

國家地震工程研究中心  
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON  
EARTHQUAKE ENGINEERING

校舍結構耐震評估與補強技術手冊  
第三版

蕭輔沛 鍾立來 葉勇凱 簡文郁 沈文成  
邱聰智 周德光 趙宜峰 翁樸文 楊耀昇  
涂耀賢 柴駿甫 黃世建

報告編號：NCREE-13-023

中華民國 102 年 12 月

校舍結構耐震評估與補強技術手冊  
第三版

Technology Handbook for  
Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings  
Third Edition

\*蕭輔沛 \*鍾立來 \*葉勇凱 \*簡文郁 \*沈文成 \*邱聰智 \*周德光 \*趙宜峰

\*翁樸文 \*\*楊耀昇 \*涂耀賢 \*柴駿甫 \*\*黃世建

Fu-Pei Hsiao, Lap-Loi Chung, Yeong-Kae Yeh, Wen-Yu Chien, Wen-Cheng Shen, Tsung-Chih Chiou, Te-Kuang Chow, Yi-Feng Chao, Pu-Wen Weng, Yao-Sheng Yang, Yaw-Shen Tu, Juin-Fu Chai and Shyh-Jiann Hwang

\* 國家地震工程研究中心

\*\*國立台灣大學土木工程學系

中華民國一百零二年十二月  
December 2013

## 摘要

歷來台灣地區發生的幾次強震中，校舍損毀情況相當嚴重，乃因國民中小學校舍多呈一排教室相連之方式，在預算逐年編列之情況下，未能作整體規劃，一排教室往往分期建造，垂直或水平增建，造成耐震的缺失，遂帶來耐震不足的後遺症。因此，針對中小學校舍進行耐震評估及補強，實乃當務之急。

本研究旨在彙整研究成果及產官學界之意見，出版校舍結構耐震評估與補強技術手冊，供工程師參考，以促進校舍結構耐震能力提升工作之推動，期能在下一次地震來臨前，做好預先防範之措施。本手冊包含七章，分別介紹歷年地震下之校舍震害、設計地震與補強目標、建築物現況與檢測、耐震詳細評估、適用於低矮型校舍之耐震補強工法及耐震資料庫(耐震資訊網平台)。此外，本手冊以三個附錄，分別介紹側推分析軟體、耐震能力詳細評估輔助分析程式之使用說明，及以某一案例校舍結構做為示範例進行評估與補強說明，供工程師使用時參考。本中心於 2008 年出版技術手冊(報告編號：NCREE-08-023)後，陸續舉辦了多場講習會，並在講習會中收到許多寶貴意見與建議，於 2009 年更改部份內容，使此耐震能力詳細評估方法更為合理且接近實際情形。

教育部於 2009 年起提出「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，持續投入經費補助各縣市政府辦理校舍耐震能力評估與補強作業，計畫執行期間蒙獲業界青睞採用本手冊所建議之評估方法，作為耐震評估與補強之實用工具。三年多來，本團隊陸續蒐集業界之經驗回饋，故本團隊為使耐震詳細評估方法更為合理並接近實際情形，並針對部份傳統補強工法之標準圖說及施工注意事項加以闡述，出版第三版之技術手冊，並針對此手冊所提評估方法之名稱，於第三版中予以更名。

**關鍵詞：**校舍、耐震能力評估、耐震補強、資料庫

## **ABSTRACT**

Based on the observations made after several major earthquakes occurred in Taiwan, buildings in elementary and secondary schools have been found most seriously damaged among all building types. However, school buildings are usually required to serve as emergency shelters soon after a disastrous earthquake. Therefore, seismic upgrading of existing buildings in elementary and secondary schools is a stringent issue. A handbook is prepared to demonstrate the relevant technology for detailed evaluation and retrofit design of school buildings. According to experimental results and reconnaissance reports, the performance points of school buildings are specified. Four cost effective retrofit methods are introduced. Procedures for detailed evaluation and retrofit design of school buildings are presented in the hand book. It is a reference to be consulted by the practicing engineers.

**Keywords:** school buildings, seismic evaluation, seismic retrofit, handbook

# 目錄

|                         |     |
|-------------------------|-----|
| 第一章 前言 .....            | 1   |
| 1.1 校舍結構之震害 .....       | 2   |
| 1.2 校舍結構耐震能力提升之策略 ..... | 6   |
| 1.3 技術手冊 .....          | 8   |
| 參考文獻 .....              | 11  |
| 第二章 設計地震與補強目標 .....     | 15  |
| 2.1 校舍之性能表現與損傷狀態 .....  | 15  |
| 2.2 設計地震與結構損傷控制 .....   | 20  |
| 2.3 補強性能目標 .....        | 23  |
| 2.4 耐震性能曲線之建立 .....     | 25  |
| 參考文獻 .....              | 29  |
| 3.1 基本資料蒐集 .....        | 40  |
| 3.2 現況調查 .....          | 40  |
| 3.3 檢測項目 .....          | 42  |
| 3.4 其他 .....            | 43  |
| 參考文獻 .....              | 44  |
| 第四章 耐震評估 .....          | 47  |
| 4.1 非線性靜力分析之介紹 .....    | 47  |
| 4.2 構件行為說明及模擬 .....     | 48  |
| 4.3 土壤與結構互制之基礎模擬 .....  | 73  |
| 參考文獻 .....              | 75  |
| 第五章 耐震補強工法 .....        | 93  |
| 5.1 通則 .....            | 93  |
| 5.2 擴柱補強 .....          | 95  |
| 5.3 翼牆補強 .....          | 98  |
| 5.4 剪力牆補強 .....         | 102 |

|                            |   |     |
|----------------------------|---|-----|
| 5.5                        | 複合柱補強.....                                | 106 |
| 5.6                        | 基礎補強.....                                 | 109 |
| 5.7                        | 植筋施工要項.....                               | 110 |
|                            | 參考文獻.....                                 | 114 |
| 第六章校舍耐震評估與補強資訊網暨資料庫.....   |   | 135 |
| 6.1                        | 校舍耐震資訊網.....                              | 135 |
| 6.2                        | 校舍耐震評估與補強資料庫.....                         | 135 |
| 6.3                        | 校舍耐評估與補強資料上傳簡易說明與注意事項.....                | 136 |
|                            | 參考文獻.....                                 | 137 |
| 第七章 結語.....                |   | 141 |
| 附錄 A 側推分析軟體介紹.....         |   | 142 |
| 附錄 B 耐震詳細評估輔助分析程式使用說明..... |   | 145 |
| 附錄 C 示範例.....              |   | 154 |
| 附錄 C.1                     | 示範例檔案下載.....                              | 154 |
| 附錄 C.2                     | 建築物現況與檢測.....                             | 155 |
| 附錄 C.3                     | 詳細評估.....                                 | 156 |
| 附錄 C.4                     | 擴柱補強.....                                 | 188 |
| 附錄 C.5                     | 翼牆補強.....                                 | 192 |
| 附錄 C.6                     | 剪力牆補強.....                                | 196 |
| 附錄 C.7                     | 複合柱補強.....                                | 202 |
| 附錄 C.8                     | 柱非線性鉸參數計算.....                            | 205 |
| 附錄 C.9                     | 磚牆軸力非線性鉸參數計算.....                         | 213 |
| 附錄 C.10                    | 擴柱補強斷面非線性鉸參數計算.....                       | 217 |
| 附錄 C.11                    | 翼牆補強斷面非線性鉸參數計算.....                       | 220 |
| 附錄 C.12                    | 剪力牆補強斷面非線性鉸參數計算.....                      | 223 |
| 附錄 C.13                    | 性能目標地表加速度(以原構架 X 向之 $V_{max}$ 性能點為例)..... | 229 |

## 符號說明

|                  |   |
|------------------|---|
| $a, b$           | 彎矩非線性鉸參數                                      |
| $a_w$            | RC 牆基底受壓區之深度，可定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 $f_y$ 時之壓力區深度 |
| $A_d$            | 磚牆之等值斜撐斷面積                                    |
| $A_e$            | 容量震譜之下所圍面積                                    |
| $A_g$            | 柱斷面積  |
| $A_h$            | 複合柱剪力鋼筋於箍筋間距( $s_h$ )內之斷面積                    |
| $A_{p1}, A_{p2}$ | 性能目標地表加速度                                     |
| $A_p^*$          | 補強後之性能目標地表加速度                                 |
| $A_{st}$         | 剪力鋼筋於箍筋間距( $s$ )內之斷面積                         |
| $A_{str}$        | RC 牆模擬之對角壓桿有效面積                               |
| $A_{th}, A_{tv}$ | RC 牆水平、垂直拉桿之有效面積                              |
| $A_T$            | 475 年設計地震等值地表加速度(EPA)                         |
| $A_w$            | 剪力牆內之最大矩形面積                                   |
| $b$              | 柱寬  |
| $b_w$            | 梁腹寬度  |
| $B_s$            | 短週期結構之阻尼修正係數                                  |
| $B_l$            | 長週期結構之阻尼修正係數                                  |
| $c$              | 剪力非線性鉸參數                                      |
| $C_a$            | 握裹滑移變位修正係數，取 2.5                              |
| $d$              | 有效深度(構材最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離)                    |
| $d_b$            | RC 牆待搭接鋼筋之標稱直徑；複合柱主筋之標稱直徑                     |
| $d_c$            | 柱核心混凝土深度，由箍筋中心至中心計算之                          |
| $d_s$            | 主筋直徑  |
| $D_f$            | 複合柱基腳埋入深度                                     |
| $D_{PA}$         | 結構物損傷指標(Park & Ang's damage criteria, 1985)   |
| $D_R^T$          | 結構之頂樓位移比                                      |

|                        |                    |
|------------------------|--------------------|
| $E_c$                  | 混凝土彈性模數            |
| $E_d$                  | 磚牆之等值斜撐彈性模數        |
| $E_D$                  | 結構於單一遲滯迴圈消散之能量     |
| $E_s$                  | 鋼筋彈性模數             |
| $E_{S0}$               | 容量震譜之最大應變能         |
| $E_u$                  | 磚牆達極限點時之割線模數       |
| $(EI)_c$               | 柱開裂斷面的撓曲剛度         |
| $f_{bc}$               | 紅磚單軸抗壓強度           |
| $f_{bt}$               | 紅磚劈裂強度             |
| $f'_c$                 | 混凝土抗壓強度            |
| $f_{mbt}$              | 紅磚與砂漿介面劈裂強度        |
| $f_{mc}$               | 砂漿單軸抗壓強度           |
| $f_t$                  | 混凝土抗拉強度            |
| $f_{tm}$               | 砂漿劈裂強度             |
| $f_y$                  | 主筋降伏強度             |
| $f_{yt}$               | 箍筋降伏強度             |
| $F_h, F_v$             | RC 牆水平、垂直拉桿之拉力     |
| $\bar{F}_h, \bar{F}_v$ | RC 牆水平、垂直拉桿之平衡抗拉強度 |
| $F_{yh}, F_{yv}$       | RC 牆水平、垂直拉桿之抗拉強度   |
| $g_h, g_v$             | 砌磚之水平、垂直磚縫寬        |
| $h$                    | 柱深、梁深              |
| $h_b$                  | 紅磚塊之厚度             |
| $h_c$                  | 淨保護層厚度             |
| $h_w$                  | 增設翼牆之深度            |
| $h_x$                  | 第 $x$ 層距基面之高度      |
| $H$                    | 有效柱高；RC 牆淨高        |
| $H_b$                  | 磚牆高度               |
| $H_C$                  | 複合柱淨高              |
| $I$                    | 結構物用途係數；剪力牆已開裂慣性矩  |



|                        |   |
|------------------------|---|
| $I_g$                  | 梁柱總斷面對其中心軸之慣性矩；RC 牆總斷面慣性矩；<br>複合柱總斷面慣性矩 |
| $k$                    | 雙曲率柱勁度；複合柱初始勁度                          |
| $k'$                   | 剪力箍筋折減係數                                |
| $kd$                   | 複合柱在彎矩極限點時，斷面中性軸至壓力側外緣之距離               |
| $K_h, K_v$             | 低水平鋼筋量之水平、垂直拉桿指標修正值                     |
| $\bar{K}_h, \bar{K}_v$ | RC 牆水平、垂直拉桿指標                           |
| $l_b$                  | 紅磚塊之長度                                  |
| $l_p$                  | RC 牆非線性鉸長度                              |
| $l_w$                  | RC 牆之水平寬度                               |
| $L$                    | 梁淨長                                     |
| $L_d$                  | 磚牆之等值斜撐長度                               |
| $M_n$                  | 計算彎矩，標稱彎矩強度                             |
| $M_{ni}^+, M_{ni}^-$   | 梁左端正負彎矩強度                               |
| $M_{nj}^+, M_{nj}^-$   | 梁右端正負彎矩強度                               |
| $M_u$                  | 含邊界構材之剪力牆斷面之極限彎矩；<br>RC 牆斷面之設計彎矩        |
| $M_y$                  | 含邊界構材之剪力牆斷面之降伏彎矩                        |
| $n$                    | 紅磚與混凝土之彈性模數比                            |
| $N$                    | 作用在 RC 牆上之垂直載重；補強初步設計之補強桿件數量            |
| $N_u$                  | RC 牆斷面中與設計剪力 $V_u$ 同時作用之設計軸力            |
| $P$                    | 雙曲率柱所承受之軸力                              |
| $P_d$                  | 磚牆之等值斜撐軸力                               |
| $P_{d,SF}$             | 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之 Force SF                  |
| $PF_1$                 | 建物第一模態的模態參與因數                           |
| $R_h, R_v$             | 水平、垂直拉桿所承擔之水平、垂直剪力比值                    |
| $s$                    | 箍筋間距                                    |
| $S_a$                  | 譜加速度係數(即譜加速度/ $g$ )                     |
| $S_d$                  | 譜位移                                     |

|                      |                                  |
|----------------------|----------------------------------|
| $(S_{d,p}, S_{a,p})$ | 目標性能點                            |
| $(S_{d,y}, S_{a,y})$ | 容量震譜二線段模擬之等效降伏點                  |
| $s_h$                | 複合柱箍筋間距                          |
| $S_{DS}, S_{D1}$     | 工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數             |
| $t_w$                | RC 牆體總厚度                         |
| $T_b$                | 磚牆厚度                             |
| $T_{eq}$             | 結構物之等效基本週期                       |
| $T_0$                | 設計反應譜短週期與中、長週期之分界                |
| $u$                  | 平均握裹應力                           |
| $v_m$                | 柱最大側力對應之剪應力                      |
| $V$                  | 建物之基底剪力；雙曲率柱所承受之側力；<br>磚牆所承受之水平力 |
| $V_0$                | 原有柱斷面剪力強度                        |
| $V_b$                | 雙曲率柱(梁)之撓曲強度                     |
| $V_{bCC}$            | 複合柱彎矩極限點之側力                      |
| $V_{bJ}$             | 擴柱斷面撓曲強度                         |
| $V_{bSW}$            | 剪力牆斷面撓曲強度                        |
| $V_{bWW}$            | 翼牆斷面撓曲強度                         |
| $V_c$                | 由混凝土提供之剪力強度                      |
| $V_{CC}$             | 單根複合柱之側力強度                       |
| $V_{fp}$             | RC 牆撓曲與滑移作用下之殘餘強度                |
| $V_{fu}$             | RC 牆撓曲極限點之側力強度                   |
| $V_{max}$            | 柱之最大側力強度                         |
| $V_n$                | 柱之剪力強度；磚牆面內剪力強度                  |
| $V_{nCC}$            | 複合柱剪力極限點之剪力強度                    |
| $V_{nJ}$             | 擴柱斷面剪力強度                         |
| $V_{nWW}$            | 翼牆斷面剪力強度                         |
| $V_r$                | 磚牆之殘餘強度                          |
| $V_{RCJ}$            | 擴柱斷面之側力強度                        |

|                        |                         |
|------------------------|-------------------------|
| $V_s$                  | 由剪力筋提供之剪力強度             |
| $V_{scr}$              | RC 牆剪力開裂點之剪力開裂強度        |
| $V_{sp}$               | RC 牆剪力極限點之剪力殘餘強度        |
| $V_{su}$               | RC 牆剪力極限點之剪力極限強度        |
| $V_u$                  | RC 牆斷面之設計剪力             |
| $V_y$                  | 含邊界構材之 RC 牆斷面之撓曲降伏點降伏側力 |
| $V_{SW}$               | 剪力牆斷面之側力強度              |
| $V_{WW}$               | 翼牆斷面之側力強度               |
| $V^*$                  | 補強初步設計之基底剪力             |
| $w_b$                  | 紅磚塊之寬度                  |
| $w_i$                  | 建物樓層 $i$ 之樓層重           |
| $W$                    | 建物之全部靜載重                |
| $W_b$                  | 磚牆寬度                    |
| $W_d$                  | 磚牆斜撐之等值寬度               |
| $W_x$                  | 第 $x$ 層之建築物重量           |
| $\alpha$               | 雙曲率 RC 柱剪力裂縫與柱軸線之夾角     |
| $\alpha_1$             | 建物第一模態的模態質量係數           |
| $\alpha_s K_{initial}$ | 容量震譜二線段模擬之第二線段勁度        |
| $\beta_{eq}$           | 結構物之等效阻尼比               |
| $\beta_0$              | 動力遲滯行為造成之遲滯阻尼比          |
| $\gamma_h, \gamma_v$   | RC 牆之拉桿指標               |
| $\gamma_{vh}$          | RC 牆之剪應變                |
| $\delta_e$             | RC 牆側向載重位移曲線之彈性變位       |
| $\delta_{fu}$          | RC 牆撓曲極限點之總位移           |
| $\delta_{f,cr}$        | RC 牆開裂點之撓曲位移            |
| $\delta_{f,fu}$        | RC 牆撓曲極限點之撓曲位移          |
| $\delta_{f,su}$        | RC 牆剪力極限點之撓曲位移          |
| $\delta_{f,y}$         | RC 牆撓曲降伏點之撓曲位移          |
| $\delta_{fp}$          | RC 牆撓曲與滑移作用下之殘餘位移       |

|                          |  |
|--------------------------|--|
| $\delta_p$               | RC 牆側向載重位移曲線之非線性變位                     |
| $\delta_{plastic, fu}$   | RC 牆撓曲極限點之非線性鉸轉動位移                     |
| $\delta_{scr}$           | RC 牆剪力開裂點之剪力開裂總位移                      |
| $\delta_{sp}$            | RC 牆剪力極限點之剪力殘餘位移                       |
| $\delta_{su}$            | RC 牆剪力極限點之剪力極限總位移                      |
| $\delta_{slip, cr}$      | RC 牆開裂點之滑移位移                           |
| $\delta_{slip, fu}$      | RC 牆撓曲極限點之滑移位移                         |
| $\delta_{slip, su}$      | RC 牆剪力極限點之滑移位移                         |
| $\delta_{slip, y}$       | RC 牆撓曲降伏點之滑移位移                         |
| $\delta_{s, cr}$         | RC 牆開裂點之剪力位移                           |
| $\delta_{s, fu}$         | RC 牆撓曲極限點之剪力位移                         |
| $\delta_{s, u}$          | RC 牆剪力極限點之剪力位移                         |
| $\delta_{s, y}$          | RC 牆撓曲降伏點之剪力位移                         |
| $\delta_u$               | RC 牆側向載重位移曲線之總變位                       |
| $\delta_y$               | RC 牆撓曲降伏點之總位移                          |
| $\epsilon_0$             | 混凝土極限強度時之應變                            |
| $\epsilon_d$             | 混凝土在與 $\epsilon_r$ 垂直方向之平均主壓應變         |
| $\epsilon_h, \epsilon_v$ | RC 牆水平及垂直鋼筋之應變                         |
| $\epsilon_r$             | 混凝土開裂應變                                |
| $\zeta$                  | 混凝土軟化係數                                |
| $\eta_1, \eta_2$         | 磚牆剛度修正係數                               |
| $\theta$                 | 柱達到軸向破壞時之柱剪力裂縫與水平的夾角；<br>RC 牆模擬之斜壓桿傾斜角 |
| $\theta_c$               | 磚牆之臨界破裂角                               |
| $\kappa$                 | 等效阻尼比修正因數                              |
| $\mu$                    | 結構物韌性容量                                |
| $\nu$                    | 波松比                                    |
| $\rho$                   | 梁斷面受拉鋼筋比                               |
| $\rho'$                  | 梁斷面受壓鋼筋比                               |

|                 |                                      |
|-----------------|--------------------------------------|
| $\rho''$        | 剪力箍筋體積比                              |
| $\rho_{bal}$    | 梁斷面產生平衡應變狀態之鋼筋比                      |
| $\sigma$        | 柱之軸壓應力                               |
| $\sigma_N$      | 磚牆之垂直向軸應力                            |
| $\tau_f$        | 紅磚與砂漿介面摩擦強度                          |
| $\phi$          | 磚牆對角線與水平之夾角                          |
| $\phi_i$        | 建物第一模態於樓層 $i$ 的振幅                    |
| $\phi_u$        | RC 牆體產生撓曲極限彎矩時的曲率                    |
| $\phi_y$        | RC 牆體產生撓曲降伏彎矩時的曲率                    |
| $\Delta$        | 雙曲率柱之側向位移；磚牆受水平力之位移；<br>複合柱彎矩極限點之總位移 |
| $\Delta_a$      | 柱之軸向破壞位移                             |
| $\Delta_d$      | 磚牆等值斜撐之軸向位移                          |
| $\Delta_{d,SF}$ | 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之 Disp. SF               |
| $\Delta_f$      | 複合柱彎矩極限點之撓曲位移                        |
| $\Delta_{fs}$   | 複合柱彎矩極限點之握裹滑移位移                      |
| $\Delta_{roof}$ | 建物的屋頂位移                              |
| $\Delta_s$      | 柱之撓剪破壞位移                             |
| $\Delta_{su}$   | 複合柱剪力極限點之剪力極限位移                      |
| $\Delta_u$      | 磚牆極限位移                               |
| $\Delta_y$      | 柱主筋降伏時之側向位移                          |
| $\Delta V_L$    | 單一補強桿件所提供之側力強度增量                     |

## 第一章 前言

地震乃台灣之宿命，大地震必然去而復返。在台灣地震史上，發生多次毀滅性大地震。每一次大地震後，可觀察到中小學校舍之震害尤其明顯，雖然校舍結構之設計地震力較一般樓房高出四分之一，但是，校舍卻是破壞最為嚴重的一群建築物。以民國八十八年九二一集集地震為例，中部地區近二分之一的校舍倒塌或嚴重受損，中小學遭到損壞者共計 656 所，約佔全國中小學總數的五分之一，災後重建所需費用約為 400 億元，相當於中小學十年內建築相關之經費。所幸九二一地震發生在凌晨，校舍空無一人，否則校舍倒塌所引致之師生傷亡，將不堪設想。

中小學校舍多呈一排教室相連之方式，在預算逐年編列之情況下，未能作整體規劃，一排教室往往分期建造，垂直或水平增建，容易造成耐震的缺失。在垂直走廊方向，教室與教室間設有隔間牆，而且牆壁完整；但是，在沿走廊方向，設有大量玻璃門窗作採光之用，並無完整之牆壁，因此，校舍大多沿走廊方向破壞，甚至倒塌。校舍結構耐震能力勘虞，乃不爭之事實，必須透過補強之手段，來提升其耐震能力。但是，中小學校舍之數量龐大，若不得其法，縱然投入人力物力，可能於事無補，因此，擬訂解決問題之流程，依序展開校舍評估及補強之業務，實為上策。

對校舍結構耐震之問題，國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)提出解決之程序。經由學校總務人員之簡易調查及工程專業人員之初步評估，可有效地將校舍結構之耐震能力排序，以縮小問題之規模。對於耐震堪虞之校舍，依嚴重程度，由工程之專業人員，進行結構耐震之詳細評估。倘尚符補強之經濟效益，即進一步作耐震補強之設計；若不符補強之經濟效益，則將之列為拆除重建。無論是校舍結構之補強設計或新建設計，透過結構審查，讓程序更為嚴謹。如此一來，學校之總務人員、工程之專業人員及學者專家才能共同努力，兼顧成本效益，於短時間內，有效地作好校舍結構耐震評估與補強之業務，接受下一次地震來臨之考驗，以保障師生之安全。

## 1.1 校舍結構之震害

中小學教室多採一排教室相連的方式，在預算逐年編列的情況下，未能作整體規劃，一排教室往往分期建造，而且樓層數目不一，在高低樓層於相接處亦容易引起碰撞及拉扯等破壞情形。學校教室並未設有獨立的管線間，所有排水及給水管線均埋置於柱子內，降低了柱子之有效斷面積，同時，柱子之箍筋間距過大，均導致柱子之耐震能力不足。在垂直走廊方向，教室與教室之間設有隔間牆，而且牆壁完整；但是，在沿走廊方向，設有大量玻璃窗作採光及通風之用，並無完整的牆壁，此外，柱子下方為窗台所束制，形成短柱效應，使柱子趨向剪力破壞，因此，教室之破壞均發生在沿走廊方向。

### 1.1.1 校園欠缺整體規劃

國民中小學校園的整體規劃不完整，常常以拼湊的方式，擴充學校規模，遂帶來耐震不足的后遺症。因為學區人口的成長及教學科目的多元化，造成原有教室不敷使用的窘況，校方遂逐年爭取經費，若預算通過，即在校舍之水平方向或垂直方向分期增建，以比鄰相接或頂樓加蓋的方式，來解決教室不足的問題，此舉嚴重破壞了原來的結構系統，使其耐震能力大幅減弱。

水平方向擴建之新校舍往往與舊校舍比鄰相接，以求師生教學活動空間之暢通。分期興建的兩座新舊校舍往往或因高度不同、或因勁度不同、或因重量不同，而使兩座校舍的基本振動週期亦隨之不盡相同。因此，在地震侵襲下，兩座校舍並非同步振動，極可能兩者之間作反向運動，再加上相鄰之地震隔離縫的寬度不足，即可造成相鄰校舍擠壓或碰撞之現象，此種由擠壓或碰撞所產生的力量之大，甚至足以導致相接樓層之柱子全面破壞，進而崩塌，這將使得活動其中之師生沒有足夠的時間逃生。

至於垂直方向擴建之新校舍則採取頂樓加蓋的方式，校舍承受之地震力就是樓層之慣性力，樓層地震力分別與其重量及加速度成正比，頂樓加蓋使校舍重量提高，而樓層愈高，加速度愈大，促使校舍地震力之豎向分

布略呈倒三角形。舉例說明，在其他條件相同的情況下，二層樓校舍頂樓加蓋一層，雖然重量提高 0.5 倍，但是，地震力則不只增加 0.5 倍，而是增加 1.0 倍。因此，頂樓貿然加蓋，將嚴重危害校舍結構原有的耐震能力。

校園欠缺完整的規劃，常常視經費及需求情況而任意增建，導致結構系統拖泥帶水，無法掌握其力學行為，遂難逃脆性破壞而崩塌的命運。當教室不敷使用時，應覓地新建校舍，或將舊校舍拆除重建，甚至應重新規劃一所新學校，以小校小班提升教學品質。校舍在興建之初即應作完整的規劃，力求結構系統簡單規則，在強烈地震下，使之導向韌性破壞之模式，以確保大震不倒的最高原則。

### 1.1.2 縱沿於走廊方向崩塌

國民中小學校舍大多依據民國五十五年發布的標準圖來作設計，教室呈一長排相連，教室外設置走廊，且許多走廊外側不設柱子。在橫切於走廊的方向，教室與教室之間以牆壁分隔，故牆壁面完整；但是，在縱沿於走廊的方向，則以大量門窗作為通道、採光及通風之用，然而窗台並非完整的牆壁，且窗台這種牆壁係在重力方向不連續。在走廊上不設柱子，雖對學童之活動空間有利，但亦導致校舍贅餘度不足。土木結構的贅餘度愈低，則應力愈無法有效重新分配，韌性亦隨之難以發揮。因此，結構安全餘裕度不夠，校舍傾向於縱沿走廊方向破壞或崩塌，而未聞於橫切走廊方向崩塌之案例。

省教育廳於民國五十五年發布的國民中小學「教室設計標準圖」，乃是為了趕在民國五十七年開辦九年國民義務教育，急需大量教室而發布的，當時尚無耐震設計的觀念。事實上，若能採用較為優良之結構系統，將能有效減少校舍建築之震災。例如，若教室能採用雙面走廊，且在走廊上設有柱子，則在橫切於走廊的方向，共有四支柱子，柱子數目倍增，則可提高校舍結構之贅餘度，使其發揮韌性能力，並可避免毀滅性之崩塌破壞。此外，若能在縱沿於走廊方向增加適當的牆壁量，且牆壁在重力方向保持連續，亦可有效降低崩塌破壞之可能性。



### 1.1.3 老舊校舍

隨著科技的進步，人類對地震工程及耐震設計愈來愈了解，樓房耐震設計規範亦隨之不斷更新，與科技同步發展。老舊校舍係按照建造當時之規範進行設計與施工，由於早期樓房結構耐震之專業知識與技術不足，相關設計與施工規範之要求遠不及目前的水準。

營建署頒布的建築技術規則，為國內建築物結構設計的依據。我國建築技術規則於民國 34 年頒布實施，於民國 63 年內政部大幅修正後正式納入有關地震力的條文。之後，內政部於民國 71 年大幅修改地震力的計算，並於民國 78 年局部修改台北盆地之地震力計算。在民國 86 年建築技術規則作大幅度的改變，即將「規則」與「規範」分立，使得規範可以直接由營建署頒布，其修正較為容易，因而可以因應現今學術理論之進步。營建署於民國 86 年公布了新版的建築技術規則建築構造編第一章第五節「地震力」，並於民國 86 年 7 月公布耐震設計規範及解說，使國內建築物之地震設計得到較精確的設計準則。

然而中小學校舍於民國 60 年至 70 年之間及民國 70 年至 80 年之間建造者各佔約三至四成[1.1]，於民國 60 年以前建造者約佔一成五，其餘少數為民國 80 年以後興建。依此之故，中小學校舍於早期興建者，其耐震能力普遍缺乏，應儘早評估其耐震能力，並予以補強，以提高其耐震能力。

### 1.1.4 兩側開窗形成短柱剪力破壞

目前臺灣絕大多數的中小學校舍為了採光的考量，在縱沿於走廊的方向廣設玻璃窗，因此，柱子下端之左右兩側由鋼筋混凝土造或磚造窗台所束制，而柱子上端之左右兩側則由鋁製或木造窗框所束制。因為窗框之強度及勁度遠不及窗台的強度及勁度，故柱子之有效長度縮短，而形成短柱效應。柱子愈短，承受之剪力愈大。當校舍承受水平側力時，柱子斷面之剪力首先達到其剪力強度，因而產生剪力破壞，並於柱子在縱沿於走廊的方向上，出現 X 字型裂縫。

在柱子之剪力破壞的過程中，於正負 45 度之斜面上，分別承受張力及

壓力，因混凝土之抗拉強度遠低於其抗壓強度，所以會在 45 度斜面上出現張力裂縫，且柱子斷面會全面開裂，這整個破壞過程是突發的，此種破壞模式屬於脆性破壞。再加上地震力乃往復載重，故張力裂縫呈現 X 字型。因此，如果上述類型的校舍能在柱子與窗台之間設置隔離縫，即可有效避免短柱效應的形成。

最重要的是，在校舍結構設計之初，就應該使其在未來遭遇預期以外的強震時，也能使柱子的破壞模式導向韌性破壞。也就是說，在柱子之彎矩破壞的過程中，張力側之混凝土保護層首先出現裂縫，並隨彎矩之遞增而剝落，只要縱向主筋配置得宜，主筋會隨彎矩之遞增而降伏，但柱子核心混凝土尚未壓碎，整個破壞過程是漸進的，此種破壞模式就是韌性破壞。

### 1.1.5 柱內埋管

國民中小學校舍並未設有獨立的管線間，所有維生管線包括給水、排水及電力等大多埋置在柱子內，遂使柱子之有效面積大幅降低。中小學校舍柱子之尺寸原本就不大，沿走廊方向之深度常約 30 公分左右，而單是埋設其中之排水管直徑就超過 5 公分，故管線所佔面積不容忽視。因柱子之強度會隨其有效面積之減少而降低，遂使教室之安全堪虞。故校舍應設置獨立的管線間，或以明管布設維生管線，以保持柱子之完整性。

### 1.1.6 箍筋不足

國民中小學校舍柱子之箍筋間距往往超過 20 公分，箍筋間距過大會導致剪力破壞、縱向主筋挫屈破壞及核心混凝土壓碎破壞，這些均為脆性破壞。鋼筋混凝土結構乃由鋼筋及混凝土組成，因鋼筋細長，在承受壓力時，容易挫屈破壞；混凝土則僅具抗壓強度，其抗拉強度只達抗壓強度的十分之一，故混凝土承受張力時，很容易因產生張力裂縫而破壞。而且無論是鋼筋挫屈破壞或混凝土壓碎破壞，均為脆性破壞。因此，鋼筋或混凝土均無法單獨成為土木結構，兩者必須緊密結合，相輔相成，互補長短，才能以土木結構的形式矗立於大地之上。

沿著梁柱之斷面布設的箍筋，直徑較細，除了可與混凝土共同承擔剪

力外，混凝土在箍筋之圍束下，可提高其抗壓之韌性，此外，箍筋可同時圍束縱向主筋，降低主筋之有效長度，縱使最外側之混凝土保護層剝落，在箍筋之作用下，主筋亦不容易挫屈。只要箍筋配置得當，即可大幅提升鋼筋混凝土梁柱構件之韌性，避免脆性破壞，因此，結構耐震設計必須配置緊密箍筋，且箍筋兩端彎鉤角度與錨定長度必須足夠，方可達到圍束之目的。

### 1.1.7 立面或平面不規則

規則之結構在地震中之行為較易掌握，地震力在構件間之分布較勻稱，應力不會集中在局部構件。造型奇特而不規則之土木結構在地震中容易導致應力集中之現象，故其結構分析之難度高於規則結構，工程師若無充分經驗則不易充分掌握不規則結構之安全性。

不規則結構所呈現之型式有二，一為立面不規則，另一為平面不規則。由於低樓層所承受的重力載重或地震力載重均較大，故高樓層無論在尺度上、重量上、強度上及勁度上不應超過低樓層，否則即視為立面不規則；垂直向之構件應保持其連貫性，若同一柱線之柱子或同一牆面之牆壁在樓層間之錯位過大、不連續，則地震力之傳遞路徑於錯位處突然變化，不利於地震力之承擔，造成立面不規則。若結構平面呈L字型、T字型或U字型等具凹角之平面，於凹角處容易引起應力集中，乃平面不規則；樓版不連續，或樓版開口過大，或樓版高程錯位過大，亦造成平面不規則。

結構立面或平面不規則，導致地震力之傳遞不順暢，應力集中於不規則處。因此，建築設計應儘量避免不規則結構，若因基地形狀或造形需求，不得不採用不規則立面或平面時，建築物可由數個規則結構組成，使之看似不規則，實為規則結構之組合，但規則結構之間應有足夠的地震隔離縫，以避免相鄰結構之碰撞或拉扯。

## 1.2 校舍結構耐震能力提升之策略

校舍之數量龐大，如欲於短期內完成耐震評估與補強，實屬不易。所以在評估程序上應力求簡化，切忌疊床架屋，否則校舍之耐震評估即已耗

盡財源，遑論補強之推動。所幸校舍結構甚具規律性，而震害之破壞模式亦甚相似，多屬一樓走廊方向之剪力破壞。因此現有之校舍耐震研究指出，以垂直桿件平均強度為基礎之實用耐震診斷公式，就有良好的篩選率。因此，將校舍耐震能力評估與補強工作分為三級。

### 1.2.1 簡易調查

現有之校舍耐震診斷評估研究指出，柱量比與壁量比即可初步鑑別校舍之耐震能力。因此，採用柱量與壁量之控管，讓較不具結構專業背景之人員，作第一線之耐震品管工作。

第一級之簡易調查工作由校方人員執行。先製作一簡易調查表，以柱面積、牆(一律視為磚牆)面積與樓地板面積之填寫為主。由縣市教育局行文各校，由校方總務主任、事務組長或具營繕背景之教職人員填寫簡易調查表，並以網路回傳簡易調查表至教育部委託單位，逕行統計分析，以便先行篩選耐震有疑慮之校舍。

此一全面之簡易調查，有助於縮小耐震補強作業之規模，可有效地節省所需之經費。而網路回傳集中處理，可避免不必要之干擾，並藉以建立校舍資料庫以供後續追蹤調查。

### 1.2.2 初步評估

第二級之初步評估工作由具土木結構專業背景之人員執行。需先製作一初步評估表，以校舍垂直構材之幾何尺寸為主，採平均強度之數值作評估基準。此項工作以專業人員現地勘查為主，不需調查材料強度，亦不需調閱設計圖說，每棟校舍初步評估之工作期間以半天為原則。

初步評估表之實用診斷公式須經校舍資料庫校對，而通過率須經校舍震害資料庫評比而定。校舍耐震能力之初步評估表須經校舍相關資料之核對，以求較佳之篩選率。初步評估之目標係進一步篩選耐震有疑慮之校舍，並據以排定詳細評估之優先次序。因為後續之詳細評估暨補強費用較為昂貴，故初步評估可有效地篩選並排序，對校舍耐震能力提升之工作大有裨益。

### 1.2.3 詳細評估與補強設計

第三級之詳細評估與補強設計工作合併執行，如此可避免詳細評估之工作重複。若詳細評估與補強設計分開執行，則在耐震補強設計階段，勢必執行詳細評估以為佐證，如此耗損資源太鉅，故建議合併執行，而由同一專業人員一併負責。

為求詳細評估與補強設計之品管，本項工作須經結構審查之程序。先由專業人員對耐震能力有疑慮之校舍作詳細評估，再對結構補強審查委員會提出說明。若校舍耐震能力無虞，則可逕行結案。若校舍耐震補強不合經濟效益，則可建議重建。若校舍耐震補強尚屬可行，則可進行耐震補強之預審，以決定補強標準暨補強方向。預審通過後，則進行補強設計、編列補強方案與預算，再作補強審查。希望透過審查，確保耐震補強設計之品質。詳細評估法應可供耐震能力評估之用，亦可供補強有效性之評估用。

## 1.3 技術手冊

本中心投入校舍耐震能力評估與補強之研究多年，致力於理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討。針對校舍之構件試體、大型縮尺試體及小型足尺試體，進行往復載重及振動台等地震模擬試驗，以探討校舍結構耐震之性能及補強之效益。此外，更充分利用待拆校舍之剩餘價值，先後在花蓮縣新城國中、雲林縣口湖國小、桃園縣瑞埔國小及台南縣關廟國小，於校舍拆除前先執行耐震評估與補強之現地試驗，以真實之校舍結構，驗證所提評估方法及補強工法，確屬可行。

本手冊彙整多年來在校舍結構耐震評估與補強之研究成果 [1.2]~[1.30]，編訂成冊，闡述耐震評估之方法及耐震補強之工法，並佐以範例，詳述低矮型校舍之耐震評估及補強設計流程，依校舍作為一般校舍或緊急避難之用途不同，訂定出相應之性能點，並建議柱、梁、磚牆、翼牆、剪力牆之構件行為及非線性鉸參數，以進行耐震評估。本手冊提供擴柱補強、翼牆補強、剪力牆補強及複合柱補強等四種經濟有效且經試驗驗證可行之補強方法，供工程師參考。另為方便工程師使用，本手冊所列公

式及數值之單位，若無特別說明，則力之單位為 kgf、長度之單位為 cm。本手冊除適用於低矮型式之鋼筋混凝土造或加強磚造的校舍外，亦適用於低矮型式之鋼筋混凝土造結構物，惟部份參數須再修正。

本手冊於 2008 年出版後，辦理多場講習會，與工程先進交流，獲致相當多寶貴的意見與建議，於 2009 年續以編修為第二版，以求精進。三年多來，蒙獲業界青睞採用，作為耐震評估與補強之實用工具，陸陸續續蒐集不少業界之經驗回饋，遂積極籌畫第三版之更新。自第三版起，NCREE 評估方法將正式定名為 TEASPA (Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)。

主要修正部分臚列如下：

- (1) 根據 2010 年 7 月 15 日召開之「校舍耐震評估方法 (側推分析) 諮詢會議」，建議有關側力豎向分配，應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配。故本版將修改前版建議之倒三角形分配，改以側推方向主控模態振幅於側推方向分量之分配進行側推，各樓層側力作用於該樓層之質心點。
- (2) 對於鋼筋混凝土構件開裂斷面之撓曲剛度，前版之柱構件為  $0.35E_cI_g$ ，易造成彈性分析之結構週期過大。故本版將於柱構件容量曲線達彎矩強度  $M_n$  之前，新增一降伏彎矩  $M_y$ ，並將開裂斷面之撓曲剛度調整為  $0.7E_cI_g$ ，而從降伏彎矩  $M_y$  至彎矩強度  $M_n$  之間，撓曲剛度仍保持  $0.35E_cI_g$ 。
- (3) 對於鋼筋混凝土構件之剪力強度，前版係參酌 ACI 318 公式以提出建議，但是，若為極短柱與極短梁 (高寬比或跨深比小於 2 者)，剪力強度之估算並不準確，恐高估鋼筋所貢獻之剪力強度。故本版將採用軟化拉壓桿模式 (Softened Strut-and-Tie Model, SST)，作為前述剪力強度之計算，使極短柱與極短梁剪力強度之估算，更趨合理。
- (4) 前版對於梁剪力非線性鉸設定之位置，並未明確述明，本版將補充說明梁剪力非線性鉸可設定於梁中央處。
- (5) 本版將建議一套考慮地梁之基礎模擬方式，作為結構耐震評估與補強時，淺基礎模擬之參考，並合理建議土壤彈簧設定公式，可適用於校

舍結構地梁處側向土壤彈簧之使用。

- (6) 為提昇校舍耐震補強工程之品質，以凝聚共識，並減少爭議，自 2011 年 4 月起，校舍專案辦公室成立「校舍結構耐震補強工程參考圖說」工作小組，擬定更佳之補強圖說內容，供工程界參考使用。本版將配合其修訂內容，納入相關補強圖說及補強施工注意事項，以利業界參考採用。
- (7) 原附錄 C 所載之各示範例，亦針對新版修改內容，作對應之調整。

## 參考文獻

- [1.1] 鍾立來、吳賴雲、林琨偉、楊耀昇、連冠華、蘇耕立、黃世建，「國中小校舍結構耐震能力初步評估之統計分析及現地驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-11-033，2011年。
- [1.2] 鍾立來、吳賴雲、張宴維、連冠華、楊耀昇、張明禮，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強振動台耐震試驗之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-017，2008年。
- [1.3] 柯永彥、許尚逸，「校舍土壤結構互制試驗」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-016，2008年。
- [1.4] 蕭輔沛、葉勇凱、黃世建，「以爆破試驗進行鋼筋混凝土構架式建築之動態載重重分配研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-015，2008年。
- [1.5] 江文卿、邱聰智、蕭輔沛、杜怡萱、簡文郁、葉勇凱、鍾立來、黃世建，「花蓮縣新城國中校舍現地實驗－靜態單向側推」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-008，2008年。
- [1.6] 劉白梅、杜怡萱、楊元森、莊宗樺，「RC構架內填磚牆面外振動台試驗」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-007，2008年。
- [1.7] 翁元滔、林克強、黃世建、邱聰智，「桃園縣瑞埔國小校舍耐震性能現地試驗-標準構架試體擬動態與反覆側推試驗」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-004，2008年。
- [1.8] 邱耀正、黃世建、蔡克銓，「校舍耐震補強現地試驗成果研討會論文集」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-08-001，2008年。
- [1.9] 鍾立來、吳賴雲、楊耀昇、黃裕哲、連冠華、簡文郁、葉勇凱、黃世建、蕭輔沛、邱聰智，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強試體靜態單向側推現地試驗」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-058，2007年。



- [1.10] 鍾立來、葉勇凱、黃世建、邱聰智、蕭輔沛、周德光、林金祿、楊耀昇，「警政廳舍耐震評估與補強之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-051，2007年。
- [1.11] 鍾立來、葉勇凱、黃世建、邱聰智、蕭輔沛、周德光、林金祿、楊耀昇，「警政廳舍耐震評估與補強之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-051，2007年。
- [1.12] 蕭輔沛、葉勇凱、曾至堅，「建築物耐震詳細評估方法之研究(一)」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-049，2007年。
- [1.13] 葉勇凱、黃世建、翁樸文，「實尺寸校舍與街屋組件之耐震驗證及模式建立(II)」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-043，2007年。
- [1.14] 葉勇凱、陳鴻銘、趙宜峰，「耐震評估與補強設計結果上傳講習會」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-034，2007年。
- [1.15] 吳俊霖、黃世建、楊元森、蘇瑞翔，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之振動台實驗研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-033，2007年。
- [1.16] 杜怡萱、葉貝羚、劉子暉，「台灣中部校舍集集地震災損資料庫建立與評估」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-023，2007年。
- [1.17] 葉勇凱、黃世建、盧錦嫻，「實尺寸校舍與街屋組件之耐震驗證及模式建立(I)」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-07-004，2007年。
- [1.18] 鍾立來、吳賴雲、連冠華、曾建創、楊卓諺、黃裕哲，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之推垮分析及試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-06-010，2006年。
- [1.19] 黃世建、鍾立來、簡文郁、葉勇凱、佘健維、張撼軍、王翊光、陳永蒼，「全國中小學校舍耐震評估與補強施行計畫(二)」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-06-004，2006年。

- [1.20] 蔡克銓、黃世建、鍾立來，「校舍之耐震評估與補強講習會(第二版)」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-05-018，2005年。
- [1.21] 黃世建、鍾立來、簡文郁、葉勇凱、王翊光，「全國中小學校舍耐震評估與補強施行計畫」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-05-008，2005年。
- [1.22] 鍾立來、簡文郁、葉勇凱、黃世建、佘健維，「國民中小學典型校舍耐震能力之簡易調查」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-05-007，2005年。
- [1.23] 葉勇凱，「校舍建築非線性數值分析」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-05-002，2005年。
- [1.24] 蔡克銓、黃世建，「非韌性RC含牆構架之耐震評估與補強講習會」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-04-026，2004年。
- [1.25] 黃世建、游倩雯，「含RC翼牆構架之耐震補強研究」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-04-011，2004年。
- [1.26] 葉勇凱，「含牆結構物之非線性數值模擬分析工具之探討」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-04-003，2004年。
- [1.27] 許丁友、鍾立來、廖文義、邱建國、簡文郁、周德光，「國民中小學典型校舍耐震能力初步評估法」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-03-049，2003年。
- [1.28] 許茂雄、廖文義、杜怡萱、許士昱，「三分之一縮尺二層樓RC校舍模型振動台試驗」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-02-001，2002年。
- [1.29] 廖文義、柴駿甫，「學校建築耐震能力之簡易評估法及震譜容量法」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-00-042，2000年。
- [1.30] 張嘉祥、許茂雄，「台灣地區學校建築結構系統調查及常見震害型態資料整理」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-00-038，2000年。



## 第二章 設計地震與補強目標

工程設計實務要求在『安全』與『經濟』兩者之間求取平衡，在經常性的荷載條件或發生機率很低的極端荷載條件下，須滿足使用性、安全性與經濟的多重要求。影響安全的最主要因素為結構強度與荷載，前者的變異性較低，相對容易控制與推估；後者則因不同的荷載來源而有不同的變異性。靜荷載的變異性低，而環境荷載如風力、地震力的變異性高。透過結構可靠度分析決定各種荷載組合之載重係數，可以在安全與經濟的雙重要求下，得到最佳的工程設計。因此，必須明確了解荷載的發生機率與變異性。就地震力而言，地震危害度分析以有系統的程序，根據地震的時空分布的不確定性，以適當的機率模型來評估工址的地震動強度，其結果常以危害度曲線來呈現某一地震動參數與年超越機率的關係，可以完整表達出地震力的發生機率與變異性。

在設計地震作用下結構的反應必須限制在預設的性能標準以下，結構補強亦須設定補強的性能目標。性能標準或補強的性能目標表示結構受震反應的容許值或損傷控制的狀態，其設定必須根據結構損傷狀態；為了方便實務應用，性能標準或補強的性能目標通常以結構反應的參數，例如，層間變位比或結構損傷指標值來量化表示，可由結構試驗觀察或震害調查分析決定補強目標。

### 2.1 校舍之性能表現與損傷狀態

為驗證校舍之容量曲線與對應之損傷狀態，本中心執行一系列之校舍大型構架試驗，包含實驗室內的校舍構架與現地實體校舍之試驗，詳細比較各種校舍之原型與數種補強構架之耐震能力。試驗方法則涵蓋反覆側推，單向側推與擬動態試驗。試驗成果除用以驗證校舍耐震能力評估方法之準確性及補強效能外，亦提供完整之損傷紀錄資料以作為研擬校舍性能目標之依據。本手冊建議之校舍性能目標，主要採用性能設計法之格式，依據前述校舍試驗之觀察成果，針對475年回歸期設計地震，分別建議一般校舍與緊急避難校舍之性能標準。

本節以試驗室兩個大型校舍平面構架試驗及一個校舍立體構架現地試驗之結果比較其性能表現。三個試驗皆採用反覆側推之方式進行，其結果最能顯現在地震這種反覆荷載作用下，校舍結構之耐震行為與性能表現。三個構架試驗所得之遲滯迴圈與損傷狀態之觀察結果，分述於後：

### 2.1.1 非韌性設計 RC 校舍原形平面構架試驗

為模擬真實狀況，「國民中小學校舍耐震評估與補強之驗證與施行」計畫乃以典型校舍為標的，試驗以現有典型校舍之足尺結構模型為標的進行反覆側推試驗。試體設計之尺寸、斷面與材料設計強度等，均取自一座落於台南市，三層樓高之鋼筋混凝土校舍建築物；試體設計只取一個獨立教室單元，沿走廊方向的二層三跨的平面構架(靠走廊側構架)，原形構架為缺乏韌性設計或細節之 RC 平面構架。進行一系列之校舍構架試驗，包括補強工法之構架。

試驗規劃於原型構架試驗後進行受損後補強試體之試驗，因此原型構架試驗只進行至頂樓位移比達 2.0 % 即停止。此時一樓之層間變位比約 3.0 %，窗台柱之剪力裂縫交叉且完全裂穿整支柱，鋼筋裸露，核心混凝土碎裂，發生嚴重的短柱剪力破壞現象。根據試驗結果，一樓之遲滯迴圈如圖 2.1 (a) 所示，一樓之層間變位比(interstorey drift ratio) 達到 2.0 % 時強度有明顯的下降現象；此時構架中間兩支柱因窗台束制而發生短柱效應的剪力破壞，與實際震害調查之多數校舍破壞情形完全一致，顯示該試驗能真實反映既有校舍的實際受震反應與破壞，為一具有代表性之試驗數據。結果顯示，非韌性設計或細節之 RC 構架，雖然窗台柱發生預期的剪力破壞模式，整體構架之樓層或結構局部之韌性仍有相當不錯之表現。試驗終了，基底剪力降為 0 時，一樓留下約 50mm 的殘留層間變位，相當於約 1.5% 的層間位移比。

由圖 2.1 (a) 之試驗觀察照片可以看出，當基底剪力達到最大值  $V_{max}$  時，最大層間變位比約為 1% (一樓)，此時窗台柱發展出明顯之裂縫，且留下少量之殘留變形(變位比約 0.2%)，顯示已超過降伏點，窗台也產生明顯裂縫，其餘構材大體良好，其破壞狀態仍屬輕微。當構架側向受力尚未達最大基

底剪力強度，僅為 $V_{\max}$ 之 80%時(以 $0.80V_{\max}^-$ 表示，上標“-”表示柱受力尚未達其極限強度，受力狀態仍處於能耐曲線最高點 $V_{\max}$ 之左側)，柱之表面產生細裂紋，且結構體未留下明顯之殘留變形，此時之損傷狀態應可視為無損或極輕微損壞。

### 2.1.2 RC 校舍補強平面構架試驗

試驗後將受損試體各樓層位移歸零後加以補強，進行另一個結構震損後之補強效能試驗。於反覆側推破壞後，將中間兩支窗台柱已經碎裂之混凝土完全敲除後，再以擴柱補強，柱斷面的每側皆擴增 15 公分的柱寬度，使柱斷面由原先的 30cm×50cm 擴增為 60cm×80cm 的斷面，採用 12-#6 主筋分佈於擴增斷面的四個角隅，如此安排可以使主筋避免穿梁，便於施工。由於構架內側兩支窗台柱嚴重受損，核心混凝土已經脆裂剝離，因此，補強施工時將窗台柱之舊有混凝土全數敲除，僅保留柱鋼筋籠，配置增設於角隅的 12-#6 主筋，並綁紮緊密箍筋後，置模澆置混凝土。兩支擴柱與窗台間設置 3 公分之隔離縫。而位於構架外側的兩支隔間柱，因損傷輕微，僅於柱外側重新粉刷，以利繪製試驗觀測之參考網格線。

採用與前節相同的反覆側推歷程進行試驗，受損後擴柱補強構架之試驗結果，一樓之遲滯迴圈如圖 2.1 (b)所示，一樓之層間變位比(interstorey drift ratio)達到約 3%時，構架抗剪強度達到最大值。一樓之層間變位比在 2%~5%之間時，呈現穩定之基底剪力強度，顯示極佳之延展性。隨著側推位移增加而開始發生強度衰減現象，至層間變位比超過 5% 時，構架抗剪強度開始有較明顯的衰減下降現象；此時構架中間兩支受窗台束制之柱因補強擴大柱斷面，並未如原形構架般發生短柱效應的剪力破壞，破壞模式轉換成為強柱弱梁的結構行為，破壞轉至一樓柱底及梁端的撓曲破壞，使結構呈現極佳之韌性行為。結果顯示，整體構架之強度提升，樓層或結構局部之韌性亦有相當之改善。

試驗終了時，一樓之層間變位比達到約 7.5 %，基底剪力強度衰減為最大強度的 60% (第一個週次殘留強度約為 70%，第二個週次殘留強度約為 58%)。當外力降為 0 時，一樓留下約 150mm 的殘留層間變位，相當於

約 3.75% 的殘留層間位移比。整體結構仍保有充份之穩定性，不致崩塌。

圖 2.1 (b) 同時將構架達到最大抗剪強度點  $V_{\max}$  時及基底剪力達最大基底剪力強度前之 80% (即  $0.80V_{\max}^-$ ) 時，柱及梁之損傷狀況列出比較。顯示，當基底剪力達到最大值  $V_{\max}$  時，最大層間變位比約為 3.08%，此時柱底發展出明顯之裂縫，已發生撓曲降伏，且整體構架留下明顯之殘留變形 (層間變位 50 mm，層間變位比約 1.5%)，在梁端產生明顯裂縫，梁柱接頭區可能因存在新舊混凝土介面，產生之裂縫最明顯，其餘構材大體良好。當基底剪力達最大基底剪力強度之 80% (即  $0.80V_{\max}^-$ ) 時，柱之表面產生細裂紋，且結構體未留下明顯之殘留變形，此時之損傷狀態應可視為無損或極輕微損壞。試驗中，在構架達到最大抗剪強度點  $V_{\max}$  前一個位移控制點，亦即一樓層間變位比約 2.4% 時，柱之損壞狀況亦列出比較，此時構架之損傷狀態較  $V_{\max}$  時輕微。

### 2.1.3 RC 校舍原形立體構架現地試驗

為了比較試驗室內的校舍平面構架之試驗成果與實際校舍立體構架之結構行為，在國科會之支持下，本中心與國內大專院校之學者專家團隊，利用待拆除之老舊校舍，進行一系列之校舍耐震能力現地試驗。分年分別於花蓮縣新城國中、雲林縣口湖國小、桃園縣瑞埔國小、台南縣關廟國小共進行十餘個校舍立體構架之結構行為試驗。試驗內容包含各種校舍補強工法之驗證，多數採用單調推倒試驗進行。為能比較單調推倒試驗與反覆側推試驗結果對容量曲線之影響，在桃園縣瑞埔國小對一個兩間教室單元之試體進行一連串之擬動態試驗及反覆側推試驗。本節摘錄該試驗之校舍損傷觀察結果，以作為擬定校舍能耐震能力性能標準之參考。

瑞埔國小提供之舊校舍為兩層樓鋼筋混凝土加強磚造建築物，一、二樓高均為 3.6 公尺，教室外單側有走廊，廊外無柱。一個教室單元之長向尺寸約為 9.5 公尺，短向尺寸約為 10.8 公尺。沿走廊方向之 RC 構架，每個教室單元有 3 跨，走廊側構架中間跨全開窗，設有 1.5B 窗台高約 90cm，其餘兩跨僅設置前後門，並以 1.5B 磚填充成為翼牆，教室之間設有 1B 厚度磚造隔間牆。校舍立體構架試體由  $2 \times 2 = 4$  間教室構成，將原兩層樓長條

型校舍，切割出平面上(每層)兩間教室之單元；為使試體較能符合常見之校舍型態，將原校舍原有之磚翼牆切除成為窗台型式(高 90cm)，使其在沿走廊方向為含部分窗台之 RC 構架，但仍保留隔間磚牆。

試驗步驟先採用擬動態試驗，再以反覆側推至屋頂位移比達 3%後，再進行單向推倒試驗。構架之質量矩陣由靜載重加部分假設活載重構成，一樓及屋頂層之質量分別為 197.8 噸及 155.4 噸。初始勁度矩陣由實際結構側推獲得，經由頻率方程式分析得到試體結構之第一、第二振態頻率分別為 2.6 及 6.5 (Hz)。正式試驗之前先以較小之輸入地震強度進行測試，以確保整體試驗之程序與相關組裝(試體與試驗設備)無誤。正式擬動態試驗共進行三組輸入地震，模擬真實狀況中，校舍平時先受到小、中地震之侵襲後，再遇到大地震侵襲之情況。輸入地震分別選用 TCU006 測站南北向及 CHY041 測站東西向之實測地震紀錄，其中 TCU006 測站紀錄為 2000/06/10 之地震(ML6.6, FD16.2, Dist=112km) 所錄，而 CHY041 測站紀錄為 1999/09/21 之地震(ML7.3, FD8.0, Dist=51km)所錄。三組擬動態試驗之輸入地震歷時分別為 TCU006\_NS\_120gal、CHY041\_EW\_120gal 及 CHY041\_EW\_2400gal。

試驗所得之遲滯迴圈及部分結構損傷照片如圖 2.1(c)所示，一樓之層間變位比達到約 0.6%時，構架抗剪強度達到最大值 $V_{max}$ 。擬動態試驗結束，一樓之層間變位比略超過 1%時，構架抗剪強度開始衰減下降現象但不明顯。當構架抗剪強度達到最大值 $V_{max}$ 時，其中一支窗台柱發展出極為明顯之單向裂縫，且留下小量之殘留變形(變位比約 0.1%)，顯示已超過降伏點，其餘構材大體良好。當基底剪力達最大基底剪力強度之 80%(即 $0.80V_{max}^-$ )時，柱之表面並未發生明顯之裂紋，且結構體未留下明顯之殘留變形，此時之損傷狀態應可視為無損或極輕微損壞。由圖 2.1(c)觀察遲滯迴圈與損傷照片，其反覆週次較前兩個平面構架之試驗歷程密集，次數也較多，但窗台柱產生之剪力裂縫在 $V_{max}$ 時卻僅單向發生，未如前述兩個平面構架因反覆荷載而發生雙向剪力裂縫，且形成網狀裂縫；直到擬動態試驗終了，一樓之層間變位比達到約 1.1%時，該窗台柱才產生雙向裂縫。試驗後，查驗柱之配筋狀況，發現柱寬 40cm，但鋼筋籠寬度小於 20cm。換言之，其



保護層厚度高達 10cm，因而造成構架受剪時，不正常之剪力裂縫發展。若柱之鋼筋配置正常，保護層厚度適宜，則其抗剪強度達到最大值  $V_{\max}$  時之損傷狀況應較圖 2.1(c)所示者輕微。試驗結果也顯示，對既有校舍柱主筋之保護層厚度應詳實調查，並適當反映其對耐震能力評估之影響。

## 2.2 設計地震與結構損傷控制

依據破壞程度來定性的描述結構損害狀態之分類常應用於實際震害調查，例如日本的建築常用大破、中破、小破來作為震災損害分級；有時也採用損傷指標或函數作為定量分級之依據，例如樓層變位比或韌性比等。美國及我國在地震災害損失評估系統中，均將建物損害狀態分成輕微、中度、嚴重及完全損壞等四個層級，完全損壞又包含倒塌及未倒塌；均以結構反應之層間變位比大小作為損害狀態之分類標準。

由 2.1 節的三個構架試驗結果，本手冊建議，校舍之性能標準應採用多重條件來決定，分別以力控制條件及位移控制條件來取得保守之設計。既有之非韌性設計 RC 校舍，其韌性較差，構架受橫力達最大基底剪力強度後，其強度衰減現象明顯，最大強度點後的消能能力不足，傾向於受力控制條件決定其性能標準。而補強後之校舍，因其韌性受到改善，構架受橫力達最大基底剪力強度後，仍能提供相當大的變形消能能力，而有可能受位移控制條件決定其性能標準。為進一步比較，校舍結構受到更大變形後之損傷狀態，本節以 2.1.1 節之原型校舍平面構架之試驗結果為例，比較說明於後。

在耐震性能標準的訂定必須定義各種損傷狀態，對於防止結構崩塌點 (Collapse Prevention, CP) 的定義尤其重要，定性而言，CP 點必須確保結構到達此一損傷狀態時仍保有相當的結構穩定性，結構因產生不穩定而破壞的機率必須非常低。由構架的損傷狀況與整體穩定性觀察，兩個典型非韌性配筋之 RC 校舍(構架)皆為窗台柱剪力破壞主控，在構架基底剪力強度衰減至約  $0.6V_{\max}^+$  時，仍保有極為完整之穩定性，並無崩塌之虞。就震損評估之觀點，此時結構雖已嚴重受損，或可判定為完全損壞，但仍未達崩塌之

狀態；由耐震評估與耐震設計之實務考量，應可將之視為 CP 之性能點，且仍屬保守。三個試驗構架在不同殘餘強度時的損傷狀況，比較如表 2.1，反映各構架在反覆荷載下的損傷與耐震性能表現。由損傷與性能比較結果顯示，典型非韌性配筋 RC 校舍之易損性較差，但能承受之層間變位比仍高達 3% 以上，才會完全損壞。

校舍性能目標，主要採用性能設計法之格式，依據前述校舍試驗之觀察與易損性參數分析成果，針對 475 年回歸期設計地震，分別建議一般校舍與緊急避難校舍之性能標準。由前述既有非韌性低矮 RC 校舍為例，當層間變位比達 3.0% 時 ( $0.6V_{\max}^+$ )，仍保有極為完整之穩定性，而定為性能目標 CP 點。其 IO(立即使用)點之層間變位比約在 0.75~1.0% 間，則其性能點 LS(生命保全)之層間變位比約在 1.5~2.0% 間。若為補強後(或新建)校舍，其性能目標 CP、LS 及 IO 點之層間變位比約分別為 4.0%、2.5% 及 0.8%。

由圖 2.1(a)之試驗過程中對構架之破壞觀察，構架明顯的降伏發生於頂層位移比 0.5%-0.75%，此時一樓及二樓都接近彈性行為，因此，一樓之層間變位比也在 0.5%-0.75% 左右，一樓殘留層間變位比小於 0.3%，結構可視為無損或極輕微損傷。當頂層位移比達到 1.5% 時，結構開始明顯的破壞現象，在第二週次時，剪力破壞之情況極為明顯，部分柱(窗台柱)核心混凝土碎裂(圖 2.2)，一樓殘留層間變位比約 1%。建議將建物損害狀態分成輕微、中度、嚴重及完全損壞等四個層級，校舍損壞狀態之說明如表 2.2 所述。

由於典型校舍之震損多數集中於柱構材，表 2.2 之損壞定義主要依據柱子的破壞程度區分，結構在震後的永久變形也是判斷損壞的一個重要指標，因此，也依據校舍震後之殘留層間變位比(位移比)補充說明。在震害調查時經常可以發現部分校舍一樓之殘留層間變位達到 10 公分以上，窗台柱均嚴重受損，其垂直承載能力幾乎已消失，然而校舍結構物(尤其是三層樓以下之校舍)仍保有相當好的穩定性，而無立即倒塌之虞，這樣的狀況在 1998 年瑞里地震及 1999 集集地震等烈震中都有不少案例。圖 2.4 為 1998 年瑞里地震中培英國小之震害照片，其二層樓教室在地震中嚴重受損，一

樓之殘留層間變位達 10.0 公分，若以層高 3.0-3.5m 估算，則其殘留層間變位比已超過 3% 左右，而其結構體之穩定性仍然無虞。此例可以印證表 2.2 定義之校舍損壞狀態之界限仍屬合理，且應有足夠之保守性。

從大型結構試驗及校舍現地靜態反覆側推試驗結果顯示，當殘留層間變位比達到 3% 時，其經歷之最大層間變位比約達到 7%-8% 以上；而當殘留層間變位比達到 1% 時，其經歷之最大層間變位比約達到 2%。含完整隔間磚牆之校舍結構在底層層間變位比超過 10% 時，仍具有足夠的穩定性來抵抗崩塌。因此，表 2.1 及 2.2 可做為建立低矮 RC 校舍易損性曲線之參考而仍有足夠之保守度。應用於耐震能力評估時，根據表 2.2 所建議之損壞狀態分級而建構之校舍易損性曲線僅針對低矮 RC 校舍。

實務應用上在決定結構耐震設計或補強的地震設計標準時，通常以某回歸期設計地震來表達對該結構物耐震設計的可靠度要求，例如一般建築物採用 475 年回歸期設計地震力。但是其真實意涵並無該結構物必須能抵抗未來 475 年內可能發生的最大地震的意思；而是在結構物設計壽命期間 (50 年) 內發生比設計地震大的地震動的機率小於 10%，如此小的機率可以確保結構耐震設計的可靠度指標與其他荷載條件(例如 D+L)的設計可靠度相當。

考量經濟與實務的可行性，對既有建築的補強設計應不必要求依照新建築的地震設計標準與耐震設計檢核程序。既有建築可以從生命保全的要求著眼，來設定補強的整體性能目標；以 475 年回歸期地震為設計標準，並在結構物的耐震能耐評估程序上，配合較為保守的評估程序與參數，應可使補強後之結構達到生命保全的目的。

對於重要結構物，因考慮對其失敗的風險承受度較低而必須提高其可靠度要求。可以藉由以下幾種方式之一來達成，可以不必重複考慮：

1. 將設計地震力以一個重要性係數  $I$  來提高其設計地震力；
2. 採用較低的超越機率的設計地震，例如將結構物設計壽命期間(50 年)內發生設計地震的機率降低為 5% (相當於提高設計地震至 950 年回歸期)。
3. 改變(增加)載重組合的地震力係數。

4. 降低結構反應之容許值，例如將層間變位比、韌性比、結構損傷指標等結構反應的直接或間接指標的容許值予以適當降低。

前三項在傳統的耐震設計規範中較常使用，而新一代的性能設計法即採用限制結構反應之容許值來提高重要結構的可靠度要求。雖然方式不同，但都可以獲得相同的或相似的設計結果。例如我國建築物耐震設計規範規定在 475 年回歸期設計地震作用下，結構的韌性容量只能用到 2/3 或 1/2，這已符合性能設計法之精神，以結構損傷控制來進行分析設計，只是為了簡化設計流程，再以簡化程序推算其等值之彈性設計地震力。

依據現行建築耐震設計規範，校舍的重要性係數已設為  $I=1.5$ 。若以 475 年回歸期地震為設計基準地震，多數地區之基準設計 EPA(Effective Peak ground Acceleration，等效最大地表加速度)值為  $0.24g\sim 0.32g$ ，則校舍實際之設計地震 EPA 值為  $0.36g\sim 0.48g$ ，此值之回歸期已遠大於 2500 年。換言之，此一耐震設計之失敗機率已小於 2%(假設結構設計壽命為 50 年)，若考量其他的安全因子與超額設計，則失敗機率更低。

以韌性容量  $\mu=4.0$ ，由結構損傷的分析結果顯示，若結構的設計地震力以  $I=1.5$  提升(亦即結構的設計強度或基底剪力較  $I=1.0$  的標準結構提高 50%)；對週期小於 2 秒的結構而言，若在 2500 年回歸期地震力作用下，標準結構( $I=1.0$ )的損傷達到完全損壞(韌性用盡，亦即以此韌性值作為韌性容量)，則  $I=1.5$  的結構的損傷可以保持在中度損傷狀態。

以結構損傷控制作為設計理念之實務操作接近性能設計法，對結構之極限韌性容量或能耐曲線上崩塌點的決定，須藉由結構試驗、震害調查及工程經驗判斷。由以上之說明，本手冊建議，對結構之極限韌性容量或能耐曲線的崩塌點，採用較嚴格之標準。配合採用 475 年回歸期之地震為其補強之設計地震或設計地震，應是實務上可行且具有足夠之保守度。

## 2.3 補強性能目標

針對一般校舍結構，本手冊建議其在 475 年回歸期設計地震作用下之結構內力反應不得超過最大強度(即  $V_{max}$ )，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 2%；針對指定為震後避難場所之校舍結構，則應要求其具有較佳

之建物性能水準，故規定其在設計地震作用下之結構內力反應不得大於最大強度之 80% (即  $0.80V_{\max}^-$ )，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 1.0%，詳如表 2.3 所列。本節將規定如何在校舍結構的容量曲線上標定性能點，使能利用 2.4 節之規定求得相對應之地表加速度值，並與該校舍所在工址之設計地震等效地表加速度相比，檢核該結構是否滿足性能目標(表 2.3)。

前述性能目標依據眾多試驗結果擬定，以整體結構之耐震性能或行為為著眼。為考量校舍仍有可能因局部構材之嚴重受損而發生局部崩塌，造成生命危害，建議對於主要垂直承載構件應加以特別檢核，在前述性能點之變位或受力時，不得發生主要垂直承載構件喪失垂直承載能力之情形。因此，最終建議，既有校舍耐震能力，對應於 475 年設計地震之性能標準如表 2.3 所述，採用力控制條件、變形控制條件及局部崩塌防止條件等三重限制定義其性能點。

#### (1)一般校舍結構

針對一般校舍結構，可藉由側推分析求得該結構基底剪力  $V$  與屋頂位移  $\Delta_{roof}$  之容量曲線，並由此容量曲線求取目標性能點  $P_1$ 。若此結構在所有樓層之最大層間變位角均未達 2% 之前，其基底剪力已達最大基底剪力強度(即  $V_{\max}$ ，亦即結構內力反應已達最大強度)，則將定義基底剪力達最大基底剪力強度  $V_{\max}$  之性能點為目標性能點  $P_1$ ；若此結構在基底剪力尚未達最大基底剪力強度之前，任一樓層之最大層間變位角已達 2%，則將定義該樓層最大層間變位角達 2% 之性能點為目標性能點  $P_1$ 。目標性能點  $P_1$  不得發生主要垂直承載構件喪失垂直承載能力之情形，否則以主要垂直承載構件喪失垂直承載能力時之狀態作為最後之目標性能點  $P_1$ 。

依照 2.4 節之規定，可藉由該結構之容量曲線轉換成等效單自由度系統之容量震譜，進而轉換為該結構之耐震性能曲線，並求得與目標性能點  $P_1$  相對應之地表加速度  $A_{p1}$  值。藉由耐震設計規範[2.1]，可求得該校舍結構所在工址之設計地震等效地表加速度  $A_T = 0.4S_{DS}$ ，若與目標性能點  $P_1$  相對應之地表加速度  $A_{p1}$  值大於設計地震等效地表加速度  $A_T$  值，表示該校舍結構符合耐震性能目標；反之，則需進行結構補強。

## (2) 供作震後避難場所之校舍結構

針對供作震後避難場所之校舍結構，同樣可藉由側推分析求得該結構基底剪力 $V$ 與屋頂位移 $\Delta_{roof}$ 之容量曲線，並由此容量曲線求取目標性能點 $P_2$ 。考慮結構反應未達最大基底剪力強度之容量曲線範圍，若此結構在所有樓層之最大層間變位角均未達 1.0% 之前，其基底剪力已達最大基底剪力強度之 80%(即 $0.80V_{max}^-$ )，則將定義基底剪力達 $0.80V_{max}^-$ 的性能點為目標性能點 $P_2$ ；若此結構在基底剪力尚未達最大基底剪力強度之 80% 之前，任一樓層之最大層間變位角已達 1.0%，則將定義該樓層最大層間變位角達 1.0% 之性能點為目標性能點 $P_2$ 。目標性能點 $P_2$ 不得發生主要垂直承載構件喪失垂直承載能力之情形，否則以主要垂直承載構件喪失垂直承載能力時決定為最後之目標性能點 $P_2$ 。

藉由該結構之耐震性能曲線，可求得與目標性能點 $P_2$ 相對應之地表加速度 $A_{p2}$ 值。若與目標性能點 $P_2$ 相對應之地表加速度 $A_{p2}$ 值大於設計地震等效地表加速度 $A_f$ 值，表示該供作震後避難場所之校舍結構符合耐震性能目標；反之，則需進行結構補強。

## 2.4 耐震性能曲線之建立

於檢核校舍結構耐震性能之前，需依本手冊第四章所述非線性靜力分析法，即所謂的側推分析法，先求取校舍結構的容量曲線。並依 2.3 節所述原則決定校舍結構的性能目標，在容量曲線上標定性能點，本節即說明如何計算依校舍結構需要的性能目標所對應的性能目標地表加速度 $A_p$ ，建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。本章係引進美國 ATC-40[2.2]的容量震譜法，並融入我國規範的阻尼比修正係數。以下以順序分列分析的步驟：

### (1) 容量曲線轉換至容量震譜

容量曲線為建物的基底剪力 $V$ 與屋頂質心點位移 $\Delta_{roof}$ 的關係曲線，如圖 2.5 所示，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 $S_a$ (譜加速度/ $g$ )與譜位移 $S_d$ 的關係曲線，

$$PF_1 = \frac{\sum_i w_i \phi_i}{\sum_i w_i \phi_i^2} \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{\sum_i w_i \phi_i}{W} \right] PF_1 \quad (2.2)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (2.3)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (2.4)$$

其中  $w_i$  為建物樓層  $i$  的樓層重，即為靜載重；依據 Peter Fajfar 簡單側推分析的原則[2.3-2.5]，可設定位移向量之分佈形狀  $\phi_i$  為建物側推方向之主控模態於樓層  $i$  在側推方向的振幅分量，並設定屋頂振幅為 1，在彈性模態分析中，主控模態與其餘模態比較，在側推方向有最大的模態質量係數； $PF_1$  為多自由度系統至單自由度系統的位移轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態參與因數(Modal Participation Factor)； $\alpha_1$  為多自由度系統至單自由度系統的力量轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態質量係數(Modal Mass Coefficient)； $W = \sum_i w_i$  為建物的總重量；及  $\Delta_{roof}$  為建物的屋頂質心點位移。

## (2) 以二線段模擬容量震譜

如圖 2.6 所示，為推導分析所需之等效阻尼比，需先以二線段表示容量震譜，第一線段由原點以建物之初始彈性勁度  $K_{initial}$  出發，第二線段由性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$  往回畫，使得二線段之下圍成的面積與原先容量震譜的面積相等，由此可決定第二線段的勁度  $\alpha_s K_{initial}$  及相交的等效降伏點  $(S_{d,y}, S_{a,y})$ 。

## (3) 計算等效阻尼比與基本週期

等效阻尼比與基本週期為建物等效單自由度系統的動力參數，此單自由度系統在性能目標地表加速度的設計地震作用下，其動力反應將是已設定的性能需求  $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 。依據二線段容量震譜與性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$ ，其等效基本週期為

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (2.5)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.6)$$

其中  $\beta_0$  為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[2.6]，可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.7)$$

其中  $E_D$  為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖 2.7 所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p}S_{d,p} \quad (2.8)$$

其中  $A_e$  為容量震譜之下所圍成的面積，不需經由二線段來表示容量震譜，但需注意的是，此式係依據第二線段為正勁度之條件下所求得，對於第二線段為負勁度之情形，此式為一近似解； $E_{S_0}$  為最大應變能，可視為以  $(S_{d,p}, S_{a,p})$  為頂點之直角三角形面積，

$$E_{S_0} = S_{a,p}S_{d,p}/2 \quad (2.9)$$

由公式(2.8)及(2.9)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (2.10)$$

上式之等效阻尼只適用於理想的彈塑性材料結構，真實結構的遲滯圈一定不會很飽滿，也會有束縮現象，因此上式須修正為

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (2.11)$$

其中  $\kappa$  為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有校舍建築， $\kappa$  可設為 0.33。

#### (4) 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線

根據建築物耐震設計規範[2.1]所設定的阻尼比修正後之設計反應譜，由性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 、等效基本週期  $T_{eq}$  及等效阻尼比  $\beta_{eq}$ ，以下列公式可計算得性能目標地表加速度  $A_p$ ，



$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[ 1 + \left( \frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (2.12)$$

其中  $T_0$  為短週期與中週期之分界，其值為  $T_0 = S_{D1}B_s/S_{DS}B_1$ ； $S_{DS}$  為工址短週期設計水平譜加速度係數； $S_{D1}$  為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而  $B_s$  及  $B_1$  為阻尼比修正係數，為等效阻尼比  $\beta_{eq}$  的函數，其值如表 2.4 所示。

由以上計算式，可得到不同性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$  對應之性能目標地表加速度  $A_p$ ，可建立  $A_p$  與  $S_{d,p}$  的關係曲線，此即耐震性能曲線。計算得之性能目標地表加速度  $A_p$  應隨著  $S_{d,p}$  增加而增大，但若性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$  位於容量震譜的下降段，依上列的公式計算可能會得到  $A_p$  隨著  $S_{d,p}$  增加而減小的不合理結果，此不合理的區域需加以修正，當  $S_{d,p}$  由階段  $i$  增加到階段  $i+1$ ，性能目標地表加速度  $A_{p,i+1}$  比原階段之  $A_{p,i}$  較小時，須以原  $A_{p,i}$  取代。

## 參考文獻

- [2.1] 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，台北，2006年。
- [2.2] Applied Technology Council (ATC), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Report No. ATC-40, California, USA, 1996.
- [2.3] Fajfar, Peter, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra 16(3), 2000.
- [2.4] Kreslin M. and Fajfar P., Seismic evaluation of an existing complex RC building, Bull Earthquake Eng. 8, 2010.
- [2.5] 葉勇凱、周德光、蕭輔沛，「空間構架單一模態側推分析之探討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-11-029，台北，2011。
- [2.6] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.

表 2.1 反覆載重試驗校舍構架之損傷與性能比較

|                        | $V_{\max}^+$  | $0.8V_{\max}^+$   | $0.6V_{\max}^+$  |
|------------------------|---|---|--|
| 標準校舍構架                 | 最大層間變位比 1.2%，殘留層間變位比 0.3%。窗台牆與柱面之裂縫加大且滑動，窗台柱之剪力裂縫極為明顯。                  | 最大層間變位比 1.5%，殘留層間變位比 1.0%。窗台柱之剪力裂縫明顯且穿過柱面。                      | 最大層間變位比 3.0%，殘留層間變位比 1.5%。窗台柱之剪力裂縫交叉，裂穿整支柱，核心混凝土碎裂，鋼筋裸露。       |
| 暨有校舍廊外無柱* <sup>1</sup> | 最大層間變位比 0.6%，殘留層間變位比 0.1%。一窗台柱之單向剪力裂縫極為明顯。其餘構材無明顯損傷。                    | 最大層間變位比 2.5%，殘留層間變位比 1.5%。窗台柱之剪力裂縫穿過柱面，剪力裂縫處明顯錯位(>2cm)。         | 最大層間變位比 3.6%，殘留層間變位比 2.0%。窗台柱之剪力破，核心混凝土碎裂崩落，鋼筋裸露。隔間柱亦嚴重損壞。     |
| 擴柱補強標準校舍構架             | 最大層間變位比 2.4%，殘留層間變位比 1.0%。損壞分散於梁柱，窗台柱與梁端均有明顯撓剪塑鉸，裂縫寬 0.5mm。梁柱接頭區剪力裂縫發生。 | 最大層間變位比 6.0%，殘留層間變位比 4.0%。梁柱接頭區剪力破壞，柱底塑鉸區混凝土壓碎、保護層剝落。梁端底部混凝土壓碎。 | 最大層間變位比 7.0%，殘留層間變位比 5.0%。梁柱產生撓曲破壞，塑鉸區混凝土壓碎，主筋外露、挫屈。梁柱接頭區嚴重損壞。 |

註 1：試體為廊外無柱。但試驗控制各構架位移同步，其行為應較適用於廊外有柱之條件。

表 2.2 低矮型非韌性設計 RC 校舍耐震能力評估之損壞狀態分級表

| 損害分級 | 損害情形描述   | 備註   |
|------|--|--|
| 結構無損 | 僅隔間磚牆等非結構元件出現小裂縫。                              | 梁柱等主要結構元件無損，或僅有毛細裂縫(無須修復)。                         |
| 輕微   | 結構元件出現小裂縫；如梁、隔間柱及窗台柱上下端。                       | 結構元件之小裂縫寬度在 0.3mm 以下，且無任何裂縫延伸超過 1/2 構材面寬。構材受力已達降伏。 |
| 中度   | 隔間柱上下兩端，出現撓剪裂縫。窗台柱中間，出現剪力裂縫。                   | 結構元件之裂縫寬度 0.3-1.0 mm。殘留層間變位(位移)比小於 1%。             |
| 嚴重   | 隔間柱及窗台柱核心混凝土碎裂，箍筋鬆脫，主筋挫屈。                      | 結構元件之裂縫寬度超過 1.0 mm。殘留層間變位(位移)比在 1%-3%。             |
| 完全損壞 | 隔間柱及窗台柱嚴重損壞，柱核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，部份或全部校舍有崩塌之可能。 | 結構柱喪失承載能力。殘留層間變位(位移)比超過 3%。                        |

表 2.3 既有校舍補強對應 475 年設計地震之性能目標標準

| 用途分組                     | $A_p$            |                 |                  | $A_T$       |
|--------------------------|------------------|-----------------|------------------|-------------|
|                          | $V_{\max}$       | $D_r^T = 2.0\%$ | 垂直承載構件<br>發生軸向破壞 |             |
| 一般校舍<br>( $I = 1.25$ )   | $V_{\max}$       | $D_r^T = 2.0\%$ | 垂直承載構件<br>發生軸向破壞 | $0.4S_{DS}$ |
| 緊急避難用校舍<br>( $I = 1.5$ ) | $0.80V_{\max}^-$ | $D_r^T = 1.0\%$ | 垂直承載構件<br>發生軸向破壞 | $0.4S_{DS}$ |

- 註：1.  $0.80V_{\max}^-$  位於基底剪力上升段，並為最大值( $V_{\max}$ )的 0.80 倍。
2. 垂直承載構件發生軸向破壞係指各側推分析步中有柱構件之撓曲彎矩非線性鉸到達 E 點或剪力非線性鉸超過 C 點時。

表 2.4 阻尼比修正係數

| $\beta_{eq}$ | $B_s$ | $B_1$ |
|--------------|-------|-------|
| $\leq 0.02$  | 0.80  | 0.80  |
| 0.05         | 1.00  | 1.00  |
| 0.10         | 1.33  | 1.25  |
| 0.20         | 1.60  | 1.50  |
| 0.30         | 1.79  | 1.63  |
| 0.40         | 1.87  | 1.70  |
| $\geq 0.50$  | 1.93  | 1.75  |

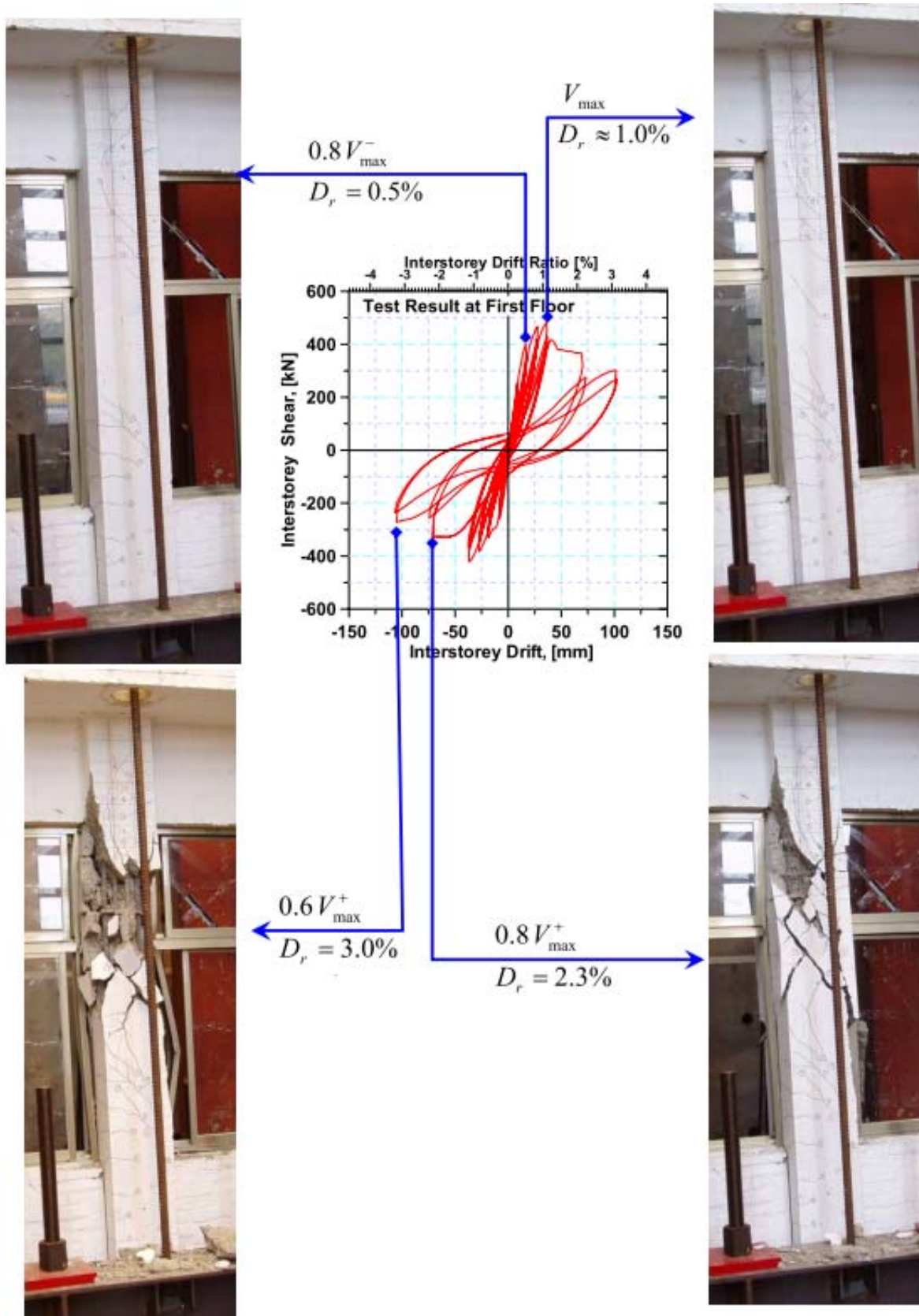


圖 2.1(a) 非韌性設計 RC 校舍原型構架反覆側推下之遲滯迴圈及損傷程度之關係比較(窗台柱， $D_r$ ：一樓之層間變位比)

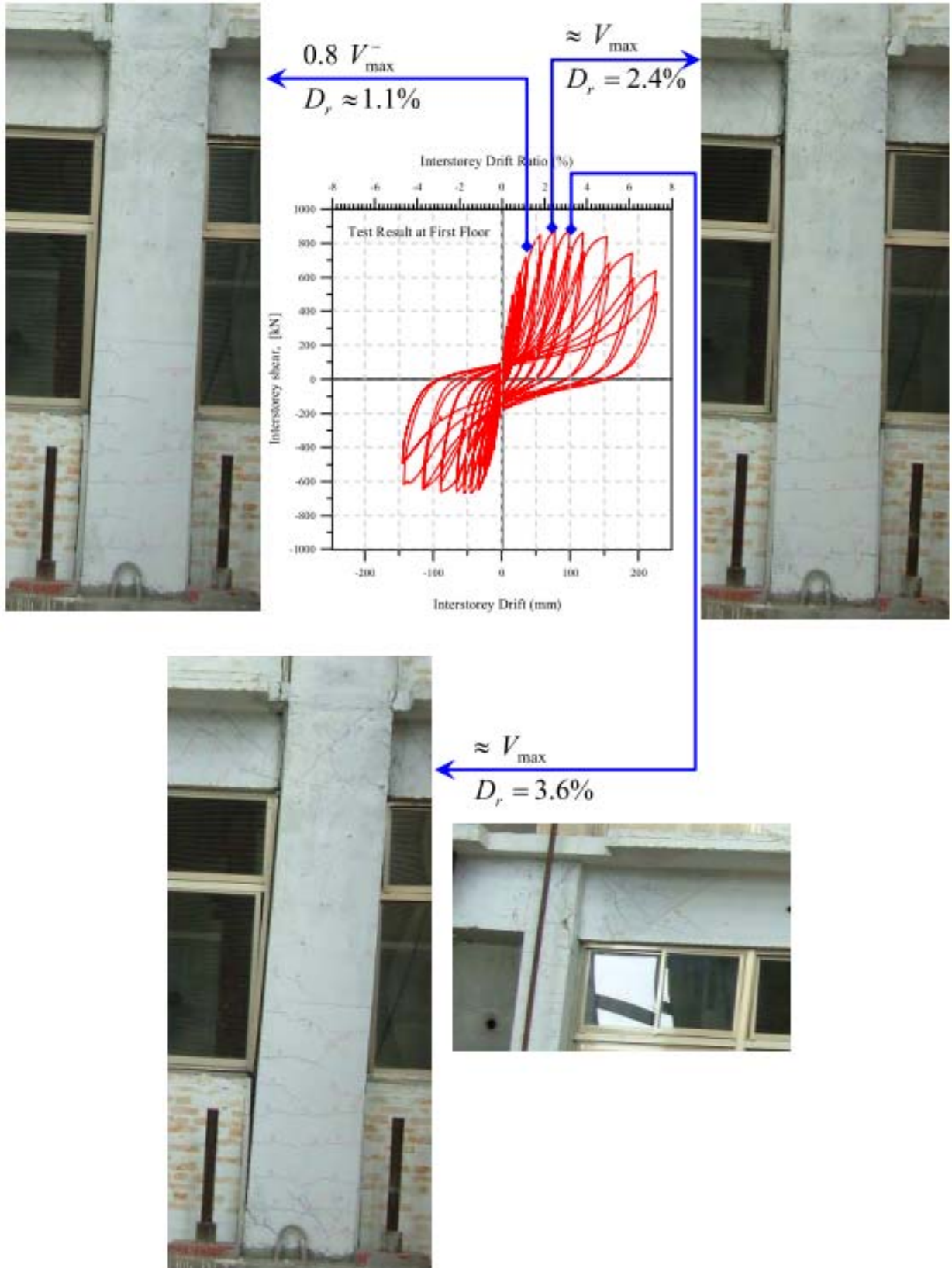


圖 2.1(b) RC 擴柱補強校舍構架反覆側推下之遲滯迴圈及損傷程度之關係比較 ( $D_r$ ：一樓之層間變位比)



窗台柱

隔間柱



窗台柱

隔間柱

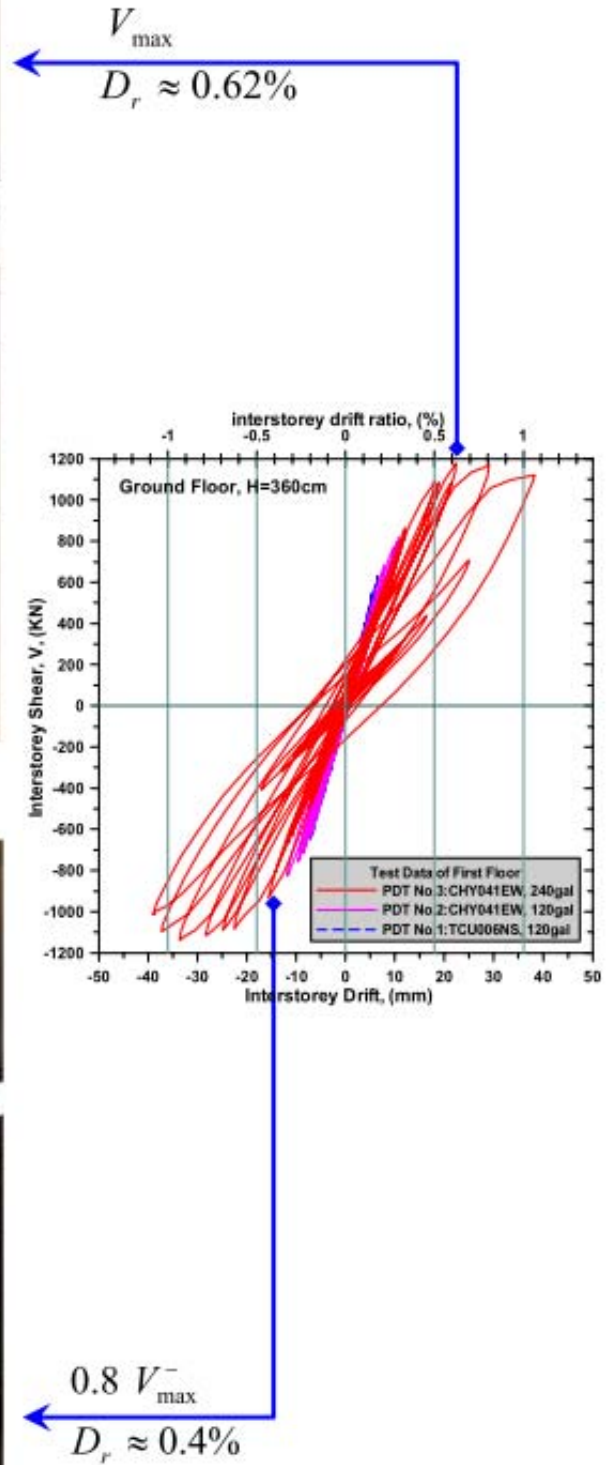


圖 2.1(c) 既有 RC 校舍結構擬動態試驗下之遲滯迴圈及損傷程度之關係比較 ( $D_r$ : 一樓之層間變位比)



(a)  $D_R^T = 1.5\%$ , (C1)

(b)  $D_R^T = -1.5\%$ , (C1)

(c)  $D_R^T = 1.5\%$ , (C2)

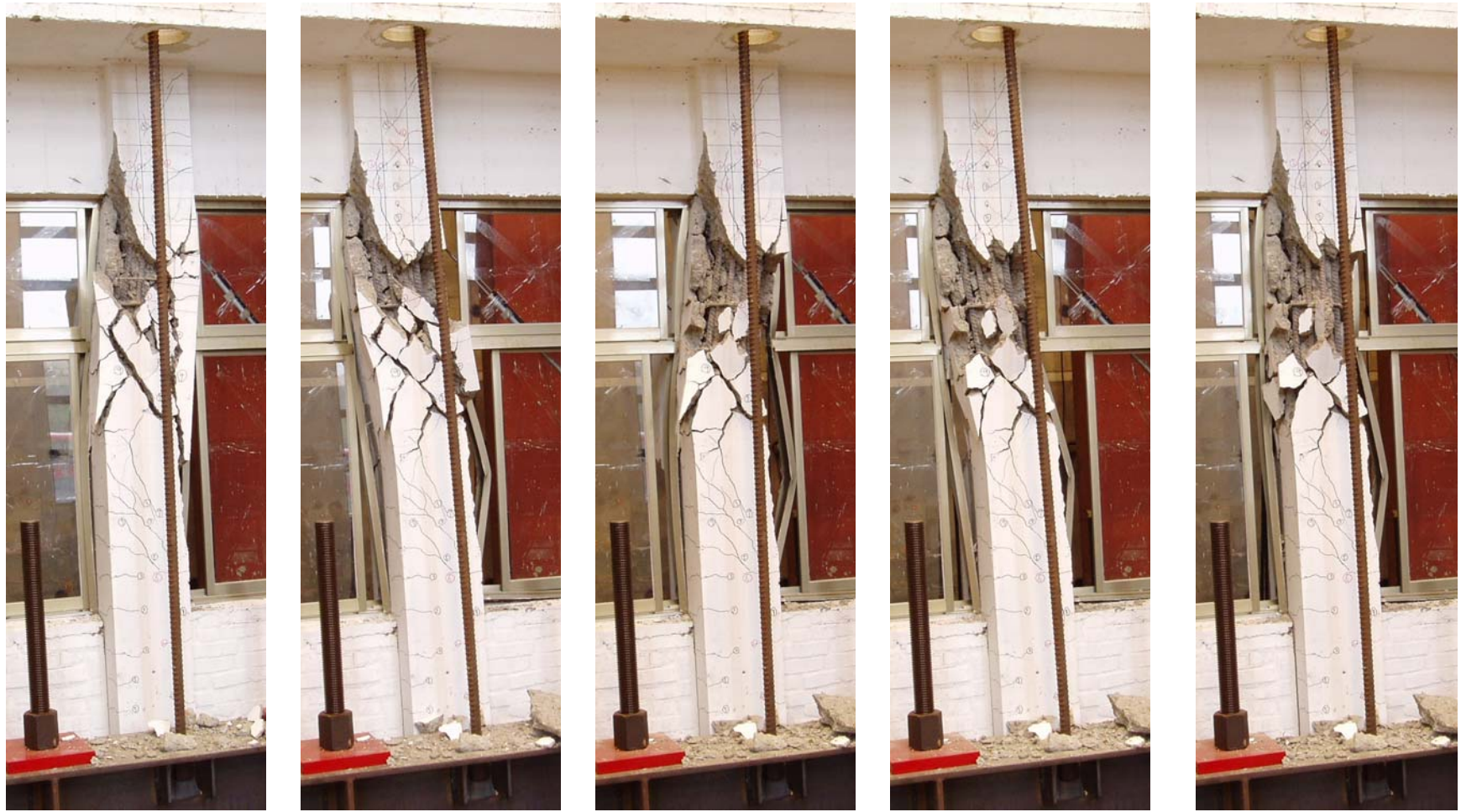
(d)  $D_R^T = -1.5\%$ , (C2)

(e)  $D_R^T = 0\%$ , (1.5%歸零)

C1: at the first cycle, C2: at the second cycle

圖 2.2 校舍構架之窗台柱在位移控制試驗各階段中，不同頂樓位移比  $D_R^T$  之破壞程度比較 ( $D_R^T = 1.5\%$ )





(a)  $D_R^T = 2.0\%$ , (C1)

(b)  $D_R^T = -2.0\%$ , (C1)

(c)  $D_R^T = 2.0\%$ , (C2)

(d)  $D_R^T = -2.0\%$ , (C2)

(e)  $D_R^T = 0\%$ , (2.0%歸零)

C1: at the first cycle, C2: at the second cycle

圖 2.3 校舍構架之窗台柱在位移控制試驗各階段中，不同頂樓位移比  $D_R^T$  之破壞程度比較 ( $D_R^T = 2.0\%$ )



