

鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法
(推垮分析)

Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structure with
Pushover Analysis

*葉勇凱 *蕭輔沛 *沈文成 **楊耀昇 *黃世建

Yeong-Kae Yeh, Fu-Pei Hsiao, Wen-Cheng Shen,
Yao-Sheng Yang, Shyh-Jiann Hwang,

* 國家地震工程研究中心

**國立台灣大學土木工程學系

中華民國九十八年六月

June 2009

摘要

本文參考美國 ATC-40 建議的耐震能力評估方法，即所謂的容量震譜法 (Capacity Spectrum Method) 來評估六層樓（含）以下之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物的耐震能力。此法可以充分表現出結構物的非線性行為，使建物的耐震能力不再只由「強度」決定，而是由「強度」與「韌性」一起貢獻。

容量震譜法的震譜曲線是由推垮分析 (Pushover analysis) 所得到的容量曲線，再經由單自由度模態轉換獲得。要以非線性分析程式模擬出建物的非線性行為，端看結構元件上所設置的非線性鉸來表現。本文即參考美國規範 FEMA-273 及 ASCE 41-06 定義非線性鉸的方式，給予一套經試驗驗證的非線性鉸設定參數。此外，由於非線性分析程式無法在版殼元素上提供非線性鉸的設定，故本文亦利用將 RC 牆轉為等值寬柱、將磚牆轉為等值斜撐的分析模式，使得牆體結構亦能提供抗震能力的貢獻，真實反映出建築物的實際結構行為。依據以上的理論基礎，運用 MATLAB 程式編譯軟體將以上的各種塑性鉸設定方法，撰寫為耐震詳細評估輔助分析程式並提供給工程實務界的工程師選擇使用，以取代較繁複的手算過程。

本文針對國家地震工程研究中心已完成的現地實驗校舍，進行推垮分析並與其實驗曲線作比較，驗證本文耐震詳細評估方法的合理性與正確性。經由分析的結果顯示，本文之分析方法可以模擬結構物的強度與受震行為，且本文的非線性鉸設定方法亦改善了非線性分析程式內建之非線性鉸過於保守的缺陷。

關鍵詞：耐震評估方法、推垮分析、非線性鉸、ATC-40

ABSTRACT

This study uses the capacity spectrum method which was suggested by ATC-40 to evaluate the seismic resistance of reinforced concrete buildings, and introduced a nonlinear analysis program as a tool to perform a precise seismic evaluation. The capacity spectrum curve is transferred from the relative curve of the base shear versus the roof displacement provided by a pushover analysis. From the pushover analysis, the seismic resistance of the structure is not only controlled by the strength but also by the deformation.

According to ATC-40 and the structure component's behavior, we develop a reasonable method to define nonlinear hinge properties for RC members. Because the nonlinear analysis program cannot to set nonlinear hinges on the shell element, this paper provides the equivalent truss mode to simplify the simulation of brick walls.

The National Center for Research on Earthquake Engineering had proceeded a series of static pushover experiments for school buildings, this paper compared the experimental and analytical curves in order to verify the suggested seismic evaluation method. The results of analysis indicate that the proposed analytical method can simulate the strength and the actual seismic behavior of reinforced concrete buildings accurately. Then, the seismic evaluation method which suggested by this paper can provide the engineers a way to perform precise seismic evaluation.

Keywords: Seismic evaluation, pushover analysis, nonlinear hinge, ATC-40

目錄

摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
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 RC 梁之模擬及非線性鉸設定.....	9
2.2.1 RC 梁之斷面設定.....	9
2.2.2 RC 梁之非線性鉸設定.....	9
2.3 RC 牆之模擬與非線性鉸設定.....	9
2.3.1 RC 牆之模擬.....	9
2.3.2 RC 牆非線性鉸之定義與設置.....	16
2.4 磚牆之模擬及非線性鉸設定.....	17
2.4.1 磚牆之模擬.....	17
2.4.2 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑.....	19
2.4.3 磚牆之極限強度.....	20
2.4.4 磚牆之極限位移.....	21
2.4.5 磚牆之殘餘強度.....	21
2.4.6 磚牆非線性鉸之定義與設置.....	22
第三章 耐震性能曲線之建立.....	23
3.1 容量曲線轉換至容量震譜.....	23
3.2 以二線段模擬容量震譜.....	23
3.3 計算等效阻尼比與基本週期.....	24
3.4 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線.....	25
第四章 耐震詳細評估之流程.....	27
4.1 相關檔案及資料下載.....	27
4.2 建築物現況與檢測.....	27
4.3 側推分析之流程.....	28

第五章 案例分析	30
5.1 結構元件之分析	30
5.1.1 BMR1-R 柱試體	30
5.1.2 PF-2 構架分析	31
5.1.3 陳奕信之含磚牆構架試體分析	32
5.1.4 高健章之含磚牆構架試體分析	34
5.2 實驗案例分析	35
5.2.1 口湖國小現地實驗試體	35
5.2.2 新城國中現地實驗試體	36
5.2.3 瑞埔國小現地實驗試體	38
5.2.4 關廟國小原型構架試體之耐震能力評估	39
5.3 與其他耐震能力評估方法比較	39
5.3.1 案例 A：育英國小	39
5.3.2 案例 B：後甲國中德育樓	40
第六章 結語	42
參考文獻	43
附錄 A 耐震詳細評估輔助分析程式使用說明	110
附錄 B 營建署 97 年 12 月 12 日第一次審查會意見答覆	117
附錄 C 營建署 98 年 2 月 18 日第二次審查會意見答覆	131
附錄 D 營建署 98 年 5 月 6 日第三次審查會意見答覆	148
附錄 E 營建署 98 年 6 月 3 日書面審查意見答覆	159

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，可適用於 6 層樓（含）以下之鋼筋混凝土造或加強磚造平面規則建築物，惟使用者與工程師應負其專業責任。對於較高樓層或平面不規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，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-M hinge)：PMM。
- (3)彎矩非線性鉸(moment hinge)：M3(X 向)、M2(Y 向)。
- (4)剪力非線性鉸(shear hinge)：V2(X 向)、V3(Y 向)。

使用者可依照實際上構件之受力行為，選擇適當的非線性鉸性質。

以彎矩非線性鉸中的 M3 非線性鉸為例，說明 ETABS 非線性鉸之設定，如圖 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，需先了解建物構架之梁、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進入非線性段以後的行為。要知道構件之非線性行為最直接的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

建物構架在承受側力時，觀察柱的受力及變形狀態，可假設柱元件為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。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_a 時，側力強度趨近於零，而柱體亦喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞(axial failure)。

Elwood 及 Moehle[5]由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，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，歸納出剪力破壞時的變位角(drift ratio)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； s 為箍筋間距； $v_m = V_b/bd$ 為

剪應力； V_b 為雙曲率柱撓曲強度； d 為柱斷面的有效深度，可設為柱深 h 的 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(drift ratio)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；及 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，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勁度，參考 ACI 318-05 規範[8]，在考慮開裂斷面之情形下，梁使用 $0.35E_c I_g$ ，柱使用 $0.35E_c I_g$ ，其中 E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為梁、柱總斷面對其中心軸之慣性矩。梁應考慮 T 形梁斷面勁度，若分析模型中，梁使用矩型斷面，則開裂斷面之撓曲勁度為 $0.7E_c I_g$ ，其中 I_g 為矩形梁斷面慣性矩，此值係估計 T 形梁斷面之慣性矩約為矩型斷面之兩倍。

依據美國 ACI 318-05 規範，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 。其建議的混凝土剪力強度計算方式如下：

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

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：

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

式中 $\sigma = P/A_g$ 為軸壓應力； $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$ kgf/cm² 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：

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

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 $0.04H$ 。

3. 撓曲破壞側向載重位移曲線

若梁柱有足夠的箍筋量，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。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取代撓曲破壞側向載重位移曲線，作為定義彎矩非線性鉸之依據。

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，建議 RC 柱彎矩非線性鉸與剪力非線性鉸之參數，供工程師參考。

1. 彎矩非線性鉸參數

以一根長(柱的淨間距；clear length)為 H 的雙曲率柱，在撓剪破壞模式下的側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式的彎矩非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 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：

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

$$b = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (10)$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} \quad (11)$$

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 ETABS 之 M3 非線性鉸(若為 Y 方向側推分析則為 M2)。這裡需要注意的是 ETABS 是由 A~E 五個點來定義非線性鉸曲線，但根據本文柱撓剪破壞之側力載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在非線性鉸參數設定上，將 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 ETABS 之側推分析較不易造成非線性求解發散，可將 E 點之位移值放大為 D 點 10 倍甚至 20 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

2. 剪力非線性鉸參數

以一根長(柱的淨間距；clear length)為 H 的雙曲率柱，在剪力破壞模式下的側向載重位移曲線，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：

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (12)$$

依本文之剪力非線性鉸參數修改 ETABS 之 V2 非線性鉸(若為 Y 方向側推分析則為 V3)。同彎矩非線性鉸的設定方式，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 ETABS 之側推分析較不易造成非線性求解發散，可將 E 點之位移值放大為 D 點 10 倍甚至 20 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

2.2 RC 梁之模擬及非線性鉸設定

2.2.1 RC 梁之斷面設定

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，因此 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 $1/2$ 。

2.2.2 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，其建議之載重位移關係曲線如圖 12 所示。其參數之設定，RC 梁之彎矩非線性鉸可參考表 3 設定，RC 梁之剪力非線性鉸可參考表 4 設定。

由於在 ETABS 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。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，因其斷面呈 T 型不對稱，其正彎矩之值較負彎矩之值來得大。

2.3 RC 牆之模擬與非線性鉸設定

2.3.1 RC 牆之模擬

於線性分析時，ETABS 是使用殼元素(shell element)模擬 RC 牆。但由於程式無法於殼元素設置非線性鉸，進行非線性靜力側推分析，故本文建

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

1. RC 牆等值寬柱模型

在進行 RC 剪力牆耐震分析時，可將含邊柱 RC 牆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 13 所示。此時，軸向載重與側向載重皆由此一等值寬柱來承受，可大幅減低 RC 牆分析時之複雜性。

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 牆相連接的相鄰連接梁之勁度差異。

2. RC 牆之側向載重位移曲線

本文所建議 RC 牆非線性鉸之性質，是以涂耀賢博士[10]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 14 所示，因此非線性變形為

$$\delta_p = \delta_u - \delta_e = \delta_2 - \frac{\delta_1}{V_1} V_2 \quad (13)$$

由圖 15 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，包括撓曲開裂點、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) 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(14)計算：

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (14)$$

撓曲降伏點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中撓曲降伏點之剪力位移 $\delta_{s,y}$ 可依式(15)計算，

$$\delta_{s,y} = \gamma_{vh} H \quad (15)$$

$$\gamma_{vh} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{\ell_w t_w} V_y \quad (16)$$

其中混凝土波松比 $\nu = 0.17$ ； ℓ_w = 牆之水平寬度； t_w = 牆體總厚度。撓曲位移 $\delta_{f,y}$ 可依式(17)計算，

$$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12E_c I} \quad (17)$$

剪力牆慣性矩 $I = 0.7I_g$ ， I_g 為全斷面慣性矩；撓曲降伏點之滑移位移 $\delta_{slip,y}$ 可由式(18)計算，

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_y^2}{8u E_s (d - a_w)} H \quad (18)$$

其中 d_b 為待搭接鋼筋之標稱直徑； u 為平均握裹應力，定義為 $u = 1.6\sqrt{f'_c}$ Sozen[11]； E_s 為鋼筋彈性模數； a_w 為牆基底受壓區之深度。

因此撓曲降伏點之位移總和，即為式(19)所示，

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (19)$$

(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(20)計算：

$$V_{fu} = \frac{2M_u}{H} \quad (20)$$

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，其中撓曲極限點之剪力位移 $\delta_{s, fu}$ 可依式(21)計算，

$$\delta_{s, fu} = \gamma_{vh} H \quad (21)$$

撓曲極限點之撓曲位移 $\delta_{f, fu}$ 可依式(22)計算，剪力牆慣性矩 $I = 0.7I_g$ ， I_g 為總斷面慣性矩；

$$\delta_{f, fu} = \frac{V_{fu} H^3}{12E_c I} \quad (22)$$

撓曲極限點之非線性鉸轉動位移則依式(23)計算，

$$\delta_{plastic, fu} = 2(\phi_u + \phi_y) \ell_p \left(\frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (23)$$

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(24)計算，

$$\delta_{slip, fu} = \frac{V_{fu}}{V_y} \delta_{slip, y} \quad (24)$$

其中 V_y 為牆體之降伏側力，撓曲降伏點之滑移位移 $\delta_{slip, y}$ 可由式(18)計算。

因此撓曲極限點之位移總和，即為式(25)所示，

$$\delta_{fu} = \delta_{s, fu} + \delta_{f, fu} + \delta_{plastic, fu} + \delta_{slip, fu} \quad (25)$$

建立撓曲與滑移載重位移曲線計算流程如圖 16 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開裂點、降伏點與極限點。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 17 所示。

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

由 ACI 318 規範規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (26)$$

$$V_{scr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_n}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (27)$$

其中 f'_c = 混凝土之規定抗壓強度； d = 牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的 0.8 倍 ($0.8\ell_w$)； V_u = 斷面之設計剪力； M_n = 斷面之設計彎矩； N_u = 與 V_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值。開裂強度取以上二式之最小值，若 $\left(\frac{M_n}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}\right) < 0$ 時，式(27)不適用，僅採用式(26)。

開裂位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依(28)計算，

$$\delta_{s,cr} = \gamma_{vh} H \quad (28)$$

開裂點之撓曲位移可依(29)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{scr} H^3}{12E_c I} \quad (29)$$

其中剪力牆未開裂慣性矩 $I = 0.7I_g$ ， 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18所示，可依式(30)計算，

$$\delta_{slip,cr} = \frac{V_{scr}}{V_y} \delta_{slip,y} \quad (30)$$

其中 V_y 為牆體之撓曲降伏側力。

因此開裂位移包括剪力開裂、撓曲開裂及滑移位移，即為式(31)所示，

$$\delta_{scr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} \quad (31)$$

(4) 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

$$A_{str} = t_w \times a_w \quad (32)$$

其中壓桿深度 a_w 可定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 f_y 時之壓力區深度，可採用 Paulay and Priestley[12] 對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下所示

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f'_c} \right) \cdot \ell_w \quad (33)$$

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

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (34)$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_n} \right) \quad (35)$$

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

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad (36)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad (37)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (38)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (39)$$

$$\bar{F}_h = \gamma_h \left(\bar{K}_h \zeta f'_c A_{str} \right) \times \cos \theta \quad (40)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \left(\bar{K}_v \zeta f'_c A_{str} \right) \times \sin \theta \quad (41)$$

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (42)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv} + 0.75N}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (43)$$

其中， F_{yh} 、 F_{yv} 為水平拉桿與垂直拉桿之抗拉強度。

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = (K_h + K_v + 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (44)$$

剪力極限點位移亦包括剪力、撓曲及滑移位移，其中剪力極限點之剪力位移可依式(45)~式(55)計算，

(f) 拉桿力(力平衡)

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \quad (45)$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan \theta = \frac{\gamma_v (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} V_{su} \tan \theta \quad (46)$$

(g) 拉桿應變(組成律)

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \quad (47)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75N}{A_{tv} E_s} \geq 0 \quad (48)$$

其中， A_{th} 、 A_{tv} 為水平拉桿與垂直拉桿之有效面積。

(h) 壓桿應變(組成律)

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f'_c - 204}{815.5} \right) \quad (49)$$

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 \quad (50)$$

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)

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta = 2(\varepsilon_r + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta \quad (51)$$

其中， ε_r 為混凝土開裂應變， ε_v 為拉桿之應變，應變莫爾圓示意如圖 19。

(j) 剪力位移

$$\delta_{s,u} = \gamma_{vh} H \quad (52)$$

剪力極限點之撓曲位移可依式(53)計算，

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12E_c I} \quad (53)$$

其中剪力牆開裂慣性矩 $I = 0.35I_g$ ， I_g 為總斷面慣性矩。剪力極限點滑移位移，如圖 18 所示，牆體滑移位移可由式(54)計算

$$\delta_{slip,su} = \frac{V_{su}}{V_y} \delta_{slip,y} \quad (54)$$

其中 V_y 為牆體之降伏側力， $\delta_{slip,y}$ 可由式(18)計算。因此剪力極限點位移為剪力、撓曲及滑移位移之總和，即為式(55)所示，

$$\delta_{su} = \delta_{s,u} + \delta_{f,su} + \delta_{slip,su} \quad (55)$$

建立剪力載重位移曲線計算流程如圖 20 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} ，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 17 所示。

2.3.2 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 21 所示。其對應之彎矩非線性鉸如圖 17 所示，彎矩非線性鉸之參數如表 5 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(13)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 17 所示，剪力非線性鉸之參數如表 6 所示，由式(13)

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

2.4 磚牆之模擬及非線性鉸設定

2.4.1 磚牆之模擬

本文採用建築物磚構造設計及施工規範[13]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。若是屬於台度磚牆，亦可以等值受壓斜撐來模擬磚窗台之行為；相鄰之柱因受到此窗台束制作用，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，所以在磚窗台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。

1. 磚牆之等值斜撐寬度

如圖 22 所示，當磚牆受水平力 V 作用而產生位移 Δ 時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (56)$$

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，軸向位移可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (57)$$

其中 A_d 為等值斜撐之斷面積； L_d 為斜撐之長度； E_d 為等值斜撐之彈性模數。再根據虎克定律、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，如下式表示：

$$\Delta = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \frac{V}{E_d T_b} \quad (58)$$

$$\text{令} \quad \lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \quad (59)$$

其中 ν 為波松比，其值可取為 0.15； T_b 為磚牆之厚度；且 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 。式 (59) 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 $0.5 \leq (H_b/W_b) \leq 2.0$)。則水平位移可表示為

$$\Delta = \lambda \frac{V}{E_d T_b} \quad (60)$$

故

$$\Delta_d = \Delta \cos \phi = \lambda \frac{V}{E_d T_b} \cos \phi = \lambda \frac{P_d \cos^2 \phi}{E_d T_b} \quad (61)$$

由式 (58) 及式 (62)，可得到等值斜撐面積 A_d 為：

$$A_d = \frac{L_d T_b}{\lambda \cos^2 \phi} \quad (62)$$

因此磚牆斜撐之等值寬度為：

$$W_d = \frac{A_d}{T_b} = \frac{L_d}{\lambda \cos^2 \phi} \quad (63)$$

2. 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 23(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

$$\frac{V}{V_u} = 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^3 \quad (64)$$

(2) 三面圍束磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 2\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 \quad (65)$$

本文鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且 ETABS 之分析並無法定義曲線，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 23(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極限強度、極限位移及殘餘強度。

2.4.2 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑

計算磚牆之極限強度之前，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 24 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)：

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (66)$$

(2) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (67)$$

(3) 二順一丁砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (68)$$

(4) 順砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (69)$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 24，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，其高寬比要介於 0.5~2 之間。

2.4.3 磚牆之極限強度

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 $\tan \theta \geq (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) \quad (70)$$

當 $\tan \theta < (H_b/W_b)$ 時：

$$V_n = T_b \times [W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45 f_{mbt} + (H'_b - H_1) \times (0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt}) / 2] \quad (71)$$

(2) 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (72)$$

(3) 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \quad (73)$$

(4) 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7 \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (74)$$

上式中， $H'_b = \min(H_b, W_b)$ ； $H_1 = W_b \tan \theta$ ； $H_2 = 0.5 W_b \tan \theta \leq H_b$ ； 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：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N \quad (75)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (76)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (77)$$

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。

2.4.4 磚牆之極限位移

由式(57)磚牆水平力與位移之關係，可得到磚牆極限位移的計算公式如下：

$$\Delta_u = \lambda \frac{V_n}{E_u \times T_b} \quad (78)$$

其中 T_b 為磚牆之厚度； E_u 為磚牆達極限點時之割線模數。

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[13~16]：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (79)$$

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 於三邊圍束及窗台磚牆時取0.367，四邊圍束磚牆時取0.556。以 E_u 代入式(78)可得磚牆之極限位移。

2.4.5 磚牆之殘餘強度

當磚牆達極限強度後，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殘餘強度，當磚牆強度達殘餘強度後即不再衰減。磚牆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：

$$V_r = \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6 V_n \quad (80)$$

(2) 台度磚牆：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6V_n \quad (81)$$

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，磚牆強度會衰減至殘餘強度，因此本文取其位置為磚牆之強度到達殘餘強度。磚牆之最大位移可參考試驗結果並保守考慮取牆高之 2.0% 為限制，而極限強度與殘餘強度間以直線方式衰減。

2.4.6 磚牆非線性鉸之定義與設置

本文所使用之磚牆非線性鉸定義與設置，為利用前述之磚牆側力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力載重位移曲線，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖 25 所示，其參數如表 7 所示，相對應之 Force SF 為 $V_n/\cos\phi$ ；而 Disp. SF 為 $\Delta_u \cos\phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(H_b/W_b)$ 。這裡需要注意的是 ETABS 是由 A~E 五個點來定義非線性鉸曲線，但根據本文磚牆之側力載重位移曲線，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。

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 26 所示，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 S_a (譜加速度/ g) 與譜位移 S_d 的關係曲線，

$$PF_1 = \frac{\sum_i w_i \phi_i}{\sum_i w_i \phi_i^2} \quad (82)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{\sum_i w_i \phi_i}{W} \right] PF_1 \quad (83)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (84)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (85)$$

其中 w_i 為建物樓層 i 的樓層重； ϕ_i 為建物第一模態於樓層 i 的振幅，並設定屋頂振幅為 1，ATC-40 建議可以倒三角形分佈近似第一模態，即 $\phi_i = \frac{H_i}{H_{roof}}$ ，其中 H_i 為第 i 樓層高度， H_{roof} 為建物的屋頂樓層高度； 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 27 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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (86)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (87)$$

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

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (88)$$

其中 E_D 為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖 28 所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p}S_{d,p} \quad (89)$$

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，

$$E_{S0} = S_{a,p}S_{d,p}/2 \quad (90)$$

由公式(89)及(90)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (91)$$

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

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (92)$$

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 ，

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (93)$$

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 8 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 <http://school.ncree.org.tw/phpbb3/index.php>)自行下載。對於不同工程案例，使用者須依工程經驗專業自行判斷，此處僅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 29 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

本章將對 RC 柱、單層單跨之 RC 構架與含磚牆構架進行小型結構物的推垮分析，與前人研究的實驗結果做比較。再分析國家地震中心進行過的四所校舍現地試驗：雲林縣口湖國小、花蓮縣新城國中、桃園縣瑞埔國小以及關廟國小校舍現地試驗，以驗證本文推垮分析之合理性與正確性。最後並與，其中的原型試體進行耐震評估。以及對現行耐震能力評估的案例進行比較。

5.1 結構元件之分析

本節將比對 RC 柱、RC 構架與含磚牆構架的實驗與本文推垮分析的結果。分析的試體為：

RC 柱：國家地震中心(NCREE) 張國鎮等 BMR1-R 試體[18]。

RC 構架：國家地震中心(NCREE) 鍾立來等 PF-2 試體[20]。

含磚牆構架：成大建築 陳奕信 BW01、BW02、BW03 及 BW04 試體[14]。

台大土木 高健章等 含後砌磚牆 RC 構架試體[21]。

5.1.1 BMR1-R 柱試體

本節將以國家地震中心的矩型鋼筋混凝土柱試體 BMR1-R 為案例，藉由反覆載重實驗所得到的曲線資料取其遲滯迴圈的包絡線與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.1.1.1 試體概述

此試體是以新規範所設計之實尺寸橋柱，依1/2.5比例進行縮尺寸設計的縮尺試體。柱斷面為75 cm×60 cm，柱高為325 cm之矩形橋柱。柱主筋從柱底配置至柱頂部未做任何截斷，採用32根#6鋼筋，降伏強度為4,204 kgf/cm²。箍筋採用#3鋼筋，降伏強度2,803 kgf/cm²，間距10 cm。混凝土標稱強度210 kgf/cm²，柱軸力 $0.15 f'_c A_g$ ，即142,046 kgf (142 tons)。其配筋圖如圖30所示。

5.1.1.2 BMR1-R 試體實驗與分析比對結果

給予兩種不同的非線性鉸設定來進行分析，其一是採用本文第三章所建議的非線性鉸設定方式，給予柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章；其二是在柱底及柱頂設置 ETABS 內建的 M3 非線性鉸，再進行推垮分析。將兩種分析方法的容量曲線與反覆載重實驗遲滯迴圈的包絡線比較，如圖 52 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 48。

由圖 48 可知，本文與 ETABS 內建非線性鉸發生之位置皆在柱底，兩者在破壞機制的模擬上並無差異。在最大側力方面，本文分析方法為 42,896 kgf，ETABS 內建 M3 非線性鉸方法為 43,217 kgf，與實驗值 47,298 kgf 相差不大。在最大位移方面，本文與實驗值較為接近，故本文之非線性鉸性質有比較好之韌性，而這也證明 M3 非線性鉸在韌性方面過於保守。

5.1.2 PF-2 構架分析

為模擬校舍結構裡短向構架在長向地震來臨時之行為，本節將以國家地震中心鍾立來等的 RC 空構架 PF-2 試體為案例，此試體為「面外」實驗。藉由正反向反覆載重實驗所得到的曲線資料取其遲滯迴圈的包絡線與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.1.2.1 試體概述

此試體為模擬台南市後甲國中德育樓之一單元教室隔間構架，柱高 300 cm、上梁寬為 450 cm。混凝土抗壓強度 276 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $3,092 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $3,537 \text{ kgf/cm}^2$ ，施加軸力 25,108 kgf (25.1 tons)，配筋圖如圖 31 所示。

5.1.2.2 PF-2 構架試體實驗分析比對結果

給予兩種不同的非線性鉸設定來進行分析，其一是採用本文第三章所建議的非線性鉸設定方式，給予柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行

推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章；其二是在柱底及柱頂設置 ETABS 內建的 M3 非線性鉸，再進行推垮分析。將兩種分析方法的容量曲線與反覆載重實驗遲滯迴圈的包絡線比較，如圖 53 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 49。

由圖 53 可看出兩種分析方法得到的最大側力值與實驗值都有所差異，本文分析值為 16,881 kgf，M3 分析值為 16,660 kgf，實驗值 16,927 kgf。韌性方面，本文非線性鉸與 M3 非線性鉸皆保守了一點，但是本文之韌性依然比 M3 好。經由此試體之比較結果可看出本文方法在短向構架之模擬也有良好的結果。

5.1.3 陳奕信之含磚牆構架試體分析

本節將以成大建築陳奕信做過的一系列含磚牆構架試體(BW01~BW04)之實驗為案例，藉由正反向反覆載重實驗所得到的曲線資料取其遲滯迴圈的包絡線與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.1.3.1 試體概述

此一系列試體為含磚牆構架之試體，一共有四組，分別為BW01、BW02、BW03及BW04，採先施做RC梁柱構架再砌築磚牆之施工方式。除了BW01並未於牆面黏貼壁磚以外，其餘三座試體皆於牆面各有厚約10mm之底層砂漿及瓷磚黏著層。各試體詳細資料分述如下：

BW01：

RC 構架柱高 80 cm、上梁寬為 150 cm。混凝土抗壓強度 223 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $4,126 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $3,968 \text{ kgf/cm}^2$ 。磚牆淨寬為 100 cm，高度為 80 cm，厚度為 $0.5B(9.6\text{cm})$ ，紅磚抗壓強度為 185 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 193 kgf/cm^2 ，採順砌法砌築試體。此試體並未施加軸力，試體圖如圖 32 所示。

BW02：

RC 構架柱高 80 cm、上梁寬為 150 cm。混凝土抗壓強度 280 kgf/cm^2 ，

主筋降伏強度為 $4,126 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $3,968 \text{ kgf/cm}^2$ 。磚牆淨寬為 100 cm ，高度為 80 cm ，厚度為 $0.5B(9.6 \text{ cm})$ ，紅磚抗壓強度為 185 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 193 kgf/cm^2 ，採順砌法砌築試體。此試體並未施加軸力，試體圖如圖 32 所示。

BW03：

RC 構架柱高 80 cm 、上梁寬為 150 cm 。混凝土抗壓強度 246 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $4,126 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $3,968 \text{ kgf/cm}^2$ 。磚牆淨寬為 100 cm ，高度為 80 cm ，厚度為 $0.5B(9.6 \text{ cm})$ ，紅磚抗壓強度為 185 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 166 kgf/cm^2 ，採順砌法砌築試體。此試體並未施加軸力，試體圖如圖 32 所示。

BW04：

RC 構架柱高 80 cm 、上梁寬為 150 cm 。混凝土抗壓強度 278 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $4,126 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $3,968 \text{ kgf/cm}^2$ 。磚牆淨寬為 100 cm ，高度為 80 cm ，厚度為 $0.5B(9.6 \text{ cm})$ ，紅磚抗壓強度為 185 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 249 kgf/cm^2 ，採順砌法砌築試體。此試體並未施加軸力，試體圖如圖 32 所示。

5.1.3.2 陳奕信之含磚牆構架試體實驗分析比對結果

這一系列含有磚牆之試體，採用本文第三章所建議的非線性鉸設定方式，將磚牆轉為等值斜撐並於斜撐中間設定本文之磚牆非線性鉸，再設定 RC 柱非線性鉸性質與位置。非線性鉸設定完畢後，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章；將各個試體分析得到的容量曲線與反覆載重實驗遲滯迴圈的包絡線比較，如圖 54~圖 57 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 50，圖上僅列出 BW01 試體，因為其餘三座試體與 BW01 彼此之間差異處僅在材料性質，結構模型與非線性鉸破壞機制皆完全相同，故參考 BW01 試體即可。

由圖 54~圖 57 可知，四個試體分析的最大側力值皆明顯小於實驗值，

實際的數值整理如表 12。根據陳奕信所述 BW02 至 BW04 實驗強度高出分析值甚多的原因是磚牆黏貼壁磚的影響，由於壁磚牆度較高，其背溝亦能提供砂漿間良好之鍵結力，使壁磚材料會對磚牆產生極大的強度貢獻。基於以上理由，分析應以 BW01 試體之實驗曲線為準；而由圖 54 之比較結果，明顯地本文分析方法稍嫌於保守，但曲線的發展形勢卻很相似。

5.1.4 高健章之含磚牆構架試體分析

本節將以台大土木高健章等做過的含磚牆構架試體之實驗為案例，藉由正反向反覆載重實驗所得到的曲線資料取其遲滯迴圈的包絡線與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.1.4.1 試體概述

此試體為含磚牆構架之試體，採先施做 RC 梁柱構架再砌築磚牆之施工方式。試體詳細資料分述如下：
RC 構架柱高 80 cm、上梁寬為 150 cm。混凝土抗壓強度 209 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $2,803 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $2,803 \text{ kgf/cm}^2$ 。磚牆淨寬為 360 cm，高度為 280 cm，厚度為 1B(20.4 cm)，紅磚抗壓強度為 333 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 131 kgf/cm^2 ，採二順一丁砌築試體。此試體並未施加軸力，試體圖如圖 33 所示。

5.1.4.2 高健章之含磚牆構架試體實驗分析比對結果

採用本文第三章所建議的非線性鉸設定方式，將磚牆轉為等值斜撐並於斜撐中間設定本文之磚牆非線性鉸，再設定 RC 柱非線性鉸性質與位置。非線性鉸設定完畢後，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章；將各個試體分析得到的容量曲線與反覆載重實驗遲滯迴圈的包絡線比較，如圖 58 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 51。

由圖 58 可看出分析曲線與試驗曲線的初始勁度十分接近，但是在最大側力值方面，分析值為 $32,886 \text{ kgf}$ ，實驗值為 $38,909 \text{ kgf}$ ，稍微高估磚牆之

極限強度。

5.2 實驗案例分析

5.2.1 口湖國小現地實驗試體

本節將以國家地震中心於雲林縣口湖國小的現地實驗[22]為案例，藉由實際實驗所得到的容量曲線資料與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.2.1.1 建築物外觀及使用概述

評估標的物口湖國小校舍係為分層分期興建的二層鋼筋混凝土加強磚造建築物，校舍座北朝南並將校舍東西向兩側廁所分割，此建築物長向長度72公尺、短向為9.3公尺。屬前有走廊，廊外有柱的梁柱構架結構型式。教室之間設置磚造隔間牆，一樓層高3.18公尺、二樓層高3.5公尺。建築物分為八間教室，由東向至西向起為教室一、教室二、教室三、教室四、教室五、教室六、教室七、教室八。其中教室一、二為鋼筋混凝土翼牆補強試體、教室四、五為空構架原型試體、教室七、八為磚造翼牆補強試體。本文僅驗證教室四、五的空構架原型試體。此試體二樓樓層重262 tons；頂樓樓層重297 tons，建築物總重為559 tons。實驗時，額外加上40 cm高之水於二樓教室樓版(不含走廊樓版)；120 tons之廢棄土重於頂樓樓版。經由鑽心試驗得到的混凝土抗壓強度可由表9得到，由表中可看出教室五的混凝土強度皆明顯大於其他教室許多，礙於可能有實驗誤差，因此選用教室四的混凝土抗壓強度。鋼筋取樣抗拉強度，可參照表10，將各材料強度整理如表11所示。試體的結構平面圖、立面圖與配筋圖，如圖34~圖37所示。教室試體實驗前後外觀及柱體破壞照片，如圖59~圖60所示。

5.2.1.2 試體實驗與分析比對結果

採教室四、五的空構架試體為分析模型，並採用本文所建議的非線性鉸設定方式，給予每根柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章。將分析得到的容量曲線

與現地實驗空構架試體試驗之位移與基底剪力關係曲線比較，如圖 63 所示，圖上 Present 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 61 及圖 62。實驗與分析之差異可由容量曲線與破壞機制來探討。

容量曲線：

由圖 63 可知，實驗與分析之初始勁度與最大側力值皆十分接近，最大側力強度之實驗值為 216,032 kgf，本文分析值為 191,272 kgf；而進入塑性後，分析得到的韌性與實驗的有一段差距，這是由於實驗是單向的靜力推垮試驗，結構物會隨千斤頂施加的側力而慢慢的倒塌，位移也會隨施力方向漸漸增加，但實際上地震來臨時並不會如上述狀況慢慢倒塌，當柱體發生剪力破壞後，結構物會迅速地倒塌。本文的推垮分析是用靜力分析來模擬動態的狀況，所以若是與動態實驗的曲線來比較，應會有更好的結果。

破壞機制：

由圖 59 與圖 60，可發現實驗與分析之結果都是一樓的柱發生破壞，故比對一樓柱的破壞模式即可。實驗 A-frame 第 5、7 根柱可對照 ETABS 模型 A-frame 的 C5、C7 柱；實驗 B-frame 第 1、6 根柱可對照 ETABS 模型 B-frame 的 C8、C13 柱。分析後，C5、C7 柱皆為柱頂與柱底之撓曲破壞，與實驗結果相符；C8 為柱底撓曲破壞及柱中央剪力破壞，實驗為柱頂與柱底之撓曲破壞；C13 為柱中央剪力破壞，實驗亦為延伸到柱中央之剪力破壞。故除了 C8 與實際狀況有些許差異以外，其餘皆能完全模擬實驗後之破壞機制。

5.2.2 新城國中現地實驗試體

本節將以國家地震中心於花蓮縣新城國中的現地實驗為案例，藉由實際實驗所得到的容量曲線資料與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.2.2.1 建築物外觀及使用概述

評估標的物新城國中校舍長向長度 60 公尺、短向為 10.4 公尺。屬前有

走廊，廊外有柱的梁柱構架結構型式。教室之間設置隔間牆，一樓層高3.95公尺、二樓層高3.75公尺。建築物分為六間教室，而取川堂左側三間教室為一空構架試體。此試體二樓樓層重309 tons；頂樓樓層重201.8 tons，建築物總重為510.8 tons。材料強度可參考表11。詳細的結構平面圖、立面圖與配筋圖，如圖38~圖42所示。試體位移計架設裝置，如圖43所示。教室試體實驗前後外觀及柱體破壞照片，如圖64~圖66所示。

5.2.2.2 試體實驗與分析比對結果

採空構架試體為分析模型，並採用本文所建議的非線性鉸設定方式，給予每根柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線。將所得到的曲線與現地實驗空構架試驗之位移與基底剪力關係圖比較，如圖 69 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 67 及圖 68。實驗與分析之差異可由容量曲線與破壞機制來探討。

容量曲線：

由圖 69 可知，分析之初始勁度與最大側力值皆略小於實驗值，最大側力強度之實驗值為 297,220 kgf，本文分析值為 245,392 kgf，因此分析上稍微偏保守；而進入塑性後，分析得到的韌性與實驗結果亦有一段差距，理由與 5.2 節口湖國小試體相同。

破壞機制：

由圖 64 與圖 68，可發現實驗與分析之結果都是一樓的柱發生破壞，故比對一樓柱的破壞模式即可。實驗 A-frame 第 3、4、7 根柱可對照 ETABS 模型 A-frame 的 C3、C4、C7 柱；實驗 B-frame 第 6、8、9 根柱可對照 ETABS 模型 B-frame 的 C6、C8、C9 柱。分析後，六根柱皆為柱頂與柱底之撓剪破壞，與實驗結果相符。此試體由於磚牆的高度不高，造成柱體的短柱效應不明顯，所以柱體之破壞模式幾乎都是柱頂與柱底之撓剪破壞。在此本文之分析完全模擬出實驗之破壞機制。

