

臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)

Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis (TEASPA V3.1)

邱聰智¹ 蕭輔沛¹ 鍾立來¹ 翁健煌² 李其航² 劉建均² 薛 強²

何郁姍¹ 陳幸均¹ 楊智斌³ 翁樸文¹ 沈文成¹ 涂耀賢⁴ 楊耀昇⁵

李翼安¹ 葉勇凱¹ 黃世建¹

Tsung-Chih Chiou, Fu-Pei Hsiao, Lap-Loi Chung, Jian-Huang Weng, Ci-Hang Li, Chien-Chun Liu, Qiang Xue, Yu-Shan Ho, Shing-Jiun Chen, Chih-Ping Yang, Pu-Wen Weng, Wen-Cheng Shen, Yaw-Shen Tu, Yao-Sheng Yang, Yi-An Li, Yeong-Kae Yeh, 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

³ 翔威結構技師事務所

⁴ 宏國德霖科技大學

⁵ 永安土木技師事務所

中華民國一百零七年十月
October 2018

摘要

國家地震工程研究中心 (以下簡稱國震中心) 研發之「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法 (推垮分析)」，已更名為「臺灣結構耐震評估側推分析法 (Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)」簡稱 TEASPA，於 2018 年 8 月以前已發展至 V3.0 版，惟 V3.0(含) 以前版本均於柱構件兩端設置 M 非線性鉸，係以 (靜載重 +1/2 活載重) 作用下之單一軸壓力計算對應之 M 非線性鉸性質，並未考慮軸力變化對非線性鉸性質之影響，因此建議適用六層樓以下建築物。隨著 ETABS 以及 SAP2000 等軟體功能逐步提升，國震中心於 2018 年度 5 月開始與財團法人中興工程顧問社 (以下簡稱中興社) 合作，開發 TEASPA V3.1 版，將柱構件兩端改設置 PM 或 PMM 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。

為了比較 TEASPA V3.0 與 TEASPA V3.1 版之差異及合理性，國震中心及中興社分別採 ETABS 2016 及 SAP2000 V20 分析共 6 個案例，分析結果顯示：低矮型建築物的軸力變化較小，用舊版 M 或新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異不大，構件破壞模式差異也不大；中高型建築物的軸力變化較大，用舊版 M 或新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異相對較大，且構件破壞模式差異較大，以升級後 TEASPA 3.1 版的 P-M/P-M-M 非線性鉸模型執行耐震評估更能合理反映構件的破壞強度與變位。ETABS 2016 及 SAP2000 V20 可提供 P-M 或 P-M-M 非線性鉸設定以執行側推分析，背骨曲線的彎矩強度及轉角變位皆可依側推過程軸力變化而變化，合理反映非線性鉸軸力變化對側推結果的影響。升級後 TEASPA 適用範圍應不再受六層樓以下之條件限制。本方法適用於鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物的耐震評估，可供建築師、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，使用者仍應自負其專業責任。

關鍵詞：耐震評估、側推分析法、TEASPA、軸力彎矩互制非線性鉸、鋼筋混凝土造建築、加強磚造建築

目錄

目錄.....	III
第一章 緒論.....	1
1.1 適用範圍與限制.....	1
1.2 非線性靜力分析之介紹.....	1
1.3 側推分析軟體.....	2
第二章 構件行為說明及模擬.....	4
2.1 RC 柱之模擬及非線性鉸設定.....	4
2.1.1 RC 柱之模擬.....	4
2.1.2 RC 柱之非線性鉸設定.....	7
2.2 TEASPA 柱構件之 P-M 或 P-M-M 非線性鉸.....	9
2.2.1 P-M 非線性鉸介紹.....	10
2.3 RC 梁之模擬及非線性鉸設定.....	11
2.3.1 RC 梁之斷面設定.....	11
2.3.2 RC 梁之非線性鉸設定.....	12
2.4 RC 牆之模擬與非線性鉸設定.....	12
2.4.1 RC 牆之模擬.....	12
2.4.2 RC 牆之側向載重位移曲線.....	13
2.4.3 RC 牆非線性鉸之定義與設置.....	20
2.5 極短柱與極短梁.....	21
2.5.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線.....	21
2.5.2 剪力非線性鉸參數定義.....	24
2.6 磚牆之模擬及非線性鉸設定.....	25
2.6.1 磚牆之模擬.....	25
2.6.2 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑.....	25
2.6.3 磚牆之水平極限強度.....	26
2.6.4 磚牆之水平極限位移.....	27
2.6.5 磚牆之水平殘餘強度.....	27
2.6.6 磚牆之側向載重位移曲線.....	28
2.6.7 磚牆等值斜撐之模擬.....	29
2.6.8 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置.....	29
2.7 土壤與結構互制之基礎模擬.....	30
2.7.1 基礎模擬方式之建議.....	30

2.7.2 側向土壤彈簧計算之建議.....	30
第三章 耐震性能曲線之建立.....	32
3.1 容量曲線轉換至容量震譜.....	32
3.2 以二線段模擬容量震譜	33
3.3 計算等效阻尼比與基本週期.....	33
3.4 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線.....	34
第四章 耐震詳細評估之流程.....	36
4.1 相關檔案及資料下載.....	36
4.2 建築物現況與檢測.....	36
4.3 側推分析之流程.....	37
第五章 案例分析.....	39
5.1 TEASPA P-M 或 P-M-M 非線性鉸案例	39
5.1.1 分析討論.....	43
5.1.2 結論.....	44
5.2 柱構件之 PM 非線性鉸設定範例	44
5.2.1 設定材料性質	45
5.2.2 設定斷面配筋	45
5.2.3 Assign 自動定義之 PM 非線性鉸.....	45
5.2.4 輸出 PM 非線性鉸參數.....	45
5.2.5 匯出 PM 互制關係.....	46
5.2.6 計算非線性鉸參數.....	46
5.2.7 寫入 PM 非線性鉸參數.....	48
5.2.8 側推分析.....	48
第六章 結語	49
參考文獻.....	50
附錄 A 耐震詳細評估輔助分析程式使用說明.....	142
附錄 B 營建署 107 年 8 月 29 日審查會意見答覆	148

第一章 緒論

1.1 適用範圍與限制

國家地震工程研究中心投入建物耐震能力評估與補強之研究多年，致力於理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討。針對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等地震模擬試驗，以探討鋼筋混凝土結構耐震之性能及補強之效益。此外，更充分利用待拆校舍之剩餘價值，先後在花蓮縣新城國中、雲林縣口湖國小、桃園縣瑞埔國小及台南縣關廟國小，於校舍拆除前先執行耐震評估與補強之現地試驗，以真實之校舍結構，驗證所提評估方法及補強工法，確屬可行。

本文詳述應用容量震譜法進行耐震評估之方法，並建議鋼筋混凝土梁柱、剪力牆及磚牆之非線性鉸參數，佐以構件實驗與現地試驗驗證。為方便工程師使用，本文所列公式及數值之單位，若無特別說明，則力之單位為 kgf、長度之單位為 cm。本文經由理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討，配合 ETABS 以及 SAP2000 等軟體功能，將柱構件兩端改設置 PM 或 PMM 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。此版的 TEASPA 已經通過營建署 107 年 8 月 29 日審查會議認證，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，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，本文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。

1.2 非線性靜力分析之介紹

非線性靜力分析即側推分析或推垮分析，可同時考量結構物的側力抵抗能力及非線性位移能力，如圖 1 所示。以特定的豎向比例於每一樓層施以側力，以控制位移逐步增加，直到結構失去垂直承載能力，而定義為倒

塌。於整個側推的過程中記錄樓層的側力總和，即基底剪力 V 及非線性靜力側推分析所得之屋頂側向位移 Δ_{roof} 的關係曲線，此即為容量曲線(capacity curve)，其中屋頂側向位移是以建築物最大之節點位移為依據，可從側推分析後模型節點位移量作一比較，以位移量最大之節點的位移作為容量曲線之橫軸。另外，依照規範[1]所建議，在進行側推分析時，考慮之垂直載重應採設計之靜載重加上二分之一設計活載重，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。

1.3 側推分析軟體

側推分析可使用一般非線性軟體進行，例如 ETABS、PISA3D、SAP2000、NASTRAN 等商業軟體，並需設定相對應的非線性鉸性質，為符合一般工程界常使用 ETABS 進行建築物輔助設計之習慣，本文以此軟體作為側推分析之工具。若配合本文之建議設定相對應的非線性鉸性質，工程師可依其習慣選用適當之非線性分析軟體進行側推分析。

ETABS 是美國 CSI 公司(Computer and Sciences, Inc.)所發展之結構應用軟體[2]，被廣泛應用於工程界的結構分析上。ETABS 於建築結構設計時是以梁、柱、樓層系統建構分析模型，與 SAP2000 不同點在於使用者不需完全瞭解有限元素法的詳盡理論，即可跨入結構分析設計的領域。ETABS 經過多次的改版，目前已成為全視窗介面之結構分析軟體；而 ETABS 自 8.0 以後的 Nonlinear 版本已將 ATC-40[3]及 FEMA 273[4]所提出的非線性靜力側推分析(Pushover Analysis)納入其中。

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

分析程式中，建物的非線性變形完全由結構元件上設置的非線性鉸來表現。ETABS 提供兩種非線性鉸設定方式，分別為預設非線性鉸(default hinge)、使用者定義非線性鉸(user-defined hinge)。預設非線性鉸性質之參數設定完

全是依據 FEMA 273 及 ATC-40 之建議，無法進行修改；使用者定義非線性鉸則可依其內建的非線性鉸性質加以修改或自訂一個新的非線性鉸性質。

程式內建之非線性鉸有四種：

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

使用者可依照實際上構件之受力行為，選擇適當的非線性鉸性質。

以彎矩非線性鉸中的 M3 非線性鉸為例，說明 ETABS 非線性鉸之設定，如圖 2 所示，圖上之非線性鉸曲線圖其縱軸與橫軸代表力與位移之關係，圖形隨著表格內 A~E 值參數設定而變化，A~E 之位置如圖 3，其值乘以下方之 SF(Scale Factor)即為實際彎矩及非線性轉角。SF 可由使用者自行輸入或是由程式自動以計算彎矩 M_n 定義之。

由於 ETABS 內建之非線性鉸性質乃是根據 FEMA 273 而來，且其剪力非線性鉸性質並未考慮箍筋之貢獻，分析結果較為保守；且在進行含磚牆與 RC 牆構架之側推分析時，亦沒提供對應於殼元素(shell element)之非線性鉸定義，無法進行含牆構架之側推分析。故本文介紹一套柱的側向載重位移曲線關係，及定義非線性鉸所需要的參數，並建議梁、RC 牆及磚牆之非線性鉸定義方法，讓工程師使用套裝軟體進行鋼筋混凝土結構耐震詳評時可參考使用。

第二章 構件行為說明及模擬

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

2.1 RC 柱之模擬及非線性鉸設定

2.1.1 RC 柱之模擬

對於一承受軸力及側力作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱，如圖 4 所示。該柱為拉力控制斷面時，可根據美國 Elwood 及 Moehle 等人的研究[5][6]，如圖 5 所示。當一雙曲率柱於承受軸力 P 與側力 V 的作用下，側向位移 Δ 到達 Δ_y 時，柱的主筋會先降伏，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_o 時，側力強度趨近於零，而柱體亦喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞(Axial Failure)。

Elwood 及 Moehle[5] 由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角(Drift Ratio)之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

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

式中 H 為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$ 為剪力箍筋體積比； A_{st} 為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積； b 為柱寬； $v_m = V_b/bd$ 為剪應力； V_b 為雙

曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力； d 為柱斷面之有效深度，可設為柱深 h 之 0.8 倍； f'_c 為混凝土抗壓強度； A_g 為柱斷面積；及 P 為柱承受之軸力。

觀察式(1)，當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。

Elwood 及 Moehle[6]亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

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

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度； d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； 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(2)，當柱的箍筋量較大、及承受的軸力較小時，軸向破壞之變位角會較大，即表示柱有較好的垂直承載能力。

Sezen 及 Moehle[7] 由一些試驗中發現，柱的剪力強度會隨著柱的側向變位增大而下降，導致柱的剪力強度衰減曲線限制了柱的強度發展。因此承受軸力的雙曲率柱並受側力作用時，可能有三種破壞模式，即撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞。

1. 撓剪破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的梁柱由於箍筋量不多，其破壞模式多屬於撓剪破壞。如圖 6 所示，當柱的剪力強度 V_n 大於撓曲強度 V_b 時，柱受側力，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱發揮撓曲強度，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，而當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱發生撓剪破壞，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。撓剪破壞模式為美國 Elwood 及 Moehle 等人主要的研究對象[5][6]，撓剪破壞位移 Δ_s 由式(1)計算之，軸向破壞位移 Δ_a 由式(2)計算之，於此破壞模式，撓剪破壞位移 Δ_s 會小於軸向破壞位移 Δ_a 。

雙曲率柱勁度 k 可由下式計算，

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

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

依據美國 ACI318-11 規範[8]，鋼筋混凝土結構的剪力強度乃是由混凝土所提供的剪力強度 V_c 再加上箍筋所提供的剪力強度 V_s ，其建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (4)$$

箍筋的剪力強度計算方式如下：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (5)$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度； α 為剪力裂縫與柱軸線之夾角，ACI 一般建議 α 為 45° ， d_c 以 d 取代。但考慮剪力裂縫與柱軸線之夾角 α 在柱軸力作用下，將會小於 45° 。因此將剪力裂縫角度 α 納入考慮，如圖 7 所示，剪力裂縫角度 α 依柱身混凝土主應力方向之計算，可由下式修正：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2 f_t \sqrt{1 + \sigma / f_t}} \right)}{2} \quad (6)$$

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

由式(4)及式(5)即可得到柱的剪力強度 V_n ，如下式計算：

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \cot \alpha + 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (7)$$

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度 V_b ，可由下式計算，

$$V_b = 2M_n / H \quad (8)$$

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

2. 剪力破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的柱若受到窗台束制，容易發生短柱效應，使其破壞模式趨向於剪力破壞。如圖 8 所示，當柱的剪力強度 V_n 較撓曲強度 V_b 為低時，柱受側力時，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_n ，發生剪力破壞，斜向剪力裂縫可能分布於整個柱身，柱的側力強度下降，此時結合軸向破壞的論點[6]，柱可繼續變形至軸向破壞位移 Δ_a ，至此柱喪失其軸力承載能力。軸向破壞位移 Δ_a 由式(2)計算之，但為避免其值過大，以符合脆性破壞的特性，可限制其值不大於 $0.04H$ 。因考慮柱剪力破壞時，韌性比 μ 常小於 2，故軸向破壞變位角之修正係數取 $k'=1$ 計算。

3. 撓曲破壞側向載重位移曲線

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。如圖 9 所示，當柱的撓曲強度 V_b 較衰減後的剪力強度為低時，柱受側力時，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等撓曲破壞模式，側力強度會下降，但不會喪失其軸力承載能力。由於撓曲破壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端塑鉸發生後，其分野在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

2.1.2 RC 柱之非線性鉸設定

由於在構架非線性反應過程中，梁柱的反曲點位置會變化，在分析之前，無法指定梁柱的破壞模式。因此在非線性鉸的設定上，需在梁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；在梁柱的中間設置剪力非線性鉸，以表現剪力破壞。工程師可依經驗，根據學術論文或實體測試結果，來定義非線性鉸之性質。本節依據前述之柱側向載重位移曲線，先介紹 RC 柱彎矩非線性鉸與剪力非線性鉸之參數，供工程師參考；若建築物樓層數較高，需模擬高軸力變化的非線性行為，可參考 2.2 節採用 P-M 或 P-M-M 非線性鉸。

1. 彎矩非線性鉸參數

以一根淨長度為 H 之柱，先假設其反曲點在柱中點來定義非線性鉸性質。依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式之彎矩非線性鉸參數，但為避免低估構件初始勁度，以致在彈性分析時，發生結構振動週期過大之情形，而於側向載重位移曲線上之 M_n 點之前新增一降伏彎矩點(M_y)，並令其值不得大於 $0.95M_n$ ，再將柱開裂斷面之撓曲剛度調整為 $0.7E_cI_g$ ，依此可定義彎矩非線性鉸參數，如圖 10 所示，參數之設定值如表 1 所示，表中 SF(scale factor)所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。表 1 中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (9)$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (10)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (11)$$

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

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則修改 M2 非線性鉸)。側推分析中，柱的反曲點可能不在柱中點會造成分析誤差，但由於式(1)及式(2)皆不受剪力跨度(Shear Span)影響，此誤差應可忽略不計。

2. 剪力非線性鉸參數

以一根淨長度(Clear Length)為 H 之柱，依據剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，可定義剪力非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 11 所示，參數之設定值如表 2 所示，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為柱淨長 H 。表 2 中之參數定義如下：

$$d = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (13)$$

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

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

2.2 TEASPA 柱構件之 P-M 或 P-M-M 非線性鉸

既有建築物中有許多 7 層樓以上(含)的中高樓層建築物，這些建築物在地震作用力下，柱軸力的變化可能比較劇烈，以國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)研發之「臺灣結構耐震評估側推分析法(Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)」簡稱 TEASPA，舊版本無法適當反映出軸力變化的破壞情形，因此建議適用六層樓以下建築物，因其軸力變化幅度較少(以下簡稱 TEASPA 3.0)。

國震中心與財團法人中興工程顧問社(以下簡稱中興社)合作，開發更新後之升級版本，能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/P-M-M 非線性鉸參數，能較合理反映中高樓結構柱在高軸力變化下之構件非線性鉸發展狀態(以下簡稱 TEASPA 3.1)。

本研究由國震中心與中興社分別採 ETABS 2016 及 SAP2000 V20，以低、中、高層共 6 棟建築結構為案例，進行新舊版本之比較。雙方結果均顯示：低矮型建築物軸力變化不大時，新舊版本評估結構耐震能力差異不大，構件破壞模式差異也不大，既有版本的 M 非線性鉸模型針對 6 層樓以下的耐震評估，仍有相當的可靠度。惟中高型建築物因軸力變化較大，新舊版本評估結構耐震能力差異相對較大，且構件破壞模式差異亦較大，新版本顯更為合理。

新版本採用的 P-M/P-M-M 非線性鉸模型，具考慮軸力變化時的柱構件非線性鉸參數性質，能合理反映中高樓結構柱在高軸力變化下之構件非線性鉸發展狀態，因此，適用範圍已不再受六層樓以下之條件限制。

2.2.1 P-M 非線性鉸介紹

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行為及其非線性鉸參數分析的功能，本手冊以 ETABS 2016 中之 P-M 非線性鉸為例，說明如何將本手冊的柱非線性鉸參數，設定於 P-M 非線性鉸中。

ETABS 2016 定義之 P-M 非線性鉸中，提供柱斷面的 P-M 互制關係(如圖 12)，及各軸力下 P-M 值對應的非線性鉸參數(如圖 13)。

斷面的 P-M 互制關係，可以直接使用 ETABS 2016 自動計算之 P-M Curve (須注意斷面之材料強度及配筋正確性)；或是透過新版 TEASPA 輔助程式計算出 P-M curve，再指定模型中的柱斷面。惟 ETABS 2016 限制 P-M Curve 需為無凹點的平滑線，且定義 M 為標稱彎矩 M_n 。

接著，計算各軸力下 P-M 值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 14 所示，各點 P-M 值計算之非線性鉸參數中，Yield Mom 為該軸力 P 對應之 M 值(即 P-M curve 的 M_n 值)，且 B 點固定為 1.0 倍 Yield Mom。
- (2) TEASPA 3.0 之柱側向載重位移曲線與彎矩非線性鉸性質設定如圖 15 中的藍線所示。根據 ETABS 2016 使用手冊定義，Yield Mom 為該軸力 P 對應之 M_n 值，且定義非線性鉸參數中 B 點為降伏點，係數為 1。因此調整 TEASPA 3.1 柱側向載重位移曲線與彎矩非線性鉸性質如圖 15 中的紅線，將原 B 點移至 B' 點。其中，B' 點的計算仍以柱開裂斷面之撓曲剛度 $0.7E_c I_g$ 進行計算，惟強度代入 M_n 。因此 B' 點和 C 點的強度相同，而位移不同。

- (3) 非線性鉸參數中撓剪破壞時的變位角，沿用雙曲率 RC 柱之計算公式(如式(1))，公式中之軸力 P 代入 P-Mcurve 上各點之軸力值。
- (4) 同理，非線性鉸參數中軸向破壞時的變位角，亦沿用雙曲率 RC 柱之計算公式(如式(2))，公式中之軸力 P 代入 P-Mcurve 上各點之軸力值。
- (5) 當 P-M 值的軸力 P 為拉力時，式(1)及式(2)經驗公式不適用於拉力，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。
- (6) 當 P-M 值的彎矩 $M=0$ 時，代入上述公式，背骨曲線不會有如圖 14 中的 D、E 點下降段，因此可不須計算 P-Mcurve 前後端 P-M 值之非線性鉸參數。
- (7) 各點 P-M 值對應之非線性鉸參數輸入後，可從圖 15 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，ETABS 2016 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。

2.3 RC 梁之模擬及非線性鉸設定

2.3.1 RC 梁之斷面設定

在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用 $0.35E_cI_g$ ，其中 E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為總斷面對其中心軸之慣性矩。鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連接形成 T 型梁，使梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，梁應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為 $0.7E_cI_g$ ，其中， I_g 為矩形梁斷面慣性矩，此係估計 T 型梁斷面之慣性矩約為矩形斷面之兩倍。T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算之彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定計算之[8]：

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。

2.3.2 RC 梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE 41-06[9]所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行設定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖 16(a)所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 3 所示，其參數之計算可參考表 4，表中所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。而表 4 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 16(b)所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 5 所示，其參數之計算可參考表 6，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為梁淨跨距 L ，其中 V_n 之計算為 $V_n = V_s + V_c = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ ， 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。

2.4 RC 牆之模擬與非線性鉸設定

2.4.1 RC 牆之模擬

於線性分析時，一般是使用殼元素(Shell Element)模擬 RC 牆。但由於套裝軟體程式無法於殼元素設置非線性鉸，進行非線性靜力側推分析，故本

文建議以等值寬柱模擬 RC 牆，如此可以在等值寬柱上設置適當非線性鉸進行側推分析，分析 RC 牆在構架中之非線性行為。

● RC 牆等值寬柱模型

根據日本建築學會之建議[10]，在進行 RC 牆耐震分析時，可將兩側邊界柱設定為兩根具有軸向抵抗力的軸向彈簧，而牆版則可置換為一支具有撓曲、剪力、軸向抵抗力的中央等值寬柱，其結構示意圖如圖 17(a)所示。此時，軸向載重由 RC 牆與兩側邊柱共同承擔，但側向載重只由 RC 牆來承受，可大幅減低 RC 牆分析時之複雜性。惟依此模型分析剪力牆，當剪力牆進入非線性區域時，兩側之軸向彈簧由於承受之軸力所引發之彎矩抵抗過大，相對地將低估進入中央等值寬柱之彎矩。因此本手冊建議僅以中央等值寬柱模擬剪力牆，如圖 17(b)所示，以下簡稱 RC 牆等值寬柱模型。

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

2.4.2 RC 牆之側向載重位移曲線

本文所建議 RC 牆非線性鉸之性質，是以涂耀賢[11]所建議的側向載重位移曲線為基礎。首先分別求出含邊柱 RC 牆之剪力破壞、撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線，再以剪力破壞側向載重位移曲線定義剪力非線性鉸性質，撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線定義彎矩非線性鉸性質。

載重變位曲線如圖 18 所示，因此非線性變形為

$$\delta_p = \delta_u - \delta_e = \delta_2 - \frac{\delta_1}{V_1} V_2 \quad (14)$$

由圖 19 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。

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

(1.1) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲降伏點(V_y, 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(15)計算：

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (15)$$

依據 ASCE 41-06[9]所建議，位移應包含剪變形、撓曲變形及滑移變形。因此撓曲降伏點之位移可以式(16)表示：

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (16)$$

其中撓曲降伏點之剪力位移 $\delta_{s,y}$ 可依式(17)計算，

$$\delta_{s,y} = \gamma_{vh,y} H \quad (17)$$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{\ell_w t_w} V_y \quad (18)$$

式(18)中 E_c 為混凝土彈性模數，混凝土波松比 $\nu=0.17$ ； ℓ_w = 牆之水平寬度； t_w = 牆體總厚度。又撓曲位移 $\delta_{f,y}$ 可依式(19)計算：

$$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12E_c I} \quad (19)$$

式(19)中剪力牆慣性矩 $I = 0.7I_g$ ， I_g 為全斷面慣性矩(含邊界柱及牆版)。最後，撓曲降伏點之滑移位移 $\delta_{slip,y}$ 可由式(20)計算，

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s(d-a_c)} H \quad (20)$$

式(20)中 d_b 為受拉側最外層鋼筋之標稱直徑； u 為平均握裹應力，定義為 $u = 1.6\sqrt{f'_c}$ [12]； E_s 為鋼筋彈性模數； d 為牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的 0.8 倍($0.8\ell_w$)； a_c 為構件斷面受壓區之深度，

定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 f_y 時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley[13]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下所示

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f'_c} \right) \ell_w \quad (21)$$

式(21)中 A_w 採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即 $A_w = \ell_w \times t_w$ 。

由於側推分析軟體進行彈性位移分析時，僅考慮剪變形、撓曲變形，並無計算滑移變形，因此為使側推分析軟體適當考量滑移變形，本手冊建議採用等效勁度來計算彈性變位，迫使結構分析軟體分析出來的彈性位移等於剪變形、撓曲變形及滑移變形之總和，即採式(22)計算彈性勁度折減係數：

$$\frac{V_y H^3}{12 E_c \times n I_g} + \frac{2(1+\nu) V_y H}{E_c \times m A_w} = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (22)$$

式(22)中等號左邊 n 、 m 為待調整之彈性勁度折減係數。依據 ACI318-11[8]建議，剪力牆未開裂撓曲剛度折減 0.7，因此固定 $n=0.7$ ，所以只剩下 m 為待定係數。工程師可於輔助程式輸出之 swecho.txt 檔中，找到 m_of_GA 、 n_of_EI 對應之彈性勁度折減係數，請自行設定到分析模型中。

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

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之極限彎矩 M_u ，因此撓曲極限點之側力強度可由式(23)計算：

$$V_{fu} = \frac{2M_u}{H} \quad (23)$$

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

- 撓曲極限點之剪力位移 $\delta_{s,fu}$ 可依式(24)計算

$$\delta_{s,fu} = \gamma_{vh,fu} H \quad (24)$$

$$\gamma_{vh,fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \times \gamma_{vh,y} \quad (25)$$

- 撓曲極限點之撓曲位移 $\delta_{f,fu}$ 可依式(26)計算

$$\delta_{f, fu} = \frac{V_{fu} H^3}{12 E_c I} \quad (26)$$

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

● 撓曲極限點之非線性鉸轉動位移則依式(27)計算

$$\delta_{plastic, fu} = 2(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (27)$$

其中 ϕ_u 為牆體產生撓曲極限彎矩時的曲率； 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 $\ell_p = \ell_w / 2 \leq H/2$ 。

● 撓曲極限點之滑移位移 $\delta_{slip, fu}$ 則依式(28)計算

$$\delta_{slip, fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \times \delta_{slip, y} \quad (28)$$

因此撓曲極限點之位移總和，即為式(29)所示，

$$\delta_{fu} = \delta_{s, fu} + \delta_{f, fu} + \delta_{plastic, fu} + \delta_{slip, fu} \quad (29)$$

建立撓曲與滑移載重位移曲線計算流程如圖 20 所示，依據前述建議之公式，可計算出考慮撓曲與滑移作用下之降伏點與極限點。

(1.3) 撓曲之側向載重位移曲線：撓曲殘餘強度點(V_{fp}, 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 ($V_{fp} = 0.4V_{fu}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad，因此對應之位移 $\delta_{fp} = 0.02H$ ，若 $\delta_{fp} \leq \delta_{fu}$ ，令 $\delta_{fp} = \delta_{fu}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 21 所示。

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

由 ACI318[8]規範規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr} = 0.87 \sqrt{f'_c} t_w d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad (30)$$

$$V_{scr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (31)$$

其中 f'_c 為混凝土抗壓強度； 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(31)不適用，僅採用式(30)。

同撓曲降伏點位移，剪力開裂點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依(32)計算，

$$\delta_{s,cr} = \gamma_{vh,cr} H \quad (32)$$

$$\gamma_{vh,cr} = \frac{V_{scr}}{V_y} \times \gamma_{vh,y} \quad (33)$$

開裂點之撓曲位移可依(34)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{scr} H^3}{12E_c I} \quad (34)$$

其中剪力牆慣性矩 $I = 0.7I_g$ ， I_g 為總斷面慣性矩； H 為牆之淨高(下梁頂至上梁底距離)。開裂點滑移位移，如圖 22 所示，可依式(35)計算，

$$\delta_{slip,cr} = \frac{V_{scr}}{V_y} \times \delta_{slip,y} \quad (35)$$

其中 V_y 為牆體之撓曲降伏側力。

因此開裂位移包括剪力開裂、撓曲開裂及滑移位移，即式(36)所示，

$$\delta_{scr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} \quad (36)$$

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

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = t_w \times a_c \quad (37)$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (38)$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_n} \right) \quad (39)$$

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

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (40)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (41)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (42)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (43)$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left(\bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \quad (44)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left(\bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \quad (45)$$

$$F_{yh} = A_{th} \times f_{yh} \quad (46)$$

$$F_{yv} = A_{tv} \times f_{yv} \quad (47)$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (48)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N_u}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (49)$$

其中， A_{th} 和 A_{tv} 分別為水平拉桿與垂直拉桿鋼筋之有效截面積，可取每一方向牆體鋼筋量之 75% 計算[11]。

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta_c' A_{str} \cos \theta \quad (50)$$

剪力極限點之剪應變可依式(51)~式(57)計算，

(f) 拉桿力(力平衡)

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \quad (51)$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan \theta = \frac{\gamma_v (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \tan \theta \quad (52)$$

(g) 拉桿應變(組成律)

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \quad (53)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75 N_u}{A_{tv} E_s} \geq 0 \quad (54)$$

(h) 壓桿應變(組成律)

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f'_c - 204}{815.5} \right) \quad (55)$$

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 \quad (56)$$

其中， ε_d 為混凝土在與 ε_r 垂直方向之平均主壓應變。

(i) 剪應變(位移諧和)

$$\gamma_{vh,su} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 2(\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta \quad (57)$$

其中， ε_h 為水平拉桿應變， ε_v 為垂直拉桿之應變，應變莫爾圓示意如圖 23。

剪力極限點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，各分量計算方式如下：

- 剪力極限點之剪力位移，可由(58)計算

$$\delta_{s,su} = \gamma_{vh,su} H \quad (58)$$

- 剪力極限點之撓曲位移，可依式(59)計算

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12 E_c I} \quad (59)$$

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

● 剪力極限點之滑移位移，如圖 22 所示，可由式(60)計算

$$\delta_{slip,su} = \frac{V_{su}}{V_y} \times \delta_{slip,y} \quad (60)$$

因此剪力極限點位移為剪力、撓曲及滑移位移之總和，即式(61)所示，

$$\delta_{su} = \delta_{s,su} + \delta_{f,su} + \delta_{slip,su} \quad (61)$$

建立剪力載重位移曲線計算流程如圖 24 所示，依據上述建議之公式，可計算出剪力開裂點之剪力開裂強度 V_{scr} 和剪力開裂位移 δ_{scr} ，與剪力極限點之剪力極限強度 V_{su} 和剪力極限位移 δ_{su} 。

(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 ($V_{sp} = 0.4V_{su}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad ，因此對應之位移 $\delta_{sp} = 0.02H$ ，若 $\delta_{sp} \leq \delta_{su}$ ，令 $\delta_{sp} = \delta_{su}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 21 所示。

2.4.3 RC 牆非線性鉸之定義與設置

於非線性靜力側推分析中，在等值寬柱兩端設定彎矩非線性鉸，中間設定剪力非線性鉸。程式內等值寬柱的數值模型如圖 25 所示。其對應之彎矩非線性鉸圖 21 所示，彎矩非線性鉸之參數如表 7 所示，因為開裂位移明顯小於降伏位移及極限位移，故彎矩非線性鉸設定時只考慮降伏點 (δ_y, V_y) 與極限點 (δ_{fu}, V_{fu})，即式(14)中 $\delta_u = \delta_{fu}$ ， $\delta_e = \delta_y$ ，其中 Moment SF 為 $V_{fu} \times \frac{H}{2}$ ；Rotation

SF 為 $\left(\delta_{fu} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fu} \right) \frac{1}{H}$ ； H 為 RC 牆淨高。 d 為 $\frac{\left(\delta_{fp} - \frac{\delta_y}{V_y} V_{fp} \right) \times \frac{1}{H}}{\text{Rotation SF}}$ 。其對應之剪力

非線性鉸如圖 21 所示，剪力非線性鉸之參數如表 8 所示，由式(14)定義得

其中 Force SF 為 V_{su} ；Disp. SF 為 $\delta_{su} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{su}$ ， c 為 $\frac{\left(\delta_{sp} - \frac{\delta_{scr}}{V_{scr}} V_{sp} \right)}{\text{Disp. SF}}$ 。

2.5 極短柱與極短梁

ACI 318 規範[8]對於一般鋼筋混凝土柱梁構件的剪力強度計算公式，普遍被工程師接受，然而該公式對於極短柱與極短梁之剪力強度的估算並不準確，有高估橫向鋼筋在剪力強度的貢獻。本手冊針對高寬比或跨深比小於 2 的極短柱與極短梁，利用軟化拉壓桿模型(Softened Strut-and-Tie Model, SST)作為此類構件之剪力強度的計算工具，據此建議極短柱與極短梁之剪力非線性鉸的參數。

極短柱、極短梁和剪力牆都屬於規範上所稱載重不連續區域(D 區域)，其剪力之側向載重位移曲線，包括剪力開裂點、剪力極限點及殘餘強度點，相關之計算說明如後，完整之剪力側向載重位移曲線如圖 26 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 2.1.1 及 2.1.2 節。

2.5.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線

(1.1) 剪力開裂點(V_{scr} , δ_{scr})

由 ACI 318 規範[8]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr} = 0.87\sqrt{f'_c}bd + \frac{Pd}{4h} \quad (62)$$

$$V_{scr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{h(0.33\sqrt{f'_c} + P/5bh)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \quad (63)$$

其中 f'_c = 混凝土之規定抗壓強度； d = 最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取 0.8 倍柱深或梁深(0.8h)； V_u = 斷面之設計剪力(需求剪力)； M_u = 斷面之設計彎矩(需求彎矩)； P = 為軸壓力，壓為正值，拉為負值。開裂強度取式(62)及式(63)之小值，若 $(M_u/V_u - h/2) < 0$ 時，式(63)不適用，僅採用式(62)。

剪力開裂點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依式(64)計算，

$$\delta_{s,cr} = \gamma_{vh} H = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{bh} V_{scr} H \quad (64)$$

其中柏松比 $\nu=0.25$ 。開裂點之撓曲位移可依式(65)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{scr} H^3}{12E_c I} \quad (65)$$

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

因此開裂位移包括剪力開裂及撓曲開裂移位移，即為式(66)所示，

$$\delta_{scr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} \quad (66)$$

(1.2) 剪力極限點(V_{su}, δ_{su})

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = b \times a_c \quad (67)$$

其中 b 分別代表短柱寬度或短梁腹寬度。 a_c 為構件斷面受壓區之深度定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 f_y 時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley[13]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如式(68)所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c} \right) h \quad (68)$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (69)$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_n} \right) \quad (70)$$

其中 $\ell_n = h - \frac{2a_c}{3}$ 。

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (71)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3}, 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (72)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (73)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (74)$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left(\bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \quad (75)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left(\bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \quad (76)$$

$$F_{yh} = A_{th} \times f_{yh} \quad (77)$$

$$F_{yv} = A_{tv} \times f_{yv} \quad (78)$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (79)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N_u}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (80)$$

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

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (81)$$

剪力極限點之剪應變可依式(82)計算，

$$\gamma_{vh,su} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 0.006 \sin 2\theta \quad (82)$$

其中， ε_d 為主壓應變取 -0.001， ε_r 為主拉應變取 0.005。

剪力極限點之位移包括剪力及撓曲位移，各分量計算方式如下：

- 剪力極限點之剪力位移，可由(83)計算

$$\delta_{s,su} = \gamma_{vh,su} H \quad (83)$$

● 剪力極限點之撓曲位移，可依式(84)計算

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12E_c I} \quad (84)$$

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

因此剪力極限點位移為剪力及撓曲位移之總和，即式(85)所示，

$$\delta_{su} = \delta_{s,su} + \delta_{f,su} \quad (85)$$

建立剪力載重位移曲線計算流程如圖 24 所示，依據上述建議之公式，可計算出剪力開裂點之剪力開裂強度 V_{scr} 和剪力開裂位移 δ_{scr} ，與剪力極限點之剪力極限強度 V_{su} 和剪力極限位移 δ_{su} 。

(1.3) 剪力殘餘強度點 (V_{sp}, δ_{sp})

極短柱或極短梁到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度為 0，即 $V_{sp} = 0$ ；其相對應之變形如式(86)

$$\delta_{sp} = \delta_{su} + rH \quad (86)$$

其中位移係數 r 可參考 ASCE 41-06[9]所建議之非線性轉角係數，表 9 為極短柱剪力殘餘強度點之位移係數，由軸力 ($P/A_g f'_c$) 與橫向箍筋比 (A_v/b_s) 決定位移係數 r ，當軸力及橫向箍筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。表 10 為極短梁剪力殘餘強度點之位移係數，以箍筋間距 s 作為判斷標準來決定位移係數 r 。

2.5.2 剪力非線性鉸參數定義

極短柱或極短梁之非線性鉸參數可由表 11 表示，其中 Force SF 為 V_{su} ；Disp. SF 為 $\delta_{su} - (\delta_{scr}/V_{scr})V_{su}$ ，表 11 中 c 為 $\delta_{sp}/\text{Disp. SF}$ 。

2.6 磚牆之模擬及非線性鉸設定

2.6.1 磚牆之模擬

本文採用建築物磚構造設計及施工規範[14]以破裂路徑理論所建立之磚牆分析模型，考慮磚牆破壞乃受對角斜撐作用及砌體構造疊砌特性等因素之影響，其主要破壞裂縫將沿對角中心線附近之磚縫間擴展，而達極限強度。由於磚牆受水平側向外力作用時具有壓力斜撐之機制，故可將磚牆在地震時之行為模擬為一等值受壓斜撐，其端點是以鉸接與構架相連。若是校舍之磚造矮窗台(或稱台度磚牆)，亦可以等值受壓斜撐來模擬台度磚牆之行為；相鄰之柱因受到此台度磚牆束制作用，常會產生短柱效應之行為，使得柱非線性鉸上抬而形成短柱破壞，所以在台度磚牆相鄰柱之非線性鉸設定上，必須考慮短柱行為之非線性鉸設定方式，以符合實際窗台柱之側推行為。

2.6.2 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 27 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)：

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (87)$$

(2) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (88)$$

(3) 二順一丁砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (89)$$

(4) 順砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (90)$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 27，另外順砌法主要用於 0.5B 磚厚之磚牆，其餘砌法普遍用於 1B 或 1B 以上之磚牆。

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

2.6.3 磚牆之水平極限強度

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

(1) 四邊圍束—指四邊皆鄰接邊界柱梁之磚牆：

當 $\tan \theta_c \geq (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) \quad (91)$$

當 $\tan \theta_c < (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times [W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45 f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt}) / 2] \quad (92)$$

(2) 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (93)$$

(3) 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \quad (94)$$

(4) 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7 \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (95)$$

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

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N \quad (96)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (97)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (98)$$

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 國家標準規定測試之單軸抗壓強度。

2.6.4 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：

$$\Delta_u = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \frac{V_n}{E_u \times T_b} \quad (99)$$

$$\text{令} \quad \lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \quad (100)$$

其中 ν 為波松比，其值可取為 0.15； T_b 為磚牆之厚度； E_u 為磚牆達極限點時之割線模數；且 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 。式(99)中，若 (H_b/W_b) 小於 0.5 者以 0.5 計，若 (H_b/W_b) 大於 2.0 者以 2.0 計，亦即 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。

磚牆達極限點時之割線彈性模數 E_u 可以下列方式推導計算[14]：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (101)$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$ ，且 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$ 。 η_2 於四邊圍束磚牆時取 0.556，三邊圍束及台度磚牆時取 0.367。以 E_u 代入式(99)可得磚牆之極限位移。

2.6.5 磚牆之水平殘餘強度

當磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度部份，因此

可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。磚牆水平殘餘強度依照其磚牆束制條件不同，可以下式計算：

(1) 非台度磚牆(含四面及三面圍束磚牆)：

$$V_r = \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (102)$$

(2) 台度磚牆：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (103)$$

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； W_b 為磚牆寬度。

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

2.6.6 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 28(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段：

(1) 四面圍束磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 2 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 \quad (104)$$

(2) 三面圍束磚牆或台度磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right) - 3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^3 \quad (105)$$

本文鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且一般套裝軟體程式之分析並無法定義非線性鉸具備曲線性質，故修正建築物磚構造設計及施工規範建議的側向載重位移曲線，直接取其多項式曲線之割線即連接原點至極限點之線段模擬到達極限點之前之線段，如圖 28(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。

2.6.7 磚牆等值斜撐之模擬

如圖 29 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：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (106)$$

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

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (107)$$

其中 A_d 為等值斜撐之斷面積，取 $A_d = T_b^2$ ， T_b 為磚牆厚度； L_d 為斜撐之長度， $L_d = \sqrt{H_b^2 + W_b^2}$ ； $\Delta_d = \Delta \cos \phi$ ， 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(99)及式(108)並配合水平與軸向之轉換關係，可得到磚牆等值斜撐彈性模數 E_d 如下式所示：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda T_b \cos^2 \phi} \quad (108)$$

2.6.8 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 30 所示，其參數如表 12 所示，相對應之 Force SF 為 $P_{d,SF} = V_n / \cos \phi$ ；而 Disp. SF 為 $\Delta_{d,SF} = \Delta_u \cos \phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(H_b / W_b)$ 。這裡需要注意的是非線性鉸曲線是由 A~E 五個點來定義，但根據本文磚牆之側向載重位移曲線，僅需要四個點

即可定義非線性鉸曲線，因此在軸力非線性鉸參數設定上，將 D 與 E 點的值皆設定為到達最大位移時之參數。

2.7 土壤與結構互制之基礎模擬

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

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

2.7.1 基礎模擬方式之建議

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

2.7.2 側向土壤彈簧計算之建議

土壤彈簧係數可作為參考之文獻眾多，本文則建議參考日本道路協會所建議之內容[15]，相關計算公式介紹如下：

$$\text{垂直向地盤反力係數 } k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (109)$$

其中等值地盤反力係數 $k_{v0} = \frac{1}{30} \times \alpha \times E_0$ (kgf/cm²)，而修正係數 $\alpha = 2$ ，地盤的變形係數 $E_0 = 25 \times N$ (kgf/cm²)，N 值為標準貫入試驗打擊數，而基礎側面換算長度 $B_v = \sqrt{A_v}$ (cm)， A_v 為基礎側面的承載面積(cm²)。

$$\text{垂直向土壤彈簧係數 } K_v = k_v \times A_{v1} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (110)$$

$$\text{水平向地盤反力係數 } k_s = \lambda \times k_v \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (111)$$

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

$$\text{水平向土壤彈簧係數 } K_s = k_s \times A_{v2} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (112)$$

其中 A_{v2} 為基礎底面的承載面積(cm^2)。

以上述算式所算得之垂直向與水平向土壤彈簧係數進行疊加，即可求得地梁處所應設定之側向土壤彈簧係數，將其分配於地梁側之結點上，即可概略模擬土壤-結構互制之效應。惟考量側向土壤彈簧模擬時，經分析所得之屋頂位移值應不包含前述側向土壤彈簧之位移值。若有，應予以扣除。

第三章 耐震性能曲線之建立

於檢核鋼筋混凝土結構耐震性能之前，需依本文所述之非線性靜力分析法，即所謂的側推分析法，先求取該棟結構體的容量曲線，並在容量曲線上標定性能點。本節即說明如何計算依結構物需要的性能目標所對應的性能目標地表加速度 A_p ，建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。本章係引進美國 ATC-40[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：

3.1 容量曲線轉換至容量震譜

容量曲線為建物的基底剪力 V 與屋頂位移 Δ_{roof} 的關係曲線，如圖 31 所示，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 S_a (譜加速度/ g)與譜位移 S_d 的關係曲線，

$$PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 \quad (113)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 \quad (114)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (115)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (116)$$

其中 w_i 為建物樓層 i 的樓層重； ϕ_i 為建物主控模態於樓層 i 的振幅，依 FEMA 440 [16]之建議可採用倒三角形或主控模態分配。根據本中心於 2010 年 7 月 15 日召開之「校舍耐震評估方法(側推分析)諮詢會議」，建議有關側力豎向分配，應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，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。其中， PF_1 為建物第一模態的模態參與因數(modal participation factor)； α_1 為建物第一模態的模態質量係數(modal mass coefficient)； $W = \sum_i w_i$ 為建物的總重量；及 Δ_{roof} 為建物的屋頂

