

第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

在磚造、加強磚造及鋼筋混凝土填充磚牆等類型建築中，磚牆一直是中低層建築物較常使用的結構材。而依據 921 地震建築物震害調查顯示，所有受損的建築結構中，加強磚造約佔了兩成的比例，導致眾多人員的傷亡。這也反映出目前台灣地區中低層建築物主要使用材料在地震來臨時，是否有良好的耐震能力的疑慮。目前台灣地區，不論是 921 災區內或災區外中低層建築物，加強磚造仍佔有相當多的比例，特別是沿街店舖住宅類型的加強磚造，在台灣地區更是常見。因此，了解既有加強磚造街屋建築物耐震能力的優劣程度，實為刻不容緩的課題。

對目前台灣地區加強磚造街屋建築的式樣、施工法、結構系統等作訪問調查，並參考國內外相關文獻與規範，針對加強磚造建築的同異性，研究並提出合理的耐震診斷與有效補強的方法。將該研究的成果，導入民國 90 年 貴所完成之建築技術規則構造編第三章「磚構造」研修與規範研訂，並補充各條文詳細解說以及示範案例探討，以便利於該條文之法規送審，並讓相關從業人員能清楚了解該條文的真正內涵，俾能正確地應用在實際的建築設計。

1.2 文獻回顧

有關磚(砌體)構造在國內外之相關文獻，將分成(一)、建築物耐震診斷分析方法與補強及(二)、國外規則、規範兩大部份加以說明。

(一)、建築物耐震診斷分析方法

1978 年，Applied Technology Council：美國 ATC-3 提出對建築物之耐震能力評估方法[1.1]。

1980 年，日本建築防災協會 SPRC 委員會出版，“既存鋼筋混凝土

造建築物之耐震診斷基準”，以建築物之耐震指標 I_s 評估建築物耐震性能[1.2]。

1985 年 Park, Y. J. 等[1.3]提出 IDARC 電腦程式，可以取得建築物的非線性反應，但限制在韌性彎矩抵抗的構架上。

1988、89、90 年，蔡益超、邱昌平教授研究國內外現有鋼筋混凝土建築物耐震能力的評估方法，比較並綜合各優劣點，並予以適當的修改，提出適合國內之評估準則，並研擬條文。評估方法可分為初步評估法、詳細評估法及詳細分析評估法[1.4~1.9]。

1991 年，許茂雄、陳俊宏、張文德[1.10]以非線性增量震譜分析法，提出鋼筋混凝土結構之耐震診斷，先與振動臺試驗進行比較，再與實際建築物進行震害比對。

1998 年，許茂雄、劉白梅[1.11]，以非線性增量震譜分析法，提出鋼筋混凝土含磚牆結構火害前後之耐震診斷，先與振動臺試驗進行比較，再與實際建築物進行震害比對。

2000 年，許茂雄、郭心怡[1.12]，提出靜態推垮曲線法，根據建築物垂直構材實際尺寸、配筋與材料強度，先畫出診斷樓層各單一垂直構材的水平載重與水平位移之非線性曲線累加各垂直構材組的水平載重與水平位移之非線性曲線，即得到整棟建築物診斷樓層的層剪力與該層相對水平位移之非線性曲線。層剪力的最大值即建築物診斷樓層保有耐力 Q_u ，再計算工址正規化水平加速度反應譜係數 C 、依等能量原則計算結構系統地震力折減係數 F_u ，與建築物總重量 W 後，就可求得崩塌地表加速度 a_c 。

2003 年，許茂雄、杜怡萱[1.13]，提出修正之靜態推垮曲線法，加入撓剪互制效應、握裹滑移變位影響及重新檢討剪力與撓曲強度與剛度。並採用能力曲線與能力震譜，推算地表加速度的大小。

(二)、國外規則、規範部份

1997 年日本建築學會出版的“壁式構造關係設計規準集 同解說”，(AIJ Standards for Structural Design of Masonry Structures) [1.14]對未以鋼筋補強的紅磚造、石造、混凝土磚造等疊砌構造，認為是耐震能力特別弱的一種結構物。而且，作為接合部的灰縫若施工不良時，會使疊砌構造之強度更加惡化。然疊砌構造是有著古老傳統，而廣為世界各國所愛用的一種建築結構。為了使它能健全的發展，確保耐震性是其必要條件，因此儘量使用於規模較小的建物，樓層最好在 3 層以下，建物的形狀與牆的配置應整體均衡採箱型為宜，儘量使應力均勻分佈於結構全體，為此樓版與屋頂宜使用一體的鋼筋混凝土造，且為了強化疊砌材的一體性，可多加使用暗榫、鐵錫子等補強五金。

中國人民共和國建設部於 1989 年施行之“砌體結構設計規範” [1.15]，對適用於工並民用建築及一般構築物中所採用的砌體結構如磚砌體、石砌體及砌塊砌體提出合適的結構方案與建築材料，並符合各類材料強度、不同部材設計標準、及構造上的要求等。

中國人民共和國建設部 於 1995 年發佈,1996 實施之“建築抗震鑑定標準”(Standard for seismic appraiser of building) [1.16]，提出在不同地震震度下(適用於烈度為 6~9 度地區)現有建築物(其建築區分成甲、乙、丙及丁類建築)的抗震鑑定，並對有特殊要求的建築，應按有關的規定進行鑑定。

中國人民共和國建設部於 1995 年施行之“混凝土小型空心砌塊建築技術規程”(Technical Specification for Concrete Small-Sized Hollow Block Masonry, Building) [1.17]，對混凝土小型空心磚砌體結構用於非抗震設防區與抗震設防烈度為 6 至 8 度地區提出設計與施工規程。

中國人民共和國建設部於 1999 年施行之“砌體工程施工及驗收規範”(Code for Construction and Acceptance of Masonry Engineering) [1.18]，對砌體工程施工與驗收中，為確保工程施工品質，做到技術先進、經濟合理、安全適用，乃訂定適用於民用建築中磚、石、混凝土小型空心砌塊、加氣混凝土砌塊等砌體工程的施工及驗收。

中國人民共和國建設部於 2001 年施行之“砌築砂漿配合比設計規程”(Specification for mix proportion design of masonry mortar) [1.19]，為確保砌築砂漿的技術條件與配合比設計方法，對適用於工並民用建築及一般構築物中所採用的砌築砂漿的配合比，根據原材料的性能與砂漿的技術要求及施工水平進行計算並經試配後確定砂漿配合比的設計。

美國 IBC2000[1.20]，對磚造材料如混凝土磚、泥磚或岩泥磚、石磚、二手磚、瓷磚、玻璃磚、灰漿及金屬補強物須依 ASTM、ANSI、ACI 及 ASCE 等相關規定。並提出工作應力設計法、強度設計法及經驗設計法等應用於不同耐震設計分類的磚造建築物。

1.3 研究方法

可分成兩大部份加以探討，以下分別說明：

(一)、耐震分析與補強部份：

本計畫選擇靜態推垮曲線分析方法[1.12 1.13]探討具代表性加強磚(砌體)沿街店舖建築物承受單次大地震的耐震能力。此法較適用於週期為 0.7 秒以下的中低層建築，尤其以學校建築、沿街店舖住宅、派出所等以剪力房屋為主要變形的建築物。所謂承受單次地震係指建築物在耐震診斷時，承受我國建築物耐震設計規範[1.21]的逆三角形分佈靜態水平外力作用，而靜態水平外力由零逐漸增加至建築物崩塌為止，其基本假設為

1.質量堆積於樓板

2.剪力房屋 (shear building)

a.剛性樓板，即強樑弱柱。

b.垂直構材側向變形視為柔性，但軸向視為剛性，亦即不計其軸向變形。

c.結構系統固定於剛性地面上[1.22]。

靜態推垮曲線的訂定過程，假設其受靜態外力(按我國建築物耐震設計規範規定[1.21])加載於各樓層樓版上。而加載外力的過程為，外力由零逐漸等比例增加，直至建築物中某樓層被推垮或任何一層之層間變位角到達 2.5%時，即視同崩塌停止加載。先訂定各單支垂直構材之水平載重與水平位移之非線性曲線，然後以位移控制的方式，累加各單支垂直構材之載重與位移曲線。垂直構材包括 RC 柱、RC 牆、磚牆、鋼骨斜撐等。最後各類垂直構材的非線性 Q- 曲線依位移控制的方式累加後，所得的曲線為該樓層水平載重與水平位移的非線性曲線，而該樓層所能承受的最大水平承載力 Q_u ，稱之為該層樓的保有剪斷力。對同一棟建築物而言， Q_u 越大，耐震能力越佳。最後，依照合理假設之地震力豎向分配型態，將個別樓層之層剪力換算為對應的基底剪力，並由各樓層變位累計屋頂位移，再分別依 ATC-40[1.23]與我國建築物耐震設計規範[1.21]之建議方法計算整體結構之有效週期與阻尼比修正係數，對應當地正規化加速度反應譜換算最大地表加速度 PGA。

(二)、磚構造建築技術規則條文解說部分：

對每一條條文作逐條解說，並配合圖示詳加說明，以使建築相關從業人員可以更加了解修正後每一條條文的基本精神與立意。使建築師未來在設計磚(砌體)構造建築物時，在不影響設計準則的大原則下，能做適當的磚牆配置，以使建築結構體達到最佳的耐震效益。

1.4 適用範圍

本計畫採用之耐震分析程式適用於中低樓層之純磚造、加強磚造及鋼筋混凝土填充磚牆之剪力房屋，柱梁剖面限制為矩形，須有工址設計震譜、結構幾何尺寸、材料性質與配筋等輸入資料。

第二章 耐震分析方法介紹 - 靜態推垮曲線法

2.1 前言

本計畫採用郭心怡[1.1]提出之靜態推垮曲線法 (Static Push-over Method), 此方法雖名為推垮曲線法, 但其計算方式與一般推垮分析不盡相同。一般推垮分析係將合乎地震力分配模式之外力逐次增加一增量加載於整體結構, 再計算構件內力並檢核其破壞狀況後, 對應構件之破壞程度將整體結構剛度加以折減, 而呈現非線性側力-變形曲線。本計畫所採用之方法則是反過來先推導個別構件自彈性至破壞之非線性受力-變形關係, 再以變形諧合為前提將個別構件分擔的外力累加, 而得整體樓層之側力-變形曲線。過程中可同時得知各構件之破壞時機先後, 以及在任一樓板變位時各構件之破壞狀況, 用於滿足弱柱強梁破壞模式之中低層建築結構時, 可進一步推導等值彈性基底剪力並換算對應之地表加速度, 亦可計算出合用於 ATC-40 容量曲線之基底剪力-屋頂變位關係曲線。底下將詳述此方法之計算公式細節與流程。

2.2 分析方法簡介

本計畫採用之靜態推垮曲線法原由郭心怡碩士論文[1.1]所提出。在 921 震災時的現場觀察中, 可發現大部分中低層 RC 建築結構物之致命破壞皆集中於柱、牆等垂直構件, 梁構件則因與樓板甚至窗台或垂壁連成一體, 變得遠比原設計預期剛強而多半損害輕微, 形成弱柱強梁式的破壞現象。

本計畫方法即根據此現象假設中低層 RC 建築結構在地震時, 梁與樓板幾乎不會破壞而可視為剛體。如圖 2.1 所示, 在此基本假設下, 於某一方向對任一樓層半高處截取自由體時, 則作用於該樓層以上所有樓板之側向力總和將由該樓層之各垂直構件共同分擔, 並且由於樓板視為剛體, 所有垂直構件之變形量皆與樓板層間變位一

致。換句話說，將該樓層在任一樓板層間變位瞬間時所有垂直構件之側向內力加總，即為當時該樓層之層剪力；同理，可直接先推導出各垂直構件之側向受力-變形曲線後，以變位一致之原則將所有垂直構件的側向力疊合之，而得該樓層整體之層剪力-樓板層間變位曲線，如圖 2.2 所示。由圖 2.2(b) 可見當樓板變位超過某組構件之破壞變位時，該組構件即宣告破壞而無法再對整體樓層提供側向力貢獻，此時層剪力-層間變位曲線會出現鋸齒狀之突降。

此方法適用於中低層 RC 建築結構，推導出的層剪力-樓板層間變位關係曲線可更進一步用於換算對應的崩塌地表加速度。

個別垂直構件之側力-變形關係曲線依 RC 柱、RC 牆與磚牆之構件類別分別計算，由於使用郭心怡[1.1]原始計算公式與振動台試驗[2.1]初步比對的結果並不盡理想，因此本計畫對柱構件之側力-變形關係曲線計算公式採用文獻[2.1]所建議，以下分別介紹本文修正前與修正後之柱構件，以及 RC 牆與磚牆之側力-變形曲線計算方式。

2.3 RC 柱側力-變位曲線分析方法

2.3.1 文獻[1.1]原始分析方法

在弱柱強梁破壞模式下，RC 柱上下兩端的梁與樓板與柱本身之相對剛度比很大，此時柱之變形如同剪力房屋，上下兩端幾乎不會轉動，故可將 RC 柱視為反曲點在正中央之兩端拘束構件，其側力-變形關係曲線以一四折線表示，如圖 2.3 所示，其中各轉折點分別為開裂(Δ_c, Q_c)、降伏(Δ_y, Q_y)、極限(Δ_u, Q_u)、完全破壞(Δ_f, Q_f)。各點之載重 Q (N) 與變位 Δ (mm) 係根據張旭福碩士論文[2.2]計算如下：

1. 各點載重 Q

(1). 開裂載重 Q_c

開裂載重 Q_c 為撓曲開裂載重 Q_{fc} 與剪力開裂載重 Q_{sc} 兩者之較小值，如(2.1)式所示。

$$Q_c = \min(Q_{fc}, Q_{sc}) \quad (2.1)$$

$$\text{式中 } Q_{fc} = 2M_{cr} / H \quad (2.2)$$

$$M_{cr} = \frac{I_g(f_r + N/A_g)}{h/2} \quad (2.3)$$

$$Q_{sc} = 0.2 \cdot \sqrt[3]{f_c'} (0.75 + 2.8d/H)(1 + \beta_a + \beta_d)b d m \quad (2.4)$$

$$\beta_a = \sqrt{100\rho} - 1 \quad (2.5)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} - 1 \quad (2.6)$$

$$m = 0.748 \cdot \sqrt[3]{1 + N/(3.43A_g)} \quad (2.7)$$

其中 M_{cr} 為開裂彎矩 (N-mm); H 為柱淨高 (mm); b 為柱寬 (mm); d 為有效柱深 (mm); I_g 為柱斷面慣性矩 (mm⁴); $f_r = 0.626 \sqrt{f_c'}$ 為混凝土破裂強度 (MPa); ρ 為柱之主筋配筋比; N 為軸壓力 (N); A_g 為柱斷面積 (mm²)。

(2). 極限載重 Q_u

極限載重 Q_u 亦由撓曲極限載重 Q_{fu} 與剪力極限載重 Q_{su} 兩者取小值，如(2.8)式所示。

$$Q_u = \min(Q_{fu}, Q_{su}) \quad (2.8)$$

$$\text{式中 } Q_{fu} = 2M_u / H \quad (2.9)$$

$$Q_{su} = Q_{sc} + Q_{ss} \quad (2.10)$$

$$Q_{ss} = A_h \cdot f_{yh} \cdot d / S_h \quad (2.11)$$

其中 M_u 為柱在軸力 N 作用下之極限彎矩 (N-mm); Q_{sc} 與 Q_{ss} 分別代表混凝土與箍筋所貢獻之剪力強度 (N); A_h 為一組箍筋總剖面積 (mm²); f_{yh} 為箍筋降伏強度 (MPa); S_h 為箍筋間距 (mm)。

(3). 降伏載重 Q_y

$$Q_y = 0.85 Q_u \quad (2.12)$$

(4). 完全破壞載重 Q_f

$$Q_f = (Q_{cr} + Q_y) / 2 \quad (2.13)$$

2. 各點變位 Δ

圖 2.3 中各轉折點之變位為撓曲變位與剪力變位之和，其計算方式為先決定各折線段之撓曲或剪力切線剛度，各自乘以該折線段之載重增量 q 後可得此段之撓曲與剪力變位增量 δ_f 及 δ_s ，兩者合計再累加上一轉折點之變位 Δ' 即為此轉折點之絕對變位 Δ ，如(2.14)式。

$$\Delta = \Delta' + (\delta_f + \delta_s) \quad (2.14)$$

(1). 撓曲增量變位 δ_f

$$\delta_f = \frac{H^3}{12(C_f \cdot E_c \cdot I_{gt})} \cdot q \quad (2.15)$$

其中 I_{gt} 為將鋼筋轉換為等值混凝土面積計算之柱斷面慣性矩 (mm^4)； $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$ 為混凝土彈性模數 (MPa)； C_f 為撓曲切線剛度之折減係數：

A. 彈性至開裂階段 ($q = Q_{cr} - 0$) 時： $C_f = 0.78$ 。

B. 開裂至降伏階段 ($q = Q_y - Q_{cr}$) 時：

$$C_f = 6.806f_c' \sqrt{1 + N/(3.43A_g)} \times 10^{-3} \quad (2.16)$$

且 $0.15 \leq C_f \leq 0.78$ 。

C. 降伏至極限階段 ($q = Q_u - Q_y$) 時：

$$C_f = 6.904N/(f_c' \rho_s A_g) \times 10^{-4} \quad (2.17)$$

且 $0.03 \leq C_f \leq 0.15$ 。

$$\text{式中 } \rho_s = 2A_h(b + d - 3t)/[(b - 2t)(d - t)]S_h \quad (2.18)$$

其中 ρ_s 為箍筋之體積比； t 為主筋中心至斷面外緣之保護層厚

度 (mm)。

D. 極限至完全破壞階段 ($q = Q_f - Q_u$) 時：

當 $Q_{su} - Q_{fu} > 10$ kN，為撓曲破壞， $C_f = -0.0026$ ；

當 -10 kN $< Q_{su} - Q_{fu} \leq 10$ kN，為撓剪破壞， $C_f = -0.03$ ；

當 $Q_{su} - Q_{fu} \leq -10$ kN，為剪力破壞， $C_f = -0.13$ 。

(2). 剪力增量變位 δ_s

$$\delta_s = \frac{2.4(1+\nu)H}{C_s \cdot E_c \cdot A_{gt}} \cdot q \quad (2.19)$$

其中 ν 為混凝土之波松比； A_{gt} 為將鋼筋轉換為等值混凝土面積計算之柱全斷面積 (mm^2)； C_s 為剪力切線剛度之折減係數：

A. 彈性至開裂階段 ($q = Q_{cr} - 0$) 時： $\nu = 0.2$ ； $C_s = 0.4$ 。

B. 開裂至降伏階段 ($q = Q_y - Q_{cr}$) 時： $\nu = 0.3$ ；

$$C_s = 35N\rho_s / (f_c' A_g) \quad (2.20)$$

且 $C_s \geq 0.07$ 。

C. 降伏至極限階段 ($q = Q_u - Q_y$) 時： $\nu = 0.4$ ；

$$C_s = 4.5N\rho_s / (f_c' A_g) \quad (2.21)$$

且 $C_s \geq 0.01$ 。

D. 極限至完全破壞階段 ($q = Q_f - Q_u$) 時： $\nu = 0.5$ ；

當 $Q_{su} - Q_{fu} > 10$ kN，為撓曲破壞， $C_s = -1 / 2500$ ；

當 -10 kN $< Q_{su} - Q_{fu} \leq 10$ kN，為撓剪破壞， $C_s = -1 / 280$ ；

當 $Q_{su} - Q_{fu} \leq -10$ kN，為剪力破壞， $C_s = -1 / 150$ 。

另外，原方法按(2.14)式計算柱構件之最大變位不得超過 $0.025H$ ，超過部分需截除，以 $0.025H$ 為最終破壞變位。

2.3.2 本計畫採用分析方法[2.1]

本計畫按文獻[2.1]的建議，將上述方法作了下列幾點修正：

1. 考慮雙軸彎矩互制效應

柱構件同時承受雙軸彎矩作用時，個別軸向之彎矩強度會較僅受單向彎矩作用時有若干折減，其折減關係根據 Hsu[2.3]可以(2.22)式定義之：

$$\left(\frac{M_x}{M_{xu}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{yu}}\right)^\alpha + \left(\frac{P}{P_u}\right) = 1.0 \quad (2.22)$$

其中 M_x 與 M_y 分別代表柱因雙軸彎矩破壞時在 X 向及 Y 向所受的彎矩； M_{xu} 與 M_{yu} 則分別代表柱斷面於 X 向及 Y 向之單軸極限彎矩強度； P 為柱所受之軸壓力； P_u 為柱斷面之單純極限軸壓強度； α 取 1.5

本文僅對雙軸彎矩互制效應明顯的純柱梁構架進行此折減，一般典型低層學校建築或街屋，通常於垂直走廊或騎樓方向（Y 向）有許多隔間牆，而平行走廊或騎樓方向（X 向）則幾乎沒有牆壁，兩方向壁量相差甚大，故柱構件在 Y 向之彎矩相對於 X 向彎矩而言甚小，可不考慮雙軸彎矩互制造成之強度折減問題。而由於靜態推垮曲線法係將兩軸向之耐震診斷分開獨立分析，並無從判斷柱構件在某一瞬間所受雙軸彎矩之相對比例，本文將此修正效應用於分析振動台試體時，基於純柱梁構架試體 S1 輸入之 X 向與 Y 向 PGA 大致相等，其結構反應亦甚為對稱，保守假設兩向彎矩與極限彎矩之比相等，即 $(M_y / M_{yu}) = (M_x / M_{xu})$ ，則考慮雙軸彎矩互制而折減之單軸彎矩強度 M_{u1} 與原單軸彎矩強度之關係如(2.23)式所示。

$$M_{u1} = M = \left[\left(1.0 - \frac{P}{P_u}\right) / 2 \right]^{1/\alpha} \cdot M_u \quad (2.23)$$

另外，開裂彎矩 M_{cr} 之決定亦同時考慮雙軸彎矩造成之應力，並假設雙軸彎矩大小相等時， M_{cr} 可改以(2.24)式表示。

$$M_{cr} = \frac{(bh)^2 \cdot (f_r + N/A_g)}{6 \cdot (h + b)} \quad (2.24)$$

2. 箍筋貢獻之剪力強度

箍筋貢獻之剪力極限強度 Q_{ss} 一般如(2.11)式計算，其中 d / S_h 項表示 45 度斜向剪力裂縫所切過的箍筋組數，但一般認為當箍筋間距 S_h 大於有效柱深 d 時，剪力裂縫極有可能從箍筋之間通過而無法發揮箍筋之剪力貢獻，周大雅碩士論文[2.4]建議當 S_h 介於 d 至 $1.5d$ 之間時， Q_{ss} 應線性折減至零，本文則將其折減範圍修正放寬為 d 至 $2d$ ，修正後之 Q_{ss} 如(2.25)式所示。

$$Q_{ss} = \begin{cases} A_h \cdot f_{yh} \cdot d / S_h & \text{當 } S_h \leq d \\ A_h \cdot f_{yh} \cdot (S_h - d) / d & \text{當 } d < S_h \leq 2d \\ 0 & \text{當 } S_h > 2d \end{cases} \quad (2.25)$$

3. 考慮撓剪互制效應

(1). 極限載重

原分析方法[1.1]在柱構件承受撓曲與剪力同時作用時，係比較 Q_{su} 與 Q_{fu} ，以較小者決定破壞模式與強度 Q_u ，若兩者之差介於 ± 10 kN 以內，則判定為撓剪混合型破壞。然而此方式相當於將撓曲與剪力視為個別獨立，忽略了兩者同時作用所產生的互制效應， ± 10 kN 之判斷範圍太過絕對，當柱構件強度太高或太低時皆失之公允，且依此基準判定之破壞模式亦與試驗結果有所出入。

Elfren 等人[2.5]曾提出 RC 梁構件之彎矩與剪力互制破壞曲線可以二次方曲線表示，如圖 2.4 與(2.26)式所示。

$$\frac{M}{M_u} + \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 = 1.0 \quad (2.26)$$

其中 V (或 V_{u2}) 與 M (或 M_{u2}) 分別代表柱上下兩端因撓剪互制破壞時所受的剪力與彎矩； V_u 與 M_u 則分別代表柱斷面單獨承受剪力與單獨承受彎矩時之極限剪力強度與極限彎矩強度。由於柱構件所受之剪力與彎矩有一固定之比例，即彎矩等於剪力乘以剪力跨，在假設柱反曲點位於高度中央之前提下，剪力跨即為柱淨高之一半，亦即 $M = V (H/2)$ 。將此關係代入(2.26)式，即可求得在撓剪互制狀

態下柱端達到破壞之柱剪力 Q_{uE} 如(2.27)式所示。

$$Q_{uE} = V_{u2} = \frac{-(1/Q_{fu}) + \sqrt{(1/Q_{fu})^2 + (2/Q_{su})^2}}{2/Q_{su}^2} \quad (2.27)$$

其中 Q_{fu} 與 Q_{su} 可分別依(2.9)式、(2.10)式、(2.4)式與(2.25)式計算而得。若考慮雙軸彎矩互制效應時則(2.9)式之 M_u 應改以(2.23)式之 M_{u1} 代入。

另外，考慮到短柱也有在柱中央彎矩極小處發生純剪力破壞的可能，上述撓剪互制下之 Q_{uE} 只能視為破壞發生於柱端部之情況，箍筋間距應以柱端緊密箍筋區之間距代入，並另外以柱中央區之箍筋間距計算柱中央區之極限剪力強度 Q_{su}' ，以兩者之較小值決定柱構件最後之極限載重，如(2.28)式所示。

$$Q_u = \min(Q_{uE}, Q_{su}') \quad (2.28)$$

(2). 破壞模式判定與極限至完全破壞段剛度折減係數

隨著上述極限載重計算方式的修正，柱破壞模式之判定方式，以及依破壞模式決定的撓曲與剪力剛度折減係數亦作了較合理的調整如下：

A. 若 $Q_u = Q_{su}'$ ，則為柱中央區剪力破壞；

此時 $C_f = -0.13$ ， $C_s = -1 / 150$ 。

B. 若 $Q_u = Q_{uE}$ ，則以圖 2.4 中之 θ 角度決定為何種柱端破壞：

此處之 θ 角代表原始撓曲極限強度與剪力極限強度之比，如(2.29)式所示。

$$\tan \theta = \frac{V_{u2}/V_u}{M_{u2}/M_u} = \frac{M_u/V_u}{M_{u2}/V_{u2}} = \frac{M_u/V_u}{H/2} = \frac{Q_{fu}}{Q_{su}} \quad (2.29)$$

i). $0^\circ < \theta \leq 30^\circ$ ，為柱端撓曲破壞；

$C_f = -0.0026$ ， $C_s = -1 / 2500$ 。

ii). $60^\circ < \theta \leq 90^\circ$ ，為柱端剪力破壞；

$$C_f = -0.13, C_s = -1 / 150。$$

iii). $30^\circ < \theta \leq 60^\circ$, 為柱端撓剪破壞 ;

此時 C_f 與 C_s 以斜率為準取撓曲破壞及剪力破壞之間的內插值 , 使其變化過程保持連續性 , 實際計算方式如(2.30)式。

$$C_{iii} = \tan \left\{ \frac{\theta - 30}{30} \cdot [\tan^{-1}(C_{ii}) - \tan^{-1}(C_i)] + \tan^{-1}(C_i) \right\} \quad (2.30)$$

其中 C_{iii} 代表撓剪破壞模式之撓曲或剪力剛度折減係數 , C_{ii} 與 C_i 則分別代表第 ii 項剪力破壞與第 i 項撓曲破壞情形下之撓曲或剪力剛度折減係數。

4. 降伏前撓曲剛度折減係數修正

(1). 彈性至開裂階段

根據張旭福論文[2.2]對其大部分柱試體之撓曲開裂變位預測值皆有低估之現象 , 故本文依據文獻[2.1]的建議 , 將彈性至開裂階段之撓曲剛度折減係數修正為原來之 0.4 倍 , 亦即 $C_f = 0.312$ 。

(2). 開裂至降伏階段

經與振動台試驗值比對結果[2.1]亦同樣發現原方法對 f_c' 過小之試體之開裂至降伏階段撓曲剛度預測過低 , 以致於依(2.16)式計算而得的 C_f 值往往落於 $0.15 \leq C_f \leq 0.78$ 之限制範圍之外 , 而必須套用界限值。重新觀察(2.16)式與(2.17)式時可發現 C_f 在開裂至降伏階段時與 f_c' 成正比 , 但在降伏至極限階段卻與 f_c' 成反比 , 缺乏共通趨勢 , 因此本文採文獻[2.1]建議 , 將開裂至降伏階段之撓曲剛度折減係數修正為(2.31)式。

$$C_f = 0.4826 \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_c'}} \cdot \sqrt{1 + N/(3.43A_g)} \quad (2.31)$$

且 $0.15 \leq C_f \leq 0.312$ 。

圖 2.5 為假設無軸力時 , 修正前與修正後之開裂至降伏階段 C_f

與 f_c' 關係圖，圖中顯示修正前之(2.16)式在 f_c' 低於 22 MPa 時即一律改由下限值 0.15 控制，本文修正式則大部分皆落在限制範圍內，且雖然修正後公式與修正前之變化趨勢不同，但在一般常用 f_c' 範圍 (20 MPa ~ 30 MPa) 內仍與修正前公式值差距不大。

5. 考慮握裹滑移變位

構件端部開裂後，隨著彎矩增加，裂縫會逐漸擴張，此時鋼筋與混凝土之間會發生握裹滑移現象，並產生一額外之變形量，此變形量在降伏之前極為微小，且計算過程繁複，故原靜態推垮曲線法並未納入考慮，但到達極限時，握裹滑移變位則可能多達總變位量之 1/3 ~ 1/2，故本文根據張旭福[2.2]之建議，在降伏與極限點加計握裹滑移變位 Δ_a ，開裂前無握裹滑移現象故不考慮，極限至完全破壞階段之握裹滑移量則令其與極限點時相等， Δ_a 之計算方式如下：

$$\Delta_a = C_a \cdot \frac{s}{(d - kd)} \cdot H \quad (2.32)$$

其中 C_a 為握裹滑移變位修正係數，降伏點時取 2.5，極限點時取 4.5； kd 為此時斷面中性軸至壓力側外緣之距離 (mm)； s 為最外側拉力鋼筋之握裹滑移量 (mm)，依許茂雄博士論文[2.6]可以下式計算。

$$\begin{aligned} s = & 0.041D_b \left[\frac{1}{2c} \ln(cm^2 - bm + a) - \frac{1}{2c} \ln(a) \right. \\ & \left. + \frac{b}{c\sqrt{4ac - b^2}} \left(\tan^{-1}\left(\frac{2cm - b}{\sqrt{4ac - b^2}}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{b}{\sqrt{4ac - b^2}}\right) \right) \right] \\ & + 16.56D_b(m - 1)\epsilon_p \end{aligned} \quad (2.33)$$

其中 D_b 為鋼筋直徑 (mm)； $a = 1.83 + 0.0016D_b$ ， $b = 1.14 + 0.0283D_b$ ， $c = 0.79 + 0.0047D_b$ ； $m = M / M_y$ ，其中 M 為此時斷面所受彎矩， M_y 為斷面之降伏彎矩； ϵ_p 為此時最外側拉力鋼筋之應變與鋼筋降伏應變相減之值，若此時鋼筋應變尚未超過降伏應變則 $\epsilon_p =$

0，不取負值。

6. 完全破壞變位限制修正

原方法[1.1]限制柱構件之完全破壞變位不得超過 $0.025H$ ，但本文參考 ATC-40[1.4]對柱構件破壞變位之建議與張旭福之試驗結果，將限制改為 $0.030H$ 或極限點變位之 1.5 倍，兩者取大值決定。

7. 考慮 P- Δ 效應

垂直構件在同時承受側向力與軸力時，會發生因構件上下有相對側向變形 Δ ，使得軸力作用點偏移而造成額外力矩之 P- Δ 效應，如圖 2.6 所示。

此時軸力 N 造成之額外力矩可等化為一額外側向力 $N\Delta/H$ ，依據靜態推垮曲線法計算垂直構件可承受之側向載重 Q 時，必須將此一額外側向力扣除，才可求得真正由地震造成之側向力 Q' ，如(2.34)式所示，亦即在地震力 Q' 作用下，因 P- Δ 效應，會產生包含額外側向力後之 Q 所造成的變形量 Δ 。

$$Q' = Q - \frac{N \cdot \Delta}{H} \quad (2.34)$$

8. Y 向 RC 牆之面外方向貢獻

一般典型學校建築結構之 RC 隔間牆通常是與柱構件一體澆灌的，雖然一般認為牆體在面外方向可視為毫無貢獻，但實際上與牆體相連之柱應如與樓板相連之梁一樣視為非矩形斷面分析，故本文在分析含 RC 隔間牆試體時，將與牆壁一體澆灌之附牆柱視為在 X 向為雙側或單側有突出翼版之非矩形斷面，如圖 2.7 所示，翼版之有效寬度根據初步分析比對結果，決定無論單側或雙側皆取該側淨牆寬之 1/4。

本文在計算斷面積、斷面慣性矩及極限彎矩時皆將翼版部分之混凝土與牆筋加入考慮。計算剪力強度時，翼版部分所貢獻之剪力

強度 Q_{sw} 則依 ACI 318-02[2.7]規定，依(2.35)式計算，並加計於 Q_{sc} 中。

$$Q_{sw} = 1.693 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot [1 + N/(13.72A_g)] \cdot W_{eff} \cdot t \quad (2.35)$$

其中 W_{eff} 為翼版部分總有效寬度 (mm); t 為翼版厚 (mm)。

2.4 RC 牆側力-變位曲線分析方法

RC 牆之側力-變形關係曲線計算方式與 RC 柱類似，但為考慮牆體上下兩端在水平力作用下，不會完全像柱一般呈剪力房屋模式變形，而會稍微轉動，故假定 RC 牆受撓時反曲點位置不在牆高中央，而以淨高 3/4 處計算；且開裂至極限點之間非以折線連接，而根據賴慶鴻碩士論文[2.8]以自然對數函數表示，如圖 2.8 所示。RC 牆旁若有一體澆灌的邊界柱，則邊界柱必須視為牆體斷面之一部分，不能視為獨立之柱構件另行分析。RC 牆構件各載重點與變位之詳細計算依賴慶鴻公式[2.8]如下：

1. RC 牆各點載重 Q

(1). 開裂載重 Q_c

開裂載重 Q_c 為撓曲開裂載重 Q_{fc} 與剪力開裂載重 Q_{sc} 兩者之較小值，如(2.36)式。

$$Q_c = \min (Q_{fc}, Q_{sc}) \quad (2.36)$$

$$\text{式中 } Q_{fc} = 1.33M_{cr} / H \quad (2.37)$$

$$M_{cr} = \frac{I_g(f_r + N/A_g)}{W_T/2} \quad (2.38)$$

$$Q_{sc} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} A_g \left(1 + \frac{N}{14A_g}\right) \cdot \left\{1 - 0.1 \left[3.8 \left(\frac{H}{2W_T}\right) - 2.6\right] \left(1 + 2 \frac{A_g'}{A_g}\right)\right\} \quad (2.39)$$

其中 M_{cr} 為開裂彎矩 (N-mm); H 為牆淨高 (mm); I_g 為包含邊界柱之斷面慣性矩 (mm^4); $f_r = 0.626\sqrt{f_c'}$ 為混凝土破裂強度 (MPa);

W_T 為包含邊界柱之牆體總寬度 (mm); N 為軸壓力 (N); A_g 為包含邊界柱之牆體全斷面積 (mm^2); A_g' 則為邊界柱之全斷面積 (mm^2)。

(2). 極限載重 Q_u

極限載重 Q_u 亦由撓曲極限載重 Q_{fu} 與剪力極限載重 Q_{su} 兩者取小值，如(2.40)式。

$$Q_u = \min(Q_{fu}, Q_{su}) \quad (2.40)$$

$$\text{式中 } Q_{fu} = 1.33M_u / H \quad (2.41)$$

$$Q_{su} = Q_{sc} + Q_{ss} \quad (2.42)$$

其中 M_u 為 RC 牆在軸力 N 作用下之極限彎矩 (N-mm); Q_{sc} 以(2.39)式計算為混凝土所貢獻之剪力強度 (N); Q_{ss} 係沿 RC 牆之假定剪力破壞路徑計算由鋼筋貢獻的正向力所提供之摩擦強度 (N)，如式(2.43)。假定剪力破壞路徑如圖 2.9 所示，為 45 度之斜向裂縫，當 $W_T \leq H$ 時，45 度裂縫會切過整個牆體，而當 $W_T > H$ 時，則僅切過部分牆體後沿牆底繼續水平延伸。

$$Q_{ss} = \frac{\mu}{1 + \mu} (A_{ch}f_{yh} + A_{wh}f_y + A_{v1}f_y) + \mu(A_{v2}f_y + N) \quad (2.43)$$

其中 μ 為摩擦係數，因 Q_{sc} 與 Q_{ss} 分別計算之故，取 0.48； A_{ch} 為 45 度破壞路徑切過之邊界柱水平箍筋剖面面積 (mm^2); A_{wh} 為 45 度破壞路徑切過之 RC 牆體水平筋剖面面積 (mm^2); A_{v1} 為 45 度破壞路徑切過之 RC 牆體與邊界柱之垂直筋剖面面積 (mm^2); A_{v2} 為水平破壞路徑切過之 RC 牆體與邊界柱之垂直筋剖面面積 (mm^2); f_{yh} 為邊界柱箍筋降伏強度 (MPa); f_y 為柱、牆主筋降伏強度 (MPa)。

(3). 完全破壞載重 Q_f

$$Q_f = 0.8Q_u \quad (2.44)$$

2. RC 牆各點變位

RC 牆之變位亦為撓曲變位 Δ_f 與剪力變位 Δ_s 之和，如(2.45)式所

示。開裂與極限點之絕對撓曲及剪力變位分別計算如下：

$$\Delta_i = \Delta_{fi} + \Delta_{si} \quad (2.45)$$

(1). 撓曲變位 Δ_{fi}

A. 開裂撓曲變位：

$$\Delta_{fc} = \frac{H^3}{4.8(C_f \cdot E_c \cdot I_g)} \cdot Q_c \quad (2.46)$$

其中 $E_c = 4700\sqrt{f_c}$ 為混凝土彈性模數 (MPa) ; C_f 為撓曲割線剛度之折減係數，取 0.3。

B. 極限撓曲變位：

$$\Delta_{fu} = 0.0038 \left(8.5 \frac{H}{W_T} - 1 \right) \left(1 - 0.72 \frac{I_{b'}}{I_g} \right) H \quad (2.47)$$

其中 $I_{b'} = I_g - (t_w W_T^3 / 12)$ ，為邊界柱突出部分對形心之慣性矩 (mm^4)。

(2). 剪力變位 Δ_{si}

A. 開裂剪力變位：

$$\Delta_{sc} = \frac{2(1 + \nu)H}{C_s \cdot E_c \cdot A_g} \cdot Q_c \quad (2.48)$$

其中 ν 為混凝土之波松比，取 0.2 ; C_s 為剪力割線剛度之折減係數，取 1/3。

B. 極限剪力變位：

$$\Delta_{su} = 0.011 \left(1 - 0.37 \frac{H}{W_T} \right) \left(1 - 0.5 \frac{A_{b'}}{A_g} \right) H \quad (2.49)$$

其中 $A_{b'} = A_g - t_w W_T$ ，為邊界柱突出部分之面積 (mm^2)。

破壞點變位 Δ_f 為極限點變位 Δ_u 加上極限-破壞階段之撓曲與剪力變位增量，如下式所示。 C_f 與 C_s 分別取 -0.06 與 -0.03。

$$\Delta_f = \Delta_u + (\delta_{ff} + \delta_{sf}) \quad (2.50)$$

$$\text{其中 } \delta_{ff} = \frac{H^3}{6.86(C_f \cdot E_c \cdot I_g)} \cdot (Q_f - Q_u) \quad (2.51)$$

$$\delta_{sf} = \frac{2(1+\nu)H}{C_s \cdot E_c \cdot A_{gt}} \cdot (Q_f - Q_u) \quad (2.52)$$

但(2.49)式之 Δ_f 以 $0.025H$ 為限。

3. 開裂至極限段曲線函數

開裂至極限點間之側力-變形曲線採用郭心怡[1.1]簡化後之自然對數函數，如(2.52)式所示。

$$Q = A \cdot \ln(\Delta) + B \quad (2.53)$$

$$\text{其中 } A = \frac{Q_u - Q_c}{\ln(\Delta_u) - \ln(\Delta_c)} \quad (2.54)$$

$$B = \frac{Q_c \cdot \ln(\Delta_u) - Q_u \cdot \ln(\Delta_c)}{\ln(\Delta_u) - \ln(\Delta_c)} \quad (2.55)$$

2.5 磚牆側力-變位曲線分析方法

2.5.1 磚牆側力-變位曲線公式介紹

磚牆採用陳奕信[2.9]以破裂路徑理論建立之分析模型，其側力-變形曲線如圖 2.10 所示，在極限點 (Δ_u, Q_u) 前以多項式函數表示，極限點至完全破壞段則為線性下降至殘餘滑移強度 Q_f 與兩倍水平極限位移處後呈現持平，直至最大變位限制 $0.02H$ 。

極限強度、變位與殘餘強度之計算與磚牆之圍束條件及破裂路徑有關，圖 2.11 所示為一般磚牆之破裂路徑。由於磚牆裂縫通常沿灰縫成梯級狀延伸，因此決定梯級破裂路徑之臨界破裂角 $\tan\theta$ 因其砌築方式而異。詳細的臨界破裂角計算方式可參考陳奕信博士論文

[2.9]。其餘強度與變位計算公式如下：

1. 極限強度 Q_u

(1). 四邊圍束—指四邊皆鄰接邊界柱梁之磚牆。

當 $\tan \theta \geq H/W$ 時：

$$Q_u = t \cdot (W \cdot \tau_f + H \cdot \alpha f_{mbt}) \quad (2.56)$$

當 $\tan \theta < H/W$ 時：

$$Q_u = t \cdot [W \cdot \tau_f + H_1 \cdot \alpha f_{mbt} + (H - H_1)(\alpha f_{mbt} + \beta f_{bt}) / 2] \quad (2.57)$$

(2). 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆。

$$Q_u = t \cdot (W \cdot \tau_f + H_2 \cdot \alpha f_{mbt}) \quad (2.58)$$

(3). 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆。

$$Q_u = t \cdot (W \cdot \tau_f) \quad (2.59)$$

(4). 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆。

$$Q_u = t \cdot (0.7W\tau_f + H_2 \cdot \alpha f_{mbt}) \quad (2.60)$$

其中 t 、 W 、 H 分別為磚牆之厚度、寬度與高度 (mm); $H_1 = W \tan \theta$; $H_2 = 0.5W \tan \theta$, 但 $\leq H$; α 與 β 為強度修正係數, 皆取 0.45; 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 (MPa), f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度 (MPa), 可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0258(f_{mc})^{0.885} + \mu \cdot \sigma_N \quad (2.61)$$

$$f_{mbt} = 0.232(f_{mc})^{0.338} \quad (2.62)$$

$$f_{bt} = 0.22f_{bc} \quad (2.63)$$

其中 $\mu = 0.654 + 0.00515f_{mc}$, 為摩擦係數; σ_N 為磚牆之垂直向軸應力 (MPa); f_{mc} 與 f_{bc} 分別為砂漿及紅磚依 CNS 規定之單軸抗壓強度 (MPa)。

2. 極限變位 Δ_u

$$\Delta_u = \frac{Q_u}{t \cdot E_u} \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{W}{H} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{H}{W} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{H^3}{W^3} \right] \quad (2.64)$$

其中 ν 為磚牆之波松比，取 0.15； E_u 為磚牆達極限點時之割線彈性模數，可依下式計算：

$$E_u = 227\eta_1\eta_2f_m' \quad (2.65)$$

其中修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H/W)$ ，且 $0.5 \leq \eta_1 \leq 2.0$ ； η_2 於四邊圍束磚牆時取 0.556，其他則取 0.367； $f_m' = 0.27(f_{bc})^{0.7}(f_{mc})^{0.3}$ ，為砌體抗壓強度 (MPa)。

3. 殘餘滑移強度 Q_f

(1). 非台度磚牆時

$$Q_f = \tau_f \cdot t \cdot W \text{ 且 } \leq 0.6Q_u \quad (2.66)$$

(2). 台度磚牆時

$$Q_f = 0.7\tau_f \cdot t \cdot W \text{ 且 } \leq 0.6Q_u \quad (2.67)$$

4. 極限點前之側力-變形曲線多項式函數

(1). 非四邊圍束磚牆時

$$\frac{Q}{Q_u} = 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^3 \quad (2.68)$$

(2). 四邊圍束磚牆時

$$\frac{Q}{Q_u} = 2\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 \quad (2.69)$$

2.5.2 加強磚牆(先砌磚牆)之面內水平剪力強度計算

根據建築技術規則對加強磚造建築物之磚牆有如下之規定：「係指磚牆上下均有鋼筋混凝土加強梁或基腳。左右均有鋼筋混凝土加強柱，與牆均固連成一體之牆壁。各層並須上下貫通一致，不得參差」。此外亦規定：「加強磚造之牆壁，其加強梁與加強柱應在牆壁砌造完全之後，再行澆置混凝土，使加強梁及柱能與磚牆連成一體」。因此加強磚造之牆壁亦可簡稱為加強磚牆或先砌磚牆。加強磚牆單元之破壞行為與面內極限水平剪力強度與後砌磚牆類似，兩者間之主要差異為加強磚牆單元之兩側邊束制條件較佳，而且受磚牆先砌之影響，其後澆置之樓版及上方加強梁等重量將直接傳遞至磚牆上，使磚牆受到較高之軸向壓應力，因而使磚牆水平灰縫之摩擦力提高而增加水平極限強度。除此之外，由於磚牆後灌築之加強柱因混凝土乾縮之影響亦會造成磚牆單元之垂直向壓應力提高，以致增加面內與面外之抵抗能力。本節將計算混凝土乾縮所造成軸壓應力增加之效應。

2.5.2.1 加強磚牆受混凝土乾縮之軸壓效應

加強磚造之牆壁，因其加強梁與加強柱係在牆壁砌造完成之後，再行澆置混凝土，混凝土在養護期間因水化過程與水分之蒸發，將使混凝土造成乾縮，但因加強柱內鋼筋與先砌磚牆兩者之抑制，使混凝土無法自由乾縮變形，因此加強柱之混凝土將產生軸向拉應力，而加強柱內鋼筋與先砌磚牆則產生垂直壓應力。

就圖 2.12 之磚牆單元為例，若基於分析簡化之目的而假設混凝土柱受乾縮作用時所造成之磚牆頂部壓應力分佈為均勻狀態。當加強柱混凝土部份產生自由乾縮時之應變為 ε_{sh} ，而受到加強柱內鋼筋與先砌磚牆兩者之抑制而產生實際之應變為 ε_{bs} ，則加強柱混凝土之軸向拉應變 ε_{cs} 與 ε_{sh} 、 ε_{bs} 間之關係為：

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{bs} + \varepsilon_{cs} = \frac{f_{bs}}{E_b} + \frac{f_{cs}}{E_c} \quad (2.70)$$

ε_{sh} : 加強柱混凝土部份產生自由乾縮之應變

ε_{bs} : 磚牆受混凝土乾縮作用影響後達平衡狀態之實際壓應變

ε_{cs} : 加強柱混凝土之軸向拉應變

f_{bs} : 磚牆受乾縮影響而產生之壓應力 (MPa)

E_b : 磚牆之彈性模數 (MPa)

f_{cs} : RC 加強柱混凝土部份受乾縮影響而產生之拉應力 (MPa)

E_c : 混凝土之彈性模數, 可取 $4700\sqrt{f'_c}$ 計算 (MPa)

現將加強柱內之垂直鋼筋 A_s 轉換為等值磚牆面積 A'_b 時, A'_b 之關係如下:

$$A'_b = \frac{E_s}{E_b} \times A_s \quad (2.71)$$

A'_b : 加強柱內縱向主筋轉換為磚牆之等值面積 (mm^2)

A_s : 加強柱內縱向主筋之總面積 (mm^2)

E_s : 鋼筋之彈性模數 (MPa)

而由內力平衡條件, 加強柱之混凝土受拉合力應和加強柱內鋼筋與先砌磚牆所受壓合力相平衡, 因此:

$$f_{cs} \times (A_g - A_s) = f_{bs} \times (A_b + A'_b) \quad (2.72)$$

A_g : 乾縮有效範圍內之左右兩支或單支 RC 加強柱總斷面積 (mm^2)

A_b : 內砌磚牆之總面積 (mm^2)

