

前 言

現有建築物，其耐震能力彼此間可能有很大的差異。此處所指的耐震能力為地震地表加速度大到多少時建築物將崩塌之謂。建築物耐震能力有差異的原因可能為設計時採用的規範不同，設計地震力因而不同；亦可能為工址實際的地震反應譜與規範不同；也可能為建築物實際的周期與設計時採用者不同；亦可能為建築物目前使用下的靜、活載重與設計值不同；也可能係材料強度老化或與設計強度不同；亦可能係建築物的韌性設計彼此不同；也可能為建築物結構系統配置與對稱性不同等。此外，建築物要求具有的耐震能力也因工址地震危害度不同及建築物重要性不同而有所差異，因此建築物的耐震能力有加以評估的必要。對於現有建築物，其耐震能力太低者，自應加以補強，如果補強不經濟，甚至應拆掉重建。建築物耐震能力評估時應有準則可資遵循，本研究計畫的目的便是建立一套適合國內使用的現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則。

本計畫第一期（76年6月至76年12月）已研析、比較美國、日本及國內現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估方法，並擬訂適用於國內較佳之耐震能力評估準則架構〔1〕。按照此架構，建築物耐震能力評估準則應具備三個部份，一為說明何種建築物需要評估，二為提出評估方法，包括所有必要的公式與資料，三為提出建築物耐震能力不足的標準，以便可根據評估結果判定是否需要補強。第二部份可說是最重要的部份，具有三種層次的評估方法，由簡單進入精確，分別稱為初步評估、詳細評估與詳細分析評估法。此外，因非結構構材較結構體更易破壞，且其破壞倒塌亦會造成人員傷亡，因此非結構構材之耐震能力亦應加以評估。

綜上所述，本評估準則第一部份為準則條文，計分八條，即：

第一條：適用範圍

第二條：何種建築物需要評估

第三條：建築物耐震能力不足之標準

第四條：建築物耐震能力初步評估法

第五條：非結構構材耐震能力初步評估法

第六條：建築物耐震能力詳細評估法

第七條：非結構構材耐震能力詳細評估法

第八條：建築物耐震能力詳細分析評估法

第二部份為準則條文之說明，述明準則條文規定之依據及背景資料。

第一部份 現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則條文

第一條 適用範圍

本評估準則適用於台灣地區現有鋼筋混凝土建築物耐震能力之評估，包含建築物結構體耐震能力評估及非結構構材（主要為非結構外牆）耐震能力評估。評估方法分為三種層次，即初步評估、詳細評估及詳細分析評估。初步評估判定耐震能力甚佳或太差者，不必進行詳細評估。同理，詳細評估判定耐震能力在不足標準附近時，可進行詳細分析評估。特別重要之建築物可逕行進行詳細分析評估，高度超過 40 公尺之建築物應進行詳細分析評估。本準則建築物之耐震能力以崩塌地表加速度表示，可當作建築物需加補強或應拆掉之依據。

第二條 何種建築物需要評估

建築物是否需要評估，應按下述五個項目評分，積分達12分者，需進行耐震能力評估。

2.1 依有損壞性地震發生頻率言：

位處強震區.....	5分
位處台北盆地.....	5分
位處中震區軟弱地盤.....	4分
位處中震區普通及堅硬地盤.....	3分
位處弱震區.....	2分

2.2 依建築物之重要性言：

用途係數 $I = 1.5$ 者.....	5分
用途係數 $I = 1.25$ 者.....	4分
用途係數 $I = 1.0$ ，但居民數 ≥ 150 人者.....	3分

用途係數 $I = 1.0$ ，但居民數 < 150 人者..... 2 分

2.3 依採用何種耐震設計規範言：

民國六十三年以前興建，未採用任何適當耐震規範設計者..... 5 分

民國六十三年以前興建，採用國外適當耐震規範設計者..... 4 分

採用民國六十三年頒佈之建築技術規則設計者..... 3 分

採用民國七十一年頒佈之建築技術規則設計者..... 2 分

2.4 依建築物不規則性言：

建築物之平面或立面甚不規則者..... 3 分

建築物之平面或立面不規則者..... 2 分

建築物之平面或立面規則者..... 0 分

2.5 依建築物老朽情形言：

建築物超過 30 年，或曾受火害，或有變形、龜裂現象..... 3 分

建築物超過 20 年，但未達 30 年者..... 2 分

建築物超過 10 年，但未達 20 年者..... 1 分

建築物未滿 10 年者..... 0 分

上述強震區、中震區、弱震區之界定及建築物用途係數 I 之認定，悉按內政部民國七十一年六月修訂之建築技術規則之規定。

第三條 建築物耐震能力不足之標準

建築物之耐震能力以崩塌地表加速度表示，凡崩塌地表加速度低於建築物工址回歸期 475 年地震地表加速度者，應判定為耐震能力不足。建築物用途係數為 1.25 或 1.5 者，耐震能力不足之標準應為上述回歸期 475 年之地震地表加速度乘以 1.25 或 1.5。

工址若曾進行地震危害度分析者，回歸期 475 年之地震地表加速度以所分析之地震危害曲線決定。工址若未曾進行地震危害度分析者，回歸期 475 年之地震地表

加速度可參照圖 1 決定之。

經初步評估法第一種方法算得之建築物崩塌地表加速度若大於上述標準 25% 以上時，可判定建築物耐震能力足夠，若小於上述標準 10% 以上時，可判定建築物耐震能力不足，介於其間者，應進行詳細評估。

經初步評估法第二種方法算得之建築物崩塌地表加速度若大於上述標準 25% 以上時，可判定建築物耐震能力足夠，若小於上述標準 10% 以上時，可判定建築物耐震能力不足，介於其間者，應進行詳細評估。

經詳細評估法算得之建築物崩塌地表加速度若大於上述標準 10% 以上時，可判定建築物耐震能力足夠，若小於上述標準 10% 以上時，可判定建築物耐震能力不足，介於其間者，應進行詳細分析評估。

經詳細分析評估法算得之建築物崩塌地表加速度若大於上述標準時，可判定建築物耐震能力足夠，小於上述標準時，可判定建築物耐震能力不足。

第四條 建築物耐震能力初步評估法

建築物耐震能力初步評估法計分成兩種方法，第一種方法適用於建築物大致遵照韌性細部設計法則，不致於太早發生剪力破壞等脆性破壞者。第二種方法適用於建築物未按一般方式分析設計，因此第一種方法不適用，應按第二種方法依實際結構尺寸進行評估。用第一種方法評估之建築物，亦可用第二種方法評估，惟第一種方法較為快捷。

4.1 第一種方法

建築物之崩塌地表加速度 A_c 以下式計算：

$$A_c = F_I F_T F_U F_S a_o \dots\dots\dots (4.1)$$

其中，

a_o ：設計地表加速度

F_S ：起始降伏安全係數

F_U : 韌性係數

F_T : 經年係數

F_I : 形狀係數

設計地表加速度 a_0 依下式計算：

$$a_0 = \frac{V}{S_a(T) \frac{W}{g} F_d} \dots\dots\dots (4.2)$$

其中 V 為建築物設計時之設計地震總橫力， W 為建築物之靜載重，依現行建築技術規則之規定。 $S_a(T)$ 為地表加速度為 $1.0 g$ 之工址正規化加速度反應譜， T 為建築物之基本周期， F_d 為建築物視為單自由度系統之修正係數。

周期 T (秒)，依下式計算：

1 剛構架構造物，未受其他加勁構材妨礙其抵禦橫力者：

$$\text{鋼筋混凝土建築物，} \quad T = 0.060 h_n^{3/4} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\text{鋼構造建築物，} \quad T = 0.085 h_n^{3/4} \dots\dots\dots (4.4)$$

h_n : 基面至屋頂面高度，以公尺計。

2 其他構造物：

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (4.5)$$

D : 平行橫力方向構造物之尺度，以公尺計。

正規化加速度反應譜 $S_a(T)$ (單位： g) 按下式幾種情況計算：

1 台北盆地地區

$$S_a = 2.5, \quad T \leq 1.65 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{3.49}{T^{2/3}}, \quad T > 1.65 \text{ (秒)} \dots\dots\dots (4.6)$$

2 堅實地盤 (含強震區，中震區與弱震區)

$$S_a = 2.5 \quad , \quad T \leq 0.333 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{1.2}{T^{2/3}} \quad , \quad T > 0.333 \text{ (秒)} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

3. 普通地盤 (含強震區, 中震區與弱震區)

$$S_a = 2.5 \quad , \quad T \leq 0.465 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{1.5}{T^{2/3}} \quad , \quad T > 0.465 \text{ (秒)} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

4. 軟弱地盤 (強震區)

$$S_a = 2.0 \quad , \quad T \leq 0.854 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{1.8}{T^{2/3}} \quad , \quad T > 0.854 \text{ (秒)} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

5. 軟弱地盤 (中震區)

$$S_a = 2.33 \quad , \quad T \leq 0.679 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{1.8}{T^{2/3}} \quad , \quad T > 0.679 \text{ (秒)} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

6. 軟弱地盤 (弱震區)

$$S_a = 2.5 \quad , \quad T \leq 0.611 \text{ (秒)}$$

$$= \frac{1.8}{T^{2/3}} \quad , \quad T > 0.611 \text{ (秒)} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

地盤如何判定係堅實、普通或軟弱，依地層周期值 T_G 來決定。 T_G 小於 0.3 秒者，為堅實地盤，介於 0.3 秒至 0.6 秒者，為普通地盤，大於 0.6 秒者，為軟弱地盤。

地層周期值 T_G 可依下列公式計算之：

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

其中， H_i 為第 i 層土層厚 (m)， V_{si} 為第 i 層土層平均剪力彈性波速 (m/s)，可依下列經驗公式計算：

$$\text{粘性土層, } V_{si} = 100 N_i^{1/3} \quad (1 < N_i < 25) \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\text{砂質土層, } V_{si} = 80 N_i^{1/3} \quad (1 < N_i < 50) \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值， i 為由地表面至基盤面分為 n 層中之各層號碼。以上所指之基盤面係其下之粘土層之 N 值均大於 25，其下之砂質土層之 N 值均大於 50 之土層面。當地表面為基盤面時，視為堅實地盤。

F_d 值與建築物基本周期 T 及加速度反應譜 $S_a(T)$ 有關，故分為下列六種情況計算：

1 台北盆地地區

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 1.65 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 1.65}{2.90} \times 0.2 \quad ; \quad 1.65 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.15)$$

2 堅實地盤 (含強震區、中震區與弱震區)

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 0.333 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 0.333}{4.217} \times 0.2 \quad ; \quad 0.333 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.16)$$

3 普通地盤 (含強震區、中震區與弱震區)

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 0.465 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 0.465}{4.085} \times 0.2 \quad ; \quad 0.465 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.17)$$

4 軟弱地盤 (強震區)

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 0.854 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 0.854}{3.696} \times 0.2 \quad ; \quad 0.854 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.18)$$

5. 軟弱地盤（中震區）

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 0.679 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 0.679}{3.871} \times 0.2 \quad ; \quad 0.679 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.19)$$

6. 軟弱地盤（弱震區）

$$F_d = 0.8 \quad ; \quad T \leq 0.611 \text{ (秒)}$$

$$= 0.8 + \frac{T - 0.611}{3.939} \times 0.2 \quad ; \quad 0.611 < T \leq 4.55 \text{ (秒)} \quad (4.20)$$

起始降伏安全係數 F_s 依圖 2 與圖 3 決定，與樓房層數及設計最小總橫力 V 與總靜載重 W 的比值有關。十層以上之樓房採十層樓房之值。事實上，十層樓房安全係數值已趨於常數，其值與 V/W 、活載重無關，為 1.589。由於材料強度通常超過其標稱值，故起始降伏安全係數為圖 2、3 查得之值乘以 1.14。若材料強度明顯不足，應進行試驗，以修正 F_s 值。

韌性係數 F_u 與建築物基本周期 T 及加速度反應譜 $S_a(T)$ 有關，故分為下列六種情況計算：

1. 台北盆地地區

$$F_u = \mu \quad ; \quad T \geq 1.65 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.925}{0.725} \quad ; \quad 1.65 \geq T \geq 0.925 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.925 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

$$\dots\dots\dots (4.21)$$

2. 堅實地盤（含強震區、中震區與弱震區）

$$F_u = \mu \quad ; \quad T \geq 0.333 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.267}{0.066} \quad ; \quad 0.333 \geq T \geq 0.267 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.267 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

..... (4.22)

3. 普通地盤 (含強震區、中震區與弱震區)

$$F_U = \mu \quad ; \quad T \geq 0.465 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.333}{0.132} \quad ; \quad 0.465 \geq T \geq 0.333 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.333 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

..... (4.23)

4. 軟弱地盤 (強震區)

$$F_U = \mu \quad ; \quad T \geq 0.854 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.527}{0.327} \quad ; \quad 0.854 \geq T \geq 0.527 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.527 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

..... (4.24)

5. 軟弱地盤 (中震區)

$$F_U = \mu \quad ; \quad T \geq 0.679 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.440}{0.239} \quad ; \quad 0.679 \geq T \geq 0.440 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.440 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

..... (4.25)

6. 軟弱地盤 (弱震區)

$$F_U = \mu \quad ; \quad T \geq 0.611 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \frac{T - 0.406}{0.205} \quad ; \quad 0.611 \geq T \geq 0.406 \text{ (秒)}$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad 0.406 \geq T \geq 0.2 \text{ (秒)}$$

..... (4.26)

上述公式中， μ 為建築物之韌性容量，與組構係數 K 有關。如建築物確有進行韌性設計，則 μ 與 K 之關係如下：

$$\text{組構係數 } K = 0.67 \quad ; \quad \mu = 4.0$$

$$\text{組構係數 } K = 0.8 \quad ; \quad \mu = 3.35$$

$$\text{組構係數 } K = 1.0 \quad ; \quad \mu = 2.68$$

$$\text{組構係數 } K = 1.33 \quad ; \quad \mu = 2.0$$

若建築物未經韌性設計，則 μ 與 K 之關係如下：

$$\text{組構係數 } K = 0.67 \quad ; \quad \mu = 2.0$$

$$\text{組構係數 } K = 0.8 \quad ; \quad \mu = 2.0$$

$$\text{組構係數 } K = 1.0 \quad ; \quad \mu = 2.0$$

$$\text{組構係數 } K = 1.33 \quad ; \quad \mu = 2.0$$

經年係數 F_T 按表 1 所列六個項目評估，並取各項中之最小值，其值介於 0.7 至 1.0 之間。

形狀係數 F_I 按表 2 所列十個項目評估，得各項之 q_i 值後之乘積為 F_I 值。

4.2 第二種方法

建築物之崩塌地表加速度 A_C^* 以下式計算：

$$A_C^* = F_I F_T F_U^* a_o^* \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

其中， F_T ：經年係數，與第一種方法同，見表 1。

F_I ：形狀係數，與第一種方法同，見表 2。

a_o^* 依下式計算：

$$a_o^* = \frac{V^*}{S_a(T) \frac{W}{g} F_d} \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

$S_a(T)$ ， W 及 F_d 與第一種方法同。 V^* 為根據實際尺寸建築物底層之總抗剪能力。

計算 V^* 時係考慮柱與牆之剪力破壞模式，考慮之構材計分三種：

(1) 柱， $h_0/D > 2$ 。

(2) 極短柱， $h_0/D \leq 2$ 。

(3) 牆（所考慮方向之有效牆量）。

其中 h_0 為柱之淨高， D 為柱之斷面深度，請見圖 4， V^* 之計算計分下列兩種：

(1) 建築物無極短柱時

$$V^* = C_w + \alpha_1 C_c \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

其中， $C_w = \tau_{w1} A_{w1} + \tau_{w2} A_{w2} + \tau_{w3} A_{w3} \quad \dots\dots\dots (4.30)$

$$C_c = \tau_c A_{cc} \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

$$\alpha_1 = \frac{\text{牆破壞時，柱之側向剪力和}}{\text{柱之極限剪力強度和}}$$

可取為 0.7，但 $C_w = 0$ 時， $\alpha_1 = 1.0$

τ_{w1} ：兩端有柱之牆之極限平均剪應力，可假設為 24 kg/cm^2 。

τ_{w2} ：一端有柱之牆之極限平均剪應力，可假設為 17 kg/cm^2 。

τ_{w3} ：兩端無柱之牆之極限平均剪應力，可假設為 9 kg/cm^2 。

A_{w1} ：底層在所考慮方向上兩端有柱之牆之有效水平斷面積之和（ cm^2 ）。

A_{w2} ：底層在所考慮方向上一端有柱之牆之有效水平斷面積之和（ cm^2 ）。

A_{w3} ：底層在所考慮方向上兩端無柱之牆之有效水平斷面積之和（ cm^2 ）。

τ_c ：柱之極限平均剪力強度，可假設為 9 kg/cm^2 ，若柱之 $h_0/D \geq 6.0$ 之情況，可取為 6.3 kg/cm^2 。

A_{cc} ：底層柱之水平斷面積之和（不包括 A_{w1} 與 A_{w2} 之柱斷面積（ cm^2 ））。

兩端有柱之牆，一端有柱之牆及兩端無柱之牆之有效斷面積之計算，如圖 5 所示。

(2) 建築物具極短柱時

$$V^* = C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

其中， C_w ， C_c 的計算同前，其他者如下：

$$C_{sc} = A_{sc} \tau_{sc} \dots\dots\dots (4.33)$$

$$\alpha_2 = \frac{\text{極短柱破壞時，牆之側向剪力和}}{\text{牆之極限強度和}} \text{；可取為 } 0.7$$

$$\alpha_3 = \frac{\text{極短柱破壞時，一般柱之側向剪力和}}{\text{一般柱之極限強度和}} \text{；可取為 } 0.5$$

τ_{sc} ：極短柱之平均剪力強度，可假設為 13.5 kg/cm^2 。

A_{sc} ：底層極短柱之水平斷面積之和（ cm^2 ）。

關於韌性係數 F_u^* ，在建築物無極短柱時，可取為牆之韌性係數 1.0 。若 $C_w = 0$ 之情況下，取為柱之韌性係數 1.0 。在建築物具極短柱時， F_u^* 取為極短柱之韌性係數 0.8 。

第五條 非結構構材耐震能力初步評估法

非結構構材耐震能力初步評估法中以耐震指標 I_N 來表示其耐震能力。

建築物各層、各牆面之耐震指標 I_N ，依 5.1 式計算：

$$I_N = 1 - B H \dots\dots\dots (5.1)$$

其中， B ：構法指數

H ：影響度指數

構法指數 B 由變形追隨指數 f 及實態指數 t 依（5.2）式求取：

$$B = f + (1 - f) t \dots\dots\dots (5.2)$$

變形追隨指數為主體結構之韌性度 g_s 及非結構構材脆性度 g_N 之和，即：

$$f = g_s + g_N \dots\dots\dots (5.3)$$

g_s 與 g_N 之數值見表 3 與 4。

實態指數 t 係依非結構構材是否曾受損壞，從表 5 求得。

影響度指數 H ，依據牆面下方之環境、屋簷、退縮部（set back）等遮蔽物之有無，從表 6 查得。

第六條 建築物耐震能力詳細評估法

本詳細評估法適用於評估建築物各層兩個主軸方向之崩塌地表加速度。首先得計算地表加速度為 1.0 g 時，建築物各層各方向引致之地震彈性總層剪力。

地表加速度為 1.0 g 時，建築物地震總橫力 V 如下：

$$V = S_a(T^*) W \cdot F_d \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

其中 $S_a(T)$ 為工址正規化加速度反應譜，計分六種，如第四條所述。 T^* 為建築物的基本振動周期，兩個主軸方向各有不同之值， W 為建築物之靜載重。

基本振動周期，依 (4.3) ~ (4.5) 式計算，亦得用其他結構力學方法計算，但所用之值不得大於經驗公式計算所得值之 1.4 倍。亦可用量測建築物之微動以分析其基本周期 T^* 。

F_d 為建築物視為單自由度系統之修正係數，其值與建築物基本周期 T^* 及加速度反應譜有關，按 (4.15) ~ (4.20) 式計算。

屋頂層額外集中地震力 F_t 如下：

$$F_t = 0.07 T^* V \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

F_t 不必大於 0.25 V ，且若基本振動周期 T^* 為 0.7 秒以下， F_t 可視為零。

最小總橫力 V 扣除 F_t 後之剩餘部份，應依下式分配於構造物之屋頂及其餘各層：

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

其中 F_x 為第 x 層分配之地震力， W_x 為第 x 層靜載重， h_x 為第 x 層距基面之高度。第 i 層之層剪力 V_i 如下：

$$V_i = F_t + \sum_{x=i}^n F_x \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

