

第三章 FEMA273 概述

3.1 前言

FEMA273(Federal Emergency Management Agency)是美國對於鋼構、鋼筋混凝土、石造及木造建築物以功能表現為基礎(Performance-Based)所發展的耐震評估方法，主要的目的是為建築物補強提供分析方法及可接受的標準，它依照不同的地震大小等級(Earthquake Level)及不同的建築物功能等級(Building Performance Level)訂定出不同復健目標(Rehabilitation Objectives)(如表 3.1)，業主依照建築物之重要性及成本來決定使用何種補強目標。其中地震大小等級是指建築物於使用年限內可能遭受到地震危害，50 年內超越機率百分比愈小代表所遭受地震愈大，其定義 BSE-1 及 BSE-2(Basic Safety Earthquake)，分別為 50 年年超越機率為 10%及 2%，平均回歸週期為 475 年及 2500 年；建築物功能等級則代表建築物遭受地震後可維持的功能，其分為 4 等級：正常運作(Operational)、可立即使用(Immediate Occupancy)、人命安全(Life Safety)、建築物不倒塌(Collapse Prevention)等。FEMA273 為使建築物達到大震不倒、中震易修、小震不壞之原則，訂定了基本的安全目標(Basic Safety Objective)，其規定為建築物於 BSE-1 的地震危害下建築物的功能需達到人命安全(Life Safety)等級；於 BSE-2 時建築物的功能需達到建築物不倒塌的等級。至於建築物是否於某一地地震危害下達到要求的功能等

級，FEMA273 則提出 4 種方法評估，其內容如下節介紹。

3.2 耐震評估的 4 種方法

FEMA273 對一般結構提出 4 種方法來評估結構物是否可達所要求的耐震功能，其 4 種方法分別為線性靜力(Linear Static Procedure)、線性動力(Linear Dynamic Procedure)、非線性靜力(Nonlinear Static Procedure)、非線性動力(Nonlinear Dynamic Procedure)。其中線性與非線性是指結構的材料而言。本節會先引進幾個於 4 個程序中所會用到的變數，再介紹 4 個程序。

3.2.1 參數引進

工址反應譜

工址的震區特性包含震區地層剖面、近斷層效應等。地震反應譜的建立，首先應蒐集該震區的地層資料，用以研判地層種類。FEMA273 將土層區分為六種形式，可由平均剪力波速，標準貫入試驗 SPT-N 值或不排水剪力強度來分類。判斷出土壤特性後可建立該工址之反應譜，並由反應譜常數速度區的反應譜值和常數加速度的反應譜值之比值定義為工址反應譜的特徵週期。

工址反應譜之特徵週期定義如下：

$$T_0 = \frac{S_1/B_1}{S_s/B_s} \quad (3.1)$$

其中， T_0 為工址反應譜之特徵週期，其於反應譜上所呈現的意義為常數加速度區與常數速度區的交會點(如圖 3.1)所代表的週期， S_1 為反應譜於 1 秒時所對應之加速度； S_s 為反應譜於短週期時所對應之反應譜加速度； B_1 及 B_s 則代表結構物於 1 秒週期及短週期時所對應的阻尼折減係數，其值如表 3.2。

P-Δ 效應

建築物受地震力產生橫向位移，此橫向位移與自重所產生的二次效應稱 $P-\Delta$ 效應，其使用判斷式如下：

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (3.2)$$

其中 P_i 為第 i 層所承靜載重； δ_i 為第 i 層的相對橫向位移； V_i 是假設結構第 i 層的橫向剪力，於 FEMA273 中假設結構為彈性； h_i 為第 i 層的樓高。當 θ_i 小於 0.1 時則 $P-\Delta$ 效應不用考慮，當 θ_i 介於 0.1~0.33 時則要考量 $P-\Delta$ 效應，當 θ_i 大於 0.33 時則結構物需重新設計。

基本週期

對於一般結構的基本週期 FEMA273 提供 2 種估算方法：1. 建立結構物的數學模型，並使用動力分析計算出特徵值(Eigenvalue)；2. 使用下式評估結構物之基本週期

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (3.3)$$

其中 C_t 為對不同性質之結構物所對應的係數如下， h_n 為基底到頂層的距

離(單位為呎)。

C_i	=0.035	鋼造抗彎矩構架系統
	=0.030	鋼筋混凝土抗彎矩構架系統
	=0.030	鋼造偏心斜撐構架
	=0.020	其他構架系統
	=0.060	木造建築

有效基本週期(Effective Fundamental Period)

有效基本週期 T_e 由下式求得

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.4)$$

其中， T_i 為彈性基本週期； K_i 為彈性橫向勁度； K_e 為有效的橫向勁度，其求法可由非線性分析中基底剪力與頂層橫向變位的雙線性關係中評估(如圖 3.2)。若 V_y 為降伏基底剪力時，有效的橫向勁度 K_e 可由 $0.6V_y$ 時的正割勁度來決定之。

3.2.2 線性靜力分析法(LSP)

LSP(Linear Static Procedure)是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析。LSP 的基礎概念如圖 3.3 所示，實線部分為實際建築物於承受一地震力時側力與位移圖， δ_{\max} 為結構物的極限位移。在 LSP 時假設建築物之勁度永

遠不會降伏，爲使結構物位移達到 δ_{\max} ，勢必求取一側向力使結構物在不降伏時變位爲 δ_{\max} ，此時之側向力稱爲 Pseudo Lateral Load，求得此側向力後對側向力做適當的豎向分配，經由推進分析(Pushover analysis)求得當結構物於此側向力時的內力分佈，再與可接受的準則(acceptance criteria)比較是否達到要求的功能等級，此即爲 LSP。側力之評估如下式：

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (3.5)$$

其中，V 爲 Pseudo Lateral Load； C_1 是結構爲短週期時最大彈性變位與非彈性變位間的修正因子，如圖 3.4，此值的獲得是基於單自由度非彈性結構於地震反應實驗的平均值與分析的結果，可計算如下：

$$C_1 = 1.5 \quad \text{for} \quad T < 0.1 \quad \text{second} \quad (3.6)$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{for} \quad T \geq T_0 \quad \text{second} \quad (3.7)$$

當 $0.1 < T < T_0$ 時則使用線性內差。

C_2 爲反應結構物桿件可能於地震發生期間產生勁度衰減與消能容量減少的行爲，故定義此一係數以增加地震需求進而反應實際狀況。此現象於短週期及低強度結構特別容易發生，故如表 3.3 中可知 C_2 值於短週期時較長週期時大；在強度方面，要求結構物功能等級高的 C_2 值比要求結構物功能等級低的 C_2 值來的低，其原因爲要求結構物功能等級高的 C_2 值，此特性表現較不明顯故值較低。當 $0.1 < T < T_0$ 時則使用線性內差。

C_3 爲 $P-\Delta$ 效應的修正因子，當 $P-\Delta$ 效應愈大時結構愈容易損壞，故增

加 C_3 因子修正側向力 V ，其值如下：

$$C_3 = 1.0 \quad \text{for } \theta \leq 0.1 \quad (3.8)$$

$$C_3 = 1 + \frac{5(\theta - 0.1)}{T} \quad \text{for } \theta > 0.1 \quad (3.9)$$

S_a 為結構基本週期對應之反應譜加速度值； W 為結構物的總靜載重。所得之側力需豎向分配作用於結構物上，豎向分配的方法採用如下：

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.10)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.11)$$