(2.72)式可改以下式表示:

$$f_{cs} = r \times f_{bs} \quad (2.73)$$

式中 r 值為受壓材料與受拉材料之面積比。

$$r = \frac{(A_b + A'_b)}{(A_g - A_s)} \quad (2.74)$$

將(2.73)式代入(2.70)式中即可求得磚牆受乾縮影響而產生之壓應力為：

$$f_{bs} = \frac{\varepsilon_{sh}}{\frac{1}{E_b} + \frac{r}{E_c}} \quad (2.75)$$

再將(2.75)式代回(2.73)式則得 RC 加強柱混凝土部份受乾縮影響而產生之拉應力為：

$$f_{cs} = r \times f_{bs} = r \times \frac{\varepsilon_{sh}}{\frac{1}{E_b} + \frac{r}{E_c}} \quad (2.76)$$

藉由(2.75)式所計算出磚牆受 RC 加強柱乾縮影響所產生之額外應力值，再與磚牆所受之垂直載重（靜載重、考慮活載重）合併後代入(2.77)式之垂直應力 σ_N 中，即可計算出加強磚造之紅磚與砂漿介面磨擦強度。

$$\tau_f = \tau_0 + \mu \times \sigma_N \quad (2.77)$$

上式中：

τ_f ：介面磨擦強度(MPa)。

τ_0 ：凝聚強度(無垂直應力時之介面抗剪強度，MPa)。

μ ：磨擦係數。

σ_N ：作用於破壞介面之垂直應力(MPa)。

在(2.75)式之計算中尚須輸入磚牆之彈性模數值 E_b 與混凝土自由乾縮應變量 ε_{sh} 。磚牆彈性模數 E_b 值，若根據研究[2.10]大約可取磚墩之彈性模數試驗值為代表，其關係如下：

$$E_b = 61.29 \times f_{bc}^{0.7} \times f_{mc}^{0.3} \quad (2.78)$$

上式中，

E_b ：磚牆彈性模數(MPa)。

f_{bc} ：紅磚單軸抗壓強度(MPa)。

f_{mc} ：砂漿塊抗壓強度(MPa)。

而混凝土任意時間之自由乾縮應變 ε_{sh} (unrestrained shrinkage strain) 根據 ACI 209 委員會[2.11]之研究，可以下列公式計算：

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shu} S_t S_h S_{th} S_s S_f S_e S_c \quad (2.79)$$

式中

ε_{shu} ：極限乾縮應變(Ultimate shrinkage strain)，其值在 0.000415 ~ 0.00107 之間，對濕養混凝土而言其平均值約為 0.00080。

S_t ：乾縮時間係數(Time of shrinkage coefficient)，其為時間之函數，若混凝土之養護採濕氣養護(Moist-cured)時，其計算式如下：

$$S_t = \frac{t}{35+t} \quad (2.80)$$

t ：從起始乾縮計起之乾縮時間(天)

S_h ：相對溼度係數(Relative humidity coefficient)，由於我國主要都市之平均相對濕度約在 80% 左右，則相對溼度係數可取 $S_h=0.60$ 計算。

S_{th} ：構件最小厚度係數(Minimum thickness of member coefficient)，當構件最小厚度以 1B 磚考慮時(230mm)， S_{th} 值可取為 0.84。

S_s ：混凝土坍度係數(Slump of concrete coefficient)，當坍度在 75mm~100mm 之間時，其平均值 $S_s=1.03$ 。

S_f ：細度係數(Fines coefficient)，若假設細粒料之重量含量比為 35%，則 S_f 約為 0.79。

S_e : 含氣量係數(Air content coefficient) , 若假設混凝土含氣量為 2%時, 取 S_e 值為 0.96。

S_c : 水泥含量係數(Cement content coefficient) , 若混凝土強度為 21 MPa , 其水泥用量以 325 kg/m³計(6.5 包)[2.12] , 則其 S_c 約為 0.943。

根據上述之說明, 混凝土任意時間之自由乾縮應變 ε_{sh} , 可計算如下 :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} &= \varepsilon_{shu} S_t S_h S_{th} S_s S_f S_e S_c \\ &= 0.0008 \times \frac{t}{35+t} \times 0.6 \times 0.84 \times 1.03 \times 0.79 \times 0.96 \times 0.943 \\ \therefore \varepsilon_{sh} &= \frac{297 t}{35+t} \times 10^{-6}\end{aligned}\quad (2.81)$$

上式中 t 為起始乾縮計起之乾縮時間 (天) , 實驗室之加強磚造試體可依其實際產生乾縮之時間進行分析, 而對於實際結構物而言, 隨時間之增長則乾縮所造成之磚牆壓應力越大, 就剪力磨擦而言將增加其抗剪強度。因此就保守角度並考慮一般磚牆砌築完成至建築物啟用之平均時間, 建議取一年乾縮時間作為乾縮應變之計算依據。在(2.81)式中係考慮一般 RC 柱之自由乾縮應變之情形, 由於磚牆之灰縫砂漿亦會產生乾縮現象, 若紅磚視為無乾縮作用之材料, 而砂漿細粒料之重量含量比為 1.0 , 故(2.79)式中之細度係數取值為 1.1 , 故砂漿之自由乾縮應變為 :

$$\varepsilon_{sh} = \frac{414 t}{35+t} \times 10^{-6}\quad (2.82)$$

若每皮磚之磚塊高(厚)為 h , 水平灰縫寬度為 g_h , 則磚牆產生乾縮部份為其牆高之 $g_h / (g_h + h)$ 。現若考慮 RC 邊界柱與磚牆之相對有效自由乾縮量, 並假設砌築磚牆 t_0 日後澆灌 RC 梁柱, 則磚牆灰漿於 RC 梁柱灌築後所造成之乾縮量可計算如下 :

$$\varepsilon_{sh}'' = \frac{g_h}{(g_h + h)} \times \left[\frac{414 \times t}{35+t} - \frac{414 \times t_0}{35+t_0} \right] \times 10^{-6}\quad (2.83)$$

因此磚牆砌築完成 t 日後, RC 邊界柱與磚牆之有效相對自由乾縮量

$\bar{\varepsilon}_{sh}$ 可計算如下：

$$\bar{\varepsilon}_{sh} = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sh}'' = \left[\frac{297(t-t_0-t_1)}{35+(t-t_0-t_1)} - \frac{g_h}{(g_h+h)} \times \left(\frac{414 \times t}{35+t} - \frac{414 \times t_0}{35+t_0} \right) \right] \times 10^{-6} \quad (2.84)$$

式(2.84)中之 t_1 為混凝土澆置完成後養護階段之無乾縮時間，依 ACI 209 委員會之建議，濕氣養護混凝土可取 7 天計算。現若假設每皮磚之磚塊高為 60mm，水平灰縫寬度為 10mm，若砌築磚牆 7 天後($t_0=7$)澆灌 RC 梁柱，則當(2.30)式中之 $t=28$ 天及 365 天時，其相對自由乾縮量 $\bar{\varepsilon}_{sh}$ 分別為 68.43×10^{-6} 及 225.96×10^{-6} 。

2.6 最大地表加速度計算方法

最大地表加速度 PGA (Peak Ground Acceleration) 是最常被用來代表地震危害程度的指標之一，在設計或評估一棟建築結構物之耐震性能時，常以建築結構物的崩塌地表加速度，亦即在何等大小的地震 PGA 作用下會達到崩塌作為診斷基準。

在前文中，已提出建立中低層加強磚造及 RC 建築結構單一樓層側力-變位曲線之分析方法，由在變形諧和前提下加總個別垂直構件貢獻之側向強度，可得知個別樓層之層剪力與樓層變位關係曲線。在本節中則進一步依照合理假設之地震力豎向分配型態，將個別樓層之層剪力換算為對應的基底剪力，並由各樓層變位累計屋頂位移，再分別依 ATC-40[1.4]與我國建築物耐震設計規範[1.2]之建議方法計算整體結構之有效週期與阻尼比修正係數，對應當地正規化加速度反應譜換算最大地表加速度 PGA。

將整體結構之基底剪力與 PGA 關係曲線建立之後，除了可由其極限值得知結構的崩塌地表加速度，也可反推在特定 PGA 時所對應之基底剪力、樓層變位、構件破壞狀況與結構有效週期。

2.6.1 計算流程簡介

本文之最大地表加速度計算方法，主要採用陳奕信[2.13]建議之性能分析法，該方法係將 ATC-40[1.4]之能力震譜法 (Capacity Spectrum Method) 稍加簡化，不需經過重複迭代求取能力震譜與需求震譜相交點之過程，即可由基底剪力-屋頂位移關係曲線之任意性能點直接換算對應的最大地表加速度。

此方法之計算步驟如下：

(1). 建立能力曲線 (Capacity Curve) :

容量曲線即整體結構的基底剪力-屋頂位移關係曲線，可由一般結構分析方法，於合理之水平地震力分佈模式加載狀況下獲得。若使用本文第四章方法得到個別樓層之側力-變位曲線時，則必須以假設之地震力豎向分配型態求出某個基底剪力下之各層分配剪力，並由各層剪力找出對應之層間變位後疊加而得屋頂位移，計算細節詳見 2.6.2 節。

(2). 轉換能力震譜 (Capacity Spectrum) :

能力震譜係將能力曲線由力-變位格式轉換為等效單自由度震譜加速度 S_A -震譜位移 S_D 格式，計算細節詳見 2.6.2 節。

(3). 計算有效週期 T_e 及等效阻尼比 ξ_{eq} :

隨著結構行為開始進入非線性，振動週期與阻尼比皆會逐漸放大，經由簡化為單自由度之能力震譜，可求得曲線上每一點所對應的有效週期與等效阻尼比，計算細節詳見 2.6.3 節。

(4). 計算加速度震譜係數 C 及震譜折減係數 C_D :

由某次特定地震或已知的地盤條件慣有的正規化加速度震譜，可找出任一有效週期 T_e 對應之加速度震譜係數 C ，代表單自由度系統最大反應加速度與輸入地表加速度的比值。震譜折減係數 C_D 則反映阻尼比增大時，系統反應減緩之現象， C 與 C_D 之計算細節詳見 2.6.4 節。

(5). 計算地表加速度 S_{A0} :

將地表加速度 S_{A0} 乘以加速度震譜係數 C 與震譜折減係數 C_D , 即為結構之反應震譜加速度 S_A 。因此

$$S_{A0} = \frac{S_A}{C \times C_D} \quad (2.85)$$

由(2.85)式, 可求得能力震譜曲線上每一點之對應最大地表加速度, 亦即所能承受之地震 PGA。底下幾節將詳述每個步驟之計算細節。

2.6.2 能力曲線與能力震譜

1. 能力曲線 (Capacity Curve) :

ATC-40 對能力曲線之定義為：縱軸為基底剪力，橫軸為屋頂位移之推垮曲線 (Pushover Curve) , 此曲線代表了一棟結構物在地震作用下對側向力與變形的負載能力，因此必須表現出結構受力增大時，內部構件逐步開裂或屈服，使整體的力-變位關係進入非線性之行為，甚至當某些構件發生破壞時，必須將破壞構件從分析模型中移除，重新評估殘餘結構之能力曲線。

一般的推垮曲線推導方式為：將非線性推垮曲線視為許多線性片段的組合，每個片段皆依照地震時的側力分配模式，對結構物逐次施加一組微小的水平力，將每次所得的變位與構件內力逐步累計，並視當時構件所受內力大小判斷其破壞狀況，於下次加載時修正構件剛度，或者將達到破壞的構件移除。目前有許多結構分析軟體如 SAP 2000 或 DRAIN-2DX，可直接執行非線性推垮分析並繪出基底剪力-屋頂位移曲線，不需要經過上述的剛度反覆修正過程。本文第四章之側力-變位曲線分析方法，亦可直接推導中低層 RC 建築結構個別樓層之層剪力-層間變位非線性關係曲線，且計算更為簡便而快速。依地震力豎向分配型態，可找出某個基底剪力下各樓層分配到的層剪力與對應的層間變位，並將層間變位累計得屋頂位移。

(1). 地震力豎向分配型態

承受地震力作用時，建築結構物可視為質量集中於樓板處的多自由度系統，如圖 2.13 所示，此時分配於各層樓板之側力 F_i 會與此多自由度系統之剛度與振動模態有關，對於一般的中低層 RC 結構，我國耐震設計規範 [1.2] 建議地震力之豎向分配可假設為和每層樓板重量 W_i 與高度 h_i 乘積成正比，如(2.86)式所示。

$$F_i = Q_B \cdot \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.86)$$

其中 Q_B 為基底剪力。此時個別樓層之層剪力 Q_i 即為該層以上所有樓板分配側力之和，如(2.87)式所示。

$$Q_i = \sum_{j=i}^n F_j = Q_B \cdot \frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.87)$$

當已知個別樓層之極限層剪力時，可先由(2.87)式反推每層極限層剪力所對應之基底剪力，取其中最小者為整體結構之極限基底剪力，該最小基底剪力之對應樓層即為最先達到破壞的控制樓層。

(2). 累計屋頂位移

對已知某個基底剪力，可由(2.87)式計算各層層剪力 Q_i ，並由各樓層之層剪力-層間變位關係曲線找出 Q_i 所對應之各樓層層間變位 Δ_i 。由於本文第四章的側力-變形曲線分析方法之基本假設為梁及樓板可視為剛體，側向轉動量極小而可忽略不計，亦即剪力房屋變形模式，因此可直接將各樓層之層間變位累加得屋頂位移 Δ_{RF} ，如(2.88)式所示。

$$\Delta_{RF} = \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (2.88)$$

2. 能力震譜 (Capacity Spectrum):

能力震譜係將原本為多自由度結構之能力曲線由基底剪力-屋頂位移格式，轉換為等效單自由度震譜加速度 S_A -震譜位移 S_D 格式 (Acceleration-Displacement Response Spectrum format, ADRS)，在 ATC-40 之能力震譜法中，可便於在同一組座標軸上與需求震譜 (Demand Spectrum) 進行疊合以求取結構之位移反應點。

等效單自由度震譜加速度 S_A 與基底剪力 Q_B 之轉換關係如(2.89)式所示：

$$S_A = \frac{Q_B}{\alpha W} \quad (2.89)$$

其中 W 為建築物總重量， α 為模態質量係數 (Modal Mass Coefficient)，可由(2.90)式求出：

$$\alpha = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (2.90)$$

其中 m_i 為第 i 層樓板集中質量， ϕ_i 為第一模態時第 i 層樓板處之振幅。

等效單自由度震譜位移 S_D 與屋頂位移 Δ_{RF} 之轉換關係則如(2.91)式所示：

$$S_D = \frac{\Delta_{RF}}{PF \cdot \phi_{RF}} \quad (2.91)$$

其中 PF 為模態參與因數 (Modal Participation Factor)，可由(2.92)式求得； ϕ_{RF} 為第一模態時屋頂樓板處之振幅。

$$PF = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (2.92)$$

2.6.3 有效週期與等效阻尼比

1. 有效週期：

求得震譜加速度與震譜位移後，即可由下式之關係計算各點之有效週期 T_e ：

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{S_D}{S_A \cdot g}} \quad (2.93)$$

2. 等效阻尼比：

當地震力增大，構件開始破壞，結構行為進入非線性範圍時，結構之阻尼比會逐漸放大，Newmark[2.14]建議一般 RC 結構物在使用載重下之阻尼比約為 3%至 5%，達到降伏時則約為 7%至 10%。由於非線性階段與彈性階段的阻尼比差異主要來自遲滯迴圈之耗能能力增加，ATC-40 認為可將結構物之阻尼比視為由黏滯阻尼 (Viscous Damping) 與遲滯阻尼 (Hysteretic Damping) 兩部分組成。其中黏滯阻尼為結構材料本身所固有，而遲滯阻尼則與結構遲滯迴圈包圍的面積有關。RC 結構之黏滯阻尼比一般取 5%，再加上遲滯阻尼比，則結構之等效阻尼比 ξ_{eq} 可以(2.94)式表示。

$$\xi_{eq} = 5\% + \xi_0 \quad (2.94)$$

其中 ξ_0 即為遲滯阻尼比，根據 Chopra[2.15]可依(2.95)式計算：

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.95)$$

其中 E_D 為結構受一週次反覆載重所消耗的能量，亦即遲滯迴圈一圈所包圍的面積； E_{S0} 為該週次之最大應變能。根據 ATC-40，其計算方式如圖 2.14 所示，若此時結構反應到達 (d_{pi}, a_{pi}) 處，則

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (2.96)$$

計算遲滯迴圈面積 E_D 時，則可將能力震譜模擬為雙線性，降伏

前斜率取曲線之初始斜率 $k_{initial}$ ，如圖 2.15 所示，依能量相等原則令雙線段包圍區域 OBCD 面積等於原曲線包圍區域 OCD 面積時可找出降伏點 (d_y, a_y) ，此時遲滯迴圈面積 E_D 為相當於平行四邊形 OBCE 面積之 4 倍，如(2.97)式所示：

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (2.97)$$

陳奕信[2.13]則提出不需先求取降伏點之計算法：令原曲線與 S_D 軸包圍區域 OCD 面積為 A_0 ，與 S_A 軸包圍區域 OAC 面積則為 A_1 ，由於 OBCD 面積相等於 OCD 面積，則 A_1 同時也會等於 OACB 面積，又由於 OBCE 及 OACD 之對邊各自平行，ODCE 部分與 OACB 全等，此時平行四邊形 OBCE 面積為 OBCD 面積扣除 ODCE 部分，則 E_D 可改以(2.98)式表示：

$$E_D = 4(A_0 - A_1) = 4[A_0 - (a_{pi} d_{pi} - A_0)] = 8A_0 - 4a_{pi} d_{pi} \quad (2.98)$$

另外，由於遲滯阻尼比 ξ_0 與遲滯迴圈面積及耗能力有密切相關，而遲滯迴圈之耗能力會依構件材料品質及破壞模式而異，因此 ATC-40 建議在計算遲滯阻尼時可加乘一修正因數 κ ，如(2.99)式所示。

$$\xi_{eq} = 5\% + \kappa \xi_0 \quad (2.99)$$

ATC-40 並將結構分為三種等級：Type A、Type B 及 Type C，分別代表遲滯迴圈耗能力優良、普通與差的情況。並給定不同之 κ 修正因數，如表 6.1 與圖 2.16 所示。

表 2.1 遲滯阻尼修正因數 κ

結構特性	遲滯阻尼 ξ_0 (%)		
	Type A	$\xi_0 \leq 16.25$	$16.25 < \xi_0 \leq 45$
$\kappa = 1.0$		$\kappa = 1.13 - 0.8\xi_0/100$	$\kappa = 0.77$
Type B	$\xi_0 \leq 25$	$25 < \xi_0 \leq 45$	$\xi_0 > 45$
	$\kappa = 1.0$	$\kappa = 0.845 - 0.7\xi_0/100$	$\kappa = 0.53$
Type C	$\kappa = 0.33$		

2.6.4 最大地表加速度

對一單自由度系統施加振動加速度時，該系統反應之慣性力會與其週期及阻尼比有關，當系統週期與輸入振動之顯著週期接近時，反應會被放大，反之則減小；而當系統阻尼比增加時，反應自然也較為收斂。

一般常將輸入 PGA 大小正規化為 1g 時，系統之最大反應加速度與基本振動週期的關係繪成正規化加速度震譜，橫軸為週期，縱軸則為反應加速度與輸入 PGA 的比值，亦即加速度震譜係數 C 。圖 2.17 所示即為我國建築物耐震設計規範所規定在四種不同地盤條件下，基本振動週期與加速度震譜係數之關係圖。

正規化加速度震譜也可利用實際地震震波求得，已知正規化加速度震譜後，可由上一節之有效週期 T_e 找到對應的加速度震譜係數 C 。則此時震譜反應加速度 S_A 與地表輸入加速度 S_{A0} 之關係如(2.100)式所示。

$$S_A = C \cdot C_D \cdot S_{A0} \quad (2.100)$$

其中 C_D 為震譜折減係數，通常加速度震譜係在阻尼比為 5% 之情況下求得，當阻尼比大於 5% 時，震譜反應值需加以折減，本文採用我國耐震設計規範[1.2]依據 Kawashima[2.16]之研究建議之公式如下：

A. 極短週期 ($T \leq 0.03$ 秒): $C_D = 1.0$ 。

B. 短、中、長週期 (第一類及第二類地盤時 $T > 0.15$ 秒，第三類地盤及台北盆地時 $T > 0.2$ 秒):

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_{eq} + 1} + 0.5 \quad (2.101)$$

C. 較短週期 (第一類及第二類地盤時 0.03 秒 $< T \leq 0.15$ 秒，第三類地盤及台北盆地時 0.03 秒 $< T \leq 0.2$ 秒): 以上述兩者線性內插。

最後可由(2.100)式或(2.85)式求得每個震譜加速度 S_A 所對應之最大地表加速度 S_{A0} 。

2.7 小結

本章採用文獻[2.1]之適用於中低層加強磚造及鋼筋混凝土造建築結構耐震分析之靜態推垮曲線法。以下為幾點小結：

1. 本章之靜態推垮曲線法可適用於一般中低層加強磚造及鋼筋混凝土造建築結構。根據實際震災中常見的弱柱強梁破壞現象，本章方法利用疊合個別垂直構件側力-變形曲線的方式，求出整體樓層之層剪力-樓板變位曲線，可呈現因構件開裂、屈服導致之結構非線性行為，亦可反映部分構件破壞後整體樓層容量曲線之變化現象。
2. 本章採用修正之靜態推垮曲線法[2.1]，其修正部份主要包括：考慮雙軸彎矩互制效應、箍筋之剪力強度計算方式、考慮撓剪互制效應、修正降伏前撓曲剛度折減係數、考慮握裹滑移變位、修正最大變位限制、考慮 P- Δ 效應以及 RC 牆之面外方向貢獻等。

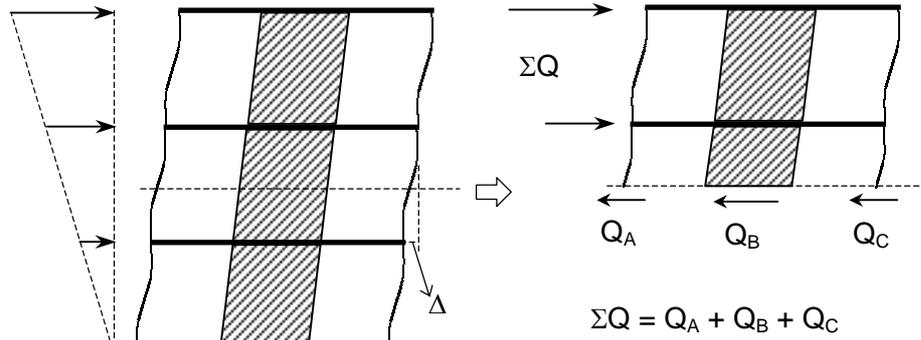


圖 2.1 弱柱強梁破壞模式假設下之側向力分配圖

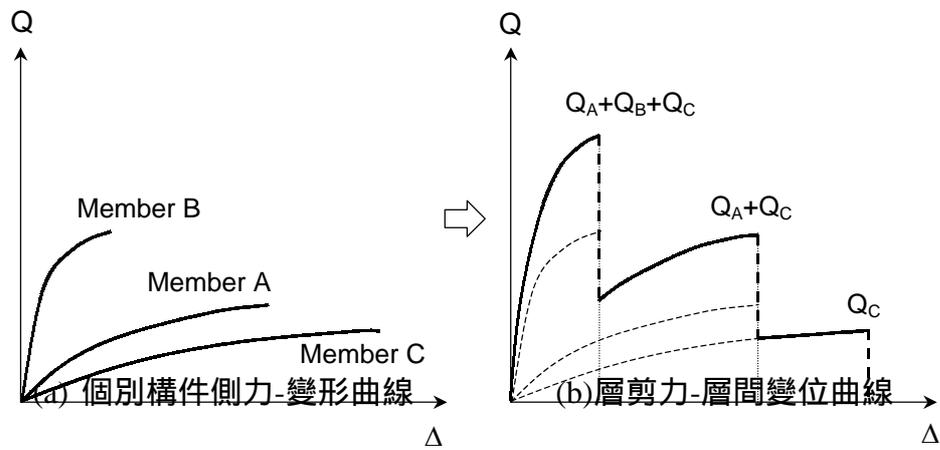


圖 2.2 構件側力-變形曲線疊合示意圖

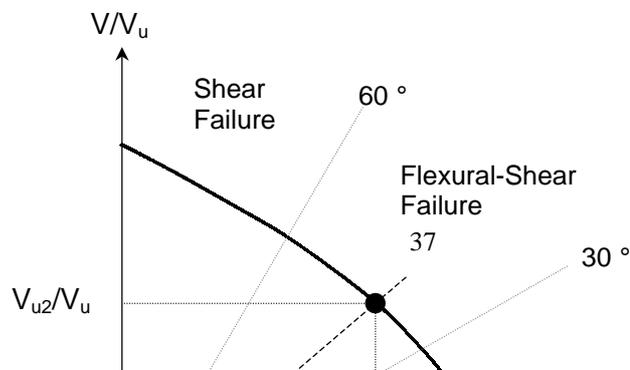
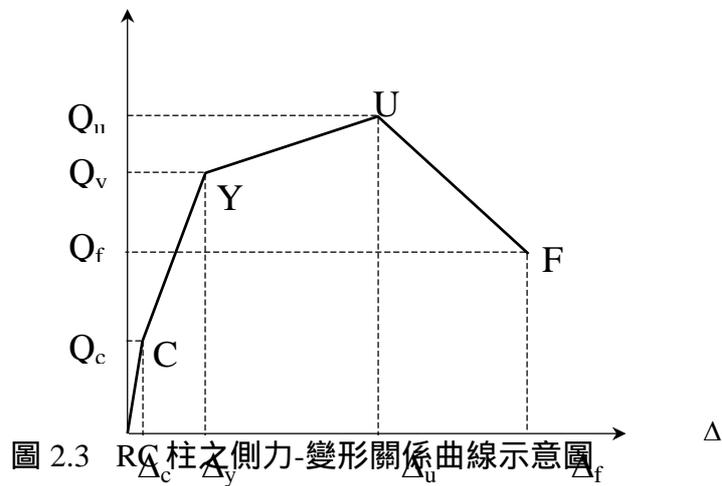


圖 2.4 撓剪互制破壞定義

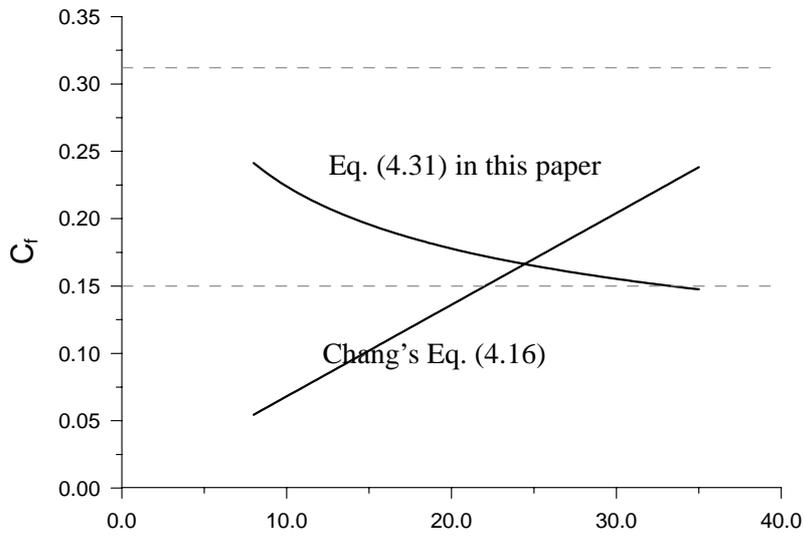


圖 2.5 修正前後開裂至降伏階段 C_f 與 f'_c 關係圖

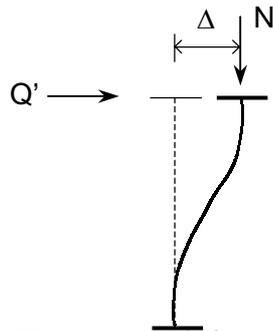


圖 2.6 P- Δ 效應示意圖

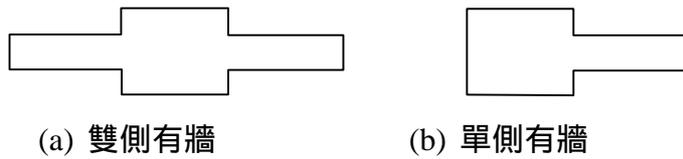


圖 2.7 非矩形斷面附牆柱

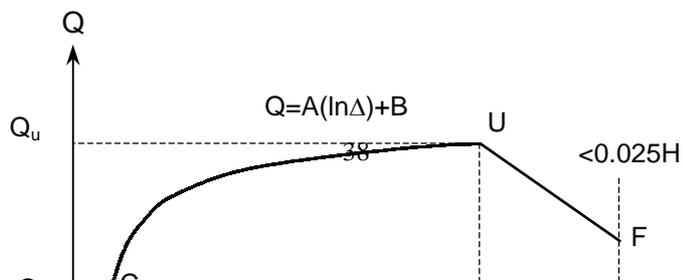


圖 2.8 RC 牆之側力-變形曲線示意圖

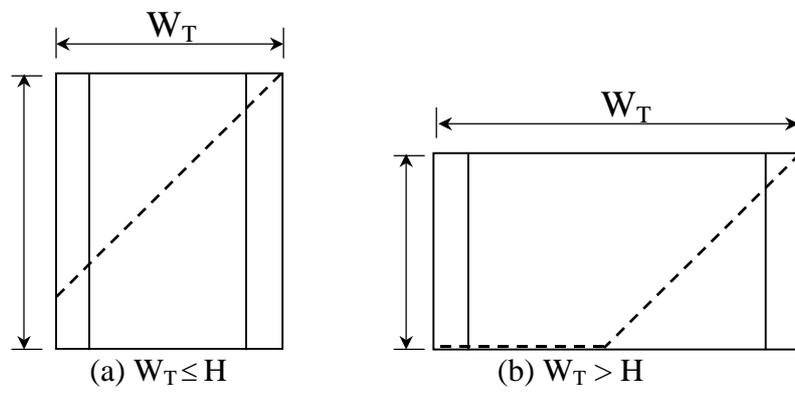


圖 2.9 RC 牆剪力破壞路徑

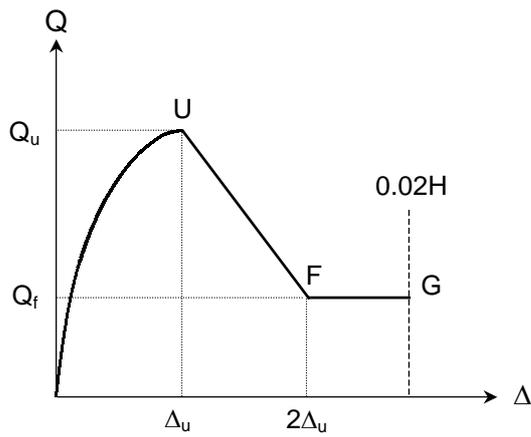
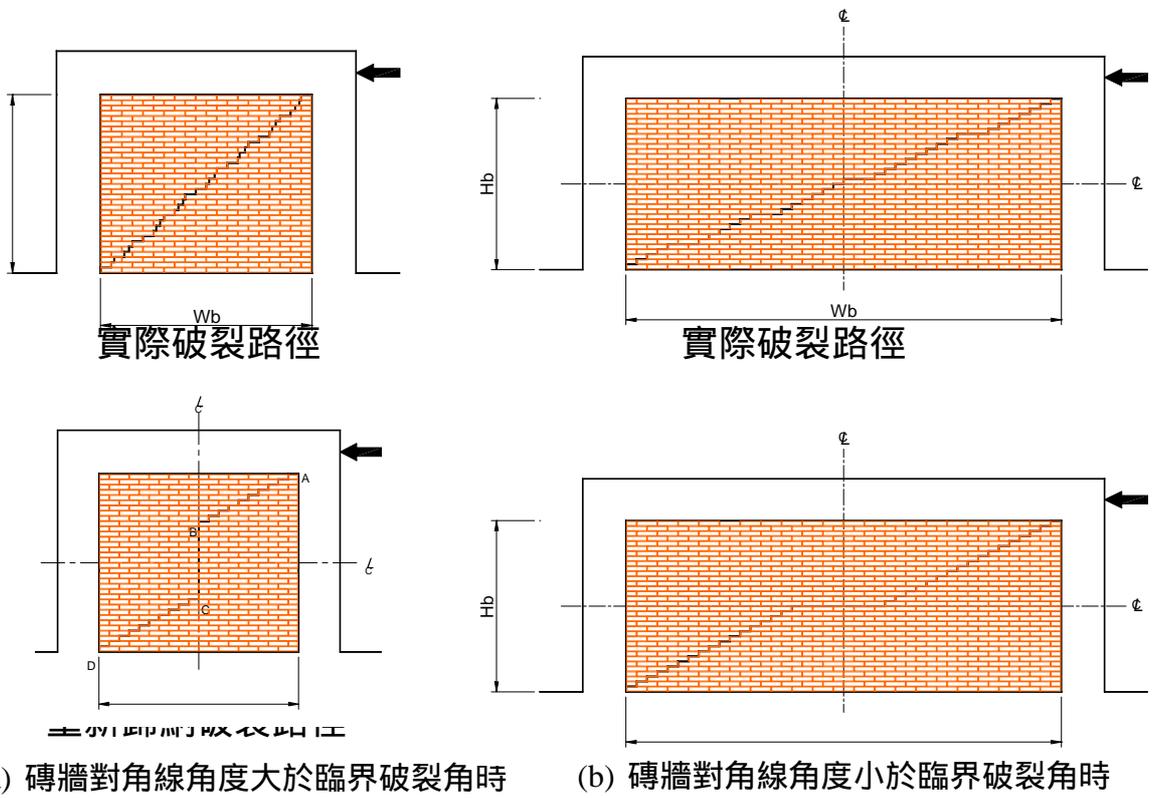


圖 2.10 磚牆之側力-變形曲線示意圖



(a) 磚牆對角線角度大於臨界破裂角時 (b) 磚牆對角線角度小於臨界破裂角時

圖 2.11 磚牆之破裂路徑示意圖 (轉載自陳奕信[2.9])

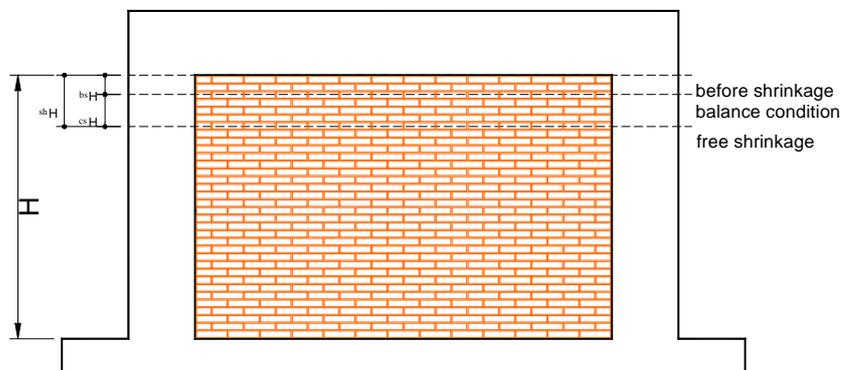


圖 2.12 加強磚牆乾縮應變關係 (轉載自陳奕信[2.9])

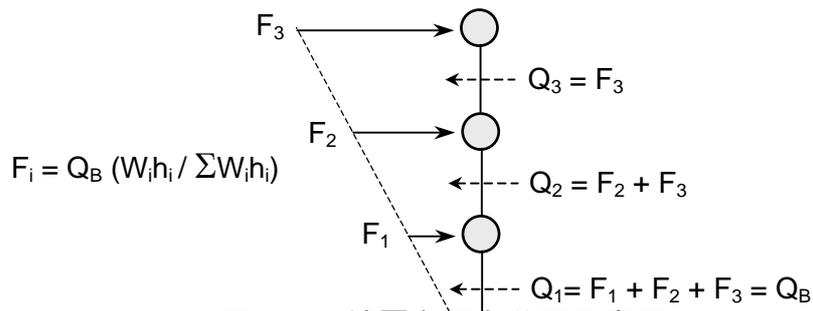


圖 2.13 地震力豎向分配示意圖

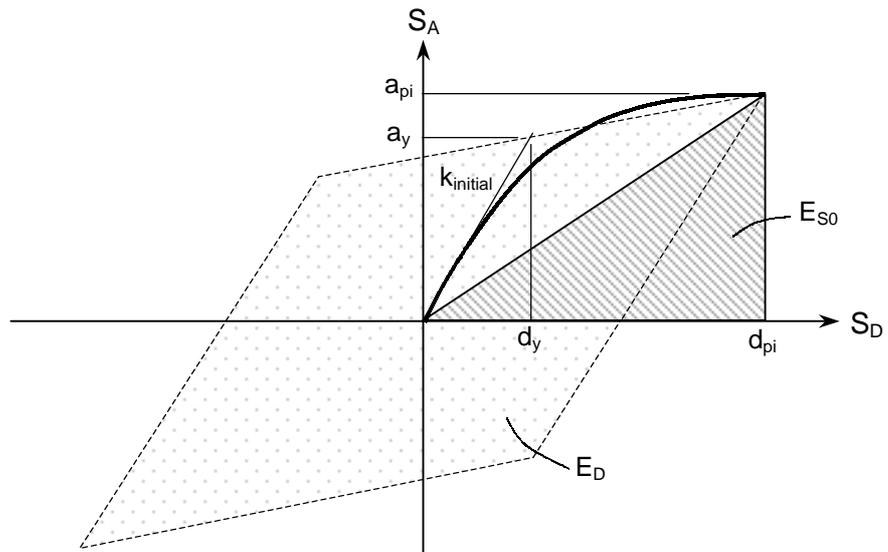


圖 2.14 遲滯阻尼之面積計算

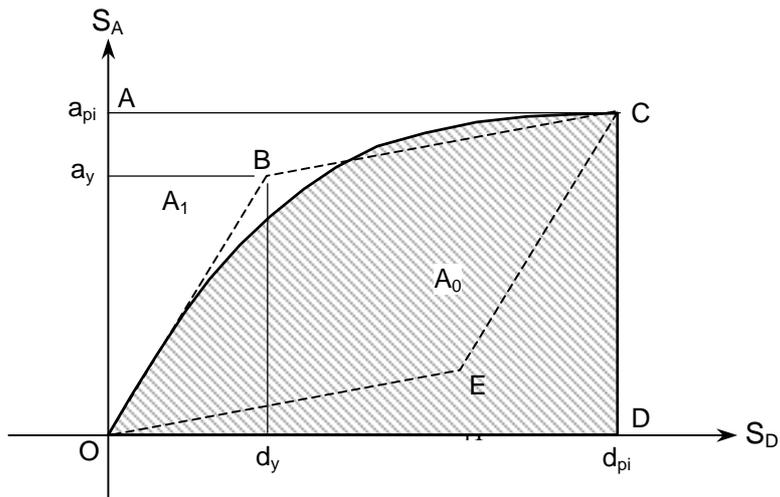


圖 2.15 雙線性遲滯迴圈之面積計算

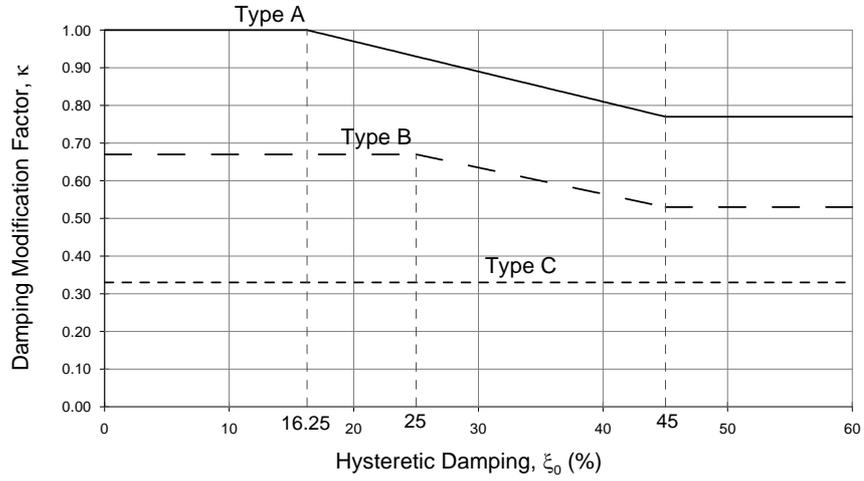


圖 2.16 遲滯阻尼修正係數與遲滯阻尼比關係圖

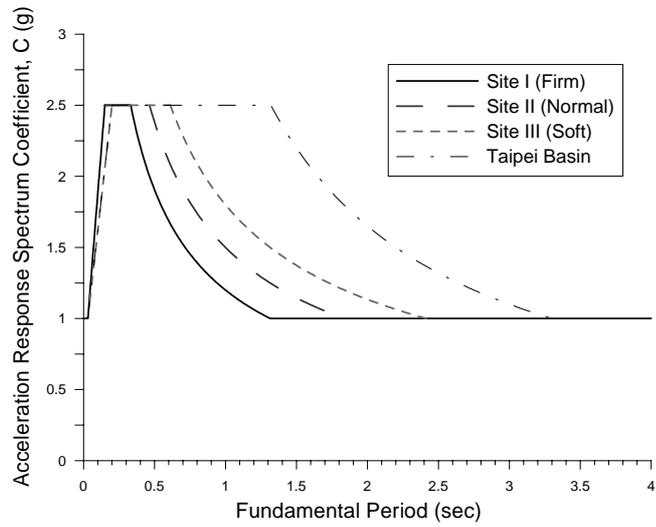


圖 2.17 我國法規加速度震譜係數與基本振動週期關係圖

第三章 加強磚造沿街店舖住宅耐震分析

3.1 加強磚造沿街店舖住宅類型

經實地調查一般老舊加強磚造沿街店舖住宅建築物的結構型態、規模、樣式後，製作如表 3.1 的訪談調查表，藉以了解在台灣加強磚造建築物的類型與樣式。在沿街店舖住宅建築物的問卷訪談調查表中，參考文獻[3.1]中對混凝土強度的採樣，這些採樣是對屋齡超過 15 年以上，施工圖齊全完整者，進行鑽心取樣。取樣的試體中，最低的混凝土強度為 $70\text{kg}/\text{cm}^2$ ，最高則有 $230\text{kg}/\text{cm}^2$ 。綜合平均的結果，混凝土的抗壓強度只有 $146\text{kg}/\text{cm}^2$ (見表 3.2 所示)，為設計值 $210\text{kg}/\text{cm}^2$ 的七成左右。由於鑽心試體取樣皆為樓板，考慮柱構件由於施工上較樓板將更難飽實，因此將柱構件使用的混凝土抗壓強度取樓板抗壓強度的七成，約 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ 估算。所以訪談表中，概估混凝土的抗壓強度 f_c' 為 $100\text{ kg}/\text{cm}^2$ ，灰漿 f_m' 為 $80\text{ kg}/\text{cm}^2$ 。而紅磚抗壓強度 f_b' 也相對給予較 CNS 一級磚標準值 $150\text{ kg}/\text{cm}^2$ 的七折左右 ($100\text{ kg}/\text{cm}^2$)。鋼筋屈服強度 f_y 則概估為 $2800\text{ kg}/\text{cm}^2$ 。

依訪談表訪談數位建築師及學者，將訪談紀錄收錄於附錄 1，並於訪談後收集整理既有加強磚造沿街店舖住宅建築圖面於附錄 2。由訪談專家學者後對加強磚造沿街店舖住宅建築物的歷史沿革整理說明如下：

台灣加強磚造建築物構築方式的改變，與台灣經濟發展的演進、人口變遷的趨勢、家庭小型化及土地使用的變化等有相當密切的關係。日據時代，主要為農業社會，都市的發展尚未成形，因此，沿街店舖住宅的形成較少；台灣光復以後，逐步邁向工業社會，人口由鄉村往都市集中，因應都市人口的密集化需求，開始出現沿街店舖住宅。初期的構築方式，仍由業主自行集資興建，爾後，才有包商、建商乃至建設公司、營造廠的大量構築。因此，沿街店舖也由獨棟興建逐漸演變成兩戶、四戶、六戶乃至一整個街廓二十來戶的共同壁構築。此乃所謂「販厝」時代的來臨。此時，由於要求節省成本、縮短工時的成本利潤條件下，砌

磚法的速度化，工匠精神不見了，也造成大批良侷不齊的加強磚造沿街店舖建築的蓬勃建設。

若以年代來概分加強磚造建築物構築方式的改變，可大致區分成以下幾個部分：

1. 民國四十五年以前：

磚構造建築物主要為以純磚造為主的一層樓建築，但由於後來土地資產的高度利用，大部分此類建築物目前均已拆除重建。

2. 民國四十五年至五十三年間：

磚構造建築物開始有加強磚造的構築方式。其中，建築物大多為獨棟構築，連棟的沿街店舖住宅一起構築較為罕見。一開始是以鋼筋混凝土柱補強磚牆的邊界，並將兩方向的磚牆作適當的連結。柱斷面為與牆壁同寬(8寸)的正方形斷面；主筋為4根5號鋼筋。民國五十年代左右，一層樓的加強磚造建築物，多為斜屋頂的構築型態，由於樓層高度較高，部分建築物會在其中加入木造夾層樓板，增加使用的空間；一般沒有騎樓的設置。此階段由於沒有正式的相關建築法令規定，一般採用國民政府在民國三十三年中國大陸頒布的建築法及日據時代的『台灣都市計畫法』、『台灣家屋建築規則』進行建築物的設計建造；建築物的面寬規定最小不得小於十二台尺(360公分)，進深不含騎樓有三跨，每跨約12、13、15台尺。

3. 民國五十三年至六十一年間：

此年代為加強磚造建築物蓬勃發展的階段。台灣經濟建設開始發展，發現面寬十二台尺的建築物在使用上有其缺點，乃放寬面寬寬度至少須四公尺以上；進深仍維持不含騎樓有三跨，層數為二至三層。初期以二層樓木造斜屋頂為主、二樓樓地板多為鋼筋混凝土樓板，但少數也有木造樓板的建造。後期則以鋼筋混凝土造之平屋頂居多。此時，紅磚的品質大多能控制在一級磚的強度，即 $150\text{kg}/\text{cm}^2$ 的抗壓強度。灰漿配比雖然規定為1:3，但施工者為了工作度較佳，會將配比放大至1:4；混凝土的配比為1:2:4，但施工者也為了有較佳的工作度，會容許有1:3:6的配比出現。柱斷面短邊與牆壁同寬(8寸)、長邊為1.2台尺；柱主筋為6根5號鋼筋；箍筋間距全柱皆為8寸或1台尺。此年代若為三層樓加強磚造建築物，則一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8寸)、長邊為1.5台尺、柱主筋為6根5號鋼筋；三樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8寸)、長邊則縮短為1.2台尺，柱主

筋為 4 根 5 號鋼筋；鋼筋採用日本的規格，強度為 2400 kg/cm^2 。箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。

4. 民國六十一年至七十年間：

此階段對都市重劃的土地，重新作基地分割後，面寬至少有 15 台尺(4.5 米)的寬度，加強磚造建築物可以蓋至三樓，大量三層樓平屋頂之連棟加強磚造街屋建築物出現。此時法規規定一樓柱斷面短邊與牆同寬，至少 35 公分，長邊可達 45 公分；沿斷面箍筋四周配 8 根 5 號筋或 8 根 6 號筋。二、三樓柱斷面短邊與牆同寬，至少 23 公分，長邊可達 45 公分，配與一樓相同號數的主筋 6 支。箍筋間距全柱皆為 20 公分至 30 公分。一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(35 公分)、長邊為 1.5 台尺；柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。鋼筋規格同時存在日規與美規兩種，日本的規格，強度為 2400 kg/cm^2 ；美國規格，強度為 2800 kg/cm^2 。

在此年代，由於建蔽率、容積率、空地稅即將因法規趨於嚴格而有搶建情形，因此，大部分的販厝品質良窳不齊，極大部分建造用紅磚被稱為『豆腐磚』，強度僅達二級磚的水準或更差。而灰漿、混凝土的配比也為了工作度較佳，完全沒有品質管制。舉例而言，一個柱獨立基腳，合理的配比下，至少須兩包水泥($50\text{kg} \times 2=100\text{kg}$)量，但有些建築物甚至一包水泥量即可灌注一個或兩個柱基腳。

5. 民國七十年以後：

加強磚造建築物漸漸減少，一方面是由於鋼筋混凝土工程技術漸趨成熟，土地價值大幅度提高，加強磚造建築物無法滿足業主希望建築物可達四層樓以上層數的需求；另一方面，三層樓加強磚造建築物技術規則要求一樓磚牆厚度至少須達 35 公分，太浪費空間上的使用，且依規定，三層樓以上建築物須作地下室，因此鋼筋混凝土建築物開始成為主流。此階段，鋼筋主要採用美國規格，強度為 2800 kg/cm^2 。

