

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

臺灣結構耐震評估與補強技術手冊
(TEASPA V4.0)

邱聰智 鍾立來 涂耀賢 賴昱志 曾建創
翁樸文 莊明介 葉勇凱 李其航 林敏郎
王佳憲 沈文成 蕭輔沛 薛 強 黃世建

報告編號：NCREE-20-005

中華民國 109 年 4 月

臺灣結構耐震評估與補強技術手冊
(TEASPA V4.0)

Technical Handbook for Taiwan Earthquake Assessment and
Strengthening of Structures by Pushover Analysis
(TEASPA V4.0)

邱聰智¹ 鍾立來¹ 涂耀賢¹ 賴昱志¹ 曾建創¹ 翁樸文¹
莊明介¹ 葉勇凱¹ 李其航² 林敏郎¹ 王佳憲¹ 沈文成¹
蕭輔沛¹ 薛 強² 黃世建¹

Tsung-Chih Chiou, Lap-Loi Chung, Yaw-Shen Tu, Yu-Chih Lai,
Chien-Chuang Tseng, Pu-Wen Weng, Ming-Chieh Chuang,
Yeong-Kae Yeh, Chi-Hang Li, Min-Lang Lin, Jia-Xian Wang ,
Wen-Cheng Shen, Fu-Pei Hsiao, Qiang Xue, and Shyh-Jiann Hwang

¹ 國家地震工程研究中心

² 財團法人中興工程顧問社

中華民國一百零九年四月
April, 2020

致謝

感謝中興社翁健煌博士、劉建均先生、林志偉先生、曾騰毅先生協助開發 TEASPA 4.0 服務網頁程式。

感謝國立台灣科技大學營建系邱建國教授研究室盧奕羽先生協助建立示範案例模型，執行案例分析與校驗程式功能。

感謝國立台灣大學土木系黃世建教授研究室林煜衡先生協助開發階段性補強設計技術與提供示範例；郁琰小姐、楊于暄小姐、嚴歲先生、賴冠宇先生協助構件非線性鉸參數模型計算書檢核與校驗程式功能。

感謝國立台灣大學土木系鍾立來教授研究室梁瀟方小姐、賴煜仁先生、鄧彥甫先生協助建立示範案例模型，執行案例分析與校驗程式功能。

感謝中原大學土木系莊清鏘教授研究室彭瑞龍先生協助完成磚牆構件評估模型與案例分析，並協助校驗程式功能。

感謝本中心何郁姍小姐、陳幸均小姐協助完成階段性補強示範案例建模與分析。

感謝國立中興大學土木系李翼安教授指導 RC 短柱行為模型。

感謝翔威工程顧問有限公司楊智斌技師、感謝永安土木技師事務所楊耀昇技師提供分析案例。

本手冊開發過程，承蒙諸多單位研究員、教授、學生助理鼎力協助，才得以順利完成。特撰此文，深表謝忱。

摘要

「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」(下簡稱本手冊)是以側推分析為基礎之非線性靜力分析方法，應用容量震譜法，求取結構物之耐震性能；延續 TEASPA 3.1 版，配合 ETABS 及 SAP2000 等結構分析軟體之功能，將柱構件兩端改設置為 P-M 非線性鉸，透過柱斷面軸力與彎矩互制關係，計算隨軸力變化柱構件之非線性鉸參數，能反映出地震下柱軸力之實際行為；針對構件耐震行為之背骨模型，本手冊更新鋼筋混凝土柱、短柱、短梁、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、及開口磚牆等構件之非線性鉸參數。為方便工程師操作本手冊的非線性鉸參數計算，國震中心與中興社合作開發一套輔助程式之線上服務網頁，輔助工程師進行模型構件非線性鉸設定、結構系統之耐震性能計算；本線上服務網頁可提供工程師依個案條件，擇需要檢核的桿件，輸出選定構件之非線性鉸參數計算書，以便進行檢核。

在耐震補強技術方面，參考地震勘災經驗，山上區公有市場軟弱底層結構，於 2016 年美濃地震後底層完全倒塌；而南化區公有市場因於震前有設置臨時支撐，在 2016 年美濃地震後未倒塌，顯見這些臨時支撐具有抗倒塌效果。可見若能於底層增加補強構件，雖僅為階段性補強，但至少能達到防止倒塌的目標。因此本手冊除了更新詳細評估技術外，也新增數個補強工法，可供各類型建築進行完整補強之選項。然而，若建築物因工程技術以外之因素，無法執行完整補強，本手冊也依據建築物耐震設計規範第八章，提供耐震階段性補強工法之設計程序與技術，並分別以案例操作說明完整補強或階段性補強，提供予工程師進行補強設計之參考。

本手冊延續 TEASPA 3.1 版，適用範圍不再受六層以下建物之限制，可適用一般鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物，惟使用者與工程師應負其專業責任。對於平面不規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，採本手冊介紹之方法配合高模態及扭矩之考慮，可提供具參考價值之分析結果。

關鍵詞：TEASPA、耐震評估、耐震補強、技術手冊、側推分析、非線性靜力分析、鋼筋混凝土造建築、加強磚造建築

ABSTRACT

The Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis (TEASPA), which developed by NCREE, has been updated to V4.0. The version 4.0 still using P-M hinges on columns, which is the same as V3.1. Besides, V4.0 improves simulated method of members and method of seismic retrofit researched by NCREE. In addition, V4.0 has added standard and evaluation method of interim seismic retrofit into the handbook, which prevent mid-to-high-rise buildings with soft and weak floor from collapsed. NCREE cooperated with Sinotech while developing V4.0 (which is different to previous versions) to develop a web-system for TEAPSA users. In the new version, users can upload models to the website for setting nonlinear hinges and evaluating seismic capacity meanwhile NCREE will collect structural information only for further research.

According to past earthquake damage, many buildings or market collapsed due to soft and weak floor damages. Shanshang Dist Public Market, as an example, collapsed in the 2016 Meinong earthquake. However, Nanhua Dist Public Market installed interim supports before the earthquake. Eventually, it didn't collapse in the 2016 Meinong earthquake. Comparison of the previous two cases, the interim retrofit significantly provides prevention of the buildings with soft and weak story from collapsed. Therefore, the handbook of TEASPA 4.0 creates a chapter for interim retrofit design and cases study. New retrofitting schemes, such as attached external frames and combination of column-jacketing supplemental beams, are introduced as well.

The TEASPA V4.0 can be applied on general RC buildings and confined masonry buildings, which the building height is no limited under six floors. Engineers are also encouraged to refer the proposed method for irregular buildings with consideration of higher modes and torsional effects. Nevertheless, engineers shall take professional responsibility for their evaluated reports.

Keywords: TEASPA, seismic evaluation, seismic retrofit, technical handbook, pushover, nonlinear static analysis, RC buildings, confined masonry buildings

目錄

致謝	I
摘要	II
ABSTRACT	III
目錄	IV
表目錄	IX
圖目錄	XII
第一章 緒論	1
第二章 耐震評估與補強性能目標	10
2.1 前言	10
2.2 耐震評估與補強合格標準	11
2.2.1 整幢完整補強	11
2.2.2 階段性補強	14
第三章 詳細評估	21
3.1 前言	21
3.2 建築物基本資料蒐集	22
3.2.1 基本資料蒐集	22
3.2.2 現況調查	23
3.2.3 檢測項目	25
3.2.4 其他	26
3.3 非線性靜力分析法	26
3.3.1 非線性靜力分析之介紹	27
3.3.2 耐震性能曲線	27
第四章 關鍵構件背骨曲線模型	38
4.1 前言	38
4.2 鋼筋混凝土柱	38
4.2.1 雙曲率 RC 柱之模擬	38
4.2.2 RC 柱之非線性鉸設定	45
4.3 鋼筋混凝土梁	47
4.3.1 RC 梁之斷面設定	47
4.3.2 T 型梁之非線性鉸設定	48
4.4 鋼筋混凝土極短柱及極短梁	49
4.4.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線	49
4.4.2 剪力非線性鉸參數定義	52
4.5 鋼筋混凝土牆	52

4.5.1 RC 牆之模擬.....	52
4.5.2 RC 牆之側向載重位移曲線	53
4.5.3 RC 牆非線性鉸之定義與設置	59
4.6 開口鋼筋混凝土牆	60
4.6.1 前言	60
4.6.2 開口 RC 牆之分析模型	61
4.6.3 鋼筋混凝土開口牆之非線性鉸定義與設置.....	69
4.7 無開口磚牆	70
4.7.1 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑.....	70
4.7.2 磚牆之水平極限強度.....	71
4.7.3 磚牆之水平極限位移.....	72
4.7.4 磚牆之水平殘餘強度.....	72
4.7.5 磚牆之側向載重位移曲線.....	73
4.7.6 磚牆等值斜撐之模擬.....	73
4.7.7 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置.....	74
4.8 三面圍束磚牆	74
4.8.1 三面圍束磚牆之水平極限強度.....	75
4.8.2 三面圍束磚牆之勁度.....	76
4.8.3 三面圍束磚牆之水平殘餘強度.....	77
4.8.4 三面圍束磚牆等值斜撐模擬.....	77
4.8.5 三面圍束磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置	79
4.9 台度磚牆	79
4.9.1 台度磚牆之水平極限強度.....	79
4.9.2 台度磚牆之水平極限位移.....	79
4.9.3 台度磚牆之水平殘餘強度.....	80
4.9.4 台度磚牆之側向載重位移曲線.....	80
4.9.5 台度磚牆等值斜撐之模擬.....	80
4.9.6 台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置.....	81
第五章 補強工法設計與參考圖說	118
5.1 前言	118
5.1.1 適用範圍	118
5.1.2 補強工法規劃與設計流程.....	118
5.2 鋼筋混凝土擴柱補強.....	120
5.2.1 規劃與設計	120
5.2.2 施工步驟說明.....	122
5.3 鋼筋混凝土翼牆補強.....	123

5.3.1 規劃與設計	123
5.3.2 施工步驟說明	125
5.4 鋼筋混凝土牆補強	126
5.4.1 規劃與設計	126
5.4.2 施工步驟說明	128
5.5 外加構架補強	128
5.5.1 初步設計	129
5.5.2 外加 RC 構架之柱單位斷面積側向強度	131
5.6 開口鋼筋混凝土牆補強	133
5.6.1 簡介	133
5.6.2 窗型開口 RC 牆補強	134
5.6.3 斷面模擬	143
5.6.4 補強效益	143
5.6.5 建議施工方法	144
5.7 外加電梯核心牆補強	144
5.7.1 簡介	145
5.7.2 設計與模擬	145
5.8 複合柱補強	147
5.8.1 規劃與設計	149
5.8.2 補強斷面模擬	149
5.8.3 施工注意事項	150
5.9 層間梁擴柱補強	151
5.9.1 層間梁結合擴柱補強工法介紹	151
5.9.2 規劃與設計	152
5.9.3 其他注意事項	154
第六章 階段性補強之評估與補強設計	194
6.1 前言	194
6.2 階段性補強 A 設計-模型分析法	194
6.3 階段性補強 A 設計-簡易設計法	197
6.3.1 豎向構材與樓層剪力強度	197
6.3.2 降低軟弱層集中式破壞風險之簡易設計	200
6.4 階段性補強 B 設計	202
第七章 結構耐震評估及補強設計示範例	207
7.1 前言	207
7.2 案例 A：四層樓公寓示範例	208
7.2.1 建物基本資料	208

7.2.2 建築物耐震能力詳細評估.....	209
7.2.3 階段性補強 B 設計-電梯核心牆補強	212
7.2.4 完整補強設計	216
7.3 案例 B：具 RC 剪力牆之十層樓住商混合大樓.....	217
7.3.1 建物基本資料.....	217
7.3.2 建築物耐震能力詳細評估.....	218
7.4 案例 C：具軟弱底層之十二層樓住商混合大樓.....	220
7.4.1 建物基本資料.....	220
7.4.2 建築物耐震能力詳細評估.....	221
7.4.3 完整補強設計	223
7.4.4 階段性補強 A 設計-軟弱層補強簡易設計法	224
第八章 TEASPA 4.0 非線性鉸參數計算示範例	347
8.1 前言	347
8.2 構件非線性鉸參數計算書.....	348
8.2.1 RC 柱非線性鉸參數驗證	348
8.2.2 RC 梁非線性鉸參數驗證	361
8.2.3 無開口 RC 牆非線性鉸參數驗證	366
8.2.4 開口 RC 牆非線性鉸參數驗證	372
8.2.5 四面圍束磚牆非線性鉸參數驗證.....	381
8.2.6 三面維束磚牆非線性鉸參數驗證.....	385
附錄 A TEASPA 4.0 與先前版本之比較.....	394
A.1 前言	394
A.2 二層樓低樓層結構案例.....	394
A.2.1 建物基本資料.....	394
A.2.2 容量曲線比較.....	395
A.2.3 結論.....	396
A.3 四層樓低樓層結構案例.....	396
A.3.1 各版本構件勁度折減比較.....	397
A.3.2 空構架模型分析比較.....	398
A.3.3 案例 A 含磚牆斜撐模型分析比較.....	398
A.3.4 案例 A 核心牆補強模型分析比較.....	399
A.3.5 結論.....	399
A.4 十樓層中高樓層結構案例.....	400
A.4.1 分析結果比較.....	400
A.4.2 結論.....	401
附錄 B TEASPA 4.0 網頁程式簡介.....	419

B.1 簡介	419
B.2 適用範圍及使用環境	419
B.3 網頁架構	420
附錄 C 示範例	425
C.1 前言	425
C.2 詳細評估	425

表目錄

表 2.1	反覆載重試驗校舍構架之損傷與性能比較[2.2].....	17
表 2.2	整幢完整補強對應 475 年設計地震之性能目標準則.....	17
表 3.1	建築物現況與檢測工作之精簡項目	33
表 3.2	阻尼比修正係數.....	35
表 4.1	剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數.....	86
表 4.2	RC 柱剪力非線性鉸之參數	86
表 4.3	RC 柱彎矩非線性鉸之參數	86
表 4.4	RC 梁彎矩非線性鉸之參數	86
表 4.5	RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表	87
表 4.6	RC 梁剪力非線性鉸之參數	87
表 4.7	RC 梁剪力非線性鉸參數計算表	87
表 4.8	RC 極短梁剪力殘餘強度點之位移係數	87
表 4.9	RC 極短柱或極短梁剪力非線性鉸之參數	88
表 4.10	RC 牆有效撓曲剛度[4.18].....	88
表 4.11	RC 牆殘餘強度點之強度與位移計算.....	88
表 4.12	RC 牆彎矩非線性鉸之參數	88
表 4.13	RC 牆剪力非線性鉸之參數	89
表 4.14	美國 ACI 318-14 規範[4.3]對開口牆各構件分類方式與規定.....	89
表 4.15	簡易開口牆側力位移曲線定義.....	89
表 4.16	鋼筋混凝土開口牆剪力非線性鉸參數.....	90
表 4.17	無開口磚牆及台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數.....	90
表 4.18	三面圍束磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數.....	90
表 5.1	建築物補強設計作業程序查核表.....	157
表 5.2	四層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配[5.6].....	158
表 5.3	四層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度[5.6].....	158
表 5.4	四層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度[5.6].....	158
表 5.5	十層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配[5.6].....	159
表 5.6	十層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度[5.6].....	159
表 5.7	十層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度[5.6].....	160
表 5.8	開口 RC 牆試體材料性質、邊界柱尺寸與配筋	160
表 5.9	開口 RC 牆側力位移曲線計算	160
表 5.10	開口 RC 牆剪力非線鉸參數	161
表 5.11	層間梁結合擴柱應用於單層 RC 構架之補強效果[5.16].....	161
表 5.12	層間梁結合擴柱應用於雙層 RC 構架之補強效果[5.17]	162

表 6.1	豎向構材之平均單位面積抗側力強度[6.1].....	205
表 6.2	豎向構材之強度參與係數[6.1].....	205
表 7.1	案例 A 載重設定.....	234
表 7.2	案例 A 結構分析樓層重.....	234
表 7.3	案例 A 詳細評估結果匯整.....	234
表 7.4	案例 A 階段性補強 B 方案之詳細評估結果匯整.....	235
表 7.5	案例 A 階段性補強 B 方案之負 X 向軟弱層檢核結果.....	235
表 7.6	案例 A 完整補強詳細評估結果匯整.....	235
表 7.7	案例 B 各樓層靜載重統計(僅列 2FL 以上).....	236
表 7.8	案例 B 各樓層單位樓地板面積活載重(僅列 2FL 以上).....	236
表 7.9	案例 B 詳細評估分析結果匯整.....	237
表 7.10	案例 C 柱斷面詳圖.....	237
表 7.11	案例 C 梁斷面詳圖.....	238
表 7.12	案例 C 各樓層載重設定.....	238
表 7.13	案例 C 各樓層靜載重統計.....	239
表 7.14	案例 C 一樓梯間柱於正 Y 向側力強度點之軸力值.....	239
表 7.15	案例 C 詳細評估結果匯整.....	240
表 7.16	案例 C 完整補強後詳細評估結果匯整.....	240
表 7.17	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-各層柱牆量計算表.....	241
表 7.18	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-各層側向剪力強度計算表.....	241
表 7.19	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-X 向構材剪力補強需求計算表.....	242
表 7.20	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-Y 向構材剪力補強需求計算表.....	242
表 7.21	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-X 向擴柱補強設計計算表.....	243
表 7.22	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-Y 向擴柱補強設計計算表.....	243
表 7.23	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-X 向補強後軟弱層檢核結果.....	244
表 7.24	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-Y 向補強後軟弱層檢核結果.....	244
表 8.1	一般柱之斷面參數性質.....	389
表 8.2	極短柱之斷面參數性質.....	389
表 8.3	梁之斷面參數性質.....	390
表 A.1	TEASPA 2.0 及 TEASPA 4.0 之有效撓曲剛度比較.....	403
表 A.2	一樓 C2 柱於最大基底剪力強度點之軸力彎矩比較.....	403
表 A.3	TEASPA 各版本桿件彈性勁度差異比較.....	404
表 A.4	四層樓案例空構架模型正 X 向各版本結果比較.....	405
表 A.5	四層樓案例空構架一樓各柱構件軸力分布.....	405
表 A.6	四層樓案例含磚牆斜撐各版本分析結果比較.....	406
表 A.7	四層樓案例核心牆補強各本版分析結果比較.....	406

表 A.8	十層樓案例 X 向分析結果比較.....	407
表 A.9	十層樓案例最大基底剪力下柱之剪力	407

圖目錄

圖 1.1	TEASPA 適用範圍擴大至中高樓建築結構之函文.....	7
圖 1.2	台南市維冠金龍大樓倒塌後空拍照片.....	8
圖 1.3	日本熊本地震中某七層樓建築結構.....	9
圖 1.4	美濃地震中兩棟市場建築的損壞程度比較.....	9
圖 2.1	建築物耐震補強性能目標基準(本手冊建議).....	18
圖 2.2	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)[2.2]、[2.3].....	19
圖 2.3	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)[2.2]、[2.3].....	20
圖 3.1	側推分析之容量曲線.....	36
圖 3.2	等效單自由系統.....	36
圖 3.3	容量震譜二線段化.....	37
圖 3.4	等效阻尼與遲滯阻尼.....	37
圖 4.1	柱剪力破壞側向載重位移曲線.....	91
圖 4.2	柱剪力傳力機制示意圖(MacGregor [4.3]).....	91
圖 4.3	雙曲率柱受力與變形機制.....	92
圖 4.4	雙曲率柱破壞發展過程.....	92
圖 4.5	撓剪破壞側向載重位移曲線.....	93
圖 4.6	撓曲破壞側向載重位移曲線.....	93
圖 4.7	剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線.....	94
圖 4.8	彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線.....	94
圖 4.9	P-M 非線性鉸中之 P-M 互制圖.....	95
圖 4.10	某軸力(例: 軸壓力為 629187.05 kgf)之非線性鉸參數.....	95
圖 4.11	多組軸力之非線性鉸參數.....	96
圖 4.12	ASCE 41-13 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線[4.4].....	96
圖 4.13	極短柱或極短梁之剪力載重位移關係.....	97
圖 4.14	等值寬柱模擬示意圖.....	97
圖 4.15	牆滑移位移之計算.....	98
圖 4.16	RC 牆撓曲破壞之側向載重位移曲線.....	98
圖 4.17	應變諧和莫爾圓示意圖.....	99
圖 4.18	雙曲率 RC 牆之剪力傳遞機制.....	99
圖 4.19	RC 牆剪力破壞之側向載重位移曲線.....	100
圖 4.20	彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖.....	100
圖 4.21	等值寬柱數值模型.....	101

圖 4.22	彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線.....	101
圖 4.23	剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線.....	102
圖 4.24	RC 牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖	102
圖 4.25	美國 ACI 318-14 規範[4.3]對牆墩上、下方之配筋規定.....	102
圖 4.26	RC 牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞[4.22].....	103
圖 4.27	彈簧串並聯示意圖	103
圖 4.28	開口 RC 牆模型分析用之斷面取法(此處以門型開口為例)	103
圖 4.29	開口造成明顯單一層的軟弱區域.....	104
圖 4.30	本手冊之開口牆模型適用於(a)；惟(b)、(c)、(d)等情況不適用	104
圖 4.31	RC 牆模擬區域選取與關鍵桿件決定	105
圖 4.32	開口左方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗.....	105
圖 4.33	開口左方垂直牆段高度調整	106
圖 4.34	開口右方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗.....	106
圖 4.35	開口右方垂直牆段高度調整.....	106
圖 4.36	水平力說明	107
圖 4.37	修正垂直牆段高度[4.26]	107
圖 4.38	開口牆中間垂直牆段高度修正.....	108
圖 4.39	窗型門型複合開口-水平牆段的選取	108
圖 4.40	窗型門型複合開口-傳遞路徑的選取與修正	109
圖 4.41	剪力元素之剪力勁度.....	110
圖 4.42	單一窗型開口傳力路徑圖	110
圖 4.43	關鍵桿件之側力位移曲線修正.....	111
圖 4.44	側力位移曲線線性疊加.....	111
圖 4.45	簡易側力位移曲線.....	111
圖 4.46	填充牆等值柱數值模型.....	112
圖 4.47	各式磚牆砌法及臨界破壞角	112
圖 4.48	磚牆之側向載重位移曲線.....	113
圖 4.49	磚牆之等值斜撐模式	113
圖 4.50	四面圍束磚牆及台度磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質.....	113
圖 4.51	磚翼牆最大強度點時的傳力機制.....	114
圖 4.52	單側磚翼牆主要破壞路徑示意圖	115
圖 4.53	等效組合斷面	116
圖 4.54	三面圍束磚牆之建議評估曲線.....	116
圖 4.55	開口磚牆之等值斜撐模式.....	117
圖 4.56	開口磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質	117
圖 5.1	補強原則示意圖	163

圖 5.2	耐震評估與補強流程圖	163
圖 5.3	擴柱補強斷面示意圖	165
圖 5.4	翼牆補強斷面示意圖	167
圖 5.5	RC 牆補強斷面示意圖	169
圖 5.6	外加構架補強示意圖	170
圖 5.7	低矮樓層外加 RC 構架柱、梁斷面圖[5.6].....	170
圖 5.8	外加 RC 構架柱線自由體圖[5.6].....	171
圖 5.9	低矮樓層外加 RC 構架 邊柱 側向強度與樓層關係圖[5.6].....	171
圖 5.10	低矮樓層外加 RC 構架 中間柱 側向強度與樓層關係圖[5.6]	172
圖 5.11	中高樓層外加 RC 構架柱、梁斷面圖[5.6].....	172
圖 5.12	中高樓層外加 RC 構架 邊柱 側向強度與樓層關係圖[5.6].....	173
圖 5.13	中高樓層外加 RC 構架 中間柱 側向強度與樓層關係圖[5.6]	173
圖 5.14	門型開口 RC 牆補強斷面示意圖	175
圖 5.15	窗型開口 RC 牆補強斷面示意圖	177
圖 5.16	案例門型開口牆與牆筋示意圖[5.11]	177
圖 5.17	開口牆模擬範圍	178
圖 5.18	開口牆水平軟弱區域由豎向構材填滿.....	178
圖 5.19	關鍵桿件高度修正.....	178
圖 5.20	上下方傳遞路徑選取.....	179
圖 5.21	各傳遞路徑與彈簧模擬圖	179
圖 5.22	雙併公寓建築平面圖.....	180
圖 5.23	雙併公寓增設電梯補強之建築平面圖.....	180
圖 5.24	第一層到第四層之 SWX 牆補強斷面細節	181
圖 5.25	第二層到第四層之 SWY1 牆補強斷面細節	181
圖 5.26	第二層到第四層之 SWY2 牆補強斷面細節	182
圖 5.27	複合柱平面及立面圖	183
圖 5.28	3/8 吋 U 型鋼索夾	184
圖 5.29	複合柱基腳配筋圖(垂直走廊方向剖面).....	184
圖 5.30	複合柱基腳配筋圖(平行走廊方向剖面).....	185
圖 5.31	複合柱含磚牆之轉換斷面	185
圖 5.32	樓版打除	186
圖 5.33	試體 Prototype、CJ、及 CJB 在側向力作用下之容量曲線（採用正、反向側推平均值）[5.16]	186
圖 5.34	試體 PR-2、CJ-2、及 CJB-2 在側向力作用下之容量曲線（採用正、反向平均值）[5.17]	187
圖 5.35	現況校舍(PT) [5.17].....	187

圖 5.36	擴柱補強(CJ-3) [5.17]	187
圖 5.37	擴柱並增設層間梁補強(CJB-3)[5.18]	188
圖 5.38	校舍補強前後之容量曲線 [5.17]	188
圖 5.39	層間梁斷面參考圖[5.17]	188
圖 5.40	擴柱斷面參考圖[5.17]	189
圖 5.41	層間梁端部(梁柱接頭)鋼筋配置[5.17]	189
圖 5.42	擴柱結合層間梁在地震力作用下之力學模型.....	190
圖 5.43	層間梁設置於樓層中央處[5.16]	190
圖 5.44	層間梁設置於通道正上方[5.17]	190
圖 5.45	層間梁設置於窗台下方[5.16]	191
圖 5.46	若構架中使用錯層梁，層間梁可設置於樓版高程[5.17].....	191
圖 5.47	補強後構架在地震力作用下之彎矩分布[5.17]	191
圖 5.48	(擴)柱體上方出現撓曲降伏[5.17]	191
圖 5.49	擴柱(A4 柱)底端基礎翻轉[5.2].....	192
圖 5.50	層間梁可作為既有 RC 梁破壞後之保護措施[5.17].....	193
圖 6.1	各層層剪力需求圖	206
圖 6.2	構材強度參數之應用範圍	206
圖 7.1	案例 A 建築平面圖(1 層).....	245
圖 7.2	案例 A 之建築平面圖(2~4 層).....	245
圖 7.3	案例 A 建築平面圖(屋頂層)	246
圖 7.4	案例 A 正立面圖	246
圖 7.5	案例 A 背立面圖	247
圖 7.6	案例 A 左側立面圖	247
圖 7.7	案例 A 右側立面圖	248
圖 7.8	案例 A 結構平面圖(基礎)	248
圖 7.9	案例 A 之結構平面圖(2~4 層、屋頂層).....	249
圖 7.10	案例 A 柱斷面圖	249
圖 7.11	案例 A 梁及版斷面圖	250
圖 7.12	案例 A 結構 3D 模型(含牆構件)	250
圖 7.13	近施力側磚翼牆對角壓桿傳力機制[7.4].....	251
圖 7.14	案例 A 正 X 向容量曲線與耐震性能曲線.....	251
圖 7.15	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line A)	252
圖 7.16	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line B)	252
圖 7.17	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line C)	253
圖 7.18	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line D)	253
圖 7.19	案例 A 正 X 向側推分析側力強度點非線性鉸發展(line E).....	254

圖 7.20	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line F).....	254
圖 7.21	案例 A 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line G)	255
圖 7.22	案例 A 負 X 向容量曲線與耐震性能曲線.....	255
圖 7.23	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line A)	256
圖 7.24	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line B)	256
圖 7.25	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line C)	257
圖 7.26	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line D)	257
圖 7.27	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line E).....	258
圖 7.28	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line F).....	258
圖 7.29	案例 A 負 X 向側推最終點非線性鉸發展(line G)	259
圖 7.30	案例 A 正 Y 向容量曲線與耐震性能曲線.....	259
圖 7.31	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 1)	260
圖 7.32	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 2)	260
圖 7.33	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 3)	261
圖 7.34	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 4)	261
圖 7.35	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 5)	262
圖 7.36	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 6)	262
圖 7.37	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 7)	263
圖 7.38	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 8)	263
圖 7.39	案例 A 正 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 9)	264
圖 7.40	案例 A 負 Y 向容量曲線與耐震性能曲線.....	264
圖 7.41	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 1)	265
圖 7.42	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 2)	265
圖 7.43	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 3)	266
圖 7.44	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 4)	266
圖 7.45	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 5)	267
圖 7.46	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 6)	267
圖 7.47	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 7)	268
圖 7.48	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 8)	268
圖 7.49	案例 A 負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 9)	269
圖 7.50	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 1)	269
圖 7.51	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 2)	270
圖 7.52	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 3)	270

圖 7.53	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 4)	271
圖 7.54	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 5)	271
圖 7.55	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 6)	272
圖 7.56	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 7)	272
圖 7.57	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 8)	273
圖 7.58	案例 A 拆除部分斜撐後負 Y 向側推最終點非線性鉸發展(line 9)	273
圖 7.59	個人住宅小型電梯尺寸	274
圖 7.60	案例 A 增設電梯核心牆補強之建築平面圖(2~4 層)	274
圖 7.61	案例 A 新建樓梯剖立面圖	275
圖 7.62	案例 A 增設電梯補強建築 3D 圖(sketchup 模型)	276
圖 7.63	案例 A 之 SWX 牆斷面細節	276
圖 7.64	案例 B 構架 5 之 RC 牆補強斷面細節(SWY1)	277
圖 7.65	案例 B 構架 3 之 RC 牆補強斷面細節(SWY2)	277
圖 7.66	案例 A 階段性補強 X 向補強後結構模型	278
圖 7.67	案例 A 階段性補強正 X 向容量曲線與耐震性能曲線	278
圖 7.68	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line A)	279
圖 7.69	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line B)	279
圖 7.70	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line C)	280
圖 7.71	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line D)	280
圖 7.72	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line E)....	281
圖 7.73	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line F).....	281
圖 7.74	案例 A 階段性補強正 X 向側推最終點非線性鉸發展(line G)	282
圖 7.75	案例 A 正 X 向階段性補強前後容量曲線比較	282
圖 7.76	案例 A 正 X 向階段性補強前後耐震性能曲線比較	283
圖 7.77	案例 A 階段性補強負 X 向容量曲線與耐震性能曲線	283
圖 7.78	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line A)	284
圖 7.79	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line B)	284

圖 7.80	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line C)	285
圖 7.81	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line D)	285
圖 7.82	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line E)	286
圖 7.83	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line F)	286
圖 7.84	案例 A 階段性補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line G)	287
圖 7.85	案例 A 負 X 向階段性補強前後容量曲線比較	287
圖 7.86	案例 A 負 X 向階段性補強前後耐震性能曲線比較	288
圖 7.87	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核模型非線性鉸設定(一樓為目標層)	288
圖 7.88	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核-匯出樓層極限層剪力	289
圖 7.89	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核—極限層剪力輸出	289
圖 7.90	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核-側力設定(2FL)	290
圖 7.91	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核-非線性鉸設定(2FL)	290
圖 7.92	案例 A 階段性補強後之軟弱層檢核-於頂層質心加載集中力	291
圖 7.93	案例 A 擴柱斷面細節	291
圖 7.94	案例 A 完整補強之模型結構平面圖	292
圖 7.95	案例 A 完整補強之模型結構 3D 圖	292
圖 7.96	案例 A 完整補強負 X 向容量曲線與耐震性能曲線	293
圖 7.97	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line A)	293
圖 7.98	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line B)	294
圖 7.99	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line C)	294
圖 7.100	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line D)	295
圖 7.101	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line E)	295
圖 7.102	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line F)	296
圖 7.103	案例 A 完整補強負 X 向側推分析最終點非線性鉸發展(line G)	296
圖 7.104	案例 A 負 X 向完整補強前後容量曲線比較	297
圖 7.105	案例 A 負 X 向完整補強前後耐震性能曲線比較	297

圖 7.106	案例 B 標準層平面圖	298
圖 7.107	案例 B X 向構架 2、5 立面圖	298
圖 7.108	案例 B X 向構架 3、4 立面圖	299
圖 7.109	案例 B Y 向構架 B、E 立面圖	299
圖 7.110	案例 B Y 向構架 C、D 立面圖	300
圖 7.111	案例 B X 向容量曲線與耐震性能曲線	300
圖 7.112	案例 B X 向側力強度點非線性鉸發展(line 2).....	301
圖 7.113	案例 B X 向側力強度點非線性鉸發展(line 3).....	301
圖 7.114	案例 B X 向側力強度點非線性鉸發展(line 4).....	302
圖 7.115	案例 B X 向側力強度點非線性鉸發展(line 5).....	302
圖 7.116	案例 B X 向側推最終點非線性鉸發展(line 2).....	303
圖 7.117	案例 B X 向側推最終點非線性鉸發展(line 3).....	303
圖 7.118	案例 B X 向側推最終點非線性鉸發展(line 4).....	304
圖 7.119	案例 B X 向側推最終點非線性鉸發展(line 5).....	304
圖 7.120	案例 B Y 向容量曲線與耐震性能曲線	305
圖 7.121	案例 B Y 向側力強度點非線性鉸發展(line B).....	305
圖 7.122	案例 B Y 向側力強度點非線性鉸發展(line C).....	306
圖 7.123	案例 B Y 向側力強度點非線性鉸發展(line D).....	306
圖 7.124	案例 B Y 向側力強度點非線性鉸發展(line E).....	307
圖 7.125	案例 B Y 向側推最終點非線性鉸發展(line B).....	307
圖 7.126	案例 B Y 向側推最終點非線性鉸發展(line C).....	308
圖 7.127	案例 B Y 向側推最終點非線性鉸發展(line D).....	308
圖 7.128	案例 B Y 向側推最終點非線性鉸發展(line E).....	309
圖 7.129	案例 C 建築平面圖(1 層)	309
圖 7.130	案例 C 建築平面圖(2~4 層)	310
圖 7.131	案例 C 建築平面圖(5~12 層)	310
圖 7.132	案例 C 結構平面圖(1~5 層)	311
圖 7.133	案例 C 結構平面圖(6~12 層)	311
圖 7.134	案例 C 正 X 向 3D 模型	312
圖 7.135	案例 C 正 Y 向 3D 模型	312
圖 7.136	案例 C Y 向構架 1、5 立面圖	313
圖 7.137	案例 C Y 向構架 2~4 立面圖	313
圖 7.138	案例 C 正 X 向容量曲線與耐震性能曲線	314
圖 7.139	案例 C 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line A).....	314
圖 7.140	案例 C 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line B).....	315
圖 7.141	案例 C 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line C).....	315

圖 7.142	案例 C 正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line D)	316
圖 7.143	案例 C 正 X 向側推分析之非線性鉸發展達 D 點(line C).....	316
圖 7.144	案例 C 正 Y 向容量曲線與耐震性能曲線	317
圖 7.145	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1)	317
圖 7.146	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1').....	318
圖 7.147	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2)	318
圖 7.148	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2').....	319
圖 7.149	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3)	319
圖 7.150	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3').....	320
圖 7.151	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4)	320
圖 7.152	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4').....	321
圖 7.153	案例 C 正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 5)	321
圖 7.154	案例 C 二樓柱柱線編號	322
圖 7.155	案例 C 負 Y 向容量曲線與耐震性能曲線	322
圖 7.156	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1)	323
圖 7.157	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1').....	323
圖 7.158	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2)	324
圖 7.159	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2').....	324
圖 7.160	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3)	325
圖 7.161	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3').....	325
圖 7.162	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4)	326
圖 7.163	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4').....	326
圖 7.164	案例 C 負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 5)	327
圖 7.165	案例 C 完整補強建築平面圖(1 層)	327
圖 7.166	案例 C 完整補強建築平面圖(2~4 層)	328
圖 7.167	案例 C 完整補強建築平面圖(5~6 層)	328
圖 7.168	案例 C 完整補強建築平面圖(7~12 層)	329
圖 7.169	案例 C 擴柱補強配筋圖(EC1 擴柱)	329
圖 7.170	案例 C 擴柱補強配筋圖(EC2 柱)	330
圖 7.171	案例 C 完整補強立面圖(line A).....	330
圖 7.172	案例 C 完整補強立面圖(line D).....	331
圖 7.173	案例 C 完整補強立面圖(line 1)	331
圖 7.174	案例 C 完整補強後正 X 向容量曲線與耐震性能曲線	332
圖 7.175	案例 C 完整補強正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line A).....	332
圖 7.176	案例 C 完整補強正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line B).....	333
圖 7.177	案例 C 完整補強正 X 向後側力強度點非線性鉸發展(line C)...	333

圖 7.178	案例 C 完整補強正 X 向側力強度點非線性鉸發展(line D)	334
圖 7.179	案例 C 完整補強後正 Y 向容量曲線與耐震性能曲線	334
圖 7.180	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1)	335
圖 7.181	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1')	335
圖 7.182	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2)	336
圖 7.183	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2')	336
圖 7.184	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3)	337
圖 7.185	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3')	337
圖 7.186	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4)	338
圖 7.187	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4')	338
圖 7.188	案例 C 完整補強正 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 5)	339
圖 7.189	案例 C 完整補強後負 Y 向容量曲線與耐震性能曲線	339
圖 7.190	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1)	340
圖 7.191	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 1')	340
圖 7.192	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2)	341
圖 7.193	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 2')	341
圖 7.194	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3)	342
圖 7.195	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 3')	342
圖 7.196	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4)	343
圖 7.197	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 4')	343
圖 7.198	案例 C 完整補強負 Y 向側力強度點非線性鉸發展(line 5)	344
圖 7.199	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(1 層)	344
圖 7.200	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(2~4 層)	345
圖 7.201	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(5~6 層)	345
圖 7.202	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(1 層)	346
圖 7.203	案例 C 軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(2~4 層)	346
圖 8.1	選擇輸出計算書之欄位	391
圖 8.2	一般柱之斷面	391
圖 8.3	極短柱之斷面	391
圖 8.4	梁之斷面	392
圖 8.5	無開口 RC 牆斷面示意圖	392
圖 8.6	開口 RC 牆斷面示意圖	393
圖 A.1	兩層樓案例之 ETABS 模型	408
圖 A.2	兩層樓案例之結構平面圖	408
圖 A.3	兩層樓案例之柱斷面圖	409
圖 A.4	兩層樓案例之梁斷面細節	409

圖 A.5	兩層樓案例 TEASPA 2.0 與 TEASPA 4.0 之容量曲線比較.....	410
圖 A.6	兩層樓案例調整慣性矩折減係數後兩模型初始勁度比較.....	410
圖 A.7	兩層樓案例一樓 C2 柱柱底側推過程軸力彎矩變化.....	411
圖 A.8	兩層樓案例一樓 C6 柱柱底側推過程軸力彎矩變化.....	411
圖 A.9	兩層樓案例調整 Iteration Convergence Tolerance 之差異比較	412
圖 A.10	四層樓案例空構架容量曲線比較.....	412
圖 A.11	四層樓案例空構架耐震性能曲線比較.....	413
圖 A.12	四層樓案例含磚牆斜撐容量曲線比較.....	413
圖 A.13	四層樓案例含磚牆斜撐耐震性能曲線比較.....	414
圖 A.14	四層樓案例含磚牆斜撐模型參考面 D.....	414
圖 A.15	四層樓案例含磚牆斜撐模型參考面 G.....	415
圖 A.16	四層樓案例各版本磚牆與柱構件非線性鉸性質.....	415
圖 A.17	四層樓案例核心牆補強容量曲線比較.....	416
圖 A.18	四層樓案例核心牆補強耐震性能曲線比較.....	416
圖 A.19	十層樓案例 X 向容量曲線曲線比較.....	417
圖 A.20	十層樓案例 X 向耐震性能曲線曲線比較.....	417
圖 A.21	十層樓案例柱位置及編號.....	418
圖 B.1	TEASPA 線上服務網頁首頁	422
圖 B.2	TEASPA 線上服務網頁註冊頁	422
圖 B.3	TEASPA 線上服務網頁執行專案頁	423
圖 B.4	TEASPA 線上服務網頁分析模組頁	423
圖 B.5	TEASPA 線上服務網頁下載專區頁	424
圖 B.6	TEASPA 線上服務網頁常見問題頁	424
圖 C.1	TEASPA 線上服務網頁下載專區頁	429
圖 C.2	ETABS 建置格線示意圖.....	429
圖 C.3	格線建置完成	430
圖 C.4	檢核材料性質路徑圖	430
圖 C.5	檢核斷面性質路徑圖	431
圖 C.6	設定樓版性質路徑圖	431
圖 C.7	繪製桿件示意圖	432
圖 C.8	繪製樓版示意圖	432
圖 C.9	設定基礎型式路徑圖	433
圖 C.10	基礎型式設定	433
圖 C.11	結構模型 3D 立體圖	434
圖 C.12	設定剛性樓版路徑圖	434
圖 C.13	剛性樓版設定	435

圖 C.14	設定梁、柱剛性區域路徑圖	435
圖 C.15	梁、柱剛性區域設定	436
圖 C.16	設定 Panel Zone 路徑圖	436
圖 C.17	節點 Panel Zone 設定	437
圖 C.18	定義載重路徑圖	437
圖 C.19	垂直載重設定	438
圖 C.20	設定施加载重路徑圖	438
圖 C.21	設定質量來源路徑圖	439
圖 C.22	質量來源設定	439
圖 C.23	模態質量參與係數輸出路徑圖	440
圖 C.24	本案例之主控模態質量參與係數	440
圖 C.25	各樓層模態振幅輸出路徑圖	441
圖 C.26	本案例之主控模態振幅	441
圖 C.27	樓層質量輸出路徑圖	442
圖 C.28	本案例之各樓層質量	442
圖 C.29	定義側向載重	443
圖 C.30	側向力之豎向分配設定	443
圖 C.31	本案例非線性靜力側推分析設定	444
圖 C.32	檢視結構容量曲線路徑圖	445
圖 C.33	本案例結構容量曲線	445

第一章 緒論

地震之發生乃台灣之宿命，大地震必然周而復始發生，台灣地震史上已發生多次毀滅性大地震，造成重大災情，國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)為此針對耐震評估及補強進行研究，致力於理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討。國震中心歷年來針對鋼筋混凝土結構之構件試體、大型縮尺試體及小型足尺試體，進行往復載重及振動台試驗等方式進行地震模擬試驗，探討鋼筋混凝土結構之耐震性能及補強之效益；並充分利用待拆老舊校舍之剩餘價值，先後於花蓮縣新城國中[1.1]-[1.2]、雲林縣口湖國小[1.3]-[1.4]、桃園縣瑞埔國小[1.5]及台南縣關廟國小[1.6]-[1.8]，在校舍拆除前執行耐震評估與補強現地試驗，利用真實結構驗證所提出之評估與補強工法，確屬可行。國震中心彙整歷年評估與補強之相關研究成果，當中包含初步評估[1.9]-[1.19]、詳細評估[1.2]、[1.4]、[1.20]及結構耐震補強工法[1.6]-[1.8]、[1.21]-[1.24]等，編撰成冊供工程師執行評估與補強業務之技術參考。

國震中心過去出版的「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(一~三版)」[1.25]-[1.27]已被工程師廣泛應用於校舍結構評估與補強業務上。2018年起校舍手冊改將柱構件兩端改設置 P-M 或 P-M-M 非線性鉸，依循柱斷面之軸力彎矩互制關係曲線，計算柱構件在各式軸力變化下之 P-M 非線性鉸參數。自此將校舍手冊改版名為「臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)」[1.28]，並於 2019 年 1 月 7 日正式通過營建署審查(圖 1.1)，適用範圍已不再受六層樓以下之條件限制，可適用於一般鋼筋混凝土造或加強磚造平面規則建築物。

「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」(下簡稱本手冊)是以側推分析為基礎之非線性靜力分析方法，應用容量震譜法，求取結構物之耐震性能；延續 TEASPA 3.1 版，配合 ETABS 及 SAP2000 等結構分析軟體之功能，將柱構件兩端改設置為 P-M 非線性鉸，透過柱斷面軸力與彎矩互制關係，計算隨軸力變化柱構件之非線性鉸參數，能反映出地震下柱軸力

之實際行為；針對構件耐震行為之背骨模型，本手冊更新鋼筋混凝土柱、短柱、短梁、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、及開口磚牆等構件之非線性鉸參數。為方便工程師操作本手冊的非線性鉸參數計算，國震中心與中興社合作開發一套輔助程式之線上服務網頁，輔助工程師進行模型構件非線性鉸設定、結構系統之耐震性能計算；本線上服務網頁可提供工程師依個案條件，擇需要檢核的桿件，輸出選定構件之非線性鉸參數計算書，以便進行檢核。

在耐震補強技術方面，有鑑於 2016 年 2 月台灣發生 0206 美濃地震 [1.29]，共有 117 人罹難，其中 115 人(98.3%)肇因於「維冠金龍大樓」之倒塌(圖 1.2)，其倒塌主因之一乃為軟弱層破壞後，導致整體結構系統不穩定而倒塌；2016 年 4 月日本熊本地震，亦有多棟建築物發生軟弱層之破壞模式(圖 1.3)，由於未考量軟弱層，導致一樓牆量不足；而二樓以上作住宅用，搭配起居之功能，存在為數不少之隔間牆，導致一樓形成軟弱層。由過去經驗，山上區公有市場底層為開放空間，二層為居室或辦公室，屬於軟弱底層結構，於 2016 年美濃地震後底層完全倒塌(圖 1.4)；而南化區公有市場因於 2010 年甲仙地震[1.30]後設置臨時支撐，在 2016 年美濃地震後未倒塌，顯見這些臨時支撐具有抗倒塌效果。由以上勘災經驗可知，若能於底層增加補強構件，雖僅為階段性補強，但至少能達到防止倒塌的目標。

因此，本手冊除了更新詳細評估技術外，也新增數個補強工法，可供各類型建築進行完整補強之選項。然而，若建築物因工程技術以外之因素，無法執行完整補強，本手冊也依據建築物耐震設計規範第八章，提供耐震階段性補強工法之設計程序與技術，並分別以案例操作說明完整補強或階段性補強，提供予工程師進行補強設計之參考。

參考文獻

- [1.1] 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，台北，2008 年。
- [1.2] 江文卿，邱聰智，杜怡萱，黃世建，「花蓮縣新城國中校舍結構現地靜態側推實驗研究」，中國土木水利工程學刊，第 20 卷，第 4 期，第 495-507 頁，2008 年。
- [1.3] 江文卿，邱聰智，蕭輔沛，杜怡萱，簡文郁，葉勇凱，鍾立來，黃世建，「雲林縣口湖國小校舍現地靜態推垮實驗」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-044，台北，2008 年。
- [1.4] 鍾立來，黃鈞鼎，楊耀昇，林聖學，賴勇安，吳賴雲，「以現地試驗驗證口湖國小含磚牆校舍之簡易側推分析」，中國土木水利工程學刊，第 27 卷，第 1 期，第 59-68 頁，2015 年。
- [1.5] 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，台北，2008 年。
- [1.6] 邱耀正，施健泰，蕭輔沛，邱聰智，阮鈞平，黃世建，「校舍建築 RC 擴柱補強現地試驗與分析」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-033，台北，2008 年。
- [1.7] 邱耀正，劉玉文，黃錦旗，蕭輔沛，邱一哲，邱聰智，黃世建，「校舍建築構架式鋼板補強現地試驗與分析」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-034，台北，2008 年。
- [1.8] 邱聰智，蕭輔沛，陳士霖，Alcocer, S.M.，邱耀正，黃世建，「校舍建築物後拉式預力鋼棒補強現地試驗與分析」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-032，台北，2008 年。
- [1.9] 楊耀昇，鍾立來，邱聰智，蕭輔沛，江文卿，黃世建，吳賴雲，「口湖國小含磚翼牆校舍之耐震能力初步評估與現地試驗驗證」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 29 卷，第 2 期，第 25-40 頁，2014 年。

- [1.10] 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，台北，2003 年。
- [1.11] 蘇耕立，「台灣中小學校舍結構耐震能力初步評估方法之探討」，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北，2008 年。
- [1.12] 邱聰智，「低矮型鋼筋混凝土住宅結構耐震快速評估法之開發與驗證」，臺灣大學土木工程學研究所，博士論文，台北，2015 年。
- [1.13] 周德光，楊耀昇，鍾立來，葉勇凱，邱聰智，蕭輔沛，「消防廳舍結構耐震能力初步評估之研究與驗證」，中國土木水利工程學刊，第 24 卷，第 1 期，第 53-63 頁，2012 年。
- [1.14] 翁元滔，鍾立來，林智隆，「考慮台灣既有中高樓層建物特性之耐震初步評估方法研究」，中國土木水利工程學刊，第 31 卷，第 5 期，第 411-422 頁，2019 年。
- [1.15] 鍾立來，吳賴雲，林琨偉，楊耀昇，連冠華，「以現地試驗檢核校舍結構耐震能力之初步評估」，中國土木水利工程學刊，第 24 卷，第 3 期，第 299-311 頁，2012 年。
- [1.16] 林煜衡，邱聰智，黃世建，「鋼筋混凝土住宅建築之耐震能力初步評估法」，中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會，台中，Paper No. 13013，2018 年。
- [1.17] 邱聰智，何郁姍，張毓文，鍾立來，黃世建，「0206 美濃及花蓮地震震損建物資料庫之分析與應用」，中國土木水利工程學刊，第 31 卷，第 5 期，第 473-487 頁，2019 年。
- [1.18] 邱聰智，黃世建，宋嘉誠，鍾立來，「低矮型街屋耐震能力快速評估法之開發與驗證」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 29 卷，第 4 期，第 65-87 頁，2014 年。
- [1.19] Chiou, T.-C., Ho, Y.-S., "Verification of Seismic Rapid Evaluation by 2018 Taiwan ML 6.26 Earthquake." the 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, Bangkok, Thailand, 2018, ACEE 0186.

- [1.20] 葉勇凱，沈文成，蕭輔沛，周德光，「側推分析於校舍現地試驗之驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-031，台北，2008 年。
- [1.21] 邱聰智，邱建國，葉勇凱，簡文郁，鍾立來，周德光，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-038，台北，2008 年。
- [1.22] 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，台北，2008 年。
- [1.23] 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，台北，2007 年。
- [1.24] Chung, L.-L., Yang, Y.-S., Lien, K.-H., Wu, L.-Y., "In situ experiment on retrofit of school buildings by adding sandwich columns to partition brick walls." Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 43, Issue 3, 2014, pp. 339-355.
- [1.25] 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、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-13-023，台北，2013 年。
- [1.26] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啟祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第二版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-09-023，台北，2009 年。
- [1.27] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，NCREE-08-023，台北，2008 年。
- [1.28] 邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、翁健煌、李其航、劉建均、薛強、何郁嫻、陳幸均、楊智斌、翁樸文、沈文成、涂耀賢、楊耀昇、李翼安、葉勇凱、

黃世建，「臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-18-015，台北，2018 年。

[1.29] 蕭輔沛，盧煉元，邱聰智，翁元滔，「中高樓建築物於 0206 美濃及花蓮地震之震害探討及因應對策」，中國土木水利工程學刊，第 31 卷，第 5 期，第 423-430 頁，2019 年。

[1.30] 國家地震工程研究中心，「2010 年 0304 高雄甲仙地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-10-010，台北，2010 年。

內政部營建署 函

機關地址：10556臺北市松山區八德路2段342號

聯絡人：謝佩臻

聯絡電話：02-87712704

電子郵件：XIEPEIZHEN@cpami.gov.tw

傳真：02-87712709

受文者：財團法人國家實驗研究院

發文日期：中華民國108年1月7日

發文字號：營署建管字第1070100786號

速別：普通件

密等及解密條件或保密期限：

附件：

主旨：有關貴院所提「臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA）」審核乙案，復如說明，請查照。

說明：

一、依本署107年9月26日營署建管字第1071283406號函續辦，並復貴院107年6月26日國研授震建字第1070602669號函、107年10月5日國研授震建字第1070604324號函、107年12月6日國研授震建字第1070605232號函及107年12月26日國研授震建字第1070605574號函。

二、查貴院107年10月5日函送之臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA V3.1），業依本署107年8月29日召開「財團法人國家實驗研究院地震工程研究中心『臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA）』審查會議」結論修正，同意適用範圍修正為不限樓層之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物，由建築師、相關專業技師及專業機構等應用於耐震能力詳細評估工作時之參考使用，使用者應負其專業責任。

第1頁，共2頁

國震中心



1080600097

圖 1.1 TEASPA適用範圍擴大至中高樓建築結構之函文



圖 1.2 台南市維冠金龍大樓倒塌後空拍照片
(照片來源：國震中心王仁佐博士)

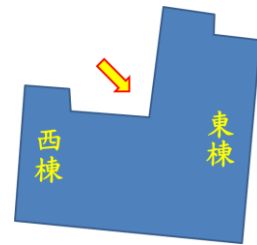


圖 1.3 日本熊本地震中某七層樓建築結構
(一樓崩塌，二樓樓版壓在車子上)(照片來源: 國震中心鍾立來博士)



(a) 南化區公有市場於 2010 年甲仙地震後設置臨時支撐，於 2016 年美濃地震後未倒塌，具有抗倒塌效果。



(b) 山上區公有市場底層開放空間，二層為居室或辦公室，於 2016 年美濃地震後底層完全倒塌。

圖 1.4 美濃地震中兩棟市場建築的損壞程度比較

第二章 耐震評估與補強性能目標

2.1 前言

工程設計實務必須兼顧「安全性」與「經濟性」，在考慮經常性荷載及發生機率極低的極端荷載條件下，必須滿足使用者之使用需求、建築物之安全性及經濟性等多重條件。影響安全最主要的因素為結構強度與荷載，前者變異性較低，相對容易掌控，後者則會因不同的來源而有不同的變異性。吾人透過結構可靠度分析決定各種荷載之載重係數，可確保安全性與經濟性下，得最佳之工程設計。就地震力而言，地震危害度分析以有系統之程序，依據地震時空分布的不確定性，以適當之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，可完整表達地震力的發生機率與變異性。

在設計地震作用下，結構反應必須限制於預設之性能標準下，耐震能力不足之結構進行補強後，其亦須達預設之性能目標，方可確保結構物之安全性；耐震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是損傷控制狀態，其設定必須依據結構損傷狀態；為方便實務操作應用，將之以結構反應參數表示，如：層間變位比或是結構損傷指標值量化表示，可由結構試驗觀察或調查震害分析決定補強目標。

本手冊依據「建築物耐震設計規範及解說」[2.1]第 8.3 節所規定之整幢結構物耐震能力評估及補強基準，建議建築物在工址 475 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準；並依據該規範[2.1]第 8.5 節，建議耐震階段性補強的設計程序與檢核基準，可供無法進行整幢補強之結構物採取階段性補強措施，降低於震時發生軟弱層破壞而崩塌之風險。

2.2 耐震評估與補強合格標準

本手冊建議之耐震補強程序如圖 2.1 所示，老舊建築物經耐震評估後，判定為危險者，可拆除重建或進行整幢完整補強。然而，因工程技術以外之因素而無法進行整幢完整補強者，例如難以整合全數區分所有權人的意見同意進行拆除重建或整幢補強者，建議在達成全數區分所有權人的共識以前，可以先採行階段性補強。

階段性補強又分為階段性補強 A 及階段性補強 B，若建築物存在耐震設計規範所提到弱層現象(該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者，即 $\frac{V_{CDR}^i}{V_{CDR}^{i+1}} \leq 80\%$)或軟層現象(該層之側向勁度低於其上一層之 70%者，即 $\frac{K^i}{K^{i+1}} \leq 70\%$)兩種情況者，可適用階段性補強 A 或階段性補強 B；若不存在軟層或弱層現象，則建議採用階段性補強 B。

前述整幢完整補強即應滿足設計地震的性能水準，需進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析；階段性補強 A 以降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞風險為主要目標，以樓層剪力強度檢討結構弱層，以樓層勁度檢討結構軟層，軟弱層的檢核可輔以初步評估方法為之；階段性補強 B 主要是補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，三種方案之性能目標於後說明。

2.2.1 整幢完整補強

依據建築物耐震設計規範及解說[2.1]8.3 節耐震能力評估及補強之基準，採行整幢完整補強之結構物，其經評估後不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準之一(應考慮非結構牆之效應，並於分析模型中納入考量)：

- (1) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達現行規範規定工址 475 年回歸期之設計地震地表加速度乘以用途係數 I 。其性能目標準則為當建築物之韌性發展到韌性容量 R 時，相對應的等效地表加速度 EPA ，需達目標地震地表加速度 $0.4S_{DS} \times I$ 。

(2) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。對於不同用途係數之建築物，其性能目標可包含基底剪力、層間變位角及垂直承載等要求，在達到此性能目標時所相對應之地表加速度值，不得小於 475 年回歸期之設計地震地表加速度值 ($EPA=0.4S_{DS}$)。

本手冊延續校舍手冊[2.2]之試驗研究成果[2.3]，其以一典型校舍實尺寸結構為標的，設計二層三跨之平面構架試體，進行一系列校舍構架試驗，當中包含既有之非韌性構架校舍及經補強後之校舍單元試體。

其中，未補強之非韌性構架試體進行反覆載重試驗後，其遲滯迴圈、一樓各階段之層間變位及柱構件損傷程度如圖 2.2，由於原型構架試驗後將進行受損後補強試體之試驗(即將損壞之未補強試體進行補強)，因此原型構架試驗只進行至頂樓位移比達 2.0%即停止，試驗停止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。該構架於一樓層間變位(D_r^T)約 0.5%時，達到強度點(V_{max})之 80%($0.80V_{max}^-$)，由遲滯迴圈及試體裂縫發展顯示，此時僅柱表面產生輕微裂縫，且結構體無明顯殘餘變形，此時之損傷狀態可視為無損或輕微損壞；試體一樓層間變位約 1%時強度點(V_{max})，此時窗台柱發展出明顯之裂縫，且留下小量之殘留變形(變位比約 0.2%)，顯示已超過降伏點，其餘構材大體良好，其破壞狀態仍屬輕微；試體一樓層間變位約 2.3%時，其側向強度下降至強度點之 80%($0.8V_{max}^+$)時，此時窗台柱明顯發生短柱破壞，混凝土大量剝落、鋼筋裸露，但由試驗之遲滯迴圈顯示，此時該構架韌性仍尚未用盡，試驗持續進行至一樓層間變位比 3%左右方停止。

將受損之試體打除窗台柱並重新進行擴柱補強後，再進行反覆載重試驗，其遲滯迴圈、一樓各階段之層間變位及柱構件損傷程度如圖 2.3，一樓之層間變位比(interstorey drift ratio)達到約 3%時，構架剪力強度達最大值。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。隨著側推之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，構架抗剪強度方有較明顯的衰減下降現象。圖 2.3 同時顯示構架達到最大基底強度點(V_{max})時及基底剪力達最大基底剪力強度前之 80%(即

$0.80V_{\max}^-$)時之層間位移比及試體狀況，顯示擴柱補強後之試體，破壞模式轉為強柱弱梁，柱均無明顯破壞。

前述試驗之細節詳見前版校舍手冊[2.2]及試驗報告[2.3]，本手冊參照[2.2]，將標準校舍構架及擴柱補強後之校舍構架達到側力強度點至進入強度下降後之損傷狀態，整理於表 2.1。由表 2.1 可知，針對非韌性之構架(標準校舍構架)，該試體最大層間變位比為 2.5%時，強度下降至最大強度之 80%，其韌性尚未完全喪失；對於補強後之構架，該試體最大層間變位比為 2.4%時，達其側力強度點，當其最大層間變位比為 6.0%時，強度下降至最大強度之 80%。

本手冊採用性能目標作為耐震能力之檢核標準，依據結構之用途係數訂定性能點之各種損傷狀態，針對用途係數愈高之結構物，則應有較為嚴格之性能標準。本手冊參考校舍手冊[2.2]，建議滿足工址 475 年回歸期之設計地震作用下應有的性能水準如表 2.2 所示。針對第一類及第二類建築($I=1.5$)，應要求其具有較佳之建物性能水準，故本手冊建議其在 475 年回歸期設計地震作用下之結構內力反應不得大於最大強度之 80% (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)，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 1.0%；針對第三類建築($I=1.25$)，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%；針對第四類建築($I=1.0$)，本手冊依據前述試驗觀察與損傷性能(表 2.1)，建議其在 475 年回歸期設計地震作用下之結構內力反應可過最大強度點並進入下降段，保守建議不低於 $0.85V_{\max}^+$ (以 $0.85V_{\max}^+$ 表示，上標“+”表示柱受力已過其極限強度並進入強度衰減階段，受力狀態處於能耐曲線最高點 $V_{\max}$ 之右側)，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 2.5%。

為考量受評估建築物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，既有建築物耐震能力，對應於 475 年設計地震之性能標準如

表 2.2 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。

此類補強須整幢進行設計後，再進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析、材料取樣及檢測，補強規劃可能需變更到私有空間，需爭取大多數區分所有權人同意。

2.2.2 階段性補強

依據建築物耐震設計規範及解說 8.5 節排除弱層破壞之補強[2.1]，若建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體耐震補強作業，以滿足 8.3 節之要求，經適當評估作業後，認為有弱層之虞者，則可先採取排除弱層破壞之補強的方式，作為階段性補強措施，以提升具有此類特性之建築物的耐震性能，降低在地震下因弱層集中式破壞而崩塌的風險。

此外，本中心自民國 106 年受內政部營建署委託，執行單棟大樓階段性補強技術手冊研發，研議針對具軟弱底層之住宅建築的階段性補強設計基準、方法與程序，並具體推動階段性補強工程示範案例[2.4]。

本手冊參照規範[2.1]及單棟大樓階段性補強技術手冊[2.4]，提出階段性補強措施有階段性補強 A 及階段性補強 B，基於保守設計考量，建議階段性補強措施除檢討弱層缺陷外，亦得檢討軟層缺陷。各類階段性補強目標基準建議如下。

1. 階段性補強 A：主要為降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞之風險的補強設計，其補強目標基準應達下列基準二者之一

(1) 基準一：目標層以下各層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值不低於其上一層者之 80%；且該層之側向勁度不低於其上一層者之 70%。即基準一須滿足式(2.1)：

$$\frac{V_{CDR}^i}{V_{CDR}^{i+1}} \geq 80\% \text{ 且 } \frac{K^i}{K^{i+1}} \geq 70\%, i=1 \sim m \quad (2.1)$$

其中， m 為目標層， V_{CDR}^i 為第 i 層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值； V_{CDR}^{i+1} 為第 $i+1$ 層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值； K^i 為第 i 層之側向勁度； K^{i+1} 為第 $i+1$ 層之側向勁度。

- (2) 基準二：目標層以下之各層其極限層剪力強度不得低於其上一層者之 90%；且該層側向勁度不得低於其上一層者之 70%，以降低軟弱層集中式破壞之風險。

本手冊建議執行基準二之設計方法，可採模型分析法(參見 6.2 節)及簡易設計法(參見 6.3.2 節)。其中模型分析法須滿足式(2.2)：

$$\frac{V^i}{V^{i+1}} \geq 90\% \text{ 且 } \frac{K^i}{K^{i+1}} \geq 70\%, i=1 \sim m \quad (2.2)$$

其中， m 為目標層， V^i 為第 i 層之極限層剪力強度； V^{i+1} 為第 $i+1$ 層之極限層剪力強度。

若採基準二之簡易設計法，因並未建立結構模型進行各層側向勁度分析，為求保守，勁度需求提升為 80%，即滿足式(2.3)：

$$\frac{V^i}{V^{i+1}} \geq 90\% \text{ 且 } \frac{K^i}{K^{i+1}} \geq 80\%, i=1 \sim m \quad (2.3)$$

2. 階段性補強 B 主要目標為防止倒塌

補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，其耐震性能地表加速度(A_p 值)須大於補強前的 A_p 值，且不得低於 0.8 倍的設計目標地表加速度(A_T 值)。所謂垂直承載構件發生軸向破壞係指各結構分析步驟中有任一柱構件之非線性變形到達極限位移點(Δ_a)或發生軸力破壞。

階段性補強 B 補強後之耐震性能，除需滿足前述之條件外，同時亦須滿足建築物耐震設計規範及解說 8.5 節排除弱層破壞之補強的相關規定，降低在地震下因弱層集中式破壞而崩塌的風險。

參考文獻

- [2.1] 國家地震工程研究中心，「建築物耐震設計規範及解說修訂條文案」，內政部營建署審議中。
- [2.2] 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、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-13-023，台北，2013 年。
- [2.3] 邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鍾立來、周德光，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-038，台北，2008。
- [2.4] 鍾立來、邱聰智、陳幸均、何郁嫻、涂耀賢、林煜衡、翁樸文、沈文成、李翼安、蕭輔沛、楊智斌、楊耀昇、許庭偉、江文卿、黃世建，「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造(評估與設計技術篇)」，內政部營建署，內政部營建署委託研究計劃期中報告，台北，2019。

表 2.1 反覆載重試驗校舍構架之損傷與性能比較[2.2]

	$V_{\max}$	$0.8V_{\max}^+$	$0.6V_{\max}^+$
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 2.5%，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。
擴柱補強標準校構架	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 0.5 mm。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。

表 2.2 整幢完整補強對應 475 年設計地震之性能目標準則

用途分組	A_p			A_T
第一類及第二類建築($I=1.5$)	$0.80V_{\max}^-$	$D_r^T = 1\%$	垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度	$0.4S_{DS}$
第三類建築($I=1.25$)	$V_{\max}$	$D_r^T = 2\%$		
第四類建築($I=1.0$)	$0.85V_{\max}^+$	$D_r^T = 2.5\%$		

註：

1. 基底剪力 $0.80V_{\max}^-$ 位於容量曲線上升段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.80 倍。
2. 基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 位於容量曲線下降段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.85 倍。
3. 垂直承載構件發生軸向破壞係指各側推分析步中有任一柱構件之非線性變形到達 Δ_a 或發生軸力破壞。

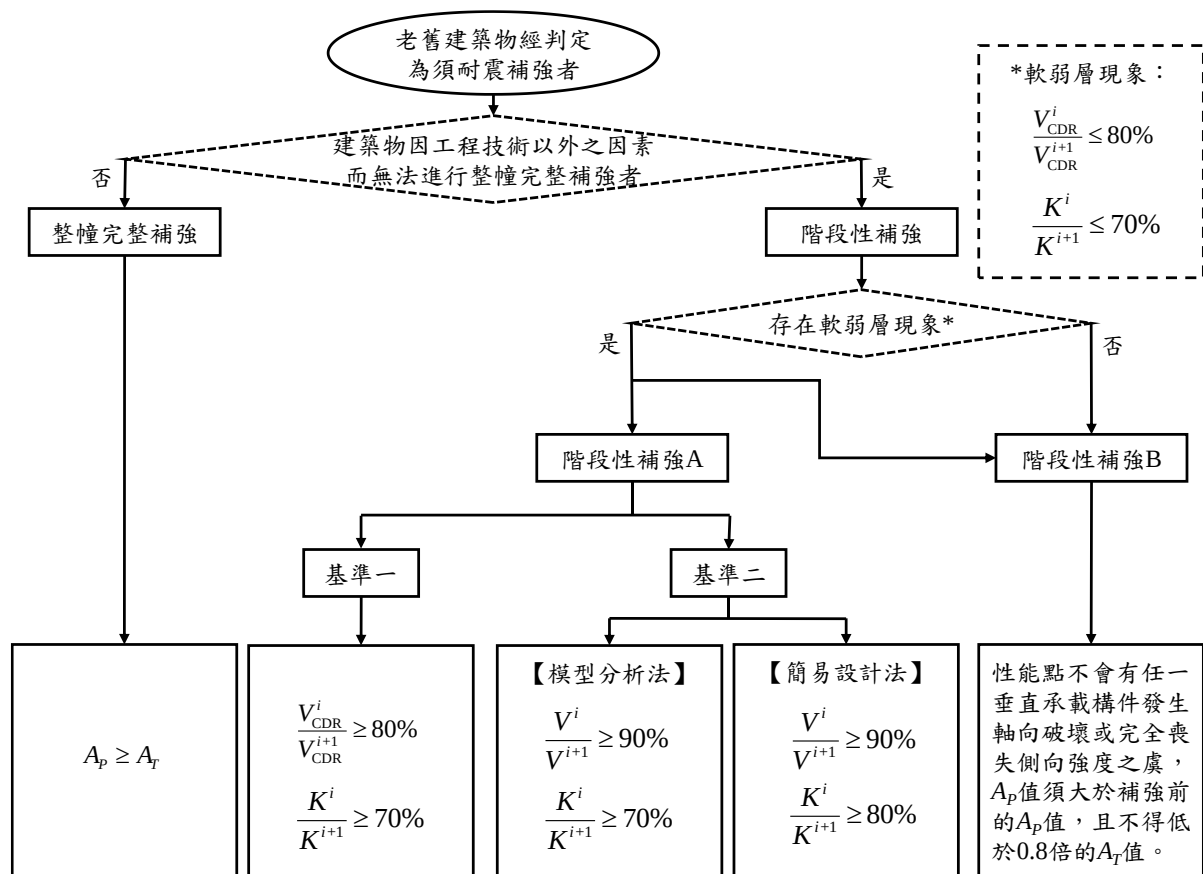


圖 2.1 建築物耐震補強性能目標基準(本手冊建議)

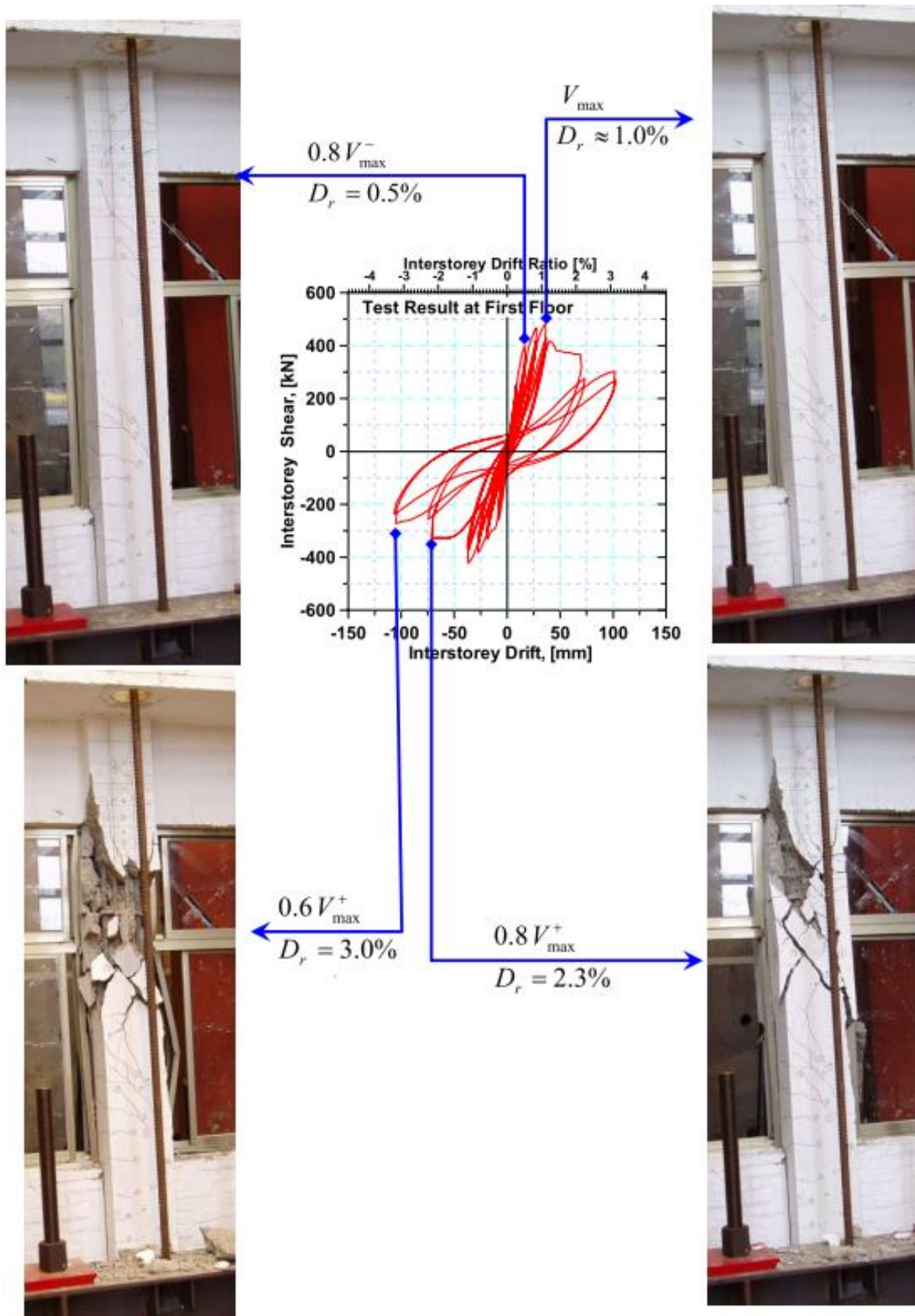


圖 2.2 非韌性設計 RC 校舍原型構架反覆側推下之遲滯迴圈及損傷程度之關係比較(窗台柱， D_r ：一樓之層間變位比)[2.2]、[2.3]

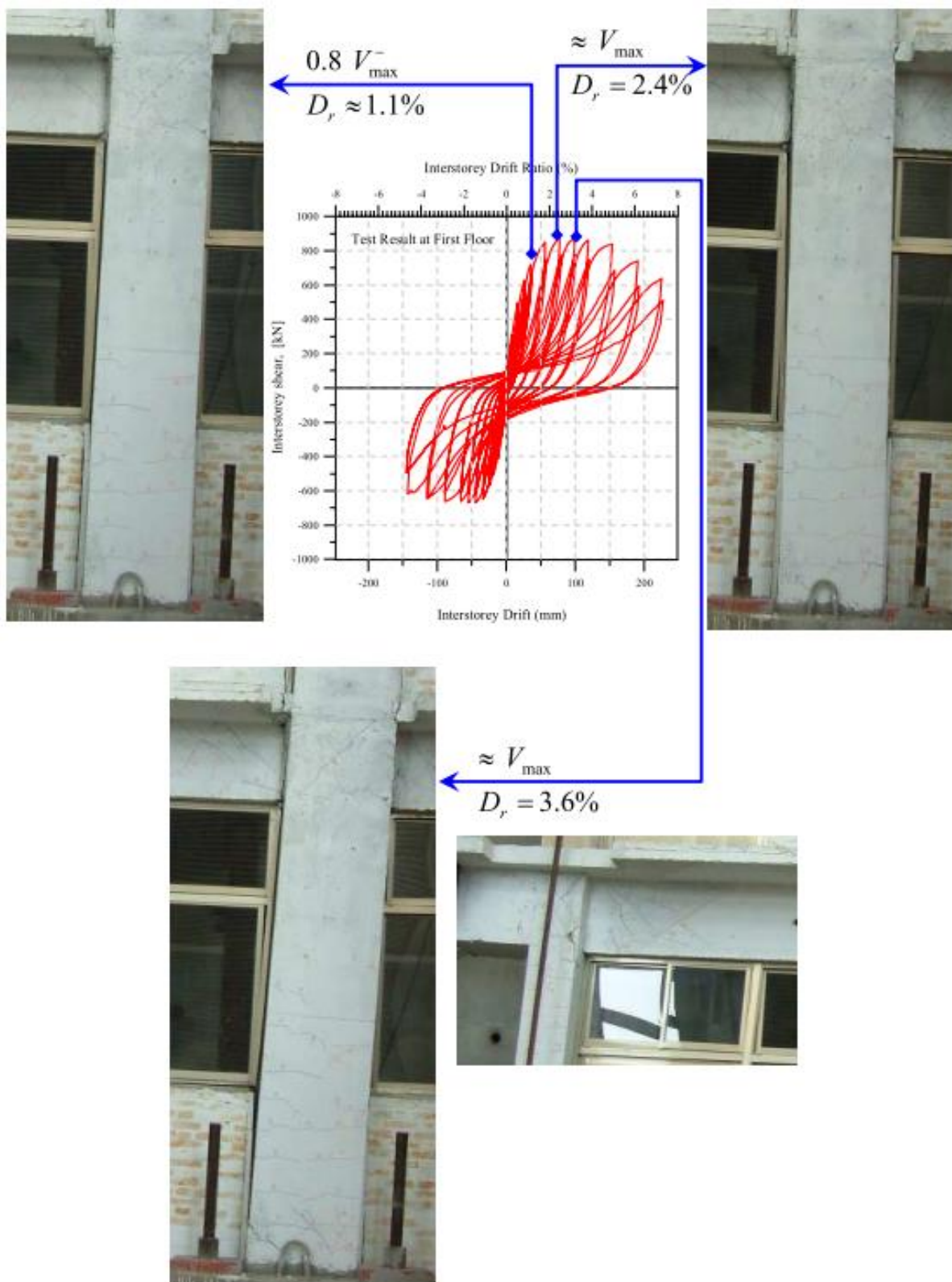


圖 2.3 RC 擴柱補強校舍構架反覆側推下之遲滯迴圈及損傷程度之關係比較 (D_r ：一樓之層間變位比)[2.2]、[2.3]

第三章 詳細評估

3.1 前言

有關耐震詳細評估方法之選擇，可參照擬修正之耐震設計規範[3.1]8.2節，關於靜力分析及動力分析之相關規定，若目標建築物屬耐震設計規範3.1節所規定，且其地面以上樓層之第一模態有效振態質量比小於60%者，則應以非線性動力歷時分析或其他經認可之方法，其他類型的建築物得採本手冊介紹之非線性靜力分析方法。

目前國內業界多以非線性靜力分析(亦稱側推分析)進行耐震詳細評估，目前被廣泛採用之方法有：國家地震工程研究中心所發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(TEASPA)」(即本手冊所介紹之方法)及蔡益超與宋裕祺發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統(SERCB)」[3.2]等兩種，兩者皆為以美國ATC-40[3.3]之容量震譜法(Capacity Spectrum Method)作為基礎，進行發展的耐震評估方法，可充分表現出結構物的非線性行為。此兩種評估方法皆可搭配業界所常用之ETABS及MIDAS等非線性分析軟體，以利工程師建立分析模型並進行評估模擬。

本章主要介紹耐震能力詳細評估方法，執行耐震能力詳細評估之前，必須針對欲評估之建築物蒐集相關資訊或文件，其可適用於耐震評估及構件之耐久性評估，待資料蒐集齊全後，便可執行建模及側推分析，本章也將介紹非線性側推分析的理論及其使用方法，詳細內容如3.2節建築物基本資料蒐集及3.3節非線性靜力分析法所述。

3.2 建築物基本資料蒐集

建築物耐震能力評估所需之相關資料項目如下表所示。

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(梁深 h 、梁寬 b 、有效梁長 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 (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 (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

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

3.2.1 基本資料蒐集

應先搜尋目標建築物之相關文件，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[3.4]，亦應搜集。若無原始相關文件圖說等資料，可經由所有權人簽立授權書，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建築物，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

3.2.2 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[3.5]。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，並針對所有權人需求進行溝通了解，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、樓地板面積、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。

耐久性調查對主要構件(柱、梁及 RC 牆)、版構件及外牆被覆材料的混凝土表面外觀(裂縫、剝落及鼓起/隆起)及鋼筋腐蝕狀況之評定標準可參考陳美儒碩士論文[3.6]所述，若評定結果顯示需進入耐久性能詳細評估階段，則需進行相關材料試驗如中性化深度檢測、氯離子含量檢測、腐蝕電位檢測及電阻率檢測等。

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[3.7]。

- (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其為撓曲、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，此可對所有權人或鄰近居民進行訪談調查來補足相關之資訊。

3.2.3 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，應依相關標準規範之規定辦理[3.8]、[3.9]，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[3.10]，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^2 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」[3.11]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，如發現建築物磚牆兩側確有粉刷層時，砂漿抗壓強度可保守取 150 kgf/cm^2 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 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建築物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。

3.2.4 其他

建築物現況與檢測的目的是為評估現有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 內。

本手冊所提出之耐震評估方法僅針對無劣化構件作分析與模擬，若經檢測得知有老劣化現象(如：高氯離子含量、中性化或鋼筋腐蝕等)，可參考邱建國等人[3.12]對劣化構件於耐震能力評估折減之研究。

3.3 非線性靜力分析法

3.3.1 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[3.3]及 FEMA 273[3.13]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 3.1 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，即上部結構之基底剪力及屋頂側向位移的關係曲線，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建築結構時，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，本中心建議應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，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 $V_i = V \left[w_i \phi_i / \sum_j w_j \phi_j \right]$ ，其中 ϕ_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。

關於結構桿件之非線性鉸參數模型，詳見第四章。

3.3.2 耐震性能曲線

於檢核建築物結構耐震性能之前，需依 3.3.1 節非線性靜力分析方法，先求取建築物結構的容量曲線，並依本手冊 2.2 節所述原則決定建築結構的耐震性能目標，於容量曲線上標定性能點，本節即說明如何依建築結構需要的性能目標計算所對應的性能目標地表加速度 A_p ，並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。本節係引進美國 ATC-40[3.3]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

容量曲線為建物上部結構的基底剪力 V 與屋頂質心點位移 Δ_{roof} 的關係曲線，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統(圖 3.2)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，

$$PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 \quad (3.1)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 \quad (3.2)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (3.3)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (3.4)$$

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[3.14]~[3.16]，可設定位移向量之分佈形狀 ϕ_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)； α_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 Δ_{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 3.3 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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (3.5)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.6)$$

其中 β_0 為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[3.17]，可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.7)$$

其中 E_D 為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖 3.4 所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p} S_{d,p} \quad (3.8)$$

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_{S0} 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，

$$E_{S0} = S_{a,p} S_{d,p} / 2 \quad (3.9)$$

由公式(3.8)及(3.9)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \quad (3.10)$$

上式之等效阻尼比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

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \quad (3.11)$$

其中 κ 為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有建築物， κ 可設為 0.33，若針對具韌性之新建 RC 建物，ATC-40[3.3]建議 κ 值可採 0.67。

(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[3.1]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 β_{eq} ，以下列公式可計算得性能目標地表加速度 A_p ，

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[1 + \left(\frac{2.5}{\beta_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (3.12)$$

其中 T_0 為短週期與中、長週期之分界，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 β_{eq} 的函數，其值如表 3.2 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

- [3.1] 國家地震工程研究中心，「建築物耐震設計規範及解說修訂條文案」，內政部營建署審議中。
- [3.2] 陳建忠、宋裕祺、蔡益超、賴明俊、邱毅宗、謝宗興、鄒本駒、盧珽瑞，「鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究」，內政部建築研究所協同研究報告，台北，2013 年。
- [3.3] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
- [3.4] 廖文義、羅俊雄、洪思閔，「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。
- [3.5] 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。
- [3.6] 陳美儒，「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」，國立台灣科技大學營建工程研究所碩士論文，邱建國教授指導，2014 年。
- [3.7] 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。
- [3.8] 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。
- [3.9] 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。
- [3.10] 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。
- [3.11] 內政部營建署，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。
- [3.12] 邱建國、蕭輔沛、涂豐鈞，「考慮鹽害蝕影響之鋼筋混凝土校舍耐震能力評估研究」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 28 卷，第 1 期，第 43-60 頁，2013 年。

- [3.13] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- [3.14] Fajfar, Peter, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra 16(3), 2000.
- [3.15] Kreslin M. and Fajfar P., Seismic evaluation of an existing complex RC building, Bull Earthquake Eng. 8, 2010.
- [3.16] 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，報告編號 NCREE-11-029，台北，2011 年。
- [3.17] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.

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	● 使用執照 ● 建築設計圖說 ● 結構設計圖說(含配筋圖) ● 原設計圖說採用之規範及設計方法 ● 地質調查報告等相關資料 ● 建築物履歷	● 建築物名稱及用途 ● 座落地址 ● 設計年代 ● 建造年代 ● 結構系統 ● 分期興建 ● 施工期間 ● 適用規範 ● 建築物構造 ● 基地概要、地盤種類 ● 樓層數 ● 樓地版面積 ● 斷面尺寸 ● 一樓柱量 ● 一樓牆量 ● 結構系統載重條件 ● 材料強度 ● 配筋型式描述 ● 建築物所在環境與氣候條件 ● 有無被覆材料(如外裝石材、油漆塗料、磁磚等) ● 用途變更、增改建、受災紀錄及補修、補強履歷

表 3.1 建築物現況與檢測工作之精簡項目(續)

要項	細項	相關內容
現況調查	● 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) ● 損壞(含裂縫)現況 ● 結構斷面尺寸與原設計圖說內容比對 ● 鋼筋配置查核(梁柱主筋、箍筋、淨保護層厚度檢測) ● 主要構件(柱、梁、版及 RC 牆)混凝土表面外觀裂縫情形 ● 版構件、外牆被覆材料剝落及鼓起/隆起程度	● 結構損壞調查(傾斜、沉陷量、裂縫、滲水、各樓層損壞類型等) ● 各類構件受損比例 ● 原設計配筋量及鋼筋配置檢測 ● 混凝土保護層厚度檢測 ● 構材缺陷、構材尺寸偏差、裂縫及外觀品質 ● 鋼筋腐蝕情況 ● 外觀調查： a. 龜裂狀況：位置、寬度、密度 b. 缺損：混凝土剝落或鼓起/隆起、鋼筋銹蝕 c. 滲漏：有無滲漏水現象 d. 變位變形：是否有局部變形或整體變位傾斜 e. 混凝土表面裂縫形式判定 ● 內部調查： a. 配筋情況：鋼筋直徑、根數、間距 b. 保護層厚度 c. 混凝土劣化狀況

表 3.1 建築物現況與檢測工作之精簡項目(續)

要項	細項	相關內容
材料試驗	● 混凝土抗壓強度 ● 鋼筋抗拉強度 ● 磚牆抗壓強度 ● 中性化深度檢測 ● 氯離子含量檢測 ● 腐蝕電位檢測 ● 電阻率檢測	● 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。 ● 鋼筋原設計強度(若無則取 2800kgf/cm²) ● 磚牆抗壓強度(若無可取保守值，紅磚單軸抗壓強度 150kgf/cm²，砂漿單軸抗壓強度取 100kgf/cm²)

表 3.2 阻尼比修正係數

β_{eq}	B_s	B_1
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
0.50	1.93	1.75

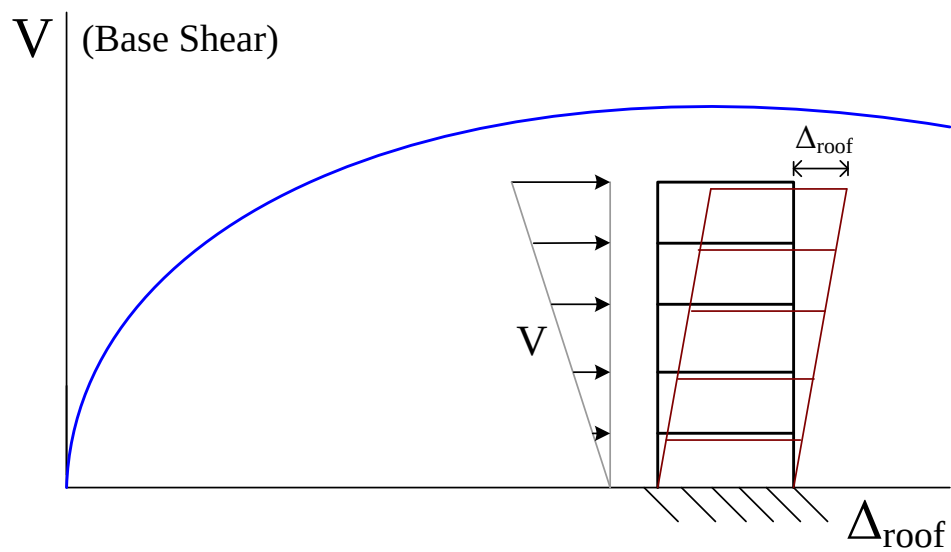


圖 3.1 側推分析之容量曲線

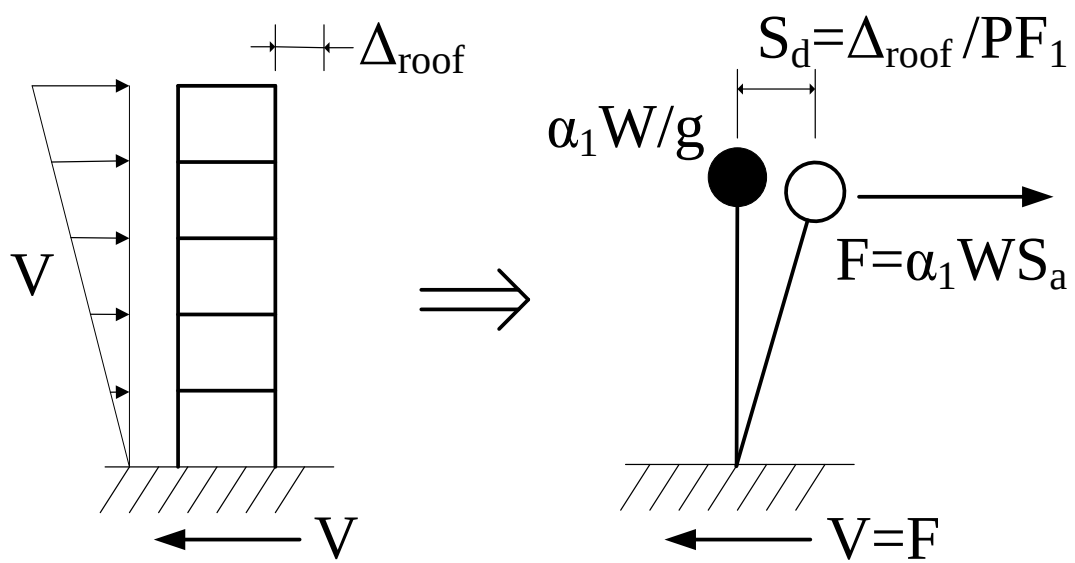


圖 3.2 等效單自由系統

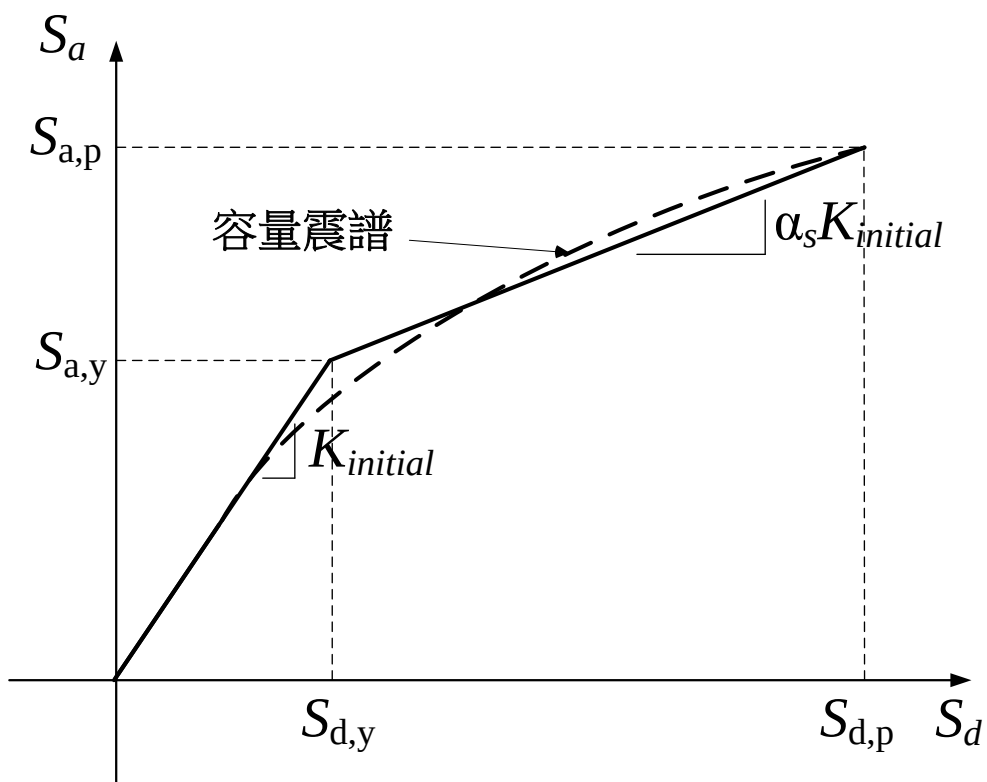


圖 3.3 容量震譜二線段化

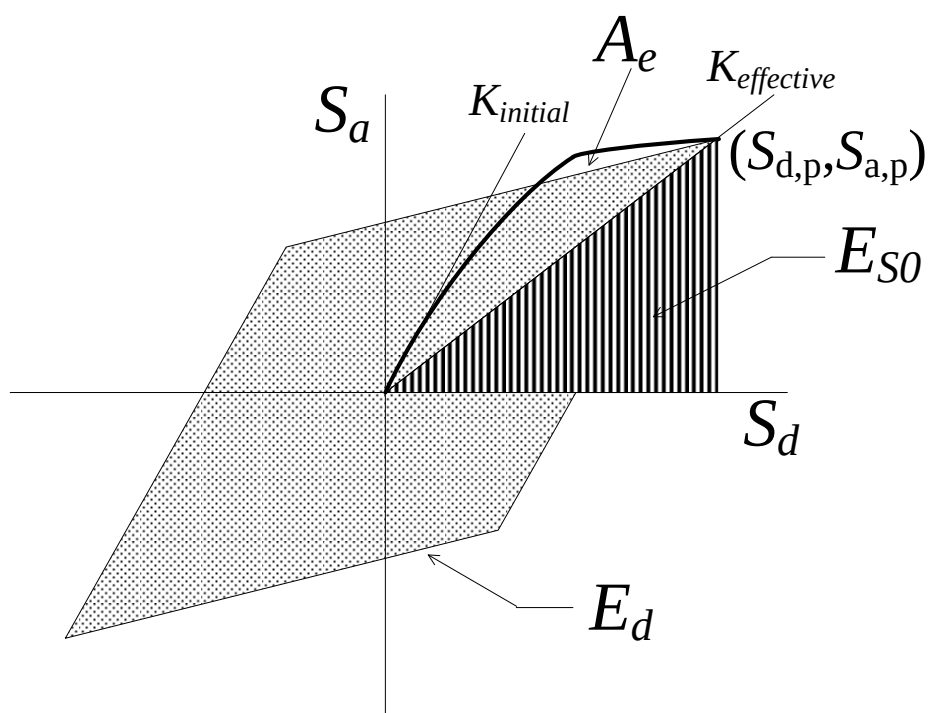


圖 3.4 等效阻尼與遲滯阻尼

第四章 關鍵構件背骨曲線模型

4.1 前言

工程師進行側推分析前，須先了解建築物之柱、梁、磚牆、RC 牆等桿件之非線性行為，工程師明瞭結構元件之非線性行為，方可給予合適之非線性鉸性質與位置，利用非線性鉸之特性模擬結構元件之非線性行為。欲明瞭構件之非線性行為，最直接之方式即為透過試驗或模擬所得之載重側向位移曲線進行判斷，本章將詳述各類關鍵結構元件之側向載重位移曲線及非線性鉸參數。

4.2 鋼筋混凝土柱

4.2.1 雙曲率 RC 柱之模擬

Sezen 及 Moehle [4.1]由試驗結果發現，柱之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，因而限制了柱強度及位移能力的發展。同時承受軸力及側向力作用的雙曲率柱，有三種破壞模式，即剪力破壞、撓剪破壞及撓曲破壞。本手冊將針對前述破壞模式，分別說明其側向載重位移曲線。

(1) 剪力破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構之柱，常因剪力鋼筋量配置不足使其破壞模式趨向於剪力破壞。根據過往勘災經驗得知，剪力破壞之柱構件，其斜向剪力裂縫通常分布於柱端。並且，如 Li et al. [4.2]之研究成果發現，剪力破壞柱變形能力並非如預期中之保守。因此，剪力破壞柱之側向載重位移曲線，包括剪力開裂點、剪力強度點及軸力破壞點，完整之剪力側向載重位移曲線，如圖 4.1 所示。第一段為柱之彈性行為至混凝土剪力開裂點，混凝土剪力開裂點之強度為 V_{cr} ，其對應之位移為 Δ_{cr} 。第二段為柱於混凝土剪力開裂後至剪力

強度點，其對應之剪力強度與位移分別為 V_n 與 Δ_n 。第三段為柱達剪力強度後之側向強度衰減段，至喪失垂直承載力之軸力破壞點 Δ_a ，並假設此時其側力強度衰減為零($V_a=0$)。相關之公式推導則如後所述。

剪力開裂點 (V_{cr} , Δ_{cr})

由 ACI 318-14 規範[4.3]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{Pd}{4h} \quad (4.1)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + P/5bh)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \quad (4.2)$$

其中， f'_c 為混凝土抗壓強度； b 為柱寬度； d 為最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取 0.8 倍柱深度($0.8h$)； h 為柱深度； P 為軸壓力，壓為正值，拉為負值； M_u 為斷面之設計彎矩(需求彎矩)； V_u 為斷面之設計剪力(需求剪力)。開裂強度取式(4.1)及式(4.2)之小值，若 $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{h}{2}\right) < 0$ 時，式(4.2)不適用，僅採用式(4.1)。

剪力開裂點之位移包括剪力變形及撓曲變形，其中開裂點之剪力變形可依式(4.3)計算，

$$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_c bd} \quad (4.3)$$

其中， H 為柱淨高度； E_c 為混凝土彈性模數。開裂點之撓曲變形可依式(4.4)計算，

$$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_c I_{eff}} \quad (4.4)$$

式中， $E_c I_{eff}$ 為柱斷面之撓曲有效剛度，在此， I_{eff} 為柱斷面之有效慣性矩。本手冊依據美國 ASCE/SEI 41-13[4.4]之規定，當柱軸力大於 $0.5A_g f'_c$ 時，則有效撓曲剛度為 $0.7E_c I_g$ 。在此， A_g 為柱全斷面之面積； I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩。當柱軸力小於 $0.1A_g f'_c$ 時，則有效撓曲剛度為 $0.3E_c I_g$ 。若柱軸力介於 $0.5A_g f'_c$ 與 $0.1A_g f'_c$ 之間，有效撓曲剛度則採線性內插求得。

因此，剪力變形加上撓曲變形即為開裂點之位移，如式(4.5)所示，

$$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr} \quad (4.5)$$

剪力強度點 (V_n , Δ_n)

根據 Li et al. [4.2]之研究指出，柱剪力破壞在到達剪力強度點時，由裂縫觀察得知，剪力破壞柱斜裂縫間之混凝土壓桿無法直接由施力端連結至反力端，其傳力機制確實如 MacGregor [4.5]之建議，如圖 4.2 所示。圖 4.2 中扇形壓桿區(compression fan)之強度有 2 種，一是扇形壓桿集中在柱端壓力區之混凝土擠碎強度 $V_{n,c}$ (concrete crushing)，二是扇形壓桿分散於柱淨高間由橫向鋼筋與混凝土支承強度不足之拉力破壞強度 $V_{n,t}$ (internal support)。

在壓力區之壓桿端部混凝土擠碎剪力強度($V_{n,c}$)可藉軟化拉壓桿模型 (softened strut-and-tie model, SST)[4.6]來作評估。混凝土擠碎剪力強度($V_{n,c}$)之預測公式如下，

$$V_{n,c} = K\zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4.6)$$

其中， K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)， ζ 為鋼筋混凝土開裂後之軟化係數， A_{str} 為對角壓桿端部近節點處之有效面積， θ 為混凝土壓桿與水平軸之夾角。

校舍手冊[4.7]對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，本版採用簡化之 K 值計算[4.8]。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64$$

$$A = 12 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1 ; B = 30 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1 \quad (4.7)$$

其中， ρ_t 為剪力鋼筋之面積比。

混凝土軟化係數 ζ ，則以下式作計算[4.6]。

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (4.8)$$

對角壓桿端部近節點處之有效面積 A_{str} [4.6]，如下式計算。

$$A_{str} = b \times a_c \quad (4.9)$$

其中， 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時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley [4.9] 對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法，如式(4.10)所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c} \right) h \quad (4.10)$$

至於扇形壓桿區(即 D 區域)在柱淨高間內部支承之拉力強度($V_{n,t}$)，可以斜張裂縫之剪力強度來作評估。本手冊依據美國 ASCE/SEI 41-13[4.4]之規定來作評估，鋼筋混凝土柱之剪力強度乃是由混凝土所提供之剪力強度再加上箍筋所提供之剪力強度，其建議之剪力強度計算方式如下：

$$V_{n,t} = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P}{1.6 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \times 0.8 A_g \quad (4.11)$$

式中， A_{st} 為箍筋間距(s)內剪力鋼筋總斷面積； f_{yt} 為箍筋降伏強度； s 為箍筋間距； M/Vd 為「作用彎矩」對「作用剪力乘以柱斷面有效深度 d 」之最大比值，其值不得小於 2 且不得大於 4。

因此，柱剪力強度即為式(4.6)及式(4.11)之小值，其公式如下。

$$V_n = \text{smaller of } (V_{n,c}, V_{n,t}) \quad (4.12)$$

若柱之橫向鋼筋量配置充份不至於使鋼筋發生降伏，則出現壓桿端部混凝土擠碎之剪壓破壞($V_{n,c}$)。此時混凝土主要壓桿對水平軸之傾斜角 θ ，在無軸力作用時應接近 45° [4.10]，但有軸力作用時或許接近混凝土之初始開裂角。

反之，若柱之橫向鋼筋量不足進而到達降伏時，此時主要斜裂縫之傾斜角 θ 會增加，以尋求更多之內部支承強度。根據 Elwood 及 Mochle [4.11] 觀察非韌性鋼筋混凝土柱之實驗結果後，認為開裂角應不超過 65° 。當 $\theta = 65^\circ$ 時，剪力破壞之柱出現剪拉破壞($V_{n,t}$)。若柱之剪壓破壞與剪拉破壞同時發生，亦即 $V_{n,c} = V_{n,t}$ ，此時混凝土主要壓桿之傾斜角應介於 45° 與 65° 之間。

因既有老舊建築鋼筋量配置較低，故剪力強度多以剪拉破壞強度($V_{n,t}$)為主，且此時混凝土主要壓桿角度多為 $\theta = 65^\circ$ 。故上述剪力強度評估係為迭代程序，迭代初始步驟(混凝土主要壓桿角度)即以 $\theta = 65^\circ$ 開始，詳細迭代程序請參考文獻[4.2]。

剪力強度點之位移同樣地包括剪力變形及撓曲變形兩部分，其預測公式如下：

$$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n} \quad (4.13)$$

撓曲變形之評估與開裂點雷同，其公式如下，惟強度以式(4.12)計算之剪力強度(V_n)代入：

$$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12 E_c I_{eff}} \quad (4.14)$$

至於剪力變形估算，因扇形壓桿區域分布於柱上下兩端(如圖 4.2)，此區域範圍之剪力變形可由軟化壓拉桿模型[4.6]中之應變場作評估。首先須對扇形壓桿區(D 區域)之長度作定義，D 區域長度(L_D)之公式為：

$$L_D = d \tan \theta \quad (4.15)$$

非屬扇形壓桿區域則為 B 區域範圍，其定義為柱淨高度扣除柱上下兩端之 D 區域長度，以下式計算：

$$L_B = H - 2 \times L_D = H - 2 \times d \tan \theta \quad (4.16)$$

其中，B 區域之剪力變形可以式(4.3)進行評估，惟此時以式(4.12)所得剪力強度(V_n)代入，長度則為 B 區域範圍之長度。D 區域之剪力變形則應用軟化壓拉桿模型之應變場理論[4.6]，求取 D 區域因剪力裂縫引致之平均剪應變(γ_{vh})，如下所示：

$$\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta \quad (4.17)$$

綜合以上所述，剪力強度點之側向位移(Δ_n)，代入式(4.13)計算如下：

$$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n} = \frac{V_n H^3}{12(E_c I_{eff})} + 2 \times 0.006 \sin 2\theta \times L_D + \frac{V_n L_B}{0.4 E_c b d} \quad (4.18)$$

軸力破壞點 (V_a , Δ_a)

剪力破壞柱達其剪力強度點後，側力強度依線性衰減至軸力破壞點，其側力強度為 0，即 $V_a = 0$ ，其相對應之變形如式(4.19)所示，

$$\Delta_a = \Delta_n + rH \quad (4.19)$$

其中，位移係數 r 可參考 ASCE/SEI 41-13[4.4]建議之非線性轉角係數，表 4.1 為剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數，由軸力比($P / A_g f'_c$)與橫向鋼筋比

(A_{st}/bs)決定位移係數 r ，當軸力比及橫向鋼筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。

(2) 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，其破壞模式除前述剪力破壞以外，即為撓剪破壞。圖 4.3 為一承受軸力 P 及側力 V 作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱。當柱之剪力強度 V_n 大於撓曲強度 V_{mn} 時，承受側力作用後開始變形(圖 4.4)，當側向位移 Δ 到達 Δ_y 時，柱的主筋會先降伏，側力持續發展到撓曲強度 V_{mn} ，此時柱主筋已達降伏階段，為求保守及簡化，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，當側向位移 Δ 到達 Δ_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 Δ 到達 Δ_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(axial failure)。因此本手冊建議的撓剪破壞柱之側向載重位移曲線如圖 4.5 所示。

值得注意的是，柱承受軸力與側向力同時作用，一旦發生開裂後，勁度將隨之改變，此因剪力裂縫開始產生。接著，側向力持續作用，側向強度持續發展，側向變形將因剪力裂縫的出現而增加，當側向強度發展至撓曲強度 V_{mn} 時，側向載重位移曲線再度轉折為水平斜率，側力強度維持定值，側向位移持續增加，如圖 4.5 中藍色實線所示。綜合以上所述，應考慮剪力裂縫引致之剪力變形，故撓剪破壞柱之變形 Δ_{mn} 以下式計算：

$$\Delta_{mn} = \text{interpolation between } \Delta_{cr} \text{ and } \Delta_n \quad (4.20)$$

上式中， Δ_{cr} 如同式(4.5)之定義； Δ_n 如同式(4.13)之定義。事實上，當柱同時設定剪力(圖 4.5 中紅色虛線)及彎矩(圖 4.5 中綠色虛線)非線性鉸時，即能自動反映出上述撓剪破壞柱之側向載重位移曲線(圖 4.5 中藍色實線)。

若柱為拉力控制斷面時，參考美國 Elwood 及 Mochle 等人根據試驗結果得到柱試體剪力破壞時之剪應力與變位角(Drift Ratio)關係曲線[4.12]，歸納出變位角之計算式如下：

$$\theta_s = \frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (4.21)$$

式中， $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$ 為剪力箍筋體積比； $v_m = V_{mn}/bd$ 為剪應力； V_{mn} 為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力。觀察式(4.21)，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 [4.11]亦由試驗結果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：

$$\theta_a = \frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (4.22)$$

式中， d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； θ 為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65° ，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$ 。觀察式(4.22)，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。

(3) 撓曲破壞側向載重位移曲線

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度 V_{mn} ，可由下式計算，

$$V_{mn} = 2M_n/H \quad (4.23)$$

式中 M_n 為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(nominal moment strength)。

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。如圖 4.6 所示，若柱的撓曲強度 V_{mn} 較剪力強度 V_n 為低時，柱承受側力作用時，柱開始產生變形，當側力達到 V_{mn} ，柱主筋降伏，為保守及簡化，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，且皆發生在柱端非線性鉸發生後，在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本手冊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。

4.2.2 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。目前大多數結構分析軟體(如 ETABS 2016 及 SAP2000 V20)皆已提供柱構件軸力彎矩互制效應之非線性鉸參數分析功能，TEASPA 亦自 3.1 版[4.13]起即提出採 P-M 互制之柱非線性鉸之建議，以反映中高樓層結構柱彎矩強度隨變化之行為。本手冊建議之剪力非線性鉸與彎矩非線性鉸之參數如下：

(1) 剪力非線性鉸參數

以一根淨長度為 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 4.7 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 $\Delta_n - (\Delta_{cr}/V_{cr})V_n$ ；表 4.2 中參數 c 定義為 $\Delta_a/\text{Disp.SF}$ ；E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免結構分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

工程師可依本手冊之剪力非線性鉸參數，指定 V2 非線性鉸之 A~E 五個點的數值(若進行 X 方向之側推分析，則設定 V2 非線性鉸；若進行 Y 方向側推分析，則設定 V3 非線性鉸)。

(2) 彎矩非線性鉸參數

本手冊依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，保守地定義彎矩非線性鉸參數，以反映撓剪或撓曲破壞模式，如圖 4.8 所示。參數之設定值如表 4.3 所示，表中 SF (Scale Factor)所相對應之 Moment SF (M_{SF})為 M_n ；而 Rotation SF (θ_{SF})固定為 1。表 4.3 中之參數定義如下：

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_{e,mn}}{H} \quad (4.24)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (4.25)$$

上式中， $\Delta_{e,mn}$ 以外插方式求得，即 $\Delta_{e,mn} = \frac{V_{mn}}{V_{cr}} \times \Delta_{cr}$ ，亦可以式(4.5)計算，惟強度須以 V_{mn} 代入計算。

依照以上彎矩非線性鉸之參數，決定 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，定義為 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則定義為 M2 非線性鉸)。側推分析過程中，柱的反曲點可能不在柱中點，與原假設反曲點位於柱中點不同，使得分析結果將產生差異，但由於式(4.21)及(4.22)皆不受剪力跨度(shear span)影響，產生的差異可忽略不計。再者，以雙曲率變形條件下計算所得的柱變形轉角值，係為最保守之評估結果，實際上，柱的反曲點若不在中點位置，變形轉角值較使用式(4.21)及(4.22)計算所得的值大。

(3) 軸力-彎矩互制之非線性鉸參數(P-M 非線性鉸)

考量柱構件於中高樓層下，軸力變化較大，國震中心與中興工程顧問社合作，開發升級版本，能依循柱之軸力彎矩互制曲線，計算各式軸力變化下，柱之 P-M 非線性鉸參數，自 TEASPA 3.1 版[4.13]即改採 P-M 非線性鉸，以反映柱構件軸力與彎矩之互制情形。

使用者可採自行計算之 P-M 互制曲線，或利用 ETABS 透過斷面分析提供 P-M 互制關係，輸入結構分析軟體 P-M 非線性鉸之 P-M 互制曲線定義中(如圖 4.9)，及各軸力下 P-M 值對應的非線性鉸參數(如圖 4.10)。本手冊提供的輔助程式，亦可進行柱斷面分析，輸出 P-M 互制曲線。

接著，計算各軸力下對應的非線性鉸參數。利用前述之 P-M curve 上的各組 P-M 值，可以計算各軸力 P 對應的非線性鉸參數表。其中關於非線性鉸參數表之設定須注意以下說明：

- (1) 如圖 4.10 所示，各軸力 P 計算對應之非線性鉸參數中，Yield Mom 為該軸力 P 對應之 M 值(即 P-M curve 之 M_n 值)，且 B 點固定為 1.0 倍 Yield Mom。
- (2) 柱之初始彈性勁度(圖 4.5 中的開裂點勁度)，由初始軸力(DL+0.5LL)計算，參照 $E_c I_{eff}$ 依軸力變化的規則決定折減係數(參見 4.2.1 節)。

- (3) 當柱進入非線性時，其彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線設定如圖 4.8 所示，非線性鉸參數圖 4.8 中的 b 、 c 值，即式(4.24)及式(4.25)。其中撓剪破壞時的變位角及軸向破壞時的變位角，沿用前一節雙曲率 RC 柱之計算公式(如式(4.21)及式(4.22))，公式中之軸力 P 分別代入 P-M curve 上各組 P-M 值之軸力值。因此，非線性鉸參數 b 、 c 值，即考慮軸力變化下的非線性轉角。
- (4) 當 P-M 值的軸力 P 為拉力時，式(4.21)及式(4.22)不適用於拉力，故直接代入 $P=0$ 進行計算，惟非線性鉸參數中之彎矩強度(M)值仍以該拉力對應之 M_n 代入。
- (5) 當 P-M 值的彎矩 $M=0$ 時，表示柱受到最大壓力或最大拉力，此時柱為軸向破壞，惟結構分析軟體於側推分析時，若軸力落在輸入之某兩軸力間，會以該兩軸力對應之非線性鉸進行內插計算，故此處仍直接針對彎矩為 0 之點計算彎矩非線性鉸參數。
- (6) 各點 P-M 值對應之非線性鉸參數輸入後，可從圖 4.11 看出各點 P 值對應之非線性鉸參數情形。進行側推分析時，當柱軸力落在其中輸入之某兩軸力間，結構分析軟體將會以該兩軸力對應之非線性鉸參數進行內插，計算出在該軸力狀態下的非線性鉸參數，適當反映在軸力狀態下的構件非線性行為。

4.3 鋼筋混凝土梁

4.3.1 RC 梁之斷面設定

依據美國 ASCE/SEI 41-13[4.4]之規定，在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用 $0.3E_cI_g$ ，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，梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，亦應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型斷面作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為 $0.6E_cI_g$ ，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[4.3]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。

4.3.2 T 型梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE/SEI 41-13[4.4]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 4.12(a)所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 4.4 所示，其參數之計算可參考表 4.5。表 4.4 中所相對應之 Moment SF (M_{SF})為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。而表 4.5 中 ρ_{bal} 為產生平衡應變狀態之鋼筋比； ρ 為受拉鋼筋比； ρ' 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 4.12(b)所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 4.6 所示，其參數之計算可參考表 4.7，相對應之 Force SF (P_{SF})為 V_n ；而 Disp. SF 為梁淨跨距 L ，其中 V_n 之計算為 $V_n = V_s + V_c = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ ， 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。

4.4 鋼筋混凝土極短柱及極短梁

ACI 318-14 規範[4.3]之一般鋼筋混凝土柱梁構件的剪力強度計算公式，對於極短柱與極短梁之剪力強度的估算，可能有高估橫向鋼筋在剪力強度的貢獻。本手冊針對高深比或跨深比小於 2 的極短柱與極短梁，利用軟化拉壓桿模型(Softened Strut-and-Tie Model, SST) [4.6]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、剪力強度點及軸力破壞點，相關之計算說明如後[4.14]，完整之剪力側向載重位移曲線如圖 4.13 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 4.2.2 及 4.3.2 節。

4.4.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線

(1) 剪力開裂點(V_{cr}, Δ_{cr})

由 ACI 318-14 規範[4.3]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{Pd}{4h} \quad (4.26)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + P/5bh)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \quad (4.27)$$

其中， f'_c 為混凝土抗壓強度； b 為柱寬度或梁腹寬度； d 為最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，若為極短柱可取 0.8 倍柱深度($0.8h$)； h 為柱或梁之深度； P 為軸壓力，壓為正值，拉為負值； M_u 為斷面之設計彎矩(需求彎矩)； V_u 為斷面之設計剪力(需求剪力)。開裂強度取式(4.26)及式(4.27)之小值，若 $\left(M_u/V_u - h/2\right) < 0$ 時，式(4.27)不適用，僅採用式(4.26)。

剪力開裂點之位移包括剪力變形及撓曲變形，其中開裂點之剪力變形可依式(4.28)計算，

$$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_cbd} \quad (4.28)$$

其中， H 為柱淨高度或梁淨跨度； E_c 為混凝土彈性模數。開裂點之撓曲變形可依式(4.29)計算，

$$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_cI_{eff}} \quad (4.29)$$

式中， E_cI_{eff} 為斷面之撓曲有效剛度，在此， I_{eff} 為斷面之有效慣性矩。本手冊依據美國 ASCE/SEI 41-13[4.4]之規定，對極短柱構件而言，當柱之軸力大於 $0.5A_g f'_c$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.7E_cI_g$ ， A_g 為柱全斷面之面積； I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩；當柱軸力小於 $0.1A_g f'_c$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.3E_cI_g$ ；若柱軸力介於 $0.5A_g f'_c$ 與 $0.1A_g f'_c$ 之間，撓曲有效剛度則採線性內插求得。對極短梁構件而言，考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用 $0.3E_cI_g$ ；若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型斷面作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為 $0.6E_cI_g$ ，其中， I_g 為矩形梁斷面慣性矩。

因此，剪力變形加上撓曲變形即為開裂點之位移，如式(4.30)所示，

$$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr} \quad (4.30)$$

(4) 剪力強度點(V_n, Δ_n)

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = b \times a_c \quad (4.31)$$

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 [4.9]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法，如式(4.32)所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c} \right) h \quad (4.32)$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (4.33)$$

斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_n} \right) \quad (4.34)$$

其中 $\ell_n = h - \frac{2a_c}{3}$ 。

(c) 壓拉桿指標

壓拉桿指標 K 係指短柱或極短梁內配置鋼筋提供之效益，使極短柱或極短梁可提供更多之傳力路徑，造成較多之混凝土次壓桿參與抗剪，因此可提高極短柱或極短梁之剪力強度。校舍手冊[4.7]對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，本版採用簡化之 K 值計算[4.8]。

$$\begin{aligned} K &= \tan^A \theta + \cot^A \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64 \\ A &= 12 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1 ; B = 30 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1 \end{aligned} \quad (4.35)$$

其中， ρ_t 為剪力鋼筋之面積比。

(d) 剪力強度點之水平剪力

$$V_n = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4.36)$$

剪力強度點之剪應變可依式(4.37)計算，

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 0.006 \sin 2\theta \quad (4.37)$$

ε_d 為主壓應變取 -0.001， ε_r 為主拉應變取 0.005。

剪力強度點之位移包括剪力變形及撓曲變形，剪力強度點之剪力變形可由(4.38)計算，

$$\Delta_{s,n} = \gamma_{vh} H \quad (4.38)$$

撓曲變形之計算與開裂點雷同，其公式如下，惟強度以式(4.36)計算之剪力強度(V_n)代入：

$$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12 E_c I_{eff}} \quad (4.39)$$

因此，剪力極限點位移為剪力變形及撓曲變形之總和，即為式(4.40)所示，

$$\Delta_n = \Delta_{s,n} + \Delta_{f,n} \quad (4.40)$$

(5) 軸力破壞點(V_a, Δ_a)

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軸力破壞點強度為 0，即 $V_a = 0$ ，其相對應之變形如式(4.41)所示，

$$\Delta_a = \Delta_n + rH \quad (4.41)$$

其中，位移係數 r 可參考 ASCE/SEI 41-13[4.4]建議之非線性轉角係數，極短柱亦由表 4.1 查得剪力軸力破壞點之位移係數，以軸力比($P / A_g f'_c$)與橫向鋼筋比(A_{st} / bs)決定位移係數 r ，當軸力比及橫向鋼筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。至於極短梁剪力軸力破壞點之位移係數則由表 4.8 決定，以箍筋間距 s 作為判斷標準來決定位移係數 r 。

4.4.2 剪力非線性鉸參數定義

極短柱或極短梁之剪力非線性鉸參數可由表 4.9 表示，其中 Force SF 為 V_n ；Disp. SF 為 $\Delta_n - (\Delta_{cr} / V_{cr}) V_n$ ；表 4.9 中參數 c 定義為 $\Delta_a / \text{Disp.SF}$ ；E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免結構分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

4.5 鋼筋混凝土牆

4.5.1 RC 牆之模擬

RC 牆通常設置於兩根柱之構架間，一旦承受側向力，柱與牆版會有互制效應產生，使得柱與牆版一起承擔側向力，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，故本文建議採用等值寬柱模擬 RC 牆，如此便可於等值寬柱之適當位置設定非線性鉸進行側推分析，考量 RC 牆於構架中之非線性行為。

日本建築學會建議[4.17]，於 RC 牆耐震分析，可將兩側邊界柱設置定為具抵抗軸力之彈簧，牆版則為一具有抵抗撓曲、剪力、軸力之中央等值寬

柱，其示意圖如圖 4.14(a)所示。此時，軸向載重由 RC 牆與兩側邊界柱共同承擔，但側向載重僅由 RC 牆承受，可大幅減低 RC 牆分析之複雜性，惟依此模型分析剪力牆，當剪力牆進入非線性後，兩側之軸向彈簧承受軸力引致之彎矩抵抗過大，導致低估進入等值寬柱之彎矩。本手冊建議直接採中央等值寬柱模擬剪力牆，如圖 4.14(b)所示，以下將之簡稱為 RC 牆等值寬柱模型。

4.5.2 RC 牆之側向載重位移曲線

本文所建議之 RC 牆非線性鉸之性質，是以 Weng et. al [4.18]所建議的側向載重位移曲線為基礎。首先分別求出含邊柱之 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。

假設 RC 牆為雙曲率變形，反曲點位於牆之淨高(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、撓曲強度點及撓曲殘餘強度點；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、剪力極限點及剪力殘餘強度點，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, δ_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(4.42)計算表示：

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (4.42)$$

根據 ASCE 41-13[4.4]之建議，位移應包含剪力變形、撓曲變形及滑移變形。故撓曲降伏點之位移可以式(4.43)：

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (4.43)$$

● 撓曲降伏點之剪力變形位移 $\delta_{s,y}$ 可依式(4.44)計算：

$$\delta_{s,y} = \frac{V_y H}{0.4E_c t_w d} \quad (4.44)$$

其中， $0.4E_c t_w d$ 為牆之有效剪力剛度。式(4.44)中， E_c 為混凝土彈性模數； t_w 為牆版厚度(非邊界構材之厚度)； d 為牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆之總寬(含邊界構材)的 0.8 倍(即 $0.8\ell_w$)。

● 撓曲降伏點之撓曲變形位移 $\delta_{f,y}$ 可依式(4.45)計算：

$$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (4.45)$$

其中，牆之有效撓曲剛度 $E_c I_{eff}$ 受軸壓比影響，可參考表 4.10 計算，ASCE 41-13[4.4]10.7.1.1 提及當 RC 牆之軸力大於 $0.35P_o$ 時，將牆體視為無法有效抵抗地震力，故本手冊不建議 RC 牆之軸壓比超過 0.3。

● 撓曲降伏點之滑移變形位移，如圖 4.15 所示， $\delta_{slip,y}$ 可依式(4.46)計算：

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s(d - a_c)} H \quad (4.46)$$

式(4.46)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 $u = 3.2\sqrt{f'_c}$ [4.18]； E_s 為鋼筋彈性模數； 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[4.9]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下所示。

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f'_c} \right) \ell_w \quad (4.47)$$

其中 A_w 採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即 $A_w = \ell_w \times t_w$ 。

若經斷面分析後，該斷面為壓力控制斷面(即最外層拉力鋼筋不會降伏)，則線上服務網頁於計算背骨曲線，會自動設定彎矩降伏點之彎矩為斷面之標稱彎矩(即設定 $M_y = M_n$)，依此彎矩強度計算撓曲降伏點之側力強度。此時之位移計算仍與式(4.43)相同，即該點之位移由剪力變形位移、撓曲變形位移及滑移變形疊加而成。此時之剪力變形位移及滑移變形位移分別同式(4.44)及式(4.45)；惟於計算滑移變形位移時，受拉側最外層鋼筋不會降伏，故參考文獻[4.19]將式(4.46)修改如下式所示：

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_s^2}{8uE_s(d - a_c)} H \quad (4.48)$$

其中 f_s 為標稱彎矩 M_n 下，受拉側最外層鋼筋之應力值，其值可由斷面分析得受拉側最外層鋼筋應變值求得。

(1.2) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲強度點(V_{fn} , δ_{fn})

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之標稱彎矩 M_n ，因此撓曲強度點之側力強度可由式(4.49)計算：

$$V_{fn} = \frac{2M_n}{H} \quad (4.49)$$

撓曲強度點之位移包括剪力變形、撓曲變形、非線性鉸轉動變形及滑移變形，各分量計算方式如下：

- 撓曲強度點之剪力變形位移 $\delta_{s,fn}$ 可依式(4.50)計算：

$$\delta_{s,fn} = \frac{V_{fn}H}{0.4E_c t_w d} \quad (4.50)$$

- 撓曲強度點之撓曲變形位移 $\delta_{f,fn}$ 可依式(4.51)計算：

$$\delta_{f,fn} = \frac{V_{fn}H^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (4.51)$$

其中，牆之有效撓曲剛度 $E_c I_{eff}$ 可參考表 4.10 計算。

- 撓曲強度點之非線性鉸轉動變形位移則依式(4.52)計算：

$$\delta_{plastic,fn} = 2(\phi_n - \phi_y) \ell_p \left(\frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (4.52)$$

其中 ϕ_n 為牆體產生撓曲標稱彎矩時的曲率； ϕ_y 為牆體產生撓曲降伏彎矩時的曲率； ℓ_p 為非線性鉸長度，定義為 $\ell_p = \frac{\ell_w}{2} \leq \frac{H}{2}$ 。

- 撓曲強度點之滑移變形位移 $\delta_{slip,fn}$ 可依式(4.53)計算：

$$\delta_{slip,fn} = \frac{V_{fn}}{V_y} \delta_{slip,y} \quad (4.53)$$

因此撓曲強度點之位移總和，即為式(4.54)所示，

$$\delta_{fn} = \delta_{s,fn} + \delta_{f,fn} + \delta_{plastic,fn} + \delta_{slip,fn} \quad (4.54)$$

(1.3) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲殘餘強度點(V_{fp} , δ_{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 ($V_{fp} = 0.4V_{fn}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02 rad，因此對應之位移 $\delta_{fp} = 0.02H$ ，若 $\delta_{fp} \leq \delta_{fn}$ ，令 $\delta_{fp} = \delta_{fn}$ ，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_{cr} , δ_{cr})

由 ACI 318-14 [4.3] 規範規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (4.55)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (4.56)$$

其中， f'_c 為混凝土之規定抗壓強度； 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 ($0.8\ell_w$)； V_u 為斷面之設計剪力(需求剪力)； M_u 為斷面之設計彎矩(需求彎矩)； N_u 為與 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(4.56)不適用，僅採用式(4.55)。

剪力開裂點之位移包含剪力變形、撓曲變形及滑移變形。因此開裂點之位移可以式(4.57)表示。

$$\delta_{cr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} \quad (4.57)$$

- 剪力開裂點之剪力變形位移 $\delta_{s,cr}$ 可依式(4.58)計算：

$$\delta_{s,cr} = \frac{V_{cr} H}{0.4E_c t_w d} \quad (4.58)$$

- 剪力開裂點之撓曲變形位移 $\delta_{f,cr}$ 可依式(4.59)計算：

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (4.59)$$

其中，牆之有效撓曲剛度 $E_c I_{eff}$ 可參考表 4.10 計算。

- 剪力開裂點之滑移變形位移 $\delta_{slip,cr}$ 可依式(4.60)計算：

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

(2.2) 剪力之側向載重位移曲線：剪力強度點(V_{sn} , δ_{sn})

RC 牆之剪力強度採用軟化壓拉桿模型(Softened Strut-and-Tie model, SST model)[4.6]來作預測，其主要係以混凝土壓桿與鋼筋拉桿為傳力基礎，配合開裂鋼筋混凝土軟化行為，求取混凝土對角壓桿之擠碎強度。RC 牆受剪破壞強度可依式(4.61)計算。

$$V_{sn} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4.61)$$

其中 C_d 為對角壓桿之抗壓強度， K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)， ζ 為鋼筋混凝土之軟化係數， A_{str} 為混凝土對角壓桿之有效截面積， θ 為對角壓桿與水平軸之夾角。

壓拉桿指標 K 係牆體配置鋼筋提供之效益，配置剪力鋼筋作為拉桿，使剪力元素可提供更多之傳力路徑，造成較多之混凝土次壓桿參與抗剪，因此可提高牆體之剪力強度。校舍手冊[4.7]對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，本版採用簡化之 K 值計算[4.8]。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64$$
$$A = 12 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1; \quad B = 30 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1 \quad (4.62)$$

其中 ρ 為剪力鋼筋之面積比，當對角壓桿與水平方向之夾角 $\theta \geq 45^\circ$ 時，採用水平剪力鋼筋之面積比(ρ_h)，當 $\theta < 45^\circ$ 時，則採用垂直剪力鋼筋之面積比(ρ_v)。

鋼筋混凝土之軟化係數 ζ ，依據 Zhang and Hsu [4.20]之建議，軟化係數與剪力元素內平均主拉應變 ε_r 的大小有關，其計算方式如下。

$$\zeta = \frac{18.5}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (4.63)$$

剪力元素內之平均主拉應變 ε_r ，可透過莫爾變形諧和關係(圖 4.17)求得。

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_v + \varepsilon_h \quad (4.64)$$

其中， ε_h 為剪力元素水平向之平均正向拉力應變， ε_v 為剪力元素垂直向之平均正向拉力應變， ε_d 為剪力元素之平均主壓應變。依據 Vecchio and Collins[4.21]之建議，為避免於預測剪力強度時高估鋼筋混凝土之軟化現象，應將剪力元素之 ε_h 與 ε_v 設定上限，此上限可為穿過剪力裂縫之鋼筋降伏應變，為求簡化計算，文獻[4.21]分別取 ε_h 、 ε_v 為鋼筋降伏應變值約為 0.002。

另外， ε_d 則依大量分析經驗取值為-0.001[4.6]。因此，依照式(4.64)之關係，主拉應變 ε_r 可取為 0.005，再將式(4.63)簡化如下。

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (4.65)$$

圖 4.18 為鋼筋混凝土剪力牆剪力傳遞機制之示意圖，剪力元素之大小，在垂直方向可取牆之淨高 H ，水平方向則為施力側壓力區合力中心至反力側壓力區合力中心之距離 ℓ_h ，壓力區深度 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 [4.9] 對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法如下所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f'_c} \right) \ell_w \quad (4.66)$$

其中， A_w 採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即 $A_w = \ell_w \times t_w$ 。因此，剪力元素在水平方向之長度 ℓ_h ，可以牆長 ℓ_w 減去 2 倍的 $a_c/3$ 估算。混凝土對角壓桿之有效截面積 A_{str} ，可以假設為壓力區深度 a_c 乘上牆厚 t_w 估算，如式 (4.67)。

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

而對角壓桿與水平方向之夾角 θ ，則可以下式計算。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_h} \right) \quad (4.68)$$

剪力強度點之位移包括剪力變形位移、撓曲變形位移及滑移變形位移，各分量計算方式如下：

● 剪力強度點之**剪力變形位移**，可由式(4.69)計算

$$\delta_{s,sn} = \gamma_{vh,sn} H \quad (4.69)$$

其中 $\gamma_{vh,sn}$ 為剪力元素內之平均剪應變，可透過莫爾變形諧和關係求取，如式 (4.70)。

$$\gamma_{vh,sn} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin 2\theta \quad (4.70)$$

剪力元素內之主拉應變 ε_r 及對角方向之平均主壓應變 ε_d ，在求取混凝土軟化係數時，已對剪力元素內之應變場進行說明， ε_r 取值為 0.005， ε_d 取值為-0.001，因此剪力變形位移($\delta_{s,sn}$)之估算可簡化如下。

$$\delta_{s,sn} = \gamma_{vh,sn} H = 0.006 \sin 2\theta H \quad (4.71)$$

- 剪力強度點之撓曲變形位移，可依式(4.72)計算

$$\delta_{f,sn} = \frac{V_{sn} H^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (4.72)$$

- 其中，牆之有效撓曲剛度 $E_c I_{eff}$ 可參考表 4.10 計算。剪力強度點之滑移變形位移，可由式(4.73)計算

$$\delta_{slip,sn} = \frac{V_{sn}}{V_y} \delta_{slip,y} \quad (4.73)$$

因此剪力強度點位移為剪力變形、撓曲變形位移之總和，即為式(4.74)所示，

$$\delta_{sn} = \delta_{s,sn} + \delta_{f,sn} + \delta_{slip,sn} \quad (4.74)$$

(2.3) 剪力之側向載重位移曲線：剪力殘餘強度點(V_{sp} , δ_{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})，其相對應之位移為 δ_{sp} ，可參考 ASCE 41-13[4.4]所建議之方式計算(表 4.11)，表 4.11 中， A_s 為 RC 牆斷面之拉力鋼筋總斷面積； A'_s 則為 RC 牆斷面之壓力鋼筋總斷面積，若 $\delta_{sp} \leq \delta_{sn}$ ，令 $\delta_{sp} = \delta_{sn}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.19 所示。

4.5.3 RC 牆非線性鉸之定義與設置

含牆構架之載重變位曲線如圖 4.20 所示，由於側推分析軟體進行非線性鉸之設定時，係將彈性變位及非線性變位分開設定，以下將說明含牆構架之彈性行為及非線性行為之設置。

由於電腦之側推分析軟體進行彈性位移分析時，依式(4.75)等號左側括弧內之公式計算，為使彈性階段之結構分析軟體分析出來的彈性位移等於本手冊計算位移，建議採式(4.75)計算彈性勁度折減係數：

$$\frac{1}{\alpha} \left(\frac{V_{cr} H^3}{12E_c \times I_g} + \frac{2(1+\nu) \times 1.2V_{cr} H}{E_c \times A_w} \right) = \delta_{cr} \quad (4.75)$$

式(4.75)中等號左邊 α 為待調整之彈性勁度折減係數，工程師求得對應之彈性勁度折減係數 α 後，設定分析模型中 A 與 I 性質修正值。

由圖 4.20 可知，總變位 δ_u 可視為彈性變位 δ_e 與非線性變位 δ_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。因此非線性變形為

$$\delta_p = \delta_u - \delta_e = \delta_2 - \frac{\delta_1}{V_1} V_2 \quad (4.76)$$

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，其數值模型如圖 4.21 所示。其對應之彎矩非線性鉸如圖 4.22 所示，彎矩非線性鉸之參數如表 4.12 所示，非線性鉸設定時須考慮降伏點 (δ_y, V_y) 與強度點 (δ_{fn}, V_{fn}) ，即式(4.76)中 $\delta_2 = \delta_{fn}$ ， $\delta_1 = \delta_y$ ， $V_2 = V_{fn}$ ， $V_1 = V_y$ ，其中 Moment SF 為 M_n ；Rotation SF 為 $\left(\delta_{fn} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fn} \right) \frac{1}{H}$ ； H 為 RC 牆淨高； c 為 $\left(\delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp} \right) \frac{1}{H} / \text{Rotation SF}$ ； E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免結構分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

其對應之剪力非線性鉸如圖 4.23 所示，剪力非線性鉸之參數如表 4.13 所示，非線性鉸設定時須考慮開裂點 (δ_{cr}, V_{cr}) 與強度點 (δ_{sn}, V_{sn}) ，由式(4.76)定義得其中 Force SF 為 V_{sn} ；Disp. SF 為 $\delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn}$ ；表 4.13 中參數 c 定義為 $\left(\delta_{sp} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sp} \right) / \text{Disp.SF}$ 。

4.6 開口鋼筋混凝土牆

4.6.1 前言

RC 為現今住宅建築普遍使用之材料，住宅建築中常配置許多外牆與隔間牆。然因使用需求，此類牆體常具有大量開口(如：門或窗)，而這些含開口之牆會影響到牆體的耐震行為。當今工程界對開口牆之耐震能力及評估方式尚不甚了解，故於耐震分析與設計上常將之予以忽略，造成住宅建築之耐震能力常被低估，此對住宅建築之耐震評估與補強工作非常不利。

隨建築中配置剪力牆系統日漸普遍，美國 ACI 318-14[4.3]於第 18.10 節中對結構牆因開口所造成之結構元素進行規定，並定義其結構行為。例如整片牆體因為開口後出現垂直牆段(Vertical wall segment)、水平牆段(Horizontal wall segment)或是牆墩(Wall pier)等元素，如圖 4.24 所示。而 ACI 318-14 [4.3]更對於垂直牆段與牆墩進一步給予明確的定義，請詳表 4.14。

另 ACI 318-14[4.3]亦要求牆墩上下外緣需配置足夠的水平鋼筋，如圖 4.25 所示，因當開口牆受剪力作用時，牆墩產生對角壓力時，上下外緣需依靠足夠的水平拉力平衡對角方向之水平分力。若未配置足量水平鋼筋，則易於幾何不連續面(如：開口上下外緣)產生破壞。故建議在牆墩上下外緣配置水平鋼筋，以保持牆墩與臨近牆段之連續性。

由 2010 年 2 月 27 日智利地震實地勘災經驗中可觀察到，因開口造成幾何不連續，有開窗或是開門之牆體，其破壞多集中在開口附近，如圖 4.26 所示，其詳細資料可參考[4.22]。

4.6.2 開口 RC 牆之分析模型

針對開口 RC 牆之分析模型，本手冊參考文獻[4.23]-[4.25]之開口剪力牆側力位移曲線分析模型，以彈簧串並聯之概念模擬開口 RC 牆之傳力機制，如圖 4.27 所示。

RC 牆常因使用需求而有開窗或開門的情形，由 2010 年 2 月 27 日智利地震勘災報告[4.22]，RC 牆版會因開口造成剪力強度弱化，更易由剪力破壞主控其行為，與無開口 RC 牆剪力破壞主控的行為相似，為簡易模擬開口 RC 牆版之行為，建議採用填充牆等值柱模擬開口 RC 牆，即將開口 RC 牆區分為柱構件與填充開口牆構件，此法只需在既有的兩柱構件之間，增設填充牆等值柱垂直桿件來模擬開口 RC 牆版，其取法可參考圖 4.28 所示。

以下將針對模型之適用性、關鍵桿件之分析、開口牆之分析流程以及其模擬方式逐一說明。

1. 模型之適用性

每個分析模型皆有其適用範圍，故於下列幾點說明此分析模型適用之範圍：

- (1) 開口對牆版造成明顯單一層的水平剪力軟弱區域，且軟弱區域是被豎向構材所填滿，如圖 4.29 所示。圖 4.29 中，開口對牆版造成明顯之軟弱區塊“b”、“c”與“d”，且這些軟弱區域為垂直牆段、牆墩與柱等豎向構材，適用本開口牆模型。
- (2) 牆體之相鄰之開口，其上下兩端之邊界，需有一者介於相鄰開口之上下兩端邊界之間，如圖 4.30(a)所示。