其中，

$$k = 1.0 \quad \text{for } T \leq 0.5 \text{ second}$$

$$k = 2.0 \quad \text{for } T \geq 2.5 \text{ second}$$

當 $0.5 < T < 2.5$ 時使用線性內差。

C_{vx} 為豎向分配因子； V 為施於結構之側力(Pseudo lateral load)； w_i 為建築物第 i 層的靜載重； w_x 為建築物第 x 層的靜載重； h_i 為基底到第 i 層的高度； h_x 為基底到第 x 層的高度。得到施加於各層樓的側力後，所得之內力與 FEMA 273 提供的準則比較即可判斷該構件是否符合要求，將敘述於後。

3.2.3 線性動力分析法(LDP)

LDP(Linear Dynamic Procedure)是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用線彈性動力分析。在分析前需對設計地震力需求做修正，其原因與 LSP 雷同，在限制結構物不得降伏的前提下，又欲使結構物於同一地震下達到真實結構(降伏後)的變位，勢必將其設計地震力放大修正，其修正值為對需求乘以 LSP 中之 $C_1 C_2 C_3$ 加以放大，其變形與真實情況相近，內力比真實情來的高，比較的準則與 LSP 相同將於後介紹。

3.2.4 非線性靜力分析法(NSP)

NSP(Nonlinear Static Procedure)，又稱係數法(Coefficient Method)，是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用非線性靜力分析。其基本概念是指建築物的分析模型受一漸增的側向力或變位，直至控制點(Control node)達到目標位移(Target Displacement)或建築物傾倒為止。控制點一般是指建築物頂層的形心位置；目標位移係指建築物受一設計地震作用時預期會產生的最大位移。為達此位移需一側力的形式，此側力形式一般建議使用兩種以上形式，FEMA273 建議二種形式如圖 3.5 所示。

目標位移 δ_i 使用下式評估：

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.12)$$

其概念為將多自由度系統化為等效單自由度系統計算目標位移，其推導過程中有 2 個假設：1. 結構反應由單一震態控制；2. 於整個地震歷程中此單一震態不因降伏而改變。此二假設雖然有誤差，但於第一震態時大致可以接受。其推導如下：

建立 MDOF 與 SDOF 系統之關係：

多自由度系統方程式

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (3.13)$$

其中 $[M]$ 為 MDOF 之質量矩陣； $[C]$ 為 MDOF 之阻尼矩陣； $\{Q\}$ 為 MDOF 之彈性力矩陣； \ddot{x}_g 為地表加速度； $\{X\}$ 為 MDOF 之位移矩陣。令 $\{X\} = \{\Phi\}x_t$ ，其中 x_t 為頂層位移； $\{\Phi\}$ 為對 x_t 正規化之形狀向量(shape vector)，則式 3.13 可改寫為下式

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_t + [C]\{\Phi\}\dot{x}_t + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (3.14)$$

定義一 SDOF 系統下之參考變位

$$x^r = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} x_t \quad (3.15)$$

將式 3.15 代入式 3.14 可得等效 SDOF 系統之方程式

$$M^r \ddot{x}^r + C^r \dot{x}^r + Q^r = -M^r \ddot{x}_g \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned}
M^r &= \{\Phi\}^T [M] \{1\} \\
Q^r &= \{\Phi\}^T \{Q\} \\
C^r &= \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}
\end{aligned}$$

其中 M^r 、 C^r 、 Q^r 分別為等效單自由度系統之質量、阻尼及彈性力。由 LSP 所提供之公式

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W = k^r x^r \quad (3.17)$$

其中 $Q^r = k^r x^r$ ， k^r 為等效單自由度系統之勁度

$$\begin{aligned}
x^r &= C_1 C_2 C_3 S_a \frac{W}{k^r} \\
&= C_1 C_2 C_3 S_a \omega^2 g \\
&= C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g
\end{aligned} \quad (3.18)$$

又由式 3.15 代入式 3.18 得

$$\begin{aligned}
x_t &= \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\
&= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g
\end{aligned} \quad (3.19)$$

由式 3.19 當 MDOF 於要求之地震需求下的最大位移為目標位移時可得式 3.12，其中， C_0 是評估多自由度建築物控制點位移與等效單自由度系統位移間的差異，求得方式如下，如下：

1. 結構物控制點的第一震態參與因子

$$C_0 = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (3.20)$$

2.使用表 3.4。

C_1 定義與 LSP 同，當結構為短週期時於最大彈性變位與非彈性變位間的修正因子，此值的獲得是基於單自由度非彈性結構於地震反應實驗的平均值與分析的結果，其評估所的值如下：

$$C_1 = 1.0 \quad \text{for} \quad T_e \geq T_0 \quad (3.21)$$

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)T_0/T_e]}{R} \quad \text{for} \quad T_e \leq T_0 \quad (3.22)$$

此處所求得 C_1 不可小於 1.0；R 定義為由彈性強度需求與結構物降伏強度比，其式如下：

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (3.23)$$

其中， V_y 為使用非線性力與變位關係所評估之基底降伏剪力；W 為總靜載。

C_2 、 C_3 定義與 LSP 同，但 C_3 之評估方法略有不同，當降伏後勁度為正時 $C_3=1.0$ ；當降伏後勁度為負時 C_3 由下式評估

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.24)$$

其中 α 為詳伏後勁度比如圖 3.2 所示。

非線性分析所使用的準則(Criteria)與線性分析使用的不同，將於後介紹。

3.2.5 非線性動力分析法(NDP)

NSP(nonlinear Dynamic Procedure)是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用非線性動力分析。其使用的數學模型與 NSP 相同，由於其計算的反應對於個別的地震特性相當敏感，故建議使用多筆地震記錄。因為分析模型可直接反應材料的非線性行為，故所得的內力及變位可直接與準則比較。

3.3 可接受的準則(Acceptance Criteria)

在介紹準則前，吾人先定義行為(或需求)(Action)，其是指結構在自重及地震效應下所產生的內力或彎矩，依照其破壞的性質分為兩種：(1)變形控制(Deformation Controlled Action)，其為韌性(ductility)破壞，如彎矩破壞；(2)力量控制(Force Controlled Action)，其為脆性(brittle)破壞，如剪力破壞。由圖 3.6 可概略說明，單自由度柱承一側力在極限分析計算其容量(Capacity)，彎矩明顯為變形控制故 $M = Q_{CE}$ ，剪力 V 因為脆性破壞，此種破壞是我們所不願意見的，所以當 $V = Q_{CL} \geq Q_{CE}/l$ 時，即彎矩破壞前剪力破壞不可發生，故為變形控制，反之為力量控制，其中， Q_{CE} 為桿件的強度， Q_{CL} 為桿件在滿足變形控制前不容許脆性破壞的力量控制行為(Action)，本節將以此二種控制行為介紹可接受的準則。

3.3.1 線性分析的準則(Acceptance Criteria for Linear Procedure)

A. 變形控制(Deformation Controlled Actions)

變形控制規定其主要及次要構件均要滿足下式：

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3.25)$$

其中， Q_{UD} 代表構件於載重及設計地震力作用下的行為(Action)； Q_{CE} 為構件的強度； k 為反應欲分析之建築物或構件的瞭解程度的修正因子(Knowledge Factor)，當對欲分析之建築物或構件的瞭解程度較高時可取 $k=1.0$ ，當對欲分析之建築物或構件的有疑惑時，取較小之 k 值較為保守； m 值的涵義可由圖 3.7 了解，虛線部分為構件實際降伏行為，因線性分析故所得的分析值較實際值為大(實線部分)，故乘一 m 值將 Q_{CE} 加以放大再和 Q_{UD} 比較，此值的取得可由 FEMA273 中針對不同性質結構物的列表查得(如附錄)。