一般而言，若為一層樓加強磚造建築物，則有獨立基腳而無地梁；若為二、三層樓加強磚造建築物，則同時存在獨立基腳與地梁，並在土質較差的基地上加打十二台尺深的木樁。加強磚造建築物的面寬一般有 12、13、15 台尺等三種尺寸；進深則有三跨或四跨(不含騎樓)，跨度為 12、13、15 台尺。一樓一般有 12

台尺高，二、三樓層則降為 10 或 11 台尺。

表 3.1 加強磚造沿街店舖住宅建築物調查訪問表

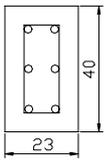
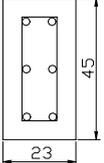
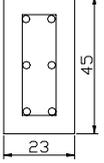
加強磚造沿街店舖住宅建築物調查訪問表		
被訪查者：_____		
訪查單位：成功大學建築系		
1. 建造年代為何？	民國 50 年以前 民國 51 ~ 60 年 民國 61 ~ 70 年 民國 71 ~ 80 年 民國 80 年以後	
2. 基礎形式？	獨立基腳無地梁 獨立基腳有地梁 連續基礎 筏式基礎 其他	
3. 設計時材料強度為何？	概估混凝土 $f_c' = 100$ kg/cm ² ，鋼筋 $f_y = 2800$ kg/cm ² ， 紅磚 $f_b' = 100$ kg/cm ² ，灰漿 $f_m' = 80$ kg/cm ²	
4. 建築物的樓層數大多為？	2F 以下 2F 3F 3F 以上	
5. 建築物面寬有幾米？	360 公分以下 360 公分 420 公分 420 ~ 450 公分 450 公分以上	
6. 建築物進深方向有幾跨？	3 跨以下 3 跨 4 跨 5 跨 5 跨以上	
	每跨跨度為何？ 360 公分以下 360 公分 420 公分 420 ~ 450 公分 450 公分以上	
7. 建築物每層樓柱斷面尺寸為何？柱配筋為何？與圖 1 是否相同？	是 否	
		
6-- # 5	6-- # 6	6-- # 5
3F 柱	1、2F 柱	1、2F 柱

圖 1a 三層樓街屋柱配筋圖

(# 3@30)

圖 1b 二層樓街屋柱配筋圖

(# 3@30)

8. 一般磚牆砌法為何？（請參考圖 2 所示） 一順一丁 二順一丁 其他__



一順一丁

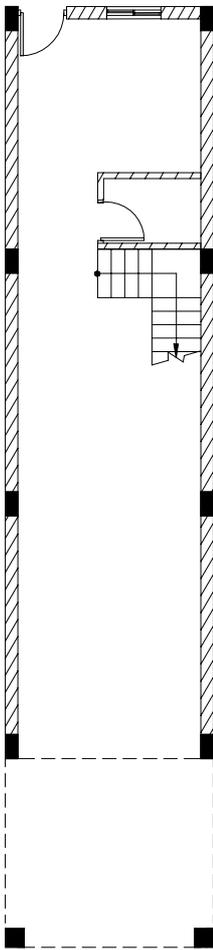


二順一丁

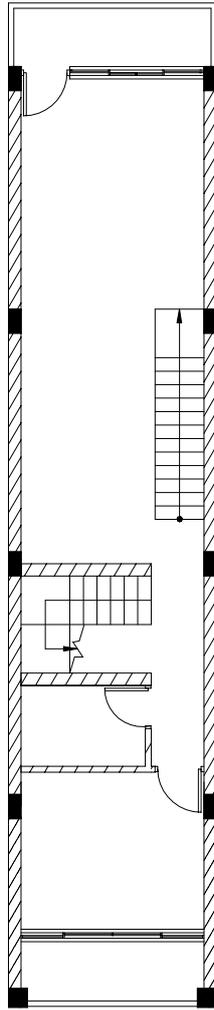
圖 2a 1B 厚磚牆砌法示意圖 1

圖 2b 1B 厚磚牆砌法示意圖 2

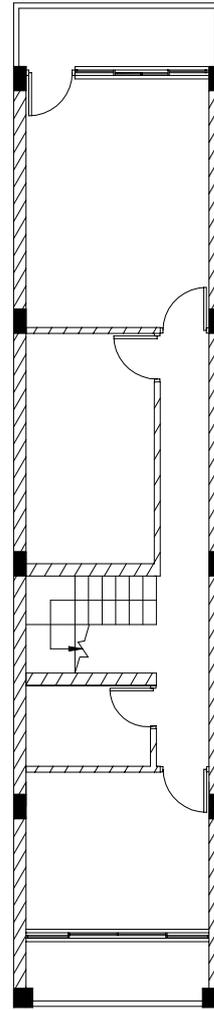
9. 建築物平行騎樓方向磚牆之配置位置為何？



一樓平面圖

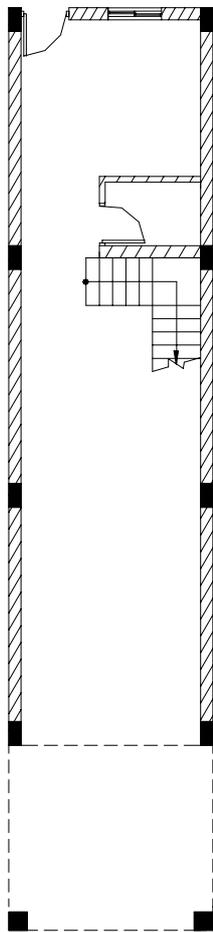


二樓平面圖

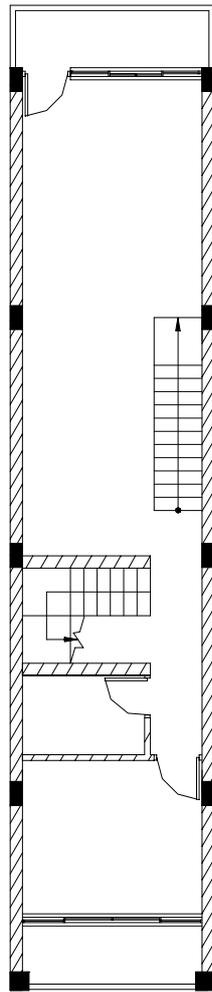


三樓平面圖

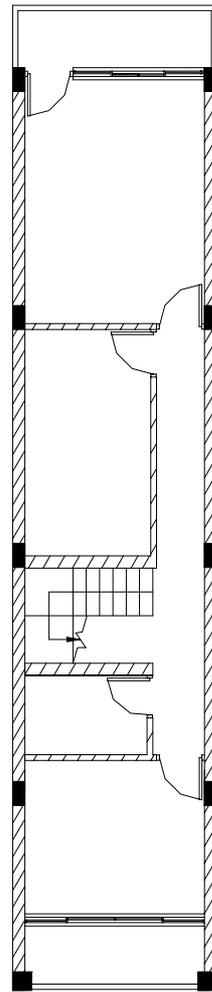
類型一 一樓樓梯間無 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖



一樓平面圖

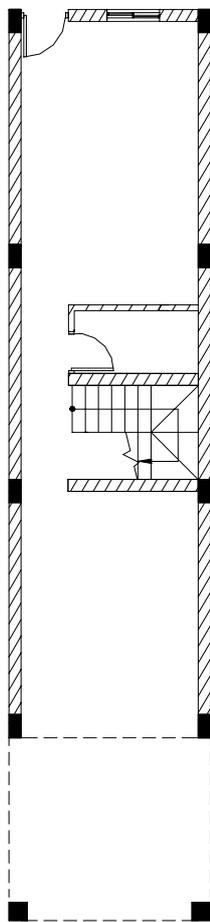


二樓平面圖

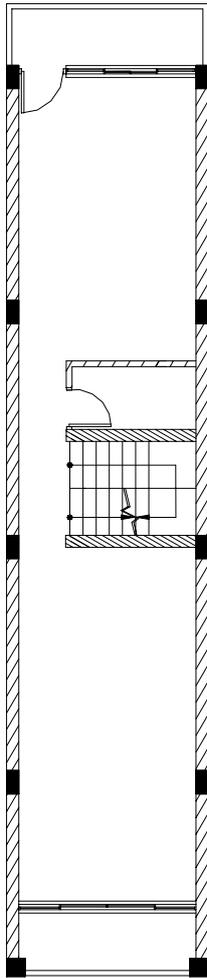


三樓平面圖

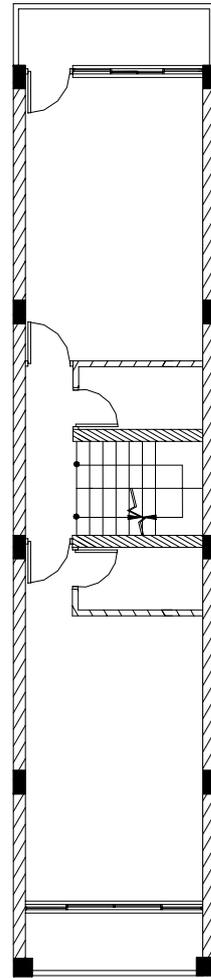
類型二 一樓樓梯間有一片 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖



一樓平面圖



二樓平面圖



三樓平面圖

類型三 一樓樓梯間有兩片 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖

表 3.2 台南市各區公立學校混凝土強度統計表

地區		校別	取樣個數	混凝土平均抗壓強度 (kg/cm^2)
東區	國中	忠孝、後甲	35	139.9
	國小	大同、德高		
中區	國中	中山	16	150.3
	國小	成功		
西區	國中	建興、金城	19	141.8
	國小	協進、新南		
南區	國中	南寧、大成	32	161.6
	國小	日新、新興		
北區	國中	延平、民德	26	155.8
	國小	立人		
安平區	國中	安平	19	139.1
	國小	西門		
安南區	國中	安南、安順	26	143.1
	國小	安佃、安順 何順、鎮海		
全市平均				146

3.2 加強磚造沿街店舖住宅耐震分析

依據前節所述，將加強磚造沿街店舖住宅建築物在進深方向含騎樓分成四跨，每跨跨度為騎樓 3.5 公尺、其餘三跨皆為 4.5 公尺；一樓樓高為 3.6 公尺，其餘樓層為 3.0 公尺。並按樓梯形式不同分成三類，如表 3.1 中所示。考慮三種不同的面寬、兩種不同層數、兩種不同磚牆寬度(最後一跨平行騎樓之磚牆寬度固定或隨面寬改變而改變寬度)，如表 3.3 所示；柱斷面有兩種，一種為一邊與 1B 厚磚牆同寬，為 23cm，另一長邊為 45cm；斷面內均配置 6 根 5 號鋼筋；另一種為騎樓柱，斷面邊長均為 35cm，配置 8 根 5 號鋼筋。柱箍筋間距均為 30cm。表 3.4 為

不同型態之加強磚造沿街店舖住宅建築物的單位樓地板重量：包括建築物所有的靜載重與 1/4 的活載重（假設單位活載重為 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ ）。由表中可以得知：隨面寬增加，單位樓地板面積隨之減小，約在 $1.1\text{ t}/\text{m}^2$ 至 $1.3\text{ t}/\text{m}^2$ 之間。評估建築物在普通地盤的土壤條件下耐震能力的好壞。同時考慮動態載重下之材料強度提升效應，依據 Ahmad 與 Shah[3.2]之建議，將混凝土動態抗壓強度提升 18 %、紅磚強度亦提升 18%；同時並根據 Park 與 Paulay[3.3]之建議，將鋼筋動態抗拉強度提升 14 %。

表 3.3 加強磚造沿街店舖住宅建築物型態分類表

分類編號		類型一			類型二			類型三		
樓層數	最後一跨平行騎樓磚牆寬度	一樓樓梯間 無 1B 厚磚牆			一樓樓梯間 有一片 1B 厚磚牆			一樓樓梯間 有兩片 1B 厚磚牆		
		面寬(單位：cm)			面寬(單位：cm)			面寬(單位：cm)		
		360	450	540	360	450	540	360	450	540
3	固定	CaseA1	CaseA2	CaseA3	CaseA4	CaseA5	CaseA6	CaseA7	CaseA8	CaseA9
	改變		CaseA2a	CaseA3a		CaseA5a	CaseA6a		CaseA8a	CaseA9a
2	固定	CaseB1	CaseB2	CaseB3	CaseB4	CaseB5	CaseB6	CaseB7	CaseB8	CaseA9
	改變		CaseB2a	CaseB3a		CaseB5a	CaseB6a		CaseB8a	CaseA9a

表 3.4 不同加強磚造沿街店舖住宅型態之單位樓地板重量一覽表(單位： t/m^2)

樓層數	最後一跨平行騎樓磚牆寬度	一樓樓梯間 無 1B 厚磚牆			一樓樓梯間 有一片 1B 厚磚牆			一樓樓梯間 有兩片 1B 厚磚牆		
		面寬(單位：cm)			面寬(單位：cm)			面寬(單位：cm)		
		360	450	540	360	450	540	360	450	540
3	固定	1.292	1.161	1.075	1.299	1.169	1.083	1.349	1.224	1.139
2	固定	1.335	1.199	1.109	1.340	1.205	1.115	1.377	1.245	1.156

3-2-1 單棟加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震分析

按第二章的耐震分析方法，將表 3.3 中 30 棟單棟加強磚造沿街店舖住宅建築物的耐震診斷四象圖繪如圖 3.1 至圖 3.3。所有沿街店舖住宅建築物均為平行騎樓方向為弱軸，且都在一樓破壞；若一樓平行騎樓方向磚牆的數量愈多，耐震能力愈好。圖 3.4a、圖 3.4b 為上述案例弱軸方向(平行騎樓方向)最大地表加速度與樓層數的關係。由圖中可以發現：除

了二層樓一樓樓梯間有兩片 1B 厚磚牆的案例(CaseB7、B8、B8a、B9、B9a)外，所有案例都無法達到目前我國法規要求在強震區的設計耐震標準 0.33g 的強度。因此 30 個案例中，有 24 個案例須加以補強。圖 3.5a、圖 3.5b 為上述案例基底剪力與樓層數的關係。由圖中可以發現：樓層數愈多、磚牆數量愈多則基底剪力愈大。以面寬 360cm 類型為例，一樓樓梯間有兩片 1B 厚磚牆建築物破壞時之最大地表加速度為一樓樓梯間有一片 1B 厚磚牆的 1.5 倍、基底剪力為 1.5 倍；為一樓樓梯間無 1B 厚磚牆的 1.9 倍、基底剪力可達 2.6 倍。

表 3.5 為不同類型之加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震診斷結果。由表中可以發現，最後一跨平行騎樓之磚牆寬度隨面寬改變而改變寬度時，面寬愈大則此部分的磚牆愈寬，可以提供較多的耐震力，所以在最大地表加速中都會適度提高。以面寬 540cm 的類型為例，不論三層樓或二層樓的建築物，在一樓樓梯間無 1B 厚磚牆的情況下皆可提高 12% 的最大地表加速度、在一樓樓梯間有一片 1B 厚磚牆的情況下可以提高 26% 的最大地表加速度。基底剪力的增加更為明顯，至少可增加兩成以上、甚至可達四成。如圖 3.6、3.7 所示。

表 3.5 不同類型之獨棟加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震診斷結果

層數	案例類型編號	面寬 (cm)	最大地表加速度 PGA (g)	基底剪力 (kN)
3	CaseA1	360	0.151	313
	CaseA2	450	0.142	318
	CaseA2a		0.151	315
	CaseA3	540	0.135	325
	CaseA3a		0.165	448
	CaseA4	360	0.216	543
	CaseA5	450	0.224	619
	CaseA5a		0.234	676
	CaseA6	540	0.224	750
	CaseA6a		0.241	831
	CaseA7	360	0.280	789
	CaseA8	450	0.288	962
	CasA8a		0.304	1019

2	CaseA9	540	0.296	1155
	CaseA9a		0.321	1280
	CaseB1	360	0.194	294
	CaseB2	450	0.181	299
	CaseB2a		0.199	361
	CaseB3	540	0.170	305
	CaseB3a		0.212	412
	CaseB4	360	0.285	512
	CaseB5	450	0.285	578
	CaseB5a		0.300	631
	CaseB6	540	0.289	659
	CaseB6a		0.315	776
	CaseB7	360	0.361	741
	CaseB8	450	0.362	905
	CaseB8a		0.380	958
	CaseB9	540	0.375	1072
	CaseB9a		0.404	1189

3-2-2 連棟加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震分析

由於沿街店舖住宅大部分均以連棟的共同壁形式一起構築，因此本節將表 3.3 三種不同型態的牆壁配置以雙拼、八拼及十六拼的形式作為連棟式之加強磚造沿街店舖住宅配置，探討不同連棟棟數下，建築物耐震能力的改變趨勢。

圖 8 至圖 11 為雙拼沿街店舖住宅以最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定的假定下、三種不同磚牆配置類型之耐震診斷圖；圖 12 至圖 14 為八拼沿街店舖住宅三種類型之耐震診斷圖；圖 15 至圖 17 為十六拼沿街店舖住宅三種類型之耐震診斷圖。將耐震結果以表 3.6 表示之。表 3.6 為獨棟、雙拼、八拼及十六拼建築物在不同牆壁配置類型之最大地表加速度與最大基底剪力的耐震評估結果。

由表中可以得知：若牆壁配置屬於一樓樓梯間無 1B 厚磚牆的建築物，隨著連棟棟數的增加，崩塌時最大地表加速度會逐漸減小，單位棟

數的崩塌基底剪力也隨棟數的增加而降低。這是由於隨連棟棟數的增加，可以承擔地震力的垂直構件中，磚牆並未隨棟數的增加而增加；相反地，單位棟數之柱量會隨棟數的增加而減少。以本文的案例為例：由獨棟建築結構中的 10 根柱，變成雙拼建築物中的 15 根柱，再變成八拼建築物中的 45 根柱，最後變成十六拼建築中的 85 根柱。若令單棟建築物的（柱數/樓地板面積）為基本單位量 1，則雙拼建築中的（柱數/樓地板面積）為 0.75、八拼建築中的（柱數/樓地板面積）為 0.5625、十六拼建築中的（柱數/樓地板面積）為 0.53125。因此，若建築物的磚牆配置屬於類型一時，連棟的數目愈多，反而對建築物的耐震能力會愈不利。

若牆壁配置屬於一樓樓梯間有 1B 厚磚牆的建築物，隨著連棟棟數的增加，雖然單位棟數的崩塌基底剪力也隨棟數的增加而降低，但崩塌時之最大地表加速度卻相反地會逐漸增大。崩塌基底剪力的變化如前段文字所描述的情況類似，但崩塌時之最大地表加速度會隨連棟棟數的增加而增大的原因是由於隨連棟棟數的增加，可以承擔地震力的垂直構件中，磚牆可以發揮它抗震能力；因此，即使單位棟數之柱量會隨棟數的增加而減少，但由於樓梯間有一片或兩片 1B 厚磚牆發揮吸收地震力的效果，故可以提高建築物的耐震能力，並以提高建築物崩塌時的最大地表加速度呈現。所以，若建築物的磚牆配置屬於類型二及類型三時，連棟的數目愈多，反而對建築物的耐震能力會愈有利。而樓梯間有兩片 1B 厚磚牆的建築物又比樓梯間只有一片 1B 厚磚牆的建築物可以有更好加的耐震效果。可以從表 3.6 中得到證實。

從表 3.6 中可以發現：二層樓的加強磚造沿街店舖住宅中，約僅類型一之一樓樓梯間無 1B 厚磚牆建築物無法達到目前我國法規規定強震區耐震能力需有 0.33g 才倒塌的要求。而三層樓的加強磚造沿街店舖住宅中，約僅類型三之一樓樓梯間有兩片 1B 厚磚牆建築物可以達到目前我國法規規定強震區耐震能力需有 0.33g 才倒塌的要求。因此本文將在下一章節中詳述如何對這些耐震能力不足的建築物進行補強措施，並對補強後的建築物，重新進行耐震評估，檢討補強後耐震能力的提高率。

表 3.6 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅最大地表加速度與基底剪力表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果	三層樓			二層樓		
				面寬(cm)			面寬(cm)		
				360	450	540	360	450	540
一	樓梯間無二磚牆	獨棟	PGA(g)	0.151	0.142	0.135	0.194	0.181	0.17
			基底剪力(kN)	313	318	325	294	299	305
		雙拼	PGA(g)	0.148	0.139	0.132	0.191	0.177	0.166
			基底剪力(kN)	544	555	566	511	521	527
		八拼	PGA(g)	0.146	0.137	0.129	0.188	0.174	0.162
			基底剪力(kN)	1930	1973	2025	1815	1851	1869
		十六拼	PGA(g)	0.145	0.136	0.129	0.187	0.173	0.161
			基底剪力(kN)	3778	3862	3969	3552	3624	3659
二	樓梯間有一片二磚牆	獨棟	PGA(g)	0.216	0.224	0.224	0.2849	0.2853	0.289
			基底剪力(kN)	543	619	750	512	578	659
		雙拼	PGA(g)	0.232	0.242	0.243	0.302	0.307	0.31
			基底剪力(kN)	1004	1162	1334	949	1086	1248
		八拼	PGA(g)	0.253	0.26	0.262	0.321	0.333	0.337
			基底剪力(kN)	3773	4423	5108	3574	4131	4784
		十六拼	PGA(g)	0.258	0.264	0.266	0.325	0.339	0.342
			基底剪力(kN)	7464	8771	10139	7075	8192	9499
三	樓梯間有兩片二磚牆	獨棟	PGA(g)	0.28	0.288	0.296	0.361	0.362	0.375
			基底剪力(kN)	789	962	1155	741	905	1072
		雙拼	PGA(g)	0.313	0.328	0.339	0.406	0.41	0.427
			基底剪力(kN)	1492	1846	2232	1409	1712	2071
		八拼	PGA(g)	0.361	0.371	0.379	0.456	0.469	0.501
			基底剪力(kN)	5726	7157	8706	5419	6644	8085
		十六拼	PGA(g)	0.372	0.38	0.393	0.467	0.488	0.496
			基底剪力(kN)	11371	14238	17337	10766	13219	15393

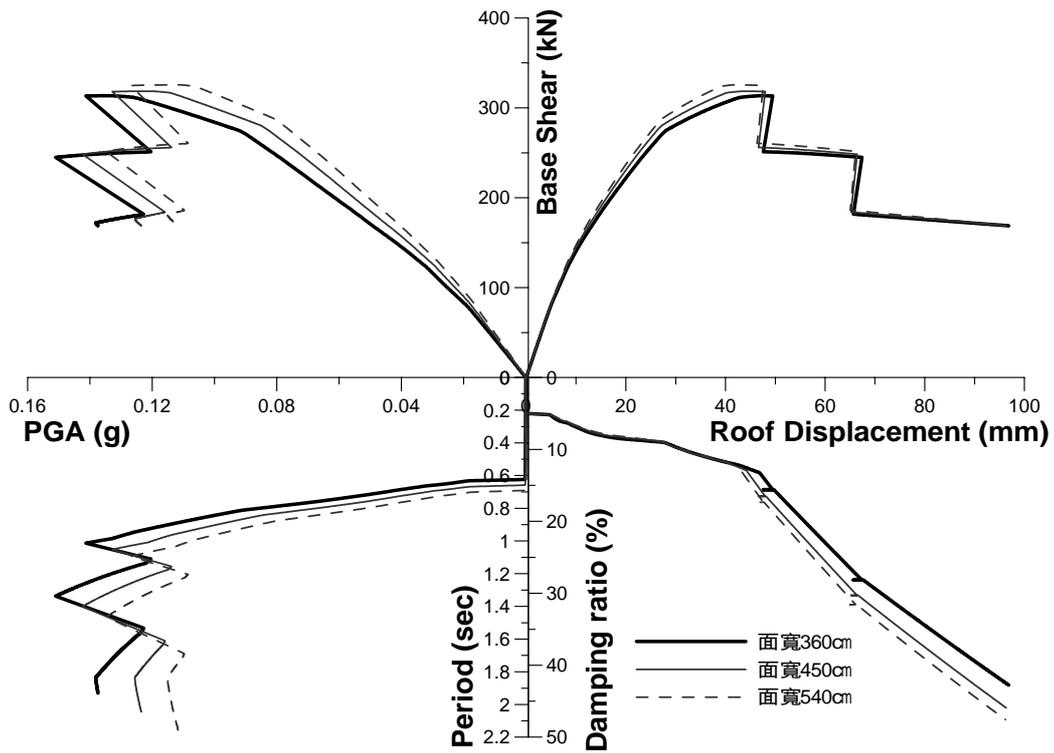


圖 3.1a 類型一之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

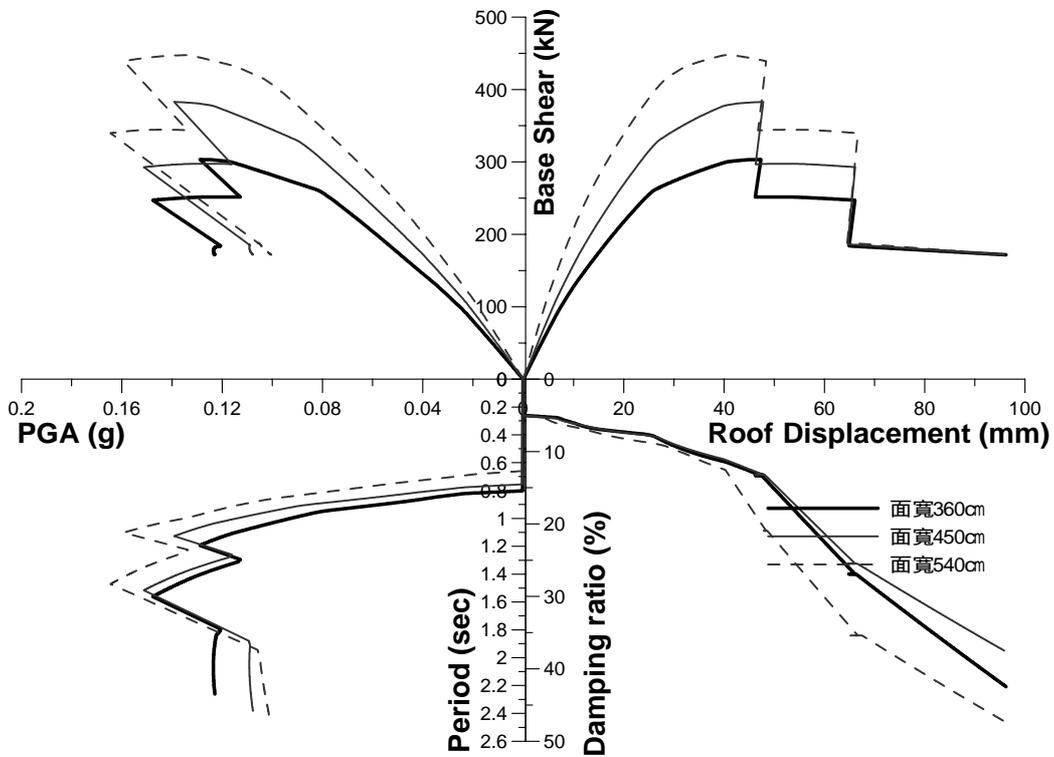


圖 3.1b 類型一之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖

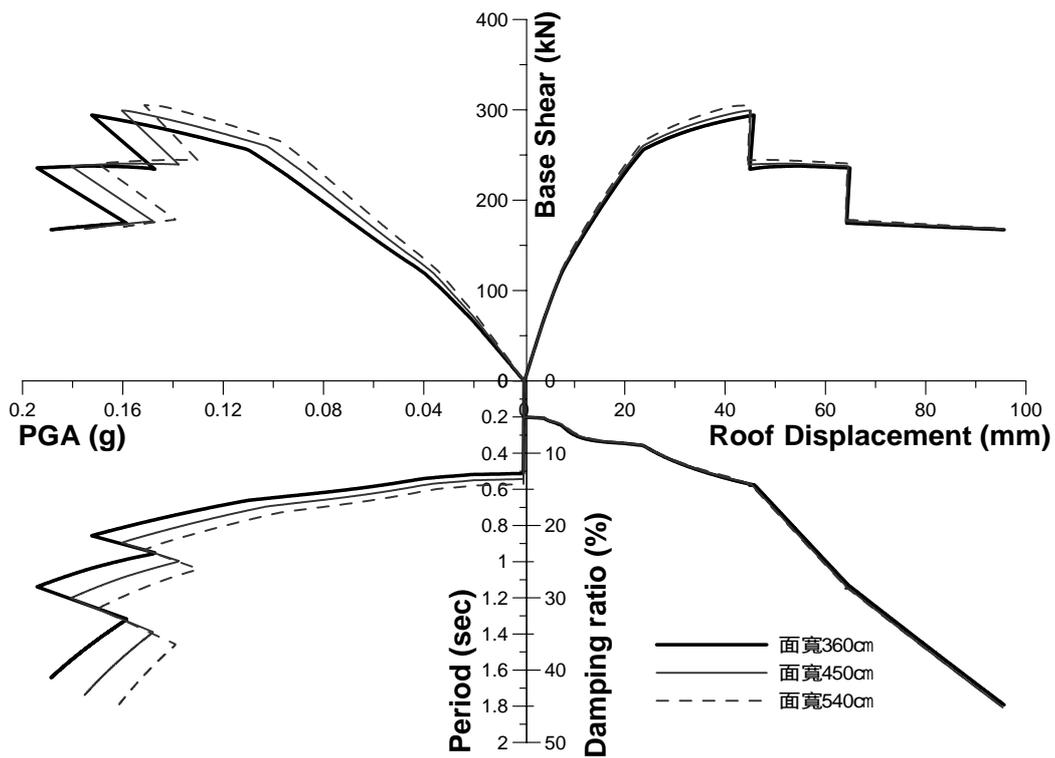


圖 3.1c 類型一之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

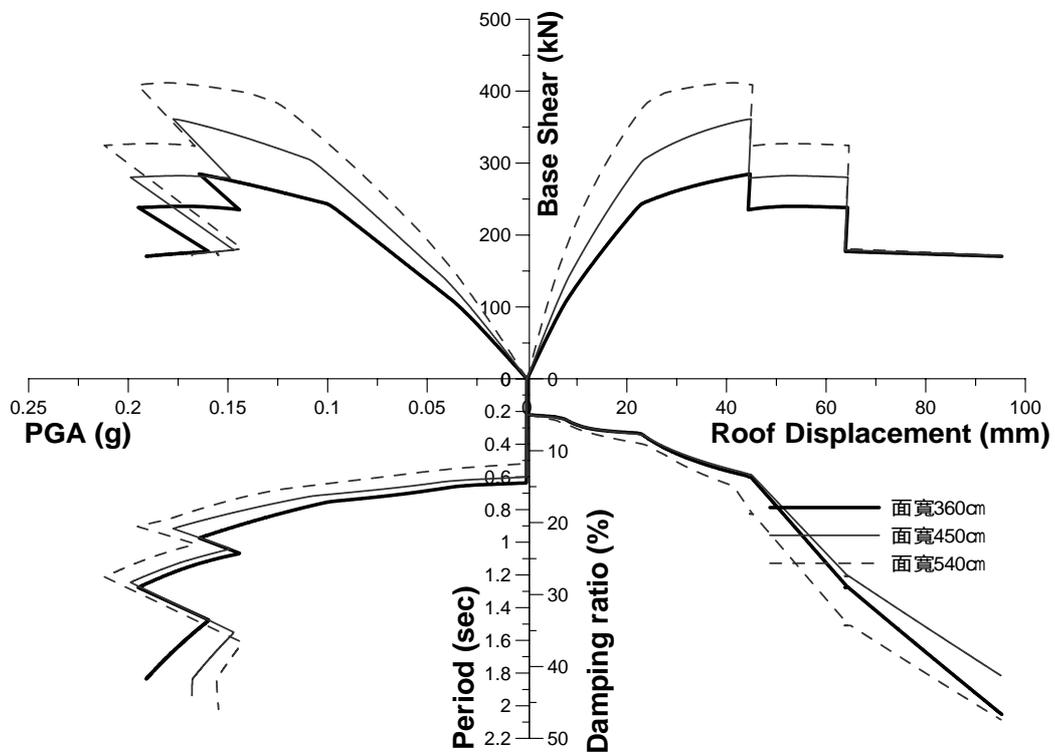


圖 3.1d 類型一之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖

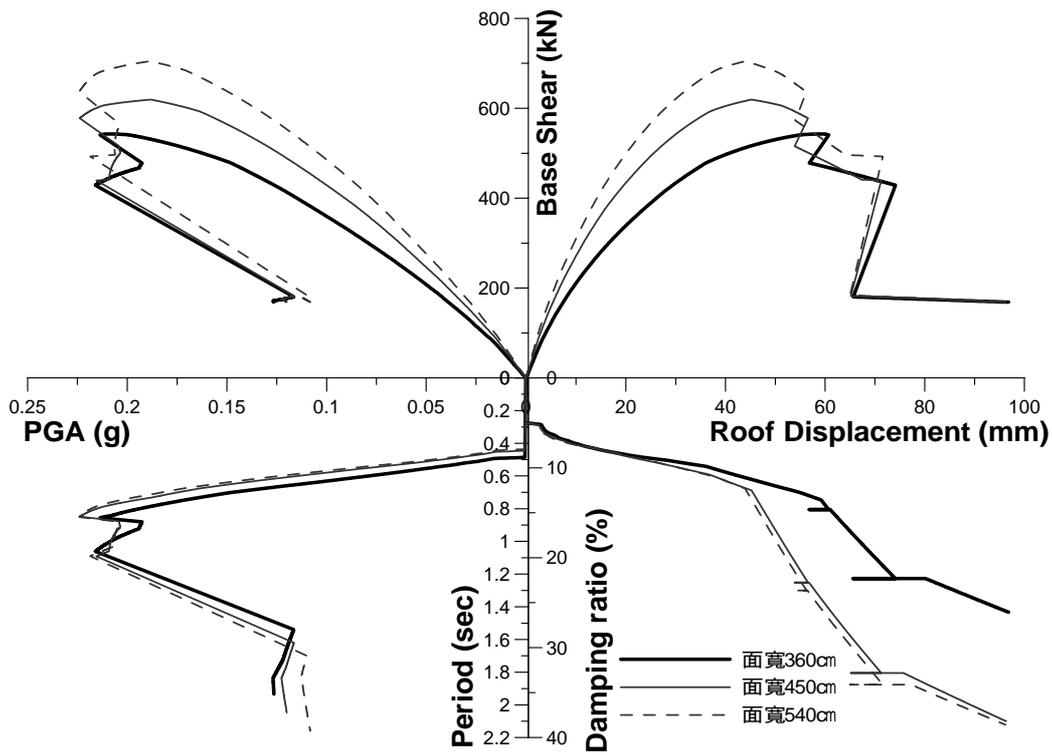


圖 3.2a 類型二之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

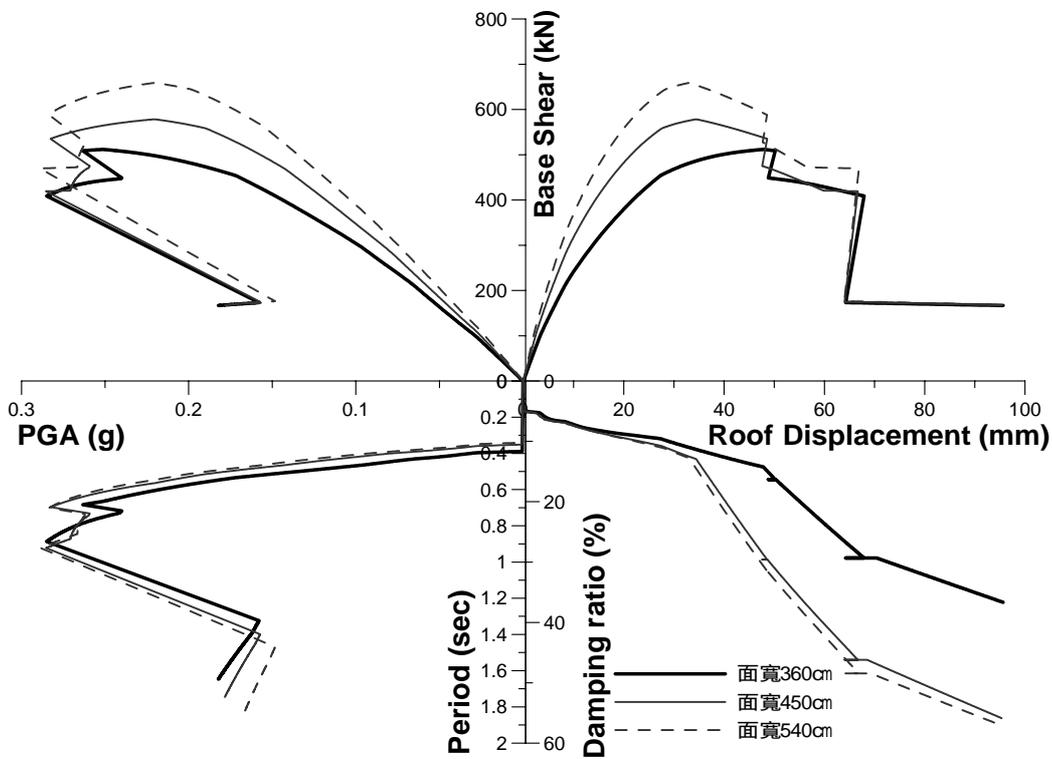


圖 3.2b 類型二之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖

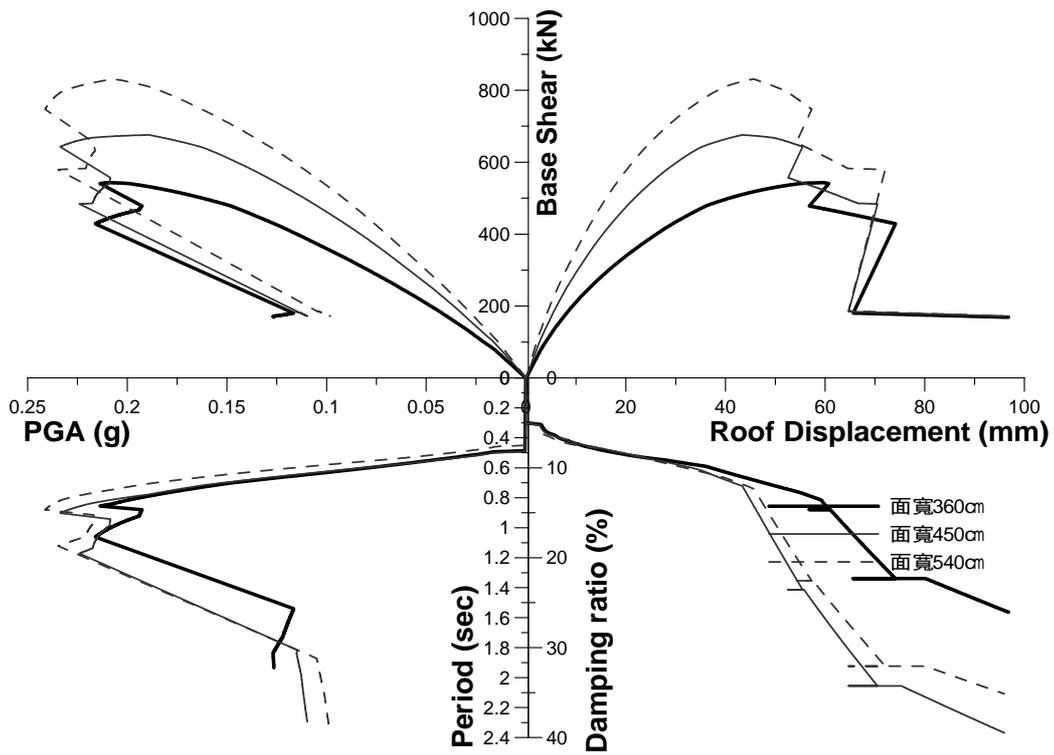


圖 3.2c 類型二之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

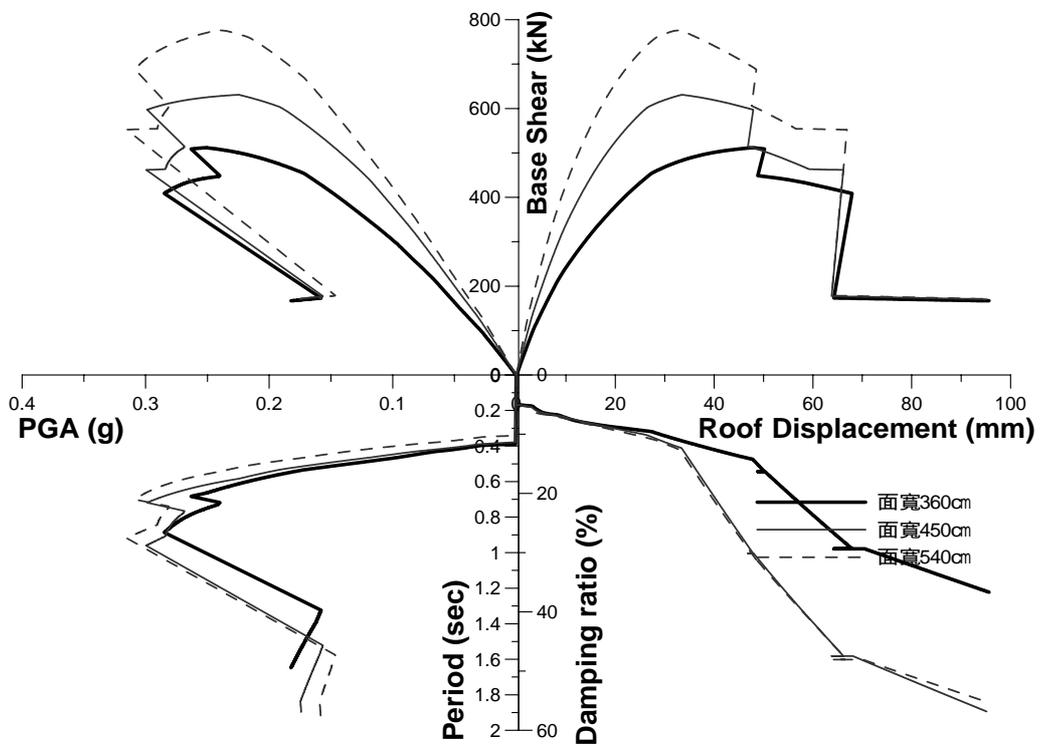


圖 3.2d 類型二之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖

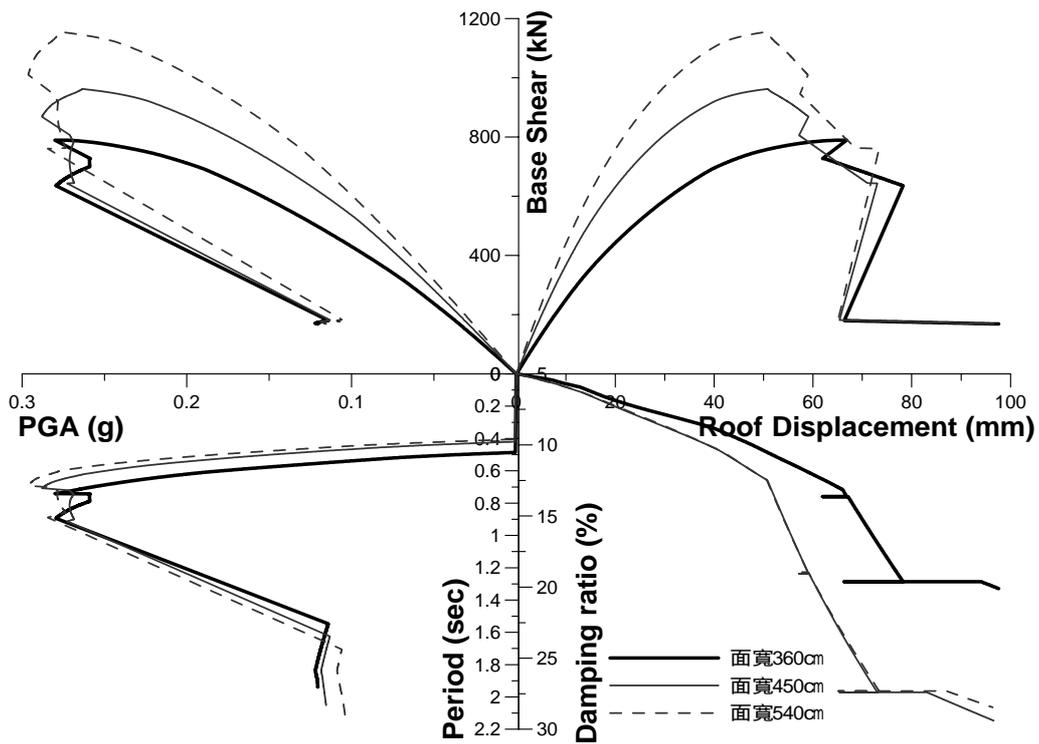


圖 3.3a 類型三之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

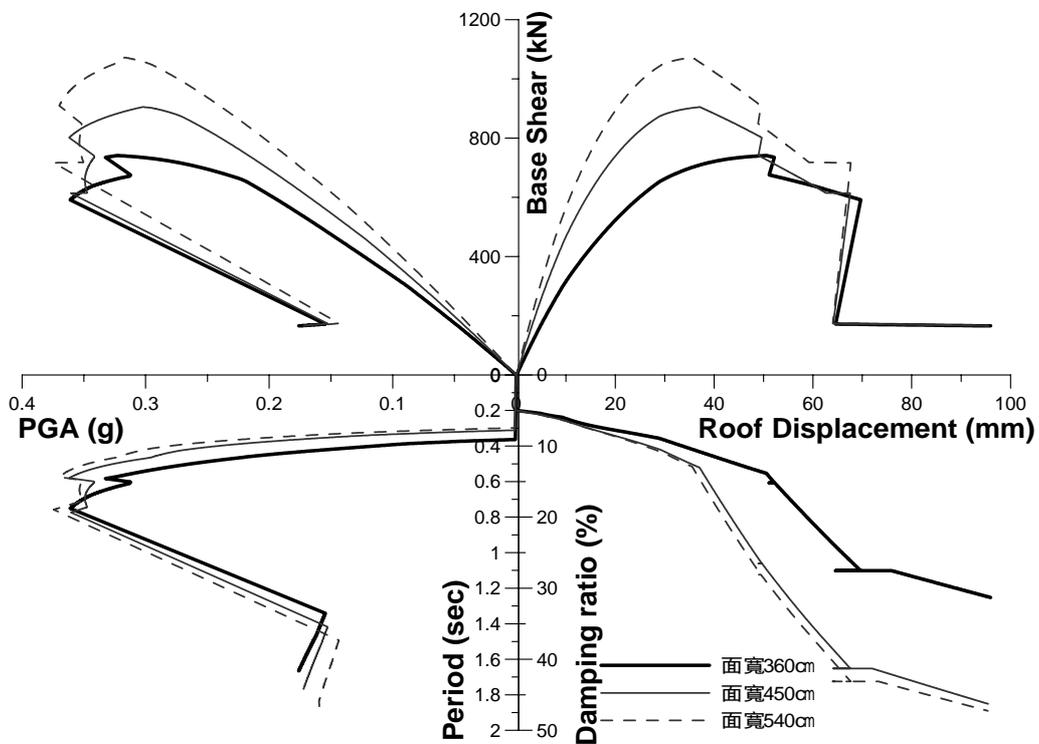


圖 3.3b 類型三之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖

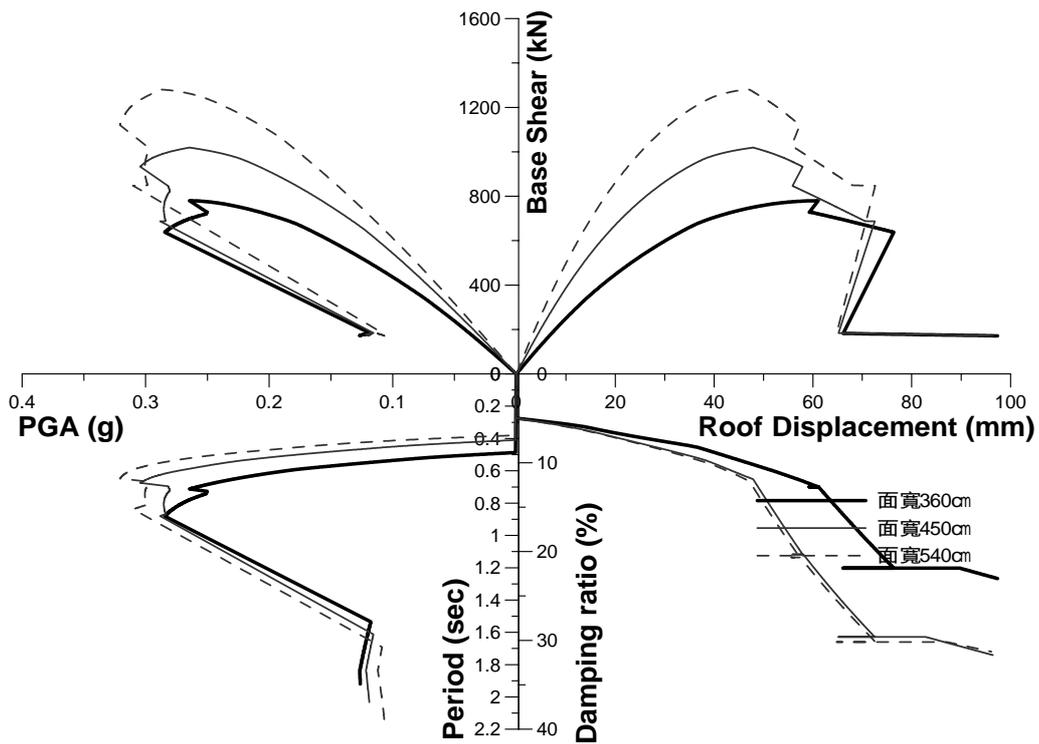


圖 3.3c 類型三之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度固定之建築結構耐震診斷圖

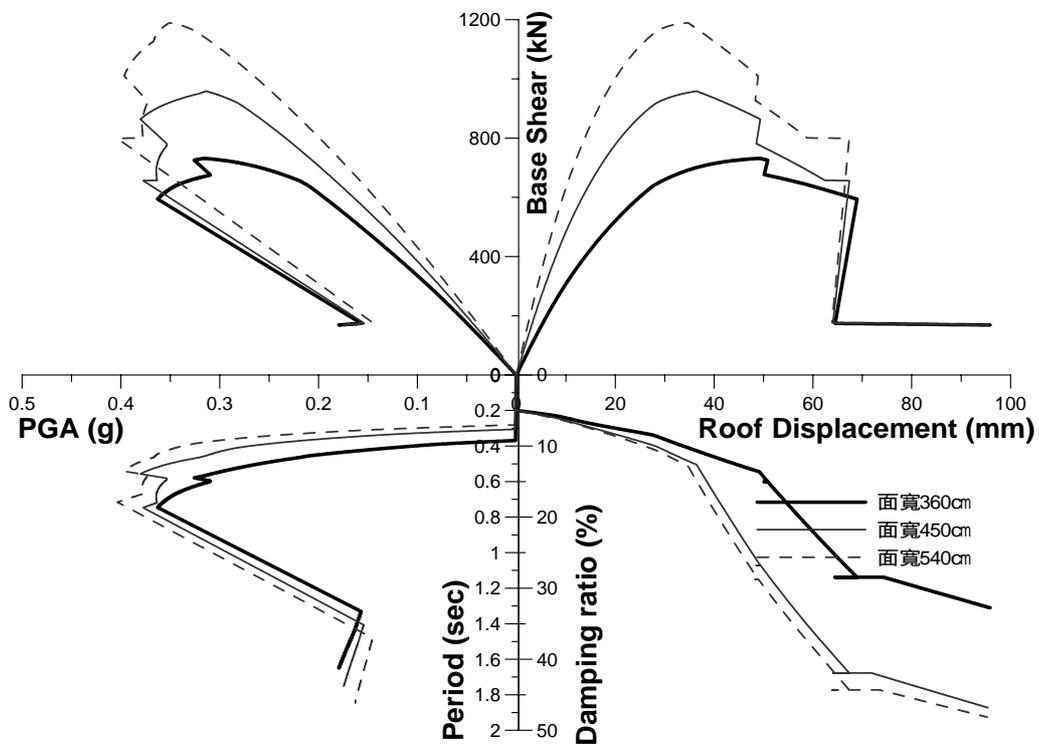
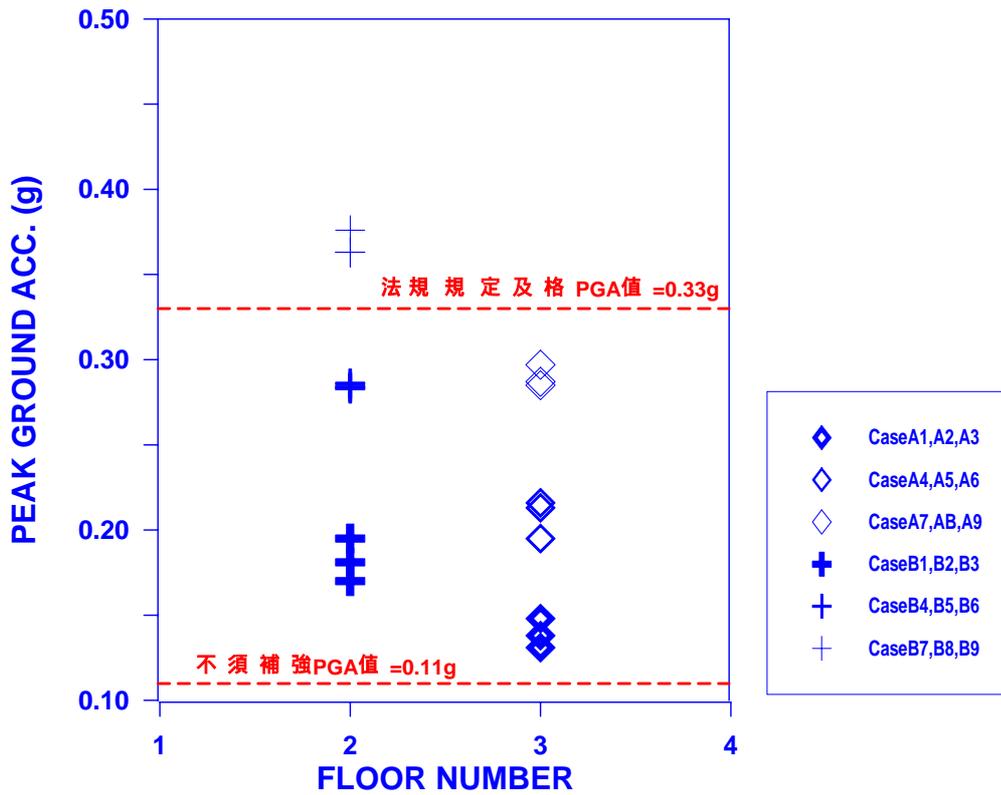


