求時,台北盆地一、二區 T>4.0s 之結構,依表 5-1 可選用非線性靜力分析者必須以非線性動力分析取代,亦即, 台北盆地一、二區,表 5-1 中 3.5T。以 4.0(s)取代。

### 5.2.2 結構之模擬

採用線性靜力、線性動力分析方法評估耐震性能時,結構模擬原則基本上分 別採用第 4.3.8 節、第 4.4.3 節規定。

採用非線性靜力或非線性歷時分析來評估時,除了第4.3.8 與4.4.3 節之考量 以外,構材之非線性分析模型須要能正確反應構材之非線性行為,RC 構材之有 效勁度要考慮構材開裂,此外,應模擬整個結構系統,並考慮非結構牆可能對結 構造成的影響,且應考慮 P-Δ效應。此外,對於非線性分析中發生降伏且軸力很 大之柱構件,宜考慮增設軸力塑鉸。

解說:

建築物結構性能評估分析之模擬,要儘量反映實際的情形,如此獲得的位移 才較具正確性。

以非線性靜力或非線性歷時分析評估耐震性能時,結構構材之非線性分析模型,在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆須要能確切反應出構材真實之非線性行為,此性質可以由力學原理、實驗資料或國內外相關報告而得。

非線性分析時,考慮 RC 構材開裂之有效勁度可參考國內外相關報告,例如 內政部建築研究所『建築物耐震性能設計規範之研擬』。鑒於 P-∆效應可能會降 低結構耐震容量,所以,應予以考慮。

評估耐震性能時要考慮非結構牆體可能對結構造成的影響。此外,為確保建築物之豎向承載能力,對於非線性分析中發生降伏且軸力很大之柱構件,考慮增設軸力塑鉸,考慮柱上下端形成塑鉸後,尚可承擔豎向荷載時發生軸力破壞而倒塌之情行,充分了解結構接近極限狀態時,是否會因豎向承載能力不夠而倒塌。

5.2.3 線性歷時分析

性能子目標對應輸入地震等級以水平地震歷時表達,地震歷時之製作依第 2.12 節規定,結構之模擬依第 5.2.2 節相關線性動力分析之規定。

解說:

第 5.2.1 節規定中小地震下之高樓建築結構以線性動力分析法評估耐震性

能,除了第4章之多振態反應譜分析法以外,線性動力分析還包括線性動態歷時 分析。

採用線性歷時分析時,地震歷時之製作依第 2.12 節規定,結構之模擬採用 第 4.4.3 節規定。

#### 5.2.4 非線性靜力側推分析

分別基於兩個側推荷載型式進行非線性靜力側推分析,並取反應參數之最大 值與性能標準值比較。1)基本振態荷載型式;2)與樓層質量成正比之均佈荷載型 式。根據可信理論採用其他荷載型式者不受此限。應考慮正負兩方向施加側推荷 載。

以保持荷載型式逐步增加(減少)側向載重大小之方式,建立結構基底剪力與 屋頂層質量重心處位移之關係曲線,即為結構整體容量曲線,側推分析終點基底 剪力強度下降到最大基底剪力之 80%或下降到有效降伏基底剪力之 80%,或結 構 80%以上構件達變形極限或結構喪失穩定性為止。分析必須同時考慮側向力、 靜載重與大於 25%活載重的組合效應。

針對每一地震等級,以第2章對應輸入地震之反應譜表示地震需求,採用位 移係數法、容量震譜法或是其他可靠之方法求取耐震性能績效點,以耐震性能績 效點對應之結構變形為目標,再次進行側推分析至該目標位移或性能績效點處, 求取結構整體、各樓層、各結構構材之耐震反應,作為檢核耐震性能是否滿足性 能設計標準之依據。

解說:

非線性靜力分析係指非線性靜力側推分析,該方法係保持設定之側推荷載型 式(Pattern)不變,逐步增加(或減少)荷載大小,於每一步以迭代方式求取滿足平 衡方程之力與位移關係。除了結構模擬依第 5.2.2 節規定以外,側推荷載型式、 側推分析終點、控制節點、性能績效點之求取依本節規定。

側推荷載型式以能確切反映結構變形者為佳。本規範分別基於兩個側推荷載 型式以考慮高振態效應,並取反應參數之最大值與性能標準值比較。初步設計採 用靜力分析之規則結構,若 T≤2T<sub>s</sub>,可以簡便考慮單一基本振態荷載型式。本規 範允許根據可信理論採用其他荷載型式。基本振態荷載型式,係以第一振態對應 各樓層 *i* 之振幅Φ<sub>i</sub>乘以ω<sup>2</sup>m<sub>i</sub>作為各樓層側力來進行側推。既有文獻中所採用之
荷載型式參見內政部建築研究所『建築物耐震性能設計規範之研擬』。

繪製容量曲線之控制節點取建築物屋頂質量重心,有屋凸部份者,以屋凸層 為準。為準確了解結構耐震容量,側推分析終點最好能到推垮結構為止,推垮之 定義:結構 80%以上構件達變形極限或結構喪失穩定性;或基於以極限位移雙線 性化容量曲線之降伏後勁度,降伏後勁度為正者,以基底剪力強度下降到最大基 底剪力的 80%為準,降伏後勁度為負者(例如:含剪力牆之二元系統,剪力牆先 抵抗地震力發生破壞使得結構整體強度陡然下降之後,構架系統又參與抵抗地震 力),以基底剪力強度下降到有效降伏強度之 80%為準。若僅為求取性能點而無 關結構韌性時,可以不推垮結構,但至少要推至目標位移之 1.5 倍。

容量曲線雙線性化(等能量原理)以及求取耐震性能績效點之方法可參考相 關研究報告,詳見內政部建研所『建築物耐震性能設計規範之研擬』。

#### 5.2.5 非線性動力分析

5.2.5.1 非線性歷時分析

性能子目標對應輸入地震等級以水平地震歷時表達,地震歷時之製作依第 2.12 節規定,結構之模擬依第 5.2.2 節規定。非線性歷時分析結果即為建築物在 所考量地震作用下各時間點之反應,作為評估結構整體強度與位移標準、結構構 件韌性標準之依據。

5.2.5.2 非線性動力側推分析

保持第 5.2.5.1 節地震歷時之型式,逐步增加(減少)其載重大小,並於每一步 驟採用第 5.2.5.1 節之非線性歷時分析求取屋頂層質量重心處最大位移與其對應 之基底剪力,建立結構基底剪力與該位移之關係曲線,即為結構整體容量曲線, 作為評估結構整體韌性標準之依據。

解說:

非線性動態歷時分析為所有分析方法中最準確也最複雜者,本規範要求不規 則之高樓層建築結構一定要採用此分析方法,以確保分析結果之可靠度。

採用非線性歷時分析時,地震歷時之製作依第 2.12 節規定,結構之模擬依 第 5.2.2 節規定。

非線性動力側推分析與第 5.2.4 節靜力側推分析原理類似, 惟載重以地震歷

時替代基本振態或均佈荷載型式,而每一步驟以非線性動態歷時分析替代非線性 靜力分析。側推分析終點以動態非穩定性為準,具體內容參考相關研究報告,詳 見內政部建研所『建築物耐震性能設計規範架構之研究』、『建築物耐震性能設計 規範之研擬』。

#### 5.3 耐震性能檢核

5.3.1 最大層間變位角與容許韌性

5.3.1.1 中小地震下

以結構力學方法計算結構基本振動週期 T,根據第 4.3 與第 4.4 節之方式確 定中小地震等級對應之設計地震力,惟輸入地震反應譜不再受下限值限定,T值 亦不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制,依第 5.2 節規定評估結構最大層間 變位角 IDRmax,檢核 IDRmax 不超過 0.5%;同時,檢核所有結構構件保持彈性。 計算位移時應計及平移與扭轉位移。

#### 5.3.1.2 475 年與 2500 年回歸期地震下

依第 5.2 節規定分別評估 475 年與 2500 年回歸期地震下耐震性能績效點對 應結構最大層間變位角 IDRmax 與控制節點非彈性位移百分比 IDDR,檢核其值 不超過第 2.2 節可接受標準;除了 NC 性能等級對應子目標以外,其他子目標須 同時檢核對應耐震性能績效點處,破壞機制允許降伏之構件中,至少有 80%滿足 第 2.2 節相關 IDDR 之性能標準。

解說:

本規範要求檢核於各子目標對應地震下建築物之耐震性能需求,亦即反應參 數不超過第 2.2 節之性能標準。該反應參數包括結構整體以及結構構件。結構構 件性能可接受標準可以採用規範中整體的性能可接受標準,亦可以使用國內外相 關報告規定之構件性能可接受標準,或根據實驗數據建立。由於各結構構件並非 均匀地發揮其強度與韌性,因此規範僅要有 80%構件滿足性能標準既可。若非線 性分析採用如 ATC-40、FEMA356、FEMA350 等研究報告提供之遲滯模型模擬 構材行為,則需要以該報告提供之可接受標準來檢核構材性能。經由實驗建立之 數據來模擬構材行為者,可根據相關研究報告建議之實驗程序來建立構件行為之 可接受標準。NC 性能等級對應子目標之檢核可僅針對結構整體系統,不需針對 構件進行檢核。 中小地震下,計算位移時所施加的地震力,基本振動週期係以結構力學方法 計算,所得 T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制,地震力亦不受反應譜 下限值之限制。

#### 5.3.2 破壞機制與弱層

建築結構是否出現不期望之破壞機制,例如有無弱層,應以 2500 年地震對 應之非線性側推分析性能點或非線性歷時分析最大位移處之結構行為為準。

為使建築物各層具有均勻之極限剪力強度,無顯著弱層存在,應確保不能有 單一或部份樓層各柱上、下柱端均出現塑鉸的弱層情形發生。進行弱層檢核時, 應考慮非結構牆對結構行為之影響。須檢核弱層者,包括所有二層樓以上之建築 物。

解說:

為避免建築物發生不期望之破壞行為,以確保良好之耐震性能,需要檢核結構是否出現不期望之破壞機制,例如有無弱層存在。檢核基於 2500 年回歸期地 震,以非線性側推分析性能點或非線性歷時分析最大位移對應之結構行為來檢 核。若特別要求不允許降伏之構件一定要保持彈性。

建築物相鄰各層之極限層剪力強度若相差不大,大地震時較易產生普遍性降 伏,共同消散地震能量,韌性發揮較均匀。如有極限層剪力強度特別低的弱層存 在的話,地震時容易只在此層降伏,其他各層仍在彈性反應限度內,則此層構材 的韌性容量易被用盡而產生弱層崩塌。1990年的菲律賓大地震、1995年的日本 兵庫縣南部地震及 1999年臺灣 921 集集大地震中就有許多此種破壞的例子,其 他理論分析亦證實此種可能性,故要求所有二層樓以上之建築物均需進行弱層之 檢核。避免弱層之存在就是確保強度均匀。

因本規範第 5.2 節規定以非線性分析方法來檢核大地震下之耐震性能,故弱 層之判定可直接檢視結構塑鉸位置來判定是否有發生單一或部份樓層各柱上、下 端均出現塑鉸的弱層行為(圖 C3-1)。

#### 5.3.3 極軟層與極度扭轉不規則性

建築結構任一樓層之側向勁度不得低於其上一層者之 60%或其上三層平均

勁度之 70%。計算側向勁度時需考慮非結構牆勁度之影響。

在包含意外扭矩的設計地震力作用下,任一樓層沿地震力方向側邊之最大變 位要小於兩側邊平均變位的 1.4 倍。

解說:

建築物不容許具有極軟層的勁度不規則性,目的在於確保勁度均匀,故應依 照規範表 3-2 中 1b 立面不規則結構的標準檢核。

建築物亦不容許具有極度扭轉不規則性,故應依照規範表 3-3 中 1b 平面不 規則結構的標準檢核。

5.3.4 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475 年回歸期地震對應最大樓層位移或 2500 年回歸期地震對應最大樓層位移之0.7 倍,取大者。

解說:

本研究因採用非線性分析評估各等級地震下之耐震性能,所以,分析評估階 段已求得 475 年與 2500 年回歸期地震對應之結構變位,所以,直接據以求取建 築物自留間距。以 2500 年回歸期最大考量地震為基準,由於相鄰兩棟建築物反 向運動,同時發生最大位移的機率不高,因此乘以 0.7 倍,為避免該值比 475 年 回歸期地震作用下之位移小,因此與 475 年地震對應值比較取大者。

輸入地震等級	初步設計採用	初步設計採用 初步設計採	
	靜力分析者	$T \leq 3.5T_s$	$T > 3.5T_{s}$

# 表 5-1 評估耐震性能之最低分析方法

建築物耐震性能設計規範之研擬

(中小地震)	線性靜力分析	線性動力分析	線性動力分析(LDA)
30~75 年回歸期	(LSA)	(LDA)	
475 年回歸期	非線性靜力分析	非線性靜力分析	非線性動力分析
	(NSA)	(NSA)	(NDA)
2500 年回歸期	非線性靜力分析	非線性靜力分析	非線性動力分析
	(NSA)	(NSA)	(NDA)

# 第六章 結構系統及細部設計特別要求

## 6.1 通則

結構設計除了依第 4.5 節規定以外,表 3-1 所述之建築結構系統應滿足第 6.2 節之特別規定。第四章初步設計採用現行耐震設計規範相關分析方法與構材設計 之規定者,本章比照現行規範相關規定。

## 6.2 結構系統及細部設計特別要求

## 6.2.1 多種系統合用時之特別要求

同屬不同結構系統之構材,應採用具較嚴格細部要求的系統之規定。

#### 6.2.2 接頭

承受地震力之接頭應妥為設計並繪製細部圖。

#### 6.2.3 變形一致性之考慮

設計時不當做抵抗地震力結構系統之構材,應檢核在設計地震力產生之位移 放大1.4α<sub>y</sub>R<sub>a</sub>倍後,其承擔垂直載重的能力是否足夠。檢核時應考慮 P-Δ效應。 <u>以工作應力法設計時,可將長期容許應力放大 1.7 倍用以檢核強度。與結構系統</u> 相接之剛性構材須做下列之考慮:

抗彎構架若與非抵禦地震力之較剛性構材相連接,則此等構材之破壞或與構架之交互作用,應不得減損抗彎矩構架抵禦地震力及承載垂直力之功能。此等剛性構材須於設計時加以適當考慮,另於決定建築物是否為不規則性結構時,亦應考慮此些剛性構材之效應。

解說:

抗彎矩構架常在構架中連接較剛性構材,例如非結構填充牆、半填充牆、窗 台、樓梯、斜坡等,此等構材雖非設計為抵禦地震力之構材,但其本身具有相當 之剛性及強度,因此其於地震時常會與抗彎矩構架產生互制作用,而影響構架本 身之原始設計功能。設計時應考慮此等剛性構材之效應,分析設計時要分兩階段 來進行。第一階段要假設非結構填充牆為結構牆,參與結構分析,並預測非結構 填充牆破壞時,其旁之梁、柱不致損壞。第二階段可假設非結構牆已破壞,只剩 下抗彎矩構架來分析設計。

當結構體地震位移放大至 1.4 *α<sub>y</sub> R<sub>a</sub>* 倍時,半填充牆會造成短梁之現象,窗台 會造成短柱之現象,而使結構構材產生較無韌性之剪力破壞,若無法避免時,應 做隔離縫隔離。

若剛性構材於立面佈置不均匀,則建築物容易產生弱層。若其於平面佈置不 均匀,則建築物可能因此而具有扭轉不規則性之情形。

#### 6.2.4 結構體繫件與連續性

結構物各部份應相互連結成一體,接頭應能承受並傳遞被連結部份引致之地 震力。建築物任一較小的部份應繫結於建築物的主要部份。第 I、II、III 類建築 結構體繫件分別應至少能承受 $F_p = 0.2S_{DS}W_p$ 、 $F_p = 0.25S_{DS}W_p$ 、 $F_p = 0.3S_{DS}W_p$ 之 地震力, $W_p$ 為結構物較小部份之重量。

#### 6.2.5 匯集構材

建築物某部份產生之地震力應經由匯集構材將其傳遞至抵抗地震力結構系統上。匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處,其地震力應放大 1.4  $\alpha_y$  倍設計之。

解說:

有關鋼筋混凝土構材之韌性設計規範可參閱中國土木水利工程學會編著之" 混凝土工程設計規範與解說",其中有關耐震設計之特別規定。

若建築物中剪力牆或斜撐構材非均匀的配置於橫隔版上,則其需要額外之匯 集構材來將橫隔版之剪力傳遞至剪力牆或斜撐構材上。如圖 C6.1(a)中所示,一

238

建築物平面上配置四道剪力牆於其四個角落,對南北向地震而言,若其於線 BC 及 AD 的位置上設置弦加強構材,則剪力於線 AB 上為均匀分佈的,但牆 A 為一 短牆,所以需要額外之樓版鋼筋或構材配置來將剪力傳遞至牆 A 中。圖 C6.1(b) 為另一需要額外之鋼筋或構材配置來傳遞樓版剪力或拉力之情形。

匯集構材、與剪力構材垂直接合處要避免剪力摩擦破壞,因會影響原先假設 之橫力抵禦系統塑性變形能量之消散。故匯集構材及其接合處之地震力應放大 1.4α、倍設計之。

#### 6.2.6 混凝土牆或磚石造牆之錨定

混凝土牆或磚石造牆應錨定於提供其側向支撐之所有樓版及屋頂版。錨定需 能提供牆與樓版或屋頂版間直接之連結,並能抵抗牆與樓版間傳遞的地震力,分 配所傳遞地震力之繫材的規定見 6.2.7。設計被支撐之牆時,橫隔版之變形應予 考慮。

第 I、II、III 類建築結構之承重牆與剪力牆至少應能承受之面外橫力分別為  $F_p = 0.4S_{DS}w_w$ 、 $F_p = 0.5S_{DS}w_w$ 、 $F_p = 0.6S_{DS}w_w$ ,其中 $w_w$ 為牆自重。

6.2.7 橫隔版

(1) 橫隔版面內之變形,不得超過其附著構材的容許變形。容許變形應為附著構

材在此變形下仍能繼續支承加於其上之外力而無損其結構完整性。

(2) 樓版與屋頂版應設計使能抵抗下式計算之地震力:

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

(6-1)

其中 $W_{px}$ 為第 x 層樓版之重量, $F_t$ 為頂層外加之集中橫力, $F_i$ 為第 i 層分配到的 地震力。由式(6-1)決定之地震力,對於第 I 類建築結構不必大於  $0.3S_{DS}W_{px}$ 且不 得小於  $0.15S_{DS}W_{px}$ ;對於第 II 類建築結構不必大於  $0.375S_{DS}W_{px}$ 且不得小於  $0.1875S_{DS}W_{px}$ ;對於第 III 類建築結構不必大於  $0.45S_{DS}W_{px}$ 且不得小於  $0.225S_{DS}W_{px}$ ; 。 當橫隔版上下方抵抗地震力豎向構材由於錯位或勁度改變而需橫隔版傳遞 地震力時,此力須加入式(6-1)後用以設計橫隔版。

(3) 支撐混凝土造或磚石造牆之橫隔版,應於橫隔版邊界構材間設有連續之繫 材,以分配傳至牆上之剪力。

(4) 橫隔版與匯集構材之接頭, 匯集構材與抵抗地震力豎向構材之接頭, 若建築

物具表 3-3 第1 至第4 種不規則性時,其設計不准許採用一般容許應力在地 震載重下提高 1/3 之規定。若採用強度設計法,地震力之載重係數亦不可乘 以 0.75。

- (5) 建築物具有表 3-3 第 2 種不規則性時,橫隔版之邊界構材及與其垂直之繫材 應考慮建築物外懸翼具獨立運動設計之。任一橫隔版構材應以如下兩種情況 之較嚴重者設計之:
  - 1. 外懸翼與本體同向運動。
  - 2. 外懸翼與本體反向運動。

#### 6.2.8 懸臂構材

水平懸臂構材或水平預力構材應設計成能抵抗垂直地震力,其構材應至少能 抵抗 0.2 倍靜載重之上舉力。

解說:

承重牆、剪力牆一般設計為抵抗其面內之剪力及垂直載重,但其面外所受之 力可能會造成牆與樓版之分離而折損牆體之功能,所以於此規定其最小面外應能 承受之橫力。

計算混凝土牆與橫隔版間之地震力傳遞,以及橫隔版各斷面的剪力,可以橫 隔版為自由體,將豎向構材上、下剪力差以及式(6-1)的地震力化為均佈載重作用

240

在自由體上,就可分析出各斷面的剪力。

式(6-1)較正確的算法應為 $F_i$ ,但因未考慮高振態的影響 $F_t$ ,且式(6-1)式算 得之值較保守,因此依(6-1)式計算。

橫隔版上的剪力,只有地震時才會發生,沒有其他載重可以組合,因此容許應力不得增加 1/3。此外,若係強度設計法設計,亦不可將地震剪力乘以 0.75。

建築物具有表 3-3 第 2 種不規則性時,以目前 ETABS 6.0 版以上之程式,同一樓層可定義不同的剛性版,其連接樓版亦可設定為柔性樓版,若採用動力分析 方法時則此連接樓版的應力可較正確算出,不必依第(5)點的方法來計算。

水平懸臂構材雖不承受水平向之地震力,但其受垂直地震作用時之效應仍需 加上考慮,由於懸臂構材其垂直向振動頻率可能異於主結構体之垂直振動頻率, 所以其所受之垂直地震力額外規定之。

#### 6.2.9 地震力傳遞路徑不連續處附近構材之加強

建築物結構體具有表 3-2 中第4 種立面之不規則性或表 3-3 中第1、2、3、4 種之平面不規則性時,此地震力傳遞路徑不連續處的橫隔版與垂直構件及與匯集 構材之接合處,匯集構材與垂直構材之接合處,地震力引致之內力應提高 25% 設計之。

建築物結構體具有表 3-2 中第 4 種立面之不規則性或表 3-2 中第 4 種之平面 不規則性時,支撐不連續剪力牆或構架之支撐構材,地震力引致之內力應提高 1.4α,倍設計之。此些構材應滿足韌性細部設計要求。

解說:

地震力傳遞路徑不連續處附近的構材,如圖 C6.2,結構分析所得內力較可 能不準確,因此將地震力引致之內力提高 25%設計之。

匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處內力提高25%後,尚須符合6.2.6 節之規定。

地震力傳遞路徑不連續處附近的構材,支撐不連續剪力牆或構架之支撐構 材,如圖 C6.3 之柱、梁等為避免先在此處產生塑鉸或破壞,進而影響整體抵禦 橫力系統之穩定與預防崩塌,因此將地震力引致之內力提高 1.4 α、倍設計之。

241

#### 建築物耐震性能設計規範之研擬





(b)



圖 C6.1 用於(a)傳遞剪力,(b)、(c)傳遞拉力之構材



圖 C6.2 地震力傳遞路徑不連續示意圖



(d)

圖 C6.3 支撐不連續剪力牆或構架之構材

#### 建築物耐震性能設計規範之研擬

# 第七章 既有建築物之耐震性能評估與耐震補強原則

## 7.1 通則

既有建築物依法令或業主需求須辦理耐震性能評估者,經評估後認為有必 要提昇其耐震性能時,應運用耐震補強技術,採取適當改善措施,以提昇建築 物之安全性。耐震性能評估與耐震補強應依建築主管機關認可之相關技術資料 辦理,耐震補強設計應依規定送請建築主管機關審查認可後方可施工。辦理建 築物耐震性能評估與耐震補強之人員,應為經建築主管機關認可者。

解說:

因耐震性能設計規範之對新建建築物耐震設計目標與標準之更新、既有建築 物之耐震性能是否仍可以接受、該採用何等標準必然成為吾等關切之問題。

有關建築物之耐震評估與補強制度,以及相關技術準則,尚在持續推動中, 本規範為符社會之所需,提供一些原則性的規定與考慮方式,共同促進既有建築 物耐震性能評估與補強工作之進行。