下列特殊開口為模型不適用之情況：

- (1) 若該 RC 牆之開口並未對牆版造成明顯單一層的軟弱區域，或軟弱區域未被豎向構材所填滿，如圖 4.30 (b)之型式；開口型式為上下型兩個開口，如圖 4.30 (c)所示，造成之弱桿件非垂直牆段、牆墩與柱的桿件時，亦不適用此分析模型。
- (2) 開口形狀須為矩形，若非為矩形開口之狀況，則不適用此分析模型，如圖 4.30(d)所示。
- (3) 開口牆模擬範圍的高長比大於 2 亦不適用此分析模型。

2. 關鍵桿件之側力位移曲線分析

RC 牆體因為開口後出現之弱桿件為垂直牆段(Vertical wall segment)、牆墩(Wall pier)、長柱或是短柱等弱桿件。其中垂直牆段之結構行為較接近剪力牆，故以剪力牆之模擬方式模擬垂直牆段之側力位移曲線關係，可參考第 4.5.1 節介紹剪力牆之側力位移曲線分析模型計算其開裂點、強度點以及殘餘強度點[4.18]；而牆墩之結構行為較接近長柱之撓剪行為，故以長柱的模擬方式模擬牆墩之側力位移曲線關係，可參考本手冊第 4.2.1 節介紹雙曲率 RC 柱之撓剪破壞分析模型計算；而短柱之定義與側力位移曲線則可詳閱第 4.4.1 節介紹之分析模型計算[4.14]。

3. 開口牆分析流程

本章節將以定義開口牆模擬範圍、如何選取關鍵桿件、關鍵桿件高度修正、傳力路徑之選取、傳力路徑之勁度、關鍵桿件側力位移曲線修正與疊加以及定義側力位移曲線之開裂點、強度點與殘餘強度點七個部分逐一說明。

(1) 模擬範圍

圖 4.31(a)為一窗一門雙開口型式的開口牆，此分析模型模擬範圍取上下梁淨高與兩側柱淨跨內所包含之區域，如圖 4.31(a)陰影區塊所含之範圍所示，即為分析之牆高與牆長，如圖 4.31(b)所示。

(2) 選取關鍵桿件

以圖 4.24 單一窗型開口為例，依照開口劃分出的幾何不連續面，為兩個水平牆段、單一垂直牆段與牆墩。若比較其水平剪力強度，以水平牆段最高，垂直牆段次之，而以牆墩最差。水平牆段於開口牆中僅扮演傳遞力量之角色，並不參與開口牆之破壞，故此開口牆之關鍵桿件應屬牆墩與垂直牆段。

若為多開口型式之開口牆，多開口易造成幾何的不對稱，可能產生左右兩向的關鍵桿件的幾何尺寸不相同的狀況，如圖 4.31(c)與圖 4.31(d)所示。在左右兩旁的關鍵桿件垂直牆段 A 與垂直牆段 C 兩者於正負兩側推方向幾何尺寸相同，但中間垂直牆段 B 高度尺寸在正負向有所差異。由此可知，在同一開口牆其正負向之關鍵桿件仍有所不同。故整理以下關鍵桿件之選取準則：

- a. 關鍵桿件為開口兩旁之牆段、牆墩等豎向構材。
- b. 關鍵桿件之水平尺度在開口牆恰為兩相鄰開口之間的水平距離。若開口為鄰近開口牆邊界時，則該關鍵桿件水平尺度為開口邊界至開口牆邊界之水平距離，如圖 4.31(c)中窗型開口左方之關鍵桿件 A。
- c. 關鍵桿件之基準面之決定，可簡述如下。施力端下方關鍵桿件之基準面為鄰近開口下端，如圖 4.31(c)中關鍵桿件 A 下方紅色標線及圖 4.31(d)中關鍵桿件 C 下方紅色標線；開口牆中間關鍵桿件 B 的基準面決定與施力方向有關，其取與關鍵桿件施力方向反向的開口下端作為基準面，如圖 4.31(c)與圖 4.31(d)所示；而最遠離施力端的

關鍵桿件，如圖 4.31(c)中關鍵桿件 C 及圖 4.31(d)中關鍵桿件 A 所示，其基準面為鄰近開口上端。

- d. 關鍵桿件之初始高程決定，可簡述如下。施力端下方關鍵桿件之高程為鄰近開口上端，如圖 4.31(c)中關鍵桿件 A 及圖 4.31(d)中關鍵桿件 C；開口牆中間關鍵桿件 B 的高程與施力方向有關，取施力方向之開口上方作為關鍵桿件之高程，可參考圖 4.31(c)與圖 4.31(d)中之關鍵桿件 B 所示；而遠離施力端又鄰近開口牆邊界的關鍵桿件，如圖 4.31(c)中關鍵桿件 C 及圖 4.31(d)中關鍵桿件 A 所示，其高程為鄰近開口下端。

(3) 關鍵桿件臨界高度修正

由於影響開口牆強度之主要關鍵桿件為垂直牆段，其對角壓桿之力傳遞需滿足節點力平衡之要求。而混凝土材料與鋼筋配置所提供的支持力須滿足力平衡之需求。以圖 4.32 開口牆為例，在受側力作用時，開口左方垂直牆段將以圖 4.32(a)中之對角壓桿傳遞力量至下方的水平牆段，而壓桿下方端點主要是依靠與基礎相接且有良好固定之水平牆段提供混凝土壓力，用以支持垂直牆段之對角壓桿發揮強度，此節點可達力平衡狀態，如圖 4.32(a)所示。

而對角壓桿上方端點，其垂直分力可藉由垂直重力與垂直牆筋之拉力可達力平衡；而水平分力須藉由節點附近水平牆筋以及混凝土斜裂縫抗拉強度提供之拉力以達力平衡，如圖 4.32(b)所示。若水平牆筋與混凝土斜拉強度合力不足以平衡混凝土壓桿之水平分力時，此節點無法達到力平衡狀態，如圖 4.33(a)所示。為了滿足節點力平衡，故以下方有良好固定的水平牆段為基準面調整垂直牆段高度，以降低混凝土對角壓桿水平分力，如圖 4.33(b)所示。

同理，開口右方之垂直牆段亦然，如圖 4.34 所示。混凝土壓桿上方端點則可藉由與剛性梁相接且有良好固定的水平牆段提供支承反力、垂直牆筋與垂直重力以供上方節點達力平衡，並以利混凝土壓桿強度的發揮，如圖 4.34(b)。

混凝土壓桿下方端點垂直分力藉由混凝土壓力提供足夠垂直支承力；而水平方向之分力須藉由水平牆筋以及混凝土斜拉強度提供足夠之水平力才能夠使節點達力平衡狀態。若是水平牆筋與混凝土斜拉強度合力不足以平衡混凝土壓桿之水平分力時，此節點無法達到力平衡狀態，如圖 4.35(a) 所示。為了滿足節點力平衡，故以上方有良好固定水平牆段為基準面調整垂直牆段高度，以降低水平分力達到力平衡，如圖 4.35 (b) 所示。

故本手冊建議一修正垂直牆段高度的流程，如圖 4.36 及圖 4.37 所示。修正步驟[4.26]說明如下：

- a. 檢核關鍵桿件臨界高度時對應的節點水平力。節點水平力為水平鋼筋與混凝土斜裂縫之抗拉強度的合力，即 $T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yh}) t_w d$ ，其中 ρ_t 為水平鋼筋比； t_w 為牆版厚； $d = 0.8\ell_w$ ，為有效深度； ℓ_w 為該關鍵桿件的長度； f_{yh} 為水平鋼筋降伏強度。
- b. 以基準面為基底，計算所有水平合力(水平鋼筋與混凝土斜裂縫抗拉強度合力及開口配置額外補強筋之水平力)之中心高度 $h_{w,c}$ ，此合力中心高度即為垂直牆段之臨界高度。其中 T_s 為開口配置額外補強筋之水平力； h_s 為補強筋中心與開口上端或是下端之間距離； h_o 為開口高度； h_t 為垂直牆段上端至梁下緣或是下端至基礎上緣之距離。
- c. 以合力中心高度 $h_{w,c}$ 分析垂直牆段對角壓桿之水平分力 $C_d \cos \theta_c$ (式(4.61))，其計算方法可參考後續附上的計算範例。
- d. 比較水平力 T_t 與補強筋之水平力 T_s 總和與對角壓桿水平分力強度 $C_d \cos \theta_c$ 。若 $T_t + T_s > C_d \cos \theta_c$ ，此時可將垂直牆段高度降低，使對角壓桿之水平分力提升，達到力平衡狀態；若 $T_t + T_s < C_d \cos \theta_c$ ，則表示所有水平力合力小於對角壓桿水分力強度，無法達力平衡此時須藉助梁或基礎與牆版之間的水平剪力摩擦，提供額外水平力 T_i 才可達平衡。此時需重新計算水平合力中心高度，調整垂直牆段高度、降低對角壓桿水平分力以滿足節點力平衡，其中計算過程中， $T_t + T_s$

均維持定值，透過反覆迭代直至臨界高度 h_w 收斂，此時之 h_w 即是關鍵桿件修正後之高度。

- e. 開口牆邊界兩旁之垂直牆段高度修正方向是依據基準面修正。而開口牆中央垂直牆段之力傳遞行為較為豐富，難以做定量處理。故本文建議當高長比大於等於 1 之垂直牆段，假設其在幾何區域內以瓶狀壓桿之型式作力傳遞，其如圖 4.38(a)所示。而對高長比小於 1 ($h_w / \ell_w < 1$)者，則假設其以傾斜角 $\theta = 45^\circ$ 之扇形壓桿作剪力傳遞，其如圖 4.38(b)所示。

(4) 傳遞路徑之選取

對於傳遞路徑之選取，此處將敘述如何選取關鍵桿件上下方負責傳遞力量的水平牆段，再接著敘述如何修正水平牆段並與關鍵桿件連結。

RC 牆體依照各開口上下端邊界之高低，劃分出幾何不連續的扁長形水平牆段。其選取之規則為：

- a. 以各開口上端至鄰近次高之開口上端或是剛性梁下緣，界定出水平牆段之上下邊界；水平尺度則為該開口至鄰近較高開口之左右邊界或是開口牆模擬範圍水平邊界。藉由此幾何分割即可界定上方水平牆段之尺寸。
- b. 以各開口下端至鄰近次低開口下端邊界或是基礎上緣，界定出水平牆段之上下邊界；水平尺度則為該開口至鄰近較低開口之左右邊界或是開口牆模擬範圍水平邊界。藉由此幾何分割即可界定下方水平牆段之尺寸。

以圖 4.39 為例，圖中水平牆段 1 即為開口上端至梁下緣；水平牆段 2 開口上端至另一次高的開口上端，藉由此作法即可選取出上方水平牆段；開口下端邊界至另一鄰近開口下端邊界或是基礎上緣，如圖 4.39 中水平牆段 3。

傳遞路徑即為高度修正後之關鍵桿件與水平牆段之串聯。當修正後之關鍵桿件上端超過水平牆段上端時，即該水平牆段即不參與傳遞此關鍵桿件的傳遞行為而由另一的水平牆段負責傳遞，如圖 4.40(a)所示，該關鍵桿件的傳遞路徑即可模擬成圖 4.40(a)中彈簧串連的型式；若關鍵桿件上端是

介於水平牆段上下端之間，即該水平牆段參與此關鍵桿件的傳遞行為，且其該水平牆段之下端邊界須修正至與關鍵桿件上端邊界同高，如圖 4.40(b)所示。下方水平牆段的連結亦是如此，如圖 4.40(c)所示。

(5) 傳遞路徑上各桿件之勁度

開口 RC 牆的非線性行為通常由關鍵桿件主控，在關鍵桿件的側力位移關係已掌握後，僅需定義傳遞路徑上水平牆段與關鍵桿件之相對勁度比，即可預測開口牆系統的側力位移關係。由於開口牆之破壞多係由剪力控制，故取剪力勁度作為剪力元素之勁度指標。

根據材料力學公式，剪應力(v)與剪應變(γ)的關係可如下式。

$$v = G\gamma \quad (4.77)$$

式中 G 為剪力之彈性模數。

剪力元素受側向剪力作用，如圖 4.41 所示，定義剪力元素頂部之側位移為剪應變乘以牆段高度($\delta = \gamma \times h_w$)如圖 4.41，則式(4.77)可寫成下式。

$$v = \frac{V}{\ell_w t_w} = G \times \frac{\delta}{h_w} \quad (4.78)$$

剪力元素的剪力勁度(k)應為剪力(V)與側位移(δ)之比值。

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G t_w}{\frac{h_w}{\ell_w}} = \frac{G t_w}{\tan \alpha} \quad (4.79)$$

式中 α 為剪力元素對角線與水平軸之夾角。

由於鋼筋混凝土開口牆的剪力彈性模數為定值，所以各剪力元素的剪力相對勁度即可由 $t_w / \tan \alpha$ 值來決定。若是關鍵桿件為窗台短柱或是長柱時，其厚度與牆版有所不同，其水平勁度應較牆版較強，需格外注意。

文獻[4.23]-[4.25]以彈簧串聯與並聯之方式模擬開口牆之相對剪力勁度。建議先將傳力路徑上各剪力元素之勁度進行串聯，作為該傳力路徑之相對剪力勁度；再將各傳力路徑之勁度進行並聯，即可得開口牆系統之相對剪力勁度。以圖 4.42(a)單一窗型開口為例，開口左方垂直牆段 k_2 與上方水平牆段 k_1 與下方水平牆段 k_3 之勁度串聯如圖 4.42(b)所示，串聯後之勁度可寫成式(4.80)；開口右方垂直牆段 k_5 與上方水平牆段 k_4 與下方水平牆段 k_6 之勁度串聯如圖 4.42(c)所示，串聯後之勁度可寫成式(4.81)。

$$k_{123} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_3} \quad (4.80)$$

$$k_{456} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_5 + \tan \alpha_6} \quad (4.81)$$

式中 α_i 為剪力元素 i 對角線與水平軸之夾角。

根據彈簧並聯之勁度法則，圖 4.42 (a) 開口牆之系統勁度 K_w ，可寫如下式，如圖 4.42 (d) 以彈簧串並聯模擬。

$$K_w = k_{123} + k_{456} \quad (4.82)$$

(6) 關鍵桿件之側力位移曲線修正與疊加

開口牆中若是垂直牆段或牆墩含有邊界構材時，其結構行為較為複雜，但為簡便讓工程師使用，故對其簡化成垂直牆段或是牆墩進行分析。此作法可保守評估該關鍵桿件的水平強度。

各傳遞路徑中均有特定之關鍵桿件，其為垂直牆段、牆墩、柱或是窗台短柱等元素，這些關鍵桿件之側力位移曲線已可以完整預測。此處假設路徑內的上下水平牆段均不參與路徑之開裂、剪力破壞與倒塌等結構行為，則可以關鍵桿件之側力位移關係為基礎，再根據路徑之勁度比，來外插建立含該關鍵桿件之傳力路徑的側力位移關係。

圖 4.43 所示假設 k_i 為某關鍵桿件之勁度，而 k_{ij} 為包含該關鍵桿件之傳遞路徑的勁度，若將關鍵桿件之側位移乘以 k_i / k_{ij} 的勁度比值，可視為將關鍵桿件之側位移調整為傳力路徑在開口牆頂部之位移，如圖 4.43 所示。若各別傳力路徑之側力位移曲線均調整以開口牆頂部位移為基準，則開口牆各個側力位移曲線即可直接以線性疊加，即得到開口牆系統之側力位移曲線如圖 4.44 所示。

(7) 定義曲線之開裂點、強度點與殘餘強度點

為將開口牆側力位移曲線應用至結構分析軟體中，則清楚定義開口牆側力位移曲線中開裂點、強度點以及殘餘強度點之強度與位移，以供工程師計算非線性鉸。故文獻[4.23]建議一簡化開口牆側力位移曲線之方法如下：以垂直牆段為主，而窗台短柱、柱以及牆墩等元素為輔。以圖 4.45 為例，建議之簡易側力位移曲線示意圖，先將各關鍵桿件之側力位移曲線均調整至開口牆頂部後。判斷兩垂直牆段之開裂點發生先後順序，假設牆段 i 先達

到開裂點之位移 $\delta_{cr,i}$ ，對應之開裂強度為 $V_{cr,i}$ ，而牆段 j 在相同位移對應之強度以線性內差之方式求取對應之強度 $V_{cr,j}$ 。則開口牆之開裂強度為在相同位移對應之強度相加 $V_{cr} = V_{cr,i} + V_{cr,j}$ ，如表 4.15。同理，亦可以相同之方式求取強度點以及殘餘強度點對應之強度與位移。本手冊會於後續提供一鋼筋混凝土開口牆之計算範例。

4.6.3 鋼筋混凝土開口牆之非線性鉸定義與設置

於非線性靜力側推分析中，本文建議開口 RC 牆非線性鉸模擬與 4.5 節 RC 牆介紹之模擬方式類似，含開口牆構架之載重變位曲線亦如圖 4.20 所示，即分析軟體進行非線性鉸之設定時，係將彈性變位及非線性變位分開設定，以下將說明含開口牆構架之彈性行為及非線性行為之設置。

側推分析軟體進行含開口牆構架彈性位移分析時，建議填充牆等值柱進行模擬，如圖 4.28 所示，由於分析軟體中採用無開口整面矩形斷面模擬開口牆，為使分析軟體所計算出之彈性位移與手冊相同，因此建議採式(4.83)計算彈性勁度折減係數，即同 RC 牆之計算方式計算開口 RC 牆之彈性勁度折減係數：

$$\frac{1}{\alpha} \left(\frac{V_{cr} H^3}{12 E_c \times I_g} + \frac{2(1+\nu) \times 1.2 V_{cr} H}{E_c \times A_w} \right) = \delta_{cr} \quad (4.83)$$

上式中等號左邊 α 為待調整之彈性勁度折減係數，式(4.83)中等號左邊 α 為待調整之彈性勁度折減係數，工程師求得對應之彈性勁度折減係數 α 後，設定分析模型中 A 與 I 性質修正值。由於分析軟體中，僅可設定單一之彈性勁度折減係數，為便於工程師使用，若該開口牆斷面正負方向彈性勁度折減係數不相同，TEASPA 輔助程式線上服務網頁系統採正負向彈性勁度折減係數兩者之平均值。

分析軟體模擬開口牆版部份採填充牆等值柱的方式模擬，由於牆版因開口的影響，剪力強度會更弱化，更容易發生剪力破壞。為簡化設定，本手冊建議開口牆版之填充牆等值柱僅設定剪力非線性鉸，如圖 4.46 所示。其

對應之剪力非線性鉸參數如表 4.16 所示，其中 Force SF 為 V_n ；Disp. SF 為

$$\delta_n - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_n ; \text{表 4.16 中參數 } c \text{ 為 } \frac{\delta_a - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_a}{\text{Disp. SF}}。$$

4.7 無開口磚牆

本手冊採用建築物磚構造設計及施工規範[4.27]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。若是建築物之磚造矮窗台(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。

4.7.1 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 4.47 所示。

臨界破裂角 θ_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)

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (4.84)$$

(2) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (4.85)$$

(3) 二順一丁砌法

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (4.86)$$

(4) 順砌法

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (4.87)$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 4.47，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。當磚牆之高長比過大或過小時，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，其高長比需介於 0.5~2 之間。

4.7.2 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，而無開口磚牆公式如下：

當 $\tan \theta_c \geq (h_b / \ell_b)$ 時：

$$V_b = t_b \times (\ell_b \times \tau_f + h_b \times 0.45 f_{mt}) \quad (4.88)$$

當 $\tan \theta_c < (h_b / \ell_b)$ 時：

$$V_b = t_b \times [\ell_b \times \tau_f + h_1 \times 0.45 f_{mt} + (h_b' - h_1) \times (0.45 f_{mt} + 0.45 f_{bt}) / 2] \quad (4.89)$$

上式中， h_b 為磚牆淨高度； ℓ_b 為磚牆淨長度； t_b 為磚牆厚度； $h_b' = \min(h_b, \ell_b)$ ； $h_1 = \ell_b \tan \theta_c$ ； τ_f 與 f_{mt} 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：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N \quad (4.90)$$

$$f_{mt} = 1.0797(f_{mc})^{0.338} \quad (4.91)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (4.92)$$

其中 σ_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 382 國家標準[4.28]規定測試之單軸抗壓強度。

4.7.3 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 Δ 之關係，可得到磚牆水平極限位移的計算公式如下：

$$\Delta_b = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{\ell_b}{h_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{h_b}{\ell_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{h_b^3}{\ell_b^3} \right] \frac{V_b}{E_u \times t_b} \quad (4.93)$$

其中 ν 為波松比，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 $0.5 \leq (h_b/\ell_b) \leq 2.0$ 。式(4.93)中，若 (h_b/ℓ_b) 小於 0.5 者以 0.5 計，若 (h_b/ℓ_b) 大於 2.0 者以 2.0 計，亦即 $0.5 \leq (h_b/\ell_b) \leq 2.0$ 。

磚牆達極限點時之割線彈性模數可以下列方式推導計算[4.27]：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (4.94)$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(h_b/\ell_b)$ ，且 $0.5 \leq (h_b/\ell_b) \leq 2.0$ 。 η_2 於四邊圍束磚牆時取 0.556，台度磚牆時取 0.367。以 E_u 代入式(4.93)可得磚牆之極限位移。

4.7.4 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，可以對應公式計算，而無開口磚牆之公式如下：

$$V_r = \tau_f \times t_b \times \ell_b \leq 0.6 V_b \quad (4.95)$$

上式中， τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； t_b 為磚牆之厚度； ℓ_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(Δ_u)可參考試驗結果並保守考慮取牆高之 2.0% 為限制 (即 $\Delta_u = 0.02H_b$)，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 Δ_b 亦應該遵守此一限制。

4.7.5 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 4.48(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段如下式：

$$\frac{V}{V_b} = 2 \left(\frac{\Delta}{\Delta_b} \right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_b} \right)^2 \quad (4.96)$$

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 4.48(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。

4.7.6 磚牆等值斜撐之模擬

如圖 4.49 所示，當磚牆受水平力 V 作用而產生水平位移 Δ 時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (4.97)$$

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

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (4.98)$$

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， $L_d = \sqrt{h_b^2 + \ell_b^2}$ ； $\Delta_d = \Delta \cos \phi$ ， Δ 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 (4.93) 及式 (4.98) 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：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda t_b \cos^2 \phi} \quad (4.99)$$

其中 $\lambda = \left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{\ell_b}{h_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{h_b}{\ell_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{h_b^3}{\ell_b^3}$ ，其符號相關細節同式 (4.93)

之說明。

4.7.7 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 4.50 所示，其參數如表 4.17 所示，相對應之 Force SF 為 $P_{d,SF} = V_b / \cos \phi$ ；而 Disp. SF 為 $\Delta_{d,SF} = \Delta_b \cos \phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(h_b / \ell_b)$ 。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。

4.8 三面圍束磚牆

三面圍束磚牆與上節所述無開口磚牆的不同，主要在於等值斜撐模擬的差異，一面磚牆只需一根等值壓桿做模擬，由於開口的關係將磚牆分成兩個部分，所以等值壓桿也應該分成兩根來做模擬，而磚牆也會因為開口型式的不同有不一樣的模擬方式，以符合實際的磚牆的側推行為。此外，三面圍束磚牆各部份的斜撐強度計算方式，也與建築物磚構造設計及施工規範

[4.27]之三面圍束磚牆強度計算方式不同。本手冊參考 Chiou 等人[4.29]研究，計算開口磚牆各部份的斜撐強度。

4.8.1 三面圍束磚牆之水平極限強度

根據 Chiou 等人[4.29]建議三面圍束磚牆的單片磚翼牆可以用單支對角壓桿模擬，此壓桿角度由兩端壓力中心決定，其強度由主要破壞路徑的強度決定。根據裂縫發展圖(圖 4.51)，主要破壞路徑應包含水平灰縫滑移裂縫、垂直灰縫劈裂裂縫以及垂直劈磚裂縫，經歸納三面圍束磚牆主要破壞路徑如圖 4.52 所示[4.29]。因此本研究建議計算三面圍束磚牆強度時，應採計此三種裂縫強度，如下公式

$$V_b = \tau_f \left(\frac{2}{3} \ell_b \times t_b \right) + 0.225 f_{mt} \left(\frac{2}{3} \ell_b \tan \theta_c \times t_b \right) + 0.225 \left(\frac{f_{mt} + f_{bt}}{2} \right) \left(h'_b - \frac{2}{3} \ell_b \tan \theta_c \right) \times t_b \quad (4.100)$$

其中 h'_b 代表傳力路徑的有效高度，由對角壓桿與柱牆邊界相交決定。如圖 4.52 所示，其 h'_b 如下式所示

$$h'_b = \min \left(\frac{h_b}{\frac{2}{3} \ell_b + \ell_c - \frac{a_c}{3}} \times \frac{2}{3} \ell_b, \ell_b \right) \quad (4.101)$$

ℓ_c 為柱深度； a_c 為柱壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley[4.9]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下式所示，

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c}) \ell_c \quad (4.102)$$

式(4.100)第一項代表水平灰縫的水平滑移剪力強度，其裂縫長度為 $2/3 \ell_b$ ；第二項代表斜向裂縫之豎向灰縫的劈裂強度，其裂縫長度為 $2/3 \ell_b \tan \theta_c$ ；第三項代表圖 4.52 中央段垂直裂縫之豎向灰縫及磚塊的劈裂強度，其裂縫長度為 $h'_b - 2/3 \ell_b \tan \theta_c$ 。式(4.100)中的劈裂強度係數取 0.225，係由於三面圍束磚牆單側未束制，因此豎向灰縫的垂直劈裂強度(f_{mt})及磚塊垂直劈裂強度(f_{bt})應較四面圍束磚牆的劈裂強度低，Chiou 等人[4.29]建議取 0.225。

式(4.100)係根據三面圍束磚牆在雙曲率測試實驗的結果，觀察主要破壞路徑特性後推導而來。即使是後砌式三面圍束磚牆在雙曲率的變形下，牆

頂仍可受頂梁擠壓下，而形成壓力區，再與底部壓力區形成對角傳力機制。因此式(4.100)可應用先砌或後砌的磚翼牆。惟後砌式磚牆在砌築前，構架自重早已經自我平衡，因此無須承受上層結構的重量。本手冊建議的三面圍束磚牆強度評估式(4.100)，應用於評估後砌式磚牆時，應假設軸力為零，可得較保守的評估結果。

4.8.2 三面圍束磚牆之勁度

根據 Chiou and Hwang [4.30]研究，填充磚牆的面內側向勁度建議可參考美國土木工程師學會於 2013 年更新的既有建築物耐震評估與補強規範 ASCE/SEI 41-13[4.4]。在 ASCE/SEI 41-13[4.4]中有關填充磚牆的面內側向勁度是以一組合斷面柱模擬，將側邊圍束柱視為此組合斷面的翼版，中間磚牆視為此組合斷面的腹版，如圖 4.53 所示，並假設為懸臂柱結構勁度，可依式(4.103)計算，

$$K_{ini} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{sh}}} \quad (4.103)$$

其中 K_{fl} 為等效組合斷面懸臂柱的撓曲勁度，可依式(4.104)計算，

$$K_{fl} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_{cb}^3} \quad (4.104)$$

其中， E_c 為混凝土彈性係數， I_{ce} 為轉換為混凝土斷面之等效慣性矩， h_{cb} 為組合柱高度；假設剪應力均勻分布在磚牆版中，因此 K_{sh} 為等效組合斷面懸臂柱的剪力勁度，可依式(4.105)計算，

$$K_{sh} = \frac{G_m A_w}{h_w} \quad (4.105)$$

其中， A_w 為填充磚牆截面積， h_w 為磚牆高度； G_m 為磚牆的剪力模數，可依式(4.106)計算，

$$G_m = 0.4E_m \quad (4.106)$$

其中， E_m 為磚牆的彈性模數，FEMA 356[4.31]建議 $E_m = 550 f'_m$ ， f'_m 為依據 ASTM C1314[4.32]標準磚墩抗壓試驗法所求得之磚墩抗壓強度。

由於式(4.103)為等效斷面的彈性勁度，而磚牆的彈性進度要再扣除側邊圍束柱的彈性勁度，可依式(4.107)計算。

$$K_b = (K_{ini} - K_c) \times 0.35 \quad (4.107)$$

K_b 為磚牆的彈性勁度，代表未開裂的勁度，所以在計算開裂勁度時，應給予適當的折減。根據試驗結果分析，折減 0.35 會較為符合實際情況 [4.33]，而 K_c 為側邊圍束柱的彈性勁度，可依式(4.108)計算。

$$K_c = \frac{3E_c I_c}{h_c^3} \quad (4.108)$$

其中， E_c 為混凝土彈性係數， I_c 為側邊柱斷面之慣性矩， h_c 為側邊柱的高度。

4.8.3 三面圍束磚牆之水平殘餘強度

當三面圍束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。水平殘餘強度可以下式計算：

$$V_r = \tau_f \times t_b \times \ell_b \leq 0.6V_b \quad (4.109)$$

上式中， τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； t_b 為磚牆之厚度； ℓ_b 為磚牆寬度。

根據試驗觀察發現，磚翼牆因為單側未束制，因此殘餘強度迅速衰減，Chiou 等人[4.29]建議當達殘餘強度點後，強度應以線性比例方式，衰減到極限位移點(2.0%)，如圖 4.54(b)所示。

4.8.4 三面圍束磚牆等值斜撐模擬

三面圍束磚牆的抗震性能應由有效的磚翼牆來做模擬，而有效的磚牆為開口部及立柱之間的磚翼牆。以鋼筋混凝土框架填充中央門型開口磚牆為例，如圖 4.55(a)所示，可由兩根等值壓桿模擬開門兩邊的磚翼牆。當計算出兩邊磚翼牆的面內水平強度 V 及其對應的水平位移 Δ 時，可轉換為壓力斜撐模擬之(如圖 4.49 所示)，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (4.110)$$

其中 ϕ 為磚牆對角線與水平之夾角，可表示為 $\phi = \tan^{-1}(h_b/\ell_b)$ ， h_b 為磚牆高度； ℓ_b 為磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (4.111)$$

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， $L_d = \sqrt{h_b^2 + \ell_b^2}$ ； $\Delta_d = \Delta \cos \phi$ ， Δ 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，可得到磚牆等值斜撐彈性模數 E_d 如下式所示：

$$E_d = \frac{K_b L_d}{t_b^2 \cos^2 \phi} \quad (4.112)$$

以填充窗型開口磚牆為例，如圖 4.55(b)所示，由於窗型開口磚牆下方有台度磚牆，為了反映台度磚強的束制效應，受束制柱的有效變形長度應縮短，將柱底撓曲非線性鉸抬高到窗台高度；同時該柱旁的磚翼牆，仍採用上方未受到圍束的磚牆性質，以一根等值壓桿斜撐模擬。另一側因為不受到台度磚牆的束制，可採用全高的磚牆性質，以一根等值壓桿斜撐模擬，同理，緊鄰該磚翼牆側的立柱，有效高度則採全高模擬。計算出兩邊磚翼牆的面內水平強度 V 及其對應的水平位移 Δ ，並用式(4.110)、(4.111)及(4.112)轉換為壓力斜撐模擬。

如上述斜撐模擬方式所敘，窗型開口磚牆下方有台度磚牆，為了反映台度磚強的束制效應，受束制柱的有效變形長度應縮短，將柱底撓曲非線性鉸抬高到窗台高度，於結構分析軟體上模擬時，由於無法直接設置縮短的斜撐，所以將縮短之斜撐作延伸，如圖 4.55(b)所示，斜撐從 L_d 延伸至 L_d' ，而由於等值斜撐長度變長，所以其等值斜撐彈性模數 E_d 須作修正，以維持斜撐原本之勁度，修正方式如下：

$$\frac{P_d}{\Delta_d} = \frac{V_b / \Delta_b}{\cos^2 \phi} = \frac{K_b}{\cos^2 \phi} \quad (4.113)$$

$$E_d' = \frac{L_d'}{L_d} \times E_d \quad (4.114)$$

由於縮短的斜撐延伸時，沒有改變其 ϕ 值所以式(4.113)為一定值，假設等值斜撐截面積 $A_d = t_b^2$ ， t_b 為磚牆厚度不會變更，所以為了維持等值原本之勁度， L_d 延伸至 L_d' 時， E_d 也須按照延伸之比例調整為 E_d' ，如式(4.114)。

4.8.5 三面圍束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 4.56 所示，其參數如表 4.18 所示，相對應之 Force SF 為 $P_{d,SF} = V_b / \cos \phi$ ；而 Disp. SF 為 $\Delta_{d,SF} = \Delta_b \cos \phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(h_b / \ell_b)$ 。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。

4.9 台度磚牆

4.9.1 台度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，台度磚牆是指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆，其公式如下：

$$V_b = t_b \times (\ell_b \times 0.7\tau_f + h_2 \times 0.45f_{mt}) \quad (4.115)$$

上式中， $h_2 = 0.5\ell_b \tan \theta_c \leq h_b$ ； τ_f 與 f_{mt} 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，可依式(4.90)、(4.91)、(4.92)計算。

4.9.2 台度磚牆之水平極限位移

台度磚牆與無開口磚牆之水平極限位移公式相同，依照式(4.93)計算。

4.9.3 台度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，可以對應公式計算，而台度磚牆之公式如下：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times t_b \times \ell_b \leq 0.6V_b \quad (4.116)$$

上式中， τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； t_b 為磚牆之厚度； ℓ_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 Δ_u 亦應該遵守此一限制。

4.9.4 台度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 4.48(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段如下式：

$$\frac{V}{V_b} = 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right) - 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)^3 \quad (4.117)$$

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 4.48(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。

4.9.5 台度磚牆等值斜撐之模擬

台度磚牆與無開口磚牆之等值斜撐模擬方式相同，請參照 4.7.6 小節磚牆等值斜撐之模擬作計算。

4.9.6 台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置之方式與無開口磚牆相同，請參照 4.7.7 小節磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置作計算。

參考文獻

- [4.1] Sezen, H., and Moehle, J. P., “Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, Nov.-Dec. 2006, pp. 842-849.
- [4.2] Li, Y. A., Weng, P. W., and Hwang, S. J., “Seismic Performance of RC Intermediate Short Columns Failed in Shear,” *ACI Structural Journal*, Vol. 116, No. 3, 2019, pp. 195-206.
- [4.3] ACI Committee 318, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
- [4.4] ASCE/SEI 41-13, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13),” American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2014, 518 pp.
- [4.5] MacGregor, J. G., “Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 3rd Edition,” Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall Inc. 1997, 939 pp.
- [4.6] 李宏仁，黃世建，「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 17 卷，第 4 期，第 53-70 頁，2002 年。
- [4.7] 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、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-13-023，台北，2013 年。
- [4.8] Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. “Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions,” *ACI Structural Journal*, Vol. 114, No. 5, 2017, pp. 1239-1248.
- [4.9] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,” John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp., 1992.

- [4.10] Lim, E., Hwang, S. J., Cheng, C. H., and Lin, P. Y., “Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beam with Intermediate Span-Depth Ratio,” *ACI Structural Journal*, Vol. 113, No. 3, 2016, pp. 515-524.
- [4.11] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Axial capacity model for shear damaged columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005.
- [4.12] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.
- [4.13] 邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、翁健煌、李其航、劉建均、薛強、何郁嫻、陳幸均、楊智斌、翁樸文、沈文成、涂耀賢、楊耀昇、李翼安、葉勇凱、黃世建，「臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-18-015，台北，2018 年。
- [4.14] Li, Y. A., and Hwang, S. J., “Prediction of the Lateral Load Displacement Curves for Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.143, No.2, 2017, pp. 04016164-1~10.
- [4.15] 涂耀賢、邱聰智、劉德賢、周逢霖、鍾立來、劉俊秀、江文卿，「鋼筋混凝土牆厚與邊界柱深比對構架耐震行為影響研究」，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，Paper No. 1504，2016 年。
- [4.16] 涂耀賢、邱聰智、鍾立來、楊智斌，「牆之模擬技術—等值柱、斜撐」，國家地震工程研究中心，民國 107 年 10 月 27 日，台北。
- [4.17] 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。
- [4.18] Weng, P. W., Li Y. A., Tu Y. S., and Hwang S. J., “Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 143, No. 10, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001872, 2017.

- [4.19] Elwood, Kenneth J. and Eberhard, Marc O., “Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 4, pp. 476-484, 2009.
- [4.20] Zhang, L. X. B. and Hsu, T. T. C., “Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements, ” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 1, pp. 24-34, 1998.
- [4.21] Vecchio, F. and Collins, M., “Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, ” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3590-3610, 1993.
- [4.22] Westenank, B., de la Llera, J. C., Besa, J. J., Jünemann, R., Moehle, J. P., Lüders, C., Inaudi, J. A., Elwood, K. J., and Hwang, S. J., “Response of Reinforced Concrete Buildings in Concepción during the Maule Earthquake,” *Earthquake Spectra*, Vol. 28, No. S1, pp. S257-S280, 2012.
- [4.23] 蔡仁傑，「鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線預測」，國立臺灣大學土木工程系碩士論文，台北，2015 年。
- [4.24] 林永健，「開孔鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北，2016 年。
- [4.25] 周欣沛，「含邊界柱之鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測模型」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北，2017 年。
- [4.26] Yeh, R. L., Tseng, C. C., and Hwang, S. J., “Shear Strength of Reinforced Concrete Vertical Wall Segments under Seismic Loading,” *ACI Structural Journal*, Vol. 115, No. 5, pp. 1485-1494, 2018.
- [4.27] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。
- [4.28] 中國國家標準，「CNS 382 R2002 建築用普通磚」，經濟部中央標準局，1978 年。
- [4.29] Chiou, T. C. , Hwang, S. J. , Tu, Y. H. , Tu, Y. S., “A simplified assessment model of masonry infill piers,” *Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference*, Padova, Italy., 2016, 1163-1171.

- [4.30] Chiou, T. C., and Hwang, S. J., “Tests on cyclic behavior of reinforced concrete frames with brick infill,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 44, No. 12, 2015, pp. 1939-1958.
- [4.31] FEMA 356, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000 .
- [4.32] ASTM C1314-14, “Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms,” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- [4.33] Chiou, T. C., Tu, Y. H., Tu, Y. S., Chung, L. L., and Huang, C. T., “Verification on Seismic Assessment Model of Masonry Infill with Openings,” the 10th Australasian Masonry Conference, Sydney, Australia, 2018, Paper No. 26.

表 4.1 剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數

$P/A_g f'_c$	A_v/bs	r
≤ 0.1	≥ 0.006	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0

表 4.2 RC柱剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_n}$	0
C	1	1
D	0	c
E	0	$10c$

表 4.3 RC柱彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	b
D	0	c
E	0	$10c$

表 4.4 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 4.5 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
≤ 0.0	有圍束	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	有圍束	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	有圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	有圍束	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	無圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	無圍束	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≥ 6	0.005	0.01	0.2

表 4.6 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 4.7 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 4.8 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 4.9 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	$\frac{V_{cr}}{V_n}$	0
C	1	1
D	0	c
E	0	$10c$

表 4.10 RC牆有效撓曲剛度[4.18]

軸力條件	彈性段	強度點
$\geq 0.5\ell_w t_w f'_c$	$1.0E_c I_g$	$0.7E_c I_g$
$< 0.1\ell_w t_w f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.5E_c I_g$

表 4.11 RC牆殘餘強度點之強度與位移計算

軸力條件	殘餘強度 $\frac{V_{sp}}{V_{sn}}$	層間位移比 $\frac{\delta_{sp}}{H}(\%)$
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{\ell_w t_w f'_c} \leq 0.05$	0.2	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{\ell_w t_w f'_c} > 0.05$	0.0	1.0

表 4.12 RC牆彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	$\frac{V_y}{V_{fn}}$	0
C	1	1
D	0.4	c
E	0.4	$10c$

表 4.13 RC牆剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_{sn}}$	0
C	1	1
D	$\frac{V_{sp}}{V_{sn}}$	c
E	0	δ_{sp}/SF

表 4.14 美國ACI 318-14 規範[4.3]對開口牆各構件分類方式與規定

垂直牆段之淨高 /垂直牆段之牆 長(h_w / ℓ_w)	垂直牆段之牆長 / 垂直牆段之牆厚 (ℓ_w / t_w)		
	$(\ell_w / t_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w / t_w) \leq 6.0$	$(\ell_w / t_w) > 6.0$
$(h_w / \ell_w) < 2.0$	牆	牆	牆
$(h_w / \ell_w) \geq 2.0$	牆墩宜符合柱 設計之需求； 參見 18.10.8.1	牆墩宜符合柱設計之 需求或其他需求；參 見 18.10.8.1	牆

表 4.15 簡易開口牆側力位移曲線定義

	位移	強度
開裂點	$\delta_{cr,i}$	$V_{cr} = V_{cr,i} + \frac{\delta_{cr,i}}{\delta_{cr,j}} \times V_{cr,j}$
強度點	$\delta_{n,i}$	$V_n = V_{n,i} + \frac{\delta_{n,i} - \delta_{cr,j}}{\delta_{n,j} - \delta_{cr,j}} \times (V_{n,j} - V_{cr,j}) + V_{cr,j}$
殘餘強度點	$\delta_{a,i}$	$V_a = V_{a,i} + \frac{\delta_{a,i} - \delta_{n,j}}{\delta_{a,j} - \delta_{n,j}} \times (V_{a,j} - V_{n,j}) + V_{n,j}$

表 4.16 鋼筋混凝土開口牆剪力非線性鉸參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_n}$	0
C	1	1
D	$\frac{V_a}{V_n}$	c
E	0	δ_a /SF

表 4.17 無開口磚牆及台度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	$\frac{V_r}{V_b}$	$\min\left(2 - \frac{V_r}{V_b}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)\right)$
D	$\frac{V_r}{V_b}$	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)$

表 4.18 三面圍束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	$\frac{V_r}{V_b}$	$\min\left(2 - \frac{V_r}{V_b}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)\right)$
D	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_b} - \frac{V_r}{V_b}\right)$

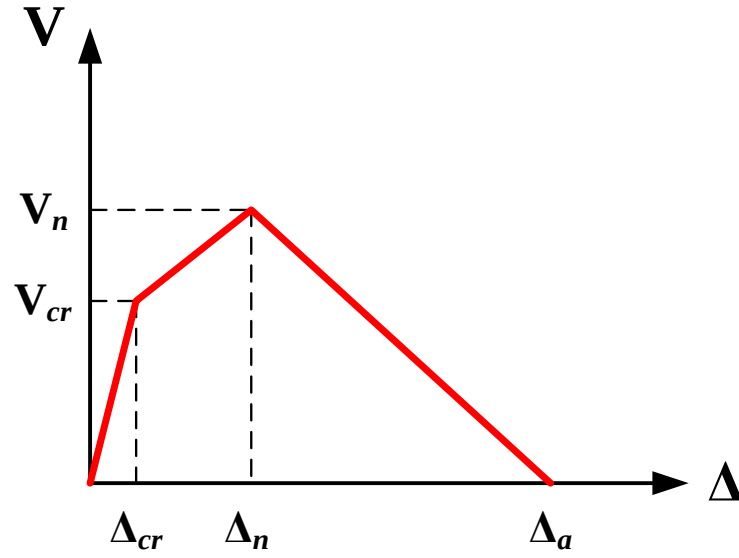


圖 4.1 柱剪力破壞側向載重位移曲線

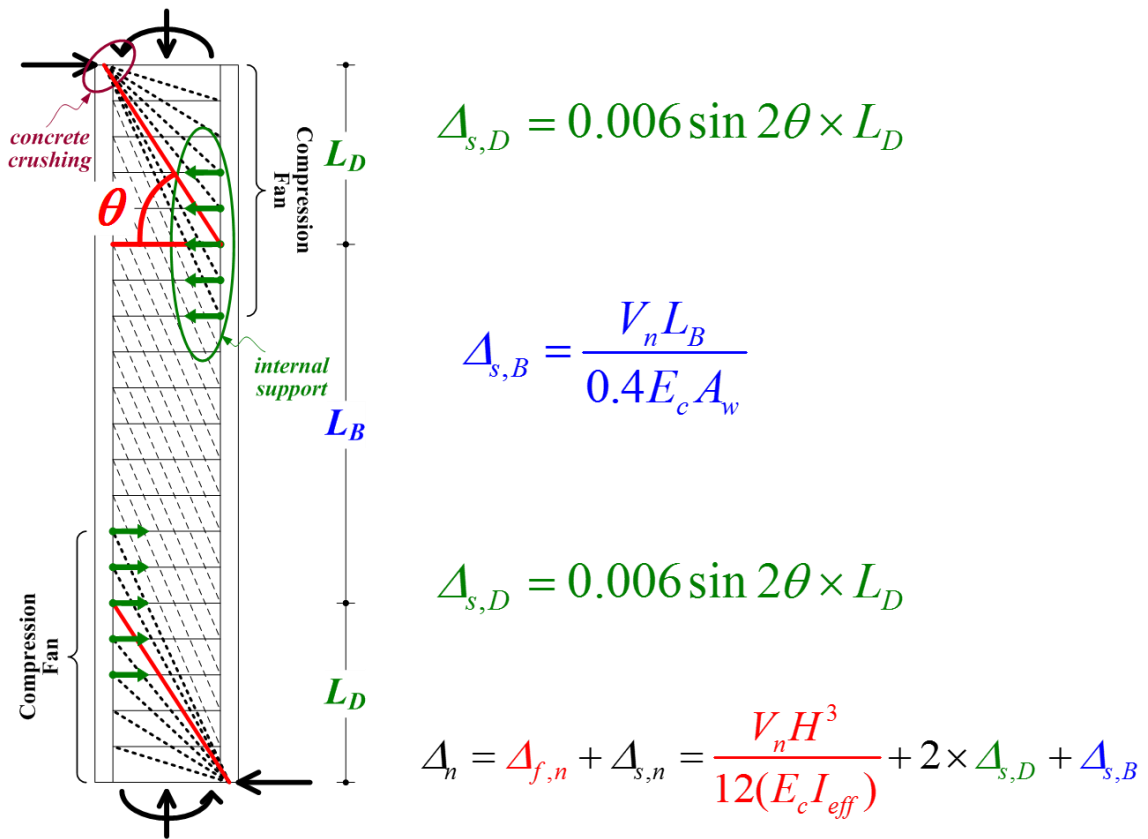


圖 4.2 柱剪力傳力機制示意圖(MacGregor [4.3])

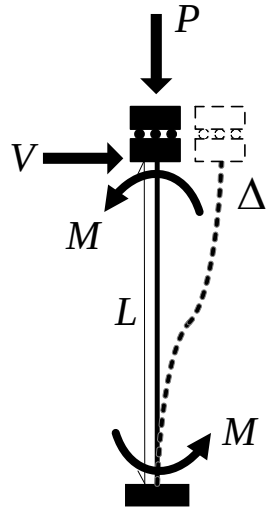


圖 4.3 雙曲率柱受力與變形機制

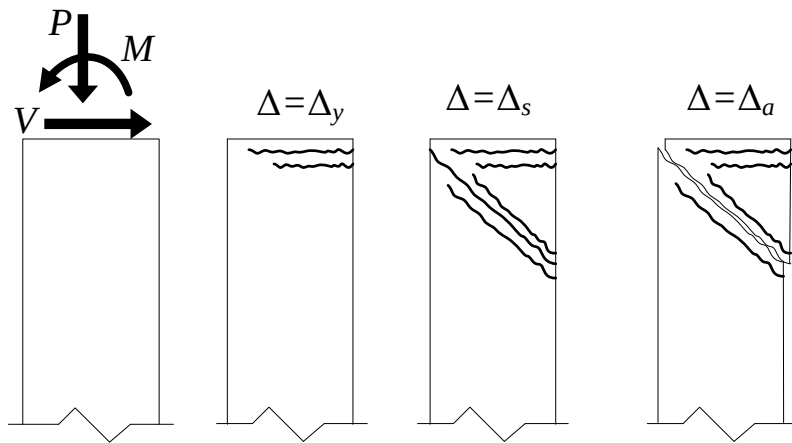


圖 4.4 雙曲率柱破壞發展過程

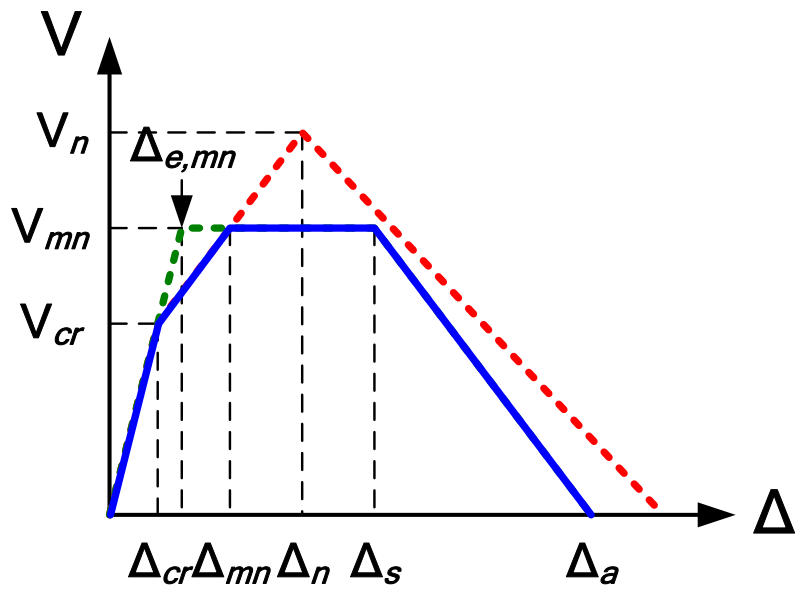


圖 4.5 撓剪破壞側向載重位移曲線

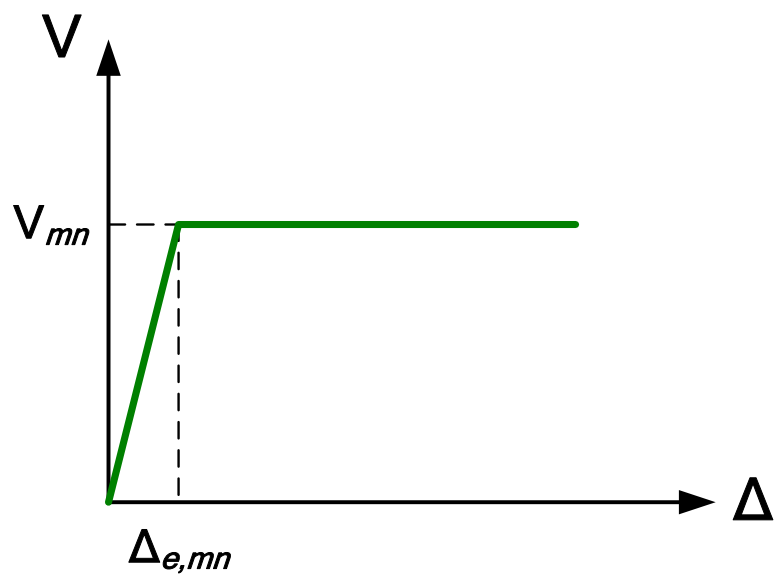


圖 4.6 撓曲破壞側向載重位移曲線

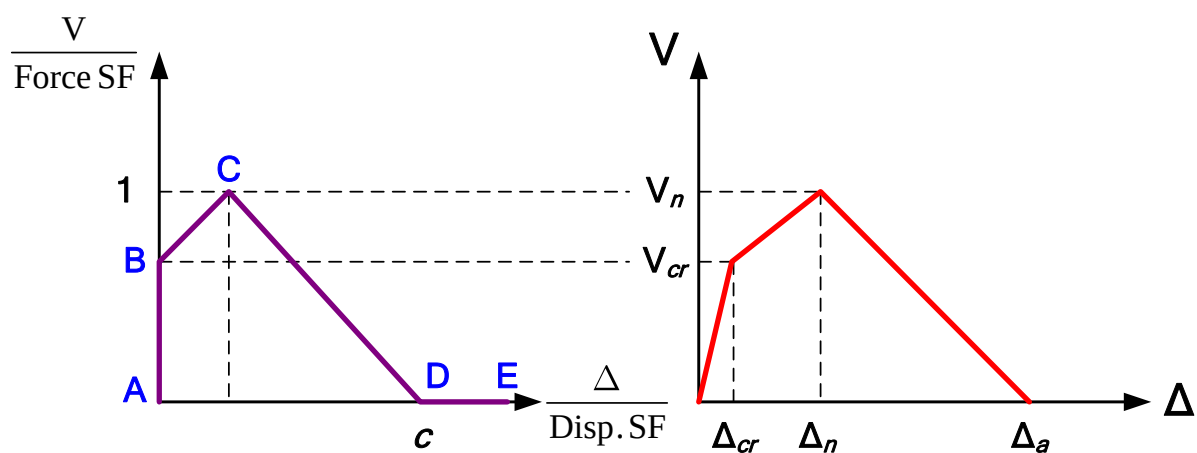


圖 4.7 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

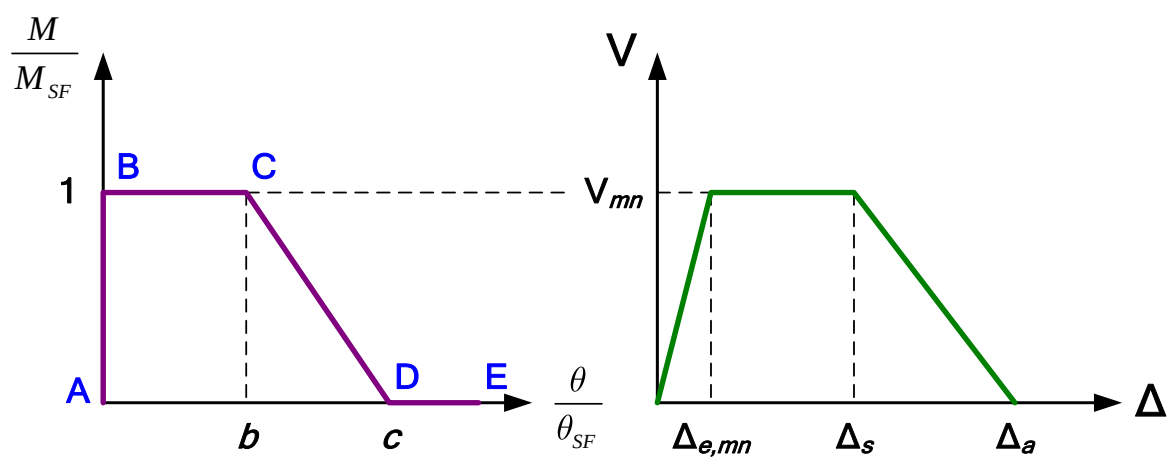


圖 4.8 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

P-M3 Interaction Curve Definition for 6FLC9-PM3

User Interaction Curve Options

☒ Interaction Curve Is Symmetric

Number of Curves: 1

Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P, kgf: 1 M3, kgf-cm: 1

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P/SF	M3/SF
1	-2019847	0
11	297919	0

Interaction Curve Requirements - With Symmetry

- Only one P-M3 curve is specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- M3 = 0 at the first and last points.
- All M3 > 0 (except at first and last points).
- The curve must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Current Curve: 1

Point	P/SF	M3/SF
1	-2019847	0
2	-1788070	6898923
3	-1556294	12443921
4	-1324517	17007833
5	-1092740	20017817
6	-860964	21705129
7	-629187	21709149
8	-397410	19287823
9	-165634	14708040
10	66142.839393	8019422

Plot of Full Interaction Curve

☒ Highlight Current Curve

P: -474142.45 kgf
M3: 16816946.29 kgf-cm

OK Cancel

圖 4.9 P-M非線性鉸中之P-M互制圖

Moment Rotation Data for 6FLC9-PM3 - Interacting P-M3

Select Curve: Axial Force: -629187.05 Angle: 90 Curve #7

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0.025221
D	0	0.040597
E	0	0.405972

Note: Yield moment is defined by interaction curve

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy: 100
Life Safety: 200
Collapse Prevention: 300

☐ Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan: 0 deg Elevation: 0 deg Aperture: 0 deg

3D RR MR3 MR2

☐ Hide Backbone Lines
☐ Show Acceptance Criteria
☐ Show Thickened Lines
☒ Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: Symmetric
Number of Axial Force Values: 11
Number of Angles: 1
Total Number of Curves: 11

Angle is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis
90 degrees = About Positive M3 Axis
180 degrees = About Negative M2 Axis
270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

圖 4.10 某軸力(例：軸壓力為 629187.05 kgf)之非線性鉸參數

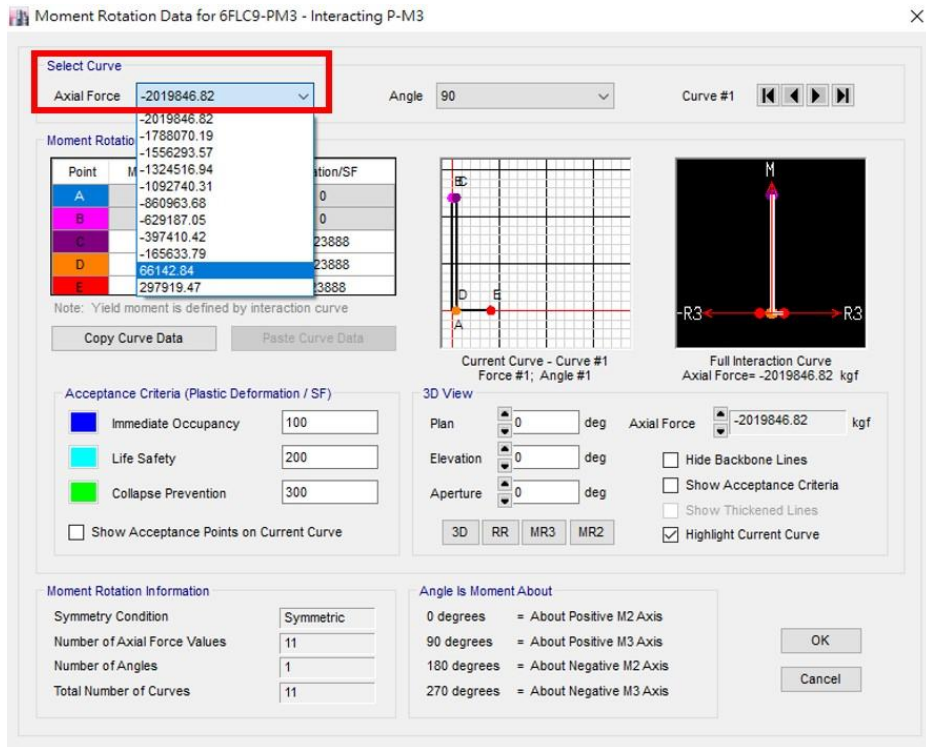
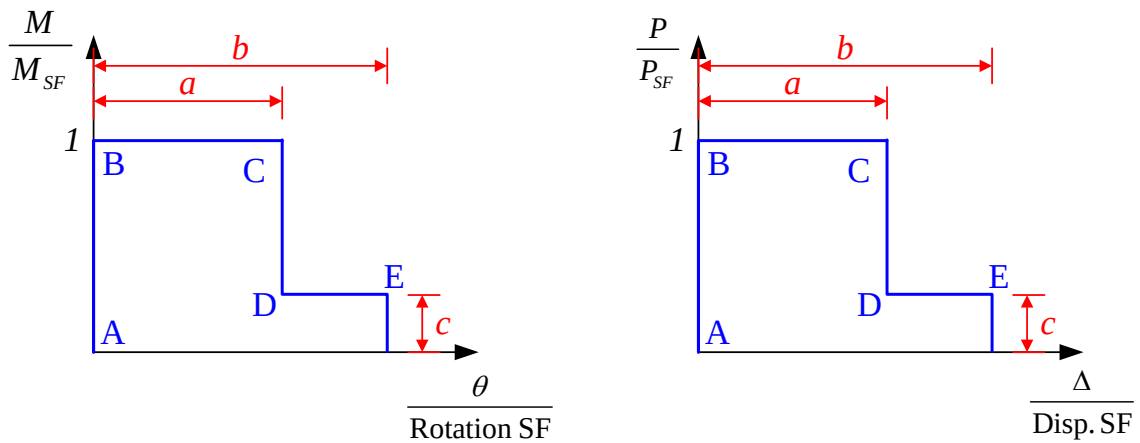


圖 4.11 多組軸力之非線性鉸參數



(a) 彎矩非線性鉸

(b) 剪力非線性鉸

圖 4.12 ASCE 41-13 建議之RC梁非線性鉸載重位移曲線[4.4]

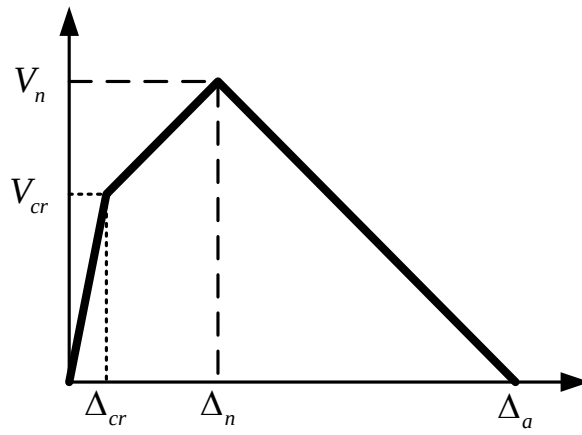
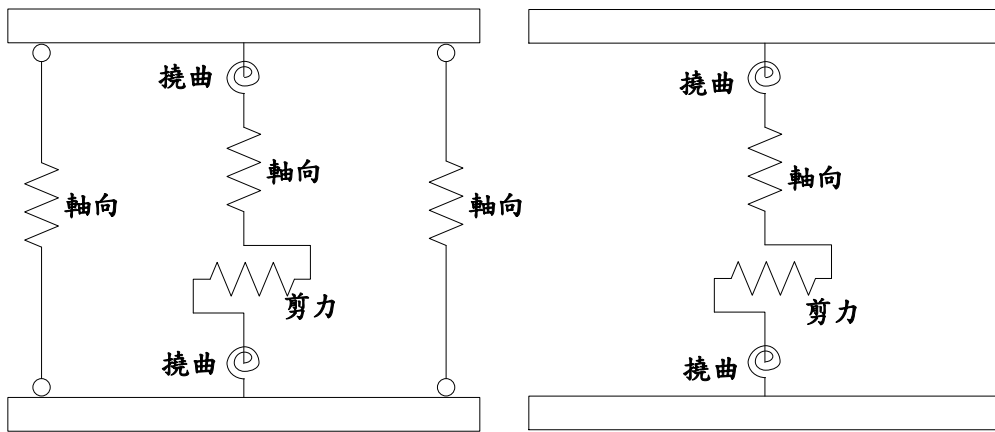
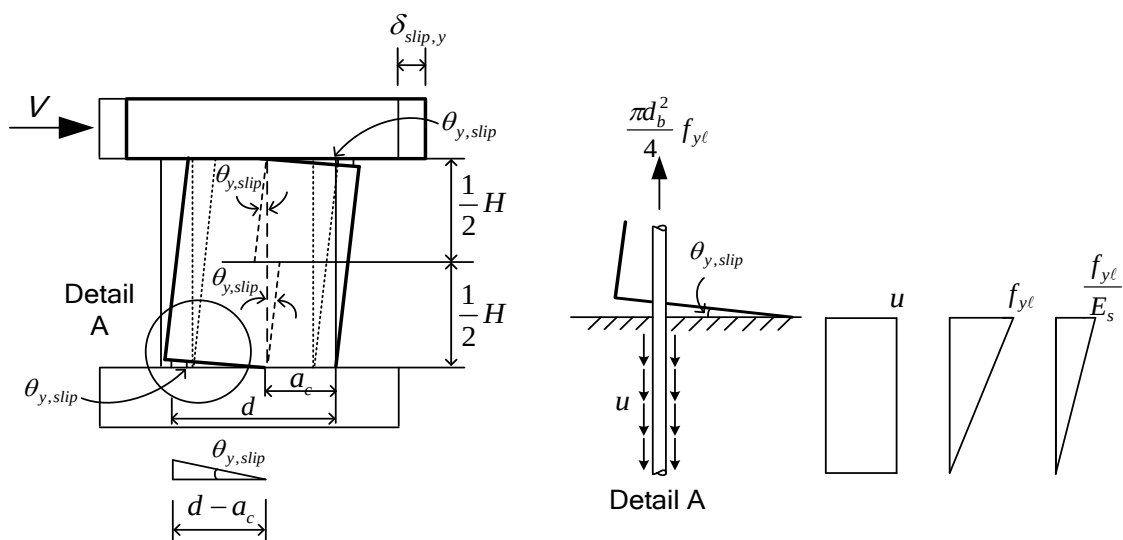


圖 4.13 極短柱或極短梁之剪力載重位移關係



(a)日本建築學會建議模型[4.17] (b)本手冊建議模型

圖 4.14 等值寬柱模擬示意圖



(a) 雙曲率彎矩造成之滑移

(b) 鋼筋之應力應變關係

圖 4.15 牆滑移位移之計算

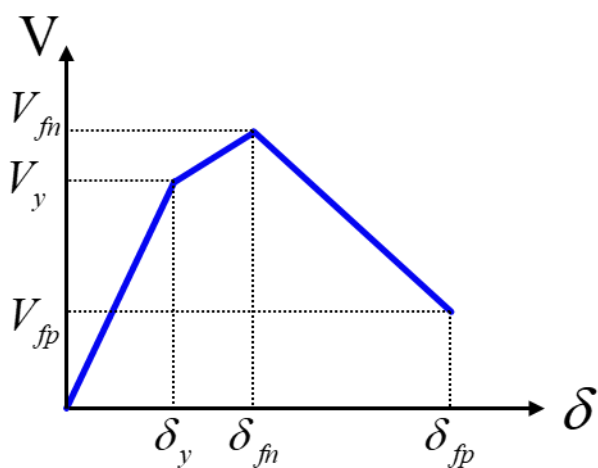


圖 4.16 RC牆撓曲破壞之側向載重位移曲線

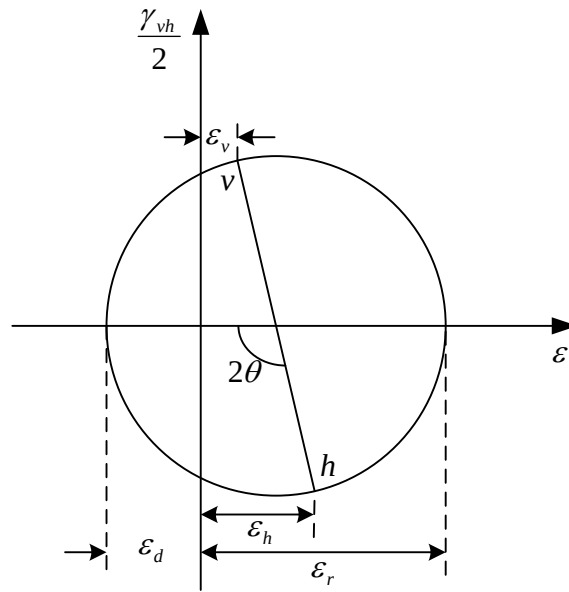


圖 4.17 應變諧和莫爾圓示意圖

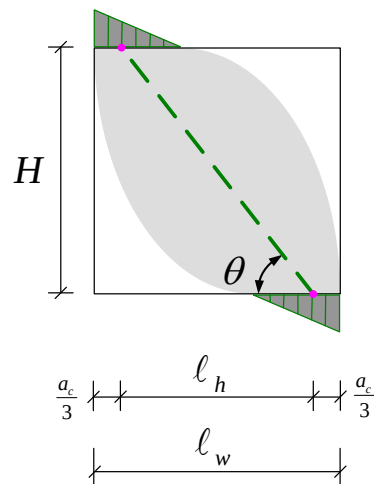


圖 4.18 雙曲率RC牆之剪力傳遞機制

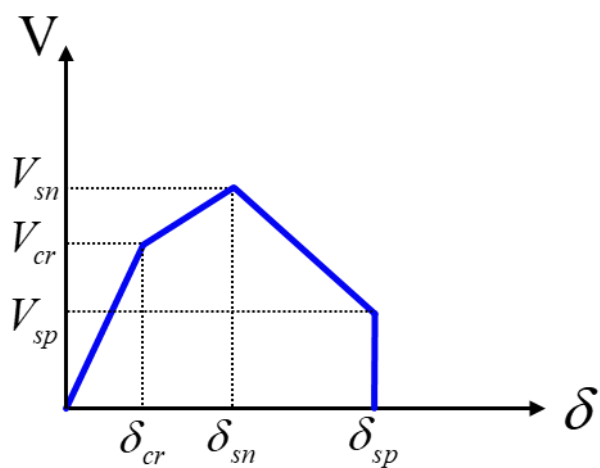


圖 4.19 RC牆剪力破壞之側向載重位移曲線

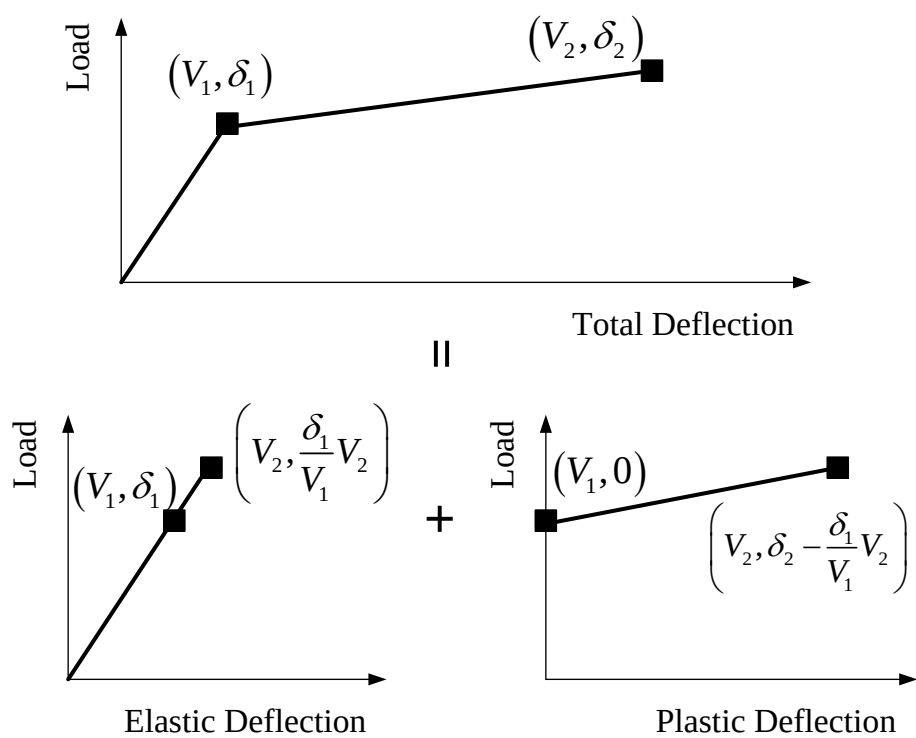


圖 4.20 彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖

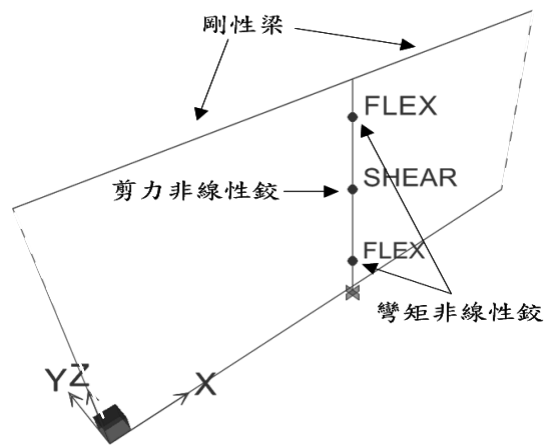


圖 4.21 等值寬柱數值模型

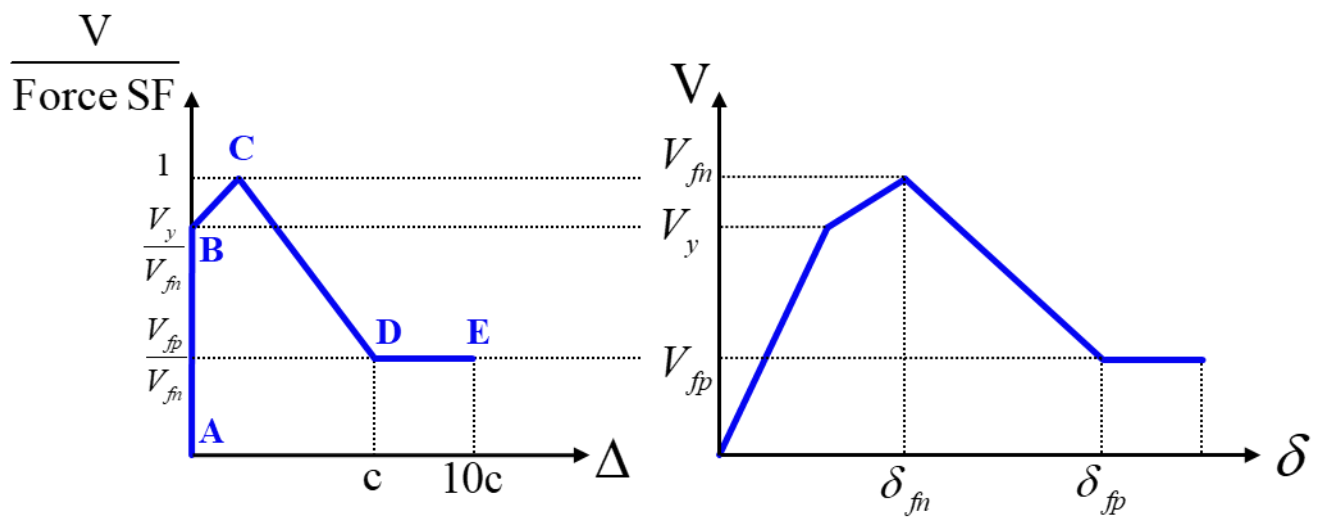


圖 4.22 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

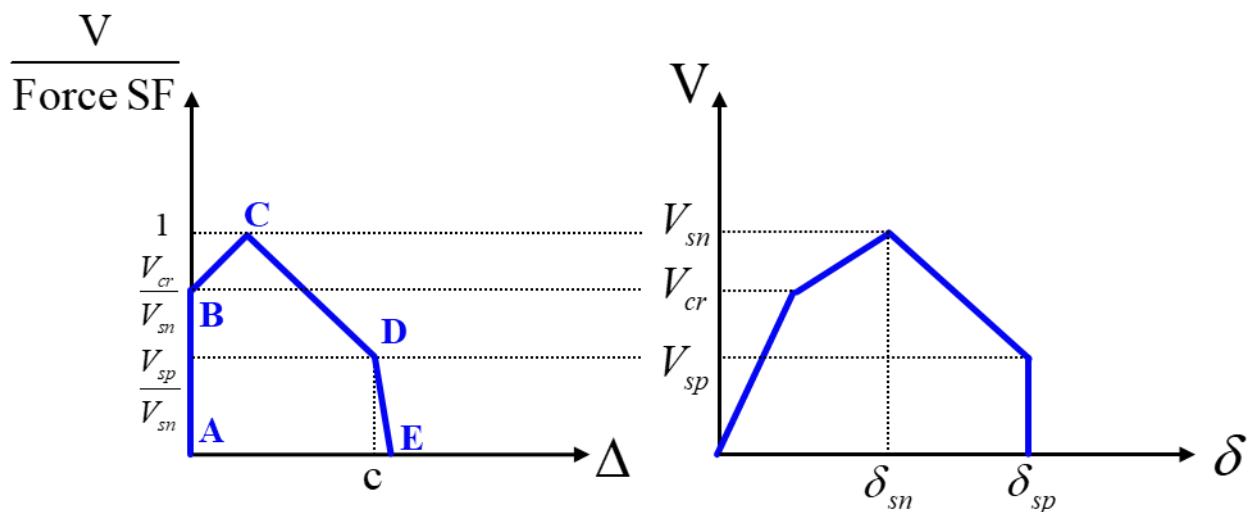


圖 4.23 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

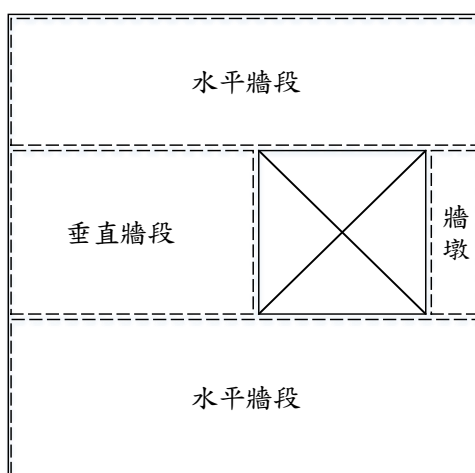


圖 4.24 RC牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖

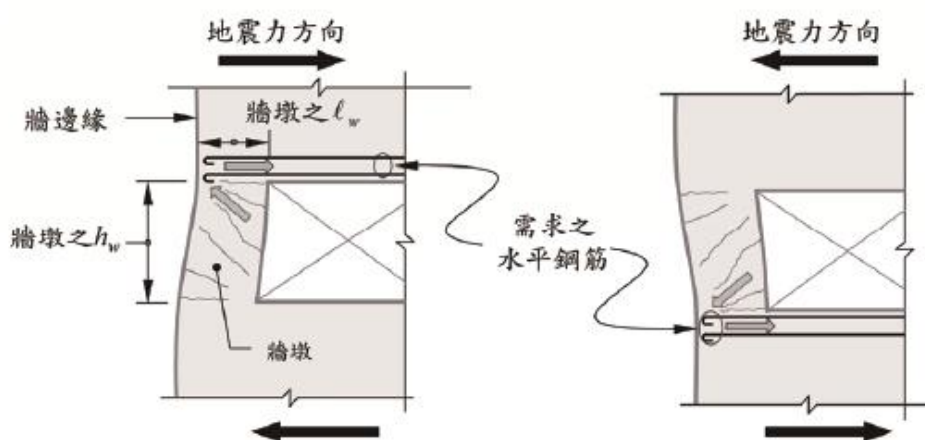


圖 4.25 美國ACI 318-14 規範[4.3]對牆墩上、下方之配筋規定



圖 4.26 RC牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞[4.22]

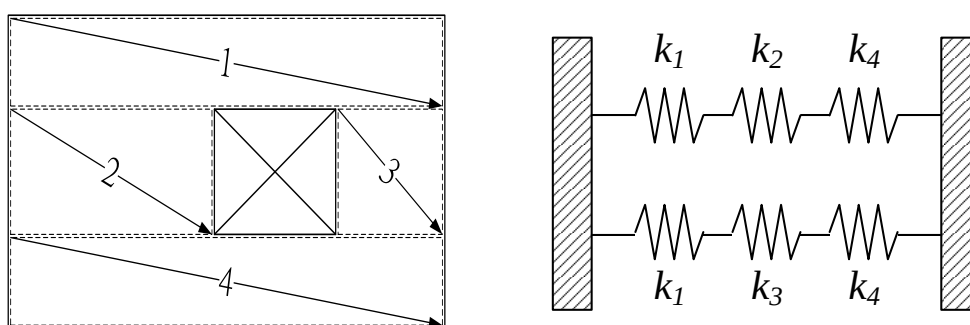


圖 4.27 彈簧串並聯示意圖

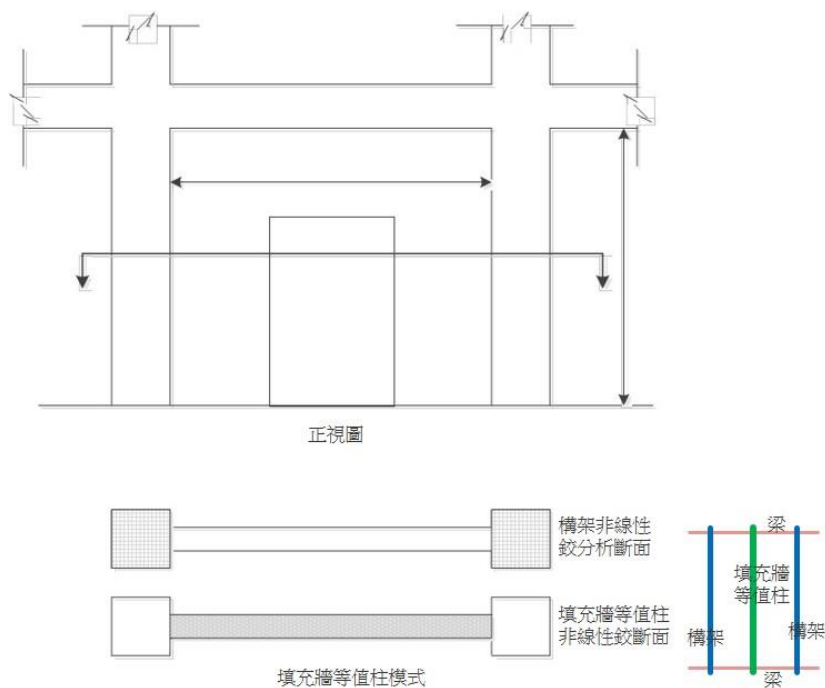


圖 4.28 開口RC牆模型分析用之斷面取法(此處以門型開口為例)

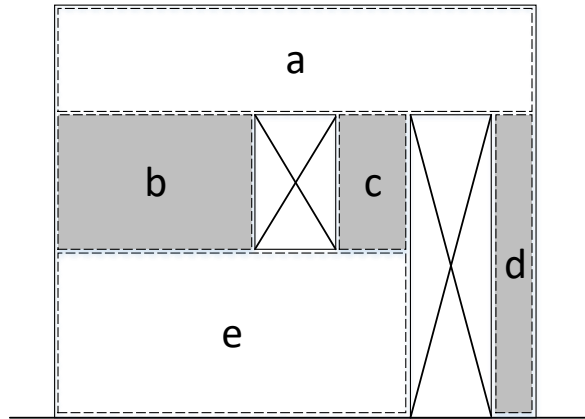


圖 4.29 開口造成明顯單一層的軟弱區域

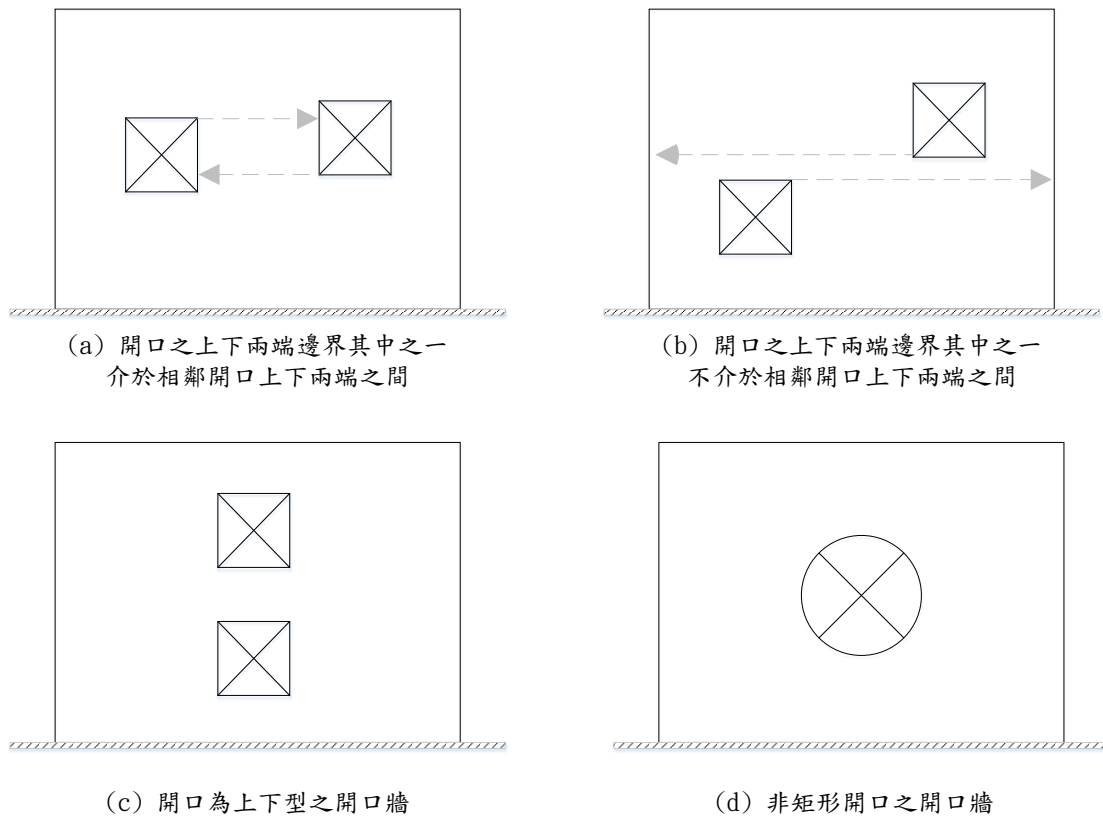


圖 4.30 本手冊之開口牆模型適用於(a)；惟(b)、(c)、(d)等情況不適用

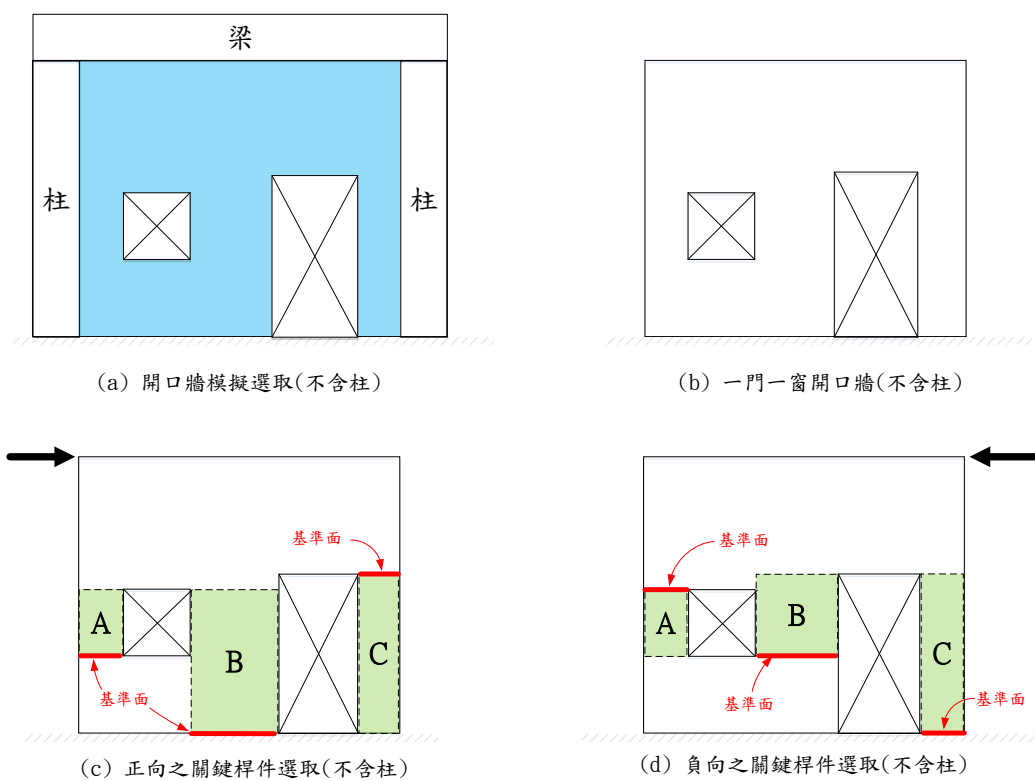


圖 4.31 RC牆模擬區域選取與關鍵桿件決定

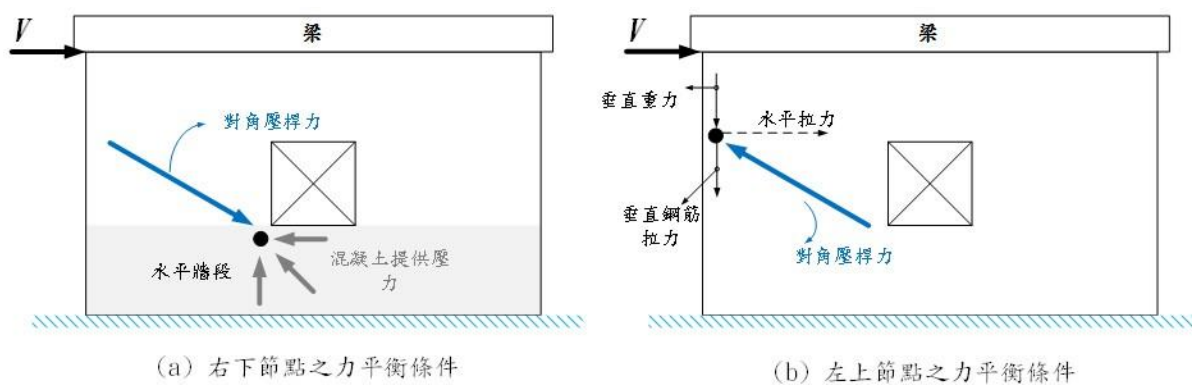
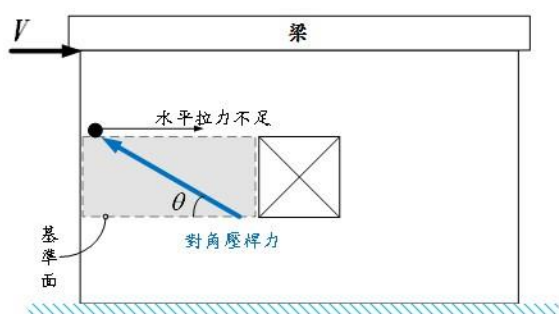
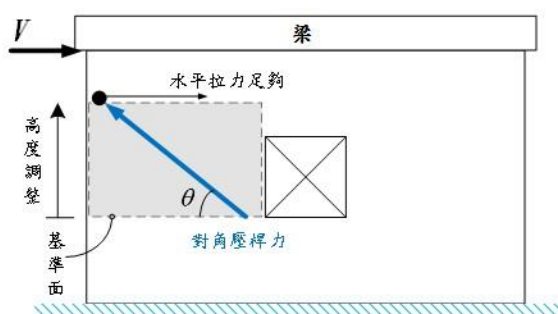


圖 4.32 開口左方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗

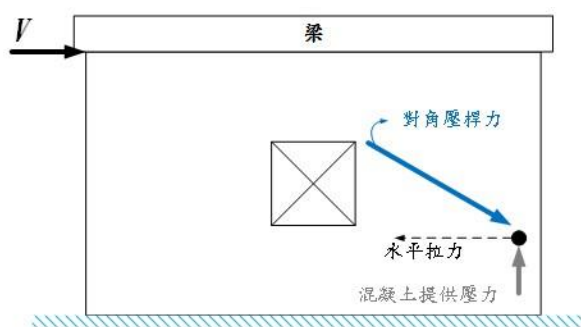


(a) 左上節點之水平力無法平衡

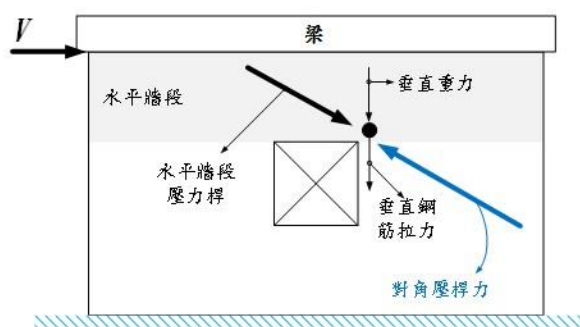


(b) 左上節點之水平力平衡

圖 4.33 開口左方垂直牆段高度調整

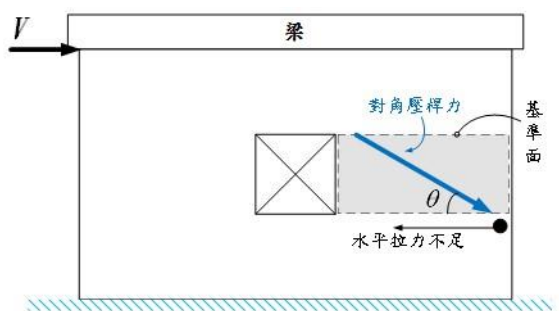


(a) 右下節點之力平衡條件

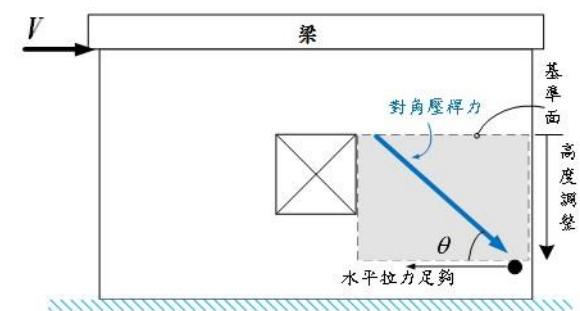


(b) 左上節點之力平衡條件

圖 4.34 開口右方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗



(a) 右下節點之水平力無法平衡



(b) 右下節點之水平力平衡

圖 4.35 開口右方垂直牆段高度調整

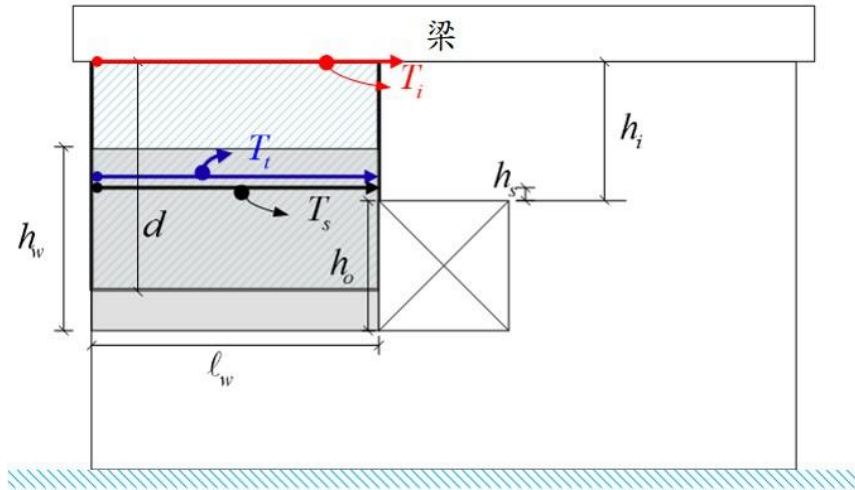


圖 4.36 水平力說明

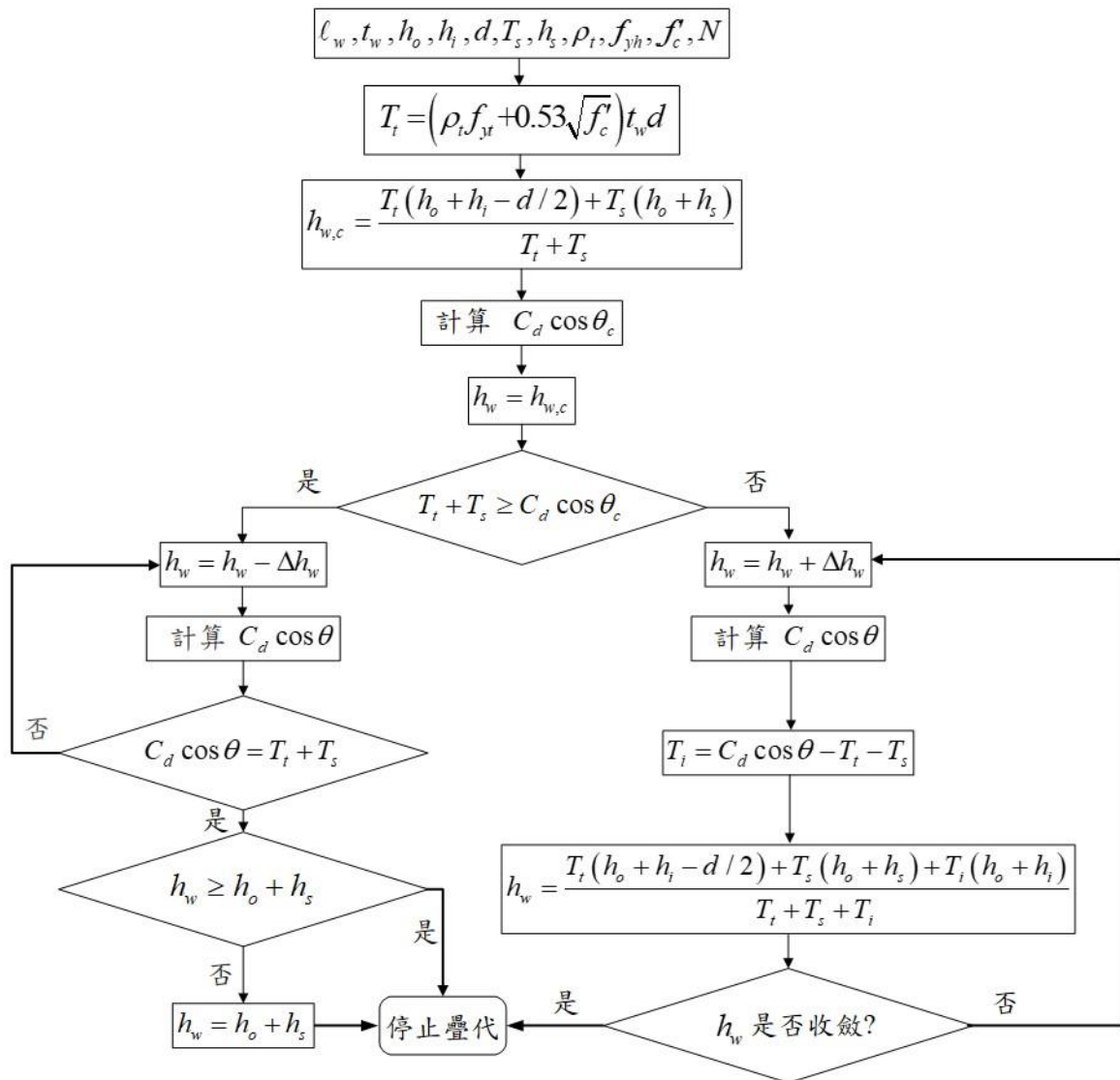
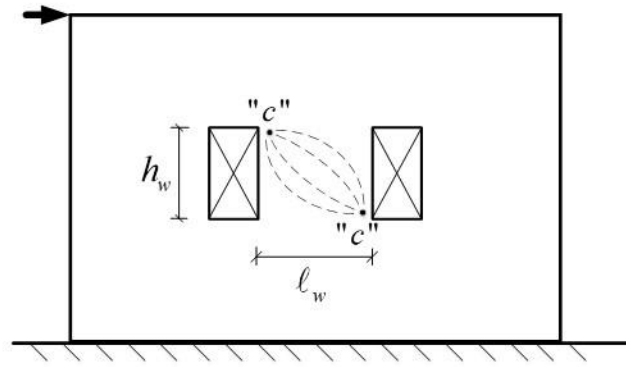
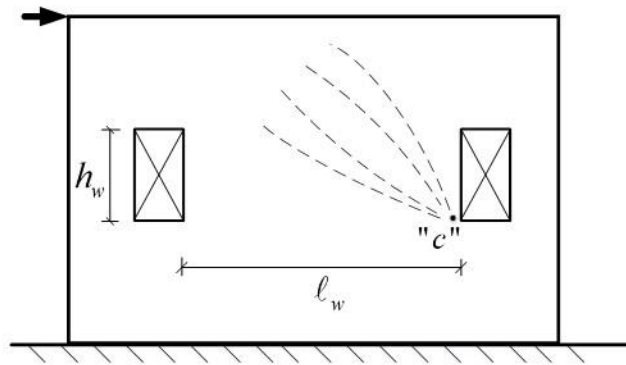


圖 4.37 修正垂直牆段高度[4.26]



$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_w}{l_w - 2a_c/3} \right)$$

(a) $h_w / l_w \geq 1$



$$\theta = 45^\circ$$

(b) $h_w / l_w < 1$

圖 4.38 開口牆中間垂直牆段高度修正

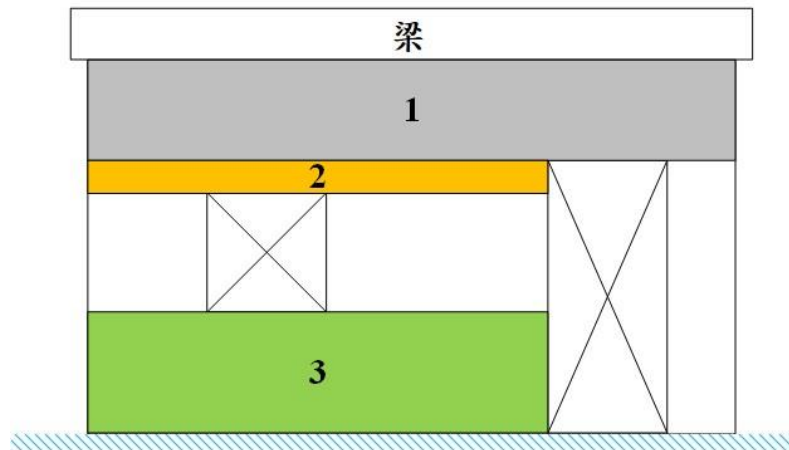


圖 4.39 窗型門型複合開口-水平牆段的選取

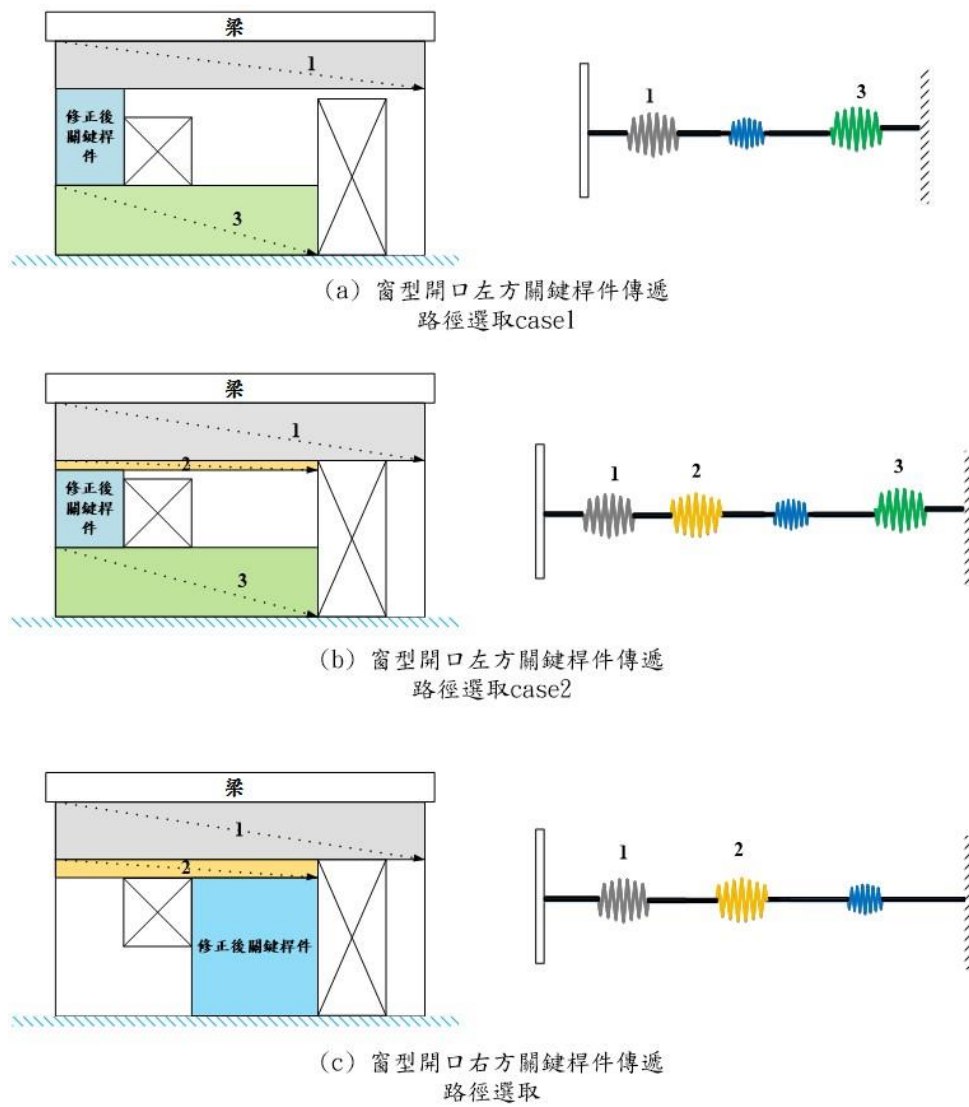


圖 4.40 窗型門型複合開口-傳遞路徑的選取與修正

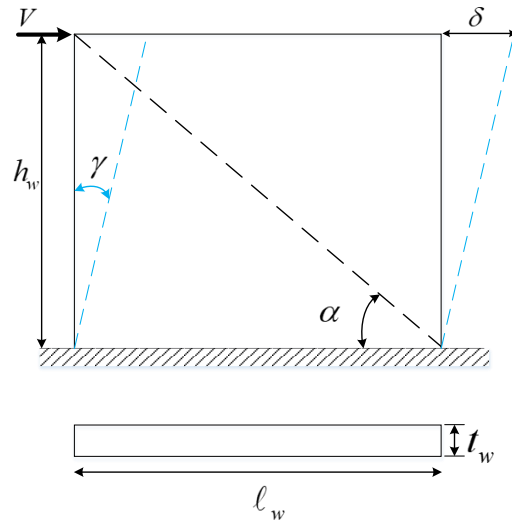


圖 4.41 剪力元素之剪力勁度

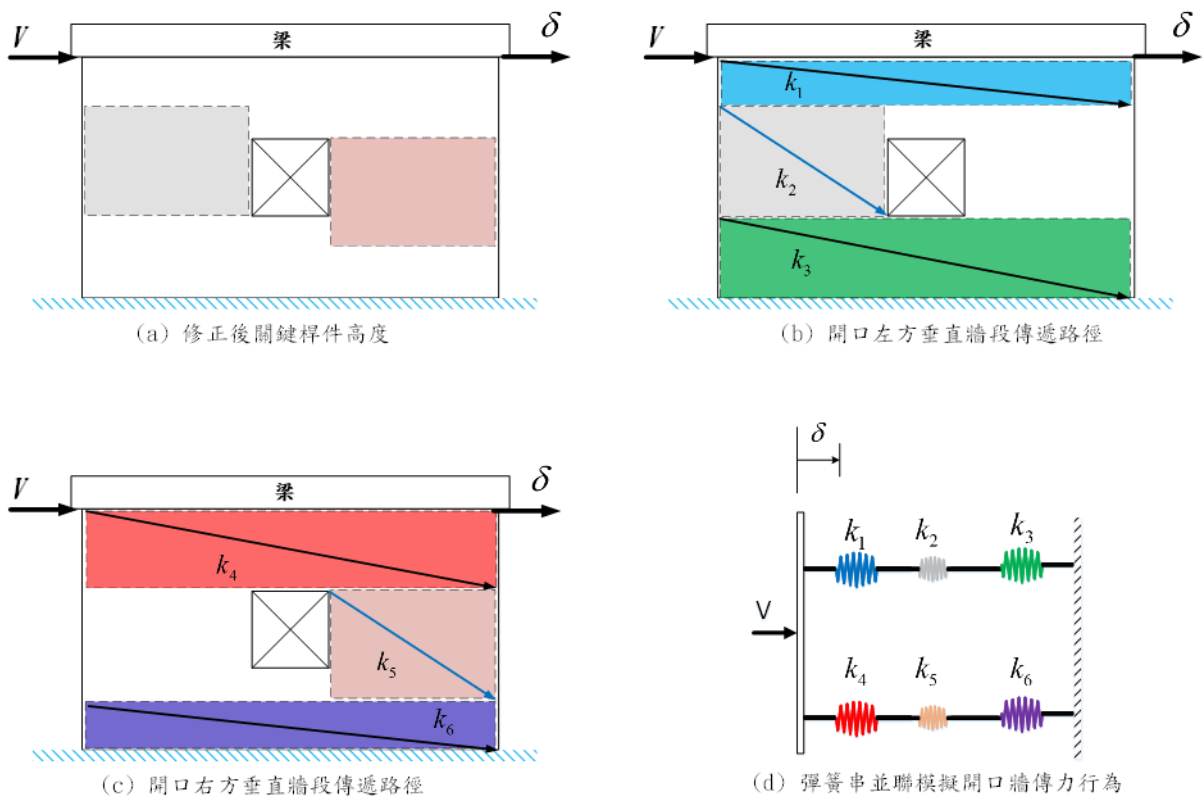


圖 4.42 單一窗型開口傳力路徑圖

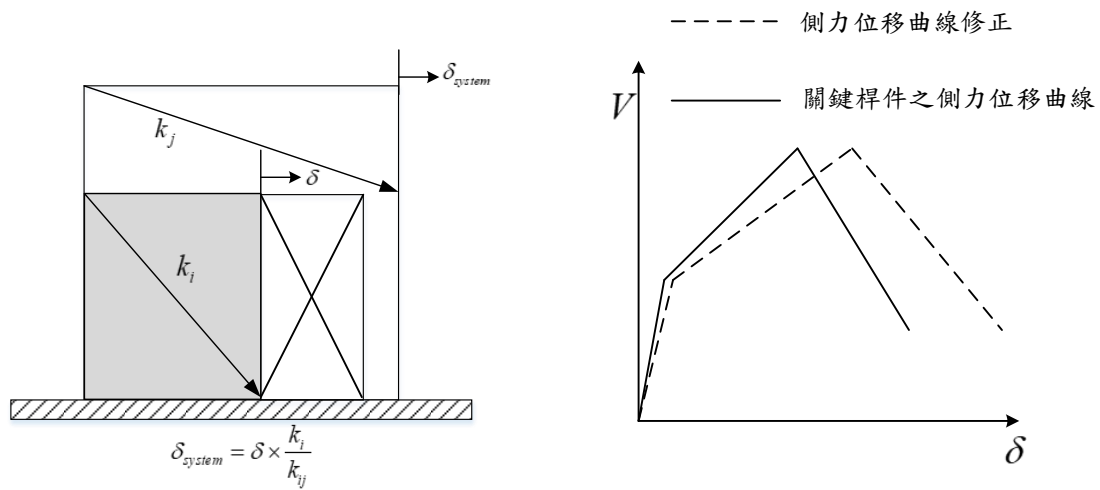


圖 4.43 關鍵桿件之側力位移曲線修正

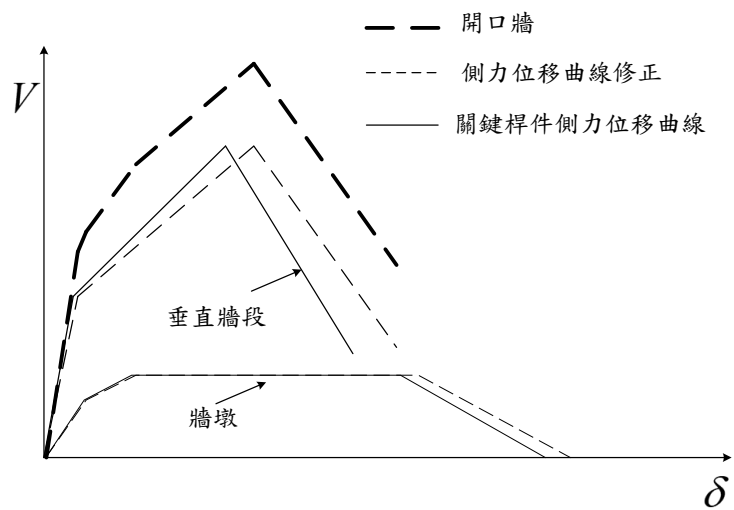


圖 4.44 側力位移曲線線性疊加

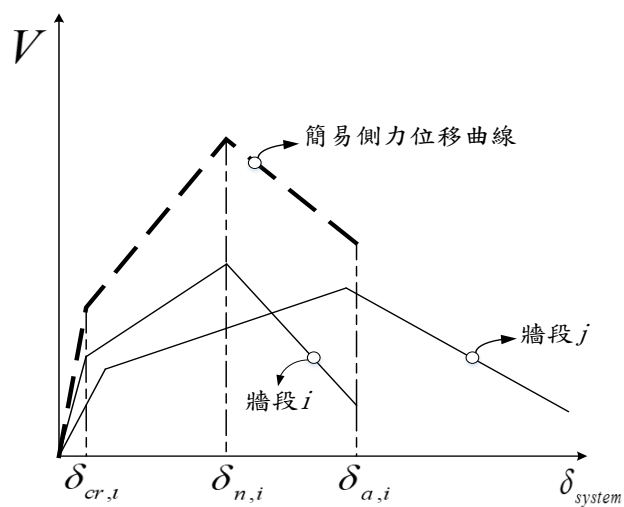


圖 4.45 簡易側力位移曲線

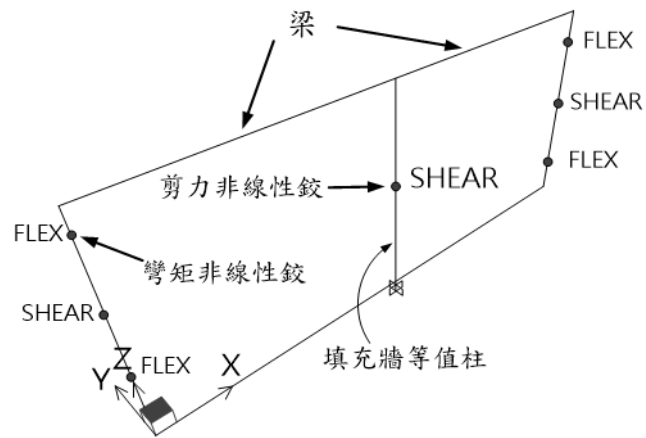


圖 4.46 填充牆等值柱數值模型

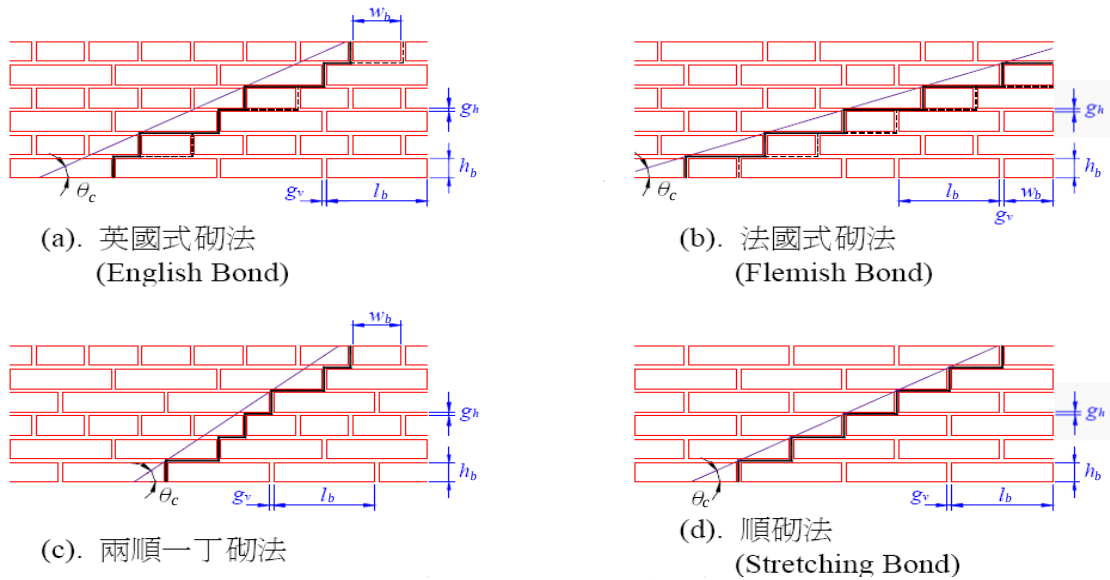


圖 4.47 各式磚牆砌法及臨界破壞角
(轉載自建築物磚構造設計及施工規範[4.27])

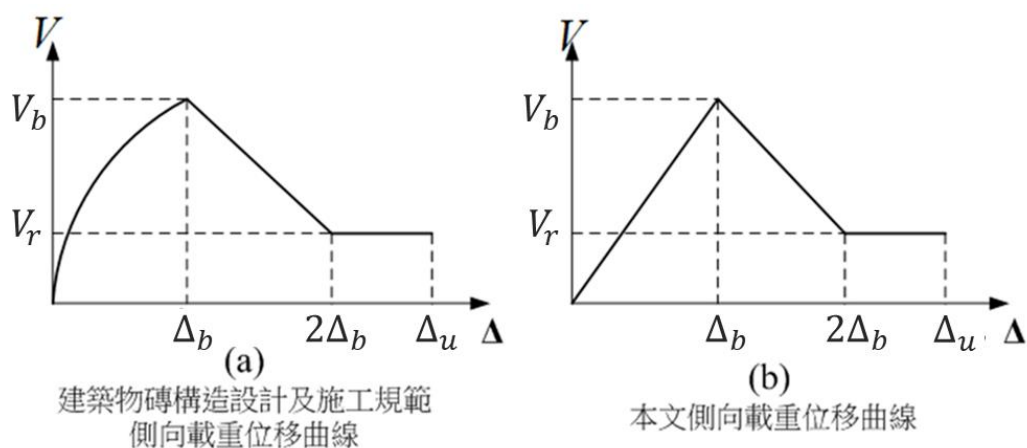


圖 4.48 磚牆之側向載重位移曲線

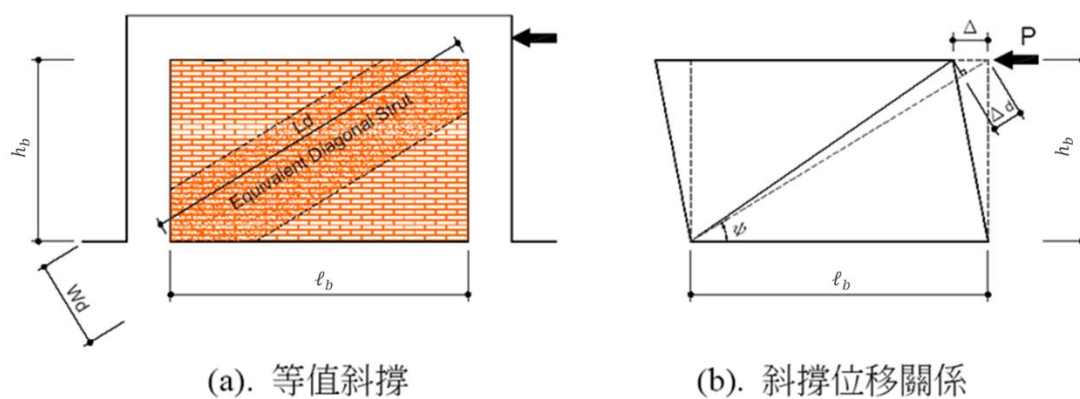


圖 4.49 磚牆之等值斜撐模式
(轉載自建築物磚構造設計及施工規範[4.27])

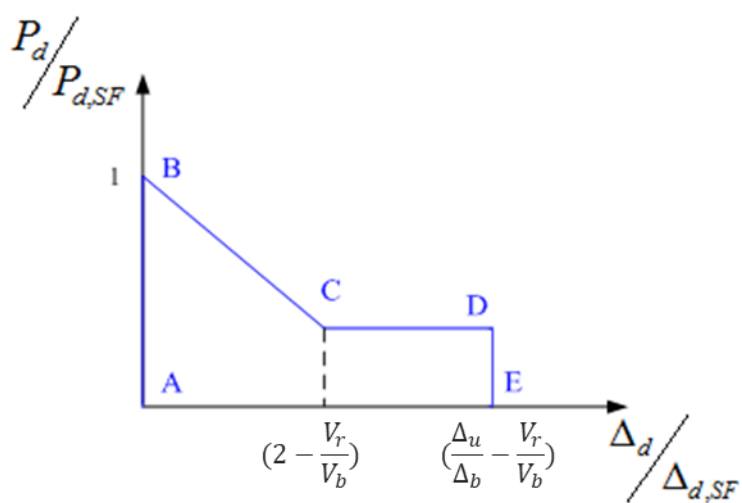
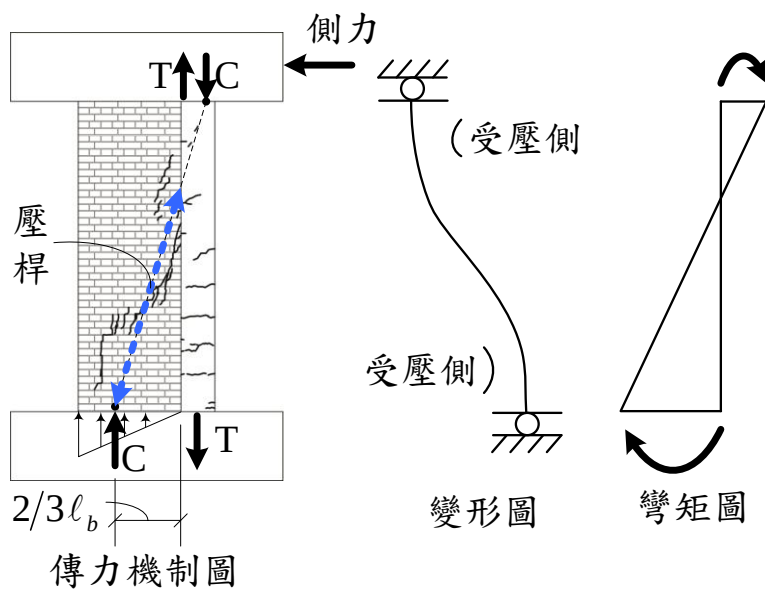
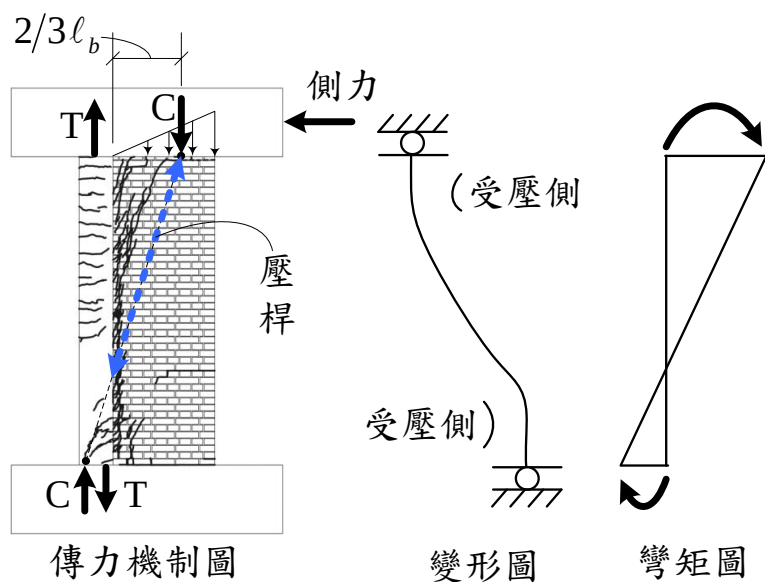


圖 4.50 四面圍束磚牆及台度磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質



(a) 試體A (層間變位角0.26%)



(b) 試體C (層間變位角2.3%)

圖 4.51 磚翼牆最大強度點時的傳力機制

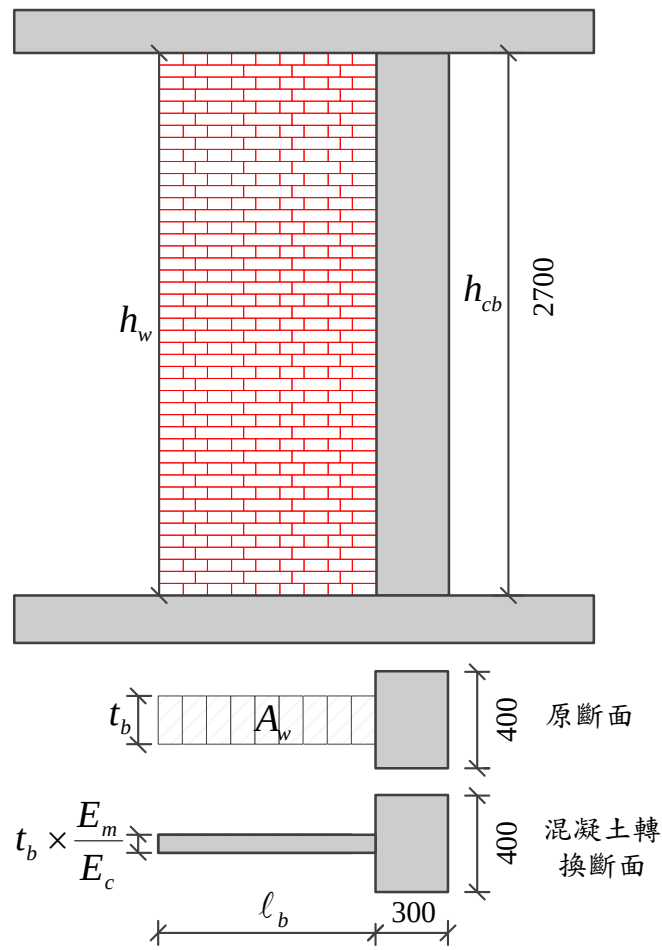


圖 4.53 等效組合斷面

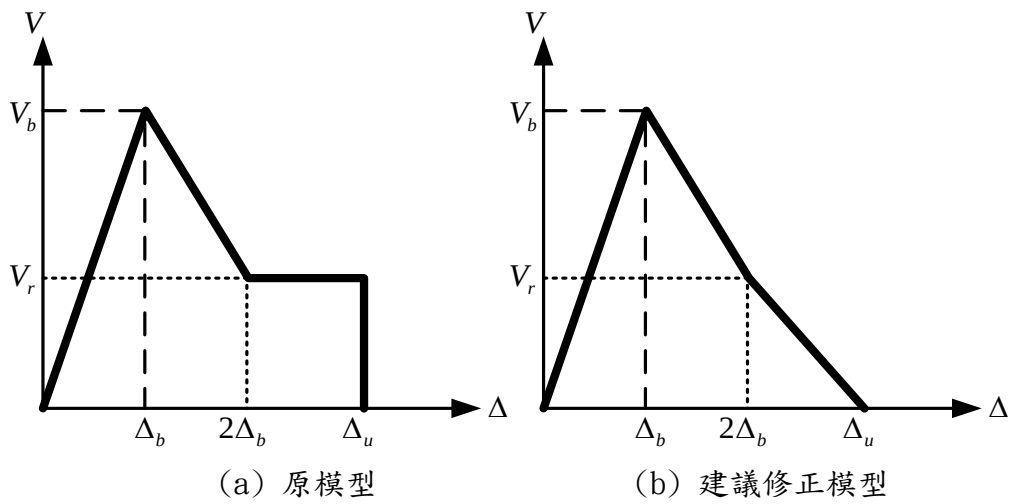


圖 4.54 三面圍束磚牆之建議評估曲線

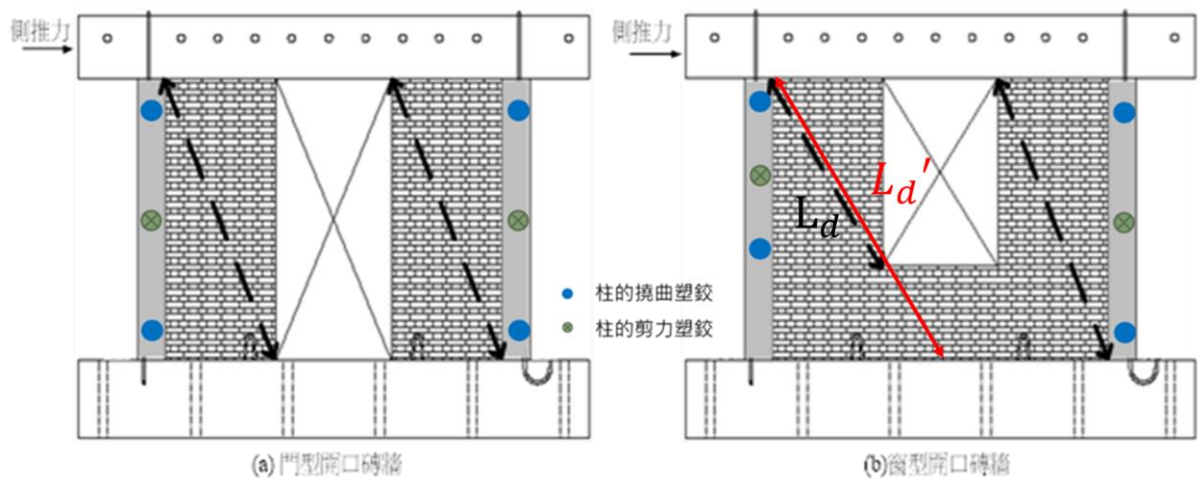


圖 4.55 開口磚牆之等值斜撐模式

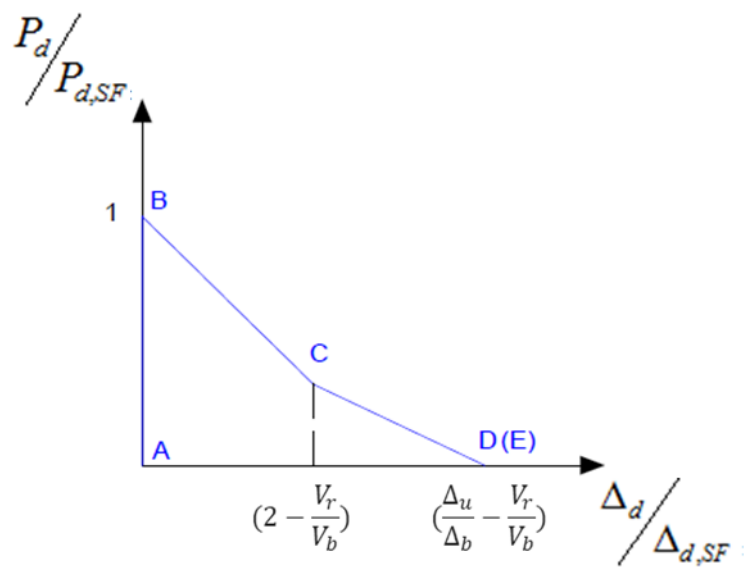


圖 4.56 開口磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質

第五章 補強工法設計與參考圖說

5.1 前言

5.1.1 適用範圍

本章建議之耐震補強工法適用於台灣之鋼筋混凝土造或加強磚造的建築物。然因各建築物之地質條件不同，故未能針對各種地質條件、基礎設計作進一步闡述，工程師進行補強設計時，補強構件之基礎宜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。

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。本手冊針對可進行完整補強之建物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 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。

本章先行針對整幢建物完整補強進行說明，將分別介紹各補強工法之規劃設計方式，若該建物工程技術以外之因素而無法進行整幢完整補強者，可採行階段性補強，其補強設計流程詳見第六章之說明。

5.1.2 補強工法規劃與設計流程

1. 補強工法

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。

2. 補強設計流程

本手冊所建議整幢完整補強工法之初步設計，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) 既有建築耐震能力評估

既有建築應依本手冊第三章進行耐震能力評估，由該建築物之耐震容量曲線，並依 3.3.2 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 ，如式 (5.1) 所示：

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

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，初步設計之補強後基底剪力 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 ΔV_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，原則上應符合傳力機制之有效性、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，應依本手冊第三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。

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

本章將於後續介紹數種適用於台灣之鋼筋混凝土造或加強磚造的建築物之補強工法，除本手冊介紹之補強工法外，工程師亦可依據其專業採行可信賴之補強工法，內政部建築研究所亦有纖維包覆之補強工法[5.1]之相關研究可供工程師參考使用。

5.2 鋼筋混凝土擴柱補強

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[5.2]。

本節將針對擴柱補強初步設計進行說明，另鍾立來等人[5.3]提出擴柱補強校舍耐震能力初步評估法，工程師亦可參考使用初步評估之方法，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 15~20 cm，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@15~20 cm。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

鈎，平面及立面應交錯彎鈎配置。貫穿樓版處及窗台處為防止施工造成裂損，應避免以振動方式施作。

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，分析時非線性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。

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，本手冊以柱 30 cm×50 cm 之斷面為例，擴柱斷面即為 60 cm×80 cm；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 (D10)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/cm²，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm²，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm²，保護層 4 cm，如圖 5.3 所示。

(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：

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

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)，即可得初步設計之補強需求量，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，若否，則重複 5.1.2 節補強設計流程(1)~(5)步驟。

5.2.2 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)表面應將磚塊及粉刷層打除，並將混凝土表面打毛至 6 mm 粗糙度。施工範圍包括：
 - (a) 補強柱
 - (b) 補強範圍內之梁
 - (c) 補強範圍內之混凝土牆面
 - (d) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
- (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 0.3 mm 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，周遭之電管或水管應詳加保護，若有破損時應加以補修，防止混凝土澆置時水泥漿流入管內，不利未來管線抽換。
- (9) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置，下方預留清潔孔以利混凝土澆置前清洗底面。
- (10) 混凝土澆置，骨材最大粒徑以不可超過 13 mm 為原則，混凝土澆置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)澆置完成後清除頂面混凝土殘渣，喇叭口附近混凝土敲除，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
- (12)周邊牆面敲除部份封模，配合擴柱混凝土一次完成澆置。
- (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 鋼筋混凝土翼牆補強

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载力；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。

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 (D13)。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。

為避免翼牆斷面過大，影響採光及使用性，建議既有柱沿耐震能力不足之方向兩側增設翼牆深度各 40 cm，又舊有建築物梁寬為 25~30 cm，為方便施工，因此建議翼牆厚與梁寬相同；縱向牆筋應採用 #4 (D13) 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 度彎鉤搭配繫筋組成閉合圍束箍筋，繫筋兩端採用 135 度及 90 度彎鉤，應交錯配置，閉合圍束箍筋間距 20 cm；主筋降伏強度為 4200 kgf/cm²，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm²，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm²，保護層 4 cm，如圖 5.4 所示。

(2) 翼牆斷面模擬

進行翼牆補強斷面模擬時，若高深比 $\frac{H}{h_w} \geq 2$ ，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，其分析方法則按照雙曲率 RC 柱之模擬及非線性鉸設定；若高深比 $\frac{H}{h_w} < 2$ ，則視為 RC 牆，應依照 RC 牆之模擬與非線性鉸設定。增設翼牆後，梁柱接頭區擴大，因此於結構分析軟體模型中之梁非線性鉸區應由梁與翼牆交界面起算。

(3) 翼牆斷面分析

針對高深比大於等於 2 之翼牆，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_{bww} 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

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

(4) 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)，即可得初步設計之補強需求量，補強數量建議取偶數，並以結構平面對稱配置為原則。

(5) 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，則重複 5.1.2 節補強設計流程(1)~(5)步驟。

5.3.2 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) 翼牆補強施工範圍內原有結構體(如下區域)接觸表面打毛至 6 mm 粗糙度。
 - (a) 補強柱
 - (b) 補強範圍內之梁
 - (c) 補強範圍內之混凝土牆面
 - (d) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
- (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 0.3 mm 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) 翼牆鋼筋綁紮。
- (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，骨材最大粒徑以不超過 13 mm 為原則，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)周邊牆面敲除部份封模，配合翼牆混凝土一次完成澆置。

(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。

5.4 鋼筋混凝土牆補強

對於耐震性能明顯不足之建築物，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建築物，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 5.4.1 節進行初步設計。

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 (D13)。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。

剪力牆面內方向應與耐震能力弱向平行(如老舊街屋沿街道方向通常為耐震能力弱向)，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，避免因強度過大，而造

成連結梁產生破壞。建議剪力牆厚度應大於 1/4 的柱寬或 15 cm(取小值)，考量施工之方便性，牆厚度設計可直接等於梁之寬度；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/cm²，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm²，保護層 2 cm。剪力牆等值寬柱的軸重，原則上應由工程師進行合理考量後估算，或由所建之分析模型靜力分析後，挑選補強位置柱之軸力進行設計，如圖 5.5 所示。

(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

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

其中 V_{fn} 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(4.62)~式(4.68)求得

$$V_{sn} = K\zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (5.12)$$

基於強度控制設計原則，因此可以預期剪力牆斷面側力強度應為式(5.13)控制，亦即：

$$V_{sw} = \min(V_{fn}, V_{sn}) \quad (5.13)$$

(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。建築物採用剪力牆補強，其配置位置可挑選於對光線需求性低的位置，或採用置換原有磚牆之方式，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，應進行詳細評估，檢核是否滿足式(5.4)之規定，若否，則重複 5.1.2 節補強設計流程(1)~(5)步驟。

5.4.2 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 6 mm 粗糙度。
 - (a) 原有柱
 - (b) 補強範圍內之梁
 - (c) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
- (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 0.3 mm 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) RC 牆鋼筋綁紮。
- (9) 模板組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
- (10) 混凝土澆置，粒料最大粒徑以不超過 13 mm 為原則，混凝土澆置前潤濕原結構體及模板表面，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 外加構架補強

外加構架補強，即於既有結構物弱向兩側新增外加構架，與既有結構物連接，共同抵抗側力，藉此提升結構物之耐震能力。本手冊建議採用植筋樓版(即連接樓版之板鋼筋植入既有梁內)，連結外加構架與既有結構物，透過樓版以剪力形式將側力由既有結構物傳遞至外加構架，共同抵抗地震力，外加構架補強之示意圖如圖 5.6。

本節將對外加構架之補強設計進行簡介，於完成外加構架補強設計後，工程師亦應檢核連結樓版之剪力強度是否足夠，順利將地震力以剪力形式傳遞至外加構架。

5.5.1 初步設計

(1) 決定補強後建築物基底剪力 V^*

式(5.2)提供計算初步設計補強後基底剪力之公式，然經外加構架補強後結構之靜載重，除既有建物外，亦須計入外加構架部分之靜載重，故此處將式(5.2)修正如式(5.14)：

$$V^* = \frac{A_r W^*}{A_p W} V \quad (5.14)$$

其中， W 為既有結構物之靜載重； W^* 為補強後結構物之靜載重，其估算方式將於後說明。

既有結構經補強後，外加構架之靜載重應考量進結構總重 W 內，避免低估結構實際所受之慣性力，本手冊參照賴昱志[5.4]，之建議於進行外加 RC 構架補強校舍初步評估時，外加構架之頂樓單位長度靜載重採 $\Delta w_{RF} = 680 \text{ kgf/m}$ 、其他樓層之單位長度靜載重為 $\Delta w_{iF} = 970 \text{ kgf/m}$ ，故可算得補強後結構物之靜載重如式(5.15)：

$$W^* = W + \sum_{i=2}^{N_F} \Delta w_{iF} L_{RiF} + \Delta w_{RF} L_{RRF} \quad (5.15)$$