圖 2.4 1998 年瑞里地震中培英國小校舍之震害照片

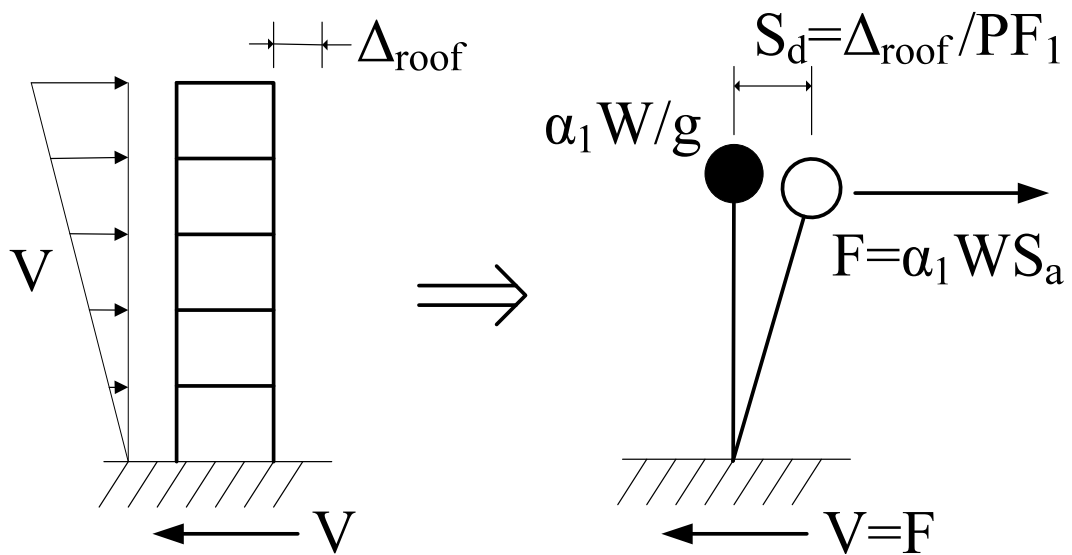


圖 2.5 等效單自由系統

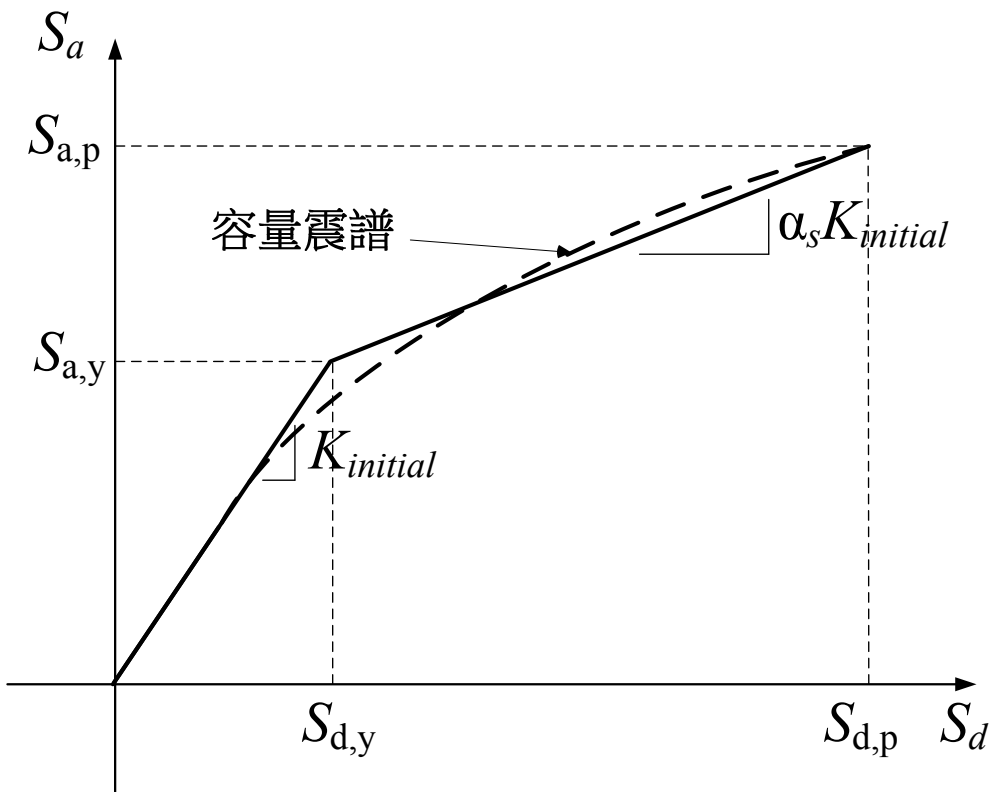


圖 2.6 容量震譜二線段化

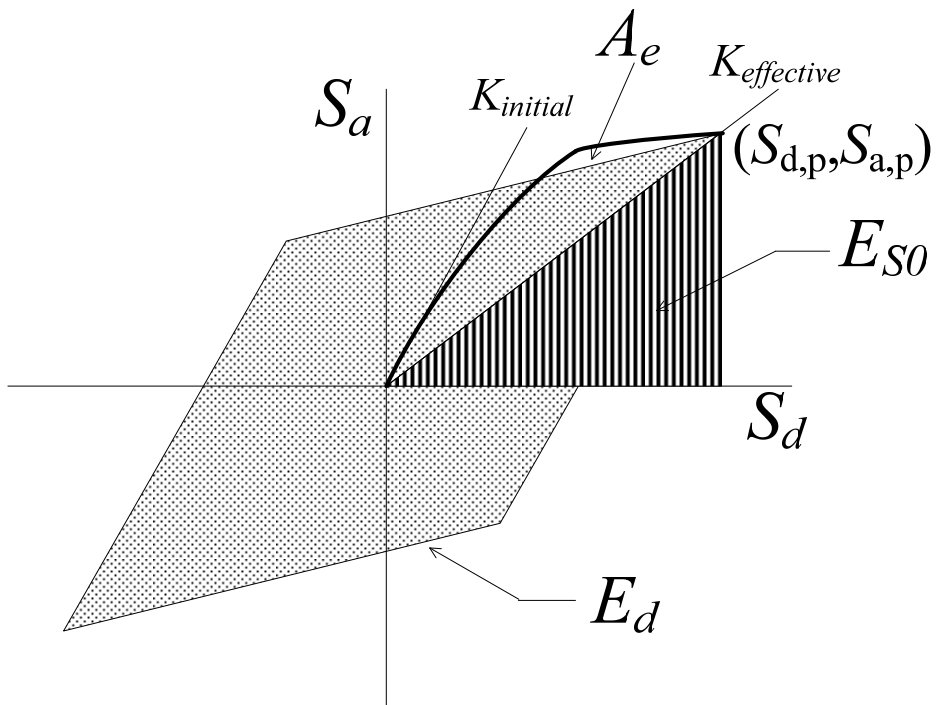


圖 2.7 等效阻尼與遲滯阻尼

### 第三章 建築物現況與檢測

本章目的係在於提供校舍耐震評估所需之相關數據資料，至於耐久性等其他方面評估則不在此範圍。校舍耐震能力評估所需之相關資料項目[3.1]如下表所示。

| 要項      |                            | 說明  |
|---------|----------------------------|---|
| 平面圖     |                            | 重新繪製  |
| 立面圖     |                            | 重新繪製  |
| 照片      |                            | 對於現場建築物之正面、背面及校舍之兩側面，均應攝入   |
| 柱尺寸及配筋表 |                            | 將柱構件依不同尺寸及配筋整理製表(柱深 $h$ 、柱寬 $b$ 、有效柱高 $H$ 、淨保護層厚度 $h_c$ 、箍筋間距 $s$ 、主筋號數及根數、箍筋號數及間距) |
| 梁尺寸及配筋表 |                            | 將梁構件依不同尺寸及配筋整理製表(柱深 $h$ 、柱寬 $b$ 、有效柱高 $H$ 、淨保護層厚度 $h_c$ 、箍筋間距 $s$ 、主筋號數及根數、箍筋號數及間距) |
| 材料強度    | 混凝土抗壓強度 $f'_c$<br>(各樓層及各期) | 將各樓層之混凝土抗壓強度整理製表，並列出原始設計強度，及依現況可供耐震評估用之混凝土抗壓強度                                      |
|         | 鋼筋降伏強度 $f_y$<br>(各樓層)      | 將各樓層之鋼筋降伏強度整理製表，並列出原始設計強度，及依現況可供耐震評估用之鋼筋降伏強度  |
|         | 磚牆強度                       | 直接取樣進行試驗，或列出可供耐震評估用之磚牆強度  |
| 牆及窗台    |                            | 牆高度( $H_b$ )、牆寬度( $W_b$ )、牆厚度( $T_b$ )、圍束條件及窗台位置                                    |

為完成校舍耐震能力評估所需之相關資料蒐集，其進行程序可分為基本資料蒐集、現況調查及材料性質檢測，以下將分節敘述之。

### 3.1 基本資料蒐集

應先搜尋目標校舍之相關文件，例如工程圖說、結構設計書、施工紀錄。若有前次調查報告、竣工圖或其他相關資訊[3.2]，亦應搜集。若無原始相關文件圖說等資料，可經由校方簽立授權書，授權相關工程人員至當地建管單位調閱複製相關文件圖說，至於授權書可參閱當地建管單位網站下載取得。不論是否取得相關文件圖說等資料，或經由現地觀察獲得，由於評估案件大都為老舊校舍，建議仍應重新繪製其圖說，以利後續評估作業進行及報告製作。應彙整之建築物相關資料如下：

- (1)使用執照
- (2)建築設計圖說
- (3)結構設計圖說(含配筋圖)
- (4)結構計算書
- (5)地質調查報告等相關資料
- (6)設計變更紀錄、施工紀錄、施工驗收
- (7)規格說明、其他說明
- (8)施工圖說
- (9)先前維護、檢查以及修復報告等
- (10) 遭受過如火災、風災、超重及地震等損傷紀錄報告

### 3.2 現況調查

當設計資料、施工紀錄、材料報告、使用維護紀錄等蒐集及閱讀完成後，下一個步驟應執行現況調查[3.3]。即使蒐集到完整的書面資料與施工資訊，為驗證書面文件資訊之真實性與可靠性，並整合設計圖說與結構物現況，故進行現場檢測作業仍有其必要性；於實際環境條件中所造成之剝落、龜裂、變位等劣化損傷，以及材料特性，日後補強可能發生問題點等，均須以現場檢測作為日後設計施工之參考依據。現況調查不僅確認結構物現況之幾何尺寸及材料施工等資訊，同時也要表達出結構物的狀態、荷載情形。現場檢測項目繁多，應依照結構物現況之特性，並針對校方需求進

行溝通了解，以確定檢測項目及其適當方法。

現況調查工作主要是對建築物現況進行目視調查及向相關人員進行訪談調查二大要項。

### 1. 建築物現況目視調查

現況目視調查應包含下列要項：

- (1) 基地概要
- (2) 結構類型、樓地版面積、樓層數等
- (3) 建築物使用現況(特殊或變更使用用途、結構之整修、附屬結構物之安裝等)
- (4) 現有缺陷損壞之情況(含龜裂、缺損、滲漏、變位等)

基地概要係指對任何基礎沉陷的敘述或量測，其移動、傾斜、分離及裂縫等現象，均須予以量測及記錄。

結構物及其元件的跨距以及斷面積尺寸均需予以量測或確認，由於現場狀況與圖面位置未必相符，這些變化可能由於後續設計變更或現地狀況改變。了解現行與原始設計的差異，對後續之耐震評估與補強均有其助益。

對於測量所得的狀況應記錄於文件中，特別是對強度、耐久性、使用年限等有害之情形，此外，結構物曾經修繕或修改之部份也應包括於記錄文件中，記錄時可附加適當之草圖、相片及影片。如有下列的情況必須予以確認、量測並記錄[3.4]。

- (a) 量測記錄裂縫的寬度、長度、位置及類型(為結構或非結構型)，結構型的裂縫應進一步確認為撓曲、剪力或直接拉力所造成。
- (b) 混凝土表面的缺陷如表面的碎片或分離層，應判斷其原因是否為強度不足或鋼筋腐蝕、剝落、蜂巢現象以及風化等因素。
- (c) 鋼筋腐蝕現象，記錄其範圍以及造成有效截面積減少的量化紀錄。
- (d) 基礎沉陷跡象或其他變形狀況等。
- (e) 水方面問題如滲漏，或有其他區域之不良排水與蓄水現象等。

草圖描繪、照片、影片等以及簡要的敘述應作為量測結果之適當描述，對於劣化區域的範圍及嚴重性，對應於整體結構之位置與範圍應予以標示出來。

## 2. 向相關人員居民進行訪談調查

除收集文件資料及進行現況調查外，仍有可能會有資料不足或調查遺漏的項目，此可由對學校人員或鄰近居民進行訪談調查來補足相關之資訊。

## 3.3 檢測項目

以下對於檢測項目的要項列出如下，並逐一針對各要項進行說明。

### 1. 材料強度

鑽心樣品的數目、尺寸、位置等應謹慎地選擇，以供必要的實驗室試驗，現行混凝土檢測試驗取樣及試驗標準，依相關標準規範之規定辦理[3.5-3.6]，或遵照契約內容之相關規定。參考教育部 99 年 8 月 3 日核定之「各縣市政府委託辦理校舍耐震能力「詳細評估」勞務採購契約範本」之建議[3.7]，混凝土鑽心試體數量依每一層樓地板面積為基準計算，若同一樓層有分期興建情事，依該樓層各分期興建區域面積決定取樣數量。

一般而言，若能對鋼筋取樣作抗拉強度測試，此為最佳；否則如其有設計值則採用其設計值；若無設計值則可直接以 2800 kgf/cm<sup>2</sup> 作為鋼筋降伏強度值。

至於磚牆等材料性質參數，可利用現場直接取樣進行試驗以獲得其材料強度等相關參數。若無法確認現場磚牆條件狀況，則可參照「建築物磚構造設計及施工規範」[3.8]中建議，如採用其最低值以求保守，可參考下列數值：

砂漿單軸抗壓強度  $f_{mc} = 100 \text{ kgf/cm}^2$

砂漿劈裂強度(約為砂漿單軸抗壓強度之 10%)  $f_{tm} = 10 \text{ kgf/cm}^2$

紅磚單軸抗壓強度  $f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$

紅磚與砂漿介面劈裂強度  $f_{mbt} = 1.0797 f_{mc}^{0.338} = 5.1 \text{ kgf/cm}^2$

紅磚劈裂強度  $f_{bt} = 0.22 f_{bc} = 33 \text{ kgf/cm}^2$

參考本中心於九十九年二月四日召開「含磚牆結構耐震能力評估分析」討論會議之會議紀錄，建議專業技師或建築師於現場勘查，如發現校舍磚牆兩側確有粉刷層時，砂漿抗壓強度可保守取 150 kgf/cm<sup>2</sup> 進行評估；若磚牆兩側並無粉刷層時，因考量磚牆灰縫砂漿飽滿度不足，建議砂漿抗

壓強度保守應取  $100 \text{ kgf/cm}^2$  進行評估。此外，專業技師或建築師於評估分析之前，須以鋼筋探測器確認校舍短向隔間磚牆是否有隔間柱，再進行評估分析。

## 2. 柱之打鑿調查

若原始資料圖說無法獲得時或不足時，則可取少數具有代表性處進行柱之打鑿調查，以供取得柱之配筋資料。由此可提供主筋之號數尺寸間距、箍筋之號數尺寸間距、及淨保護層厚度等材料性質。經破壞性檢測後，應照相存證並即刻修補回復原狀，當進行破壞性檢測時，只要敲掉保護層至看到鋼筋表面層即可，不須使鋼筋完全裸露甚至傷及鋼筋或核心範圍之混凝土。

## 3. 非破壞性檢測

當原始資料圖說無法獲得時，非破壞性試驗方法則可廣泛的使用，以建立現有狀態資料，像是於重要位置上的鋼筋尺寸及間距，在選定位置上進行足夠數量的試驗，如此提供可供信服的估計。

### 3.4 其他

建築物現況與檢測的目的是為評估現有校舍建築物耐震能力評估之初步作業，其功能係提供相關資訊，供後續詳細評估作業進行，故其報告應包含調查的不同階段結果，其內容應列表包括現有可獲得的文件資料、現地觀察、現地及實驗試驗資料等結果。

前述各節之目的均是在得到建築物現況與檢測所需之資料，依據資料蒐集、現況調查、材料試驗等工作項目，將其需要之內容精簡敘述於表 3.1~表 3.3 內。



## 參考文獻

- [3.1] 黃世建、葉勇凱、鍾立來、簡文郁、陳鴻銘、趙宜峰、周德光、沈文成、高偉格，「全國中小學校舍結構耐震評估與補強資料庫建置」，教育部國教司，台北，2008年。
- [3.2] 廖文義、羅俊雄、洪思閩，「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」，內政部建築研究所，台北，2006年。
- [3.3] 中國土木水利工程學會，「既有混凝土結構物維修及補強技術手冊」，台北，2005年。
- [3.4] 黃世建、陳正平、王森源、陳正誠、蕭興臺，「學校建築常見之結構損害現象歸類及補強計畫建議」，內政部建築研究所研究報告，台北，1996年。
- [3.5] 經濟部標準檢驗局，「混凝土鑽心試體與切鋸試體抗壓及抗彎強度試驗法」，中華民國國家標準CNS 1238，台北，2005年。
- [3.6] 中國土木水利工程學會，「混凝土工程施工規範(土木402-94)」，台北，2005年。
- [3.7] 校舍耐震資訊網，文件及影片下載，契約及作業規範，<http://school.ncree.org.tw/school/information/school-contract.php>，台北。
- [3.8] 內政部營建署，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008年。

表 3.1 建築物現況與檢測工作之精簡項目

| 要項   | 細項   | 相關內容  |
|------|--|---|
| 資料蒐集 | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 使用執照</li> <li>● 建築設計圖說</li> <li>● 結構設計圖說(含配筋圖)</li> <li>● 原設計圖說採用之規範及設計方法</li> <li>● 地質調查報告等相關資料</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 學校名稱</li> <li>● 座落地址</li> <li>● 校舍名稱及用途</li> <li>● 設計年代</li> <li>● 建造年代</li> <li>● 結構系統</li> <li>● 分期興建</li> <li>● 施工期間</li> <li>● 適用規範</li> <li>● 建築物構造</li> <li>● 基地概要、地盤種類</li> <li>● 樓層數</li> <li>● 樓地板面積</li> <li>● 斷面尺寸</li> <li>● 一樓柱量</li> <li>● 一樓牆量</li> <li>● 結構系統載重條件</li> <li>● 材料強度</li> <li>● 配筋型式描述</li> </ul> |

表 3.2 建築物現況與檢測工作之精簡項目

| 要項   | 細項  | 相關內容   |
|------|---|--|
| 現況調查 | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 建築物使用現況(含加蓋、違建、夾層、提高使用載重或更改結構主構件等)</li> <li>● 損壞(含裂縫)現況</li> <li>● 結構斷面尺寸與原設計圖說內容比對</li> <li>● 鋼筋配置查核(梁柱主筋、箍筋、淨保護層厚度檢測)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 結構損壞調查(傾斜、沉陷量、裂縫、滲水、各樓層損壞類型等)</li> <li>● 各類構件受損比例</li> <li>● 原設計配筋量及鋼筋配置檢測</li> <li>● 混凝土保護層厚度檢測</li> <li>● 構材缺陷、構材尺寸偏差、裂縫及外觀品質</li> <li>● 鋼筋腐蝕情況</li> <li>● 外觀調查： <ul style="list-style-type: none"> <li>a. 龜裂狀況：位置、寬度、密度</li> <li>b. 缺損：混凝土剝落、鋼筋銹蝕</li> <li>c. 滲漏：有無滲漏水現象</li> <li>d. 變位變形：是否有局部變形或整體變位傾斜</li> </ul> </li> <li>● 內部調查： <ul style="list-style-type: none"> <li>a. 配筋情況：鋼筋直徑、根數、間距</li> <li>b. 保護層厚度</li> <li>c. 混凝土劣化狀況</li> </ul> </li> </ul> |

表 3.3 建築物現況與檢測工作之精簡項目

| 要項   | 細項  | 相關內容  |
|------|---|---|
| 材料試驗 | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 混凝土抗壓強度</li> <li>● 鋼筋抗拉強度</li> <li>● 磚牆抗壓強度</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>● 混凝土原設計強度及其試驗強度(鑽心試驗)，各樓層取樣數應符合契約要求，且每層樓不得少於 3 個，取樣位置需均勻分布。</li> <li>● 鋼筋原設計強度(若無則取 2800 kgf/cm<sup>2</sup>)</li> <li>● 磚牆抗壓強度(若無可取保守值，紅磚單軸抗壓強度 150 kgf/cm<sup>2</sup>，砂漿單軸抗壓強度取 100 kgf/cm<sup>2</sup>)</li> </ul> |

## 第四章 耐震評估

本章介紹一套針對低矮型校舍之耐震詳細評估法，並說明其作法與流程。此套評估方法，需要依賴非線性側推分析套裝軟體，如 MIDAS、SAP2000 及 ETABS[4.1]等皆能進行此種分析，相關側推分析軟體介紹請參閱附錄 A。本文經由理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討，可適用於鋼筋混凝土造或加強磚造平面規則建築物，惟使用者與工程師應負其專業責任。對於較高樓層或平面不規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，建議以非線性動力分析進行耐震詳評，但以本文介紹之方法配合採用動力分析含高模態及動態扭矩效應等，符合不規則結構受震行為反應之側推載重型式進行側推，亦可提供具參考價值之詳評分析結果。本文並以 MATLAB 撰寫一套耐震能力詳細評估輔助程式，方便使用者設定非線性鉸性質進行分析，輔助分析程式之使用說明請參閱附錄 B；使用者亦可以本文建議之流程及計算公式自行設定非線性鉸性質，進行耐震詳細評估。本文亦以實際示範例解說完整耐震能力詳細評估流程與相關非線性鉸參數計算，詳如附錄 C 所示。

### 4.1 非線性靜力分析之介紹

非線性靜力分析即側推分析，美國 ATC-40[4.1] CSI, “ETABS: Extended 3D analysis of building systems, Nonlinear Version 8.5.4,” User’s Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 1999.

[4.2]及 FEMA 273[4.3]建議同時考量結構物的側力抵抗能力及非線性位移能力，如圖 4.1 所示。以特定的豎向比例於每一樓層施以側力，以控制位移逐步增加，直到結構失去垂直承載能力，而定義為倒塌。於整個側推的過程中記錄樓層的側力總和，即基底剪力 $V$ 及屋頂側向位移 $\Delta_{roof}$ 的關係曲線，此即為容量曲線(Capacity Curve)，其中屋頂側向位移是以建築物屋頂層質心點位移為依據，作為容量曲線之橫軸。另外，在進行側推分析時，評估者應按建物使用機能考慮於地震時之可能垂直載重，本手冊建議於評估一般教室時，應採設計之靜載重加上二分之一活載重，因為當地震發生

時，真正的活載重可能僅有約設計活載重的一半。

非線性側推分析所使用之豎向力分配方式，依 FEMA 440[4.]之建議可採用倒三角形[4.]或主控模態分配。根據本中心於 2010 年 7 月 15 日召開之「校舍耐震評估方法(側推分析)諮詢會議」，建議有關側力豎向分配，應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配。故本版修改前版建議之倒三角形分配，改以主控模態於側推方向分量之振幅進行側推分配，各樓層側力作用於該樓層之質心點。作用於第  $i$  層之側力  $V_i$  依該樓層重量  $w_i$  之分佈為  $V_i = \left[ w_i \phi_i / \sum_j w_j \phi_j \right] V$ ，其中  $\phi_i$  為建物側推方向之主控模態於樓層  $i$  振幅在側推方向的分量； $V$  為基底剪力即各樓層側力總和。

## 4.2 構件行為說明及模擬

當工程師進行側推分析之前，需先了解建物之梁、柱、磚牆、RC 牆等結構元件的非線性行為。工程師明瞭結構元件的非線性行為，才可以給予合適的非線性鉸性質及位置，再利用非線性鉸特性來模擬出結構元件的非線性行為。要知道構件之非線性行為，最直接方式就是由試驗或模擬得到的側向載重位移曲線作判斷。因此本章將詳細敘述本文如何自各個結構元件的側向載重位移曲線設定其非線性鉸參數。

### 4.2.1 雙曲率 RC 柱之模擬及非線性鉸設定

#### 雙曲率 RC 柱之模擬

對於一承受軸力及側力作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱，如圖 4.2 所示。該柱為拉力控制斷面時，可根據美國 Elwood 及 Moehle 等人的研究 [4.4-[4.5]，如圖 4.3 所示。當一雙曲率柱於承受軸力  $P$  與側力  $V$  的作用下，側向位移  $\Delta$  到達  $\Delta_y$  時，柱的主筋會先降伏，當側向位移  $\Delta$  到達  $\Delta_s$  時，柱端部的非線性鉸區會產生明顯的剪力斜裂縫，此狀態稱之為韌性剪力破壞 (Ductile Shear Failure)，亦即所謂的撓剪破壞 (Flexure-Shear Failure)，之後側力強度會下降，當側向位移  $\Delta$  到達  $\Delta_a$  時，側力強度趨近於零，而柱體亦喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞 (Axial Failure)。

Elwood 及 Moehle[4.4]由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角(Drift Ratio)之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (4.1)$$

式中  $H$  為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$  為剪力箍筋體積比； $A_{st}$  為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距( $s$ )內之斷面積； $b$  為柱寬； $v_m = V_b/bd$  為剪應力； $V_b$  為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力； $d$  為柱斷面之有效深度，可設為柱深  $h$  之 0.8 倍； $f'_c$  為混凝土抗壓強度； $A_g$  為柱斷面積；及  $P$  為柱承受之軸力。

觀察式(4.1)，當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。

Elwood 及 Moehle[4.5]亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (4.2)$$

式中  $f_{yt}$  為箍筋降伏強度； $d_c$  為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； $\theta$  為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為  $65^\circ$ ，但不可超過  $\tan^{-1}(H/h)$ ；而係數  $k'$  為 Moehle 等人[4.6]於 2002 年所提出折減 90 度彎鉤對於箍筋剪力強度之影響， $k'$  隨著韌性比  $\mu$  增加，由 1 變化到 0.7，可參考圖 4.4，其中韌性比  $\mu = \Delta_s/\Delta_y$ 。

觀察式(4.2)，當柱的箍筋量較大、及承受的軸力較小時，軸向破壞之變位角會較大，即表示柱有較好的垂直承載能力。

Sezen 及 Moehle[4.7]由一些試驗中發現，柱的剪力強度會隨著柱的側向變位增大而下降，導致柱的剪力強度衰減曲線限制了柱的強度發展。因此承受軸力的雙曲率柱並受側力作用時，可能有三種破壞模式，即撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞。

## 1. 撓剪破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的柱由於箍筋量不多，其破壞模式多屬於撓剪破壞。如圖 4.5 所示，當柱的剪力強度  $V_n$  大於撓曲強度  $V_b$  時，柱受側力，柱以勁度  $k$  變形，當側力達到  $V_b$ ，柱發揮撓曲強度，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，而當側向位移  $\Delta$  到達  $\Delta_s$  時，柱發生撓剪破壞，之後側力強度會下降，當側向位移  $\Delta$  到達  $\Delta_a$  時，側力強度趨近於零，柱體喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞。撓剪破壞模式為美國 Elwood 及 Moehle 等人主要的研究對象[4.4][4.5]，撓剪破壞位移  $\Delta_s$  由式(4.1)計算之，軸向破壞位移  $\Delta_a$  由式(4.2)計算之，於此破壞模式，撓剪破壞位移  $\Delta_s$  會小於軸向破壞位移  $\Delta_a$ 。

雙曲率柱勁度  $k$  可由下式計算，

$$k = 12(EI)_c / H^3 \quad (4.3)$$

式中  $(EI)_c$  為柱開裂斷面的撓曲剛度  $E_c$  為混凝土彈性模數； $I_g$  為梁或柱總斷面對其中心軸之慣性矩。

依據美國 ACI 318-11 規範[4.8]，鋼筋混凝土結構的剪力強度乃是由混凝土所提供的剪力強度  $V_c$  再加上箍筋所提供的剪力強度  $V_s$ ，其建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4.4)$$

箍筋之剪力強度計算方式如下：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (4.5)$$

式中  $f_{yt}$  為箍筋降伏強度； $\alpha$  為剪力裂縫與柱軸線之夾角，ACI 一般建議  $\alpha$  為  $45^\circ$ ， $d_c$  以  $d$  取代。但考慮剪力裂縫與柱軸線之夾角  $\alpha$  在柱軸力作用下，將會小於  $45^\circ$ 。因此將剪力裂縫角度  $\alpha$  納入考慮，如圖 4.6 所示，剪力裂縫角度  $\alpha$  依柱身混凝土主應力方向之計算，可由下式修正：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left( \frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \sigma/f_t}} \right)}{2} \quad (4.6)$$

式中  $\sigma = P/A_g$  為軸壓應力； $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$  kgf/cm<sup>2</sup> 為混凝土抗拉強度。

由式(4.4)及式(4.5)即可得到柱的剪力強度  $V_n$ ，如下式計算：

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \cot \alpha + 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4.7)$$

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度  $V_b$ ，可由下式計算，

$$V_b = 2M_n/H \quad (4.8)$$

式中  $M_n$  為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(Nominal Moment Strength)。

## 2. 剪力破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的柱若受到窗台束制，容易發生短柱效應，使其破壞模式趨向於剪力破壞。如圖 4.7 所示，當柱的剪力強度  $V_n$  較撓曲強度  $V_b$  為低時，柱受側力時，柱以勁度  $k$  變形，當側力達到  $V_n$ ，發生剪力破壞，斜向剪力裂縫可能分布於整個柱身，柱的側力強度下降，此時結合軸向破壞的論點[4.5]，柱可繼續變形至軸向破壞位移  $\Delta_a$ ，至此柱喪失其軸力承載能力。軸向破壞位移  $\Delta_a$  由式(4.2)計算之，但為避免其值過大，以符合脆性破壞的特性，可限制其值不大於  $0.04H$ 。因考慮柱剪力破壞時，韌性比  $\mu$  常小於 2，故軸向破壞變位角之修正係數取  $k' = 1$  計算。

## 3. 撓曲破壞側向載重位移曲線

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。如圖 4.8 所示，當柱的撓曲強度  $V_b$  較衰減後的剪力強度為低時，柱受側力時，柱以勁度  $k$  變形，當側力達到  $V_b$ ，柱主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等撓曲破壞模式，側力強度會下降，但不會喪失其軸力承載能力。由於撓曲破壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端塑鉸發生後，其分野在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位



移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

## RC 柱之非線性鉸設定

由於在構架非線性反應過程中，柱的反曲點位置會變化，在分析之前，無法指定柱的破壞模式。因此在非線性鉸的設定上，需在柱的兩端設置彎矩非線性鉸，以表現撓剪或撓曲的破壞模式；在柱的中間設置剪力非線性鉸，以表現剪力破壞。工程師可依經驗，根據學術論文或實體測試結果，來定義非線性鉸之性質。本文依據前述之柱側向載重位移曲線，建議彎矩非線性鉸與剪力非線性鉸之參數，供工程師參考。

### 1. 彎矩非線性鉸參數

以一根淨長度為  $H$  之柱，先假設其反曲點在柱中點來定義非線性鉸性質。依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式之彎矩非線性鉸參數，但為避免低估構件初始勁度，以致在彈性分析時，發生結構振動週期過大之情形，而於側向載重位移曲線上之  $M_n$  點之前新增一降伏彎矩點 ( $M_y$ )，並令其值不得大於  $0.95M_n$ ，再將柱開裂斷面之撓曲剛度調整為  $0.7E_cI_g$ ，依此可定義彎矩非線性鉸參數，如圖 4.9 所示。參數之設定值如表 4.1 所示，表中 SF(Scale Factor) 所相對應之 Moment SF 為  $M_n$ ；而 Rotation SF 固定為 1。表 4.1 中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (4.9)$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (4.10)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (4.11)$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} = \frac{V_b H^3}{12(0.7E_c I_g)} \quad (4.12)$$

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則修改 M2 非線性鉸)。側推分析中，柱的反曲點可能不在柱中點會造成分析誤差，但由於(4.1)及(4.2)式皆不受剪力跨度(Shear Span)影響，此誤差應

可忽略不計。

## 2. 剪力非線性鉸參數

以一根淨長度(Clear Length)為  $H$  之柱，依據剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，可定義剪力非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 4.10 所示，參數之設定值如表 4.2 所示，相對應之 Force SF 為  $V_n$ ；而 Disp. SF 為柱淨長  $H$ 。表 4.2 中之參數定義如下：

$$d = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (4.13)$$

上式中，軸向破壞位移  $\Delta_a$  可由式(4.2)所求得。考慮柱剪力破壞模式之下，韌性比  $\mu$  常小於 2，軸向破壞變位角之修正係數取  $k'=1$  計算。

依本文之剪力非線性鉸參數修改 V2 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 V2 非線性鉸；若進行 Y 方向側推分析，則修改 V3 非線性鉸)。本文柱剪力破壞之側力載重位移曲線，僅需要三個點即可定義非線性鉸曲線，因此在非線性鉸參數設定上，將 C、D 與 E 點的值皆設定為到達軸向破壞位移時之參數。其中為使側推分析較不易造成非線性求解發散，可將 D 點及 E 點之位移值放大為 C 點 10 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

### 4.2.2 RC 梁之模擬及非線性鉸設定

#### RC 梁之斷面設定

在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用  $0.35E_cI_g$ ，其中  $E_c$  為混凝土彈性模數， $I_g$  為總斷面對其中心軸之慣性矩。鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連接形成 T 型梁，使梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，梁應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為  $0.7E_cI_g$ ，其中， $I_g$  為矩形梁斷面慣性矩，此係估計 T 型梁斷面之慣性矩約為矩形斷面之兩倍。T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算之彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定[4.8]計算之：

1. T 型梁翼緣之有效版寬不得超過該梁跨度之 1/4；梁腹每側懸出之有效翼

緣寬度不得超過翼緣厚(版厚)之 8 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

2. 梁僅一側有翼緣者，其有效懸出翼緣寬度不得超過該梁跨度之 1/12、翼緣厚(版厚)之 6 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

## T 型梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE 41-06[4.9]所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行設定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖 4.11(a)所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 4.3 所示，其參數之計算可參考表 4.4，表中所相對應之 Moment SF 為  $M_n$ ；而 Rotation SF 固定為 1。而表 4.4 中  $\rho_{bal}$  為產生平衡應變狀態之鋼筋比； $\rho$  為受拉鋼筋比； $\rho'$  為受壓鋼筋比； $V = (M_{ni}^+ + M_{nj}^-)/L$  或  $V = (M_{ni}^- + M_{nj}^+)/L$ ，其中  $L$  為梁淨跨距， $M_{ni}^+$ 、 $M_{ni}^-$  為梁左端正、負彎矩強度， $M_{nj}^+$ 、 $M_{nj}^-$  為梁右端正、負彎矩強度。

RC 梁剪力非線性鉸載重位移關係曲線如圖 4.11(b)所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 4.5 所示，其參數之計算可參考表 4.6，相對應之 Force SF 為  $V_n$ ；而 Disp. SF 為梁淨跨距  $L$ ，其中  $V_n$  之計算為  $V_n = V_s + V_c = \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} + 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$ ， $b_w$  為梁腹寬度。

由於在一般套裝軟體程式中，梁斷面上方受壓與下方受拉定義為正彎矩，梁斷面下方受壓與上方受拉定義為負彎矩，因 T 型梁之斷面不對稱，所以在 T 型梁非線性鉸設定時，必須注意到其非線性鉸中正、負彎矩的差異性。

### 4.2.3 RC 牆之模擬與非線性鉸設定

#### RC 牆之模擬

於線性分析時，一般是使用殼元素(Shell Element)模擬 RC 牆。但由於套裝軟體程式無法於殼元素設置非線性鉸，進行非線性靜力側推分析，故本文建議以等值寬柱模擬 RC 牆，如此可以在等值寬柱上設置適當非線性鉸進行側推分析，分析 RC 牆在構架中之非線性行為。

#### 1. RC 牆等值寬柱模型

根據日本建築學會之建議[4.10]，在進行 RC 牆耐震分析時，可將兩側邊界柱設定為兩根具有軸向抵抗力的軸向彈簧，而牆版則可置換為一支具有撓曲、剪力、軸向抵抗力的中央等值寬柱，其結構示意圖如圖 4.12(a)所示。此時，軸向載重由 RC 牆與兩側邊柱共同承擔，但側向載重只由 RC 牆來承受，可大幅減低 RC 牆分析時之複雜性。唯依此模型分析剪力牆，當剪力牆進入非線性區域時，兩側之軸向彈簧由於承受之軸力所引發之彎矩抵抗過大，相對地將低估進入中央等值寬柱之彎矩。因此本手冊建議僅以中央等值寬柱模擬剪力牆，如圖 4.12(b)所示，以下簡稱 RC 牆等值寬柱模型。

進行等值寬柱模擬 RC 牆時，須依實際含邊柱 RC 牆尺寸給定等值寬柱的斷面尺寸，材料參數也依據實際性質輸入。RC 牆頂部與底部連接梁加大其勁度，以模擬剛性梁，如此可適當反映與 RC 牆相連接的相鄰梁之勁度差異。

## 2. RC 牆之側向載重位移曲線

本文所建議 RC 牆非線性鉸之性質，是以涂耀賢博士[4.11]所建議的側向載重位移曲線為基礎。首先分別求出含邊柱 RC 牆之剪力破壞、撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線，再以剪力破壞側向載重位移曲線定義剪力非線性鉸性質，撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線定義彎矩非線性鉸性質。

載重變位曲線如圖 4.13 所示，因此非線性變形為

$$\delta_p = \delta_u - \delta_e = \delta_2 - \frac{\delta_1}{V_1} V_2 \quad (4.14)$$

由圖 4.14 可知，總變位  $\delta_u$  可視為彈性變位  $\delta_e$  與非線性變位  $\delta_p$  之疊加，因此可以由總變位減去彈性變位獲得非線性變位，求得載重與非線性變位關係曲線，可作為非線性鉸設定之依據。

假設 RC 牆為雙曲率變形，反曲點位於牆高  $H$  之一半處，計算撓曲之側向載重位移曲線設定彎矩非線性鉸，包括撓曲降伏點、撓曲極限點及殘餘強度點；計算剪力之側向載重位移曲線設定剪力非線性鉸，包括剪力開裂點、剪力極限點及殘餘強度點，相關之計算說明如後。

(1.1) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲降伏點( $V_y, \delta_y$ )

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之降伏彎矩  $M_y$ ，因此撓曲降伏點之側力強度可由式(4.15)計算：

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (4.15)$$

依據 ASCE 41-06[4.9]所建議，位移應包含剪變形、撓曲變形及滑移變形。因此撓曲降伏點之位移可以式(4.16)表示。

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (4.16)$$

其中撓曲降伏點之剪力位移  $\delta_{s,y}$  可依式(4.17)計算，

$$\delta_{s,y} = \gamma_{vh,y} H \quad (4.17)$$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{\ell_w t_w} V_y \quad (4.18)$$

式(4.18)中  $E_c$  為混凝土彈性模數，混凝土波松比  $\nu = 0.17$ ； $\ell_w$  = 牆之水平寬度； $t_w$  = 牆體總厚度。又撓曲位移  $\delta_{f,y}$  可依式(4.19)計算，

$$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12E_c I} \quad (4.19)$$

式(4.19)中剪力牆慣性矩  $I = 0.7I_g$ ， $I_g$  為全斷面慣性矩(含邊界柱及牆版)。最後，撓曲降伏點之滑移位移  $\delta_{slip,y}$  可由式(4.20)計算，

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s (d - a_c)} H \quad (4.20)$$

式(4.20)中  $d_b$  為受拉側最外層鋼筋之標稱直徑； $u$  為平均握裹應力，定義為  $u = 1.6\sqrt{f'_c}$  [4.14]； $E_s$  為鋼筋彈性模數； $d$  為牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的0.8倍( $0.8\ell_w$ )； $a_c$  為構件斷面受壓區之深度，定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度  $f_y$  時之壓力區深度，可採用Paulay與Priestley[4.13]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下所示

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f'_c} \right) \ell_w \quad (4.21)$$

式(4.21)中  $A_w$  採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即  $A_w = \ell_w \times t_w$ 。

由於側推分析軟體進行彈性位移分析時，僅考慮剪變形、撓曲變形，並無計算滑移變形，因此為使側推分析軟體適當考量滑移變形，本手冊建議採用等效勁度來計算彈性變位，迫使結構分析軟體分析出來的彈性位移等於剪變形、撓曲變形及滑移變形之總和，即採式(4.22)計算彈性勁度折減係數：

$$\frac{V_y H^3}{12 E_c \times n I_g} + \frac{2(1+\nu) V_y H}{E_c \times m A_w} = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (4.22)$$

式(4.22)中等號左邊  $n$ 、 $m$  為待調整之彈性勁度折減係數。依據 ACI318-11[4.10] 建議，剪力牆未開裂撓曲剛度折減 0.7，因此固定  $n=0.7$ ，所以只剩下  $m$  為待定係數。工程師可於輔助程式輸出之 swecho.txt 檔中，找到  $m\_of\_GA$ 、 $n\_of\_EI$  對應之彈性勁度折減係數，請自行設定到分析模型中。

(1.2) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲極限點 ( $V_{fu}$ ,  $\delta_{fu}$ )：

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之極限彎矩  $M_u$ ，因此撓曲極限點之側力強度可由式(4.23)計算：

$$V_{fu} = \frac{2M_u}{H} \quad (4.23)$$

撓曲極限點之位移包括剪力、撓曲、非線性鉸轉動及滑移位移，各分量計算方式如下：

● 撓曲極限點之剪力位移  $\delta_{s,fu}$  可依式(4.24)計算

$$\delta_{s,fu} = \gamma_{vh,fu} H \quad (4.24)$$

$$\gamma_{vh,fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \times \gamma_{vh,y} \quad (4.25)$$

- 撓曲極限點之撓曲位移  $\delta_{f, fu}$  可依式(4.26)計算

$$\delta_{f, fu} = \frac{V_{fu} H^3}{12E_c I} \quad (4.26)$$

由於剪力牆於此階段應已開裂，故斷面慣性矩折減為  $I = 0.35I_g$ ， $I_g$  為全斷面慣性矩。

- 撓曲極限點之非線性鉸轉動位移則依式(4.27)計算

$$\delta_{plastic, fu} = 2(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left( \frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (4.27)$$

其中  $\phi_u$  為牆體產生撓曲極限彎矩時的曲率； $\phi_y$  為牆體產生撓曲降伏彎矩時的曲率； $\ell_p$  為非線性鉸長度，定義為  $\ell_p = \ell_w / 2 \leq H / 2$ 。

- 撓曲極限點之滑移位移  $\delta_{slip, fu}$  則依式(4.28)計算

$$\delta_{slip, fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \times \delta_{slip, y} \quad (4.28)$$

因此撓曲極限點之位移總和，即為式(4.29)所示，

$$\delta_{fu} = \delta_{s, fu} + \delta_{f, fu} + \delta_{plastic, fu} + \delta_{slip, fu} \quad (4.29)$$

建立撓曲與滑移載重位移曲線計算流程如圖 4.15 所示，依據前述建議之公式，可計算出考慮撓曲與滑移作用下之降伏點與極限點。

### (1.3) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲殘餘強度點( $V_{fp}$ , $\delta_{fp}$ )：

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度 ( $V_{fp} = 0.4V_{fu}$ )，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad，因此對應之位移  $\delta_{fp} = 0.02H$ ，若  $\delta_{fp} \leq \delta_{fu}$ ，令  $\delta_{fp} = \delta_{fu}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.16 所示。

### (2.1) 剪力之側向載重位移曲線：剪力開裂點( $V_{scr}$ , $\delta_{scr}$ )

由 ACI 318[4.10]規範規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (4.30)$$

$$V_{scr} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (4.31)$$

其中  $f'_c$  = 混凝土之規定抗壓強度； $d$  = 牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的 0.8 倍 ( $0.8\ell_w$ )； $V_u$  = 斷面之設計剪力(需求剪力)； $M_u$  = 斷面之設計彎矩(需求彎矩)； $N_u$  = 與  $V_u$  同時作用之設計軸力，軸壓力為正值、軸拉力為負值。開裂強度取以上二式之最小值，若  $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}\right) < 0$  時，式(4.31)不適用，僅採用式(4.30)。

同撓曲降伏點位移，剪力開裂點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依(4.32)計算，

$$\delta_{s,cr} = \gamma_{vh,cr} H \quad (4.32)$$

$$\gamma_{vh,cr} = \frac{V_{scr}}{V_y} \times \gamma_{vh,y} \quad (4.33)$$

開裂點之撓曲位移可依(4.34)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{scr} H^3}{12E_c I} \quad (4.34)$$

其中剪力牆慣性矩  $I = 0.7I_g$ ， $I_g$  為總斷面慣性矩； $H$  為牆之淨高(下梁頂至上梁底距離)。開裂點滑移位移，如圖4.17所示，可依式(4.35)計算，

$$\delta_{slip,cr} = \frac{V_{scr}}{V_y} \times \delta_{slip,y} \quad (4.35)$$

其中  $V_y$  為牆體之撓曲降伏側力。

因此開裂位移包括剪力開裂、撓曲開裂及滑移位移，即為式(4.36)所示，

$$\delta_{scr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} \quad (4.36)$$



(2.2) 剪力之側向載重位移曲線：剪力極限點( $V_{su}$ ,  $\delta_{su}$ )

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = t_w \times a_c \quad (4.37)$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (4.38)$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{\ell_n} \right) \quad (4.39)$$

其中  $\ell_n = \ell_w - \frac{2a_c}{3}$ 。

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (4.40)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (4.41)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (4.42)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (4.43)$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left( \bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \quad (4.44)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left( \bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \quad (4.45)$$

$$F_{yh} = A_{th} \times f_{yh} \quad (4.46)$$

$$F_{yv} = A_{tv} \times f_{yv} \quad (4.47)$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (4.48)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N_u}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (4.49)$$

其中， $A_{th}$  和  $A_{tv}$  分別為水平拉桿與垂直拉桿鋼筋之有效截面積，可取每一方向牆體鋼筋量之 75% 計算[4.11]。

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4.50)$$

剪力極限點之剪應變可依式(4.51)~式(4.57)計算，

(f) 拉桿力(力平衡)

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \quad (4.51)$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan \theta = \frac{\gamma_v (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \tan \theta \quad (4.52)$$

(g) 拉桿應變(組成律)

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \quad (4.53)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75N_u}{A_{tv} E_s} \geq 0 \quad (4.54)$$

(h) 壓桿應變(組成律)

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left( \frac{f'_c - 204}{815.5} \right) \quad (4.55)$$

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 \quad (4.56)$$

其中， $\varepsilon_d$  為混凝土在與  $\varepsilon_r$  垂直方向之平均主壓應變。

(i) 剪應變(位移諧和)

$$\gamma_{vh,su} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 2(\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta \quad (4.57)$$

其中， $\varepsilon_h$  為水平拉桿應變， $\varepsilon_v$  為垂直拉桿之應變，應變莫爾圓示意如圖 4.18。

剪力極限點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，各分量計算方式如下：

- 剪力極限點之**剪力位移**，可由 (4.58) 計算

$$\delta_{s,su} = \gamma_{vh,su} H \quad (4.58)$$

- 剪力極限點之**撓曲位移**，可依式(4.59)計算

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12E_c I} \quad (4.59)$$

由於剪力牆於此階段應已開裂，故斷面慣性矩折減為  $I = 0.35I_g$ ， $I_g$  為總斷面慣性矩。

- 剪力極限點**滑移位移**，如圖4.17所示，可由式(4.60)計算

$$\delta_{slip,su} = \frac{V_{su}}{V_y} \times \delta_{slip,y} \quad (4.60)$$

因此剪力極限點位移為剪力、撓曲及滑移位移之總和，即為式(4.61)所示，

$$\delta_{su} = \delta_{s,su} + \delta_{f,su} + \delta_{slip,su} \quad (4.61)$$

建立剪力載重位移曲線計算流程如圖 4.19 所示，依據上述建議之公式，可計算出剪力開裂點之剪力開裂強度  $V_{scr}$  和剪力開裂位移  $\delta_{scr}$ ，與剪力極限點之剪力極限強度  $V_{su}$  和剪力極限位移  $\delta_{su}$ 。

### (2.3) 剪力之側向載重位移曲線：剪力殘餘強度點( $V_{sp}$ , $\delta_{sp}$ )

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度 ( $V_{sp} = 0.4V_{su}$ )，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad，因此對應之位移

$\delta_{sp} = 0.02H$ ，若  $\delta_{sp} \leq \delta_{su}$ ，令  $\delta_{sp} = \delta_{su}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.16 所示。

## RC 牆非線性鉸之定義與設置

於非線性靜力側推分析中，在等值寬柱兩端設定彎矩非線性鉸，中間設定剪力非線性鉸。程式內等值寬柱的數值模型如圖 4.20 所示。其對應之彎矩非線性鉸圖 4.16 所示，彎矩非線性鉸之參數如表 4.7 所示，因為開裂位移明顯小於降伏位移及極限位移，故彎矩非線性鉸設定時只考慮降伏點  $(\delta_y, V_y)$  與極限點  $(\delta_{fu}, V_{fu})$ ，即式(4.14)中  $\delta_u = \delta_{fu}$ ， $\delta_e = \delta_y$ ，其中 Moment SF 為  $V_{fu} \times \frac{H}{2}$ ；Rotation SF 為  $\left( \delta_{fu} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fu} \right) \frac{1}{H}$ ； $H$  為 RC 牆淨高。 $d$  為  $\frac{\left( \delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp} \right) \times \frac{1}{H}}{\text{Rotation SF}}$ 。其對應之剪力非線性鉸如圖 4.16 所示，剪力非線性鉸之

參數如表 4.8 所示，由式(4.14)定義得其中 Force SF 為  $V_{su}$ ；Disp. SF 為  $\delta_{su} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{su}$ ， $c$  為  $\frac{\left( \delta_{sp} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{sp} \right)}{\text{Disp. SF}}$ 。

### 4.2.4 極短柱與極短梁之模擬與非線性鉸設定

ACI 318 規範[4.10]對於一般鋼筋混凝土柱梁構件的剪力強度計算公式，普遍被工程師接受，然而該公式對於極短柱與極短梁之剪力強度的估算並不準確，有高估橫向鋼筋在剪力強度的貢獻。本手冊針對高寬比或跨深比小於 2 的極短柱與極短梁，利用軟化拉壓桿模型(Softened Strut-and-Tie Model, SST)作為此類構件之剪力強度的計算工具，據此建議極短柱與極短梁之剪力非線性鉸的參數。

極短柱、極短梁和剪力牆都屬於規範上所稱載重不連續區域(D 區域)，其剪力之側向載重位移曲線，包括剪力開裂點、剪力極限點及殘餘強度點，相關之計算說明如後，完整之剪力側向載重位移曲線如圖 4.21 所示。至於極短柱與極短梁之撓曲側向載重位移曲線及彎矩非線性鉸參數，分別同

4.2.1 及 4.2.2 節。

### 1. 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線

剪力開裂點( $V_{scr}$ ,  $\delta_{scr}$ )

由 ACI 318 規範[4.10]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{Pd}{4h} \quad (4.62)$$

$$V_{scr} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + P/5bh)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \quad (4.63)$$

其中  $f'_c$  = 混凝土之規定抗壓強度； $d$  = 最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取 0.8 倍柱深或梁深( $0.8h$ )； $V_u$  = 斷面之設計剪力(需求剪力)； $M_u$  = 斷面之設計彎矩(需求彎矩)； $P$  = 為軸壓力，壓為正值，拉為負值。開裂強度取式(4.62)及式(4.63)之小值，若  $(M_u/V_u - h/2) < 0$  時，式(4.63)不適用，僅採用式(4.62)。

剪力開裂點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依式(4.64)計算，

$$\delta_{s,cr} = \gamma_{vh}H = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{bh} V_{scr} H \quad (4.64)$$

其中柏松比  $\nu = 0.25$ 。開裂點之撓曲位移可依式(4.65)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{scr}H^3}{12E_cI} \quad (4.65)$$

其中極短柱或極短梁之慣性矩  $I = 0.7I_g$ ， $I_g$  為全斷面慣性矩；此處  $H$  分別代表柱淨高度或梁淨跨度。

因此開裂位移包括剪力開裂及撓曲開裂移位移，即為式(4.66)所示，

$$\delta_{scr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} \quad (4.66)$$

## 剪力極限點( $V_{su}$ , $\delta_{su}$ )

### (a) 壓桿面積

$$A_{str} = b \times a_c \quad (4.67)$$

其中 $b$ 分別代表短柱寬度或短梁腹寬度。 $a_c$ 為構件斷面受壓區之深度定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 $f_y$ 時之壓力區深度，可採用Paulay與Priestley[4.15]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如式(4.68)所示：

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c} \right) h \quad (4.68)$$

### (b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (4.69)$$

### (c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{\ell_n} \right) \quad (4.70)$$

其中  $\ell_n = h - \frac{2a_c}{3}$ 。

### (d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (4.71)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (4.72)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (4.73)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (4.74)$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left( \bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \quad (4.75)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left( \bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \quad (4.76)$$

$$F_{yh} = A_{th} \times f_{yh} \quad (4.77)$$

$$F_{yv} = A_{tv} \times f_{yv} \quad (4.78)$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (4.79)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N_u}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (4.80)$$

其中， $A_{th}$  和  $A_{tv}$  分別為水平拉桿與垂直拉桿鋼筋之有效截面積，可取每一方向剪力鋼筋量之 75% 計算。

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4.81)$$

剪力極限點之剪應變可依式(4.82)計算，

$$\gamma_{vh,su} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 0.006 \sin 2\theta \quad (4.82)$$

其中， $\varepsilon_d$  為主壓應變取 -0.001， $\varepsilon_r$  為主拉應變取 0.005。

剪力極限點之位移包括剪力及撓曲位移，各分量計算方式如下：

- 剪力極限點之**剪力位移**，可由(4.83)計算

$$\delta_{s,su} = \gamma_{vh,su} H \quad (4.83)$$

- 剪力極限點之**撓曲位移**，可依式(4.84)計算

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12E_c I} \quad (4.84)$$

由於構件於此階段應已開裂，故斷面慣性矩折減為  $I = 0.35I_g$ ， $I_g$  為全斷面慣性矩。

因此剪力極限點位移為剪力及撓曲位移之總和，即為式(4.85)所示，

$$\delta_{su} = \delta_{s,su} + \delta_{f,su} \quad (4.85)$$

建立剪力載重位移曲線計算流程如圖 4.19 所示，依據上述建議之公式，可計算出剪力開裂點之剪力開裂強度  $V_{scr}$  和剪力開裂位移  $\delta_{scr}$ ，與剪力極限點之剪力極限強度  $V_{su}$  和剪力極限位移  $\delta_{su}$ 。

### 剪力殘餘強度點( $V_{sp}$ , $\delta_{sp}$ )

極短柱或極短梁到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度為 0，即  $V_{sp} = 0$ ；其相對應之變形如式(4.86)

$$\delta_{sp} = \delta_{su} + rH \quad (4.86)$$

其中位移係數  $r$  可參考 ASCE 41-06[4.11]所建議之非線性轉角係數，表 4.9 為極短柱剪力殘餘強度點之位移係數，由軸力( $P/A_g f'_c$ )與橫向箍筋比( $A_v/b_s$ )決定位移係數  $r$ ，當軸力及橫向箍筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。表 4.10 為極短梁剪力殘餘強度點之位移係數，以箍筋間距  $s$  作為判斷標準來決定位移係數  $r$ 。

## 2. 剪力非線性鉸參數定義

極短柱或極短梁之非線性鉸參數可由表 4.11 表示，其中 Force SF 為  $V_{su}$ ；



Disp. SF 為  $\delta_{su} - (\delta_{scr}/V_{scr})V_{su}$ ，表 4.11 中 c 為  $\delta_{sp}/\text{Disp. SF}$ 。

#### 4.2.5 磚牆之模擬及非線性鉸設定

本文採用建築物磚構造設計及施工規範[4.14]以破裂路徑理論所建立之磚牆分析模型，考慮磚牆破壞乃受對角斜撐作用及砌體構造疊砌特性等因素之影響，其主要破壞裂縫將沿對角中心線附近之磚縫間擴展，而達極限強度。由於磚牆受水平側向外力作用時具有壓力斜撐之機制，故可將磚牆在地震時之行為模擬為一等值受壓斜撐，其端點是以鉸接與構架相連。若是校舍之磚造矮窗台(或稱台度磚牆)，亦可以等值受壓斜撐來模擬台度磚牆之行為；相鄰之柱因受到此台度磚牆束制作用，常會產生短柱效應之行為，使得柱非線性鉸上抬而形成短柱破壞，所以在台度磚牆相鄰柱之非線性鉸設定上，必須考慮短柱行為之非線性鉸設定方式，以符合實際窗台柱之側推行為。

#### 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑：

計算磚牆之水平極限強度之前，需先探討磚牆之臨界破壞角與破壞路徑。臨界破壞角乃是當磚牆達極限載重時，其破壞裂縫沿對角線中心附近之磚縫間擴展，若破裂路徑能在最短水平距離內，完全藉由水平及垂直灰縫產生，而不造成紅磚之劈裂破壞，則將此破壞角度定義為臨界破壞角，如圖 4.23 所示。

臨界破裂角  $\theta_c$  之大小受磚砌工法之不同而異，若紅磚塊之長寬厚分別為  $l_b$ 、 $w_b$  及  $h_b$ ，水平及垂直磚縫寬分別為  $g_h$  及  $g_v$ ，則一般慣用砌法之臨界破裂角可分別表示如下：

(1) 英國式砌法(俗稱一順一丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (4.87)$$

(2) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (4.88)$$

(3) 二順一丁砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (4.89)$$

(4) 順砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (4.90)$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 4.23，另外順砌法主要用於 0.5B 磚厚之磚牆，其餘砌法普遍用於 1B 或 1B 以上之磚牆。

由於磚牆水平極限強度主要由對角壓力斜撐之破壞所控制，其破壞路徑有沿牆體對角線產生之趨勢，若此破壞路徑能完全沿著紅磚灰縫間之介面移動就能夠產生對角破壞，而不必產生紅磚劈裂破壞，形成最小破壞面強度。當磚牆之高寬比過大或過小時，皆會影響其破壞路徑無法沿對角線產生，故規定適用斜撐來模擬之磚牆，其高寬比需介於 0.5~2 之間。

**磚牆之水平極限強度：**

磚牆之面內水平剪力強度受不同高寬比、RC 構架束制條件的影響而有不同破壞路徑，建築物磚構造設計及施工規範依照其破壞路徑、試驗結果及前人研究的推估公式整理出磚牆面內水平剪力強度之計算公式，並就其邊界束制條件做出下列區分：

(1) 四邊圍束—指四邊皆鄰接邊界柱梁之磚牆：

當  $\tan \theta_c \geq (H_b/W_b)$  時：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) \quad (4.91)$$

當  $\tan \theta_c < (H_b/W_b)$  時：

$$V_n = T_b \times [W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45 f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt}) / 2] \quad (4.92)$$

(2) 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (4.93)$$

(3) 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \quad (4.94)$$

(4) 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45f_{mbt}) \quad (4.95)$$

上式中， $H'_b = \min(H_b, W_b)$ ； $H_1 = W_b \tan \theta_c$ ； $H_2 = 0.5W_b \tan \theta_c \leq H_b$ ； $\tau_f$ 與 $f_{mbt}$ 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度， $f_{bt}$ 為紅磚自體劈裂強度，可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047f_{mc})\sigma_N \quad (4.96)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (4.97)$$

$$f_{bt} = 0.22f_{bc} \quad (4.98)$$

其中 $\sigma_N$ 為磚牆之垂直向軸應力； $f_{mc}$ 與 $f_{bc}$ 分別為砂漿及紅磚依 CNS 國家標準規定測試之單軸抗壓強度。

**磚牆之水平極限位移：**

根據虎克定律、平面應力-應變、應變-位移關係所推導出的磚牆水平外力 $V$ 與水平位移 $\Delta$ 之關係，可得到磚牆水平極限位移的計算公式如下：

$$\Delta_u = \left[ \left( \frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left( 2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left( 2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \frac{V_n}{E_u \times T_b} \quad (4.99)$$

$$\text{令 } \lambda = \left[ \left( \frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left( 2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left( 2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \quad (4.100)$$

其中 $\nu$ 為波松比，其值可取為 0.15； $T_b$ 為磚牆之厚度； $E_u$ 為磚牆達極限點時之割線模數；且 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 。式(4.99)中，若 $(H_b/W_b)$ 小於 0.5 者以 0.5 計，若 $(H_b/W_b)$ 大於 2.0 者以 2.0 計，亦即 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。

磚牆達極限點時之割線彈性模數 $E_u$ 可以下列方式推導計算[4.14]：

$$E_u = 61.29\eta_1\eta_2f_{bc}^{0.7}f_{mc}^{0.3} \quad (4.101)$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$ ，且 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。 $\eta_2$ 於四邊圍束磚牆時取 0.556，三邊圍束及台度磚牆時取 0.367。以 $E_u$ 代入式(4.99)可得磚牆之極限位移。

## 磚牆之水平殘餘強度：

當磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度部份，因此可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。磚牆水平殘餘強度依照其磚牆束制條件不同，可以下式計算：

(1) 非台度磚牆(含四面及三面圍束磚牆)：

$$V_r = \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (4.102)$$

(2) 台度磚牆：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (4.103)$$

上式中， $\tau_f$  為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； $T_b$  為磚牆之厚度； $W_b$  為磚牆寬度。

根據試驗之觀察，磚牆約在達到約兩倍水平極限位移時，磚牆強度會衰減至水平殘餘強度，因此本文取其位置為磚牆之強度到達水平殘餘強度。磚牆之最大水平位移可參考試驗結果並保守考慮取牆高之2.0%為限制，而水平極限強度與水平殘餘強度間以直線方式衰減；對於磚牆之水平極限位移 $\Delta_u$ 亦應該遵守此一限制。

## 磚牆之側向載重位移曲線

建築物磚構造設計及施工規範所建議之磚牆之側向載重位移曲線，如圖4.22(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段：

(1) 四面圍束磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 2 \left( \frac{\Delta}{\Delta_u} \right) - \left( \frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 \quad (4.104)$$

(2) 三面圍束磚牆或台度磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 3 \left( \frac{\Delta}{\Delta_u} \right) - 3 \left( \frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 + \left( \frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^3 \quad (4.105)$$

本文鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且一般套裝軟體程

式之分析並無法定義非線性鉸具備曲線性質，故修正建築物磚構造設計及施工規範建議的側向載重位移曲線，直接取其多項式曲線之割線即連接原點至極限點之線段模擬到達極限點之前之線段，如圖 4.22(b)所示。基於以上之假設，為模擬出磚牆的側向載重位移曲線則必須先求得磚牆之水平極限強度、水平極限位移及水平殘餘強度。

### 磚牆等值斜撐之模擬

如圖 4.21 所示，當磚牆受水平力  $V$  作用而產生水平位移  $\Delta$  時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力  $P_d$  可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (4.106)$$

其中  $\phi$  為磚牆對角線與水平之夾角，可表示為  $\phi = \tan^{-1}\left(\frac{H_b}{W_b}\right)$ ， $H_b$  為磚牆高度； $W_b$  為磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移  $\Delta_d$  可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (4.107)$$

其中  $A_d$  為等值斜撐之斷面積，取  $A_d = T_b^2$ ， $T_b$  為磚牆厚度； $L_d$  為斜撐之長度， $L_d = \sqrt{H_b^2 + W_b^2}$ ； $\Delta_d = \Delta \cos \phi$ ， $\Delta$  為磚牆水平位移； $E_d$  為等值斜撐之彈性模數。

因  $E_d$  可由達極限點時磚牆等值斜撐之割線彈性模數作計算，故由式 (4.99) 及式 (4.108) 並配合水平與軸向之轉換關係，可得到磚牆等值斜撐彈性模數  $E_d$  如下式所示：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda T_b \cos^2 \phi} \quad (4.108)$$

### 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

本文所使用之磚牆等值斜撐軸力非線性鉸定義與設置，為利用前述之磚牆側向載重位移曲線來模擬，再轉換成對角方向磚牆等值斜撐之軸向載重位移曲線，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖 4.25 所示，其參數如表 4.9 所示，相對應之 Force SF 為  $P_{d,SF} = V_n / \cos \phi$ ；而 Disp. SF 為

$\Delta_{d,SF} = \Delta_u \cos \phi$ ，其中  $\phi = \tan^{-1}(H_b/W_b)$ 。這裡需要注意的是非線性鉸曲線是由 A~E 五個點來定義，但根據本文磚牆之側向載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在軸力非線性鉸參數設定上，將 D 與 E 點的值皆設定為到達最大位移時之參數。

### 4.3 土壤與結構互制之基礎模擬

近年來，結構耐震評估與補強技術發展與應用皆臻純熟，業界多能執行無礙。惟土壤-結構互制之模擬技術目前仍屬荒漠，工程師往往採以固接方式進行模擬，所得之補強基礎設計結果也益顯保守，徒增基礎之補強費用，其甚者無法進行基礎工程施作。

本節旨在建議一套合宜之基礎模擬流程，作為耐震結構評估與補強時，所應採用之淺基礎模擬方式，並合理建議土壤彈簧設定方式，適用於校舍結構地梁處側向土壤彈簧之使用。

#### 4.3.1 基礎模擬方式之建議

前版手冊採用不模擬地梁，基礎設定為固接之基礎模擬方式，設計所得之基礎尺寸較為保守。若工程師於分析模型希望加入基礎模擬，可參考本節的建議。本文建議基礎可模擬地梁，並於地梁處設定側向土壤彈簧，而既有基礎應設定為鉸接之模擬，相對地，補強構件基礎則應設定為固接之模擬，以取得 M、V 及 P 並進行補強處之基礎設計。

#### 4.3.2 側向土壤彈簧計算之建議

土壤彈簧係數可作為參考之文獻眾多，本文則建議參考日本道路協會所建議之內容[4.18]，相關計算公式介紹如下：

$$\text{垂直向地盤反力係數 } k_v = k_{v,0} \times \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (4.109)$$

其中等值地盤反力係數  $k_{v,0} = \frac{1}{30} \times \alpha \times E_0$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )，而修正係數  $\alpha = 2$ ，地盤的變形係數  $E_0 = 25 \times N$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )， $N$  值為標準貫入試驗打擊數，而基礎側面換算

長度  $B_v = \sqrt{A_{v1}}$  (cm)， $A_{v1}$  為基礎側面的承載面積( $\text{cm}^2$ )。

$$\text{垂直向土壤彈簧係數 } K_v = k_v \times A_{v1} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (4.110)$$

$$\text{水平向地盤反力係數 } k_s = \lambda \times k_v \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (4.111)$$

其中換算係數  $\lambda = \frac{1}{3} (\text{cm}^4)$ 。

$$\text{水平向土壤彈簧係數 } K_s = k_s \times A_{v2} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (4.112)$$

其中  $A_{v2}$  為基礎底面的承載面積( $\text{cm}^2$ )。

以上述算式所算得之垂直向與水平向土壤彈簧係數進行疊加，即可求得地梁處所應設定之側向土壤彈簧係數，將其分配於地梁側之結點上，即可概略模擬土壤-結構互制之效應。

## 參考文獻

- [4.1] CSI, “ETABS: Extended 3D analysis of building systems, Nonlinear Version 8.5.4,” User’s Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 1999.
- [4.2] ACT-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
- [4.3] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- [4.4] FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2004.
- [4.5] 內政部, 「建築物耐震設計規範及解說」, 台北, 2006 年。
- [4.4] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Axial capacity model for shear damaged columns,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, 578-587, 2005.
- [4.5] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
- [4.6] Moehle, J. P.; Elwood, K. J.; and Sezen, H., “Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes,” S. M. Uzumeri Symposium: Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, SP-197, S. A. Sheikh and O. Bayrak, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, pp. 215-238, Mich., 2002.
- [4.7] Sezen, H. and Moehle, J. P., “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 1692-1703, 2004.
- [4.8] ACI Committee 318, Building code requirements for structural



- concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
- [4.9] ASCE 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings by American Society of Civil Engineers, ASCE, 2006.
- [4.10] 日本建築學會，「鐵筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説(Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings(Draft))」，日本建築學會，2004年。
- [4.11] 涂耀賢，「低矮型 RC 牆暨構架之側向載重位移曲線預測研究」，國立台灣科技大學營建工程研究所博士論文，黃世建教授指導，2005年。
- [4.12] Sozen, M. A., Monteiro, P., Moehle, J. P., and Tang, H. T., “Effects of cracking and age on stiffness reinforced concrete walls resisting in-plane shear,” Proc., The Fourth Symposium on Nuclear Power Plant Structures, Equipment, and Piping, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, Dec., 3.1-3.13, 1992.
- [4.13] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,” John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp., 1992.
- [4.14] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008年。
- [4.15] 陳奕信，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，2003年。
- [4.16] 陳奕信，「日本...示方書」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，2003年。

表 4.1 RC 柱彎矩非線性鉸之參數

| Points | Moment/SF             | Rotation/SF |
|--------|-----------------------|-------------|
| A      | 0                     | 0           |
| B      | $\min(M_y/M_n, 0.95)$ | 0           |
| C      | 1                     | a           |
| D      | 1                     | b           |
| E      | 0                     | c           |

表 4.2 RC 柱剪力非線性鉸之參數

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 1        | 0        |
| C      | 0        | d        |
| D      | 0        | 10d      |
| E      | 0        | 10d      |

表 4.3 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 1         | 0           |
| C      | 1         | a           |
| D      | c         | a           |
| E      | c         | b           |

表 4.4 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | 箍筋  | $\frac{V}{0.27b_w d \sqrt{f'_c}}$ | a     | b     | c   |
|-----------------------------------|-----|-----------------------------------|-------|-------|-----|
| $\leq 0.0$                        | 有圍束 | $\leq 3$                          | 0.025 | 0.05  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 有圍束 | $\geq 6$                          | 0.02  | 0.04  | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 有圍束 | $\leq 3$                          | 0.02  | 0.03  | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 有圍束 | $\geq 6$                          | 0.015 | 0.02  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 無圍束 | $\leq 3$                          | 0.02  | 0.03  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 無圍束 | $\geq 6$                          | 0.01  | 0.015 | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 無圍束 | $\leq 3$                          | 0.01  | 0.015 | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 無圍束 | $\geq 6$                          | 0.005 | 0.01  | 0.2 |

表 4.5 RC 梁剪力非線性鉸之參數

| Points | Force/SF | Disp/SF |
|--------|----------|---------|
| A      | 0        | 0       |
| B      | 1        | 0       |
| C      | 1        | a       |
| D      | c        | a       |
| E      | c        | b       |

表 4.6 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表

| 箍筋間距              | a     | b    | c   |
|-------------------|-------|------|-----|
| 箍筋間距 $\leq (d/2)$ | 0.003 | 0.02 | 0.2 |
| 箍筋間距 $> (d/2)$    | 0.003 | 0.01 | 0.2 |

表 4.7 RC 牆彎矩非線性鉸之參數

| Points | Moment/SF         | Rotation/SF |
|--------|-------------------|-------------|
| A      | 0                 | 0           |
| B      | $\frac{V_y}{V_u}$ | 0           |
| C      | 1                 | 1           |
| D      | 0.4               | d           |
| E      | 0                 | d           |

表 4.8 RC 牆剪力非線性鉸之參數

| Points | Force/SF                 | Disp/SF |
|--------|--------------------------|---------|
| A      | 0                        | 0       |
| B      | $\frac{V_{scr}}{V_{su}}$ | 0       |
| C      | 1                        | 1       |
| D      | 0.4                      | c       |
| E      | 0                        | c       |

表 4.9 RC 極短柱剪力殘餘強度點之位移係數

| $P/A_g f'_c$ | $A_v/b_s$     | $r$   |
|--------------|---------------|-------|
| $\leq 0.1$   | $\geq 0.006$  | 0.06  |
| $\geq 0.6$   | $\geq 0.006$  | 0.008 |
| $\leq 0.1$   | $\leq 0.0005$ | 0.006 |
| $\geq 0.6$   | $\geq 0.0005$ | 0.0   |

表 4.10 RC 極短梁剪力殘餘強度點之位移係數

| 箍筋間距 $s$   | $r$  |
|------------|------|
| $\leq d/2$ | 0.02 |
| $> d/2$    | 0.01 |

表 4.11 RC 極短柱或極短梁剪力非線性鉸之參數

| Points | Force/SF                 | Disp./SF |
|--------|--------------------------|----------|
| A      | 0                        | 0        |
| B      | $\frac{V_{scr}}{V_{su}}$ | 0        |
| C      | 1                        | 1        |
| D      | 0                        | c        |
| E      | 0                        | c        |

表 4.12 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數

| Points | Force/SF  | Disp./SF  |
|--------|-----------|---|
| A      | 0         | 0   |
| B      | 1         | 0   |
| C      | $V_r/V_n$ | $\min\left(2 - \frac{V_r}{V_n}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right)$ |
| D      | $V_r/V_n$ | $\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$                                       |
| E      | 0         | $\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$                                       |

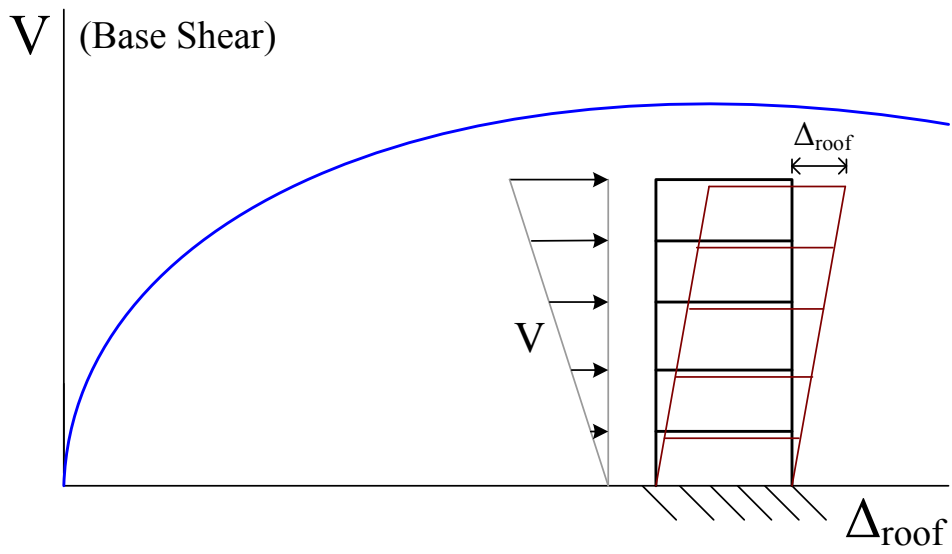


圖 4.1 側推分析之容量曲線

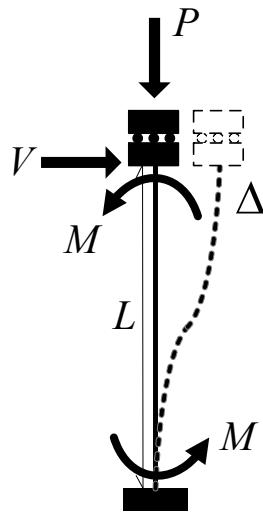


圖 4.2 雙曲率柱受力與變形機制

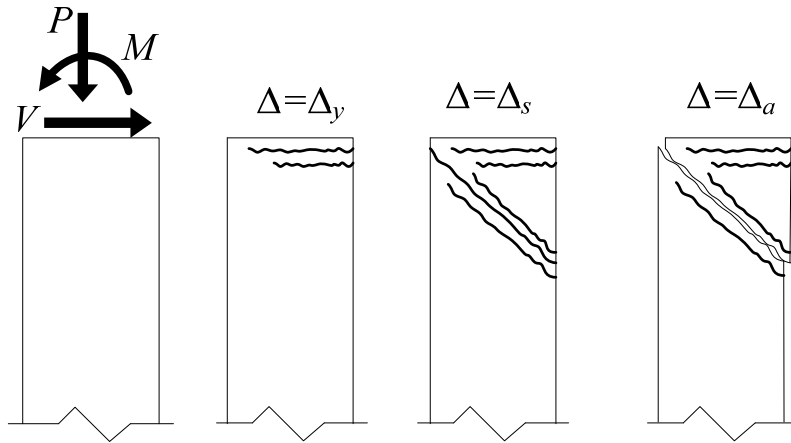


圖 4.3 雙曲率柱破壞發展過程

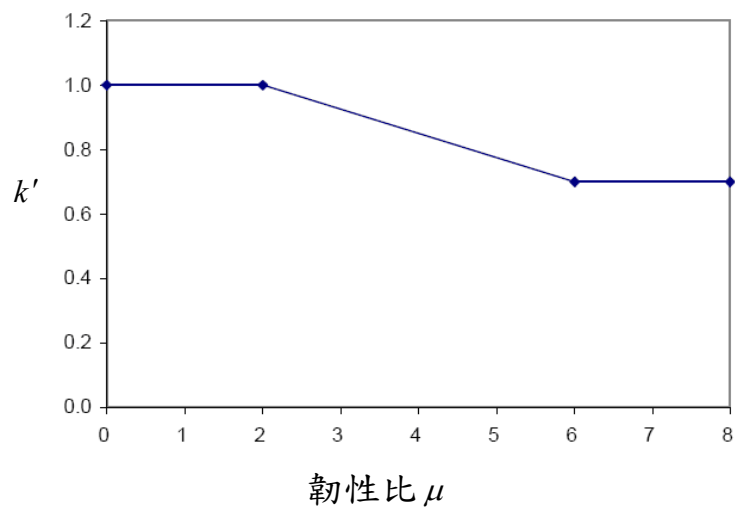


圖 4.4 軸向破壞時的變位角之修正係數  $k'$

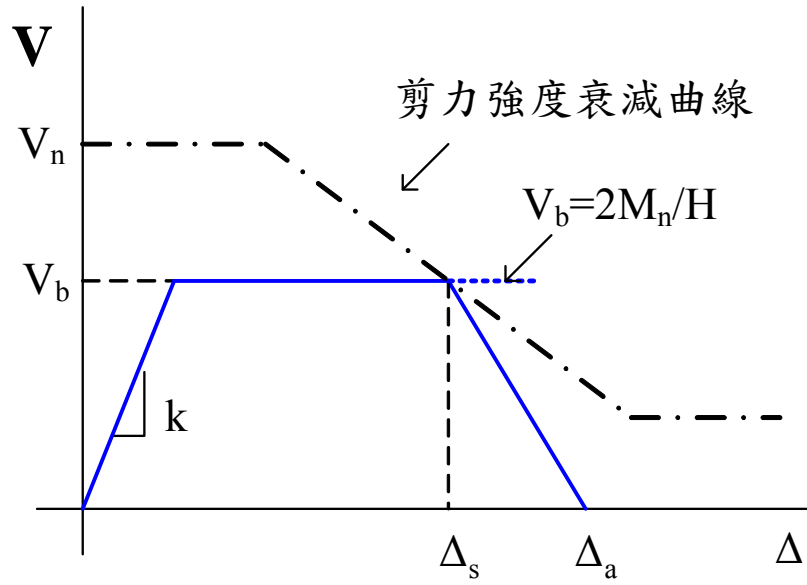


圖 4.5 撓剪破壞側向載重位移曲線

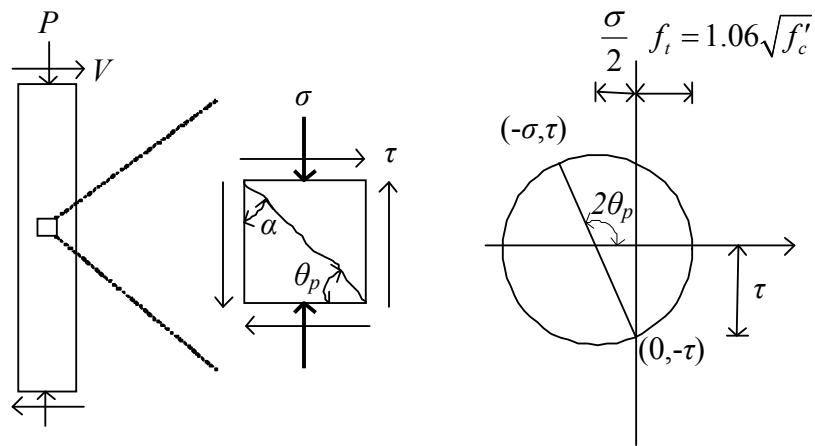


圖 4.6 剪力裂縫角度與主應力關係圖



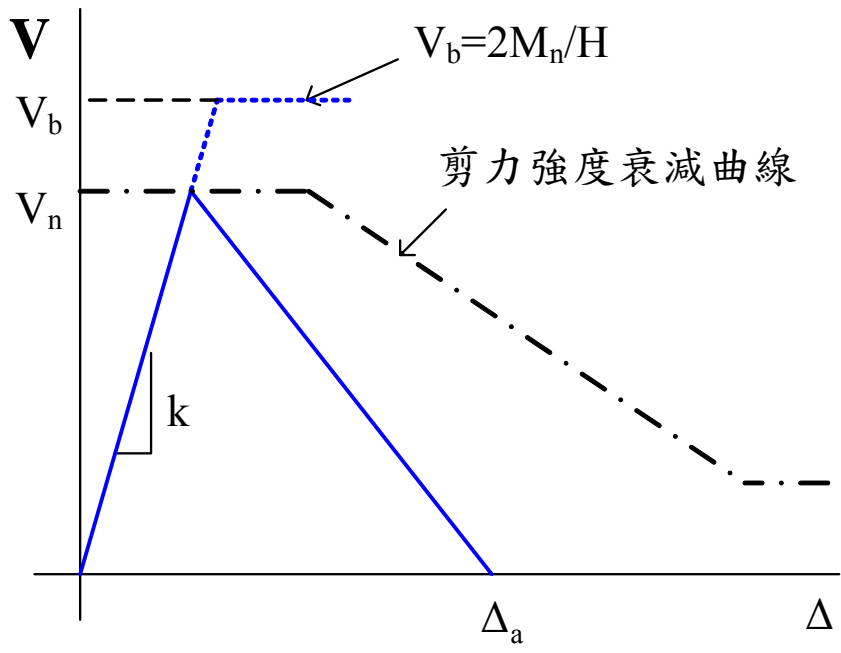


圖 4.7 剪力破壞側向載重位移曲線

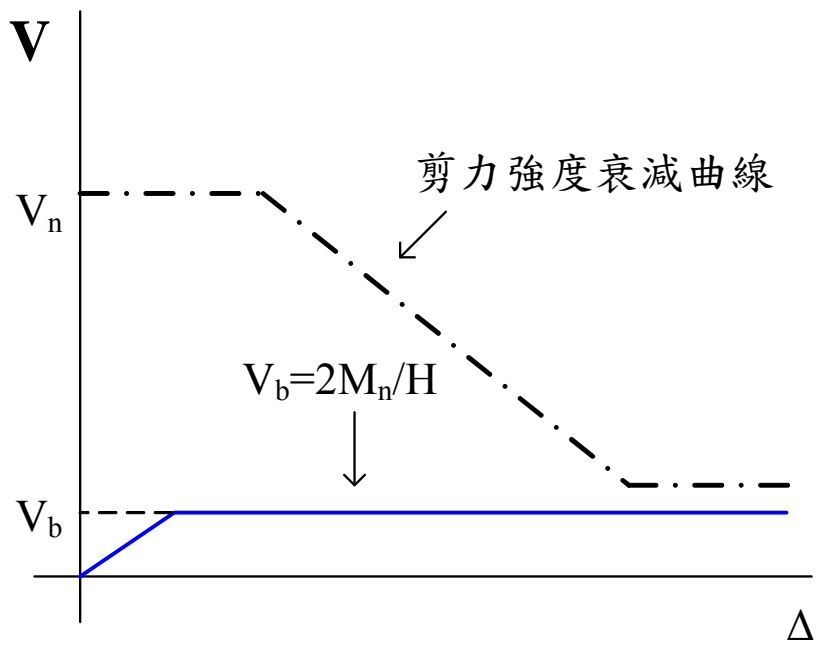


圖 4.8 撓曲破壞側向載重位移曲線

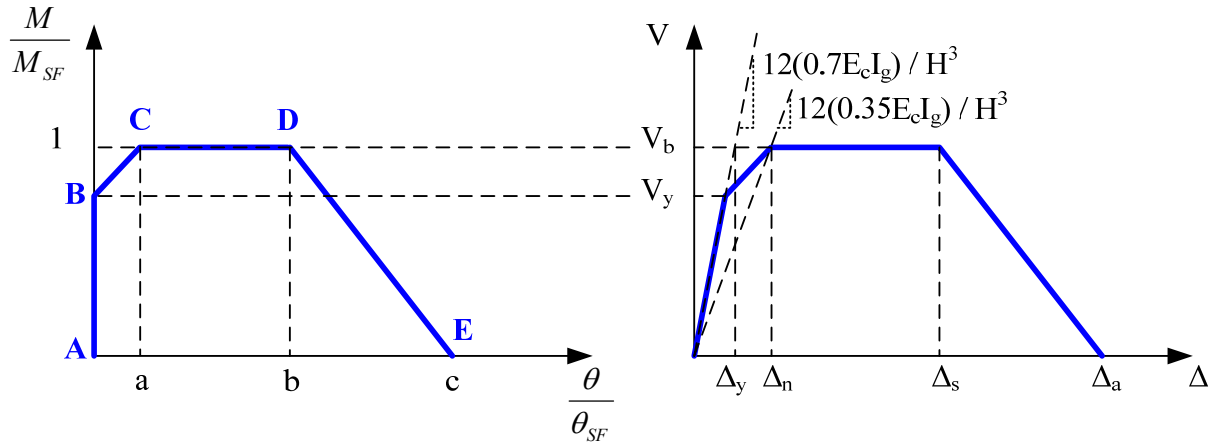


圖 4.9 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

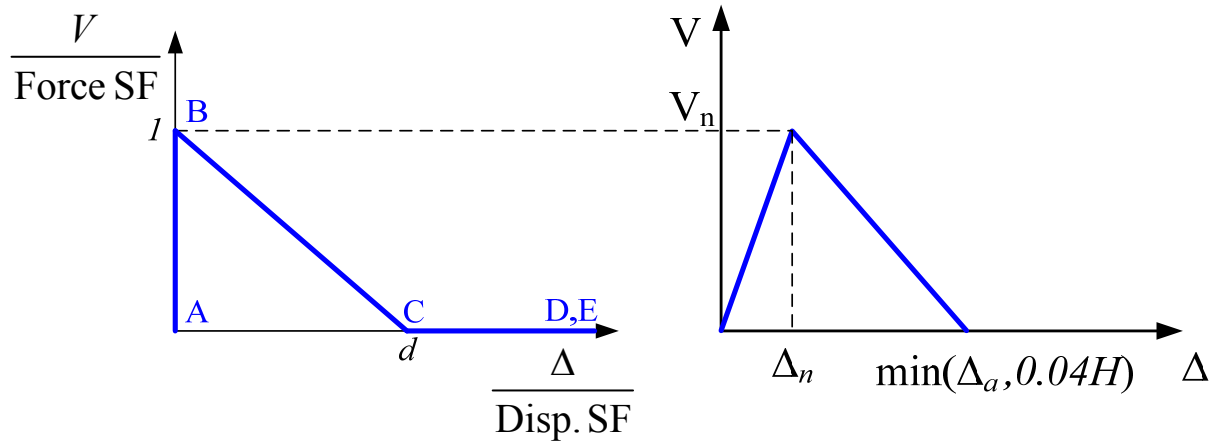
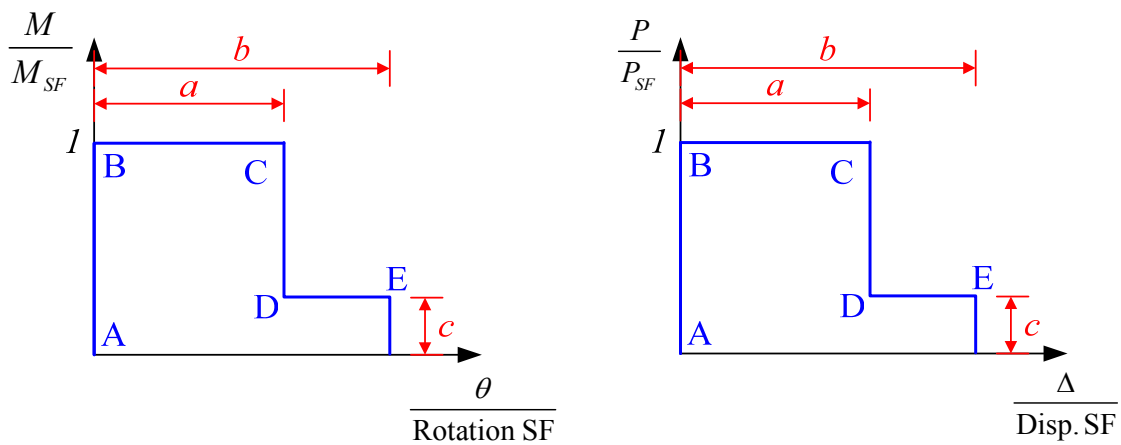


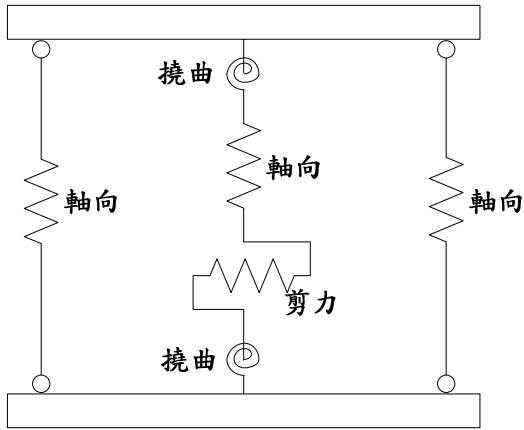
圖 4.10 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線



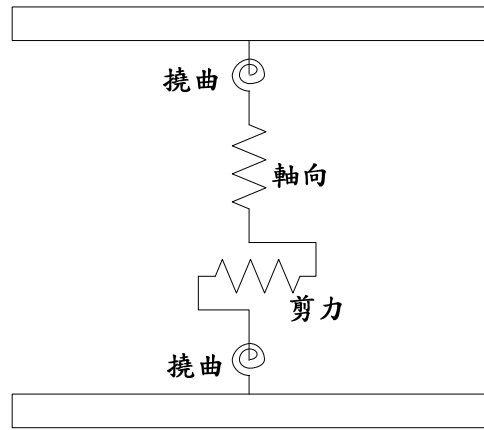
(a) 彎矩非線性鉸

(b) 剪力非線性鉸

圖 4.11 ASCE 41-06 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線[4.9]



(a)日本建築學會建議模型[4.10]



(b)本手冊建議模型

圖 4.12 等值寬柱模擬示意圖

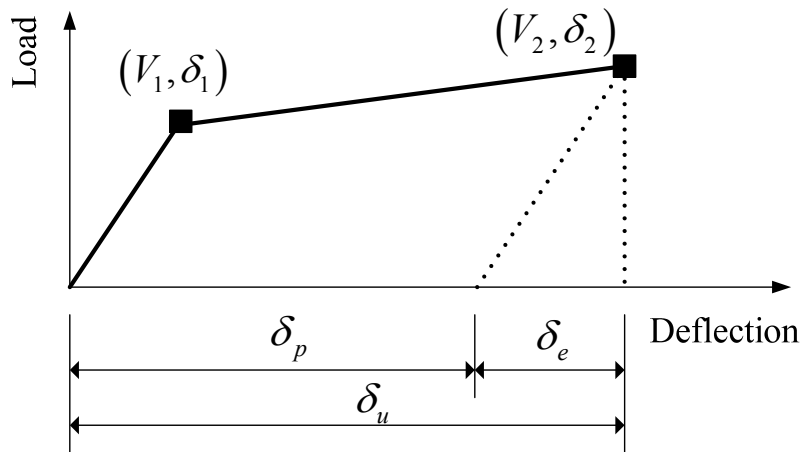


圖 4.13 載重變位曲線示意圖

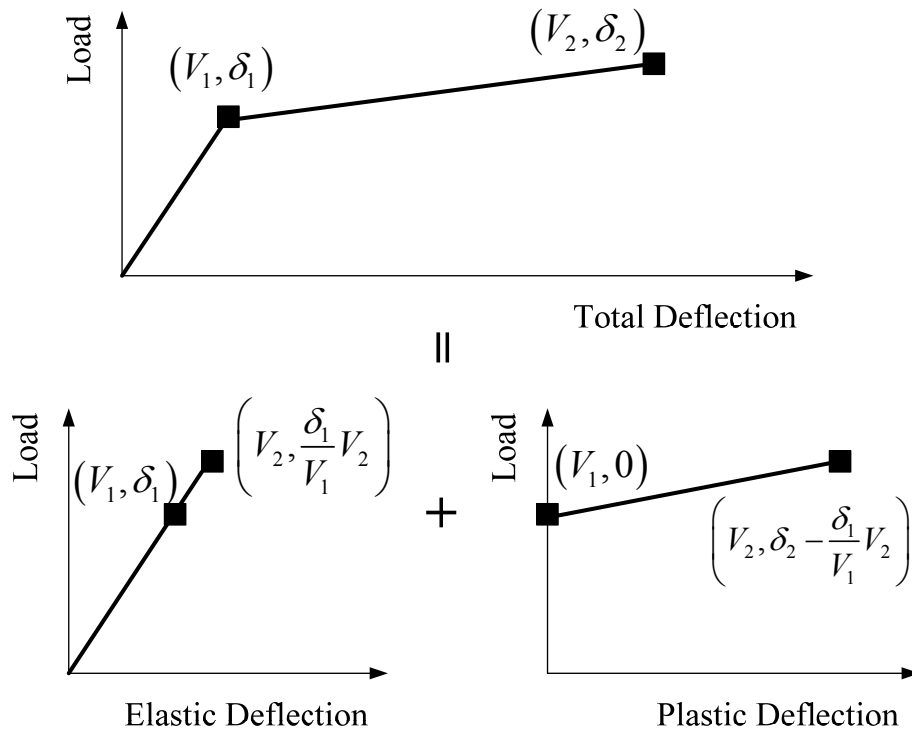


圖 4.14 彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖

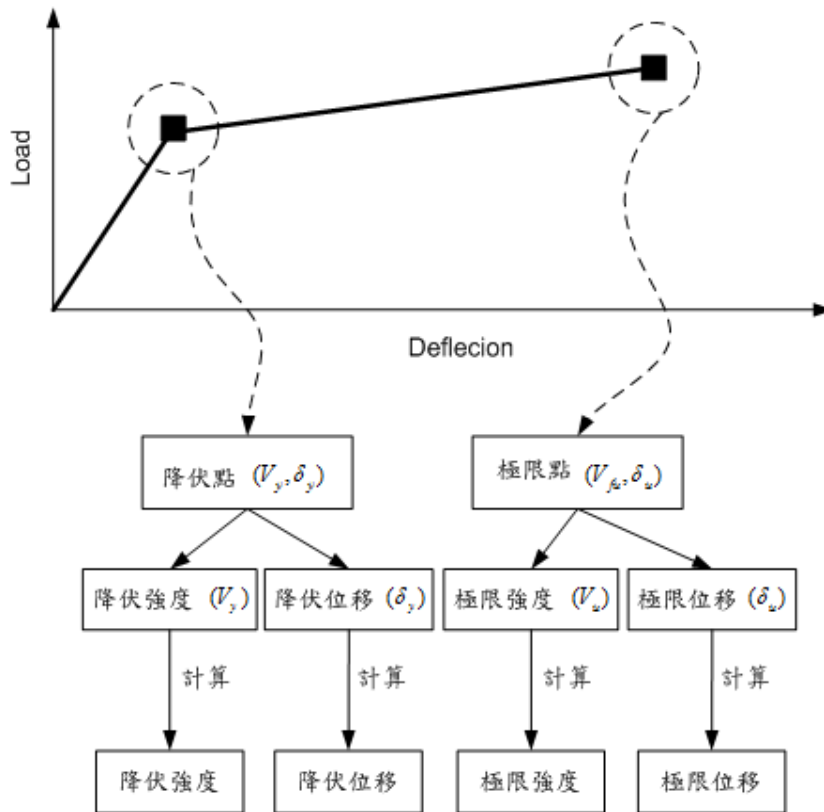


圖 4.15 撓曲與滑移載重位移曲線計算流程圖

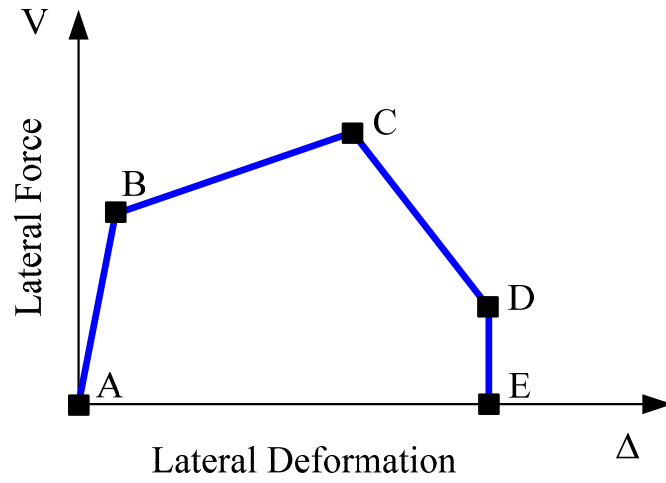


圖 4.16 RC 牆之側向載重位移曲線

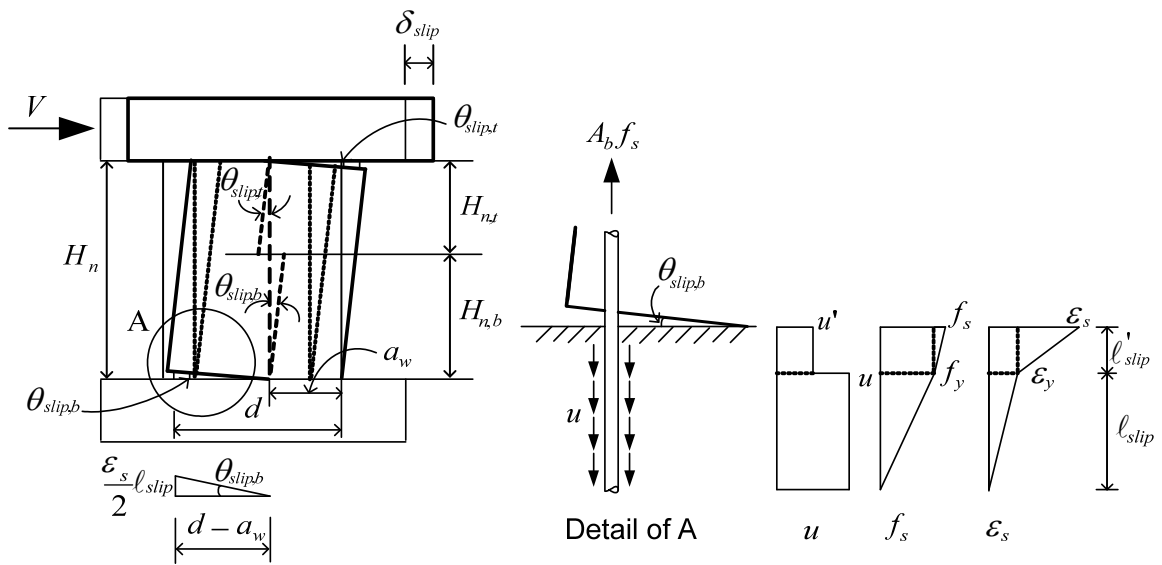


圖 4.17 牆滑移位移之計算

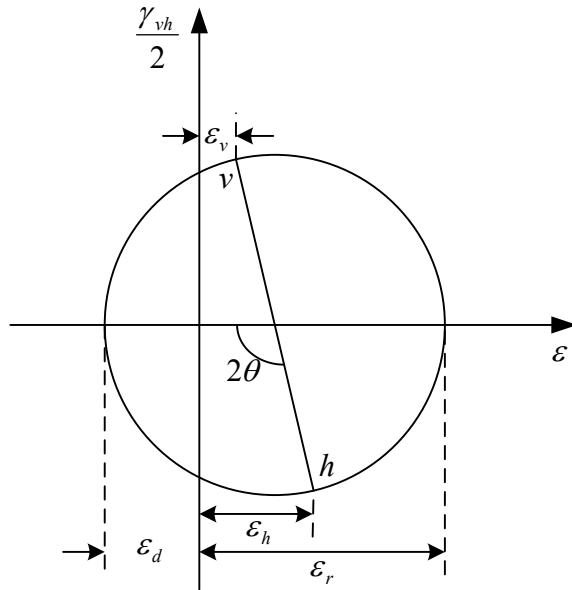


圖 4.18 應變諧和莫爾圓示意圖

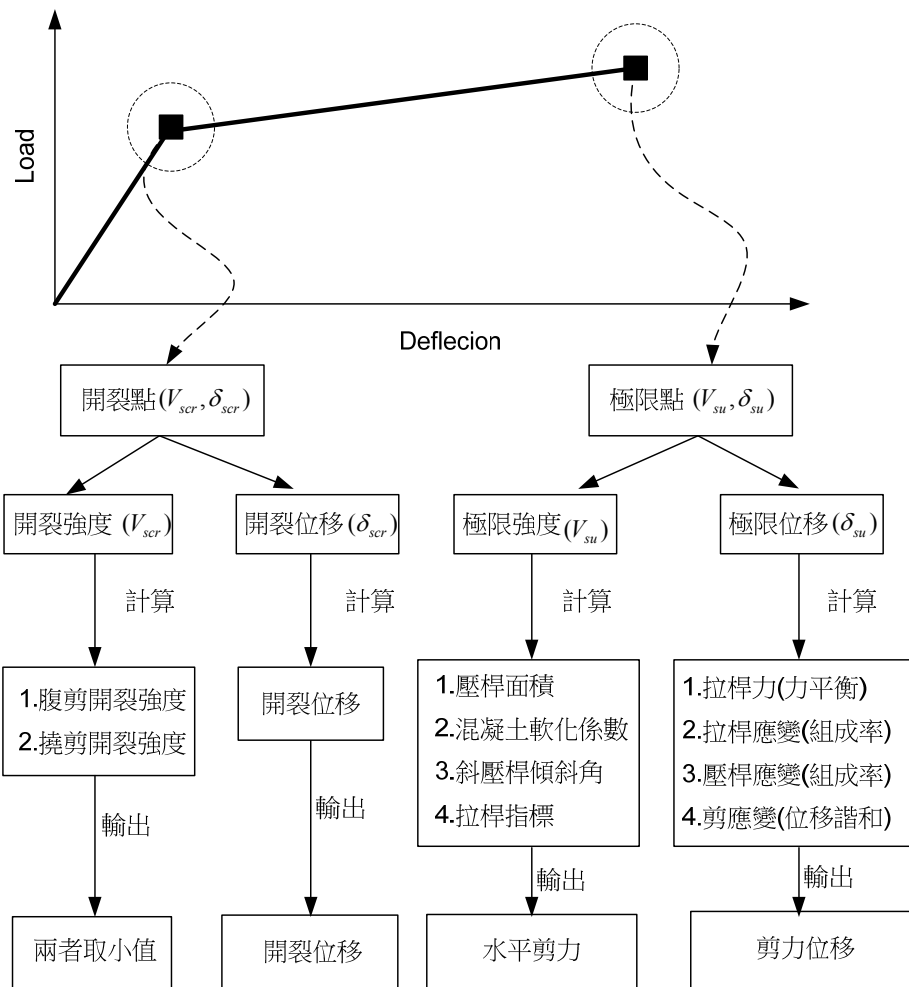


圖 4.19 剪力載重位移曲線計算流程圖

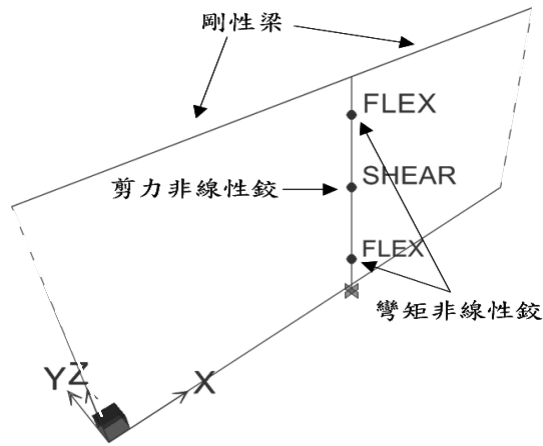


圖 4.20 等值寬柱數值模型

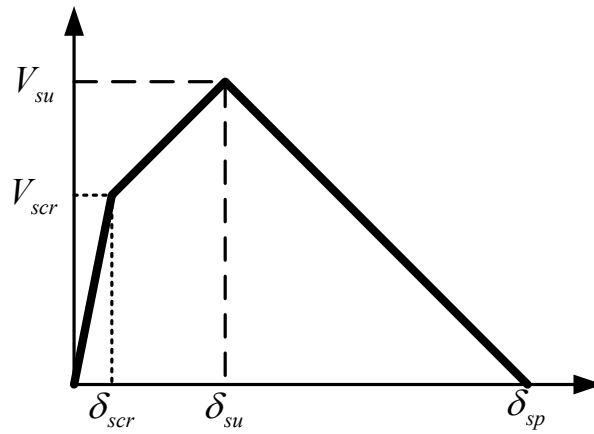


圖 4.21 極短柱或極短梁之剪力載重位移關係

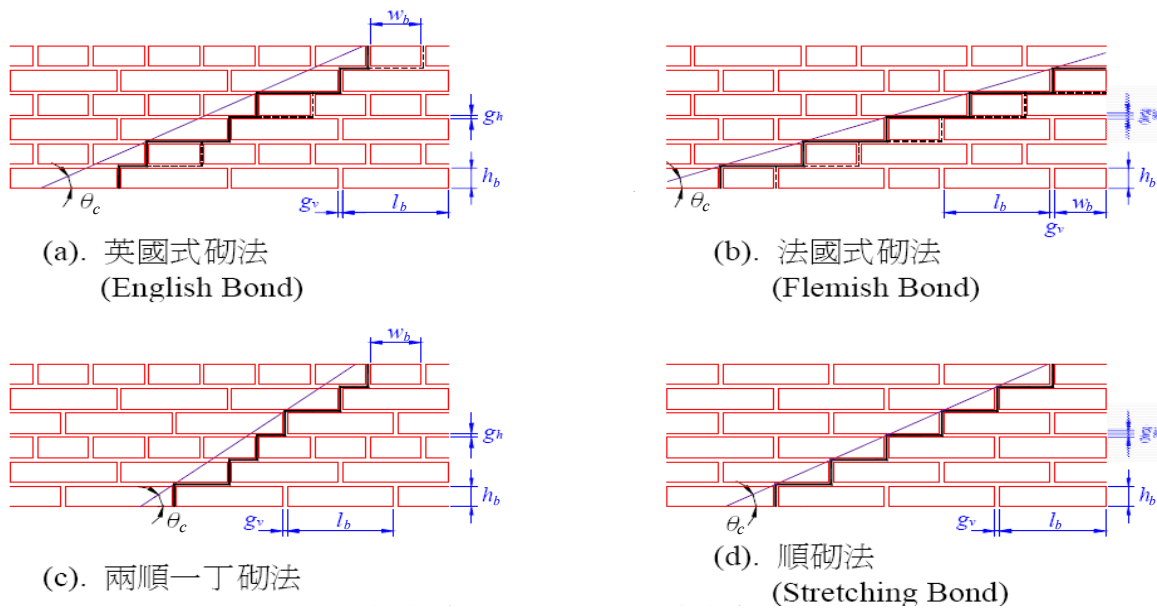


圖 4.21 各式磚牆砌法及臨界破壞角

(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[4.14])