圖 3.3d 類型三之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅最後一跨平行騎樓磚牆寬度改變之建築結構耐震診斷圖



3.4a 最後一跨磚牆寬度固定之最大地表加速度與樓層數關係圖

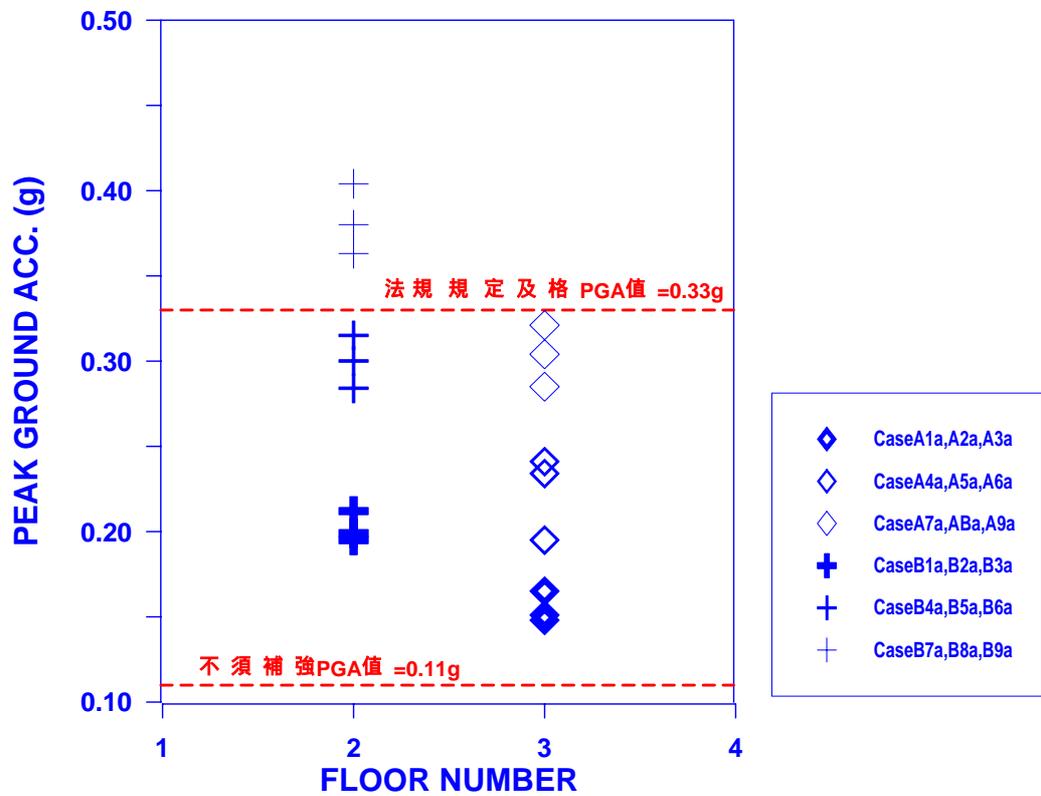


圖 3.4b 最後一跨磚牆寬度改變之最大地表加速度與樓層數關係

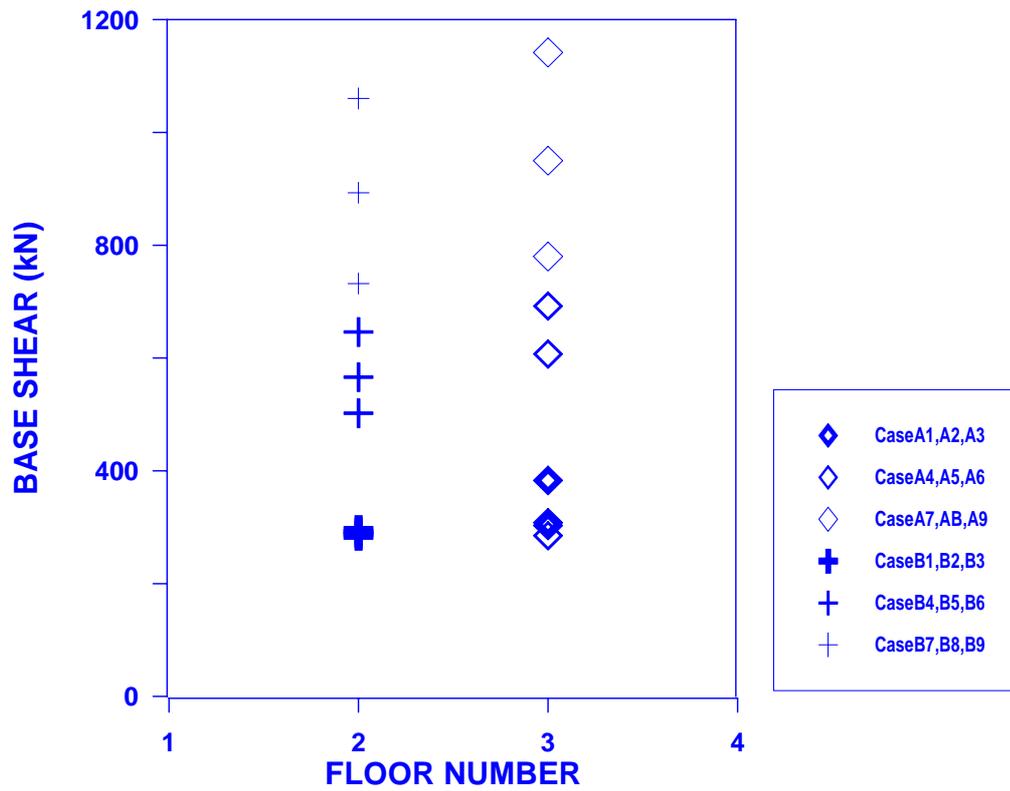


圖 3.5a 最後一跨磚牆寬度固定之基底剪力與樓層數關係

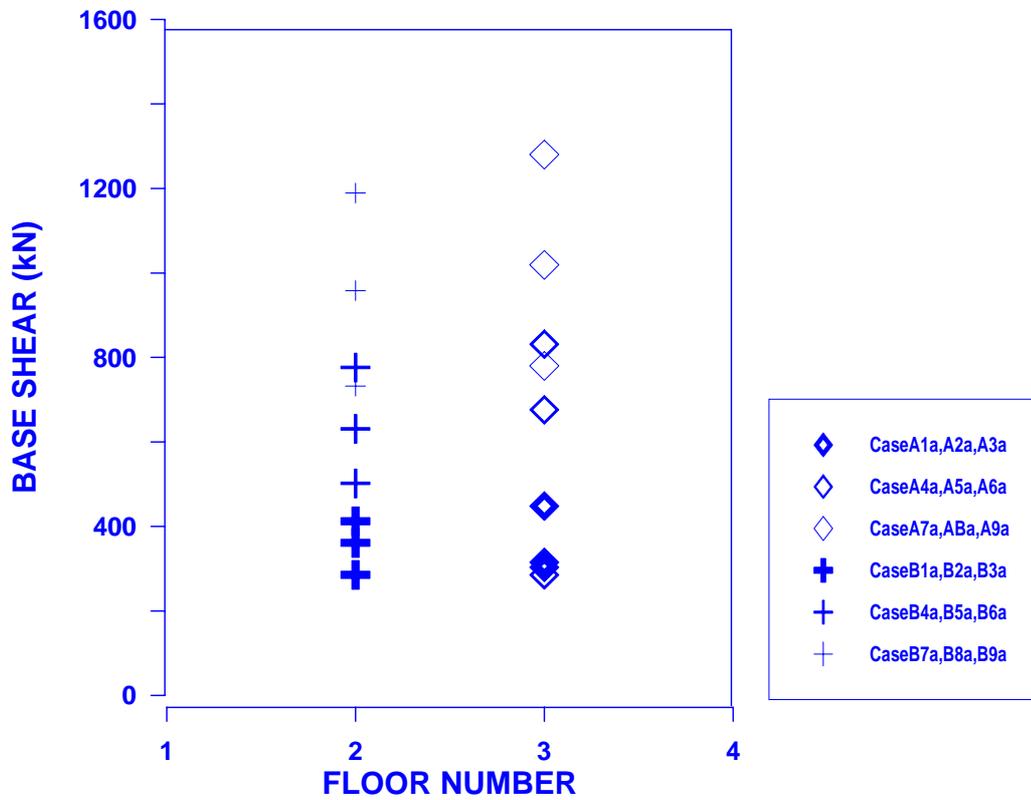


圖 3.5b 最後一跨磚牆寬度改變之基底剪力與樓層數關係

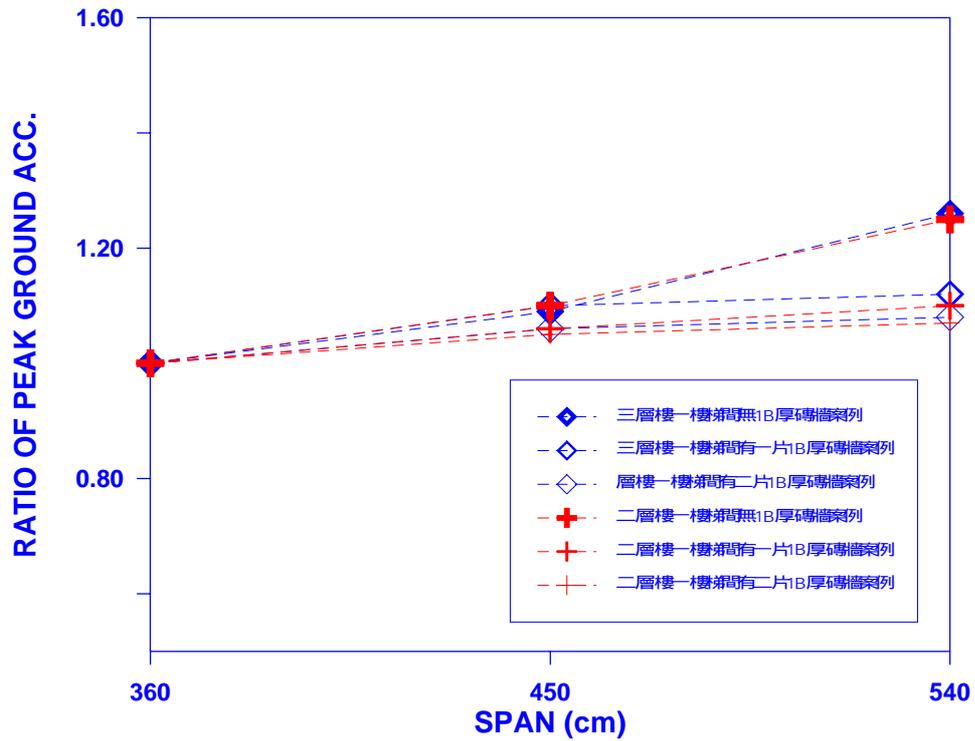


圖 3.6 最後一跨磚牆寬度改變與固定之最大地表加速度變化率與不同面寬關係

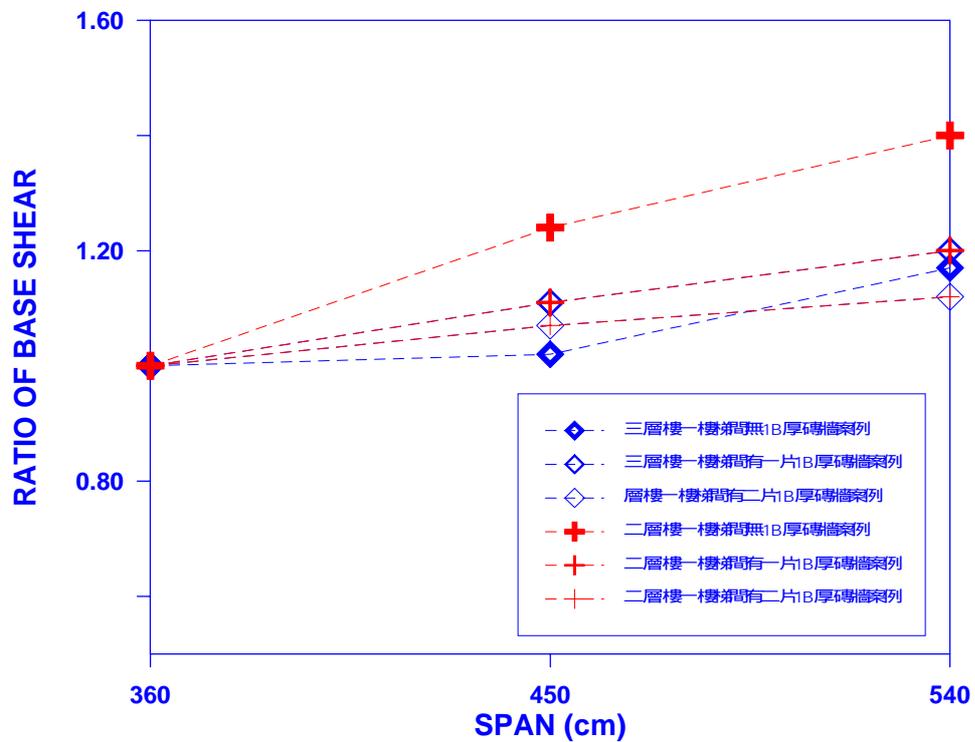
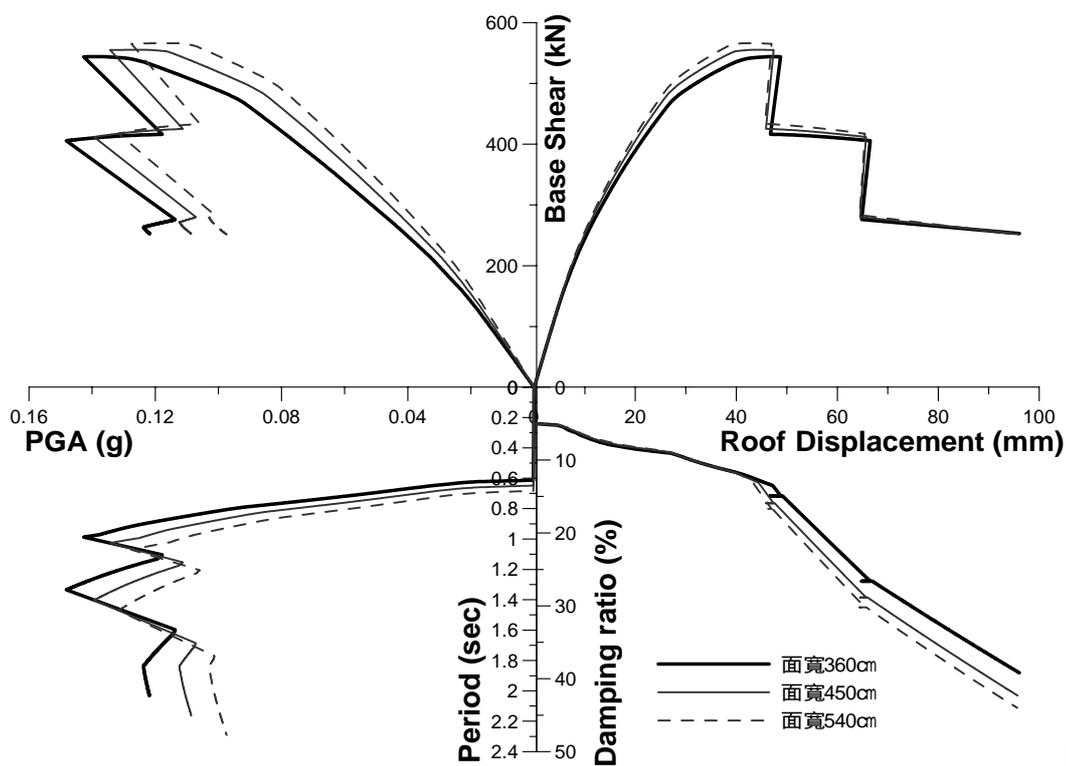