其中， N_F 為補強樓層數、 L_{RRF} 為頂樓補強樓版長度、 L_{RiF} 為其他樓層補強樓版長度。

(2) 決定補強桿件數量

式(5.3)提出採用單一桿件側力強度增量 ΔV_L 估算補強桿件數量 N ，但外加構架之柱桿件，分為邊柱(外加構架最外側之柱構件，接頭處僅一側與梁相接)及中間柱(外加構架中間之柱構件，接頭處兩側均與梁相接)，邊柱與中間柱所貢獻之側力強度不會相同，應分別考量，本手冊建議分別以各自之單位面積側力強度進行估算，再與結構物補強前之基底剪力進行相加如式(5.16)：

$$V^* = V_{bs} + (\tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext} + \tau_{EFC,int} A_{EFC,int}) \quad (5.16)$$

其中， $\tau_{EFC,ext}$ 及 $\tau_{EFC,int}$ 分別為外加構架之邊柱與中間柱之單位面積側力強度； $A_{EFC,ext}$ 及 $A_{EFC,int}$ 則分別為外加構架之邊柱總面積與中間柱總面積。

式(5.16)中，外加構架之邊柱與中間柱單位面積側力強度（ $\tau_{EFC,ext}$ 及 $\tau_{EFC,int}$ ）計算方式詳見 5.5.2 節之說明；假設補強之外加構架為弱向兩側各新增一面構架，則兩側共有 4 根邊柱（若有其它情況，工程師可另行依實際需求調整），可藉此邊柱之總面積（ $A_{EFC,ext}$ ）。可將式(5.16)改寫為式(5.17)：

$$A_{EFC,int} = (V^* - V_{bs} - \tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext}) / \tau_{EFC,int} \quad (5.17)$$

式(5.17)中， $A_{EFC,int}$ 即為所須增加之中間柱總面積，則最少中間柱數量 $N_{EFC,int}$ 可透過式(5.18)求得：

$$N_{EFC,int} = A_{EFC,int} / a_{EFC} \quad (5.18)$$

其中 a_{EFC} 為外加構架之柱斷面積；新增之中間柱數量 $N_{EFC,int}$ 必須為整數，且建議無條件進位至偶數，以維持補強後結構之對稱性。

(3) 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，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

(4) 補強後耐震評估

完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第三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，若耐震能力仍不足夠，則應重複(1)~(4)步驟，直至滿足結構物之耐震需求。

(5) 樓版剪力傳遞設計

於完成詳細評估後，應進行連結樓版之剪力設計，手冊建議應採混凝土結構設計規範[5.5]4.8.4 節剪力摩擦設計法及 15.9.7 節橫隔版剪力強度之規定進行計算，同時亦應各自檢核其不大於規範之上限值(4.8.5 節及 15.9.7.3 節)，方可確保樓版之剪力強度足夠。

5.5.2 外加 RC 構架之柱單位斷面積側向強度

於結構設計上，強柱弱梁較能避免結構於地震時產生軟弱層崩塌、並使得多數梁桿件進入非線性達到消能效果之設計目標，柱與梁之強度比為決定結構破壞模式的關鍵之一。賴昱志研究[5.4]附錄 C 顯示達強柱弱梁之各層樓柱、梁彎矩強度比，隨著結構之樓層數而有所變化，若柱、梁彎矩強度比越大、則柱頂產生非線性鉸之樓層越高，梁端彎矩亦較能發揮；此外，柱線之側向力亦可能隨樓層數變化，若僅使用某一固定樓層外加構架求得之柱單位斷面積側向強度進行初步設計，則可能會有設計不通過、或是過度設計之疑慮，是故用於外加構架初步設計中，中間柱及邊柱之單位斷面積側向強度應考慮不同之補強樓層數。

本手冊參考賴濤[5.6]之研究，分別針對低矮樓層、中高樓層外加構架柱、梁提出參考斷面，並提出單位側力強度之建議值。

(1) 低矮樓層外加構架補強柱

賴濤[5.6]參考日本耐震補強工法事例集中之補強案例[5.7]，設定一組四層樓之外加鋼筋混凝土構架，柱斷面為 50cm×50cm、主筋使用 16-#7、主筋鋼筋比為 0.0248、箍筋使用 3-#3@10 cm(非圍束區)；梁斷面為 30 cm×50 cm，上下層主筋皆使用 4-#7、箍筋使用 3-#3@20 cm(非圍束區)，構件之斷面如圖 5.7；混凝土設計抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 、主筋降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 、箍筋降伏強度 $f_{yt} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。考量外加構架所受之靜載重不大，軸力對於柱構件之彎矩、剪力之互制效應不明顯，故忽略不計。根據斷面分析，算得柱之彎矩強度 $M_{nc} = 49.33 \text{ tf-m}$ 、柱之剪力強度 $V_{nc} = 49.55 \text{ tf}$ 、梁之正負彎矩強度皆為 $M_{nb} = 25.93 \text{ tf-m}$ 。於計算四層樓構架之豎向力分配時，使用之樓層重量與樓高參考一實際案例(表 5.2)，外加構架所受之側向力由既有結構傳遞而來，假設外加構架之豎向力分配與既有結構相同，採用建築物耐震設計規範[5.8]第 2.11 節，進行側力分配，以極限彎矩平衡法[5.9]計算外加構架之側向強度，由外加構架中取一柱線進行分析，如圖 5.8；且柱端及梁端於極限狀態下均進入非線性，對柱底計算彎

矩平衡，即可求得此破壞模式及桿件內力下之基底剪力，並以窮舉法求得該柱線之側向強度。純邊柱之計算結果如表 5.3 及圖 5.9，取低矮邊柱之單位面積側向強度為 $\tau_{ext} = 6.866 \text{ kgf/cm}^2$ 。中間柱之計算結果如表 5.4 及圖 5.10，由於中間柱在計算彎矩平衡時，梁端對於抗傾倒彎矩之貢獻較高，故其單位面積側向強度亦較高，取 $\tau_{int} = 10.422 \text{ kgf/cm}^2$ 。

(2) 中高樓層外加構架補強柱

賴濤[5.6]亦以另一組十層樓外加 RC 構架，以同樣之方法求其單位面積側向強度。其柱、梁斷面如圖 5.11，柱斷面為 $80\text{cm} \times 100\text{cm}$ 、主筋使用 20-#10、角落為 4-#11、柱主筋鋼筋比為 0.0246，箍筋使用 4-#4@10 cm(非圍束區)；梁斷面為 $50\text{cm} \times 70\text{cm}$ ，上層及下層主筋皆為 8-#10、箍筋使用 4-#4@20 cm(非圍束區)，混凝土設計抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 、主筋降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 、箍筋降伏強度 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ；假設各樓層之斷面配筋皆相同。透過斷面分析，可求得柱之彎矩強度為 $M_{nc} = 356.43 \text{ tf-m}$ 、柱之剪力強度 $V_{nc} = 209.97 \text{ tf}$ 、梁之彎矩強度為 $M_{nb} = 145.59 \text{ tf-m}$ 。該構架於計算時使用之樓層重量與樓高則參考土木 404-100 下冊[5.10]示範例，如表 5.5，並考慮頂樓集中力以反映高振態之情形。

純邊柱各樓層對應之側力強度計算結果如表 5.6 及圖 5.12、中間柱如表 5.7 及圖 5.13。由於邊柱之側向強度約於六樓以上即收斂至一強度值，故邊柱於六樓以上之側向強度值取 $\tau_{ext,high} = 9.634 \text{ kgf/cm}^2$ ，亦即當外加構架之總樓層數大於五層時使用。二樓至五樓之側向強度則因隨外加構架之樓層數而有較明顯之變化，故將該範圍內之強度與樓層數關係，以最小平方法求得迴歸線，取 $\tau_{ext,low} = 16.236 - 1.297 N_{F,ext} \text{ kgf/cm}^2$ ，其中 $N_{F,ext}$ 為外加構架之樓層數。中間柱之側向強度由五樓以上即收斂至一強度值，為求建議側向強度適用範圍一致，同樣以六樓以上之側向強度值取 $\tau_{int,high} = 14.698 \text{ kgf/cm}^2$ 。二至五樓之單位面積側向強度亦由最小平方法迴歸求得，為 $\tau_{int,low} = 17.349 - 0.582 N_{F,ext} \text{ kgf/cm}^2$ 。

(3) 結論與建議

地震時各構件強度發揮時機不盡相同，文獻[5.6]建議以折減係數 0.9 折減單位面積側向強度，若欲進行補強之建築為低矮樓層(如五層樓以下結構)，則可以邊柱強度 $\tau_{ext} = 6.18 \text{ kgf/cm}^2$ 、中間柱強度 $\tau_{int} = 9.38 \text{ kgf/cm}^2$ 進行補強設計，若既有結構為五層樓以上，則可以分別式(5.19)及式(5.20)計算邊柱與

$$\begin{aligned} \tau_{ext} &= 8.67, 6 \leq N_{F,ext} < 10 \\ \tau_{ext} &= 14.61 - 1.17N_{F,ext}, N_{F,ext} < 6 \end{aligned} \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (5.19)$$

$$\begin{aligned} \tau_{int} &= 13.23, 6 \leq N_{F,int} < 10 \\ \tau_{int} &= 15.61 - 0.52N_{F,int}, N_{F,int} < 6 \end{aligned} \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (5.20)$$

中間柱之側向強度：

文獻[5.6]所建議之單位面積側向強度，皆採其建議之斷面及樓層數進行分析，工程師可參考使用，亦可自行採極限彎矩平衡法[5.9]計算柱構件之單位面積側向強度。另文獻[5.6]之分析，均採單一柱線進行分析，工程師於設計時，應綜合考量各樓層之需求進行外加構架補強設計。

5.6 開口鋼筋混凝土牆補強

5.6.1 簡介

開口 RC 牆補強工法係於既有結構物構架中填充開口 RC 牆，開口方式可有開門、開窗以及兼具開門與開窗。開口 RC 牆補強方案可有效提升剪力強度與勁度，另開口的設置提供了採光功能、生活空間區隔以及保有活動動線等功能，故本補強方法適用於兼具強度、採光以及保有活動動線需求之結構。

開口 RC 牆補強係於 RC 牆內設置開口，開口的設置將原有完整的 RC 牆切割成數個剪力元素，而且隨著設置的開口數量、開口位置以及開口大小的不同，所形成之剪力元素個數會有所不同，剪力元素區分方式詳本手冊

4.6 節所示。本節將於 5.6.2 節以一範例進行窗型開口 RC 牆分析、於 5.6.3 節斷面模擬以及於 5.6.4 節提出建議施工方法。

本工法之假設採強度補強原則，提升強度為考量，應依本手冊 5.1.2 節進行初步設計。開口鋼筋混凝土牆補強斷面示意圖如圖 5.14 及圖 5.15，兩者分別為門型開口 RC 牆及窗型開口 RC 牆之圖說，以下僅以一窗型開口 RC 牆作為計算示範例。

5.6.2 窗型開口 RC 牆補強

本手冊為參考 Ono[5.11]單一窗型開口 RC 牆實驗試體為案例，牆版厚度為 5 cm。假設試體承受 40 頓軸力，軸力依據關鍵桿件之面積比例進行分配。此開口牆試體開口位置與配筋如圖 5.16 所示，材料參數如表 5.8 所示。補強筋約距離開口邊緣 5 cm，牆高 $h_w = 100$ cm，含兩側邊界柱之牆長為 180 cm，由於此開口牆左右對稱，故僅需針對一側力方向進行分析。

1. 開口牆模擬範圍

開口牆於模型中採填充牆等值柱模擬，故兩邊界柱不納入模擬範圍，牆體部分應單獨分析，該試體之模擬區塊如圖 5.17 之陰影區塊所示。故牆高 $h_w = 100$ cm，牆長 $\ell_w = 140$ cm。

2. 判斷開口牆是否適合開口牆分析模型

此開口對牆版造成明顯單一層的水平剪力軟弱區域，此區域為開口兩側，且軟弱區域是被豎向構材-垂直牆段填滿，如圖 5.18 所示；其開口為矩形開口且為單一開口，開口牆之高長比為 0.714，上述皆符合本手冊 4.6 節適用範圍，故此開口牆適用於開口牆分析模型。

3. 關鍵桿件選取

根據本手冊第 4.6.2 節所述之選取規則。關鍵桿件之水平尺度為開口邊界至另一開口或是邊界柱之距離；由於只有單一開口，故關鍵桿件上、下端邊界均與開口上下邊界同高，如圖 5.18 關鍵桿件 A 與 B 所示。

4. 關鍵桿件高度修正

關鍵桿件高度修正流程如本手冊第 4.6.2 節介紹所示。其修正流程與結果如下所示。

(1) 垂直牆段 A

修正前之關鍵桿件高度為 37 cm；牆寬 $\ell_w = 51.5$ cm；牆厚 5 cm；牆筋 D6 之斷面積為 0.3167 cm^2 ；水平補強筋 D10 之斷面積為 0.7133 cm^2 ；鋼筋 D6 及水平補強筋 D10 之降伏強度 f_y 分別為 3870 kgf/cm^2 及 3850 kgf/cm^2 ；補強筋約距離開口邊緣 5 cm，由下述步驟對關鍵桿件尺寸進行修正。

- 牆筋之鋼筋比 $\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{s \times t_w} = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$

- 假設垂直牆段 A 上方剛性梁向下延伸一個 $d = 0.8\ell_w$ 內的水平鋼筋與混凝土作為節點平衡所需之力量，則該節點所提供水平力量即為

$$\begin{aligned} T_t = V_c + V_s &= 0.53\sqrt{f'_c}t_w d + A_{sh}f_{yh} \frac{d}{s} = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_h f_{yh})t_w d \\ &= (0.53\sqrt{275} + 0.00633 \times 3870) \times 5 \times 41.2 = 6857 \text{ kgf} \end{aligned}$$

- 補強筋水平拉力強度為 $T_s = A_{10} \times f_y = 0.7133 \times 3850 = 2746 \text{ kgf}$

- 水平力合力中心

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_s + h_o)}{T_t + T_s} \\ &= \frac{6857 \times (37 + 31.5 - 41.2/2) + 2746 \times (37 + 5)}{6857 + 2746} \\ &= 46.21 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 計算混凝土壓桿水平分力 $C_d \cdot \cos \theta_c$

- 軸力分配即為關鍵桿件面積比例分配

$$N_u = \frac{51.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} \times 40000 \text{ kgf} = 14406 \text{ kgf}$$

- 壓力區深度 $a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 21.78 \text{ cm}$

- 垂直牆段對角壓桿端部截面積 $A_{str} = a_c \times t_w = 108.90 \text{ cm}^2$

- 抗剪元素角度 θ_c

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{46.21}{51.5 - 2 \times 21.78 / 3} \right) = 51.33^\circ$$

$$\theta_c \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta_c + \cot^A \theta_c - 1 + 0.14B \leq 1.64$$

$$A = 12 \frac{3870}{275} 0.00633 = 1.07 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{275} 0.00633 = 2.67 \leq 1$$

$$K = \tan^1 51.33^\circ + \cot^1 51.33^\circ - 1 + 0.14 = 1.19 < 1.64$$

- 鋼筋混凝土軟化係數 $\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \leq 0.52 = 0.52$

- 剪力強度

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta_c &= K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta_c \\ &= 1.19 \times 0.52 \times 275 \times 108.9 \times \cos 51.33^\circ \\ &= 11577 \text{ kgf} \end{aligned}$$

- 因 $C_d \cos \theta_c \geq T_t + T_s$ ，故需藉由剛性梁與牆版間之摩擦力達力平衡。

- 假設合力中心為 $h_w = h_{w,c}$ ，則假設新合力中心 $h_w + \Delta h = 60 \text{ cm}$ 代入，進行疊代，直至合力中心高度收斂。

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{60}{51.5 - 2 \times 21.78 / 3} \right) = 58.35^\circ$$

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^1 58.35^\circ + \cot^1 58.35^\circ - 1 + 0.14 = 1.38 < 1.64$$

$$\begin{aligned} C_d \cos \theta &= K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta \\ &= 1.38 \times 0.52 \times 275 \times 108.9 \times \cos 58.35^\circ \\ &= 11266 \text{ kgf} \end{aligned}$$

- 剛性梁與牆版間摩擦

$$T_i = C_d \cos \theta - T_t - T_s = 11266 - 6857 - 2746 = 1663 \text{ kgf}$$

- 計算新的合力中心

$$\begin{aligned} h_w &= \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_s + h_o) + T_i(h_o + h_i)}{T_t + T_s + T_i} \\ &= \frac{6857 \times (37 + 31.5 - 41.2/2) + 2746 \times (37 + 5) + 1663 \times (37 + 31.5)}{6857 + 2746 + 1663} \\ &= 49.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 假設可接受誤差為 1%，若誤差大於可接受誤差，則繼續疊代直到高度收斂，檢核兩者臨界高度誤差為

$$Error = \frac{|49.50 - 60|}{60} \times 100\% = 17.50\% > 1\%$$

- 誤差大於可接受誤差，繼續疊代直到高度收斂。關鍵桿件修正後高度為 49.75 cm。

(2) 垂直牆段 B

- 依據相同的修正流程，修正後高度為 49.75 cm。
- 施力端下垂直牆段為向上修正，其後續之垂直牆段皆為向下修正，其修正後關鍵桿件之尺寸如圖 5.19 所示。

5. 傳遞路徑之選取與修正

根據本文第 4.6.2 節介紹傳遞路徑的選取規則。上方傳遞路徑為開口上端至鄰近次高的開口上端或是剛性梁下緣，左右邊界即為兩側邊界柱、邊界柱至鄰近次高開口之左右邊界或是開口左右兩側鄰近開口左右邊界之水平距離。下方水平傳遞路徑亦是如此。根據此規則選取之傳遞路徑即為圖 5.20 中水平牆段 C 與 D 所示。

再根據修正高度後的關鍵桿件與上下方傳遞路徑修正並串聯起即為完整之傳遞路徑，如圖 5.21 所示。而各傳力路徑上桿件水平勁度可依本文第 4.6.2 節介紹定義出各桿件相對水平剪力勁度，各傳力路徑之相對勁度計算如下。

$$k_1 = Gt_w / \tan \alpha_1 = 140 / 18.75 Gt_w = 7.47 Gt_w$$

$$k_2 = Gt_w / \tan \alpha_2 = 140 / 31.5 Gt_w = 4.44 Gt_w$$

$$k_A = Gt_w / \tan \alpha_A = 51.5 / 49.75 Gt_w = 1.04 Gt_w$$

$$k_3 = Gt_w / \tan \alpha_3 = 140 / 31.5 Gt_w = 4.44 Gt_w$$

$$k_4 = Gt_w / \tan \alpha_4 = 140 / 18.75 Gt_w = 7.47 Gt_w$$

$$k_B = Gt_w / \tan \alpha_B = 51.5 / 49.75 Gt_w = 1.04 Gt_w$$

$$k_{1A2} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_A + 1/k_2} = 0.755 Gt_w$$

$$k_{3B4} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_B + 1/k_4} = 0.755 Gt_w$$

6. 關鍵桿件之側力位移曲線

(1) 垂直牆段 “A”

- $\ell_w = 51.5 \text{ cm}$; $h_w = 49.75 \text{ cm}$; $d = 0.8\ell_w = 41.2 \text{ cm}$;

$$t_w = 5 \text{ cm} ; I_g = \frac{5 \times 51.5^3}{12} = 56913 \text{ cm}^4$$

- 軸力之分配 $N_u = \frac{51.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} \times 40000 \text{ kgf} = 14406 \text{ kgf}$

- 壓力區深度 $a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 21.78 \text{ cm}$

- 垂直牆段對角壓桿端部截面積 $A_{str} = a_c \times t_w = 108.90 \text{ cm}^2$

- 牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比 $\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$

- 抗剪元素角度 $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{49.75}{51.5 - 2 \times 21.78 / 3} \right) = 53.38^\circ$

- 牆段”A”之降伏彎矩 $M_y = 3.467 \text{ tf-m}$ ，對應之撓曲強度

$V_y = 13937 \text{ kgf}$ ，縱向鋼筋 D6 達降伏強度之滑移位移

$$\delta_{slip,y} = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{275} \times 2040000 \times (41.2 - 21.78)} \times 49.75 = 0.0281 \text{ cm}$$

依據上述垂直牆段”A”之各項性質，以剪力牆側力位移曲線分析模型

[4.18]計算牆段 A 之開裂點、強度點以及殘餘強度點位移與強度如下：

a. 開裂點

- $V_{cr1} = 0.87 \sqrt{f'_c} t_w d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} = 0.87 \sqrt{275} \times 5 \times 41.2 + \frac{14406 \times 41.2}{4 \times 51.5} = 5853 \text{ kgf}$
- $V_{cr2} = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5 \ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d$ ，因 $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \leq 0$

故開裂強度 $V_{cr} = V_{cr1} = 5853 \text{ kgf}$

- 牆段開裂點的位移 δ_{cr} 為剪力位移 $\delta_{s,cr}$ 與撓曲位移 $\delta_{f,cr}$ 。
- 剪力位移

$$\begin{aligned} \delta_{s,cr} &= \frac{V_{cr} H}{0.4 E_c t_w d} \\ &= \frac{5853 \times 49.75}{0.4 \times 15000 \sqrt{275} \times 5 \times 41.2} = 0.0142 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 撓曲位移

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{12 (E_c I_{eff})}$$

其中， I_{eff} 與軸力有關，查表 4.10 可得 $I_{eff} = 0.78 I_g$

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{12(E_c I_{eff})}$$

$$= \frac{5853 \times 49.75^3}{12 \times 15000 \times \sqrt{275} \times 0.78 \times 56913} = 0.0055 \text{ cm}$$

- 滑移位移

$$\delta_{slip,cr} = \delta_{slip,y} \times \frac{V_{cr}}{V_y}$$

$$= 0.0281 \times \frac{5853}{13937} = 0.0118 \text{ cm}$$

- 牆段開裂點的位移

$$\delta_{cr} = 0.0142 + 0.0055 + 0.0118 = 0.0315 \text{ cm}$$

b. 強度點

$$V_{sn} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$$

- 判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta > 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64$$

$$A = 12 \frac{3870}{275} 0.00633 = 1.07 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{275} 0.00633 = 2.67 \leq 1$$

$$K = \tan^1 53.38^\circ + \cot^1 53.38^\circ - 1 + 0.14 = 1.23 < 1.64$$

- 鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \leq 0.52 = 0.52$$

- 剪力強度

$$V_n = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$$

$$= 1.23 \times 0.52 \times 275 \times 108.90 \times \cos 53.38^\circ = 11414 \text{ kgf}$$

- 牆段強度點的位移 δ_{sn} 為剪力位移 $\delta_{s,sn}$ 與撓曲位移 $\delta_{f,sn}$ 之總和。

- 剪力位移

$$\delta_{s,sn} = 0.006 \times \sin 2\theta \times H = 0.286 \text{ cm}$$

- 撓曲位移

$$\delta_{f,sn} = \frac{V_{sn} H^3}{12(E_c I_{eff})}$$

其中， I_{eff} 與軸力有關，查表 4.10 可得 $I_{eff} = 0.55I_g$

$$\begin{aligned} \delta_{f,sn} &= \frac{V_{sn} H^3}{12(E_c I_{eff})} \\ &= \frac{11414 \times 49.75^3}{12 \times 15000 \sqrt{275} \times 0.55 \times 56913} = 0.0150 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 滑移位移

$$\begin{aligned} \delta_{slip,cr} &= \delta_{slip,y} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \\ &= 0.0281 \times \frac{11414}{13937} = 0.0230 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 牆段強度點的位移

$$\delta_{sn} = 0.286 + 0.0150 + 0.0230 = 0.324 \text{ cm}$$

c. 殘餘強度點

- 查表 4.11 計算殘餘強度強度以及位移係數。

$$A_s - A'_s = (\ell_w - 2a_c) n_l A_{bv} / s_v = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\frac{(A_s - A'_s) f_{y\ell} + N}{\ell_w t_w f'_c} = 0.217 > 0.05$$

$$V_{sp} = 0$$

$$\delta_{sp} = 0.01H = 0.01 \times 49.75 = 0.498 \text{ cm}$$

(2) 垂直牆段 “B”

其計算結果與垂直牆段 “A” 相同，此處將簡要說明。

a. 開裂點

$$V_{cr} = 5853 \text{ kgf}$$

$$\delta_{cr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} = 0.0315 \text{ cm}$$

b. 強度點

$$V_n = K\zeta f'_c A_{str} \cos \theta = 11414 \text{ kgf}$$

$$\delta_{sn} = \delta_{s,sn} + \delta_{f,sn} + \delta_{slip,sn} = 0.324 \text{ cm}$$

c. 殘餘強度點

$$V_{sp} = 0$$

$$\delta_{sp} = 0.01H = 0.498 \text{ cm}$$

7. 關鍵桿件側力位移曲線修正

(1) 垂直牆段 “A”

$$k_A = 1.04Gt_w$$

$$k_{1A2} = 0.755Gt_w$$

$$\frac{k_A}{k_{1A2}} = 1.37$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0315 \times 1.37 = 0.0432 \text{ cm}$$

$$\delta_{sn,modify} = 0.324 \times 1.37 = 0.444 \text{ cm}$$

$$\delta_{sp,modify} = 0.498 \times 1.37 = 0.682 \text{ cm}$$

(2) 垂直牆段 “B”

$$k_B = 1.04Gt_w$$

$$k_{3B4} = 0.755Gt_w$$

$$\frac{k_B}{k_{3B4}} = 1.37$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0315 \times 1.37 = 0.0432 \text{ cm}$$

$$\delta_{sn,modify} = 0.324 \times 1.37 = 0.444 \text{ cm}$$

$$\delta_{sp,modify} = 0.498 \times 1.37 = 0.682 \text{ cm}$$

8. 開口牆之側力位移曲線

依照表 4.15 之定義，應取牆段 A、B 先行開裂位移較小者作為此開口牆之開裂點(此處即 $\delta_{cr} = \min(\delta_{cr,A}, \delta_{cr,B}) = 0.0432 \text{ cm}$)，再將開裂點較大者之以線性內插的方式，求得該牆斷於該位移下之強度，再將兩牆段之強度進行疊加，作為開口牆之開裂點剪力強度(表 4.15)。將相同位移對應之力量相加，以下舉一例子說明，後續之作法相同。由於本案力兩者開裂點位移相同，故可得開口牆之開裂點剪力強度 $V_{cr} = 5853 + 5853 = 11706 \text{ kgf}$ 、 $\delta_{cr} = 0.0432 \text{ cm}$ 再依序求出開口牆之強度點與殘餘強度點，可得開口牆之開裂點、強度點及殘餘強度點如表 5.9。

5.6.3 斷面模擬

開口 RC 牆採填充牆等值柱模擬，依據前述所計算的開裂點、強度點與殘餘強度點之強度與位移，依據 4.6.3 節及表 4.16，可算得計算此開口 RC 牆之非線性鉸參數如表 5.10，其中 Force SF 為 $V_n = 22829 \text{ kgf}$ ，而 Disp. SF

$$\text{為 } \delta_n - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_n = 0.360 \text{ cm} ; \text{ 表中 c 為 } \frac{\delta_a - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_a}{\text{Disp. SF}} = 1.8954 \text{ 。}$$

5.6.4 補強效益

分析此既有 RC 構架側力強度約為 11.42 tf，藉由在空構架中填入此類型的開口 RC 牆後，空構架內部之填充牆等值柱側力強度為 22.83 tf，由開口牆與空構架共同抵抗地震力，提升整體結構之側向強度。

因為 RC 牆的開口型式多變，且開口位置亦會影響其強度。故須依需要補強的位置、開口型式、動線的需求與開口 RC 牆補強的數量，分析個別之側力強度以評估是否能夠滿足需補強的需求。

5.6.5 建議施工方法

- (1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
- (2) 若有新增基礎，需先敲除壹層樓版，再以人工開挖至柱基礎結構頂面位置。
- (3) 若為原有開口磚牆替換成開口 RC 牆時，需將原有磚牆部分敲除乾淨。
- (4) 補強施工範圍內原有結構體(如下區域)表面打毛至 6 mm 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
- (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 0.3 mm 之裂縫需以 EXPOCY 灌注，較大之缺損以 EXPOCY 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) 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 13 mm，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) 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。

5.7 外加電梯核心牆補強

5.7.1 簡介

低矮型 RC 造建築物概略可分為連棟透天厝(街屋)、公寓及獨棟透天厝三類，根據過去地震勘災經驗得知，早期興建之低矮型 RC 造建築物，常因設計地震力不足、結構立面平面配置不當、構件無法充分發揮韌性，以及施工品質不良等因素，使得此類型建築物的耐震能力堪慮。老舊公寓除了有耐震能力不足的問題外，還有缺乏電梯的問題。早期興建的五層樓公寓，通常沒有配置電梯，對於高齡者或身心障礙者而言，是不友善的居住環境。

有鑑於此，本中心提出電梯核心牆耐震補強工法[5.12]。此工法概念為在既有公寓建築內，增置 RC 核心牆做為耐震補強，同時可於此核心牆內裝設小型升降機，因此可同時提升結構耐震能力及提供垂直向無障礙動線。

5.7.2 設計與模擬

以臺灣都會區常見雙併公寓建築為例，一棟地上四層之鋼筋混凝土造建築物，建築平面圖如圖 5.22，左戶室內空間為三房二廳雙浴廁之配置，右戶室內空間為四房二廳雙浴廁之配置，室內各使用空間均以 12 cm 磚牆作為隔間牆，外牆與兩戶間之隔戶牆為 24 cm 磚牆，其中各臥室及浴廁之外牆因採光通風需求，均有設置開孔安裝窗戶，樓梯間之梯間牆則為 24 cm 磚牆。

電梯核心牆補強工法之設計邏輯為將既有的樓梯間(開口/無開口)磚牆置換成(開口/無開口)RC 牆，創造出可以增加電梯的核心空間再外加鋼製樓梯。由於一樓左右兩戶具有獨立之門戶，故原型為無開口磚牆，補強後置換為無開口 RC 牆；而二樓以上住戶則以中間之公用樓梯作為主要通道，大門開口位於樓梯兩側，故二層以上原型為開口磚牆，補強後置換為開口 RC 牆。

圖 5.23 顯示 RC 牆補強構件位置，將既有樓梯間的磚牆全部置換成 RC 牆，置換的牆面共有三處：SWX、SWY1 及 SWY2，其中 RC 牆採用雙向雙排配筋，牆筋可以依需求而定，常見為#3 或#4 鋼筋，間距 15~20 cm 間，新增的 RC 牆與既有的 RC 框架之間的結合採用植筋的方式，至於植筋的細節設計，工程師應按照植筋的設計方法做妥善的設計。

沿 X 向位在 D 構架的柱線 3 到柱線 5 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 cm 之無開口 RC 牆，即 SWX，其側力位移曲線關係，可依據 4.5 節之剪力側向載重位移曲線作計算或以 5.4 節鋼筋混凝土剪力牆示範例作參考計算，並以 4.5 節之 RC 牆之非線性鉸定義輸入 ETABS 模型，經分析後此面 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 5.24 所示。

在構架 5 的柱線 D 到柱線 A 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，其中第一層為無開口牆，第二層到第四層則為開口 RC 牆，做為右側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY1，其無開口 RC 牆之側力位移關係曲線，可依前述方法求得；開口 RC 牆之側力位移曲線關係，可依據 4.6 節之開口牆側向載重位移曲線作計算或以 5.6 節開口鋼筋混凝土牆示範例作參考計算，並以 4.6 節之開口牆非線性鉸定義輸入 ETABS 模型，經分析後此面開口 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 5.25 所示；相同地，另在構架 3 的柱線 D 到柱線 B 之跨間，也配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，第一層為無開口牆，第二層到第四層則為開口 RC 牆，做為左側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY2，依前述方法設計可得，SWY2 之尺寸及配筋細節如圖 5.26 所示。開口 RC 牆 SWY1 及 SWY2 維持既有的大門開口寬度 1.2 公尺，高度 2.3 公尺。由於此工法須將既有的樓梯往外拉，設置一個電梯進出的空間，故開口的位置可以照實際使用的需求做移動。

電梯核心牆模擬方式原則上與 RC 牆構件相同，若為無開口 RC 牆，採等值寬柱模擬；若為開口 RC 牆，則採填充牆等值柱之方式模擬。若經側推分析詳細評估，耐震能力仍未達設計地震之標準(式(5.4))，可於其他適當位置搭配擴柱、翼牆、斜撐等工法進行補強。

5.8 複合柱補強

複合柱補強乃於建築物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建築物之耐震能力。

(1) 簡介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 5.27 所示[5.13]。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。由於傳統建築物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 ㄇ型鋼筋對接、間距 15 cm 作為複合柱之橫向圍束，ㄇ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ㄇ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 5.28 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 度標準彎鉤進行錨定，彎鉤尾部(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 度標準彎鉤進行錨定，且 90 度彎鉤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 ㄇ型筋進行圍束，間距同複合柱柱身之設計。

若原始建築物無地梁基礎，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 度標準彎鉤進行錨定，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 應不得小於建築物原有其他柱基腳之埋入深度。針對二層樓至三層樓建築物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建築物其他 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建築物其他 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 冂型鋼筋搭接，搭接長度為 30 cm，如圖 5.29 及圖 5.30 所示。複合柱基腳鋼筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm²，基腳混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm²，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/cm²，冂型#3 箍筋設計降伏強度為 2800 kgf/cm²，混凝土設計抗壓強度均為 280 kgf/cm²，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。

(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/cm²；依文獻 [5.14] 可得紅磚抗壓強度 $f_{bc} = 150$ kgf/cm² 及紅磚彈性模數 $4442\sqrt{f_{bc}} = 54400$ kgf/cm²，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 5.31 所示。建築物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 $V_{CC} = \frac{2.72 \times 10^6}{0.5H_C}$ 。

5.8.1 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建築物之隔間磚牆，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 5.1.2 所建議之初步設計流程，可決定複合柱補強桿件數量，其中單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應以前述第(2)段落所提單根複合柱提供側力強度 $V_{CC} = \frac{2.72 \times 10^6}{0.5H_C}$ ，將之代入式(5.3)即可求得補強桿件數量。

5.8.2 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 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ；主筋抗拉強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ ；箍筋抗拉強度 $f_{yt} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ；承受軸力為 0 kgf。依據 4.2.1 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。

5.8.3 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建築物之梁位置時，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，以利複合柱與原始建築物結合良好。(如圖 5.32 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建築物結合更加良好，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 6 mm 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 13 mm，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。

5.9 層間梁擴柱補強

5.9.1 層間梁結合擴柱補強工法介紹

為提升擴柱工法之補強效果，Huang 等人於 2014 年提出「層間梁結合擴柱補強工法」[5.15]，其方式乃是在相鄰擴柱間設置輔助之「層間梁」以分擔柱體在地震力作用下所產生之彎矩。為驗證此工法之可行性，黃昭勳等[5.16][5.17]分別以「擴柱」及「層間梁結合擴柱」兩種工法針對一系列之實尺寸單層及雙層 RC 構架試體進行補強，並以靜態側推試驗測試試體補強前後之耐震能力，證實「層間梁結合擴柱補強工法」可更有效的提升構架之側力強度，其結果概述如後：

(1) 實尺寸單層門型構架試驗

黃昭勳等[5.16]在 2016 年參考台灣地區傳統中小學校舍(長向跨距為 3.3 m 之)梁柱斷面製作了三座單層 RC 構架試體，並分別以「擴柱」及「層間梁結合擴柱」兩種工法對其中兩座進行補強(見表 5.11)。試驗結果顯示採用層間梁結合擴柱補強試體(試體 CJB)之最大側力強度為 960 kN，只採用擴柱補強試體(試體 CJ)之最大側力強度為 682 kN，證實層間梁結合擴柱補強工法可大幅提高補強試體之側力強度(見圖 5.33)，側力強度較擴柱試體提升 40.7%。

(2) 實尺寸雙層門型構架實驗

延續 2016 年之研究，黃昭勳等於 2017 年參考長向跨距 4.5 m 之標準校舍結構製作了三座雙層 RC 構架，並分別以「擴柱」及「層間梁結合擴柱」兩種工法對其中兩座進行補強(見表 5.12)。本實驗中考慮到某些建築物在使用上須保留一定高度的淨空(例如作為通道或出入口)，因此將試體 CJB-2 中之層間梁(中心線)高程設置在樓版上方 2.35 m 處(下方保留 2.1 m 之淨空)。實驗結果顯示當構架上、下兩層均設置層間梁試體，最大側力強度可由只進行擴柱補強的 790 kN 進一步提升至 1334 kN，側力強度較只擴柱試體提升了 69%(見圖 5.34)。

(3) 層間梁應用於校舍耐震補強之案例分析

為探討層間梁結合擴柱工法應用於校舍耐震補強之可行性，鄭丁介[5.18]參考新北市某校舍之結構型態(見圖 5.35~圖 5.37)針對於高度 3~5 層之校舍結構進行側推分析。分析結果顯示當建築物高度增加時，擴柱之補強效果迅速降低，此時若能在相鄰擴柱間增設若干層間梁，將可大幅提高擴柱工法之補強效益(見圖 5.38)。

5.9.2 規劃與設計

(1) 擴柱斷面設計及數量計算

首先可參考(第 5.2.1 節所述之)擴柱工法設計步驟概估(以傳統擴柱工法補強)所需之擴柱數量。若擴柱後建築物之耐震能力仍無法滿足預定之耐震需求或所需之擴柱數量過多，即可考慮結合層間梁工法進行補強。

(2) 層間梁規劃及設計

此工法首先須選擇適當之層間梁位置。為避免發生弱柱強梁現象，建議將層間梁撓曲強度控制在(擴柱後)柱體撓曲強度的一半以下(見圖 5.39)。考慮層間梁主筋端部須具備足夠的錨定強度，建議設計時將柱斷面兩側各擴大 20 cm(以上)、並讓層間梁寬度與擴柱斷面之寬度一致，如此層間梁主筋便可配置於柱體外擴區域、並由擴柱主筋及箍筋提供充分的圍束。由於(擴柱)柱體在設置層間梁後將承受較大的剪力，為提高柱體抗剪強度，擴柱斷面建議採用技師公會提供之參考設計圖(見圖 5.40(a))、並於梁柱接頭進行雙向植筋(見圖 5.40(b)) 以防止主筋挫屈、並提供應力傳遞所需之剪力摩擦。此外為避免層間梁主筋端部彎勾與擴柱所使用之橫向鋼筋彎勾位置衝突，其端部建議以 T 頭(代替彎勾)錨定(見圖 5.41)。

(3) 增設層間梁後柱體之抗剪強度

假設柱體在側力作用下呈現雙曲率，且其上、下兩端皆發生撓曲降伏，此時擴柱斷面所能承受之最大剪力 V_{bJB} 將由其兩端撓曲強度及層間梁所提供之額外抵抗力矩控制：

$$V_{bJB} = \frac{2M_n + \sum_{i=1}^n M_{nSBi}}{H} \quad (5.21)$$

其中 H 為柱體淨高度(上、下兩端撓曲降伏點之距離)， M_n 為柱體標稱彎矩(撓曲)強度， M_{nSBi} 為第 i 支層間梁之端部撓曲強度， n 為與該柱連接之層間梁數量(力學模型請見圖 5.42)；若柱體發生剪力破壞，則其抗剪強度可由式(5.6)計算，因此每支擴柱所能提供之最大側力強度 V_{RCJB} 應為式(5.21)及式(5.6)中較小者

$$V_{RCJB} = \min(V_{bJB}, V_{nJ}) \quad (5.22)$$

值得注意的是，若柱體所連接之層間梁數量過多，層間梁端部所產生之抵抗力矩可能使擴柱頂端提早出現撓曲塑鉸，導致側力強度無法繼續提升，因此建議將層間梁所提供之總力矩和 $\sum_{i=1}^n M_{nSBi}$ 控制在擴柱強度 M_n 的 2 倍以下。

(4) 增設層間梁後之擴柱數量計算

建築物之基底剪力需求 V^* 可由式(5.2)計算，而每支與層間梁結合之擴柱元件增加之剪力強度 ΔV_L 可由下式計算：

$$\Delta V_L = V_{RCJB} - V_0 \quad (5.23)$$

因此補強所需之擴柱數量為：

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} \text{ (配置層間梁之擴柱數量須為偶數)} \quad (5.24)$$

(5) 層間梁非線性鉸設定

由於本工法中所使用之層間梁結構行為與一般 RC 梁無異，因此其斷面性質輸入方式及非線性鉸設定亦比照一般 RC 梁(見表 4.4~表 4.7)。

(6) 層間梁配置

層間梁除可設置於樓層中央處(見圖 5.43)之外，其高程亦可配合建築物之使用需求調整至通道上方(見圖 5.44)或窗戶下方(見圖 5.45)。若補強區域存在錯層梁(例如樓梯間)，則可將層間梁設置在樓版高程以改善橫隔版及構架之應力傳遞機制(見圖 5.46)。

由於研究[5.18]顯示配置於擴柱反曲點上方之層間梁在柱體上方發生撓曲降伏後，即無法對建築物之耐震能力提供實質貢獻(見圖 5.47 及圖 5.48)，因此層間梁應儘可能配置於兩側柱體(在地震力作用下所產生)之反曲點(可

由結構分析求得)下方。必要時可由側推分析檢核柱體上方是否發生撓曲降伏以確認層間梁之補強效果。

5.9.3 其他注意事項

- (1) 為確保擴柱(結合層間梁)補強能達到預期成效，(擴)柱底支承須具備足夠的撓曲強度。若擴柱底端為獨立基腳且不具備地梁、或既有地梁無法提供固定柱底所需之彎矩強度(擴柱之後可能提高數倍)時，應於柱底兩側(或其中一側)設置撓曲強度(總和)不小於(擴柱後之)柱體撓曲強度之地梁，以免地梁在地震中先行損壞(見圖 5.49)，繼而影響補強之成效。
- (2) 由於既有 RC 梁可能在擴柱後因淨長度減小而發生剪力破壞(見圖 5.50(a))，此時可考慮將層間梁(強度及韌性均高於既有 RC 梁)設置於既有梁下方(保留 5-10 cm 之淨間距)作為額外的防護措施(見圖 5.50(b))。

為使補強後之結構行為與分析一致，層間梁上、下方不宜以剛性建材(例如磚牆或 RC 牆)回填。必要時可考慮以窗戶、木作、或輕隔間等非剛性建材加以封閉。

參考文獻

- [5.1] 陶其駿，「建築 RC 柱以碳纖維包覆補強之耐震能力研究」，內政部建築研究所自行研究報告，民國 107 年 12 月。
- [5.2] 邱耀正、施健泰、劉玉文、阮鈞平、蕭輔沛、黃世建，「校舍結構 RC 擴柱補強現地側推試驗」，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，第 15-37 頁，台北，2008 年。
- [5.3] 鍾立來、林聖學、楊耀昇、黃世建、蕭輔沛、邱聰智、吳賴雲、賴昱志，「擴柱補強校舍耐震能力初步評估」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 31 卷，第 2 期，第 54-70 頁，2016 年。
- [5.4] 賴昱志，「外加 RC 構架補強之試驗研究及其於公共建物之應用」，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北，2016 年。
- [5.5] 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」，108.2.25 台內營字第 0990810250 號修正部分規定，自即日起生效。
- [5.6] 賴濤，「既有中高樓層建築之耐震評估與補強-外置 RC 構架暨剪力牆複合工法」，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北，2017 年。
- [5.7] 日本建築防災協會，「耐震補強工法事例集」，平成 20 年，2008。
- [5.8] 內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，100.1.19 台內營字第 1080802216 號修正部分規定，民國一百年七月一日生效。
- [5.9] 賴昱志、賴濤、鍾立來、黃國倫、楊耀昇、曾建創、林聖學、張筑媛，「老舊建物耐震能力之簡易詳細評估」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 33 卷，第 2 期，第 69-87 頁，2018 年。
- [5.10] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)下冊」，科技圖書公司，台北市，2011 年。
- [5.11] Ono, M and Tokuhiko, I (1992), "A proposal of Reducing Rate for Strength Due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls", Journal of Struc. Constr. Engng, AIJ, No.453, May, pp119-129.

- [5.12] T.C. Chiou, Y.S. Tu, W.C. Shen, Y.A. Li, P.W. Weng, Y.S. Yang, L.L. Chung and S. J. Hwang (2016). “Seismic Retrofit for an Existing Apartment by Core Wall.”, 7th Civil Engineering Conference in the Asian Region (7CECAR). Waikiki, Oahi, Hawaii, USA.: Paper No. 267896.
- [5.13] 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，台北，2006 年。
- [5.14] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。
- [5.15] Huang, C.H., Chang, W., and Liu S.H., “Seismic Retrofit of a Typical School Building using Column Jacketing and Supplemental Beams”, Applied Mechanics and Materials, Vols. 501-504, pp. 1556-1559, 2014.
- [5.16] 黃昭勳、林敏郎、段永定、陳維宏、鄭丁介、鄭宇軒，「層間梁配合擴柱之耐震補強工法驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-17-001，台北，2017 年。
- [5.17] 黃昭勳、林敏郎、鄭宇軒，「層間梁結合擴柱工法應用於雙層 RC 構架耐震補強之驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-18-006，台北，2018 年。
- [5.18] 鄭丁介，「層間梁結合擴柱工法之應用研究」，碩士論文，國立台北科技大學土木與防災研究所，台北，2016 年。

表 5.1 建築物補強設計作業程序查核表

項號	查 檢 項 目	查檢結果	未符合情形
1	是否依據詳細評估法分析原始結構耐震能力 A_p	☐ 是 ☐ 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)	☐ 是 ☐ 否	
3	補強初步設計桿件是否有進行桿件分析	☐ 是 ☐ 否	
4	補強初步設計中，是否有考慮新舊界面問題	☐ 是 ☐ 否	
5	補強初步設計是否考慮使用性、施工性、經濟性	☐ 是 ☐ 否	
6	補強後是否進行詳細評估法分析結構耐震能力 A_p^*	☐ 是 ☐ 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)	☐ 是 ☐ 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 四層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配[5.6]

樓層	樓重 W (tf)	樓高 h (m)	豎向分配比值
RF	230.529	12	0.383
4F	247.119	9	0.308
3F	247.519	6	0.206
2F	246.521	3	0.103
總和	971.688		1

表 5.3 四層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度[5.6]

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm ²)	破壞模式
4	17163.79	6.866	一樓柱底及各層樓梁端撓曲破壞
3	19378.57	7.751	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	21887.08	8.755	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 5.4 四層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度[5.6]

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm ²)	破壞模式
4	26055.75	10.422	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
3	26055.75	10.422	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	26442.70	10.577	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 5.5 十層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配[5.6]

樓層	樓重 W (tf)	樓高 h (m)	豎向分配比值
RF	545.45	33.3	0.200
10F	667.74	30.1	0.152
9F	667.74	26.9	0.136
8F	667.74	23.7	0.120
7F	667.74	20.5	0.103
6F	693.32	17.3	0.091
5F	694.79	14.1	0.074
4F	697.56	10.9	0.057
3F	699.02	7.7	0.041
2F	775.30	4.5	0.026
	6230.95		1

表 5.6 十層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度[5.6]

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm ²)	破壞模式
10	77073.37	9.634	一樓柱底 及二至十樓梁端撓曲破壞
9	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
8	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
7	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
6	78982.22	9.824	一樓柱底、六樓柱頂 及二至六樓梁端撓曲破壞
5	81116.03	10.140	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
4	85775.66	10.722	一樓柱底、四樓柱頂 及二至四樓梁端撓曲破壞
3	94710.72	11.839	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	112722.02	14.090	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 5.7 十層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度[5.6]

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm ²)	破壞模式
10	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
9	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
8	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
7	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
6	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
5	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
4	118363.74	14.795	一樓柱底、四樓柱頂 及二至四樓梁端撓曲破壞
3	122177.62	15.272	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	131839.26	16.480	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 5.8 開口RC牆試體材料性質、邊界柱尺寸與配筋

混凝土強度 f'_c (kgf/cm ²)	鋼筋降伏強度 f_y (kgf/cm ²)			邊界柱尺寸與配筋		
275	D6	D10	D13	$B \times D$	主筋	箍筋
	3870	3850	3440	20×20	4-D13	D6@4

表 5.9 開口RC牆側力位移曲線計算

	牆段 A		牆段 B		開口牆側力位移曲線	
	δ (cm)	V (kgf)	δ (cm)	V (kgf)	δ (cm)	V (kgf)
開裂點	0.0432	5853	0.0432	5853	0.0432	11706
強度點	0.444	11414	0.444	11414	0.444	22829
殘餘強度點	0.682	0	0.682	0	0.682	0

表 5.10 開口RC牆剪力非線鉸參數

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	0.5128	0
C	1	1
D	0	1.8954
E	0	1.8954

表 5.11 層間梁結合擴柱應用於單層RC構架之補強效果[5.16]

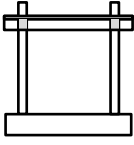
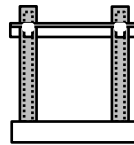
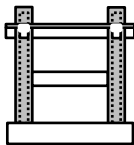
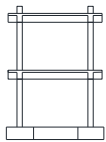
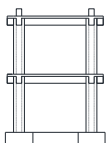
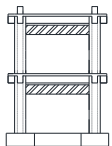
Specimen		Lateral Strength		
		P_{max}	$P_{DR=2\%}$	$P_{DR=5\%}$
Prototype		145 kN	145 kN	132 kN
CJ		682 kN	658 kN	620 kN
CJB		960 kN	950 kN	825 kN

表 5.12 層間梁結合擴柱應用於雙層 RC 構架之補強效果[5.17]

Specimen		Lateral Strength		
		P_{max}	$DR = 1\%$ ($\Delta_1 = 29.5$ mm)	$DR = 3\%$ ($\Delta_1 = 88.5$ mm)
PR-2		212 kN	182 kN	203 kN
CJ-2		790 kN	763 kN	580 kN
CJB-2		1334 kN	1165 kN	1334 kN

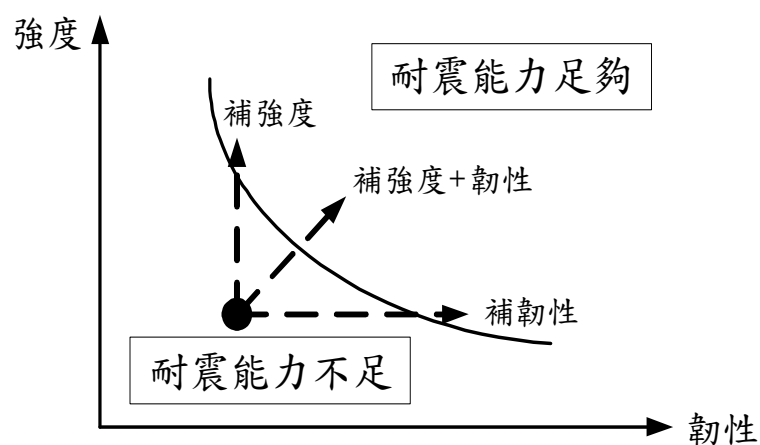


圖 5.1 補強原則示意圖

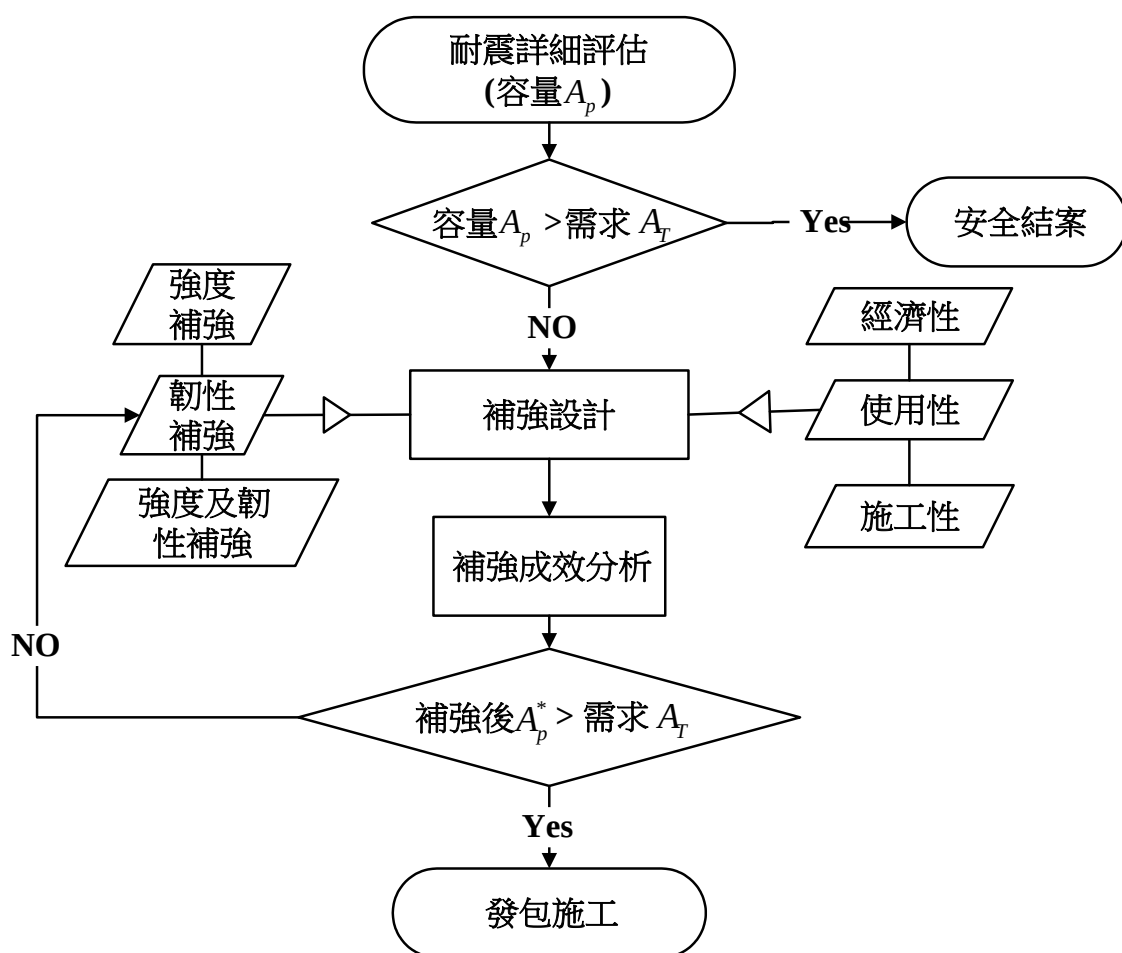
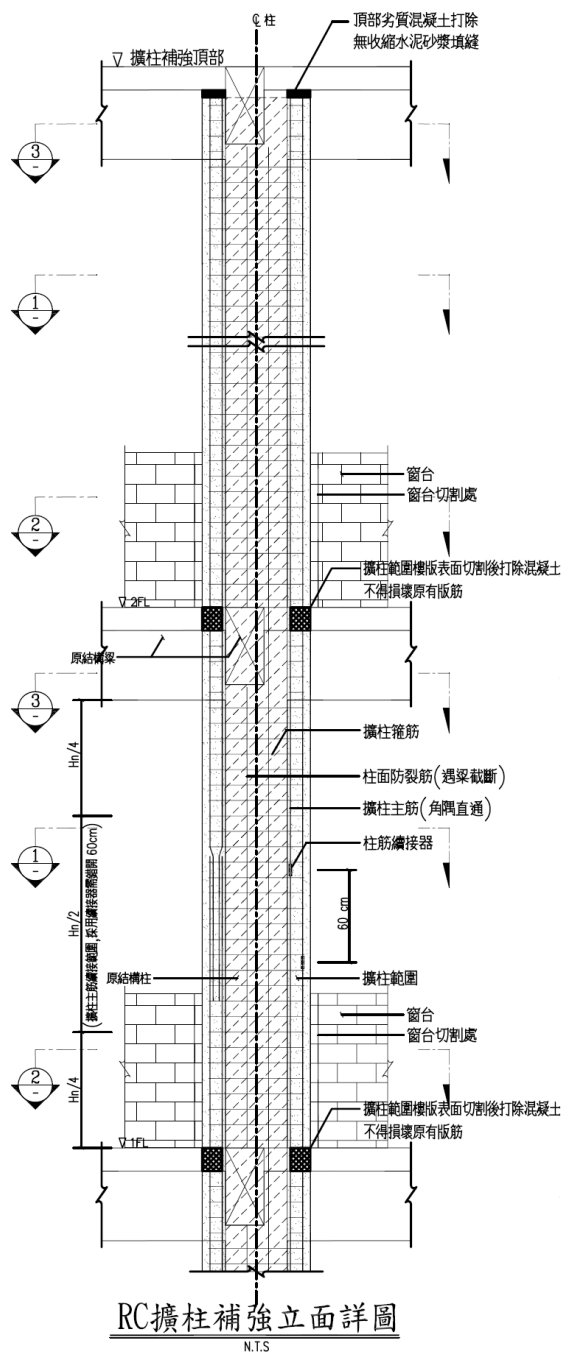
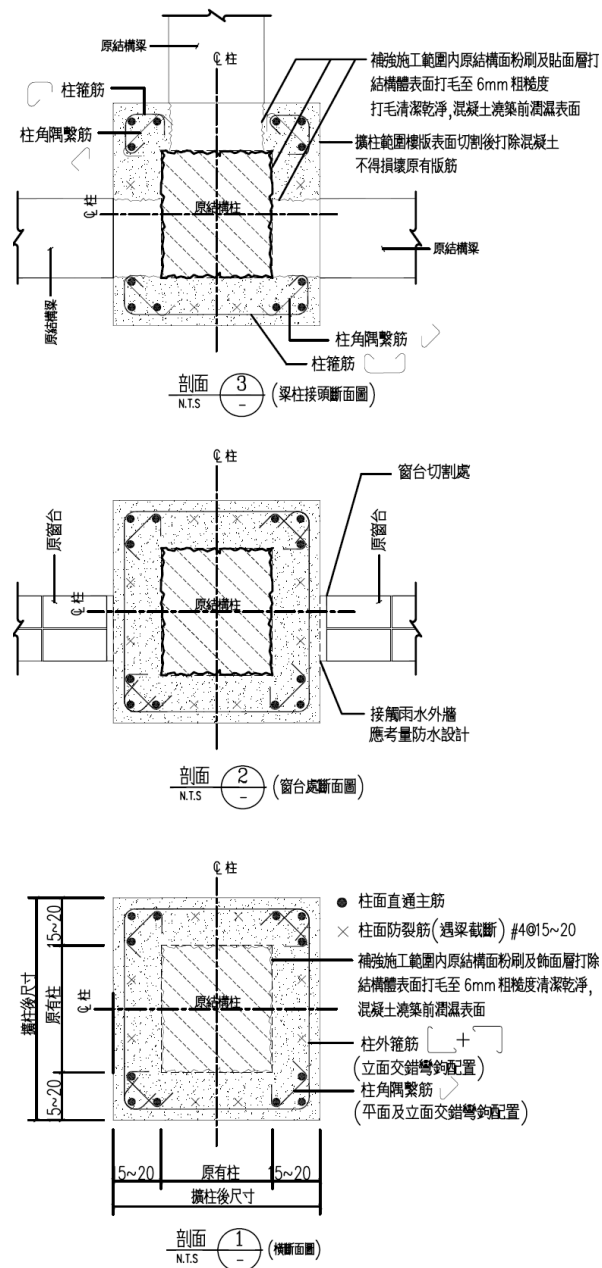


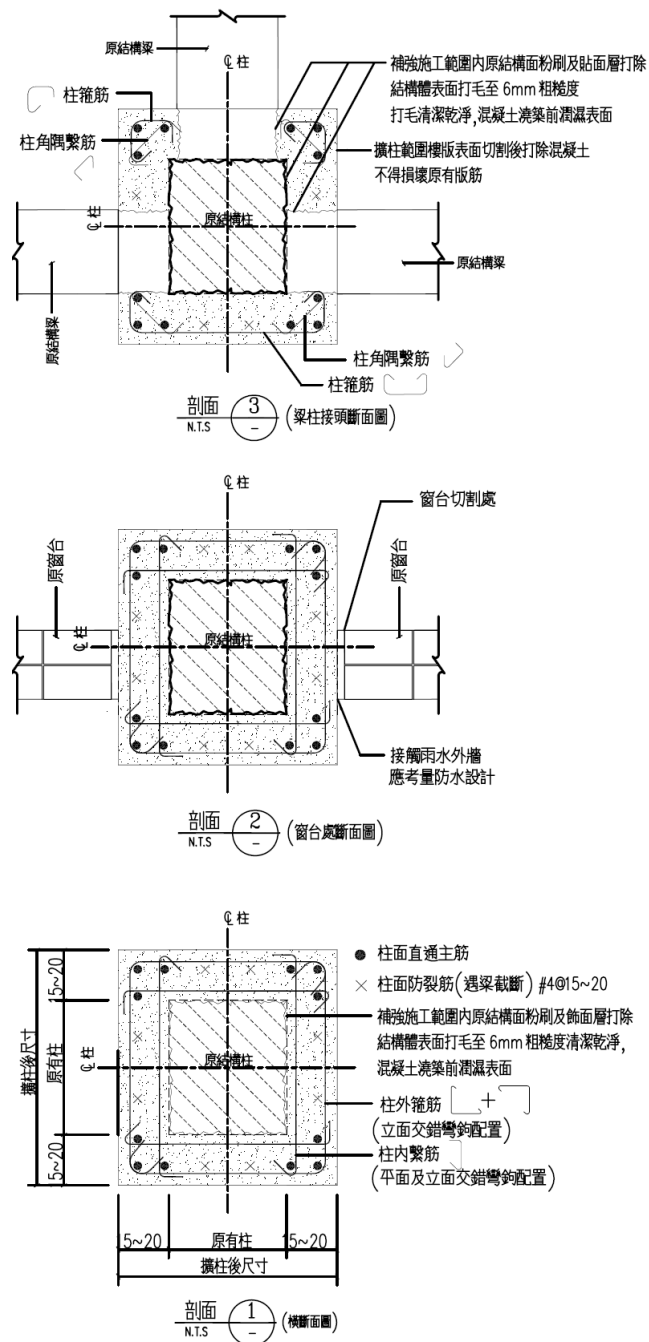
圖 5.2 耐震評估與補強流程圖



(a)側視圖

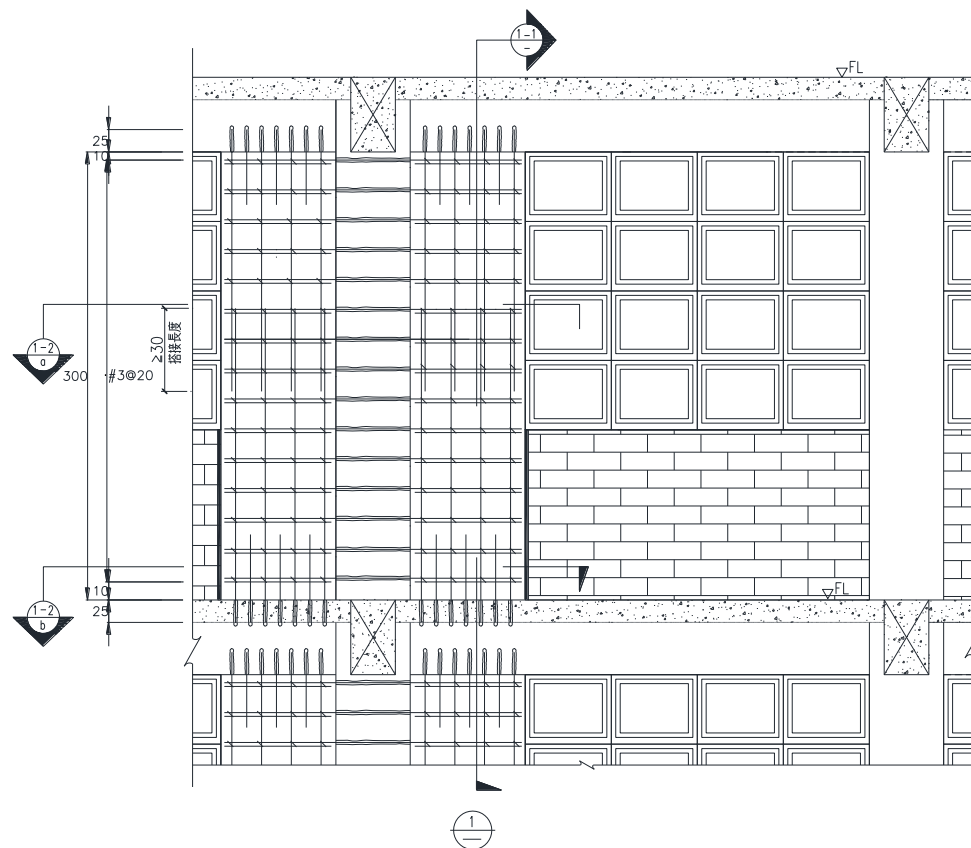


(b)上視圖

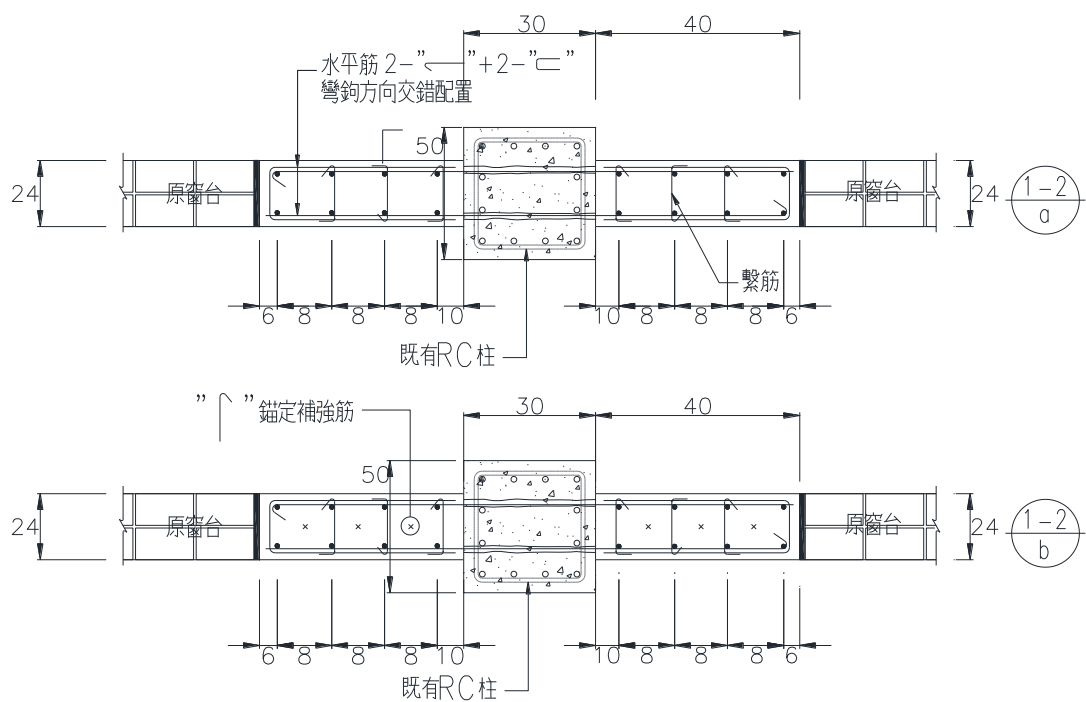


(c)側視圖

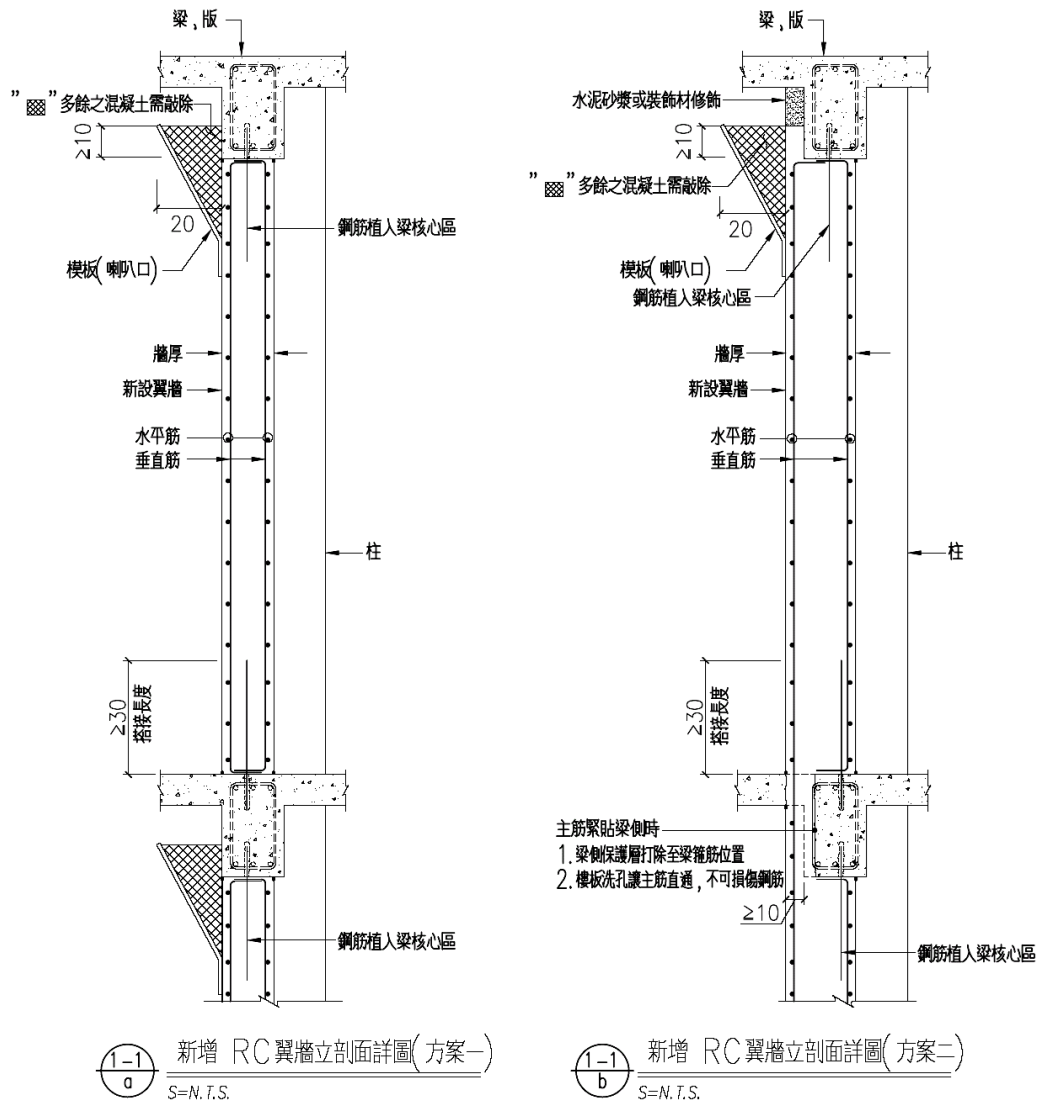
圖 5.3 擴柱補強斷面示意圖



(a) 正視圖

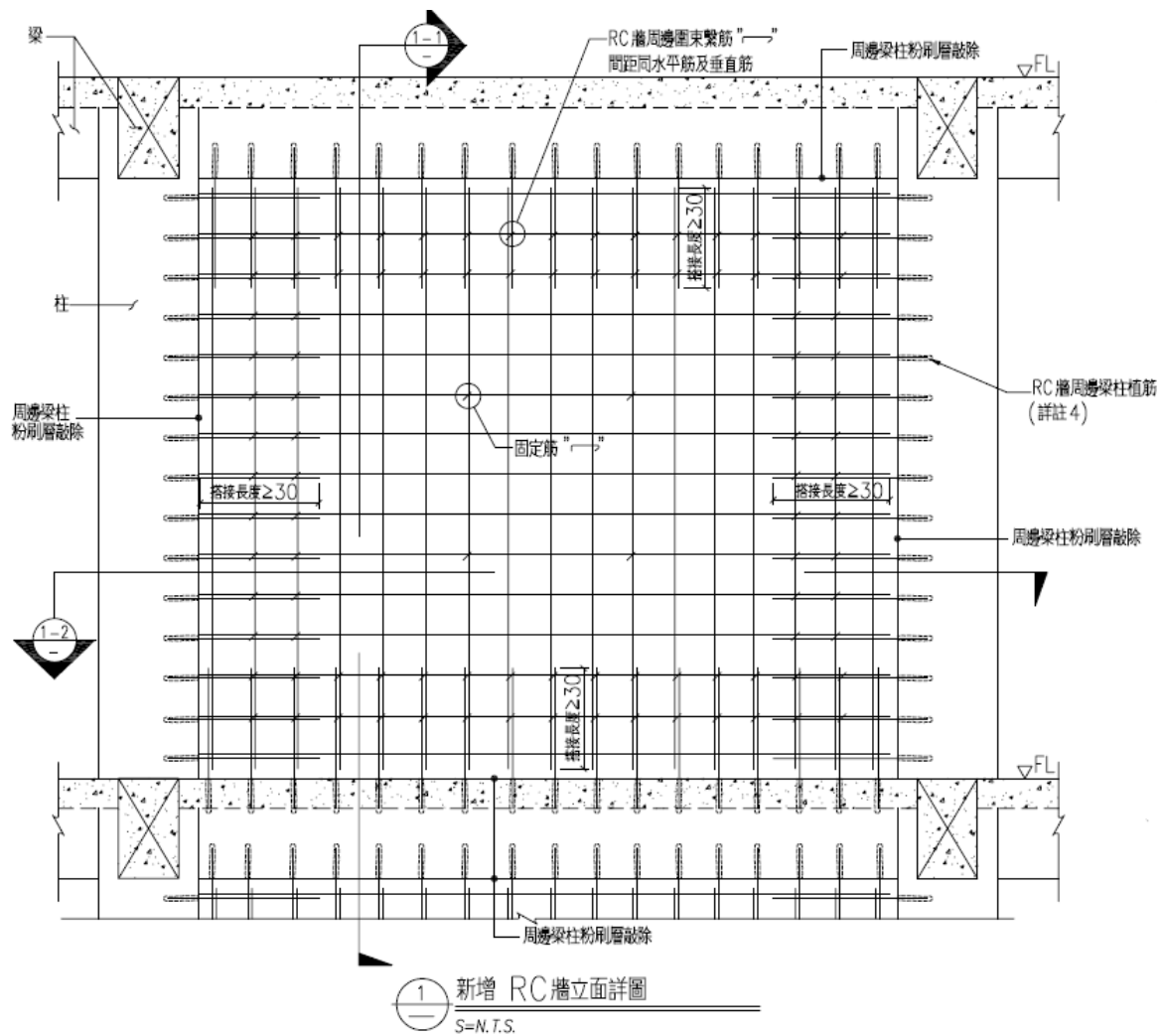


(b) 上視圖

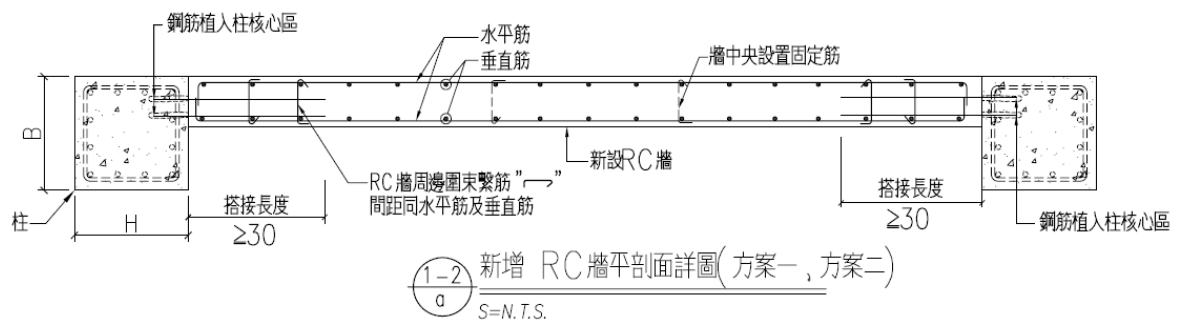


(c) 側視圖

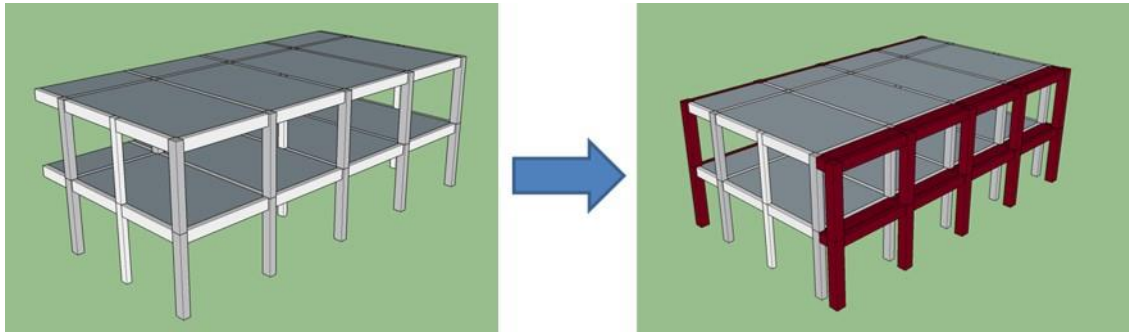
圖 5.4 翼牆補強斷面示意圖



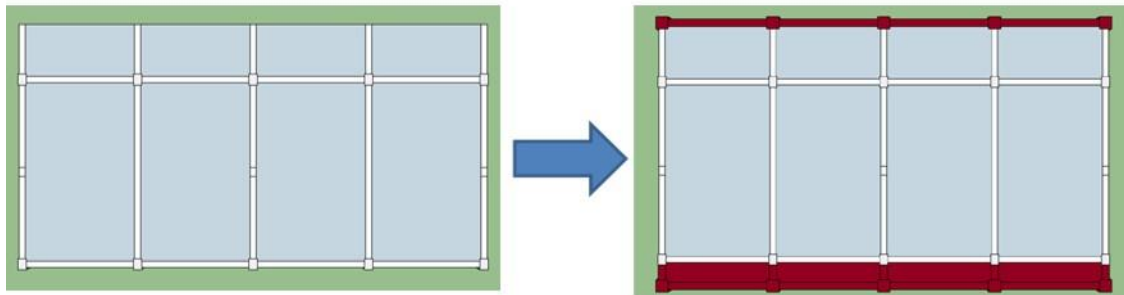
(a) 正視圖



(b) 上視圖

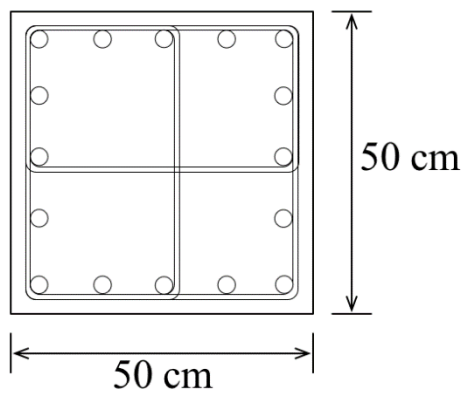


(a) 外加構架補強之 3D 示意圖



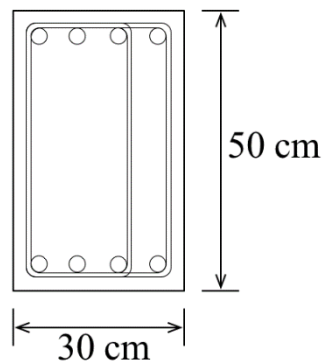
(b) 外加構架補強之樓層平面示意圖

圖 5.6 外加構架補強示意圖



16-#7

HOOPS: 3-#3@10 cm



4, 4-#7

HOOPS: 3-#3@20 cm

圖 5.7 低矮樓層外加RC構架柱、梁斷面圖[5.6]

(此圖僅為示意，剪力鋼筋之配置，應遵照規範[5.5]規定之細節)

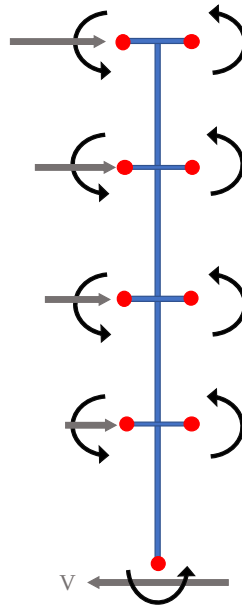


圖 5.8 外加RC構架柱線自由體圖[5.6]

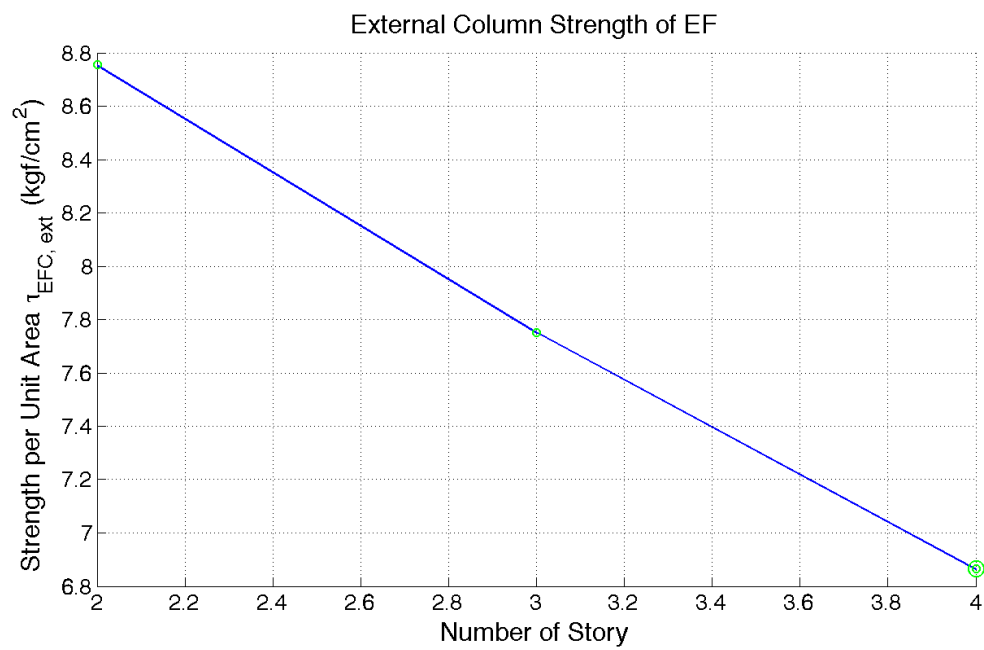


圖 5.9 低矮樓層外加RC構架邊柱側向強度與樓層關係圖[5.6]

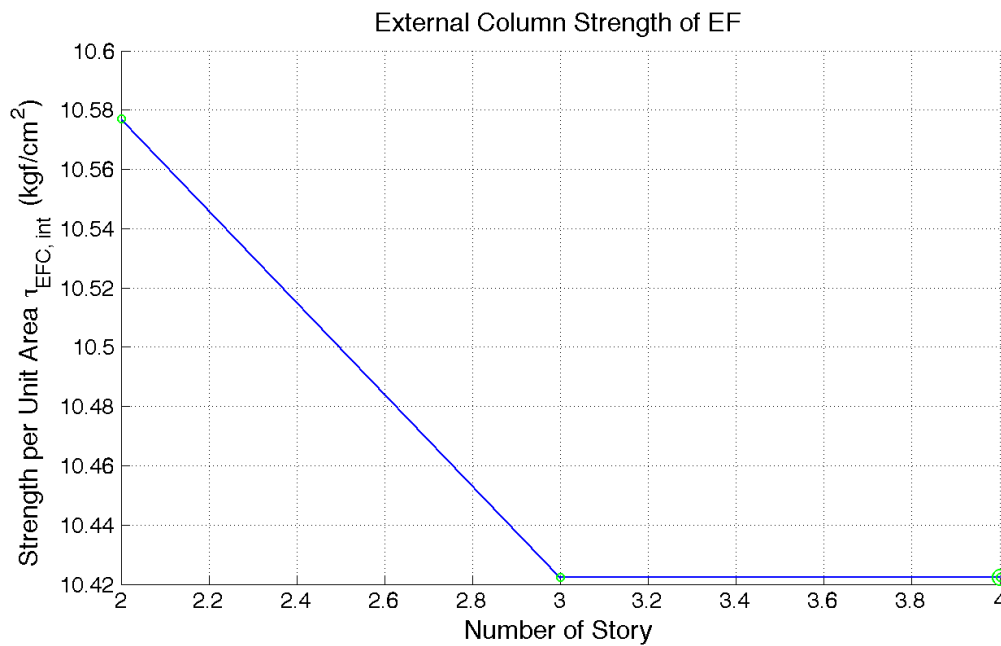
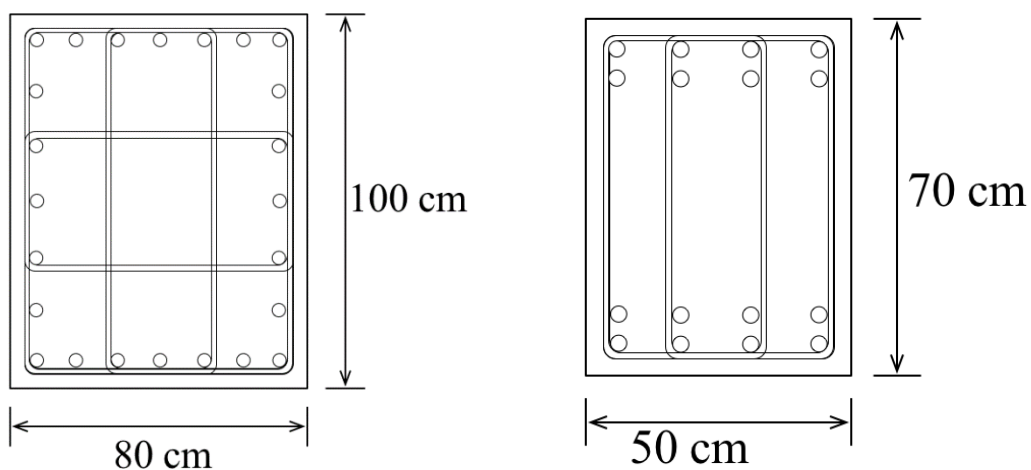


圖 5.10 低矮樓層外加RC構架中間柱側向強度與樓層關係圖[5.6]



CORNER: 4-#11

20-#10

HOOPS: 4-#4@10 cm

8, 8-#10

HOOPS: 4-#4@20 cm

圖 5.11 中高樓層外加RC構架柱、梁斷面圖[5.6]

(此圖僅為示意，剪力鋼筋之配置，應遵照規範[5.5]規定之細節)

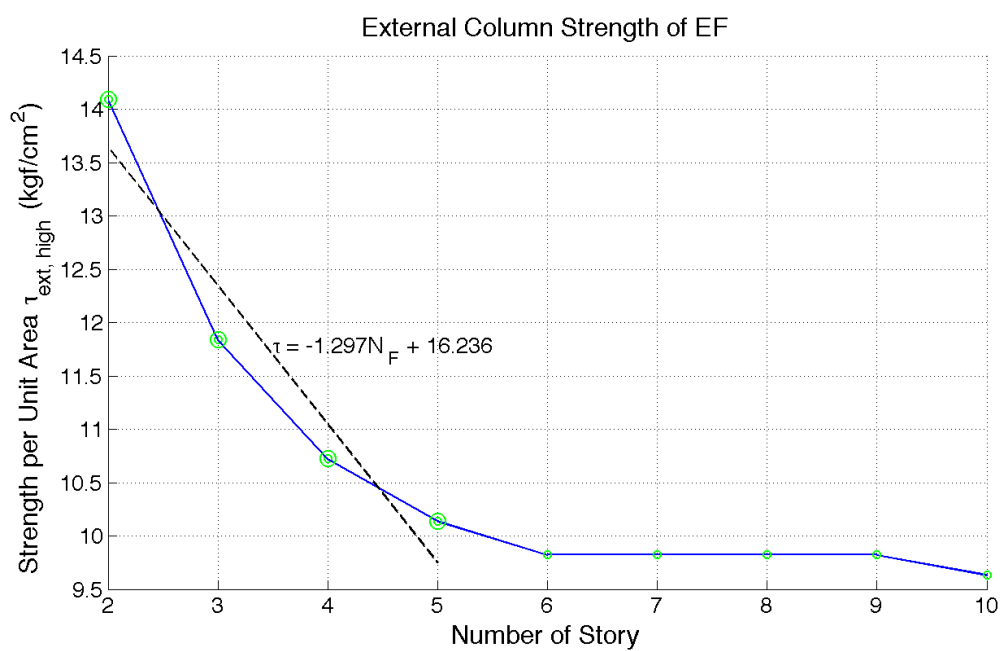


圖 5.12 中高樓層外加RC構架邊柱側向強度與樓層關係圖[5.6]

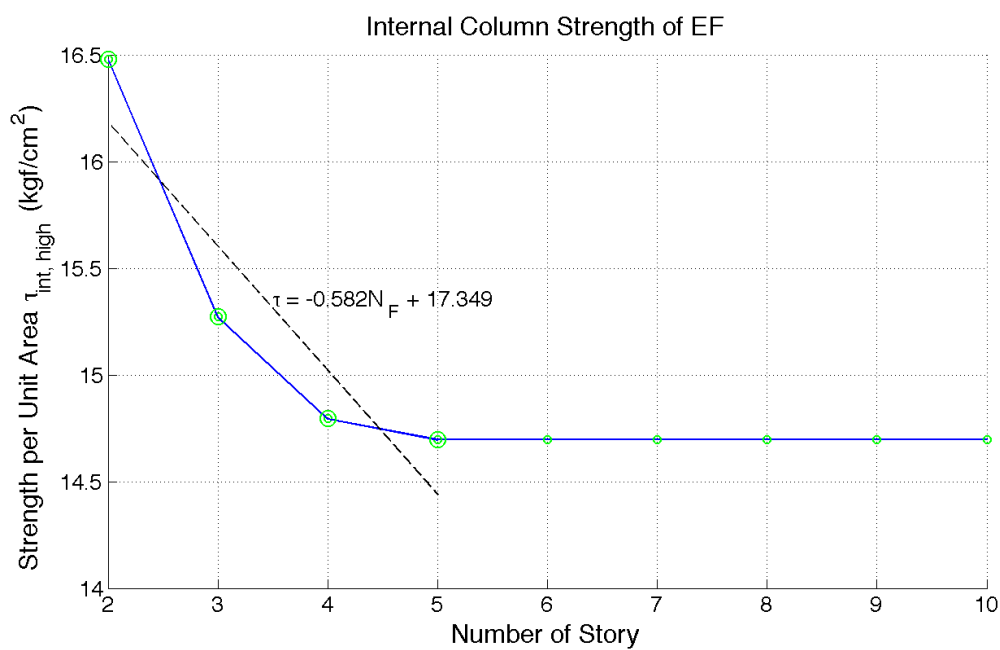
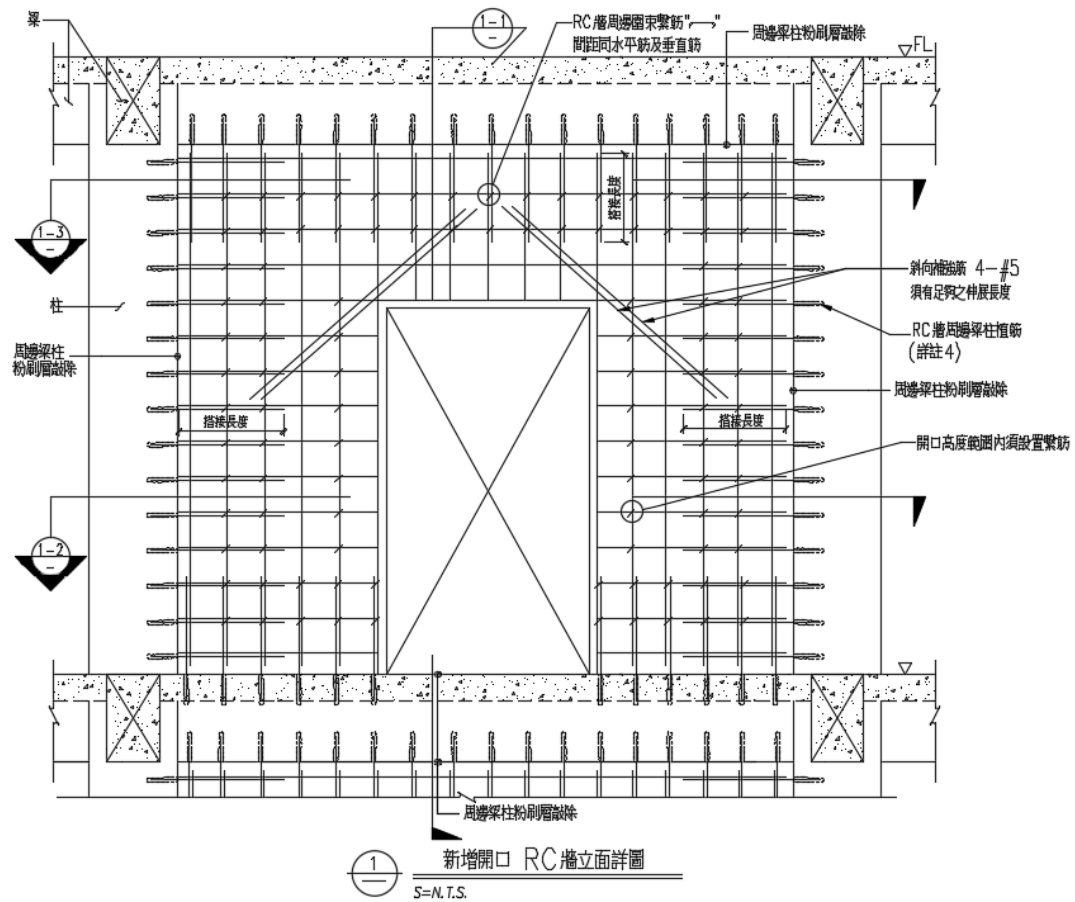
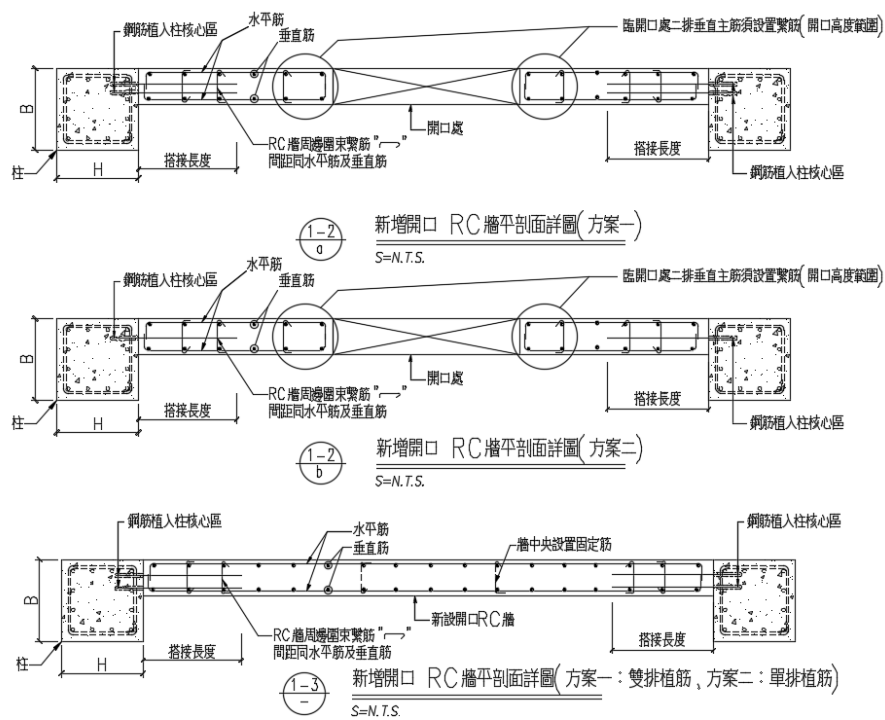


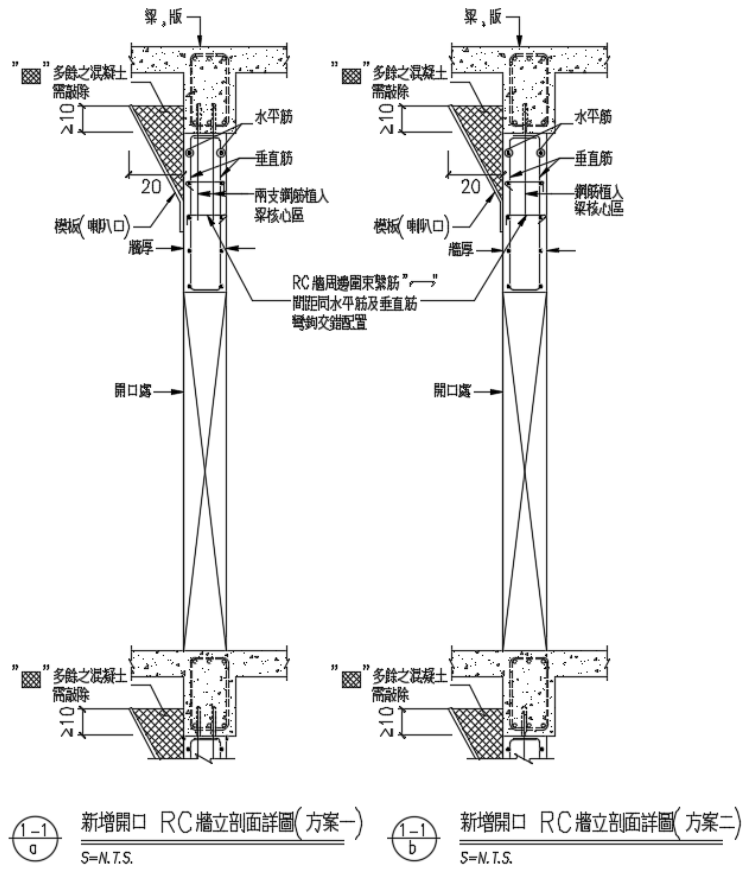
圖 5.13 中高樓層外加RC構架中間柱側向強度與樓層關係圖[5.6]



(a) 正視圖

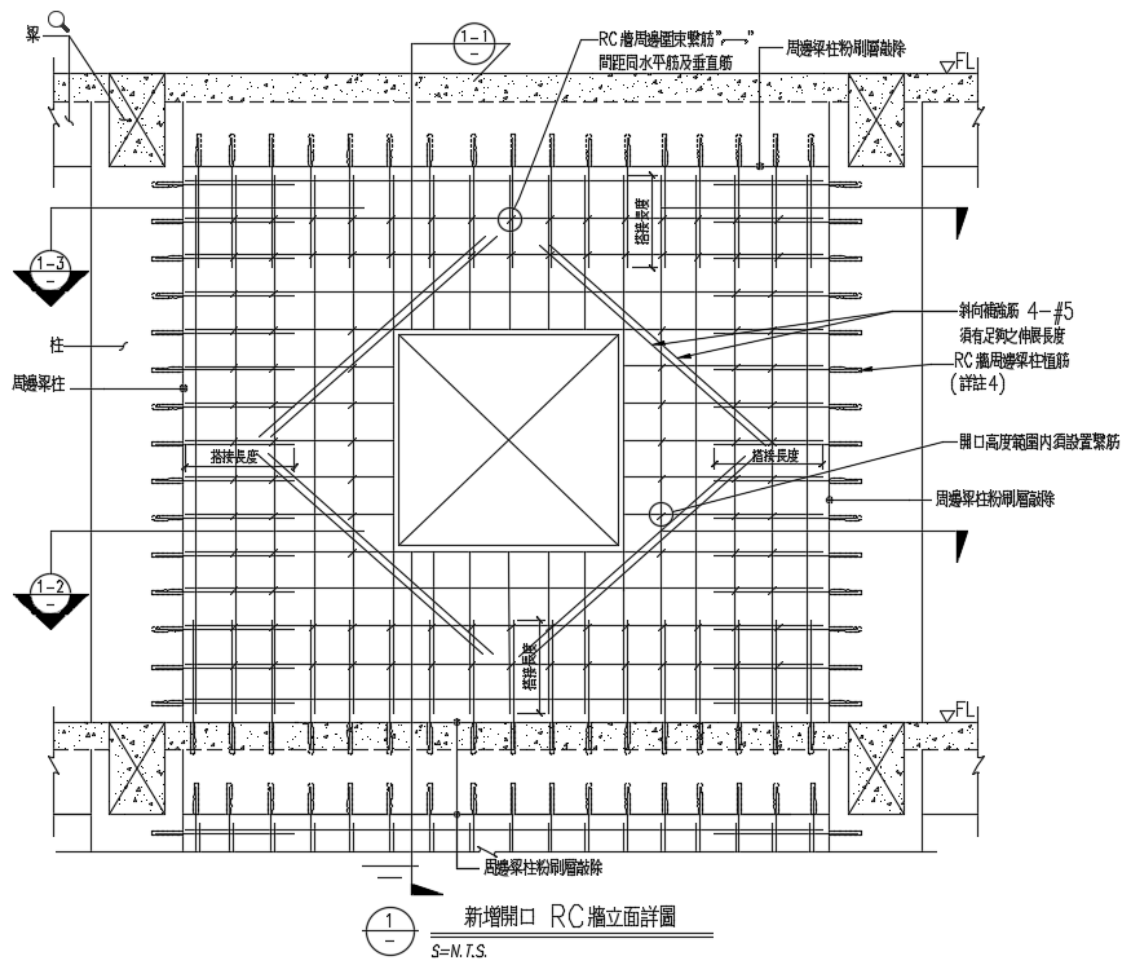


(b) 上視圖

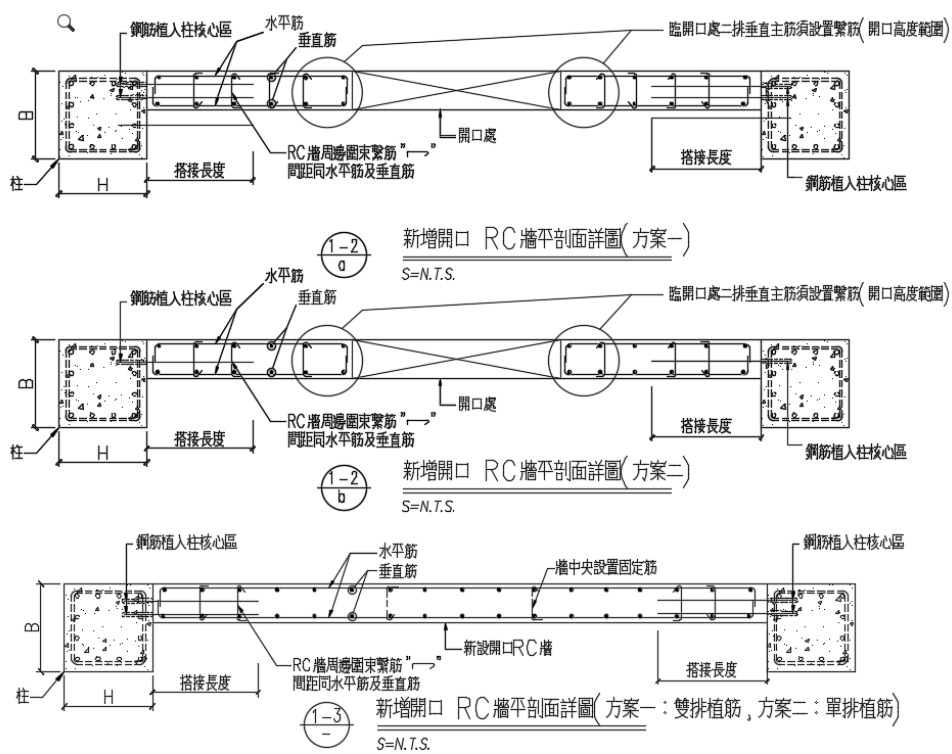


(c) 側視圖

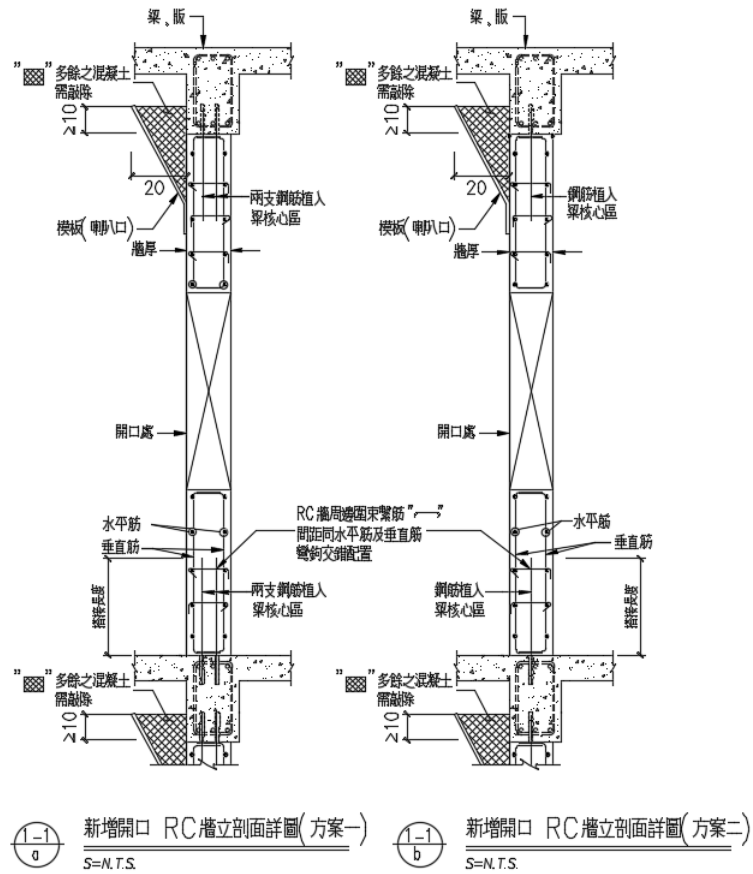
圖 5.14 門型開口RC牆補強斷面示意圖



(a) 正視圖



(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 5.15 窗型開口RC牆補強斷面示意圖

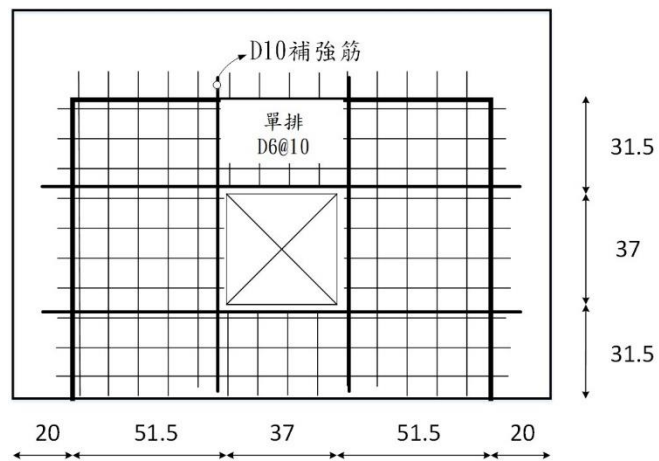


圖 5.16 案例門型開口牆與牆筋示意圖[5.11]

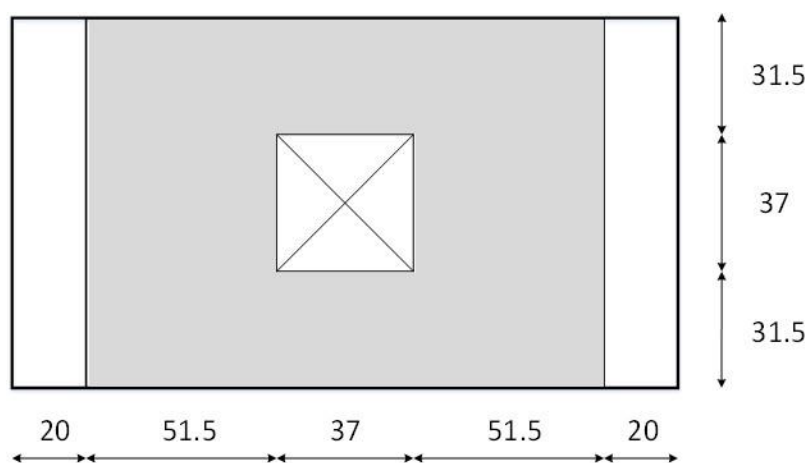


圖 5.17 開口牆模擬範圍

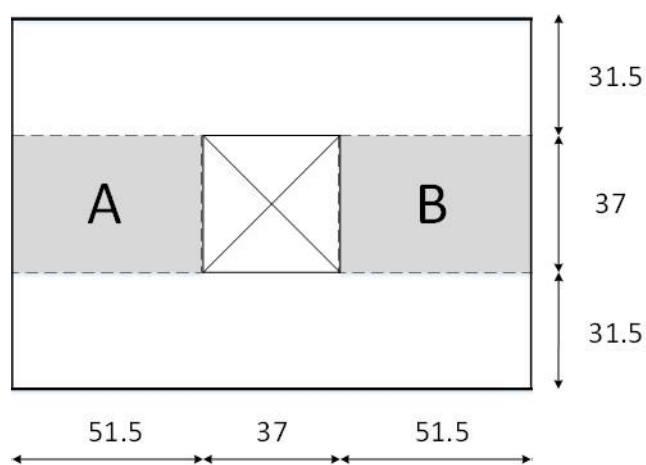


圖 5.18 開口牆水平軟弱區域由豎向構材填滿

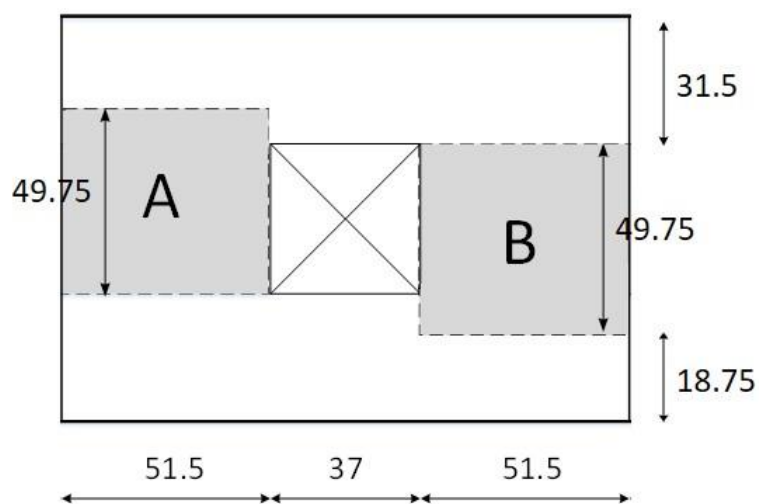


圖 5.19 關鍵桿件高度修正

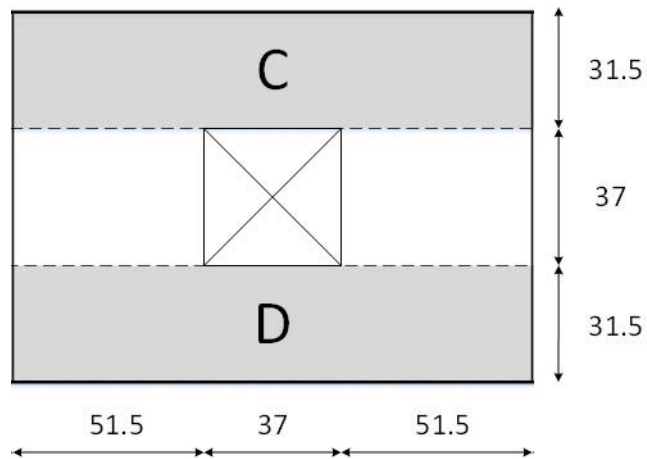
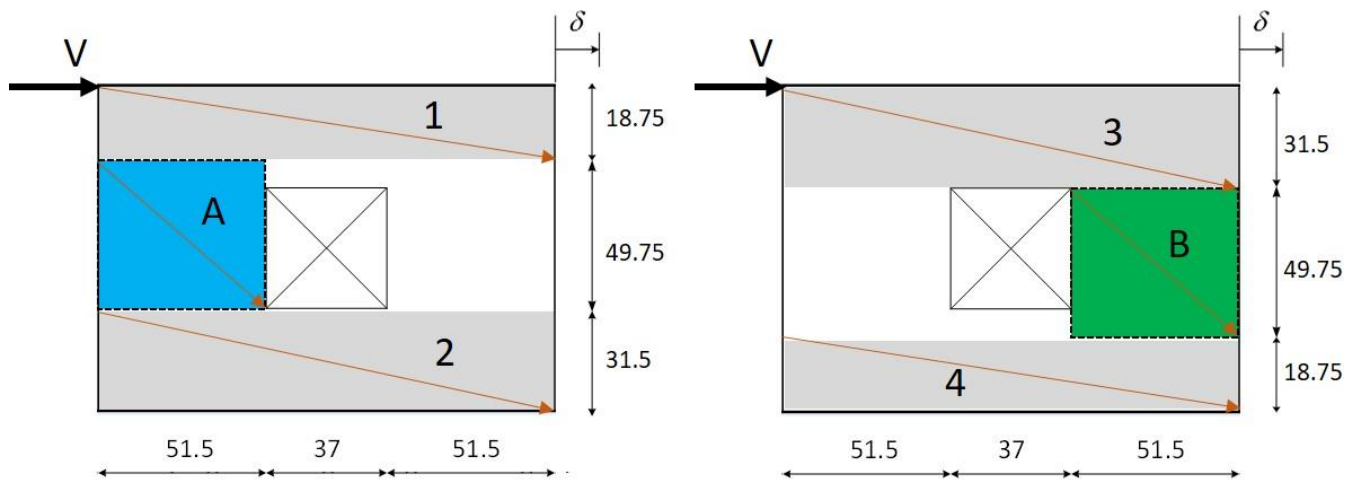
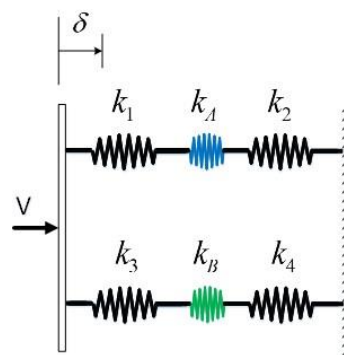


圖 5.20 上下方傳遞路徑選取



(a)垂直牆段A傳力路徑

(b)垂直牆段B傳力路徑



(c)彈簧模擬圖

圖 5.21 各傳遞路徑與彈簧模擬圖

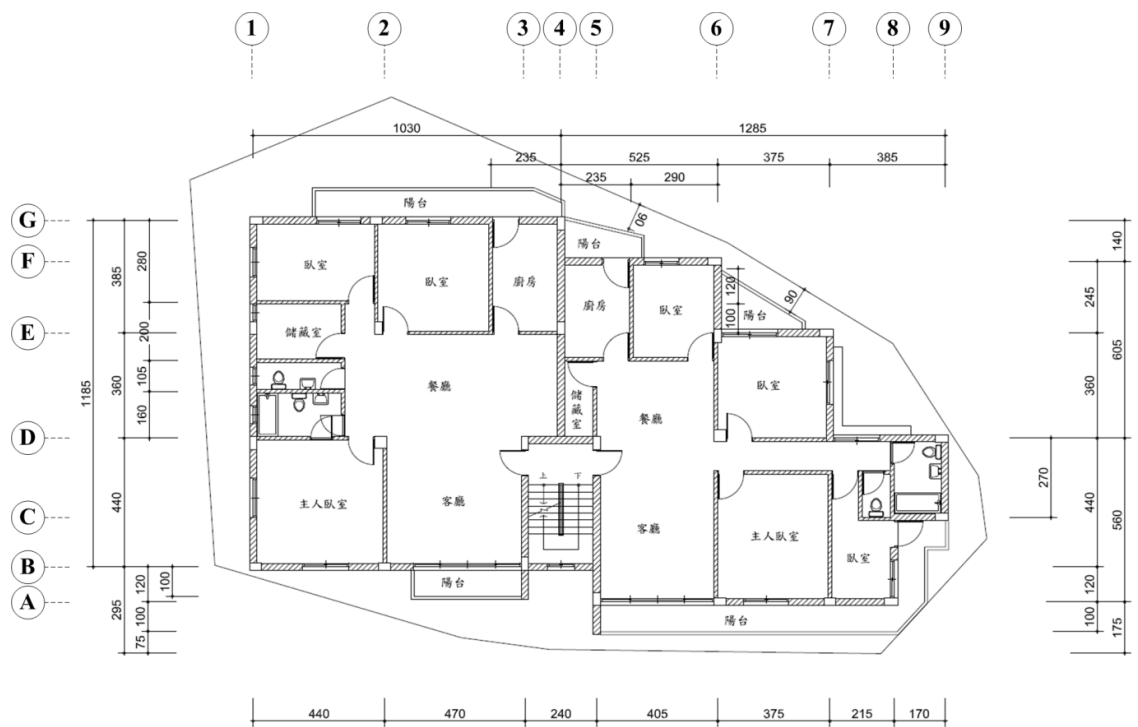


圖 5.22 雙併公寓建築平面圖

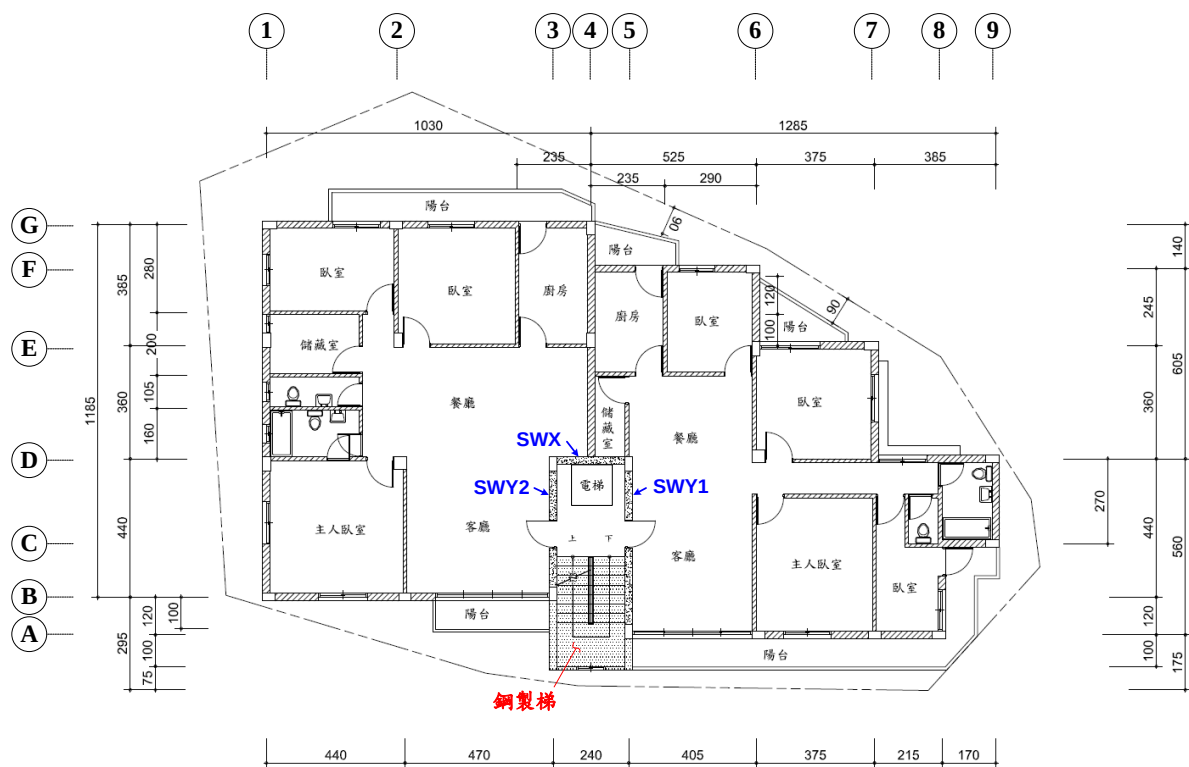


圖 5.23 雙併公寓增設電梯補強之建築平面圖

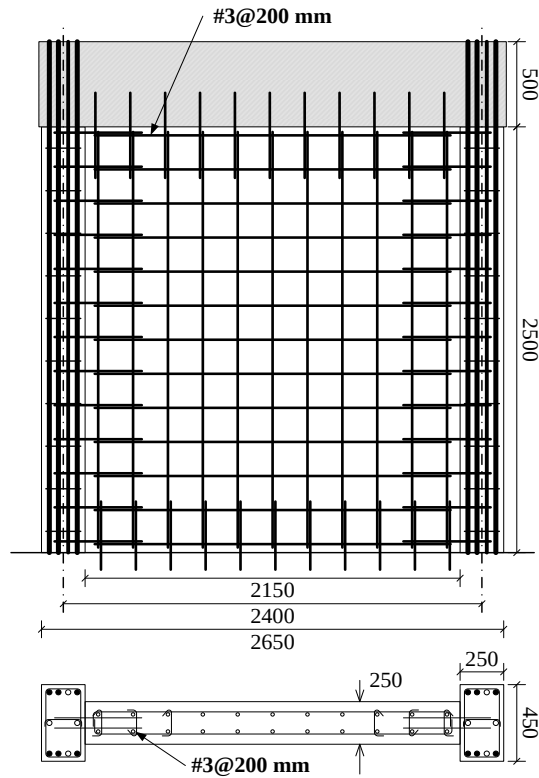


圖 5.24 第一層到第四層之SWX牆補強斷面細節

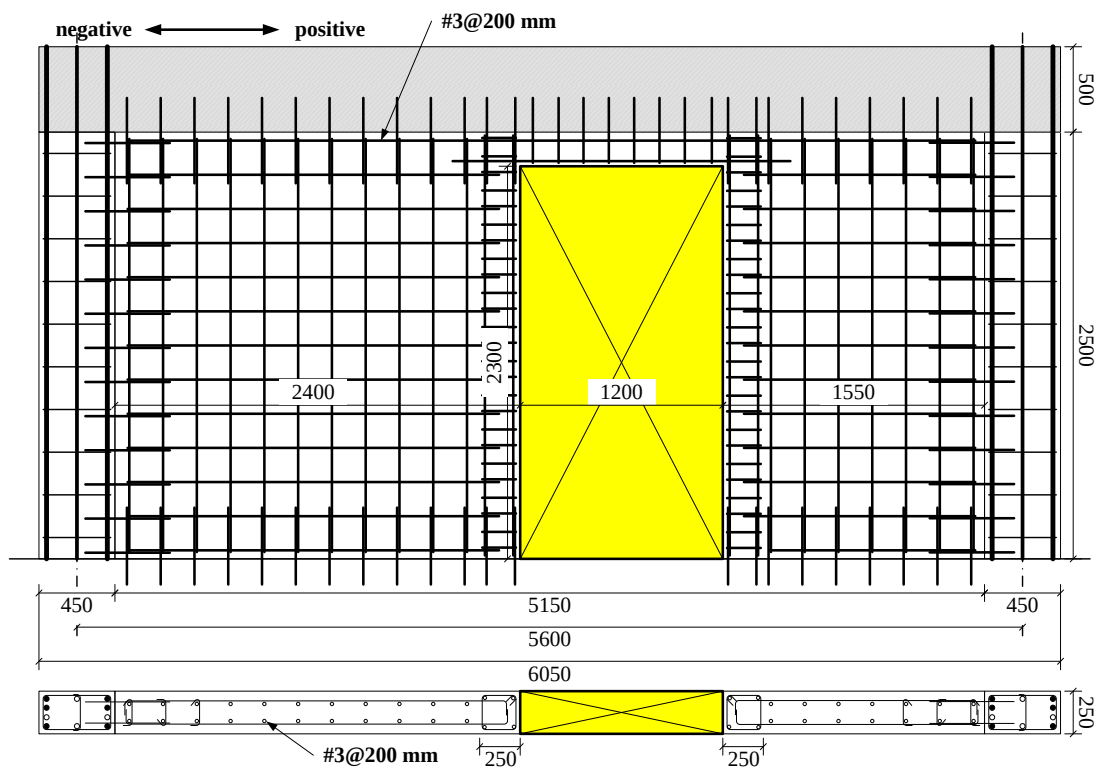
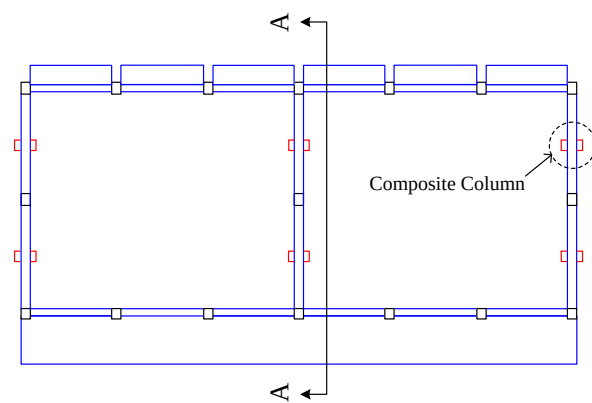
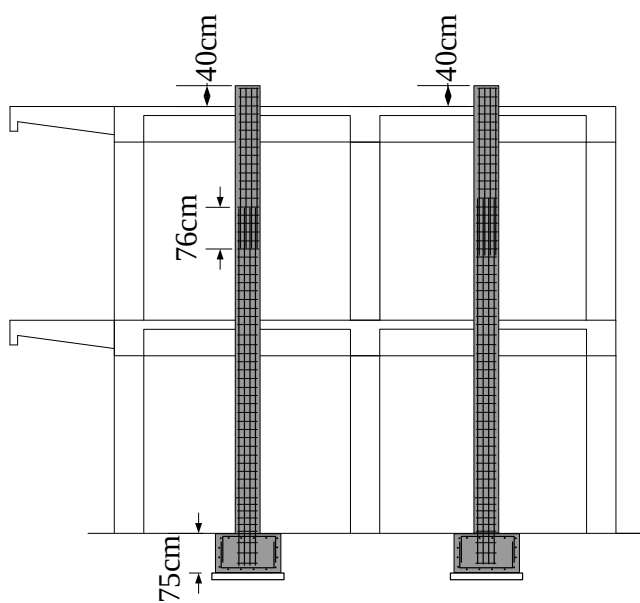


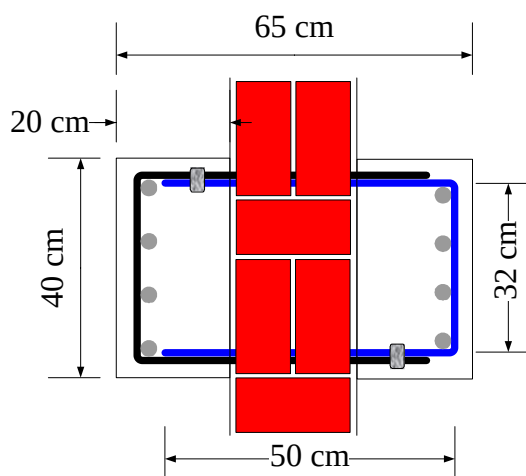
圖 5.25 第二層到第四層之SWY1牆補強斷面細節



Plan view



A-A section



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

圖 5.27 複合柱平面及立面圖



圖 5.28 3/8 吋U型鋼索夾

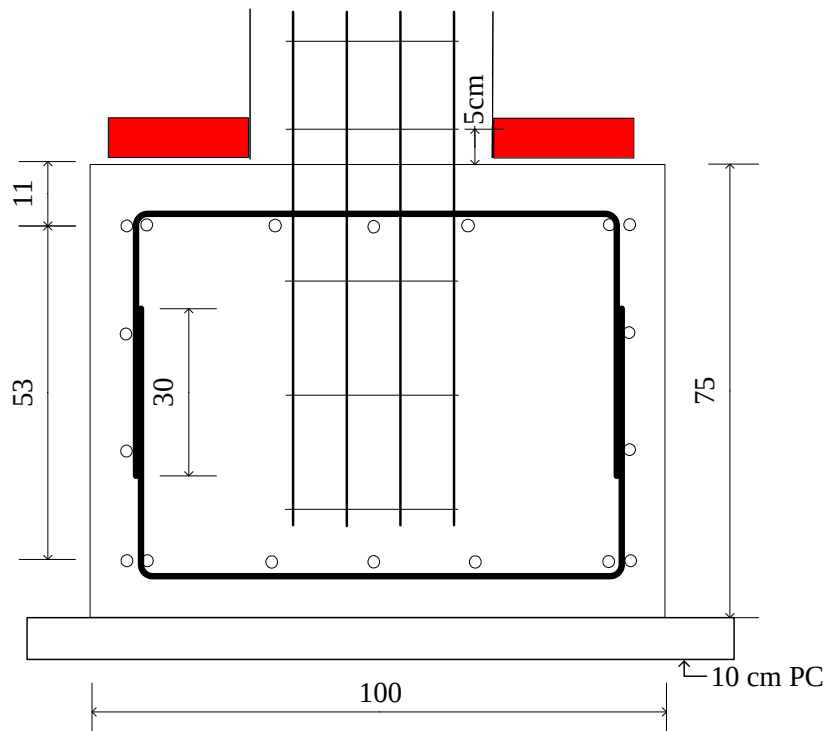


圖 5.29 複合柱基腳配筋圖(垂直走廊方向剖面)

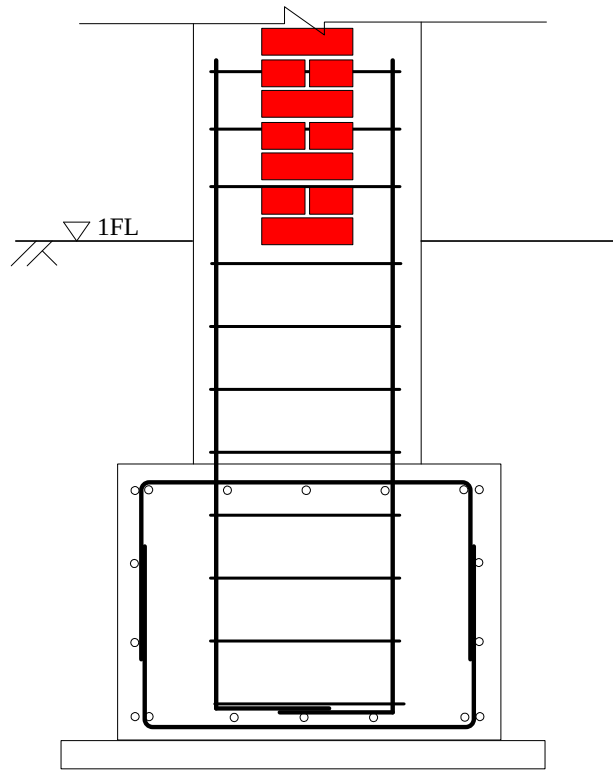


圖 5.30 複合柱基腳配筋圖(平行走廊方向剖面)

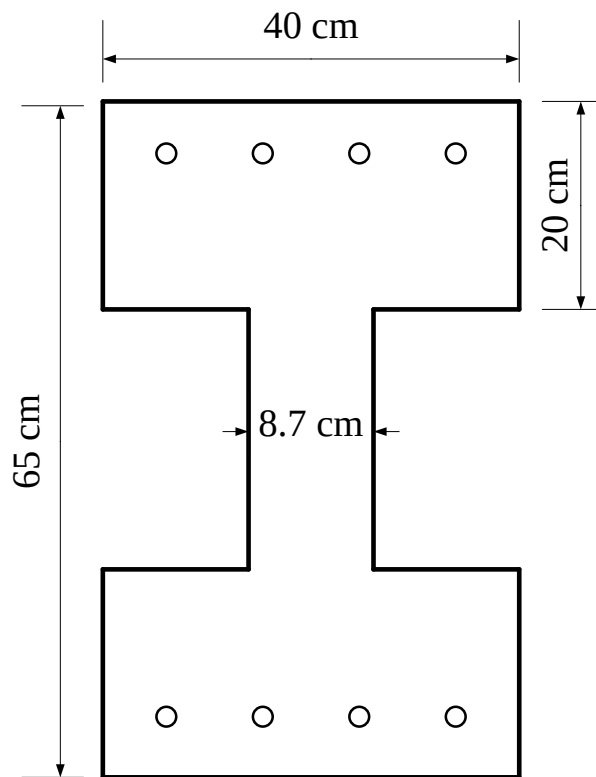


圖 5.31 複合柱含磚牆之轉換斷面



圖 5.32 樓版打除

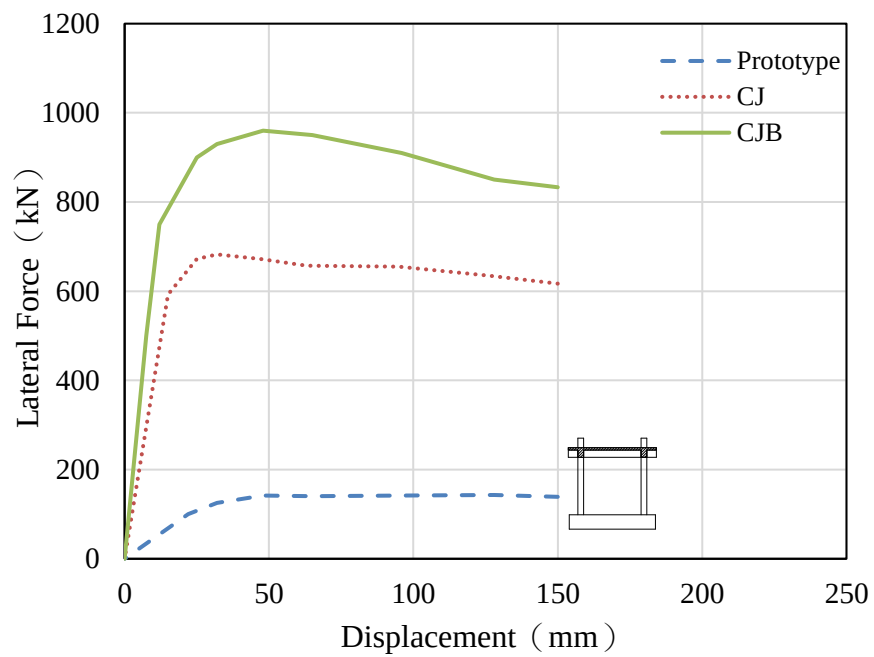


圖 5.33 試體Prototype、CJ、及CJB在側向力作用下之容量曲線（採用正、反向側推平均值）[5.16]

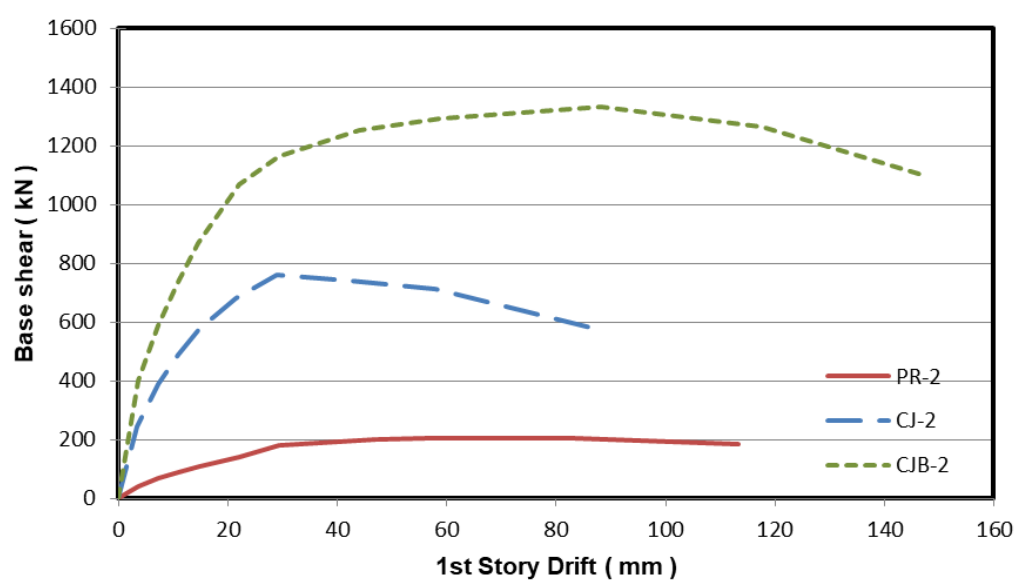


圖 5.34 試體PR-2、CJ-2、及CJB-2 在側向力作用下之容量曲線（採用正、反向平均值）[5.17]

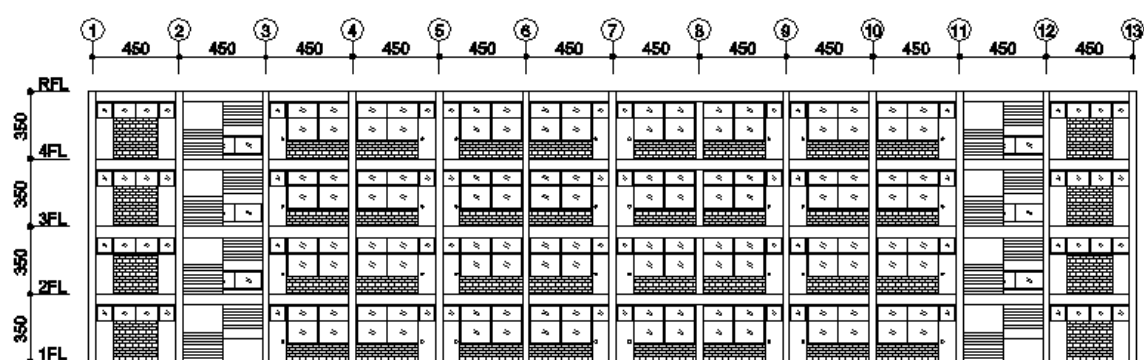


圖 5.35 現況校舍(PT) [5.17]

