

# 第一章、緒論

## 1.1 前言

台灣、日本和美國西部同在環太平洋之地震帶上，大小地震發生頻繁。唯台灣幅員小，相對的使得大都會區發生強震之次數很少，耐震設計受到考驗之機會不多。相較下，美日因幅員大，發生地震次數多，累積之經驗使得其耐震設計規範及程序不斷改進。因此對台灣而言，與美日之耐震設計比較實為評估國內耐震設計之有效途徑之一。

一般對不同地區耐震設計之比較多以耐震規範條文比較為主，依此可討論設計地震震度及地震力，其中建築物所在之震區、結構系統、用途、結構基本週期、基礎土層、及重量都可影響到規範中之設計地震力。然而這些重要參數因各地區耐震理念及國情之不同而有相當的差異，導致不易直接比較設計地震力之大小。一般而言，規範中之地震力係數之最大值：台灣為0.15( $K=1.0$ )，美國U B C (文獻1)約為0.14( $R_w=8$ )，日本為0.2以上。除此之外，規範中許多規定如最大層間變位的限制，勁度偏心和韌性設計等因素，皆可大幅增高所設計之結構所實際能承受的地震力，而使得直接比較設計地震力條文不能反應出真正的耐震能力。

除了設計地震力外，設計程序和設計實務亦為影響設計結果的重要因素。美國 U B C 和台灣皆採一階段的彈性設計，美國 NEHRP(文獻2)則採一階段極限設計，日本則採兩階段設計：彈性設計確保結構物在中度地震下不受損，極限設計則確保在強烈地震下結構物有充份的樓層極限剪力；此種兩階段設計被視為較完善的設計程序(文獻3，汪家銘)。設計實務亦即是工程界結構設計的習慣，對耐震設計結果亦有重大的影響。例如因為日本社會對震災嚴重性的認知使得工程師在整個建築之規劃和設計上較能發揮影響力而採用耐震性能較佳的結構系統，其重視設計流程亦相當程度的減少設計錯誤。

本文擬對中美日三國建築結構耐震設計作有系統的整理以提供國內各界這方面的基本研究資料，以便於擷取歐美地震災害之經驗及有助於決定國內未來耐震設計的方向。

本文所提到之中國或台灣皆代表中華民國之台灣地區。

## 1.2 文獻回顧

關於中美日三國規範研究的相關文獻，主要可分為三類，第一類是關於規範條文的解說研究，第二類是三國規範條文的比較研究，第三類是三國規範實務應用比較的研究。

在規範條文的解說研究上，在國外方面，關於地震力條文背景之研究有很多，1991年汪家銘(文獻4)以單自由度之理想結構反應來解說地震力條文可為代表，其主要精神為將地震力折減係數簡化為數個因子相乘，以在各種情況下對地震力折減係數加以研究。在台灣方面，1978年邱昌平等(文獻5)對建築技術規則耐震設計條文提出全盤修訂建議，取美國UBC 1976(文獻6)之規定為主要參考資料，並就日本新耐震設計法(文獻7)及美國ATC-3(文獻8)提出適用者引入建築技術規則(文獻9)。文中並對各國規範作比較探討。其結果導致1982年之建築技術規則修訂。1995年蔡益超等(文獻10)完成了建築技術規則有關地震力條文的修定研究，率先將地震力折減因子分離為超額強度因子、起始降伏係數及系統折減係數三者相乘，其結果亦導致建築技術規則相關條文之修改。

在三國規範的比較研究上，1992年屠志剛等(文獻11,12)完成了房屋及橋梁耐震設計規範條文規定的比較。1995年陳生金及鄭藝(文獻13)針對三國的設計地震力進行比較。

在三國規範實務應用比較研究上，目前為止，美日成立了促進建築結構設計及建造實務研討會(文獻14,15,16,17)，針對美日耐震實務進行比較討論。

### 1.3 研究動機與目的

經由規範，程序和實務的討論雖可對不同地區之耐震設計有原則上的了解，然而欲真正了解耐震設計之不同，唯有依各國的實際情況設計出各類型的結構，並比較其設計的條件、結果，並評估其在地震下之耐震行為，方能真正了解其不同。

1994美國北嶺大地震和1995日本阪神大地震皆引起重大的生命財產損失。國內最近亦進入地震活躍期，產官學各界也因此對美日之災後之報導甚為重視，希望能由此得到借鑑，然而如何去解讀和進一步應用這些震災資料，有賴於對三國耐震設計的深入了解，方能擷取適用的經驗。本研究期望能提供國內這部分的基本研究。

各國耐震工程及理念皆是先有實際需求和應用，再依各國本土之政治、經濟和社會條件及過往震災之經驗逐漸演化而成，雖然相通之處甚多但亦有顯著不同之處。了解這些異同之處將可助國內設定合乎自己需求的未來耐震工程及規範之方向。

#### 1.4 研究方法與步驟

研究的方法，首先收集國內外有關之文獻，比較各國規範和程序的不同，而後將依各地情形設計出各類建築物的實例。經由這些實例的比較來評估各國耐震設計的結果。以下為主要研究步驟：

##### 1.4.1 各國耐震設計之演進

本研究將比較中美日耐震設計之演進過程。其結果除了了解耐震設計之差異及其緣由外，並可有助於了解在大地震下各不同時期建造之結構物之反應作為防災或補強的基本資料。

### (1) 美國

耐震設計規範主要由民間機構主導。目前主要有五種規範如下

1. BOCA/Basic Building Code (文獻18)
2. The National Building Code (文獻19)
3. The Standard Building Code (文獻20)
4. Uniform Building Code(UBC) (文獻1)
5. National Earthquake Harzards Reduction Reduction Programs (NEHRP) Seismic Regulations for New Building (文獻2)

其中以U B C和NEHRP最廣為採用。1927年U B C首先提出耐震設計條文。經1961引入韌性設計，1973加入土質效應，1988以力折減係數 $R_w$ 重新定義規範之地震力。美國地震最頻繁之加州大多採用UBC為規範，故本研究將以UBC為主。

### (2) 日本

耐震設計規範主要由官方主導，1895年首先有木造建築之耐震規範。1924規範採0.1地震力，1950規範採0.2為短期地震力。1981規範採兩階段設計，其地震力分別為一

階段(彈性)之0.2和二階段(韌性)之0.25以上，而為最詳細和嚴格的規範之一。

### (3) 台灣

耐震設計規範由政府主導，在1974年（民63）以前基本上最採規範的理念，1974年後之規範修正採用U B C之韌性設計之觀念，1982年增加了用途係數和修改震區範圍，1989年台北地區採用長週期的地震係數。目前蔡益超教授研擬的新耐震條文除了加入土質效應外，地震係數之大小及求法將大幅調整。

#### 1.4.2 設計地震及地震力

本研究將依規範探討其設計地震及地震力大小，以了解其設計的背景。美日之設計地震皆以475年回歸期之最大地震即0.4G最大地表加速度為準，台灣地區之設計地震以往並無明確的界定，然最近的修訂將以0.33G為準。

本研究將針對地表加速度，正規化加速度譜，地震力折減係數，地震力係數和側向力分布等逐項比較。

#### 1.4.3 規範之重要規定

研究結構周期公式，層間變位，勁度偏心，垂直勁度變化等不同之規範限制，對耐震設計之影響。

#### 1.4.4 耐震設計程序與實例

本文將討論中美日各國之設計程序，對日本之例子並將詳細討論其外審制度。並將依照各國之設計程序及規範之規定設計出低中高三種高度之建築結構。此設計實例將用以驗證前述之規範比較及推論所得之結果，並將以非線性靜力和非線性動力分析來檢核其是否滿足耐震規範之預期耐震效果。

#### 1.4.5 結論與建議

針對研究結果，對國內目前耐震設計與規範提出建言；對目前建築結構之耐震性能提出評論；並對未來之耐震工程方向提出建議。

#### 1.5 研究報告內容

本研究報告共分為八章，除第一章前言外；第二章為中美日耐震設計規範之歷史、現況及耐震工程哲理之介紹；第三章為耐震設計規範之比較，除了比較地震力外，並比較影響設計之重要因素如周期、側向力分佈、扭矩與偏心、不規則結構、層間變位控制，及動力分析；第四章介紹耐震設計流程與實例，其實例設計將依設計流程；第五章介紹本研究所採用的非線性分析；第六章為實例之比較結果，依設計地震力下之非線性分析結果來討論各國耐

震設計；第七章為美日下一世紀以性能為基準之耐震設計之介紹；第八章為依本研究之成果提出結論與建議。



## 第二章、中美日耐震設計規範

### 2.1 前言

#### 2.1.1 耐震規範之目的

美國加州結構工程師協會 (SEAOC) 於1990(文獻21)年提出的側力設計建議案中敘述：“地震側向力規定之目的在確保所設計之結構滿足以下三種需求；

(1) 服務性需求 (Serviceability Limit State)

結構物在弱震下，應保持在彈性限度內，且不應造成使用者不適感及非結構構件的損壞。

(2) 損壞性需求 (Damage Limit State)

結構物在中震下，不應有結構主要構件的損壞，但容許非結構構件的損壞。

(3) 極限性需求 (Ultimate Limit State)

結構物在強烈地震下，可發生結構主要及非結構構件的破壞，但建築物需有足夠的韌性消能能力使建築物不倒塌，以維護人命財產的安全。”

其它中日諸國之耐震工程界亦採相同之觀點，唯未必明定於其規範中。欲滿足前兩項需求，結構物需有足夠的勁度與強度，以防止樓層側移過大，並防止發生構件降伏，因性質近似，皆是避免結構主要構件受損，故一般規範常將(1)(2)項需求合併，亦稱之為服務性需求。若要滿

足極限性需求，則結構物需有足夠的韌性，以消散地震輸入的能量。耐震設計規範之目的即在於幫助工程師設計出平衡的結構物能滿足以上的需求。然而目前之規範並未提出嚴格的程序和檢核來確定上述之目標確實達到。

### 2.1.2 基本耐震設計概念

圖2-1表示實際結構簡化為單一自由度時，其結構受側力下之受力與變形關係圖，常被用於規範地震力之研究與解說。其基本條件為結構體設計完善，塑性分佈均勻且無局部性破壞的現象。 $C_{eu}$ 為在地震作用下，結構之彈性反應力係數。唯因結構在強烈地震下將進入降伏，故實際行為將如圖2-1之曲線所示。為了方便研究，此曲線被簡化為彈塑性反應曲線，其降伏點剪力為 $C_y$ ，降伏變位為 $\Delta_y$ 。此結構之設計地震力係數為 $C_w$ 。而起始降伏點為 $C_s$ 。一般亦有以此對應於樓層之受力與變形者。重要參數如下所述

(1) 韌性折減係數(Ductility Reduction Factor,  $R_\mu$ )

結構因韌性而能消散能量，因而彈性設計力係數能折減至降伏強度係數。

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y}$$

(2) 超額強度因子(Overstrength Stress Factor,  $\Omega$ )

結構保留強度存在於實際結構降伏係數與第一明顯降伏係數之間。

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s}$$

(3) 容許應力係數(Allowable Stress Factor,  $Y$ )用以代表材料設計規範之不同。

$$Y = \frac{C_s}{C_w}$$

(4) 韌性係數(Ductility Factor,  $\mu_s$ )代表結構物之韌性存在於最大樓層變位角與樓層降伏變位角之間。

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y}$$

其中  $C_{eu}$  : 彈性設計力係數

$C_y$  : 降伏強度係數

$C_s$  : 第一明顯降伏力係數

$C_w$  : 容許應力設計力係數

$\Delta_{\max}$  : 降伏強度係數對應的最大樓層變位角

$\Delta_y$  : 降伏強度係數對應的樓層變位角

## 2.2 中美日耐震設計規範之沿革

探討規範的沿革除了能了解耐震設計的演進過程，亦能對耐震設計最初的需求有一定的認識。由認識三國規範發展的過程，及其中發生過的重大變革，對將來耐震規範的走向便有軌跡可以依循而不致產生偏差。

### 2.2.1 台灣耐震設計規範

依內政部公佈之建築技術規則，其沿革如下：

民國34年2月26日：內政部公佈建築技術規則並無詳細規定，僅於結構強度章中，第240條規定，建築物除應計算本身重量樓板重及風雪壓力外，並應將其他可能有之外力一併計算。台灣地區僅依行政命令，採地震係數為0.1，地質及構造影響係數為0.7~1.2，房屋高度超過 16公尺部份增大地震係數，每 4公尺，地震係數增加0.01。

民國63年2月15日：內政部公佈建築技術規則建築構造篇第五節地震力規定，大致參照SEAOC-1959，地震力 $V=KCW$ ，其中K為組構係數，C為地震係數，W為結構重。

民國71年6月：內政部公佈建築技術規則建築構造篇第五節地震力規定，大致參照UBC-1976，但將土壤係數(S)取上限值與震力係數(C)合併為震力係數(C)， $V=ZKCIW$ ，其中Z為震區係數，I為用途係數。

民國79年3月：修訂台北盆地之震力係數(C)以考慮長週期的地震輸入。

民國84年：蔡益超等完成了建築技術規則有關地震力條文的修定研究率先將地震力折減因子分離為超額強度因子，起始降伏係數 $\alpha_y$ 及系統折減係數 $F_u$ 三者相乘， $V = \frac{ZICW}{1.4\alpha_y F_u}$ 。

### 2.2.2 美國耐震設計規範

美國為聯邦國家，各地區對耐震規範可自行規定，但位於西海岸的加州為地震發生較頻繁的地區，故耐震規範主要由加州主導，加州結構工程師協會(SEOAC)之地震學會不定期對耐震規範提出建議-側向力要求之建議與解說，(又稱Blue Book)，一般皆成為UBC之耐震規範條文。其沿革如下：

- 1906年:舊金山大地震後，以 30 psf (146 Kg/m<sup>2</sup>) 之風力作為耐風與耐震的規定。
- 1927年:統一建築規範(UBC)誕生，在附錄中以一節規定地震力，取地震力係數為 0.075 ~ 0.1 。
- 1935年:UBC規範對較佳土層(土壤承载力大於2000psf)採地震力係數為 0.08 ，對軟弱土層則取 0.16 。
- 1959年:SEAOC提出第一版之耐震設計規範建議。  
 $V=KCW$ 。
- 1961年:UBC採用SEAOC-1959規範之規定，但加上震區係數Z。 $V=ZKCW$ 。
- 1971年:ACI 318-71加入耐震設計規定。ATC(Applied Technology Council)成立，為加州結構工程師協會贊助下成立的組織。
- 1974年:SEAOC修定； $V=ZKCISW$ 。
- 1976年:UBC與SEAOC-1974相似。
- 1977年: ATC 3-06發表。

1982年:ANSI A58.1(美國國家標準)參考UBC-1979與ATC 3-06而制定。

1985年:NEHRP(National Earthquake Hazards Reduction Program)為ATC 3-06發表後的修定版本。

1988年:SEAOC 修定  $V = \frac{ZICW}{R_w}$  ;  $C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$ 。

1991年:UBC與SEAOC-1988相似。

### 2.2.3 日本耐震設計規範

日本位於地震發生較頻繁的地區，其耐震規範主要由官方與學界主導產生。其沿革如下：

1924年:「市街地建築物法」規定設計震度取  $k=0.1$  為日本最早的耐震規範。

1931年:日本土木學會之混凝土標準示方書規定RC構造之耐震設計要點，限制地震區房屋高度應在31公尺以下。

1933年:日本建築學會出版鋼筋混凝土設計規範，採用武藤清所提剛架在水平地震作用下之分析方法。

1947年:日本建築學會規格JES 3001號，將震度提高至  $k=0.2$ ，同時將短期時之容許應力提高。

1950年:日本公佈建築基準法，取  $k=0.2$ ，房屋高度超過 16公尺部份增大震度  $k$ ，每 4公尺， $k$

增加0.01，軟土地基  $k$ 取0.3，屋頂突出物  $k$ 取0.3。

1952年：建設省通告採  $k=0.2$ ，且規定  $C_1C_2 \geq 0.5$ ，其中  $C_1$ 為地震分區，其值為0.8，0.9，1.0； $C_2$ 為地基折減係數。

1963年：建築基準法修正公佈，高度之限制廢除。

1967年：高層建築技術指針提出，適用於高度超過45公尺的房屋，採用反應譜動力設計法。

1977年：建設省提出「新耐震設計法」。

1981年：新耐震設計法於 6月開始生效。

1988年：日本建築學會編輯發行，建設省住宅建築指導課監修之「構造計算指針，同解說」出版。

#### 2.2.4 綜合討論

由耐震規範演進的歷史可見，美日等國因地震頻繁，每次嚴重震災後經由研究過去耐震設計之缺失，導致耐震設計規範的不斷改進。近年來由於交通和資訊的便利，各國之地震工程學界互相交流，導致各國規範互相影響。例如美日地震工程界之定期舉辦耐震工程實務會議，現亦同步發展下一世紀的效能取向之耐震規範即為一例。

台灣因幅員較小，強烈地震較少發生，故經驗累積慢，歷次之耐震規範改進多由政府和學界主導，主要是反應地震工程學已成熟的發現。也因為本土地震工程資料不足，造成歷次之耐震規範改進，主要是擷取美日之經驗和