圖 3.7 最後一跨磚牆寬度改變與固定之基底剪力變化率與不同面寬關係



圖

3.8a 類型一之 3 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

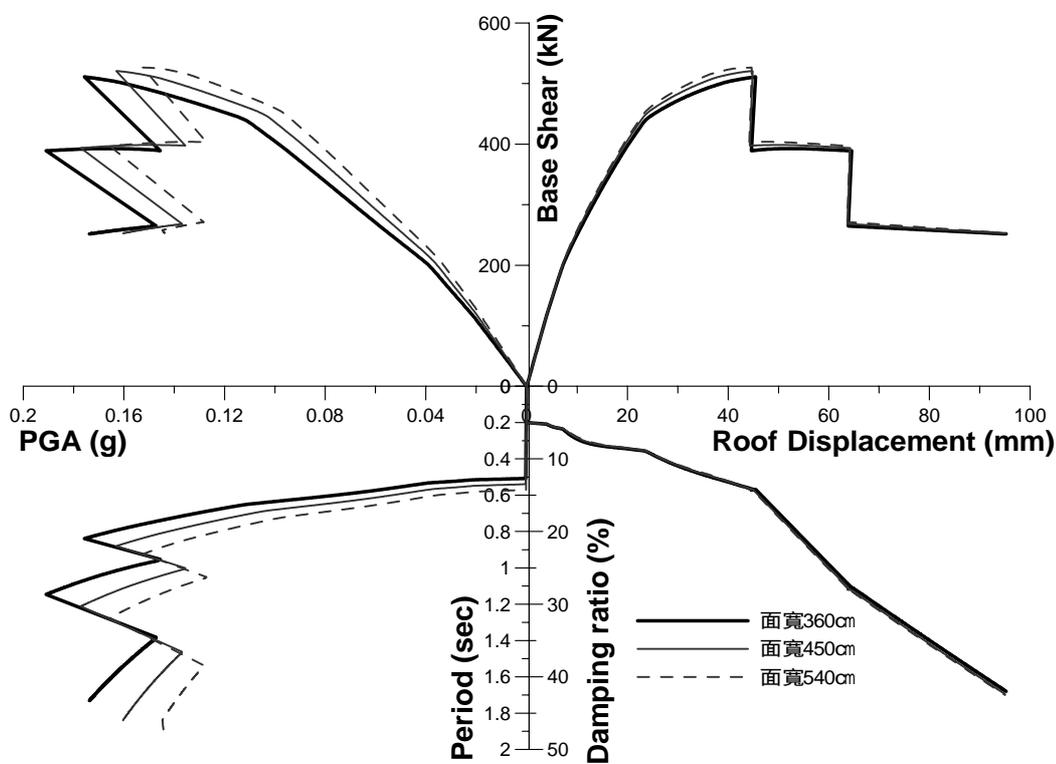


圖 3.8b 類型一之 2 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

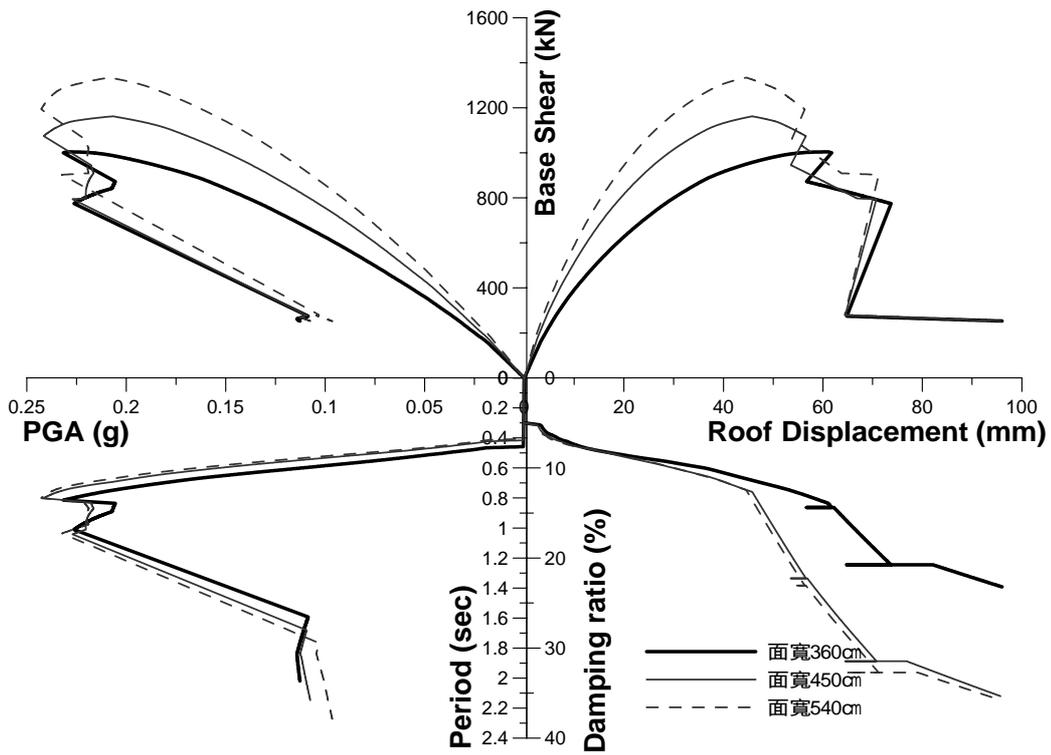


圖 3.9a 類型二之 3 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

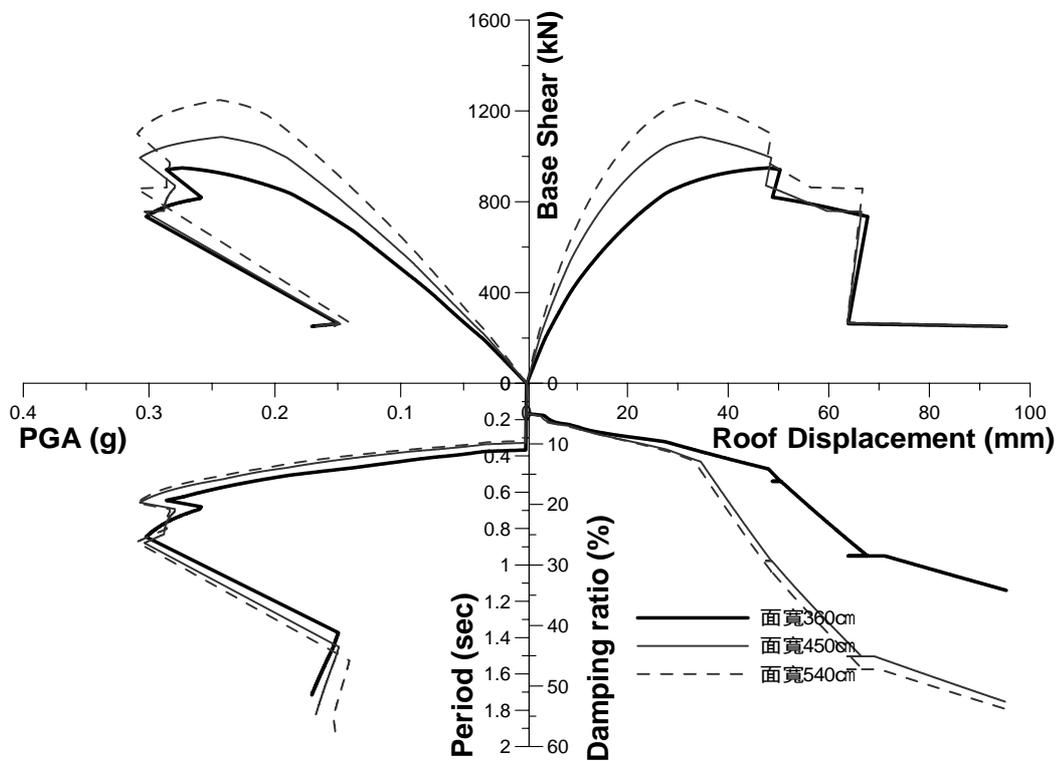


圖 3.9b 類型二之 2 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

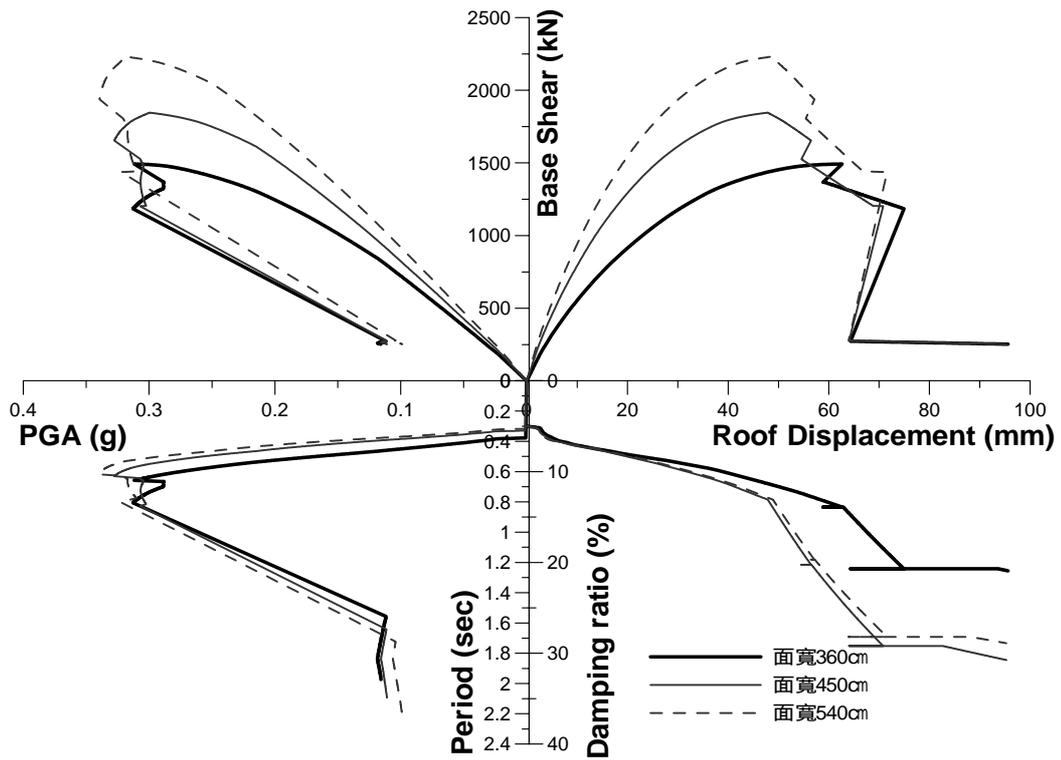


圖 3.10a 類型三之 3 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

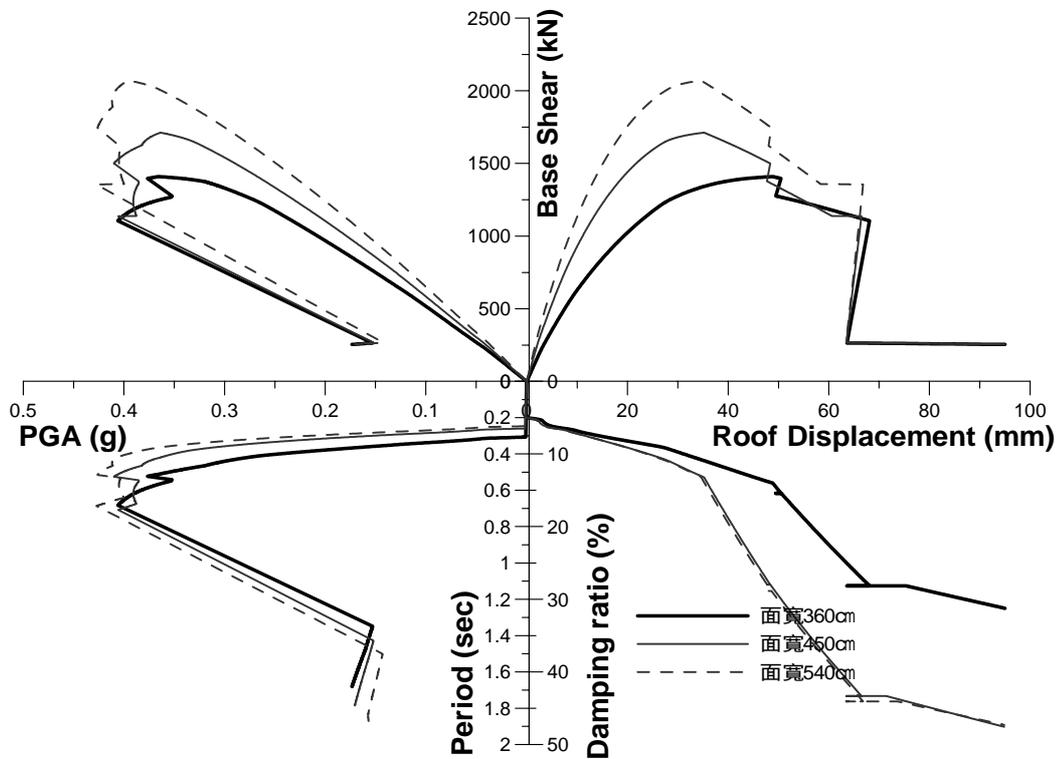


圖 3.10b 類型三之 2 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

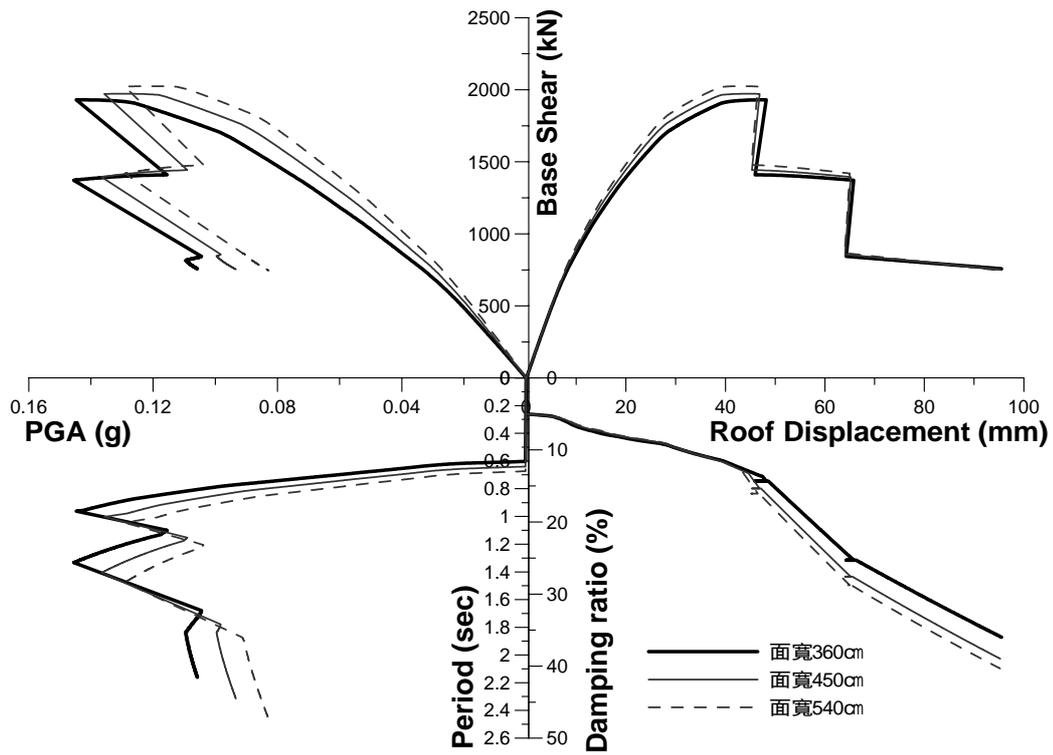


圖 3.11a 類型一之 3 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

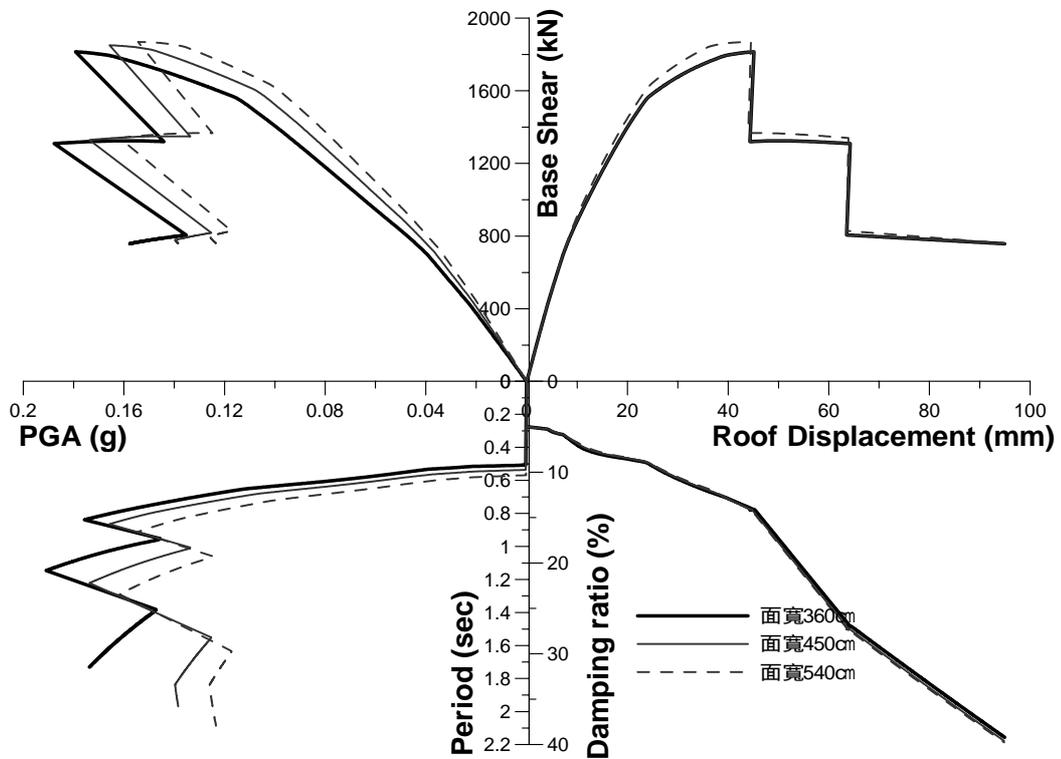


圖 3.11b 類型一之 2 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

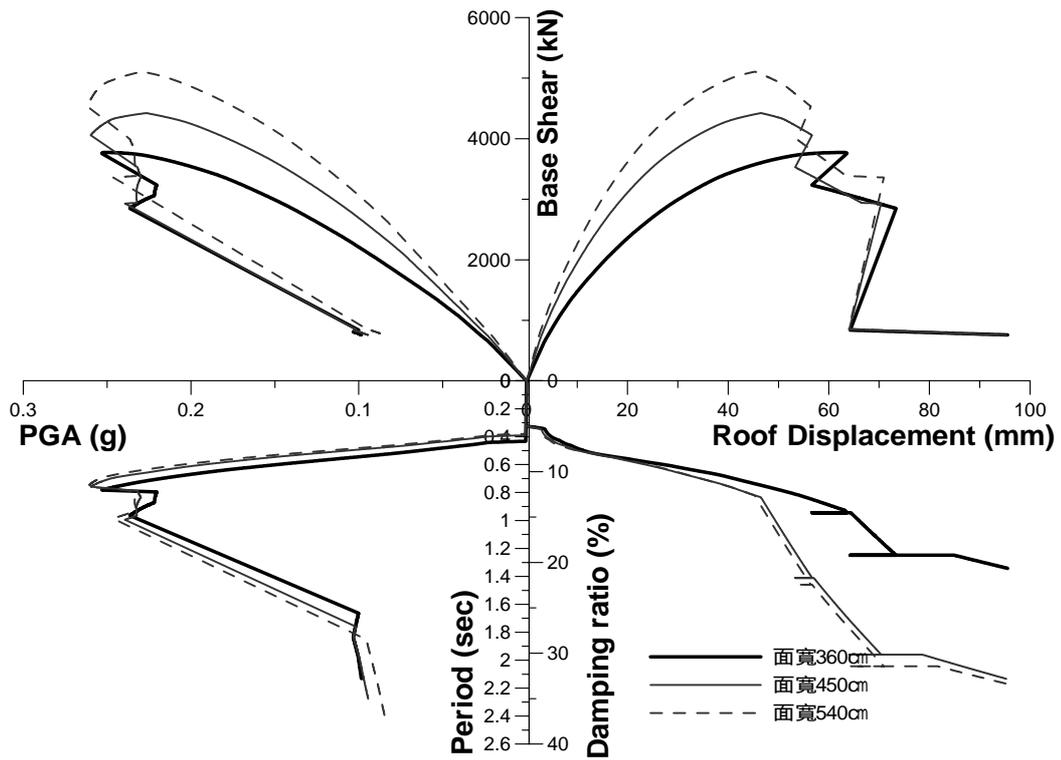


圖 3.12a 類型二之 3 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

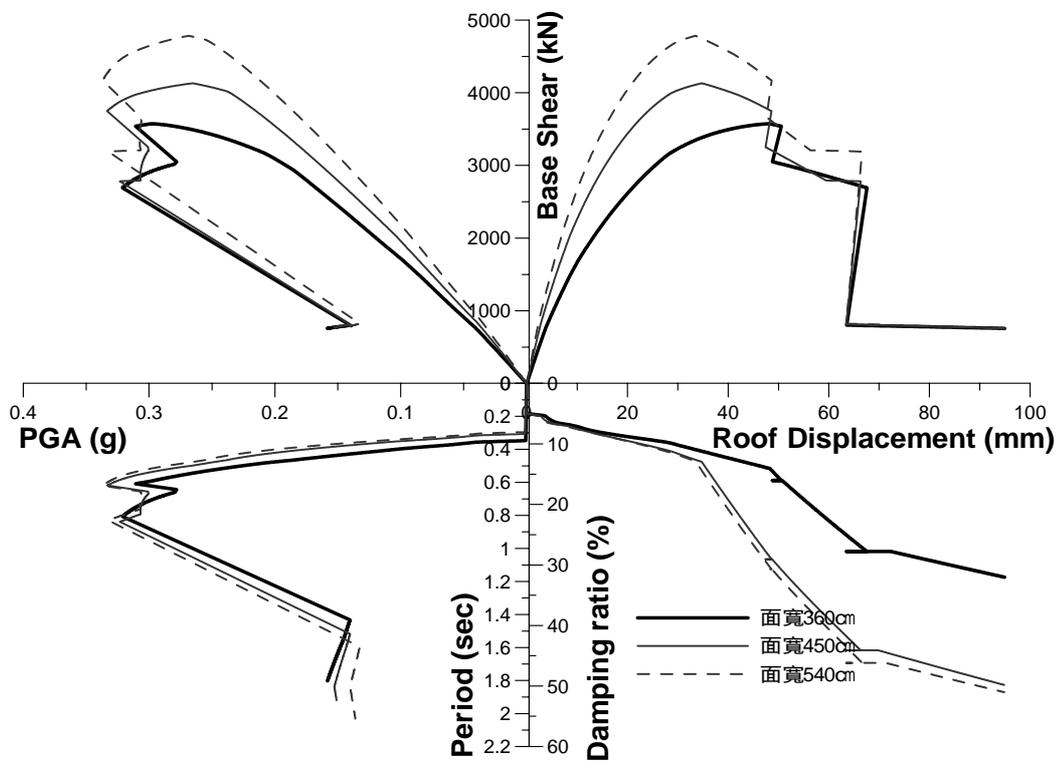


圖 3.12b 類型二之 2 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

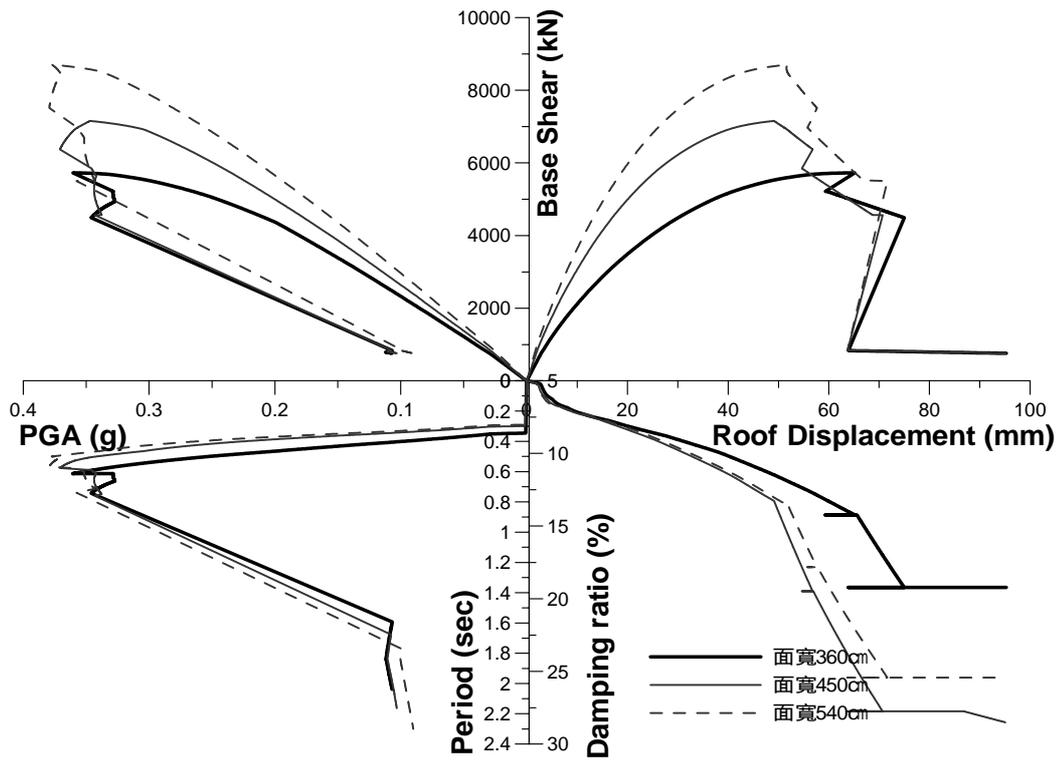


圖 3.13a 類型三之 3 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

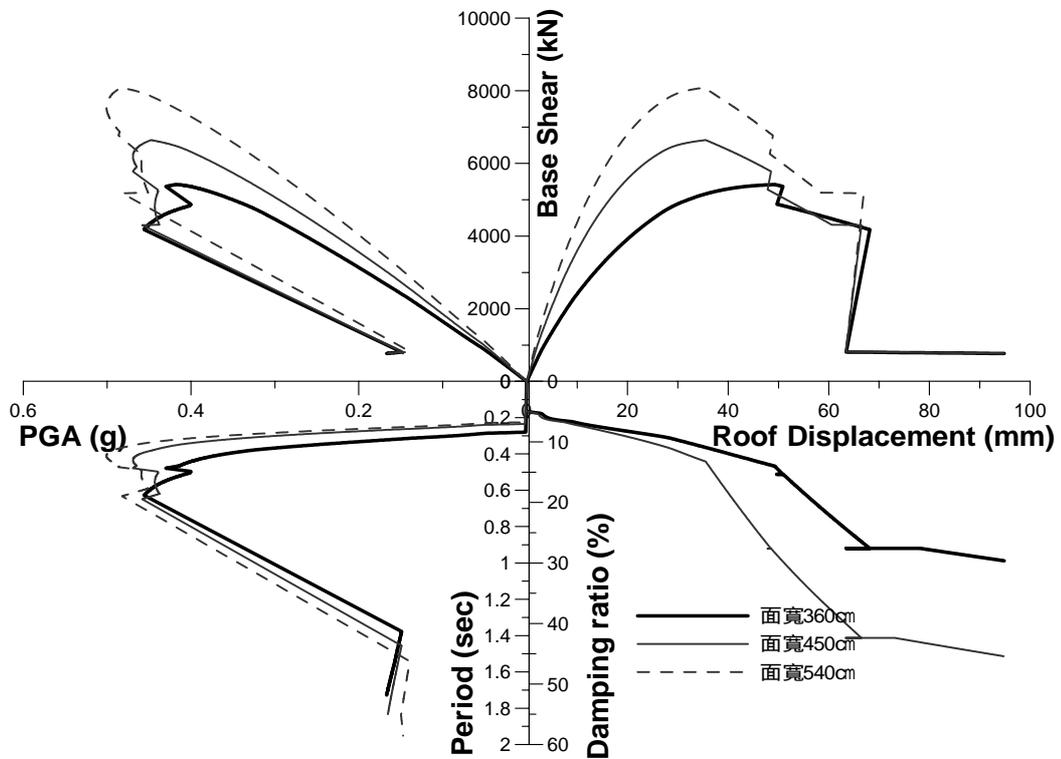


圖 3.13b 類型三之 2 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

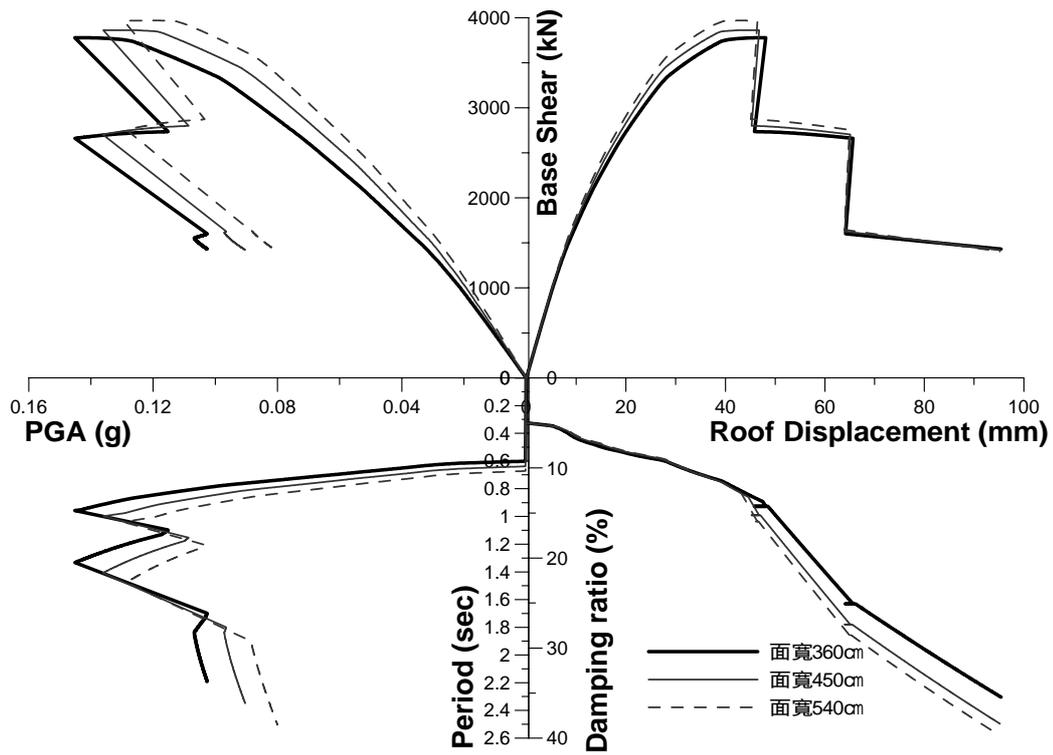


圖 3.14a 類型一之 3 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

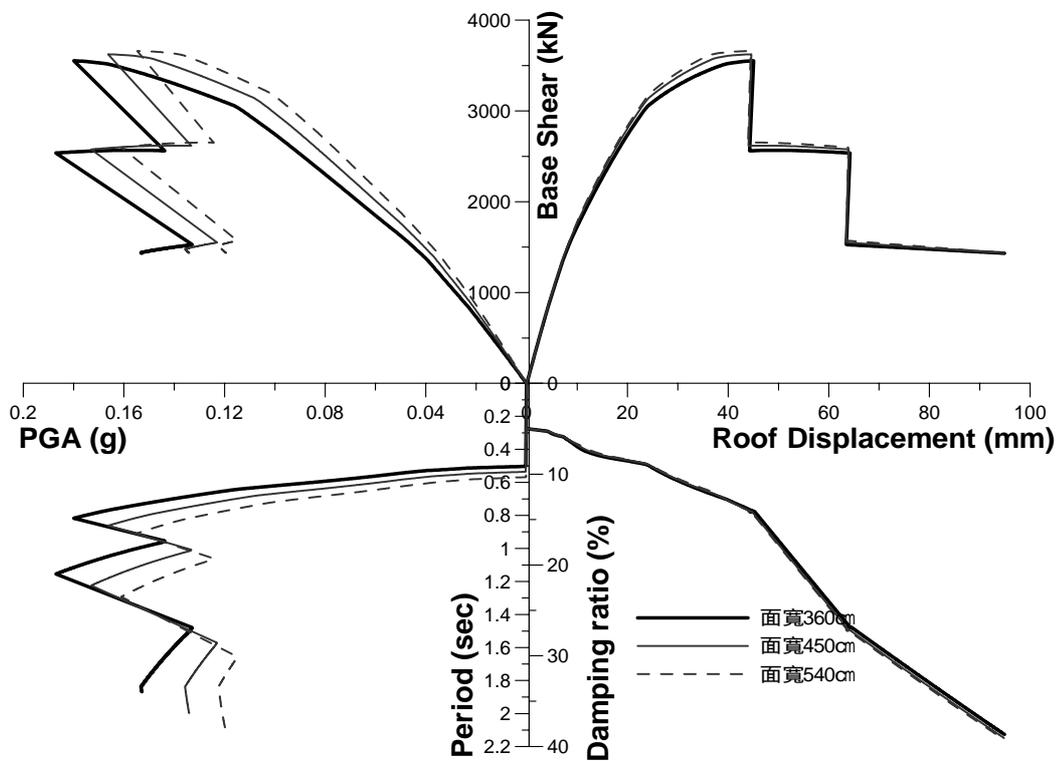


圖 3.14b 類型一之 2 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

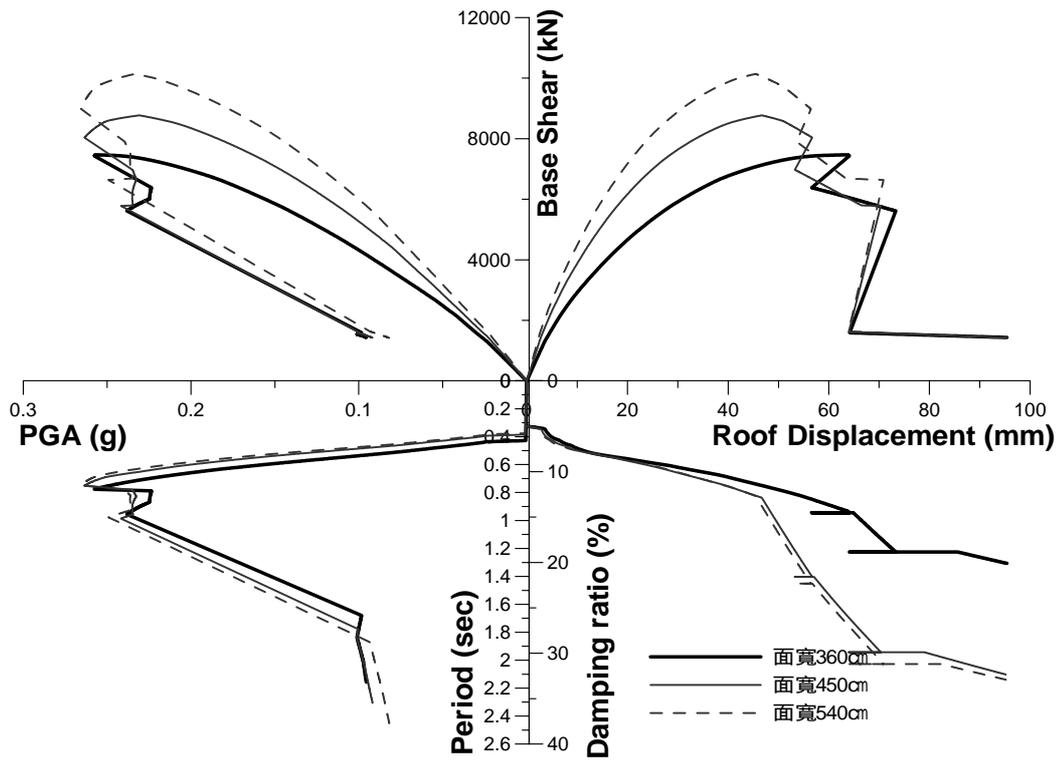


圖 3.15a 類型二之 3 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

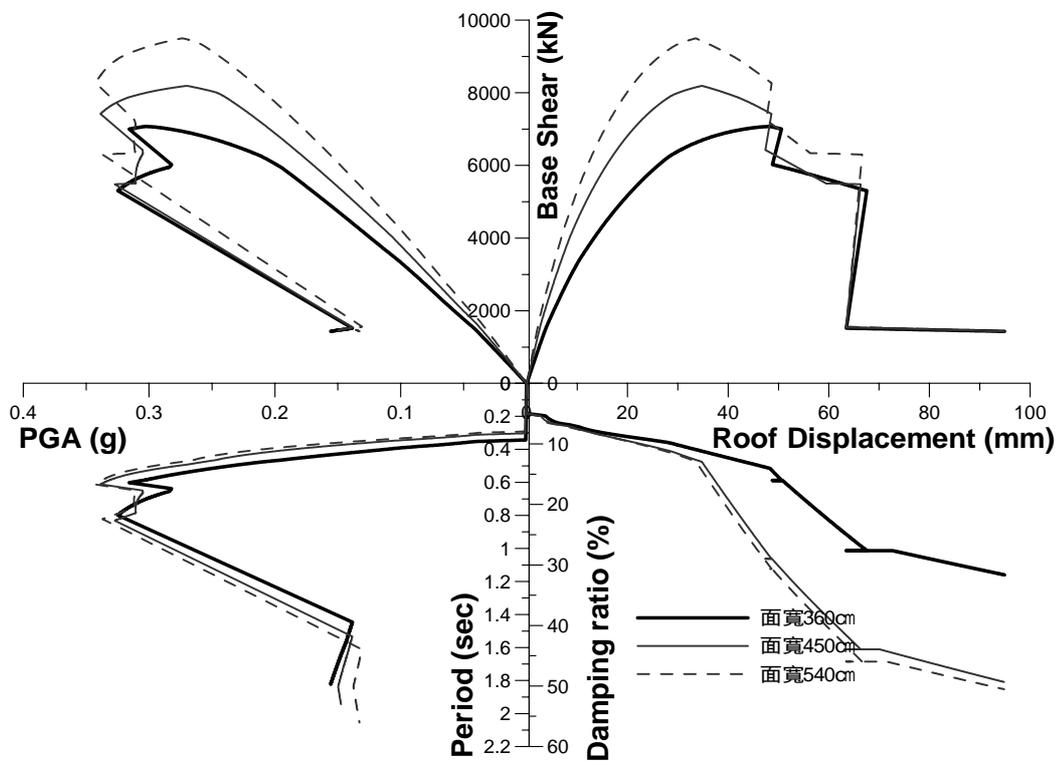


圖 3.15b 類型二之 2 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

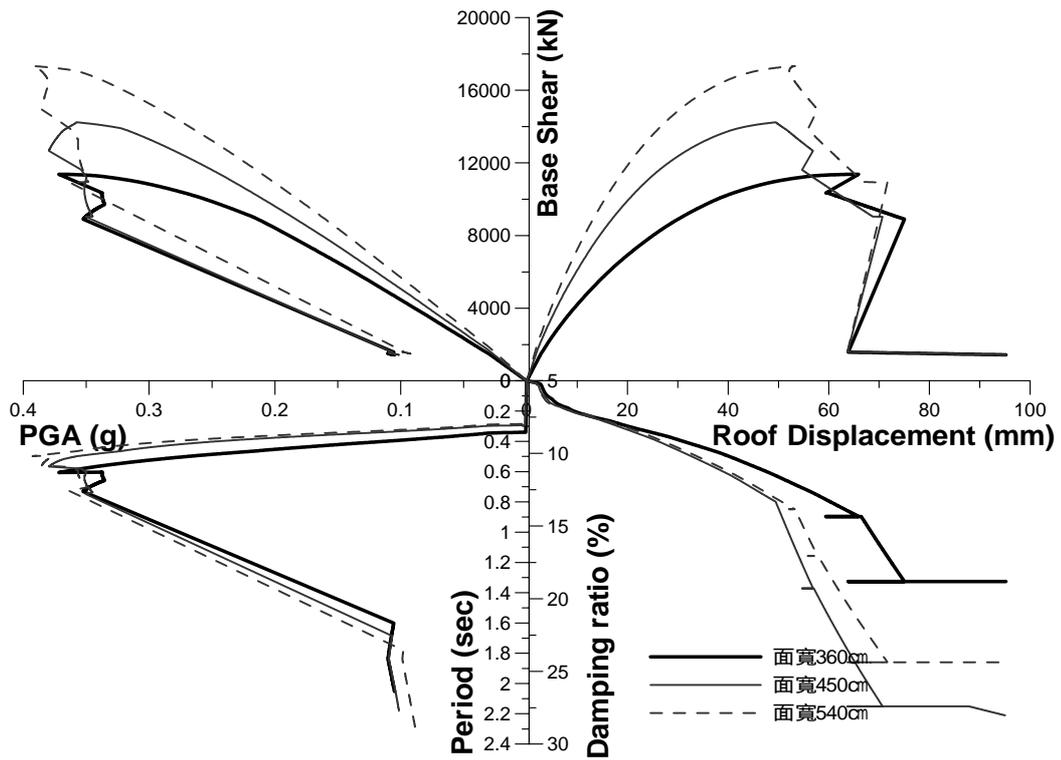


圖 3.16a 類型三之 3 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

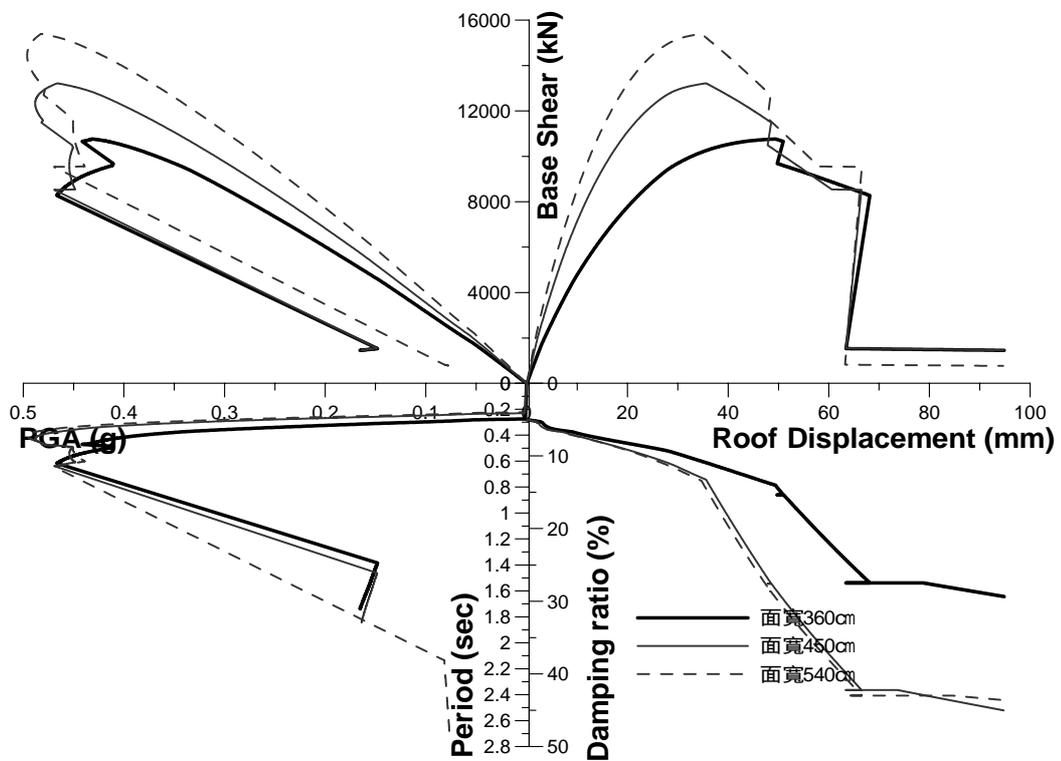


圖 3.16b 類型三之 2 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構耐震診斷圖

第四章 加強磚造沿街店舖住宅補強措施與耐震評估

4.1 須補強之加強磚造沿街店舖建築物認定

本文以強震區建築物耐震設計標準最低值 0.33g 的三折，即 0.11g 為建築物之最大崩場地表加速度可補強的下限值，即建築物之最大崩場地表加速度在 0.11g 以下為本文認定此建築物耐震能力太差，無補強之需要，應立即拆除，以免地震來臨時產生災害；而以強震區建築物耐震設計標準的最低值 0.33g 的九折，即 0.3g 為建築物之最大崩場地表加速度可補強的上限值，即建築物之最大崩場地表加速度在 0.3g 以上為本文認定此建築物耐震能力尚可，無立即補強之需求。因此，若建築物的最大崩場地表加速度(PGA)介於 0.11g 與 0.3g 之間，本文即對此類建築物進行補強措施之建議，並重新檢核補強後建築物耐震能力的提昇程度，檢討補強措施的有效程度。

4.2 加強磚造沿街店舖建築物補強措施與耐震評估

依據前章所作的耐震分析中(詳見表 3.6)，可以發現：第三章所有類型建築物按本文建議之耐震評估法進行評估，其崩場地表加速度都達 0.11g 以上，而有一半左右的建築物達 0.3g 以上。表示按本章上節之建議，有一半左右的建築物須進行補強措施。其中，三層樓的加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震能力較二層樓的加強磚造沿街店舖住宅建築物耐震能力為差，以表 3.6 而言，三層樓的加強磚造沿街店舖住宅建築物在第一種類型及第二種類型之建築物均不合法規規定之最低耐震要求；而二層樓的加強磚造沿街店舖住宅建築物僅在第一種類型及獨棟之第二種類型不合法規規定之最低耐震要求。

表 4.1 為將第三章中所分析之建築物按本章認定之補強標準，挑選需補強的建築物，以鋼筋混凝土牆作為補強措施。將最後一跨平行騎樓方向的兩片小磚牆敲除，以鋼筋混凝土牆重新施作施工，鋼筋混凝土牆

的尺寸如下：取建築物面寬的一半作為鋼筋混凝土牆的寬度，厚度一律採用 25cm，內有雙層雙向四號鋼筋，間距為 12cm。其中，混凝土的抗壓強度為 210kg/cm²，鋼筋屈服強度為 2800 kg/cm²，鋼筋極限強度為 3920 kg/cm²，並按第二章對材料以動態荷重的觀念，進行強度的提高。圖 4.1 為補強之鋼筋混凝土牆的施工圖示說明。圖 4.2 至圖 4.4 為按上述補強措施施作鋼筋混凝土牆之三類不同樓梯間磚牆牆壁數量之獨棟建築類型平面圖。

表 4.1 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強前後最大崩場地表加速度表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果 PGA (g)	三層樓			二層樓				
				面寬(cm)			面寬(cm)				
				360	450	540	360	450	540		
一	樓梯間無 B 磚牆	獨棟	補強前	0.151	0.142	0.135	0.194	0.181	0.17		
			補強後	0.329	0.356	0.397	0.423	0.457	0.510		
		雙拼	補強前	0.148	0.139	0.132	0.191	0.177	0.166		
			補強後	0.367	0.400	0.453	0.470	0.511	0.573		
		八拼	補強前	0.146	0.137	0.129	0.188	0.174	0.162		
			補強後	0.406	0.445	0.523	0.518	0.566	0.637		
		十六拼	補強前	0.145	0.136	0.129	0.187	0.173	0.161		
			補強後	0.414	0.454	0.432	0.527	0.577	0.650		
		二	樓梯間有一片 B 磚牆	獨棟	補強前	0.216	0.224	0.224	0.285	0.285	0.289
					補強後	0.381	0.419	0.478	0.488	0.549	0.614
				雙拼	補強前	0.232	0.242	0.243	0.302	0.307	0.31
					補強後	0.432	0.481	0.554	不須補強		
八拼	補強前			0.253	0.26	0.262	0.321	0.333	0.337		
	補強後			0.489	0.549	0.437	不須補強				
十六拼	補強前			0.258	0.264	0.266	0.325	0.339	0.342		
	補強後			0.501	0.563	0.402	不須補強				
三	樓梯間有兩片 B 磚牆			獨棟	補強前	0.280	0.288	0.296	0.361	0.362	0.375
					補強後	>0.330 ^{*1}			不須補強		
				雙拼	補強前	0.313	0.328	0.339	0.406	0.41	0.427
					補強後	不須補強			不須補強		
		八拼	補強前	0.361	0.371	0.379	0.456	0.469	0.501		
			補強後	不須補強			不須補強				
		十六拼	補強前	0.372	0.38	0.393	0.467	0.488	0.496		
			補強後	不須補強			不須補強				

*1 以本文建議之補強措施進行補強後建築物之耐震能力可預期大於 0.33g。

根據上述各建築物因磚牆敲除、鋼筋混凝土牆新添後實際載重改變的情況，重新計算建築物內各垂直構件分配的載重，同時加上 1/4 的單位樓地板面積活載重(L.L = 200 kg/cm²)，作為建築物在進行耐震性能分析時的分析重量。以本文第二章建議之耐震性能評估法進行建築物的耐震性能評估。表 4.1 為補強前後各類型建築物的耐震分析結果，以崩塌時之最大地表加速度表示。表 4.2 為補強前後各類型建築物的耐震分析結果，以崩塌時之基底剪力表示。由表中可以發現，按本節建議的補強工法對耐震性能不佳的建築物補強後再重新進行耐震評估，所有須補強的建築物都可以由原先不符合本文建議不須補強的建築物等級躍升至符合我國現行耐震設計規範的最低耐震標準的建築物。圖 4.5 至圖 4.12 為進行鋼筋混凝土牆補強後建築物之耐震診斷圖。將補強前後建築物耐震性能分析結果以崩塌時之最大地表加速度繪於圖 4.13 至圖 4.16。將補強前後建築物耐震性能分析結果以崩塌時之基底剪力繪於圖 4.17 至圖 4.20。並將補強後建築物耐震能力提升率以表 4.3 及表 4.4 表示之。

表 4.2 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強前後基底剪力表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果 基底剪力 (kN)	三層樓			二層樓				
				面寬(cm)			面寬(cm)				
				360	450	540	360	450	540		
一	樓梯間無 1B 磚牆	獨棟	補強前	313	318	325	294	299	305		
			補強後	734	981	1368	711	949	1321		
		雙拼	補強前	544	555	566	511	521	527		
			補強後	1426	1938	2732	1734	1861	2624		
		八拼	補強前	1930	1973	2025	1815	1851	1869		
			補強後	5576	7674	10913	5355	7340	10443		
		十六拼	補強前	3778	3862	3969	3552	3624	3659		
			補強後	11110	15323	19857	10663	14644	20868		
		二	樓梯間有一片 1B 磚牆	獨棟	補強前	543	619	750	512	578	659
					補強後	917	1197	1608	874	1131	1522
				雙拼	補強前	1004	1162	1334	949	1086	1248
					補強後	1774		2345	3194		不須補強
八拼	補強前			3773	4423	5108	3574	4131	4784		
	補強後			6934		9266	11251		不須補強		
十六拼	補強前			7464	8771	10139	7075	8192	9499		
	補強後			13813		18493	19681		不須補強		

三	樓梯間有兩片1B磚牆	獨棟	補強前	709	962	1155	741	905	1072			
			補強後	>1774			>2345			>3194		不須補強
		雙拼	補強前	1492	1846	2232	1409	1712	2071			
			補強後	不須補強					不須補強			
		八拼	補強前	5726	7157	8706	5419	6644	8085			
			補強後	不須補強					不須補強			
		十六拼	補強前	11371	14238	17337	10766	13219	15393			
			補強後	不須補強					不須補強			

表 4.3 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強後崩塌之最大地表加速度提升率

類型	配置 型態	連棟 棟數	崩塌之最大地表加速度提升率(%)					
			二層樓			三層樓		
			面寬(cm)			面寬(cm)		
			360	450	540	360	450	540
—	樓梯間無 1B磚牆	獨棟	118	152	200	118	151	194
		雙拼	146	189	245	148	188	243
		八拼	176	225	293	178	225	305
		十六拼	182	234	304	186	234	235
—	樓梯間有一片1B 磚牆	獨棟	71	93	112	76	87	113
		雙拼	-	-	-	86	99	128
		八拼	-	-	-	93	111	67
		十六拼	-	-	-	94	113	51

表 4.4 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強後崩塌之基底剪力提升率

類型	配置 型態	連棟 棟數	崩塌之基底剪力提升率(%)					
			二層樓			三層樓		
			面寬(cm)			面寬(cm)		
			360	450	540	360	450	540
—	樓梯間無 1B磚牆	獨棟	142	217	333	135	208	321
		雙拼	239	257	398	162	249	383
		八拼	195	297	459	189	289	439
		十六拼	200	304	470	194	297	400

—	磚牆 樓梯間有一片1B	獨棟	71	96	131	69	93	114
		雙拼	-	-	-	77	102	139
		八拼	-	-	-	84	109	120
		十六拼	-	-	-	85	111	94

此外，考慮類型一與類型二之獨棟之沿街店舖住宅若因耐震能力不足而將新增設之鋼筋混凝土剪力牆設置於平行騎樓方向的最後一跨，可能會產生重心與剛心太過於偏離而致扭矩過大的現象，因此，乃將新增設之鋼筋混凝土剪力牆設置於樓梯間的位置。表 4.5、4.6 為依此原則補強前後之耐震診斷結果。圖 4.21 至圖 4.22 為獨棟之類型一與類型二(樓梯間無 1B 厚磚牆)之補強後耐震診斷圖。

表 4.5 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強前後最大崩場地表加速度表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果 PGA (g)	三層樓			二層樓				
				面寬(cm)			面寬(cm)				
				360	450	540	360	450	540		
—	樓梯間無1B磚牆	獨棟	補強前	0.151	0.142	0.135	0.194	0.181	0.17		
			補強後	0.510	0.591	0.726	0.631	0.819	1.053		
		雙拼	補強前	0.148	0.139	0.132	0.191	0.177	0.166		
			補強後	0.367	0.400	0.453	0.470	0.511	0.573		
		八拼	補強前	0.146	0.137	0.129	0.188	0.174	0.162		
			補強後	0.406	0.445	0.523	0.518	0.566	0.637		
		十六拼	補強前	0.145	0.136	0.129	0.187	0.173	0.161		
			補強後	0.414	0.454	0.432	0.527	0.577	0.650		
		—	樓梯間有一片1B磚牆	獨棟	補強前	0.216	0.224	0.224	0.285	0.285	0.289
					補強後	0.510	0.591	0.726	0.631	0.819	1.053
雙拼	補強前			0.232	0.242	0.243	0.302	0.307	0.31		
	補強後			0.432	0.481	0.554	不須補強				
八拼	補強前			0.253	0.26	0.262	0.321	0.333	0.337		
	補強後			0.489	0.549	0.437	不須補強				
十六拼	補強前			0.258	0.264	0.266	0.325	0.339	0.342		
	補強後			0.501	0.563	0.402	不須補強				
三	兩片1B磚牆 樓梯間有			獨棟	補強前	0.280	0.288	0.296	0.361	0.362	0.375
					補強後	>0.330 [*]			不須補強		
		雙拼	補強前	0.313	0.328	0.339	0.406	0.41	0.427		
			補強後	不須補強			不須補強				

	八拼	補強前	0.361	0.371	0.379	0.456	0.469	0.501
		補強後	不須補強			不須補強		
	十六拼	補強前	0.372	0.38	0.393	0.467	0.488	0.496
		補強後	不須補強			不須補強		

*1 以本文建議之補強措施進行補強後建築物之耐震能力可預期大於 0.33g。

表 4.6 不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強前後基底剪力表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果 基底剪力 (kN)	三層樓			二層樓				
				面寬(cm)			面寬(cm)				
				360	450	540	360	450	540		
一	樓梯間無 1B 磚牆	獨棟	補強前	313	318	325	294	299	305		
			補強後	1273	2196	3232	1230	2138	3155		
		雙拼	補強前	544	555	566	511	521	527		
			補強後	1426	1938	2732	1734	1861	2624		
		八拼	補強前	1930	1973	2025	1815	1851	1869		
			補強後	5576	7674	10913	5355	7340	10443		
		十六拼	補強前	3778	3862	3969	3552	3624	3659		
			補強後	11110	15323	19857	10663	14644	20868		
		二	樓梯間有一片 1B 磚牆	獨棟	補強前	543	619	750	512	578	659
					補強後	1273	2196	3232	1230	2138	3155
				雙拼	補強前	1004	1162	1334	949	1086	1248
					補強後	1774	2345	3194	不須補強		
八拼	補強前			3773	4423	5108	3574	4131	4784		
	補強後			6934	9266	11251	不須補強				
十六拼	補強前			7464	8771	10139	7075	8192	9499		
	補強後			13813	18493	19681	不須補強				
三	樓梯間有兩片 1B 磚牆			獨棟	補強前	709	962	1155	741	905	1072
					補強後	>1774	>2345	>3194	不須補強		
				雙拼	補強前	1492	1846	2232	1409	1712	2071
					補強後	不須補強			不須補強		
		八拼	補強前	5726	7157	8706	5419	6644	8085		
			補強後	不須補強			不須補強				
		十六拼	補強前	11371	14238	17337	10766	13219	15393		
			補強後	不須補強			不須補強				

4.3 考慮立面壁體不連通之耐震能力折減

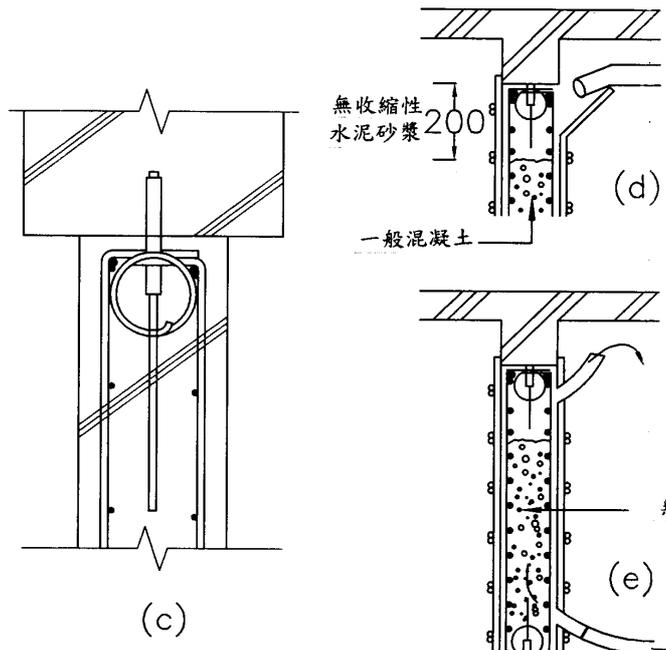
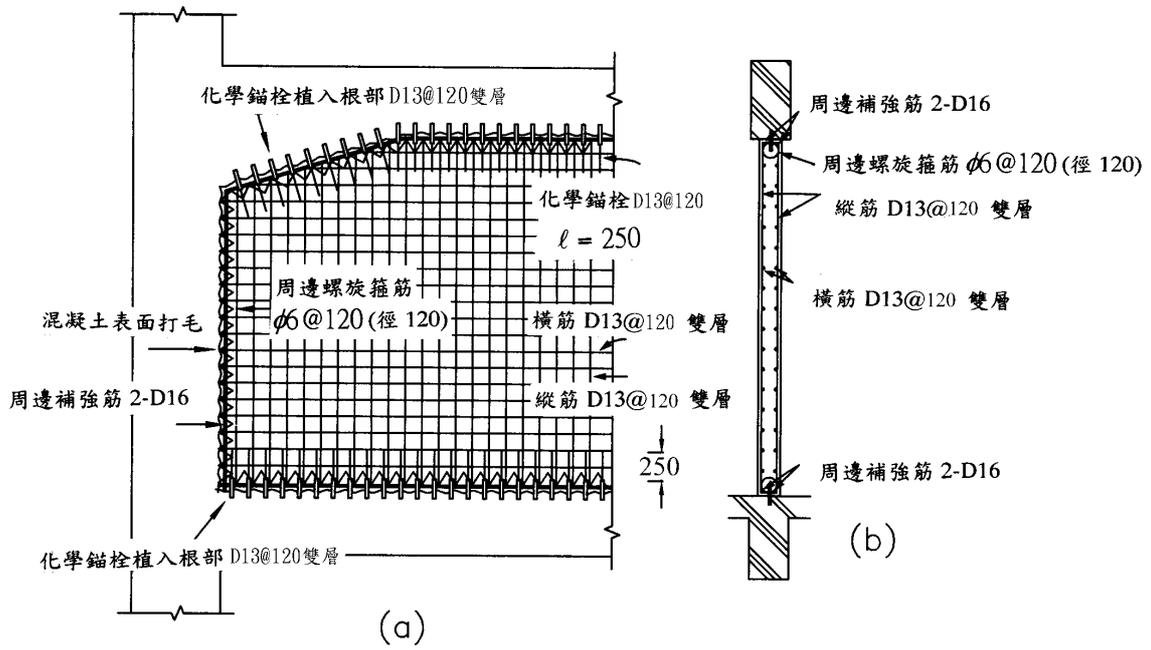
以本文採用之評估法推估建築物崩塌之最大地表加速度時，尚未考

慮各樓層間剪力牆（如磚承重牆或補強措施中新增之鋼筋混凝土剪力牆）因立面上不連通而導致耐震能力的折減效應，因此，本文採用日本耐震指標建議的折減係數[1.2]，將補強前後類型一與類型二之建築物崩塌之最大地表加速度以 0.9 的係數進行折減，並將此折減後之耐震結果反應至表 4.7 中。

表 4.7 考慮立面不連通之不同連棟棟數加強磚造沿街店舖住宅補強前後最大崩塌地表加速度表

類型	配置型態	連棟棟數	耐震結果 PGA (g)	三層樓			二層樓				
				面寬(cm)			面寬(cm)				
				360	450	540	360	450	540		
一	樓梯間無 1B 磚牆	獨棟	補強前	0.136	0.128	0.122	0.175	0.163	0.153		
			補強後	0.459	0.532	0.653	0.568	0.737	0.948		
		雙拼	補強前	0.133	0.125	0.119	0.172	0.159	0.149		
			補強後	0.330	0.360	0.408	0.423	0.460	0.516		
		八拼	補強前	0.131	0.123	0.116	0.169	0.157	0.146		
			補強後	0.365	0.401	0.471	0.466	0.509	0.573		
		十六拼	補強前	0.131	0.122	0.116	0.168	0.156	0.145		
			補強後	0.373	0.409	0.389	0.474	0.519	0.585		
		二	樓梯間有一片 1B 磚牆	獨棟	補強前	0.194	0.202	0.202	0.257	0.257	0.260
					補強後	0.459	0.532	0.653	0.568	0.737	0.948
				雙拼	補強前	0.209	0.218	0.219	0.272	0.276	0.279
					補強後	0.389	0.433	0.499	>0.330 ^{*1}		
八拼	補強前			0.228	0.234	0.236	0.289	0.300	0.303		
	補強後			0.440	0.494	0.393	不須補強				
十六拼	補強前			0.232	0.238	0.239	0.293	0.305	0.308		
	補強後			0.451	0.507	0.362	不須補強				
三	樓梯間有兩片 1B 磚牆			獨棟	補強前	0.280	0.288	0.296	0.361	0.362	0.375
					補強後	>0.330 ^{*1}			不須補強		
				雙拼	補強前	0.313	0.328	0.339	0.406	0.41	0.427
					補強後	不須補強			不須補強		
		八拼	補強前	0.361	0.371	0.379	0.456	0.469	0.501		
			補強後	不須補強			不須補強				
		十六拼	補強前	0.372	0.38	0.393	0.467	0.488	0.496		
			補強後	不須補強			不須補強				

*1 以本文建議之補強措施進行補強後建築物之耐震能力可預期大於 0.33g。



施工步驟說明

1. 四周柱梁混凝土表面打毛。
2. 四周柱梁以環氧樹脂藥包植入化學錨栓，根部 D16，錨定筋為 $D13@120cm, \ell = 250cm$ 。
3. 綁鋼筋 $D13@120cm$ 雙向雙層，四周另以 6ϕ 螺旋箍筋及 D16 補強筋補強之。鋼筋屈服應力不得低於 $2800kg/cm^2$ 。
4. 釘牆壁模板。
5. 澆灌一般混凝土(標稱抗壓強度不得低於 $210kg/cm^2$)至梁下 20cm 處，待 30 天後拆一面牆模板，再以無收縮性水泥砂漿填滿牆頂空隙。或全部以無收縮性水泥砂漿由下往上壓力擠壓，至飽滿溢出為止。