B. 力量控制(Force Controlled Action)

力量控制規定其主要及次要構件均滿足下式：

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (3.26)$$

其中， k 為 *knowledge factor*； Q_{UF} 由下式定義：

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3} \quad (3.27)$$

Q_E 為地震力作用下構件的行為； Q_G 為載重作用下構件的行為； C_1 、 C_2 、 C_3 與 LSP 中定義相同。

3.3.2 非線性分析的準則(Acceptance Criteria for Nonlinear Procedure)

A. 變形控制(Deformation Controlled Actions)

變形控制是指非線性分析所得的最大變形量不得大於預期的變形容量。其變形容量的評估於 FEMA273 有針對不同性質的結構物而有所不同；例如混凝土柱於變形控制時，其於圍束良好時所容許的最大塑角變形較圍束不佳時來的大；要求建築物功能等級不同；準則的要求亦有所不同(如附錄)。

B. 力量控制(Force Controlled Action)

力量控制概念與 3.4.1 中之 B 相同，但由於是非線性分析，故不必將 Q_E 除以 $C_1 C_2 C_3$ ，可直接與 Q_{CL} 比較。

3.4 範例

本節擬對上文所提到的四種方法對第二章位移設計之 5 層樓鋼筋混凝土結構物進行耐震評估，由於設計此結構物時並無對構件進行剪力設計，故以下評估時假設結構物為韌性結構物，且例題中所使用的補強目標(Rehabilitation Objectives)為在回歸週期 475 年的地震危害(BSE-1)下，建築物的行為(Performance)為人命安全(Life Safety)。

本例為五層樓三跨鋼筋混凝土結構(圖 2.11)，樓高 4m，每跨 9m，總面積 27m×27m，樓層靜載重 1.0 tonf/m^2 、活載重 0.3 tonf/m^2 ，則 $w=1.0 \times 9 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 3 \text{ 跨}=243 \text{ tonf/樓}$ 、0.33g 設計地震：台灣現行建築物耐震設計規範第二類地盤設計反應譜圖 2.8a、b、c、容許最大樓層側移比(Drift Ratio)：1.5%，鋼

筋降伏應力 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 、彈性模數 $E_s = 2.04E + 06 \text{ kgf/cm}^2$ ，混凝土
28 天抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。設計最大樓層側移比(Drift Ratio)：1.5%。

在做分析前先行計算下列參數：工址反應譜特徵週期由圖 2.8a、式(1)及
表 3.2 知 $B_s = B_1 = 1.0$ 、 $S_s = 0.825g$ 、 $S_1 = 0.495g$ 故得：

$$T_0 = \frac{S_1/B_1}{S_s/B_s} = 0.6 \text{ sec}$$

使用非線性程式 IDARC2D[14]進行動力分析得結構彈性基本週期
 $T = 1.12 \text{ sec}$ 。

A. LSP

由式(5)可知其地震力需求為下式：

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W$$

已知基本週期 $T = 1.12 \text{ sec}$ ，故 C_1 是結構為短週期時最大彈性變位與非彈性變位間的修正因子，由式 3.6、式 3.7 知 $C_1 = 1.0$ ； C_2 為反應結構物可能於地震發生期間勁度衰減與消能容量減少的行為，已知 $T \geq T_0$ ，且要求之建築物功能等級(Performance Level)為人命安全(Life Safety)，查表 3.3 得 $C_2 = 1.1$ ； C_3 值的評估須求出各層樓的 θ_i 值，由於式(2)中之 V_i 及 δ_i 為結構物在彈性時所評估的值，故吾人假設結構為彈性不會降伏，隨意取一側力使用式 3.10 做豎向分配，作用於結構物上得各層樓的 V_i 及 δ_i ，已知結構物為彈性故 V_i 及 δ_i 成正比，又由式 3.2 知無論 V_i 及 δ_i 大小為何，其比值均不變故可得 θ_i (如表

3.5)。

取最大 θ_i 值為 θ 值，代入式 3.8、式 3.9 得 $C_3 = 1.0$ ； S_a 為基本週期對應於 0.33g 反應譜之加速度值為 0.46g； W 為結構物參與地震反應之重量， $W = 1215 \text{ tonf}$ 。

由式(5)得：

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W = 614.79 \text{ tonf}$$

由式 3.10、式 3.11 做豎向分配，其結果如表 3.6。

在此一豎向分配下，使用線性靜力分析(採用 IDARC2D)得結構物各桿件內力(圖 3.9 為建立數學模型的桿件編號)，在與可接受的準則比較其結果如表 3.7。其中 Q_{CE} 為五層樓 RC 結構物各桿件的設計強度； Q_{UD} 為線性分析時所得的桿件內力； m 為如附錄中對於彈性與非彈性間的放大因子；由表知結構於 0.33g 地震下使用 LSP 各桿件符合 Life Safety 等級的準則要求。其頂層控制點(Control node)之位移為 0.2537m。

B. LDP

線性動力分析採用歷時分析，最大地表加速度為 0.33g，先作第二類地盤之人造地震(如圖 2.8b)，再使用線性動力分析得控制點變位歷時如圖 3.10 所示。

由圖 3.10 可知控制點最大變位為 0.1948m，與可接受的準則比較其結果如表 3.8。由表知結構於 0.33g 地震下使用 LDP 與 LSP 同，各桿件均符合 Life Safety 等級的準則要求。

C. NSP

非線性靜力分析又稱係數法，由式 3.12 求取結構物之目標位移：

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

使用不同力的形式，其目標位移 δ_t 有可能不同，本例題採二種力的形式 (*uniform & power distribution*)，使用非線性靜力分析可計算出結構物於不同力形式下的容量曲線(Capacity curve)，且將其雙線性化(如圖 3.11)：

由圖 3.11 可得降伏基底剪力 V_y 、有效勁度 K_e 及有效週期 T_e ，其結果如表 3.9。

C_0 是計算多自由度建築物位移與單自由度系統位移間的差異，查表 3.4 得 $C_0=1.4$ ； C_1 是結構為短週期時最大彈性變位與非彈性變位間的修正因子，由式 3.21 又 $T_e \geq T_0$ ，所以 $C_1=1.0$ ； C_2 為反應結構物可能於地震發生期間勁度衰減與消能容量減少的行為，由表 3.3 且 $T \geq T_0$ ，要求結構物功能等級為人命安全(Life Safety)故 $C_2=1.1$ ； C_3 為 $P-\Delta$ 效應的修正因子，因其由圖 3.11 知其降伏後勁度為正故 $C_3=1.0$ 。得 C_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 後代入式 3.12，如表 3.10。

由非線性分析程式 IDARC2D 進行分析，圖 3.12、圖 3.13 為當結構物於不同力的形式(load pattern)進行推進分析時達目標位移的塑角分佈；表 3.11 為當結構物達目標位移時與可接受準則的比較。 Φ (plastic hinge)均為塑角之大小，柱的塑角僅發生於一樓底，而梁的塑角較為均佈，且均符合建築物於 Life Safety 的準則。

D. NDP

與 LDP 類似，但採用非線性數學模型計算，使用第二類地盤，最大地表加速度為 0.33g，其控制點位移歷時如圖 3.14 所示。

由圖 3.14 可知其最大位移為 0.2071m，其塑角分佈如圖 3.15。

3.5 討論：

下列二表分別為上面二例題於不同程序時之最大變位：

	<i>LSP</i>	<i>LDP</i>	<i>NSP_uniform</i>	<i>NSP_power</i>	<i>NDP</i>	<i>Unit</i>
<i>Max_Displ.</i>	0.2537	0.1948	0.245	0.239	0.207	<i>m</i>