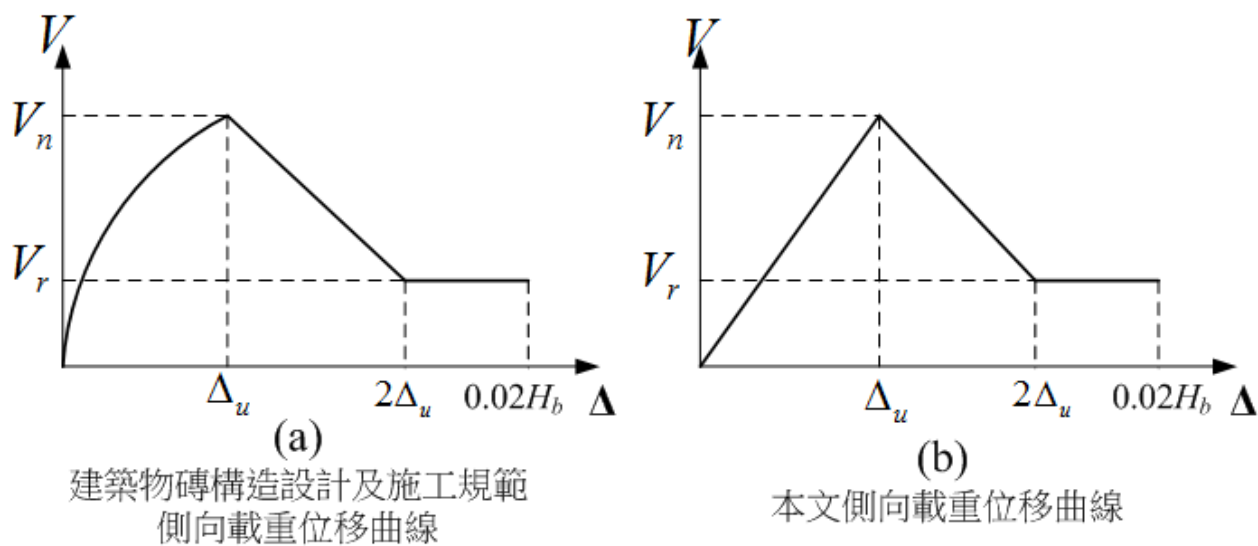


圖 4.22 磚牆之側向載重位移曲線



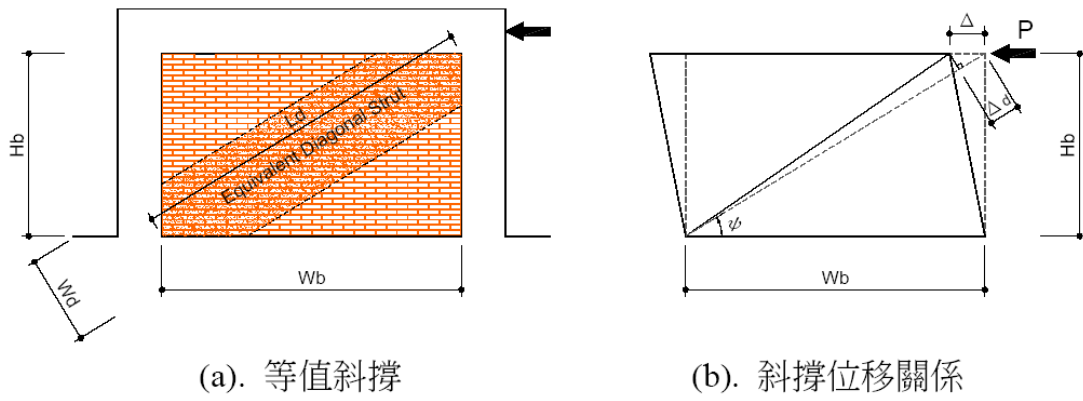


圖 4.23 磚牆之等值斜撐模式

(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[4.14])

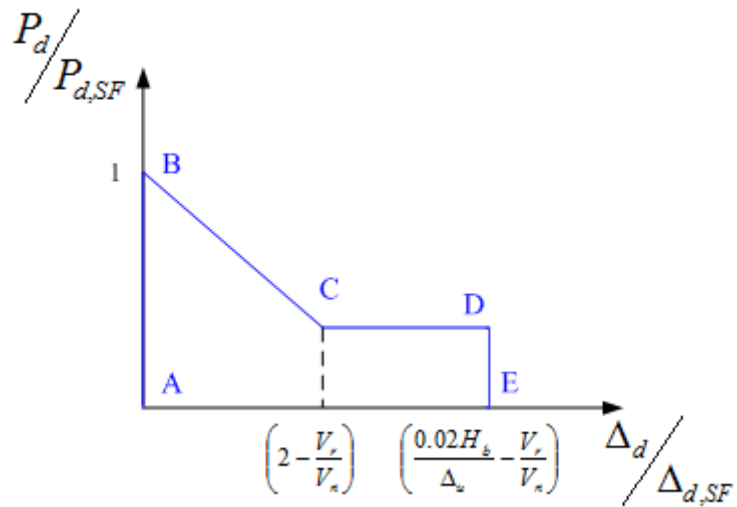


圖 4.25 磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質

## 第五章 耐震補強工法

### 5.1 通則

#### 5.1.1 適用範圍

本章之耐震補強工法適用於台灣地區低矮型式之鋼筋混凝土造或加強磚造的校舍。另外，因各校舍之地質條件不同，故本手冊未能針對各種地質條件、基礎設計作進一步闡述，故工程師進行補強設計時，補強構件之基礎宜由工程師自行依不同地質條件考量設計之。對於本手冊未盡之事宜，則可基於相關之規範與準則來施行。

#### 5.1.2 耐震補強設計程序

一般而言，進行補強設計可以考慮強度補強、韌性補強或強度及韌性二者綜合補強之原則(圖 5.1)，需視原始建築物耐震需求而定，並配合使用性、經濟性與施工性之綜合考量，來選擇補強工法。本手冊建議一套補強設計流程，如圖 5.2 所示，搭配簡易的補強程序檢查表(表 5.1)，供使用者完成補強設計後逐項檢查，以確保補強設計品質。

#### 5.1.3 補強工法規劃與設計流程

一般結構物之耐震補強工法眾多，大致可分為下列方法：

- (1) 補強建築物結構元件：擴大原有梁斷面補強、RC 梁之下緣貼片包覆補強、擴大原有柱斷面補強、既有柱貼片包覆補強、既有柱增設翼牆、既有 RC 牆加厚或碳纖布包覆、增設耐震 RC 剪力牆、改善柱可變形長度等。
- (2) 改善建築物結構系統：增設耐力構架、增設 RC 翼牆、增設 RC 剪力牆或加厚原有剪力牆、增設 PC 版或鋼板等之補強壁體、增設含鋼骨斜撐之 X 型、K 型或◇型框架、基礎或地盤改良、增設連續壁或群樁、基樁本身之補強等。
- (3) 降低建築物設計地震力：減輕重量、增設制震裝置、增設隔震裝置等。

然而，並非所有補強工法均適用於校舍建築，設計者應考量實際情況，

選擇合適的工法。本手冊建議適用於校舍結構耐震補強之工法有擴柱補強、增設 RC 翼牆補強、增設 RC 剪力牆補強以及隔間牆複合柱補強，這些工法均經過實驗室及現地實驗測試驗證，證實為適用校舍耐震補強之可行工法。

本手冊所建議之補強工法初步設計，為簡化起見，僅依強度補強之原則，而視韌性為額外之貢獻，其流程如下：

#### (1) 既有校舍建築耐震能力評估

既有校舍建築應依本手冊第四章進行耐震能力評估，由該建築物之耐震容量曲線可求得最大基底剪力 $V$ ，並依2.4節求得性能目標地表加速度 $A_p$ 。

#### (2) 設計最大地表加速度及基底剪力

由校舍建築物場址可以依耐震設計規範求得設計最大地表加速度 $A_T$ ，

$$A_T = 0.4S_{DS} \quad (5.1)$$

其中 $S_{DS}$ 為工址短週期結構物之設計水平譜加速度係數。因此，初步設計之基底剪力 $V^*$ 可由式(5.2)表示，

$$V^* = \frac{A_T}{A_p} V \quad (5.2)$$

#### (3) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 $\Delta V_L$ 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(5.3)計算求得，

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} \quad (5.3)$$

#### (4) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

#### (5) 補強後耐震評估

完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第四章再進行耐震能力分析，補強後之性能目標地表加速度 $A_p^*$ 應符合式(5.4)之規定，以確保補強後耐震能力符合需求。

$$A_p^* \geq A_T \quad (5.4)$$

## 5.2 擴柱補強

擴大柱斷面補強乃增加結構構件面積之補強方式，可提高補強構件的承載能力與構件剛度，改善其耐震性能，該方法可增加柱剪力強度，同時又可提升撓曲強度、軸向強度，因而對韌性亦有補強，係屬強度及韌性同時補強的工法。雖然擴柱補強可同時提升強度及韌性，但是進行初步設計時，可單純以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻，因此應依式(5.1)~式(5.4)進行初步設計。

### 5.2.1 規劃與設計

初步設計步驟：

#### (1) 擴柱斷面設計

柱擴大範圍通常為 15~20cm，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。擴柱部分柱四角落之垂直直通主筋為分析輸入主筋，柱面得配置垂直向防裂筋，因非設計應力需求，遇梁可截斷，建議配置 #4@15~20cm。柱外箍筋由兩 L 型箍筋組成，L 型箍筋末端均為 135° 彎鉤柱外箍筋立面應交錯彎鉤配置。角隅繫筋一端為 90° 彎鉤，另一端為 135° 彎鉤，平面及立面應交錯彎鉤配置。貫穿樓版處及窗台處為防止施工造成裂損，應避免以震動方式施作。

擴柱補強頂部設計時，通常需考量屋頂防水。若考量屋頂防水不易處理時，補強柱頂得採用不貫穿樓版設計，分析時塑鉸參數需配合修正為原有柱斷面條件。柱主筋頂部及混凝土澆築頂面亦可設置於梁底，版下空隙可採裝修方式自行設計，惟應注意避免裝修材墜落。若採貫穿樓版設計，則需使柱主筋具足夠錨定長度。

本手冊案例假設一原有柱斷面尺寸為 30cm×50cm，柱斷面配筋請參考圖 5.3，柱淨高為 300 cm，混凝土抗壓強度為 160 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋抗拉強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>。為避免擴柱斷面過大，影響採光及使用性，又考量需要可行的施工空間，因此建議對既有柱每邊兩側各增加 15 cm，故以原有柱 30cm×50cm 的斷面為例，擴柱斷面即為 60cm×80cm；縱向主筋應配置於

四個角隅，以植筋方式向下錨定於原有基礎，向上穿透樓版，於屋頂完成錨定，所有主筋應避免於柱非線性鉸區域內搭接；橫向鋼筋採用 L 型#3 鋼筋，兩端分別為 135 度及 90 度彎鈎，每組閉合圍束箍筋由一對 L 型鋼筋組成，135 度彎鈎應交錯配置，四角隅主筋應配置 90 度彎鈎繫筋，箍筋間距 10 cm，於梁柱接頭區可不配置圍束箍筋；主筋降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，保護層 4 cm，如圖 5.4 所示。各柱所承受之軸載重依第四章所建 ETABS 分析模型靜力分析後，挑選補強位置柱之軸力 68475.35 kgf 進行設計。

## (2) 擴柱斷面分析

假設反曲點位在柱高 1/2 處，因此擴柱斷面撓曲強度可由式(5.5)計算之

$$V_{bj} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.5)$$

其中  $V_{bj}$  表示擴柱斷面撓曲強度， $H$  為柱淨高度， $M_n$  為標稱彎矩強度。此外，擴柱斷面之剪力強度可由式(5.6)求得

$$V_{nj} = V_c + V_s \quad (5.6)$$

其中  $V_{nj}$  表示擴柱斷面剪力強度， $V_c$  為混凝土之剪力強度， $V_s$  為剪力鋼筋提供之剪力強度。因此，擴柱斷面之側力強度為式(5.5)及式(5.6)取小值，亦即

$$V_{RCJ} = \min(V_{bj}, V_{nj}) \quad (5.7)$$

## (3) 擴柱補強數量

已知原有柱之斷面尺寸、斷面配筋、材料強度、柱軸力，可依式(5.5)~式(5.7)計算原有柱斷面剪力強度  $V_0$ 。當求得擴柱斷面之剪力強度 ( $V_{RCJ}$ ) 後，應扣除原有柱斷面剪力強度  $V_0$ ，即可求得補強強度增量為  $\Delta V_L = V_{RCJ} - V_0$  代入式(5.3)，可計算擴柱補強數量。補強數量建議取偶數，並以結構平面對稱配置為原則。

## (4) 擴柱補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行詳細評估，檢核是否滿足式

(5.4)之規定，若不滿足，則應重複(1)~(4)步驟。

### 5.2.2 補強斷面模擬

依據第四章分別計算彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸參數，詳細步驟如下：

(1) 由式(4.1)計算撓剪破壞時的位移  $\Delta_s = 8.740$  cm

(2) 由式(4.2)計算軸向破壞時的位移  $\Delta_a = 18.002$  cm

定義彎矩非線性鉸(M3 Type)參數如表 5.2 及圖 5.5 所示，其中 Moment SF 為  $M_n = 8614300$  kgf - cm，而 Rotation SF 則固定為 1。

(3) 由式(4.9)計算  $a = 0.001702$

(4) 由式(4.10)計算  $b = 0.0274$

(5) 由式(4.11)計算  $c = 0.0603$

定義剪力非線性鉸(V2 Type)參數如表 5.3 及圖 5.6 所示，其中 Force SF 為  $V_{nj} = 63253.30$  kgf；而 Disp. SF 為柱淨長  $H = 300$  cm。

(6) 由式(4.12)計算  $d = 0.04$

### 5.2.3 施工步驟說明

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。

(2) 基礎施工需先敲除壹層樓版，再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。

(3) 擴柱補強施工範圍內，原有結構體(如下區域)表面打毛至 6mm 粗糙度。

(a) 原有柱

(b) 補強範圍內梁

(c) 其他與補強柱之交界面

(4) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。

- (5) 敲除時，若造成寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以 EPOXY 砂漿修補。
- (6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
- (7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
- (8) 擴柱鋼筋綁紮。
- (9) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
- (10) 混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆築前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
- (11) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
- (12) 周邊牆面敲除部份封模，配合柱混凝土一次完成澆築。
- (13) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
- (14) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

### 5.3 翼牆補強

增設翼牆補強乃在結構物弱向增加翼牆的方式進行補強，提高整體結構物在耐震能力不足方向上的強度，以抵抗地震力。此補強方法為將既有獨立柱改變為附加 RC 翼牆之柱以增加其強度與勁度。然而，即使柱之耐震性能可藉由增設翼牆的方式提升，但破壞模式可能由原來的強梁弱柱型式轉換為由既有梁之破壞所控制，因此設計時須檢核既有梁的斷面強度，應避免因增設翼牆降低梁之有效長度，而導致梁產生脆性剪力破壞。

增設翼牆補強可提高柱構件的剪力強度與勁度，同時又因改變結構系統，將原有柱構件剪力破壞模式轉移到梁非線性鉸撓曲破壞模式，進而提升整體結構韌性表現，係屬強度補強的原則。本補強工法適合用於強梁弱柱或具有軟弱底層的結構型式，當柱以剪力破壞模式來抵抗側向力時，此補強方法可藉由直接提升柱剪力強度來提供足夠側向承載力；此外當柱以撓剪破壞控制且其韌性不足時，或補強柱韌性對於耐震性能亦無有效提升時，此補強方法即適用於改善結構系統，將破壞機制由柱轉移到梁，進而提升耐震性能。

本工法採強度補強原則，因此進行初步設計時，以提升強度為考量，

應依式(5.1)~式(5.4)進行初步設計。

### 5.3.1 規劃與設計

初步設計步驟：

#### (1) 翼牆斷面設計

翼牆之長度及厚度，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。翼牆鋼筋號數建議不宜超過#4。翼牆周邊梁柱植筋數量需由設計者計算，翼牆於梁植筋得採用單排鋼筋，於柱植筋則宜採用雙排鋼筋，惟植筋之斷面積不得小於翼牆鋼筋量，植筋規定應由設計者於相關圖說內加註說明。翼牆周邊新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。窗台處為防止施工造成裂損，應避免以振動方式施作。通常新增的翼牆水平鋼筋間距與既有柱的橫向箍筋間距不相等，因此翼牆補強分析採用之水平鋼筋量建議做適當折減，但不需低於柱或翼牆水平筋之較小值。

本手冊案例假設一原有柱斷面尺寸為 30cm×50cm，柱斷面配筋請參考圖 5.3，柱淨高為 300 cm，混凝土抗壓強度為 160 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋抗拉強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>。為避免翼牆斷面過大，影響採光及使用性，因此建議既有柱沿走廊長向兩側增設翼牆深度各 40 cm，又一般校舍梁寬為 24 cm，為方便施工，因此建議翼牆寬與梁寬同為 24 cm，建議翼牆斷面即為 24cm×40cm；縱向牆筋應採用#5 以下鋼筋，並以植筋方式錨定於原有梁；橫向鋼筋可採用 J 型#3 鋼筋，端部應以標準 135 度彎鈎搭配繫筋組成閉合圍束箍筋，繫筋兩端採用 135 度及 90 度彎鈎，應交錯配置，閉合圍束箍筋間距 20 cm；主筋降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，保護層 4 cm，如圖 5.7 所示。各柱所承受之軸載重依第四章所建 ETABS 分析模型靜力分析後，挑選補強位置柱之軸力 59317.1 kgf 進行設計。

#### (2) 翼牆斷面分析

翼牆斷面應包括原有柱及增設翼牆之深度( $h_w$ )，因此牆總深度應為  $h' = 2 \times 40 + 30 = 110$  cm，牆寬則一律視為 24 cm，由圖 5.7 可知，牆高為 300 cm，所以高寬比為 2.73，可視為柱斷面進行撓曲分析，並假設反曲點



位在柱高 1/2 處，因此翼牆斷面撓曲強度可由式(5.8)計算之

$$V_{bww} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.8)$$

其中  $V_{bww}$  表示翼牆斷面撓曲強度， $H$  為柱淨高度， $M_n$  為標稱彎矩強度。此外，翼牆斷面之剪力強度可由式(5.9)求得

$$V_{nww} = V_c + V_s \quad (5.9)$$

其中  $V_{nww}$  表示翼牆斷面剪力強度， $V_c$  為混凝土之剪力強度， $V_s$  為剪力鋼筋提供之剪力強度。因此，翼牆斷面之側力強度為式(5.8)及式(5.9)取小值，亦即

$$V_{ww} = \min(V_{bww}, V_{nww}) \quad (5.10)$$

### (3) 翼牆補強數量

當求得翼牆斷面之剪力強度後，應扣除原有柱斷面剪力強度  $V_0$ ，即可求得補強強度增量為  $\Delta V_L = V_{ww} - V_0$  代入式(5.3)，即可計算翼牆補強數量。補強數量建議取偶數，並以結構平面對稱配置為原則。

### (4) 翼牆補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行詳細評估，檢核是否滿足式(5.4)之規定，若否，則應重複(1)~(4)步驟。

## 5.3.2 補強斷面模擬

進行翼牆補強斷面模擬時，若高寬比  $\frac{H}{h_w} \geq 2$ ，則視為柱，建議採用等效寬柱進行 RC 柱之模擬及非線性鉸設定，其分析方法則按照第 4.2.1 節之規定；若高寬比  $\frac{H}{h_w} < 2$ ，則視為 RC 牆，應依照第 4.2.3 節進行 RC 牆之模擬與非線性鉸設定。本範例翼牆與原有柱之深度總和為 110 cm，其高寬比為  $\frac{H}{h_w} = \frac{300}{110} = 2.73 > 2$ ，因此可將既有柱與翼牆視為一根等效寬柱，因為增設翼牆後，梁柱接頭區擴大，因此於 ETABS 模型中之梁非線性鉸區應由梁與翼牆交界面起算。

依據第四章分別計算彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸參數，詳細步驟如下：

- (1) 由式(4.1)計算撓剪破壞時的位移  $\Delta_s = 7.155 \text{ cm}$
- (2) 由式(4.2)計算軸向破壞時的位移  $\Delta_a = 21.959 \text{ cm}$

定義彎矩非線性鉸(M3 Type)參數如表 5.4 及圖 5.8 所示，其中 Moment SF 為  $M_n = 11293600 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ ，而 Rotation SF 則固定為 1。

- (3) 由式(4.9)計算  $a = 0.001181$
- (4) 由式(4.10)計算  $b = 0.0227$
- (5) 由式(4.10)計算  $c = 0.0732$

定義剪力非線性鉸(V2 Type)參數如表 5.5 及圖 5.9 所示，其中 Force SF 為  $V_{nww} = 58088.9 \text{ kgf}$ ；而 Disp. SF 為柱淨長  $H = 300 \text{ cm}$ 。

- (6) 由式(4.12)計算  $d = 0.04$

### 5.3.3 施工步驟說明

- (2) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
- (3) 基礎施工需先敲除壹層樓版再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。
- (4) 翼牆補強施工範圍內原有結構體(如下區域) 表面打毛至 6mm 粗糙度
  - (a) 原有柱
  - (b) 補強範圍內梁
  - (c) 補強範圍內混凝土牆面
  - (d) 直通主筋位置樓版及梁側混凝土
- (5) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
- (6) 敲除面寬度大於 0.33mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以 EPOXY 砂漿修補。
- (7) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。

- (8) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
- (9) 翼牆鋼筋綁紮。
- (10) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
- (11) 混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
- (12) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
- (13) 周邊牆面敲除部份封模，配合翼牆混凝土一次完成澆築。
- (14) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
- (15) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

## 5.4 剪力牆補強

對於耐震性能明顯不足之校舍，可採用增設 RC 剪力牆補強方式來提升結構物之整體強度，由於剪力牆具有很高的強度與勁度，因此對於抗側力強度需求高的老舊校舍，有極佳的補強效果。然而，也因為剪力牆具有很高的強度與勁度，因此剪力牆的配置位置就顯得相當重要，尤其當建築物具有軟弱底層或是質心與剛心具有較大之偏心量時，就相當適合採用剪力牆來改善結構抗側力系統平立面分布之均勻性。

增設剪力牆補強可提高整體結構抗側力強度，同時又可改善結構系統，排除軟弱底層之破壞模式，更可降低因結構平面偏心所造成的扭轉效應，係屬強度補強的原則。因此進行初步設計時，以提升強度為考量，應依式(5.1)~式(5.4)進行初步設計。

### 5.4.1 規劃與設計

初步設計步驟：

#### (1) 剪力牆斷面設計

RC 牆之長度及厚度，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。RC 牆鋼筋號數建議不宜超過#4。RC 牆周邊梁柱植筋數量需由設計者計算，於梁植筋得採用單排鋼筋或採雙排鋼筋，於柱植筋則宜採用雙排鋼筋，惟植筋之斷面積不得小於 RC 牆鋼筋量。植筋規定應由設

計者於相關圖說內加註說明。RC 牆周邊新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。

本手冊案例假設原有柱斷面尺寸為 30cm×50cm，柱斷面配筋請參考圖 5.3，柱淨高為 300 cm，梁淨跨距為 300 cm，混凝土抗壓強度為 160 kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋抗拉強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>。典型校舍沿走廊方向(長向)通常為耐震能力弱向，因此剪力牆面內方向應與走廊方向平行，並配置於適當位置的空構架中。此外，剪力牆斷面不宜過大，應考量實際耐震容量需求，設計適當尺寸斷面，以免因強度過大，而造成連結梁產生破壞。如圖 5.10 所示，剪力牆厚度應大於 1/4 的柱寬及 15 cm，本範例牆厚度設計為 24 cm，主要係考量施工方便性，直接等於梁之寬度(24 cm)；牆筋採用#3 間距 15 cm 水平及垂直雙向雙層配置，主筋降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，保護層 4 cm。剪力牆等值寬柱的軸重，原則上應由第四章所建 ETABS 分析模型靜力分析後，挑選補強位置柱之軸力 152657 kgf 進行設計。

## (2) 剪力牆斷面分析

剪力牆斷面分析應包括邊構材及增設牆體，類似 I 型斷面進行分析，假設反曲點位在牆高 1/2 處，因此剪力牆斷面撓曲強度可由式(5.11)計算之

$$V_{\text{bsw}} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.11)$$

其中  $V_{\text{bsw}}$  表示剪力牆斷面撓曲強度， $H$  為牆淨高度， $M_n$  為牆標稱彎矩強度。此外，剪力牆斷面之剪力極限強度，可由式(4.27)~式(4.41)求得

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{sv} \cos \theta \quad (5.12)$$

基於剪力強度控制設計原則，因此可以預期剪力牆斷面側力強度應為式(5.12)控制，亦即

$$V_{sw} = \min(V_{\text{bsw}}, V_{su}) \quad (5.13)$$

## (3) 剪力牆補強數量

當求得剪力牆斷面之剪力強度後，應扣除原有兩側邊界柱斷面剪力強度  $V_0$ ，即可求得補強強度增量為  $\Delta V_L = V_{sw} - 2V_0$  代入式(5.3)，即可計算剪力牆補強數量。校舍採用剪力牆補強，其配置位置可挑選於對光線需求性

低的特殊教室，如視聽教室、會議室等，同時應考量整棟結構的對稱性，避免超額扭矩。

#### (4) 剪力牆補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行詳細評估，檢核是否滿足式(5.4)之規定，若否，則應重複(1)~(4)步驟。

#### 5.4.2 補強斷面模擬

假設牆淨高為 300 cm，總軸重 152657 kgf，依據第 4.2.3 節分別計算彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸參數，詳細步驟如下：

##### 撓曲降伏點( $V_y, \delta_y$ ):

(1) 由式(4.14)計算牆的撓曲降伏點強度  $V_y = 485091.84 \text{ kgf}$

(2) 由式(4.15)計算牆的撓曲降伏點位移  $\delta_y = 0.3011$

##### 撓曲極限點( $V_{fu}, \delta_{fu}$ ):

(3) 由式(4.21)計算牆的撓曲極限點強度  $V_{fu} = 539830.67 \text{ kgf}$

(4) 由式(4.27)計算牆的撓曲極限點位移  $\delta_{fu} = 2.513$

定義彎矩非線性鉸(M3 Type)參數如表 5.6 及圖 5.11 所示，其中 Moment SF 為  $V_{fu} = V_{fu} \times \frac{H}{2} = 80974600$ ；Rotation SF 為  $\left( \delta_{fu} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fu} \right) \times \frac{1}{H} = 0.0097$ ； $H$  為牆

淨高度。d 為  $\frac{\left( \delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp} \right) \times \frac{1}{H}}{\text{Rotation SF}} = 2.6939$ 。

##### 剪力開裂點( $V_{scr}, \delta_{scr}$ ):

(5) 由式(4.28)及式(4.29)計算牆的剪力開裂點強度  $V_{scr} = 131155.5$

(6) 由式(4.33)計算牆的剪力開裂點位移  $\delta_{scr} = 0.08141$

##### 剪力極限點( $V_{su}, \delta_{su}$ )

(7) 由式(4.34)~式(4.48)計算牆的剪力極限點強度  $V_{su} = 311417.72$ ，

(8) 由式(4.59)計算牆的剪力極限點位移  $\delta_{su} = 1.362 \text{ cm}$ 。

定義剪力非線性鉸(V2 Type)參數如表 5.7 及圖 5.12 所示，其中 Force SF 為  $V_{su} = 311418 \text{ kgf}$ ，而 Disp. SF 則為  $\delta_{su} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{su} = 1.1682 \text{ cm}$ 。c 為

$$\frac{\left( \delta_{sp} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{sp} \right)}{\text{Disp. SF}} = 5.0698。$$

### 5.4.3 施工步驟說明

- (1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
- (2) 基礎施工需先敲除壹層樓版，再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。
- (3) RC 牆補強施工範圍內原有結構體(如下區域)表面打毛至 6mm 粗糙度。
  - (a) 原有柱
  - (b) 補強範圍內梁
  - (c) 直通主筋位置樓版及梁側混凝土
- (4) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
- (5) 敲除面寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EPOCY 灌注，較大之缺損以 EPOCY 砂漿修補。
- (6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
- (7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
- (8) RC 牆鋼筋綁紮。
- (9) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
- (10) 混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
- (11) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
- (12) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
- (13) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

## 5.5 複合柱補強

複合柱補強乃於校舍隔間磚牆之兩側配置主筋及橫向鋼筋，並澆注混凝土，使新構築之複合柱於兩側夾住隔間磚牆，藉由新增設之複合柱得以提升校舍之耐震能力。

### 5.5.1 複合柱介紹

#### 5.5.1.1 複合柱斷面尺寸及配筋

複合柱分成兩部份，乃於隔間磚牆之兩側施作，並夾住隔間磚牆，平面及立面如圖 5.13 所示[5.1]。為不影響教室之室內空間，複合柱之斷面尺寸可採單側斷面寬度 40 cm，深度 20 cm，設計工程師亦可依實際需求加寬或加深尺寸。由於傳統校舍隔間磚牆常見堆砌厚度為 1B(約 25 cm)，故複合柱之總斷面深度為 65 cm、寬度為 40 cm，前後夾住隔間磚牆，此斷面尺寸可作為一標準化之模組斷面，可有效簡化其設計與分析。

模組化之複合柱斷面乃設計於隔間牆之兩側各配置 4 根#6 主筋，再以二個#3 冂型鋼筋對接、間距 15 cm 作為複合柱之橫向圍束，冂型鋼筋之兩伸出肢長度均為 50 cm。其中，因隔間磚牆之關係，傳統柱箍筋無法使用，故複合柱之橫向圍束改採用二個冂型#3 鋼筋於隔間牆前後對接，對接部份再以 2 個 3/8 吋 U 型鋼索夾(如圖 5.16 所示)交互鎖固，U 型鋼索夾之每一螺帽再以扭力扳手施加 45 N-m 之扭矩，以形成一良好的圍束機制。複合柱之端部設計向上穿透頂樓樓版 40 cm，向下進入基腳或地梁錨定。複合柱上端設計主筋於屋頂外 40 cm 範圍內以 90 度標準彎鈎進行錨定，彎鈎尾部(含彎轉及直線段)長 36 cm；複合柱下端設計於地梁下方 20 cm 處以 90 度標準彎鈎進行錨定，且 90 度彎鈎之伸出肢以朝向地梁方向包覆此地梁，原有地梁之梁腹仍用#3 冂型筋進行圍束，間距同複合柱柱身之設計。

若原始校舍無地梁基礎，則於隔間牆下方施作一獨立基腳，複合柱主筋則延伸至此基腳內以 90 度標準彎鈎進行錨定，箍筋號數及間距同複合柱柱身之設計。複合柱基腳埋入深度  $D_f$  應不得小於校舍原有其他柱基腳之埋入深度。針對二層樓至三層樓校舍進行補強之複合柱基腳，本手冊建議其

尺寸分別以不小於長 100 cm、寬 100 cm、厚 75 cm 之原則進行檢討，且各方向之尺度應獨立分別與原始校舍其他 RC 柱之獨立基腳尺寸比較，以保守擇之。本手冊建議基腳之垂直筋及水平筋均可為 #6@15cm，且各方向配筋應分別與原始校舍其他 RC 柱之獨立基腳配筋比較，以保守擇之。本手冊所建議之基腳配筋設計以 #6 ㄇ型鋼筋搭接，搭接長度為 30 cm，如圖 5.14 及圖 5.15 所示。複合柱基腳鋼筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，基腳混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，基腳淨保護層厚度採用 7.5 cm。

複合柱 #6 主筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>，ㄇ型 #3 箍筋設計降伏強度為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>，混凝土設計抗壓強度均為 280 kgf/cm<sup>2</sup>，柱身之淨保護層厚度採用 4 cm。由於複合柱之主筋上下端均有 90 度彎鉤，無法直接貫穿構架之樓版，因而主筋改為在二分之一淨高處做全斷面乙級搭接，搭接長度為 76 cm。

#### 5.5.1.2 單根複合柱之側力強度 $V_{CC}$

複合柱之彎矩強度較衰減後之剪力強度低，其破壞模式為撓曲破壞。複合柱斷面中包含紅磚及混凝土兩種材料，利用材料力學之變換剖面法，將其變換為單一材料之等值剖面。混凝土彈性模數可取  $15000\sqrt{f'_c} = 2.51 \times 10^5$  kgf/cm<sup>2</sup>；依文獻[5.2]可得紅磚抗壓強度  $f_{bc} = 150$  kgf/cm<sup>2</sup> 及紅磚彈性模數  $4442\sqrt{f_{bc}} = 54400$  kgf/cm<sup>2</sup>，基於相同中性軸及彎矩容量兩原則，縮減複合柱矩形斷面紅磚部分之寬度，其縮減比例則依據紅磚與混凝土之彈性模數比  $n = \frac{4442\sqrt{f_{bc}}}{15000\sqrt{f'_c}} = \frac{54400}{2.51 \times 10^5} = 0.217$ ，原矩形複合斷面變換成 I

型混凝土斷面，如圖 5.17 所示。校舍結構之載重分配路徑係由 RC 柱及隔間磚牆傳遞至地盤，而複合柱為增設補強，不參與載重分配，故其軸力為零，依此進行斷面分析，可求出複合柱在軸力為零下之標稱彎矩  $M_n = 2.72 \times 10^6$  kgf-cm。另假設反曲點位於柱高 1/2 處，則每根複合柱可增加之側向強度  $V_{CC} = \frac{2.72 \times 10^6}{0.5H_C}$ 。

#### 5.5.2 規劃與設計



### 初步設計步驟：

此複合柱為標準斷面，沿走廊方向 65 cm、沿隔間磚牆方向寬度 40 cm，故進行中小學耐震補強時，不需再設計複合柱斷面，只需調整複合柱之數目，再以均勻對稱為原則配置於校舍之隔間磚牆，以達到耐震規範之基本要求。複合柱補強可同時提升強度及韌性，惟進行初步設計時，為簡化設計步驟，故僅以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。

由 5.1.3 所建議之初步設計流程，依式(5.1)、式(5.2)、式(5.3)可決定複合柱補強桿件數量，其中式(5.3)中之單一補強桿件所提供之側力強度增量  $\Delta V_L$  應以 5.5.1.2 節所提單根複合柱提供側力強度  $V_{CC} = \frac{2.72 \times 10^6}{0.5H_C}$  代入，故

$$\text{可求得補強根數 } N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = \frac{V^* - V}{V_{CC}} = \frac{V^* - V}{\frac{2.72 \times 10^6}{0.5H_C}}。$$

### 5.5.3 補強斷面模擬

依前節所述補強初步設計後，應再進行補強後詳細評估，評估後若性能目標地表加速度  $A_p^*$  仍小於 475 年設計地震等效地表加速度  $A_T$ ，則再依實際情況調整複合柱根數，並依對稱與均勻之原則重新分配複合柱位置，再以詳細評估方法進行檢核是否達補強設計要求。

在 ETABS 非線性側推分析前，須先建立複合柱之撓曲及剪力破壞側向載重與位移曲線，再轉換成 ETABS 之非線性鉸參數。因此在非線性鉸設定上，須在複合柱之兩端設置彎矩非線性鉸；複合柱中間設置剪力非線性鉸，同時進行複合柱之撓曲與剪力行為之模擬，以表現撓曲或剪力二種破壞模式。本手冊複合柱標準斷面尺寸為柱寬 40 cm；柱深 65 cm；柱淨高  $H_C$ ；淨保護層為 4 cm，混凝土抗壓強度  $f'_c$  為 280 kgf/cm<sup>2</sup>；主筋抗拉強度  $f_y$  為 4200 kgf/cm<sup>2</sup>；箍筋抗拉強度  $f_{yt}$  為 2800 kgf/cm<sup>2</sup>；承受軸力為 0 kgf。依據節 4.2 構件模擬，可建立複合柱在撓曲破壞之側向載重與位移曲線及在剪力破壞之側向載重與位移曲線。

### 5.5.4 施工注意事項

複合柱補強工法之施工步驟如下：

(1) 基礎開挖

考量機具開挖施工空間、鋼筋籠綁紮及置放工作空間，基礎實際開挖大小可予以放大，惟澆置混凝土時，仍須將開挖區域確實填充完整。

(2) 箍筋位置鑽孔

複合柱口型筋須以鑽孔機之 1 吋鑽頭進行鑽孔，鑽孔後應以高壓空氣清潔孔內殘渣及雜質，避免殘渣及雜質影響口型鋼筋伸出肢之搭接與握裹效果。當箍筋位置恰為原始校舍之梁位置時，則應避開梁主筋及箍筋，且至少須有一根口型箍筋通過梁腹中央，在此口型筋不足者則於靠近梁頂與梁底之磚牆上予以補足。

(3) 樓版混凝土打除

複合柱設計穿透樓版，故以機具打除複合柱範圍之樓版混凝土，但不破壞原始樓版之鋼筋，以利複合柱與原始校舍結合良好。(如圖 5.20 所示)

(4) 複合柱邊線內之隔間磚牆表面粉刷層清除

為使新澆注之混凝土能與原始校舍結合更加良好，須將複合柱位置之隔間磚牆表面粉刷層打除，磚牆表面可適度打毛至 6mm 粗糙度，並以高壓空氣清理及灑水以消除表面粉塵、細碎石。

(5) 複合柱鋼筋綁紮。

(6) 模版組立。

(7) 混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。

(8) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。

(9) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

## 5.6 基礎補強

進行第四章耐震補強之結構分析後，必須針對基礎進行檢核。若基礎承载力不足，則需進行基礎補強設計。

原則上，基礎補強之目標為輔助補強之上部結構使其可有效滿足於建築耐震整體需求，因此基礎補強設計，本手冊建議應滿足依下列準則之一：

- (1)無論校舍定義為一般校舍或緊急避難用校舍，原則上應採用  $V=V_{max}$  時之柱底反力 (P、V、M) 去檢核基礎承载力 (圖 5.21a)。若因補強構件過度集中或超額設計，致依此準則進行補強構件基礎設計，其所需基礎尺寸極大，顯不合理時，應縮小補強構件尺寸，並分散補強構件位置，或降低超額補強設計量。其中， $V_{max}$  為容量曲線中最大基底剪力。
- (2)若校舍定義為一般校舍，亦可採用設計地震等效地表加速度  $A_T=0.4S_{DS}$  對應性能曲線之基底剪力，做為檢核基礎承载力之需求。即採用  $V=V_T$  時之柱底反力 (P、V、M) 去檢核基礎承载力 (圖 5.21b)。此時，補強後性能目標地表加速度  $A_p$  僅能等於  $A_T$ 。其中， $V_T$  為性能目標地表加速度等於  $A_T$  時，所對應容量曲線中之基底剪力。
- (3)若校舍定義為緊急避難用校舍，亦可採用設計地震等效地表加速度  $A_T=0.4S_{DS}$  對應性能曲線之基底剪力的 1.25 倍，做為檢核基礎承载力之需求。即採用  $V=1.25V_T$  時之柱底反力 (P、V、M) 去檢核基礎承载力 (圖 5.21c)。此時，補強後性能目標地表加速度  $A_p$  僅能等於  $A_T$ 。其中， $V_T$  為性能目標地表加速度等於  $A_T$  時，所對應容量曲線中之基底剪力。

## 5.7 植筋施工要項

耐震補強工法經常採用植筋進行新舊混凝土介面連結，作為介面傳力的關鍵技術，因此植筋品質好壞攸關補強成敗。本中心邀集專家學者共同完成植筋施工注意要項，期能為耐震補強品質把關。

### 1. 總則

承包商應在施工前提出施工計劃書，內容應詳述植筋材料、植筋尺寸、埋設深度、設計力量、安全係數與材料測試報告等詳細技術資料及施工機具、施工方法和步驟、現場拉拔試驗等細節，並附上植筋藥劑技術資料，以及相關工程性質之試驗合格證明及採購證明(或出廠證明)等，供工程司審查，合格後始能施工。為確保植入原結構鋼筋之性能如同預埋鋼筋，應選擇合適之植筋藥劑與埋設深度，使得植入鋼筋受力達降伏狀態時，仍可牢固於原結構之上。

### 2. 使用材料及植筋化學藥劑

### (1) 鋼筋

鋼材須符合鋼筋混凝土施工規範及 CNS560 之規定，其降伏強度應依設計圖上之規定，鋼筋上應無鏽蝕、浮鏽、污物、油脂或任何有損其強度及耐久性物質。

### (2) 植筋化學藥劑

植筋用化學藥劑可為一劑型或二劑型藥劑，植筋用藥劑須按照製造商建議之儲存方式保管，如因儲存不當而致失效或已超過規定有效期限，均不得使用。

## 3. 施工步驟

- (1) 植筋之施工需要由具專業技術之人員負責施工。
- (2) 鑽孔位置：須按照設計圖指定之位置施做。
- (3) 為避免鑽到原有鋼筋，植筋鑽孔前應使用鋼筋探測器或可行之方法確認原結構之鋼筋位置，並繪製預定鑽孔位置於原混凝土表面，經由與工程司會勘核可後方可施工。
- (4) 鑽孔深度：依照設計圖指定之深度施做，由於各廠牌間植筋藥劑成分不同,且既有結構物之混凝土強度亦有差異，承包商施工前應會同監造單位進行施工前拉拔試驗，並提出書面文件及試驗相片予以確認。
- (5) 若植筋在鋼筋混凝土時，植筋部分需穿過混凝土保護層，進入核心混凝土區域內。
- (6) 鑽孔過程若遇既有鋼筋，不可破壞或鑽斷，若在未達設計孔深就遇到既有鋼筋，則此鑽孔應予以廢棄，另行鑽孔，廢孔應以無收縮水泥砂漿填實。
- (7) 鑽孔完畢後應徹底清除孔內灰屑，清除過程中應避免造成空氣污染。
- (8) 將植筋藥劑裝入注射器，以裝有混合器之注射頭深入孔底緩緩將植筋藥劑打入孔內，依注射頭之刻度邊打邊退，直到至少六分滿為止，再將準備好之鋼筋慢慢旋入孔內至底部，且可目視藥劑外溢，不可將鋼筋直接插入，以避免鋼筋與孔壁間殘留空隙。
- (9) 植筋施作後之硬化過程中，應避免碰觸且不得矯正鋼筋，待硬化完成後，始可進行負載或後續之施工，但植筋完成後，不得進行彎折之加

工程序。

(10) 施工完成後，須會同監造單位進行現場拉拔試驗，並提送完整紀錄備核。

#### 4. 拉拔試驗

拉拔試驗目的在確認植筋施工之品質能符合設計要求；拉拔試驗須由通過 TAF 或經監造單位認可之試驗單位依照 ASTM E488[] 實施，並於每次試驗完畢，由該單位出具試驗結果報告，提送監造單位查核。

有關拉拔試驗之規定如下：

##### (1) 施工前拉拔試驗：

依設計之埋深以同尺寸鋼筋材料，鋼筋以  $1.25A_s f_y$  為拉力在工地試作 3 支，並記錄孔深、使用藥劑廠牌、型號作為日後施作品管之依據。若出現有任何一支不合格，試驗視同失敗，施工廠商須變更植筋埋入深度，或植筋藥劑等改善措施，重新試作三支，直到合格為止。

##### (2) 施工後安裝品質試驗：

測試拉力為  $1.0A_s f_y$ ，每種尺寸 100 支抽驗 1 支。測試過程中若出現失敗樣本，則同一批植筋改作 25% 比例進行安全測試，若全部合格，則該批植筋視合格，原有之失敗植筋由承包商無償補做；若 25% 之樣本中有任一支不合格，則該批植筋應全部測試，若出現有任何不合格，植筋視同失效，後續依監造單位指示辦理補救措施。

##### (3) 試驗設備

植筋之拉拔試驗設備包括油壓千斤頂、手動幫浦、校正報告、鋼筋夾片。其中油壓千斤頂及手動幫浦須經國家標準局認證通過之檢驗單位校正，並檢附有效校正期限為一年內之校正報告。

##### (4) 試驗步驟

- a. 確定試驗鋼筋周圍平面平坦且與植筋垂直(正交)，將腳座及夾具固定於受測樣本上。
- b. 套入千斤頂。測試時須裝置腳座以符合 ASTM E488[5.3]之裝置規定(如圖 5.22)，於施工後安裝品質試驗時，若裝置腳座有困難時，工程司得依現場環境調整腳座安裝方式。

- c. 將手動幫浦油壓管接上千斤頂，並旋緊閥門。
- d. 確定油壓表歸零後由手動幫浦徐徐加壓，直到試驗拉力。
- e. 記錄並拍照存證後打開閥門，解除拉力，試驗完成。

#### 5. 植筋埋入深度

植筋埋入深度需依照 ACI318-11 APPENDIX D[5.4]之標準，各種廠牌之植筋藥劑需由廠商依 ACI355.4[5.5]試驗所取得之  $\tau_c$  計算埋入深度，並經監造單位核准後方可使用。當基材混凝土強度  $f_c'$  小於  $175\text{kgf/cm}^2$  時，植筋之埋入深度需要乘以  $(\sqrt{175/\text{實際混凝土強度}})$  做為修正。

植筋之埋入深度計算之假設條件如下：若有不符合時，設計單位應做適當之修正，惟不得小於上述埋入深度。

- (1) 植筋強度可達到鋼筋之降伏強度。
- (2) 於混凝土之可能破壞面須有輔助鋼筋通過。
- (3) 安裝方式為低敏感度、高可靠度  $\phi=0.75$ 。
- (4) 各植筋有足夠之邊距及間距。

## 參考文獻

- [5.1] 鍾立來、吳賴雲、連冠華、曾建創、楊卓諺、黃裕哲，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之側推分析及試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-06-010，2006年。
- [5.2] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008年。
- [5.3] ASTM E 488 / E 488M, “Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete Elements ASTM Committee”, 2010.
- [5.4] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 503 pp.
- [5.5] ACI Committee 355, “Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 55 pp.

表 5.1 校舍補強設計作業程序查核表

| 項<br>號   | 查<br>檢<br>項<br>目                    | 查<br>檢<br>結<br>果                                      | 未<br>符<br>合<br>情<br>形 |
|----------|-------------------------------------|---|-----------------------|
| 1        | 是否依據詳細評估法分析原始結構耐震能力 $A_p$           | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 2        | 原始結構耐震能力 $A_p$ 是否滿足規範需求(答是，則以下免填)   | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 3        | 補強初步設計桿件是否有進行桿件分析                   | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 4        | 補強初步設計中，是否有考慮新舊界面問題                 | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 5        | 補強初步設計是否考慮使用性、施工性、經濟性               | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 6        | 補強後是否進行詳細評估法分析結構耐震能力 $A_p^*$        | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 7        | 補強後耐震能力 $A_p^*$ 是否滿足規範需求(答否請重新補強設計) | <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否 |                       |
| 查檢結果處理意見 |                                     |   |                       |
| 單位主管簽章   |                                     | 科(組)(室)主管簽章   | 承辦人簽章                 |
|          |                                     |   |                       |



表 5.2 RC 擴柱補強斷面彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 0.8223    | 0           |
| C      | 1         | 0.0017      |
| D      | 1         | 0.0274      |
| E      | 0         | 0.0603      |

表 5.3 RC 擴柱補強斷面剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 1        | 0        |
| C      | 0        | 0.04     |
| D      | 0        | 0.4      |
| E      | 0        | 0.4      |

表 5.4 RC 翼牆補強斷面彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 0.7784    | 0           |
| C      | 1         | 0.0012      |
| D      | 1         | 0.0227      |
| E      | 0         | 0.0732      |

表 5.5 RC 翼牆補強斷面剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 1        | 0        |
| C      | 0        | 0.04     |
| D      | 0        | 0.4      |
| E      | 0        | 0.4      |

表 5.6 RC 牆斷面彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 0.8986    | 0           |
| C      | 1         | 1           |
| D      | 0.4       | 2.694       |
| E      | 0         | 2.694       |

表 5.7 RC 牆斷面剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 0.4211   | 0        |
| C      | 1        | 1        |
| D      | 0.4      | 5.0698   |
| E      | 0        | 5.0698   |

表 5.8 複合柱斷面彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 1         | 0           |
| C      | 1         | a           |
| D      | 0         | b           |
| E      | 0         | b           |

表 5.9 複合柱斷面剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 1        | 0        |
| C      | 1        | c        |
| D      | 0        | c        |
| E      | 0        | c        |

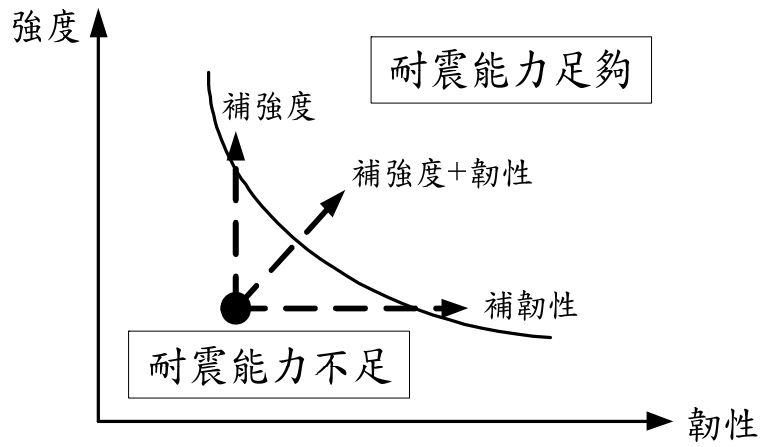


圖 5.1 補強原則示意圖

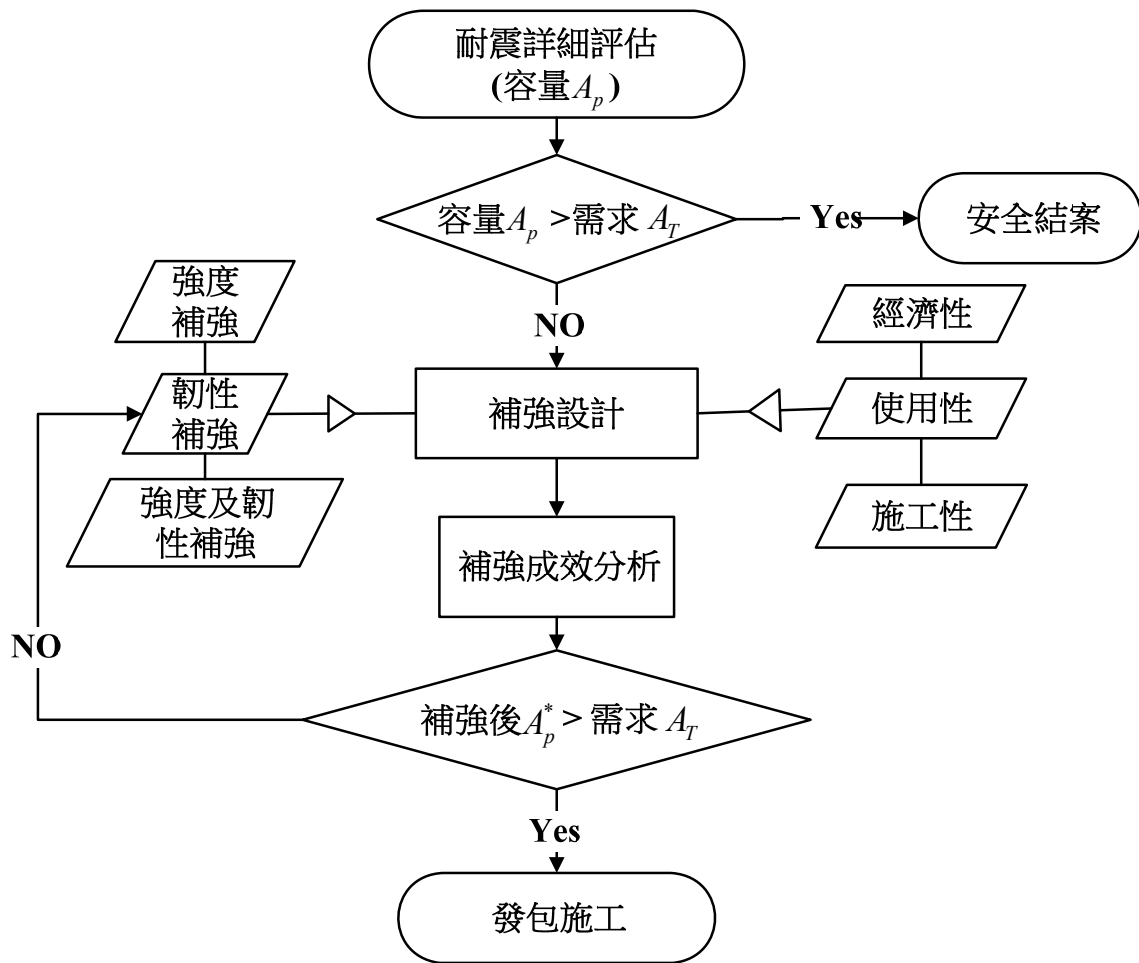


圖 5.2 耐震評估與補強流程圖

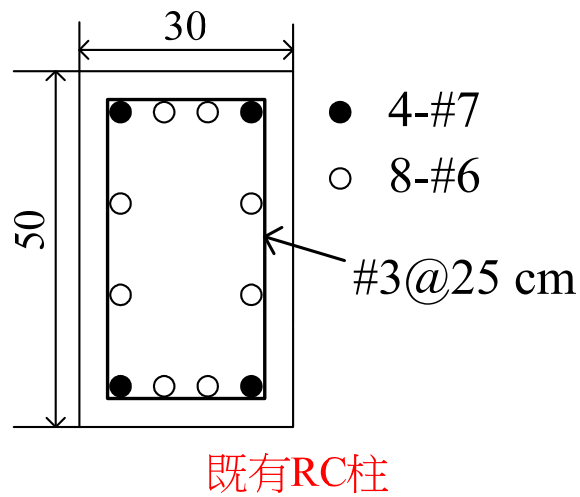


圖 5.3 假設之既有 RC 柱斷面配筋圖

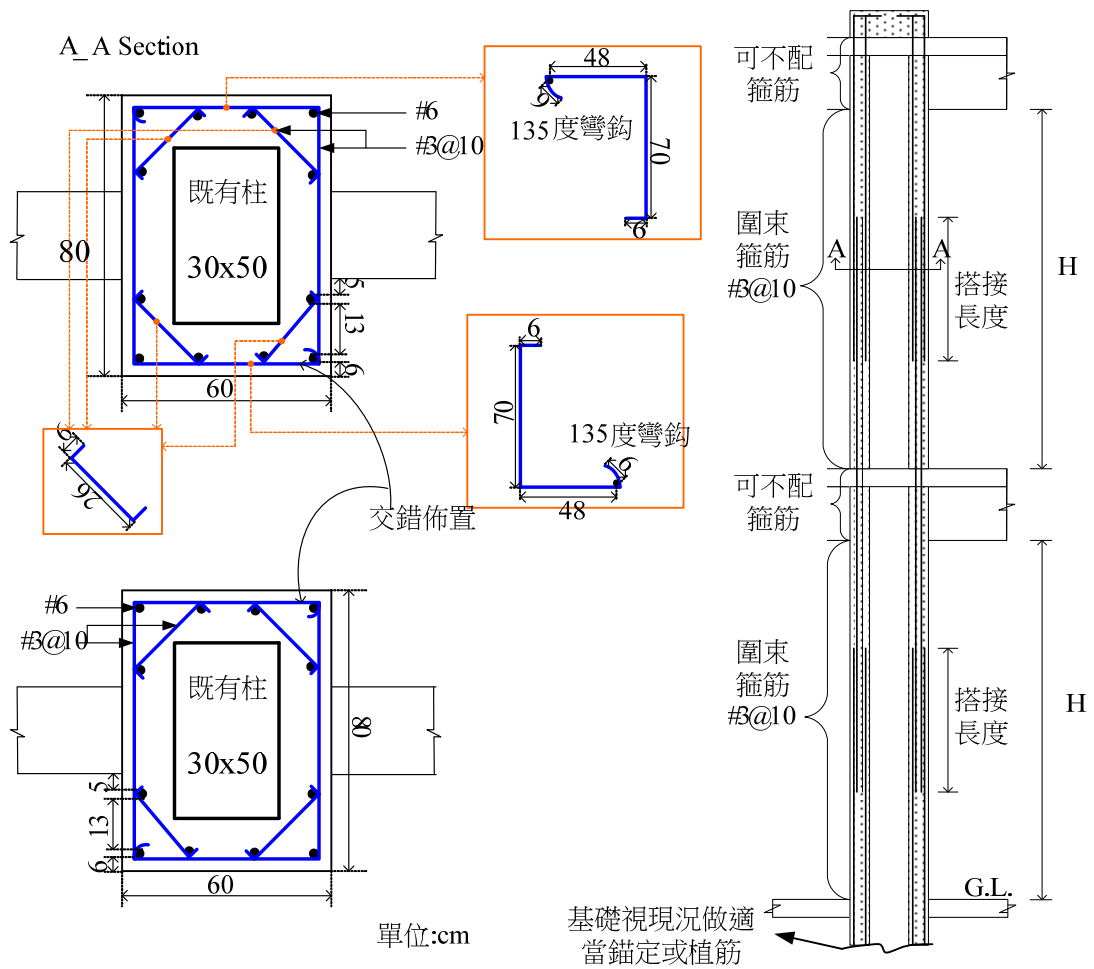


圖 5.4 擴柱斷面示意圖

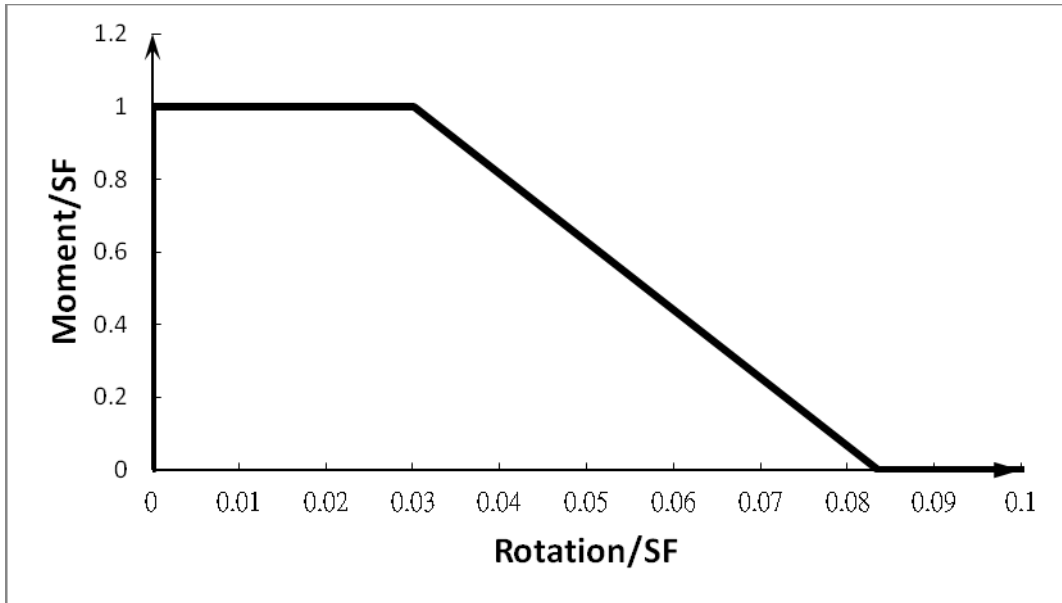


圖 5.5 RC 擴柱補強斷面之彎矩非線性鉸(M3 Type)

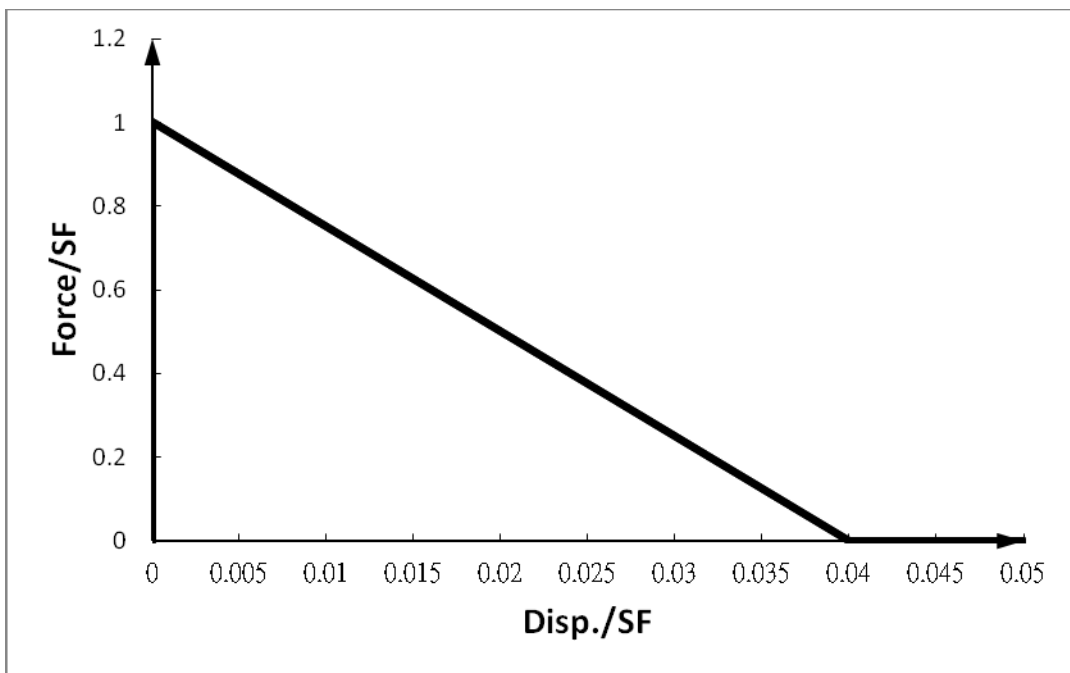
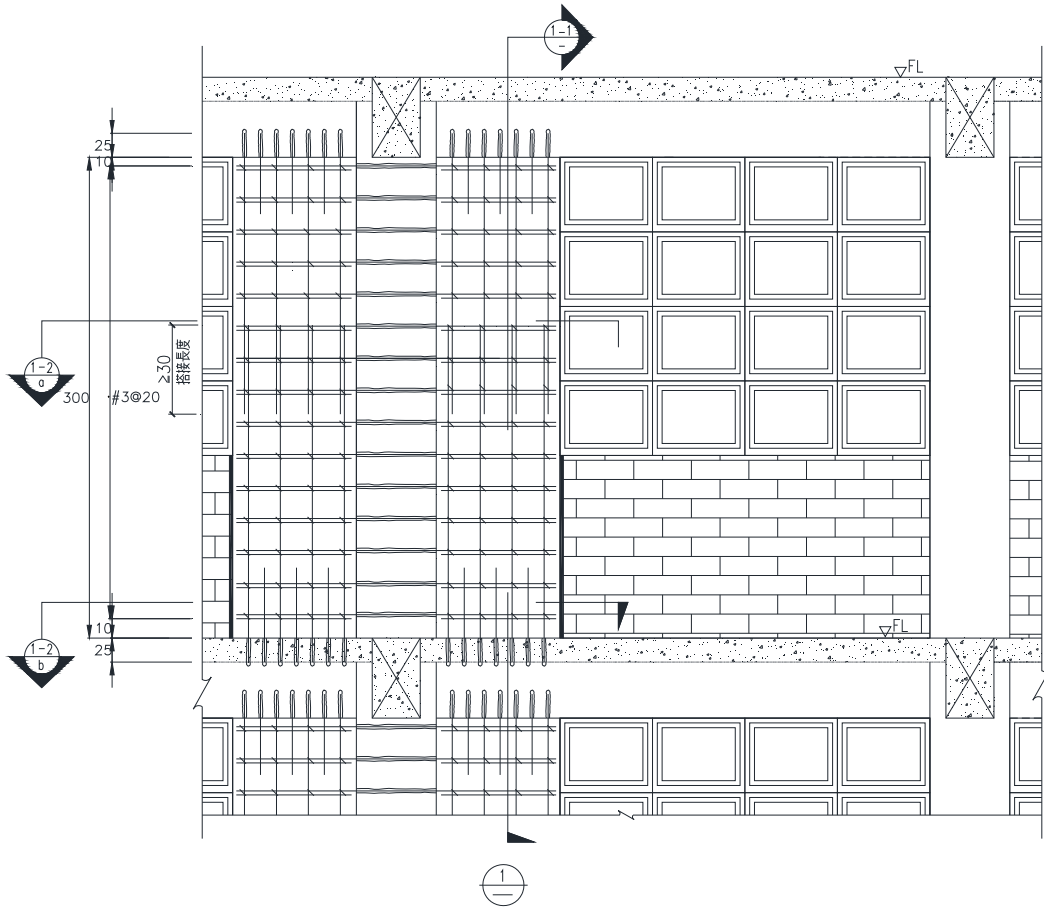
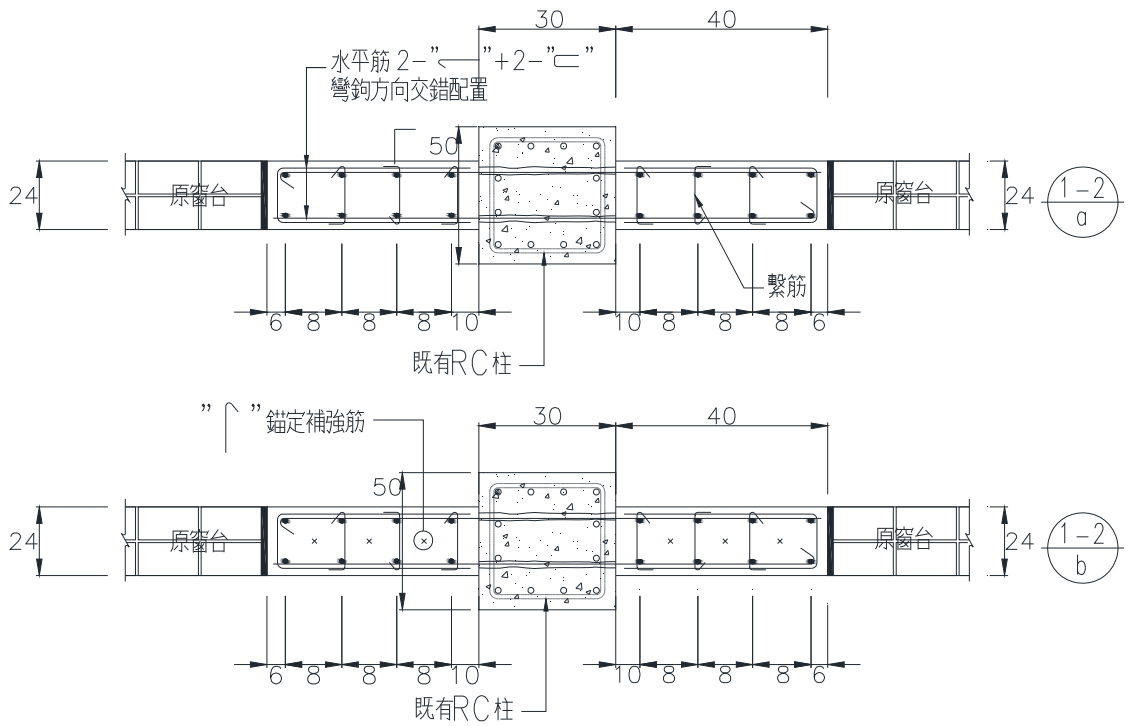


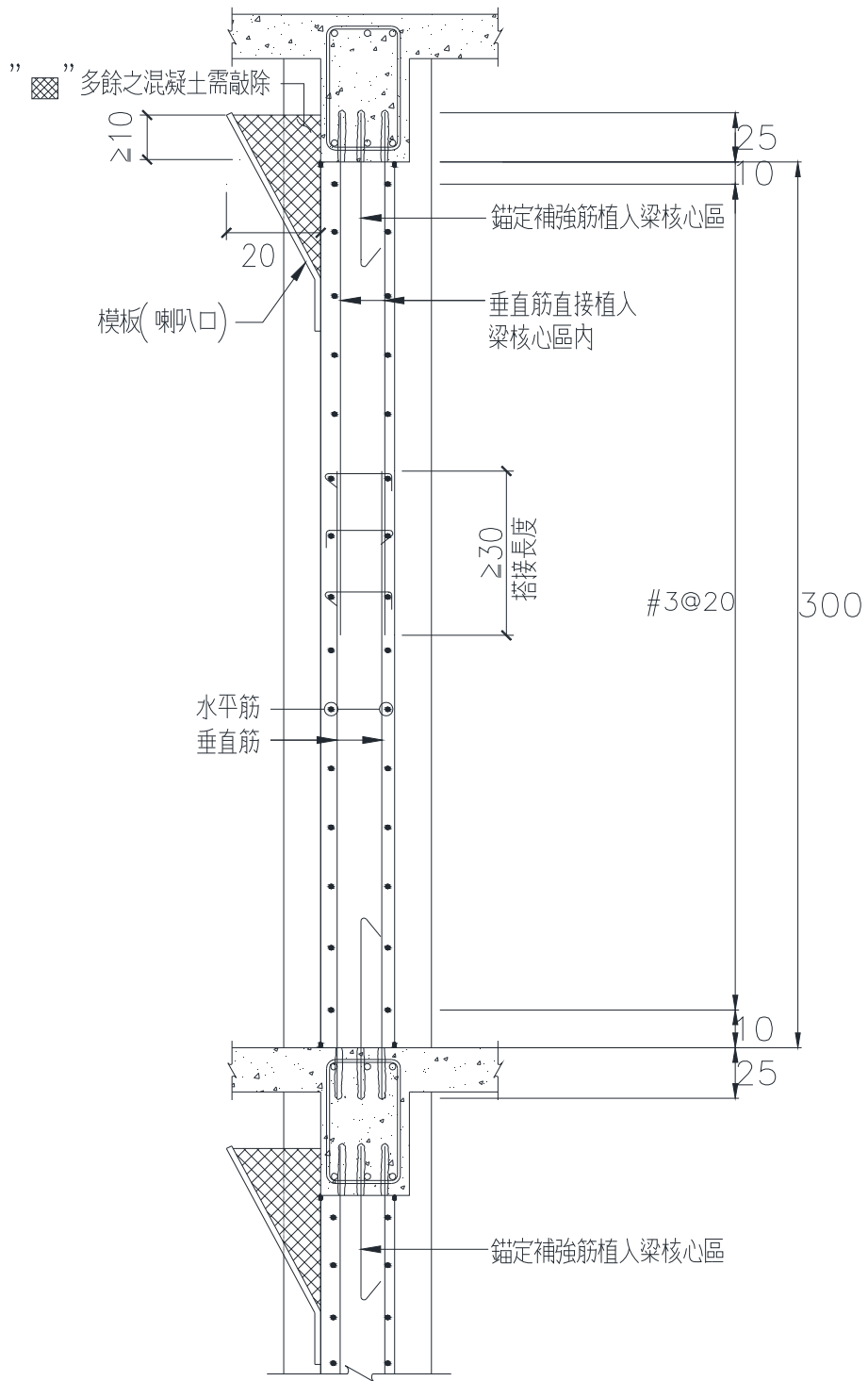
圖 5.6 RC 擴柱補強斷面之剪力非線性鉸(V2 Type)



(a) 正視圖



(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 5.7 翼牆補強斷面示意圖



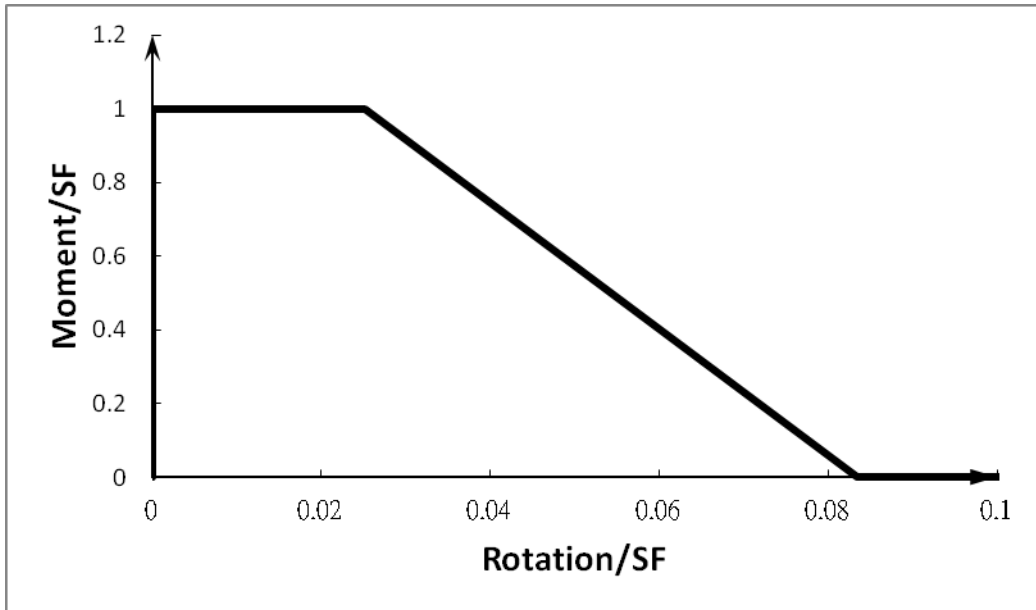


圖 5.8 RC 翼牆補強斷面之彎矩非線性鉸(M3 Type)

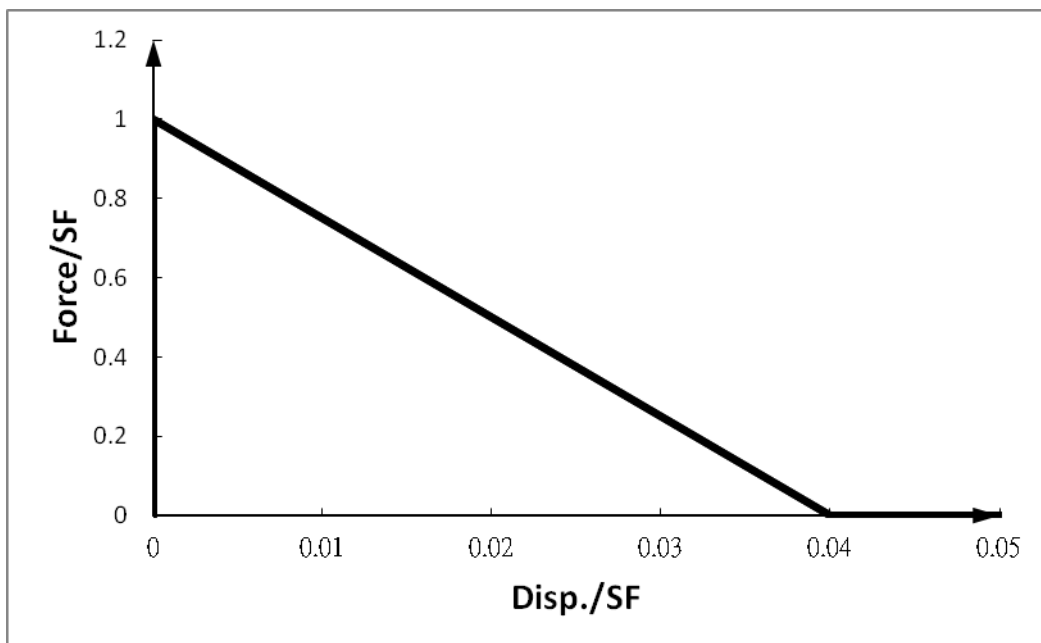


圖 5.9 RC 翼牆補強斷面之剪力非線性鉸(V2 Type)

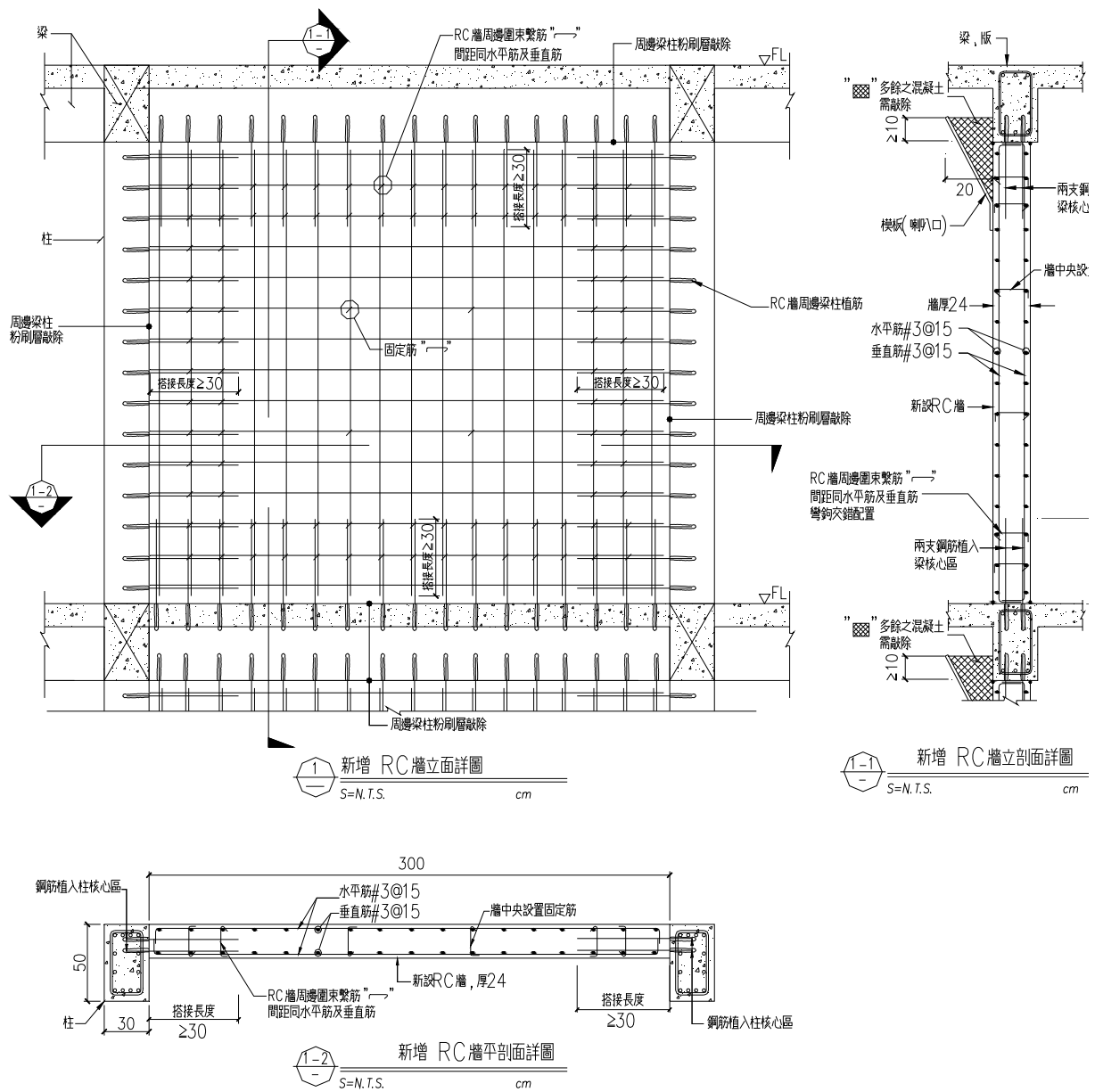


圖 5.10 剪力牆補強斷面示意圖

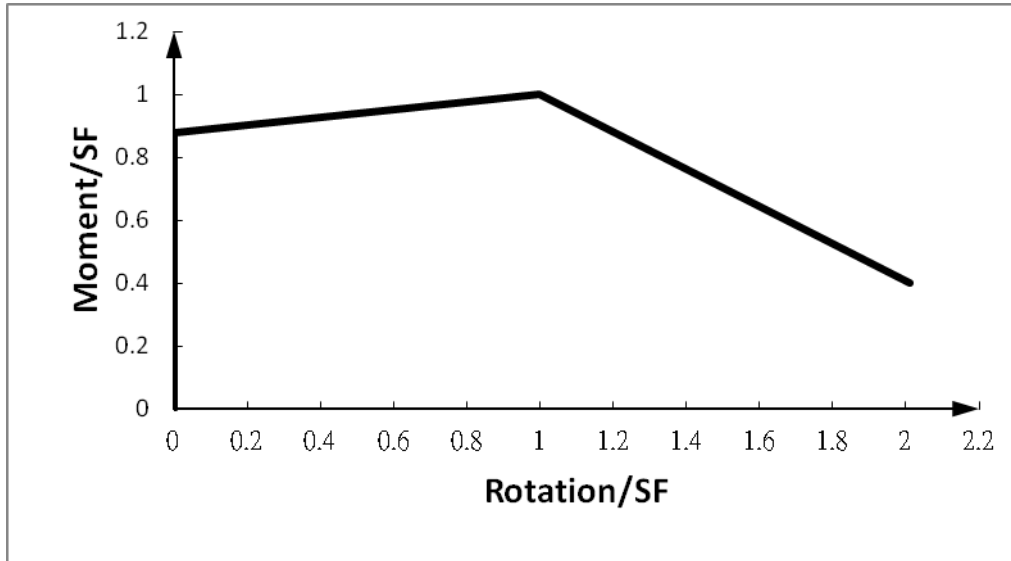


圖 5.11 RC 牆斷面之彎矩非線性鉸(M3 Type)

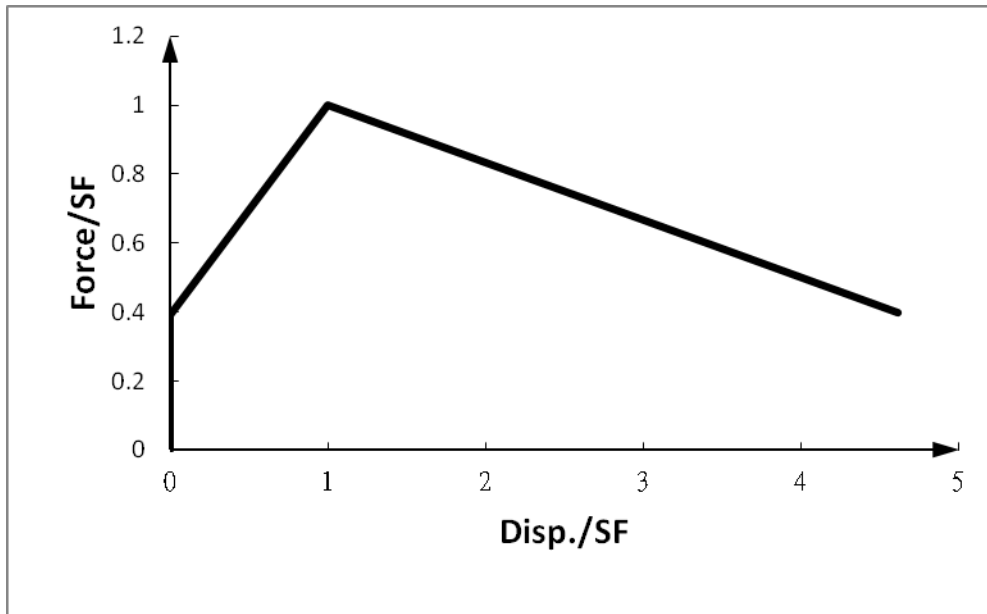
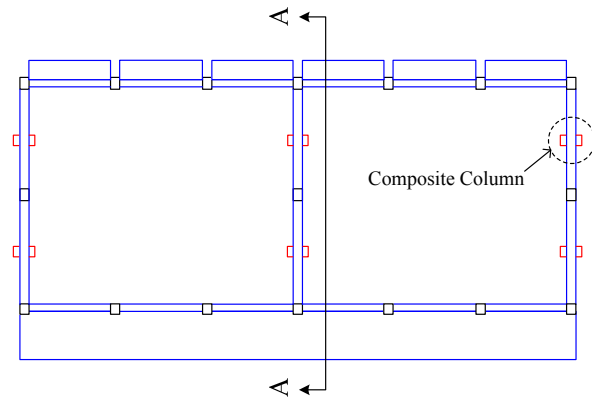
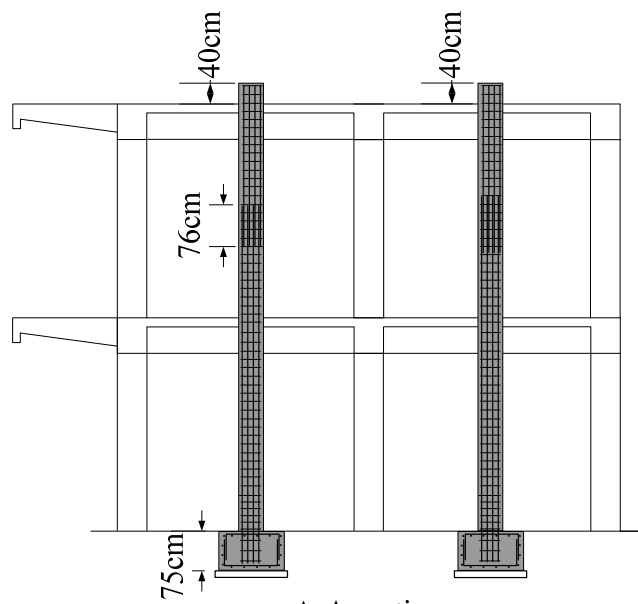


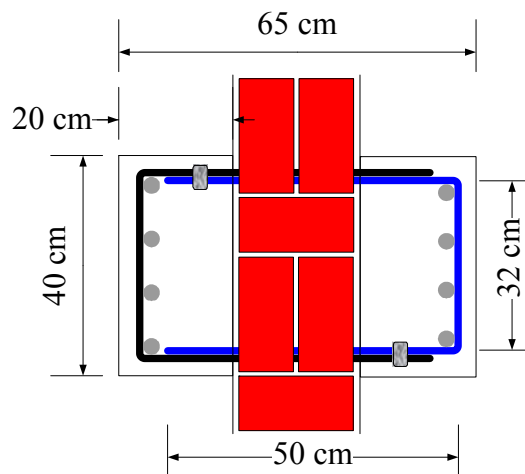
圖 5.12 RC 牆補強斷面之剪力非線性鉸(V2 Type)



Plan view



A-A section



Bars : 8 - # 6  
 Hoops : # 3 @ 15 cm

圖 5.13 複合柱平面及立面圖

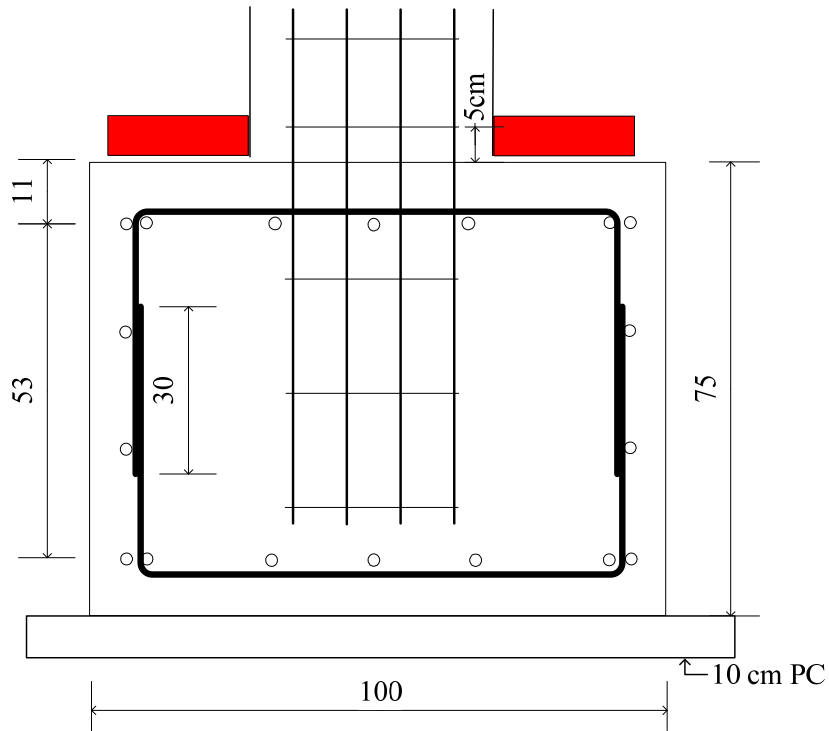


圖 5.14 複合柱基腳配筋圖(垂直走廊方向剖面)

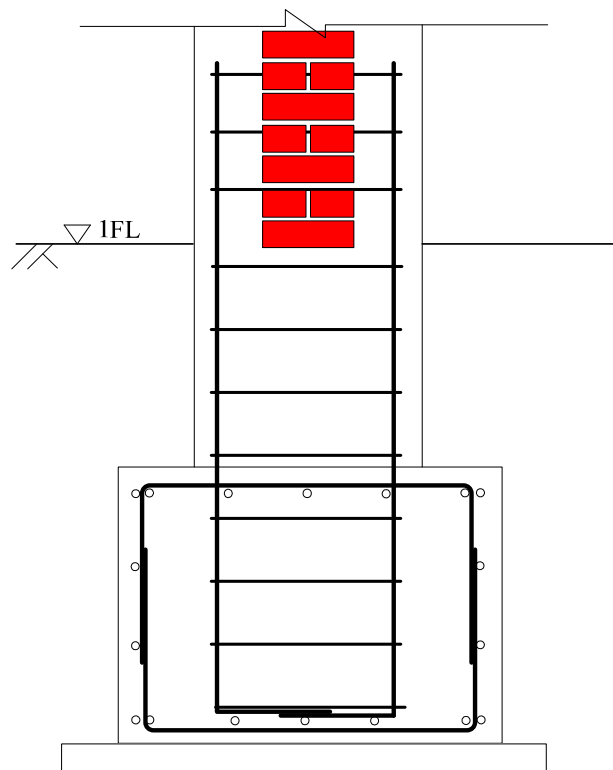


圖 5.15 複合柱基腳配筋圖(平行走廊方向剖面)



圖 5.16 3/8 吋 U 型鋼索夾

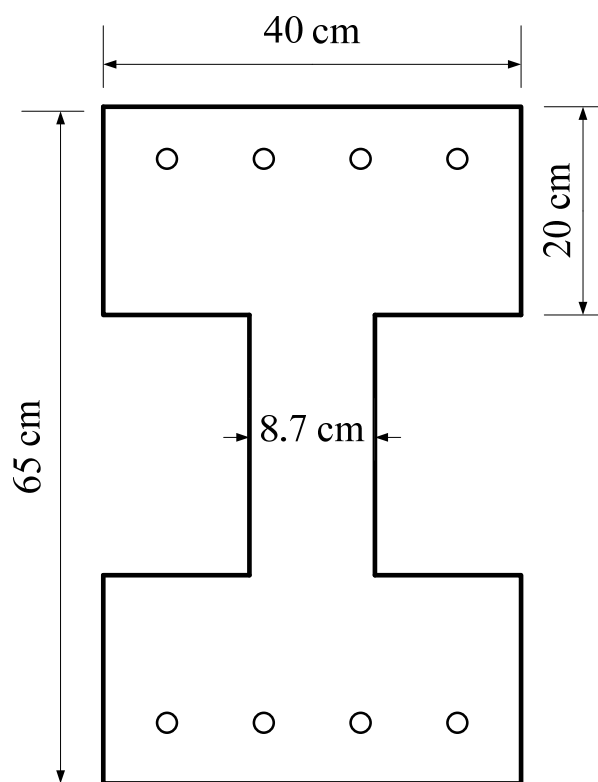


圖 5.17 複合柱含磚牆之轉換斷面

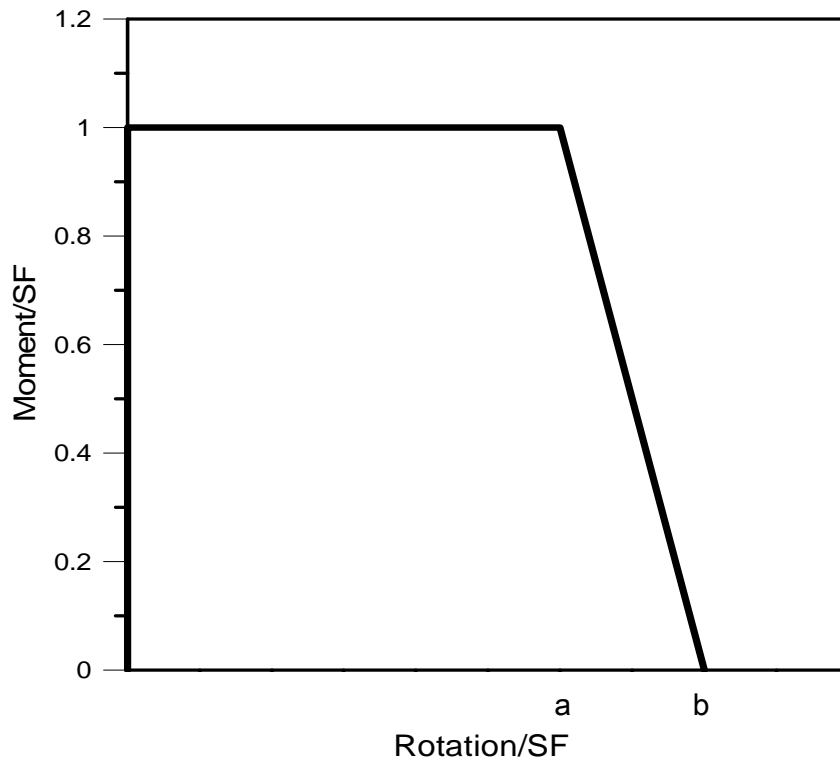


圖 5.18 複合柱補強斷面之彎矩非線性鉸(M3 Type)

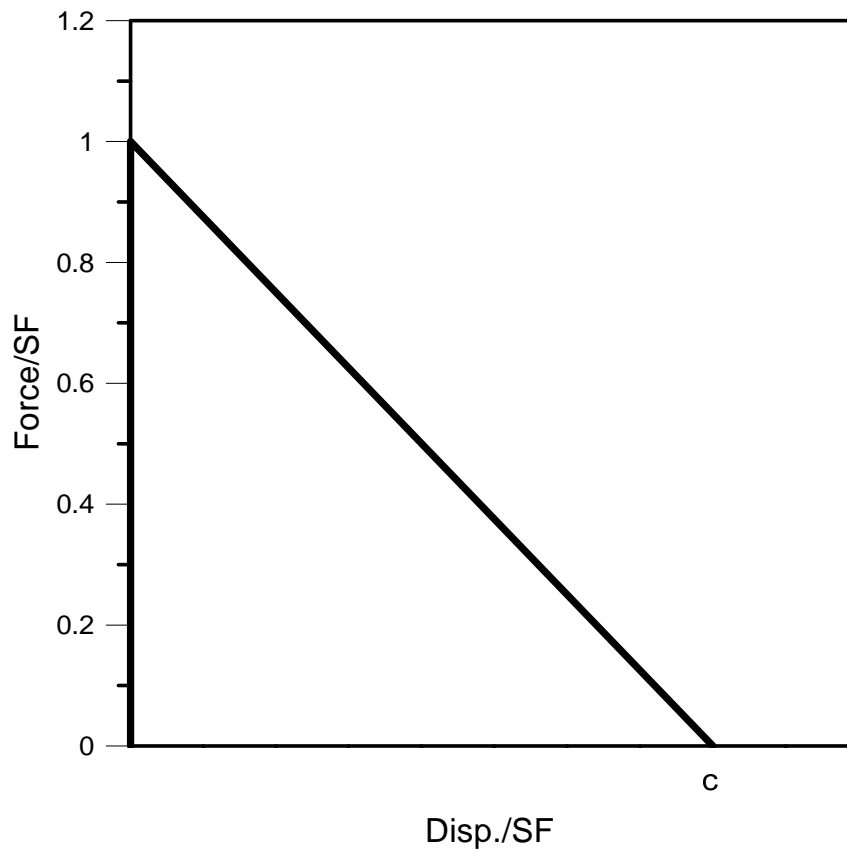
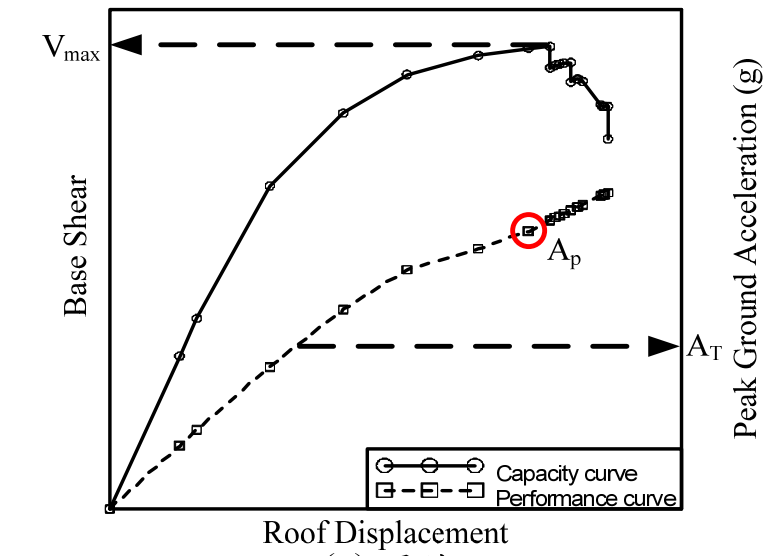


圖 5.19 複合柱補強斷面之剪力非線性鉸(V2 Type)

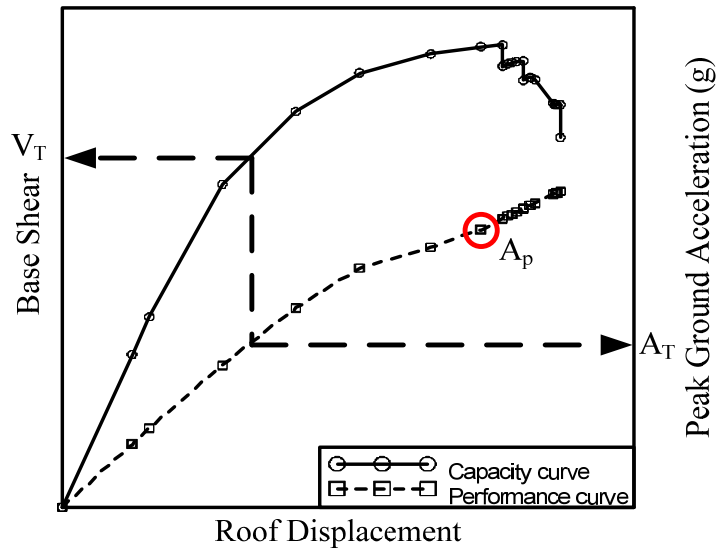


圖 5.20 樓版打除

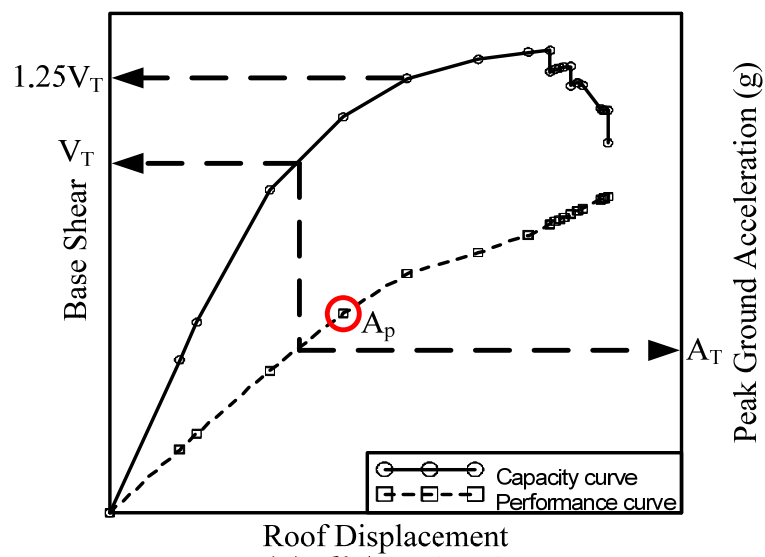




(a) 通則



(b) 一般校舍



(c) 緊急避難校舍

圖 5.21 基礎補強設計準則示意圖

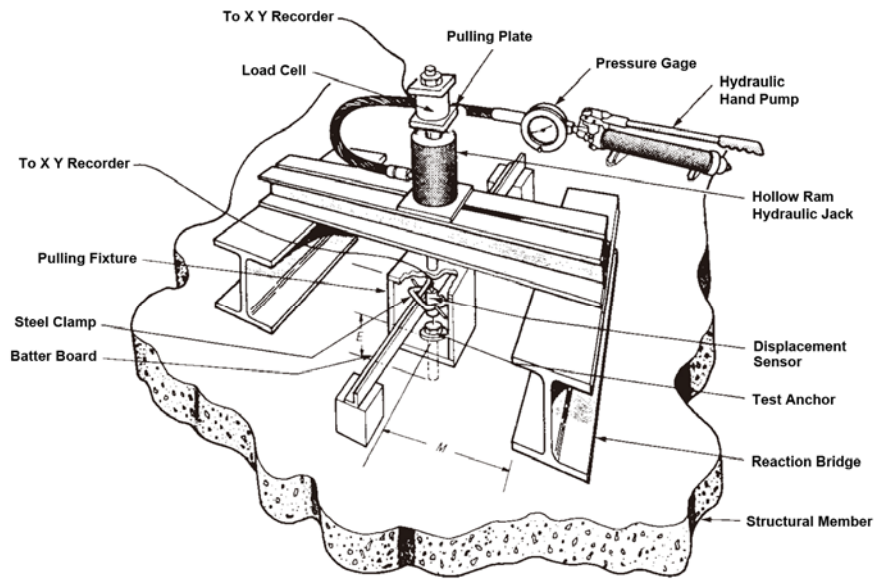


FIG. 1 Typical Static Tension Test Arrangement

圖 5.22 植筋拉拔試驗裝置示意圖[5.3]



## 第六章校舍耐震評估與補強資訊網暨資料庫

台灣的校舍大部份屬於老舊校舍，從歷次震災調查報告[6.1-6.3]分析中可發現，學校建築相對於其他類型建築物之震害總是較為嚴重，對於這些既有老舊校舍建築物而言，因興建年代較久，其設計時所依據規範較為老舊，耐震能力可能低於目前耐震安全上的要求。故教育部依據「災害管理政策與施政策略執行方案建議書」[6.4]第三項-有關整建學校防震能力不足建築物實施要領，於民國 92 年即開始委託本中心制定一套校舍耐震評估與補強的流程，如圖 6.1 所示 [6.5]。綜觀國內，校舍數量龐大，為了蒐集、儲存、處理、分析及應用龐大校舍資料，因此本中心於民國 93 年即建置校舍耐震評估與補強資料庫及資訊網，利用資料庫來儲存相關評估與補強資料及有效地針對校舍之耐震能力進行排序及篩選，再透過耐震資訊網將分析後的資料完整呈現給相關領域的專業人士及學術單位作為校舍評估與學術研究之參考依據，進一步作為經費編列之依據讓政府的經費資源能夠作最有效的運用，使所蒐集到之相關評估資料能夠發揮其最大的功效。

### 6.1 校舍耐震資訊網

校舍耐震資訊網(<http://school.ncree.org.tw>)納入校舍普查、初步評估、詳細評估、補強設計及補強工程於同一平台，並提供給各類使用者有對應之操作功能，如圖 6.2 所示，其中與專業人員最密切的功能為『上傳校舍耐震評估與補強相關資料上傳』；再配合校舍耐震資料庫持續接收及維護校舍耐震評估與補強相關資料，讓專業人士可以透過耐震資訊網選擇所欲填入的評估網頁表格，透過網路將校舍耐震評估及補強資料上傳至本中心資料庫中，並提供專業人士針對相關評估資料的查詢及 PDF 檔下載之功能等，如圖 6.3 所示。截至 102 年 6 月 30 日止，瀏覽人次已達 33 萬人次，且平均每日約有 200 人次進入校舍耐震資訊網，平均停留時間為 9 分鐘，平均瀏覽網頁數約 9 個頁面。

### 6.2 校舍耐震評估與補強資料庫

由於校舍數量龐大，本中心建置了校舍耐震資料庫，配合資訊網蒐集耐震

評估與補強相關資料，截至民國 102 年 6 月 30 日止，校舍資料庫已蒐集全國 25,000 棟校舍普查資料，如圖 6.4(a)所示，及由專業人士上傳的 11,863 棟校舍之初步評估資料，如圖 6.4(b) 所示、6,435 棟校舍之詳細評估資料，如圖 6.4(c)所示、3,983 棟校舍之補強設計的資料，如圖 6.4(d) 所示，與 2,389 棟校舍之補強工程資料，如圖 6.4(e)所示，其全部檔案共約 120GB(包含相關圖說、PDF 檔及資料庫檔案)，相關資料正持續增加及維護中。

### 6.3 校舍耐評估與補強資料上傳簡易說明與注意事項

專業人士在進行校舍耐震評估與補強時，建議先參加本中心定期舉辦之「校舍結構耐震詳細評估與補強設計作業講習會」，再至校舍耐震資訊網下載校舍耐震評估與補強相關表格，並熟悉評估與補強資料表格及調查項目，於現場量測時將校舍基本相關資料填入紙本，再進行結構分析，待紙本填寫完畢後即透過網頁互動的方式，將所填寫的紙本評估資料輸入網頁，其所有透過上網填寫之評估表格，均為步驟式的填表方式，每填好一個表格，務必按下下方之『暫存並往下一頁』按鈕，表格左上角之表格代表符號即會由灰色變成綠色，代表此網頁之頁面資料已儲存至資料庫，即使將網頁關閉或重新登入，其暫存之評估資料仍會存在，所以請務必於填完或修正完評估資料後按下『暫存並往下一頁』。而在上傳相關圖說時，請以數位相機、掃描器或自行繪製等方式，處理校舍相關圖說並存成電子檔(建議 jpg 檔)，解析度需設定為 800×600 以上，其檔案名稱以英文表示之，檔案大小確勿超過 2MB，再將檔案上傳即可。此外，若專業人士發現該校舍與資料庫自動帶出的資料有差異時，或至現場發現該校舍有伸縮縫、與鄰棟的高程有落差及與鄰棟有間距，可分割成多棟校舍時，或可將數棟校舍合併為一棟校舍時，請務必與地方教育局處或權責單位聯絡以修改或新增核定校舍名稱，使後續上傳作業能順利進行。

## 參考文獻

- [6.1] 內政部建築研究所，「嘉義瑞里地震建築災害調查報告書」，內政部建築研究所，台北，1998年8月。
- [6.2] 羅俊雄，「一九九九年九月二十一日台灣中部集集地震初步勘災報告(二)」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-99-031，台北，1999年11月。
- [6.3] 蕭江碧，「九二一集集大地震全面勘災報告 - 建築物震害調查」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-99-054，台北，1999年11月。
- [6.4] 陳亮全、湯曉虞、黃宏斌、黃金山、王如意、羅俊雄、許茂雄、孫志鴻，「災害管理政策與施政策略執行方案建議書」，防災國家型科技計畫，防災國家型科技計畫辦公室，台北，2002年5月。
- [6.5] 鍾立來、簡文郁、葉勇凱、黃世建、佘健維、張撼軍、王翊光、陳永蒼，「國民中小學典型校舍耐震能力之簡易調查」，國家地震工程研究中心研究報告，教育部國教司，台北，2005年5月。

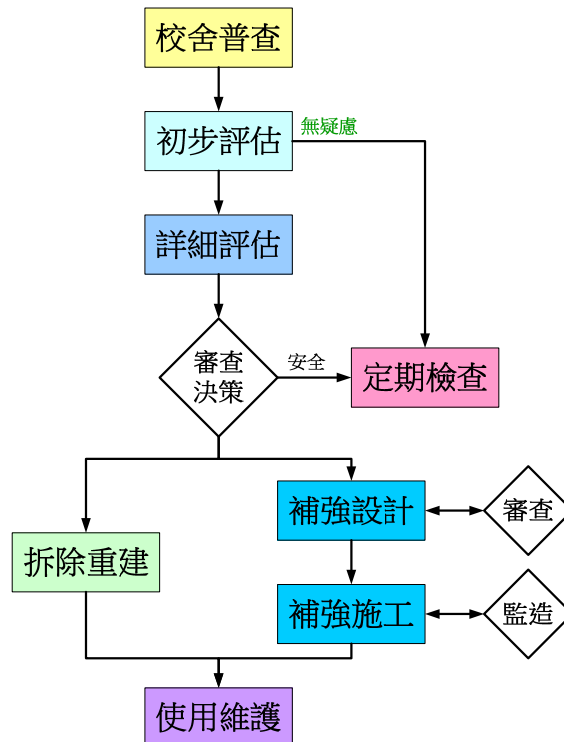


圖 6.1 校舍耐震評估與補強流程圖

校舍耐震資訊網  
Information Website for Seismic Assessment and Retrofit of School Buildings

教育部 | 教育局 | 中部辦公室 | 擴點學校 | 學校單位 | 學術單位 | 專業人員 | 工作團隊

功能選單  
最新消息  
文件及影片下載 >  
研討會與講習會  
相關網站  
聯絡我們

### 最新消息公告

|            |                                    |             |
|------------|------------------------------------|-------------|
| 2013-01-09 | 2013-01-25 校舍耐震補強工程施工廠商作業講習會       | (點閱 189 次)  |
| 2012-11-12 | 2012-12-14 校舍耐震補強案例現地觀摩研習活動        | (點閱 583 次)  |
| 2012-10-12 | 專案辦公室國中小承辦人員異動                     | (點閱 661 次)  |
| 2012-08-24 | 專案辦公室高中職承辦人員異動                     | (點閱 681 次)  |
| 2012-08-22 | 校舍耐震評估與補強電子報第十期                    | (點閱 733 次)  |
| 2012-06-11 | 2012-07-03 校舍耐震補強工程施工廠商作業講習會       | (點閱 943 次)  |
| 2012-06-09 | 2012-06-07 校舍耐震補強工程施工廠商作業說明會講義資料下載 | (點閱 1048 次) |
| 2012-06-06 | 校舍耐震補強工程施工計畫書等文件範本                 | (點閱 1865 次) |

所有消息

建議使用IE8.0以上瀏覽器或Chrome瀏覽器 | © 2009-2013 NCREE 老舊校舍補強專案辦公室 All Rights Reserved.