位移。

3.2 以二線段模擬容量震譜

如圖 32 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 $(S_{d,y}, S_{a,y})$ 。

3.3 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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (117)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (118)$$

其中 β_0 為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[17]可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (119)$$

其中 E_D 為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖 33 所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p}S_{d,p} \quad (120)$$

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，

$$E_{S0} = S_{a,p} S_{d,p} / 2 \quad (121)$$

由公式(121)及(122)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \quad (122)$$

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

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \quad (123)$$

其中 κ 為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有鋼筋混凝土建築， κ 可設為 0.33。

3.4 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[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 ，

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (124)$$

其中 T_0 為短週期與中週期之分界，其值為 $T_0 = S_{D1} B_s / S_{DS} B_1$ ； S_{DS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數； S_{D1} 為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而 B_s 及 B_1 為阻尼比修正係數，為等效阻尼比 β_{eq} 的函數，其值如表 13 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。

依照本節之上述規定，可藉由該結構經非線性靜力分析求得之容量曲線轉換成等效單自由度系統之容量震譜，進而轉換為該結構之耐震性能曲線，並求得對應於目標性能點 P 之地表加速度 A_p 值。

第四章 耐震詳細評估之流程

4.1 相關檔案及資料下載

為提升國內耐震工程水準，耐震詳細評估輔助分析程式(colph.exe、bwph.exe 及 pga.exe)、程式說明檔、執行環境建構程式(mcrinstaller.exe)、分析範例之輔助程式共用輸入檔以及相關文件電子檔，均可免費下載，使用者可至鋼筋混凝土結構耐震能力詳細評估討論區(網址 <https://www.facebook.com/groups/1420428518211927/>)自行下載。對於不同工程案例，使用者須依工程經驗專業自行判斷，此處僅就耐震詳評概要進行說明。

4.2 建築物現況與檢測

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

在此僅提供長向(X 向)之說明，實務作業上建議仍應分別對長向(X 向)及短向(Y 向)進行分析。

1. 立面圖、平面圖

應先搜尋案例之相關文件，若無原始相關文件圖說等資料，可至當地建管單位調閱、複製相關文件圖說，不論相關文件圖說係經收集或現場觀察所獲得，由於評估案件大都為老舊建築，建議仍應重新繪製其圖說等相關資料。

2. 照片

工程師至現場勘察時，應對現場建築物之正面、背面、側面進行拍照。

3. 柱、梁尺寸及配筋表

將相關文件圖說整理製表，並將柱、梁依不同尺寸分類，附帶其配筋繪製成圖表。

4. 材料強度

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

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

5. 牆及窗台之模擬

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

由於進行沿長向(X方向)之分析，故先由所繪製出之平面圖及立面圖判斷各軸上是否含有窗台及非結構牆體，再將上述長向之磚牆及其配置條件等，依據牆種類、牆長度、牆厚度、圍束條件及窗台位置整理。

4.3 側推分析之流程

本節依前述介紹的鋼筋混凝土結構耐震詳細評估方法，搭配 ETABS 結構分析軟體，說明既有建築物進行耐震詳細評估之流程。實際案例應對二向(X向及Y向)之正、負方向分別進行分析並取較小值為結構物之耐震能力。

本文建議之側推分析方法共有 10 個步驟，分析流程如圖 34 所示，若使用者自行計算非線性鉸，則步驟 4、5 可省略。此外若根據輸出基底剪力與屋頂位移資料自行計算結構耐震能力，則步驟 9 可省略，而其他步驟則是藉助 ETABS 非線性結構分析軟體執行分析，若使用者使用其他相關非線性結構分析軟體亦可。

在此將耐震詳細評估流程之主要步驟敘述如下，並依據步驟逐項說明。

- (1) 整理 RC 梁柱、磚牆及 RC 牆之相關材料性質及尺寸資料
- (2) 編輯耐震詳細評估所需之輔助程式共用文字輸入檔
- (3) 建立結構模型並執行等值斜撐非線性鉸分析(bwph.exe)以建構磚牆等值斜撐，爾後執行線性靜力分析，輸出在載重(靜載重加上二分之一活載重)作用下各柱之軸力資料

- (4) 執行等值斜撐非線性鉸分析(bwph.exe)以及梁與柱非線性鉸分析(colph.exe)
- (5) 至 ETABS 中匯入完成步驟(4)之.e2k 檔，建立含牆等值斜撐之構架結構模型，檢查模型是否已加上非線性鉸
- (6) 於 ETABS 中執行線性靜力分析
- (7) 於 ETABS 中執行非線性靜力側推分析
- (8) 於 ETABS 中輸出基底剪力與屋頂位移資料
- (9) 執行自動計算性能目標地表加速度程式(pga.exe)，計算結構耐震能力

第五章 案例分析

5.1 TEASPA P-M 或 P-M-M 非線性鉸案例

國震中心和中興社共同完成 6 個案例分析，其中 3 個案例是使用 ETABS 2016 的 P-M 非線性鉸，另外 3 個是使用 SAP2000 V20 的 P-M-M 非線性鉸。案例之樓層數涵蓋 4~12 層樓，而結構之高寬比自 0.51 變化到 3.19，詳如表 14 所示。以下說明各案例以 M 非線性鉸及 P-M/P-M-M 非線性鉸進行側推分析之結果比較。

(1) 案例 E4

案例 E4 是一棟四層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 35，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 15 和表 16。此案例之側推分析，分別使用 TEASPA3.0 設定 M 非線性鉸和 TEASPA3.1 設定 P-M 非線性鉸建立兩個對應用之模型，再透過 ETABS 2016 結構分析軟體進行側推分析。案例各方向使用 P-M 非線性鉸之側推結果詳見表 17，使用 M 非線性鉸之側推結果詳見表 18，而各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 36~圖 43 所示，由結果可以發現，使用 P-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的側推分析整幢結構物之結果相近。於本案例中選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 44)觀察正 X 向側推分析之構件行為，其 P-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的發展圖如圖 45 和圖 46 所示，發現非線性鉸發展狀態的差異不大，而拉力側柱和壓力側柱非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 47 和圖 48 所示，其中(a)為 P-M 非線性鉸處的結果，(b)為 M 非線性鉸處的結果。圖 47 和圖 48 中(a)圖的紅曲線為 P-M 非線性鉸設定之 P-M Curve(於(b)圖為紅虛線表示)，而圖 47 和圖 48 中(b)圖的垂直綠實線為初始軸力代入 M 非線性鉸中之 M_n 值(於(a)圖為垂直綠虛線表示)，藍點線則是柱的軸力對彎矩於側推過程中的發展情形。由圖 47(a)和圖 48(a)可以發現，因為使用 P-M 非線性鉸，柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，會受 P-M Curve 限制而沿著曲線變化，而圖 47(b)和圖 48(b)中，因為使用 M 非線性鉸，故柱的強度發展在碰到設定的 M_n 值，才受 M_n 值限制而沿著直線垂直變化(軸力變化，彎矩固定)。在本案例此拉力側柱(見圖 47(a)和(b))在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降

伏彎矩較小，而使用 M 非線性鉸分析時的降伏彎矩較大，而且當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸拉力變化不大，降伏後彎矩強度變化不大；相對的，壓力側柱(見圖 48(a)和(b))在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩相對 M 非線性鉸的較大，但當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸拉力變化不大，降伏後彎矩強度變化也不大。顯示降伏彎矩在拉壓側一增一減的狀況下，可能互相抵消，而且因降伏後彎矩強度變化不大(低矮型建築軸力變化小)，所以對應圖 36 之正 X 向容量曲線可以說明，使用 P-M 非線性鉸的最大基底剪力和使用 M 非線性鉸的差異不大，因此整幢結構物之分析並未因使用 P-M 非線性鉸或 M 非線性鉸而有太大差異。

(2) 案例 E7

案例 E7 是一棟 7 層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 49，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 19 和表 20。此案例之側推分析方法和案例 E4 相同，不同非線性鉸之正負 XY 向的側推結果詳見表 21 和表 22。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 50~ 圖 57 所示，結果發現正負 X 向側推分析中，使用 M 非線性鉸的模型最大基底剪力較使用 P-M 非線性鉸的模型略大一點。於本案例中選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 58)觀察負 Y 向側推分析之構件行為，不同非線性鉸發展圖分別如圖 59 和圖 60 所示，發現非線性鉸發展狀態的差異不大。非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 61 和圖 62 所示，同案例 E4 可以發現因為使用 P-M 非線性鉸或 M 非線性鉸，降伏彎矩的差異在拉壓側一增一減，可能互相抵銷，而且因降伏後彎矩強度變化不大，所以對應圖 56 之負 Y 向容量曲線可以說明，使用 P-M 非線性鉸的最大基底剪力和使用 M 非線性鉸的差異不大，因此整幢結構物之分析並未因使用 P-M 非線性鉸或 M 非線性鉸而有太大差異。

(3) 案例 E12

案例 E12 是一棟 12 層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 63，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 23 和表 24。此案例之側推分析方法和案例 E4 相同，不同非線性鉸之正負 XY 向的側推結果詳見表 25 和表 26。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 64

~ 圖 71 所示，結果發現 X 向分析時，使用 M 非線性鉸分析之模型，其最大基底剪力較使用 P-M 非線性鉸的模型小，在 Y 方向則相反，但耐震性能的結果則皆是使用 M 非線性鉸分析之模型較大。主要原因是 P-M 非線性鉸在軸力較大時，非線性變形能力變小，整體系統的變形能力變小，雖然部分方向的基底剪力強度提升，但是變形較小的狀況下，最後評估出來的耐震性能地表加速度仍會相對 M 非線性鉸模型的分析結果小。同樣於本利中選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 72)觀察負 Y 向側推分析之構件行為，不同非線性鉸發展圖分別如圖 73 和圖 74 所示，發展狀態差異不大。非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 75 和圖 76 所示，可以發現不論是拉力側或是壓力側的柱，在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩較小，而使用 M 非線性鉸分析時的降伏彎矩較大，且當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸力變化大，降伏後彎矩強度變化劇烈。顯示降伏彎矩差異在拉壓側皆是減少的狀況，可能無法相互抵消，而且因降伏後彎矩強度變化(中高层建築軸力變化大)，最後就反映在基底剪力的差異上，所以對應圖 70 之負 Y 向容量曲線可以發現，使用 P-M 非線性鉸的最大基底剪力較 M 非線性鉸的小，因此使用 P-M 非線性鉸較能適當反映高軸力的非線性鉸發展。

(4) 案例 S4

案例 S4 是一棟四層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 77，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 27 和表 28。此案例之側推分析，分別使用 M2-M3 非線性鉸(以下簡稱 M 非線性鉸)和 P-M2-M3 非線性鉸(以下簡稱 P-M-M 非線性鉸)建立兩個對應用之模型，其中 P-M-M 之方式如前述一樣，再透過 SAP2000 V20 結構分析軟體進行側推分析。不同非線性鉸之正負 XY 向之側推結果詳見表 29 和表 30。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 78~ 圖 85 所示，由結果可以發現，使用 P-M-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的側推分析整幢結構物之結果相近。同樣於本案例中選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 86)觀察正 Y 向側推分析之構件行為，其 P-M-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的發展圖如圖 87 和圖 88 所示，發現非線性鉸發展狀態的有些許差異，而拉力側柱和壓力側柱非線性鉸處之軸力對彎矩發展(取主要受力方向 M2 進行比較)如圖 89 和圖 90 所示，其中

(a)為 P-M-M 非線性鉸處的結果，(b)為 M 非線性鉸處的結果。圖 89 和圖 90 中的紅曲線為 P-M-M 非線性鉸設定之 P-M2 Curve，垂直橘實線為初始軸力代入 M 非線性鉸中之 $M_n(M2)$ 值，藍點線則是柱的軸力對彎矩於側推過程中的發展情形。由圖 88(a)和圖 89(a)同樣可以發現，因為使用 P-M-M 非線性鉸，柱的強度發展碰到 P-M2 Curve 後，會受 P-M2 Curve 限制而沿著曲線變化，而圖 89(b)和圖 90(b)中，因為使用 M 非線性鉸，故柱的強度發展在碰到設定的 M_n 值，才受 M_n 值限制而沿著直線垂直變化(軸力變化，彎矩固定)。在本案例進行正 Y 向側推分析顯示，降伏彎矩在拉壓側一增一減的狀況下，可能互相抵消，而且因降伏後彎矩強度變化不大(低矮型建築軸力變化小)，所以對應圖 82 之正 Y 向容量曲線可以說明，使用 P-M-M 非線性鉸的最大基底剪力和使用 M 非線性鉸的差異不大，因此整幢結構物之分析並未因使用 P-M 非線性鉸或 M 非線性鉸而有太大差異。

(5) 案例 S7

案例 S7 是一棟 7 層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 91，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 31 和表 32。此案例之側推分析方法和案例 S4 相同，不同非線性鉸之正負 XY 向之側推結果詳見表 33 和表 34。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 92~ 圖 99 所示，結果發現使用 P-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的側推分析整幢結構物之結果相近。同樣於本案例中選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 100)觀察正 Y 向側推分析之構件行為，不同非線性鉸發展圖分別如圖 101 和圖 102 所示，發現非線性鉸發展狀態的差異不大。非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 103 和圖 104 所示，同案例 S4 可以發現因為使用 P-M-M 非線性鉸或 M 非線性鉸，降伏彎矩的差異在拉壓側一增一減，可能互相抵銷，而且因降伏後彎矩強度變化不大，所以對應圖 97 之正 Y 向容量曲線可以說明，使用 P-M-M 非線性鉸的最大基底剪力和使用 M 非線性鉸的差異不大，因此整幢結構物之分析並未因使用 P-M 非線性鉸或 M 非線性鉸而有太大差異。

(6) 案例 S11

案例 S11 是一棟地下 2 層，地上 11 層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 105，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層

資訊詳見表 35 和表 36。此案例之側推分析方法和案例 S4 相同，不同非線性鉸之正負 XY 向之側推結果詳見表 37 和表 38。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 106~ 圖 113 所示，結果發現不論使用 M 非線性鉸分析之模型其最大基底剪力和耐震能力皆較使用 P-M 非線性鉸的模型大。同樣於本案例選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 114)觀察正 X 向側推分析之構件行為，不同非線性鉸發展圖分別如圖 115 和圖 116 所示，發現非線性鉸發展狀態有些許差異。非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 117 和圖 118 所示，可以發現如同案例 E12 的情形，不論是拉力側或是壓力側的柱，在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩較小，而使用 M 非線性鉸分析時的降伏彎矩較大。顯示降伏彎矩差異在拉壓側皆是減少的狀況，可能無法相互抵消，最後就反映在基底剪力的差異上，所以對應圖 106 之正 X 向容量曲線可以發現，使用 P-M 非線性鉸的最大基底剪力較 M 非線性鉸的小，因此使用 P-M 非線性鉸較能適當反映高軸力的非線性鉸發展。

5.1.1 分析討論

將前述 6 個案例之側推結果分析，結果如表 39 所示，可以發現在整體耐震能力分析時，控制點下的最大基底剪力、屋頂最大位移及耐震性能 AP，各案例基底剪力比較平均為 0.98，變異係數為 0.04；位移比較平均為 0.96，變異係數為 0.077；AP 比較的平均值為 0.97，變異係數為 0.058，可見差異都在 10%範圍內，表示針對整體耐震能力評估，不會受到使用 M 非線性鉸或 P-M/P-M-M 非線性鉸進行分析而有顯著的差異。

深入探討單一構件的軸力對彎矩變化，可以歸納出圖 119 的結果，以說明結構之高寬比及構件初始軸力對使用 M 非線性鉸或 P-M/P-M-M 非線性鉸之影響。從分析的 6 個案例發現，當側推方向之高寬比由低變化到高，柱的軸力對彎矩之變化越劇烈，P-M/P-M-M 非線性鉸的拉力側彎矩(MT)及壓力側彎矩(MC)，相對於靜載重下 M 非線性鉸的彎矩(MDL)有顯著變化，例如低軸壓條件下的 MT/C / MDL 由 1.07 變化到 0.44，高軸壓條件下的更是由 1.13 變化到 0.48。

相同的，若單看低高寬比，比較初始軸力變化，軸力由低變化到高，MT/C

/MDL 可從 0.88 變化到 1.13，顯示軸力變化影響僅在正負 10%左右；然而，若看高的高寬比，當軸力由低變化到高，MT/C /MDL 可從 0.44 變化到 0.92，顯示軸力變化影響甚鉅。舉一極端之例子說明，若靜載重下 M 非線性鉸的彎矩(MDL)剛好落在 P-M Curve 中的最大彎矩點，則不論 P-M/P-M-M 非線性鉸的拉力側彎矩(MT)及壓力側彎矩(MC)都定然小於 M 非線性鉸的彎矩(MDL)，不會有降伏彎矩差異在拉壓側一增一減而互相抵消，差異就會反映在結構物整體的最大基底剪力。顯示中高樓建築對軸力變化比較敏感，用 P-M/P-M-M 非線性鉸，更能合理反映真實情形。

5.1.2 結論

1. 案例分析結果顯示：

- (1) 低矮型建築物的軸力變化較小，用舊版 M 或新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異不大，構件破壞模式差異也不大，顯示既有 TEASPA 3.0 版的 M 非線性鉸模型針對 6 層樓以下的耐震評估，仍有相當的可靠度。
 - (2) 中高型建築物的軸力變化較大，用舊版 M 或新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異相對較大，且構件破壞模式差異較大，以升級後 TEASPA 3.1 版的 P-M/P-M-M 非線性鉸模型執行耐震評估更能合理反映構件的破壞強度與變位。
2. ETABS 2016 及 SAP2000 V20 可提供 P-M 或 P-M-M 非線性鉸設定以執行側推分析，背骨曲線的彎矩強度及轉角變位皆可依側推過程軸力變化而變化，合理反映非線性鉸軸力變化對側推結果的影響。升級後 TEASPA 的適用範圍應不再受六層樓以下之條件限制。

5.2 柱構件之 PM 非線性鉸設定範例

茲以案例 E12 之 2FC1 柱為例，說明 ETABS 2016 之 PM 非線性鉸計算與設定。

5.2.1 設定材料性質

由 ETABS 工作列中 Define 選項裡的 Material Properties Data 確認使用到的混凝土及鋼筋之材料性質。混凝土材料性質須注意項目包含楊氏模數、波松比、混凝土強度等，如圖 120 所示；鋼筋材料性質須注意項目包含楊氏模數及鋼筋強度等，如圖 121 所示。

5.2.2 設定斷面配筋

由建築物之圖說可知 2FC1 柱斷面配筋為圖 122 中之 6C1。於 ETABS 工作列中 Define 選項裡的 Section Properties 之 Frame Section 建置正確的柱斷面尺寸及配筋細節，如圖 123 所示，須設定柱斷面之材料性質、形狀及尺寸，另配筋細節之設定介面如圖 124 所示。若構件為不規則斷面，使用者可選擇 Section Designer(圖 125)功能，指定該構件之斷面尺寸及配筋位置(圖 126)。

5.2.3 Assign 自動定義之 PM 非線性鉸

選定 2FC1 並確認其斷面為輸入正確材料性質及斷面配筋之 Section Property: C1(圖 127)，並由 Assign 選項裡的 Frame 之 Hinges 設定一個 Auto 之 Hinge Property，會跳出內建計算非線性鉸性質，如圖 128 所示。接著選取混凝土柱構件(圖 129)，即跳出 M 非線性鉸/PM 非線性鉸的選取項目，依照分析之方向分別選取 P-M2 或 P-M3(圖 130)。

5.2.4 輸出 PM 非線性鉸參數

於 ETABS 工作列中 Define 選項裡的 Section Properties 之 Frame / Wall Nonlinwe Hinges 中可查找非線性鉸，惟前述設定之非線性鉸是 Auto 定義，故一開始會看不到前述設定之非線性鉸性質(如圖 131 所示)，須勾選 Show Hing Details 及 Show Generated Props 兩項功能，即可呈現出非線性鉸的詳細資料(如圖 132 所示)。點選 Convert Auto To User Property，即可將 Auto 的非線性鉸轉換成 User 可定義的非線性鉸(圖 133)，此時才可以手動調整非線性鉸性質，亦將可從輸出的 e2k 檔看到 User 可定義的非線性鉸參數，如圖

133。

接著先介紹 ETABS 2016 中的 PM 非線性鉸內容，以圖 135 進行說明。標註 1 為非線性鉸名稱，預設名稱為 C1H1，表示是 C1 位置上設定的第一個非線性鉸，可以自行更名。因 PM 互制曲線跟斷面配筋和材料強度有關，而非線性鉸參數除了斷面配筋和材料強度還與柱之淨高有關，故一種 PM 非線性鉸可設定於多根同斷面且同高度之柱上，故建議可依斷面及高度進行分類命名。標註 2 是設定將提供幾種軸力的非線性鉸參數，讓 ETABS 2016 進行內插計算，預設是兩種軸力，如圖 136 所示。標註 3 是每個軸力對應的一組非線性鉸參數，因預設為兩種軸力，故僅會看到 2 種軸力變化下的非線性鉸參數，如圖 137 所示；標註 4 是 ETABS 根據斷面尺寸、材料強度及配筋計算出的 PM 互制關係，如圖 138 所示，將於下一小節進行說明。

5.2.5 匯出 PM 互制關係

接續上一章節，點選圖 135 中的標註 4 進入到圖 138 的介面中，可以看到 ETABS 於 PM 互制曲線中取了 11 點，將其 PM 互制曲線係數之係數與 Scale Factors 選取後複製貼到 EXCEL 表中，可計算各點的數據得到各點之軸力對應彎矩值，並可繪製出 PM 曲線，如圖 139 所示。須注意 ETABS 中的負軸力為壓力。除了上述方式亦可由 e2k 檔中獲得 PM 互制關係的相關數據，進行 PM 互制圖的計算(圖 140)。

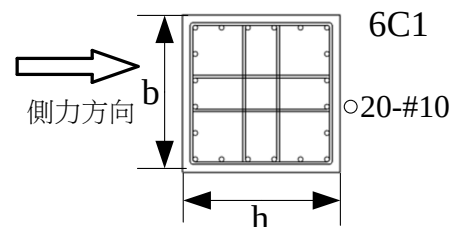
5.2.6 計算非線性鉸參數

已知 PM 互制曲線中不同軸力對應之彎矩值，即可進行不同軸力(各點 PM 數值)對應之非線性鉸參數計算。茲以案例 E12 之 2FC1 柱為例，並取其中一個軸力進行計算示範。其中參數中 B 點之 Moment/SF 將設定為 1，如表 40 所示。計算過程詳列如下：

— 斷面尺寸 $b=80\text{cm}$ 、 $h=80\text{cm}$

— 材料強度 $f'_c=196 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$

— 主筋 20-#10、箍筋 #4@13cm



— 柱承受軸力 $P = 1289479.6 \text{ kgf}$

— 柱斷面彎矩強度 $M_n = 6897522.86 \text{ kgf-cm}$

— 有效柱高 $H = 530 \text{ cm}$

$$A_{st} = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{4}{8} \times 2.54\right)^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$V_b = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 6897523}{530} = 26028.39 \text{ kgf}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{80 \times 80^3}{12} = 3.41 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$k_{0.7} = \frac{12(EI)_c}{H^3} = \frac{12(0.7E_c I_g)}{H^3} = \frac{12 \times [0.7 \times (15000 \sqrt{196}) \times 3.41 \times 10^6]}{530^3} = 40404.09 \text{ kgf/cm}$$

$$k_{0.35} = \frac{12(EI)_c}{H^3} = \frac{12(0.35E_c I_g)}{H^3} = \frac{12 \times [0.35 \times (15000 \sqrt{196}) \times 3.41 \times 10^6]}{530^3} = 20202.05 \text{ kgf/cm}$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k_{0.7}} = \frac{26028.39}{40404.09} = 0.644 \text{ cm}$$

$$\Delta_n = \frac{V_b}{k_{0.35}} = \frac{26028.39}{20202.05} = 1.288 \text{ cm}$$

$$\therefore a = \frac{\Delta_n - \Delta_y}{H} = \frac{1.288 - 0.644}{530} = 0.001215$$

$$v_m = \frac{V_b}{bd} = \frac{26028.39}{80 \times (0.8 \times 80)} = 5.084 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{柱箍筋量比: } \rho'' = \frac{A_h}{b \cdot s_h} = \frac{4 \times 1.267}{80 \times 13} = 0.00487$$

由式(1)可知

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_s}{H} &= \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{v_m}{133\sqrt{f'_c}} - \frac{P}{40A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \\ &= \frac{3}{100} + (4 \times 0.00487) - \frac{1}{133} \times \frac{5.084}{\sqrt{196}} - \frac{1}{40} \times \frac{1289479.6}{6400 \times 196} \\ &= 0.02105 \geq 0.01 \end{aligned}$$

$$\therefore \Delta_s = 0.02105 \times 530 = 11.157 \text{ cm}$$

$$\therefore b = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{11.157 - 0.644}{530} = 0.0198$$

$$P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right) = 1289479.6 \times \left(\frac{13}{5.068 \times 2800 \times 68.73 \times \tan 65^\circ} \right) = 8.015$$

$$(A_{st} = 4 \times 1.267 \text{ cm}^2 = 5.068 \text{ cm}^2, \quad d_c = h - 2 \times \text{cover} - d_s = 80 - 2 \times 5 - 1.27 = 68.73 \text{ cm})$$

$$\Delta_a = \left(\left(\frac{4}{100} \right) \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \right) \times H = \left(\frac{4}{100} \right) \frac{5.60}{(2.14 + 8.015)} \times 530 = 11.691 \text{ cm}$$

$$\therefore c = \max \left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H} \right) = \max(0.0221, 0.0211) = 0.0221$$

手算一組($P=1289479.6 \text{ kgf}$)柱彎矩非線性鉸參數結果：

$$a=0.001215$$

$$b=0.0198$$

$$c=0.0221$$

5.2.7 寫入 PM 非線性鉸參數

將上述計算結果，寫入軸力 非線性鉸參數表(如圖 141)。同理，由 PM 互制曲線上各點 P-Mn 數值，可計算出各軸力下之非線性鉸參數，再一一寫入各自對應的非線性鉸參數表中。寫入流程如下：

先將圖 136 中預設的 2 種軸力，增加至預定計算的 9 種軸力，如圖 142 所示。接著設定每個軸力對應的非線性鉸參數，如圖 143 所示，選取對應的軸力更改非線性鉸參數，全部更改完即完成此種斷面之 PM 非線性鉸設定。另可於 e2k 檔中進行設定，惟需注意圖 144 中軸力的排列順序及對應的非線型鉸參數，軸力的排列順序必須由壓力大到小，接著再進行對應的非線型鉸參數編號，否則軸力對應之非線性鉸參數將會對應錯誤。

5.2.8 側推分析

最後，將 PM 非線性鉸設定至相同斷面配筋及淨高之柱上，完成後即可進行側推分析。於側推分析時，當柱軸力非上述設定的 9 種軸力值，ETABS 將選取接近的 2 種軸力之非線性鉸參數進行內插。

第六章 結語

本文主要以非線性靜力分析及容量震譜法搭配 ETABS 結構分析軟體，作為鋼筋混凝土結構的耐震詳細評估方法。並以 ETABS 2016 及 SAP2000 V20 分析 6 個案例，探討 TEASPA V3.0 與 TEASPA V3.1 版之差異及合理性。綜合本文之研究結果可歸納出以下結論：

- (1) 低矮型建築物的軸力變化較小，用舊版 M 或 新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異不大，構件破壞模式差異也不大；
- (2) 中高型建築物的軸力變化較大，用舊版 M 或 新版 P-M/P-M-M 非線性鉸模型作側推分析，結構耐震能力差異相對較大，且構件破壞模式差異較大，以升級後 TEASPA 3.1 版的 P-M/P-M-M 非線性鉸模型執行耐震評估更能合理反映構件的破壞強度與變位。
- (3) ETABS 2016 及 SAP2000 V20 可提供 P-M 或 P-M-M 非線性鉸設定以執行側推分析，背骨曲線的彎矩強度及轉角變位皆可依側推過程軸力變化而變化，合理反映非線性鉸軸力變化對側推結果的影響。
- (4) 改版後 TEASPA 3.1 版已經通過營建署 107 年 8 月 29 日審查會議認證，適用範圍已不再受六層樓以下之條件限制。

參考文獻

- [1] 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，台北，2006年。
- [2] CSI, “ETABS : Extended 3D analysis of building systems, Nonlinear Version 8.5.4,” User’s Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 1999.
- [3] ACT-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
- [4] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- [5] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Axial capacity model for shear damaged columns,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, 578-587, 2005.
- [6] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
- [7] Sezen, H. and Moehle, J. P., “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 1692-1703, 2004.
- [8] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
- [9] ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.
- [10] 日本建築學會，「鐵筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説(Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings(Draft))」，日本建築學會，2004年。
- [11] 涂耀賢，「低矮型RC牆暨構架之側向載重位移曲線預測研究」，國立台灣科技大學營建工程研究所博士論文，黃世建教授指導，2005年。

- [12] Sozen, M. A., Monteiro, P., Moehle, J. P., and Tang, H. T., “Effects of cracking and age on stiffness reinforced concrete walls resisting in-plane shear,” Proc., The Fourth Symposium on Nuclear Power Plant Structures, Equipment, and Piping, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, Dec., 3.1-3.13, 1992.
- [13] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,” John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp., 1992.
- [14] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008年。
- [15] 日本道路協會，「道路橋示方書・同解説」，日本，1996年。
- [16] FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2004.
- [17] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.

表 1 RC 柱彎矩非線性鉸之參數

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

表 2 RC 柱剪力非線性鉸之參數

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

表 3 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

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

表 4 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	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 5 RC 梁剪力非線性鉸之參數

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

表 6 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表

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

表 7 RC 牆彎矩非線性鉸之參數

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

表 8 RC 牆剪力非線性鉸之參數

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

表 9 RC 極短柱剪力殘餘強度點之位移係數

$P/A_g f'_c$	A_v/b_s	r
≤ 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 10 RC 極短梁剪力殘餘強度點之位移係數

箍筋間距s	r
$\leq d/2$	0.02
$> d/2$	0.01

表 11 RC 極短柱或極短梁剪力非線性鉸之參數

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

表 12 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數

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

表 13 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
<0.02	0.80	0.80

表 14 案例簡介

分析工具	ETABS 2016			SAP 2000 V20		
	案例編號	樓層數	高寬比	案例編號	樓層數	高寬比
低樓層	E4	4	X:0.55 Y:0.90	S4	4	X:0.51 Y:0.86
中樓層	E7	7	X:1.65 Y:1.15	S7	7	X:0.67 Y:1.87
高樓層	E12	12	X:1.43 Y:3.19	S11	11	X:1.71 Y:1.53

表 15 案例E4 基本資料

建物名稱	四層公寓
建造年代	民國 63 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 4 層
建物尺寸	長 23.15 m，寬 14.05 m
耐震基準(現行)	0.24 g

表 16 案例E4 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
4F	3	222.35	1.44
3F	3	222.35	1.26
2F	3	222.35	1.26
1F	3.7	222.35	1.34

表 17 案例E4 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	8	15	10	13
Base Shear (tf)	185	182	185	184
Monitored Displacement (cm)	11.69	11.61	11.91	11.92
$IDR_{\max}$ (%)	2.00	2.03	2.11	2.11
Seismic Capacity (g)	0.112	0.111	0.113	0.114

表 18 案例E4 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	12	7	16	11
Base Shear (tf)	186	186	186	186
Monitored Displacement (cm)	11.37	11.46	11.09	11.05
$IDR_{\max}$ (%)	1.90	1.90	1.85	1.84
Seismic Capacity (g)	0.109	0.110	0.109	0.108

表 19 案例E7 基本資料

建物名稱	7 層大樓
建造年代	民國 89 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 7 層
建物尺寸	長 17.9m，寬 12.5m
耐震基準(現行)	0.28g

表 20 案例E7 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
7F	2.8	223.75	1.09
6F	2.8	223.75	1.15
5F	2.8	223.75	1.15
4F	2.8	223.75	1.15
3F	2.8	223.75	1.15
2F	2.8	223.75	1.15
1F	3.85	223.75	1.27

表 21 案例E7 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	3	3	5	5
Base Shear (tf)	266.79	267.59	322.12	325.89
Monitored Displacement (cm)	10.72	9.44	13.46	14.16
IDR _{max} (%)	1.05	0.94	1.4	1.4
Seismic Capacity (g)	0.176	0.175	0.248	0.258

表 22 案例E7 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	3	3	5	5
Base Shear (tf)	288.53	290.75	325.47	328.6
Monitored Displacement (cm)	11.14	10.6	13.53	14.14
IDR _{max} (%)	1.02	1.21	1.4	1.4
Seismic Capacity (g)	0.185	0.189	0.25	0.259

表 23 案例E12 基本資料

建物名稱	12 層大樓
建造年代	民國 83 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 12 層
建物尺寸	長 14.38m，寬 32.00m
耐震基準(現行)	0.32 g

表 24 案例E12 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
12F	3.3	395.55	1.14
11F	3.3	395.55	1.53
10F	3.3	395.55	1.54
9F	3.3	395.55	1.54
8F	3.3	395.55	1.54
7F	3.3	395.55	1.54
6F	3.3	395.55	1.54
5F	4.2	395.55	1.67
4F	4.2	395.55	1.69
3F	4.2	395.55	1.52
2F	4.2	395.55	1.52
1F	6	395.55	1.56

表 25 案例E12 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	8	8	7	9
Base Shear (tf)	736	738	672	672
Monitored Displacement (cm)	34.79	34.85	36.56	35.16
$IDR_{\max}$ (%)	1.72	1.72	1.49	1.54
Seismic Capacity (g)	0.225	0.225	0.201	0.204

表 26 案例E12 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	19	18	14	9
Base Shear (tf)	699	698	715	725
Monitored Displacement (cm)	41.64	41.58	44.09	40.83
$IDR_{\max}$ (%)	2.09	2.09	2.09	1.90
Seismic Capacity (g)	0.250	0.250	0.236	0.233

表 27 案例S4 基本資料

建物名稱	C宿舍
建造年代	民國 77 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 4 層
建物尺寸	長 28.00m，寬 16.71m
耐震基準(現行)	0.22 g

表 28 案例S4 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
4F	3.30	352.18	1.27
3F	3.30	352.18	1.27
2F	3.30	353.61	1.27
1F	3.30	355.38	-

表 29 案例S4 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$IDR_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	12	12	18	13
Base Shear (tf)	279	279	293	304
Monitored Displacement (cm)	10.51	-10.51	12.93	-11.51
$IDR_{\max}$ (%)	1.97	1.97	1.97	1.63
Seismic Capacity (g)	0.160	0.160	0.184	0.175

表 30 案例S4 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$IDR_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	10	10	13	13
Base Shear (tf)	273	273	308	308
Monitored Displacement (cm)	10.00	-10.00	13.20	-12.30
$IDR_{\max}$ (%)	1.86	1.86	1.71	1.85
Seismic Capacity (g)	0.155	0.155	0.189	0.185

表 31 案例S7 基本資料

建物名稱	B宿舍
建造年代	民國 64 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地上 7 層 無含屋突層，樓高 24.15m
基礎型式	筏式基礎
建物尺寸	長 36.1m，寬 12.9m
耐震基準(現行)	0.22g

表 32 案例S7 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
7F	3.40	467	1.01
6F	3.40	467	1.01
5F	3.40	467	1.01
4F	3.40	467	1.04
3F	3.45	467	1.04
2F	3.45	467	1.05
1F	3.65	467	-

表 33 案例S7 使用P-M-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	IDR _{max}	IDR _{max}	IDR _{max}	IDR _{max}
Step Number	21	21	19	18
Base Shear (tf)	1056	1058	1002	987
Monitored Displacement (cm)	38.18	-38.48	38.83	-37.34
IDR _{max} (%)	1.92	1.94	2.00	1.93
Seismic Capacity (g)	0.237	0.238	0.224	0.218

表 34 案例S7 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	V _{max}	V _{max}	IDR _{max}	IDR _{max}
Step Number	22	22	18	18
Base Shear (tf)	1053	1053	992	983
Monitored Displacement (cm)	39.39	-39.43	37.51	-36.98
IDR _{max} (%)	1.96	1.96	1.96	1.94
Seismic Capacity (g)	0.239	0.239	0.219	0.217

表 35 案例S11 基本資料

建物名稱	A宿舍
建造年代	民國 79 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地下 2 層，地上 11 層 另含屋突層，樓高 34.25m
基礎型式	筏式基礎
建物尺寸	長 30.50m，寬 24.50m
耐震基準(現行)	0.22g

表 36 案例S11 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m ²)	單位面積重 (tf/m ²)
11F	3.25	476	1.37
10F	3.00	476	1.34
9F	3.00	476	1.34
8F	3.00	476	1.34
7F	3.00	476	1.34
6F	3.00	476	1.38
5F	3.00	476	1.39
4F	3.00	476	1.39
3F	3.00	476	1.39
2F	3.00	476	1.49
1F	3.50	476	1.71
B1F	3.80	771	0.98
B2F	3.20	785	-

表 37 案例S11 使用P-M-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	36	38	39	41
Base Shear (tf)	3257	3239	3280	3329
Monitored Displacement (cm)	15.83	-16.11	17.41	-17.47
$IDR_{\max}$ (%)	0.79	0.87	0.69	0.67
Seismic Capacity (g)	0.267	0.274	0.296	0.299

表 38 案例S11 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$	$V_{\max}$
Step Number	39	40	32	31
Base Shear (tf)	3521	3544	3412	3447
Monitored Displacement (cm)	17.33	-17.21	19.49	-19.56
$IDR_{\max}$ (%)	0.83	0.81	0.66	0.69
Seismic Capacity (g)	0.290	0.289	0.331	0.335

表 39 案例分析總表

案例編號	樓高 (m)	樓層數	總樓地板面積 (m ²)	高寬比	側推方向	V _{max} (tf)			Δ _{max} (cm)			A _P (g)		
						(1)	(2)	$\frac{(1)}{(2)}$	(1)	(2)	$\frac{(1)}{(2)}$	(1)	(2)	$\frac{(1)}{(2)}$
E4	12.7	4	889	0.55	UX+	185	186	0.99	11.69	11.37	1.03	0.112	0.109	1.03
					UX-	182	186	0.98	11.61	11.46	1.01	0.111	0.110	1.01
				0.90	UY+	185	186	0.99	11.91	11.09	1.07	0.113	0.109	1.04
					UY-	184	186	0.99	11.92	11.05	1.08	0.114	0.108	1.06
E7	20.7	7	1566	1.65	UX+	267	289	0.92	10.72	11.14	0.96	0.176	0.185	0.95
					UX-	268	291	0.92	9.44	10.60	0.89	0.175	0.189	0.93
				1.15	UY+	322	326	0.99	13.46	13.53	0.99	0.248	0.250	0.99
					UY-	326	329	0.99	14.16	14.14	1.00	0.258	0.259	1.00
E12	45.9	12	4747	1.43	UX+	736	699	1.05	34.79	41.64	0.84	0.225	0.250	0.90
					UX-	738	698	1.06	34.85	41.58	0.84	0.225	0.250	0.90
				3.19	UY+	672	715	0.94	36.56	44.09	0.83	0.201	0.236	0.85
					UY-	671	725	0.93	35.16	40.83	0.86	0.204	0.233	0.88
S4	13.2	4	1413	0.51	UX+	279	273	1.02	10.51	10.00	1.05	0.160	0.155	1.03
					UX-	279	273	1.02	10.51	10.00	1.05	0.160	0.155	1.03
				0.86	UY+	293	308	0.95	12.93	13.20	0.98	0.184	0.189	0.97
					UY-	304	308	0.99	11.51	12.30	0.94	0.175	0.185	0.95
S7	24.2	7	3269	0.67	UX+	1056	1053	1.00	38.18	39.39	0.97	0.237	0.239	0.99
					UX-	1058	1053	1.00	38.48	39.43	0.98	0.238	0.239	1.00
				1.87	UY+	1002	992	1.01	38.83	37.51	1.04	0.224	0.219	1.02
					UY-	987	983	1.00	37.34	36.98	1.01	0.218	0.217	1.00
S11	34.3	11	6792	1.71	UX+	3257	3521	0.93	15.83	17.33	0.91	0.267	0.290	0.92
					UX-	3239	3544	0.91	16.11	17.21	0.94	0.274	0.289	0.95
				1.53	UY+	3280	3412	0.96	17.41	19.49	0.89	0.296	0.331	0.89
					UY-	3329	3447	0.97	17.47	19.56	0.89	0.299	0.335	0.89
平均值								0.98			0.96			0.97
COV變異數								0.04			0.079			0.060
備註：														
(1) P-M Hinge / P-M-M Hinge														
(2) M Hinge														

表 40 RC 柱彎矩非線性鉸之參數(PM3 Type)

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

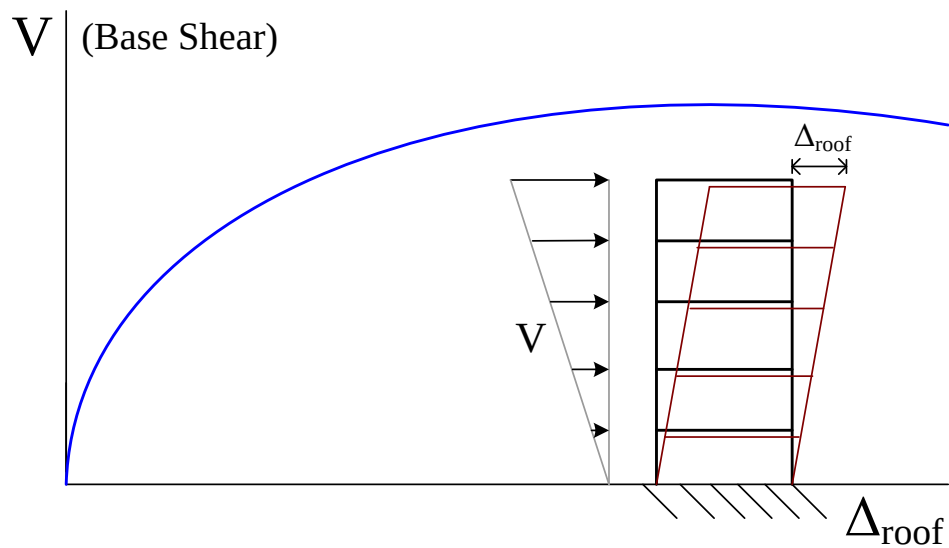


圖 1 側推分析之容量曲線

Frame Hinge Property Data for C3H1 - M3

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.035
D-	-0.2	-0.02
C-	-1.1	-0.02
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.035

☒ Hinge is Rigid Plastic
☒ Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
☐ Use Yield Moment	Moment SF 96.4263	
☐ Use Yield Rotation	Rotation SF 1	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	5.000E-03	
Life Safety	0.01	
Collapse Prevention	0.02	

OK
Cancel

圖 2 ETABS 設定非線性鉸參數介面(M3)