表 A 5 層 RC 結構物之最大變位之比較

1. 由表 A 知無論是線性分析或是非線性分析，靜力分析所獲得之最大變位均大於動力分析，故知靜力分析較動力分析保守。其原因為 FEMA273 於評估靜力分析之側力或目標位移時是由 SDOF 系統推導，其 C_1 、 C_2 、 C_3 均為經驗值故較保守。
2. 由非線性動力分析得其於 0.33g 地表加速度下，極限變位為 0.207 公尺，其值與位移設計之設計極限位移 0.2 公尺相近，故可知位移設計法不必運用複雜之非線性程式亦能設計出相當準確的設計要求。

表 3.1 補強目標

Rehabilitation Objectives

Building Performance Level	Earthquake Hazard Level			
	50%/50 year	20%/50 year	10%/50 year BSE-1	2%/50 year BSE-2
Oeration Performance Level	a	b	c	d
Immediate Occupancy Performance Level	e	f	g	h
Life Safety Performance Level	i	j	k	l
Collapse Prevention Level	m	n	o	p

表 3.2 阻尼折減係數

Effective Damping β (Percentage of critical)	Bs	B1
<2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
>50	3.0	2.0

表 3.3 C_2 值

Values for Modification Factor C_2

Performance Level	$T = 0.1$ second	$T > T_0$ second
Immediate Occupancy	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.1
Collapse Prevention	1.5	1.2

表 3.4 C_0 值

Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Modification Factor
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Linear interpolation should be used to calculate values

表 3.5 計算 θ_i 值

<i>Story</i>	<i>Pi(tonf)</i>	<i>$\delta i(m)$</i>	<i>Vi(tonf)</i>	<i>hi(m)</i>	<i>θi</i>
1F	1579.50	0.0442	614.79	4	0.0284
2F	1263.60	0.0686	586.94	4	0.0369
3F	947.70	0.0622	517.91	4	0.0284
4F	631.80	0.0489	400.48	4	0.0193
5F	315.90	0.0299	229.30	4	0.0103

表 3.6 對側向力作豎向分配

$k=1.31$

<i>Story</i>	$w_i h_i^k$	<i>Cvi</i>	<i>Fi(tonf)</i>
<i>1F</i>	5312.59	0.0453	27.85
<i>2F</i>	13172.12	0.1123	69.04
<i>3F</i>	22404.51	0.1910	117.43
<i>4F</i>	32659.17	0.2784	171.18
<i>5F</i>	43747.90	0.3730	229.30
<i>SUM</i>	117296.29	1.0000	614.79

表 3.7 5 層樓鋼筋混凝土建築之 LSP 結果(*unit : tonf-m*)

<i>ele NO.</i>	<i>Qce</i>	<i>m</i>	<i>k</i>	<i>Qud</i>	<i>kmQce</i>
<i>col 1</i>	438	2	1	520	876
<i>col 2</i>	438	2	1	550	876
<i>col 3</i>	438	2	1	536	876
<i>col 4</i>	438	2	1	528	876
<i>col 5</i>	438	2	1	235	876
<i>col 6</i>	438	2	1	422	876
<i>col 7</i>	438	2	1	396	876
<i>col 8</i>	438	2	1	244	876
<i>col 9</i>	347	2	1	201	694
<i>col 10</i>	347	2	1	360	694
<i>col 11</i>	347	2	1	337	694
<i>col 12</i>	347	2	1	210	694
<i>col 13</i>	347	2	1	198	694
<i>col 14</i>	347	2	1	295	694
<i>col 15</i>	347	2	1	286	694
<i>col 16</i>	347	2	1	207	694
<i>col 17</i>	347	2	1	105	694
<i>col 18</i>	347	2	1	224	694
<i>col 19</i>	347	2	1	203	694
<i>col 20</i>	347	2	1	138	694
<i>bem 1</i>	64	5	1	293	320
<i>bem 2</i>	64	5	1	293	320
<i>bem 3</i>	64	5	1	293	320
<i>bem 4</i>	196	5	1	445	980
<i>bem 5</i>	196	5	1	445	980
<i>bem 6</i>	196	5	1	450	980
<i>bem 7</i>	141	5	1	450	705
<i>bem 8</i>	141	5	1	450	705
<i>bem 9</i>	141	5	1	450	705
<i>bem 10</i>	87	5	1	450	435
<i>bem 11</i>	87	5	1	450	435
<i>bem 12</i>	87	5	1	450	435
<i>bem 13</i>	87	5	1	450	435
<i>bem 14</i>	87	5	1	450	435
<i>bem 15</i>	87	5	1	450	435

表 3.8 5 層樓鋼筋混凝土建築之 LDP 結果(*unit : tonf-m*)

<i>ele NO.</i>	<i>Qce</i>	<i>m</i>	<i>k</i>	<i>Qud</i>	<i>kmQce</i>
----------------	------------	----------	----------	------------	--------------

<i>col 1</i>	438	2	1	413	876
<i>col 2</i>	438	2	1	467	876
<i>col 3</i>	438	2	1	443	876
<i>col 4</i>	438	2	1	392	876
<i>col 5</i>	438	2	1	206	876
<i>col 6</i>	438	2	1	334	876
<i>col 7</i>	438	2	1	327	876
<i>col 8</i>	438	2	1	189	876
<i>col 9</i>	347	2	1	191	694
<i>col 10</i>	347	2	1	299	694
<i>col 11</i>	347	2	1	284	694
<i>col 12</i>	347	2	1	198	694
<i>col 13</i>	347	2	1	162	694
<i>col 14</i>	347	2	1	221	694
<i>col 15</i>	347	2	1	246	694
<i>col 16</i>	347	2	1	158	694
<i>col 17</i>	347	2	1	130	694
<i>col 18</i>	347	2	1	148	694
<i>col 19</i>	347	2	1	185	694
<i>col 20</i>	347	2	1	94	694
<i>bem 1</i>	64	5	1	205	320
<i>bem 2</i>	64	5	1	205	320
<i>bem 3</i>	64	5	1	205	320
<i>bem 4</i>	196	5	1	355	980
<i>bem 5</i>	196	5	1	355	980
<i>bem 6</i>	196	5	1	355	980
<i>bem 7</i>	141	5	1	355	705
<i>bem 8</i>	141	5	1	355	705
<i>bem 9</i>	141	5	1	355	705
<i>bem 10</i>	87	5	1	355	435
<i>bem 11</i>	87	5	1	355	435
<i>bem 12</i>	87	5	1	355	435
<i>bem 13</i>	87	5	1	355	435
<i>bem 14</i>	87	5	1	355	435
<i>bem 15</i>	87	5	1	355	435

表 3.9 5 層鋼筋混凝土結構物於不同力分佈下之計算結果

	<i>uniform</i>	<i>power</i>	
$T_0 =$	0.600	0.600	<i>sec</i>
$T_i =$	1.120	1.120	<i>sec</i>
$k_i =$	11968.129	9373.075	<i>tonf/m</i>
$k_e =$	10207.358	8272.721	<i>tonf/m</i>
$\alpha =$	0.102	0.195	
$V_y =$	1097.329	750.282	<i>tonf</i>
$dy =$	0.108	0.091	<i>m</i>
$0.6V_y =$	658.397	450.169	<i>tonf</i>
$R =$	2.855	4.176	
$T_e =$	1.213	1.192	<i>sec</i>