建築物第 i 層某主軸方向之崩塌地表加速度 A_{Ci} 以下式計算：

$$A_{Ci} = F_1 F_T F_{Ui} a_{oi} \dots\dots\dots (6.5)$$

其中， F_T 為經年係數， F_1 為形狀係數。 a_{oi} 為第 i 層降伏後之地表加速度，其值為：

$$a_{oi} = \frac{V_i^*}{V_i} \dots\dots\dots (6.6)$$

V_i 如 (6.4) 式， V_i^* 為根據實際尺寸算得建築物第 i 層某主軸方向之極限總抗剪能力。

計算 V_i^* 時應考慮八種構材的破壞模式：

- (1) 柱， $h_o / D > 2$ 之剪力破壞。
- (2) 極短柱， $h_o / D \leq 2$ 之剪力破壞。
- (3) 牆 (所考慮方向之有效牆量) 之剪力破壞。
- (4) 柱之撓曲破壞。
- (5) 牆之撓曲破壞。
- (6) 撓曲梁支配型柱之破壞，即破壞為梁之撓曲破壞。
- (7) 剪斷梁支配型柱之破壞，即破壞為梁之剪力破壞。
- (8) 迴轉型牆之破壞，即基礎之浮上比牆本身之撓曲降伏或剪力破壞先產生者。

其中 h_o 與 D 之定義詳見圖 4。上述八種破壞模式各有其對應之韌性指標 F ，詳見表 7。

計算 $F_{Ui} a_{oi}$ 時，我們將構材分為三類或更少，第一類構材的韌性指標最小，第三類構材的韌性指標最大。第 j 類構材側力極限承擔值之和以 C_j 表示，其對應的韌性指標以 F_j 表示。計算 $F_{Ui} a_{oi}$ 時，分下列兩種情況進行：

(1) 建築物無極脆性柱之情況：

建築物無極脆性柱時， $F_{Ui} a_{oi}$ 可取 (6.7) 式與 (6.8) 式算得之大值。

$$F_{Ui} a_{oi} = \frac{\sqrt{(C_1 F_1)^2 + (C_2 F_2)^2 + (C_3 F_3)^2}}{V_i} \dots\dots\dots (6.7)$$

其中， C_1 ：第一類構材之側力極限承擔值之和，此類構材具最低之 F 指標。

C_2 ：第二類構材之側力極限承擔值之和，此類構材具居中之 F 指標。

C_3 ：第三類構材之側力極限承擔值之和，此類構材具最高之 F 指標。

F_1 ：第一類構材之 F 指標。

F_2 ：第二類構材之 F 指標。

F_3 ：第三類構材之 F 指標。

$$F_{Ui} a_{oi} = \frac{(C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) F_1}{V_i} \dots\dots\dots (6.8)$$

其中，

$$\alpha_2 = \frac{\text{第一類構材破壞時第二類構材之側力承擔值之和}}{\text{第二類構材側力極限承擔值之和}}$$

$$\alpha_3 = \frac{\text{第一類構材破壞時第三類構材之側力承擔值之和}}{\text{第三類構材側力極限承擔值之和}}$$

α_2 ， α_3 值請見表 8。由於此表不含撓曲梁支配型柱之破壞，剪斷梁支配型柱之破壞及迴轉型牆之破壞，故有此三種構材破壞模式者，逕用 (6.7) 式計算。

(2)建築物具極脆性柱之情形：

建築物具極脆性柱時， $F_{Ui} a_{oi}$ 可取下列三種算法之大值：

(a)忽略極脆性柱，依 (6.7) 式計算。

(b)忽略極脆性柱，依 (6.8) 式計算。

(c)考慮極脆性柱為第一類構材，依 (6.8) 式計算。

撓曲牆之韌性指標 F 由表 7 知，介於 1.0 與 2.0 之間，詳細數值按下式計算：

$$\begin{aligned} wQ_{su} / wQ_u &\leq 1.3 \text{ 時, } F = 1.0 \\ wQ_{su} / wQ_u &\geq 1.4 \text{ 時, } F = 2.0 \\ 1.3 < wQ_{su} / wQ_u < 1.4 \text{ 時, } F &= -12.0 + 10 \frac{wQ_{su}}{wQ_u} \end{aligned} \dots\dots\dots (6.9)$$

其中， wQ_{su} ：牆之極限剪力強度。

wQ_u ：牆撓曲降伏時之剪力。

撓曲柱之韌性指標 F 由表 1 知，介於 1.27 至 3.2 間，詳細數值按下列計算：

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

其中，
$$\phi = \frac{1}{0.75 (1 + 0.05 \mu)}$$

μ 為韌性係數，可依下式計算：

$$\mu = \mu_0 - k_1 - k_2 \quad , \quad 1 \leq \mu \leq 5 \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

其中，
$$\mu_0 = 10 \left(\frac{cQ_{su}}{cQ_u} - 1 \right)$$

$k_1 = 2.0$ (若剪力鋼筋間距小於 8 倍縱向鋼筋之直徑， $k_1 = 0$)

$$k_2 = 30 \left(\frac{c\tau_u}{F_c} - 0.1 \right) \geq 0$$

cQ_{su} ：柱之極限剪力強度。

cQ_u ：柱撓曲降伏時之剪力。

$c\tau_u$ ： $cQ_u / (bj)$

b ：柱寬。

j ：柱斷面拉力與壓力中心之距離 (約 $0.8D$)。

F_c ：混凝土之抗壓強度。

撓曲柱之韌性指標 F 若合於 (6.12) 式之任一規定，其值需為 1.0。

$$N_s / b D F_c > 0.4 \quad (N_s \text{ 為地震時柱產生破壞時之柱軸力})$$

$$c\tau_u / F_c > 0.2$$

$$P_t > 1\% , P_t \text{ 為拉力鋼筋比}$$

$$h_0 / D \leq 2.0 , \text{ 其中 } h_0 \text{ 為柱之淨高}$$

---(6.12)

各類構材需判斷係剪力破壞或彎矩撓曲破壞，並需求其極限剪力強度與彎矩破壞時構材承擔之剪力以求取該構材之破壞時承擔之側力 C。各構材彎矩強度與剪力強度之算法分述如下，計算時鋼筋之降伏強度用規定之降伏強度加 500 kg/cm²，但如果初步檢視，發現鋼筋有銹蝕現象時，應進行材料試驗。

(a)長方形柱斷面之彎矩強度依下式計算：

當 $N_{max} \geq N \geq 0.4 b D F_c$ 時，

$$M_u = \{ 0.8 a_t \sigma_y D + 0.12 b D^2 F_c \} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 b D F_c} \right) \quad (6.13)$$

當 $0.4 b D F_c \geq N > 0$ 時，

$$M_u = \left\{ 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (6.14)$$

當 $0 \geq N \geq N_{min}$ 時，

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.4 N D \quad \dots\dots\dots (6.15)$$

其中， N_{max} ：軸向壓力作用下柱之極限強度 = $b D F_c + a_g \sigma_y$ (kg)。

N_{min} ：軸向拉力作用下柱之極限強度 = $- a_g \sigma_y$ (kg)。

N ：柱之軸向力 (kg)。

a_t ：柱拉力鋼筋之面積 (cm²)。

a_g ：柱縱向鋼筋之總面積 (cm²)。

b ：柱之寬度 (cm)。

D ：柱之深度 (cm)。

σ_y ：鋼筋之降伏強度 (kg/cm²)。

F_c ：混凝土之抗壓強度 (kg/cm²)。

(b)具翼牆之柱之極限彎矩強度依 (6.16) 式計算：

$N \leq \{ 0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 p_t \} b D F_c$ 時，

$$M_u = (0.9 + \beta) a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e b D F_c} \left(1 + \frac{a_t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (6.16)$$

$$N > \{ 0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 p_t \} b D F_c \text{ 時}$$

M_u 用 (6.16) 式計算，但 N 假設用下式計算：

$$N = \{ 0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 p_t \} b D F_c$$

其中， p_t ：拉力鋼筋比， $= \frac{a_t}{(b \cdot D)}$ ， a_t 如圖 6 所示。

$$\alpha_e : \Sigma A / (l_w \cdot b)$$

ΣA ：具翼牆柱之總斷面積 (cm²)。

l_w ：具翼牆柱之全長 (cm)。

β ：壓力端之牆長 / D 。

其他符號與 (6.13) ~ (6.15) 式相同。

(c) 兩側具柱之牆斷面的極限彎矩強度依 (6.17) 式計算，但若中間也有柱，其柱主筋可視為牆之縱筋。

$$M_u = a_t \sigma_y l_w + 0.5 (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N l_w \dots\dots\dots (6.17)$$

其中， a_t ：拉力側柱之縱向鋼筋總面積 (cm²)。

σ_y ：拉力側柱縱向鋼筋之降伏強度 (kg/cm²)。

a_w ：牆之縱向鋼筋斷面積 (cm²)。

σ_{wy} ：牆之縱向鋼筋之降伏強度 (kg/cm²)。

l_w ：牆之長度，由柱心量至柱心 (cm)。

(d) 一端有柱之牆及不具邊柱之牆之極限彎矩強度可依其形狀及配筋狀況，用式 (6.13)、(6.14)、(6.15)、(6.16) 及 (6.17) 來計算。

(e) 柱斷面之極限剪力強度，依式 (6.18) 計算。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M / (Q d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b j \quad (6.18)$$

但 $\frac{M}{Qd}$ 小於 2 時，取 1.0；大於 3 時，取 3.0。

其中， p_t ：拉力鋼筋比（%）。

p_w ：剪力鋼筋比， $p_w \geq 0.012$ 時，取 $p_w = 0.012$ 。

σ_{wy} ：剪力鋼筋之降伏強度（ kg/cm^2 ）。

σ_o ：柱軸向應力（ kg/cm^2 ）， $\sigma_o > 80 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 時，取

$$\sigma_o = 80 \text{ kg}/\text{cm}^2。$$

d ：柱之有效深度，可取（ $D - 5$ ） cm 。

M/Q ：可取為 $h_0/2$ ， h_0 為柱之淨高。

j ：應力中心間距，可取為 $0.8 D$ 。

(f) 具翼牆柱之斷面極限剪力強度可依（6.19）式計算。

$$Q_{su} = 0.8 \sqrt{F_c} \left(\frac{l_w}{h_0} \right) \sum A + 0.5 \left\{ p_w \sigma_{wy} + p_s \sigma_{sy} \frac{t (l_w - D)}{b \cdot D} \right\} \cdot b D + 0.1 N \quad \dots\dots\dots (6.19)$$

其中， p_w ：柱之剪力鋼筋比。

σ_{wy} ：柱剪力鋼筋之降伏強度（ kg/cm^2 ）。

p_s ：翼牆之側向鋼筋比 $= \frac{a_w}{ts}$

a_w 為翼牆一組側向鋼筋之斷面積（ cm^2 ）。

s 為側向鋼筋之間距（ cm ）。

σ_{sy} ：翼牆側向鋼筋之降伏強度（ kg/cm^2 ）。

N ：柱之軸力（ kg ）。

h_0 ：柱之淨高（ cm ）。

$\sum A$ ：總斷面積。

l_w ， t ， b ， D 見圖 7 所示。

(g) 兩側具有邊柱之牆斷面之極限剪力強度可依（6.20）式計算。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (180 + F_c)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_{we} s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_e j \quad \dots\dots\dots (6.20)$$

其中， p_{te} ：100 $a_t / (b_e l)$ (%)。

a_t ：拉力端柱主筋之總斷面積 (cm²)。

l ：牆之全長 (cm)，參見圖 8。

b_e ：等價牆厚 = $\Sigma A / l$ (cm)。

ΣA ：牆與柱之總面積和 (cm²)。

p_{we} ：等價牆側向鋼筋比 = $\frac{a_w}{(b_e s)}$ 。

其中， a_w ：牆一組側向鋼筋之斷面積 (cm²)。

s ：牆側向鋼筋之間距 (cm)。

$s \sigma_{wy}$ ：牆側向鋼筋之降伏強度 (kg/cm²)。

σ_o ： $\Sigma N / (b_e l)$ 。

其中， ΣN ：牆與柱之總軸向力。

j ：可取為 l_w 或 $0.8 l$ 。

$\frac{M}{Q}$ ：依式 (6.23) 求出 ${}_w M_u / {}_w Q_{Mu}$ 之值。

牆若具有開孔，斷面之極限剪力強度可將 (6.20) 式乘以 (6.21) 式之折減係數 r 。

$$r = 1 - (\text{等價開口周邊比}) \quad \dots\dots\dots (6.21)$$

其中，等價開口周邊比 = $\sqrt{\frac{\text{開口部面積}}{h l_w}}$ ， h 為層高。

(h) 單側有柱之牆及不具柱之牆的極限剪力強度可根據其形狀及配筋狀況依式 (6.18) 及 (6.19) 計算之。

各構材算出極限彎矩強度與剪力強度後，可用以判定構材的破壞模式，並決定構材破壞時承擔之側向力。

以柱而言，當 $cQ_{Mu} < cQ_{su}$ 時，此構材定義為撓曲柱，而柱承擔之側向力為 $cQ_u = cQ_{Mu}$ 。當 $cQ_{Mu} \geq cQ_{su}$ 時，此構材定義為剪力柱，而柱破壞時承擔之側向力為 $cQ_u = cQ_{su}$ 。

$$\text{其中， } cQ_{Mu} = \frac{cM_{uu} + cM_{ub}}{h_0} \dots\dots\dots (6.22)$$

cM_{uu} ：柱頂斷面之極限彎矩強度。

cM_{ub} ：柱底斷面之極限彎矩強度。

h_0 ：柱之淨高。

以牆而言，當 $wQ_{Mu} < wQ_{su}$ 時，此構材定義為撓曲牆，牆破壞時承擔之側向力 $wQ_u = wQ_{Mu}$ 。當 $wQ_{Mu} \geq wQ_{su}$ 時，此構材定義為剪力牆，牆破壞時承擔之側向力 $wQ_u = wQ_{su}$ 。

$$\text{其中， } wQ_{Mu} = \theta \frac{wM_u}{h_w} \dots\dots\dots (6.23)$$

其中， wM_u ：牆之極限彎矩強度。

h_w ：所考慮樓層之平面至剪力牆最頂端之高。

θ ：等於 2.0，在連層牆（含一樓的牆）的最頂部情況， $\theta = 1.0$ 。

對於撓曲梁支配型柱及剪斷梁支配型柱破壞模式言，需計算梁斷面的彎矩強度與剪力強度。計算時可用上述計算柱的彎矩強度與剪力強度的公式，只要將 N 與 σ 令為零即可。樓版中鋼筋之效應亦得考慮在計算梁之彎矩強度中。計算梁斷面之彎矩強度時可用下式：

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \dots\dots\dots (6.24)$$

其中， a_t ：拉力鋼筋之面積。

σ_y ：拉力鋼筋之降伏強度。

d ：梁斷面之有效深度。

對於撓曲梁支配型柱，在梁產生彎矩破壞時柱承擔之側向力 cQ_u 可根據下式

計算：

$$c.Q_u = \frac{\text{柱上、下斷面當梁撓曲破壞時之彎矩和}}{\text{柱之淨高}} \quad \dots\dots\dots (6.25)$$

而柱斷面之彎矩係考慮梁、柱節點彎矩平衡，先算出節點右端與左端梁斷面的彎矩強度右 $M_{梁}$ 與左 $M_{梁}$ ，並假設該節點柱之彎矩為此二值和之一半。對於剪斷梁支配型柱，在梁產生剪力破壞時柱承受之側向力亦根據(6.25)式計算，惟此時柱斷面之彎矩係考慮梁產生剪力破壞時梁端之彎矩，再根據節點彎矩平衡，求得柱斷面彎矩。節點彎矩之平衡，請見圖9。

對於牆構材而言，欲判斷彎矩破壞、剪力破壞或基礎上浮等三種破壞模式何者先發生，以及發生破壞時各層牆承擔之側向力，可採用圖10之模式，取牆體及其連接梁半跨長分析之，梁之端點及牆之底端以鉸支承處理，而作用於各樓層之地震水平力取倒三角形分佈。

當梁之撓曲降伏或牆基礎上浮支配建築物的破壞模式時， $F_{ui} a_{oi}$ 值可依(6.26)式修正。

$$(F_{ui} a_{oi})' = F_{ui} a_{oi} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2n+1}{n+1} \quad \dots\dots\dots (6.26)$$

其中 n 為建築物之總樓層數。

經年係數 F_T 依表9所列之調查項目之有關結果，依(6.27)式計算。經年係數整幢建築僅有一單一數值。

$$F_T = (T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_N) / N \quad \dots\dots\dots (6.27)$$
$$T_i = (1 - P_{si}) (1 - P_{ti})$$

其中， T_i ：第 i 層之經年指標

N ：所檢討建築物之樓層數

P_{si} ：第 i 層結構開裂、變形之減點數合計值。(參見表9)

P_{ti} ：第 i 層結構變質與老化之減點數合計值。(參見表9)

形狀係數 F_i 按表 10 所列十二個項目評估，得各項之 q_i 值後之乘積為 F_i 值。

各層各向依 (6.5) 式算得之最小崩塌地表加速度為該建築物之崩塌地表加速度。

第七條：非結構構材耐震能力詳細評估法

非結構構材耐震能力詳細評估法中以耐震指標 I_N 來表示其耐震能力。

建築物各層、各牆面之耐震指標 I_N 依 (7.1) 式計算：

$$I_N = 1 - \frac{\sum_j B_j W_j H_j L_j}{\sum_j L_j} \dots\dots\dots (7.1)$$

上式中， B_j ：構法指數

W_j ：面積指數

H_j ：影響度指數

L_j ：各單位部份牆面之長

使用 (7.1) 式時，需將牆面分割為許多單位，各單位部份尺寸之決定以使此牆面最易破壞者。

構法指數 B ，可依變形追隨指數 f 及實態指數 t 由 (7.2) 式求得：

$$B = f + (1 - f) t \dots\dots\dots (7.2)$$

變形追隨指數可由主體結構之韌性度 g_s 及非結構構材脆性度 g_N ，依表 11 求得

。 g_s 與 g_N 可由表 12 與表 13 查得。

實態指數 t 依據經歷破壞之程度 g_H 與完工年數 g_Y 之組合，由表 14 求得。

面積指數 W_j ，依 (7.3) 式計算：

$$W_j = a + b \frac{h_j}{h_s} \dots\dots\dots (7.3)$$

其中， $a = 0.5$ ， $b = 0.5$

h_j ：該構法之高度

h_s ：標準樓層高 = 3.5 m

影響度指數 H ，從環境指數 e 及抑制指數 c ，依 (7.4) 式求得：

$$H = \sum_k e_k c_k \dots\dots\dots (7.4)$$

使用 (7.4) 式時，影響角之內部所有水平面之 e_k ， c_k 都得求得，再求其和。影響角為以該構法之頂部，以 2 : 1 斜率向下作一斜線與牆面之夾角。但若在同一平面， e_k 或 c_k 有不同數值時，取其最大值。

環境指數 e ，依該牆面直下方之環境（指人們居住之可能性），從表15求得。

抑制指數 c 係依屋簷、退縮部等有效遮蔽物之有無及其他條件由表16求出。

第八條 建築物耐震能力詳細分析評估法

本建築物耐震能力詳細分析評估法係進行精確的彈性動力分析配合靜力非線性分析來求取建築物之崩塌地表加速度。茲分下列程序進行：

8.1 工址正規化地震加速度反應譜之決定

工址正規化地震加速度反應譜因地盤與震區而不同，區分為六類，如第四條所述。如何判定地盤係堅實、普通或軟弱，依地層周期值 T_G 來決定。計算地層周期值 T_G 可按 (4.12) 式計算。選定正規化地震加速度反應譜係用於彈性動力分析，惟應先建立建築物之動力分析模式。

8.2 建築物彈性動力分析模式之建立與分析方法

建築物彈性動力分析模式需能反映建築物之動力特性。應注意結構幾何形狀之模擬、質量分佈之模擬、材料與斷面性質之模擬與基礎之模擬。

習用 TABS 程式之分析模式係假設樓版為剛體，使分析模式大為簡化。樓版之運動可以質心 x 向及 y 向之位移加上樓版扭轉三個自由度來表示。 x 向之各構架各依實際梁、柱、剪力牆等構材組成其勁度矩陣，再以靜定濃縮得僅留各層 x 向變

位之勁度矩陣。各構架在某層 x 向變位與該層質心 x 向位移與扭轉角有關，可轉換以其表示， y 向構架亦做類似處理，故整體結構之勁度矩陣最後以各層三個自由度來表示。本分析模式適用於一般建築物彈性動力分析之用。上述模式質量全集中在各樓層之質心，此外亦需計算各層對質心之轉動慣量。

進行動力分析時，最大地表加速度建議以 0.1 g 為準，可採用一般的 SRSS 振態疊加法，以各振態的反應值的平方和開根號求得最後反應值。惟所考慮振態的數目需足夠，使所求得之反應值具有較佳之正確性。

上述分析時，假設地震沿 x 向與 y 向分別處理。先求得各層層剪力與層扭矩之 SRSS 值，再將下層值減去上層值得到作用於各層之 x 向、 y 向地震力與扭矩。將上述地震力以靜力加於原結構，惟扭矩應再加上建築技術規則規定的意外扭矩，如此可得各構架各層所受之水平地震力。