圖 6.2 校舍耐震資訊網

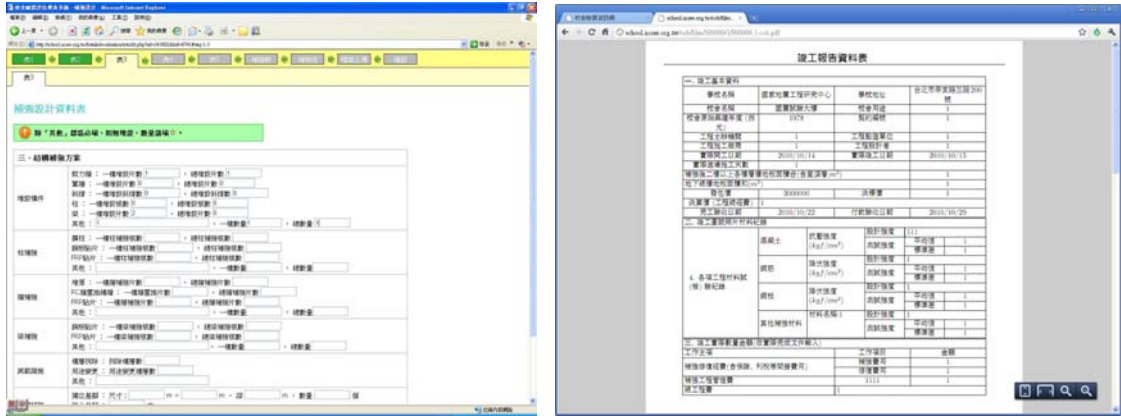
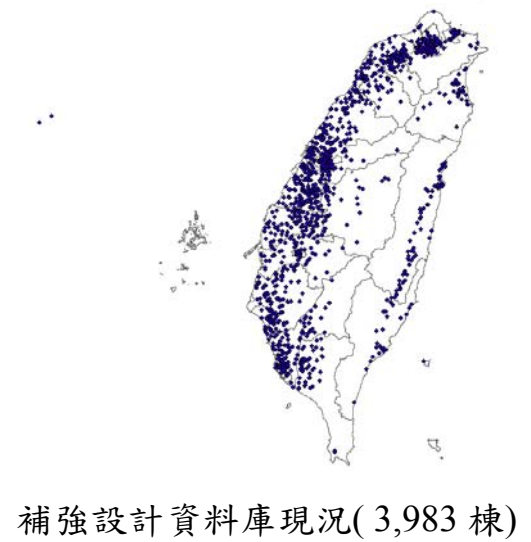
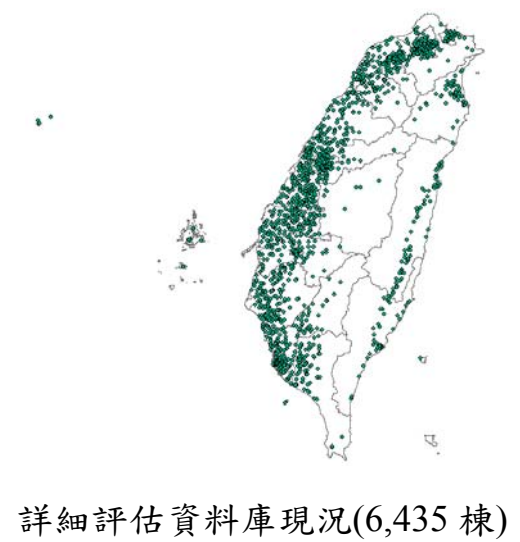


圖 6.3 校舍耐震評估與補強資料上傳系統







補強竣工資料庫現況(2,389 棟)

圖 6.4 資料庫現況(含棟數)

## 第七章 結語

本手冊彙整針對低矮型校舍之耐震詳細評估與耐震補強工法，提供工程師執行耐震評估與補強設計業務作為參考，但工程師於執行業務時，仍應本於專業簽證負責。本手冊中所介紹之詳細評估方法係由非線性側推分析獲得結構物之容量曲線，再依校舍使用用途設定性能目標，再利用 ATC-40 的容量震譜法，並融入我國規範的阻尼比修正係數，求得性能目標所對應的性能目標地表加速度，依本手冊之詳細評估方法進行評估，所得之結果具有鑑別度。

本手冊以某一校舍作為示範例，詳細說明耐震評估與補強設計之程序，期有助於工程師執行評估與補強設計業務。工程師在使用過程中若有疑義，亦可至鋼筋混凝土結構耐震能力詳細評估討論區(<http://pushover.ncree.org>)諮詢。耐震評估之研究不斷精進，補強工法不斷創新，本手冊亦會持續更新，結合更進步之評估方法及更多種補強工法，供工程師選擇與參考。

## 附錄 A 側推分析軟體介紹

側推分析可使用一般非線性軟體進行，例如 ETABS、MIDAS、PISA3D、SAP2000、PERFORM-3D 等商業軟體，並需設定相對應的非線性鉸性質。若配合本文之建議設定相對應的非線性鉸性質，工程師可依其習慣選用適當之非線性分析軟體進行側推分析。以下針對一般工程界常用於建築物輔助設計之 ETABS 進行介紹。

ETABS 是美國 CSI 公司(Computer and Sciences, Inc.)所發展之結構應用軟體，被廣泛應用於工程界的結構分析上。ETABS 於建築結構設計時是以梁、柱、樓層系統建構分析模型，與 SAP2000 不同點在於使用者不需完全瞭解有限元素法的詳盡理論，即可跨入結構分析設計的領域。ETABS 經過多次的改版，目前已成為全視窗介面之結構分析軟體；而 ETABS 的 Nonlinear 版本已將 ATC-40 及 FEMA 273 所提出的非線性靜力側推分析(Pushover Analysis)納入其中。

進行側推分析時，須先定義材料性質與結構元件(梁、柱、牆等)斷面尺寸，接著建立結構物分析模型、邊界束制條件與載重型式；再設定非線性鉸性質及非線性鉸作用之位置；最後利用側推分析可算出結構物之容量曲線。

分析程式中，建物的非線性變形完全由結構元件上設置的非線性鉸來表現。ETABS 提供兩種非線性鉸設定方式，分別為預設非線性鉸(default hinge)、使用者定義非線性鉸(user-defined hinge)。預設非線性鉸性質之參數設定完全是依據 FEMA 273 及 ATC-40 之建議，無法進行修改；使用者定義非線性鉸則可依其內建的非線性鉸性質加以修改或自訂一個新的非線性鉸性質。

程式內建之非線性鉸有四種：

- (1)軸力非線性鉸(axial hinge)：P。
- (2)與軸力互制之彎矩非線性鉸(P-M-M hinge)：PMM。
- (3)彎矩非線性鉸(moment hinge)：M3(X 向)、M2(Y 向)。
- (4)剪力非線性鉸(shear hinge)：V2(X 向)、V3(Y 向)。

使用者可依照實際上構件之受力行為，選擇適當的非線性鉸性質。

以彎矩非線性鉸中的 M3 非線性鉸為例，說明 ETABS 非線性鉸之設定，如

圖 A.1 所示，圖上之非線性鉸曲線圖其縱軸與橫軸代表力與位移之關係，圖形隨著表格內 A~E 值參數設定而變化，A~E 之位置如圖 A.2，其值乘以下方之 SF(Scale Factor)即為實際彎矩及非線性轉角。SF 可由使用者自行輸入或是由程式自動以計算彎矩  $M_n$  定義之。

由於 ETABS 內建之非線性鉸性質乃是根據 FEMA 273 而來，分析結果過於保守；且在進行含磚牆與 RC 牆構架之側推分析時，亦沒提供對應於殼元素(shell element)之非線性鉸定義，無法進行含牆構架之側推分析。故本文介紹一套梁柱的側向載重位移曲線關係，及定義非線性鉸所需要的參數，並建議 RC 牆及磚牆之非線性鉸定義方法，讓工程師使用套裝軟體進行校舍結構耐震詳評時可參考使用。

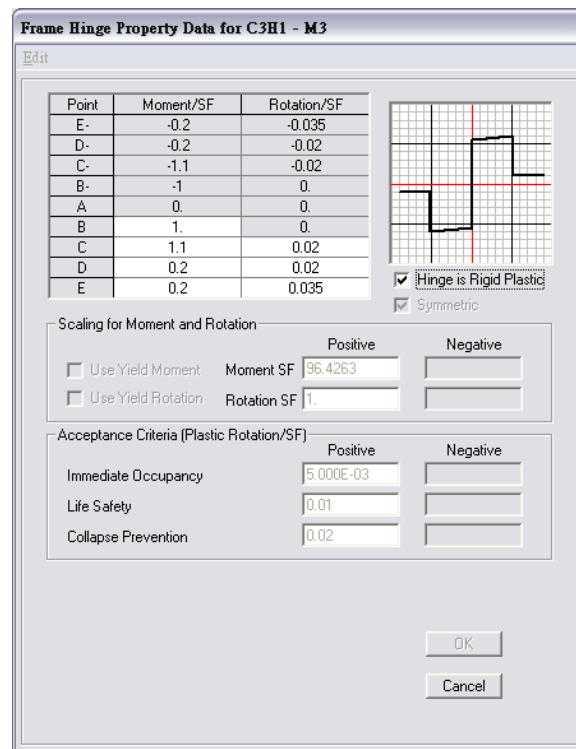


圖 A.1 一般套裝軟體程式(以 ETABS 為例)設定非線性鉸參數介面(M3)

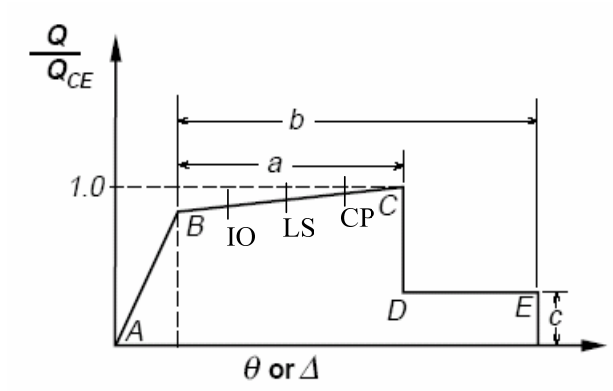


圖 A.2 FEMA 273 設定非線性鉸性質曲線的參數圖

## 附錄 B 耐震詳細評估輔助分析程式使用說明

### 一、 程式架構說明：

此耐震詳細評估輔助分析程式是用 MATLAB 所編譯成可執行檔，使用者必須先自行安裝 MCRInstaller.exe 程式，建立本詳細評估輔助分析程式可執行之環境。

本程式依功能可分為三部份：自動計算磚牆等值斜撐非線性鉸程式、自動計算 RC 梁、柱非線性鉸程式與自動計算性能目標地表加速度程式。此三主要程式可讓使用者獨立執行或依序執行來完成側推分析程序，分別將其介紹如下：

- **Bwph.exe** — 自動計算磚牆等值斜撐非線性鉸程式。輸入之 ETABS 模型經由本程式之執行後，可自動在指定之.e2k 檔案中加入磚牆等值斜撐之材料性質、斷面尺寸及非線性鉸定義，然後使用者再自行於 ETABS 模型適當的位置加入合適的磚牆等值斜撐，並賦予其斷面性質與非線性鉸定義，即完成磚牆等值斜撐設定。

|   |
|---|
| 輸入檔：filename.txt(輔助程式共用輸入檔)<br>filename.e2k(ETABS 建物模型檔)<br>輸出檔：filename.e2k(完成非線性鉸設定之 ETABS 結構模型檔) |
|---|

- **Colph.exe** — 自動計算 RC 梁、柱非線性鉸程式。本程式會自動在使用者指定的.e2k 檔案中加入 RC 梁、柱非線性鉸性質，並且自動在合適的位置加上適當的非線性鉸，使用者即可在 ETABS 進行側推分析得到結構物的容量曲線。

|   |
|---|
| 輸入檔：filename.txt(輔助程式共用輸入檔)<br>filename.e2k(ETABS 建物模型文字檔)<br>輸出檔：filename.e2k(完成非線性鉸設定之 ETABS 文字檔) |
|---|

- **Swph.exe** — 自動計算 RC 牆等值寬柱非線性鉸程式。輸入之 ETABS 模型經由本程式之執行後，可自動在指定之.e2k 檔案中加入 RC 牆等值寬柱之材料性質、斷面尺寸及非線性鉸定義，然後使用者再自行於 ETABS 模型適當的位置加入合適的 RC 牆等值寬柱，並賦予其斷面性質與非線性鉸

定義，即完成 RC 牆等值寬柱設定。

輸入檔：filename.txt(輔助程式共用輸入檔)

filename.e2k(ETABS 建物模型檔)

輸出檔：filename.e2k(完成非線性鉸設定之 ETABS 結構模型檔)

- 可為 ETABS 直接輸出的容量曲線，亦可選擇使用者自行定義之曲線，分析後會以一繪圖視窗供使用者檢視側推曲線、容量曲線及耐震性能曲線。

pga 程式新增阻尼比修正因數 k 由使用者輸入

輸入檔：filename.txt(輔助程式共用輸入檔)

filename.txt(P- $\Delta$  曲線，可為 ETABS 輸出結果)

輸出檔：filename.txt(PGA 計算輸出檔)

## 二、完整輸入說明

使用者在執行本程式前，必須完成單一文字輸入檔之輸入，程式將讀取此純文字單一文字輸入檔之資料。所有輸入資料皆屬模組式讀取，每一模組皆可分為三部份：標題卡、說明卡與資料卡。各模組在輔助程式共用輸入檔中無一定先後次序，僅須以空白行作為分隔，程式將自動在輔助程式共用輸入檔中讀取所需資料之模組。使用者連帶輸入之 ETABS 建物模型文字檔使用單位為 kgf 及 cm，自動計算性能目標地表加速度程式執行所須之 P- $\Delta$  曲線資料檔使用單位為 kgf 及 cm，而輔助程式共用輸入檔使用單位則個別說明於後(所須資料單位皆為 kgf 及 cm)。各資料之間可以空格或 Tab 字元相間格，不需固定資料形式。後續將依據前文所提之三自動分析程式，分別介紹對應之輸入資料模組。

(可用"\$"註解於單一輸入檔中，例如：\$ 這是註解)

- Bwph.exe — 自動計算磚牆等值斜撐非線性鉸程式

```
$ BRICK WALL PROPERTIES
```

```
$Name width height thick f_mc f_bc P Bond Confinement
```

```
...
```

Name：磚牆名稱(使用者自行定義)

width：磚牆寬度(使用單位：cm)

height：磚牆高度(使用單位：cm)

thick：磚牆厚度(使用單位：cm)

f<sub>mc</sub>：水泥砂漿抗壓強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

f<sub>bc</sub>：紅磚抗壓強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

P：磚牆額外之垂直軸向力(使用單位：kgf)

Bond：磚牆砌法：1 為英國式砌法(俗稱一順一丁砌法)；2 為法國式砌法(俗稱梅花丁砌法)；3 為二順一丁砌法；4 為順砌法。

Confinement：磚牆圍束狀況：4 為四邊圍束磚牆；3 為三邊圍束磚牆；2 為台度磚牆。

## □ Colph.exe — 自動計算 RC 梁、柱非線性鉸程式

### 1. 梁性質模組

```
$ BEAM PROPERTIES
$Name L f_cp f_y1 f_yt cover hoop spacing num_hoop TR
...
```

Name：T 或 Γ 型梁斷面名稱，為使用者自行定義之名稱，與柱斷面性質模組資料中的柱斷面名稱一致

L：有效梁長，即為跨距(使用單位：cm)

f<sub>cp</sub>：混凝土抗壓強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

f<sub>y1</sub>：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

f<sub>yt</sub>：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

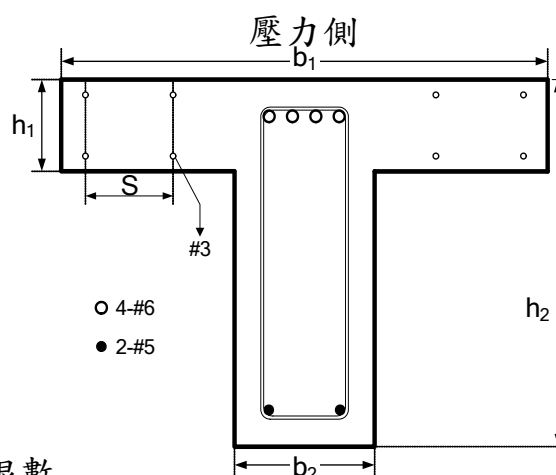
cover：淨保護層厚度(使用單位：cm)

hoop：箍筋號數

spacing：箍筋間距(使用單位：cm)

num\_hoop：側力方向所切過的箍筋及繫筋根數

TR：1=良好圍束 0=不良好圍束，老舊校舍建議為 0



### 2. 梁資料模組

```
$ BEAM DATA
$Name story section
...
```



Name：梁名稱(必須為 ETABS 上梁之名稱)

story：在梁所在之樓層

section：梁之斷面(與斷面性質模組資料中的梁斷面名稱一致)

### 3. 柱性質模組

```
$ COLUMN PROPERTIES
```

```
$Name f_cp f_y1 f_yt cover hoop spacing num_hoop TR
```

```
...
```

Name：柱斷面名稱(必須與 ETABS 上相同)

f\_cp：混凝土抗壓強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

f\_y1：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

f\_yt：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

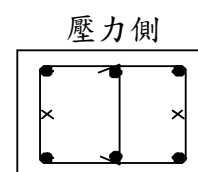
cover：淨保護層厚度(使用單位：cm)

hoop：箍筋號數

spacing：箍筋間距(使用單位：cm)

num\_hoop：側力方向所切過的箍筋及繫筋根數

TR：1=韌性配筋；0=非韌性配筋，老舊校舍建議為 0



num\_hoop=3

### 4. 柱資料模組

```
$ COLUMN DATA
```

```
$Name story properties section Height L fromBtm
```

```
...
```

Name：柱名稱(必須為 ETABS 上柱之名稱)

story：該柱所在之樓層

properties：柱之性質(即為柱性質模組中的 Name)

section：為使用者自行定義之名稱，與柱斷面性質模組資料中的柱斷面名稱一致

Height：樓層高度(使用單位：cm)

L：有效柱長，原柱長扣除台度磚牆高度及梁深(使用單位：cm)

fromBtm：有效柱底至實際柱底端之長度，同台度磚牆高度單位(使用單位 cm)

## 5. 軸力資料模組

```
$ AXIAL LOAD
$Story Column Loc P
...
```

Story：樓層名稱(需與柱資料模組之樓層名稱相對應)

Column：柱名稱(需與柱資料模組之柱名稱相對應)

Loc：位置(該軸力資料對應之柱上關連位置)

P：軸力(使用單位：kgf)

此模組之輸入可直接由 ETABS 匯出柱之軸力資料，於 MS.EXCEL 編輯所需要之項目後，直接複製資料貼上此模組即可。匯出的資料，單位必須選擇為 kgf-cm。

## 6. 斷面性質模組

```
$ SECTION PROPERTIES
(Name)
(h) (b)
(d) (f_yl) (s)... (s)
...
(d) (f_yl) (s)... (s)
```

Name：使用者自定義之柱斷面名稱(需與柱資料模組之 shape 相對應)

h：依壓力側位置判斷，柱斷面深度(使用單位：cm)

b：依壓力側位置判斷，柱斷面寬度(使用單位：cm)

d：該層鋼筋距壓力側底部之距離(使用單位：cm)

f<sub>yl</sub>：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm<sup>2</sup>)

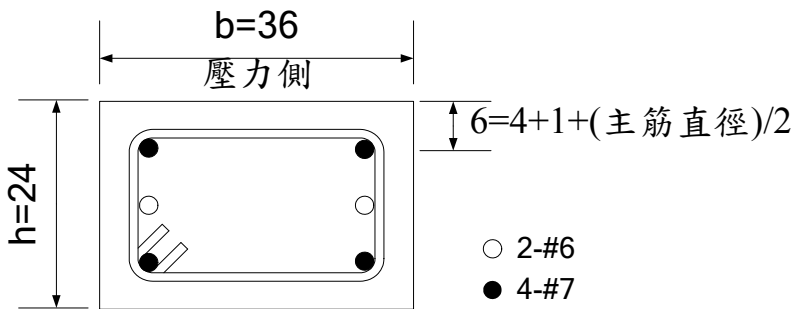
s：該層各個位置所對應之鋼筋號數

以下圖為範例之輸入方式：

● 矩形柱斷面

COLUMN01

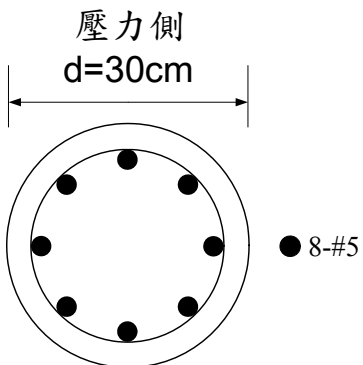
|    |      |   |   |
|----|------|---|---|
| 24 | 36   |   |   |
| 6  | 2800 | 7 | 7 |
| 12 | 2800 | 6 | 6 |
| 18 | 2800 | 7 | 7 |



● 圓形柱斷面

COLUMN02

|       |             |   |   |
|-------|-------------|---|---|
| 30    | \$ d : 圓柱直徑 |   |   |
| 6     | 2800        | 5 |   |
| 7.93  | 2800        | 5 | 5 |
| 15    | 2800        | 5 | 5 |
| 22.07 | 2800        | 5 | 5 |
| 24    | 2800        | 5 |   |

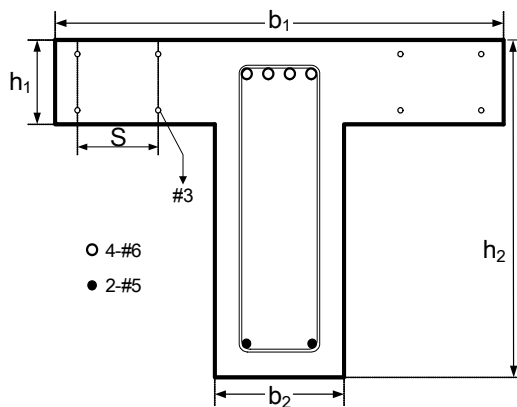


● 梁斷面

BEAM01

| \$ h1 | b1    | h2 | b2 |   |   |
|-------|-------|----|----|---|---|
| 15    | 83.25 | 60 | 24 |   |   |
| 2.5   | 2800  | 3  | 3  | 3 | 3 |
| 6     | 2800  | 6  | 6  | 6 | 6 |
| 12.5  | 2800  | 3  | 3  | 3 | 3 |
| 54    | 2800  | 5  |    |   | 5 |

壓力側

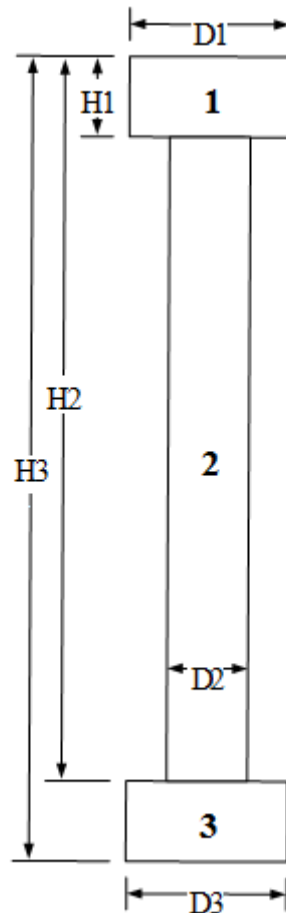


● 剪力牆等值寬柱斷面

SW

| \$H1 | D1   | H2  | D2 | H3  | D3 |
|------|------|-----|----|-----|----|
| 30   | 50   | 330 | 24 | 360 | 50 |
| 6    | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |
| 12   | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 18   | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 24   | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |
| 35   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 50   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 65   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 80   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 95   | 4200 |     | 3  | 3   |    |

|     |      |   |   |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|-----|------|---|---|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| 110 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 125 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 140 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 155 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 170 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 185 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 200 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 215 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 230 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 245 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 260 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 275 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 290 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 310 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 325 | 4200 | 3 | 3 |   |   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 336 | 2800 | 7 | 6 | 6 | 7 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 342 | 2800 | 6 |   |   | 6 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 348 | 2800 | 6 |   |   | 6 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 354 | 2800 | 7 | 6 | 6 | 7 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |



□ Swph.exe — 自動計算 RC 牆等值寬柱非線性鉸程式

```

$ RC SHEAR WALL PROPERTIES
$Name section f_c H Hn lw tw Nu Ig db f_y dbh f_yh nh dbv f_yv nv
...

```

Name：牆名稱(使用者自行定義)

section：牆斷面性質模組

f\_c：混凝土抗壓強度

H：牆高，單曲率計梁頂到施力中心，雙曲率計梁頂到梁底

Hn：牆淨高，梁頂到梁底

lw：牆寬，含邊界柱  
tw：牆厚  
Nu：牆及邊界柱軸重和  
I<sub>g</sub>：全斷面慣性矩  
db：受拉主筋直徑  
f<sub>y</sub>：受拉主筋鋼筋強度  
dbh：水平鋼筋直徑  
f<sub>yh</sub>：水平牆筋鋼筋強度  
nh：水平牆筋根數  
dbv：垂直鋼筋直徑  
f<sub>yv</sub>：垂直牆筋鋼筋強度  
nv：垂直牆筋根數

#### □ PGA.exe — 自動計算性能目標地表加速度程式

##### 1. 建築物性質模組

```
$ BUILDING PROPERTIES  
$Weight Modes  
...
```

Weight：樓層之重量(使用單位：kgf)

Modes：依主控模態進行側推分析之模態分量

##### 2. 工址震譜參數模組

```
$ SITE SPECTRUM PARAMETER  
$$_DS S_D1  
...
```

S<sub>DS</sub>：S<sub>DS</sub> 工址短週期設計譜加速度係數，須根據地盤特性及近斷層效應做修正。

S<sub>D1</sub>：S<sub>D1</sub> 工址 1 秒週期設計譜加速度係數，須根據地盤特性及近斷層效應做修正。

此模組之參數可依照建物實際所在位置經由新版耐震規範查詢得到。

## 附錄 C 示範例

附錄 C 以一示範例說明第二章至第五章所敘述內容，引用某國中之校舍作為案例校舍，說明如下。

### 附錄 C.1 示範例檔案下載

|                           |   |       | ETABS 含牆構架結構模型檔<br>(未經非線性鉸分析) | ETABS 含牆構架結構模型檔<br>(經非線性鉸分析) | 耐震詳細評估程式單一文字輸入檔 |
|---------------------------|---|-------|-------------------------------|------------------------------|-----------------|
| C.3 節詳細評估<br>(含 T 型梁非線性鉸) | X | X.e2k |                               | X-DONE.e2k                   | X.txt           |
|                           | Y |       |                               | Y-DONE.e2k                   | Y.txt           |
| C.4 節擴柱補強                 | X |       |                               |                              |                 |
| C.5 節翼牆補強                 | X |       |                               |                              |                 |
| C.6 節剪力牆補強                | X |       |                               |                              |                 |
| C.7 節複合柱補強                | X |       |                               |                              |                 |

為提升國內耐震工程水準，上開之 ETABS 軟體結構模型檔、耐震詳細評估程式(Colph.exe、Bwph.exe 及 PGA.exe)、耐震詳細評估程式說明檔、執行環境建構程式(MCRInstaller.exe)、耐震詳細評估程式單一文字輸入檔以及本手冊電子檔均提供下載，使用者可至鋼筋混凝土結構耐震能力詳細評估討論區(網址 <http://school.ncree.org.tw/phpbb3/index.php>)自行下載。對於不同工程案例，使用者須依工程經驗專業自行判斷，此處僅提供範例以供說明目的。

## 附錄 C.2 建築物現況與檢測

為完成校舍耐震能力評估所需之相關資料搜集，其進程序可分為基本資料蒐集、現況調查及材料性質檢測，收集整理完成後，相關數據資料可提供校舍耐震評估使用，其相關資料項目如下所述。

附錄 C 所提案例校舍為地上三層之鋼筋混凝土建築物，每層樓高 3.6 公尺，長向長度為 53.5 公尺、短向為 10.2 公尺。其平面配置為四間教室並排連接，每間教室含三跨，教室之長向有 90 公分高之窗台，教室間設置 1B 隔間磚牆，走廊為單邊走廊且廊外無柱，樓梯位於建築物之兩側，廁所位於建築物之左側。

在此僅提供正推長向(X 向)與正推短向(Y 向)之說明，實務作業上建議仍應分別對其正負長向(X 向)及正負短向(Y 向)進行分析。

### 1. 立面圖、平面圖

應先搜尋案例校舍之相關文件，若無原始相關文件圖說等資料，可至當地建管單位調閱、複製相關文件圖說，不論相關文件圖說係經收集或現場觀察所獲得，由於評估案件大都為老舊校舍，建議仍應重新繪製其圖說等相關資料，經重新繪製之立、平面圖可參見圖 C.1~圖 C.4。

### 2. 照片

工程師至現場勘察時，應對現場建築物之正面、背面、側面進行拍照，可參見所附之相關照片如圖 C.5~圖 C.7。

### 3. 柱、梁尺寸及配筋表

將相關文件圖說整理製表，並將柱、梁依不同尺寸分類，附帶其配筋繪製成圖表如圖 C.8~圖 C.9。其中 C1L 與 C1S 之斷面尺寸、配筋均相同，依柱旁是否有窗台磚牆相鄰而有長、短柱之差異，C1S 與窗台磚牆相鄰而視為短柱，而 C1L 不與窗台磚牆相鄰而視為長柱。

### 4. 材料強度

混凝土依合約及現場需要進行鑽心試驗。鋼筋若無設計值，且無法進行取樣做拉力強度測試，則可直接以  $2800 \text{ kgf/cm}^2$  作為鋼筋降伏強度值。至於磚牆等材料性質參數，依內政部營建署之「建築物磚構造設計及施工規範」中所敘述之建議值，請參見表 C.1 所述。



再將各樓層之混凝土抗壓強度、鋼筋降伏強度及磚牆強度性質整理製表，並列出原始設計強度。

## 5. 牆及窗台之模擬

窗台及其非結構牆體之模擬方式，依據牆寬度、牆厚度、圍束條件及窗台位置，先由現場及圖面資料分別判斷繪製。

由於進行沿長向(X方向)之分析，故先由所繪製出之平面圖及立面圖判斷各軸上是否含有窗台及非結構牆體，由圖 C.3 可知在 Y1、Y3、Y4、Y5 軸上皆無窗台及其非結構牆體存在，而 Y2、Y6 軸含有與長向平行之窗台磚牆。相關牆及窗台之模擬方式可分別參見圖 C.10 及圖 C.11；再進行沿短向(Y方向)之分析，故先由所繪製出之平面圖及立面圖判斷各軸上是否含有窗台及非結構牆體，由圖 C.3 可知於 X2、X3、X6、X9、X12、X15、X17 軸分別含有隔間磚牆。相關牆及窗台之模擬方式可分別參見圖 C.12~圖 C.18，再將上述長短向之磚牆及其配置條件等，依據牆種類、牆長度、牆厚度、圍束條件及窗台位置整理如表 C.2 及表 C.3。

## 附錄 C.3 詳細評估

本節以 C.2 節之案例校舍為例，依第四章介紹的低矮型校舍耐震詳細評估方法，搭配 ETABS 結構分析軟體，說明既有校舍進行耐震詳細評估之流程。

實際案例應對二向(X向及Y向)之正、負方向分別進行分析並取較小值為結構物之耐震能力，本手冊之案例說明僅提供 X、Y 向之正方向分析說明，故其相對應磚牆轉為等值斜撐位置可見圖 C.10 至圖 C.18 所示。

本節詳細評估示範例說明，經整理後共有 9 個步驟，若使用者自行計算非線性鉸，則步驟 4、5 可省略，至於如何計算非線性鉸參數，請參考第四章及附錄 C 之相關附錄（補強前現況一柱非線性鉸見附錄 C.8，磚牆軸力非線性鉸見附錄 C.9）。此外若根據輸出基底剪力與屋頂位移資料自行計算結構耐震能力，則步驟 9 可省略，而其他步驟則是藉助 ETABS 軟體執行分析，若使用者使用其他相關結構分析軟體亦可。

在此將本案例校舍耐震詳細評估流程之主要步驟敘述如下，並依據步驟逐項說明。

- 建立結構模型(純梁柱構架-未補強前),執行線性靜力分析,輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料
- 整理磚牆及 RC 牆之相關材料性質及尺寸資料
- 編輯耐震詳細評估所需之單一文字輸入檔(hjx1.txt)
- 執行梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)
- 至 ETABS 中匯入完成步驟 4 之 e2k 檔,建立含牆等值斜撐之構架結構模型,檢查模型是否已加上非線性鉸
- 於 ETABS 中執行線性靜力分析
- 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析
- 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料
- 執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe),計算結構耐震能力以下分別對正 X 方向及正 Y 方向進行耐震評估說明。

#### A. X 方向耐震評估

##### C.3.1 建立 X 方向結構模型(含磚牆之梁柱構架-未補強前),執行線性靜力分析,輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料

耐震詳細評估流程的第一個步驟,即是使用 ETABS 建立分析模型,由平面圖與立面圖可知結構物長短向尺寸、各樓層高度以及各梁跨距,在 ETABS 中依實際尺寸繪製格線,柱與梁斷面尺寸則以配筋圖定義,材料性質可查閱設計強度或材料試驗報告來建立,至於磚牆則轉換為等值斜撐,最後配合各樓層之結構平面圖完成 ETABS 結構分析模型,其 3D 立體圖及平面圖如圖 C.19 與圖 C.20 所示。相關建立結構模型時有幾項設定上的注意事項:

#### (1) 基礎設定

依據本手冊第四章所述,基礎模擬方式之建議大致有分為 2 大類如下:

##### A. 剛性基盤

1. 不模擬地梁,基礎設定為固接(手冊二版)
2. 模擬地梁,基礎設定為鉸接(原有基礎)
3. 模擬地梁,基礎設定為固接(補強基礎)

##### B. 精細模擬(柔性基盤)

1. 模擬地梁,基礎設定為土壤彈簧

此次手冊三版建議基礎設定考慮模擬地梁及土壤彈簧，參考「日本道路協會—道路橋示方書」之土壤彈簧參考資料，本案例假設為砂層土質而且其  $N$  值=20，依耐震規範式(2-5) 其剪力波速  $V = 80N^{1/3} = 217.15$  m/sec，參考耐震規範表 2-3，本案例為第二類地盤(普通地盤)。

本案例土壤彈簧設定，係考慮依側推方向決定其設定值，參見圖 C.20 得知結構物長度、寬度為 5350 cm、1020 cm，應考慮其結構物底部(長 5350cm×寬 1020 cm)、結構物側部(覆土層深 150cm×寬 1020 cm)，來決定土壤彈簧值計算參見圖 C.21 所示，得知結構物底部+側部之側向土壤彈簧值為 3056380.245 kgf/cm，分配到軸 X17 之 4 根柱子上，每根柱子之側向彈簧  $K$  值為 764095.0613 kgf/cm。程式設定可於 ETABS 工作列中 Assign 選項裡的 Joint/Point 之 Point Spring 進行設定，參見圖 C.22 所示。本案例為正 X 方向進行側推，對軸 X17 之 4 根柱子於地面層進行設定。

## (2) 剛性樓版設定

第四章曾提到為了簡化低矮型校舍結構物之側推分析，而將樓版視為一剛性樓版，可於 ETABS 工作列中 Assign 選項裡的 Shell/Area 之 Rigid Diaphragm 選取 D1 選項進行設定，參見圖 C.23 所示。

## (3) 梁柱開裂勁度折減

由於在進行側推分析，會造成梁柱桿件開裂，為使梁柱開裂後斷面的勁度折減比例符合此狀況，依據 ACI 318 之建議柱折減為 0.35，梁折減為 0.35，但直接對彈性係數  $E_c$  值折減會影響到其他參數條件，建議直接對其慣性矩  $I_g$  值折減，故柱折減為  $0.35E_cI_g$ ，梁折減為  $0.35E_cI_g$ ，但由梁於實際上與樓板現場澆置為一體，於結構上顯示為 T 型梁，而 T 型梁之慣性矩約為矩型梁之 2 倍，故對 T 型梁時，則可折減為  $0.7E_cI_g$ ，本範例係考慮為 T 型梁。

可於 ETABS 工作列中 Select 選項裡的 by Line Object Type 分別選取 Column 或 Beam，參見圖 C.22 所示，再至 Assign 裡的 Frame/Line 的 Frame Property Modifiers 選項進行設定，將其 I2 及 I3 分別修改為 0.7 及 0.7 (Column)、0.7 及 0.7 (Beam)，參見圖 C.24 及 C.25 所示。

## (4) 剛域修改

為模擬桿件端點剛性區域對於剪力與彎矩之影響，可更改 Rigid-zone factor

之值。可於 ETABS 工作列 Select 選項裡的 by line Object Type，分別選取 Column 及 Beam，再至 Assign 中選擇 Frame/Line 的 End(Length) Offsets，將 Rigid-zone factor 該項修改為 1，參見圖 C.26 所示。

#### (5) 節點設置 Panel zone

依照 CSI 技術文件(CSI Knowledge Base)建議，於 Panel zone and rigid offset，應在節點加設 Panel zone。設定方式乃先全選結構，在 Assign-joint/Point)-Panel Zone 選 Elastic Properties from Column。其結果位移及週期會稍大，分析結果較合理。參見圖 C.27 所示。

#### (6) 定義垂直載重

依建築技術規則規定，建築物之活載重因樓地板之用途而不同，如作為教室用途，其設計活載重不得小於  $250 \text{ kgf/m}^2$ 。建議進行側推分析時，考慮之垂直載重應採用設計靜載重加上二分之一設計活載重，本案例中採用之垂直載重除設計靜載重外，還加上  $150 \text{ kgf/m}^2$  活載重於各層樓地板上。先選取各樓層之樓版(可於 ETABS 工作列 Select 中 by Line Object Type 分別選取之)，再於 ETABS 工作列 Assign 中 shell/Area Loads 裡的 Uniform 中去定義靜力載重，參見圖 C.28 所示。

至於隔間牆及磚牆重量，在模型內僅給予等值斜撐或忽略其耐震性能，ETABS 未計算其自重，故應另行計算其重量並加載在樓版上，單一文字輸入檔中之各樓層重量建議考慮磚牆重量，以符合實際情況。本手冊建議應將該樓層之磚牆重量計算完成，將其除以該樓層樓版體積，再加至原該樓層樓版之單位體積重量上。本案例定義 RFL 樓層為 SLAB3、3FL 樓層為 SLAB2、2FL 樓層為 SLAB1，於 ETABS 工作列中 Define 裡的 Material Property 中之 SLAB3、SLAB2 及 SLAB1，可見其單位體積重量差異，由於 RFL 樓層上無磚牆，故其單位體積重量較低。

#### (7) 設定非線性靜力側推分析

設置非線性靜力側推分析，可於 ETABS 工作列中 Define 裡的 Static Nonlinear/Pushover Cases，新增兩個 case，第一個 case 的載重名稱為 PUSH1，其載重形式為 DEAD Load(此處為設計靜載重加上活載重)，此處 DEAD Load case 必須選擇「力控制」。

先前手冊一、二版之第二個 case 必須接續 DEAD Load 的 case，其載重形式為 PUSH1，此 case 則必須選擇「位移控制」，鍵入分析例所預設之側推位移量，ETABS 分析時則會參照 Load Pattern 定義的載重型式依比例側推，參見圖 C.29 所示，由於手冊建議的彎矩非線性鉸已考慮 P-delta 效應，限制了韌性發展，因此對於既有建物的側推分析，若使用本手冊建議之非線性鉸性質，則建議在分析時不要採用 P-delta 分析。

基於考慮以非線性靜力側推分析評估扭轉效應嚴重之結構，所得為近似之結果，若欲進行較準確之評估，則建議採用非線性動力方法進行分析。在考慮校舍結構之耐震能力詳細評估，應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配。對於具扭轉不規則校舍結構，進行耐震能力詳細評估時，當下列條件均符合時，則不必考慮意外扭矩及扭矩動態放大效應。

- i. 明確計算各樓層質心之位置。
- ii. 各樓層側力之合力通過該樓層之質心。
- iii. 依據側推方向之主控模態，設定側力之豎向分配。
- iv. 以屋頂層質心作為位移之監控點。

此次手冊三版建議以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，並以各樓層側力之合力通過該樓層之質心，及屋頂層質心作為位移之監控點。

如何設定側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，可先對結構模型進行靜力分析，由模態參與質量係數輸出見圖 C.30 所示，當進行 X 方向側推時，第一模態參與係數達 65%。當確定側推方向之主控模態，並依據此模態於該方向之分量，作為側力之豎向分配設定，見圖 C.31 所示之 Building Mode 輸出。再由 Define-Static Load Case 見圖 C.32 所示定義 PUSHX 其為 User Loads，修改其 Lateral Loads，如見圖 C.33 所示，於 FX 方向輸入圖 C.31 之值，並勾選側力施加在質心上。結構模型之質心點號及位置可參見圖 C.34。

目前手冊三版之第二個 case 必須接續 DEAD Load 的 case，其載重形式為 PUSHX，此 case 則必須選擇「位移控制」，鍵入分析例所預設之側推位移量，ETABS 分析時則會參照 Load Pattern 定義的載重型式依比例側推，參見圖 C.35 所示。

結構模型建立完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，

執行線性靜力分析，分析完成後於 ETABS 工作列中 Display 裡的 Set Output Table Mode 出現視窗，只勾選 Frame Forces 一項(參見圖 C.36)，再勾選 Select Loads 中的 DEAD Static Load(參見圖 C.37)，之後出現視窗選取 Column Force(參見圖 C.38)，再由其工作列之 Edit 裡的 Copy Entire Table，複製整個柱軸力資料至 MS.EXCEL 內(參見圖 C.39)，其中保留其「Story」、「Column」、「Loc」及「P」等四個柱欄內資料，作為步驟 3 編輯「單一文字輸入檔」所使用。

### C.3.2 整理磚牆及 RC 牆之相關材料性質及尺寸資料

請參考 C.2 節敘述，本案例校舍無 RC 牆，由圖 C.3 可知案例校舍在 Y1、Y3、Y4、Y5 軸上皆無窗台及非結構牆體存在，而 Y2、Y6 軸含有與長向平行之窗台磚牆。故經閱讀圖面資料後可整理磚牆尺寸性質如下：

| 方向 | 名稱  | 牆寬(cm) | 牆高(cm) | 牆厚(cm) | 圍束條件 |
|----|-----|--------|--------|--------|------|
| X  | BW1 | 218    | 90     | 24     | 台度磚牆 |
|    | BW2 | 303    | 90     | 24     | 台度磚牆 |

### C.3.3 編輯耐震詳細評估所需之單一文字輸入檔(hjx1.txt)

本輸入檔係提供三個自動化程式，包括(1)自動計算梁、柱非線性鉸參數程式(Colph.exe)計算梁與柱斷面撓曲強度、剪力強度、剪力破壞位移、撓曲破壞位移、梁與柱非線性鉸性質、非線性鉸位置；(2)計算磚牆等值斜撐非線性鉸參數程式(Bwph.exe)計算極限強度、極限位移、殘餘強度及磚牆等值斜撐非線性鉸性質；(3)自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)。程式所須單一文字輸入檔之主要項目參見圖 C.40 所示。相關輸入說明請參見第四章，完整輸入檔可參見檔案 x.txt。本節依案例校舍之實際狀況逐項說明其耐震詳細估程式單一文字輸入檔。

\$ BUILDING PROPERTIES

\$Weight Height

|        |        |
|--------|--------|
| 479000 | 0.0151 |
| 479000 | 0.0270 |
| 413400 | 0.0333 |

此案例校舍之 2F、3F、RF 之 Weight 重量(kgf)分別為 479000 kgf、479000 kgf、413400 kgf，每個樓層之重量係由柱分一半、梁及磚牆則歸屬該樓層、至於 RC 牆或隔間磚牆則亦分一半給相鄰之上下樓層。而先前手冊一、二版之 Height 樓層高(cm)其為樓層對應至地面高度為 360 cm、720 cm、1080 cm。而此次三版並非為樓層高，而為依主控模態進行側推分析之模態分量(參見圖 C.31 之值)。

\$ SITE SPECTRUM

PARAMETER

|       |      |
|-------|------|
| \$S_s | S_1  |
| 0.7   | 0.52 |

此案例校舍假設位於台南市東區，地盤種類假設為第二類地盤，由建築物耐震設計規範與解說可查出案例校舍之工址水平譜加速度  $S_{DS} = 0.7$ 、 $S_{D1} = 0.52$ 。

\$ BRICK WALL PROPERTIES

| \$Name | width | height | thick | f_mc | f_bc | P | Bond | Confinement |
|--------|-------|--------|-------|------|------|---|------|-------------|
| BW1    | 218   | 90     | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 2           |
| BW2    | 303   | 90     | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 2           |

由 C.3.2 節及表 C.1、表 C.2 之資料可填入，其中有關磚牆額外之軸力 P，假設本案例校舍為後砌式磚牆，故軸力可視為零(即磚牆不承受垂直應力)，至於磚牆砌法(Bond)若為 1B 磚牆可取 3(二順一丁砌法)，為 1/2B 磚牆可取 4(順砌法)，而二者之圍束(Confinement)皆為台度磚牆圍束故取 2。

| \$ COLUMN PROPERTIES |      |      |      |       |      |         |          |    |  |
|----------------------|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|--|
| \$Name               | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |  |
| C1L                  | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |  |
| C1S                  | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |  |
| C2                   | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |  |
| C3                   | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |  |

由圖 C.8 可知有 C1、C2、C3 三種柱配筋，配合表 C.1 材料參數可完成 COLUMN PROPERTIES 之輸入，至於 C1L 與 C1S 之差異僅為區分是否有長短柱而有不同命名。f\_cp 為混凝土強度，f\_yl 及 f\_yt 則分別為主筋與箍筋之降伏強度，cover 為保護層厚度，hoop 為使用箍筋號數，spacing 為箍筋間距，num\_hoop 為側推方向之箍筋及繫筋根數，TR 為柱是否韌性配筋(選則 1=是，0=否)，在此為老舊校舍應為非韌性配筋故選 0。

| \$ BEAM PROPERTIES |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
|--------------------|-----|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|
| \$Name             | L   | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |
| B1D_303            | 303 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B1S_370            | 370 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| B5S_303            | 303 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B5S_220            | 220 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B6S_420            | 420 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B6D_420            | 420 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B6S_414            | 414 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |

由圖 C.9 可知案例校舍共有 B1、B2、B3、B4、B5、B6 六種梁配筋，配合表 C.1 材料參數可完成 BEAM PROPERTIES 之輸入，由圖 C.3 可知沿 X 向有 220、303、367、370、376、414、420、426、470 cm 等九種跨距，經整理後共計有 14 個不同配筋跨距之梁，如單一文字輸入檔內所示。在此以第一列輸入值逐項



說明之。

|         |     |     |      |      |   |   |    |   |   |
|---------|-----|-----|------|------|---|---|----|---|---|
| B1D_303 | 303 | 160 | 2800 | 2800 | 4 | 3 | 25 | 2 | 0 |
|---------|-----|-----|------|------|---|---|----|---|---|

Name1 : B1D\_303, B1 表示梁配筋編號, 而 D 表示雙翼 T 型梁(S 表示單翼 T 型梁), 303 表示其跨距

L : 跨距長度, 在此為 303 cm

f\_cp f\_y1 f\_yt : 材料參數強度, 參考表 C.1

cover : 梁淨保護層厚度, 在此為 4 cm

hoop : 使用箍筋號數, 在此使用 3 號箍筋

spacing : 使用箍筋間距, 在此為 25 cm

num\_hoop : 沿側力方向(X 向), 箍筋及繫筋之根數, 在此為 2。(參考圖 C.9 之 B1 梁)。

TR : 梁非線性鉸修正以 ASCE 41 所建議之係數法來設定, 配合 ASCE 41 箍筋圍束條件, 1=良好圍束、0=不良好圍束, 老舊校舍應該採用 0。

| \$ COLUMN DATA |       |            |         |     |     |         |
|----------------|-------|------------|---------|-----|-----|---------|
| \$Name         | story | properties | section | H   | L   | fromBtm |
| C1             | 2FL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| C1             | 3FL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| C1             | RFL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| C45            | 2FL   | C1S        | C1S     | 360 | 180 | 90      |
| C45            | 3FL   | C1S        | C1S     | 360 | 180 | 90      |
| C45            | RFL   | C1S        | C1S     | 360 | 180 | 90      |
| C46            | 2FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C46            | 3FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C46            | RFL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C47            | 2FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C47            | 3FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C47            | RFL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |

由 C.3.1 節所建立之結構模型，可知其柱位編號為 C1~C47，輸入 COLUMN DATA 時，依各柱之 2F~RF 樓層進行輸入，共計有 141 列資料，如單一文字輸入檔 (hix1.txt) 內所示，在此以 C45 輸入值逐項說明之。

|     |     |     |     |     |     |    |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| C45 | 2FL | C1S | C1S | 360 | 180 | 90 |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|

Name：C45 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之柱編號

Story：C45 柱所在之樓層

Properties：對應 COLUMN Properties 內之柱斷面 C1S

SECTION：對應 COLUMN SECTION PROPERTIES 內柱斷面 C1S

Height：該根柱所在樓層之高度，在此為樓高 360 cm

L：該根柱之有效高度，須扣除其台度磚牆高度。由於 ETABS 判斷樓層高度係由該樓層之梁上緣到另一樓層之梁上緣，而非一般梁中心線到梁中心線，故計

算柱之有效高度時，應將柱全長扣除該根柱所接之上方梁的深度，由圖 C.3 及圖 C.4 可知其所接之梁為 B3，其斷面深度為 90 cm，即得 C45 柱實際有效高度為 180 cm。若該根柱位無磚牆高度，則直接由該 Loc 欄位中該層柱之最大值為其有效高度。

fromBtm：該根柱位之台度磚牆高度。

| \$ BEAM DATA |       |         |
|--------------|-------|---------|
| \$Name       | story | section |
| B1           | 2FL   | B6S_414 |
| B1           | 3FL   | B6S_414 |
| B1           | RFL   | B6S_414 |
| .....        |       |         |
| .....        |       |         |
| .....        |       |         |
| B98          | 2FL   | B2S_470 |
| B98          | 3FL   | B2S_470 |
| B98          | RFL   | B2S_470 |

校舍進行耐震詳細評估時，由於窗台磚牆轉為等值斜撐，於非線性靜力側推分析完成後，可觀察其受水平側向力推跨分析的 Deformed Shape，若斜撐仍未產生非線性鉸或未進入破壞，則表示該斜撐為有效，窗台下之梁沒有機會產生非線性鉸，故應將窗台下之梁非線性鉸設定去除。若在窗台旁有門下之梁，僅去除窗台下之梁非線性鉸設定即可，至於門下之梁非線性鉸設定仍保留。若窗台磚牆模擬之等值斜撐產生非線性鉸進入 C 點，則表示該斜撐於非線性靜力側推分析時其強度只剩下殘餘強度，其對窗台柱之束制已無作用，故原窗台柱因等值斜撐造成之短柱，此時由於窗台強度不足而使原窗台短柱效應不存在，建議此時應將原窗台短柱之設定改為無窗台之長柱設定，並使窗台下之梁得以產生非線性鉸，故應將窗台下之梁非線性鉸進行設置。之後再重新執行非線性側推分析。本案例斜撐皆為有效，故在此輸入檔內斜撐下之梁皆不加入非線性鉸。(而無斜撐下之梁仍有非線性鉸)

由 C.3.1 節所建立含牆構架結構模型(X.e2k)，可知案例校舍之梁位編號由 B1~B98，輸入 BEAM DATA 時依各梁之 2F~RF 樓層進行輸入，由於對長向(X 向)進行分析，故輸入檔亦只輸入長向之 BEAM DATA。長向有 52 根梁，因有 3 層，故共 156 根梁，扣除斜撐下之梁(計有 40 根梁)，故共計有 116 列資料，如單一文字輸入檔(X.txt)內所示，在此以 B1 輸入值逐項說明之。

Name：B1 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之梁編號

Story：B1 梁所在之樓層

Section：B6S\_414 為對應 COLUMN SECTION PROPERTIES 內之梁斷面

```
$ AXIAL LOAD
$Story Column Loc P
```

由 C.3.1 節所敘述之軸力輸出(見圖 C.39)，其中保留其 Story、Column、Loc、P 四個柱欄內資料，再將其複製至此輸入檔中。

```
$ COLUMN SECTION PROPERTIES
```

根據圖 C.8 及圖 C.9，柱有 4 種配筋、梁有 6 種配筋，對於柱在 \$ COLUMN PROPERTIES 欄內輸入 4 種柱斷面(C1L、C1S、C2、C3)，在此亦相同輸入 4 種柱斷面配筋；至於梁在 \$ BEAM PROPERTIES 欄內有 14 種梁斷面，在考慮計算其正負彎矩之另一斷面時，應輸入 28 種梁斷面配筋，為方便工程師使用及節省時間，此版本僅輸入單一 T、L 梁斷面尺寸及配筋資料即可(正 T、正 L)。

在此各介紹 1 種柱及梁斷面配筋輸入，分別為 C1L 及 BID\_303

柱斷面配筋 C1L：(配合參考圖 C.8)

| C1L  |      | --沿側力方向(X 向)之深度、與側力方向垂直(Y 向)之寬度 |   |   |   |
|------|------|---------------------------------|---|---|---|
| 30   | 50   |                                 |   |   |   |
| 6.1  | 2800 | 7                               | 6 | 6 | 7 |
| 12   | 2800 | 6                               |   |   | 6 |
| 18   | 2800 | 6                               |   |   | 6 |
| 23.9 | 2800 | 7                               | 6 | 6 | 7 |

側力方向

C1L

○ 4-D22

● 8-D19

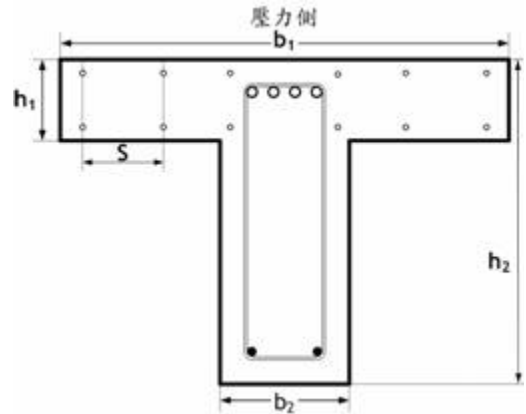
其中，6.1、12、18 及 23.9 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，

2800 為該排鋼筋之降伏強度

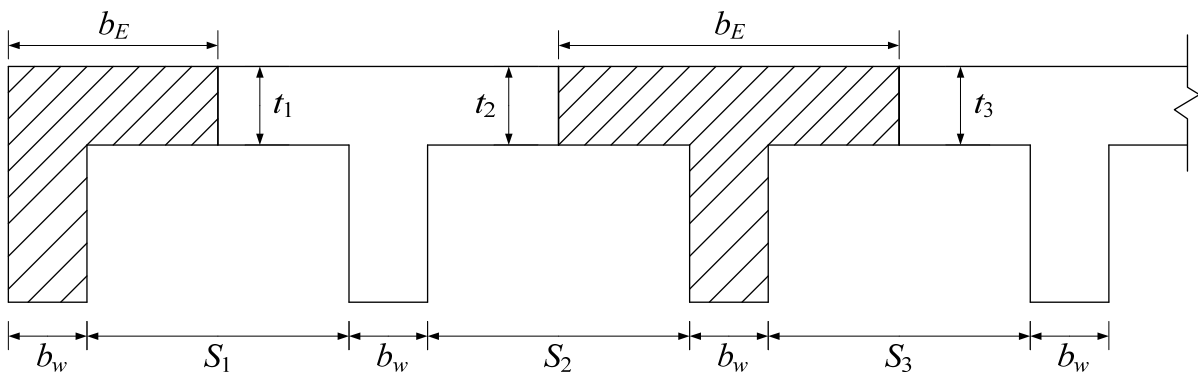
數字 7 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

梁斷面配筋 B1D\_303：(配合參考圖 C.9)

|         |       |    |    |                 |   |   |   |
|---------|-------|----|----|-----------------|---|---|---|
| B1D_303 |       |    |    |                 |   |   |   |
| 15      | 75.75 | 60 | 24 | ← (h1、b1、h2、b2) |   |   |   |
| 2.5     | 2800  | 3  | 3  | 3               | 3 | 3 | 3 |
| 6       | 2800  | 6  | 6  | 6               | 6 |   |   |
| 12.5    | 2800  | 3  | 3  | 3               | 3 | 3 | 3 |
| 54      | 2800  | 5  |    |                 |   | 5 |   |



其中，2.5、6、12.5 及 54 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 為該排鋼筋之降伏強度，數字 3、5 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。斷面形狀尺寸之輸入可適當考慮為 T 型梁，其有效梁寬可依規範計算：



$$\text{雙翼 T 型梁： } b_E = \min(L/4, b_w + \min(8t_2, \frac{S_2}{2}) + \min(8t_3, \frac{S_3}{2}))$$

$$\text{單翼 T 型梁： } b_E = \min(b_w + \frac{L}{12}, b_w + 6t_1, b_w + \frac{S_1}{2})$$

在此為雙翼 T 型梁， $t_2 = t_3 = 15 \text{ cm} = h_1$ ， $b_E = 303/4 = 75.75 \text{ cm} = b_1$

而 B1 梁尺寸為  $24 \times 60$ ， $h_2 = 60 \text{ cm}$ 、 $b_w = 24 \text{ cm} = b_2$

故 B1D\_303 梁之斷面形狀輸入為：

|    |       |    |    |
|----|-------|----|----|
| 15 | 75.75 | 60 | 24 |
|----|-------|----|----|

B1D\_303 梁之斷面配筋輸入如下：

|     |      |   |   |   |   |   |   |
|-----|------|---|---|---|---|---|---|
| 2.5 | 2800 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
|-----|------|---|---|---|---|---|---|

$2.5=2(\text{版保護層厚度})+1/2(\text{\#3 鋼筋直徑之半})$ --即此層為樓版內配 6 根#3 鋼筋

|   |      |   |   |   |   |
|---|------|---|---|---|---|
| 6 | 2800 | 6 | 6 | 6 | 6 |
|---|------|---|---|---|---|

$6=4(\text{梁保護層厚度})+1(\text{\#3})+1.9/2(\text{\#6 鋼筋直徑之半})$ --即此層為梁配 4 根#6 鋼筋

|      |      |   |   |   |   |   |   |
|------|------|---|---|---|---|---|---|
| 12.5 | 2800 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
|------|------|---|---|---|---|---|---|

---即此層為樓版內配 6 根#3 鋼筋

|    |      |   |   |
|----|------|---|---|
| 54 | 2800 | 5 | 5 |
|----|------|---|---|

---即此層為梁配 2 根#5 鋼筋

### C.3.4 執行梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)

開啟新的工作目錄，將 C.3.1 節完成之結構模型輸入檔(X.e2k)、C.3.3 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，必須與 Colph.exe、Bwph.exe、PGA.exe 置於同一目錄下，此時工作目錄亦須更換至該目錄下，參見圖 C.41 所示。

#### ● 執行梁與柱非線性鉸分析 Colph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Colph(參見圖 C.42 所示)，此時程式執行時會問使用者「請問輸出為 X 方向還是 Y 方向之非線性鉸？(X: X 方向；Y: Y 方向)」，在此為 X 方向之分析故輸入 X(見圖 C.43 所示)，接著出現「是否要考慮梁之非線性鉸？(Y/N)」。由於補強前行為屬於強梁弱柱，此時柱易產生非線性鉸，加入梁非線性鉸後，柱仍容易產生非線性鉸，變化差別不大。而補強後結構可能變為強柱弱梁，加入梁非線性鉸後，此時梁容易先產生非線性鉸，較會有差異變化，考慮實際 T 型梁，建議將梁非線性鉸列入計算，輸入 Y(見圖 C.44 所示)。本案例斜撐皆為有效，故在斜撐下之梁皆未加入非線性鉸，對於有開門旁之梁非線性鉸則只加入一側之非線性鉸。

接著出現詢問「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名(\*.txt)」，此即 C.3.3 節完成

之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，輸入 X 即可(見圖 C.45 所示)。然後接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即 C.3.1 節完成之結構模型輸入檔(X.e2k)，輸入 X 即可(見圖 C.46 所示)，然後接著再出現詢問「請輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即執行梁與柱非線性鉸分析後所儲存之輸出檔(X-COLPH.e2k)，輸入 X-COLPH 即可(見圖 C.47 所示)，當 Colph 計算完成，請參見圖 C.48 所示，並按任意鍵離開。

- 執行磚牆等值斜撐非線性鉸分析 Bwph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Bwph (參見圖 C.49 所示)，接著出現詢問「輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (\*.txt)」此即 C.3.3 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，輸入 X 即可(見圖 C.50 所示)。接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，「請輸入已完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即 C.3.4 節完成之結構模型輸入檔(X-COLPH.e2k)，輸入 X-COLPH 即可(見圖 C.51 所示)。之後再出現詢問「請輸入完成磚牆等值斜撐非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」此即經等值斜撐非線性鉸分析計算後所輸出之 e2k 檔，在此輸入 X-BWPH(見圖 C.52 所示)即可存為 X-BWPH.e2k。當 Bwph 計算完成，請參見圖 C.53 所示，並按任意鍵離開。

### C.3.5 至 ETABS 中匯入完成步驟 4 之 e2k 檔，檢查模型是否已加上非線性鉸

回到 ETABS 程式中，於 ETABS 工作列之 File 裡的 Import 選取 ETABS.e2k TextFile 匯入步驟 4 經梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)之輸出檔(X-BWPH.e2k)，檢查是否有非線性鉸加在梁、柱上(見圖 C.54)，經確認無誤後則至此已完成梁、柱、磚牆軸力非線性鉸之設定。

其中繪製沿長向 (X 向) 斜撐 BW1 及 BW2 時，須使其 Release 成 Pinned 接端，可於 ETABS 工作列中 Select 裡的 by Line Object 選取 Brace，再於 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame Line 裡的 Frame Release 之視窗中 Torsion、Moment22 及 Moment33 皆要 Release(參見圖 C.55 所示)。

此時梁、柱之非線性鉸均已設定完成在其相對應位置上如彎矩、剪力、非線性鉸(參見圖 C.56 所示)，但軸力非線性鉸卻未顯現出，於執行程式 BWPH.EXE

時已將磚牆軸力非線性鉸寫入 E2K 檔中。此時只需將各斜撐構件指定其相關非線性鉸至指定位置後即可。依據結構圖面資料，選取斜撐構件，在 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame/Line 選取 Frame Nonlinear Hinges，在 Hinge Property 欄位選取該斜撐之軸力非線性鉸性質(本案例中為 BW1 或 BW2)，並將斜撐之軸力非線性鉸相對位置(Relative Distance)輸入 0.5(即軸力非線性鉸設於斜撐中點)，如此依序設定，即可完成全部斜撐之軸力非線性鉸設定。(參見圖 C.57 所示)

先前敘述本案例斜撐皆為有效，故在斜撐下之梁皆不加入非線性鉸(而無斜撐下之梁仍有非線性鉸)，此外手冊三版加入梁剪力非線性鉸，程式自動設置在梁中點處，故對於斜撐完全佈滿下之梁兩端撓曲非線性鉸及中間剪力非線性鉸應全數移除；至於斜撐未完全佈滿下之梁兩端撓曲非線性鉸應移除斜撐所佔部份，而原中間剪力非線性鉸則應移至斜撐未部份之梁上中間位置，至此完成含磚牆斜撐非線性鉸及梁、柱非線性鉸之結構模型。(參見圖 C.58 示)

再儲存為 X-DONE.EDB 檔。(參見圖 C.59 示)

### C.3.6 於 ETABS 中執行線性靜力分析

當確認非線性鉸設定完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，執行線性靜力分析。

### C.3.7 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析

完成以上步驟，可進行非線性靜力側推分析之設定工作，於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Static Nonlinear Analysis，執行非線性靜力側推分析，進而得到結構物的側推分析容量曲線，見圖 C.60 所示。

對於側推分析後之容量曲線，若無下降端則不易確定最大基底剪力值，

ETABS 建議非線性側推分析之收斂方式為「Unload Entire Structure」，此方法所得之結果較為精確且省時。若分析所得之容量曲線無下降段時，如圖 C.60，可採以下建議之步驟處理求取下降段：

- (1) 調整非線性側推分析參數值，如圖 C.61 所示，試著將「最大儲存步驟」等四項參數設定放大 4 倍，其餘兩項參數設定不變，重新進行非線性側推分析，觀察結構物之側推曲線是否出現衰減之線段。



(2) 經採用前述方式後，發現側推曲線仍未有下降段，建議改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解，此收斂方式可較容易獲得負勁度之結果，但可能會低估其最大強度，再將「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩者得到的側推曲線，如圖 C.62 所示，以外包絡線方式進行接合，得到其容量曲線圖如圖 C.63。

在此必須注意的是於先前手冊二版中提到，『為了確保得到的分析結果為最大屋頂位移所對應的容量曲線，於第一次執行非線性側推分析後，可將結構模型上各點的位移量輸出(圈選屋頂層之平面，於 ETABS 工作列之 Display 裡的 Set Output Table Mode 選取 Displacement，再選 Select Loads 中之 PUSHX Static Nonlin)找出於屋頂層發生最大位移 ( $U_x$ ) 之點位編號，並利用 MS.EXCEL 大小排序功能找出最大位移量的點位，與 C.3.1 節中「設定非線性靜力側推分析」內選項中之最大位移量之點位相比對，若為相同點位則完成。若不相同，則修改該點位為屋頂層發生最大位移點位編號，再次執行非線性靜力側推分析，如此才是對應於最大屋頂位移之容量曲線。』

但是為配合 C.3.1 節中(7)設定非線性靜力側推分析中敘述，本次手冊三版建議以主控模態側推、作用力施加於質心點、監控位移於質心點上。此外依據分別計算最底層所有垂直構件之抵抗側力強度並加總，與分析所得之最大強度比較，若分析值接近側力強度總和，則容量曲線應屬合理，無須分析出下降段；若分析值與側力強度總和差距過大，可能原因為結構分析軟體本身無法收斂或相關參數，需採用下降段處理方式再次分析。故本案例採用圖 C.60 之容量曲線(最後 1 點移除)。

### C.3.8 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料

於 ETABS 工作列 Display 裡的 Show Static Pushover Curve，此時出現結構物的側推分析容量曲線視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Display Table，出現 Pushover Curve 的視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Print Table to File，將基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出為 PD.txt，見圖 C.64 所示。注意此時儲存目錄須與前述之目錄一致，且輸出之單位仍用 kgf-cm(如圖 C.65 所示)。

### C.3.9 執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)，計算結構耐震能力

於工作命令視窗內點選 PGA (見圖 C.66 所示)，即執行計算耐震性能曲線自動化程式(PGA.exe)，可得到結構物的耐震能力。接著出現詢問「請輸入阻尼比修正因數  $\kappa$ 」，因為老舊校舍非韌性配筋，可設為 0.33 (見圖 C.66 所示)，接著出現「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名(\*.txt)」，此即 C.2.4 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(X.txt)，輸入 X 即可(見圖 C.67 所示)。之後程式詢問使用者問題「請輸入 [1]自行定義 or [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔：」見圖 C.68 所示，在此使用 ETABS 輸出之剪力位移曲線，故選擇 2，之後再出現詢問「請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名(\*.txt)」，此即 C.3.8 節基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出檔(PD.txt)，在此輸入 PD (見圖 C.69)。

之後再出現詢問「請輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名(\*.txt)」，此即經結構耐震能力計算後所輸出之文字檔，在此輸入 PGA (見圖 C.70)。當 PGA 計算完成，請參見圖 C.71 所示，並按任意鍵離開。

程式完成計算後，可得耐震性能曲線及相關數值，經繪製成圖形(見圖 C.72 所示)，得到其容量曲線圖及性能目標地表加速度圖，可得知該棟校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值  $V_{\max} = 433697\text{kgf}$ ，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為  $A_p = 0.2121g$ ，另檢核基底剪力達  $V_{\max}$  時最大之 interstory drift 產生於一樓，可由程式分析結果輸出位移中篩選出其最大位移值作為其 Drift Ratio 研判，一般而言最大位移值發生在結構物之四周角落處，本案之最大 interstory drift 為 1.29%，因 Interstory drift 未達 2%。再經軸力破壞準則判斷，不允許任一豎向構材發生軸力破壞，先前手冊二版敘述『任一豎向構材之兩端彎矩非線性鉸不得至 D、E 段，而中間剪力非線性鉸不得至 C、D、E 段，否則應再尋找其上一個步驟再依強度、位移準則來尋找其對應之性能目標地表加速度，若不符合則再尋找上一個步驟直至符合為止。』，由於手冊三版加入 My 降伏點故相關點位亦隨之變化，故軸力破壞準則修正為『一豎向構材之兩端彎矩非線性鉸不得至 E 段，而中間剪力非線性鉸不得至 C、D、E 段，否則應再尋找其上一個步驟再依強度、位移準則來尋找其對應之性能目標地表加速度，若不符合則再尋找上一個步驟直至符合為止。』。

本案例長向之 Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear 參見圖 C.73~圖 C.78，可發現於 $V_{max}$ 時所有豎向構材之兩端彎矩非線性鉸未達至 D、E 段，而中間剪力非線性鉸亦未達至 C、D、E 段，再依強度及位移準則判斷，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.2121g。

由側推後之非線性鉸分佈圖（圖 C.73~圖 C.78），可明顯得知一樓產生之非線性鉸數量多於其他樓層，此外於 Y2 軸所產生之非線性鉸到達黃色 D 點，而其他軸之非線性鉸仍未達 D 點，此因 Y2 軸走廊柱所承擔之樓地板面積較多（比起 Y6 軸之窗台柱），導致 Y2 軸走廊柱之軸力大於 Y6 軸之窗台柱，而 Y2 軸與 Y6 軸柱配筋與混凝土強度相同，故 Y2 軸走廊柱較易達到其非線性鉸參數之不同階段值，故 Y2 軸產生之非線性鉸較易先破壞。並其破壞樓層發生在一樓。

此外，依據國震中心之現地實驗及實驗室內之部份足尺試驗顯示，對於一般低矮型校舍其梁幾乎不產生非線性鉸，其計算方式與梁設非線性鉸方式完全相同，工程師可自行計算，在此則未提供。

將上述計算結果，整理後如下表所示：

|        | 強度準則                         | 位移準則       | 軸力破壞準則 | 性能目標地表<br>加速度 |
|--------|------------------------------|------------|--------|---------------|
| 梁設非線性鉸 | $V_{max}=433.697 \text{ tf}$ | 1.29% < 2% | 不控制    | 0.2121g       |

由於本案例為一說明示範例，實務上若為對稱則可作一方向；若否，則應重新建立其結構模型檔與文字輸入檔，再進行一次分析比較後取小值。在此僅提供正 X 向說明示範例，故取其為長向(X)之現況耐震能力  $A_p$  值如下表所示。

|      | 性能目標地表加速度 | $A_p$   |
|------|-----------|---------|
| 正向 X | 0.2121g   | 0.2121g |
| 負向 X | -----     |         |

## B. Y 方向耐震評估

由於與 X 方向耐震評估，其方法步驟皆相同，以下僅就其不同處提出說明。

### C.3.10 建立 Y 方向結構模型(含磚牆之梁柱構架-未補強前)，執行線性靜力分析，輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料

其 3D 立體圖及平面圖如圖 C.79 與圖 C.80 所示。相關建立結構模型時有幾

項設定上的注意事項：

### (1) 基礎設定

本案例土壤彈簧設定，係考慮依側推方向決定其設定值，參見圖 C.80 得知結構物長度、寬度為 5350cm、1020 cm，應考慮其結構物底部(長 5350 cm×寬 1020 cm)、結構物側部(覆土層深 150 cm×長 5350 cm)，來決定土壤彈簧值計算參見圖 C.81 所示，得知結構物底部+側部之側向土壤彈簧值為 4407203.326 kgf/cm，分配到軸 Y6 之 16 根柱子上，每根柱子之側向彈簧 K 值為 275450.208 kgf/cm。程式設定可於 ETABS 工作列中 Assign 選項裡的 Joint/Point 之 Point Spring 進行設定，參見圖 C.82 所示。本案例為正 Y 方向進行側推，對軸 Y6 之 16 根柱子於地面層進行設定。

### (2) 剛性樓版設定

### (3) 梁柱開裂勁度折減

### (4) 剛域修改

### (5) 節點設置 Panel zone

### (6) 定義垂直載重

### (7) 設定非線性靜力側推分析

此次手冊三版建議以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，並以各樓層側力之合力通過該樓層之質心，及屋頂層質心作為位移之監控點。

如何設定側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，可先對結構模型進行靜力分析，由模態參與質量係數輸出見圖 C.83 所示，當進行 Y 方向側推時，第三模態為側推方向之主控模態，並依據此模態於該方向之分量，作為側力之豎向分配設定，見圖 C.84 所示之 Building Mode 輸出。再由 Define-Static Load Case 見圖 C.85 所示定義 PUSHY 其為 User Loads，修改其 Lateral Loads 見圖 C.86 所示之於其 FY 方向輸入圖 C.84 之值，並勾選側力施加在質心上。結構模型之質心點號及位置可參見圖 C.87。

目前手冊三版之第二個 case 必須接續 DEAD Load 的 case，其載重形式為 PUSH1，此 case 則必須選擇「位移控制」，鍵入分析例所預設之側推位移量，ETABS 分析時則會參照 Load Pattern 定義的載重型式依比例側推，參見圖 C.88 所示。

結構模型建立完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，執行線性靜力分析，輸出軸力，作為步驟 3 編輯「單一文字輸入檔」所使用。

### C.3.11 整理磚牆及 RC 牆之相關材料性質及尺寸資料

請參考 C.2 節敘述，本案例校舍無 RC 牆，由圖 C.3 可知案例校舍在 X2、X3、X6、X9、X12、X15、X17 軸上皆有隔間牆體存在。故經閱讀圖面資料後可整理磚牆尺寸性質如下：

| 方向 | 名稱  | 牆寬(cm) | 牆高(cm) | 牆厚(cm) | 圍束條件 |
|----|-----|--------|--------|--------|------|
| Y  | BW3 | 170    | 315    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW4 | 300    | 315    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW5 | 170    | 300    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW6 | 335    | 300    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW7 | 335    | 315    | 24     | 四面圍束 |

### C.3.12 編輯耐震詳細評估所需之單一文字輸入檔(hjy1.txt)

本輸入檔係提供三個自動化程式，包括(1)自動計算梁、柱非線性鉸參數程式(Colph.exe)計算梁與柱斷面撓曲強度、剪力強度、剪力破壞位移、撓曲破壞位移、梁與柱非線性鉸性質、非線性鉸位置；(2)計算磚牆等值斜撐非線性鉸參數程式(Bwph.exe)計算極限強度、極限位移、殘餘強度及磚牆等值斜撐非線性鉸性質；(3)自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)。程式所須單一文字輸入檔之主要項目參見圖 C.40 所示。相關輸入說明請參見第四章，完整輸入檔可參見檔案 Y.txt。本節依案例校舍之實際狀況逐項說明其耐震詳細估程式單一文字輸入檔。

| \$ BUILDING PROPERTIES |        |
|------------------------|--------|
| \$Weight Height        |        |
| 479000                 | 0.0127 |
| 479000                 | 0.0229 |
| 413400                 | 0.0284 |

相同於 X 方向

|                  |      |
|------------------|------|
| \$ SITE SPECTRUM |      |
| PARAMETER        |      |
| \$S_s            | S_1  |
| 0.7              | 0.52 |

相同於 X 方向。

|                          |       |        |       |      |      |   |      |             |  |
|--------------------------|-------|--------|-------|------|------|---|------|-------------|--|
| \$ BRICK WALL PROPERTIES |       |        |       |      |      |   |      |             |  |
| \$Name                   | width | height | thick | f_mc | f_bc | P | Bond | Confinement |  |
| BW3                      | 170   | 315    | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 4           |  |
| BW4                      | 300   | 315    | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 4           |  |
| BW5                      | 170   | 300    | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 4           |  |
| BW6                      | 335   | 300    | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 4           |  |
| BW7                      | 335   | 315    | 24    | 150  | 150  | 0 | 3    | 4           |  |

由 C.3.2 節及表 C.1、表 C.2 之資料可填入，其中有關磚牆額外之軸力 P，假設本案例校舍為後砌式磚牆，故軸力可視為零(即磚牆不承受垂直應力)，至於磚牆砌法(Bond)若為 1B 磚牆可取 3(二順一丁砌法)，為 1/2B 磚牆可取 4(順砌法)，而二者之圍束(Confinement)皆為四面磚牆圍束故取 4。

|                      |      |      |      |       |      |         |          |    |  |
|----------------------|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|--|
| \$ COLUMN PROPERTIES |      |      |      |       |      |         |          |    |  |
| \$Name               | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |  |
| C1L 160              | 2800 | 2800 | 4    | 3     | 25   | 2       | 0        |    |  |
| C1S 160              | 2800 | 2800 | 4    | 3     | 25   | 2       | 0        |    |  |
| C2 160               | 2800 | 2800 | 4    | 3     | 25   | 2       | 0        |    |  |
| C3 160               | 2800 | 2800 | 4    | 3     | 25   | 2       | 0        |    |  |

相同於 X 方向。num\_hoop 視其方向改變時，排列之根數有無改變，此案例相同於 X 向。

| \$ BEAM PROPERTIES |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
|--------------------|-----|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|
| \$Name             | L   | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |
| B1D_170            | 170 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B1S_170            | 170 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| .....              |     |      |      |      |       |      |         |          |    |
| B6D_300            | 300 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |
| B6D_335            | 335 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |

由圖 C.9 可知案例校舍共有 B1、B2、B3、B4、B5、B6 六種梁配筋，配合表 C.1 材料參數可完成 BEAM PROPERTIES 之輸入，由圖 C.3 可知沿 Y 向有 170、227、238、248、300、335、700cm 等七種跨距，經整理後共計有 16 個不同配筋跨距之梁，如單一文字輸入檔內所示。在此以第一列輸入值逐項說明：

| \$Name  | L   | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |
|---------|-----|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|
| B1D_170 | 170 | 160  | 2800 | 2800 | 4     | 3    | 25      | 2        | 0  |

Name：B1D\_170，B1 表示梁配筋編號，而 D 表示雙翼 T 型梁(S 表示單翼 T 型梁)，170 表示其跨距。

L：跨距長度，在此為 170cm

f\_cp、f\_yl、f\_yt：材料參數強度，參考表 C.1

cover：梁淨保護層厚度，在此為 4 cm

hoop：使用箍筋號數，在此使用 3 號箍筋

spacing：使用箍筋間距，在此為 25 cm

num\_hoop：沿側力方向(Y 向)，箍筋及繫筋之根數，在此為 2(參考圖 C.9 之 B1 梁)。

TR：梁非線性鉸修正以 ASCE 41 所建議之係數法來設定，配合 ASCE 41 箍筋圍束條件，1=良好圍束、0=不良好圍束，老舊校舍應該採用 0。

| \$ COLUMN DATA |       |            |         |     |     |         |
|----------------|-------|------------|---------|-----|-----|---------|
| \$Name         | story | properties | section | H   | L   | fromBtm |
| C1             | 2FL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| C1             | 3FL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| C1             | RFL   | C3         | C3      | 360 | 315 | 0       |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| .....          |       |            |         |     |     |         |
| C47            | 2FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C47            | 3FL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |
| C47            | RFL   | C1L        | C1L     | 360 | 300 | 0       |

由 C.3.1 節所建立之結構模型，可知其柱位編號為 C1~C47，輸入 COLUMN DATA 時，依各柱之 2F~RF 樓層進行輸入，共計有 141 列資料，如單一文字輸入檔(hjy1.txt)內所示，依據 Y 方向斜撐位置改變，在此以 C47 輸入值逐項說明之。

Name：C47 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之柱編號

story：C47 柱所在之樓層

properties：對應 COLUMN Properties 內之柱斷面 C1S

section：對應 COLUMN SECTION PROPERTIES 內柱斷面 C1S

H：該根柱所在樓層之高度，在此為樓高 360 cm

L：該根柱之有效高度，須扣除其台度磚牆高度。由於 ETABS 判斷樓層高度係由該樓層之梁上緣到另一樓層之梁上緣，而非一般梁中心線到梁中心線，故計算柱之有效高度時，應將柱全長扣除該根柱所接之上方梁的深度，由圖 C.3 及圖 C.4 可知其所接之梁為 B1、B2，其斷面深度皆為 60 cm，即得 C47 柱實際有效高度為 360-60=300 cm。若該根柱位無磚牆高度，則直接由該 Loc 欄位中該層柱之最大值為其有效高度。

fromBtm：該根柱位之台度磚牆高度。



```

$ BEAM DATA
$Name  story  section
B17    2FL    B6S_227
B17    3FL    B6S_227
B17    RFL    B6S_227
.....
.....
.....
B83    2FL    B1S_170
B83    3FL    B1S_170
B83    RFL    B1S_170

```

校舍進行耐震詳細評估時，由於在本案例中 Y 向皆為四面圍束磚牆，其與相鄰梁結為一整體，故相鄰梁之非線性鉸可不設定。故在此輸入檔內隔間磚牆斜撐上下之梁皆不加入非線性鉸。

由 C.3.1 節所建立含牆構架結構模型(Y.e2k)，可知案例校舍之梁位編號由 B1~B98，輸入 BEAM DATA 時依各梁之 2F~RF 樓層進行輸入，由於對短向(Y 向)進行分析，故輸入檔亦只輸入短向之 BEAM DATA。短向有 46 根梁，因有 3 層，故共 138 根梁，共計有 138 列資料，如單一文字輸入檔(Y.txt)內所示，在此以 B17 輸入值逐項說明之。

Name：B17 表示對應含牆構架 ETABS 分析模型之梁編號

story：B17 梁所在之樓層

section：B6S\_227 為對應 COLUMN SECTION PROPERTIES 內之梁斷面

```

$ AXIAL LOAD
$Story  Column  Loc    P

```

由 B. Y 方向耐震評估中 C.3.1 節所敘述之軸力輸出，其中保留其 Story、Column、Loc、P 四個柱欄內資料，再將其複製至此輸入檔中。

● **\$ COLUMN SECTION PROPERTIES**

根據圖 C.8 及圖 C.9，柱有 4 種配筋、梁有 6 種配筋，對於柱在 \$ COLUMN

PROPERTIES 欄內輸入 4 種柱斷面(C1L、C1S、C2、C3)，在此亦相同輸入 4 種柱斷面配筋；至於梁在\$ BEAM PROPERTIES 欄內有 16 種梁斷面，在考慮計算其正負彎矩之另一斷面時，應輸入 32 種梁斷面配筋，為方便工程師使用及節省時間，此版本僅輸入單一 T、L 梁斷面尺寸及配筋資料即可（正 T、正 L）。

在此各介紹一種柱及梁斷面配筋輸入，分別為 C1L 及 B1D\_170 及柱斷面配筋 C1L：(配合參考圖 C.8)

### C1L

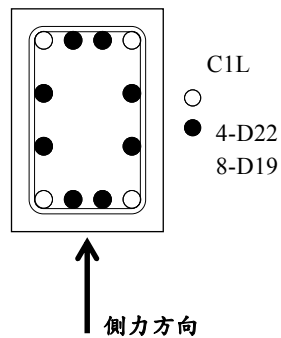
50      30    --- 沿側力方向(Y 向)之深度、與側力方向垂直(X 向)之寬度

6.1    2800   7   6   6   7

18.7   2800   6            6

31.3   2800   6            6

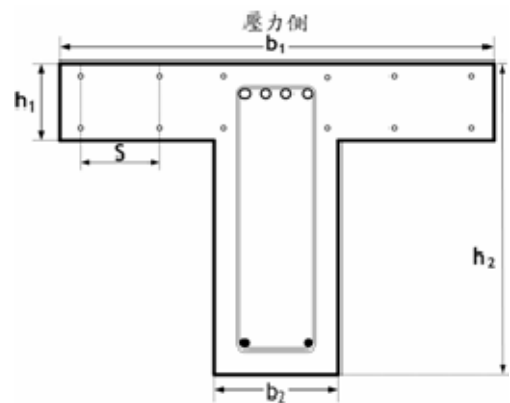
43.9   2800   7   6   6   7



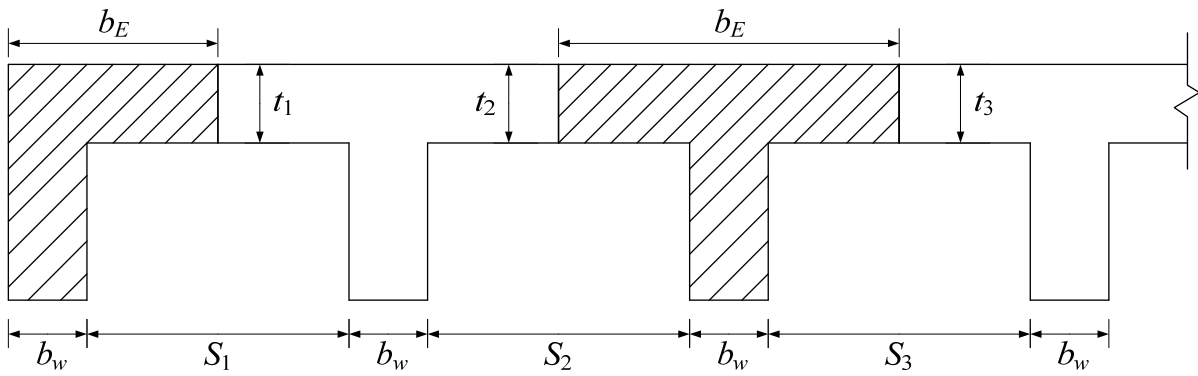
其中，6.1、18.7、31.3 及 43.9 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 為該排鋼筋之降伏強度，數字 7 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

梁斷面配筋 B1D\_170：(配合參考圖 C.9)

| B1D_170 |      |    |    |                 |   |   |   |
|---------|------|----|----|-----------------|---|---|---|
| 15      | 42.5 | 60 | 24 | ← (h1、b1、h2、b2) |   |   |   |
| 2.5     | 2800 | 3  | 3  | 3               | 3 | 3 | 3 |
| 6       | 2800 | 6  | 6  | 6               | 6 |   |   |
| 12.5    | 2800 | 3  | 3  | 3               | 3 | 3 | 3 |
| 54      | 2800 | 5  |    |                 |   | 5 |   |



其中，2.5、6、12.5 及 54 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，數字 3、5 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。2800 為該排鋼筋之降伏強度。斷面形狀尺寸之輸入可適當考慮為 T 型梁，其有效梁寬可依規範計算：



雙翼 T 型梁： $b_E = \min(L/4, b_w + \min(8t_2, \frac{S_2}{2}) + \min(8t_3, \frac{S_3}{2}))$

單翼 T 型梁： $b_E = \min(b_w + \frac{L}{12}, b_w + 6t_1, b_w + \frac{S_1}{2})$

在此為雙翼 T 型梁， $t_2 = t_3 = 15 \text{ cm} = h_1$ ， $b_E = 170/4 = 42.5 \text{ cm} = b_1$

而 B1 梁尺寸為  $24 \times 60$ ， $h_2 = 60 \text{ cm}$ 、 $b_w = 24 \text{ cm} = b_2$

故 B1D\_170 梁之斷面形狀輸入為：

|    |      |    |    |
|----|------|----|----|
| 15 | 42.5 | 60 | 24 |
|----|------|----|----|

B1D\_170 梁之斷面配筋輸入如下：

|     |      |   |   |   |   |   |   |
|-----|------|---|---|---|---|---|---|
| 2.5 | 2800 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
|-----|------|---|---|---|---|---|---|

2.5=2(版保護層厚度)+1/2(#3 鋼筋直徑之半)--即此層為樓版內配 6 根#3 鋼筋

|   |      |   |   |   |   |
|---|------|---|---|---|---|
| 6 | 2800 | 6 | 6 | 6 | 6 |
|---|------|---|---|---|---|

6=4(梁保護層厚度)+1(#3)+1.9/2(#6 鋼筋直徑之半)--即此層為梁配 4 根#6 鋼筋

|      |      |   |   |   |   |   |   |
|------|------|---|---|---|---|---|---|
| 12.5 | 2800 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
|------|------|---|---|---|---|---|---|

---即此層為樓版內配 6 根#3 鋼筋

|    |      |   |   |
|----|------|---|---|
| 54 | 2800 | 5 | 5 |
|----|------|---|---|

---即此層為梁配 2 根#5 鋼筋

### C.3.13 執行梁與柱非線性鉸分析 (Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析

## (Bwph.exe)

開啟新的工作目錄，將 C.3.1 節完成之結構模型輸入檔(Y.e2k)、C.3.3 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(Y.txt)，必須與 Colph.exe、Bwph.exe、PGA.exe 置於同一目錄下，此時工作目錄亦須更換至該目錄下。

### ● 執行梁與柱非線性鉸分析 Colph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Colph，此時程式執行時會問使用者「請問輸出為 X 方向還是 Y 方向之非線性鉸？(X: X 方向；Y: Y 方向)」，在此為 Y 方向之分析故輸入 Y，接著出現「是否要考慮梁之非線性鉸？(Y/N)」。由於補強前原為低矮型剪力屋架，屬於強梁弱柱，此時柱易產生非線性鉸，加入梁非線性鉸後，柱仍容易產生非線性鉸，變化差別不大。而補強後結構可能變為強柱弱梁，加入梁非線性鉸後，此時梁容易先產生非線性鉸，較會有差異變化，考慮實際 T 型梁，建議將梁非線性鉸列入計算，輸入 Y。

接著出現詢問「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名(\*.txt)」，此即 C.3.3 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(Y.txt)，輸入 Y 即可。然後接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即 C.3.4 節完成之結構模型輸入檔(Y.e2k)，輸入 Y 即可，然後接著再出現詢問「請輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即執行梁與柱非線性鉸分析後所儲存之輸出檔(Y-COLPH.e2k)，輸入 Y-COLPH 即可，當 Colph 計算完成，並按任意鍵離開。

### ● 執行磚牆等值斜撐非線性鉸分析 Bwph.exe

於該工作目錄下直接點選執行 Bwph，接著出現詢問「輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (\*.txt)」此即 C.3.3 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(Y.txt)，輸入 Y 即可。接著再出現詢問「請輸入 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，「請輸入已完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」，此即 C.3.4 節完成之結構模型輸入檔(Y-COLPH.e2k)，輸入 Y-COLPH 即可。之後再出現詢問「請輸入完成磚牆等值斜撐非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名(\*.e2k)」此即經等值斜撐非線性鉸分析計算後所輸出之 e2k 檔，在此輸入 Y-BWPH 即可存為 Y-BWPH.e2k。當 Bwph 計算完成，並按任意鍵離開。

### **C.3.14** 至 ETABS 中匯入完成步驟 4 之 e2k 檔，檢查模型是否已加上非線性鉸

回到 ETABS 程式中，於 ETABS 工作列之 File 裡的 Import 選取 ETABS.e2k TextFile 匯入步驟 4 經梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)之輸出檔(Y-BWPH.e2k)，檢查是否有非線性鉸加在梁、柱上，經確認無誤後則至此已完成梁、柱、磚牆軸力非線性鉸之計算。