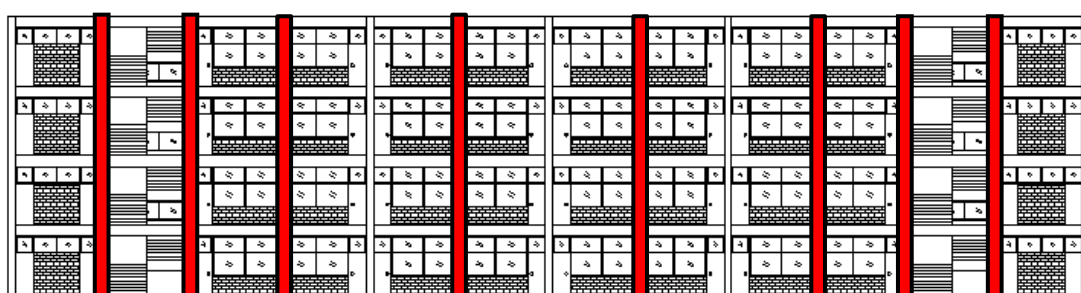


圖 5.36 擴柱補強(CJ-3) [5.17]

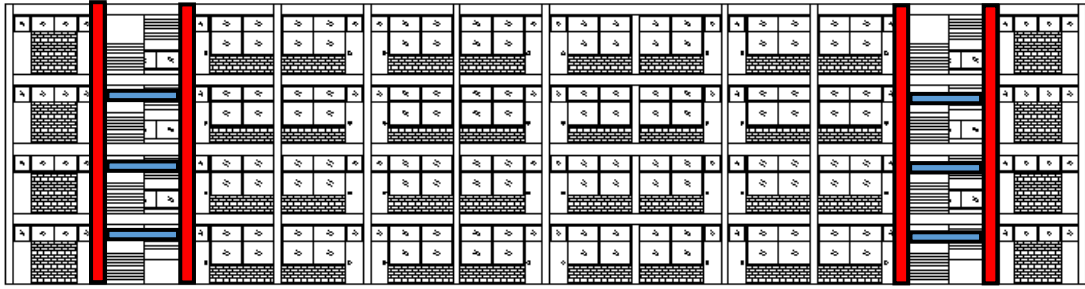


圖 5.37 擴柱並增設層間梁補強(CJB-3)[5.18]

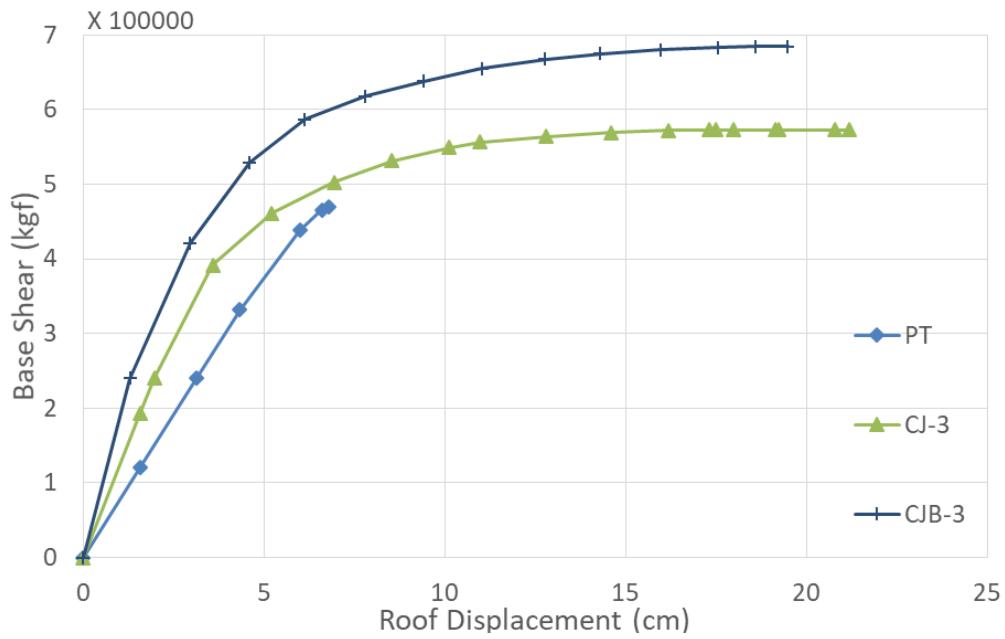


圖 5.38 校舍補強前後之容量曲線 [5.17]

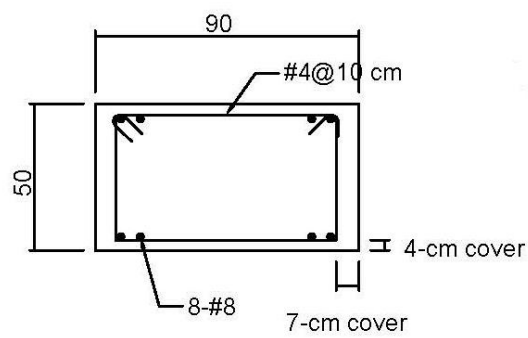


圖 5.39 層間梁斷面參考圖[5.17]

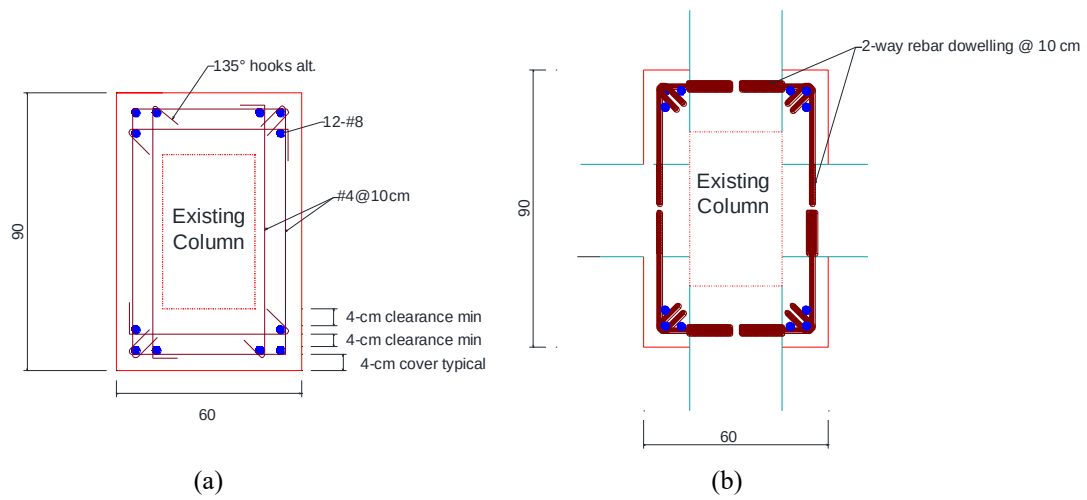


圖 5.40 擴柱斷面參考圖[5.17]

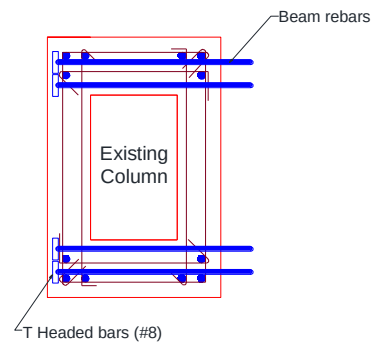


圖 5.41 層間梁端部(梁柱接頭)鋼筋配置[5.17]

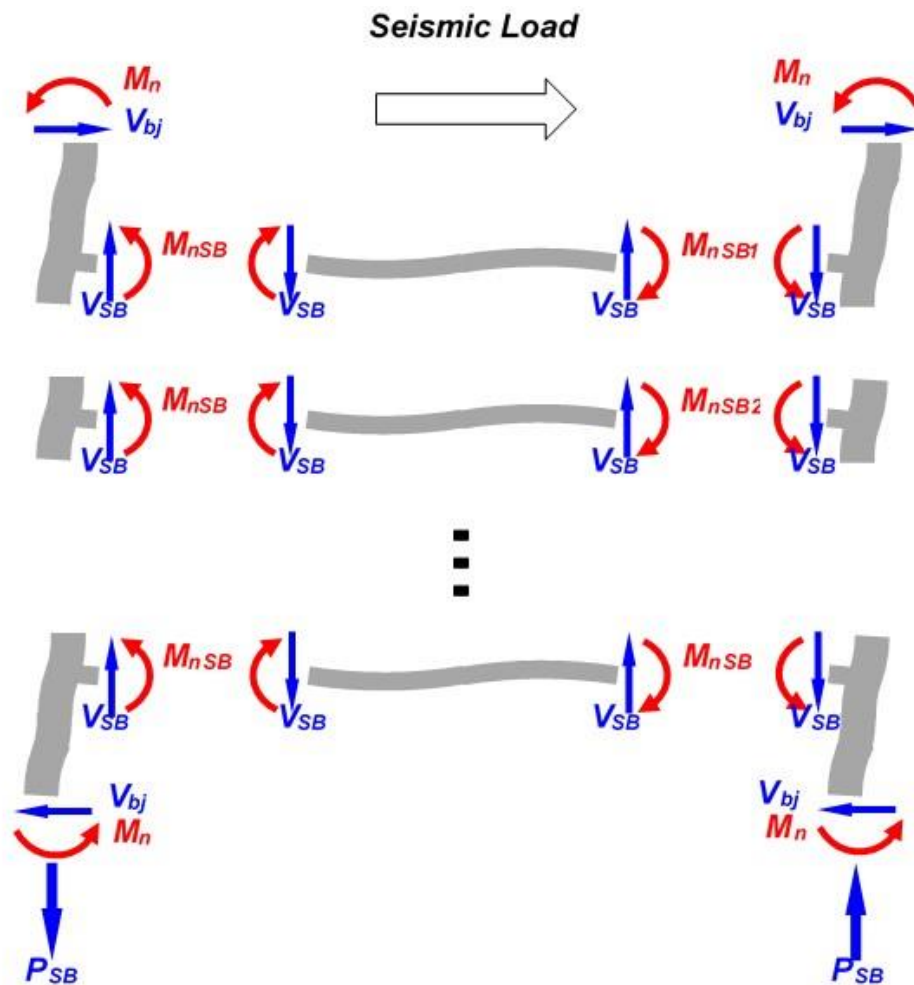


圖 5.42 擴柱結合層間梁在地震力作用下之力學模型

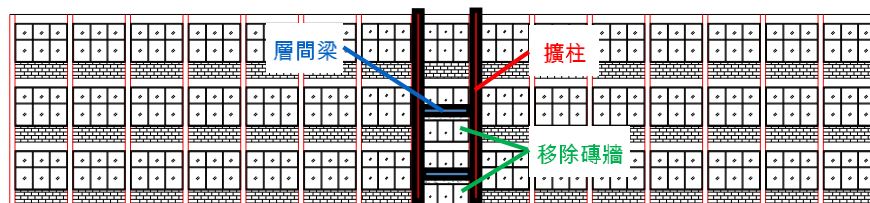


圖 5.43 層間梁設置於樓層中央處[5.16]

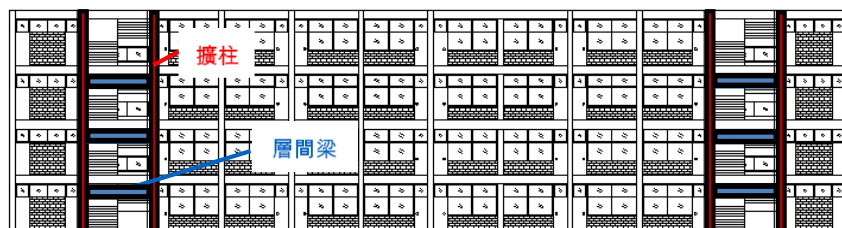


圖 5.44 層間梁設置於通道正上方[5.17]

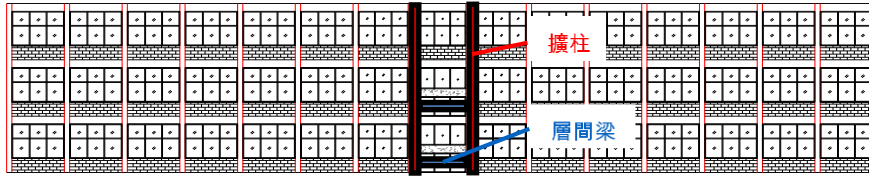


圖 5.45 層間梁設置於窗台下方[5.16]

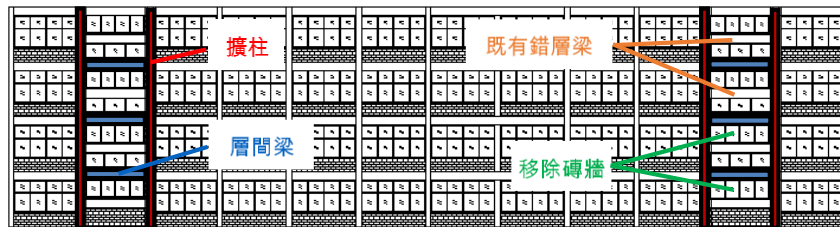


圖 5.46 若構架中使用錯層梁，層間梁可設置於樓版高程[5.17]

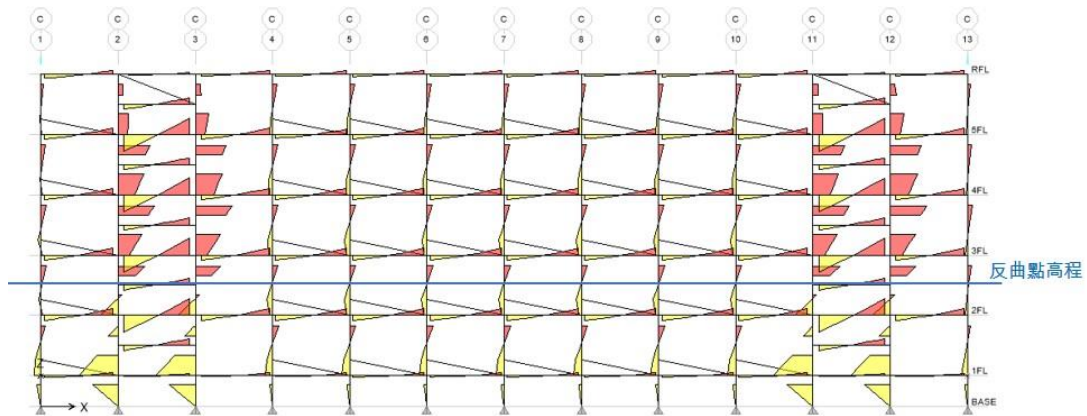


圖 5.47 補強後構架在地震力作用下之彎矩分布[5.17]

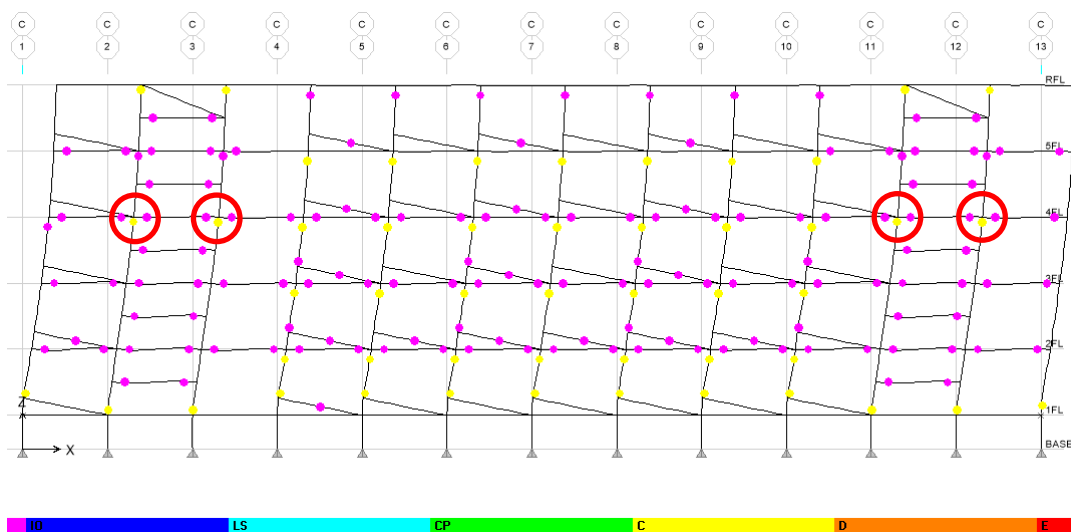
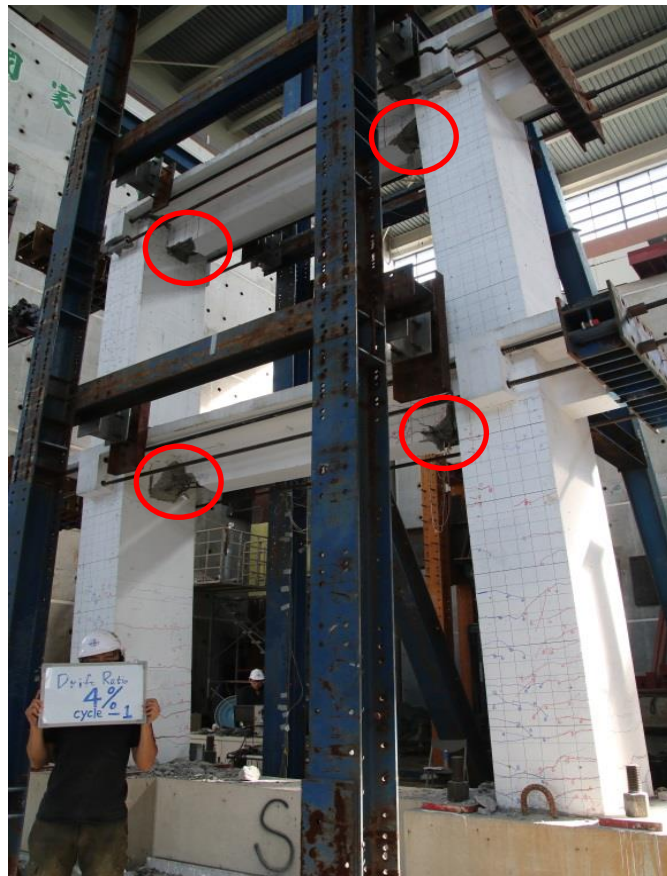


圖 5.48 (擴)柱體上方出現撓曲降伏[5.17]



圖 5.49 擴柱(A4 柱)底端基礎翻轉[5.2]



(a) 擴柱後既有 RC 梁在側向力作用下發生剪力破壞



(b) 層間梁具備較佳之韌性變形能力

圖 5.50 層間梁可作為既有 RC 梁破壞後之保護措施[5.17]

第六章 階段性補強之評估與補強設計

6.1 前言

針對無法進行詳評診斷、完整耐震補強以滿足本手冊第 2.2 節整幢補強合格標準之建築物，可採行階段性補強，依本章方法進行評估與補強設計，本章將分別針對階段性補強 A 與階段性補強 B 之分析方式進行介紹。其中，階段性補強 A 之補強目的主要為降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞風險之補強設計，本章對於階段性補強 A 將分別介紹模型分析法與簡易設計法；階段性補強 B 之目標則為防止崩塌，其分析與設計方法類似整幢補強，僅補強數量簡化，補強後耐震性能較低，無法滿足設計地震應有之性能水準。

本章主要針對階段性補強之評估方法，詳細之計算可參考本手冊第 7.2 及 7.4 節之示範例，工程師可採本節之階段性補強評估方法，搭配第五章所介紹之各補強工法，進行階段性補強設計。

6.2 階段性補強 A 設計-模型分析法

本設計方式採用結構分析模型，並設定本手冊建議的非線性鉸參數，對單層進行側推分析，檢核層剪力強度與勁度，其中層剪力強度之檢核除了可由側推分析進行，亦可以初步評估方法計算。

(1) 建構建築物之分析模型

依據原設計圖與實際場勘情形，建立建築物之分析模型，需考量目標層所有柱構材及評估方向上之構架線內的 RC 結構/非結構牆(開口/無開口)與磚牆(四面圍束/三面圍束)。本階段主要目標是求取層剪力強度、位移與樓層側向勁度，細節如後詳述。

(2) 求取各層極限層剪力強度

求取各目標層之極限層剪力強度時，將模型維持最底層柱底固端(fix)，僅針對欲求取層剪力強度之目標層分別設定非線性鉸，施加之側力分布則由頂層至目標層，目標層以下之樓層於側推分析時不施加側力。舉例來說，當求取最底層的極限層剪力強度時，僅對最底層設定非線性鉸，其餘樓層則不設定非線性鉸，使之維持在彈性(即確保破壞發生在最底層)，進行側推分析，於側推分析時各樓層均施加側向力；當求取第二層的極限層剪力強度時，則僅對第二層設定非線性鉸，其餘各樓層均維持在彈性，確保破壞發生在第二層，施加之側向力分布僅達第二層(即將目標層以下之側力均設為 0)；其餘樓層可以此類推。

於模型建置完成後，可依序求取標準層及其以下各層之最大層剪力及最大層剪力強度階段之層間位移。

(3) 求取彈性勁度

對整棟結構模型中頂樓質心外加一水平側向力(或其附近的節點)，進行彈性分析。即可求得各層相對層間位移量，再將該層間位移量除以樓層剪力，即可求得該層彈性勁度。

(4) 弱層破壞檢核

由第 2.2 節之補強合格標準，可得弱層之樓層剪力強度至少須達到其上一層者之 90%，因此弱層之樓層剪力補強需求 ΔV_w 可以式(6.1)計算：

$$V'_i = V_i + \Delta V_w \geq 0.9V_{i+1}, i = 1 \sim m \quad (6.1)$$

其中， m 為目標層， V'_i 為第 i 層經排除弱層特性後之樓層剪力強度， V_i 為第 i 層原樓層剪力強度， ΔV_w 為弱層之樓層剪力補強需求， V_{i+1} 為第 $i+1$ 層原樓層剪力強度。

(5) 軟層破壞檢核

經弱層補強後，軟層可由該層之樓層側向勁度 K_i 與其上一層之樓層側向勁度 K_{i+1} 之比值進行簡易評估。則由第 2.2 節之補強合格標準，可得軟層之樓層側向勁度至少須達到其上一層者之 70%，因此軟層之樓層剪力補強需求 ΔV_s 可以式(6.2)計算：

$$\frac{\Delta V_s}{\Delta U_i} + K_i \geq 0.7K_{i+1}, i = 1 \sim m \quad (6.2)$$

其中， m 為目標層， K_i 為第 i 層的彈性勁度， K_{i+1} 為第 $i+1$ 層的彈性勁度， ΔU_i 為層間位移， ΔV_s 為軟層之補強需求量。

若建築物具有多層的軟弱層時，因下部軟弱層數較多，若依據前述強度檢核條件，各層剪力強度僅需達其上一層者的 0.9 倍，相當於層剪力強度需求會逐層降為 0.9^n 倍；若每層補強標準僅達前述最低需求，可能補強後仍有最底層之層剪力強度偏低的現象。例如某建築物以第 6 層為標準層，第 5 層為目標層，則目標層以下各樓層補強後強度可能如圖 6.1 中實線所示。然而底層的地震力需求為最高，補強後底層之層剪力強度仍最低，恐仍有底層破壞之虞。

因此，在面對具有多層弱層現象的建築物，工程師可依專業判斷，參考以下程序進行調整。當補強樓層的層剪力強度需求，已經降低到原標準層之層剪力強度的 0.8 倍，則該弱層以下各樓層的層剪力需求不再進行折減，以該弱層補強後之層剪力強度作為其下樓層之層剪力需求之下限值。以 7.4 節為例，假設六樓為標準層，其層剪力強度為 V_{6F} ，則五樓之層剪力強度需求為 $0.9V_{6F}$ ；而四樓之層剪力強度需求又為五樓之層剪力強度的 0.9 倍，即 0.9^2V_{6F} ；此時三樓(含)以下各層的層剪力強度需求無須再折減，即維持為 0.9^2V_{6F} ，如圖 6.1 中虛線所示。

當結構物有軟層現象時，則式(6.2)所得之弱層補強需求 ΔV_w 須再加上軟層之額外補強需求 ΔV_s ，即式(6.3)所示：

$$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s \quad (6.3)$$

(6) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.4)計算求得，若採第五章之補強設計方式，則可以式(6.4)取代式(5.3)進行補強數量估算。。

$$N = \frac{\Delta V_D}{\Delta V_L} \quad (6.4)$$

完成數量計算後，應重複步驟(1)~(6)，確認補強數量足夠。

(7) 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，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

6.3 階段性補強 A 設計-簡易設計法

本節提出一套計算樓層剪力強度之簡易評估方法，可依本方法評估建築物之樓層剪力強度，並進行軟弱層之簡易補強設計，以此作為階段性補強之方法。

根據林煜衡[6.1]之研究，應用臺灣 RC 建築物資料庫[6.2]-[6.4]，對大量豎向構材進行尺寸統計與側力位移曲線分析，進而列舉出各類構材之平均單位面積抗側力強度及於四種不同構材破壞下之強度參與係數，用以簡易評估建築物各樓層之剪力強度。該法可直接參照建築平面圖之豎向構材面積評估各樓層之剪力強度，以此進行降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞風險之補強設計。

6.3.1 豎向構材與樓層剪力強度

本節提供一套樓層剪力強度之簡易評估方法，其概念係將豎向構材之總斷面積視為樓層抗側力強度之主要來源。工程師採計豎向構材之斷面積以計算樓層剪力強度時，應依循自身專業，判斷該豎向構材是否具傳遞力量之有效性，若判斷該構材無法有效傳力，則該構材之斷面積不予計入。

根據林煜衡[6.1]之研究結果，豎向構材種類包括一般柱、長柱、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、四面圍束磚牆以及三面圍束磚牆束磚牆。在一般既有建物中，供住宅用之樓層因隔間牆、隔戶牆眾多，其受側力之行為多以牆之剪力破壞主控，因此檢討樓層剪力強度時應採計非結構牆。

豎向構材之強度會因建築物的總樓層數不同而有所差異，因此須以建築物的總樓層數進行區分。林煜衡[6.1]研究透過建築總樓層數和構材平均尺寸之統計結果，發現低矮型建築之平均柱面積約為 1586 cm^2 ，與六層樓建築之平均柱面積 2626 cm^2 有所差距，但與五層樓建築之平均柱面積 1924 cm^2 較為接近。且依據建築技術規則[6.5]之規定，六層樓以上之建築物應設置升降機(電梯)，而電梯間之連續 RC 牆體可使建築物有較佳之耐震能力，

因此將低矮型建築之強度參數設定為適用五層樓以下之建築物；而中高型建築之平均柱面積約為 5851 cm^2 ，介於十層樓建築(平均柱面積為 4639 cm^2)與十一層樓建築(平均柱面積為 6532 cm^2)之間，因此將中高型建築之強度參數設定為適用十層樓以上之建築物。低矮型建築及中高層建築之各類豎向構材之平均單位面積抗側力強度如表 6.1 所示，總樓層數介於五到十樓間之建築物，其各構材平均單位面積側力強度則採線性內插求得，如圖 6.2。

上述之豎向構材平均單位面積抗側力強度可用於計算該類構材所擁有之極限側向強度，但由於各類構材之側力位移曲線不盡相同，故在同一側向變形下，各構材之極限強度不會同時發生。為考量在樓層破壞發生時，各構材具有不同之強度參與程度，因此在計算各類構材提供之樓層剪力強度時，需各自乘上適當的強度參與係數進行折減，才不致高估樓層剪力強度。而強度參與係數亦有樓層數之適用範圍，結果彙整於表 6.2。

綜上可之，樓層剪力強度之基本計算公式，可由該層樓豎向構材之斷面積乘上各構材之平均單位面積抗側力強度和強度參與係數，最後再將所有構材之強度疊加組合而成，如下所示：

$$V_i = \alpha_{rcw} \tau_{rcw} \sum A_{rcwi} + \alpha_{bw} \tau_{bw} \sum A_{bwi} + \alpha_c \tau_c \sum A_{ci} + \alpha_{lc} \tau_{lc} \sum A_{lci} \quad (6.5)$$

其中， V_i 為第 i 層樓之層剪力強度； α_{rcw} 、 α_{bw} 、 α_c 以及 α_{lc} 分別為 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱之強度參與係數，依據四種不同破壞模式由表 6.2 之值代入； τ_{rcw} 、 τ_{bw} 、 τ_c 以及 τ_{lc} 分別為 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱之平均單位面積抗側力強度，以表 6.1 之值代入；其中， $\sum A_{rcwi}$ 、 $\sum A_{bwi}$ 、 $\sum A_{ci}$ 以及 $\sum A_{lci}$ 分別為第 i 層樓之 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱的總斷面積，柱須依其在評估方向上之高深比以判斷為一般柱或長柱。柱之高深比於評估方向上低於 8 者為一般柱；柱之高深比於評估方向上在 8 以上者為長柱。

此外，為了簡化計算的複雜度，因此式(6.5)定義之第 i 層樓 RC 牆面積 $\sum A_{rcwi}$ 與磚牆面積 $\sum A_{bwi}$ ，須分別由開口/無開口 RC 牆及三/四面圍束磚牆利用等值轉換並加總後之等效面積進行計算，且僅採計位於梁柱構架線內者為有效面積，不在構架線內者不予計入。利用表 6.1 中各類牆構材平均單位面積抗側力強度之比值，發現開口 RC 牆約為無開口 RC 牆的 0.8 倍，而

三面圍束磚牆約為四面圍束磚牆的 0.67 倍，因此 RC 牆與磚牆之總牆量計算分別如式(6.6)及式(6.7)所示：

$$\sum A_{rcwi} = \sum A_{rcw4i} + 0.8 \sum A_{rcw3i} \quad (6.6)$$

其中， $\sum A_{rcw4i}$ 以及 $\sum A_{rcw3i}$ 分別為第 i 層樓之無開口 RC 牆、開口 RC 牆之總斷面積。本章所述之無開口 RC 牆，係指位於構架線內、上下有梁、左右有柱，且牆內無開門或開窗之 RC 牆；開口 RC 牆則由單側緊貼柱之翼牆，以及位於兩側開門或開窗中間之牆段所組成，即總斷面積扣除開口部分即可，若 RC 牆僅上下有梁但位於構架線內者亦可採計為開口 RC 牆。

$$\sum A_{bwi} = \sum A_{bw4i} + 0.67 \sum A_{bw3i} \quad (6.7)$$

其中， $\sum A_{bw4i}$ 以及 $\sum A_{bw3i}$ 分別為第 i 層樓之四面圍束磚牆以及三面圍束磚牆的總斷面積。本章所述之四面圍束磚牆，係指位於構架線內、上下有梁、左右有柱，且牆內無開門或開窗之磚牆；三面圍束磚牆僅採計單側緊貼柱之翼牆，位於兩側開門或開口中間之牆段則不計入。

綜合上述，將構材平均單位面積抗側力強度與強度參與係數代入式(6.5)後，樓層剪力強度之評估如下所示：

1. 五層樓以下之建築物

● RC 牆破壞時

$$V_i = 22 \sum A_{rcwi} + 0.90 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 0.75 \times 9 \sum A_{ci} + 0.55 \times 5 \sum A_{lci} \quad (6.8)$$

● 磚牆破壞時

$$V_i = 0.95 \times 22 \sum A_{rcwi} + 5.5 \sum A_{bwi} + 0.80 \times 9 \sum A_{ci} + 0.65 \times 5 \sum A_{lci} \quad (6.9)$$

● 一般柱破壞時

$$V_i = 0.85 \times 22 \sum A_{rcwi} + 0.80 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 9 \sum A_{ci} + 0.80 \times 5 \sum A_{lci} \quad (6.10)$$

● 長柱破壞時

$$V_i = 0.70 \times 22 \sum A_{rcwi} + 0.55 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 9 \sum A_{ci} + 5 \sum A_{lci} \quad (6.11)$$

2. 十層樓以上之建築物

● RC 牆破壞時

$$V_i = 30 \sum A_{rcwi} + 0.90 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 0.90 \times 20 \sum A_{ci} + 0.70 \times 10 \sum A_{lci} \quad (6.12)$$

● 磚牆破壞時

$$V_i = 0.85 \times 30 \sum A_{rcwi} + 5.5 \sum A_{bwi} + 0.95 \times 20 \sum A_{ci} + 0.75 \times 10 \sum A_{lci} \quad (6.13)$$

● 一般柱破壞時

$$V_i = 0.65 \times 30 \sum A_{rcwi} + 0.95 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 20 \sum A_{ci} + 0.85 \times 10 \sum A_{lci} \quad (6.14)$$

● 長柱破壞時

$$V_i = 0.15 \times 30 \sum A_{rcwi} + 0.75 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 0.80 \times 20 \sum A_{ci} + 10 \sum A_{lci} \quad (6.15)$$

當建築物總樓層數介於五到十層樓之間，各構材之平均單位面積抗側力強度和強度參與係數，皆須以總樓層數線性內插求得。考量樓層承受側向變形時，各類豎向構材將依序發生破壞，樓層於不同構材破壞下，均有其對應之剪力強度，因此計算時，取四種破壞模式下之強度值最大者為該樓層之剪力強度。樓層中若無 RC 牆，則不計算式(6.8)或式(6.12)；若無磚牆，則不計算式(6.9)或式(6.13)；若無一般柱，則不計算式(6.10)或式(6.14)；若無長柱，則不計算式(6.11)或式(6.15)。

6.3.2 降低軟弱層集中式破壞風險之簡易設計

建築物中存在軟弱層，代表樓層之勁度與強度具有明顯之不連續性，因此在地震作用之下，變形容易集中產生於軟弱層而使該樓層提早進入非線性階段，情形嚴重者將使結構物趨於不穩定而倒塌，因此有必要對軟弱層進行補強以降低此一不利因子之影響。本設計方法利用建築平面圖，計算柱牆量面積取得樓層剪力強度與剪力勁度，對目標層以下各樓層進行層剪力強度與勁度之檢核。

(1) 既有建築弱層檢核

階段性補強 A 之目標為消除軟弱層，弱層之檢核由該建築物弱層之樓層剪力強度 V_i 與其上一層之樓層剪力強度 V_{i+1} 之差值 ΔV 作為判斷依據。其中該弱層之樓層剪力強度 V_i ，以柱、牆的抗側力強度估計，可依前述式(6.5)計算。

同理其上一層的樓層剪力強度，即為第 $i+1$ 層的樓層剪力強度 V_{i+1} 也可依式(6.5)計算。由第 2.2 節之補強合格標準，可得弱層之樓層剪力強度至少須達到其上一層者之 90%，因此弱層之樓層剪力補強需求 ΔV_w 可以由式(6.16)計算：

$$V'_i = V_i + \Delta V_w \geq 0.9V_{i+1}, i=1 \sim m \quad (6.16)$$

其中， m 為目標層， V'_i 為第 i 層經排除弱層特性後之樓層剪力強度。

(2) 既有建築軟層檢核

假設弱層經補強後，側向行為已可由剪力主控，則軟層可由該層之樓層剪力勁度 K_i 與其上一層之樓層剪力勁度 K_{i+1} 之比值進行檢討。參考林煜衡 [6.1] 之建議，假設樓層剪力勁度與樓層剪力強度成一次方正比並與樓層高度成一次方反比，同時依照第 2.2 節之補強合格標準，並考量非建立結構模型來求取樓層剪力勁度，因此將勁度檢核標準提升 10%，可得軟層之樓層剪力勁度至少須達到其上一層者之 80%，因此軟層之樓層剪力補強需求 ΔV_s 可以式(6.17)計算：

$$\frac{K_i}{K_{i+1}} = \frac{(V'_i + \Delta V_s) / H_i}{V_{i+1} / H_{i+1}} \geq 0.8, i=1 \sim m \quad (6.17)$$

其中， m 為目標層、 H_i 為第 i 層的樓層高度、 H_{i+1} 為第 $i+1$ 層的樓層高度、 ΔV_s 為軟層之補強需求。

當結構物有軟層現象時，則式(6.16)所得之弱層補強需求 ΔV_w 須再加上軟層之額外補強需求 ΔV_s ，即得總補強需求 ΔV_D ，如式(6.18)所示：

$$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s \quad (6.18)$$

若建築物具有多層的軟弱層時，因下部軟弱層數較多，若依據前述強度檢核條件，各層剪力強度僅需達其上一層者的 0.9 倍，相當於層剪力強度需求會逐層降為 0.9^n 倍；若每層補強標準僅達前述最低需求，可能補強後仍有最底層之層剪力強度偏低的現象，如圖 6.1 中實線所示。然而底層的地震力需求為最高，補強後底層之層剪力強度仍最低，恐仍有底層破壞之虞。

因此，本手冊建議，在面對具有多層弱層現象的建築物，工程師可依專業判斷，參考以下程序進行調整。當補強樓層的層剪力強度需求，已經降低到原標準層之層剪力強度的 0.8 倍，則該弱層以下各樓層的層剪力需求不再

進行折減，即直接以其上一層之剪力強度為補強標準需求。以第 7.4 節為例，假設該結構物之六樓為標準層，其層剪力強度為 V_{6F} ，則五樓之層剪力強度需求為 $0.9V_{6F}$ ；而四樓之層剪力強度需求又為五樓之層剪力強度的 0.9 倍，即 0.9^2V_{6F} ；此時三樓(含)以下各層的層剪力強度需求無須再折減，即維持為 0.9^2V_{6F} ，如圖 6.1 中虛線所示。

(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 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.19)計算求得，若採第五章之補強設計方式，則可以式(6.19)取代式(5.3)進行補強數量估算。

$$N = \frac{\Delta V_D}{\Delta V_L} \quad (6.19)$$

完成數量計算後，應重複步驟(1)~(3)，確認補強數量足夠。

(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，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

6.4 階段性補強 B 設計

若建築物因工程技術以外之因素而無法進行完整耐震補強，亦不存在軟弱層現象時，本手冊建議採用階段性補強 B，目標為防止建築物倒塌，其初步設計流程類似完整整棟補強，僅補強數量簡化、補強後之耐震性能較低，無法完全滿足設計地震應有的性能水準。

(1) 既有建築耐震能力評估

既有建築得依本手冊第三章進行耐震能力評估，可求得該建築物之耐震容量曲線，並依 2.2 節性能水準選取階段性補強 B 目標地表加速度 A_p 。

(2) 工址 475 年回歸期之設計地震地表加速度及基底剪力需求

由建築物場址可以依耐震設計規範求得工址 475 年回歸期之設計地震地表加速度 A_T ，如式(6.20)所示，

$$A_T = 0.4S_{DS} \quad (6.20)$$

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需求 V^* 可由式(6.21)表示，

$$V^* = \frac{A_T}{A_p} V \quad (6.21)$$

(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 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.22)計算求得，若採第五章之補強設計方式，則可以式(6.22)取代式(5.3)進行補強數量估算。

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} \quad (6.22)$$

(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，原則上應符合傳力機制之有效性、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，應依本手冊第三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 2.2 節階段性補強 B 之性能水準，即補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，其耐震性能地表加速度(A_p^* 值)須大於補強前的耐震性能地表加速度(A_{p0} 值)，且不得低於 0.8 倍的設計目標地表加速度(A_T 值)，即式(6.23)；若側推分析之結果未滿足符合 2.2 節階段性補強 B 之性能水準，則應重複本節步驟(1)~(5)。

$$A_p^* \geq A_{p0} \text{ 且 } CDR = A_p^* / A_T \geq 0.8 \quad (6.23)$$

(6) 軟弱層破壞檢核

完成補強後耐震能力評估，仍應對建築物進行軟弱層之檢核，確認補強後之建築物已無軟弱層的問題，方完成階段性補強。軟弱層檢核之方式可參考本手冊 2.2 節建議之基準一或基準二；或以 6.2 節建議之模型分析法進行軟弱層檢核。完成階段性補強 B 之設計後，若該建物仍有軟弱層的現象，則須針對軟弱層再額外進行補強，以符合階段性補強之目標。

參考文獻

- [6.1] 林煜衡，「鋼筋混凝土結構物排除軟弱層之簡易設計方法」，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北，2018 年。
- [6.2] 國家地震工程研究中心，普渡大學，「20160206 美濃地震震損建物資料庫」，NCREE，2018。網址：<https://www.ncree.org/recce/20160206/>。
- [6.3] 邱聰智，翁樸文，沈文成，何郁嫻，黃世建，鍾立來，「2016 美濃地震台南市震損建物資料庫」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-18-004，台北，2018。
- [6.4] 邱聰智，何郁嫻，翁樸文，沈文成，「20180206 花蓮地震震損建物資料庫」，NCREE，2018。網址：<https://www.ncree.org/recce/20180206/>。
- [6.5] 內政部營建署，「建築技術規則」，內政部，台北，2013 年。
- [6.6] 邱聰智，何郁嫻，張毓文，鍾立來，黃世建，「0206 美濃及花蓮地震震損建物資料庫之分析與應用」，中國土木水利工程學刊，第 31 卷，第五期，第 473-487 頁，2019 年。

表 6.1 豎向構材之平均單位面積抗側力強度[6.1]

單位面積抗側力強度 (kgf/cm ²)		五層樓以下 之建築物	十層樓以上 之建築物
柱	一般柱	9	20
	長柱	5	10
RC 牆	無開口	22	30
	開口	18	25
磚牆	四面圍束	5.5	5.5
	三面圍束	3.8	3.6

註：若建築物之總樓層數介於五到十層樓之間，
以線性內插求得

表 6.2 豎向構材之強度參與係數[6.1]

強度參與係數		RC 牆 α_{rcw}	磚牆 α_{bw}	一般柱 α_c	長柱 α_{lc}
五層樓 以下之建 築物	RC 牆破壞	1.00	0.90	0.75	0.55
	磚牆破壞	0.95	1.00	0.80	0.65
	一般柱破壞	0.85	0.80	1.00	0.80
	長柱破壞	0.70	0.55	1.00	1.00
十層樓 以上之建 築物	RC 牆破壞	1.00	0.90	0.90	0.70
	磚牆破壞	0.85	1.00	0.95	0.75
	一般柱破壞	0.65	0.95	1.00	0.85
	長柱破壞	0.15	0.75	0.80	1.00

註：若建築物之總樓層數介於五到十層樓之間，以線性內插求得

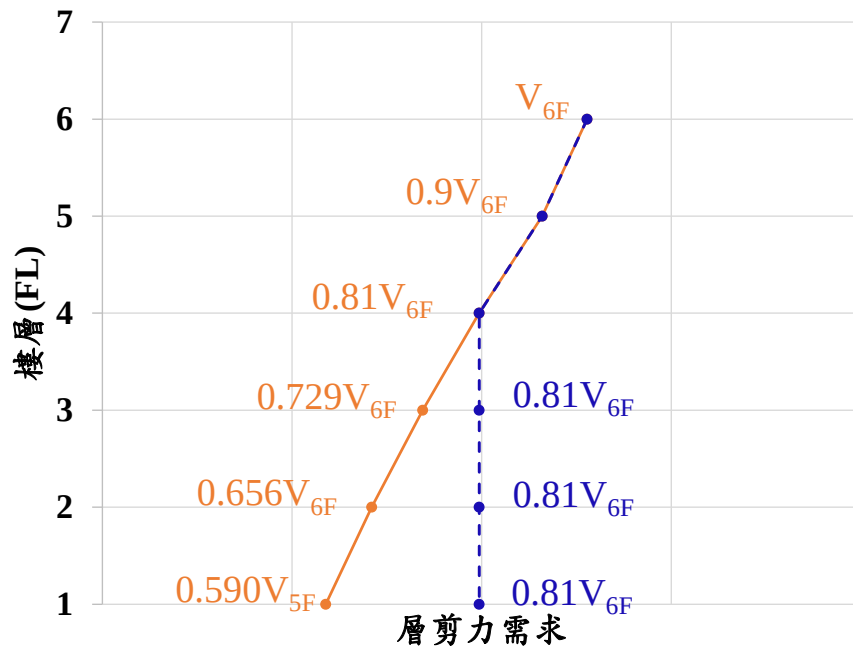


圖 6.1 各層層剪力需求圖

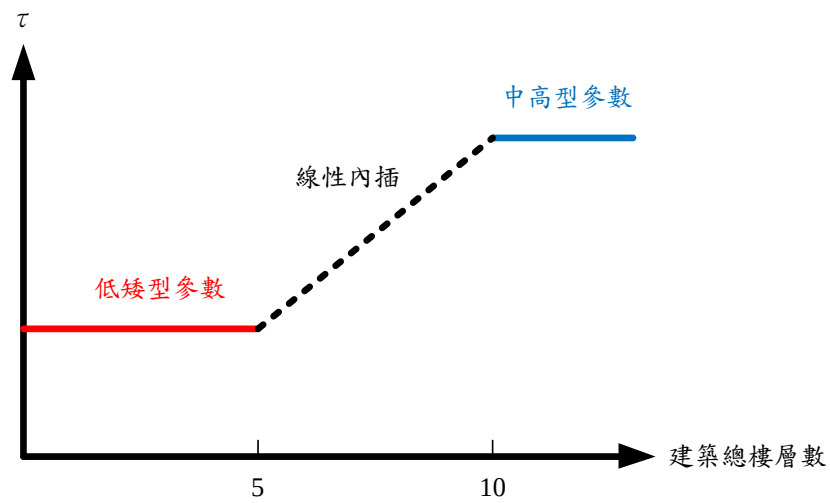


圖 6.2 構材強度參數之應用範圍

第七章 結構耐震評估及補強設計示範例

7.1 前言

我國危險老舊建築數量龐大，當中包含低矮樓層及中高樓層建築物，若建築物經詳細評估，其結果需進行耐震補強，則應整幢結構物進行完整補強，方可滿足第 2.2 節補強合格標準。惟就現實層面而言，可能有諸多工程技術以外之因素，使該建築物無法進行整幢之完整補強，則在克服該因素前，可先採行階段性補強，透過階段性補強降低在地震下因弱層集中式破壞而崩塌的風險，先行快速保障使用者之生命財產安全。

對於耐震能力不足之建築物進行結構耐震補強，保障生命財產安全是本手冊之主要目標，部分建築較無其它工程技術無法克服的問題，可直接整幢建物進行耐震補強，達本手冊 2.2 節規定之合格標準；但部分危險老舊建築屬私領域，產權擁有者為數眾多，使得建築物耐震補強施工衝擊性高，難以直接進行，此時可採用階段性補強。本手冊前述章節分別介紹各種建築物補強方法，及階段性補強之設計方法，前述補強工法可單獨使用，亦可數種工法合併使用。為使工程師進一步了解本手冊介紹之詳細評估及補強設計之操作方法，特於本章以示範例進行說明。

本章將依序以示範例進行詳細評估、整幢建築物完整補強設計及針對中高樓層建物採階段性補強設計；以下各節將以一棟四層樓低矮樓層結構物、一棟十層樓中高樓層結構物及一棟十二層樓中高樓層結構物進行說明，其中四層樓案例為耐震能力不足之低矮樓層案例，將依序對該案例進行詳細評估、階段性補強及完整補強設計；十層樓案例為一中高樓層建物，該案例參考[7.1]整體結構示範例進行配置，因其為新建之建物，預期耐震能力應該足夠，本章將對該建物進行耐震詳細評估；十二層樓之案例為一老舊中高樓層建物，本章將對該建物進行耐震詳細評估，並對該建物進行完整補強，同時，將藉由該案例示範階段性補強 A-簡易設計法之操作。

本章案例中之補強工法僅採用本手冊提供之部分工法，工程師設計時應依現況選用較適合之工法，本手冊亦未排除手冊建議以外之工法，惟採用

手冊建議以外之工法時，工程師應對該工法有深入之了解，有完整之學理依據，可充分掌握該工法之行為。

7.2 案例 A：四層樓公寓示範例

7.2.1 建物基本資料

以一棟位於台北市之地上四層之公寓為例，對其進行耐震能力之詳細評估及補強設計，該案例為臺灣都會區常見之雙併公寓建築，其建築平面圖、結構平面圖、立面圖、構件尺寸詳見圖 7.1~圖 7.11 所示，建築物基本資料蒐集如下表：

案例編號	案例 A
建築物種類	4 層樓公寓
興建年代	民國 63 年
分期興建	無
構造型式	鋼筋混凝土造
結構系統	RC 梁柱構架，磚牆隔間及外牆
平面尺寸	長 23.15 m，寬 13.05 m
建築規模	地上 4 層、地下 0 層
總樓高(m)	12.7
各層樓高(m)	3.7 (1F)、3 (2~4F)
梁尺寸(cm)	25×45
柱尺寸(cm)	1F&2F：40×40、25×45、45×25 3F&4F：35×35、25×40、40×25
樓版厚度(cm)	12
現況用途	住宅
總樓地板(m ²)	約 889.4 (2FL~RFL)

室內使用空間以 12 cm 磚牆作為隔間牆，外牆、兩戶間之隔戶牆及樓梯間之梯間牆則為 24 cm 磚牆，外牆因採光通風等需求，安裝窗戶或陽台門形成開孔磚牆。依圖說判斷興建年代約為民國 63 年。

本案例為非公眾使用之私有建築物，位於臺北市大安區龍淵里，依現行之建築物耐震設計規範及解說[7.2]規定，其震區為臺北盆地微分區之臺北二區，工址短週期設計水平譜加速度係數為 $S_{DS} = 0.6$ ，故其耐震能力合格標準為 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.6 = 0.24g$ 。

7.2.2 建築物耐震能力詳細評估

本節說明如何利用結構分析套裝軟體進行側推分析，此處僅以工程界較常使用之分析軟體 ETABS 予以說明，使用者仍可使用其他軟體，例如 SAP2000 或 MIDAS 等進行側推分析。

由圖 7.2 之建築平面圖，建物平行街道方向尺寸為 23.15 m，垂直街道方向尺寸為 13.05 m。平行街道方向有 A 至 G 共七個構架，垂直街道方向則有 1 至 9 共九個構架。由圖 7.4~圖 7.7 之立面圖可知，除了一樓高度為 3.7 m，其他樓層高度皆為 3.0 m。建立完成的結構 3D 模型示意如圖 7.12 所示。

結構平面圖如圖 7.9 所示，柱、梁、版斷面圖如圖 7.10 及圖 7.11 所示，每層之柱形式分為 C1~C6 六種，一樓及二樓之柱斷面尺寸有 40 cm×40 cm 及 25 cm×45 cm，三樓及四樓之柱斷面尺寸有 35 cm×35 cm 及 25 cm×40 cm；梁斷面尺寸為 25 cm×45 cm；各樓層之樓版厚度均為 12 cm。

由於本案例為示範案例，無法進行材料取樣試驗，因此評估用材料參數均為假設值。假設混凝土抗壓強度 $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$ ，主筋及箍筋之降伏強度均採 $f_y = f_{yh} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，磚之抗壓強度 $f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ，砂漿抗壓強度 $f_{mc} = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 。

由圖 7.1 和圖 7.2 之建築平面圖可看見，建築物內有多道磚牆，及模型上沒有建立的陽台、樓梯、懸臂梁等，故將以上構件之載重平均攤至各樓層之樓版材料單位重內。此外，估算各樓層之重量時，建築物之活載重須依建築技術規則[7.3]之規定，如作為住宅用途，設計活載重不得小於 200 kgf/m^2 ；

屋頂露臺之活載重得較室內載重減少 50 kgf/m^2 ，惟現今住戶皆會在頂樓進行其他活動，故此處仍以 200 kgf/m^2 計算。進行側推分析時，建議垂直載重應採用設計靜載重加上二分之一設計活載重，亦需考慮鋪面層之重量，而本案例採用之垂直載重如表 7.1，結構分析樓層重如表 7.2 所示。

由於案例之結構平面不對稱，需分別針對正負方向進行側推分析，再依正負方向之評估結果判定分析案例之耐震容量。依據建築平面圖、立面圖、結構平面圖與配筋圖等結構圖說建立 ETABS 分析模型，並依據前述章節之內容設定柱、梁及磚牆斜撐非線性鉸，再進行側推分析。其中，四面圍束磚牆、磚翼牆及窗台之台度磚牆，都採值斜撐模擬。另因近施力側的磚翼牆在雙曲率變形下，仍可產生對角壓桿，如圖 7.13 所示。因此結構模型中，針對近施力側的磚翼牆，亦採用等值斜撐模擬。

經由 ETABS 側推分析後，得正 X 向側推分析最大基底剪力約為 279.995 tf，此時之屋頂位移為 9.91 cm，其容量曲線如圖 7.14 所示，其側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.15~圖 7.21。因程式於此階段同時產生之線性鉸過多導致分析無法收斂，且此時側推曲線並無強度下降段，故需判斷分析結果是否已達足夠強度發展，觀察構架之非線性鉸發展可知 1F 已有磚牆斜撐達到破壞點(D 點)如圖 7.16 與圖 7.21，在移除這些磚牆斜撐後，重新進行側推分析後，側力強度下降且位移無明顯增加，判斷此時已達正 X 方向最大基底剪力。

依據本手冊表 2.2 之準則應取 $0.85 \text{ 倍 } V_{\max}^+$ 作為性能點，以側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終正 X 向的容量曲線(如圖 7.14 所示)，此時正 X 向所得基底剪力 $0.85 V_{\max}^+$ 約為 237.995 tf，耐震容量 A_p 為 0.160g(如圖 7.14 所示)。因性能點($0.85 V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(如圖 7.15~圖 7.21)與層間變位。

以相同方式對負 X 向進行側推分析，其容量曲線如圖 7.22 所示，側推之最終點非線性鉸發展如圖 7.23~圖 7.29，因 1F 已有磚牆斜撐達到破壞點(E 點)，故拆除磚牆斜撐後，重新進行側推分析，側力強度下降且位移無明

顯增加，故判斷已達最大基底剪力，得到其最大基底剪力強度約為 258.187 tf，對應之屋頂位移為 9.43 cm。

由側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終負 X 向的容量曲線如圖 7.22 所示，此時負 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 219.459 tf，耐震容量 A_p 為 0.153g(如圖 7.22 所示)。因性能點($0.85V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步驟觀察性能點構件非線性鉸發展(如圖 7.23~圖 7.29)與層間變位。

以相同方式對正 Y 向進行側推分析，其容量曲線如圖 7.30 所示，側推之最終點非線性鉸發展如圖 7.31~圖 7.39，因 2F 已有磚牆斜撐達到破壞點(D、E 點)，如圖 7.31 與圖 7.39，故拆除磚牆斜撐後，重新進行側推分析，側力強度下降且位移無明顯增加，故判斷已達最大基底剪力，得到其最大基底剪力約為 393.286 tff，此時之屋頂位移為 8.06cm。

由側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終正 Y 向的容量曲線(如圖 7.30 所示)，此時正 Y 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 334.292 tf，耐震容量 A_p 為 0.220 g(如圖 7.30 所示)。因性能點($0.85V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(如圖 7.31~圖 7.39)與層間變位。

同理，負 Y 向完成側推分析後，其容量曲線如圖 7.40 所示，非線性鉸發展如圖 7.41~圖 7.49，觀察非線性鉸發展，已有部分磚牆斜撐超過強度點(B 點)進入下降段，故拆除這些磚牆斜撐後，重新進行側推分析，反覆操作至拆除桿件其側力強度下降且位移無明顯增加，判斷已達負 Y 向最大基底剪力，得其最大基底剪力約為 369.962 tf，對應之屋頂位移為 6.06 cm，其最終點非線性鉸發展如圖 7.50~圖 7.58。

由側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終負 Y 向的容量曲線(如圖 7.40 所示)，此時負 Y 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 314.468 tf，耐震容量 A_p 為 0.205 g(如圖 7.40 所示)。因性能點($0.85V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推

結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(如圖 7.50~圖 7.58)與層間變位。

此案例之耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.6 = 0.24g$ ，詳細評估之相關數據整理於表 7.3，可知正負 X、Y 四個方向之耐震能力皆不足，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)，以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均小於 1，表示需予以補強。

7.2.3 階段性補強 B 設計-電梯核心牆補強

依據手冊第二章，參照擬修正之建築物耐震設計規範及解說 8.3 節耐震能力及補強基準，若建築物因工程技術以外之因素而無法進行完整耐震補強時，可先採取降低發生軟弱層集中式破壞風險(階段性補強 A)或避免震時崩塌(階段性補強 B)之補強方式辦理，作為階段性補強措施。因本棟建物經評估後無顯著軟弱層現象，故採避免震時崩塌(階段性補強 B)之補強方式。本節將採階段性補強 B 進行耐震階段性補強，並依序對結構進行詳細評估及排除軟弱層之檢核。

1. 補強配置

本補強案例預計將既有樓梯及其周圍的磚牆打除後，置換為 25 cm 厚之 RC 牆，再於此 RC 核心牆內增設小型電梯。目前國內主要生產升降機的廠牌有 A 廠、B 廠及 C 廠等，圖 7.59 列出各家廠牌的小型電梯規格，原則上只要升降道尺寸在 $2150 \times 1750 \text{ mm}^2$ 空間以內，即可使用在本案。

本案例挑選 A 廠牌電梯廂，預留升降道空間後，剩餘空間為樓梯及轉層平台，為符合標準樓梯斜率，必須將樓梯外推到基地建築線，新建樓梯採用鋼梯，因此建築平面圖如圖 7.60 所示。圖 7.61 顯示新建樓梯剖立面圖，一樓自大門起採用約 1/10 斜坡，爬升到高程 40 cm 處即達進出電梯的平台。鋼造梯階為高 20 cm 深 30 cm，自一樓平台爬升 8 階後可達轉層平台，再爬升 8 階後，即可達二層進出平台。圖 7.62 顯示本補強案例增設電梯後，必須將樓梯外推 100 cm，但仍在基地建築線範圍內。

圖 7.60 為 RC 牆及開口 RC 牆補強位置，將既有樓梯間的磚牆全部置換成 RC 牆。沿街道方向(X 向)位在 D 構架的柱線 3 至線 5 之跨間，自底層至頂層配置一面厚度 25 cm 的無開口 RC 牆，名為 SWX，此面 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 7.63 所示；於構架 5 柱線 A 至柱線 D 之跨間，自底層至頂層配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，其中一層為無開口牆，二層至四層則為開口 RC 牆，做為右側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY1，尺寸及配筋細節如圖 7.64 所示；另在構架 3 的柱線 B 至柱線 D 之跨間，也配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，一層為無開口牆，二層至四層則為開口 RC 牆，做為左側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY2，尺寸及配筋細節如圖 7.65 所示(圖 7.64 及圖 7.65 為開口 RC 牆斷面，一層之無開口牆配筋型式相同，惟無開口及開口處邊界構材)，補強之混凝土設計抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，牆筋及錨定筋之降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

2. 詳細評估

將 RC 牆採用等值寬柱進行模擬，X 向分析模型如圖 7.66，透過 ETABS 完成補強後正 X 向側推分析後，得到其最大基底剪力約為 353.636 tf，此時之屋頂位移為 14.48 cm，其容量曲線如圖 7.67 所示，側推分析最終點非線性鉸發展如圖 7.68~圖 7.74，由非線性鉸發展可知已有磚牆斜撐達到破壞點(D 點)，在拆除磚牆斜撐後，重新進行側推分析，側力強度下降且位移無明顯增加，故判斷此時已達最大基底剪力。

由側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終正 X 向之容量曲線如圖 7.67 所示，此時已有磚牆斜撐已達 E 點破壞點，最大層間變位角僅為 1.34%，此時正 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 300.591 tf，耐震容量 A_p 為 0.242g，耐震容量需求比(CDR)為 1.008，符合本手冊階段性補強 B 性能水準，且無任一垂直承載構件完全喪失側向強度，補強前後之容量曲線與耐震性能曲線比較可見圖 7.75 及圖 7.76。

同理，進行負 X 向側推分析後，得到其最大基底剪力約為 337.764 tf，此時之屋頂位移為 9.78 cm，容量曲線如圖 7.77 所示，其側推分析最終點之

非線性鉸發展如圖 7.78~圖 7.84，此時已有諸多磚牆斜撐達強度點(B 點)，在拆除磚牆斜撐後，重新進行側推分析，側力強度下降且位移無明顯增加，判斷此時已達最大基底剪力。

由側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終負 X 向的容量曲線如圖 7.77 所示，此時負 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 287.100 tf，耐震容量 A_p 為 0.218g，此時已有磚牆斜撐達至 C 點，而最大層間變位角僅為 0.89%，補強後耐震容量需求比(CDR)為 0.908，符合本手冊階段性補強 B 性能水準，且無任一垂直承載構件完全喪失側向強度，補強前後之容量曲線與耐震性能曲線比較如圖 7.85 及圖 7.86。

由於 Y 方向於補強前之詳細評估，其耐震容量需求比(CDR)值即滿足階段性補強 B 之性能目標($A_p \geq 0.8A_r$)，且本補強方案於梯間亦設置 SWY1 及 SWY2 二道 RC 牆，故可預期 Y 向耐震能力應有所提升。此處僅以 X 向進行示範，不再進行 Y 方向建模分析進行案例解說，採電梯核心牆進行階段性補強之詳細評估相關數據整理於表 7.4，可知 X 向於補強後的耐震能力可達到本手冊階段性補強 B 之性能目標。

3. 排除軟弱層之檢核

依據 2.2 節，階段性補強 B 除須達 0.8 倍之設計目標地表加速度外，仍須滿足擬修正之建築物耐震設計規範及解說 8.5 節對於排除弱層之規定，方可確保於地震時能降低軟弱層集中式破壞之風險。本節將以負 X 向作為範例，採前一小節所建置之模型進行軟弱層檢核，同時示範模型分析法之操作。

(1) 定義標準層

依據第六章 6.2 節，取得建築物資料、平面圖與立面圖後，須先定義建築物之標準樓層，作為其下一層補強設計之目標，再依序往下樓層進行設計，通常以其上樓層之樓高不再縮小、柱牆量也不再抬高之樓層作為標準層，由建築圖(圖 7.1、圖 7.2)可知，案例 2~4 層之配置相同，且樓高亦相同，建物之一樓則有進行挑高，故設定 2 樓為標準層，1 樓為目標層。

(2) 求取各層極限層剪力、層間位移

本案例以負 X 方向為例，由下往上依序求取各樓層之極限層剪力，因此需以結構分析軟體分別對各樓層進行側推分析，輸出數據樓層剪力強度及變為等相關數據。於側推分析時，除目標層外，其他各層均不設定非線性鉸，如圖 7.87 所示。進行側推分析後輸出 Show Table→Analysis→Results→Structure Results→Story Forces (step by step 形式)如圖 7.88 所示(此處以 ETABS 為例)，再由 Story 處選取目標層，由輸出之表格內得目標層最大極限層剪力值，如圖 7.89 所示。

依序將 1FL~標準層之各層重覆前述步驟進行，並將欲求層剪力之樓層其下各層之模態側推力設定為 0，其側向力及非線性鉸之設定如圖 7.90 與圖 7.91 所示。

(3) 求取各層彈性勁度

為求取各層彈性勁度，可以對整棟結構模型中頂樓質心，加載 100 tf 的水平側向力(圖 7.92)，進行彈性靜力分析，求得各層相對層間位移量，再將該樓層剪力除以層間位移量，即可求得該層水平彈性勁度。

(4) 目標層之軟弱層檢核

利用模型分析取得之層剪力與彈性勁度，進行軟弱層破壞檢核，首先將標準層(n 層)其下一層視為目標層(n-1 層)，並以目標層其上一層為目標，進行軟弱層之檢核。進行強度與勁度之檢核，由高樓層向低樓層逐步進行檢核，惟須注意目標層之剪力強度下限不得低於標準層之 0.8 倍以下(若目標層剪力強度下限低於標準層(n 層)的 0.8 倍，則以其上一層之層剪力強度定為剪力強度下限，詳見第六章)。

由於本案例之標準層為 2 樓，故僅需針對 1 樓進行軟弱層檢核，其軟弱層檢核結果如表 7.5。由表 7.5 可知，於補強後一樓之極限層剪力強度大於二樓極限層剪力強度之 90%，且一樓之側向彈性勁度大於二樓的 70%以上，故一樓相對於二樓無顯著軟弱層現象。

本案例之負 X 向滿足階段性補強 B 之補強基準，其補強後之性能水準達設計目標地表加速度之 80%以上，且補強後並無顯著軟弱層現象，故滿足階段性補強 B 方案的性能水準。

7.2.4 完整補強設計

由表 7.4 可知，階段性補強後，以負 X 方向耐震能力主控，因此本節僅以負 X 方向進行完整補強做為案例解說，實務上工程師仍應檢討四個方向的耐震能力。本補強方案為除了原來在樓梯間的 RC 牆補強(SWX)外，額外於建築物四角落進行擴柱補強，即一樓至四樓的四角落原有柱，四面各增加 15 公分，使原本 1F~2F 柱斷面為 25cm×45cm、3F~4F 柱斷面為 25cm×40cm 增為 55cm×75cm、55cm×70cm，擴柱之斷面如圖 7.93 所示，補強材料採用混凝土抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，主筋之降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋之降伏強度 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。

進行擴柱補強後之側推分析時，須注意原建物增設擴柱位置是否需拆除或保留原磚牆斜撐，擴柱補強之完整補強之模型平面圖、3D 模型如圖 7.94、圖 7.95 所示。

本節採原階段性補強 B 設計之模型，再進行擴柱補強，經負 X 向側推分析，得到其最大基底剪力約為 392.608 tf，此時之屋頂位移為 16.82 cm，容量曲線如圖 7.96 所示，其側推分析最終點之非線性鉸發展如圖 7.97~圖 7.103，此時已有磚牆斜撐達強度破壞點(E 點)，在拆除磚牆斜撐後，重新進行側推分析，側力強度下降且位移無明顯增加，故判斷此時已達最大基底剪力。

由側推分析之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終負 X 向的容量曲線如圖 7.96 所示，此時負 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 333.717 tf，耐震容量 A_p 為 0.255g，此時已有磚強斜撐達至 E 點破壞點(如圖 7.97)，但無任何柱構件強度喪失，而最大層間變位角僅為 1.57%，完整補強後 A_p 由 0.152g 提升至至 0.255g，CDR 為 1.063，符合本手冊完整補強之性能目標，其完整補強前後之容量曲線與耐震性能曲線比較分別如圖 7.104 及圖 7.105。

由於正 X 向已於 7.2.3 節確認其性能地表加速度已高於於設計需求，此處視為其滿足完整補強之耐震需求，不另行進行完整補強之詳細評估，工程師於實際進行補強時，仍應對四方向進行耐震詳細評估，此處僅針對負 X

向進行案例說明，並連同 Y 方向完整補強後之耐震能力評估結果一併整理於表 7.6。由表 7.6 可知正負 X、Y 四個方向強度需求比(CDR)，即以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均滿足耐震需求，表示使用電梯核心牆搭配擴柱補強進行完整補強，能滿足設計地震作用下應有的性能水準。

7.3 案例 B：具 RC 剪力牆之十層樓住商混合大樓

7.3.1 建物基本資料

以土木「混凝土工程設計規範之應用(404-100)(下冊)」[7.1]提供之整體結構示範例提供之十層樓新建結構物為例，對其進行詳細評估，土木 404-100 之設計示範例為地下二層、地上十層及屋突兩層之鋼筋混凝土建築物，屬第四類建築物，用途係數 $I=1.0$ ；地面以上建築物總高為 33.3 m，屋突高度 6 m，其二樓至十樓之樓層平面圖如圖 7.106，各構架立面圖如圖 7.107~圖 7.110，詳細結構細節可參照[7.1]，建物(二樓以上)之基本資料如下表：

案例編號	案例 B
建築物種類	10 層住商混合大樓
興建年代	-
分期興建	無
構造型式	鋼筋混凝土造
結構系統	X 向：RC 梁柱構架、RC 剪力牆 Y 向：RC 梁柱構架
平面尺寸	長 24 m，寬 24 m
建築規模	地上 10 層(屋突 2 層)、地下 2 層
總樓高(m)	33.3
各層樓高(m)	4.5 (1F)、3.2 (2~10F)、3(屋突)
梁尺寸(cm)	2F~6F：60×75、60×80 7F~R1F：60×75、60×80

	屋突：40×70、小梁：30×60
柱尺寸(cm)	地面層以上柱皆為 80×80
RC 牆厚度(cm)	1F&2F：30、3F&4F：25、5F~屋突頂層：20
樓版厚度(cm)	15
現況用途	商場(1F)、住宅(2~10F)
總樓地板(m ²)	5888(2FL~PRFL)

基地位於台中市中區，地盤分類屬第一類地盤，且其工址距離車籠埔斷層 $r \geq 12$ km，故無須考量近斷層因子；其工址短週期水平譜加速度 $S_{DS} = 0.8$ ，故其耐震能力合格標準為 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32g$ ；工址一秒週期水平譜加速度 $S_{D1} = 0.45$ ；其結構系統 X 方向為韌性抗彎構架與剪力牆二元系統；Y 向則為韌性抗彎構架系統。此處分別針對 X 向及 Y 向進行詳細評估。

7.3.2 建築物耐震能力詳細評估

為簡化分析，此處於模型一樓柱底設定固端，即僅分析一樓以上之部分，材料強度則為混凝土設計抗壓強度 $f'_c = 280$ kgf/cm²，主筋與箍筋之降伏強度分別為 $f_y = 4200$ kgf/cm² 及 $f_{yh} = 2800$ kgf/cm²，各結構斷面之斷面細節則參考國震中心技術報告 NCREE-13-041[7.5]，各樓層之靜、活載重分別以均布載重方式施加於梁及樓版上，各樓層之總靜、活載重詳見表 7.7 及表 7.8。

由於本案例之結構平面對稱，故 X 向及 Y 向僅須分別一個方向進行側推分析，並依據其分析結果判定其耐震容量，此處分別對 X 向及 Y 向建立 ETABS 模型，並依據前述章節之內容，對柱、梁及 RC 牆設定非線性鉸，並進行側推分析，其結果將於後續說明。其中構架 3 及構架 4 中的剪力牆，屬於無開口 RC 牆，採用本手冊 4.5 節建議的等值寬柱方式模擬(圖 4.14(b))

透過 ETABS 進行側推分析後，得 X 向最大基底剪力約為 1778.934 tf，此時之屋頂位移為 21.54 cm，容量曲線如圖 7.111 所示，側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.112~圖 7.115，由非線性鉸發展顯示，RC 牆一樓牆底已達

撓曲強度點；側推分析最終止於梁之撓曲破壞，其非線性鉸發展如圖 7.116~圖 7.119。

依據本手冊表 2.2 之準則應取 0.85 倍 $V_{\max}^+$ 作為性能點。以側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終 X 向的容量曲線(如圖 7.111 所示)，此時 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 1512.094 tf，耐震容量 A_p 為 0.767g(如圖 7.111 所示)。因性能點($0.85V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(圖 7.116~圖 7.119)與層間變位。

以相同方式對 Y 向進行側推分析，得 Y 向最大基底剪力約為 1329.773 tf，此時之屋頂位移為 42.44 cm，其容量曲線如圖 7.120 所示，側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.121~圖 7.124，此時構架 C、D 已有三樓梁構件達撓曲非線性鉸 C 點；側推分析最終止於梁之撓曲破壞(圖 7.125~圖 7.128)。

依據本手冊表 2.2 之準則應取 0.85 倍 $V_{\max}^+$ 作為性能點，以側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終 Y 向的容量曲線(如圖 7.120 所示)，此時 Y 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ 約為 1130.307 tf，耐震容量 A_p 為 0.620g(如圖 7.120 所示)。因性能點($0.85V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(圖 7.125~圖 7.128)與層間變位。

此案例之耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32g$ ，詳細評估之相關數據整理於表 7.9，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)均大於 1，可知本新建案例 X、Y 向耐震能力皆足夠。

7.4 案例 C：具軟弱底層之十二層樓住商混合大樓

7.4.1 建物基本資料

以一棟位於台南市地上 12 層之鋼筋混凝土造建築物為例，其為臺灣都會區常見之住商混合大樓，其建築平面圖、結構平面圖如圖 7.129~圖 7.133 所示；其構件柱、梁斷面細節如表 7.10 及表 7.11，建築物基本資料蒐集如下表：

案例編號	案例 C
建築物種類	12 層住商混合大樓
興建年代	民國 83 年
分期興建	無
構造型式	鋼筋混凝土造
結構系統	RC 梁柱構架，磚牆隔間及 RC 外牆電梯牆
平面尺寸	一字型平面 $B \times L = 11.9\text{ m} \times 32\text{ m}$
建築規模	地上 12 層、地下 0 層
總樓高(m)	45.9
各層樓高(m)	6.0(1F)、4.2(2~5F)、3.3(6~12F)
大梁尺寸(cm)	50×70
柱尺寸(cm)	80×80、35×35
RC 牆厚度(cm)	12、15、24
樓版厚度(cm)	15
現況用途	商場(1~4F)、住宅(5~12F)
總樓地板(m ²)	4569.6 (2FL~RFL) (不計樓梯間部分)

依據建築平面圖，短向僅有一跨，結構贅餘度明顯偏低，地震發生時，將由該方向主控，且本案例為住商混合大樓，低樓層(一至四樓)為商業用途，牆量較少，且牆量中斷不連續，形成軟弱層。相對於其他樓層，其勁度可能較低，破壞易集中於低樓層。

室內各使用空間均以 12 cm 厚磚牆作為隔間牆，其中各臥室及浴廁之外牆因採光通風需求，均有安裝窗戶形成開口牆，外牆與兩戶間之隔戶牆為 12 cm 厚 RC 牆，電梯間之梯間牆為 15 cm 厚 RC 牆，樓梯間之梯間牆則為 24 cm 厚 RC 牆。

本案例為供公眾使用之私有建築物，位於台南市永康區，距新化斷層約 6.6 km，屬第三類地盤，工址短週期設計水平譜加速度係數、工址一秒週期設計水平譜加速度係數及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期分別為 $S_{DS}=0.8$ ； $S_{D1}=0.64$ ； $T_0^D=0.8$ (sec)，其耐震能力合格標準為 $A_T=0.4S_{DS}=0.4\times 0.8=0.32\ g$ 。

7.4.2 建築物耐震能力詳細評估

由圖 7.129 之建築平面圖可知，平行街道方向尺寸為 32 m，垂直街道方向尺寸為 11.9 m(不包含 D 構架之樓梯間)。平行街道方向有 A 至 D 共四個構架，垂直街道方向則有 1 至 5 共五個構架。由表 7.10 及表 7.11 之柱、梁斷面圖可知，柱斷面分為三種，一般柱斷面尺寸為 80 cm×80 cm，樓梯柱斷面尺寸為 35 cm×35 cm，一般柱以六樓為分界，分別採不同之鋼筋配置型式；梁斷面則有四種，其斷面尺寸有 50 cm×70 cm、50 cm×60 cm 及 35 cm×60 cm 三種形式；RC 牆均採 D10 鋼筋單層配筋，水平及垂直向鋼筋間距均為 15 cm；各樓層之樓版厚度均為 15 cm。

由於本案例為示範案例，無法進行材料取樣試驗，因此，評估用材料參數均為假設值。分析之混凝土強度採 $f'_c=196\ \text{kgf}/\text{cm}^2$ ；主筋及箍筋之降伏強度均採 $f_y=f_{yh}=2800\ \text{kgf}/\text{cm}^2$ ，磚之抗壓強度 $f_{bc}=150\ \text{kgf}/\text{cm}^2$ ，砂漿抗壓強度 $f_{mc}=100\ \text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

估算各樓層之重量時，建築物之活載重須依建築技術規則規定，因樓地板之用途而不同，如作為住宅用途，設計活載重不得小於 $200\ \text{kgf}/\text{m}^2$ ；作為商場則設計活載重不得小於 $500\ \text{kgf}/\text{m}^2$ ，本案例採用之垂直載重如表 7.12，各樓層結構分析總靜載重如表 7.13 所示。

由於本案例結構 X 向平面對稱，Y 向平面則不對稱，此處針對正 X 方向及正負 Y 方向進行側推分析，再依評估結果判定分析案例之耐震容量，由於負 X 向與正 X 向對稱，此處不另行進行側推分析。依據建築平面圖、立面圖、結構平面圖與柱、梁斷面圖等結構圖說建立 ETABS 分析模型(圖 7.134、圖 7.135)，並採本手冊第四章設定柱、梁、RC 牆、開口 RC 牆及磚牆斜撐等構材之非線性鉸，再進行側推分析。其中構架 1 及構架 5 中之一

樓有一道開門之開口 RC 牆、2~4 樓有一道無開口 RC 牆(圖 7.136); 構架 2~構架 4 之低樓層(1~4 樓)為空構架, 5~12 樓則有一道無開口 RC 牆(圖 7.137); 構架之無開口 RC 牆, 採用本手冊 4.5 節建議的等值寬柱方式模擬(圖 4.14(b)), 開口 RC 牆則採本手冊 4.6 節建議的填充牆等值柱方式模擬(圖 4.28); 構架窗台之台度磚牆, 則均採等值斜撐模擬。

透過 ETABS 進行側推分析後, 得 X 向最大基底剪力約為 714.504 tf, 此時之屋頂位移為 39.34 cm, 容量曲線如圖 7.138 所示, 側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.139~圖 7.142。由非線性鉸發展, 此時已有梯間柱於一樓柱頂達撓曲非線性鉸之 C 點(圖 7.141), 側推分析之下一步該柱柱頂之非線性鉸即達 D 點(即垂直承載構件完全喪失側向強度)(圖 7.143), 且該點強度與位移均下降。

考量側力強度點之下一步驟, 即發生垂直承載構件側力強度喪失, 且其位移下降, 故取側力強度點為性能點, 得正 X 向耐震容量 A_p 為 0.229g(如圖 7.138 所示), 由側推分析之側力強度點觀察性能點構件非線性鉸發展(圖 7.139~圖 7.142)與層間變位。

以相同方式對正 Y 向進行側推分析, 得正 Y 向最大基底剪力約為 1033.499 tf, 此時之屋頂位移為 22.65 cm, 容量曲線如圖 7.144 所示, 側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.145~圖 7.153, 此步驟同時為側推分析之最終點, 桿件之非線性鉸發展最多僅達 B 點, 檢視此階段梯間柱之 P-M 非線性鉸發展, 由 Hinge Results 顯示於該步驟一樓梯間柱之軸力值, 均已達柱計算軸力值 P_{max} 之 97% 以上(表 7.14), 視為柱構件之軸壓破壞, 各柱線編號、位置如圖 7.154。

由於梯間柱之軸力已接近軸力強度點, 故直接取側推分析之最終點為性能點, 正 Y 向之耐震容量 A_p 為 0.180g(如圖 7.144 所示)。由側推結果之最後一步觀察性能點構件之非線性鉸發展(圖 7.145~圖 7.153)與層間變位。

同理, 負 Y 向完成側推分析後, 得負 Y 向最大基底剪力約為 1136.225 tf, 此時之屋頂位移為 24.28 cm, 容量曲線如圖 7.155 所示, 側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.156~圖 7.164, 此步驟之非線性鉸最多僅達 B 點, 無任何桿件破壞, 由於後續分析結果發散, 故以此步驟作為側推分析之最終點。

依據本手冊表 2.2 之準則應取 $0.85 V_{\max}^+$ 作為性能點，以側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85 V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得最終負 Y 向的容量曲線(如圖 7.155 所示)，此時負 Y 向所得基底剪力 $0.85 V_{\max}^+$ 約為 965.792 tf，耐震容量 A_p 為 0.210g(如圖 7.155 所示)。因性能點($0.85 V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展(圖 7.156~圖 7.164)與層間變位。

此案例之耐震需求 $A_T = 0.4 S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32g$ ，詳細評估之相關數據整理於表 7.15，可知正負 X、Y 四個方向之耐震能力皆不足，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)，以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均小於 1，表示需予以補強。

7.4.3 完整補強設計

本案例預計採用擴柱補強工法進行耐震補強，考量本結構為 Y 方向為單跨，受 Y 方向地震力時，抗傾倒力矩將使單跨結構之柱構件，一端受拉一端受壓，易因地震力引致之軸拉力或軸壓力過大主導結構之破壞，故將 1 至 6 層之 80 cm×80 cm 一般柱，全部擴柱為 140 cm×140 cm；由於梯間柱斷面僅 35 cm×35 cm，若僅針對低樓層進行梯間柱之擴柱，梯間柱之軸向破壞樓層將會上移，故將梯間柱由底層至頂層全數擴柱補強至 70 cm×70 cm，補強後建築平面圖如圖 7.165~圖 7.168 所示，擴柱補強之配筋圖如圖 7.169、圖 7.170，補強後之立面圖如圖 7.171~圖 7.173。

透過 ETABS 進行側推分析後，得補強後正 X 向最大基底剪力約為 2091.030 tf，此時之屋頂位移為 69.89 cm，容量曲線如圖 7.174 所示，側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.175~圖 7.178，此步驟同時為側推分析之最終點，側推分析停止時，容量曲線尚未進入下降段，檢視此階段柱之 P-M 非線性鉸發展，由 Hinge Results 檢視於該步驟一樓梯間柱之軸力值，補強後之一樓梯間柱 C15(圖 7.154)已接近軸拉力之標稱強度，視為柱構件之軸拉破壞。

由於梯間柱之軸力已接近軸力強度點，故直接取側推分析之最終點為性能點，補強後正 X 向之耐震容量 A_p 為 0.483g(如圖 7.174 所示)，因此由側

推結果之最後一步，觀察性能點構件之非線性鉸發展(圖 7.175~圖 7.178)與層間變位。

對正 Y 向進行側推分析，得最大基底剪力約為 3500.054 tf，此時之屋頂位移為 40.04 cm，容量曲線如圖 7.179 所示，側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.180~圖 7.188，此步驟之非線性鉸發展僅達 B 點，無任何桿件破壞，由於後續分析結果發散，故以此步驟作為側推分析之最終點。

依據本手冊表 2.2 之準則應取 $0.85 V_{\max}^+$ 作為性能點，以側推之容量曲線，取最後一點的位移，將其強度降為 $0.85 V_{\max}^+$ ，手動增加此點為性能點，得補強後最終正 Y 向的容量曲線(如圖 7.179 所示)，此時正 Y 向所得基底剪力 $0.85 V_{\max}^+$ 約為 2975.046 tf，耐震容量 A_p 為 0.462g(如圖 7.179 所示)。因性能點($0.85 V_{\max}^+$)是由側推分析最終點位移所增加的點，故由側推結果之最後一步觀察性能點構件非線性鉸發展與層間變位。

對負 Y 向進行側推分析，得最大基底剪力約為 3193.363 tf，此時之屋頂位移為 34.77 cm，容量曲線如圖 7.189 所示，側力強度點之非線性鉸發展如圖 7.190~圖 7.198，由非線性鉸發展，此步驟之非線性鉸發展僅達 B 點，檢視此階段梯間柱之 P-M 非線性鉸發展，外側之梯間柱 C15~C18(圖 7.154)均已接近軸拉力之標稱強度，視為柱構件之軸拉破壞。

由於梯間柱之軸力已接近軸力強度點，故直接取側力強度點作為負 Y 向補強後之性能點，補強後負 Y 向之耐震容量 A_p 為 0.372g(圖 7.189)，因此由側推結果之最後一步，代表性能點之構件非線性鉸發展(圖 7.190~圖 7.198)與層間變位。

此案例之耐震需求 $A_T = 0.4 S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32g$ ，詳細評估之相關數據整理於表 7.16，可知經完整補強後，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)，以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均大於 1，表示耐震能力合格。

7.4.4 階段性補強 A 設計-軟弱層補強簡易設計法

工程師原則上可採用模型分析法進行階段性補強設計，亦可採用非建模分析之簡易設計法(見 6.3 節)，以進行降低軟弱層破壞風險之補強設計。

於簡易設計法中樓層剪力強度採用柱牆量進行評估；樓層勁度方面採用剪力勁度($K \propto V/H$)進行比較，由於此為簡化的剪力勁度，並非模型計算之側向勁度，因此為保守起見，將勁度比的檢核標準自 70% 提升至 80%。簡易設計法作為階段性補強措施，其補強量與模型分析法相比較保守。本節階段性補強 A 之簡易設計法，其設計流程依據第六章 6.3 節，詳細操作如下。

1. 軟弱層補強設計流程

(1) 設定標準層

取得建築物資料、平面圖與立面圖後，須先定義建築物之標準樓層，作為其下一層補強設計之目標，再依序往下樓層進行設計。以住商混合建築物為例，底層大多為共用部分或作為商場、辦公室，屬開放空間，因此使用上為求寬敞明亮，常有樓層挑高且挑空之情形；當樓層數逐漸上升，樓層轉為專有部分，為講求隱密性及住宅格局規劃，存在較多隔戶牆及隔間牆，因此，當樓層數逐漸上升，各層樓高度趨於固定，且柱牆量比例將高於底層。

本案例為一棟十二層樓之住商混合大樓，其中，一到四樓為商場、辦公室，五樓以上為住宅，由 7.4.1 節建築物基本資訊得知：一樓樓高 6 m，為非常顯著之底層挑高；二到五樓樓高 4.2 m；六樓以上之樓高則均為 3.3 m。各樓層之建築平面如圖 7.129~圖 7.131 所示，可知五樓以上柱牆量較其下樓層高，六樓以上之樓層高度為固定值且樓高最小。本案例設定之建築物標準層，其上樓層之樓高不再縮小、柱牆量也不再抬高之樓層，故將六樓定義其為標準層，其以下各層為補強目標層。

(2) 各層之柱牆量計算

計算樓層中一般柱、長柱、RC 牆以及磚牆之總斷面積，其中：

1. 一般柱：採計評估方向上，高深比小於 8 之柱面積。
2. 長柱：採計評估方向上，高深比在 8 以上之柱面積。
3. RC 牆：採計評估方向上，且於構架線內，無開口 RC 牆面積與 0.8 倍開口 RC 牆面積。
4. 磚牆：採計評估方向上，且於構架線內，四面圍束磚牆面積與 0.67 倍三面圍束磚牆面積。

不在構架線內之牆體一律不採計，陽臺之女兒牆亦不採計。

本棟大樓具有 15 cm 厚之電梯 RC 牆、12 cm 厚之隔戶 RC 牆及 12 cm 厚之隔間磚牆。依據前述之準則，將各樓層可採計之柱牆量分別標示繪於圖 7.199~圖 7.201，X 向(長向)與 Y 向(短向)之柱牆量計算結果如表 7.17 所示。

(3) 計算標準層以下所有樓層之極限層剪力強度

針對標準層六樓(含)以下樓層，以極限層剪力強度評估公式來計算極限層剪力。由於本案例總樓層數為十二層樓，屬十層樓以上之建築，因此計算各樓層之剪力強度時，使用十層樓以上建築物之樓層剪力強度評估公式(參考式(6.12)~式(6.15)、表 6.1 及表 6.2)，取四種破壞模式下求得之最大強度值為該樓層之極限層剪力強度 V_i ，以 X 向為例，計算過程如下：

(a) 標準層(6F)極限層剪力強度：

- RC 牆破壞時，計算極限層剪力強度 $V_{i=6}$

$$\begin{aligned} V_i &= \tau_{rcw} \sum A_{rcwi} + 0.9 \tau_{bw} \sum A_{bwi} + 0.75 \tau_c \sum A_{ci} + 0.55 \tau_{lc} \sum A_{lci} \\ &= 30 \times 30163 + 0.9 \times 5.5 \times 0 + 0.75 \times 20 \times 64000 + 0.55 \times 10 \times 9800 \\ &= 2125496 \text{ kgf} \approx 2125 \text{ tf} \end{aligned}$$

- 磚牆破壞時，計算極限層剪力強度 $V_{i=6}$

X 向無磚牆，因此不須計算。

- 一般柱破壞時，計算極限層剪力強度 $V_{i=6}$

$$\begin{aligned} V_i &= 0.65 \tau_{rcw} \sum A_{rcwi} + 0.95 \tau_{bw} \sum A_{bwi} + \tau_c \sum A_{ci} + 0.85 \tau_{lc} \sum A_{lci} \\ &= 0.65 \times 30 \times 30163 + 0.95 \times 5.5 \times 0 + 20 \times 64000 + 0.85 \times 10 \times 9800 \\ &= 1951482 \text{ kgf} \approx 1951 \text{ tf} \end{aligned}$$

- 長柱破壞時，計算極限層剪力強度 $V_{i=6}$

$$\begin{aligned} V_i &= 0.15 \tau_{rcw} \sum A_{rcwi} + 0.75 \tau_{bw} \sum A_{bwi} + 0.80 \tau_c \sum A_{ci} + \tau_{lc} \sum A_{lci} \\ &= 0.15 \times 30 \times 30163 + 0.75 \times 5.5 \times 0 + 0.80 \times 20 \times 64000 + 10 \times 9800 \\ &= 1257734 \text{ kgf} \approx 1258 \text{ tf} \end{aligned}$$

最後求取標準層(6F)於 X 方向上極限層剪力強度 $V_{i=6}$

$$V_{i=6} = \max(2125, 1951, 1258) = 2125 \text{ tf} \text{ , 為 RC 牆主控樓層破壞。}$$

因五樓柱牆量與六樓配置相同，且樓層高度之差異雖會影響一般柱與長柱之採計，但經計算後並不影響柱牆量計算結果，故五樓極限層剪力強度 $V_{i=5}$ 與六樓相同，取 $\max(2125, 1951, 1258) = 2125 \text{ tf}$ ，以此類推依序計算

各層樓剪力強度，並將 X 向與 Y 向之計算結果彙整於表 7.18，接著進行目標層的軟弱層破壞之檢核。

(4) 目標層之軟弱層破壞檢核

將標準層(n 層)其下一層視為目標層(n-1 層)，並以目標層其上一層為目標，進行軟弱層之檢核，計算出降低該樓層軟弱層特性所需之補強量後，即可進行補強。(n-1)層補強完成後，作為其下一層(n-2)層的標準層依序檢核。

a. X 向／目標層：5F

以 X 向為例，首先以標準層(6F)其下一層視為目標層(5F)，並以標準層(6F)視為目標，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算，由第 2.2 節之補強合格標準，此弱層補強量應使該層剪力強度至少提升至其上層剪力強度之 90%，參考式(6.16)，因此經移項後，檢核弱層之補強量 ΔV_w 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= 0.9V_{i=6} - V_{i=5} \\ &= 0.9 \times 2125.5 - 2125.5 < 0\end{aligned}$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經檢核弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V'_{i=5} = V_{i=5}$ ；再來須進行檢核軟層之補強量 ΔV_s 計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量 ΔV_s 應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 80%，參考式(6.17)，經移項後，檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=6} \frac{H_{i=5}}{H_{i=6}} - V'_{i=5} \\ &= 0.8 \times 2125.5 \times \frac{420}{330} - (2125.5 + 0) = 38.6 \text{ tf}\end{aligned}$$

ΔV_s 為大於 0 之值，代表於弱層檢核後，五樓相對於六樓為軟層。因此五樓於 X 向檢核軟弱層之總補強需求量依式(6.18)計算，即為 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 38.6 \text{ tf}$ ，故經檢核軟弱層後，五樓之極限層剪力強度需補到 $V^*_{i=5} = V_{i=5} + \Delta V_D \approx 2164.1 \text{ tf}$ 。

b. X 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度 $V_{i=4}$ ，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=5}$ 視為目標，進行降低軟弱層特性之補強量計算。

c. X 向／目標層：3F 以下

在 X 方向因無剪力強度檢核標準折減過低的情形，若該樓層弱層基準經折減後($0.9V_{i+1}^*$)強度低於標準層之 80 以下($0.8V_{i=6}^*$)，則以其上一樓層補強後之剪力強度(V_{i+1}^*)作為其下各樓層弱層檢核之基準，以此方式計算各樓層剪力強度之補強需求如表 7.19。

d. Y 向／目標層：5F

以 Y 向為例，首先以標準層(6F)之下一層視為目標層(5F)，並以標準層(6F)視為目標，進行檢核弱層之補強量 ΔV_w 計算，由第 2.2 節之補強合格標準，此弱層補強量應使該層剪力強度至少提升至其上層剪力強度之 90%，參考式(6.16)，因此經移項後，檢核弱層之補強量 ΔV_w 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= 0.9V_{i=6} - V_{i=5} \\ &= 0.9 \times 2192.5 - 2192.5 < 0\end{aligned}$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經檢核弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V'_{i=5} = V_{i=5}$ ；再來須進行檢核軟層之補強量 ΔV_s 計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量 ΔV_s 應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 80%，參考式(6.17)，經移項後，檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=6} \frac{H_{i=5}}{H_{i=6}} - V'_{i=5} \\ &= 0.8 \times 2192.5 \times \frac{420}{330} - (2192.5 + 0) = 39.9 \text{ tf}\end{aligned}$$

ΔV_s 為大於 0 之值，代表於弱層檢核後，五樓相對於六樓為軟層。因此五樓於 Y 向排除軟弱層之總補強需求量依式(6.18)計算，即為 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 39.9 \text{ tf}$ ，故經檢核軟弱層後，五樓之極限層剪力強度為 $V_{i=5}^* = V_{i=5} + \Delta V_D \approx 2232.3 \text{ tf}$ 。

e. Y 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度 $V_{i=4}^*$ ，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度 $V_{i=5}^*$ 視為目標，進行檢核弱層之補強量 ΔV_w 計算為：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= 0.9V_{i=5}^* - V_{i=4} \\ &= 0.9 \times 2232.3 - 1870.0 = 139.0 \text{ tf}\end{aligned}$$

$\Delta V_w = 139.0 \text{ tf}$ ，為四樓弱層檢核之補強需求量，故四樓經檢核弱層後之剪力強度為 $V'_{i=4} = 1870.0 + 139.0 = 2009.1 \text{ tf}$ ；接著計算檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=5}^* \frac{H_{i=4}}{H_{i=5}} - V'_{i=4} \\ &= 0.8 \times 2232.3 \times \frac{420}{420} - 2009.1 < 0\end{aligned}$$

$\Delta V_s = 0$ ，代表四樓相對於五樓非軟層。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 139.0 \text{ tf}$ ，故經降低軟弱層特性後之四樓極限層剪力強度為 $V_{i=4}^* = 1870.0 + 139.0 = 2009.1 \text{ tf}$ 。

f. Y 向／目標層：3F

將原目標層(4F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(3F)，計算目標層(3F)極限層剪力強度 $V_{i=3}^*$ ，並以其上一層(4F)之補強後極限層剪力強度 $V_{i=4}^*$ 視為目標，進行檢核弱層之補強量 ΔV_w 計算為：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= 0.9V_{i=4}^* - V_{i=3} \\ &= 0.9 \times 2009.1 - 1870.0 < 0\end{aligned}$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表三樓相對於四樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經檢核弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V'_{i=3} = V_{i=3}$ ；接著計算檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=4}^* \frac{H_{i=3}}{H_{i=4}} - V'_{i=3} \\ &= 0.8 \times 2009.1 \times \frac{420}{420} - 1870.0 < 0\end{aligned}$$

ΔV_s 小於 0，代表三樓相對於四樓非軟層。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 0$ ，表示三樓相對於四樓並無軟弱層現象，故經降低軟弱層特性後之三樓極限層剪力強度為 $V_{i=3}^* = 1870.0 \text{ tf}$ 。

g. Y 向／目標層：2F

將原目標層(3F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(2F)，計算目標層(2F)極限層剪力強度 $V_{i=2}^*$ ，並以其上一層(3F)之補強後極限層剪力強度 $V_{i=3}^*$ 視為目標，進行降低軟弱層特性之補強量計算，即

$$0.9V_{i=3}^* = 0.9 \times 1870.0 = 1683.0 \text{ tf}$$

然而， $0.9V_{i=3}^*$ 已經小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如表 7.20 所示，因此 2F 以下各目標層的補強標準，即以 3F 的補強後極限層剪力強度 $V_{i=3}^*$ 作為基準，不再進行折減；即目標層(2F)以下各樓層在弱層檢核後，極限層剪力強度 V_i' 等於其上一層之極限層剪力強度 V_{i+1}^* ，即 $V_{i=2}' = V_{i=3}^* = 1870.0 \text{ tf}$ ，因此弱層的補強量計算如下：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= V_{i=3}^* - V_{i=2} \\ &= 1870.0 - 1870.0 = 0\end{aligned}$$

ΔV_w 之值等於 0 代表二樓相對於三樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經檢核弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V_{i=2}' = V_{i=2}$ ；接著計算檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=3} \frac{H_{i=2}}{H_{i=3}} - V_{i=2}' \\ &= 0.8 \times 1870.0 \times \frac{420}{420} - 1870 < 0\end{aligned}$$

ΔV_s 小於 0，代表二樓相對於三樓非軟層，因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 0$ ，表示二樓相對於三樓並無軟弱層現象，故經降低軟弱層特性後之二樓極限層剪力強度為 $V_{i=2}^* = 1870.0 \text{ tf}$ 。

h. Y 向／目標層：1F

由上一樓層可知補強標準 $0.9V_{i=3}^*$ 已小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，表 7.20 所示，故 2F 以下之剪力強度不須再進行折減。將原目標層(2F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(1F)，計算目標層(1F)極限層剪力強度 $V_{i=1}^*$ ，並以其上一層(2F)之補強後極限層剪力強度 $V_{i=2}^*$ 視為目標，進行檢核弱層之補強量 ΔV_w 計算：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= V_{i=2}^* - V_{i=1} \\ &= 1870.0 - 1573.0 = 297.1 \text{ tf}\end{aligned}$$

$\Delta V_w = 297.1$ tf，為一樓弱層檢核之補強需求量，故檢核弱層後之剪力強度為 $V'_{i=1} = 1573.0 + 297.1 = 1870.0$ tf；接著計算檢核軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=2} \frac{H_{i=1}}{H_{i=2}} - (V'_{i=1} + \Delta V_w) \\ &= 0.8 \times 1870.0 \times \frac{600}{420} - 1870.0 = 267.1 \text{ tf}\end{aligned}$$

$\Delta V_s = 267.1$ tf，為一樓軟層檢核之補強需求量。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 297.1 + 267.1 = 564.2$ tf，故經降低軟弱層特性後之一樓極限層剪力強度 $V'_{i=1} = 1573.0 + 564.2 \approx 2137.2$ tf。

經計算後，X 向及 Y 向各樓層剪力強度之補強需求如表 7.19 及表 7.20，後續將透過表 7.19 及表 7.20 進行降低軟弱層之補強設計。

(5) 降低軟弱層特性之補強設計

依各樓層之補強需求配置適當的補強構材以滿足設計要求，由最底下之需補強樓層依序往其上樓層進行降低軟弱層特性之補強設計。

以 X 向為例，由表 7.19 可知一樓之補強需求為 197.5 tf，因此若對一般柱進行擴柱補強，並以表 6.1 查詢其構材強度，依構材類型與樓層規定查得一般柱平均單位面積抗側力強度為 20 kgf/cm²，以此強度估計所需補強量。

以下計算所需擴柱補強面積約為：

$$\begin{aligned}\Delta A_{ci} &= \frac{(\Delta V_w + \Delta V_s) \times 10^3}{\tau_c} \\ &= \frac{197.5 \times 10^3}{20} = 9877 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

其中， ΔA_{ci} 為擴柱補強面積(cm²)； ΔV_w 為排除弱層之補強量(tf)； ΔV_s 為排除軟層之補強量(tf)； τ_c 為 RC 一般柱單位面積抗側力強度(kgf/cm²)。

進一步分配補強需求，假設建築物之一般柱之目標擴柱尺寸為 110 cm × 110 cm，由於補強前之梯間柱為長柱，故梯間柱之目標擴柱尺寸為 80 cm × 80 cm，使之轉為一般柱，使用者可採擴柱後柱之斷面積(A'_{ci})扣除既有柱之面積(A_{ci})，求出每一擴柱補強柱端面之新增面積(ΔA_{ci})，再依所求得各樓層需新增之柱斷面積，依實際需求配置擴柱根數與位置。

本案例使用擴柱補強增加極限層剪力強度，經計算 X 向及 Y 向補強所需新增之擴柱面積需求整理如表 7.21 及表 7.22。

考量整體結構對稱性、力量傳遞與補強量需求後，進行擴柱補強設計，由於高樓層經擴柱補強後，強度與勁度均會再提升，最終設計於 1F 配置 6 根一般柱擴柱補強，8 根梯間柱全數進行擴柱補強、2F~4F 均配置 2 根一般柱擴柱補強，外側 4 根梯間柱進行擴柱補強。由於 5F 補強需求量僅佔該樓層之極小部分，且因 5F 是為私人空間使用，故考量施工困難度與補強意見難以達成共識，本案例為配合現況使用性，因此不在該樓層施作補強，其詳細補強設計計算如表 7.21 及表 7.22；補強平面圖如圖 7.202、圖 7.203。

完成階段性補強設計後，應重新建物進行軟弱層檢核，確認補強後已無軟弱層現象(表 7.23、表 7.24)。工程師參考本章節進行設計時，仍應按照實際現況，確認補強方案進行規劃，並依 6.3 節之內容，重新對建物進行軟弱層檢核，確認補強後已無軟弱層現象，方完成補強設計。

參考文獻

- [7.1] 中國土木工程學會 (2011), 「混凝土工程設計規範之應用 (土木 404-100)(下冊)」, 混凝土工程委員會, 科技圖書。
- [7.2] 內政部營建署, 「建築物耐震設計規範及解說」, 100.1.19 台內營字第 1080802216 號修正部分規定, 民國一百年七月一日生效。
- [7.3] 內政部營建署, 「建築技術規則」, 內政部, 台北, 2013 年。
- [7.4] Chiou, T.C., Hwang, S.J., Tu, Y.H., Tu, Y.S, A simplified assessment model of masonry infill piers. Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy., 2016; 1163-1171.
- [7.5] 葉勇凱、周德光、蕭輔沛, 「新建設計建物之耐震評估參數探討」, 國家地震工程研究中心, 報告編號 NCREE-13-041, 台北, 2013 年。

表 7.1 案例A載重設定

	活載重(kgf/cm ²)	靜載重(kgf/cm ²)	
	住宅 (LL)	普通層粉刷層 (DECK)	屋頂防水粉刷層 (DECK)
RF	0.02	-	0.012
4F	0.02	0.01	-
3F	0.02	0.01	-
2F	0.02	0.01	-

表 7.2 案例A結構分析樓層重

樓層	總重量(kgf)	樓地板面積 (m ²)	單位樓地板面積 重量(tf/m ²)
RF	320.794	222	1.44
4F	279.751	222	1.26
3F	280.714	222	1.26
2F	298.373	222	1.34
備註：總重量為 DL+1/2LL			

表 7.3 案例 A 詳細評估結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ (tf)	237.996	219.459	334.293	314.468
最大層間變位角 (%)	1.32	1.35	1.37	0.67
是否有垂直構件軸向破壞	無	無	無	無
耐震容量 A_p (g)	0.160	0.152	0.220	0.205
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	0.667	0.633	0.917	0.854
分析結果	須補強	須補強	須補強	須補強

表 7.4 案例A階段性補強B方案之詳細評估結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ (tf)	300.591	287.100	-	-
最大層間變位角 (%)	1.34	0.89	-	-
是否有垂直構件軸向破壞	無	無	-	-
耐震容量 A_p (g)	0.242	0.218	≥ 0.220	≥ 0.205
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	1.008	0.908	≥ 0.917	≥ 0.854
補強目標	≥ 0.8	≥ 0.8	≥ 0.8	≥ 0.8

表 7.5 案例A階段性補強B方案之負X向軟弱層檢核結果

	極限層剪力強度 V_i (kgf)	V_i / V_{i+1} (kgf)	是否通過弱層檢核基準	樓層水平勁度 K_i (kgf/cm)	K_i / K_{i+1}	是否通過軟層檢核基準
2F	407502	-	-	244618	-	-
1F	433456	1.064	是	364564	1.49	是

表 7.6 案例A完整補強詳細評估結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ (tf)	-	333.717	497.976	587.409
最大層間變位角 (%)	-	1.57	0.71	1.15
是否有垂直構件軸向破壞	-	無	無	無
耐震容量 A_p (g)	≥ 0.242	0.255	0.348	0.438
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	≥ 1.008	1.063	1.449	1.826
補強成果	合格	合格	合格	合格

表 7.7 案例B各樓層靜載重統計(僅列 2FL以上)

樓層	重量 (tf)
PRFL	65.85
R2FL	102.85
R1FL	545.45
10FL	667.74
9FL	667.74
8FL	667.74
7FL	667.74
6FL	693.32
5FL	694.79
4FL	697.56
3FL	699.02
2FL	775.30

表 7.8 案例B各樓層單位樓地板面積活載重(僅列 2FL以上)

樓層	重量 (tf/m ²)	用途
PRFL	0.20	屋突頂板
R2FL	0.50	機械房、水箱等
R1FL/RFL	0.50/0.20	機械房/屋頂
10FL~2FL	0.20	住宅

表 7.9 案例 B 詳細評估分析結果匯整

	X 向	Y 向
基底剪力 $0.85V_{\max}^+$ (tf)	1512.094	1103.307
最大層間變位角 (%)	1.28	2.03
是否有垂直構件軸向破壞	無	無
耐震容量 A_p (g)	0.767	0.620
耐震需求 A_T (g)	0.32	
強度需求比 (CDR)	2.397	1.936
分析結果	耐震能力足夠	耐震能力足夠

表 7.10 案例C柱斷面詳圖

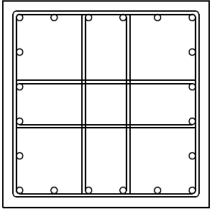
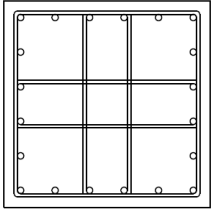
柱編號	RC1 (7FL-RFL)	6C1 (2FL-6FL)	C2
斷面			
主筋	20-D25	20-D32	8-D19
箍筋	D13@20 cm	2-D13@13 cm	D10@20 cm
尺寸	80 × 80	80 × 80	35 × 35

表 7.11 案例C梁斷面詳圖

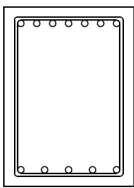
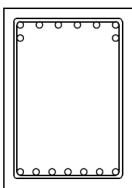
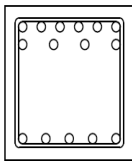
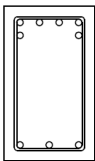
梁編號	RG1 (7FL-RFL)	6G1 (2FL-6FFL)	G2	b1
斷面				
主筋	上排主筋 7-D25 下排主筋 5-D25	上排主筋 6-D25 2-D25 下排主筋 7-D25	上排主筋 6-D32 4-D32 下排主筋 5-D32	上排主筋 4-D25 2-D25 下排主筋 3-D25
箍筋	D13@15cm	2-D13@20cm	2-D13@15cm	D10@20cm
尺寸	50 × 70	50 × 70	50 × 60	35 × 60

表 7.12 案例C各樓層載重設定

	活載重(kgf/cm ²)				靜載重(kgf/cm ²)			
	辦公室或商店	住宅	屋頂	樓梯	屋頂防水粉刷層	普通層粉刷層	輕鋼架	水箱及水重
RF	-	-	0.015	0.04	0.012	-	-	0.72
12F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
11F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
10F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
9F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
8F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
7F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
6F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
5F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	0.003	-
4F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-
3F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-
2F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-

註：假設水箱位於樓梯間上方，約為兩層樓高，將裝滿水之水及水箱載重平均加載於樓版上。

表 7.13 案例C各樓層靜載重統計

樓層	重量 (tf)
RFL	451.51
12FL	606.19
11FL	608.05
10FL	608.05
9FL	608.05
8FL	608.05
7FL	608.05
6FL	662.35
5FL	670.29
4FL	600.56
3FL	600.56
2FL	618.12

表 7.14 案例C一樓梯間柱於正Y向側力強度點之軸力值

柱線編號	軸壓力值P (tf)	$P_{\max}$	$P/P_{\max}$
C11	273.241	273.698	99.83%
C12	269.995	273.698	98.65%
C13	270.070	273.698	98.67%
C14	273.266	273.698	99.84%
C15	267.136	273.698	97.60%
C16	265.357	273.698	96.95%
C17	265.809	273.698	97.12%
C18	267.135	273.698	97.60%

表 7.15 案例 C 詳細評估結果匯整

	X 向	Y 向	
		正向	負向
性能點基底剪力 V (tf)	714.504	1033.499	965.792
最大層間變位角 (%)	1.72	0.80	0.81
是否有垂直構件軸向破壞	有	有	無
耐震容量 A_p (g)	0.229	0.180	0.210
耐震需求 A_T (g)	0.32		
強度需求比 (CDR)	0.716	0.561	0.655
分析結果	須補強	須補強	須補強

表 7.16 案例 C 完整補強後詳細評估結果匯整

	X 向	Y 向	
		正向	負向
性能點基底剪力 V (tf)	2091.030	2975.046	3193.363
最大層間變位角 (%)	2.25	1.36	1.23
是否有垂直構件軸向破壞	有	無	有
耐震容量 A_p (g)	0.483	0.462	0.372
耐震需求 A_T (g)	0.32		
強度需求比 (CDR)	1.508	1.443	1.162
分析結果	合格	合格	合格

表 7.17 案例C軟弱層補強簡易設計法-各層柱牆量計算表

	一般柱	長柱	無開口 RC 牆	開口 RC 牆	RC 牆	四面圍 束磚牆	三面圍 束磚牆	磚牆
X 向 (單位：cm ²)								
5F、 6F~12F	64000	9800	0	37704	30163	-	-	-
2F~4F	64000	9800	0	22296	17837	-	-	-
1F	64000	9800	0	24516	19613	-	-	-
Y 向 (單位：cm ²)								
5F、 6F~12F	64000	9800	31320	1344	32395	-	-	-
2F~4F	64000	9800	20880	960	21648	-	-	-
1F	64000	9800	0	13440	10752	-	-	-

表 7.18 案例C軟弱層補強簡易設計法-各層側向剪力強度計算表

	RC 牆破 壞 $V_{i,rcw}$	磚牆破壞 $V_{i,bw}$	一般柱破 壞 $V_{i,c}$	長柱破壞 $V_{i,lc}$	主控強度 V_i
X 向 (單位：tf)					
5F、6F	2125	0	1951	1258	2125
2F~4F	1756	0	1711	1202	1756
1F	1809	0	1746	1210	1809
Y 向 (單位：tf)					
5F、6F	2192	0	1995	1268	2192
2F~4F	1870	0	1785	1219	1870
1F	1543	0	1573	1170	1573

表 7.19 案例C軟弱層補強簡易設計法-X向構材剪力補強需求計算表

X 向	原剪力 強度 V_i (tf) (1)	$0.9V_{i+1}^*$ (tf)	$0.8V_{i=6}^*$ (tf)	是否須 修正弱 層檢核 基準	ΔV_w (tf) (2)	ΔV_s (tf) (3)	$\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf) (4)=(2)+(3)	V_i^* (tf) (1)+(4)
6F	2125.5	-	-	-	-	-	-	2125.5
5F	2125.5	1912.9	1700.4	否	0.0	38.6	38.6	2164.1
4F	1755.7	1947.7	1700.4	否	192.0	0.0	192.0	1947.7
3F	1755.7	1753.0	1700.4	否	0.0	0.0	0.0	1755.7
2F	1755.7	1580.1	1700.4	是	0.0	0.0	0.0	1755.7
1F	1809.0	-	1700.4	是	0.0	197.5	197.5	2006.5

表 7.20 案例C軟弱層補強簡易設計法-Y向構材剪力補強需求計算表

Y 向	原剪力 強度 V_i (tf) (1)	$0.9V_{i+1}^*$ (tf)	$0.8V_{i=6}^*$ (tf)	是否須 修正弱 層檢核 基準	ΔV_w (tf) (2)	ΔV_s (tf) (3)	$\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf) (4)=(2)+(3)	V_i^* (tf) (1)+(4)
6F	2192.5	-	-	-	-	-	-	2192.5
5F	2192.5	1973.2	1754.0	否	0.0	39.9	39.9	2232.3
4F	1870.0	2009.1	1754.0	否	139.0	0.0	139.0	2009.1
3F	1870.0	1808.2	1754.0	否	0.0	0.0	0.0	1870.0
2F	1870.0	1683.0	1754.0	是	0.0	0.0	0.0	1870.0
1F	1573.0	-	1754.0	是	297.1	267.1	564.2	2137.2

表 7.21 案例C軟弱層補強簡易設計法-X向擴柱補強設計計算表

X 向	補強量 $\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	一般柱單位面 積側向強度 τ_c (kgf/cm ²)	需補強 擴柱面 積 (cm ²)	一般柱 擴柱假 設尺寸 (cm)	梯間柱 擴柱假 設尺寸 (cm)	一般柱 擴柱根 數(cm)	梯間柱 擴柱根 數(cm)
6F	-	-	-	-	-	-	-
5F	38.6	20	1933	110*	80*	0*	0*
4F	192.0	20	9601	110	80	2	4
3F	0.0	20	0	110	80	2	4
2F	0.0	20	0	110	80	2	4
1F	197.5	20	9877	110	80	6	8

*註：配置 1FL~4FL 滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.22 案例C軟弱層補強簡易設計法-Y向擴柱補強設計計算表

Y 向	補強量 $\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	一般柱單位面 積側向強度 τ_c (kgf/cm ²)	需補強 擴柱面 積(cm ²)	一般柱 擴柱假 設尺寸 (cm)	梯間柱 擴柱假 設尺寸 (cm)	一般柱 擴柱根 數(cm)	梯間柱 擴柱根 數(cm)
6F	-	-	-	-	-	-	-
5F	39.9	20	1994	110*	80*	0*	0*
4F	139.0	20	6952	110	80	2	4
3F	0.0	20	0	110	80	2	4
2F	0.0	20	0	110	80	2	4
1F	564.2	20	28211	110	80	6	8

*註：配置 1FL~4FL 滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.23 案例C軟弱層補強簡易設計法-X向補強後軟弱層檢核結果

X 向	補強後剪力 強度 V_i^* (tf) (1)	弱層檢核 基準(tf) (2)	(1)/(2)	是否通過 軟層檢核 基準	K_i / K_{i+1}	是否通過 軟層檢核 基準
6F	2125.5	-	-	-	-	-
5F	2125.5	1912.9	1.11	是	0.79	SAY OK!
4F	2409.5	1912.9	1.26	是	1.13	是
3F	2409.5	2168.5	1.11	是	1.00	是
2F	2409.5	2168.5	1.11	是	1.00	是
1F	3370.4	2168.5	1.55	是	0.98	是

表 7.24 案例C軟弱層補強簡易設計法-Y向補強後軟弱層檢核結果

Y 向	補強後剪力 強度 V_i^* (tf) (1)	弱層檢核 基準(tf) (2)	(1)/(2)	是否通過 軟層檢核 基準	K_i / K_{i+1}	是否通過 軟層檢核 基準
6F	2192.5	-	-	-	-	-
5F	2192.5	1973.2	1.11	是	0.79	SAY OK!
4F	2501.7	1973.2	1.27	是	1.14	是
3F	2501.7	2251.6	1.11	是	1.00	是
2F	2501.7	2251.6	1.11	是	1.00	是
1F	3197.7	2251.6	1.42	是	0.89	是

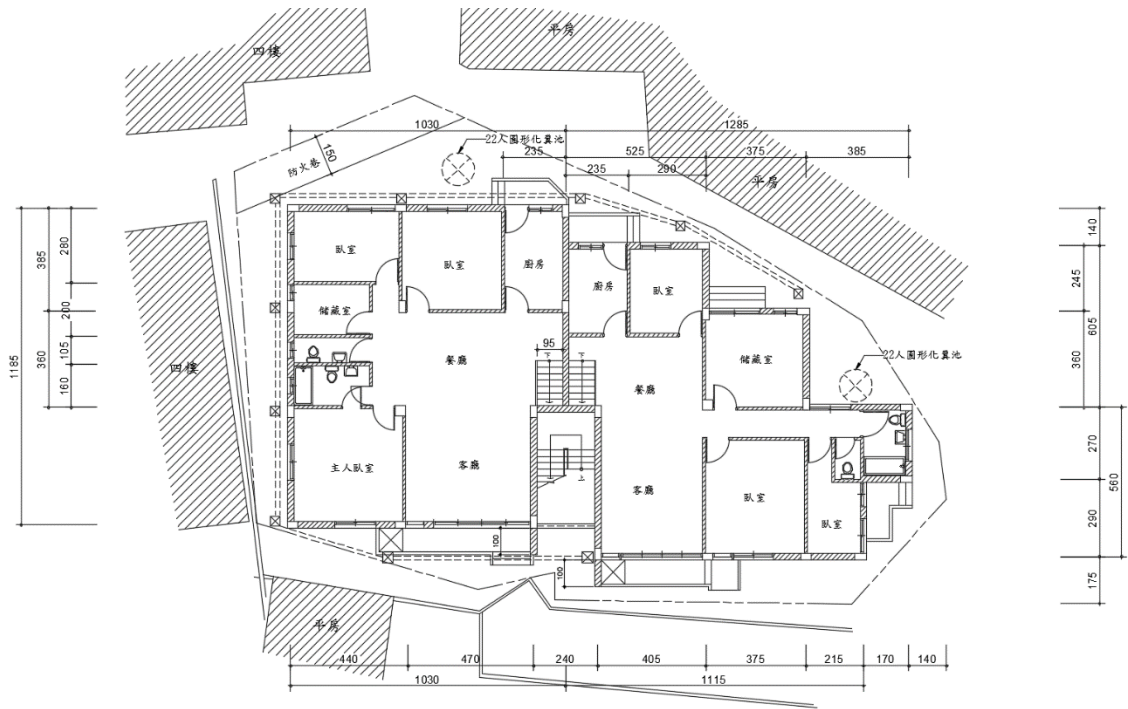


圖 7.1 案例A建築平面圖(1層)

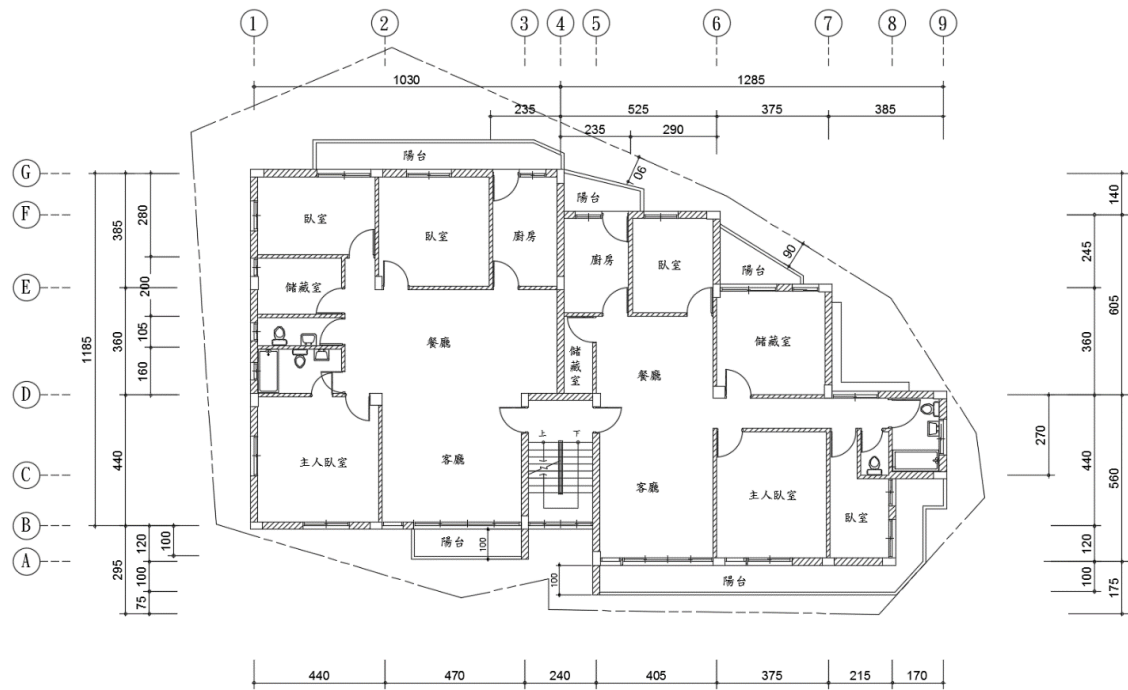


圖 7.2 案例A之建築平面圖(2~4層)

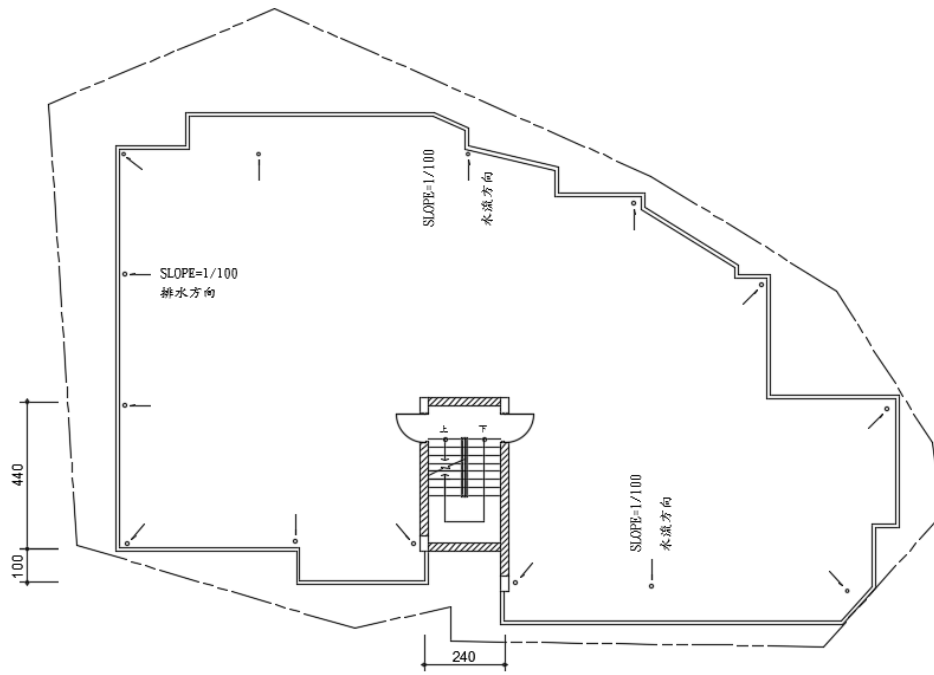


圖 7.3 案例A建築平面圖(屋頂層)

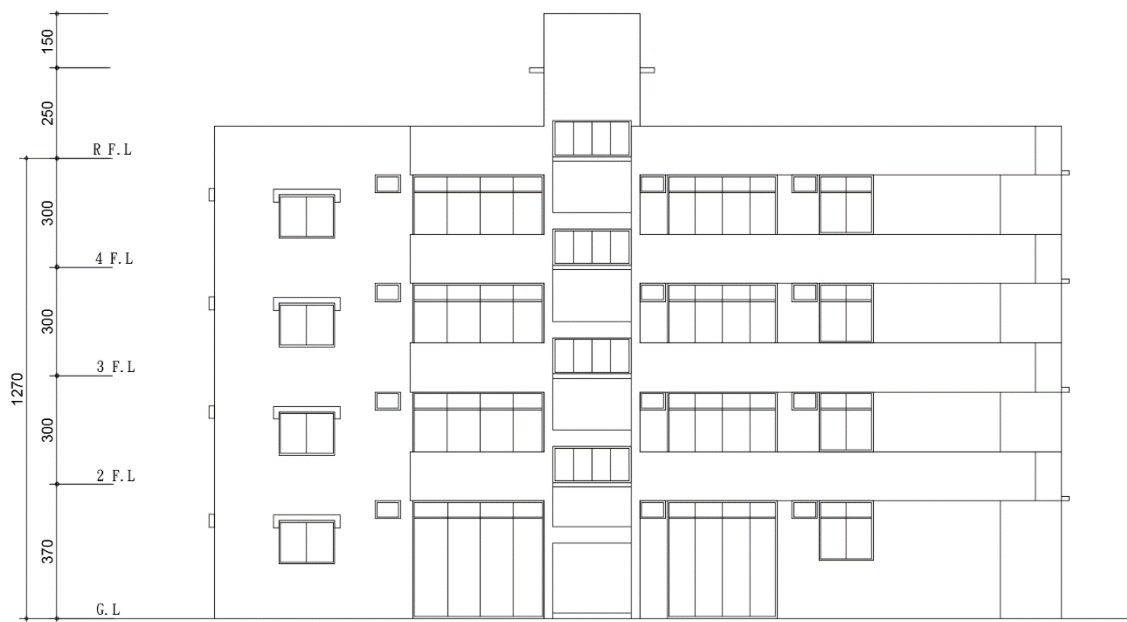


圖 7.4 案例A正立面圖

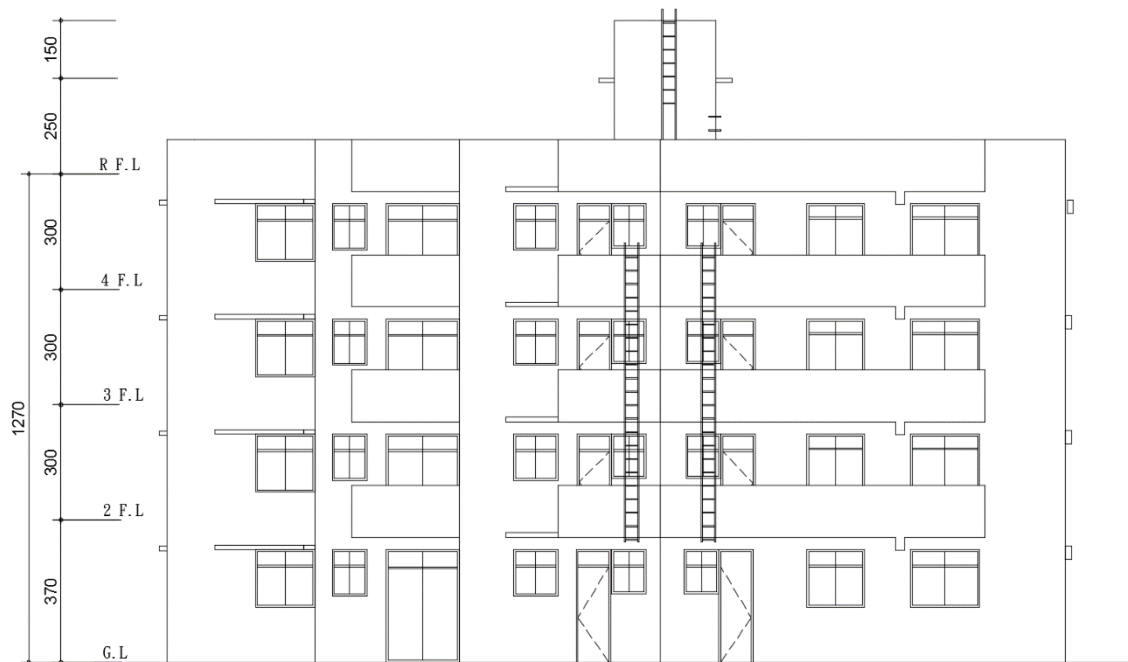


圖 7.5 案例A背立面圖

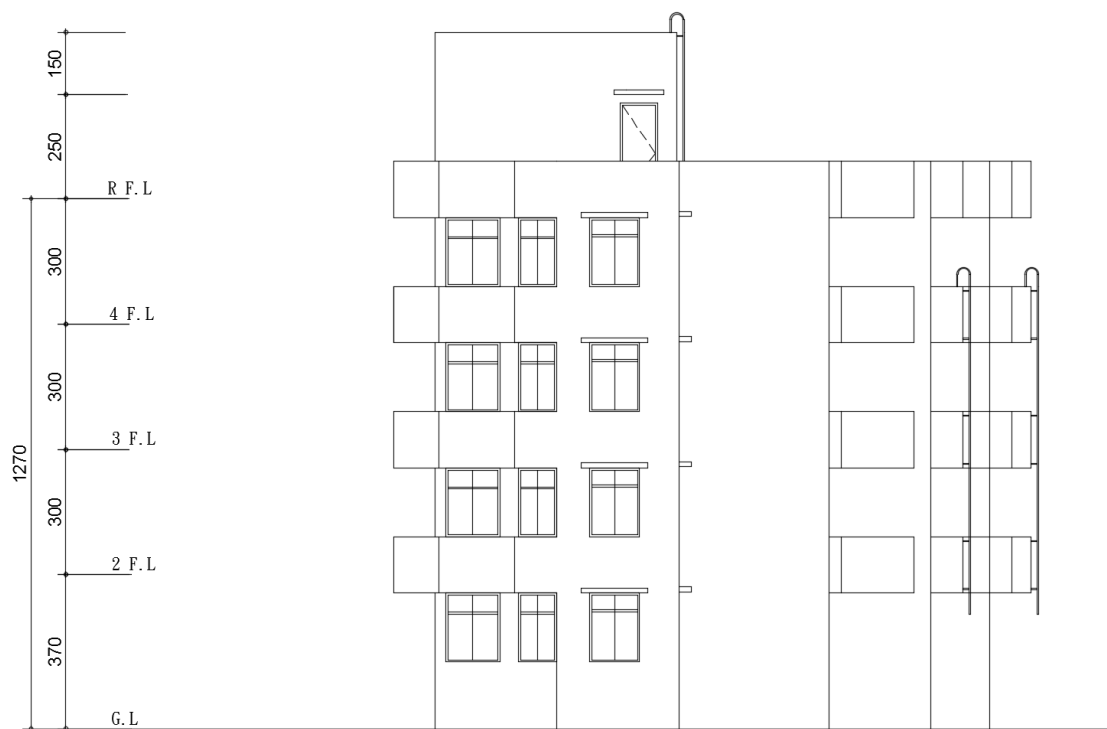


圖 7.6 案例A左側立面圖

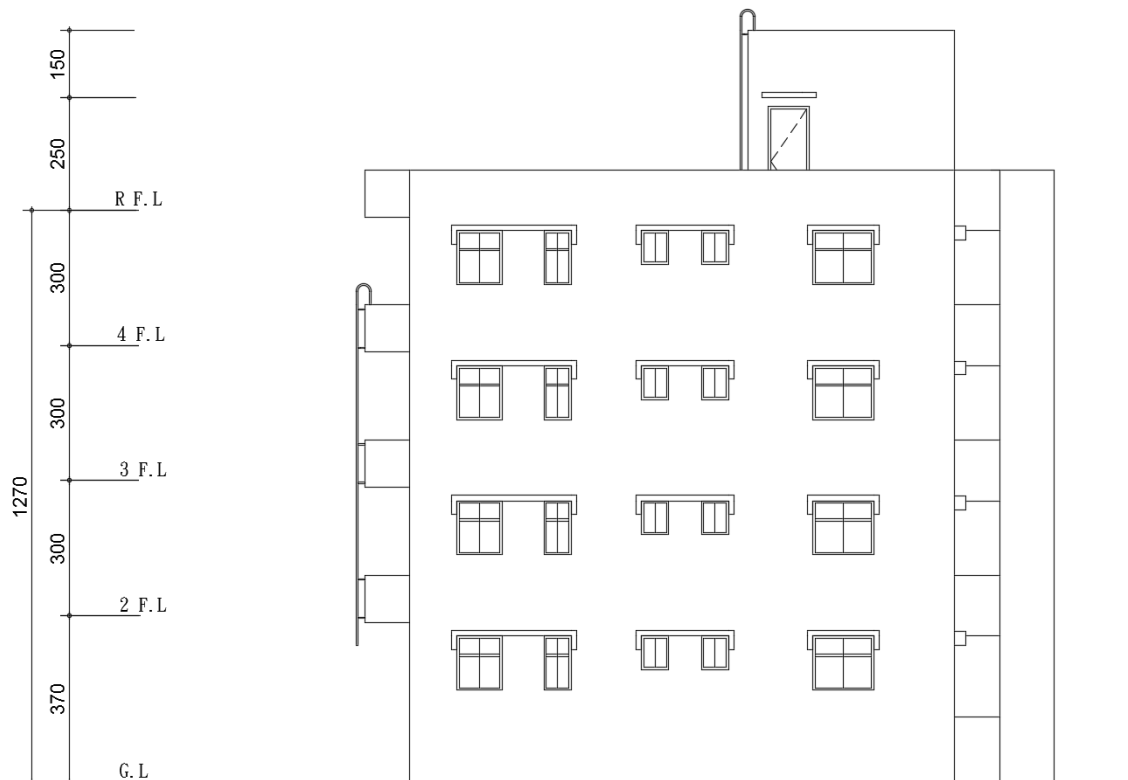


圖 7.7 案例A右側立面圖

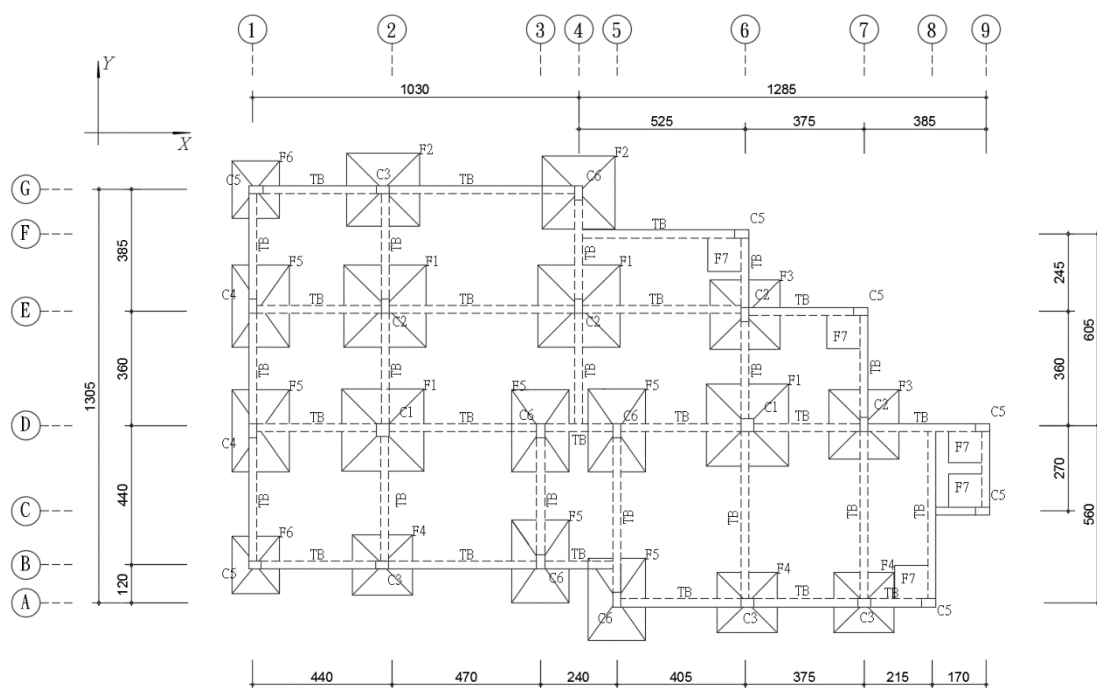


圖 7.8 案例A結構平面圖(基礎)

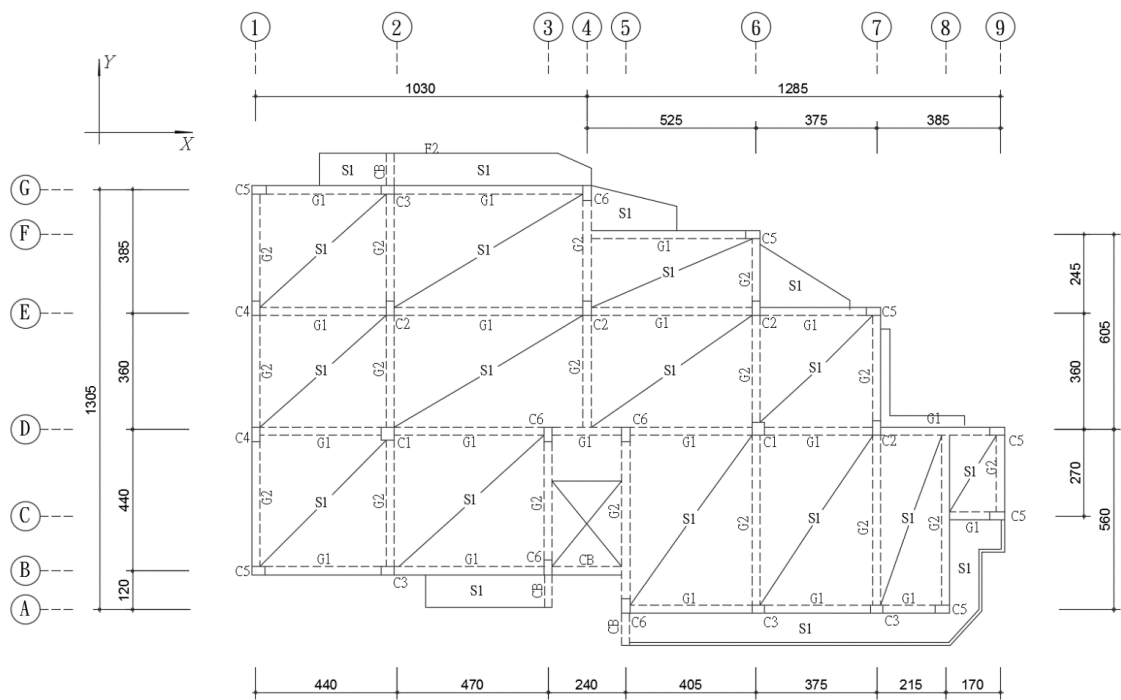


圖 7.9 案例A之結構平面圖(2~4層、屋頂層)

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
四 樓	 6- D16 Hoops D10@25 35 x 35	 6- D16 Hoops D10@25 25 x 40	 8- D16 Hoops D10@25 40 x 25	 6- D16 Hoops D10@25 25 x 40	 6- D16 Hoops D10@25 40 x 25	 6- D16 Hoops D10@25 25 x 40
三 樓	 4- D19 4- D16 Hoops D10@25 35 x 35	 8- D16 Hoops D10@25 25 x 40	 4- D19 4- D16 Hoops D10@25 40 x 25	 8- D16 Hoops D10@25 25 x 40	 6- D19 2- D16 Hoops D10@25 40 x 25	 6- D19 2- D16 Hoops D10@25 25 x 40
二 樓	 10- D19 Hoops D10@25 40 x 40	 10- D16 Hoops D10@25 25 x 45	 4- D19 6- D16 Hoops D10@25 45 x 25	 8- D16 Hoops D10@25 25 x 45	 6- D19 2- D16 Hoops D10@25 45 x 25	 6- D19 2- D16 Hoops D10@25 25 x 45
一 樓	 4- D22 8- D19 Hoops D10@25 40 x 40	 4- D19 6- D16 Hoops D10@25 25 x 45	 4- D19 8- D16 Hoops D10@25 45 x 25	 4- D19 6- D16 Hoops D10@25 25 x 45	 8- D19 2- D16 Hoops D10@25 45 x 25	 6- D19 4- D16 Hoops D10@25 25 x 45