由於考慮地震波輸入的方向不一定沿 x 向或 y 向，因此建議計算 x 向構架所受各層地震力時，除考慮地震沿 x 向 100 % 地震力作用外，亦加上地震沿 y 向作用時，此 x 向構架所承受 x 向地震力 30 % 計算之。柱子因同屬 x 向與 y 向構架，故其軸力應考慮疊加，惟因非線性分析僅考慮二度空間，故柱之雙向彎矩暫不計入。

根據上述分析結果選定較危險之構架進行二維非線性分析，用以評估構架降伏時之地表加速度 a_y 與崩塌地表加速度 a_c 。進行非線性分析時，作用於各層之水平地震力分佈保持與彈性分析所得者相同，惟照一共同倍數漸漸遞增。

8.3 非線性分析與塑鉸破壞地表加速度之評估

由前述彈性動力分析結果，可設法找出較危險的幾個構架，該構架在地表加速度為若干時開始降伏，極限韌性比為多少，崩塌地表加速度為若干，則需進行詳細非線性分析決定之。本款先假設此建築物在大地震中之行為具有韌性，其破壞模式為產生許多彎矩塑鉸而破壞。其他破壞模式如剪力破壞見第 4 款。

將較危險之構架取出，如圖 c.5 所示，加上靜載重及活載重之半，並將彈性動力分析求得之地震力加於各層，保持其豎向分配不變逐漸增大水平力。由非線性分

折可得開始產生斷面降伏之水平力倍數 α_y ，其時頂層水平位移為 Δ_y 。當水平力再增加時，塑鉸逐漸增多，直至水平力倍數達 α_u 時，某塑鉸達其極限塑鉸轉角 ρ_u ，或構架達不穩定破壞，其時之位移為 Δ_u ，則構架之韌性容量 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。原彈性動力分析地表加速度為 $0.1 g$ ，故開始降伏之地表加速度 a_y 為 $0.1 (g) \cdot \alpha_y$ ，而塑鉸破壞時對應之地表加速度 a_c 為 $F_u a_y$ 。 F_u 與加速度反應譜及建築物之基本振動周期 T 有關，依第四條中 (4.21) 式至 (4.26) 式計算之。有關鋼筋混凝土結構的非線性分析過程頗為繁複，其重點之描述詳見說明部份。

8.4 剪力破壞及其破壞地表加速度之評估

構架某斷面可能產生塑鉸，該斷面降伏時對應有一剪力，若該斷面之剪力強度低於此值，則未發生降伏前，該斷面已發生脆性剪力破壞。斷面降伏後，隨地震變大，地震力增加，斷面引致之彎矩與剪力亦將稍有遞增，然因受反覆作用力之故，斷面抗剪強度隨構材韌性比 μ_m 遞增而變小， μ_m 之意義詳見說明。當構材韌性比 μ_m 未達 2.0 前，斷面抗剪強度不遞減，其時斷面之抗剪強度 $V_i (c)$ 可計及混凝土及箍筋之抗剪能力如下：

$$V_i (c) = V_s + V_c = \frac{A_v f_y d}{S} + 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

構材韌性比超過 2.0 後，斷面抗剪能力會遞減，至某一構材韌性比 μ_{mu} 後，斷面之抗剪強度中混凝土提供之部份 V_c ，除非軸壓力除以斷面全面積超過 $0.1 f'_c$ ，否則不予計算，即：

$$V_i (c) = V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

上述構材韌性比 μ_{mu} 與降伏斷面至反曲點距離 L_c 及構材抵抗剪力方向之深度 b_c 之比值有關，依下式計算：

$$\mu_{mu} = 2 + 0.75 \frac{L_c}{b_c} \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

若 L_c/b_c 為 4.0，則 μ_m 至 5.0 時，斷面剪力強度線性降至 $V_i(c)$ 。

圖11所示為構材斷面剪力強度與構材韌性比之關係。構架進行非線性分析時，先計算好各構材斷面的剪力強度 $V_i(c)$ ，其後各載重階段下，計算 μ_m ，並計算構材之韌性比 μ_m ，而求得該構材斷面當時之剪力強度，再與當時構材斷面引致之剪力比較，如剪力達剪力強度，則該構材斷面產生剪力破壞，依當時整體構架之韌性比 μ 估算當時對應之地表加速度為 $F_u(\mu) a_y$ ，其中 $F_u(\mu)$ 按(4.21)至(4.26)式計算， a_y 為構架起始降伏對應之地表加速度。若此時 $\mu < 1$ ，代表起始降伏尚未發生，則依當時地震力 α 值，依 αa_y 來估計當時對應之地表加速度。此時 α 值小於 1.0。

8.5 土壤液化地表加速度評估

地下水位深度在 10 公尺以內之沖積層，地表下 20 公尺以內平均粒徑 D_{50} 在 0.02 mm 至 2 mm 間之飽和砂土層，於地震發生時有液化之可能。建築物採用筏基者，若其坐落之土層液化，建築物應視為破壞。

液化的判定由液化抵抗率 (F_L) 決定之：

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (8.4)$$

其中， L 為地震引起的剪應力比，其值以下式求之：

$$L = 0.65 \frac{A}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \gamma_d \dots\dots\dots (8.5)$$

此處， A ：最大地表加速度值，單位為 g 。 g 為重力加速度。

σ_o ：總覆土壓力 (kg/cm^2)。

σ'_o ：有效覆土壓力 (kg/cm^2)。

γ_d ：深度折減係數， $\gamma_d = 1 - 0.015 x$ ， x 為地表面下深度 (m)。

R ：由動力三軸實驗求得土壤發生液化時之剪應力比。 R 值之大小與土壤之 N 值，有效覆土壓力及平均粒徑 D_{50} 有關。

$R = R_1 + R_2$ ，其中 R_1 為與 N 值及有效覆土壓力有關的剪應力比， R_2 為與 D_{50} 有關之剪應力比。

R 值可以下列三式計算之：

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_o + 0.7}} + 0.19, \quad (0.02 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.05 \text{ mm})$$

..... (8.6)

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_o + 0.7}} + 0.225 \log \frac{0.35}{D_{50}},$$

($0.05 \text{ mm} < D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$) (8.7)

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_o + 0.7}} - 0.05, \quad (0.6 \text{ mm} < D_{50} \leq 2 \text{ mm})$$

..... (8.8)

液化抵抗率若小於或等於 1，則由表 17 得出土壤參數折減係數 D_E 值， D_E 值為零之土層於強震時會液化而喪失承载力，而導致建築物破壞。即使 D_E 值不為零，但經折減後之土壤承载力小於建築物地震中所引致者，亦視為破壞。

8.6 建築物碰撞或層間變位達極限值之地表加速度

圖 c.5 構架非線性分析過程中，隨時檢查屋頂之變位及各層之層間變位值。屋頂變位值達將與隣棟建築物碰撞之極限變位時，求得其構架之韌性比 μ ，則此時對應之地表加速度為 $F_U(\mu) a_y$ 。 F_U 值由 (4.21) 至 (4.26) 式計算， a_y 為構架降伏時之地表加速度。各層層間變位亦隨時檢查，俟達容許極限值時，求取構架當時之韌性比 μ ，此係以屋頂位移為準算得之韌性比。則對應之地表加速度為 $F_U(\mu) a_y$ 。 F_U 值亦由 (4.21) 至 (4.26) 式計算， a_y 亦為構架起始降伏時之地表加速度。

表 1. 經年係數 E_T 之評估標準

檢 查 項 目	程 度	T 值
變 形	建物傾斜或有顯著差異沉陷	0.7
	地盤位於填土區或水田區	0.9
	肉眼可看出梁、柱之變形	0.9
	無上述之情況	1.0
牆、柱之龜裂	下雨漏水且流出鋼筋銹	0.8
	肉眼可明顯看出柱之斜向裂縫	0.9
	外牆有無數的裂縫	0.9
	下雨漏水但未流出鋼筋銹	0.9
	無上述之情況	1.0
火 災 經 歷	有痕跡	0.7
	經歷過，但無明顯痕跡	0.8
	沒有	1.0
用 途	使用過化學藥品或現在使用中	0.8
	無上述之情況	1.0
建 物 年 數	30 年以上	0.8
	20 年以上	0.9
	20 年未滿	1.0
粉刷材狀況	外部老朽化而顯著剝落	0.9
	內部變質，顯著剝落	0.9
	沒有問題	1.0
經年指標，取上述各項中之最小值		

表 2. 形狀係數 F_1 之評估標準

(檢討最不利樓層，而適用於全部樓層)

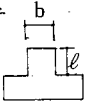
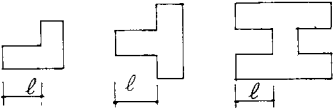
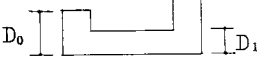
項 目			qi 值	說 明
形 狀	平 面	規 則 型 a_1	1.0	a_1 : 大略呈軸對稱，突出部面積佔樓板面積 10% 以下。突出部長寬比 $\ell/b \geq 1/2$ 。 a_2 : 較 a_1 不規則，但 L、T、U 型等平面，其突出部面積佔樓板面積 30% 以下。 a_3 : 比 a_2 更不規則，且 L、T、U 型等平面，其突出部面積佔樓板面積 30% 以上。 
		大略規則 a_2	0.9	
		不規則 a_3	0.8	
	長 寬 比	$b \leq 5$	1.0	b = 長邊 / 短邊，L、T、U 型等情況，長邊長度取 2ℓ 。 
		$5 \leq b \leq 8$	0.95	
		$8 < b$	0.9	
	中 間 變 細	$0.8 \leq c$	1.0	$c = D_1 / D_0$ 
		$0.5 \leq c \leq 0.8$	0.95	
		$c < 0.5$	0.9	
	伸 縮 縫	$1/100 \leq d$	1.0	適用於有伸縮縫者 $d = \frac{\text{伸縮縫寬度}}{\text{伸縮縫部之高度}}$
		$1/200 \leq d < 1/100$	0.95	
		$d < 1/200$	0.9	
狀	樓 板 挑 空	$e \leq 0.1$	1.0	$e = \frac{\text{樓板挑空面積}}{\text{樓層面積 (含挑空面積)}}$ 但以鋼筋混凝土牆圍起之樓梯間不視為樓板挑空。
		$0.1 < e \leq 0.3$	0.95	
		$0.3 < e$	0.9	
	樓 板 挑 空 偏 心	$f_1 \leq 0.4$ 且 $f_2 < 0.1$	1.0	$f_1 = \frac{(\text{建築物中心與樓板挑空部中心間之距離})}{\text{建築物之短邊長度}}$ $f_2 = \frac{(\text{建築物中心與樓板挑空部中心間之距離})}{\text{建築物之長邊長度}}$
		$f_1 \leq 0.4$ 且 $0.1 < f_2 \leq 0.3$	0.975	
		$0.4 < f_1$ 或 $0.3 < f_2$	0.95	

表 2. 形狀係數 F_1 之評估標準 (續)

項		目	q_i 值	說	明
立 面 形 狀	地下室之有無	$1.0 \leq h$	1.2	$h = \frac{\text{地下層面積}}{\text{建築面積}}$	
		$0.5 \leq h \leq 1.0$	1.1		
		$h < 0.5$	1.0		
	層高之均等性	$0.8 \leq i$	1.0	$i = \frac{\text{上層之層高}}{\text{檢討層之層高}}$	檢討層為最上層時，以其下層代為上層。 當 i 值大於 1，採用其倒數。
		$0.7 \leq i \leq 0.8$	0.95		
		$i < 0.7$	0.9		
	牆之連續性	佳	1.0		
		可	0.95		
		差	0.9		
其他特殊形狀	沒 有	1.0	● 牆之存在而造成偏心 ● 柱心與梁心的不一致 ● 同一樓層樓板高低差		
	略 有	0.95			
	顯 著	0.9			
形狀係數 F_1 = 各項 q_i 之相乘					

表 3. 主體結構物韌性度 g_s

g_s	主 體 結 構 之 性 狀
0	韌性小之建築物，例如短柱多之建築物
0.5	韌性大之建築物，例如牆少之建築物

表 4. 非結構構材脆性度 g_N

g_N	非 結 構 構 材 之 構 法
0.5	外牆裝修材為變形能力小之材料，例如混凝土磚、玻璃磚、固定窗、貼石片、貼磁磚、水泥粉刷、ALC 板等。
0	外牆裝修材為變形能力較大之構材，例如金屬、PC 帷幕牆、可動窗、噴磁磚或無粉刷材等

表 5. 實態指數 t

t	是 否 損 壞 過
1.0	曾經損壞過，或不詳
0.5	未曾損壞過

表 6. 影響度指數 H

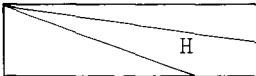
 H	外牆下方有屋簷、 退縮部等遮蔽物	外牆下方無遮蔽物
外牆下方有道路（包括私有道路及廣場）	0.3	1.0
非 上 述 情 況	0.1	0.5

表 7 詳細評估法使用之韌性指標 F

構 材 種 類	韌 性 指 標 F
極 脆 性 柱	0.8
剪 力 柱	1.0
剪 力 牆	1.0
撓 曲 柱	1.27 ~ 3.2 , (6.10) 式
撓 曲 牆	1.0 ~ 2.0 , (6.9) 式
撓曲梁控制型之柱	3.0
剪力梁控制型之柱	1.5
迴 轉 牆	3.0

表 8 (6.8) 式中 α_2 與 α_3 之值

第一類構材 第二或第三類構材	極 脆 性 柱	剪力柱或剪力牆
撓 曲 柱	0.5	0.7
撓 曲 牆	0.7	1.0
剪力柱或剪力牆	0.7	—

表 9 計算經年係數之減點數合計表

項 目		結構龜裂、變形			變質、老朽化		
部 位	程 度	a	b	c	a	b	c
		1. 由於差異沉陷產生開裂 2. 肉眼可辨認之梁、牆、柱、剪力開裂或對角開裂	1. 樓版或梁變形呈彎非結構構材 2. 肉眼不容易看出牆、柱、梁之剪力裂縫或對角裂縫 3. 梁、柱之撓曲或垂直裂紋極易看出	沒有a、b、c所言之變形與龜裂	1. 鋼筋生銹，混凝土膨脹開裂 2. 鋼筋腐蝕 3. 火災產生之混凝土開裂 4. 化學藥品致使混凝土變質	1. 由於雨水、漏水，鋼筋之銹蝕出 2. 混凝土鋼筋位置之中性化 3. 外飾材料明顯剝落	1. 雨水、漏水，化學藥品使混凝土顯著污損 2. 外飾材料剝落或老朽化
版 (含小梁)	總樓版數 $\frac{1}{3}$ 以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	總樓版數之 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}$	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	總樓版數未達 $\frac{1}{6}$	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
大 梁	建物一方向構材數之 $\frac{1}{3}$ 以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	同上 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}$	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	同上，未達 $\frac{1}{6}$	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
牆、柱	總構材數 $\frac{1}{3}$ 以上	0.150	0.046	0.011	0.150	0.046	0.011
	同上 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}$	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	同上，未達 $\frac{1}{6}$	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
小計							
合計					Pti =		

註：對應之值請圈起，再合計

表10 形狀係數 F_1 之評估標準

(檢討最不利樓層，而適用於全部樓層)

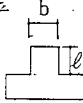
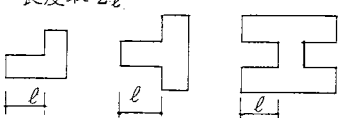
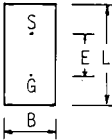
項 目			qi 值	說 明
平 面 比	規 則 性	規則型 a_1	1.0	a_1 : 大略呈軸對稱，突出部面積佔樓板面積 10% 以下。突出部長寬比 $\ell/b \geq 1/2$ 。 a_2 : 較 a_1 不規則，但 L、T、U 型等平面，其突出部面積佔樓板面積 30% 以下。 a_3 : 比 a_2 更不規則，且 L、T、U 型等平面，其突出部面積佔樓板面積 30% 以上。 
		大略規則 a_2	0.95	
		不規則 a_3	0.9	
	長 寬 比	$b \leq 5$	1.0	b = 長邊 / 短邊，L、T、U 型等情況，長邊長度取 2ℓ 。 
		$5 \leq b \leq 8$	0.975	
		$8 < b$	0.95	
形 狀	中 間 變 細	$0.8 \leq c$	1.0	$c = D_1 / D_0$ 
		$0.5 \leq c \leq 0.8$	0.975	
		$c < 0.5$	0.95	
	伸 縮 縫	$1/100 \leq d$	1.0	適用於有伸縮縫者 $d = \frac{\text{伸縮縫寬度}}{\text{伸縮縫部之高度}}$
		$1/200 \leq d < 1/100$	0.975	
		$d < 1/200$	0.95	
	樓 板 挑 空	$e \leq 0.1$	1.0	$e = \frac{\text{樓板挑空面積}}{\text{樓層面積 (含挑空面積)}}$ 但以鋼筋混凝土牆圍起之樓梯間不視為樓板挑空。
		$0.1 < e \leq 0.3$	0.975	
		$0.3 < e$	0.95	
	樓 板 挑 空 偏 心	$f_1 \leq 0.4$ 且 $f_2 < 0.1$	1.0	$f_1 = \frac{(\text{建築物中心與樓板挑空部中心間之距離})}{\text{建築物之短邊長度}}$
		$f_1 \leq 0.4$ 且 $0.1 < f_2 \leq 0.3$	1.0	
		$0.4 < f_1$ 或 $0.3 < f_2$	1.0	

表 10 形狀係數 F_i 之評估標準 (續)

項		目	q_i 值	說 明	
平 面 形 狀	平 面 剛 性 (PR)	$\ell \leq 0.1$	1.0	$\ell = \frac{E}{\sqrt{B^2 + L^2}}$  S: 重心, G: 剛心, E 為重心 與剛心之距離。水平剛度可取 $\sum (\text{柱斷面積}) + \sum (\text{牆斷面積} \times \alpha)$ (α 值見註)	
		$0.1 < \ell \leq 0.15$	0.9		
		$0.15 < \ell$	0.8		
立 面 形 狀	地下室之有無	$1.0 \leq h$	1.2	$h = \frac{\text{地下層面積}}{\text{建築面積}}$	
		$0.5 \leq h \leq 1.0$	1.1		
		$h < 0.5$	1.0		
	層高之均等性	$0.8 \leq i$	1.0	$i = \frac{\text{上層之層高}}{\text{檢討層之層高}}$ 檢討層為最上層時，以其下層代為上層。 當 i 值大於 1，採用其倒數。	
		$0.7 \leq i < 0.8$	0.95		
		$i < 0.7$	0.9		
	牆之連續性	佳	1.0		
		可	0.95		
		差	0.9		
	立面剛性 (SR)	$0.8 \leq n \leq 1.2$	1.0	$n = [\text{上層之(剛/重)比} / \text{該層之(剛/重)比}] \times \beta$ ，該層為頂層時，其下一層可作為其上層。 (剛/重)比 = (樓層之剛性) / (該層之上建築物總重量) 樓層剛性為 $[\sum (\text{柱斷面積}) + \sum (\text{牆斷面積} \times \alpha)] / \text{層高}$ 。 $\beta = (N - 1) / N$ ， N 為檢討層以上樓層數，最頂層者 $\beta = 2.0$ 。	
		$1.2 < n \leq 1.7$ or $0.6 \leq n < 0.8$	0.9		
		$1.7 < n$ or $n < 0.6$	0.8		
	其他特殊形狀	沒 有	1.0	牆之存在而造成偏心 柱心與梁心的不一致 同一樓層樓板高低差	
		略 有	0.95		
		顯 著	0.9		
形狀係數 F_i = 各項 q_i 之相乘					

註：由牆之高寬比決定 α 值

牆之比例 h/l	α	
	剛架內之牆	剛架外之牆
$3.0 \leq h/l$	1.0	0.3
$2.0 \leq h/l < 3.0$	1.5	0.5
$1.0 \leq h/l < 2.0$	2.5	0.8
$h/l < 1.0$	3.5	1.2

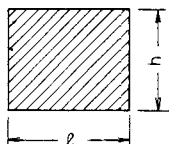


表 11 變形追隨指數 F

主體結構 非結構構材		剛 ← $\mathcal{E}_s$ → 柔			
		1	2	3	4
剛 ↑ $\mathcal{E}_N$ ↓ 柔	1	0.3	0.8	0.9	1.0
	2	0	0.3	0.8	0.9
	3	0	0	0.3	0.8
	4	0	0	0	0.3

表 12 主體結構韌性度 $\mathcal{E}_s$

$\mathcal{E}_s$		主 體 結 構 之 性 狀	F 指標標準
剛 ↑ ↓ 柔	1	缺乏韌性之建築物，例如 極脆性柱支配之建築物	0.8
	2	稍微有韌性之建築物，例如 剪力破壞柱、剪力破壞牆支配之建築物	1.0
	3	有韌性之建築物，例如 撓曲柱、撓曲牆支配之建築物	1.3
	4	韌性良好之建築物，例如 撓曲柱、撓曲牆支配之建築物，但韌性甚佳	3.0