## 7.2 耐震性能評估與耐震補強原則

- 建築物進行耐震性能評估前,應對主要結構部份(如梁、柱、剪力牆與斜撐 系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情 形等影響耐震性能之各項因素。
- 2. 考慮既有建築物已使用與剩餘之壽年,經由建築主管機關認可,其耐震性能 目標與標準得比新建建築物放寬,但第 I 類與第 II 類建築物於最大考量地震 對應之耐震性能目標與標準須與新建建築物一致,對應本規範第二章新建建 築物最低性能標準,其放寬限度依表 7-1 或表 7-2,其中,表 7-1 之剩餘使 用年限應設定下限值,若既有建築物於原設計時之耐震性能設計目標比本規 範第二章新建建築物高,表 7-1 或表 7-2 放寬限度應基於原設計目標以類似 理念相應提高。
- 耐震性能詳細評估的方法採用第五章非線性分析法相關規定,但材料強度、 構材行為經建築主管機關所認可,得根據實地調查情況採用可能強度或試驗 結果,結構模擬時需要模擬實地調查已發現之破壞模式。

- 耐震補強應依據耐震性能評估之結果,作通盤檢討後確認建築物之耐震安全 性。如有必要作補強以提昇其耐震性能時,應依建築主管機關規定之程序辦 理。
- 5. 耐震補強應依其補強的目標,採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等 方式進行,惟應注意各項抗震構材之均衡配置,以使建築物整體結構系統耐 震性能之均衡提昇。

6. 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)。

解說:

行政院已於民國八十九年六月十六日核定「建築物實施耐震性能評估及補強 方案」,期以公有建築物先行執行,作為民間表率,供爾後全面實施之參考,對 於私有建築物擬以宣導方式推動。因為配合現行耐震設計規範,該方案對於耐震 性能評估及補強基準主要強調強度,以建築物所能抵抗之破壞地表加速度表示其 耐震能力。耐震性能設計法不僅強調強度與韌性,也重視建築物之機能,不再以 單一破壞地表加速度來表示建築物之耐震性能,而針對不同用途之建築物,以量 化各地震等級作用下建築物之性能等級可接受標準來加以量化。

考慮既有建築物已使用與剩餘之壽年,其耐震性能目標與標準得比新建建築物放寬,但最大考量地震對應之耐震性能目標與標準須與第二章新建建築物一致,然而,第 III 類新建建築物於最大考量地震下之 DC 等級上不危及生命,故 得予以放寬。性能目標放寬方式例如:1)如表 7-1,採用與新建建築物相同性能 等級,但放寬地震等級之方式:將新建建築物性能目標中劃分地震等級所考慮之 使用年限,以不低於一下限值(例如:20年)之剩餘使用年限替代,年限內之超越 機率不變。放寬後各地震等級之大小依可信理論求取。2) 如表 7-2,考慮相同輸 入地震等級,放寬性能等級。表 7-1 與表 7-2 基於建築物設計使用壽命為 50 年, 歷史性建築物設計壽命較長,表中各性能等級之量化可接受標準依第 2.2 節規 定,但放寬限度應由建築主管機關認可。

考慮經費受限,耐震性能評估可分為初步評估篩選與詳細評估,經初步評估 判定為無疑慮者,得不必進行詳細評估。初步評估篩選準則依相關規定。

對既有建築物耐震性能之詳細評估方法可比照新建建築物,但至少要採用非線性靜力分析,材料強度、構材行為經建築主管機關所認可,得根據實際情況採用可能強度(例如不折減之規範設計強度)或試驗結果,結構模擬時需要模擬實地

調查已發現之破壞模式。

雖然性能規範不再以單一破壞地表加速度來表示建築物之耐震性能,但藉由 容量震譜法之觀念與工程界廣泛應用之 ETABS 或 SAP2000 軟體,很容易計算所 謂坍塌地表加速度,具體內容參見內政部建研所『耐震性能設計規範之研擬』。

## 7.3 耐震補強工程之施工

 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中或以階段施工方 式進行耐震補強時,應輔以必要之臨時安全支撐,以避免施工過程結構系 統產生弱點。

2. 施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

解說:

建築物進行耐震補強施工時,常有敲除、改造部分構材之情形,施工階段或 有產生局部性或系統性弱點的時候。因此耐震補強施工應妥為規劃,在各施工階 段不得有影響建築物安全之情形,必要時應加設足夠之臨時安全措施。

# 7.4 補強施工後耐震補強效果之確認

- 補強後之建築物應再次進行耐震性能詳細評估或以實測法等公認之學理與 方法,進行補強效果之確認。
- 2. 耐震補強應有餘裕的設計、確實的施工及嚴格的品管等,以達到預期的目

#### 標。

解說:

耐震性能不足之建築物,經補強後,耐震性能提高的程度如何,應依第 7.2 節規定,採用耐震性能詳細評估方法加以確認,必要時宜輔以實測法,以提高其 準確性。

	各類建築物之輸入地震等級					
<b>耐雪</b> 州 能	(使用年限內之超越機率)					
	第 III 類建築物	第 II 類建築物	第Ⅰ類建築物			
	(EO2)	(EO1)	(BSO)			
OP 正常使用	500((50))		000((50))			
(彈性,IDRa=0.5%)	50%(50-n)	60%(50-n)	80%(50-n)			
IO 輕微損傷	10%(50  p)					
(IDDRa=0.2, IDRa=1%)	10/0(30-11)					
DC 破壞控制	2%(50-n)	10%(50-n)				
(IDDRa=0.4, IDRa=1.5%)		10/0(30-11)				
LS 生命安全	20/ 50	20/ 50	100/ 50			
(IDDRa=0.6, IDRa=2%)	2%30	2%30	10%50			
CP 避免倒塌			20/ 50			
(IDDRa=0.8, IDRa=2.5%)			2%30			

表 7-1 不同用途既有建築物之耐震性能目標(方式一)

註:本表提供最低性能目標,得根據業主需求提高

本表以設計使用壽年為 50 年為例,已使用 n 年,(50-n)表示剩餘使用年限≥ 下限值,設計使用壽年採用其他值,以相同原理訂定。

	性能等級					
地震發生機率	第 III 類建築物	第 Ⅱ 類建築物	第Ⅰ類建築物			
	(EO2)	(EO1)	(BSO)			
80%50 (RP=30 年)			OP ~IO			
60%50 (RP=50 年)		OP ~IO				
50%50 (RP=75 年)	OP ~IO					
10%50 (RP=475 年)	IO ~DC	DC ~LS	LS~CP			
2%50 (RP=2500 年)	DC ~LS	LS	СР			

表 7-2 不同用途既有建築物之耐震性能目標(方式二)

## 註:本表提供最低性能目標,得根據業主需求提高

本表以設計使用壽年為 50 年為例,設計使用壽年採用其他值,以相同原理 訂定。

# 第八章 其他相關規定

#### 8.1 工址可建性

8.1.1 通則

新建建築物之設計過程中,應針對擬建工址進行工址可建性分析,以確保建 築物於所建工址滿足既定之耐震設計性能目標。

解說:

工址可建性分析之目的在於了解該工址遭遇危害及破壞之可能性,確定既定 之耐震性能目標是否可以達到,否則應經由(1)應用特殊技術修改設計方案;(2) 修改耐震設計性能目標、(3)遷移工址等方式進行調整,以保證所選定之工址、 設計方案及營造方法最終能使建築物滿足業主及規範之耐震性能設計目標。

建築物進行地盤不穩定性評估之時機、極軟弱土層以及砂土層之液化潛能之 評估判定方法、考量地盤不穩定性時耐震設計用土壤參數之折減方式比照現行耐 震設計規範。第 I、II 與 III 類建築物分別在中小度地震 MED0、MED1 與 MED2 作用時,工址不得有液化之可能。大地震與最大考量地震時,容許發生土壤液化, 不同用途建築物所建工址液化程度以計算所得土壤折減係數 *D<sub>E</sub>* 之下限控制,最 大考量地震時,第 I、II、III 類建築物工址土壤折減係數 *D<sub>E</sub>* 計算值分別不低於 0、 1/3、2/3,否則,應進行改良,有液化情形者,建築物應採用適當之基礎形式, 並檢核液化後之安全性。

需要滿足加強性能目標 EO1 與 EO2 之重要建築物,應考慮距第一類活動斷 層之距離、建築物週遭其他危害性(土石流等)等因素。有關工址距活動斷層之距 離、地基土壤改良、加強基礎等技術依建築技術規則之相關規定。

# 8.2 施工中地震之考慮

施工中地震之考慮比照現行耐震設計規範。

# 8.3 地震儀之裝置

地震儀之裝置比照現行耐震設計規範。

# 附錄 A 輸入地震計算流程

本規範第2.3 節之輸入地震各類表達型式,以圖 A-1 之設計流程求取。圖 A-1 中,虛線表示根據需要選擇求取之項目。



圖 A-1 各類型輸入地震計算流程

# 附錄 B 直接位移設計法初步設計指針(For Review Purpose)

### B.1 適用範圍

高振態效應不顯著之較規則建築結構,可以採用本附錄提供之方法進行初步 設計試算。

解說:

直接位移設計法係以位移為設計參數,以目標位移與韌性標準為導向求取滿 足目標位移與韌性比所需結構強度與勁度而進行設計之方法。近年來,直接位移 設計法受到廣泛研究[Kowalsky et al. 1994, Priestley et al. 1996, Priestley and Calvi 1997, Court and Kowalsky 1998, Priestley and Kowalsky 2000, Priestley and Kowalsky 2001, Aschheim and Black 2000, Aschheim 2002, SEAOC1999, Fajfar 1999. 張國鎮等 2001、薛強 2002. 蔡克銓等 2003. 廖文義. 羅俊雄與邱世彬 2003. 薛強與吳嘉偉 2004、宋裕祺與蔡益超 20041 , 但應用於建築物初步設計尚未達通 用之程度。因直接位移設計法以位移為目標導向設計,各國均認定:訂定相關建 築物機能之位移標準很不容易,較難有共識,所以,目前較保守之做法是採用檢 核的方式。例如 SEAOC[1999]附錄 G、附錄 I 之 A(檢核用)與 B 篇(初步設計用) 均有提出建議值,但也有差異,要以之為標準對各種結構系統進行目標導向設 計,要求該標準有較高之可靠度或信耐度,否則依該法初步設計之結果仍不能保 證設計結果達到性能設計目標,無法顯現該設計法之優勢。日本 2000 年設計基 準以及港灣構造物耐震性能設計[INA 2001]也均建議現階段以檢核的方式來確 保,國外最近與即將頒布之建築物耐震設計規範中也是以該觀念.主要基於強度 設計法,輔以較準確之分析方法檢核結構之性能。另外,確定滿足目標位移所需 設計強度或勁度後,直接以勁度需求來設計需要多次試算,較無諄循之法則,以 強度需求來設計卻又需要藉由現行折減地震力之強度設計方式,並未有一配套之 設計法則使如此設計之結構在經由適宜分析方法檢核時就能滿足預期之強度、勁 度與韌性標的,仍需要以適宜的方法進行檢核、修正,尚未能顯現直接位移設計 法之優勢:事實上,檢核設計結果不通過時,如何修正設計沒有一定章法,蔡益 超教授建議"儘量將設計做好,設計檢核都能自動滿足為上策";再考量耐震性能 設計理念之落實也需要一過度階段,所以,現階段之本規範仍主要採用基於強度 與韌性之強度設計法進行初步設計,但與傳統強度設計法初步設計又有區別,亦 即 : 考慮中小地震、大地震、最大考量地震下不同用途建築物之不同勁度需求(位 移標準),並搭配以簡便方法初步檢核各子目標之位移標準來完成考慮強度、勁

度、韌性之初步設計,再選用適宜分析方法檢核耐震性能目標與標準,並鼓勵最 佳化。

規範中相關勁度之性能標準-最大層間變位角基本統一訂定,採用直接位移 設計法時,該標準較適用於韌性容量為 4.8 或 4.0 之結構系統,其他結構系統之 最大容許層間變位角最好依結構系統類別採用不同標準值。