5.2.3 瑞埔國小現地實驗試體

本節將以國家地震中心於桃園縣瑞埔國小的現地實驗為案例，藉由實際實驗所得到的容量曲線資料與本文所建立的容量曲線分析方法之結果作比較。

5.2.3.1 建築物外觀及使用概述

評估標的物瑞埔國小校舍單一試體長向長度18.2公尺、短向為10.8公尺。屬前有走廊，廊外沒有柱的梁柱構架結構型式。教室之間設置隔間牆，一樓層高3.8公尺、二樓層高3.6公尺。建築物畫分數個試體，其中試體一(Specimen I)為擬動態實驗之空構架試體，試體二(Specimen II)為靜力推垮實驗之空構架試體。兩試體之結構尺寸、梁柱配筋等皆相同，不同處僅在於實驗模式。試體之二樓樓層重198tons；頂樓樓層重155tons，建築物總重為353tons。材料強度可參考表11。試體之結構平面圖、立面圖與配筋圖，如圖44~圖47所示。教室試體實驗前後外觀及柱體破壞照片，如圖70~圖72所示。

5.2.3.2 試體實驗分析比對結果

採試體一的空構架試體為分析模型，並採用本文所建議的非線性鉸設定方式，給予每根柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線。將所得到的曲線與現地實驗試體一擬動態試驗與試體二靜力推垮試驗之位移與基底剪力關係圖比較，如圖 75 所示，圖上 NCREE 曲線即為本文分析方法之曲線。於 ETABS 分析之結構模型與非線性鉸產生之破壞機制可參考圖 73 及圖 74。實驗與分析之差異可由容量曲線與破壞機制來探討。

容量曲線：

由圖 75 可知，實驗與分析之初始勁度十分接近，最大側力強度之實驗值(試體一)為 120,022 kgf，實驗值(試體二)為 121,390 kgf，本文分析值為 114,238 kgf，三者之間差距不大；而進入塑性後，分析曲線與擬動態實驗的試體一曲線較為類似，模擬之韌性對於試體二之實驗結果亦較為接近。此

一結果證明前述本文的推垮分析與動態實驗的曲線來比較，會有更好的模擬結果。

破壞機制：

由圖 71 與圖 74 比對，可發現實驗與分析之結果都是一樓的柱發生破壞，故比對一樓柱的破壞模式即可。實驗 A-frame 第 2、3、4、5、6、7 根柱可對照 ETABS 模型 A-frame 的 C2~C7 柱。分析後，C2~C7 柱皆為柱頂與柱底之撓曲破壞，其中 C4~C7 與實驗結果相符，但 C2 與 C3 因為窗台束制所造成的短柱效應，而為延伸到柱中央之剪力破壞。故除了 C2 與 C3 與實際狀況有些許差異以外，其餘皆能完全模擬實驗後之破壞機制。

5.2.4 關廟國小原型構架試體之耐震能力評估

國家地震中心目前正在對台南縣關廟國小進行現地推垮試驗，故本節將針對關廟國小原型構架試體進行耐震能力評估，檢核其性能目標地表加速度是否符合規範之要求。

評估標的物為自關廟國小「大智樓」切割出來的原型構架試體，其結構系統屬前有走廊，廊外沒有柱的梁柱構架結構型式。一樓層高3.5公尺、二樓層高3.8公尺。試體之二樓樓層重181 tons；頂樓樓層重136 tons，建築物總重為317 tons。材料強度可參考表11。試體之結構平面圖、配筋圖，如圖76~圖77所示。要特別注意的是，此試體在試驗中有經過變更設計，原本的試體含有磚翼牆等結構，且門窗及窗台位置的配置亦稍有不同，但為方便試驗後之比較，更改成與其他補強試體原始結構相同，故有關此原型試體低矮窗台磚牆的配置應參考圖78。

經由推垮分析所得到的容量曲線，如圖79所示，分析之初始勁度與最大側力值皆小於實驗值，最大側力強度之實驗值為147,260 kgf，本文分析值為124,810 kgf，因此分析上稍微偏保守。

5.3 與其他耐震能力評估方法比較

5.3.1 案例 A：育英國小

本節將介紹與內政部建築研究所採用之耐震能力評估方法[23]之比較結

果，此方法亦採用側推分析為理論基礎，以位於南投地區的育英國小作為比對案例，藉由內政部建築研究所現行之耐震評估法獲得之容量曲線資料，與本文所所得之結果比較。

5.3.1.1 建築物外觀及使用概述

評估標的物育英國小校舍平面配置為五間教室連貫成之一字型，校舍座北朝南，此建築物長向長度50公尺、短向為10公尺。屬前有走廊，廊為單邊無走廊柱式。立面系統為二層樓高且其屋頂為平屋頂形式，樓梯位於中央偏左位置，一樓層高3.6公尺、二樓層高3.6公尺。此試體二樓樓層重498 tons；頂樓樓層重371 tons，建築物總重為869tons。混凝土抗壓強度 210 kgf/cm^2 ，主筋降伏強度為 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋降伏強度為 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 。紅磚抗壓強度為 132.5 kgf/cm^2 ，砂漿抗壓強度為 210 kgf/cm^2 。試體的結構平面圖、立面圖與配筋圖，如圖80~圖83所示。

5.3.1.2 試體實驗與分析比對結果

本文所建議的非線性鉸設定方式，給予每根柱設定非線性鉸性質與位置，在 ETABS 進行推垮分析得到容量曲線，而分析的步驟可參考本文第四章。將分析得到的容量曲線相比較，如圖 84 所示，圖上 Present 曲線即為本文分析方法之曲線，SERCB 曲線為內政部建築研究所方法之曲線。

由圖 84 可知，文獻[23]分析之最大側力強度值為 313,000 kgf，本文分析值為 355,155 kgf。

5.3.2 案例 B：後甲國中德育樓

本文以校舍結構耐震評估與補強技術手冊中之後甲國中德育樓[24]示範例作為標的物，將本文建議方法與內政部建築研究所採用之耐震能力評估方法相比較。

5.3.2.1 建築物概述

標的物為地上三層之鋼筋混凝土建築物，每層樓高3.6公尺，長向長度為53.5公尺、短向為10.2公尺。其平面配置為四間教室並排連接，每間教室

含三跨，教室之長向有90公分高之窗台，教室間設置1B隔間磚牆，走廊為單邊走廊且廊外無柱，樓梯位於建築物之兩側，廁所位於建築物之左側。本例採用之材料強度分別為混凝土抗壓強度 160 kgf/cm^2 ，鋼筋之降伏強度為 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 。

5.3.2.2 分析結果與比較

依本文 3.1 節所建議柱之模擬及非線性鉸設定計算每根柱之非線性鉸參數。利用 ETABS 建立本評估標的物之模型，並設定柱之非線性鉸，進行非線性側推分析得到容量曲線，分析之最大側力強度約為 $433,420 \text{ kgf}$ ，最大強度發生時之屋頂位移約為 8.42 cm 。將分析得到的容量曲線相比較，如圖 85 所示，圖上 Present 曲線即為本文分析方法之曲線，SERCB 曲線為內政部建築研究所方法之曲線。

5.3.3 分析結果之差異

本文之分析方法與 SERCB 方法針對兩棟案例校舍之分析，在容量曲線與非線性鉸發展狀況與位置皆有不同，不同的原因在於兩方法對於非線性鉸在構架中的發展機制之假設不同，因此工程師在使用時，應了解分析對象之特性，基於對分析方法假設之認知，適當的選擇分析方法。

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。並以矩形 RC 單柱、單層單跨 RC 構架與含磚牆 RC 構架等小型結構試驗，驗證本文對於結構元件之非線性鉸設定是否合理。最後以校舍現地實驗之結果，驗證本文對於校舍結構推垮分析之合理性與正確性，並與其他評估方法進行比較，檢核其正確性。綜合本文之研究結果可歸納出以下結論：

1. 建築物的耐震能力除了由強度決定以外，其位移能力或韌性亦能提高其耐震能力。要了解建築物的強度與位移能力，則需要進行非線性靜力推垮分析。
2. 容量震譜法是根據容量曲線轉換得到的容量震譜與折減後的需求震譜決定建築物的性能目標地表加速度，此法必須耗費大量工作在非線性鉸設定上以及各種參數的計算。由本文的耐震詳細評估輔助分析程式，可自動對結構元件進行非線性鉸設定，免於耗時在 ETABS 上一一填入非線性鉸參數與指定非線性鉸位置，並可計算等效阻尼比、加速度震譜係數等參數，直接得到建築物的耐震能力。
3. 本文之方法主要乃是針對鋼筋混凝土結構，以實際結構物的行為與束制條件作為主要考量，綜合由第五章分析的結果來看，亦可發現本文介紹之方法有相當良好的模擬結果。
4. 在一般校舍結構的分析上，可發現凡是有低矮窗檯磚牆束制的柱，會產生短柱效應，所以剪力非線性鉸可能會先產生，而發生短柱剪力破壞。
5. 本文提供的耐震詳細評估方法可直接考慮結構構件的非線性變形能力，雖然在分析精度上並不比一般有限元素軟體直接給予材料組成律分析來的準確，但運用在工程界的耐震評估上已十分足夠。此外，本研究並不侷限於傳統校舍的耐震評估，亦適用於一般鋼筋混凝土結構物，以期能夠廣泛地被應用在工程界。

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 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
- [9] ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.
- [10] 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。
- [11] 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.
- [12] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,” John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp., 1992.
- [13] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008年。
- [14] 陳奕信，「含磚牆RC建築結構之耐震診斷」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，2003年。
- [15] 曾凱瀚，「磚墩與磚牆基本力學性質試驗研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄、蔡萬傳教授指導，1994年。
- [16] 張文德，「磚牆及含磚牆RC 構架之耐震試驗分析與應用」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，1996年。
- [17] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.
- [18] 張國鎮、張宏輔，「鋼筋混凝土橋柱耐震分析與FRP補強之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-99-030，1999年。
- [19] 黃世建、陳力平、陳俊宏，「含開口RC牆非韌性構架之耐震行為研究」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-03-010，2003年。
- [20] 鍾立來、吳賴雲、連冠華、曾建創、楊卓諺、黃裕哲，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之推垮分析及試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-06-010，2006年。
- [21] 高健章、陳清泉、蔡益超，「磚牆加強之鋼筋混凝土構架耐震能力試驗研究(二)」，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告74-31號，1985年。
- [22] 國家地震中心，「雲林縣口湖國小校舍現地試驗之材料取樣檢測與結構配筋圖重建」，國立雲林科技大學營建材料檢測中心，報告編號：EM05-00362，2005年。

- [23] 內政部建築研究所，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估之案例示範」，內政部建築研究所協同研究報告，報告編號：095301070000G3317，2006年。
- [24] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-08-023，2008年。

表 1 RC 柱彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

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

表 2 RC 柱剪力非線性鉸之參數(V2 Type)

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

表 3 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	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 4 RC 梁剪力非線性鉸之參數

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

表 5 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	0.4	d

表 6 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	0.4	c

表 7 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	$\left(2\Delta_u - \frac{V_r}{V_n}\Delta_u\right) / \Delta_u \cos \phi$
D	V_r/V_n	$\frac{0.02H_b}{\Delta_u \cos \phi}$
E	V_r/V_n	$\frac{0.02H_b}{\Delta_u \cos \phi}$

表 8 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9 口湖國小混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果

編號	教室	取樣部位	試驗強度	平均強度
15	1	GC1C2N	201	195
23		GA3A4S	197	
24		GA2A3S	232	
25		CC3N	150	
13	2	GC6C7N	334	219
14		GC4C5N	199	
20		GA6A7S	163	
21		GA5A6S	231	
22		GA4A5S	167	
11	4	GC12C13N	188	220
12		GC11C12N	213	
18		GA12A13S	251	
19		GA11A12S	226	
9	5	GC15C16N	425	316
10		GC13C14N	436	
16		GA14A15S	152	
17		GA13A14S	252	
4	7	GA21A22S	273	207
5		GA20A21S	171	
6		GA19A20S	268	
7		GA19B19E	166	
8		GB19D19E	155	
1	8	GA23A24S	240	272
2		GA22A23S	271	
3		GA25B25W	306	

單位：kgf/cm²

表10 口湖國小取樣鋼筋抗拉強度試驗結果

教室 4				
編號	取樣位置	鋼筋號數	試驗強度	平均強度
31	CA10	D19	3752.56	4078.86
32	CA10	D19	4129.85	
35	CA10	D19	4364.39	
33	CA10	D16	3834.13	3691.37
41	CD10	D16	3599.60	
46	CC10	D16	3630.19	
48	CC10	D19	3946.30	4119.65
50	CC10	D19	4099.26	
52	CC10	D19	4313.40	

單位：kgf/cm²

教室 5				
編號	取樣位置	鋼筋號數	試驗強度	平均強度
27	CA13	R6.4	4751.88	4955.82
28	CA13	R6.4	5200.55	
29	CA13	R6.4	4915.03	
19	CA15	D19	3599.60	4262.41
22	CD13	D19	4160.44	
24	CC13	D19	3966.70	
20	CA15	D19	3885.12	4201.23
23	CD13	D16	4782.47	
25	CC13	D16	3956.50	
43	GA14A15	D19	3599.60	3619.99
44	GA14A15	D19	3538.42	
45	GA14A15	D19	3721.96	

單位：kgf/cm²

表11 現地實驗校舍之材料強度表

	口湖國小	新城國中	瑞埔國小	關廟國小
混凝土抗壓強度 f'_c	219.95	210.06	153.98	210.06
主筋降伏強度 f_y	4262.41	4198.78	2928.62	4262.41
箍筋降伏強度 f_{yt}	2799.12	4198.78	4866.09	2799.12
水泥砂將抗壓強度 f_{mc}	301.84	301.84	301.84	301.84
紅磚抗壓強度 f_{bc}	150.10	150.10	150.10	150.10

單位：kgf/cm²

表 12 陳奕信含磚牆構架試體之最大側力值

試體 \ 最大側力值	實驗值	分析值
BW01	27862.73	19773.32
BW02	29730.85	19642.79
BW03	34929.36	19435.79
BW04	33356.96	21102.01

單位：kgf

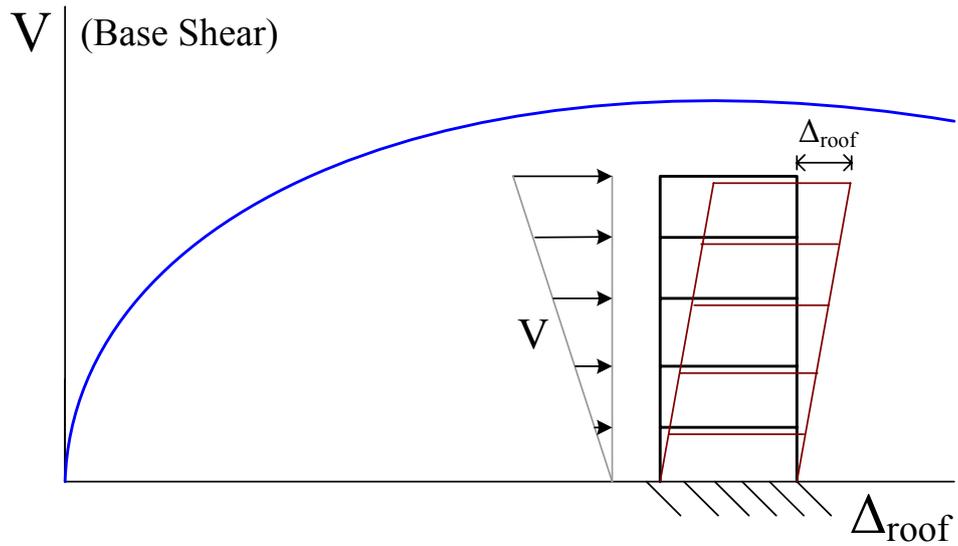


圖 1 側推分析之容量曲線

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
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 96.4263	
<input type="checkbox"/> 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)