規範。近年來由於地震工程研究日益發展，各種資料日益充分，如氣象局之台灣地動強震網在全台之重要建物和橋梁等裝設強震儀，假以時日定可累積本土之經驗與資料。

然而耐震規範無法全面移植，因為有關地震震區的分佈，耐震設計目標地震的設定，都與各地之自然地理條件和社會人情有密切的關係。對美日合宜的耐震目標層次對其它國家不見得合宜，就算是對技術層次的問題，如建物之周期公式，亦將因各國之設計施工不同而不同。

### 2.3 台灣建築技術規則

我國建築技術規則建築構造篇第五節規定耐震設計條款，其規定如下

#### (1) 最小總橫力(V)

$$V=ZKCIW$$

其中

Z:震區係數(1.0, 0.8, 0.6)

K:組構係數(0.67, 1.0, 1.33)

C:震力係數

(台北盆地:  $C = \frac{0.248}{T}$  ; 小於0.15, 大於0.0625)

(其他地區:  $C = \frac{1}{8\sqrt{T}}$  ; 小於0.15)

(其中 T:基本振動周期)

I:用途係數(1.0, 1.25, 1.5)

W:結構物自重



## (2) 基本振動周期(T)

$$T = 0.085(hn)^{3/4} \quad \text{鋼結構}$$

$$T = 0.060(hn)^{3/4} \quad \text{混凝土結構}$$

$$T = \frac{0.09hn}{\sqrt{D}} \quad \text{其它}$$

hn：結構物高度 ( m )

D：平行橫力方向構造物之尺度 ( m )

若依其它方法所得之 T 不得大於上式之 1.4 倍

## (3) 橫力之豎向分配

頂層外加集中橫力 Ft

若基本振動周期小於 0.7 秒，可視為零

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

其餘各層

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

其中

Fx = 第x層之側向力

Wx = 第x層建築物之重量

hx = 第x層至基面的高度

## (4) 扭矩

偏心扭矩(Mt)：因質心與勁度中心之偏心引起。

意外扭矩(Mta)：樓層剪力與其垂直方向尺度  $\frac{5}{100}$  所構成。

(5) 相對側向位移

每一樓層與其上下鄰層之相對側向位移不得超過該樓層高度 $\frac{5}{1000}$ 。此相對側向位移係由橫力作用所生樓層側向位移乘以 $\frac{1}{K}$ ，但 $\frac{1}{K}$ 不得小於 1.0。

(6) 建築物之間隔

應各留至少為各該構造物高度 $\frac{15}{1000}$ ，且不得小於 15 cm。

(7) 動力分析

對於較高層或不規則之建築物，並未強制規定需進行動力分析。

## 2.4 台灣新擬耐震設計規範

我國新擬耐震設計規範，其規定如下

(1) 最小總橫力(V)為下兩式中取大值

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

$$V = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W$$

其中

Z: 震區水平加速度係數

(0.33, 0.28, 0.23, 0.18)。

C: 工址正規化加速度反應譜係數( $\geq 1.0$ )。

I: 用途係數(1.0, 1.25, 1.5)。

W: 建築物全部靜載重。

$\alpha_y$ : 起始降伏地震力放大倍數(RC:1.5, 鋼骨:1.2)。

$F_u$ : 結構系統地震力折減係數。

$(\frac{C}{F_u})_m$ : 修正之加速度反應譜係數, 其值小於1。

### (2) 基本振動周期(T)

$$T = 0.085hn^{3/4} \quad \text{鋼抗彎構架}$$

$$T = 0.070hn^{3/4} \quad \text{混凝土抗彎構架等}$$

$$T = 0.050hn^{3/4} \quad \text{其它}$$

$$T = \frac{0.075}{\sqrt{Ac}} hn^{3/4} \quad \text{剪力牆}$$

hn: 結構物高度 (m)

若依其它方法所得之T不得大於上式之1.4倍

### (3) 橫力之豎向分配

頂層外加集中橫力  $F_t$

若基本振動周期小於0.7秒, 可視為零

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

其餘各層

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

其中

$F_x$  = 第x層之側向力

$W_x$  = 第x層建築物之重量

$h_x =$  第x層至基面的高度

#### (4) 扭矩

偏心扭矩(Mt):因質心與勁度中心之偏心引起。

意外扭矩(Mta):樓層剪力與其垂直方向尺度 $\frac{5}{100}$ 所構成。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  $A_x$  放大。

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2$$

其中

$\delta_{\max}$  =第X層最大層間位移。

$\delta_{\text{avg}}$  =第X層兩最外點層間位移之平均值。

$A_x$  值不必大於 3.0。

#### (5) 相對側向位移

在地震力  $V = \frac{ZIF_u}{4.5} \left( \frac{C}{Fu} \right)_m W$  作用下,每一樓層

與其上下鄰層之相對側向位移不得超過該樓層高度 $\frac{5}{1000}$ 。計算位移時應計及平移與扭轉位

移。

#### (6) 建築物之間隔

應各自留設計地震力作用下產生位移乘以  $0.6(1.4\alpha_y R_a)$ ，但若  $F_u \geq 2.5$  時，需以  $R_a^*$  取代，其計算需由  $F_u = 2.5$  反算  $R_a$ 。

#### (7) 動力分析

對於較高層或不規則之建築物，強制規定需進行動力分析，若進行多振態反應譜疊加法設計，所取之振態須使參與質量超過90%，且須進行基底總橫力之調整，對於規則結構，須調整至靜力分析之90%；對於不規則結構，須調整至靜力分析之100%；。

### 2.5 美國耐震設計規範(UBC)

#### (1) 最小總橫力(V)為下式

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \text{ , 但小於 } 2.75$$

但  $\frac{C}{R_w}$  不得小於0.075

其中

Z : 震區係數

(0.4 , 0.3 , 0.2 , 0.15 , 0.075)。

I : 用途係數(1.0 , 1.25)。

C : 工址正規化加速度反應譜係數。

S :土壤係數(1.0 , 1.2 , 1.5 , 2.0)

T :建築物基本振動周期

W :建築物全部靜載重。

Rw :結構系統折減係數(4~12)

## (2) 基本振動周期(T)

$$T = 0.035hn^{3/4} \quad \text{鋼抗彎構架}$$

$$T = 0.030hn^{3/4} \quad \text{混凝土抗彎構架等}$$

$$T = 0.020hn^{3/4} \quad \text{其它}$$

$$T = \frac{0.1}{\sqrt{Ac}} hn^{3/4} \quad \text{剪力牆}$$

hn : 結構物高度(ft)

若依其它方法所得之T不得大於上式之1.4倍

## (3) 橫力之豎向分配

頂層外加集中橫力 Ft

若基本振動周期小於0.7秒, 可視為零

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

其餘各層

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

其中

Fx = 第x層之側向力

Wx = 第x層建築物之重量

hx = 第x層至基面的高度

## (4) 扭矩

偏心扭矩(Mt):因質心與勁度中心之偏心引起。

意外扭矩(Mta):樓層剪力與其垂直方向尺度 $\frac{5}{100}$ 所構成。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 $A_x$ 放大。

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2$$

其中

$\delta_{\max}$  =第X層最大層間位移。

$\delta_{\text{avg}}$  =第X層兩最外點層間位移之平均值。

$A_x$  值不必大於 3.0。

#### (5) 相對側向位移

計算側向位移時應計及平移與扭轉位移。

當  $T < 0.7 \text{ sec}$        $\frac{\Delta}{h} \leq \frac{0.04}{R_w}$  或 0.005

當  $T \geq 0.7 \text{ sec}$        $\frac{\Delta}{h} \leq \frac{0.03}{R_w}$  或 0.004

當用設計地震力決定層間變位角時,所施加的設計地震力不受 $\frac{C}{R_w} = 0.075$ 下限值的限制,其

C值之決定亦不受結構周期最大為1.4倍法規周期的限制。

其中 T =建築物基本振動周期

$$\frac{\Delta}{h} = \text{層間變位角}$$

(6) 建築物之間隔

為設計地震力作用下所產生位移的  $\frac{3R_w}{8}$  倍

(7) 動力分析

對於較高層或不規則之建築物，強制規定需進行動力分析，若進行多振態反應譜疊加法設計，所取之振態須使參與質量超過90%，且須進行基底總橫力之調整，對於規則結構，須調整至靜力分析之90%；對於不規則結構，須調整至靜力分析之100%。

## 2.6 日本耐震設計規範

### 2.6.1 簡介

日本耐震設計規範是於西元1981年所頒佈實施的「新耐震設計法」，其特色是採取兩階段的設計程序，主要的精神在於將耐震的安全需求，界定為維持人命財產的安全與建築物機能的維持。因而對於發生次數較多的中小地震，必須滿足建築物機能的維持；對於極少發生的大地震，則要求需維持人命財產的安全。因此採兩階段的設計程序。

#### (一) 兩階段



(1) 以發生頻率較高的中小地震為對象，其耐震設計的階段稱為一次設計，即容許應力設計(彈性設計)，此處所指的中小地震是地表水平最大加速度為 80~100 gal 的地震。所對應的設計地震力為：

$$Q_0 = C_0 Z R_t W = 0.2 Z R_t W$$

其中

$Q_0$  = 底層的設計地震橫力

$C_0$  = 標準剪斷力(橫力)係數(一次設計時， $C_0=0.2$ )

$Z$  = 震區係數

$R_t$  = 振動特性係數

故  $Z R_t$  即代表地震的彈性設計反應譜

此時要求建築物的層間變位角不得超過  $\frac{1}{200}$ 。如果在層間位移增加對非結構構材不產生嚴重破壞的話，此值可增至  $\frac{1}{120}$ 。

(2) 以極少發生大地震為對象，其耐震設計的階段稱為二次設計，即彈塑性設計，此處所指的大地震是地表水平最大加速度為 300~400 gal 的地震。設計時每層之保有水平耐力必須大於規定之必要保有水平耐力。必要保有水平耐力以下式計算：

$$Q_{un} = D_S F_{es} Q_{ud}$$

其中

$Q_{un}$  = 必要保有水平耐力。

$D_s$  = 為各層的結構特性係數，考慮建築物之阻尼及各層之韌性所定的值。

$F_{es}$  = 表示各層的形狀特性，由各層之剛性率及偏心率所定之值。 $(1.0 < F_{es} < 2.25)$ ，視建築物平面上及立面上的抗橫力系統安排而定的必要保有水平耐力之比例增加係數。

$Q_{ud}$  = 設計地震力作用下，各層所要求之標準層剪力。

## 2.6.2 日本新耐震設計法條文摘要

日本新耐震設計法適用於高度60公尺以下的建築物

### (1) 層剪力的規定

$$Q_i = C_i \sum_{i=1}^N W_i$$

其中

$Q_i$  = 第*i*層的設計地震層剪力

$W_i$  = 第*i*層重量

$C_i$  = 第*i*層的層剪力係數，依下式計算

$$C_i = ZR_t A_i C_0$$

其中

$Z$  = 地域係數(1.0, 0.9, 0.8, 0.7)

$R_t$  = 振動特性係數，與建築物基本振動周期及地盤種類有關，以下列式計算

$$T < T_c \quad R_t = 1$$

$$T_C \leq T < 2T_C \quad R_i = 1 - 0.2 \left[ \frac{T}{T_C} - 1 \right]^2$$

$$2T_C \leq T \quad R_i = \frac{1.6T_C}{T}$$

其中 堅硬地盤  $T_C = 0.4$  , 普通地盤  $T_C = 0.6$

軟弱地盤  $T_C = 0.8$  ,  $T$ =建築物基本周期

$A_i$  為層剪力分配係數

$C_0$  為標準層剪力係數(一次設計,  $C_0 = 0.2$  ;  
二次設計,  $C_0 = 1.0$ )

(2) 建築物基本振動周期( $T$ , 秒)

$$T = H (0.02 + 0.01 \alpha)$$

其中

$H$  : 建築物高度 (m)

$\alpha$  : 鋼骨造樓層之合計高度與  $H$  之比

對 R C 結構  $\alpha = 0$   $T = 0.02H$

對鋼結構  $\alpha = 1$   $T = 0.03H$

(3) 橫力之豎向分配

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

其中  $A_i$  為層剪力分配係數

$\alpha_i$  為建築物內鋼構造形式之樓層數與全部樓層數之比例, 以下式計算。

$$\alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^N W_i}{W}$$

#### (4) 必要保有水平耐力

設計時每層之保有水平耐力(亦即極限層間剪力)必須大於規定之必要保有水平耐力。必要保有水平耐力以下式計算：

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

其中

$Q_{un}$  = 必要保有水平耐力。

$D_s$  = 為各層的結構特性係數，考慮建築物之阻尼及各層之韌性所定的值。

$F_{es}$  = 表示各層的形狀特性，由各層之剛性率及偏心率所定之值。(1.0 <  $F_{es}$  < 2.25)，視建築物平面上及立面上的抗橫力系統安排而定的必要保有水平耐力之比例增加係數。

$$F_{es} = F_e F_s$$

其中

$F_e$  : 偏心率對應係數

$F_s$  : 剛性率對應係數

$Q_{ud}$  = 設計地震力作用下，各層所要求之標準層剪力。

#### (5) 偏心

以偏心率(Re)考慮平面扭轉的不規則性

$$R_e = \frac{e}{r_e}$$

其中

$e$ =各樓板質心與剛心的距離。

$r_e$ =該層扭轉勁度與平移勁度比值的平方根。

若  $R_e < 0.15$   $F_e = 1.0$

若  $R_e > 0.3$   $F_e = 1.5$

若  $R_e$  介於 0.15 與 0.3 間，則以線性內插計算  $F_e$

#### (6) 立面勁度分佈

以剛性率( $R_s$ )考慮立面勁度的不規則性

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

其中

$r_s$ =該層層間變位角的倒數。

$\bar{r}_s$ =各層  $r_s$  的平均值。

若  $R_s > 0.6$   $F_s = 1.0$

若  $R_s < 0.3$   $F_s = 1.5$

若  $R_s$  介於 0.3 與 0.6 間，則以線性內插計算  $F_s$

#### (7) 相對側向位移

一次設計時，建築物的層間變位角不得超過 $\frac{1}{200}$ 。如果在層間位移增加對非結構構材不產生嚴重破壞的話，此值可增至 $\frac{1}{120}$ 。

二次設計時，不檢查層間變位角。

#### (8) 動力分析

並未規定需進行動力分析。

### 2.6.3 日本高層建築設計

日本新耐震設計法只適用於高度60公尺以下的建築物，對於高度超過 60公尺的建築物之結構設計則須經由建設大臣，召集結構動力審查委員會，對高層建築進行兩階段的動力歷時分析的檢查。檢查所用的地震性質及結構物須滿足的條件如下所述，至於設計地震力並無特別規定，一般是採用日本建築學會所出之「高層建築技術指針」(文獻22)的建議，設計地震力係數( $C_B$ )， $C_B = \frac{0.18}{T} \sim \frac{0.36}{T}$ ，其中T為建築物之建議周期， $T = 0.12N$ ，式中 N為樓層數。

#### (1) 所使用的地震歷時記錄

高層結構特審須以非線性動力歷時分析檢查結構物是否合格。對結構非線性歷時分析而言，所選用的地震歷時記錄，是影響歷時分析結果很重要的因素。在高層結構特審時，常選用三種類型的地震波，第一類是知名的地震記

錄，如TAFT(EW)、EL CENTRO(NS)等；第二類是當地的地震記錄，例如東京地區常用Tokyo-101(NS)等；第三類則是較長周期的地震記錄，如HACHINOHE(NS)、(EW)等。一般是以上述地震之 $25 \frac{cm}{sec}$ 和 $50 \frac{cm}{sec}$ 作為動力分析之輸入。唯雖地區之不同亦有採用其它值。

### (2) 第一階段

在此一階段，一般須以最大速度為  $25 \frac{cm}{sec}$  的地震記錄為動力歷時分析之輸入。此時要求建築物保持在彈性限度內，且樓層最大層間變位角不得超過  $\frac{5}{1000}$ 。

### (3) 第二階段

在此一階段，一般須以最大速度為  $50 \frac{cm}{sec}$  的地震記錄為動力歷時分析之輸入。此時要求建築物樓層最大層間變位角不得超過  $\frac{1}{100}$ ，且樓層進入塑性的程度不得過高，其要求是塑性率小於 2。塑性率(PR)， $PR = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$

其中

$\Delta_{max}$  : 樓層降伏強度所對應的最大樓層變位角。

$\Delta_y$  : 樓層降伏強度所對應的樓層變位角。

## 2.7 耐震設計規範之綜合討論

### 2.7.1 規範演進的動力

耐震規範演進之背後動力大約可分為以下三種

(1) 知識之進步：由震災之經驗以改進以往對耐震設計的缺失。

(2) 新科技的發展：由於新的材料、技術和新的建築方式，現存之規範無法適用，必須增改規範，例如隔震和超高層建築引起規範的增訂。

(3) 社會進步：由於社會民生日益富裕，民眾對於生命財產的保障需求提高，另外現代社會各部門互相依賴。地震災害易引起全面的危機，如美國北嶺地震，少數橋梁之倒塌引起區域性的交通危機。這類對現代社會安定特別重要的結構物耐震需求必需提高，亦終將反應於規範中。