本附錄中簡述各直接位移設計法之基本原理與設計流程,對於較規則之建築物,有興趣者可採用直接位移設計法試算比較,但僅能做為個人參考用(for review purpose),不建議不規則建築物直接應用本附錄,但可以結合強度設計法對不規則性之考量試算。本附錄提供之方法中雖然考慮到多振態效應,但仍假設結構變形由單一振態控制。

## B.2 與多自由度建築結構等效之單自由度系統

建築結構耐震性能設計與評估常採用反應譜(基於單自由度系統)表示所考量 地震危害之強弱,因而多自由度(MDOF)建築結構之耐震性能評估或設計常經由 等效單自由度(ESDOF)系統替代。兩者之間的關係如圖 B-1 所示。



## 圖 B-1 MDOF 與 ESDOF 系統

圖 B-1 中,上標\*代表 ESDOF, V 與 Q\*分別為 MDOF 與 ESDOF 之基底剪 力,K 為勁度,r 為降伏後勁度與初始勁度比,圖中 MDOF 與 ESDOF 各參數之 關係如下:

$$x^* = x_t / PF \tag{B-1}$$

$$V_{v} = PF \times V^{*}_{v} \tag{B-2}$$

$$V_{y}^{*} = M^{*} \times A_{y}^{*} \tag{B-3}$$

$$K = V_{y} / x_{t,y} = K^{*} = V^{*}_{y} / x^{*}_{y}$$
(B-4)

$$PF = \frac{\{\Phi\}^T [M]\{1\}}{\{\Phi\}^T [M]\{\Phi\}} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$
(B-5)

$$M^* = \{\Phi\}^T [M]\{1\}$$
(B-6)

其中,  $\{\Phi\}$ 為結構變形控制型態, M\*為 ESDOF 有效質量,  $m_i$ 為樓層 i 之質 量, PF 為 $\{\Phi\}$ 之參與係數 Participation Factor,  $A*_y$ 為等效單自由度系統降伏基 底剪力對應之譜加速度, 或稱為譜降伏強度,  $A*_y = S_{ay}g$ , 其中,  $S_{ay}$ 為譜降伏 強度係數。

### B.3 等效單自由度系統之目標位移x\*

經由與其等效之單自由度系統替代,多自由度建築結構之位移標準-最大層 間變位角 *IDR<sub>PL</sub>*,可轉換為等效單自由度系統之目標位移,其近似估算方式如下:

方法一:

SEAOC99 附錄 I 之 B 篇將建築物側向變形分為三類型態(圖 B-2),以式(B-7) 計算等效 SDOF 系統之目標位移,其中, $h_R$ 為建築物屋頂高度; $k_1$ 為等效 SDOF 有效高度 $h_e$ 與建築物屋頂高度 $h_R$ 之比值(表 B-1,相當於式(B-2)PF 之倒數); $k_2$ 為 有效高度處建築物側向位移與線性側向變形型態對應位移之比值(表 B-1)。  $IDR_{a,PL}$ 為性能子目標對應初步設計用之層間變位角,亦即:位移標準(表 B-2), 表 B-2 中,性能等級 SP-1、SP-2、SP-3 與 SP-4 分別約等效於規範之 FO、DC、 LS、CP。

$$x^* = x_t / PF = x_t k_1 = IDR_{a PL} h_R k_1 k_2$$
(B-7)

圖 B-2 中,已針對原報告[SEAOC 1999]之型態 3)作適當修改。



1)例如:抗彎矩構架 2)例如:二元系統之剪力牆配抗彎矩構架 3)例如:懸臂剪力牆

## 圖 B-2 建築物側向變形型態

樓	$k_1$ (有效高度因子)			$k_2$ (變形型態因子)				k	3				
層	型態	型態	型創	態 3	型態	型態		型態3		型態	型態	型創	態 3
數	1	2	H/L=2	H/L=5	1	2	µ=1	μ=2	µ=5	1	2	H/L=2	H/L=5
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88	1.00	1.0	1.00	1.00
2	0.83	0.83	0.90	0.85	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88	0.90	0.90	0.90	0.85
3	0.78	0.78	0.85	0.77	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88	0.85	0.85	0.85	0.75
4	0.75	0.75	0.85	0.77	1.00	1.00	0.60	0.75	0.88	0.85	0.85	0.85	0.75
5	0.73	0.74	0.85	0.77	0.98	1.00	0.60	0.75	0.88	0.85	0.84	0.85	0.75
10	0.67	0.70	0.85	0.77	0.87	1.00	0.60	0.75	0.88	0.84	0.79	0.85	0.75
15	0.62	0.69	0.85	0.77	0.79	1.00	0.60	0.75	0.88	0.83	0.77	0.85	0.75
20	0.57	0.68	0.85	0.77	0.73	1.00	0.60	0.75	0.88	0.82	0.77	0.85	0.75
50	0.56	0.68	0.85	0.77	0.72	1.00	0.60	0.75	0.88	0.82	0.77	0.85	0.75

表 B-1 DBD/EBD 法對應圖 B-2 建築物變形型態之 k 係數

資料來源[SEAOC 1999 附錄 I-B]

		對應各性能等級之容許層間變位角				
結構系統		SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	
		(約等效於	(約等效於	(約等效於	(約等效於	
		規範 FO)	規範 DC)	規範 LS)	規範 CP)	
混凝土						
	剪力牆 H/L=1	0.003	0.0055	0.008	0.01	
	H/L=2	0.004	0.008	0.012	0.015	
	H/L=3	0.01	0.019	0.028	0.035	
	結合(coupled)剪力牆	0.005	0.015	0.03	0.04	
	SCMRF	0.005	0.015	0.03	0.04	
鋼結構						
	SCBF	0.003	0.008	0.012	0.015	
	EBF	0.004	0.013	0.022	0.032	
	SMRF	0.005	0.018	0.032	0.04	
磚石結構						

剪力牆 H/L=1	0.003	0.055	0.008	0.01
H/L=2	0.004	0.007	0.01	0.012
H/L=3	0.01	0.017	0.024	0.028
MMRF	0.005	0.011	0.022	0.03
木結構				
夾板(plywood)剪力牆	0.005	0.015	0.024	0.03
特殊技術				
含隔震系統	0.003	0.005	0.008	0.01
含被動消能系統	0.005	0.014	0.022	0.03

註:適用於結構系統,以及需符合位移相容之非結構系統

若通過適當分析證明結構行為可以接受,本表限制值可以被取代

方法二:

根據經驗公式估算樓層目標位移。

例如:針對 RC 抗彎矩構架[Priestley and Kowalsky 2000],計算各樓層變位:

$$\begin{split} \delta_{i} &= \theta_{d} h_{i}; & n \leq 4 \\ \delta_{i} &= \theta_{d} h_{i} (1 - 0.5 h_{i} / h_{n}); & n > 20 \\ \delta_{i} &= \theta_{d} h_{i} (1 - (0.5 * (n - 4) / 16) h_{i} / h_{n}); & 4 \geq n \geq 20 \end{split} \tag{B-8}$$

針對行為如懸臂梁之含牆建築物(Cantilevered wall buildings) [Priestley and Kowalsky 2000],

$$\delta_i = \frac{2}{3}\varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left( 1.5 - \frac{h_i}{2h_n} \right) + \left( \theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} \right) \left( h_i - \frac{l_p}{2} \right)$$
(B-9)

式(B-8)與(B-9)中,n為樓層數, $\theta_d$ 為性能標準之 $IDR_{PL}$ , $h_i$ 為樓層i距基面 高度, $h_n$ 為樓高, $\delta_i$ 為樓層i之位移。式(B-9)中, $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ 為鋼筋之降伏應變,  $l_w$ 為牆斷面長度, $l_p$ 為塑鉸長度,由式(B-10)與(B-11)計算,取大者:

$$l_p = 0.2l_w + 0.03h_n \tag{B-10}$$

$$l_p = 0.054h_n + 0.022f_y d_b \tag{B-11}$$

其中, $f_y$ 為鋼筋之降伏強度, $d_b$ 為鋼筋直徑。

根據各樓層位移 $\delta_i$ 與質量 $m_i$ ,經由式(B-12)可求取等效單自由度系統之目標 設計位移:

$$x^* = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left( m_i \times \delta_i^2 \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left( m_i \times \delta_i \right)}$$
(B-12)

方法三:

根 據 結 構 系 統 可 能 變 形 型 態  $\{\Phi\}$  之 振 幅 , 求 取 之 變 位 係 數  $COD_{\Phi} = \frac{\left(\delta / h\right)_{\max}}{x_t / h_n}$ (最 大 層 間 變 位 比 與 屋 頂 側 移 比 之 比 值), 再 以  $\left(\delta / h\right)_{\max} = IDR_{a,PL}$ (位移標準)反推屋頂位移[薛強與吳嘉偉 2004]。

$$x_t = \frac{IDR_{a,PL} \times h_n}{COD_{\Phi}}$$
(B-13)

結構系統可能變形型態可先由經驗公式估算之基本振動週期 T,若 T≤3.5T<sup>475</sup>,可採用概念設計結果振態分析之第一振態;否則,考慮其他高振態, 採用各振態樓層剪力之 SRSS 或 CQC 組合之型態;或採用[Fajfar1999]預設型態 (圖 B-3)。等效單自由度系統目標位移可由式(B-1)求取。



(a) Frame-Wall Structures 或其他混合(hybrid)結構



(b) Beam-Sway Frame Structures

#### 圖 B-3 Fajfar[1999]預設結構變形型態

值得提及:由式(B-13)與(B-1)可得  $x^* = \frac{x_t}{PF} = \frac{IDR_{a,PL} \times h_n}{PF \times COD_{\Phi}} = \frac{IDR_{PL} \times h_n \times k_1}{COD_{\Phi}}$ ,所以,此處 $COD_{\Phi}$ 相當於式(B-7)與表 B-1 之 $k_2$ 之倒數。故方法一與方法三一致,惟方法三基於特定振態,而方法一採用統計數據。

方法四:

根據方法三之變形型態 $\{\Phi\}$ ,於屋頂層正規化,求取層間變位 $\{\delta\}_{\Phi}$ 型態,於  $\delta_{\Phi,\max}$ 正規化,記該樓層為 i,正規化後 $\{\delta\}_{\Phi}$ 乘以( $IDR_{PL} \times h_i$ )求得各樓層目標變 形大小 $\delta_i$ ,再以式(B-9)計算等效單自由度目標位移。

以上近似方法計算等效單自由度結構系統之目標位移會有差異,但僅為直接 位移初步設計法之步驟之一,性能可接受標準仍以最大可接受層間變位角為準。 若等效單自由度結構系統之目標位移估算得準確,可能不需要多次迭代,設計結 果便可以滿足最大可接受層間變位角。

#### B.4 目標韌性比與降伏位移

多自由度建築結構之目標位移 x<sub>t</sub>、目標韌性比 R<sub>µ</sub> 與降伏位移 x<sub>t,y</sub>之關係如下:

$$x_{t,y} = \frac{x_t}{R_{\mu}} \tag{B-14}$$

259

對於其等效單自由度系統,式(B-14)成立,亦即 $x_{y}^{*} = \frac{x^{*}}{R_{\mu}}$ 。 $x_{t,y}$ 與 $x_{y}^{*}$ 之關係滿 足式(B-1)。

直接位移設計法設計流程中一般先假設降伏位移 x<sub>y</sub>或性能等級對應之目標 韌性比 R<sub>µ</sub>二者之一,再由 x<sub>t</sub>結合式(B-14)反算另外一參數,以檢核該起始降伏位 移與設計結果真實值之誤差,判定是否需要更新降伏位移、韌性比甚至目標位 移,以迭代程序完成初步設計。所以,初步假設之 x<sub>t,y</sub>或 R<sub>µ</sub>關係到計算效率,以 下介紹初步假設結構降伏位移或目標韌性比之方法:

方法一:

搭配 B.3 <u>方法一</u>計算目標位移,採用如表 B-3 所示 SEAOC[1999]容許韌性比  $R_a$  作為目標韌性比  $R_u$ ,再以式(B-14)計算降伏位移。