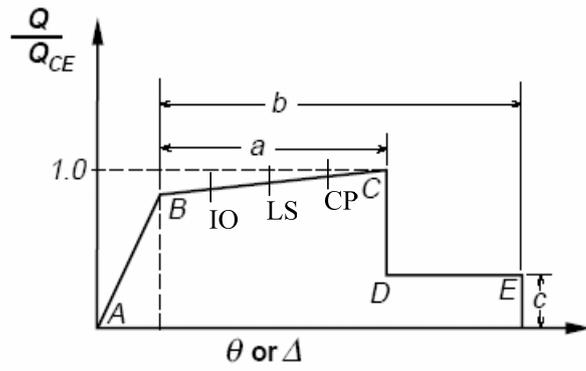


圖 3 FEMA 273 設定非線性鉸性質曲線的參數圖

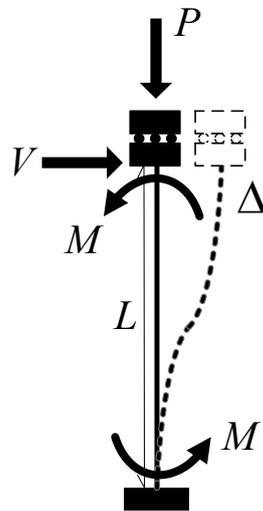


圖 4 雙曲率柱受力與變形機制

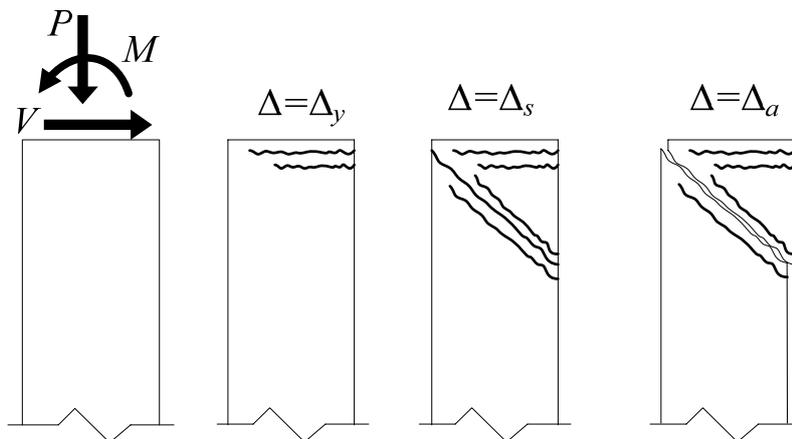


圖 5 雙曲率柱破壞發展過程

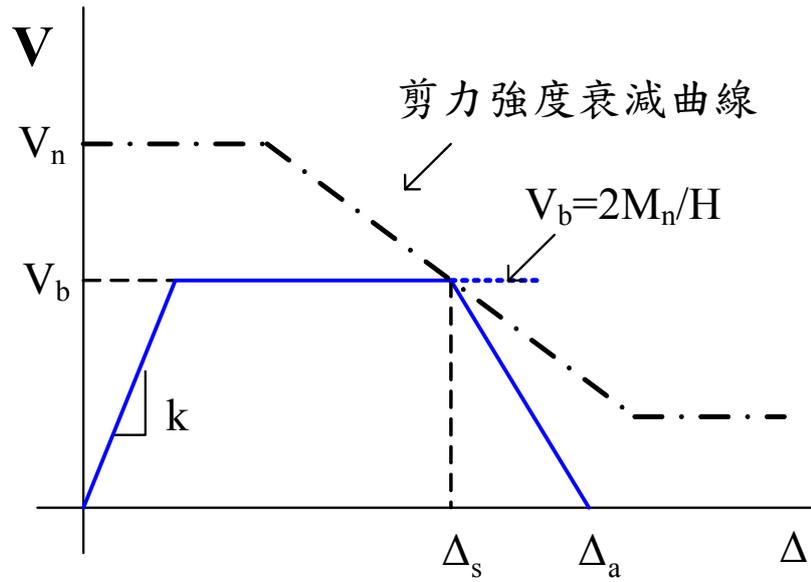


圖 6 撓剪破壞側向載重位移曲線

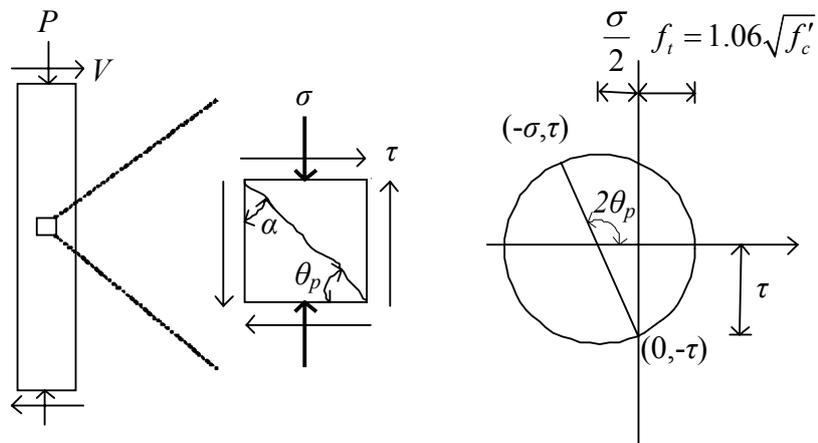


圖 7 剪力裂縫角度與主應力關係圖

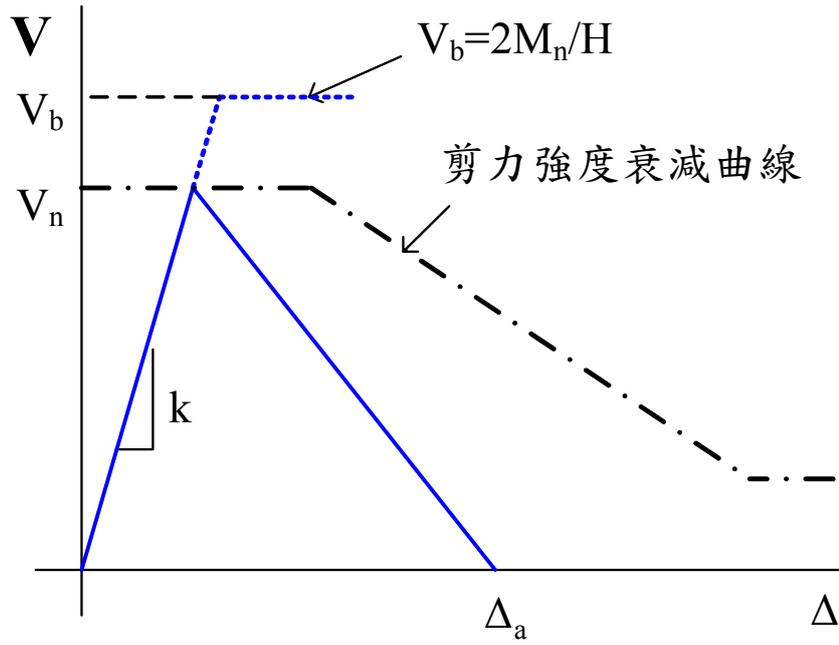


圖 8 剪力破壞側向載重位移曲線

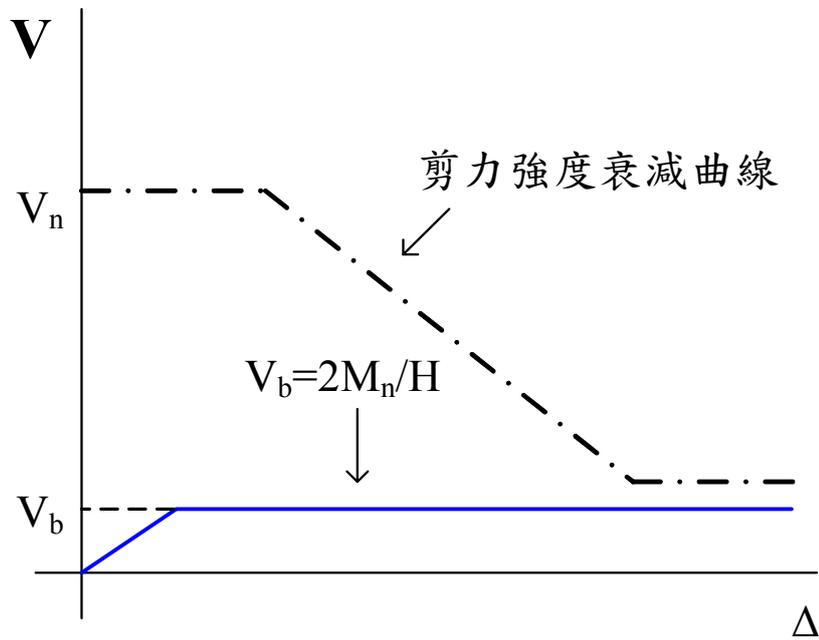


圖 9 撓曲破壞側向載重位移曲線

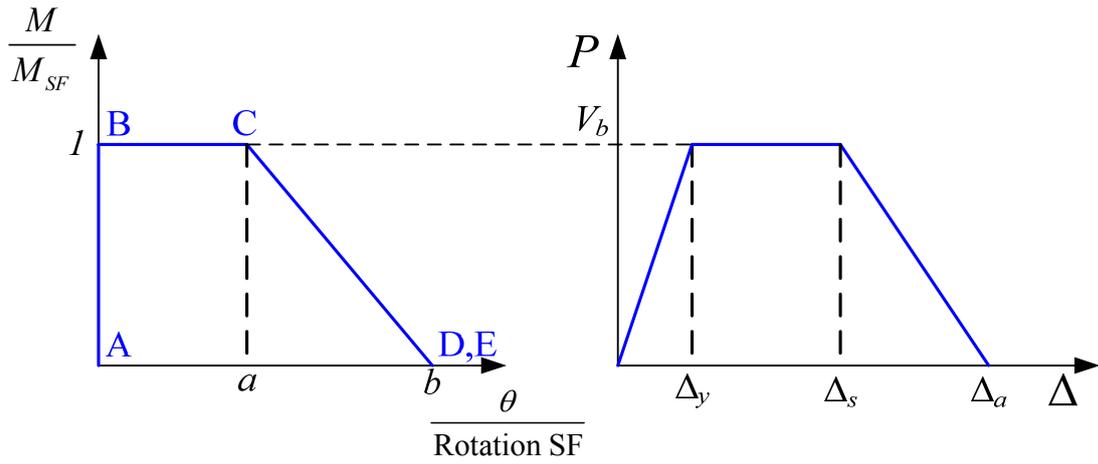


圖 10 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

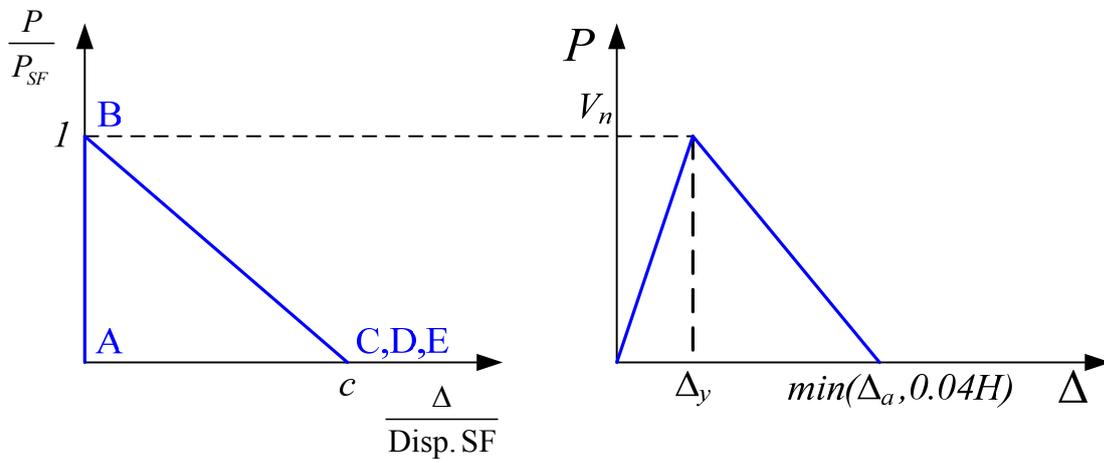


圖 11 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

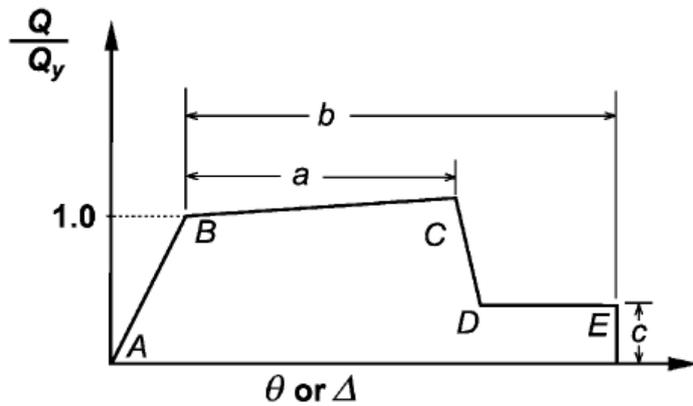


圖 12 ASCE 41-06 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線

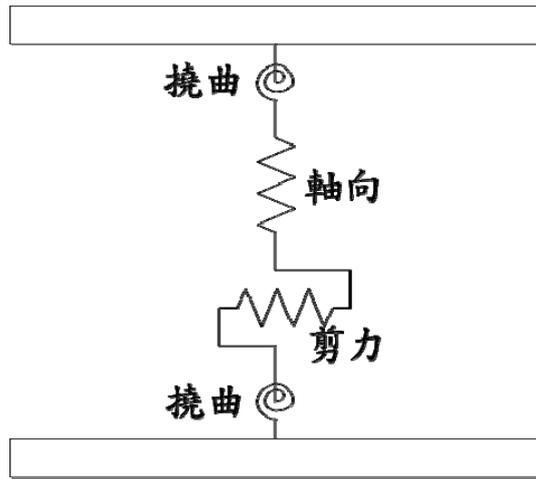


圖 13 等值寬柱模擬示意圖

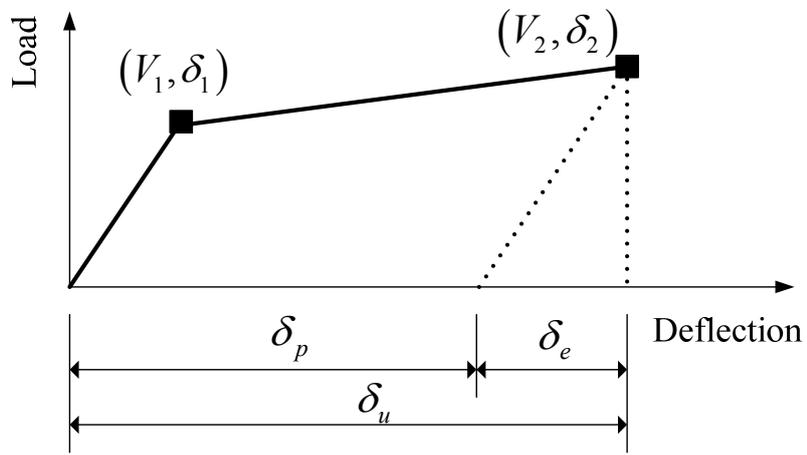


圖 14 載重變位曲線示意圖

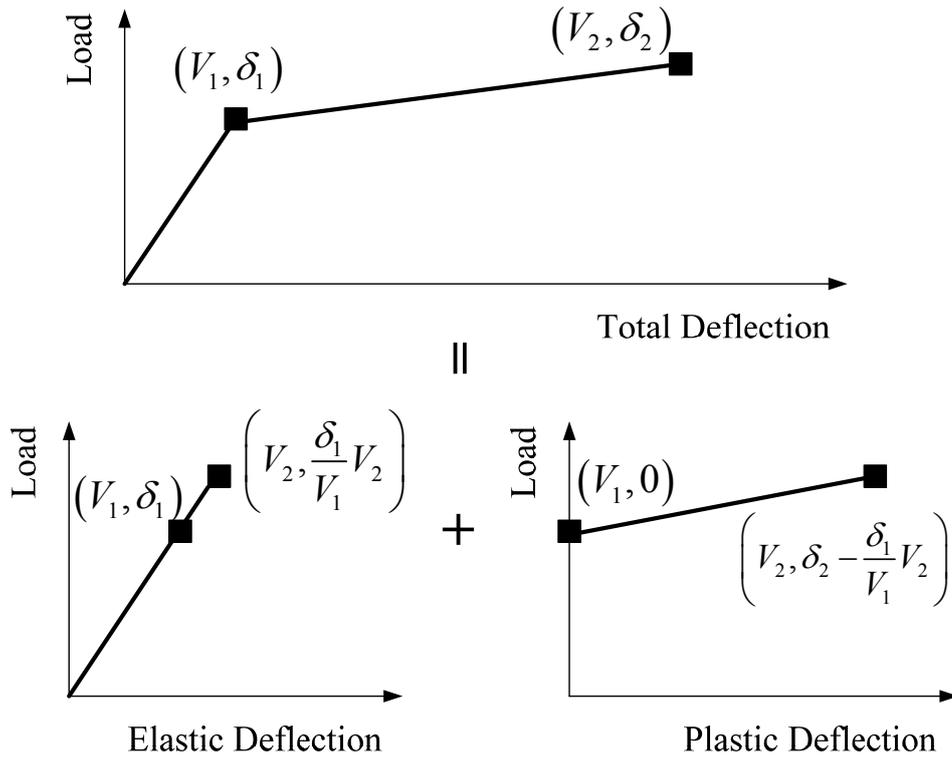


圖 15 彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖

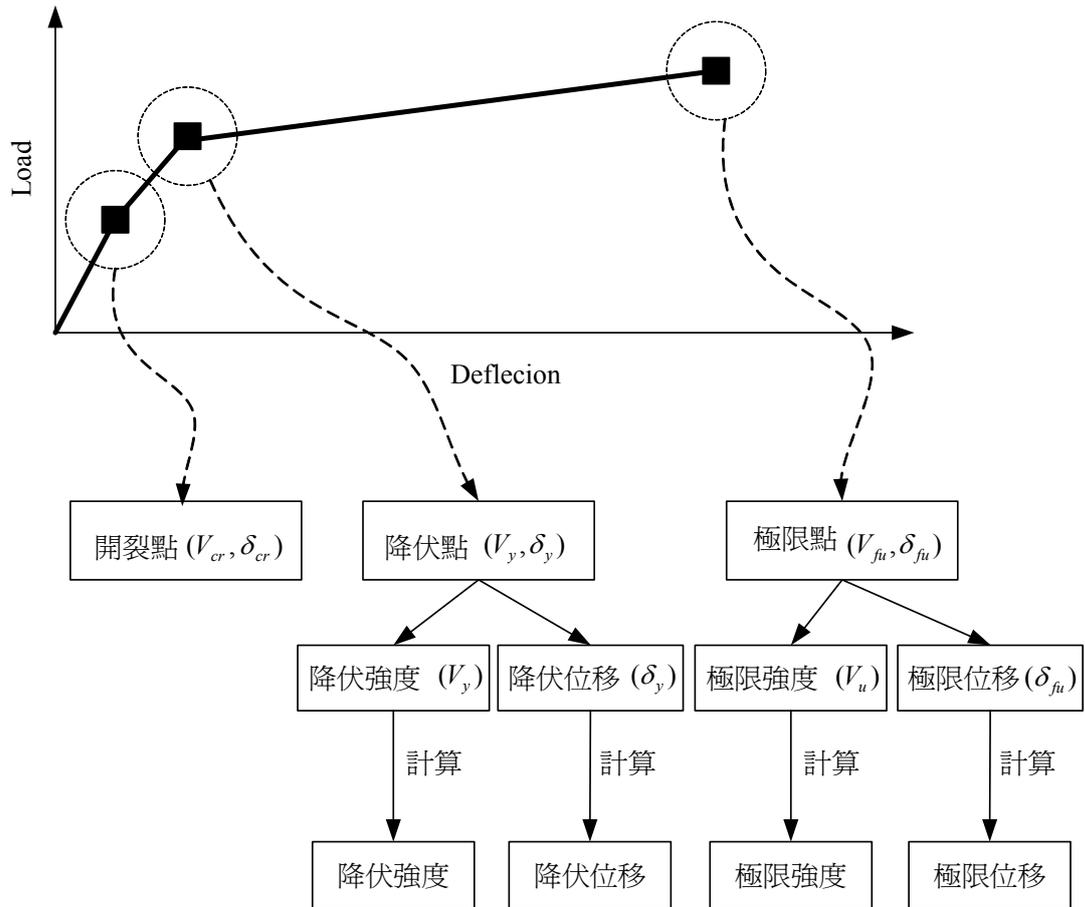


圖 16 撓曲與滑移載重位移曲線計算流程圖

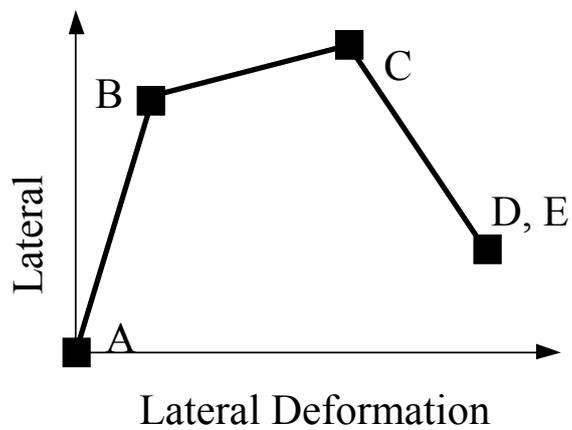


圖 17 RC 牆之側向載重位移曲線

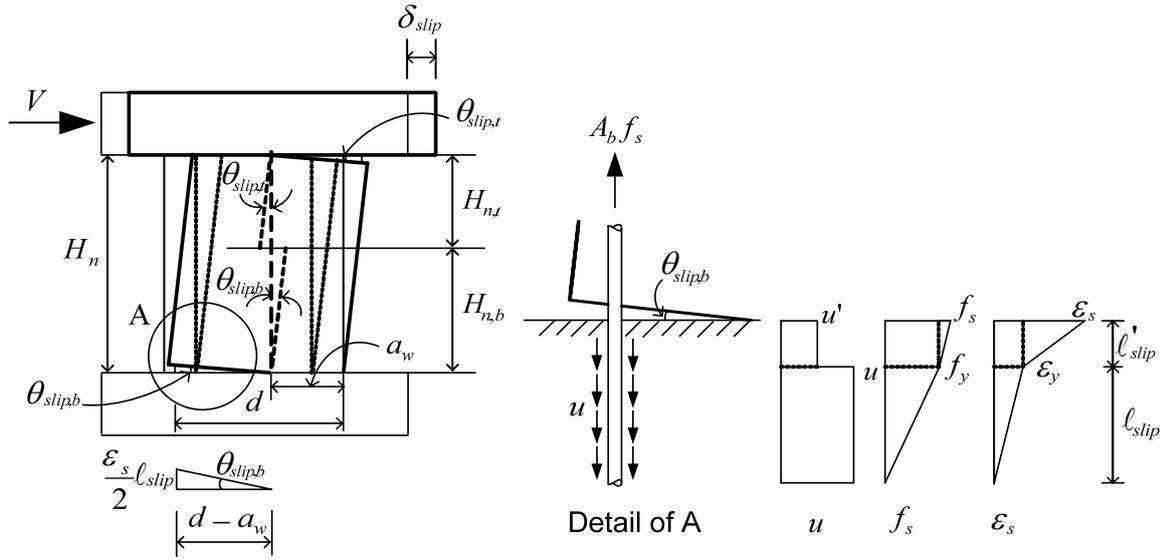


圖 18 牆滑移位移之計算

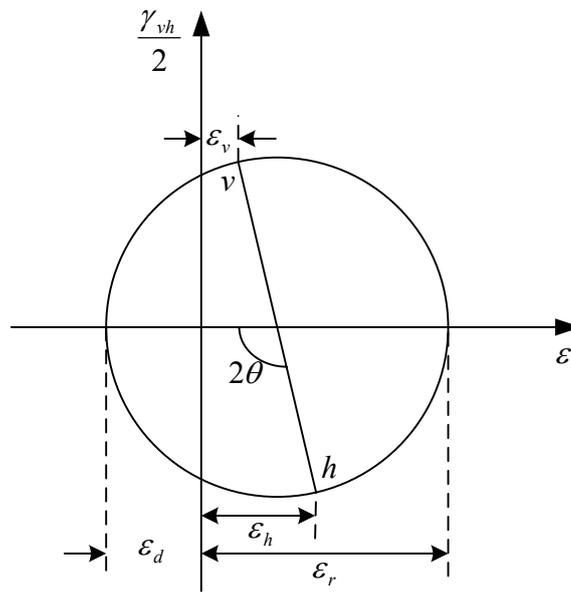


圖 19 應變諧和莫爾圓示意圖

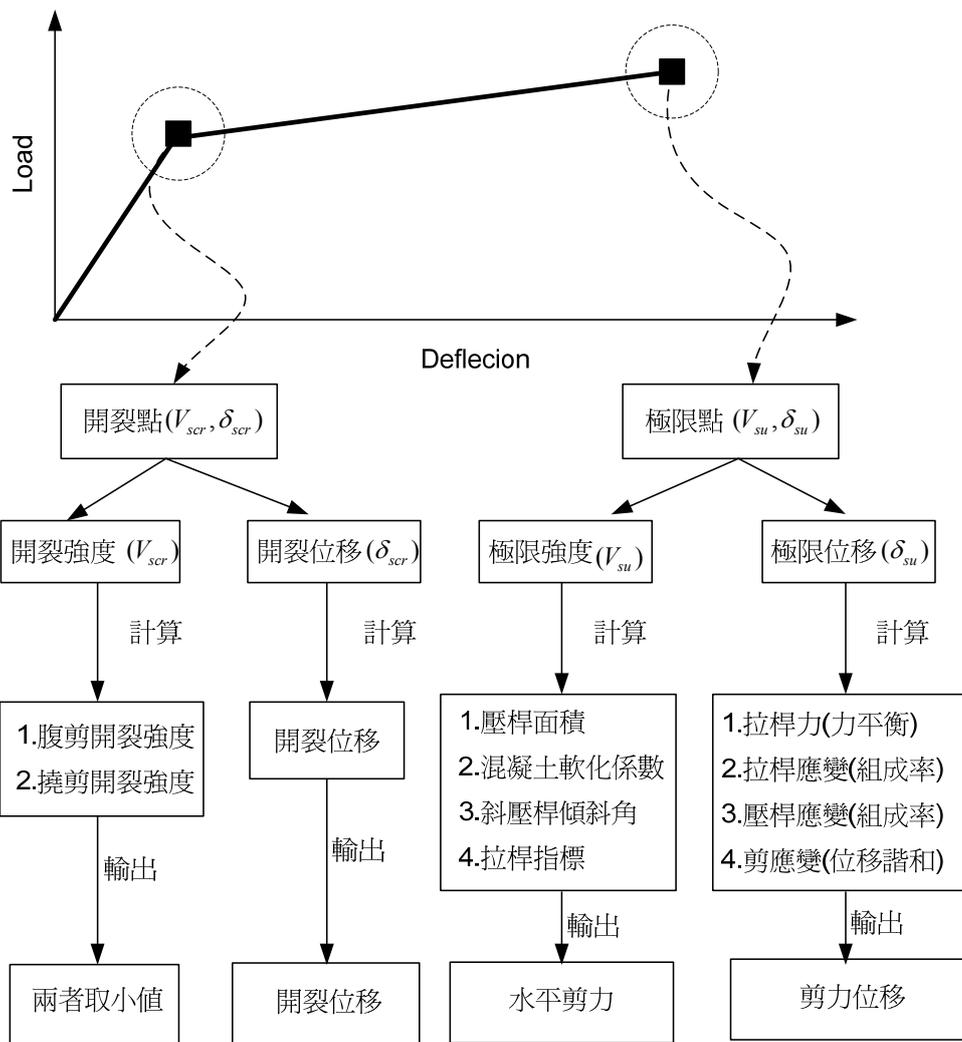


圖 20 剪力載重位移曲線計算流程圖

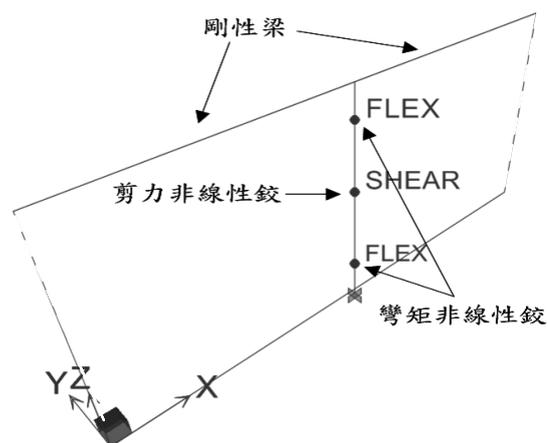


圖 21 等值寬柱數值模型

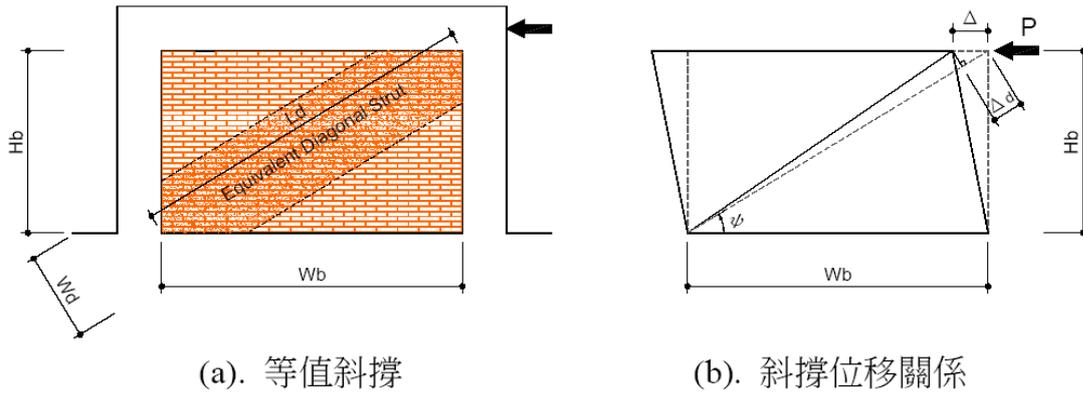


圖 22 磚牆之等值斜撐模式
 (轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[13])

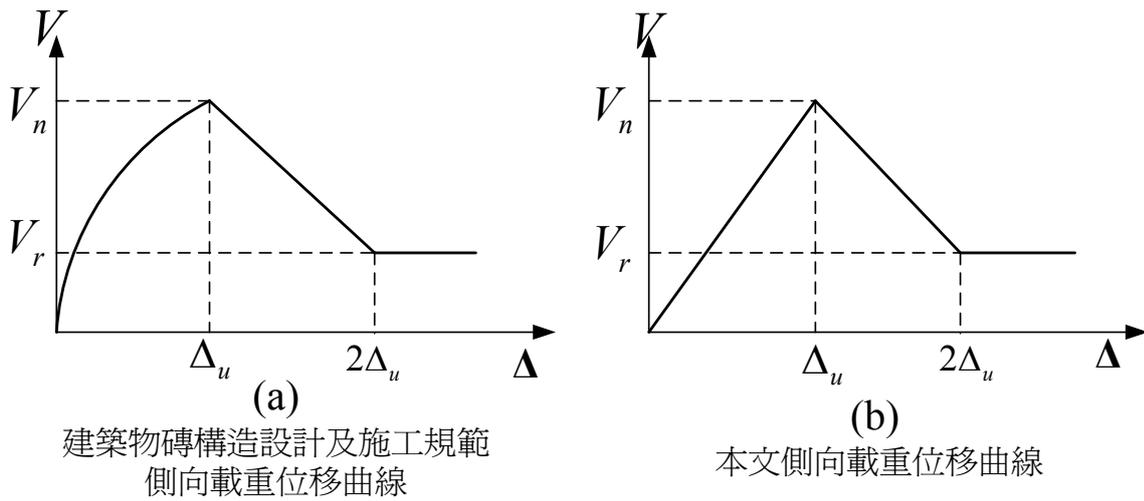


圖 23 磚牆之側向載重位移曲線

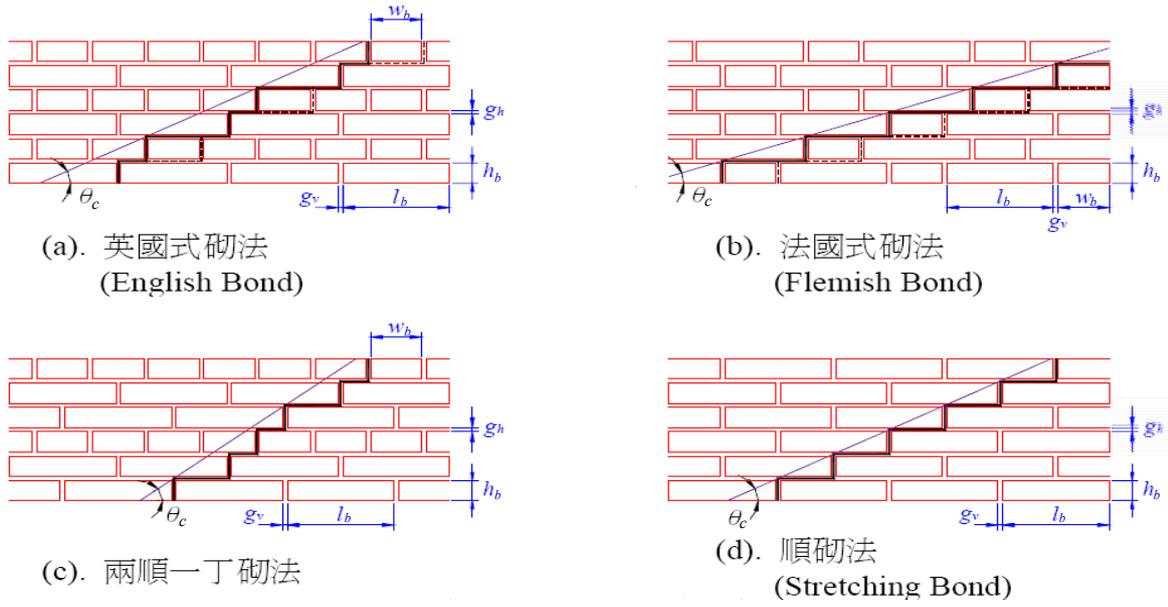


圖 24 各式磚牆砌法及臨界破壞角
(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[13])

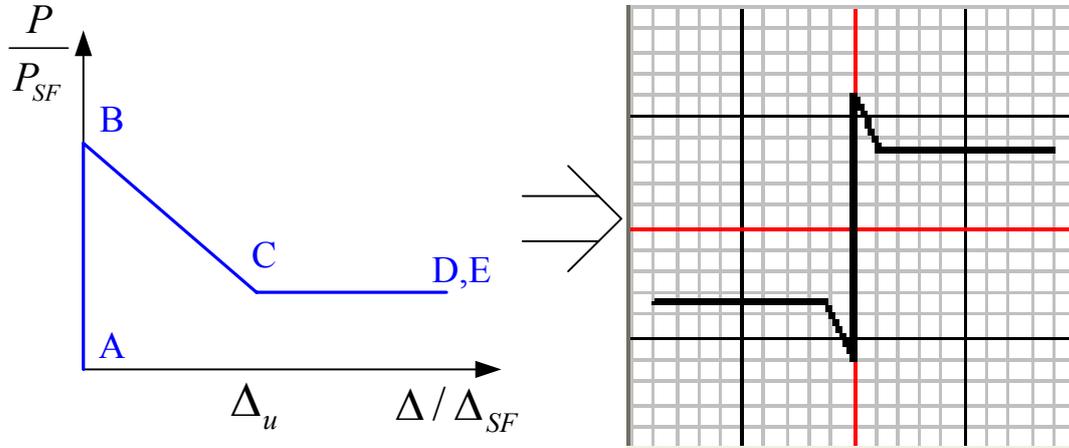


圖 25 磚牆之非線性鉸性質

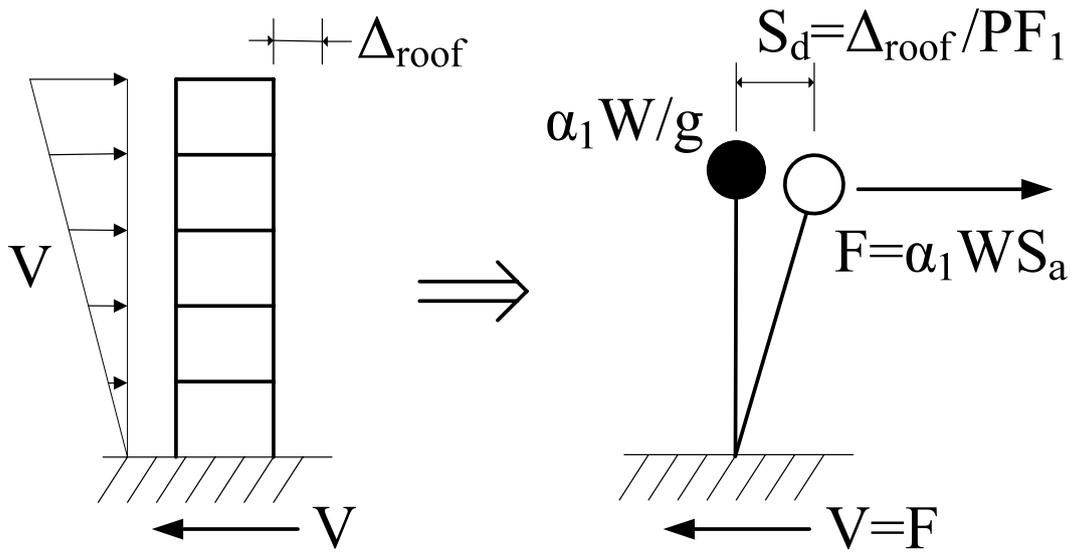


圖 26 等效單自由系統

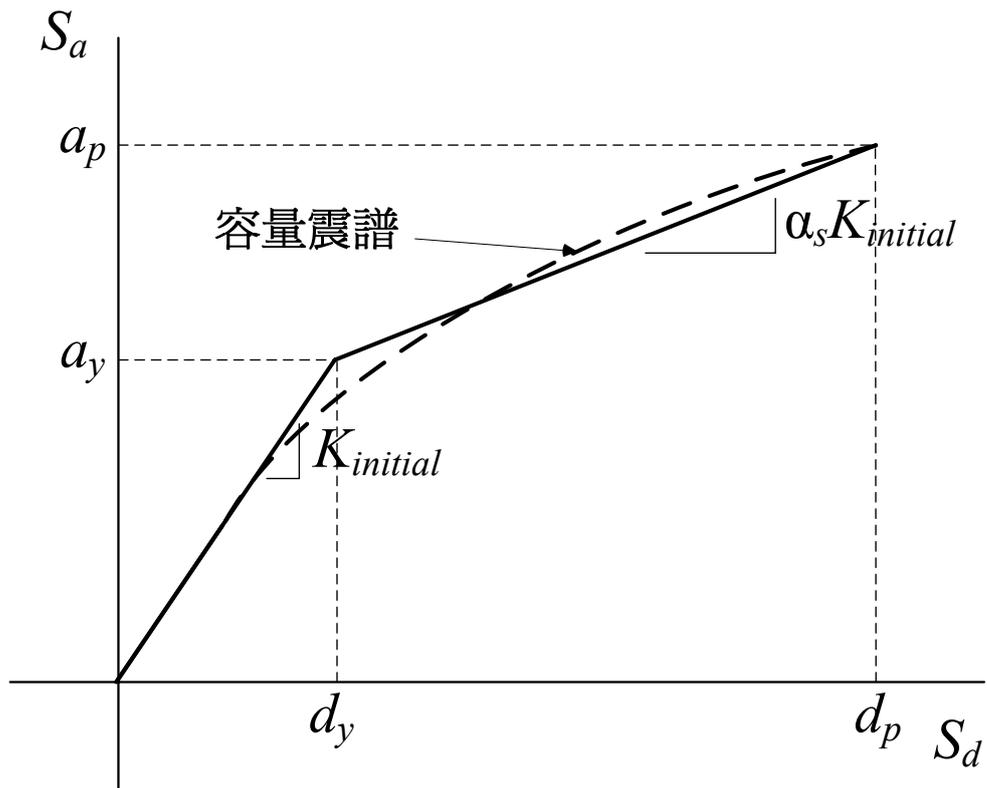


圖 27 容量震譜二線段化

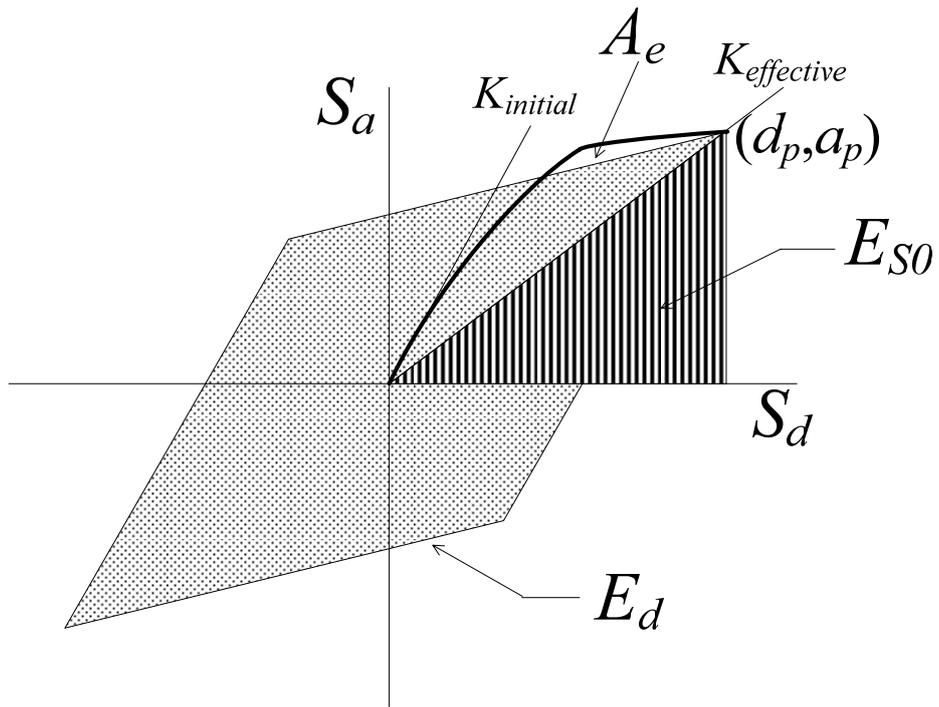


圖 28 等效阻尼與遲滯阻尼

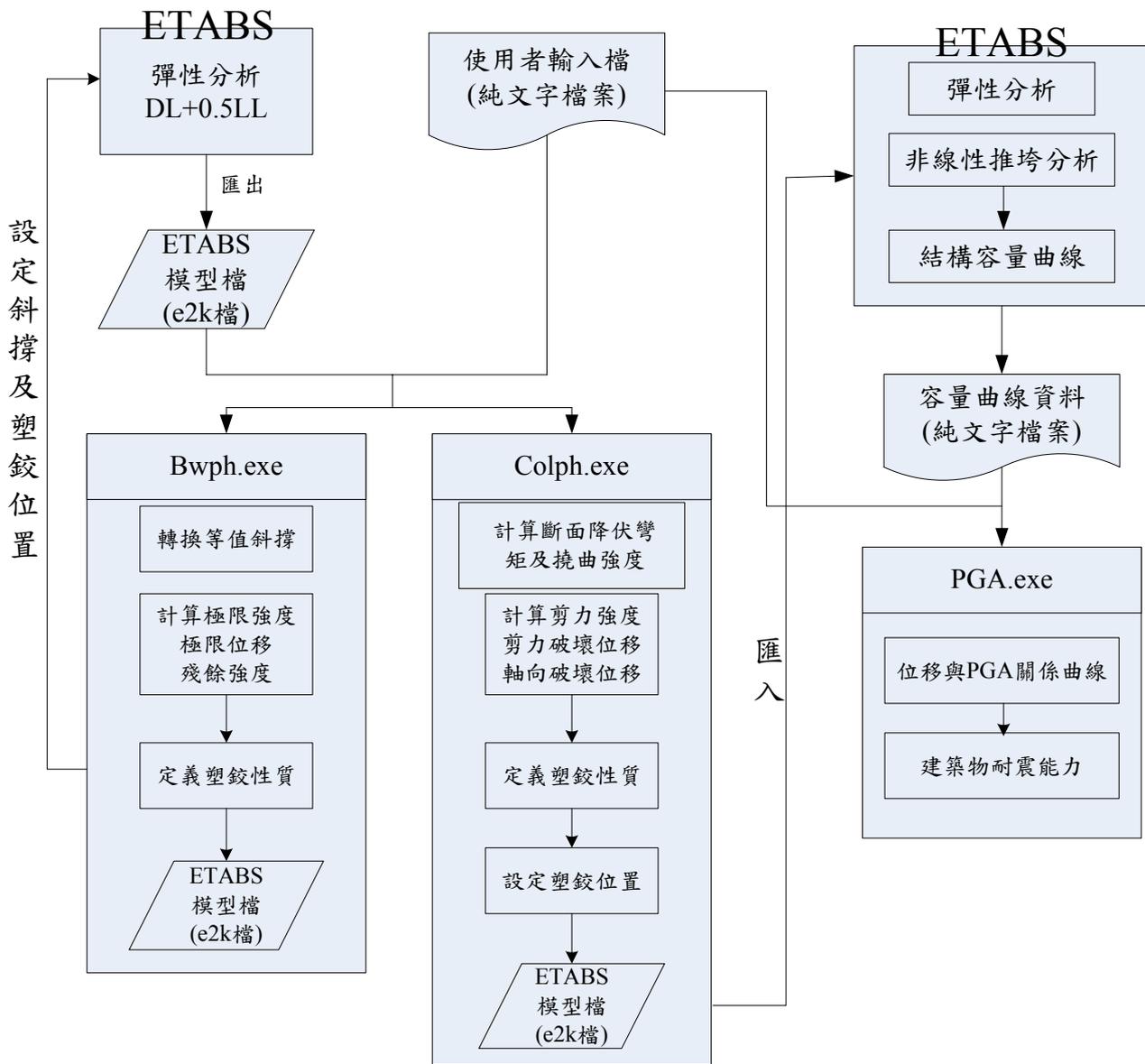


圖 29 本文建議之耐震能力詳細評估法分析流程

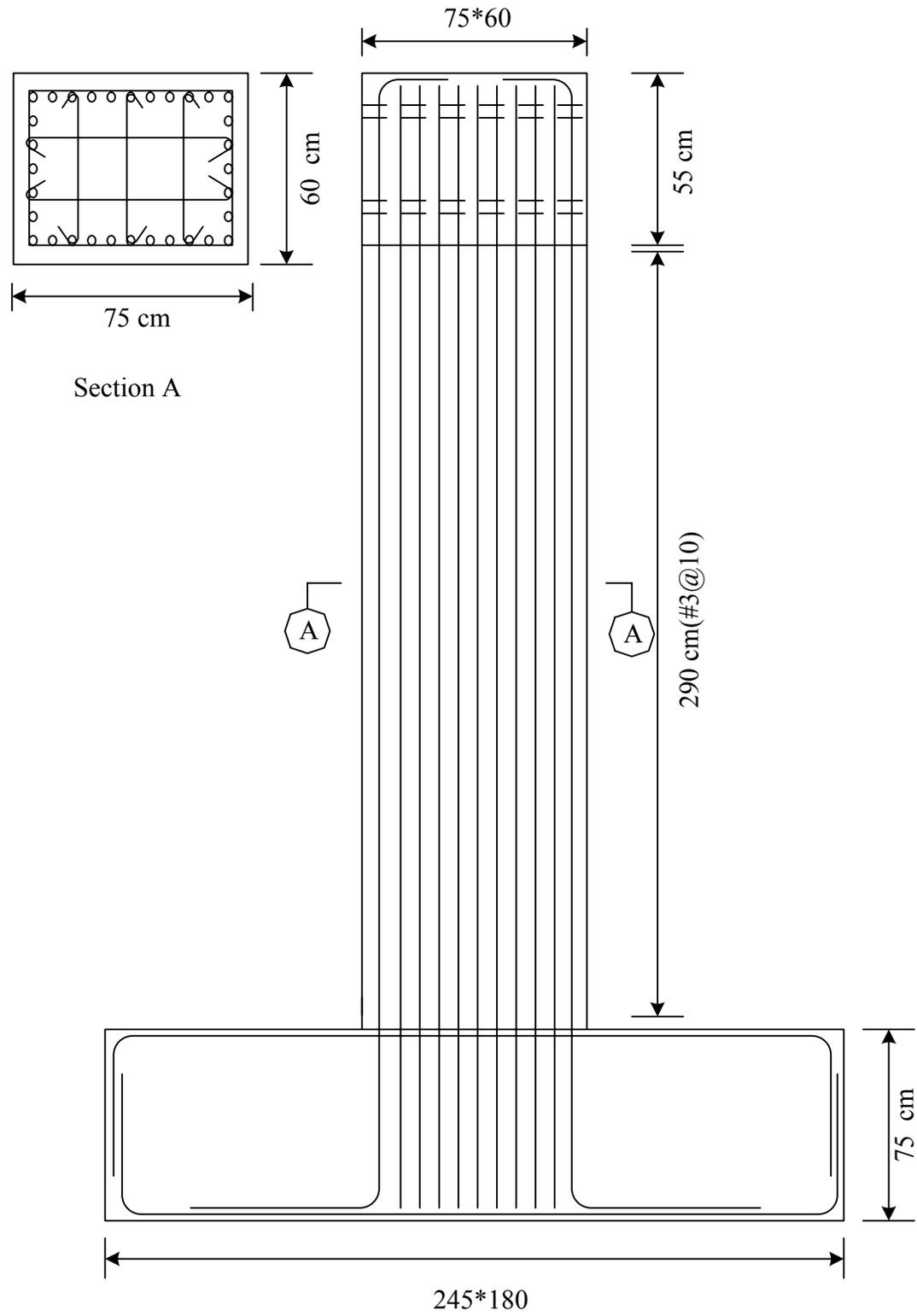


圖 30 試體 BMR1-R 配筋圖 (轉載自 張國鎮等[18])

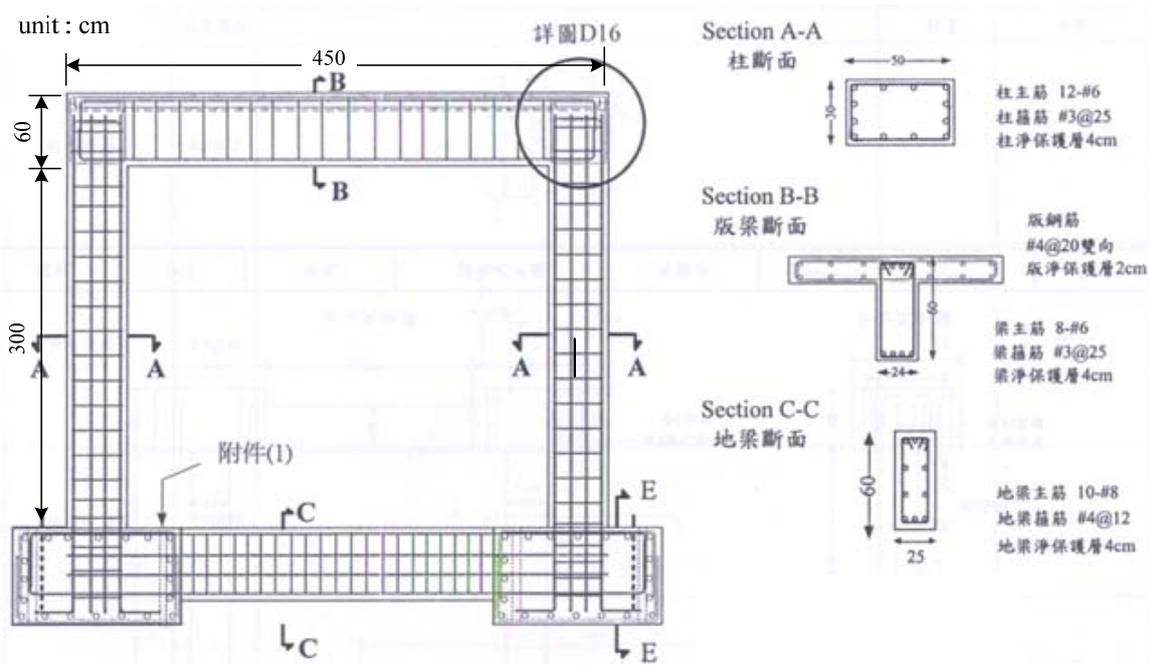


圖 31 PF-2 試體配筋圖 (轉載自 鍾立來等[20])

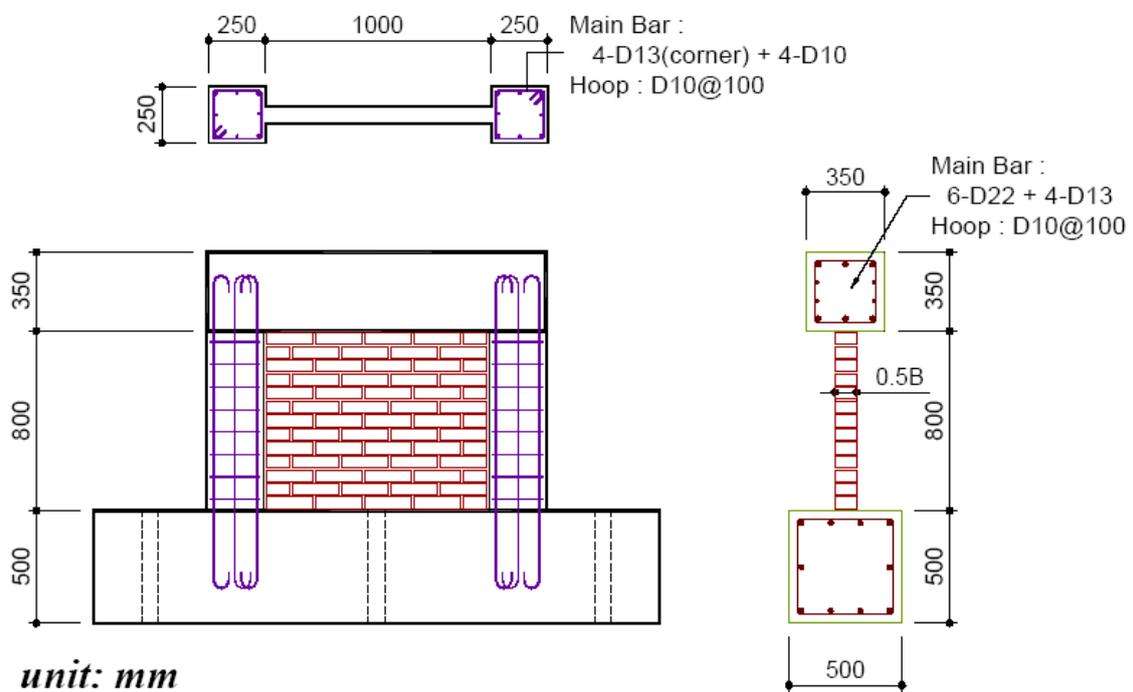


圖 32 BW01-BW04 試體配筋圖 (轉載自 陳奕信[14])

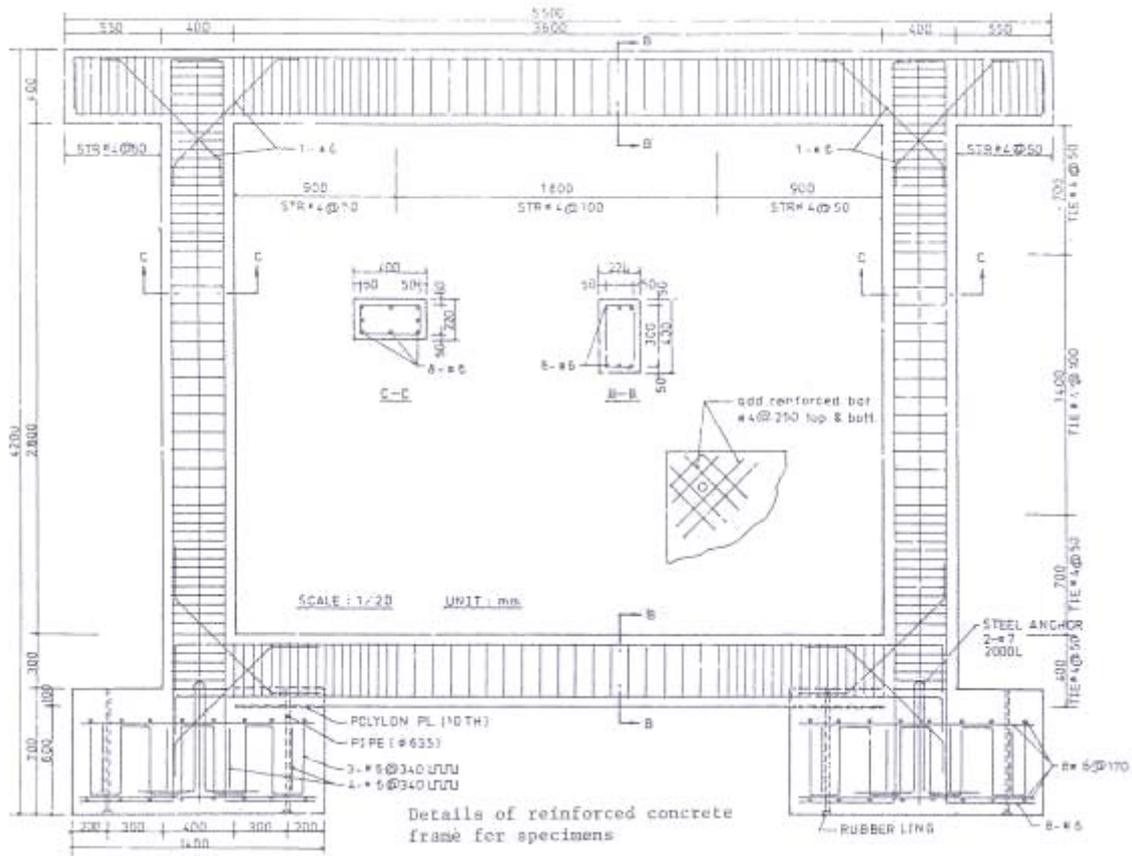


圖 33 高健章後砌磚牆試體配筋圖 (轉載自 高健章[21])