### 2.7.2 規範之改革現況

耐震規範由早期的簡單地震力係數，隨著地震災害經驗之累積，規範開始對不同的情況作出更明確之規定，導致規範條文日增，各條文互相牽連，使的規範日趨複雜。為了瞭解規範對於耐震設計之真正影響及如何改進規範以得到更好的耐震設計，規範之研究已開始引起政府、學界和工程界的注意。目前美國、日本所進行的幾個大規模的規範研究，如NEHRP之建築耐震規範始自1977年之ATC-3.06，至今以快20年，是由美國政府之聯邦救災總署(FEMA)支持之長期研究。另外，美國加州結構工程師協會自數年



前即推動之(Vision 2000)公元2000年展望之效能取向地震工程，將對目前之規範作本質的改變。日本亦有相對應之研究。

## 2.8 耐震工程之理念

耐震工程乃是一門實用領先於理論的學門。早在人類對地震工程有足夠的了解之前，就在地震後的災區中試圖建立較以往更為耐震的結構。在不知不覺間，不同國家發展出不甚一致的理念，而理念也反應於耐震設計的方向。

日本地狹人稠，全國都在地震最活躍之環太平洋地帶，歷次的重大震災使得政府與民間都重視耐震設計。日本之耐震係數始自0.1，但後來考慮短期載重而調高為0.2，而後就一直以強度設計為主，雖然後來發展出韌性設計之保有水平耐力檢核，但因其設計地震力高，地震下結構之韌性需求相對不高，而不需有昂貴的接頭設計。又因設計規範一向由政府與學界主導，再加上日人注重細節之性格，故耐震設計之二階段設計目標明確、設計流程詳細、政府要求之嚴格高層結構外審，造成全國一致的設計理念。

美國則只有加州等少數地區地震較嚴重，其地震係數也始自0.1左右，但其耐震規範以往主要由工程界主導而有

數個規範同時存在、自由競爭，在商業氣氛下之成本考量，使得地震係數不易有大幅的改變，而一直保持在0.1左右，但在高樓結構發展下，以較低地震力設計之結構其變形甚大而需有較高之韌性，如此導致了昂貴之高韌性設計需要及較嚴格之層間變位控制以減少非結構體的破壞。

綜合言之，日本因地震災害對國家社會的影響相對的鉅大，傾向採高地震設計力之強度設計，減少了韌性和層間變位限制的需求，也因由民族性和政府之參與，導致了詳細和目標明確之設計流程，而有較一致的耐震設計。美國因地震對整體國家社會之影響僅為局部，且社會上商業競爭之成本考慮下，傾向於採用了較低的設計地震力，由此導致了強震下高韌性的需求、注重韌性設計和嚴格的層間變位的限制。而各種不同之規範和無明確的設計流程，給與工程師和政府官員較大之耐震設計彈性，導致設計之品質較不易齊一，耐震設計之品質有賴於良好的工程師水準。

## 2.9 台灣之耐震理念

台灣地區之設計地震力介於日、美之間，但規範採用了許多美國UBC之精神而強調韌性設計，如能提高施工與設

計的品質，其設計之耐震性應在美國之上。然而有關台灣之耐震設計之理念為何？鮮見產官學界之明白討論。

比較各國之耐震設計策略及理念時，需謹記耐震策略及理念並不在於分出好壞或對錯，而是著重於是否適宜。舉例來說，隨著台灣經濟之發展，社會與人民對於建築物之要求也隨著改變，由早期之只求擁有，到注重生命安全，進步到要求財產之保障及機能之維持(如醫院、電信中心等)，而耐震策略和理念也應隨著而適時加以重新界定。

耐震工程之理念，過去主要都以工程技術和設計主導以人身安全為目標。目前美日歐正對下一世紀之耐震工程理念，在作根本上之探討，由經濟成本的原則，確立結構物在各種地震強度下之表現標準，並以精密分析確實保證其耐震反應。在此時，台灣耐震工程理念應該如何因應下一世紀之挑戰，應是各界深思的議題。

## 第三章、耐震設計規範之比較

### 3.1 前言

耐震規範之重要規定除了有設計地震力外，其它如結構物周期、側向力分布、扭矩與偏心、勁度分布、層間變位控制、動力分析等規定，皆會影響設計結構物之耐震能力，以下將逐項討論之。

### 3.2 中、美、日設計地震力之比較

耐震規範地震力之研究，主要可分為三部分：（1）依地質情況決定正規化的加速度反應譜（2）依各地區地震之危害度決定設計之地表加速度，一般以475年回歸之地震地表加速度為基準（3）地震力折減係數  $R$  或  $R_w$ 。上述中（1）（2）項與各國地理情況相關，其乘積為彈性地震設計力。第3項之地震力折減因子乃為彈性地震力與設計地震力之比值，真正代表各規範之設計地震力的嚴格程度。以下為美日及我國新規範之地震力比較。

#### 3.2.1 正規化加速度反應譜(C)

圖3-1、3-2、3-3為美日中各國採用之正規化加速度反應譜，其基本上都是依各土壤情況而分類。美國之加速

度反應譜放大倍數採2.75，而日本、台灣主要採2.5倍。台灣新規範之土壤 S 1、S 2、S 3之曲線基本上與美相似，日本之曲線較美有周期較長而值較大的趨勢。另外美日為了簡化，故在短週期均採最高值之放大倍數。台灣目前之規範並未明白宣示其正規化加速度反應譜。而台灣新擬規範之正規化反應譜除台北市有特定的長周期反應譜外，其餘三類反應譜大抵與美國耐震規範同。

### 3.2.2 震區之地表加速度

美UBC之震區係數為其475年回歸地震之地表加速度0.4g、0.3g、0.2g和0.1g。日本國內之震區係數為1、0.9、0.8三種，其相對應之地表加速度為0.4g、0.36g和0.32g。台灣目前規定未明言其相對應之較大地震地表加速度。但台灣新規範之地表加速度為0.33g、0.28g、0.23g和0.18g（比例為1、0.85、0.7、0.55）。

中美之震區係數基本上也就是475年回歸地震之地表加速度研究結果，日本雖也採取同樣之原則決定其全國最大地表加速度為0.4g，但當其決定本土其他地區之地震係數時僅採用0.36g和0.32g兩種與0.4g相差不多之值，而未採研究所得之最大地表加速度。例如阪神地震地區以往研究所得之最大地表加速度為0.12g左右，但其震區係數為1亦即仍採0.4g之地表加速度來設計，（文獻23），見圖3-4, 3-5。歷史上有精密化儀器來量測地震大小僅為近60年之事，以往皆以為0.4g為最大可能之地表加度度，但最近之地震

(美北嶺1994、日本阪神1995)皆量得數倍於0.4g之地表加速度。且新的斷層不斷的被發現，而未知者仍有許多，故美日不時都有提高設計地震加速度之提議。

台灣地區面積約為美國加州之1/10，可見震區之研究，乃有許多不確定之因素，日本阪神地區如採用地表最大加速度為0.12g之研究結果而非0.4g，則1995年阪神地震之震災將不止於此。因此加州大致分為兩個地震區，台灣則細分為四個區。台灣地區幅員狹小，人口及建築稠密皆與日本類似。以往亦有學者建議採用日本之作法大幅提高弱震區之係數或減少震區之級數，未來之新耐震規範，似可將此列入考慮。

### 3.2.3 地震力折減係數

美國UBC對特定結構系統採固定之折減因子 $R_w$ ，其值在4~12間。日本彈性設計(第一階段)採0.2g，其相對應之 $R_w$ 值為5。台灣新規範不採固定之 $R_w$ 值而以一函數 $1.4\alpha_yFu$ 代替。圖3-6、3-7為中、美、日SMRF結構之地震力折減因子與週期之關係。對SMRF( $R_w=12$ ， $R=4.8$ )，日本之彈性設計之0.2g將主導設計結果，故其韌性設計在此不予考慮。美國U B C之 $R_w$ 為12，台灣新規範之 $R_w(T,\mu)$ 則為變數。對鋼結構而言，(圖3-6)其所有周期之折減係數(<4.2)將小於日本之值(5)。對R C結構(圖3-7)其中長周期之折減係數( $\approx 5.2$ )與日本相當，故僅就地震力

之折減而言：美國 U B C 折減最多，台灣與日本相當（R C）或折減較少（鋼結構）。

#### 3.2.4 地震力係數之比較

由前面的討論，可得知各國的正規加速度反應譜相當近似，然而其地震區地表加速度不同及其地震力折減因子之不同使得其設計地震力係數有很大的差異。在此僅對各國強震區之地震力係數作一簡單比較。

圖3-8為中美日在強震區SMRF結構系統在堅硬土質（ $S=S1$ ）上之最大地震力係數。日本之韌性設計地震係數0.3（R C）和0.25（Steel）最高，但對SMRF結構，其彈性設計地震係數0.2將主宰設計，故以下將僅以日本彈性設計地震力作比較。台灣鋼結構之地震力係數在短周期處為0.196與日本之0.20相當。但在中等周期（0.3~1.5秒）之3至15層高之結構物之地震力則低於日本，在 $T = 0.8$ 秒時僅為日本之72.5%。但對長週期（ $T > 2.0$ ，約20層樓）之結構新規範將高於日本。台灣之R C結構之短、中周期之結構（ $T < 1.5$ 秒）其地震力係數將低於日本，在 $T = 0.8$ 秒之R C結構其地震力則為日本55%，而此時美U B C之地震力僅為日本之30%。以上之討論中台灣之震區係數為0.33，圖3-9為將新規範之震區提高至0.4而與美日相當，此時新規範之地震力將提高20%而在中等周期時之地震力與日本較接近。圖3-10、3-11為一般結構（ $R = 3.2$ ）在土層S1和S3

上之地震力係數。在中度周期結構（ $T = 0.3 \sim 1.5$ 秒）時，新規範之地震力仍介於日本和美 U B C 之間。

### 3.2.5 地震載重(W)

對於地震力公式中之載重W，中、美皆採用靜載重為主，日本則採靜載重加上地震活載重，此地震活載重隨樓地版用途而變，而在 $60 \frac{Kg}{m^2}$ 至 $210 \frac{Kg}{m^2}$ 之間，為日本一般垂直活載重之 $1/4 \sim 1/2$ ，故日本之地震載重W將較中、美高出 $10 \sim 20\%$ 左右，造成日本之設計地震力相對於中美再度提高。

## 3.3 我國新舊規範地震力之比較

目前新規範之地震力改變甚多，本文僅就最常見之 $R = 4.8$ 及 $3.2$ 之結構（相當於組構系數 $K = 0.67$ 及 $K = 1.0$ 之結構）作比較。

### 3.3.1 台北盆地地震力之比較

新規範將台北盆地視為一特別之軟弱地盤（見圖3-3），其加速度反應譜之最大加速度為地表加速度之2倍，震區係數 $Z = 0.23$ （中震）為強震區 $Z = 0.33$ 之70%，較舊規範之80%（中震）之比例為低。



(a)  $R = 4.8$ 結構 (相當於原來  $K = 0.67$ 之SMRF)

圖3-12為台北盆地新規範地震力之比較。對鋼結構，對中短週期 ( $T < 0.8$ 秒) (8樓以下)之結構，新規範之地震力增加71%以上。對長週期之結構 ( $T > 1.0$ 秒) (10樓以上)新規範之地震力增加36%以上。對RC結構，對中短週期 ( $T < 0.8$ 秒) (8樓以下)之結構，新規範之地震力增加25%以上。對長週期之結構 ( $T > 1.0$ 秒) (10樓以上)新規範之地震力增加9.5%以上。

(b)  $R = 3.2$ 結構 (相當於原來  $K = 1.0$ 之結構)

圖3-13為  $R = 3.2$ 結構台北盆地地震力之比較，對中短週期 ( $T < 1.2$ 秒)，(12樓以下)之結構新規範之鋼結構之地震力增加14%，RC結構減少9%，對週期1.4~3秒 (14~30層樓)之鋼結構之新地震力增力8%，RC結構減少13%。

### 3.3.2 台灣地區地震力比較

新規範土層分為S1、S2、S3三種，而舊規範中唯一之土層與較軟弱之S3有相似的正規化曲線，故對於新被歸類為S1、S2等較好之土層上之結構物，其地震力有降低之傾向。此外由於新規範採較小之地震折減係數，其結果使得大部分情況下新規範之地震力大幅上升，造成新規範在短週期之地震力大幅上升。

(a) SMRF  $R=4.8$

圖 3-14 為台灣地區強震區 ( $Z = 0.33$ ) 之 SMRF ( $R=4.8$ ) 之地震力係數。在短周期 ( $T < 0.3$  秒) 之三層以下結構，新規範之地震力將提高 60% (RC) 和 96% (鋼結構) 在中等周期之結構新規範地震力大致較高。對長周期之結構 ( $T > 2.5$  秒) 新規範之地震力較高。

(b)  $R = 3.2$  結構 (相當於  $K=1.0$  之結構)

圖 3-15 為台灣地區強震區 ( $Z = 0.33$ ) 之 ( $R = 3.2$ ) 結構之地震力係數與圖 3-12 有相似之現象，即新規範之地震力係數一般較高，僅在中等周期時，新舊規範之地震力視結構材料及土層而互有高低。

### 3.3.3 綜合討論

台灣新擬規範採用了土層分類和地震折減係數，合乎目前耐震規範之潮流。其地震力係數較現有規範互有升降，但大體上以增加為主。但新規範規定 RC 結構之地震力係數較鋼結構之地震力係數低 25%，見圖 3-8，此與其它主要國家採用 RC 和鋼結構相同係數者不同，且日本之二次設計 SMRF 之 RC 結構地震係數 (0.3) 反較鋼結構 (0.25) 高 20%，見圖 3-8，亦未聞在震災後被檢討認為 RC 之地震係數太高。故在未有實際資料証實前，將鋼結構之地震力提高似乎應再加以研究。

### 3.4 周期

### 3.4.1 周期之定義

結構物之基本周期為影響設計地震力之最重要的結構參數，所有的耐震規範皆依周期來求得相對的設計地震力。對單一自由度之彈性結構，其周期可由其勁度及質量求得；對多自由度之彈性結構則亦可依結構動力之原理求得基礎振態之週期。然而在強烈地震下之結構物並不為彈性結構而無固定之周期可言，而一般規範也未對周期作確切的定義以使設計者依循。

Bettero(1988)(文獻24)研究六層樓 R C 之 Imperial Counting Service Building 在 1979 年 10 月 15 日遭受 M=6.4 地震破壞之強震儀歷時記錄，得到在地震過程中結構物週期之變化曲線（圖 3-16）曲線上 A 點為微震動週期（ $T=0.65\text{sec}$ ）；B 點為非結構元素開始損害時之週期；C 點為結構體開始損害（或純構架）之週期（ $T = 1.0\text{sec}$ ）；D 點為柱子開始崩壞之週期（ $T = 1.6\text{sec}$ ）依此週期變化之歷程可分為四個階段：

階段：結構呈小幅振動於地震歷時的前 5 秒

階段：初始振動期（ $5.0\text{秒} < t < 6.8\text{秒}$ ）此時結構開始較大幅度的振動，非結構元素開始損壞造成周期增加約 50%。此時結構體之破壞尚未開始。

階段：大振幅反應期（ $6.8\text{秒} < t < 11.0\text{秒}$ ）此時結構體開始破壞造成周期快速增加（為微振動周期之 146%），但結構並未崩塌。

階段：最終振動期（ $t > 11$ 秒）由於持續之大幅度振動致使柱崩塌，此時週期僅稍微增長。

依一般規範考慮設計之結構物在強震下可受結構破壞，但不可崩塌，則階段之週期應用於決定設計地震力。但由於在設計時依分析來決定結構物之周期常易因假設之不同而有很大的差異，故在美國規範中傾向於以過往地震下量測得之結構物周期之經驗公式作為準則。

### 3.4.2 各國規範之周期公式

(1) U B C 1994

$$T = C_t (hn)^{3/4}$$

$C_t = 0.035$  鋼抗彎構架 (Steel MRF)

$C_t = 0.030$  RC MRF & EBF

$C_t = 0.020$  其它

$$C_t = \frac{0.1}{\sqrt{Ac}} \quad \text{混凝土剪力牆}$$

hn：建築物高度（英呎）

圖3-17為 Gates & Forth(文獻24)研究1971 San Fernando 地震中高層鋼結構之強震紀錄所得之周期分布與結構高度之關係，其中 $T = 0.035hn^{3/4}$ 為資料組之下邊界，被 U B C 引用為設計週期。 $T = 0.049hn^{3/4}$ 則為量測所得周期之平均值，並為 $0.035hn^{3/4}$ 之1.4倍。

U B C 中容許以結構分析得到之周期作為設計地震力時之週期，但其另外規定必需其小於上式之1.4倍才可，以

免設計者誤用太長的周期而導致設計不保守。其它  $C_t$  之值亦是依相同之方法研究地震紀錄作得之統計曲線之係數。

(2) 日本新耐震設計法

$$T = H (0.02 + 0.01 \alpha)$$

H : 建築物高度 (m)