圖 4.1 現場增設之鋼筋混凝土牆施工圖說

補強之鋼筋混凝土牆



(a) 一樓平面圖

(b) 二樓平面圖

(c) 三樓平面圖

圖 4.2 類型一之一樓樓梯間無 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖

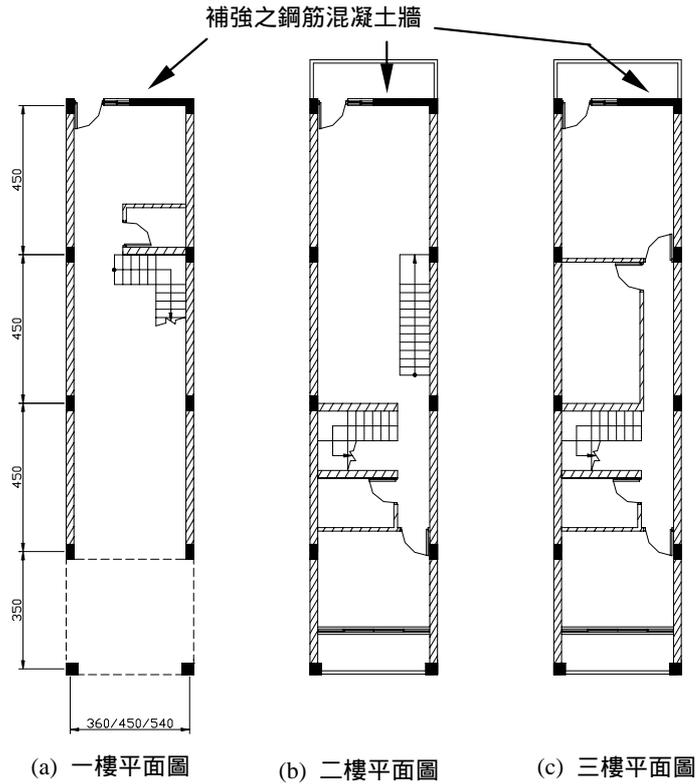


圖 4.3 類型二之一樓樓梯間有一片 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖

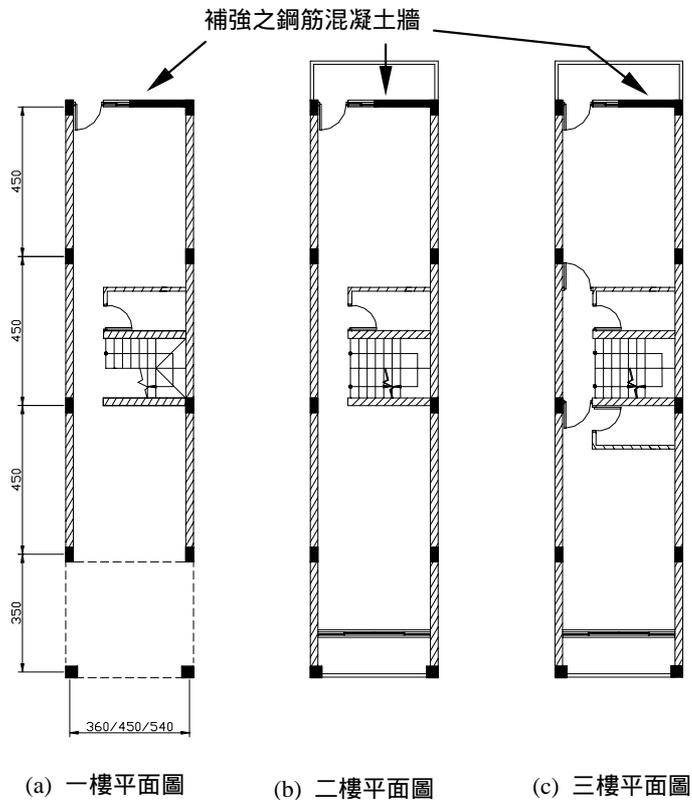


圖 4.4 類型三二之一樓樓梯間有二片 1B 厚磚牆之加強磚造沿街店舖住宅平面圖

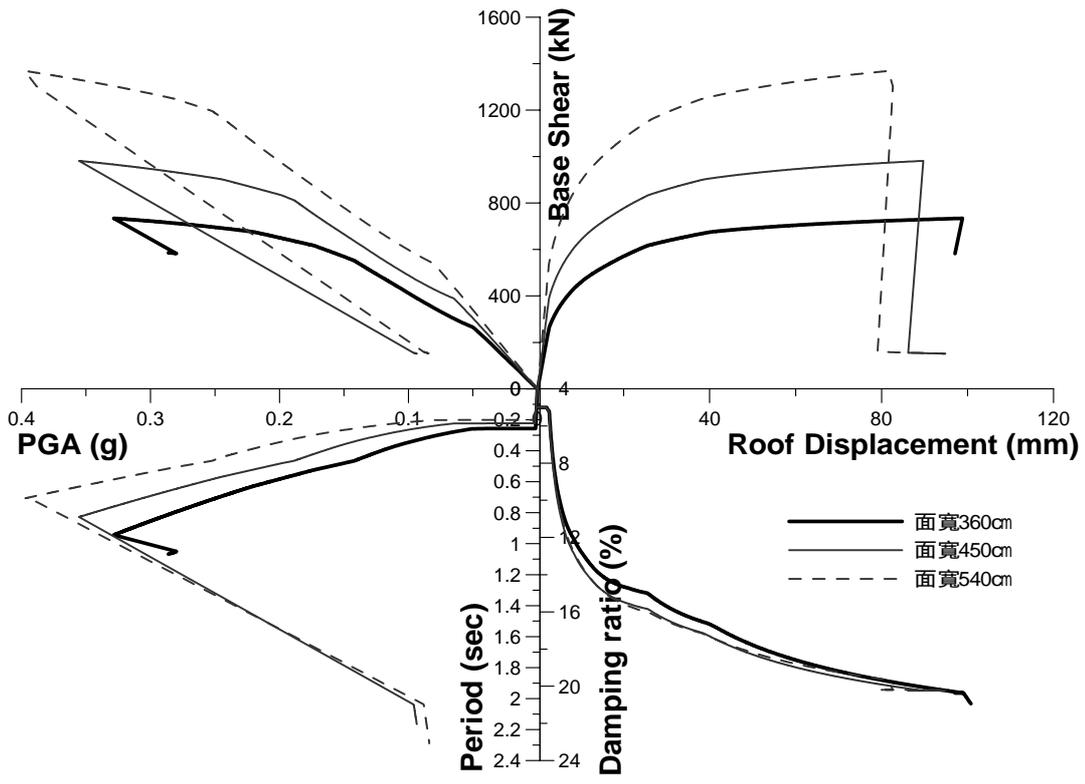


圖 4.5a 類型一之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

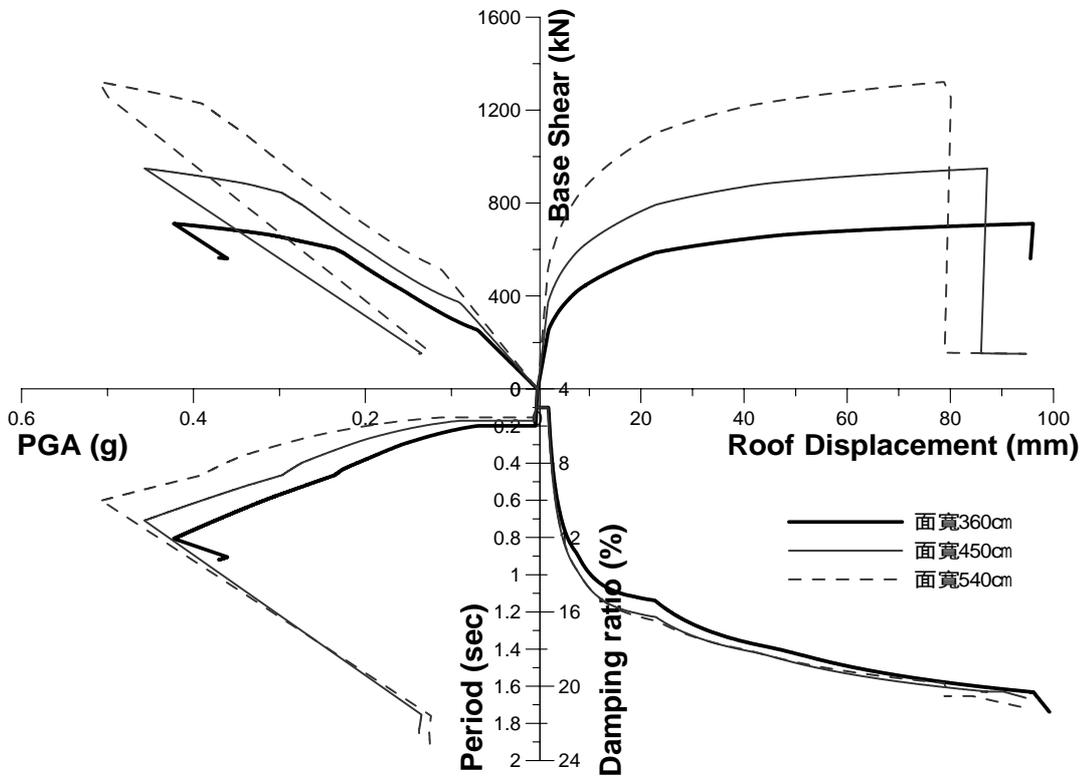


圖 4.5b 類型一之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

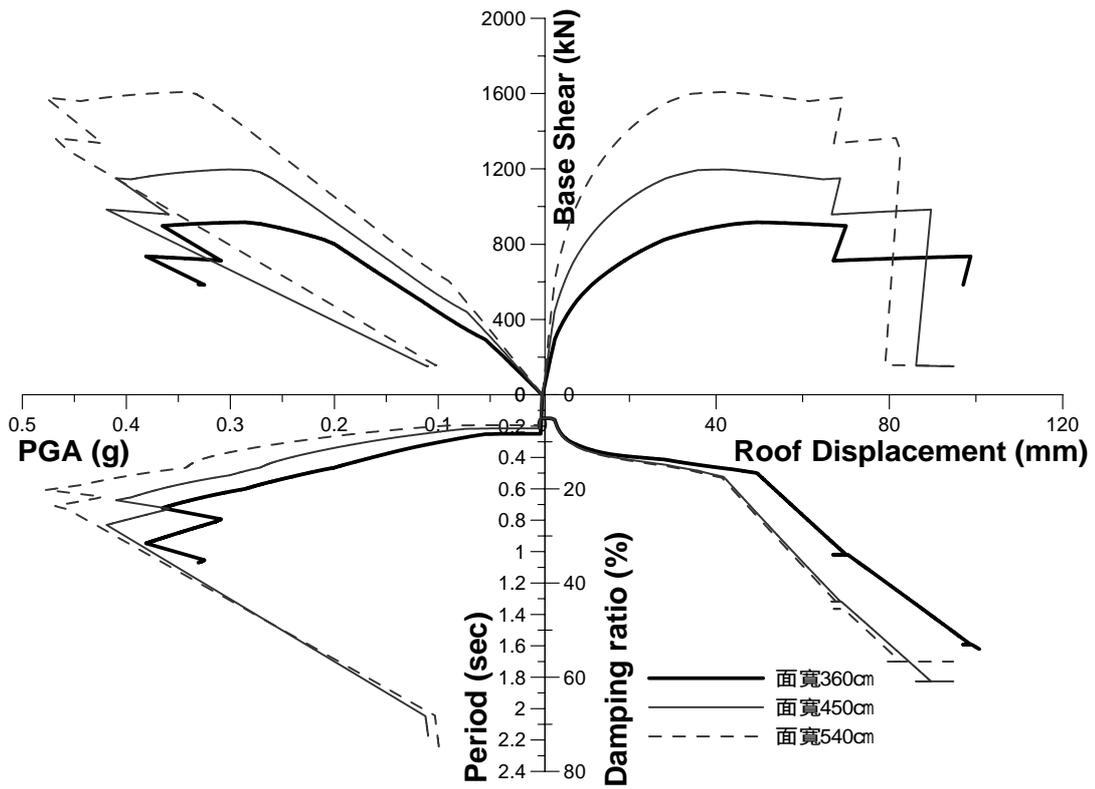


圖 4.6a 類型二之 3 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

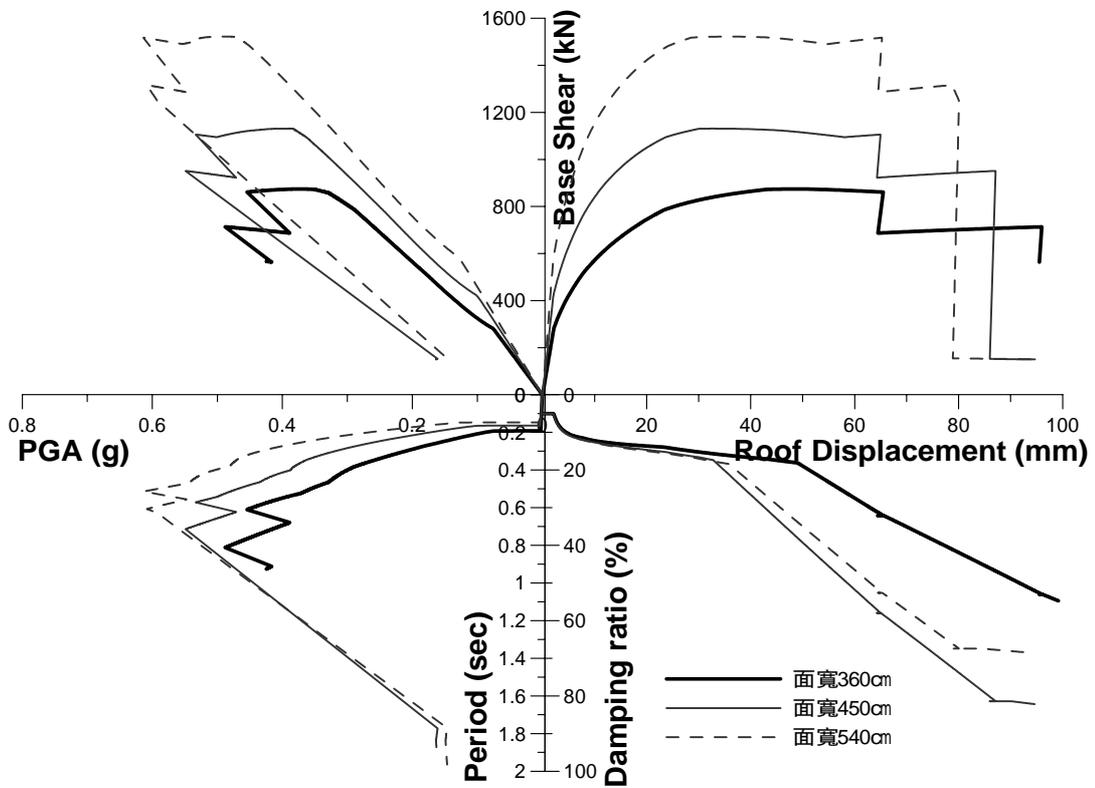


圖 4.6b 類型二之 2 層樓獨棟加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

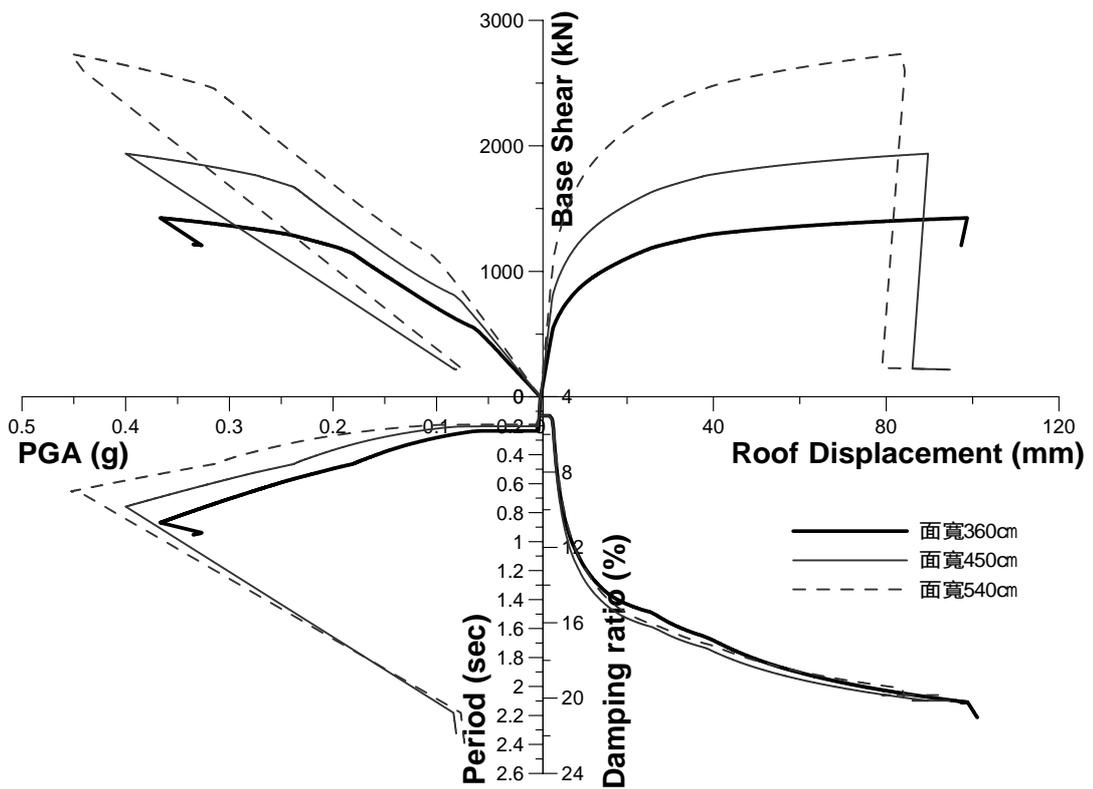


圖 4.7a 類型一之 3 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

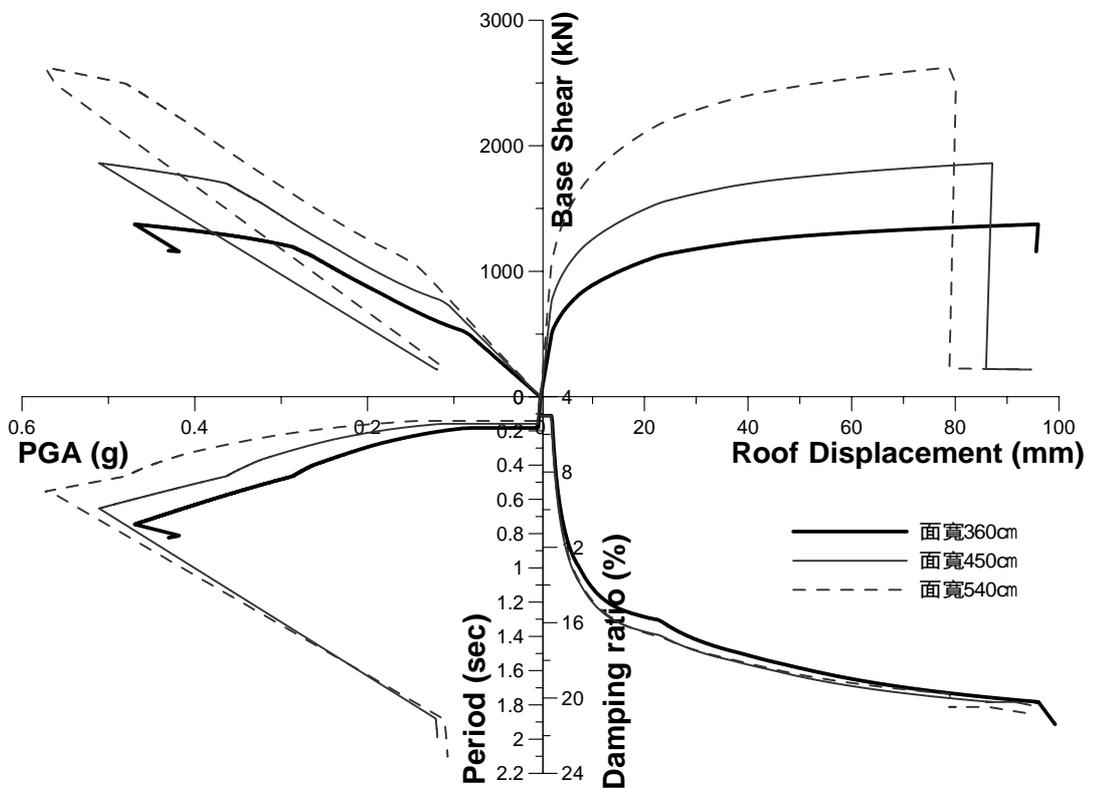


圖 4.7b 類型一之 2 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

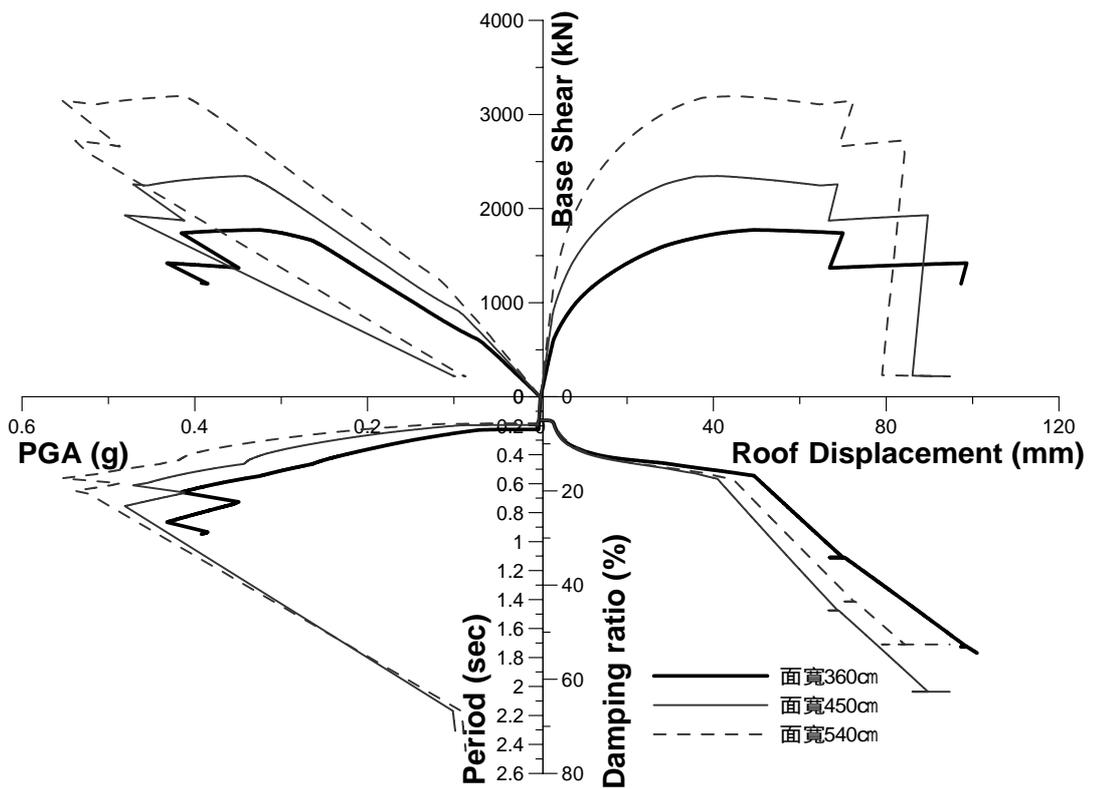


圖 4.8a 類型二之 3 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

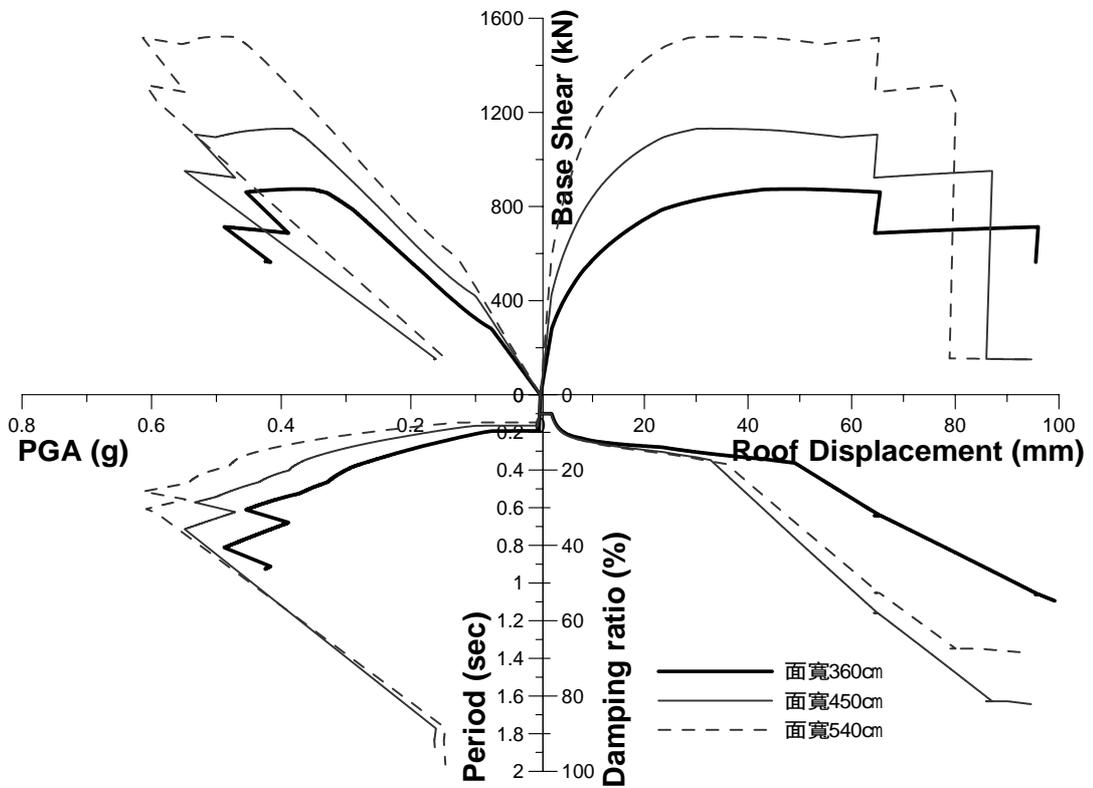


圖 4.8a 類型二之 2 層樓雙拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

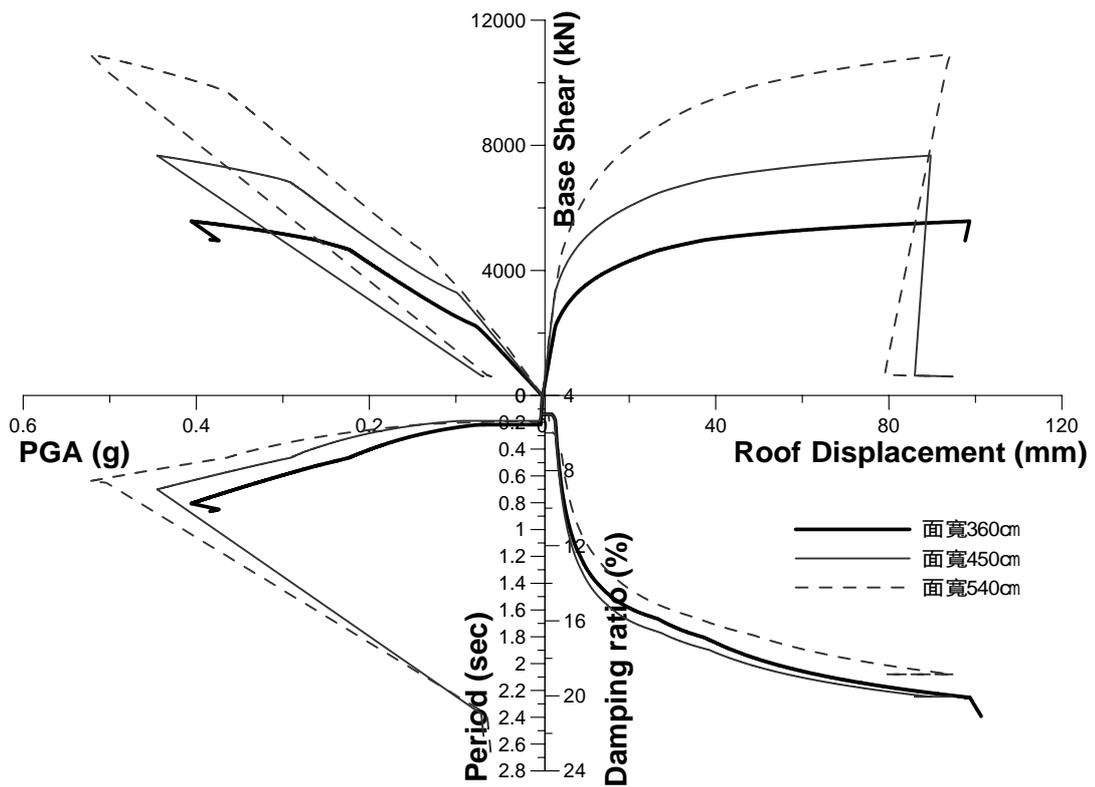


圖 4.9a 類型一之 3 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

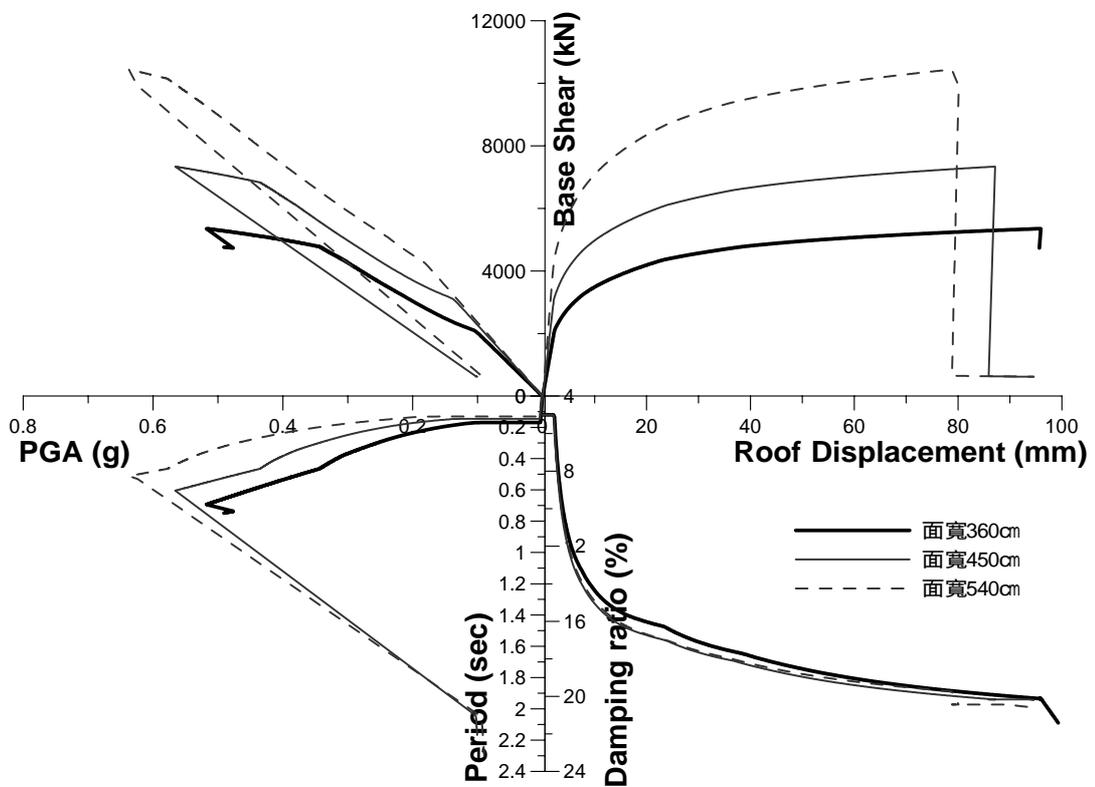


圖 4.9b 類型一之 2 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

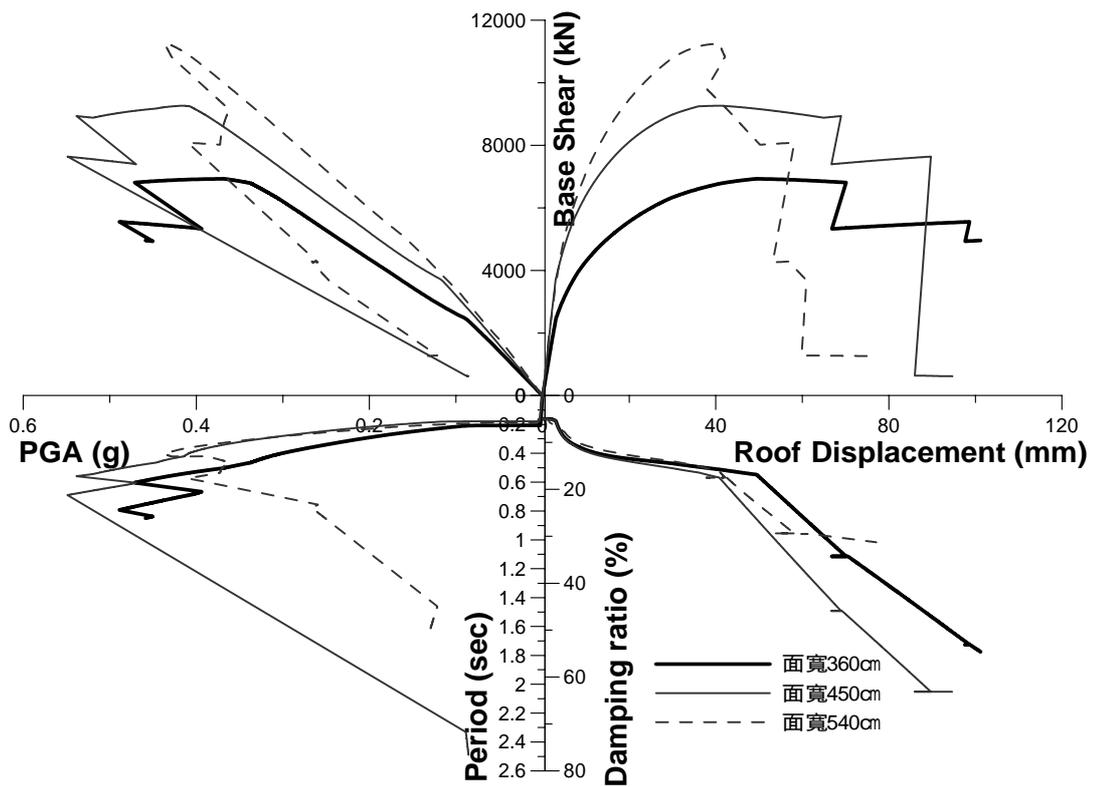


圖 4.10a 類型二之 3 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

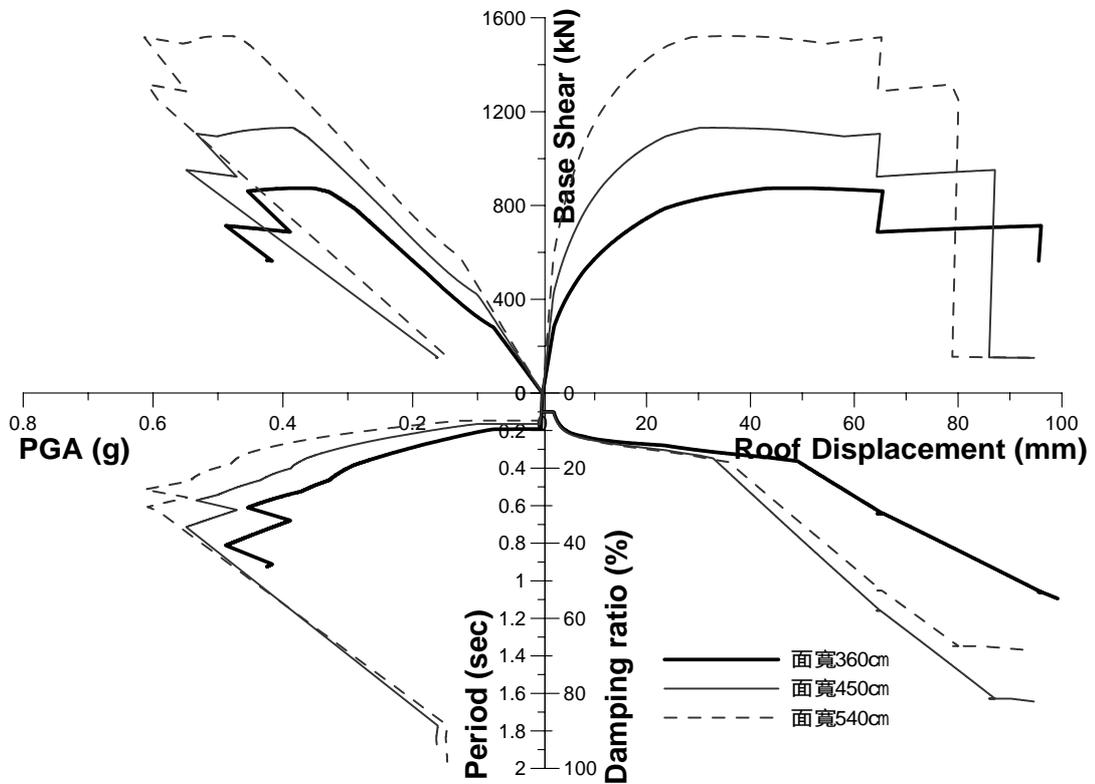


圖 4.10b 類型二之 2 層樓八拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

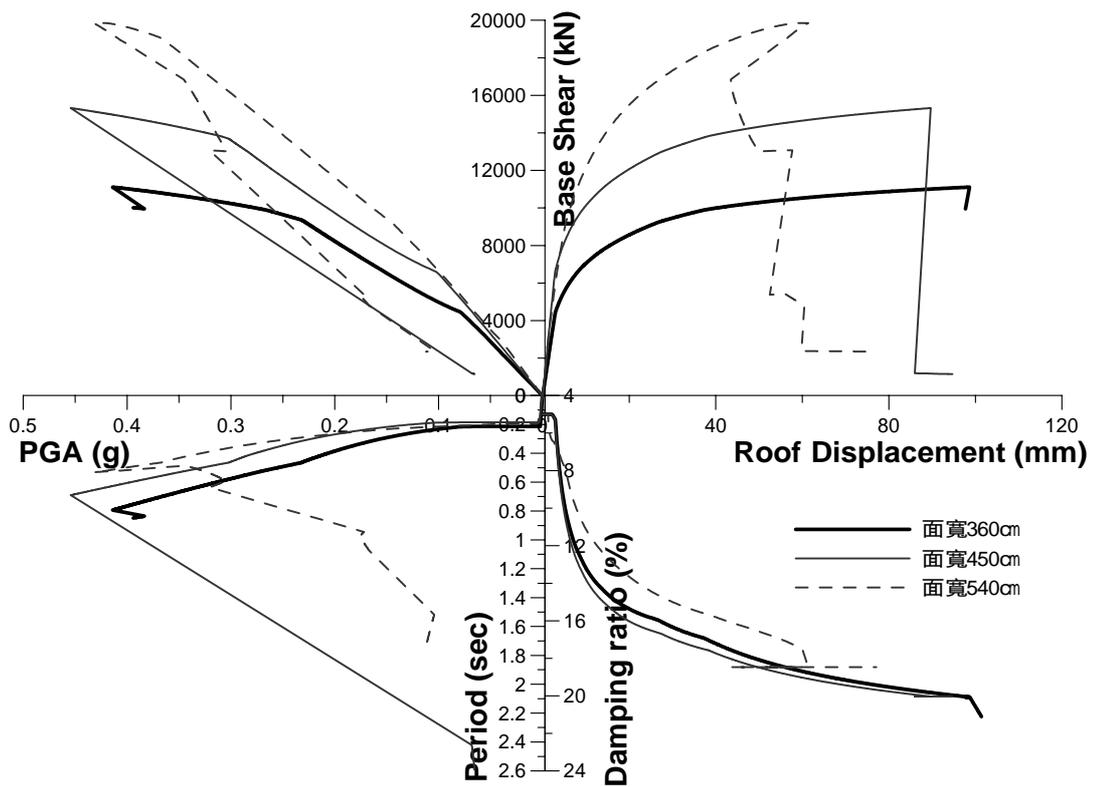


圖 4.11a 類型一之 3 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

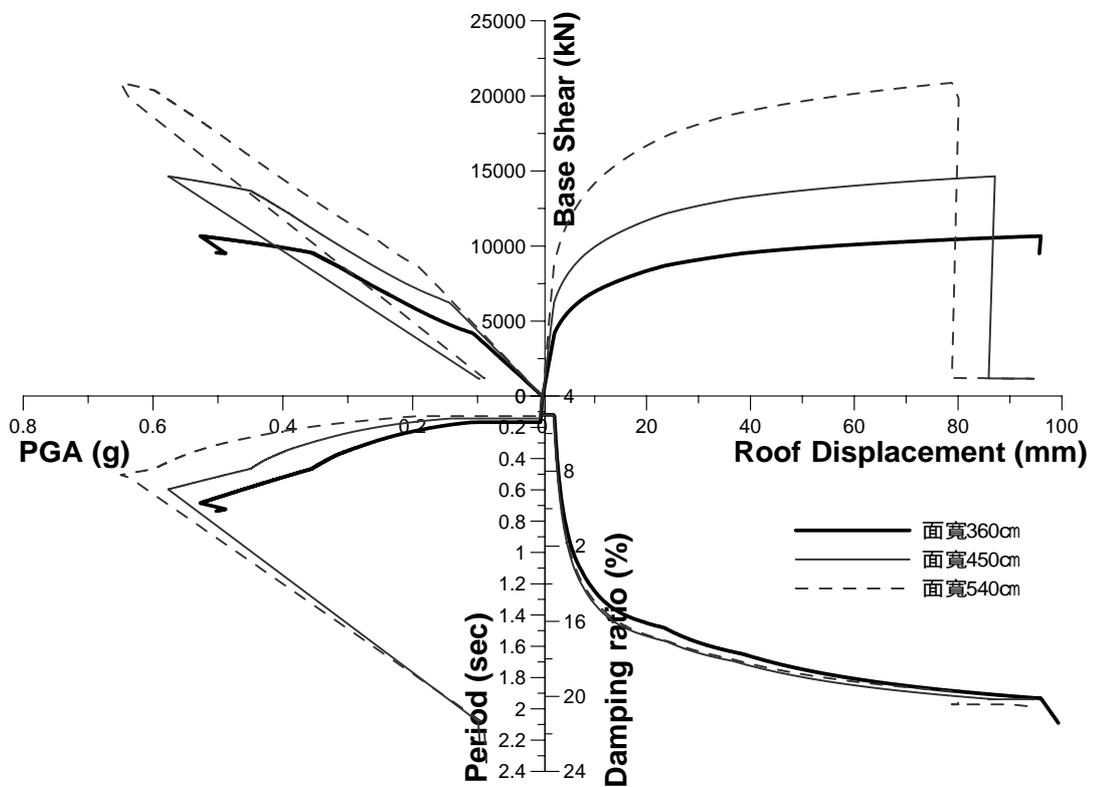


圖 4.11b 類型一之 2 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

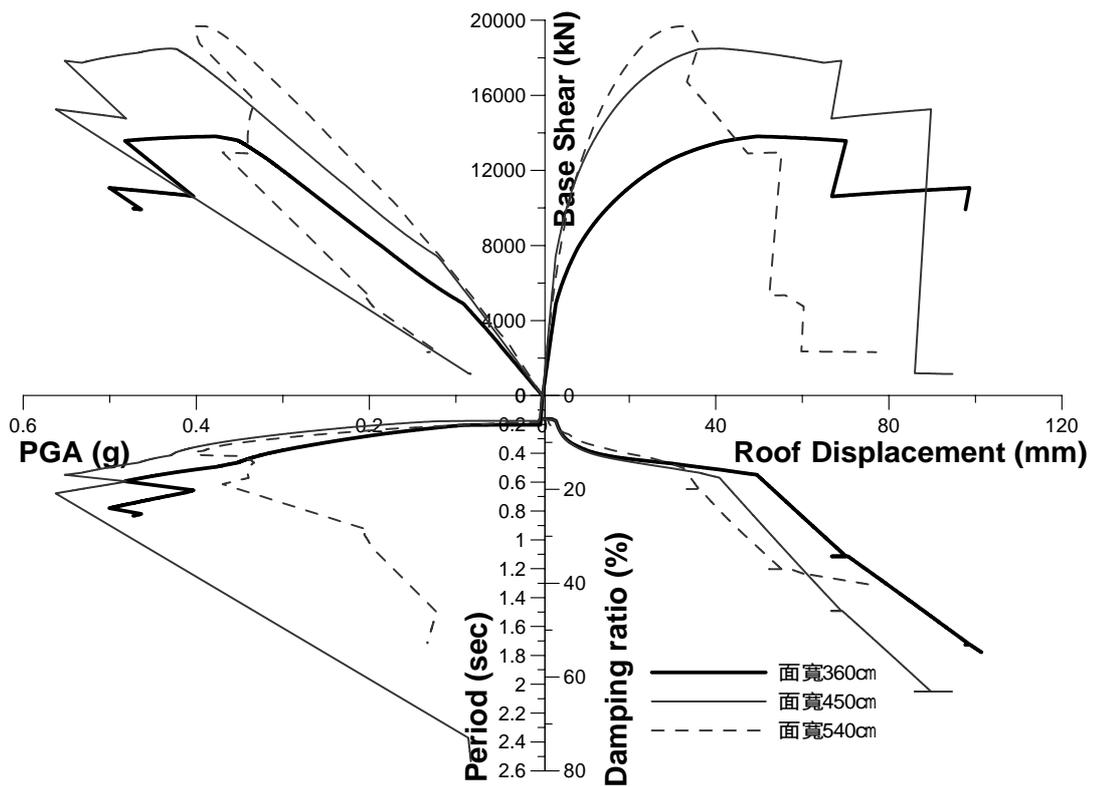


圖 4.12a 類型二之 3 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

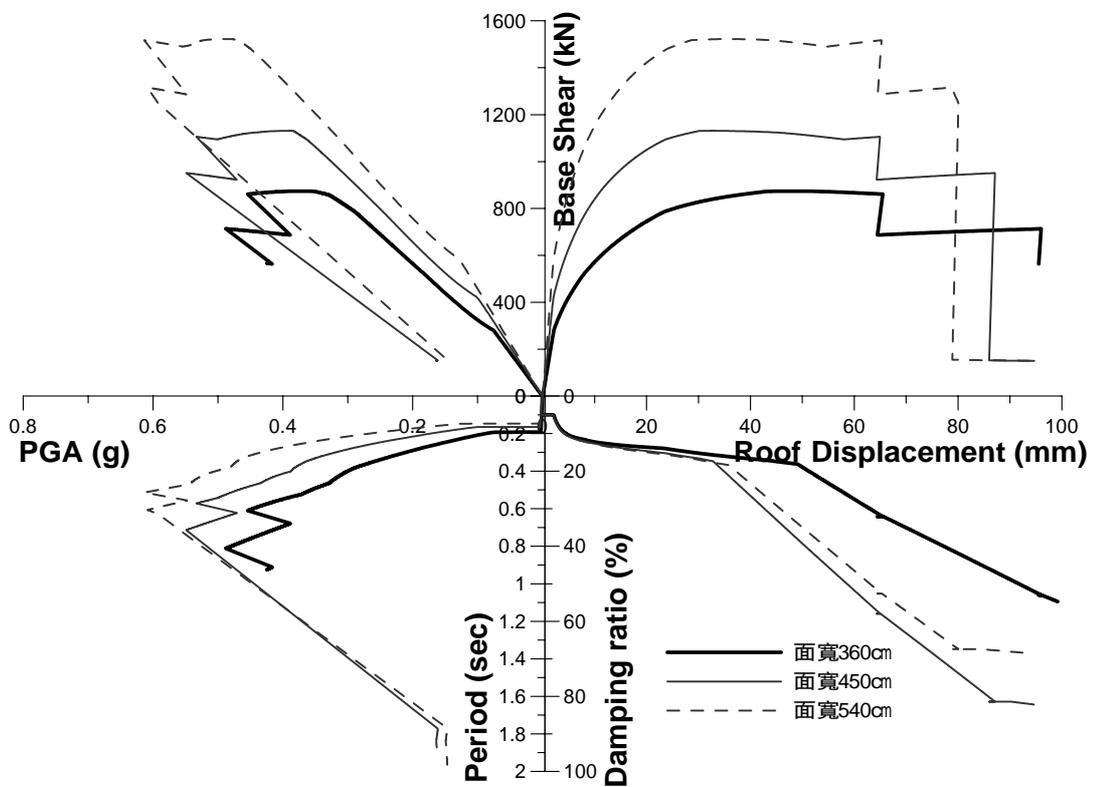


圖 4.12b 類型二之 2 層樓十六拼加強磚造沿街店舖住宅建築結構補強後耐震診斷圖

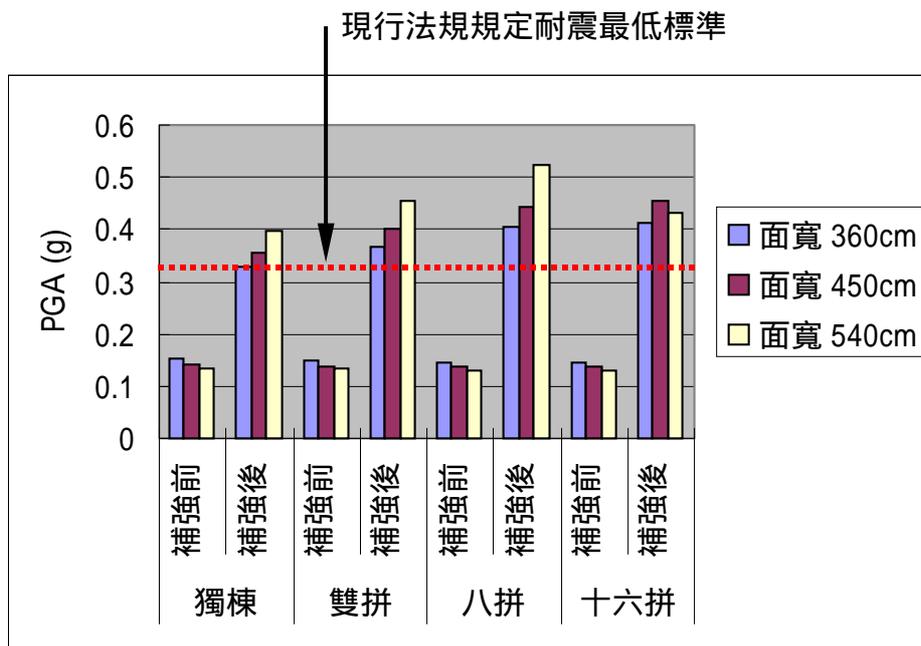


圖 4.13 類型一之三層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之 PGA

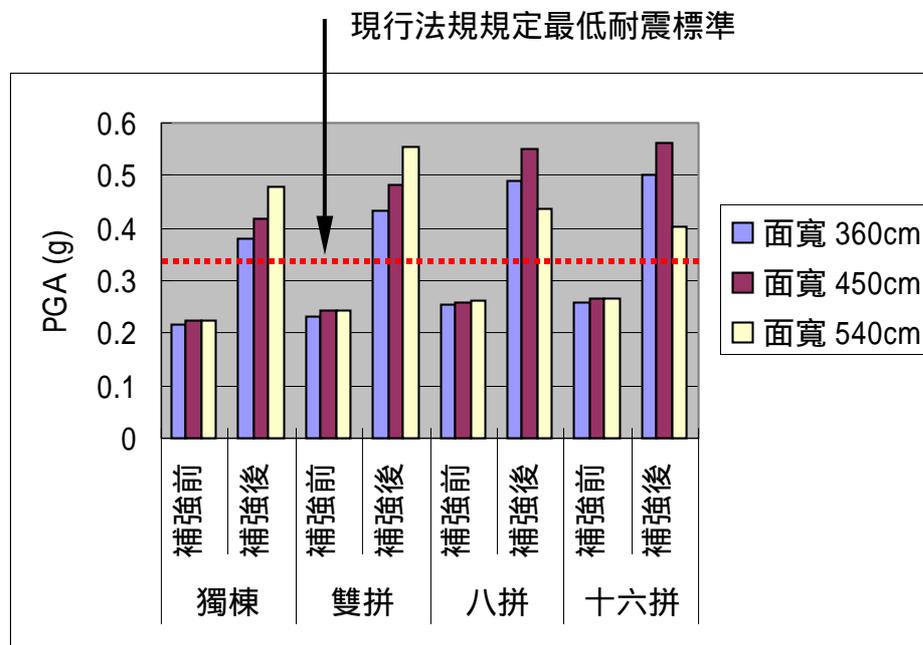


圖 4.14 類型二之三層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之 PGA

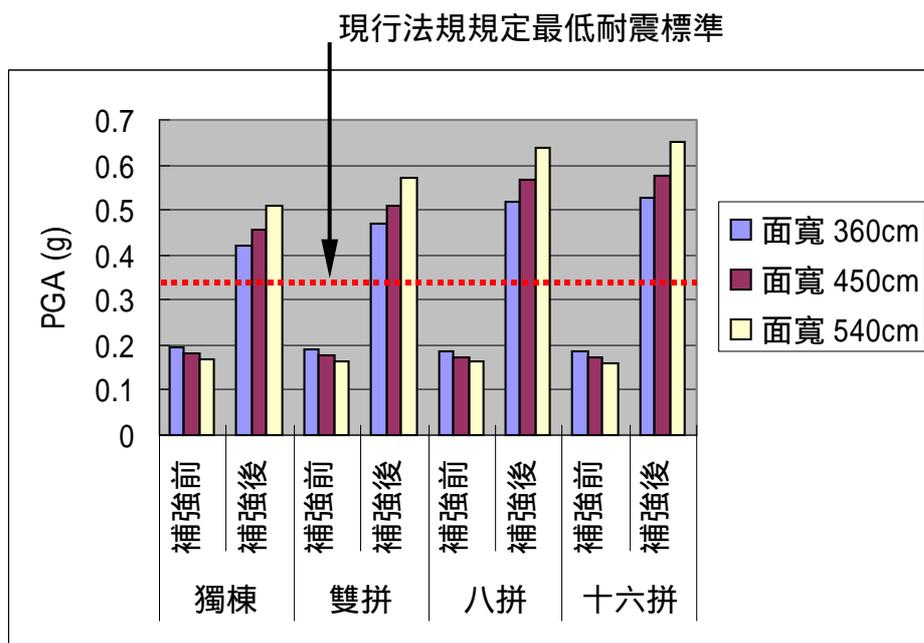


圖 4.15 類型一之二層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之 PGA

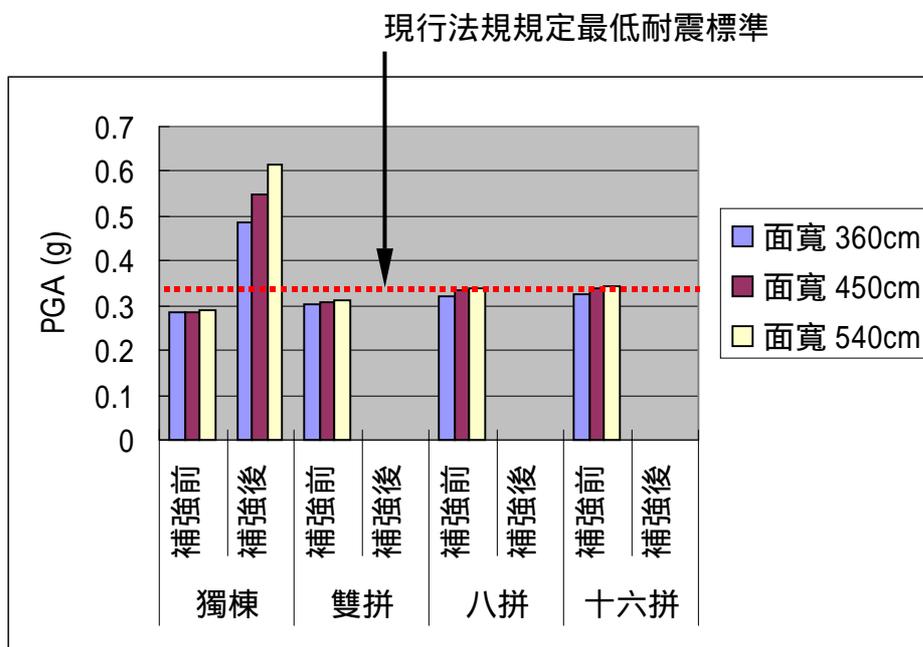


圖 4.16 類型二之二層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之 PGA

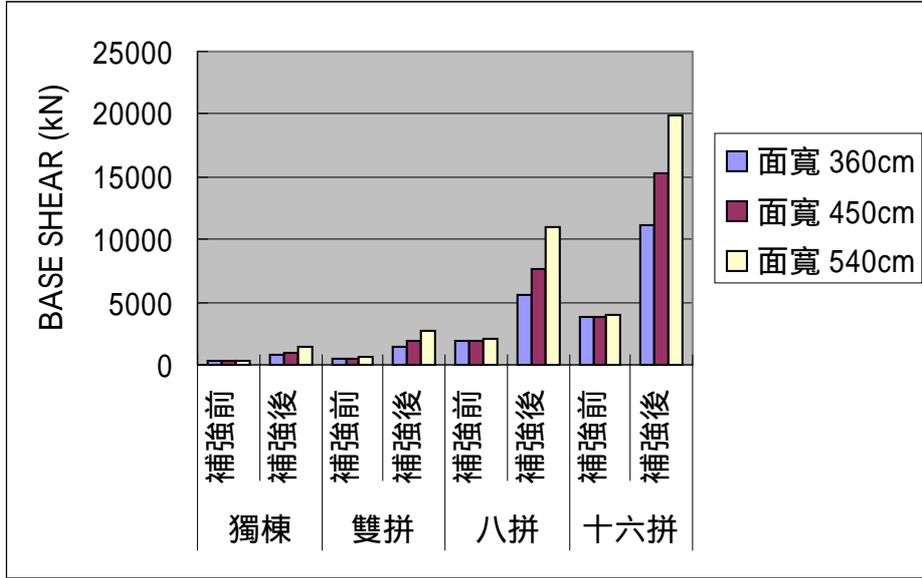


圖 4.17 類型一之三層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之基底剪力

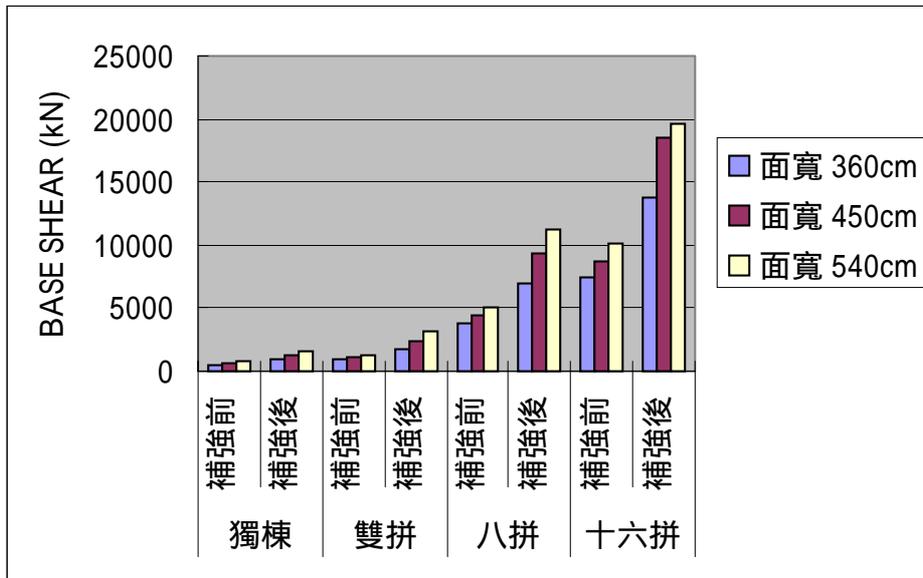


圖 4.18 類型二之三層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之基底剪力

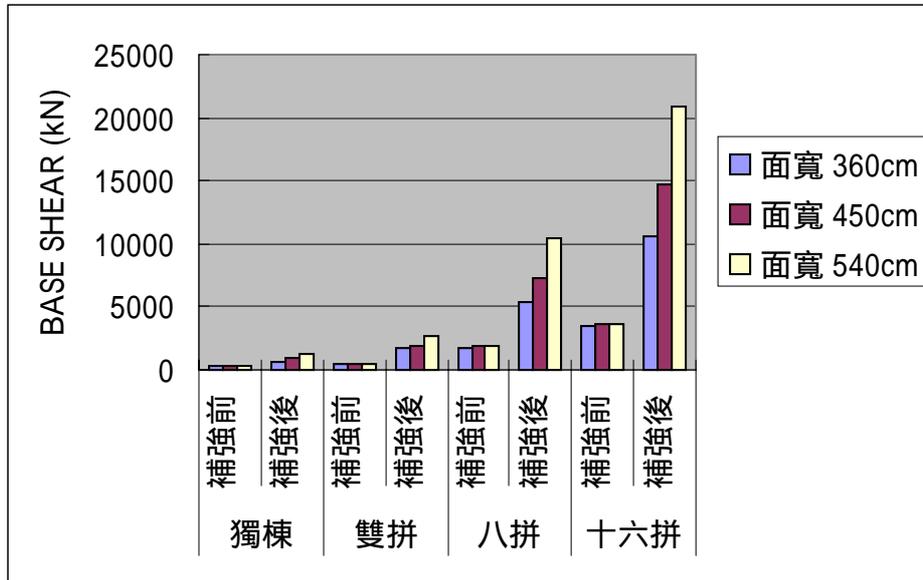


圖 4.19 類型一之二層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之基底剪力

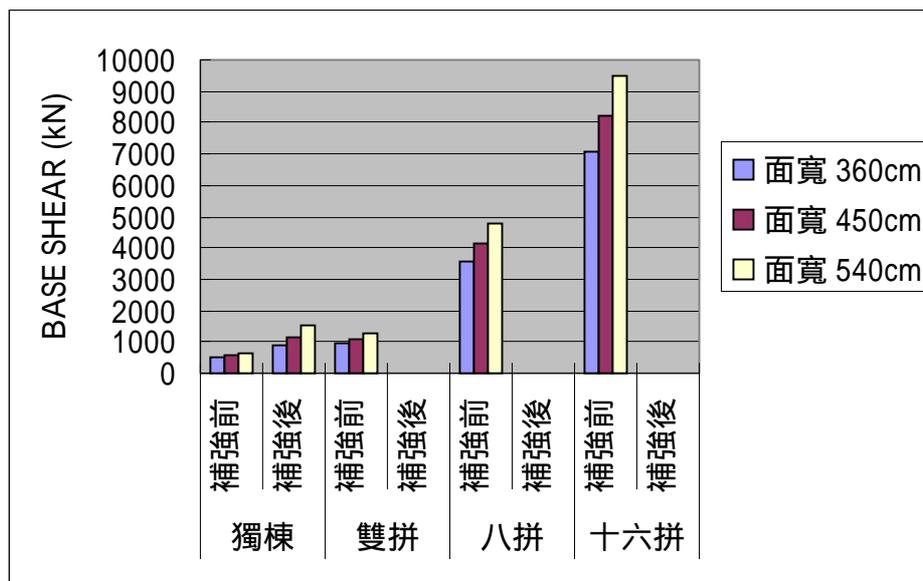


圖 4.20 類型二之二層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之基底剪力

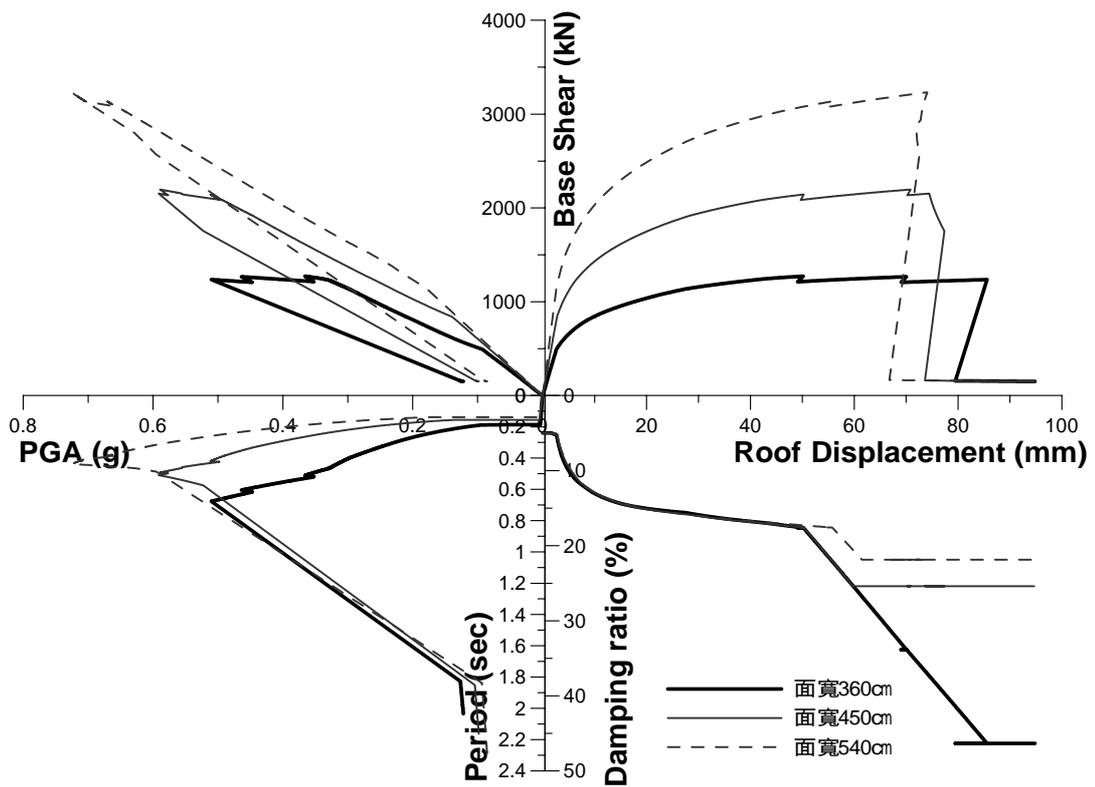


圖 4.21 類型一與類型二之三層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之耐震診斷圖

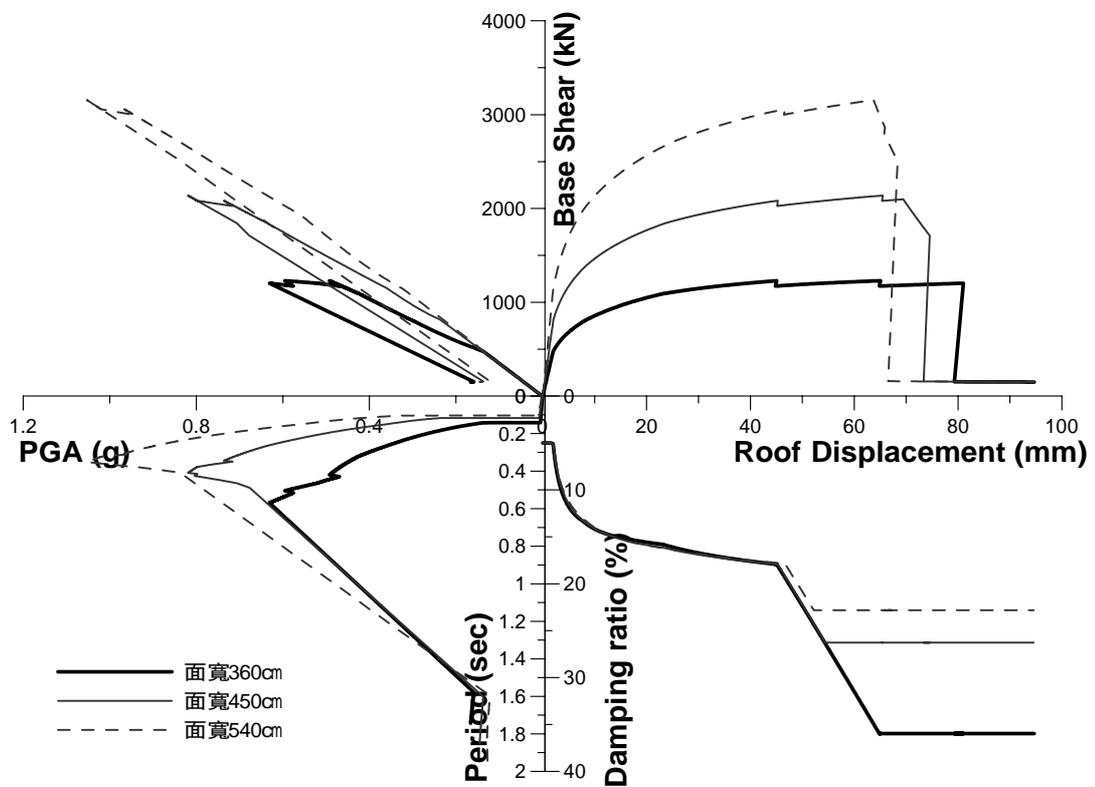


圖 4.22 類型一與類型二之二層樓加強磚造沿街店舖住宅補強前後之耐震診斷圖

第五章 結論

5.1 結論

1. 目前台灣加強磚造沿街店舖住宅在平行騎樓方向磚牆配置類型大致可以分成三類，即類型一之一樓樓梯間無 1B 厚磚牆；類型二之一樓樓梯間有一片 1B 厚磚牆與類型三之一樓樓梯間有二片 1B 厚磚牆。三種類型中，二層樓建築物的耐震能力均高於同類型三層樓建築物。耐震性能則以類型三最佳、其次為類型二、而以類型一最差。
2. 二層樓加強磚造沿街店舖住宅中，類型一均需補強；類型二僅獨棟建築物須補強。三層樓加強磚造沿街店舖住宅中，類型一及類型二均需補強。
3. 將耐震性能不足建築物以平行騎樓方向最後一跨磚牆敲除（類型一與類型二之單棟建築則改為樓梯間之磚牆敲除），改以現場增設鋼筋混凝土牆的補強措施，重新進行耐震性能評估，補強後之建築物耐震能力都可以滿足現行法規在強震區之最低耐震需求。

5.2 建議

1. 台灣之加強磚造沿街店舖住宅，多於頂樓增建，此舉會導致建築物耐震能力降低，應詳加探討改善之措施。
2. 本計畫於分析建築物之耐震能力時，乃將土壤與基礎對建築物的影響排除，未來需考慮不同的土壤與基礎構造形式的變化對建築物耐震能力的影響。

第二篇

建築技術規則構造編之磚構造規範解說 (草案)

(目前正在審議中，本篇條文及解說內容僅供參考，
非最後內政部建築研究所定稿之條文)

第一章 通則

1.1 適用範圍

- 1.1.1 本規範適用於以紅磚、砂灰磚、混凝土空心磚為主要結構材料或與其他結構材料合併構築建築物之設計與施工。
- 1.1.2 經結構計算、實驗或其他特別調查研究而設計之磚構造建築物，由中央建築主管機關確認具有與本規範規定相等或以上之結構強度者，該部分得不受本規範之相關限制。

[解說]

將紅磚、砂灰磚、混凝土空心磚等塊材使用灰漿砌造而成的構造稱為磚構造，也可稱為砌體構造。本章即以規範磚構造之設計與構築方式。

磚(砌體)構造可能單獨作為主要結構構材，除本身重量外尚須承載或傳遞地震力、風力及其他載重等；也可能與鋼筋混凝土、鋼骨或木構造等其他結構構材合併構築，依情況之不同，磚(砌體)結構有時只需承受自身重量與其本身所受橫力，不需承載或傳遞其他載重。不論上述何種場合皆屬於本章適用範圍，但實際適用規範條文則有所區分。可以詳見本規範相關規定。

由於適用範圍廣泛，本章之設計與構造相關規定係以一般情況加以考慮，若有特殊設計或構造需求，只須經過結構計算、實驗或其他特別調查研究，並由中央建築主管機關確認其結構強度與本規範相等或比本規範更佳者，則可不適用本規範相關之規定。

1.2 用語定義

- 1.2.1 磚造建築物：凡以紅磚、砂灰磚使用灰漿砌造而成之建築物稱為磚造建築物。
- 1.2.2 加強磚造建築物：磚牆上下均有鋼筋混凝土過梁或基礎；左右均有鋼筋混凝土加強柱。過梁與加強柱應在磚牆砌造完成之後再行澆置混凝土，使過梁與加強柱能與磚牆緊密固結連成一體。不符合上述規定之鋼筋混凝土構架填充磚牆建築物，鋼筋混凝土造部份應按鋼筋混凝土構架設計之。
- 1.2.3 混凝土空心磚造建築物：以混凝土空心磚使用灰漿砌造，並以鋼筋補強構築而成之建築物，稱為混凝土空心磚造建築物。牆體須在插入補強鋼筋及與鄰磚組成之空心部份填充混凝土或水泥砂漿。
- 1.2.4 複合磚造建築物：以紅磚、砂灰磚、混凝土空心磚與其他結構材料合併構築並共同承擔外力之建築物。其設計依本規範第七章之相關規定。
- 1.2.5 承重牆：凡承受本身重量及本身所受水平力外，並承載及傳遞其他水平及垂直載重之牆壁，稱為承重牆。
- 1.2.6 非承重牆：凡只承受自身重量及其所受水平力外，不再承載及傳遞其他水平及垂直載重之牆壁，稱為非承重牆。

1.2.7 分割面積：各承重牆壁中心線所區劃而成之區域面積，作為區劃邊界之牆壁應符合本規範 1.5 節之牆頂過梁規定，頂部需有鋼筋混凝土過梁與其他牆體連結。

1.2.8 混凝土空心磚非承重牆之用語定義

一般非承重牆：至少上下或左右兩邊連結於主體結構的非承重牆。

單向非承重牆：主要以一長邊連結於主體結構或以少於(含)三邊連結於主體結構且牆體之長高比大於 2.5 之非承重牆。

主要支點間距離：對一般非承重牆而言為相對兩支持邊之間的距離，有兩方向垂直支持邊時取較短者。一般非承重牆之主要支點間距離不得大於 3.5 m。

主要支點間方向：主要支點間距離之方向。

出挑長度：由單向非承重牆之固定端長邊至自由端長邊之垂直距離。單向非承重牆之出挑長度不得大於 1.6 m。

主筋：配置於一般非承重牆之主要支點間方向或單向非承重牆之出挑長度方向的鋼筋。

副筋：配置於垂直主筋方向的鋼筋。

[解說]

本規範對於磚造、加強磚造及混凝土空心磚造建築物之設計相關規定係採用簡化的條列式，亦即不提供個別構材強度計算公式，而直接就構件幾何尺寸限制與牆體配置方式等加以規定。此種設計方式可免去繁複的結構計算過程，但為求安全起見，絕大多數的變因在簡化過程中會以偏保守側的觀點考慮，因此最後設計出來的結構並不見得可達到經濟性的要求。按國立成功大學建築系許茂雄教授研究室經合理的耐震分析方法[*1]進行耐震分析，對依本規範條列式設計之磚造及加強磚造建築物，可適用於震區係數 $Z=0.33$ 、用途係數 $I=1.25$ 之建築結構。對依本規範條列式設計之混凝土空心磚造建築物，可適用於震區係數 $Z=0.33$ 、用途係數 $I=1.0$ 之建築結構。

若欲設計有特殊需求之建築物時，也可以以結構計算、實驗或其他特別調查研究為設計根據，並經中央建築主管機關確認其具有與本規範規定者相等或更佳之結構強度，則可不需採用本規範之條列式規定。本規範第七章並提出複合磚造建築物中，磚牆與混凝土空心磚非承重牆的 ???

磚構造之結構系統多以牆壁為主，依其承擔之外載重性質與重要性不同，本規範將牆壁分為承重牆與非承重牆兩類，承重牆除了牆體本身重量與所受橫力外，還必須幫忙分擔或傳遞整體結構所受之地震力、風力及其他外載重；而非承重牆則指只需維持其自身強度與穩定，即使破壞也不至於對整體結構之安全構成威脅，故在本規範部分條文中，對非承重牆另予以適度放寬之規定。

於混凝土空心磚非承重牆規定部分，本規範使用了某些特定用語，其說明如下。
一般非承重牆：牆體至少有上下或左右兩對邊與主體結構相連之非承重牆，如圖 1-1 所示。三邊或四邊相連是較常見的情況。
單向非承重牆：主要以一長邊與主體結構相連之牆體，其受行為具有如同以長邊為固定端之懸臂梁一般的單向板特性。若牆體之短邊雖也與主體結構相連，但其長邊長度為短邊之 2.5 倍以上時，如較低矮的窗台或較窄的翼牆，如圖 1-2 所示，則視同單向非承重牆。

主要支點間距離：指當一般非承重牆之牆體表面承受面外方向之側向載重作用時，負

責承擔較多面外彎矩的方向之兩相對支持邊距離。當牆體有兩對互相垂直之相對支持邊時，則取距離較短者為準，可參考圖 1-1。

主要支點間方向：即一般非承重牆之主要支點間距離所在的方向。可參考圖 1-1。

出挑長度：指單向非承重牆之固定端長邊至自由端長邊之距離，相當於視為懸臂梁時之出挑長度，可參考圖 1-2 所示。

主筋：配置於承擔較多面外彎矩的方向之鋼筋。就一般非承重牆而言即指配置於主要支點間方向，對單向非承重牆而言則指配置於出挑長度之方向。

副筋：配置於垂直主筋方向的鋼筋。理論上此方向應不需負責承擔載重，但為維持整片牆體之一體性及抵抗溫度鋼筋，仍須加以配筋。

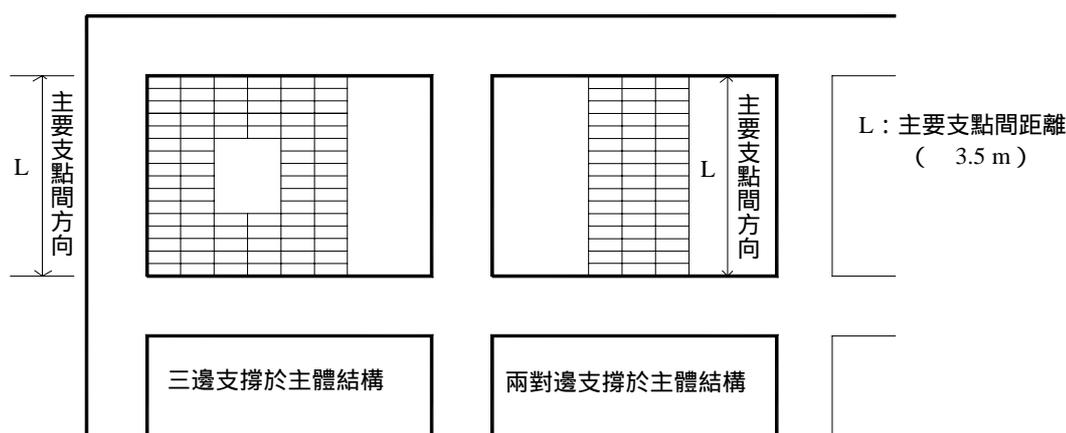


圖 1-1 一般非承重牆與主要支點間距離

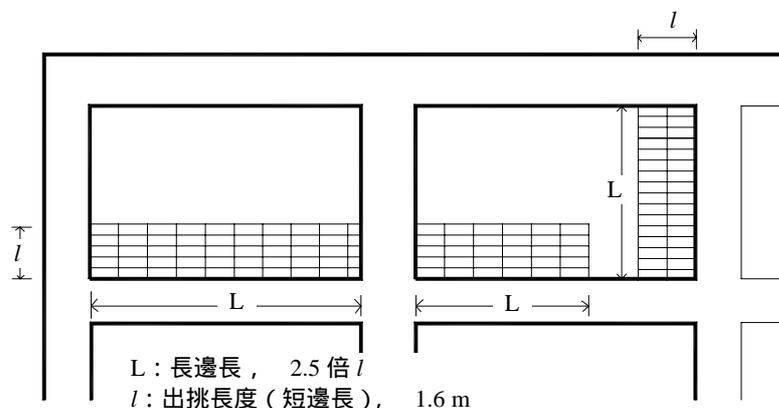


圖 1-2 單向非承重牆與主要支點間距離

1.3 建築物高度限制

1.3.1 磚造、加強磚造、混凝土空心磚造建築物，其高寬比不得大於 2.2 (高度以簷高為準，寬度以最小寬度為準)，層高不得超過 4 m。

1.3.2 磚造建築物，建築物高度不得超過 9 m，簷高不得超過 7 m。