其中繪製沿短向（Y 向）斜撐 BW3、BW4、BW5、BW6 及 BW7 時，須使其 Release 成 Pinned 接端，可於 ETABS 工作列中 Select 裡的 by Line Object 選取 Brace，再於 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame Line 裡的 Frame Release 之視窗中 Torsion、Moment22 及 Moment33 皆要 Release。

此時梁、柱之非線性鉸均已設定完成在其相對應位置上如彎矩、剪力、非線性鉸，但軸力非線性鉸卻未顯現出，於執行程式 BWPH.EXE 時已將磚牆軸力非線性鉸寫入 E2K 檔中。此時只需將各斜撐構件指定其相關非線性鉸至指定位置後即可。依據結構圖面資料，選取斜撐構件，在 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame/Line 選取 Frame Nonlinear Hinges，在 Hinge Property 欄位選取該斜撐之軸力非線性鉸性質(本案例中為 BW3~BW7)，並將斜撐之軸力非線性鉸相對位置(Relative Distance)輸入 0.5(即軸力非線性鉸設於斜撐中點)，如此依序設定，即可完成全部斜撐之軸力非線性鉸設定。

先前敘述本案例斜撐皆為有效，於 Y 方向皆為四面圍束磚牆，故在斜撐上下之梁皆不加入非線性鉸（而無斜撐下之梁仍有非線性鉸），此外手冊三版加入梁剪力非線性鉸，程式自動設置在梁中點處，至此完成含磚牆斜撐非線性鉸及梁、柱非線性鉸之結構模型。之後再儲存為 Y-DONE.EDB 檔。

### **C.3.15** 於 ETABS 中執行線性靜力分析

當確認非線性鉸設定完成後，可於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Analysis，執行線性靜力分析。

### **C.3.16** 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析

完成以上步驟，可進行非線性靜力側推分析之設定工作，於 ETABS 工作列中 Analyze 裡的 Run Static Nonlinear Analysis，執行非線性靜力側推分析，進而

得到結構物的側推分析容量曲線，見圖 C.89 所示。若分析所得之容量曲線無下降段時，則依前述採之建議步驟處理求取下降段。但是為配合 C.3.1 節中(7)設定非線性靜力側推分析中敘述，本次手冊三版建議以主控模態側推、作用力施加於質心點、監控位移於質心點上，故本案例採用圖 C.89 之容量曲線。

### **C.3.17** 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料

於 ETABS 工作列 Display 裡的 Show Static Pushover Curve，此時出現結構物的側推分析容量曲線視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Display Table，出現 Pushover Curve 的視窗，再由該視窗工作列 File 裡的 Print Table to File，將基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出為 PD.txt。注意此時儲存目錄須與前述之目錄一致，且輸出之單位仍用 kgf-cm。

### **C.3.18** 執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)，計算結構耐震能力

於工作視窗內點選 PGA，即執行計算耐震性能曲線自動化程式(PGA.exe)，可得到結構物的耐震能力。接著出現詢問「請輸入阻尼比修正因數  $\kappa$ 」，因為老舊校舍非韌性配筋，可設為 0.33，接著出現「請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (\*.txt)」，此即 C.3.4 節完成之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔(Y.txt)，輸入 Y 即可。之後程式詢問使用者問題「請輸入 [1]自行定義 or [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔：」，由於欲求得剪力位移曲線，故選擇 2，之後再出現詢問「請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名 (\*.txt)」，此即 C.3.8 節基底剪力與屋頂位移資料及各階段非線性鉸數值儲存輸出檔(PD.txt)，在此輸入 PD。

之後再出現詢問「請輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名 (\*.txt)」，此即經結構耐震能力計算後所輸出之文字檔，在此輸入 PGA。當 PGA 計算完成，並按任意鍵離開。

程式完成計算後，可得耐震性能曲線及相關數值，經繪製成圖形(見圖 C.90 所示)，得到其容量曲線圖及性能目標地表加速度圖，可得知該棟校舍結構物沿垂直於走廊方向最大側力強度分析值  $V_{\max} = 936715.56 \text{kgf}$ ，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為  $A_p = 0.4203g$ ，另檢核基底剪力達  $V_{\max}$  時最大之 Interstory drift 產生於一樓，最大位移之 Interstory drift 為 1.72%，因 interstory drift 未達 2%，

再經強度準則、位移準則及軸力破壞準則判斷，如先前 X 向中敘述在此不再重覆，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.4203g。

另外以同樣的步驟考慮梁不加上非線性鉸，以及考慮梁全部加上非線性鉸以同樣的步驟分析，對於一般低矮型校舍其梁幾乎不產生非線性鉸，其計算方式與梁設非線性鉸方式完全相同，工程師可自行計算，在此則未提供。

本案例短向之 Deformed Shape-by PushY Static Nonlinear 參見圖 C.91~圖 C.107，可發現於  $V_{max}$  時所有豎向構材之兩端彎矩非線性鉸未達至 D~E 段，而中間剪力非線性鉸亦未達至 C、D、E 段，再依強度及位移準則判斷，同樣經軸力破壞準則判斷後，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.4203g。

將上述計算結果，整理後如下表所示：

|                           | 強度準則                         | 位移準則       | 軸力破壞準則 | 性能目標地表<br>加速度 |
|---------------------------|------------------------------|------------|--------|---------------|
| 梁設非線性鉸<br>(隔間牆上下梁<br>不設定) | $V_{max}=936.715 \text{ tf}$ | 1.72% < 2% | 不控制    | 0.4203g       |

由於本案例為一說明示範例，實務上若為對稱則可作一方向，若否則應重新建立其結構模型檔與文字輸入檔，再進行一次分析比較後取小值。在此僅提供正 Y 向說明示範例，故取其為短向(Y)之現況耐震能力 值如下表所示。

|      | 性能目標地表加速度 | $A_p$   |
|------|-----------|---------|
| 正向 Y | 0.4203g   | 0.4203g |
| 負向 Y | -----     |         |

將上述 X、Y 方向分析結果整理後如下表：

|           | X 方向    | Y 方向              |
|-----------|---------|-------------------|
|           | 梁設非線性鉸  | 梁設非線性鉸(隔間牆上下梁不設定) |
| 強度準則 Vmax | 0.2121g | 0.4203g           |
| 位移準則 2%   | 1.29%   | 1.72%             |

|                  |         |         |
|------------------|---------|---------|
| 軸力破壞準則           | 不控制     |         |
| 實際耐震能力           | 0.2121g | 0.4203g |
| 耐震需求 $0.4S_{DS}$ | 0.28 g  |         |

可明顯看 X 方向之耐震能力不足，低於現行耐震法規需求，需進行結構補強設計，以符合耐震需求，至於 Y 方向之耐震能力，高於現行耐震法規需求，故不需要進行結構補強設計。

對於補強前之詳細評估已完成，參考現行詳評審查表，擇其有關內容將其填入表 C.4 以供參閱說明。後續針對 X 方向耐震能力不足問題，進行一連串不同補強工法進行補強設計案例介紹說明。



## 附錄 C.4 擴柱補強

案例校舍原始柱 C1(圖 C.8)斷面強度為  $V_0 = V_b = 7380\text{kgf}$ ，假設柱軸重為  $23310\text{kgf}$ 。根據 5.2.1 節擴柱補強初步設計步驟，依式(5.5)計算擴柱斷面撓曲強度

$$V_{bJ} = \frac{2M_n}{H} = 45241\text{kgf}$$

依式(5.6)計算擴柱斷面之剪力強度

$$V_{nJ} = V_c + V_s = 56854\text{kgf}$$

擴柱斷面之抗剪力強度為

$$V_{RCJ} = \min(V_{bJ}, V_{nJ}) = 45046\text{kgf}$$

補強強度增量為

$$\Delta V_L = V_{RCJ} - V_0 = 37666\text{kgf}$$

補強桿件數量可由式(5.3)計算求得，

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 3.7$$

當建築物欲進行耐震補強時，須考量結構物整體勁度是否均勻配置，避免產生額外之扭轉現象，經考量原結構平面圖後，決定於教室單元角落之柱體進行擴柱補強，配置情形如圖 C.93 所示，意即增加 4 根柱子之斷面，將案例校舍原為  $30\text{cm} \times 50\text{cm}$  的斷面，於原有柱兩側各增加  $15\text{cm}$ ，因此，柱體擴大後之斷面為  $60\text{cm} \times 80\text{cm}$ ，如圖 C.94 所示，其相關配筋說明及材料強度請參考 5.2.1 節說明。

附錄 C.3 節之案例校舍經過詳細評估後，因其耐震能力不足必須進行補強，本節採用擴柱方式進行補強，完成初步補強設計規劃後，應依本手冊第四章再進行補強後耐震詳細評估，以確認補強後之耐震能力已符合法規需求，至於如何計算擴柱之非線性鉸參數，請參見附錄 C.10。

對於補強後之耐震詳細評估，其步驟與附錄 C.3 節大致相同，僅需將原結構模型稍作調整，即為補強後之結構模型，本節僅針對不同之處加以說明，與附

錄 C.3 節相同之處則不另贅述，說明如下：

- (1) 選定於補強前結構模型 4 根柱斷面由 30cm×50cm 擴大為 60cm×80cm，完成 ETABS 結構分析模型，其 3D 立體圖及平面圖如圖 C.95 與圖 C.96 所示。
- (2) 由於擴柱之勁度提高許多，相鄰窗台磚牆對其束制無效，故將結構模型中軸線 X-3~X-4 之窗台斜撐移除。繪製等值斜撐於 ETABS 中建立含磚牆構架結構模型，參見圖 C.97 所示，再輸出 e2k 檔。
- (3) 編輯輔助程式所需之共用輸入檔(其完整輸入檔可參見檔案 hjx1-RCJ.txt)。以擴大原有柱斷面之方式，提高柱構件的承載能力與剛度，進而改善建築物之耐震性能，將使建築物各樓層重量增加，故必須修正建築物各樓層重量。案例校舍之各樓層計入擴柱補強增加之重量後，分別為 497900 kgf、497900 kgf、432100 kgf。

| \$Weight | Mode   |
|----------|--------|
| 497900   | 0.0126 |
| 497900   | 0.0268 |
| 432100   | 0.0353 |

柱斷面由 30cm×50cm 擴大為 60cm×80cm，故於 \$ COLUMN PROPERTIES 項目新增一列柱資訊，在此命名為 C4。

| \$Name | f_cp | f_yl | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR |
|--------|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|
| C4     | 280  | 4200 | 2800 | 4     | 3    | 10      | 2        | 1  |

#### ● \$ BEAM DATA

由 8.3.1 節所建立含牆構架結構模型，可知其梁位編號由 B1~B98，再依續由 2F~RF 樓層之梁位編號輸入，由於係對長向(X 向)進行輸入，長向(X 向)有 52 根梁共 3 層共 156 根梁，扣除斜撐下之梁計有 30 根梁，故共計有 126 行資料，如單一文字輸入檔(hjx1-RCJ.txt)內所示。

#### ● \$ COLUMN SECTION PROPERTIES

在此須新增一個擴柱斷面資訊，如圖 C.94，故在 \$ COLUMN SECTION PROPERTIES 項目輸入 5 種柱斷面(C1L、C1S、C2、C3、C4)，並分別輸入 5 種柱斷面之配筋；至於梁則是在 \$ BEAM PROPERTIES 項目中有 14 種梁斷面，計算梁斷面之正負彎矩時，輔助分析程式(COLPH.exe)將自動計算倒 T 型或倒 L 型對應之負彎矩，僅需輸入正 T 型或正 Γ 型之斷面，在此輸入上述 14 種梁斷面之配筋。

新增一擴柱斷面 C4 之配筋如下所示：(參見圖 C.94)

|      |      |   |   |   |   |
|------|------|---|---|---|---|
| C4   |      |   |   |   |   |
| 60   | 80   |   |   |   |   |
| 6.1  | 4200 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| 18   | 4200 | 7 |   |   | 7 |
| 21.1 | 2800 | 7 | 6 | 6 | 7 |
| 27   | 2800 | 6 |   |   | 6 |
| 33   | 2800 | 6 |   |   | 6 |
| 38.9 | 2800 | 7 | 6 | 6 | 7 |
| 42   | 4200 | 7 |   |   | 7 |
| 53.9 | 4200 | 7 | 7 | 7 | 7 |

其中，6、21.1、22、27、33、38、38.9 及 54 為各層鋼筋與壓力側底部之距離；2800 及 4200 為鋼筋降伏強度；數字 7 及 6 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

在 MATLAB 環境下執行「自動計算梁、柱非線性鉸性質輔助分析程式(COLPH.exe)」、「自動計算等值斜撐非線性鉸性質輔助分析程式(BWPH.exe)」後，回到 ETABS 結構分析軟體將完成非線性鉸性質設定之 e2k 檔匯入，進行側推分析前必須檢查梁、柱之非線性鉸設定位置是否符合實際情形(見圖 C.98 所示)，確認無誤後再執行線性靜力分析(Run Analysis)以及執行非線性靜力側推分析(Run Static Nonlinear Analysis)，可得到結構物的側推分析容量曲線，如圖 C.99 所示。

ETABS 結構分析軟體建議使用者選擇非線性側推分析之收斂方式為「Unload Entire Structure」，因為該方法所得結果較為精確且省時。若分析所得之容量曲線並無下降段時，如圖 C.99，可採以下建議之步驟求取下降段：

- (1) 調整非線性側推分析參數值，如圖 C.100 所示，試著將「最小儲存步驟」等四項參數設定放大 4 倍，其餘兩項參數設定不變，重新進行非線性側推分析，觀察結構物之側推曲線是否出現衰減之線段。
- (2) 經採用前述方式後，發現側推曲線仍未有下降段，建議改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解，此收斂方式可較容易獲得負勁度之結果，但可能會低估其最大強度。
- (3) 採用「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩種不同收斂方式所得之側推曲線，以外包絡線方式進行接合，以求得容量曲線圖。

綜合以上所述，案例校舍分析結果如下：最大基底剪力為 548268.062 kgf，此狀態下之屋頂位移量為 9.571cm。執行「自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)」後，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度  $A_p = 0.266g$ ，尚未滿足耐震合格標準，可以考慮在不改變補強桿件數量，且不需再次進行初步設計之原則下，將最底層之窗台以切割隔離縫方式處理，將窗台柱逐一恢復成長柱，意即柱不再受到窗台之束制，使原有結構物增加韌性，因而有效提昇結構物之耐震能力。由於部份窗台柱之有效柱高改變，需再次執行「自動計算 RC 梁、柱非線性鉸參數之輔助分析程式(COLPH.exe)」，重新計算對應之非線性鉸參數，並於 ETABS 中匯入已重新計算梁、柱非線性鉸參數後之 e2k 檔，再執行非線性側推分析。

本補強案例將最底層之所有窗台以隔離縫方式處理後，可得該棟校舍結構物沿走廊方向之最大側力強度分析值  $V_{max} = 502.86tf$ ，此狀態下之屋頂位移量為 11.853cm，如圖 C.101 所示，由此可知，以切割隔離縫之處理方式確實有助於結構物發揮其韌性。為求得對應於最大側力強度之性能目標地表加速度，另檢核以屋頂最大位移點為觀察點求得之各樓層層間位移比，經計算後發現最大層間位移比產生於一樓，其值為 1.73%，因層間位移比未達 2%，故本案例之性能點屬強度控制，故性能目標地表加速度為 0.297g；反之，若側力強度達  $V_{max}$  時最大之層間位移比大於 2%，則須以內插方式求得層間位移比為 2% 對應之性能目標地表加速度。

為說明側推分析之結果，僅討論靠近走廊側及建築物背面側構架之非線性鉸行為。圖 C.102 及圖 C.103 分別為最大側力強度下，靠走廊側及建築物背面側之非線性鉸發展情形，由圖可知，最大強度發生時，一樓柱有非線性鉸產生，但強度尚未衰減，此外，與擴柱相鄰之梁體發生剪力破壞，符合補強後結構系統可能轉變為強柱弱梁之情形，需特別針對該位置進行必要之補強。

依現行耐震設計規範規定，本案例校舍所在地之耐震需求為  $A_T = 0.4S_{DS} = 0.28g$ ，依式(5.4)所述，補強後性能目標地表加速度若大於或等於設計地表加速度，本案例  $A_p = 0.297g$  大於  $A_T = 0.28g$ ，判定經擴柱補強後之耐震能力滿足合格標準，可以此補強工法進行施工。

## 附錄 C.5 翼牆補強

案例校舍原始柱 C1(圖 C.8)斷面強度為  $V_0 = V_b = 7380\text{kgf}$ ，假設柱軸重為  $23310\text{kgf}$ 。根據 5.3.1 節翼牆補強初步設計步驟，依式(5.8)計算翼牆斷面撓曲強度

$$V_{bww} = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 10557900}{300} = 70386\text{kgf}$$

依式(5.9)計算翼牆斷面之剪力強度

$$V_{nww} = V_c + V_s = 19642 + 20657 = 40299\text{kgf}$$

翼牆斷面之抗剪力強度為

$$V_{ww} = \min(V_{bww}, V_{nww}) = 40299\text{kgf}$$

補強強度增量為

$$\Delta V_L = V_{ww} - V_0 = 32962\text{kgf}$$

補強桿件數量可由式(5.3)計算求得，

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 4.4$$

由於翼牆斷面為剪力破壞控制，在考慮安全性及對稱性下，建議採用 6 根柱子進行翼牆補強，參考原結構平面圖後選定 6 根柱子進行翼牆補強，如圖 C.106 所示。此 6 根柱子之原有柱材質為 C1S、C1L，而 C1S、C1L 為  $30\text{cm} \times 50\text{cm}$  的斷面，分別於其兩側增設翼牆，翼牆斷面為  $24\text{cm} \times 40\text{cm}$ ；其相關配筋說明及材料強度請參考 5.3.1 節說明，並參考圖 C.107。

附錄 C.3 節之案例校舍經詳細評估後，因其耐震能力不足而須進行補強，採用翼牆進行補強，完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第四章再進行補強後耐震詳細評估，至於如何計算翼牆之非線性鉸參數，請參考附錄 C.11。

對於補強後之耐震詳細評估，其步驟與附錄 C.3 節相同，僅將原結構模型變更為補強後之結構模型，故對於與附錄 C.3 節有相同過程不多加贅述，僅對其不同部份加以說明。

(4) 參考 5.3.2 節說明由於翼牆補強斷面之高寬比大於 2，故將既有柱與翼牆視為一等值寬柱，其尺寸為  $24.5\text{cm} \times 110\text{cm}$ ，此結構模型其有 6 根柱之斷面由  $30\text{cm}$

×50cm 更改為 24.5cm×110cm(由  $I_y$  值相同換算所得之等值斷面)，完成 ETABS 結構分析模型，其 3D 立體圖及平面圖如圖 C.108 與圖 C.109 所示。

(5) 本案例校舍僅對 6 根柱子進行翼牆補強，由於翼牆補強後造成該根柱勁度提高許多，所以在翼牆構件的勁度折減以 0.7 為主。繪製等值斜撐於 ETABS 中建立含磚牆構架結構模型，參見圖 C.110 所示，再輸出 e2k 檔。

(6) 編輯耐震詳細評估程式所需之使用者單一文字輸入檔(其完整輸入檔可參見檔案 HJ(CB\_X)\_WW.txt)

|                        |        |
|------------------------|--------|
| \$ BUILDING PROPERTIES |        |
| \$Weight               | Height |
| 488953                 | 360    |
| 488953                 | 720    |
| 418377                 | 1080   |

由於進行翼牆補強，故須修正原建築物之樓層重量，此案例校舍之 2F、3F、RF 重量修正為 488953 kgf、488953 kgf、418377 kgf。

|                      |      |      |      |       |      |         |          |    |     |  |
|----------------------|------|------|------|-------|------|---------|----------|----|-----|--|
| \$ COLUMN PROPERTIES |      |      |      |       |      |         |          |    |     |  |
| \$Name               | f_cp | f_y1 | f_yt | cover | hoop | spacing | num_hoop | TR | EI  |  |
| WW                   | 280  | 4200 | 4200 | 4     | 3    | 20      | 2        | 0  | 0.7 |  |

由於有 6 根柱之斷面由 30cm×50cm 更改為 24.5cm×110cm，在此加入 WW 柱。

#### ● \$ BEAM DATA

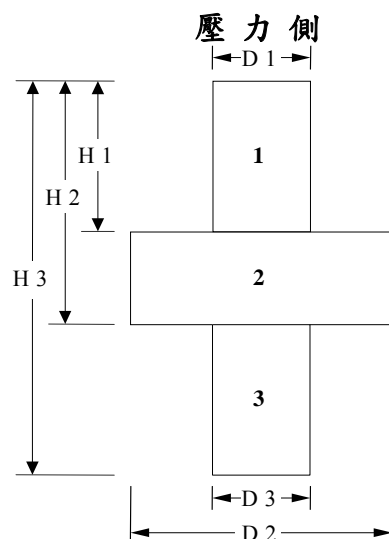
由附錄 C.3.1 節所建立含牆構架結構模型，可知其梁位編號由 B1~B98，再依續由 2F~RF 樓層之梁位進行輸入，由於係對長向(X 向)進行輸入，扣除斜撐下之梁，故共計有 75 行梁資料，如單一文字輸入檔(HJ(CB\_X)\_WW.txt)內所示。

#### ● \$ COLUMN SECTION PROPERTIES

由於翼牆柱後新加入一個柱斷面，參考圖 C.107，故對於柱在 \$ COLUMN PROPERTIES 欄內輸入 5 種柱斷面(C1L、C1S、C2、C3、WW)，在此亦相同輸入 5 種柱斷面配筋；至於梁在 \$ BEAM PROPERTIES 欄內有 14 種梁斷面，且考慮計算其正負彎矩之另一斷面時，故共輸入 14 種梁斷面配筋。

新增斷面 WW 之配筋輸入如下所示：(參考圖 C.107)

| WW..... | 斷面名稱 |    |    |     |    |       |                          |
|---------|------|----|----|-----|----|-------|--------------------------|
| 40      | 24   | 70 | 50 | 110 | 24 | ..... | 斷面幾何尺寸 H1 D1 H2 D2 H3 D3 |
| 6       | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 14      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 22      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 30      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 46      | 2800 | 7  | 6  | 6   | 7  |       |                          |
| 52      | 2800 | 6  |    |     | 6  |       |                          |
| 58      | 2800 | 6  |    |     | 6  |       |                          |
| 64      | 2800 | 7  | 6  | 6   | 7  |       |                          |
| 80      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 88      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 96      | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |
| 104     | 4200 |    | 5  | 5   |    |       |                          |



其中，6、14、22、30、46、52、58、64、80、88、96 及 104 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 及 4200 為鋼筋降伏強度，數字 5、6 及 7 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

執行梁與柱非線性鉸分析(Colph.exe)、等值斜撐非線性鉸分析(Bwph.exe)後，於 ETABS 程式中匯入 e2k 檔，檢查是否有非線性鉸產生在梁、柱上(見圖 C.111 所示)，再於 ETABS 中 Run Analysis 執行線性靜力分析以及 Run Static Nonlinear Analysis 執行非線性靜力側推分析，得到結構物的側推分析容量曲線，見圖 C.112 所示。之後再輸出基底剪力與屋頂位移資料。

ETABS 建議非線性側推分析之收斂方式為「Unload Entire Structure」，此方法所得之結果較為精確且省時。若分析所得之容量曲線無下降段時，如圖 C.112，可採以下建議之步驟處理求取下降段：

- (1) 調整非線性側推分析參數值，如圖 C.113 所示，試著將「最大儲存步驟」等四項參數設定放大 4 倍，其餘兩項參數設定不變，重新進行非線性側推分析，

觀察結構物之側推曲線是否出現衰減之線段。

(2)經採用前述方式後，發現側推曲線仍未有下降段，建議改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解，此收斂方式可較容易獲得負勁度之結果，但可能會低估其最大強度，再將「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩者得到的側推曲線，如圖 C.114 所示，以外包絡線方式進行接合，得到其容量曲線圖如圖 C.115。

再經計算結構耐震能力(PGA.exe)完成後，由其輸出檔經繪製成圖形，得到其容量曲線圖及性能目標地表加速度圖如圖 C.115，可得知該棟校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值 $V_{\max} = 624.97$  tf，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為 $A_p = 0.315$  g，另檢核基底剪力達 $V_{\max}$ 時最大之 interstory drift 產生於二樓，最大之 interstory drift 為 0.9402 %，因 interstory drift 未達 2%，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.296 g，至此完成對既有含磚牆校舍翼牆補強後之詳細評估。

與現有對該案例校舍所在地之耐震規範要求為 $0.4S_{DS} = 0.28g$ ，依式(5.4)補強後之性能目標地表加速度大於設計最大地表加速度，可判定經翼牆補強後符合耐震需求，可以此工法進行補強施工。



## 附錄 C.6 剪力牆補強

案例校舍原始柱 C1(圖 C.8)斷面強度為 $V_0 = V_b = 7380\text{kgf}$ ，假設雙邊界柱總軸重為 $46620\text{kgf}$ (依據附錄 C.3.1 節中所敘述之整個柱軸力資料，選擇最小柱軸重為 $23310\text{kgf}$ 乘以 2)，根據節 5.4.1 剪力牆補強初步設計步驟，依式(5.11)計算剪力牆斷面撓曲強度

$$V_{\text{bsw}} = \frac{2M}{H} = 428,549\text{kgf}$$

依式(5.12)計算剪力牆斷面之剪力強度

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1)\zeta f'_c A_{str} \cos\theta = 281,339\text{kgf}$$

剪力牆斷面之抗剪力強度為

$$V_{\text{ShearWall}} = V_{su} = 281,339\text{kgf}$$

補強強度增量為

$$\Delta V_L = V_{\text{ShearWall}} - 2V_0 = 266,579\text{kgf}$$

補強桿件數量可由式(5.3)計算求得，

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 0.50$$

基於對稱性原則，建議採用 2 片剪力牆補強，參考原結構平面圖後選定 2 處進行剪力牆補強，如圖 C.116 所示。剪力牆斷面尺寸及其相關配筋與材料強度請參考 5.4.1 節說明，並參考圖 C.117。

附錄 C.3 節之案例校舍經詳細評估後，因其耐震能力不足而須進行補強，在此採用剪力牆進行補強，完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第四章再進行補強後耐震詳細評估，本節將介紹如何計算剪力牆之非線性鉸參數。

對於補強後之耐震詳細評估，其步驟與附錄 C.3 節相同，僅將原結構模型變更為補強後之結構模型，故對於與附錄 C.3 節有相同過程不多加贅述，僅對其不同部份加以說明。

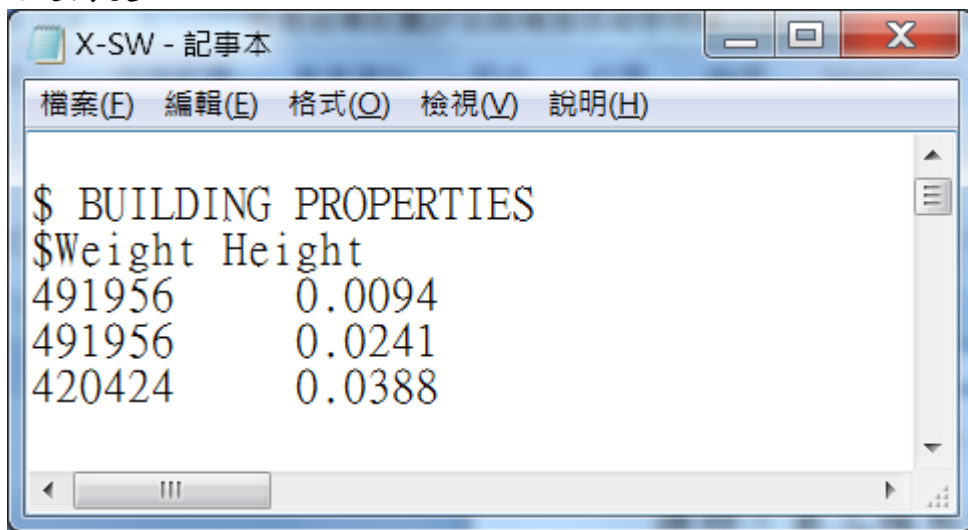
(1) 此結構模型有兩片剪力牆，其斷面可利用 ETABS 內建的 I 型寬翼斷面來定義，各部位尺寸同圖 C.117。接著在預計補強位置，新增剪力牆等值寬柱，原

模型中補強位置兩側之邊界柱應移除，同時軸線 X-4~X-5 之窗台下磚牆必須拆掉，完成初步 ETABS 結構分析模型後，應先執行一次靜力分析，計算出各柱新的軸力，其 3D 立體圖及立面圖如圖 C.118 與圖 C.119 所示。

(2) 編輯耐震詳細評估程式所需之使用者單一文字輸入檔(其完整輸入檔可參見檔案 HJ(C\_X)\_SW.txt)

● \$BUILDING PROPERTIES

由於進行剪力牆補強，故須修正原建築物之樓層重量，此案例校舍之 2F、3F、RF 重量修正為 491956kgf、491956kgf、420424kgf。並依主控模態分佈比例設定高度。



● \$ RC SHEAR WALL PROPERTIES

在分析模型中，選定剪力牆配置位置後，應先執行一次靜力分析，以獲得增設剪力牆後，各柱新的軸力。計算剪力牆塑性鉸參數，需在文字輸入檔中增列 RC 剪力牆性質模組，輸入格式如下：

| \$ RC SHEAR WALL PROPERTIES |         |                |       |                 |     |       |                 |                |  |
|-----------------------------|---------|----------------|-------|-----------------|-----|-------|-----------------|----------------|--|
| \$Name                      | section | f <sub>c</sub> | H     | H <sub>n</sub>  | lw  | tw    | Nu              | I <sub>g</sub> |  |
|                             | db      | f <sub>y</sub> | dbh   | f <sub>yh</sub> | nh  | dbv   | f <sub>yv</sub> | nv             |  |
| SW1                         | SW      | 280            | 300   | 300             | 360 | 24    | 152657          | 135900000      |  |
|                             | 2.22    | 4200           | 0.953 | 4200            | 40  | 0.953 | 4200            | 40             |  |

其輸入參數定義說明如下：

Name：牆名稱(使用者自行定義)

section：牆斷面性質模組

$f_c$ ：混凝土抗壓強度

H：牆高，單曲率計梁頂到施力中心，雙曲率計梁頂到梁底

$H_n$ ：牆淨高，梁頂到梁底

$l_w$ ：牆寬，含邊界柱

$t_w$ ：牆厚

$N_u$ ：牆及邊界柱軸重和(等值寬柱軸重)

$I_g$ ：全斷面慣性矩

$d_b$ ：受拉主筋直徑

$f_y$ ：受拉主筋鋼筋強度

$d_{bh}$ ：水平鋼筋直徑

$f_{yh}$ ：水平牆筋鋼筋強度

$n_h$ ：水平牆筋根數

$d_{bv}$ ：垂直鋼筋直徑

$f_{yv}$ ：垂直牆筋鋼筋強度

$n_v$ ：垂直牆筋根數

#### ● \$ COLUMN SECTION PROPERTIES

在斷面性質模組中新增剪力牆斷面 SW，其斷面輸入參數如下所示：(參考圖 C.117)

| SW   | D1   | H2  | D2 | H3  | D3 |
|------|------|-----|----|-----|----|
| \$H1 | D1   | H2  | D2 | H3  | D3 |
| 30   | 50   | 330 | 24 | 360 | 50 |
| 6    | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |
| 12   | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 18   | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 24   | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |
| 35   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 50   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 65   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 80   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 95   | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 110  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 125  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 140  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 155  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 170  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 185  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 200  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 215  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 230  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 245  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 260  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 275  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 290  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 310  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 325  | 4200 |     | 3  | 3   |    |
| 336  | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |
| 342  | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 348  | 2800 | 6   |    |     | 6  |
| 354  | 2800 | 7   | 6  | 6   | 7  |

其中，第一列資料 30、50、330、24、360、50 分別代表斷面幾何尺寸，第二列以下資料中，6、12、18、24、...、342、348 及 354 為各層鋼筋與壓力側底部之距離，2800 及 4200 為鋼筋降伏強度，數字 3、6 及 7 為各層鋼筋各個位置對應之鋼筋號數。

(3) 接著在 MATLAB 環境下執行梁與柱非線性鉸分析程式(Colph.exe)及 RC 剪力牆等值寬柱非線性鉸分析程式(SWPH.exe)，於 ETABS 程式中匯入 e2k 檔，此時梁、柱的非線性鉸已經自動設定在對應的桿件位置上了；而剪力牆的非線性鉸參數僅會新增在 Hinge Property 欄位中(圖 C.120)，接著使用者需自行在剪力牆等值寬柱上，指定對應的非線性鉸(圖 C.121)。

(4) 依據第四章剪力牆等值寬柱模型假設，剪力牆補強處的頂梁(X-4~X-5 跨間)，應假設為剛性梁，故可將該梁之 I 值放大 10 倍來模擬剛性梁，如圖 C.122 所示。此外，根據剪力牆彈性勁度折減係數公式(4.20)，求得剪力牆 SW1 及 SW2 等值寬柱之慣性矩折減為  $0.7I_g$ ，剪力牆 SW1 及 SW2 腹板面積分別折減為  $0.463339A_w$  及  $0.443076A_w$ ，該係數可於 swecho.txt 檔中找到，如圖 C.123 所示。如此便完成補強後 ETABS 分析模型。

接著於 ETABS 中 Run Analysis 執行線性靜力分析來設定側推方向之主控模態進行側力之豎向分配。首先在 GFL 層將所有節點設定為 FIXED，再對結構模型進行靜力分析，由模態參與質量係數輸出見圖 C.124 所示，當進行 X 方向側推時，第三模態參與係數達 78%。當確定側推方向之主控模態，並依據此模態於該方向之分量，作為側力之豎向分配設定，見圖 C.125 所示之 Building Mode 輸出。再由 Define-Static Load Case 定義 PUSHX 其為 User Loads，修改其 Lateral Loads 見圖 C.126 所示之於其 FX 方向輸入圖 C.125 之值，並勾選側力施加在質心上。結構模型之質心點號及位置可參見圖 C.127。最後將在 GFL 層所有固定節點釋放為 FREE，再進行側推分析。

目前手冊三版之第二個 case 必須接續 DEAD Load 的 case，其載重形式為 PUSH1，此 case 則必須選擇「位移控制」，鍵入分析例所預設之側推位移量，ETABS 分析時則會參照 Load Pattern 定義的載重型式依比例側推，參見圖 C.128 所示。

接著於 ETABS 中 Run Analysis 執行線性靜力分析以及 Run Static Nonlinear Analysis 執行非線性靜力側推分析，得到結構物的側推分析容量曲線。之後再輸出基底剪力與屋頂位移資料，接著執行結構耐震能力程式(PGA.exe)後，即可得容量曲線圖及性能目標地表加速度圖，如圖 C.129 所示。本棟校舍結構物經剪力牆補強後，沿走廊方向最大側力強度分析值  $V_{max} = 682.101\text{tf}$ ，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為  $A_p = 0.360\text{g}$ ，另檢核基底剪力達  $V_{max}$  時最大之層間變位角產生於二樓，最大之層間變位角為 1.017%，因層間變位角未達 2%，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.360g，至此完成對既有含 RC 剪力牆校舍補強後之詳細評估。

與現有對該案例校舍所在地之耐震規範要求為  $0.4S_{DS} = 0.28\text{g}$ ，依式(5.4)補

強後之性能目標地表加速度大於等於設計最大地表加速度，判定經剪力牆補強後符合耐震需求，可以此工法進行補強施工。

## 附錄 C.7 複合柱補強

根據 5.5.2 節複合柱補強初步設計步驟，可計算複合柱補強之根數目標為

$$N_{CC} = \frac{V^* - V}{\frac{27.2 \times 10^5}{0.5H_c}} = \frac{145595.483}{\frac{27.2 \times 10^5}{0.5 \times 300}} = 8.029$$

本手冊第 5.5.1 節中假設複合柱反曲點在柱中央，但實際反曲點位置比柱中央還高，在考慮平面對稱性下，取 10 根複合柱進行補強，複合柱補強之平面配置如圖 C.124 所示。此 10 根複合柱之斷面尺寸、配筋及材料強度請參考第 5.5.1 節說明，並參考如圖 C.125 所示。

附錄 C.3 之案例校舍經詳細評估後，因其耐震能力不足而須進行補強，採用複合柱進行補強，完成補強初步設計規劃後，應再進行補強後耐震能力詳細評估，至於如何計算複合柱之非線性鉸參數，請參考第 4.2 節。

對於補強後之耐震詳細評估，其分析步驟僅將原結構模型變更為補強後之結構模型，故對於與附錄 C.3 有相同過程不多加贅述，僅對其不同部份加以說明。

(1) 由附錄 C.3 案例校舍之 ETABS 結構分析模型加設複合柱之材料性質、斷面尺寸。此處建議以矩形等效斷面來替代複合柱之等值轉換幾何斷面(如圖 C.126)，故以柱斷面慣性矩相同、斷面深度相同及配筋號數、根數、位置相同之原則，可得複合柱斷面轉換成等效之矩形斷面，故複合柱等效斷面深度為 65cm，斷面等效寬度為 38.4 cm(參見圖 C.127)。至 ETABS 結構分析模型中定義複合柱斷面性質及等效斷面後，依初步設計規劃之位置增設複合柱構件，始完成 ETABS 結構分析模型，其一樓平面圖及立面圖如圖 C.128 及圖 C.129 所示。

(2) 前一步驟已將複合柱設定至初步設計所配置之位置，須再依 5.5.2 節及表 5.8、表 5.9 設定複合柱之彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸。參考第 5.5.3 節所定複合柱之非線性鉸參數，其中複合柱淨長  $H_c$  為 300 cm，故可將非線性鉸參數數值計算結果輸入至 ETABS 中。設定方式為 ETABS 工作列中 Define 裡的 Frame Nonlinear Hinge Properties，選按 Add New Property，進入定義視窗後，先輸入非線性鉸名稱(本例中，複合柱彎矩非線性鉸命名為 CCM3，複合柱剪力非

線性鉸命名為 CCV2)，再勾選 Hinge Type，例如設定複合柱之彎矩非線性鉸，則勾選 Moment M3，再選按相對應之 Modify/Show for M3，依表 5.8 即可將複合柱非線性鉸參數定義完成，如圖 C.130 所示。同理可定義剪力非線性鉸參數，如圖 C.131 所示。非線性鉸參數定義完成後，便須將複合柱非線性鉸參數設定至複合柱構件上，設定方式為首先選取欲設定非線性鉸之複合柱構件，在 ETABS 工作列中 Assign 裡的 Frame/Line 選取 Frame Nonlinear Hinges，在 Hinge Property 欄位選取複合柱之彎矩非線性鉸性質(本案例中為 CCM3)，並將非線性鉸相對位置(Relative Distance)輸入 0 及 1(即複合柱彎矩非線性鉸設於構件兩端部)，再依同步驟及表 5.9 設定剪力非線性鉸(CCV2)，相對位置輸入 0.5(即複合柱剪力非線性鉸設於構件中央)。如此依序設定各複合柱，即可完成複合柱之非線性鉸設定，如圖 C.132 所示。

(3) 編輯耐震詳細評估程式所需之共用輸入檔(其完整輸入檔可參見 hjx1CC.txt)

編輯耐震詳細評估程式共用輸入檔時，因複合柱之非線性鉸參數為依 5.5.3 節另行計算，未以 Colph.exe 自動化程式協助計算，故輸入檔中不須編輯複合柱資料。惟本案例中欲以 PGA.exe 自動化程式協助將側推分析後所得容量曲線轉換為性能曲線，故仍須修正共用輸入檔內之樓層重量，此案例校舍之 2F、3F、RF 重量修正為 482200 kgf、482200 kgf、415000 kgf，如下所示：

| \$ BUILDING PROPERTIES |        |
|------------------------|--------|
| \$Weight               | Height |
| 482200                 | 360    |
| 482200                 | 720    |
| 415000                 | 1080   |

前述複合柱補強模型設定完成後，於 ETABS 中 Run Analysis 執行線性靜力分析以及 Run Static Nonlinear Analysis 執行非線性靜力側推分析，可得到結構物的側推分析容量曲線，如圖 C.133 所示。由圖 C.133 可見容量曲線未見下降段，故參考附錄 C.4 節擴柱補強示範例之敘述，首先調整非線性側推分析參數值，即將「最小儲存步驟」等四項參數設定放大 4 倍，其餘兩項參數設定不變，如圖 C.134。重新進行非線性側推分析，經觀察結構物之側推曲線仍未出現衰減之下降線段，如圖 C.135。因 ETABS 預設之非線性側推分析收斂方式為「Unload Entire



Structure」，惟分析後未見下降段，故改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解。本例之非線性分析收斂方式採用「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩種不同收斂方式求得本手冊建議以二收斂方式所得之二條側推曲線，以外包絡線方式進行接合，可得到其容量曲線圖如圖 C.136。

依前述所得外包絡線作為本案例校舍經複合柱補強後之容量曲線，再執行「自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)」，可得到其容量曲線及性能曲線之關係圖，如圖 C.137。由圖 C.137 可得知該棟校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值  $V_{max} = 546.814$  tf，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為  $A_p = 0.277$  g，仍小於案例校舍所在地之耐震規範要求為  $0.4S_{DS} = 0.28$  g。

經補強後評估，案例校舍之耐震能力尚未滿足耐震合格標準，在不改變補強桿件數量，且不需再次進行初步設計之原則下，將最底層之窗台以切割隔離縫方式處理，將窗台柱逐一恢復成長柱，意即柱不再受到窗台之束制，如圖 C.138 所示。此方式可使原有結構物增加韌性，期能有效提昇結構物之耐震能力。由於部份窗台柱之有效柱高改變，需將共用輸入檔中原與窗台相接之有效柱長度改為不受窗台束制之有效柱長度。本案例中，需修改有效柱長度之柱有 C6、C7、C9、C10、C12、C13、C15、C16、C34、C35、C36、C37、C38、C39、C40、C41、C42、C43、C44、C45。以 C6 柱為例，因僅切開最底層柱與窗台之連結，故只修改 story 為 2FL 之有效長度  $L=270$ 、fromBtm=0，如下所示，

| \$ COLUMN DATA |       |            |         |     |     |         |
|----------------|-------|------------|---------|-----|-----|---------|
| \$Name         | story | properties | section | H   | L   | fromBtm |
| C6             | 2FL   | C1S        | C1S     | 360 | 270 | 0       |
| C6             | 3FL   | C1S        | C1S     | 360 | 180 | 90      |
| C6             | RFL   | C1S        | C1S     | 360 | 180 | 90      |

共用文字檔修改完成後，需再次執行「自動計算 RC 梁、柱非線性鉸參數之輔助分析程式(COLPH.exe)」，重新計算既有梁和柱對應之非線性鉸參數，並於 ETABS 中匯入已完成梁、柱非線性鉸計算之 e2k 檔，執行非線性側推分析。其中，因複合柱之非線性鉸參數非由「COLPH.exe」計算而得，故前述再次執行「COLPH.exe」後，需將複合柱之非線性鉸性質設定至複合柱非線性鉸位置。

前述非線性鉸設定完成後，即可再次執行非線性側推分析，此時 ETABS 非線性側推分析收斂方式仍選用「Unload Entire Structure」，分析所得之容量曲線如圖 C.139 所示。由圖 C.139 可知容量曲線無衰減之下降段，故改採「Restart Using

Secant Stiffness」收斂方式求解。再將二收斂方式所得之二條側推曲線，以外包絡線方式進行接合，可得到其容量曲線圖與相應之性能曲線關係圖如圖 C.140。

本補強案例將最底層之所有窗台以隔離縫方式處理後，可得該棟校舍結構物沿走廊方向之最大側力強度分析值  $V_{max} = 505.5 \text{ tf}$ ，此狀態下之屋頂位移量為 13.19cm，由此可知，以切割隔離縫之處理方式確實有助於結構物發揮其韌性。對應於最大側力強度之性能目標地表加速度  $A_p = 0.298 \text{ g}$ ，另檢核基底剪力達  $V_{max}$  時最大之層間位移比產生於一樓，最大之層間位移比為 1.73%(如表 C.5 所示)，靠走廊側、建物背面及複合柱補強位置之非線性鉸發展圖如圖 C.141~圖 C.143 所示。因層間位移比未達 2%，故本案例校舍之性能目標地表加速度為 0.298g。

與現有對該案例校舍所在地之耐震規範要求為  $0.4S_{DS} = 0.28 \text{ g}$ ，依式(5.4)補強後之性能目標地表加速度大於設計最大地表加速度，可判定經複合柱補強後符合耐震需求，可以此工法進行補強施工。

## 附錄 C.8 柱非線性鉸參數計算

本手冊所提供耐震詳細評估輔助分析程式，係為方便使用者計算分析時所需之非線性鉸參數，使用者亦可依本手冊第四章內容自行計算。

茲以案例校舍中之 C5 柱為例，詳列柱彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸參數之計算，如下所述：

### 柱彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸

表 4.1 RC 柱彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 1         | 0           |
| C      | 1         | a           |
| D      | 0         | b           |
| E      | 0         | 10b         |

C5 柱— type C1L

— 2FLC5F(M3 非線性鉸)、2FLC5V(V2 非線性鉸)

— 斷面尺寸  $b=50\text{cm}$ 、 $h=30\text{cm}$

— 材料強度  $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

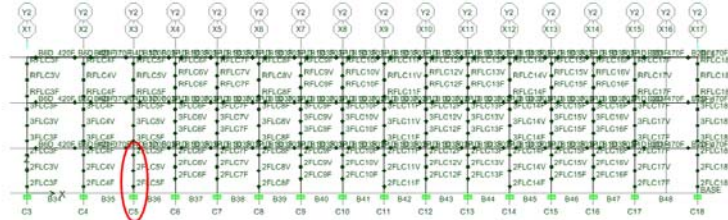
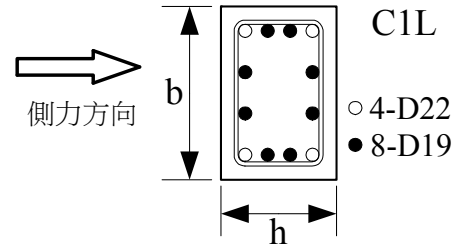
— 主筋 4-#7 + 8-#6、箍筋 #3@25cm

— 柱承受軸力  $P = 43135.63 \text{ kgf}$

— 柱斷面彎矩強度  $M_n = 1351510 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

— 有效柱高  $H = 300 \text{ cm}$

**2FLC5F(M3 非線性鉸)：**



$$A_{st} = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{3}{8} \times 2.54\right)^2 = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$V_b = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 1351510}{300} = 9010.07 \text{ kgf}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 30^3}{12} = 1.125 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{12(EI)_c}{H^3} = \frac{12(0.35E_c I_g)}{H^3} = 12 \times \left[ \frac{0.35 \times (15000 \sqrt{160}) \times 1.125 \times 10^5}{300^3} \right] = 3320.39 \text{ kgf/cm}$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{9010.07}{3320.39} = 2.714 \text{ cm}$$

$$v_m = \frac{V_b}{bd} = \frac{9010.07}{50 \times 24} = 7.508 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{柱箍筋量比} : \rho'' = \frac{A_h}{b \cdot s_h} = \frac{2 \times 0.713}{50 \times 25} = 0.00114$$

由式(4.1)可知

$$\begin{aligned}\frac{\Delta_s}{H} &= \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{v_m}{133\sqrt{f'_c}} - \frac{P}{40A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \\ &= \frac{3}{100} + (4 \times 0.00114) - \frac{1}{133} \times \frac{7.508}{\sqrt{160}} - \frac{1}{40} \times \frac{43135.63}{1500 \times 160} \\ &= 0.0256 \geq 0.01\end{aligned}$$

$$\therefore \Delta_s = 0.0256 \times 300 = 7.681 \text{ cm}$$

$$\therefore a = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{7.681 - 2.714}{300} = 0.0166$$

$$P\left(\frac{s}{k'A_{st}f_{yt}d_c \tan \theta}\right) = 43135.63 \times \left(\frac{25}{0.938 \times 1.426 \times 2800 \times 21 \times \tan 65^\circ}\right) = 6.385$$

$$(A_{st} = 2 \times 0.713 = 1.426 \text{ cm}^2, d_c = h - 2 \times \text{cover} - d_s = 30 - 2 \times 4 - 1 = 21 \text{ cm})$$

$$\left(\mu = \frac{\Delta_s}{\Delta_y} = \frac{7.681}{2.714} = 2.831, \text{ 由圖4.4內差可得 } k = 0.937\right)$$

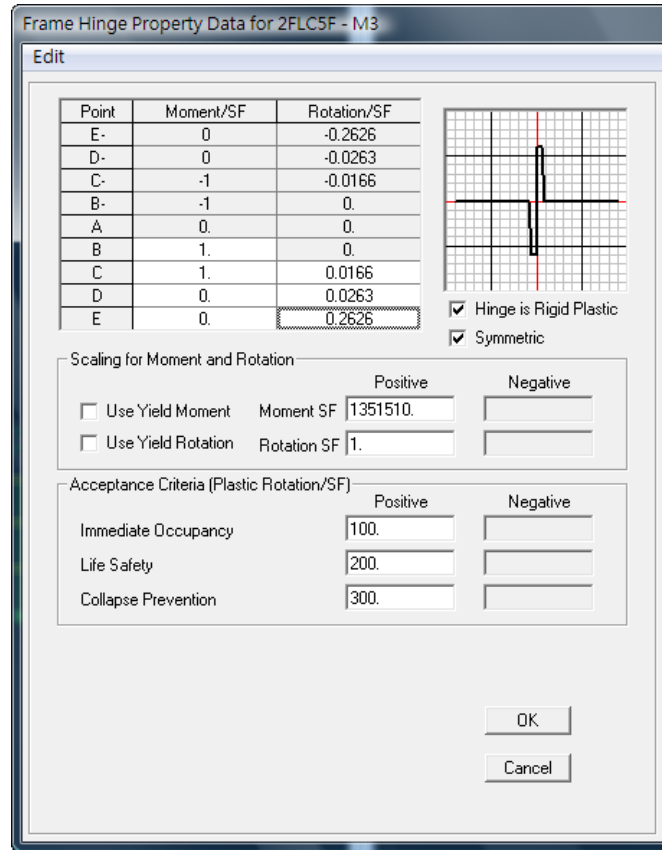
$$\Delta_a = \left( \left( \frac{4}{100} \right) \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P\left(\frac{s}{k'A_{st}f_{yt}d_c \tan \theta}\right)} \right) \times H = \left( \frac{4}{100} \right) \frac{5.60}{(2.14 + 6.835)} \times 300 = 7.877 \text{ cm}$$

$$\therefore b = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = \max(0.0263, 0.0256) = 0.0263$$

輔助程式之柱彎矩非線性鉸(2FLC5F)參數結果：

$$a=0.0166$$

$$b=0.0263$$



2FLC5V(V2 非線性鉸)：

表 4.2 RC 柱剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

| Points | Force/SF | Disp./SF |
|--------|----------|----------|
| A      | 0        | 0        |
| B      | 1        | 0        |
| C      | 0        | c        |
| D      | 0        | 10c      |
| E      | 0        | 10c      |

$$P\left(\frac{s}{k'A_{st}f_{yt}d_c \tan \theta}\right) = 43135.63 \times \left(\frac{25}{1 \times 1.426 \times 2800 \times 21 \times \tan 65^\circ}\right) = 5.987$$

$$(A_{st} = 2 \times 0.713 = 1.426 \text{ cm}^2, d_c = h - 2 \times \text{cover} - d_s = 30 - 2 \times 4 - 1 = 21 \text{ cm})$$

在剪力破壞模式之下，軸向破壞變位角之修正係數取  $k' = 1$  計算

$$\Delta_a = \left[ \left( \frac{4}{100} \right) \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P\left(\frac{s}{k'A_{st}f_{yt}d_c \tan \theta}\right)} \right] \cdot H = \left( \frac{4}{100} \right) \frac{5.60}{(2.14 + 5.987)} \times 300 = 0.02754 \text{ cm}$$

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) = \min(0.02754, 0.04) = 0.02754$$

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\sigma}{2f_t\sqrt{1+\sigma/f_t}}\right)}{2}$$

$$= 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\frac{43135.63/50 \times 30}{2 \times 1.06 \times \sqrt{160} \times \sqrt{1 + \frac{43135.63/50 \times 30}{1.06 \times \sqrt{160}}}}}{2}$$

$$= 29.41^\circ$$

$$V_n = V_c + V_s = 0.53\left(1 + \frac{P}{140 A_g}\right)\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} \times \cot \alpha$$

$$V_c = 0.53\left(1 + \frac{P}{140 A_g}\right)\sqrt{f'_c}bd = 0.53\left(1 + \frac{43135.63}{140 \times 50 \times 30}\right)\sqrt{160} \times 30 \times 24 = 9697.31 \text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} \times \cot \alpha = \frac{2 \times 0.713 \times 2800 \times 24 \times \cot 29.41^\circ}{25} = 6793.18 \text{ kgf}$$

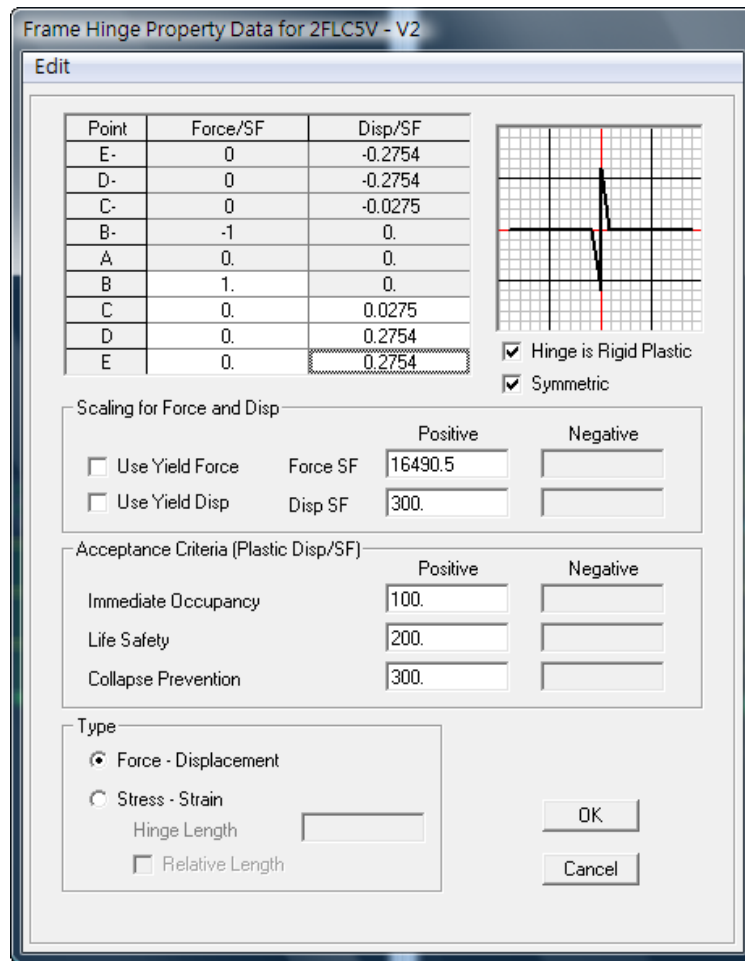
$$V_n = V_c + V_s = 9697.31 + 6793.18 = 16490.5 \text{ kgf} > V_b = 9010.07 \text{ kgf}$$

Force SF=16490.5 kgf

輔助程式之柱剪力非線性鉸(2FLC5V)參數結果：

c=0.0275

Force SF=16490.5



梁非線性鉸參數計算

表 4.4 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | 箍筋  | $\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | a     | b     | c   |
|-----------------------------------|-----|-----------------------------------|-------|-------|-----|
| $\leq 0.0$                        | 有圍束 | $\leq 3$                          | 0.025 | 0.05  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 有圍束 | $\geq 6$                          | 0.02  | 0.04  | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 有圍束 | $\leq 3$                          | 0.02  | 0.03  | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 有圍束 | $\geq 6$                          | 0.015 | 0.02  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 無圍束 | $\leq 3$                          | 0.02  | 0.03  | 0.2 |
| $\leq 0.0$                        | 無圍束 | $\geq 6$                          | 0.01  | 0.015 | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 無圍束 | $\leq 3$                          | 0.01  | 0.015 | 0.2 |
| $\geq 0.5$                        | 無圍束 | $\geq 6$                          | 0.005 | 0.01  | 0.2 |

B35 梁— type B4

— B4D\_370F(M3 非線性鉸)、B4D\_370V (V2 非線性鉸)

— 斷面尺寸  $b=30\text{cm}$ 、 $h=55\text{cm}$

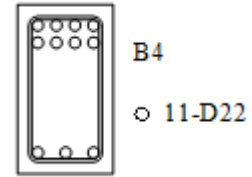
— 材料強度  $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $f'_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

— 主筋 11-#7、箍筋#3@25cm

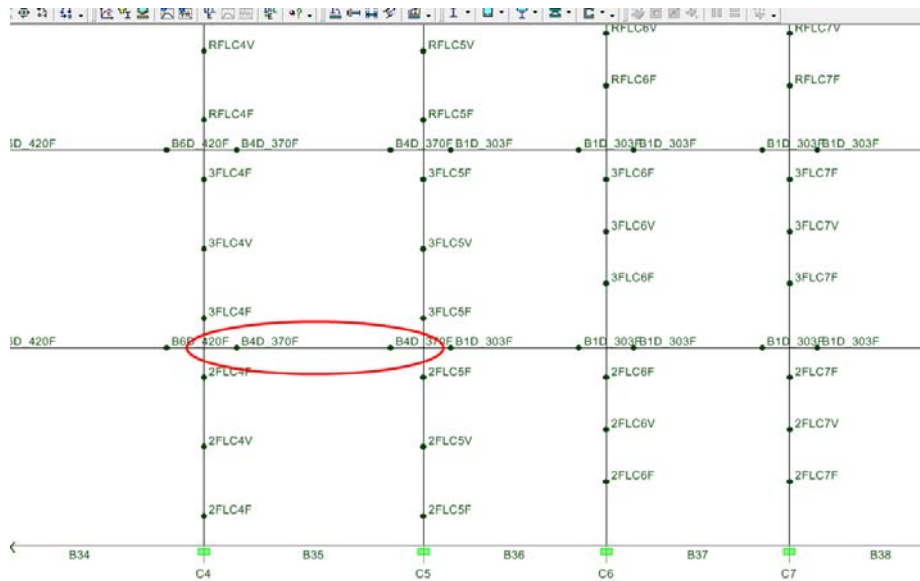
— 梁承受軸力  $P = 0 \text{ kgf}$

— 梁斷面彎矩強度  $M_n^+ = 1845540 \text{ kgf-cm}$ ,  $M_n^- = 4407730 \text{ kgf-cm}$

— 有效梁跨距  $H = 370 \text{ cm}$



B4D\_370F(M3 非線性鉸)：



無圍束

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.02833$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{3 \times 3.871}{30 \times 55} - \frac{8 \times 3.871}{30 \times 55} = -0.414 \leq 0$$

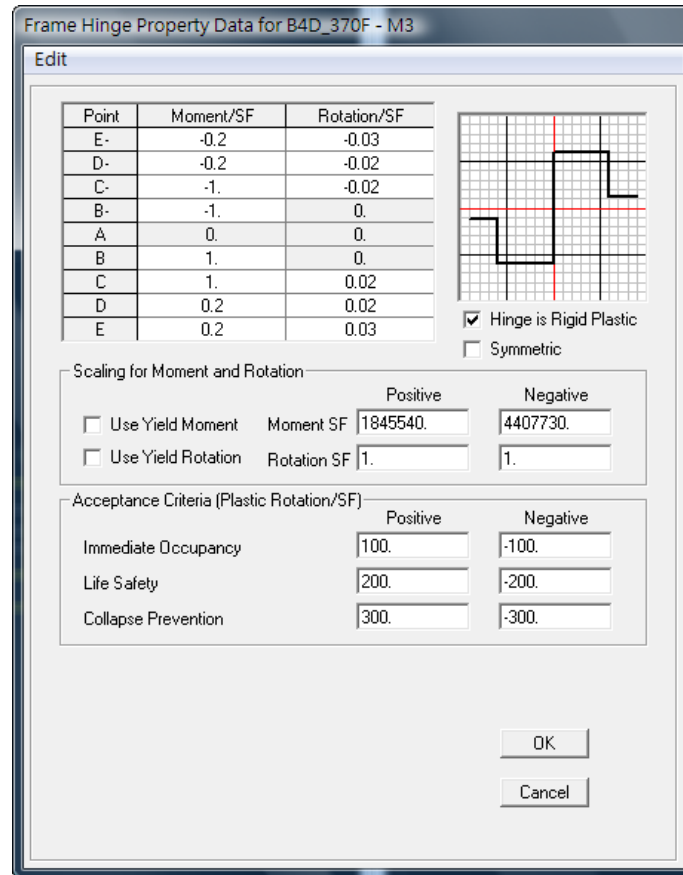
$$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{0.27(1845540 + 4407730)}{30 \times (0.8 \times 55) \times \sqrt{160}} = 0.273 \leq 3$$

∴ 由表4.4可知  $c = 0.2$ 、 $a = 0.02$ 、 $b = 0.03$

輔助程式之梁彎矩非線性鉸(B4D\_370F)參數結果：

$a=0.02$ 、 $b=0.03$ 、 $c=0.2$





**B4D\_370V(V2 非線性鉸) :**

表 4.6 RC 梁剪力非線性鉸之參數

| 箍筋間距              | a     | b    | c   |
|-------------------|-------|------|-----|
| 箍筋間距 $\leq (d/2)$ | 0.003 | 0.02 | 0.2 |
| 箍筋間距 $> (d/2)$    | 0.003 | 0.01 | 0.2 |

$$\frac{d}{2} = \frac{0.8 \times 55}{2} = 22 \text{ cm} < \text{箍筋間距 } s = 25 \text{ cm}$$

∴ 由表4.6可知  $a = 0.003$ 、 $b = 0.01$ 、 $c = 0.2$

$$V_n = V_c + V_s = 0.53\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_{st}f_{yt}d}{s}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53 \times \sqrt{160} \times 30 \times 44 = 8849.32 \text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} = \frac{2 \times 0.713 \times 2800 \times 44}{25} = 7022.97 \text{ kgf}$$

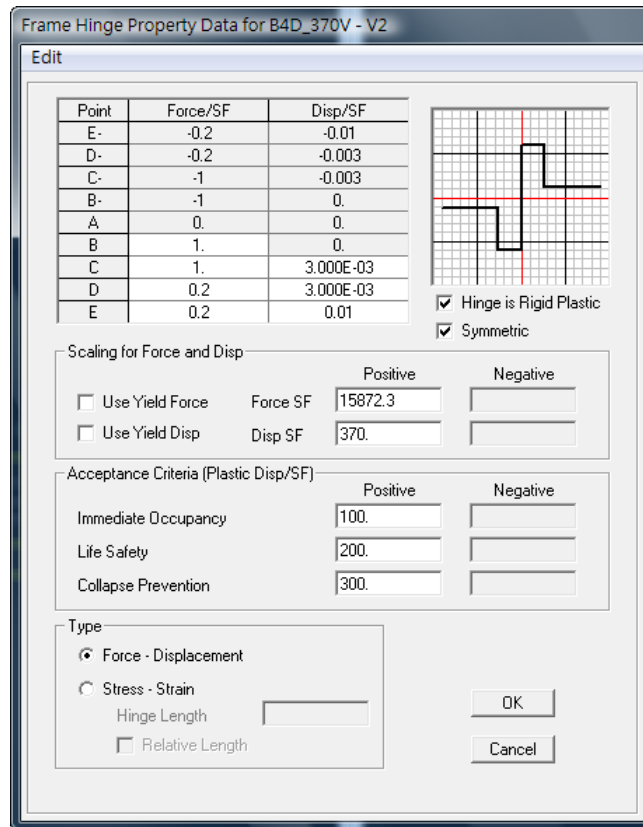
$$V_n = V_c + V_s = 8849.32 + 7022.97 = 15872.29 \text{ kgf}$$

Force SF=15876 kgf

輔助程式之梁剪力非線性鉸(B4D\_370V)參數結果：

$a=0.003$ 、 $b=0.01$ 、 $c=0.2$

Force SF=15872.3 kgf、Disp. SF=370 cm



## 附錄 C.9 磚牆軸力非線性鉸參數計算

茲以案例校舍中之 Y2 構架上某一等值斜撐(BW2)為例，詳列磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數之計算，如下所述：

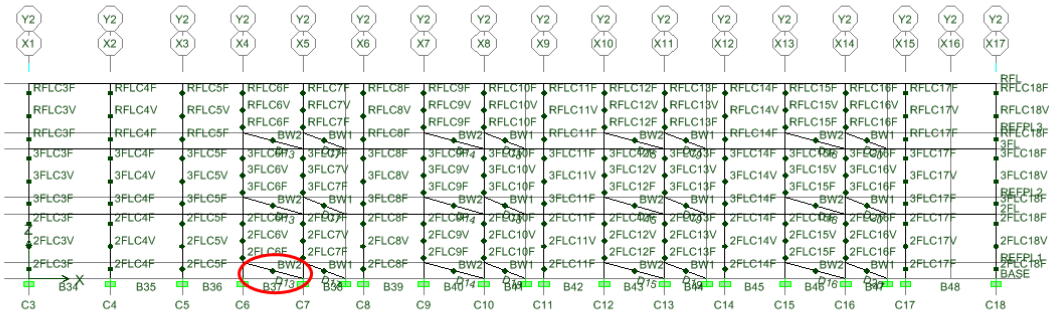
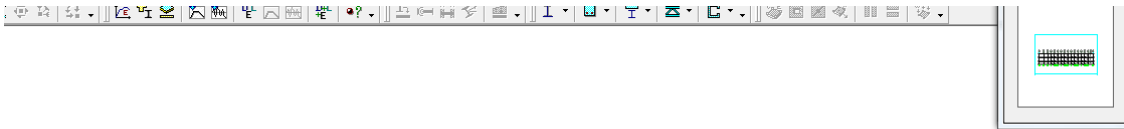
表 4.9 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數

| Points | Force/SF  | Disp/SF   |
|--------|-----------|---|
| A      | 0         | 0   |
| B      | 1         | 0   |
| C      | $V_r/V_n$ | $\min\left(2 - \frac{V_r}{V_n}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right)$ |
| D      | $V_r/V_n$ | $\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$                                       |
| E      | 0         | $\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$                                       |

BW2：寬 303cm、高 90cm、厚 24cm

$$f_{mc} = 100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$



$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{H_b}{W_b}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{90}{303}\right) = 16.54^\circ$$

取二順一丁砌法： $\tan \theta_c = \frac{3(h + g_h)}{2(w + g_v)} = \frac{3(5.5 + 1)}{2(10.1 + 1)} = 0.8784 \quad \theta_c = 41.30^\circ$

台度磚牆之極限強度

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times \alpha f_{mbt}) = 24 \times (303 \times 0.7 \times 1.98 + 90 \times 0.45 \times 5.12) = 15075.202 \text{ kgf}$$

其中

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047f_{mc})\sigma_N = 0.0337(100)^{0.885} + 0 = 1.98 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} = 1.079(100)^{0.338} = 5.12 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bt} = 0.22f_{bc} = 33 \text{ kgf/cm}^2$$

$$H_2 = 0.5W_b \tan \theta_p \leq H_b$$

$$H_2 = 0.5 \times 303 \times 0.8784 = 133.07 \text{ 取 } H_2 = 90$$

$$\alpha = 0.45$$

台度磚牆之極限位移

$$\Delta_u = \lambda \frac{V_n}{E_u \times T_b} = 4.36 \times \frac{15055.632}{4033.23 \times 24} = 0.678 \text{ 且 } 0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$$

$$\text{其中, } \lambda = \left[ \left( \frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left( 2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left( 2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] = 4.36$$

$$\nu = 0.15$$

$$E_u = 61.29\eta_1\eta_2f_{bc}^{0.7}f_{mc}^{0.3} = 4033.23$$

$$\text{其中 } \eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b), \text{ 且 } 0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$$

$$\because H_b/W_b = 0.297 \quad \therefore \text{取 } H_b/W_b = 0.5 \quad \text{故 } \eta_1 = 1.67 - 0.64(0.5) = 1.35$$

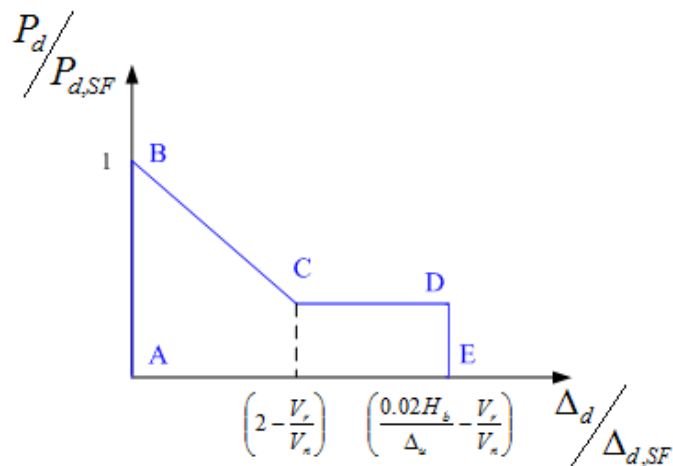
$$\eta_2 = 0.367$$

磚牆等值斜撐彈性模數

$$E_d = \frac{L_d E_u}{\lambda T_b \cos^2 \phi} = \frac{316.08 \times 4033.23}{4.36 \times 24 \times \cos^2 16.54^\circ} = 13259.9$$

$$\text{其中 } L_d = \sqrt{H_b^2 + W_b^2} = 316.08$$

台度磚牆之殘餘強度



$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n$$

$$V_r = 0.7 \times 1.98 \times 24 \times 303 = 10078.99 \leq 0.6 \times 15055.63 = 9033.38$$

$$\frac{V_r}{V_n} = \frac{9033.38}{15055.63} = 0.6$$

$$k = \frac{E_d A_d}{L_d} = \frac{13259.9 \times 24^2}{316.18} = 24156.18$$

$$\left(2\Delta_{d,SF} - \frac{P_r}{k}\right) = \left(2\Delta_{d,SF} - \frac{P_r}{P_{d,SF}} \Delta_{d,SF}\right) = \left(2 - \frac{V_r}{V_n}\right) \Delta_{d,SF} = (2 - 0.6) \Delta_{d,SF} = 1.4 \Delta_{d,SF}$$

$$\left(0.02H_b \times \cos \phi - \frac{P_r}{k}\right) = \left(\frac{0.02H_b}{\frac{\Delta_{d,SF}}{\cos \phi}} - \frac{V_r}{V_n}\right) \Delta_{d,SF} = \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right) \Delta_{d,SF} = \left(\frac{0.02 \times 90}{0.678} - 0.6\right) \Delta_{d,SF} = 2.051 \Delta_{d,SF}$$

故 C 點 Displ/SF 為  $\min\left(2 - \frac{V_r}{V_n}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right) = \min(1.4, 2.051) = 1.4$

$$\text{Force SF} = V_n / \cos \phi = 15075.20 / \cos 16.54^\circ = 15726$$

$$\text{Displ. SF} = \Delta_u \cos \phi = 0.6789 \times \cos 16.54^\circ = 0.651$$

輔助程式之等值斜撐(BW2)軸力非線性鉸結果：

$$E_d = 13259.9 \text{ 、 } A_d = 576$$

$$\left(2 - \frac{V_r}{V_n}\right) = 1.4 \text{ 、 } \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right) = 2.051 \text{ 、 } \min\left(\left(2 - \frac{V_r}{V_n}\right), \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right) = 1.4 \text{ 、 } \frac{V_r}{V_n} = 0.6$$

$$\text{Force SF} = 15726.2 \text{ 、 } \text{Displ. SF} = 0.6508 \text{ cm}$$

Material Property Data

Material Name: **BW2**

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Analysis Property Data:

|                            |                |
|----------------------------|----------------|
| Mass per unit Volume       | 0.             |
| Weight per unit Volume     | 0.             |
| Modulus of Elasticity      | <b>13253.9</b> |
| Poisson's Ratio            | 0.3            |
| Coeff of Thermal Expansion | 1.170E-05      |
| Shear Modulus              | 5099.9615      |

Design Property Data:

Design: None

Frame Hinge Property Data for BW2 - P

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E-    | 0        | -2.0512 |
| D-    | -0.6     | -2.0512 |
| C-    | -0.6     | -1.4    |
| B-    | -1       | 0.      |
| A     | 0.       | 0.      |
| B     | 1.       | 0.      |
| C     | 0.6      | 1.4     |
| D     | 0.6      | 2.0512  |
| E     | 0.       | 2.0512  |

Scaling for Force and Disp:

|                 | Positive          | Negative |
|-----------------|-------------------|----------|
| Use Yield Force | Force SF: 15726.2 |          |
| Use Yield Disp  | Disp SF: 0.6508   |          |

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF):

|                     | Positive | Negative |
|---------------------|----------|----------|
| Immediate Occupancy | 100.     |          |
| Life Safety         | 200.     |          |
| Collapse Prevention | 300.     |          |

Type:  Force - Displacement  Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Hinge is Rigid Plastic

Symmetric

OK Cancel

### 附錄 C.10 擴柱補強斷面非線性鉸參數計算

原有柱斷面分析

混凝土  $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋  $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$  (#3, #6, #7)

柱軸重假設為 23310 kgf

柱高  $H = 300 \text{ cm}$

原始柱斷面強度為  $V_0 = V_b = 7380 \text{ kgf}$

擴柱補強

混凝土  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$  (#3, #6)

柱軸重假設為 23310 kgf

(1) 擴柱斷面分析

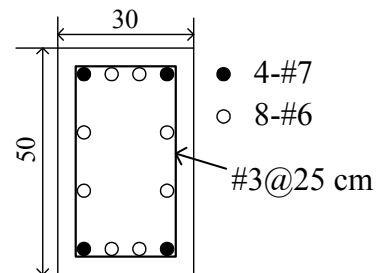
$M_n = 6756900 \text{ kgf-cm}$

$V_{bj} = \frac{2M_n}{H} = 45241 \text{ kgf}$

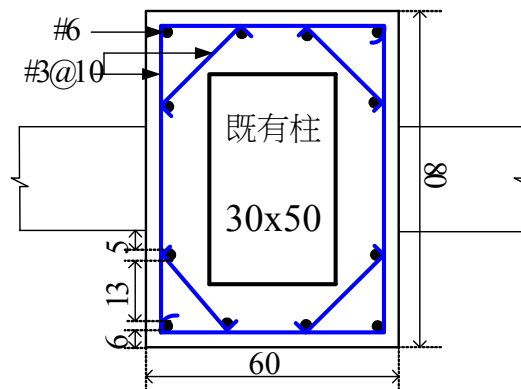
$V_{nj} = V_c + V_s$

$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \left( 1 + \frac{23310}{140 \times 80 \times 60} \right) \sqrt{280} \times 80 \times 48 = 35236.7 \text{ kgf}$

$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \times \cot \alpha = \frac{2 \times 0.713 \times 4200 \times 48 \times \cot 41.54^\circ}{10} = 21617.1 \text{ kgf}$



既有RC柱



其中

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\sigma}{2f_t\sqrt{1+\sigma/f_t}}\right)}{2} = 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{4.858}{2 \times 17.7 \sqrt{1+4.858/17.7}}\right)}{2} = 41.54^\circ$$

$$\sigma = \frac{P}{A_g} = \frac{23310}{80 \times 60} = 4.856 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_t = 1.06\sqrt{f'_c} = 1.06\sqrt{280} = 17.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_{nj} = V_c + V_s = 35236.7 + 21617.1 = 56853.8 \text{ kgf}$$

$$V_{RCJ} = \min(V_{bj}, V_{nj}) = 45046 \text{ kgf}$$

(2) 擴柱補強數量

$$\text{補強強度增量為 } \Delta V_L = V_{RCJ} - V_0 = 37666 \text{ kgf}$$

$$\text{原始建物最大側力強度 } V = 426937 \text{ kgf}$$

$$\text{基底剪力需求 } V^* = 565747 \text{ kgf}$$

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 3.7 \text{ (取 4)}$$

補強斷面模擬

剪力破壞時的位移

$$\begin{aligned} \Delta_s &= H \left( \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{v_m}{133\sqrt{f'_c}} - \frac{P}{40A_g f'_c} \right) \\ &= 300 \left( \frac{3}{100} + 4 \times 0.00178 - \frac{1}{133} \times \frac{11.78}{\sqrt{280}} - \frac{1}{40} \times \frac{23310}{4800 \times 280} \right) \\ &= 9.419 \text{ cm} \end{aligned}$$

式中

$$\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s} = \frac{2 \times 0.713}{80 \times 10} = 0.00178$$

$$v_m = \frac{V_{RCJ}}{bd} = \frac{45241}{80 \times 48} = 11.78$$

軸向破壞時的位移

$$\Delta_y = \frac{V_m L^3}{12(EI)_c} = \frac{45241 \times 300^3}{12 \times \left( 0.7 \times 15000 \times \sqrt{280} \times \frac{80 \times 60^3}{12} \right)} = 0.402 \text{ cm}$$

$$\Delta_a = \left( \left( \frac{4}{100} \right) \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left( \frac{s}{k' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \right) \cdot H$$

$$= \left( \frac{4}{100} \right) \frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ + 23310 \times \frac{10}{1 \times 2 \times 0.713 \times 2800 \times 51 \times \tan 65^\circ}} \times 300 = 25.09 \text{ cm}$$

其中  $k' = 1$ ，因為翼牆箍筋為  $135^\circ$  彎鉤

柱核心混凝土的深度  $d_c = 60 - 4.5 \times 2 = 51 \text{ cm}$

彎矩非線性鉸參數

Moment SF  $M_n = 6756900 \text{ kgf-cm}$ ；Rotation SF 則固定為 1。

$$a = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{9.419 - 0.402}{300} = 0.0301$$

$$b = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = \max(0.0836, 0.0314) = 0.0836$$

剪力非線性鉸參數

Force SF 為  $V_{nj} = 56853.8 \text{ kgf}$ ；Disp. SF 為柱淨長  $H = 300 \text{ cm}$ 。

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) = \min(0.0836, 0.04) = 0.04$$



### 擴柱彎矩非線性鉸參數

Frame Hinge Property Data for 2FLC34F - M3

Edit

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | 0         | -0.8362     |
| D-    | 0         | -0.0836     |
| C-    | -1        | -0.0301     |
| B-    | -1        | 0.          |
| A     | 0.        | 0.          |
| B     | 1.        | 0.          |
| C     | 1.        | 0.0301      |
| D     | 0.        | 0.0836      |
| E     | 0.        | 0.8362      |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF    Positive: 6786130.    Negative:

Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive: 1.    Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 100.    Negative:

Life Safety    Positive: 200.    Negative:

Collapse Prevention    Positive: 300.    Negative:

OK    Cancel

### 擴柱剪力非線性鉸參數

Frame Hinge Property Data for 2FLC34V - V2

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E-    | 0        | -0.4    |
| D-    | 0        | -0.4    |
| C-    | 0        | -0.04   |
| B-    | -1       | 0.      |
| A     | 0.       | 0.      |
| B     | 1.       | 0.      |
| C     | 0.       | 0.04    |
| D     | 0.       | 0.4     |
| E     | 0.       | 0.4     |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force    Force SF    Positive: 56853.8    Negative:

Use Yield Disp    Disp SF    Positive: 300.    Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 100.    Negative:

Life Safety    Positive: 200.    Negative:

Collapse Prevention    Positive: 300.    Negative:

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length   

Relative Length

OK    Cancel

## 附錄 C.11 翼牆補強斷面非線性鉸參數計算

翼牆補強

混凝土  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋 (#3, #6, #7)  $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

(#5)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

柱軸重假設為 23310 kgf

翼牆斷面分析

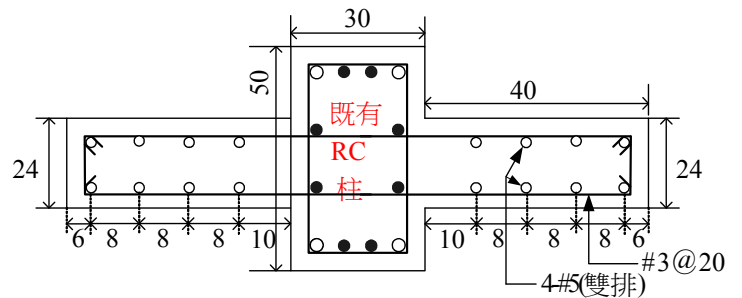
$M_n = 10557900 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$$V_{bWW} = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 10557900}{300} = 70386 \text{ kgf}$$

$V_{nWW} = V_c + V_s$

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0.53 \left( 1 + \frac{23310}{140 \times 3420} \right) \sqrt{280} \times 24 \times 88 = 19642 \text{ kgf}$$



$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \times \cot \alpha = \frac{2 \times 0.713 \times 2800 \times 88 \times \cot 40.36^\circ}{20} = 20657 \text{ kgf}$$

其中

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\sigma}{2f_t\sqrt{1+\sigma/f_t}}\right)}{2} = 45^\circ - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{6.816}{2 \times 17.7 \sqrt{1+6.816/17.7}}\right)}{2} = 40.36^\circ$$

$$A_g = 40 \times 24 \times 2 + 50 \times 30 = 3420 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A_g} = \frac{23310}{3420} = 6.816 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_t = 1.06\sqrt{f'_c} = 1.06\sqrt{280} = 17.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_{nww} = V_c + V_s = 19642 + 20657 = 40299 \text{ kgf}$$

$$V_{ww} = \min(V_{bww}, V_{nww}) = 40299 \text{ kgf}$$

翼牆補強數量

$$\text{補強強度增量為 } \Delta V_L = V_{ww} - V_0 = 32962 \text{ kgf}$$

$$\text{原始建物最大側力強度 } V = 436786 \text{ kgf}$$

$$\text{基底剪力需求 } V^* = 582382 \text{ kgf}$$

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 4.4 \text{ (取 6)}$$

補強斷面模擬

$$\frac{H}{h_w} = \frac{300}{110} = 2.73 > 2$$

剪力破壞時的位移

$$\begin{aligned} \Delta_s &= H \left( \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{v_m}{133\sqrt{f'_c}} - \frac{P}{40A_g f'_c} \right) \\ &= 300 \left( \frac{3}{100} + 4 \times 0.00297 - \frac{1}{133} \times \frac{33.33}{\sqrt{280}} - \frac{1}{40} \times \frac{23310}{3420 \times 280} \right) \\ &= 7.888 \text{ cm} \end{aligned}$$

式中

$$\rho'' = \frac{A_h}{b \times s_h} = \frac{2 \times 0.713}{24 \times 20} = 0.00297$$

$$v_m = \frac{V_m}{bd} = \frac{70386}{24 \times 88} = 33.33 \text{ kgf/cm}^2$$

軸向破壞時的位移

$$\Delta_a = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left( \frac{s}{k' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \right) \cdot H$$

$$= \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ + 23310 \times \frac{20}{1 \times 2 \times 0.713 \times 2800 \times 101 \times \tan 65^\circ}} \right) \times 300 = 25.036 \text{ cm}$$

$$\Delta_y = \frac{V_{bWW} L^3}{12(EI)_c} = \frac{70386 \times 300^3}{12 \times \left( 0.7 \times 15000 \times \sqrt{280} \times \frac{24 \times 110^3}{12} \right)} = 0.339 \text{ cm}$$

其中  $k' = 1$ ，因為翼牆箍筋為  $135^\circ$  彎鉤

其中柱核心混凝土的深度  $d_c = 110 - 4.5 \times 2 = 101 \text{ cm}$

彎矩非線性鉸參數

Moment SF 為  $M_n = 10557900 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ ；Rotation SF 則固定為 1。

$$a = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{7.888 - 0.339}{300} = 0.0252$$

$$b = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = \max(0.0835, 0.0263) = 0.0835$$

剪力非線性鉸參數

Force SF 為  $V_{nWW} = 40299 \text{ kgf}$ ；Disp. SF 為柱淨長  $H = 300 \text{ cm}$ 。

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) = \min(0.0779, 0.04) = 0.04$$

### 翼牆彎矩非線性鉸參數

Frame Hinge Property Data for 2FLC34F - M3

Edit

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | 0         | -0.8345     |
| D-    | 0         | -0.0835     |
| C-    | -1        | -0.0252     |
| B-    | -1        | 0           |
| A     | 0         | 0           |
| B     | 1         | 0           |
| C     | 1         | 0.0252      |
| D     | 0         | 0.0835      |
| E     | 0         | 0.8345      |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF    Positive: 10557900.    Negative:

Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive: 1.    Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 100.    Negative:

Life Safety    Positive: 200.    Negative:

Collapse Prevention    Positive: 300.    Negative:

OK    Cancel

### 翼牆剪力非線性鉸參數

Frame Hinge Property Data for 2FLC34V - V2

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E-    | 0        | -0.4    |
| D-    | 0        | -0.4    |
| C-    | 0        | -0.04   |
| B-    | -1       | 0       |
| A     | 0        | 0       |
| B     | 1        | 0       |
| C     | 0        | 0.04    |
| D     | 0        | 0.4     |
| E     | 0        | 0.4     |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force    Force SF    Positive: 40299.5    Negative:

Use Yield Disp    Disp SF    Positive: 300.    Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 100.    Negative:

Life Safety    Positive: 200.    Negative:

Collapse Prevention    Positive: 300.    Negative:

Type

Force - Displacement

Stress - Strain    Hinge Length:

Relative Length

OK    Cancel

## 附錄 C.12 剪力牆補強斷面非線性鉸參數計算

### (一) 剪力牆補強斷面強度計算範例(本文中初步設計)

假設剪力牆斷面

混凝土  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋(#3, #6, #7)  $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

(牆筋#3)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

軸重總和為 46620.46 kgf。

牆淨高  $H=300 \text{ cm}$

#### (1) 剪力牆斷面分析

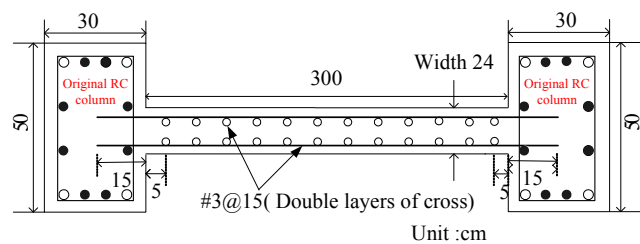
$$M_n = 64,282,300 \text{ kgf-cm}$$

$$V_{\text{bsw}} = \frac{2M_n}{H} = 428,549 \text{ kgf}$$

剪力牆斷面之剪力極限強度

#### (a) 壓桿面積

$$A_{\text{str}} = t_w \times a_w = 2301.53 \text{ cm}^2$$



其中

$$\begin{aligned} a_w &= \left( 0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w f'_c} \right) \cdot \ell_w \\ &= \left( 0.25 + 0.85 \times \frac{46620.46}{24 \times 360 \times 280} \right) \times 360 = 95.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} = \frac{10.7}{\sqrt{280}} = 0.63 > 0.52, \quad \zeta = 0.52$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{\ell_h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{300}{296.07} \right) = 45.38$$

$$\text{其中 } l_n = \ell_w - \frac{2a_w}{3} = 360 - \frac{2 \times 95.9}{3} = 296.07$$

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} = 0.3422$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} = 0.3246$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} = 1.1$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} = 1.09$$

$$\begin{aligned} \bar{F}_h &= \gamma_h \left( \bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \\ &= 88.69 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{F}_v &= \gamma_v \left( \bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \\ &= 84.70 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{yh} &= A_{th} \times f_{yh} \\ &= 0.75 \times 0.713 \times 40 \times 4200 \times 10^{-3} \\ &= 89.88 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{yv} &= A_{tv} \times f_{yv} \\ &= 0.75 \times 0.713 \times 40 \times 4200 \times 10^{-3} \\ &= 89.88 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h}$$

$$= 1.1025 > \bar{K}_h, \quad K_h = \bar{K}_h = 1.1$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N}{\bar{F}_v}$$

$$= 1.1387 > \bar{K}_v, \quad K_v = \bar{K}_v = 1.09$$

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$$

$$= (1.1 + 1.09 - 1) \times 0.52 \times 280 \times 2310.53 \times \cos 45.38$$

$$= 281,339 \text{ kgf}$$

$$V_{sw} = \min(V_{bsw}, V_{su}) = 281,339 \text{ kgf}$$

(2) 剪力牆補強數量

$$\text{補強強度增量為 } \Delta V_L = V_{sw} - 2V_0 = 281339 - 2 \times 7380 = 266,579 \text{ kgf}$$

$$\text{原始建物最大側力強度 } V = 426937 \text{ kgf}$$

$$\text{基底剪力需求 } V^* = 565747 \text{ kgf}$$

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 0.52 \quad (\text{取 } 2)$$

(二) 剪力牆補強斷面非線性鉸參數計算(附錄 C6 的示範例 SW1)

假設剪力牆斷面

$$\text{混凝土 } f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{鋼筋( #3, #6, #7) } f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{(牆筋#3) } f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

軸重總和為 124,984 kgf。

牆淨高  $H=300 \text{ cm}$

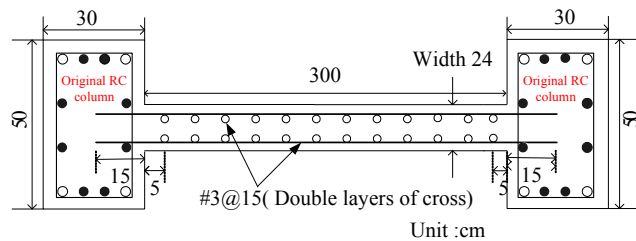
補強斷面模擬

(1) 撓曲降伏點( $V_y, \delta_y$ ):

$$\text{牆的撓曲降伏強度 } V_y = \frac{2M_y}{H} = \frac{2 \times 68707400}{300} = 458,049 \text{ kgf}$$

撓曲降伏點之位移

$$\delta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} = \frac{V_y H^3}{12E_c \times 0.5I_g} + \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{V_y H}{0.4A_w} = 0.431 \text{ cm}$$



(2) 撓曲極限點( $V_{fu}, \delta_{fu}$ ) :

牆的撓曲極限強度

$$M_n = 76,665,800 \text{ kgf-cm}$$

$$V_{fu} = \frac{2M_n}{H} = 511,105 \text{ kgf}$$

撓曲極限點之剪力位移

$$\delta_{s,fu} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{\ell_w t_w} V_{fu} H = 0.199 \text{ cm}$$

撓曲極限點之撓曲位移  $\delta_{f,fu}$

$$\delta_{f,fu} = \frac{V_{fu} H^3}{12E_c 0.35I_g} = 0.0963 \text{ cm}$$

撓曲極限點之非線性鉸轉動位移

$$\delta_{plastic,fu} = 2(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left( \frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) = 2.2941 \text{ cm}$$

撓曲極限點之滑移位移

$$\delta_{slip,fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \frac{d_b f_y^2}{8uE_s (d - a_w)} H = 0.165 \text{ cm}$$

因此撓曲極限點之位移總和

$$\delta_{fu} = \delta_{s,fu} + \delta_{f,fu} + \delta_{plastic,fu} + \delta_{slip,fu} = 2.754 \text{ cm}$$

定義彎矩非線性鉸參數

$$\text{Moment SF 為 } V_{fu} \times \frac{H}{2} = 76,665,800 \text{ kgf-cm}$$

$$\text{Rotation SF 為 } \left( \delta_{fu} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fu} \right) \times \frac{1}{H} = 0.0076$$

$$\frac{V_y}{V_{fu}} = 0.896$$

$$d = \frac{\left( \delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp} \right) \times \frac{1}{H}}{\text{Rotation SF}} = 2.555$$

(3) 剪力開裂點( $V_{scr}, \delta_{scr}$ ) :

(a) 牆的剪力開裂強度

$$V_{scr} = 0.87 \sqrt{f'_c} t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 125,621 \text{ kgf}$$

$$M_u/V_u \leq \ell_w/2, V_{scr} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{M_u/V_u - \ell_w/2} \right] t_w d, \text{ 本式不適用。}$$

(b) 牆的剪力開裂位移

$$\delta_{scr} = \frac{V_{scr}}{K_{eff}} = \frac{V_{scr} H^3}{12E_c \times 0.5I_g} + \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{V_{scr} H}{0.4A_w} = 0.118 \text{ cm}$$

(4) 剪力極限點( $V_{su}, \delta_{su}$ )

剪力牆斷面之剪力極限強度

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = t_w \times a_w = 2539 \text{ cm}^2$$

其中

$$a_w = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w f'_c} \right) \cdot \ell_w = 105.81 \text{ cm}$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} = \frac{10.7}{\sqrt{280}} = 0.63 > 0.52, \quad \zeta = 0.52$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{\ell_h} \right) = 46.02$$

$$\text{其中 } \ell_h = \ell_w - \frac{2a_w}{3} = 286.46$$

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} = 0.3576$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} = 0.3099$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} = 1.11$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} = 1.09$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left( \bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta = 101.68 \text{ tonf}$$



$$\bar{F}_v = \gamma_v \left( \bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta = 89.75 \text{ tonf}$$

$$\begin{aligned} F_{yh} &= A_{th} \times f_{yh} \\ &= 0.75 \times 0.713 \times 40 \times 4200 \times 10^{-3} \\ &= 89.88 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{yv} &= A_{tv} \times f_{yv} \\ &= 0.75 \times 0.713 \times 40 \times 4200 \times 10^{-3} \\ &= 89.88 \text{ tonf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_h &= 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \\ &= 1.10 < \bar{K}_h, \quad K_h = 1.10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_v &= 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N}{\bar{F}_v} \\ &= 1.18 > \bar{K}_v, \quad K_v = \bar{K}_v = 1.09 \end{aligned}$$

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta = 303,819 \text{ kgf}$$

(f) 牆的極限剪力位移

剪力極限點之剪力位移

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} = 84322 \text{ kgf}$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan \theta = \frac{\gamma_v (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \tan \theta = 70502 \text{ kgf}$$

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} = 0.00193$$

$$\varepsilon_v = 0$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left( \frac{280 - 204}{815.5} \right) = 0.00209$$

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 = 0.52 \times 0.00209 = 0.00109$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d = 0.00302$$

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 0.00411$$

$$\delta_{s,u} = \gamma_{vh} H = 1.23 \text{ cm}$$

(g) 剪力極限點之撓曲位移

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12E_c 0.35I_g} = 0.0573 \text{ cm}$$

(h) 剪力極限點滑移位移

$$\delta_{slip,su} = \frac{V_{su}}{V_y} \frac{d_b f_y^2}{8uE_s (d - a_w)} H = 0.0980 \text{ cm}$$

因此剪力極限點位移為剪力、撓曲及滑移位移之總和，即為

$$\delta_{su} = \delta_{s,u} + \delta_{f,su} + \delta_{slip,su} = 1.3870 \text{ cm}$$

定義剪力非線性鉸參數

Force SF 為  $V_{su} = 303,819 \text{ kgf}$

Disp. SF 為  $\delta_{su} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{su} = 1.101 \text{ cm}$

$$c = \frac{\left( \delta_{sp} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{sp} \right)}{\text{Disp. SF}} = 5.346$$

### 附錄 C.13 性能目標地表加速度(以原構架 X 向之 $V_{\max}$ 性能點為例)

- $V_{\max} = 432687.4688 \text{ kgf}$  ; Roof Displ. = 7.3496 cm
- Mode Shape : RFL = 1 ; 3FL = 0.667; 2FL = 0.333
- Weight :  $w_1=479\text{tonf}$ 、 $w_2=479\text{tonf}$ 、 $w_{\text{roof}}=413.4\text{tonf}$
- 第一模態之模態參與係數 :  $PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 = 1.313$
- 第一模態之模態質量係數 :  $\alpha_1 = \left[ \sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 = 0.855$
- 譜加速度 :  $S_a = V / \alpha_1 W = 0.369$
- 譜位移 :  $S_d = \Delta_{\text{roof}} / PF_1 = 55.96$
- 等效基本週期 :  $T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \times g}} = 0.7810$
- 等效阻尼比 :  $\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} = 0.118$  , 阻尼修正係數  $\kappa = 0.33$
- 阻尼比修正係數 : 根據表 2.3 內差可得  $B_s = 1.380$ 、 $B_1 = 1.296$

- 短週期與中、長週期之分界： $T_0 = \frac{S_{D1}B_s}{S_{DS}B_1} = 0.7908$
- 性能目標地表加速度：根據式 2.3.12， $0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0$ ， $A_p = \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} = 0.204$

表 C.1 材料強度表

|             |                                    |
|-------------|------------------------------------|
| 混凝土抗壓強度     | $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$      |
| 主筋降伏強度      | $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$      |
| 箍筋降伏強度      | $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$      |
| 紅磚單軸抗壓強度    | $f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 紅磚劈裂強度      | $f_{bt} = 33 \text{ kgf/cm}^2$     |
| 砂漿單軸抗壓強度    | $f_{mc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 砂漿劈裂強度      | $f_{tm} = 15 \text{ kgf/cm}^2$     |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度 | $f_{mbt} = 5.868 \text{ kgf/cm}^2$ |

表 C.2 磚牆相關資訊

| 方向 | 名稱  | 牆寬(cm) | 牆高(cm) | 牆厚(cm) | 圍束條件 |
|----|-----|--------|--------|--------|------|
| X  | BW1 | 218    | 90     | 24     | 台度磚牆 |
|    | BW2 | 303    | 90     | 24     | 台度磚牆 |
| Y  | BW3 | 170    | 315    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW4 | 300    | 315    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW5 | 170    | 300    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW6 | 335    | 300    | 24     | 四面圍束 |
|    | BW7 | 335    | 315    | 24     | 四面圍束 |

表 C.3 磚牆所在位置

| 方向 | 軸線位置 | 所含之磚牆模擬斜撐   |
|----|------|-------------|
| X  | Y-2  | BW1         |
|    | Y-6  | BW1、BW2     |
| Y  | X-2  | BW3、BW4     |
|    | X-3  | BW3、BW4、BW5 |
|    | X-6  | BW6、BW7     |
|    | X-9  | BW6         |
|    | X-12 | BW6         |
|    | X-15 | BW5         |
|    | X-17 | BW5         |

表 C.4 詳評審查表

| 耐震能力詳細評估結果               |  |  |
|--------------------------|--|--|
| 1. 詳細評估結果是否已上傳<br>暫存     | <input checked="" type="checkbox"/> 是； <input type="checkbox"/> 否 (須於結案前完成上傳)                                      |  |
| 2. 475 年設計地表加速度          | $A_T (=0.4 \times S_{DS}) = \underline{0.28} \text{ g}$  |  |
| 3. 耐震能力詳細評估之分析<br>方法     | <input checked="" type="checkbox"/> NCREE<br><input type="checkbox"/> SERCB  | <input type="checkbox"/> 強度韌性法   |
| 4. 校舍用途                  | <input checked="" type="checkbox"/> 一般用途<br><input type="checkbox"/> 緊急避難用途  | <input checked="" type="checkbox"/> $I = 1.25$<br><input type="checkbox"/> $I = 1.5$   |
| 5. 耐震需求<br>(地表加速度)       | $\underline{0.28} \text{ g}$   | $\underline{\hspace{2cm}} \text{ g}$   |
| 6. 耐震能力詳細評估結果            | 性能目標地表加速度 $A_p$  | 破壞地表加速度 $A_c$  |
|                          | X 向： $\underline{0.2113} \text{ g}$<br>Y 向： $\underline{0.4103} \text{ g}$   | X 向： $\underline{\hspace{2cm}} \text{ g}$<br>Y 向： $\underline{\hspace{2cm}} \text{ g}$ |
| 7. 耐震容量<br>(地表加速度)       | $\underline{0.2113} \text{ g}$   | $\underline{\hspace{2cm}} \text{ g}$   |
| 8. 耐震能力是否合格              | <input type="checkbox"/> 是，耐震容量(地表加速度) $>$ 耐震需求(地表加速度)<br><input checked="" type="checkbox"/> 否(耐震容量 $<$ 耐震需求)     |  |
| 耐震能力詳細評估分析技術檢核           |  |  |
| 1. 結構模擬時是否考慮隔間<br>牆及台度磚牆 | <input checked="" type="checkbox"/> 是，請說明模擬方式：磚牆以等值斜撐<br><input type="checkbox"/> 否，應重新進行耐震能力評估。                   |  |
| 2. 請說明最大基底剪力檢核           | <input checked="" type="checkbox"/> 合理<br>(請參考附錄 B 之手算檢核)<br><input type="checkbox"/> 不合理，應再重新進行耐震能力評估。            |  |
| 3. 請說明破壞模式檢核             | <input checked="" type="checkbox"/> 合理<br>(請參考圖 8.60~8.65 側推分析非線性鉸圖)<br><input type="checkbox"/> 不合理，應再重新進行耐震能力評估。 |  |

表 C.5 複合柱補強後之層間位移比計算表

| step     | 屋頂層間位移 | 屋頂層間位移比 | 3FL層間位移 | 3FL層間位移比 | 2FL層間位移 | 2FL層間位移比 |
|----------|--------|---------|---------|----------|---------|----------|
| PUSHX-0  | -0.001 | 0.00%   | -0.0014 | 0.00%    | -0.0003 | 0.00%    |
| PUSHX-1  | 0.3177 | 0.09%   | 0.437   | 0.12%    | 0.3226  | 0.09%    |
| PUSHX-2  | 0.5171 | 0.14%   | 0.7113  | 0.20%    | 0.5247  | 0.15%    |
| PUSHX-3  | 0.7811 | 0.22%   | 1.1008  | 0.31%    | 1.0115  | 0.28%    |
| PUSHX-4  | 1.0984 | 0.31%   | 1.5719  | 0.44%    | 1.6109  | 0.45%    |
| PUSHX-5  | 1.3476 | 0.37%   | 1.9458  | 0.54%    | 2.0886  | 0.58%    |
| PUSHX-6  | 1.5829 | 0.44%   | 2.3271  | 0.65%    | 2.5762  | 0.72%    |
| PUSHX-7  | 1.7683 | 0.49%   | 2.7204  | 0.76%    | 3.1643  | 0.88%    |
| PUSHX-8  | 1.9264 | 0.54%   | 3.1057  | 0.86%    | 3.8182  | 1.06%    |
| PUSHX-9  | 2.031  | 0.56%   | 3.717   | 1.03%    | 4.6976  | 1.30%    |
| PUSHX-10 | 2.0795 | 0.58%   | 4.2116  | 1.17%    | 5.3802  | 1.49%    |
| PUSHX-11 | 2.1237 | 0.59%   | 4.7199  | 1.31%    | 6.0897  | 1.69%    |
| PUSHX-12 | 2.1318 | 0.59%   | 4.8249  | 1.34%    | 6.2337  | 1.73%    |