	對應各性能等級之容許位移韌性比					
結構系統	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4		
混凝土						
剪力牆 1≤H/L≤5	1.0	2.5	4.0	5.0		
H/L=10	1.0	1.6	2.1	2.5		
結合(coupled)剪力牆	1.0	3.0	5.1	8.0		
SCMRF	1.0	3.6	6.2	8.0		
鋼結構						
SCBF	1.0	2.5	4.0	5.0		
EBF	1.0	3.6	6.2	8.0		
SMRF	1.0	3.6	6.2	8.0		
磚石結構						
剪力牆 1≤H/L≤5	1.0	2.1	3.3	4.0		
H/L=10	1.0	1.4	2.8	2.0		
MMRF	1.0	2.5	4.0	5.0		
木結構						
夾板(plywood)剪力牆	1.0	2.9	4.8	6.0		
特殊技術						
含隔震系統	1.0	1.0	1.0	NA		

表 B-3 位移法初步設計用結構整體與構件容許韌性比

含被動消能系統	1.0	1.0	1.0	NA
---------	-----	-----	-----	----

註:適用於結構系統,以及其降伏之結構構件,且系統與構件採用相同韌性比, 後續研究可能建議系統與構件採用不同數值。

NA=未建議

[資料來源 SEAOC 99 附錄 I-B]

#### 方法二:

根據規範第四章提供各結構系統之韌性容量與性能標準中之韌性標準 IDDR,以規範第4.4 節之方式,經由式(4-12)計算容許韌性比*R<sub>a,PL</sub>*作為目標韌性 比*R<sub>u</sub>*,再以式(B-14)計算降伏位移。

#### 方法三:

採用經驗公式[Priestley and Kowalsky 2001、Aschheim 2002]計算降伏位移。 <u>1) Priestley and Kowalsky [2001]</u>

Priestley and Kowalsky [2001]提出如下經驗公式:

針對鋼筋混凝土構架,樓層降伏層間變位角由式(B-11)計算:

$$\theta_{v} = 0.5\varepsilon_{v}l_{b}/h_{b} \tag{B-15}$$

其中, $l_b$ 為梁跨長, $h_b$ 為梁深, $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ 為鋼筋之降伏應變。

針對行為如懸臂梁之含牆建築物,樓層降伏層間變位角由式(B-12)計算:

$$\theta_{v} = 1.0\varepsilon_{v}h_{n}/l_{w} \tag{B-16}$$

將樓層降伏變位角代入第 B.3 節方法二之式(B-8)或式(B-9)求取樓層降伏位移  $\delta_{xi}$ ,再由式(B-12)求取等效單自由度系統對應降伏位移  $x^*$ 。

#### 2) Aschheim[2002]

針對變形行為由第一振態控制之規則鋼構造建築物, Aschheim[2002]提出起 始降伏屋頂位移計算公式:

$$x_{t,y} = \frac{\varepsilon_y}{6H} \left( \frac{h}{d_{col} \times COF} + \frac{2L}{d_{bm}} \right)$$
(B-17)

其中,H為建築物總高度,L為結構標準梁跨度,h為建築物標準樓層高度, $\varepsilon_y$ 為結構主要鋼材之降伏應變, $d_{col}$ 為主要柱構件深度, $d_{bm}$ 為主要梁構件深度, COF 代表柱構件材料超強因子,一般取 1.2~1.5。經由式(B-1)可以求取等效單自 由度系統之降伏位移。

## B.5 直接位移設計法初步設計步驟

## B.5.1 替代結構 DBD 法

基本原理:



圖 B-4 替代結構法基本原理

如圖 B-4 所示,DBD 法中,非彈性結構之韌性由等效彈性結構之等效黏性 阻尼表達,再與原固有黏性阻尼組合而反映整體結構所提供之阻尼被稱為有效阻 尼,結構非彈性行為由等效彈性行為替代,所以,採用等效彈性反應譜。等效彈 性反應譜經由與有效阻尼相關之折減係數折減彈性反應譜後得到,由該等效彈性 反應譜便可以得到要滿足目標非彈性位移  $S_{d,t}$ 之等效彈性系統基本週期 $T_{eff}$ ,再 由 有 效 質 量  $M_{eff}$  便 可 計 算 有 效 勁 度  $K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$ ,降 伏 強 度  $V_y = V_{MAX} / (rR_{\mu} - r + 1) = K_{eff} S_{d,t} / (rR_{\mu} - r + 1)$ 。

#### 設計步驟:

針對選定之性能目標,分別以各子目標對應之地震等級與性能等級,進行如 下步驟,以最大強度與勁度需求進行細部設計:

步驟1:計算對應等效 SDOF 系統之目標位移 x\*
詳見第 B.3 節。

#### 步驟 2:預估降伏位移與目標韌性

詳見第 B.4 節。

#### 步驟3:確定目標韌性對應之有效阻尼與其對應之等效彈性反應譜

採用 B.3 與 B.4 之方法一者(SEAOC-附錄 IB), 需採用表 B-4 提供各性能等

級對應之系統有效阻尼。求取有效阻尼比以後,可經由規範第2.10節之方

式建立等效彈性反應譜。

	各性能等級對應之系統有效阻尼(%)			
結構系統	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4
混凝土				
剪力牆 1≤H/L≤5	5	15	18	20
結合(coupled)剪力牆	5	16	22	24
SCMRF	5	18	25	28
鋼結構				
SCBF	5	10	15	20
EBF	5	10	20	25
SMRF	5	10	20	25
磚石結構				
剪力牆 1≤H/L≤5	5	15	18	20
MMRF	5	10	15	20
木結構				
夾板(plywood)剪力牆	5	10	15	20
特殊技術				
含隔震系統	5	15	25	30
含被動消能系統	5	15	25	30

#### 表 B-4 SEAOC 99 附錄 I-B 建築物各性能等級對應之系統有效阻尼

### 步驟4:確定有效週期

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{S_{d,t} / S_a} \tag{B-18}$$

其中, $S_{d,t} = x^*$ ; $S_a$ 為等效彈性反應譜加速度係數。

或採用圖解法,由 $S_{d,t} = x$ \*直接對應有效阻尼彈性反應譜之有效週期 $T_{eff}$ 。

步驟 5:確定有效勁度  $K_{eff}$  與初始勁度 K

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$
(B-19)

其中, $M_{eff}$ 為等效單自由度系統之有效質量,步驟1與2採用 B.3與 B.4之 方法一者(SEAOC-附錄 IB),有效質量 $M_{eff} = k_3 M$ , M = W / g,  $k_3$ 如表 B-1 所示;採用其他方法者,若結構變形型態為 $\{\Phi\}$ ,則以式(B-6)計算之。

初始勁度可由式(B-20)或(B-21)計算

$$K = R_{\mu}K_{eff} \tag{B-20}$$

$$K = K_{eff} [R_{\mu} / (rR_{\mu} - r + 1)]$$
(B-21)

其中, R<sub>µ</sub>為各性能等級對應之容許韌性比(R<sub>a</sub>,報告提供不同結構系統不同 性能等級對應之容許韌性比,亦即: 韌性標準); r 為降伏後勁度/初始勁度 比,一般為 0.05~0.1 之間,有可能達到 0.5,視結構系統而定,採用理想彈 塑性模型時 r=0。

#### 步驟 6: 確定多自由度建築結構降伏基底剪力 V,

$$V_{y} = \frac{V_{\text{max}}}{(rR_{\mu} - r + 1)} = \frac{K_{eff} x_{t}}{(rR_{\mu} - r + 1)} = \frac{K_{eff} x^{*} PF}{(rR_{\mu} - r + 1)}$$
(B-22)

其中, PF 由式(B-5)定義。

#### 步驟7:初步確定尺寸

以前6步驟中,各性能子目標計算所得V,與K之最大值作為設計依據初步 確定細部尺寸,細部設計應提供步驟5與步驟6所需之強度與勁度。 降伏機制中預期降伏之構件,降伏點強度一般應在0.8F,~1.25F,之間,其 中F,為降伏構件之標稱降伏強度,亦即:初步設計針對結構整體,結構整 體能耐曲線降伏點處,預期降伏之構件不一定全部保持彈性;降伏機制中未 預期降伏之構件應保持彈性。結構構件之強度應使得在不低於步驟4之基底 剪力下,形成預期降伏機制。

細部設計應提供步驟3所需之有效初始勁度。

步驟 8:檢核步驟 7結果之真實降伏位移 x<sub>ty,des</sub> 與步驟 2 預設值 x<sub>t,y</sub> 之誤差,判定 初步設計是否結束。

真實降伏位移  $x_{ty,des}$  可以經由非線性靜力側推分析求取容量曲線(參見第 5.2.4 節),以等能量原理雙線性化後求取有效降伏位移。若認為非線性靜力 側推分析使得初步設計太過複雜,可以採用其他近似方法求取(薛強與吳嘉 偉[2004]),但初步設計完畢後之最終檢核仍需要進行非線性靜力側推分析。 計算降伏位移誤差 $\varepsilon = \left| \frac{x_{ty,des} - x_{t,y}}{x_{t,y}} \right|, 苦 \varepsilon \leq 預期誤差可接受標準 Tol,則初步$  $設計結束,否則需迭代:以<math>x_{ty,des}$ 作為 $x_{t,y}$ ,若 $\frac{x_t}{x_{ty,des}} > R_{\mu}$ ,以 $R_{\mu} \times x_{ty,des}$ 更新 目標位移;若 $\frac{x_t}{x_{ty,des}} < R_{\mu}$ ,以 $\frac{x_t}{x_{ty,des}}$ 更新步驟 2 之目標韌性比,再重複直後 各步驟直到降伏位移誤差滿足可接受標準。若採用第 B.4 節降伏位移經驗公 式,則可於初始設計時進行上述判斷,更新目標位移或韌性比。

## B.5.2 替代結構 EBD 法

#### 基本原理:

如圖 B-4 所示, EBD 基本原理與 DBD 一致,惟針對中長週期建築結構,應 用等位移原理加以簡化,故不再需要採用等效彈性反應譜,而直接由 5%阻尼彈 性反應譜求取對應目標位移之結構初始週期與初始勁度需求,再以與 DBD 相同 方式求取強度需求-降伏基底剪力。

#### 設計步驟:

針對選定之性能目標,分別以各子目標對應之地震等級與性能等級,進行如 下步驟,以最大強度與勁度需求進行細部設計:

#### 步驟1:計算對應等效單自由度系統之目標位移

同 DBD,詳見第 B.3 節。

#### 步驟2:確定初始週期

$$T = 2\pi \sqrt{S_d / S_a} \tag{B-23}$$

其中, $S_a = x^*$ , $S_a$ 由規範第 2.9 節 5%阻尼彈性反應譜得到。

步驟3:確定初始勁度

$$K = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T^2} \tag{B-24}$$

其中,有效質量*M<sub>eff</sub>*計算方式同 DBD。

步驟4:確定多自由度建築結構降伏基底剪力

$$V_{y} = Kx_{t,y} = Kx_{t} / R_{\mu}$$
  
=  $Kx^{*}_{y} PF = Kx^{*} PF / R_{\mu}$  (B-25)

其中, R<sub>"</sub>為報告提供之容許韌性比, PF 如式(B-5)定義。

步驟 5~6:同 DBD 之步驟 7~8。

## B.5.3 非彈性結構容量震譜法

#### 基本原理:

容量震譜法假設結構之容量(Capacity)與需求(Demand)完全獨立,應用繪於 同一個 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum,譜加速度 *S<sub>a</sub>*~譜位 移 *S<sub>d</sub>* 關係)座標系下之地震反應譜需求曲線和反應結構韌性行為之容量曲線之 交點,作為結構在該需求曲線所反映之地震力作用下之耐震性能績效點之方法 (圖 B-5)。容量震譜法最初被應用於對既有建築物之耐震性能評估,其逆過程便 可以用於直接位移法耐震性能設計。

容量震譜法可以採用類似 DBD 法之原理(圖 B-5),惟 DBD 法之等效彈性反應譜以非彈性反應譜替代,而等效彈性系統則以非彈性系統替代,應用非彈性反應譜之 $S_{d,RP}^{in} = R_{\mu} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_{a,RP}^{in} \times g$ 關係式(規範第 2.11 節式(2-11),其中,T為結構基本振動週期),求取結構初始勁度或基本振動週期需求。