表 13 非結構構材脆性度 $\mathcal{E}_N$

$\mathcal{E}_N$		非結構構材之構法（牆體、開孔、外飾材等）		
剛 ↑ ↓ 柔	1	缺乏變形能力之構材，與濕式構法類似之構材		
		混凝土塊，玻璃塊	鋼製窗	貼石片
	2	稍微有變形能力，與乾式構法類似之構材		
		ALC 板	鋼製窗	貼磁磚，噴砂漿
	3	相當有變形能力，現場一體構建		
		金屬、PC 帷幕牆	可動窗	噴漿
	4	耐震上已特別加以考慮，沒有剝落、掉下之虞者		
		現場整體構建之牆體	無開口	沒有再處理

表 14 實態指數 t

完工年數 g_y 修補經過及程度 g_h		1	2	3
		~ 3 年	3 ~ 10 年	10 年~
1	曾經破壞，未曾補修	1.0	1.0	1.0
2	是否曾經破壞，不詳	0.2	0.3	0.5
3	未曾遭到破壞或全面補修	0	0.2	0.3

表 15 環境指數 e

環 境	e
公眾使用之道路	1.0
私道、通道、走廊、廣場、陽台	0.7
居民可進入之空地	0.2
居民不可進入之空地、鄰接建築物	0

表 16 抑制指數 c

抑 制 條 件	c
屋簷、退縮部等可將影響角內完全攔阻	0
屋簷等只能將影響角內一部份攔阻	0
無該牆面同樓層之水平面	0.5
其他	1.0

表 17 有液化潛能之土層土壤參數折減係數 D_E

F_L	地表面起算之深度 X (m)	D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq X \leq 10$	0
	$10 < X \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq X \leq 10$	1/3
	$10 < X \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq X \leq 10$	2/3
	$10 < X \leq 20$	1

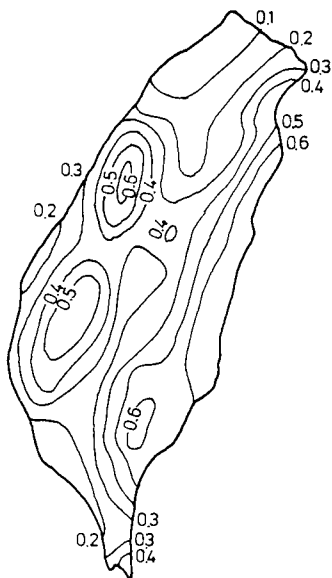


圖 1 50 年內超越機率為 10 % 之地面加速度圖
(單位：G) (茅聲熹，1978)

SAFETY FACTOR FOR 50% LIVE LOAD
10.7.5 FL. STRUCTURE (OFFICE)

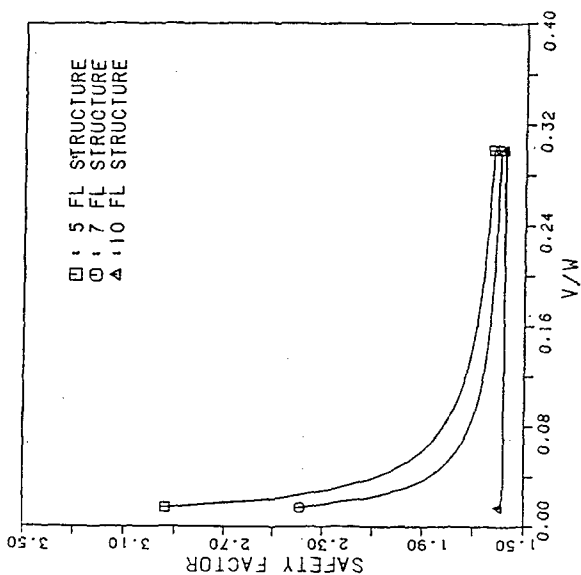


圖 2 不同樓層辦公室建築物起始降伏
安全係數與 V/W 之關係圖

SAFETY FACTOR FOR 50% LIVE LOAD
10.7.5 FL. STRUCTURE (APARTMENT)

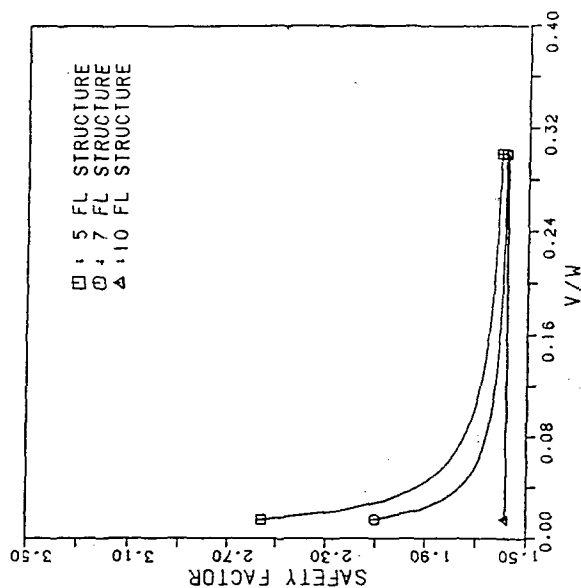


圖 3 不同樓層住宅建築物起始降伏
安全係數與 V/W 之關係圖

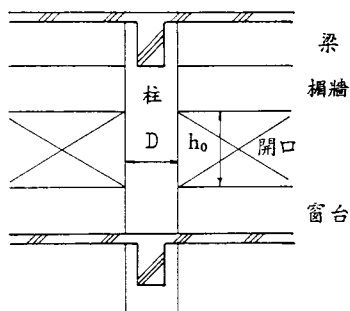


圖 4 柱之淨高 h_0

	$A_{w1} = t \times l_{w1}$
	$A_{w2} = t \times l_{w2}$ 當 $(l_{w2} - D) < 45 \text{ cm}$ 可忽略牆， 以獨立柱來處理。
	$A_{w3} = t \times l_{w3}$ 當 $l_{w3} < 45 \text{ cm}$ 可忽略

圖 5 牆壁有效斷面積之算法

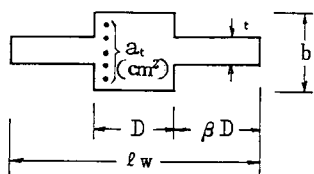


圖 6 具翼牆之柱

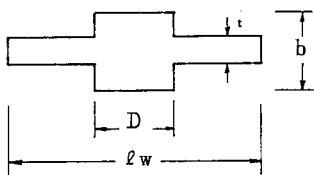


圖 7 具翼牆之柱

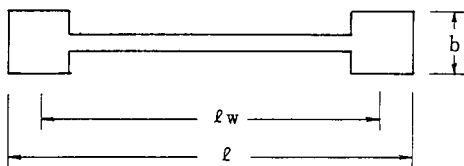


圖 8 兩側具邊柱之牆

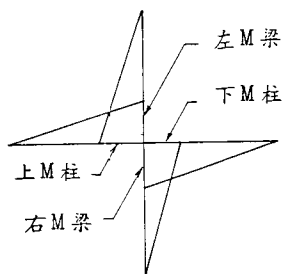


圖 9 節點之彎矩平衡

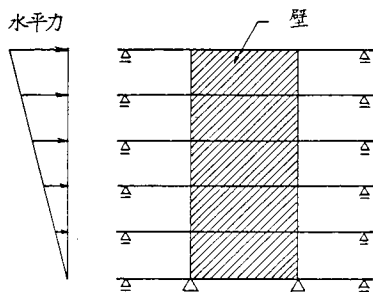


圖 10 連續牆之結構分析模式

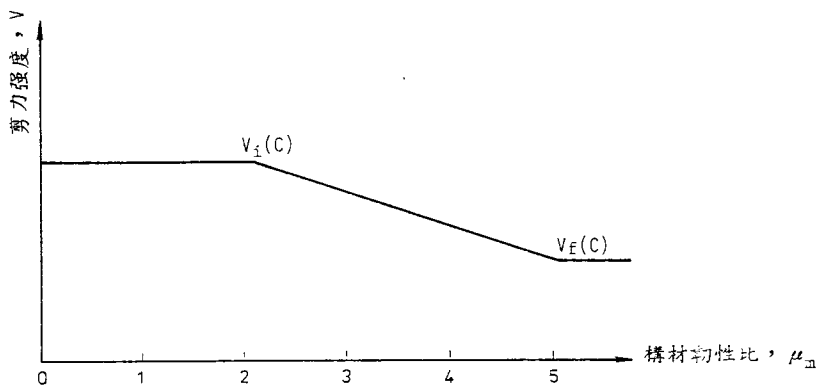


圖 11 構材斷面剪力強度與構材韌性比之關係

第二部份 現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則說明

第一條 適用範圍

現有鋼筋混凝土建築物耐震能力之評估需要許多資料，如建築物所在地點之地震反應譜，地震危害度分析等，因此本準則僅適用於台灣地區。其他地區若有相關資料，亦可適用本評估準則。雖然本準則第二條提到何種建築物需要評估，但不意謂本評估準則只適用於此類建築物。本評估準則建築物之耐震能力以崩塌地表加速度表示，較美國ATC-3規範評估法係以ATC-3規範耐震要求為標準，計算建築物構材之耐震能力，並求取耐震能力與耐震要求的比值用以評估現存建築物的耐震能力合理〔2〕，因將崩塌地表加速度求出後，參照地震危害度分析結果，便可知其對應的回歸期，而知耐震能力是否不足。

日本建築防災協會出版的“既存鋼筋混凝土建築物耐震診斷基準”〔3〕，建築物的耐震能力係以結構耐震指標 I_s 來表示，欲決定 I_s 小於多少時耐震能力不足，實更為困難，故以崩塌地表加速度表示建築物之耐震能力較為正確合理。

重要之建築物如醫院、博物館或有紀念性之建築物，其耐震能力評估如有必要，可逕行進行詳細分析評估，以求結果之準確。對於高度超過40公尺之建築物，因其動力特性較為複雜，恐無法由第六條規定之地震力豎向分配求得準確之層剪力以供評估耐震能力，因此應採用詳細分析評估法，以求準確。目前台北市政府建管處規定高度超過40公尺之建築物需要結構設計外審，就建築物耐震能力評估的觀點言，高度40公尺也頗為合適當做需進行詳細分析評估的分界點。

第二條 何種建築物需要評估

建築物的總數太多，因此不可能每一幢均進行耐震能力評估，本條之規定便是做篩選的工作，以便挑出真正需要評估的建築物，以減少工作量。

何種建築物需要評估，宜針對耐震能力不足可能性高的建築物及地震危害機會較高者著手。就第一個項目言，強震區發生有損壞性地震的頻率較高，亦即地震危害機會較高，自應優先評估。台北盆地因具有所謂的盆地效應〔4〕，中度地震就可能產生大地震的災害，故亦應優先評估。軟弱地盤在地震中引致之地震力通常高過普通或堅實地盤，其他如不均勻沉陷、液化等問題亦較嚴重，故位處軟弱地盤之建築物自應較位處普通或堅硬地盤之建物予以優先評估。

重要性高的建築物如因地震時造成損壞，將對社會造成極大的間接損失，故應優先評估。建築物之重要性可參照建築技術規則中之用途係數〔5〕來判定。譬如用途係數 $I = 1.5$ 的建築物係代表地震發生後必需維持機能的建築物，如消防單位、醫院等。用途係數 $I = 1.25$ 的建築物係代表公共使用之建築物，如學校、商場、電影院等，若地震時發生損毀，可能導致生命嚴重之損失，故應優先予以評估。對於用途係數 $I = 1.0$ 之建築物，如居民數較多者，萬一在地震中損毀，自然造成的損失大於居民數較少之建築物，故應有所區別。

建築物之耐震設計從地震最小總橫力之決定，地震力之豎向分配至耐震細部設計目前均有規範可資遵循。然我國建築技術規則自民國六十三年始行頒布實施，對民國六十三年以前設計之建築物可能未考慮地震力或考慮之地震力乃至耐震細部設計較不周全，其耐震能力不足的可能性較高，應予優先評估。民國六十三年以前設計之建築物亦有可能參照美國或日本等國外耐震規範來設計，惟因本省地震危害度與美國、日本不同，因此引用國外規範並不完全合理，因此給予較高的評分。

民國六十三年頒布的建築技術規則〔6〕，有關地震力的規定與民國七十一年所修訂者有許多不同。民國七十一年所修訂者包括震區之重新劃分，震力係數重新釐訂，建築物周期計算之經驗公式不同，增加用途係數之使用，並不計活載重會引致地震力等。此外，地震力之豎向分配亦有改變。有關民國七十一年建築技術規則修訂，地震力部份之變更詳見文獻7。

由於耐震規範隨時代進步隨時將研究成果納入規範，因此新近頒佈之規範必然

優於舊有者，因此在第三個項目中給予遵照較新規範設計之建築物較低的評分。

建築物平面或立面不規則時，在地震中將引致較大的扭轉運動，或地震力之豎向分配異於規範所規定者。此外，結構分析時常採用簡化之模式，無法正確反映實際之構材應力，尤其在不規則處，因此在第四個項目中給予建築物平面或立面不規則者較高的評分。

建築物使用年數越久，材料老化的程度便越厲害，其耐震能力也必較低。建築物如曾歷經火災，其材料受損自所難免，或建築物已有明顯變形、龜裂現象均表示結構物已有問題，耐震能力自然受影響。第五項目之評分標準便是根據此些觀點來制訂。

本條中建築物是否需要評估係以五個項目總積分為基準，凡達12分或以上者，需加以評估。將來實際進行大規模評估後，可視評估建築物之數量，耐震能力不足建築物之數目予以政策性之調整。

第三條 建築物耐震能力不足之標準

根據參考文獻 2、8、9，建築物與橋樑之崩塌地表加速度通常可取50年超越機率為10%的地震地表加速度為準，此即回歸期 475 年之地表加速度。

地震危害度分析通常需考慮工址為中心，半徑約 200 公里地區之地體構造、地震發生率、地震規模與發生次數之關係、地表加速度隨地震規模與至震源距離之衰減律等，利用或然率理論來求得 [10，11]。由於此種分析頗為複雜，並非任一工址均易進行此種分析，因此對未曾進行地震危害度分析之工址可參照圖 1。此乃根據上述地震危害度分析原理所獲得之台灣地區 50 年內超越機率為 10 % 之地震地表等加速度圖 [12]。

地震危害度分析進步亦頗為快速，如以較進步的模式來分析台北市之地震危害度 [13]，則對應於回歸期 475 年的地震地表加速度約在 0.18g 之譜，與圖 1 亦頗為接近，顯示圖 1 頗為正確。

初步評估第一種方法適用於建築物大致遵照韌性細部設計法則，不致於太早發生剪力破壞等脆性破壞者，如此利用第一種方法計算所得的崩塌地表加速度尚稱準確，因此若其崩塌地表加速度介於標準值之 $+25\%$ 與 -10% 內時，建議進行較準確的詳細評估。

初步評估第二種方法適用於建築物未按一般方式分析設計，因此第一種方法不適用，應按第二種方法依實際結構尺寸進行評估。由於為簡單計，假設構材之破壞為剪力破壞，因此算得的崩塌地表加速度可能高估，但韌性係數可能低估，故規定崩塌地表加速度超過標準值 25% 時始認為耐震能力足夠，而低於標準值 10% 以上時，認為耐震能力不足，介於其間者，應進行詳細評估。

詳細評估法算得之崩塌地表加速度較為準確，因此規定其大於標準值 10% 以上時，認為耐震能力足夠，而低於標準值 10% 以上時，認為耐震能力不足，介於其間者，應進行詳細分析評估。

經詳細分析評估所得之崩塌地表加速度已甚為準確，因此其值大於標準值時，認為耐震能力足夠，其值低於標準值者，認為耐震能力不足。

第四條 建築物耐震能力初步評估法

初步評估法中的第一種方法最為簡單，係以建築物整體來加以評估，不必進行結構分析，需要有結構計算書及簡單的結構圖。第一種方法適用於建築物經適當之分析設計，並大致遵照韌性細部設計法則，亦即破壞模式為梁彎矩降伏者，而非過早產生剪力破壞等脆性破壞模式者。第二種方法係評估建築物地面層兩方向之耐震能力，適用於建築物未按一般方式分析設計者，因此必需利用實際結構尺寸進行評估。

C 4.1 第一種方法

利用(4.1)式來計算建築物之崩塌地表加速度 A_c ，基本上認為建築物之耐

震分析與設計係採用彈性分析，因此由原設計地震力配合工址加速度反應譜及建築物基本振動周期及建築物視為單自由度系統之修正係數 F_d ，依(4.2)式校正出建築物之設計地表加速度 a 。來。

民國71年6月修訂後之建築技術規則，計算地震總橫力 V 之公式中， W 主要代表結構物之靜載重，而修訂前之建築技術規則， W 主要代表結構物之靜載重與 $1/4$ 活載重。因此利用(4.2)式校正設計地表加速度 a 。時， V 仍照以往設計時所用之地震總橫力，而分母中之 W 按照71年6月修訂後建築技術規則之規定計算。

初步評估法中，建築物基本周期之決定不必太準確，但需能簡便獲致者，因此建議用現行建築技術規則中之經驗公式來求取。

本準則提出六種正規化加速度反應譜，足敷本省各地區使用。此些反應譜隨地盤係堅實、普通或軟弱而有所不同。根據參考文獻14，不同地盤的平均加速度反應譜彼此間有甚大之差異，見圖 C.1。由此圖可看出中、長周期部份，軟弱地盤的加速度反應譜值遠高過堅實地盤之加速度反應譜值。此外，一般而言，短周期部份的加速度反應譜值最大，但其值與地盤沒有什麼關係，但強震區的軟弱地盤，在短周期部份之加速度反應譜值有略低的現象。加速度反應譜最大值通常延伸至某周期值後，便隨周期之增加而遞減，此周期值就堅實地盤言，其值較小，就軟弱地盤言，其值較大。

根據美國 ATC-3 規範 [2]，短周期部份的加速度反應譜值為地表最大加速度值的 2.5 倍，本準則同此。堅實地盤（含強震區、中震區與弱震區）的最大反應譜值延伸至周期 0.333 秒後便隨周期之增加以 $1/T^{2/3}$ 的速度遞減。雖然常用的 Newmark-Hall 反應譜遞減的速度較快 [15]，採 $\frac{1}{T}$ 的速度遞減，但本準則採用與 ATC-3 規範較保守的遞減速度。

ATC-3 規範，中、長周期部份的加速度反應譜值，普通地盤與軟弱地盤者分別為堅實地盤的 1.2 倍與 1.5 倍，本準則調整為 1.25 倍與 1.5 倍。茲將 (4.7) 式 (4.8) 式及 (4.11) 式所代表的加速度反應譜繪於圖 C.2 中以供比較。

強震區軟弱地盤在短周期部份的加速度反應譜值本準則調整為堅實地盤的80%，中震區軟弱地盤在短周期部份之加速度反應譜值則調整為堅實地盤的93.2%。茲將(4.9)式、(4.10)式及(4.11)式所代表的加速度反應譜繪於圖C.3中，以供比較。

台北盆地因有盆地效應，因此其地震運動有特異的現象，謹根據民國75年11月15日地震實測地震記錄，依文獻4與16，研訂出適用於台北盆地之正規化加速度反應譜如4.6式。由圖C.4中可看出，最大加速度反應譜值延伸至1.65秒後才隨周期之增加遞減。

判斷地盤屬於堅實地盤、普通地盤或軟弱地盤，係根據地盤周期 T_G 來決定。 T_G 越短，地盤越佳。 T_G 之計算，係參照日本橋梁設計規範〔17〕，只要知道工址土壤鑽探的基本資料，如各土層厚度，粘性土層或砂質土層，各層標準貫入 N 值，即可很容易算得地盤周期 T_G 值。

F_d 係考慮將多自由度建築物視為單自由度來計算地震力所引起誤差之修正係數。將多自由度建築物視為單自由度，將全部建築物之重量視為單自由度之重量，往往高估建築物所受之地震力。根據文獻18，就一般建築物而言，以振態疊加所得之地震總橫力，在周期較短時，通常小於視為單自由度所得之地震力，其值約為80%。隨周期增長，由於高振態之影響，振態疊加所得之地震總橫力逐漸接近視為單自由度系統之地震總橫力，至周期為4.55秒時，其值約略相等。建築物周期短於何值時，振態疊加之地震總橫力約等於視為單自由度系統所得之地震總橫力之80%，與反應譜形狀有關。根據文獻18，其值為加速度反應譜值為最大值的末端，即加速度反應譜值即將隨周期遞減之周期值。 F_d 值在此點與4.55秒間，採線性內插計算。