圖 7.10 案例A柱斷面圖

	G1 25 x 45	G2 25 x 45
屋頂	 上• 6-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25	 上• 3-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25
四樓	 上• 6-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25	 上• 4-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25
三樓	 上• 2-D16 • 4-D19 下• 3-D16 Hoops D10@25	 上• 5-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25
二樓	 上• 6-D19 下• 3-D19 Hoops D10@25	 上• 6-D16 下• 2-D16 Hoops D10@25

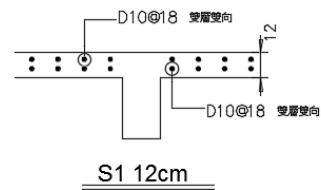
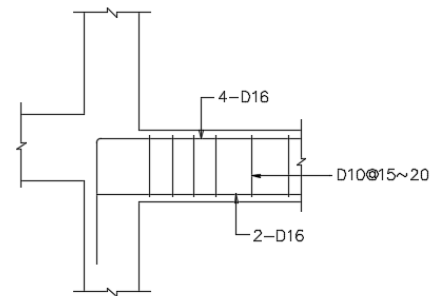


圖 7.11 案例A梁及版斷面圖

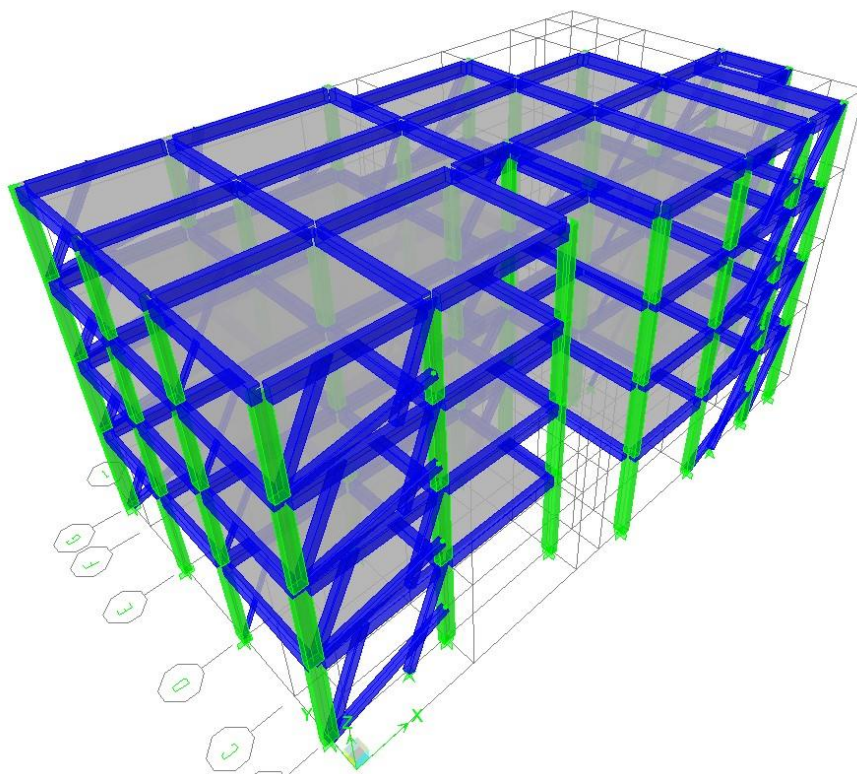


圖 7.12 案例A結構 3D模型(含牆構件)

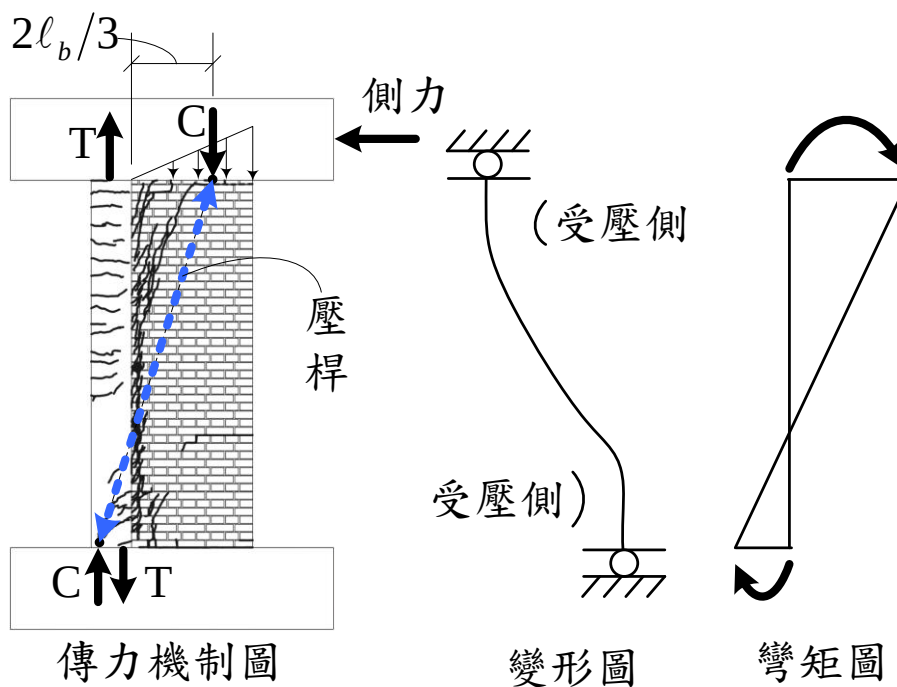


圖 7.13 近施力側磚翼牆對角壓桿傳力機制[7.4]

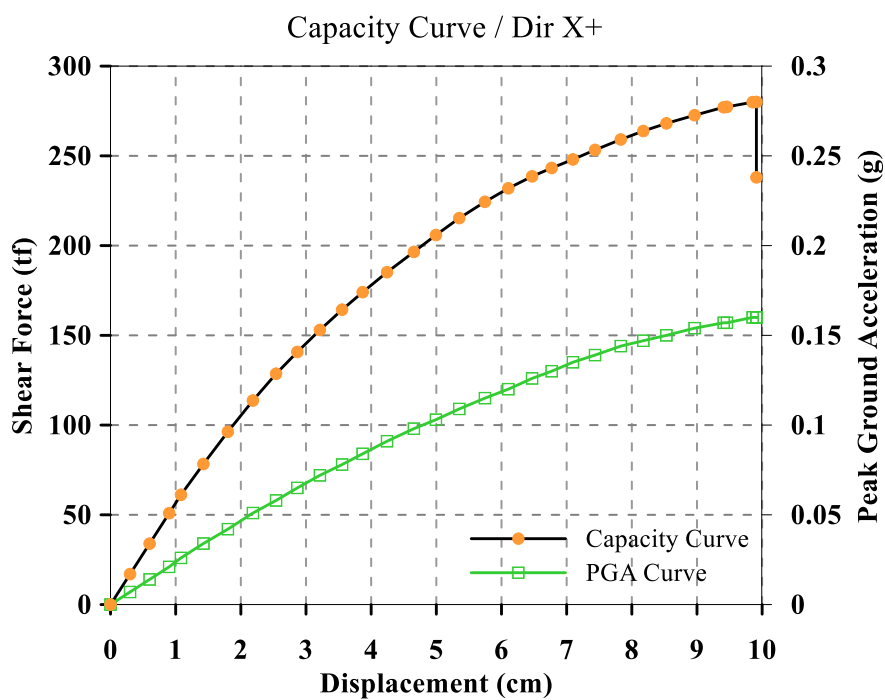


圖 7.14 案例A正X向容量曲線與耐震性能曲線

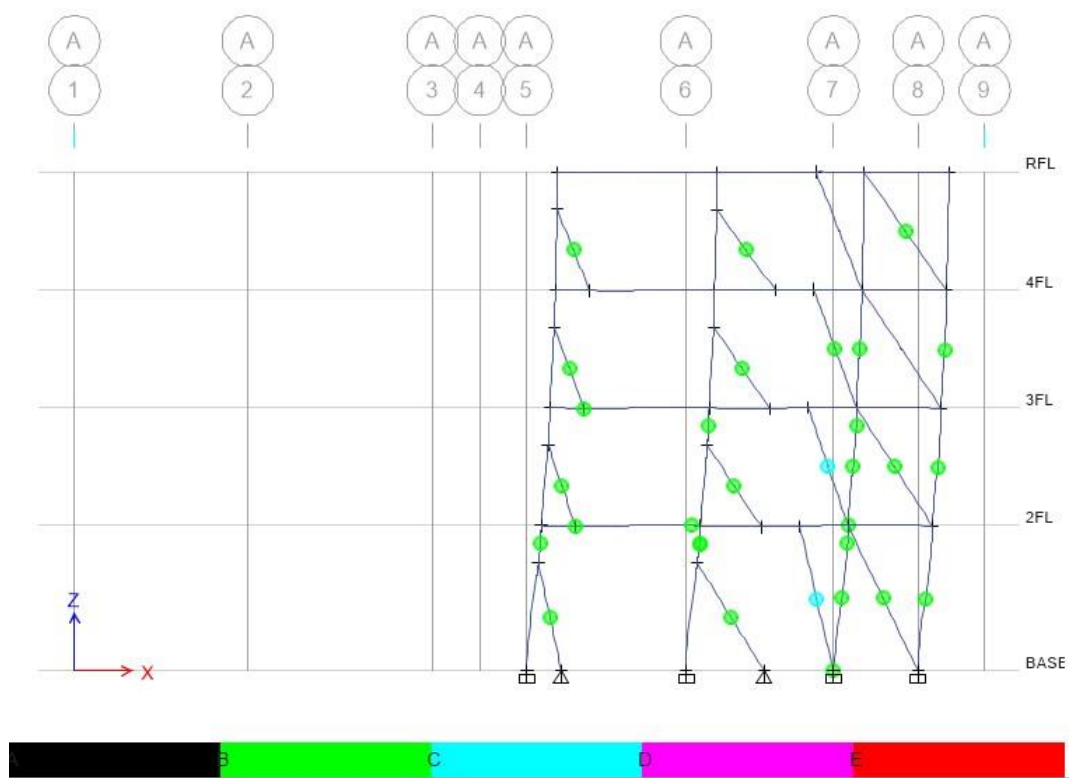


圖 7.15 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line A)

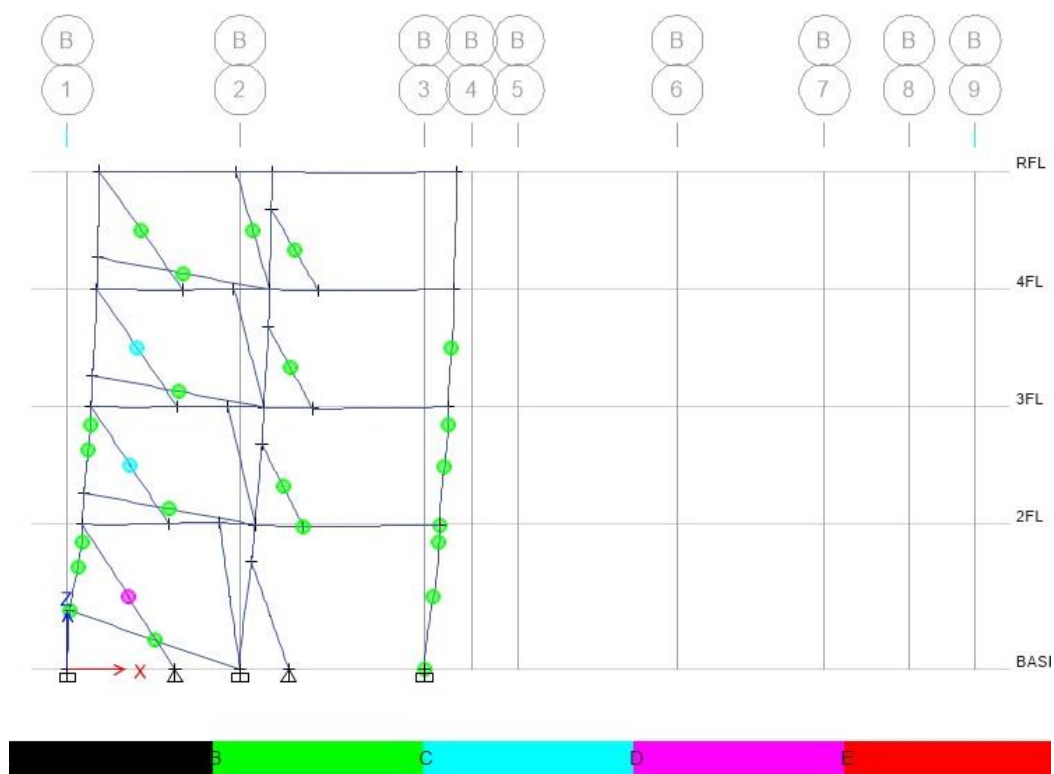


圖 7.16 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line B)

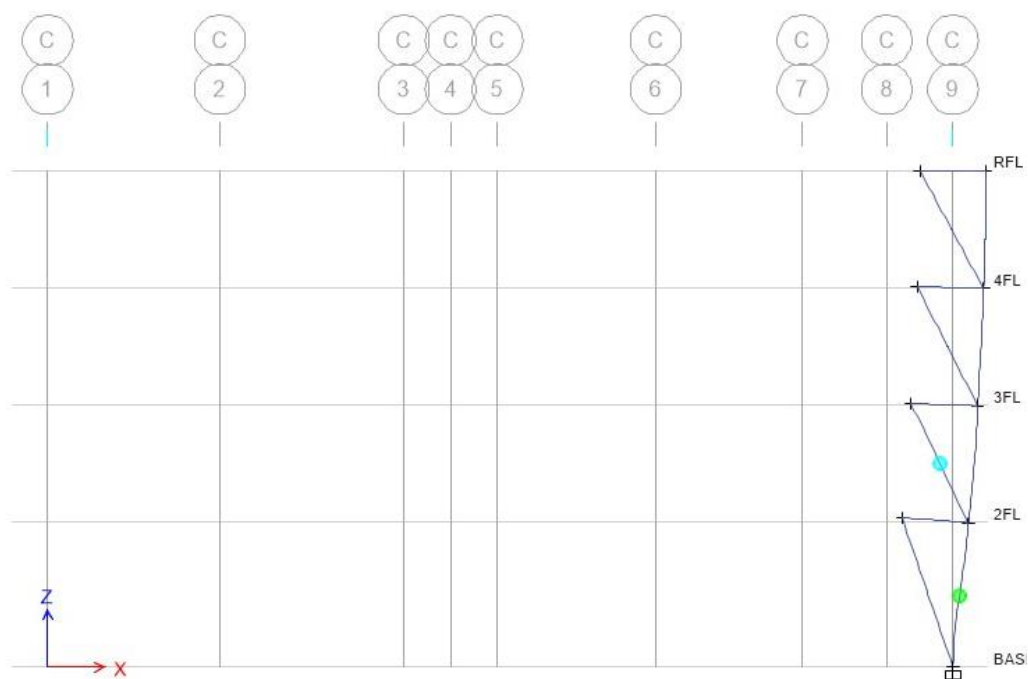


圖 7.17 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line C)

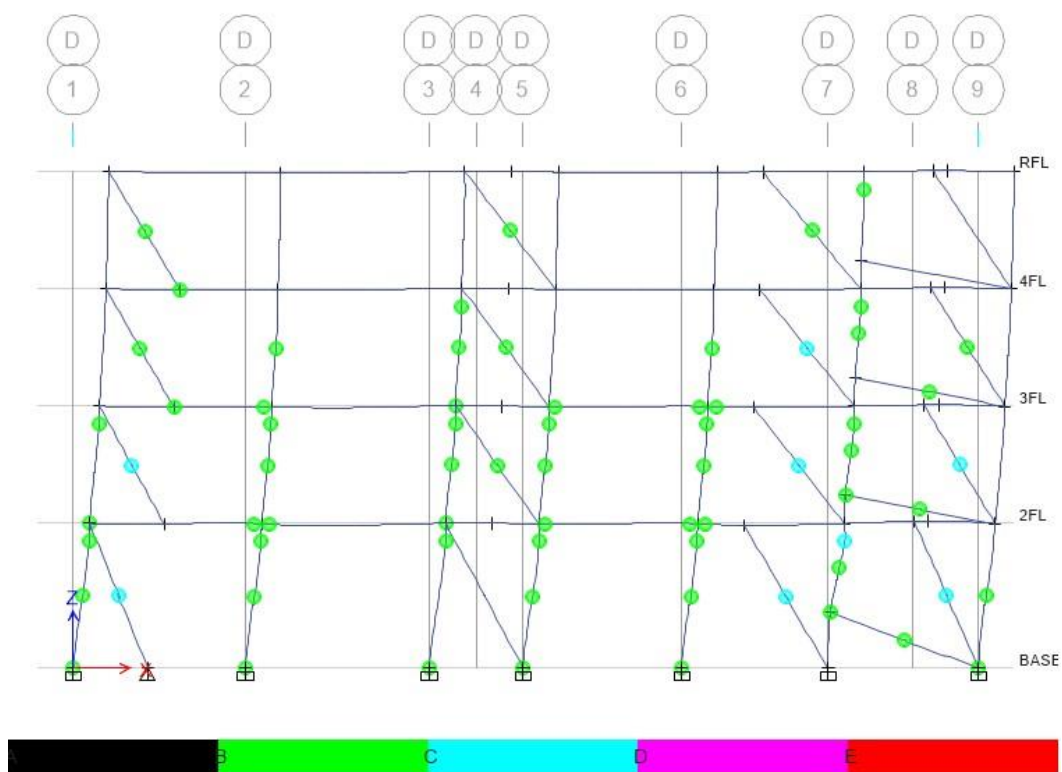


圖 7.18 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line D)

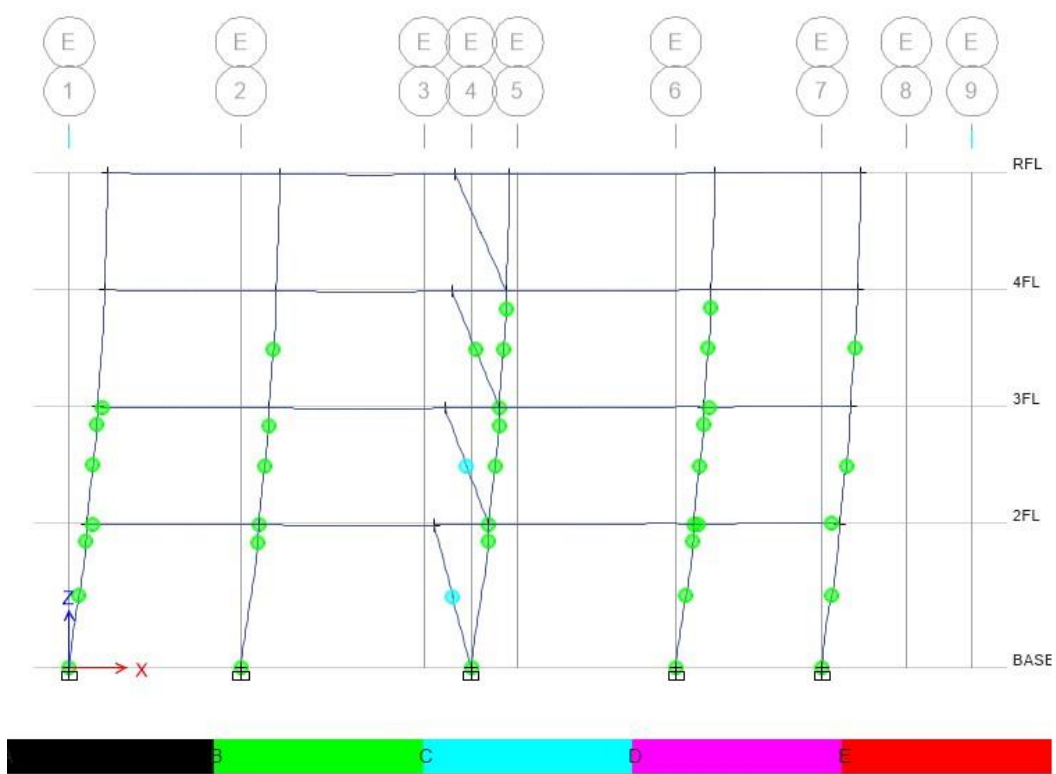


圖 7.19 案例A正X向側推分析側力強度點非線性鉸發展(line E)

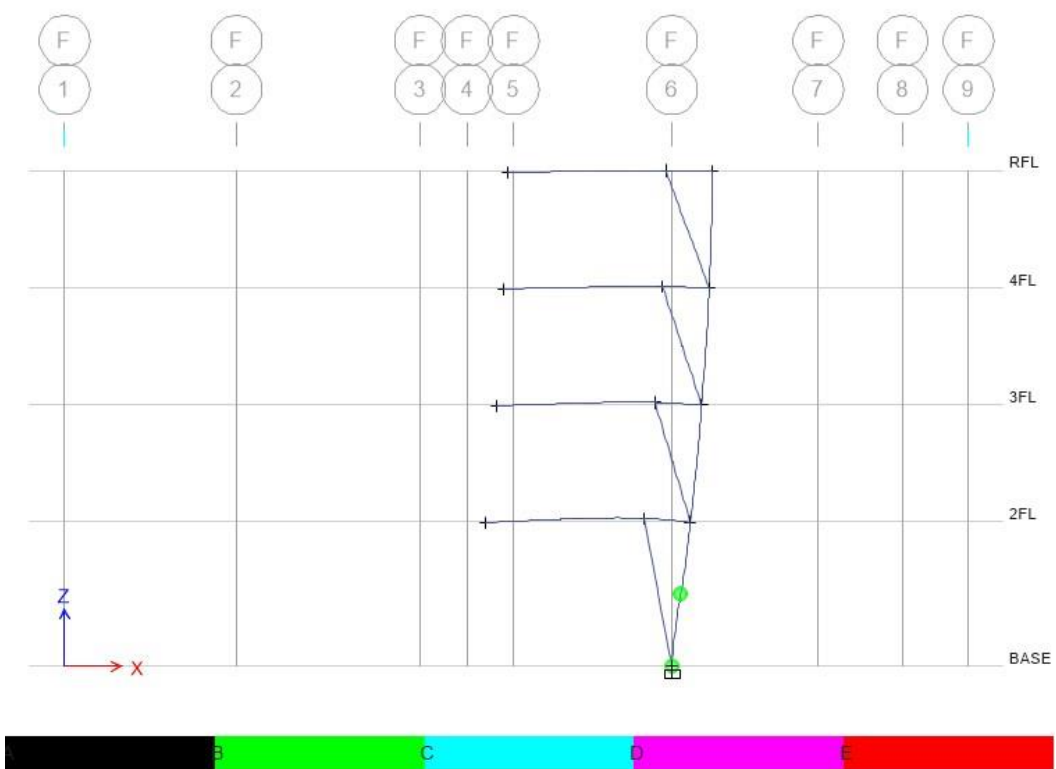


圖 7.20 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line F)

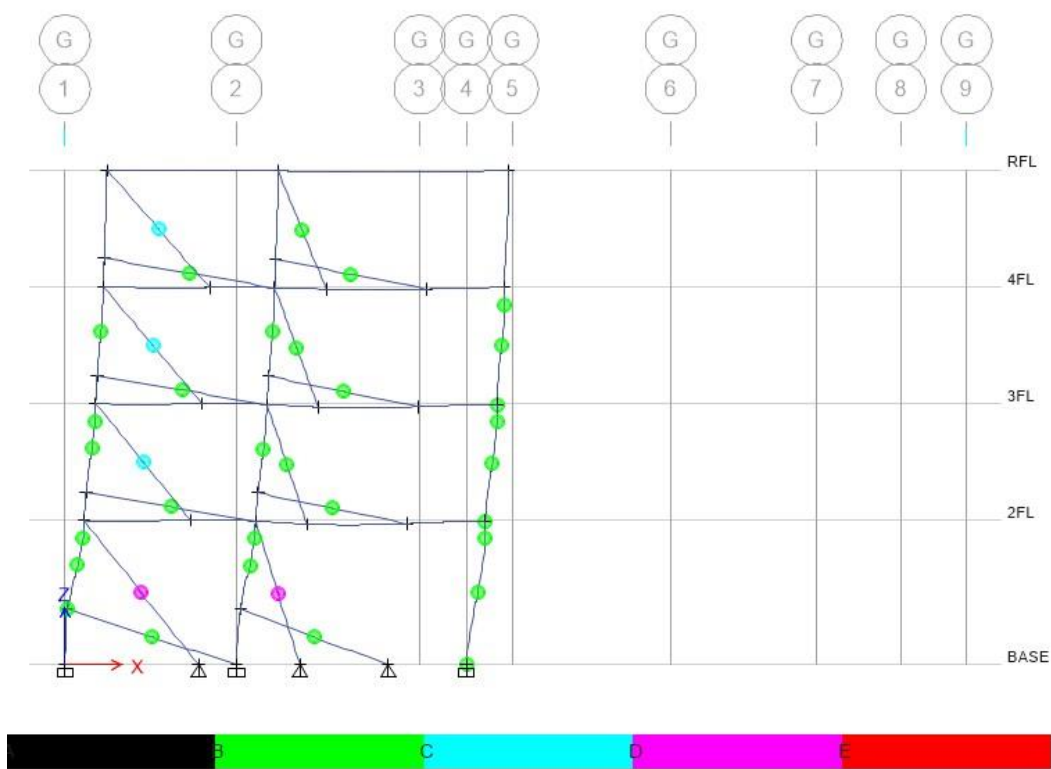


圖 7.21 案例A正X向側力強度點非線性鉸發展(line G)

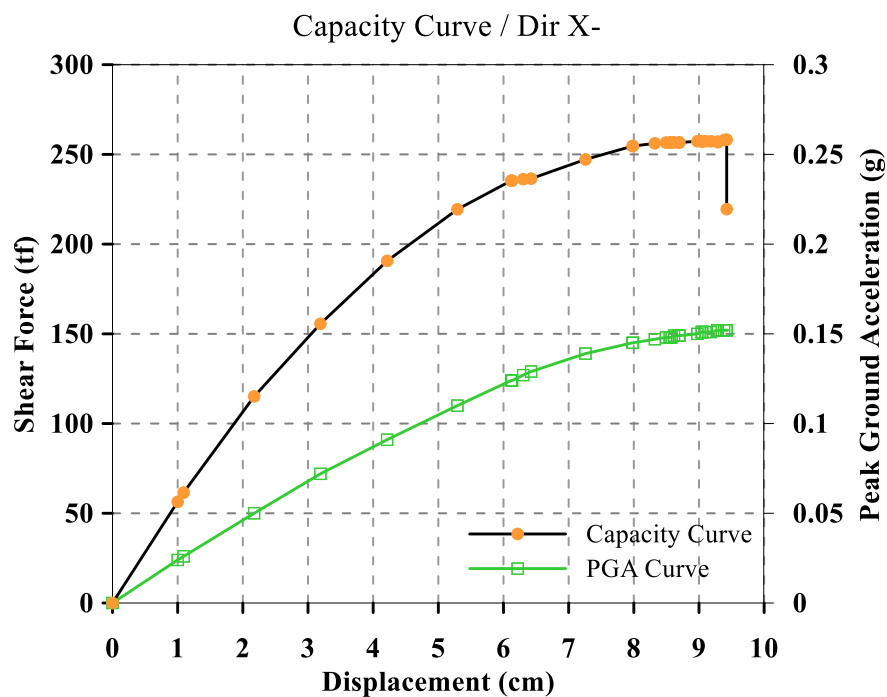


圖 7.22 案例A負X向容量曲線與耐震性能曲線

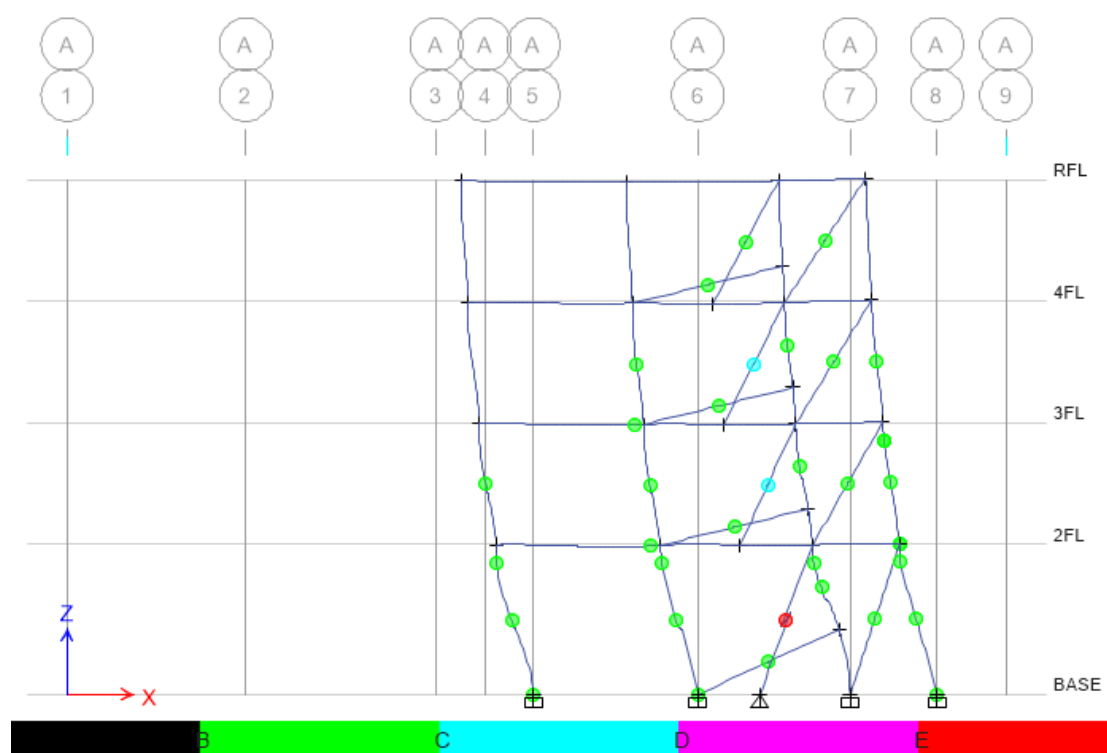


圖 7.23 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line A)

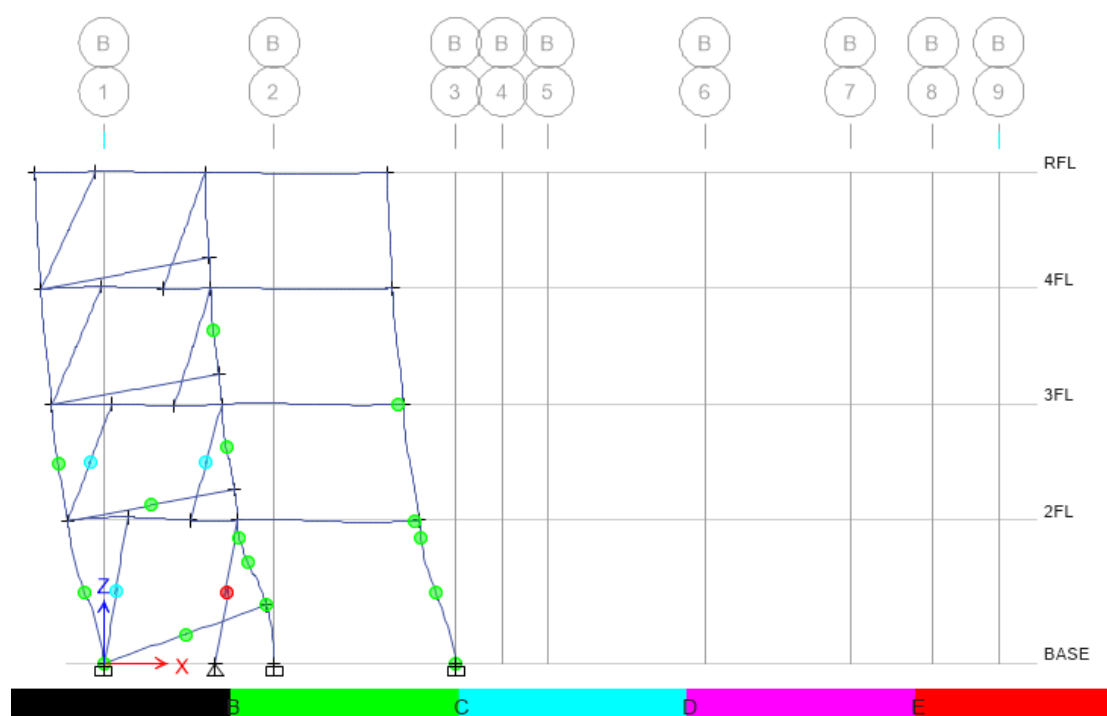


圖 7.24 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line B)

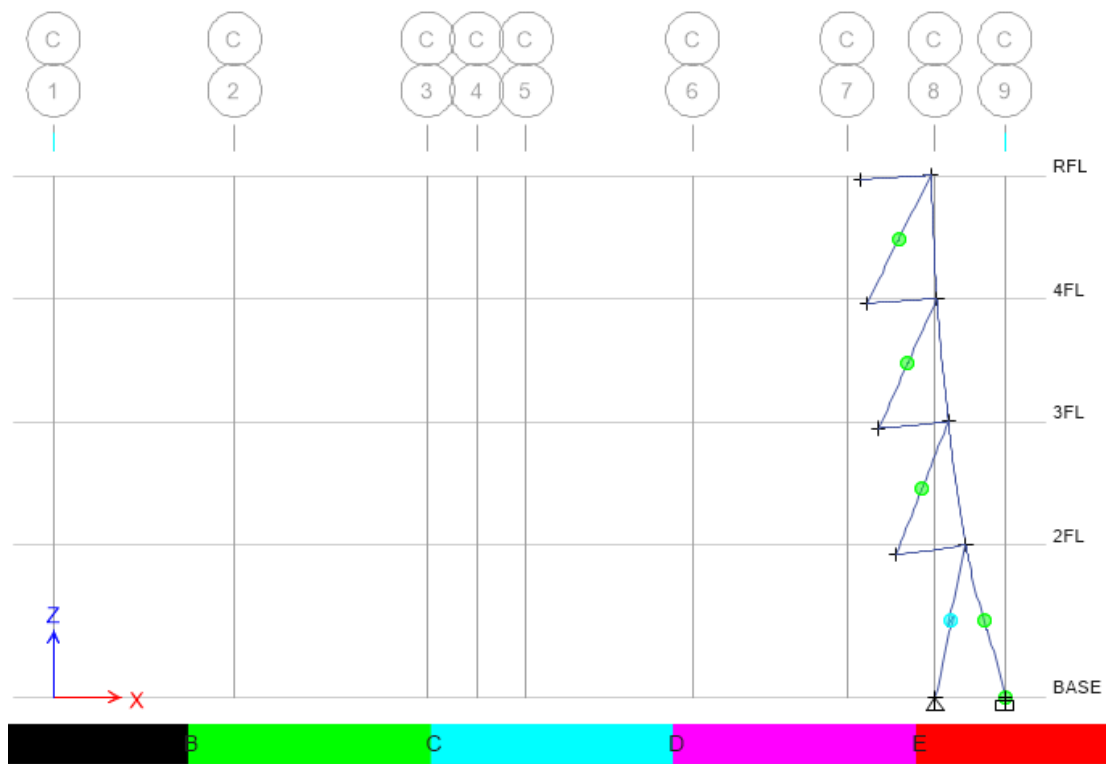


圖 7.25 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line C)

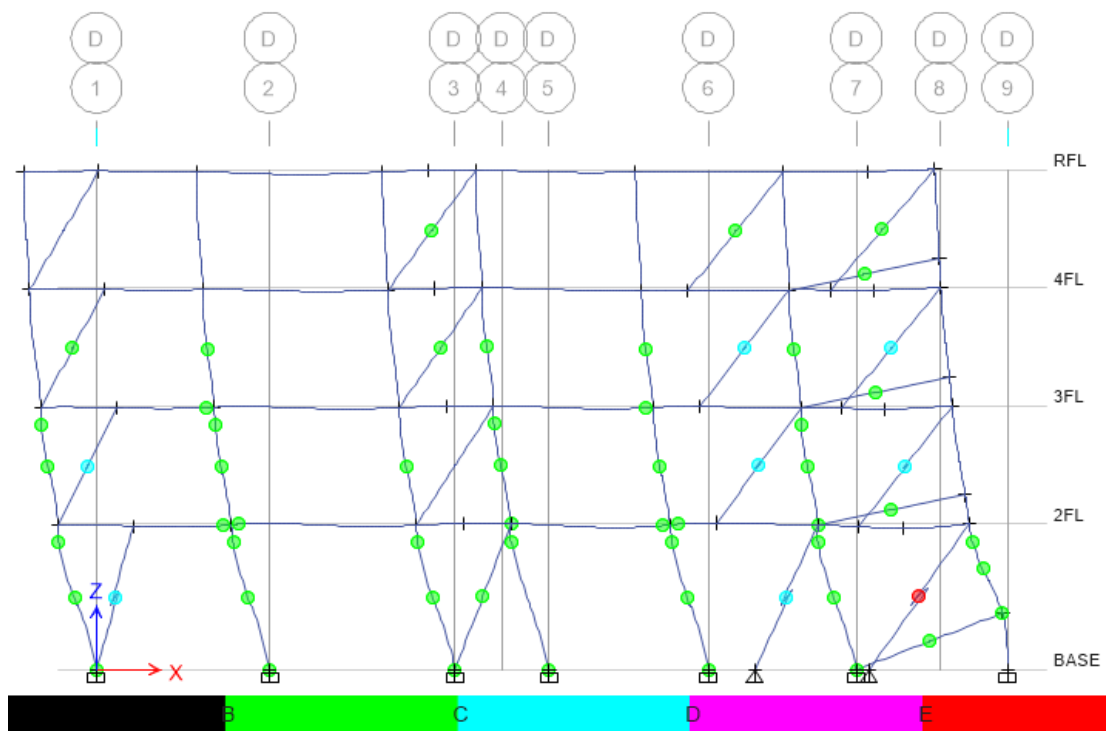


圖 7.26 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line D)

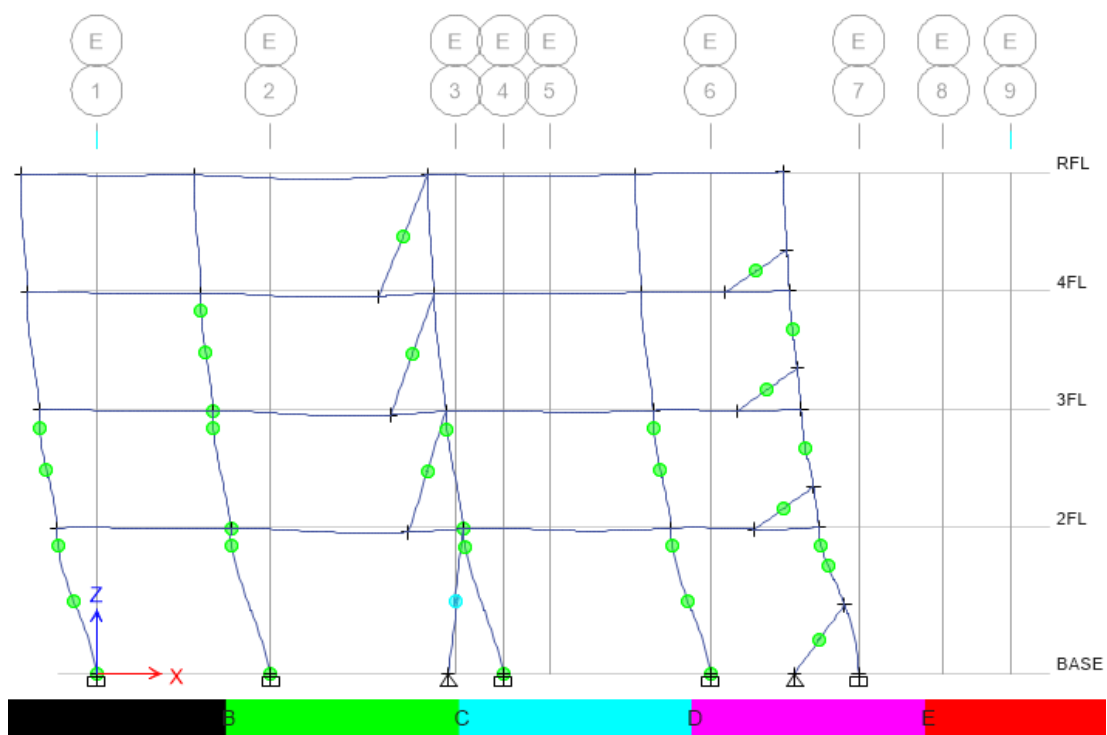


圖 7.27 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line E)

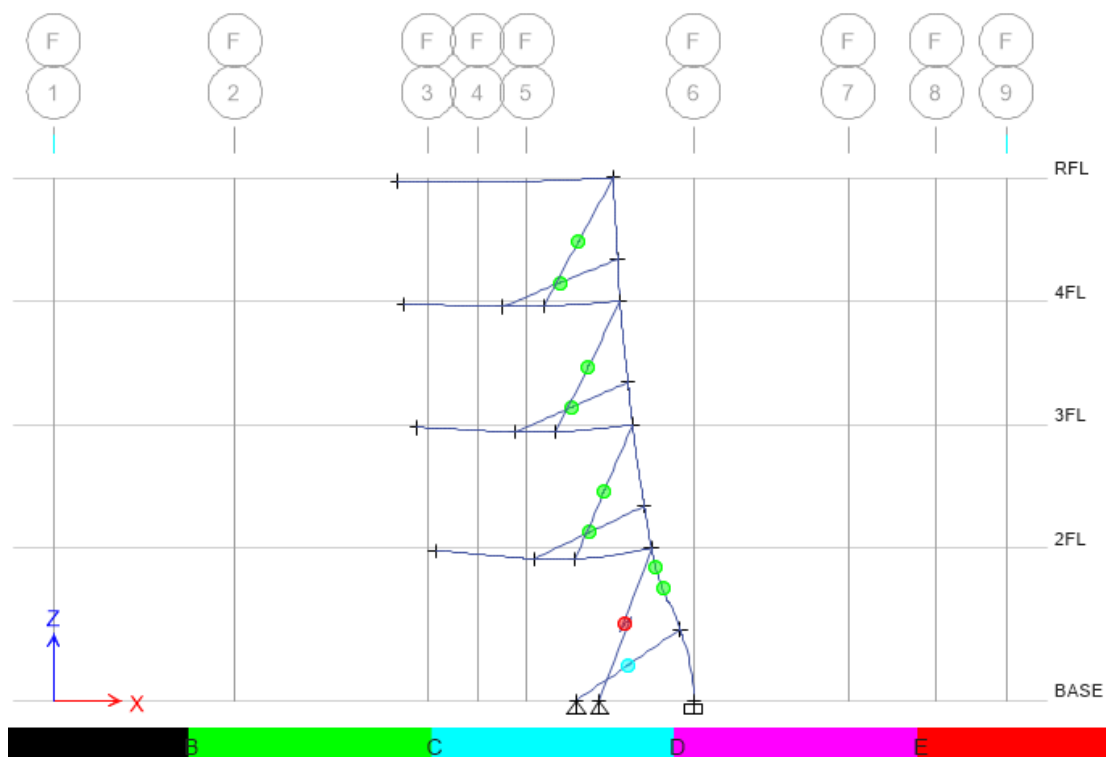


圖 7.28 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line F)

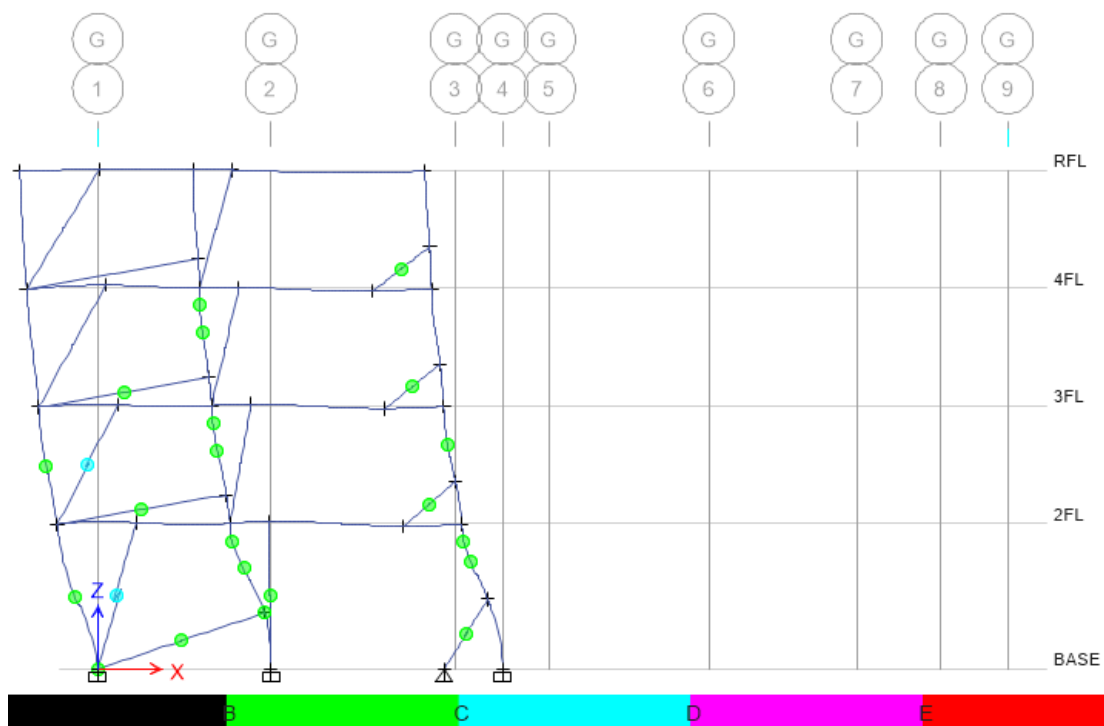


圖 7.29 案例A負X向側推最終點非線性鉸發展(line G)

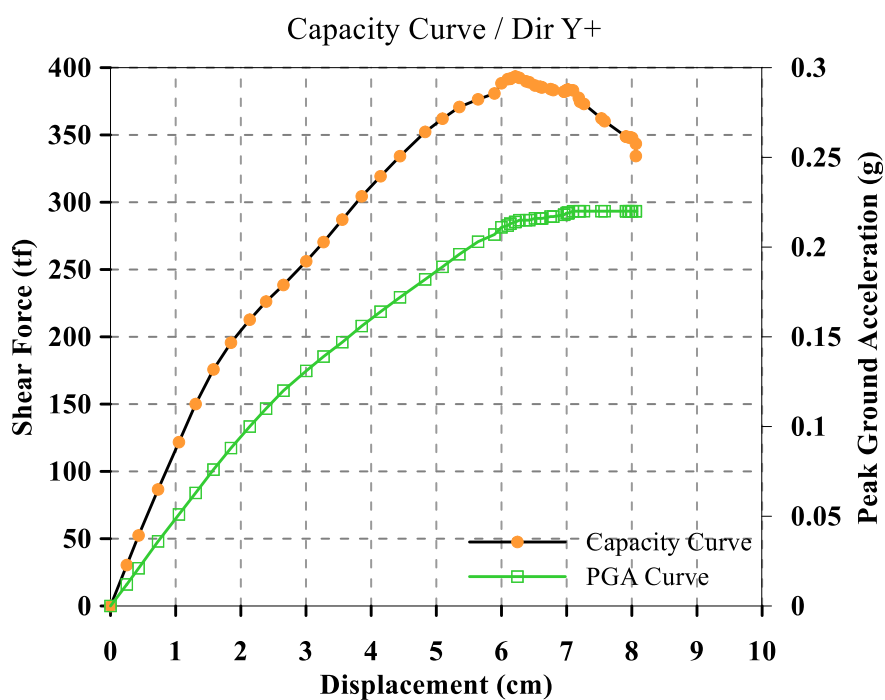


圖 7.30 案例A正Y向容量曲線與耐震性能曲線

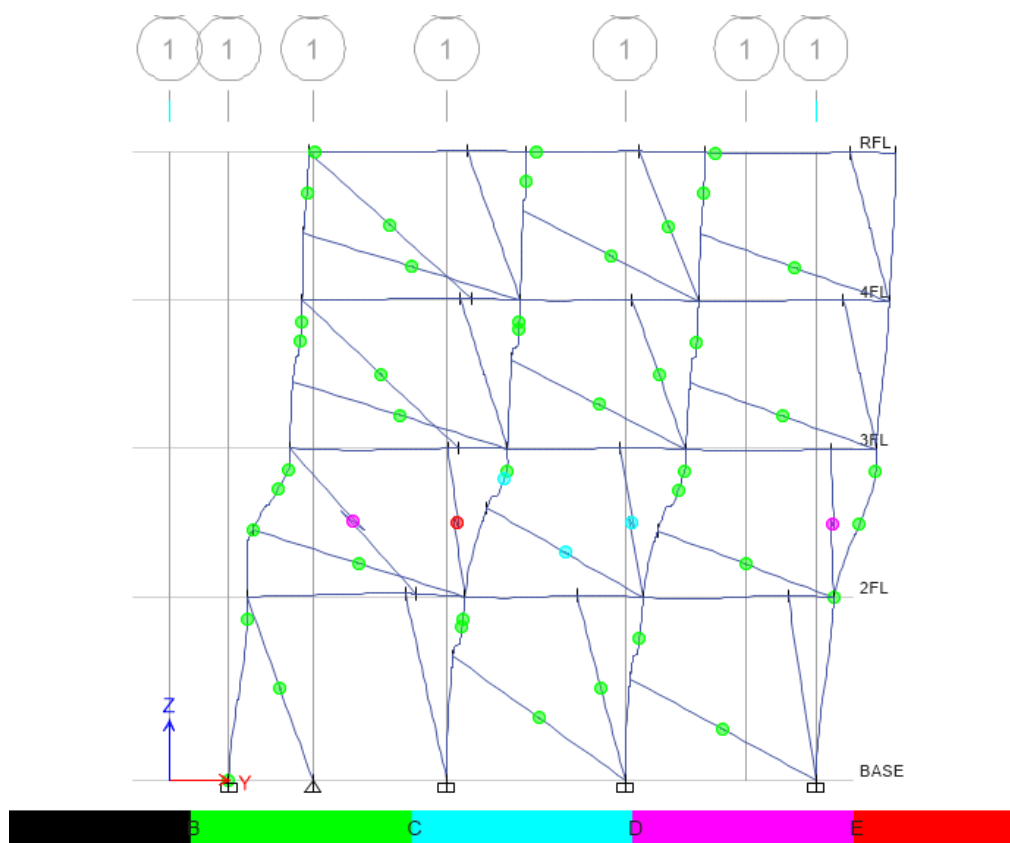


圖 7.31 案例A正Y向側推最終點非线性鉸發展(line 1)

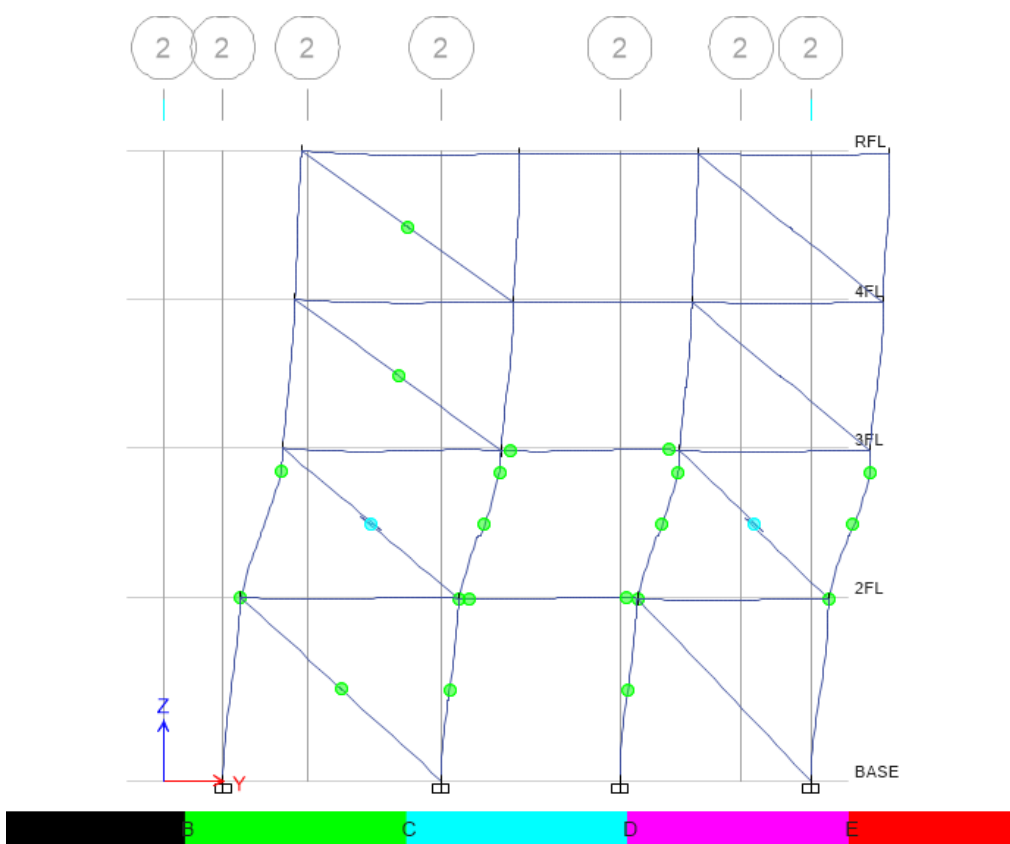


圖 7.32 案例A正Y向側推最終點非线性鉸發展(line 2)

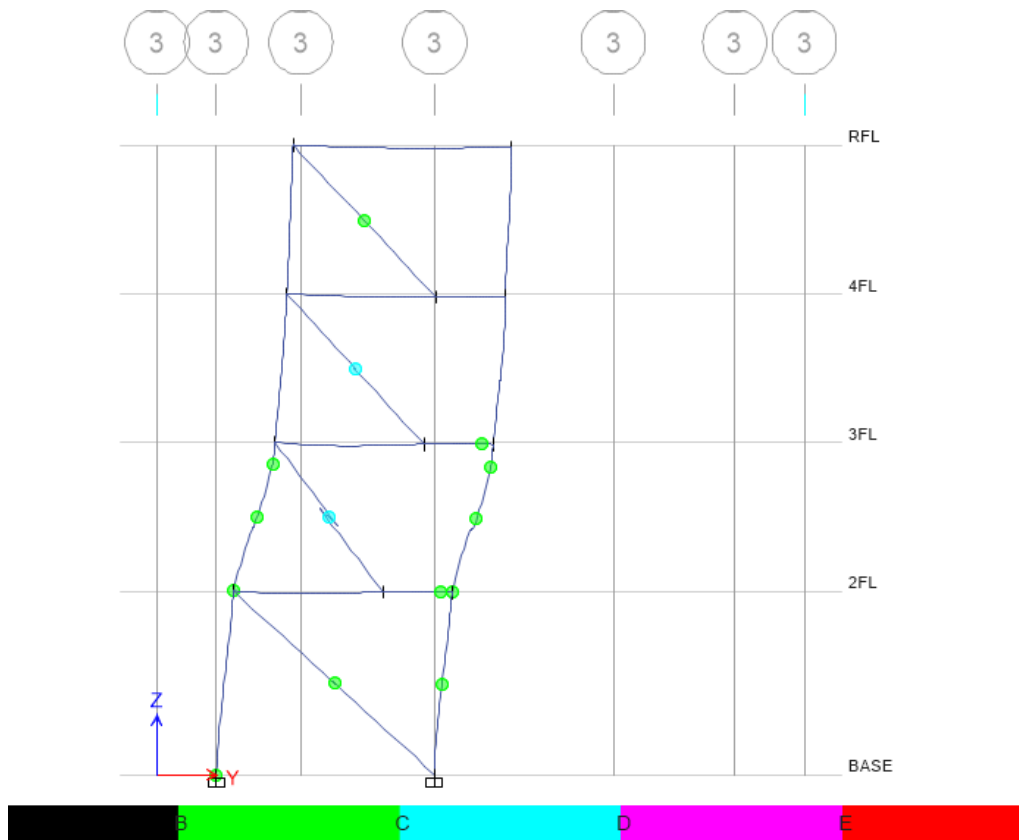


圖 7.33 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 3)

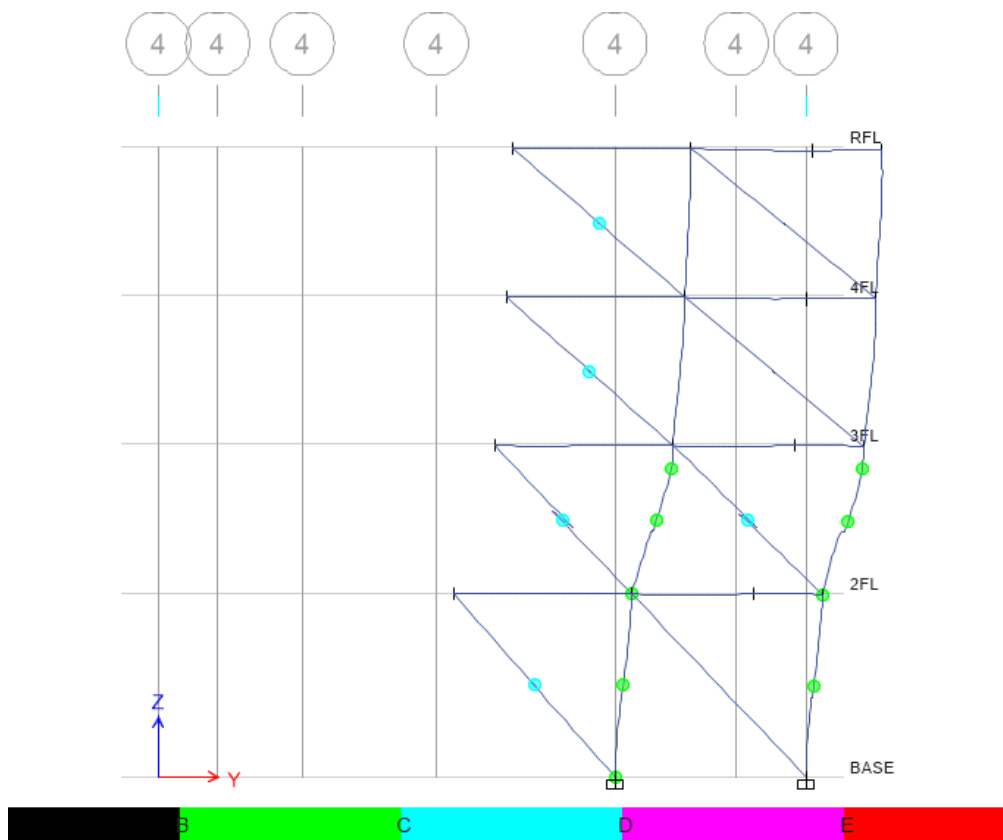


圖 7.34 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 4)

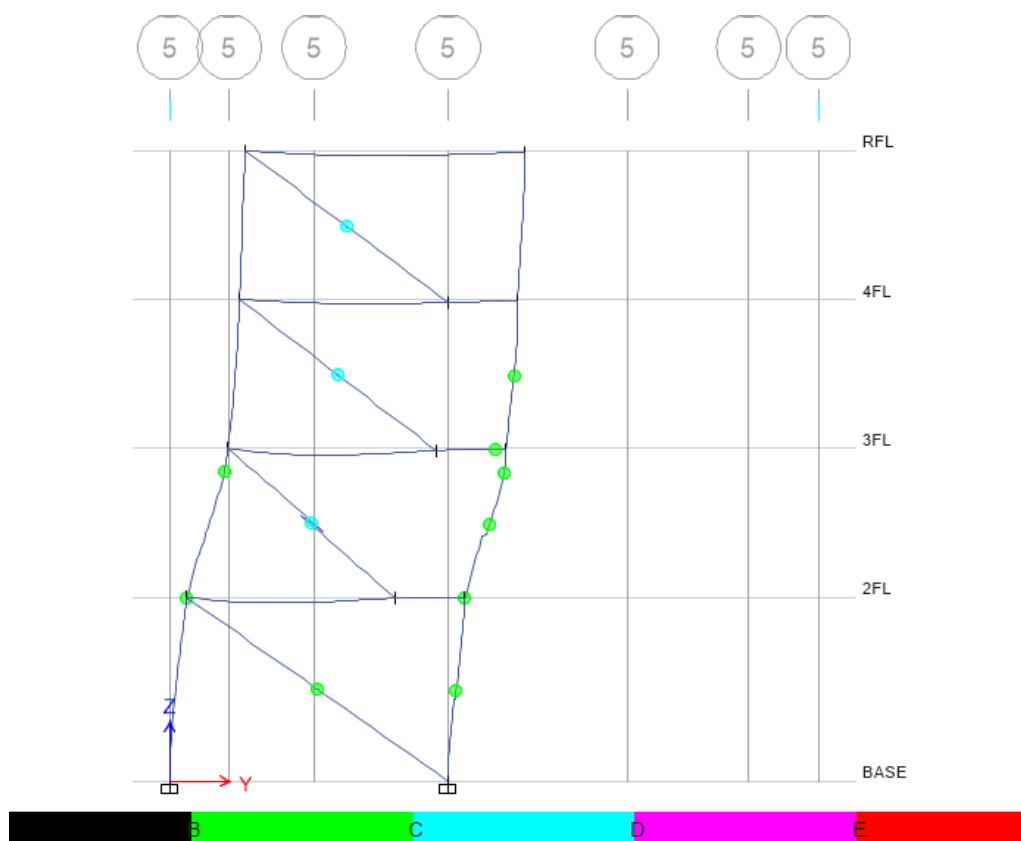


圖 7.35 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 5)

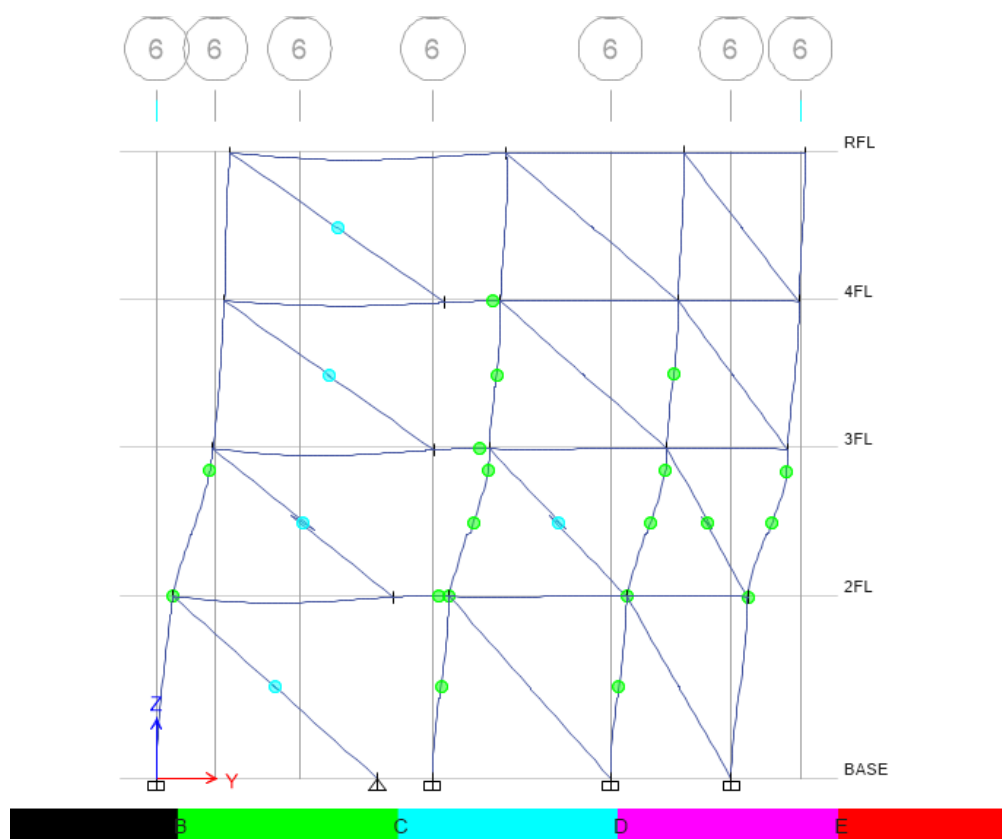


圖 7.36 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 6)

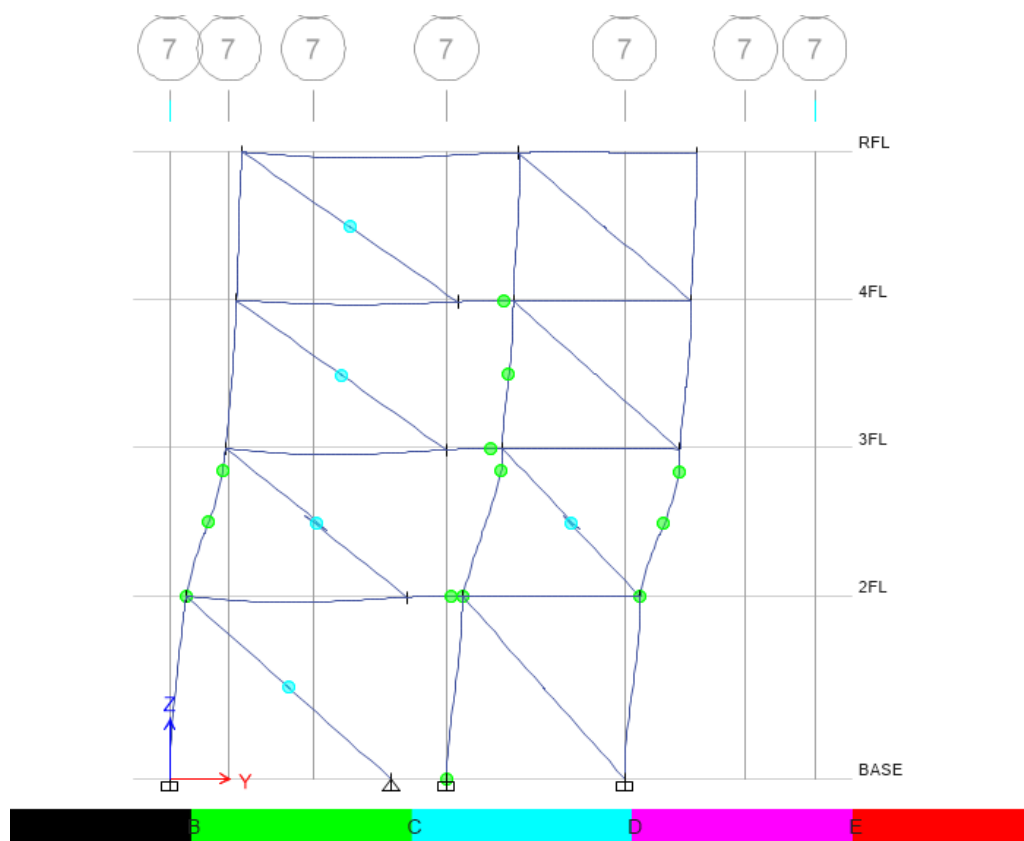


圖 7.37 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 7)

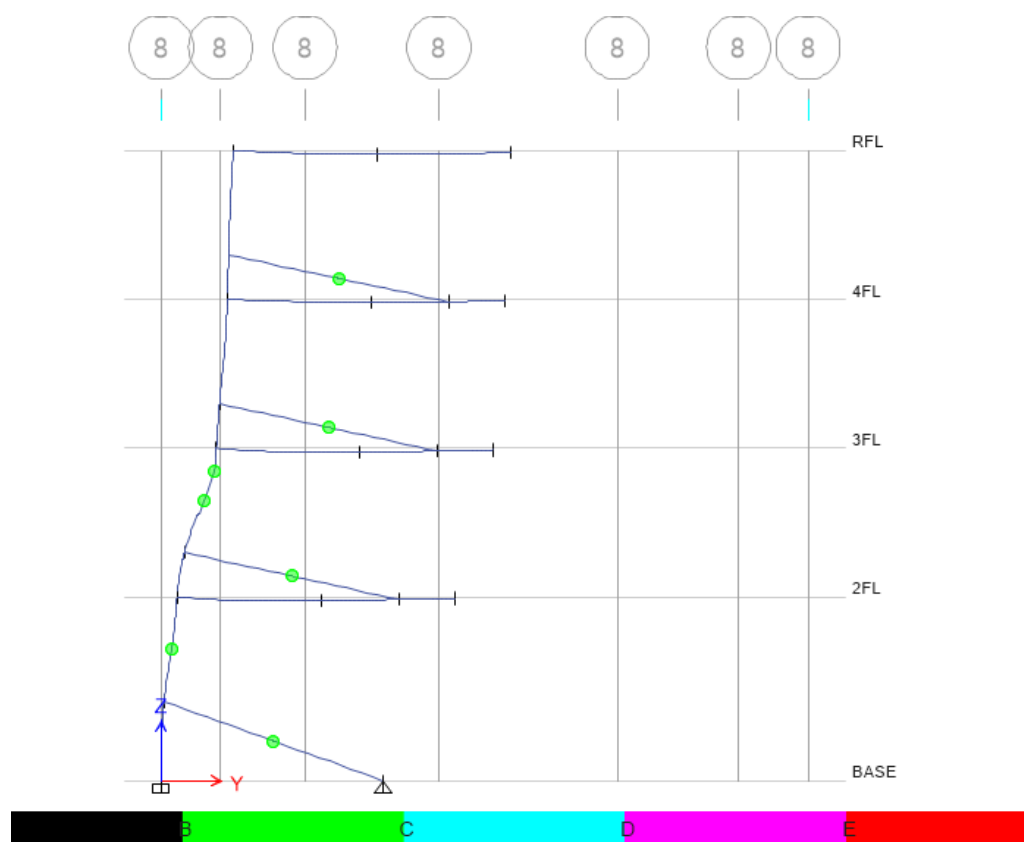


圖 7.38 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 8)

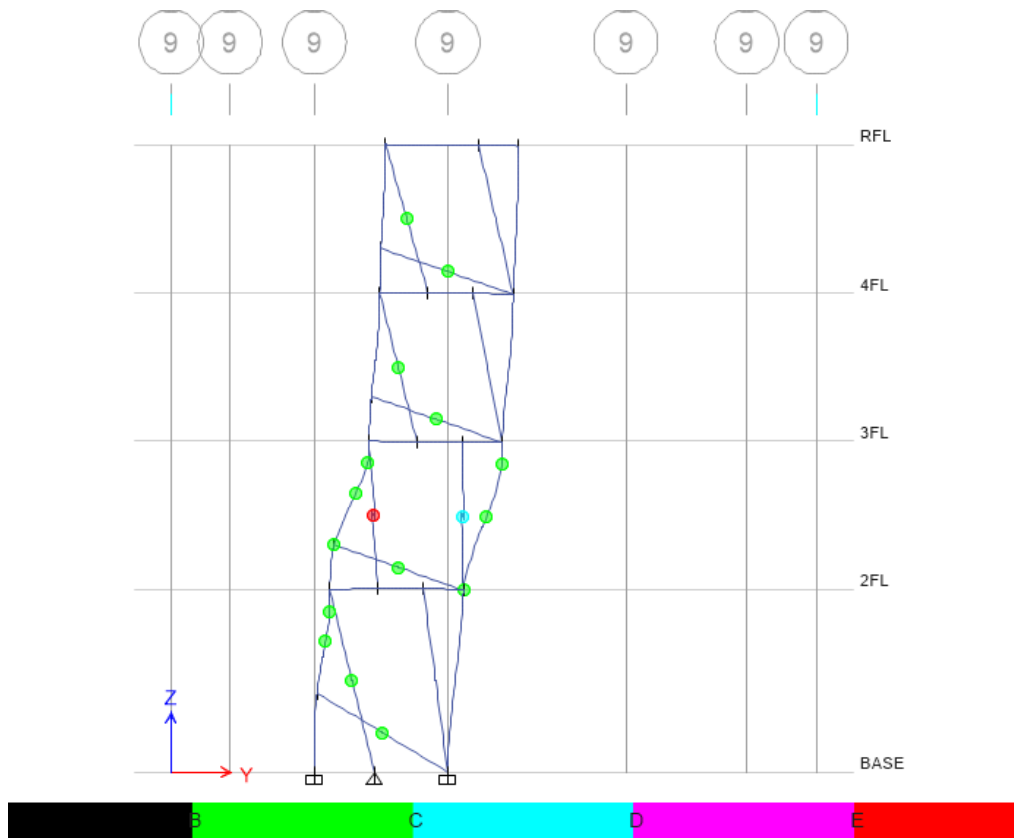


圖 7.39 案例A正Y向側推最終點非線性鉸發展(line 9)

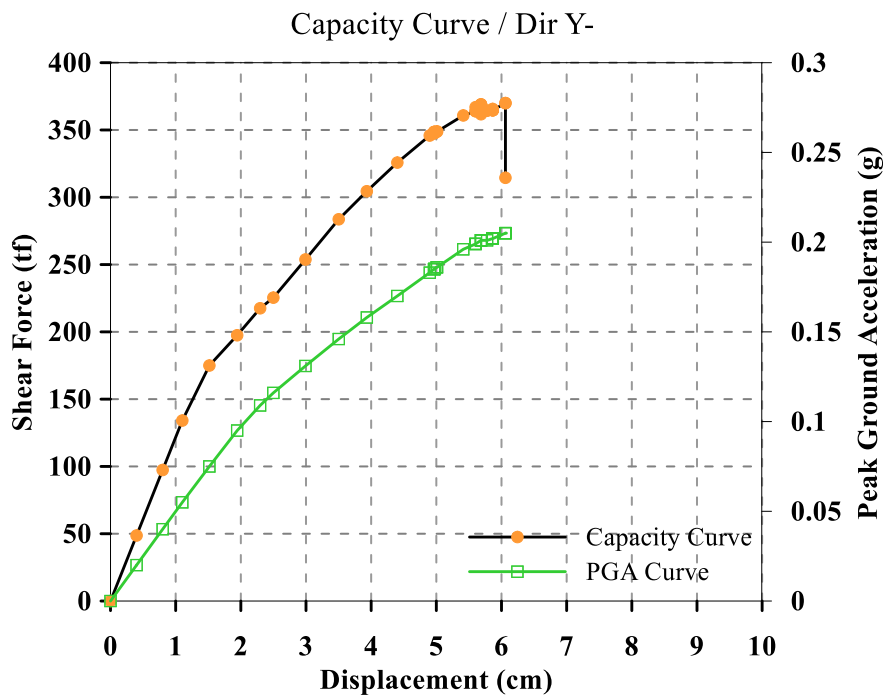


圖 7.40 案例A負Y向容量曲線與耐震性能曲線

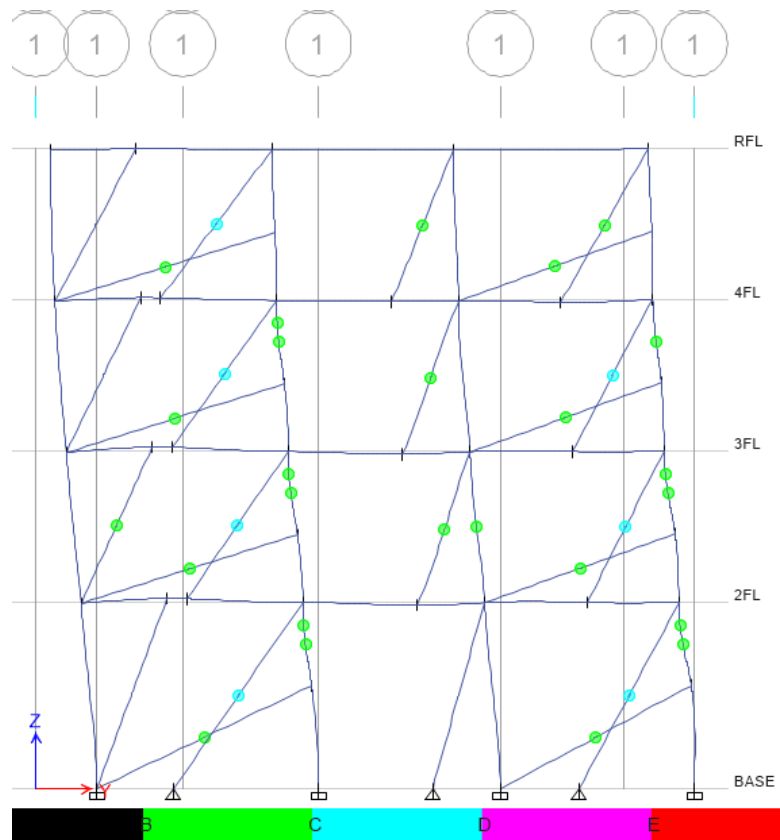


圖 7.41 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 1)

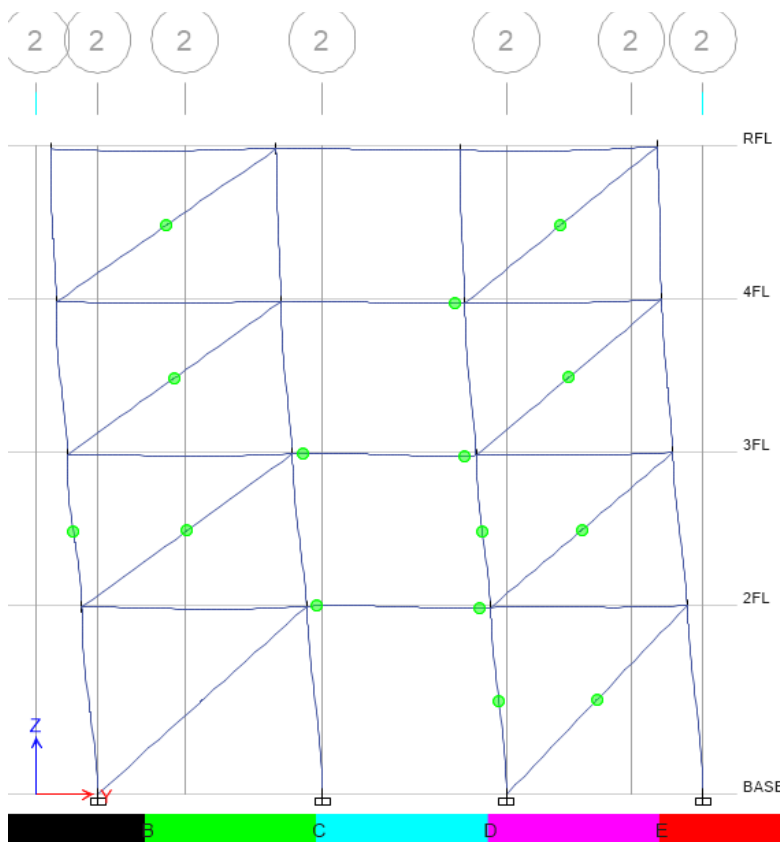


圖 7.42 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 2)

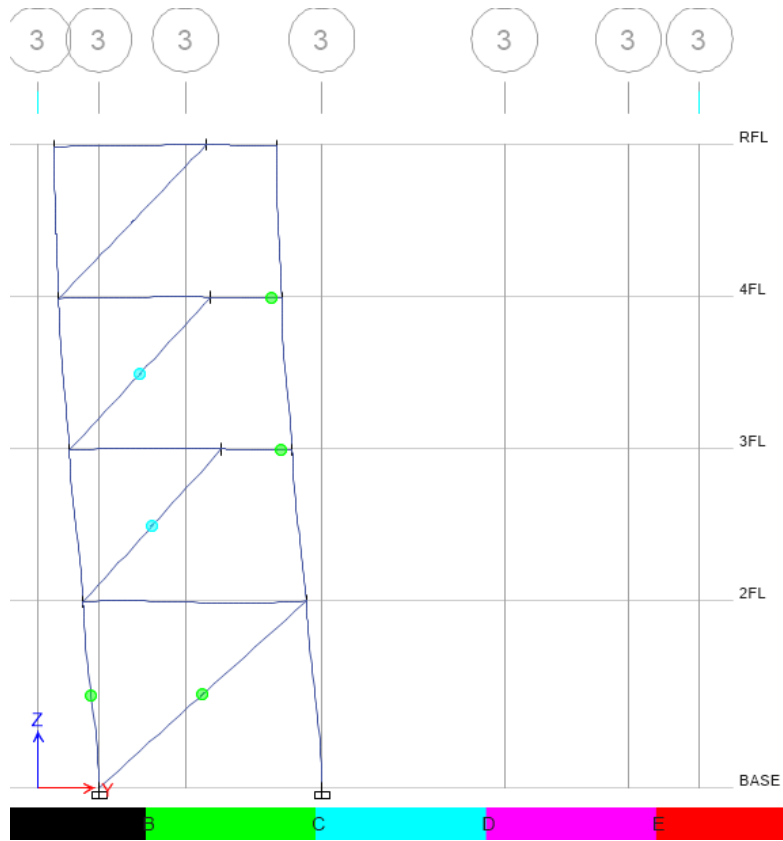


圖 7.43 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 3)

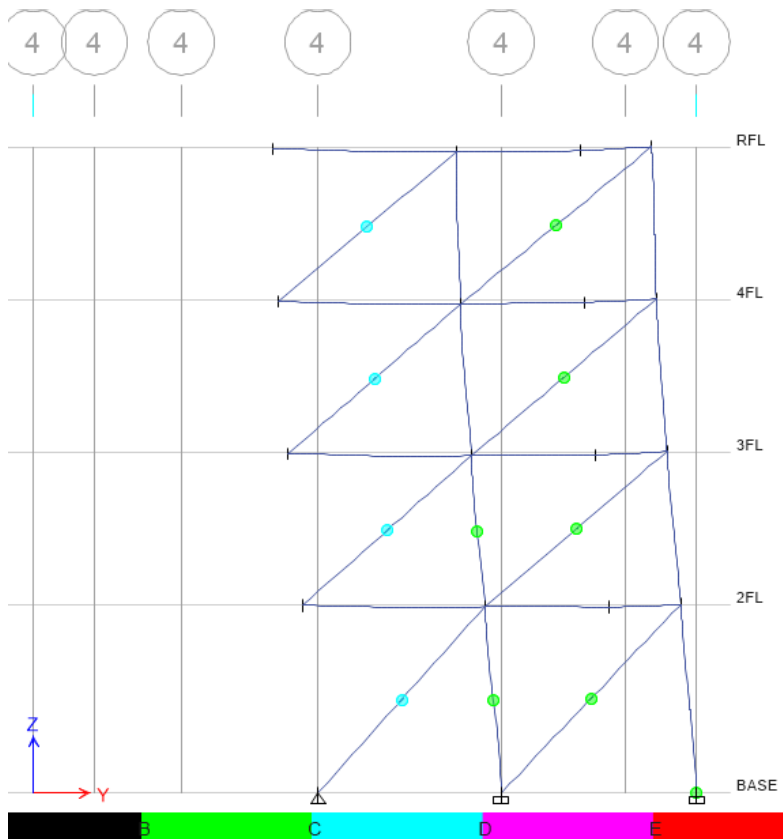


圖 7.44 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 4)

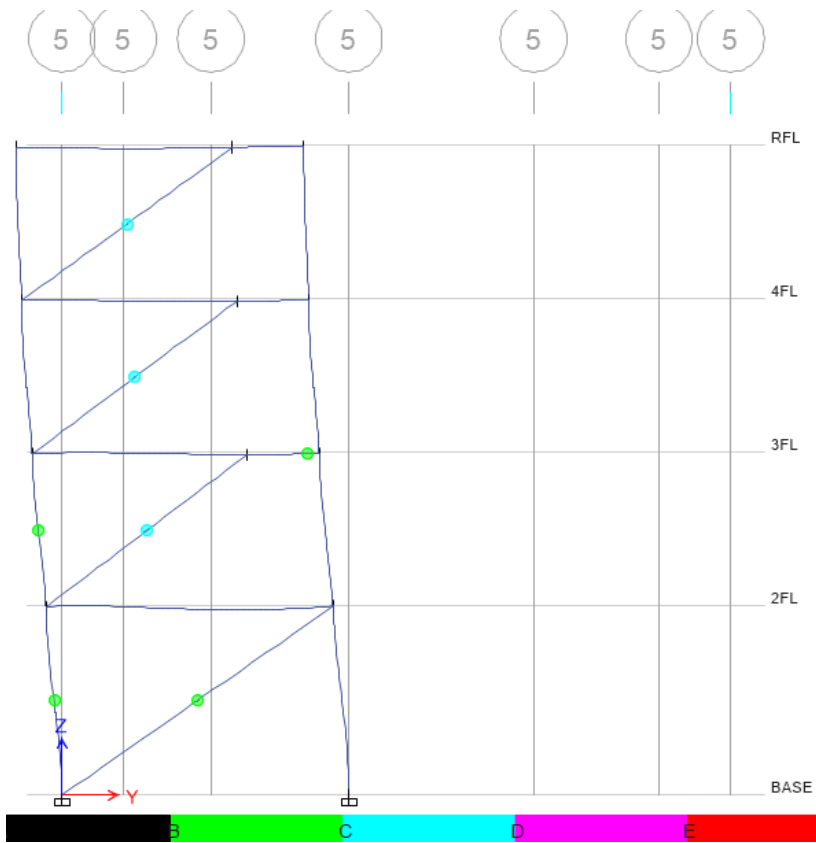


圖 7.45 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 5)

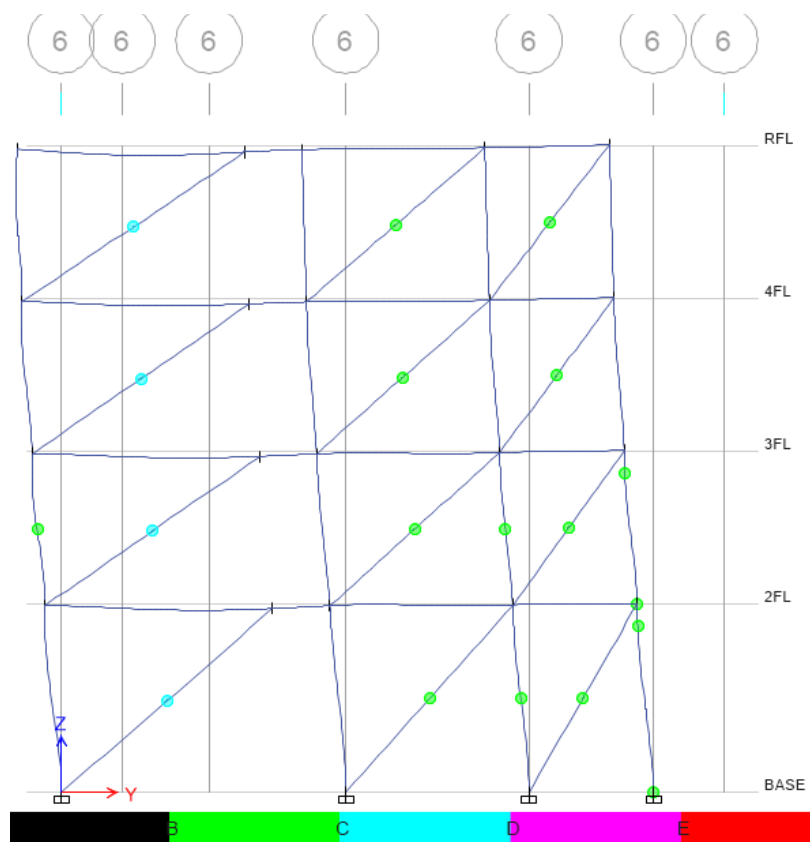


圖 7.46 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 6)

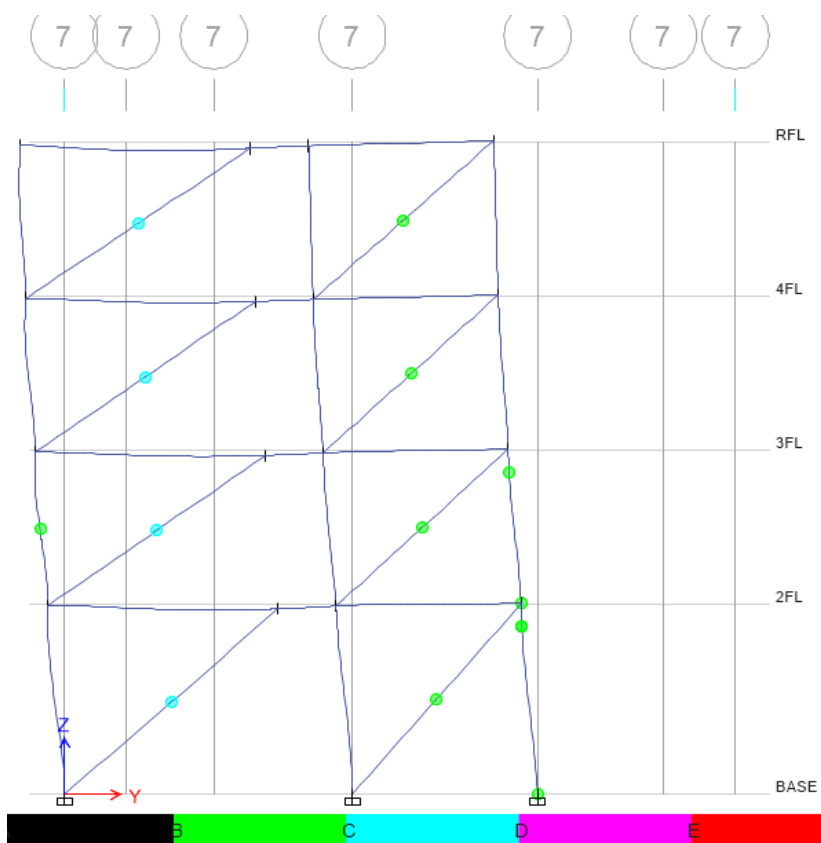


圖 7.47 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 7)

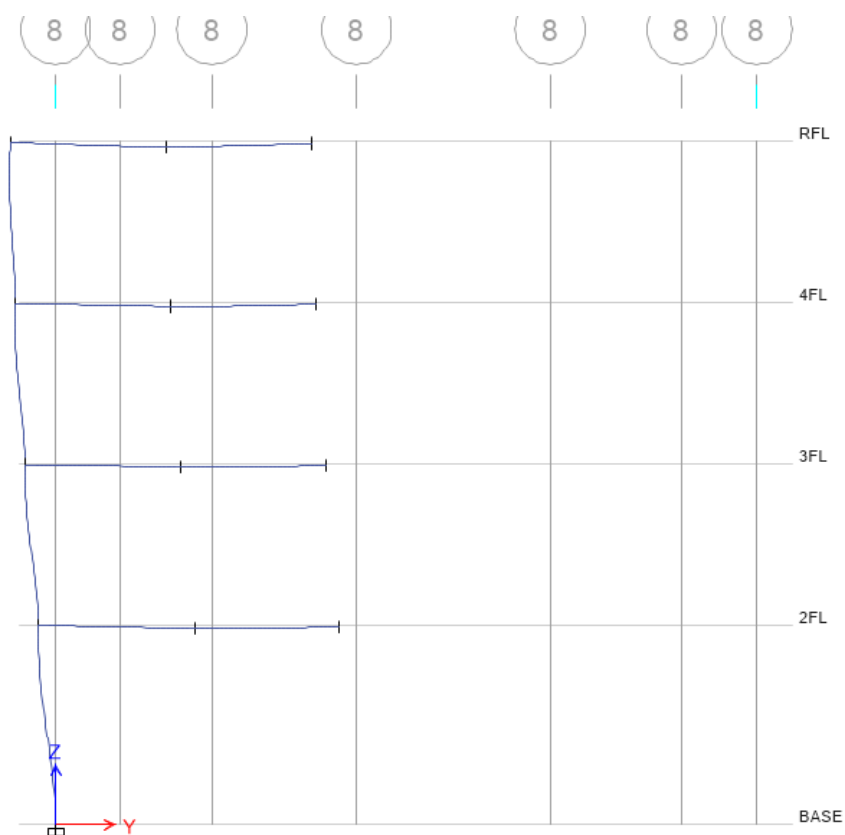


圖 7.48 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 8)

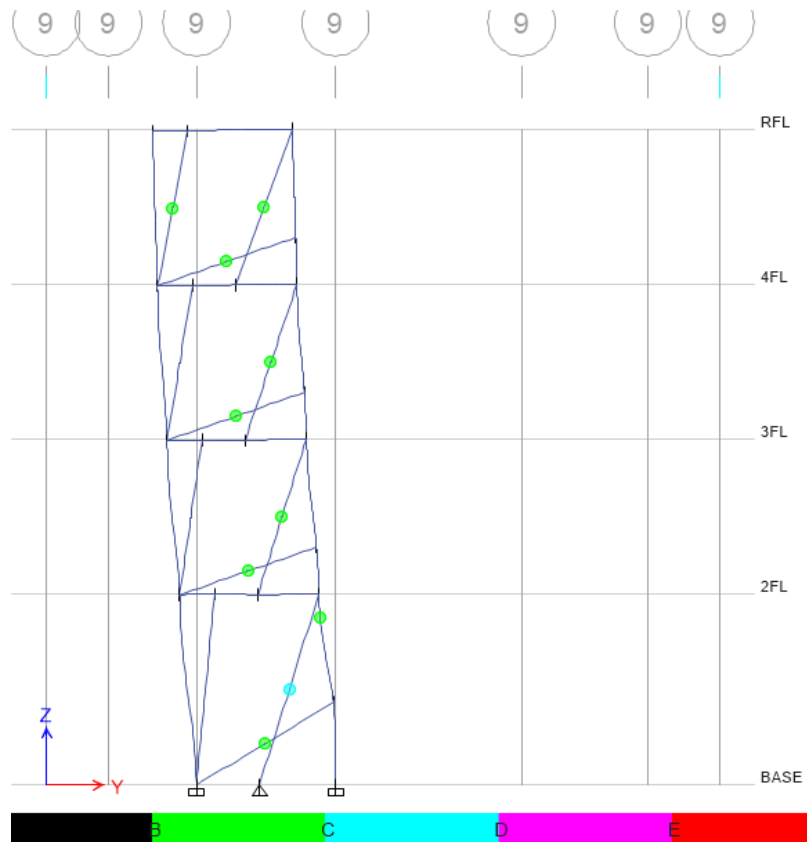


圖 7.49 案例A負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 9)

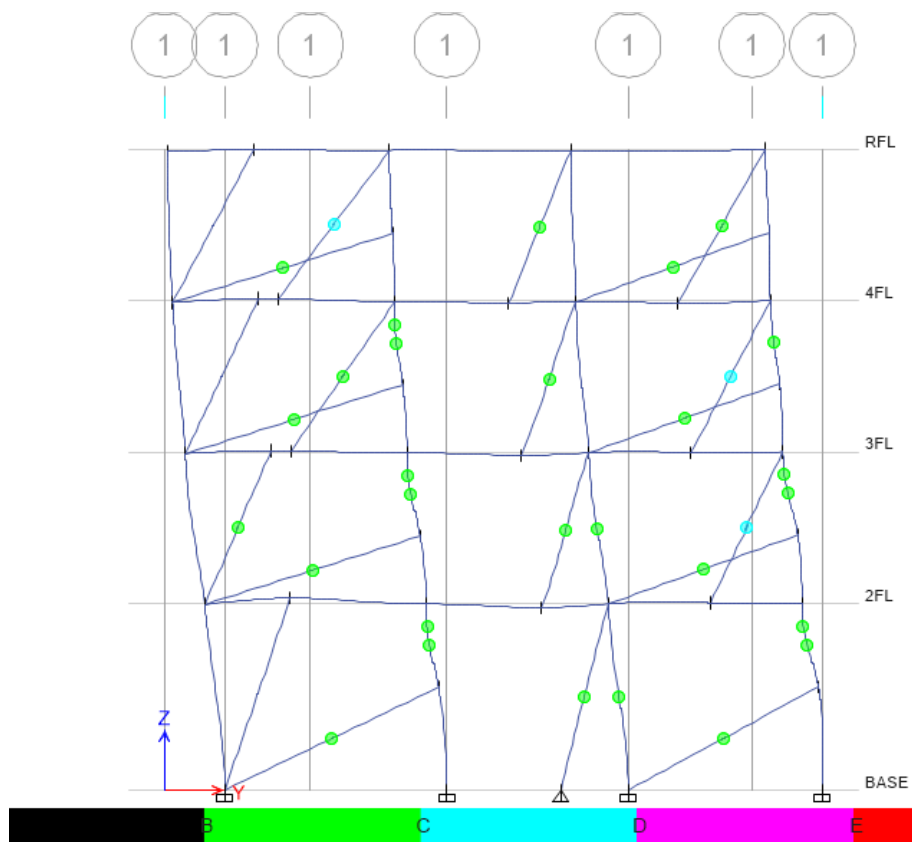


圖 7.50 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 1)

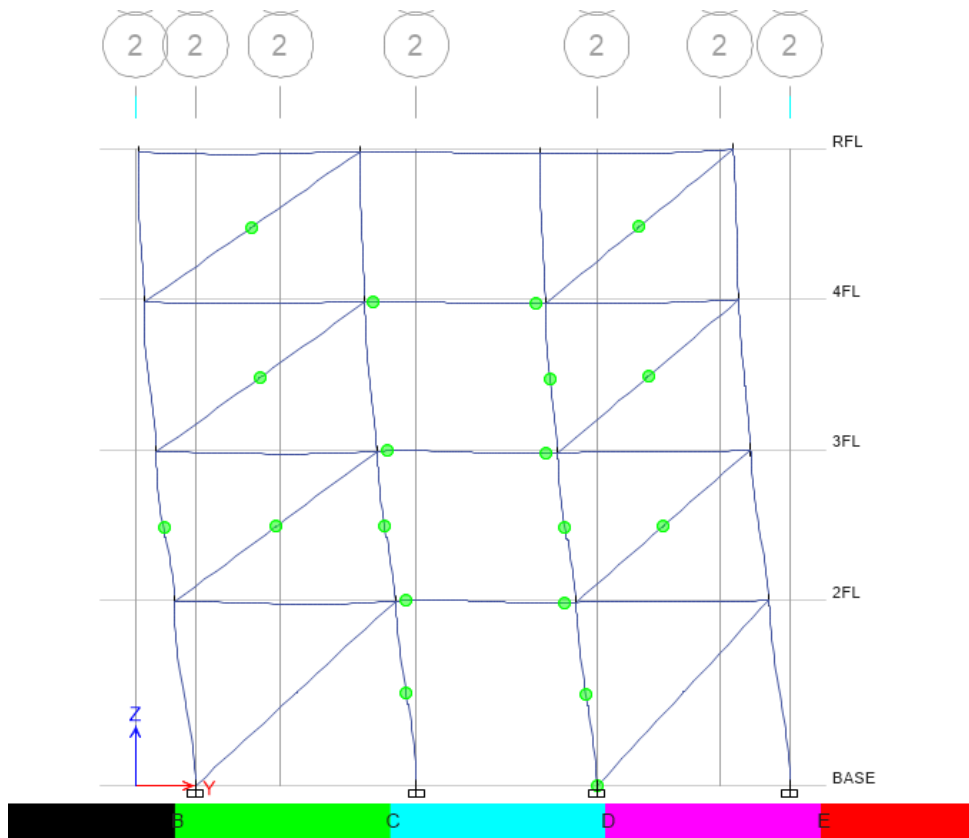


圖 7.51 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 2)

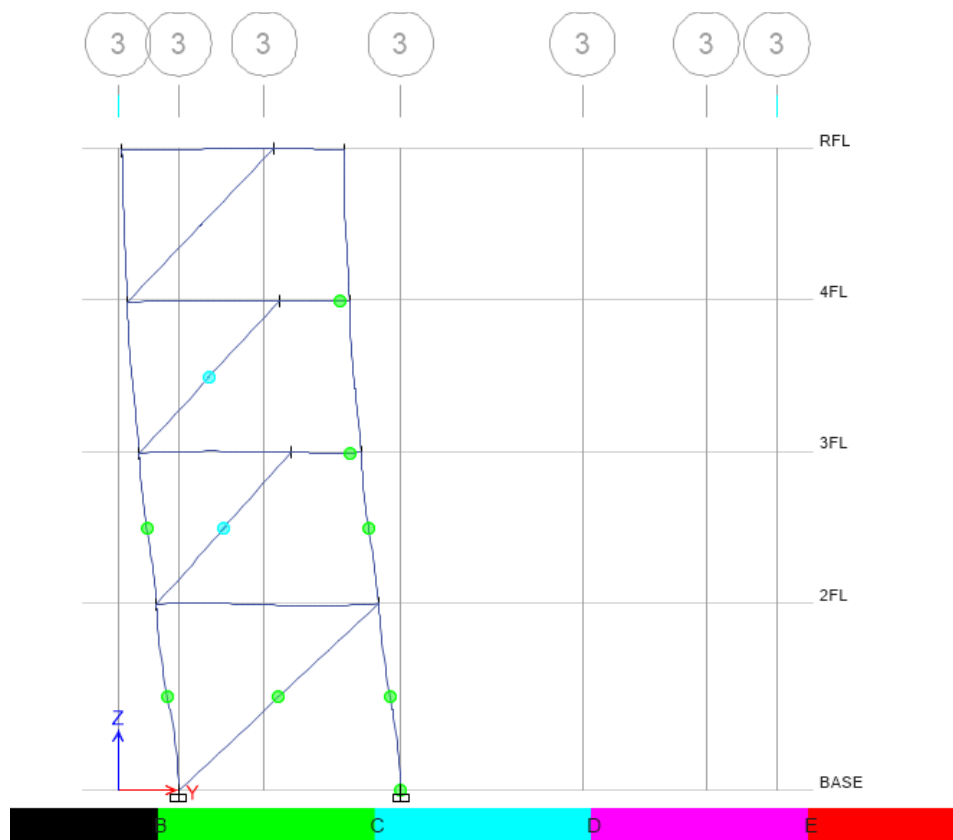


圖 7.52 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 3)

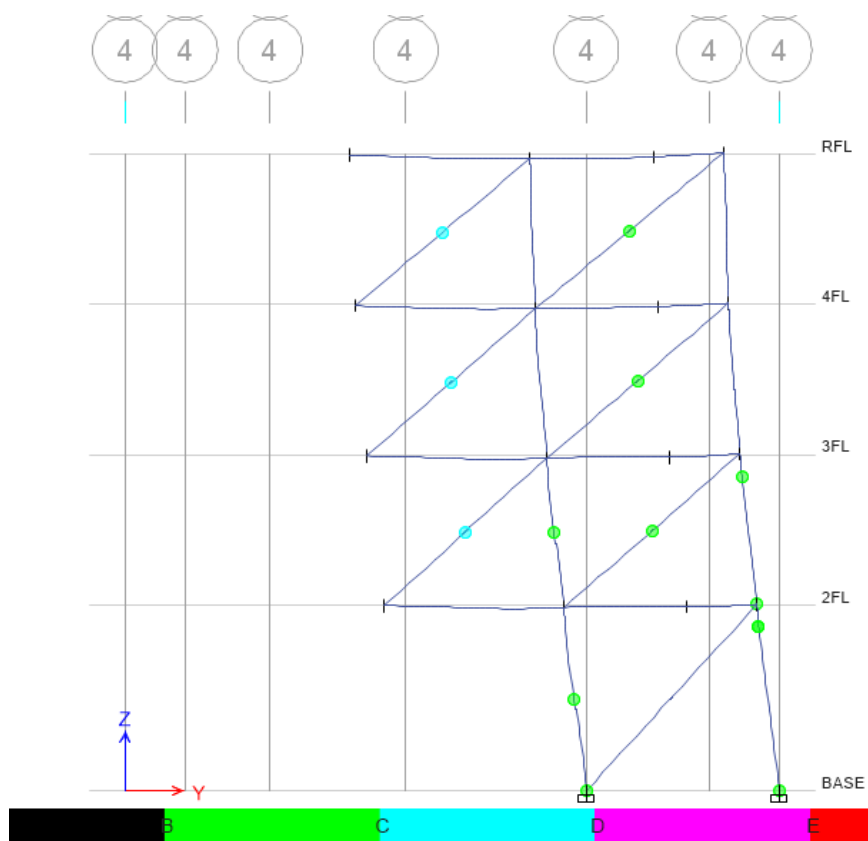


圖 7.53 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 4)

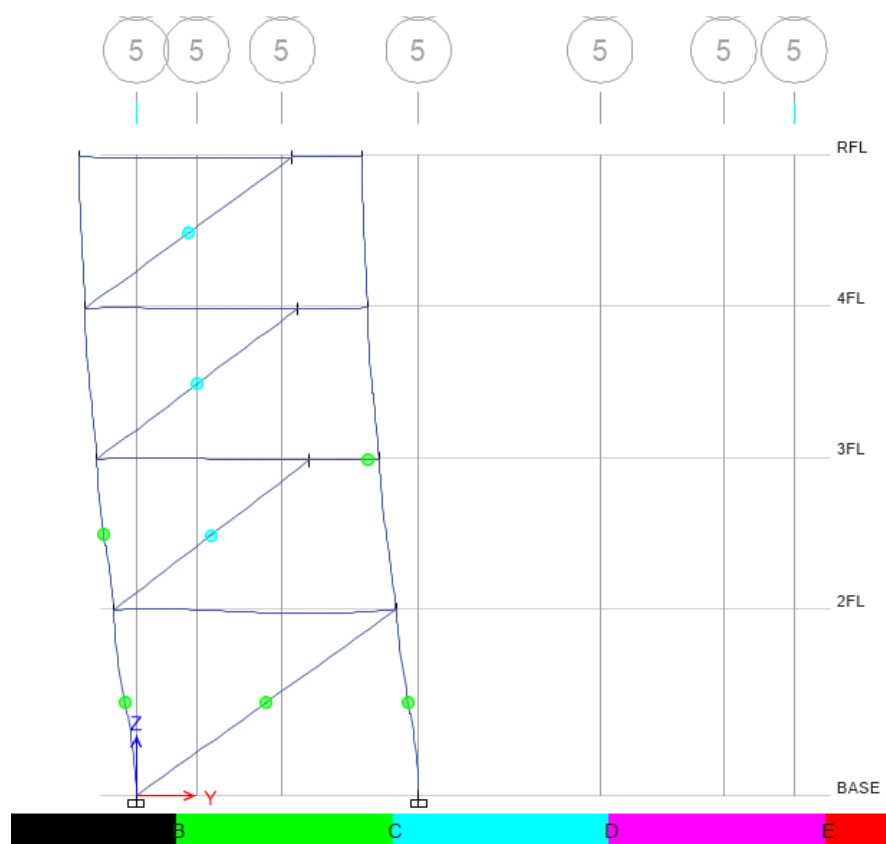


圖 7.54 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 5)

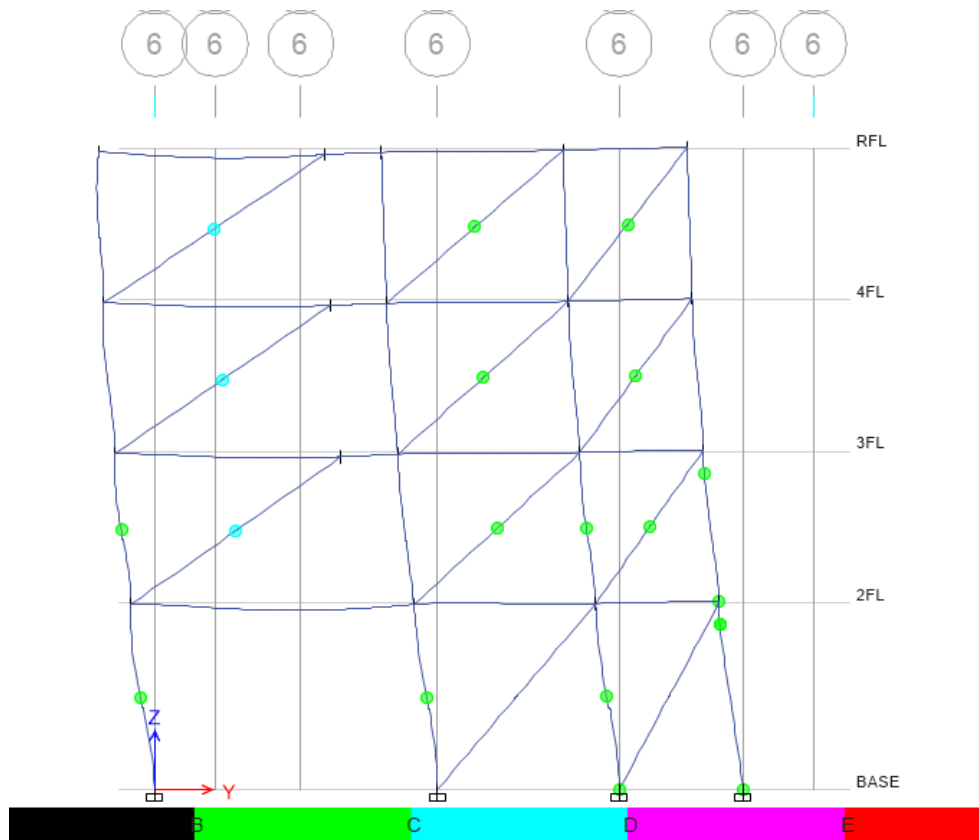


圖 7.55 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 6)

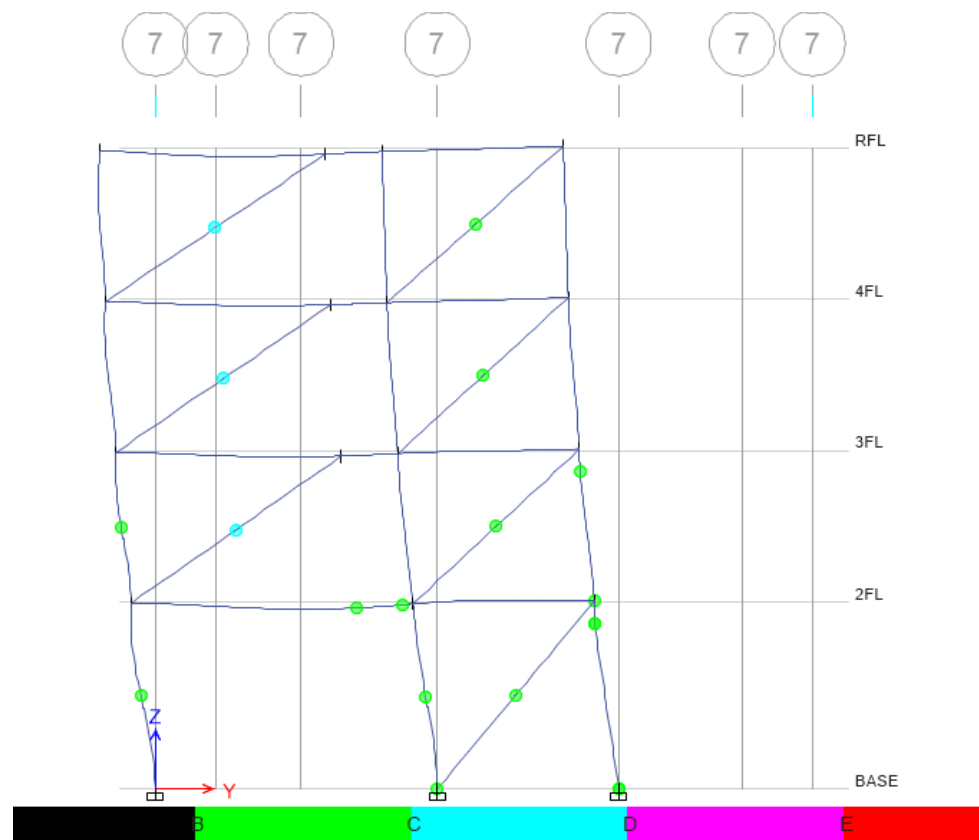


圖 7.56 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 7)

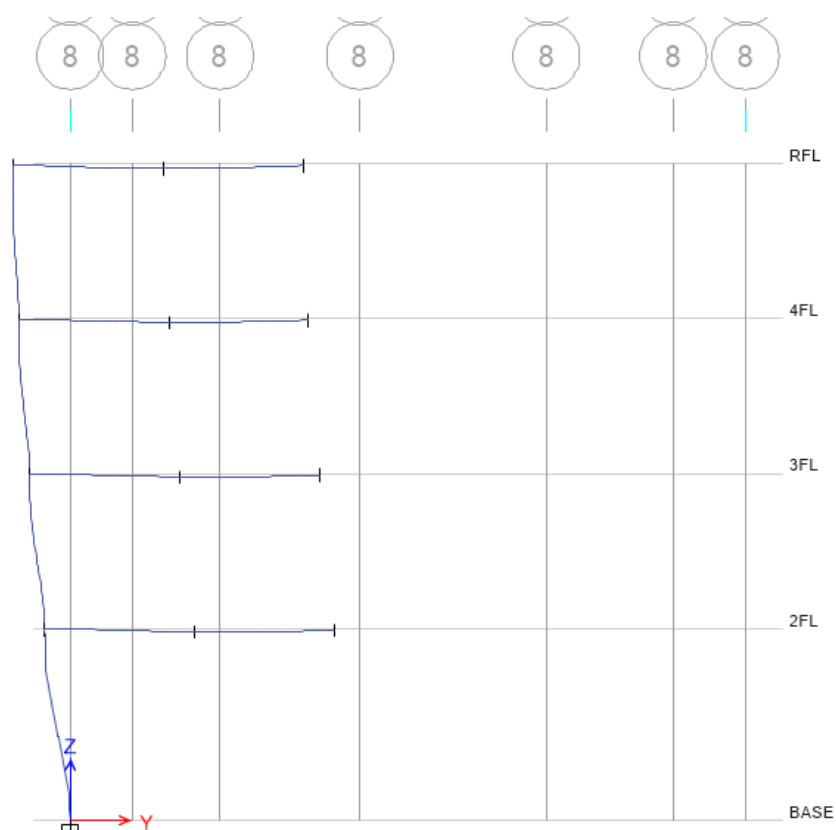


圖 7.57 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 8)

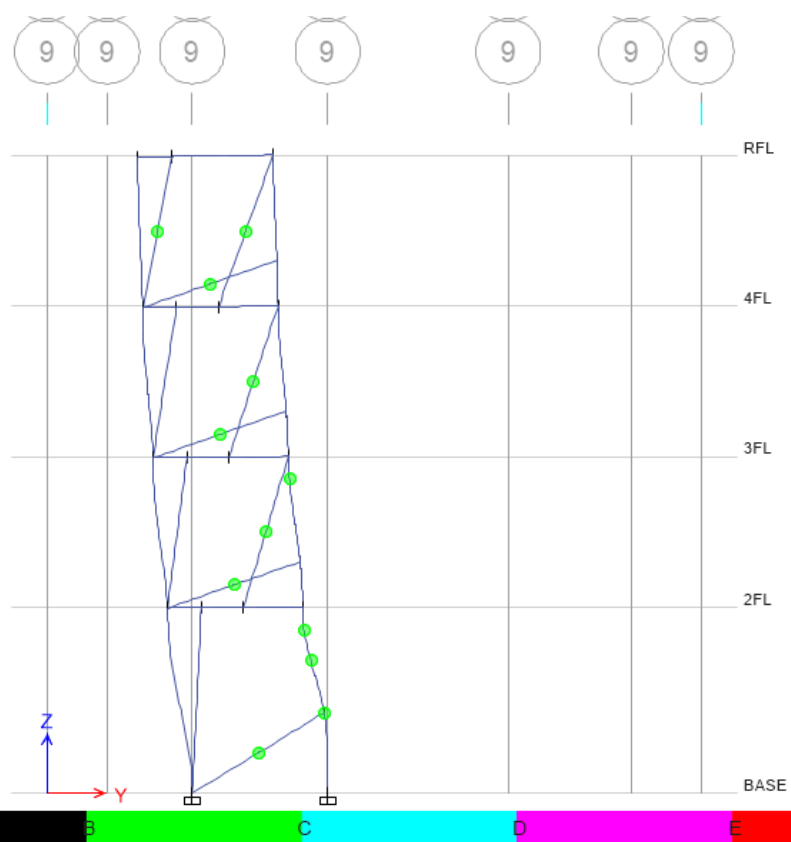


圖 7.58 案例A拆除部分斜撐後負Y向側推最終點非線性鉸發展(line 9)

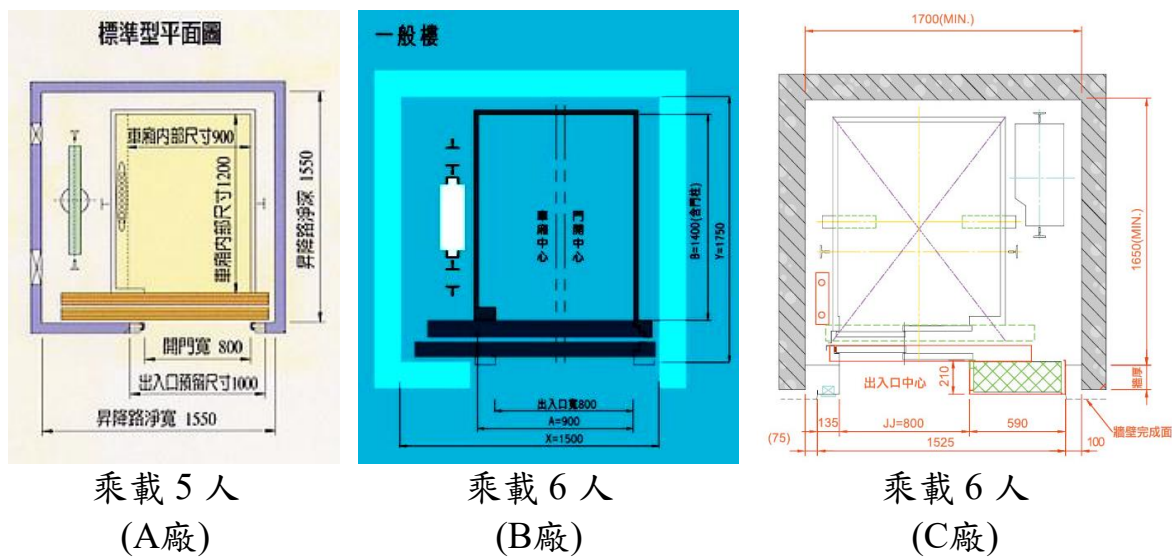


圖 7.59 個人住宅小型電梯尺寸

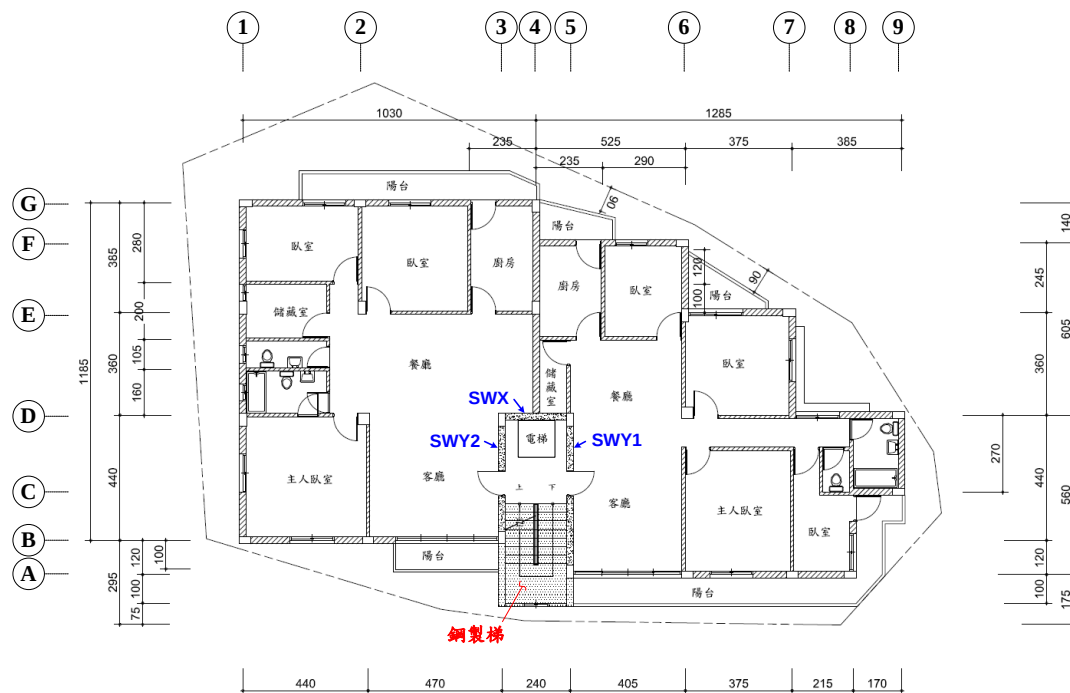


圖 7.60 案例A增設電梯核心牆補強之建築平面圖(2~4 層)

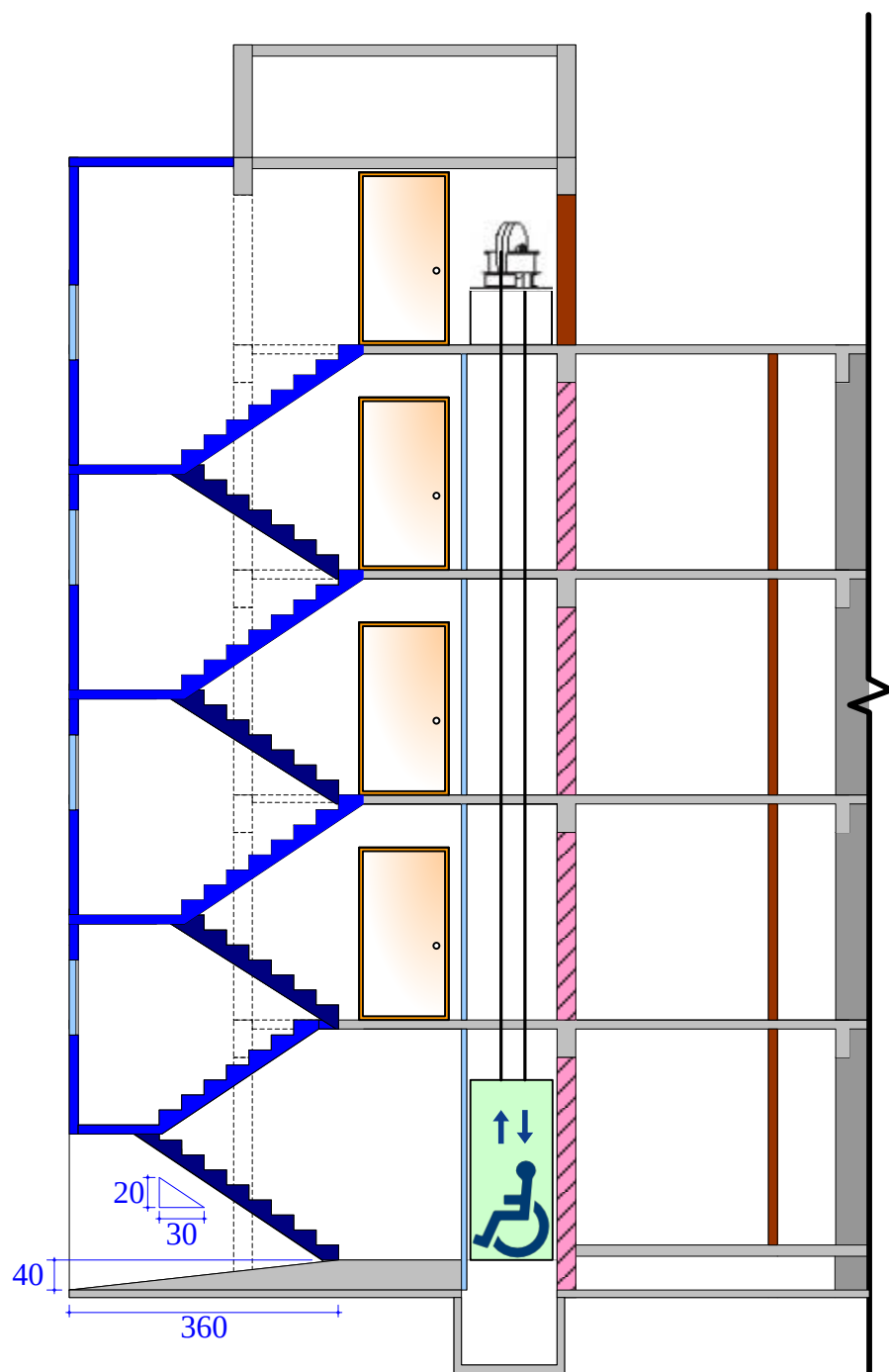
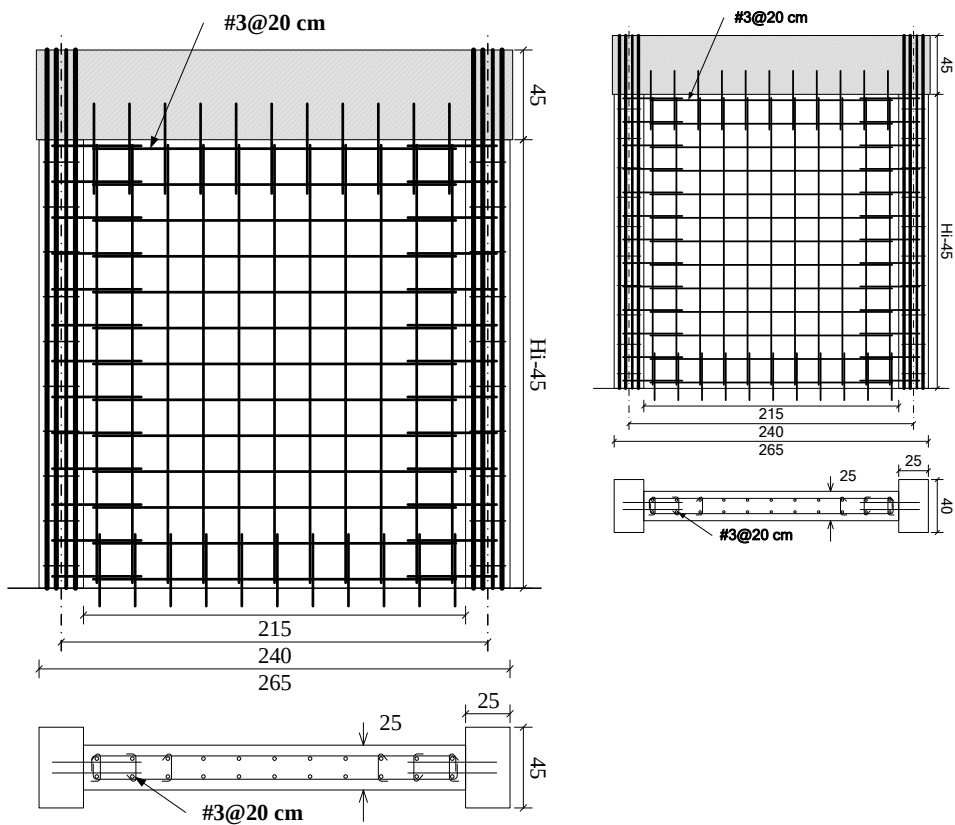


圖 7.61 案例A新建樓梯剖立面圖



圖 7.62 案例A增設電梯補強建築 3D圖(sketchup模型)



(a)一層及二層

(b)三層及四層

圖 7.63 案例A之SWX牆斷面細節

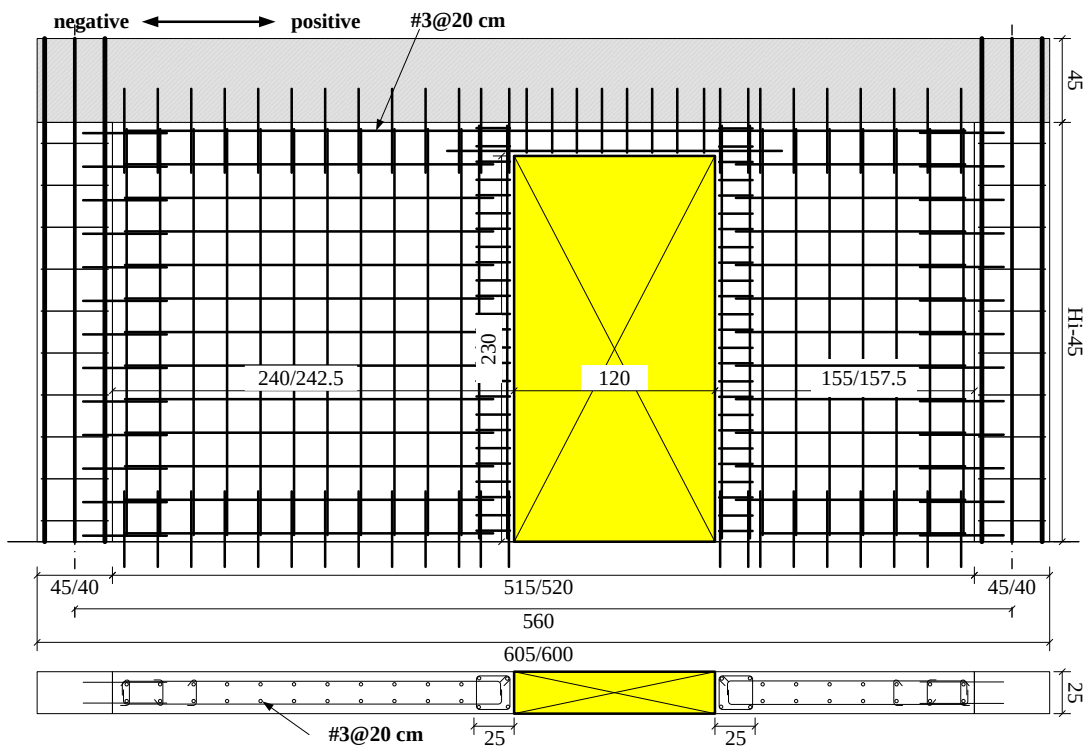


圖 7.64 案例B構架 5 之RC牆補強斷面細節(SWY1)

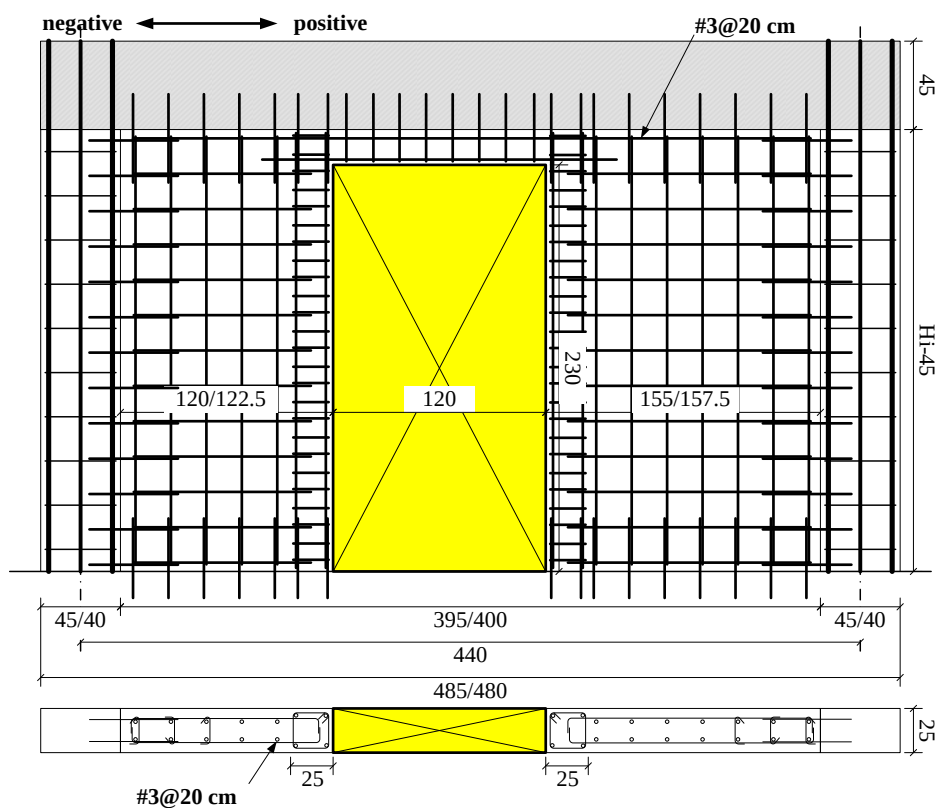


圖 7.65 案例B構架 3 之RC牆補強斷面細節(SWY2)

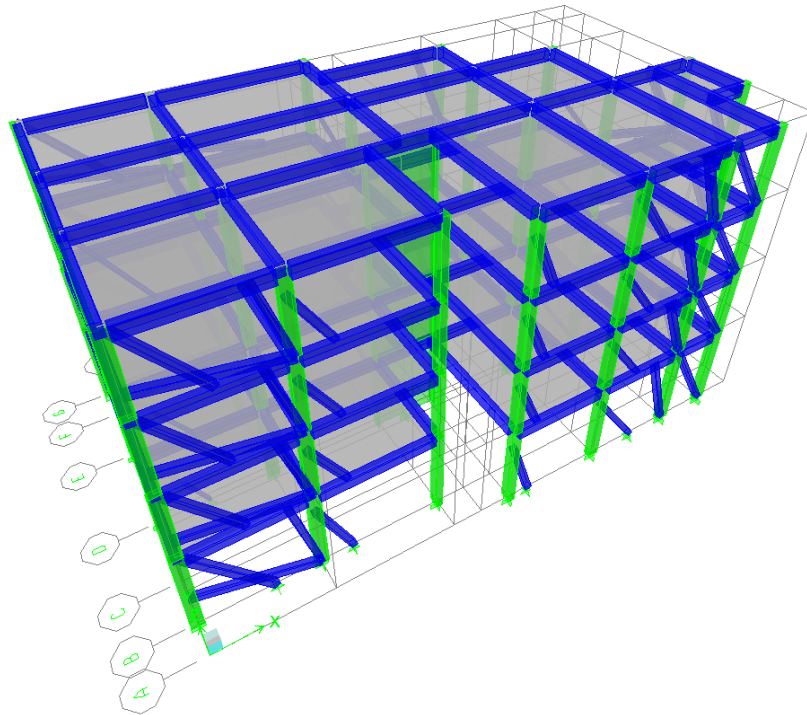


圖 7.66 案例A階段性補強X向補強後結構模型

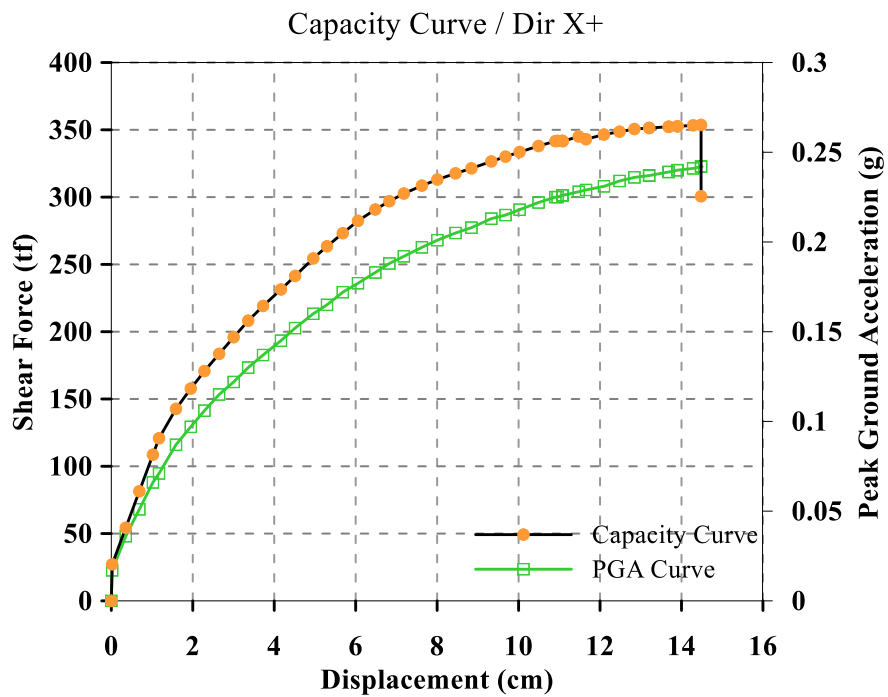


圖 7.67 案例A階段性補強正X向容量曲線與耐震性能曲線

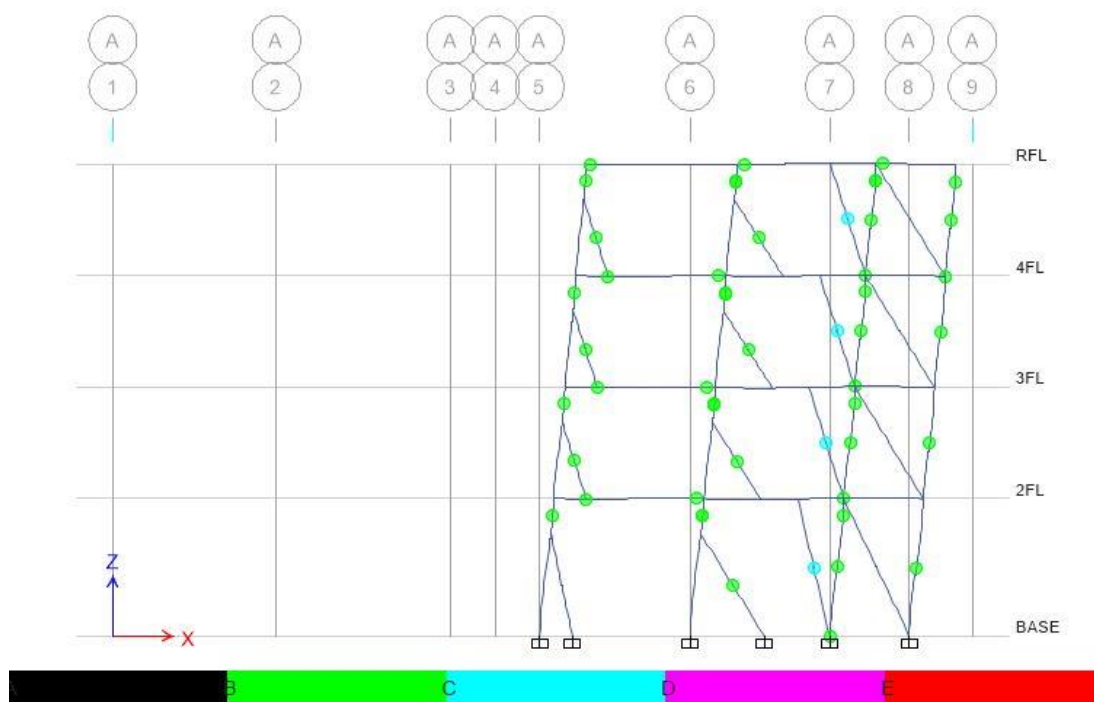


圖 7.68 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line A)