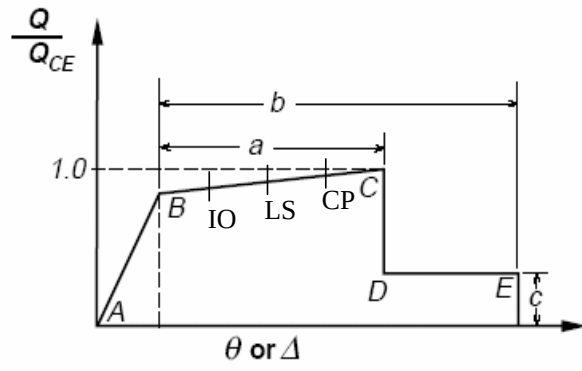


圖 3 FEMA 273 設定非線性鉸性質曲線的參數圖

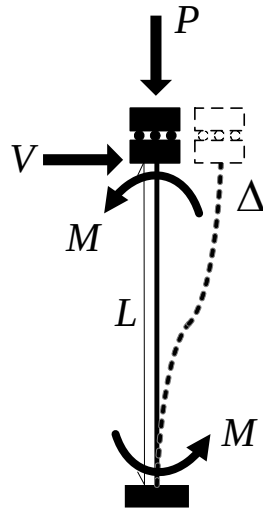


圖 4 雙曲率柱受力與變形機制

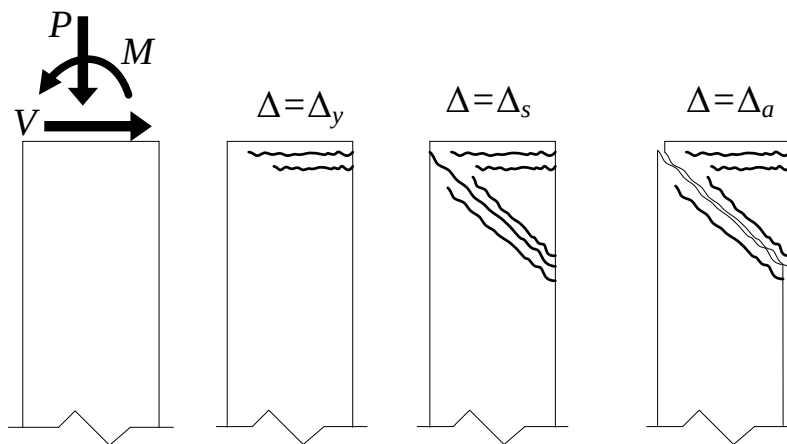


圖 5 雙曲率柱破壞發展過程

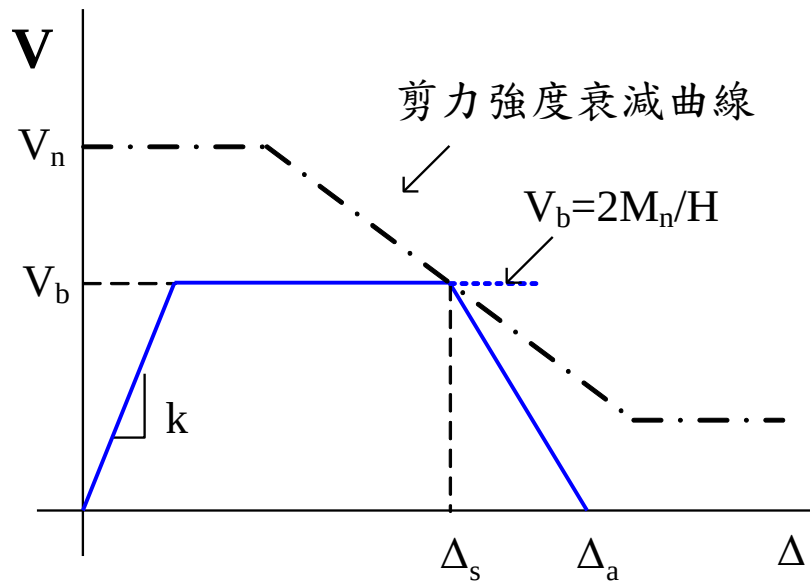


圖 6 撓剪破壞側向載重位移曲線

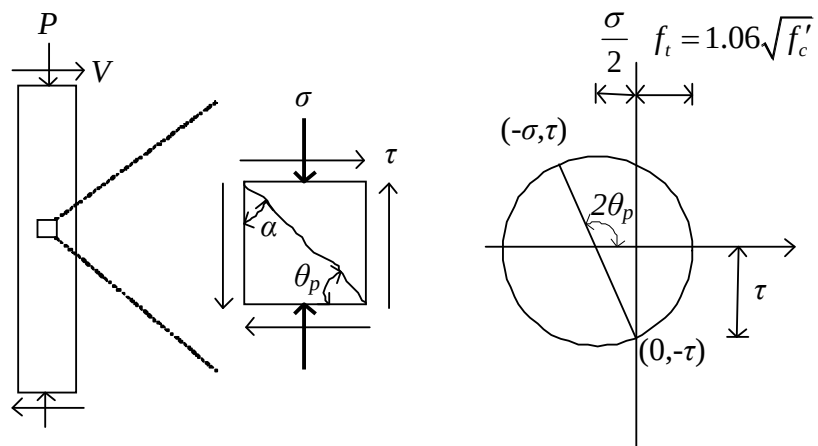


圖 7 剪力裂縫角度與主應力關係圖

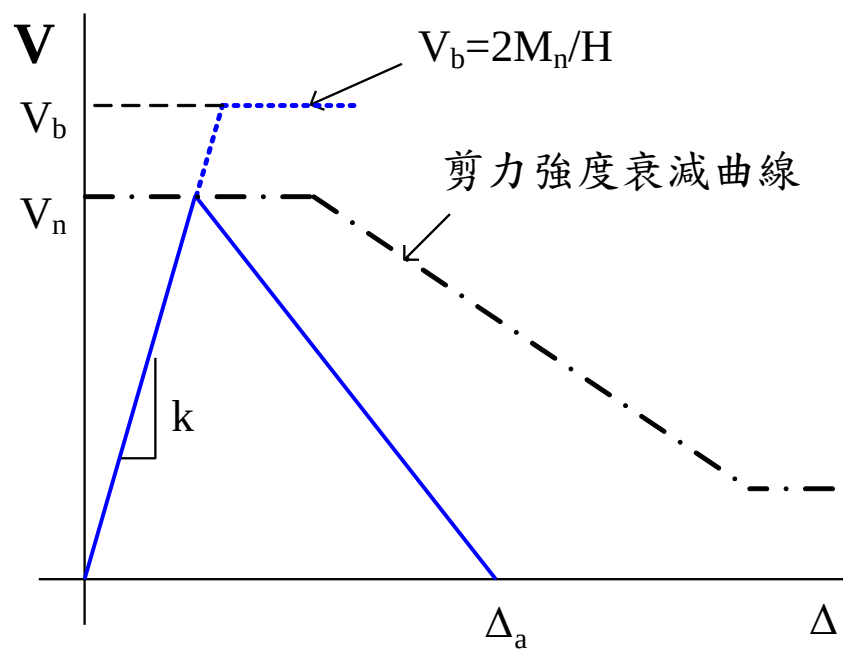


圖 8 剪力破壞側向載重位移曲線

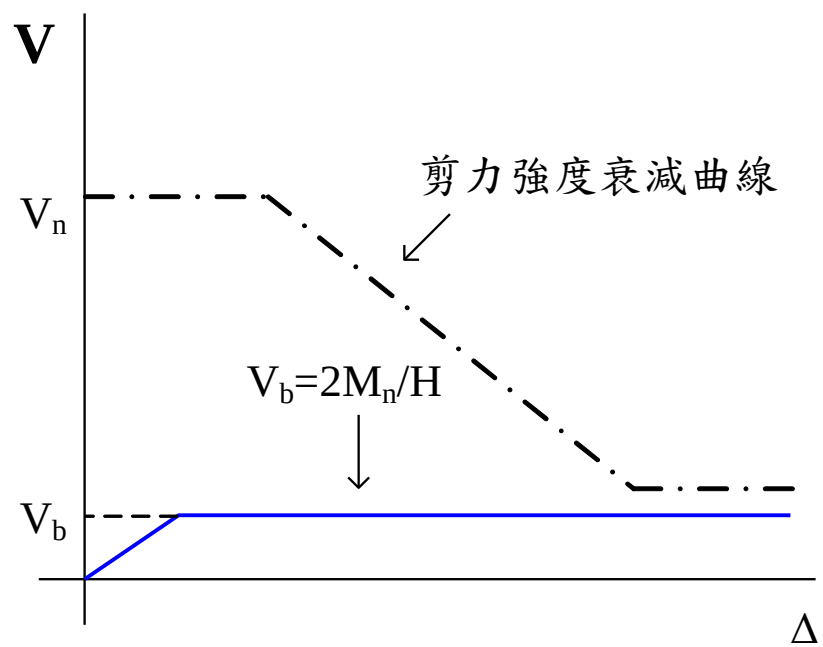


圖 9 撓曲破壞側向載重位移曲線

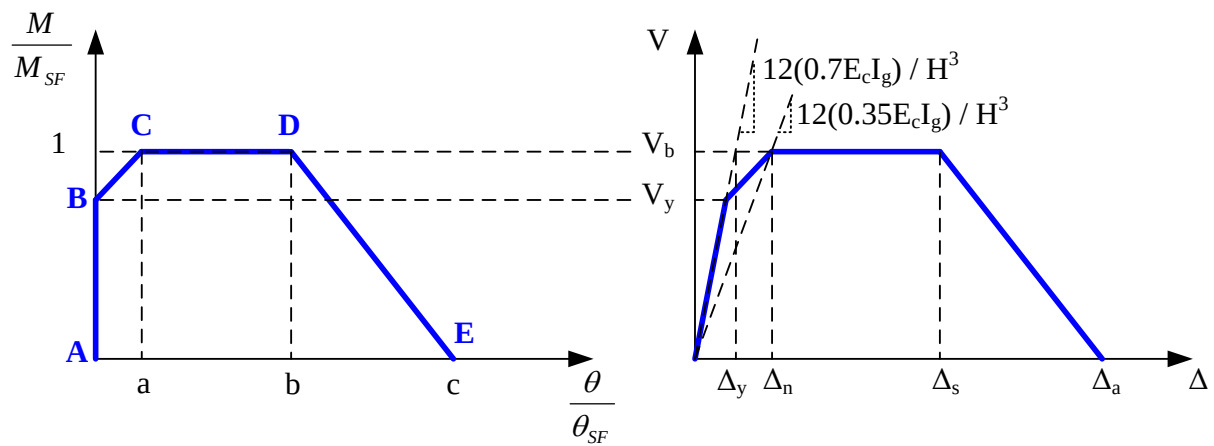


圖 10 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

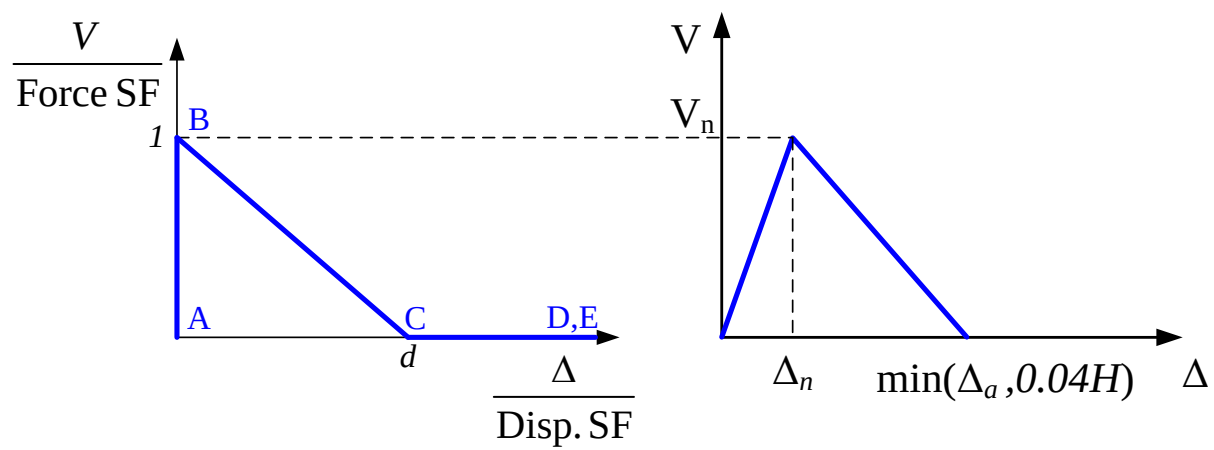


圖 11 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

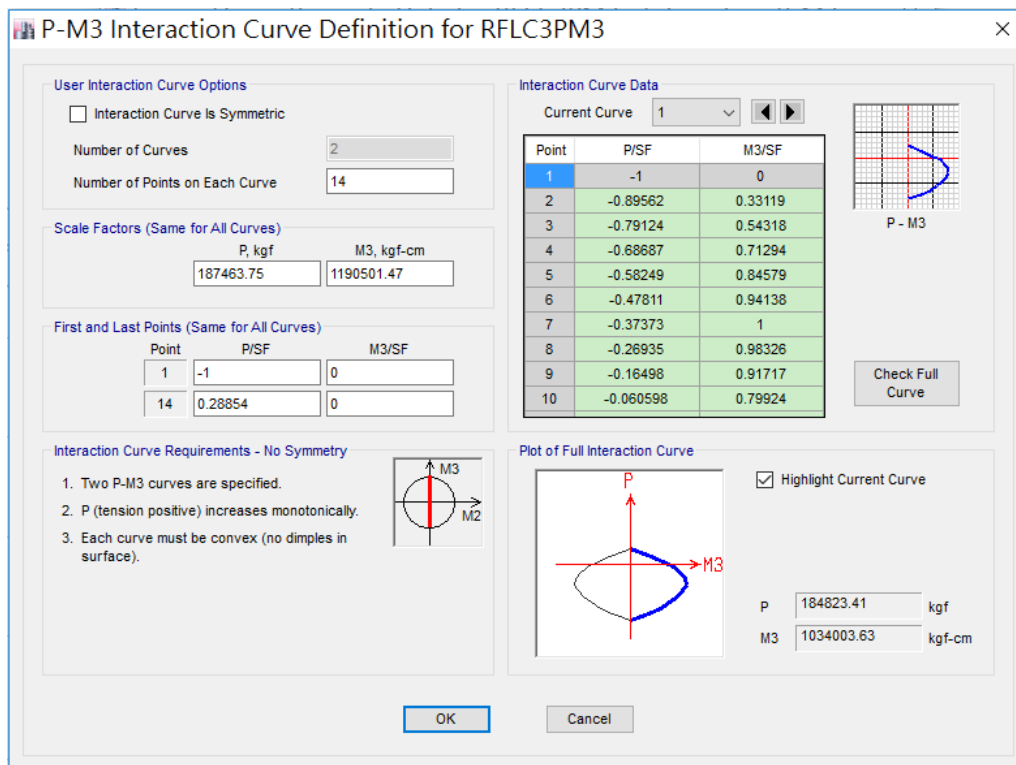


圖 12 P-M 非線性鉸中之 P-M 互制圖

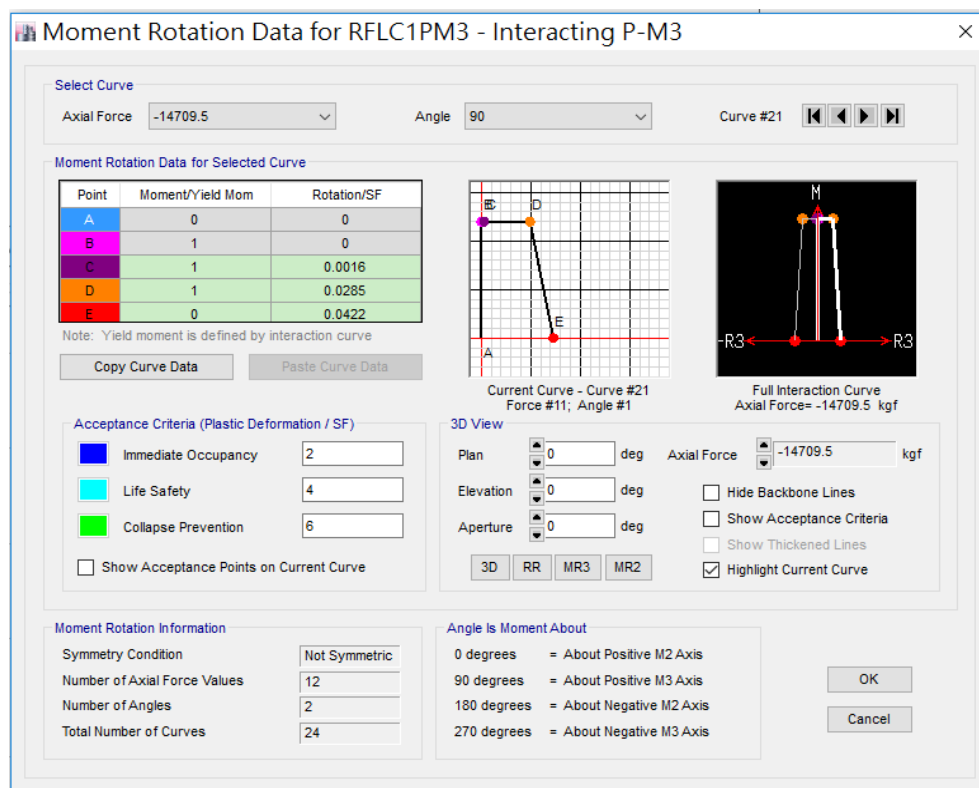


圖 13 某軸力(例：軸壓力為 14709.5 kgf)之非線性鉸參數

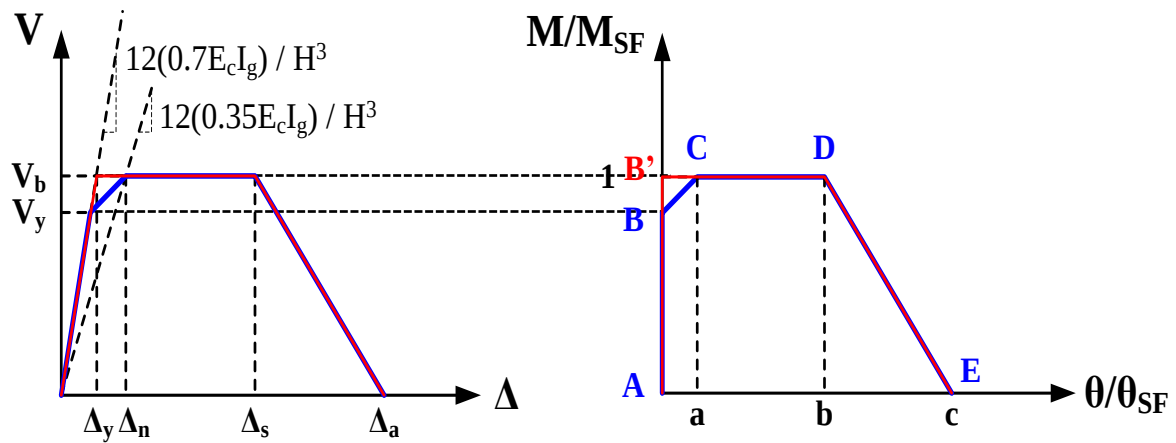


圖 14 側向載重位移曲線與彎矩非線性鉸性質

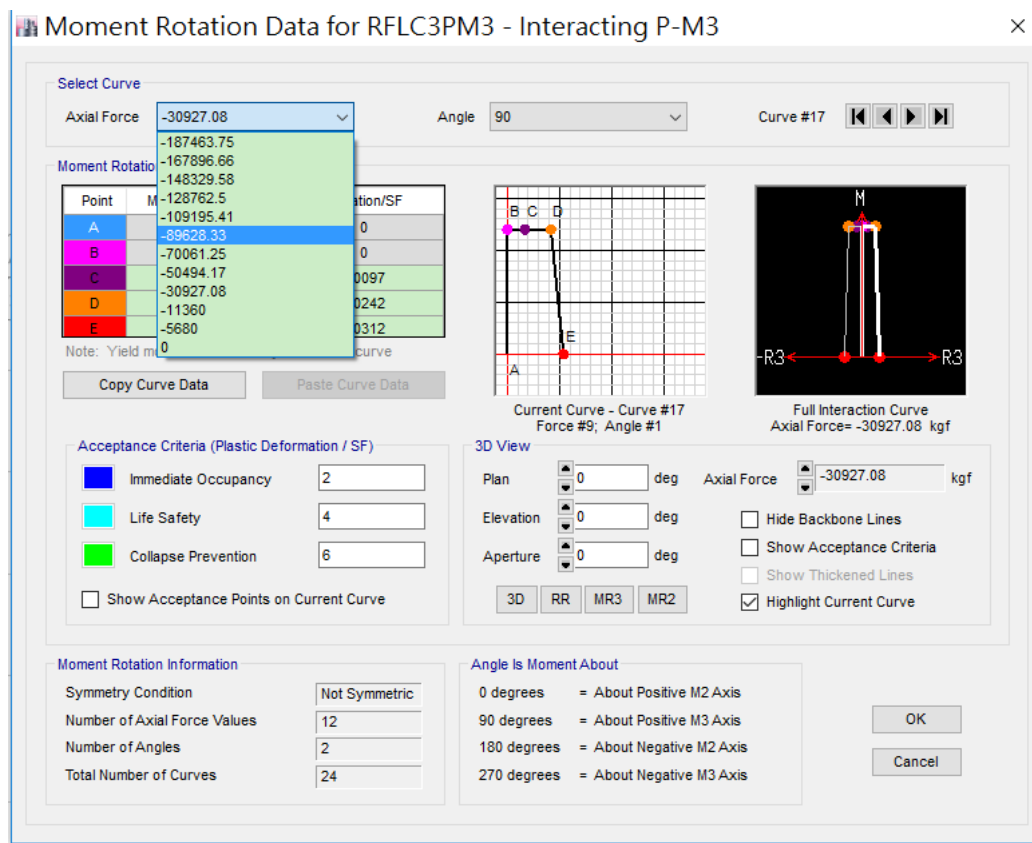
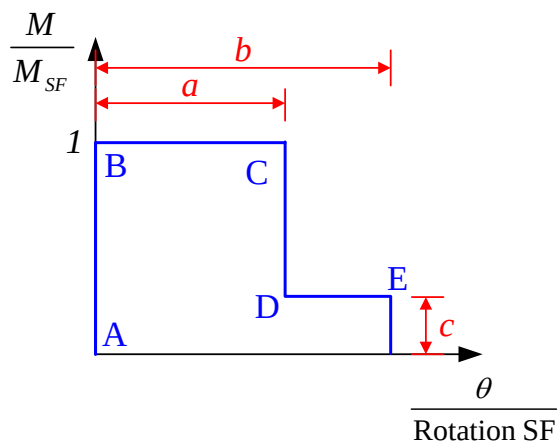
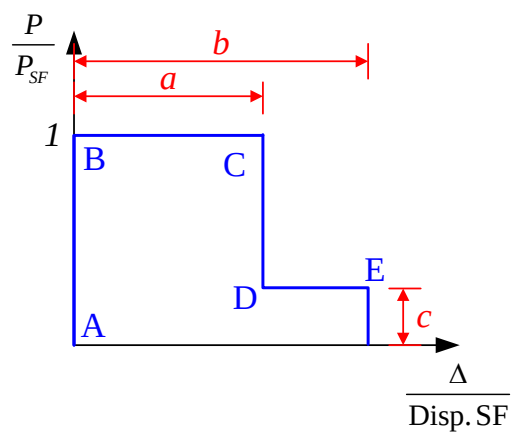


圖 15 多組軸力之非線性鉸參數

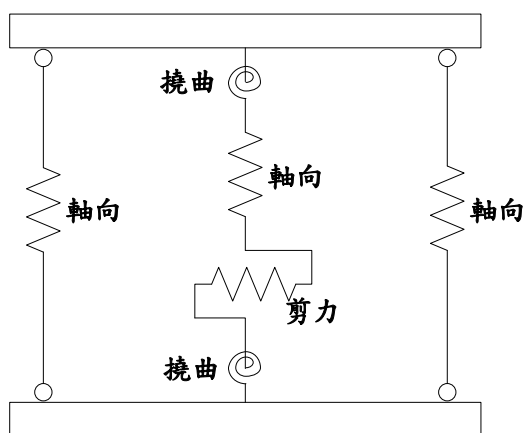


(a) 彎矩非線性鉸

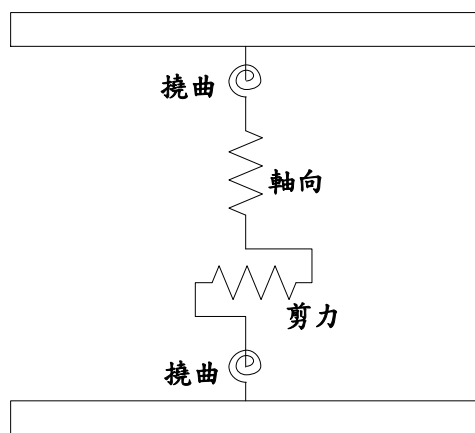


(b) 剪力非線性鉸

圖 16 ASCE 41-06 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線



(a) 日本建築學會建議模型[12]



(b) 本手冊建議模型

圖 17 等值寬柱模擬示意圖

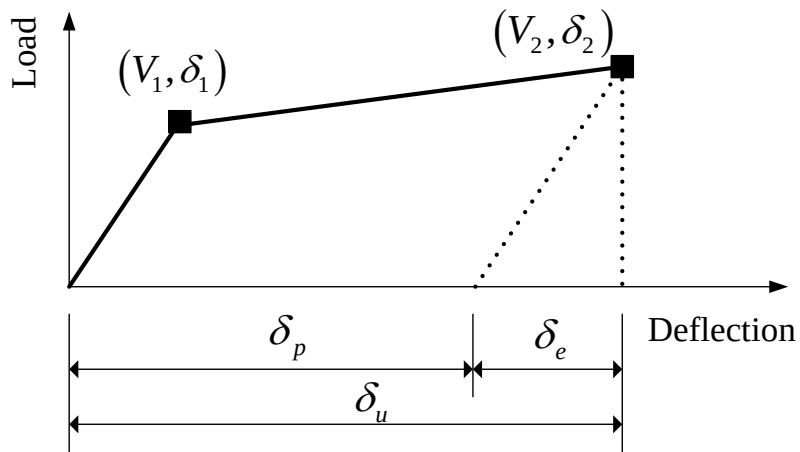


圖 18 載重變位曲線示意圖

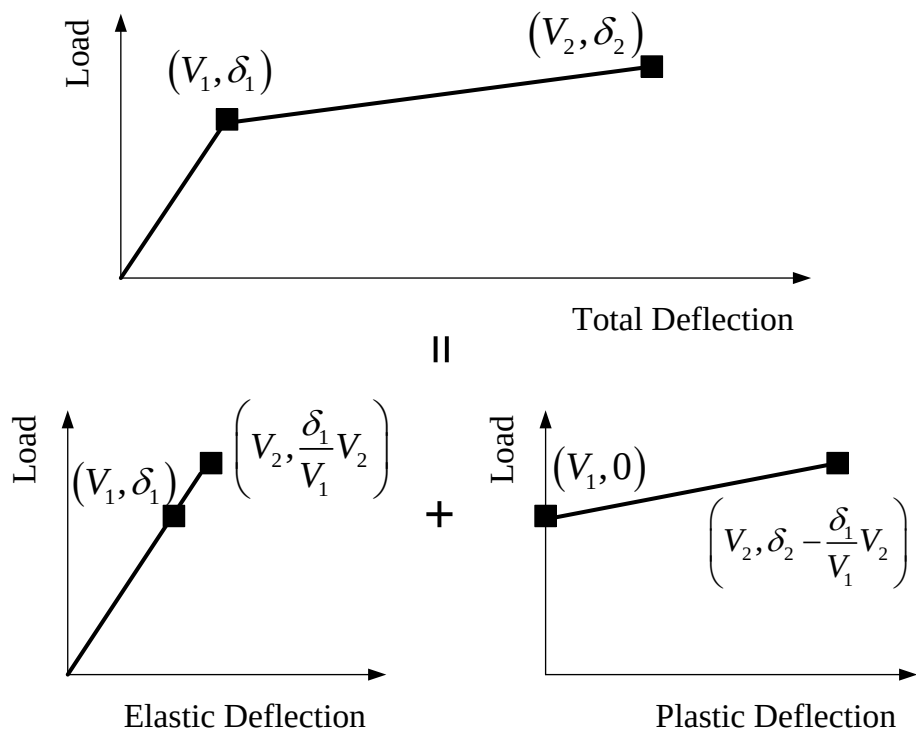


圖 19 彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖

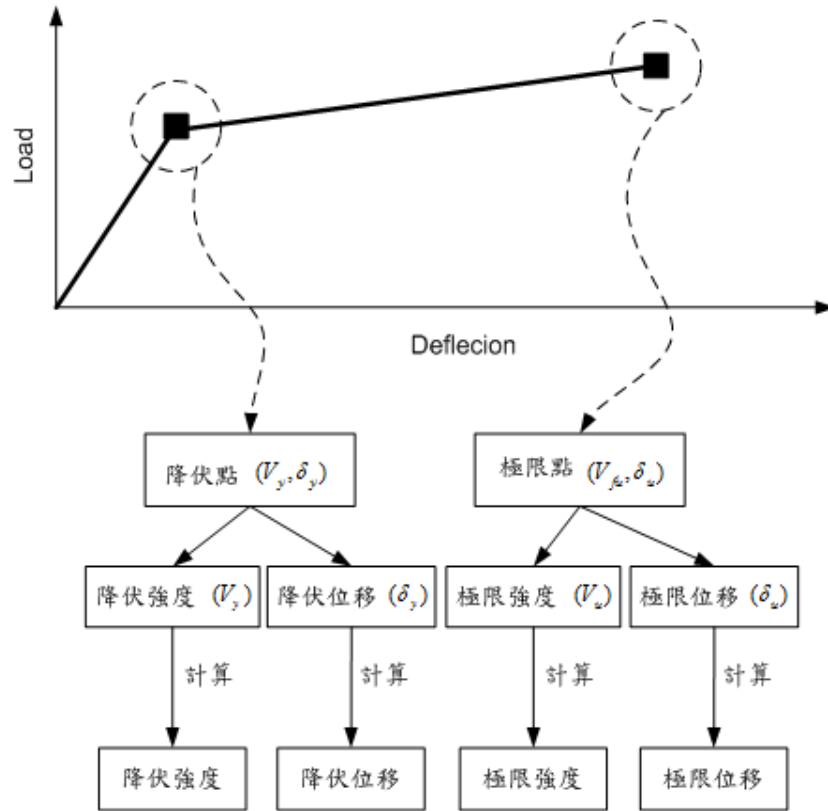


圖 20 撓曲與滑移載重位移曲線計算流程圖

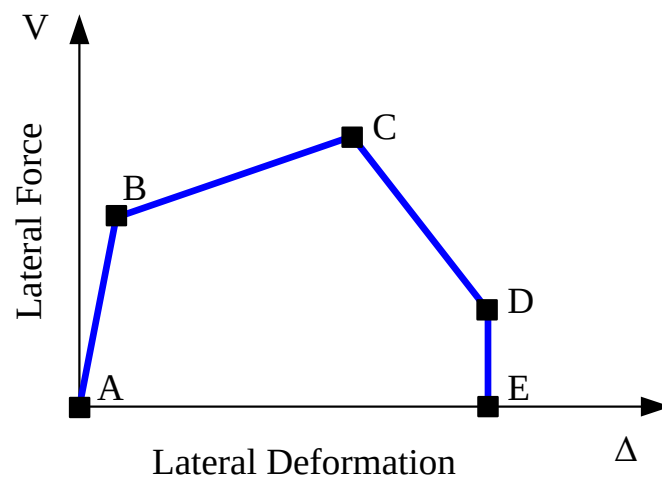


圖 21 RC 牆之側向載重位移曲線

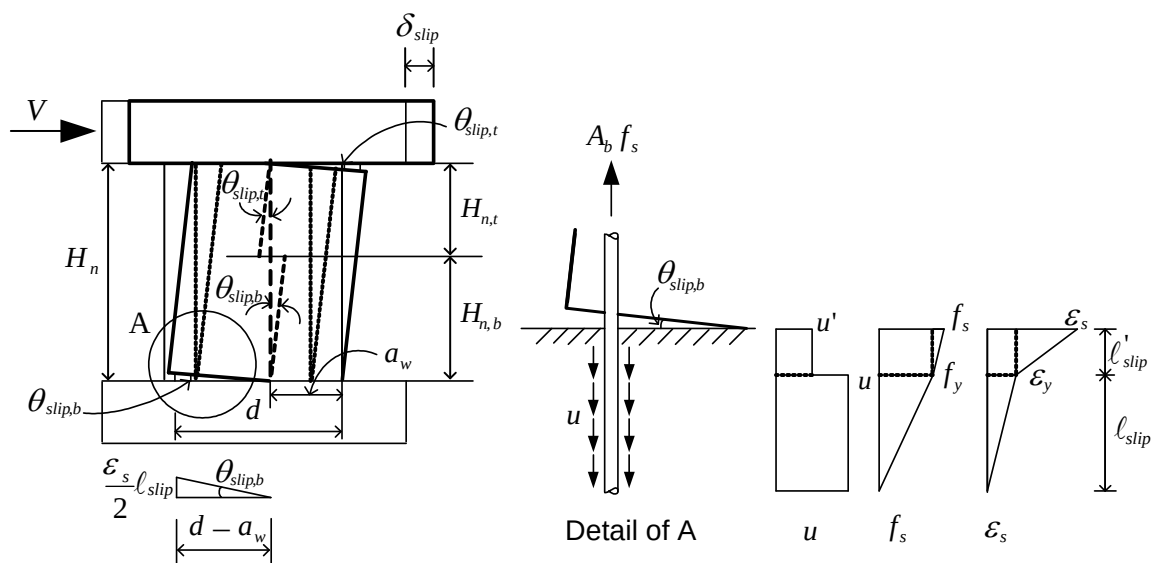


圖 22 牆滑移位移之計算

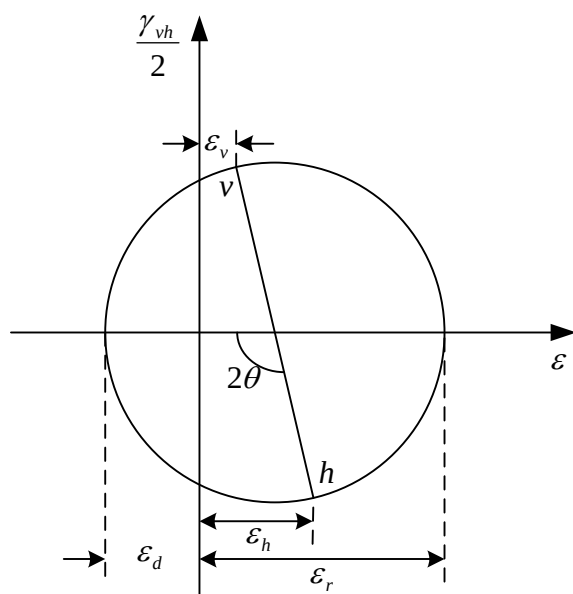


圖 23 應變諧和莫爾圓示意圖

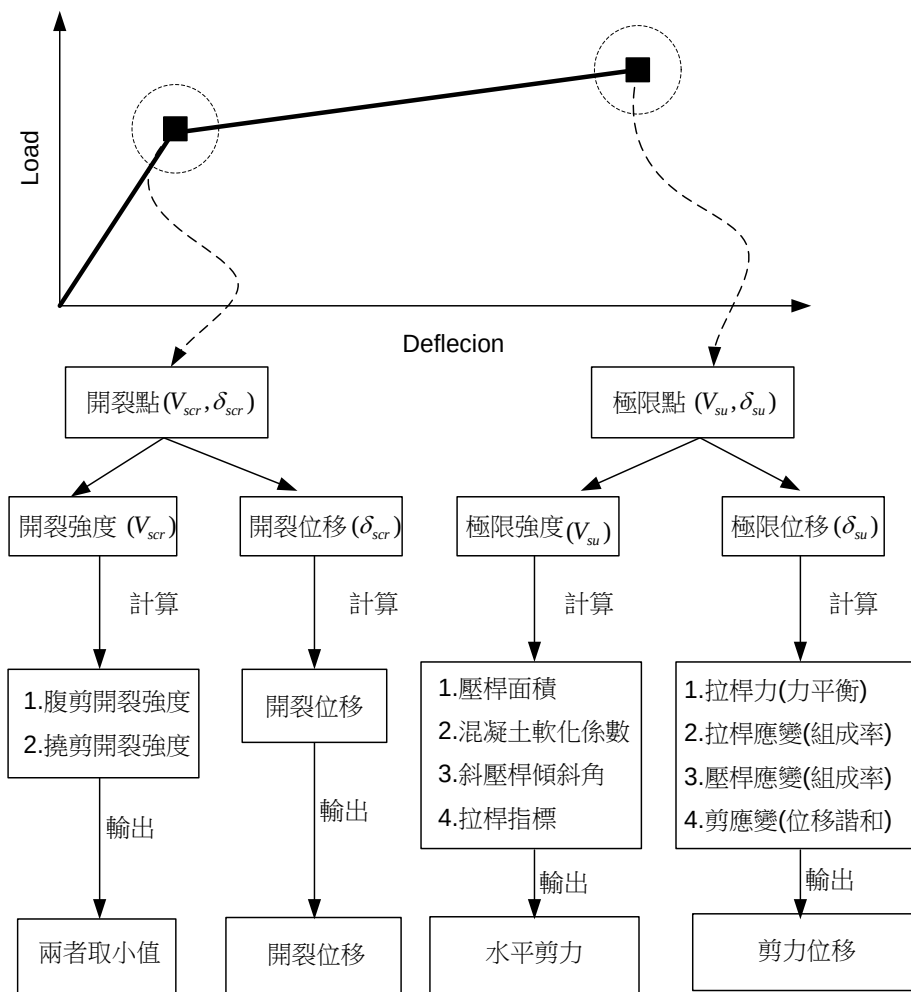


圖 24 剪力載重位移曲線計算流程圖

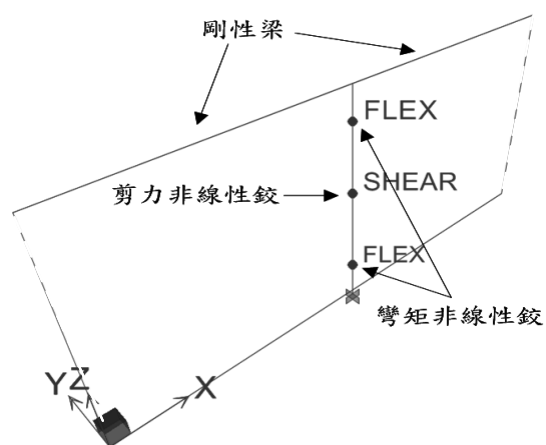


圖 25 等值寬柱數值模型

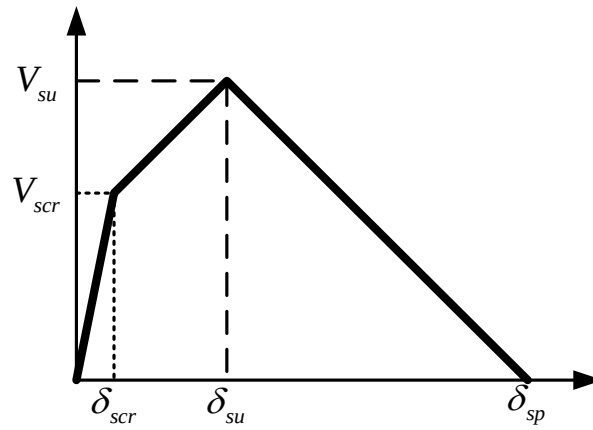
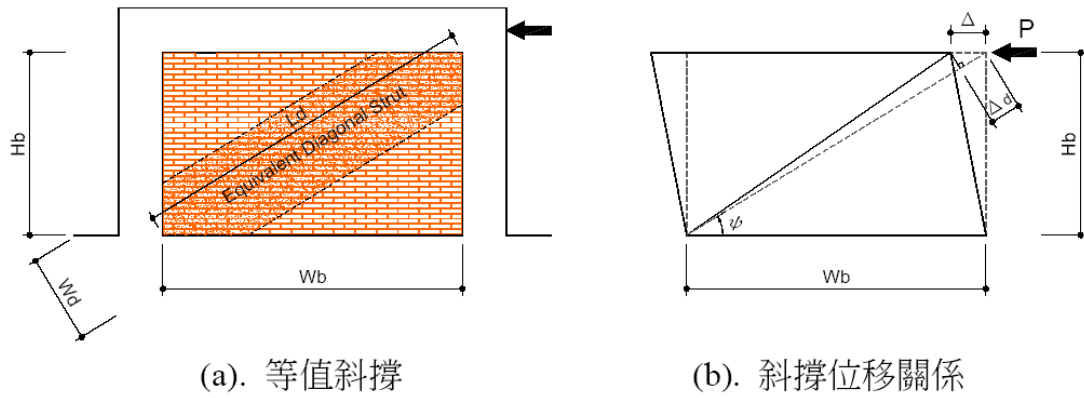


圖 26 極短柱或極短梁之剪力載重位移關係



(a). 等值斜撐

(b). 斜撐位移關係

圖 27 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[14])

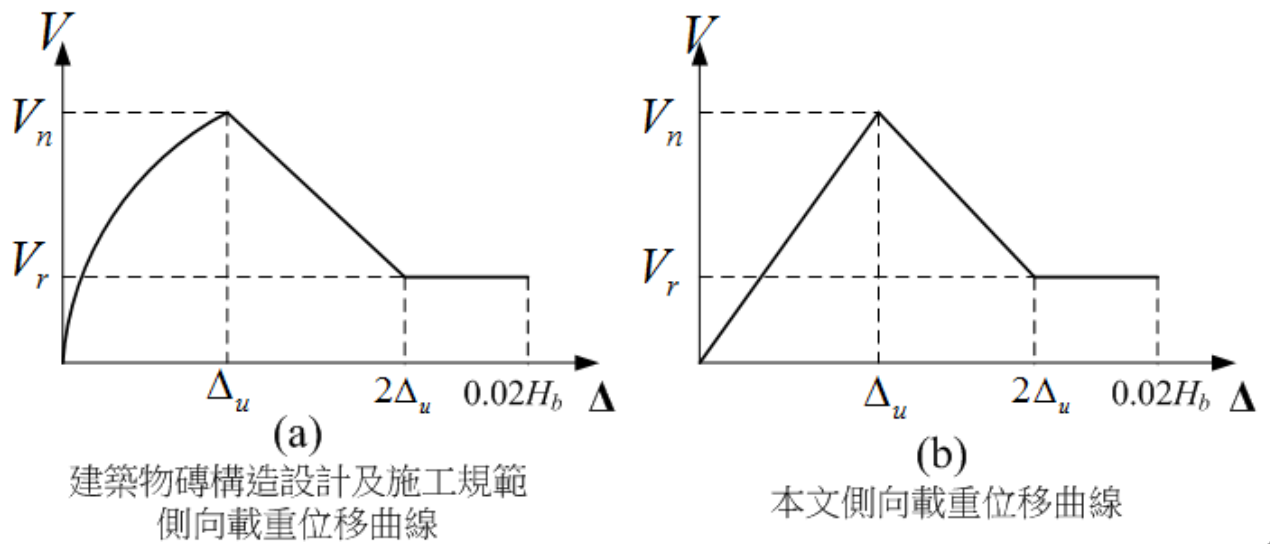


圖 28 磚牆之側向載重位移曲線

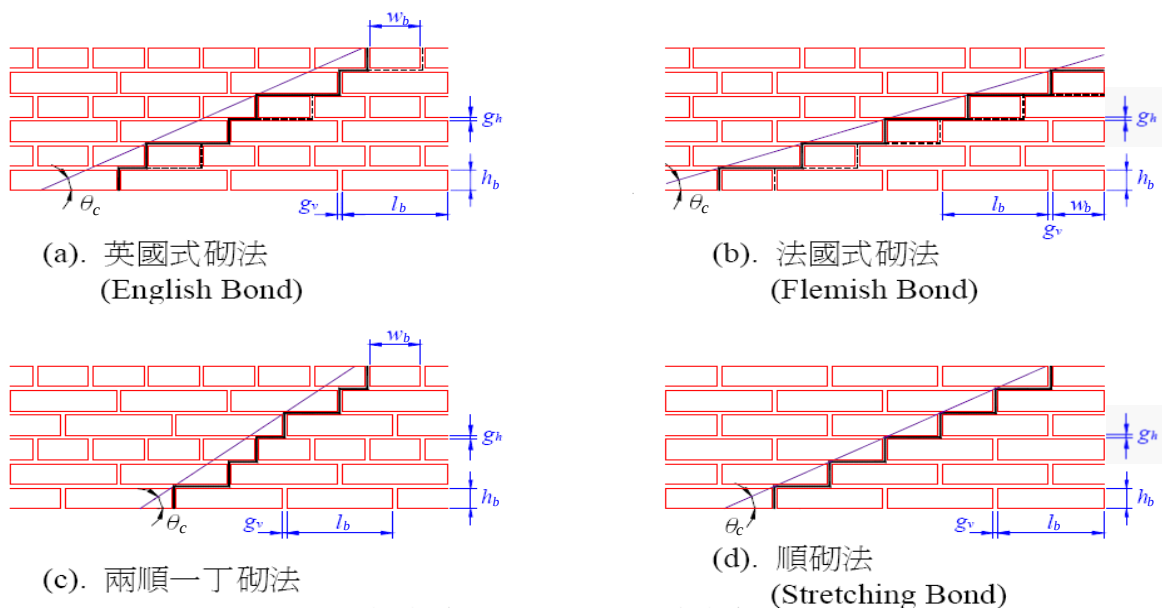


圖 29 各式磚牆砌法及臨界破壞角

(轉載自建築物磚構造設計及施工規範[14])