起始降伏安全係數 F_s 的意義為當地震力為設計地震力的 F_s 倍時，建築物開始降伏。鋼筋混凝土建築物的設計，根據現行建築技術規則，構材所受內力需照下列載重組合來計算：

$$U \geq 1.4 D + 1.7 L \quad \dots\dots\dots (C4.1)$$

$$U \geq 0.75 (1.4 D + 1.7 L \pm 1.87 E) \quad \dots\dots\dots (C4.2)$$

$$U \geq 0.9 D \pm 1.43 E \quad \dots\dots\dots (C4.3)$$

其中U為構材所需強度，D、L與E分別為靜載重、活載重與地震力對構材引致之內力，1.4、1.7、1.87等常數稱為載重因子。設計時除了用載重因子來保障結構物之安全外，亦採用強度折減因子 ϕ 來保障。以構材彎矩強度而言，設計時認為彎矩強度僅有標稱彎矩強度 M_n 的 ϕ 倍， ϕ 取0.9。 $\phi M_n = M_d$ ，稱為設計彎矩強度，設計時取構材所需強度等於 M_d 來決定斷面大小與配筋。

以圖C.5所示鋼筋混凝土構架的設計為例，某梁梁端斷面的彎矩所需強度係方程式(C4.1)至(C4.3)所算得之最大值，而設計時斷面之彎矩標稱強度為此最大值再除以強度折減因子0.9。

考慮一鋼筋混凝土構架如圖C.5所示，承受靜載重、活載重與地震力之作用，根據上述設計要求算得各梁梁端之設計標稱彎矩強度。假設地震來襲時，活載重僅為設計值的某個百分比，譬如50%，則將此活載重與全部靜載重加在結構上，其次再增加地震力至設計地震力之 α 倍，屆時RC構架有第一個梁斷面之彎矩達標稱彎矩強度而開始降伏。此處將梁斷面開始降伏的彎矩令其等於標稱彎矩，且考慮梁端開始降伏為結構物開始降伏，蓋因鋼筋混凝土構架的韌性設計要求強柱弱梁，即降伏面需先產生在梁端而非在柱端，因此柱主筋常需補加以滿足此要求，而與上述彈性分析設計結果略有差異，但梁之主筋不需要修正，故上述算得之 α 值係合理的。

茲以鋼筋混凝土五層、七層與十層辦公大樓與住宅為例，分析上述之 α 值。靜載重部份，屋頂採用 500 kg/m^2 ，其他樓層為 360 kg/m^2 。活載重部份，辦公大樓屋頂採用 250 kg/m^2 ，其他樓層為 300 kg/m^2 。住宅建築屋頂採用 150 kg/m^2 ，其他樓層為 200 kg/m^2 。地震力之估計，與震區係數Z、組構係數K、震力係數C、用途係數I有關，因此最小總橫力V與樓房總靜載重W的比值因樓房而異。此處計算 α 值時，V/W取各種不同數值來計算。決定了地震總橫力後，再依

規範規定的地震力豎向分配公式將地震力分配至各樓層來進行分析。關於地震來襲時，作用在建築物上的活載重到底有多少，此處採用設計活載重的50%來分析，設計活載重25%與75%情況的分析結果，請見文獻19。

圖2與3所示係不同樓層建築物的 α 值與 V/W 之關係圖，前者為辦公室建築物，後者為住宅建築物，此外，並假設地震來襲時活載重為設計值的50%。由此二圖吾人可得到下列幾點結論：

(1)設計地震力 V/W 低的建築物其 α 值較設計地震力高的建築物為高。此乃因靜、活載重與地震力之比例相對提高，而設計時靜、活載重均使用載重因子，但實際地震時，靜、活載重均較設計時為小，因而提供較大的安全係數。

(2)設計活載重高的建築物（如辦公大樓）其 α 值較設計活載重低的建築物（如住宅）為高，其理由如上述。

(3)如圖2所示，在 V/W 固定下，低層建築物的 α 值較高層建築物的 α 值高。此乃因高層建築物 W 較重，在 V/W 值固定下，其地震總橫力 V 較低層建築物為大。相對地，靜、活載重的大小並不因樓房高、低而變，因此相對上高層樓地震力對梁端彎矩的產生值與垂直載重引致的彎矩的比值較大，故 α 值較小。

(4)樓層高度接近十樓或更高後， α 值接近一常數。此乃因樓房一高後，底層的層剪力最大，底層梁因地震力引致的內力最大，由靜載重與活載重引致的內力相較之下幾可忽視，則由(C4.3)式，底層梁端標稱彎矩趨近 $(\frac{1.43}{0.9})M_E$ ，即 $1.589 M_E$ ，此處 M_E 為設計地震力所引致之彎矩，故 α 值趨近於常數1.589。

上述 α 值之計算係以梁端彎矩達設計標稱彎矩強度來計算，但事實上因材料強度往往超過規定之標稱值，故梁斷面真正的降伏彎矩會大於標稱彎矩強度。根據文獻20，以矩形斷面雙筋梁為對象，視混凝土受壓強度與鋼筋降伏強度等為隨機變數，以蒙地卡羅法模擬梁之彎矩強度一百次，得其平均彎矩強度 $\bar{M}$ 與標稱彎矩強度 M_n 的比值為1.14，故本節所討論的建築物起始降伏安全係數 F_y 應為1.14 α 。

如圖2與3所示， α 值與樓層數有關，超過十層後， α 值為常數，小於十層者

， α 值遞增。樓層越高，周期便越長，吾人可將五層樓的周期訂為 0.5 秒，七層樓的周期訂為 0.7 秒，十層樓的周期訂為 1.0 秒。則對於某幢周期小於 1.0 秒的樓房言，欲求其 α 值，便可利用圖 2， α 所提供者來內插。

建築物受地震作用發生起始降伏後，建築物尚不致倒塌。只要建築物的韌性良好，還能承受好幾倍大的地表加速度作用才會完全倒塌。一般而言，建築物的基本振動周期較長時，則完全彈性系統與彈塑性系統在相同地震歷時作用下所產生的最大位移約略相等，當然此二系統的起始勁度與周期是相同的。如圖 C.6 所示，彈塑性系統的崩塌地表加速度為起始降伏地表加速度的 μ 倍，此處 μ 為建築物所能提供的韌性容量。建築物的基本振動周期較短時，彈性系統所存有的應變能約略等於彈塑性系統所存者，如圖 C.7 所示。由於能量相等，故

$$\frac{1}{2} R^{**} u_e = \frac{R^{**}}{2} (u_u - u_y + u_u) \quad \dots\dots\dots (C4.4)$$

因 $\mu = \frac{u_u}{u_y}$ ， $\frac{R^*}{R^{**}} = \frac{u_e}{u_y}$ ，故

$$\frac{u_e}{u_y} u_e = 2 u_u - u_y = (2\mu - 1) u_y \quad \dots\dots\dots (C4.5)$$

則
$$\frac{u_e}{u_y} = \frac{R^*}{R^{**}} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \dots\dots\dots (C4.6)$$

$$\frac{u_u}{u_e} = \frac{\mu u_y}{\sqrt{2\mu - 1} u_y} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \dots\dots\dots (C4.7)$$

由上推導可知，彈塑性系統的崩塌地表加速度為起始降伏地表加速度的 $\sqrt{2\mu - 1}$ 倍，而其極限位移為彈性系統的 $\frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}$ 倍，此處 μ 為建築物所能提供的韌性容量。

對於中等周期的建築物，彈塑性系統的崩塌地表加速度與起始降伏地表加速度的比值 F_u 可依線性變化在 μ 與 $\sqrt{2\mu - 1}$ 間內插。

Newmark 與 Hall 曾提出由彈性反應譜來推求非彈性反應譜的方法 [21]。圖 C.8 所示為 Newmark-Hall 彈性及非彈性反應譜之關係。非彈性反應譜包括非彈性加速度譜與非彈性位移譜。由此圖可看出周期大於等於 T_B 者，非彈性位移譜與彈性位移譜相等，非彈性加速度譜為彈性加速度譜的 $\frac{1}{\mu}$ 倍，此即意指彈塑性系統與彈性系統位移相等在周期大於 T_B 時成立。當周期介於 T_M 與 T_E 間時，非彈性加速度反應譜值為彈性加速度反應譜值的 $\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$ 倍，而非彈性位移譜值為彈性位移譜值的 $\frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}$ 倍，此即意指彈塑性系統與彈性系統能量相等在周期 T_M 與 T_E 間成立。周期介於 T_B 與 T_M 間則為中周期段，可以內插來求 F_U 值。以 Newmark-Hall 彈性反應譜而言， T_B 與 T_E 值與阻尼比有關， T_M 值除與阻尼比有關外，亦與韌性比 μ 有關，詳見圖 C.8。

由上述， F_U 之值可整理如下：

$$F_U = \begin{cases} \mu & ; T \geq T_B \\ \sqrt{2\mu-1} + (\mu - \sqrt{2\mu-1}) \frac{T - T_M}{T_B - T_M} & ; T_B \geq T \geq T_M \\ \sqrt{2\mu-1} & ; T_M \geq T \geq T_E \end{cases} \quad (C4.8)$$

由於建築物之周期很少短於 T_E 者，故該範圍的 F_U 值不予討論。

由以上的說明可發現 T_B 與 T_E 值與所採用的彈性設計反應譜有關。以圖 C.9 台北盆地所採用的平均加速度反應譜為例， T_B 與 T_E 值必需根據此反應譜來決定。吾人以 SIMQKE 程式 [22]，製造二十個人造地震記錄，但人造地震記錄符合圖 C.9 的地震設計反應譜。將此二十個人造地震記錄來進行彈性系統與彈塑性系統的動力分析，並求得各個不同周期下，彈性系統與彈塑性系統之最大位移，並據以比較周期大於何值時，此二系統符合位移相等法則，周期小於何值後，符合能量相等法則，分析中均把最大位移對應的韌性比控制為 $\mu = 4.0$ 。根據分析所得結果， T_B 與 T_E 值可分別選為 1.2 秒與 0.7 秒。換言之，結構物崩塌地表加速度與起始降伏地表加速度的比值 F_U 如下：

$$F_v = \begin{cases} \mu & ; T \geq 1.2 \text{ (秒)} \\ \sqrt{2\mu-1} + (\mu - \sqrt{2\mu-1}) \frac{T-0.7}{0.5} & ; 0.7 \leq T < 1.2 \text{ (秒)} \\ \sqrt{2\mu-1} & ; T < 0.7 \text{ (秒)} \end{cases}$$

..... (C4.9)

計算韌性係數 F_v 時，需知道建築物的韌性容量 μ 。 μ 與建築物的組構係數 K 有關，組構係數越小代表韌性越佳， μ 值便越大。如建築物確有進行韌性設計，則本準則將組構係數 $K=0.67$ 之建築物對應的韌性容量 μ 訂為 4.0，且令組構係數與韌性容量的乘積為常數來訂出其他組構係數對應之韌性容量。若建築物未經韌性設計，則將不具韌性，但一般而言尚可具有兩倍的韌性容量。

經年係數 F_T 照日本既存鋼筋混凝土建築物耐震診斷基準之一次診斷法規定計算 [3]。所檢查的項目計有六項，即變形，牆、柱之龜裂，火災經驗，用途，建物年數及粉刷材狀況。每一項目均予評分，最後之 F_T 值為六個項目中評分之最小值。

形狀係數 F_i 亦照日本既存鋼筋混凝土建築物耐震診斷基準之一次診斷法規定處理 [3]，分平面形狀不規則六個項目，立面形狀不規則三個項目及平面、立面具其他特殊形狀一個項目，共十個項目來評定。表 2 較日本基準所使用者簡單，已將日本基準中之範圍調整係數代入計算而得每一項目的 q_i 值，最後將所有的 q_i 值相乘可得形狀係數 F_i 。

C 4.2 第二種方法

第二種方法係按照日本既存鋼筋混凝土建築物耐震診斷基準一次診斷法之規定，根據建築物實際尺寸來計算某層某方向之總抗剪能力。惟本準則中建築物的耐震能力係以崩塌地表加速度表示，因此根據建築物實際尺寸算得底層某方向的總抗剪能力 V^* 後，配合正規化加速度反應譜 $S_a(T)$ ，建築物靜載重 W 及建築物視為單

自由度之修正係數 F_d ，依 (4.28) 式即可校正出設計地表加速度 a_0^* 來。

日本基準中，各樓層各方向均得根據建築物實際尺寸求算抗剪能力，然因一般底層在地震中最易破壞，因此本準則為方便計，只要計算底層兩方向的耐震能力即可。

日本基準中計算某層某方向的總抗剪能力時，亦考慮何種構材破壞而給予不同的韌性係數 F_u^* ，惟與第一種方法所用之 F_u 在意義上及數值上是有所不同的，特予指明。

有關牆之極限平均剪應力 τ_{w1} ， τ_{w2} ， τ_{w3} ，柱之極限平均剪力強度 τ_c ，極短柱之平均剪力強度 τ_{sc} ，因考慮日本梁、柱尺寸通常較國內為粗，使其內的牆體有較高的抗剪能力，故本準則將日本基準採用的數值酌予折減，以求保守。兩端有柱之牆之極限平均剪應力 τ_{w1} 折減為 80%，一端有柱之牆之極限平均剪應力 τ_{w2} 折減為 85%，兩端無柱之牆之極限平均剪應力折減為 90%。柱之極限平均剪力強度及極短柱之平均剪力強度均折減為 90%。

第五條 非結構構材耐震能力初步評估法

非結構構材之耐震指標 I_N ，係為診斷非結構構材之安全性而設。此些非結構構材如牆，地震時會因剝落、崩塌而危害人體，因此非結構構材之安全性亦有診斷的必要。每一面牆，每一層均需估算 I_N 。

本準則中，建築物耐震能力係以崩塌地表加速度來表示，對非結構牆體而言，殊難求得地表加速度為多少時牆將崩塌，因此非結構牆之評估仍以日本基準中的耐震指標 I_N 來表示。

按照第五條建議的方法來求非結構構材之耐震指標 I_N ，共有十一個可能發生的數值。由大到小依序排列為 0.95，0.925，0.9，0.85，0.775，0.75，0.7，0.625，0.5，0.25 與 0。其耐震能力不足的標準似可暫訂為小於或等於 0.5。至於何種建築物的非結構構材需要評估，可暫訂為隨建築物主結構體評估時一併評估。

第六條 建築物耐震能力詳細評估法

建築物耐震能力之詳細評估，在於求出建築物各層兩個主軸方向之崩塌地表加速度。地表加速度為 1.0 g 時，各層層剪力 V_i 之計算係配合現行規範之地震力豎向分配公式為之。

於求取崩塌地表加速度 A_{ci} 時，須先計算 $F_{ui} a_{oi}$ 之值。用於計算 V_i^* 的豎向構材係依其破壞模式來分類，凡撓曲破壞先於剪力破壞的為撓曲型柱或撓曲型牆。凡剪力破壞先於撓曲破壞的為剪斷型柱（但極脆性柱除外）或剪斷型牆，而 $h_0/D \leq 2$ 之極短柱，其剪力破壞先於撓曲破壞者為極脆性柱。另外三種為撓曲梁支配型柱、剪斷梁支配型柱及迴轉型牆。

同時含有脆性構材（如極短柱或剪斷型牆）及韌性構材（如撓曲柱、梁）的建築物，其承受側力及水平變位的關係如圖C.18所示。式 6.8 係以圖中④點之方式評估之。而式 6.7 之求得可由圖C.19之表示方式得知。圖中表示，若一建築物僅由韌性差但強度較高之構材如剪斷型牆構成，則其耐震能力可用 $C_1 \times F_1$ 表之（設為 $0.9 \times 1 = 0.9$ ）。若另一建築物僅由韌性較高但強度較低之構材如撓曲型柱構成，則其耐震能力可用 $C_2 \times F_2$ 表示，其值設為 $0.45 \times 2 = 0.9$ ，因此這二幢建築物具有相同的耐震能力。若第三幢建築物係由上述兩種構材組合而成時，若亦具有相同的耐震能力，則 6.7 式表示曲線上任一點所配合的兩種構材比例皆可達相同的耐震能力。

韌性指標 F 之計算，係由建築物水平力及水平變位之關係曲線，依其能量吸收與破壞形式等而決定之。Newmark 等人以彈塑性關係曲線說明彈性反應之側力強度 C_E 與降伏強度 C_y 間，具有如下之關係：

$$\frac{C_E}{C_y} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \dots\dots\dots (C6.1)$$

其中 μ 為建築物之韌性容量，為最大水平變位與降伏變位之比值。

若以 C_y 相當之量做為 C ，而與 $\sqrt{2\mu - 1}$ 相當之量做為 F ，則建築物之耐震能

力可用 $C \times F$ 表示之。撓曲柱之 $F = \phi \sqrt{2\mu - 1}$ ，其中 $\phi = \frac{1}{0.75(1 + 0.05\mu)}$ 。

分母中 μ 之求得係由試驗資料分析得知影響 μ 之主要因子為 cQ_{su} / cQ_u 及 $c\tau_u / F_c$ 等，一般 cQ_{su} / cQ_u 較大之 RC 柱，其 μ 值也較大。一般 $c\tau_u / F_c$ 在 0.1 以下時， μ 在 4.0 以上。以公式 $\mu = \mu_0 - k_1 - k_2$ 計算 μ 值時， μ_0 為基本值， k_1 係與主筋屈曲有關之係數， k_2 係以構材達極限強度時之平均剪應力 $c\tau_u$ 所求得之係數。

依式 (6.13) 至 (6.15) 之彎矩強度與依式 (6.18) 之極限剪力強度求得平均剪應力 $\bar{\tau}_M$ 及 $\bar{\tau}_V$ 。當柱之 $h_0 / D \leq 2.0$ 時， $\bar{\tau}_V$ 較 $\bar{\tau}_M$ 為小，而當拉力鋼筋比 p_t 在 1.0 時，這種傾向較明顯。因此只要撓曲柱有式 (6.12) 中之任一條件時，其 F 值即取 1.0，而與 μ 值無關。

$F_{Ui} a_{oi}$ 之計算，若建築物之耐震能力係由梁之撓曲降伏或牆基礎浮上支配時，則須加以修正如下：

$$(F_{Ui} a_{oi})' = F_{Ui} a_{oi} \times \frac{2}{3} \times \frac{n+1}{n+1} \dots\dots\dots (C6.2)$$

此時地震力之豎向分佈異於其他破壞模式者，第 i 層之層剪力係數 C_i 如下：

$$C_i = \frac{3}{(2n+1)(n-i+1)} \left\{ \frac{n(n+1)}{2} - \frac{i(i-1)}{2} \right\} S_a \dots\dots\dots (C6.3)$$

其中 S_a 為等值第一質點系之加速度反應譜值。上式簡化之得：

$$C_i = \frac{3}{2} \times \frac{n+i}{2n+1} S_a \dots\dots\dots (C6.4)$$

而一般破壞模式 C_i 值為 $\frac{n+i}{n+1} S_a [3]$ ，故耐震能力需乘以 $\frac{2}{3} \frac{2n+1}{n+1}$ 修正之。

當牆壁不成為上、下連層時，即產生了迴轉牆的結構行為。當建築物受側力時，接近地面之牆的迴轉，於其牆腳處受到相隣上浮梁之重量以及基礎重與基樁拔力等之抑制，如圖 C.20 所示。迴轉牆之極限強度可依圖 C.21 之破壞模式求得之。此

時牆左右兩側之梁端皆已產生極限彎矩及極限剪力。

第七條 非結構構材耐震能力詳細評估法

非結構構材如外牆、窗戶等於地震時自建建築物上往下掉落，往往造成人員傷亡或妨礙避難，故用 I_N 來評估其對人命是否有危害：

$$I_N = 1 - \frac{\sum_j \beta_j W_j H_j L_j}{\sum_j L_j} \quad (C6.5)$$

式中，構法指數 $\beta_j = f + (1 - f)t$ 中，變形追隨指數 f 與建築物之剛或柔有關（表 13），實態指數 t 則與建築物損壞或修改程度 g_n 以及經歷年數程度 g_y 有關（表 14）。

面積指數 W_j 係考慮破壞範圍之大小的一種參數。 $W_j = a + b \frac{h_j}{h_s}$ ，其中 a 為一基本值， $a = 0.5$ ， b 為常數 0.5， h_s 為標準樓層高，設為 3.5 m。 h_j 為第 j 層之高度或所考慮位置之縱深。

以某一三層樓之南面外牆為例（見圖 C.22），第三層之層高為 4.3 m，除了左右側各 1.5 m 範圍內為水泥粉刷外，其餘整個南面外牆之最下方 1.0 m 高內為貼磁磚，其上 1.8 m 高度內為可動之窗戶，最上方之 1.5 m 範圍亦為水泥粉刷。南面外牆之中間部份在二樓頂伸出 1.5 m 陽台，在一樓頂上有 25 m 長的外挑走道。 W 值之計算例如下：