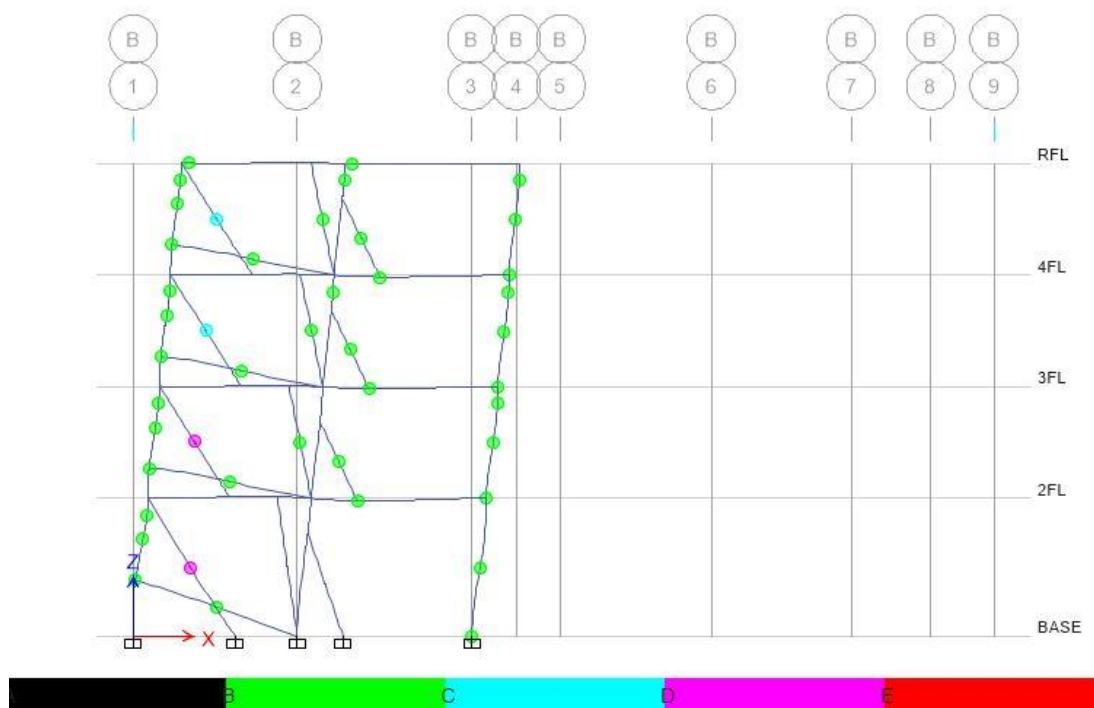


圖 7.69 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line B)

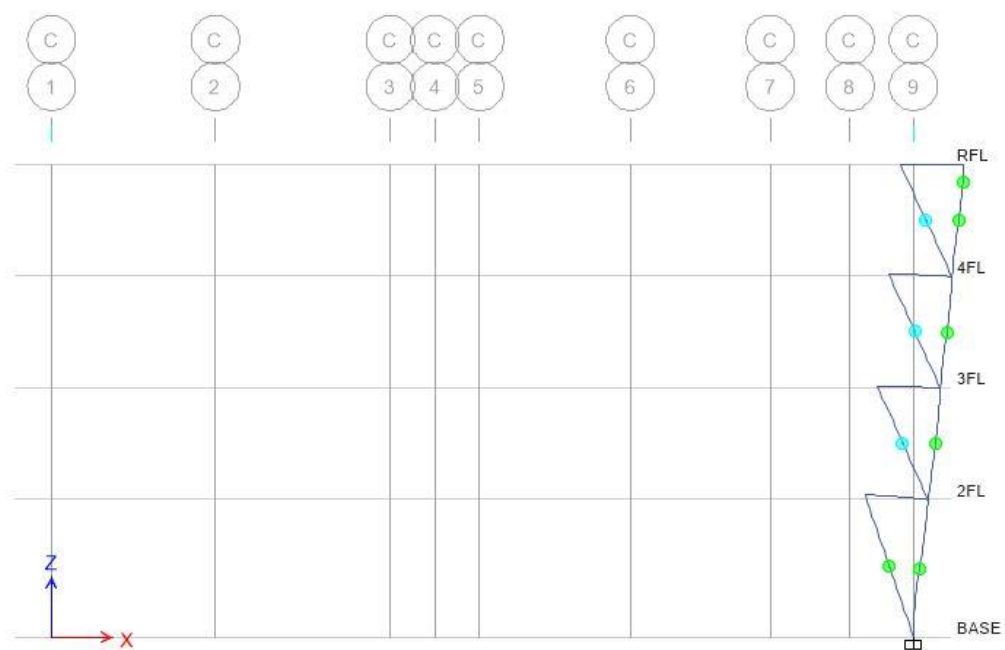


圖 7.70 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line C)

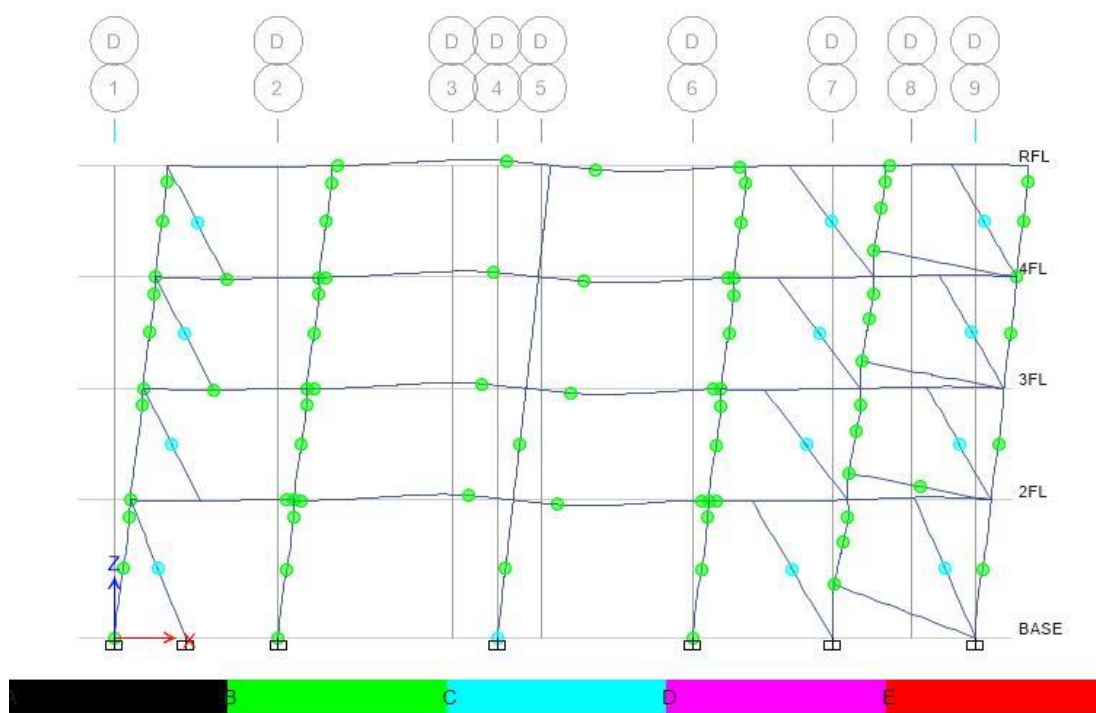


圖 7.71 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line D)

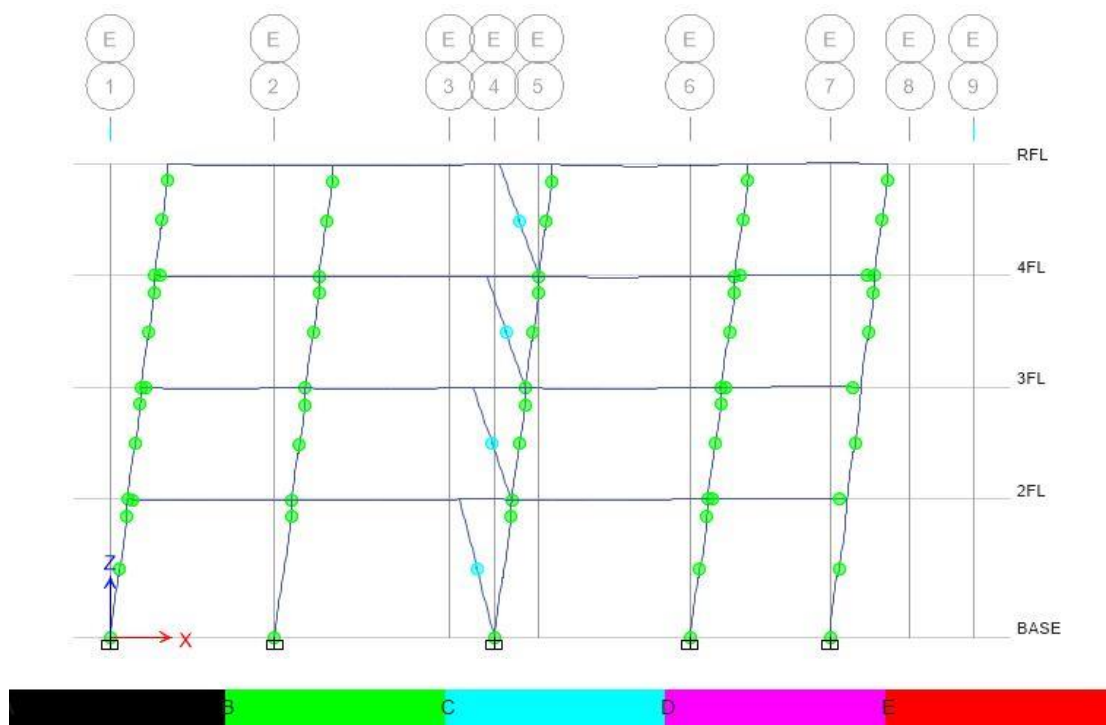


圖 7.72 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line E)

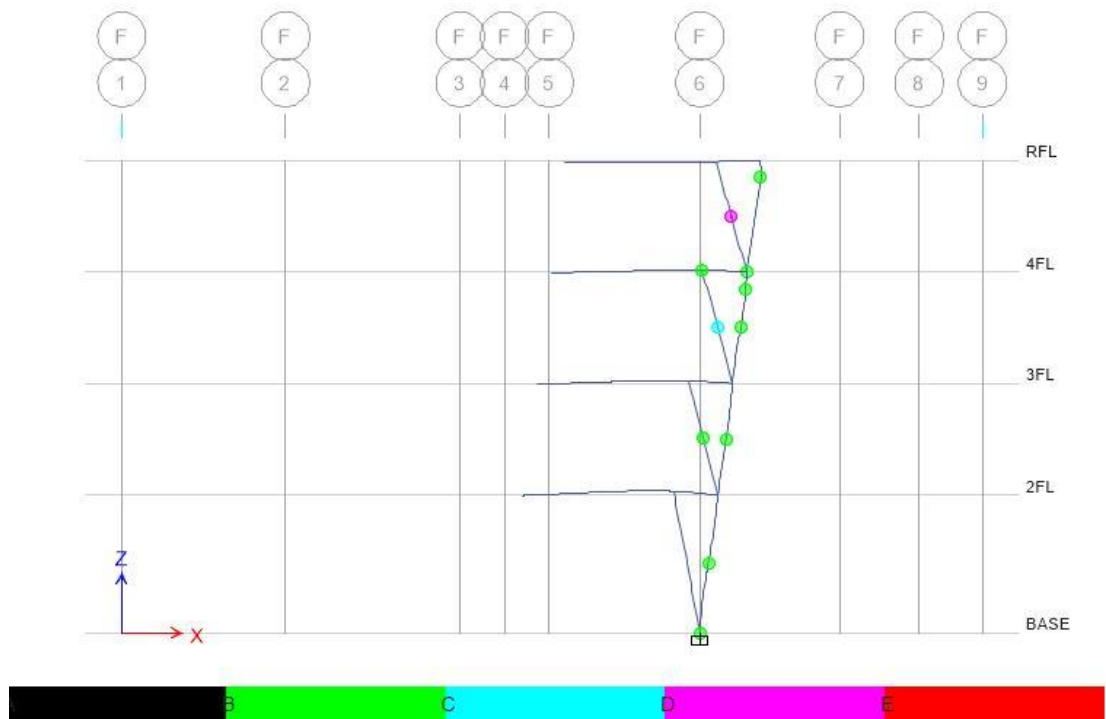


圖 7.73 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line F)

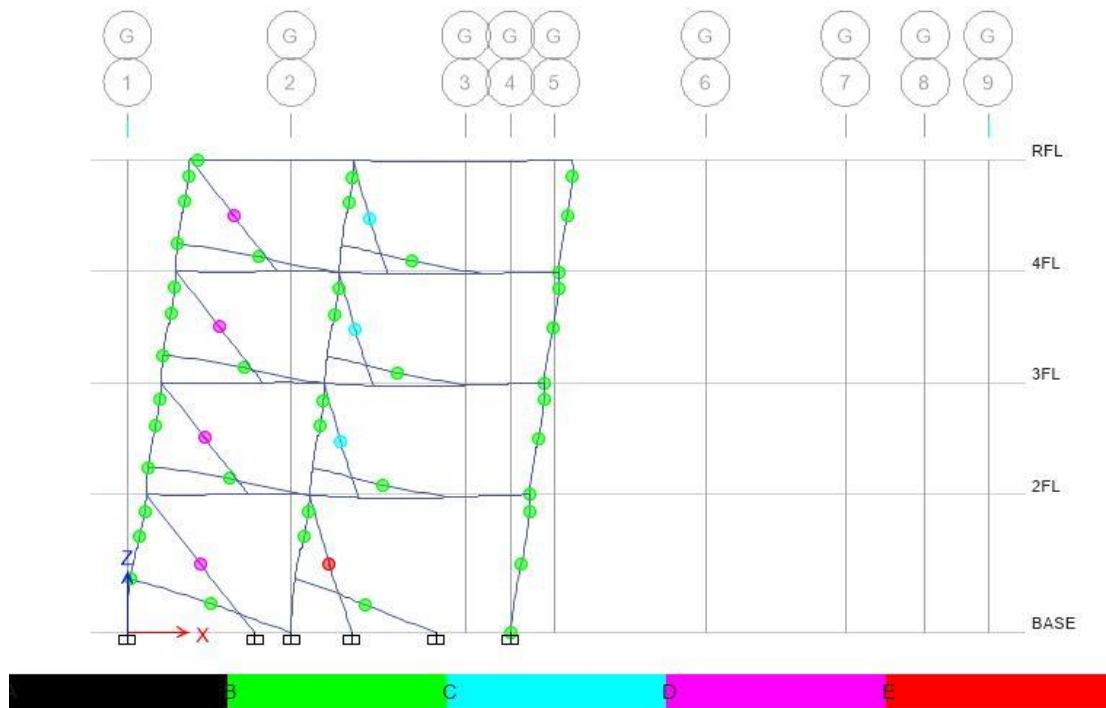


圖 7.74 案例A階段性補強正X向側推最終點非線性鉸發展(line G)

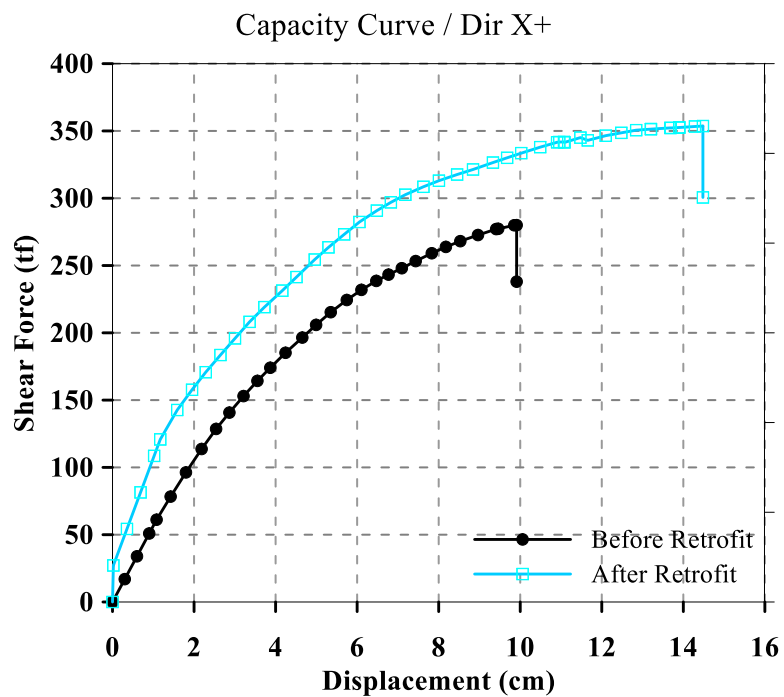


圖 7.75 案例A正X向階段性補強前後容量曲線比較

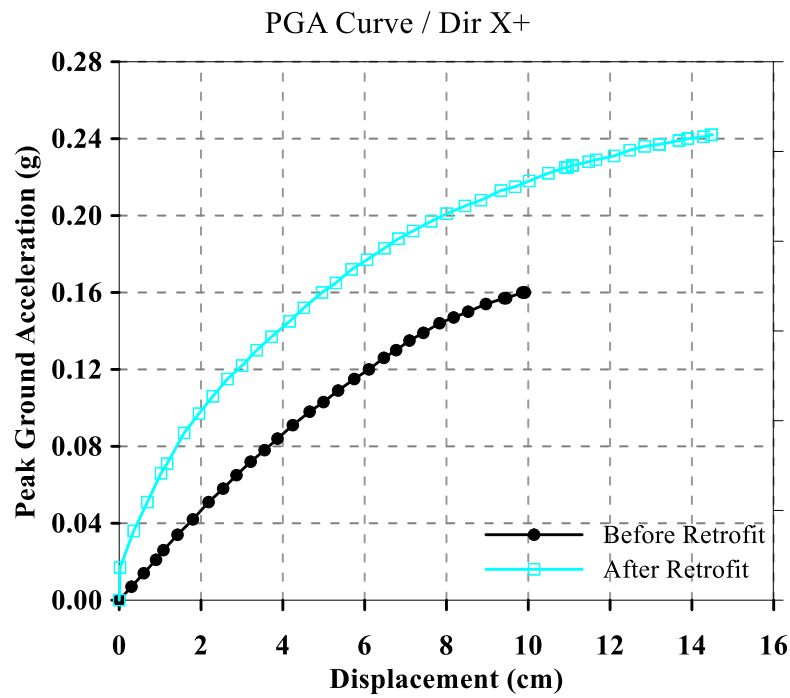


圖 7.76 案例A正X向階段性補強前後耐震性能曲線比較

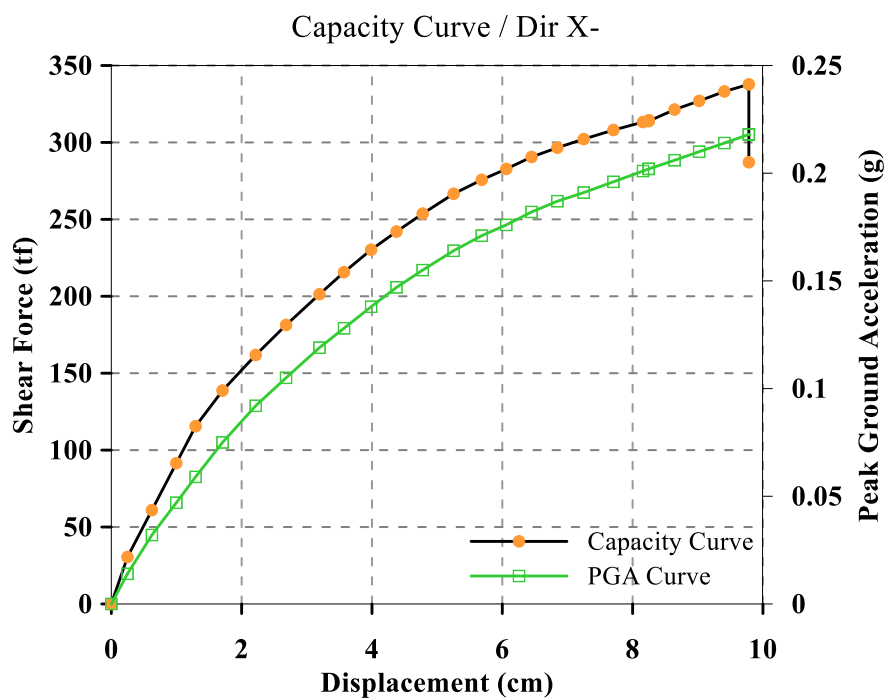


圖 7.77 案例A階段性補強負X向容量曲線與耐震性能曲線

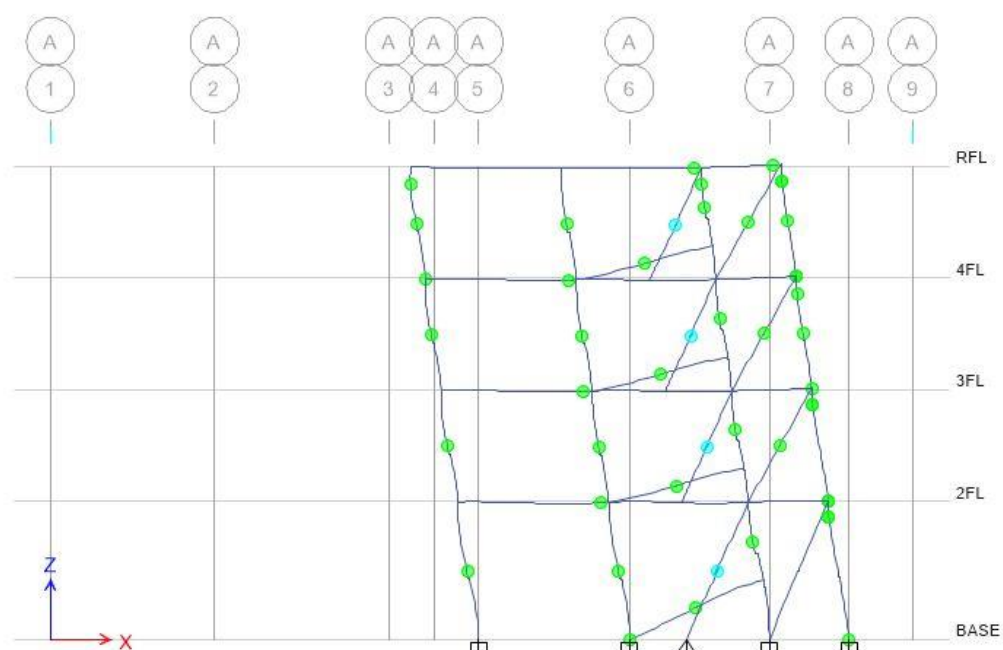


圖 7.78 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line A)

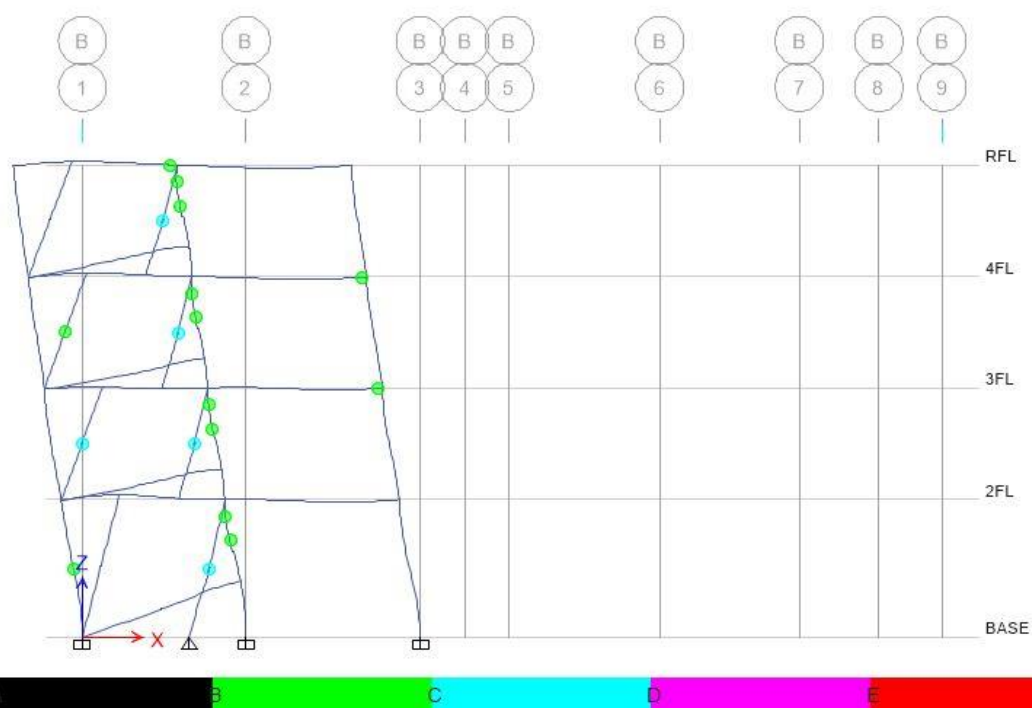


圖 7.79 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line B)

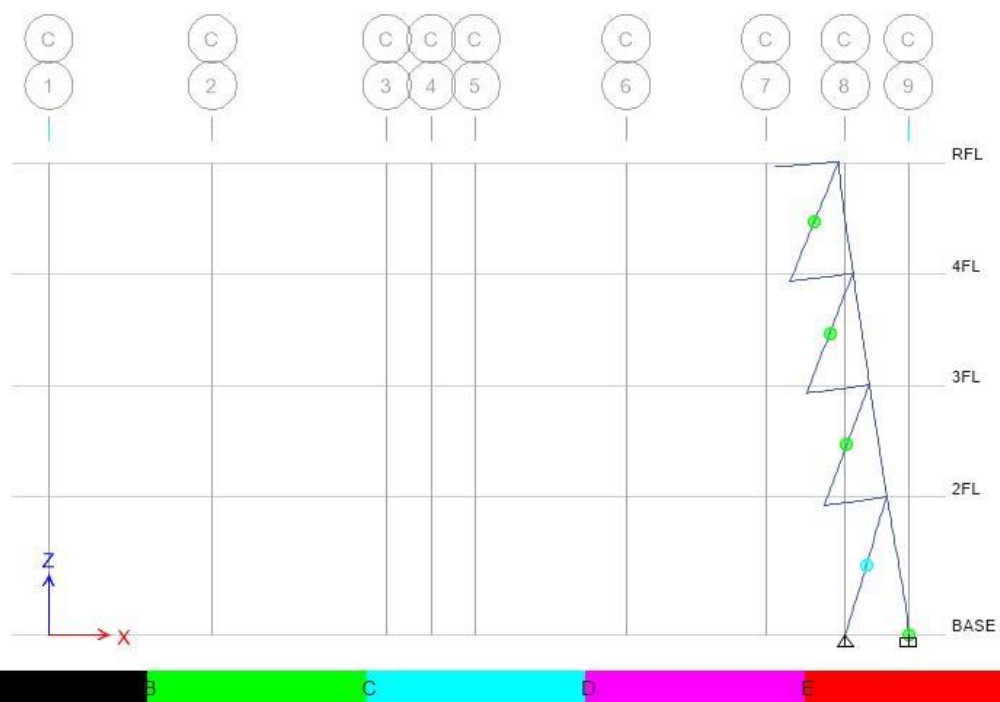


圖 7.80 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line C)

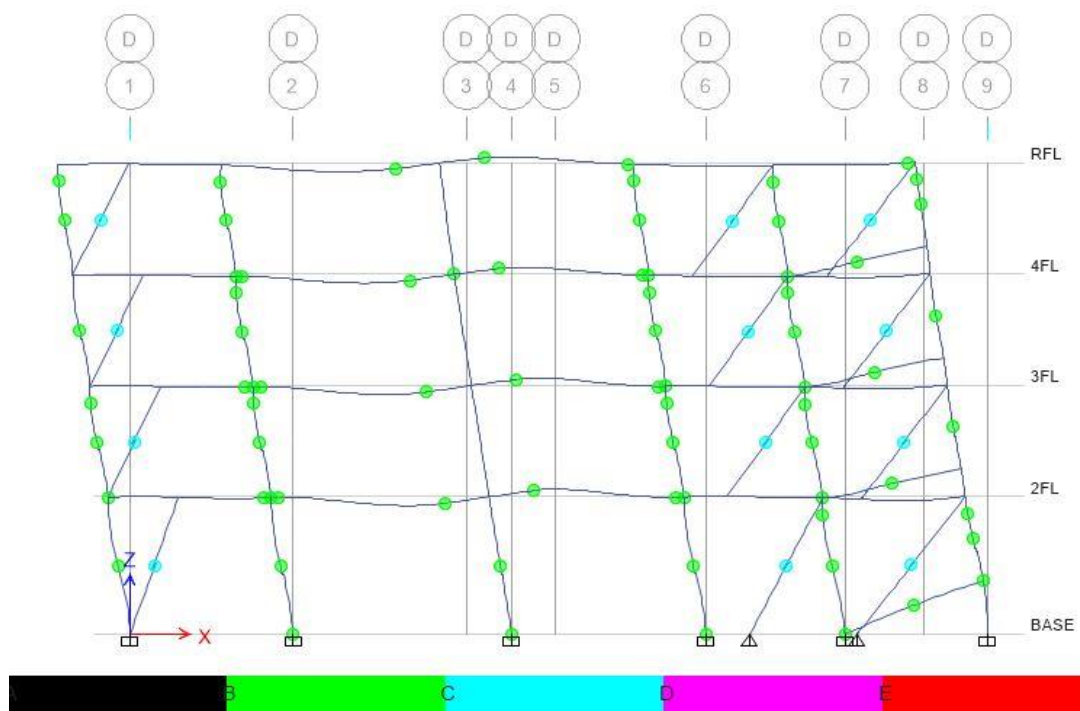


圖 7.81 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line D)

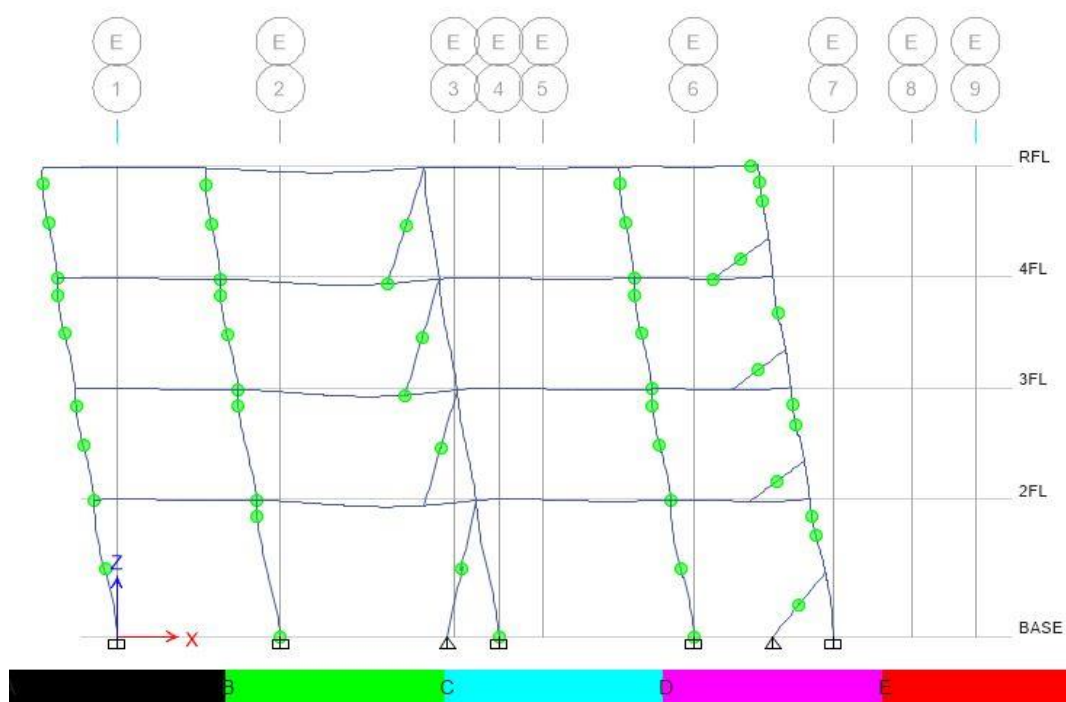


圖 7.82 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line E)

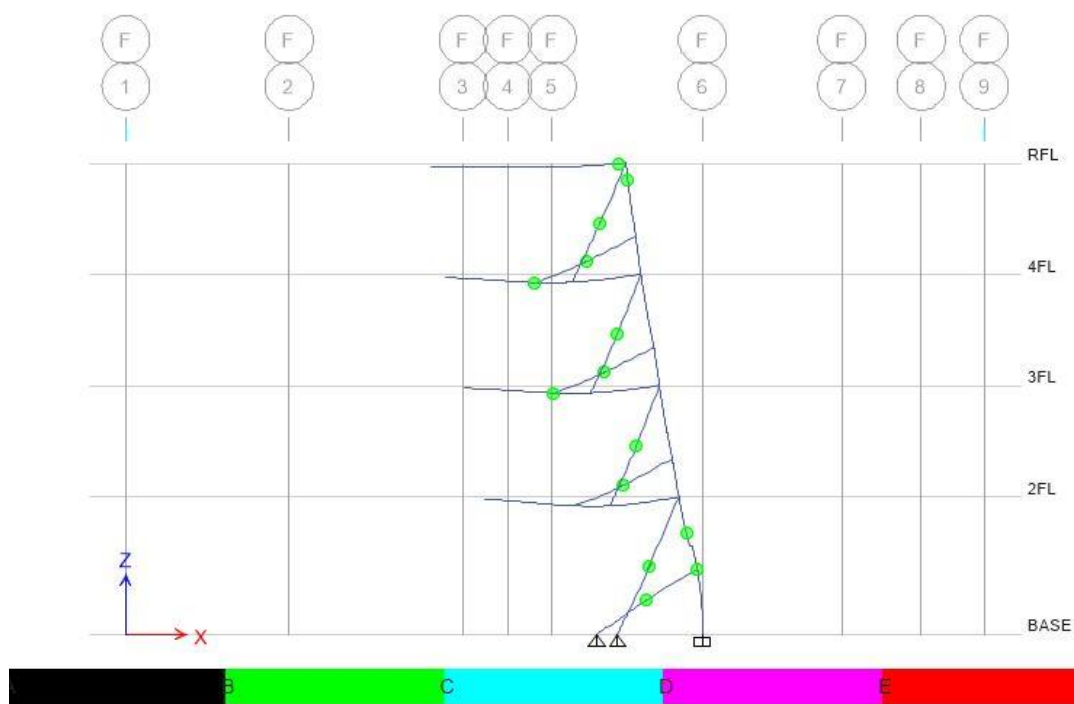


圖 7.83 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line F)

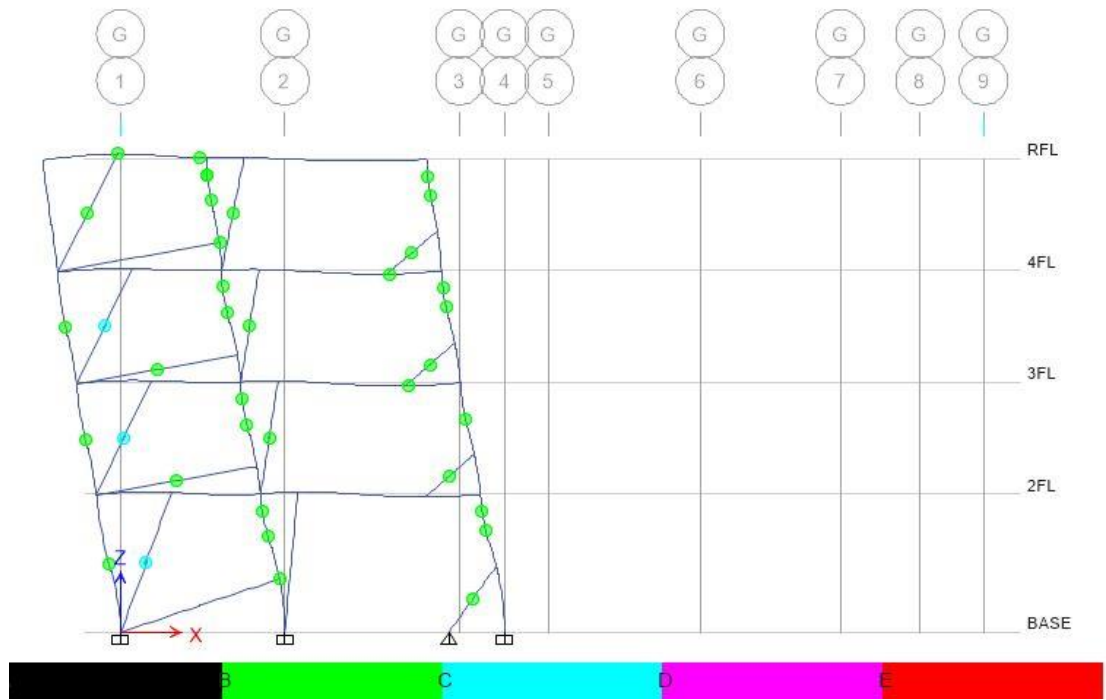


圖 7.84 案例A階段性補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line G)

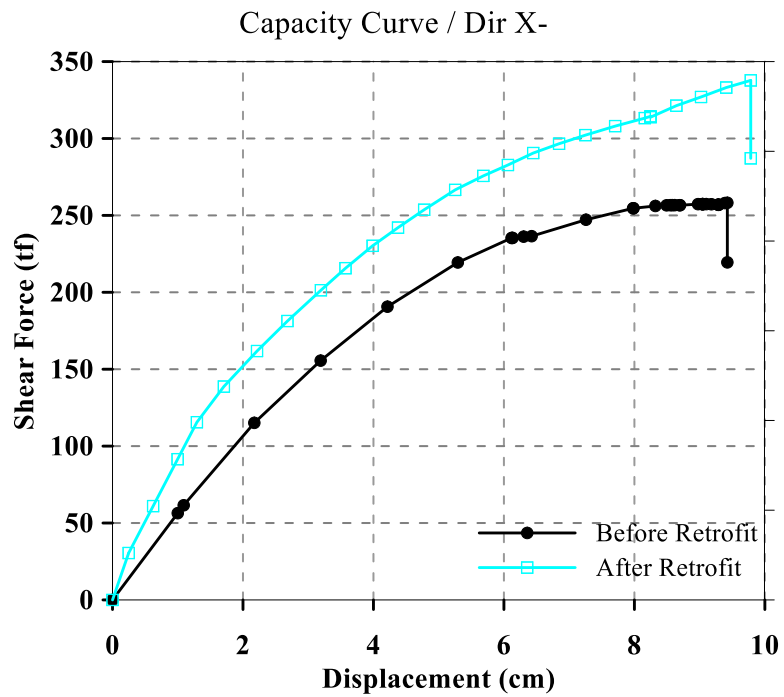


圖 7.85 案例A負X向階段性補強前後容量曲線比較

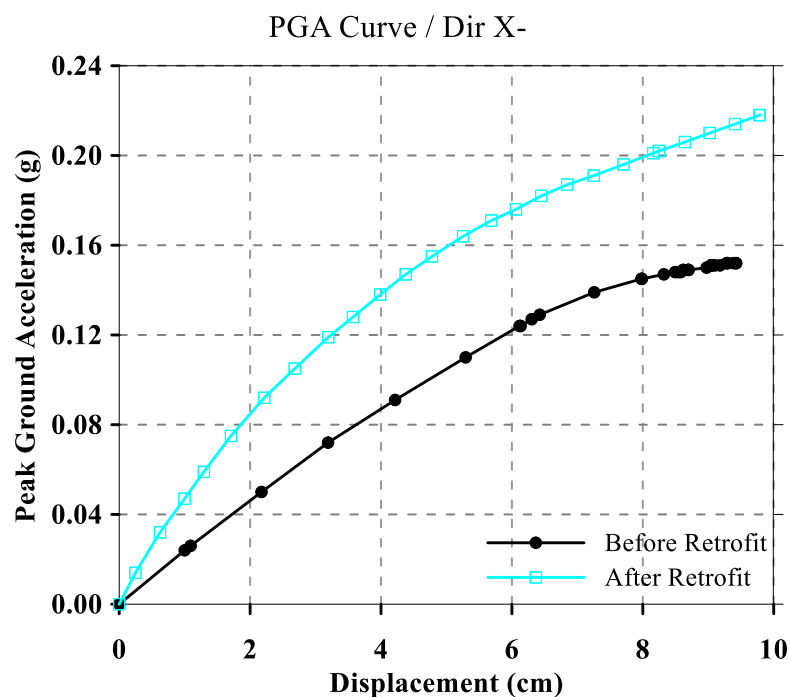


圖 7.86 案例A負X向階段性補強前後耐震性能曲線比較

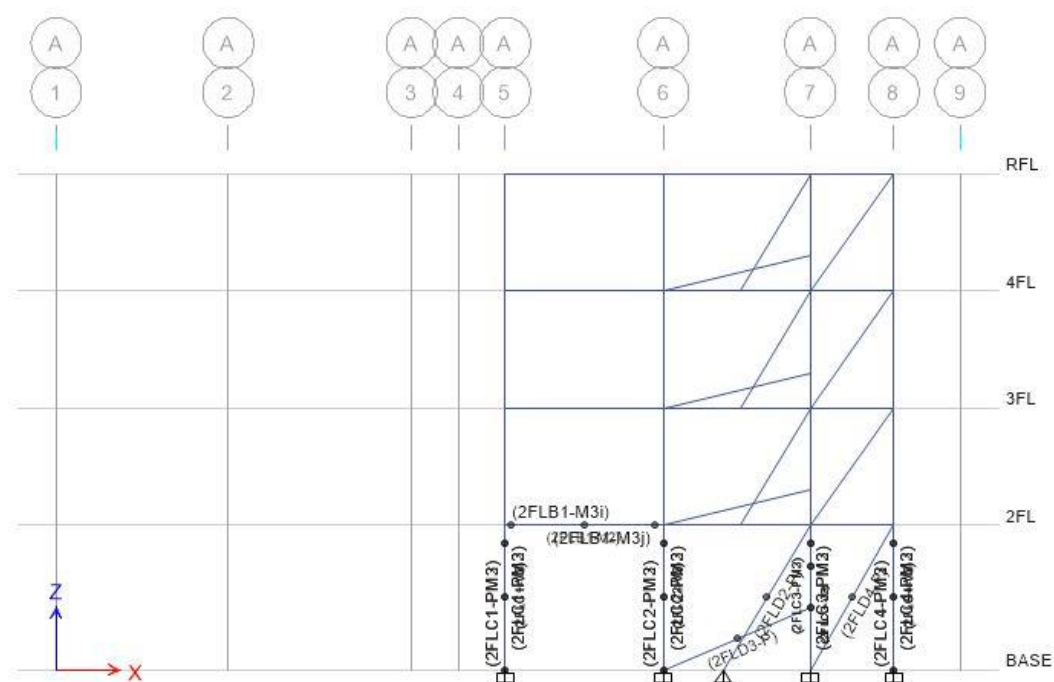


圖 7.87 案例A階段性補強後之軟弱層檢核模型非線性鉸設定(一樓為目標層)

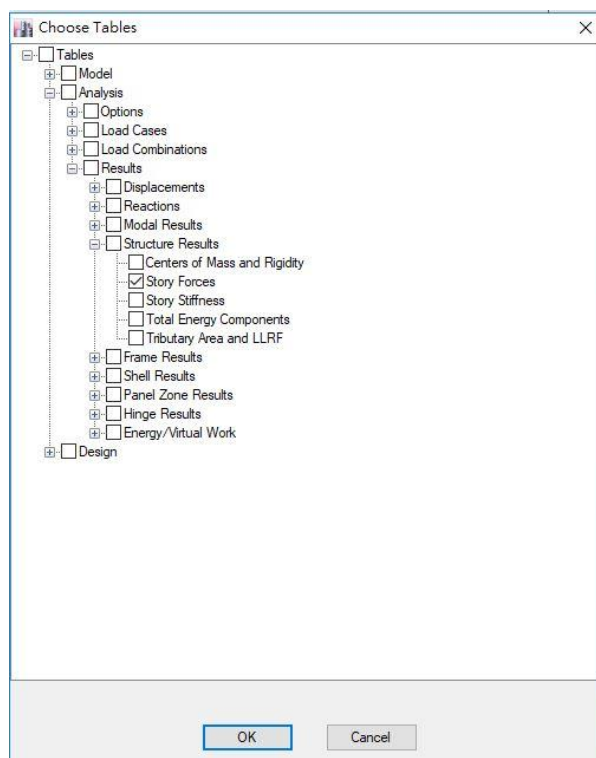


圖 7.88 案例A階段性補強後之軟弱層檢核-匯出樓層極限層剪力

Story Forces									
/240 Reload Apply									
Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-cm	MX kgf-cm	MY kgf-cm	
2FL	PUSHX1 26	Bottom	1209808.07	406556.68	191.67	-254456898	756864035.98	-834590505	
2FL	PUSHX1 27	Top	1180181.75	418910.9	173.03	-262018873	739481857.32	-944908453	
2FL	PUSHX1 27	Bottom	1209808.07	419171	184.77	-262360628	756864241.61	-822000733	
2FL	PUSHX1 28	Top	1180181.75	429489.25	182.09	-268647466	739482536.97	-937816941	
2FL	PUSHX1 28	Bottom	1209808.07	429893.41	206.07	-269091780	756863605.32	-810874040	
2FL	PUSHX1 29	Top	1180181.75	433060.13	180.95	-270874498	739482451.35	-935602381	
2FL	PUSHX1 29	Bottom	1209808.07	433456.11	201.68	-271331489	756863736.24	-807337106	

圖 7.89 案例A階段性補強後之軟弱層檢核—極限層剪力輸出

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
RFL	D1	-100000	0	0
4FL	D1	0	0	0
3FL	D1	0	0	0
2FL	D1	0	0	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

圖 7.92 案例A階段性補強後之軟弱層檢核-於頂層質心加載集中力

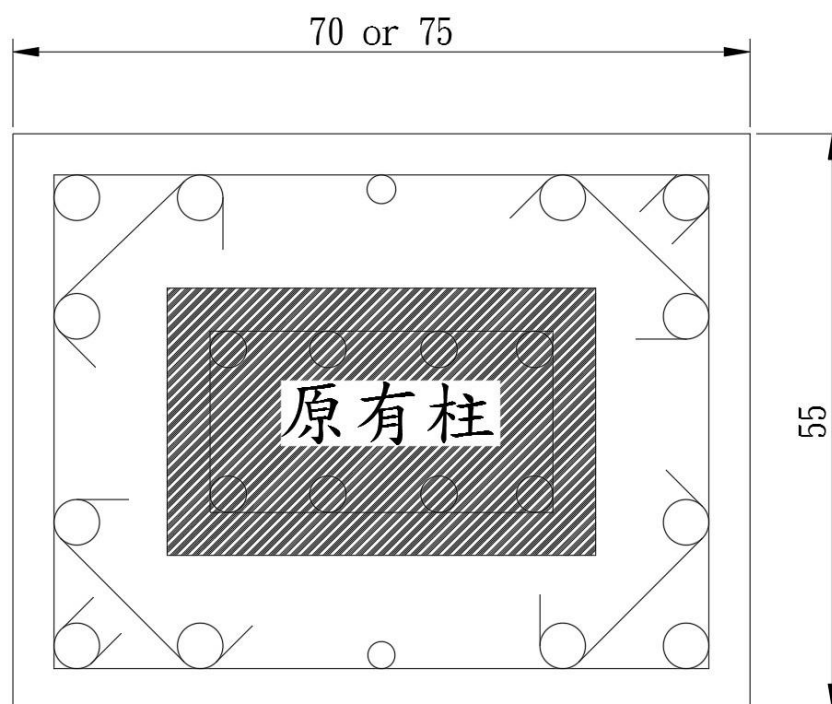


圖 7.93 案例A擴柱斷面細節

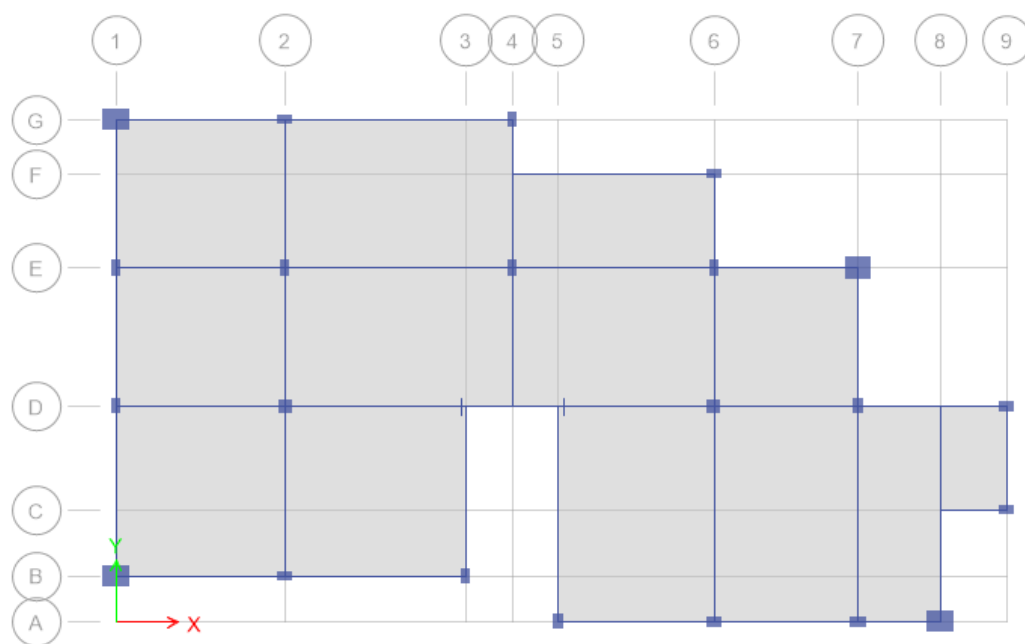


圖 7.94 案例A完整補強之模型結構平面圖

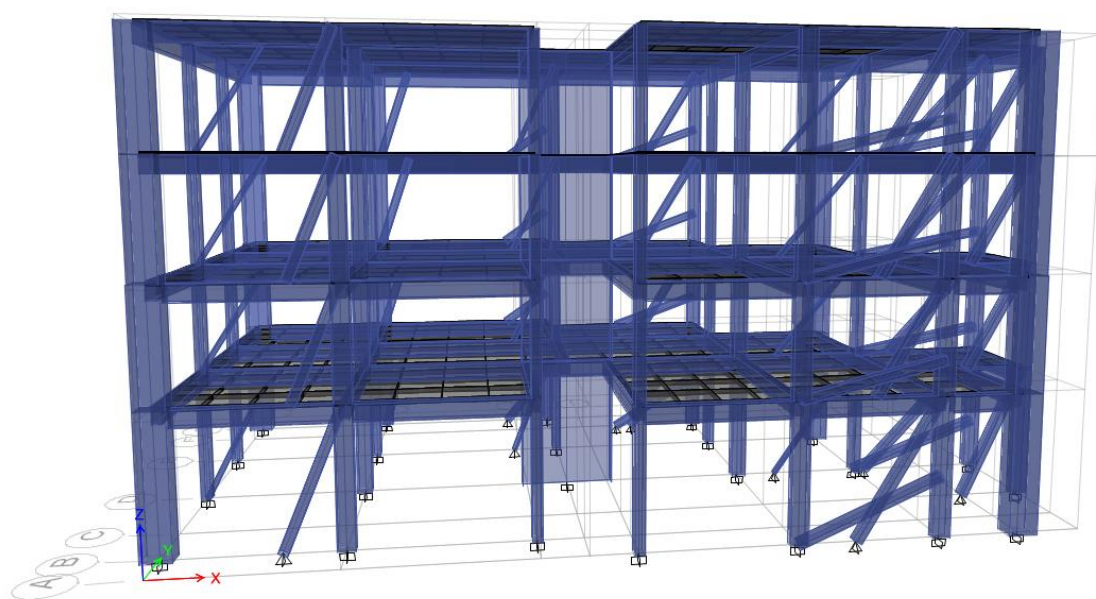


圖 7.95 案例A完整補強之模型結構 3D圖

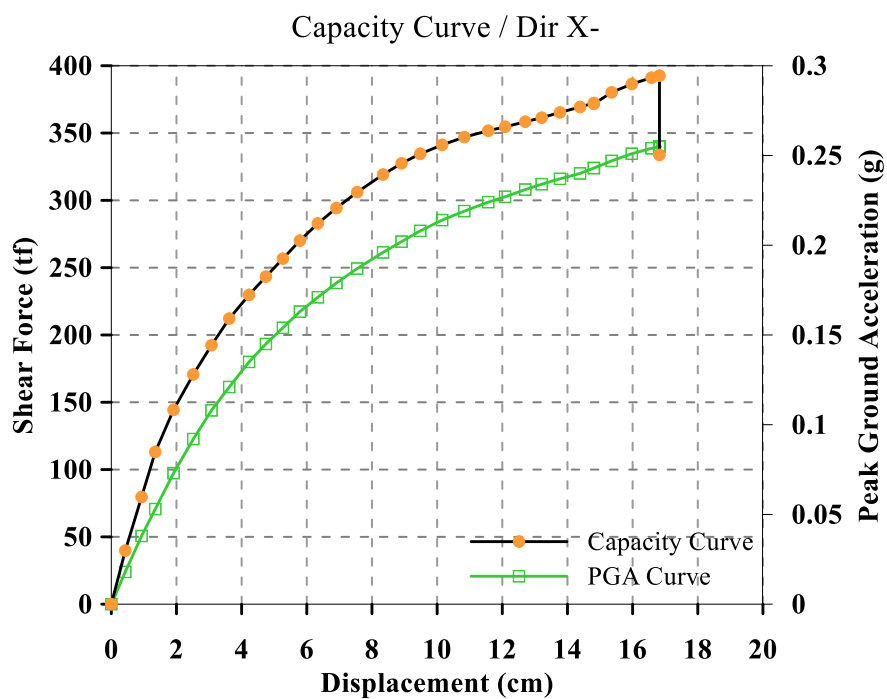


圖 7.96 案例A完整補強負X向容量曲線與耐震性能曲線

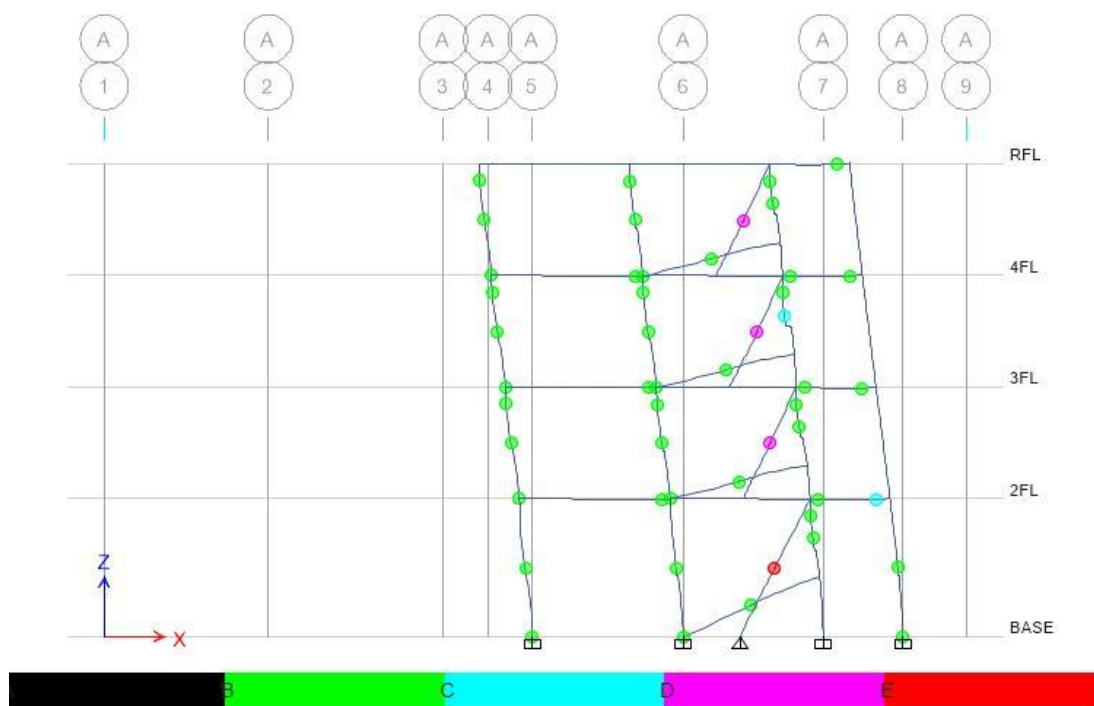


圖 7.97 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line A)

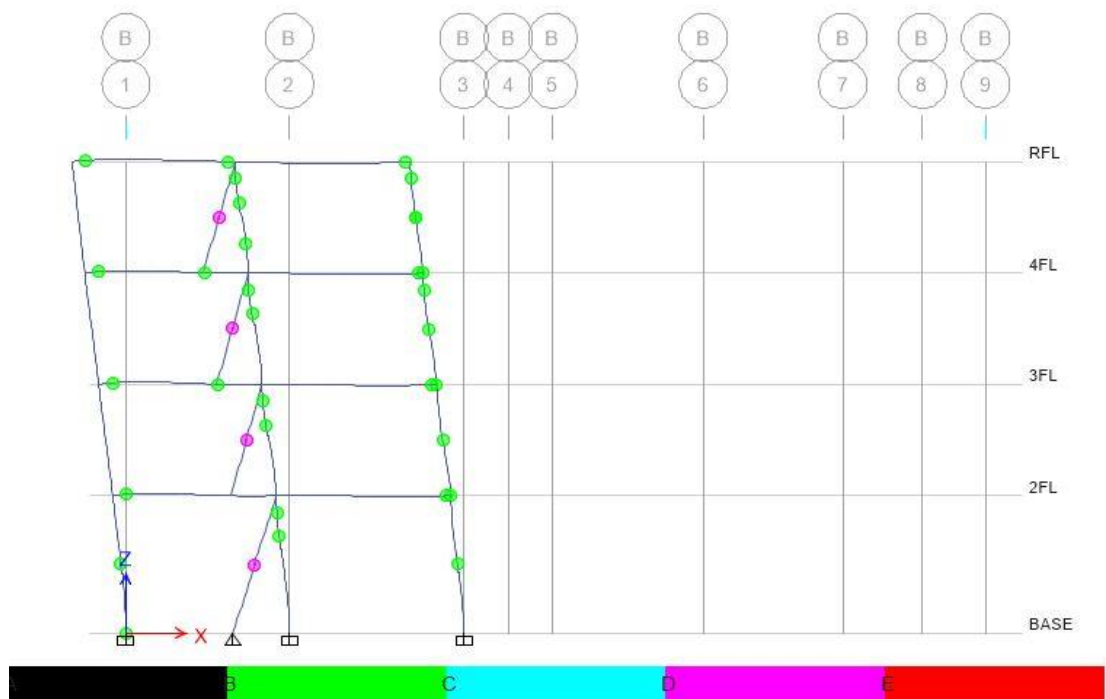


圖 7.98 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line B)

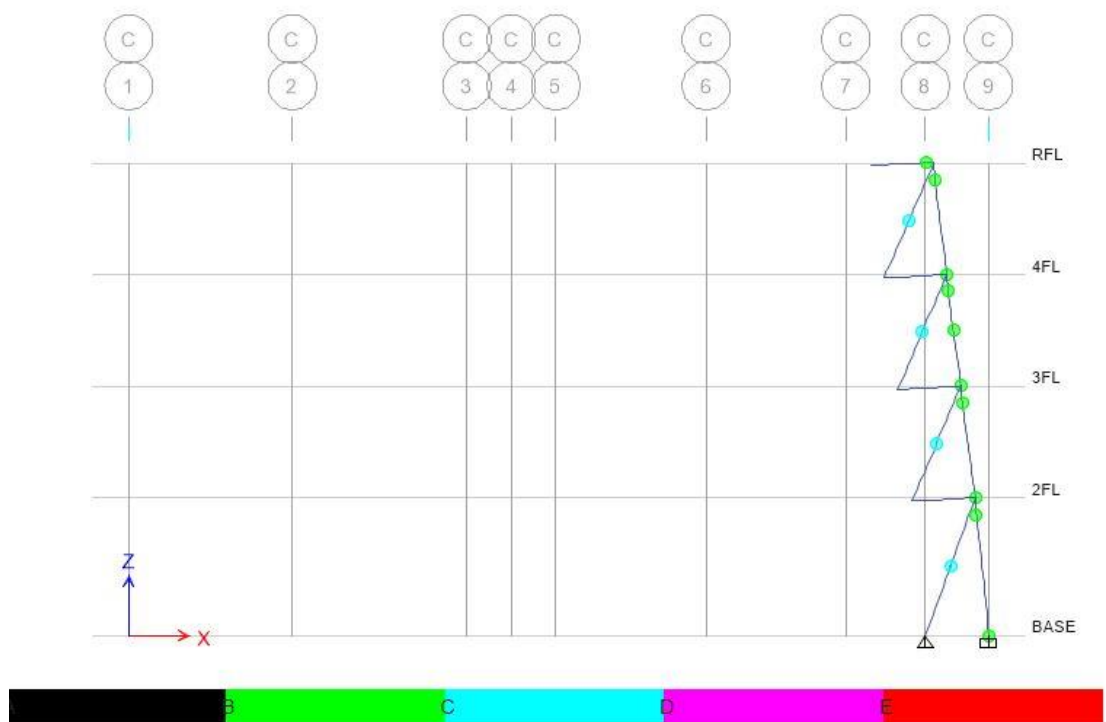


圖 7.99 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line C)

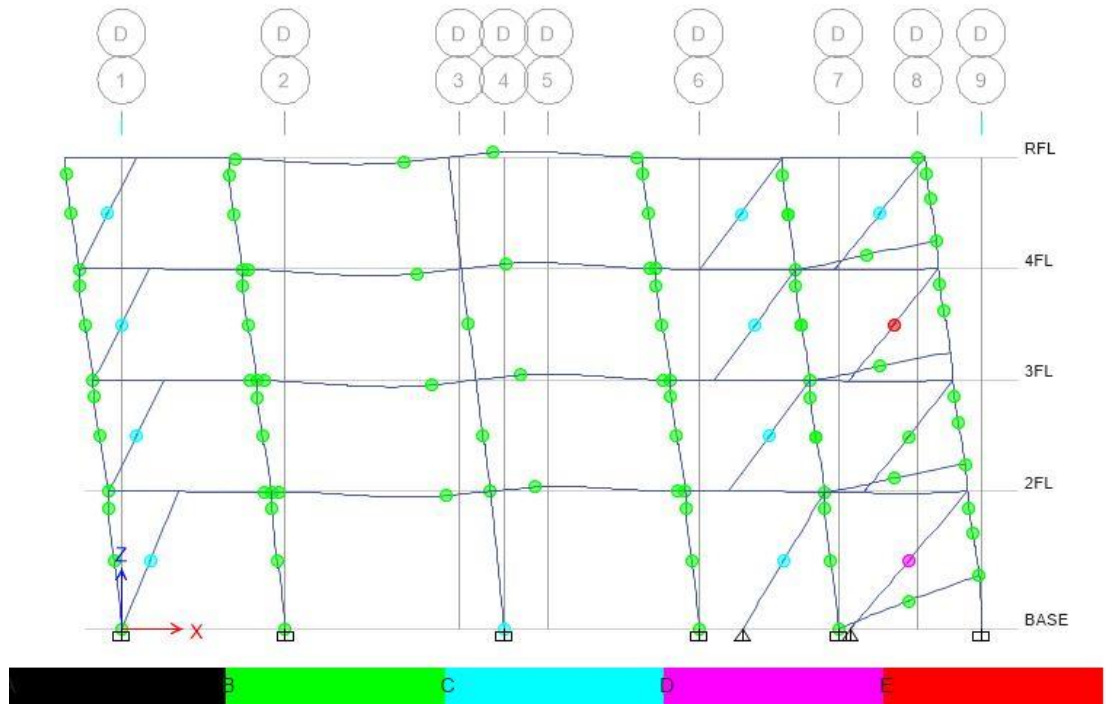


圖 7.100 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line D)

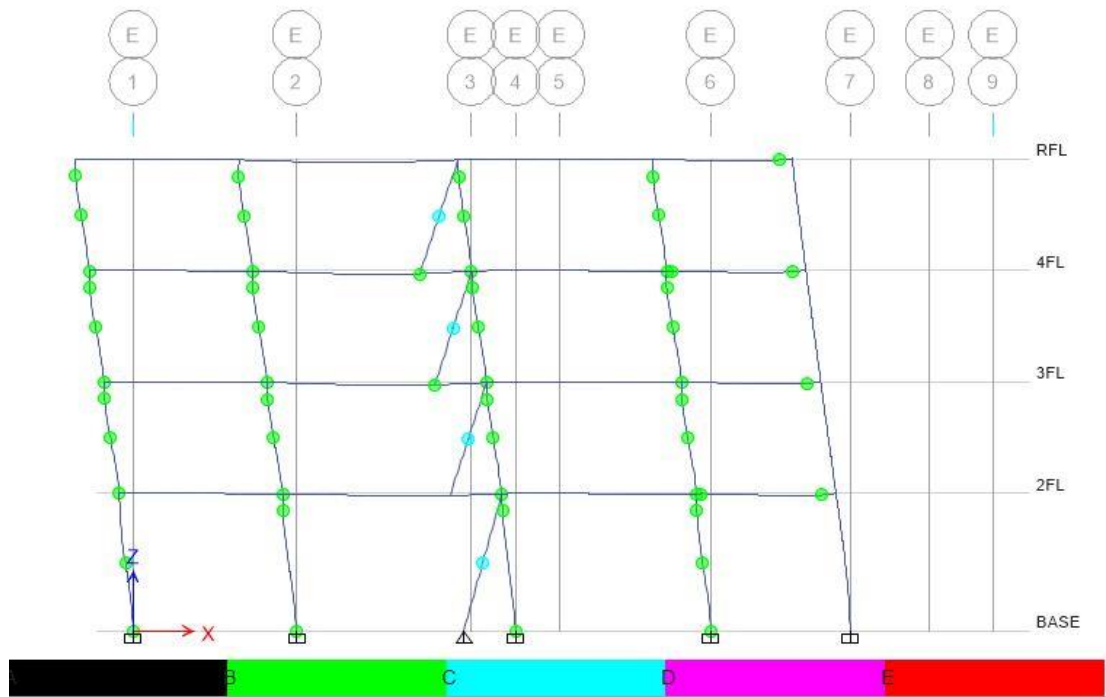


圖 7.101 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line E)

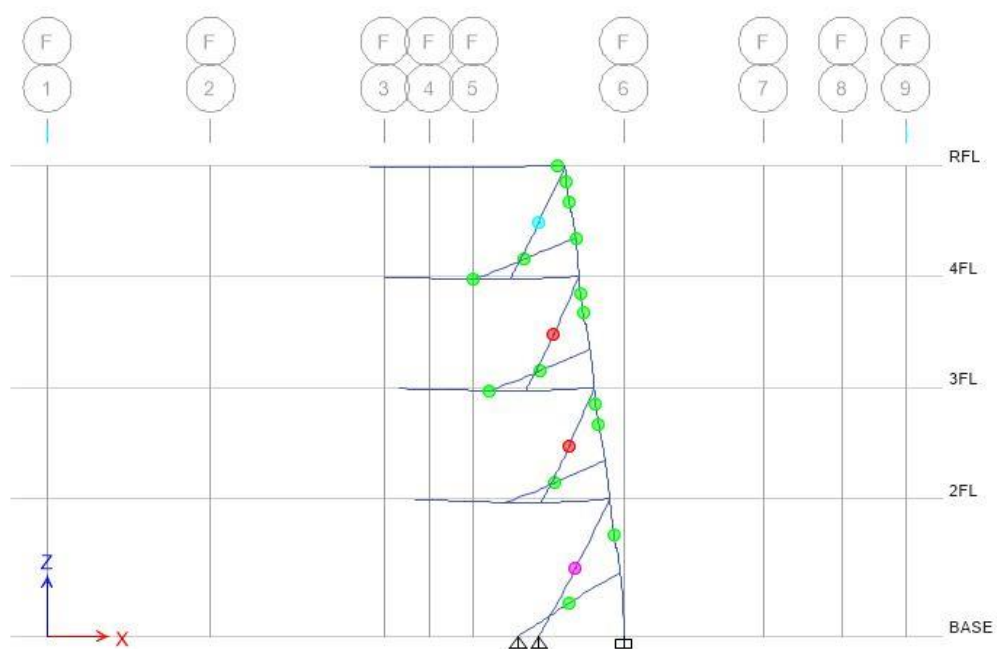


圖 7.102 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line F)

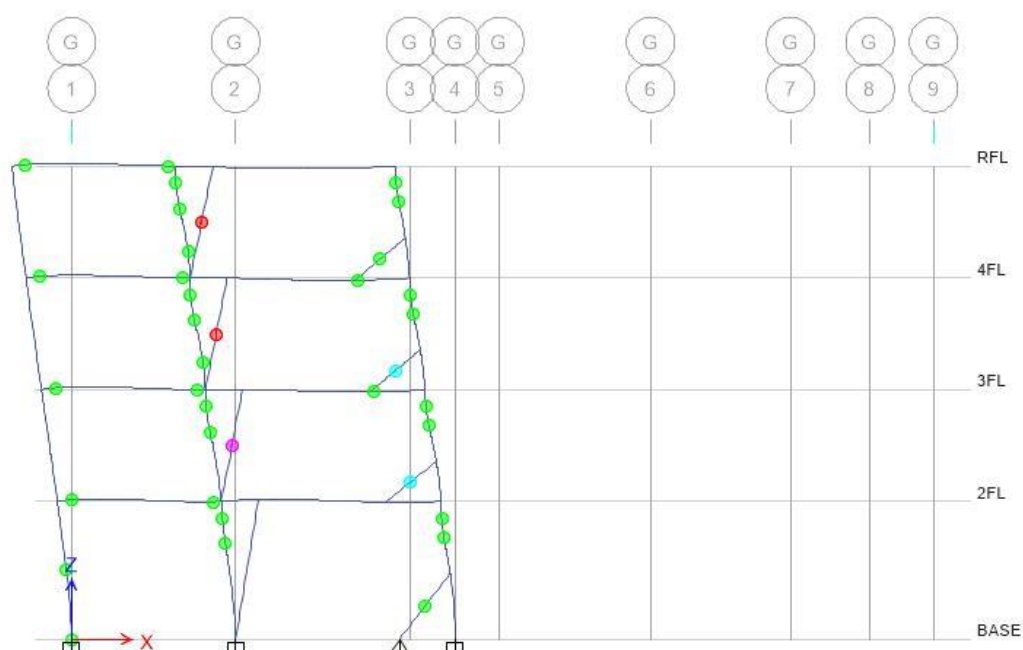


圖 7.103 案例A完整補強負X向側推分析最終點非線性鉸發展(line G)

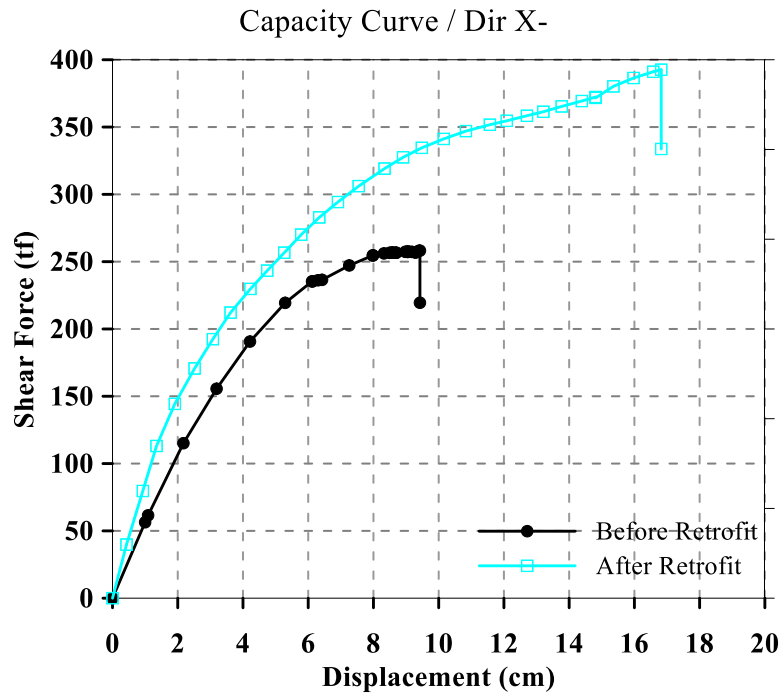


圖 7.104 案例A負X向完整補強前後容量曲線比較

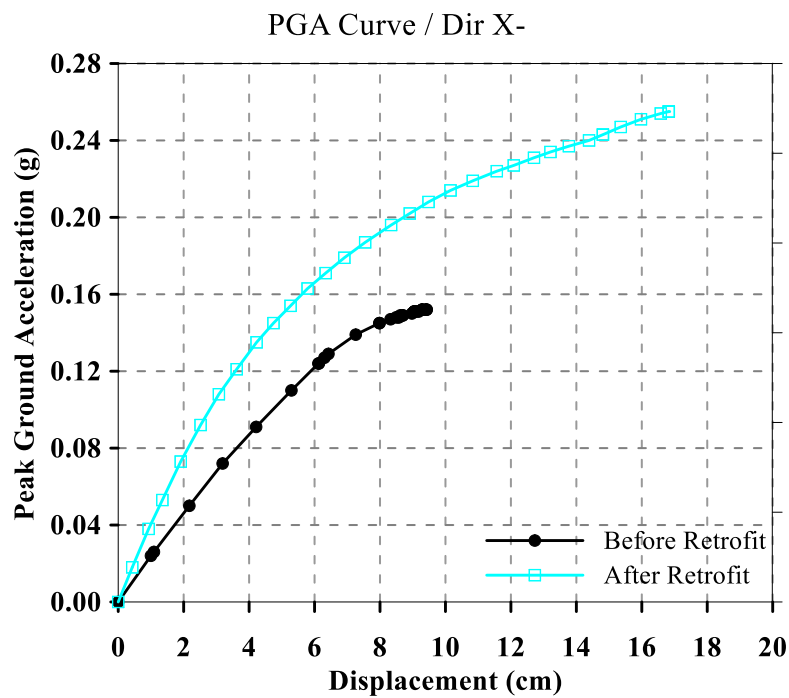
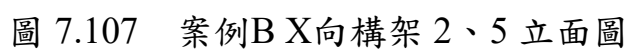


圖 7.105 案例A負X向完整補強前後耐震性能曲線比較



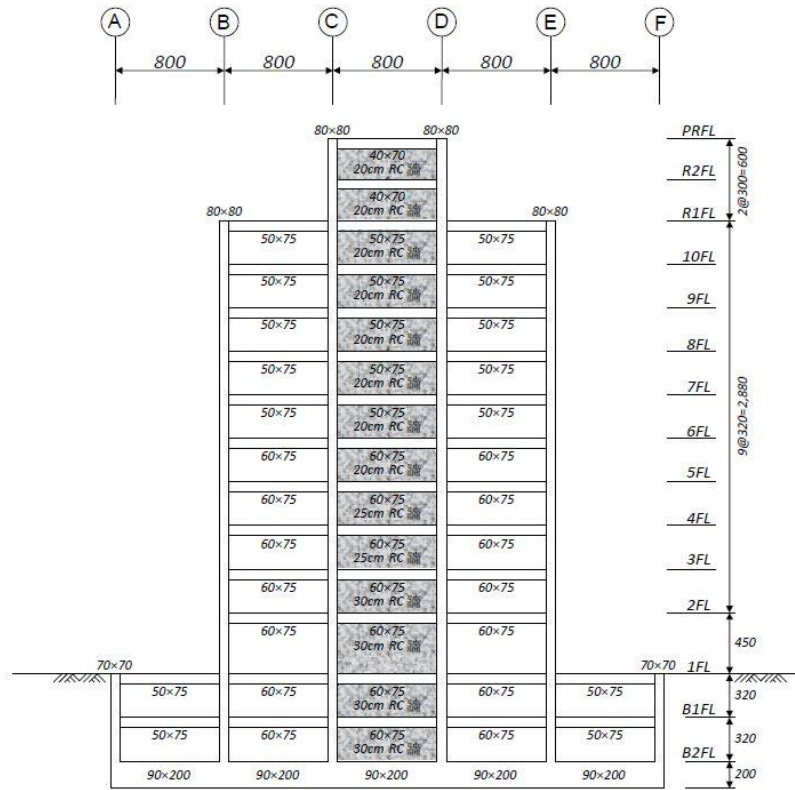


圖 7.108 案例B X向構架 3、4 立面圖

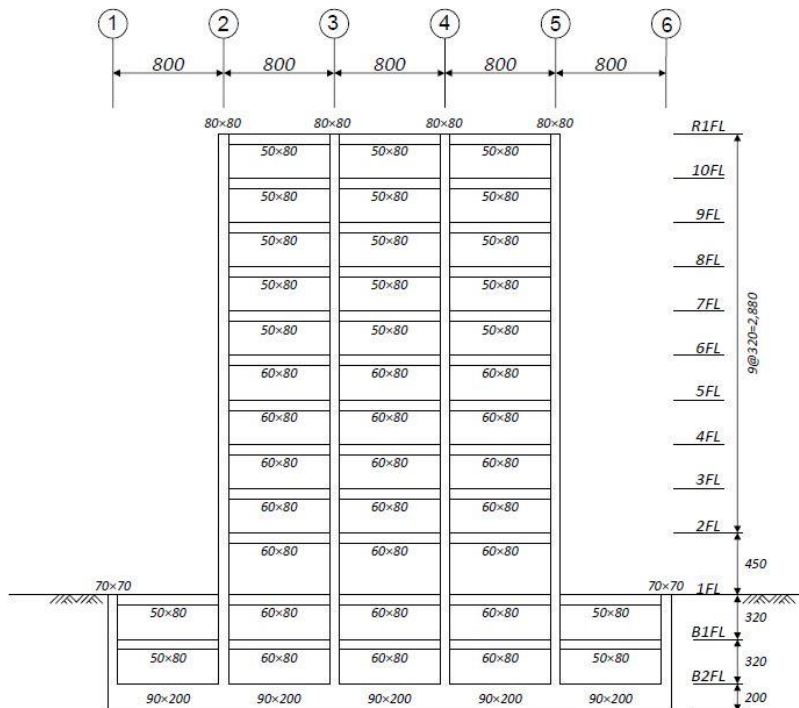


圖 7.109 案例B Y向構架B、E立面圖

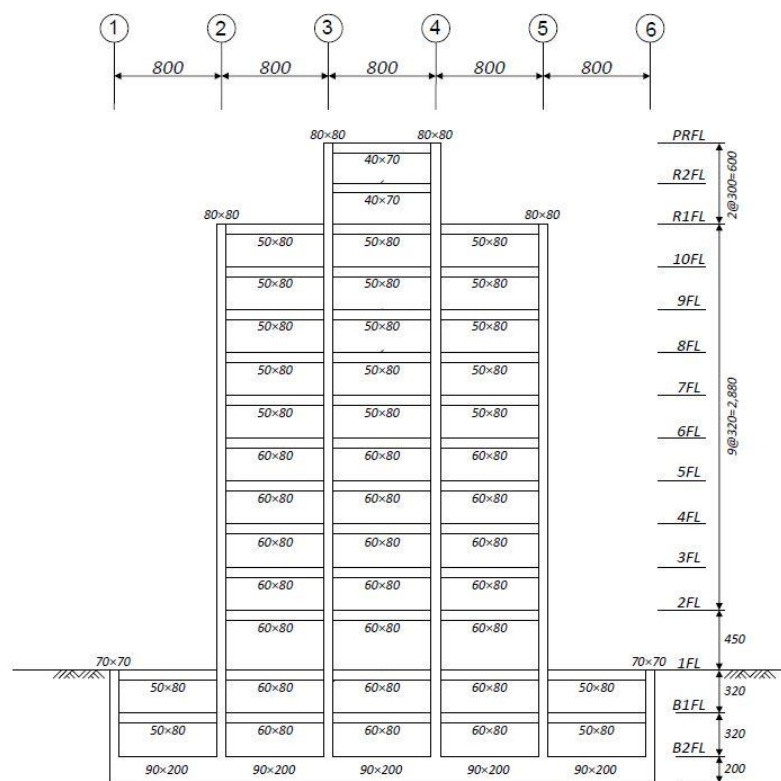


圖 7.110 案例B Y向構架C、D立面圖

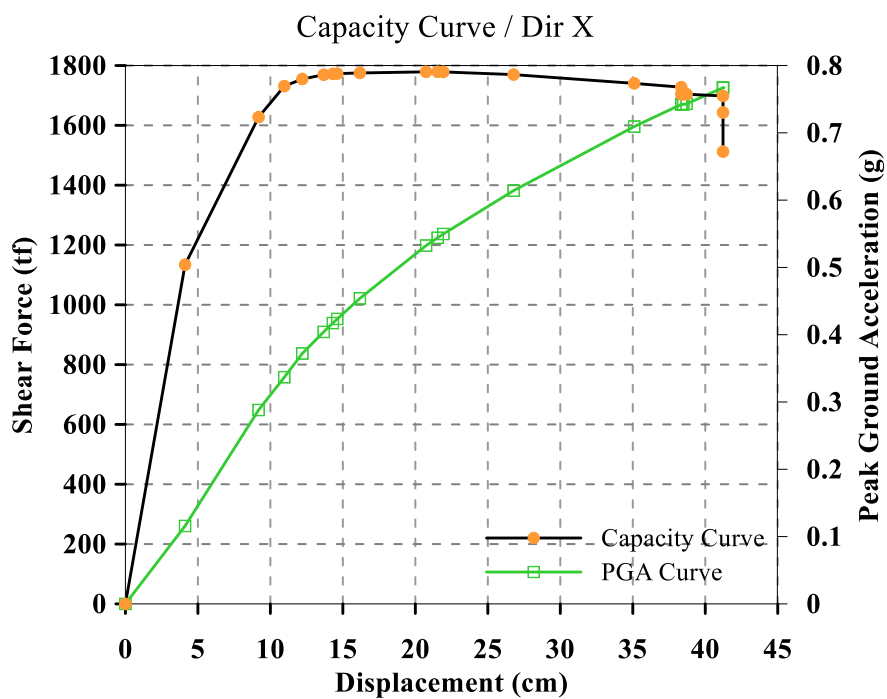


圖 7.111 案例B X向容量曲線與耐震性能曲線

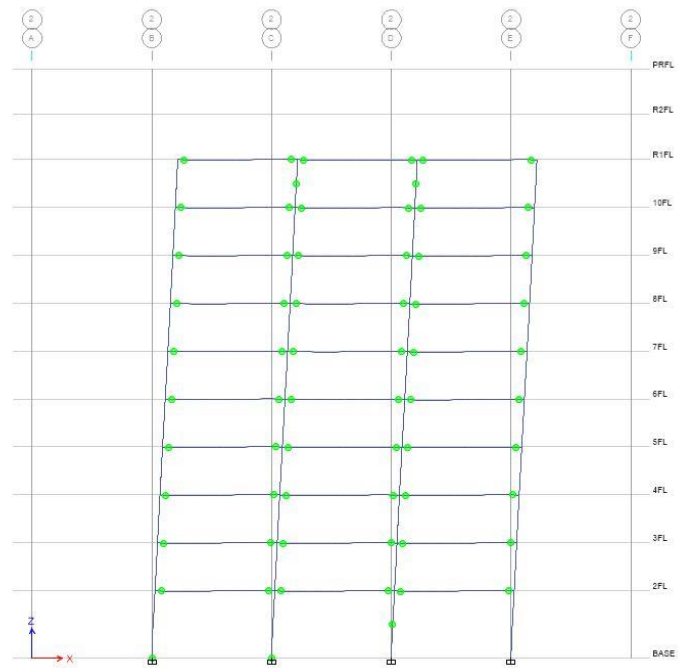


圖 7.112 案例B X向側力強度點非線性鉸發展(line 2)

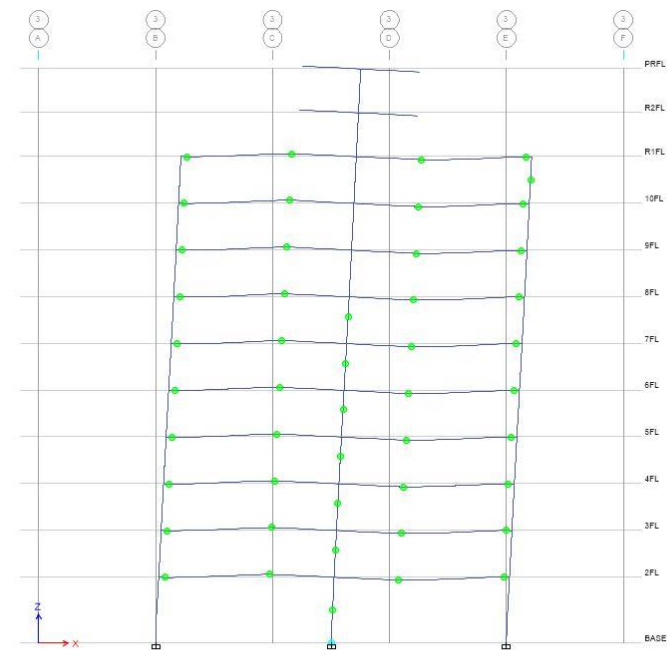


圖 7.113 案例B X向側力強度點非線性鉸發展(line 3)

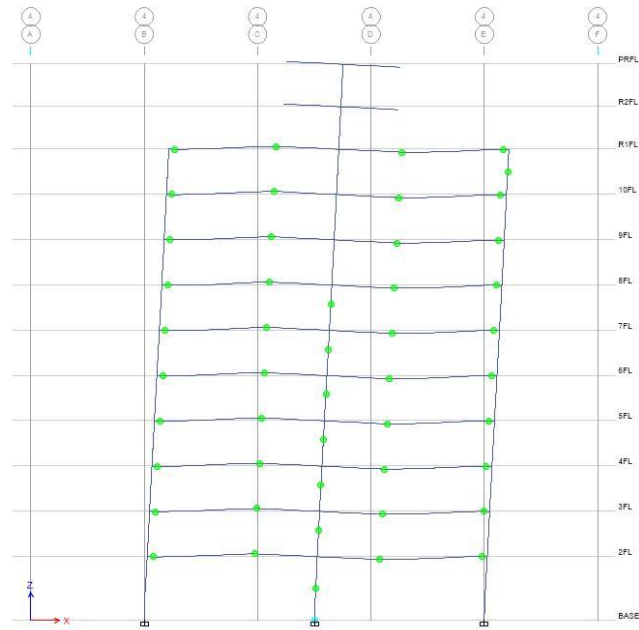


圖 7.114 案例B X向側力強度點非線性鉸發展(line 4)

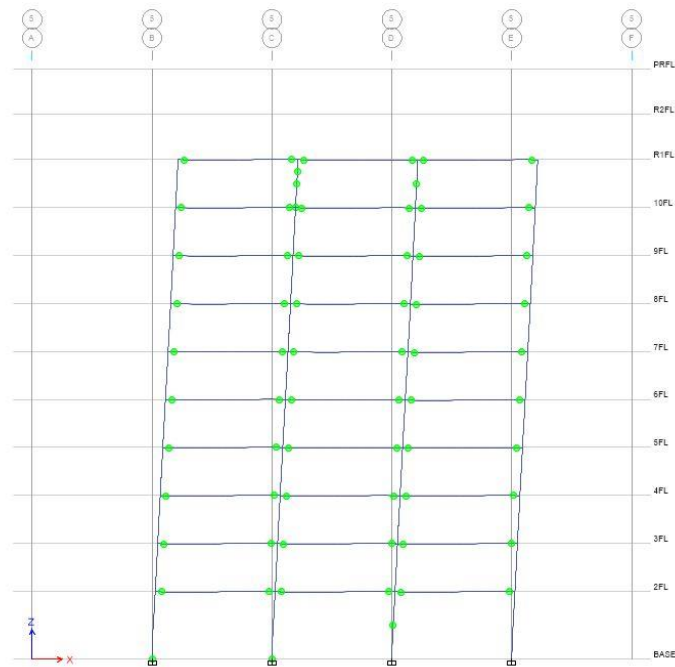


圖 7.115 案例B X向側力強度點非線性鉸發展(line 5)

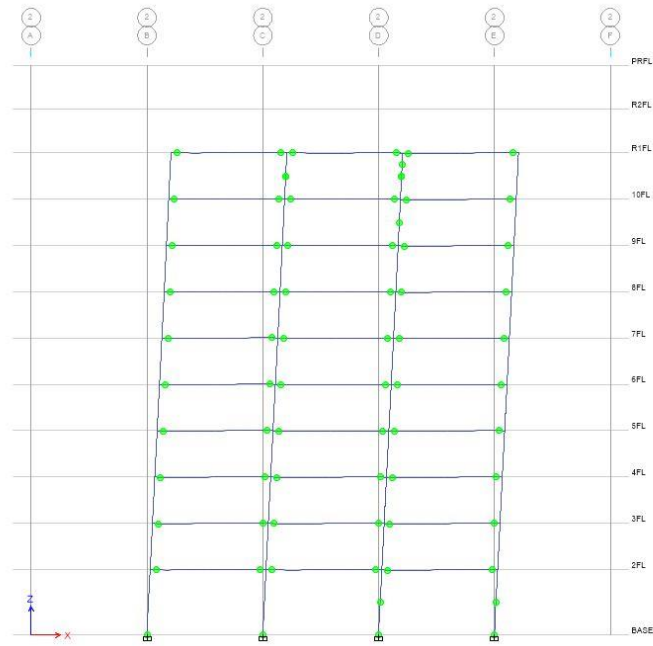


圖 7.116 案例B X向側推最終點非線性鉸發展(line 2)

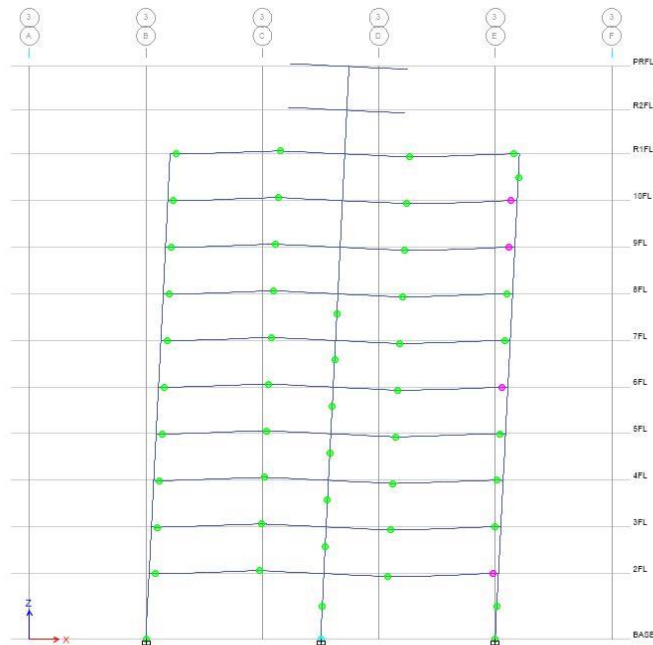


圖 7.117 案例B X向側推最終點非線性鉸發展(line 3)

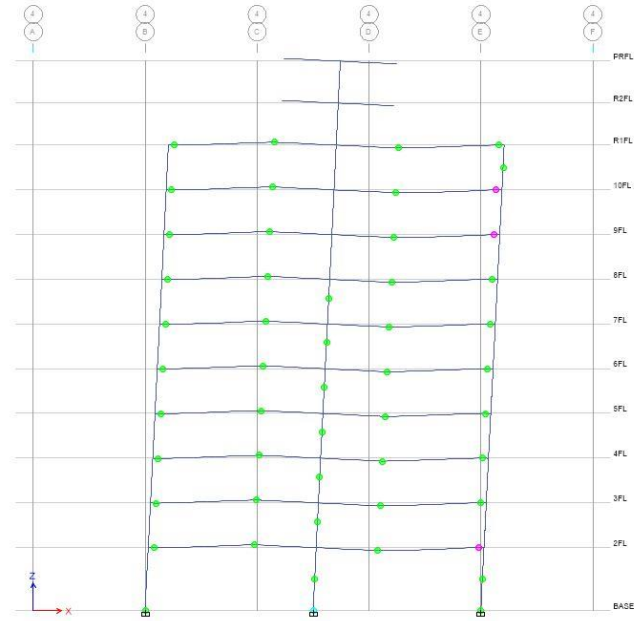


圖 7.118 案例B X向側推最終點非線性鉸發展(line 4)

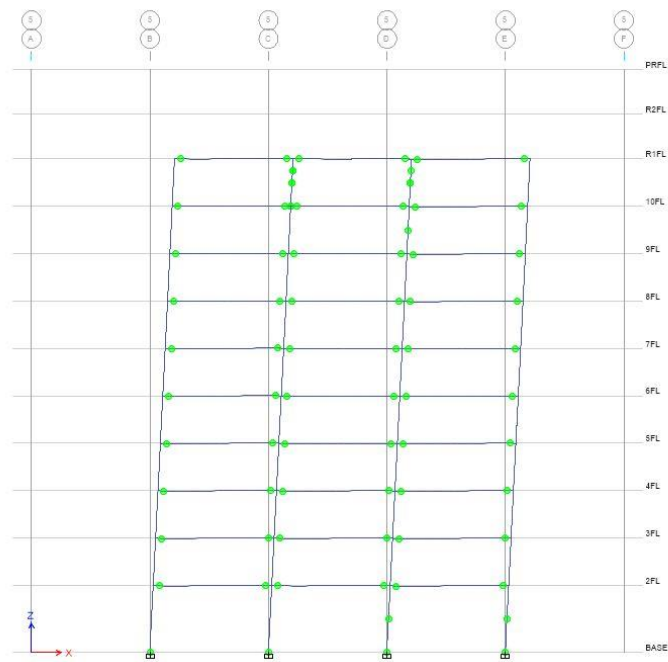


圖 7.119 案例B X向側推最終點非線性鉸發展(line 5)

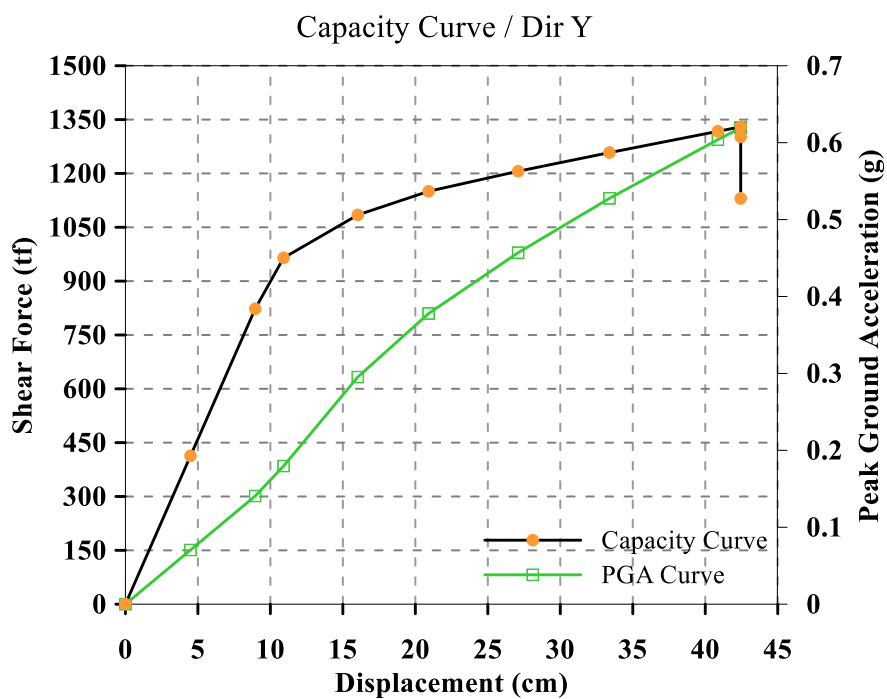


圖 7.120 案例B Y向容量曲線與耐震性能曲線

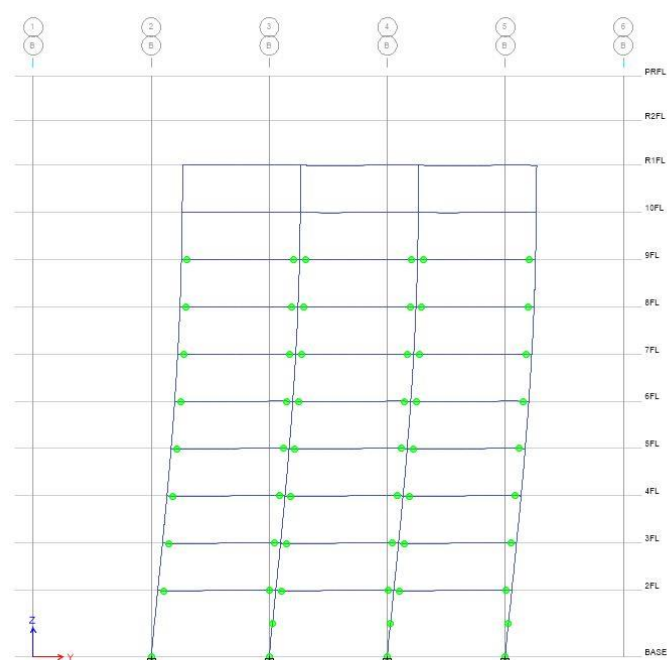


圖 7.121 案例B Y向側力強度點非線性鉸發展(line B)

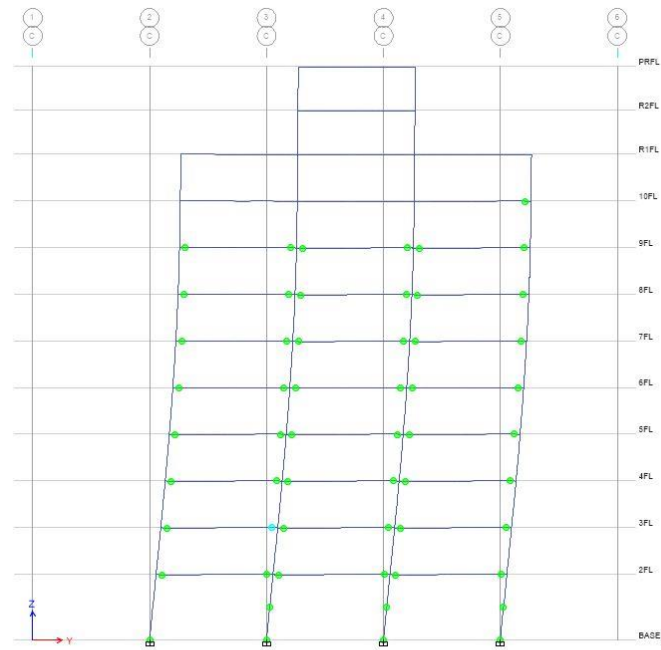


圖 7.122 案例B Y向側力強度點非線性鉸發展(line C)

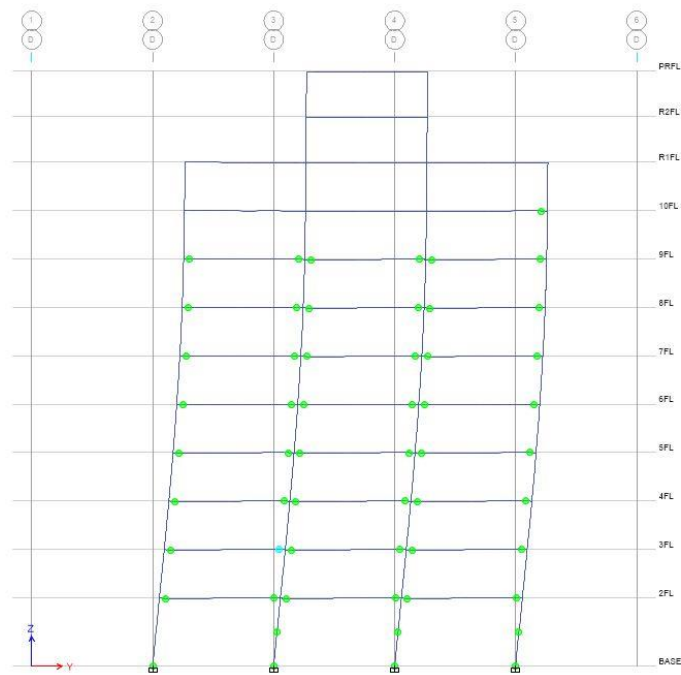


圖 7.123 案例B Y向側力強度點非線性鉸發展(line D)

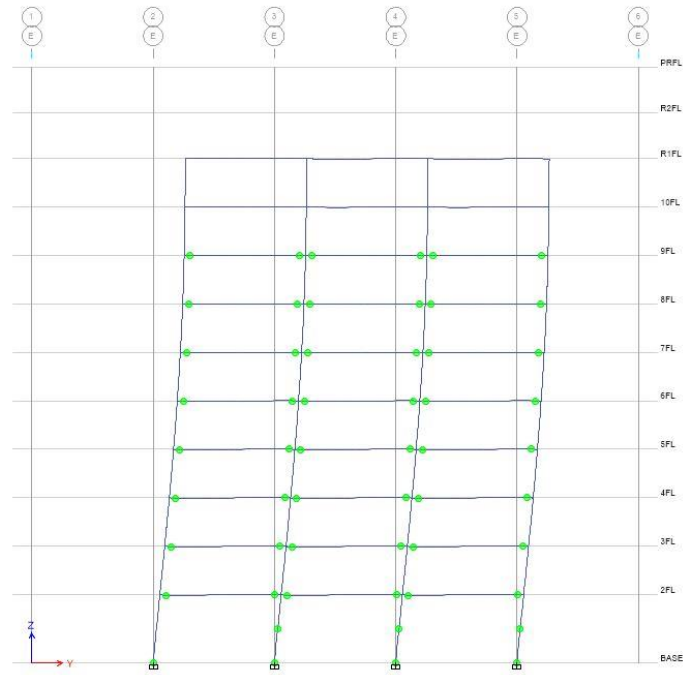


圖 7.124 案例B Y向側力強度點非線性鉸發展(line E)

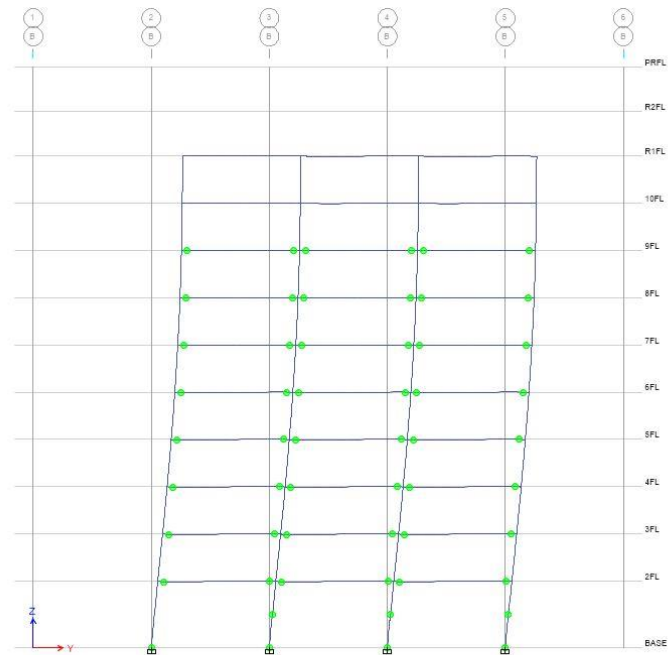


圖 7.125 案例B Y向側推最終點非線性鉸發展(line B)

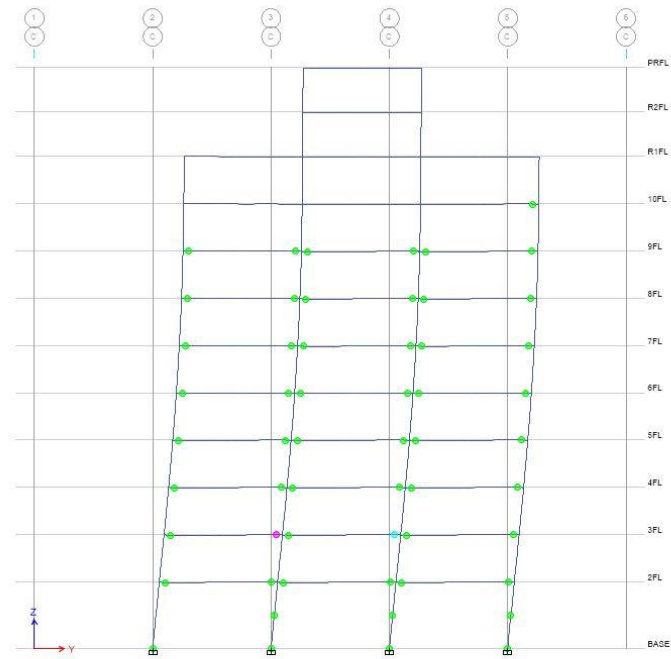


圖 7.126 案例B Y向側推最終點非線性鉸發展(line C)

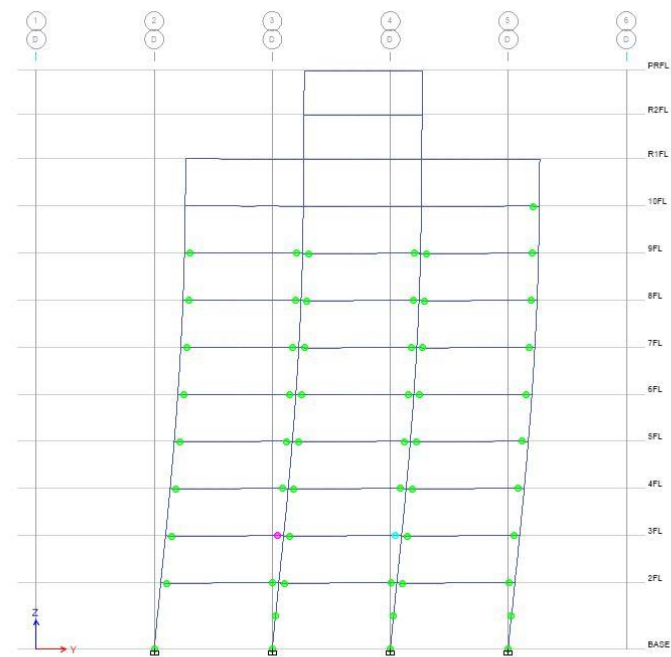


圖 7.127 案例B Y向側推最終點非線性鉸發展(line D)

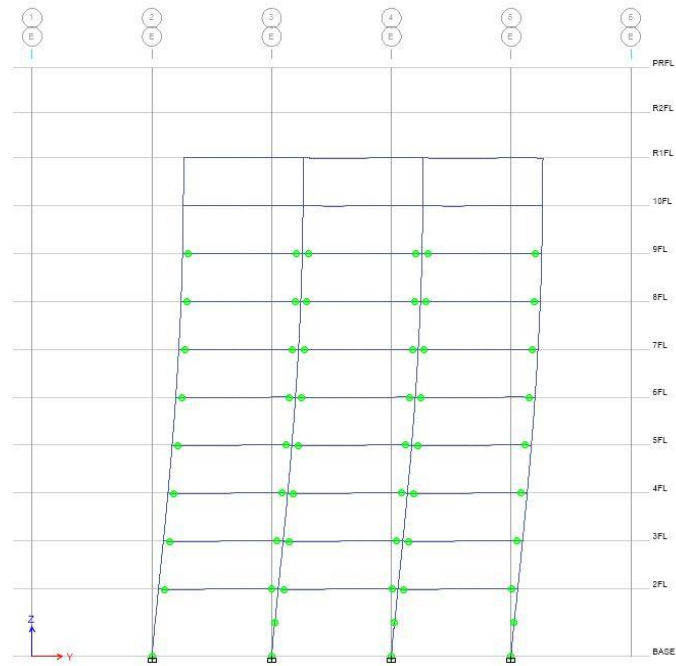


圖 7.128 案例B Y向側推最終點非線性鉸發展(line E)

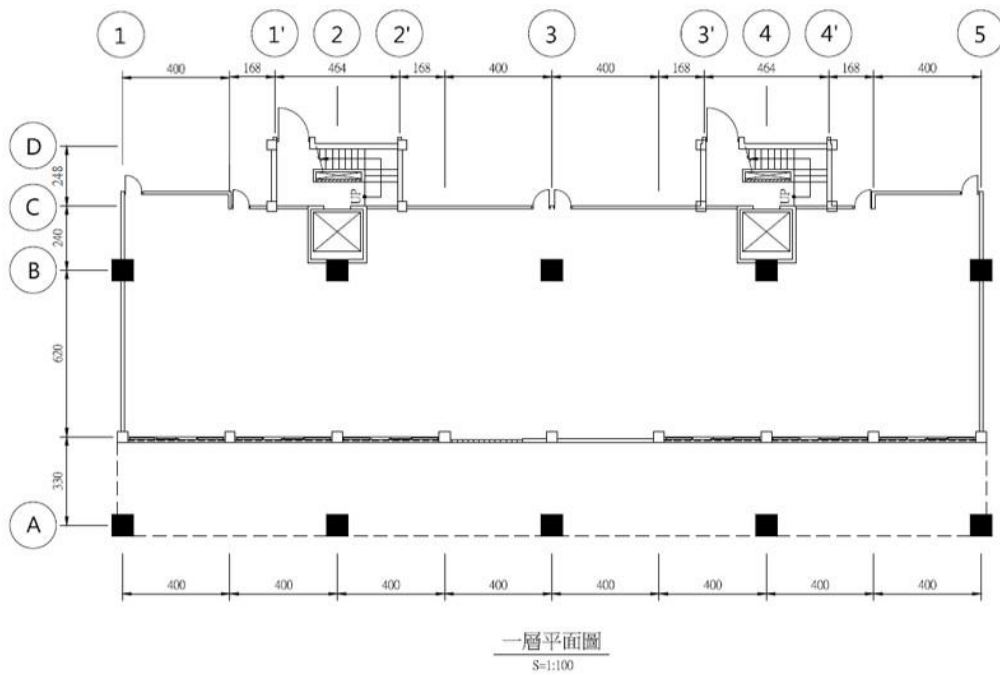
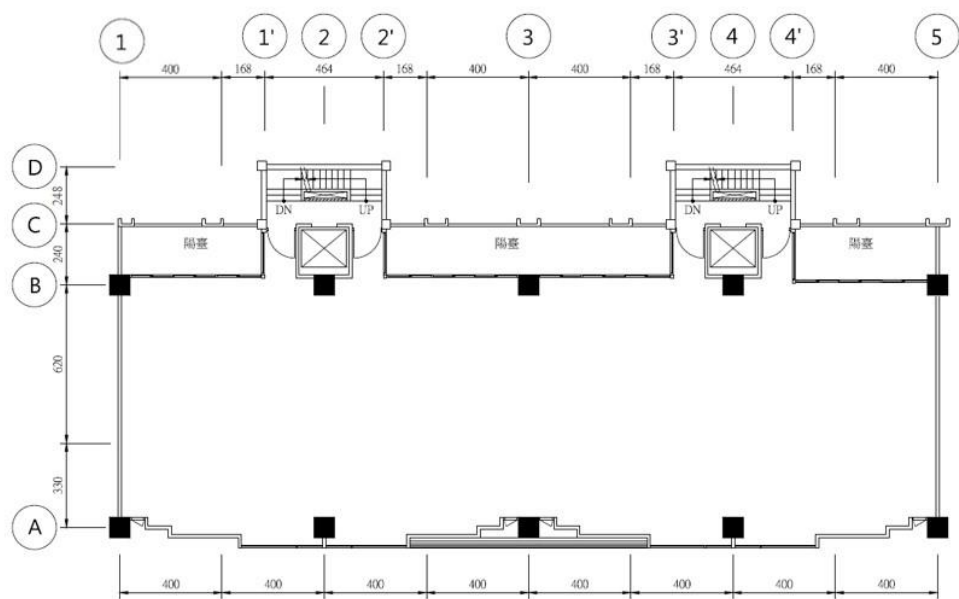
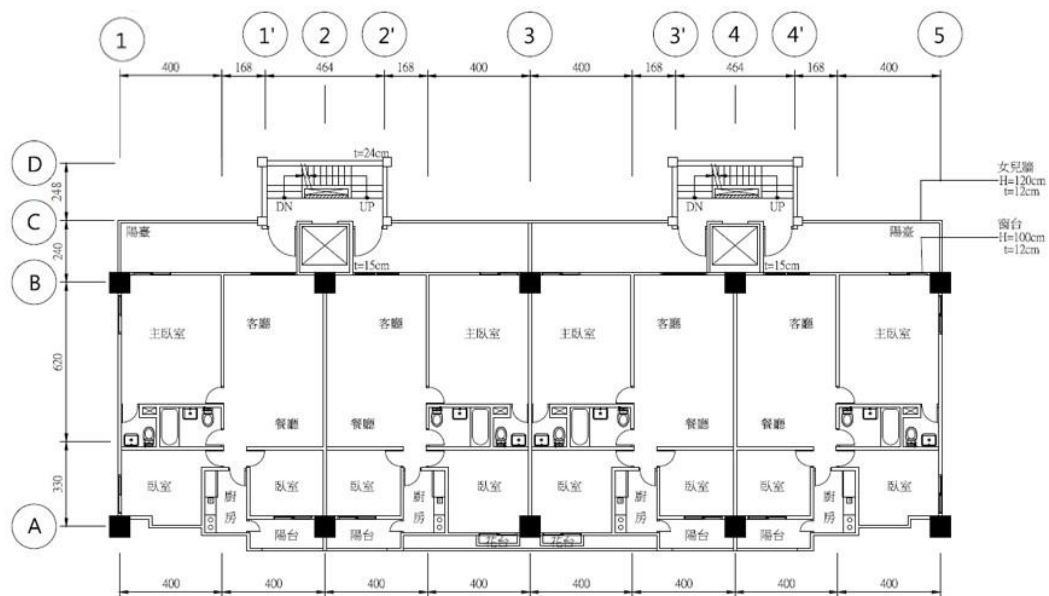


圖 7.129 案例C建築平面圖(1 層)



二~四層平面圖
S=1:100

圖 7.130 案例C建築平面圖(2~4 層)



五~十二層平面圖
S=1:100

圖 7.131 案例C建築平面圖(5~12 層)

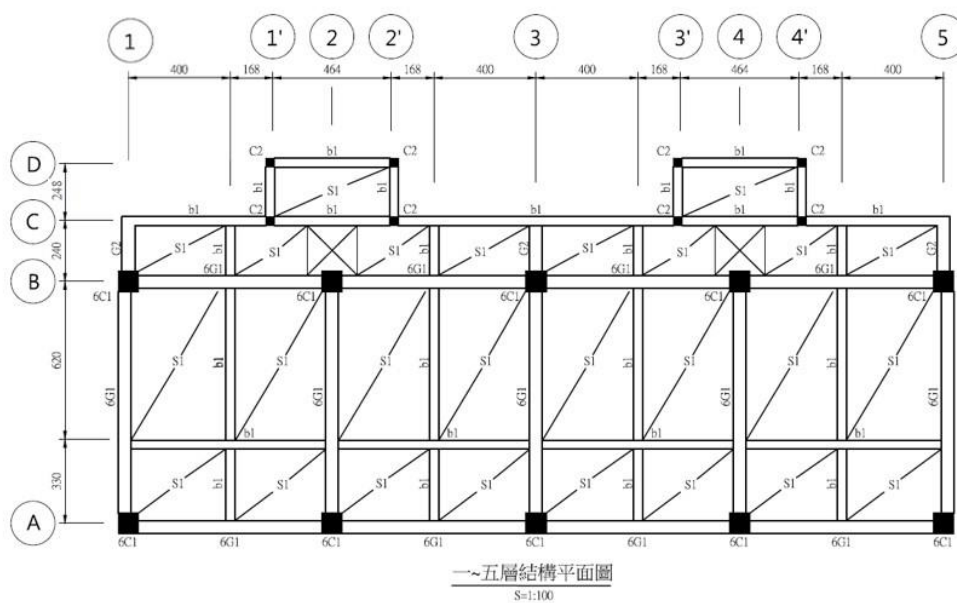


圖 7.132 案例C結構平面圖(1~5 層)

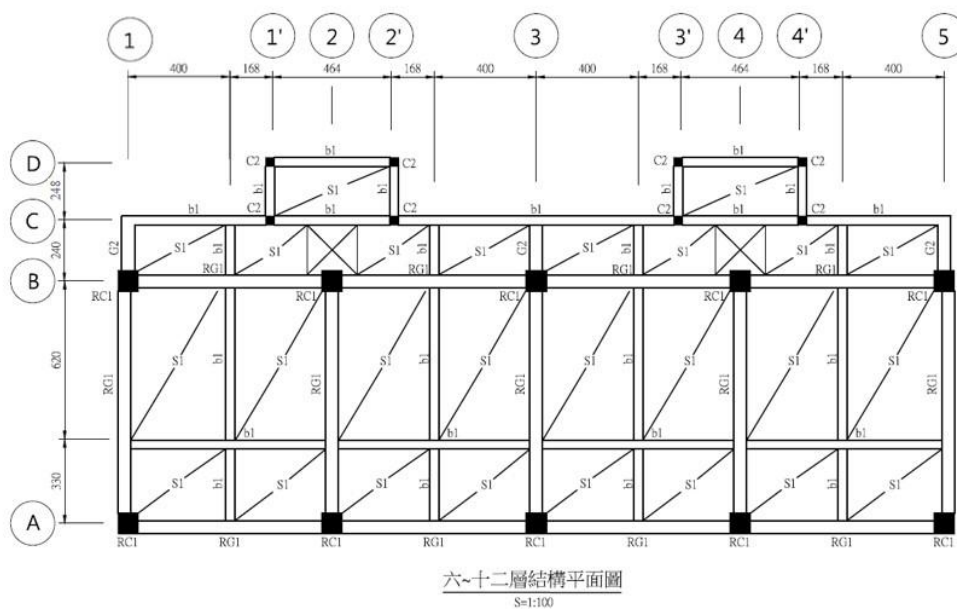


圖 7.133 案例C結構平面圖(6~12 層)

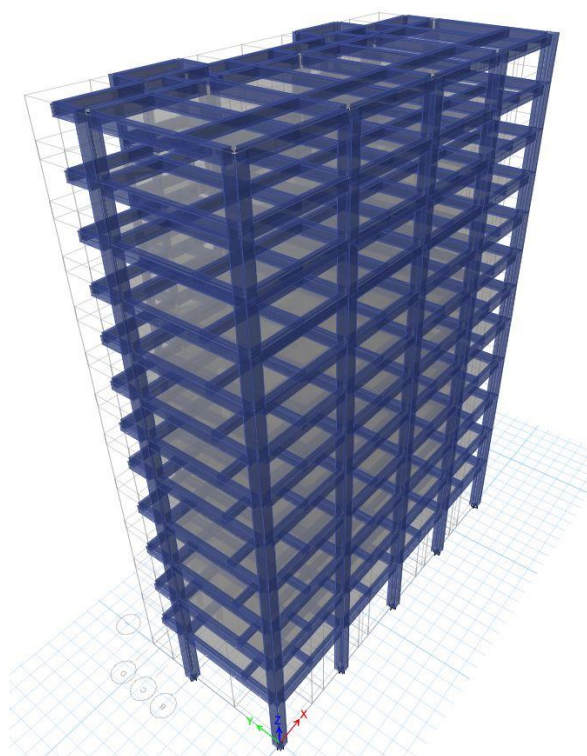


圖 7.134 案例C 正X向 3D模型

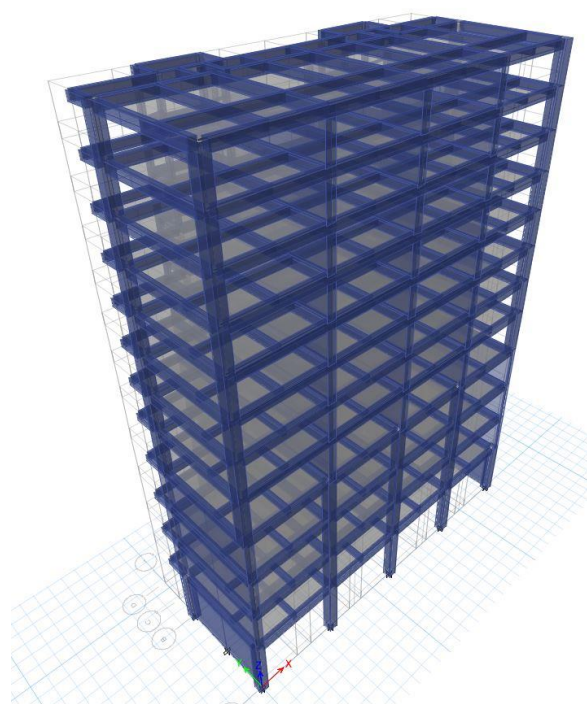


圖 7.135 案例C 正Y向 3D模型

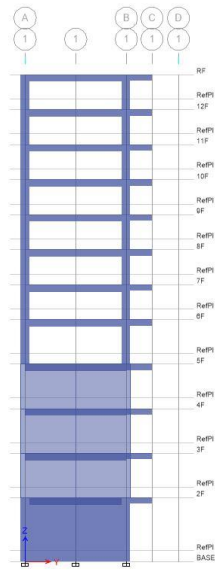


圖 7.136 案例C Y向構架 1、5 立面圖

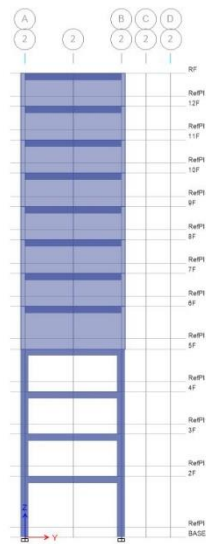


圖 7.137 案例C Y向構架 2~4 立面圖

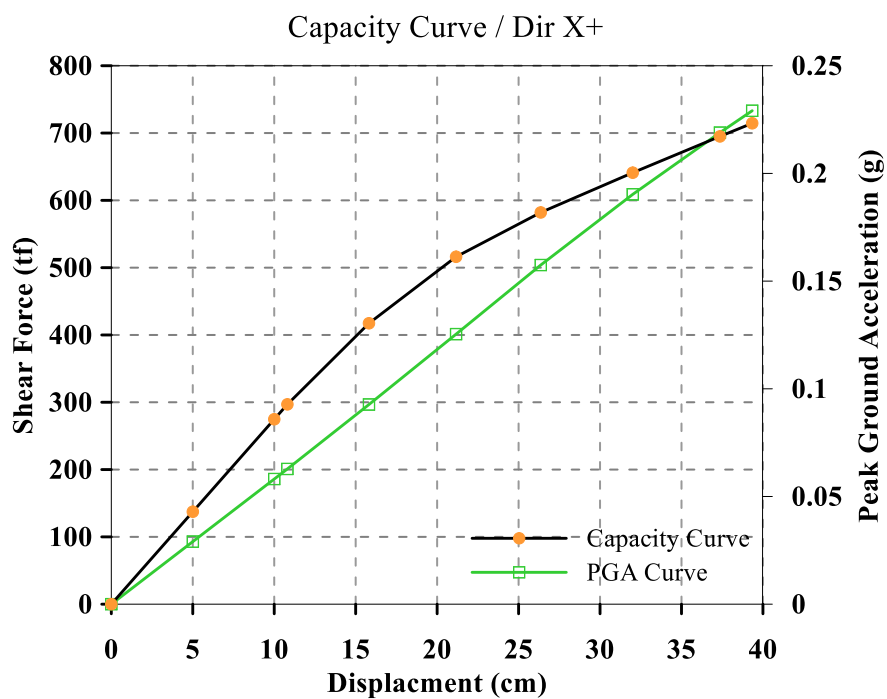


圖 7.138 案例C正X向容量曲線與耐震性能曲線

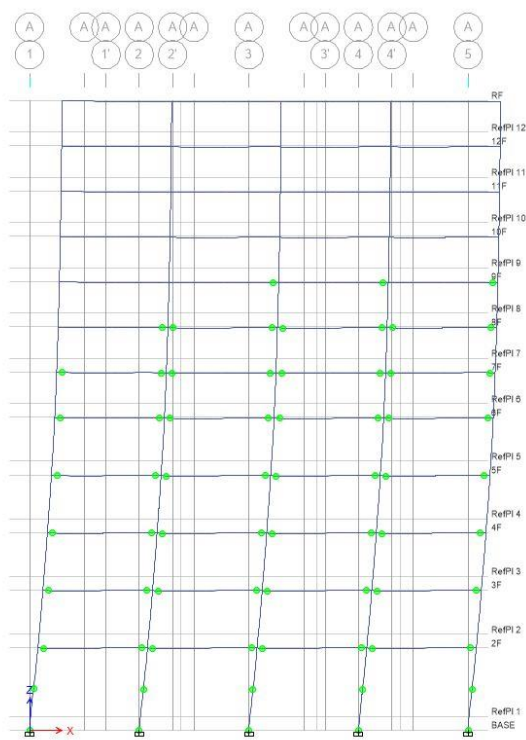


圖 7.139 案例C正X向側力強度點非線性鉸發展(line A)

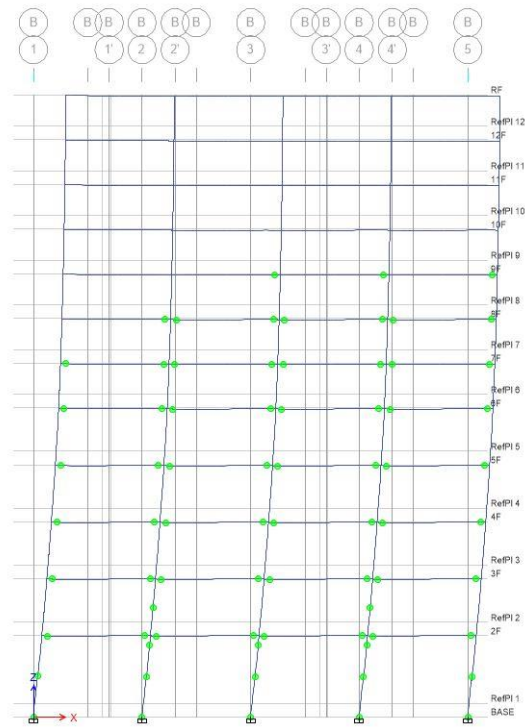


圖 7.140 案例C正X向側力強度點非線性鉸發展(line B)

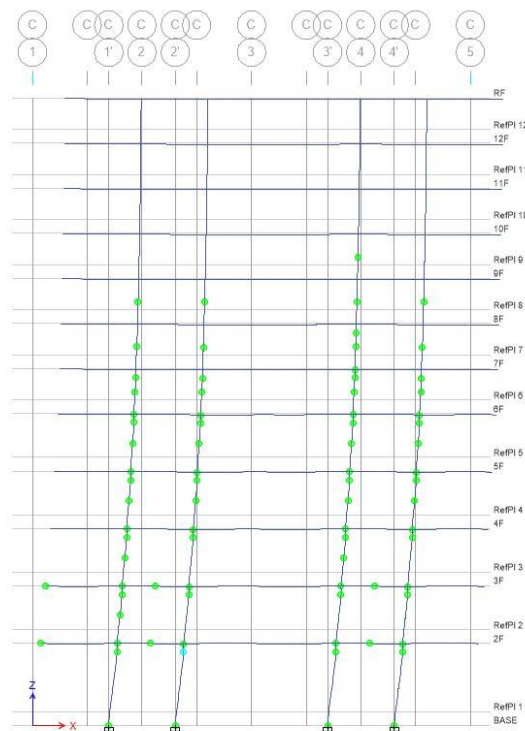


圖 7.141 案例C正X向側力強度點非線性鉸發展(line C)

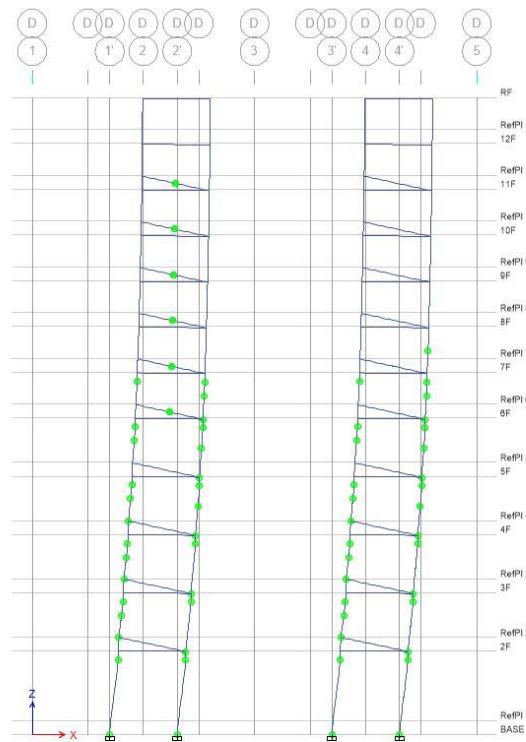


圖 7.142 案例C正X向側力強度點非線性鉸發展(line D)

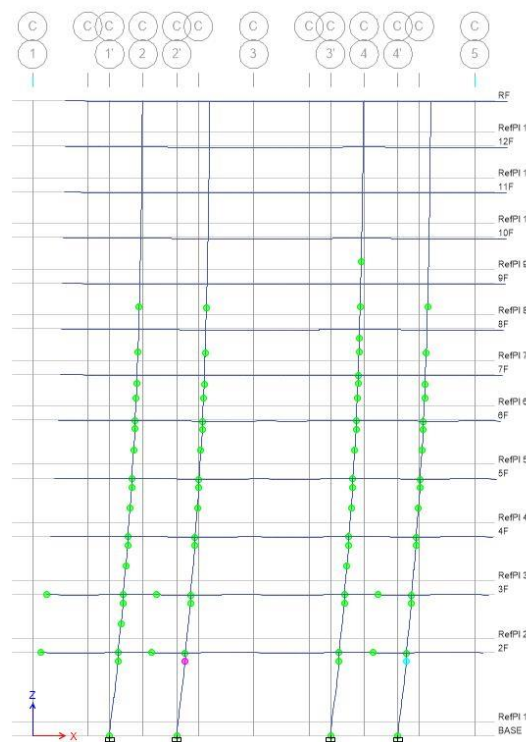


圖 7.143 案例C正X向側推分析之非線性鉸發展達D點(line C)

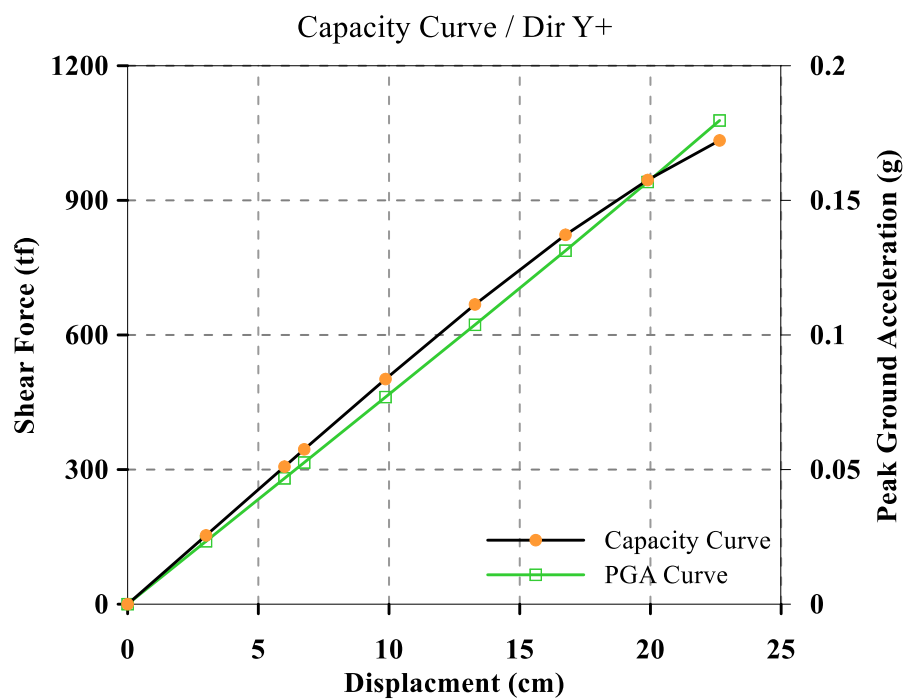


圖 7.144 案例C正Y向容量曲線與耐震性能曲線

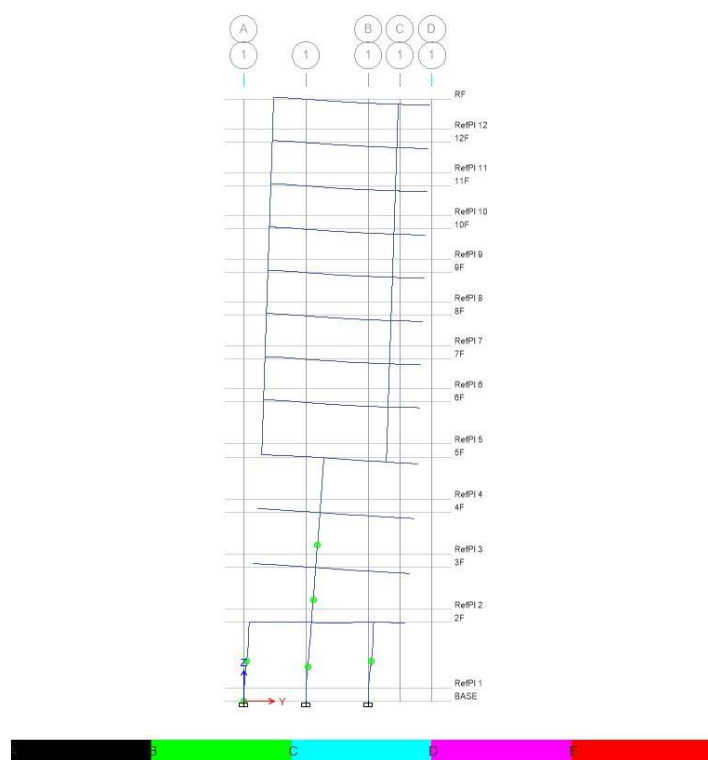


圖 7.145 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1)

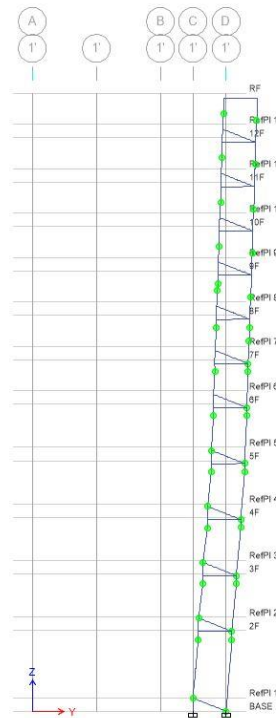


圖 7.146 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1')

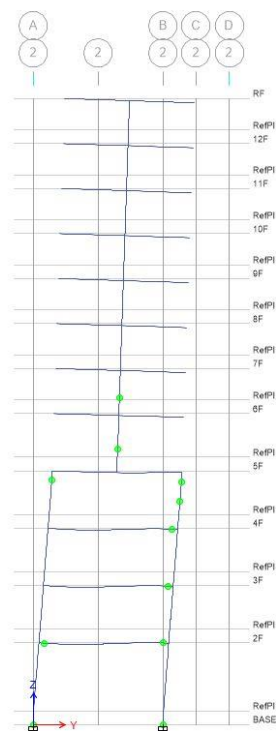


圖 7.147 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2)

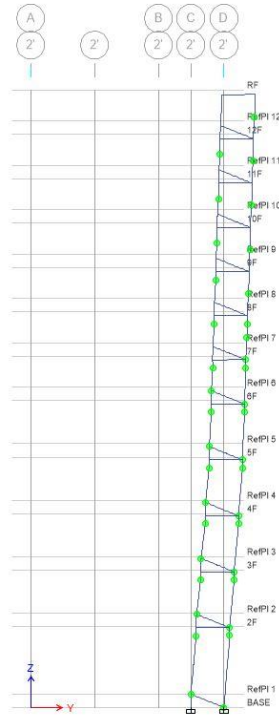


圖 7.148 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2')

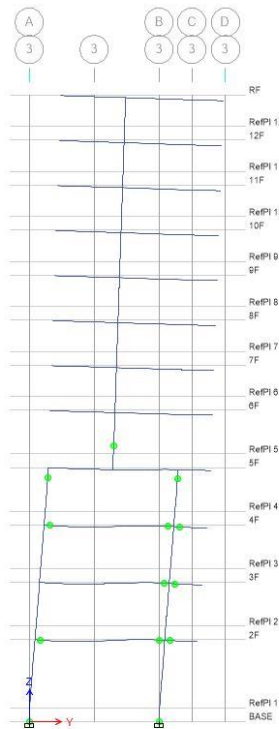


圖 7.149 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3)