$\alpha$  : 鋼骨造樓層之合計高度與 H 之比

對 R C 結構  $\alpha = 0$      $T = 0.02 H$

對鋼結構  $\alpha = 1$      $T = 0.03 H$

日本竹內吉弘和島田耕一(文獻25)研究建物之地震災害,圖3-18、3-19為鋼結構和混凝土或鋼骨混凝土結構之周期對建物高度之分布,其中  $T = 0.03 H$  為鋼結構量測周期之平均曲線而  $T = 0.02 H$  為混凝土結構物之量測周期之平均曲線。

(3) 台灣現行規範

$$T = 0.085(hn)^{3/4} \quad \text{鋼結構}$$

$$T = 0.060(hn)^{3/4} \quad \text{混凝土結構}$$

$$T = \frac{0.09hn}{\sqrt{D}} \quad \text{其它}$$

h n : 結構物高度 (m)

D : 平行橫力方向構造物之尺度 (m)

若依其它方法所得之 T 不得大於上式之 1.4 倍

台灣因大地震很少發生且建築物有強震儀裝置者亦不多故目前尚未有充份之本土資料可供設定公式之依據,其以往皆直接參考 U B C 等國外之規定。目前氣象局之台灣

強地動觀測計劃等正大力推動建築物之強震儀裝置，未來將可改善此情況。

#### (4) 台灣新擬耐震設計規範

$$T = 0.085hn^{3/4} \quad \text{鋼抗彎構架}$$

$$T = 0.070hn^{3/4} \quad \text{混凝土抗彎構架等}$$

$$T = 0.050hn^{3/4} \quad \text{其它}$$

$$T = \frac{0.075}{\sqrt{Ac}}hn^{3/4} \quad \text{剪力牆}$$

hn：結構物高度

### 3.4.3 各國週期公式之比較

#### (1) 鋼結構抗彎構架

圖3-20為各國週期公式之比較。U B C和台灣採用相同之公式故曲線相重疊。對矮層結構，日本公式所得之週期較小，對台灣和美國之高層結構一般都以電腦作動力分析，所得之周期超過公式所得之1.4倍，因此設計為1.4倍之曲線所控制，此時之周期將更大於日本公式之周期。

#### (2) 混凝土抗彎構架

圖3-21為各國週期公式之比較。大致上依日本規範，台灣現行規範，台灣新規範和U B C之順序，各公式所得之周期愈來愈長。

#### (3) 周期公式對地震設計力之影響

一般而言，建築物之樓層高並不依國家而有太大的差別，不同國家相同層數之建築其樓高亦相似。由前述之周

期公式比較得知，日本之周期一般較中美之周期為小，而一般耐震設計周期愈長，地震力愈小。如是則就算是各國採用相同之地震力係數，對相同樓高之結構物亦仍將導致日本之地震力偏高之結果。圖3-8為中美日抗彎構架之設計地震力係數對周期之曲線，顯示日本約為美國之兩倍。然考慮周期公式後，圖3-22(a)(b)為設計地震力係數對樓高之曲線，可見約在樓高超過20公尺後，日本之設計地震力約為台灣之兩倍和美國之四倍(注意中美之周期定為公式之1.4倍)。

#### 3.4.4 周期公式之討論

台灣因無本土之強震下結構物周期資料，故公式基本上是採用UBC之公式。日本之設計地震力最高，結構斷面大，結構勁度高，故依其強震下所得之結構周期公式所得之周期最短。台灣設計地震力介於美日之間，依此推斷，其結構物周期應將較美為短，則採用同美規之公式所得之長周期，將導致設計地震力有低估的可能。收集本土強震資料以訂定本土之周期公式應為台灣耐震研究之當務之急。

此外，由於結構採用高強度材料者日益普遍，將使得結構斷面較小，因而造成結構之周期將較長，為反應此種趨勢未來周期公式亦需隨之調整。

#### 3.5 側向力分布

各樓層之側向力之大小應依結構動力分析之結果分布方不至於導至某樓層之設計相對不足。在結構動力尚未普遍前，U B C之側力分析採倒三角形而日本基本上各樓層採相同之側向力。目前各國之側向力公式貌似不同，但其所生之最大樓層剪力卻非常相似。

### 3.5.1 台灣與U B C

目前台灣與U B C之側向力分布，為在頂部外加集中橫力 $F_t=0.07TV$ ，其中V為基底剪力而 $F_t$ 不必大於 $0.25V$ ，且 $T<0.7$ 秒時 $F_t$ 可令之為零。基底剪力扣除 $F_t$ 後再以倒三角分配各樓層。其倒三角分布基本上是第一振態之近似，而以頂部集中載重來代表高振態之結果。

### 3.5.2 日本新耐震規範

日本目前則採用一複雜的樓層剪力計算公式：

$$Q_i = f(A_i, w)$$
$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$\alpha_i = W / W_n$$

W：i th 層以上的重量

$W_n$ ：地面以上的樓重



$Q_i$ 之推導基本上是以結構在地震下動力分析考慮多重振態時之樓層剪力之結果。

### 3.5.3 台灣與日本之比較

圖3-23為20層、10層和5層等樓層質量之理想結構依台灣和日本側向力分布下之樓層剪力圖。可見在這三種情況下各樓層剪力差別幾乎可忽略不計，故雖二者之側向力公式表面上相當不同，對設計實用而言並無不同，主因是兩者皆源自考慮高振態之動力反應之故。

### 3.5.4 地下層之側力

中美目前皆無地下層之側力規定，日本新耐震設計規

定之側力係數  $K = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{H}{40} \right) ZC_o$   $C_o = 0.2$

當  $H > 20\text{m}$  時  $K = \frac{1}{4} ZC_o$  (見圖3-24)

本公式  $K$  值之乃是日本東松山地震時結構物地下部分實測加速度記錄之統計值。台灣新擬規範採用與日本類似之規定。

## 3.6 扭矩與偏心

耐震設計中所遇到的偏心扭矩，基本上可分為靜偏心扭矩、意外偏心扭矩和動偏心扭矩等三種。靜偏心扭矩為

因結構體之質心與勁心不吻合而在靜力分析時，地震力作用於質心上而造成之扭矩。質心和勁心之位置可由分析而得，而各國規範對靜偏心扭矩之處理方式亦雷同。

### 3.6.1 意外偏心

意外偏心扭矩是為了計入 (1)分析模式與實際結構的差別；(2)實際上靜載重與活載重之非均勻分佈；(3)非結構元件如樓梯和隔間所引起的勁度偏心；(4)地表運動引起的基礎扭轉輸入等因素。日本一階段設計未考慮此因素；台灣目前規範採用5%橫向尺度之意外偏心；台灣新擬規範和UBC 1991目前採最少5%橫向尺度之意外偏心，但對具扭轉不規則性時，各層之意外扭矩以  $A_x$  係數放大。

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2$$

其中

$\delta_{\max}$  = 第X層最大層間位移。

$\delta_{\text{avg}}$  = 第X層兩最外點層間位移之平均

值。

$A_x$  值不必大於 3.0。

此  $A_x$  放大係數乃為了防止由於主結構元件降伏而造成額外的偏心扭矩。

### 3.6.2 動力偏心

動力偏心扭矩乃在動力分析下結構體因靜偏心所生之偏心扭矩。此扭矩為  $\Omega(\omega_\theta / \omega_v$  : 扭轉振動頻率與水平振動頻率比) 和靜偏心的函數。依 Tso & Dempsey 之研究 (1982) (文獻26) 動力偏心扭矩可為靜偏心扭矩數倍以上，見圖3-25。故當結構作動力分析設計時，將較靜力分析設計時計入更多的偏心扭矩。

### 3.6.3 綜合討論

由上述，依中、美耐震規範設計，有靜偏心之結構，當依動力分析設計時，其結果之偏心扭矩(動力偏心 + 意外偏心)將大於靜力分析設計時之偏心扭矩(靜偏心 + 意外偏心)。尤其在台灣新擬規範中，容許以5%意外偏心計入靜偏心來作動力分析，則將更為提高設計之偏心扭矩。

日本規範中並未要求意外偏心扭矩和動力分析(動力偏心扭矩)，使得其一階段之設計偏心扭矩(靜偏心扭矩)將遠低於中、美之設計偏心扭矩(靜偏心扭矩+意外偏心扭矩)，但日本在二階段設計時，當偏心率(Re)大於0.15時可提高其樓層保有水平耐力至1.5倍(Re>0.3時)，而部分彌補了其無意外偏心及動偏心之考慮，唯其效果如何有待未來進一步的研究。

## 3.7 勁度分佈與不規則結構

三國規範對於勁度分佈之規定，在台灣新擬耐震規範與美國UBC之規定相同，皆要求若結構有勁度不規則性時須進行動力分析，其中勁度不規則性指樓層之側向勁度低於其上層者之70%或其上三層平均勁度之80%，其它之不規則性還包括質量不規則性、立面幾何不規則性、抵抗側力的豎向構材立面內不連續、強度不連續性等。唯經(文獻27)研究，垂直勁度不規則之結構其動力分析結果與靜力分析結果相差有限。故中美之動力分析不一定能改善設計結果。日本則提高保有水平耐力對結構作補強。在日本耐震設計則規定當樓層剛性率小於0.6時，在二次設計時須提高樓層之必要保有水平耐力，最高須提高至1.5倍。此二策略何者為佳尚待詳細研究。

### 3.8 層間變位控制

層間變位控制主要為防止結構過於軟弱而在中小地震下發生嚴重損害。有關三國規範在層間變位控制，茲分述如下：

#### 3.8.1 台灣建築技術規則

##### (1) 相對側向位移

每一樓層與其上下鄰層之相對側向位移不得超過該樓層高度 $\frac{5}{1000}$ 。此相對側向位移係由橫力

作用所生樓層側向位移乘以  $\frac{1}{K}$ ，但  $\frac{1}{K}$  不得小於 1.0。

(2) 建築物之間隔

應各留至少為各該構造物高度  $\frac{15}{1000}$ ，且不得小於 15 cm。

### 3.8.2 台灣新擬耐震設計規範

(1) 相對側向位移

在地震力  $V = \frac{ZIF_u}{4.5} \left(\frac{C}{Fu}\right)_m W$  作用下，每一樓層與其上下鄰層之相對側向位移不得超過該樓層高度  $\frac{5}{1000}$ 。計算位移時應計及平移與扭轉位移。

以上敘述可以下列公式表之

最大層間變位角為

$$\text{當 } F_u \leq 2.5 ; \frac{\Delta_{\max}}{h} = \frac{0.016}{\alpha_y F_u}$$

$$\text{當 } F_u > 2.5 ; \frac{\Delta_{\max}}{h} = \frac{0.00643}{\alpha_y}$$

(2) 建築物之間隔

應各自留設計地震力作用下產生位移乘以  $0.6(1.4\alpha_y R_a)$ ，但若  $F_u \geq 2.5$  時，需以  $R_a^*$  取代，其計算需由  $F_u = 2.5$  反算  $R_a$ 。

### 3.8.3 美國耐震規範(UBC)

#### (1)相對側向位移

計算側向位移時應計及平移與扭轉位移。

$$\text{當 } T < 0.7 \text{ sec} \quad \frac{\Delta}{h} \leq \frac{0.04}{R_w} \text{ 或 } 0.005$$

$$\text{當 } T \geq 0.7 \text{ sec} \quad \frac{\Delta}{h} \leq \frac{0.03}{R_w} \text{ 或 } 0.004$$

當用設計地震力決定層間變位角時，所施加的設計地震力不受  $\frac{C}{R_w} = 0.075$  下限值的限制，其C值之決定亦不

受結構周期最大為1.4倍法規周期的限制。

其中  $T$  =建築物基本振動周期

$$\frac{\Delta}{h} = \text{層間變位角}$$

#### (2)建築物之間隔

為設計地震力作用下所產生位移的  $\frac{3R_w}{8}$  倍

### 3.8.4 日本耐震設計規範

#### (1)相對側向位移

一次設計時，建築物的層間變位角不得超過  $\frac{1}{200}$ 。如

果在層間位移增加對非結構構材不產生嚴重破壞的話，此值可增至  $\frac{1}{120}$ 。

二次設計時，不檢查層間變位角。

此外在高樓結構特審時，所作之非線性動力分析下之層間變位角不得超過1/100。

### 3.8.5 綜合討論

基本上，台灣新、舊耐震規範要求之層間變位角約為0.005；美國UBC約為0.0025~0.005；日本則為0.005或0.0083。就最大層間變位角規定而言，美國最嚴，台灣次之，日本最鬆。但值的注意的是，UBC規定在計算層間變位角時，地震力是以理論計算得到的周期值所算出，不受 $C/R_w$ 下限值及1.4倍法規周期之限制，所以雖然美國UBC對於層間變位限制最嚴，但卻又將引致結構變形的地震力規定放鬆。

日本之設計地震力最高，相對容許有較大之設計層間變位，故規範並未對此作嚴格之要求。

### 3.9 動力分析

三國規範在動力分析的規定方面，台灣新擬規範及美國UBC皆規定，若建築物高度過高，亦或有不規則現象時，應進行動力分析設計。在進行動力分析時，可採用多振態反應譜疊加法，所取的振態數目須使參與質量超過90%，對於規則建築須調整基底剪力至靜力分析之90%。對於不規則建築須調整基底剪力至靜力分析之100%。日本建築物高度低於60公尺則無此要求，但對於樓高超過60公尺建築物需

經過高層建築特審，特審時是以二階段的非線性動力分析檢查設計出之建築物是否合格。

在動力分析規定的比較上，台灣新擬耐震規範基本上與美國UBC規定相同，但亦有細微的差別，即UBC規定所調出的基底橫力值，不得低於法規周期所得到的設計地震力，新擬規範對規則性結構則限制為法規之設計地震力之90%以上。

### 3.10 結論

本研究對耐震規範中對設計有重要影響之因素皆作討論，表3-1為規範中重要規定之歸納，並對增加耐震設計之能力者加以註譯。表3-2為對各國建築物側向力有關規定之歸納。

韌性設計、意外偏心和層間變位限制等都將提高中美結構耐震設計之結構斷面，亦即提高其終極之耐震能力。故除了規範比較，中美日耐震實例之比較實為必要。



## 第四章、中美日耐震設計流程與實例

### 4.1 前言

本章之主要目的在於介紹中、美、日耐震設計的流程並依三國規範及流程設計低、中、高三種配置的結構。

本文的建築設計例所用之結構系統是韌性抗彎構架，選用韌性抗彎構架的原因在於其為實務上應用較多之結構系統，且其結構行為較為單純。本文設計例若依建築外型，可分為五層、十層、二十層；若依設計規範則可分為中、美、日，其中五層建築為鋼筋混凝土造；十層及二十層建築為鋼造。在本文中實例皆以強震區、最佳土質之地盤為基準。

一般在結構設計中考慮的兩大要素不外是強度與使用性。換言之，鋼筋混凝土結構即牽涉到配筋量的決定及層間變位角的檢核；鋼結構則是應力比及層間變位角的檢核。

本文設計例中，中例及美例之鋼筋混凝土桿件的設計，皆採用 ACI 韌性設計規定；鋼結構桿件的設計，滿足強柱弱梁及結實斷面的要求，並採用 AISC-ASD 的方法進行設計。在進行中例及美例的設計時，採用 ETABS (ETABS, CONKER, STEELER) 程式(文獻28,29)作為結構分析及設計的工具。日本例之設計乃採用日本之設計程式(文獻30)，依其規範分析設計。

## 4.2 韌性抗彎構架的行為及其耐震設計

韌性抗彎構架 (SMRF) 指由梁與柱組合而成的空間構架，其特色在於梁柱之接頭須有充份傳遞彎矩及剪力的能力，即梁柱接頭屬於剛性接頭，一個典型的SMRF除了能提供充份的強度之外，亦有極優良的構架韌性，此一特點在中、美、日耐震設計規範中均予承認，並給予SMRF在法規地震力上有利的折減，如下所述：

台灣建築技術規則	$R_w=12$ ( $K=0.67$ )
台灣新擬耐震設計規範	$R=4.8, \alpha_y = 1.5$ : RC $R=4.8, \alpha_y = 1.2$ : STEEL
美國耐震設計規範(UBC)	$R_w = 12$
日本新耐震設計法 (一次設計)	$R_w=5$
(二次設計)	$R=3.3, D_s=0.3$ : RC $R=4.0, D_s=0.25$ : STEEL

### (1) SMRF的行為

當 SMRF 受地震力作用時，一般的情況，由較大地震力所引致的梁端彎矩將大於由垂直載重引致的梁彎矩，因此 SMRF 的變形特點是梁中點與柱中點產生反曲點(彎矩為零)，而梁柱接頭兩端受同一方向的彎矩作用，這個現象導致梁柱接頭區受到很大的剪力作用，因此鋼筋混凝土設計規範(ACI)即要求在每一梁柱接頭兩正交方向均需進行剪力容量的檢核，鋼結構則要求若接頭區抗剪能力不足時，需使用水平加勁鈹補強。

## (2) SMRF之設計原則

鋼筋混凝土 SMRF 的設計，ACI 要求需使用構架強柱弱梁的設計理念，規定梁柱最少主筋用量，且不容許桿件發生剪力破壞，而有緊密圍束箍筋的規定。

鋼結構 SMRF 的設計，UBC1991 規範容許設計者選擇以下三種消能機構進行設計

(a) 梁

(b) 柱

(c) 梁柱接頭區 (Panel Zone)