(1) 左、右側 1.5 m 寬之水泥粉刷外牆：

$$h = 4.3 \text{ m} \quad , \quad W = 0.5 + 0.5 \frac{4.3}{3.5} = 1.11$$

(2) 其餘 1.5 m 高之水泥粉刷部份：

$$h = 1.5 \text{ m} \quad , \quad W = 0.5 + 0.5 \frac{1.5}{3.5} = 0.71$$

(3)可動窗戶部份：

$$h = 1.8 \text{ m} \quad , \quad W = 0.5 + 0.5 \frac{1.8}{3.5} = 0.76$$

(4)中央磁磚部份：

$$h = 1.0 \text{ m} \quad , \quad W = 0.5 + 0.5 \frac{1.0}{3.5} = 0.64$$

以上計算請參考日本建築防災協會出版之“既存 RC 建築物之耐震診斷基準、改修設計指針之適用手引”，1977 年 3 月出版。

影響度指數 $H_j = \sum_j e_k C_k$ ，式中之環境指數 e_k 與牆外下方有人走動否有關，依人多或人少給一數值（表 15），而抑制指數 C_k 則與有無屋簷等遮蔽物有關，有時 $C_k = 0$ ，無時為 0.5 至 1.0（見表 16）。以圖 C.23 為例，可說明其應用方法。

第八條 建築物耐震能力詳細分析評估法

本建築物耐震能力詳細分析評估法與詳細評估法相較，需進行較複雜的結構分析工作，但其精確性較高。由於非線性耐震分析應用於三度空間結構頗難進行，因此三度空間結構僅進行彈性動力分析，再根據彈性動力分析結果，找出較弱的平面構架，進行非線性分析，求得其極限韌性比，配合降伏時對應之地表加速度而求得崩塌地表加速度。

結構物若經過適當的韌性設計，其破壞模式應為最具韌性的塑鉸破壞模式。然事實上結構物破壞時並非如此理想為這種模式。因此吾人亦隨時檢核是否發生剪力破壞、土壤液化破壞或層間變位太大乃至碰撞等之破壞模式。

C8.2 建築物彈性動力分析模式之建立與分析方法

建築物三度空間彈性動力分析，國內一般採用TABS程式〔23〕，因其假設剛性樓版，故分析上簡化不少而較有效率。一般而言，剛性樓版的假設與實際情況頗為符合，若樓房之平面細長，或樓版大量挑空，則較不適用，其時可改用較一般性程式如SAP分析。因考慮剛性樓版，故扭轉效應較大，對邊構架之設計較為保守。有關TABS程式理論上基本原理，除文獻23外，請參閱參考文獻24，25。

建築物考慮地震沿某主軸方向時引致地震力100%，再加上沿另一主軸方向作用時引致地震力之30%合併作用設計，見ATC-3規範規定〔2〕，橋梁設計亦有類似之規定〔26〕。

C8.3 非線性分析與塑鉸破壞地表加速度之評估

鋼筋混凝土構架之非線性分析過程相當繁複，此處將其重點做一敘述，詳細情形可參閱文獻27，28。

C8.3.1 構材斷面之彎矩—曲率關係

圖C.10所示為一鋼筋混凝土構材之斷面，受某軸力P之作用。若將所作用之彎矩M逐漸增加，則斷面曲率亦隨之增加，至一極限值時，其對應之彎矩為 M_u ，曲率為 φ_u ，此時斷面達局部破壞，而若定義鋼筋開始降伏時的曲率為 φ_y ，彎矩為 M_y ，則斷面的曲率韌性可定義如下：

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \dots\dots\dots (C8.1)$$

μ_φ 越大者，代表斷面的曲率韌性越佳。

欲求鋼筋混凝土構材斷面受固定軸力下之彎矩—曲率關係，需得先定義材料的非線性應力—應變關係。此處的材料包括混凝土與鋼筋，且混凝土的應力—應變關係與圍束程度有莫大關係，因此這裡所述之混凝土應力—應變關係係考慮了箍筋的圍束效應者。

混凝土的應力—應變關係採用1971年Kent與Park所建議者，如圖C.11所示

[29]。各段方程式如下：

$$AB \text{ 段: } f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right], \quad 0 < \epsilon_c < \epsilon_o \quad \dots\dots\dots (C8.2)$$

其中, $\epsilon_o = 0.002$

$$BC \text{ 段: } f_c = f'_c [1 - Z_c (\epsilon_c - \epsilon_o)] \quad , \quad \epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c} \quad \dots\dots\dots (C8.3)$$

其中

$$Z_c = \frac{\tan \theta_c}{f'_c} = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_o}$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{0.21111 + \epsilon_o f'_c}{f'_c - 70.37014}$$

ϵ_{50u} 係無圈束箍筋時, 混凝土應力降至 $0.5 f'_c$ 時之應變。

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{b'' / s_h}$$

係由於環箍筋圈束作用所增加之應變。 ρ_s 為環箍筋對混凝土核心之體積比, b'' 與 s_h 分別為箍筋寬度與間距。

$$BE \text{ 段: } f_c = f'_c [1 - Z_u (\epsilon_c - \epsilon_o)] \quad , \quad \epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c} \quad \dots\dots\dots (C8.4)$$

其中

$$Z_u = \frac{\tan \theta_u}{f'_c} = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} - \epsilon_o}$$

$$\epsilon_{20u} = \epsilon_o + \frac{0.8}{Z_u} \quad , \quad \epsilon_{20c} = \epsilon_o + 0.8 / Z_c$$

$$CD \text{ 段: } f_c = 0.2 f'_c \quad , \quad \epsilon_c > \epsilon_{20c}$$

有圈束的混凝土其應力—應變關係採 A—B—C—D, 無圈束的混凝土其應力—應變關係則採 A—B—E—D。

鋼筋的應力—應變曲線如圖 C.12 所示, 各段方程式如下：

$$AB \text{ 段: } f_s = E_s \epsilon_s \quad , \quad 0 < \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad \dots\dots\dots (C8.5)$$

$$B C \text{ 段: } f_s = f_y \quad , \quad \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad \dots\dots\dots (C8.6)$$

$$C D \text{ 段: } f_s = f_y \left\{ \frac{m (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60 (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) (60 - m)}{2 (30 \gamma + 1)^2} \right\} \dots (C8.7)$$

其中

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30 \gamma + 1)^2 - 60 \gamma - 1}{15 \gamma^2}$$

$$\gamma = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

其中 f_y 為降伏強度， E_s 為彈性係數， ϵ_y 為降伏應變， ϵ_{sh} 為應變硬化應變，通常可採用 $16 \epsilon_y$ ， ϵ_{su} 為極限應變，通常可用 $\epsilon_{sh} + 0.14$ ， f_{su} 為極限應力。

有了材料的應力—應變關係曲線後，假設斷面承受某一固定軸力下受彎矩作用而產生某已知之曲率，利用斷面合力等於已知之軸力可求得中性軸的位置，再求內力對中心軸的彎矩和，則可知在此曲率下所應施加之彎矩，如此對不同的曲率進行相似的運算，可得斷面在此軸力下的彎矩—曲率關係圖。

影響曲率韌性的因素頗多，以單筋梁而言，鋼筋比越小，韌性越佳。以雙筋梁而言，其韌性優於單筋梁，壓力鋼筋比與拉力鋼筋比越接近，韌性則越佳。箍筋的效應很重要，箍筋數越大，間距越小，則韌性越佳。軸力對曲率韌性有不良的影響，軸力越大，曲率韌性越差。

彎矩—曲率關係曲線可以雙線性來近似，如圖 C.13 所示。 M_y 為拉力筋或壓力筋降伏時之彎矩，其對應的曲率為 ϕ_y ， M_u 為拉力筋應變達 ϵ_{su} 或壓力筋處之混凝土應變達 ϵ_{20c} 時之彎矩，此二線段之斜率則代表斷面降伏前與降伏後之撓曲刚度。真正計算時只要求 M_y 、 ϕ_y 及 M_u 、 ϕ_u 即可，不必求整條的彎矩—曲率曲線。

C8.3.2 結構切線勁度矩陣之建立

此處使用梁元素，以直接勁度法分析。梁元素有兩個節點，各個節點三個自由度，即 u ， v ， θ 。推導元素之撓曲勁度矩陣時，考慮到軸力所產生之彎矩，即幾何非線性。梁元素降伏後，將構材區分為降伏元素及彈性元素，降伏元素由各斷面

彎矩一曲率關係求其等值撓曲剛度，再利用靜定濃縮觀念求整個構材的勁度矩陣。構材之勁度矩陣最後組合成整個結構的勁度矩陣，以進行求解。進行非線性分析時，各載重階段均得其勁度矩陣，即切線勁度矩陣。

建立元素軸向勁度矩陣時，假設元素彎曲變形對軸向變形之影響不考慮，則可導得一 2×2 矩陣。元素之撓曲勁度矩陣考慮到軸力所產生之彎矩，且分軸力為壓力或拉力分別計算，為一 4×4 矩陣。上述 2×2 與 4×4 矩陣最後組合成 6×6 矩陣，即元素之勁度矩陣，詳見文獻 27，28。

結構分析進行至某載重階段時，元素之彎矩圖可能如圖C.14所示，有一部份斷面所受之彎矩大於其 M_y 。此時梁元素區分為兩段，即降伏段與彈性段，此二段之等值撓曲剛度 (EI)。可根據下式計算：

$$(EI)_e = \frac{\int_0^L M(x) dx}{\int_0^L \frac{M(x) dx}{EI(x)}} \quad \dots\dots\dots (C8.8)$$

其中 $M(x)$ 為各斷面承受之彎矩， $EI(x)$ 為各斷面的撓曲剛度。此係假設元素兩端斜角變化量相等 [30]。

降伏段與彈性段之勁度矩陣分別求出後，經靜定濃縮過程將中間斷面的自由度濃縮後得整個梁元素之勁度矩陣。

上述之勁度矩陣係對元素座標而言，需轉換為大域座標之勁度矩陣，再將各元素勁度矩陣組合成整體結構大域座標之勁度矩陣，由於考慮非線性分析，因此結構物的變形較大，因而各載重階段元素之轉換矩陣均依當時結構物之變形重新計算。

C8.3.3 結構非線性分析方法

結構分析係採用 Newton-Raphson Method，如圖C.15所示。於 A 點結構物承受 $\{F_A\}$ 外力，產生 $\{U_A\}$ 的變位，而建立此時的勁度矩陣為 $[S_A]$ 。若加一載重增量 $\{\Delta F_{AB}\}$ ，即外力為 $\{F_B\}$ 時，因材料與幾何非線性原因，無法直接求得變位 $\{U_B\}$ ，需以迭代法慢慢逼近求取。首先以結構切線勁度矩陣 $[S_A]$

，求得變位增量 $\{ \Delta U_1 \}$ ，即：

$$\{ \Delta U_1 \} = [S_A]^{-1} \{ \Delta F_{AB} \} \quad \text{..... (C8.9)}$$

故 $\{ U_1 \} = \{ U_A \} + \{ \Delta U_1 \} \quad \text{..... (C8.10)}$

由變位增量 $\{ \Delta U_1 \}$ 與元素切線勁度矩陣可得元素桿件力增量，再求元素節點桿件力，並組成構架節點力 $\{ F_1 \}$ 。 $\{ F_B \}$ 與 $\{ F_1 \}$ 之差即為不平衡力 $\{ \Delta F_{1B} \}$ ，此時並建立結構切線勁度矩陣 $[S_1]$ 。將不平衡力 $\{ \Delta F_{1B} \}$ 當做外力增量，以上述做法迭代進行，直至收斂，此時已得到外力 $\{ F_B \}$ 作用下的結構分析結果，其後可增加載重至下一載重階段。

C8.3.4 塑鉸破壞地表加速度之評估

最有韌性的結構破壞模式為斷面先達到彎矩降伏，然後載重增加，結構位移增加，但降伏斷面的塑鉸轉角亦隨之增加，直至達到極限塑鉸轉角。得到此時的結構韌性容量 μ ，則可據以求得塑鉸破壞對應之地表加速度。

構材斷面在承受較大的軸力時，彎矩一曲率的關係曲線在斷面降伏後隨曲率增加，其抵抗彎矩會提昇一小斷後，隨即下降，因此如何定義塑鉸破壞較為困難。文獻31根據構材受頗大軸力下承受側力實驗結果發現，該構材仍具有可觀的韌性。如圖C.16所示：塑鉸轉角 θ_p 可依下式計算：

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \quad \text{..... (C8.11)}$$

其中 l_p 為塑鉸長度。根據實驗結果， l_p 可依下式計算：

$$l_p = 0.08 l + 6 d_b \quad \text{..... (C8.12)}$$

其中 l 為反曲點至塑鉸之距離， d_b 為主筋之直徑。實驗時反曲點至塑鉸間不受其他外力，因此彎矩圖呈線性分佈，為了使塑鉸轉角如 (C8.11) 式所算得者，故開始降伏之斷面距底部之距離 $l^* = 2 l_p$ ，且由比例關係：

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{l - 2 l_p}{l} \quad \text{..... (C8.13)}$$

故

$$M_y = \frac{1}{l} M_u (l - 2 l_p) = M_u (1 - 2 \frac{l_p}{l}) = M_u (0.84 - 12 \frac{a_b}{l})$$

.....(C8.14)

因此可以 (M_u, φ_u) 點為基準，由 (C8.14) 式求得 (M_y, φ_y) 點。構架結構非線性分析中可隨時積分塑鉸之塑鉸轉角，如發現其值達 $(\varphi_u - \varphi_y) (0.08 l + 6 d_b)$ ，可視為產生塑鉸破壞。

產生塑鉸破壞時，若該構架的韌性容量為 μ ，而構架開始降伏時對應之地表加速度為 a_y ，則塑鉸破壞時對應之地表加速度 a_c 為 $F_u a_y$ 。 F_u 與加速度反應譜及建築物之基本振動周期 T 有關，依 (4.21) 至 (4.26) 式計算之。

建築物之構架中若填充有非結構磚牆，則可將其模擬成等值斜撐，其厚度與牆同厚，寬度則為對角線之 $1/8$ 。構材之彈性係數則取與磚牆同，且需注意其角度，因磚牆的特性隨角度不同而變 [32]。

原建築物結構模式置入等值斜撐後，以動力分析配合反應譜，依 SRSS 法求得地震加速度 $0.1 g$ 時作用在各層之地震力（包括二水平地震力及扭矩）。再將最危險之構架取出，並求取作用於各層上之地震水平力。比較此時結構之內力與構材之強度，看看等值斜撐所受軸力達其極限軸力強度時對應的地表加速度為若干，此為磚牆破壞之地表加速度。再檢查此時構材是否發生剪力或其他破壞。若否，則構架可取掉磚牆從新評估其耐震能力，並取此二種情況之大者為構架耐震能力。若是，則可求得譬如某斷面剪力破壞時對應之地表加速度。

C8.4 剪力破壞及其破壞地表加速度之評估

構材韌性比 μ_m 與構架韌性比 μ 或斷面曲率韌性比 μ_φ 不同。如圖 C.17 所示為構架中某梁構件反曲點 A 至梁柱接頭 B 間之構材。反曲點處有剪力，因此彎矩圖呈三角形分佈，以梁柱接頭處為最大。隨地震力增大，最大彎矩達降伏彎矩 M_y 時，該構件開始降伏，此時之曲率圖亦呈三角形變化，最大值為 φ_y ，反曲點之向上變位 Δ_{my} 為 $1/3 (\varphi_y l^2)$ ，其時構材韌性比 μ_m 為 1.0。隨地震再增大，反曲點之

剪力亦略有增加，致使梁柱接頭處之彎矩為 M_{max} ，其對應的曲率為 φ_{max} ，則此時反曲點向上的變位 Δ_m 依下式計算：

$$\Delta_m = \int_0^l x \varphi(x) dx \quad \dots\dots\dots (C8.15)$$

其時構材韌性比 μ_m 為 Δ_m / Δ_y 。上述彎矩與曲率之關係係根據斷面配筋與軸力依C8.3節所述計算之。

C8.5 土壤液化地表加速度評估

本條之規定在交通部新頒的橋梁設計規範2.20節C(5)款中有提到，且係取材自日本道路協會之道路橋示方書同解說耐震設計篇中之一部份。

對於土壤液化如此量化的列出，只見於日本規範，而不見於美國規範中，至於日本規範之會有如此規定，主要源自1964年新瀉地震因地表10 m內之土層發生液化致使許多結構物損壞之故。日本專家學者經過現場之土壤試驗與實驗室試驗而綜合整理出本款之公式，確具有可信性。

建築物若採用基樁者，則基礎版接觸之土層發生液化亦不見得會使建築物崩塌，惟 D_E 為零的土層應予去除， D_E 小於1.0者應將基樁土壤彈簧常數及極限支撐力量折減，進行結構分析。若分析結果顯示結構物不致崩塌，則土壤液化不構成結構物崩塌之原因。