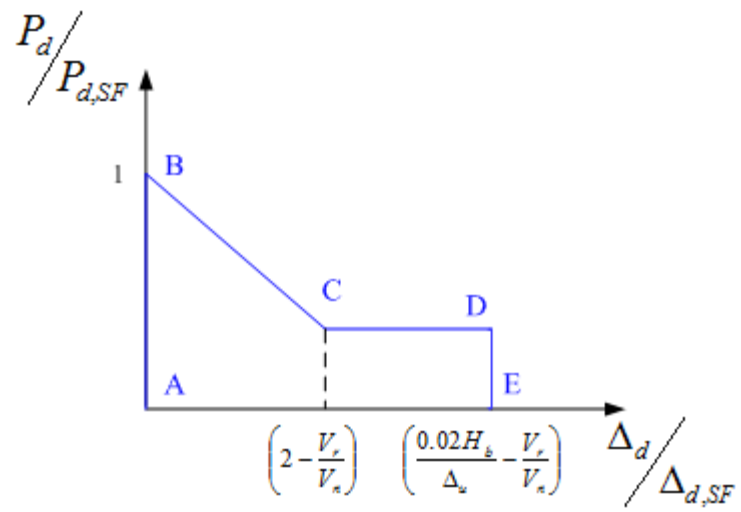


圖 30 磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質

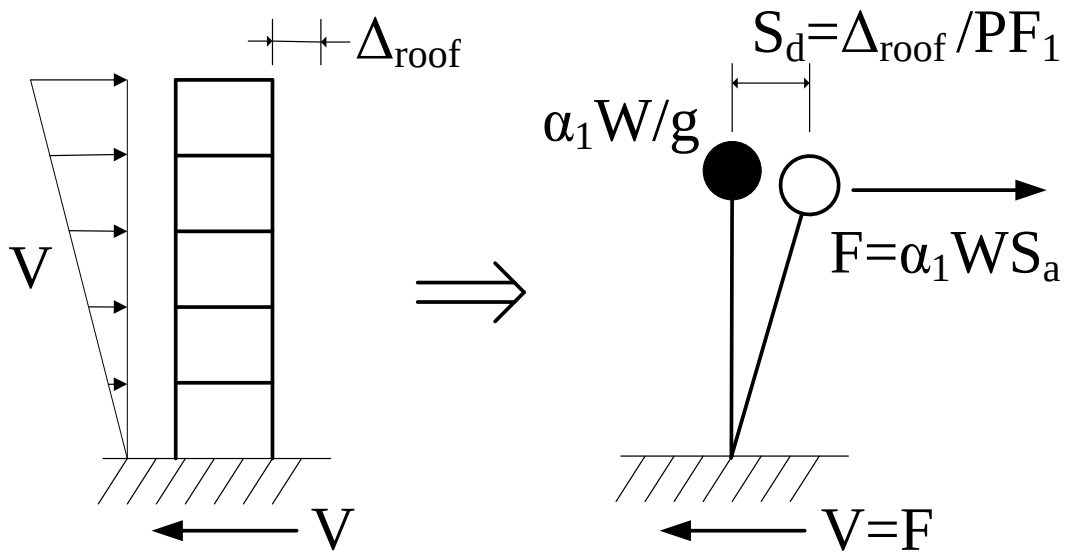


圖 31 等效單自由系統

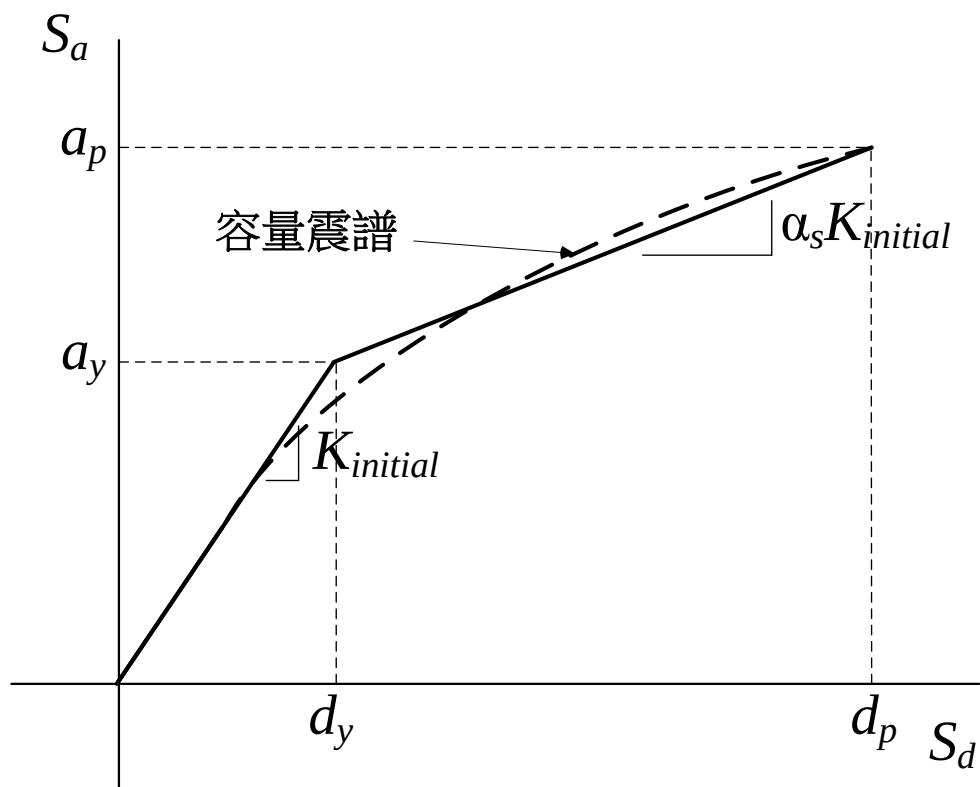


圖 32 容量震譜二線段化

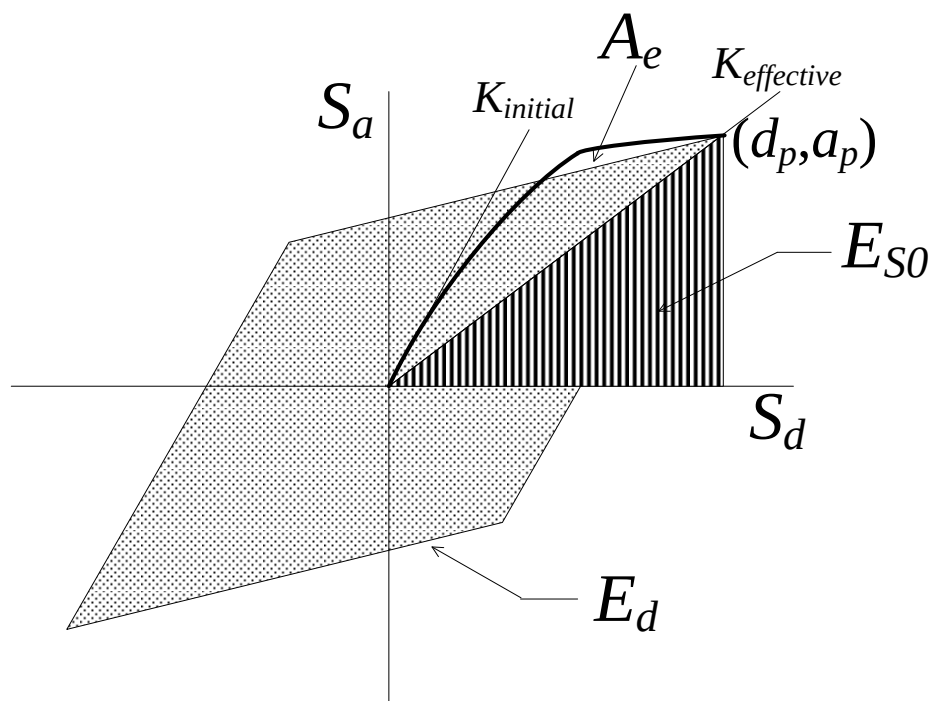


圖 33 等效阻尼與遲滯阻尼

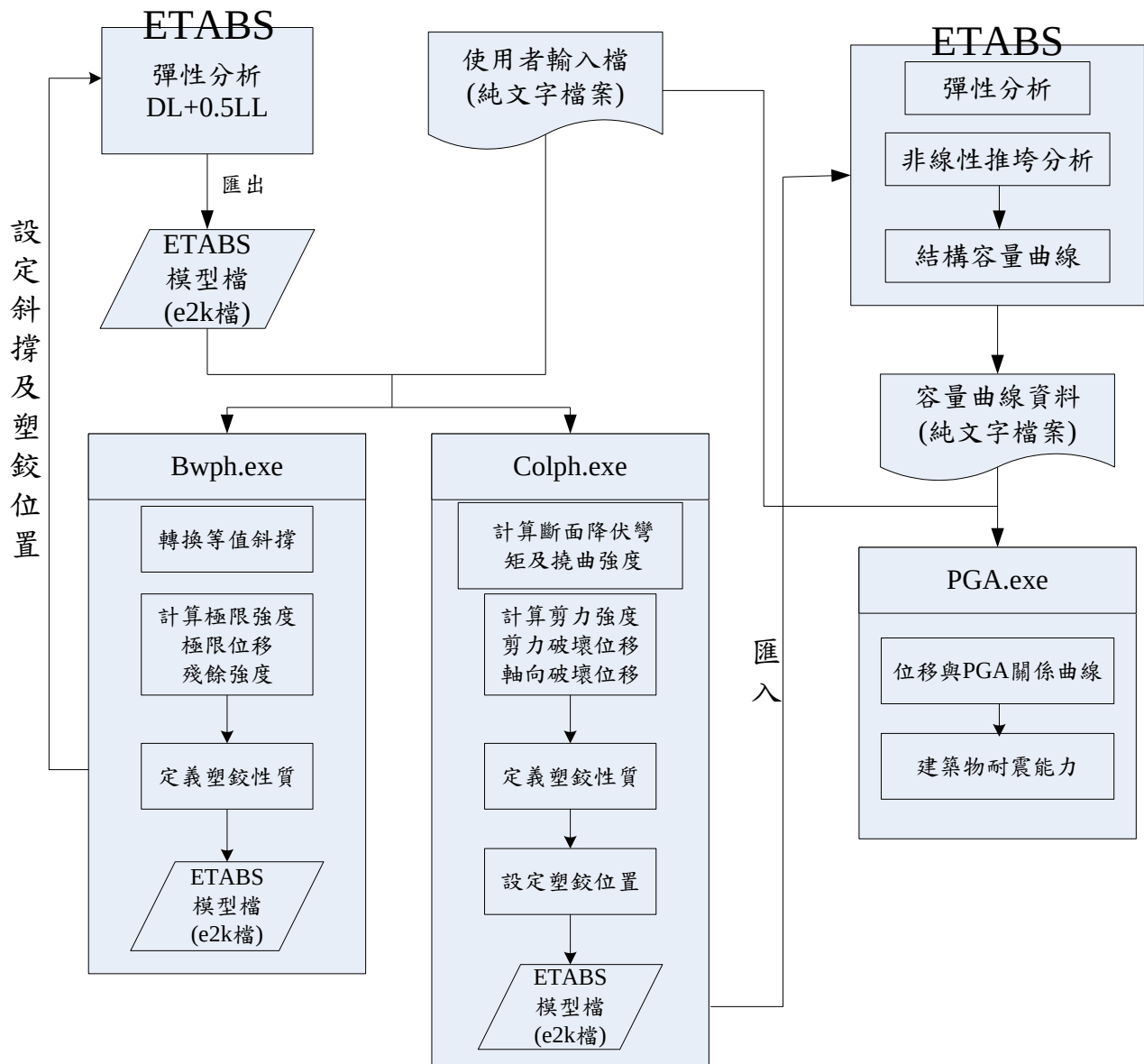


圖 34 本文建議之耐震能力詳細評估法分析流程

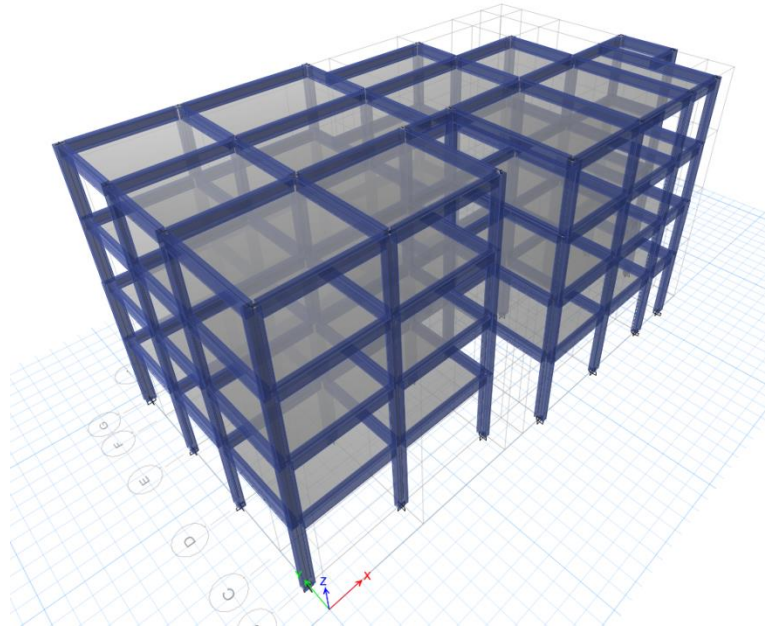


圖 35 案例 E4 結構 3D 模型

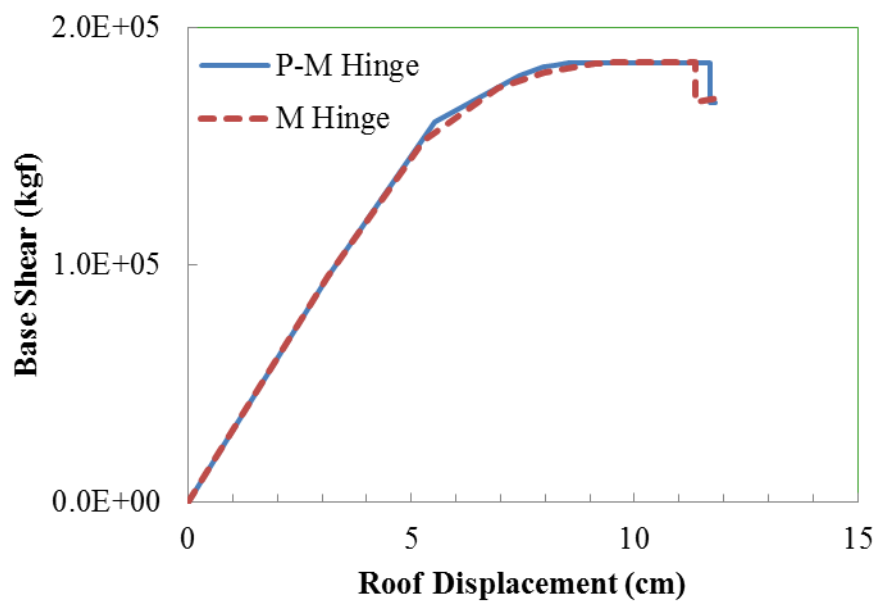


圖 36 案例 E4 之正 X 向容量曲線

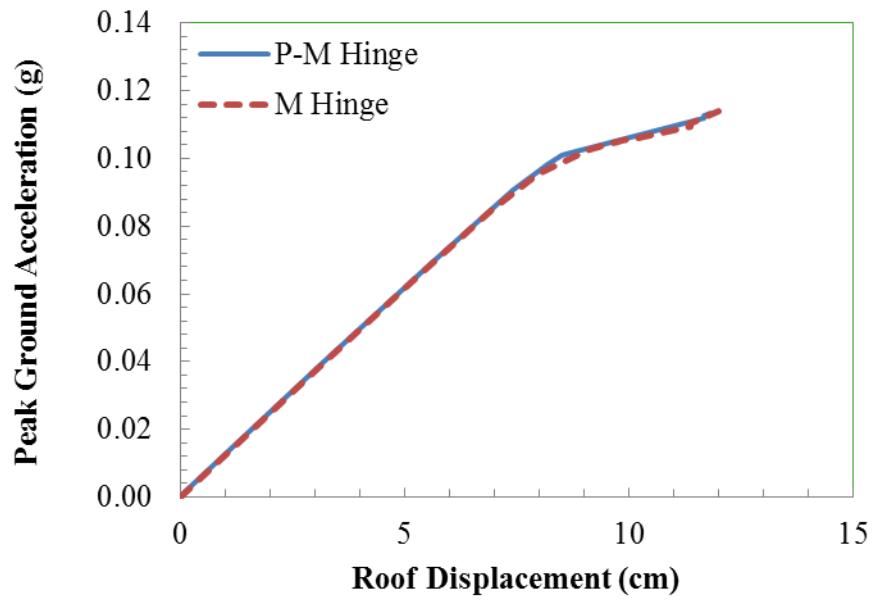


圖 37 案例 E4 之正 X 向性能曲線

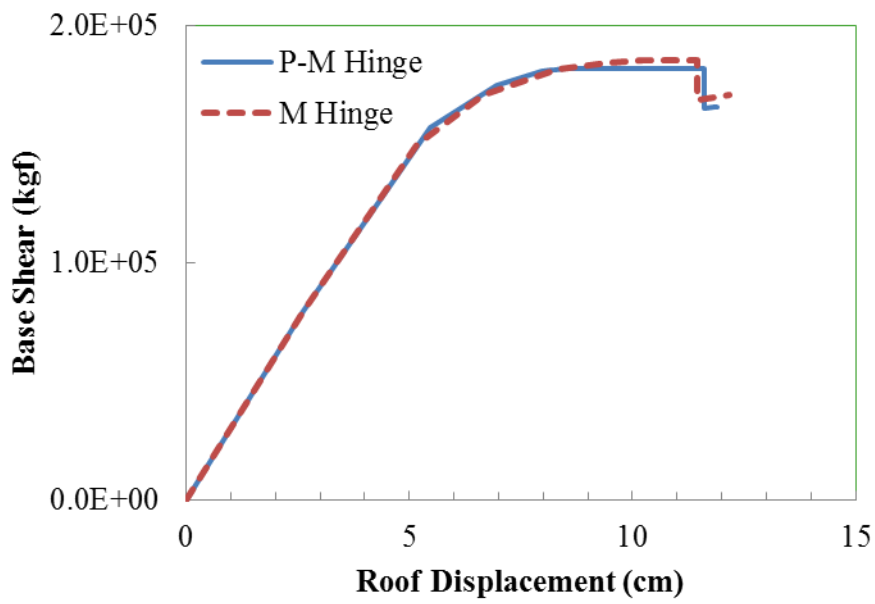


圖 38 案例 E4 之負 X 向容量曲線

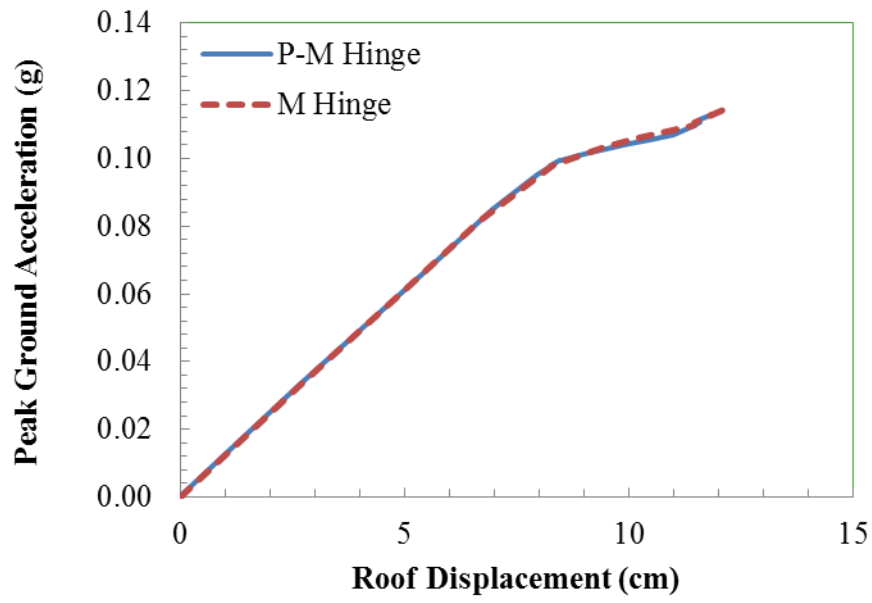


圖 39 案例 E4 之負 X 向性能曲線

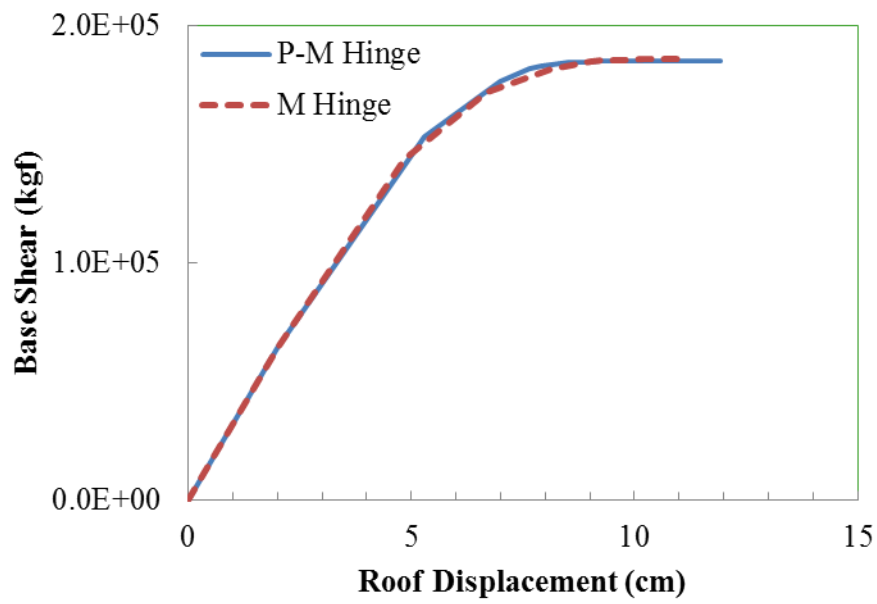


圖 40 案例 E4 之正 Y 向容量曲線

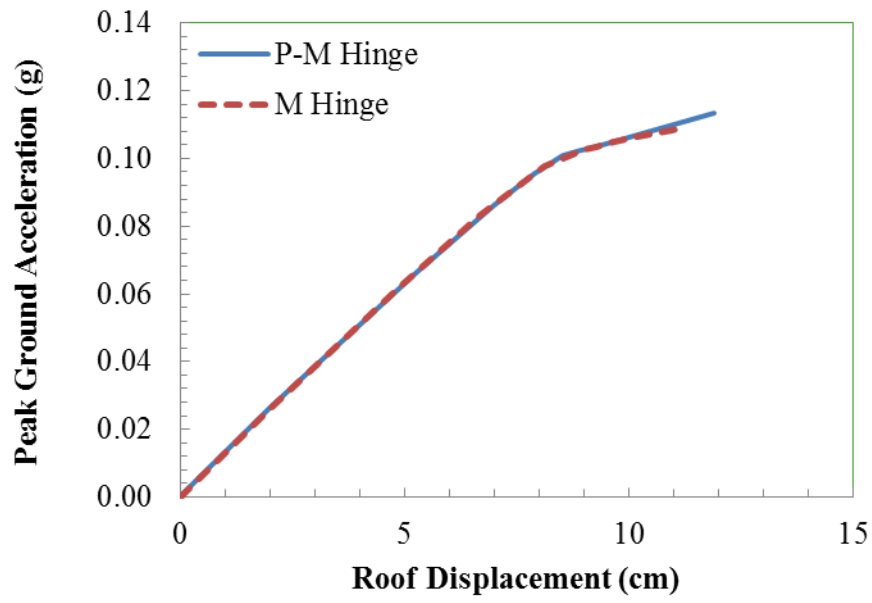


圖 41 案例 E4 之正 Y 向性能曲線

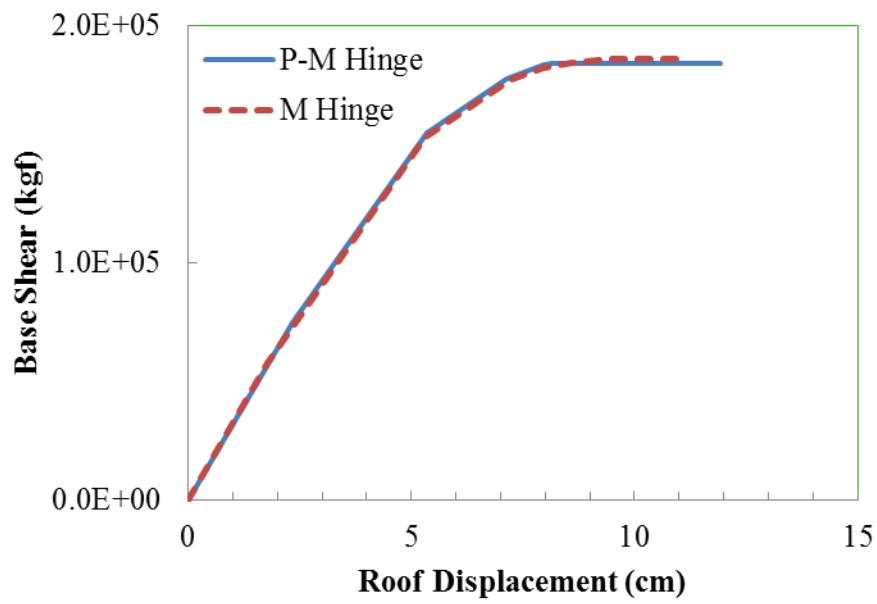


圖 42 案例 E4 之負 Y 向容量曲線

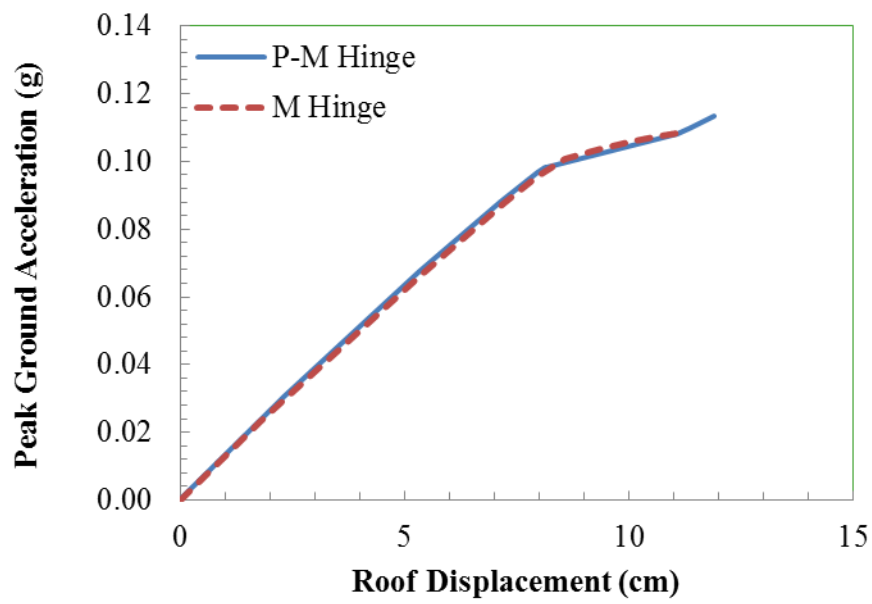


圖 43 案例 E4 之負 Y 向性能曲線

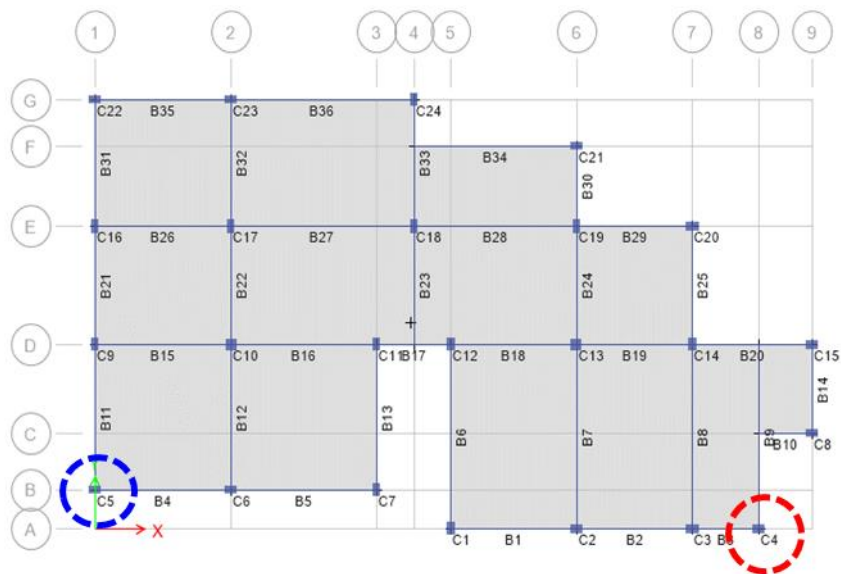


圖 44 案例 E4 之壓拉力側柱選取位置

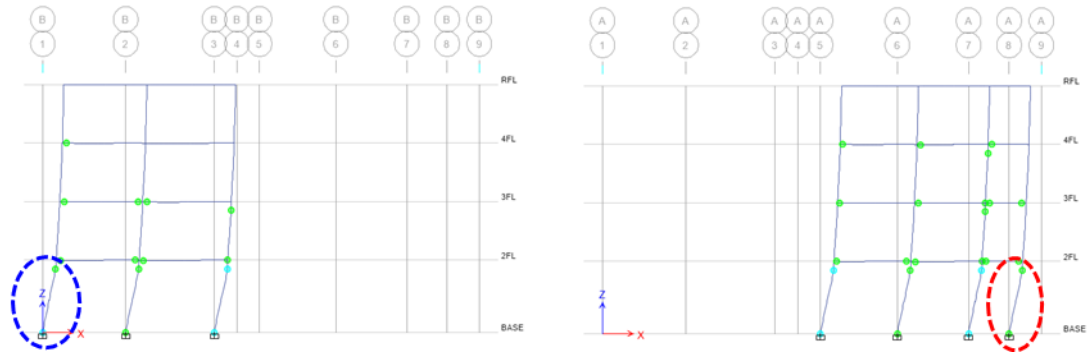


圖 45 案例 E4 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)

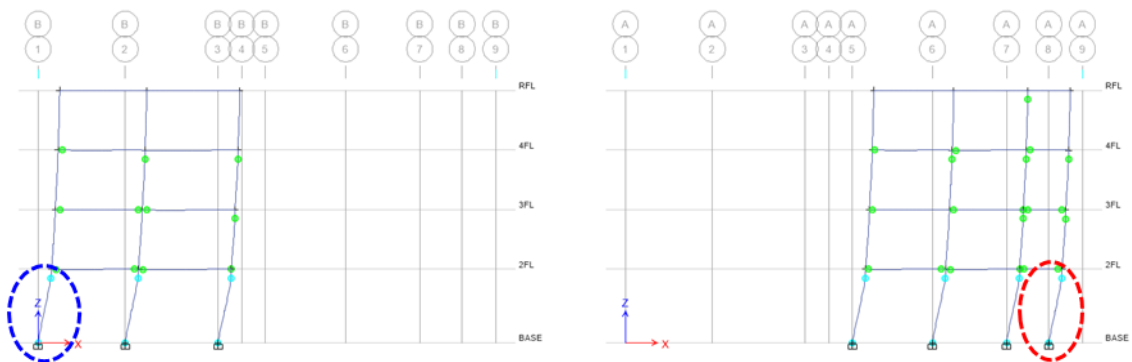
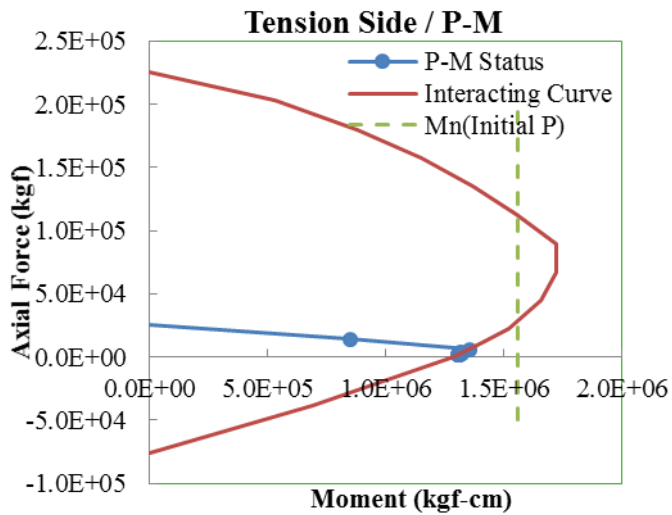
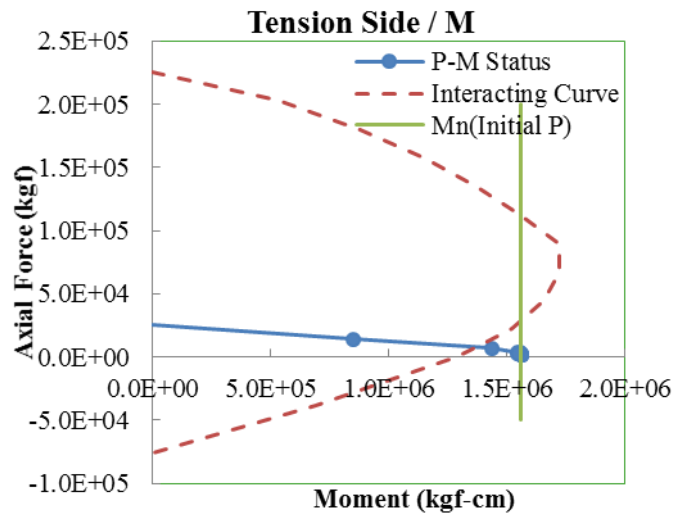


圖 46 案例 E4 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

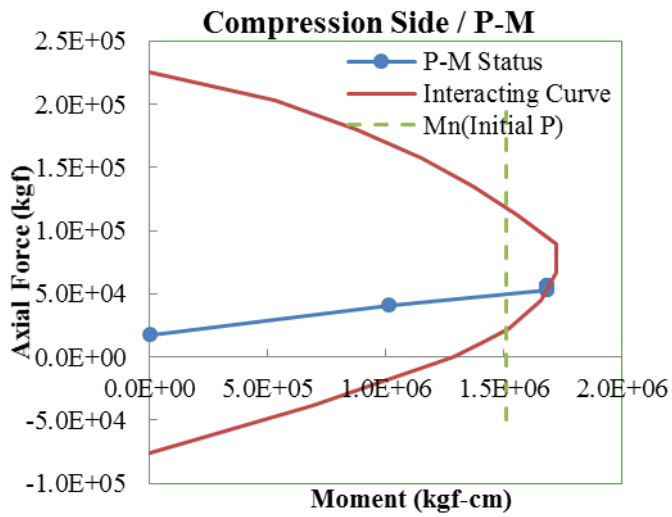


(a) P-M 非線性鉸

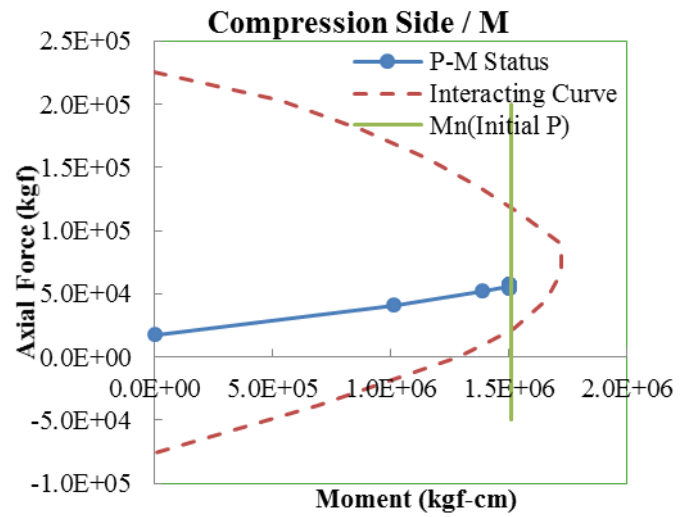


(b) M 非線性鉸

圖 47 案例 E4 正 X 向拉力側柱非線性鉸強度發展變化



(a) P-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 48 案例 E4 正 X 向壓力側柱非線性鉸強度發展變化

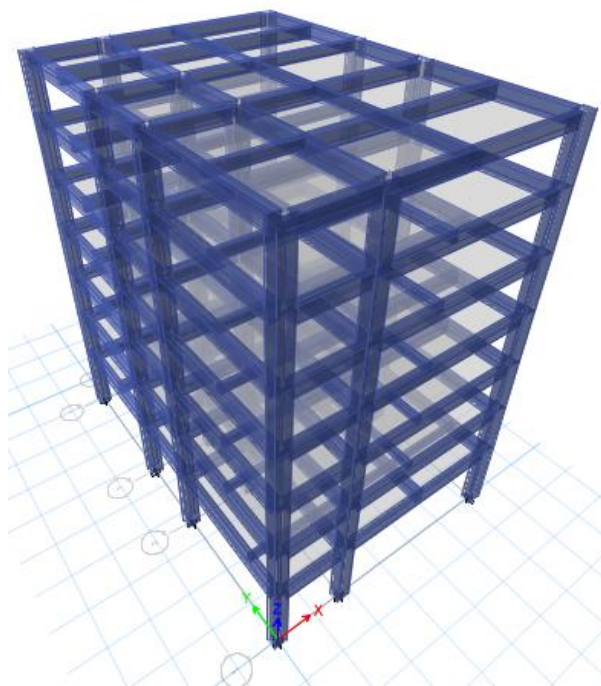


圖 49 案例 E7 結構 3D 模型

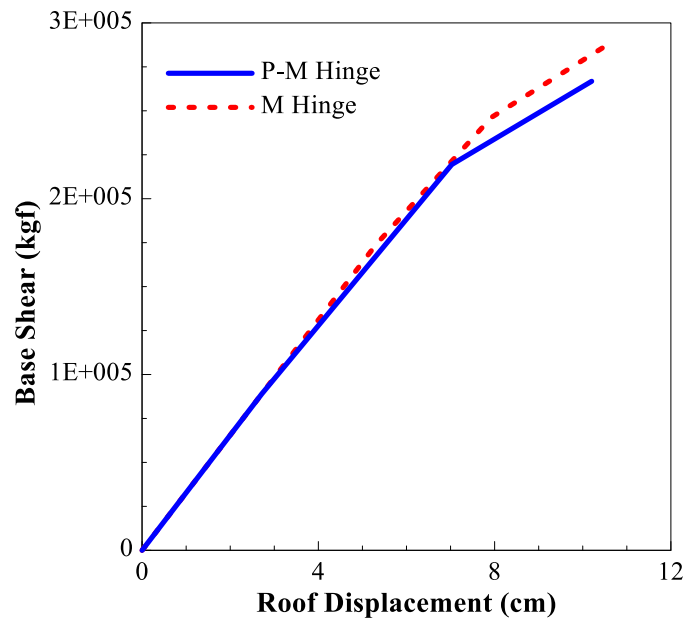


圖 50 案例 E7 之正 X 向容量曲線

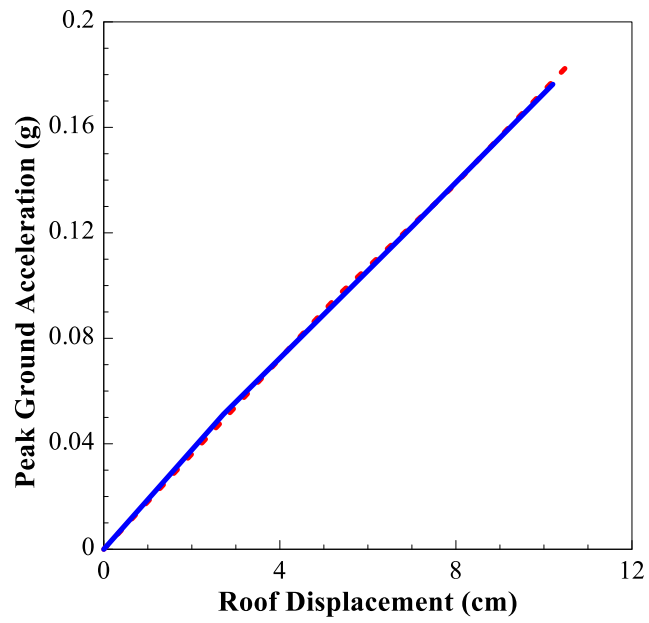


圖 51 案例 E7 之正 X 向性能曲線

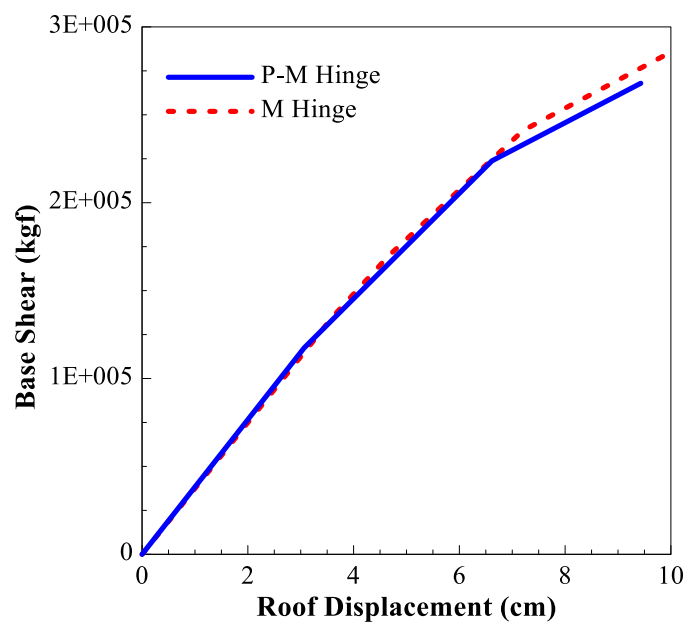


圖 52 案例 E7 之負 X 向容量曲線

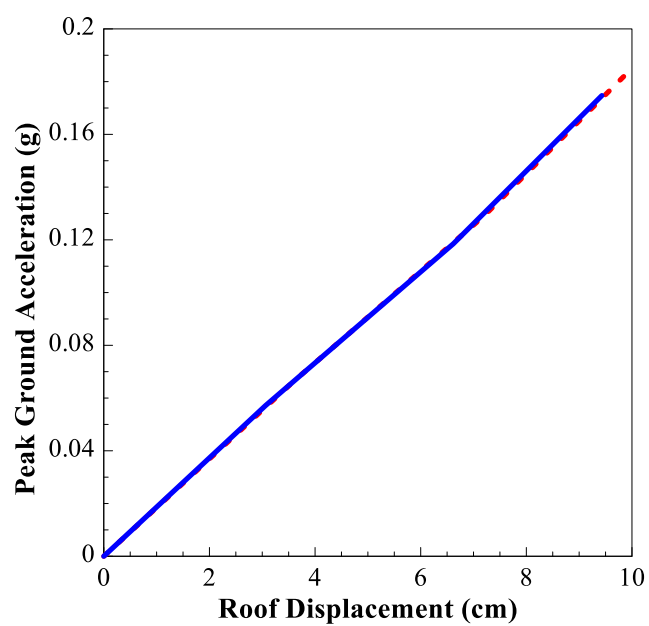


圖 53 案例 E7 之負 X 向性能曲線

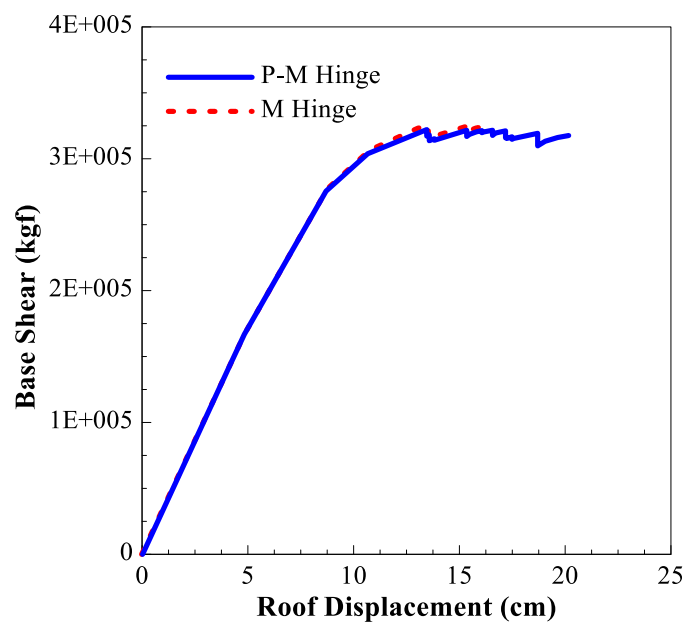


圖 54 案例 E7 之正 Y 向容量曲線

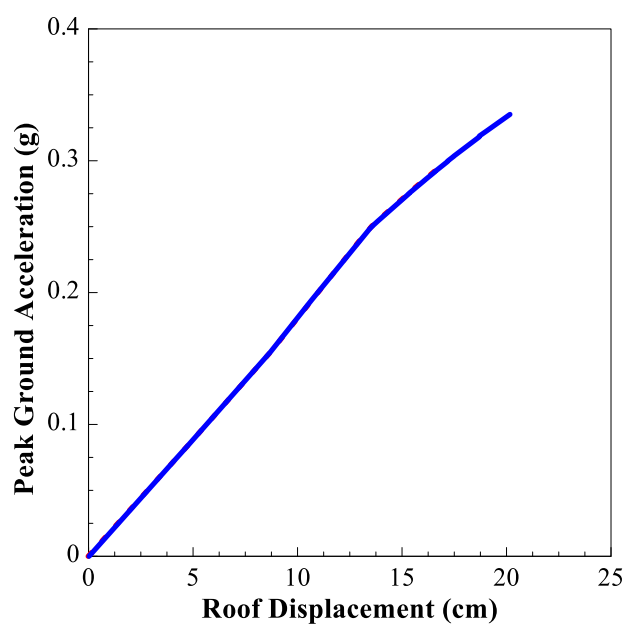


圖 55 案例 E7 之正 Y 向性能曲線

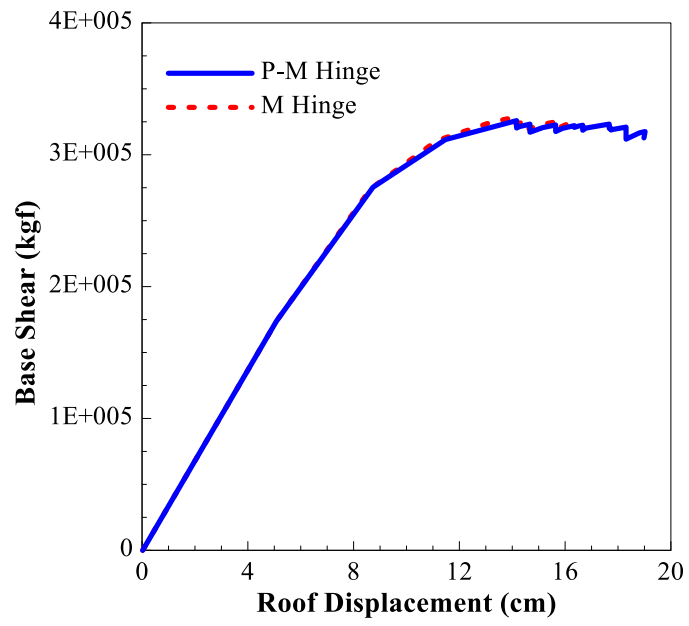


圖 56 案例 E7 之負 Y 向容量曲線

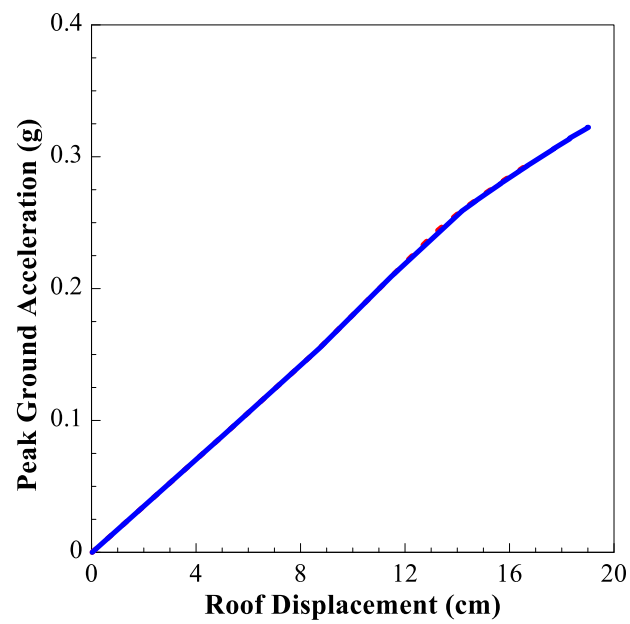


圖 57 案例 E7 之負 Y 向性能曲線

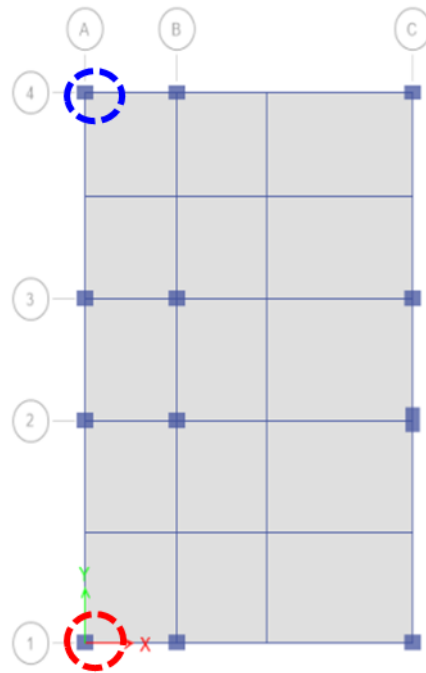


圖 58 案例 E7 之柱選取位置

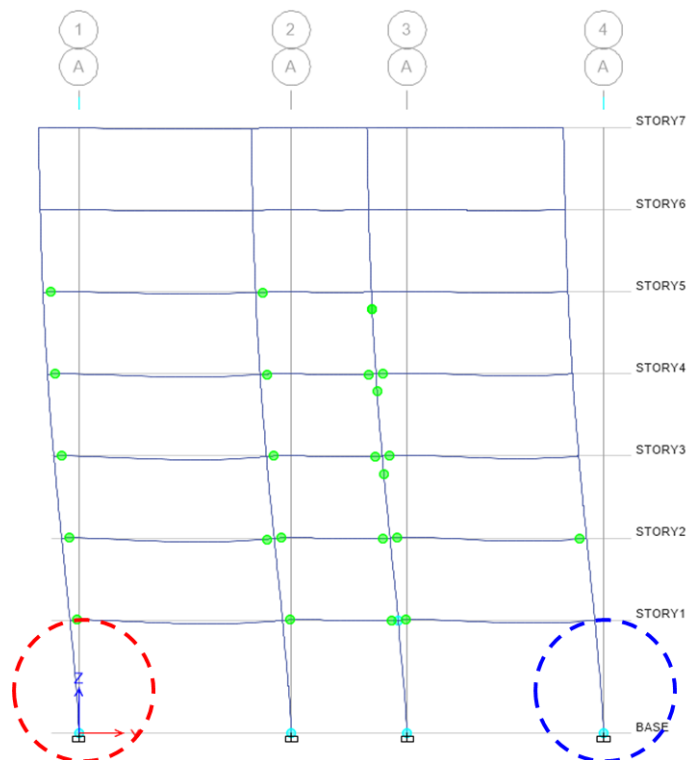


圖 59 案例 E7 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)