表 3.10 5 層鋼筋混凝土結構物於不同力分佈時的目標位移

	Load Pattern		
	uniform	power	
Co=	1.400	1.400	
C1=	1.000	1.000	
C2=	1.100	1.100	
C3=	1.000	1.000	
Sa=	0.435	0.440	<i>g</i>
$\delta t =$	0.245	0.239	<i>m</i>

表 3.11 5 層樓鋼筋混凝土建築之 NSP 結果(*plastic hinge*)

	uniform	power	Acceptance Criteria
<i>col 1</i>	0.000419	0.000158	0.01

<i>col 2</i>	0.000433	0.000166	0.01
<i>col 3</i>	0.000433	0.000166	0.01
<i>col 4</i>	0.000421	0.000161	0.01
<i>col 5</i>	0.000065	0.000046	0.01
<i>col 6</i>	0.000103	0.000080	0.01
<i>col 7</i>	0.000101	0.000078	0.01
<i>col 8</i>	0.000078	0.000060	0.01
<i>col 9</i>	0.000066	0.000049	0.01
<i>col 10</i>	0.000100	0.000085	0.01
<i>col 11</i>	0.000099	0.000085	0.01
<i>col 12</i>	0.000082	0.000066	0.01
<i>col 13</i>	0.000066	0.000072	0.01
<i>col 14</i>	0.000097	0.000103	0.01
<i>col 15</i>	0.000094	0.000098	0.01
<i>col 16</i>	0.000080	0.000085	0.01
<i>col 17</i>	0.000025	0.000029	0.01
<i>col 18</i>	0.000054	0.000079	0.01
<i>col 19</i>	0.000051	0.000077	0.01
<i>col 20</i>	0.000043	0.000056	0.01
<i>bem 1</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 2</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 3</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 4</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 5</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 6</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 7</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 8</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 9</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 10</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 11</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 12</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 13</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 14</i>	0.002027	0.001904	0.02
<i>bem 15</i>	0.002027	0.001904	0.02

表 3.12 5 層樓鋼筋混凝土建築之 NDP 結果(plastic hinge)

	<i>NDP</i>	<i>Acceptance Criteria</i>
<i>col 1</i>	0.0001657	0.01

<i>col 2</i>	0.0001669	0.01
<i>col 3</i>	0.0001670	0.01
<i>col 4</i>	0.0001582	0.01
<i>col 5</i>	0.0000883	0.01
<i>col 6</i>	0.0001216	0.01
<i>col 7</i>	0.0001210	0.01
<i>col 8</i>	0.0000894	0.01
<i>col 9</i>	0.0000763	0.01
<i>col 10</i>	0.0001121	0.01
<i>col 11</i>	0.0001132	0.01
<i>col 12</i>	0.0000840	0.01
<i>col 13</i>	0.0000743	0.01
<i>col 14</i>	0.0001023	0.01
<i>col 15</i>	0.0001019	0.01
<i>col 16</i>	0.0000723	0.01
<i>col 17</i>	0.0000544	0.01
<i>col 18</i>	0.0000737	0.01
<i>col 19</i>	0.0000702	0.01
<i>col 20</i>	0.0000398	0.01
<i>bem 1</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 2</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 3</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 4</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 5</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 6</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 7</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 8</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 9</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 10</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 11</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 12</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 13</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 14</i>	0.0025815	0.02
<i>bem 15</i>	0.0025815	0.02