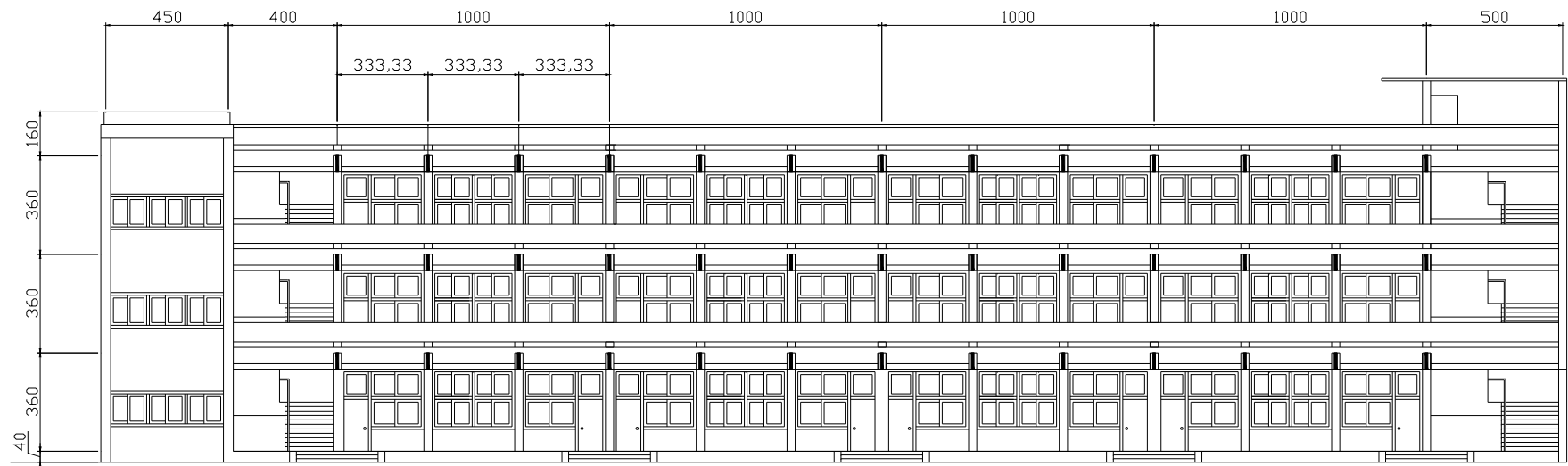


圖 C.1 案例校舍之正面立面圖

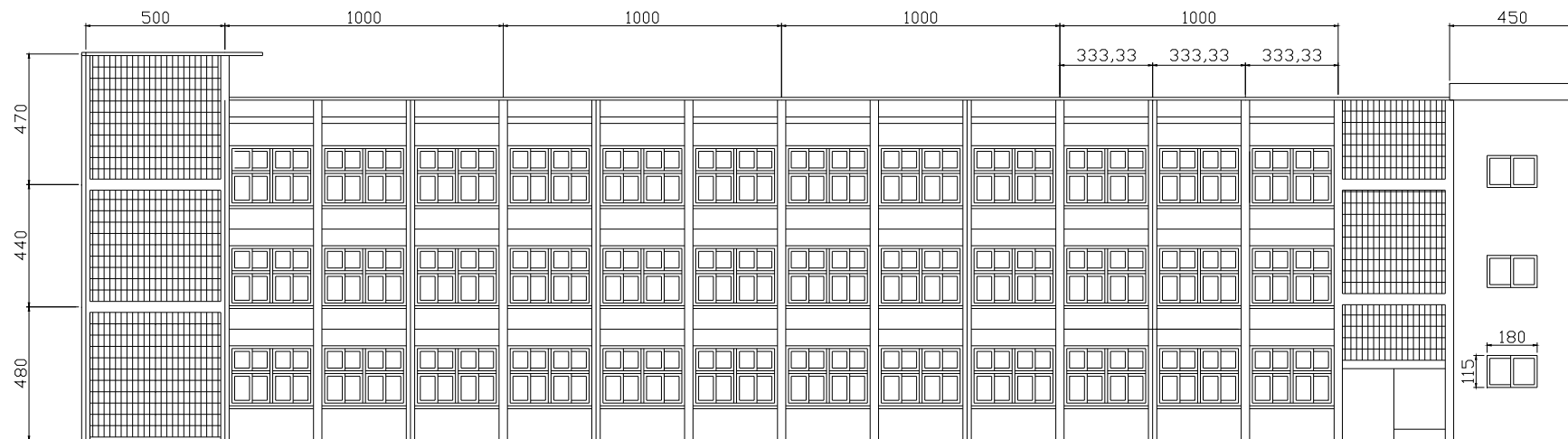


圖 C.2 案例校舍之背面立面圖



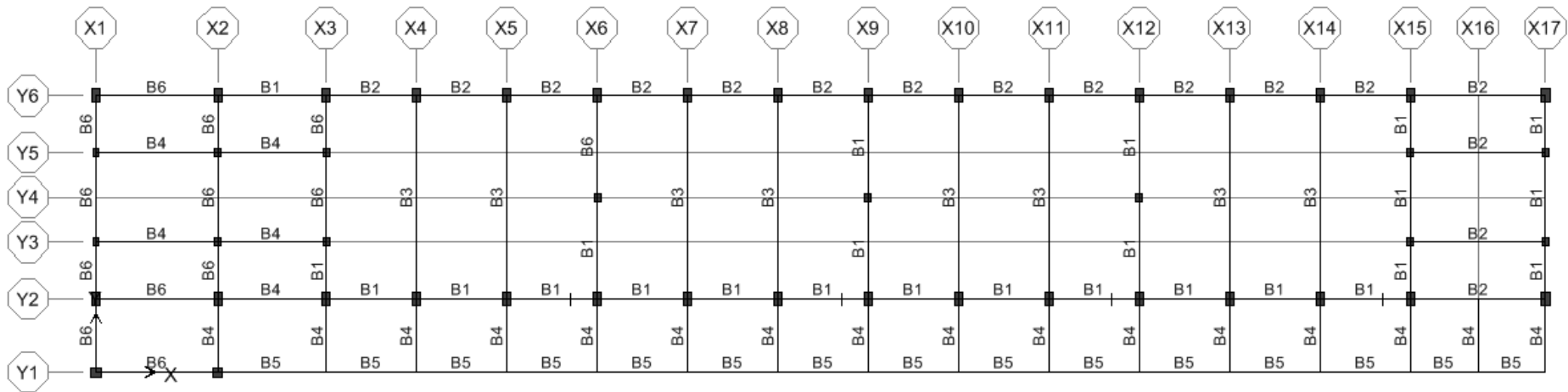


圖 C.3 案例校舍之一樓~屋頂層結構平面圖(梁材質)

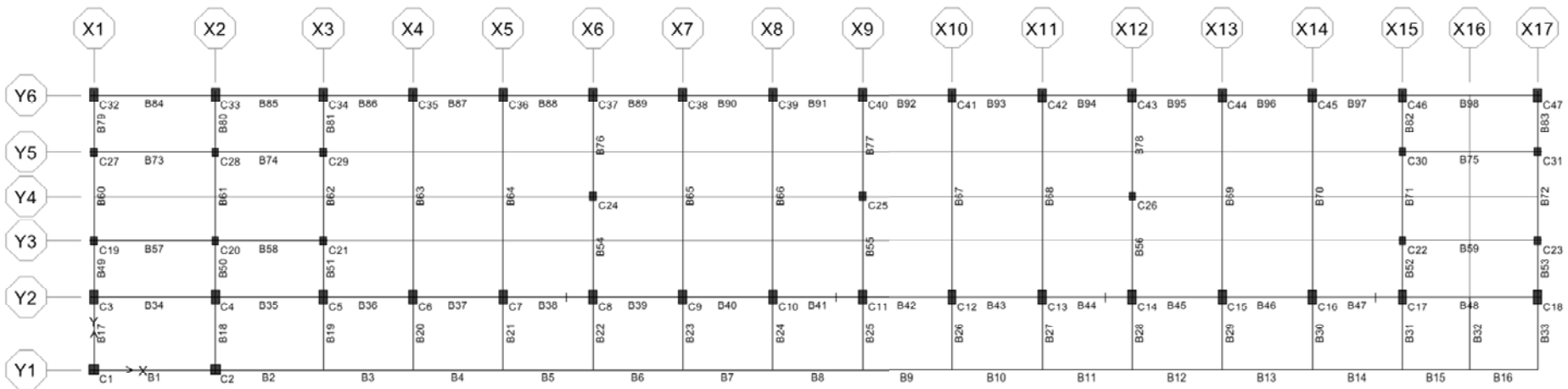


圖 C.4 案例校舍之一樓~屋頂層結構平面圖(梁、柱位編號)



圖 C.5 案例校舍之正面照片圖



圖 C.6 案例校舍之側面照片圖



圖 C.7 案例校舍之背面照片圖

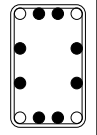
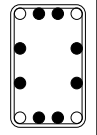
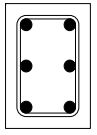
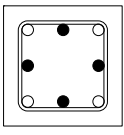
| 柱編號 | C1L   | C1S   | C2   | C3  |
|-----|---|---|--|---|
| 斷面  |  |  |  |  |
| 主筋  | ○ 4-D22<br>● 8-D19  | ○ 4-D22<br>● 8-D19  | ● 6-D16  | ○ 4-D19<br>● 4-D16  |
| 箍筋  | D9@25   | D9@25   | D9@25  | D9@25   |
| 尺寸  | 30' 50  | 30' 50  | 24' 30   | 36' 36  |

圖 C.8 案例校舍之柱配筋圖

| 梁編號 | B1  |   | B2  |  | B3  |   |
|-----|---|---|---|--|---|---|
|     | 兩端  | 中央  | 兩端  | 中央   | 兩端  | 中央  |
| 斷面  |   |   |   |   |   |   |
| 主筋  | ○ 4-D19<br>● 2-D16  |   | ○ 8-D22   |  | ○ 10-D22  |   |
| 箍筋  | D9@25   |   | D9@25   |  | D9@25   |   |
| 尺寸  | 24' 60  |   | 30' 60  |  | 30' 90  |   |
| 梁編號 | B4  |   | B5  |  | B6  |   |
| 斷面  | 兩端  | 中央  | 兩端  | 中央   | 兩端  | 中央  |
|     |  |  |  |  |  |  |
| 主筋  | ○ 11-D22  |   | ○ 4-D13   |  | ○ 6-D16   |   |
| 箍筋  | D9@25   |   | D9@25   |  | D9@25   |   |
| 尺寸  | 30' 55  |   | 15' 55  |  | 24' 45  |   |

圖 C.9 案例校舍之梁配筋圖

側推方向 →

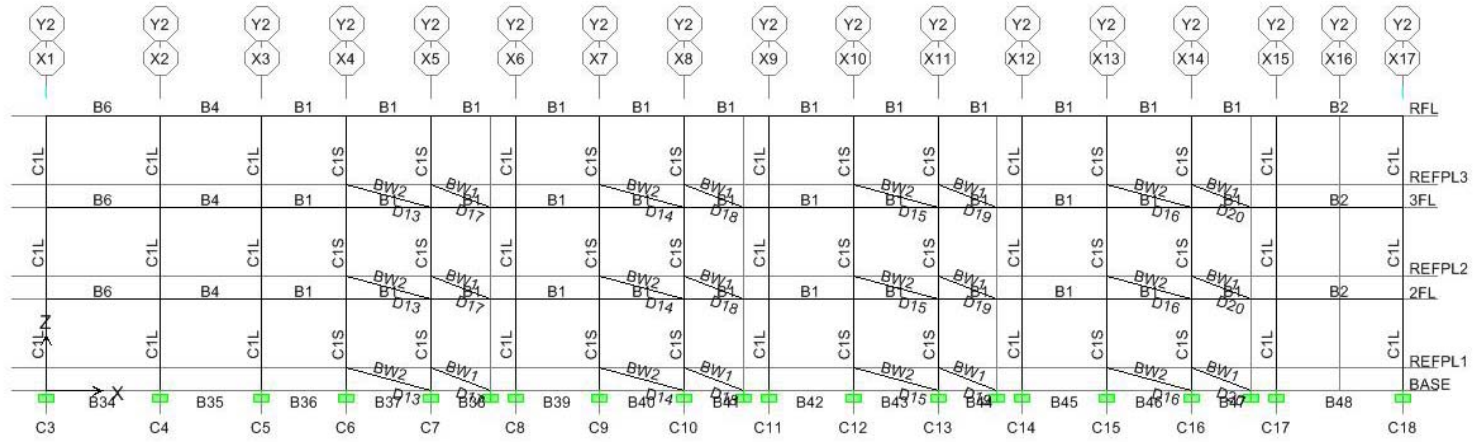


圖 C.10 長向 Y-2 軸等值斜撐配置圖

側推方向 →

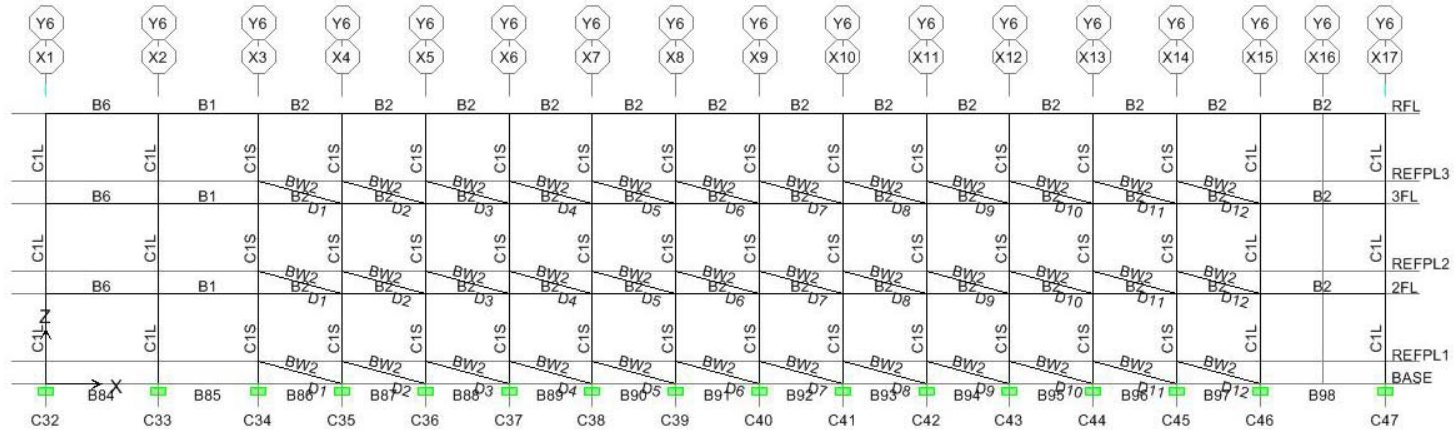


圖 C.11 長向 Y-6 軸等值斜撐配置圖

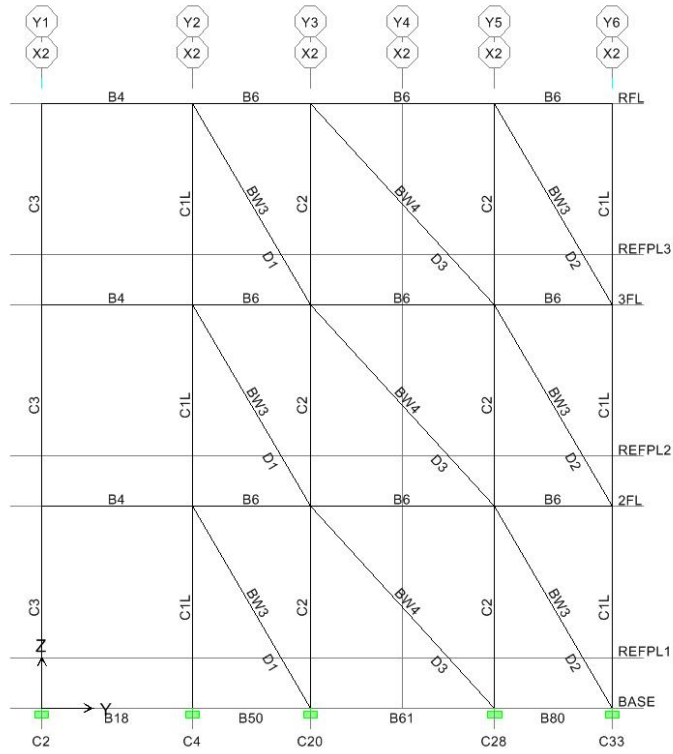


圖 C.12 短向 X-2 軸等值斜撐配置圖

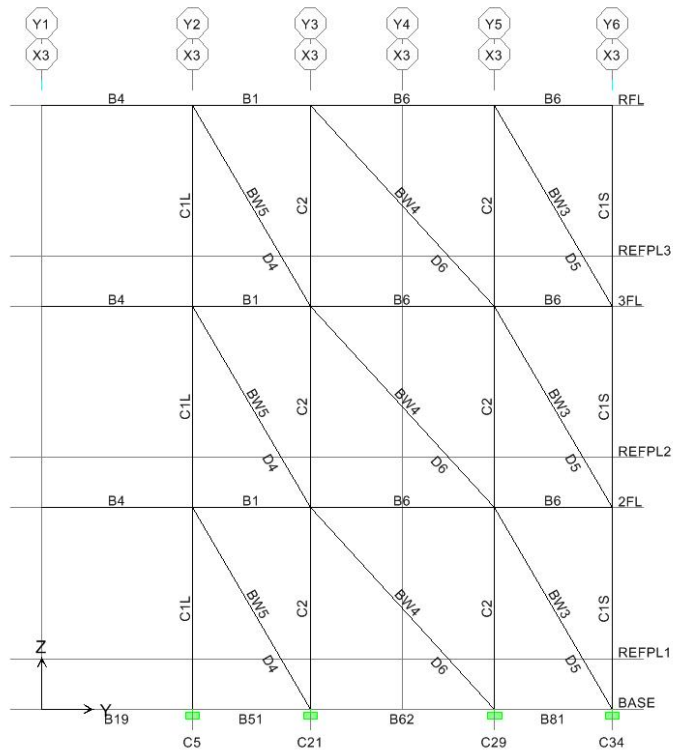


圖 C.13 短向 X-3 軸等值斜撐配置圖

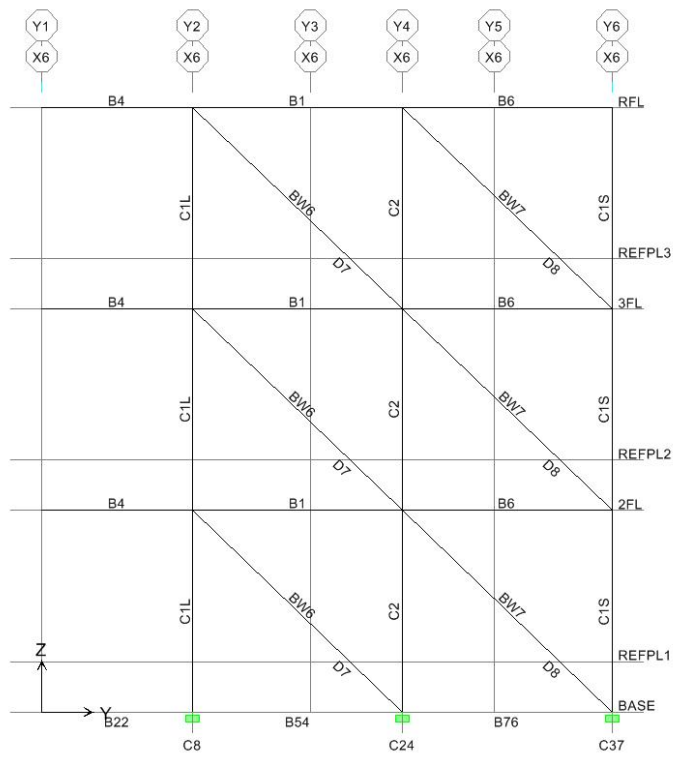


圖 C.14 短向 X-6 軸等值斜撐配置圖

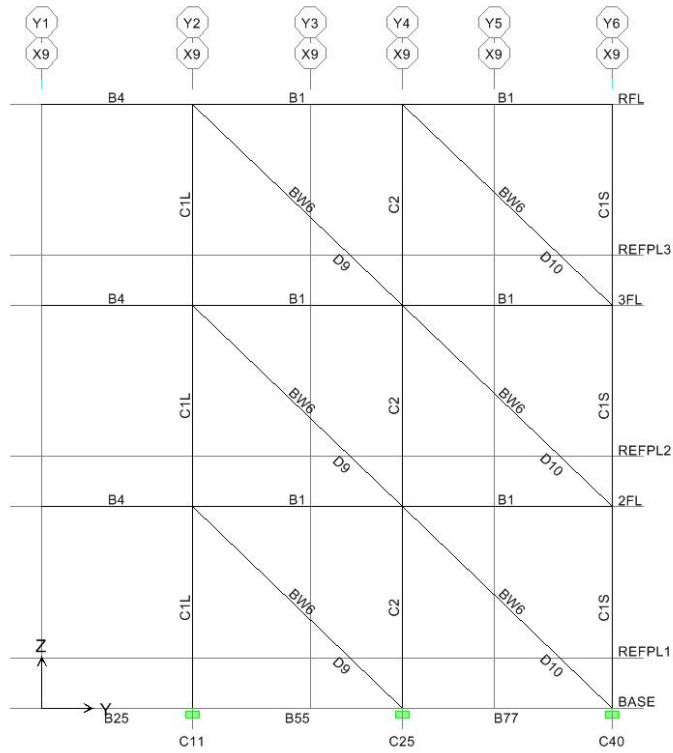


圖 C.15 短向 X-9 軸等值斜撐配置圖

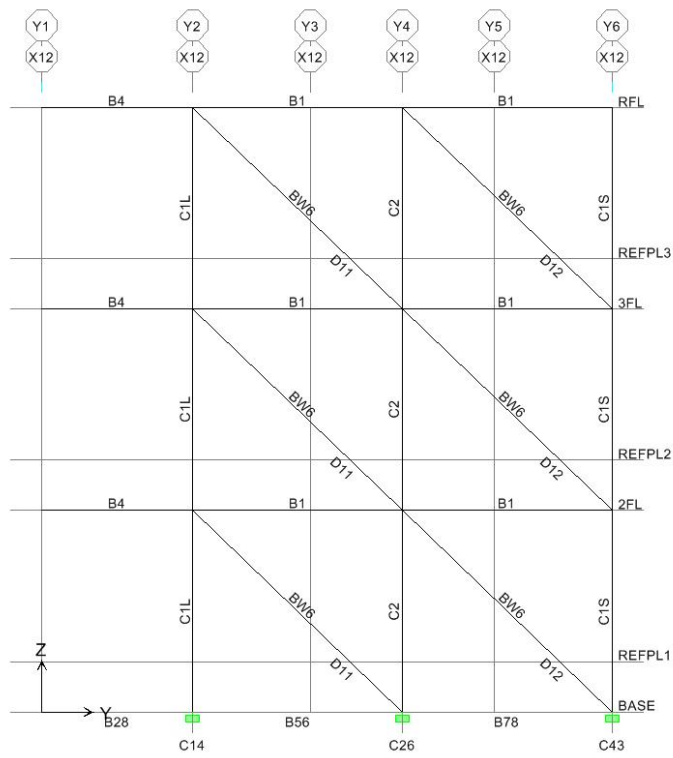


圖 C.16 短向 X-12 軸等值斜撐配置圖

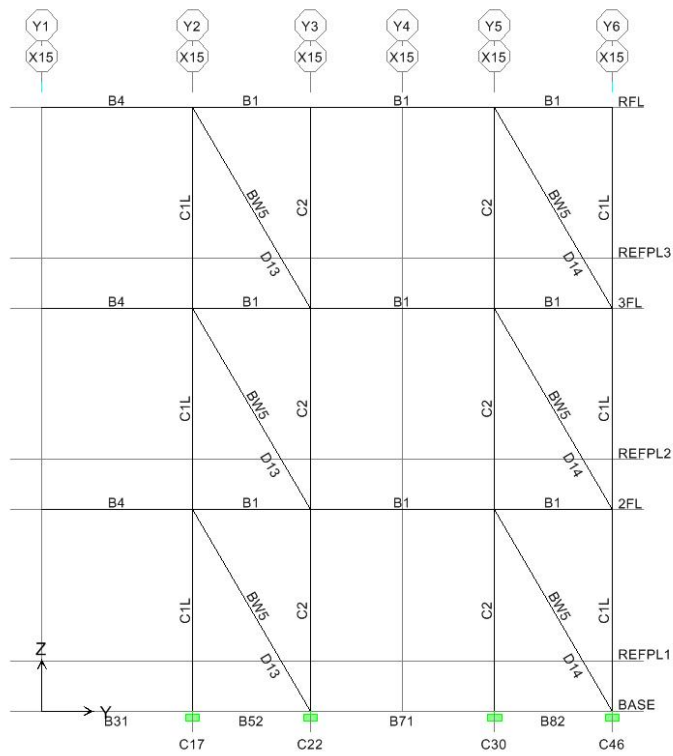


圖 C.17 短向 X-15 軸等值斜撐配置圖



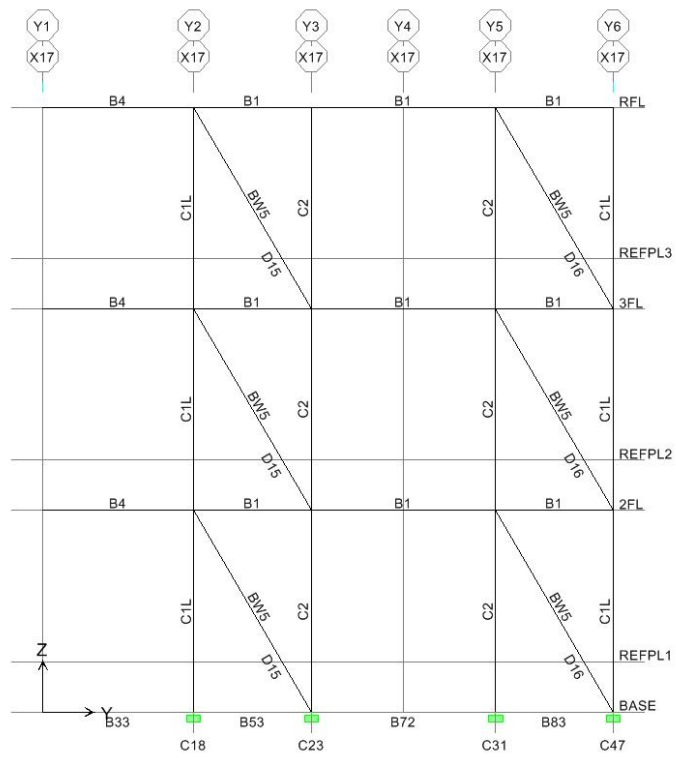


圖 C.18 短向 X-17 軸等值斜撐配置圖

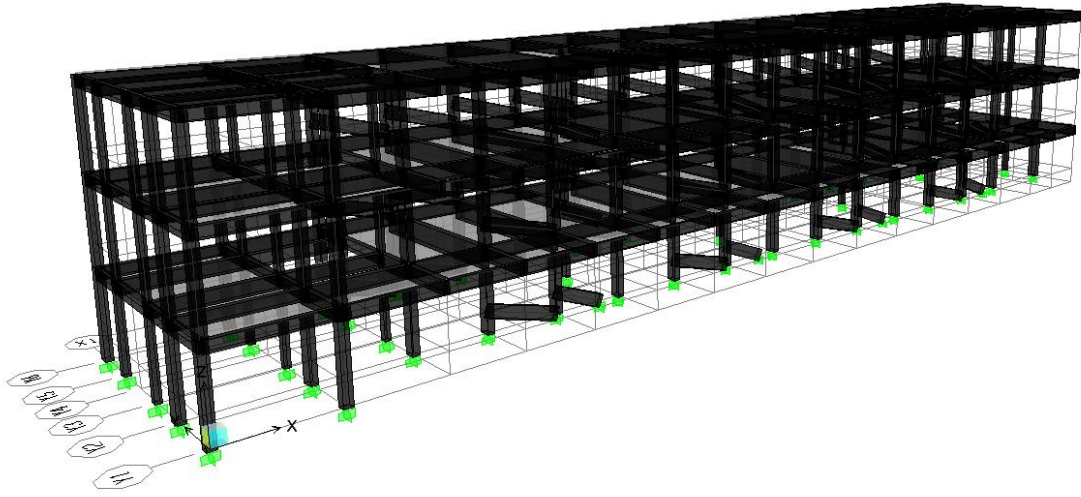


圖 C.19 案例校舍之 ETABS 結構分析模型 3D 立體圖

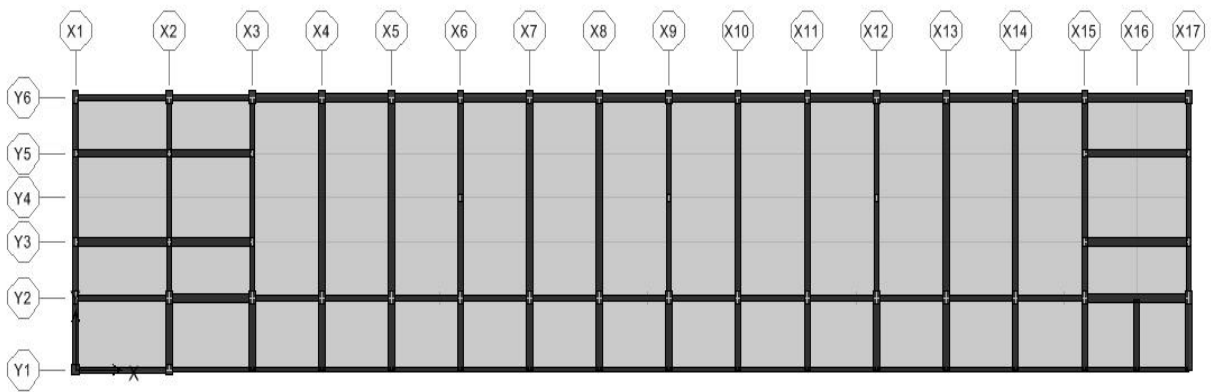
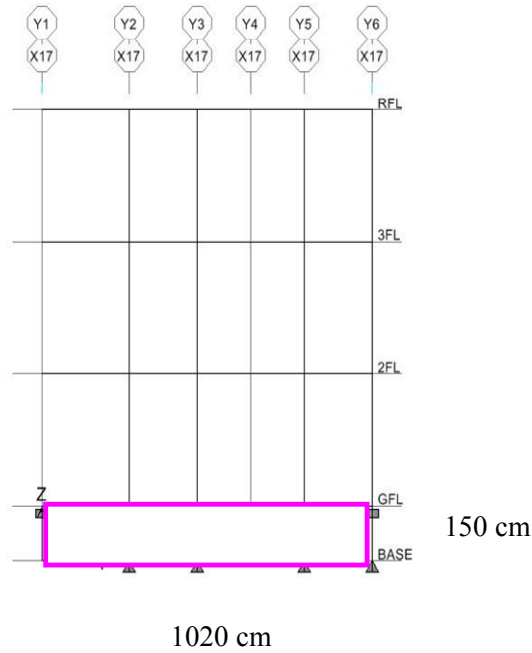
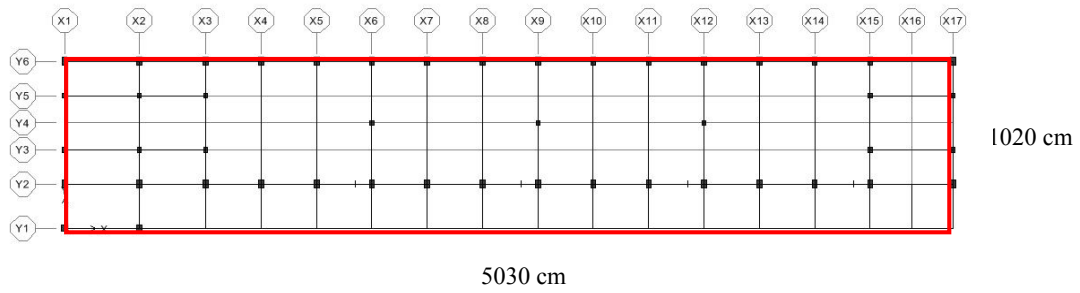


圖 C.20 案例校舍之 ETABS 結構分析模型平面圖



| 結構物底部                                     |   | 結構物側部                           |  |
|---|---|---------------------------------|--|
| 結構物長度 B(cm)                               | 結構物寬度 L(cm)                               | 覆土層深度 B(cm)                     | 結構物寬度 L(cm)                              |
| 5350                                      | 1020                                      | 150                             | 1020                                     |
| 標準貫入實驗 N 值(次)                             | 20  | 標準貫入實驗 N 值(次)                   | 20                                       |
| Av 垂直方向之荷載面積 (cm <sup>2</sup> )           | 5457000                                   | Av 垂直方向之荷載面積 (cm <sup>2</sup> ) | 153000                                   |
| Bv  | 2336.02226                                | Bv                              | 391.1521443                              |
| E <sub>o</sub>                            | 500                                       | E <sub>o</sub>                  | 500                                      |
| kv0                                       | 33.33333333                               | kv0                             | 33.33333333                              |
| kv(kgf/cm <sup>3</sup> )                  | 1.27163348                                | kv(kgf/cm <sup>3</sup> )        | 4.85803232                               |
| ks(kgf/cm <sup>3</sup> )                  | 0.423877827                               |                                 |  |
| K <sub>s</sub> (kgf/cm)                   | 2313101.3                                 | K <sub>v</sub> (kgf/cm)         | 743278.9449                              |
| K=K <sub>s</sub> +K <sub>v</sub> (kgf/cm) |   | 3056380.245                     |  |
| 地盤種類                                      | K=K <sub>s</sub> +K <sub>v</sub> (kgf/cm) | V (m/sec)                       | 分配到軸 X17 之 4 根柱子上，每根柱子之側向彈簧 K 值 (kgf/cm) |
| N=20<br>第二類地盤(普通地盤)                       | 3,056,380.245                             | 217.1534093                     | 764095.0613                              |

圖 C.21 案例校舍之 X 向土壤彈簧值計算

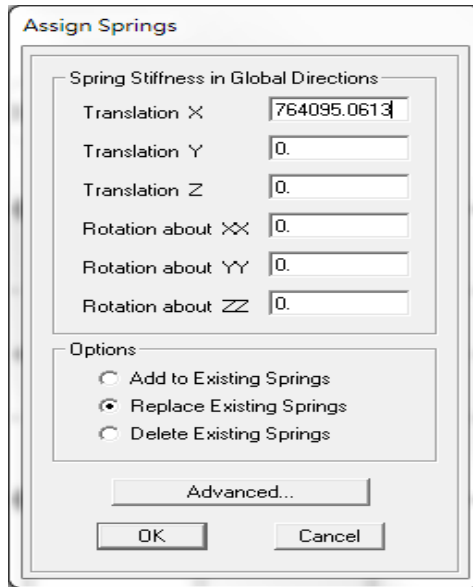


圖 C.22 案例校舍之 X 向土壤彈簧設定

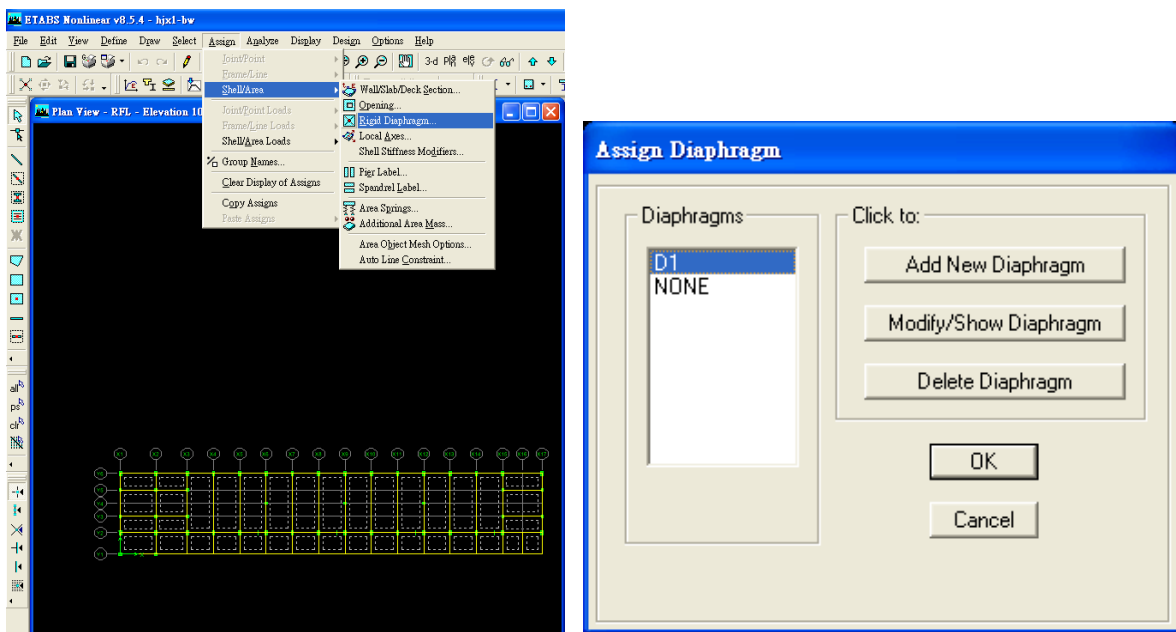


圖 C.23 案例校舍之 ETABS 結構分析模型剛性樓版設定

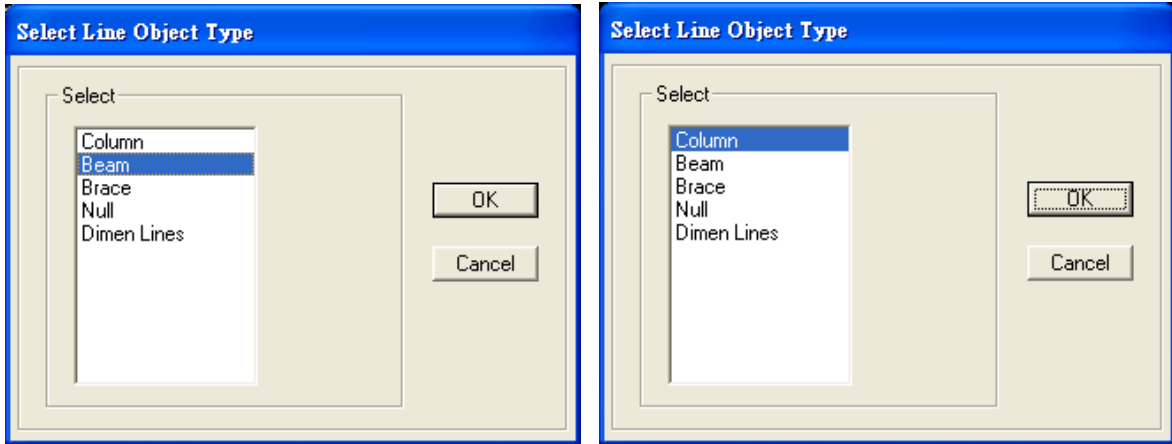


圖 C.24 案例校舍之梁、柱開裂勁度折減選取

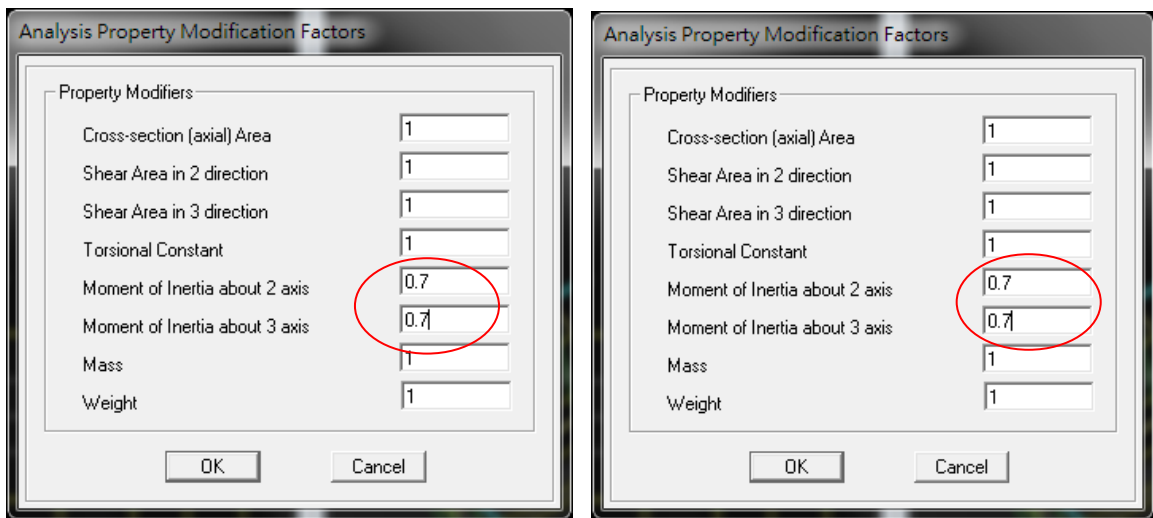


圖 C.25 案例校舍之梁、柱開裂勁度折減修改

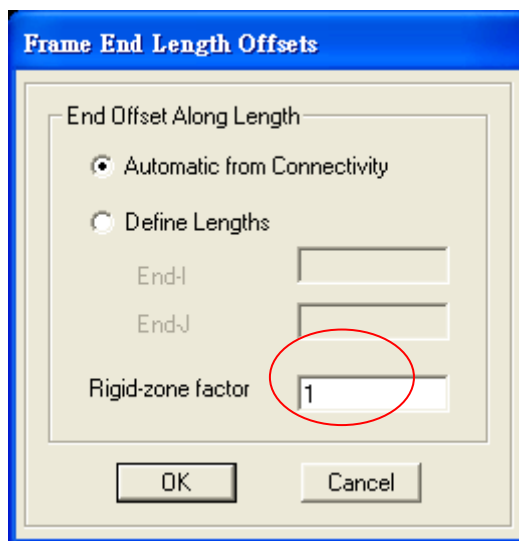


圖 C.26 案例校舍之梁、柱剛域修改

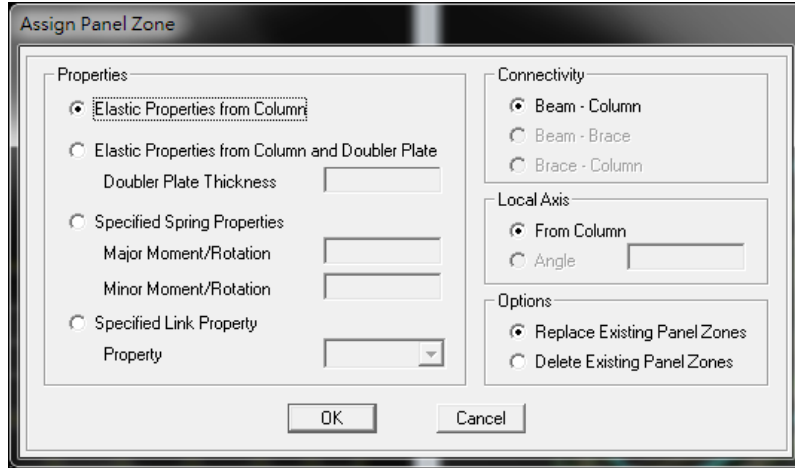


圖 C.27 案例校舍之節點設置 Panel zone

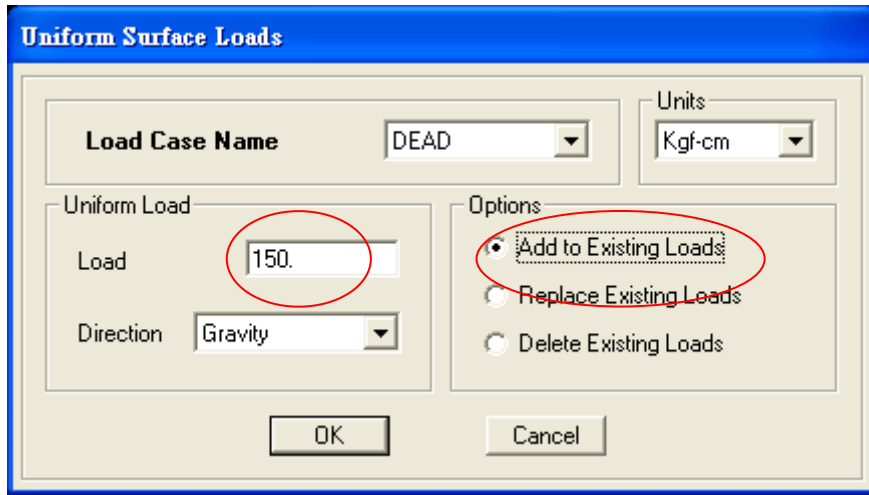


圖 C.28 案例校舍之定義靜力載重

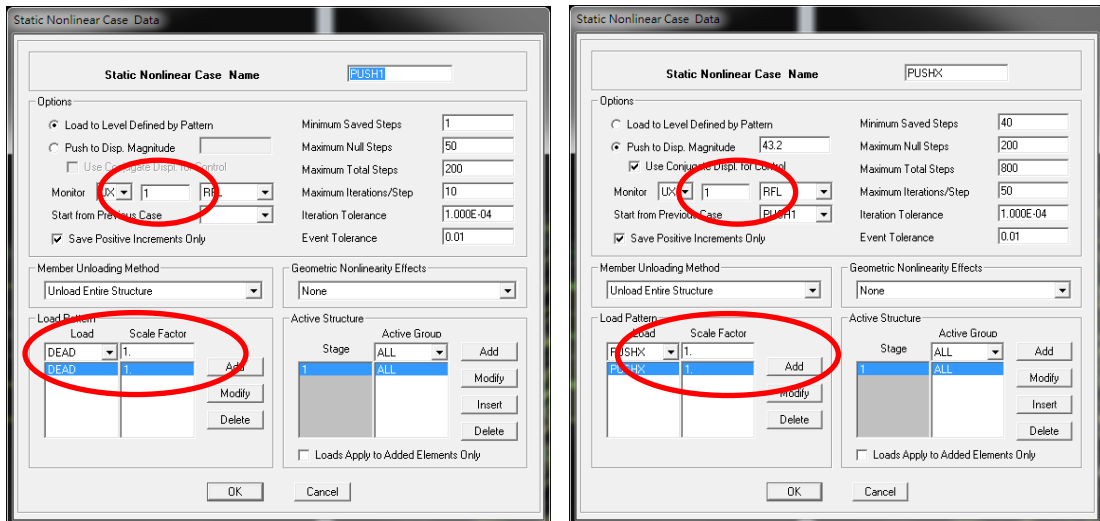


圖 C.29 案例校舍之非線性靜力側推分析設定(手冊一、二版)

Modal Participating Mass Ratios

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX    | SumUY    | SumUZ  | RX      | RY     | RZ      | SumRX    | SumRY    | SumRZ    |
|------|----------|---------|---------|--------|----------|----------|--------|---------|--------|---------|----------|----------|----------|
| 1    | 0.646132 | 65.4519 | 0.0033  | 0.0000 | 65.4519  | 0.0025   | 0.0000 | 0.0043  | 0.0043 | 92.3061 | 5.0359   | 0.0043   | 92.3061  |
| 2    | 0.366879 | 0.1933  | 72.6143 | 0.0000 | 65.6113  | 72.6168  | 0.0000 | 96.9618 | 0.2275 | 1.7652  | 96.9661  | 92.5336  | 6.8012   |
| 3    | 0.564028 | 4.5377  | 1.9873  | 0.0000 | 70.1489  | 74.6042  | 0.0000 | 2.5379  | 6.4989 | 67.2856 | 99.5040  | 99.0324  | 74.0868  |
| 4    | 0.221671 | 6.6881  | 0.0000  | 0.0000 | 76.8371  | 74.6042  | 0.0000 | 0.0000  | 0.1698 | 0.2245  | 99.5040  | 99.2022  | 74.3113  |
| 5    | 0.187054 | 0.0020  | 9.4815  | 0.0000 | 76.8391  | 84.0857  | 0.0000 | 0.2495  | 0.0000 | 0.1782  | 99.7495  | 99.2022  | 74.4895  |
| 6    | 0.181460 | 0.1061  | 0.1727  | 0.0000 | 76.9452  | 84.2584  | 0.0000 | 0.0074  | 0.0058 | 9.4568  | 99.7569  | 99.2081  | 83.9463  |
| 7    | 0.145037 | 1.3237  | 0.0000  | 0.0000 | 78.2689  | 84.2584  | 0.0000 | 0.0000  | 0.2259 | 0.0093  | 99.7569  | 99.4340  | 83.9557  |
| 8    | 0.107143 | 0.0000  | 3.0979  | 0.0000 | 78.2689  | 87.3563  | 0.0000 | 0.1632  | 0.0000 | 0.0200  | 99.5200  | 99.4340  | 83.9757  |
| 9    | 0.105114 | 0.0011  | 0.0270  | 0.0000 | 78.2700  | 87.3833  | 0.0000 | 0.0013  | 0.0003 | 3.0233  | 99.5213  | 99.4343  | 86.9990  |
| 10   | 0.066876 | 0.6544  | 8.0791  | 0.0000 | 78.9244  | 95.4624  | 0.0000 | 0.0483  | 0.0168 | 4.0185  | 99.9636  | 99.4511  | 91.0175  |
| 11   | 0.065981 | 1.3904  | 4.5358  | 0.0000 | 80.3148  | 99.9981  | 0.0000 | 0.0304  | 0.0356 | 7.5301  | 100.0000 | 99.4667  | 98.5476  |
| 12   | 0.057499 | 19.6852 | 0.0019  | 0.0000 | 100.0000 | 100.0000 | 0.0000 | 0.0000  | 0.5133 | 1.4524  | 100.0000 | 100.0000 | 100.0000 |

圖 C.30 案例校舍之模態參與質量係數輸出

Building Modes

| Story | Diaphragm | Mode | UX      | UY      | UZ     | RX      | RY      | RZ       |
|-------|-----------|------|---------|---------|--------|---------|---------|----------|
| RFL   | D1        | 1    | -0.0333 | -0.0003 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
| 3FL   | D1        | 1    | -0.0270 | -0.0001 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 2FL   | D1        | 1    | -0.0151 | -0.0001 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| GFL   | D1        | 1    | -0.0010 | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| RFL   | D1        | 2    | -0.0017 | 0.0339  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 3FL   | D1        | 2    | -0.0013 | 0.0272  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 2FL   | D1        | 2    | -0.0007 | 0.0161  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| GFL   | D1        | 2    | 0.0000  | 0.0031  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| RFL   | D1        | 3    | 0.0088  | 0.0052  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00002 |
| 3FL   | D1        | 3    | 0.0072  | 0.0047  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00002 |
| 2FL   | D1        | 3    | 0.0040  | 0.0028  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
| GFL   | D1        | 3    | 0.0001  | 0.0006  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| RFL   | D1        | 4    | -0.0293 | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 3FL   | D1        | 4    | 0.0126  | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 2FL   | D1        | 4    | 0.0332  | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| GFL   | D1        | 4    | 0.0025  | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| RFL   | D1        | 5    | -0.0006 | 0.0292  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 3FL   | D1        | 5    | 0.0003  | -0.0109 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| 2FL   | D1        | 5    | 0.0006  | -0.0329 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| GFL   | D1        | 5    | 0.0000  | -0.0090 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
| RFL   | D1        | 6    | 0.0045  | 0.0039  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00002 |
| 3FL   | D1        | 6    | -0.0020 | -0.0012 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00001  |

圖 C.31 案例校舍之 Building Mode 輸出

Define Static Load Case Names

| Load  | Type  | Self Weight Multiplier | Auto Lateral Load |
|-------|-------|------------------------|-------------------|
| PUSHX | QUAKE | 0                      | User Loads        |
| DEAD  | DEAD  | 1                      |                   |
| LIVE  | LIVE  | 0                      |                   |
| PUSHX | QUAKE | 0                      | User Loads        |

Click To:

Add New Load

Modify Load

Show Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

圖 C.32 案例校舍之定義 PUSHX

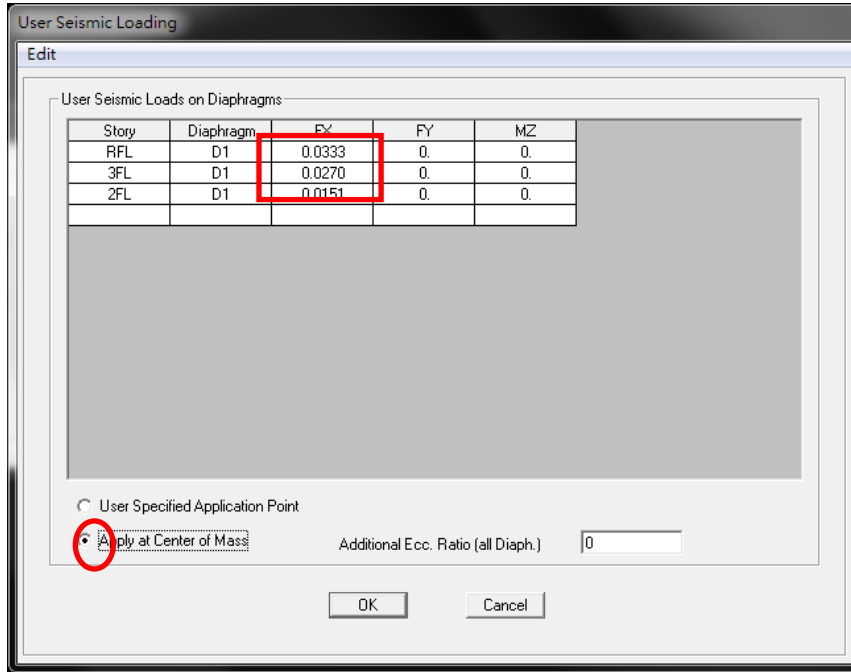


圖 C.33 案例校舍之設定側力豎向分配

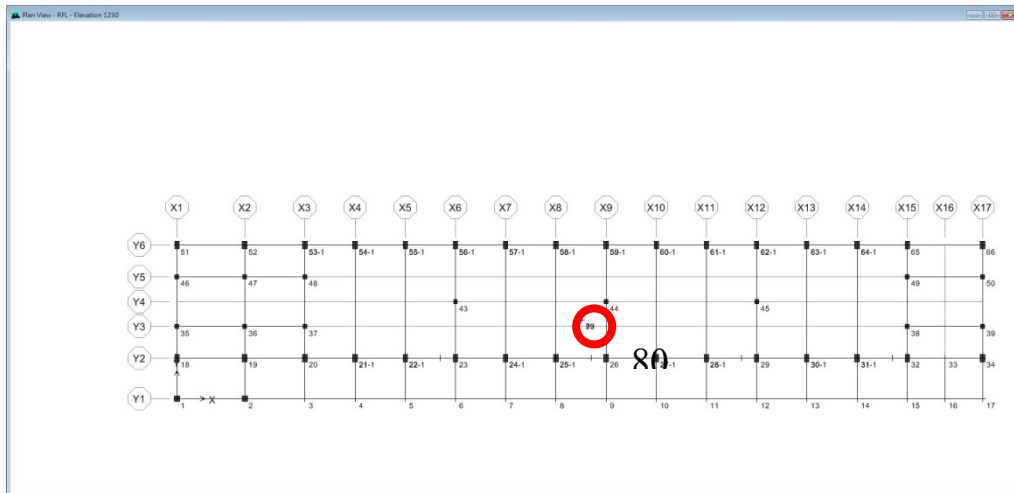


圖 C.34 案例校舍之質心位置及點號



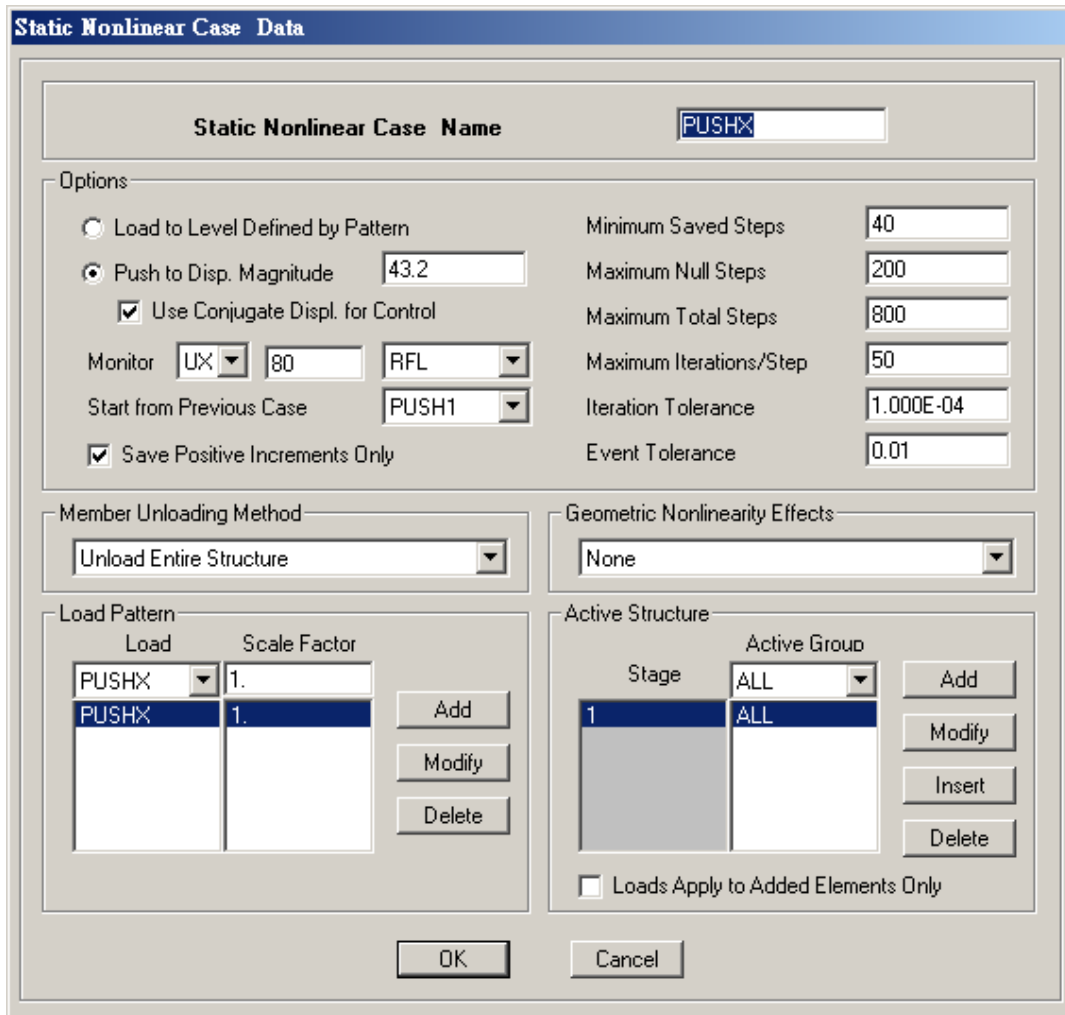


圖 C.35 案例校舍之非線性靜力側推分析設定(手冊三版)

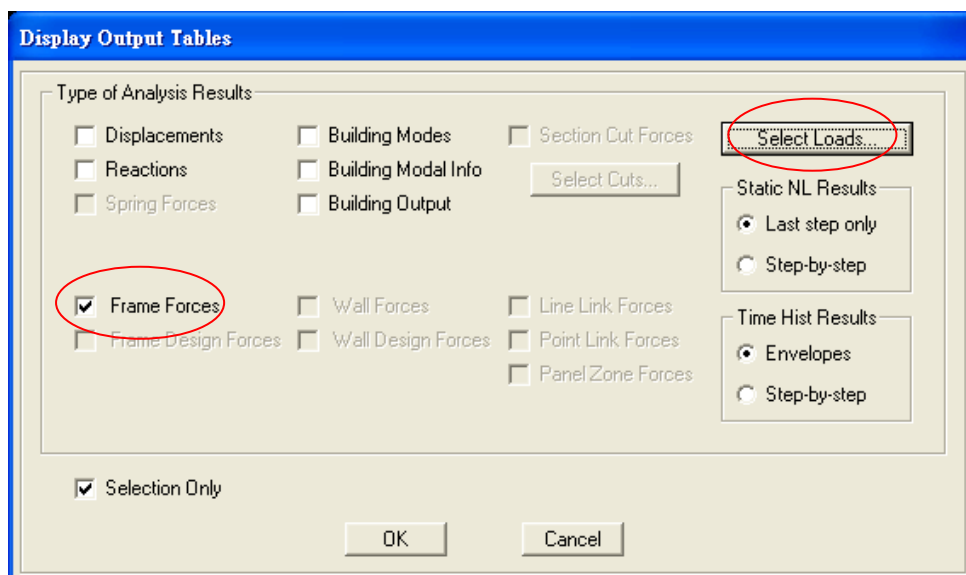


圖 C.36 案例校舍之軸力輸出設定(一)

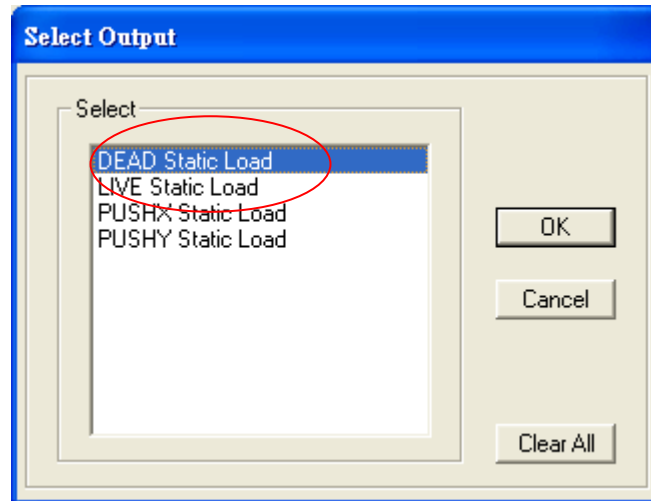


圖 C.37 案例校舍之軸力輸出設定(二)

| Story | Column | Load | Loc     | P         | V2      | V3       | T         | M2         |
|-------|--------|------|---------|-----------|---------|----------|-----------|------------|
| RFL   | C1     | DEAD | 0.000   | -3985.59  | -585.12 | -480.52  | -1270.415 | -70834.37  |
| RFL   | C1     | DEAD | 157.500 | -3495.09  | -585.12 | -480.52  | -1270.415 | 4848.184   |
| RFL   | C1     | DEAD | 315.000 | -3004.59  | -585.12 | -480.52  | -1270.415 | 80530.74   |
| RFL   | C2     | DEAD | 0.000   | -7955.41  | -626.96 | -714.04  | -1270.415 | -104903.10 |
| RFL   | C2     | DEAD | 152.500 | -7480.48  | -626.96 | -714.04  | -1270.415 | 3988.071   |
| RFL   | C2     | DEAD | 305.000 | -7005.55  | -626.96 | -714.04  | -1270.415 | 112879.24  |
| RFL   | C3     | DEAD | 0.000   | -5718.41  | -892.80 | -749.07  | -1513.122 | -111514.51 |
| RFL   | C3     | DEAD | 157.500 | -5150.70  | -892.80 | -749.07  | -1513.122 | 6464.345   |
| RFL   | C3     | DEAD | 315.000 | -4582.99  | -892.80 | -749.07  | -1513.122 | 124443.20  |
| RFL   | C4     | DEAD | 0.000   | -10136.81 | 32.10   | -1034.49 | -1513.122 | -152227.22 |
| RFL   | C4     | DEAD | 152.500 | -9587.13  | 32.10   | -1034.49 | -1513.122 | 5532.824   |
| RFL   | C4     | DEAD | 305.000 | -9037.44  | 32.10   | -1034.49 | -1513.122 | 163292.87  |
| RFL   | C5     | DEAD | 0.000   | -13197.77 | -199.01 | 1277.33  | -1513.122 | 181367.43  |
| RFL   | C5     | DEAD | 150.000 | -12657.09 | -199.01 | 1277.33  | -1513.122 | -10232.31  |
| RFL   | C5     | DEAD | 300.000 | -12116.42 | -199.01 | 1277.33  | -1513.122 | -201832.06 |
| RFL   | C6     | DEAD | 0.000   | -19806.69 | -223.20 | -1814.51 | -1513.122 | -229783.61 |
| RFL   | C6     | DEAD | 90.000  | -19482.28 | -223.20 | -1814.51 | -1513.122 | -66477.81  |
| RFL   | C6     | DEAD | 90.000  | -19478.94 | -235.62 | -1814.51 | -1513.122 | -66477.81  |
| RFL   | C6     | DEAD | 135.000 | -19316.73 | -235.62 | -1814.51 | -1513.122 | 15175.08   |
| RFL   | C6     | DEAD | 270.000 | -18990.12 | -235.62 | -1814.51 | -1513.122 | 260133.76  |

圖 C.38 案例校舍之軸力輸出設定(三)

|  | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 1 | Story | Column | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |  |  |  |  |  |  |  |
| 2 | RFL | C1 | DEAD | 0 | -3985.59 | -585.12 | 480.52 | -1270.42 | -70834.4 | -84447.4 |  |  |  |  |  |  |  |
| 3 | RFL | C1 | DEAD | 157.5 | -3495.09 | -585.12 | 480.52 | -1270.42 | 4848.184 | 7709.164 |  |  |  |  |  |  |  |
| 4 | RFL | C1 | DEAD | 315 | -3004.59 | -585.12 | 480.52 | -1270.42 | 80530.74 | 99865.7 |  |  |  |  |  |  |  |
| 5 | RFL | C2 | DEAD | 0 | -7955.41 | -626.96 | -714.04 | -1270.42 | -104903 | -90370.6 |  |  |  |  |  |  |  |
| 6 | RFL | C2 | DEAD | 152.5 | -7480.48 | -626.96 | -714.04 | -1270.42 | 3988.071 | 5241.09 |  |  |  |  |  |  |  |
| 7 | RFL | C2 | DEAD | 305 | -7005.55 | -626.96 | -714.04 | -1270.42 | 112879.2 | 100852.8 |  |  |  |  |  |  |  |
| 8 | RFL | C3 | DEAD | 0 | -5718.41 | -892.8 | -749.07 | -1513.12 | -111515 | -130703 |  |  |  |  |  |  |  |
| 9 | RFL | C3 | DEAD | 157.5 | -5150.7 | -892.8 | -749.07 | -1513.12 | 6464.345 | 9912.379 |  |  |  |  |  |  |  |
| 10 | RFL | C3 | DEAD | 315 | -4582.99 | -892.8 | -749.07 | -1513.12 | 124443.2 | 150527.8 |  |  |  |  |  |  |  |
| 11 | RFL | C4 | DEAD | 0 | -10136.8 | 32.1 | -1034.49 | -1513.12 | -152227 | 5042.983 |  |  |  |  |  |  |  |
| 12 | RFL | C4 | DEAD | 152.5 | -9587.13 | 32.1 | -1034.49 | -1513.12 | 5532.824 | 148.396 |  |  |  |  |  |  |  |
| 13 | RFL | C4 | DEAD | 305 | -9037.44 | 32.1 | -1034.49 | -1513.12 | 163292.9 | -4746.19 |  |  |  |  |  |  |  |
| 14 | RFL | C5 | DEAD | 0 | -13197.8 | -199.01 | 1277.33 | -1513.12 | 181367.4 | -29041.3 |  |  |  |  |  |  |  |
| 15 | RFL | C5 | DEAD | 150 | -12657.1 | -199.01 | 1277.33 | -1513.12 | -10232.3 | 810.341 |  |  |  |  |  |  |  |
| 16 | RFL | C5 | DEAD | 300 | -12116.4 | -199.01 | 1277.33 | -1513.12 | -201832 | 30662.03 |  |  |  |  |  |  |  |
| 17 | RFL | C6 | DEAD | 0 | -19806.7 | -223.2 | -1814.51 | -1513.12 | -229784 | -29570.6 |  |  |  |  |  |  |  |
| 18 | RFL | C6 | DEAD | 90 | -19482.3 | -223.2 | -1814.51 | -1513.12 | -66477.8 | -9482.56 |  |  |  |  |  |  |  |
| 19 | RFL | C6 | DEAD | 90 | -19478.9 | -235.62 | -1814.51 | -1513.12 | -66477.8 | -9482.56 |  |  |  |  |  |  |  |
| 20 | RFL | C6 | DEAD | 135 | -19316.7 | -235.62 | -1814.51 | -1513.12 | 15175.08 | 1120.341 |  |  |  |  |  |  |  |
| 21 | RFL | C6 | DEAD | 270 | -18830.1 | -235.62 | -1814.51 | -1513.12 | 260133.8 | 32929.03 |  |  |  |  |  |  |  |
| 22 | RFL | C7 | DEAD | 0 | -19871.1 | -5.51 | -1879.98 | -1513.12 | -238177 | 9769.905 |  |  |  |  |  |  |  |
| 23 | RFL | C7 | DEAD | 90 | -19546.7 | -5.51 | -1879.98 | -1513.12 | -68978.2 | 10265.68 |  |  |  |  |  |  |  |
| 24 | RFL | C7 | DEAD | 90 | -19619.7 | 183.53 | -1879.98 | -1513.12 | -68978.2 | 10265.68 |  |  |  |  |  |  |  |
| 25 | RFL | C7 | DEAD | 135 | -19457.5 | 183.53 | -1879.98 | -1513.12 | 15621.03 | 2006.758 |  |  |  |  |  |  |  |
| 26 | RFL | C7 | DEAD | 270 | -18970.9 | 183.53 | -1879.98 | -1513.12 | 269418.7 | -22770 |  |  |  |  |  |  |  |
| 27 | RFL | C8 | DEAD | 0 | -15535.7 | -19.05 | 1350.65 | -1513.12 | 192294 | -2701.57 |  |  |  |  |  |  |  |
| 28 | RFL | C8 | DEAD | 150 | -14995.1 | -19.05 | 1350.65 | -1513.12 | -10303 | 156.535 |  |  |  |  |  |  |  |
| 29 | RFL | C8 | DEAD | 300 | -14454.4 | -19.05 | 1350.65 | -1513.12 | -212900 | 3014.642 |  |  |  |  |  |  |  |
| 30 | RFL | C9 | DEAD | 0 | -19953.1 | -184.7 | -2069.7 | -1513.12 | -262704 | -24256.1 |  |  |  |  |  |  |  |
| 31 | RFL | C9 | DEAD | 90 | -19628.7 | -184.7 | -2069.7 | -1513.12 | -76431.6 | -7632.88 |  |  |  |  |  |  |  |
| 32 | RFL | C9 | DEAD | 90 | -19627 | -190.89 | -2069.7 | -1513.12 | -76431.6 | -7632.88 |  |  |  |  |  |  |  |
| 33 | RFL | C9 | DEAD | 135 | -19464.8 | -190.89 | -2069.7 | -1513.12 | 16704.7 | 957.265 |  |  |  |  |  |  |  |
| 34 | RFL | C9 | DEAD | 270 | -18978.2 | -190.89 | -2069.7 | -1513.12 | 296113.6 | 26727.71 |  |  |  |  |  |  |  |

圖 C.39 案例校舍之軸力輸出設定(四)

- \$ BUILDING PROPERTIES
- \$ SITE SPECTRUM PARAMETER
- \$ BRICK WALL PROPERTIES
- \$ COLUMN PROPERTIES
- \$ BEAM PROPERTIES
- \$ COLUMN DATA
- \$ BEAM DATA
- \$ AXIAL LOAD
- \$ COLUMN SECTION PROPERTIES

圖 C.40 案例校舍之耐震詳細評估程式單一文字輸入檔主要項目

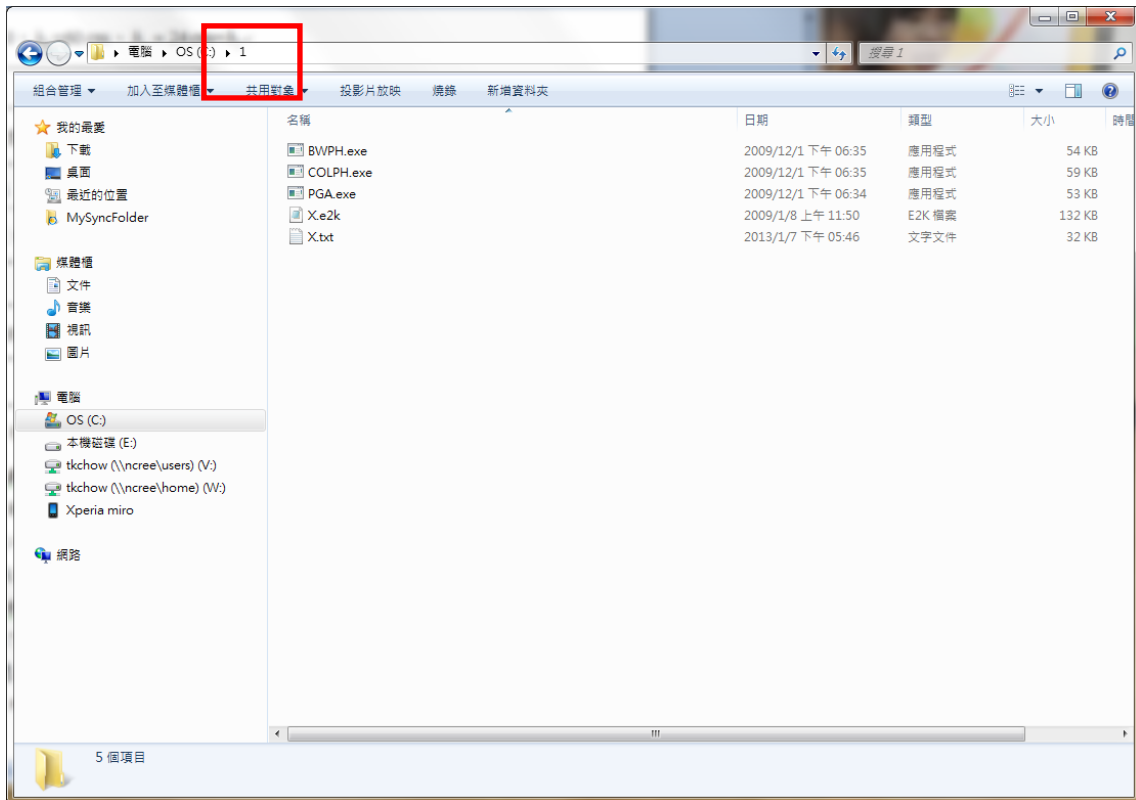


圖 C.41 工作目錄之確認

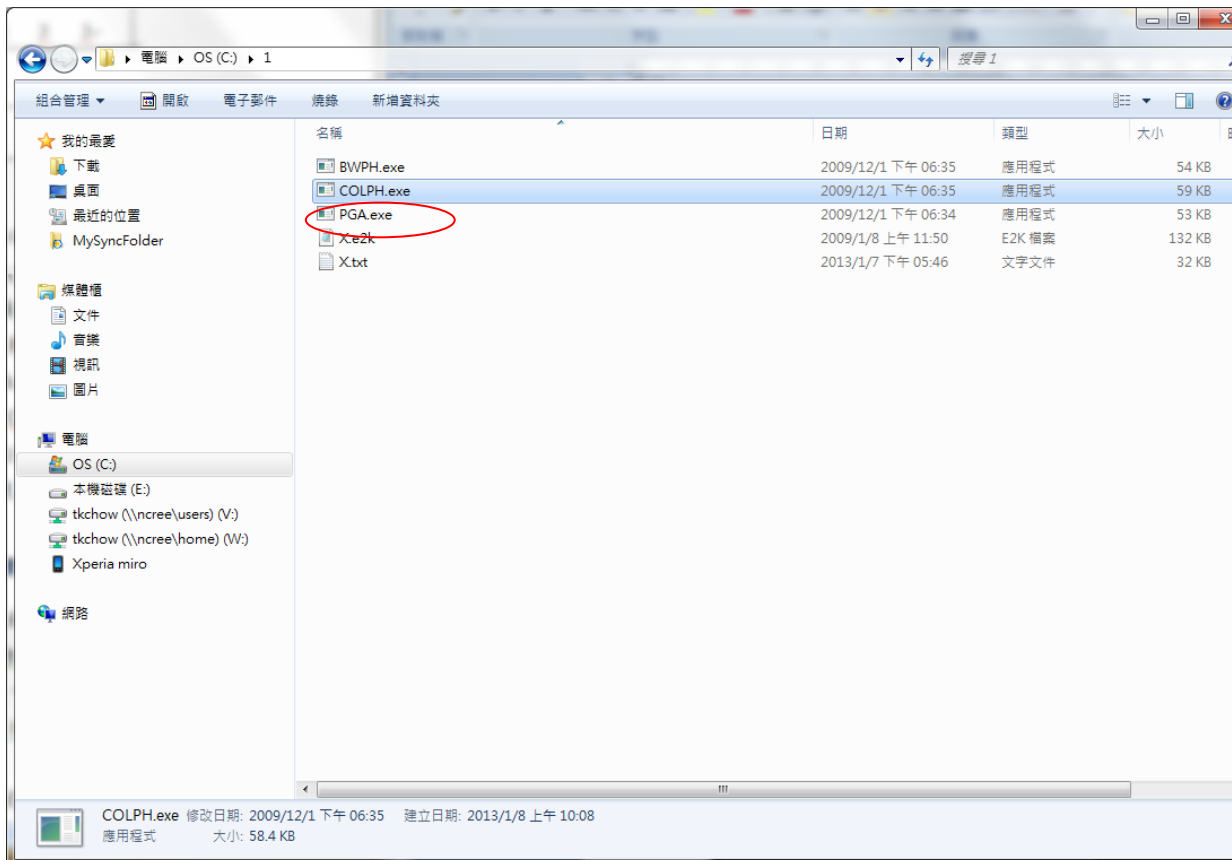


圖 C.42 工作目錄下直接點選執行 Colph

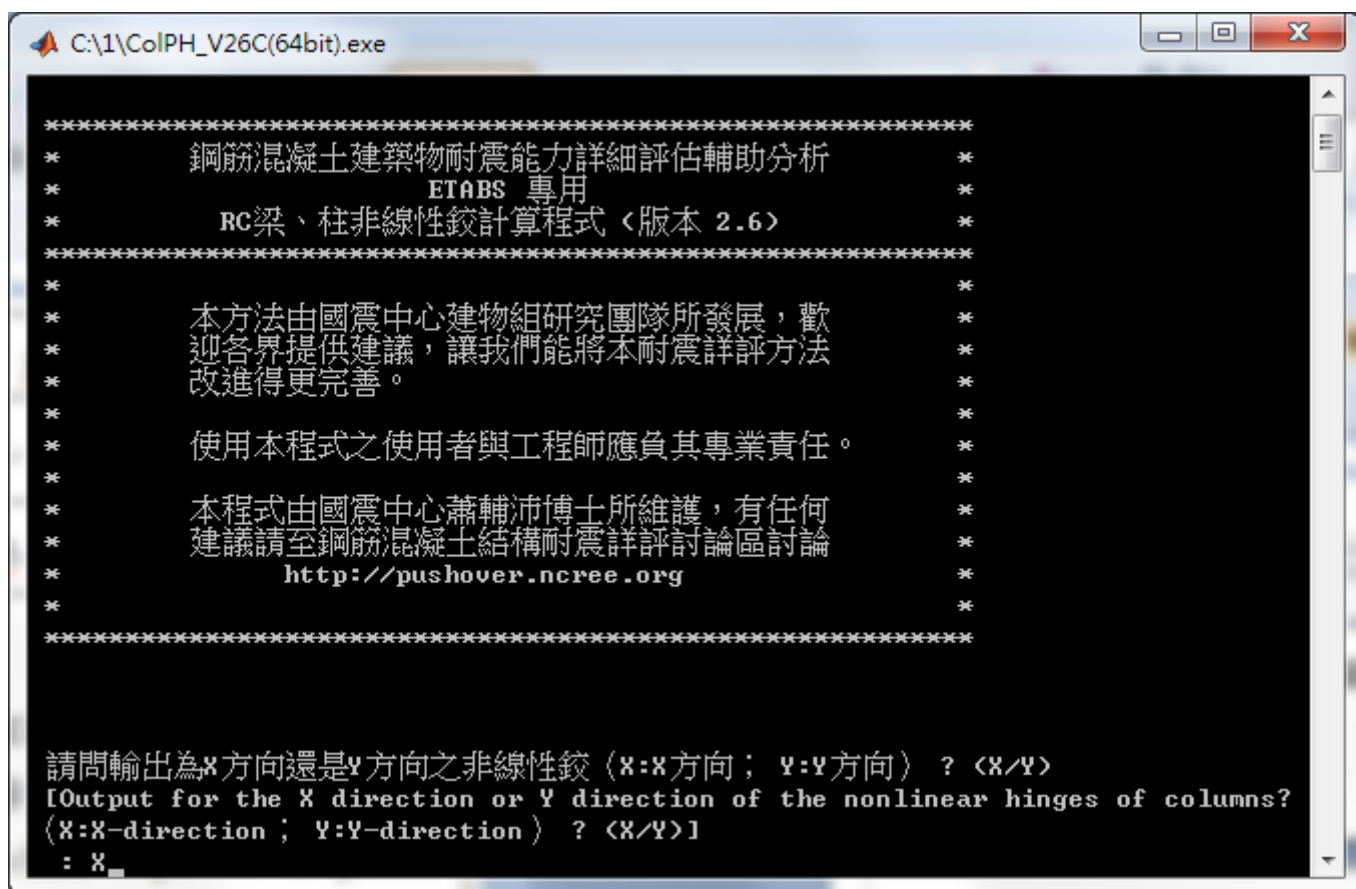


圖 C.43 工作命令視窗輸出為 X 方向還是 Y 方向之非線性鉸

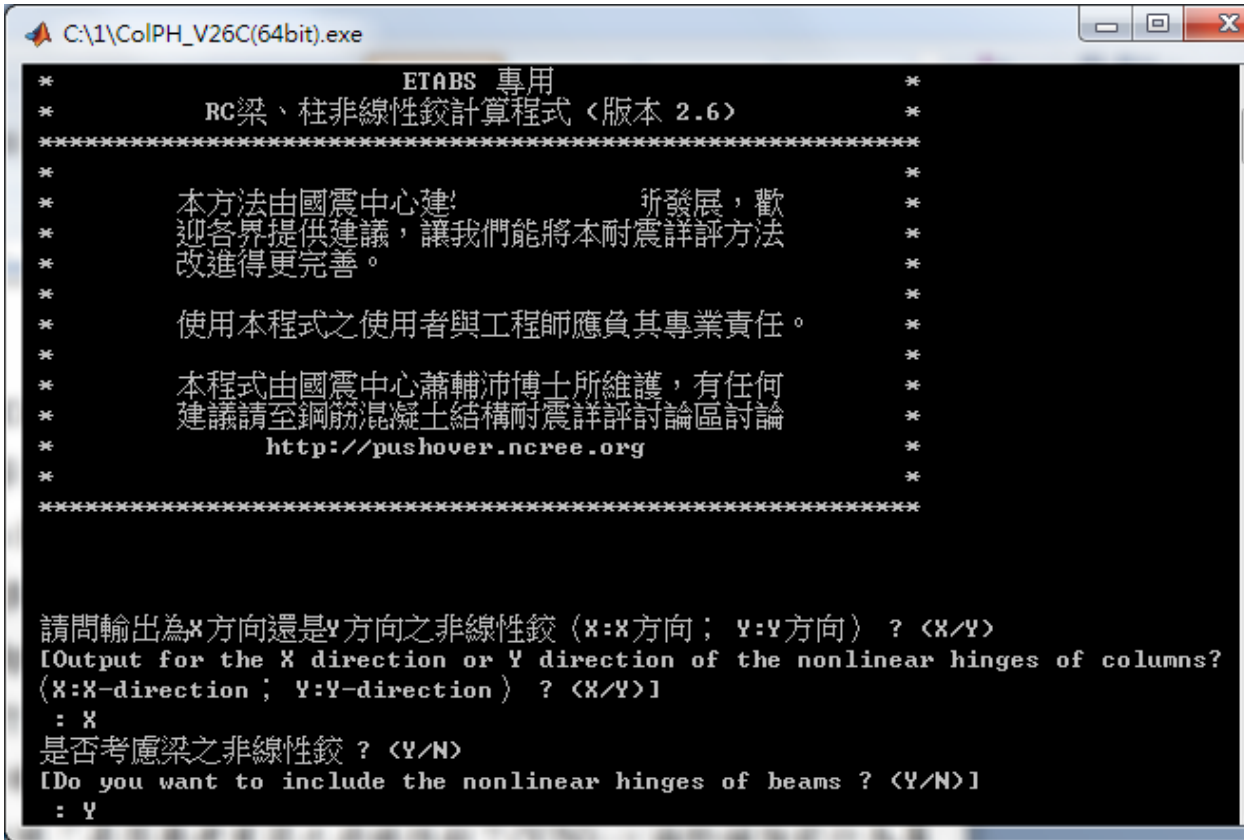


圖 C.44 工作命令視窗是否要考慮梁之非線性鉸



圖 C.45 輸入輔助程式共用輸入檔檔名



圖 C.46 輸入 ETABS 結構模型檔檔名



圖 C.47 輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名

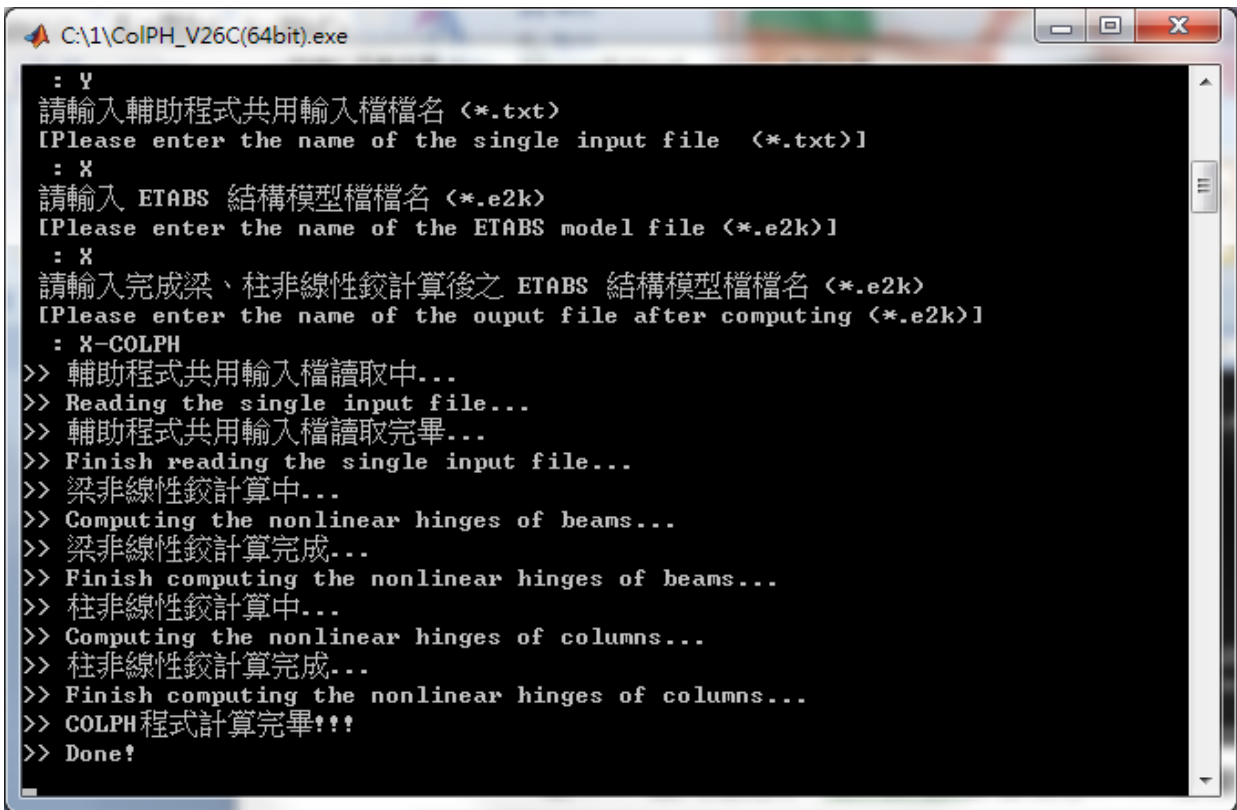


圖 C.48 Colph 計算完成畫面

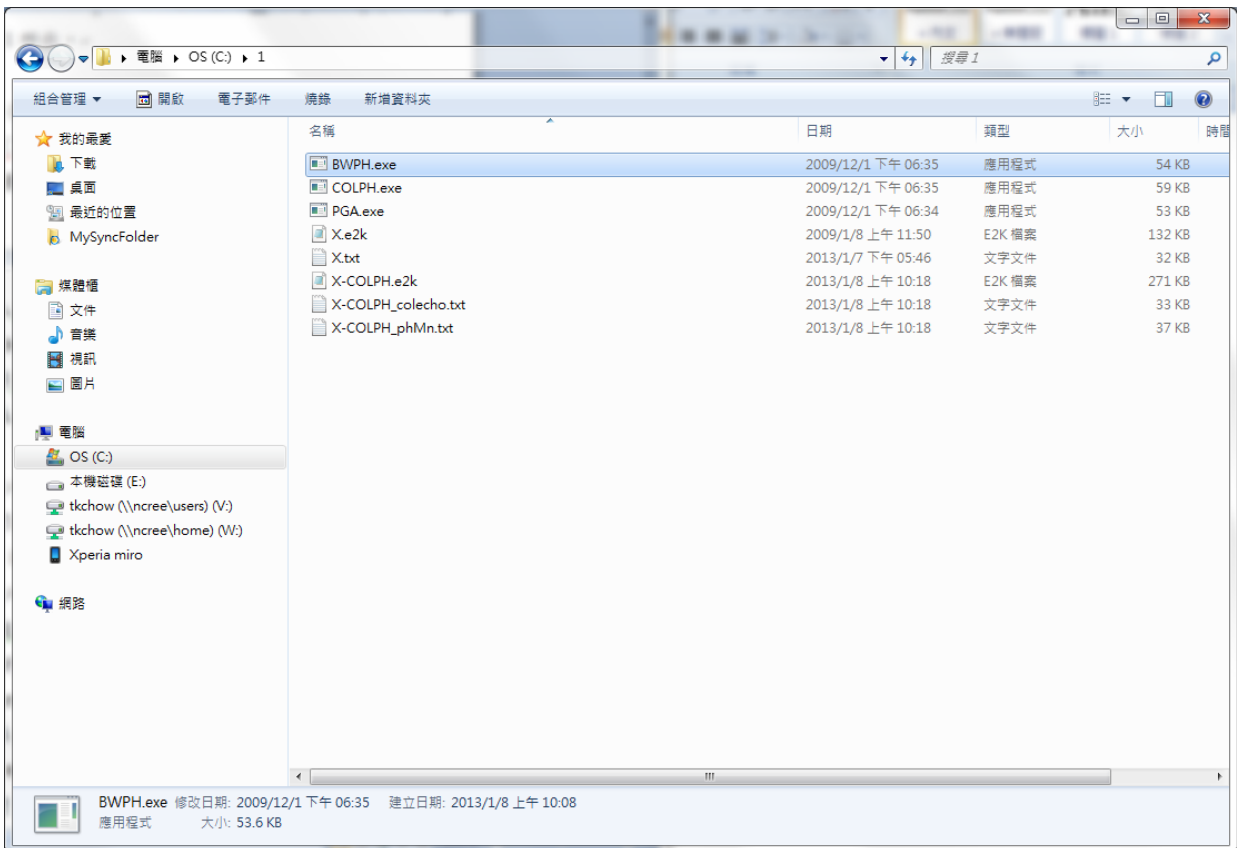


圖 C.49 工作目錄下直接點選執行 Bwph



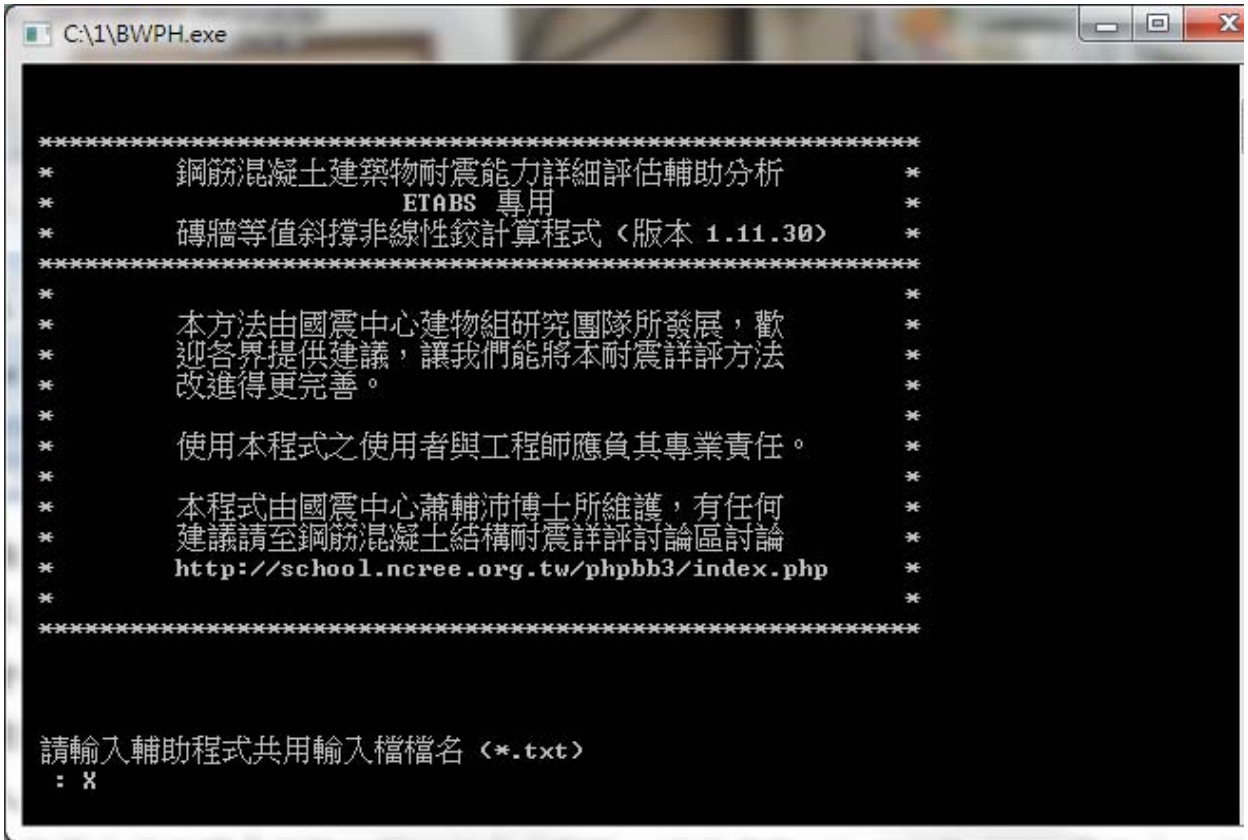


圖 C.50 輸入輔助程式共用輸入檔檔名

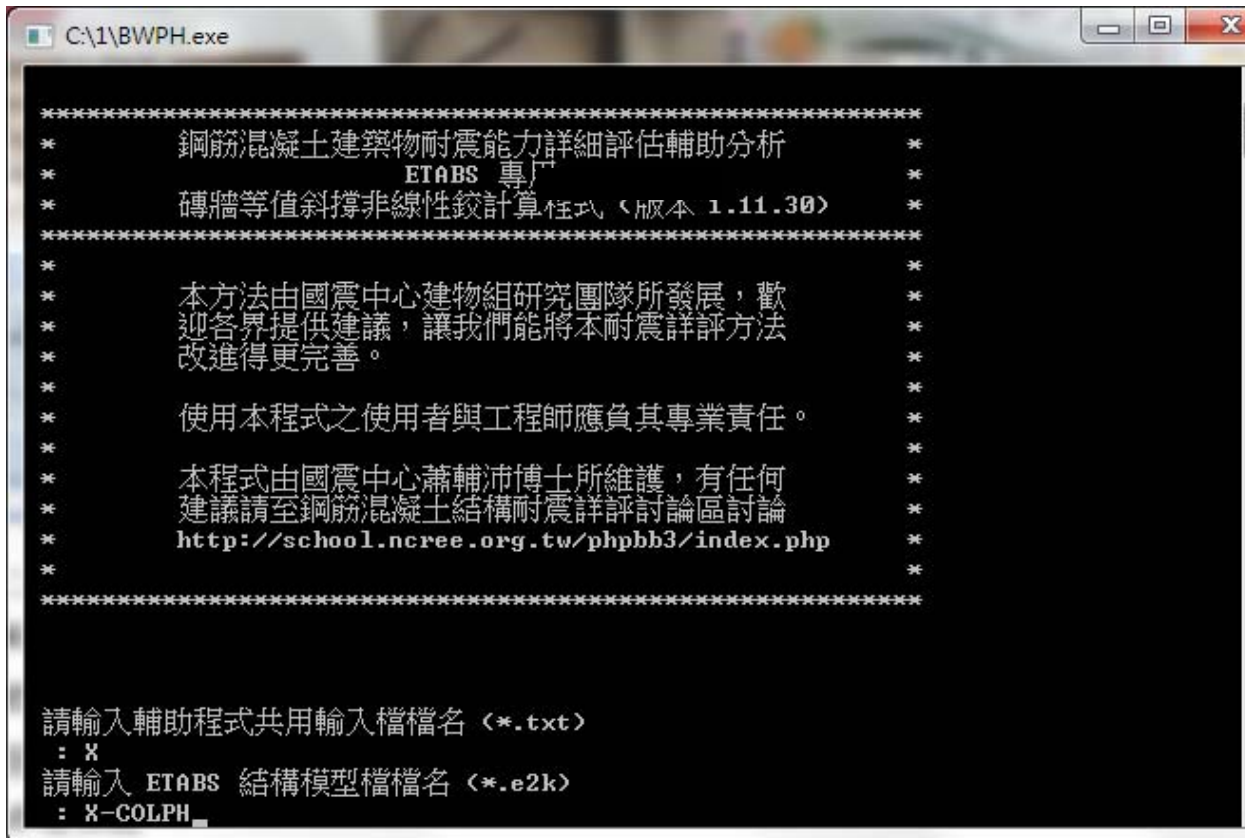


圖 C.51 輸入完成梁、柱非線性鉸計算後之 ETABS 結構模型檔檔名



圖 C.52 輸入完成磚牆等值斜撐非線性鉸後之 ETABS 結構模型檔檔名

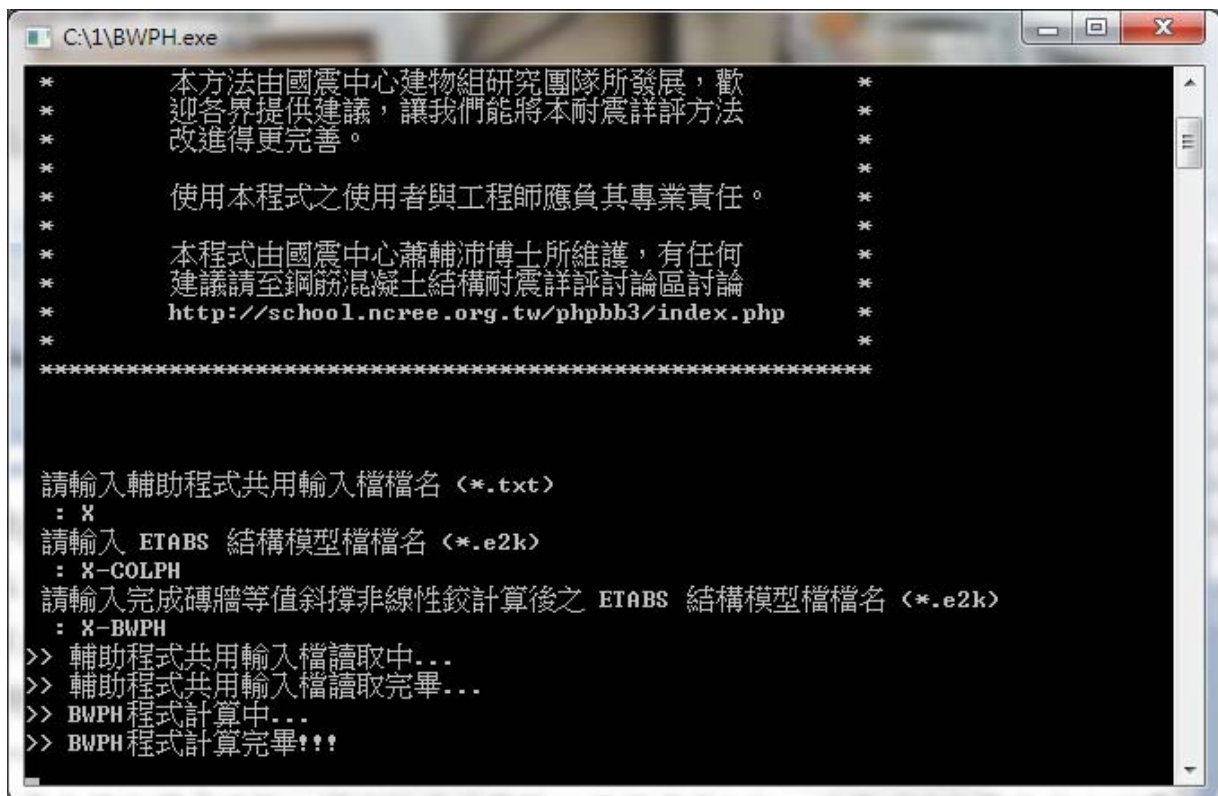


圖 C.53 Bwph 計算完成畫面

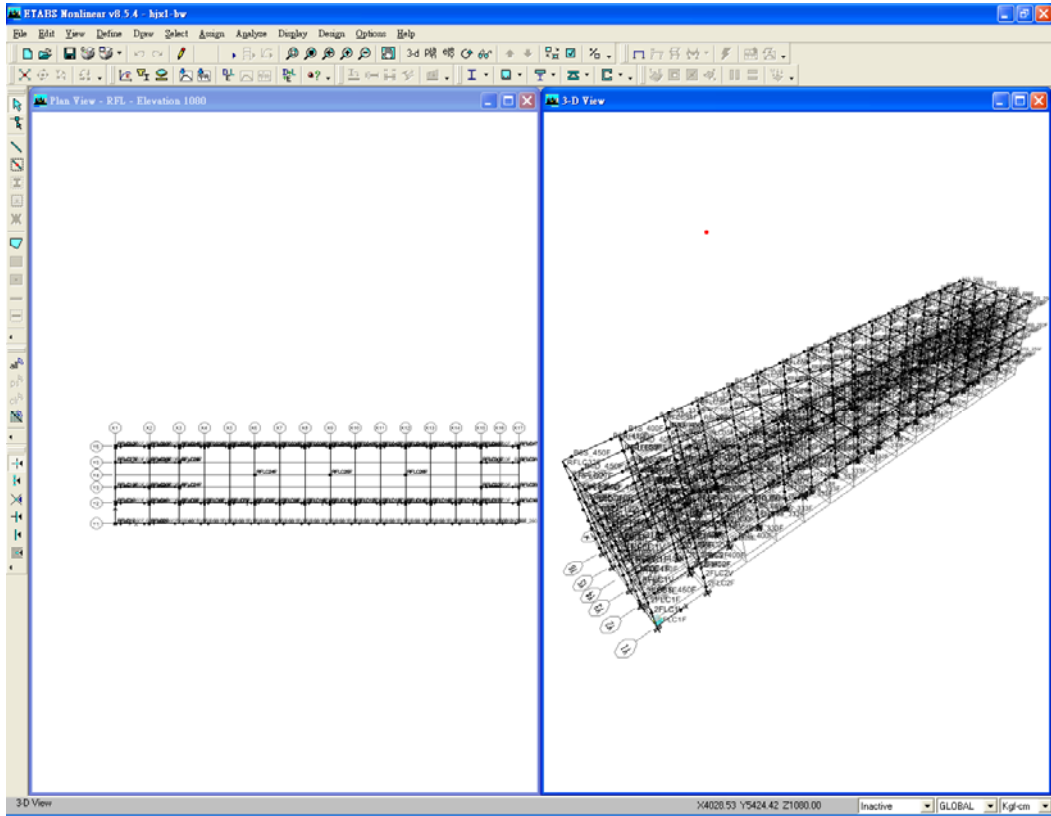


圖 C.54 匯入 ETABS 程式 e2k 檔，檢查是否有非線性鉸產生

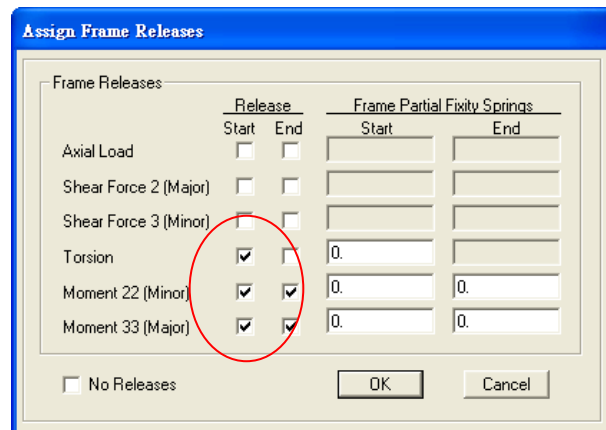
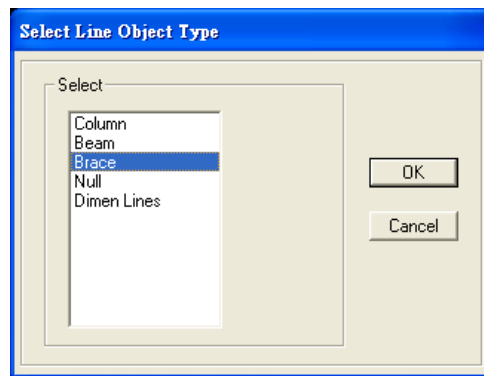
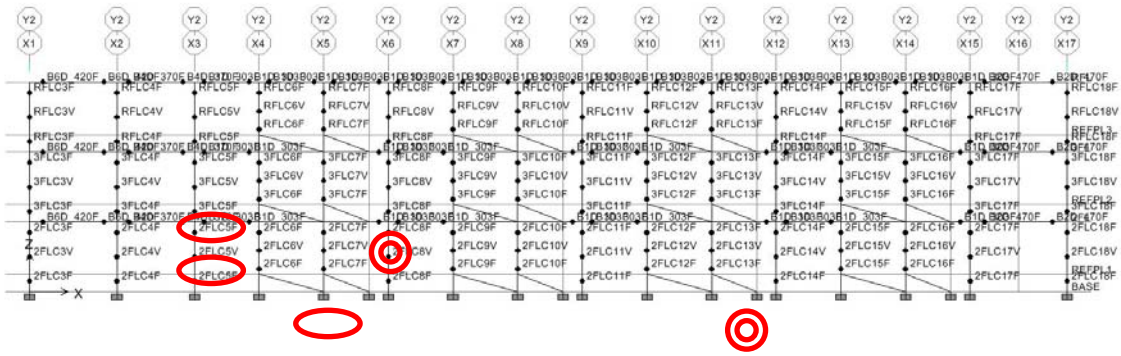