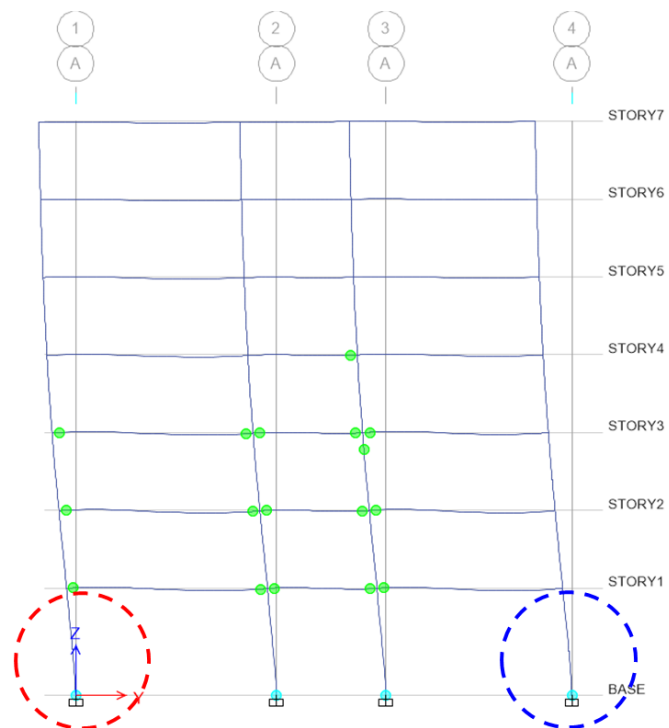
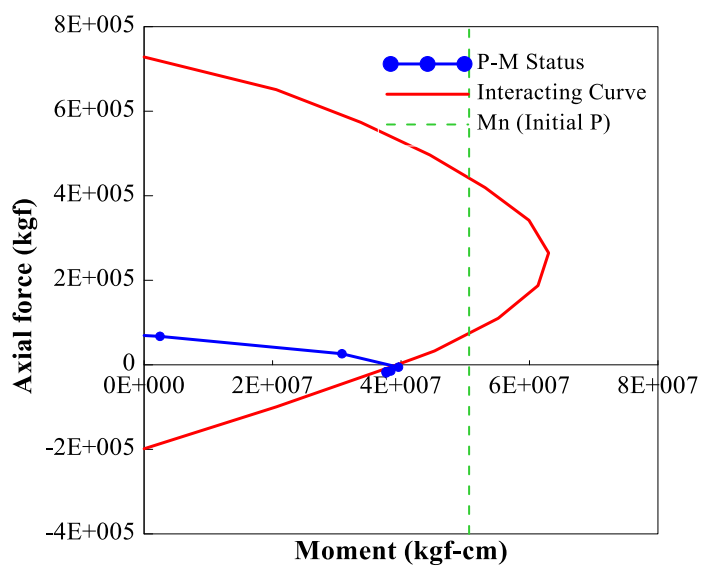
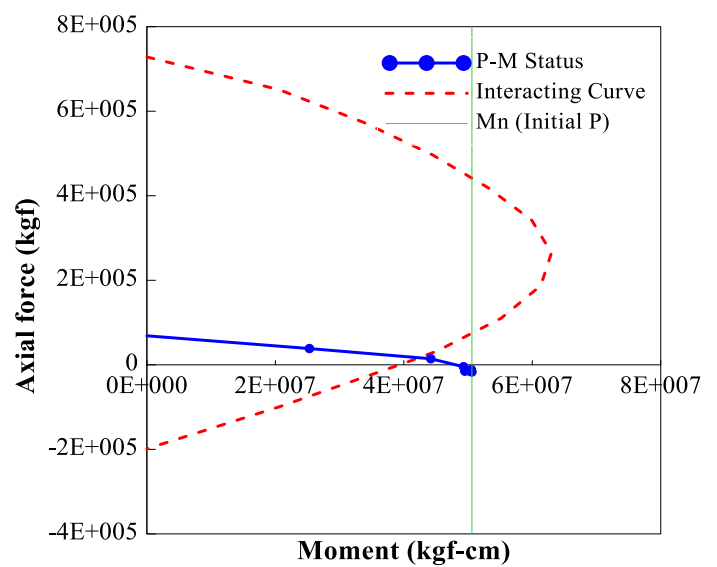


圖 60 案例 E7 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

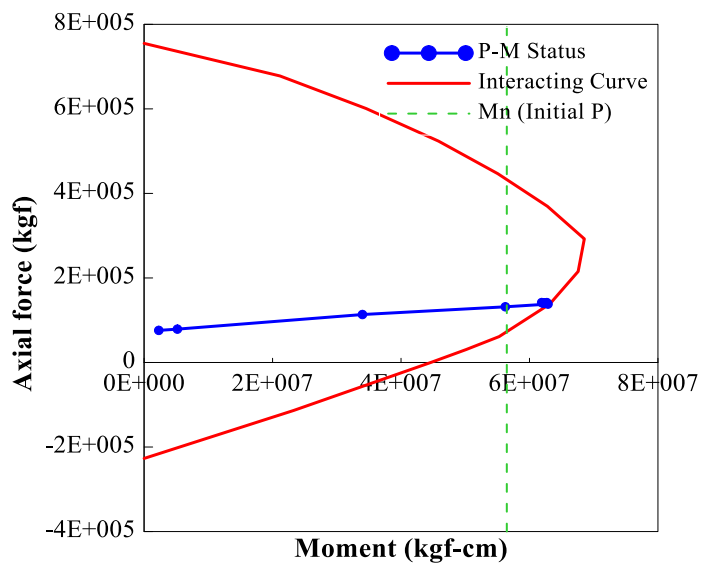


(a) P-M 非線性鉸

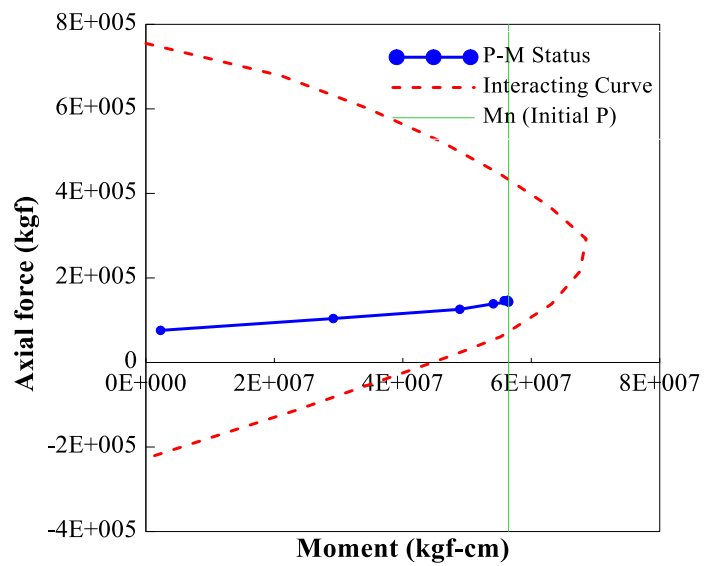


(b) M 非線性鉸

圖 61 案例 E7 負 Y 向拉力側柱非線性鉸強度發展變化



(a) P-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 62 案例 E7 負 Y 向壓力側柱非線性鉸強度發展變化

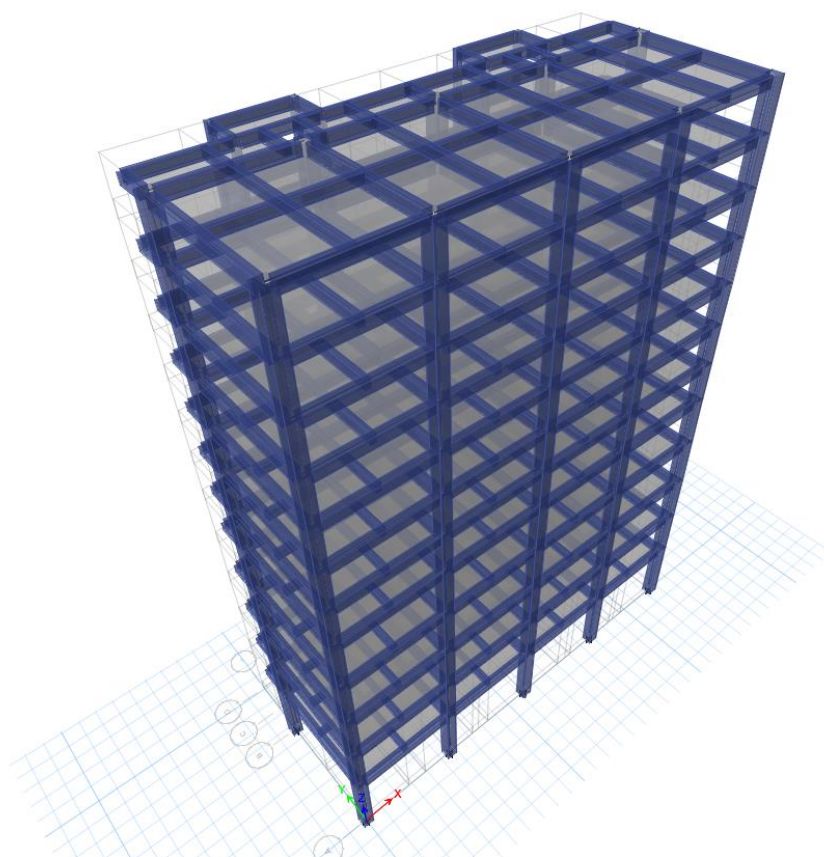


圖 63 案例 E12 結構 3D 模型

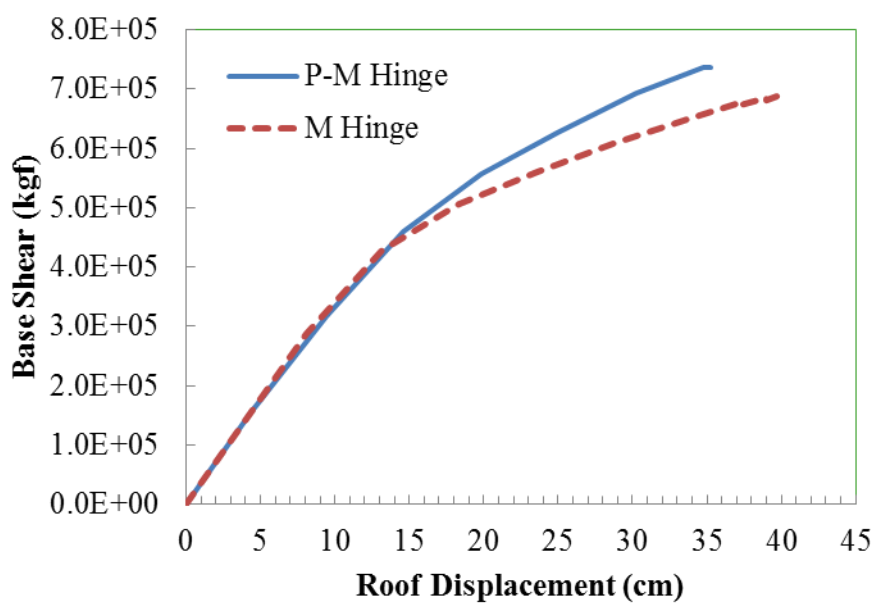


圖 64 案例 E12 之正 X 向容量曲線

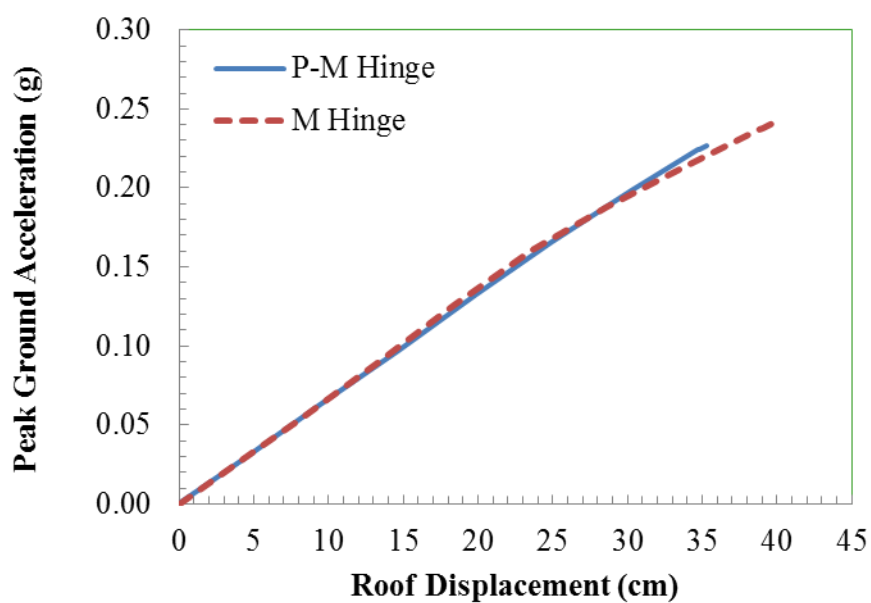


圖 65 案例 E12 之正 X 向性能曲線

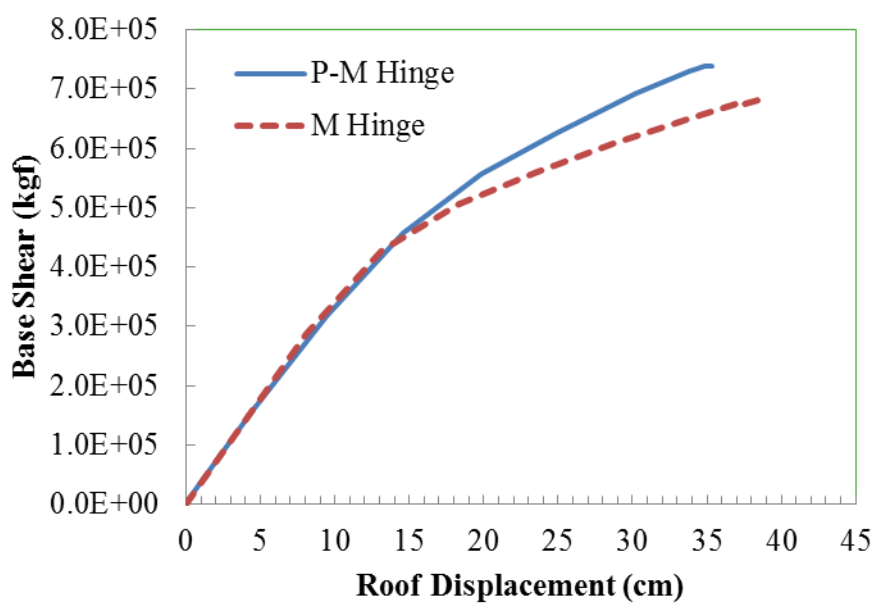


圖 66 案例 E12 之負 X 向容量曲線

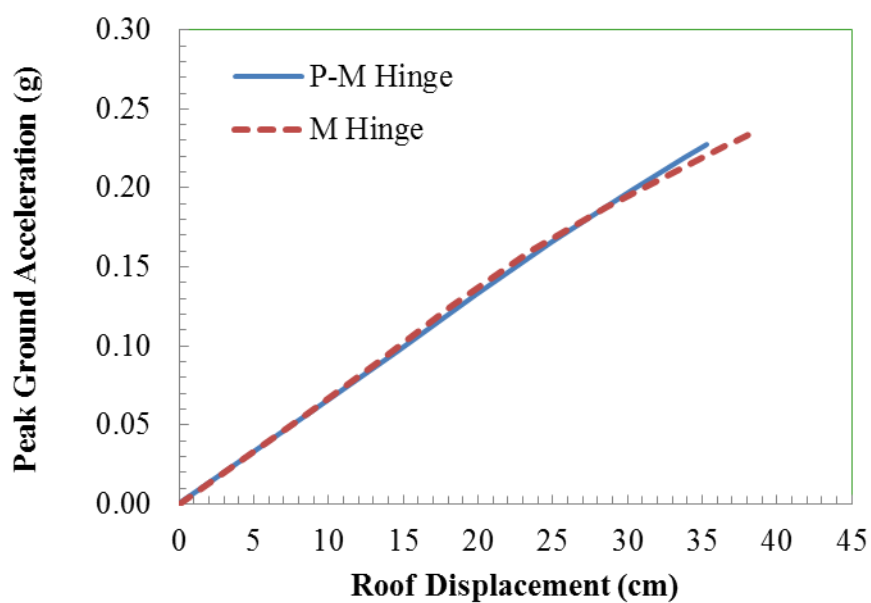


圖 67 案例 E12 之負 X 向性能曲線

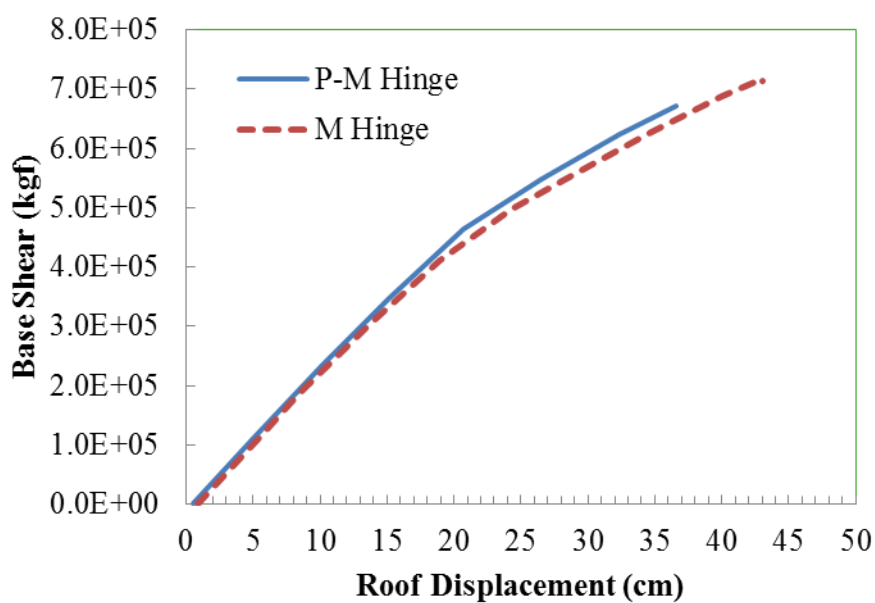


圖 68 案例 E12 之正 Y 向容量曲線

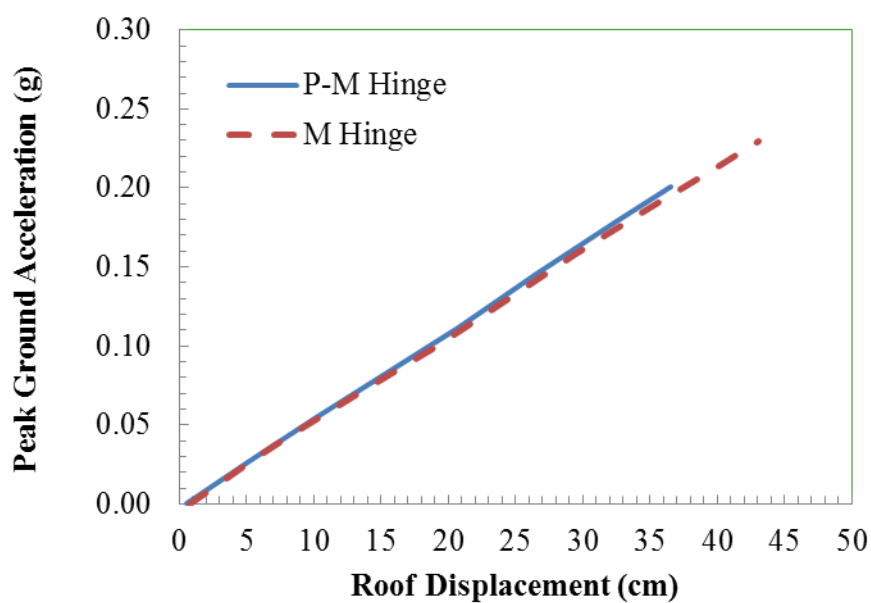


圖 69 案例 E12 之正 Y 向性能曲線

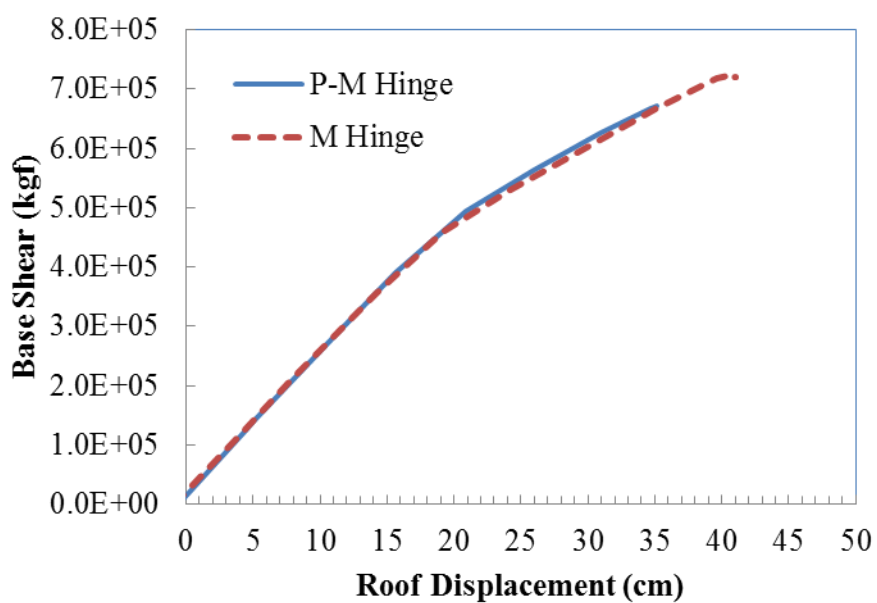


圖 70 案例 E12 之負 Y 向容量曲線

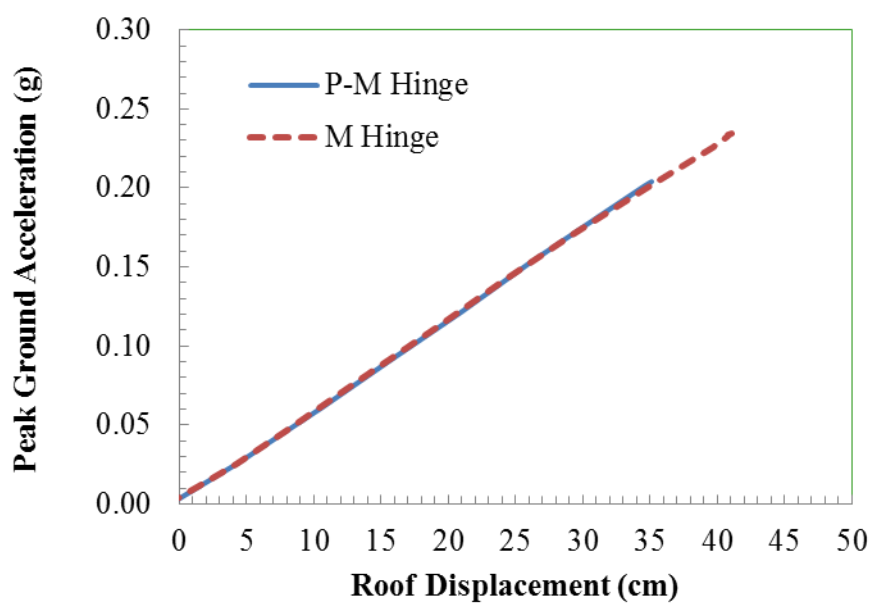


圖 71 案例 E12 之負 Y 向性能曲線

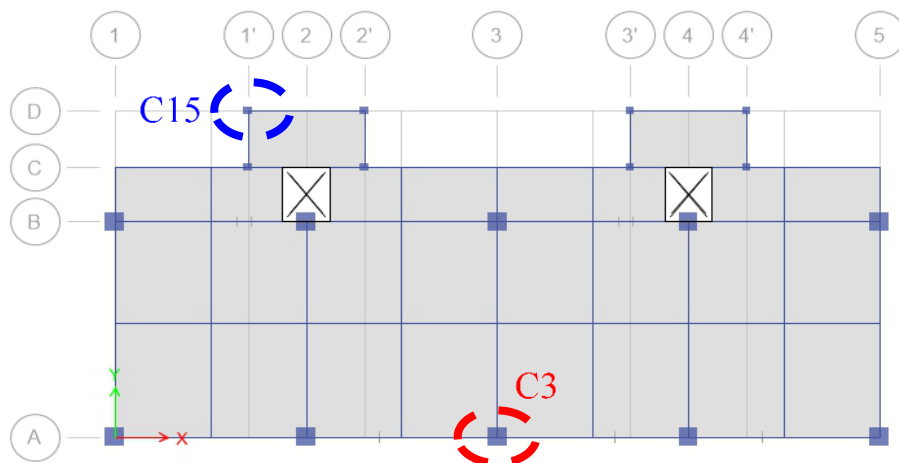


圖 72 案例 E12 之柱選取位置

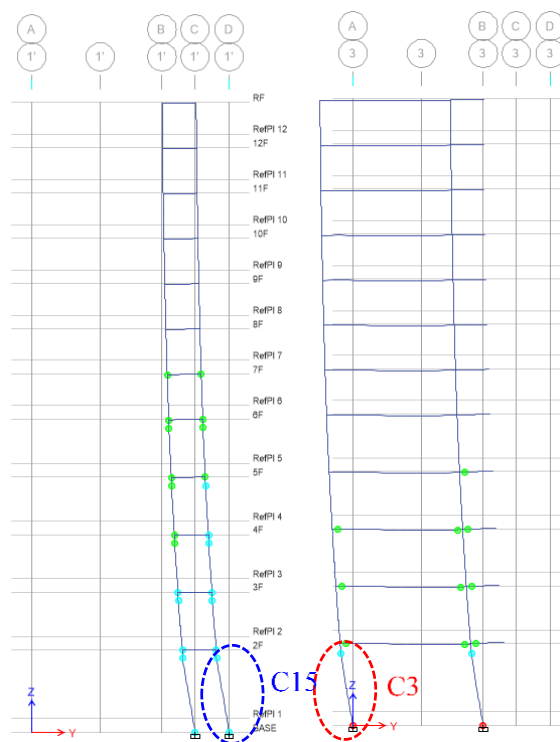


圖 73 案例 E12 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)

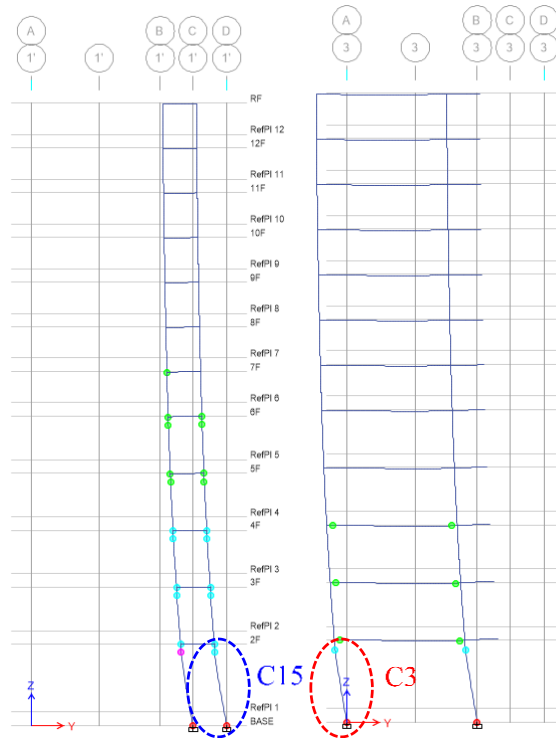


圖 74 案例 E12 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

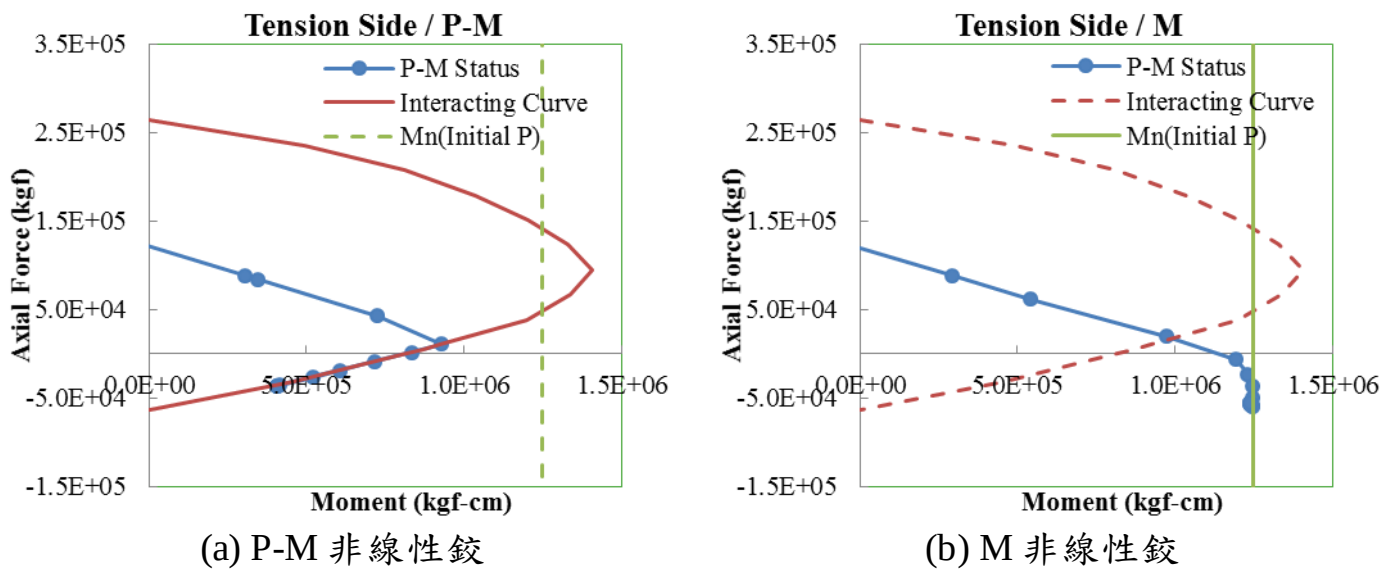
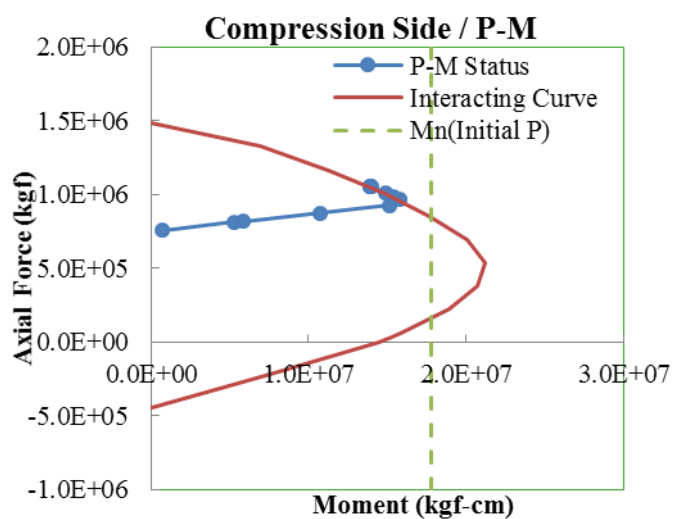
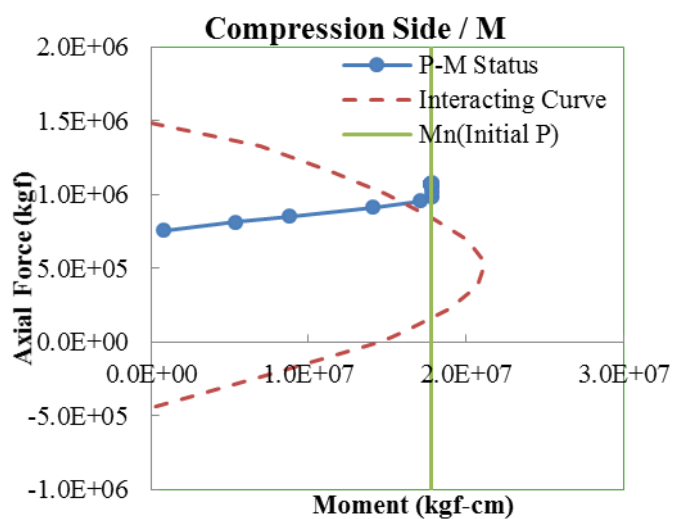


圖 75 案例 E12 負 Y 向拉力側柱非線性鉸強度發展變化



(a) P-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 76 案例 E12 負 Y 向壓力側柱非線性鉸強度發展變化