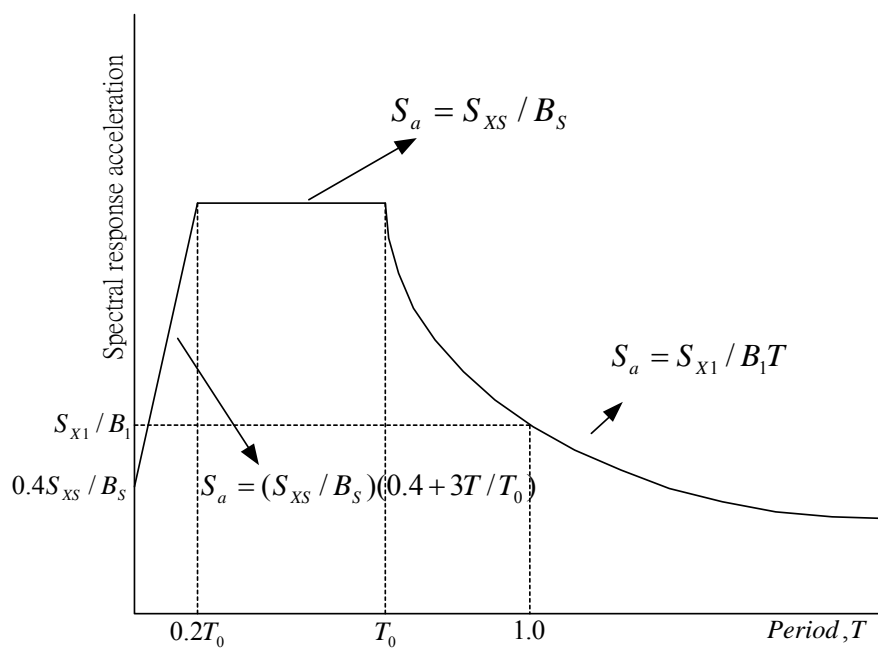


圖 3.1 工址反應譜

Calculation of Effective Stiffness

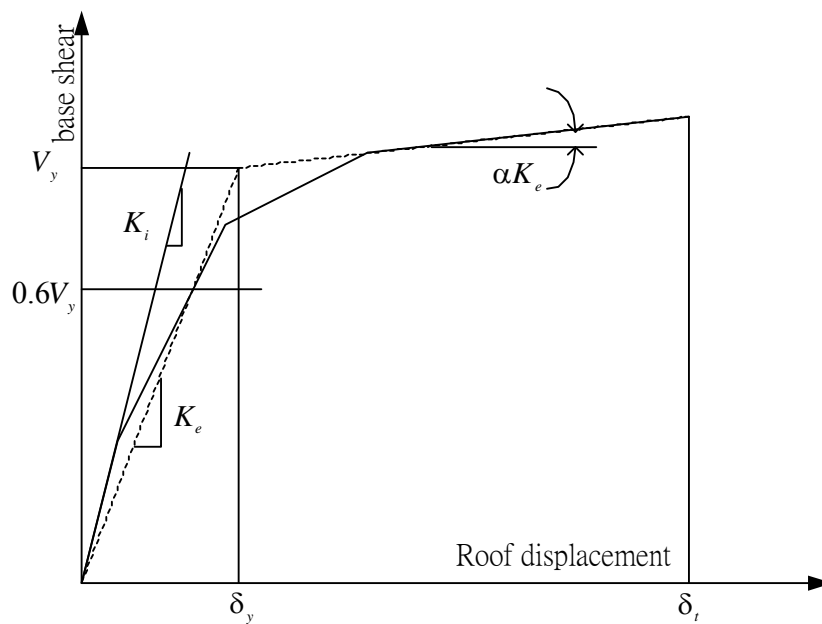


圖 3.2 基底剪力與頂層橫向變位的雙線性關係

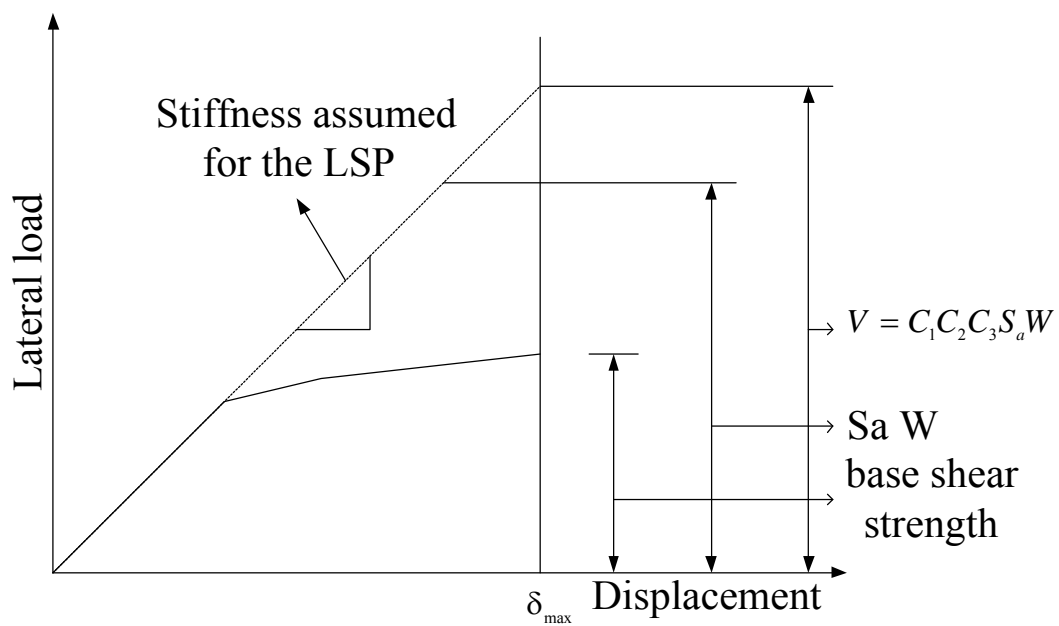


圖 3.3 basis for LSP

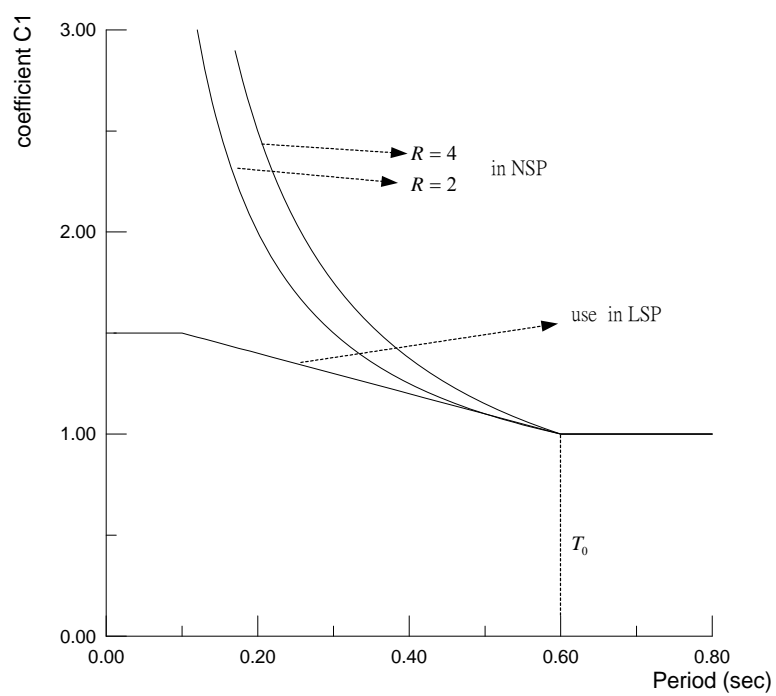


圖 3.4 C_1 值的評估

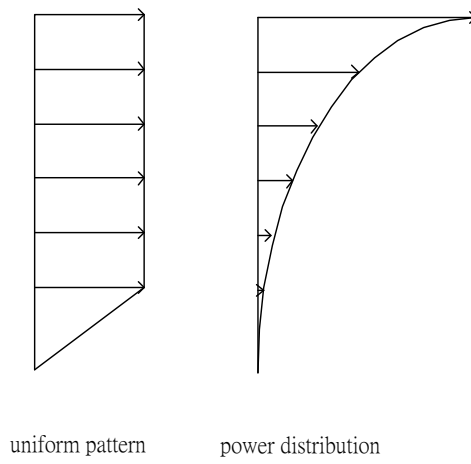


圖 3.5 Load Pattern

Cantilver column supporting concentrated mass

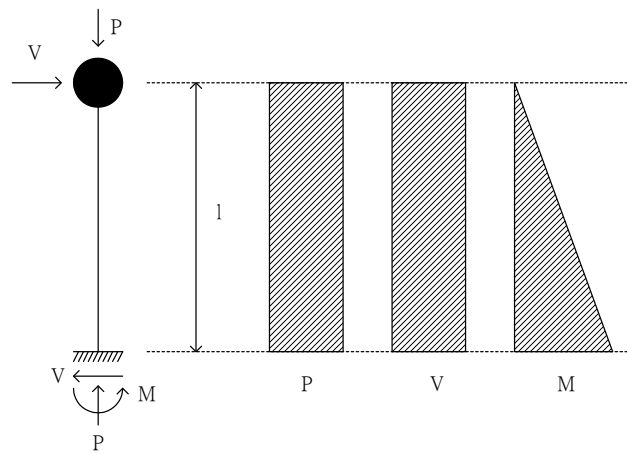


圖 3.6 SDOF column

Basis for m Factor

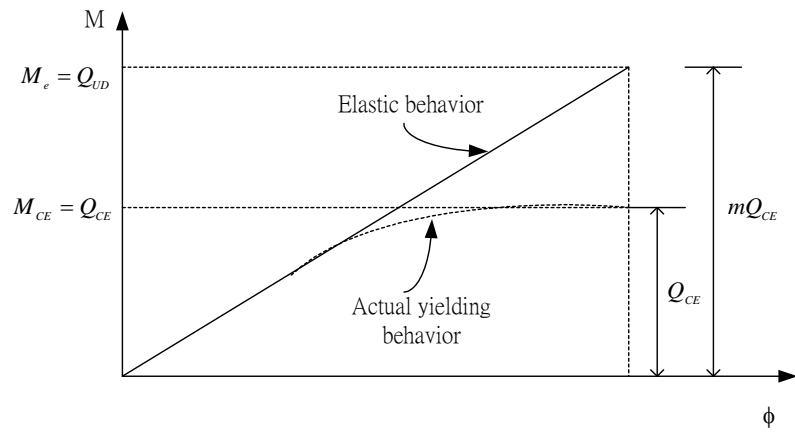