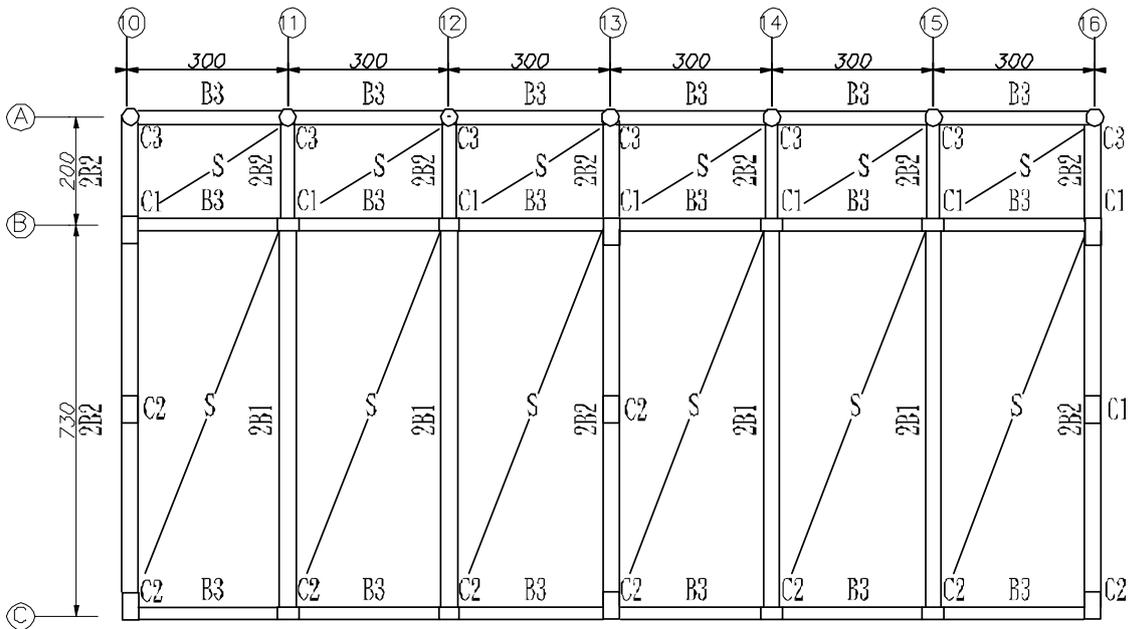
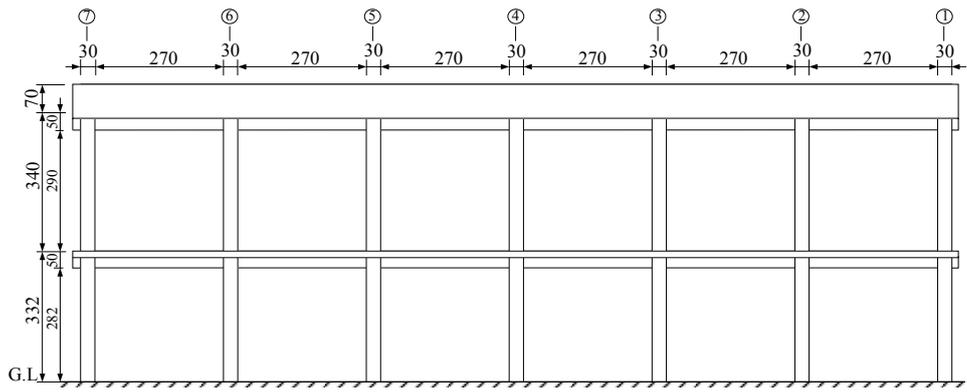
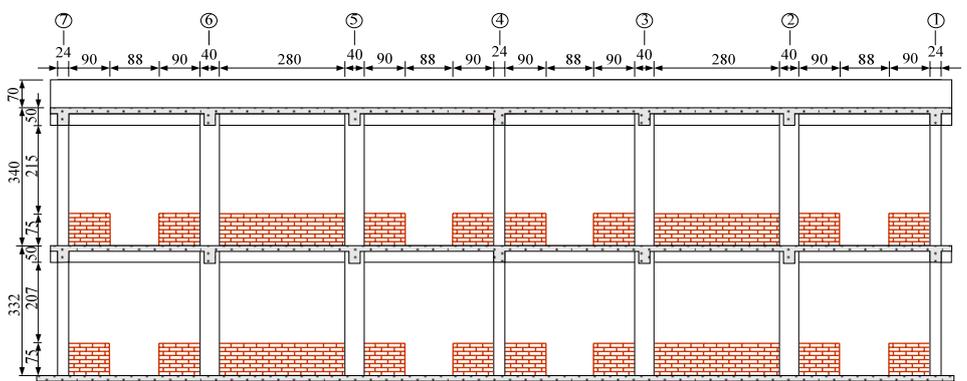


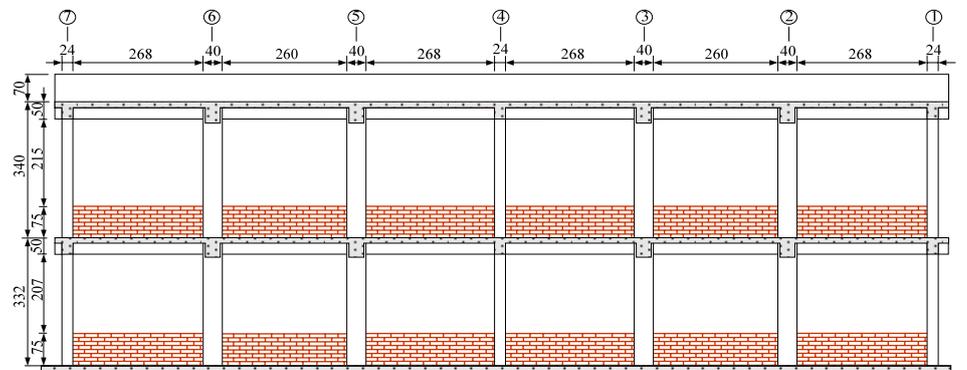
圖 34 口湖國小結構平面圖(2F 及 RF)



A frame



B frame



純構架C frame 立面圖

圖 35 口湖國小結構立面圖

C1	C2	C3	C4
<p>#6-4 #5-4 #3@25</p>	<p>#6-6 #5-2 #3@25</p>	<p>#5-8 #3@25</p>	<p>#5-4 #3@25</p>

圖 36 口湖國小柱斷面配筋圖

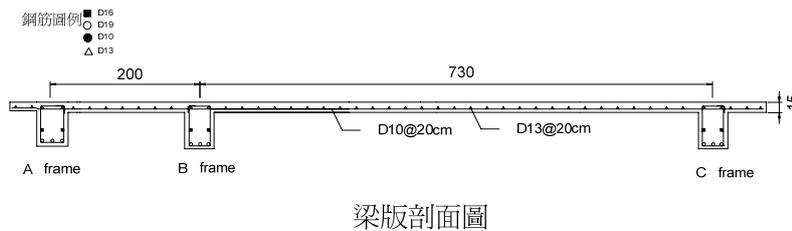
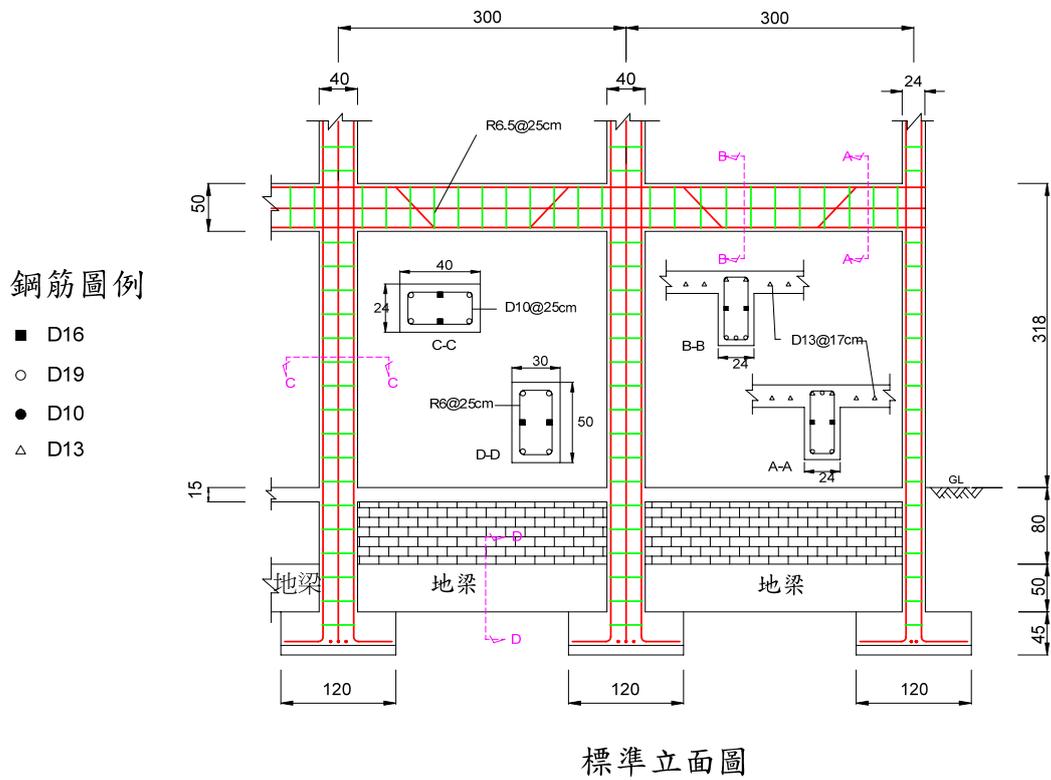
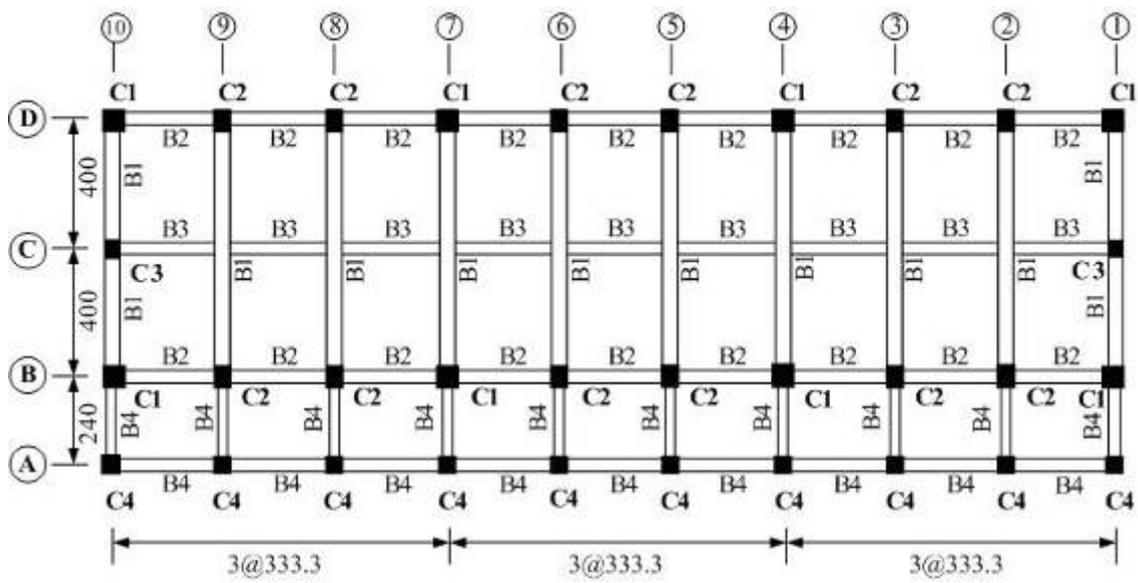
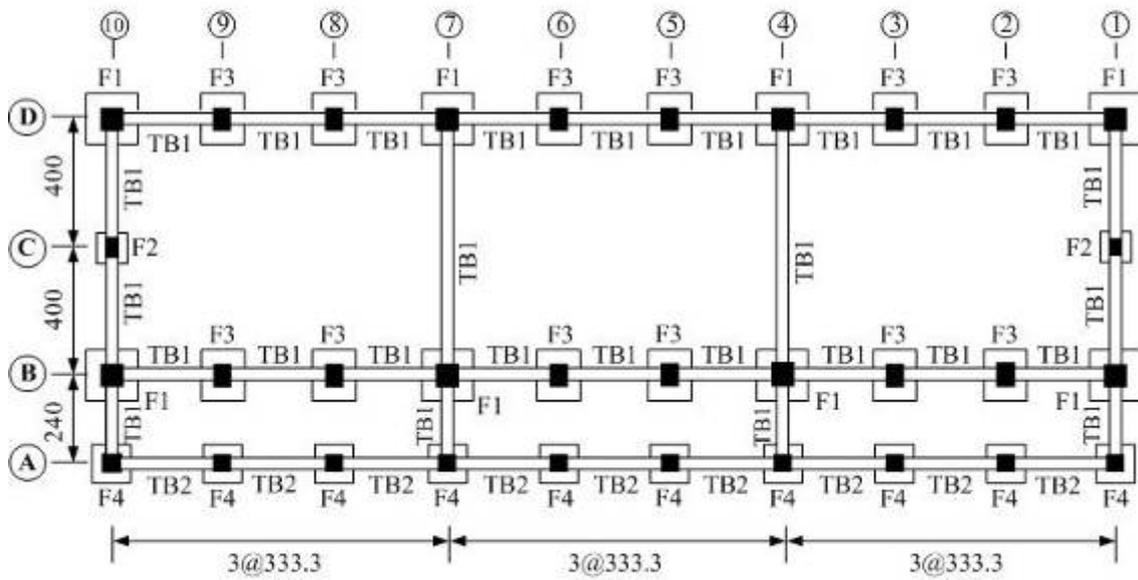


圖 37 口湖國小標準立面圖



(b)2F及屋頂層結構平面圖(樓版略之)



(a)基礎結構平面圖

圖 38 新城國中結構平面圖

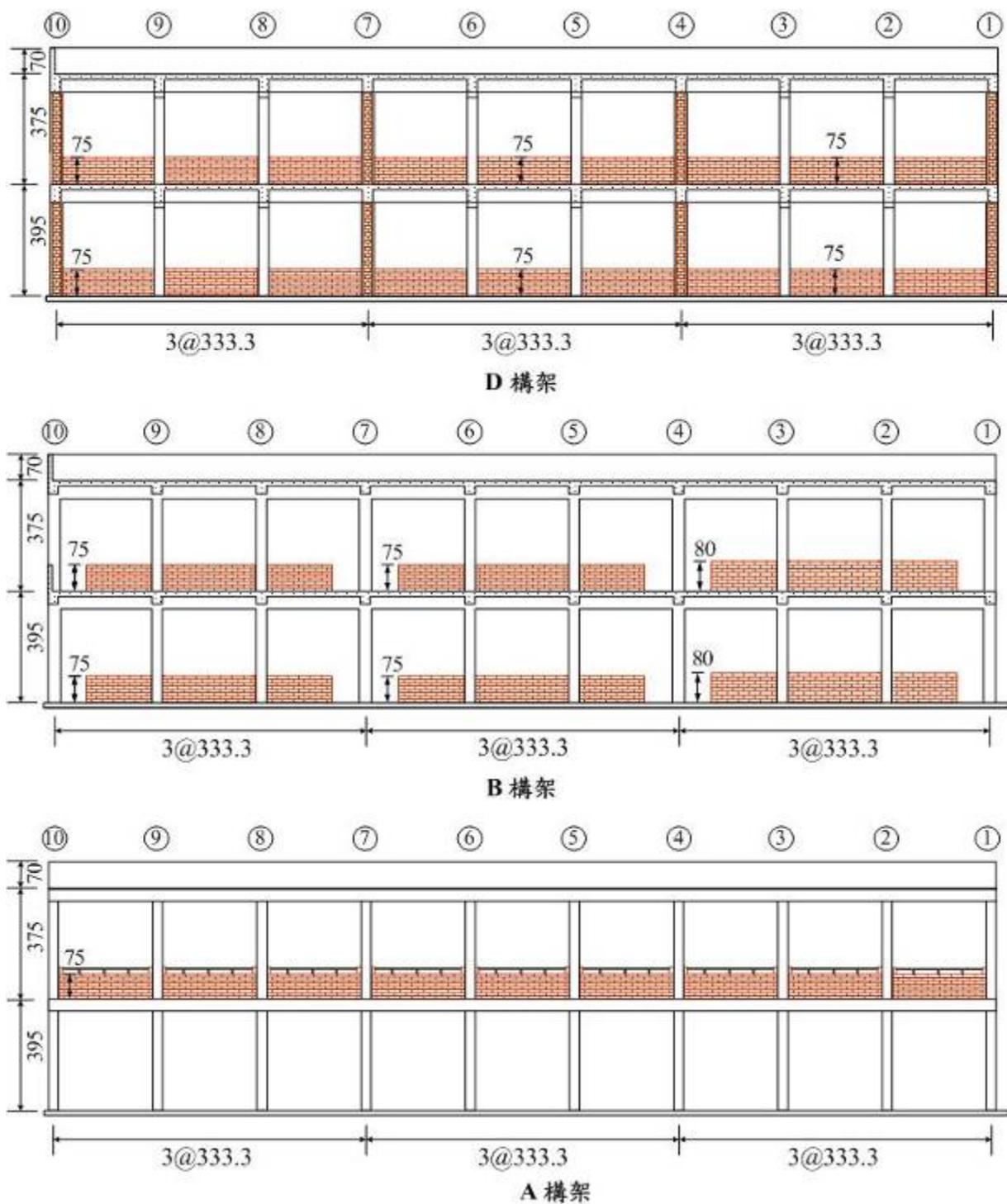


圖 39 新城國中結構立面圖

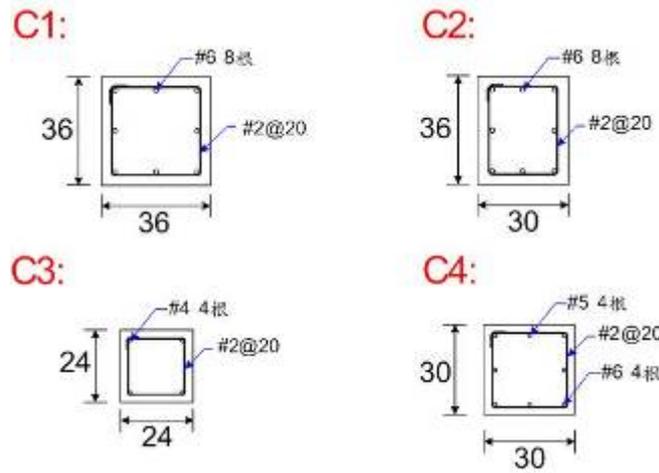


圖 40 新城國中柱斷面配筋圖

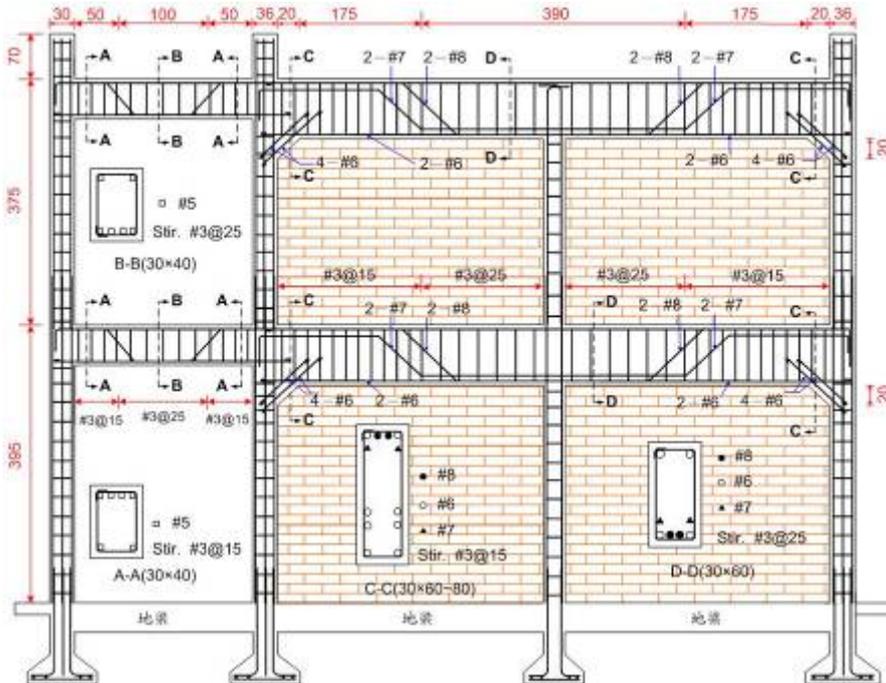


圖 41 新城國中標準立面圖(1)

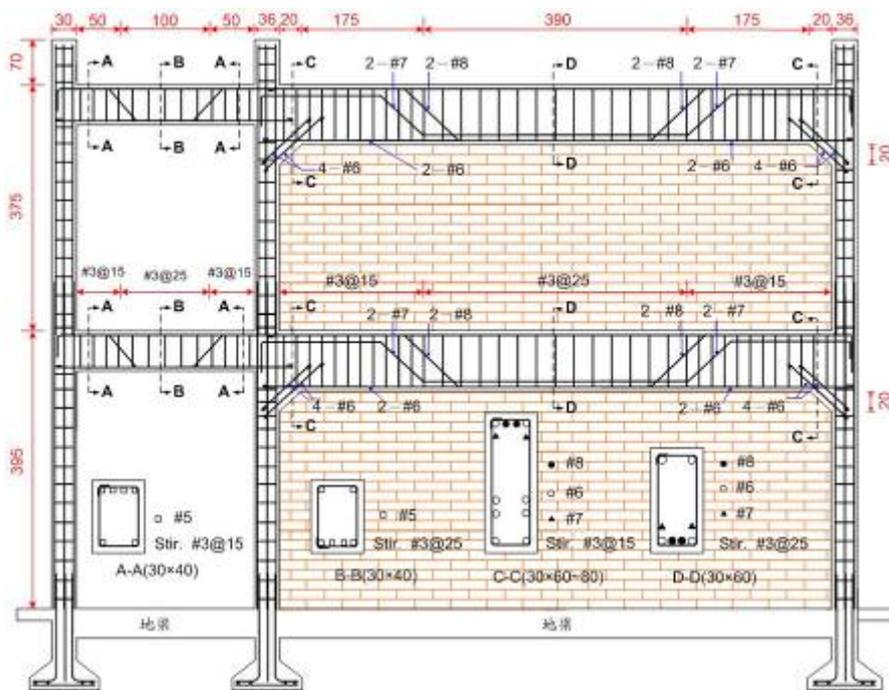
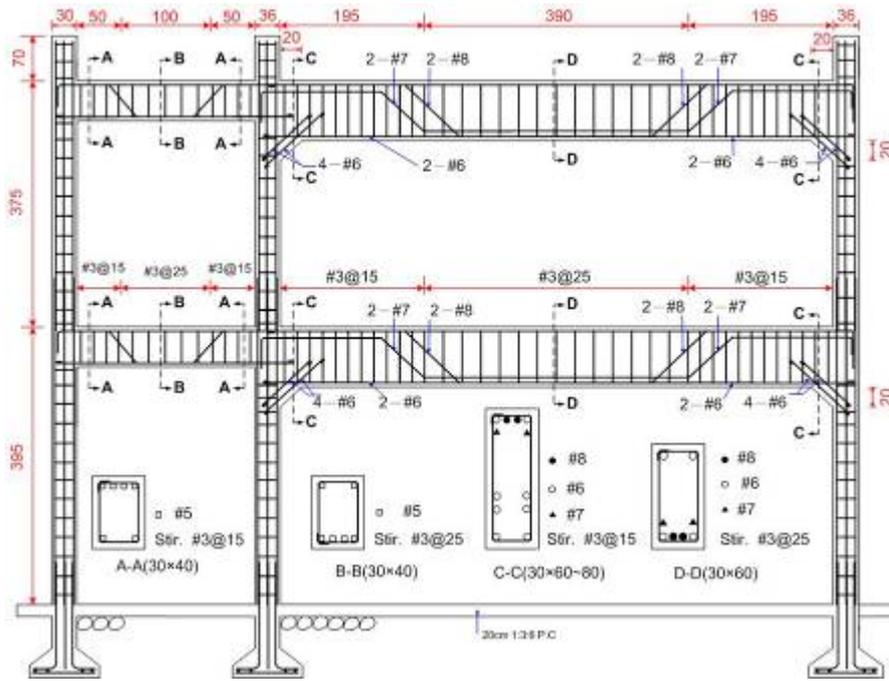


圖 42 新城國中標準立面圖(2)

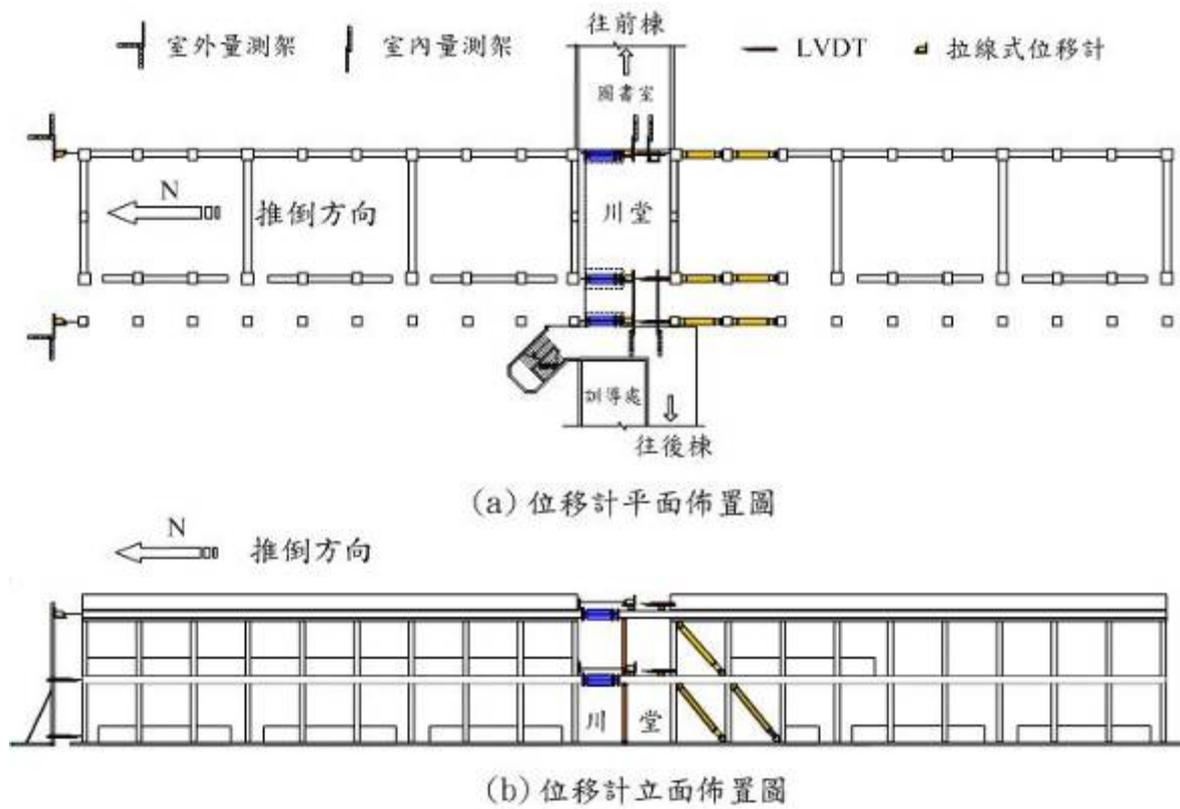
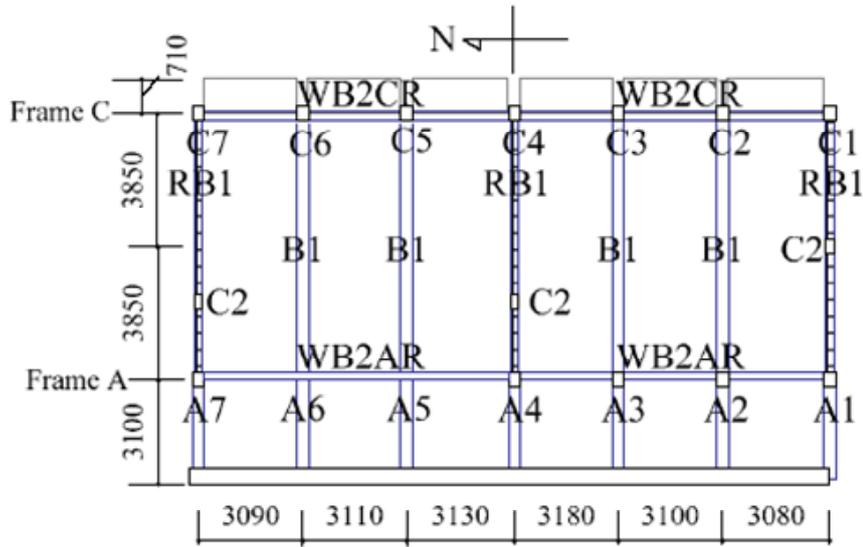
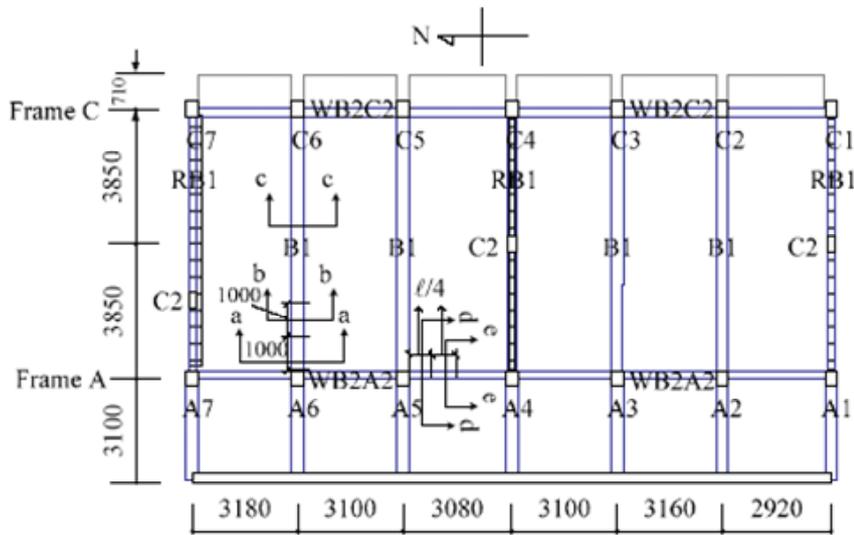


圖 43 新城國中位移計架設裝置



(a) Plan view of Roof floor



(b) Plan view of 2F floor

圖 44 瑞埔國小結構平面圖

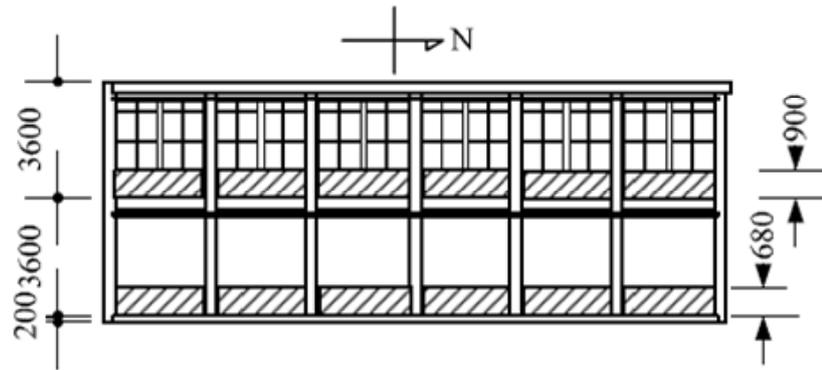
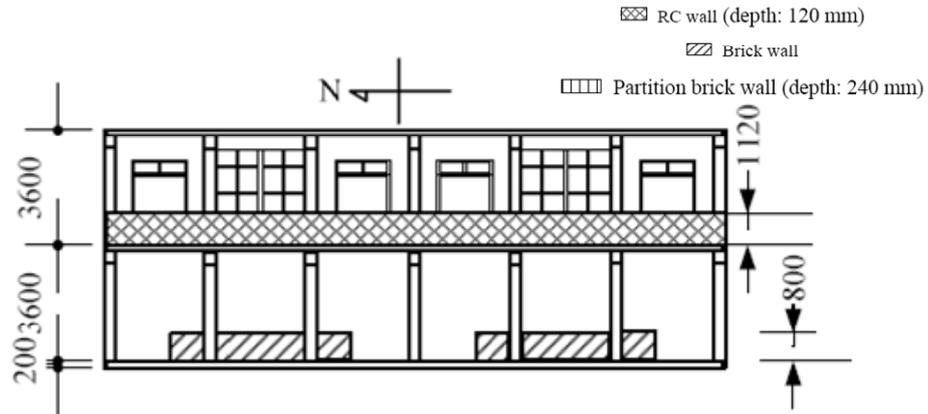


圖 45 瑞埔國小結構立面圖

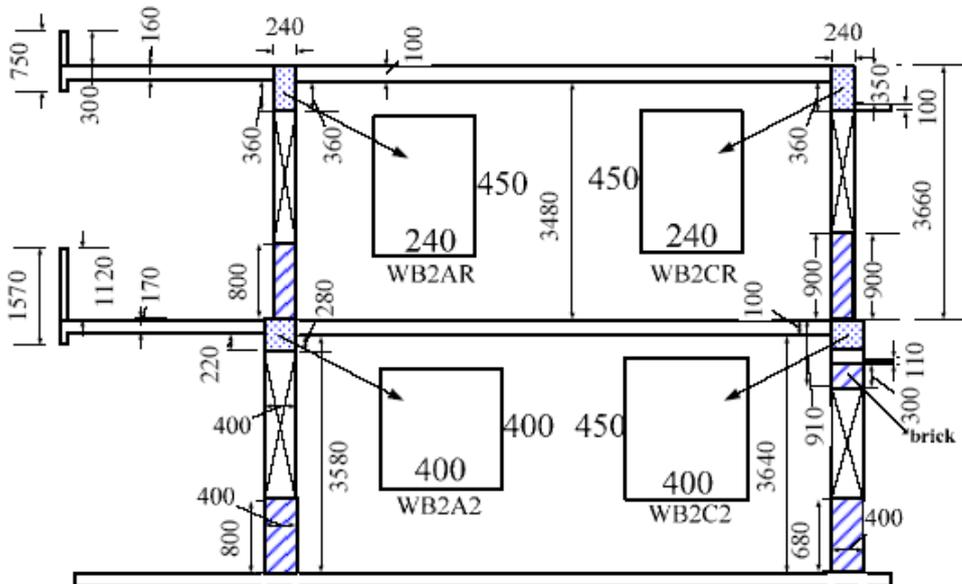
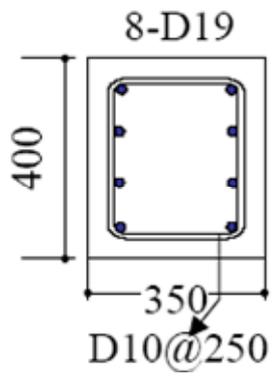


圖 46 瑞埔國小標準立面圖

A1~A7 :
C1~C7 :



C2 :