圖 B-5 容量震譜法

#### 設計步驟:

針對選定之性能目標,分別以各子目標對應之地震等級與性能等級,進行如 下步驟,以最大強度與勁度需求進行細部設計:

#### 步驟1:計算對應等效 SDOF 系統之目標位移

同 DBD 與 EBD,詳見第 B.3 節。

#### 步驟 2:預估降伏位移與目標韌性比

同 DBD,詳見第 B.4 節。

## 步驟 3: 求取對應目標位移之譜加速度係數 Sain 以及建築物有效基本振動週期 T

#### A)圖解輔助法

Approach i) :

根據步驟 2 之目標韌性比 $R_{\mu}$ 、規範第 2.11 節  $S_{a} \sim S_{d}$ 型非彈性反應譜,以步驟 1 之目標位移為 $S_{d}^{in}$ ,經由圖解輔助求取  $S_{a} \sim S_{d}$ 型非彈性反應譜對應譜位移 $S_{d}^{in}$ 之譜加速度係數 $S_{a}^{in}$ ,再以規範第 2.11 節式(2-11)即式(B-26)求解 T。

$$S_{d,RP}^{in} = R_{\mu} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_{a,RP}^{in} \times g \tag{B-26}$$

Approach ii) :

由規範第 2.11 節  $S_d \sim T$  型非彈性反應譜,以步驟 1 之目標位移為  $S_d^{in}$ ,經由 圖解輔助求取  $S_d \sim T$  型非彈性反應譜對應譜位移  $S_d^{in}$ 之週期 T,再以式(B-26) 反算  $S_a^{in}$ 。

#### B)數值求解法

式(B-26)改寫為 $S_{d,RP}^{in} = \frac{\mu}{F_u} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_{a,RP} \times g$ ,其中, $S_{a,RP}$ 與 $F_u$ 均為T之函數,並分區域變化(規範第二章)。所以,先計算各區域轉換週期(0.2Ts, 0.6Ts, Ts 甚至 $T_L$ )對應之非彈性位移,再與目標位移比較以確定結構所在區域,或

藉助於圖形說明,快速判定對應目標位移 *S<sup>in</sup>* 對應之結構週期所在區域,再 應用對應區域之 *F<sub>u</sub>(T)、 S<sub>a,RP</sub>(T)* 關係式求取 T:

a) 目標位移落於0~0.2T。區域

$$S_{d,RP}^{in} = \frac{R_{\mu}}{\sqrt{2R_{\mu} - 1} + \left(\sqrt{2R_{\mu} - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_{S}^{RP}}{0.2T_{S}^{RP}}} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} \times (0.4 + \frac{3T}{T_{S}^{RP}}) \times S_{S,RP} \times g$$
(B-27)

b) 目標位移落於 0.2T, ~ 0.6T, 區域

$$S_{d,RP}^{in} = \frac{R_{\mu}}{\sqrt{2R_{\mu} - 1}} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_{S,RP} \times g \tag{B-28}$$

c) 目標位移落於 $0.6T_s \sim T_s$ 區域

$$S_{d,RP}^{in} = \frac{R_{\mu}}{\sqrt{2R_{\mu} - 1} + \left(R_{\mu} - \sqrt{2R_{\mu} - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_{S}^{RP}}{0.4T_{S}^{RP}}} \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} \times S_{S,RP} \times g \quad (B-29)$$

d) 目標位移落於 >  $T_s$  區域 (當採用規範表 2-8(b)反應譜時)或落於  $T_s \sim T_L$  區

域(當採用規範表 2-8(a)反應譜時)

$$S_{d,RP}^{in} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times \frac{S_{1,RP}}{T} \times g \tag{B-30}$$

e) 目標位移落於 >  $T_{I}$  區域 (當採用規範表 2-8(a)反應譜時)

$$S_{d,RP}^{in} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times \frac{T_L \times S_{1,RP}}{T^2} \times g = \frac{T_L \times S_{1,RP} \times g}{2\pi}$$
(B-31)

步驟4:確定有效初始勁度K

同 EBD 法,採用式(2.30)  $K = \frac{4\pi^2 M^*}{T^2}$ 計算結構對應 T 之勁度 K ,其中 M \*

或 $M_{e\!f\!f}$ 為等效單自由度系統之有效質量,對於結構變形型態為 $\{\Phi\}$ 者,

$$M^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\} = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i$$

#### 步驟 5: 確定多自由度結構系統降伏強度

採用式(B-25)計算。

因本規範之降伏強度折減係數類似 Newmark-Hall 非彈性反應譜基於完全彈

塑性模型,所以,結構系統降伏強度等於結構系統極限強度。

步驟 6~7:同 DBD 法之步驟 7~8。

以上步驟 3~5 還可採用 C)Newmark-Hall 簡便數值計算法:

採用規範表 2-8(b)彈性設計反應譜,且不再劃分極短週期,直接以 $T_s$ 將反應 譜劃分為短週期與中長週期兩區域,對應之定譜加速度與定譜速度分別為  $PSA=S_{s,RP}$ 、 $PSV=\frac{S_{1,RP}}{2\pi}$ ,規範第 2.11 節定韌性比非彈性反應譜所採用之降伏強 度折減係數採用 Newmark-Hall 型式:

$$F_{u} = \begin{cases} R_{\mu} & ; T \ge T_{S} \\ R_{\mu} \frac{T}{T_{S}} & ; \frac{\sqrt{2R_{\mu} - 1}}{R_{\mu}} T_{S} \le T \le T_{S} \\ \sqrt{2R_{\mu} - 1} & ; 0.2T_{S}^{RP} \le T \le \frac{\sqrt{2R_{\mu} - 1}}{R_{\mu}} T_{S} \end{cases}$$
(B-32)  
$$\sqrt{2R_{\mu} - 1} + \left(\sqrt{2R_{\mu} - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_{S}}{0.2T_{S}} \quad ; T \le 0.2T_{S} \end{cases}$$

式(B-31)與規範式(2-9)對 $R_{\mu} < 5$ 之彈性設計反應譜進行折減之差異如圖 B-6 所示,惟0.6 $T_s < T < T_s$ 區域折減不同(圖 B-6a);當 $R_{\mu} = 5$ 時,兩者一致。如圖 B-6b 所示,相同目標位移下,以 Newmark-Hall 非彈性反應譜之降伏強度折減係 數對應強度需求較為保守。(註:圖 B-6b 中,  $0.6\sqrt{\mu}T_s$ 不一定小於 $T_s$ , 不影響該 結論)。

基於上述非彈性反應譜,可採用如下簡化方式設計: 1) 假設耐震性能績效點落於圖 B-6b 定韌性比非彈性反應譜之 $T \ge \sqrt{\frac{2\mu - 1}{\mu}} T_s$ 區 段,降伏譜加速度,即譜加速度係數乘以g如下計算:

$$S_{ay} = \frac{PSV^2}{R_{\mu} \times x^*} = \frac{(S_{1,RP})^2}{4\pi^2 \times R_{\mu} \times x^*}$$
(B-33)

## 耐震性能績效點對應週期

$$T_{P} = \frac{\sqrt{R_{\mu}} \times 2\pi \times PSV}{R_{\mu} \times S_{ay}} = \frac{S_{1,RP}}{\sqrt{R_{\mu}} \times S_{ay}}$$
(B-34)

圖 B-6(b)之T<sub>s</sub> \*計算如下:

$$T_s^* = \sqrt{\frac{2\mu - 1}{\mu}} \times T_s \tag{B-35}$$



圖 B-6 Newmark-Hall 與規範非彈性反應譜比較

若T<sub>p</sub> > T<sub>s</sub> \*,則步驟 1)之假設成立,由式(B-33)計算 S<sub>ay</sub>正確。
 否則,應由式(B-36)計算。

$$S_{ay} = \frac{PSA}{\sqrt{2R_{\mu} - 1}} = \frac{S_{S,RP}}{\sqrt{2R_{\mu} - 1}}$$
(B-36)

3) 確定多自由度結構系統降伏強度

$$V_{y} = PF \times M * \times S_{ay} \tag{B-37}$$

4) 確定多自由度結構系統勁度需求

$$K = \frac{M^* \times S_{ay}}{x^*_{y}} \tag{B-38}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K}} \tag{B-39}$$

## B.5.4 非彈性結構降伏點需求譜法

#### 定韌性比降伏點需求譜

Chopa[1995、2001]清楚描述定韌性比 $R_{\mu}$ 對應之降伏位移與降伏強度反應譜的概念,分別以譜降伏位移與結構週期 $(S_{ay} \sim T)$ 以及譜降伏強度與週期 $(S_{ay} \sim T)$ 

之關係表達。Aschheim and Black [2000]所提出之降伏點需求譜(Yield Point Spectra)即是採用降伏強度係數 $S_{ay,RP}$ 與譜降伏位移 $S_{dy,RP}$ 之關係曲線,僅以不同形式表達。其中,降伏強度係數 $S_{ay,RP}$ ,亦即規範第 2.11 節之非彈性反應譜加速度係數 $S_{a,RP}$ ,可經由規範第 2.11 節式(2-8)求取,亦即:

$$S_{ay,RP} = \frac{S_{a,RP}}{F_u} \tag{B-40}$$

譜降伏位移 S<sub>dy</sub>,則由規範第 2.11 節之非彈性位移反應譜與非彈性結構系統之韌 性比 R<sub>u</sub>求取:

$$S_{dy,RP} = \frac{S_{d,RP}^{in}}{R_{\mu}} \tag{B-41}$$

其中, S<sup>in</sup><sub>d RP</sub> 由規範式(2-10)或式(2-11)求取,式(B-41)可改寫為:

$$S_{dy,RP} = \frac{S_{d,RP}}{F_{u}} = \frac{\left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} \times S_{a,RP} \times g}{F_{u}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^{2} * S_{ay,RP} * g$$
(B-42)

所以,根據規範第二章之設計反應譜,可以經由上述公式求取對應韌性比*R<sub>µ</sub>*之 降伏點需求譜。

簡言之,降伏點需求譜即是規範第二章之非彈性反應譜於相同譜加速度下, 將對應之非彈性位移折減韌性比 *R*"倍(圖 B-7)。

降伏點需求譜法實際與前述非彈性容量震譜法原理一致,均採用 MDOF 與 ESDOF 之轉換關係,差異在於:前述非彈性容量震譜法步驟 3 中,非彈性容量 震譜法基於譜降伏強度與非彈性位移  $S_{ay,RP} \sim S_{d,RP}^{in}$  型需求曲線,直接以非彈性目 標位移求取對應之譜降伏強度,而降伏點需求譜法則先將目標位移除以韌性比求 取降伏位移  $x^*_{y} = x^*/R_{\mu}$ ,再採用  $S_{ay,RP} \sim S_{dy,RP}$  型需求曲線,以降伏位移位移求 取對應之譜降伏強度。由圖 B-7 所示,兩種方法異曲同工,此處不再詳細說明步 驟。該方法也於國內文獻中採用[宋裕祺與蔡益超 2004、張國鎮等 2004]。



降伏位移 目標位移 S<sub>d</sub> 或 S<sub>dy</sub> =目標位移/R<sub>μ</sub>

圖 B-7 降伏點需求譜法

## 附錄 B 參考文獻

- Aschheim, M. and Black, E. F. Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. Earthquake Spectrum 2000; 16(2):317-335.
- Chopra, B. K., and Goel, R. K., [1999], Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, April.
- Court, B. B. and Kowalsky, M. J., [1998], "Performance-Based Engineering of Buildings – A Displacement Design Approach", T109-1, SEWC'98, Edit by N.K. Srivastava, July 19-23, 1998, San Francisco, USA.
- Fajfar, P., [1999], "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28: 979-993.
- Fajfar, P., [2000], "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol.16(3): 573-592.
- Freeman SA, Nicoletti JP, Tyrell JV. [1975], "Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington," In: Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley: EERI, 1975:113-122.
- Freeman, S. B., [1998], "Development and Use of Capacity Spectrum Method", Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, EERI, Oakland, CaliforniB.
- Gulkan, P. and Sozen, M. B., [1974], "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", Journal of The American Concrete Inst. Vol. 71(12):604-10.
- INA,(原名 PIANC) [2001], Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. and MacRae G. B., [1994], Displacement-Based Design, A Methodology for Seismic Design Applied to single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures. Report No. SSRP-94/16. Structural Systems Research, University of California, San Diego, La Jolla, CaliforniB.
- Priestley, M.J.N. and Calvi, G. M., [1997], "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment", Proceedings, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam.

- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J., [2000], "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings", Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33(4).
- Priestley, M.J.N., M.J. Kowalsky, G. Ranzo, G. Benzoni, [1996], "Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design for Multi-Degree of Freedom Systems", Proceedings, 65th Annual Convention, pp.47-66, SEAOC, October 1-6, Maui, Hawaii.
- Reinhorn, B. M., [1997], "Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations", Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and H. Krawinkler eds, pp. 277-287, Balkema, Rotterdam.
- SEAOC, [1999], *Recommended Lateral Force Requirements and commentary* (SEAOC Blue Book) Appendix I, Part B, Structural Engineers Association of CaliforniB-Seismology Committee.
- Xue, Q.[2001], "A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures", *Engineering Structures*, Vol. 23/11:1453-1460.
- 吳嘉偉、薛強,[2004],三維 RC 建築物之位移法耐震性能設計範例探討,中 華民國第七屆結構工程研討會,桃園大溪,2004 年 8 月 22~24 日。
- 宋裕祺與蔡益超,[2004],「橋樑結構性能耐震設計」,結構工程,第十九卷第 一期,pp.41~73,民國 93 年 3 月。
- 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利,[2001],『*鋼筋混凝土耐震結構性 能設計法(二)-直接位移法及其結構實驗*』(專案研究報告 R-ST-01-04),中 興工程顧問社。張國鎮、蔡益超、宋裕祺、劉光晏等[2004],鐵路橋樑耐 震設計規範修訂草案之研究,交通部高速鐵路工程局。
- 張國鎮、蔡益超、宋裕祺、劉光晏等[2004],『*鐵路橋樑耐震設計規範修訂草案 之研究*』,交通部高速鐵路工程局。
- 廖文義、羅俊雄與邱世彬[2003],「位移設計法與位移反應譜分析」,結構工程, 第十八卷第三期,pp.59-75.
- 蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙,[2003]「實尺寸含挫屈 束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗:位移導向耐震設計與性 能評估」,鋼與混凝土複合構造國際研討會(Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions),國家地震工程研 究中心,中華民國九十二年十月七至八日。.
- 薛強, [2002], 『地震工程性能設計法之應用(一)- 單自由度橋柱及建築物之耐 震性能評析與設計』, 財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06, 財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06a, 2002

## 年8月。

薛強、吳嘉偉,[2004],以結構變位、韌性與強度為設計標的之直接位移設計 法,結構工程,第十九卷,第四期:69-85,民國九十三年十二月。

## 附錄 C 設計地震力計算流程

結合本規範第二章之工址彈性設計加速度反應譜,第4.4節水平設計地震力 以圖 C-1 之流程確定各性能子目標對應之水平設計地震需求,取最大者作為設計 依據。

第 4.13 節之垂直設計地震力採用類似流程,惟圖 C-1 中  $S_{a,RP}$  (回歸期 RP 包括: MED0、MED1、MED2、475、2500)要以第 2.13 節規定之垂直向彈性設計 譜加速度係數  $S_{aZ,RP}$  替代;依式(4-11)計算之地震力折減係數  $F_{u,PL}$ 稱為  $F_{uZ,PL}$ ,其中,依式(4-12)計算  $R_a$ 時,暫取 R=3.0;  $\left(\frac{S_{a,RP}}{F_{u,PL}}\right)_m$ 以 $\left(\frac{S_{aZ,RP}}{F_{uZ,PL}}\right)_m$ 替代,依震區與建築物類別採用式(4-30)~(4-35)修正。

建築物耐震性能設計規範之研擬



圖 C-1 水平設計地震力計算流程

# 附錄 D 耐震工程品管

為提昇建築結構耐震品質,建築結構設計審查、結構施工特別監督、結構構 材製造廠之要求、非破壞性檢驗及承造施工廠商之施工品管等特別規定依照現行 耐震設計規範附錄辦理。

## 參考文獻

- 1. ATC-40, [1996], Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- 2. ATC-58, [執行中], Development of Next-Generation Performance-based Seismic Design Procedures For New and Existing Buildings, The ATC-58 Project in Brief. http://www.atcouncil.org/atc-58.shtml.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K., [1999], Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, April.
- 4. Fajfar, P., [1999], "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28: 979-993.
- 5. FEMA 356, [2000], Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. USA.
- 6. FEMA 350, [2000], Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 440 (camera ready draft), [2004], Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA-450, [2003], NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, DC, USA.
- 9. Goel, R and Chopra, A.K., [2004], "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analysis: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol.20(1):225-254.
- 10. Goel, R and Chopra, A.K., [2005], "Response to B. Maison's Discussion of "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 21(1), pp277-279, EERI.
- Heidebrecht, A. [2004] "Code Development Issues Arising From The Preparation Of The Seismic Provisions Of The National Building Code Of Canada", 13WCEE, Vancouver, Canada, Aug.1~6.
- 12. IBC 2003, [2003], International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA.
- Iwan, W. D., and Gates, N. C., [1979], "Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 105(EM3): 391-405.
- 14. JSCA, [2000], 『応答制御構造設計法』, 日本建築構造技術者協會編, 彰國

社。

- 15. King, A. and Shelton, R. [2004], "New Zealand Advances In Performance-Based Seismic Design", 13WCEE, Vancouver, Canada, Aug.1~6.
- 16. Newmark, N. M. and Hall, W. J., [1982], Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- 17. OES, [1995], Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, prepared by SEAOC, Sacramento, CA, USA
- SEAOC, [1999], Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA.
- 19. 內政部營建署建築研究所編輯委員會,[1999],『建築物耐震設計規範及解 說(內政部台八十八內營字第八八七八四七三號函修訂)』,營建雜誌社,民 國 88 年 11 月。
- 20. 內政部營建署建築研究所編輯委員會,[2005],『建築物耐震設計規範及解 說』,營建雜誌社,民國 94 年 3 月。
- 図土交通省住宅建築指導課、日本建築主事會議、財團法人日本建築センター、國土交通省建築研究所,[2001a],『2001 年版建築物の構造關係技術基準解説書』,平成13年3月。
- 22. 國土交通省住宅建築指導課、國土交通省建築研究所、財團法人日本建築セ ソター、社團法人建築研究振興協會,[2001b],『2001 年版界限耐力計算法 の計算例とその解説書』,平成13年3月。
- 23. 蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希,
  [2004],『建築物耐震性能設計規範架構之研究』,內政部建築研究所 093301070000G3015,民國 93 年 12 月。
- 24. 薛強, [2002], 『地震工程性能設計法之應用(一)- 單自由度橋柱及建築物之 耐震性能評析與設計』, 財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06, 民國 91 年 8 月。
- 25. 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、 周文陽, [2005], 『建築物耐震性能設計規範之研擬』,內政部建築研究所委託研究計畫 094301070000G1018, 民國 94 年 12 月。

# 附錄二 審查意見處理說明

本說明以內政部建築研究所書面來函之內容為主。

## 附表二-1 審查意見處理說明

	審查意見	處理說明
邱	顧問昌平	
1、	研究計畫之名稱為規範與解說,故研究報 告之編排建議分二大部分,第一部分為研 究背景述要及討論,第二部分為規範解說 (草案)。	本研究已分為子計畫(一)—規範與解 說、子計畫(二)—範例研究兩部份,本報告為 子計畫(一)之期末報告,目的在於研擬出耐震 性能設計規範草案之條文與解說,故於報告 之第一章說明研究緣起、目的,第二章探討 研修之原因、依據與內容,第三章則說明如 何編寫規範草案,並將規範草案之具體內容 放於附錄,實際上也是獨立的一部份,最後
		才於第四章提出結論與建議。另外,建研所 格式也要求將之放於附錄。
2,	第二章之標題建議改為"耐震性能設計 之性能目標與性能標準"。	謝謝審查委員! 第二章之標題已修改為 " 耐震設計性能目標與性能標準" 。
3、	名詞與規範條文標題須注意其正確性與 一致性。如 seismic hazard level" 地震等 級"建議改為" 地震危害等級",第八章 " 工址地盤可建性" 建議改為" 工址可 建性"。	本研究團隊於研究過程中也很重視名詞 與規範條文之正確性與一致性,更希望工程 師應用時一目了然。 "seismic hazard level"原 來直譯為"地震危害等級",但以往研討會 中發現:工程師可能會誤以為是地震對建築 物之危害程度,與原意不符,經由顧問討論 會名詞統一後,決定將"seismic hazard level" 意譯為"地震等級"。第八章"工址地盤可建 性"已改為"工址可建性",與前面內容一 致。
4、	規範解說第一章第 1.1 節適用範圍中,建 議增加限制條件及說明,另外於 1.2 節前 增加一節專用名詞及其定義說明,亦即將 頁 1.1 至 1.2 解說中之名詞移至此節。	謝謝委員之建議! 規範草案第一章已增 加第 1.2 節"名詞定義",其後既有章節順 延。
5、	規範草案第六章標題,建議修正為"結構	謝謝!已遵照辦理。惟解說中之二階段分

	系統及細部設計特別要求",第 6.2 節與	析遵照現行規範,暫不納入本文中。
	6.2.1 即標題及內谷亦請併同修正, 另解說 中之二階段分析亦建議納入本文中。	
6,	第七章之 7.3 及 7.4 節建議互調,7.3 節並 修正為" 耐震補強工程之施工" .7.4 節	謝謝審查委員建議!前面部份已遵照辦 理。至於增加7.4.1以說明專業監造與可能之
	修正為"補強施工後補强效果之確認"	■ ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ●
	(註:71 節已對"設計"認可) 其內	中專音說明故不再此重複。對於不滿足性
		1971077,成1750至60557777777
	能之變更設計。	能口际日,交叉取用在川田流6
洪	技師思閩	
1,	本案之研究團隊,比較世界各國之耐震性	謝謝審查委員肯定!
	能設計之各種最新資料,並建議未來之性	
	能設計草案,極為用心,研究成果值得肯	
	定。	
2、	建議說明對於震後須作為搶救傷患之醫	審查委員所述為最重要之第 III 類建築
	院及國防與指揮之政府建築物,須提高至	物,規範草案已提供該類建築物之最低耐震
	何種設計地表加速度(如日本 0.5g 以	設計性能目標與性能標準,並且已於規範草
	上),而不只限於 2500 年之最大考量地	案第 2.2 節說明可根據業主之需求予以適當
	震。	提昇以及提昇之方式。
		根據過去之觀念,第 III 類建築物之耐震
		設計經由用途係數提高設計地表加速度之方
		式來保證,最大考量地震可能遠遠超過 2500
		年回歸期,也就可能遠超過中央氣象局震度7
		級,一般民眾也無法了解那樣的地震有多
		大。耐震性能設計法強調設計目標之透明
		度,希望於規劃設計過程中,可能無專業背
		景之業主可以與設計者溝通,雙方均了解設
		計結果是否滿足業主需求。所以,本規範草
		案不再採用用途係數提高地震等級,而是以
		相同等級地震下提高建築物耐震設計性能等
		級之方式達到,因而,最大考量地震仍採用
		2500 年回歸期之地震,對應中央氣象局震度
		約 6~7 級。
3,	鋼結構日益增多,阻尼比之各項設計參數	目前,此項比照現行規範與業界做法。
	建議多加 2%之選擇。	要求更準確者,可經由反應譜分析來確定,
		或可近似地根據 Newmark-Hall 阻尼係數比,