圖 3.7 Basis for m factor

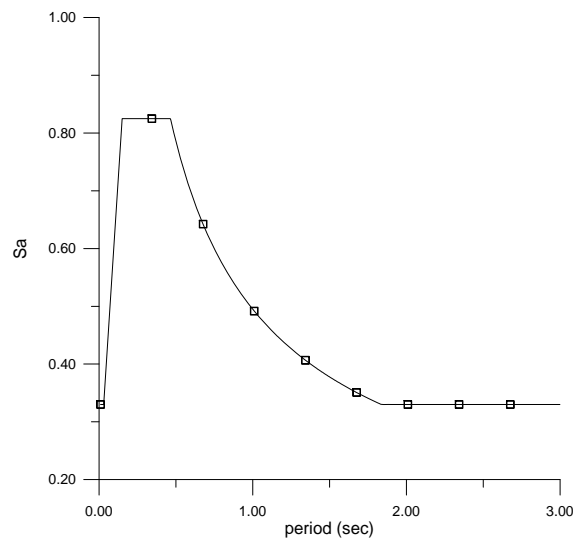
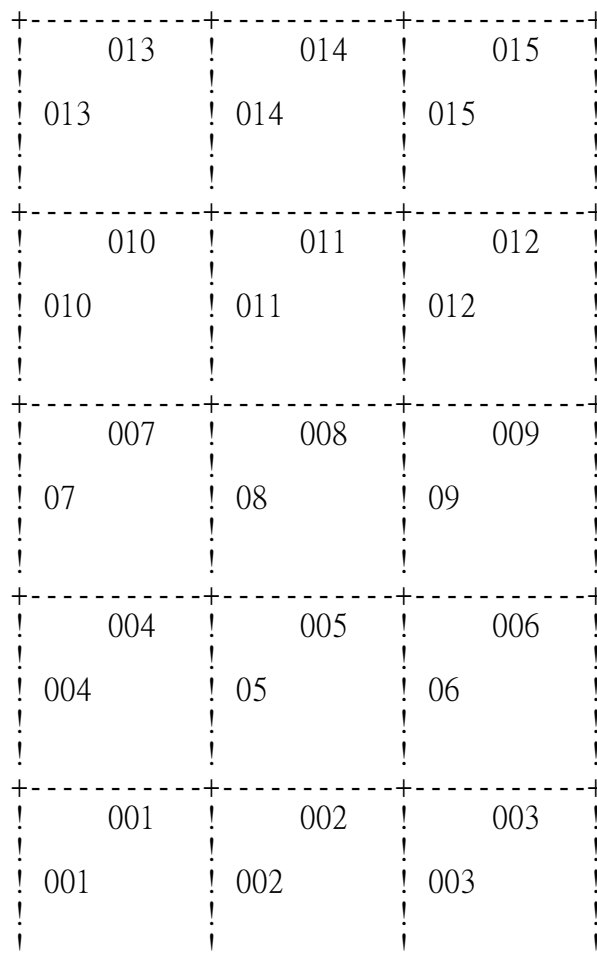


圖 3.8 0.33g 第二類地盤加速度反應譜



NOTATION:

- = BEAM

! = COLUMN

W = SHEAR WALL

I = EDGE COLUMN

NUMBERS INDICATE ELEMENT TYPES

COLUMN TYPE NUMBERS ON RIGHT

SHEAR WALL NUMBERS ON LEFT, AND

EDGE COLUMN NUMBERS BELOW COLUMN TYPES

圖 3.9 建立數學模型的桿件編號

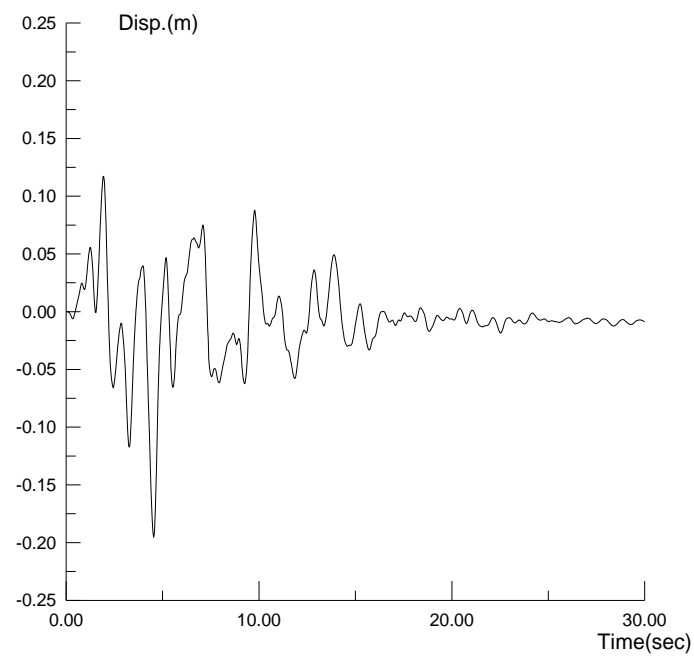


圖 3.10 LDP 控制點變位歷時

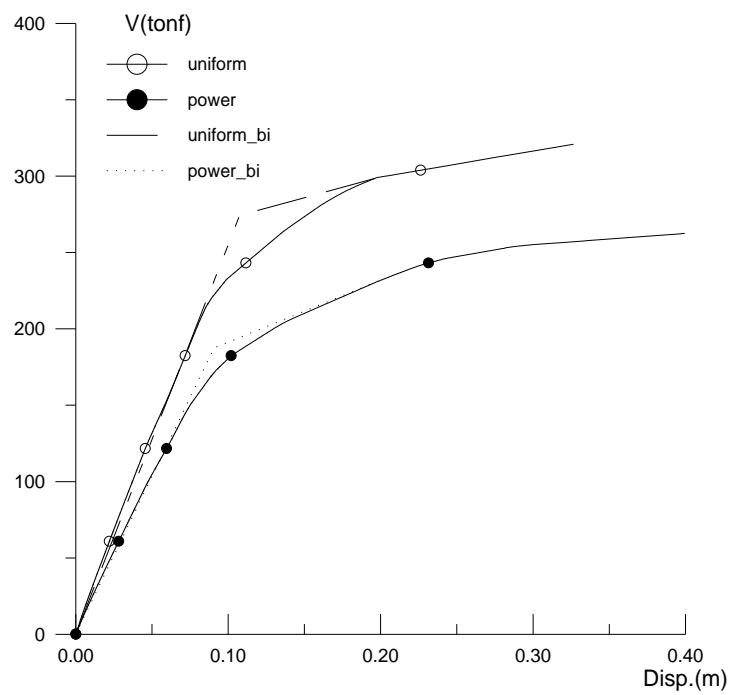
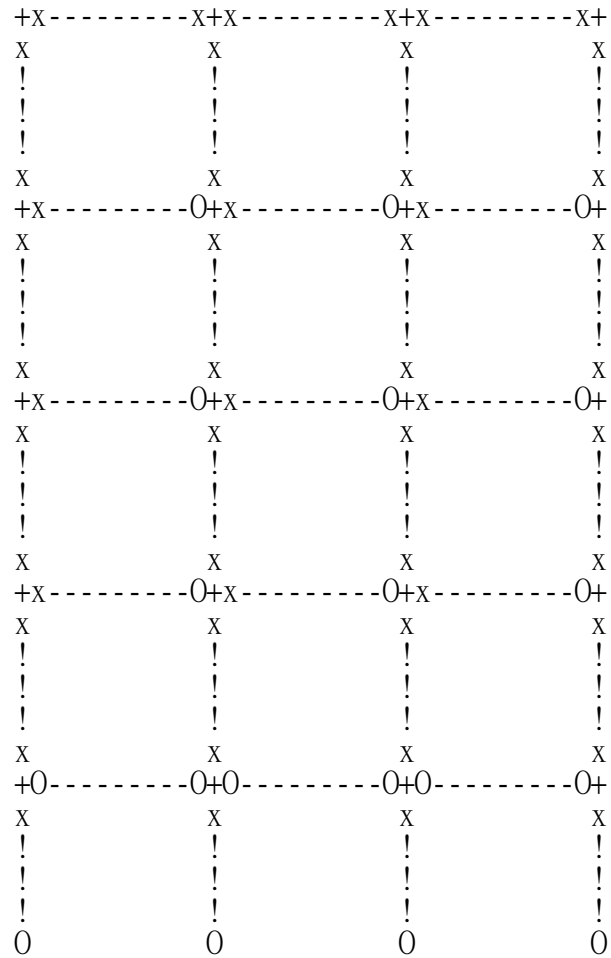