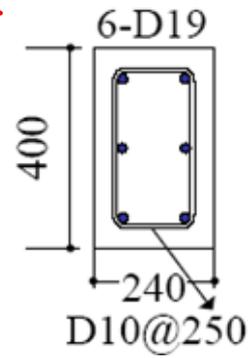


圖 47 瑞埔國小柱斷面配筋圖

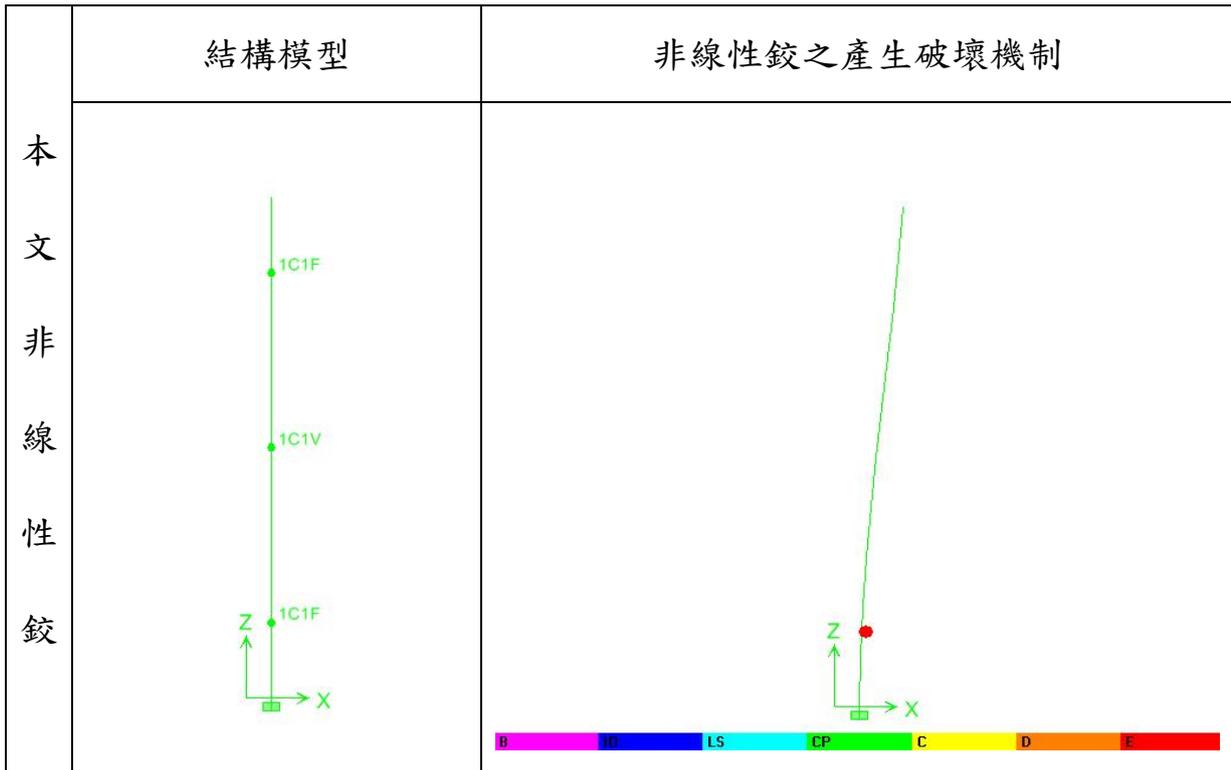


圖 48 BMR1-R 試體之結構模型與非線性鉸破壞機制圖

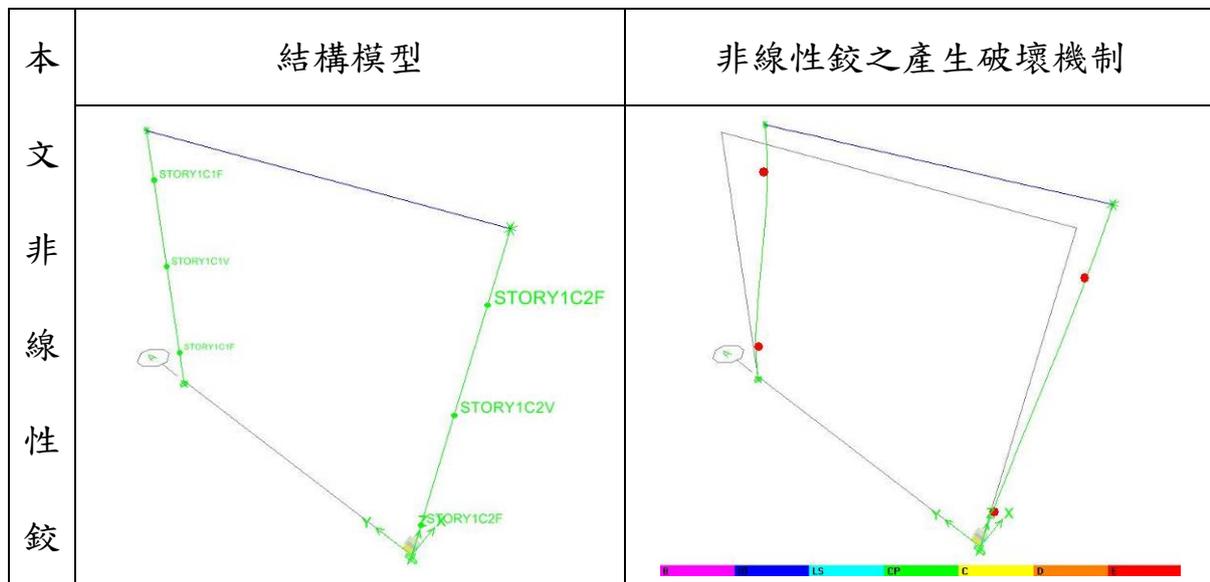


圖 49 PF-2 試體之結構模型與非線性鉸破壞機制圖

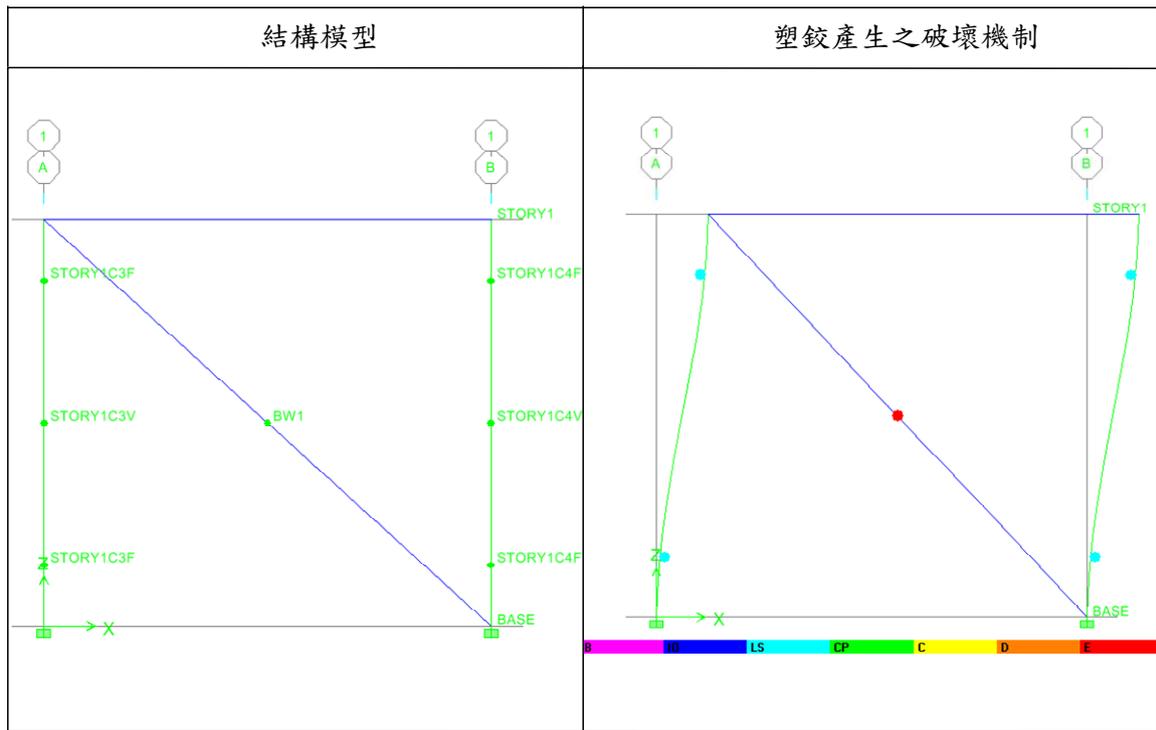


圖 50 BW01 試體之結構模型與非線性鉸破壞機制圖

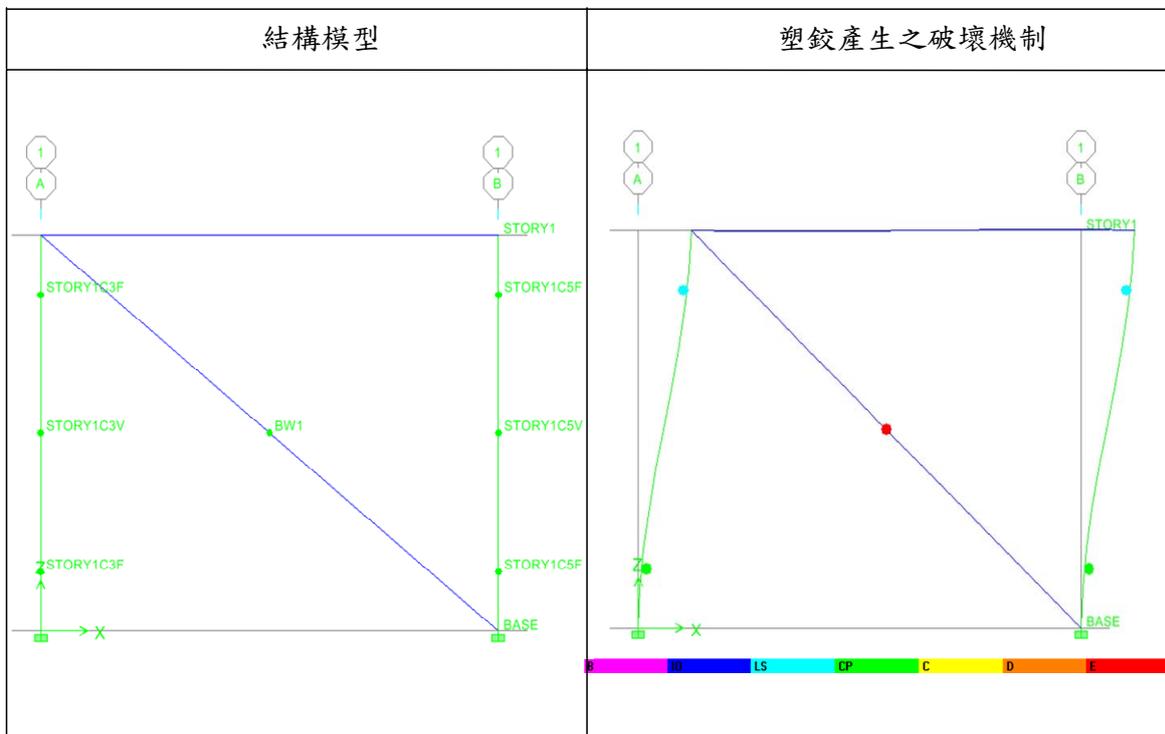


圖 51 高健章後砌磚牆試體之結構模型與非線性鉸破壞機制圖

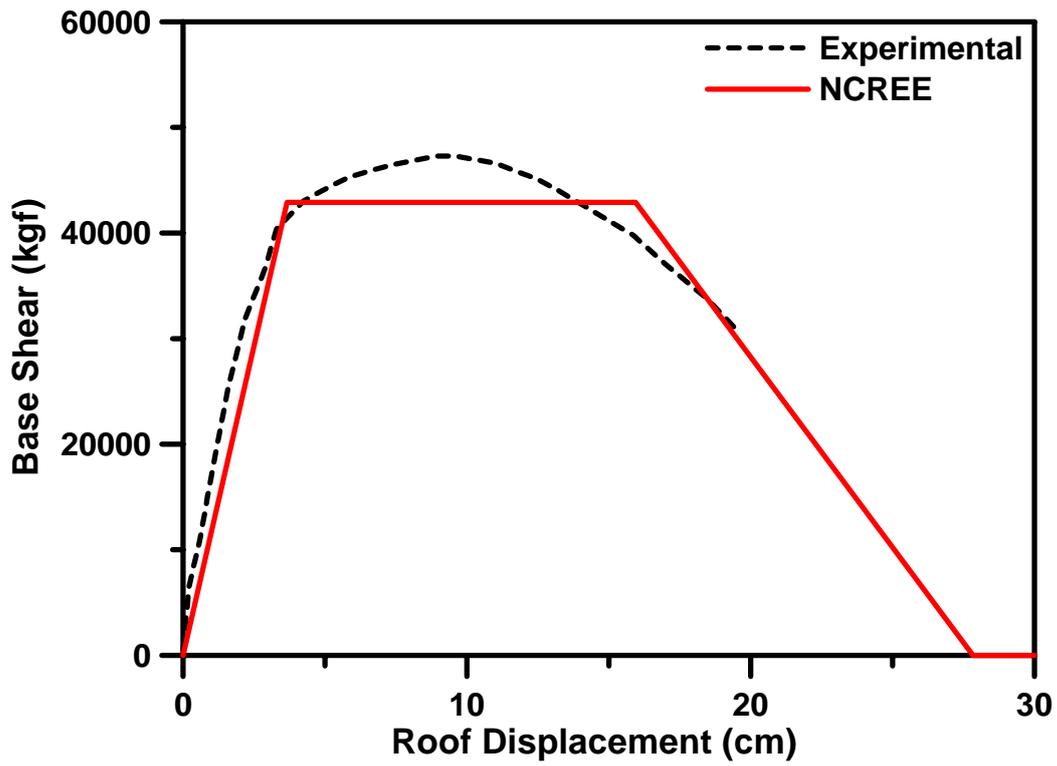


圖 52 BMR1-R 柱容量曲線比較圖

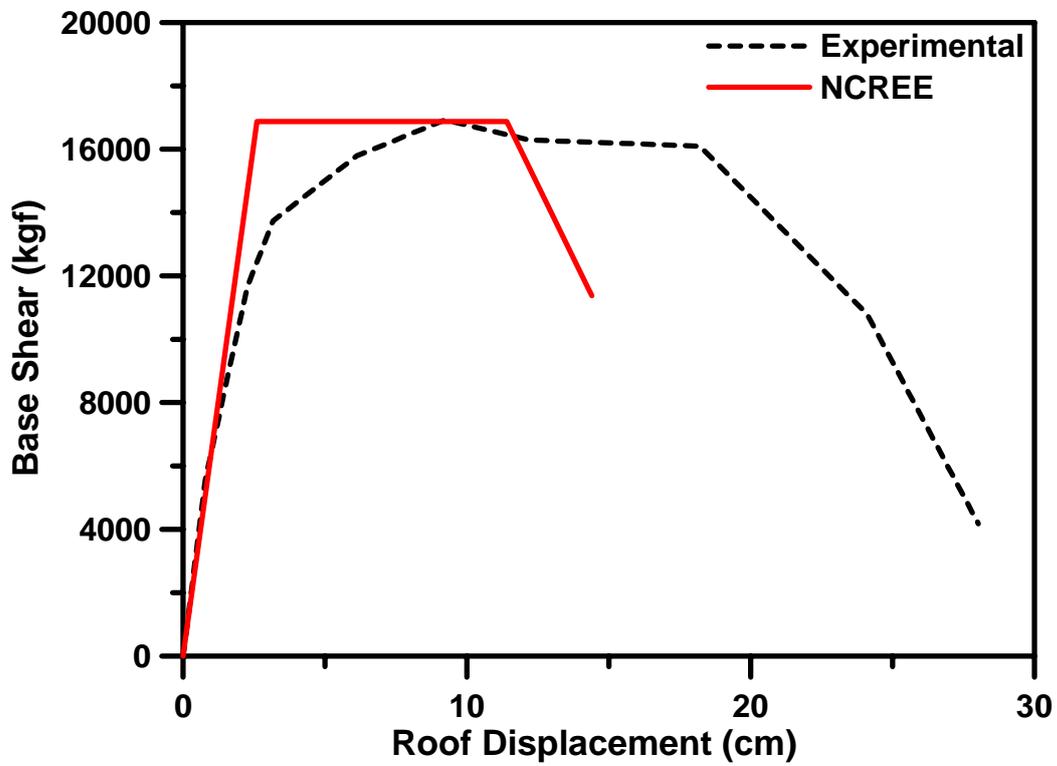


圖 53 PF-2 構架容量曲線比較圖

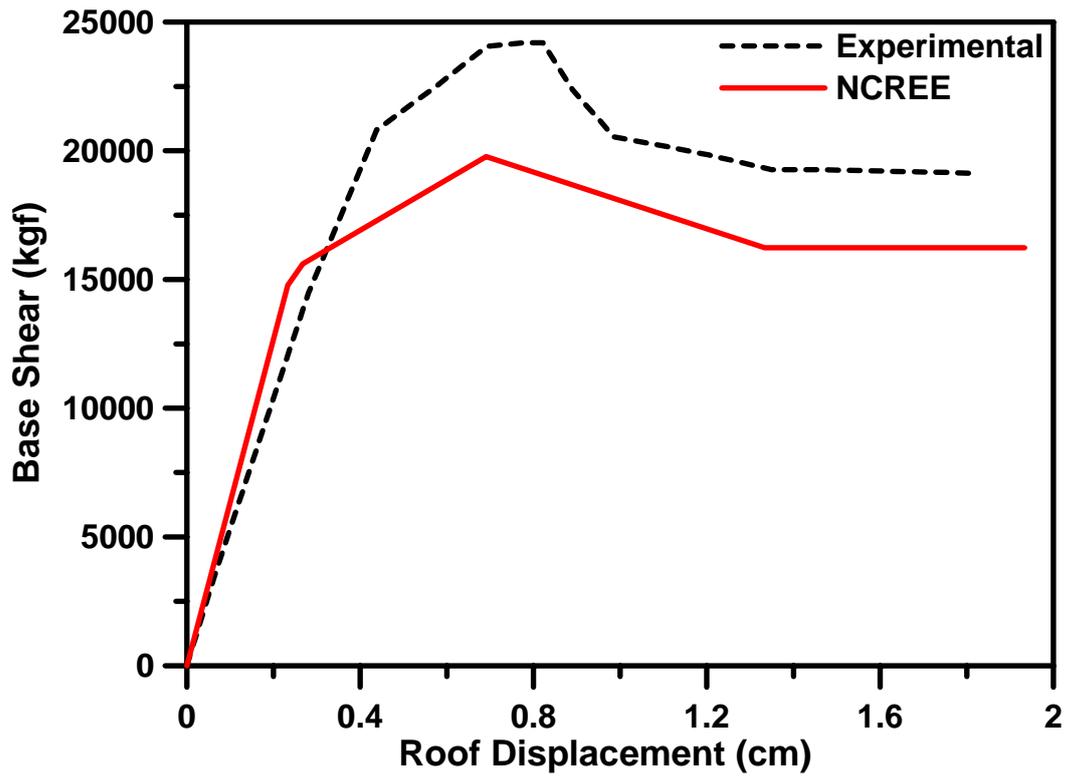


圖 54 BW01 含磚牆構架容量曲線比較圖

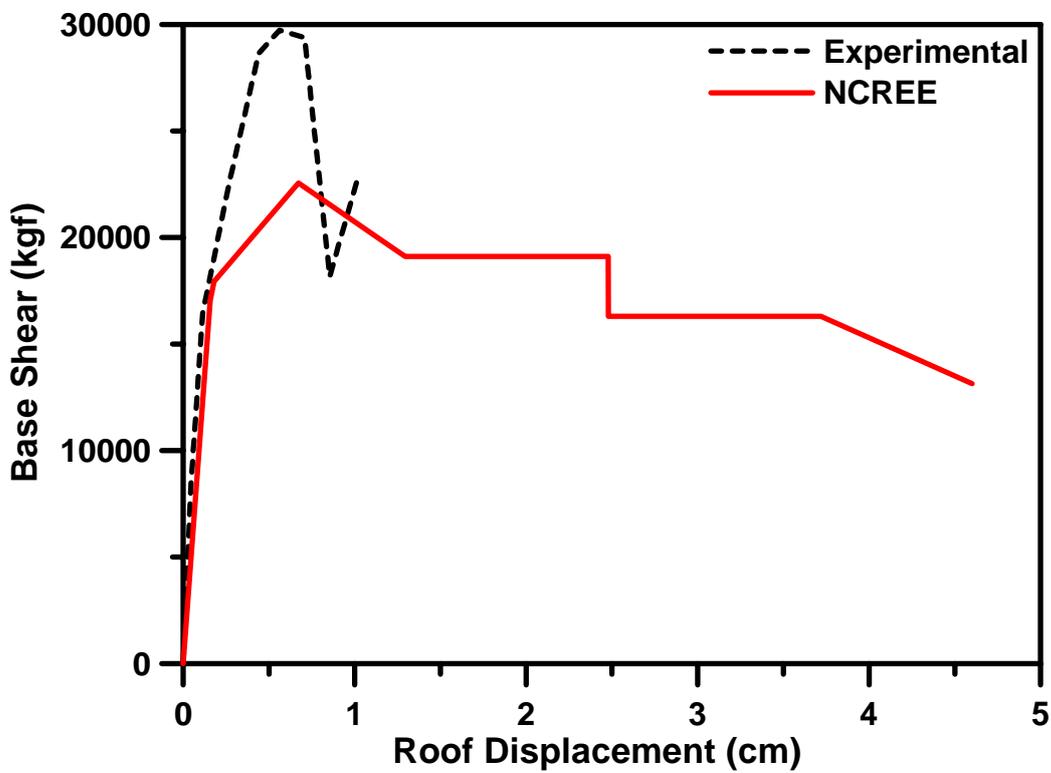


圖 55 BW02 含磚牆構架容量曲線比較圖

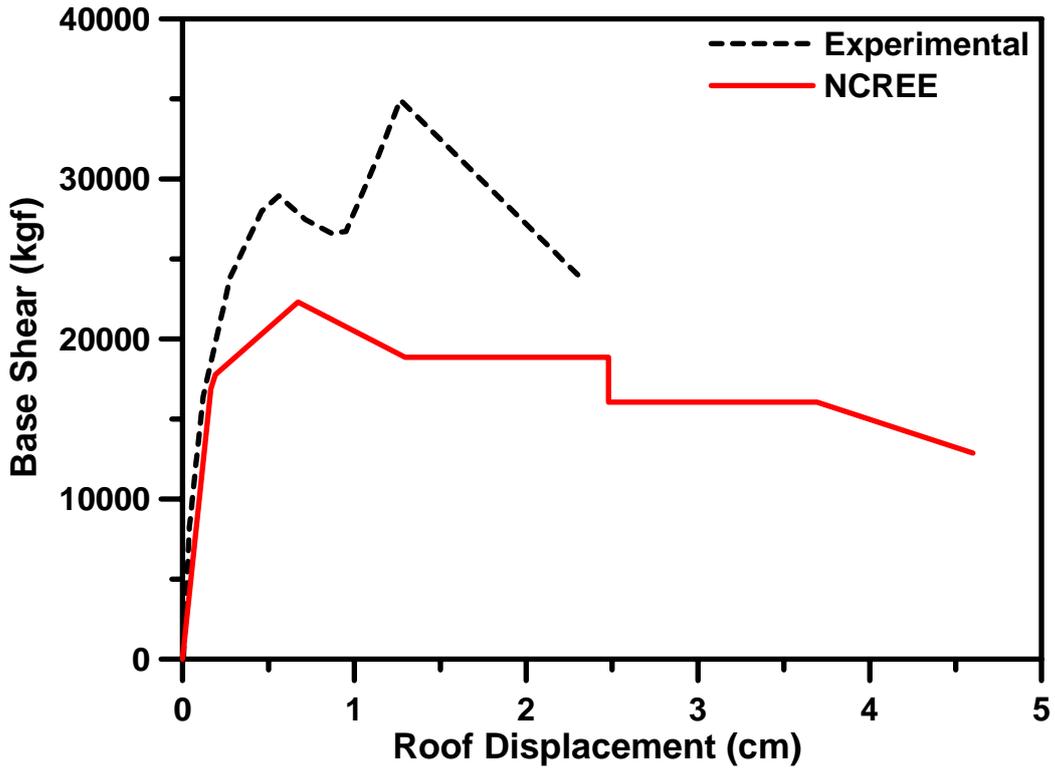


圖 56 BW03 含磚牆構架容量曲線比較圖

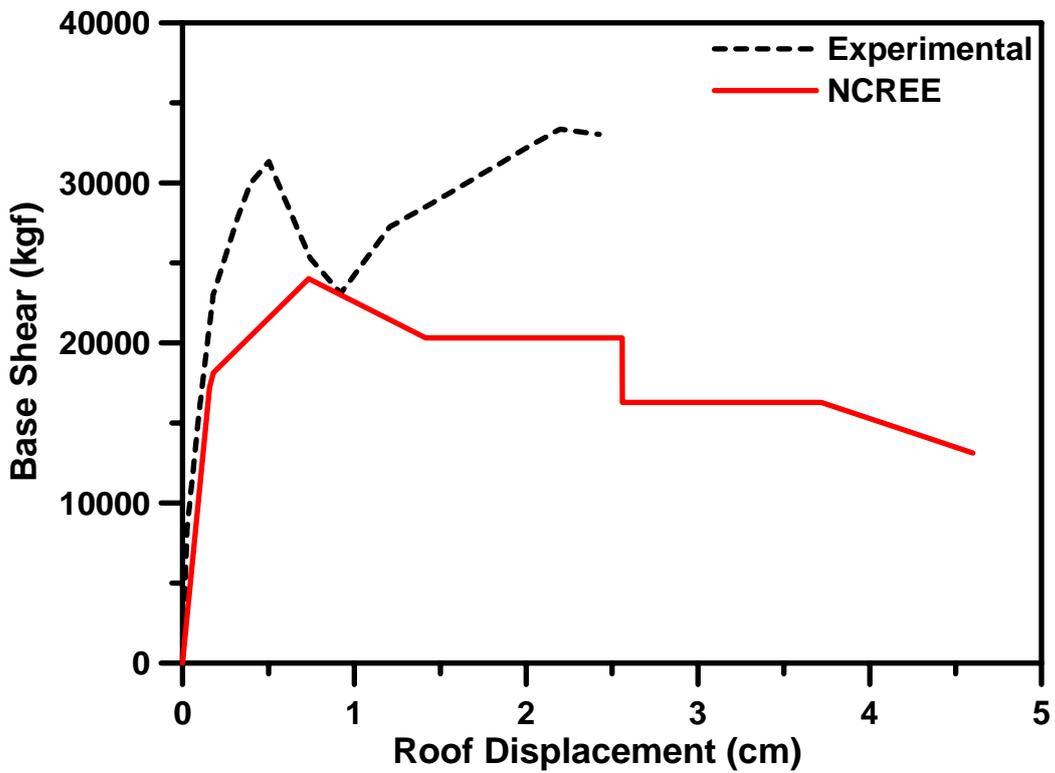


圖 57 BW04 含磚牆構架容量曲線比較圖

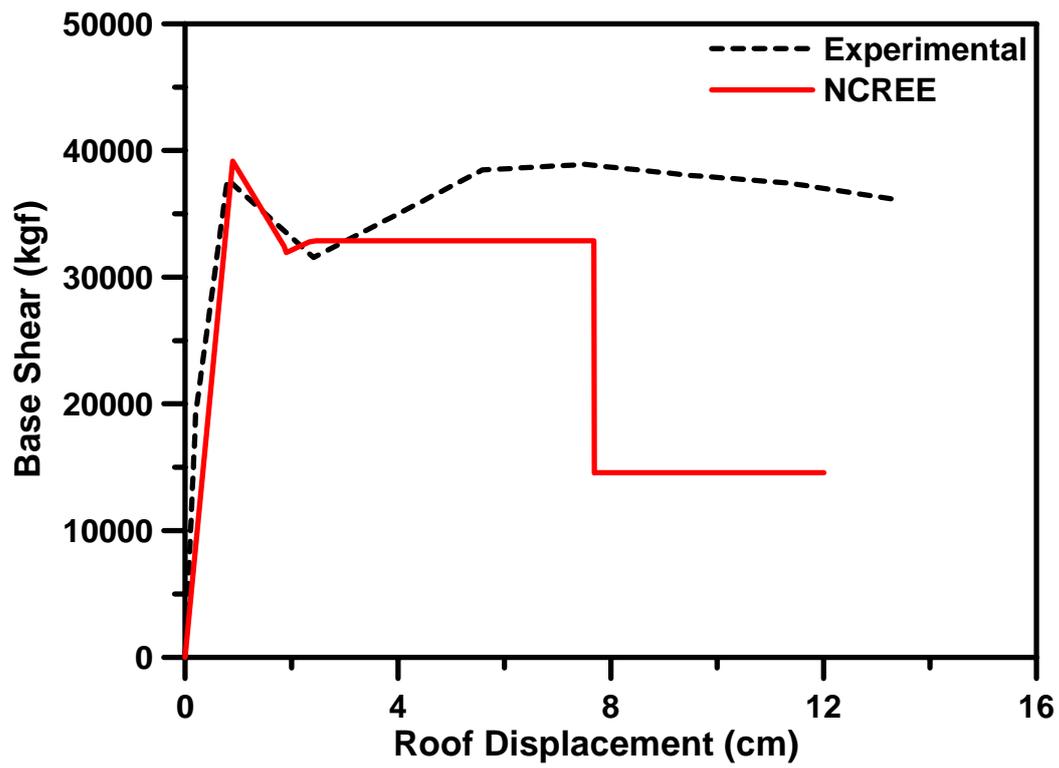


圖 58 高健章後砌磚牆容量曲線比較圖

試體破壞前：



試體破壞後：



圖 59 口湖國小空構架試體試驗照片



圖 60 口湖國小局部柱體破壞照片

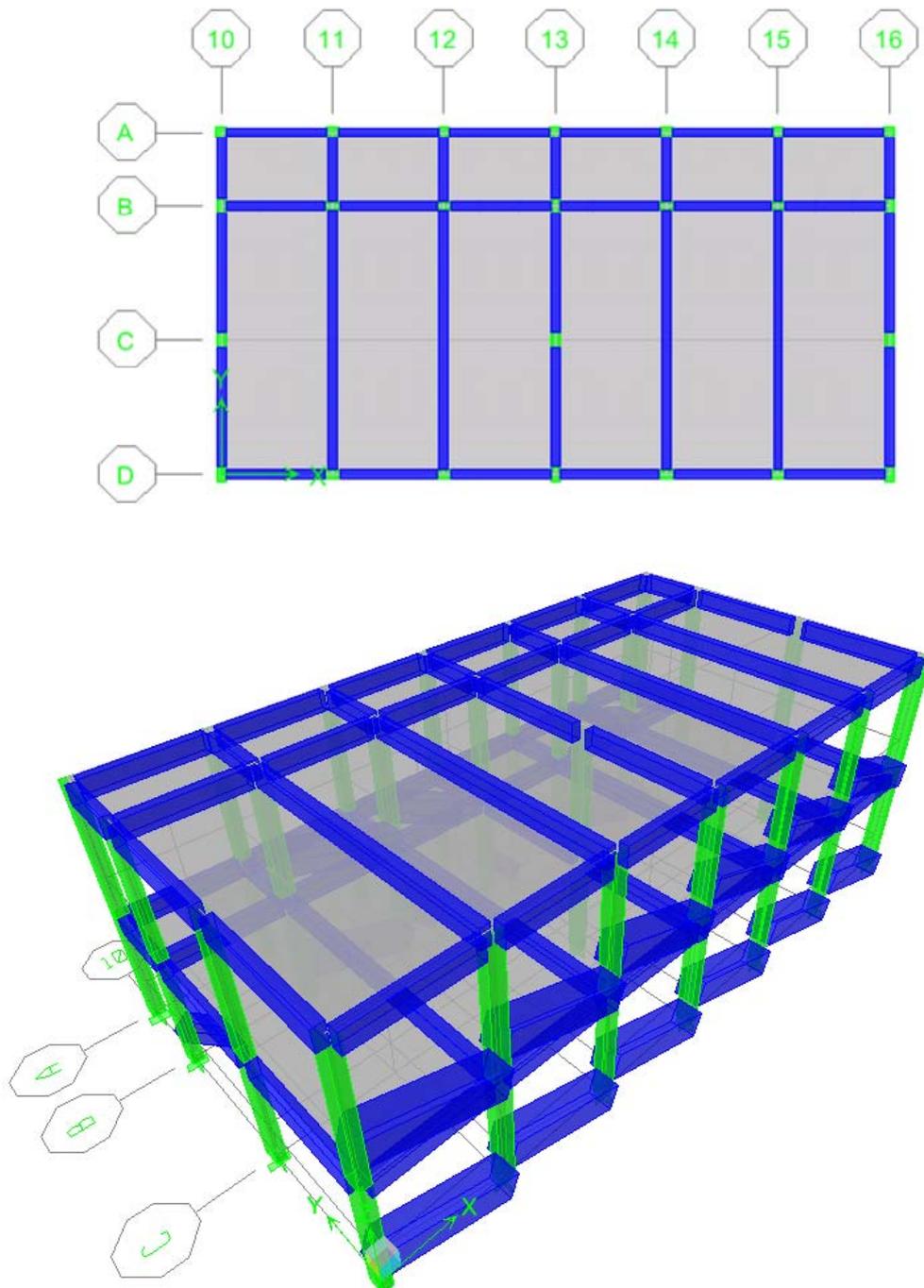


圖 61 口湖國小空構架試體於 ETABS

之結構平面圖與 3-D 立體圖

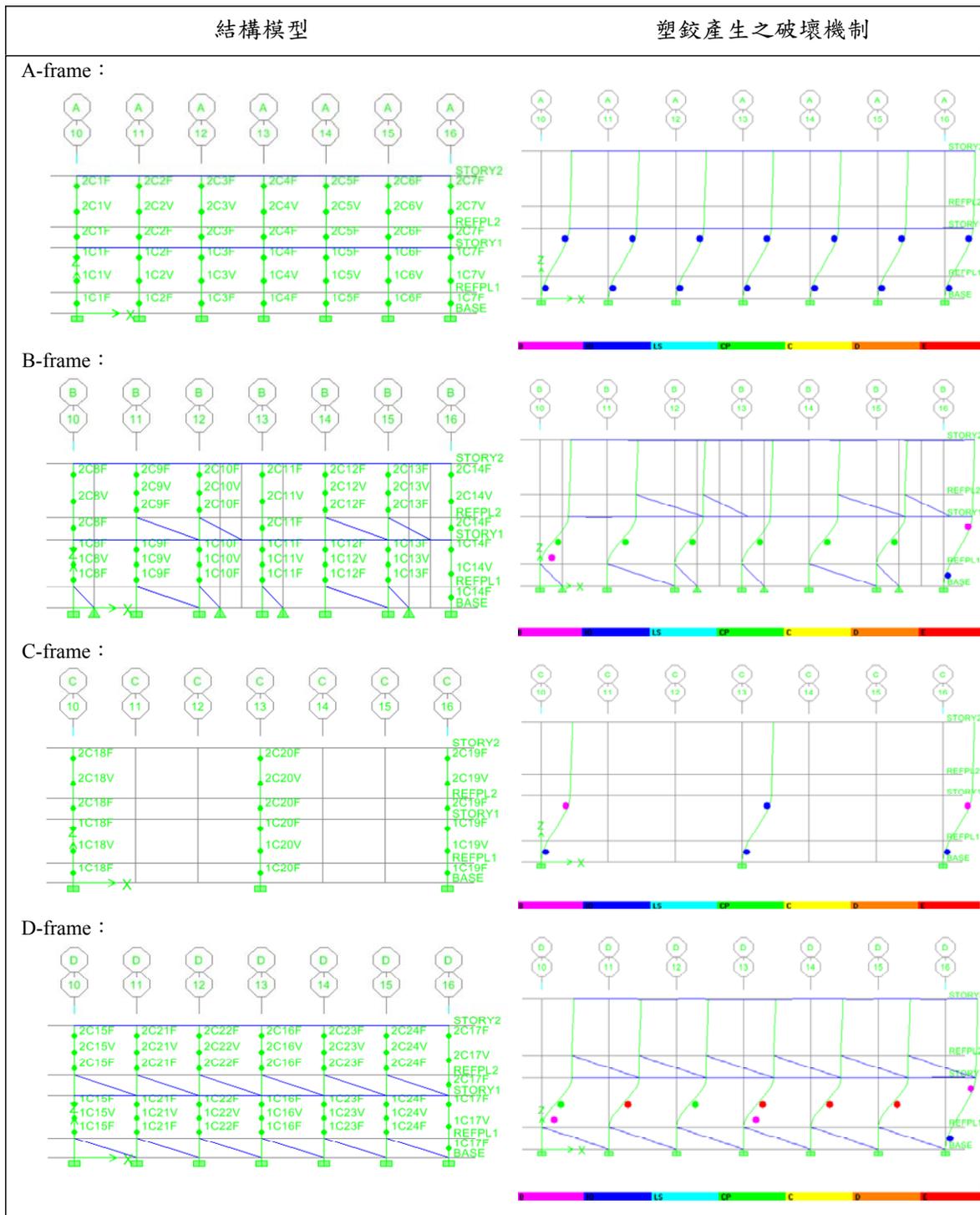


圖 62 口湖國小空構架試體於 ETABS

之結構立面與非線性鉸破壞機制圖

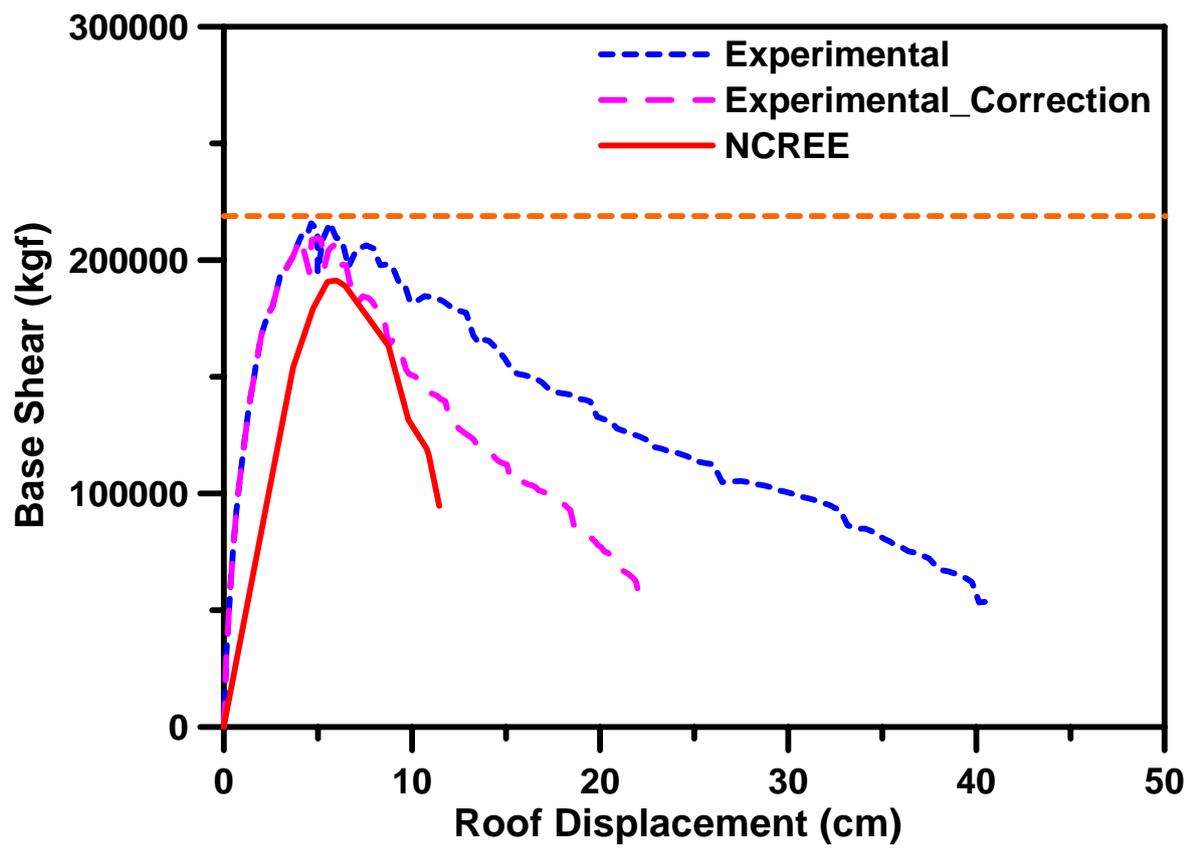


圖 63 口湖國小容量曲線比較圖

試體破壞前：



試體破壞後：



圖 64 新城國中空構架試體試驗照片(正面)