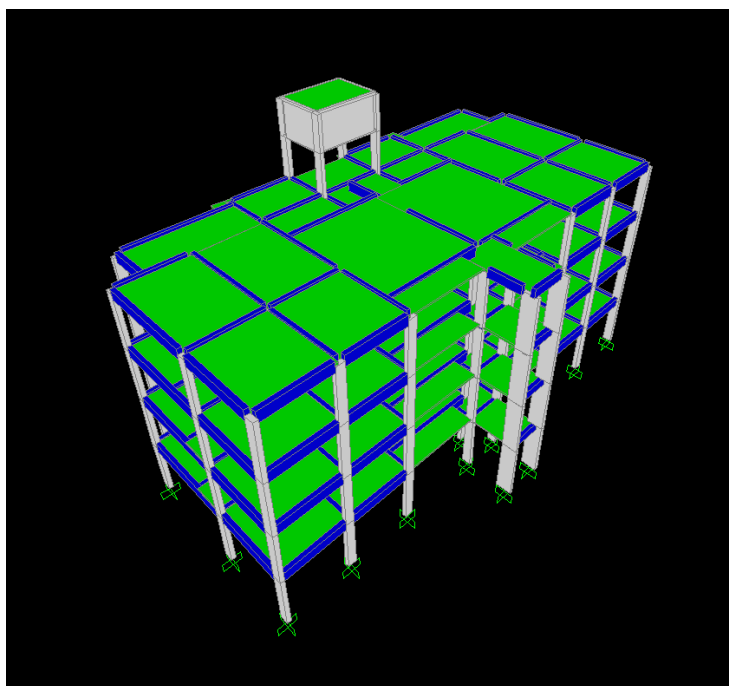


圖 77 案例 S4 結構 3D 模型

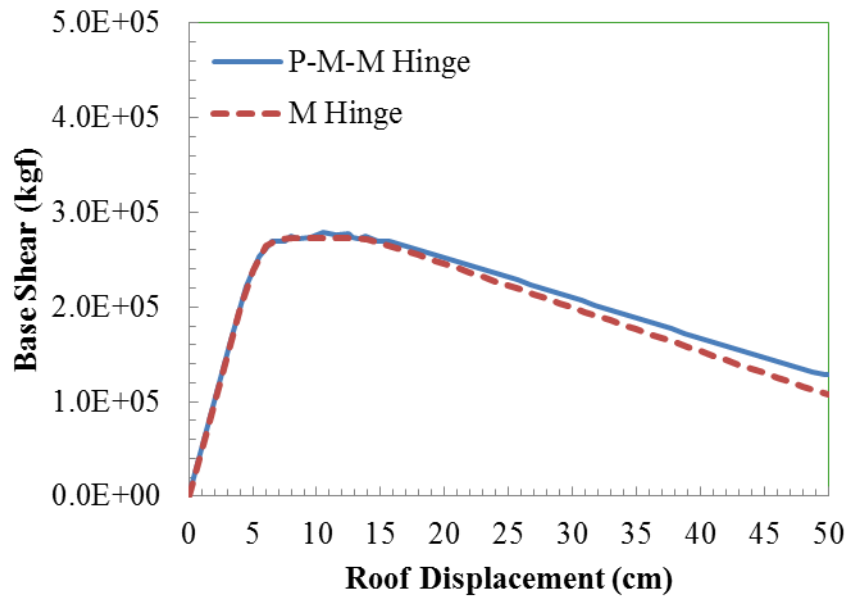


圖 78 案例 S4 之正 X 向容量曲線

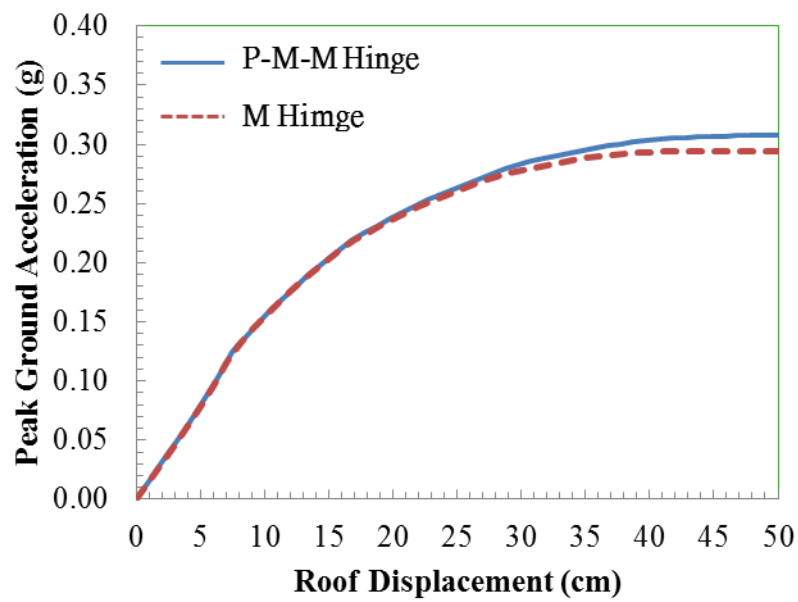


圖 79 案例 S4 之正 X 向性能曲線

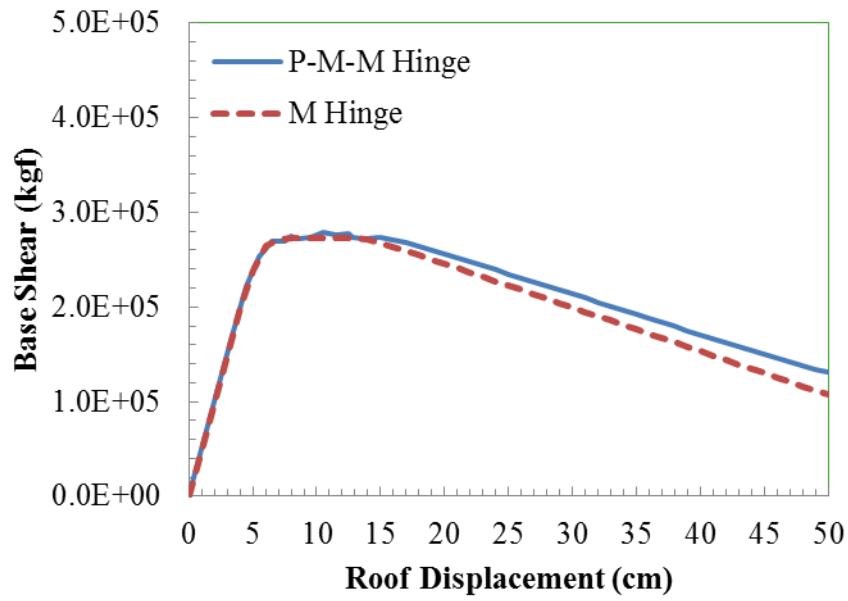


圖 80 案例 S4 之負 X 向容量曲線

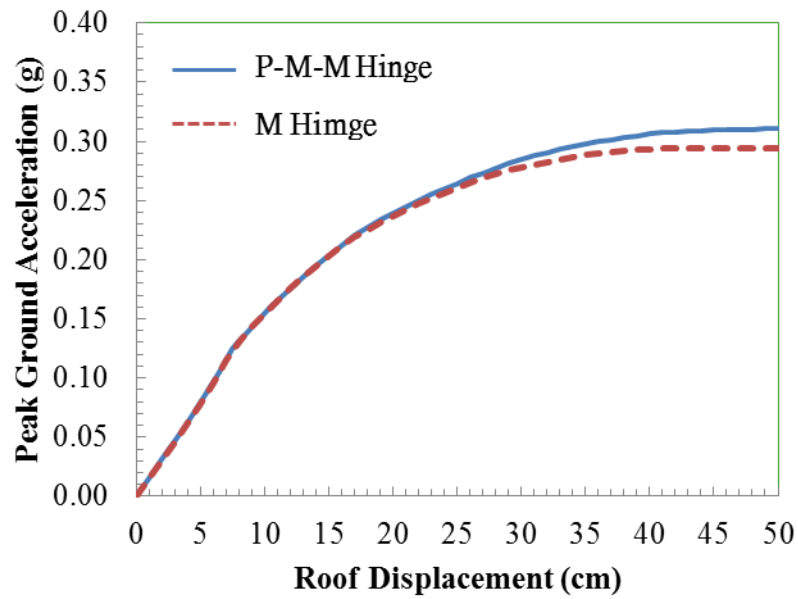


圖 81 案例 S4 之負 X 向性能曲線

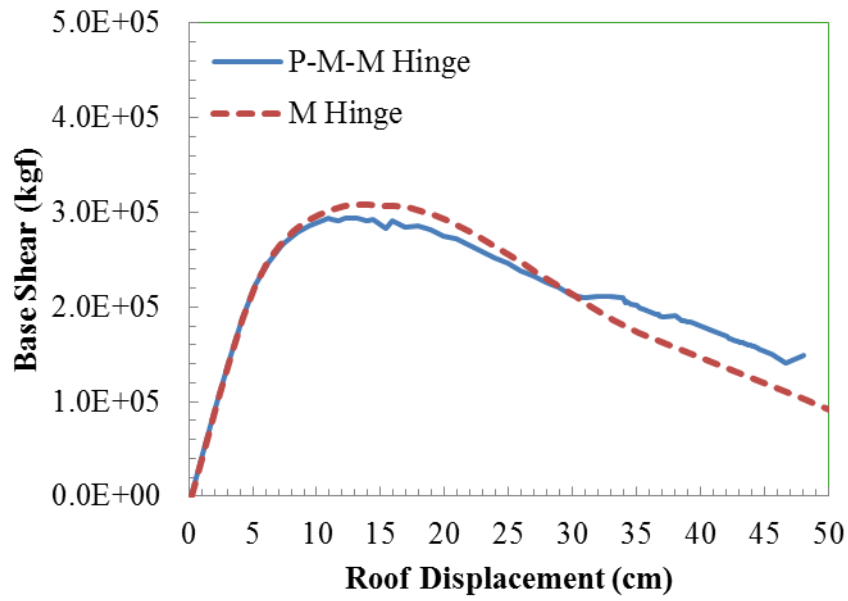


圖 82 案例 S4 之正 Y 向容量曲線

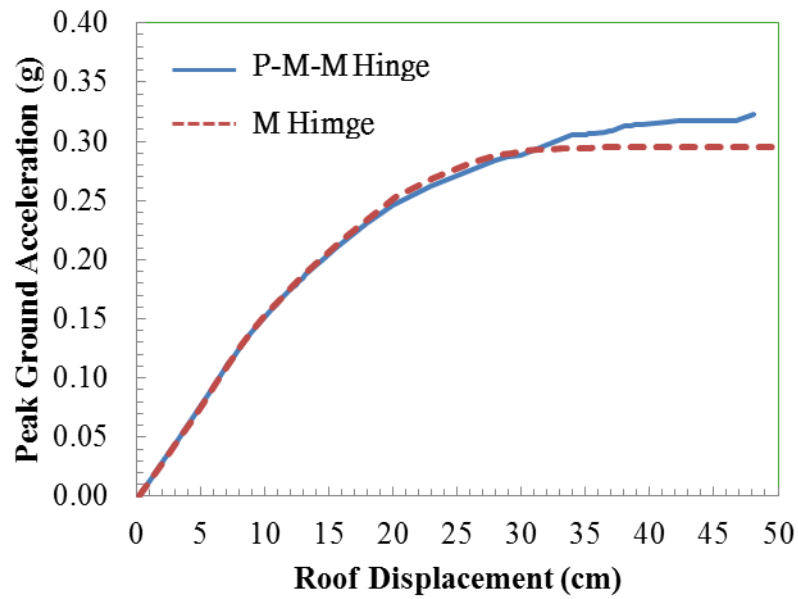


圖 83 案例 S4 之正 Y 向性能曲線

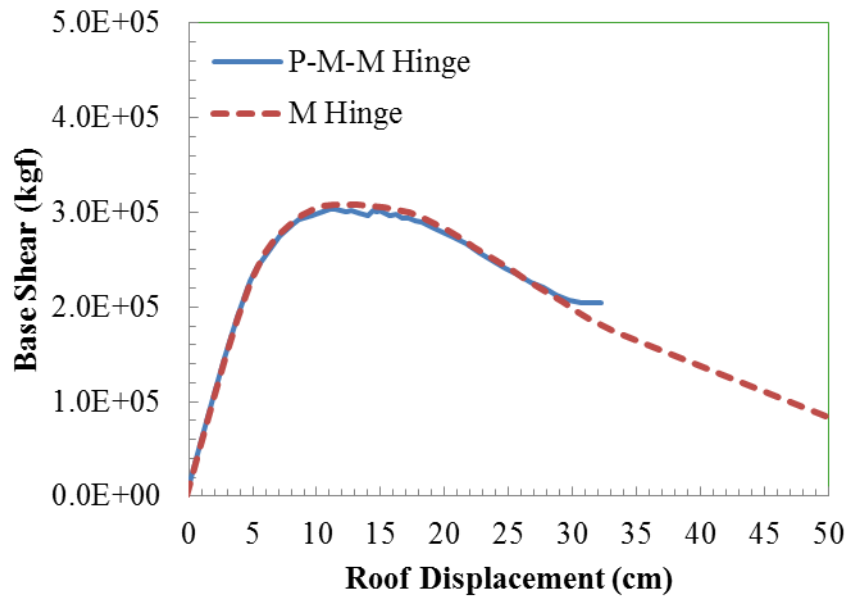


圖 84 案例 S4 之負 Y 向容量曲線

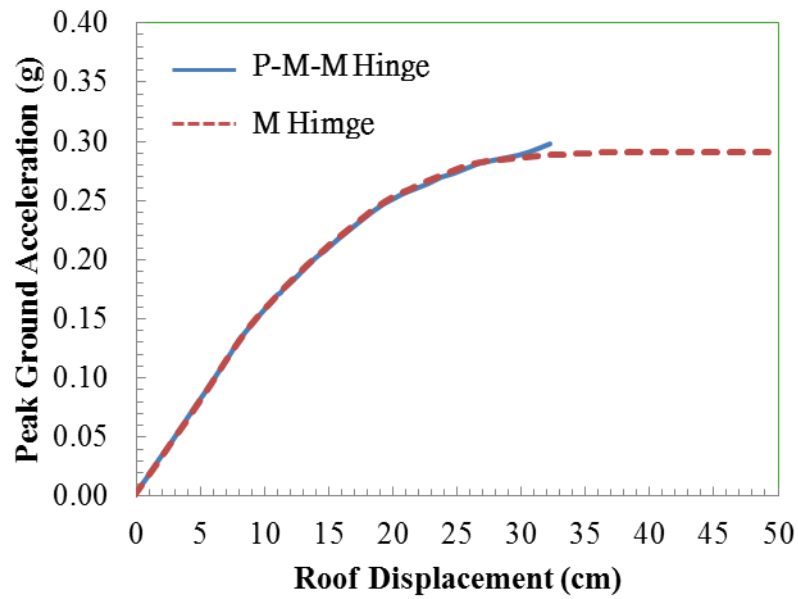


圖 85 案例 S4 之負 Y 向性能曲線

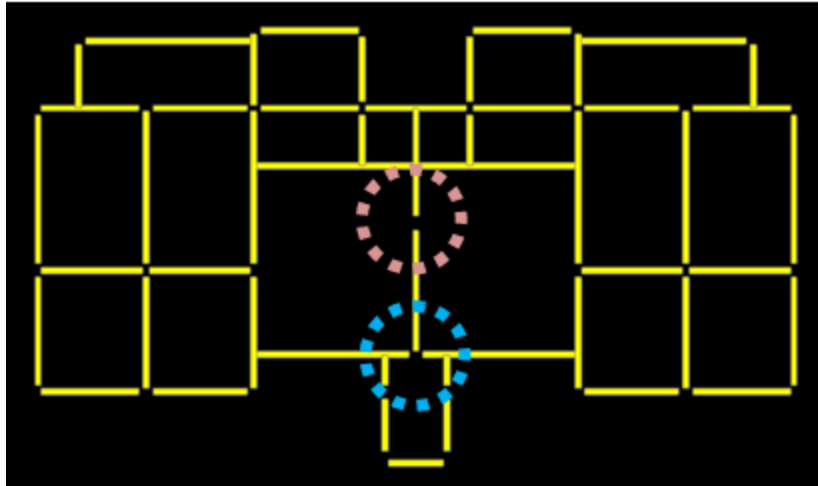


圖 86 案例 S4 之柱選取位置

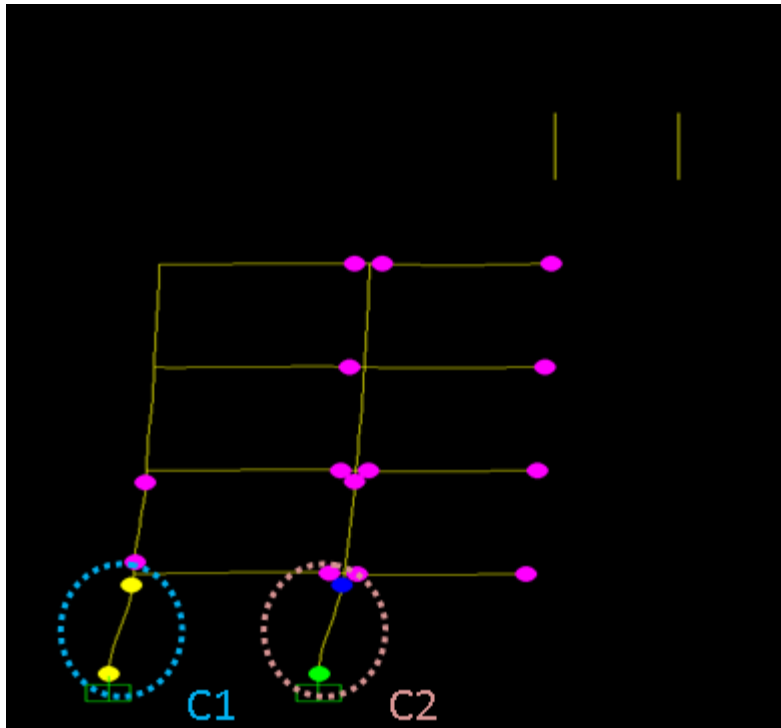


圖 87 案例 S4 正 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M-M Hinge)

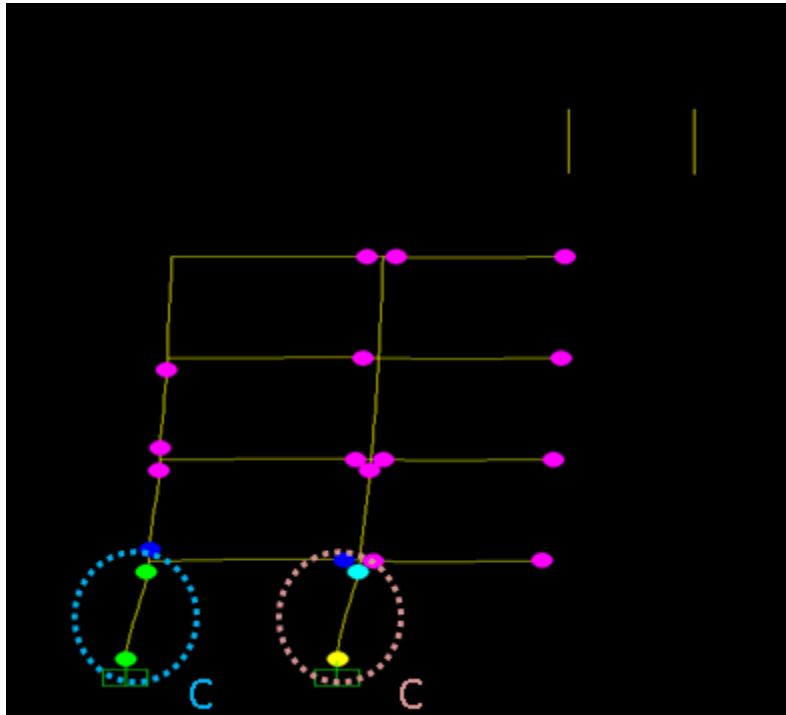
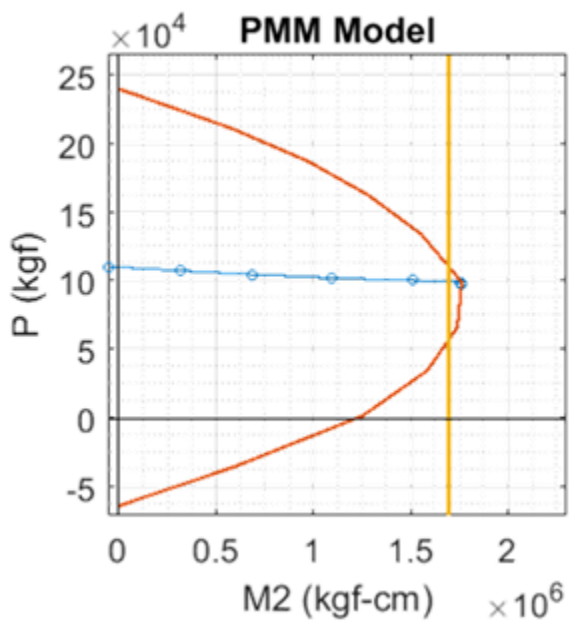
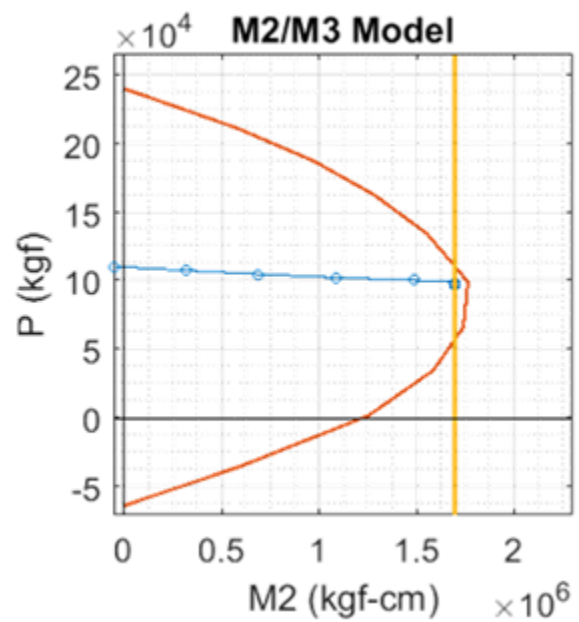


圖 88 案例 S4 正 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

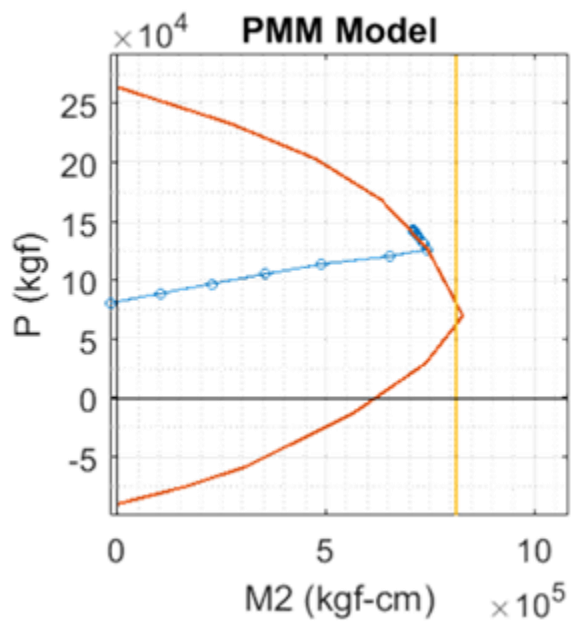


(a) P-M-M 非線性鉸

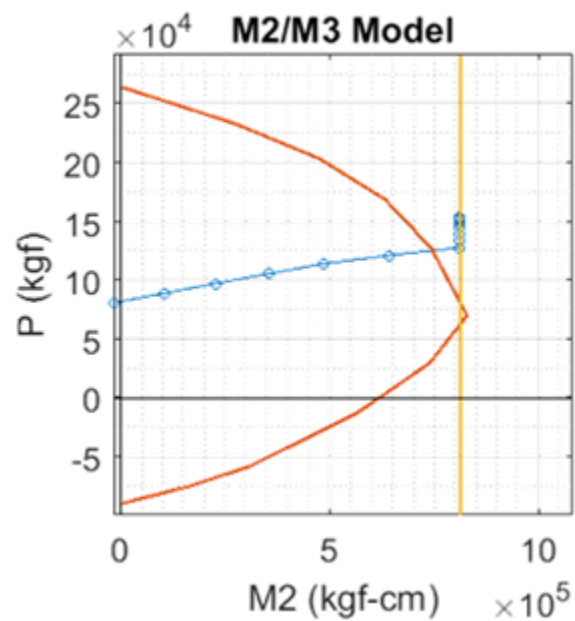


(b) M 非線性鉸

圖 89 案例 S4 正 Y 向拉力側柱非線性鉸處力變化



(a) P-M-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 90 案例 S4 正 Y 向壓力側柱非線性鉸處力變化

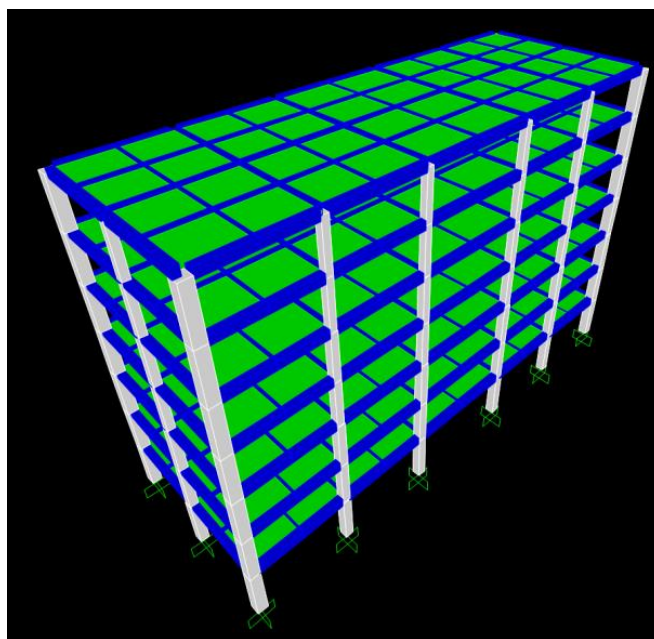


圖 91 案例 S7 結構 3D 模型

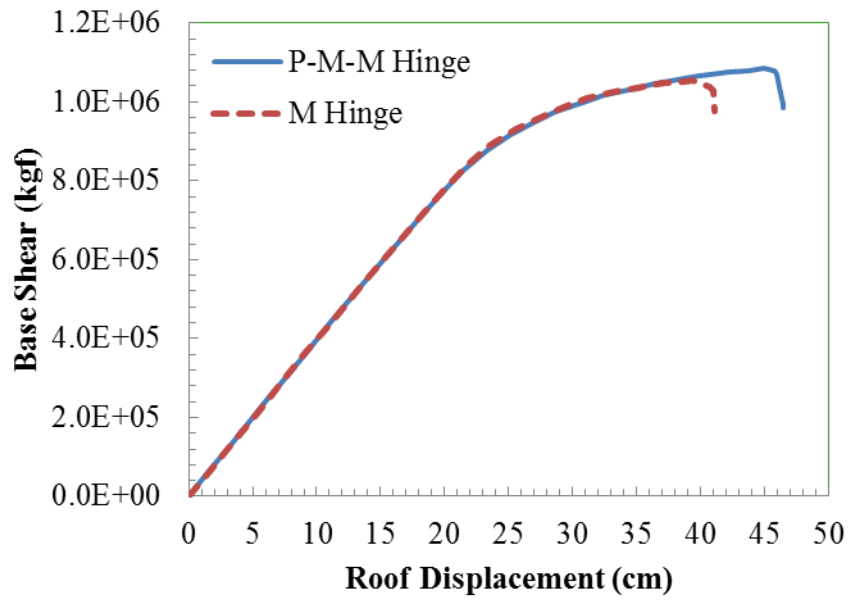


圖 92 案例 S7 之正 X 向容量曲線

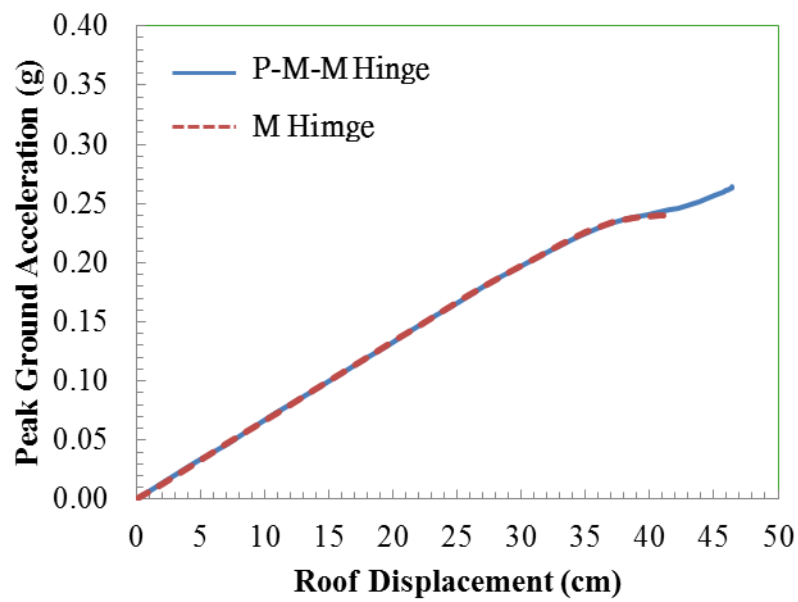


圖 93 案例 S7 之正 X 向性能曲線

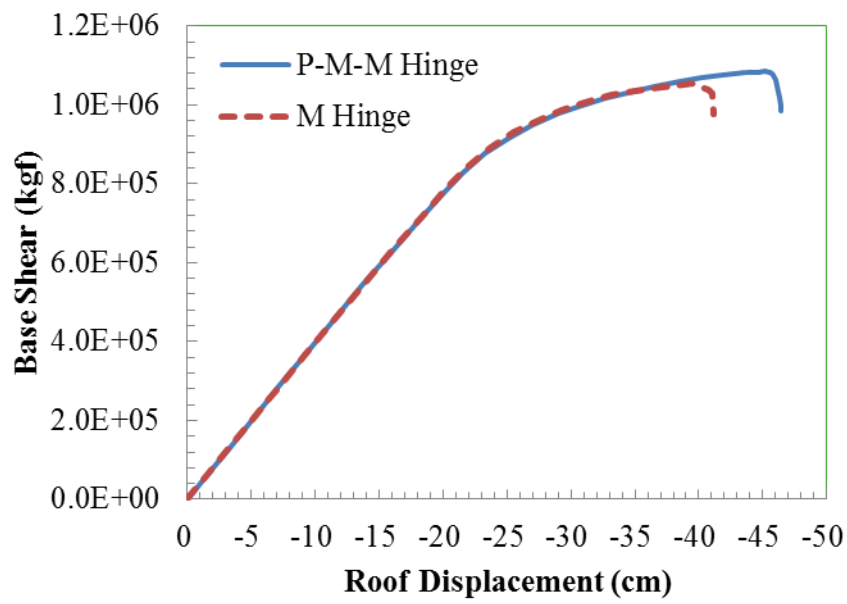


圖 94 案例 S7 之負 X 向容量曲線

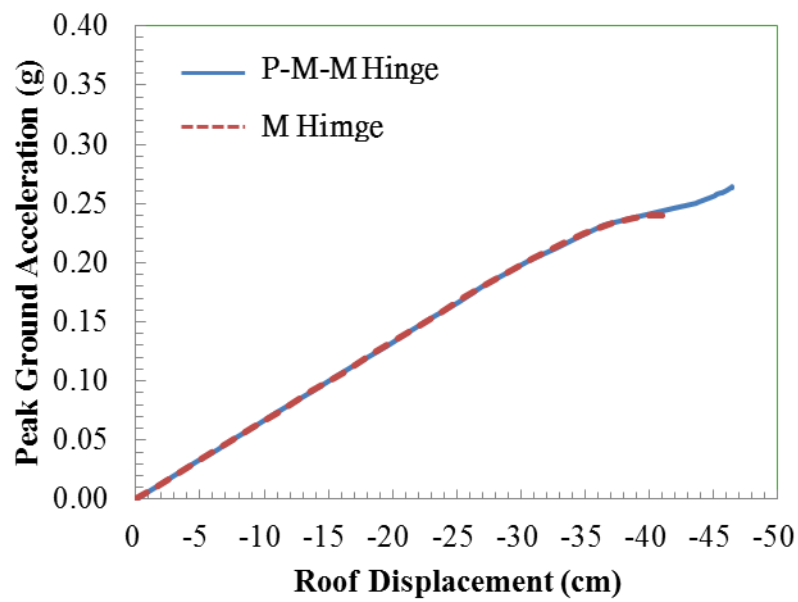


圖 95 案例 S7 之負 X 向性能曲線

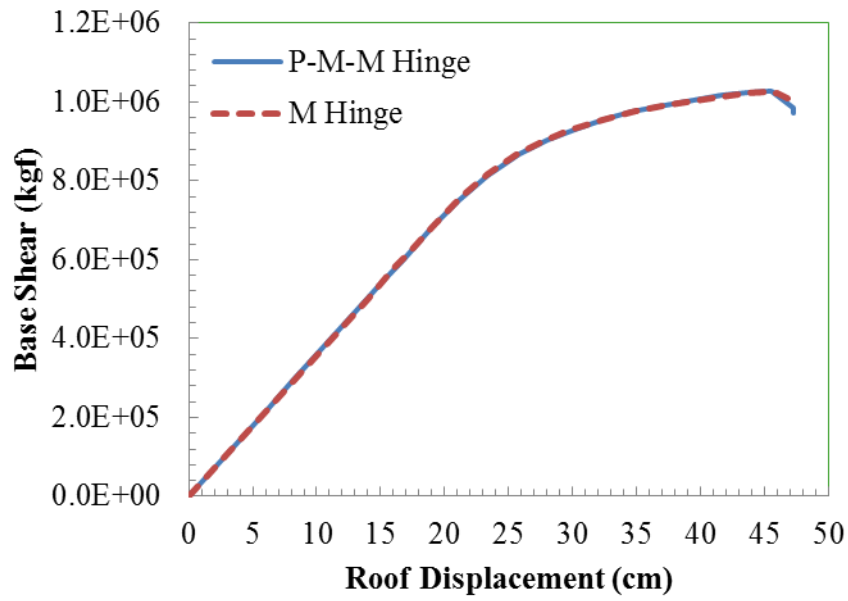


圖 96 案例 S7 之正 Y 向容量曲線

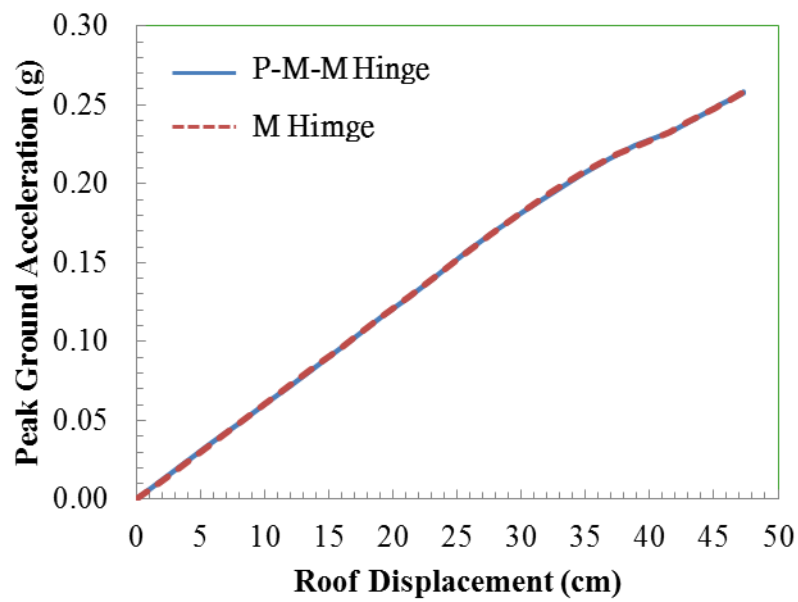


圖 97 案例 S7 之正 Y 向性能曲線

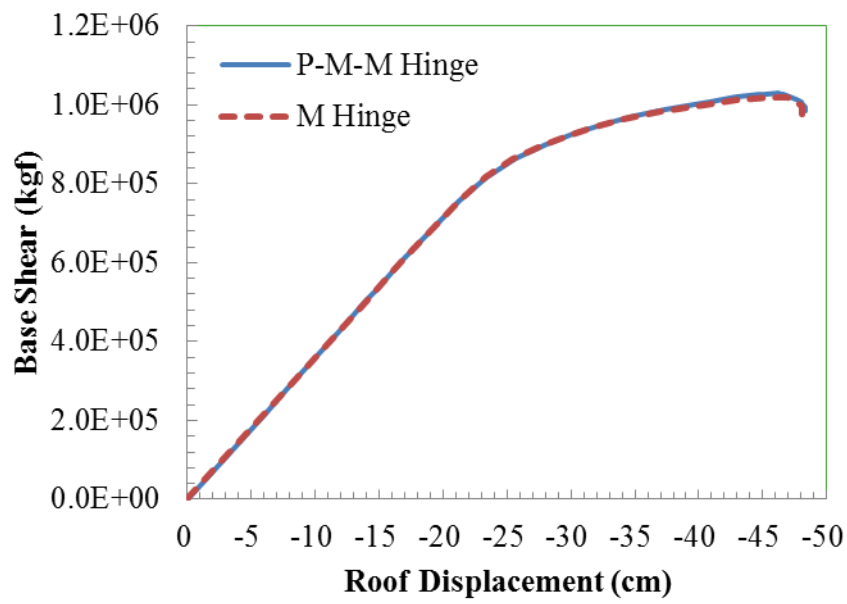


圖 98 案例 S7 之負 Y 向容量曲線

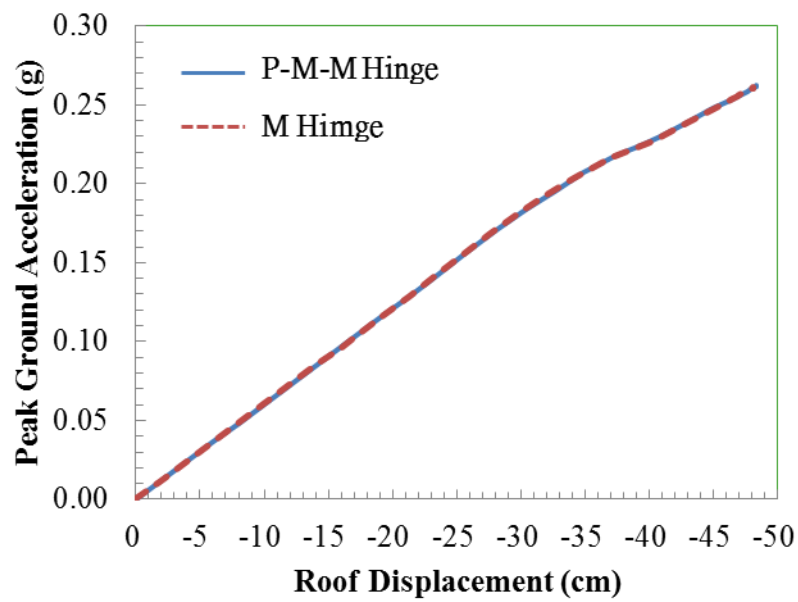


圖 99 案例 S7 之負 Y 向性能曲線

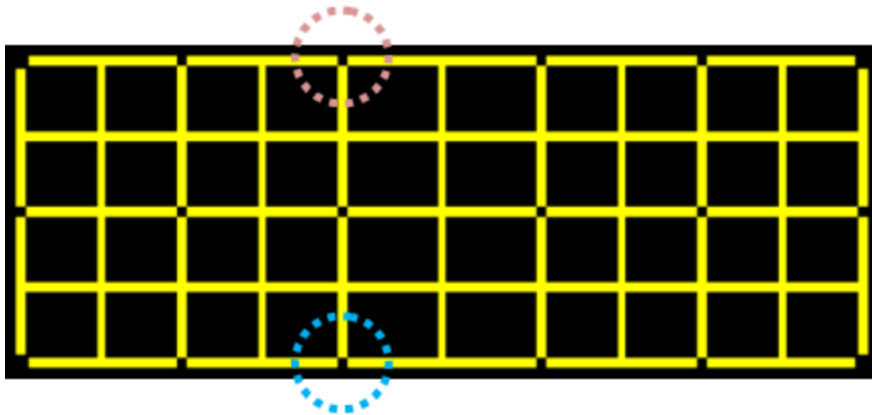


圖 100 案例 S7 之柱選取位置

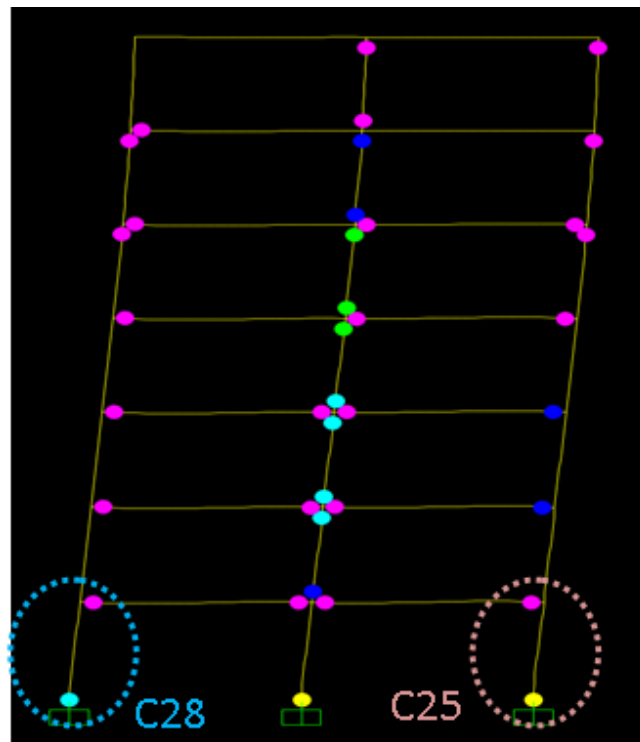


圖 101 案例 S7 正 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M-M Hinge)

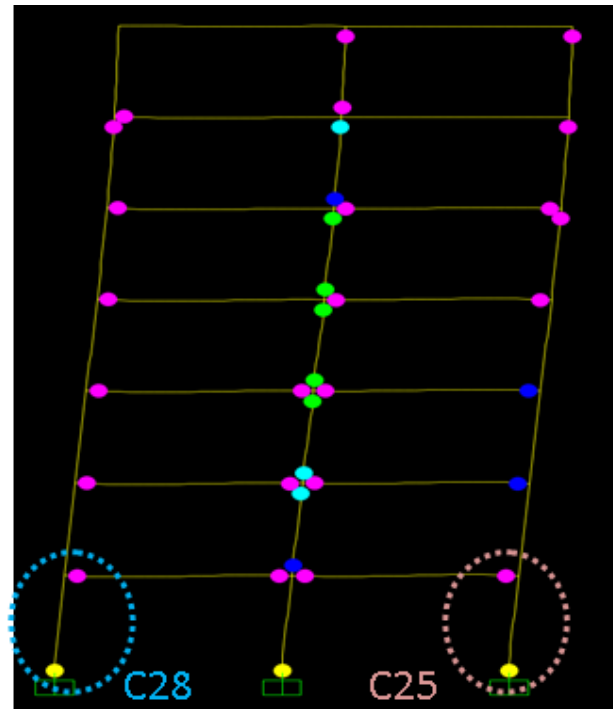
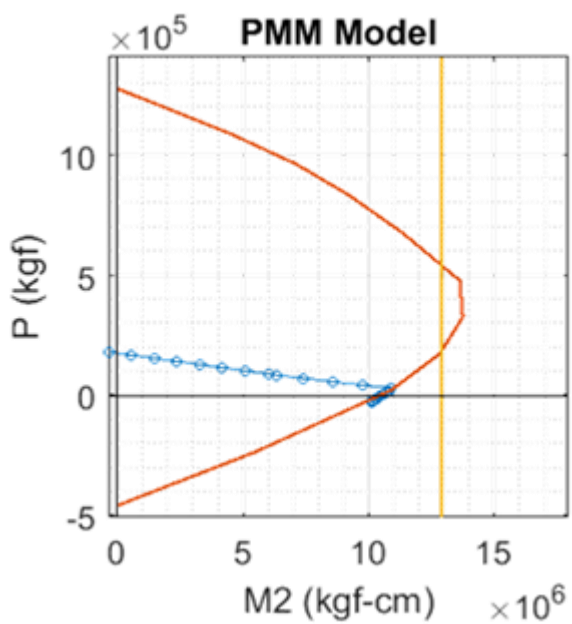
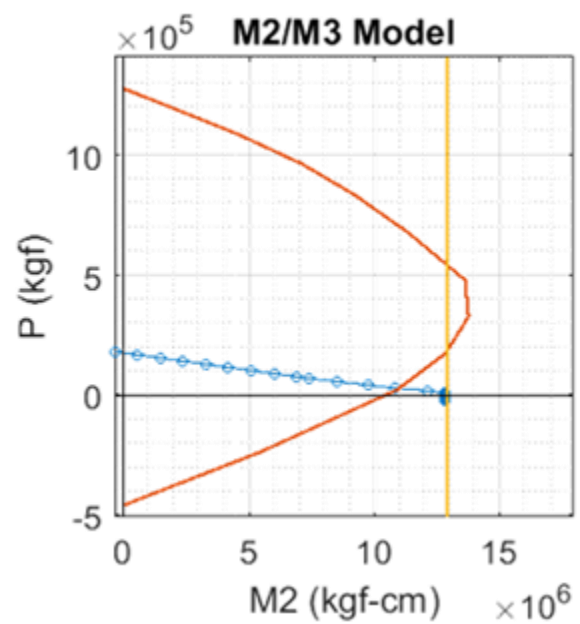


圖 102 案例 S7 正 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

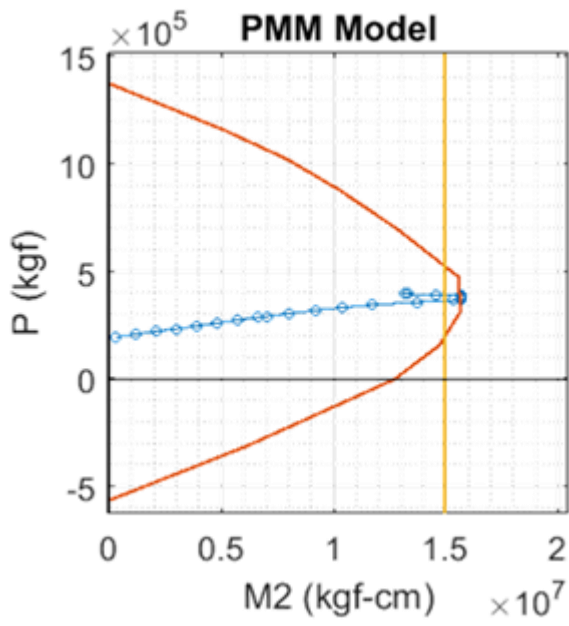


(a) P-M-M 非線性鉸

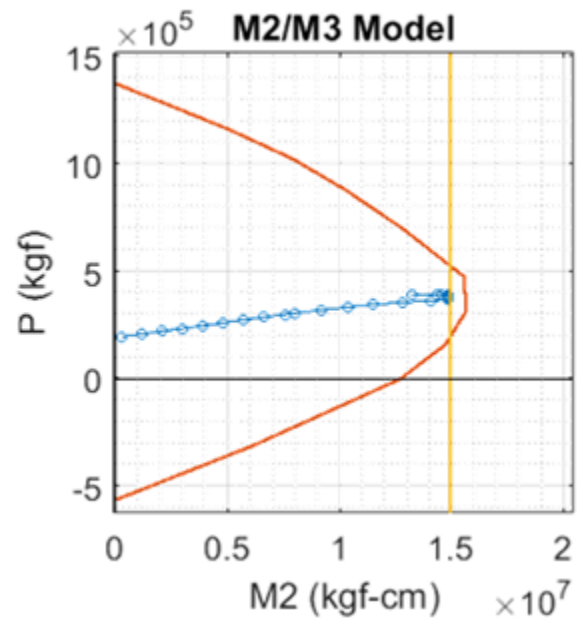


(b) M 非線性鉸

圖 103 案例 S7 正 Y 向拉力側柱非線性鉸處力變化



(a) P-M-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 104 案例 S7 正 Y 向壓力側柱非線性鉸處力變化