圖 3.11 在不同力的形式下的容量曲線



NOTATION:

- = BEAM

! = COLUMN

W = SHEAR WALL

I = EDGE COLUMN

x = CRACK

O = YIELD

FOR EDGE COLS: C: COMPRESSION

T: TENSION

O: TENSILE YIELD

圖 3.12 當力的形式為 uniform 時的塑角分佈

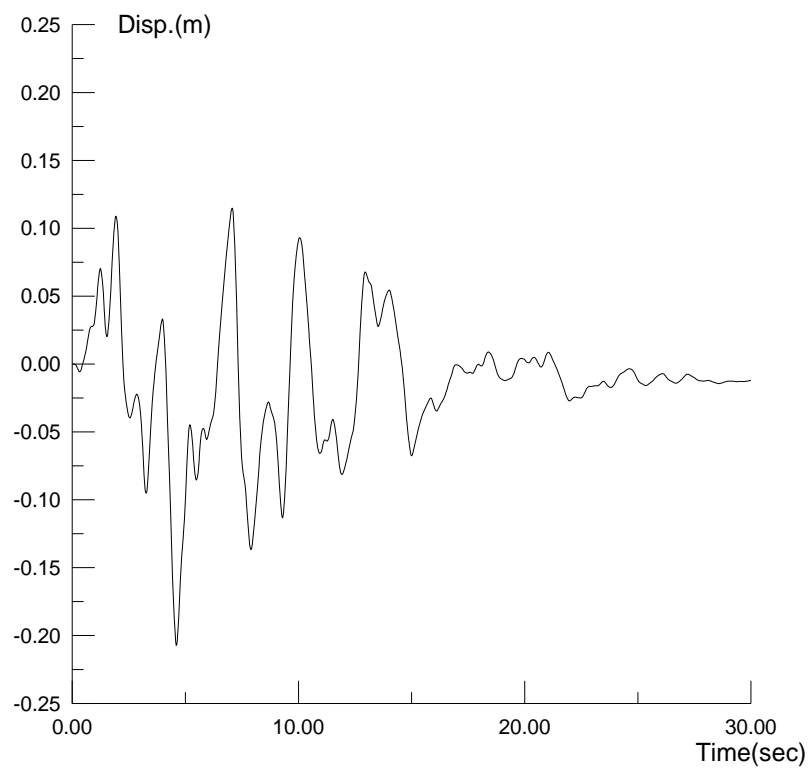
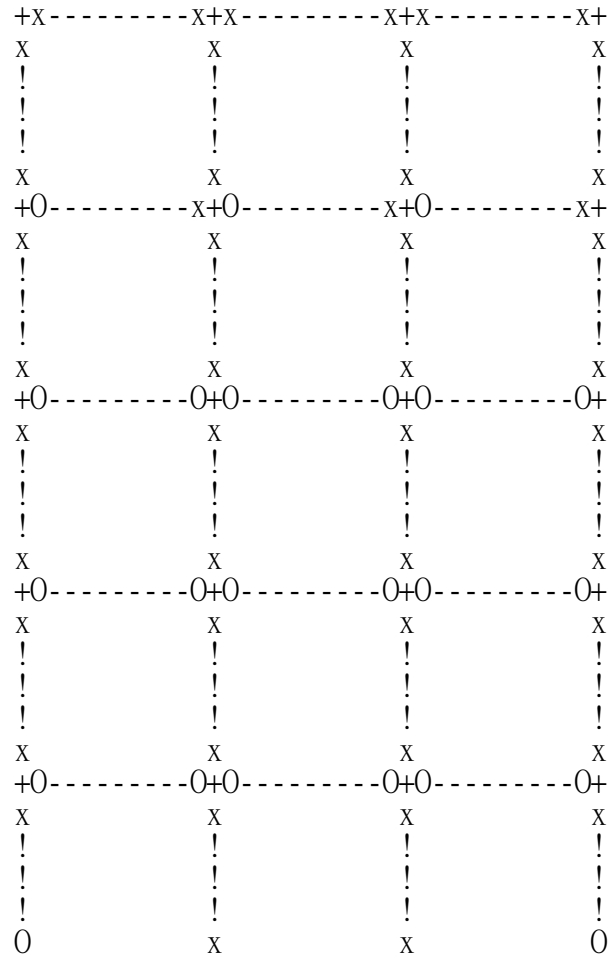


圖 3.14 NDP 下控制點的位移歷時



NOTATION:

-	=	BEAM			
!	=	COLUMN	x	=	CRACK
W	=	SHEAR WALL	O	=	YIELD
I	=	EDGE COLUMN	FOR EDGE COLS: C: COMPRESSION		
			T: TENSION		
			O: TENSILE YIELD		

圖 3.15 NDP 之塑角分佈

附錄

Numerical acceptance criteria for linear procedures-reinforced concrete beams

condition			m factor				
			component type				
			primary			secondary	
			performance level				
			IO	LS	CP	LS	CP
I .beams controlled by flexure							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.*	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	c	≤ 3	2	6	7	6	10
≤ 0.0	c	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	c	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	c	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	nc	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	nc	≥ 6	1	2	3	2	4
≥ 0.5	nc	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	nc	≥ 6	1	2	2	2	3

*Under the heading "Transverse Reinforcement ", "c" and "nc" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups is at least three-fourths of design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming

附錄

Numerical acceptance criteria for linear procedures-reinforced concrete columns

condition			m factor				
			component type				
			primary			secondary	
			performance level				
			IO	LS	CP	LS	CP
I .beams controlled by flexure							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.*	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	c	≤ 3	2	3	4	3	4
≤ 0.0	c	≥ 6	2	3	3	3	3
≥ 0.5	c	≤ 3	1	2	2	2	2
≥ 0.5	c	≥ 6	1	1	2	1	2
≤ 0.0	nc	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.0	nc	≥ 6	2	2	2	2	2
≥ 0.5	nc	≤ 3	1	1	2	1	2
≥ 0.5	nc	≥ 6	1	1	1	1	1

*Under the heading "Transverse Reinforcement ", "c" and "nc" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups is at least three-fourths of design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming

附錄

Numerical acceptance criteria for nonlinear procedures-reinforced concrete beams

condition			acceptance criteria				
			plastic rotation angle, radians				
			component type				
			primary			secondary	
			performance level				
			IO	LS	CP	LS	CP
I .beams controlled by flexure							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.*	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	c	≤ 3	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	c	≥ 6	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	c	≤ 3	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	c	≥ 6	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	nc	≤ 3	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	nc	≥ 6	0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	nc	≤ 3	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	nc	≥ 6	0	0.005	0.005	0.005	0.01

*Under the heading "Transverse Reinforcement ", "c" and "nc" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups is at least three-fourths of design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

附錄

Numerical acceptance criteria for nonlinear procedures-reinforced concrete columns

condition			acceptance criteria				
			plastic rotation angle, radians				
			component type				
			primary			secondary	
			performance level				
			IO	LS	CP	LS	CP
I .beams controlled by flexure							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.*	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	c	≤ 3	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.0	c	≤ 6	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≤ 0.5	c	≤ 3	0	0.005	0.015	0.01	0.025
≤ 0.5	c	≤ 6	0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.0	nc	≤ 3	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.0	nc	≤ 6	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≤ 0.5	nc	≤ 3	0	0	0.005	0	0.005
≤ 0.5	nc	≤ 6	0	0	0	0	0

*Under the heading "Transverse Reinforcement ", "c" and "nc" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the

stirrups is at least three-fourths of design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.