試體破壞前：



試體破壞後：



圖 65 新城國中空構架試體試驗照片(背面)

A-frame :



B-frame :



圖 66 新城國中局部柱體破壞照片

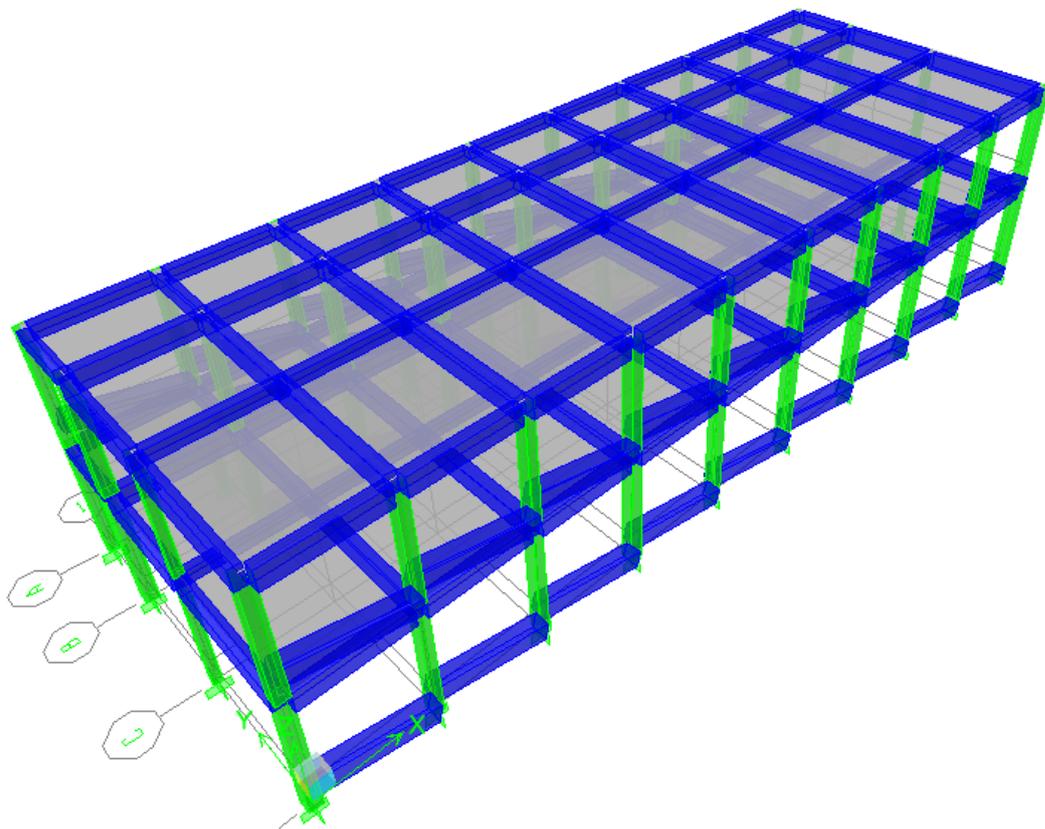
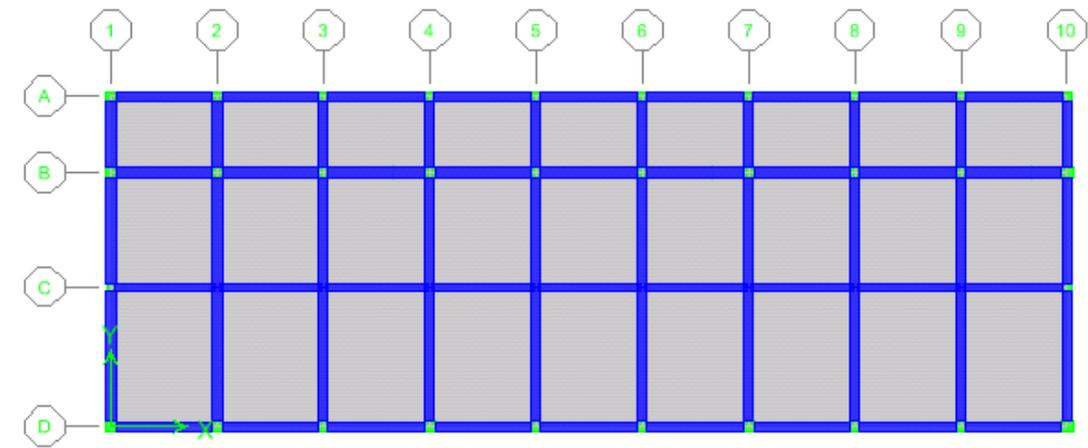


圖 67 新城國中空構架試體於 ETABS

之結構平面圖與 3-D 立體圖

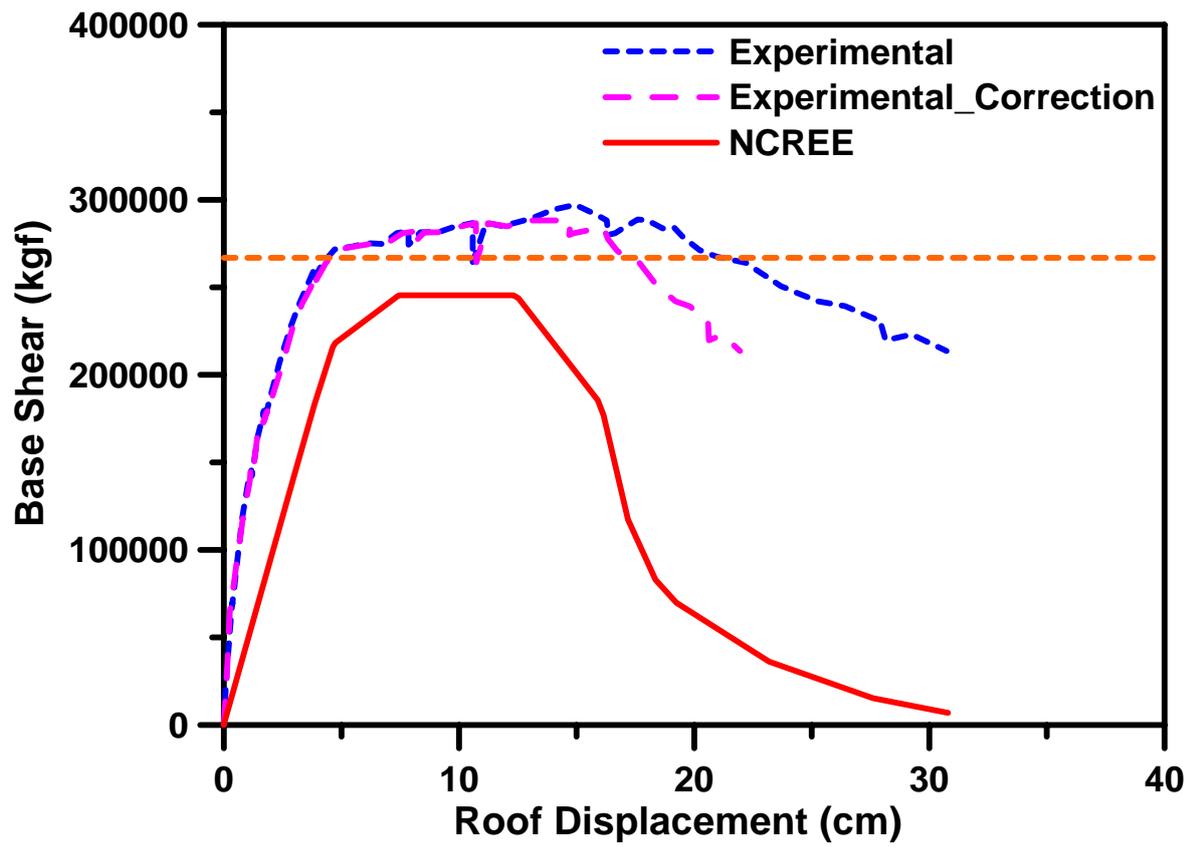


圖 69 新城國中容量曲線比較圖



圖 70 瑞埔國小試體二試驗照片(破壞前)



圖 71 瑞埔國小試體二試驗照片(破壞後)

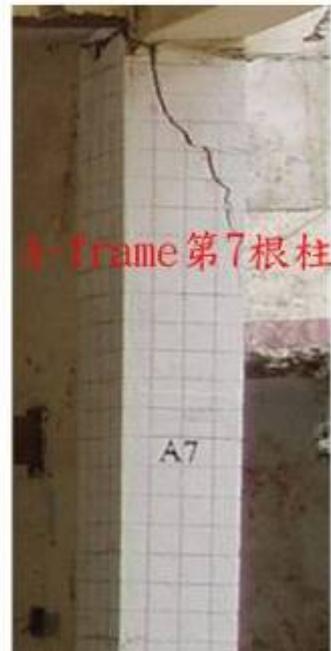


圖 72 瑞埔國小試體二局部柱體破壞照片

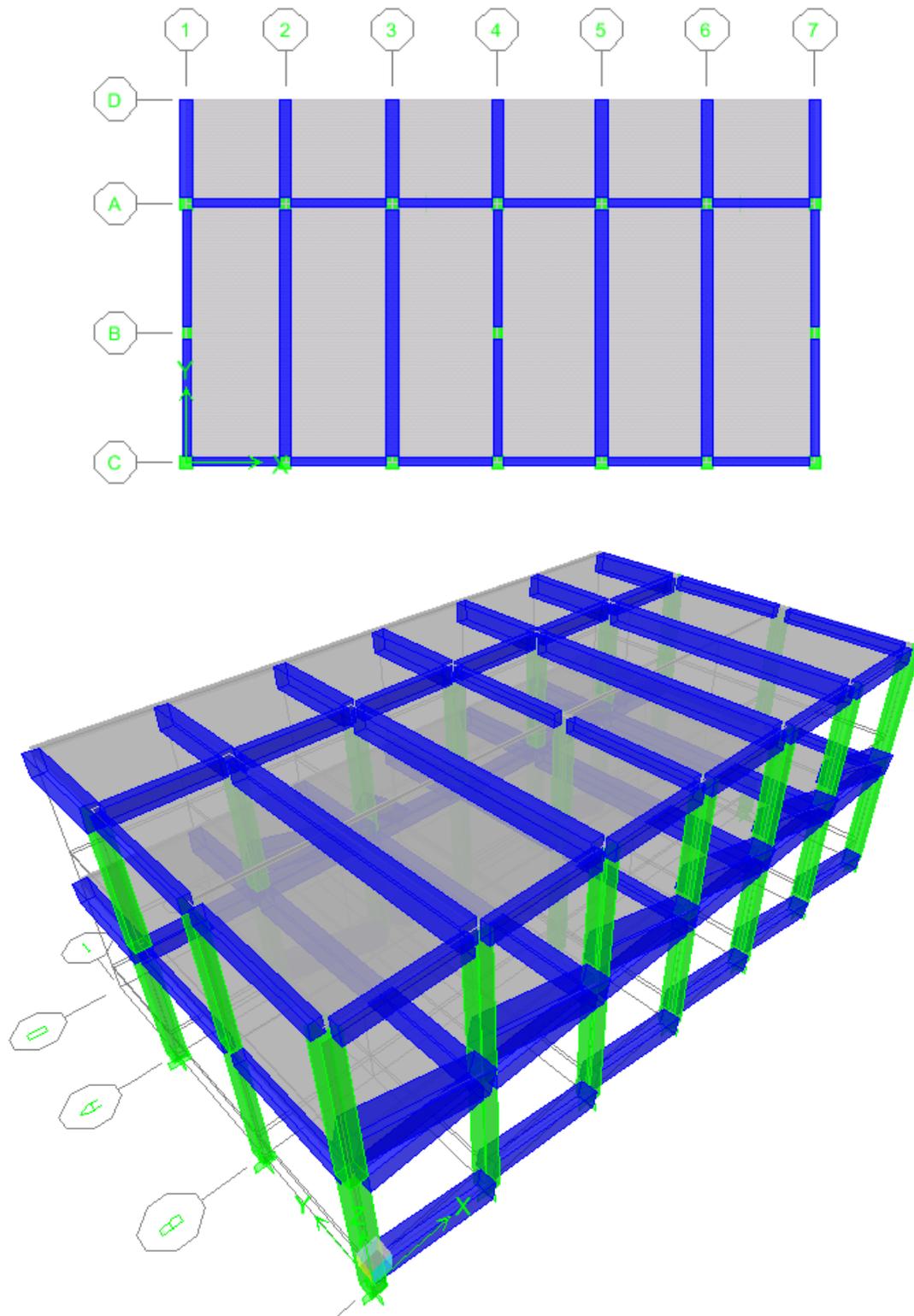


圖 73 瑞埔國小空構架試體於 ETABS

之結構平面圖與 3-D 立體圖

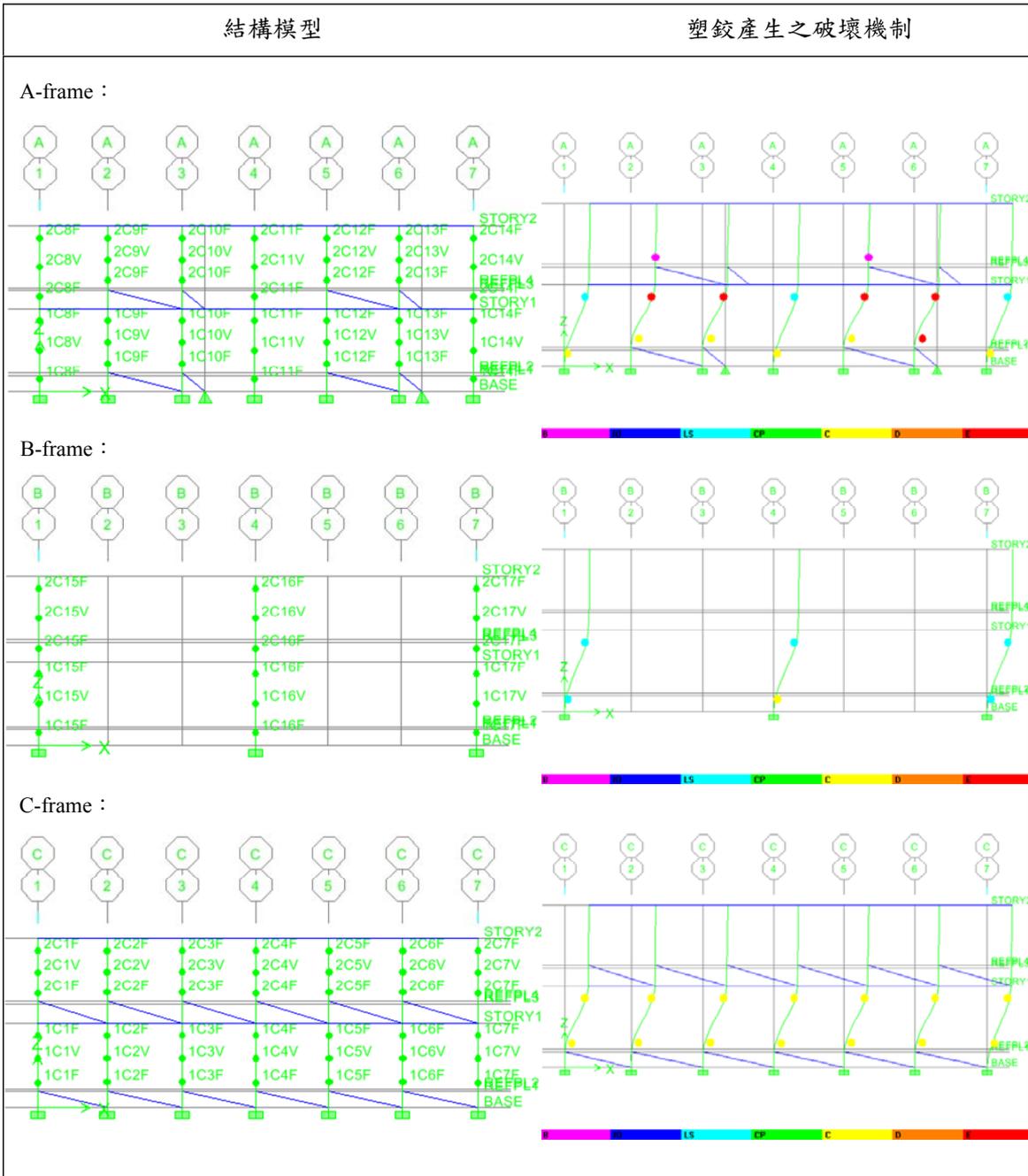


圖 74 瑞埔國小空構架試體於 ETABS

之結構立面與非線性鉸破壞機制圖

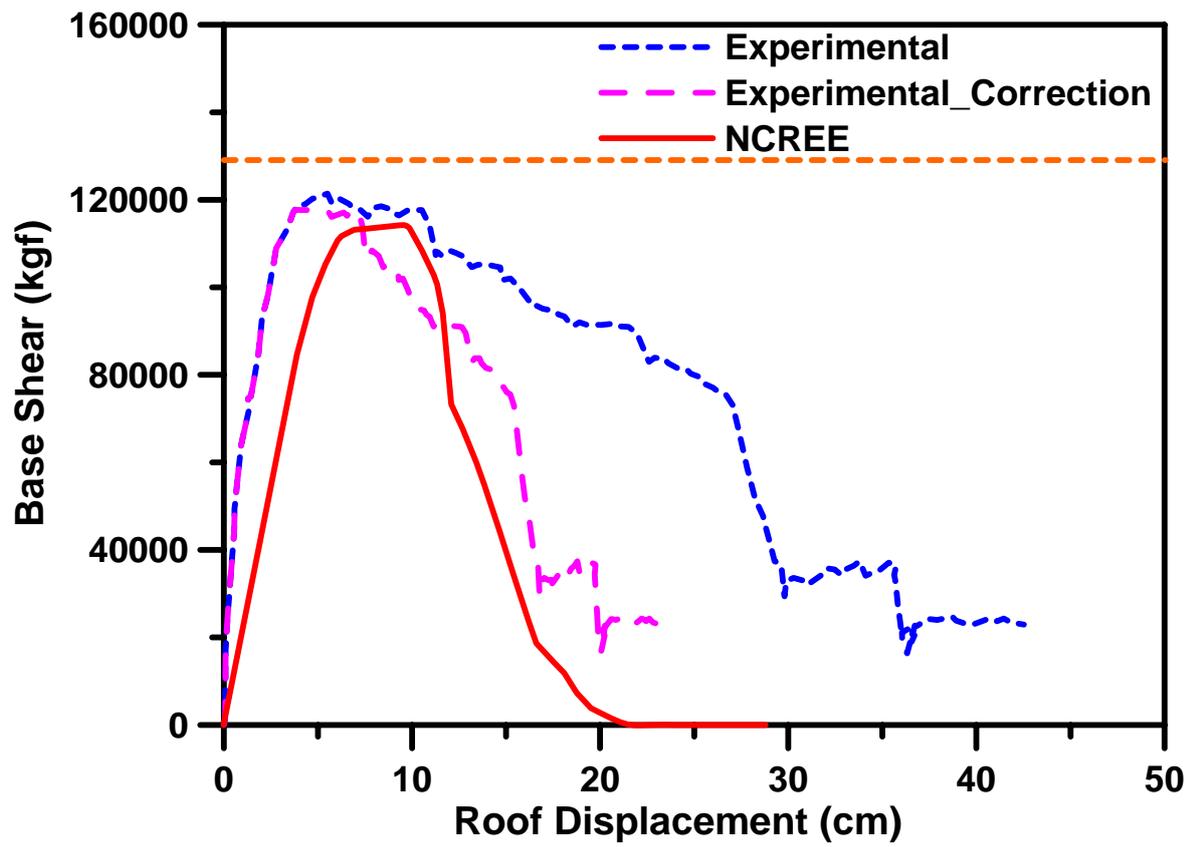
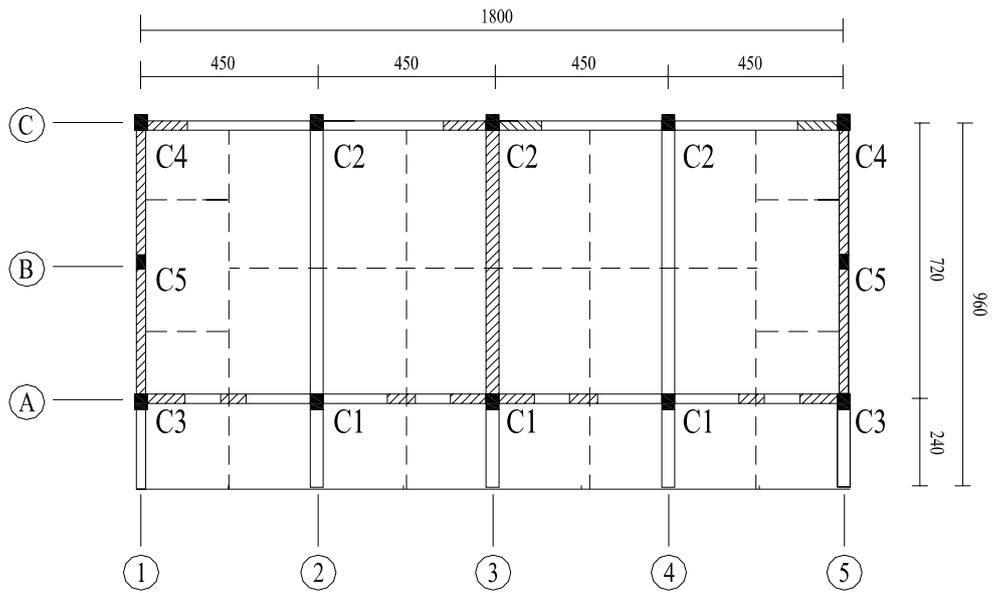
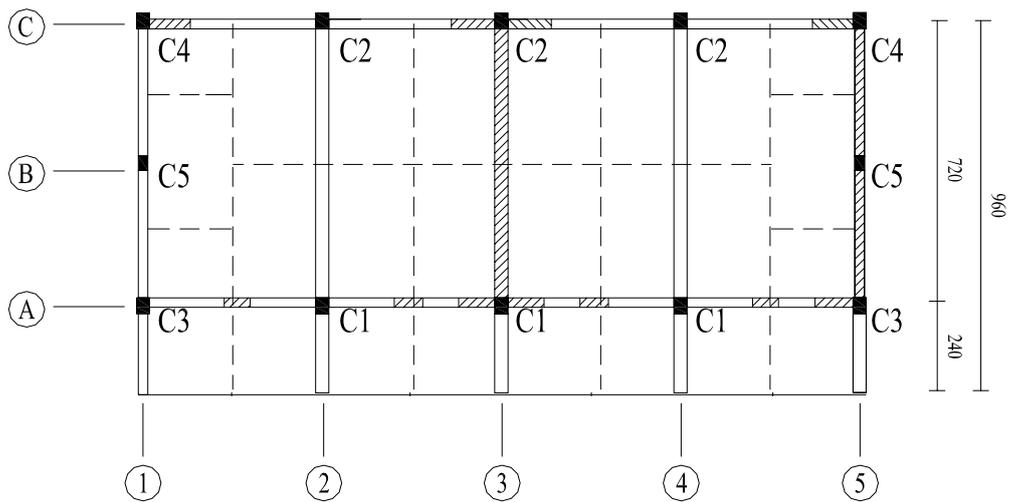


圖 75 瑞埔國小容量曲線比較圖



1F結構平面圖
S=1/200



2F結構平面圖
S=1/200

圖 76 關廟國小結構平面圖

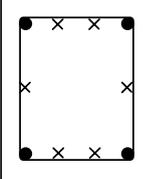
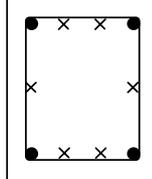
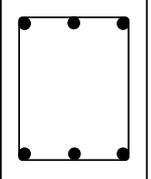
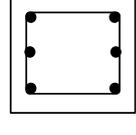
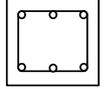
柱編號	C1	C2	C3	C4	C5
斷面圖	 ● 4-#6 × 6-#7	 ● 4-#6 × 6-#7	 ● 6-#6	 ● 6-#6	 ○ 6-#5
箍筋	#3@20	#3@20	#3@20	#3@20	#3@20
尺寸	33 x 40	33 x 40	33 x 40	30 x 30	24 x 24

圖 77 關廟國小柱斷面配筋圖

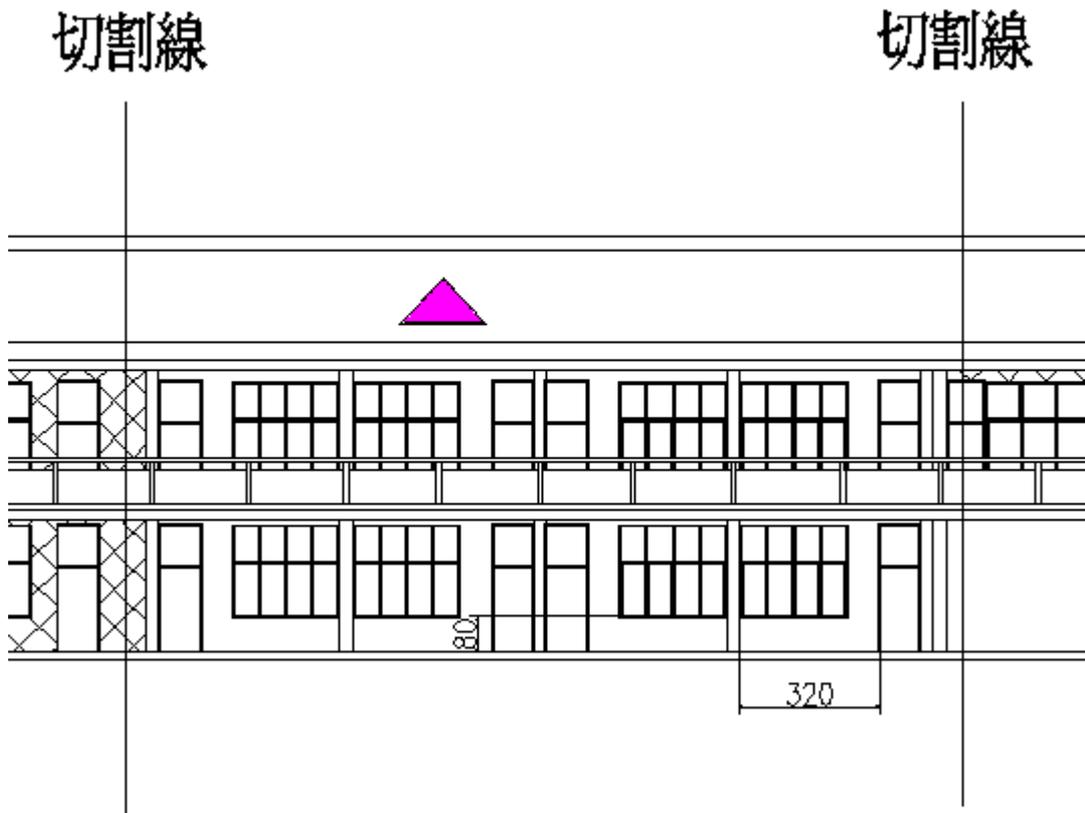


圖 78 關廟國小單一試體立面圖

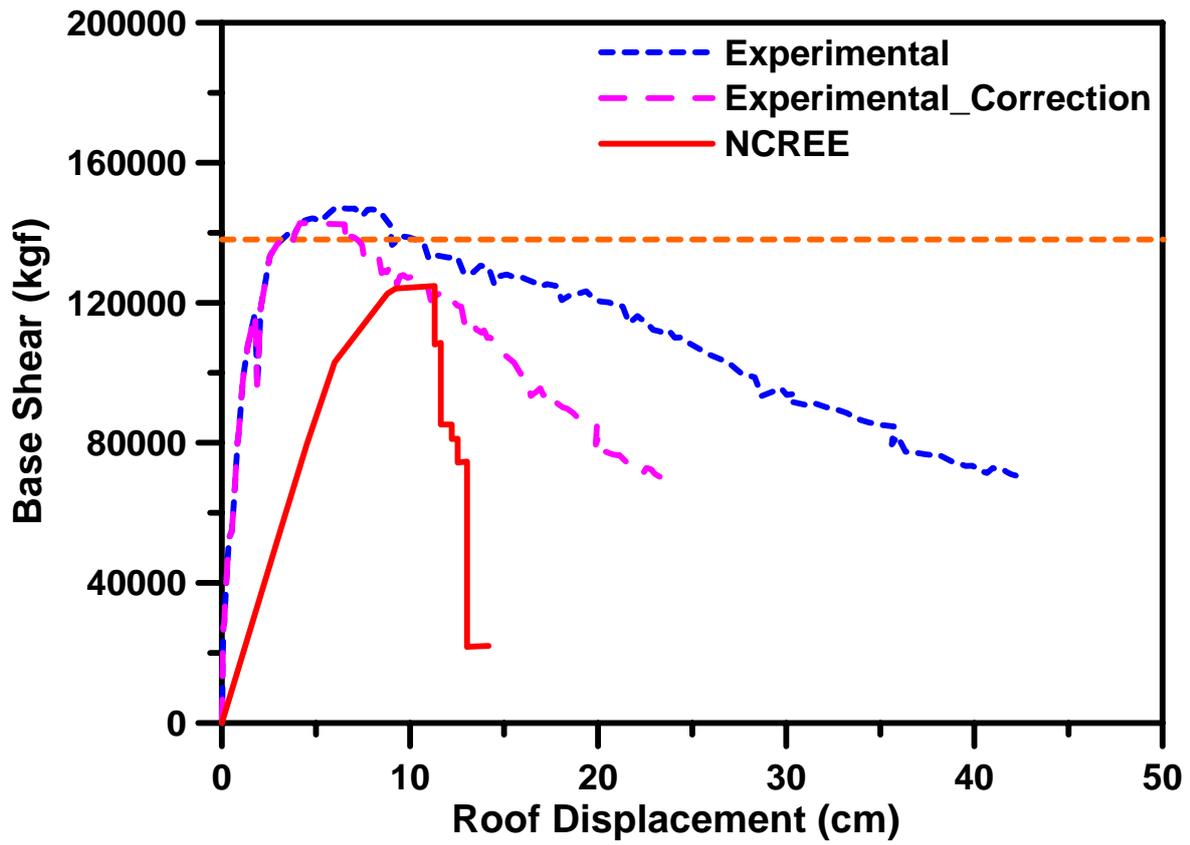


圖 79 關廟國小容量曲線圖

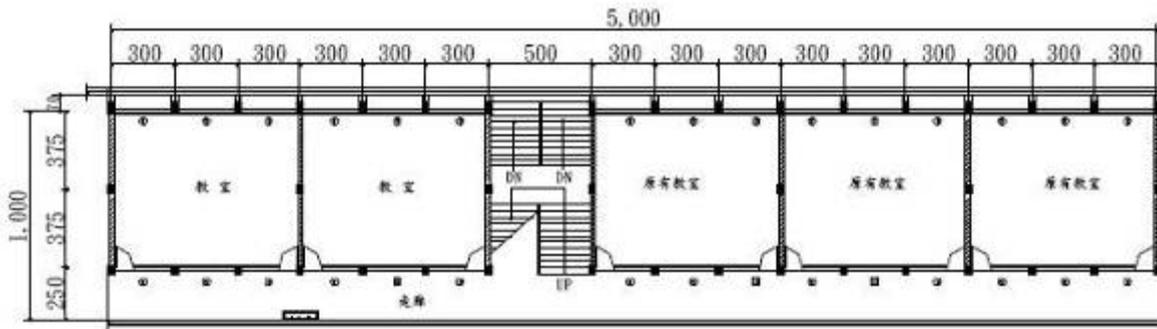


圖 80 育英國小北棟校舍一樓平面圖

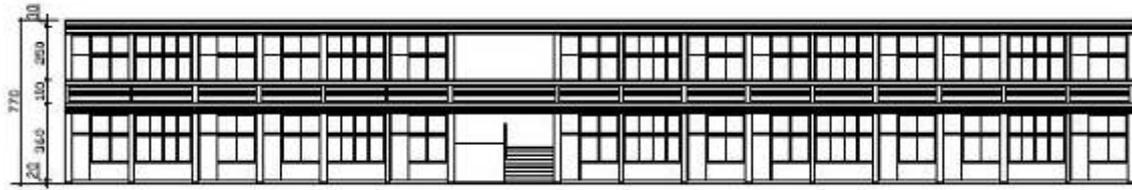


圖 81 育英國小北棟校舍正立面圖

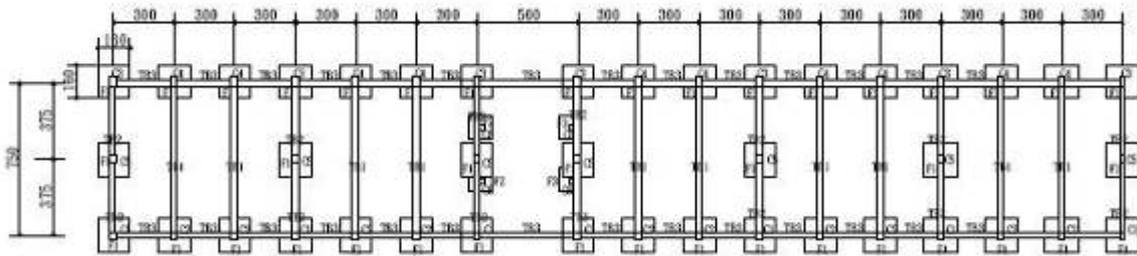


圖 82 育英國小北棟校舍一樓結構平面圖

樓層	C1	C2	C3	C4	C5
1 F					
配筋	● 4-#7 × 4-#6	● 4-#7 × 6-#6	● 8-#7	● 8-#7 × 2-#6	■ 2-#6 × 6-#5
插筋	#3@15-25	#3@15-25	#3@15-25	#3@15-25	#3@15-25
尺寸	30*40	30*40	30*40	30*40	24*40