構架的非線性變形可以是以上三者的任意組合，但大多數的設計者為避免造成構架產生不穩定的情況，皆採強柱弱梁的理念進行結構設計。

在鋼材的使用方面，UBC91 規定不得使用降伏應力超過 50 Ksi 的鋼材，此項限制主要的因素有二，其一為過去的耐震實驗研究所用的鋼材，其降伏應力皆在 50 Ksi 以內，因此對於較高強度的鋼材尚未有實驗證明其可行性。其二為當鋼材的降伏強度升高時，通常其延展性相對降低，因此在使用上應受限制。

在強柱弱梁的設計原則下，設計者通常選擇梁作為 SMRF 塑性變形集中區域，為了確保梁能達到充份的塑性變形，設計者必須排除梁產生局部挫屈或側向扭轉挫屈的可能性，依據 ATC 的研究顯示，SMRF 在受到大地震作用時，構架合理的非彈性轉角約在 0.015 至 0.020 弧度之間。為了使梁發揮非彈性轉角能力，結實斷面標準將不符

需求，而將鋼骨寬翼梁的翼板寬厚比( $\frac{b_f}{2t_f}$ )由原來 $\frac{65}{\sqrt{F_y}}$ ，降至 $\frac{52}{\sqrt{F_y}}$ 。

在UBC1991的規範中，依照強柱弱梁的原則，要求每一梁柱接點均須滿足以下兩個規定之一：

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - f_a)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - f_a)}{1.25 \sum M_{pz}} \geq 1.0$$

其中  $Z_c$  與  $Z_b$  為柱與梁的塑性斷面模數

$F_{yc}$  與  $F_{yb}$  為柱與梁之降伏應力

$f_a$  為作用於柱之軸力

在國內的相關研究結果亦指出，梁在達到 0.015 弧度的非彈性轉角時，由於應變硬化已經發生，梁柱接合處必須抵抗約 1.2 倍的梁塑性彎矩。

#### 4.3 中、美、日耐震設計之流程

日本將設計程序當作耐震設計的一部份，以嚴格而明確的設計步驟和判斷來保障設計結果之一致性，在日本有關耐震規範或設計的書籍一定將流程列入。相對的，中美幾乎沒有正式的流程，部份原因可能是設計步驟相當簡單之故。本文參考一般工程界之設計過程，製作出中美之設計流程圖。

#### 4.3.1 台灣建築技術規則設計之流程

##### (1) 設計地震力

結構設計流程如圖4-1所示，進行結構設計時，首先必須假設梁柱之斷面，進而求得結構自重與每層面積與形心位置。接著計算建築物周期，計算周期時，一般以程式分析所得周期與1.4倍法規周期取小者。接著計算地震力。然後判斷是否須進行動力分析，一般而言，不規則及超高層建築須進行動力分析。

##### (2) 靜力分析與設計

若不須進行動力分析時，則求出法規規定地震力後，進而求得地震力之豎向分配及意外扭矩。其中意外扭矩是以樓層剪力偏心5%剪力垂直方向尺度計算。然後再進行靜力分析。在法規地震力施加後，須檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

##### (3) 動力分析與設計

若須進行動力分析時，則輸入法規之設計反應譜，在此為震力係數公式，而後進行多振態反應譜疊加法設計，並使參與質量大於90%，調整基底橫力使與法規地震力相等。求得動態意外扭矩。其中動態意外扭矩是以樓層慣性力偏心5%剪力垂直方向尺度以靜態地震力施加。而後檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

#### 4.3.2 台灣新擬耐震規範設計之流程

### (1) 設計地震力

結構設計流程如圖4-2所示，進行結構設計時，首先必須假設梁柱之斷面，進而求得結構自重與每層面積與形心位置。接著計算建築物周期，計算周期時，一般以程式分析所得周期與1.4倍法規周期取小者。接著計算地震力。然後判斷是否須進行動力分析，一般而言，不規則及超高層建築(高度超過50公尺)須進行動力分析。

### (2) 靜力分析與設計

若不須進行動力分析時，則求出法規規定地震力後，進而求得地震力之豎向分配及意外扭矩。其中意外扭矩是以樓層剪力偏心5%剪力垂直方向尺度計算，若結構具扭轉不規則性，則須以 $A_x$ 係數放大意外扭矩。然後再進行靜力分析。在法規地震力施加後，須檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

### (3) 動力分析與設計

若須進行動力分析時，則輸入法規之正規化加速度反應譜，而後進行多振態反應譜疊加法設計，並使參與質量大於90%，調整動力分析基底總橫力。求得動態意外扭矩。其中動態意外扭矩是以樓層慣性力偏心5%剪力垂直方向尺度以靜態地震力施加，若結構具扭轉不規則性，則須以 $A_x$ 係數放大意外扭矩。而後檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

### (4) 極限層剪力強度檢核

對於36公尺高度以上及須動力分析之建築須檢核其任一層之強度與其設計層剪力之比值超過上層所得值之80%，以防止明顯之弱層存在。

#### 4.3.3 美國耐震規範UBC設計之流程

##### (1) 設計地震力

結構設計流程如圖4-3所示，進行結構設計時，首先必須假設梁柱之斷面，進而求得結構自重與每層面積與形心位置。接著計算建築物周期，計算周期時，一般以程式分析所得周期與1.4倍法規周期取小者。接著計算地震力。然後判斷是否須進行動力分析，一般而言，不規則及超高層建築須進行動力分析。

##### (2) 靜力分析與設計

若不須進行動力分析時，則求出法規規定地震力後，進而求得地震力之豎向分配及意外扭矩。其中意外扭矩是以樓層剪力偏心5%剪力垂直方向尺度計算，若結構具扭轉不規則性，則須以 $A_x$ 係數放大意外扭矩。然後再進行靜力分析。在法規地震力施加後，須檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

##### (3) 動力分析與設計

若須進行動力分析時，則輸入法規之正規化加速度反應譜，而後進行多振態反應譜疊加法設計，並使參與質量大於90%，調整基底橫力使與法規地震力相等。求得動態意外扭矩。其中動態意外扭矩是以樓層慣性力偏心5%剪力垂

直方向尺度以靜態地震力施加，若結構具扭轉不規則性，則須以 $A_x$ 係數放大意外扭矩。而後檢驗樓層相對變位是否合於規定。若合格，則進行載重組合及桿件設計。

#### 4.3.4 日本耐震規範設計之流程

日本之設計流程容許工程師在許多時候可中止設計，例如(1)對於小型之結構物不需設計。(2)對於牆壁和柱子數量充份的結構不需作進一步之設計，日本對牆作過詳細的研究，認為牆壁量充足時可有良好的耐震性能。(3)對60m以上之高樓結構，另有嚴格的特審制度，要求進行非線性動力分析。

如圖4-4所示，日本新耐震設計法是採用二階段三路線的設計程序。

(1) 一次設計為容許應力設計以決定斷面。若層間變位大於 $1/200$ ( $1/120$ )則需變更斷面設計。

(2) 二次設計為彈塑性極限設計，此階段有三條路線。

路線一、RC與SRC建築物高度低於20公尺，如牆及柱之數量足夠，不須再作設計。

路線二、建築物高度低於31公尺，但剛性率大於0.6，偏心率小於0.15，如牆及柱之數量足夠，則不須作保有水平耐力之檢核。



路線三、建築物高度超過31公尺者，或雖低於31公尺，但剛性率小於0.6，偏心率大於0.15者，須作保有水平耐力之確認。

#### 4.3.5 日本高層建築設計之流程

如圖4-5所示，高度超過 60公尺的建築物之結構設計則須經由建設大臣，召集結構動力審查委員會，委員在設計一開始即參與整個過程並在設計完成後向委員會報告。

##### (1) 初步設計

並無特別規定，一般是採用日本建築學會所出之「高層建築技術指針」的建議，設計地震力係數( $C_B$ )，

$$C_B = \frac{0.18}{T} \sim \frac{0.36}{T} , \text{ 其中 } T \text{ 為建築物之建議周期，}$$

$T = 0.12N$ ，式中  $N$  為樓層數，進行結構物之初步設計。

##### (2) 選用地震歷時記錄

在高層結構特審時，常選用三種類型的地震波，第一類是知名的地震記錄，如TAFT(EW)、EL CENTRO(NS)等；第二類是當地的地震記錄，例如東京地區常用TOKYO-101(NS)等；第三類則是較長周期的地震記錄，如HACHINOHE(NS)、(EW)等。表4-1為一般常用之地震記錄。一般以上列之地震記錄調整至 $25 \frac{cm}{sec}$ 和 $50 \frac{cm}{sec}$ 作為兩階段動力分析之用，但隨地區可能略有不同。

##### (3) 第一階段

以最大速度為  $25 \frac{cm}{sec}$  的地震記錄為動力歷時分析之輸入。此時要求建築物保持在彈性限度內，且樓層最大層間變位角不得超過  $\frac{5}{1000}$ 。

(4) 第二階段

以最大速度為  $50 \frac{cm}{sec}$  的地震記錄為動力歷時分析之輸入。此時要求建築物樓層最大層間變位角不得超過  $\frac{1}{100}$ ，且樓層塑性率小於 2。

(5) 如(3)(4)之結果不合規定，則需變更斷面重覆動力分析至完成為止。

表4-1為一般特審常用之地震記錄。第一階段之  $25 \frac{cm}{sec}$  之地震相當於EPA=0.2G，也就是在如此大的地震下高樓結構保持在彈性限度內。第二階段之  $50 \frac{cm}{sec}$  之地震平均值相當於EPA=0.4G，也就是在美日設計最大地震下，須滿足結構層間變位角小於  $\frac{1}{100}$ ，塑性率小於 2。如此嚴格的檢核條件遠超過日本一般規範之一階段約0.08~0.10G和二階段約0.30~0.40G之目標地震。而使得日本高樓結構在地震下之安全性得到確保。

台灣亦有高樓外審制度，一般為建管單位委託學術或職業團體，在設計完成後予以審核，審核內容(詳見文獻30)彈性之動力反應譜分析為一般之要求，但未有非線性動力分析之規定，不如日本高樓特審之目標明確。

#### 4.3.6 討論

中美日目前之設計流程中皆未強調第三者獨立之設計評論(design review)，而此應為設計品質確認的重要手段，在Vision 2000之流程中明訂在概念設計和最終設計皆需有第三者的設計評論。

#### 4.4 建築設計例概要

為了減少案例之差異以利結果之解釋，本文之斷面和尺度之選取乃是以台灣為主，但依各國之規範、流程、材料等進行設計。在本研究中的設計例依建築外型可分為，五層鋼筋混凝土造、十層鋼骨造、二十層鋼骨造等三類，皆為辦公室用途，設計時不考慮任何靜偏心。茲分項概述如下：

##### (一) 五層鋼筋混凝土造；

###### (1) 構架平面

柱間距在X方向採七公尺，共有五跨；在Y方向採六公尺，共有三跨，如圖4-6所示。

###### (2) 構架立面

樓高為18.3公尺，共五層，每一樓層高度並不相同，由底層至頂層分別為4.2、3.55、3.5、3.55、3.5公尺，如圖4-7所示。

##### (二) 十層鋼骨造；

###### (1) 構架平面

柱間距在兩向皆採八公尺，共有三跨，為雙軸對稱，如圖4-8所示。

(2) 構架立面

樓高為30.8公尺，共十層，底層層高為3.8公尺，其餘各層皆為3公尺，如圖4-9所示。

(三) 二十層鋼骨造；

(1) 構架平面

柱間距在兩向皆採八公尺，共有三跨，為雙軸對稱，如圖4-8所示。

(2) 構架立面

樓高為77公尺，共二十層，底層層高為4.8公尺，其餘各層皆為3.8公尺，如圖4-10所示。

#### 4.5 依台灣建築技術規則設計

(一) 五層鋼筋混凝土造

詳見附錄 1。

(二) 十層鋼骨造

詳見附錄 4。

(三) 二十層鋼骨造

詳見附錄 7。

#### 4.6 依台灣新擬耐震設計規範設計

台灣新擬耐震設計規範在五層及十層建築的設計地震力與依建築技術規則所算得的相差不多。因此只以新擬耐震規範設計二十層之建築。

(一) 二十層鋼骨造

詳見附錄 8。

#### 4.7 依美國耐震設計規範(UBC)設計

(一) 五層鋼筋混凝土造

詳見附錄 2。

(二) 十層鋼骨造

詳見附錄 5。

(三) 二十層鋼骨造

詳見附錄 9。

#### 4.8 依日本新耐震設計法設計

(一) 五層鋼筋混凝土造

詳見附錄 3。

(二) 十層鋼骨造

詳見附錄 6。

(三) 二十層鋼骨造

詳見附錄 10。

#### 4.9 建築設計例之比較

表4-9為設計例之比較。

實際設計例，可因不同之設計者而有相當不同之結果，本節僅就設計例討論，與其它研究之案例結果可能不見得完全一致。

#### (1) 周期

日本結構之設計周期最短，中美之設計周期因採用類似公式，故結果相近。中美之設計周期大致皆為其規範周期公式之1.4倍所控制。對五層樓結構，中美結構之周期為日本結構之兩倍，為差別最大的實例。

#### (2) 設計地震力

設計地震力日本結構最高，台灣次之。中美日三國設計地震力以台灣為標準時，其比值如下

五層結構 1 : 0.53 : 2.07

十層結構 1 : 0.43 : 1.82

二十層結構 1 (1.55) : 0.59 : 2.22

也就是說，在考慮周期之計算不同及地震力係數公式不同後，美國之設計地震力公式約為台灣之0.5倍，日本約為台灣之2.0倍。圖3-8 中美日設計地震力係數(SMRF, S=S1)所見之最大地震力係數，中美日之差別並沒有如此之大，其最大值約為0.10G、0.09G和0.2G。但實際上加上日本設計周期特別短之因素後，台灣之設計係數僅為日本之半而美國為日本之1/4(見圖3-22(a)(b))。在此再度證明，只比較規範之地震力公式，並不能完全反應設計地震力的真正的情況。

### (3) 設計地震載重

設計載重之選用除了規範規定，有賴於國情及設計工程師。本文實例中，中美結構之設計地震載重類似，而日本結構之設計地震載重皆較台灣為高，最高可為1.33倍，如同前述日本設計有考慮地震活載重，故設計地震載重較高。

### (4) 耐震設計之成本

建築物之造價，一般可分為結構體、設備和建築裝修等三部分。其中結構體一般約佔造價之2~4成左右。

耐震設計一般只影響到結構體中承受側向力之部分。表4-10為SMRF之材料用量及依台灣慣例估算之總價及造價。表4-11顯示中美日之SMRF之平均材料比為1:0.89:1.31，而日本之材料用量較美國多出四成以上。然而若以台灣之建築造價為準，則美日之差別佔造價之比例僅為1.9%(五層)、2.5%(十層)和3.2%(二十層)。此結果與David Dowrick 之以UBC規範之耐震設計對工程造價之影響結果相似(文獻32)，見圖4-11。

## 第五章、構架非線性分析

### 5.1 前言

一般中美在結構的耐震設計是將彈性之反應力折減後作為設計地震力，乃考量結構具有非線性變形能力，可以此消散地震輸入的能量，此種設計雖能減少初始成本，唯在強烈地震下結構體將產生非線性變形而受損。但此種簡便的結構分析設計方法無法準確預知結構在強烈地震下非線性之行為，可能有設計不當而使得結構在地震下崩塌。因此對結構進行非線性分析，將可幫助了解其在極限狀態下的反應。中、美之耐震設計最多僅要求作線性的動力分析。日本二階段之耐震設計中保有水平耐力的檢核可視為簡單的非線性靜力分析。另外日本之超高層結構特審，則要求作二維線性及非線性之動力分析。本研究採用DRAIN-2DX程式(文獻33)進行非線性靜力與非線性動力歷時分析，以了解依中美日規範設計完成之結構之耐震性能。

### 5.2 DRAIN-2DX程式介紹

當結構受到強大外力作用下，結構桿件不再能維持在彈性限度內，勢必進入非線性的反應範圍，因此彈性分析程式不再適用，而必需借助結構非線性分析程式，本研究



所使用的DRAIN-2DX程式是一平面構架線性或非線性、靜態或動態的分析程式，其主要假設如下：

- (1) 所分析的結構體需以二維的分析模式建立。
- (2) 結構的質量均集中於節點上。
- (3) 每一節點的自由度有XY向的變位及Z向的轉角。
- (4) 只考慮材料非線性，且大多為彈塑性組成律。
- (5) 動力分析採逐步積分法 (step-by-step Integration)，在每一個時間增量內，加速度成線性變化而構架特性維持不變。
- (6) 阻尼的計算是採用 Rayleigh Damping ，  
 $C=aM+bK$ ，其中

$$a = \frac{4 \pi (T_j \xi_j - T_i \xi_i)}{T_j^2 - T_i^2}$$

$$b = \frac{T_i T_j (T_j \xi_i - T_i \xi_j)}{\pi (T_j^2 - T_i^2)}$$

$T_i, \xi_i$  = 第 i 個振態及阻尼比

$T_j, \xi_j$  = 第 j 個振態及阻尼比

### 5.3 非線性靜力分析

為了評估以不同規範設計的建築物的耐震行為，本研究以非線性靜力與動力分析求取結構的整體表現。其中非

線性靜力分析的目的除了為求得各樓層的極限層剪力外，亦可求對應的層間相對變位及塑角分佈圖。在進行分析時，將對構架施加倒三角型第一振態模式的側力，將側力逐漸加大，並以頂層變位作為位移控制的指標，當頂層位移達樓高的 3/100 時則分析停止。