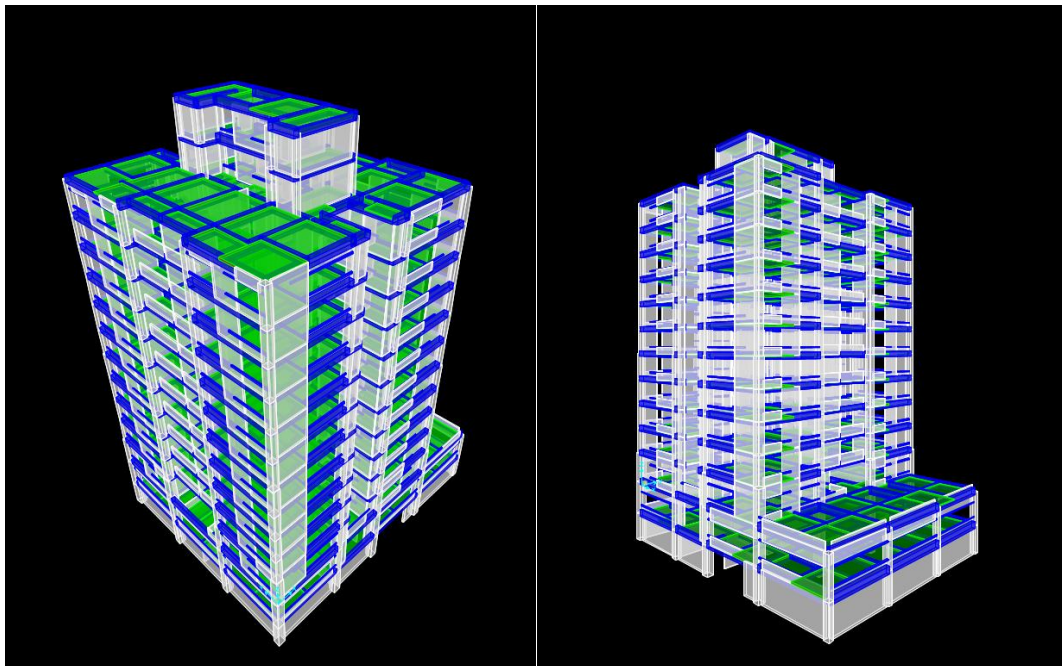


圖 105 案例 S11 結構 3D 模型

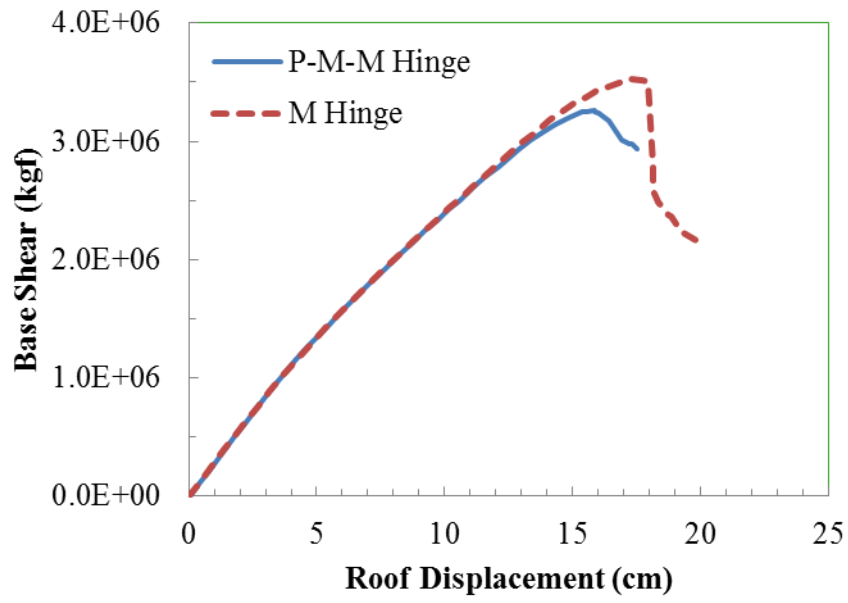


圖 106 案例 S11 之正 X 向容量曲線

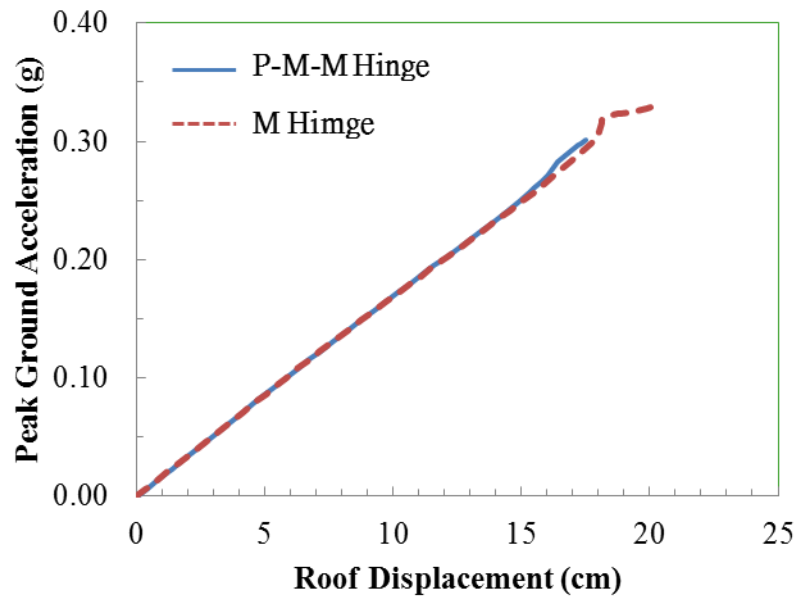


圖 107 案例 S11 之正 X 向性能曲線

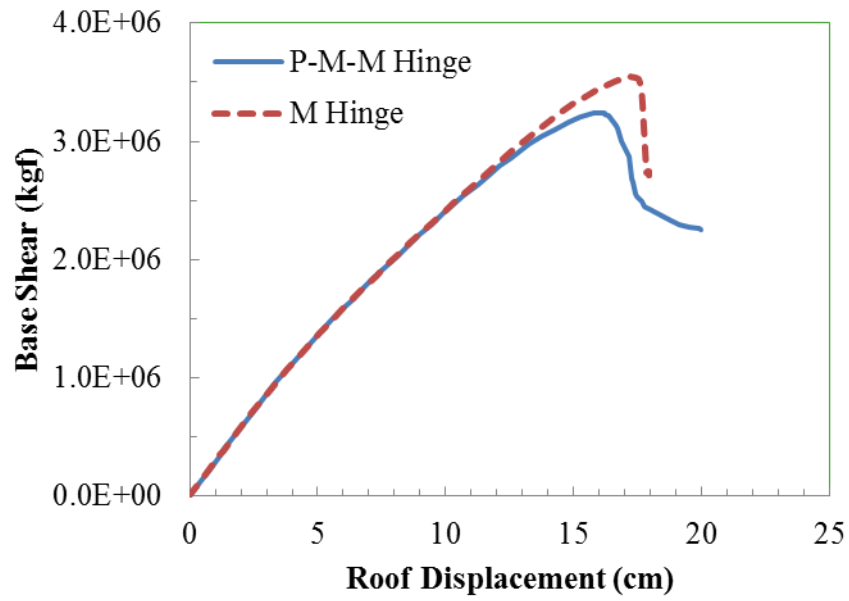


圖 108 案例 S11 之負 X 向容量曲線

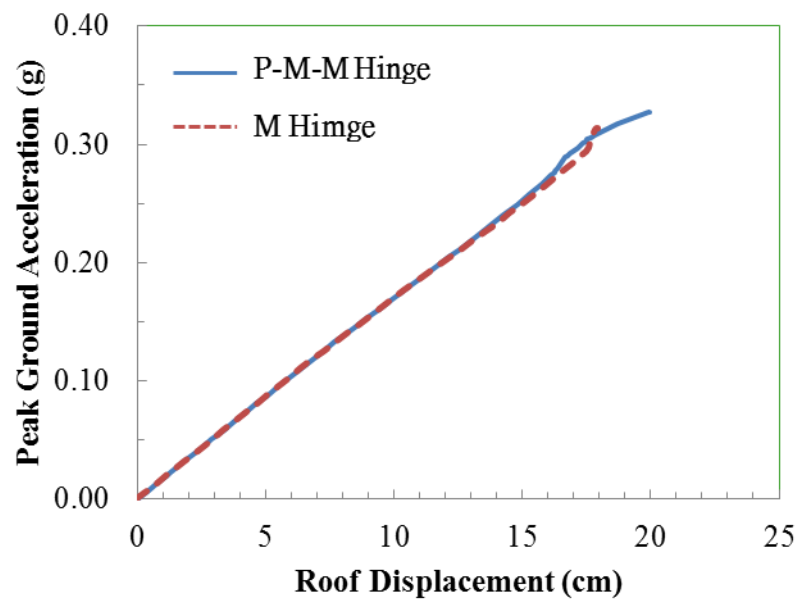


圖 109 案例 S11 之負 X 向性能曲線

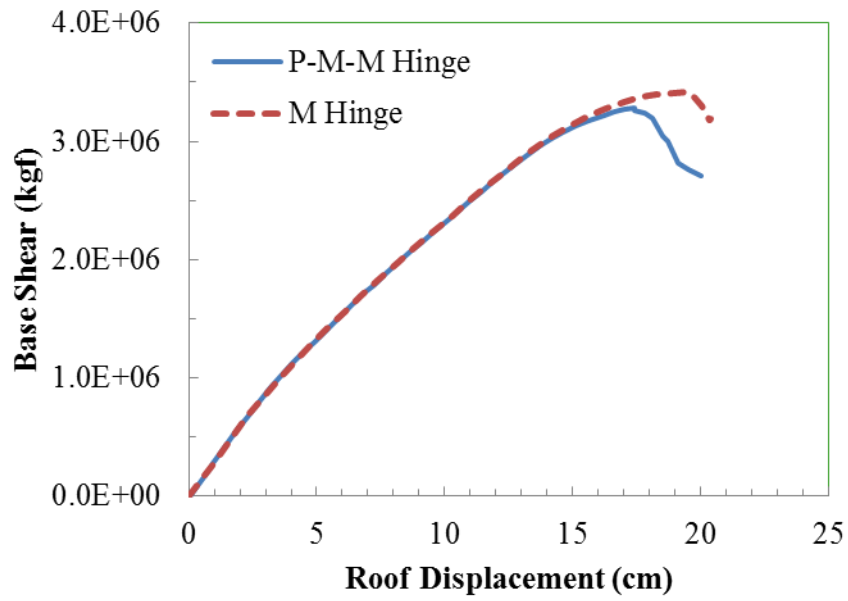


圖 110 案例 S11 之正 Y 向容量曲線

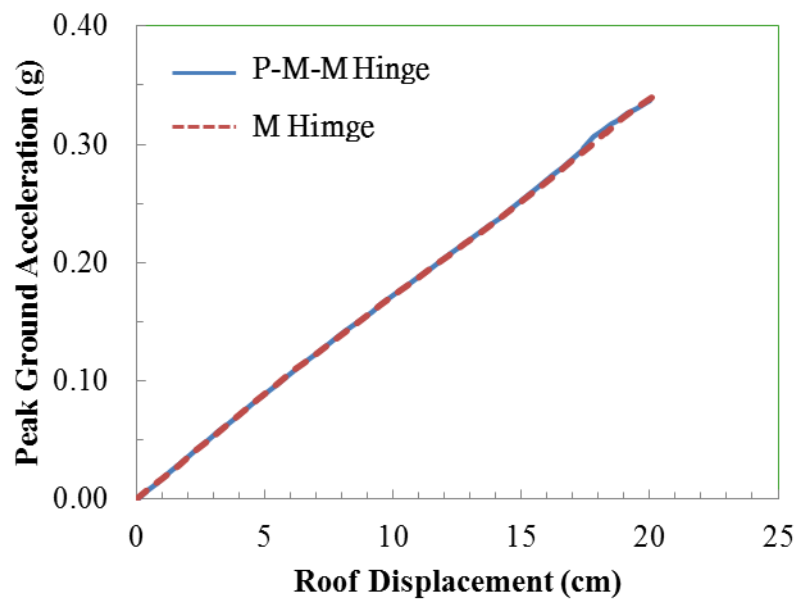


圖 111 案例 S11 之正 Y 向性能曲線

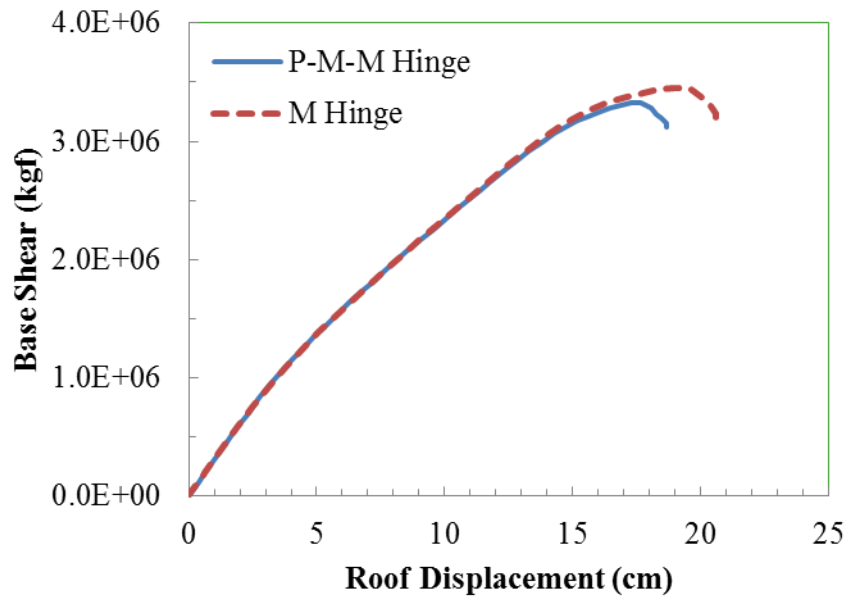


圖 112 案例 S11 之負 Y 向容量曲線

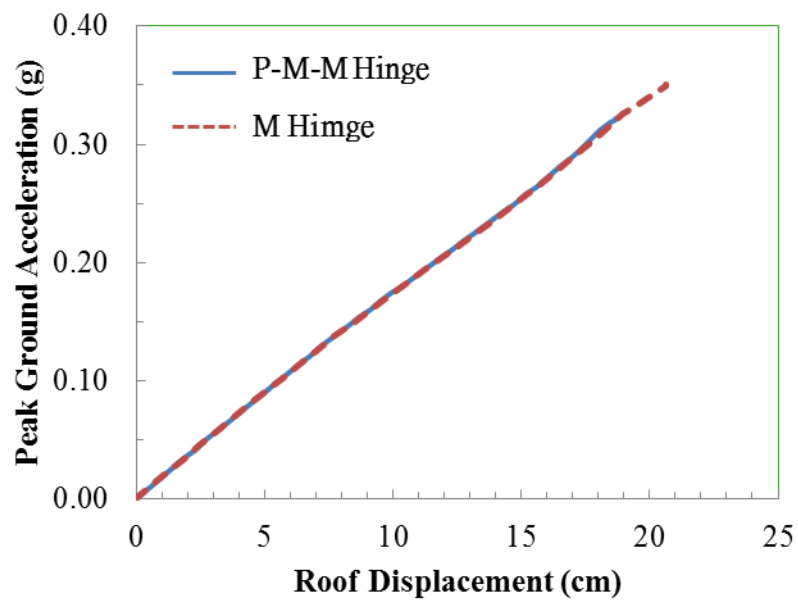


圖 113 案例 S11 之負 Y 向性能曲線

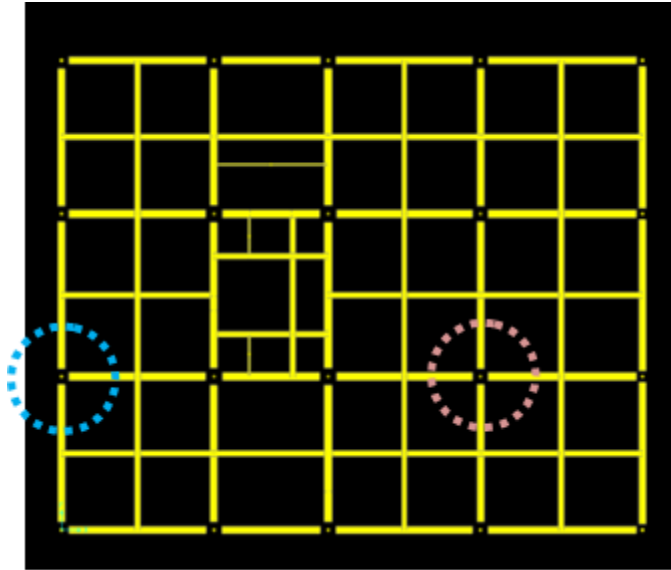


圖 114 案例 S11 之柱選取位置

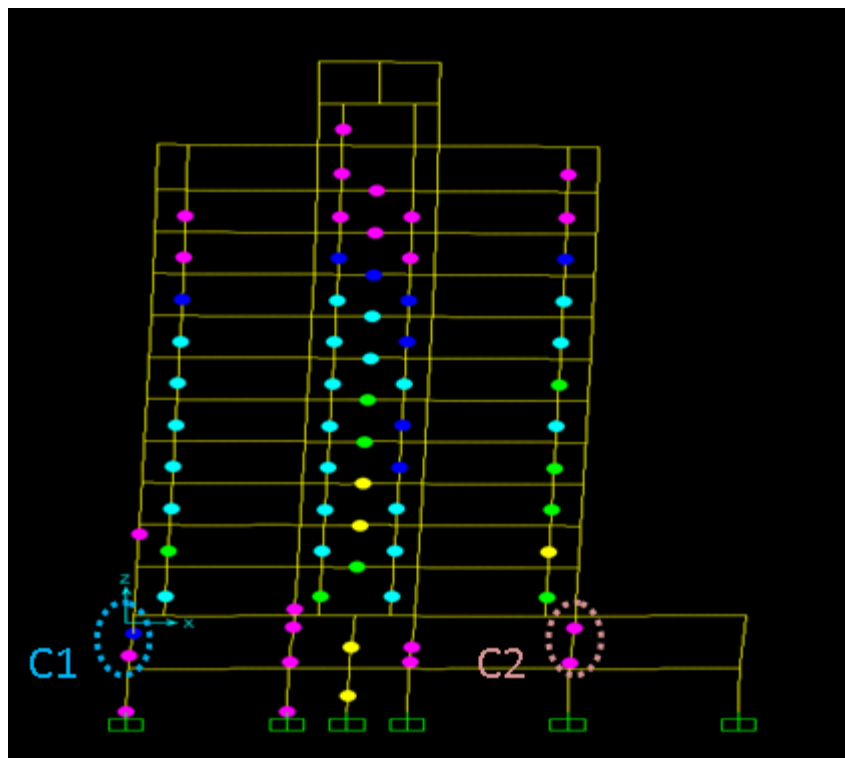


圖 115 案例 S11 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M-M Hinge)

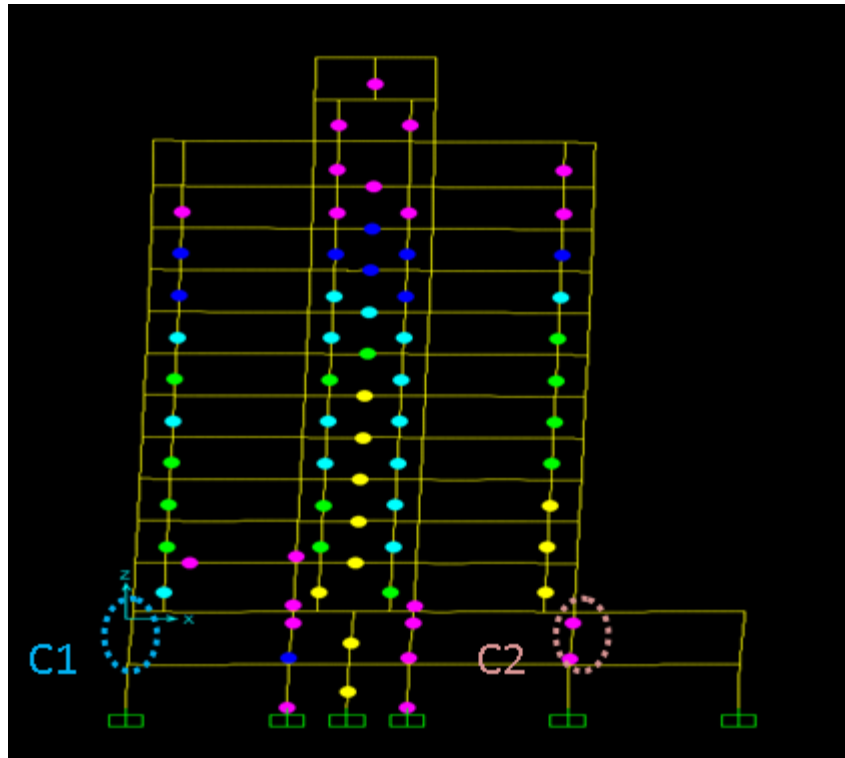
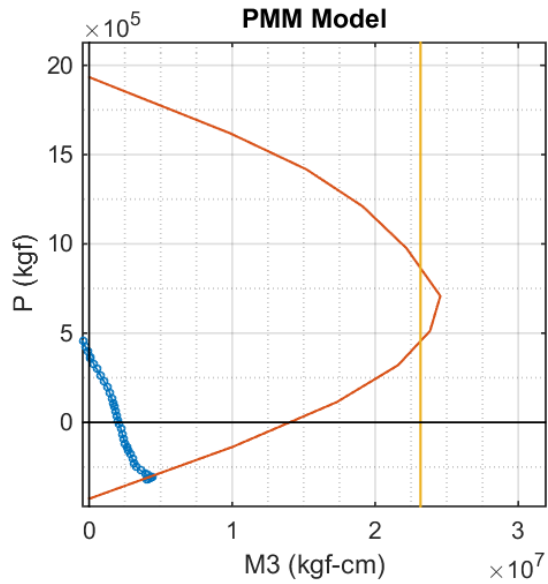
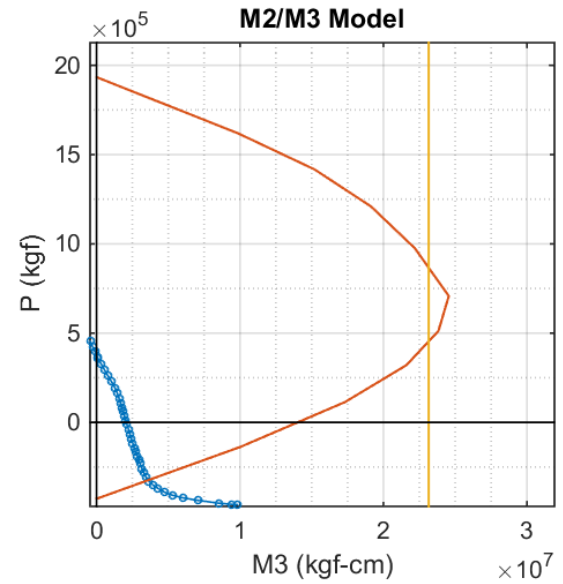


圖 116 案例 S11 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

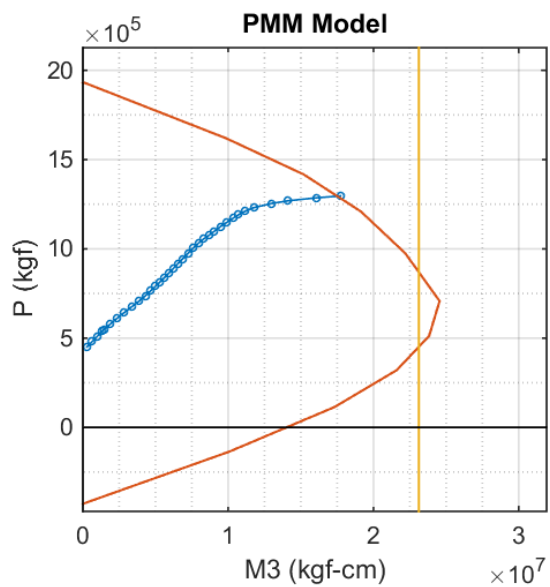


(a) P-M-M 非線性鉸

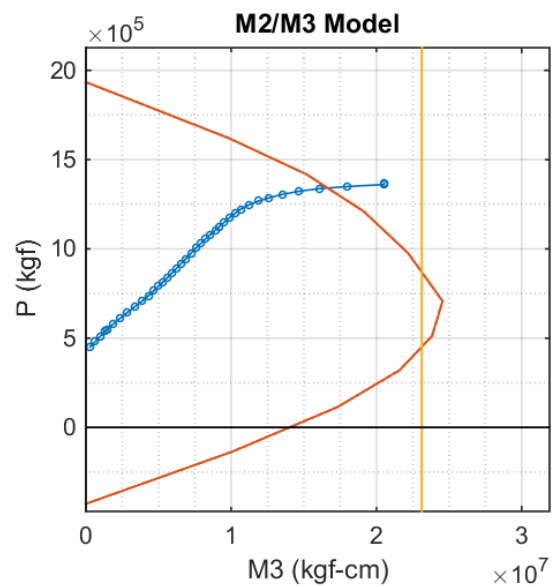


(b) M 非線性鉸

圖 117 案例 S11 正 X 向拉力側柱非線性鉸處力變化



(a) P-M-M 非線性鉸



(b) M 非線性鉸

圖 118 案例 S11 正 X 向壓力側柱非線性鉸處力變化

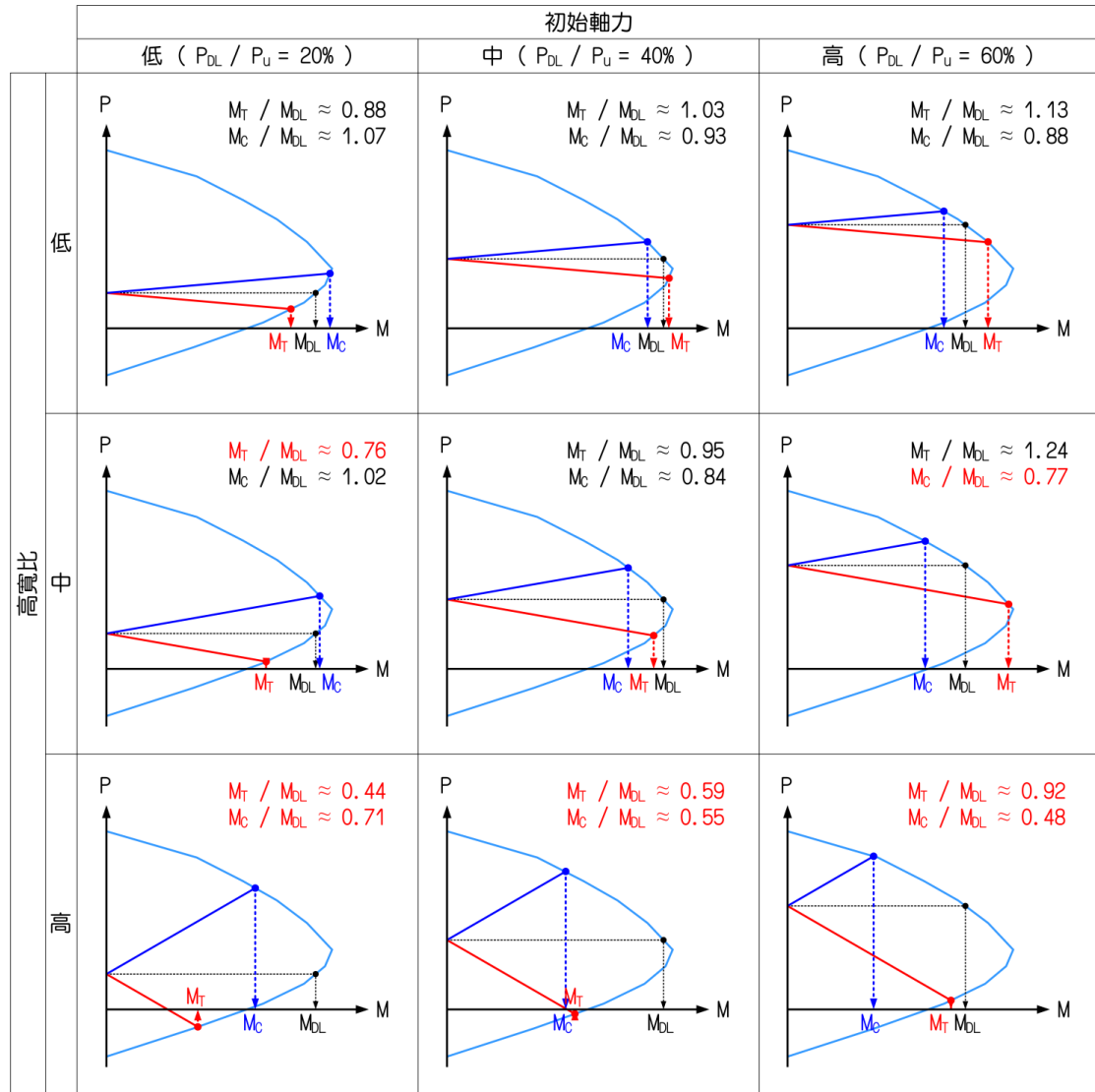


圖 119 高寬比及初始軸力比對新舊 TEASPA 版本結果之影響

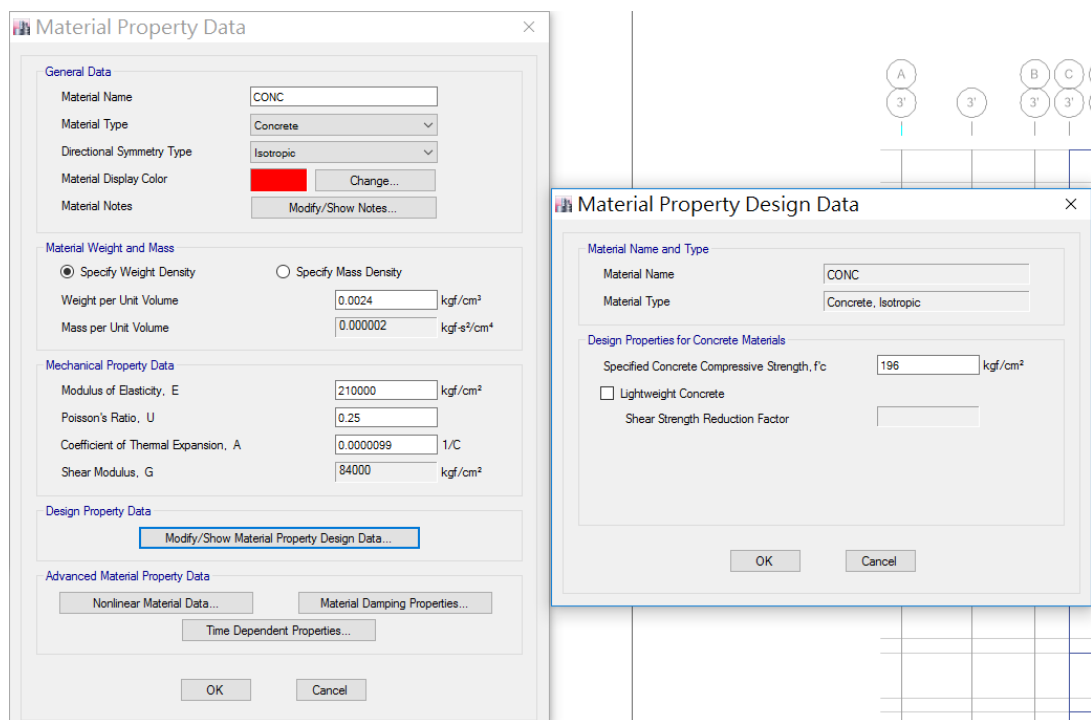


圖 120 混凝土材料性質

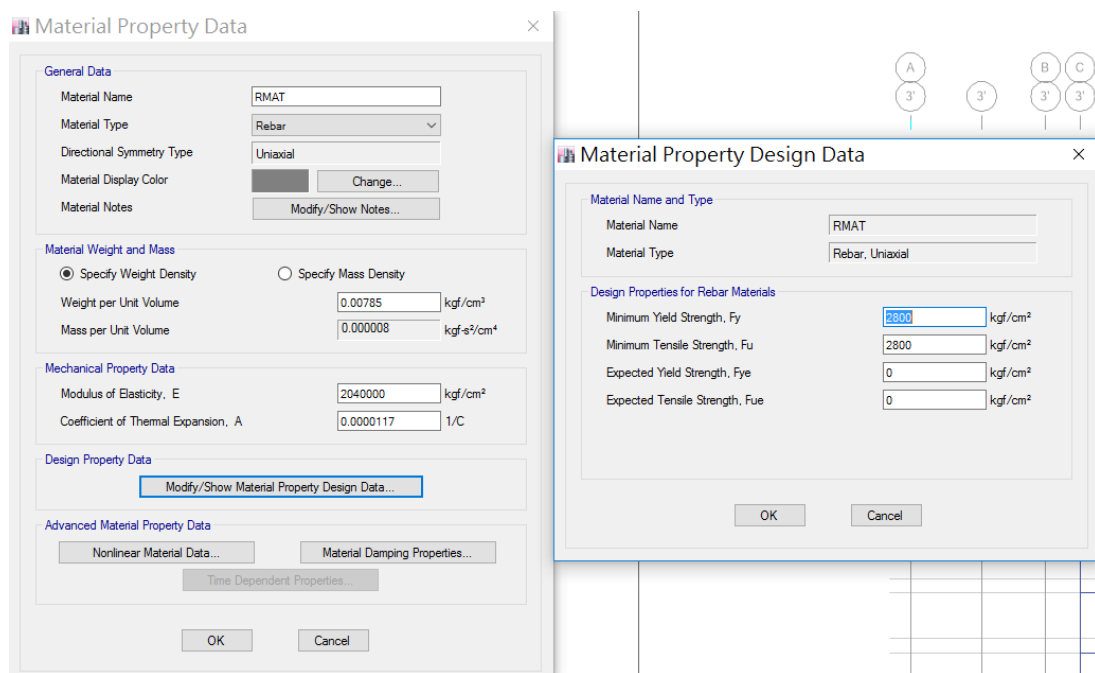


圖 121 鋼筋材料性質

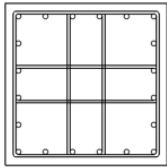
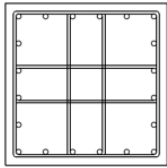
柱編號	RC1 (7FL-RFL)	6C1 (2FL-6FL)	C2
斷面			
主筋	20-#8	20-#10	8-#6
箍筋	#4@20 cm	2-#4@13 cm	#3@20 cm
尺寸	80 × 80	80 × 80	35 × 35

圖 122 案例 E12 柱配筋圖

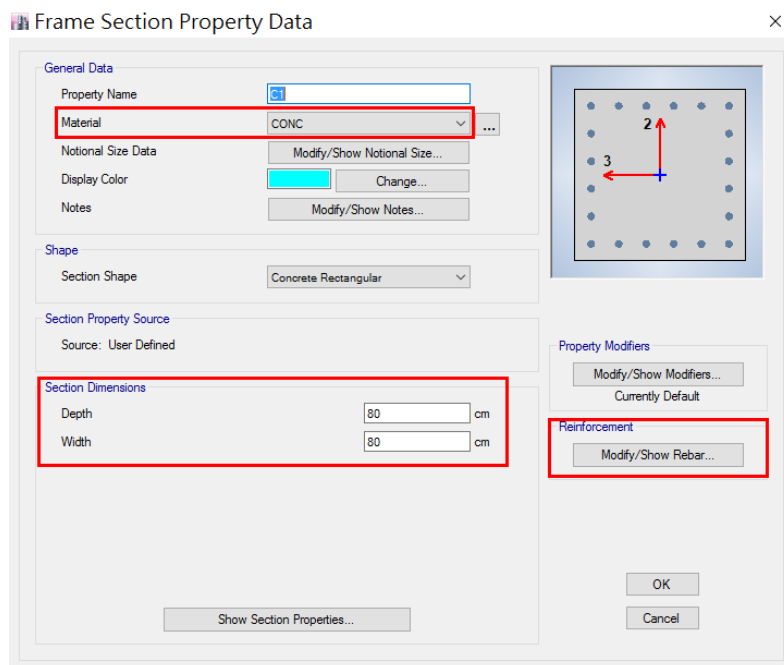


圖 123 斷面尺寸設定

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)
☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: RMAT
 Confinement Bars (Ties): RMAT

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular
☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties
☐ Spirals

Check/Design

☐ Reinforcement to be Checked
☒ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 5 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 6
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 6
 Longitudinal Bar Size and Area: #10 8.19 cm²
 Corner Bar Size and Area: #10 8.19 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #4 1.29 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 13 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

OK Cancel

圖 124 斷面配筋設定

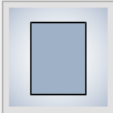
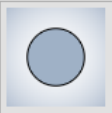
Frame Property Shape Type