圖 83 育英國小北棟校舍一樓柱配筋圖

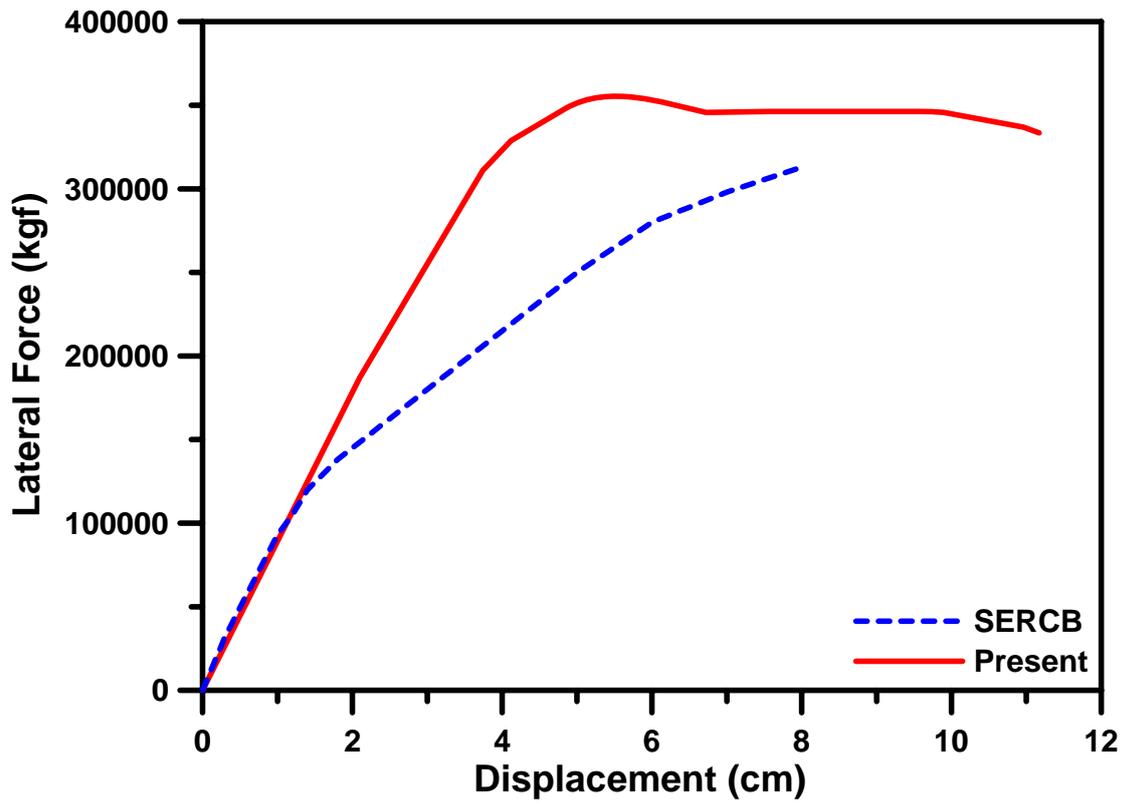


圖 84 育英國小北棟校舍容量曲線圖

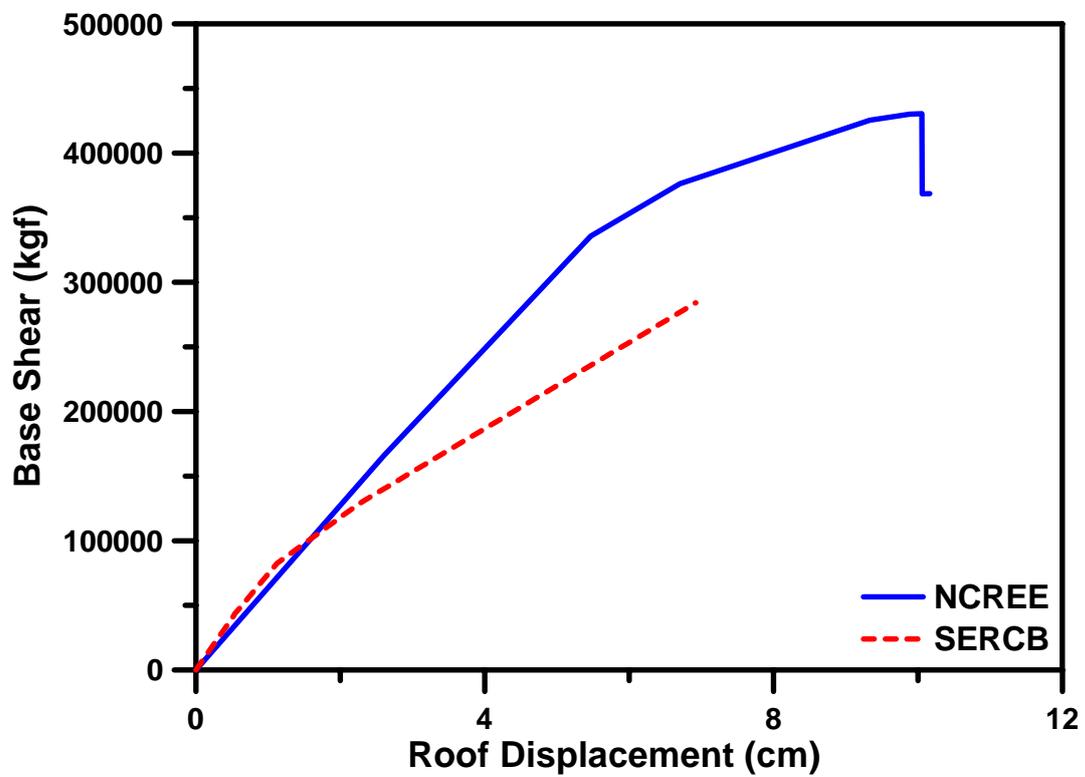


圖 85 後甲國中德育樓校舍容量曲線圖

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 MCRInstaller.exe 程式，建立本詳細評估輔助分析程式可執行之環境。

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

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

輸入檔：	filename.txt(輔助程式共用輸入檔)
	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)

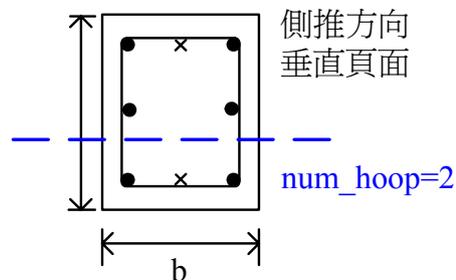
f_yt：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

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_y1 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)

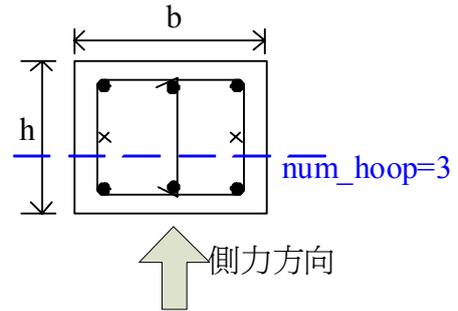
f_yt：箍筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

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_y1) (s)... (s)
...
(d) (f_y1) (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)

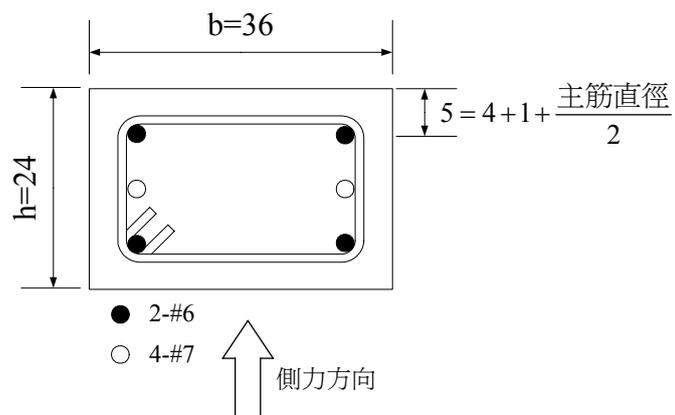
f_{y1}：主筋降伏強度(使用單位：kgf/cm²)

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
```

```
$$ 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 97 年 12 月 12 日第一次審查會意見答覆

蔡委員益超

審查意見	意見答覆
1. 柱以兩端 fixed 計算 Δ_y ，似與實際不符。	本研究之模擬方法與美國 ASCE41 的非線性鉸設定邏輯一致，只是數值不同。
2. 柱上、下置撓曲與撓剪塑鉸，其設定時與軸力有關，請問軸力用多少？此外，一個塑鉸代表一根柱的 $V-D$ 關係，如柱之上、下均產生塑鉸，位移會變成兩倍，請注意。	軸力係以平均軸力加以考慮，即垂直載重情況之軸力，此點與美國 ASCE41 作法一致。位移不會變成兩倍，端點非線性鉸的有效柱長是以柱的一半做計算。
3. ETABS 原結構模式如有磚牆似未在一開始便置入，如此會影響柱軸力而影響柱塑鉸之設定。	將依據建議修正分析流程。
4. 本程式輸入 capacity curve，似應輸出 capacity spectrum 較合理，因 ETABS 側推時 α_l 與 PF_l 是在變的。	在 ATC-40 是允許以 capacity curve 以初始彈性模態轉換 capacity spectrum，與變化的比較，差異不大。
5. 剪力牆以等值柱模擬，邊界柱模擬軸力，上、下用鉸接，當剪力牆剪力破壞後，無法恢復構架行為，請惠予考慮。	當剪力牆發生剪力破壞之後，其邊柱亦將同時破壞而無法承受側向力，意同喪失構架行為，此模擬方式與實際狀況應相符。
6. 柱塑鉸特性設定時，建議不要假設在中點，宜以結構分析為準。	由於柱承受均勻之剪力，其剪力非線性鉸之設置與其位置無關，設置於柱中點可與彎矩非線性鉸有所區隔，其破壞引致非線性鉸產生變化之情形亦較易為工程師所觀察。

審查意見	意見答覆
<p>1. 國震中心書面報告 (NCREE-08-023)中的圖 4.15 中所提之δ_u，不知是否即為 49 頁的δ_{fu}？煩請採用一致符號。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>2. 書面報告(同上)之 5.2 節，建議擴柱補強部份，宜建議「擴柱增設之主筋不宜在梁內通過，以維施工品質之確保」。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>3. 書面報告(同上)之 5.4 節，建議剪力牆補強部份，宜建議亦應檢討剪力牆兩邊梁的彎矩、剪力及軸力。若有過大現象，則宜一併補強。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>4. 合理的程式是可以鼓勵的，請針對學理上有爭議的部份予以修正或說明，最好能建議對於輸出結果的判讀建議。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>5. 程式最好能專人長期維護，以維護最佳品質。</p>	<p>國震中心會持續維護自身發展的程式與方法。</p>

審查意見	意見答覆
1. 柱的極限強度 M_u 考慮之軸力為常數，實際上軸力會 Pushover 的過程而改變，如何克服？以內建之 P-M-M hinge 辦得到嗎？	以內建之 P-M-M hinge 應無法做到軸力隨 Pushover 的過程而改變而影響非線性鉸之特性。
2. 柱或牆的等值寬柱模擬，在端點以撓曲塑角 model，柱中以剪力塑角模擬，在 ETABS 分析過程會自動反映較弱之破壞模式嗎？	ETABS 分析過程當中會忠實反映反曲點之位置，故可同時考慮彎矩破壞與剪力破壞之影響，由較弱者將自動主控構材之破壞模式。
3. 剪力牆的 M_y 、 M_n 如何計算？當作梁元件嗎？合理嗎？	剪力牆係以等值寬柱模式模擬。剪力牆 M_y 、 M_n 之計算以柱受撓曲之方式做計算，對於剪力破壞之中低型剪力牆，其 M_y 、 M_n 值相當大，故將以較弱之剪力非線性鉸主控破壞。
4. 構件撓剪破壞、以剪力非線性鉸反映或撓曲破壞的 $V-\Delta$ 曲線不同，須事先判斷或交由 ETABS 自行判斷？	本方法以彎矩非線性鉸反映構件之撓剪破壞與撓曲破壞行為，以剪力非線性鉸反映剪力破壞行為，ETABS 分析時，較弱者將自動主控構件之破壞模式。
5. 書面報告第 202 頁 Pushover 曲線在極限破壞後往回走，並不合理，此一現象該如何解釋？	此為 ETABS 程式在進行非線性計算過程中的不收斂現象，往回走之線段應不予考慮。
6. 有關 A_p 之計算，需要 β_{eq} ，但 Pushover 只做單向加載，沒有迴圈，如何計算 β_{eq} ？	根據 Chopra[2.3]之建議， β_{eq} 係根據迴圈面積計算，針對老舊鋼筋混凝土建築物，迴圈面積以 $=0.33$ 加以修正。
7. 短柱在各式建築中都無法避免，短柱有無有效方式補強，對新建校舍有無改善的設計方法？	針對短柱之補強，係屬於剪力強度之補強，可考慮鋼板包覆或 FRP 包覆補強。若係校舍之窗台柱，建議可將支柱與台度磚牆之間切割隔離縫，並回填填縫材之方式進行處理。
8. 本案目前主要針對中小學校舍(低矮樓房)，其他型式的校舍在應用	對於扭轉效應主控之建築物或超高樓層之建築物，不建議以本方法進行

上有什麼限制嗎？	評估。
9. 範例中，遇有矮牆(台度磚牆)時，是否有將有效柱高降低？	有，本方法建議以降低有效柱高與調整非線性鉸位置之方式模擬短柱效應。
10.一字型校舍經常在中央穿堂發生破壞，本套分析方法能否得到與實際破壞狀態接近之結果？	本方法係構架分析，應可模擬中央穿堂破壞之情形，與實際破壞狀況接近。
11.若有扭轉之情況，這個方法是否仍然適用？	對於扭轉效應主控之建築物，不建議以本方法進行評估。若欲約略估計扭轉效應，應以屋頂最大位移點當作參考點。
12.目前範例以沿走廊向之 Pushover 分析為主，建議同時針對短向進行分析，看結果是否合理！	遵照辦理。

審查意見	意見答覆
<p>1. 本分析評方法所引用之學理，尚屬目前公認合理之學理為依據，認屬合宜。</p>	<p>同意。</p>
<p>2. 所提供之程式應於各重要階段點(提供切斷點)，強制要求設計者進行專業研判，以確保「輸入資料」及「程式編撰」之完整正確性，即：</p> <p>(1)輸入、輸出自動化</p> <p>(2)各分析階段點，應強制要求設計者之專業研判正確後，再進行下一步驟分析。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>3. 程式模擬之細節宜再檢討說明。建議以</p> <p>(1)試驗結果</p> <p>(2)本案所提供方法</p> <p>(3)其餘評估方法</p> <p>宜互相檢討比對。</p>	<p>遵照辦理。</p>

審查意見	意見答覆
1. ATC40 建議 Pushover 分析僅適用於週期小於 1 秒的情況，故建議本程式僅適用於低矮建築物。	建議限制 10 層樓以下之鋼筋混凝土建築物。事實上現行技師常用的強度韌性法即基於第一模態的豎向分配，在較高樓層的情形會導致誤差極大的分析結果。
2. 建議本方法實施前，應先與其他評估方法比較，檢核其正確性。	將以共同之案例進行比較。

審查意見	意見答覆
1. 桿件塑鉸之設定上是否考慮軸力—彎矩之交互影響？	柱之彎矩非線性鉸設定已考慮軸力—彎矩之交互影響，軸力係考慮垂直載重造成之軸力為參考值。
2. 當桿件為剪力破壞控制時，側變形發展至 Δ_a 時， ν 設定為零，此 Δ_a 是否有可能得到之值會有大於剪力強度的計算？	根據 Priestley 之研究，韌性到達 4 時，剪力強度將降至最低點，本研究中，當桿件為剪力破壞控制時， Δ_a 不得超過 0.04H，韌性不會超過 4。
3. 由功能點計算性能目標地表加速度 A_p (式 2.12)與蔡益超教授建議之方式有些不同，是否要作一些統一？	型式與蔡益超教授建議之公式不同，但此部份之計算與蔡益超教授建議之方式相同。
4. 目前推倒分析法已有蔡益超版本，與本案版本之分析假設有差異，對於不同方法所求得之結果必有差異，需如何因應？	將以共同之案例進行比較，供技師參考。
5. 屬於彎矩控制之塑鉸，本法並未限制其最大轉角值，是否會不太保守？	本方法以 Δ_a 之值控制最大轉角， Δ_a 係根據非韌性柱之實驗結果迴歸得到，不會不保守。
6. 等值寬柱模擬 RC 牆時，會造成邊界柱勁度重覆計算問題	邊界柱以二力桿之方式進行模擬，即不考慮其側向之勁度，故無造成邊界柱勁度重覆計算之問題。 對軸向勁度而言，邊界柱所佔面積比例較小，故可不予考慮。
7. 本法認為塑鉸設定與 R_a 無關，但分析結果顯然會與此限制設定所作者差異甚大。	本方法之非線性角設定係根據大量的非韌性配筋柱而來，與規範 R_a 值無關。

審查意見	意見答覆
1. RC 窗台牆的模擬方式為何？	建議以不佳非線性鉸之等勁度斜撐方式進行模擬。
2. RC 牆以等值寬柱模擬，但塑鉸在設定時是否有考慮破壞後殘留強度？	是，有考慮破壞後殘留強度。
3. RC 牆無邊構材或只有單邊有邊構材，本程式等值柱之塑鉸是否也適用？	可適用。
4. 梁塑鉸之設定，是否有考慮短梁可能的剪力破壞。	可在其上設置剪力非線性鉸，以模擬短梁可能的剪力破壞。
5. 本程式指適用學校低矮樓層之建築物，其適用之高度或層數是否有清楚的定義？	可用於8樓層以下之低矮型 RC 結構物。
6. 非學校低矮樓層之建物，要使用本程式時，需做那些修正？	由於本方法之非線性鉸特性適用於一般非韌性配筋之構材，非學校低矮樓層之建物在使用本程式時不需做額外修正。
7. 塑鉸的設定，再什麼樣的情況下，需要將塑鉸拿掉(如窗台磚牆、兩邊的柱)	若台度磚牆較長，其側向勁度遠比相鄰支柱來得大時，可不考慮其非線性鉸，忽略其破壞行為。
8. 窗台磚牆兩邊受束制的柱，是否需要調整該柱之剛度？如需，那建議之調整方式？	不需調整柱之剛度，本方法建議以短柱方式進行模擬窗台磚牆邊受束制的柱。
9. 補強、拆除經濟效益的認定(是否補強或拆除的費用分界)	當補強經費高於重建經費之半時，可建議予以拆除重建。
10.有伸縮縫之建築物，建議在多少距離為各棟分析？多少距離以內，需考慮兩棟一同分析？如兩棟一同分析時，其 GAP 之參數設定之建	建議有伸縮縫之建築物須個別進行模擬評估。

議、與設定方式為何？	
11.在程式之輸入資料的筆數，是否有筆數上的限制？(如柱最多輸入到幾筆)	本程式並無輸入筆數之限制。
12.是否有鋼斜撐補強之方案考量或桿件包覆鋼板補強方案之考量，如有，是否有範例可提供參考？	在下一版本之耐震評估與補強手冊中，將會針對此兩方案提出相關示範例。
13.ETABS v8.0 以上版本都適用本程式？	本方法可適用於ETABS v8.0 以上之版本。
14.在規則之平面建物，beam data 建議只輸入需評估方向之 data(X 向輸入 X 向的梁)，如全數(X、Y 向梁)輸入有沒有什麼影響？	將 X、Y 向梁全數輸入將不會有太大之影響，因為非評估方向之梁非線性將應不會主控整體破壞模式。
15.有樓版束制的梁都是以 T 形梁的方法輸入？	本方法對於與樓板一體澆置之梁建議以 T 型梁分析較為符合實際行為。
16.是否考慮地下室之模擬？如需模擬，地下室之 RC 外牆模擬，是否直接以內建的牆元素模擬不考慮其他牆塑鉸。	地下室之 RC 外牆模擬，可直接以內建的牆元素不考慮非線性鉸方式進行模擬。
17.連續多跨之 RC 牆，在 COLUMN SECTION PROPERTIES 輸入資料，是否連續照實輸入即可，或是拆成束筆單一的牆輸入？	連續多跨之 RC 牆需考慮成個別單一 RC 牆之方式進行輸入。
18.在 RC 牆的等值柱模擬時，不管在評估 X 或 Y 向，其 X、Y 向的等值柱都需模擬考慮？如需同時考量，那另一向的等值柱之輸入方式是否有轉向的問題。或是在評估 X 向時，只考量 X 向的 RC 牆(等值柱)	由於 RC 牆面外勁度原小於側向勁度，故建議在評估 X 向時，僅需考量 X 向的 RC 牆之等值寬柱模擬即可。
19.在 P.147(4)點提到，依前述步驟可	將在下一版手冊中加入。遵照辦理。

<p>得新的側推曲線，若新曲線未能下降至 $0.8V_{max}$，則再依(1)~(3)繼續分析，直到下降至 $0.8V_{max}$ 止，再將多次分析之曲線與舊曲線相連接，即可繪出含下降段至 $0.8V_{max}$ 之側推曲線。上述提到的曲線與舊曲線相連接，是否有範例可參考？</p>	
<p>20.同上述，在 8.4 擴柱補強這個例子：下降段至 $0.8V_{max}$ 之側推曲線與 P.24 之表 2.4 中 $0.8V_{max}$ 位於基底剪力下降段($I=1.0$)，是否為同一考量。在同一例中，P.148 檢核基底剪力是使用 V_{max}，interstory drift 標準為 2%，對應表 2.4 應為 $I=1.25$；兩者為同一例，但 I 不同？是否有誤。</p>	<p>8.4 擴柱補強示範例僅針對 $I=1.25$ 進行考量，檢核基底剪力是使用 V_{max} 與 interstory drift 標準為 2%，並非考量 $I=1.0$ 之情況。</p>
<p>21.P.133 隔間牆與磚牆重量，手冊是建議應將該樓層之磚牆重量計算完成，將其除以該樓層樓版體積，再加至原該樓層樓版單位體積重量上。在梁上的隔間牆或磚牆，是否應該將磚牆重量直接下在該梁上會比較符合實際情況。</p>	<p>若直接加在梁上又不考慮磚牆對梁之變形限制，會高估梁的強度需求。</p>
<p>22.在 PUSH1 之 LOAD PATTEM，報告在其 DEAD 為 $(DL+0.5LL)*1$，如將他拆成 $DEAD*1+LIVE*0.5$，是否可行，是否有比較過其差異。</p>	<p>垂直載重不需分兩階段，不影響最後分析結果。</p>
<p>23.在 Static Nonlinear Case Data，其 P-Delta 是否一定要考慮，或者有多少高度或樓層以上，才必需考慮 P-Delta</p>	<p>低矮型建築物其 $P-\Delta$ 效應較不明顯，故分析低矮型建築物時可不考慮 $P-\Delta$。</p>
<p>24.評估 Y 向時，除柱之塑鉸需改為 $M2$、$V3$ 外，在資料輸入有何須注意事項？可否針對 Y 向在資料輸入</p>	<p>在評估 Y 向時，僅需將柱之 $M2$、$V3$ 非線性鉸進行輸入即可分析。</p>

時，提供參考範例。	
25.本程式之使用是否不需付費？	本程式為免費使用。
26.加強磚造之分析，與一般之磚牆分析方式，是否相同？	考量加強磚造之分析僅需額外考慮磚牆之軸力效應即可。
27.什麼樣的建築物，不建議使用本程式？	對於扭轉效應主控之建築物，不建議以本方法進行評估。
28.圓柱是否適用本程式？(矩形柱可否有轉角)	圓柱可考慮轉換成矩形斷面之方式進行模擬，未來將針對圓柱與有轉角之矩形柱提供相對應之斷面分析模式。
29.在一跨度中，如開孔在正中間，其四邊皆有磚牆或 RC 牆(如一”回”字)，此模擬方式之建議？與塑鉸之修正？	未來將針對開口型 RC 牆，提出可行之建議模擬方式，初步規劃應以折減方式進行考量。開口型磚牆依據現地試驗之結果，建議模擬台度磚牆之等值斜撐即可。
30.是否有針對只有上、下圍束而無側邊圍束之磚牆模擬方式與塑鉸設定可供參考。	本方法建議不分析只有上、下兩面圍束之磚牆，基於此種磚牆側向抵抗能力較其他結構來得弱。
31.老背少及分歧之建築物，在評估上是以整體分析，但在最後的 A_p 值是否需適度折減，其建議值是多少？	基於現地試驗之結果，老背少之結構物並未在交接面上觀察到有嚴重破壞之情形。故老背少之建築物由其不同之材料特性來進行模擬即可。
32.阻尼修正因子 κ ，預設為 0.33(P.20)，是否有考慮 ATC-40 之分類分為 TYPE A、B、C。 κ 可以手動調整嗎。或者預設值 0.33 選擇的理由為何？	阻尼修正因子 κ 預設值為 0.33 的理由，其是 ATC-40 所建議之最小值，分析結果將較為保守。
33.1/2B 磚牆是否納入模擬？	1/2B 磚牆有納入模擬，在考慮磚牆破壞路徑採用順砌法即可模擬。
34.在非破壞性檢測試驗中，在原始資料圖說無法獲得時，鋼筋探測的探測數量，需探測多少才稱為足夠數	依合約的要求。

量的試驗？	
35.如低矮樓層之建築物，無地下室，基礎為獨立基腳有繫梁，那在支承的模擬是建議為固接或是鉸接模擬。	低矮樓層之建築物無地下室，其基礎為獨立基腳有繫梁時，建議其支承是以固接方式進行模擬。

審查意見	意見答覆
1. T型梁分析是否可簡化以傳統矩形梁分析？因為負彎矩對T型梁效果較差。	對於與樓板一體澆置之梁建議以T型梁分析較為符合實際行為，由於T型梁負彎矩之計算有考慮樓版鋼筋之影響，其效果將較為顯著。
2. 「等值寬柱模型」是否較適用於High-rise RCW(撓曲行為)？因低矮型(Low-rise)牆(H/L<1)，其力學行為一要為剪力控制，較適用於「桁架等值壓力斜撐」模型。	等值寬柱模型同時分別以彎矩非線性鉸與剪力非線性鉸考慮撓曲與剪力效應，其較弱者將自動主控牆體之破壞模式，故對於低矮型牆體將由剪力非線性鉸主控破壞行為，與實際亦相符合。
3. 求取性能曲，除了等效週期、等效阻尼外，是否仍需考量有效勁度？以顯示降伏後，裂縫大量發生之勁度急速折減。	模型之彈性勁度已考慮混凝土開裂效應而作折減，而撓剪破壞的勁度急速折減，會在柱兩端的彎矩非線性鉸表現。
4. ETABS 程式是否適用 8.0 以上任何版本？	本方法可適用於 ETABS v8.0 以上之版本。
5. 補強工法很多，如梁、柱式包覆CFRP、或鋼板，如何模擬？是否僅須考慮圍束應力，提高軸向壓力、抗剪強度等？可否將CFRP以等值箍筋量加入原箍筋量。	各種補強元件，皆可依其試驗行為定對應的非線性鉸性質，國震中心日後的研究成果將盡量包含常見補強工法之元件。

審查意見	意見答覆
1. 梁柱 $M_y = M_u$ 是否合理，請補充說明。	不是 $M_y = M_u$ ，而是以 M_u 作為最大彎矩強度。
2. 475 年與 2500 年迴歸期反應譜不同，如何求出 PGA curve，請補充說明。	依行政院「建築物實施耐震評估與補強方案」，耐震補強僅需以 475 年設計地表加速度作為補強目標，不需考慮 2500 年設計地震。
3. θ_y 、 Q_u 未設限，與 FEMA 273 規定不同，是否合理？	本方法之非線性角設定係根據大量的非韌性配筋柱而來，與 FEMA273 不完全相同，但基本假設精神一致，元件的非線性行為由非線性鉸表現，非線性鉸之性質係由雙曲率柱試驗而來。
4. 梁、柱兩端設為彎矩破壞，中央為剪力破壞，唯彎矩破壞發生後，混凝土不再全部抗剪，將混凝土考慮全部抗剪與事實不符。	彎矩破壞後的抗剪行為係由彎矩非線性鉸表現，其行為已經試驗驗證。
5. 剪力牆 ETABS 無法輸入塑鉸，如何簡化模擬，請說明。	本方法建議以等值寬柱之模型來模擬剪力牆，寬柱之上可設置剪力非線性鉸與彎矩非線性鉸模擬剪力牆之行為。
6. 建議按新規範設計一建物，配筋後，再進行側推分析、比較。	側推分析以第一模態主控，故限制 10 層樓以下之鋼筋混凝土建築物。另參考 ASCE-41，側推過程中不考慮軸力之變化。針對性能點之考量，僅適用於校舍。而且耐震評估與新建設計有其基本上的不同，標準及工具皆不相同。

附錄 C 營建署 98 年 2 月 18 日第二次審查會意見答覆

蔡委員益超

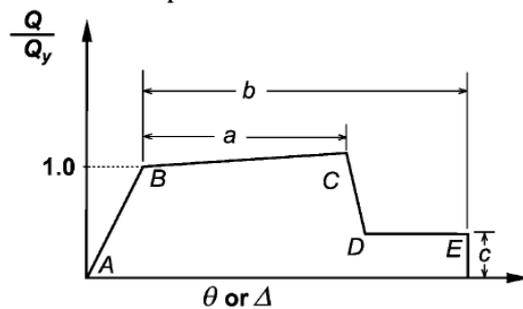
審查意見	意見答覆
<p>7. 式(1)計算ρ''時，與剪力箍筋降伏強度f_{yt}無關，似不合理。該批試驗f_{yt}為若干？台灣剪力箍筋習慣用低強度者，與國外習慣不同，是否須修正。</p>	<p>1. 該公式參考試驗資料庫之材料強度f_{yt}係由 2800~4200 kgf/cm²，故應已涵蓋台灣慣用剪力箍筋之強度。</p> <p>2. 式(1)已經國震中心之實驗驗證，報告文獻請參閱吳俊霖、郭武威、黃世建、楊元森、羅俊雄，「建築構架重力倒塌實驗及數值模擬」，國家地震中心研究報告，NCREE-07-015，台北。(2007)</p>
<p>8. 式(10)與式(12)計算 b 與 c 時，應該與計算 a 相同，要扣掉Δ_y。</p>	<p>因為 b 點及 c 點為非線性鉸性質曲線之最終點，其轉角量並未包含有任何彈性轉角，與 a 點轉角量尚包含有(Δ_y/H)之彈性轉角之情況並不一致，故此部份不需扣除(Δ_y/H)之彈性轉角值。</p>
<p>9. 柱之反曲點設在中央，影響較小，但剪力牆亦假設在各層中點，則不合理。此外，剪力牆計算降伏彎矩好像包括邊界柱，但設定塑鉸時，是設在等值柱上，其產生之彎矩很小，不會降伏。</p>	<p>剪力牆之反曲點假設在各層中點為許多研究所採用，附件一是 ASCE 核能電廠剪力牆勁度工作小組的研究報告，文中假設樓板為剛性，剪力牆變形採雙曲率計算且反曲點位於牆高一半處(附件一，pp. 2)。本中心於員林縣口湖國小進行現地推垮試驗時，涂耀賢等人使用 3D 雷射掃瞄儀進行側推過程各受力階段之結構物變形量側分析，其中柱兩側有磚翼牆補強之變形形式以統計回歸方法求得，其方法與結果如附件二，其結果顯示柱兩側有磚翼牆補強之變形形式初始為雙曲率，直至極限強度發生後變形形式逐漸轉變為懸臂梁式之單區率(附件二，pp. 6)，顯示極限強度前將變形型式假設為雙區率應屬合理可行。</p> <p>本手冊之剪力牆乃以等值寬柱模擬，將牆體與兩側邊界柱視為一體，分別計算撓曲</p>

塑鉸性質與剪力塑鉸性質後輸入 ETABS 中計算建築物受力行為，兩塑鉸性質計算方法可區分為兩區如手冊圖 4-16 所示，第一區為極限強度(C點)發生前(含極限強度)取雙曲率計算；第二區為極限強度發生後，取側力強度依線性衰減至殘餘強度 ($0.4V_{fu}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad 。由而本手冊建議牆體變形為雙曲率，上述說明變形型式於極限強度後轉變，因此變形型式轉變對於本手冊之塑鉸性質定義並不產生影響。

原先建議的等值寬柱模型當中，其二力桿件會提供額外的撓曲強度，使得等值寬柱所產生的彎矩變小。故依建議，修正模型為僅考慮中央等值寬柱之作用，使得彎矩非線性鉸能真實反應 RC 牆體之撓曲行為。

10. 梁之塑鉸設定與柱之設定相同，但軸力取為 0，但原試驗群組並未包括無軸力者。請檢核梁塑鉸之極限塑鉸轉角為若干，看看是否合理。

原先梁之非線性鉸設定與柱之設定相同，惟經驗公式所參考試驗資料庫是係由柱試驗結果所得，故修正以 ASCE 41 所建議之係數法設定梁之非線性鉸，其係數詳如下列圖表所示。



$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	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

<p>11. 剪力牆以等值柱模擬，如產生剪力破壞，邊界柱並未破壞，宜能有恢復構架的行為。</p>	<p>ASCE/SEI41-06 認為高寬比小於 1.5 的 RC 牆屬於短牆由剪力行為控制 (ASCE/SEI41-06 pp. 180)。邱聰智(碩士論文，2002)進行純構架與含牆構架受側力行為研究，含牆構架之邊界柱配筋與純構架相同，且牆厚又分 12cm 厚(單層配筋，配筋量符合設計規範溫度鋼筋量)與 15cm 厚(雙層配筋，配筋量符合設計規範結構牆鋼筋量要求)兩種，12cm 厚含牆構架為剪力破壞，15cm 厚含牆構架為剪力摩擦破壞，試驗結果照片節錄如附件三。由照片顯示當剪力牆達極限強度時，牆版斜裂縫延伸至邊界柱體，且邊界柱體出現之裂縫型式與純構架相同，此時牆版混凝土仍與邊界柱粘結成一體。</p> <p>三座試體之破壞包絡線如附件三之第 4 頁，圖中顯示兩座剪力牆之破壞包絡線與純構架者形成交叉現象，此現象說明當牆體出現剪力破壞，邊界柱將無法發展其個別獨立之支撐效果，推究其原因可以下式說明：</p>
--	---

$$\delta = \frac{VH^3}{12EI} + \frac{VH}{GA}$$

剪力牆從受力開始經極限強度到試驗結束，由附件三之試驗照片顯示剪力牆仍有多數牆版之混凝土與邊界柱體粘結，即剪力牆之 EI 值或 A 值遠大於純構架；另剪力牆之未支撐長度遠小於純構架者。

純構架之所以能有較佳之韌性表現，在於其為撓曲破壞可發展塑鉸，且其有長的未支撐長度能達到較大之位移，剪力牆之破壞由邱聰智之試驗顯示牆版與邊界柱應合為一體不能分離，倘發生剪力破壞即將牆版拿掉，而以邊界柱模擬承受牆體之殘餘強度，則由附件三第4頁之破壞包絡線顯示，在結構體達到較大變形時，邊界柱多半將形成塑鉸，此與試驗觀察現象有出入，故本手冊建議將剪力牆以等值柱模擬。

審查意見	意見答覆
<p>1. 國震中心所提的推垮分析方法，有其合理的理論依據，但其中有些論點，如塑性鉸、剪力牆的行為，在不同學者、技師間仍有不同看法，以後在實際實施時，恐在審查時產生爭議，建議國震中心加強說明推垮分析不同內含論點的差異及其對建築耐震性能的影響。</p>	<p>本中心所提之性能點與構件模擬方式業經以數值結果比對實驗室與現地試驗，均有合理的結果，故可佐證本案所提耐震評估方法的正確性。但多與不同學者專家研討是必需的，尤其在審查工作之推動上，確實需要多多討論，統合不同觀點。</p>
<p>2. 所考慮之軸力為常數，但當地震的P波很大時，是否會產生較大的誤差？</p>	<p>本方法適用於低矮型鋼筋混凝土結構，其於地震發生時軸力效應通常較小，相信所得之誤差可能會較小。</p>
<p>3. 加強磚造需考慮磚牆的軸力，但在實務中，磚牆未必與梁有良好的密接，如何考慮軸力的大小？</p>	<p>若工程師無法判斷結構物為良好密接之加強磚造或屬後砌式磚造，可於分析時假設磚牆承受之軸力為0，使其所得之分析結果偏向保守。</p>
<p>4. 推垮分析在性能點的選取上，用盡了韌性，雖認為強度韌性法過於保守，但用盡韌性會否與耐震設計的精神不符？</p>	<p>本方法之性能點最多僅建議至最大側力強度點 V_{max}，而現地實驗顯示校舍在達到 V_{max} 後，仍有相當大的側位移能力而不致倒塌，故應無韌性用盡之問題。</p>

審查意見	意見答覆
1. 國震中心所提之耐震能力評估方法，應屬合理可行的建築物耐震能力評估方法之一。	謝謝指教。
2. 本方法欲應用於全國中小學校舍之耐震補強計劃中，建議執行過程若有「耐震能力足夠不需補強」的結果，宜再已其他方法多重檢核，以免單一結論可能的漏失，造成地震時無法彌補的人命傷亡。	本案所提之耐震能力詳細評估方法，業經實驗室與現地試驗驗證，故應能正確評估校舍耐震性能。專業技師可依據實際狀況與業主共同訂定適合之性能點，以確保評估結果無所缺漏。 國震中心自當將多種評估方法相互比較，並邀請工程界一併研究討論。

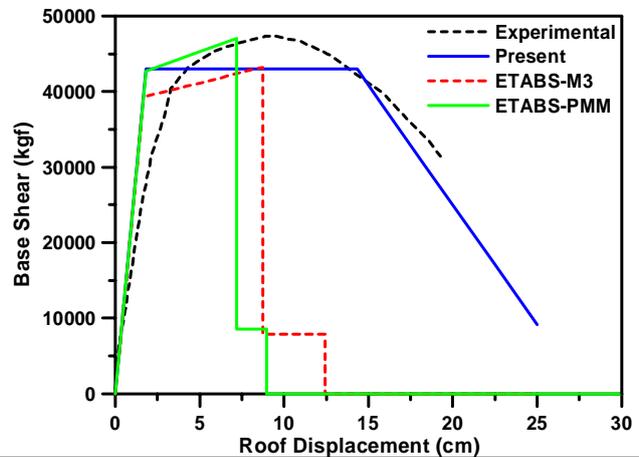
審查意見	意見答覆
<p>1. 非線性鉸設定方式不同，會得到不同結果，眾所皆知。如果國震中心版本與 SERCB 皆為可用為教育部之校舍耐震補強設計時，則有兩種不同結果，可能造成建築師或技師選擇較保守之方式。</p>	<p>各種評估方法皆有其侷限，若有兩種以上之評估方法可供選擇時，技師確實可以從評估結果及破壞模式去判斷其適用性。</p>
<p>2. 建議兩種推垮分析法，同樣用 10 個案例比較(如同國震中心版本與強度韌性法之比較)。再討論教育部之耐震補強之使用程式以何為宜。</p>	<p>本方法以低矮型校舍為分析之對象，固有其局限性，但國震中心之方法以實驗室及現地校舍試驗驗證後，實屬可行。</p>
<p>3. 補強方式有很多，似不應侷限在 RC 方式之補強法。</p>	<p>各種補強元件，皆可依其試驗行為制定對應的非線性鉸性質，國震中心日後的研究成果將盡量包含常見補強工法之元件，不會侷限在 RC 之補強方法。</p>
<p>4. 本次會議所提出之耐評方式比較(國震中心與蔡益超提出之兩種側推法)已顯示其因塑性鉸之設定產生差異，對於此問題，於未來若有兩套方法進行評估時，究竟係以何者為準，易有爭議。本會樂見有不同之耐評方式提出，惟應重視不同方式所呈現差異可能造成日後審查上之困擾。</p>	<p>本中心所提之性能點與構件模擬方式業經以數值結果比對實驗室與現地試驗，均有合理的結果，故可佐證本案所提耐震評估方法的正確性。但審查之困擾確實可慮，國震中心定當在日後努力以弭平爭議。</p>
<p>5. 本法係由國震中心提出，若欲推行此法，其推廣訓練對象不可侷限於少數單位。</p>	<p>遵照辦理。</p>