		以類似規範所提反應譜折減係數(此處為放大
		徐數)之戡志,田 5%阻尼比弹住汉感福汉异。
4、	頁 77 表 2-33 中採英尺單位,建議加註公	表 2-33 摘自參考文獻,研究報告第二章
	尺單位;頁 100 中請說明 3.5 Ts 之由來;	開始已說明「本研究所摘自參考文獻之表格」
	頁 109" 可接受標準" 建議用" 容許標 	均注明資料來源,其內容均基於原文翻譯」。
	凖"。	頁 100 中請說明 3.5 Ts 之由來,請見報告第
		2.7.1.1~2.7.1.4 節。貞 109" 可接受標準" 改
		爲"性能標準容許值"。
5、	頁 2-29 各村里微分區表建議註明參照之	謝謝審查委員! 頁 2-29 各村里微分區
	年份,俾便未來若有更改時可對照;頁2-3	表,經由與國家地震工程研究中心求證,已
	第 2.2 節末建議加入"起造人得依其自身	註明依據 85 年行政區劃分。頁 2-3 第 2.2 節
	之需求,提高其建築物之耐震性能目標與	末已遵照加入條文中,以與解說呼應。頁 2-13
	性能標準";頁 2-13 第 2.12 節解說末建	第 2.12 節解說末也已遵照辦理。
	議加入至少含氣象局公佈之921 地震歷時	
	(放大或縮小),與 El Centro 等地震歷	
	時記錄。	
6,	頁 5-4 第 5.3.1.1 節 , 1.4 倍建議參照 94 年	本研究中,週期經驗公式不再採用 94 年
	規範修正。	規範之 Cu(具體內容詳見報告第 2.9 節與規範
		草案第 4.3.1 節),而採用 1.4 倍,此處僅與前
		面內容一致。
陳	技師正平	
1,	性能目標之最低標準建議應明確訂於規	規範草案已提供不同用途建築物之耐震
	範,以免工程師選用過低之標準。	設計性能目標與標準,並說明此乃最低要
		求,尚可根據業主需求提昇。詳見規範草案
		第 1.3 節與第 2.2 節。
2、	頁 3-6 表 3-1 結構系統韌性容量表中.不	謝謝審查委員!國內業界確實很少用到
	合國內習慣之構材建議刪除,例如:三夾	三夾版剪力嵌版牆,輕構造嵌版牆等,為避
	版剪力嵌版牆,輕構造嵌版牆等。	免一些臨時組合屋設計時可能有應用困擾,
		比照現行規範,暫不刪除。
3、	對設計施工有缺陷之結構,是否可以第七	針對新建建築物,耐震性能設計除了要
	章耐震性能評估之方式檢核?對接頭或	求設計滿足性能目標與性能標準以外,還強
	傳力路徑不順,混凝土強度不足至握裹有	調優良的施工品質保證以及後續之監測與維
	疑慮之結構處理方式,建議增加使用限	護。對於既有建築物之耐震性能評估,評估
	制。	前的實地調查(甚至包括非破壞檢測等)是不
		可忽略的工作。第七章並未區分耐震缺陷是
		設計缺陷還是施工缺陷,但經由評估原則(詳

見規範草案第 7.2 節)進行分析評估後,可以 了解該結構物是否滿足既定耐震性能目標, 例如:若施工中所用混凝土強度不達設計要 求,則於詳細耐震性能分析評估階段,經由 構材特性等確實模擬,由分析結果可以確定 該建築物是否滿足預期之性能目標,若不滿 足則需補強或限制使用,若仍能滿足性能目 標,即便是混凝土強度不達原設計要求,仍 沒有充分理由限制其使用。

## 參考書目

- Aschheim, M. and Black, E. F., [2000], "Yielding Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation", Earthquake Spectra, Vol. 16(2): 317-335.
- Aschheim, M.[2002] "Seismic design based on the yield displacement", Earthquake Spectra 2002; 18:581–600.
- ATC-40, [1996], Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- ATC-58, Development of Next-Generation Performance-based Seismic Design Procedures For New and Existing Buildings, The ATC-58 Project in Brief. http://www.atcouncil.org/atc-58.shtml.
- ATC-58-2, [2003] Preliminary Evaluation of Methods for Defining Performance. http://www.atcouncil.org/atc-58.shtml.
- Atkinson, G.M. [2004] · An Overview Of Developments In Seismic Hazard Analysis, 13wcee Keynote Speech.
- Bommer, J.J. and Elnashai, A. S., [1999], "Displacement Spectra for Seismic Design", J. of Earthquake Engineering, Vol. 3(1):1-32.
- Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. [2001a], "Drift Spectrum vs. Modal Analysis of Structural Response to Near-Fault Ground Motions", Earthquake Spectra, Vol.17(2):221-234.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K., [1999], Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, April.
- Colajanni, P., [1999], "Braced Frames with Hysteretic Dissipative Devices: Seismic Response and Design Criteria", J. Earthquake Engineering, Vol.3(1): 33-57.
- Court, A. B. and Kowalsky, M. J., [1998], "Performance-Based Engineering of Buildings – A Displacement Design Approach", T109-1, SEWC'98, Edit by N.K. Srivastava, July 19-23, 1998, San Francisco, USA.
- Fajfar, P., [1999], "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28: 979-993.
- Fajfar, P., [2000], "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol.16(3): 573-592.

- FEMA 356, [2000], Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. USA.
- FEMA 273, [1997], NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington, DC, USA.
- FEMA 350, [2000], Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 368, [2000], NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, DC, USA.
- FEMA 440 (camera ready draft), [2004], Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 450, [2003] , NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, DC, USA.
- Freeman SA, Nicoletti JP, Tyrell JV. Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. In: Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley: EERI, 1975:113-122.
- Freeman, S. A., [1998], "Development and Use of Capacity Spectrum Method", Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, EERI, Oakland, California, USA.
- Goel, R and Chopra, A.K., [2005], "Response to B. Maison's Discussion of "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 21(1), pp277-279, EERI.
- Goel, R and Chopra, A.K., [2004], "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analysis: SAC Buildings", Earthquake Spectra, Vol.20(1):225-254.
- Gulkan, P. and Sozen, M. A., [1974], "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", Journal of The American Concrete Inst. Vol. 71(12):604-10.
- Gupta, A. and Krawinkler, H., [2000], "Estimation of Seismic Drift Demands for

Frame Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29:1287-1305.

- Heidebrecht, A. [2004] "Code Development Issues Arising From The Preparation Of The Seismic Provisions Of The National Building Code Of Canada", 13WCEE, Vancouver, Canada, Aug.1~6.
- IBC 2000, [2000], International Building Code 2000, International Code Council (ICC, 包括 BOCA, ICBO and SBCCI), CA, USA.
- IBC 2003, [2003], International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA.
- INA,(原名 PIANC) [2001], Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
- Iwan, W. D., and Gates, N. C., [1979], "Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 105(EM3): 391-405.
- JSCA, [2000], 『応答制御構造設計法』, 日本建築構造技術者協會編, 彰國社。
- King, A. and Shelton, R. [2004], "New Zealand Advances In Performance-Based Seismic Design", 13WCEE, Vancouver, Canada, Aug.1~6.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. and MacRae G. A., [1994], Displacement-Based Design, A Methodology for Seismic Design Applied to single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures. Report No. SSRP-94/16. Structural Systems Research, University of California, San Diego, La Jolla, California.
- Krawinkler, H. and Nassar, A. A., [1992], "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, eds (P. Fajfar and H. Krawinkler):23-40, Elsevier Applied Science.
- Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E. and Freeman S. A., [1993], "The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake", National Earthquake Conference, Memphis.
- Meek, J.L. and Xue, Q. [1998] A study on the instability problem for 3D-frames. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 158: 235-254.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J., [1982], Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.

- OES, [1995], Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, prepared by SEAOC, Sacramento, CA, USA
- Park, Y. J. and Ang, M., [1985], "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", J. Struc. Eng. ASCE, Vol. 111(4): 722-739.
- Park, Y. J. and Ang, M., [1985], "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", J. Struc. Eng. ASCE, Vol. 111(4): 722-739.
- Priestley, M.J.N. and Calvi, G. M., [1997], "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment", Proceedings, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam.
- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J., [2000], "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings", Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33(4).
- Priestley, M.J.N., M.J. Kowalsky, G. Ranzo, G. Benzoni, [1996], "Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design for Multi-Degree of Freedom Systems", Proceedings, 65th Annual Convention, pp.47-66, SEAOC, October 1-6, Maui, Hawaii.
- Reinhorn, A. M., [1997], "Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations", Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and H. Krawinkler eds, pp. 277-287, Balkema, Rotterdam.
- Riddell, R. and Garcia, J. E., [2001], "Hysteretic Energy Spectrum and Damage Control ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.30:1791-1816.
- Riddell, R., Garcia, J. E. and Garces, E., [2002], "Inelastic Deformation Response of SDOF Systems Subjected to Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31:515-538.
- SEAOC, [1999], Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA.
- Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M., [1994], "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23: 507-521.
- Xue, Q. and Meek, J.L. [2001] , Dynamic Response and Instability of Frame Structures, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 190/40-4, P. 5233-5242.

- 內政部營建署建築研究所編輯委員會,[1999],『建築物耐震設計規範及解說(內 政部台八十八內營字第八八七八四七三號函修訂)』,營建雜誌社,民國 88 年11月。
- 內政部營建署建築研究所編輯委員會,[2005],『建築物耐震設計規範及解說』, 營建雜誌社,民國94年3月。
- 吳嘉偉、薛強,三維 RC 建築物之位移法耐震性能設計範例探討,中華民國第 七屆結構工程研討會,桃園大溪,2004 年 8 月 22~24 日。
- 宋裕祺與蔡益超,[2004],「橋樑結構性能耐震設計」,結構工程,第十九卷第 一期,pp.41~73,民國93年3月。
- 姚昭智、邱瑜燕、許茂雄,「RC 結構物基本振動週期之分析」,『結構工程』, 第十六卷,第一期:3~12,民國九十年三月。
- 國土交通省住宅建築指導課、日本建築主事會議、財團法人日本建築センター、 國土交通省建築研究所,[2001a],『2001 年版建築物の構造關係技術基準 解説書』,平成13年3月。
- 國土交通省住宅建築指導課、國土交通省建築研究所、財團法人日本建築セン ター、社團法人建築研究振興協會,[2001b],『2001 年版界限耐力計算法 の計算例とその解説書』,平成13年3月。
- 張國鎮、蔡益超、宋裕祺、劉光晏等[2004],鐵路橋樑耐震設計規範修訂草案 之研究,交通部高速鐵路工程局。
- 葉祥海、呂良正、楊永斌、黃仲偉、劉醇宇、周俊杰、李肇豪, [2000],『以 微震量測探討鋼筋混凝土構造建築物之基本振動週期』,內政部建築研究 所 MOISA32090,2000 年 12 月。
- 廖文義、羅俊雄與邱世彬[2003],「位移設計法與位移反應譜分析」,結構工程, 第十八卷第三期,pp.59-75.
- 蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙,[2003]「實尺寸含挫屈 束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗:位移導向耐震設計與性 能評估」,鋼與混凝土複合構造國際研討會,國家地震工程研究中心,中 華民國九十二年十月七至八日。(Tsai, K.C., Weng, Y.T., Lin, M.L., Chen, C.H. Chen, Lai, J.W. and Hsiao, B.C., "Pseudo Dynamic Tests of a Full Scale CFT-BRB Composite Frame: Displacement Based Seismic Design and Performance Evaluations", Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions).

蔡益超,[2004],個人訪談。

鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光,[2004], 『耐震性能設

計規範研究(一)』,國家地震工程研究中心 NCREE-04-015。

- 蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希, [2004],『建築物耐震性能設計規範架構之研究』,內政部建築研究所 093301070000G3015,2004年12月。
- 蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁,[2002] 『建築 物耐震性能設計法之性能目標與相關項目研究』,內政部建築研究所 MOIS912023,2002年12月。
- 薛強,[2002],『地震工程性能設計法之應用(一)—單自由度橋柱及建築物之耐 震性能評析與設計』,財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06,民國91年8月,台北。
- 薛強、吳嘉偉,[2004],「以結構變位、韌性與強度為設計標的之直接位移設計 法」,『結構工程』,第十九卷,第四期:69-85,民國九十三年十二月。
- 羅俊雄、黃詠瑞,[2002],『台灣地區地震危害度分析—考慮多地表運動參數』, 國家地震工程研究中心研究報告編號 NCREE-02-032。
- 羅俊雄、簡文郁,[2005],個人提供。