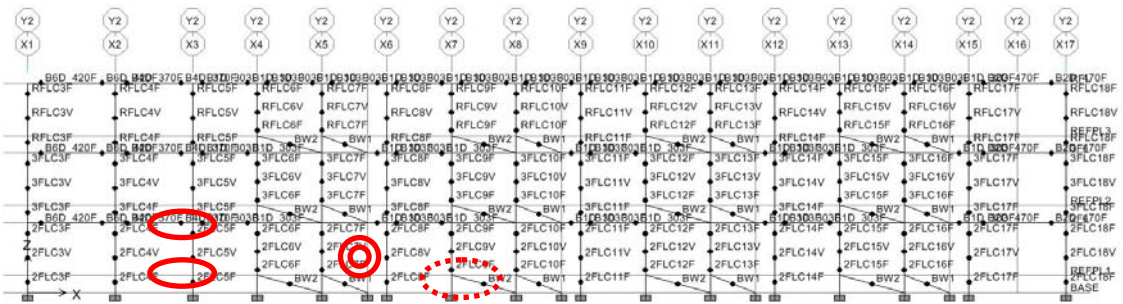
圖 C.55 案例校舍之等值斜撐彎矩釋放情形



彎矩非線性鉸

剪力非線性鉸

圖 C.56 案例校舍之彎矩、剪力非線性鉸



彎矩非線性鉸

剪力非線性鉸

軸力非線性鉸

圖 C.57 案例校舍之彎矩、剪力、軸力非線性鉸

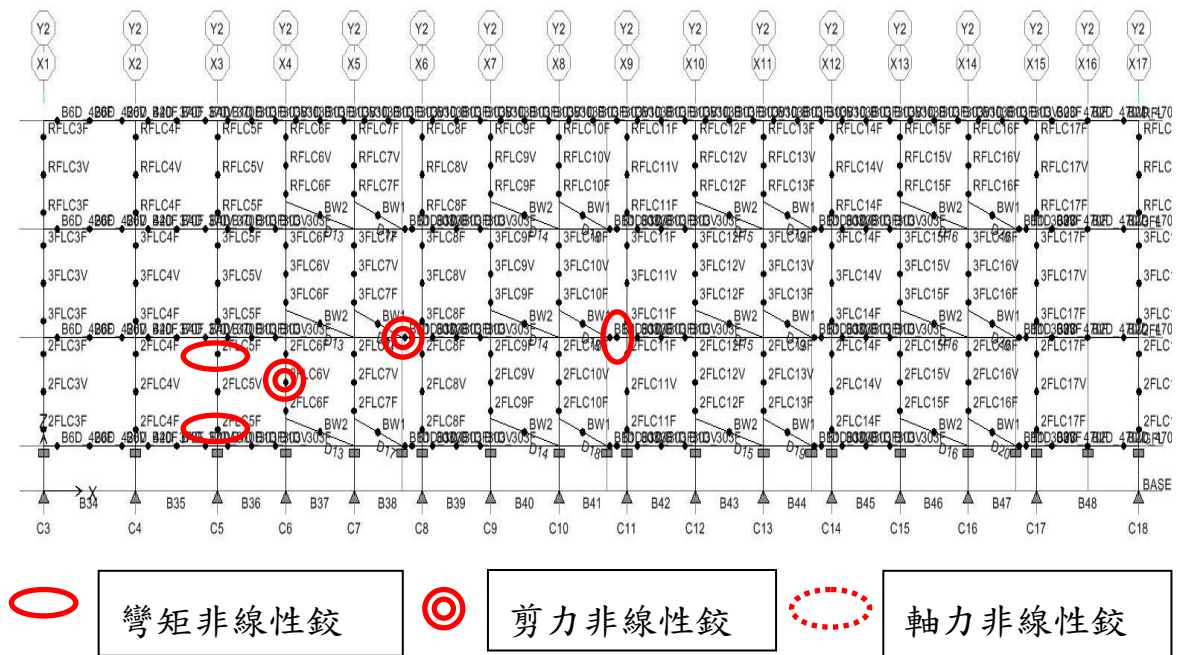


圖 C.58 含磚牆斜撐非線性鉸及梁、柱非線性鉸之結構模型

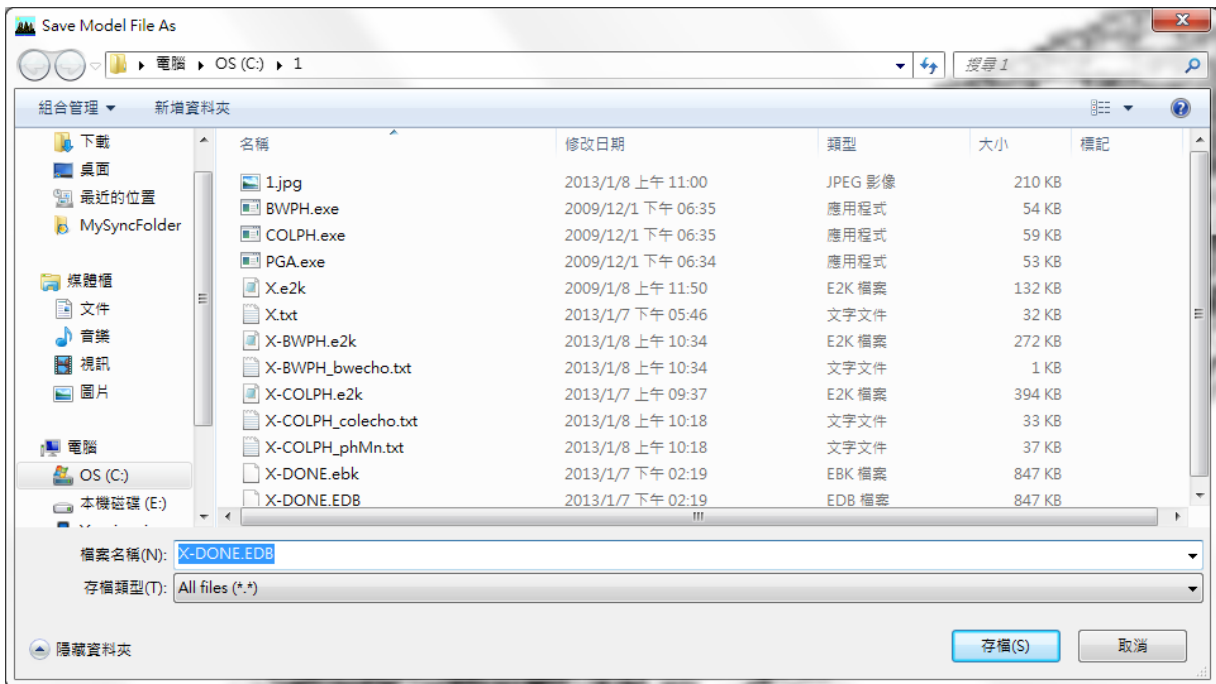


圖 C.59 結構模型檔案儲存

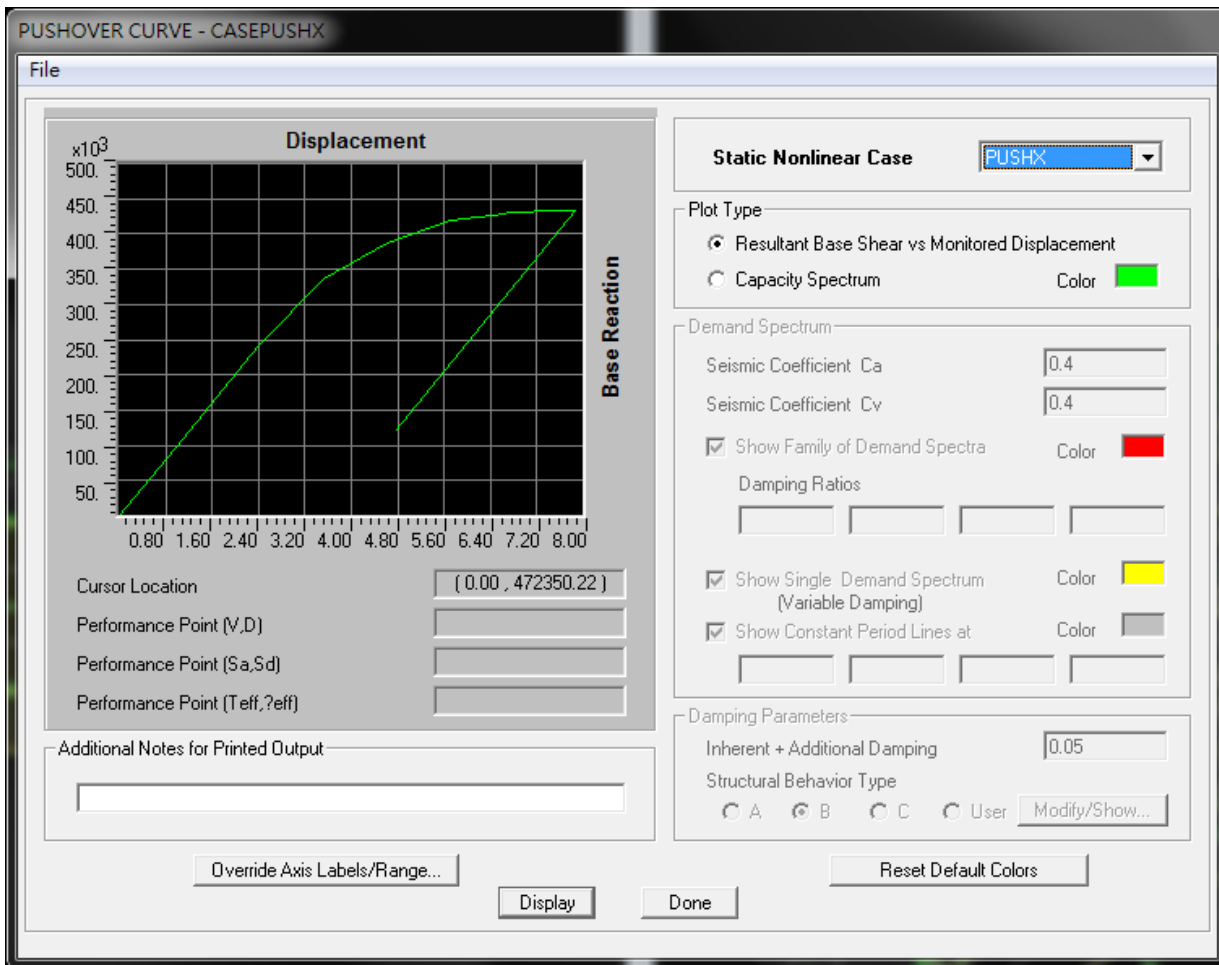


圖 C.60 案例校舍沿走廊方向容量曲線（無下降端）

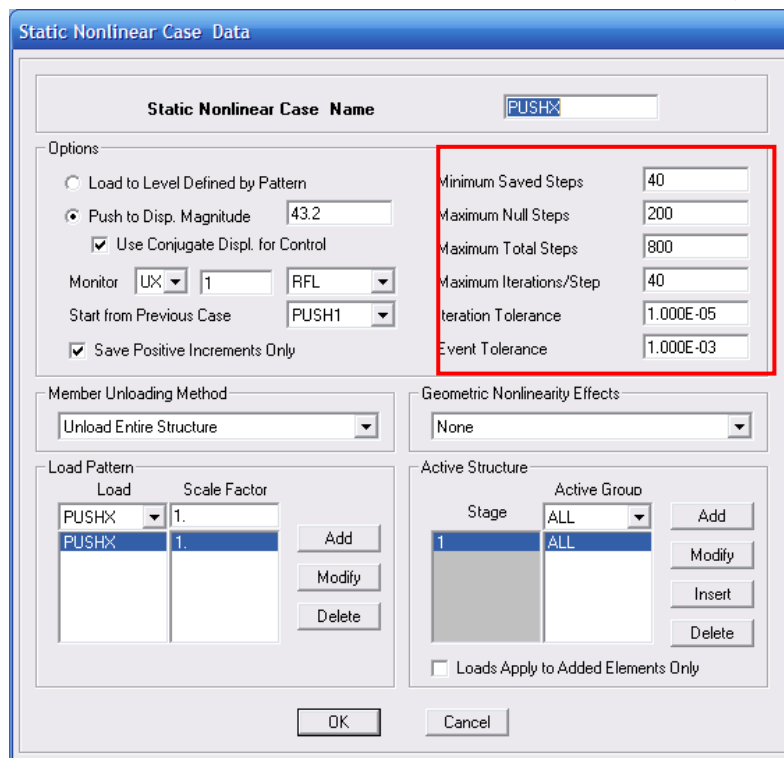


圖 C.61 非線性側推(PUSHX)載重型式之設定

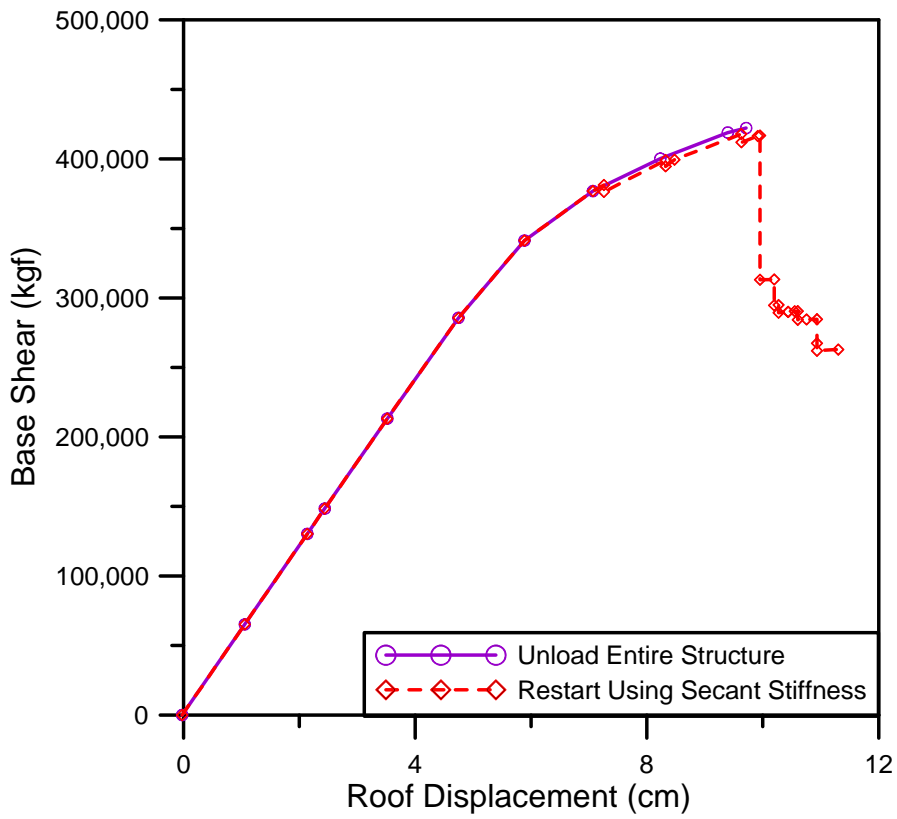


圖 C.62 採用不同收斂方式之容量曲線圖

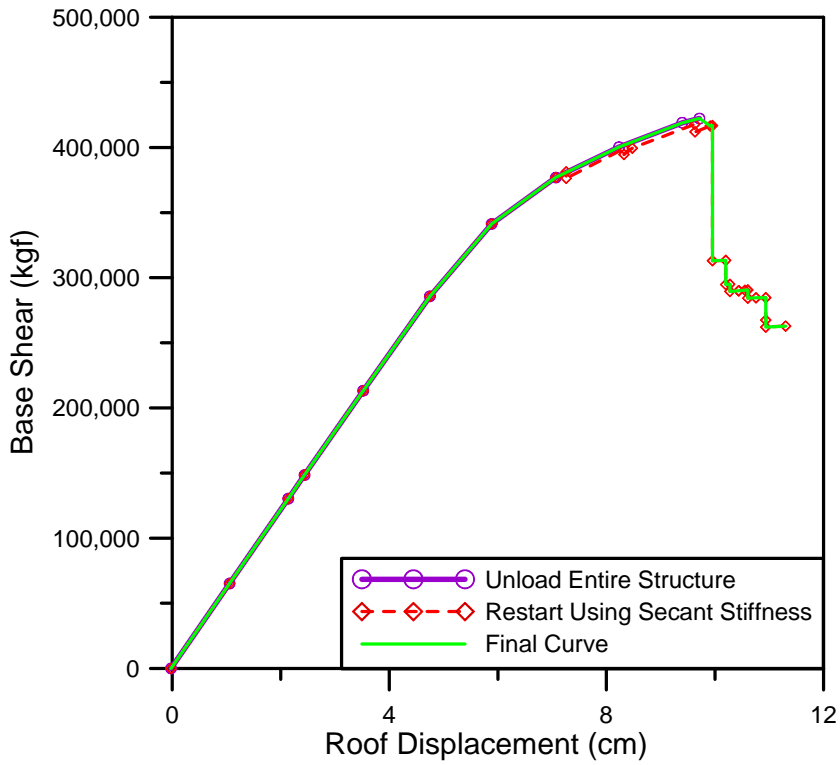


圖 C.63 採用不同收斂方式之容量曲線圖 (有外包絡線)

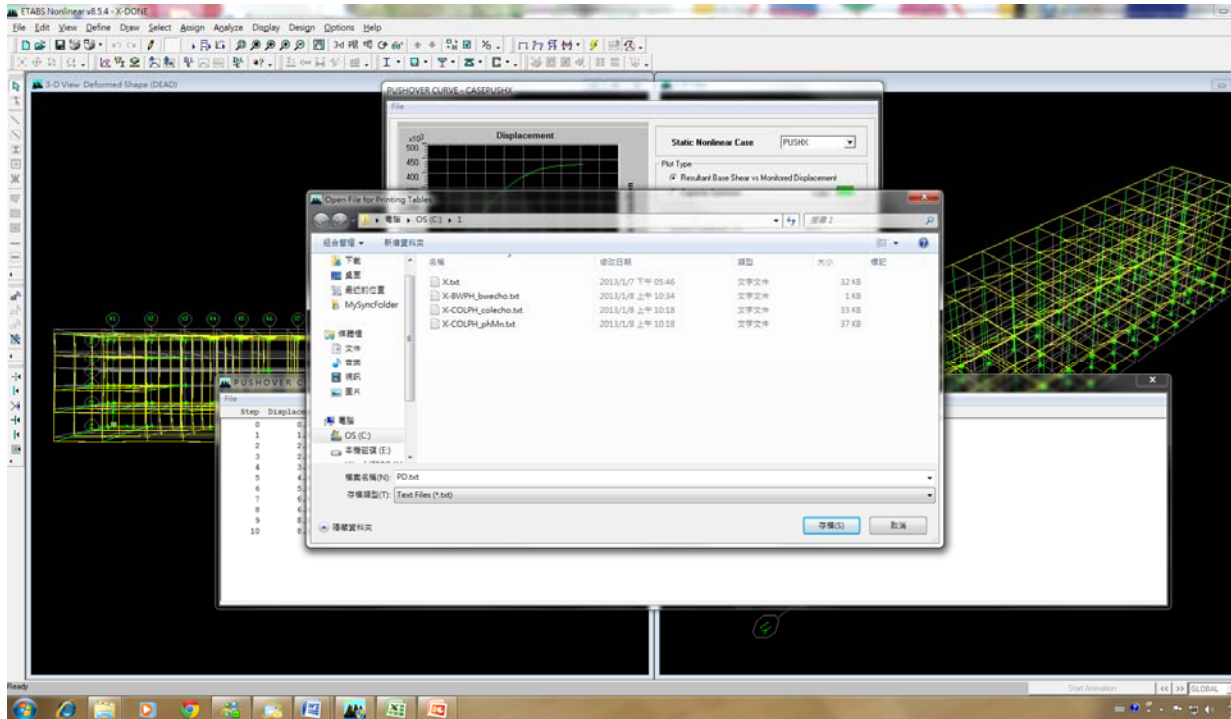


圖 C.64 輸出各階段之基底剪力與屋頂位移資料

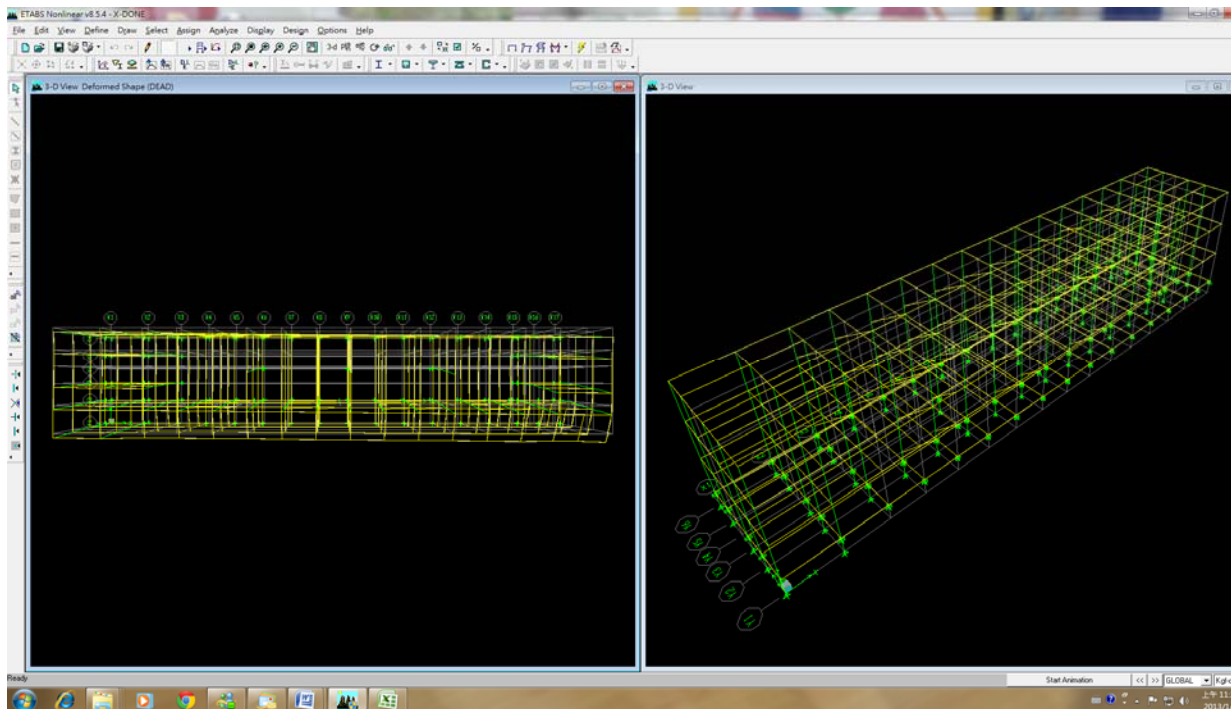


圖 C.65 確認 ETABS 使用單位為 kgf-cm



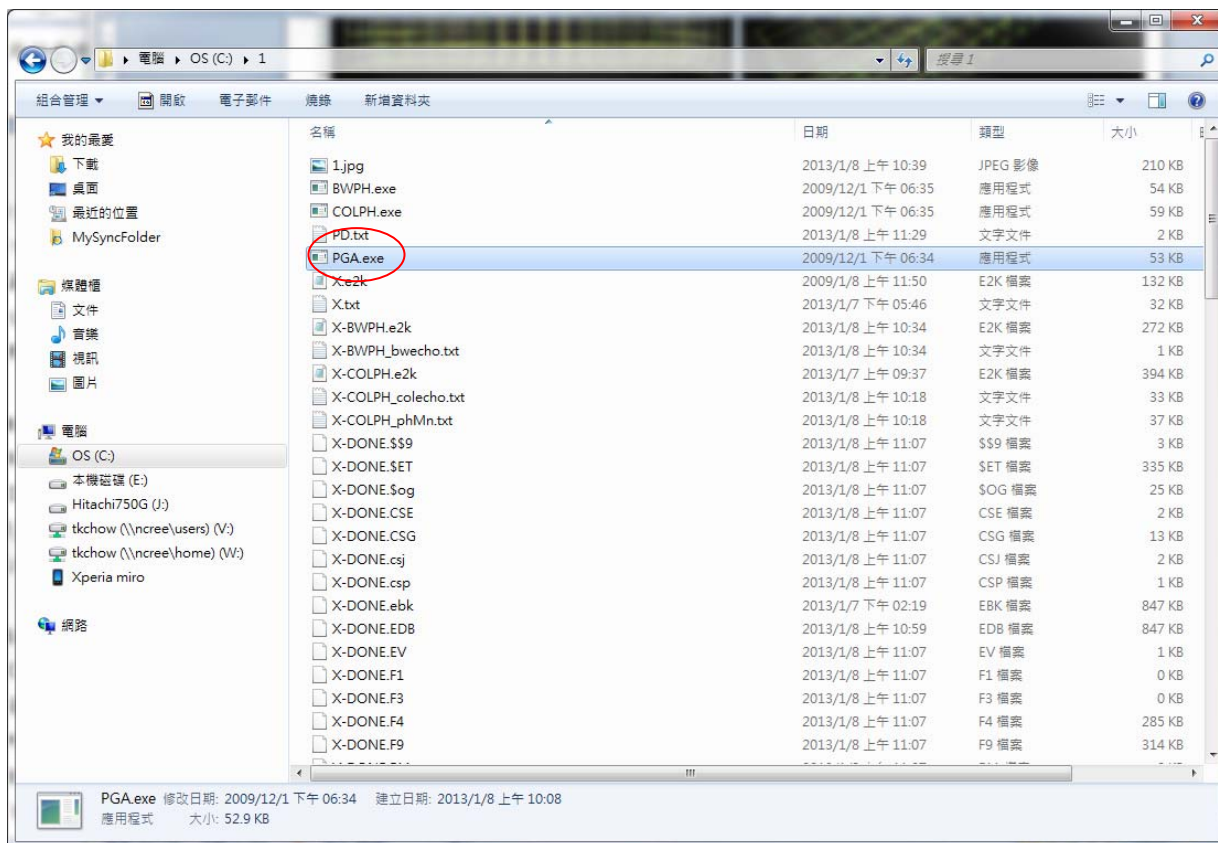


圖 C.66 計算結構耐震能力

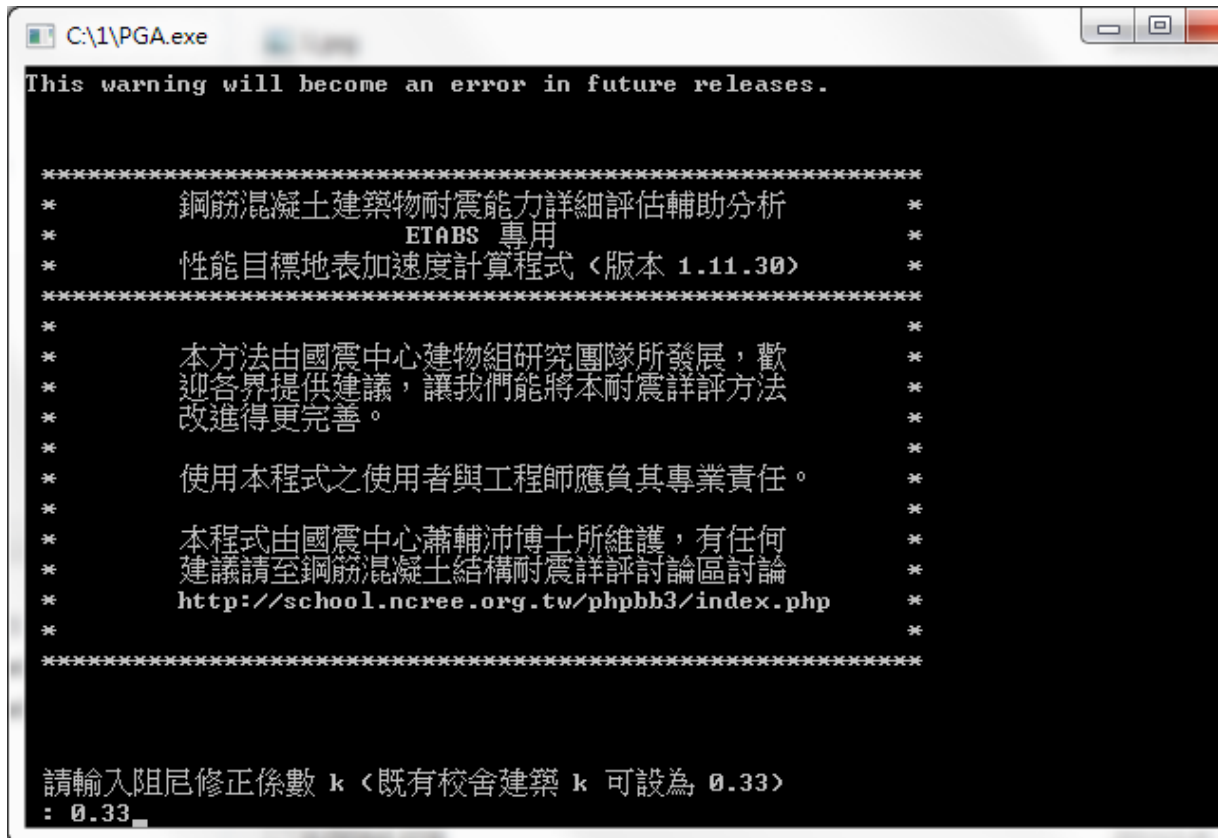


圖 C.67 輸入阻尼比修正因數 k

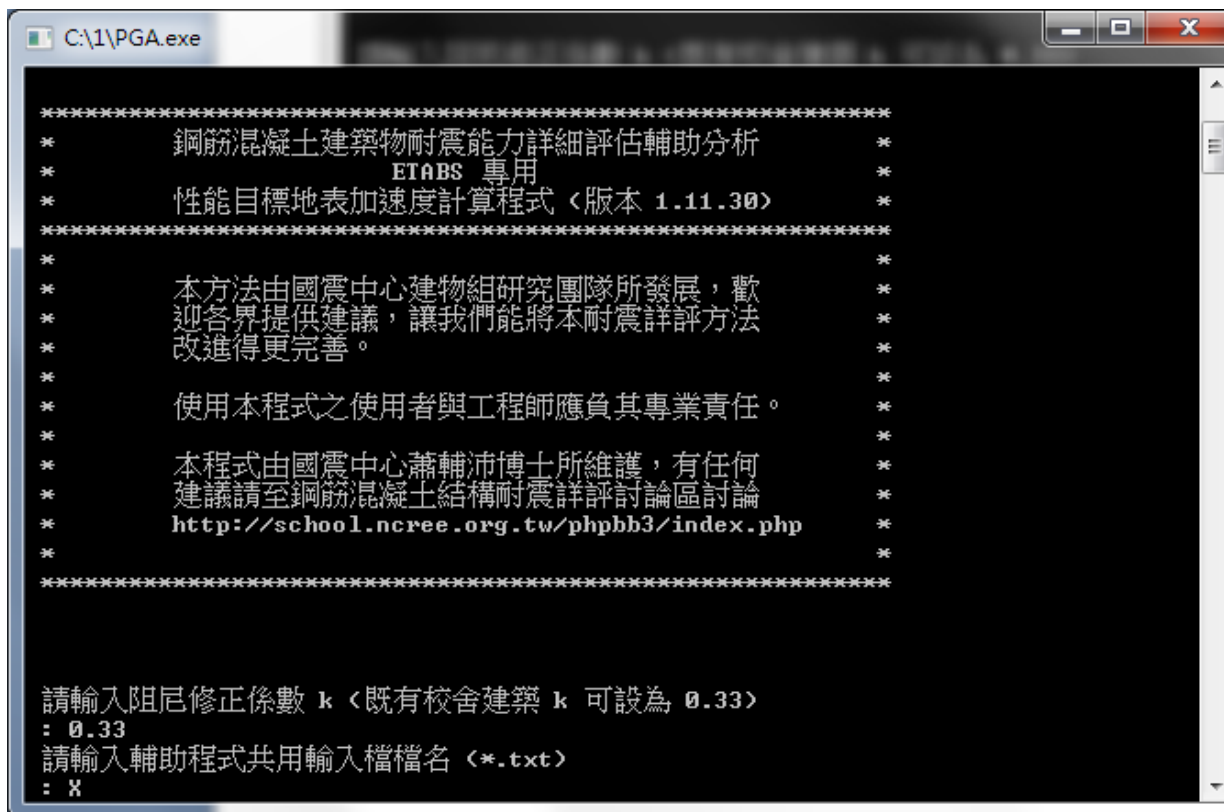


圖 C.68 輸入輔助程式共用輸入檔檔名



圖 C.69 輸入 [1]自行定義 or [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔

```

C:\PGA.exe
* 性能目標地表加速度計算: 1.30 *
*****
*
* 本方法由國震中心建物組研究團隊所發展，歡迎各界提供建議，讓我們能將本耐震詳評方法改進得更完善。
*
* 使用本程式之使用者與工程師應負其專業責任。
*
* 本程式由國震中心蕭輔沛博士所維護，有任何建議請至鋼筋混凝土結構耐震詳評討論區討論
* http://school.ncree.org.tw/phpbb3/index.php
*
*****

請輸入阻尼修正係數 k (既有校舍建築 k 可設為 0.33)
: 0.33
請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (*.txt)
: X
請輸入 [1] 自行定義，或 [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔
: 2
請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名 (*.txt)
: PD

```

圖 C.70 輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名

```

C:\PGA.exe
*
* 本方法由國震中心建物組研究團隊所發展，歡迎各界提供建議，讓我們能將本耐震詳評方法改進得更完善。
*
* 使用本程式之使用者與工程師應負其專業責任。
*
* 本程式由國震中心蕭輔沛博士所維護，有任何建議請至鋼筋混凝土結構耐震詳評討論區討論
* http://school.ncree.org.tw/phpbb3/index.php
*
*****

請輸入阻尼修正係數 k (既有校舍建築 k 可設為 0.33)
: 0.33
請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (*.txt)
: X
請輸入 [1] 自行定義，或 [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔
: 2
請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名 (*.txt)
: PD
請輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名 (*.txt)
: PGA

```

圖 C.71 輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名

```

C:\1\PGA.exe
*  使用本程式之使用者與工程師應負其專業責任。  *
*  *
*  本程式由國震中心蕭輔沛博士所維護，有任何  *
*  建議請至鋼筋混凝土結構耐震詳評討論區討論  *
*  http://school.ncree.org.tw/phpbb3/index.php  *
*  *
*****
請輸入阻尼修正係數 k <既有校舍建築 k 可設為 0.33>
: 0.33
請輸入輔助程式共用輸入檔檔名 (*.txt)
: X
請輸入 [1] 自行定義，或 [2] ETABS 定義之 P-D 曲線檔
: 2
請輸入 ETABS 定義之 P-D 曲線檔檔名 (*.txt)
: PD
請輸入完成性能目標地表加速度計算之文字檔檔名 (*.txt)
: PGA
>> 輔助程式共用輸入檔讀取中...
>> 輔助程式共用輸入檔讀取完畢...
>> PGA 程式計算中...
>> PGA 程式計算完畢!!!

```

圖 C.72 PGA 計算完成畫面

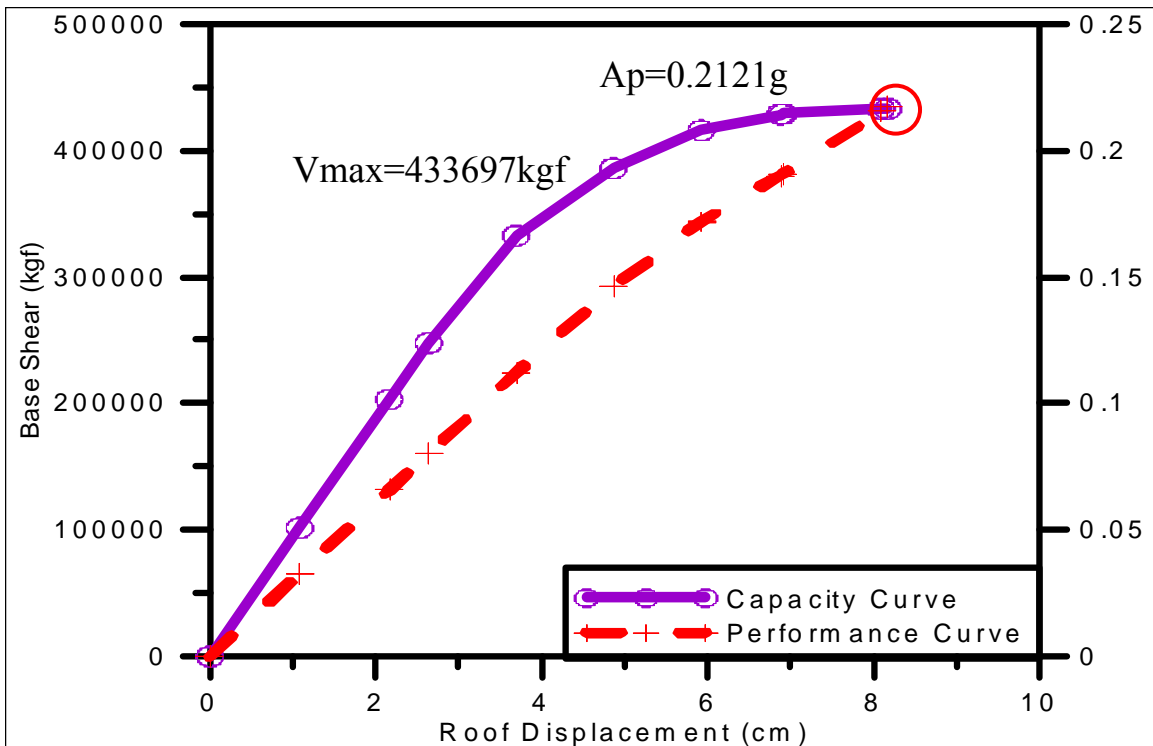


圖 C.73 X 向容量曲線圖及性能目標地表加速度圖(含梁非線性鉸)

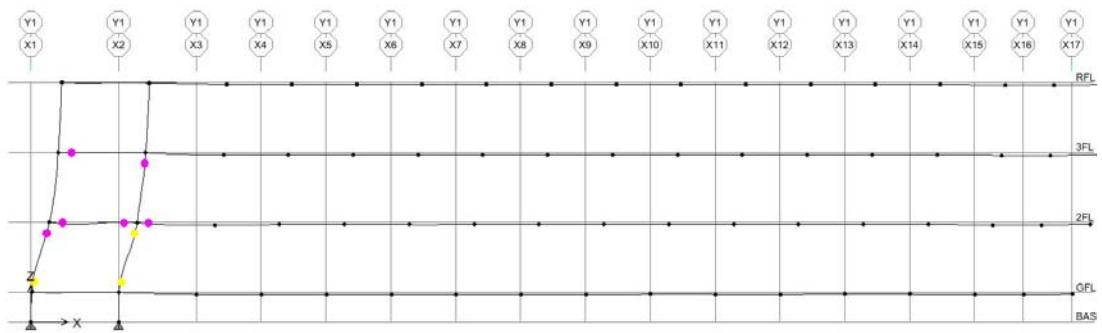


圖 C.74 X 向之 Y1 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

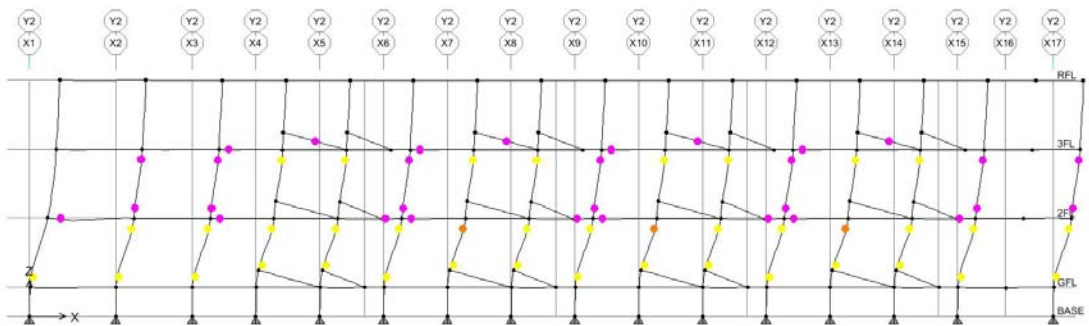


圖 C.75 X 向之 Y2 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

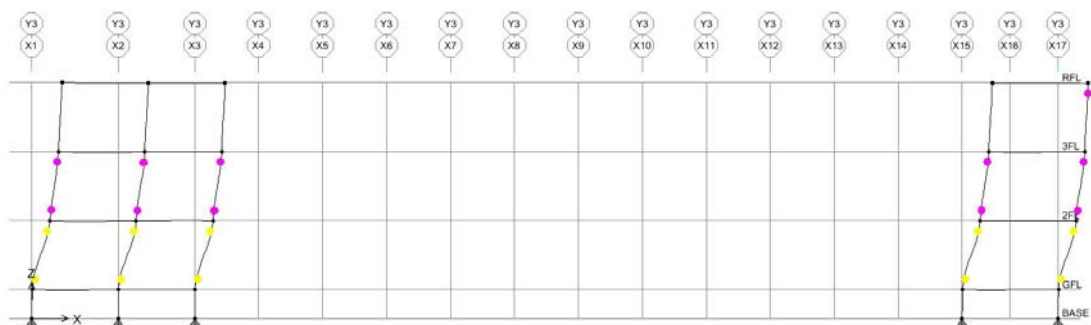


圖 C.75 X 向之 Y3 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

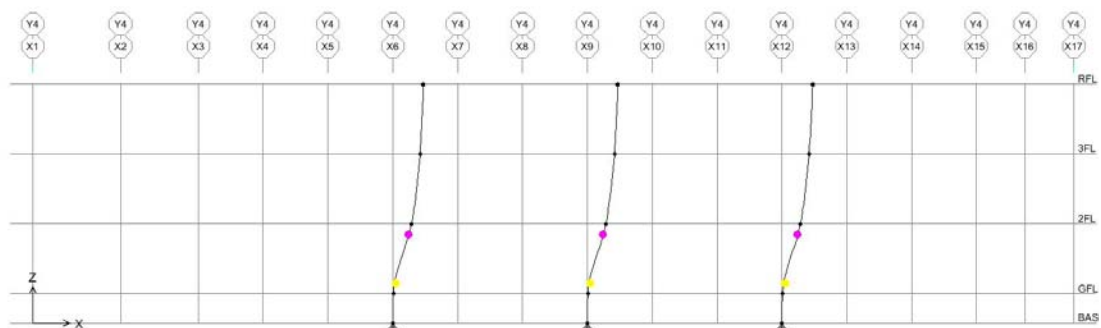


圖 C.76 X 向之 Y4 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

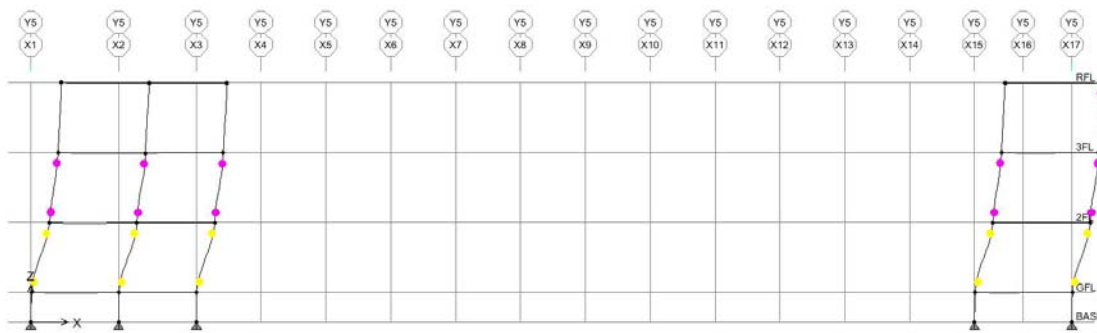


圖 C.77 X 向之 Y5 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

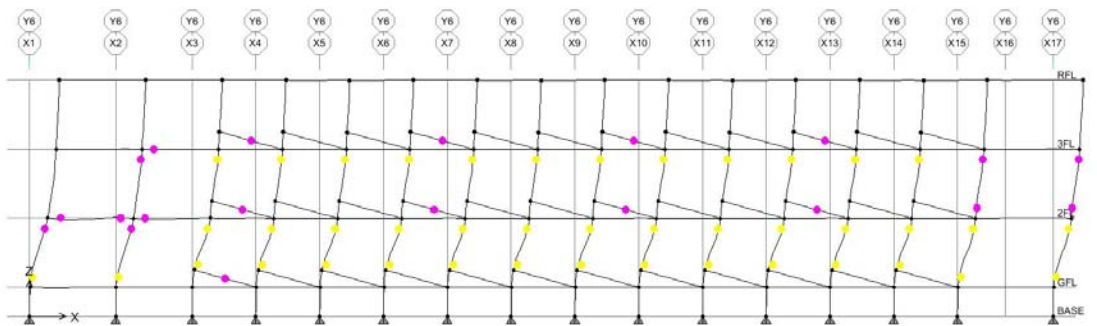


圖 C.78 X 向之 Y6 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

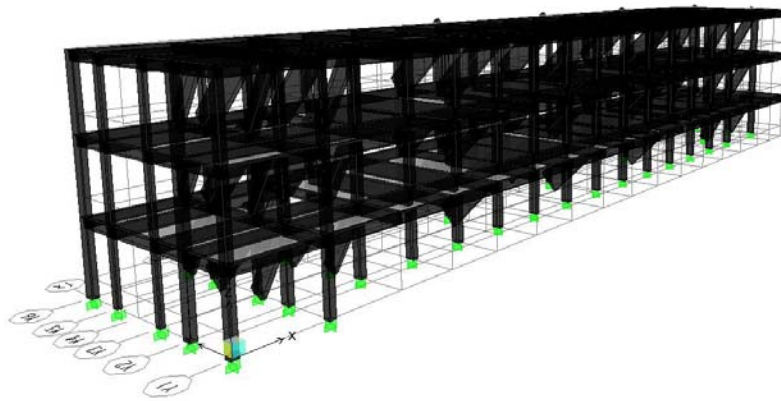


圖 C.79 案例校舍之 ETABS 結構分析模型 3D 立體圖

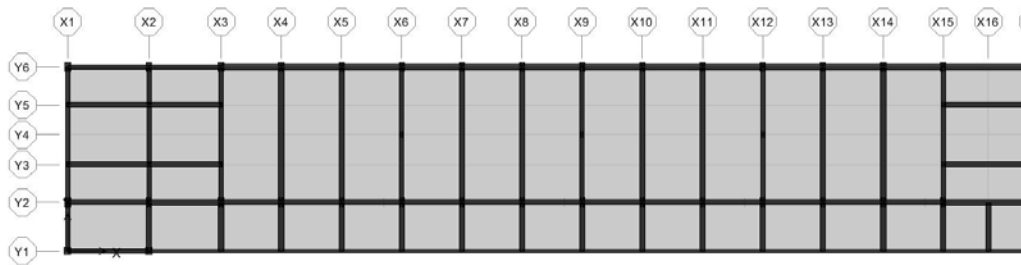
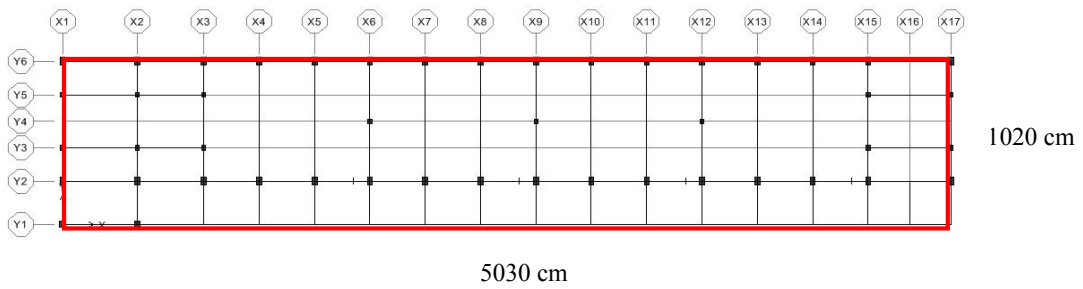
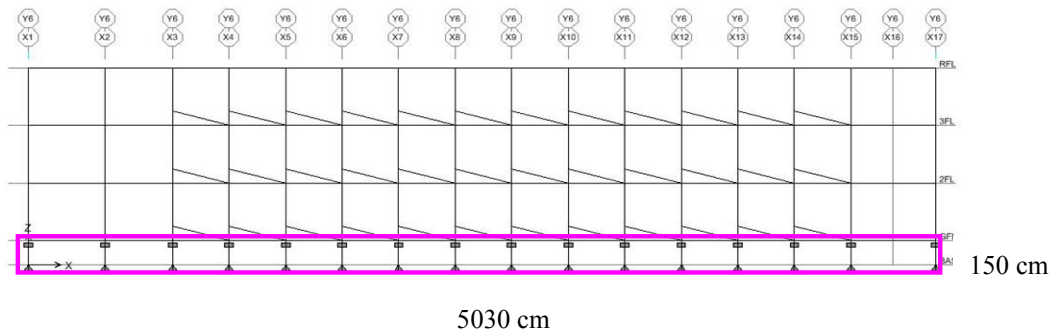


圖 C.80 案例校舍之 ETABS 結構分析模型平面圖







| 結構物底部                           |                  | 結構物側部                           |  |
|---------------------------------|------------------|---------------------------------|--|
| 結構物長度 B(cm)                     | 結構物寬度 L(cm)      | 覆土層深度 B(cm)                     | 結構物寬度 L(cm)                              |
| 5350                            | 1020             | 150                             | 5350                                     |
| 標準貫入實驗 N 值(次)                   | 20               | 標準貫入實驗 N 值(次)                   | 20                                       |
| Av 垂直方向之荷載面積 (cm <sup>2</sup> ) | 5457000          | Av 垂直方向之荷載面積 (cm <sup>2</sup> ) | 802500                                   |
| Bv                              | 2336.02226       | Bv                              | 895.8236434                              |
| E <sub>0</sub>                  | 500              | E <sub>0</sub>                  | 500                                      |
| kv0                             | 33.33333333      | kv0                             | 33.33333333                              |
| kv (kgf/cm <sup>3</sup> )       | 1.27163348       | kv (kgf/cm <sup>3</sup> )       | 2.60947293                               |
| ks (kgf/cm <sup>3</sup> )       | 0.423877827      |                                 |  |
| Ks (kgf/cm)                     | 2313101.3        | Kv (kgf/cm)                     | 2094102.026                              |
| K=Ks+Kv (kgf/cm)                | 4407203.326      |                                 |  |
| 地盤種類                            | K=Ks+Kv (kgf/cm) | V (m/sec)                       | 分配到軸 Y6 之 16 根柱子上，每根柱子之側向彈簧 K 值 (kgf/cm) |
| N=20<br>第二類地盤(普通地盤)             | 4407203.326      | 217.1534093                     | 275450.2079                              |

圖 C.81 案例校舍之 Y 向土壤彈簧值計算

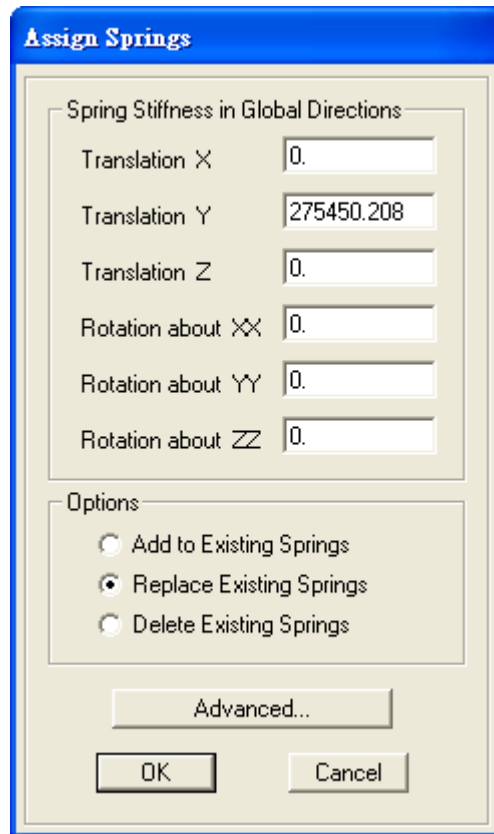


圖 C.82 案例校舍之 Y 向土壤彈簧設定

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

|   | Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX    | SumUY    | SumUZ  | RX      | RY      | RZ      | SumRX    | SumRY    | SumRZ  |
|---|------|----------|---------|---------|--------|----------|----------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|--------|
| ▶ | 1    | 0.707061 | 73.1847 | 0.0010  | 0.0000 | 73.1847  | 0.0010   | 0.0000 | 0.0016  | 98.9039 | 0.2091  | 0.0016   | 98.9039  | 0.2091 |
|   | 2    | 0.475883 | 0.1637  | 22.7413 | 0.0000 | 73.3544  | 22.7423  | 0.0000 | 32.3741 | 0.2169  | 47.5625 | 32.3757  | 99.1208  | 47.77  |
|   | 3    | 0.430039 | 0.0601  | 49.2419 | 0.0000 | 73.4145  | 70.9842  | 0.0000 | 67.0250 | 0.0757  | 23.0136 | 99.4007  | 99.1965  | 70.78  |
|   | 4    | 0.238705 | 7.6861  | 0.0000  | 0.0000 | 81.1106  | 70.9842  | 0.0000 | 0.0000  | 0.3567  | 0.0331  | 99.4007  | 99.5532  | 70.81  |
|   | 5    | 0.155282 | 0.0737  | 2.7284  | 0.0000 | 81.1843  | 73.7127  | 0.0000 | 0.0061  | 0.0010  | 6.1707  | 99.4068  | 99.5542  | 76.38  |
|   | 6    | 0.153069 | 1.7624  | 0.0666  | 0.0000 | 82.9468  | 73.7793  | 0.0000 | 0.0002  | 0.2062  | 0.1045  | 99.4070  | 99.7604  | 77.09  |
|   | 7    | 0.145981 | 0.0009  | 5.9931  | 0.0000 | 82.9477  | 79.7724  | 0.0000 | 0.0638  | 0.0007  | 2.5936  | 99.4709  | 99.7611  | 79.68  |
|   | 8    | 0.093159 | 0.0000  | 0.5798  | 0.0000 | 82.9477  | 80.3522  | 0.0000 | 0.0544  | 0.0001  | 1.6348  | 99.5252  | 99.7612  | 81.32  |
|   | 9    | 0.089548 | 0.0053  | 1.6576  | 0.0000 | 82.9530  | 82.0098  | 0.0000 | 0.1641  | 0.0000  | 0.5644  | 99.6893  | 99.7612  | 81.88  |
|   | 10   | 0.086696 | 17.0273 | 0.0005  | 0.0000 | 99.9803  | 82.0103  | 0.0000 | 0.0001  | 0.2385  | 0.0133  | 99.6894  | 99.9997  | 81.89  |
|   | 11   | 0.048190 | 0.0128  | 6.6796  | 0.0000 | 99.9931  | 88.6899  | 0.0000 | 0.1099  | 0.0002  | 11.1713 | 99.7992  | 99.9999  | 93.07  |
|   | 12   | 0.047849 | 0.0069  | 11.3101 | 0.0000 | 100.0000 | 100.0000 | 0.0000 | 0.2008  | 0.0001  | 6.9290  | 100.0000 | 100.0000 | 100.00 |

圖 C.83 案例校舍之模態參與質量係數輸出

Building Modes

Edit View

Building Modes

|  | Story | Diaphragm | Mode | UX      | UY      | UZ     | RX      | RY      | RZ       |
|--|-------|-----------|------|---------|---------|--------|---------|---------|----------|
|  | RFL   | D1        | 1    | 0.0339  | 0.0002  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 3FL   | D1        | 1    | 0.0279  | 0.0001  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 2FL   | D1        | 1    | 0.0165  | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | GFL   | D1        | 1    | 0.0023  | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | RFL   | D1        | 2    | 0.0015  | -0.0204 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00002 |
|  | 3FL   | D1        | 2    | 0.0013  | -0.0155 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | 2FL   | D1        | 2    | 0.0009  | -0.0084 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | GFL   | D1        | 2    | 0.0001  | -0.0009 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | RFL   | D1        | 3    | 0.0009  | 0.0284  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | 3FL   | D1        | 3    | 0.0008  | 0.0229  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | 2FL   | D1        | 3    | 0.0006  | 0.0127  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | GFL   | D1        | 3    | 0.0001  | 0.0015  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | RFL   | D1        | 4    | 0.0237  | 0.0001  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 3FL   | D1        | 4    | -0.0107 | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 2FL   | D1        | 4    | -0.0337 | -0.0001 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | GFL   | D1        | 4    | -0.0060 | 0.0000  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | RFL   | D1        | 5    | -0.0011 | -0.0160 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00001 |
|  | 3FL   | D1        | 5    | 0.0037  | 0.0078  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00001  |
|  | 2FL   | D1        | 5    | -0.0042 | 0.0180  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00002  |
|  | GFL   | D1        | 5    | -0.0010 | 0.0026  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | RFL   | D1        | 6    | -0.0185 | 0.0025  | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 3FL   | D1        | 6    | 0.0337  | -0.0012 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | 2FL   | D1        | 6    | -0.0234 | -0.0029 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |
|  | GFL   | D1        | 6    | -0.0063 | -0.0004 | 0.0000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000  |

OK

圖 C.84 案例校舍之 Building Mode 輸出

Define Static Load Case Names

Loads

| Load  | Type  | Self Weight Multiplier | Auto Lateral Load |
|-------|-------|------------------------|-------------------|
| PUSHY | QUAKE | 0                      | User Loads        |
| DEAD  | DEAD  | 1                      |                   |
| LIVE  | LIVE  | 0                      |                   |
| PUSHY | QUAKE | 0                      | User Loads        |

Click To:

Add New Load

Modify Load

Show Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

圖 C.85 案例校舍之定義 PUSHY

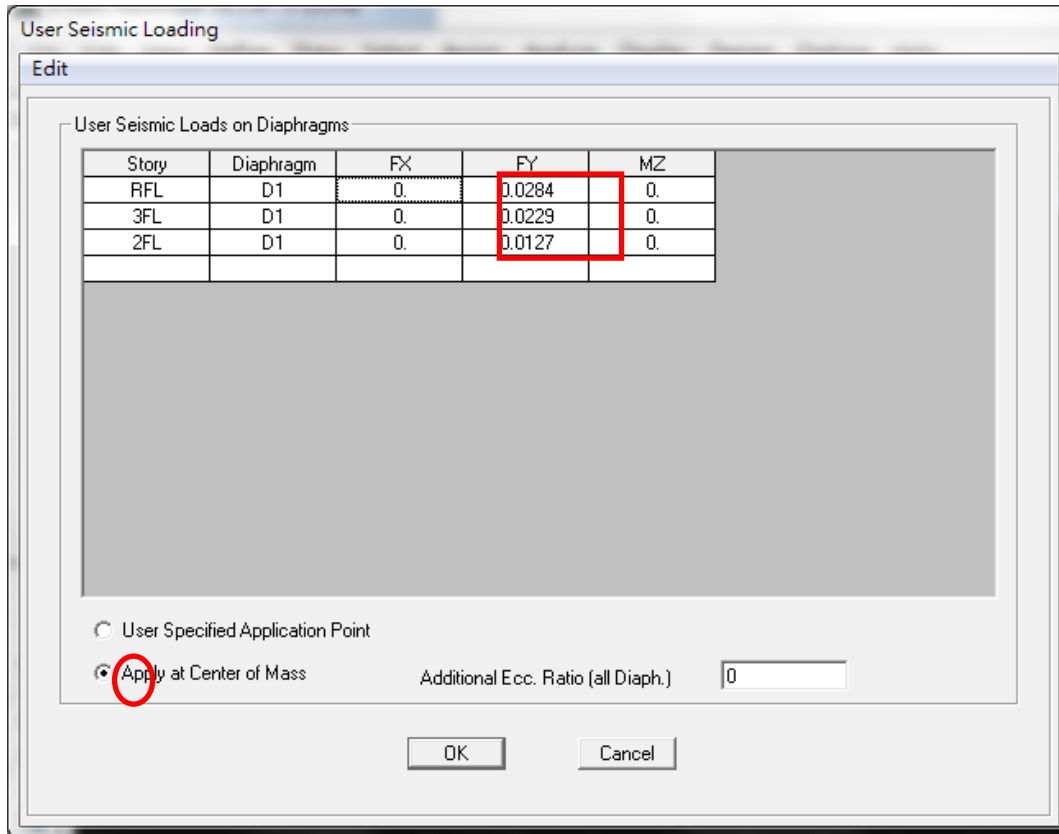


圖 C.86 案例校舍之設定側力豎向分配

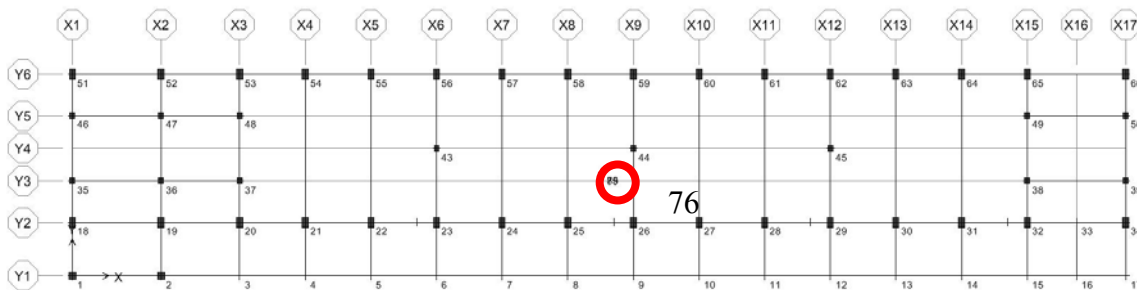


圖 C.87 案例校舍之質心位置及點號

**Static Nonlinear Case Data**

**Static Nonlinear Case Name**

Options

Load to Level Defined by Pattern  
 Push to Disp. Magnitude   
 Use Conjugate Displ. for Control  
 Monitor     
 Start from Previous Case   
 Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps   
 Maximum Null Steps   
 Maximum Total Steps   
 Maximum Iterations/Step   
 Iteration Tolerance   
 Event Tolerance

Member Unloading Method

Geometric Nonlinearity Effects

Load Pattern

| Load  | Scale Factor |
|-------|--------------|
| PUSHY | 1.           |
| PUSHY | 1.           |

Add  
Modify  
Delete

Active Structure

| Stage | Active Group |
|-------|--------------|
| 1     | ALL          |

Add  
Modify  
Insert  
Delete

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

圖 C.88 案例校舍之非線性靜力側推分析設定(手冊三版)

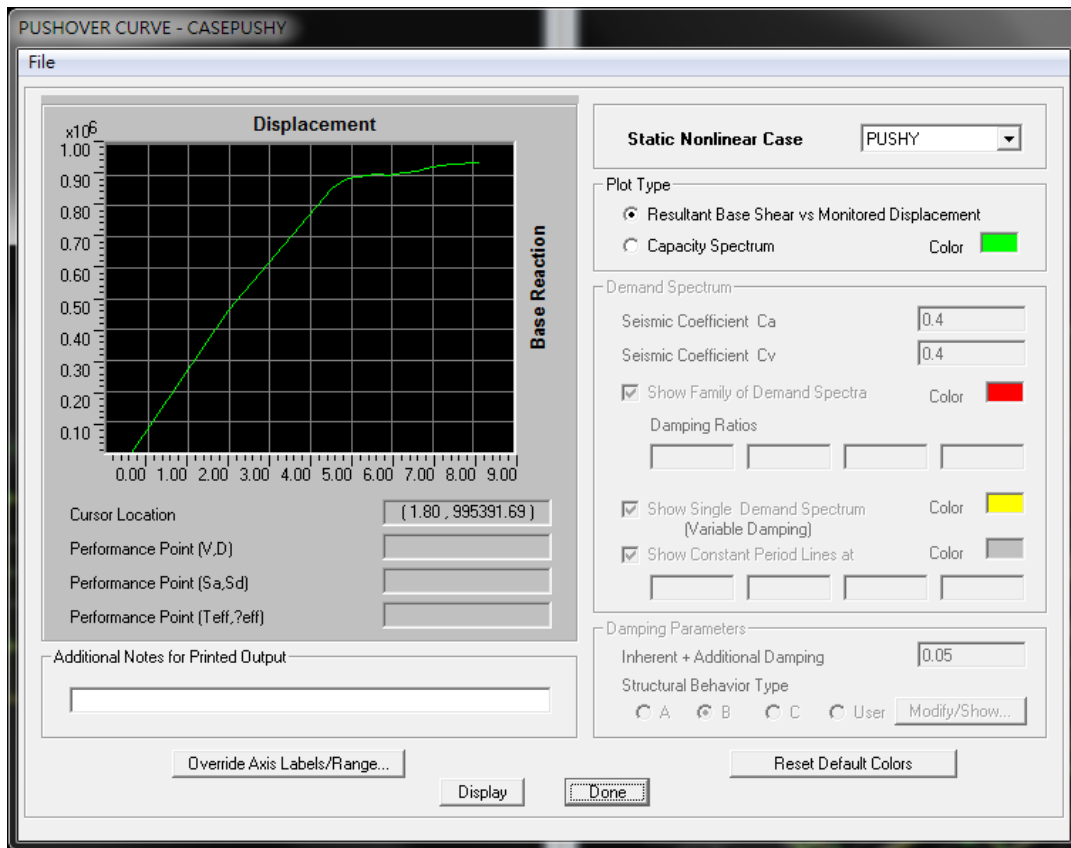


圖 C.89 案例校舍沿走廊方向容量曲線

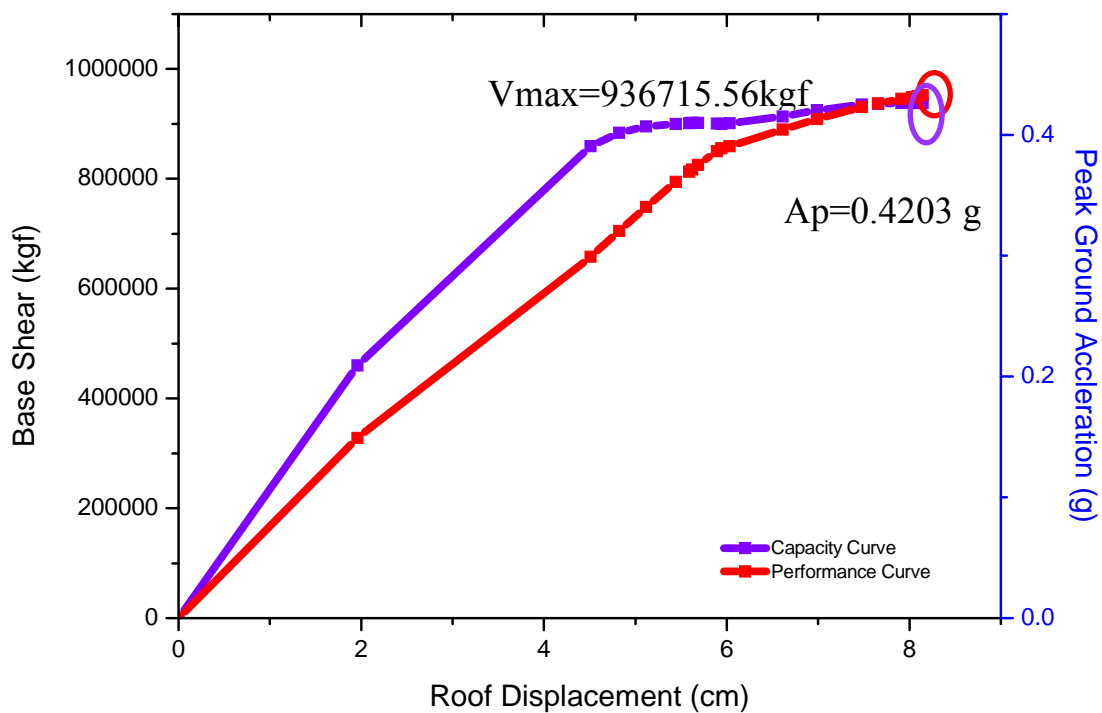


圖 C.90 Y 向容量曲線圖及性能目標地表加速度圖(含梁非線性鉸)

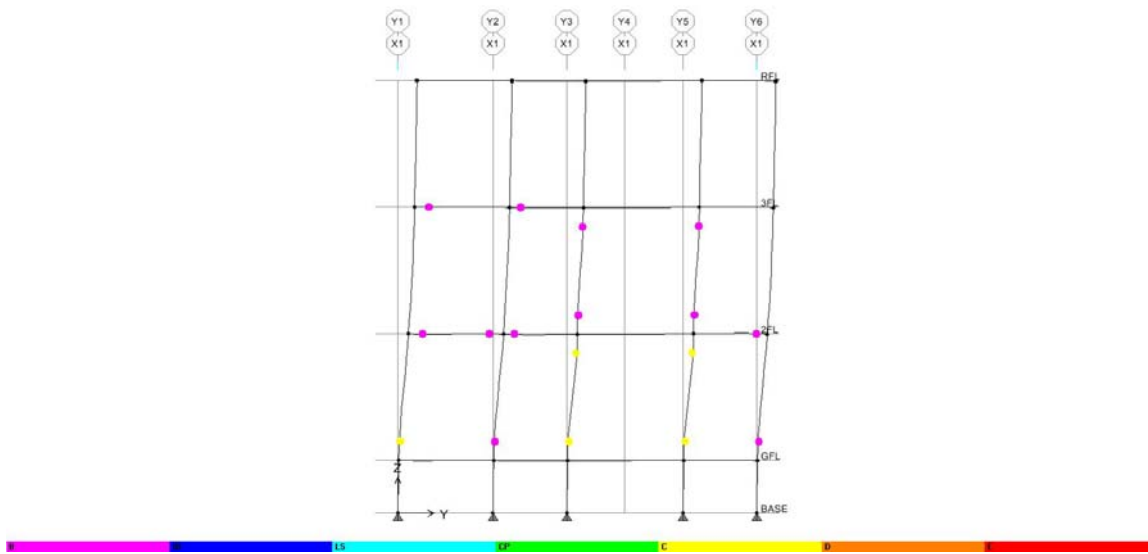


圖 C.91 Y 向之 X1 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

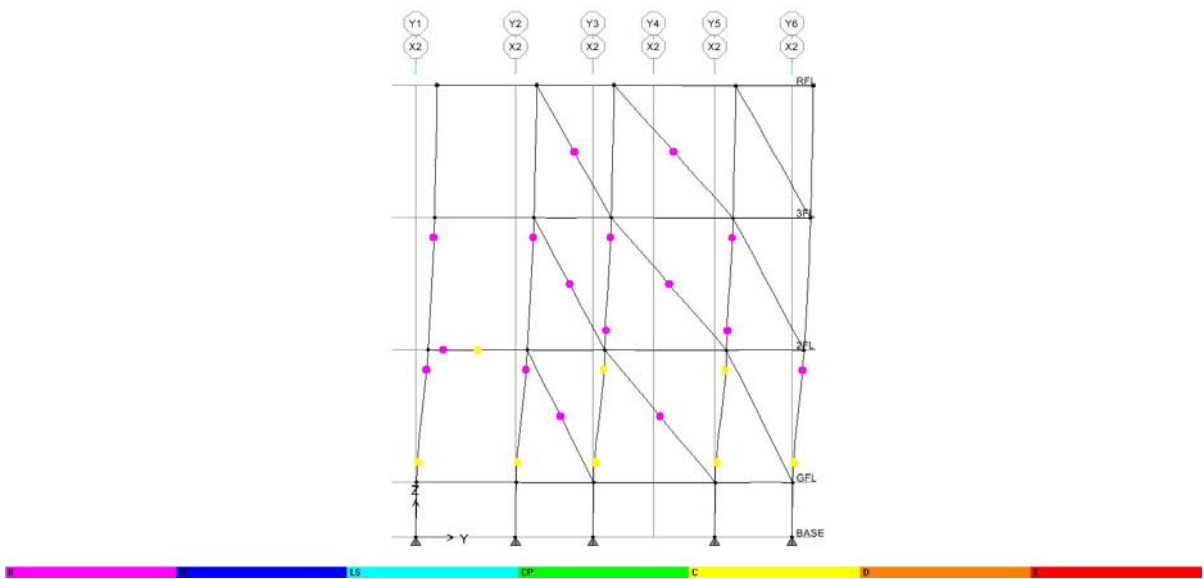


圖 C.92 Y 向之 X2 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

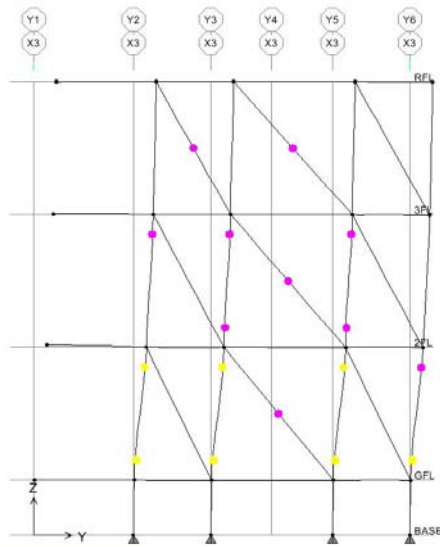


圖 C.93 Y 向之 X3 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

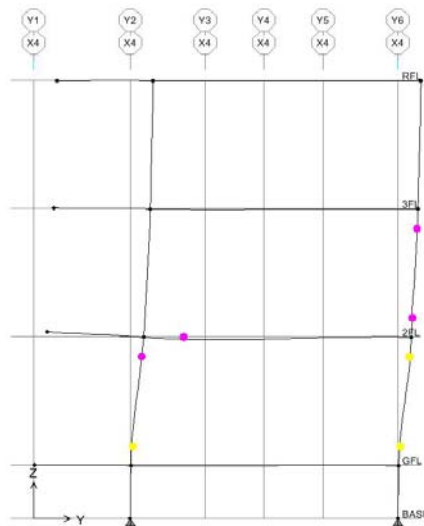


圖 C.94 Y 向之 X4 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)



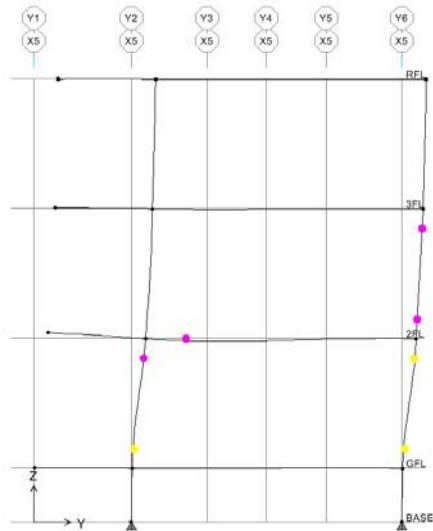


圖 C.95 Y 向之 X5 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

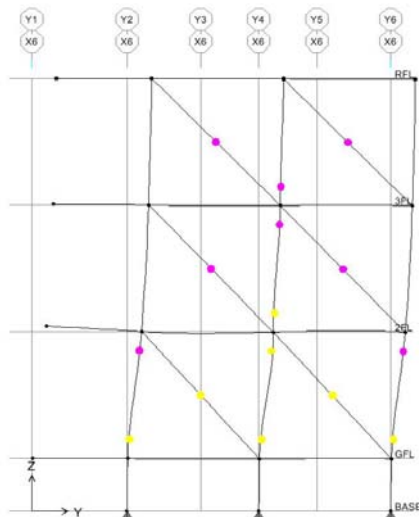


圖 C.96 Y 向之 X6 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

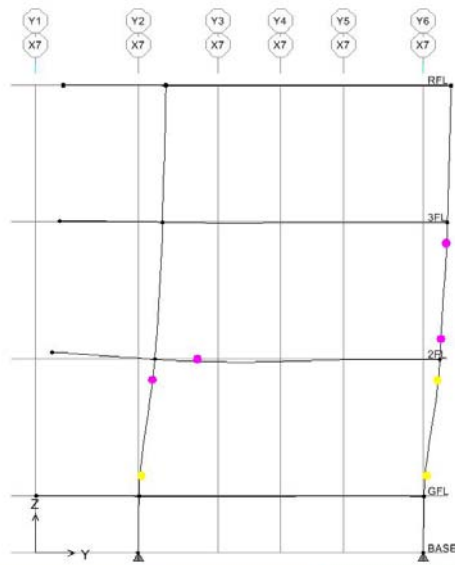


圖 C.97 Y 向之 X7 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

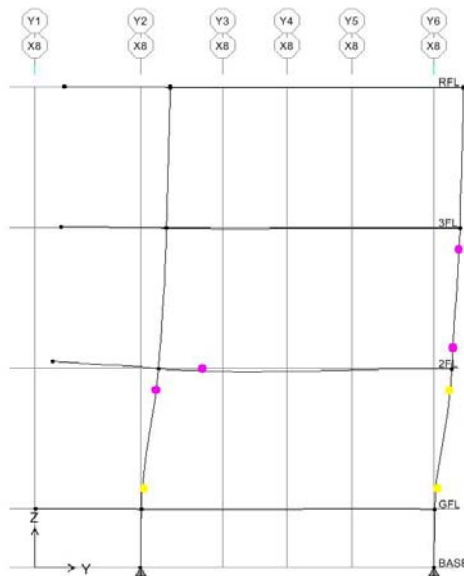


圖 C.98 Y 向之 X8 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

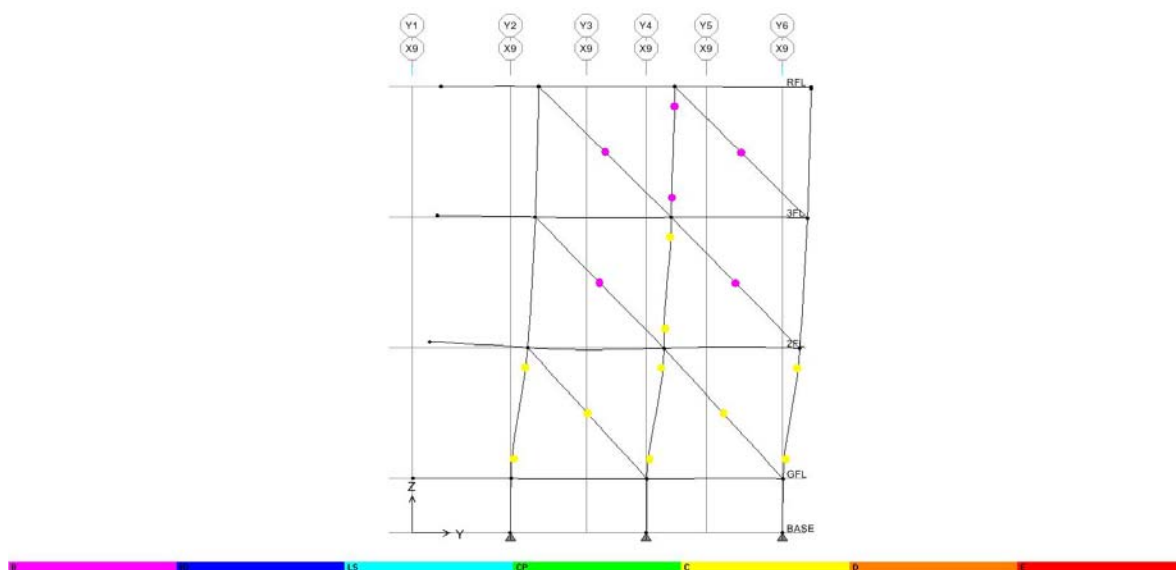


圖 C.99 Y 向之 X9 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

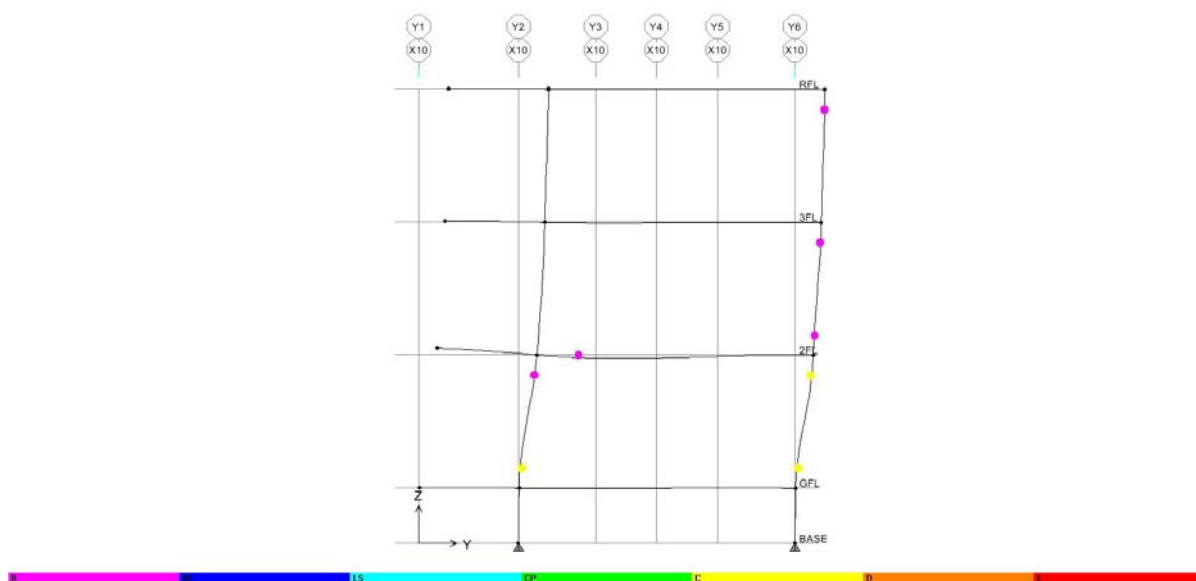


圖 C.100 Y 向之 X10 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

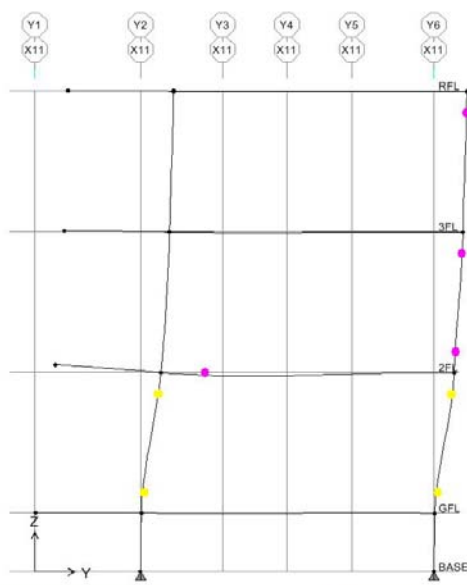


圖 C.101 Y 向之 X11 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

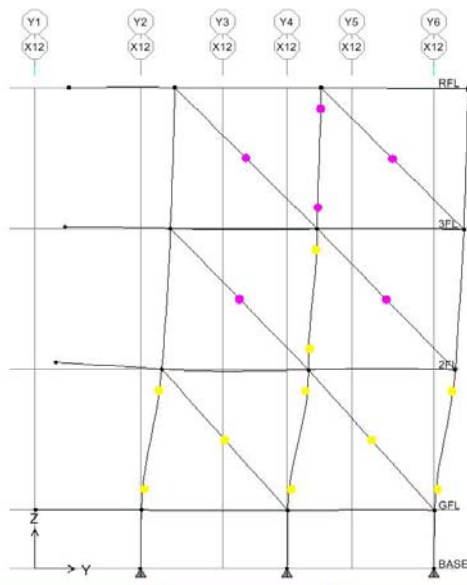


圖 C.102 Y 向之 X12 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

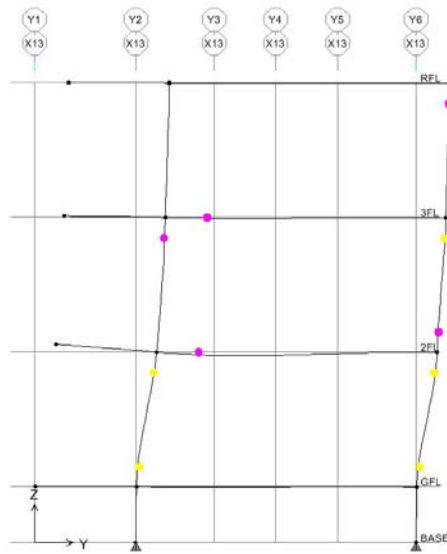


圖 C.103 Y 向之 X13 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

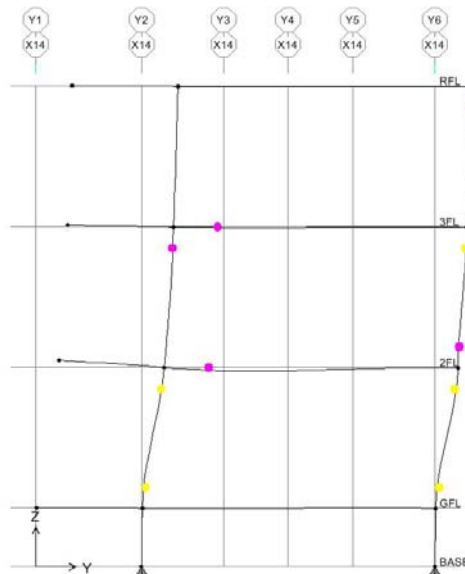


圖 C.104 Y 向之 X14 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

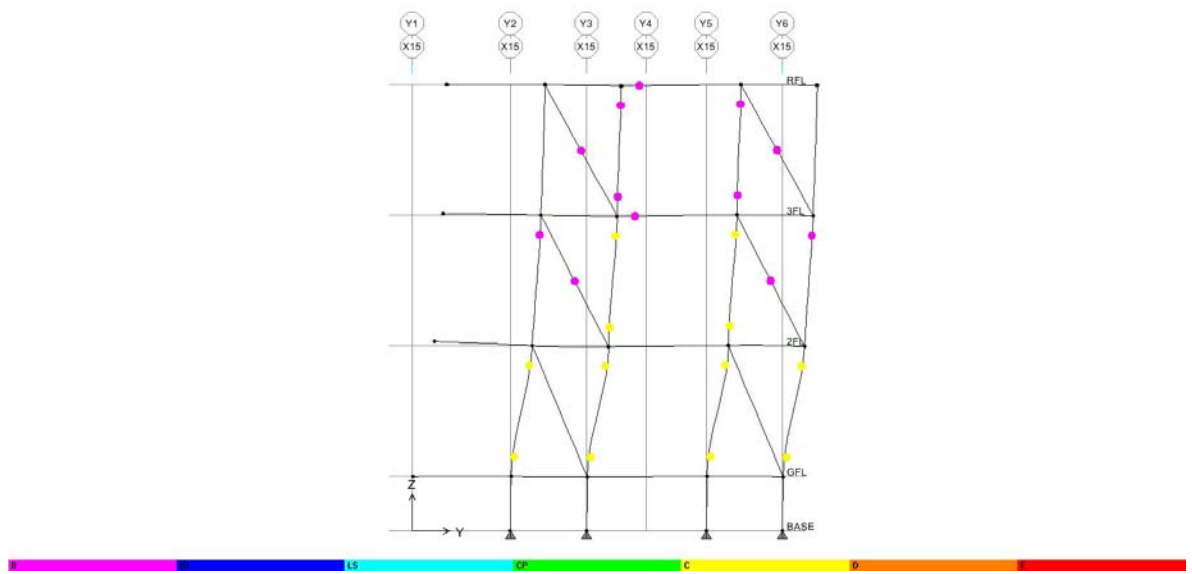


圖 C.105 Y 向之 X15 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

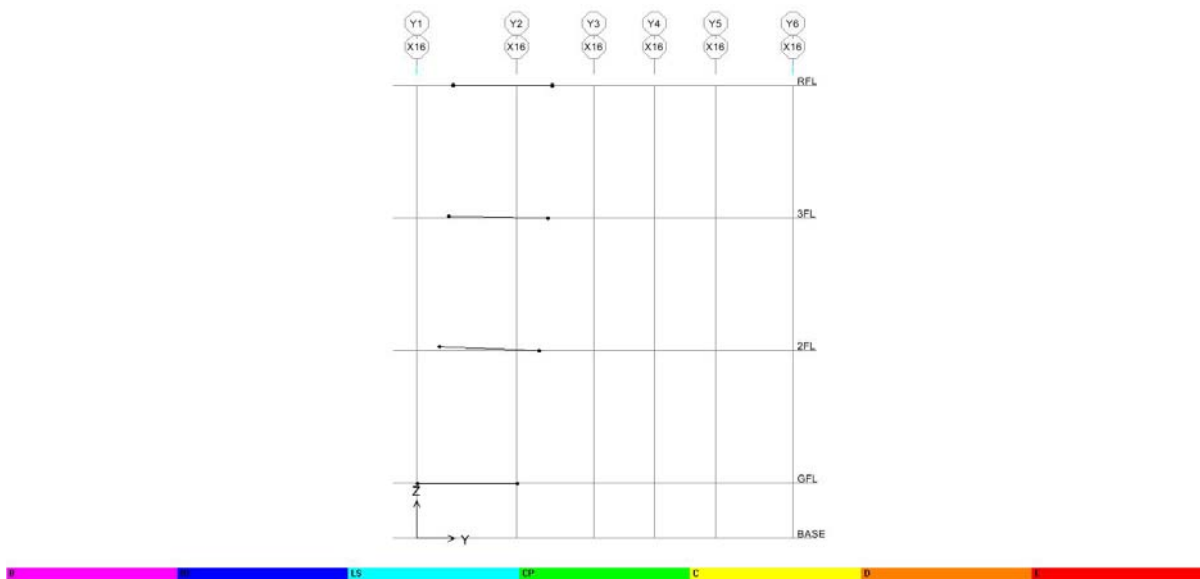


圖 C.106 Y 向之 X16 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

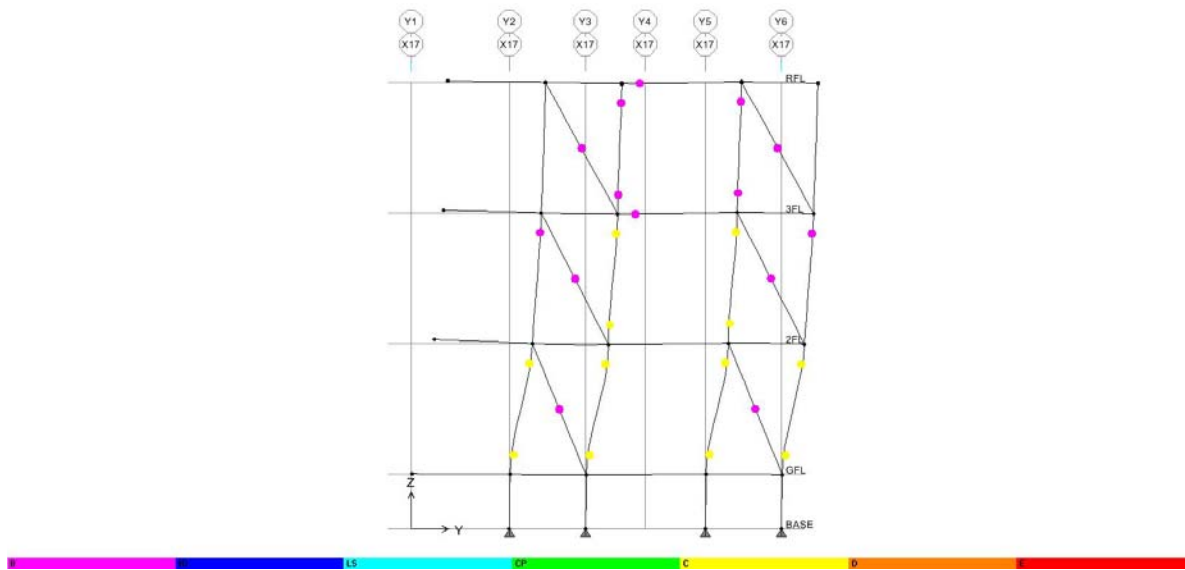


圖 C.107 Y 向之 X17 Frame(Deformed Shape-by PushX Static Nonlinear)