Shape Type

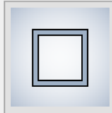
Section Shape: Concrete Rectangular

Frequently Used Shape Types

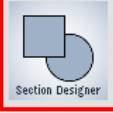
Concrete

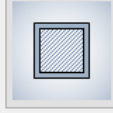
Steel

Special

Steel Composite

OK Cancel

圖 125 斷面形狀設定

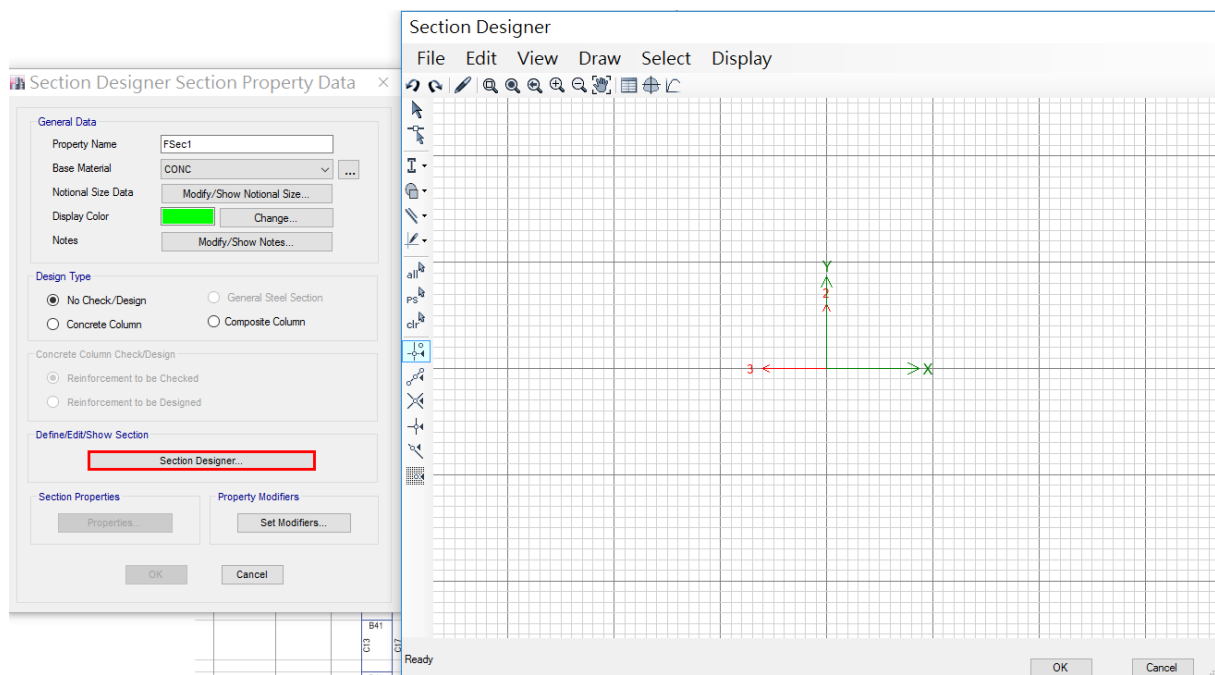


圖 126 Section Designer 設定介面

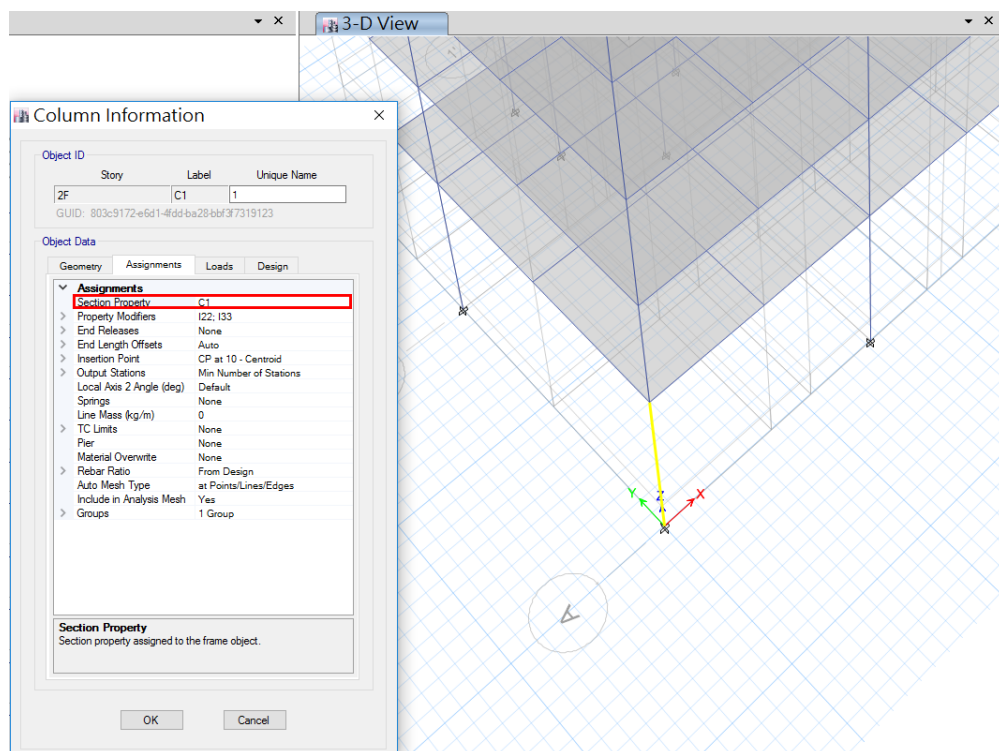


圖 127 確認柱構件斷面

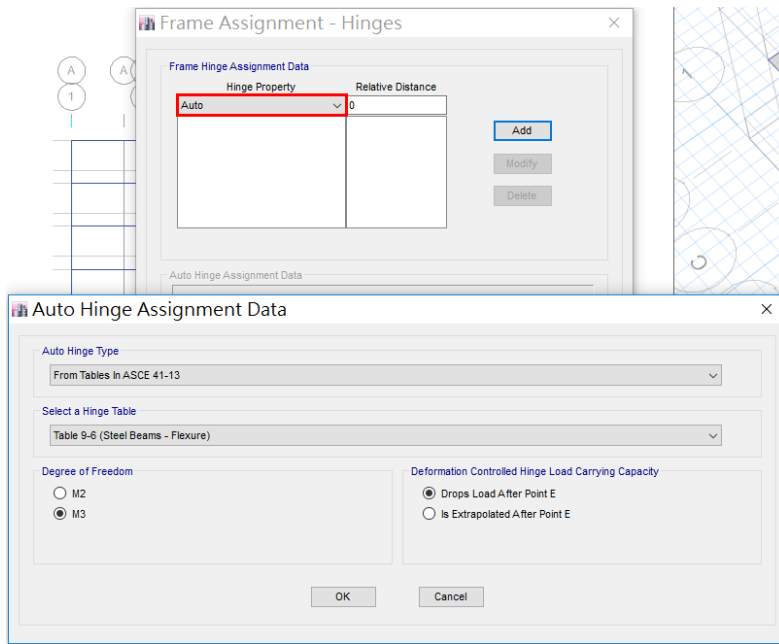


圖 128 內建之 Auto Hinge 選項

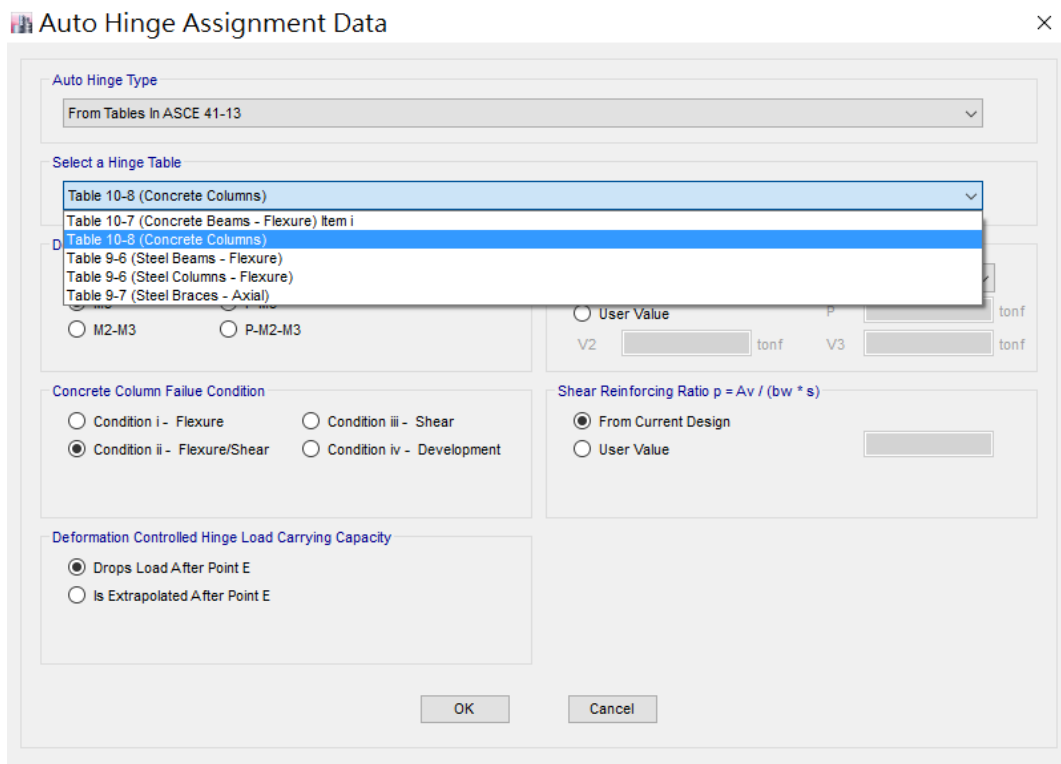


圖 129 選擇混凝土柱構件

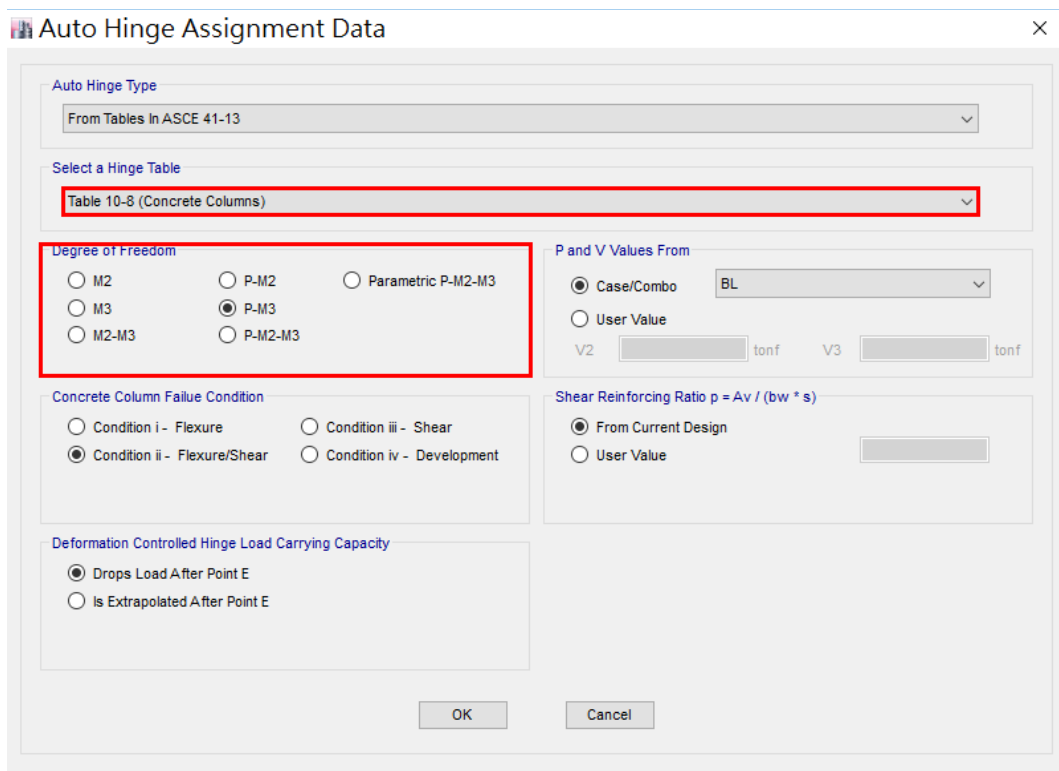


圖 130 選擇非線性鉸形式

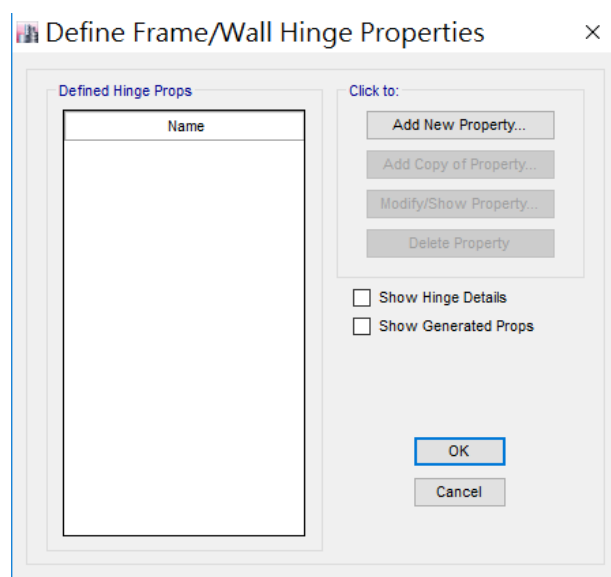


圖 131 Frame / Wall Hinges Properties 介面

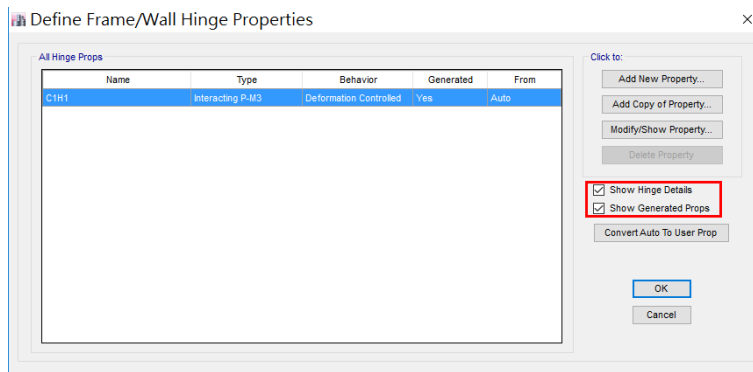


圖 132 Hinges Properties 勾選項目

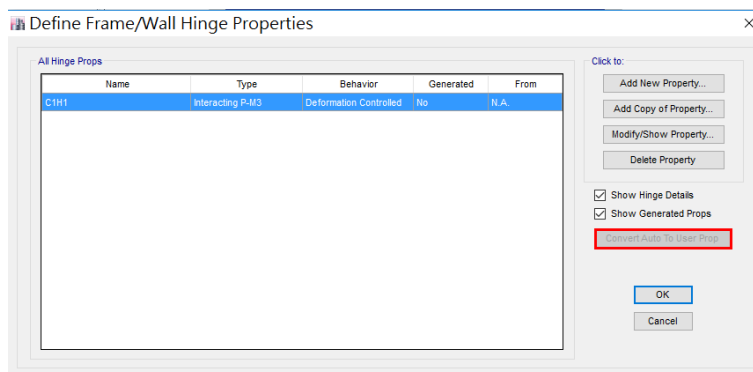


圖 133 轉換成 User 可定義之非線性鉸

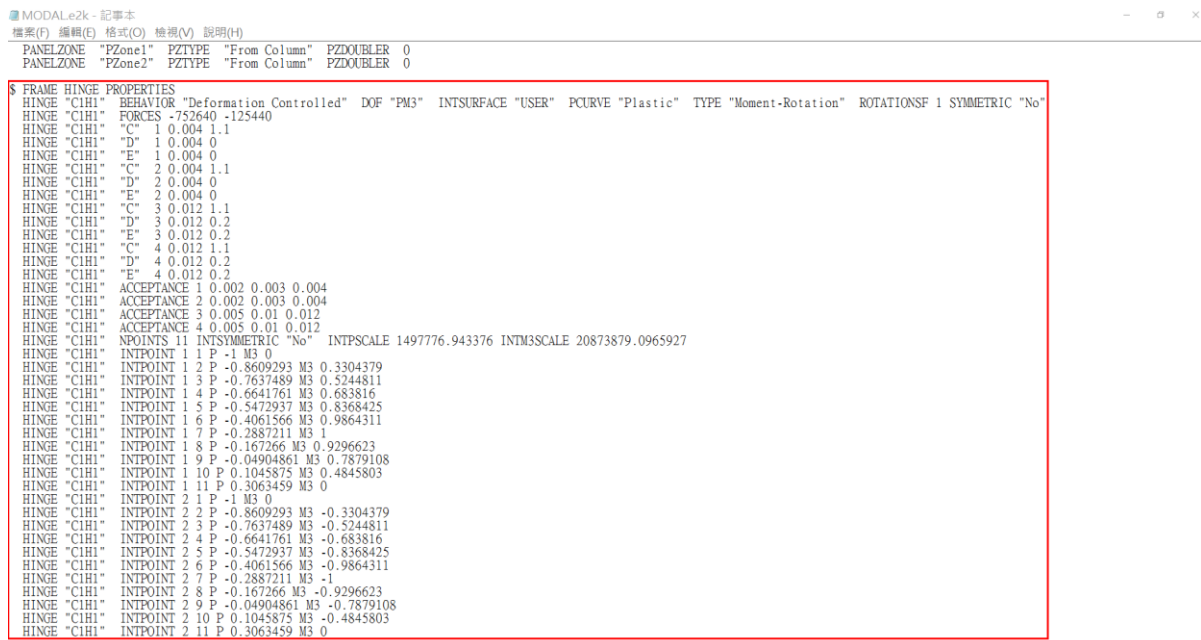


圖 134 e2k 檔中 User 定義之非線性鉸參數

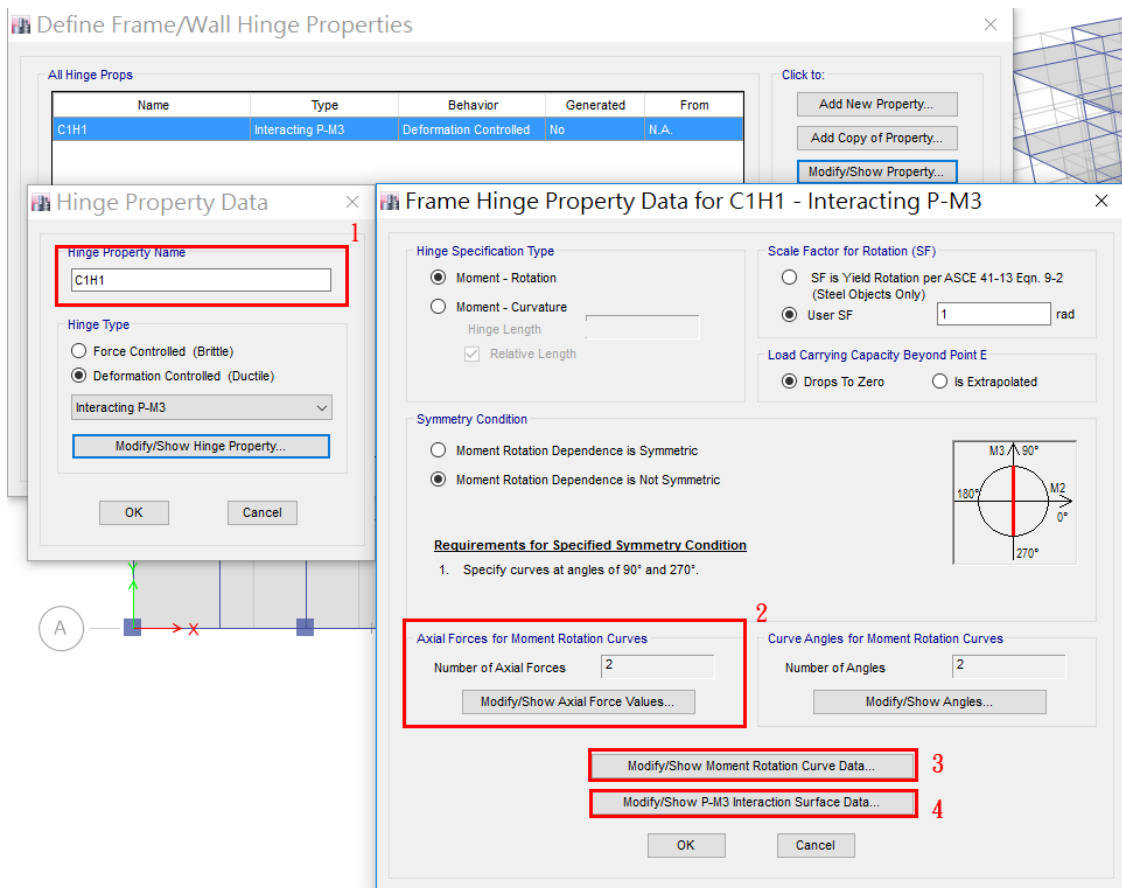


圖 135 PM 非線性鉸內容

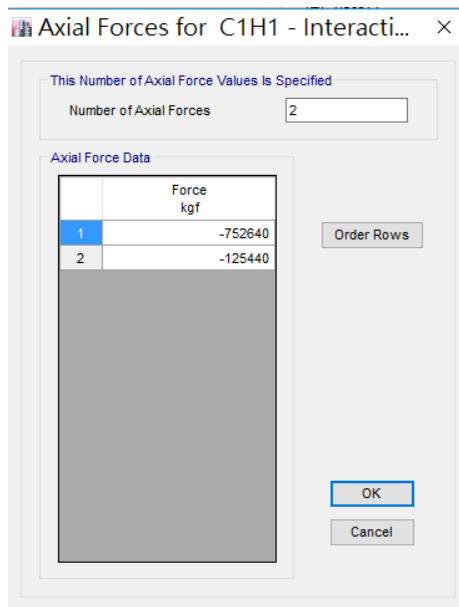


圖 136 PM 非線性鉸考量之軸力變化(預設)

Figure 137: Moment Rotation Data for C1H1 - Interacting P-M3

Select Curve

Axial Force: -752640 (dropdown menu showing -752640, -125440)

Angle: 90

Curve #1: [Navigation buttons]

Moment Rotation

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.004
D	0	0.004
E	0	0.004

Note: Yield moment is defined by interaction curve

Copy Curve Data | Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy: 0.002

Life Safety: 0.003

Collapse Prevention: 0.004

☐ Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan: 0 deg

Elevation: 0 deg

Aperture: 0 deg

Axial Force: -752640 kgf

☐ Hide Backbone Lines

☐ Show Acceptance Criteria

☐ Show Thickened Lines

☒ Highlight Current Curve

Buttons: 3D, RR, MR3, MR2

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: Not Symmetric

Number of Axial Force Values: 2

Number of Angles: 2

Total Number of Curves: 4

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

Current Curve - Curve #1
Force #1; Angle #1

Full Interaction Curve
Axial Force = -752640 kgf

圖 137 每個軸力對應一組非線性鉸參數(預設)

Frame Hinge Property Data for C1H1 - Interacting P-M3

Hinge Interaction Surface for C1H1 - Interacting P-M3

Interaction Surface Options

☐ Default from Material Property of Associated Frame Object

☐ Steel, AISI-LRFD Equations H1-1a and H1-1b with $\phi = 1$

☐ Steel, ASCE 41-13 Equation 9-4

☐ Concrete, ACI 318-02 with $\phi = 1$

☒ User Definition

Define/Show User Interaction Surface...

Axial Load - Displacement Relationship

☐ Proportional to Moment - Rotation

☒ Elastic - Perfectly Plastic

OK | Cancel

Modify/Show Axial Force Values...

Modify/Show Moment Rotation Curve Data...

Modify/Show P-M3 Interaction Surface Data...

OK | Cancel

P-M3 Interaction Curve Definition for C1H1

User Interaction Curve Options

☐ Interaction Curve is Symmetric

Number of Curves: 2

Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P, kgf: 1497776.94

M3, kgf-cm: 20873879.1

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P/SF	M3/SF
1	-1	0
11	0.306346	0

Interaction Curve Requirements - No Symmetry

- Two P-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex (no dimples in surface).

Plot of Full Interaction Curve

☒ Highlight Current Curve

P: kgf

M3: kgf-cm

OK | Cancel

Current Curve: 1

Point	P/SF	M3/SF
1	-1	0
2	-0.860929	0.330438
3	-0.763749	0.524481
4	-0.664176	0.683816
5	-0.547294	0.836843
6	-0.406157	0.986431
7	-0.288721	1
8	-0.167266	0.929662
9	-0.049049	0.787911
10	0.104588	0.48458

Check Full Curve

圖 138 ETABS 計算之 PM 互制關係

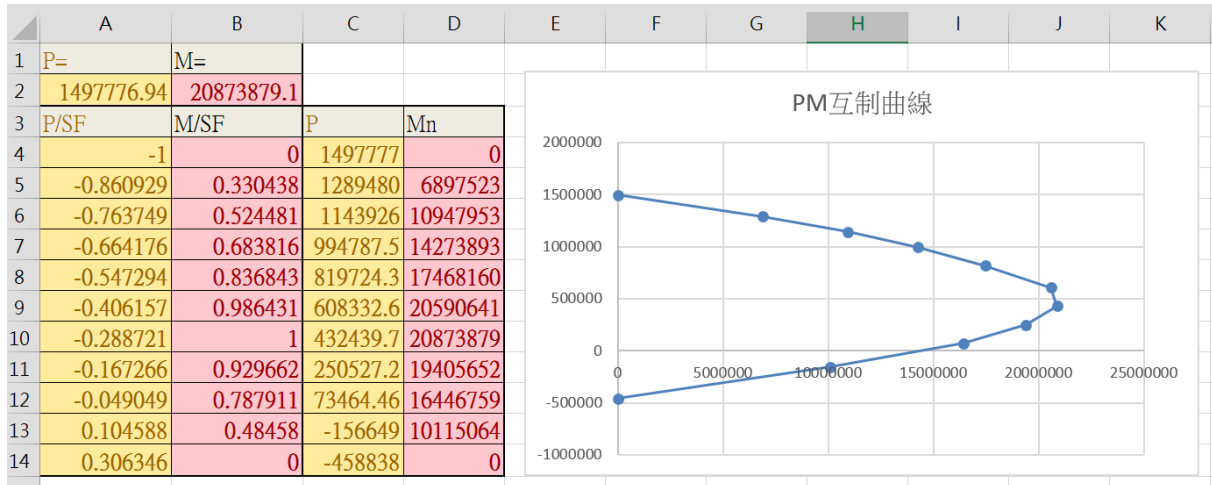


圖 139 PM 互制曲線

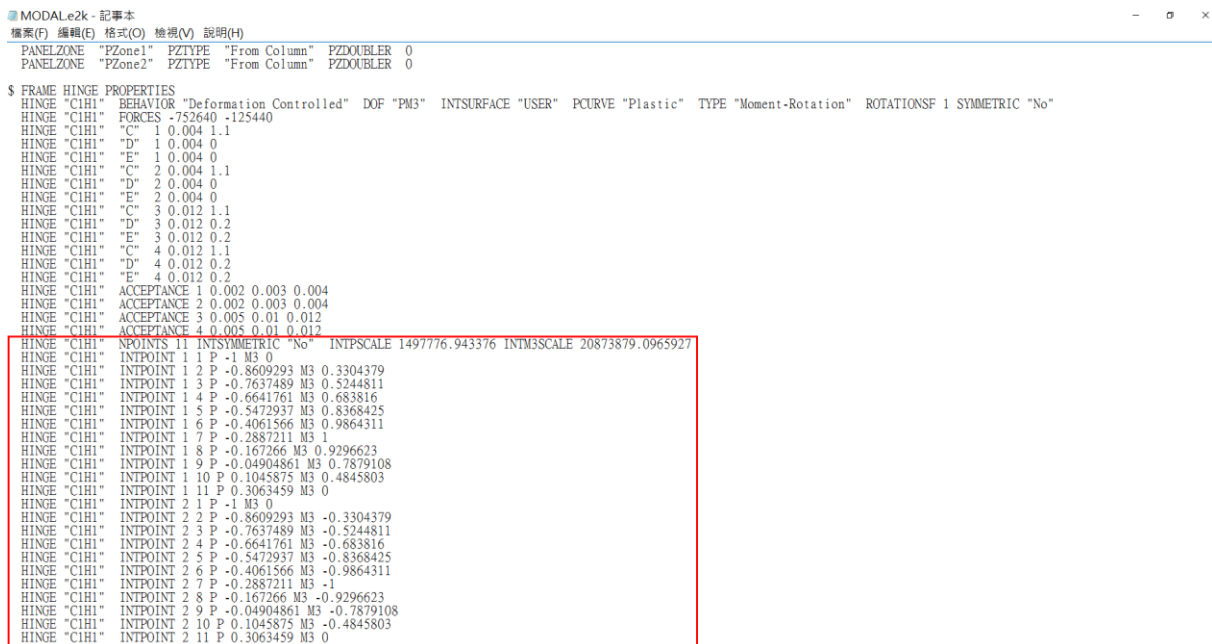


圖 140 e2k 檔中的 PM 互制關係

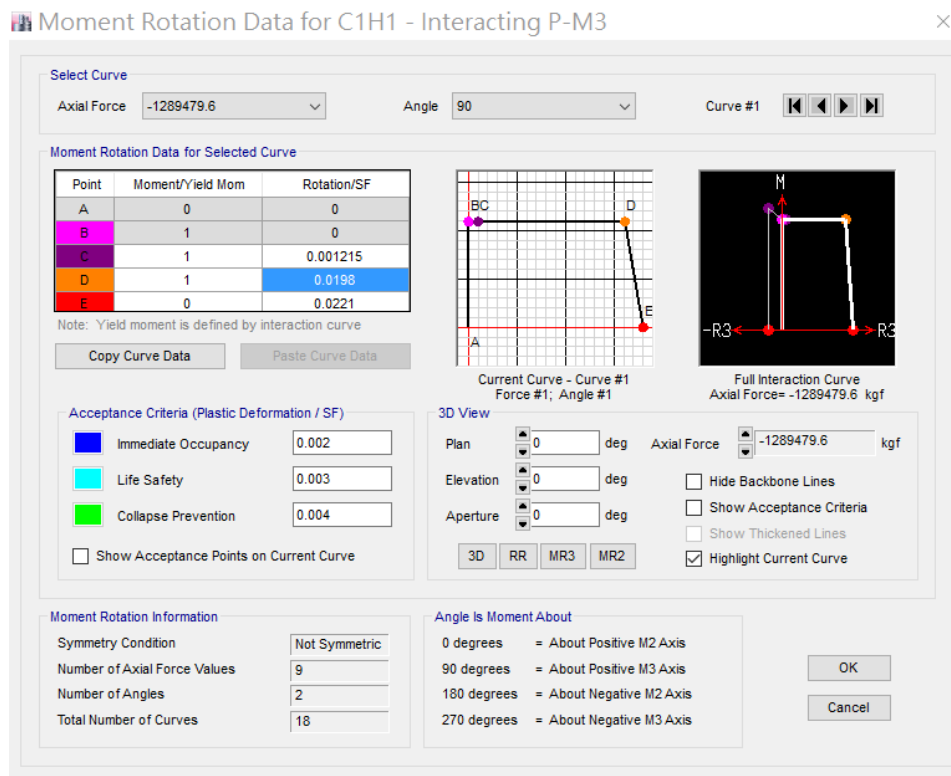


圖 141 $P=1289479.6$ kgf 之非線性鉸參數

Axial Forces for C1H1 - Interacti...

This Number of Axial Force Values Is Specified
Number of Axial Forces: 9

Axial Force Data

	Force kgf
1	-1289479.603
2	-1143925.64
3	-994787.4969
4	-819724.3326
5	-608332.5886
6	-432439.6559
7	-250527.1576
8	-73464.46113
9	0

Order Rows

OK Cancel

圖 142 增加多組變軸力

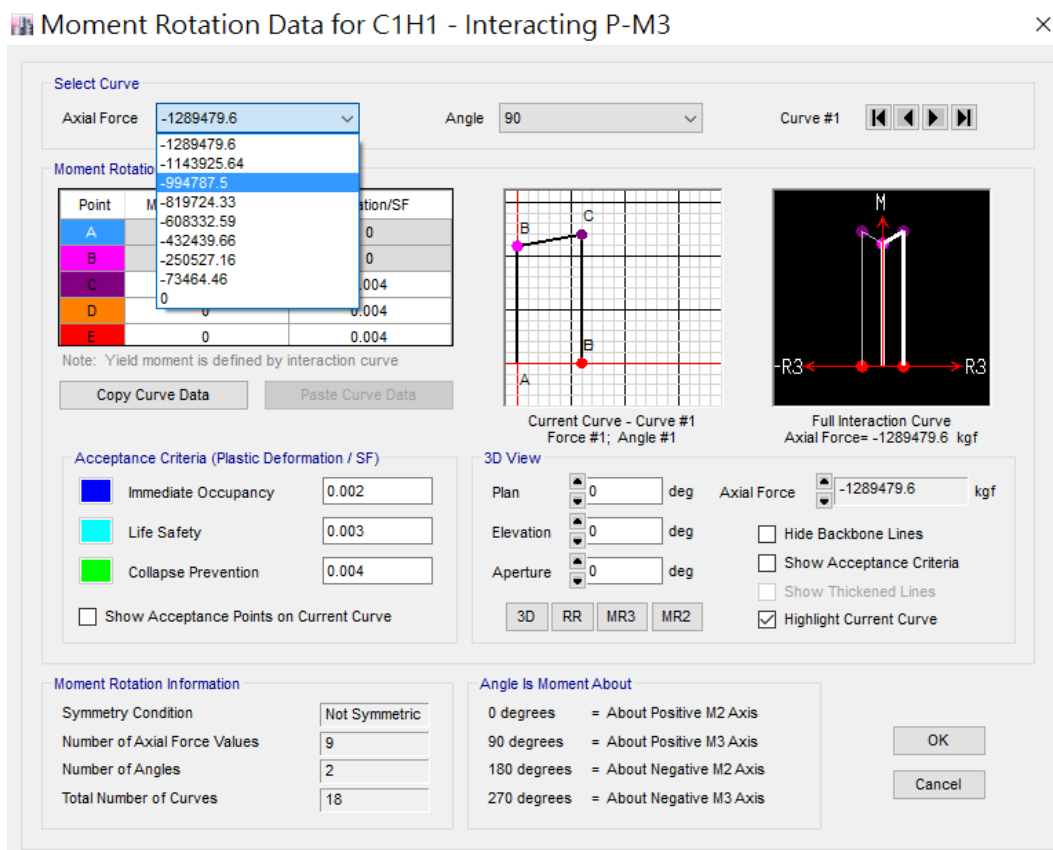


圖 143 多組軸力之非線性鉸參數

```

MODALe2k - 記事本
檔案(F) 編輯(E) 格式(O) 檢視(V) 說明(H)
PANELZONE "PZone1" PZTYPE "From Column" PZDOUBLER 0
PANELZONE "PZone2" PZTYPE "From Column" PZDOUBLER 0

$ FRAME HINGE PROPERTIES
HINGE "C1H1" BEHAVIOR "Deformation Controlled" DOF "PM3" INTSURFACE "USER" PCURVE "Plastic" TYPE "Moment-Rotation" ROTATIONSF 1 SYMMETRIC "No"
HINGE "C1H1" FORCES 1.752640 125440
HINGE "C1H1" "C" 1 0.004 1.1
HINGE "C1H1" "D" 1 0.004 0
HINGE "C1H1" "E" 1 0.004 0
HINGE "C1H1" "C" 2 0.004 1.1
HINGE "C1H1" "D" 2 0.004 0
HINGE "C1H1" "E" 2 0.004 0
HINGE "C1H1" "C" 3 0.012 1.1
HINGE "C1H1" "D" 3 0.012 0.2
HINGE "C1H1" "E" 3 0.012 0.2
HINGE "C1H1" "C" 4 0.012 1.1
HINGE "C1H1" "D" 4 0.012 0.2
HINGE "C1H1" "E" 4 0.012 0.2
HINGE "C1H1" ACCEPTANCE 1 0.002 0.003 0.004
HINGE "C1H1" ACCEPTANCE 2 0.002 0.003 0.004
HINGE "C1H1" ACCEPTANCE 3 0.005 0.01 0.012
HINGE "C1H1" ACCEPTANCE 4 0.005 0.01 0.012
HINGE "C1H1" NPOINTS 11 INTSYMMETRIC "No" INTPSCALE 1497776.943376 INTMSCALE 20873879.0965927
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 1 P -1 M3 0
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 2 P -0.8609293 M3 0.3304379
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 3 P -0.7637489 M3 0.5244811
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 4 P -0.6641761 M3 0.683816
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 5 P -0.5472937 M3 0.8368425
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 6 P -0.4061566 M3 0.9864311
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 7 P -0.2887211 M3 1
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 8 P -0.167266 M3 0.9296623
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 9 P -0.04904861 M3 0.7879108
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 10 P 0.1045875 M3 0.4845803
HINGE "C1H1" INTPOINT 1 11 P 0.3063459 M3 0
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 1 P -1 M3 0
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 2 P -0.8609293 M3 -0.3304379
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 3 P -0.7637489 M3 -0.5244811
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 4 P -0.6641761 M3 -0.683816
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 5 P -0.5472937 M3 -0.8368425
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 6 P -0.4061566 M3 -0.9864311
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 7 P -0.2887211 M3 -1
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 8 P -0.167266 M3 -0.9296623
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 9 P -0.04904861 M3 -0.7879108
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 10 P 0.1045875 M3 -0.4845803
HINGE "C1H1" INTPOINT 2 11 P 0.3063459 M3 0

```

圖 144 e2k 檔中各軸力對應之非線性鉸參數

附錄 A 耐震詳細評估輔助分析程式使用說明

一、程式架構說明：

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

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

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

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

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

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

- **PGA.exe** — 自動計算性能目標地表加速度程式。使用者輸入之 P- Δ 曲線可為 ETABS 直接輸出的容量曲線，亦可選擇使用者自行定義之曲線，分析後會以一

繪圖視窗供使用者檢視側推曲線、容量曲線及耐震性能曲線。

輸入檔：	filename.txt(輔助程式共用輸入檔)
	filename.txt(P- Δ 曲線，可為 ETABS 輸出結果)
輸出檔：	filename.txt(PGA 計算輸出檔)

二、完整輸入說明

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

☐ Bwph.exe — 自動計算磚牆等值斜撐非線性鉸程式

\$ BRICK WALL PROPERTIES
\$Name width height thick f_mc f_bc P Bond Confinement
...

Name：磚牆名稱(使用者自行定義)

width：磚牆寬度(使用單位：cm)

height：磚牆高度(使用單位：cm)

thick：磚牆厚度(使用單位：cm)

f_mc：水泥砂漿抗壓強度(使用單位：kgf/cm²)

f_bc：紅磚抗壓強度(使用單位：kgf/cm²)

P：磚牆額外之垂直軸向力(使用單位：kgf)

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

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

□ Colph.exe — 自動計算 RC 梁、柱非線性鉸程式

1. 梁斷面模組

```
$ BEAM SECTIONS
```

```
$Name1 Name2 L f_cp f_y1 f_yt cover hoop spacing num_hoop
```

```
...
```

Name1：T 或 Γ 型梁斷面名稱

Name2：倒 T 或 L 型梁斷面名稱

L：有效梁長，即為跨距(使用單位：cm)

f_cp：混凝土抗壓強度(使用單位：kgf/cm²)

f_y1：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

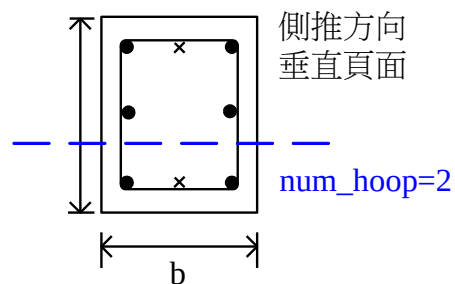
f_yt：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

cover：淨保護層厚度(使用單位：cm)

hoop：箍筋號數

spacing：箍筋間距(使用單位：cm)

num_hoop：側力方向所切過的箍筋及繫筋根數



2. 梁資料模組

```
$ BEAM DATA
```

```
$Name story section
```

```
...
```

Name：梁名稱(必須為 ETABS 上梁之名稱)

story：在梁所在之樓層

section：梁之斷面(即為梁斷面模組中的 Name1)

3. 柱斷面模組

\$ CONCRETE SECTIONS

\$Name f_cp f_yl f_yt cover hoop spacing num_hoop

...

Name：柱斷面名稱(必須與 ETABS 上相同)

f_cp：混凝土抗壓強度(使用單位：kgf/cm²)

f_yl：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

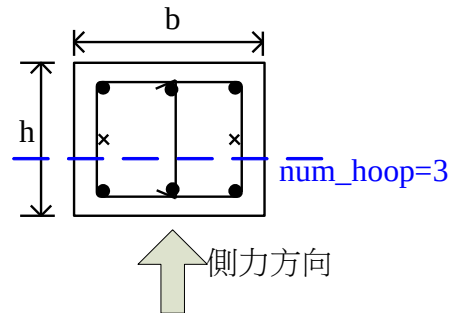
f_yt：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

cover：淨保護層厚度(使用單位：cm)

hoop：箍筋號數

spacing：箍筋間距(使用單位：cm)

num_hoop：側力方向所切過的箍筋及繫筋根數



4. 柱資料模組

\$ COLUMN DATA

\$Name story section shape Height L fromBtm

...

Name：柱名稱(必須為 ETABS 上柱之名稱)

story：該柱所在之樓層

section：柱之斷面(即為柱斷面模組中的 Name)

shape：為使用者自行定義之名稱，以柱斷面性質模組資料進行矩形斷面分析

Height：樓層高度(使用單位：cm)

L：有效柱長，原柱長扣除台度磚牆高度及梁深(使用單位：cm)

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

5. 軸力資料模組

\$ AXIAL LOAD

\$Story Column Loc P

...

Story：樓層名稱(需與柱資料模組之樓層名稱相對應)

Column：柱名稱(需與柱資料模組之柱名稱相對應)

Loc：位置(該軸力資料對應之柱上關連位置)

P：軸力(使用單位：kgf)

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

6. 斷面性質模組

\$ SECTION PROPERTIES

(Name)

(h) (b)

(d) (f_{yl}) (s)... (s)

...

(d) (f_{yl}) (s)... (s)

Name：使用者自定義之柱斷面名稱(需與柱資料模組之 shape 相對應)

h：柱斷面深度(使用單位：cm)

b：柱斷面深度(使用單位：cm)

d：該層鋼筋距壓力側底部之距離(使用單位：cm)

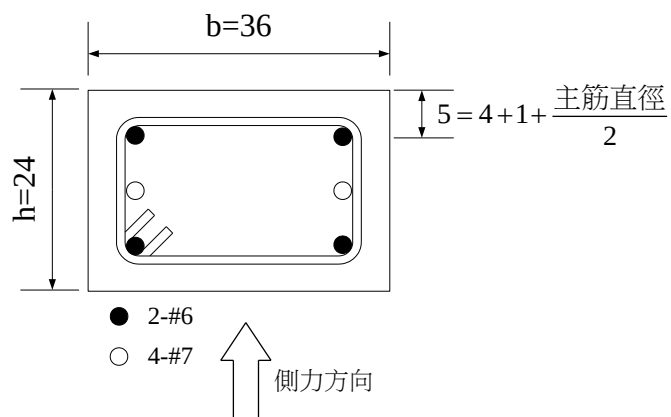
f_{yl}：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

s：該層各個位置所對應之鋼筋號數

以右圖為範例之輸入方式：

COLUMN01

24	36		
5	4504	7	7
12	3029	6	6
19	4504	7	7



□ PGA.exe — 自動計算性能目標地表加速度程式

1. 建築物性質模組

\$ BUILDING PROPERTIES

\$Weight Height

...

Weight：樓層之重量(使用單位：kgf)

Height：樓層距地面高度(使用單位：cm)

2. 工址震譜參數模組

\$ SITE SPECTRUM PARAMETER

\$S_DS S_D1

S_DS： S_{DS} 工址短週期設計譜加速度係數

S_D1： S_{D1} 工址 1 秒週期設計譜加速度係數

此模組之參數可依照建物實際所在位置經由新版耐震規範查詢得到。

附錄 B 營建署 107 年 8 月 29 日審查會意見答覆

委員及單位代表意見或建議	研究單位回應
宋裕棋委員: 1. 想請教一下，TEASPA 需要手動輸入 PMcurve，想詢問 ETABS 是否有計算 PMcurve 的功能？ 2. 那未來 PMcurve 這部分將如何操作？ 3. P-M 使用 ETABS/SAP 在斷面分析時，計算強度是用內建程式計算還是用其他軟體？ 4. 因為 ETABS/SAP 的計算與外界程式計算出來的不相同，且內建程式是採用等值應力塊做計算，沒有考慮 confine 和 unconfined 這部分，可能影響到 PMcurve 的計算，這樣我們在做耐震評估可能就會有問題 5. Δ_s、Δ_a 以經驗公式計算，是否有考慮材料組成律的問題？ 6. 簡報中 $\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad \text{此公}$ 式中，變位角之修正係數 κ' 可能需再確認一下，理論上韌性越好	1. ETABS 可進行斷面分析，並算出 PMcurve。 2. TEASPA 將採用 ETABS/SAP 內建的 section designer 功能進行 PMcurve 的計算，只需在 ETABS/SAP 的介面上設定斷面與配筋細節，即可算出 PMcurve 的數值。 3. 採用 ETABS/SAP 內建的斷面分析程式計算。 4. 本方法是採用等值應力塊做計算，P-Mcurve 的 M_n 是定義在最外層混凝土壓應變 $\epsilon_c=0.003$ 狀態之下的彎矩強度，所考慮者係屬 unconfined 的狀態，其計算結果偏屬保守，因此利用 ETABS/SAP 內建的 Section Design 功能即可滿足耐震評估需求。 5. Δ_s、Δ_a 的經驗公式並無考慮材料組成率。但是由實驗驗證 Δ_s、Δ_a 的結果顯示，採用經驗公式計算的變形相對實驗結果保守，仍可使用於預測大變形。 6. 謝謝委員指正。原版本是參考 Moehle 等人 (2002) 的建議，主要考量當時採用的柱資料庫，有用到較高品質之橫向鋼筋的柱斷面，因此應用於非韌性柱評估時，要適

轉角越小，這個是不是合理可能再做確認？ 7. 目前桿件設定 $K=0.7E_cI_g$，而勁度會隨軸力變化是否有考慮？ 8. 計算剪力強度時，塑鉸設定是以固定雙曲率在中間，與 PM 的反應情況不相符，想請問剪力塑鉸是否跟著考慮軸力做變化？ 9. 一定要使用新版 ETABS/SAP 嗎？ 10. 目前 Δ_s、Δ_a 都是既有構件回歸出來的經驗式，那新的補強構件有不同的斷面與配筋細節，其斷面的塑鉸性質是，否能適用 Δ_s、Δ_a 的經驗式？ 11. 是否考慮 SERCB 與 TEASPA 共同驗證並進行整合？	度折減橫向鋼筋的貢獻。然而 Elwood 等人(2005)，已經將該參數移除，並獲 ASCE/SEI 41-06 (2007)採納。原版本的公式應用到韌性較佳的柱子，需要折減 κ'，會比較保守。今經委員指正後，並參考 Elwood 等人(2005)之建議，已經移除公式中 κ' 參數，詳見報告 p5。 7. 感謝委員建議，本方法將桿件設定 $K=0.7E_cI_g$，係屬割線勁度計算，未來將會在下一版手冊中，參考 ASCE/SEI-41 的開裂勁度折減係數進行勁度修正，該係數與軸力變化有關，因此勁度即可考慮隨軸力不同而變化。 8. 剪力塑鉸是獨立指定於柱中間，不與撓曲塑鉸合併。目前剪力塑鉸尚無法考慮軸力變化。 9. 目前測試過 ETABS 2016 與 SPA 2000 V20 的版本是可以運行操作，其他軟體、版本有 PM 功能的也可以比照辦理，但需自行檢核是否可行。 10. 過去在校舍已有現地補強校舍實驗，驗證補強構件的 Δ_s、Δ_a 為合理可適用。 11. 目前共同供應契約核可 SERCB，也核可強度韌性法，而 TEASPA 則是第三個方法，各有優點，可開放工程師自行選擇。
---	---

張國鎮委員: 1. 一開始有兩套方法讓工程師去自行選擇，我想這是不錯的方式，但兩種方法都有些許假設參數的疑慮，缺乏實際案例、實驗的驗證，因此應該要整理一個 Data Bank 收集各國實驗數據，並且建議營建署與中心合作開發一個整合實驗資料庫，而新開發方法須經實驗資料庫驗證，才可進行使用，也增加方法的公信力。 2. 側推分析本來就不適用在中高樓層建築，要達到中高樓層的使用，建議應有中高樓層的實驗數據輔佐驗證，例如大型震動台試驗，但相對實驗費用昂貴，所以可採用增量式動力分析 (Incremental dynamic analysis(IDA))，並以 IDA 產生 benchmark 實驗數據並與側推分析比較驗證，確保側推分析無低估的情況。	1. 本中心所提供之方法業經實驗室及現地實驗驗證，其塑鉸計算公式係由實驗資料庫所回歸而得。樂觀其成，若營建署有意願成立實驗資料庫用於認證評估與補強技術，國震中心願意接受委託，蒐集彙整相關實驗成果，建置一套可供認證技術的數據資料庫。 2. 謝謝委員建議，本中心目前已經朝向發展動力分析的評估技術，其中 IDA 是發展的技術之一，後續將會利用 IDA 技術協助驗證側推分析的保守程度。
王亭復委員: 1. TEASPA 軟體建議比照 ASCE/SEI-41 增加 TEASPA 側推分析法適用範圍說明(尚包括不規則性結構系統)。若 TEASPA 僅取第 1 振態模型之橫力側推，則大部份中(6)層以上建築物側推分析結果與採用非線性動力分析(NDP)結果相較恐差異較大，中層以上建築物似宜增加多振態模型(質量參與係數至少達到 90%)側推側分析(MPA 或 CMP)則可降低與 NDP 差距。(ASCE/SEI-41，FEMA 440，FEMA 440a，NIST-2010)。 2. 有關第 13 頁分析之有效剛度採用 $I_e = 0.7I_g$ 似嫌保守，應與柱軸載重	1. 有關非線性靜力分析方法的適用範圍，已在耐震設計規範第八章修正草案中有建議，目前已經呈送營建署另案審議。 2. 感謝委員建議，本方法將桿件設定 $K=0.7E_cI_g$，係屬割線

P 大小有關，依 ASCE/SEI-41-06(亦即 FEMA356)之規定：$P \leq 0.3A_g f_c'$ 時 $I_e = 0.5I_g$，而 ASCE/SEI-41-13 及 17 版考慮鋼筋滑動則修訂為 $I_e = 0.3I_g$，若 $P \leq 0.4A_g f_c'$ 則 $I_e = 0.5I_g$，$P \geq 0.5A_g f_c'$ 才是 $I_e = 0.7I_g$。12 層以下柱之軸壓大都仍在 $0.3A_g f_c' \sim 0.4A_g f_c'$ 範圍，是否需要採用此值？ 3. 公式(4-4)、(4-7)中混凝土剪力強度 V_c 計算方式似採 ACI-318 計算，恐較為保守，建議採用 ASCE/SEI-41-06、13、17 等版本規範公式(6-4)混凝土剪力部份。以工程經驗混凝土抗拉強度採 $1.06(f_c')^{1/2}$，亦嫌保守。 4. 是可否增列柱外圍混凝土剝落前之變位 Δ_{spall}、主筋撓曲變位 Δ_{bb}、及彎曲容量折低 20% 時之變位 Δ_f 等計算公式。 5. 驗證案例分析，目前的研究報告不論低、中及高層建築物的研究報告對於線性靜力分析、線性動力分析、非線性靜力(側推)分析及多振態側推分析 MPA 均與非線性動力分析(NDP)結果相比較其差異大小以為參考基準。目前可用 NDP 軟體可選擇：SAP 2000 Advance Ultimate，STAAD ProNonLinear，PERFORM，	勁度計算，未來將會在下一版手冊中，參考 ASCE/SEI-41 的開裂勁度折減係數進行勁度修正，該係數與軸力變化有關，因此勁度即可考慮隨軸力不同而變化。 3. 謝謝委員建議，剪力強度計算公式將會在下一版手冊中，參考 ASCE/SEI-41 的公式進行計算。 4. Δ_s、Δ_a 的經驗公式不是採用材料組成率做計算，而是由實驗結果做推導，經由實驗驗證 Δ_s、Δ_a 的結果顯示，採用經驗公式計算的變形相對實驗結果保守，仍可使用於預測大變形。混凝土有沒有束制，這件情如果是對高樓影響過大，那我們將會考慮讓它進行手動輸入 11 點到程式內，但工程師這邊則需要多花些努力再做調整。 5. 感謝委員寶貴建議。本中心同仁亦有研發新式非線性動力分析方法應用於耐震評估技術，囿於選取地震歷時合理性及分析耗時較久等技術門檻，目前尚未推展國內工程應用。待相關技術瓶頸獲得突破後，將會舉辦相關講習課程以推廣國內工程使用。鑑於目前 NDA 技術發
---	---

ANSYS，IDARC，3D-BASIS，...。至少亦可採用 FEMA 440A 推薦，中、澳、印多所大學研究亦採用的 SPO2IDA(Static Pushover 2 IDA，Vamvatsikos and Cornell，Stanford U.，開放軟體) 做比較。	展多屬於學術研討階段，眼下在尚未取得實務應用價值之前，建議暫不宜貿然突進。
蔡益超委員: 1. 原則上對目前經修正後的方法用 P-M 或 P-M-M 塑鉸用軸力反應考慮變軸力這件事情，表示同意。 2. TEASPA 根據 Elwood 及 Moehle 的試驗結果來訂柱塑鉸特性，該試驗所加軸力為壓力，且破壞時為拉力筋降伏之拉力破壞。當產生混凝土先壓碎的壓力破壞或軸力為拉力時，應如何設定塑鉸特性？ 3. TEASPA 假設柱之反曲點在中點，因強柱弱梁，一樓柱是柱產生塑鉸最可能的地方，但一般而言，一樓柱的反曲點偏高，甚至跑到二樓，如今假設一樓柱之塑鉸在中間，是否合適？ 4. 案例分析中將圖 4.8 的 B 點調整為 B' 點，即彈性變形係用 $0.35 E_c I_g$ 計算，是否勁度用得過小？是否有什麼根據？	1. 感謝委員支持。 2. Δ_s 經驗公式的資料庫中，柱的軸壓力包含高軸壓柱，其破壞模式包含拉力控制斷面及壓力控制斷面，因此 Δ_s 經驗公式可適用於剪壓破壞模式；當 P 為拉力時，直接另 P=0 代入 Δ_s 公式計算，是保守的做法。 3. TEASPA 柱撓曲非線性鉸是定義彎矩對轉角的關係，在柱兩端依據各自的軸力條件定義撓曲非線性鉸，可獨立反映各自端部的彎矩發展及轉角變形量，結構分析軟體 (ETABS) 可依力平衡及變形諧和定理，分別反映出構件整體的側向強度與變位。並不是固定反曲點在柱中間的雙曲率柱。 4. 感謝委員建議，未來將會在下一版手冊中，參考 ASCE/SEI-41 的開裂勁度折減係數進行勁度修正，該係數與軸力變化有關，因此勁度即可考慮隨軸力不同而變化。

柯鎮洋技師: 1. 請國震中心設立「使用者詢問中心」或「使用者詢問窗口」。 2. 請提供使用者使用手冊。 3. 案例數據請公開提供。	1. 感謝委員建議，本中心將會成立相關諮詢窗口。 2. 感謝委員建議，本中心將會舉辦相關講習會並提供技術手冊供工程師參考。 3. 謝謝委員建議，已經於手冊附錄 D 增列 PM 操作示範例。
高文婷主席: 1. 本案修正後通過，請國震中心參酌委員意見進行修正 2. 請國震中心將改版後手冊提送本署發佈 3. 請國震中心提供實驗驗證資料庫，並於三個月內完成，供營建署進行方法驗證用。	1. 感謝支持。 2. 遵照辦理。 3. 樂觀其成，若營建署有意願成立實驗資料庫用於認證評估與補強技術，國震中心願意接受委託，蒐集彙整相關實驗成果，建置一套可供認證技術的數據資料庫。