審查意見	意見答覆
老舊建築物常見問題如下：	
<p>1. 混凝土 f'_c 偏低，甚至僅 $f'_c \approx 100 \text{ kgf/cm}^2$，已不符耐震規範之最低要求。但在「強度韌性法」無法反映 f'_c 偏低現象，A_c 值反而提升之不合理現象？本程式是否能適切反映這問題？若無法反映，分析結果 A_c 值是否應考慮折減？</p>	<p>本方法所採用梁柱之非線性鉸理論即源自非韌性配筋鋼筋混凝土結構之研究成果，故應無 f'_c 偏低 A_c 值反而提升之不合理現象。</p>
<p>2. 箍筋未 135° 彎鈎，且梁柱接頭未配置箍筋，導致「柱核心混凝土圍束力不足」容易爆裂，主筋挫屈等問題，且韌性無法充分發揮，本程式是否有考慮韌性折減？否則耐震能力可能高估？</p>	<p>本方法所採用梁柱之非線性鉸理論即源自非韌性配筋鋼筋混凝土結構之研究成果，故力求真實反應非韌性配筋之效應。希望在模型建立時已涵蓋，不要在分析完成後再作折減。</p>
<p>3. 氯離子含量偏高，影響耐久性等問題，是否有因應對策？耐震詳評結果是否須適當折減？</p>	<p>本方法建議以結構物材料試驗所得結果進行分析模擬，故應能反應實際結構物之耐震能力，惟工程師可依據結構物實際之狀況進行適當之折減，以符合實際之情形。</p> <p>若氯離子含量較高時，工程師應於詳評報告中敘明，以期另行啟動校舍耐久性評估。</p>
<p>4. 含牆構架分析時，是否有考慮其互制行為？中、高層建築牆頂可能產生負彎矩。</p>	<p>本方法乃以等值寬柱模型模擬低矮型含牆構架之互制行為，中高層建築之模擬會另案研討。</p>
<p>5. Pushover analysis 僅單向推覆，與實際地震往復擺動情況不符，分析結果恐有高估 A_c 值？</p>	<p>國震中心在桃園縣瑞埔國小之現地實驗中發現，單向靜力側推與擬動態反覆載重試驗比較，兩者可得類似之勁度與強度行為，惟單向靜力側推會高估校舍之位移能力（容量曲線下降段部分）。</p>

	<p>A_c 值乃依據性能點而決定，本方法目前所建議之性能點最大僅考量至 V_{max}，並未建議考量至容量曲線下降段部分，因此單向側推與實際地震作用之往復擺動之差異不大。</p>
<p>6. Coupled walls building 分析時，Δ_y 與 Δ_{max} 是由最大、最強的 RCW 控制，其他較小、較弱的 RCW 應遵循「Equal displacement rule」。故在計算不等長的 RCW (Unequal lengths) 之塑鉸性質時，是否應分別考慮其差異性？</p>	<p>計算不等長之 RCW 係考慮其差異性，而設定各別之非線性鉸參數，故最強的 RCW 將會主控破壞，其他較小的 RCW 將不會控制整體結構物之破壞。</p>
<p>7. 老舊建築物常調不到原始設計配筋圖，而非破壞性鋼筋探測又不準確，且梁的主筋是上層筋，又無法掃描。這種情況下，若採用最小鋼筋量分析顯得太保守，是否有可行建議方案供參考？</p>	<p>梁以最小鋼筋量分析確實太保守，而梁在垂直承載上已證明有效，其自非最小鋼筋量所能達成。建議技師多參考同時段同地域之校舍配筋狀況，並以經驗法則研判。</p>
<p>8. 目前柱僅提供 M3 V2 塑鉸，建議 Y 向分析時可選擇指定 M2 V3 塑鉸。</p>	<p>後續發展會在自動化程式內提供 Y 向分析時可選擇指定 M2 及 V3 非線性鉸。</p>
<p>9. 梁左右端僅能設定同一塑鉸，對於梁左右端鋼筋不同時不合宜</p>	<p>為簡化程式輸入之複雜性，本方法提供之自動化程式目前僅能設定同一非線性鉸於梁左右端，未來改版將會提供更詳細之配筋考量方式，將可對梁左右端鋼筋不同進行考慮。</p>
<p>10. 技術手冊範例窗台模擬等值斜撐其下方梁不再設梁塑鉸是否合宜(當梁鋼筋比小時有否梁形成塑鉸之可能)</p>	<p>若梁上端有窗台台度磚牆之束制，將會對梁產生加勁作用，使得梁不易發生非線性鉸破壞，故在此建議可不設梁非線性鉸。</p>
<p>11. 研討會及手冊說明由強度準則 (V_{max} or $0.8V_{max}$) 及位移準則 (2.0% or 1.0%) 決定性能目標地</p>	<p>本方法乃考量整體結構性能，來決定評估標的物的耐震能力，非由單一桿件破壞來判定結構物之耐震性能，而建議之</p>

<p>表加速度；未談到是否需要檢討在性能點屋頂位移下各梁或柱塑性轉角大小，也就是各桿件韌性耗用情況，耐震規範要求韌性不能用盡(僅能使用三分之二)；同時容量震譜法，求得性能點後仍需檢討性能點所對應屋頂位移條件下之層間位移角及各桿見韌性是否用盡，必要時仍需降低性能點。</p>	<p>整體結構性能目標地表加速度準則可視為耐震性能判定之底線。惟本方法針對各桿件訂有非線性鉸之 ABCDE 參數性質，工程師亦可依側推分析結果所得個別桿件之非線性鉸性能狀況，與業主共同討論與訂定補強標準。</p>
<p>12. 中等地震下(比如 AC\approx100~150 gal)之性能點條件下是否也需檢視桿件(梁柱)韌性耗用情況，比如柱不能形成塑鉸，梁僅能輕微降伏等，比與評估技師之責任有關</p>	<p>本方法係以整體結構之性能來評估標的物的耐震能力，惟本方法針對各桿件訂有非線性鉸之 ABCDE 參數性質，可藉由 ETABS 程式檢視桿件之非線性鉸性能狀況，故工程師亦可依此性能情況與業主共同討論與訂定補強標準，以釐清技師之責任。</p>
<p>13. 由於 ETABS 推倒過程側推曲線有無下降段之情況，必須移除非線性程度較大之塑鉸改為 hinge，此步驟使得檢討最終桿件塑鉸發展情況(韌性耗用情況)變得不可能，甚至推倒過程中形成破壞機構也會被忽略(如柱頂底韌性同時用盡)</p>	<p>將非線性程度較大之非線性鉸改為 hinge，此乃假設此構件發生破壞而喪失側向抵抗力之情形，其亦不再提供任何韌性行為，故可將被列為首先破壞之構件，應不會有忽略破壞機構之問題。</p>
<p>14. 柱採用 M3 塑鉸，忽略地震傾倒力矩(overturning moment)所引致之軸力來定義 Mn，此對於低矮建築(高寬比小)之影響不大，但對於高寬比大之建築地震軸力佔相當比率時，地震引致軸力甚至於 DL 產生之軸力，此時採用 M3 塑鉸是否仍合宜。</p>	<p>ETABS 中的 P-M-M 非線性鉸並未能於分析之同時考量地震引致之軸力變化，僅較 M3 非線性鉸多考量前軸力彎矩互制效應而已，在側推分析過程中並未能考慮變軸力效應。本方法所採用之 M3 非線性鉸性質有考慮 DL 產生之軸力-彎矩互制效應，且本方法比 ETABS 較能考慮實際之配筋細節，故會較 ETABS 內建之 P-M-M 非線性鉸來得適合。下圖為 P-M-M、M3 及本案所提方法以國家地震中心張國鎮等人所進行</p>

之 BMR1-R 試體單柱試體進行分析比較，可知 P-M-M 非線性鉸與本案所提方法分析之初始彎矩相同，且分析過程中並未能考慮變軸力效應。



15. 技術手冊 P.45 $a = \Delta_s/H - \Delta_y/H$,
 $b = \max[\Delta_a/H, \Delta_s/H]$, 其中 b 是否
 應改為
 $b = \max[\Delta_a/H - \Delta_y/H, \Delta_s/H - \Delta_y/H]$
 , 因 ETABS 塑角僅能定義非線
 性部分，同 a 一樣。

因為 b 點為彎矩非線性鉸性質曲線之最
 終點，其轉角量並未包含有任何彈性轉
 角，與 a 點轉角量尚包含有 (Δ_y/H) 之彈
 性轉角之情況並不一致，故此部份不需
 扣除 (Δ_y/H) 之彈性轉角值。

審查意見	意見答覆
<p>1. RC 窗台牆以不加非線性鉸之等勁度斜撐方式模擬，那直接以內建的牆元素不考慮非線性鉸方式是否較方便？（依第一次意見，問題 1）</p>	<p>若不考慮等值斜撐之破壞，可直接以內建之 Shell 元素模擬 RC 窗台牆之行為。但 RC 窗台牆若有可能破壞時，仍需以等值斜撐加上軸力非線性鉸來模擬。</p>
<p>2. 隔間牆與磚牆重量，手冊是建議應將該樓層之磚牆重量計算完成，將其除以該樓層樓版面積，再加至原該樓層樓版之單位體積重量上。在梁上的隔間牆或磚牆，是否應該將磚牆重量直接下在該梁上會比較符合實際情況。能否再更詳細說明為何直接加在梁上又不考慮磚牆對梁之變形限制，會高估梁的強度需求？（依第一次意見，問題 21：p.133）</p>	<p>磚牆重量考慮應加至樓層或梁上，視狀況而異，技師應依其專業自行合理判斷。但若磚牆重量直接施加與梁上，可能會高估梁之受力，技師應加以考慮。</p>
<p>3. 依第一次答覆，「當剪力牆發生剪力破壞後，其邊柱亦將同時破壞而無法承受側向力，意同喪失構架行為，此模擬方式與實際狀況應相符。」在鋼筋混凝土結構耐震能力詳細評估分析方</p>	<p>邱聰智(碩士論文,2002)進行純構架與含牆構架受側力行為研究，含牆構架之邊界柱配筋與純構架相同，且牆後又分 12cm 厚(單層配筋，配筋量符合設計規範溫度鋼筋量)與 15cm 厚(雙層配筋，配筋量符合設計規範結構牆鋼筋量要求)兩種，試驗結果照片節錄如附件三。由顯示當剪力牆達極限強度時，牆版斜裂縫延伸至邊界柱體，且邊界柱體出現之裂縫型式與純構架相同，此時牆版混</p>

<p>法(國震版)，為牆柱同時破壞，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估之視窗化轉助分析系統(台大版)，牆破壞後才是邊柱破壞，兩種破壞的機制不同，那在補強設計時，是否要再檢討邊柱的強度(應力集中)? (依第一次意見(蔡益超委員)，問題5)</p>	<p>土仍與邊界柱粘結成一體。</p> <p>三座試體之破壞包絡線如附件三之第4頁，圖中顯示兩座剪力牆之破壞包絡線與純構架者形成交叉現象，此現象說明當牆體出現剪力破壞，邊界柱將無法發展其個別獨立之支撐效果。</p> <p>補強設計時，建議仍應將邊柱與牆版視為一體一起設計考慮。</p>
<p>4. 柱鉸只考慮垂直重所引起之軸力，那地震力引起的軸力不考慮嗎? (依第一次意見(蔡益超委員)，問題2)</p>	<p>地震力係往復之擺動，故在地震力作用時，結構體受地震力引致之軸力亦會有增減變化，故本方法係考量平均之軸力影響，此與 ASCE 41 之建議一致，針對低矮型校舍而言，應屬合理。</p>
<p>5. 短梁考慮剪力非線性鉸，在程式操作中要如何設定?</p>	<p>程式將會採用自動設定方式考慮剪力非線性鉸。</p>
<p>6. 程式目前對牆(RC、磚)周邊之柱、梁，是否自重設定為不考慮非線性鉸。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>7. 多跨之 RC 牆，國震中心建議考慮成個別單一 RC 牆方式進行輸入，是忽略牆與牆之間的柱嗎(只考慮左右邊柱)，還是每一跨的牆，就輸入一筆(那重複考慮的柱子</p>	<p>多跨之 RC 牆於承受剪力時牆體之間應有互制作用，故而無法明確區分成個別牆體，因而本手冊建議將其視為單一構件，即以單一等值寬柱模擬。</p>

要如何修正)	
<p>8. 現行的耐震評估只針對建築的耐震強度是否達到法規要求，而未考慮建築物之耐久性是否足夠(現行只針對混凝土氯離子、中性化取樣試驗)；當耐久性不足時，不論是否補強都將影響建築物之使用年限，使用年限不足而補強，形同浪費有限的補強經費。各層混凝土氯離子超過現行標準 0.3 kg/m^3 時，是否需對超過標準之樓層，增作鋼筋腐蝕電位檢測，以了解目前鋼筋腐蝕的機率，再以最可能已鋼筋腐蝕之樓層，輔以鋼筋腐蝕電流檢測，以了解鋼筋腐蝕的程度，或有其他的鋼筋腐蝕的檢測方式可供參考。</p>	<p>本評估方法僅針對耐震補強，而建物之耐久性問題相當複雜，應另案研討。</p>
<p>9. 編列補強、修復費用時，其需考慮之工項與材料之單價費用，是否需有統一標準資料可供參考，以避免各評估人員所編預算差距過大。</p>	<p>有統一標準確有必要，應該另案討論。</p>
<p>10. 在使用 8 版的 etabs，設計地震力的輸入，Define Static Load</p>	<p>此部份之選擇，乃設定程式採用倒三角形之振態方式進行側推分析，此亦為 ATC-40 所建議之側推</p>

<p>Case Names 中的 Auto Lateral Load, 選項時, 建議勿用 User Coefficient(無規範參數的設定)</p>	<p>法則。</p>
<p>11. 磚牆為受壓斜撐, 其塑角應為壓力塑角, 預設為拉壓塑角, 建議在轉換磚牆塑角時, 一併修正。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>12. 在設計地震力計算時, 因補強耐震僅需以 475 年設計地表加速度作為補強目標, 故不考慮 2500 年最大考量地震力, 只考慮最小設計地震與中小設計地震嗎?</p>	<p>依據行政院頒佈之「建築物實施耐震能力評估及補強方案」, 以 475 年設計地表加速度作為檢核標準應屬合理。</p>
<p>13. RC 牆非線性鉸之性質是以涂耀賢博士的低矮型 RC 牆暨構架之側向載重位移曲線預測研究, 當中所建議的側向載重位移曲線為基礎, 觀其試驗片, 在 RC 牆試驗中, 牆下有完整的基礎, 但在耐震評估時 (ETABS MODEL) 都設定一樓版位置為固定端(與實驗不符), 而於剪力牆補強設計與施工時, 補強位置之基礎地梁建議應另外施作, 以使試驗假設與現況相符, 也讓</p>	<p>涂耀賢博士論文裡建議的側向載重位移曲線, 所使用之 RC 牆試驗文獻如下圖所示, 其中右側一欄試體之基礎型式較為寬大, 而左側一欄試體之基礎型式則與試體頂梁大小相當。本手冊建議剪力牆補強設計與施工時, 補強位置應開挖至基礎地梁, 或另行施作一適當之地梁或牆基礎, 使剪力牆承受之力順利傳遞。</p>

力流傳遞之方式與設計相符。

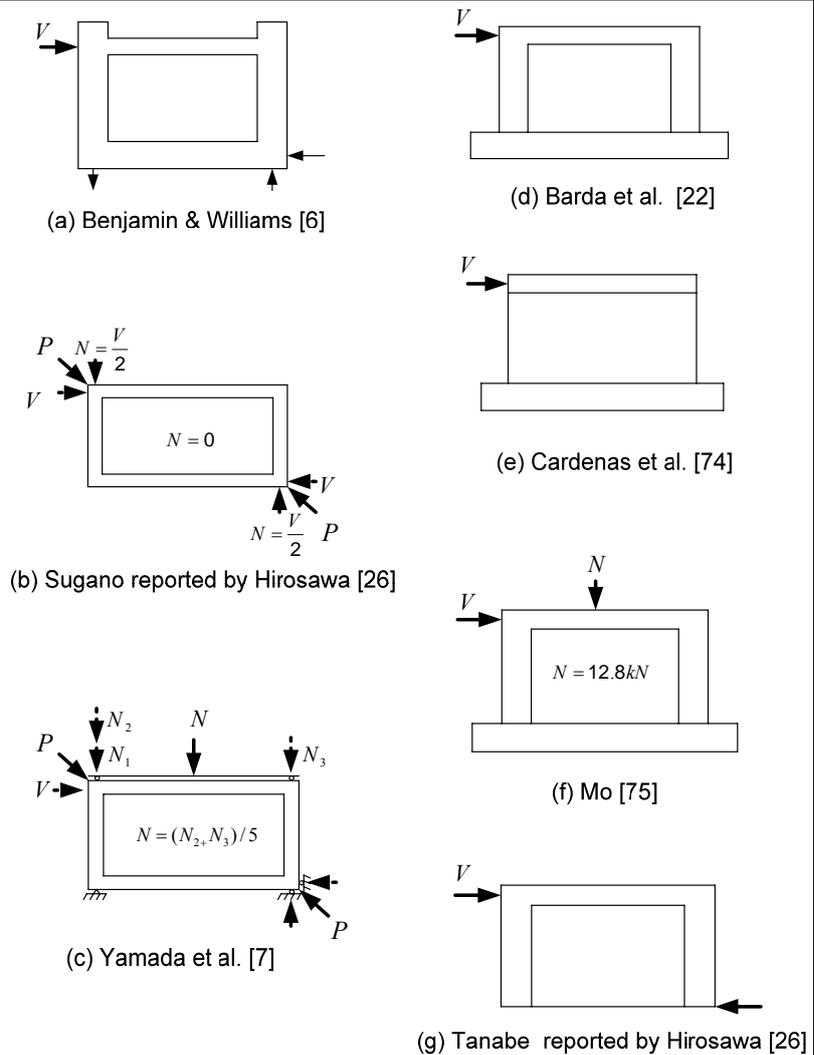


圖 3.9 資料庫試體測試佈置示意圖

14. 程式建議適用在 10 層樓以下的建築物，是否也不用考慮 $P-\Delta$ ？

ETABS 程式在分析過程中有提供考慮 $P-\Delta$ 效應之選項，工程師可依實際狀況選擇是否考慮 $P-\Delta$ 效應之影響。

15. 依 Chopra & Goel 2002 年 EESD(Earthquake Engineering and Structural Dynamics) 會議中曾指出，目前 PUSHOVER 分析的盲點有二，一是水平側向力分布形式過於

依據 FEMA 440 報告，中低樓高之建築物以非線性側推分析可以合理地評估其耐震能力。若為高層之建物，其高階振態影響較為顯著，應採用非線性動力分析為宜。國震中心建議之方法應可適用低矮型且較規則之校舍。

簡單(倒三角形)，沒有考慮地震作用下高階振型的影響；二是不規則結構需有合理的側向力分佈型式，其中亦舉例平面幾何規則之建物亦有豎向剛度不規則的可能、弱層的可能、抗側力構件不連續的可能、...等(同台灣耐震設計規範與解說 1.6 節之狀況)造成側向力之假設不見的都是倒三角形第一模態所控制，亦有文獻舉例(若有上述狀況)四樓之建物以均勻分佈之側力假設較符合時程分析之結果，十層之建物以 SRSS 分佈之側力假設較符合時程分析之結果，故國震版之程式適用於十層之建物，於使用上應有所限制或要求。

附錄 D 營建署 98 年 5 月 6 日第三次審查會意見答覆

蔡委員益超

審查意見	意見答覆
1. 本次修正已更正剪力牆之模擬，去掉邊界柱，以等值柱模擬，認屬正確。	謝謝指教。
2. 梁塑鉸特性之設定，已改用 ASCE 41 規定設定，認屬適當。	謝謝指教。
3. 本程式不考慮地震軸力之變化，較適用於低矮型校舍，樓層數宜有所限制。	同意修正，本方法適用於六層樓(含)以下且較規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物。
4. 性能點定在 V_{max} ，其對應的地震地表加速度應達 475 年回歸期，但此點為崩塌點，50 年超越機率仍有 10%，與規範規定不符，宜再考量。(規範應考慮用途係數 I，及韌性只能用到容許韌性容量 R_a)。	<p>本評估法依據行政院於 97 年 12 月 18 日頒布「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」之第四條第二款第二項：建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建物在工址回歸期 475 年之設計地震力下所需達到之性能水準。</p> <p>本評估法之合格標準具備性能設計精神，以建物用途類別及性能需求反映不同群組建築受地震下損傷的控制，取代強度設計的建物用途係數 I 及容許韌性容量 R_a；由校舍現地試驗發現 V_{max} 性能點仍保有相當韌性容量，其破壞仍屬中度破壞以下，尚未達軸力喪失之崩塌點，因此對於一般用途校舍建築建議採用此性能需求。</p>

施委員邦築

審查意見	意見答覆
<p>1. 本推垮分析方法，經多次修正，在理論及實驗比較上，均屬合理，建議核可通過。</p>	<p>謝謝指教。</p>
<p>2. 本次將低矮建築限定在八層樓以下，過去則為十層樓，如此修正，是否有較科學的依據，能否案例說明八層樓以下考慮軸力為常數與否時的差異。</p>	<p>依據 ASCE 41-06 「既有建物耐震補強準則」之分析範例，亦採用固定軸力評估桿件非線性行為，而靜力側推分析應適用於第一模態主控之結構，一般認為可使用於十層樓以下之規則建築。</p> <p>本方法根據委員之意見，修正為適用於六層樓(含)以下且較規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，其豎向構材所受軸力不大，應可避免軸力變化對於分析結果之影響。</p>

蕭教授興臺

審查意見	意見答覆
1. 國震中心所提供之推垮分析能力詳細評估法，經三次審查修正，其程式與學理為一可行合理的方法之一。	謝謝指教。
2. 側推分析基本上為結構安全評估分析技術的進步與業界潮流，惟實際教育部補強計畫不宜僅完全限定於國震中心的版本，其他可行方法的側推分析程式亦應可適用。	教育部補強計畫並未限定版本，其他可行之方法亦可採用。評估者可就其專業判斷，依個案特性，選用最適合之方法。
3. 針對教育部中小學校舍補強計畫，依資料顯示初估約有 14000 棟中小學校舍，若經耐震能力詳係評估後，若需執行補強占 50%，則有約 7000 棟補強完成，惟另約有 7000 棟老舊校舍，未經補強。建議教育部特別針對未補強之 7000 棟老舊校舍，加強維護與安全監控，以更確認「整體校舍補強計畫」之成效可靠度。	謝謝指教，校園安全確應持續長時間關注與監控。

審查意見	意見答覆
<p>1. P23 3.2 P24 3.3 有關以二線段模擬容量震譜部份，就本人所知，實際上程式之計算法則並非依此節方式來計算，亦既並非將所謂二線段模擬容量震譜部份，此由程式中可處理下降段之容量震譜即可知。</p>	<p>本方法借助二線段模擬容量震譜曲線之概念，以推導等效阻尼計算式，惟最後計算式並不需再處理二線段，只需計算容量震譜曲線包含的面積。因此，具有下降段容量震譜曲線的等效阻尼，使用此計算式作近似之模擬，此點會在修正報告中，再詳加說明。</p>
<p>2. 磚牆塑鉸定義有殘餘強度，若為確認容量震譜有下降段如何處理磚牆塑鉸？</p>	<p>因磚牆並非主要垂直力承載桿件，若磚牆喪失側力強度而出現負勁度行為，導致分析程式終止，則將該磚牆移除後再行重新分析。</p>
<p>3. 補強構材之非線性定義目前受限於國震中心 4 種方法，惟可適用於補強之方法尚未全涵蓋，應如何處理？</p>	<p>各種符合經濟效益之補強工法均可使用，其補強元件應依其結構行為定義對應之分析模型與參數。國震中心日後的研究成果將盡量包含常見補強工法之元件，不會侷限在少數之補強方法。</p>
<p>4. 國震中心提供之實驗棟混凝土強度都還不錯，若混凝土強度偏低時，評估失否有失準問題(此問題存在於現有所有的耐評程式)。</p>	<p>本評估方法有考量混凝土強度降低所造成耐震能力之折損。若混凝土強度較低導致多孔或粉化，或氯離子含量較高，此為耐久性問題，工程師應詳加考慮，完成耐震評估，並註明耐久性之缺陷，以供後續處理之參考。</p>
<p>5. 剪力牆之非線性性質需要由其他程式(如 Response 2000)分析後設定，本報告未敘明。</p>	<p>剪力牆非線性性質本應按規範方法計算，未來本中心將擴充輔助程式之功能，讓工程師能更方便地應用本方法於耐震詳評當中。</p>
<p>6. 實驗棟較低矮，其 P-Δ 效應可能較不明顯，如要把此結論應用在較高規模之建築物，影響程度是否會有疑慮？</p>	<p>國震中心之口湖國小現地試驗即以廢棄磚塊堆置於頂樓處，以模擬在 4 層樓載重下之校舍，受側力推垮之行為。且本方法亦已限定適用於六層樓(含)以下且較規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，其 P-Δ 效應應較不明顯。</p>

審查意見	意見答覆
1. 國震中心之推垮分析方法於學理尚屬可行。	謝謝指教。
2. 程式適用於 <first mode> 6F 以下、規則性及低矮型之 RC 建築物為適用條件，對於上述以外之建築物(如體育館、活動中心)或部分 RC 部分鋼構等之建築物應如何決定合理之使用程式，因此對於非典型校舍有扭力效應之影響(未經現地實驗驗證)，因此本程式是否仍舊可以適用。	本方法為非線性靜力分析，有其基本假設。對於非典型校舍有扭力效應之建物若使用本方法，工程師應針對個案特性作專業之考量，例如動態扭矩放大效應，建議可參考設計規範第 2.14 節意外扭矩之方式處理。本方法針對鋼筋混凝土構件建議其非線性鉸性質，對於部分含鋼構件之結構，若使用本方法，需另外設定適當之非線性鉸性質。
3. 對於本程式認證應包括 (a)limitation 條件 (b)基本假設 (c) 程式使用手冊及範例等符合認證之相關規定。	本方法乃建議一套非線性鉸設定及性能曲線求取之流程。為協助工程師加速分析，並提供相關輔助程式，及相關手算範例以驗證輔助程式的正確性。 本方法係借助已通過相關結構分析軟體認證之非線性分析軟體，作為側推分析之工具，該程式也是一般工程界常用之工具，來進行建築結構之分析設計。
4. 根據國震中心所提供之 Pushover 程式，與現地試驗，其所針對的校舍皆是所謂的“典型校舍”(如一字型)，但根據高中職及國中小之校舍初步評估調查，發現“非典型校舍”(如 L、T、匚...等)占大約 30%~40%，如(體育館、活動中心、行政大樓、特殊專業教室)等，以與國震中心的假設不符，試問非典型校舍如何評估? [備註：目前已有分析案例指出，如體育館、活動中心大都 2F 無樓版，用 Pushover 的結果反比強度韌性評估法為低]	本方法為非線性靜力分析，有其基本假設。對於非典型校舍之建物若使用本方法，工程師應針對個案特性作專業之考量，以正確模擬結構系統之行為。對於無樓版建築作耐震能力評估時，不可使用剛性樓版之設定。審查委員所提案例，可另案再行切磋討論。

5. 國震中心的 Pushover 與台大蔡益超教授的 Pushover，在法規上的認知有所不同，以安全係數而言，國震版的推覆分析無安全係數， R (韌性)、 I (重要係數)皆用盡，後者(台大)仍保有 R_a (容許韌性容量)。

本評估法依據行政院於 97 年 12 月 18 日頒布「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」之第四條第二款第二項：建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建物在工址回歸期 475 年之設計地震力下所需達到之性能水準。

本評估法之合格標準具備性能設計精神，以建物用途類別及性能需求反映不同群組建築受地震下損傷的控制，取代強度設計的建物用途係數 I 及容許韌性容量 R_a ；由校舍現地試驗發現 V_{max} 性能點仍保有相當韌性容量，其破壞仍屬中度破壞以下，尚未達軸力喪失之崩塌點，因此對於一般用途校舍建築建議採用此性能需求。

中華民國結構工程技師公會

審查意見	意見答覆
1. 推垮分析是較為正確先進之方法，國震中心本套推垮分析方法經三度採納各界建議後，其實用性能絕不比以往任何已認可之分析方法遜色，建議通過審查。	謝謝指教。

審查意見	意見答覆
<p>1. 第 1 頁，適用範圍為矮樓層，應限制在五樓以下，分析輸入錯誤由專業工程師負責，分析理論及程式錯誤是否亦由專業工程師負責？</p>	<p>本方法修正為適用於六層樓(含)以下且較規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物。相關分析理論業經實驗室與現地試驗驗證，故可佐證本案所提分析理論之正確性，相關輔助程式亦有手算算例以資檢驗其正確性。本方法經修正後，會正式予以出版。工程師應本其專業，選擇適合之分析方法與工具，並就其分析結果做專業判斷。</p>
<p>2. 第 4 頁，未說明梁、柱之 M_y 及 M_u 如何求得，表 1 (page 45) 及國震中心所提供之程式分析結果均將梁、柱抗彎能力設定為 $M_u(C \text{ 點})=M_y(B \text{ 點})$，不甚合理，一般 $M_u=1.25 M_y$，請說明。</p>	<p>本方法非線性鉸行為之模擬，係參考非韌性鋼筋混凝土結構之行為，忽略應變硬化之效應，彎矩強度採用梁、柱之計算撓曲強度，即規範所稱之 M_n (nominal moment strength)，並非設定為 M_y 或 M_u，M_n 之計算方法可按規範規定之斷面分析方式求得。</p>
<p>3. 第 5、6 頁，圖 6 及圖 8 彎矩非線性鉸已產生，剪力非線性鉸未折減。ETABS 無法分析撓剪破壞模式，國震中心評估時梁、柱兩端設為彎矩破壞，中央設為剪力破壞，分析結果僅彎矩破壞時吻合，無法正確分析剪力破壞及撓剪破壞。</p>	<p>圖 6 中剪力強度之衰減應朝彎矩非線性鉸產生處修正，惟圖 6 僅為示意圖，並非本方法撓剪破壞之推導依據。本方法採定撓剪破壞之參數定義，係按測試數據所得之經驗公式計算。撓剪破壞係以梁、柱兩端之彎矩非線性鉸來呈現，例如美國 ASCE 41 對於撓剪破壞模式亦是以彎矩非線性鉸作模擬。而脆性剪力破壞係反應於梁、柱中央的剪力非線性鉸。</p>
<p>4. 第 7~9 頁，依據國震中心講習資料，採用本分析方法，十個案例評估結果，平均耐震能力為「強度韌性法」2.4 倍，追究原因可能是我國耐震設計規範韌性容量 R 值均限制在 2.4~4.8，「強度韌性法」亦依規範規定限制柱 $R \leq 3.0$，梁 $R \leq 5.0$，並依箍筋配制情形再作修正；FEMA 273 在進行推垮分析</p>	<p>本評估法依據行政院於 97 年 12 月 18 日頒布「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案修正案」之第四條第二款第二項：建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建物在工址回歸期 475 年之設計地震力下所需達到之性能水準。 本評估法採性能設計之原則，其分析須兼具力量與位移關係之預測。有關結構桿件之非線性鉸定義，本評估法採用與非韌性鋼筋混凝土桿件試驗結果較為相符之定義。柱非線性鉸之定義，主要依據 Elwood 及 Moehle</p>

<p>時非線性鉸亦設有極限值 θ_y(B 點=0.005)、θ_u(C 點=0.015 或是 0.02，柱 R=3.0，梁 R=5.0)及 θ_c(E 點=0.03 或 0.04)，分析結果「強度韌性法」與 FEMA 273 與規範較為吻合，國震中心分析方法分析結果超過規範 2.0 倍。</p>	<p>等學者之試驗研究分析成果，而與 ASCE 41-06 之認定相仿。</p>
<p>5. 第 27 頁，柱之抗彎能力與軸力大小有關，因此，「強度韌性法」與台大推垮分析法均假設為 DL+1/2LL+0.1C·EQ 後，在求柱得柱之 M_y 及 M_u，分析結果較符合建築物倒塌時之柱之軸力，求得柱之 M_y 及 M_u 較合理，國震中心分析方法僅考慮 DL+1/2LL，分析結果與事實不符。</p>	<p>地震力係往復之擺動，再加上垂直地震力亦會影響柱軸力，故在地震力作用時，結構體受地震力引致之軸力亦會有增減變化，故本方法係考量平均之軸力影響，此與 ASCE 41-06 之建議一致，針對六層樓(含)以下且規則之建築物而言，應屬合理。</p>
<p>6. 『建築物耐震設計規範及解說』1.2 節規定，回歸期 475 年之地震，不得產生嚴重損壞，以避免造成嚴重的人命及財產損失，因此，規範及「強度韌性法」韌性以容許韌性容量 R_a 進行分析評估；回歸期 2500 年之地震，設計目標在使建築物於此罕見之列震下不產生崩塌，韌性以韌性容量 R 進行分析評估。 依據國震中心提供之分析程式，評估結果仍以倒塌點(回歸期 2500 年)與規範規定韌性算 2/3 或 1/2(回歸期 475 年，建物可修復)進行比</p>	<p>我國目前並未發佈耐震補強規範，而是以行政院 97 年 12 月 18 日頒佈的「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」為依據，本方法完全遵守該方案之規定。 本評估法之合格標準係按前述方案之第四條第二款第二項之規定，「建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址回歸期 475 年之設計地震力下所需達到之性能水準。」 本評估法之合格標準具備性能設計精神，以建物用途類別及性能需求反映不同群組建築受地震下損傷的控制，取代強度設計的建物用途係數 I 及容許韌性容量 R_a；由校舍現地試驗發現 V_{max} 性能點仍保有相當韌性容量，其破壞仍屬中度破壞以下，尚未達軸力喪失之崩塌點，因此對於一般用途校舍建築建議採用此性能需求。</p>

較，與規範不符，應請補充建築物抗震能力分析結果。	
7. 未說明程式分析流程及分析結果，應請補充。	遵照辦理，相關修正參見第四章耐震詳細評估之流程。
8. 不使用剩餘年限折減耐震能力是否合理，請一併說明。	行政院 89 年 7 月 12 日頒佈的「建築物實施耐震能力評估及補強方案」之第四條第三款允許以繼續使用年限折減耐震能力需求。但於行政院 97 年 12 月 18 日頒佈的「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」業已刪除該規定。此係考量公共建築影響民生安全至鉅，不宜以繼續使用年限降低耐震能力需求。

教育部

審查意見	意見答覆
1. 本部辦理耐震詳評之案件，皆採用法規認可、學理可行之分析方法進行發包採購，若採用內政部營建署代辦建築物耐震能力詳細評估共同供應契約辦理之耐震能力詳細評估採購案，將依據內政部營建署認可之方法執行。	同意。
2. 側推分析方法為耐震詳評分析方法之未來趨勢，本部將推廣該方法但不會限定特定版本。	同意。
3. 財團法人國家試驗研究院國家地震工程研究中心之側推分析方法若經營建署核可，未來推動將依核定版之適用範圍(低矮、典型、鋼筋混凝土建築物)執行。	同意。
4. 本部將考量委員意見，加強老舊校舍建築之安全維護與監控。	同意。
5. 爾後本部成立之審查委員會，將納入蔡教授益超為本部審查委員名單之一。	同意。

附錄 E 營建署 98 年 6 月 3 日書面審查意見答覆

審查意見	意見答覆
<p>1. 根據第三次審查會議，營建署僅就詳細評估方法之理論依據等技術方面審查本系統是否適合用於耐震能力詳細評估，及其限制條件。本人同意本方法如適用於六樓(含)以下且較規則之建築物使用，應可獲致可靠結果。</p>	<p>謝謝指教。</p>
<p>2. 由於原提出之性能目標標準並不很適當，第三次審查會議主席已裁示本方法不包括判定及格與否之部份，性能目標標準之及格與否，由程式提供足夠資訊，由評估技師決定負責。本次報告仍留下原性能目標標準的內容，如 3.5 節與表 9 等，建議申請人將此部份刪除。至於程式是否提供足夠資訊給技師判定在規定地表加速度下對應性能點之適當性，則請再研擬提供。</p>	<p>同意修正，已移除原 3.5 節與表 9 之內容，並補充 3.4 節相關性能曲線之說明。</p>