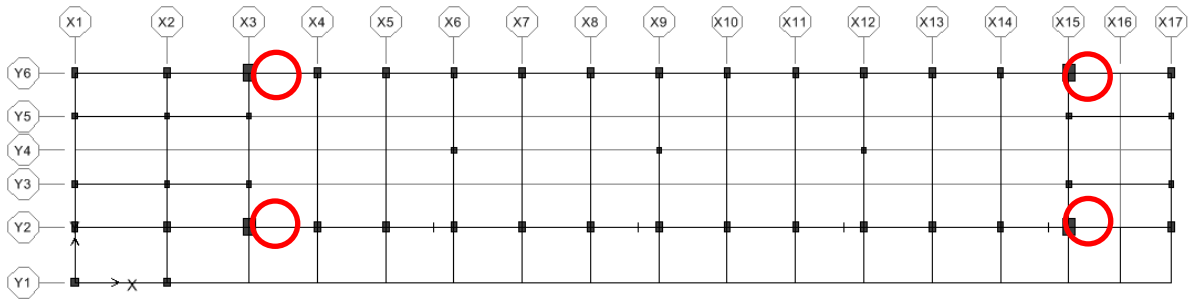


圖 C.108 案例校舍之擴柱柱補強位置平面圖

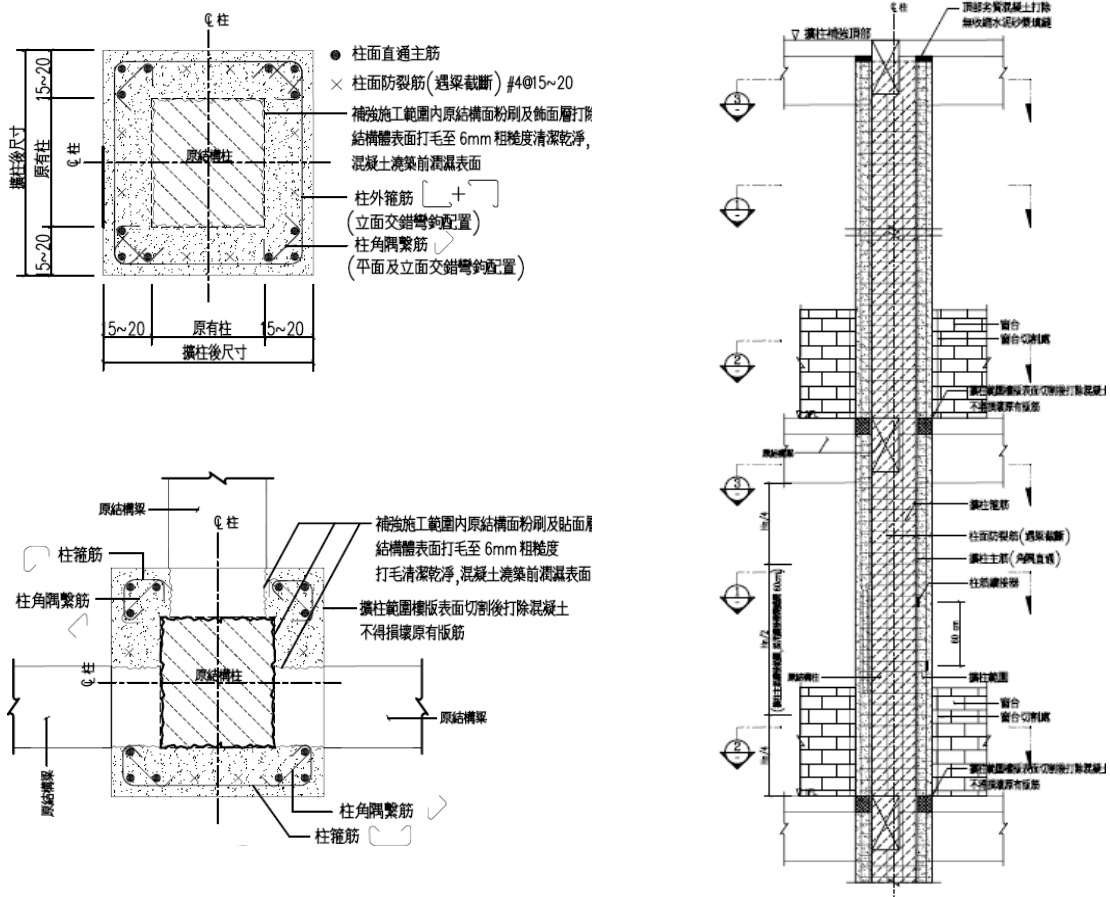


圖 C.109 案例校舍之擴柱補強示意圖

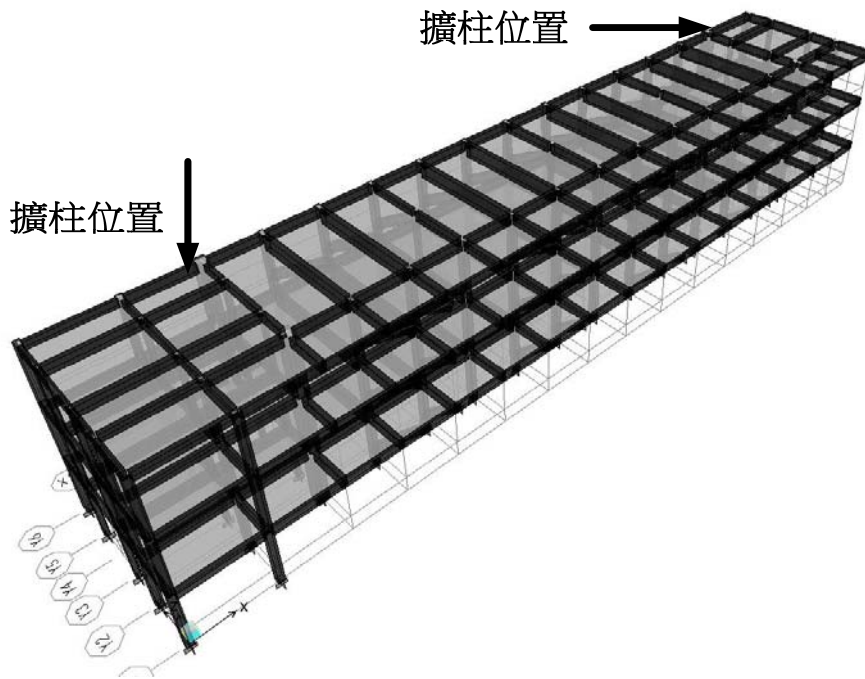


圖 C.110 案例校舍擴柱補強之 ETABS 結構分析模型 3D 立體圖



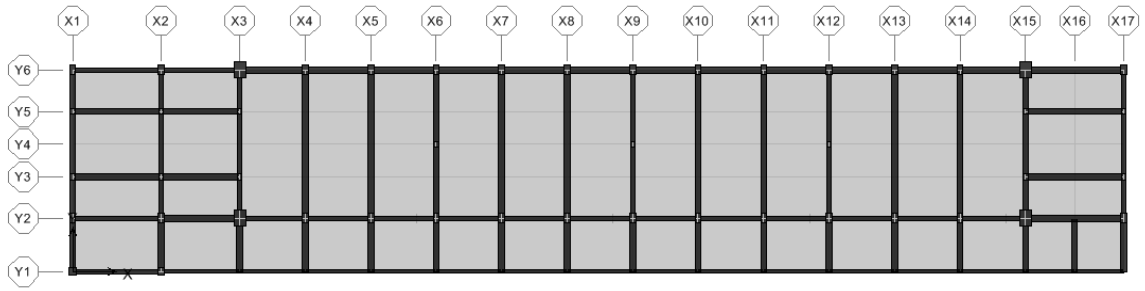


圖 C.111 案例校舍擴柱補強之 ETABS 結構分析模型平面圖

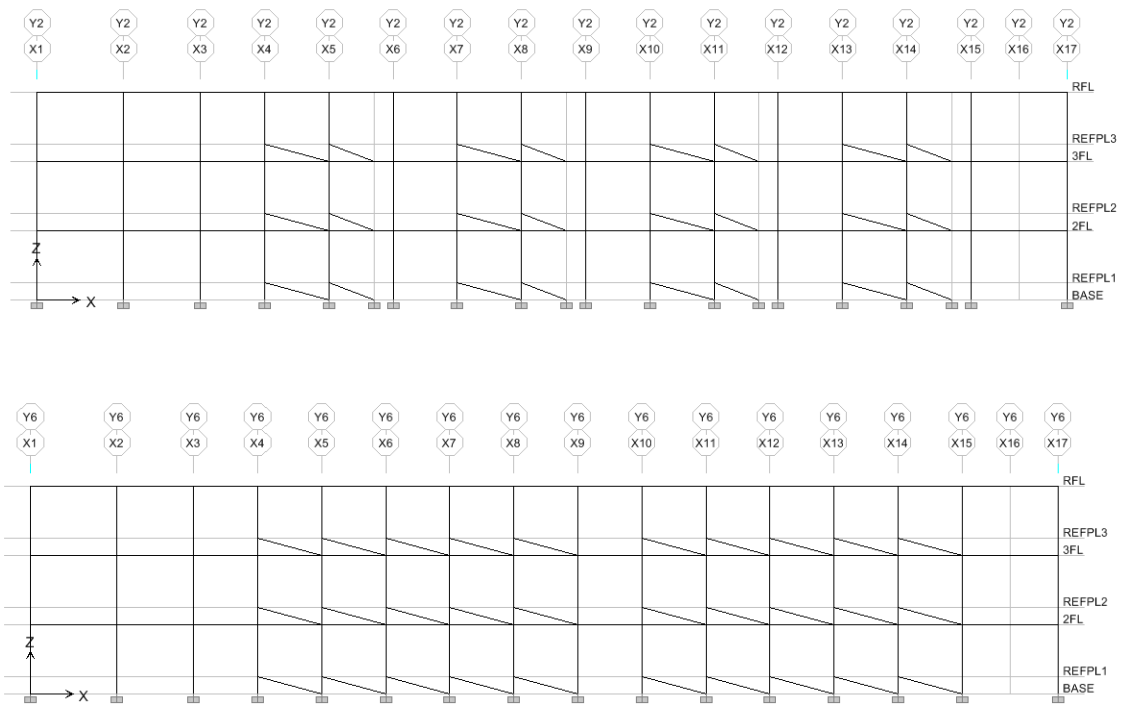


圖 C.112 案例校舍擴柱補強之建立結構模型(含牆構架)

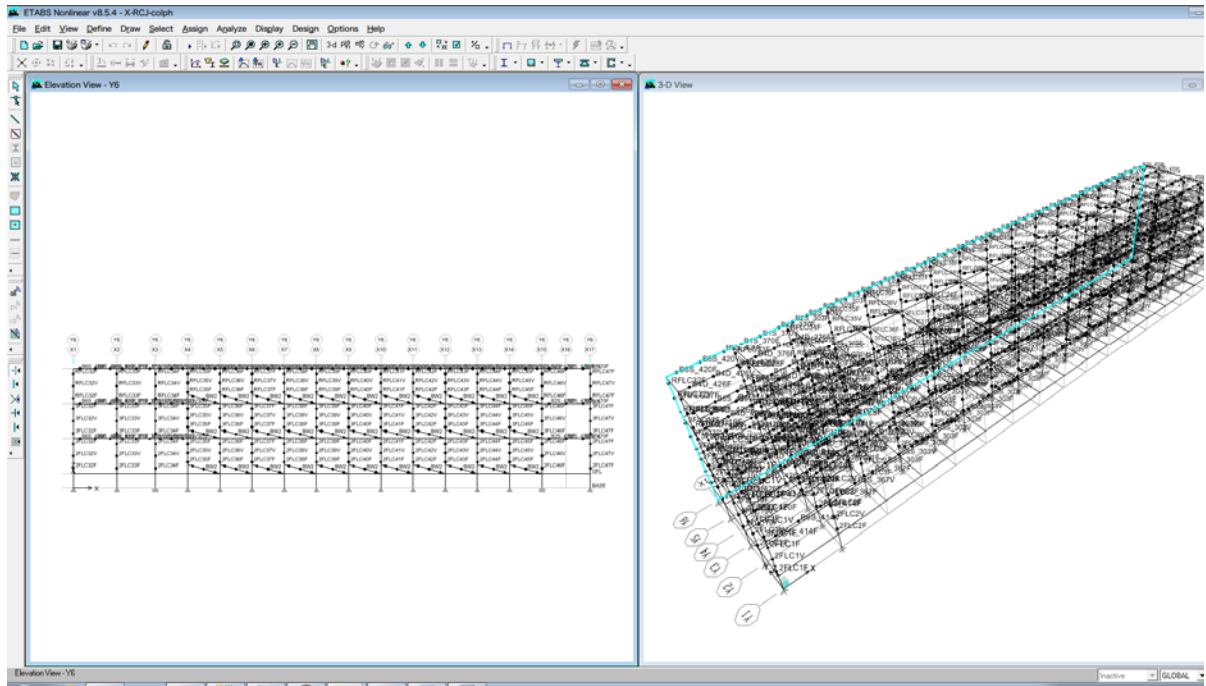


圖 C.113 案例校舍擴柱補強之 ETABS 程式 e2k 檔，檢查是否有非線性鉸產生

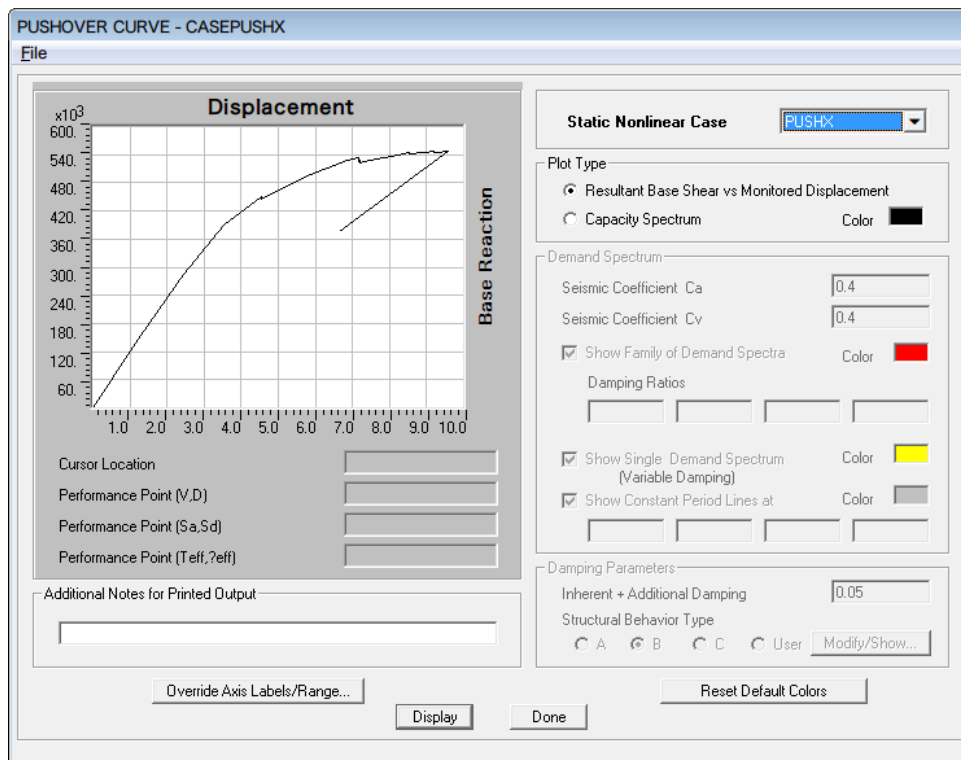


圖 C.114 案例校舍擴柱補強沿走廊方向容量曲線

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name:

Options

Load to Level Defined by Pattern  
 Push to Disp. Magnitude   
 Use Conjugate Displ. for Control  
 Monitor:     
 Start from Previous Case:   
 Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps:   
 Maximum Null Steps:   
 Maximum Total Steps:   
 Maximum Iterations/Step:   
 Iteration Tolerance:   
 Event Tolerance:

Member Unloading Method:

Geometric Nonlinearity Effects:

Load Pattern

| Load                               | Scale Factor                    |
|------------------------------------|---------------------------------|
| <input type="text" value="PUSHX"/> | <input type="text" value="1."/> |
| <input type="text" value="PUSHX"/> | <input type="text" value="1."/> |

Buttons: Add, Modify, Delete

Active Structure

| Stage                          | Active Group                     |
|--------------------------------|----------------------------------|
| <input type="text" value="1"/> | <input type="text" value="ALL"/> |

Buttons: Add, Modify, Insert, Delete

Loads Apply to Added Elements Only

Buttons: OK, Cancel

圖 C.115 非線性側推(PUSHX)載重型式之設定

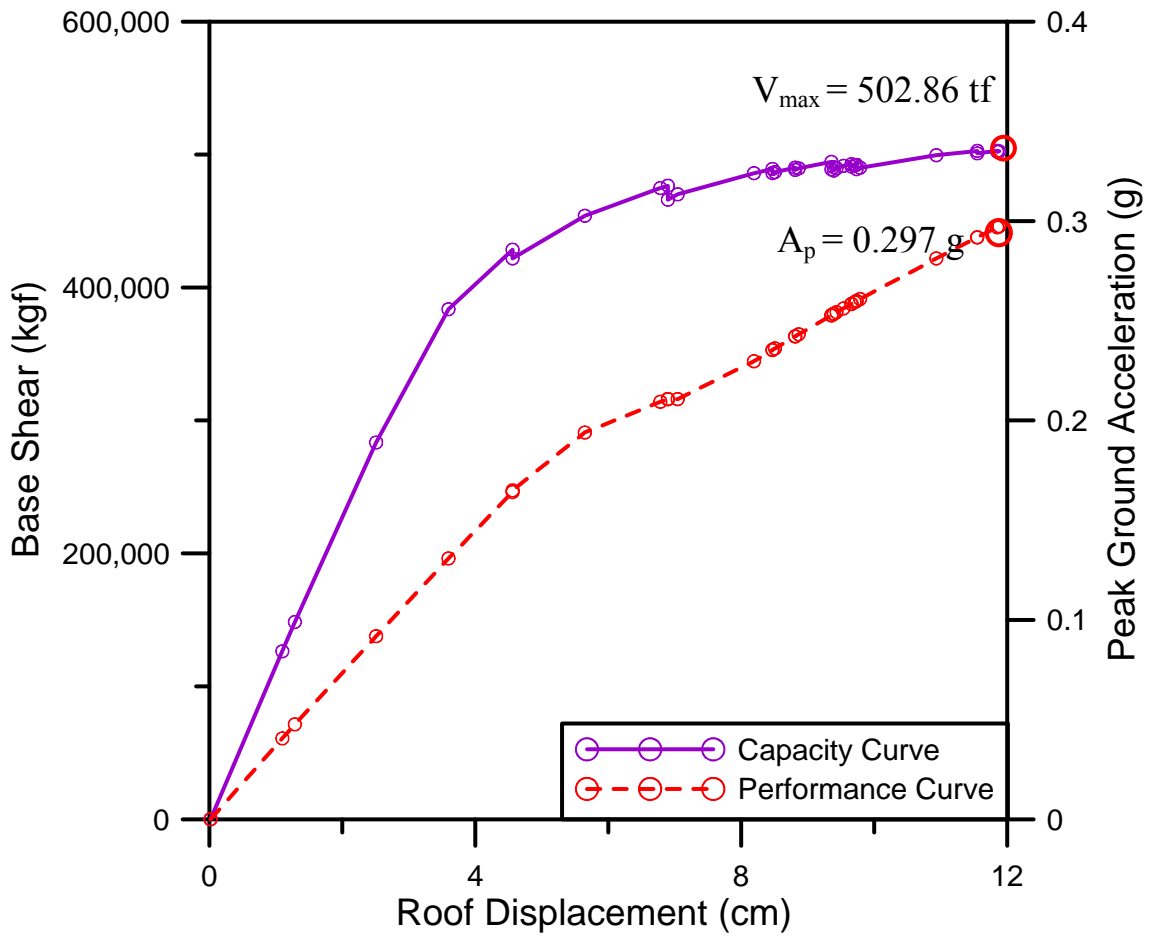


圖 C.116 調整非線性側推分析參數值後之容量曲線

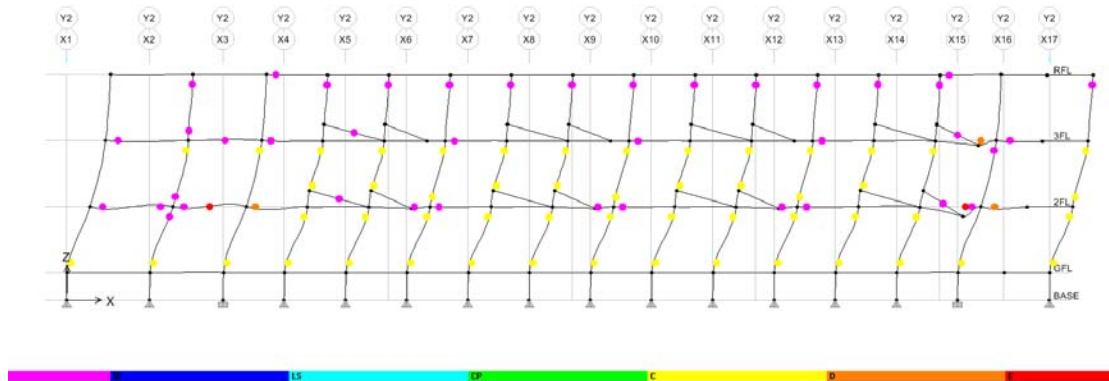


圖 C.117 靠走廊側之非線性鉸發展圖

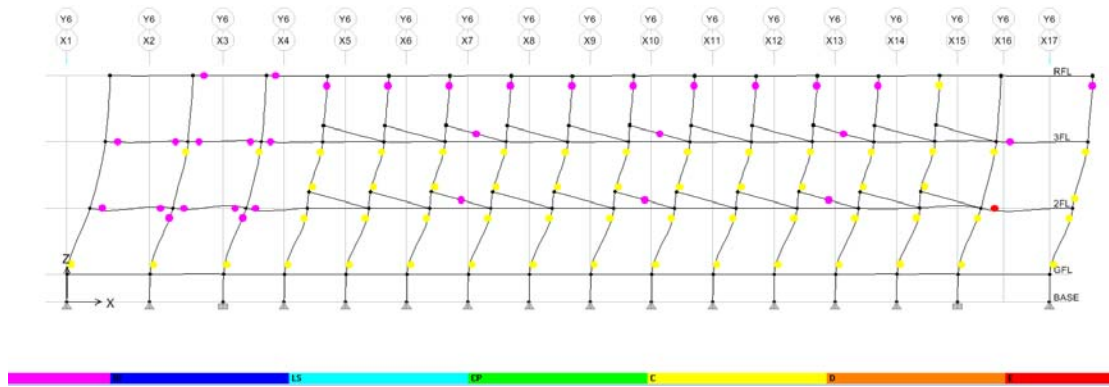


圖 C.118 建築物背面之非線性鉸發展圖

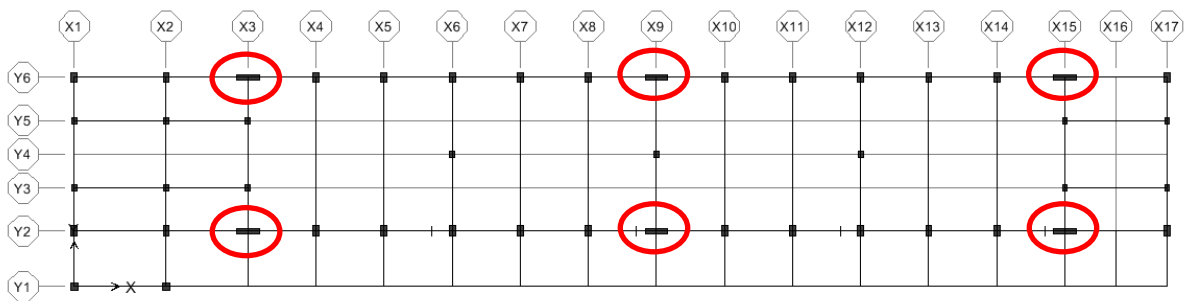
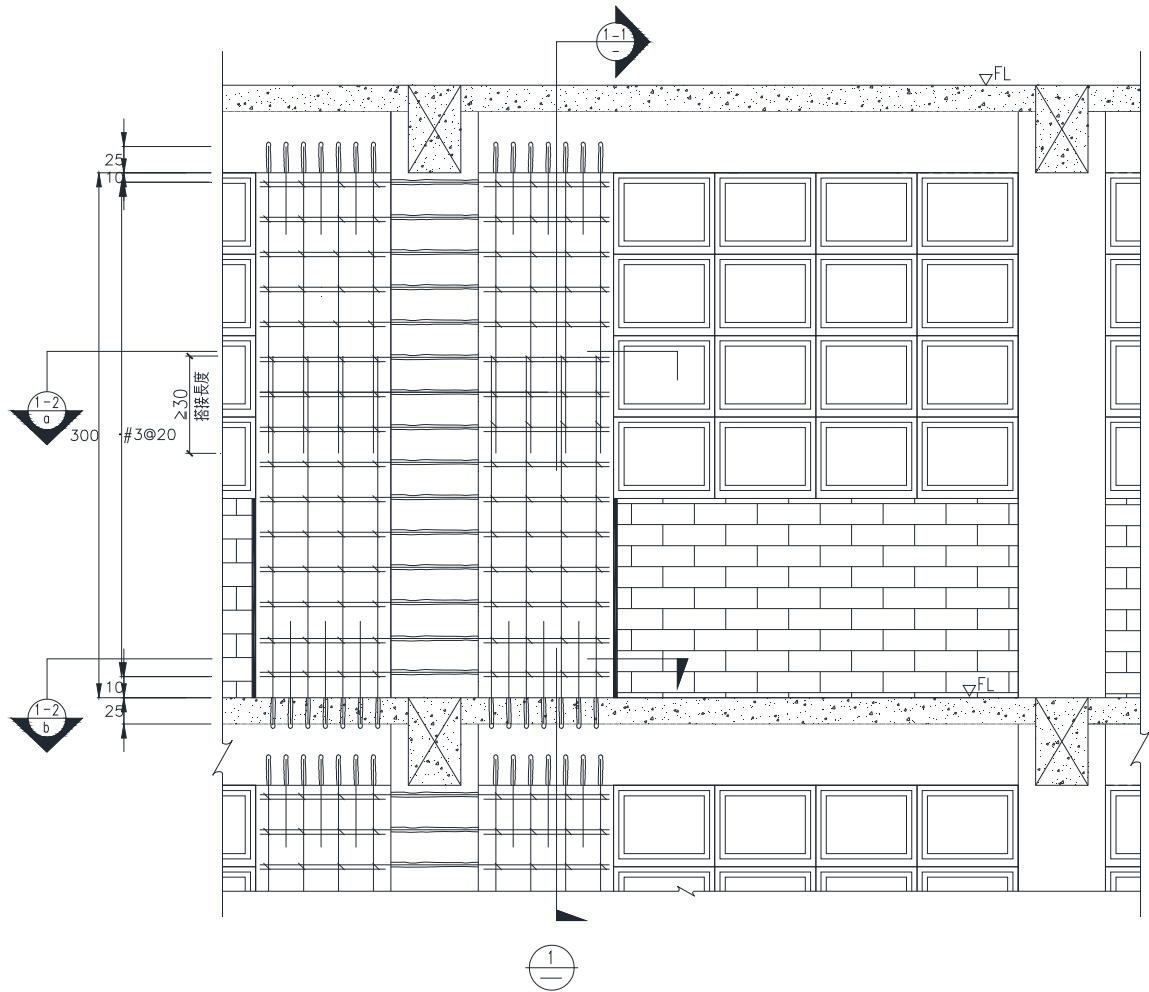
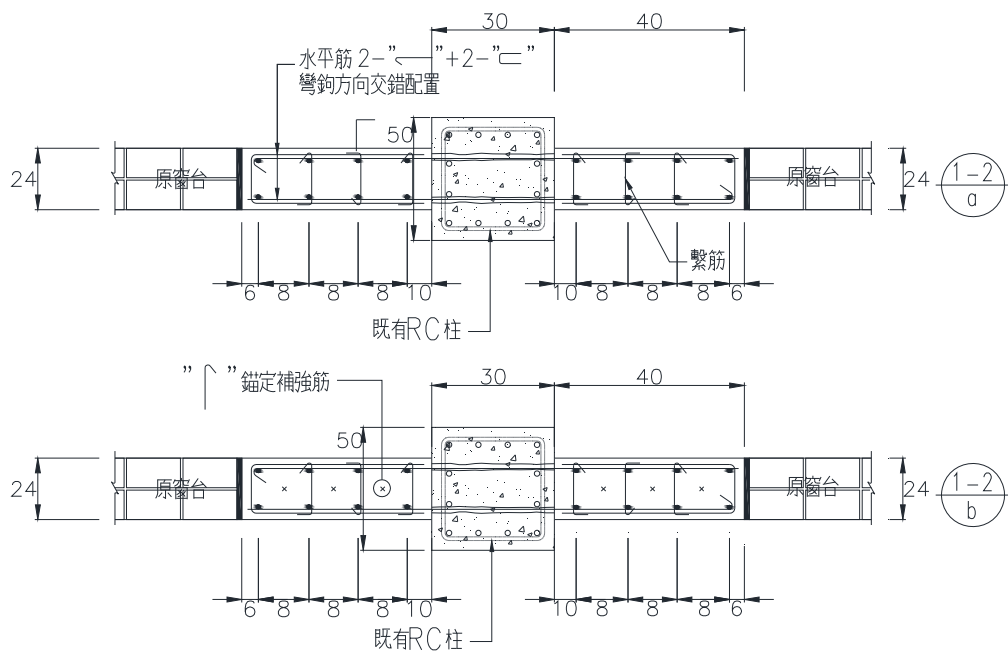


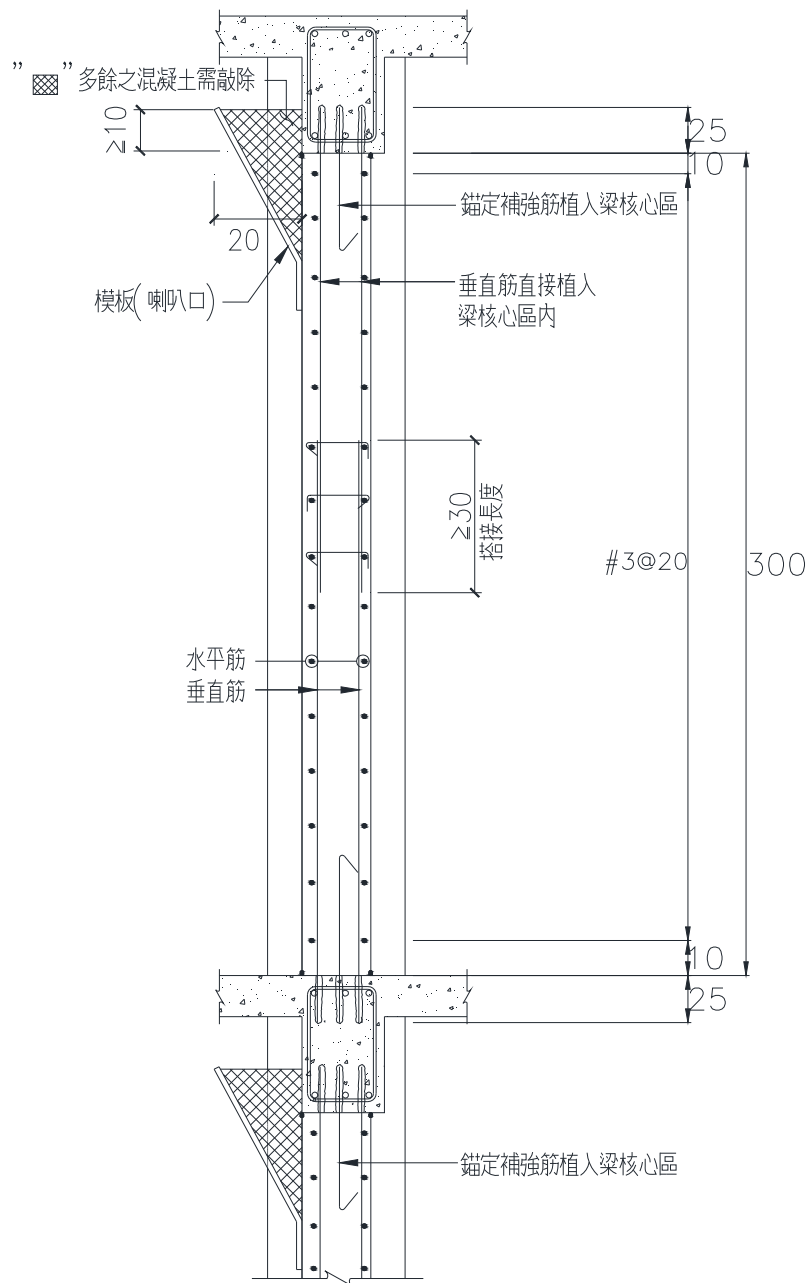
圖 C.119 案例校舍之翼牆柱補強位置平面圖



(a) 正視圖



(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 C.120 案例校舍之翼牆補強示意圖

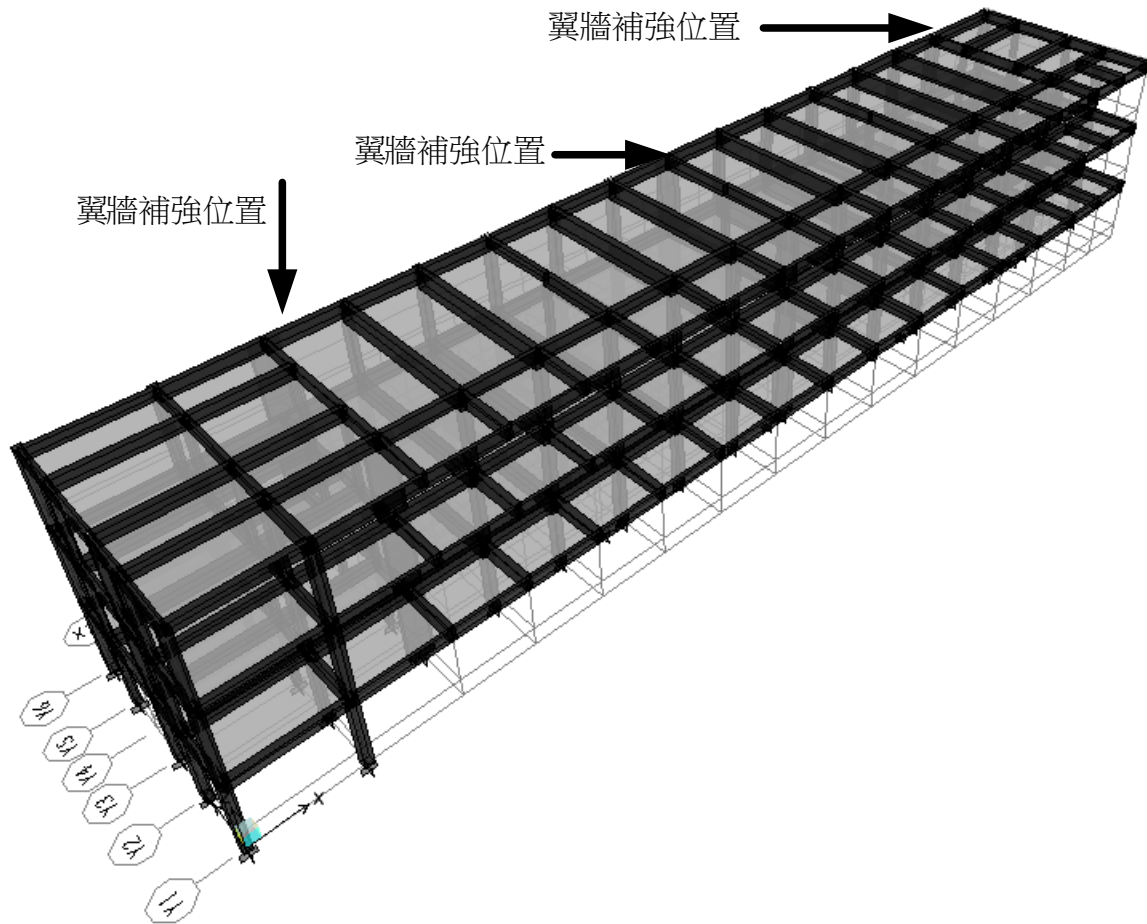


圖 C.121 案例校舍翼牆補強之 ETABS 結構分析模型 3D 立體圖

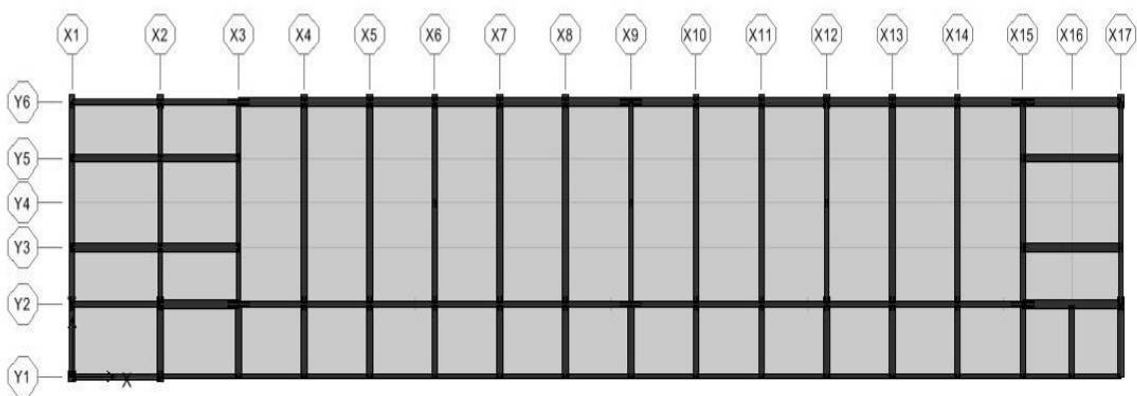


圖 C.122 案例校舍翼牆補強之 ETABS 結構分析模型平面圖



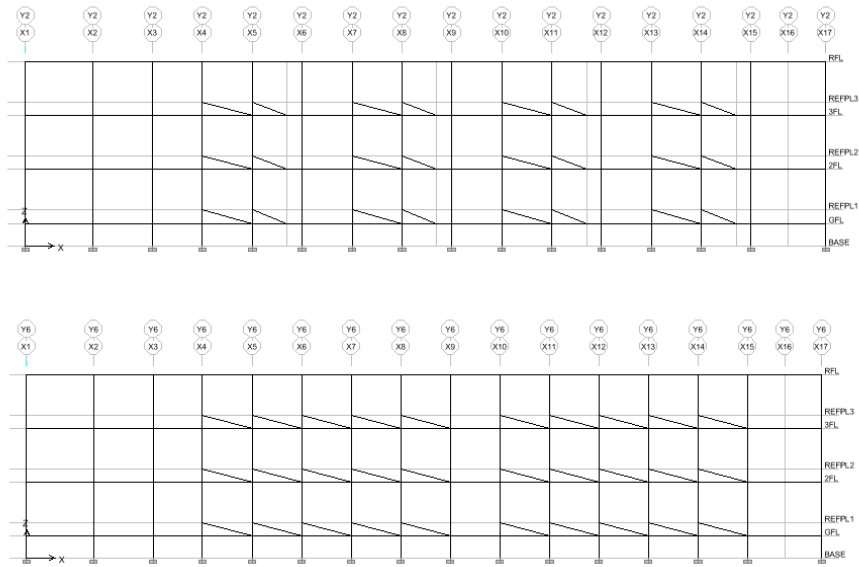


圖 C.123 案例校舍翼牆補強之建立結構模型(含牆構架)

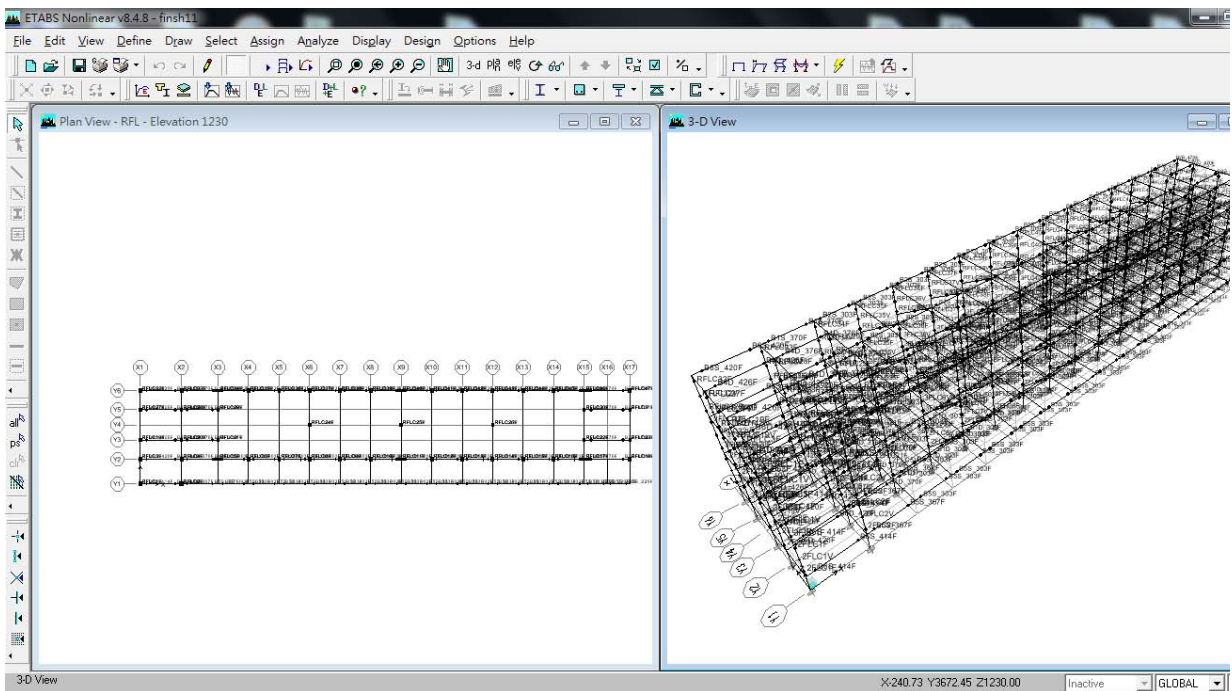


圖 C.124 案例校舍翼牆補強之 ETABS 程式 e2k 檔，檢查是否有非線性鉸產生

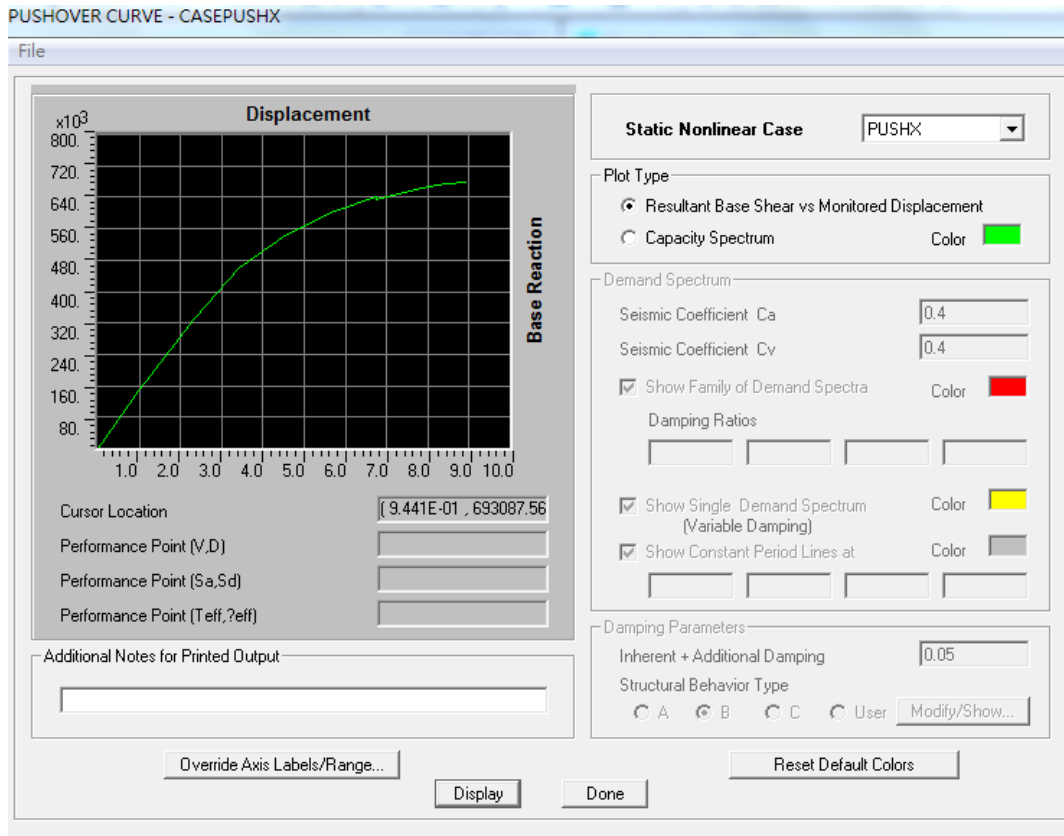


圖 C.125 案例校舍翼牆補強沿走廊方向容量曲線

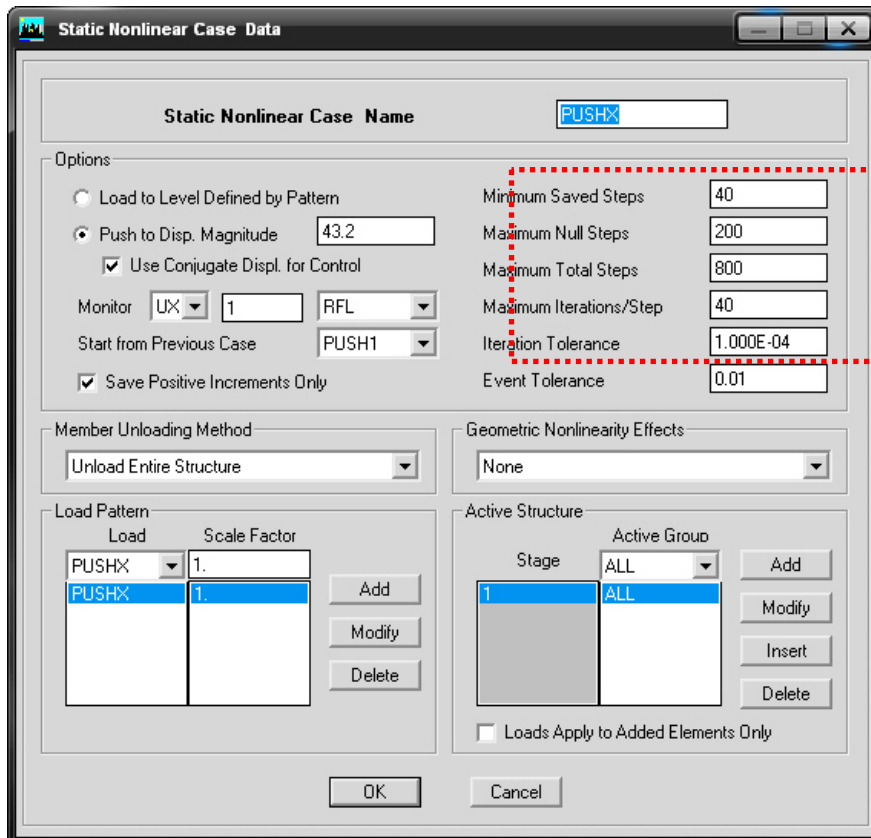


圖 C.126 非線性側推(PUSHX)載重型式之設定

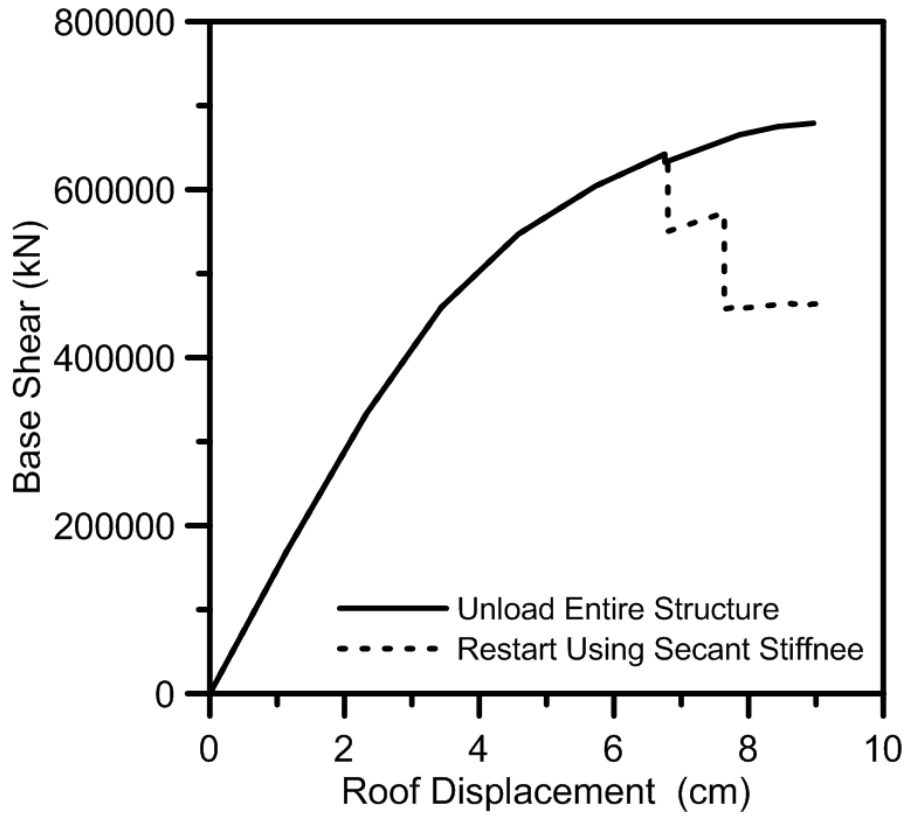


圖 C.127 採用不同收斂方式之容量曲線比較圖

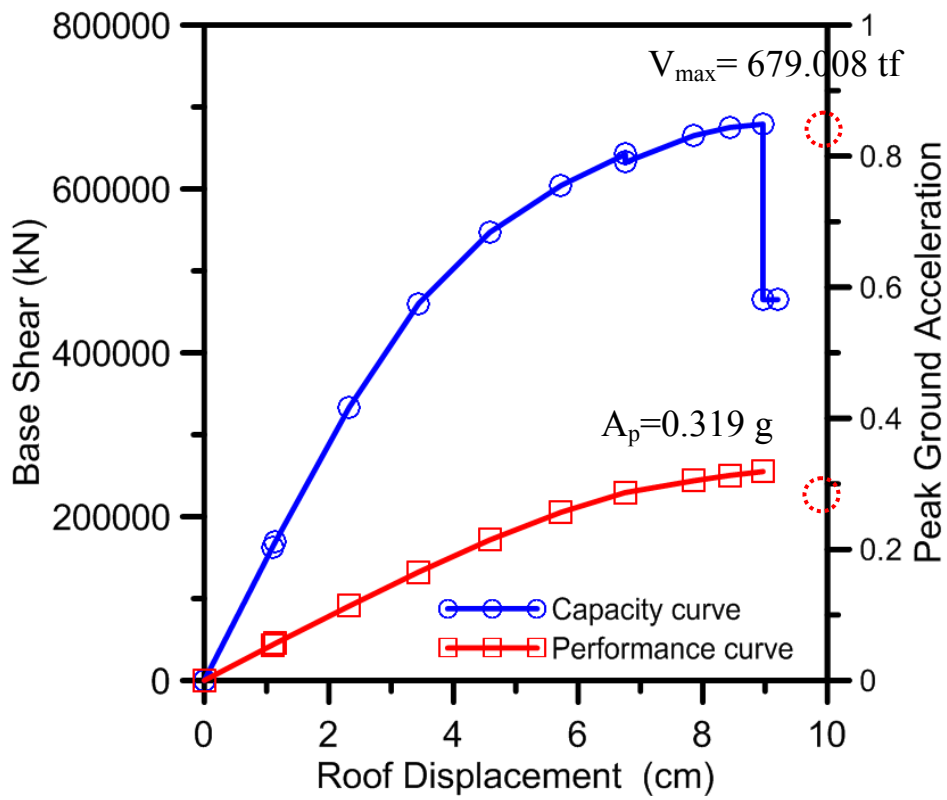


圖 C.128 案例校舍翼牆補強之容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

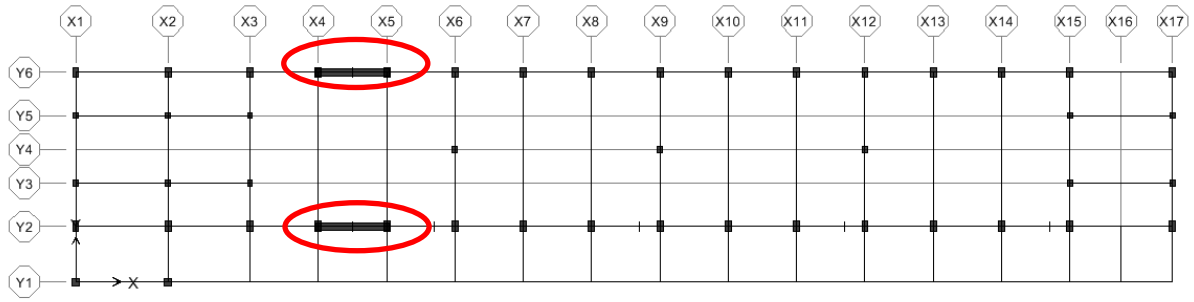


圖 C.131 案例校舍之剪力牆柱補強位置平面圖

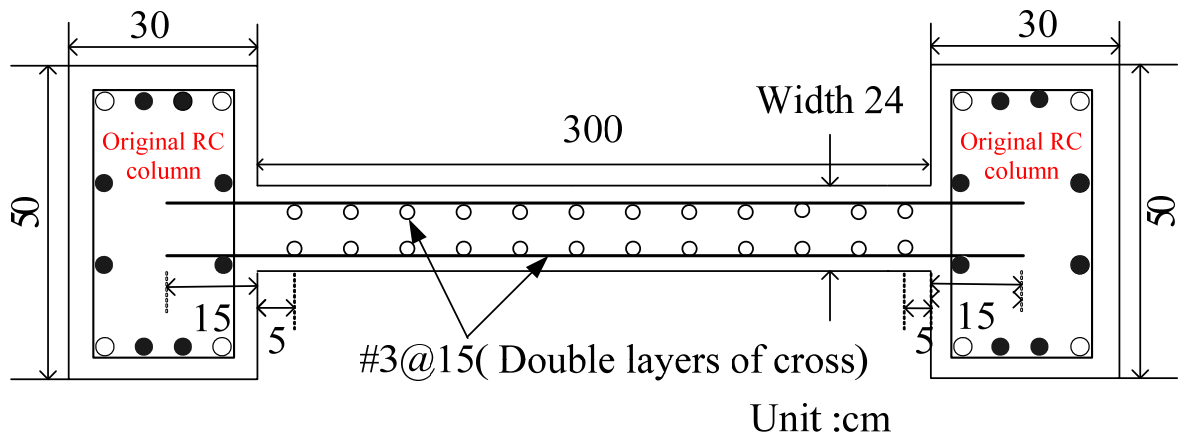


圖 C.132 案例校舍之剪力牆補強示意圖

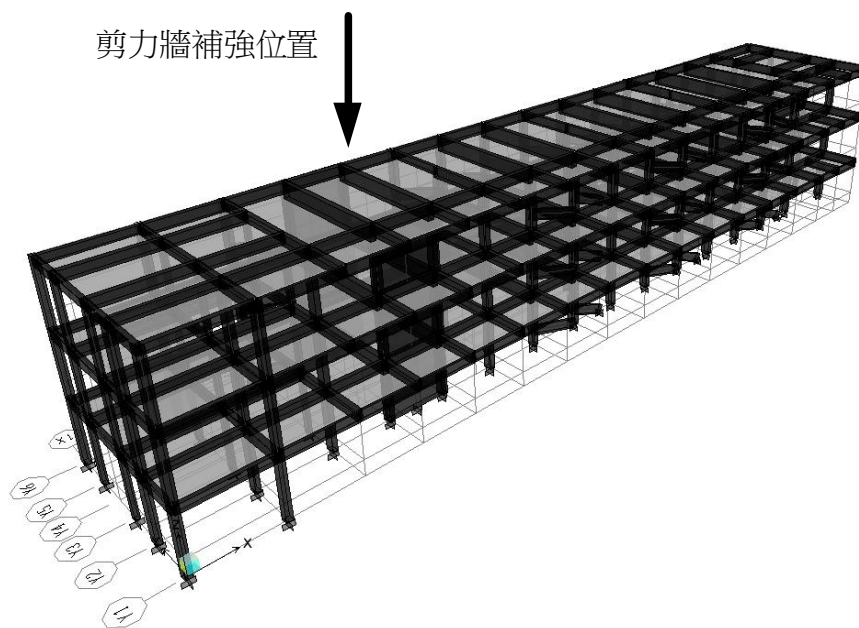


圖 C.133 案例校舍剪力牆補強之 ETABS 結構分析模型 3D 立體圖

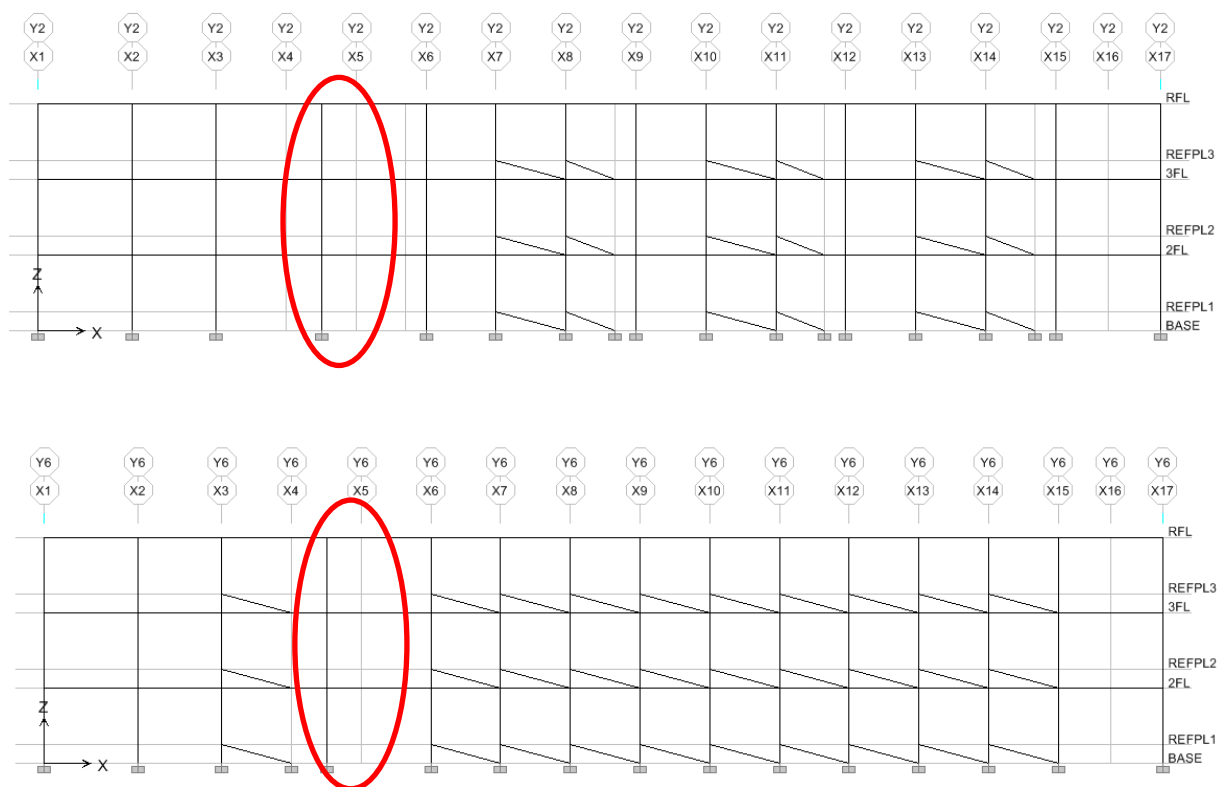


圖 C.134 案例校舍剪力牆補強之 ETABS 結構分析模型立面圖

Frame Hinge Property Data for SW1F - M3

Edit

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | -0.4      | -2.4913     |
| D-    | -0.4      | -2.4913     |
| C-    | -1        | -1          |
| B-    | -0.8962   | 0           |
| A     | 0         | 0           |
| B     | 0.8962    | 0           |
| C     | 1         | 1           |
| D     | 0.4       | 2.4913      |
| E     | 0.4       | 2.4913      |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

|   | Positive              | Negative |
|---|-----------------------|----------|
| <input type="checkbox"/> Use Yield Moment   | Moment SF 76665800    |          |
| <input type="checkbox"/> Use Yield Rotation | Rotation SF 7.808E-03 |          |

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

|                     | Positive | Negative |
|---------------------|----------|----------|
| Immediate Occupancy | 0.01     |          |
| Life Safety         | 0.02     |          |
| Collapse Prevention | 0.03     |          |

OK  
Cancel

SW1F-M3 塑鉸參數

Frame Hinge Property Data for SW1V - V2

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E-    | -0.4     | -5.1666 |
| D-    | -0.4     | -5.1666 |
| C-    | -1       | -1      |
| B-    | -0.4135  | 0       |
| A     | 0        | 0       |
| B     | 0.4135   | 0       |
| C     | 1        | 1       |
| D     | 0.4      | 5.1666  |
| E     | 0.4      | 5.1666  |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

|  | Positive        | Negative |
|--|-----------------|----------|
| <input type="checkbox"/> Use Yield Force | Force SF 303819 |          |
| <input type="checkbox"/> Use Yield Disp  | Disp SF 1.1424  |          |

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

|                     | Positive | Negative |
|---------------------|----------|----------|
| Immediate Occupancy | 0.01     |          |
| Life Safety         | 0.02     |          |
| Collapse Prevention | 0.03     |          |

Type

Force - Displacement  
 Stress - Strain  
Hinge Length   
 Relative Length

OK  
Cancel

SW1V-V2 塑鉸參數

Frame Hinge Property Data for SW2F - M3

Edit

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | -0.4      | -2.1808     |
| D-    | -0.4      | -2.1808     |
| C-    | -1        | -1          |
| B-    | -0.8855   | 0           |
| A     | 0         | 0           |
| B     | 0.8855    | 0           |
| C     | 1         | 1           |
| D     | 0.4       | 2.1808      |
| E     | 0.4       | 2.1808      |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

|   | Positive              | Negative |
|---|-----------------------|----------|
| <input type="checkbox"/> Use Yield Moment   | Moment SF 68920700    |          |
| <input type="checkbox"/> Use Yield Rotation | Rotation SF 8.937E-03 |          |

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

|                     | Positive | Negative |
|---------------------|----------|----------|
| Immediate Occupancy | 0.01     |          |
| Life Safety         | 0.02     |          |
| Collapse Prevention | 0.03     |          |

OK  
Cancel

SW2F-M3 塑鉸參數

Frame Hinge Property Data for SW2V - V2

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E-    | -0.4     | -4.9834 |
| D-    | -0.4     | -4.9834 |
| C-    | -1       | -1      |
| B-    | -0.3992  | 0       |
| A     | 0        | 0       |
| B     | 0.3992   | 0       |
| C     | 1        | 1       |
| D     | 0.4      | 4.9834  |
| E     | 0.4      | 4.9834  |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

|  | Positive        | Negative |
|--|-----------------|----------|
| <input type="checkbox"/> Use Yield Force | Force SF 290006 |          |
| <input type="checkbox"/> Use Yield Disp  | Disp SF 1.1846  |          |

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

|                     | Positive | Negative |
|---------------------|----------|----------|
| Immediate Occupancy | 0.01     |          |
| Life Safety         | 0.02     |          |
| Collapse Prevention | 0.03     |          |

Type

Force - Displacement  
 Stress - Strain  
Hinge Length   
 Relative Length

OK  
Cancel

SW2V-V2 塑鉸參數

圖 C.135 剪力牆的非線性鉸參數

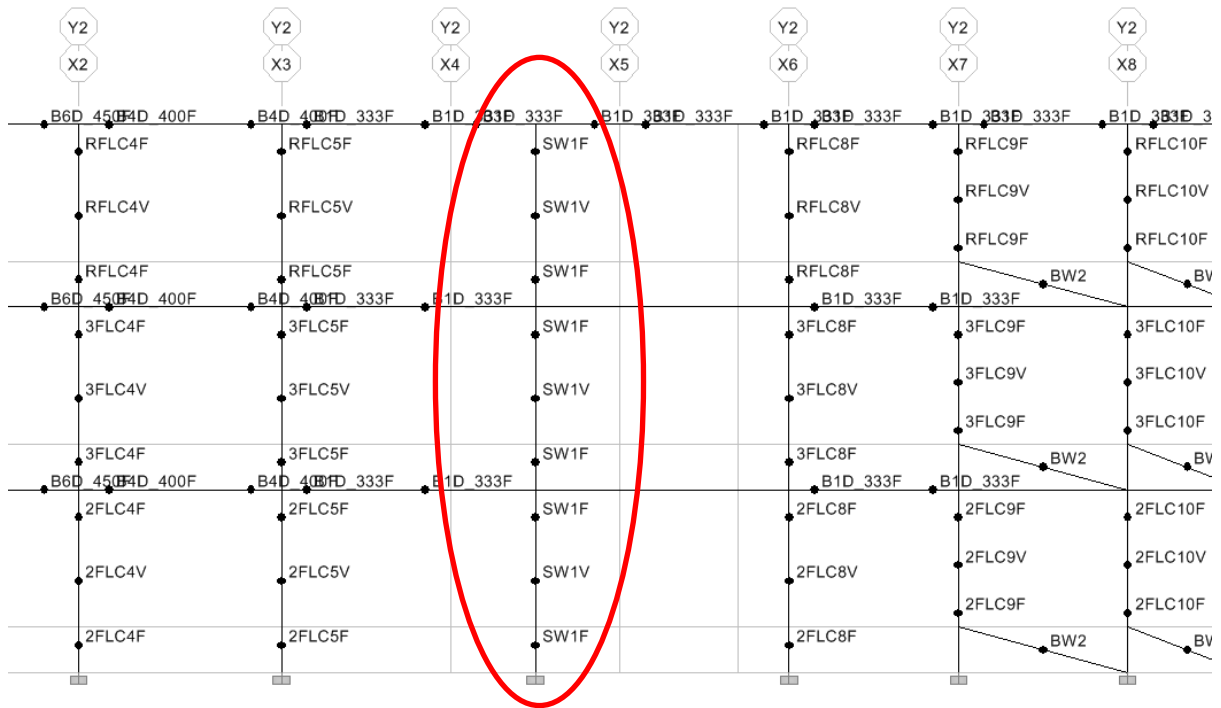


圖 C.136 指定剪力牆等值寬柱上的非線性鉸(Y2 構架示意, Y6 構架同理)

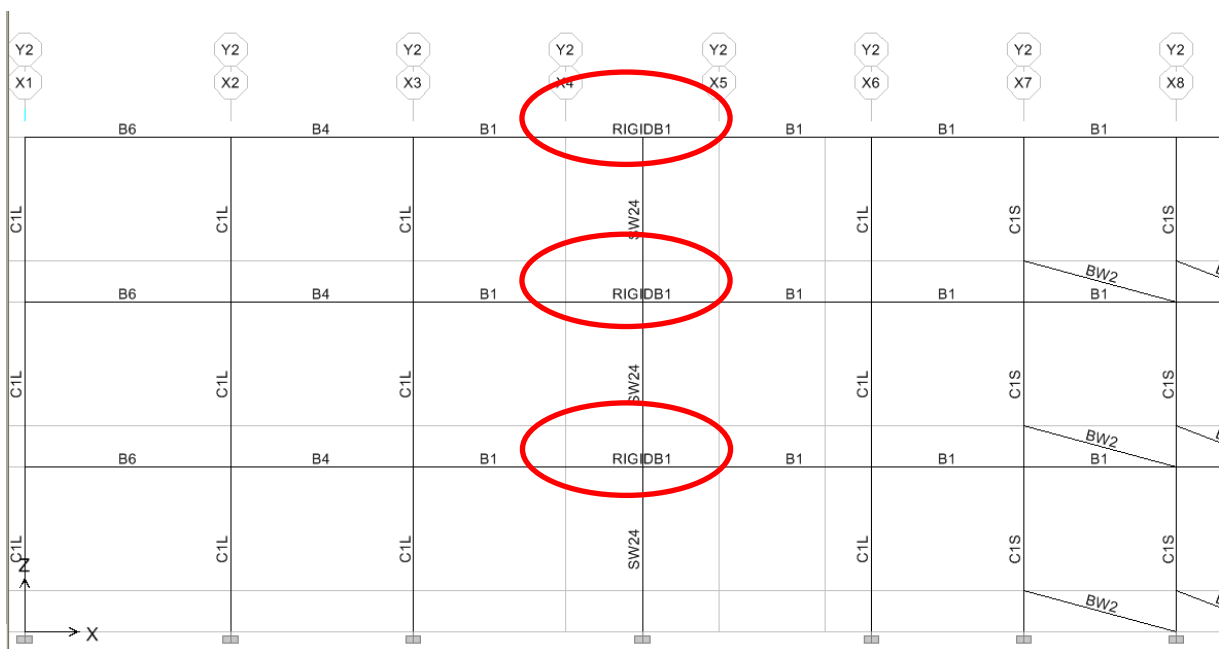


圖 C.137 剪力牆等值寬柱模型之剛性梁 (Y2 構架示意, Y6 構架同理)

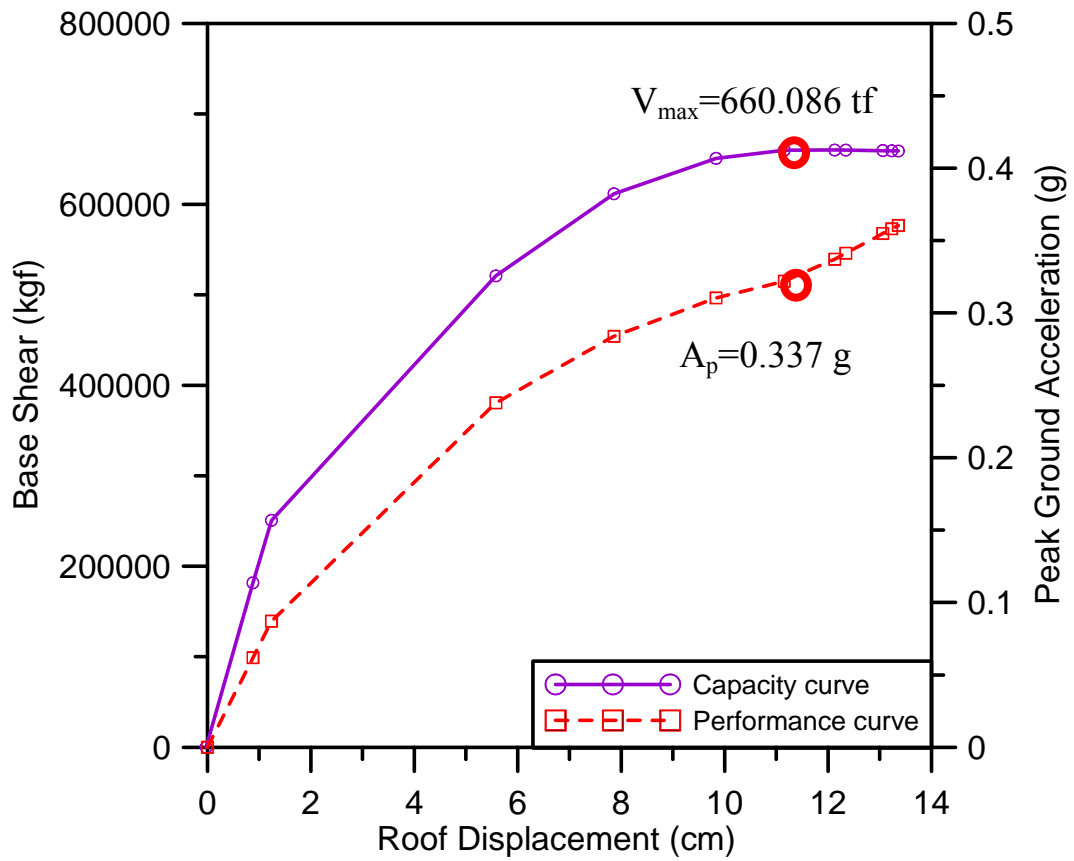


圖 C.138 案例校舍剪力牆補強容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

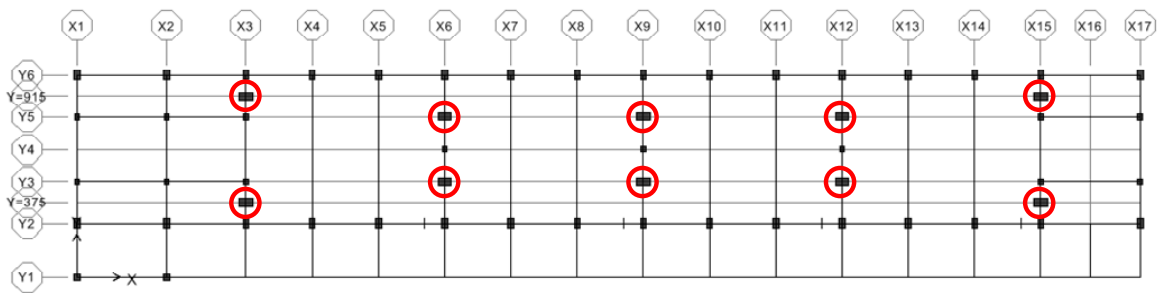
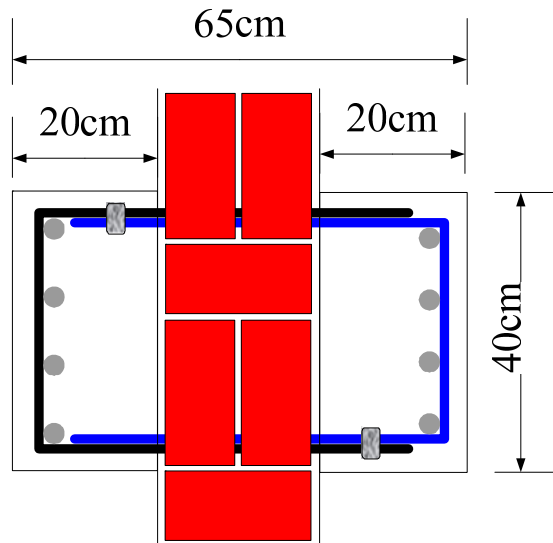


圖 C.139 案例校舍之複合柱補強位置平面圖





Bars : 8 - # 6  
 Hoops : # 3 @ 15 cm

圖 C.140 複合柱(含磚牆)斷面

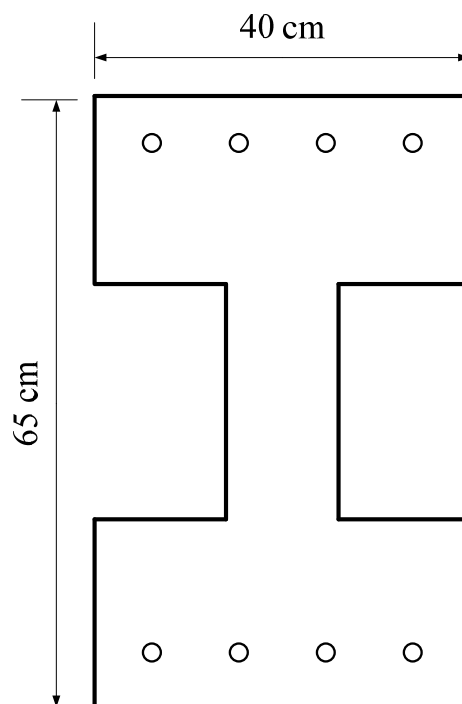


圖 C.141 複合柱(含磚牆)之等值轉換斷面

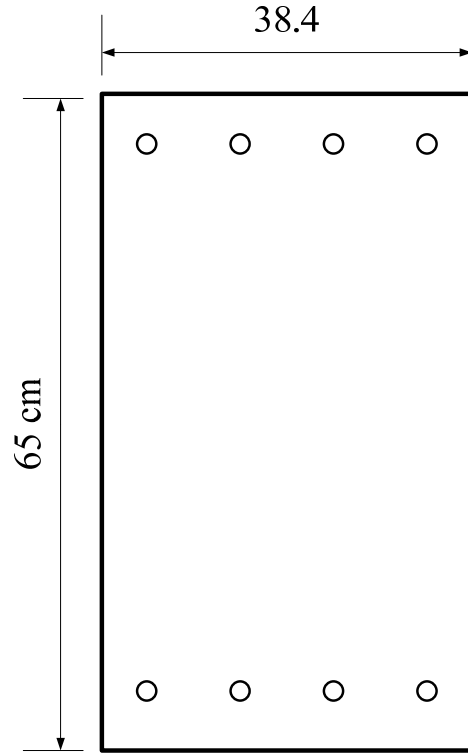


圖 C.142 複合柱轉換斷面之等效矩形斷面

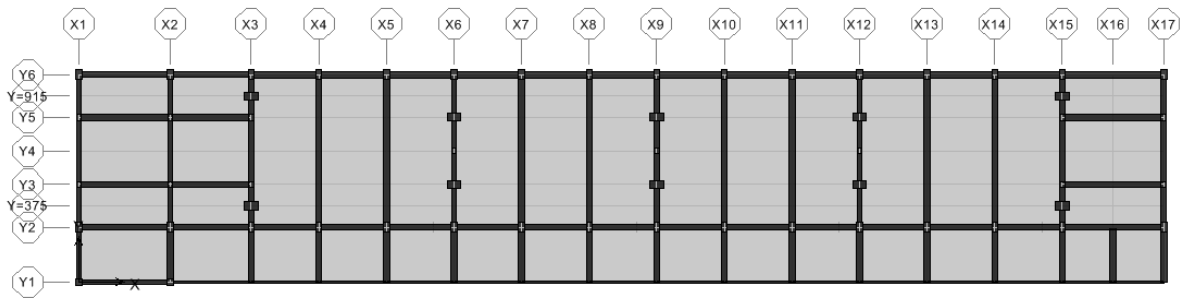


圖 C.143 案例校舍複合柱補強之 ETABS 結構分析模型平面圖

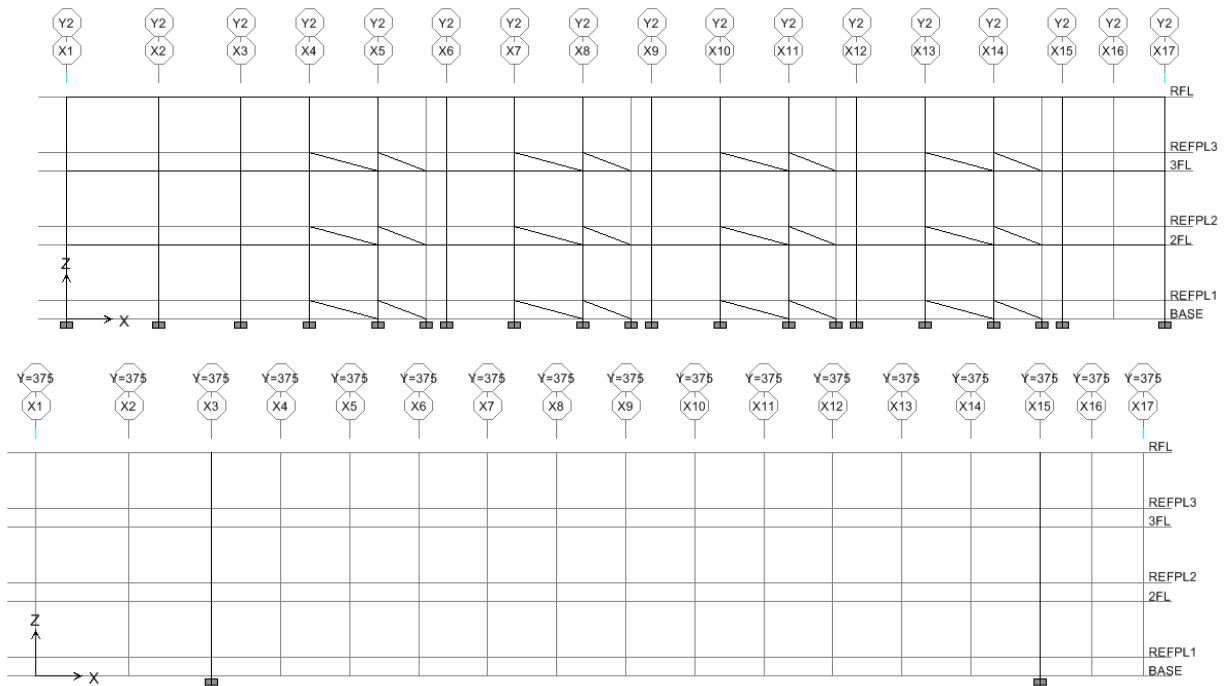


圖 C.144 案例校舍複合柱補強之 ETABS 結構分析模型立面圖

Frame Hinge Property Data for CCM3 - M3

Edit

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | 0         | -0.07       |
| D-    | 0         | -0.07       |
| C-    | -1        | -0.0681     |
| B-    | -1        | 0.          |
| A     | 0.        | 0.          |
| B     | 1.        | 0.          |
| C     | 1.        | 0.0681      |
| D     | 0.        | 0.07        |
| E     | 0.        | 0.07        |

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF: Positive 2718345.    Negative

Use Yield Rotation    Rotation SF: Positive 1.    Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive 100.    Negative   
 Life Safety    Positive 200.    Negative   
 Collapse Prevention    Positive 300.    Negative

OK  
Cancel

圖 C.145 複合柱斷面彎矩非線性鉸(CCM3)

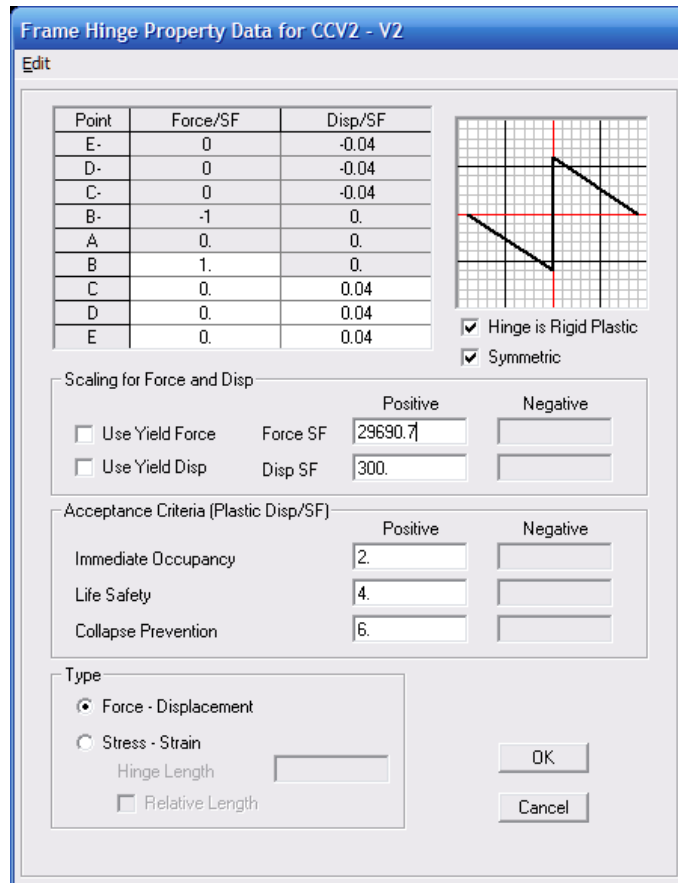


圖 C.146 複合柱斷面彎矩非線性鉸(CCV2)

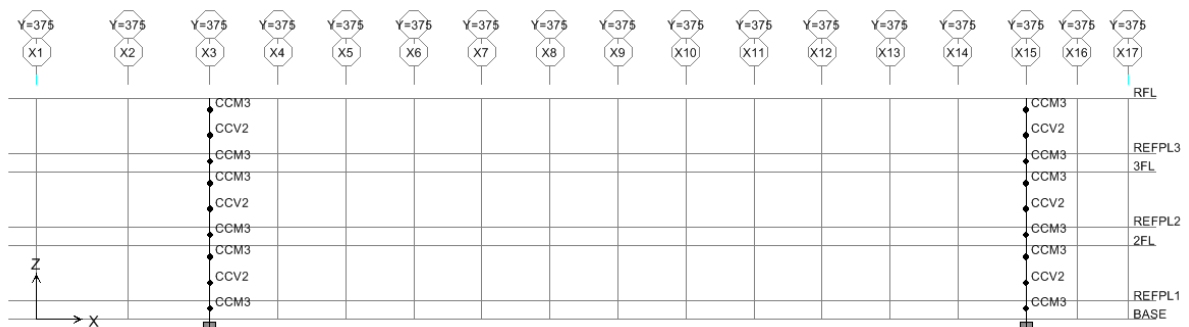


圖 C.147 案例校舍複合柱補強之非線性鉸設定

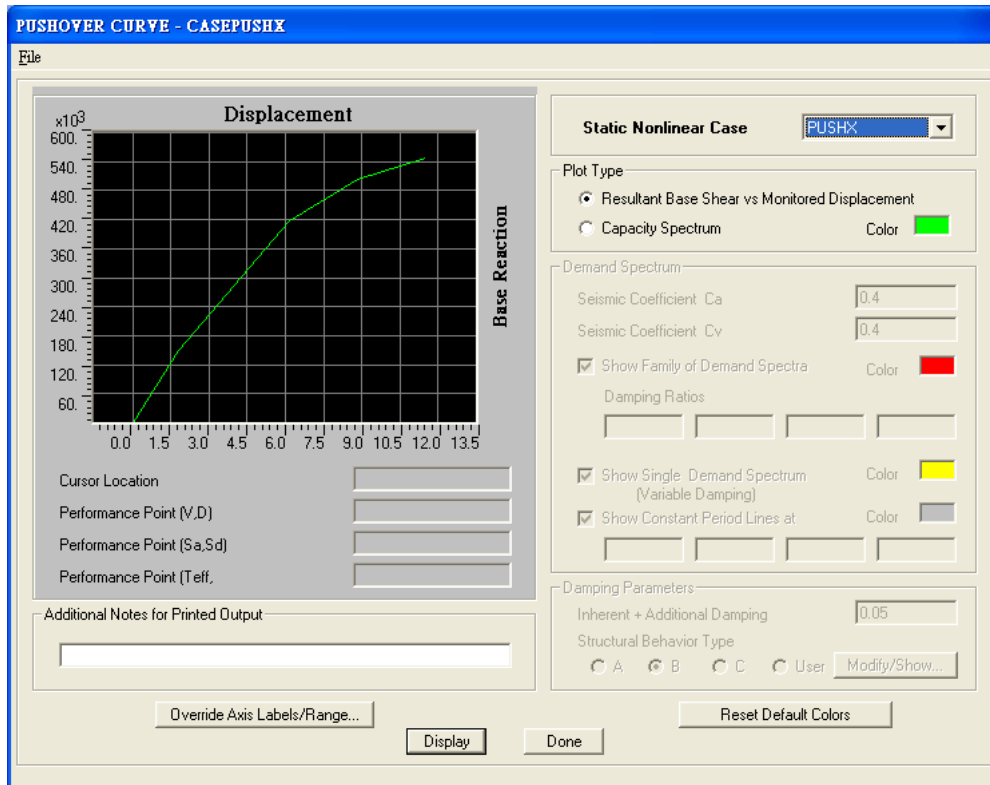


圖 C.148 案例校舍複合柱補強沿走廊方向容量曲線

| Load  | Scale Factor |
|-------|--------------|
| PUSHX | 1.           |
| PUSHX | 1.           |

| Stage | Active Group |
|-------|--------------|
| 1     | ALL          |

圖 C.149 非線性側推(PUSHX)中調整非線性側推分析參數值

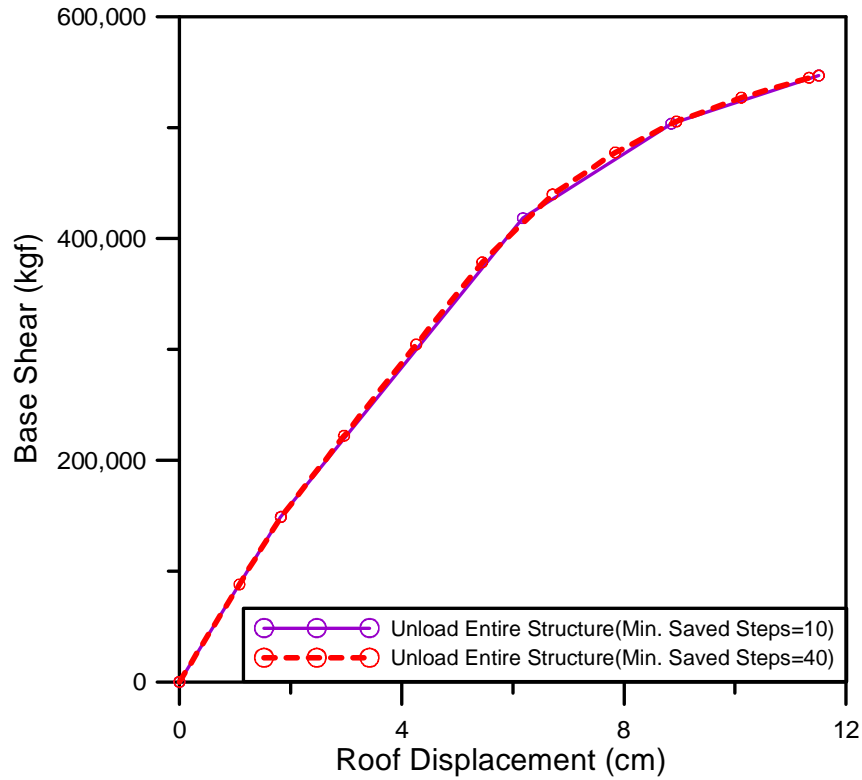


圖 C.150 調整非線性側推分析參數值前、後之容量曲線比較

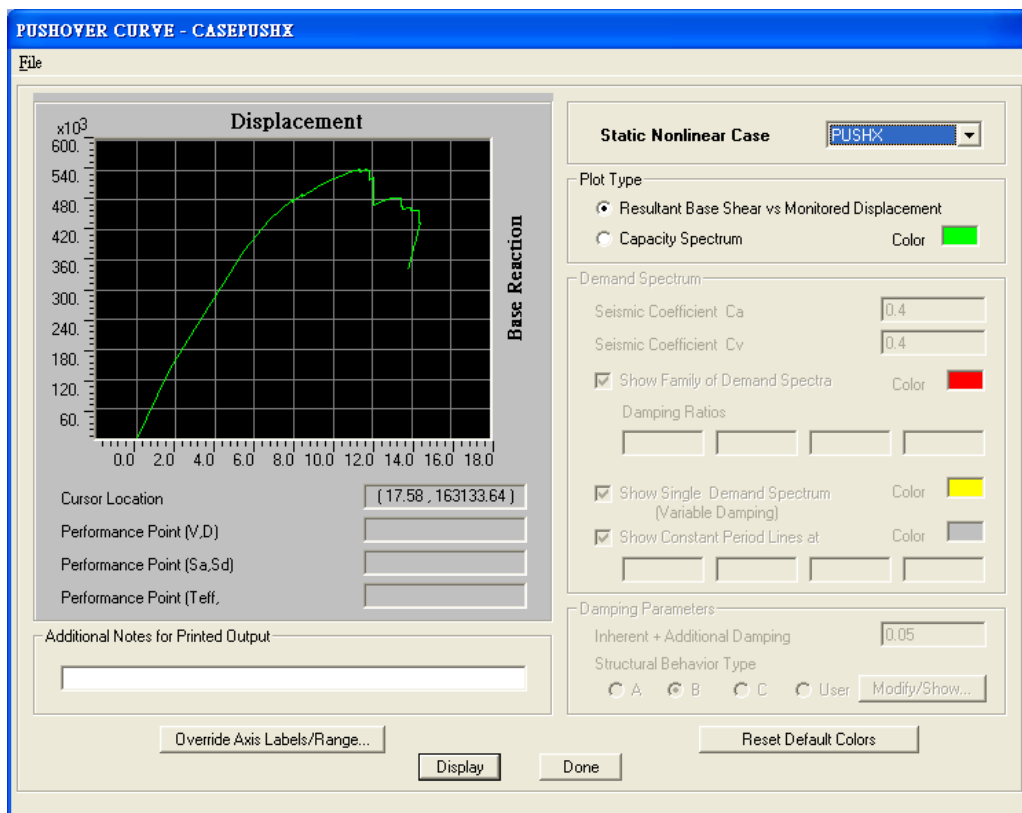


圖 C.151 採用「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式之容量曲線

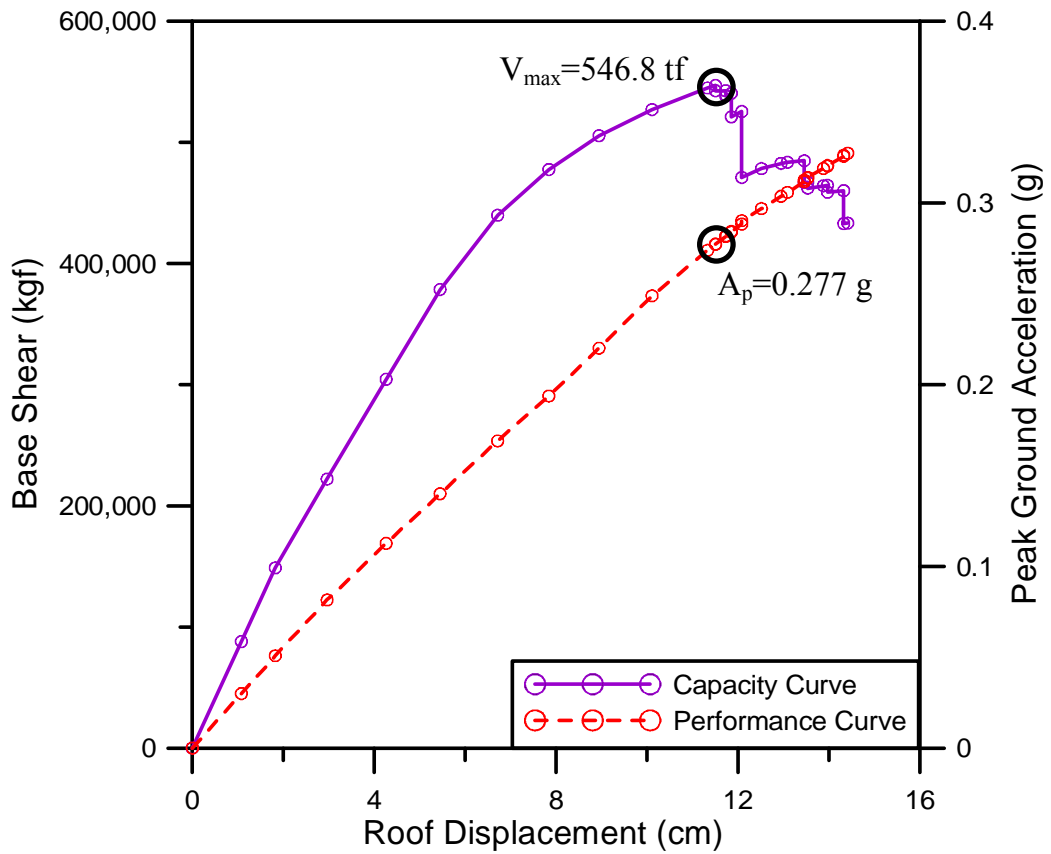


圖 C.152 採用二收斂方式所得結果之外包絡容量曲線與相應之性能曲線

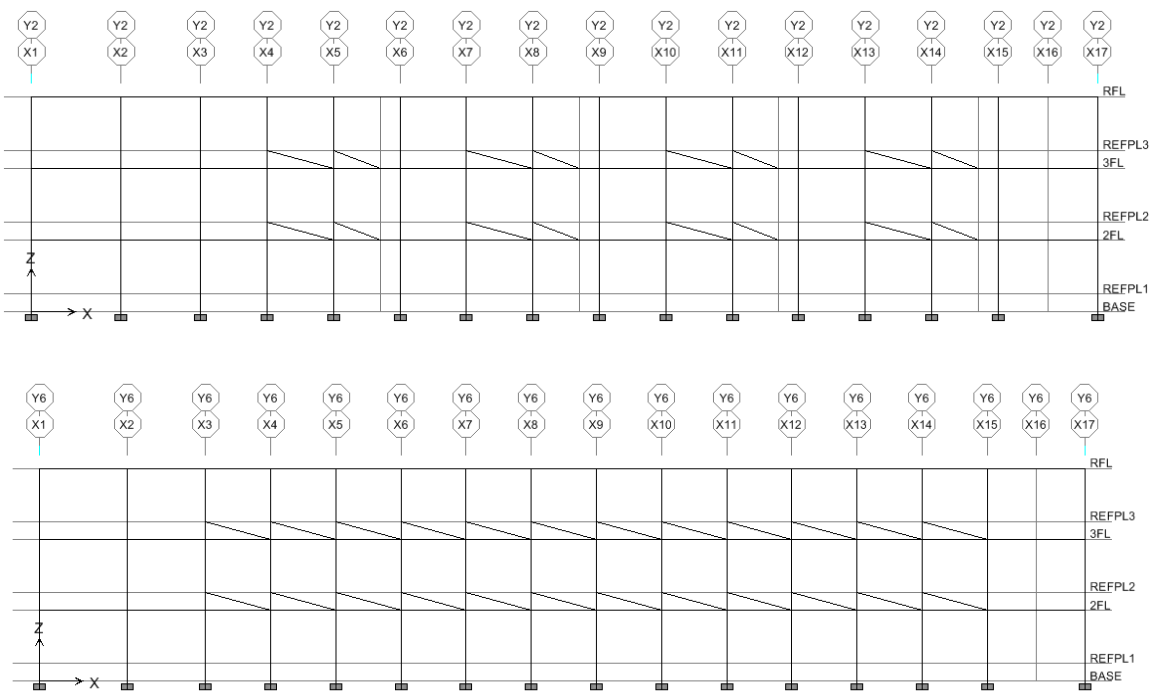


圖 C.153 將最底層之柱與窗台間以切割隔離縫方式處理情形

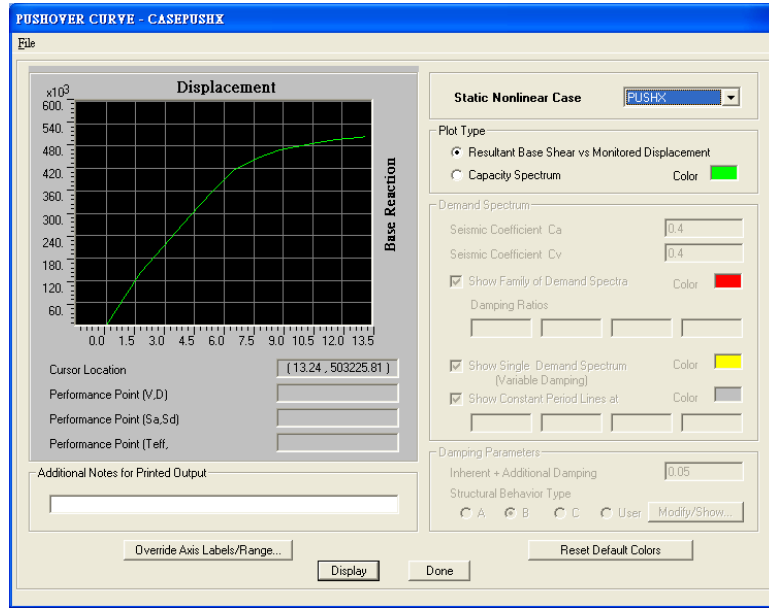


圖 C.154 最底層之柱與窗台間以切割隔離縫方式處理後之分析結果

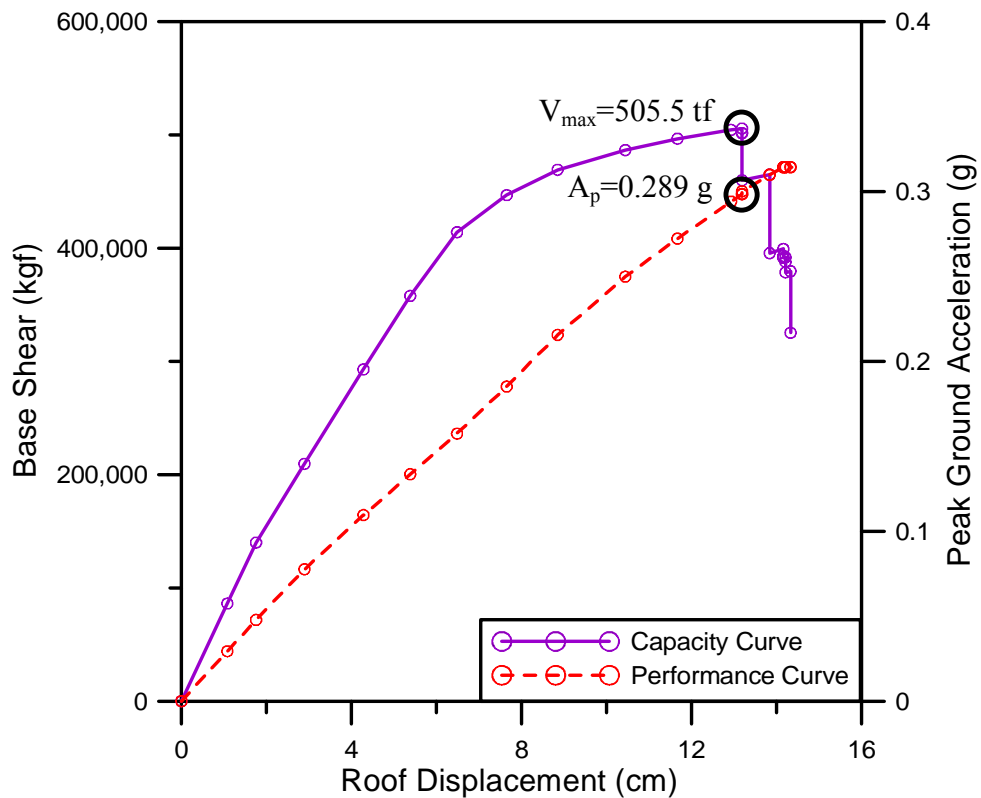


圖 C.155 底層柱與窗台間切割隔離縫後之外包絡容量曲線與相應之性能  
曲線



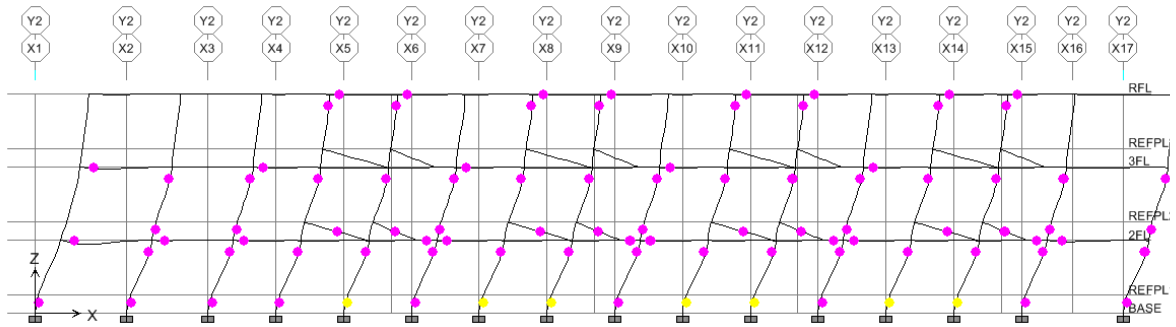


圖 C.156 靠走廊側之非線性鉸發展圖

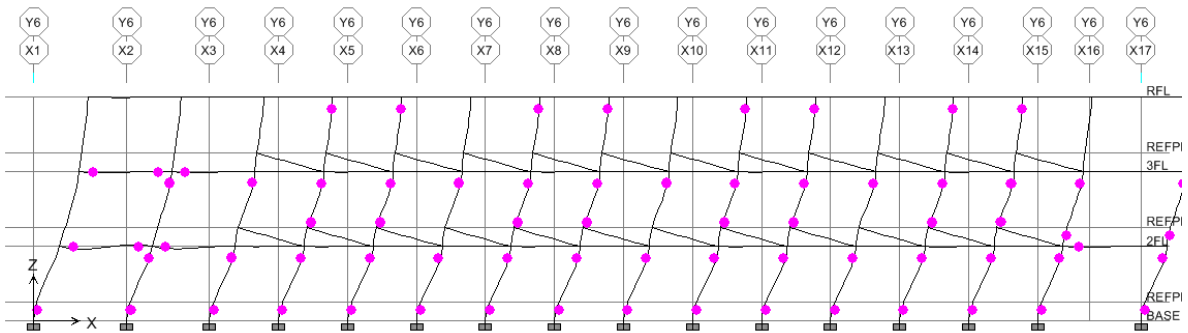


圖 C.157 建築物背面之非線性鉸發展圖

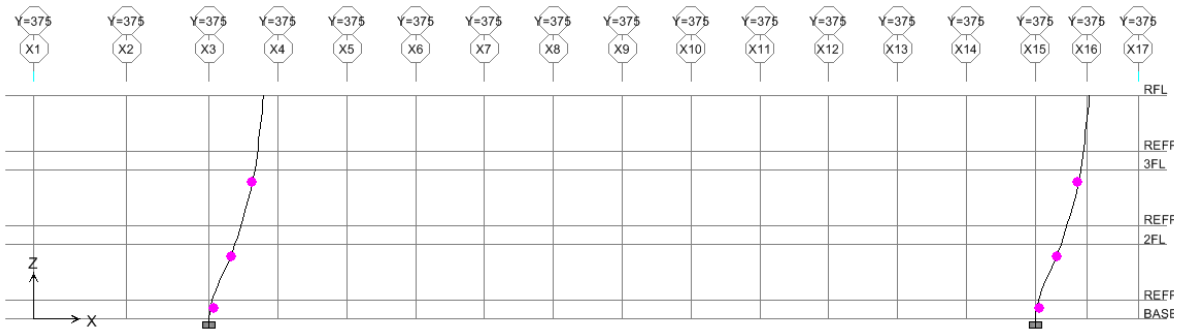


圖 C.158 複合柱之非線性鉸發展圖