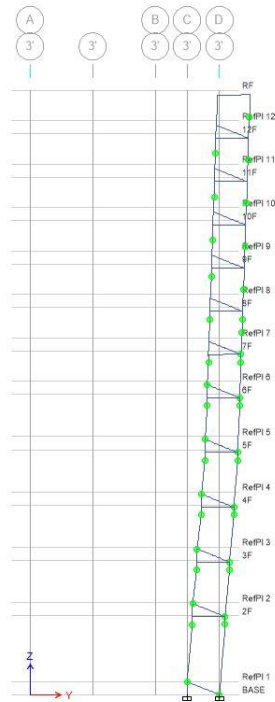


圖 7.150 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3')

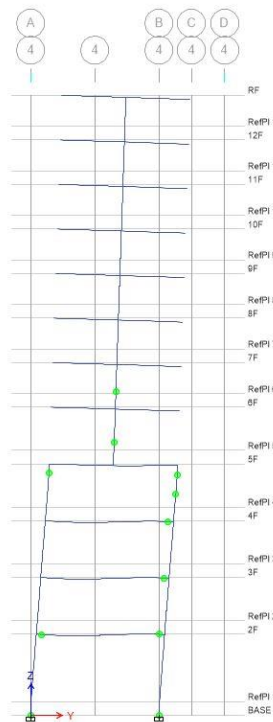


圖 7.151 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4)

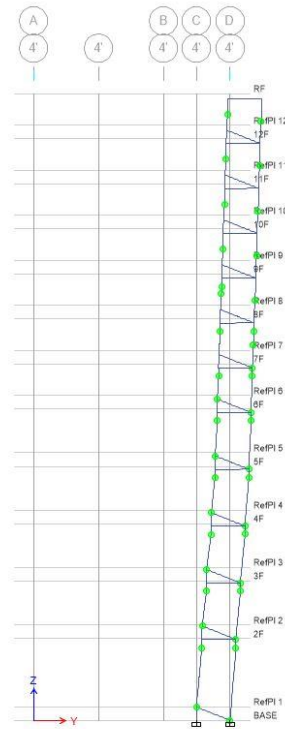


圖 7.152 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4')

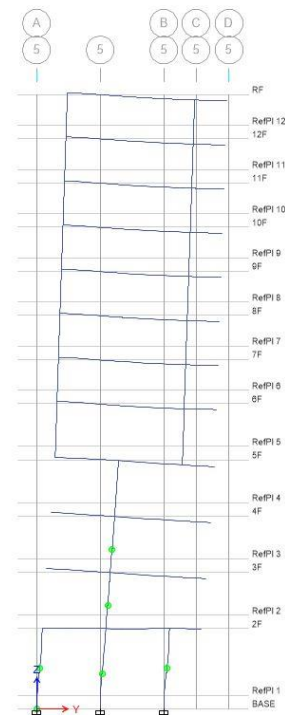


圖 7.153 案例C正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 5)

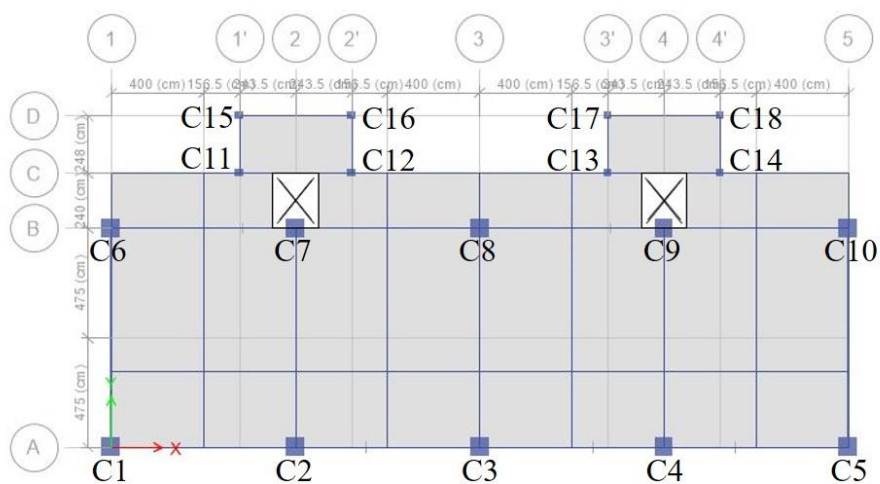


圖 7.154 案例C二樓柱柱線編號

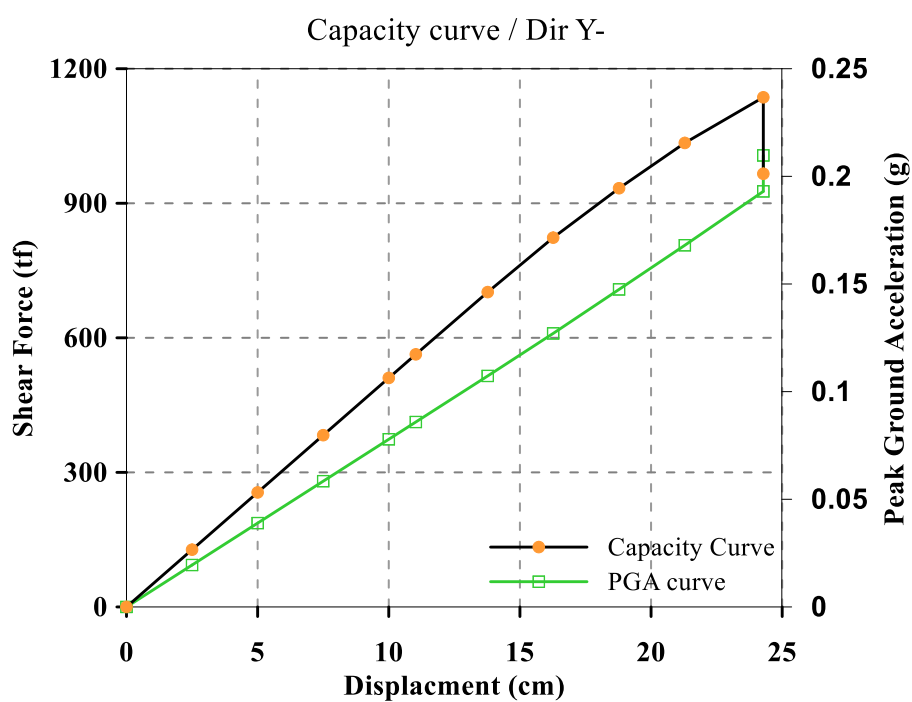


圖 7.155 案例C負Y向容量曲線與耐震性能曲線

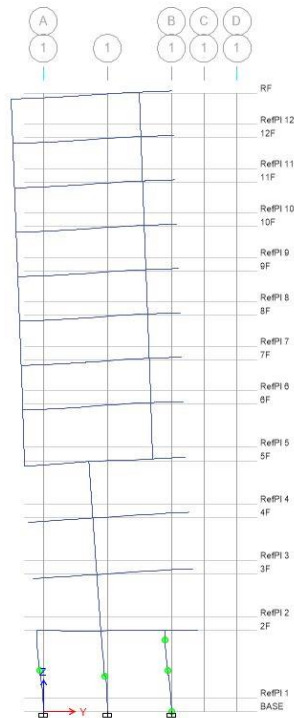


圖 7.156 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1)

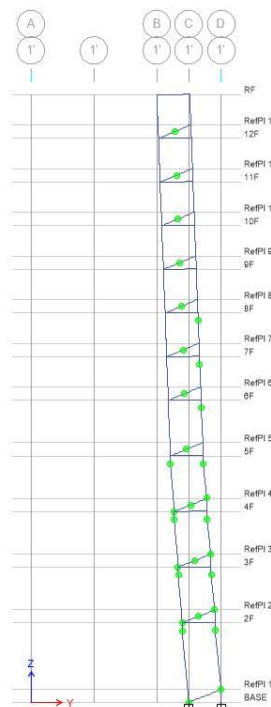


圖 7.157 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1')

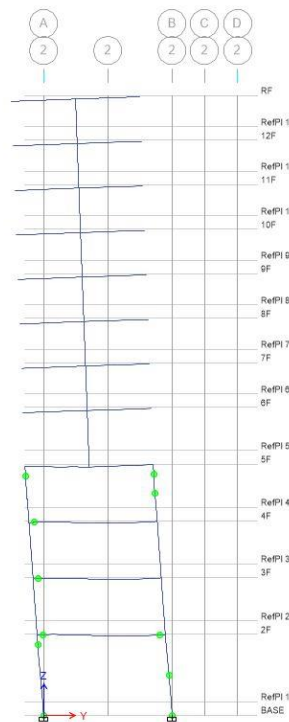


圖 7.158 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2)

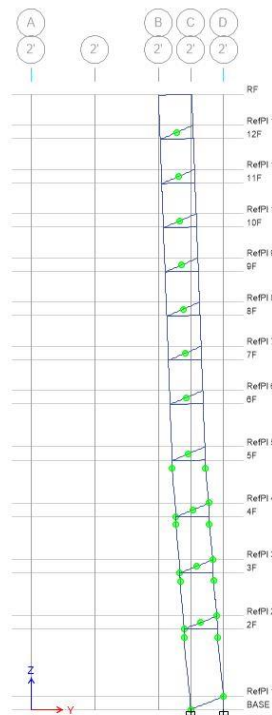


圖 7.159 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2')

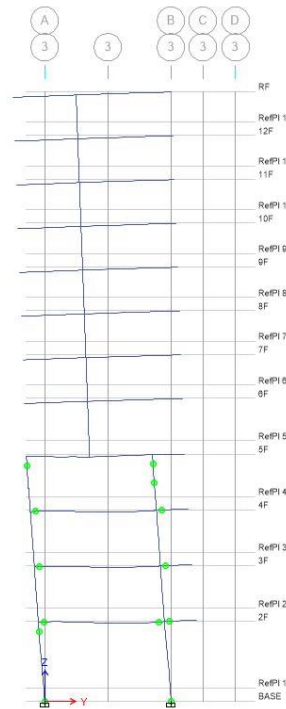


圖 7.160 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3)

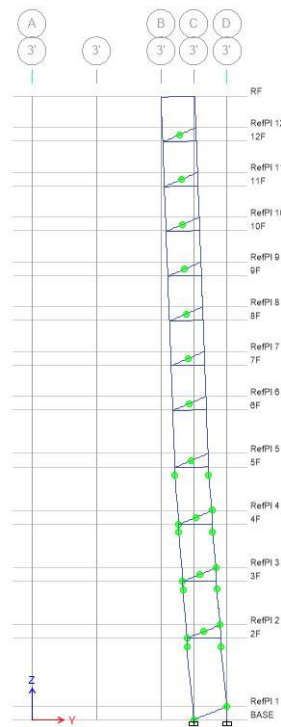


圖 7.161 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3')

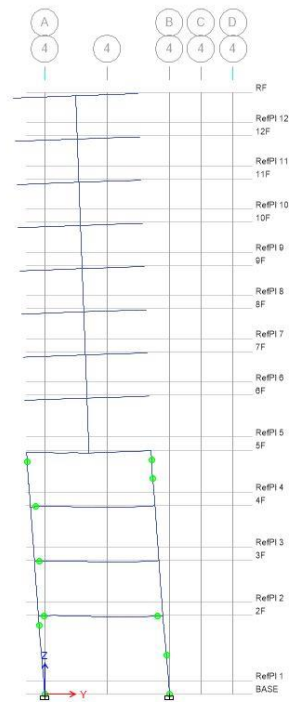


圖 7.162 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4)

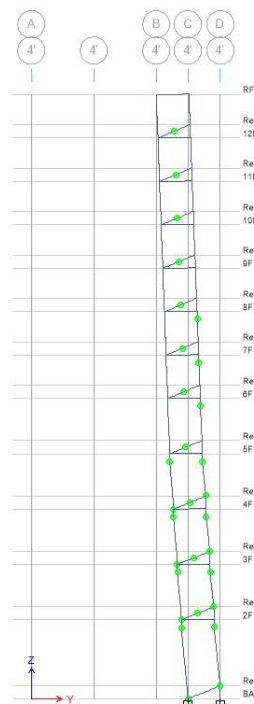


圖 7.163 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4')

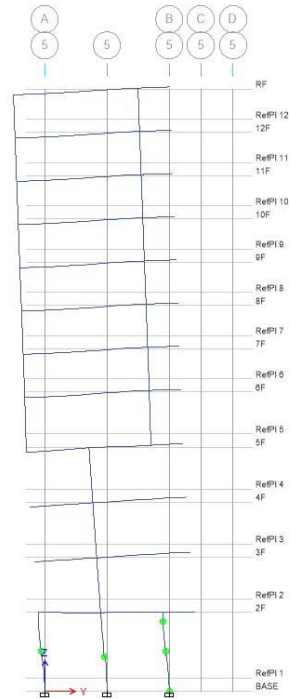


圖 7.164 案例C負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 5)

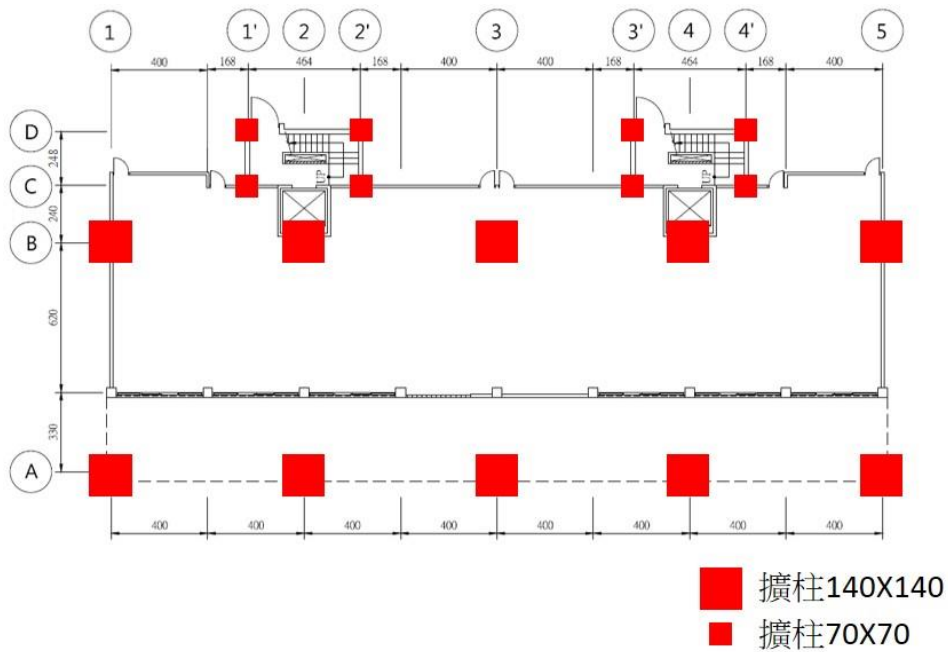


圖 7.165 案例C完整補強建築平面圖(1層)

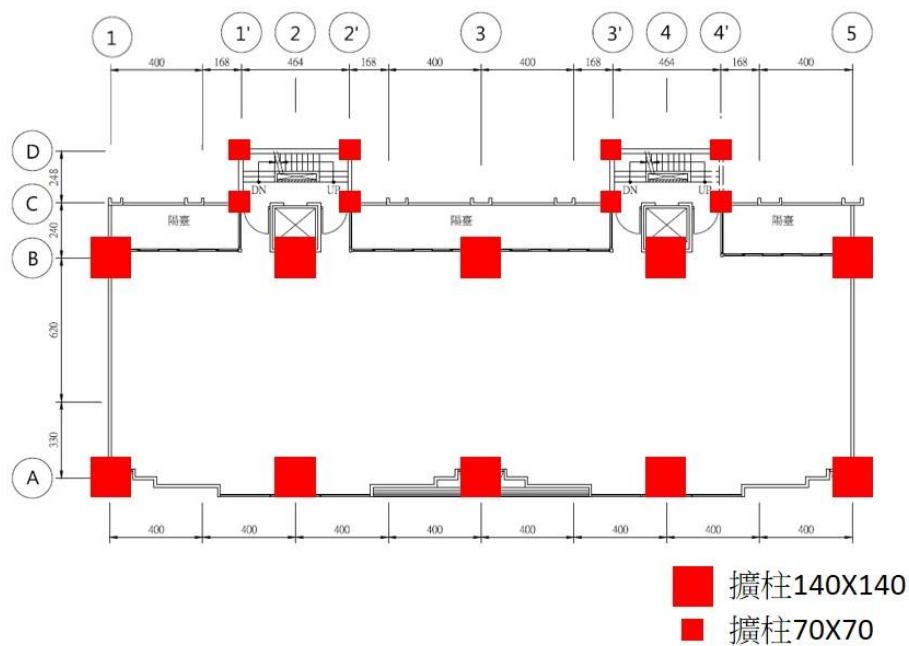


圖 7.166 案例C完整補強建築平面圖(2~4 層)

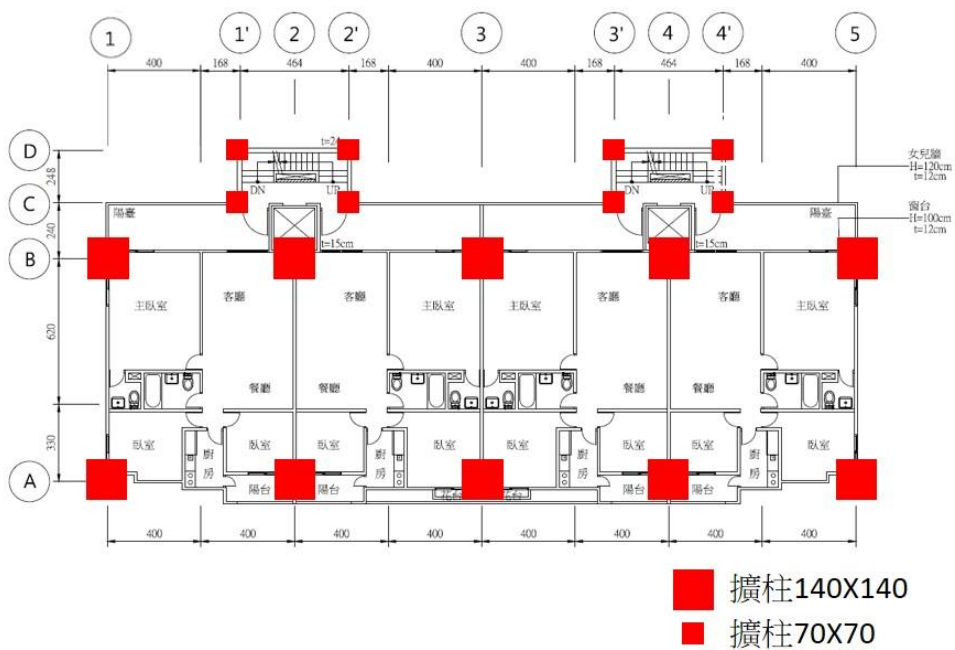


圖 7.167 案例C完整補強建築平面圖(5~6 層)

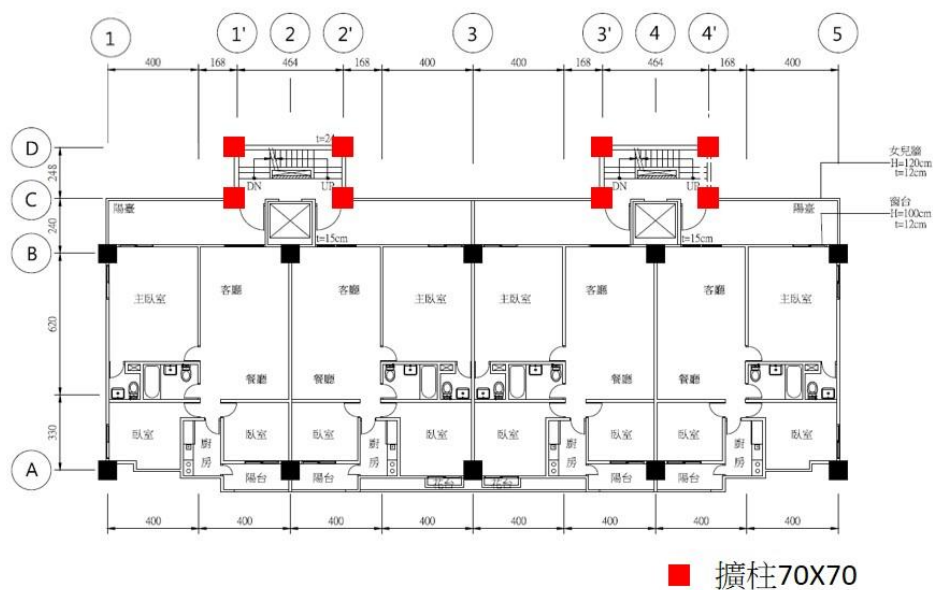
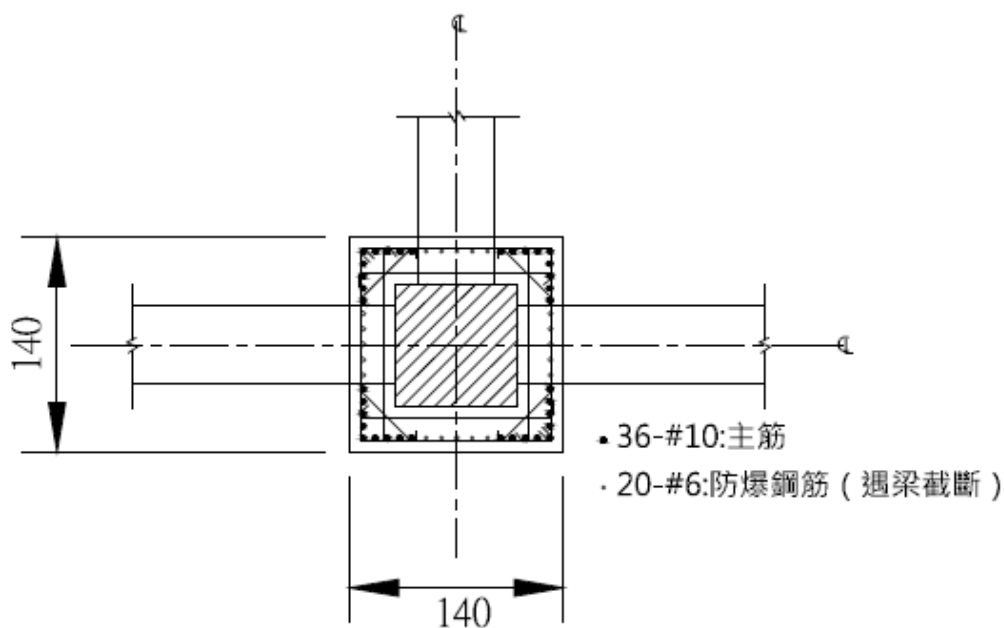


圖 7.168 案例C完整補強建築平面圖(7~12 層)



EC1 擴柱

圖 7.169 案例C擴柱補強配筋圖(EC1 擴柱)

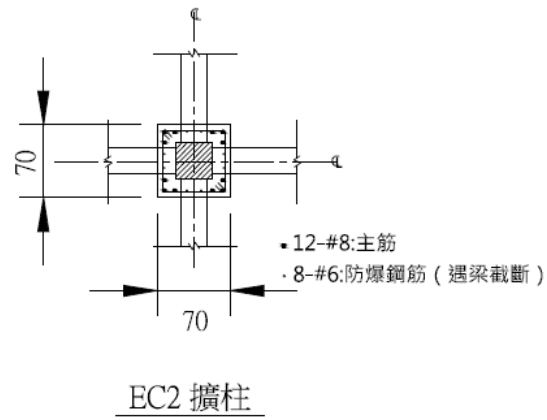


圖 7.170 案例C擴柱補強配筋圖(EC2 柱)

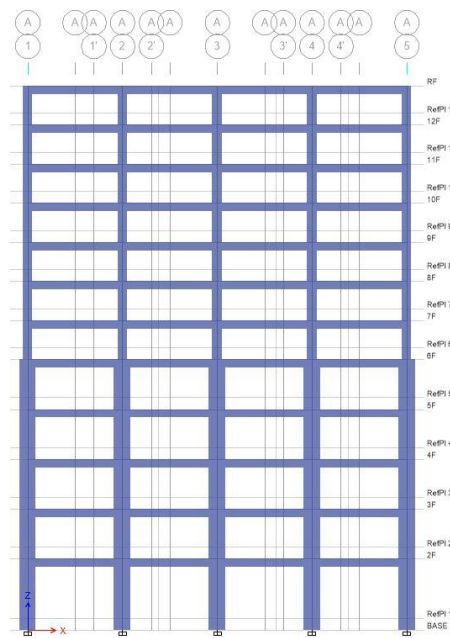


圖 7.171 案例C完整補強立面圖(line A)

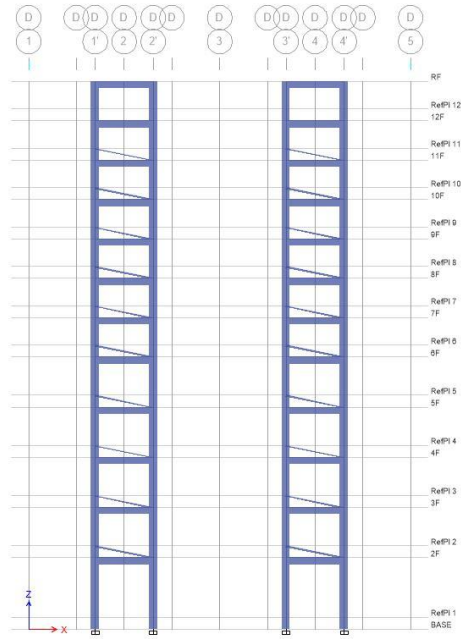


圖 7.172 案例C完整補強立面圖(line D)

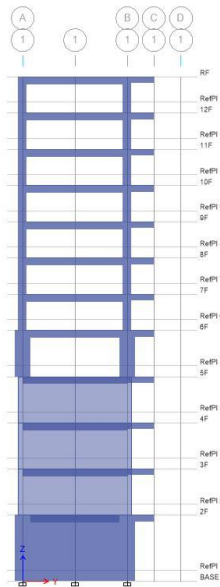


圖 7.173 案例C完整補強立面圖(line 1)

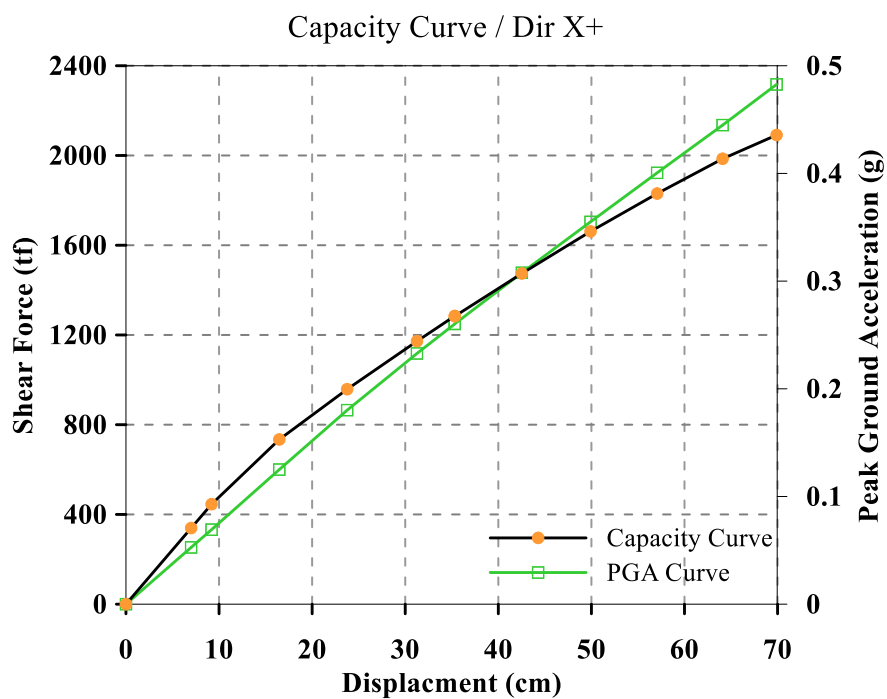


圖 7.174 案例C完整補強後正X向容量曲線與耐震性能曲線

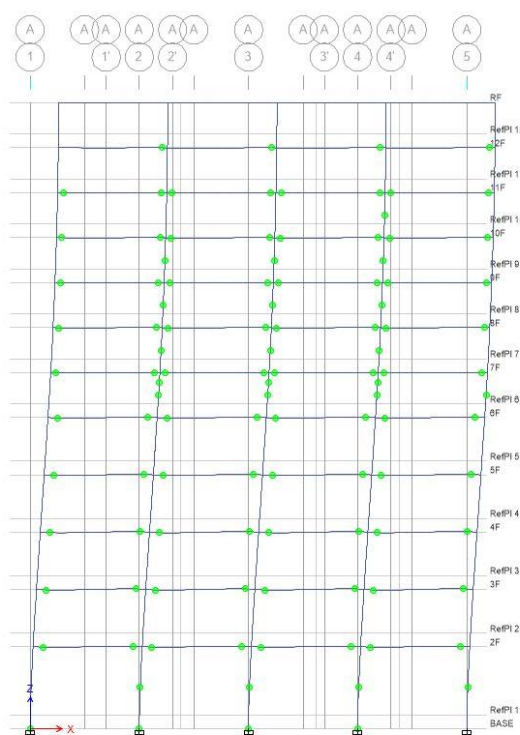


圖 7.175 案例C完整補強正X向側力強度點非線性鉸發展(line A)

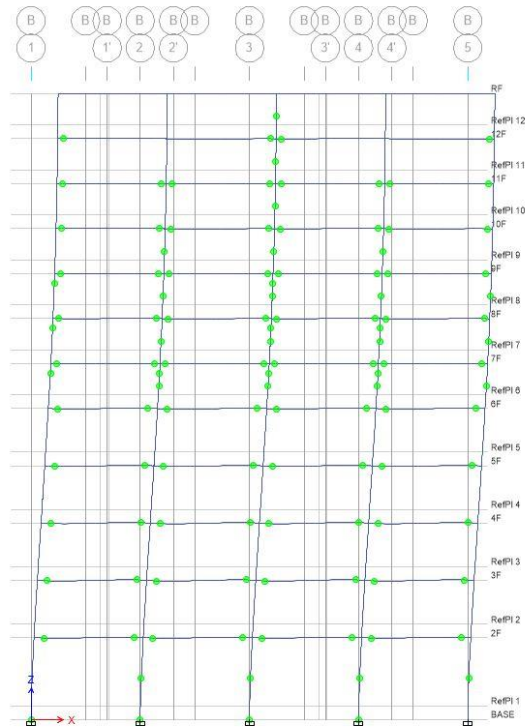


圖 7.176 案例C完整補強正X向側力強度點非線性鉸發展(line B)

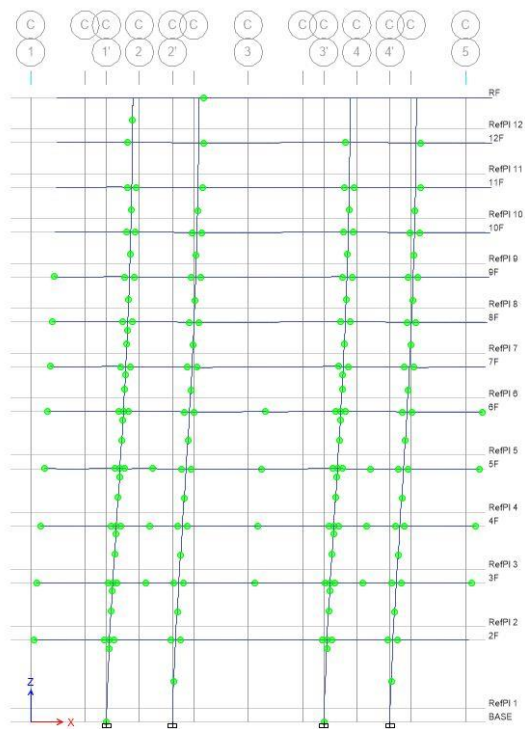


圖 7.177 案例C完整補強正X向後側力強度點非線性鉸發展(line C)

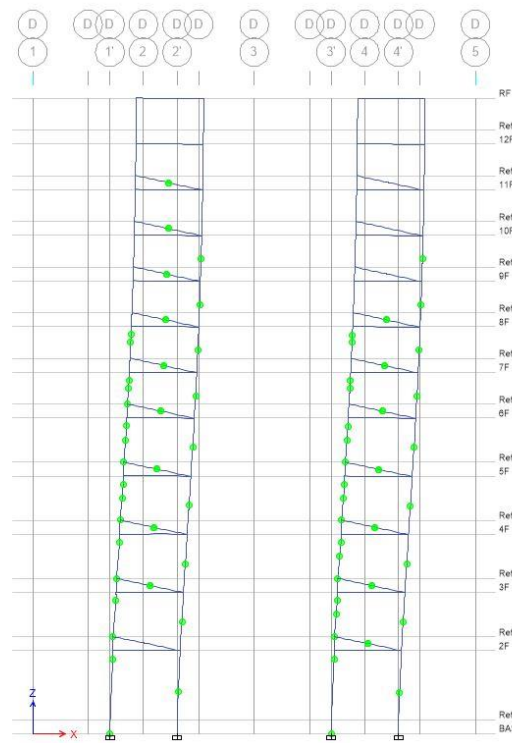


圖 7.178 案例C完整補強正X向側力強度點非線性鉸發展(line D)

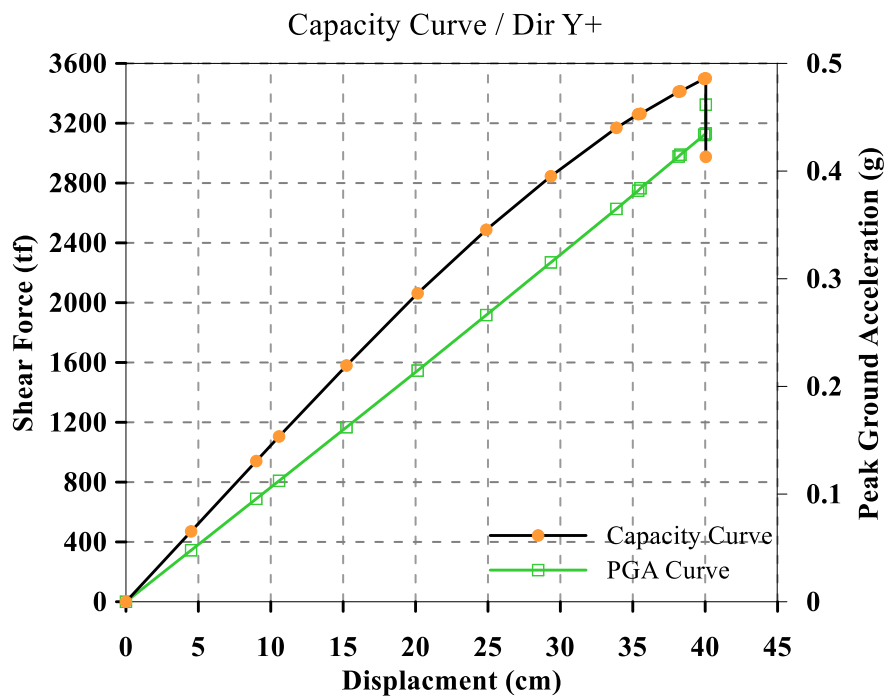


圖 7.179 案例C完整補強後正Y向容量曲線與耐震性能曲線

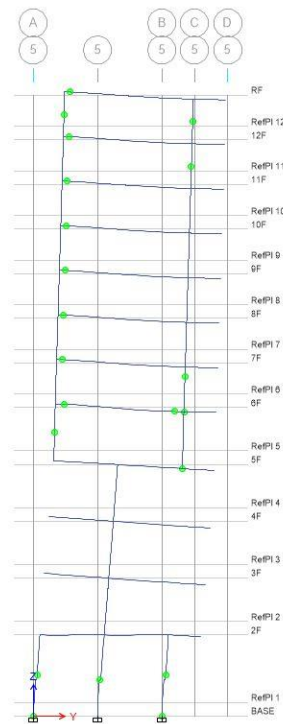


圖 7.180 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1)

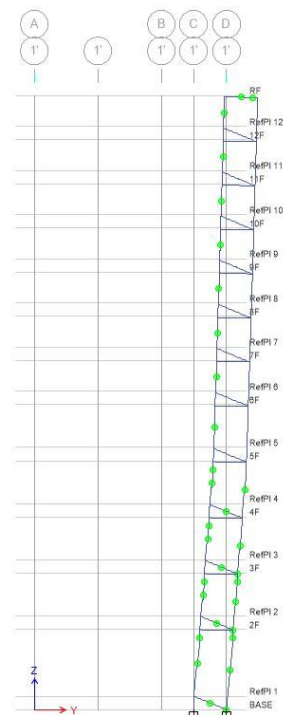


圖 7.181 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1')

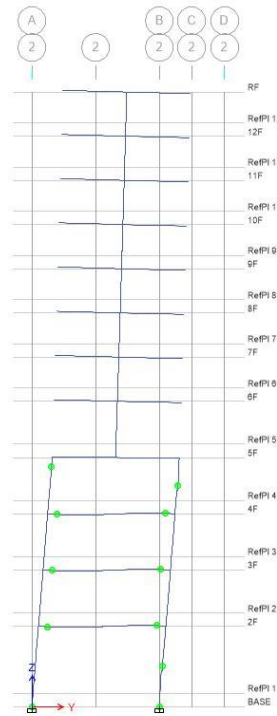


圖 7.182 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2)

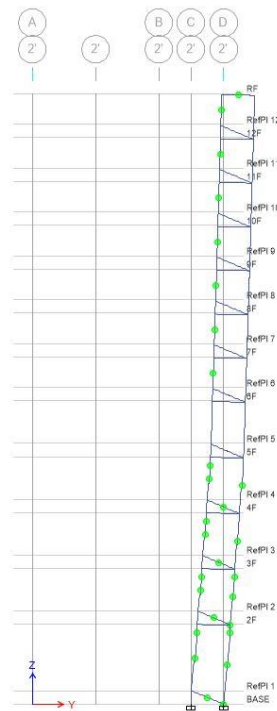


圖 7.183 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2')

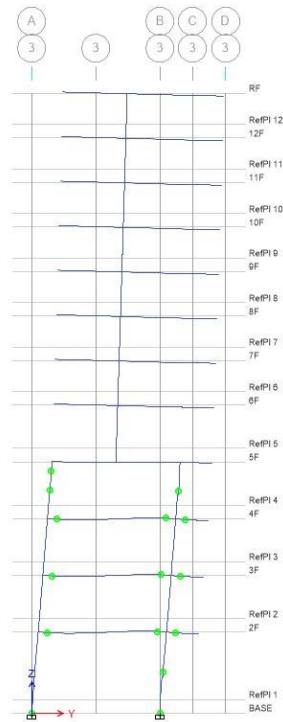


圖 7.184 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3)

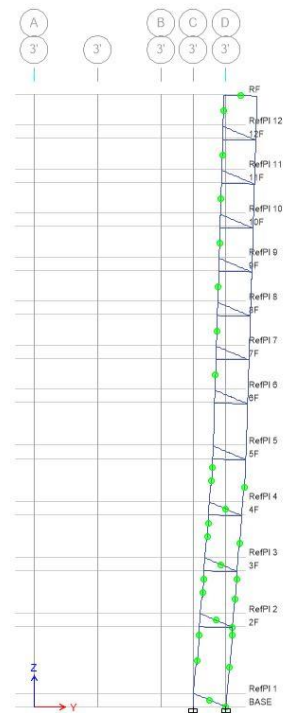


圖 7.185 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3')

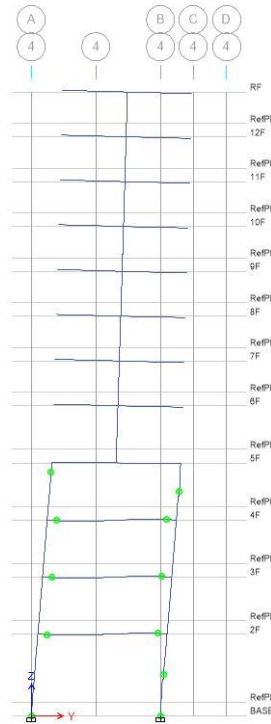


圖 7.186 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4)

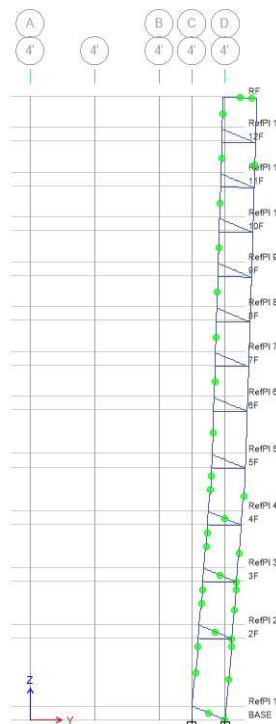


圖 7.187 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4')

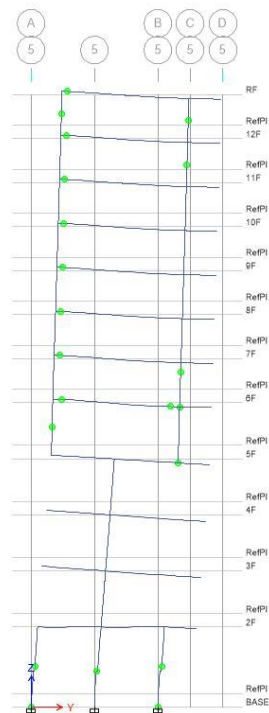


圖 7.188 案例C完整補強正Y向側力強度點非線性鉸發展(line 5)

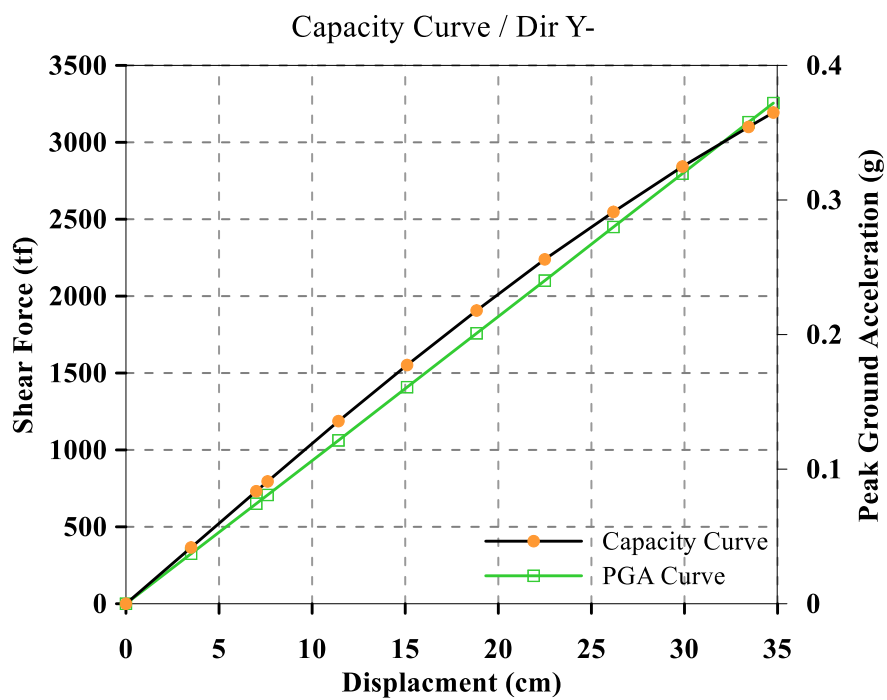


圖 7.189 案例C完整補強後負Y向容量曲線與耐震性能曲線

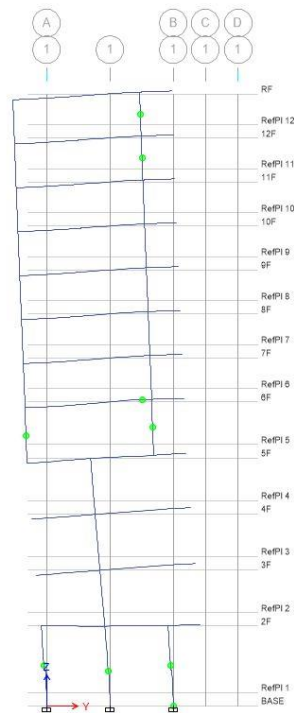


圖 7.190 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1)

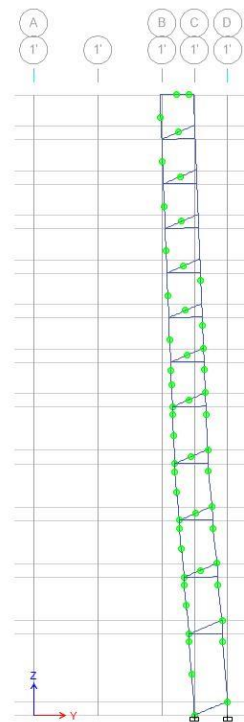


圖 7.191 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 1')

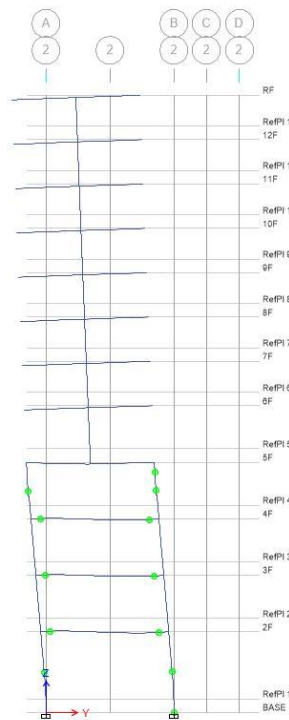


圖 7.192 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2)

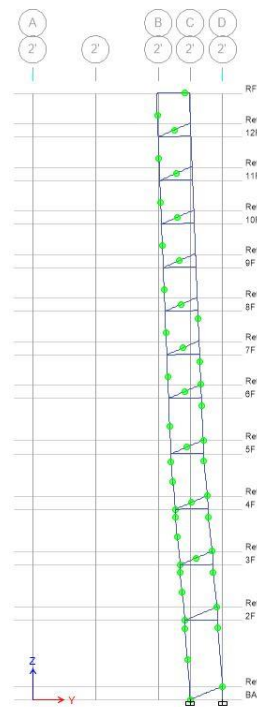


圖 7.193 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 2')

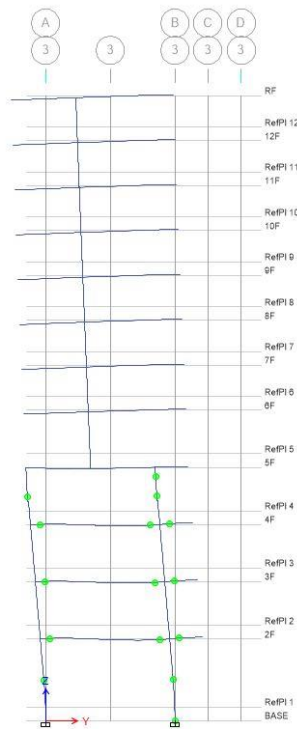


圖 7.194 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3)

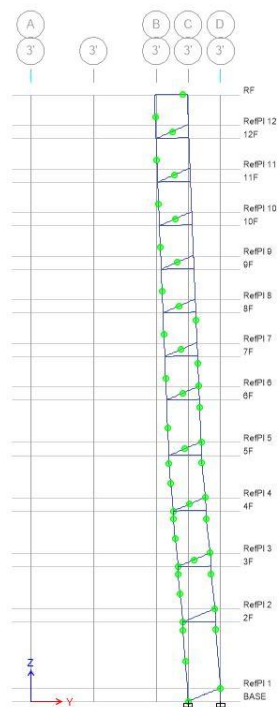


圖 7.195 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 3')

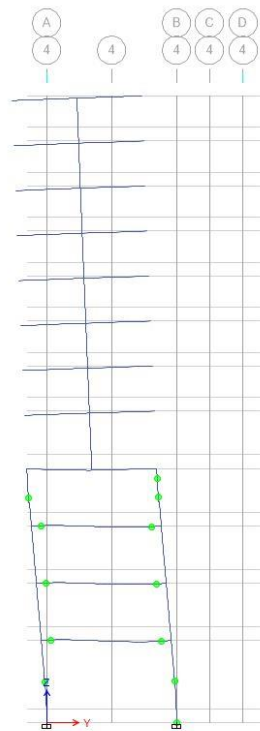


圖 7.196 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4)

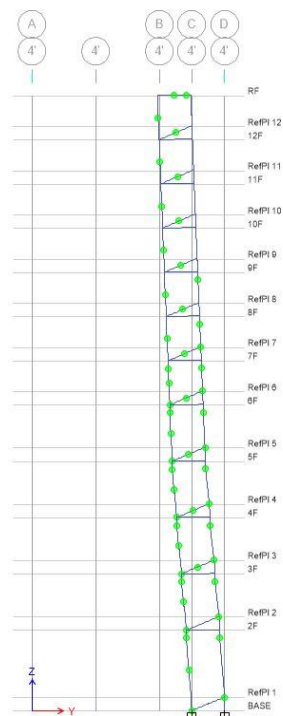


圖 7.197 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 4')

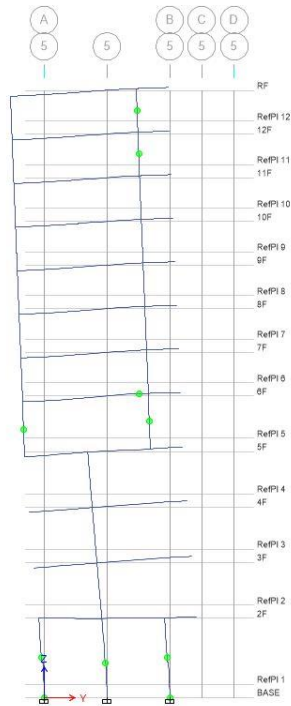


圖 7.198 案例C完整補強負Y向側力強度點非線性鉸發展(line 5)

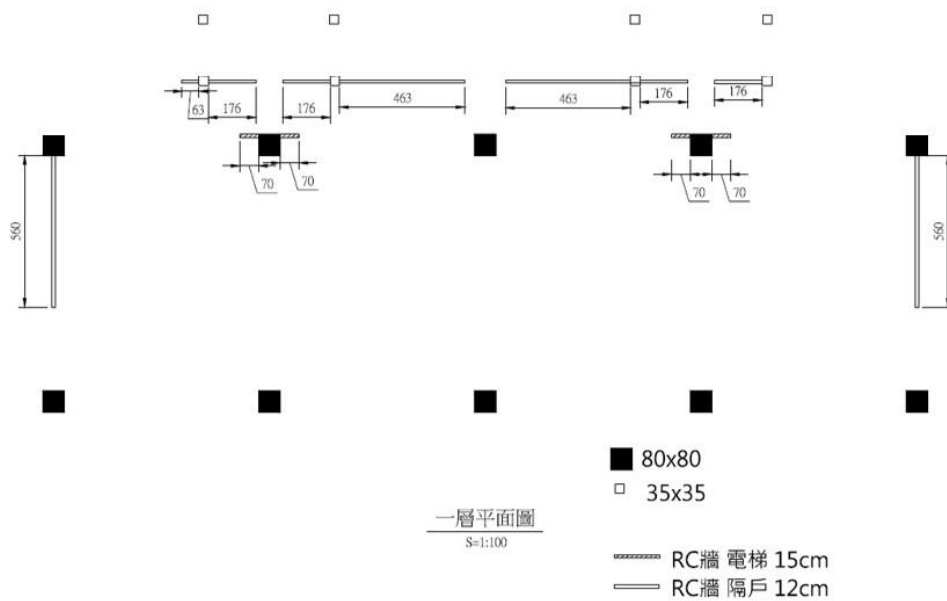


圖 7.199 案例C軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(1層)

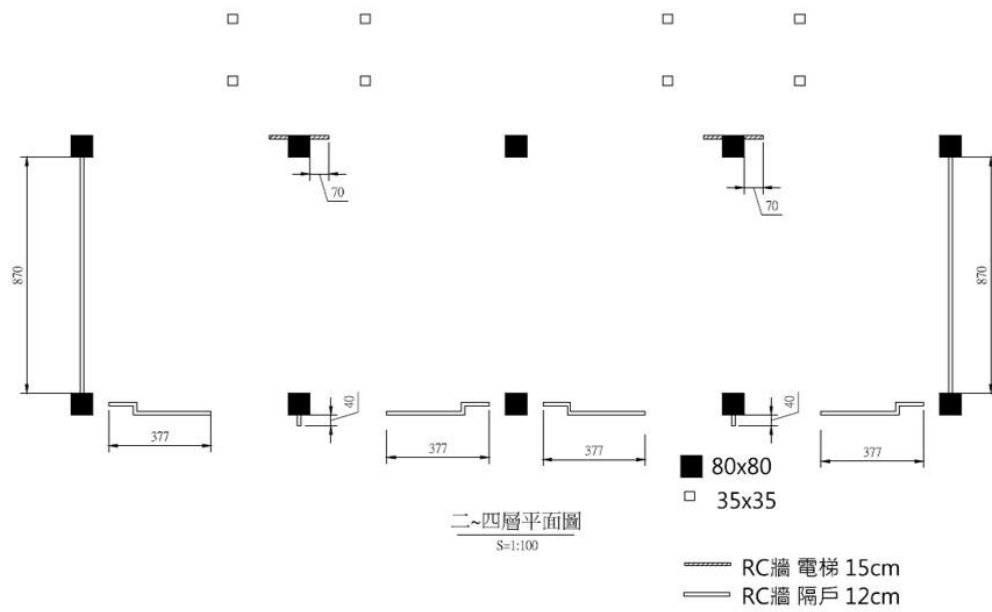


圖 7.200 案例C軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(2~4 層)

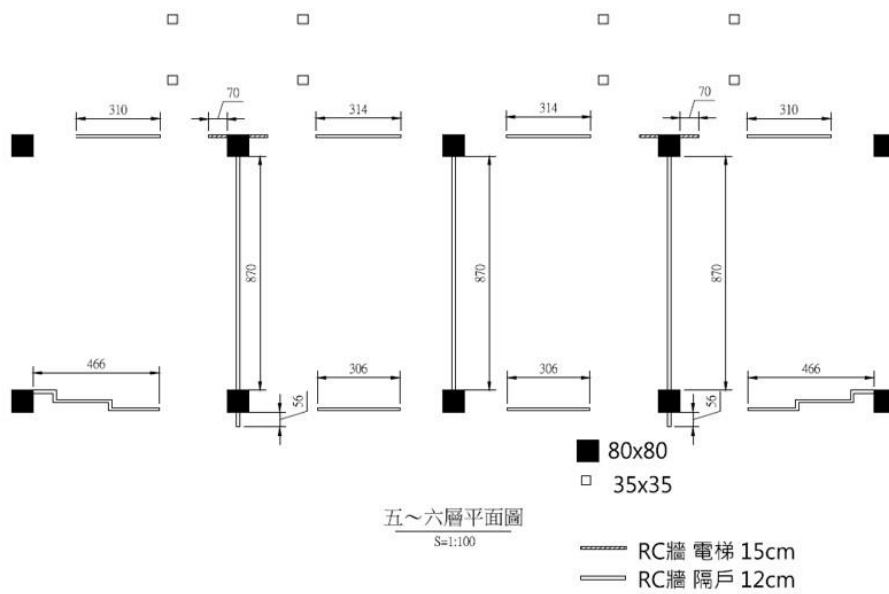


圖 7.201 案例C軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆面積(5~6 層)

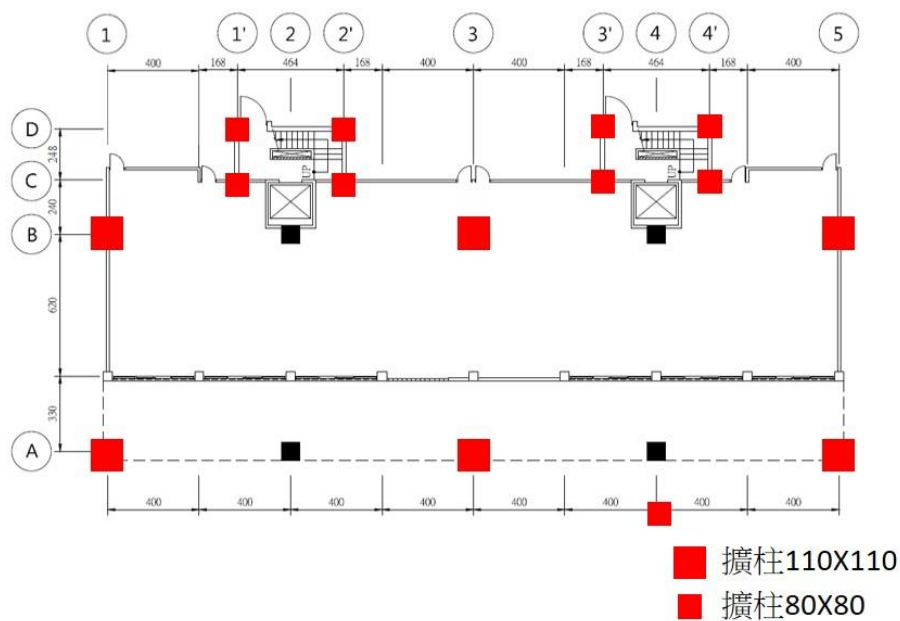


圖 7.202 案例C軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(1 層)

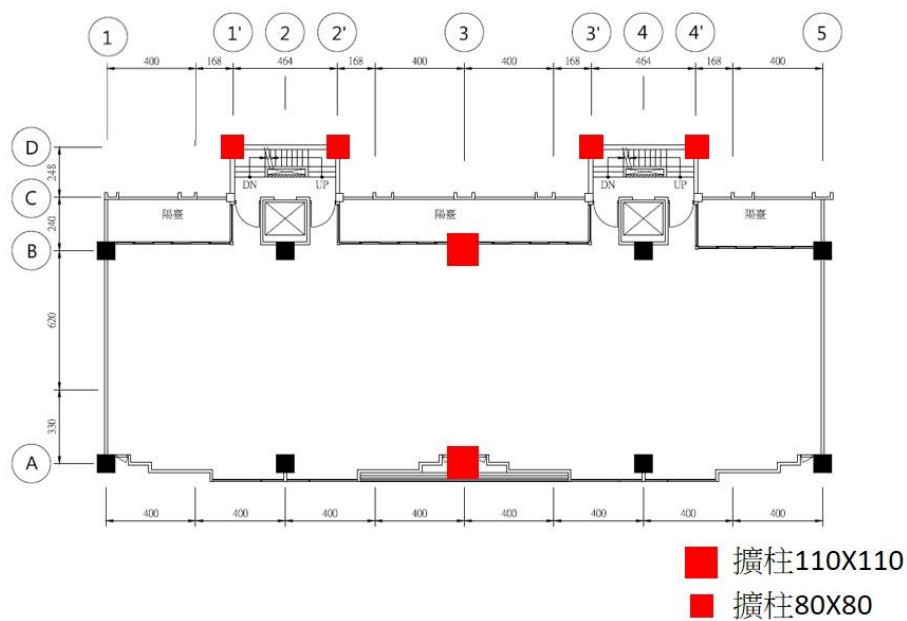


圖 7.203 案例C軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(2~4 層)

第八章 TEASPA 4.0 非線性鉸參數計算示範例

8.1 前言

國家地震工程研究中心與中興工程顧問社合作開發 TEASPA 線上服務網頁，協助使用者對欲側推分析之結構模型設定非線性鉸及側推分析結果之後處理。線上服務網頁之操作方式詳見附錄 B，TEASPA 之側推分析理論及非線性鉸參數計算方式，可參閱前述章節內容，本章將針對非線性鉸參數進行案例說明，以實際桿件斷面作為示範例，進行說明。

工程師操作 TEASPA 4.0 線上服務網頁系統時，於 FrameInfo 分析模組執行完成後，輸出資料之 OUTPUT 資料夾會生成更新後之輸入資料表 (Input.xlsx)，使用者可於 5.1 Frame.Info 分頁進行覆核，並於 L_D 及 L_E 欄位分輸入桿件之起始端(I 端)束制長度(例如：柱之 I 端輸入窗台高度、梁之 I 端輸入鄰接梁 I 端之偏移量等)及有效長度，確認無誤後方可使用 HingeProp 模組設定非線性鉸。其中該工作表之 Calc 欄位(圖 8.1)可提供於執行 HingeProp 模組時，輸出選定桿件之非線性鉸計算報告書，惟該步驟會增加大量處理時間，建議使用者擇符合需要的構件，輸出必要構件之非線性鉸計算書。本章將依序介紹各類桿件之斷面及其受力情形，並以 TEASPA 線上服務網頁對該桿件進行非線性鉸參數計算，輸出其非線性鉸計算之報告書，可供使用者檢核該構件之非線性鉸參數，確認輸入線上服務網頁系統的參數是否正確。

8.2 構件非線性鉸參數計算書

8.2.1 RC 柱非線性鉸參數驗證

(1) 一般柱

一般柱之驗證時所使用斷面為 50 cmx50 cm 之矩形斷面，主筋為 16 根 8 號鋼筋、箍筋為 3 號鋼筋、箍筋間距為 10 cm，如圖 8.2 所示，其餘參數性質如表 8.1。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所示，與手算驗證結果相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第1頁，共6頁

斷面尺寸

柱寬 b'	50.00 cm
柱深 h'	50.00 cm
面積 A_g	2500.00 cm ²

材料性質

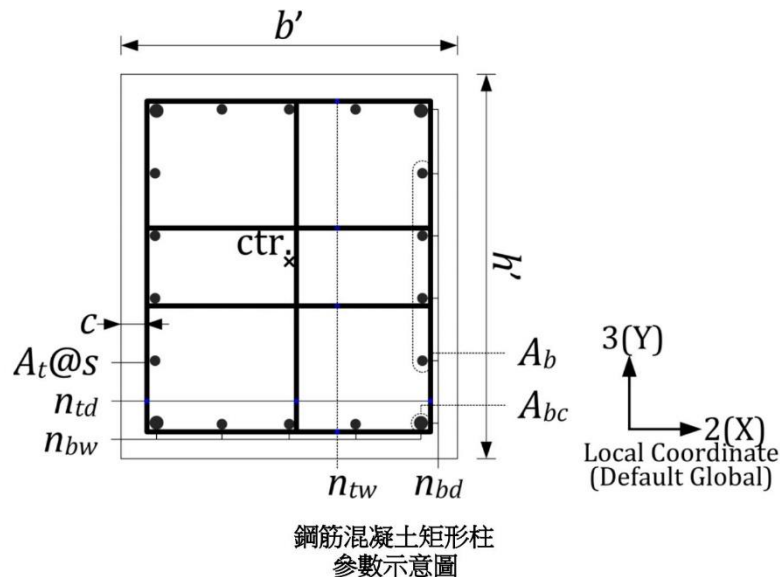
混凝土強度 f'_c	344 kgf/cm ²
混凝土彈性模數 E_c	278209 kgf/cm ²
主筋降伏強度 f_y	4810 kgf/cm ²
箍筋降伏強度 f_{yt}	4565 kgf/cm ²
鋼筋彈性模數 E_s	2040000 kgf/cm ²

斷面配筋

保護層厚 c	4.00 cm
沿寬度方向主筋支數 n_{bw}	5
沿深度方向主筋支數 n_{bd}	5
主筋面積 A_b	5.07 cm ²
角隅主筋面積 A_{bc}	5.07 cm ²
柱中央平行寬度方向箍筋（含繫筋）支數 n_{tw}	3
柱中央平行深度方向箍筋（含繫筋）支數 n_{td}	3
柱中央（繫）筋間距 s	10.00 cm
箍（繫）筋面積 A_t	0.71 cm ²

構件參數

淨高度 H	150.00 cm
DL+0.5LL下之軸力 P_{D+L}	189432 kgf



聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第2頁，共6頁

非線性鉸計算相關參數說明 — 計算側力方向： X

$$b = (\text{X向側力時為 } h', \text{ Y向側力時為 } b') = 50.00 \text{ cm}$$

$$h = (\text{X向側力時為 } b', \text{ Y向側力時為 } h') = 50.00 \text{ cm}$$

$$n_t = (\text{X向側力時為 } n_{tw}, \text{ Y向側力時為 } n_{td}) = 3$$

$$d_c : \text{側力方向之核心混凝土深度} = 41.05 \text{ cm}$$

$$I_{D+L,eff} : \text{DL+0.5LL下之軸力所對應之有效慣性矩} = 218891 \text{ cm}^4$$

側力方向P-M Curve Data

P	M
1208824	0
1048923	2506914
889023	4697549
729123	6580600
569222	7925572
409322	8847254
249421	9191882
89521	8111141
-70379	5862277
-230280	2931138
-390180	0

由P-M Curve Data選取一組P-M進行後續計算：

$$\text{計算取用軸力 } P = 249421 \text{ kgf}$$

$$\text{計算取用標稱彎矩 } M_n = 9191882 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$\text{計算取用軸力所對應之有效慣性矩 } I_{eff} = 255221 \text{ cm}^4$$

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第3頁，共6頁

彎矩非線性鉸計算 — 計算側力方向： X

$$\begin{aligned}
 \text{有效深度} \quad d &= 0.8h &= 40.00 \text{ cm} \\
 \text{撓曲強度} \quad V_{mn} &= \frac{2M_n}{H} &= 122558 \text{ kgf} \\
 \text{撓剪位移} \quad \Delta_{mn} &= \frac{V_{mn}H}{0.4E_c b d} + \frac{V_{mn}H^3}{12E_c I_{eff}} &= 0.57 \text{ cm} \\
 \text{剪力鋼筋比} \quad \rho'' &= \frac{n_t A_t}{bs} &= 0.0043 \\
 \text{撓剪應力} \quad v_m &= \frac{V_{mn}}{bd} &= 61.3 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \text{剪力破壞變位角} \quad \frac{\Delta_s}{H} &= \left(\frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \right) \geq \frac{1}{100} &= 0.0150 \\
 \text{剪力裂縫與水平夾角} \quad \theta &= \min[65^\circ, \tan^{-1}(H/h)] &= 65.00^\circ \\
 \text{軸向破壞變位角} \quad \frac{\Delta_a}{H} &= \left(\frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \frac{s}{n_t A_t f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) &= 0.0444
 \end{aligned}$$

彎矩非線性鉸參數

$$\begin{aligned}
 b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_{mn}}{H} &= 0.0112 & M_{SF} &= 9191882 \text{ kgf}\cdot\text{cm} \\
 c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) &= 0.0444 & R_{SF} &= 1.00 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

彎矩非線性鉸設定值

	Mom./SF	Rot./SF
-E	0	$-10c = -0.4439$
-D	0	$-c = -0.0444$
-C	-1	$-b = -0.0112$
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	$b = 0.0112$
D	0	$c = 0.0444$
E	0	$10c = 0.4439$

	Pos.	Neg.
Mom. SF	9191882	9191882
Rot. SF	1.00	1.00

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第4頁，共6頁

剪力非線性鉸計算 — 計算側力方向： X

長短柱判斷	$\frac{H}{h} \geq 2$	→ 長柱
開裂點剪力強度	$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{P_{D+L}d}{4h}$	= 70159 kgf
	$V_{cr2} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{P_{D+L}}{5bh})}{M_u/V_u - h/2} \right] bd$	= 48485 kgf
	$V_{cr} = \min \left\{ \begin{matrix} V_{cr1} \\ V_{cr2} \end{matrix} \right. \quad \text{for } (M_u/V_u - h/2) > 0$	= 48485 kgf
開裂點剪力變形	$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_cbd}$	= 0.03 cm
開裂點撓曲變形	$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_cI_{D+L,eff}}$	= 0.22 cm
開裂位移	$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr}$	= 0.26 cm
受壓區深度	$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P_{D+L}}{A_g f'_c} \right) h$	= 21.86 cm
壓桿面積	$A_{str} = ba_c$	= 1093.07 cm ²
混凝土軟化係數	$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52$	= 0.5200
斜壓桿傾斜角	θ 依手冊流程迭代求值	= 65.00 °
剪力鋼筋比	$\rho_t = \frac{n_t A_t}{bs}$	= 0.0043
壓拉桿指標	$A = 12 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1$	= 0.6815
	$B = 30 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1$	= 1.0000
	$K = \tan^4 \theta + \cot^4 \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64$	= 1.4165
擠碎剪力強度	$V_{n,c} = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$	= 117051 kgf

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第5頁，共6頁

斜張裂縫剪力強度	$\frac{M}{Vd}$	不得小於2且不得大於4	=	2.0000
	$V_{n,t} = \frac{n_t A_t f_{yt} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{\frac{M}{Vd}} \sqrt{1 + \frac{P_{D+L}}{1.6 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) =$			95014 kgf
強度點剪力強度	$V_n = \min(V_{n,c}, V_{n,t})$		=	95014 kgf
強度點撓曲變形	$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12 E_c I_{D+L,eff}}$		=	0.44 cm
上下端D區域長度	$L_D = d \times \tan \theta$		=	85.78 cm
中央B區域長度	$L_B = H - 2 \times L_D \geq 0$		=	0.00 cm
D區域平均剪應變	$\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta$		=	0.0046
強度點剪力變形	$\Delta_{s,n} = \frac{V_n L_B}{0.4 E_c b d} + 2 \gamma_{vh} L_D$		=	0.79 cm
強度點位移	$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n}$		=	1.23 cm
位移係數	$\frac{P_{D+L}}{A_g f'_c}$		=	0.2203
	$\frac{n_t A_t}{bs}$		=	0.0043
	r	依上列條件代入手冊表4.1求值	=	0.0341
破壞點位移	$\Delta_a = \Delta_n + rH$		=	6.34 cm

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第6頁，共6頁

剪力非線性鉸參數

$$a = \frac{V_{cr}}{V_n} = 0.5103 \quad F_{SF} = 95014 \text{ kgf}$$

$$c = \frac{\Delta_a}{\Delta_n - (\Delta_{cr}/V_{cr})V_n} = 8.7465 \quad D_{SF} = 0.72 \text{ cm}$$

剪力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0	-10c= -87.4650
-D	0	-c= -8.7465
-C	-1	-1
-B	-a= -0.5103	0
A	0	0
B	a= 0.5103	0
C	1	1
D	0	c= 8.7465
E	0	10c= 87.4650

	Pos.
For. SF	95014
Disp. SF	0.72

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

(2) 極短柱

極短柱之驗證時所使用斷面為一 30 cmx50 cm 之矩形斷面，主筋為 12 根 7 號鋼筋、箍筋為 4 號鋼筋、箍筋間距為 10 cm，如圖 8.3 所示，其餘參數如表 8.2。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所示，與手算驗證結果相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物
構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2
日期 2020/6/16
頁碼 第1頁，共5頁

斷面尺寸

柱寬 b' 30.00 cm
柱深 h' 50.00 cm
面積 A_g 1500.00 cm²

材料性質

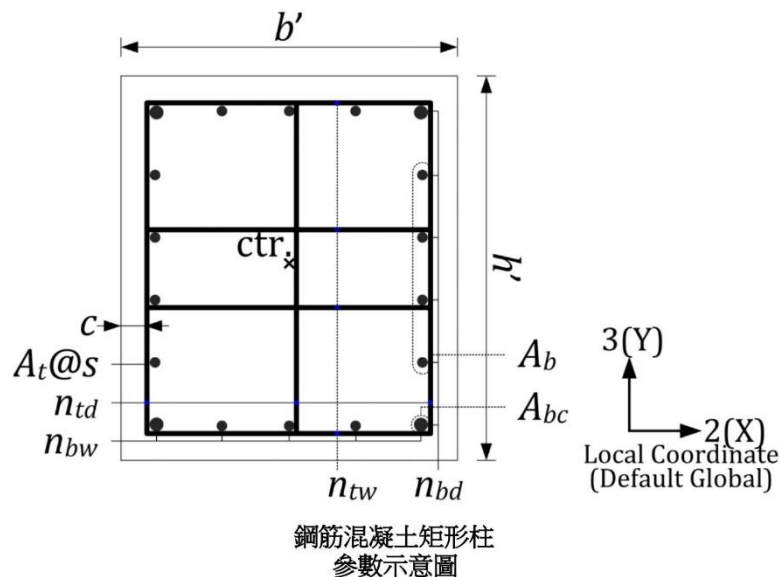
混凝土強度 f'_c 257 kgf/cm²
混凝土彈性模數 E_c 240468 kgf/cm²
主筋降伏強度 f_y 4463 kgf/cm²
箍筋降伏強度 f_{yt} 4382 kgf/cm²
鋼筋彈性模數 E_s 2040000 kgf/cm²

斷面配筋

保護層厚 c 4.00 cm
沿寬度方向主筋支數 n_{bw} 3
沿深度方向主筋支數 n_{bd} 5
主筋面積 A_b 3.87 cm²
角隅主筋面積 A_{bc} 3.87 cm²
柱中央平行寬度方向箍筋（含繫筋）支數 n_{tw} 3
柱中央平行深度方向箍筋（含繫筋）支數 n_{td} 3
柱中央（繫）筋間距 s 10.00 cm
箍（繫）筋面積 A_t 1.27 cm²

構件參數

淨高度 H 50.00 cm
DL+0.5LL下之軸力 P_{D+L} 111703 kgf



聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第2頁，共5頁

非線性鉸計算相關參數說明 — 計算側力方向： X

$$b = (\text{X向側力時為 } h', \text{ Y向側力時為 } b') = 50.00 \text{ cm}$$

$$h = (\text{X向側力時為 } b', \text{ Y向側力時為 } h') = 30.00 \text{ cm}$$

$$n_t = (\text{X向側力時為 } n_{tw}, \text{ Y向側力時為 } n_{td}) = 3$$

$$d_c : \text{側力方向之核心混凝土深度} = 20.73 \text{ cm}$$

$$I_{D+L,eff} : \text{DL+0.5LL下之軸力所對應之有效慣性矩} = 55098 \text{ cm}^4$$

側力方向P-M Curve Data

P	M
597835	0
517327	530387
436819	1194114
356310	1759815
275802	2089588
195294	2276753
114786	2365688
34278	2152694
-46230	1535132
-126738	767566
-207246	0

由P-M Curve Data選取一組P-M進行後續計算：

$$\text{計算取用軸力 } P = 114786 \text{ kgf}$$

$$\text{計算取用標稱彎矩 } M_n = 2365688 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$\text{計算取用軸力所對應之有效慣性矩 } I_{eff} = 55998 \text{ cm}^4$$

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第3頁，共5頁

彎矩非線性鉸計算 — 計算側力方向： X

$$\begin{aligned}
 \text{有效深度} \quad d &= 0.8h &= 24.00 \text{ cm} \\
 \text{撓曲強度} \quad V_{mn} &= \frac{2M_n}{H} &= 94628 \text{ kgf} \\
 \text{撓剪位移} \quad \Delta_{mn} &= \frac{V_{mn}H}{0.4E_c b d} + \frac{V_{mn}H^3}{12E_c I_{eff}} &= 0.11 \text{ cm} \\
 \text{剪力鋼筋比} \quad \rho'' &= \frac{n_t A_t}{bs} &= 0.0076 \\
 \text{撓剪應力} \quad v_m &= \frac{V_{mn}}{bd} &= 78.9 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \text{剪力破壞變位角} \quad \frac{\Delta_s}{H} &= \left(\frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \right) \geq \frac{1}{100} &= 0.0161 \\
 \text{剪力裂縫與水平夾角} \quad \theta &= \min[65^\circ, \tan^{-1}(H/h)] &= 59.04^\circ \\
 \text{軸向破壞變位角} \quad \frac{\Delta_a}{H} &= \left(\frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \frac{s}{n_t A_t f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) &= 0.0413
 \end{aligned}$$

彎矩非線性鉸參數

$$\begin{aligned}
 b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_{mn}}{H} &= 0.0138 & M_{SF} &= 2365688 \text{ kgf}\cdot\text{cm} \\
 c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) &= 0.0413 & R_{SF} &= 1.00 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

彎矩非線性鉸設定值

	Mom./SF	Rot./SF
-E	0	$-10c = -0.4133$
-D	0	$-c = -0.0413$
-C	-1	$-b = -0.0138$
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	$b = 0.0138$
D	0	$c = 0.0413$
E	0	$10c = 0.4133$

	Pos.	Neg.
Mom. SF	2365688	2365688
Rot. SF	1.00	1.00

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物

構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第4頁，共5頁

剪力非線性鉸計算－計算側力方向： X

長短柱判斷	$\frac{H}{h} < 2$	→ 短柱
開裂點剪力強度	$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{P_{D+L}d}{4h}$	= 39077 kgf
	$V_{cr2} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{P_{D+L}}{5bh})}{M_u/V_u - h/2} \right] bd$	= 75741 kgf
	$V_{cr} = \min \begin{cases} V_{cr1} \\ V_{cr2} \end{cases}$ for $(M_u/V_u - h/2) > 0$	= 39077 kgf
開裂點剪力變形	$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_cbd}$	= 0.02 cm
開裂點撓曲變形	$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_cI_{D+L,eff}}$	= 0.03 cm
開裂位移	$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr}$	= 0.05 cm
受壓區深度	$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P_{D+L}}{A_g f'_c} \right) h$	= 14.89 cm
壓桿面積	$A_{str} = ba_c$	= 744.45 cm ²
混凝土軟化係數	$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52$	= 0.5200
斜壓桿傾斜角	$l_n = h - \frac{2a_c}{3}$	= 20.07 cm
	$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{l_n} \right)$	= 68.13 °
剪力鋼筋比	$\rho_t = \frac{n_t A_t}{bs}$	= 0.0076
壓拉桿指標	$A = 12 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1$	= 1.0000
	$B = 30 \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \leq 1$	= 1.0000
	$K = \tan^4 \theta + \cot^4 \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64$	= 1.6400
強度點剪力強度	$V_n = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$	= 60789 kgf
強度點剪應變	$\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta$	= 0.0041

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－矩形柱構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物
構件編號 Story1C1 斷面名稱 C1

版本 2
日期 2020/6/16
頁碼 第5頁，共5頁

強度點剪力變形	$\Delta_{s,n} = \gamma_{vh} H$	=	0.21 cm
強度點撓曲變形	$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12 E_c I_{D+L,eff}}$	=	0.05 cm
強度點位移	$\Delta_n = \Delta_{s,n} + \Delta_{f,n}$	=	0.26 cm
位移係數	$\frac{P_{D+L}}{A_g f'_c}$	=	0.2898
	$\frac{n_t A_t}{bs}$	=	0.0076
	r 依上列條件代入手冊表4.1求值	=	0.0403
破壞點位移	$\Delta_a = \Delta_n + rH$	=	2.27 cm

剪力非線性鉸參數

$a = \frac{V_{cr}}{V_n}$	=	0.6428	$F_{SF} =$	60789 kgf
$c = \frac{\Delta_a}{\Delta_n - (\Delta_{cr}/V_{cr})V_n}$	=	12.5249	$D_{SF} =$	0.18 cm

剪力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0	-10c= -125.2493
-D	0	-c= -12.5249
-C	-1	-1
-B	-a= -0.6428	0
A	0	0
B	a= 0.6428	0
C	1	1
D	0	c= 12.5249
E	0	10c= 125.2493

	Pos.
For. SF	60789
Disp. SF	0.18

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

8.2.2 RC 梁非線性鉸參數驗證

梁之驗證時所使用斷面為一 30 cm×50 cm 之矩形斷面，其下層鋼筋為 4 根 8 號鋼筋、上層鋼筋為 4 根 7 號鋼筋、箍筋為 3 號鋼筋、箍筋間距為 15 cm，如圖 8.4 所示，其餘參數如表 8.3。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所示，與手算之驗證相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—梁構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物
構件編號 Story1B1 斷面名稱 B1

版本 2
日期 2020/6/16
頁碼 第1頁，共4頁

斷面尺寸

梁寬 b	30.0 cm
梁深 h	50.0 cm
腹寬 b_w	30.0 cm
翼深 h_f	0.0 cm
面積 A_g	1500.00 cm ²

材料性質

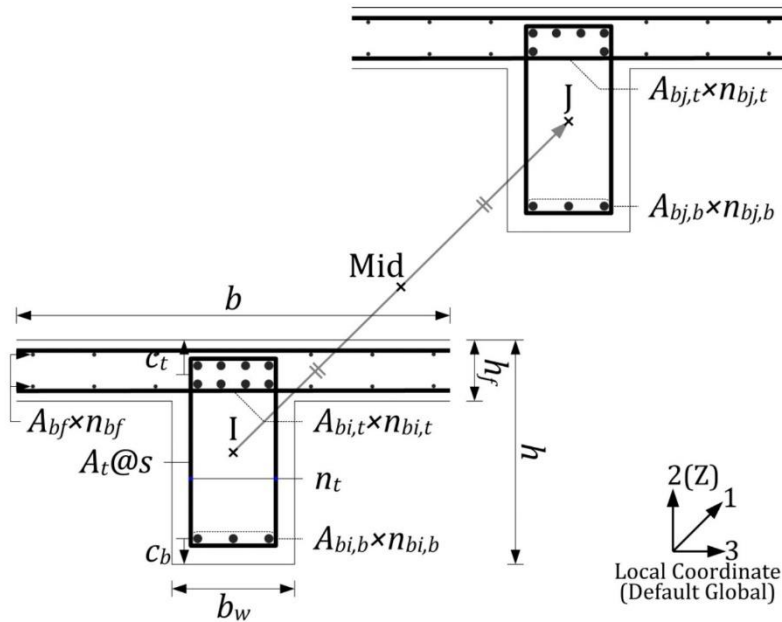
混凝土強度 f'_c	280.0 kgf/cm ²
混凝土彈性模數 E_c	250998 kgf/cm ²
主筋降伏強度 f_y	4200.0 kgf/cm ²
箍筋降伏強度 f_{yt}	4200.0 kgf/cm ²
鋼筋彈性模數 E_s	2040000 kgf/cm ²

斷面配筋

I端上層主筋面積 A_{sTi}	15.48 cm ²
I端下層主筋面積 A_{sBi}	20.28 cm ²
J端上層主筋面積 A_{sTj}	15.48 cm ²
J端下層主筋面積 A_{sBj}	20.28 cm ²
梁中央箍筋支數 n_t	2
梁中央箍筋間距 s	15.0 cm
箍筋面積 A_t	0.71 cm ²
韌性配筋條件	NC

構件參數

有效長度 L	150.0 cm
DL+0.5LL下之軸力 P	0 kgf
有效慣性矩 I_{eff}	93750 cm ⁴
I端正標稱彎矩 M_{ni}^+	3342314 kgf·cm
I端負標稱彎矩 M_{ni}^-	2595737 kgf·cm
J端正標稱彎矩 M_{nj}^+	3342314 kgf·cm
J端負標稱彎矩 M_{nj}^-	2595737 kgf·cm



鋼筋混凝土梁
參數示意圖

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—梁構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1B1 斷面名稱 B1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第2頁，共4頁

彎矩非線性鉸計算 — I 端

$$\text{壓應力分佈等值矩塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值} \quad \beta_1 = \begin{cases} 0.85, & f'_c \leq 280 \\ 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 280}{70} \geq 0.65, & f'_c > 280 \end{cases} = 0.85$$

$$\text{產生平衡應變狀態之鋼筋比} \quad \rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \right) = 0.029$$

$$\text{有效深度} \quad d = 0.8h = 40.0 \text{ cm}$$

$$\text{梁矩形斷面積} \quad A_{rect} = b_w d = 1200.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{正彎矩受拉鋼筋比} \quad \rho^+ = \frac{A_{sB}}{A_{rect}} = 0.017$$

$$\text{正彎矩受壓鋼筋比} \quad \rho^{+'} = \frac{A_{sT}}{A_{rect}} = 0.013$$

$$\text{正彎矩對應剪力} \quad V^+ = \frac{M_{ni}^+ + M_{nj}^-}{L} = 39587 \text{ kgf}$$

$$\text{負彎矩受拉鋼筋比} \quad \rho^- = \frac{A_{sT}}{A_{rect}} = 0.013$$

$$\text{負彎矩受壓鋼筋比} \quad \rho^{-'} = \frac{A_{sB}}{A_{rect}} = 0.017$$

$$\text{負彎矩對應剪力} \quad V^- = \frac{M_{ni}^- + M_{nj}^+}{L} = 39587 \text{ kgf}$$

正彎矩非線性鉸參數（依下列條件代入手冊表4.5求值）

$$\frac{\rho^+ - \rho^{+'}}{\rho_{bal}} = 0.14 \quad a^+ = 0.0086 \quad M_{SF}^+ = 3342314 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$\frac{V^+}{0.27b_w d \sqrt{f'_c}} = 7.30 \quad b^+ = 0.0136 \quad R_{SF}^+ = 1.00 \text{ rad}$$

$$c^+ = 0.2000$$

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－標準梁構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統－案例建物

構件編號 Story1B1 斷面名稱 B1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第3頁，共4頁

負彎矩非線性鉸參數（依下列條件代入手冊表4.5求值）

$$\frac{\rho^- - \rho'^-}{\rho_{bal}} = -0.14 \quad a^- = 0.0100 \quad M_{SF}^- = 2595737 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$\frac{V^-}{0.27b_w d \sqrt{f'_c}} = 7.30 \quad b^- = 0.0150 \quad R_{SF}^- = 1.00 \text{ rad}$$

$$c^- = 0.2000$$

彎矩非線性鉸設定值

	Mom./SF	Rot./SF
-E	$-c^- = -0.2000$	$-b^- = -0.0150$
-D	$-c^- = -0.2000$	$-a^- = -0.0100$
-C	-1	$-a^- = -0.0100$
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	$a^+ = 0.0086$
D	$c^+ = 0.2000$	$a^+ = 0.0086$
E	$c^+ = 0.2000$	$b^+ = 0.0136$

	Pos.	Neg.
Mom. SF	3342314	2595737
Rot. SF	1.00	1.00

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—梁構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1B1 斷面名稱 B1

版本 2

日期 2020/6/16

頁碼 第4頁，共4頁

剪力非線性鉸計算

長短梁判斷	$\frac{L}{h} \geq 2$	→ 長梁
箍筋剪力強度	$V_s = \frac{n_t A_t f_{yt} d}{s}$	= 15904 kgf
混凝土剪力強度	$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$	= 10642 kgf
斷面剪力強度	$V_n = V_s + V_c$	= 26546 kgf

剪力非線性鉸參數（依下列條件代入手冊表4.7求值）

$\frac{d}{2} - s =$	5.00 cm	$b =$	0.0200	$F_{SF} =$	26546 kgf
$a =$	0.0030	$c =$	0.2000	$D_{SF} =$	150.0 cm

剪力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	$-c = -0.2000$	$-b = -0.0200$
-D	$-c = -0.2000$	$-a = -0.0030$
-C	-1	$-a = -0.0030$
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	$a = 0.0030$
D	$c = 0.2000$	$a = 0.0030$
E	$c = 0.2000$	$b = 0.0200$

	Pos.
For. SF	26546
Disp. SF	150.0

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

8.2.3 無開口 RC 牆非線性鉸參數驗證

無開口 RC 牆之驗證時使用之斷面為 7.3 節之一樓 RC 牆，無開口 RC 牆之斷面示意圖如圖 8.5，其材料參數、斷面尺寸及鋼筋配置細節如後續計算書所示。

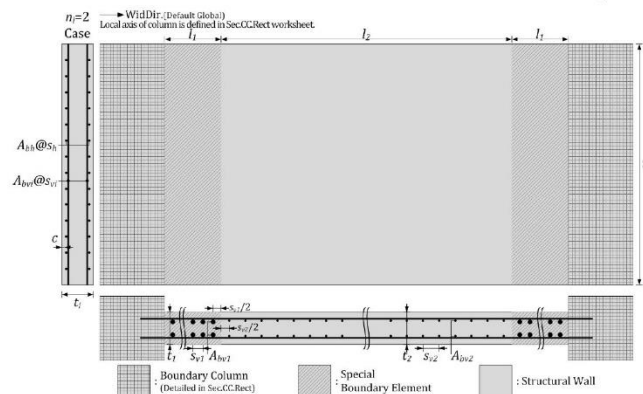
依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所列，與手算之驗證相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書 - 鋼筋混凝土無開口牆構件

專案名稱	這裡可以輸入您的專案名稱。		
構件編號	2FLC37	斷面名稱	W30_2F

版本	2
日期	2020/10/12
頁碼	第 1 頁，共 5 頁

斷面尺寸		材料性質	
牆寬平行軸向	X	混凝土強度 f'_c	280.0 kgf/cm ²
中段牆版寬度 l_2	720.0 cm	混凝土彈性模數 E_c	250998 kgf/cm ²
中段牆版厚度 t_2	30.0 cm	中段牆版	
邊界構材寬度 l_1	- cm	垂直筋降伏強度 f_{yv2}	2800.0 kgf/cm ²
邊界構材厚度 t_1	- cm	邊界構材	
邊界柱平行牆寬深度 h	80.0 cm	垂直筋降伏強度 f_{yv1}	- kgf/cm ²
邊界柱垂直牆寬厚度 b	80.0 cm	水平筋降伏強度 f_{yh}	2800.0 kgf/cm ²
計算牆寬 $l = l_2 + 2(l_1 + h)$	880.0 cm	邊界柱主筋降伏強度 f_{yc}	4200.0 kgf/cm ²
計算牆厚 $t = t_2$	30.0 cm	計算垂直筋	
面積 A_g	34400.00 cm ²	降伏強度 $f_{yv} = f_{yv2}$	2800.0 kgf/cm ²
慣性矩 I_g	2987946667 cm ⁴	邊界拉筋彈性模數 $f_{y,Edge}$	4200.0 kgf/cm ²
		邊界拉筋降伏強度 $E_{s,Edge}$	2040000 kgf/cm ²
斷面配筋			
中段牆版垂直鋼筋間距 s_{v2}	20.0 cm	牆筋層數 n_l	2
中段牆版垂直鋼筋面積 A_{bv2}	1.27 cm ²	牆保護層厚 c	4.0 cm
邊界構材垂直鋼筋間距 s_{v1}	- cm	邊界柱保護層厚 c_c	4.0 cm
邊界構材垂直鋼筋面積 A_{bv1}	- cm ²	邊界柱沿厚度方向主筋支數 n_{bb}	6
計算垂直鋼筋間距 $s_v = s_{v2}$	20.0 cm	邊界柱沿深度方向主筋支數 n_{bh}	6
計算垂直鋼筋面積 $A_{bv} = A_{bv2}$	1.27 cm ²	邊界柱主筋面積 A_{bce}	5.07 cm ²
水平鋼筋間距 s_h	20.0 cm	邊界柱角隅主筋面積 A_{bcc}	5.07 cm ²
水平鋼筋面積 A_{bh}	1.27 cm ²	邊界拉筋直徑 $d_{b,Edge}$	2.5 cm
構件參數			
淨高度 H	375.0 cm	降伏彎矩 M_y	980458051 kgf-cm
DL+0.5LL下之軸力 N	1626384 kgf	標稱彎矩對應曲率 ϕ_n	2.271E-05 cm ⁻¹
標稱彎矩 M_n	1081960230 kgf-cm	邊界拉筋標稱	
		彎矩對應應變 $\epsilon_{s,Edge}$	1.683E-02
		降伏彎矩對應曲率 ϕ_y	3.949E-06 cm ⁻¹



鋼筋混凝土牆參數示意圖

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書 - 鋼筋混凝土無開口牆構件

專案名稱 這裡可以輸入您的專案名稱。

構件編號 2FLC37 斷面名稱 W30_2F

版本 2

日期 2020/10/12

頁碼 第 2 頁，共 5 頁

彎矩非線性鉸計算

牆計算斷面積	$A_w = tl$	=	26400.00 cm ²
有效深度	$d = 0.8l$	=	704.0 cm
降伏點強度	$V_y = \frac{2M_y}{H} \leq \frac{2M_n}{H}$	=	5229110 kgf
降伏點剪力位移	$\delta_{s,y} = \frac{V_y H}{0.4E_c t d}$	=	0.9248 cm
彈性段有效慣性矩	$I_{eff,e}$ 依軸力條件代入手冊表4.10求值	=	2.361E+09 cm ⁴
降伏點撓曲位移	$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12E_c I_{eff,e}}$	=	0.0388 cm
受壓區深度	$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w f'_c}\right) l$	=	384.6 cm
邊界拉筋應力	$f_{s,Edge} = E_{s,Edge} \epsilon_{s,Edge} \leq f_{y,Edge}$	=	4200.0 kgf/cm ²
降伏點滑移位移	$\delta_{slip,y} = \frac{d_{b,Edge} f_{s,Edge}^2}{8(3.2\sqrt{f'_c})E_{s,Edge}(d - a_c)} H$	=	0.0602 cm
降伏點位移	$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y}$	=	1.0238 cm
強度點強度	$V_{fn} = \frac{2M_n}{H}$	=	5770455 kgf
強度點剪力位移	$\delta_{s,fn} = \frac{V_{fn} H}{0.4E_c t d}$	=	1.021 cm
強度點有效慣性矩	$I_{eff,n}$ 依軸力條件代入手冊表4.10求值	=	1.673E+09 cm ⁴
強度點撓曲位移	$\delta_{f,fn} = \frac{V_{fn} H^3}{12E_c I_{eff,n}}$	=	0.060 cm
非線性鉸長度	$l_p = \frac{l}{2} \leq \frac{H}{2}$	=	187.5 cm
強度點非線性轉動位移	$\delta_{plastic,fn} = 2(\phi_n - \phi_y) l_p \left(\frac{H}{2} - \frac{l_p}{2}\right)$	=	0.660 cm
強度點滑移位移	$\delta_{slip,fn} = \frac{V_{fn}}{V_y} \delta_{slip,y}$	=	0.066 cm
強度點位移	$\delta_{fn} = \delta_{s,fn} + \delta_{f,fn} + \delta_{plastic,fn} + \delta_{slip,fn}$	=	1.807 cm

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書 - 鋼筋混凝土無開口牆構件

專案名稱 _____ 這裡可以輸入您的專案名稱。
構件編號 _____ 2FLC37 _____ 斷面名稱 _____ W30_2F _____

版本 _____ 2 _____
日期 _____ 2020/10/12 _____
頁碼 _____ 第 3 頁，共 5 頁 _____

殘餘強度 $V_{fp} = 0.4V_{fn}$ = 2308182 kgf

殘餘強度位移 $\delta_{fp} = 0.02H \geq \delta_{fn}$ = 7.500 cm

彎矩非線性鉸參數

$b = \frac{V_y}{V_{fn}}$ = 0.9062 $M_{SF} = M_n$ = 1081960230 kgf·cm

$c = \frac{\left(\delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp}\right) \frac{1}{H}}{\left(\delta_{fn} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fn}\right) \frac{1}{H}}$ = 10.4071 $R_{SF} = \left(\delta_{fn} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fn}\right) \frac{1}{H}$ = 1.806E-03 rad

彎矩非線性鉸設定值

	Mom./SF	Rot./SF
-E	-0.4000	$-10c = -104.0706$
-D	-0.4000	$-c = -10.4071$
-C	-1.0000	-1.0000
-B	$-b = -0.9062$	0.0000
A	0.0000	0.0000
B	$b = 0.9062$	0.0000
C	1.0000	1.0000
D	0.4000	$c = 10.4071$
E	0.4000	$10c = 104.0706$

	Pos.	Neg.
Mom. SF	1081960230	1081960230
Rot. SF	1.806E-03	1.806E-03

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書 - 鋼筋混凝土無開口牆構件

專案名稱 這裡可以輸入您的專案名稱。

構件編號 2FLC37 斷面名稱 W30_2F

版本 2

日期 2020/10/12

頁碼 第 4 頁 · 共 5 頁

剪力非線性鉸計算

開裂點剪力強度	$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c}td + \frac{Nd}{4l}$	=	632739 kgf
	$V_{cr2} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l(0.33\sqrt{f'_c} + N/5tl)}{M_u/V_u - l/2} \right] td$	=	- kgf
	$V_{cr} = \min \begin{cases} V_{cr1} \\ V_{cr2} \end{cases} \quad \text{for } (M_u/V_u - l/2) > 0$	=	632739 kgf
開裂點剪力位移	$\delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_c t d}$	=	0.1119 cm
開裂點撓曲位移	$\delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_c I_{eff,e}}$	=	0.0047 cm
開裂點滑移位移	$\delta_{slip,cr} = \frac{V_{cr}}{V_y} \delta_{slip,y}$	=	0.0073 cm
開裂點位移	$\delta_{cr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr}$	=	0.1239 cm
壓桿面積	$A_{str} = a_c t$	=	11537.24 cm ²
剪力元素水平長度	$l_h = l - \frac{2}{3}a_c$	=	623.6 cm
斜壓桿傾斜角	$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{l_h} \right)$	=	31.0 °
計算剪力鋼筋比	$\rho = \begin{cases} n_l A_{bh}/ts_h, & \theta \geq 45^\circ \\ n_l A_{bv}/ts_v, & \theta < 45^\circ \end{cases}$	=	0.0042
計算降伏強度	$f_y = \begin{cases} f_{yh}, & \theta \geq 45^\circ \\ f_{yv}, & \theta < 45^\circ \end{cases}$	=	2800.0 kgf/cm ²
壓拉桿指標	$A = 12 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1$	=	0.507
	$B = 30 \frac{\rho f_y}{f'_c} \leq 1$	=	1.000
	$K = \tan^4 \theta + \cot^4 \theta + 0.14B - 1 \leq 1.64$	=	1.207
混凝土軟化係數	$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52$	=	0.520
強度點強度	$V_{sn} = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta$	=	1737312 kgf
強度點剪力位移	$\delta_{s,sn} = 0.006 \sin 2\theta \cdot H$	=	1.987 cm
強度點撓曲位移	$\delta_{f,sn} = \frac{V_{sn} H^3}{12E_c I_{eff,n}}$	=	0.018 cm

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書 - 鋼筋混凝土無開口牆構件

專案名稱 這裡可以輸入您的專案名稱。

構件編號 2FLC37 斷面名稱 W30_2F

版本 2

日期 2020/10/12

頁碼 第 5 頁 · 共 5 頁

$$\delta_{slip,sn} = \frac{V_{sn}}{V_y} \delta_{slip,y} = 0.020 \text{ cm}$$

$$\delta_{sn} = \delta_{s,sn} + \delta_{f,sn} + \delta_{slip,sn} = 2.026 \text{ cm}$$

$$A_s - A'_s = (l - 2a_c) n_l A_{bv} / s_v = 14.04 \text{ cm}^2$$

$$V_{sp} = \begin{cases} 0.2V_{sn}, & \frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{ltf'_c} \leq 0.05 \\ 0, & \frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{ltf'_c} > 0.05 \end{cases} = 0 \text{ kgf}$$

$$\delta_{sp} = \begin{cases} 0.02H \geq \delta_{sn}, & \frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{ltf'_c} \leq 0.05 \\ 0.01H \geq \delta_{sn}, & \frac{(A_s - A'_s)f_{yv} + N}{ltf'_c} > 0.05 \end{cases} = 3.750 \text{ cm}$$

剪力非線性鉸參數

$$a = \frac{V_{cr}}{V_{sn}} = 0.3642 \quad F_{SF} = V_{sn} = 1737312 \text{ kgf}$$

$$b = \frac{V_{sp}}{V_{sn}} = 0.0000 \quad D_{SF} = \delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn} = 1.685E+00 \text{ cm}$$

$$c = \frac{\delta_{sp} - \delta_{cr} V_{sp} / V_{cr}}{\delta_{sn} - \delta_{cr} V_{sn} / V_{cr}} = 2.2250 \quad d = \frac{\delta_{sp}}{\delta_{sn} - \delta_{cr} V_{sn} / V_{cr}} = 2.2250$$

剪力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0.0000	-d= -2.2250
-D	-b= 0.0000	-c= -2.2250
-C	-1.0000	-1.0000
-B	-a= -0.3642	0.0000
A	0.0000	0.0000
B	a= 0.3642	0.0000
C	1.0000	1.0000
D	b= 0.0000	c= 2.2250
E	0.0000	d= 2.2250

	Pos.	Neg.
For. SF	1737312	1737312
Disp. SF	1.7	1.7

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

8.2.4 開口 RC 牆非線性鉸參數驗證

開口 RC 牆之驗證使用 5.6.2 節之開口 RC 牆斷面進行驗證，使用斷面為多種尺寸及配筋之矩形斷面，其示意圖如圖 8.6，其材料參數、斷面尺寸及鋼筋配置細節詳見 5.6.2 節。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所列，與手算之驗證相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－鋼筋混凝土開口牆構件

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物
構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

版本 2
日期 2020/6/18
頁碼 第1頁，共8頁

牆整體尺寸

牆寬平行軸向 Y
厚度 t 5.0 cm
寬度 l 140.0 cm

斷面配筋

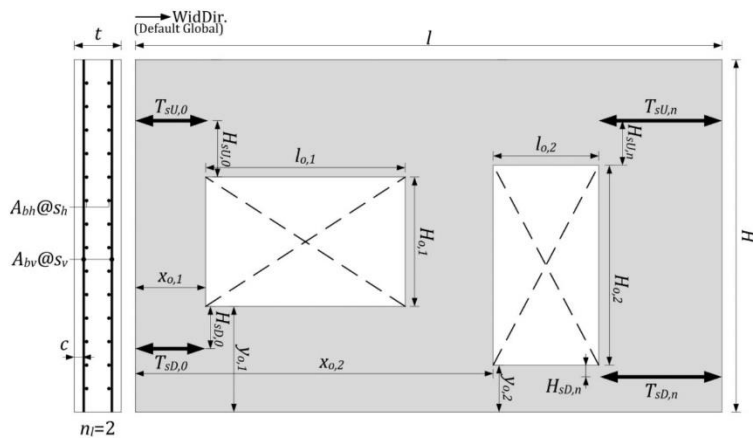
水平鋼筋間距 s_h 10.0 cm
水平鋼筋面積 A_{bh} 0.32 cm²
垂直鋼筋間距 s_v 10.0 cm
垂直鋼筋面積 A_{bv} 0.32 cm²
鋼筋層數 n_l 1
邊界拉筋直徑 $d_{b,Edge}$ 0.6 cm

材料性質

混凝土強度 f'_c 275.0 kgf/cm²
混凝土彈性模數 E_c 248747 kgf/cm²
水平筋降伏強度 f_{yh} 3870.0 kgf/cm²
垂直筋降伏強度 f_{yv} 3870.0 kgf/cm²
邊界拉筋降伏強度 $f_{y,Edge}$ 3870 kgf/cm²
邊界拉筋彈性模數 $E_{s,Edge}$ 2040000 kgf/cm²

構件參數 (多個開口資料將由左開口開始，依序向右列出)

DL+0.5LL下之軸力 N 28811 kgf 高度 H 100.0 cm
開口寬度 $l_{o,i}$ 37.00 cm 開口高度 $H_{o,i}$ 37.00 cm
開口左下角點與牆左下角點之水平距離 $x_{o,i}$ 51.50 cm
開口左下角點與牆左下角點之垂直距離 $y_{o,i}$ 31.50 cm
牆左端上方補強總合力 $T_{sU,0}$ 2746.0 kgf
牆左端上方補強總合力與鄰近開口上端之垂直距離 $H_{sU,0}$ 5.0 cm
牆左端下方補強總合力 $T_{sD,0}$ 2746.0 kgf
牆左端下方補強總合力與鄰近開口下端之垂直距離 $H_{sD,0}$ 5.0 cm
牆右端上方補強總合力 $T_{sU,n}$ 2746.0 kgf
牆右端上方補強總合力與鄰近開口上端之垂直距離 $H_{sU,n}$ 5.0 cm
牆右端下方補強總合力 $T_{sD,n}$ 2746.0 kgf
牆右端下方補強總合力與鄰近開口下端之垂直距離 $H_{sD,n}$ 5.0 cm



鋼筋混凝土開口牆
參數示意圖

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－鋼筋混凝土開口牆構件

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物
構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

版本 2
日期 2020/6/18
頁碼 第2頁，共8頁

剪力非線性鉸計算

關鍵桿件 i 之側力位移曲線計算流程（各步驟結果彙整於後表）

寬度	l_i	Eq. 01
----	-------	--------

修正後臨界高度	H_i	Eq. 02
---------	-------	--------

DL+0.5LL下之軸力	$N_i = N l_i / \Sigma l_i$	Eq. 03
--------------	----------------------------	--------

斷面積	$A_{w,i} = t l_i$	Eq. 04
-----	-------------------	--------

有效深度	$d_i = 0.8 l_i$	Eq. 05
------	-----------------	--------

降伏彎矩	$M_{y,i}$	Eq. 06
------	-----------	--------

標稱彎矩	$M_{n,i}$	Eq. 07
------	-----------	--------

標稱彎矩 對應邊界拉筋應變	$\epsilon_{s,Edge,i}$	Eq. 08
------------------	-----------------------	--------

降伏點強度	$V_{y,i} = \frac{2M_{y,i}}{H} \leq \frac{2M_{n,i}}{H}$	Eq. 09
-------	--	--------

開裂點強度	$V_{cr1,i} = 0.87 \sqrt{f'_c} t d_i + \frac{N_i d_i}{4 l_i}$	Eq. 10
-------	--	--------

	$V_{cr2,i} = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_i (0.33 \sqrt{f'_c} + N_i / 5 t l_i)}{M_u / V_u - l_i / 2} \right] t d_i$	Eq. 11
--	--	--------

	$V_{cr,i} = \min \begin{cases} V_{cr1,i} \\ V_{cr2,i} \end{cases}, \quad \text{for } (M_u / V_u - l_i / 2) > 0$	Eq. 12
--	---	--------

開裂點剪力位移	$\delta_{s,cr,i} = \frac{V_{cr,i} H_i}{0.4 E_c t d_i}$	Eq. 13
---------	--	--------

彈性段有效慣性矩	$I_{eff,e,i}$ 依軸力條件代入手冊表4.10求值	Eq. 14
----------	--------------------------------	--------

開裂點撓曲位移	$\delta_{f,cr,i} = \frac{V_{cr,i} H_i^3}{12 E_c I_{eff,e,i}}$	Eq. 15
---------	---	--------

受壓區深度	$a_{c,i} = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_i}{A_{w,i} f'_c} \right) l_i$	Eq. 16
-------	---	--------

邊界拉筋應力	$f_{s,Edge,i} = E_{s,Edge} \epsilon_{s,Edge,i} \leq f_{y,Edge}$	Eq. 17
--------	---	--------

開裂點滑移位移	$\delta_{slip,cr,i} = \frac{V_{cr,i}}{V_{y,i}} \left[\frac{d_{b,Edge} f_{s,Edge,i}^2}{8 (3.2 \sqrt{f'_c}) E_{s,Edge} (d_i - a_{c,i})} H_i \right]$	Eq. 18
---------	---	--------

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—鋼筋混凝土開口牆構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統-案例建物

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

版本 2

日期 2020/6/18

頁碼 第3頁，共8頁

$$\delta_{cr,i} = \delta_{s,cr,i} + \delta_{f,cr,i} + \delta_{slip,cr,i} \quad \text{Eq. 19}$$

$$A_{str,i} = a_{c,i} t \quad \text{Eq. 20}$$

$$l_{h,i} = l_i - \frac{2a_{c,i}}{3} \quad \text{Eq. 21}$$

$$\theta_i = \begin{cases} \tan^{-1}(H_i/l_{h,i}) \\ 45^\circ, \end{cases} \quad \text{for 中間牆段且 } (H_i/l_i) \leq 1 \quad \text{Eq. 22}$$

$$\rho_i = \begin{cases} n_l A_{bh}/ts_h, & \theta_i \geq 45^\circ \\ n_l A_{bv}/ts_v, & \theta_i < 45^\circ \end{cases} \quad \text{Eq. 23}$$

$$f_{y,i} = \begin{cases} f_{yh}, & \theta_i \geq 45^\circ \\ f_{yv}, & \theta_i < 45^\circ \end{cases} \quad \text{Eq. 24}$$

$$A_i = 12 \frac{\rho_i f_{y,i}}{f'_c} \leq 1 \quad \text{Eq. 25}$$

$$B_i = 30 \frac{\rho_i f_{y,i}}{f'_c} \leq 1 \quad \text{Eq. 26}$$

$$K_i = \tan^{A_i} \theta_i + \cot^{A_i} \theta_i + 0.14 B_i - 1 \leq 1.64 \quad \text{Eq. 27}$$

$$\zeta_i = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad \text{Eq. 28}$$

$$V_{sn,i} = K_i \zeta_i f'_c A_{str,i} \cos \theta_i \quad \text{Eq. 29}$$

$$\delta_{s,sn,i} = 0.006 \sin 2\theta_i \cdot H_i \quad \text{Eq. 30}$$

$$I_{eff,n,i} \quad \text{依軸力條件代入手冊表4.10求值} \quad \text{Eq. 31}$$

$$\delta_{f,sn,i} = \frac{V_{sn,i} H_i^3}{12 E_c I_{eff,n,i}} \quad \text{Eq. 32}$$

$$\delta_{slip,sn,i} = \frac{V_{sn,i}}{V_{cr,i}} \delta_{slip,cr,i} \quad \text{Eq. 33}$$

$$\delta_{sn,i} = \delta_{s,sn,i} + \delta_{f,sn,i} + \delta_{slip,sn,i} \quad \text{Eq. 34}$$

$$A_{s,i} - A'_{s,i} = (l_i - 2a_{c,i}) n_l A_{bv}/s_v \quad \text{Eq. 35}$$

$$V_{sp,i} = \begin{cases} 0.2 V_{sn,i}, & [(A_{s,i} - A'_{s,i}) f_{yv} + N_i] / l_i t f'_c \leq 0.05 \\ 0, & [(A_{s,i} - A'_{s,i}) f_{yv} + N_i] / l_i t f'_c > 0.05 \end{cases} \quad \text{Eq. 36}$$

$$\delta_{sp,i} = \begin{cases} 0.02 H_i \geq \delta_{sn,i}, & [(A_{s,i} - A'_{s,i}) f_{yv} + N_i] / l_i t f'_c \leq 0.05 \\ 0.01 H_i \geq \delta_{sn,i}, & [(A_{s,i} - A'_{s,i}) f_{yv} + N_i] / l_i t f'_c > 0.05 \end{cases} \quad \text{Eq. 37}$$

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—鋼筋混凝土開口牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物

日期 2020/6/18

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

頁碼 第4頁，共8頁

關鍵桿件 *i* 之側力位移曲線計算成果（側力向右）

Eq.	計算成果					單位
	構件1	構件2	構件3	構件4	構件5	
1	51.5	51.5				cm
2	49.75	49.75				cm
3	14406	14406				kgf
4	257.50	257.50				cm ²
5	41.2	41.2				cm
6	346674	346674				kgf-cm
7	391838	391838				kgf-cm
8	5.1430E-03	5.1430E-03				-
9	13937	13937				kgf
10	5853	5853				kgf
11	-	-				kgf
12	5853	5853				kgf
13	0.0142	0.0142				cm
14	44254	44254				cm ⁴
15	0.0055	0.0055				cm
16	21.8	21.8				cm
17	3870	3870				kgf/cm ²
18	0.0118	0.0118				cm
19	0.0315	0.0315				cm
20	108.90	108.90				cm ²
21	37.0	37.0				cm
22	53.4	53.4				°
23	0.0063	0.0063				-
24	3870	3870				kgf/cm ²
25	1.0000	1.0000				-
26	1.0000	1.0000				-
27	1.2286	1.2286				-
28	0.5200	0.5200				-
29	11414	11414				kgf
30	0.286	0.286				cm
31	31400	31400				cm ⁴
32	0.015	0.015				cm
33	0.023	0.023				cm
34	0.324	0.324				cm
35	0.25	0.25				cm ²
36	0	0				kgf
37	0.497	0.497				cm

註：關鍵構件編號為由左至右依序排列

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－鋼筋混凝土開口牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物

日期 2020/6/18

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

頁碼 第 5 頁，共 8 頁

關鍵桿件 i 之側力位移曲線修正（側力向右）

$$\text{位移修正} \quad \delta_{im} = \delta_i \times \frac{\text{關鍵桿件 } i \text{ 之勁度}}{\text{包含關鍵桿件 } i \text{ 之傳遞路徑之勁度}}$$

構件	K Ratio	$\delta_{cr,i}$	$\delta_{cr,im}$	$\delta_{sn,i}$	$\delta_{sn,im}$	$\delta_{sp,i}$	$\delta_{sp,im}$
1	1.37	0.0315	0.0432	0.324	0.444	0.497	0.682
2	1.37	0.0315	0.0432	0.324	0.444	0.497	0.682
3							
4							
5							

$$\text{整體位移判斷} \quad \delta_{cr,sys} = \min(\delta_{cr,im}) = 0.0432 \text{ cm}$$

$$\delta_{sn,sys} = \min(\delta_{sn,im}) = 0.444 \text{ cm}$$

$$\delta_{sp,sys} = \min(\delta_{sp,im}) = 0.682 \text{ cm}$$

$$\text{整體位移對應之} \quad V_{cr,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體開裂位移點之強度值)} = 11706 \text{ kgf}$$

$$V_{sn,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體強度位移點之強度值)} = 22829 \text{ kgf}$$

$$V_{sp,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體殘餘位移點之強度值)} = 0 \text{ kgf}$$

剪力非線性鉸參數（側力向右）

$$a^+ = \frac{V_{cr,sys}}{V_{sn,sys}} = 0.5128 \quad F_{SF}^+ = V_{sn} = 22829 \text{ kgf}$$

$$b^+ = \frac{V_{sp,sys}}{V_{sn,sys}} = 0.0000 \quad D_{SF}^+ = \delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn} = 0.360 \text{ cm}$$

$$c^+ = \frac{\delta_{sp} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sp}}{\delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn}} = 1.8954 \quad d^+ = \frac{\delta_{sp}}{\delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn}} = 1.8954$$

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－鋼筋混凝土開口牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物

日期 2020/6/18

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

頁碼 第6頁，共8頁

關鍵桿件 i 之側力位移曲線計算成果（側力向左）

Eq.	計算成果					單位
	構件1	構件2	構件3	構件4	構件5	
1	51.5	51.5				cm
2	49.75	49.75				cm
3	14406	14406				kgf
4	257.50	257.50				cm ²
5	41.2	41.2				cm
6	346674	346674				kgf-cm
7	391838	391838				kgf-cm
8	5.1430E-03	5.1430E-03				-
9	13937	13937				kgf
10	5853	5853				kgf
11	-	-				kgf
12	5853	5853				kgf
13	0.0142	0.0142				cm
14	44254	44254				cm ⁴
15	0.0055	0.0055				cm
16	21.8	21.8				cm
17	3870	3870				kgf/cm ²
18	0.0118	0.0118				cm
19	0.0315	0.0315				cm
20	108.90	108.90				cm ²
21	37.0	37.0				cm
22	53.4	53.4				°
23	0.0063	0.0063				-
24	3870	3870				kgf/cm ²
25	1.0000	1.0000				-
26	1.0000	1.0000				-
27	1.2286	1.2286				-
28	0.5200	0.5200				-
29	11414	11414				kgf
30	0.286	0.286				cm
31	31400	31400				cm ⁴
32	0.015	0.015				cm
33	0.023	0.023				cm
34	0.324	0.324				cm
35	0.25	0.25				cm ²
36	0	0				kgf
37	0.497	0.497				cm

註：關鍵構件編號為由左至右依序排列

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—鋼筋混凝土開口牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心 TEASPA 系統-案例建物

日期 2020/6/18

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

頁碼 第 7 頁，共 8 頁

關鍵桿件 i 之側力位移曲線修正 (側力向左)

$$\text{位移修正} \quad \delta_{im} = \delta_i \times \frac{\text{關鍵桿件 } i \text{ 之勁度}}{\text{包含關鍵桿件 } i \text{ 之傳遞路徑之勁度}}$$

構件	K Ratio	$\delta_{cr,i}$	$\delta_{cr,im}$	$\delta_{sn,i}$	$\delta_{sn,im}$	$\delta_{sp,i}$	$\delta_{sp,im}$
1	1.37	0.0315	0.0432	0.324	0.444	0.497	0.682
2	1.37	0.0315	0.0432	0.324	0.444	0.497	0.682
3							
4							
5							

$$\text{整體位移判斷} \quad \delta_{cr,sys} = \min(\delta_{cr,im}) = 0.0432 \text{ cm}$$

$$\delta_{sn,sys} = \min(\delta_{sn,im}) = 0.444 \text{ cm}$$

$$\delta_{sp,sys} = \min(\delta_{sp,im}) = 0.682 \text{ cm}$$

$$\text{整體位移對應之各關鍵桿件強度疊加} \quad V_{cr,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體開裂位移點之強度值)} = 11706 \text{ kgf}$$

$$V_{sn,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體強度位移點之強度值)} = 22829 \text{ kgf}$$

$$V_{sp,sys} \text{ (疊加各關鍵桿件於整體殘餘位移點之強度值)} = 0 \text{ kgf}$$

剪力非線性鉸參數 (側力向左)

$$a^- = \frac{V_{cr,sys}}{V_{sn,sys}} = 0.5128 \quad F_{SF}^- = V_{sn} = 22829 \text{ kgf}$$

$$b^- = \frac{V_{sp,sys}}{V_{sn,sys}} = 0.0000 \quad D_{SF}^- = \delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn} = 0.360 \text{ cm}$$

$$c^- = \frac{\delta_{sp} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sp}}{\delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn}} = 1.8954 \quad d^- = \frac{\delta_{sp}}{\delta_{sn} - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} V_{sn}} = 1.8954$$

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入 TEASPA 理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書－鋼筋混凝土開口牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA 系統-案例建物

日期 2020/6/18

構件編號 2FC19 斷面名稱 SWO

頁碼 第8頁，共8頁

剪力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0	$-d^- = -1.8954$
-D	$-b^- = 0.0000$	$-c^- = -1.8954$
-C	-1	-1
-B	$-a^- = -0.5128$	0
A	0	0
B	$a^+ = 0.5128$	0
C	1	1
D	$b^+ = 0.0000$	$c^+ = 1.8954$
E	0	$d^+ = 1.8954$

	Pos.	Neg.
For. SF	22829	22829
Disp. SF	0.4	0.4

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

8.2.5 四面圍束磚牆非線性鉸參數驗證

四面圍束磚牆之驗證時所使用磚牆厚度為 20 cm、寬度為 680 cm、高度為 264 cm，磚砌採一順一丁砌法，磚牆之材料性質為砂漿單軸抗壓強度 71.4 kgf/cm^2 ；紅磚單軸抗壓強度 387.8 kgf/cm^2 ；垂直向軸應力為 0。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所列，與手算之驗證相同。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—無開口磚牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

日期 2020/6/16

構件編號 Story1D2 斷面名稱 BW1

頁碼 第 1 頁，共 3 頁

磚牆尺寸

磚牆厚度 t_b	20.0 cm
磚牆寬度 l_b	680.0 cm
磚牆高度 h_b	264.0 cm

磚砌資訊

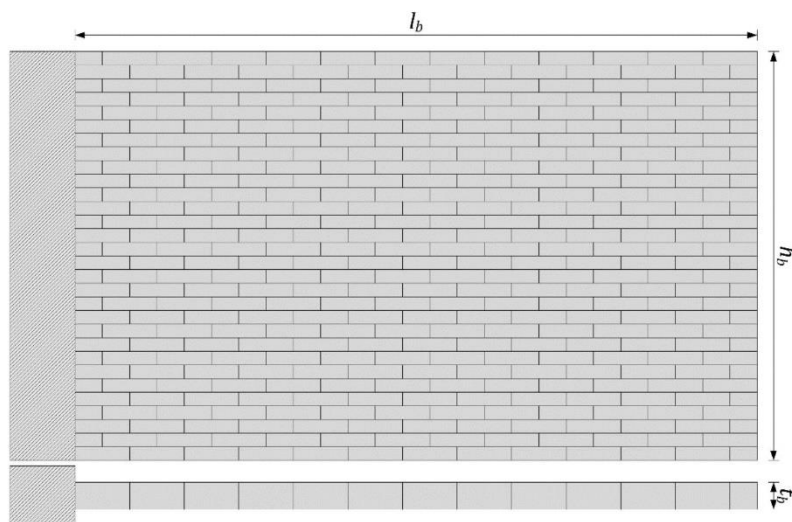
紅磚厚度 T_b	9.5 cm
紅磚寬度 L_b	20.0 cm
紅磚高度 H_b	5.3 cm
水平磚縫寬 g_h	1.0 cm
垂直磚縫寬 g_v	1.0 cm
砌法：	1 = 一順一丁砌法，2 = 梅花丁砌法 3 = 二順一丁砌法，4 = 順砌法
	1

材料性質

砂漿單軸抗壓強度 f_{mc}	132.7 kgf/cm ²
紅磚單軸抗壓強度 f_{bc}	387.8 kgf/cm ²
波松比 ν	0.15

構件參數

垂直向軸應力 σ_N	0.0 kgf/cm ²
-------------------	-------------------------



無開口磚牆
參數示意圖

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—無開口磚牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

日期 2020/6/16

構件編號 Story1D2 斷面名稱 BW1

頁碼 第2頁，共3頁

等值斜撐軸力非線性鉸計算

對角線與水平之夾角	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{h_b}{l_b} \right)$	=	21.2 °
高長比	$r_b = \frac{h_b}{l_b}$ 並介於0.5至2之間	=	0.500
紅磚與砂漿介面 摩擦強度	$\tau_f = \frac{0.0337 f_{mc}^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc}) \sigma_N}{1}$	=	2.549 kgf/cm ²
紅磚與砂漿介面 劈裂強度	$f_{mt} = 1.0797 f_{mc}^{0.338}$	=	5.634 kgf/cm ²
紅磚自體劈裂強度	$f_{bt} = 0.22 f_{bc}$	=	85.316 kgf/cm ²
水平極限剪力強度	$\tan \theta_c$ (依砌法參考手冊節4.7.1求值)	=	0.600
	$h_1 = l_b \tan \theta_c$	=	408.0 cm
	$h'_b = \min(h_b, l_b)$	=	264.0 cm
	$V_b = \begin{cases} t_b (l_b \tau_f + h_b \times 0.45 f_{mt}), & \tan \theta_c \geq \frac{h_b}{l_b} \\ t_b \left[\frac{l_b \tau_f + h_1 (0.45 f_{mt}) + (h'_b - h_1) \frac{0.45 (f_{mt} + f_{bt})}{2}}{1} \right], & \tan \theta_c < \frac{h_b}{l_b} \end{cases}$	=	48053 kgf
極限點割線模數	$\eta_1 = 1.67 - 0.64 r_b$	=	1.350
	η_2 (四邊圍束取0.556，台度取0.367)	=	0.556
	$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$	=	12932.6 kgf/cm ²
水平極限位移	$\lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} v \right) \frac{1}{r_b} + \left(2 + \frac{7}{4} v \right) r_b + \left(2 + \frac{3}{2} v \right) r_b^3 \right]$	=	4.359
	$\Delta_b = \frac{\lambda V_b}{E_u t_b} \leq 0.02 h_b$	=	0.8 cm
水平殘餘剪力強度	$V_r = \tau_f t_b l_b \leq 0.6 V_b$	=	28832 kgf

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—無開口磚牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

日期 2020/6/16

構件編號 Story1D2 斷面名稱 BW1

頁碼 第3頁，共3頁

等值斜撐軸力非線性鉸參數

$$a^- = \frac{V_r}{V_b} = 0.6000 \quad F_{SF} = \frac{V_b}{\cos\phi} = 51548 \text{ kgf}$$

$$b^- = \frac{0.02h_b}{\Delta_b} - a^- = 5.9193 \quad D_{SF} = \Delta_b \cos\phi = 0.8 \text{ cm}$$

$$c^- = \min \left\{ 2 - a^-, b^- \right\} = 1.4000$$

等值斜撐軸力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0	$-b^- = -5.9193$
-D	$-a^- = -0.6000$	$-b^- = -5.9193$
-C	$-a^- = -0.6000$	$-c^- = -1.4000$
-B	-1	0
A	0	0
B	0	0
C	0	100
D	0	100
E	0	100

	Pos.	Neg.
For./SF	51548	51548
Disp./SF	0.8	0.8

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

8.2.6 三面圍束磚牆非線性鉸參數驗證

三面圍束磚牆之驗證時所使用磚牆厚度為 19.8 cm、寬度為 120 cm、高度為 270 cm，磚砌採一順一丁砌法，磚牆之材料性質為砂漿單軸抗壓強度 179 kgf/cm^2 ；紅磚單軸抗壓強度 205.9 kgf/cm^2 ；側柱混凝土強度 293.6 kgf/cm^2 ；側柱混凝土彈性模數 257021 kgf/cm^2 ；垂直向軸應力為 0。

依照 TEASPA 線上服務網頁手冊輸入參數，經過模組分析後，可以得到 TEASPA 網頁所計算出非線性鉸參數，其輸出之計算書結果如以下所列，與手算之驗證相同。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—三面圍束磚牆構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1D1 斷面名稱 BW1

版本 2

日期 2020/7/14

頁碼 第1頁，共3頁

磚牆尺寸

磚牆厚度 t_b	19.8 cm
磚牆寬度 l_b	120.0 cm
磚牆無圍束高度 h_b	270.0 cm

材料性質

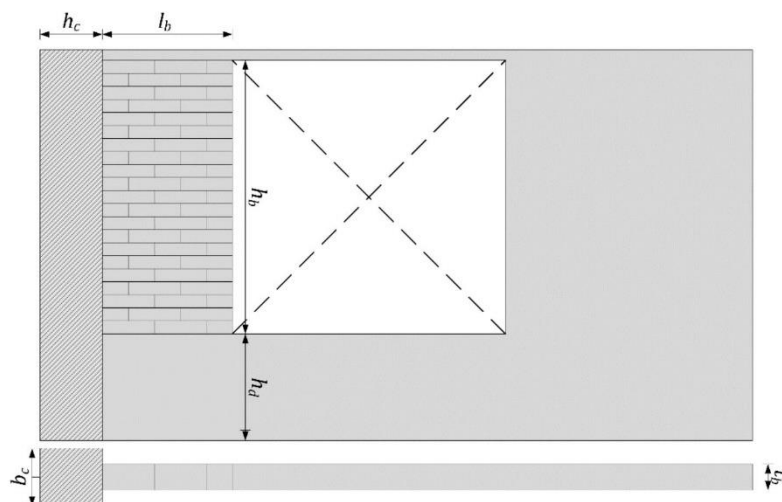
砂漿單軸抗壓強度 f_{mc}	179.0 kgf/cm ²
紅磚單軸抗壓強度 f_{bc}	205.9 kgf/cm ²
側柱混凝土強度 f'_c	293.6 kgf/cm ²
側柱混凝土彈性模數 E_c	257021 kgf/cm ²

磚砌資訊

紅磚厚度 T_b	9.2 cm
紅磚寬度 L_b	19.8 cm
紅磚高度 H_b	5.0 cm
水平磚縫寬 g_h	1.0 cm
垂直磚縫寬 g_v	1.0 cm
砌法：	1 = 一順一丁砌法，2 = 梅花丁砌法 3 = 二順一丁砌法，4 = 順砌法
	1

構件參數

磚牆垂直向軸應力 σ_N	0.0 kgf/cm ²
磚牆與混凝土柱複合之等效慣性矩 I_{ce}	1658895 cm ⁴
側柱平行牆寬之尺寸 h_c	30.0 cm
側柱淨高度 $l_c = h_b$	270.0 cm
側柱總斷面積 A_c	1200.00 cm ²
側柱慣性矩 I_c	90000 cm ⁴
側柱於DL+0.5LL下之軸力 N	0 kgf



三面圍束磚牆
參數示意圖

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—三面圍束磚牆構件

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

構件編號 Story1D1 斷面名稱 BW1

版本 2

日期 2020/7/14

頁碼 第2頁，共3頁

等值斜撐軸力非線性鉸計算

對角線與水平之夾角	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{h_b}{l_b} \right)$	=	66.0 °
紅磚與砂漿介面 摩擦強度	$\tau_f = \frac{0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047f_{mc})\sigma_N}{(0.654 + 0.0005047f_{mc})\sigma_N}$	=	3.322 kgf/cm ²
紅磚與砂漿介面 劈裂強度	$f_{mt} = 1.0797(f_{mc})^{0.338}$	=	6.234 kgf/cm ²
紅磚自體劈裂強度	$f_{bt} = 0.22f_{bc}$	=	45.298 kgf/cm ²
側柱壓力區深度	$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_c f'_c} \right) h_c$	=	7.5 cm
傳力路徑有效高度	$h'_b = \min \left(\frac{h_b}{2l_b/3 + l_c - a_c/3} \times \frac{2}{3} l_b, l_b \right)$	=	120.0 cm
水平極限剪力強度	$\tan \theta_c$ (依砌法參考手冊節4.7.1求值)	=	0.588
	$V_b = \tau_f \left(\frac{2}{3} l_b t_b \right) + 0.225 f_{mt} \left(\frac{2}{3} l_b \tan \theta_c \times t_b \right) + 0.225 \left(\frac{f_{mt} + f_{bt}}{2} \right) \left(h'_b - \frac{2}{3} l_b \tan \theta_c \right) t_b$	=	14942 kgf
等效組合斷面 撓曲勁度	$K_{fl} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_b^3}$	=	64986 kgf/cm
磚墩抗壓強度	$f'_m = 0.27 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$	=	53.3 kgf/cm ²
磚牆彈性模數	$E_m = 550 f'_m$	=	29318.5 kgf/cm ²
磚牆剪力模數	$G_m = 0.4 E_m$	=	11727.4 kgf/cm ²
磚牆截面積	$A_w = t_b l_b$	=	2376.00 cm ²
等效組合斷面 剪力勁度	$K_{sh} = \frac{G_w A_w}{h_b}$	=	103201 kgf/cm
側柱彈性勁度	$K_c = \frac{3E_c I_c}{l_c^3}$	=	3526 kgf/cm
磚牆彈性勁度	$K_b = 0.35 \left(\frac{1}{1/K_{fl} + 1/K_{sh}} - K_c \right)$	=	12723 kgf/cm
水平極限位移	$\Delta_b = \frac{V_b}{K_b} \leq 0.02 h_b$	=	1.2 cm
水平殘餘剪力強度	$V_r = \tau_f t_b l_b \leq 0.6 V_b$	=	7893 kgf

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。



TEASPA v4.0 非線性鉸計算書—三面圍束磚牆構件

版本 2

專案名稱 國震中心TEASPA系統—案例建物

日期 2020/7/14

構件編號 Story1D1 斷面名稱 BW1

頁碼 第3頁，共3頁

等值斜撐軸力非線性鉸參數

$$a^- = \frac{V_r}{V_b} = 0.5283 \quad F_{SF} = \frac{V_b}{\cos\phi} = 36790 \text{ kgf}$$

$$b^- = \frac{0.02h_b}{\Delta_b} - a^- = 4.0697 \quad D_{SF} = \Delta_b \cos\phi = 0.5 \text{ cm}$$

$$c^- = \min \left\{ 2 - \frac{a^-}{b^-} \right\} = 1.4717$$

等值斜撐軸力非線性鉸設定值

	For./SF	Disp./SF
-E	0	$-b^- = -4.0697$
-D	0	$-b^- = -4.0697$
-C	$-a^- = -0.5283$	$-c^- = -1.4717$
-B	-1	0
A	0	0
B	0	0
C	0	100
D	0	100
E	0	100

	Pos.	Neg.
For./SF	36790	36790
Disp./SF	0.5	0.5

簽章：_____

聲明：本文件由使用者輸入的斷面及構件資料，代入TEASPA理論公式產生，僅提供驗證參考，實際操作之使用者及工程師應對結果負其專業責任。

表 8.1 一般柱之斷面參數性質

柱寬 b (cm)	50	混凝土抗壓強度 f'_c (kgf/cm ²)	344
柱深 h (cm)	50	主筋降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	4810
保護層厚度 c (cm)	4	箍筋降伏強度 f_{yt} (kgf/cm ²)	4565
淨高度 H (cm)	150		

表 8.2 極短柱之斷面參數性質

柱寬 b (cm)	30	混凝土抗壓強度 f'_c (kgf/cm ²)	257
柱深 h (cm)	50	主筋降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	4463
保護層厚度 c (cm)	4	箍筋降伏強度 f_{yt} (kgf/cm ²)	4382
淨高度 H (cm)	50		

表 8.3 梁之斷面參數性質

梁寬 b (cm)	30	混凝土抗壓強度 f'_c (kgf/cm ²)	280
梁深 h (cm)	50	主筋降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	4200
保護層厚度 c (cm)	4	箍筋降伏強度 f_{yt} (kgf/cm ²)	4200
有效長度 L (cm)	150		



圖 8.1 選擇輸出計算書之欄位

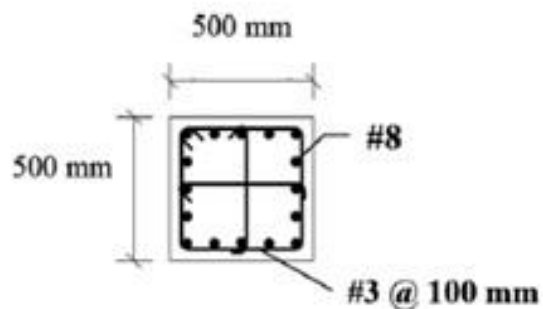


圖 8.2 一般柱之斷面

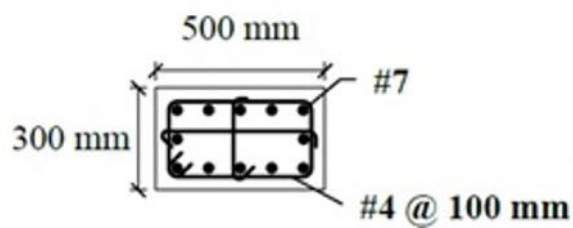
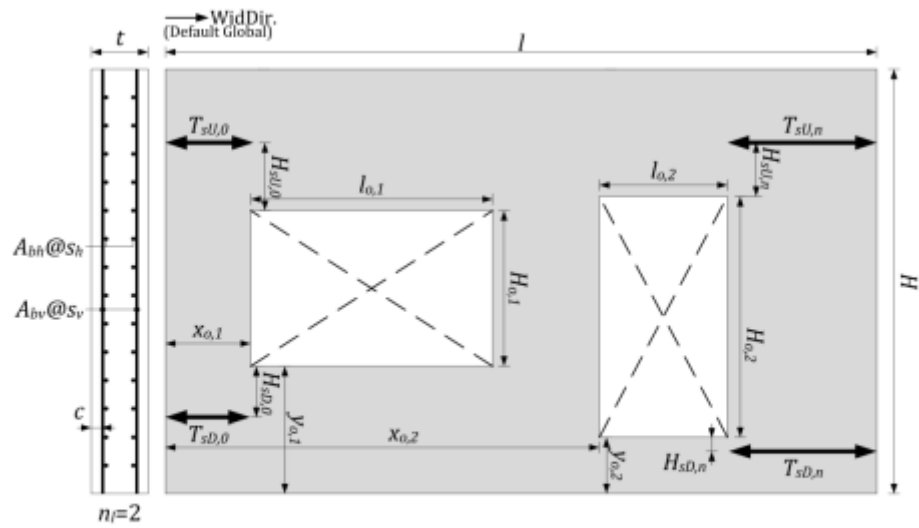


圖 8.3 極短柱之斷面



圖 8.5 無開口RC牆斷面示意圖



鋼筋混凝土開口牆
參數示意圖

圖 8.6 開口RC牆斷面示意圖

附錄 A TEASPA 4.0 與先前版本之比較

A.1 前言

本技術手冊介紹 TEASPA 4.0 版對於建築物進行耐震詳細評估之使用方式及介紹各補強工法、階段性補強，並以示範例進行說明。其中 TEASPA 4.0 版與前述版本最大差異即為柱構件之彎矩非線性鉸由 3.0 版[A.1]及 2.0 版[A.2]之 M 非線性鉸，升級為採用軸力與彎矩互制之 P-M 非線性鉸，透過軸力與彎矩之互制，呈現地震下柱構件受軸力變化之行為。對於中高樓層結構等軸力變化較大之柱構件，較能反映其真實行為。從 TEASPA 3.1 版[A.3]起，TEASPA 已通過內政部營建署之審查，TEASPA 之使用範圍不再受六層樓條件之限制，可用於一般鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物的耐震評估。

本節以三棟建築案例，分別為二層樓低樓層之建築結構、四層樓低樓層之建築結構及十層之中高樓層建築，進行新舊版本的差異比較。其中，二層樓建築將與 TEASPA 2.0 版比較，另外二棟則與 TEASPA 3.0 版進行比較。

A.2 二層樓低樓層結構案例

A.2.1 建物基本資料

本兩層樓案例座落於花蓮縣花蓮市，工址位於第三類地盤，其工址所在位置遠離近斷層，此處針對 X 向地震力作用之情況進行分析及比較。該案例為地上兩層之鋼筋混凝土造建築物，為學校校舍用途(第三類建築)，用途係數 $I=1.25$ ，結構型式為部分韌性抗彎矩構架，其結構模型及結構平面圖如圖 A.1 及圖 A.2 所示。該案例標準樓層(一、二樓)之樓高均為 3.5 m，X 向、Y 向皆為三跨，每跨跨度為 5 m，各樓層之樓地板面積均為 225 m²。柱斷面尺寸為 40 cm×40 cm、梁斷面尺寸為 35 cm×50 cm 計一種，其斷面細節分別如圖 A.3 及圖 A.4 所示；樓版厚度則為 12 cm。混凝土抗壓強度 f'_c 採用

210 kgf / cm² ；主筋降伏強度 f_y 為 2800 kgf / cm² ；箍筋降伏強度 f_{yt} 為 2800 kgf / cm² 。

本研究將該模型分別採 TEASPA 2.0[A.2]及 TEASPA 4.0 進行側推分析，將其側推分析後之容量曲線進行比較。

A.2.2 容量曲線比較

透過 ETABS 進行側推分析，並比較 TEASPA 2.0 及 TEASPA 4.0 的容量曲線，如圖 A.5 所示，對其分析結果進行比較。

(1) 彈性勁度：

取側推容量曲線之第一步，定義為彈性勁度。TEASPA 2.0 之勁度為 45.838 tf/cm，TEASPA 4.0 之勁度為 39.876 tf/cm，TEASPA 2.0 之勁度高於 TEASPA 4.0。

新舊版本柱、梁有效撓曲剛度定義皆不同，於 TEASPA 2.0 中，柱之有效慣性矩 $I_{eff} = 0.35I_g$ ，梁斷面之有效慣性矩折減為 $I_{eff} = 0.7I_g$ ；於 TEASPA 4.0 中，於柱之有效慣性矩則依軸力值進行調整；梁斷面之有效慣性矩則折減為 $I_{eff} = 0.6I_g$ ，兩版本之有效撓曲剛度比較如表 A.1。

此案例中，由於 4.0 版梁的慣性矩折減係數(0.6)小於 2.0 版(0.7)所有柱構件慣性矩折減係數(0.3、0.346)皆小於 2.0 版之折減係數(0.35)，故 TEASPA 4.0 勁度較 TEASPA 2.0 勁度略低屬合理。

試將 TEASPA 2.0 模型之慣性矩折減係數，調整至與 TEASPA 4.0 一致，其結果如圖 A.6，TEASPA 2.0 及 TEASPA 4.0 之彈性勁度分別為 40.164 tf/cm 及 39.876 tf/cm，兩者差距小於 1%，彈性勁度值非常接近，顯示兩者勁度差異主因來自於桿件有效慣性矩不同所致。

(2) 最大基底剪力強度：

TEASPA 2.0 與 TEASPA 4.0 的最大基底剪力強度分別為：170.199 tf 及 175.552 tf，兩者差異不大。

此處取一樓之 C2、C6 柱(柱之位置見圖 A.2)作為範例，其最大基底剪力強度下軸力彎矩之比較如表 A.2，側推分析之軸力彎矩發展如圖 A.7 及圖 A.8，確認每根柱在最大基底剪力下的情況皆有達到其彎矩強度，以相同方

式確認所有柱構件均有發揮其彎矩強度，故研判兩版本強度之差異主要是彎矩非線性鉸設定之差異。TEASPA 4.0 版採柱柱軸力與彎矩互制之非線性鉸(即 P-M 非線性鉸)，軸力隨側推過程不斷改變，彎矩強度也會隨之改變；而 TEASPA 2.0 版彎矩非線性鉸(即 M 非線性鉸)，採初始載重 DL+0.5LL 所得的軸力，計算得其彎矩強度，彎矩強度於分析過程中為一定值，兩者彎矩強度之差異於此產生。於此案例中，TEASPA 4.0 之分析結果之強度略高於 TEASPA 2.0。

(3) 極限位移：

在此案例中，TEASPA 2.0 及 TEASPA 4.0 兩者位移兩者皆可推至 12 至 13 cm 之間，顯示兩分析方法於此案例在位移上沒有明顯的差異。使用者若在分析過程中，位移小於預期或不合理，可能與 ETABS 側推分析設定中收斂性之設定有關，ETABS 預設之 Iteration Convergence Tolerance 為 0.0001，可在合理範圍內進行微調，並應於側推分析後，確認分析結果與非線性鉸發展之合理性。圖 A.9 為 Iteration Convergence Tolerance 為預設值 0.0001 及調整為 0.001 之分析結果比較，於本案例中，兩者無明顯之差異。

A.2.3 結論

針對本案例，TEASPA 4.0 與 TEASPA 2.0 分析結果之差異，最主要來自於柱彎矩非線性鉸與桿件開裂勁度之設定，在此案例中顯示，於低矮樓層之建物，針對柱構件使用 M 非線性鉸或 P-M 非線性鉸無顯著之差異。

此案例屬相對簡單之空構架建物，主要為針對低矮樓層之建物進行比較，中高樓層建物之案例分析則可參考後續章節之比較。

A.3 四層樓低樓層結構案例

本節針對本手冊 7.2 節之四層樓低樓層結構案例，分別採 TEASPA 3.0[A.1]、TEASPA 3.1[A.3]及 TEASPA 4.0 版本進行側推分析，分別探討各版本構件勁度折減之差異、空構架模型、含磚牆斜撐模型以及核心牆補強模型模型側推分析結果比較。

由於 3.1 版與 3.0 版僅於柱構件非線性鉸設定方式進行調整，其他桿件非線性鉸性質均無進行調整，所以僅在空構架做差異比較，對空構架模型針對 TEASPA 3.0、TEASPA 3.1 及 TEASPA 4.0 分別進行比較；其餘含牆構架則僅比較 TEASPA 3.0 及 TEASPA 4.0。

A.3.1 各版本構件勁度折減比較

由於在進行側推分析時，會造成桿件開裂，為桿件開裂後斷面的勁度折減符合此情況，建議在分析模型上對其慣性矩 I_g 值折減，針對 TEASPA 各版本分析案例 A 桿件時勁度折減之差異。

1. 柱構件

TEASPA 3.0 及 TEASPA 3.1 版係依據 ACI-318[A.4]之建議柱折減為 $0.7E_c I_g$ ；TEASPA 4.0 版則依據 ASCE/SEI 41-13[A.5]之建議，由靜力分析之垂直載重(DL+0.5LL)計算，並參照軸力變化決定。

2. 梁構件：

TEASPA 3.0 及 TEASPA 3.1 版係依據 ACI-318[A.4]之建議，將矩形梁開裂之撓曲剛度為 $0.35E_c I_g$ ，若 T 型梁以矩形斷面模擬，則開裂之撓曲剛度為 $0.7E_c I_g$ ；TEASPA 4.0 版則依據 ASCE/SEI 41-13[A.5]之建議，將矩形梁開裂之撓曲剛度為 $0.3E_c I_g$ ，若 T 型梁以矩形斷面模擬，則開裂之撓曲剛度為 $0.6E_c I_g$ 。

3. RC 牆

TEASPA 3.0 及 3.1 版係依 ACI-318[A.4]之建議，RC 牆未開裂撓曲剛度折減 0.7；新版由靜力分析之垂直載重(DL+0.5LL)計算，並參照軸力變化決定(見表 4.10)。

4. 磚牆

四面圍束磚牆與前版相同，無額外更動；針對三面圍束磚牆，TEASPA 3.0 與 3.1 版依據磚牆達極限點時之割線勁度採迴歸公式計算，TEASPA 4.0

版則依據本手冊 4.8 節，將填充磚牆面內側側向勁度以組合柱斷面表示，並扣除側邊圍束柱的彈性勁度加以計算，新版之三面圍束磚牆勁度較舊版大。

此處針對 TEASPA 3.0、TEASPA 3.1 與 TEASPA 4.0 之構件差異性整理如表 A.3，主要在於柱牆構件會依據軸力進行勁度之折減有較明顯的變化，而三面圍束的勁度提升，會造成構件強度提早發揮與初始勁度提升，TEASPA 4.0 版關於各類桿件之勁度調整，詳細說明可參考本手冊第四章各構件之背骨曲線介紹。

A.3.2 空構架模型分析比較

根據手冊 7.2 節之四層樓建物結構模型，移除所有磚斜撐，建立一空構架之模型，分別使用 TEASPA 3.0、TEASPA 3.1 及 TEASPA 4.0 採 ETABS 進行正 X 向之側推分析。各版本側推分析結果詳見表 A.4，其容量曲線與性能曲線如圖 A.10 與圖 A.11 所示，得其最大基底剪力均在 183 tf~185 tf 左右，耐震性能 A_p 介於 0.10g~0.11g 之間，各版本之分析結果相近。

從容量曲線觀察，採 3.0 版與 3.1 版之側推分析整棟容量曲線較為相近，不會因為採 3.1 版之 P-M 非線性鉸或 3.0 版之 M 非線性鉸而有太大差異，而 4.0 版分析結果與前述兩版本差異較為明顯，其容量曲線斜率較小、整體勁度較低，顯示兩者勁度之差異主要為各構件之彈性勁度不同所致(表 A.3)，3.0 與 3.1 版柱構件撓曲剛度採用 $0.7E_c I_g$ ，4.0 版則依據靜力分析之軸力變化決定。將該模型之一樓柱桿件之軸力輸出於表 A.5，多數之柱構件 $P/A_g f'_c$ 均小於 0.5，故其有效撓曲剛度小於 $0.7E_c I_g$ ，因此 4.0 版分析結果勁度明顯下降。

A.3.3 案例 A 含磚牆斜撐模型分析比較

本節分別使用 3.0 版與 4.0 版非線性鉸設定進行側推分析，針對正 X 向進行側推分析，其分析結果詳見表 A.6，其容量曲線與性能曲線如圖 A.12 與圖 A.13 所示，得到最大基底剪力與耐震容量，4.0 版分析結果與 3.0 版相近。

由容量曲線觀察，4.0 版初始勁度值較大，但最大基底剪力值則降低，此處將分別探討兩版本三面圍束磚牆在勁度上的差異，與其強度疊加至基底剪力之情況。取建築模型參考面 D、G 如圖 A.14 及圖 A.15 所示，取參考面 D 上之 2FBW13 磚牆進行比較，並以參考面 G 上 2FC6 柱構件之側力位移曲線為基準，比較兩版本磚牆與柱構件疊加背骨曲線之趨勢，分別輸出兩版本磚牆與柱構件側力位移曲線如圖 A.16 所示。由圖 A.16 可知，4.0 版磚牆勁度較 3.0 版大，該三面圍束磚牆構件會比 3.0 版更提早達到強度點，但此時柱構件彎矩側力強度尚在上升段，而當柱構件達強度點時磚牆已達至強度下降段，因此使得本案例 4.0 版最大基底剪力分析結果略低於 3.0 版。

A.3.4 案例 A 核心牆補強模型分析比較

針對 RC 牆補強案例分別使用 3.0 版與 4.0 版非線性鉸設定，以等值寬柱模擬 RC 牆進行側推分析，其分析結果詳見表 A.7，其容量曲線與性能曲線如圖 A.17 與圖 A.18 所示。由分析結果顯示，4.0 版強度與勁度均略高於 3.0 版，其最大基底剪力強度與 3.0 版接近，耐震性能略高於 3.0 版。就本案例而言，4.0 版之分析結果的勁度稍高於前版，可能為 4.0 版 RC 牆的開裂勁度折減係數依據軸壓力決定，其值比 3.0 版的開裂勁度折減係數 0.7 略高，同時強度點之勁度折減係數(至少 0.5)也高於前版(0.35)，且三面圍束磚牆勁度亦較 3.0 版高所致，而柱、梁桿件之勁度則較前版低，整體而言，兩者分析結果差異不大。在側向強度比較方面，整體系統之最大側向強度主要由 RC 牆及磚牆貢獻，即 RC 牆及磚牆發揮到最大強度時，構架柱仍僅部分發揮強度，又因新版三面圍束磚牆強度明顯高於 3.0 版(圖 A.16)，而 RC 牆之強度則與 3.0 版差異不大，故造成整體容量曲線，4.0 版之強度較 3.0 版有所提升。

A.3.5 結論

依據本節之分析結果顯示，針對空構架之模型而言，TEASPA 3.0 與 3.1 版之容量曲線、性能曲線均相當接近；TEASPA 4.0 版之勁度則相對較低，

顯示針對低層建築而言，採 M 非線性鉸與 P-M 非線性鉸之差異並不顯著，兩者之差異主要來自於新舊版桿件勁度之差異。

針對含磚牆之結構而言，由於新版針對三面圍束磚牆，採取最新之研究成果進行設定，磚牆之初始勁度較高，使得新版分析模型之初始勁度高於舊版。就本案例而言，當磚牆之側力位移曲線進入下降段時，柱構件強度尚未發揮，使得新版之強度較低；針對含鋼筋混凝土牆補強之模型而言，新版不論勁度與強度均較舊版略高，顯示本案例之 RC 牆與柱之強度較能同時發揮。

整體而言，針對低矮樓層建物而言，採 M 非線性鉸與 P-M 非線性鉸對於該結構整體分析結果影響並不顯著，新舊版本分析之差異主要源自於桿件勁度之差異，及磚牆背骨曲線、RC 牆背骨曲線定義之差異。

A.4 十樓層中高樓層結構案例

本節針對本手冊 7.3 節之十層樓中高層樓層結構案例，具 RC 牆系統方向(X 向)分別採 TEASPA 3.0 及 TEASPA 4.0 版本進行側推分析，針對中高樓層且含 RC 牆等值寬柱之模型側推分析結果比較。

A.4.1 分析結果比較

採 TEASPA 3.0 版之非線性鉸進行側推分析後，其結果如比較如表 A.8，容量曲線與耐震性能曲線比較則如圖 A.19 及圖 A.20。由分析結果知採 4.0 版之最大基底剪力強度為 3.0 版之 95%；目標性能點之性能地表加速度 4.0 版則為 3.0 版之 87%結果均較前版為保守。

(1) 彈性勁度：

取側推容量曲線之第一步，定義為彈性勁度。TEASPA 3.0 之彈性勁度為 279.89 tf/cm，TEASPA 4.0 之彈性勁度為 275.57f/cm，TEASPA 4.0 之彈性勁度約為 TEASPA 3.0 之 98%。

TEASPA 3.0 與 TEASPA 4.0 對於各類桿件勁度設計之差異如表 A.3，兩者之彈性勁度主要差異為柱構件與 RC 牆構件。採 3.0 版分析之柱桿件有效

撓曲剛度均訂為 $0.7E_c I_g$ ，採 4.0 版之一樓柱構件則依據初始軸力進行設定，其有效撓曲剛度均小於 $0.7E_c I_g$ ，最大僅達 $0.45E_c I_g$ ，4.0 版之柱構件之勁度明顯低於 3.0 版；採 3.0 版分析之 RC 牆有效撓曲剛度均訂為 $0.7E_c I_g$ ，採 4.0 版之 RC 牆構件則依據初始軸力進行設定，4.0 版之 RC 牆有效撓曲剛度高於 3.0 版。由於各類桿件之勁度均有所調整，4.0 版之柱、梁桿件勁度較 3.0 版低，但 RC 牆之勁度則高於 3.0 版，由比較結果可知，本案例採取 3.0 版與 4.0 版分析之彈性勁度差異不大。

(2) 最大基底剪力強度：

TEASPA 3.0 與 TEASPA 4.0 的最大基底剪力強度分別為：1870.151 tf 及 1778.934 新版約為舊版之 95%。由於此結構為新建建築，屬強柱弱梁之破壞模式，此處列出新舊版本模型垂直桿件於最大基底剪力下之剪力如表 A.9。表 A.9 對應之柱位如圖 A.21，由表 A.9 可知，於最大強度點時，新版之柱、牆構件發揮均略低於舊版，使新版分析結果低於舊版。

A.4.2 結論

依據本節之分析結果顯示，不論強度、耐震性能新版均較舊版為保守，最大基底剪力強度新版為舊版之 95%，性能點之地表加速度新版則為舊版之 87%，由分析結果顯示，新版均較舊版為保守。

對於中高層結構而言，於地震力作用下，柱之軸力變化較低矮樓層為顯著，柱之軸力變化亦會對彎矩強度造成影響，本手冊建議針對中高型建築，應採 P-M 非線性鉸進行分析，較能反映真實之結構行為。

參考文獻

- [A.1] 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、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-13-023，台北，2013 年。
- [A.2] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啟祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第二版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-09-023，台北，2009 年。
- [A.3] 邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、翁健煌、李其航、劉建均、薛強、何郁嫻、陳幸均、楊智斌、翁樸文、沈文成、涂耀賢、楊耀昇、李翼安、葉勇凱、黃世建，「臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-18-015，台北，2018 年。
- [A.4] ACI Committee 318, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
- [A.5] ASCE/SEI 41-13, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13),” American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2014, 518 pp.