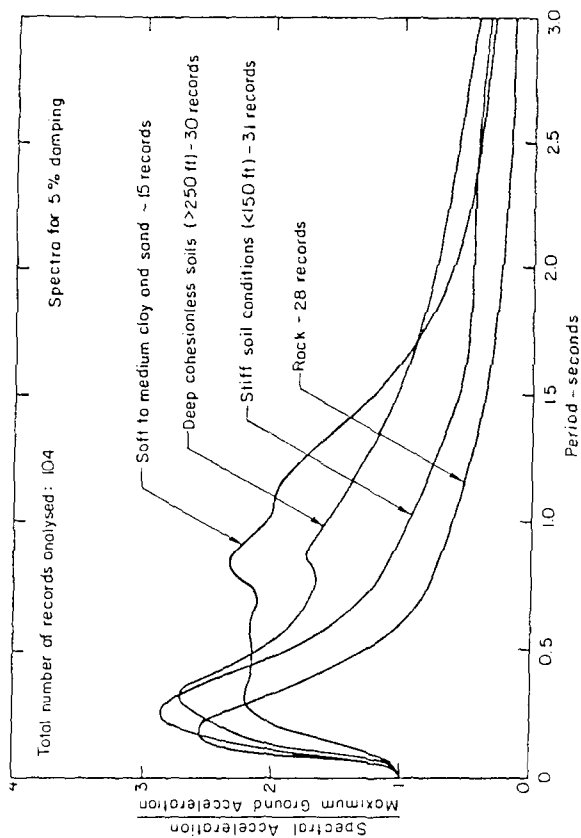


圖 C.1 各種地盤平均加速度反應譜

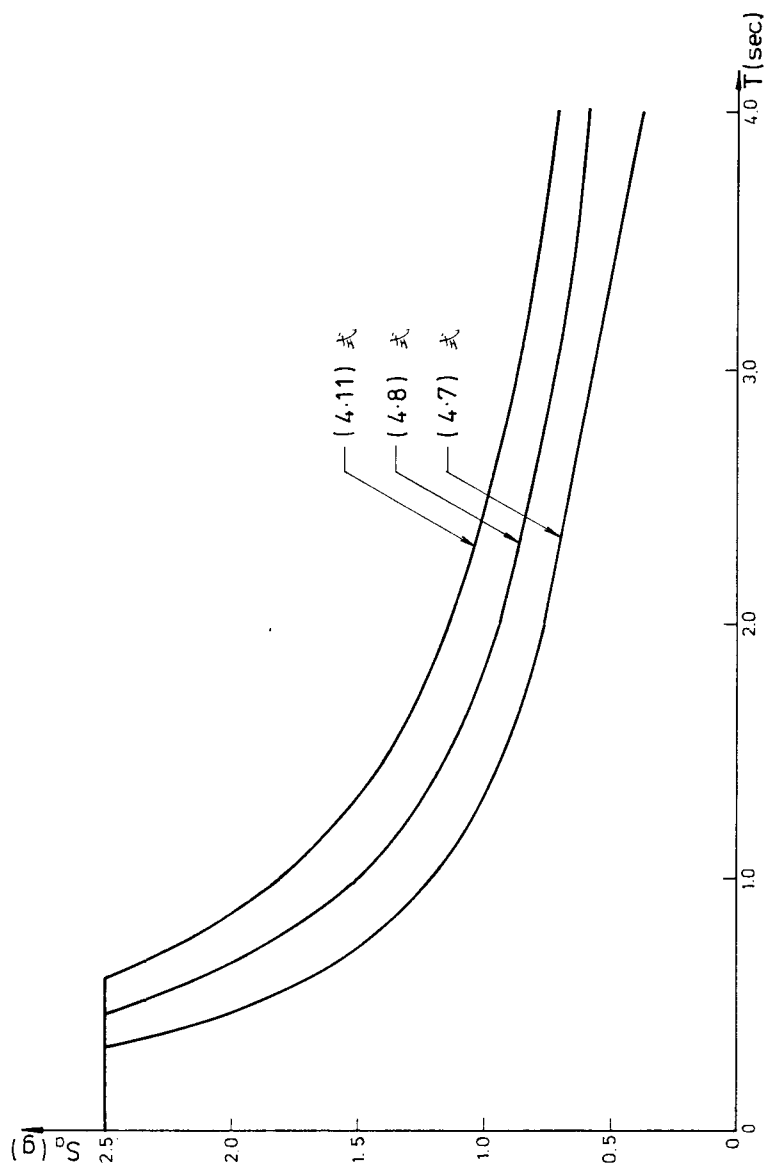


圖 C.2 堅實、普通、軟弱地盤加速度反應譜之比較

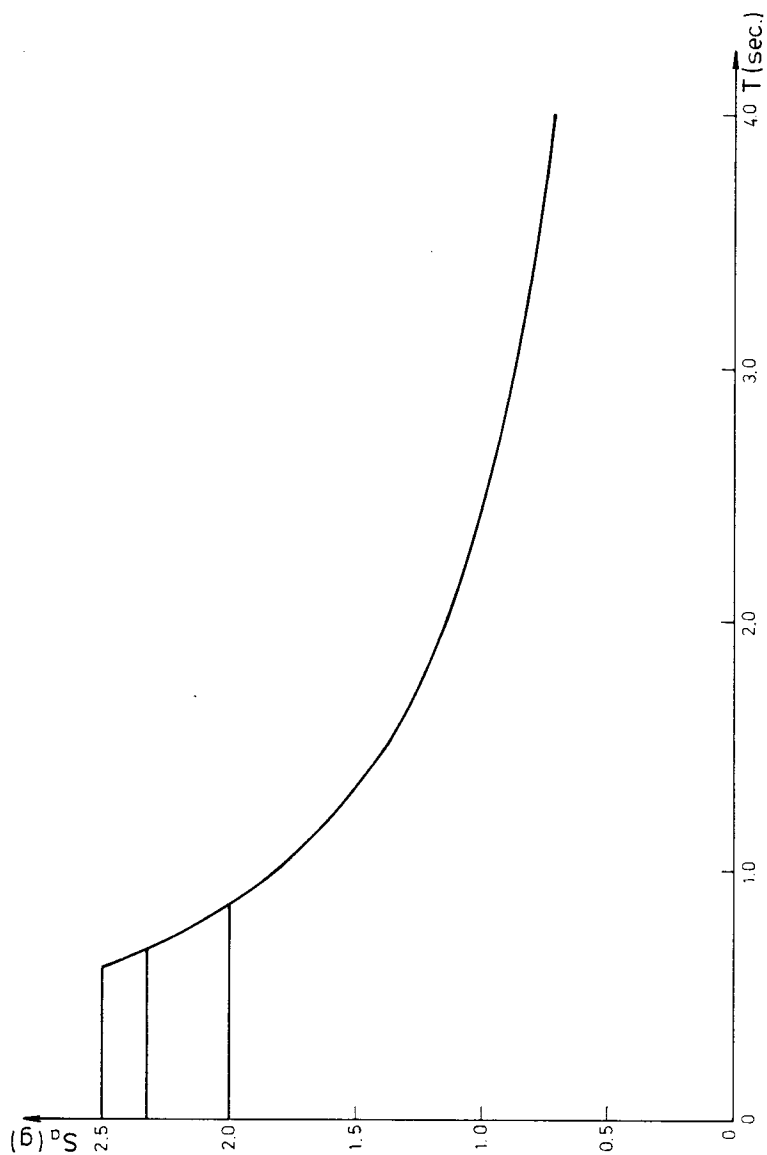


圖 C.3 強震區、中震區、弱震區軟弱地盤加速度反應譜之比較

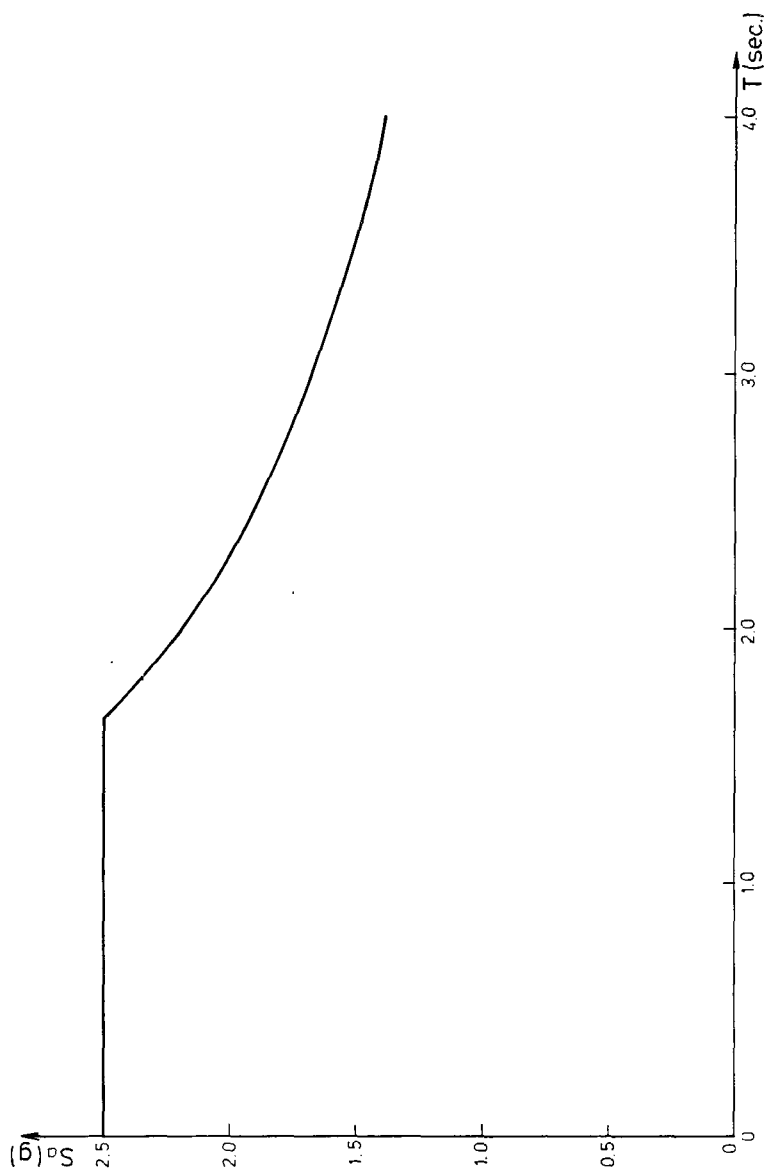


圖 C.4 台北盆地加速度反應譜

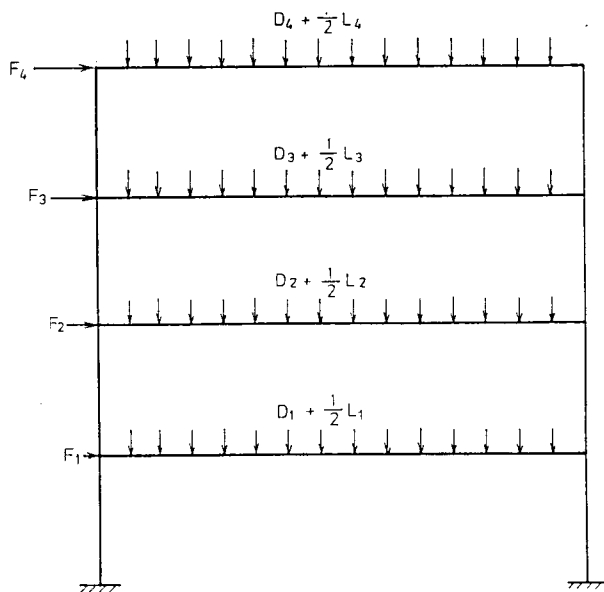


圖 C.5 鋼筋混凝土構架承受靜載重、活載重與地震力

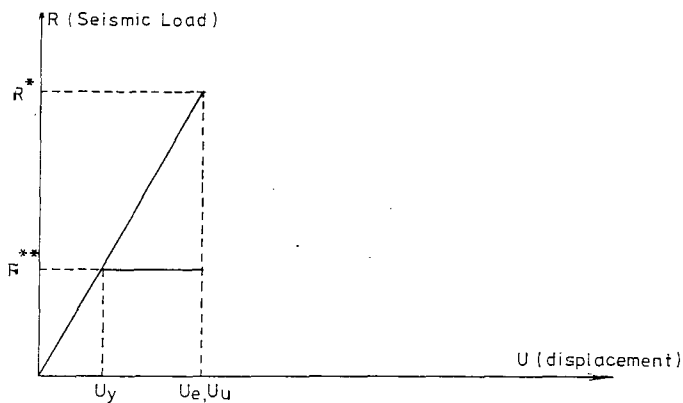


圖 C.6 彈性系統與彈塑性系統之位移（位移相等法則）

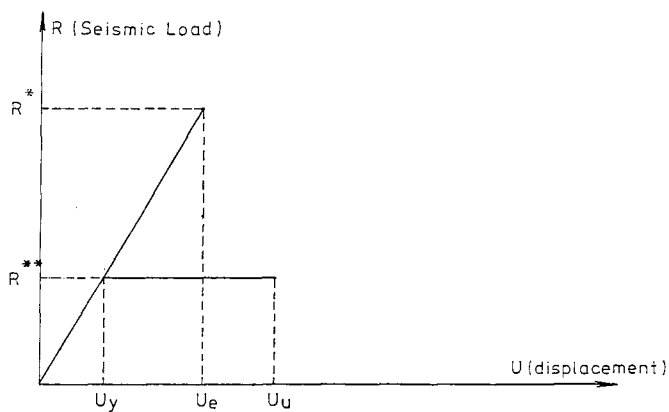
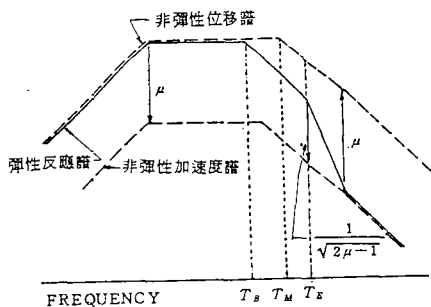


圖 C.7 彈性系統與彈塑性系統之位移（能量相等法則）



$$T_B = \begin{cases} 0.667 \text{ sec} & 10\% \\ 0.570 \text{ sec} & 5\% \\ 0.510 \text{ sec} & 2\% \end{cases}$$

$$\mu = 8 \sim 2$$

$$T_M = \begin{cases} 0.328 \sim 0.586 \text{ sec} & 10\% \\ 0.276 \sim 0.494 \text{ sec} & 5\% \\ 0.246 \sim 0.440 \text{ sec} & 2\% \end{cases}$$

$$T_E = 0.167 \text{ sec (6 Hz)}$$

阻尼比

10%

5%

2%

10%

5%

2%

μ : STRUCTURE DUCTILITY

圖 C.8 Newmark-Hall 彈性及非彈性反應譜之關係

TAIPEI-SITE DESIGN SPECTRUM
NORMALIZED 1.0G DAMPING RATIO : 5%

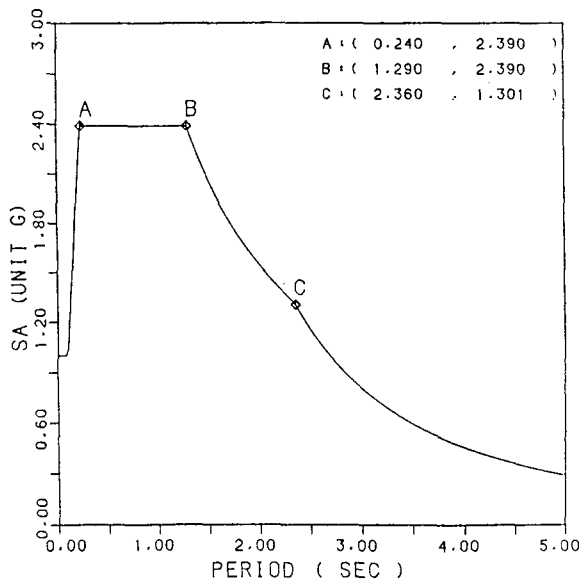


圖 C.9 台北盆地 75.11.15 地震平均加速度反應譜
(阻尼比 5%，地表最大加速度 1.0 g)

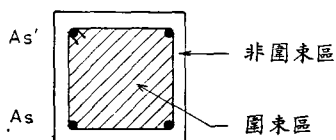


圖 C.10 鋼筋混凝土構材之斷面

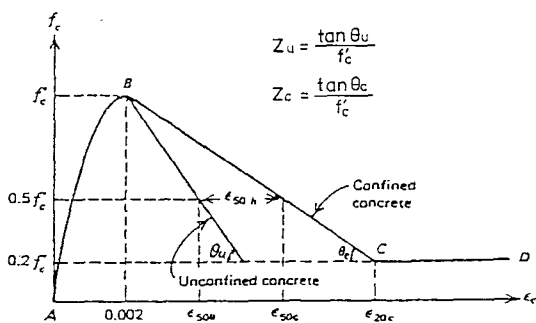


圖 C.11 混凝土應力—應變關係曲線

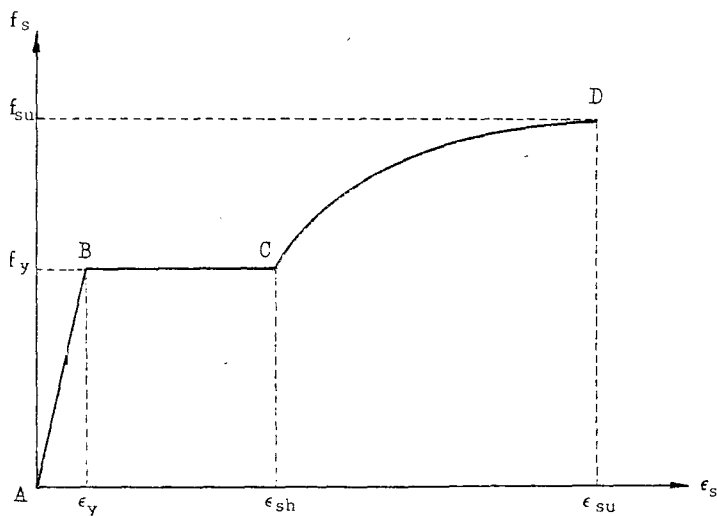


圖 C.12 鋼筋之應力—應變關係曲線

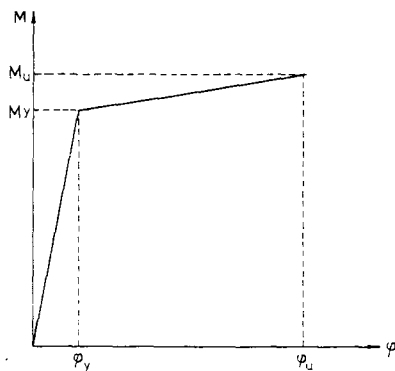


圖 C.13

雙線性彎矩—曲率關係曲線

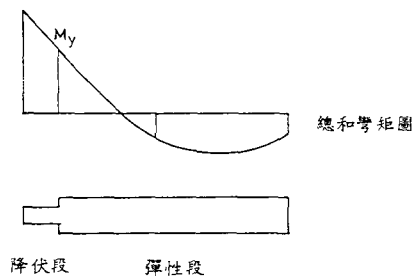


圖 C.14

梁構材承受載重時之降伏段與彈性段

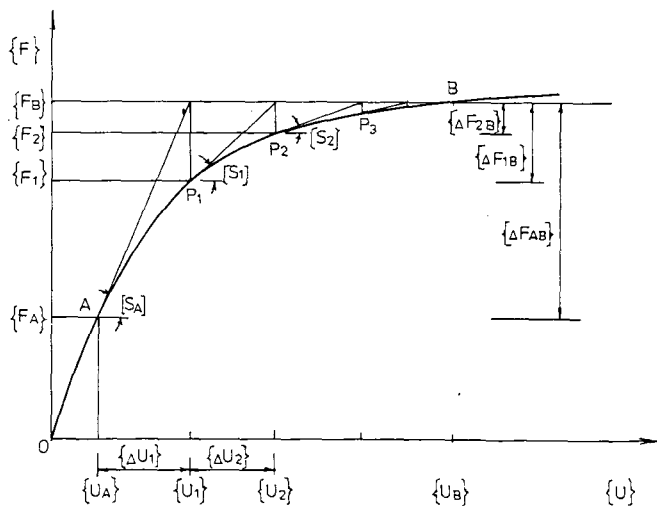


圖 C.15 多自由度之切綫勁度迭代過程

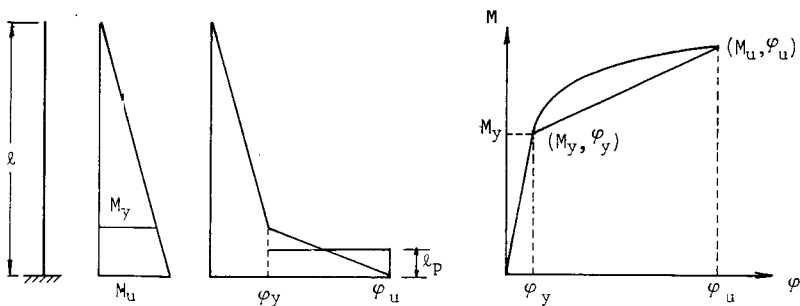


圖 C.16 塑鉸長度，塑性區長度與彎矩一曲率曲線修正圖

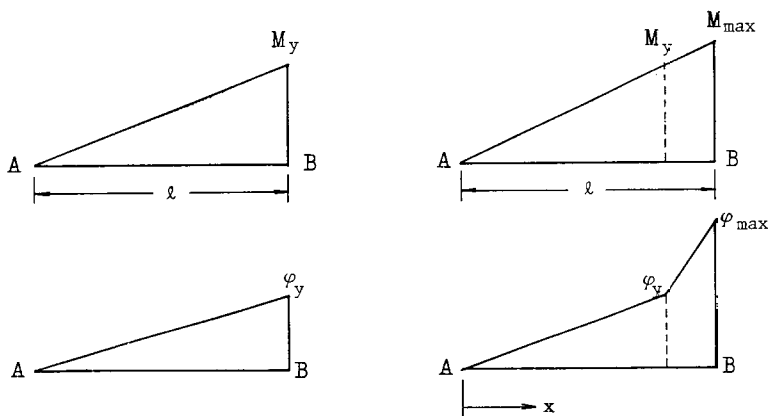


圖 C.17 構材降伏時與降伏後之彎矩圖及曲率圖

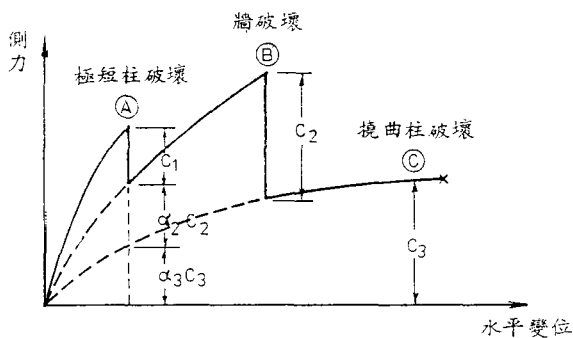


圖 C.18 (6.8) 式示意圖

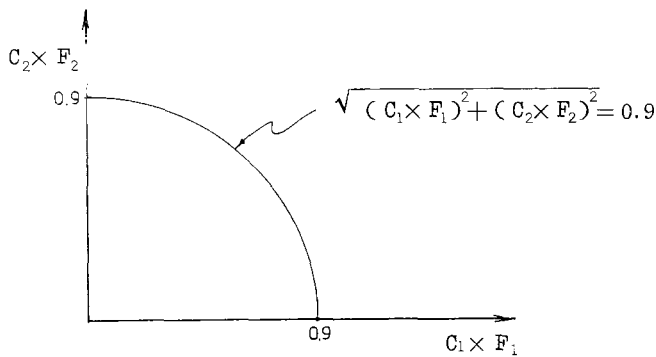
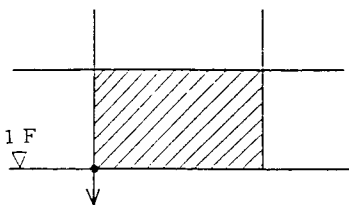


圖 C.19 (6.7) 式示意圖



基礎等之重量及基樁之拉拔力
(無地下層時)

圖 C.20 迴轉牆之意義

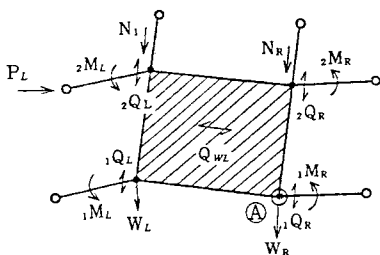


圖 C.21 迴轉牆之極限強度

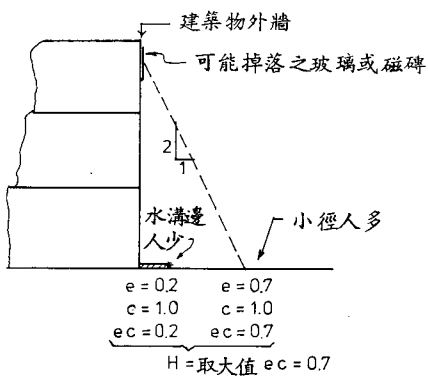


圖 C.23 H 之計算例

參考文獻

1. 蔡益超、邱昌平、張英發，“國內外現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估方法之比較及較佳評估準則之架構”，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER，R 77-01，民國七十七年一月。
2. Applied Technology Council, Tentative Provision for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3, NBS SP-510, 1978.
3. 日本建築防災協會，“既存鐵筋混凝土建築物之耐震診斷基準，1977年4月。
4. 蔡益超，“從七十五年十一月十五日地震台北市強震資料檢討建築技術規則之震力係數”，結構工程，第二卷，第四期，民國七十六年十月。
5. 內政部，“建築技術規則”，民國七十一年六月。
6. 內政部，“建築技術規則”，民國六十三年二月。
7. 國立台灣大學地震工程研究中心，“建築技術規則中有關耐震設計條文之全盤修訂建議”，土木水利工程學會會刊，民國六十九年二月。
8. American Association of State Highway and Transportation Officials, "Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges", 1983.
9. 蔡益超、邱昌平、楊永斌、蔡主權，“台北都會區捷運系統高架橋耐震設計建議規範”，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER，R 76-20，民國七十六年十月。
10. C.A. Cornell, "Engineering Seismic Risk Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Oct. 1968.
11. Eastern International Engineers, Inc., "Seismic Hazard Analysis of Taiwan Power Company's Nuclear Power Plant No. 2 at Kuosheng", Sep. 1984.