1.3.3 加強磚造建築物，建築物高度不得超過 12 m，簷高得提高至 10 m，但不得超過三層。

1.3.4 混凝土空心磚造建築物之樓層數及簷高不得超過表 1-1 所示數值。

表 1-1 混凝土空心磚造種類及建築物之樓層數與簷高

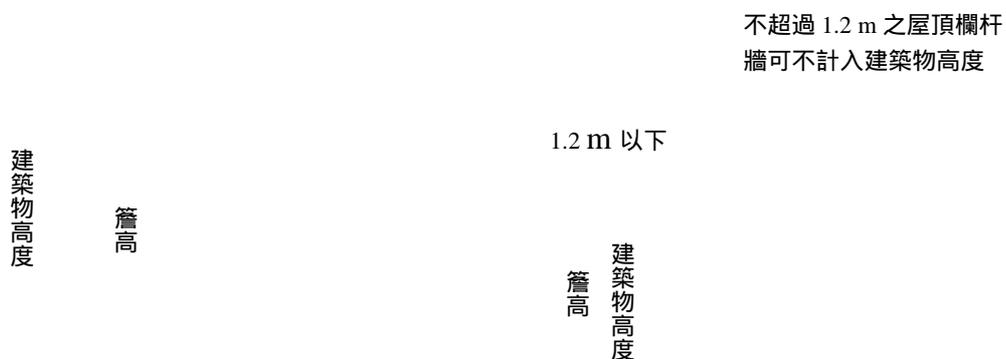
空心磚種類	樓層數	簷高 (m)	承重牆所使用之砌體種類
A	2	7	符合 CNS 8905 (建築用混凝土磚) 空心磚抗壓強度 3.92 MPa (40 kgf/cm ²) 之規定者, 或者為具有同等以上之品質者。
B	3	11	符合 CNS 8905 (建築用混凝土磚) 空心磚抗壓強度 5.88 MPa (60 kgf/cm ²) 之規定者, 或者為具有同等以上之品質者。
C	3	11	符合 CNS 8905 (建築用混凝土磚) 空心磚抗壓強度 7.84 MPa (80 kgf/cm ²) 之規定者, 或者為具有同等以上之品質者。

1.3.5 複合磚造建築物中, 當以紅磚、砂灰磚、混凝土空心磚為主要結構構材時, 其建築物高度限制依 1.3.2、1.3.3、1.3.4 條之規定; 否則依其主要結構構材之高度限制規定。

[解說]

磚構造之抗拉強度通常遠小於其抗壓強度, 因此應儘量避免使磚構造有承受拉力之情況。地震力與風力等水平載重作用於整棟結構體時, 會對基底產生傾覆力矩, 並使其斷面一側發生拉應力, 另一側發生壓應力, 當拉應力不大時, 可被結構本身自重抵消, 而維持全斷面皆為壓應力之理想狀況。在同樣大小的水平載重下, 建築物高度越高, 所造成的傾覆力矩越大; 而受到同樣大小的傾覆力矩作用時, 建築物基底寬度越寬, 斷面內產生的拉應力則越小。是故本章對磚構造建築物的高度與高寬比皆予以上限限制。

此處所謂的建築物高度係指包含斜屋頂之從地面起算的總高度, 而簷高則指從基地地面起至建築物簷口底面或平屋頂底面之高度, 如圖 1-3 所示。突出於屋頂之屋頂欄杆牆, 可不計入建築物高度, 但其構築方式應遵守本規範 3.6 之規定, 且高度不得超過 1.2 m。



GL

圖 1-3 建築物高度

磚構造與其他構造合併構築時，若磚構造為主要承擔地震或風力所造成之傾覆力矩之結構構材，則其高度限制應依本章規定；如有其他主要結構構材可承擔地震力與風力，而使磚構造部分無因傾覆力矩發生足以造成整體結構崩塌的破壞之虞時，則依該主要結構構材之高度限制規定。

1.4 樓板

磚造、加強磚造、混凝土空心磚造之建築物，建築物高兩層樓以上時，除地面層之樓板外，樓板及屋頂應為鋼筋混凝土造或與之相等或更佳剛度之剛性樓板。

[解說]

位於每層樓牆體頂部之樓板或屋頂，應為一體澆灌之鋼筋混凝土造剛性樓板，以發揮可將所有牆體聯合共同抵抗地震力，並使水平載重均勻分配，避免局部集中破壞之功效。若樓板採用其他材料，如為木構造或鋼骨，則應以水平斜撐或其他方式提升其面內剛度，以符合剛性樓板要求，並依木構造或鋼骨造規則與規範設計之。

1.5 牆頂過梁

磚造、加強磚造、混凝土空心磚造之建築物，各樓層之承重牆頂，均應設置有效連續之鋼筋混凝土過梁。過梁需有足夠之強度與剛度，以抵抗面內與面外力。

[解說]

有效連續於所有牆壁頂部的過梁，可提高牆體與牆體間之連結性，以在地震時將所有平行地震力方向之牆體聯合起來共同抵抗，並將垂直牆壁之地震力確實傳遞給相交牆體，有助於使水平載重均勻分配於結構全體。若能再加上一體澆灌之鋼筋混凝土剛性樓板，則效果更能有效提升。

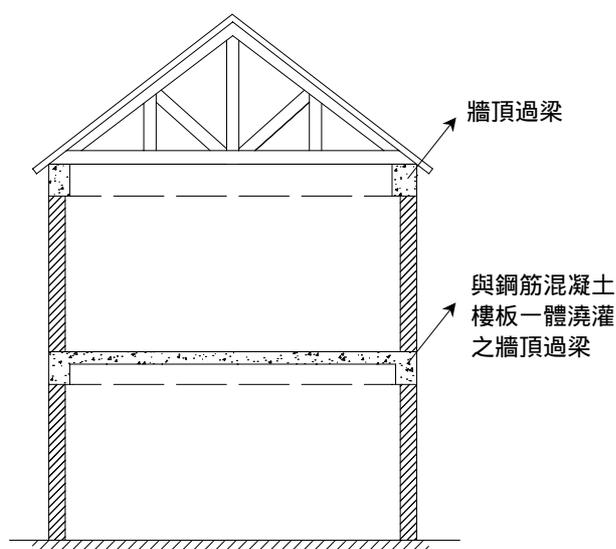


圖 1-4 承重牆頂配置鋼筋混凝土過梁

第二章 材料要求

2.1 紅磚

建築物牆壁所用紅磚，須符合中國國家標準 CNS 382 之規定，承重牆必須用一等品，最小抗壓強度不得低於 14.7 MPa(150kgf/cm²)，吸水率不得超過 15%；非承重牆得用二等品，最小抗壓強度不得低於 9.8MPa(100kgf/cm²)吸水率不得超過 19%。

[解說]

2.2 砂灰磚

建築物牆壁所用砂灰磚，須符合中國國家標準 CNS 2220 之規定，承重牆必須用特級或一級磚，最小抗壓強度不得低於 14.7 MPa (150kgf/cm²)；非承重牆得用二級磚，最小抗壓強度不得低於 9.8MPa(100kgf/cm²)。

2.3 混凝土空心磚

建築物牆壁所用混凝土空心磚，須符合中國國家標準 CNS 8905 之規定。

[解說]

用於磚構造建築物牆壁之磚、砂灰磚、混凝土空心磚，其尺寸、材料性質與試驗方法等皆須符合中國國家標準相關規定，並依其所使用之部位（承重牆或非承重牆）而有不同之等級要求。不准用 CNS 3319 規定之建築用普通磚作為建築用之紅磚材料。

2.4 填縫用砂漿材料

2.4.1 砌造磚牆，須用容積比不低於 1:3 之水泥砂漿接縫疊砌或用容積比 1:1/4:3 之水泥石灰砂漿砌造。→移至施工部分

2.4.2 用於混凝土空心磚牆之砂漿其設計抗壓強度不得低於 17.6Mpa (180kgf/cm²)。用於紅磚牆體與砂灰磚牆體之水泥砂漿、石灰砂漿其設計抗壓強度不得低於 9.8 MPa(100kgf/cm²)。

2.4.3 水泥砂漿用水泥須符合中國國家標準 CNS 61 之規定，並適合規定工作之需要。

2.4.4 水泥砂漿用細粒料須符合中國國家標準 CNS 3001 之規定，並適合規定工作之需要。

2.4.5 水泥石灰砂漿用生石灰須符合中國國家標準 CNS 381 之規定，並適合規定工作之需要。

2.4.6 水泥砂漿用水必須清潔，不得含有油、酸、鹼、鹽及有機物等有害物。

2.5 混凝土空心磚空心部份填充材料

混凝土空心磚之空心部份填充所用之混凝土或砂漿，其設計抗壓強度不得低於 17.6

MPa(180kgf/cm²)。

[解說]

填縫用之砂漿材料用於砌築紅磚牆、砂灰磚牆之橫縫與豎縫部位及混凝土空心磚牆之橫縫部位。填充用之之混凝土或砂漿所用部位，專指用於砌築混凝土空心磚牆時，相鄰兩磚之豎縫與混凝土空心磚體之內部空心部位。

2.6 混凝土與鋼筋

建築物所用之混凝土與鋼筋，須符合「結構混凝土設計規範」中材料之相關規定。

[解說]

在磚構造建築物中所用之混凝土與鋼筋，牆頂過梁、加強柱、混凝土空心部分之橫筋與縱筋等，均須符合「結構混凝土設計規範」中材料之相關規定。

第三章 牆壁設計原則

3.1 承重牆配置原則

一幢建築物的形狀與各層牆壁的配置應整體均衡，採箱型為宜，儘量使靜載重與活載重所產生之應力均勻分佈於結構全體。各層牆壁在平面應儘量均勻對稱並同時於長向及短向配置，使各向皆有適當的壁量，在立面應上下層貫通到底。

[解說]

磚、砂灰磚、混凝土空心磚等材料，由於相對而言其自重較重，而抗拉與撓曲強度較小，因此先天上即不利於耐震。故在設計磚構造建築物時，應於結構系統本身加強耐震性的考量。雖然磚構造多以壁式結構為主，但由於牆壁對面外方向水平載重的抵抗力通常遠小於面內方向，因此規劃結構系統時，除了務使平面各方向達到均衡與對稱等基本配置原則，以免造成偏心扭矩，並使應力平均之外，也希望每片牆壁在其面外方向皆有其他相交牆體可提供支撐，最好能構成緊密完整的箱型結構，以使每片牆壁所受載重可傳遞一部份給相鄰牆體共同分擔，減少局部集中破壞的可能性。如圖 3-1-1、3-1-2 所示。

牆壁承受面內水平載重時，為平衡水平剪力力偶與側傾的傾向，亦會於兩垂直緣產生一側拉一側壓之應力，故牆壁在立面上應該上下連通到底，並避免弱層的產生，以使此垂直應力可有效傳遞至基礎。如圖 3-2-1、3-2-2 所示。

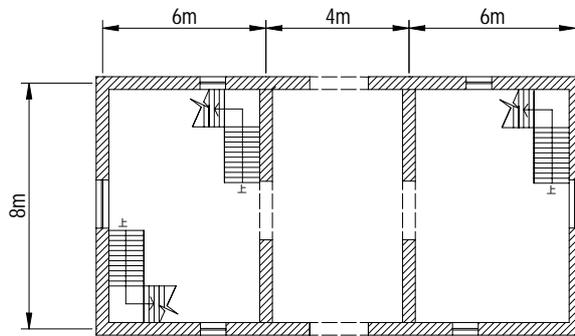


圖 3-1-1 適當平面配置

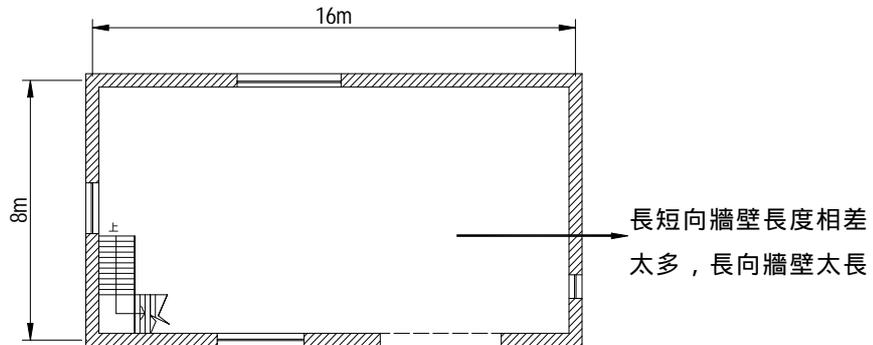


圖 3-1-2 不良平面配置

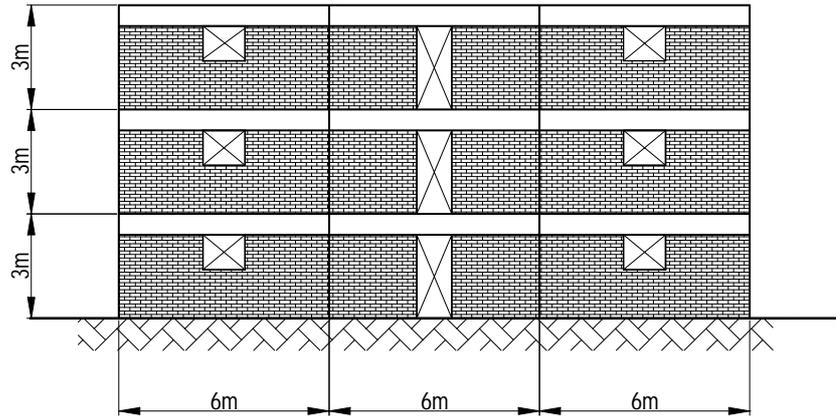


圖 3-2-1 適當立面配置 (上下層牆壁貫通)

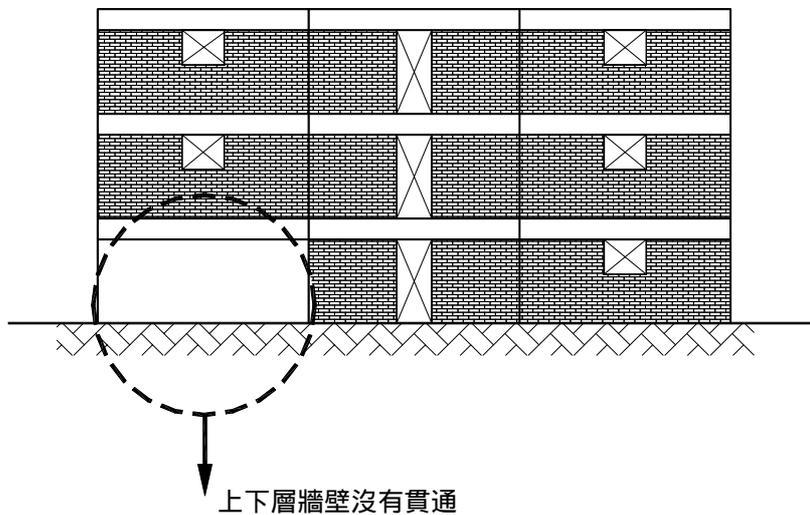


圖 3-2-2 不當立面配置

3.2 牆壁強度

不同類或不同等級之結構材料混合使用於同一牆壁時，應遵照最弱者之設計標準規定。

[解說]

雖然本規範對於磚構造牆壁之設計採條列式規定，然而當同一片牆壁中混合使用了不同種類或不同強度等級之材料時，因無法明確劃分不同材料所貢獻之強度比重，故應基於偏保守側之考量，以其中強度最弱者為基準對整片牆壁進行設計。

3.3 牆身規定

3.3.1 牆身最小厚度、牆身最大長度及高度應依本規範各章之規定。但特別情況，如靜載重及活載重特別大的建築物，應視載重情況調整設計之。

3.3.2 牆身長度為支持牆身兩端之垂直相交牆、扶壁或鋼筋混凝土加強柱之中心線距離。相交牆厚度依各章之承重牆牆身厚度限制規定之；扶壁厚度不得小於被支持牆之牆身厚度且扶壁各部份垂直牆身之距離不得小於各該部份

至牆頂距離之四分之一；鋼筋混凝土加強柱之短邊寬不得小於牆身厚度。
相交牆、扶壁或鋼筋混凝土加強柱應上下樓層貫通。

3.3.3 牆身高度為自樓板面至梁底或樓板底之高度。

[解說]

本規範對於磚構造牆體之牆身厚度、長度及高度皆有限制規定，如後面各章所述。這些規定基本上是以一般情況下之載重條件加以考慮，若所設計之磚構造建築物承載特別大之靜載重及活載重，結構設計者應衡量載重情況，將牆身設計標準加以適當提高。

如何調整，適當說明？提及開口及開口過大時的影響與限制。

牆身長度的指提供牆壁側向支持之兩比鄰牆體或柱中心線之間的距離，亦即在牆壁面外方向之無支撐長度。牆身長度在本規範有最大限制規定，此處僅就其認定方式加以定義。

定義牆身長度兩端之側向支持構件可為與該片牆壁垂直相交之其他牆體、扶壁或鋼筋混凝土加強柱，如圖 3-3 所示。為確保側向支持效果，**相交牆厚度依各章之承重牆牆身厚度限制規定之；扶壁之厚度及鋼筋混凝土加強柱之短邊寬皆不得小於受支持的牆體厚度**；扶壁若採用向上逐漸縮小之斷面，則其任一斷面垂直受支持牆體方向之深度，應不得小於該斷面至受支持牆頂距離之四分之一。提供側向支持的構件行為可視同承重牆，因此必須上下連通到底，使應力有效傳遞至基礎。

本規範對牆身高度之定義係指牆體淨高，亦即下自樓板面起算，上至梁或樓板底部之高度，如圖 3-3 所示。

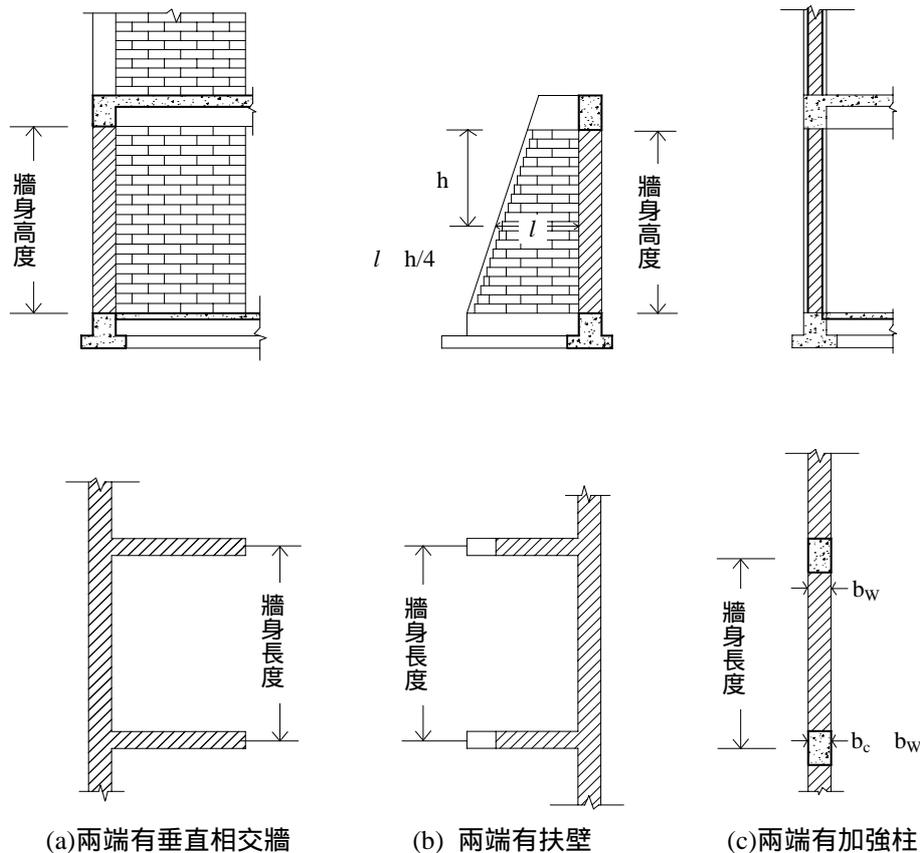


圖 3-3 牆身長度與牆身高度

3.4 集中載重承壓長度

牆壁頂若有集中載重，應以過梁支承。若有集中載重施加於無過梁處，應設計配置鋼骨或鋼筋混凝土造之橫向構件，其承壓深度應至少與牆身厚度同寬，其承壓長度至少為集中載重實際承壓長度加四倍牆身厚度之和。

[解說]

若有集中載重作用於磚構造牆壁，例如屋架梁等，為避免應力集中，應在其下加設過梁，或其他鋼骨或鋼筋混凝土造之橫向構件作為承壓構件，如圖 3-4 所示，不宜直接施加於磚構造部分。橫向構件深度應設計足夠且至少與牆壁同寬，使載重儘量均勻分散於牆體。作為承壓之構件長度，亦即承壓長度，應至少為集中載重作用部分之長度再加四倍牆身厚度。

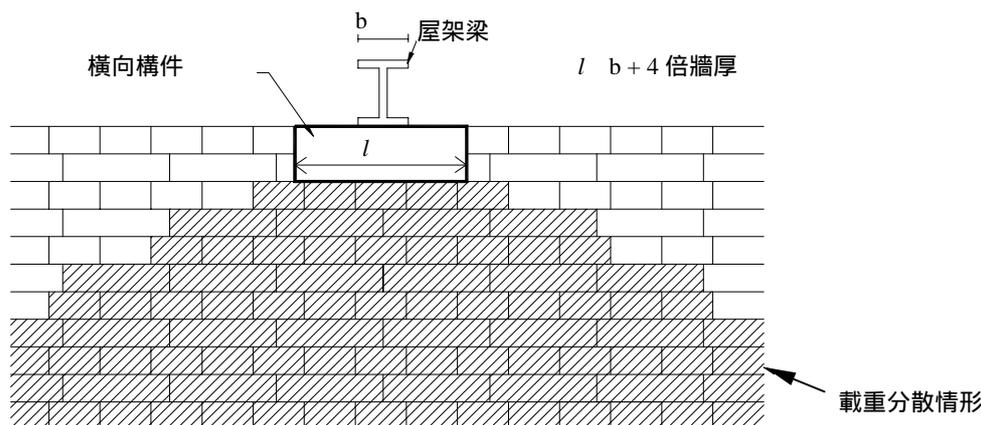


圖 3-4 集中載重下之橫向構件

3.6 山牆及欄杆牆之構造

屋頂欄杆牆、陽臺欄杆牆、壓簷牆及屋頂兩側之山牆，均不得單獨以磚砌造，須以鋼筋混凝土梁柱補強設計。屋頂欄杆牆高度不得超過 1.2m。

[解說]

在地震中常見磚構造之屋頂欄杆牆、陽台欄杆牆、壓簷牆及山牆於面外方向傾倒甚至掉落的現象，這些部位由於牆頂為自由端，且位於建築物高處，僅以磚砌造時，牆底往往無法抵抗面外方向地震力所造成之傾覆力矩，因此除非在其周圍以鋼筋混凝土構件加以補強並提供束制，否則不得單獨以磚材料砌造。

屋頂欄杆牆之高度可不計入本規範 1.3 節對於建築物高度限制中所定義之建築物高度，但為使地震時面外傾覆力矩不致太大，其高度應不得超過 1.2 m。

3.7 牆中埋管

關係結構穩固或防火厚度之牆壁，如必須埋入水管或導管，應設置於較不影響強度與防火能力之處所。空心磚孔中穿管，不視為埋管，亦不受前項之限制。

[解說]

因建築物使用所需之水管及其他維生管線，宜儘可能以明管方式設置於專用之管道間，儘量勿埋設於關係到結構穩固性或有一定防火厚度要求之牆體內。若非不得已欲埋設於牆體內時，應設置於不較會因佔用牆體剖面而影響結構強度或防火能力之部位。利用空心磚牆中固有存在之空心孔洞作為穿管之用時，則可不受此限制。

第四章 磚造建築物

4.1 承重牆配置與牆身長度限制

磚造建築物承重牆各層在平面上由各承重牆壁中心線區畫之各部份分割面積應小於 60 m^2 ，但無鋼筋混凝土屋頂板時，應小於 40 m^2 。建築物之外圍及角隅部份，平面上承重牆應配置成 L 型或 T 型。每片牆身長度應在 10m 以下。非承重牆牆身長度亦不得超過 10m。

[解說]

磚構造建築物在各層平面上宜儘量配置為形狀完整的箱型結構，以使每片承重牆體可共同分擔各方向之側向地震力，因此本規範以分割面積之上限來間接確保壁量並防止牆體偏心配置。分割面積之定義如圖 4-1 所示，為各承重牆壁中心線所區劃而成之區域面積，作為區劃邊界之牆壁應符合本規範 1.5 節之牆頂過梁規定，頂部需有鋼筋混凝土過梁與其他牆體連結。磚構造建築物之樓板或屋頂板非鋼筋混凝土造時，個別分割面積應小於 40 m^2 ，反之則因鋼筋混凝土樓板可發揮連結各牆體之效果，分割面積上限可放寬至 60 m^2 。

建築物之外圍角隅為應力容易集中之處，此處在平面上應至少有兩個方向的牆壁互相支持，以 L 型或 T 型方式配置。

牆身長度過長時，因側向支撐不足，在地震中會有因面外撓曲、扭矩傾倒之虞，因此本規範規定每片牆身長度應小於 10 m。牆身長度之定義依本規範 3.3.2 規定。

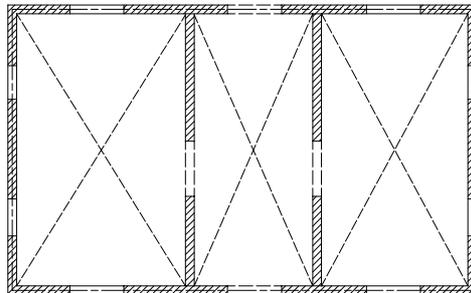


圖 4-1 分割面積區劃示意圖

4.2 牆身厚度限制

4.2.1 磚造建築物之承重牆牆身厚度依建築物之樓層數與該牆壁之長度而定。表 4-1 所示為不含粉刷層之最小牆身厚度：

表 4-1 最小牆身厚度(cm)

樓層 \ 牆身長度	在 5m 以下	超過 5m 而在 10m 以下
	平房	23
二層樓以上	35	46

4.2.2 磚造建築物之非承重牆厚度可依前項規定之牆厚減少 11cm 以內，但一定要在 23cm 以上。

4.2.3 磚造建築物各樓層之**承重牆**牆厚，不得小於其正上方之**承重牆**牆厚。

4.2.4 磚造建築物牆壁設有豎槽或橫槽時，其牆身厚度應為扣除槽深後之厚度。

[解說]

本規範對於牆身厚度的限制，主要是為了保障磚構造壁體具有足夠抵抗面外方向彎矩的能力。由於斷面形狀細長且抗拉強度低，大部分磚構造牆壁結構在面內方向很剛強，但面外方向則很容易因側向力造成的傾覆力矩發生傾倒破壞，故必須確保牆身斷面於面外方向的尺度，亦即厚度足夠。

牆身長較長時，中間無支撐部分所受面外方向彎矩越大；二層樓以上的牆體所受側向地震力也較平房為大，故其牆身厚度要求也較為嚴格。非承重牆由於不需幫忙分擔其他牆體所受的地震力，牆身厚度要求可稍微放寬，但仍須至少為 1B(23cm)以上。

另外，為使牆體應力可有效往下傳遞至基礎，除了**承重牆**牆壁之立面配置時應上下連通外，其下層牆身厚度亦不得小於其上方之牆厚。為埋設管線或其他目的在牆身設有槽溝時，該片牆身之有效厚度應以扣除槽溝深度後為準。