#### 5.4 非線性動力歷時分析

一結構系統的運動方程式可清楚說明，結構系統中參與動力反應的內、外力間平衡與需求的關係，表之如下式：

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P\} \quad (1)$$

其中

$[M]$  = 質量矩陣

$[C]$  = 阻尼矩陣

$[K]$  = 勁度矩陣

$\{P\}$  = 外力矩陣

$\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$  為節點坐標之位移、速度、加速度

其中各物理性質中若有任一者隨著結構系統狀態之改變而改變時，則系統將成為非線性(Nonlinear)。在本研究中使用的非線性分析程式DRAIN-2DX是以材料非線性為基本假設，因此於此處所討論的範圍僅限於結構勁度為非線性的動力分析問題。

對於非線性系統的運動方程式，則以增量方程式表示，如下式

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{dP\} \quad (2)$$

其中  $\{du\}$ ,  $\{\dot{u}\}$ ,  $\{\ddot{u}\}$  為節點坐標之位移增量、速度增量、加速度增量， $\{dP\}$  為外力之增量。

上式之意義在於在微小時距內，假設系統之勁度為一常數，其值等於該區段起始點處之切線勁度。實際上以割線勁度代替切線勁度較準確。

在結構工程的領域中，求解上式常使用逐步積分法 (Step-by-step Integration)。DRAIN-2DX程式是使用其中的Newmark線性加速度法，茲介紹如下：

在時間增量很小的情形下，假設加速度在每個積分步驟內保持直線變化，據此可推導出

$$\{\dot{u}\} = \frac{3}{dt} \{du\} - 3\{\dot{u}_n\} - \frac{\{du\}}{2} \{\ddot{u}_n\} \quad (3)$$

$$\{\ddot{u}\} = \frac{6}{dt^2} (\{du\} - dt \times \{\dot{u}_n\} - \frac{\{du^2\}}{2} \{\ddot{u}_n\}) \quad (4)$$

將(3)(4)兩式代入(2)式中整理可得

$$\left[ \frac{6[M]}{dt^2} + \frac{3[C]}{dt} + [K(t_n)] \right] \{du\} = \{dP\} + [M] \left( \frac{6}{dt} \{\dot{u}_n\} + 3\{\ddot{u}_n\} \right) + [C] \left( 3\{\dot{u}_n\} + \frac{dt}{2} \{\ddot{u}_n\} \right) \quad (5)$$

由(5)式解出 $\{du\}$ 後代入(3)(4)兩式，即可求得

$\{\dot{u}\}$ ,  $\{\ddot{u}\}$ ，即可求得  $\{u_n\}$ ,  $\{\dot{u}_n\}$ ,  $\{\ddot{u}_n\}$ 。於是可將以上值

代入(1)式，不滿足平衡時則須重覆以上步驟，迭代至滿足為止。而後將所得的  $\{u_n\}, \{\dot{u}_n\}, \{\ddot{u}_n\}$  當作下一時段的起始條件，重覆以上分析步驟即可依次解出整個歷時過程中，每一步驟所對應的位移、速度及加速度反應。

### 5.5 本研究所選用的地震歷時記錄

本文採用了TAFT、EL CENTRO和台北1115三個地震記錄(見圖5-2, 5-3, 5-4)。TAFT和EL CENTRO為堅硬土層上的地震記錄，與本研究中之實例設計所在之第一種土層性質相當。台北1115為軟弱土層上之地震記錄，但因其為台灣地區所有之最大加速度之地震記錄。對台灣之地震工程有特別重要之意義故亦採用以為比較。

為了調整這三個地震記錄，使其有相當之地震強度以便比較結果。本文採用ATC所制定的有效最大加速度值(EPA)作為標準。將各地震調整至相同之EPA。

ATC之EPA定義如下

$$EPA = \frac{Spa}{2.5}$$

其中

Spa: 當振動周期介於0.1秒至0.5秒，阻尼比為5%之彈性加速度反應譜的平均值。

在使用地震歷時記錄時，先將EPA調至 1.0g 的地震波形，取其作用時間為30秒。在分析的過程中，將地震強度以EPA為單位逐步施加，以 EPA=0.05g 為起始點與單位增量，施

加至EPA=0.6g 為止，對一個構架輸入三種地震歷時，共分析 36 次。

## 5.6 構架分析模式之建立

### 5.6.1 二維分析模式

本研究藉 DRAIN-2DX 平面構架分析程式來檢討第四章所進行的依三國規範所設計出的建築物的耐震反應，因 DRAIN-2DX 程式只能分析二維之結構，所以在建立分析模式時，即面對了如何將三維的結構模式化為二維，卻不造成結構行為的改變。在考量了設計實例為一對稱的建築物，且兩主軸方向的抗彎矩構架只有內構架與邊構架兩種分別，因此遂採取將同一主軸方向的抗彎矩構架並排結合在一起，並視為一平面構架(即將同一主軸方向的抗彎矩構架壓成一個具同樣幾何外觀的抗彎矩構架)，這樣的處理方式的優點在於不倍增所分析的結構問題的計算量，但依然能反應出真實的結構行為。對於五層結構，為簡化之故，取X方向之構架進行非線性分析。

在抗彎矩構架有限元素模型建立上，將構架內所有構件的勁度均考慮構件中心線至中心線間的距離。在梁柱接頭處假設為完全剛性接頭(100% Rigid)。構架每一層的質量均勻佈置在同一樓層的節點上。此外構架阻尼是以 5% 的雷利阻尼(Rayleigh Damping)施加，所考慮的振態為第一及第二振態。

### 5.6.2 非線性行為

構件的材料性質與設計時相同。構件組成律均假設為完全彈塑性(Elastic-perfectly Plastic)，構件的降伏強度，鋼筋混凝土構件是以 ACI 強度設計法中的極限強度(Mn)計算(ACI假設之極限狀況為斷面最外緣混凝土之壓應變為 0.003)；鋼結構是以斷面之塑性彎矩(Mp)計算。構件之軸力與彎矩互制效應(圖5-1)，鋼筋混凝土構件依P-M互制理論計算；鋼結構構件係參考DRAIN-2D使用手冊的建議

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1.00$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0.15$$

其中 $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ 之意義如圖5-1所示

### 5.6.3 載重

構架垂直載重在中美設計例的分析上，是以靜載重加上 1/4 活載重施加；在日設計例的分析上，只以設計時之靜載重加地震活載重施加，如此處理的原因在於日本的結構設計規範規定。

## 第六章、中、美、日設計實例結果之比較

### 6.1 前言

由設計實例，吾人可對中、美、日耐震設計流程有一全盤的了解。但自規範中之設計地震力、容許層間最大變位角、動力分析等相關規定，甚至結構的韌性細部設計，皆會影響所設計出的建築物。故經由三國規範設計實例之比較，更易清楚地描繪出各國規範對建築物的要求。

設計實例的比較主要係針對建築進行非線性靜力與非線性動力分析以評估其在地震下之表現。以下介紹將用作為評估建築物表現的損壞指標。

### 6.2 損壞指標

結構物在地震下所受的損害可分為結構體損害(如梁柱)和非結構體損害(帷幕牆、儀器、管線等)。結構損害一般可由結構體進入降伏的程度來判斷，如用韌性需求。非結構體之損害一般因其勁度較高而在變位不大時即發生，故一般常以層間變位為判斷標準。另外損害之判斷可依結構元件(如桿件之塑角)、樓層或整體結構(以單自由度視之)。雖然將整體結構視為單自由度在進行設計規範原理解說時甚為便利，但實用上太為簡略，且必須整個結構變形

均勻才適用。結構元件之損害固然定義清楚易用，但元件數目龐大，且有可能僅部份元件破壞而與整體結構之破壞不直接相關。故以樓層作為損害之判斷標的較為常見。其最常被引用者為層間變位或層間變位韌性率。

直到最近，有關結構物在地震下的損壞程度，都無耐震規範對此作出明確的規定。美國加州結構工程師協會於1995年出版了Vision 2000(文獻34)，將結構物在地震下的損壞程度作了階段性的區別，吾人可引用作為評估建築物在地震下的損壞指標，茲介紹如下：

(1) 無，或正常使用中(Fully Operational):在地震後，結構物主體和非結構體部分幾乎無損傷。

( $DLT_{max} < 0.2\%$ ，其中 $DLT_{max}$ 為最大層間變位)

(2) 輕微，或使用中(Operational):結構物輕微受損，在地震過後，結構功能可立即恢復。(  $DLT_{max} < 0.5\%$  )

(3) 中度，或生命無虞(Life Safe):結構物中度受損，但結構主體部分仍然穩定。(  $DLT_{max} < 1.5\%$  )

(4) 嚴重，或接近倒塌(Near Collapse):結構物嚴重受損，非結構主體部分完全破壞，但結構物不會倒塌。

( $DLT_{max} < 2.5\%$ )

(5) 倒塌，或崩塌(Collapse):結構物主體完全破壞，結構物倒塌。(  $DLT_{max} > 2.5\%$  )

各階段下，建築物之層間變位、層間永久變位、垂直載重系統、水平載重系統、建築系統以及空調水電系統之損害程度皆有明確的定義，表6-1為前兩項之定義。



其餘較常用的損壞指標有最大塑性轉角量及樓層塑性率等。一般而言，最大塑角轉量超過 $0.015\text{Rad}$ ；樓層塑性率超過 3，常被認為構架破壞。

### 6.3 非線性分析之結果整理

非線性分析之結果之數量龐大，整理為圖表後，擇要介紹如下作為後續討論之基本。

#### 6.3.1 靜力分析結果

##### (1) 最大基底剪力-樓層變位圖

如圖 6-41(a)，可作為判斷底層之最大層間塑性剪力 ( $C_y$ ) 及降伏層間變位之用。

##### (2) 塑角之最大值分佈圖

如圖 6-1(a)，表示在靜載重作用下之最大塑角值，可判斷塑角最大值之分佈。其值以圓圈之直徑表示，如圖 6-1(b)表示已形成塑角之位置可判斷崩塌機構 (Failure Mechanism) 之用。

#### 6.3.2 非線性分析結果

##### (1) 塑角之最大值分佈

如圖 6-11(a)為  $0.4G$  TAFT EQ 下之塑角分佈。圖 6-11(b)表已形成塑角之位置。一般平衡的耐震設計其目標在

於使得其塑角分佈均勻，塑角大小相近。如是則地震能量分佈平均消耗於各點。若塑角分佈不均勻，最大塑角集中於結構之局部區域，則可能該區之元件將最早破壞（e.g., 塑角 $>1.5\%$ ）而產生局部崩塌，此時大部份之元件可能還在彈性，或是輕微受損。此種情形表示耐震結構設計不均勻，結構消能不均，而結構將在地震下較早之階段產生局部性之嚴重破壞或崩塌，為耐震設計所欲避免的現象。圖 6-11(b) 為相對之已生成的塑角分佈。如有明顯之破壞機構出現，如特定層之柱兩端已形成塑角，則亦可判定嚴重損壞或崩塌，一般常被視為耐震設計系統不佳。

故觀察塑角最大值之分佈均勻與否及塑角形成之機構，可作為判斷耐震設計之效果，及是否損壞嚴重之重要工具。

#### (2) 最大基底剪力與樓層變位圖

如圖 6-41(a) 為動力分析下之基底最大剪力，與靜力分析下之值相比常會高出許多。

#### (3) 樓層剪力圖

如圖 6-41(b) 為由 0.1G 至 0.5G 之 TAFT EQ 下之最大樓層剪力圖，其曲折之曲線與圖 3-21 之設計地震力下彈性之樓層剪力之圓滑曲線有別。

#### (4) 結構變位圖

如圖 6-41(c) 為各種強度之 TAFT EQ 下之結構各層最大變位。

#### (5) 樓層變位圖

如圖 6-41(d) 為各種強度之 TAFT EQ 下之各樓層變

位，可觀察某一樓層隨地震強度增加而漸趨破壞。

(6) 樓層剪力與地震強度 (EPA) 關係圖

如圖 6-41(e) 顯示樓層剪力之平緩變化趨勢。

(7) 樓層變位與地震強度 (EPA) 關係圖

如圖 6-41(f) 顯示 3、4 樓之樓層變位與隨 EPA 增加而直線上升，顯示破壞將先發生於此二樓層。

### 6.3.3 動力分析結果摘要

表 6-2 為結構物在 0.4G TAFT EQ 下各樓層反應結果之摘要。其中 SID 表樓層數。Vdyn 表樓層之極限剪力與載重之比。DLTy 為靜力下之樓層極限變位。DLTmax 為樓層最大變位。PR 為樓層韌性比 (DLTmax/ DLTy)。PHRmaxC 和 PHRmax 為樓層之最大柱塑角值和梁塑角值。

## 6.4 設計例之靜力分析

本節將探討各例在靜力分析下之結果作為稍後與動力分析結果比較之基礎。

### 6.4.1 五層結構

圖6-1, 6-2, 6-3顯示中美日結構之靜力分析下塑角大小及分佈。圖6-1, 6-2中台灣與美國之結構塑性大小均勻，分佈平均，顯示出韌性設計之強柱弱梁效果良好。圖

6-3中日本結構之塑角分佈較趨向下三層結構且三、四樓之柱端塑角較多，此為未考慮強柱弱梁之故。

#### 6.4.2 十層結構

圖6-4，6-5，6-6顯示中美日之十層結構之塑性分佈集中於下半部結構。此乃因上層結構之梁設計為靜載重控制，不易在地震下進入塑性。

#### 6.4.3 二十層結構

圖6-7，6-8，6-9顯示中美日之二十層結構之塑性亦集中於下部結構。

#### 6.4.4 討論

因單一側向力之模式無法正確反應高振態反應，使得塑角分佈都往下集中，此與稍後動力分析之結果不完全相同。

### 6.5 設計例之動力分析

以下為各設計例在三個地震下之動力反應

#### 6.5.1 五層結構

### 6.5.1.1 台灣

#### (1) 最大設計之地震下反應良好

圖6-11, 6-12顯示在0.4G的TAFT和EL CENTRO地震下結構之塑角分佈平均, 最大值0.012發生於三樓之梁。圖6-41(d)(f)或表6-2, 6-3顯示三、四層之樓層變位最大, 但在0.4G地震下, 仍在0.015之中度破壞限制內。

#### (2) 在台北1115地震下崩塌

圖6-13顯示在0.4G的台北1115地震下, 結構之塑角分佈平均, 其最大值為0.038, 大於一般容許值之0.015, 由柱端塑角亦顯示崩塌之可能性。表6-4顯示此時之最大樓層變位為0.04, 遠大於崩塌限制之0.025。

#### (3) 嚴重的台北1115地震

台北1115為一長周期地震, 其0.4G時之地震反應譜(圖5-7)在周期大於0.6秒後, 明顯的超過TAFT和EL CENTRO之地震反應譜(圖5-5, 5-6)甚多(一倍以上), 故對本文之設計例之周期0.74秒, 台北1115為一非常嚴重的地震。

### 6.5.1.2 美國

#### (1) 結構反應良好

圖6-14, 6-15顯示在0.4G的TAFT和EL CENTRO地震下結構之塑角分佈良好, 圖6-14之大型塑角向上部集中, 而圖

6-15之大型塑角較向下部集中。表6-5，6-6顯示最大樓層變位為0.012，在中度破壞限制之0.015之內。

(2) 在台北1115地震下倒塌

如同台灣之實例，在嚴重的台北1115地震下，美國五層結構將倒塌(見圖6-16)。

### 6.5.1.3 日本

(1) 塑角分佈佳且值小

圖6-17，6-18顯示在0.4G的TAFT和EL CENTRO地震下結構之塑角分佈平均，且其最大值分別為0.0066和0.0055，皆遠小於0.015，但因未有韌性設計，柱端有甚多之塑角出現。圖6-19顯示在0.4G之台北1115地震下，最大塑角為0.0152。

(2) 台北1115地震下僅中度損害

表6-8，6-9，6-10茲在0.4G之TAFT，EL CENTRO和台北1115地震下之結構反應摘要。其最大層間變位分別為0.0072，0.0067，和0.0132皆在中度損壞限制之0.015之內。

(3) 日本五層結構之耐震行為較中美為佳。在最嚴重之台北1115地震下，中美結構皆以倒塌，但日本結構仍為中度損壞而已。

### 6.5.2 十層結構

### 6.5.2.1 台灣

#### (1) 塑角分佈不一致

圖6-20, 6-21, 6-22顯示在0.4G之TAFT、EL CENTRO和台北1115地震下結構之塑角分佈。圖6-20顯示在TAFT地震下, 大型塑角集中於1, 2層及6, 7層兩個分隔的區域。但在其它兩個地震下, 大型塑角集中於結構之下半部連續區域內其最大塑角值分別為0.009, 0.0096和0.020。