- 12.茅聲燾，“地震之工程危害度研究及其應用”，土木水利季刊，第五卷，第一期，民國六十七年。
- 13.田堯彰，“台北都會區捷運系統地震危害度分析”，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER，R 76-23，民國七十六年十月。
14. H. B. Seed, Celso, Ugas, J. Lysmer, "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design", EERC 74-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1974.
15. N. M. Newmark, W. J. Hall, "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", Building Practice for Disaster Mitigation, Dept. of Commerce, Feb, 1973.
- 16.蔡主權、蔡益超，“台北都會區捷運系統耐震設計反應譜之研擬”，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER，R 76-22，民國七十六年十月。
17. Japan Society of Civil Engineers, "Earthquake Resistant Design of Bridges", Bridge and Structural Committee, 1980.
18. Anil K. Chopra, Ernesto F. Cruz, "Evaluation of Building Code Formulas for Earthquake Force", ST. ASCE. 1987.
- 19.蔡益超、劉嘉哲，“台北市超高樓房耐震能力與耐震安全性評估”，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER，R 76-19，民國七十六年九月。
- 20.蔡益超、易隆毅，“鋼筋混凝土結構或然率設計”，國立台灣大學土木工程研究所結構工程組研究報告，結構6904，中華民國六十九年九月。
21. Mario Paz, "Structural Dynamics, Theory and Computation", 1980.
22. Dario A. Gasparini, Erik H. Vanmarcke, "Simulated Earthquake Motion Compatible with Prescribed Response Spectra", Department of Civil Engineering, MIT, R76-4, Jan. 1976.

23. E.L. Wilson, J.P. Hollings and H.H. Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EERC 75-13, 1975.
24. R.W. Clough, E.L. Wilson, I.P. King, "Large Capacity Multistory Frame Analysis Programs," Journal of the Structural Division, ASCE, August, 1963.
25. R.W. Clough, I.P. King, E.L. Wilson, "Structural Analysis of Multistory Buildings," Journal of the Structural Division, ASCE, June, 1964.
26. American Association of State Highway and Transportation Officials, "Guide Specifications For Seismic Design of Highway Bridges," 1983.
27. 賴建誠, "鋼筋混凝土構架耐震非線性分析", 國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文, 蔡益超教授指導, 民國七十七年六月。
28. 蔡益超、賴建誠, "鋼筋混凝土構架韌性評估與耐震非線性分析", 國立台灣大學地震工程研究中心報告, CEER, R77-14, 民國七十七年十一月。
29. Kent, D.C., and Park, R., "Flexural Members with Confined Concrete," Journal of the Structural Division, ASCE, 97(7), 1971.
30. 洪聰維, "R.C. 平面構架之非線性分析", 國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文, 蔡益超指導, 民國七十五年六月。
31. M.J.M. Priestley and R. Park, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Bridge Columns," Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Jan, 1979.
32. 高健章、蔡益超、陳清泉、陳國顯, "紅磚與磚牆力學特性之試驗研究", 國立台灣大學地震工程研究中心報告, CEER, R73-07, 民國七十三年九月。

附 錄 (一)

「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」

第一次報告會議記錄

時間：民國七十七年六月廿九日（星期三）下午三時卅分至五時卅分

地點：國立台灣大學工程館 215 室

出席：專家、學者：洪思閔、蔡江洋、孫傑森、林聰悟、陳淵博、林永哲、陳清泉

主席：蔡益超、邱昌平

會議內容：

一、簡報（三時卅分至四時十分），由主席以投影片報告。

主要報告內容包括本期完成之現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則條文第一條至第五條如下：

第一條 適用範圍

第二條 何種建築物需要評估

第三條 建築物耐震能力不足之標準

第四條 建築物耐震能力初步評估法

第五條 非結構構材耐震能力初步評估法

二、綜合討論（四時十分至五時卅分）

專家、學者惠賜之意見如下：

陳清泉先生：第二條談及曾受火害之建築物是否需要耐震能力評估，其評定時之給分較高，應對火害波及之範圍，對結構物影響之程度列為給分評定之參考。

孫傑生先生：第三條建築物耐震能力初步評估法中第二種方法所引用的構材抗剪強度乃根據日本準則所採用的數值，用於我國時應做適當打折。

林永哲先生：日本所設計之梁、柱通常較粗，致使其內的牆體較強，贊成牆體抗剪強度應予打折。

陳淵博先生：實地評估時，若能進行類似反彈錘試驗，很快知道混凝土品質，並配合箍筋配置情形以決定構材之抗剪強度，較為合理。

邱昌平先生：建築物若蓋在山坡地，本準則應如何因應。

孫傑森先生：目前山坡地開發需要申請執照，諒不致發生坡地不穩現象，距邊坡一段距離外，諒不受影響。

蔡江洋先生：坡地不穩亦有一崩塌地表加速度，可與建築物之崩塌地表加速度相較取小值為準。

洪思閔先生：建築物頂樓加蓋違建或曾變更使用者，應優先評估其耐震能力。

蔡江洋先生：本準則是否可將耐震能力不足之標準不列入，將來實施時再依實際情況訂定，可能較具彈性。

蔡益超先生：本準則制訂後，將來政府若欲施行評估，是否有立法根據，實施時應先針對何種建築物，應如何執行，請惠賜高見。

陳清泉先生：可根據建築法中與公共安全有關的條文為依據來執行。

洪思閔先生：建築法中與此有關之條文計有第七十六條、第七十七條與第八十一條等。

孫傑森先生：可由營建署編列預算，試行評估數十幢以檢討可行性。此外，學校建築通常為災後避難場所，但地震時損壞事件屢見不鮮，可由台北市政府編列預算先評估國民中、小學之房舍。

林永哲先生：可根據建築法，由營建署發函省市府，請其編列建築物耐震能力評估費用預算後實施。

邱昌平先生：可配合都市防災政策，凡在避難道路兩旁之建築物應優先或強制評估。

林聰悟先生：建築物視為單自由度系統之修正係數 F_d 在小於某周期時為 0.8

，可能與加速度反應譜有關。換一個加速度反應譜是否此周期為加速度反應譜值為最大而即將隨周期遞減之處，宜詳加研究。

林聰悟先生：第四條初步評估法有兩種方法，所使用的 a_0 ， F_u 乃至 A_c 在意義上或數值上與第一種方法有所不同，宜採用不同的符號來表示，以資分別。

林永哲先生：（5.3）式中非結構構材變形能力度 g_N 用詞不佳，宜改為脆性度。脆性度越大之非結構牆體其變形能力越小， g_N 值越大，較合理。

三、結論

本期末報告所提現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則第一條至第五條條文大致可行，擬再根據上述學者、專家之意見酌予修正。

四、散會（五時卅分）

附 錄 (二)

「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」

第二次報告會議記錄

時間：民國七十七年十二月十四日（星期三）下午二時卅分至五時

地點：國立台灣大學工程館 216 室地震工程研究中心會議室

出席：專家學者：孫傑森先生、蔡江洋先生、陳淵博先生、張荻薇先生、

洪思閔先生、林永哲先生、項維邦先生、賴建誠先生、

周健捷先生、陳清泉先生

營 建 署：蔡定芳先生（盛仲達先生代）、洪君泰先生、張振乾先生

主席：張副署長世典

會議內容：

一、主席報告：

內政部建研所目前與未來之研究重點係以建築物安全與災害防治為優先。因係中央政府研究單位，因此做法上係發掘問題，彙整研究項目，再委請有關學術研究單位進行研究。研究成果建研所將加以推廣，應用到社會上。

基於上述立場，本案之研究，建研所也關心將來推廣問題，評估由誰來做，是否需舉辦研討會，找那些人來訓練。評估有問題之建築物，補修工作應如何進行，請一併考慮，給營建署一些建議。

二、簡報：

由本研究案主持人蔡益超教授與邱昌平教授以投影片報告。主要報告內容包括「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則」條文第六條及第七條如下：

第六條 建築物耐震能力詳細評估法

第七條 非結構構材耐震能力詳細評估法

條文內容由蔡益超教授報告，邱昌平教授則補充一些說明。

三、綜合討論：

專家、學者惠賜之意見如下：

張荻薇先生：詳細評估法中使用之韌性指標 F 與初步評估法中使用之韌性係數 F_u 可能並不一致，宜注意之。本案主持人認為二種評估法稍有出入是容許的，但相差太多則不應該。乍看起來，初步評估法中使用之韌性係數 F_u 較大，然此韌性係以建築物起始降伏時之地表加速度為基準來算，但詳細評估法中 a_{oi} 係利用 (6.6) 式來計算，其 V_i^* 係以第 i 層極限總抗剪能力為基準，因此 a_{oi} 較起始降伏加速度為大，其所用的韌性指標 F 較小係合理的，最後崩塌地表加速度可能相差不大。

孫傑森先生：國內中、低層鋼筋混凝土建築物常使用磚牆為隔間牆，地震時這些牆體亦參與抵抗地震力，因此對建築物的耐震能力亦有影響，應如何考慮。本案主持人認為對填充於構架中之非結構磚牆，其抵抗地震力的行為可視為一等值斜撐，斜撐之厚度與磚牆厚度相同，寬度約為對角線長之 $1/8$ 。地震力漸大時，其承受之力亦漸大，至磚牆脆性破壞時，只要其旁柱承受之軸力、剪力，梁承受之剪力、軸力未超過原構材之強度，則其後磚牆可視為不存在，逕以無磚牆情況評估之。然亦有可能磚牆破壞前，其旁梁、柱已發生脆性破壞，則建築物之耐震能力會較低。亦有可能磚牆破壞時，其旁梁、柱尚未破壞，但對應之地表加速度大於不考慮磚牆存在建築物之崩塌地表加速度，如此則建築物之耐震能力會提高。由於有此複雜性，可能在第八條「建築物耐震能力詳細分析評估法」中予以考慮，俟有了較多的了解後，再看看是否可歸納出一些法則，再納入第四條初步評估法或第六條詳細評估法中。

項維邦先生：本詳細評估法採用之地震力豎向分佈係依規範規定者，有剪力牆存在時，屋頂數層構架剪力有反轉現象，是否應予考慮。又詳細評估法中柱之軸力

應如何估計。本案主持人認為上述反轉現象高層樓較會發生，因此高層樓可能得運用詳細分析評估法，其時各樓層之地震力豎向分配係採用動力分析求取者，而各構架各層所承受之地震力亦係根據三度空間靜力分析所求得者，上述反轉現象自然考慮進去。

關於柱所引致之軸力，主持人認為詳細評估法中耐震能力係以整層豎向構材一齊考慮，因此軸力可採用靜載重與 $1/2$ 活載重所引致者，可不必經結構分析來求取之麻煩。地震力傾覆力矩作用引起一邊柱軸力較大，他邊柱軸力較小的情形，會因考慮整層而使結果誤差不大。柱軸力亦可由其上各層考慮實際破壞模式所引致柱軸力累積下來，惟因各層達破壞模式非同時發生，此種計算結果，軸力可能高估，此外亦使計算量大增。惟如進行詳細分析評估法，各柱之軸力均可依實際情形予以考慮。

林永哲先生：本評估準則完成後，進行實際評估作業時，可能會產生一些問題。譬如評估工作由何人來執行，那些建築物需評估，有無法令上之依據。建築技術規則中是否需加以規定或由地方政府法規中規定請內政部能加以研究。

四、結論：

專家、學者惠賜之寶貴意見除上面記錄所述外，其他各種較細之建議，主持人均將予以考慮，並反映於研究成果中。

五、參觀活動：

報告會議結束後，與會人士參觀了國立台灣大學土木工程學系大型結構實驗室、材料實驗室、振動力學實驗室，並蒙 高健章教授、陳振川教授、洪宏基教授介紹強力地版—反力牆設施、振動台設備、MTS 試驗機及振動測錄設備等。

六、散會：五時正。

附 錄 (三)

「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」

第三次報告會議記錄

時間：民國七十八年六月七日（星期三）上午九時卅分至十一時

地點：內政部營建署四〇二會議室

出席：專家學者：蔡江洋先生、張菽薇先生、洪思閔先生、林永哲先生、

項維邦先生、賴建誠先生、陳清泉先生、趙文成先生

營 建 署：張執行秘書、洪君泰先生、鄭本駒先生、李玉生先生、

國宅組及工程組代表等。

主席：張副署長世典

一、主席介紹與會人員

二、建研小組工作報告：（由張執行秘書德周報告）

說明本案執行概況（附書面說明）

三、計劃主持人簡報

由主持人蔡益超教授及協同主持人邱昌平教授報告評估準則第八條「建築物耐震能力詳細分析評估法」之條文內容與說明，並報告本案執行與應用建議。

四、諮詢與說明：

專家、學者惠賜之意見如下：

項維邦先生：

舊有結構材料強度與構材強度如何隨時間與現狀來折減問題，主持人認為詳細評估法中經年係數可表達此一問題。至於詳細分析評估法則可實測材料強度後用於分析中。

許多建築物具有剪力牆，是否已納入本準則。主持人說明初步評估法與詳細評估法中已納入。至於詳細分析評估法，彈性動力分析部份，用TABS程式可計及剪力牆，非線性分析部份邱教授近年之研究可以處理。

分析時何以活載重只加一半，主持人認為地震時活載重不一定有設計活載重那麼高，故取一半，以與事實較符。

極限層間變形角有無數值之規定，主持人以為層間變位角太大將傷及非結構體，應依不同非結構體之種類，參考其極限變形能力來訂定。

陳清泉先生：

地震設計反應譜應依地盤分類，是否建築技術規則中應加修訂。主持人認為本案已提出六種不同的反應譜，評估時可資採用，至於建築技術規則應否修訂，自然是需要，但可能要花點時間。

非線性分析時，如何定義結構體破壞，需要大家溝通，獲得一合理的準則。主持人認為定義一個損害指標（Damage Index），使能反映破壞現象，很難非常準確。目前係定義塑鉸轉角達極限塑鉸轉角為破壞，或因塑鉸太多達結構不穩定為破壞。

張荻薇先生：

實際評估時，要根據原設計資料來分析，然現有結構與設計資料恐怕有很大的出入。此外，材料強度特低者依現行分析理論可能不準確，應如何解決。主持人認為原設計資料應配合現場檢視，予以修正。材料強度應依現場試驗結果使用。此外，由於並無理論適用於特低材料強度之結構分析，可能需採用一般理論分析，再做必要的判斷來修正。

有關日本靜岡縣建築物耐震能力評估與補強實際作業情形，大概是由政府編列預算來評估醫院、學校等重要公共建築物，民間建築物進行評估予以部份補助。此外，保險公司也扮演重要角色。

趙文成先生：

現有建築物之有關設計資料，往往不易找全。建議新建房屋應建立設計、施工、使用之完整檔案資料。

隣幢碰撞距離之極限值應如何定義，主持人以為兩幢建築物在最可能碰撞處的中心線應為碰撞位移極限值，建築物在地震中之變形超過此值，應視為兩幢建築發生碰撞。

洪思閔先生：

使用樁基礎之建築物，若發生液化，樁頭之位移量是否要有容許值的規定。主持人以為液化後該土層已去掉，樁頭之位移量需由非線性分析來求取，而非線性分析已考慮 $P-\Delta$ 效應，因此不必另加限制，仍以原來判斷結構是否破壞的方法來判斷即可。

建築物經評估後耐震能力如不足，必需進行補修及補強，因此有關補修及補強之準則亦應及早釐訂。

林永哲先生：

為了將來執行時減少爭議起見，準則中有關之數據建議儘量確定化。

磚牆壓碎時可能倒塌而傷及居民，因此此種破壞是否應加限制。主持人認為分析時磚牆壓碎時對應之地表加速度可求得，若此地表加速度很小，應考慮在磚牆外面加上一些設施，不讓磚牆倒塌，但地震更大時，主結構體破壞之地表加速度仍應評估。

五、主席結論

(一)各專家學者針對研究成果內容之意見，請研究單位詳予記錄，作為補充或修正研究報告參考。

(二)本研究案推廣運用方式，後續或相關研究課題、配合措施等，由主辦單位列入下年度工作研辦。

附 錄 (四)

「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估」

執行與應用建議

現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則已擬訂完成，關於其後如何執行評估作業，謹提供如下意見：

1. 根據準則第二條「何種建築物需要評估」，由營建署選定各種類型建築物約廿幢，由營建署編列評估預算或省、市政府編列均可。
2. 評估作業可委託顧問公司根據準則來進行，本案主持人從旁協助，評估中可能發掘一些問題，屆時準則需做適當修正。
3. 評估技術成熟後，由該顧問公司將評估過程寫成電子計算機程式。
4. 辦理公開說明會，有興趣之其他顧問公司或結構技師事務所皆可接受技術轉移，將來有資格辦理建築物耐震力評估業務。
5. 營建署應研擬一套辦法使現有建築物耐震能力評估制度化。

誌 謝

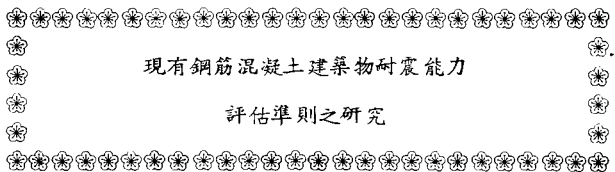
本研究承內政部營建署補助研究經費，得以順利完成，特此誌謝。研究期間承建築研究所籌備小組洪君泰等先生提供行政支援，一併誌謝。

研究期間曾舉辦數次報告會議，承蒙專家、學者蒞臨指導並惠賜寶貴意見，謹致謝忱。專家、學者依姓氏筆劃排列，計有：林永哲先生、林聰悟先生、周健捷先生、洪思閔先生、孫傑森先生、陳清泉先生、陳健一先生、張苡薇先生、項維邦先生、廖慧明先生、蔡江洋先生、賴建誠先生。

本中心柯技正昆玉協助報告編輯，特此誌謝。

內政部營建署建築研究所籌備小組專題研究計劃成果報告

計劃名稱：現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究（第三期）



計劃編號：13 - 02 - 78 - 18

執行期間：77年7月1日至78年6月30日

計劃主持人：蔡 益 超

共同主持人：邱 昌 平

執行單位：國立台灣大學工學院地震工程研究中心

中華民國 七十八 年 六 月 三十 日

摘 要

本報告係根據本計劃第一期（76年6月至76年12月）所擬訂適用於國內現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之架構來研擬評估準則條文，提供必要的公式與資料，並有說明述明準則條文之依據及背景。

本準則條文與說明共有八條。第一條為通用範圍，第二條為何種建築物需要評估，第三條為建築物耐震能力不足之標準，第四條為建築物耐震能力初步評估法，第五條為非結構構材耐震能力初步評估法，第六條為建築物耐震能力詳細評估法，第七條為非結構構材耐震能力詳細評估法，第八條為建築物耐震能力詳細分析評估法。

關鍵詞：耐震能力、評估準則、說明、鋼筋混凝土建築物、崩塌地表加速度、非結構構材

ABSTRACT

In this project, guidelines for seismic capacity evaluation of existing reinforced concrete buildings are established basing upon framework of guidelines established in the first stage. Formulas and informations which are necessary in the evaluation procedures are provided. Commentary for each guideline are provided also to describe the background and theoretical basis in the preparation of the guidelines.

Eight guidelines and corresponding commentaries are established in this project. The first one is the scope. The second one is the buildings require evaluation. The third one is the standard for seismic capacity inadequacy. The fourth one is the preliminary seismic capacity evaluation method. The fifth one is the preliminary seismic capacity evaluation of nonstructural elements. The sixth one is the detailed seismic capacity evaluation method. the seventh one is the detailed seismic capacity evaluation of nonstructural elements. The eight one is the analytical seismic capacity evaluation method.

Keywords: Seismic capacity, Evaluation guidelines, Commentary, Reinforced Concrete buildings, Collapsed ground acceleration, Nonstructural elements.

目 錄

前 言	1
第一部份 現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則條文	3
附 表	30
附 圖	41
第二部份 現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則說明	46
附 圖	69
參考文獻	82
附錄(一) 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」	
第一次報告會議記錄	85
附錄(二) 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」	
第二次報告會議記錄	88
附錄(三) 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」	
第三次報告會議記錄	91
附錄(四) 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估」執行與應用建議	94