表A.1 TEASPA 2.0 及TEASPA 4.0 之有效撓曲剛度比較

	TEASPA 2.0	TEASPA 4.0
柱	$E_c I_{eff} = 0.35 E_c I_g$	$E_c I_{eff} = \begin{cases} 0.3, & N \leq 0.1 A_g f'_c \\ 0.3 + \frac{N - 0.1 A_g f'_c}{0.4 A_g f'_c} \times 0.4, & 0.1 A_g f'_c < N < 0.5 A_g f'_c \\ 0.7, & N \geq 0.5 A_g f'_c \end{cases}$
T型梁	$E_c I_{eff} = 0.7 E_c I_g$	$E_c I_{eff} = 0.6 E_c I_g$

表A.2 一樓C2 柱於最大基底剪力強度點之軸力彎矩比較

柱線編號	C2		C6	
TEASPA 版本	V4.0	V2.0	V4.0	V2.0
軸力 P (tf)	10.311	10.602	52.201	51.708
柱頂彎矩(tf-m)	16.257	17.717	21.254	19.650
柱底彎矩(tf-m)	-8.296	-9.170	-19.814	-18.929
撓曲剪力強度 V_m (tf)	8.184	8.962	13.689	12.860
計算彎矩強度 M_n (tf-m)	14.720	17.716	19.440	19.718

表 A.3 TEASPA 各版本桿件彈性勁度差異比較

桿件 種類	TEASPA版本		
	3.0	3.1	4.0
柱	$E_c I_{eff} = 0.7 E_c I_g$		$E_c I_{eff} = \begin{cases} 0.3, & N \leq 0.1 A_g f'_c \\ 0.3 + \frac{N - 0.1 A_g f'_c}{0.4 A_g f'_c} \times 0.4, & 0.1 A_g f'_c < N < 0.5 A_g f'_c \\ 0.7, & N \geq 0.5 A_g f'_c \end{cases}$
梁(矩形 /T型)	$E_c I_{eff} = 0.35 E_c I_g$	$E_c I_{eff} = 0.3 E_c I_g$	
	$E_c I_{eff} = 0.7 E_c I_g$	$E_c I_{eff} = 0.6 E_c I_g$	
RC 牆	$0.7 E_c I_g$		$E_c I_{eff} = \begin{cases} 0.7, & N \leq 0.1 \ell_w t_w f'_c \\ 0.7 + \frac{N - 0.1 \ell_w t_w f'_c}{0.4 \ell_w t_w f'_c} \times 0.3, & 0.1 \ell_w t_w f'_c < N < 0.5 \ell_w t_w f'_c \\ 1.0, & N \geq 0.5 \ell_w t_w f'_c \end{cases}$
四面圍 束磚牆	$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$		
三面圍 束磚牆	$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$		$K_b = (K_{ini} - K_c) \times 0.35$

表 A.4 四層樓案例空構架模型正 X 向各版本結果比較

TEASPA 版本	V4.0 (1)	V3.1 (2)	V3.0 (3)	(1)/(3)
方向	UX+	UX+	UX+	UX+
最大基底剪力(tf)	183.484	185.165	185.691	0.99
強度點屋頂位移(cm)	11.04	11.69	11.37	0.97
PGA(g)	0.099	0.112	0.109	0.91

表 A.5 四層樓案例空構架一樓各柱構件軸力分布

ID	b cm	w cm	P kgf	$P/A_g f'_c$	ID	b cm	w cm	P kgf	$P/A_g f'_c$
C1	25	45	30617	0.370	C13	40	40	106098	0.614
C2	45	25	56322	0.513	C14	25	45	70634	0.592
C3	45	25	40555	0.425	C15	45	25	18913	0.305
C4	45	25	17561	0.300	C16	25	45	41719	0.432
C5	45	25	26036	0.345	C17	25	45	98535	0.700
C6	45	25	51916	0.488	C18	25	45	99842	0.700
C7	25	45	27230	0.351	C19	25	45	53951	0.500
C8	45	25	24330	0.335	C20	45	25	16519	0.300
C9	25	45	45226	0.451	C21	45	25	22205	0.323
C10	40	40	107111	0.618	C22	45	25	22836	0.327
C11	25	45	60838	0.538	C23	45	25	53411	0.497
C12	25	45	57700	0.521	C24	25	45	42185	0.434

表 A.6 四層樓案例含磚牆斜撐各版本分析結果比較

TEASPA 版本	V4.0 (1)	V3.0 (2)	(1)/(2)
方向	UX+	UX+	UX+
最大基底剪力(tf)	279.995	299.837	0.93
強度點屋頂位移(cm)	9.91	8.37	1.18
PGA(g)	0.160	0.152	1.05

表 A.7 四層樓案例核心牆補強各本版分析結果比較

TEASPA 版本	V4.0 (1)	V3.0 (2)	(1)/(2)
方向	UX+	UX+	UX+
最大基底剪力(tf)	353.636	351.566	1.01
強度點屋頂位移(cm)	14.48	13.83	1.05
PGA(g)	0.242	0.229	1.06

表 A.8 十層樓案例 X 向分析結果比較

TEASPA 版本	V4.0 (1)	V3.0 (2)	(1)/(2)
方向	UX	UX	UX
最大基底剪力(tf)	1778.934	1870.151	0.95
強度點屋頂位移(cm)	21.54	16.47	1.31
PGA(g)	0.767	0.885	0.87

表 A.9 十層樓案例最大基底剪力下柱之剪力

	強度點柱剪力值(tf)	
柱編號	V3.0	V4.0
C8	51.96	47.65
C9	73.91	66.78
C10	72.77	68.11
C11	60.56	54.92
C14	59.75	56.19
C17	75.36	66.30
C20	59.71	56.26
C23	75.26	66.40
C26	55.31	47.74
C27	73.68	64.41
C28	72.62	68.14
C29	60.45	55.23
C37	540.54	529.88
C38	538.28	530.82

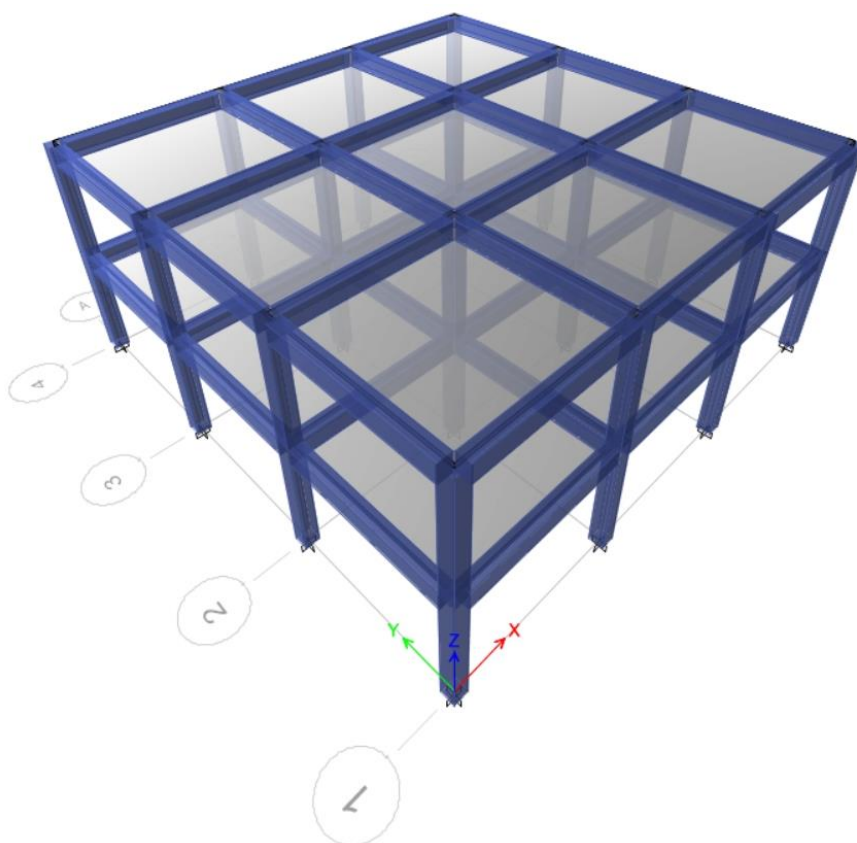


圖 A.1 兩層樓案例之 ETABS 模型

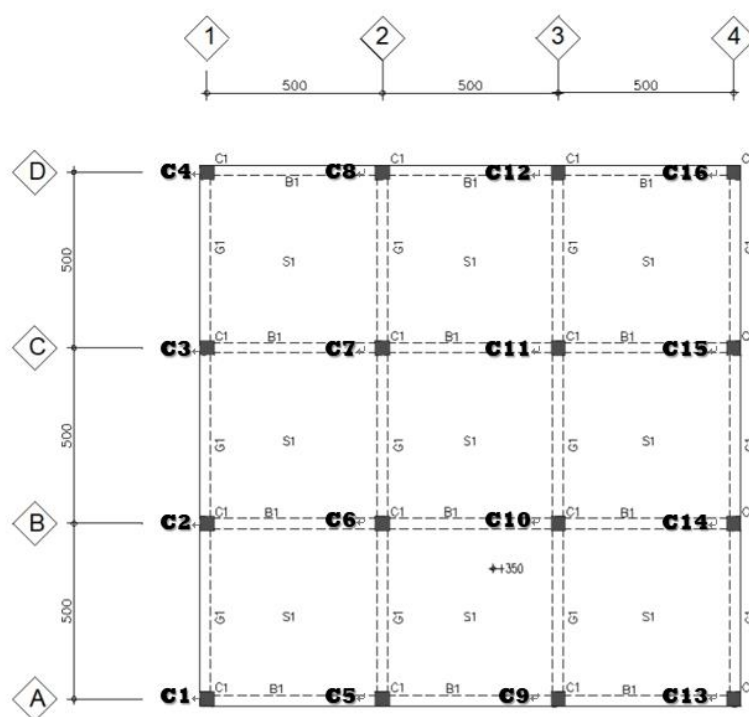


圖 A.2 兩層樓案例之結構平面圖



圖 A.3 兩層樓案例之柱斷面圖

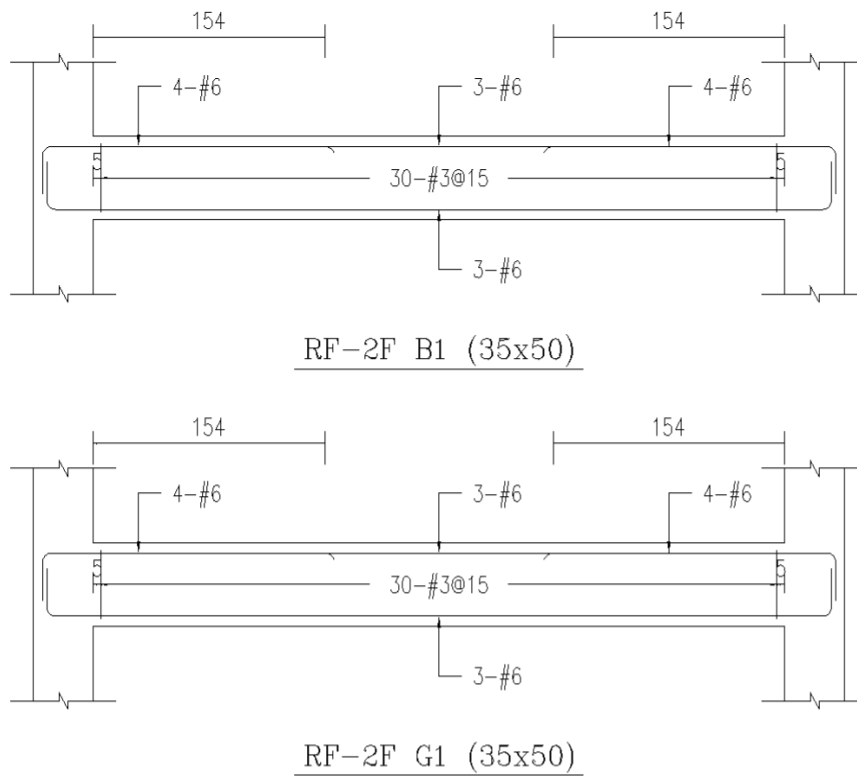


圖 A.4 兩層樓案例之梁斷面細節

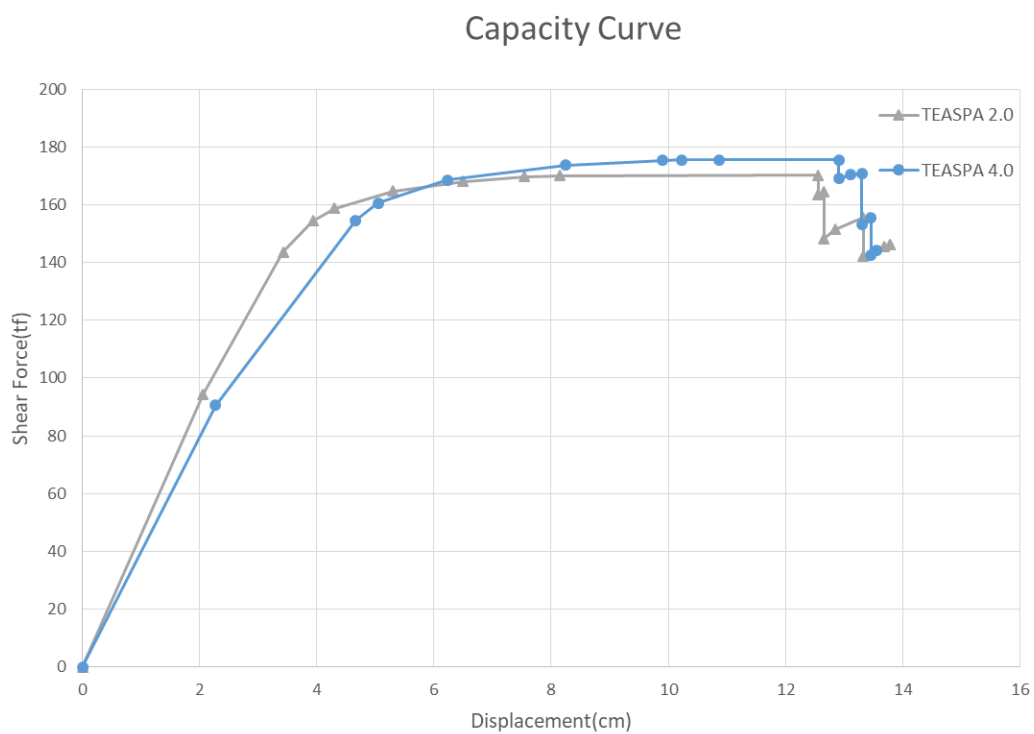


圖 A.5 兩層樓案例 TEASPA 2.0 與 TEASPA 4.0 之容量曲線比較

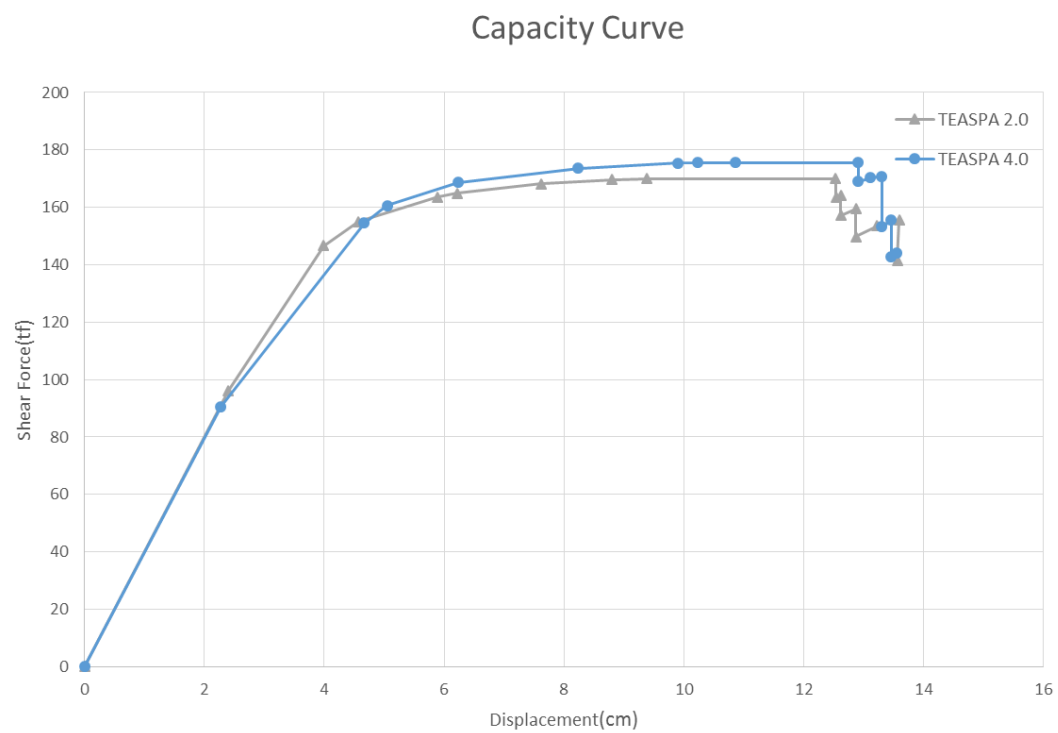


圖 A.6 兩層樓案例調整慣性矩折減係數後兩模型初始勁度比較

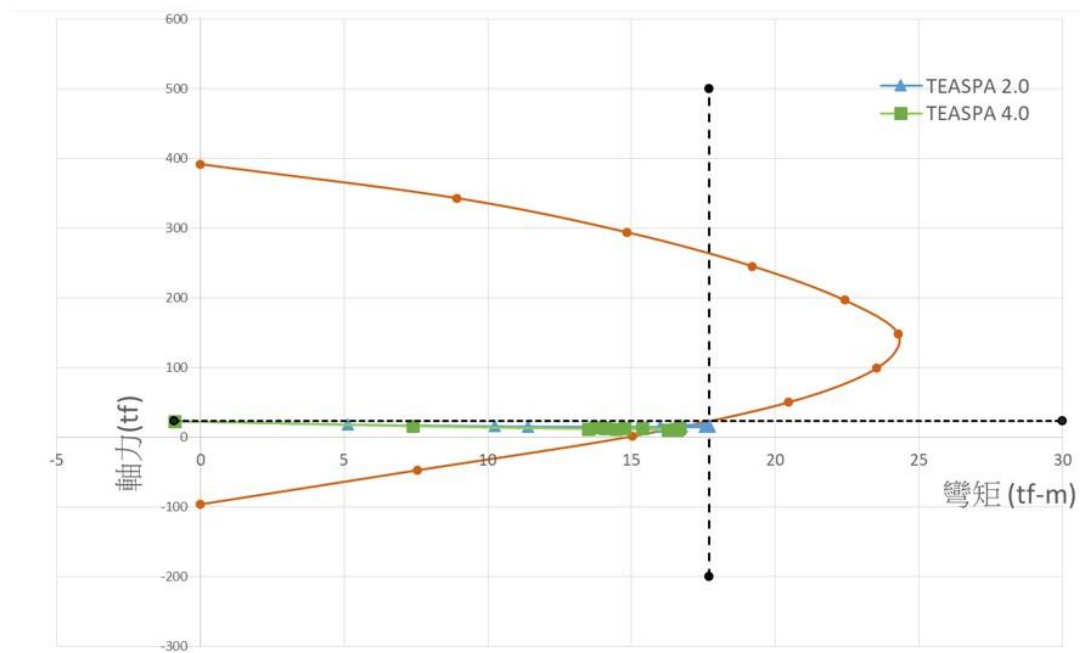


圖 A.7 兩層樓案例一樓 C2 柱柱底側推過程軸力彎矩變化

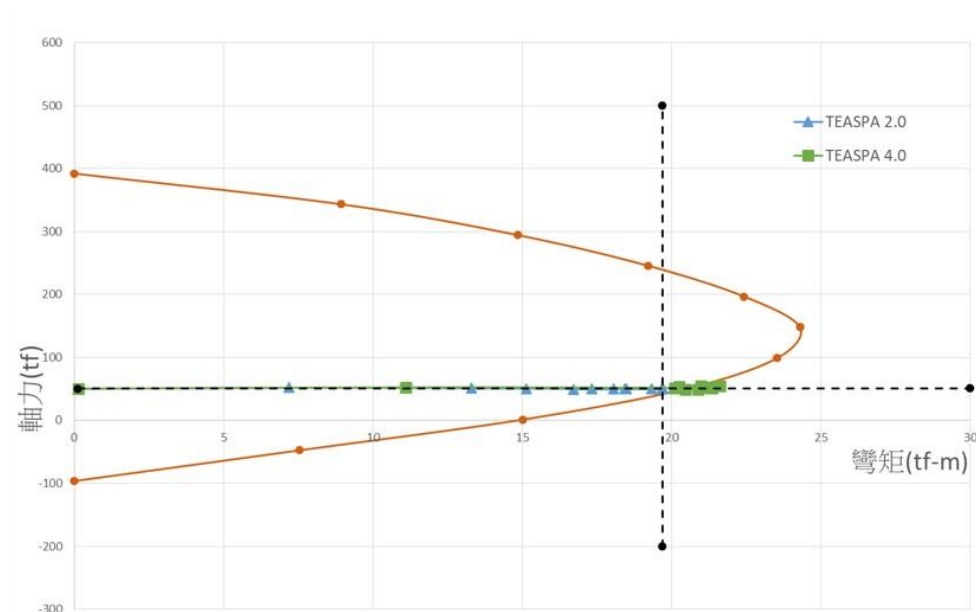


圖 A.8 兩層樓案例一樓 C6 柱柱底側推過程軸力彎矩變化

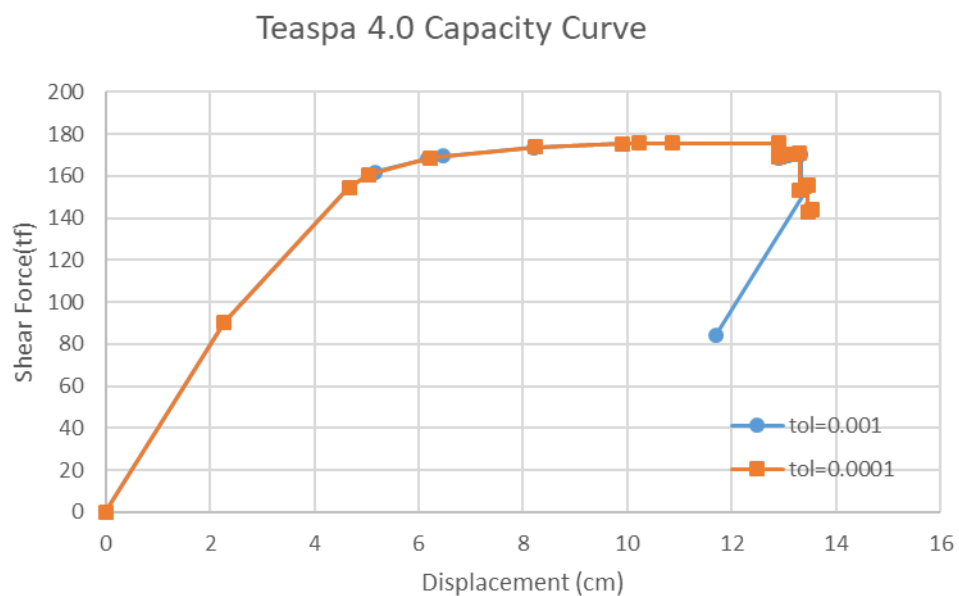
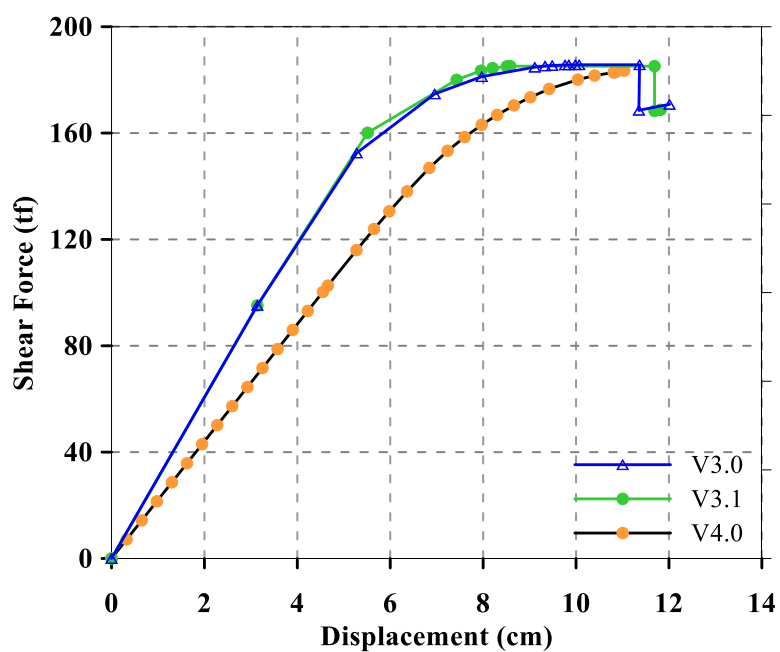
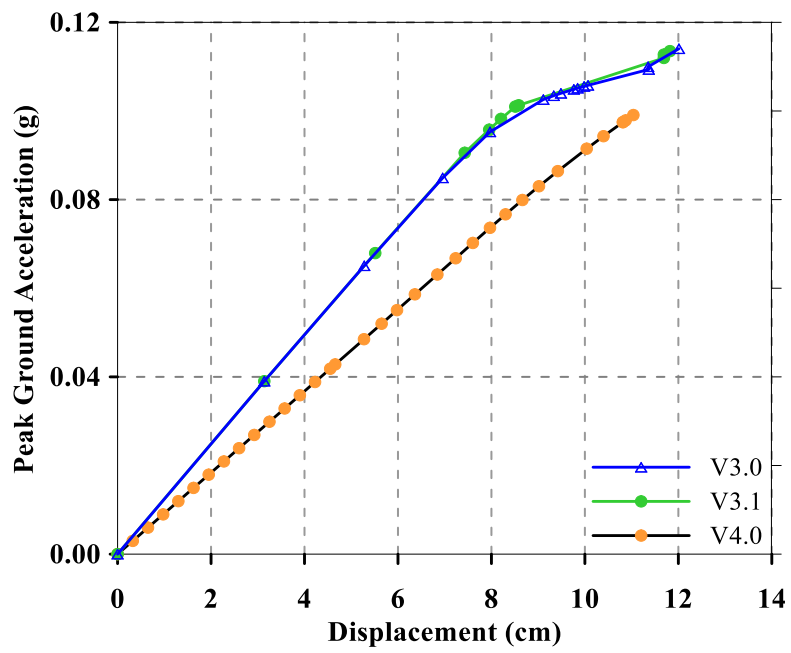


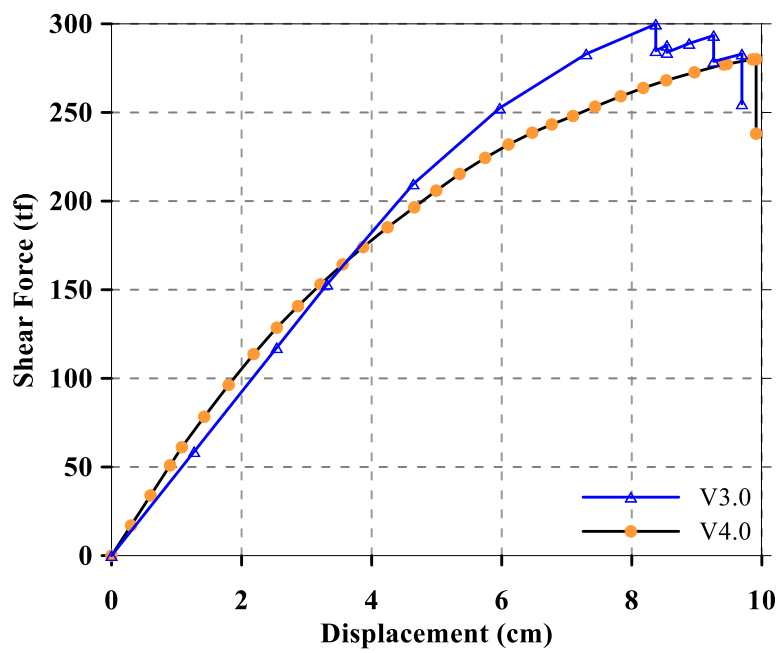
圖 A.9 兩層樓案例調整 Iteration Convergence Tolerance 之差異比較



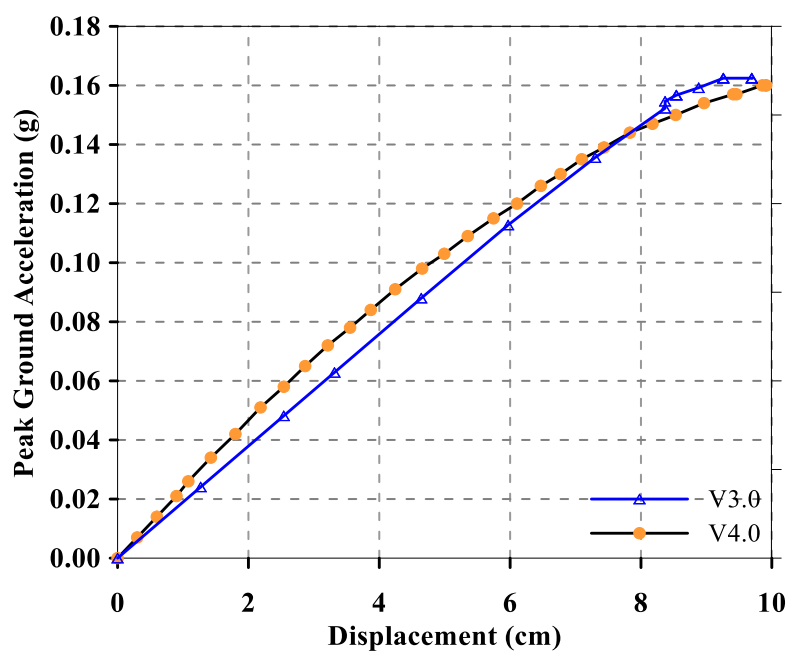
圖A.10 四層樓案例空構架容量曲線比較



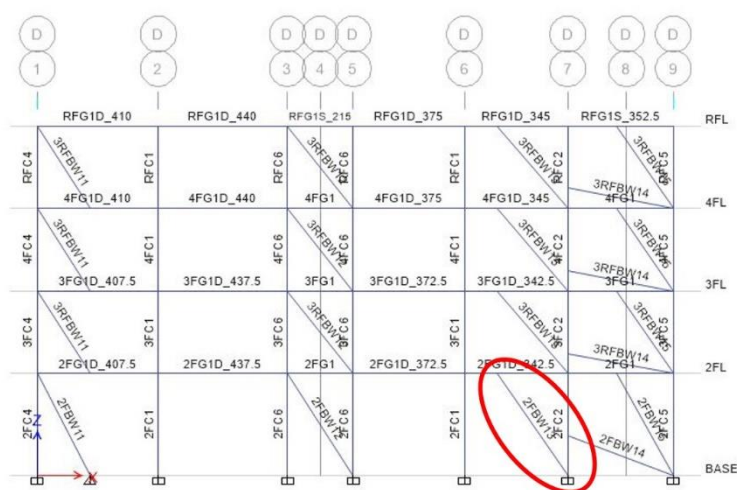
圖A.11 四層樓案例空構架耐震性能曲線比較



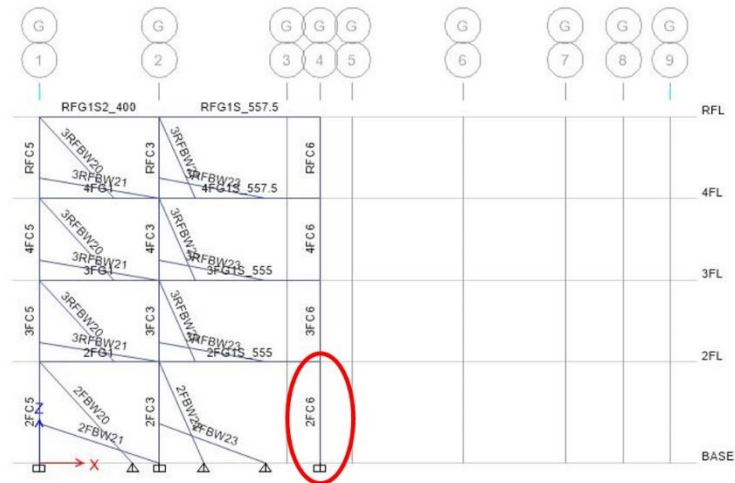
圖A.12 四層樓案例含磚牆斜撐容量曲線比較



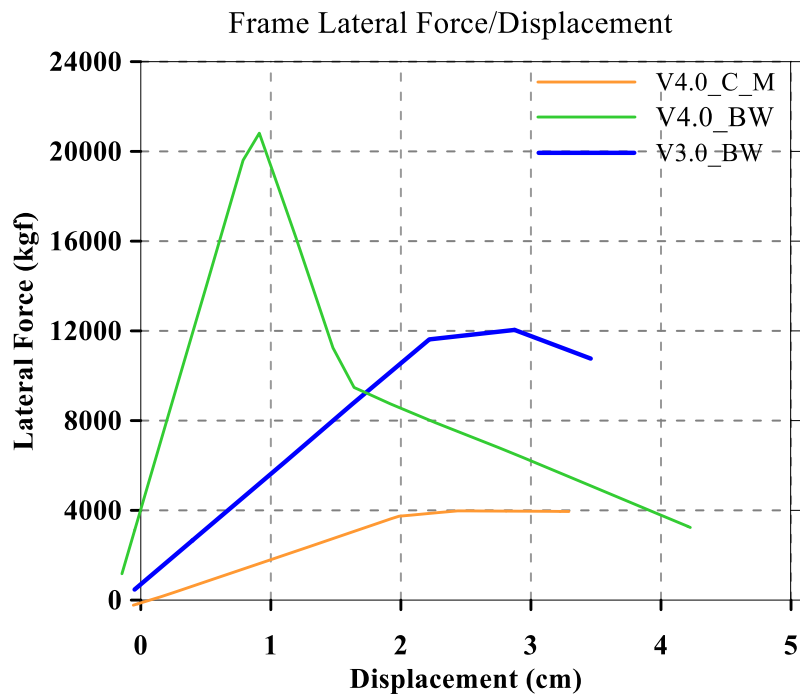
圖A.13 四層樓案例含磚牆斜撐耐震性能曲線比較



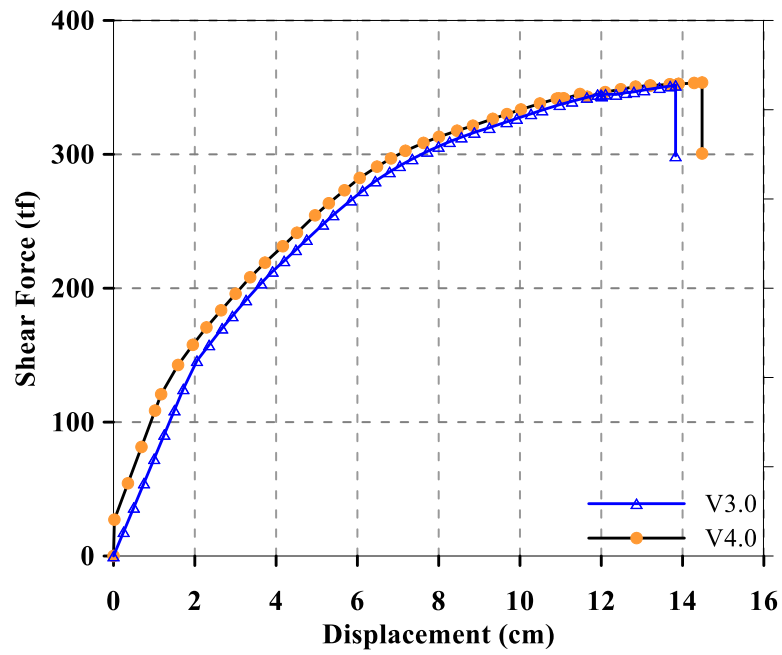
圖A.14 四層樓案例含磚牆斜撐模型參考面D



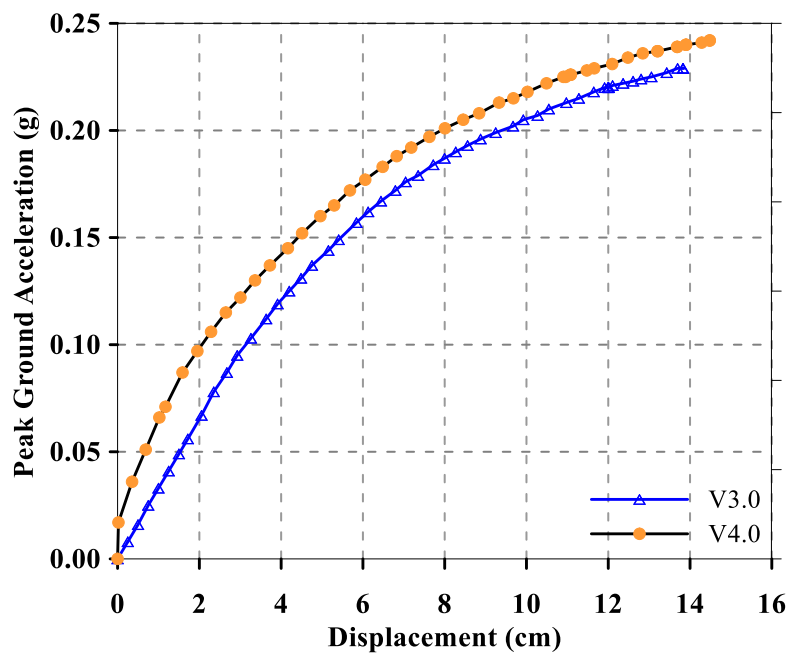
圖A.15 四層樓案例含磚牆斜撐模型參考面G



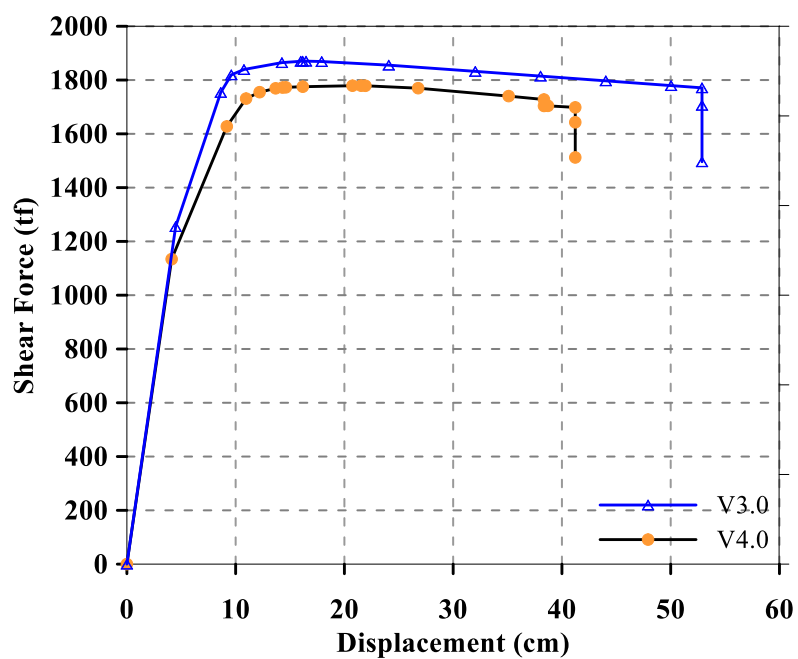
圖A.16 四層樓案例各版本磚牆與柱構件非線性鉸性質



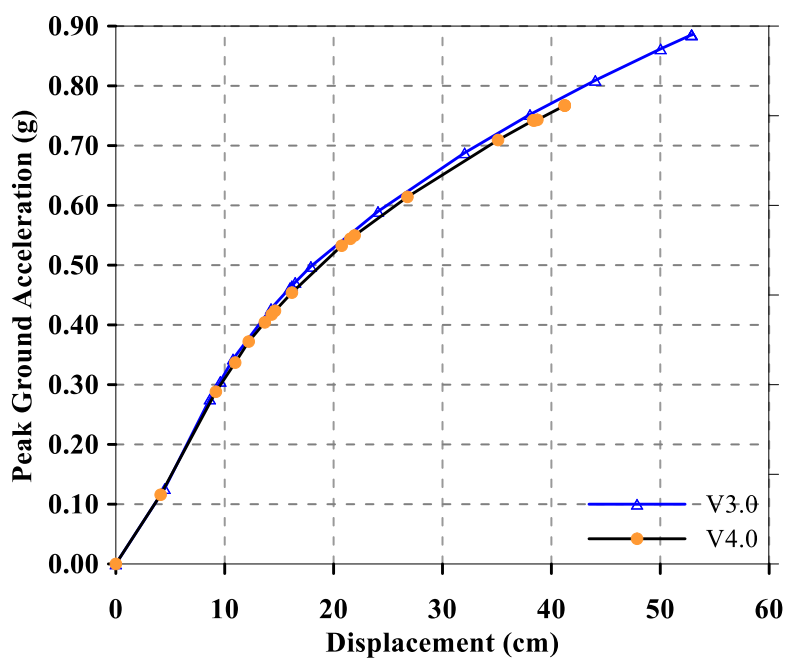
圖A.17 四層樓案例核心牆補強容量曲線比較



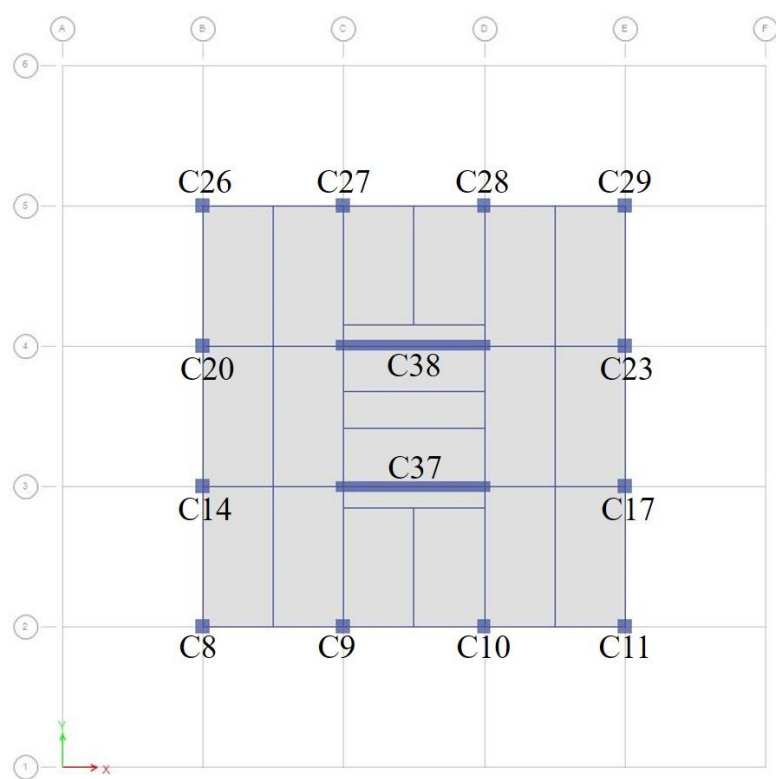
圖A.18 四層樓案例核心牆補強耐震性能曲線比較



圖A.19 十層樓案例X向容量曲線曲線比較



圖A.20 十層樓案例X向耐震性能曲線曲線比較



圖A.21 十層樓案例柱位置及編號

附錄 B TEASPA 4.0 網頁程式簡介

B.1 簡介

臺灣結構耐震評估側推分析法(TEASPA)最新版及其輔助程式由國家地震工程研究中心(國震中心)與中興工程顧問社(中興社)合作提出，新版分析方法以之前版本為基礎，納入 ASCE/SEI 41 及國內外最新研究成果，期能以更適合的方式來模擬構件非線性行為，應用於建物耐震能力分析。前述的 TEASPA 輔助程式為解決工程師處理各版本 TEASPA 非線性鉸計算的繁雜工作而生，由第 4 版開始，國震中心與中興社合作將輔助程式升級為 TEASPA 線上服務網頁。

此處將簡要說明 TEASPA 線上服務網頁以及相關輔助模組的使用方式與流程，詳細之線上服務網頁操作說明及使用手冊，使用者可一併於 TEASPA 線上服務網頁下載。TEASPA 線上服務網頁網址如下：
<https://teaspa.ncree.org.tw/>

B.2 適用範圍及使用環境

TEASPA 是已通過內政部營建署認證的建物耐震能力分析方法，適用於鋼筋混凝土造或加強磚造建築，且不受建物樓層數限制。

TEASPA 線上服務網頁目前搭配的結構分析軟體及版本如下所列，皆為國內工程界常用於結構分析之軟體，為確保結構分析軟體能正確計算 TEASPA 的 PM 非線性鉸性質，建議工程師採用已通過測試之程式版本，國震中心與中興社並未對其他版本進行測試，且使用者及工程師應對運行結果負其專業責任。

A. CSi ETABS v2016、17

B. CSi SAP2000 v20、21

TEASPA 線上服務網頁建議工作環境如下：

- A. 網頁瀏覽器：Google Chrome、Mozilla Firefox
- B. 其他軟體：Microsoft Excel 或相容之 XLS、XLSX 編輯軟體

B.3 網頁架構

TEASPA 線上服務網頁提供使用者統一的資訊入口，由此接收最新的耐震評估方法、討論區導引並且實際應用。

任何使用者皆可在不登入的狀況下進入 TEASPA 線上服務網頁獲取最新資訊，然而若要使用分析模組等與結構分析軟體搭配功能，則限制註冊帳號使用(線上服務網頁不對帳號進行審核，凡可收發信的信箱皆可註冊為帳號)。

以下將簡要介紹線上服務網頁之各頁面及其功能，詳細之操作方式使用者可至「E. 下載專區」下載線上服務網頁之操作手冊，該手冊將詳細說明線上服務網頁之操作方式及流程。

A. 首頁

初進入線上服務網頁的環境如圖 B.1 所示，除了基本資訊，亦提供數個快速連結導引至其他頁面。導覽列項目依序有：首頁、執行專案、下載專區、常見問題以及註冊與登入區。

B. 註冊與登入

註冊頁如圖 B.2 所示，需求設定電子郵件及網站密碼，其中，電子郵件主要作為帳號，以及負責接收認證信或忘記密碼時的通知使用。本系統亦實作帳號管理功能，供使用者自行變更密碼。

C. 執行專案

本頁面(圖 B.3)列出已註冊使用者管理的所有專案列表，並實作新增、開啟及刪除等三個功能，供使用者簡易執行專案管理。

D. 分析模組

分析模組(圖 B.4)由執行專案頁(圖 B.3)選擇單一專案並點選開啟按鈕後進入，為 TEASPA 線上服務網頁核心功能，使用者可透過各分

析模組輔助進行分析，此部分主要由以前版本的 TEASPA 輔助程式改版而來，系統現有以下模組：

1. SecGen 材料及斷面性質建立模組
2. FrameInfo 構件資訊建立模組
3. HingeProp 構件非線性鉸計算模組
4. PGA 性能目標地表加速度計算模組

各模組介面操作及功能說明詳見線上服務網頁操作手冊。

E. 下載專區

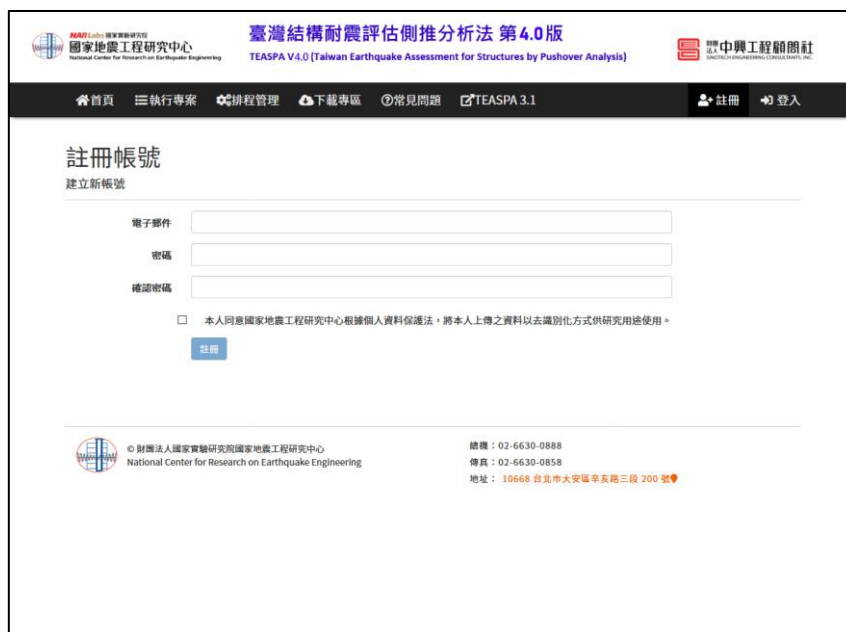
本頁面(圖 B.5)提供技術文件、線上服務網頁系統操作手冊及認證公函等文件連結，並有網頁模組必須的輸入資料表樣板檔，供使用者執行。

F. 常見問題

本頁面(圖 B.6)羅列數個使用者可能提出的常見問題，在使用中遭遇狀況可連結至此觀看說明，或依頁面連結至 Facebook 交流平台與先進一同討論。



圖B.1 TEASPA線上服務網頁首頁



圖B.2 TEASPA線上服務網頁註冊頁



圖B.3 TEASPA線上服務網頁執行專案頁



圖B.4 TEASPA線上服務網頁分析模組頁



圖B.5 TEASPA線上服務網頁下載專區頁



圖B.6 TEASPA線上服務網頁常見問題頁

附錄 C 示範例

C.1 前言

本節將以 7.2 節之四層公寓案例之負 X 方向作為示範例，利用結構分析軟體(此處以 ETABS 2016 為例)，並使用 TEASPA 4.0 線上服務網頁輔助進行詳細評估，說明結構模型建置與詳細評估之流程。

於使用 TEASPA 4.0 線上服務網頁輔助進行詳細評估前，使用者可先於下載專區(圖 C.1)下載系統操作之相關檔案(線上服務網頁系統使用手冊及 Excel 樣板)，並依附錄 B 及線上服務網頁系統使用手冊之說明，完成帳號註冊等相關事前工作。本節僅就詳細評估之分析流程進行說明，線上服務網頁系統及 Excel 樣板之使用方式，詳見線上服務網頁系統使用手冊之說明。

C.2 詳細評估

1. 建置格線系統

由結構平面圖及立面圖可知結構物各方向跨距及樓層高度，因此建置模型前可先於 ETABS 建置格線系統，以便後續桿件之繪製，如圖 C.2 及圖 C.3 所示。

2. 操作 TEASPA 線上服務網頁 SecGen 模組

根據線上服務網頁使用手冊之使用說明，使用者需將該結構之材料、斷面參數輸入於 Excel 樣板中，完成輸入後將其連同 ETABS 之文字檔(.e2k)上傳至線上服務網頁 SecGen 模組，程式會協助轉換材料及斷面資訊進入模型文字檔中。其中，ETABS 之文字檔(.e2k)，須確認模型單位為確認分析模型的單位為 kgf-cm；Excel 樣板中材料、斷面性質輸入方式，詳見網頁使用手冊之說明。

3. 建立結構模型

a. 斷面參數設定與桿件繪製

在線上服務網頁輸出壓縮檔中的 output 資料夾內可獲得 SecGen 模組產生之 SecGen_ModelSec.e2k 模型文字檔，使用者將其匯入後可分別於 Define

/ Material Properties 及 Define / Section Properties 中(圖 C.4 及圖 C.5)檢查材料及斷面資訊是否與原結構相符，並可同時進行樓版參數之設定。

確認材料與斷面性質後，再點擊程式頁面左欄之快捷鍵開始繪製梁、柱、斜撐及樓版，完成繪製後再於 Assign / Joint / Restraints 中設定基礎型式，相關設定方式如圖 C.6~圖 C.10 所示，完成後之結構模型如圖 C.11。

b. 剛性樓版設定

為簡化結構側推分析將樓版設定為剛性樓版，可選擇樓版後於 Assign / Shell / Diaphragm 選擇 D1 選項進行設定，如圖 C.12 及圖 C.13 所示。

c. 剛性區域設定

為模擬桿件端點剛性區域對剪力與彎矩之影響，可全選梁、柱桿件後於 Assign / Frame / End Length Offsets，將 Rigid-Zone Factor 選項設定為 1.0，如圖 C.14 及圖 C.15 所示。

d. 節點 Panel Zone 設定

依 CSI 技術文件(CSI Knowledge Base)建議，應在節點設定 Panel Zone，設定方式可在全選結構後於 Assign / Joint / Panel Zone 選擇 Elastic Properties from Column，如圖 C.16 及圖 C.17 所示。

e. 定義垂直載重

模型設定完成後可於 Define / Load Patterns 中定義垂直載重，本案在考量結構自重(DEAD)外，亦有考量粉刷層重量(DECK)與設計活載重(LL)，載重設定值可參考 7.2 節本案例之詳細評估內容。載重設定完成後可選擇各層樓版後於 Assign / Shell Load 將設計靜載重與活載重施加在樓版上，設定方式如圖 C.18~圖 C.20 所示。

f. 質量來源設定

於 Define / Mass Source 中設定質量來源(圖 C.21)，質量來源僅需考量設計靜載重，如圖 C.22 所示。

4. 操作 TEASPA 線上服務網頁 FrameInfo 模組

根據 TEASAPV4.0 線上服務網頁使用手冊，將需考量非線性行為之構件兩端設定 Auto 非線性鉸，設定完成後輸出該模型文字檔，同時完成填寫 Bldg.Info 工作表中的樓層資訊，以供系統驗證建模合理性。

使用者需將模型文字檔、Excel 樣板及構件資訊資料表(詳線上服務網頁使用手冊)上傳至線上服務網頁 FrameInfo 模組，待完成後線上服務網頁會輸出壓縮檔，使用者可於 output 資料夾內獲得 FrameInfo_Input.xlsx 檔，於該 Excel 檔之 Frame.Info 工作表中可檢視欲設定非線性鉸之桿件及磚牆相關資訊，並需自行調整或輸入構件 I 端束制長度(窗台高度)及有效長度。

5. 操作 TEASPA 線上服務網頁 HingeProp 模組

使用者需將填寫完成之 Frame.Info 工作表之 Excel 樣板與模型文字檔上傳至線上服務網頁 HingeProp 模組，待完成後線上服務網頁會寄信予使用者通知已完成非線性鉸設定，使用者可點選信件連結下載壓縮檔，於壓縮檔之 output 資料夾內獲得 HingeProp_ModelHinge.e2k 模型文字檔，將其匯入後可檢視各構件勁度調整係數、非線性鉸性質及非線性鉸設定位置。

6. 設定非線性靜力側推分析

於非線性靜力側推分析前先執行模態分析，使用者可於 Display / Show tables / Results / Modal Results / Modal Participating Mass Ratio 中檢視分析結果，於此可知本案例 X 方向主控模態為第三模態，其模態質量參與係數達 84%，再於 Display / Show tables / Results / Displacements / Diaphragm Center of Mass Displacements 中輸出各樓層質心之振幅，並將其乘上樓層質量，作為側向力之豎向分配設定，相關設定方式如圖 C.23~圖 C.28 所示。

側向力設定需於 Define / Load Patterns 中先行定義側向載重(PUSHX)，選擇為 User Loads 後，再點選 Modify Lateral Load，進入設定頁面後即可將前述計算所得之側向力輸入於對應欄位中，並勾選將側向力施加於質心上，如圖 C.29 及圖 C.30 所示。

設定非線性靜力側推分析可於 Define / Load Cases 中新增二個 case，第一個 case 載重名稱為 PUSH1，其載重形式為設計靜載重加上部分設計活載重，其中 Load Application 的部分需選擇力量控制(Full Load)。第二個 case 載重名稱為 PUSHX1，其中 Initial Condition 的部分需選擇接續 PUSH1；Loads Applied 的部分需選擇前述定義之側向載重(PUSHX)；Load Application 的部分則選擇位移控制(Displacement Control)，並以屋頂層質心作為位移監

控點。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，因此建議在分析時選擇不考慮 P-delta，相關設定方式如圖 C.31 所示。

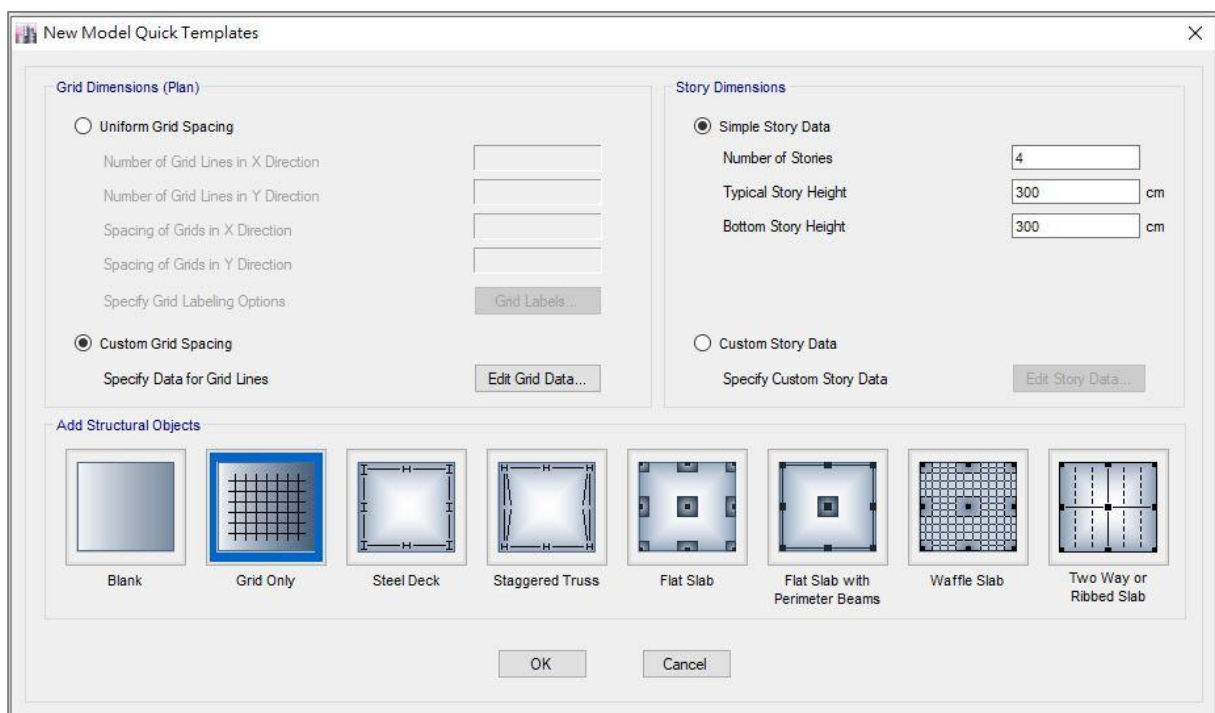
ETABS 在執行非線性側推分析時會參照 Load Pattern (PUSHX) 定義的載重形式側推直到屋頂層質心位移達設定要求或因迭代過程無法收斂時就會停止分析。分析結束後可於 Display / Static Pushover Curve 中檢視結構容量曲線，再由視窗工作列的 Show table 中的 Formatted，將各步驟基底剪力與屋頂層質心位移輸出，如圖 C.32 及圖 C.33 所示。

7. 操作 TEASPA 網頁線上服務 PGA 模組

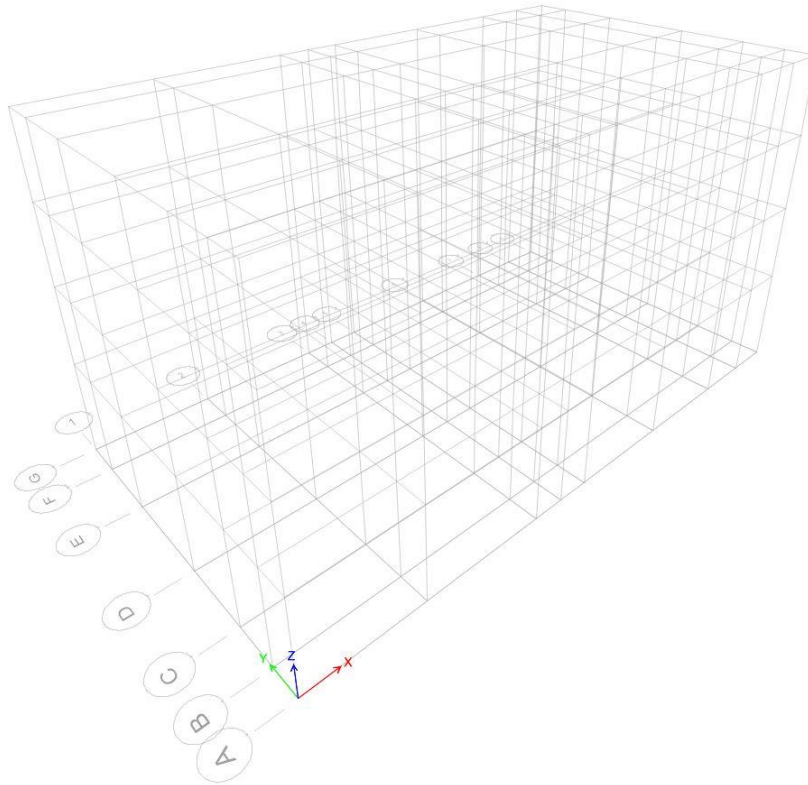
使用者需填寫完 Bldg.Info 工作表的所有欄位，並將其連同結構容量曲線上傳至網頁系統 PGA 模組，待完成後系統會計算出各方向的性能曲線並提供計算書供使用者檢視。



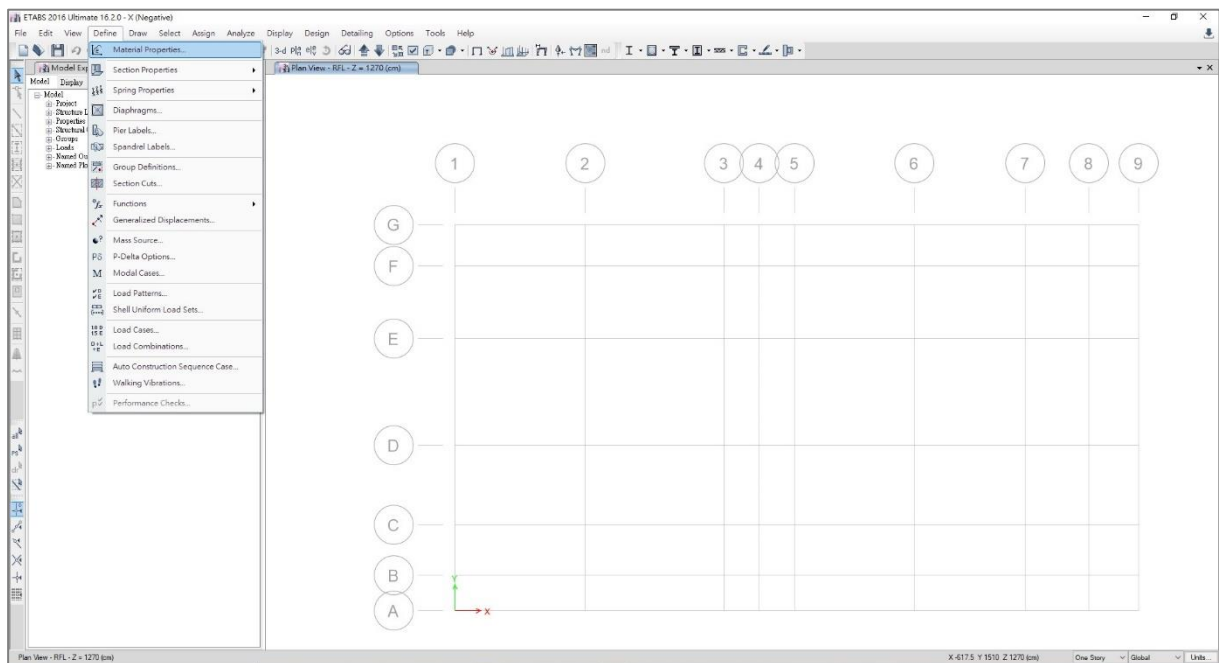
圖C.1 TEASPA線上服務網頁下載專區頁



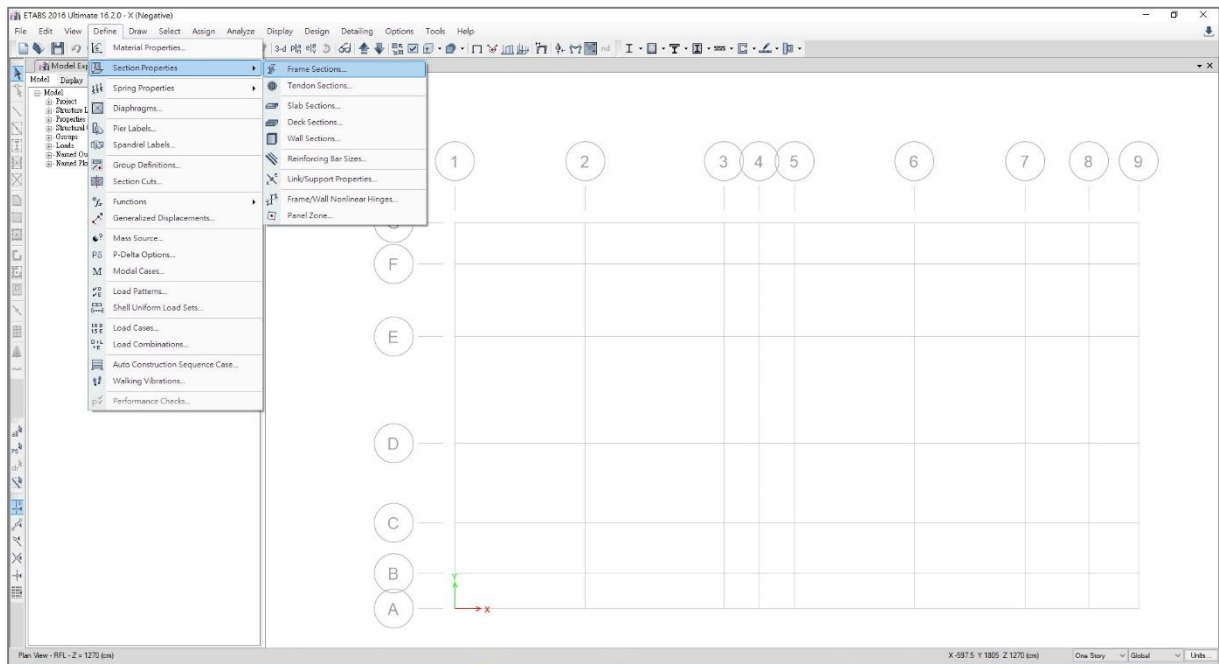
圖C.2 ETABS建置格線示意圖



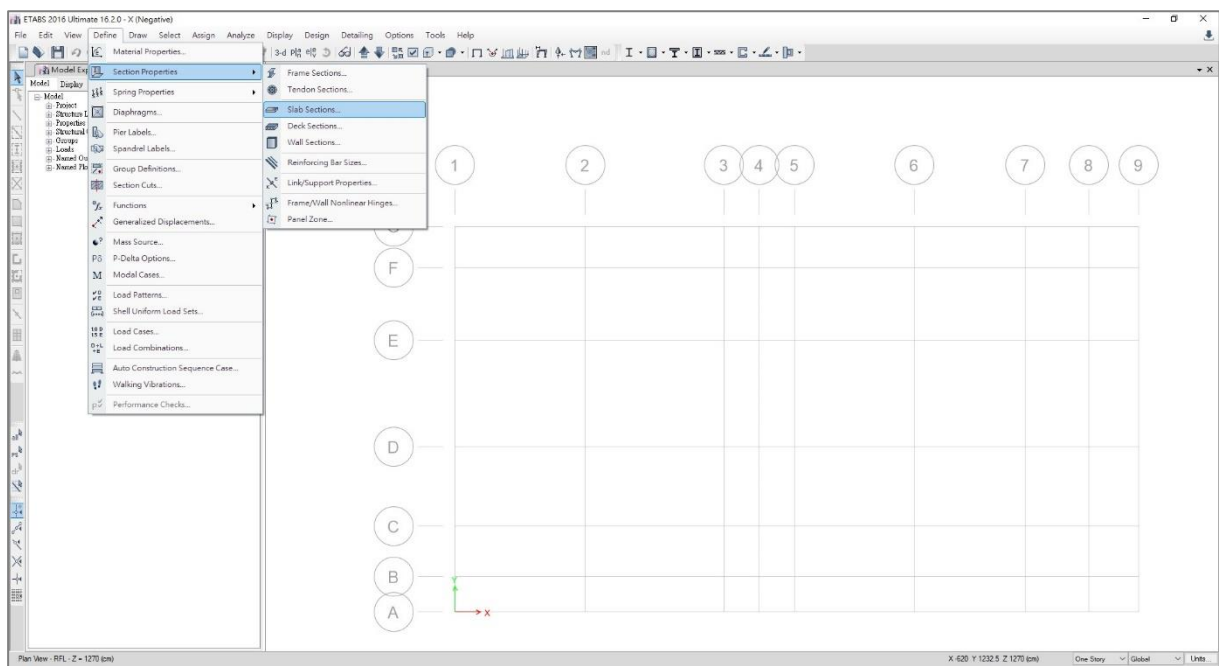
圖C.3 格線建置完成



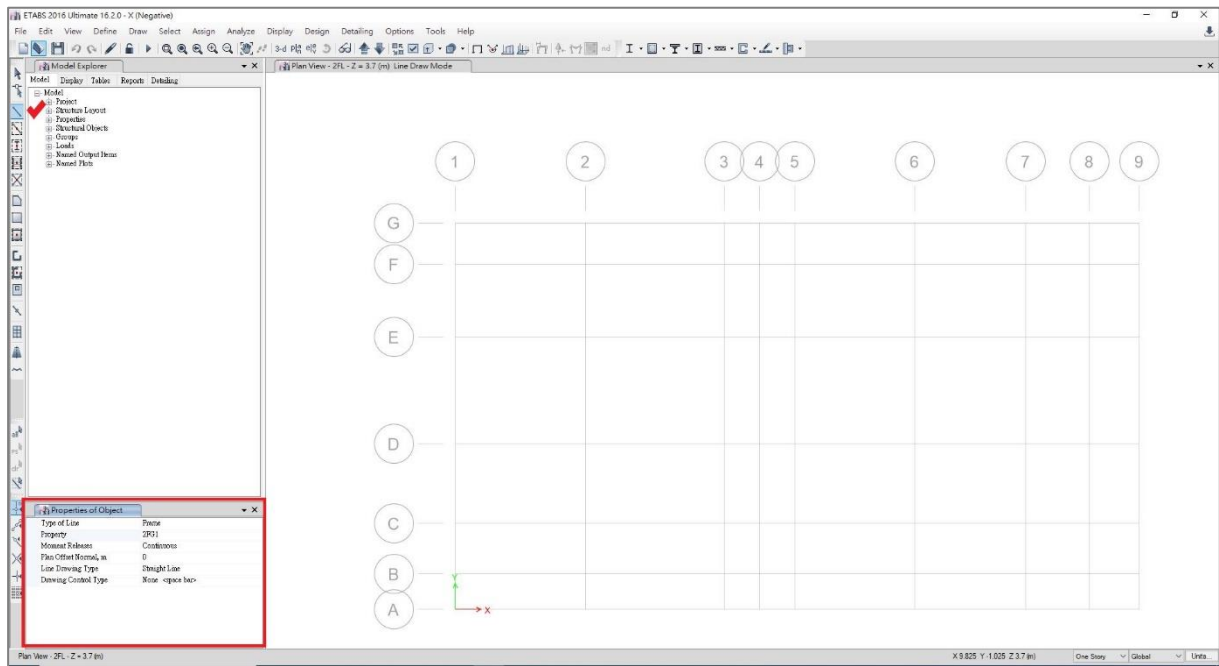
圖C.4 檢核材料性質路徑圖



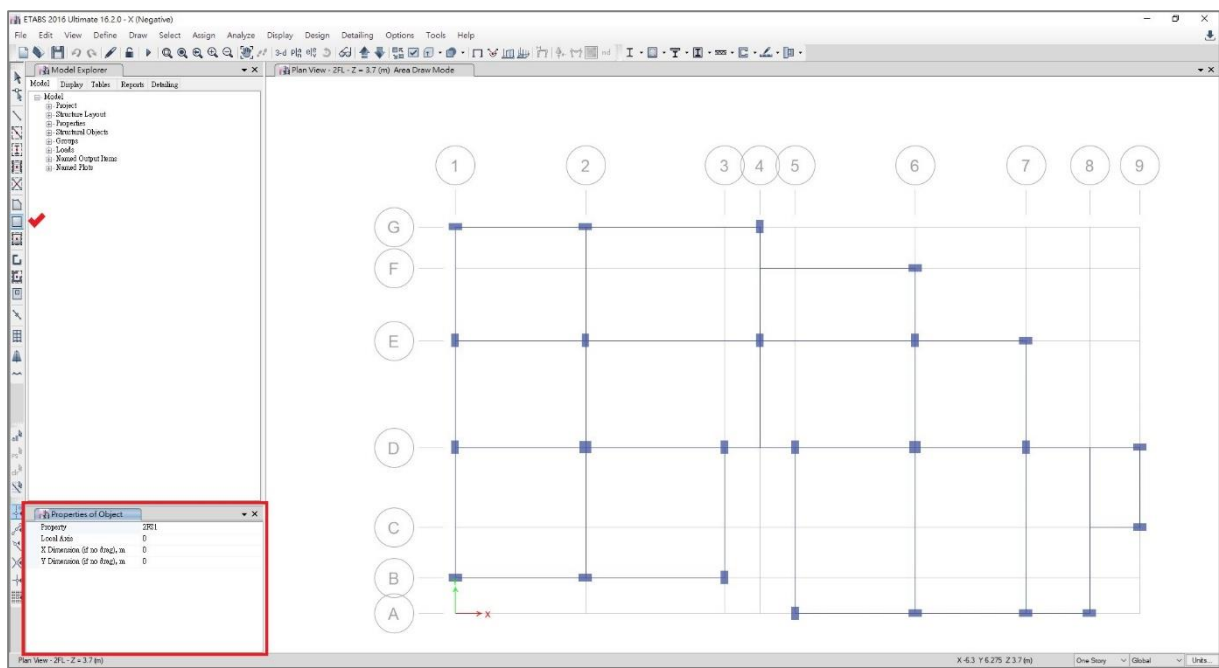
圖C.5 檢核斷面性質路徑圖



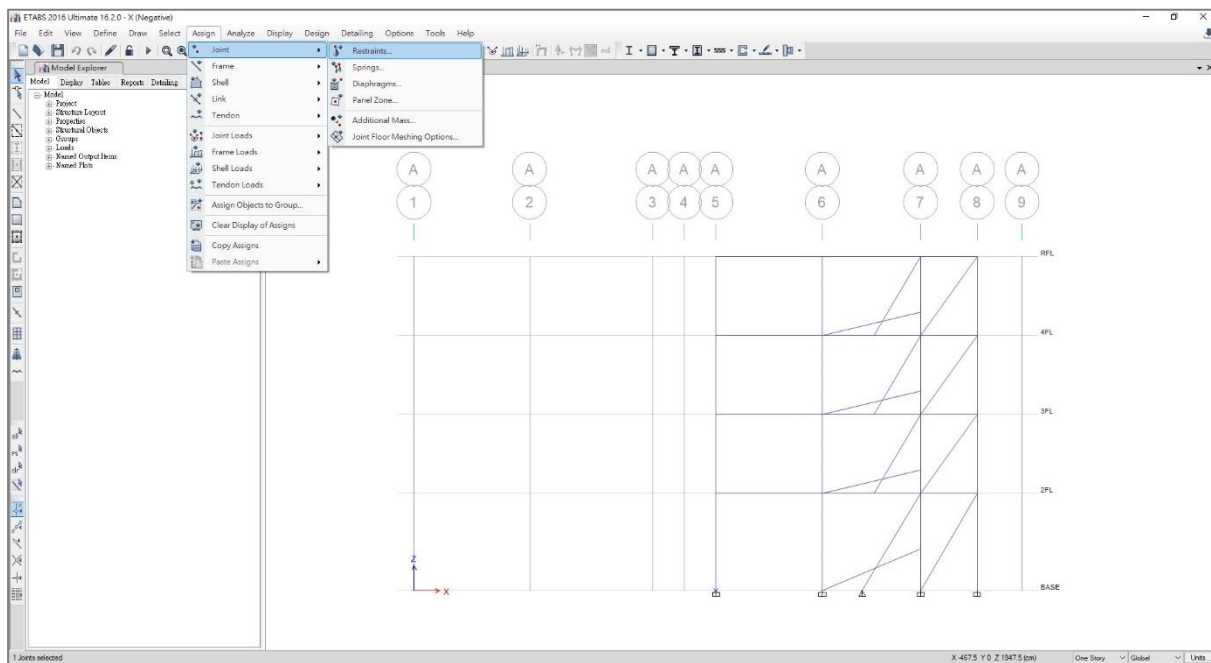
圖C.6 設定樓版性質路徑圖



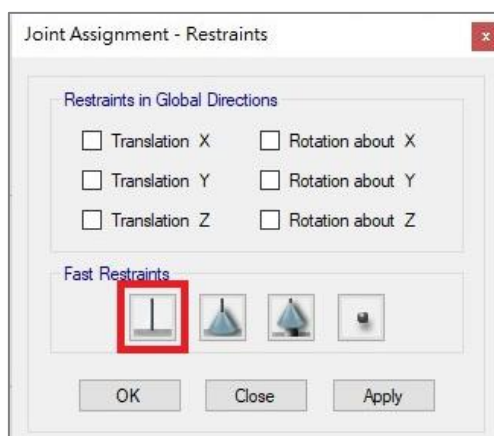
圖C.7 繪製桿件示意圖



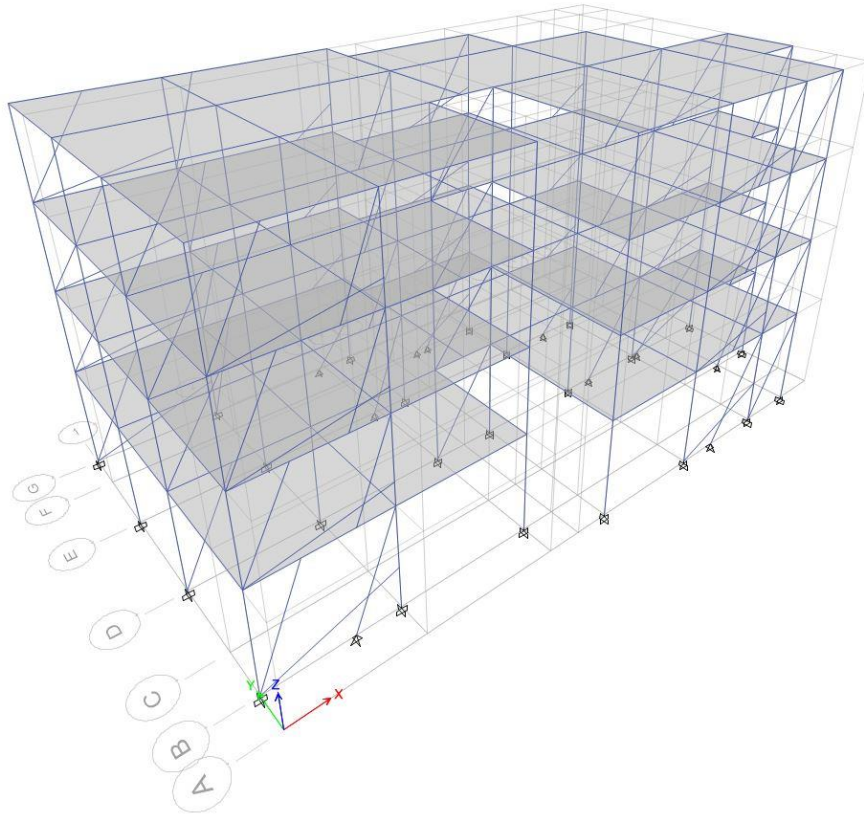
圖C.8 繪製樓版示意圖



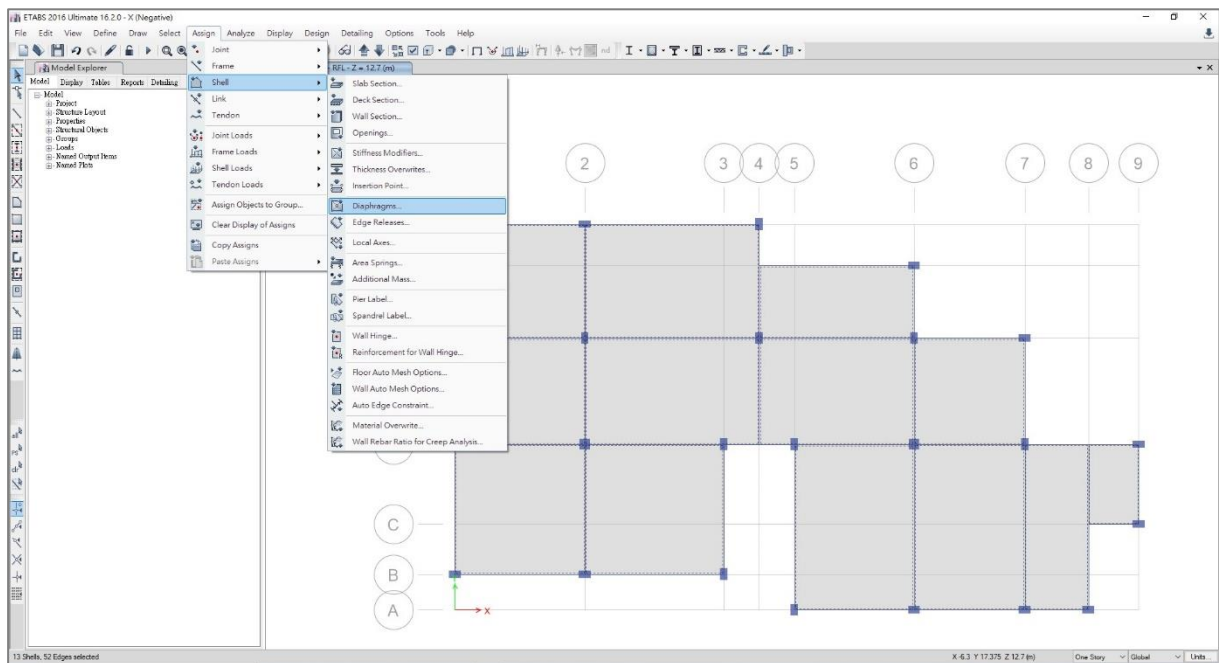
圖C.9 設定基礎型式路徑圖



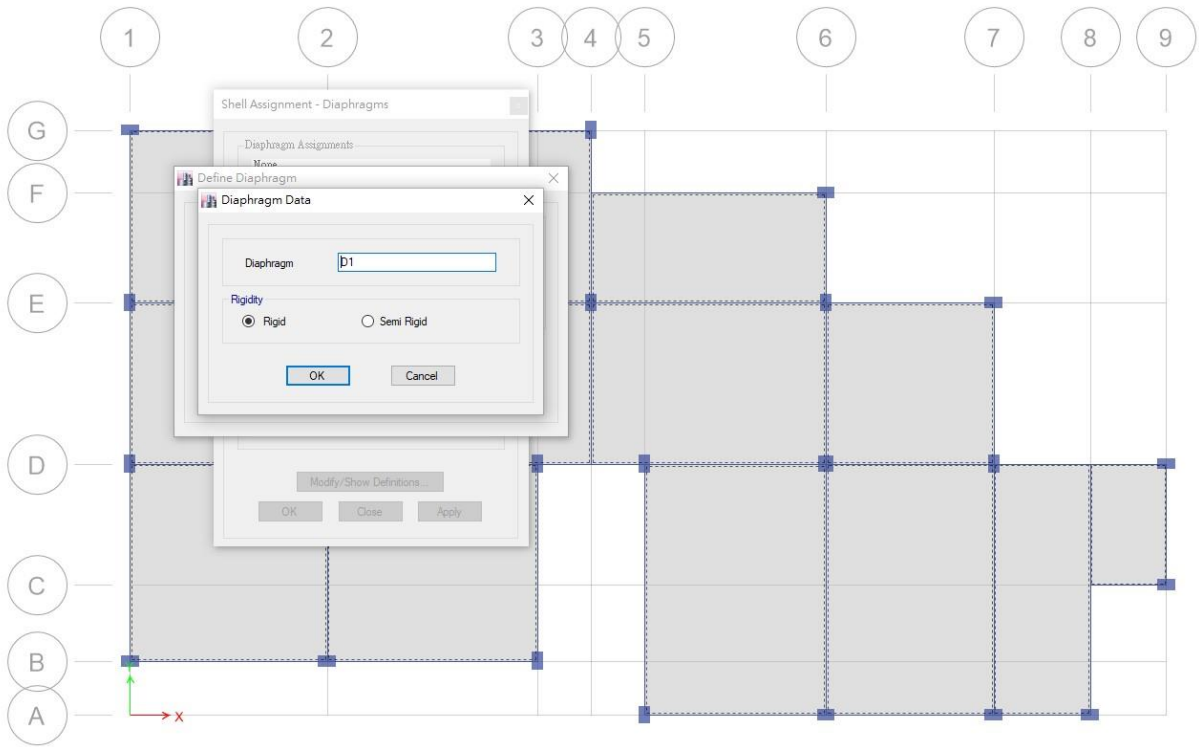
圖C.10 基礎型式設定



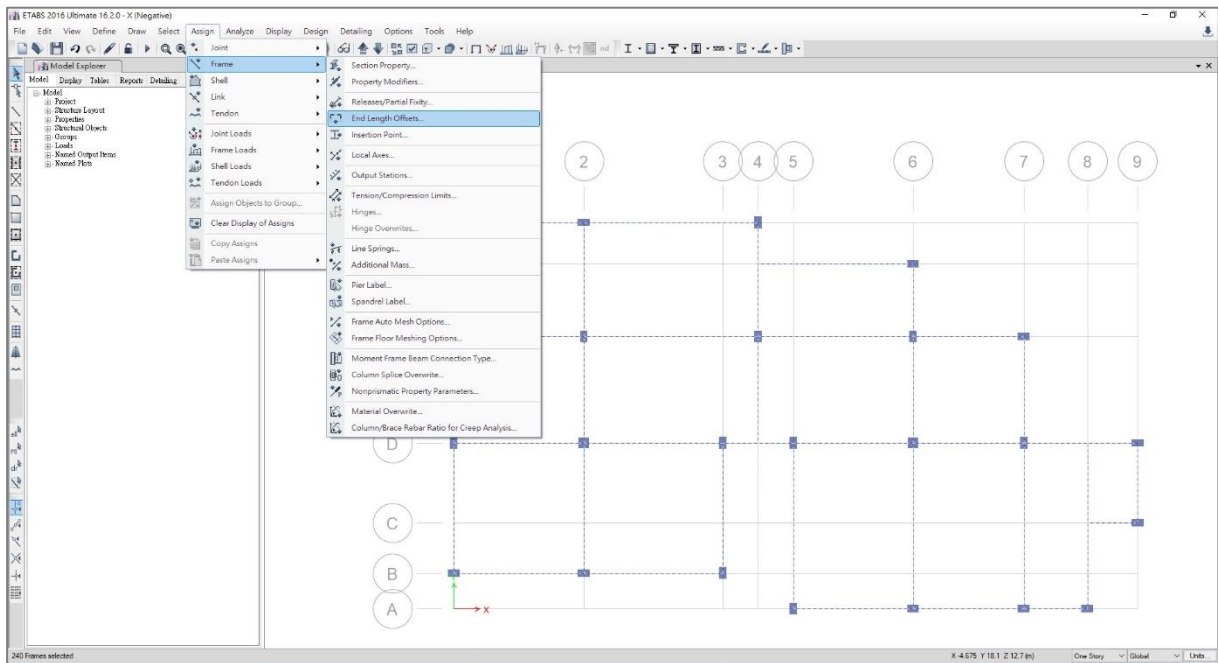
圖C.11 結構模型 3D立體圖



圖C.12 設定剛性樓版路徑圖



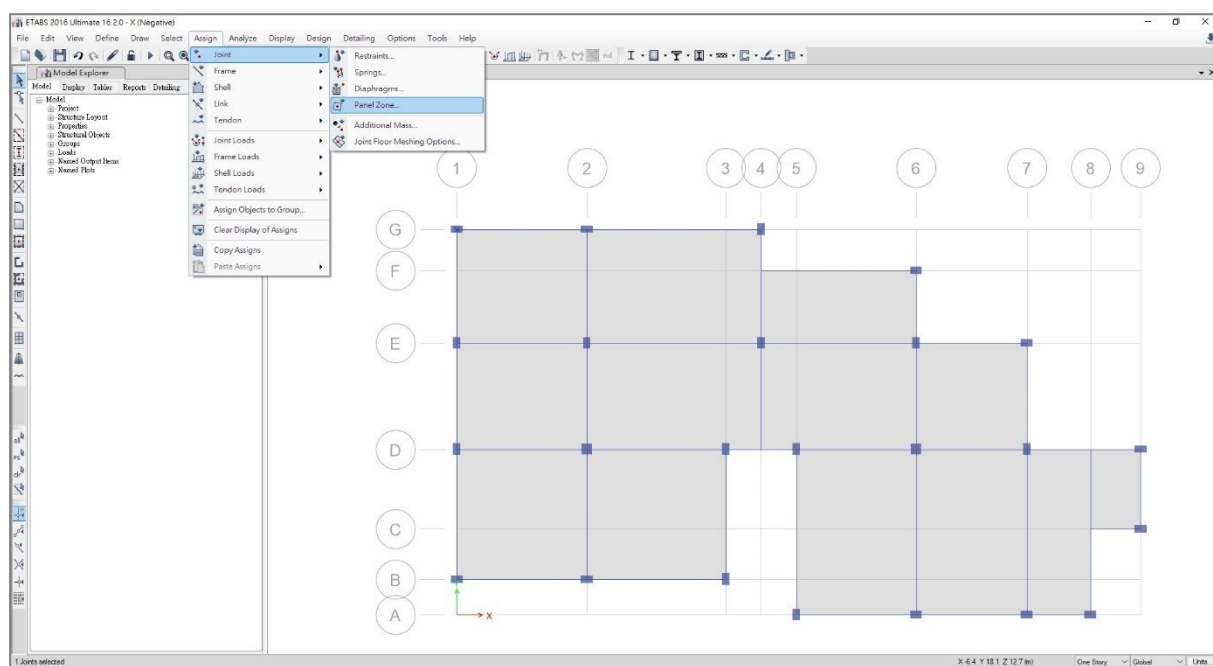
圖C.13 剛性樓版設定



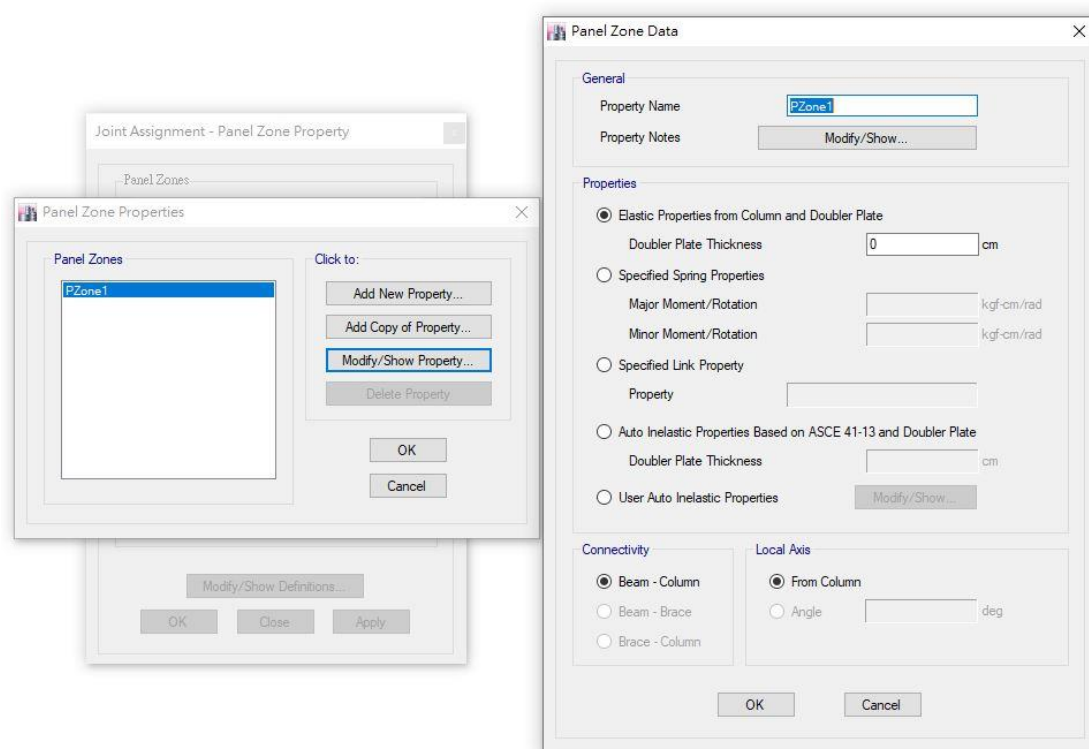
圖C.14 設定梁、柱剛性區域路徑圖



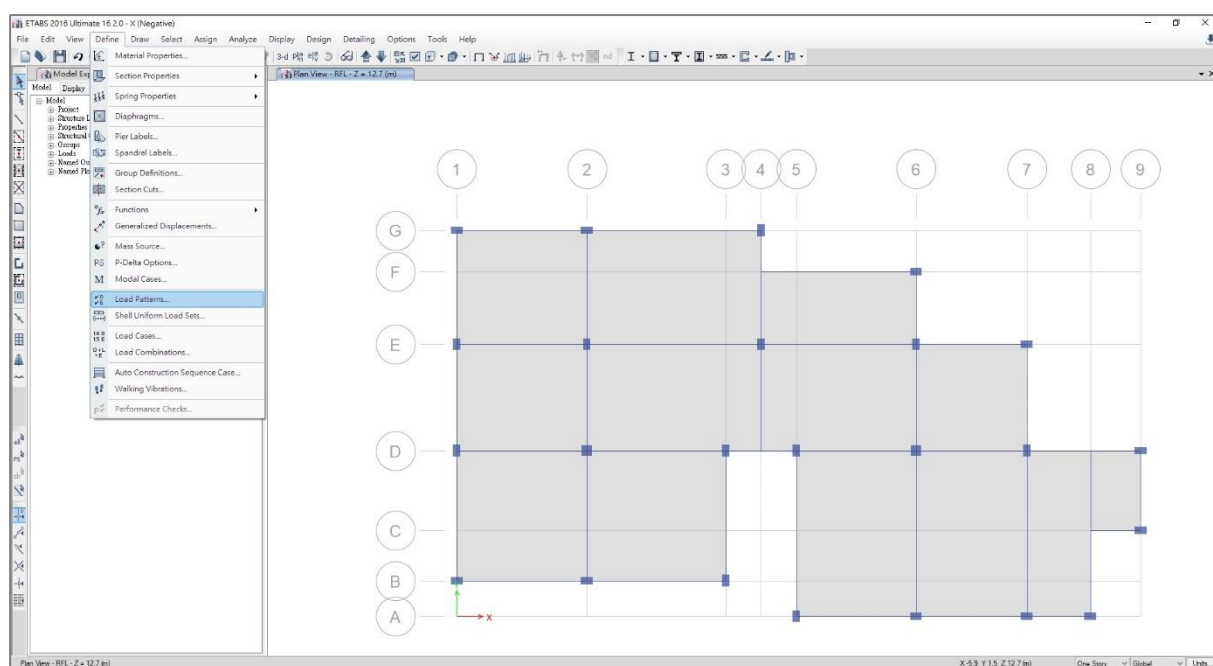
圖C.15 梁、柱剛性區域設定



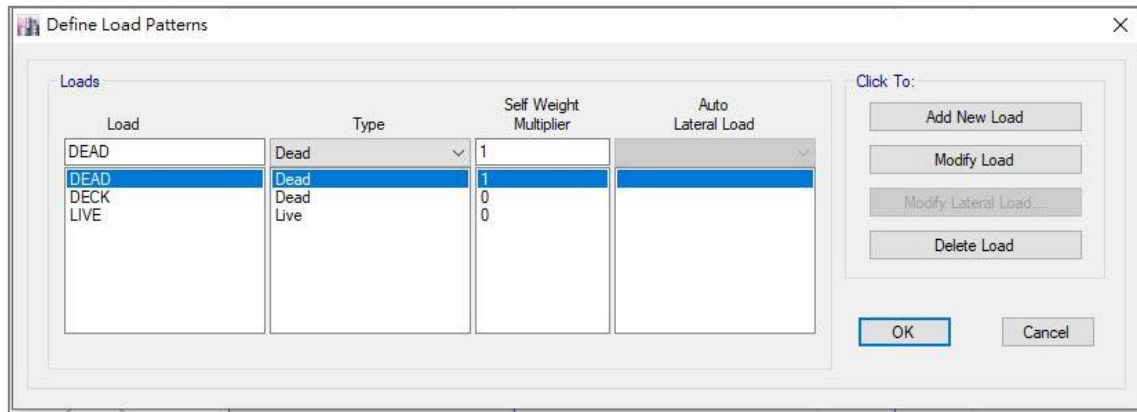
圖C.16 設定Panel Zone路徑圖



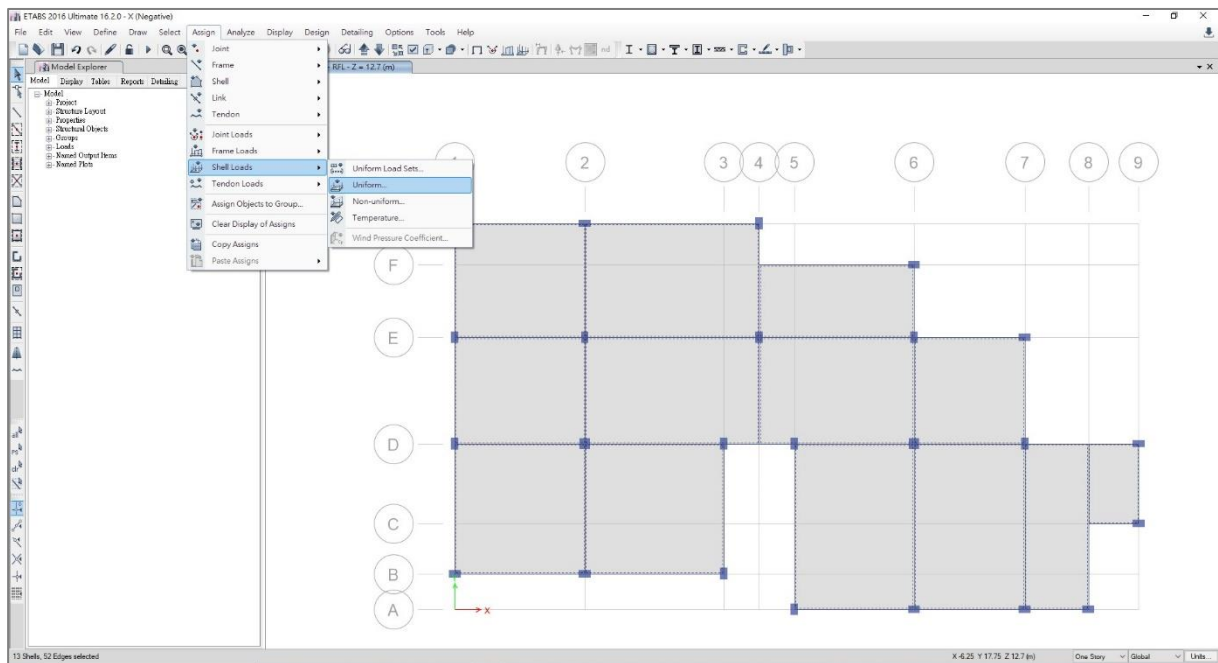
圖C.17 節點Panel Zone設定



圖C.18 定義載重路徑圖



圖C.19 垂直載重設定



圖C.20 設定施加载重路徑圖

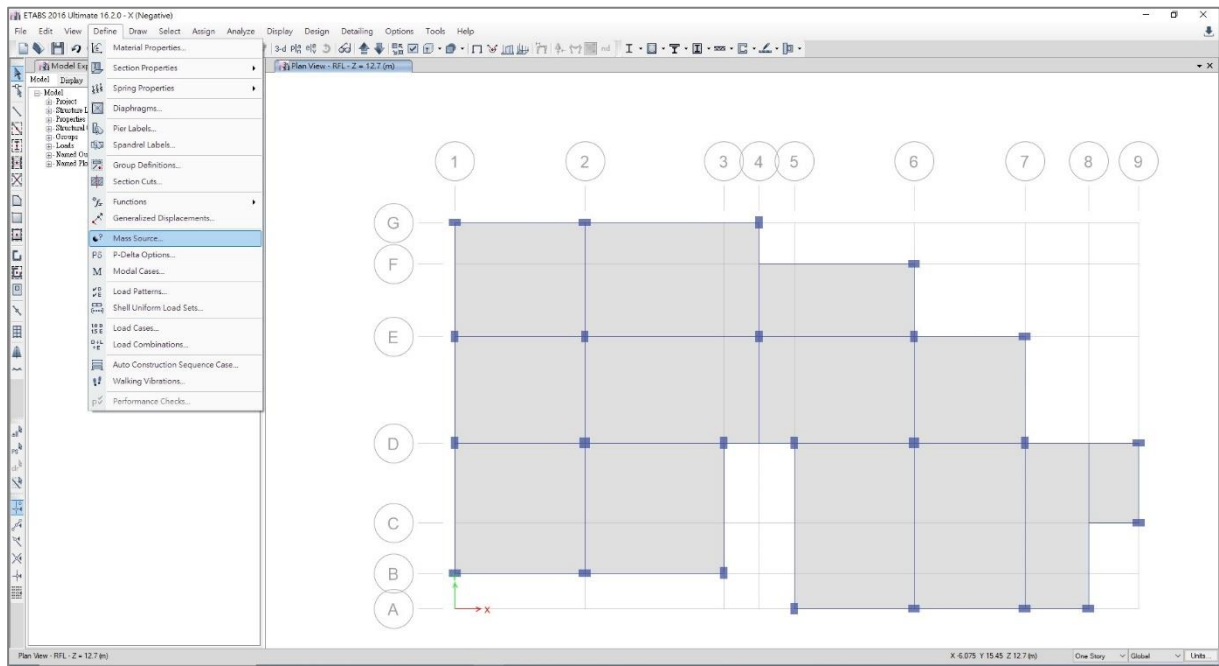


圖 C.21 設定質量來源路徑圖

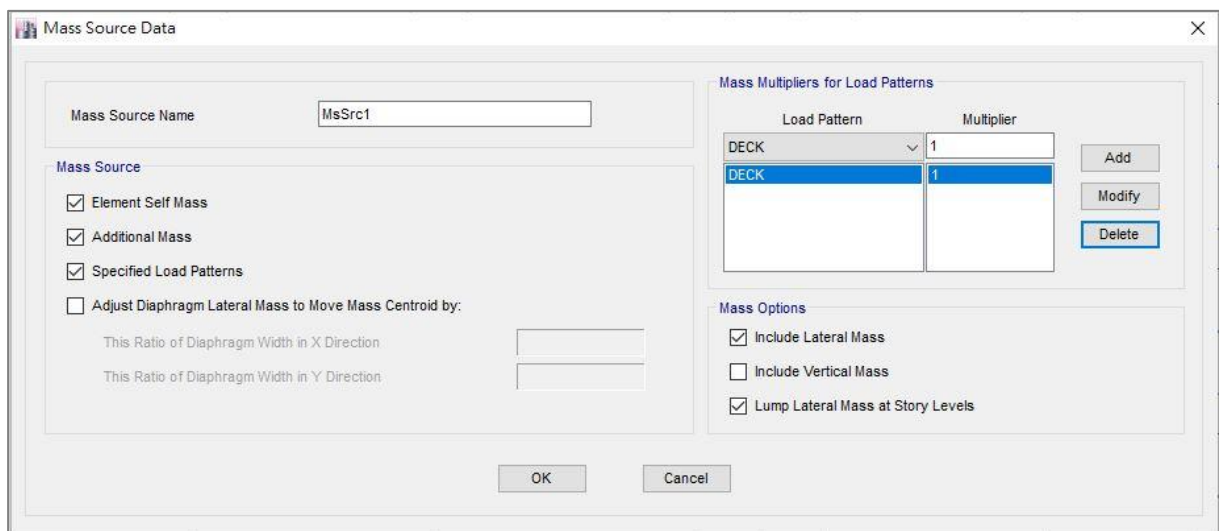
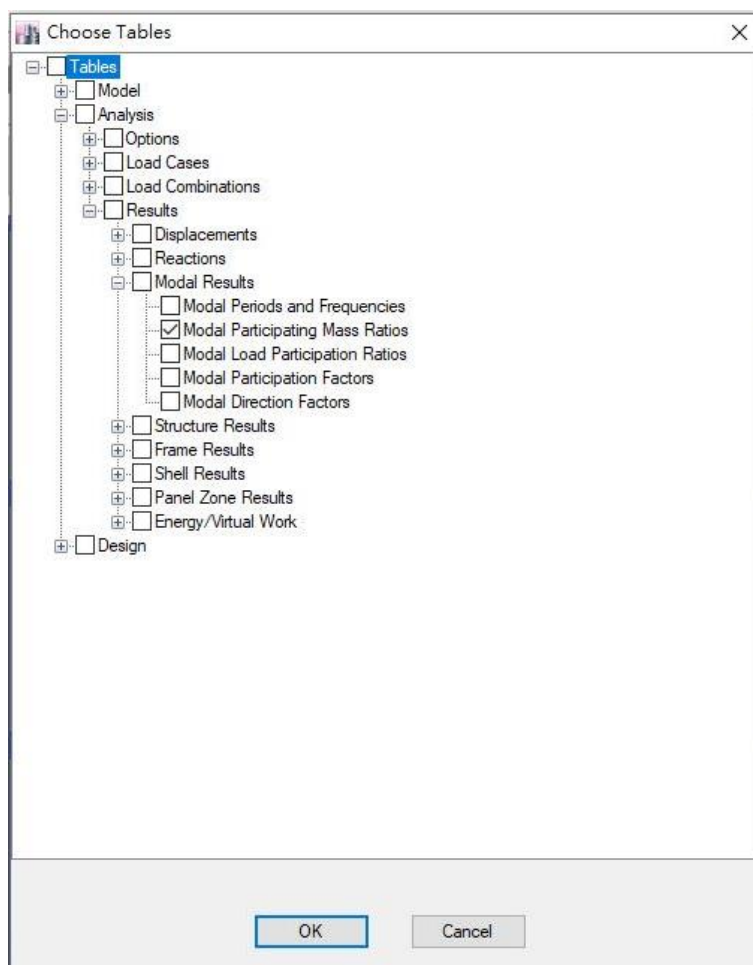


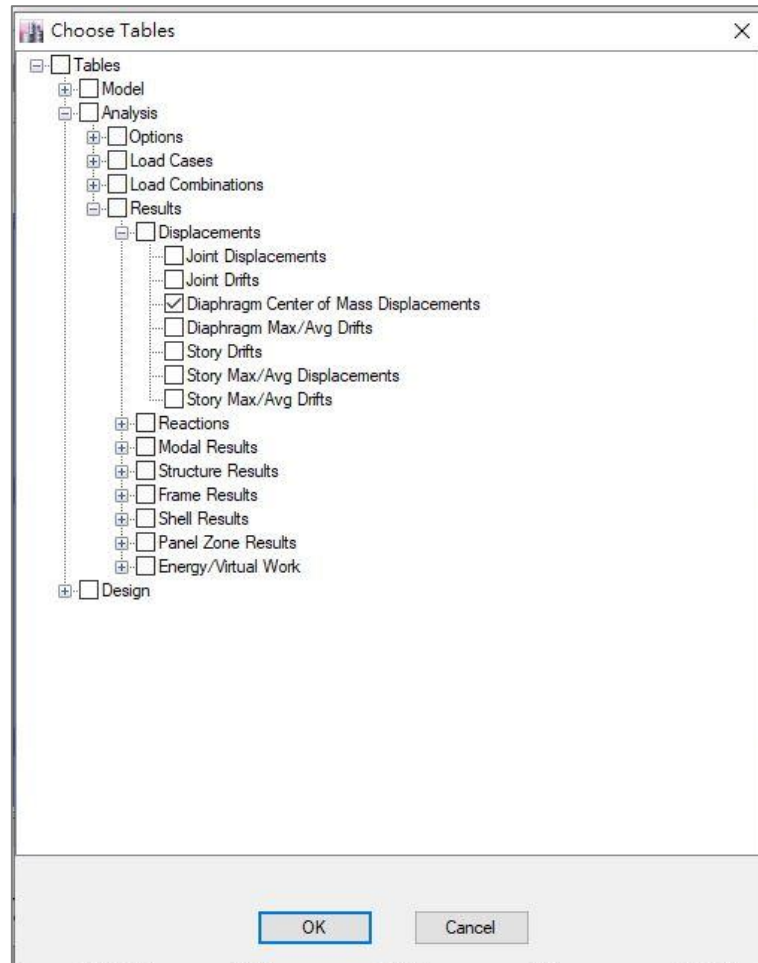
圖 C.22 質量來源設定



圖C.23 模態質量參與係數輸出路徑圖

Modal Participating Mass Ratios						
1 / 12 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	1.175	3.159E-05	0.8866	0
✓	Modal	2	0.907	0.032	2.171E-05	0
	Modal	3	0.74	0.8418	3.463E-05	0
	Modal	4	0.405	9.93E-06	0.0915	0
	Modal	5	0.313	0.0034	0	0
	Modal	6	0.255	0.0965	0	0
	Modal	7	0.232	2.754E-06	0.016	0

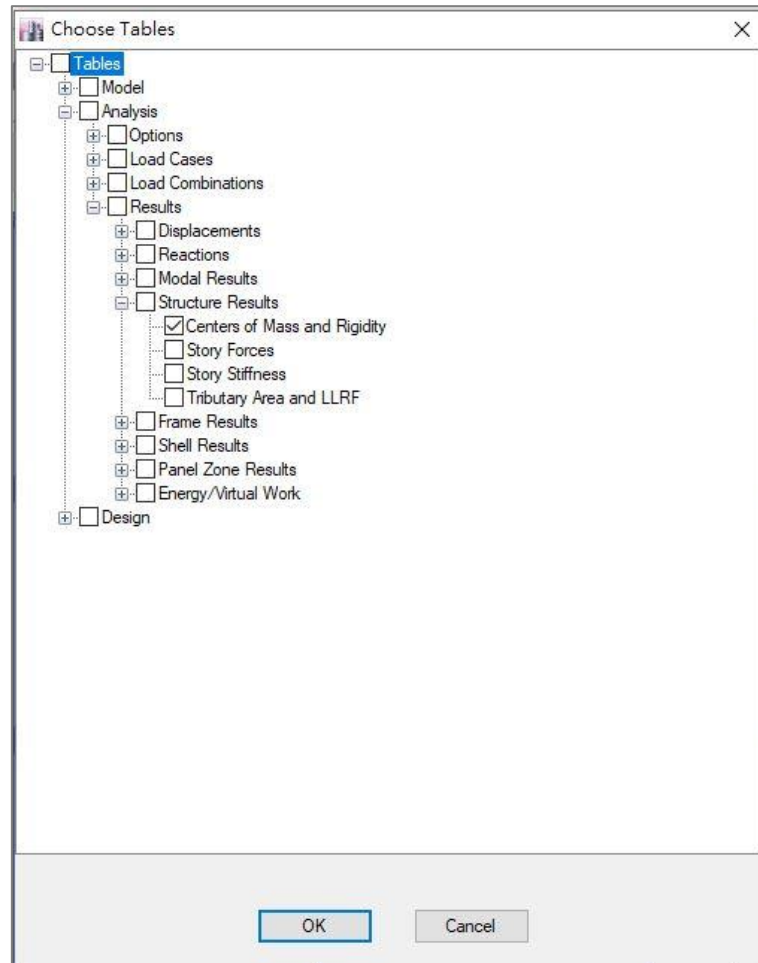
圖C.24 本案例之主控模態質量參與係數



圖C.25 各樓層模態振幅輸出路徑圖

Diaphragm Center of Mass Displacements										
1 / 4 Reload Apply										
	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX cm	UY cm	RZ rad	Point	X cm	Y cm	Z cm
►	RFL	D1	Modal 3	-0.0382	0.0002	-1E-05	219	1018.726	628.151	1270
	4FL	D1	Modal 3	-0.0321	0.0002	-9E-06	220	1023.379	626.696	970
	3FL	D1	Modal 3	-0.0227	0.0001	-6E-06	221	1023.694	626.568	670
	2FL	D1	Modal 3	-0.0121	0.0001	-4E-06	222	1023.988	626.309	370

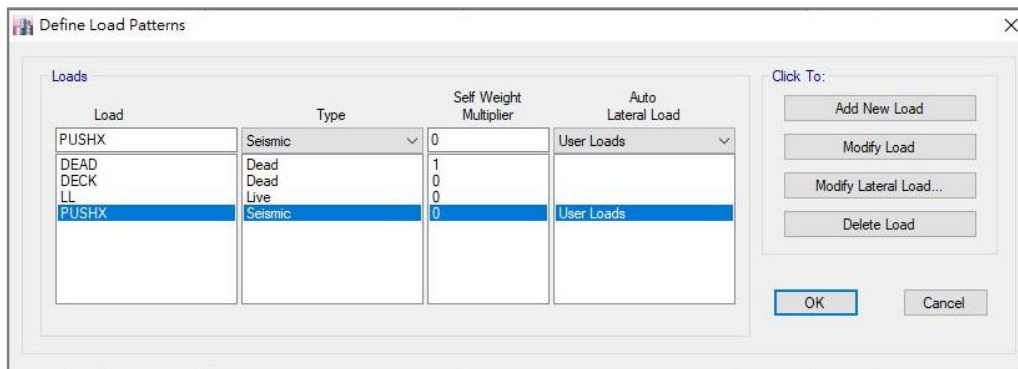
圖C.26 本案例之主控模態振幅



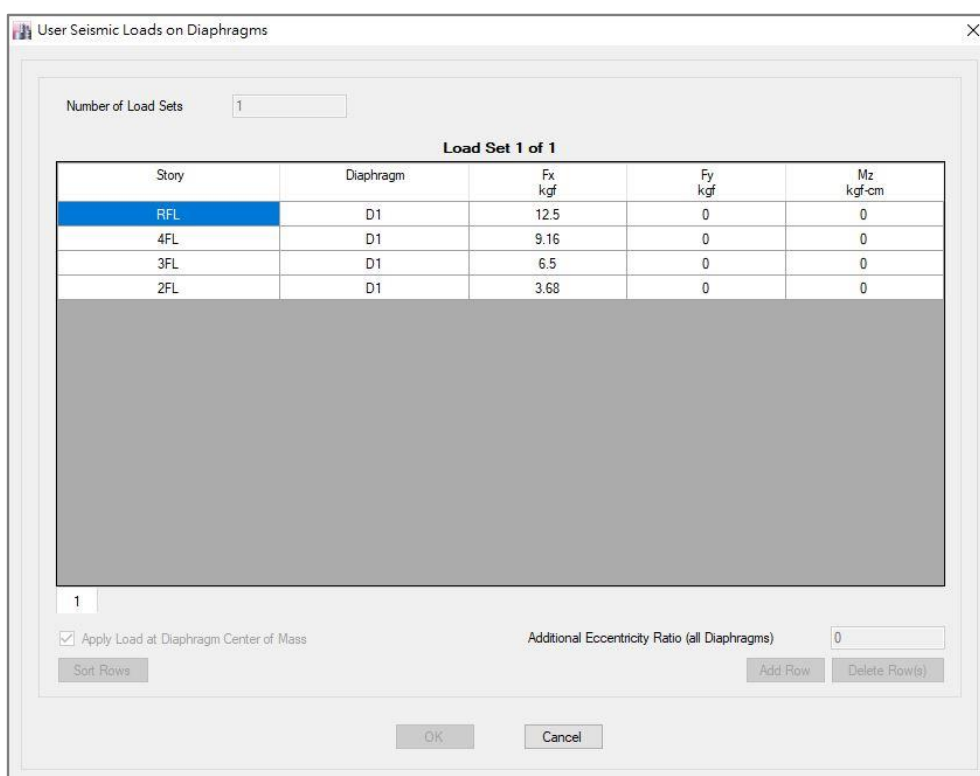
圖C.27 樓層質量輸出路徑圖

Centers of Mass and Rigidity						
1 / 4 Reload Apply						
	Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /cm	Mass Y kgf-s ² /cm	XCM cm	YCM cm
▶	RFL	D1	327.1773	327.1773	1018.726	628.151
	4FL	D1	285.3209	285.3209	1023.379	626.696
	3FL	D1	286.3044	286.3044	1023.694	626.568
	2FL	D1	304.3261	304.3261	1023.988	626.309

圖C.28 本案例之各樓層質量



圖C.29 定義側向載重



圖C.30 側向力之豎向分配設定

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1
Load Pattern	DECK	1
Load Pattern	LL	0.5

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

(a) PUSH1

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHX	-1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

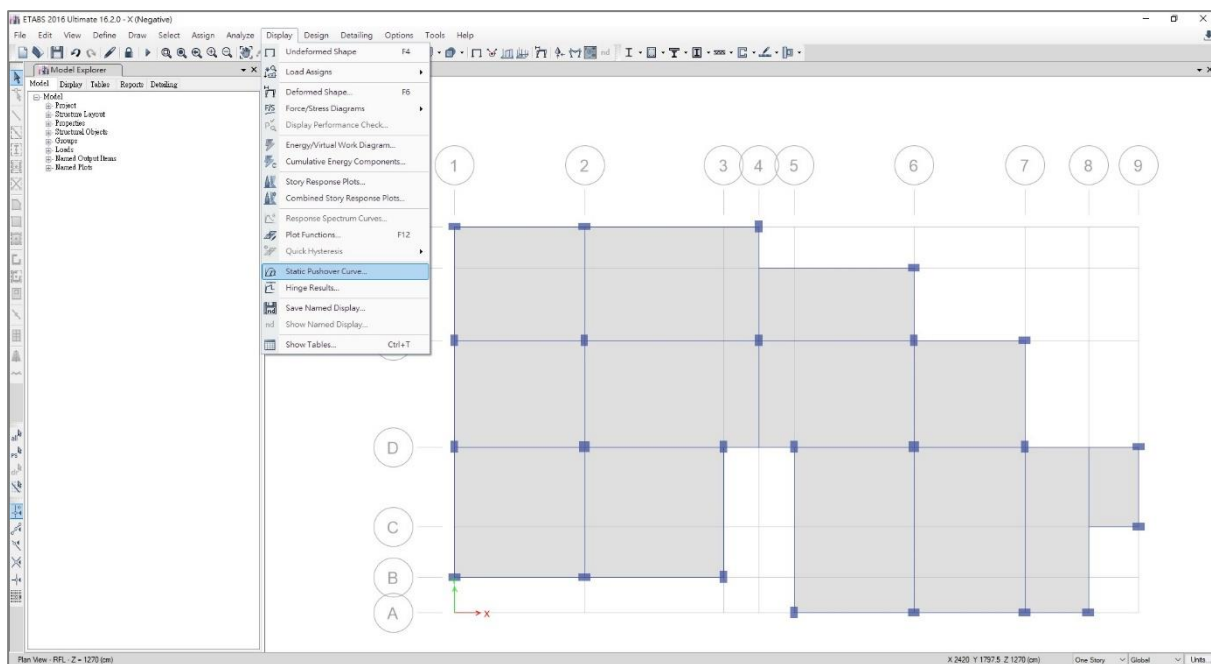
Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

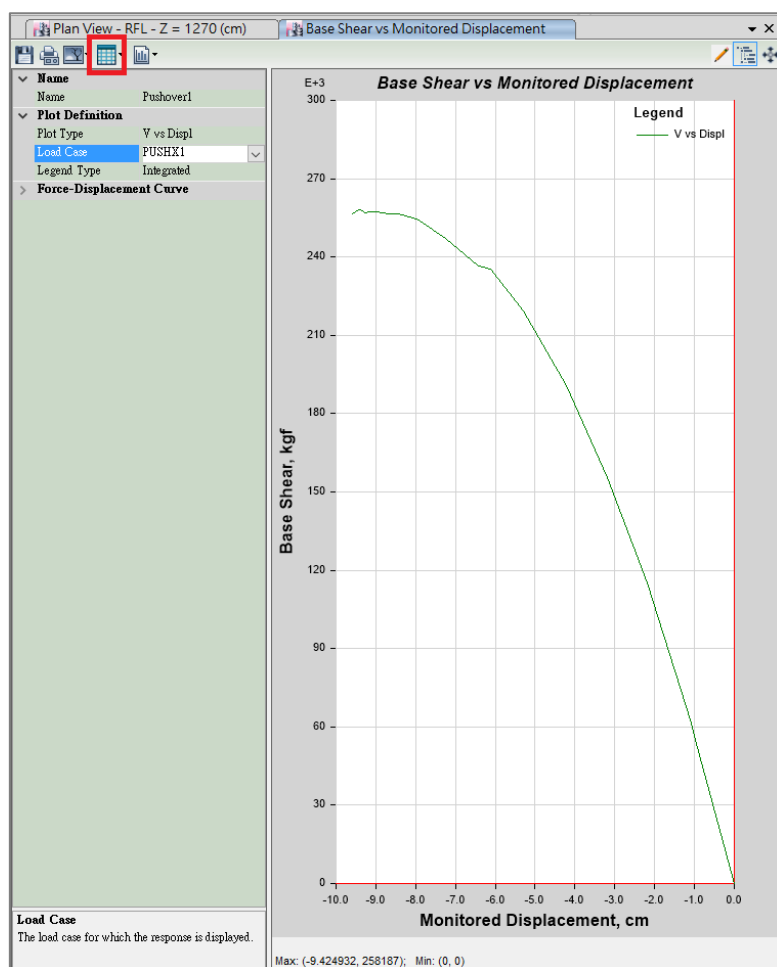
OK Cancel

(b) PUSHX1

圖C.31 本案例非線性靜力側推分析設定



圖C.32 檢視結構容量曲線路徑圖



圖C.33 本案例結構容量曲線