#### (2) 高振態反應

圖6-50為十層結構在TAFT地震下之反應, 圖6-50(a)顯示其在動力下之底層剪力為0.24W較靜力分析下0.2W約大20%。圖6-50(b)顯示最大樓層剪力分佈, 展示了高振態的反S型分佈, 不同於靜力下之上小下大之平滑曲線分佈。此與圖6-20中之塑角分為兩區之分佈相呼應。

#### (3) 低振態反應

圖6-51, 6-52為在EL CENTRO和台北1115地震下之反應, 圖6-51(a), 6-52(a)之動力基底剪力均較靜力值大10%, 而6-51(b), 6-52(b)之動力剪力分佈圖亦較類似靜力剪力分佈。圖6-21, 6-22塑角集中於結構下部, 顯示高振態不明顯。故動力結果與靜力相似。

#### (4) 台北1115地震下嚴重損害

表6-11, 6-12, 6-13為在0.4G之三個不同地震下之動力反應摘要。在TAFT和EL CENTRO下最大層間變位各為0.0096, 0.0103之中度損害。而在台北1115地震下其最大

層間變位為0.0209已為嚴重損害，其最大韌性比為3.6，亦甚高。

#### 6.5.2.2 美國

##### (1) 塑角分佈不一致

圖6-23，6-24，6-25顯示在0.4G之TAFT、EL CENTRO及台北1115地震下之塑角分佈，其大型塑角分佈並不一致，最大塑角分別為0.008，0.0077和0.022。

##### (2) 台北1115地震下嚴重損害

表6-14，6-15，6-16為在0.4G之三個地震下之各別動力反應摘要。其最大層間變位各為0.0094、0.0097和0.0207。其中台北1115地震下之0.0207已為嚴重損害。

#### 6.5.2.3 日本

##### (1) 塑角分佈

圖6-26，6-27，6-28顯示在0.4G之三個地震下分別之塑角分佈。圖6-26，6-27在TAFT和EL CENTRO地震下，分別為無塑角和微小塑角(最大值0.004)，圖6-28在台北1115地震下之塑角最大為0.0198且集中於結構下部。

##### (2) 無高振態反應

圖6-58為在0.4G台北1115地震下之結構反應，其中圖6-58(a)顯示本文中唯一動力與靜力基底剪力變位關係完全



重合的例子。圖6-58(b)亦顯示出樓層剪力分佈與靜力下之剪力分佈相似。

### (3) 台北1115地震下嚴重損壞

表6-17, 6-18, 6-19為0.4G三種地震下之動力反應。其最大層間變位分別為0.0067, 0.0099和0.0237。而台北1115地震下結構將嚴重受損。

## 6.5.3 二十層結構

### 6.5.3.1 台灣

#### (1) 高振態之塑角分佈

圖6-29, 6-30, 6-31為0.4G之三個地震下之塑角分佈。其大型塑角明顯的分區, 顯示出高振態效應。圖6-62, 6-63, 6-64亦顯示出高振態效應。

#### (2) 台北1115地震下中度或嚴重損壞

表6-20, 6-21, 6-22表在0.4G之三個地震下之最大反應。其最大層間變位為0.0077, 0.0092和0.00152。在台北1115地震下, 結構在中度與嚴重損害之間

### 6.5.3.2 台灣新擬規範

#### (1) 高振態之塑角分佈

圖6-32, 6-33, 6-34為0.4G之三個地震下之塑角分佈。顯示出高振態效應。

(2) 所有地震下皆中度損壞

表6-23, 6-24, 6-25為0.4G之三個地震下之最大反應。其最大層間變位分別為0.0073, 0.0097和0.00136。

### 6.5.3.3 美國

(1) 高振態之塑角分佈

圖6-35, 6-36, 6-37為0.4G之三個地震下之塑角分佈。顯示出高振態效應。

(2) 台北1115地震下嚴重受損

表6-26, 6-27, 6-28為0.4G之三個地震下之動力反應。其中最大層間變位分別為0.0108, 0.098和0.0215, 故在台北1115地震下結構將為嚴重受損。

### 6.5.3.4 日本

(1) 塑角分佈

圖6-38, 6-39, 6-40為0.4G之三個地震下之塑角分佈。圖6-38, 6-39顯示在TAFT和EL CENTRO地震下之塑角稀少, 圖6-40為台北1115地震下之塑角為高振態分佈, 最大塑角為0.0113。

(2) 台北1115地震下結構為中度或嚴重受損

圖6-29, 6-30, 6-31為0.4G之三個地震下動力反應之摘要。其最大之層間變位分別為0.0074, 0.0085和0.0151。

## 6.5.4 中美日耐震分析之比較

### 6.5.4.1 設計地震力下之耐震反應

本文之實例設計皆為堅硬地盤上之結構。TAFT和EL CENTRO皆為此類結構並已調整為EPA=0.4G，故此二地震可視為規範中作為設計目標之0.4G地震。

表6-32和表6-33為在0.4G之TAFT和EL CENTRO地震下之綜合結果。所有損害皆為中度，滿足了生命安全(Life Safety)之基本要求。

### 6.5.4.2 台北1115地震下之反應

表6-34為在0.4G之台北1115之綜合結果。在十個實例中

#### 一、樓層數之影響

- (1) 五層結構中，中美結構倒塌，日本中度損害。
- (2) 十層結構中，中美日結構皆嚴重損害。
- (3) 二十層結構中，中日結構為中度損害，美結構為嚴重損害。

高層結構之耐震性能似乎較佳。

#### 二、各國設計之影響

表6-34各國結構物依國家分類之損害結果如下

(1) 台灣五、十、二十層結構，其損害結果分別為倒塌、嚴重、中度。

(2) 美國五、十、二十層結構，其損害結果分別為倒塌、嚴重、嚴重。

(3) 日本五、十、二十層結構，其損害結果分別為中度、嚴重、中度。其中五層結構之韌性要求 $PR=6.6$ 遠大於3，其僅被認定為中度可能有待討論。

基本上，三國之耐震性能以日本為最佳，台灣次之，美國最後，此與各國設計地震力為日中美由大而小之順序相符。

### 三、韌性需求與層間變位

地震損害指標一般常用者為層間變位及層間韌性需求。由表6-34，在中美五樓結構層間變位為0.0402和0.0374而被歸為倒塌( $>0.025$ )時，其韌性需求亦為10.3和8.6，遠大於一般之3~5。若以倒塌之層間變位為0.025反推，此時之韌性需求應為5.5。但對日本五樓之例子，其樓層變位為0.0132(中度損害)時之韌性需求已為6.6，主要是因為日本設計地震力大，斷面大。而勁度高，故其降伏點之變位為0.003，(遠小於中美之0.0045)而造成中度的樓層變位(0.0132)有很大的韌性需求。此外高樓結構一般較柔軟故其降伏層間變位偏高，亦將使得韌性需求自然降低。

## 6.6 綜合討論

### 6.6.1 設計地震力

圖6-83和表6-35為各設計例之設計地震力( $V$ )，圖6-83和表6-36為極限地震力( $V_u$ )，圖6-84和表6-37為 $V_u/V$ ，也就是一般規範研究之 $C_y/C_w$ 。其比較結果如下

(a)  $V$

(1)五層>十層>二十層，此與一般設計地震力之規定相符。

(2)日>中>美，且相差以倍計，其比值約為4:2:1，遠大於一般之認知(見4.9)

(b)  $V_u$

(1)十層>五層>二十層，十層之 $V_u$ 大於五層之 $V_u$ ，此現象不合一般的推論。但因本文僅有少數的案例，須更多研究以判斷是否為一般現象。

(2)日>中>美，但相差較小。其比值約為2.2:1.4:1。

(c)  $V_u/V$

(1)美>中>日，此與 $V$ 之順序相反，顯示在實際設計下，美中結構之實際耐震能力將提高甚多，部份原因應為意外偏心、韌性設計和層間變位限制等造成設計斷面之提高。(見3.10)其美中日比值約為1.8:1.3:1。

(2)二十層>十層>五層。低層樓之 $V_u/V$ 亦較低。

(d)  $V_{dyn}$

表6-32，6-33，6-34之 $V_{dyn}$ 為在0.4G之三個地震下之最大動力基底剪力，其值一般大於靜力之 $V_u$ 。表6-32在TAFT地震下，日本十層結構 $V_{dyn}$ 為0.267小於 $V_u=0.376$ ，乃

是因為此時結構仍為彈性，故 $V_{dyn} < V_u$ 。非線性之 $V_{dyn}$ 之大於靜力之 $V_u$ 可用高振態之貢獻解釋。(6.5.2.1(2))

### 6.6.2 降伏層間變位(DLTy)

圖6-85和表6-38之DLTy為在 $V_u$ 之層間最大變位

(a) 對五層結構，日本之設計地震力高，斷面大，故勁度也高，DLTy亦較中美為低。但日本之十層和二十層結構之DLTy較中美為高，其原因可能為其採用高強度鋼SM490，造成設計斷面較小且結構較柔軟，故DLTy較大。

台灣之設計地震力大於美國，故其DLTy亦小於美國，但中美之設計地震力之差別大而DLTy間之差別小。

(b) 此外十層結構之DLTy為三種樓層結構中最大者，此順序與其 $V_u/V$ 之比值相似。

(c) DLTy之值在0.009~0.003之間，差異甚大，表示對不同的規範和不同的結構，其降伏點之DLTy可有很大之不同，以單一之0.005(Vision 2000)來判定結構之輕微損害可能會有相當之出入。

### 6.6.3 DLTmax最大層間變位

圖6-86、6-87、6-88及表6-39，6-40，6-41為在三種0.4G地震下之結構最大層間變位，除了在五層之RC結構時日本之DLTmax明顯較小外，其它情況下，中美日三國之

結構物之 $DLT_{max}$ 相似，且各國之 $DLT_{max}$ 有依樓層數之增加而減少的現象。

#### 6.6.4 最大層間韌性需求(PR)

圖6-89、6-90、6-91及表6-42，6-43，6-44為在三個地震中，PR為各樓層之韌性需求( $DLT_{max}/DLT_y$ )之最大者。除了少數例外，相同樓高之結構，三國之PR差別不大，但韌性需求隨結構之樓層數之增加而降低。

#### 6.6.5 最大塑角

表6-45，6-46，6-47為各結構在三種0.4G地震下之最大塑角值，一般皆發生於梁端，一般低樓層之塑角較大，中美之塑角較日本大。在TAFT和EL CENTRO下塑角皆小於1.2%，唯在台北1115之強烈地震下，中美之低層(五層，十層)結構塑角大於1.5%。

#### 6.6.6 結構損壞指標

前三節所討論之最大層間變位( $DLT_{max}$ )，最大韌性需求(PR)和最大塑角皆為常用之損害指標，在本研究中，三者亦互相有明顯的相關性。 $DLT_{max}$ 明確易用，故為Vision 2000採用，但相同之 $DLT_{max}$ 並不一定表示一致之損害。例如本文中之日本十、二十層結構採高強度鋼造成其甚柔軟

而DLTy大，相同之DLTmax限制，只代表甚小的韌性需求，故DLTmax作為指標可能亦需依使用材料(高強度)及各國設計施工而加以調整，否則很明顯的，Vision 2000之DLTmax指標並不見得直接適用於日本。

#### 6.6.7 非線性靜力分析

日本之二次設計作簡單的極限層剪力檢核，在本文中以DRIAN-2DX考慮P-M作用下施側向靜力所得之五層結構基底極限層剪力為0.25W，較原先設計時之以簡易方法求得0.3W為低。

非線性靜力分析可提供結構非線性行為之線索，但非線性動力分析之結果與其有相當不同，如高振態反應將影響塑角分佈和增大基底最大剪力。但非線性靜力分析仍為一簡易有效的工具，有助於了解結構之弱點。

#### 6.6.8 周期

SMRF淨構架之ETABS周期一般遠大於1.4倍之規範周期，故在動力分析下所採用淨構架之長週期將使得結構之所承受之反應譜地震力有偏小趨勢而顯示較佳的耐震結果。如結構之周期果真如同規範之經驗公式所示，則本文之分析結果可能低估。但如結構合乎一般SMRF之假設，即二次結構對系統之勁度無主要貢獻而將在地震初期失去勁



度則結構之地震下周期應大於ETABS周期，故在非線性動力分析採ETABS週期應屬合理。

## 第七章、性能基準之耐震工程

### 7.1 美日耐震設計規範之趨勢

耐震設計規範之主要目標-保障建築住戶之生命安全。在最近幾年內，屢次發生的強震經驗提示了

(1) 依照目前規範設計出的建築物滿足了保障生命安全的目標，幾乎無生命的損失。

(2) 但是仍然有許多建築物受到輕重不同的損害，其修復的費用和所需的時間出乎意料的高，造成很大的財產損失，一方面是現代社會日趨複雜，摩登的建築物，其結構體造價僅為全部造價的一小部份，且建築內容之損失可能遠大於結構體之損失。故耐震設計似應考慮減低地震後修復的費用和所需的時間。

(3) 傳統避險的方案因保險公司在Northridge地震後，理賠之金額遠超過其保險金收入之數十倍，而對地震險不再樂於提供，導致美國加州居民有無法獲得地震險的情況。提高耐震設計的標準以降低地震災害的風險成為另一選擇。為了適應此社會需求的改變，耐震設計的理念亦需作大幅度的改變。以往美國的耐震規範，主要目標在於設計出在強烈地震下不至於倒塌而傷害到人命安全的結構物，並未考慮在各種地震下結構物的性能績效為何。日本耐震規範有考慮在中度地震下結構體應保持在彈性範圍內(無損害)，並且以保有水平耐力(最大層間韌性剪力)之

檢核來保障強烈地震下之耐震能力，而被認為是較佳的耐震設計。

有鑑於此，自西元1992年起，加州結構工程師協會 (SEAOC) 組成一特別委員會，發展出一套設計方法，以設計程序為架構，並使所設計之結構體具有可預期的性能績效。此委員會稱為Vision 2000(2000年前瞻)(文獻34)係以多重的組織共同努力，以著眼於最後的目標和程序能如期完成。

除了Vision 2000致力於確認設計程序之架構外，其餘的團體則預期將此架構轉換成設計指針和規範的條文。配合其他團體的努力，SEAOC的地震學委員會將產生下個世紀的耐震規範，整個計畫預定於西元2006年完成。

在日本方面，建築基準法是1981年公告施行的，目前日本建築研究所亦致力於以性能為基準之規範的研發。以下將介紹美國Vision 2000之主要內容。

## 7.2 性能目標(Performance Objective)

性能目標乃是對安全性要求不同之建築物在各種設計地震標準下之期望性能水準。Vision 2000對性能水準、設計地震標準、各類建築物之設計性能目標皆定出明確的標準。

### 7.2.1 性能水準(Performance Level)

性能水準是建築物在某一特定設計地震標準下所允許最大損害程度的一種界定。性能水準所考慮的因素包括結構元件、非結構元件及建築物內容之狀況。性能水準與所對應結構損害程度之定義如下

(1) 無，或正常使用中(Fully Operational): 在地震後，結構物主體和非結構體部分幾乎無損傷。

( $DLT_{max} < 0.2\%$ ，其中 $DLT_{max}$ 為最大層間變位)

(2) 輕微，或使用中(Operational): 結構物輕微受損，在地震過後，結構功能可立即恢復。(  $DLT_{max} < 0.5\%$  )

(3) 中度，或生命安全(Life Safe): 結構物中度受損，但結構主體部分仍然穩定。(  $DLT_{max} < 1.5\%$  )

(4) 嚴重，或接近倒塌(Near Collapse): 結構物嚴重受損，非結構主體部分完全破壞，但結構物不會倒塌。

( $DLT_{max} < 2.5\%$ )

(5) 倒塌，或崩塌(Collapse): 結構物主體完全破壞，結構物倒塌。(  $DLT_{max} > 2.5\%$  )

各階段下，建築物之層間變位、層間永久變位、垂直載重系統、水平載重系統、建築系統以及空調水電系統之損害程度皆有明確的定義，表6-1為前兩項之定義。

### 7.2.2 地震設計標準(Earthquake Level)

地震設計標準是以回歸周期或超越機率來界定地震。例如目前美國UBC以平均475年回歸周期之地震或50年內有10%之超越機率定義為設計地震。表7-1為目前建議之四種

設計地震標準，其回歸期分別為43、72、475和970年。針對每一設計地震標準，可決定對應之地震危險參數(表7-2)。建築物之結構與非結構系統之適用性將在後續分析程序之建議中界定。如有必要，則需採用特定的減災手段來控制損壞之程度，使之與所界定之性能水準相吻合。

### 7.2.3 設計性能目標(Design Performance Objectives)

依三種不同的使用目的：基本(Basic)、重要(Important)、極度重要(Safety Essential)建築物之最低設計性能目標之建議顯示於圖7-1。業主或住戶可依其需求，而對各個實例設定與此建議不同之設計性能目標。由前圖，使用目的不同之結構物，在不同之地震設計標準下，應達到特定之耐震效能水準，以確保其在地震下合理的耐震表現。

## 7.3 統一工程程序

以性能為基準之耐震工程，除了傳統之耐震設計外，亦包括了施工與維護等，以期確保耐震性能。圖7-2為標準工程之流程，現介紹如下

- (1) 選擇性能目標
- (2) 基址之適用性及設計地表運動之選擇

在結構設計前，將先評估基址之適用性及進行危險性分析。其範圍包括了土層分佈、地震震源及機構、土壤液化之可能性、海嘯之機率，其它如洪水，及由鄰近建物引起之火災等。基址危險性分析係針對特定之設計案例，將工址所有曾經發生過之重大地震之震源及地震，皆視為設計地表震動。此地表震動可能包括歷時記錄、反應譜等。

### (3) 概念設計

選擇結構及其配置以達到可能之最佳耐震結構系統。

### (4) 初步及最終設計

設計程序將依性能目標及採用之設計分析策略而不同，但基本之步驟則相似。表7-3，比較六種可能的耐震設計策略。

### (5) 各設計階段之認可檢核

在設計過程之每一階段，須以認可之檢核來確認之前所選定的性能標準。一般之結構反應參數如應力比、樓層變位、結構加速度、韌性比、消能需求及其能力等，皆有可能影響到數個不同性能目標之認可檢核，在檢核時將使用到線性及非線性分析，此與目前線性分析為主之規範有重大的改善。

### (6) 設計審核(Design Review)

在設計程序中，品質保證的重要來源之一，是適當的獨立設計審核。設計審核包括獨立的同儕審核和建管官員的設計計劃審核。對簡單的建築，可僅由建管官員提供唯一的獨立設計審核。對其它建物則在概念設計和最終設計

時，必須有獨立的同儕審核，以提供其對設計、假設、模式、分析和其設計滿足性能目標結果之保障。

#### (7) 施工中之品管

此品管流程將包括設計者、同儕審核者、建管官員、監工人員、測試人員和營造包商。設計者必須確認設計的意圖已被適當的解釋、結構系統之關鍵元素已被認知，並已適當的施工、檢核和測試。建管官員在法律上必須參與所有之計劃，並確定有依照規範施工及檢測。監工人員則確定結構依計劃嚴格施工，測試人員則確定營造材料的品質合乎規定。

#### (8) 建築維護與功能

建築完工後，其狀況、配置與使用，將在使用中有所變化。業主和建管官員需繼續保證建築之耐震系統不在未來改建時改變，並且其使用情況不至改變(如改作儲藏室，而增加載重)而影響到結構。維護需求隨結構施工及性能目標而不同，例如使用消能裝置如阻尼器者，需注意定期保養置換性能不佳之零件。

#### (9) 耐震設計策略

表7-3為可能之設計策略，目前UBC和台灣建築技術規則等規範，基本上是採用以結構之受力及強度為設計的標準。有關其它方法如欲在規範內採行，可能尚須大量的研究發展和試用，以證明其在實務上確實可行並有良好的效果。

### 7.4 Vision 2000與UBC

表7-4為Vision 2000與UBC之比較，Vision 2000除了對結構耐震性能作了明顯的界定外，亦考慮之最大地震周期由475年加倍至970年，分析策略也擴充至六種以上，見表7-3。分析程序除採用彈性分析外，並引入非線性震譜和非線性靜力和動力分析以檢核結構耐震性能目標。

### 7.5 日本之性能設計

日本目前也由建築研究所整合其它職業團體，與SEAOC同步發展其性能設計之系統，在近期內將有成果展現(文獻35)。自1995年起，日本建築研究所設定三年研究計劃以

- (1) 發展性能基準之結構設計系統(不限耐震工程)
- (2) 將特定之規範轉換為建築基本法之性能規範
- (3) 提倡性能設計相關的社會系統如施工程序、設計評論、工程師之資格審查等

目前提出之性能目標與Vision 2000相似，見表7-5。

### 7.6 結論與建議

這一兩年來，美日遭受到強烈地震的打擊下，其耐震設計已相偕走向以確保耐震性能為目標之性能設計，此為數十年來耐震工程最主要的改革，其相關的研究發展將延伸至21世紀。SEAOC目前計劃將於公元2006年完成其Blue Book的演化。性能耐震工程與以往之耐震設計有許多基本



的改變，如不只注重設計，亦將設計審核、施工的品質和建築物的維修、使用包含在內，以確保結構之耐震反應。此外對耐震設計亦採多階段多路線，以包括數十年來其它耐震設計和材料之演進成果。

國內產官學界應密切注意此一發展，並參考美日成果以改善國內之耐震工程。

## 第八章、結論與建議

### 8.1 前言

本文針對中美日耐震設計實務作有系統的比較，以供國內各界這方面的基本資料。研究內容包括

- (1) 規範之歷史、條文及耐震工程之哲理
  - (2) 規範地震力之比較
  - (3) 規範其它重要條文之比較
  - (4) 設計流程之介紹
  - (5) 低、中、高層結構之設計實例
  - (6) 設計實例耐震行為之比較
  - (7) 以性能為基準之耐震工程
- 以下為本研究之結論與建議。

### 8.2 中美日耐震設計實例

根據本研究對中美日五層、十層及二十層之SMRF結構設計實例之研究，發現如下：

- (1) 設計地震力(V)

中美日實例之設計地震力係數比約為1:0.5:2，此與一般中美日規範地震力條文所顯示者，相差非常大。

- (2) 極限基底剪力(Vu)

中美日設計例之極限基底剪力( $V_u$ )之比約為1:0.73:1.6，其相差較其設計地震係數之差別為小。

(3)  $V_u/V$

中美日之極限基底剪力對設計基底剪力之比( $V_u/V$ )為1:1.4:0.78。美國之比值最高。

(4) 建築物之周期

中美建築物之設計周期遠較日本為長，例如對五層建築，中美之設計周期約為日本之兩倍。長周期使得地震係數下降造成中美之設計地震力遠較日本為低。

(5) 重要規範條文之影響

中美之設計採意外偏心、韌性設計及嚴格之層間變位控制。使得其最後之設計斷面加大而提高其極限基底剪力，其中美國設計提高之比例最高，可能係由於其較嚴格之層間變位控制。

(6) 地震設計用載重

日本之地震力計算採結構重 $W$ 為靜載重加上地震活載重(約為1/2~1/4之正常活載重)，而中美之地震力計算祇採用靜載重。再加上日本設計地震力大，斷面大，靜載重也大，以日本五層RC建築為例，其 $W$ 較中美大30%。

(7) 設計地震下之耐震行為

中美日建築在設計地震下(短周期之 $EPA=0.4G$ 地震，EL CENTRO，TAFT)表現良好，皆合乎中等損害或生命安全之要求。

(8) 中美日之耐震比較

日本之設計地震力，極限基底剪力及在非線性分析之耐震行為皆較中美為低。

#### (9) 實例比較之必要

規範條文之地震力係數比較，無法反應出所有其它條文之影響，如周期公式、韌性設計、層間變位控制等。設計實例之比較實為必要。

(10) 中美建築在地震下之韌性需求相當，日本建築之韌性需求較低，此乃因其設計地震力和極限基底剪力較高之故。

(11) 對高層結構，高振態之振動影響塑角分佈，使其不同於靜力分析之塑角分佈，並常造成動力分析下之極限基底剪力較靜力分析下為大。

(12) 五層結構之韌性需求較十層和二十層結構為高。

#### (13) 耐震設計成本

中美日設計例中抵抗地震力之SMRF之材料比例為1:0.89:1.3，其差別最大可大於四成，然而若以建築造價為準，則其差別對五層、十層和二十層之結構僅為1.9%、2.5%和3.2%。若以建築物之市價而言，可能更將低於1%。本研究中，日本之極限基底剪力為美國之兩倍以上，故將美國地震力係數大幅提高兩倍以上，對造價之影響其實很小，但將可大幅降低建築物之使用年限成本。

### 8.3 建議

對國內耐震設計與規範未來研究發展之建議如下

### (1) 耐震設計的目標與策略

研究台灣之耐震需求，由經濟和社會的觀點，考慮國家和人民的受災和重建能力，及震災損失對國家造成之負擔和競爭力之損害，以決定合宜的耐震設計目標及達成所需之策略。

### (2) 研究新規範之影響

國內新擬規範較目前規範改變甚多，然其對國內耐震設計之影響與其因應則並未有明確研究或計劃。例如其對建築成本之影響，對各類不同建築之耐震性能是提昇或下降，其比例為何？是否有適當的分析工具或程式？對設計，檢驗和施工人員應作培訓等問題，對此重大的變更及後續的措施尚有待產官學界之共同努力。

### (3) 發展性能設計

美日目前都在發展下一世紀以性能為基準的耐震設計，以建造性能可預期的建築為其目標，國內應及早進行相關之研究以確保國內耐震設計能保障國家未來的發展和競爭力。

### (4) 研究本土耐震議題

耐震規範和哲理無法全面由國外移植，需加強對於本土性議題之研究，如地震周期經驗公式，地震區域的劃分，國內常見之結構系統如高樓軟弱底層設計，大型RC梁柱之設計等。

### (5) 吸取美日震災之經驗

美國基於北嶺和阪神地震之經驗，即將大幅變更其目前之規範，此次變更為自 1971 年 San Fernando 地震來最大的一

次，例如 SEAOC 將在 1997 年對靠近斷層十英哩內之設計地震係數提高 1.5~2.0 倍，國內應注意其相關之發展並擇要採用其經驗。

#### (6) 需要本土之周期公式

台灣之設計地震力較美為高，造成建築物之斷面較大，結構周期較美國短，但目前規範中之周期公式主要參考美國的公式，可能造成所採用之周期較長而地震力係數低而導致設計結果較不保守。

#### (7) 推動非線性分析

目前之中美日規範皆以彈性設計為主，僅台灣新擬規範和日本之二次設計要求塑性層剪力之檢核及日本之高樓特審要求非線性動力分析。唯目前美日下一世紀之性能設計皆將引入非線性分析。國內學術界早已習用非線性分析來研究耐震行為，建議未來之耐震設計應考慮引入非線性動力分析。

#### (8) 檢討鋼結構之高地震係數

美國或台灣規範現對鋼結構和 RC 結構皆採用相同的之設計地震力係數。日本之二次設計採用 RC 結構較鋼結構為高之地震力係數，以考量鋼結構之較高韌性。例如 SMRF 之鋼結構之地震係數為 0.25 而 RC 結構為 0.30。台灣新擬規範中規定 SMRF 之鋼結構地震係數較 RC 結構高出 25% 與美日皆不相同。建議對此應作進一步的研究。

#### (9) 檢討台灣之震區需要

台灣的震區分為四區，各區地震係數差別甚大，相較之下美國加州和日本之幅員為台灣之十倍以上，但震區較少且高低地震係數差別小。考慮地震研究之高不確定性，台灣震區是否

需如此大的差別應作進一步的探討。

#### (10) 設計程序之改善

耐震規範條文日趨複雜，為確保設計品質之整齊及減少錯誤，建議明訂設計程序於規範中，並要求由第三者之獨立審核計算書，並考慮對不規則之建築要求作非線性分析以確保其具合理耐震行為。

### 8.4 耐震策略

本研究顯示，台灣的耐震設計似乎介於美日之間，在強震下應可提供生命安全的保障。然而考慮台灣地狹人稠，地震救災及重建之困難度和成本將數倍於美日，且大震災對整體國力之衝擊亦將數倍於美日。因此制定較美日嚴格的規範、程序，和施工標準，以求在強烈地震下防止嚴重的震災發生，可能為台灣目前較可行的策略。本文中對中美日耐震成本之計算，亦顯示，大幅提高耐震設計之要求(例如地震力)對建築物之總造價成本影響很小，但對地震下之減少損害極有意義。由業主之投資成本效益之觀點來看，提高耐震設計亦可能為合乎經濟學原則的耐震策略。





## 參考文獻

1. UBC (Uniform Building Code), International Conference of Building Officials, Whittier California, 1994
2. Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Building," 1988 Edition FEMA 95/October, 1988.
3. Uang, C. M. and Bertero, V. V., "UBC Seismic Serviceability Regulations, Critical Review", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 7, pp. 2055-2068, July 1991
4. Uang Chia-Ming, "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", J. Struct. Engrg., ASCE, 117(1), pp. 19-28
5. 蔡益超、邱昌平、蔡克銓、項維邦, "建築技術規則有關地震力條文之修訂研究", 中華民國結構工程學會, 1991
6. UBC (Uniform Building Code), International Conference of Building Officials, Whittier California, 1976
7. 日本建築學會, "建築物之構造規定", 1990
8. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1978

9. 內政部,“最新建築技術規則”,詹氏書局,民國八十五年一月
10. 蔡益超,"建築物耐震設計規範與解說",民國八十四年六月
11. 屠志剛,洪思閩,陳正平,“房屋及橋樑結構耐震設計規範之比較(上)”,結構工程第七卷第四期,民國八十一年十二月,第75~100頁
12. 屠志剛,洪思閩,陳正平,“房屋及橋樑結構耐震設計規範之比較(下)”,結構工程第八卷第一期,民國八十二年三月,第101~119頁
13. 陳生金、鄭藝,"設計地震力之探討"結構工程第十卷第四期,民國八十四年十二月。
14. Applied Technology Council,"Proceedings of Second U.S.-Japan Workshop on Improvement of Seismic Design and Construction Practices", August 5-7, 1986.
15. Applied Technology Council, "Third U.S.-Japan Workshop on The Improvement of Building Structural Design and Construction Practices",1989
16. Applied Technology Council, "Fourth U.S.-Japan Workshop on The Improvement of Building Structural Design and Construction Practices",1992
17. Applied Technology Council, "Comparison of Building Seismic Design Practices in the United States and Japan

", 1984

18. Building Officials and Code Administrators International, The BOCA Basic Building Code-1981, Homewood, Illinois, 1981
19. American Insurance Association, The National Building Code, 1976, New York 1976.
20. Southern Building Code Congress International, Standard Building Code, 1976 Edition, Birmingham, Alabama, 1976.
21. Structural Engineer Association of California, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", 1990
22. 日本建築學會, "高層建築技術指針", 1976
23. 神田順, "地域係數。重要度係數", 建築雜誌 Vol.110. No.1372, 1995年五月號
24. Bertero, V. V. , Bendimerad, F. M. and Shah, H. C. , "Fundamental Period of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame Structures ", A Research Report by The Concrete Reinforcing Steel Institute and by the John , A. Blume Earthquake Engineering Center , October 1988
25. 竹內吉弘, 島田耕一, "建物和地震災害", 學芸出版社, 昭和 56.10
26. Tso, W. K. and Dempsey, K. M. , "Seismic Torsional

- Provisions for Dynamic Eccentricity”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp275~289, 1980.
27. P. A. Hidalgo, A. Arias, and E. F. Cruz, “Influence of Vertical Structural Irregularity on the Selection of the Method of the Seismic Analysis” J. Struct. Engrg., ASCE, 111(10), 1336-1342
  28. Habibullah, A., “ETABS-Three-Dimensional Analysis of Building System”, Computers and Structures, Inc., 1995
  29. Habibullah, A., “STEELER-AISC Stress Check of Steel Frames, A Post Processor for ETABS”, Revised August, 1995
  30. 構造株式會社, “RC/SRC/S 保有水平耐力(荷重增分法)計算 BUS-US MANUAL-3 操作.出力編”, 1990
  31. 內政部建築研究所籌備處, 中華民國結構工程學會, “高層建築結構設計審查重點及標準研討會研討資料”, 民國 83 年五月
  32. David Dowrick, “Earthquake Resistant Design”, John Wiley & Sons, 1987
  33. Parkash, V., Powell, G. H. and Filippou, F. C., “DRAIN-2DX, Structural Engineering Mechanics and Materials”, Report No., UCB/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, CA., December 1992
  34. SEAOC, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, April 3, 1995

35. Applied Technology Council, "Seventh U.S.-Japan Workshop on The Improvement of Building Structural Design and Construction Practices", 1995
36. 洪思閩, "美國 日本 中國大陸之建築結構耐震設計規範簡介 (一)", 結構工程第五卷第三期, 民國七十九年九月, 第 77~91 頁
37. 洪思閩, "美國 日本 中國大陸之建築結構耐震設計規範簡介 (二)", 結構工程第六卷第一期, 民國八十年三月, 第 43~52 頁
38. International Association for Earthquake Engineering, "Earthquake Resistant Regulation, A World List ", July 1988
39. 大崎順彥, "建築物之耐震設計法", 昭和56年5月
40. Ray W. Clough ,and Joseph Penzien, "Dynamics of Structures", New York , McGraw-Hill Book Co. , 1993
41. C. M. Wong ,and W. K. Tso, "Evaluation of Seismic Torsional Provisions in Uniform Building Code" J. Struct. Engrg., ASCE, 121(10), 1436-1442
42. Anil K. Chopra, and Ernesto F. Cruz, "Evaluation of Building Code Formulas for Earthquake Forces" , J. Struct. Engrg., ASCE, 122(8), 1881-1899
43. Eduardo Miranda, and Vitelmo V. Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant

Design”, Earthquake Spectra, 10, 2, 1994, 357-379

44. 游祥宏, “抗彎構架耐震反應放大因子之研究”, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文, 蔡克銓教授指導, 民國 82 年 6 月
45. 林彩鳳, “鋼骨構架之耐震行為”, 國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所碩士論文, 陳生金教授指導, 民國 81 年 7 月
46. 高豐順, “依 ASD 與 LRFD 設計之高層鋼造剛構架-耐震性能探討” 私立中原大學建築研究所碩士論文, 廖慧明教授指導, 民國 84 年 12 月