4.3 承重牆開口規定

4.3.1 單片牆壁牆身開口長度之總和不得超過該牆身長度二分之一；各層樓牆壁開口長度之總和，不得超過該層樓牆身長度總和三分之一。

4.3.2 各開口部彼此之間或開口部邊緣與相交牆中心線等支撐物間之距離，應為該牆身厚度 2 倍以上，且大於 60cm。但開口部周圍以鋼筋混凝土或鋼骨補強者不在此限。

4.3.3 開口部上緣應設置鋼筋混凝土楣梁，但開口長度在 1m 以下者，開口部上緣可改為平拱或弧拱。楣梁兩端伸入牆壁長度應在 20cm 以上，且其強度至少須能承受由開口兩側向上內收四十五度角以內之重量。**非承重牆亦應遵守本小節規定。**

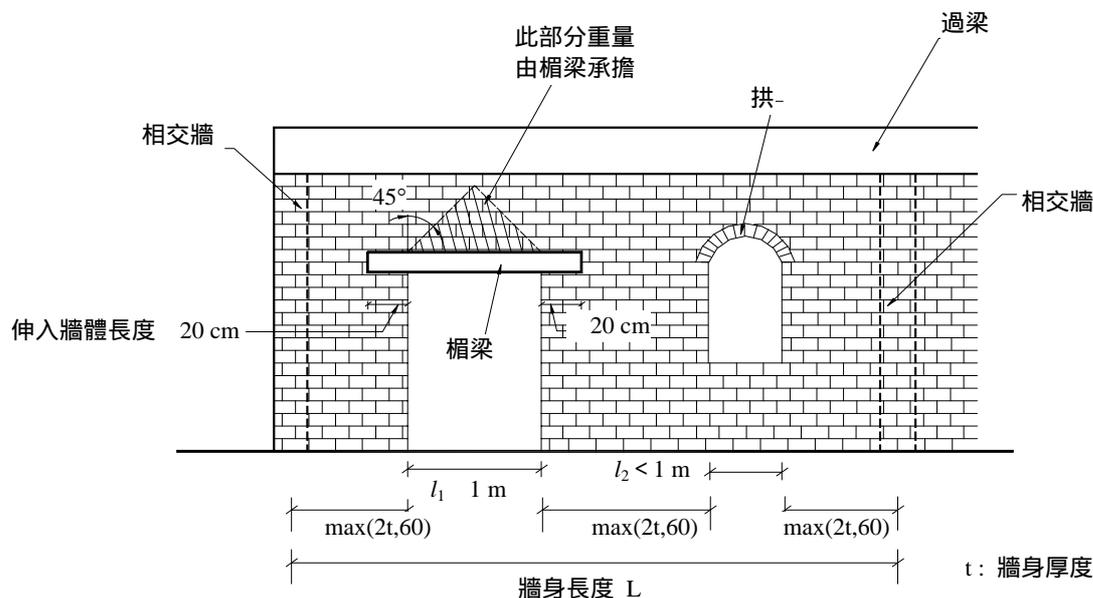
[解說]

由於磚構造材料本身缺乏韌性，只要牆體之局部出現裂縫，就可能影響整體的強度、剛度，甚至隨著裂縫的發展引發其他部位的破壞，故應對於容易造成局部應力集中與開裂之開口部加以限制。

對於最大開口長度的限制，反過來看其實是對於最小壁量的保障，為確保每個方向之壁量足夠，單片牆壁牆身開口長度之總和不得超過該牆身長度二分之一；各層樓牆壁開口長度之總和，不得超過該層樓牆身長度總和之 1/3。開口部太大時，或者各開口部彼此之間或開口部邊緣與相交牆等支撐物間之距離不足時，開口部之間的牆體長度太小，容易導致牆體有產生撓曲破壞的危險，因此規定單片牆身開口部長度總和之上限，以及開口部間距之下限。

開口部寬度太寬時，上緣若採用拱或石造的楣梁有強度不足之虞，因此規定寬度在 1m 以上之開口部上緣應設置鋼筋混凝土造之楣梁。開口部上緣直接臨接過梁時，可以將過梁兼用為楣梁。楣梁應為現場施作之鋼筋混凝土，並使其與磚構造部分充分緊結。至於寬度在 1m 以下的小開口部，上緣使用拱或石造楣梁雖然無妨，但由於拱底會產生側推力，當沒有補強撐牆時，牆端部之開口部上緣最好不要使用拱。

楣梁伸入牆體的長度若太短，底下牆體承接楣梁處易產生縱向裂縫，因此伸入部分越長越好，最少應在 20cm 以上。楣梁的強度應足以承受開口部以上無法沿 45 度角分散傳遞至開口兩側牆體部分之重量。



單片牆開口部長度總和 ($l_1 + l_2$) $L/2$

圖 4-2 開口規定

4.4 承重牆頂過梁規定

4.4.1 過梁側邊有連續相接之鋼筋混凝土樓板，過梁的寬度不得小於其臨接之牆身厚度，梁深不得小於梁寬之 1.5 倍。梁內主鋼筋不得少於全斷面百分之一，且應平均分配於梁之上下左右，梁內主鋼筋之直徑不得小於 D16。

4.4.2 過梁側邊無連續相接之鋼筋混凝土樓板，過梁尺寸不得小於 4.4.1 條規定外並須按實際受力情況、勁度與強度設計之。

4.4.3 主筋、箍筋及錨定須符合「結構混凝土設計規範」中之一般規定。兩向過梁須剛接成整體。

[解說]

過梁之斷面尺寸與配筋規定，除了強度之外，也是基於水平剛性的考量，特別是為使過梁與牆體之間能保持良好的接合狀態。鋼骨過梁因有著斷面過小，剛性以及與磚構造牆體之連結性不足，故被排除使用。

兩向過梁應有可靠的連接，使之剛接成整體；並應將牆頂過梁設在同一水平面上，形成封閉狀。兩向牆頂過梁在轉角與丁字交叉處的連接方式可參考圖 4-3 所示。過梁側邊無連續相接之鋼筋混凝土樓板，過梁尺寸不得小於 4.4.1 條規定外並須按實際受力情況、勁度與強度設計之。

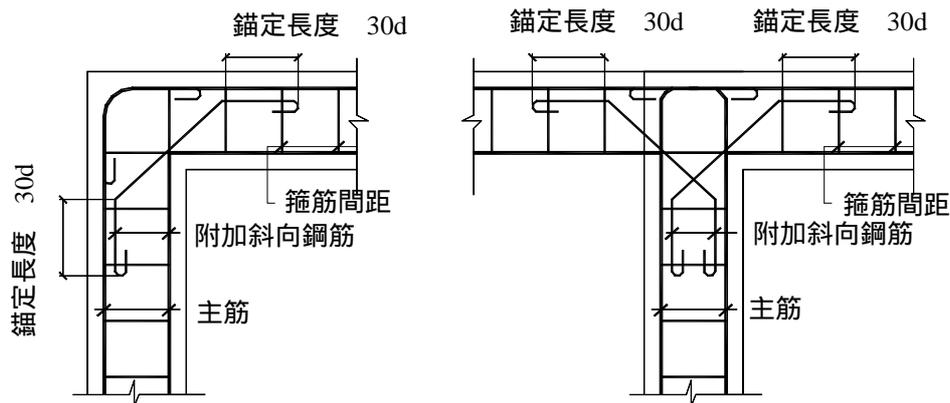


圖 4-3 過梁在建築物轉角及丁字交叉處的連接構造

4.5 基礎結構

4.5.1 磚造建築物最下層之牆體底部應設置可安全支持各牆體並使之互相連結之鋼筋混凝土造連續牆基腳並於兩向剛接成整體。但建築物為平房且地盤堅實時得使用結構純混凝土造之連續基礎。

4.5.2 連續牆基腳之頂部寬度不得小於其臨接之牆身厚度，底面寬度則儘量放寬，使地盤反力小於土壤容許承载力；連續牆基腳之深度應在簷高 1/12 以上，且不得小於 60cm(平房則為 45cm)，並依「基礎構造設計規範」設計之。

[解說]

為了加強磚構造的耐震性，除了將各牆頂以剛強的過梁相互連結以外，各牆體之底部自然也要以剛強的連續牆基腳連結成一體。另外不只是地震，因長期載重或土壤承载力不均等所造成之不均勻沈陷有時也會發生，此時若有剛性高的連續基礎，則可防止不均勻沈陷使牆體產生額外應力。

為確保連續牆基腳或地梁與牆體之連結性，其寬度應至少與牆身同寬，底面則宜儘量放寬，以使地盤反力變小，並應依照基礎構造相關規範進行設計與施工。

補圖

4.6 空心雙層牆

空心雙層牆之空隔距離，不得小於 3cm 或大於 10cm，雙層中之一層應為承重牆並符合本規範有關規定，另一層厚度不得小於 11cm。兩層之間須以磚塊或防銹之箍筋連繫之，所用拉繫箍筋直徑不得小於 6mm，拉繫箍筋豎向及橫向間距不得超過 60cm。

[解說]

所謂的空心雙層牆，是指為了要發揮隔音或隔熱等功能，在雙層牆壁之間留設數公分之空心部分的作法。由於雙層牆壁距離很近，設計時可僅將其中一片視為負責承擔載重之牆體，依本規範之規定設計，另一片則為以磚塊或防銹箍筋與負責承重的牆體拉繫之帷幕牆，可容許以 1/2 B 之厚度製作，但為使兩片牆體充分緊結，拉繫箍筋應充分錨定於牆體內，其直徑與間距皆須符合本節規定。

4.7 圍牆規定

疊砌構造之圍牆，為能安全抵抗地震力及風壓力，除了應以鋼筋或鐵件加以補強之外，並應遵守下列各規定。

- 4.7.1 圍牆高度不得超過 1.7m。圍牆高度在 1.2m 以下者，厚度應大於 11cm。圍牆高度在 1.2m 以上者厚度應大於 23cm。
- 4.7.2 圍牆沿長度方向每 3.6m 以下應設置斷面短邊至少與圍牆同厚之鋼筋混凝土補強柱並設計之或突出於壁面 60cm 以上之扶壁，並與圍牆本體充分緊密連結。扶壁厚度不得小於圍牆厚度。每 50 m 以內設置一伸縮縫。
- 4.7.3 圍牆之高度，依基礎形式之別應在表 4.2 規定之數值以下。不過若土質良好時，可依表 4.2 所示之圍牆高度各增加 30cm。

表 4-2 基礎剖面形狀與圍牆高度

基礎剖面形狀	基礎板突出寬度	自地面算起之高度 (cm)
I 形基礎	無基礎板	110
T 形基礎	由連續牆基腳直立部分兩側各突出 10cm 以上	140
L 形基礎	連續牆基腳之單側突出 40cm 以上	

- 4.7.4 基礎應為鋼筋混凝土造連續牆基腳，基腳底面距地表面不得小於 40cm。有基礎板時，板厚應在 20cm 以上。
- 4.7.6 除上述規定之外，關於鋼筋錨定、搭接長度、保護層厚度及補強柱的配筋方法等，應符合「結構混凝土設計規範」中一般相關規定。

[解說]

磚構造圍牆通常長度很長，且沒有可提供側向支撐的相交牆，在地震中常發生面外傾倒破壞。雖然圍牆不屬於建築物結構之一部分，但一旦圍牆倒壞，輕者造成阻礙交通等使用上的不便，重者也有可能造成人員傷亡，故本規範特於此條文中對磚構造圍牆之設計加以規定。

磚構造圍牆之弱點在於面外方向之抗撓曲能力較差，故為能安全抵抗面外方向的地震力及風壓力，牆體本身及砌塊與砌塊之間應以鋼筋或鐵件等具抗拉能力的金屬材料加以補強。除此之外，牆體本身的厚度必須足夠（見 4.7.1 條），且每 3.6m 以內應有突出於壁面 60 cm 以上，並與圍牆本體緊密連結的扶壁作為側向支撐，圍牆之高度亦隨基礎形式而有不同的上限限制。基礎除了應以剛性較高的鋼筋混凝土連續基礎施作外，也須有足夠的埋入深度，以使基礎側面有足夠的土壓力可抵抗圍牆所受的傾倒力矩。

第五章 加強磚造建築物特別規定

5.1 適用範圍

加強磚造建築物除須符合本章特別規定外，尚須符合本規範各章之其他相關規定。

[解說]

加強磚造建築物既由磚牆部分主要負責承受各種載重，則磚牆之配置、長度、厚度、開口部與基礎等應符合本規範第四章磚造建築物之相關規定。

5.2 牆頂過梁

- 5.2.1 各樓層牆頂過梁的寬度不得小於其臨接之牆身厚度，梁深不得小於梁寬的 1.5 倍且不得小於牆身長度的二十分之一。梁內主鋼筋之鋼筋比不得小於百分之一，且應平均分配於梁之上下左右，梁內主鋼筋之直徑不得小於 D16。若下一樓層之過梁斷面與其上樓層之斷面相同時，每下一樓層之過梁主筋鋼筋比增加千分之二點五。梁所用之箍筋應符合「結構混凝土設計規範」中之一般規定。
- 5.2.2 過梁側邊無連續相接之鋼筋混凝土樓板，過梁尺寸不得小於 5.2.1 條規定外並須按實際受力情況、勁度與強度設計之。

[解說]

梁尺寸不得小於 5.2.1 條規定外，並在配置鋼筋時盡量排在側面是為了可以抵抗面外的受力。過梁側邊無連續相接之鋼筋混凝土樓板，須按實際受力情況、勁度與強度設計之，設計時應考慮將無剛性樓板之過梁.....。

5.3 加強柱

- 5.3.1 鋼筋混凝土加強柱之短邊寬不得小於交會各承重牆最厚者之牆身厚度。最上樓層之柱主鋼筋不得少於四根，柱內主鋼筋之鋼筋比不得小於百分之一，直徑不得小於 D16 並平均分配於柱之四面。若下樓層與上樓層應用同一斷面之柱時，每下一樓層柱主筋之鋼筋比應增加千分之二點五。柱所用之箍筋應符合「結構混凝土設計規範」中之一般規定。
- 5.3.2 加強柱中不得埋管。

[解說]

加強柱中不得埋管，以避免因埋管造成斷面損失而影響加強柱之勁度與剛度。

5.4 加強柱與拉筋規定

承重磚牆沿加強柱高度方向每隔 60cm 應設置 2-6 拉筋伸入牆內部，拉筋牆內長度不得小於牆身長度的 1/5 且不小於 70cm；拉筋柱內長度不得小於沿磚牆方向之柱深度一半。

[解說]

加強磚造建築物主要由磚構造牆體部分負責承受地震橫力與其他載重，於磚牆砌築完成之後才進行混凝土澆灌的牆頂過梁與加強柱，當混凝土凝結乾縮時，可對構架

內的先砌磚牆提供額外的圍束力，牆體本身之面內抗剪強度可得到提升。

因此加強磚造之牆頂過梁與加強柱雖不需承擔大部分地震力，但仍須符合本規範之斷面配筋規定，以確保其與牆體的連結性，並具有足夠強度可提供磚牆圍束與承擔一般使用載重。

同時在砌築磚牆時應預埋伸入加強柱內的拉筋，拉筋除了可提高牆體與加強柱之接合性外，亦能防止磚牆提早於面外方向脫出構架造成破壞。

補圖說明拉筋深入磚牆與柱的關係。

5.5 開口規定

兩邊均為開口之承重磚牆總剖面面積不得大於該樓層該方向承重磚牆總剖面面積 1/2。

[解說]

兩邊均為開口之磚承重牆，如圖 5-1 所示，因僅有頂部與過梁相連，若缺乏加強柱直接於邊界提供圍束力，其抗剪強度及面外方向之抗彎能力皆較四邊均有梁柱構件支撐與圍束的牆體低落，故需對此類承重牆之壁量有所限制，因此最好在開口部的邊緣配置加強柱。

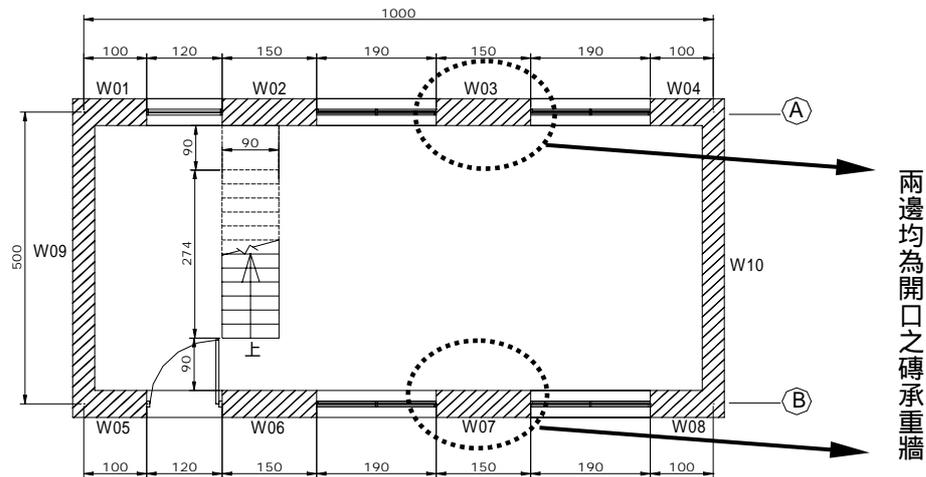


圖 5-1a 建築物平面配置中牆壁有兩邊均為開口之磚承重牆示意圖

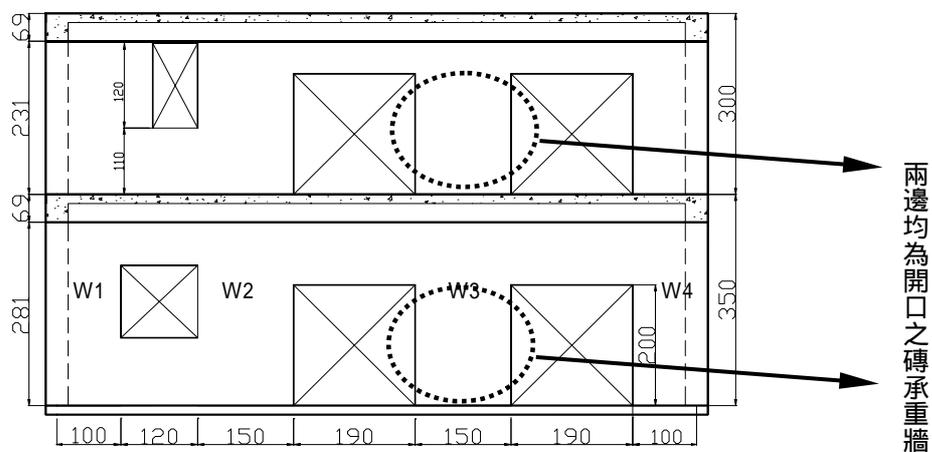


圖 5-1b 建築物立面配置中牆壁有兩邊均為開口之磚承重牆示意圖

第七章 複合磚造建築物

7.1 複合磚造建築物之磚造部份

7.1.1 與其他結構構材合併構築之磚非承重牆不得用於自地面算起高度超過本規範 1.3 之相關規定，且應與主體結構適當連結以防面外倒塌。牆身厚度依本規範 4.2.2 規定之牆厚。

7.1.2 與其他結構構材合併構築之磚、砂灰磚內、外承重牆不得用於自地面算起高度超過規則本規範 1.3 之相關規定。牆身厚度依本規範 4.2.1 規定之牆厚。

7.1.3 鋼筋混凝土柱梁構架合併構築之磚承重牆除依本規範 7.1.2 規定外，亦可以下列公式，按結構計算程序決定磚承重牆之牆厚：

$$f_t = 0.13f_{tm} + 0.435(f_{tb} + f_{mb})$$

$$Q_u = \frac{4\alpha t}{15H} \left(W_{eff}^2 + H^2 + \sqrt{W_{eff}^4 + 14W_{eff}^2 H^2 + H^4} \right) f_t$$

$$\alpha = 0.1108 \frac{W_{eff}}{H} \quad (\text{三邊圍束})$$

$$\alpha = 0.2591 \frac{W_{eff}}{H} \quad (\text{四邊圍束})$$

$$\Delta_u = \frac{Q_u}{E_u t} \left[\frac{H}{W_{eff}} \left(2.375 + \frac{2H^2}{W_{eff}^2} \right) + \frac{3W_{eff}}{H} \right]$$

$$E_u = 582\beta\sqrt{f_b'}$$

$$\beta = 0.2528 \frac{W_{eff}}{H} \quad (\text{三邊圍束})$$

$$\beta = 0.5095 \frac{W_{eff}}{H} \quad (\text{四邊圍束})$$

構架內磚牆之水平載重與水平位移之關係曲線為：

$$Q = Q_u \left[3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right) - 3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^3 \right]$$

W_{eff} ：磚牆有效寬度且不大於其高度(mm)

H ：磚牆高度(mm)

t ：牆厚(mm)

f_t ：磚牆達極限破壞時之抗張強度(MPa)

f_{tm} 、 f_{tb} 、 f_{mb} ：分別代表砂漿、紅磚、紅磚與砂漿介面之劈裂強度(MPa)

f'_b : 紅磚單軸抗壓強度(MPa)

α : 圍束條件修正係數

β : 極限點割線彈性模數修正係數

Q : 水平載重(N)

Q_u : 水平極限載重(N)

E_u : 極限點割線彈性模數(MPa)

Δ : 水平位移(mm)

Δ_u : 水平極限位移(mm) , $\frac{\Delta_u}{H} \leq 0.01$

[解說]

7.2 複合磚造建築物之混凝土空心磚造部份

7.2.1 與其他結構構材合併構築之混凝土空心磚非承重牆不得用於自地面算起高度超過 31 m 之外牆部分。混凝土空心磚非承重牆應以鋼筋或以其他方式與主體結構適當連結以防面外倒塌。

7.2.2 與其他結構構材合併構築之混凝土空心磚承重牆，依砌體構造規範 1.3.5 之相關規定。

[解說]

使用於外牆部分的時候，混凝土空心磚牆主要承受面外方向的風壓及地震力，而這些外力都會隨著距地面高度越高而增大，若是在震災或風災時非承重牆又破壞掉落的話，會造成更嚴重的二次災害。雖然在高度超過 31 m 的高層建築外牆設計可以耐得住外力或變形的混凝土空心磚牆並非完全不可能，但以目前的混凝土空心磚品質及施工方式而言仍然十分困難，因此規定在自地面算起高度超過 31 m 之外牆部分，不得使用混凝土空心磚非承重牆。

另外為了防止混凝土空心磚非承重牆在面外方向破壞或者掉落，最好以補強鋼筋、型鋼或錨栓等，與周邊的主體結構以可容許面內相對變形的形式緊密連結。

7.3 混凝土空心磚非承重牆牆身厚度限制

空心磚非承重牆之牆厚不得小於下表所示數值。

表 7-1 空心磚非承重牆之牆厚

非承重牆之位置	牆厚 (cm)	
	(1)一般非承重牆	(2)單向非承重牆
分間牆	14* ¹ 且大於 $l_1/25$	14 且大於 $l_2/11$
(A)由地面算起高度 10 m 以下之部分		14 且大於 $l_2/11$
(B)由地面算起高度 10 m 以上，31 m 以下之部分		14 且大於 $l_2/9^{*2}$

(B)由地面算起高度 10 m 以上，31 m 以下之部分	14 且大於 $l_2/9^{*2}$
<p>*1. 由地面算起高度 10 m 以下且為三層以下建物時得為 9。 [備註] 1. l_1 為主要支點間距離，l_2 為出挑長度。</p> <p>2. 同一非承重牆內同時有屬於外牆之(A)、(B)情況時，依所佔比率較大者之規定為準（下條 7.4 亦同）。</p>	

[解說]

非承重牆的需求厚度，同時和結構強度及施工性都有關係。即使在計算上使用較薄的牆就足夠了，但實際上疊砌與配筋可能會變得困難，鋼筋的保護層也會不足，故並不理想。因此本規範根據結構面及施工面等各種觀點，對混凝土空心磚非承重牆之厚度加以檢討，配合下一條之配筋規定，決定了可在各種不同外力和牆壁規模狀況下皆能維持充足的安全性之牆厚數值。

如表 7-1 所示，室內分間牆之最小厚度為 14 cm（低層部分可為 9 cm），且一般非承重牆壁需至少為牆壁跨距的 1/25，單向非承重牆則需至少為出挑長度的 1/11。外牆使用在高層部分時規定較為嚴格。這些規定的決定方式都是配合下一條的補強筋規定，一起根據風壓力、地震力及跨距大小加以組合適當的配筋與牆厚。

值得注意的是，由於表中關於外牆的規定根據距地面高度不同而分成兩類，當某一片非承重牆剛好位於分類高度交界處時，則根據所佔比例較多者為準即可。

7.4 混凝土空心磚非承重牆之補強筋

空心磚非承重牆之配筋，一般非承重牆應如表 7-2，單向非承重牆應如表 7-3 所示。

表 7-2 一般非承重牆之配筋

	主 筋		副筋
	$l_1 \leq 2.4 \text{ m}$	$2.4 \text{ m} < l_1 \leq 4.2 \text{ m}$	
	標稱直徑-間距(cm)		
分間牆	D10 以上-80 以下	D10 以上-40 以下	D10 以上-80 以下
(A)由地面算起高度 10 m 以下之部分	D10 以上-80 以下	D10 以上-40 以下	D10 以上-80 以下
(B)由地面算起高度 10 m 以上，31 m 以下部分	D10 以上-40 以下	D13 以上-40 以下	D10 以上-80 以下

表 7-3 單向非承重牆之配筋

外牆	(A)由地面算起高度 10 m 以下之部分	D10 以上 -40 以下	D13 以上 -40 以下	D10 以上 -60 以下	
*1 :	窗框部分不負擔風壓者，得為 D10。				
[備註]	(B)由地面算起高度 10 m 以上之部分	D13 以上 -40 以下	D13 以上 -40 以下	D10 以上 -60 以下	

[解說]

7.5 混凝土空心磚非承重牆鋼筋之錨定與搭接

7.5.1 空心磚非承重牆之主筋及開口邊緣之補強筋不得搭接。

7.5.2 空心磚非承重牆鋼筋之錨定及副筋之搭接長度依本編鋼筋混凝土規定。

7.5.3 與空心磚非承重牆之開口邊緣或出挑端部邊緣之補強筋垂直相交的鋼筋，應以 180 度彎鉤鉤住邊緣補強筋，或以效果相等或更佳之方式錨定。

[解說]

當非承重牆的跨距很長，或者為後砌式的時候，鋼筋勢必會有續接的需要。然而混凝土空心磚中供鋼筋插入的空洞部大小有限，如果在空洞部內採用必須仰賴混凝土握裹力的搭接作法時，會使混凝土容易填充不良，且保護層厚度太薄，也難以將應力充分傳遞，故本規範禁止在混凝土空心磚非承重牆之主筋及開口邊緣之補強筋採用搭接方式續接。

各種鋼筋之錨定與副筋的搭接長度，則依本編鋼筋混凝土之相關規定為之。

單向非承重牆主筋的出挑端部，及一般非承重牆與開口邊緣垂直的主筋末端，由於沒有其他相交牆體可以提供錨定，原則上應以 180 度彎鉤鉤住沿著邊緣配置的補強筋，或者也可以用例如焊接等，使其應力可以確實傳遞到垂直相交的鋼筋的方式錨定。

第六章 加強混凝土空心磚造建築物特別規定

6.1 適用範圍

- 6.1.1 本章適用於以混凝土空心磚（以下簡稱空心磚）疊砌並以鋼筋補強的承重牆、鋼筋混凝土造過梁、樓板及基礎所構成之加強混凝土空心磚造（以下簡稱空心磚造）建築物，或者此種結構與其他結構併用的建築物之空心磚造部分。承重牆應在插入鋼筋及鄰磚之空心部填充混凝土或砂漿。
- 6.1.2 本規範中未規定之鋼筋混凝土結構部分，依「結構混凝土設計規範」之規定設計之。
- 6.1.3 各層樓所承擔地震力計算用之重量（kgf）平均值除以該層之壁量計算用樓板面積（ m^2 ）之數值，應以 1200 kgf/ m^2 以下為原則。
- 6.1.4 除特別情況外，承重牆之壁量、牆厚、配筋可依照本規範規定之數值進行設計。
- 6.1.5 結構設計時應考量儘量減少該層的偏心現象。

[解說]

本章中關於加強混凝土空心磚造建築物之分割面積、牆身厚度、長度、壁量及配筋等規定數值，主要參照日本建築學會所提出的「補強造設計規準」（壁式構造關係設計規準集，1997年）。該規準係根據過去日本之地震受害經驗、牆體試驗結果，並以滿足日本建築基準法規定之強震區耐震要求下計算而得。本章即採用相同的計算方式，並以滿足我國建築技術規則耐震設計規定之強震區要求下計算而得。茲將加強混凝土空心磚造建築物的特徵與耐震性說明如下：

1. 加強混凝土空心磚造的特徵

(1) 構造

加強混凝土空心磚造是由以鋼筋加以補強的混凝土空心磚造壁體與鋼筋混凝土造的構材（樓板、屋頂板、過梁、連續基礎等）所構成的構造，屬於壁式結構的一種。

混凝土空心磚造壁體系使用在工廠生產的建築用混凝土空心磚（CNS 8905 規定之混凝土空心磚，以下簡稱空心磚），在部分空心部位插入鋼筋，並以灰漿填充灰縫疊砌而成。疊砌時，要在配置有鋼筋的空心部以及鄰接縱向灰縫的空心部中填充混凝土（或灰漿），以維持壁體的一體性。另外，壁體以外的結構構材，亦即串連各壁體頂部與底部之過梁、連續基礎及屋頂板、樓板則以鋼筋混凝土（以下簡稱 RC）製作，使壁體與 RC 構材能構成一體化的箱型結構。加強混凝土空心磚造就是由這些配置於壁體內的鋼筋及 RC 造的水平構材來確保能具有足夠的耐震性。

本構造的概要如解說圖 6-1 所示。本構造所屬的壁式結構與 RC 柱梁結構不同，沒有柱突和梁突，故可以對室內空間作有效的利用，可說是適合用於住宅、公寓等低層建築物的構造方式

壁體的空心部除有配置鋼筋者及縱向灰縫部位一定要填充混凝土等之外，其他的空心部則可以保持原狀。因此壁體內部會有許多空心部分，相較於 RC 造的壁體而言重量較輕，在耐震上較為有利，隔熱性也較佳。加上屋頂板、樓板等皆以具有防火性的構造方式製作，則可使建物成為防火構造，而得以建構能抵禦火災的建築物。

在施工方面，由於此構造之建材即使在狹小的道路也易於運輸，而且是不需要用到起重機也可在現場進行組構的工法，故亦可說是在都會的密集住宅區欲建設防火建築或簡易防火建築時最為適合的構造。

(2) 疊砌材

作為疊砌材的空心磚中，使用火山岩渣製作的輕量空心磚與使用普通骨材製作的重量空心磚有很大的區別。輕量空心磚的製造可促成地下資源的活用，不生產火山岩渣的地區則採用普通骨材，可全面性地造福材料產業。

就住宅建築而言，採用可在當地容易取得的建材是最理想的。空心磚製造業基於資源的活用與運輸上的限制，多採地區分散型的企業型態，故空心磚的取得再全國各地都十分容易。可造就著根於各地域的建築產業，也可說是本構造的特徵之一。

(3) 設計計畫

由於所使用的空心磚尺寸是以 20cm 為模矩，空心磚造的設計也以此模矩為基準，因此進行設計時比較容易。另外因為此構造為壁式結構，只要確保足夠的壁量就可達到高耐震性，由於這種結構上的特性，故可建立不用進行太複雜的結構計算也可以確保耐震性的結構設計規範。因此，本工法可說是在混凝土類的耐震、耐火、及耐久性建築工法中最為簡單的一種構造方式。

(4) 設計、施工方面的注意事項

從事補強混凝土空心磚造的設計與施工之際，務必先將前面所述之結構上及計畫上的特性充分理解之後再加以進行。

在此構造中，同時負擔垂直載重及水平載重之壁體稱為「承重牆」。由於承重牆的量與配置方式會左右建物的耐震性能，故在平面、立面計畫時，應注意勿抹煞其原有的結構特質。

施工方面必須要考慮的是，本構造是藉由鋼筋、混凝土、灰漿及 RC 造構材的補強而成立的，因此施工時如何不使這些補強效果喪失是很重要的。尤其由於在本構造中，所謂疊砌這種人工作業是不可欠缺的，因此更容易受到施工品質的影響，施工時務必謹慎確實。

鋼筋混凝土造樓板

鋼筋混凝土過梁

空心部填充混凝土

窗緣混凝土

混凝土空心磚造壁體

角隅部之撓曲補強筋

橫灰縫

縱灰縫

角隅部混凝土

牆壁端部之撓曲補強筋

縱筋

牆壁端部混凝土

橫筋

鋼筋混凝土造連續基礎

解說圖 6-1 補強混凝土空心磚造之概要

疊砌空心磚時，重要的是灰縫灰漿的施工。灰縫部分一旦有缺陷，除了無法完整發揮有效抵抗地震力等外力的機能，還會造成雨水的滲透與侵入，以及隨之而來的隔熱性減退或結露現象的發生等，對居住性及耐震性都有不良的影響。為了防止這一類的事情，確保灰縫灰漿的品質、灰縫施工確實、以及確保所使用的空心磚品質都是很重要的。

2. 加強混凝土空心磚造的耐震性

(1) 震害

自從加強混凝土空心磚造建築普及以來已經 40 餘年，在這期間，說到對一般建築物造成重大災害的地震，就有 1996 年的新瀉地震、1974 年的伊豆半島海底地震、1978 年的宮城縣海底地震、1982 年浦河海底地震、1984 年日本海

中部地震、1995 年兵庫縣南部地震（阪神 淡路大震災）等。在各個地震對各種構造的建築物造成的災害中，加強混凝土空心磚造建築的受害例可說是微乎其微，這為數極少的受害例，也全部都是沒有按照日本規範規定進行正確設計施工者。光就因地盤破壞造成受害者而言，遵守設計規範的建物亦皆未受到太大的損害。

（2）足尺建物耐震實驗

從本設計規範最初版本（1952 年）制定之後到現在為止，有許多研究者進行了關於本構造的耐震實驗。雖然大部分實驗都是關於壁體的，不過在足尺建物的加載實驗方面，有建設省建築研究所^{1),2)}於 1952 年至 1954 年之間進行了平房以及 2 層樓建物的振動台試驗。雖然該實驗由於振動台的容量不足而未能達到破壞階段，但可確認試體至少具有基底剪力係數 0.6~1.2 以上的強度。另外，靜態加載實驗方面，則有本會的特殊構造分科會針對平房進行了 2 組^{3),4)}，岡田等^{5),6)}亦進行了平房及 2 層樓學校建築的水平加載實驗，結果發現上述的試體都具有基底剪力係數約 0.8~1.0 左右的強度，對本構造的耐震性提供了充分的實證。

補充參考文獻

6.2 牆壁配置與牆身長度限制

6.2.1 牆壁之配置應以將建築物**分割面積**為矩形為原則。建築物之外圍與角隅部份，平面上承重牆應配置成 L 型或 T 型。

6.2.2 建築物在**各層**平面上由各**承重**牆壁中心線區畫之各部份分割面積不得大於表 6-1 所示之數值：

表 6-1 分割面積

樓板及屋頂結構	分割面積(m ²)
除最下層樓板外，各層均為鋼筋混凝土造或剛性之預鑄鋼筋混凝土造樓板	60
其他	45

6.2.3 承重牆的牆身長度不得大於牆身厚度的 50 倍，且不得小於牆身高度 3/10。

[解說]

雖然混凝土空心磚造建築物之牆體內部通常配置有補強筋，但其基本牆壁配置原則仍與磚構造相同，應儘量配置為形狀完整的箱型結構，外圍角隅為應力容易集中之處，在平面上應至少有兩個方向的牆壁互相支持，以 L 型或 T 型方式配置。

限制分割面積可間接確保壁量並防止牆體偏心配置。

限制牆身長度與牆身厚度之比是為了防止受到水平載重作用時，牆體會有產生面外撓曲破壞之虞；牆身長度與牆身高度比之限制則是為了避免牆體面內方向高寬比過大時，其行為主要由撓曲而非剪力控制，變形量會增大而剛度降低，相較於牆身長度較長的剪力控制型牆壁，撓曲型牆所分擔的剪力會大大降低，而使整體結構之應力分

配明顯不均。

6.3 承重牆牆身厚度限制

6.3.1 牆身厚度依建築物之樓層數與該牆壁高度而定。表 6-2 所示為其最小值：

表 6-2 牆身**最小**厚度(cm)

樓層	最小牆厚 t_0 (cm)	備註
平房、最上層	14 且大於 $h/20$	h：牆身高度(cm)
由最上層算起之第二層	19 且大於 $h/16$	
由最上層算起之第三層	19 且大於 $h/16$	

6.3.2 建築物各樓層之牆厚，不得薄於其上方之牆厚。

[解說]

牆身厚度的限制是為了保障牆體具有足夠抵抗面外方向撓曲的能力，並減少斷面平均應力。此外，混凝土空心磚牆厚較厚時，空心部混凝土的填充性也會比較好，對強度與耐久性而言皆較為有利。而為使牆體應力可有效往下傳遞至基礎，牆壁之立面配置時應上下連通，且下層牆身厚度亦不得小於其上方之牆厚。

6.4 壁量及強度規定

6.4.1 壁量為各層樓短向及長向兩方向各自計算其承重牆總長度(cm)(牆長度計算須扣除開口部長度，但符合 6.5 規定之小型開口可視為無開口之牆體計算長度)，再除以該層樓之壁量計算用樓板面積(m^2)所得之數值。在計算壁量用樓板面積時，若上面層樓有陽台則須加計**所有陽台**面積的 1/2。

6.4.2 各層樓短向及長向承重牆壁量須符合表 6-3 規定：

表 6-3 承重牆壁量(cm/m^2)

空心磚造之種類	壁量 (cm/m^2)		
	平房、最上層	由最上層算起之第二層	由最上層算起之第三層
A 種空心磚造	15	21	—
B 種空心磚造	15	18	25
C 種空心磚造	15	16	22

6.4.3 檢核每片承重牆垂直向的壓應力不超過**單塊混凝土空心磚(砌體單元)**全斷面抗壓強度的 1/6(短期載重應力則為 1/3)。

[解說]

壁量為確保建築物耐震性所必須，通常對於壁量的定義係指牆壁之剖面積而言，但由於本規範已在 6.2 中規定了牆身厚度，故在此是以牆身長度作為計算標準，另外由於所需壁量應與建築物之規模有關，故本規範以承重牆總長度與該層樓樓板面積之比(cm/m^2)來定義壁量。

計算壁量時係先就建築物平面短向及長向分開累計該向承重牆總長度，累計時必

須扣除牆體內之開口部長度，但若開口為符合 6.5 規定之小型開口，則可不用扣除。用來定義壁量的壁量計算用樓板面積係指該層樓的牆壁所承載的上層樓板總面積 (m²)，當上層樓板有陽台時，考慮到陽台的荷重通常較室內輕，故只以 1/2 面積計算。

為防止牆體發生軸向壓力破壞，應確保承重牆承受長期垂直載重時之軸壓應力不超過混凝土空心磚塊全斷面抗壓強度之 1/6，當軸壓應力為短期地震載重所造成時，此限制可放寬為兩倍 (1/3)。

詳細解說說明如下：

(1) 混凝土空心磚造承重牆之容許應力

以工作應力設計法計算混凝土空心磚造承重牆 (暫定?) 之計算用工作 (容許) 應力值(全斷面平均)列於解說表 6.1 中。

解說表 6.1 混凝土空心磚造牆體之 (暫定?) 容許應力值

	承受長期載重時之容許應力 (kgf/cm ²)		承受短期載重時之容許應力 (kgf/cm ²)
	壓力	剪力	
A 種空心磚造	8.67	0.87	長期載重下容許應力之 2 倍
B 種空心磚造	12.0	1.20	
C 種空心磚造	14.7	1.47	

解說表 6.1 之數值係參考日本過去的混凝土空心磚造牆體相關試驗結果，以下式求得。

$$\text{牆體容許壓應力} = (\text{空心磚之抗壓強度}) \times (\text{疊砌係數}) / (\text{設計用安全係數})$$

設計用長期安全係數：3.0

設計用短期安全係數：1.5

$$\text{牆體容許剪應力} = (\text{牆體容許壓應力}) / 10$$

其中

空心磚之抗壓強度：依 CNS 規定混凝土空心磚全斷面抗壓強度 (氣乾) 下限值

疊砌係數：因疊砌此一動作造成的牆體強度之折減係數

A 種空心磚造：0.65

B 種空心磚造：0.60

C 種空心磚造：0.55

疊砌係數是參考了國內外各實驗研究之結果所決定，根據這些研究，多半得到約在 0.6 ~ 0.9 範圍內的實驗值，不過考慮現場施工環境等因素後採用較低的值。根據以上所算出的承重牆短期容許應力值如解說表 6.2 所示。此處之短期容許應力安全係數採用 1.5，若欲設計安全要求更高的建物，則可假設更高的安全係數，將規定壁量依比例增加設計之。

解說表 6.2 混凝土空心磚之全斷面抗壓強度與短期容許應力值

	混凝土空心磚之 CNS 規定抗壓強 度下限值		短期容許應力		
			壓應力		剪應力
	N / mm ²	kgf / cm ²	kgf / cm ²		kgf / cm ²
A 種空心磚造	4.1	40	40×0.65/1.5=17.3	17.0	17 / 10 = 1.7
B 種空心磚造	6.1	60	60×0.60/1.5=24.0	24.0	24 / 10 = 2.4
C 種空心磚造	8.2	80	80×0.55/1.5=29.3	29.0	29 / 10 = 2.9

(2) 混凝土空心磚造之地震力換算用建物重量計算 (牆厚 19 cm 的情況)

考慮到混凝土空心磚造建築物設計上的多樣化，檢討壁量時取保守側，以高於一般標準值的重量來進行計算，以下為幾項基本假設。

- 牆 厚 : 19 cm
- 牆體疊砌高度 : 2.6 m
- 建物高度 平房 : 3.6 m
- 二層建物 : 6.65 m
- 三層建物 : 9.8 m
- RC 樓板厚度 : 15 cm
- 屋簷 屋頂層 : 樓板面積之 3 成
- 1、2 層 : 樓板面積之 1 成
- 陽台: 根據其存在與否的檢討結果，由於無陽台的情況平均剪力較大 (有陽台時，因需加算其面積之 1/2，結果壁量亦增加)，故在此取保守考量假設陽台不存在。
- 過梁單位重量: 如解說表 6.3 所示
- 牆體單位重量: 如解說表 6.4 6.5 所示
- 窗台: 各層之牆體單位重量之 3 成
- 樓板載重: 如解說表 6.6 所示

解說表 6.3 過梁之單位重量 (相對於樓板面)

樓層	b×D (cm)	單位重量 (tf / m)	單位重量 (tf / m ²)	因粉刷層而增加 之係數*
R	20×45	0.144	0.119	1.13
2	20×50	0.168	0.139	1.13
1	20×55	0.192	0.158	1.13

*: 單側之情況

解說表 6.4 牆體之單位重量 (立面)

空心磚造類別	A 種	B 種	C 種
單位重量* (tf/m ²)	0.300	0.330	0.350

*：厚度 19 cm，無粉刷層

解說表 6.5 牆體之單位重量 (水平面)

壁量 (cm/m ²)	相對於水平面之牆體單位重量* ¹ (tf/m ²)		
	A 種空心磚造	B 種空心磚造	C 種空心磚造
10	0.078	0.086	0.091
12	0.094	0.103	0.109
15	0.117	0.129	0.137
18	0.140	0.154	0.164
20	0.156	0.172	0.182
22	0.172	0.189	0.200
24	0.187	0.206	0.218
係數* ²	1.13	1.12	1.11

*1：厚度 19 cm，無粉刷層

*2：單面有粉刷時之增加係數

解說表 6.6 樓板載重表 (kgf/m²)

		靜載重	活載重	全載重
屋頂	樓板用	480	60	540
	過梁用	480	60	540
	地震用	480	30	510
2、3 層	樓板用	470	300	770
	過梁用	470	180	650
	地震用	470	80	550
陽台	樓板用	470	300	770
	過梁用	470	180	650
	地震用	470	80	550
屋簷	樓板用	400	60	460
	過梁用	400	60	460
	地震用	400	0	400

(3) 軸壓應力檢核

長期軸壓應力：每片承重牆垂直向的壓應力不超過單塊混凝土空心磚(砌體單元)
全斷面抗壓強度的 1/6。

短期軸壓應力：每片承重牆垂直向的壓應力不超過單塊混凝土空心磚(砌體單元)

全斷面抗壓強度的 1/3。

利用解說表 6.7 中之各層累積重量與壁量及壁厚的關係，可以發現：在不同的壁量與壁厚的組合中，軸壓應力均小於長期與短期的軸壓應力。如解說圖 6.7 所示。

解說圖 6.7 不同之壁量、壁厚乘積與軸壓應力關係圖

(4) 壁量之規定

所需壁量是由根據地震力換算用建築物重量求出之每單位面積層剪力 \bar{Q}_i ，除以承重牆之容許剪應力與牆厚所求得。如下式所示。

$$L = \frac{\bar{Q}_i}{f_s \cdot t} \alpha \quad (6.1)$$

其中 L：壁量 (cm / m²)

t：牆厚 (cm)

\bar{Q}_i ：作用於第 i 層每單位樓板面積之地震層剪力，依(7.2)式計算 (kgf / m²)

f_s ：承重牆之短期容許剪應力 (kgf / cm²)

α ：集中係數 (= 1.5)

α 為由於承重牆之不均勻配置或承重牆之應力分佈不均等原因所導致的承重牆應力增加率，一般稱為集中係數。當剪應力均勻分佈於每片承重牆時 $\alpha = 1.0$ ，不過實際上此種理想狀況難以達成，故在此取 $\alpha = 1.5$ 。

地震力之計算係根據我國耐震設計規範，依下式計算。

$$V = \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right) \cdot W = Z_d \cdot C \cdot W \quad ; \quad C / F_u \leq 1.0 \quad (6.2)$$

其中 V：最小水平總橫力

W：建築物重量

Z：震區水平加速度係數。本計算中取 0.33

I：建築物之重要係數，分為 1.0、1.25 及 1.5 三種。

α_y ：起始詳伏地震力放大倍數。本計算中取 1.5

C：工址正規化水平加速度反應係數。與建築物基本振動週期 T 及地盤種類有關。列如下表所示。建築物的基本振動週期 T 可以用 $T=0.05 h_n^{3/4}$ 計算。基本振動週期亦可以用其他結構力學方法計算，但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期值的 1.4 倍。

F_u ：結構系統地震力折減係數。結構系統的韌性容量 R，本計算取 2.4。因此容許韌性容量 R_a 可以依下式計算得 $R_a = 1.7$ 。

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0}$$

本計算利用上式，代入各類地盤求 F_u 。

保守起見，將三類不同地盤的 C/F_u 各自計算，再於三個數值中比較取大者。解說表 6.2 為計算後最大的 (C/F_u) 值。

空心磚造種類	C/F_u		
	一層樓建築	二層樓建築	三層樓建築
A 種空心磚造建築物			
B 種空心磚造建築物			
C 種空心磚造建築物			

由解說表 6.2 中發現所得之 (C/F_u) 數值均較公式(6.2)容許最大值 1.0 大許多，在參考日本之相關規範[?]後，以 $(C/F_u) = 1.30$ 為最後建議代入公式(6.2)的分析數據。

Z_d ：設計地震力水平加速度係數，為設計地表水平加速度與重力加速度 g 的比值

地盤	極短週期(sec)	較短週期(sec)	短週期(sec)	中週期(sec)	長週期(sec)
第一類 (堅實)	T 0.03 C = 1.0	0.03 < T < 0.15 C = 12.5T+0.625	0.15 T < 0.333 C = 2.5	0.333 < T < 1.315 C = 1.2/T ^{2/3}	T 1.315 C=1.0
第二類 (堅實)	T 0.03 C = 1.0	0.03 < T < 0.15 C = 12.5T+0.625	0.15 T < 0.465 C = 2.5	0.465 < T < 1.837 C = 1.5/T ^{2/3}	T 1.837 C=1.0
第三類 (堅實)	T 0.03 C = 1.0	0.03 < T < 0.20 C = 12.5T+0.625	0.20 T < 0.611 C = 2.5	0.611 < T < 2.415 C = 1.8/T ^{2/3}	T 2.415 C=1.0
台北 盆地	T 0.03 C = 1.0	0.03 < T < 0.20 C = 8.824T+0.735	0.20 T < 1.32 C = 2.5	1.32 < T < 3.3 C = 3.3/T	T 3.300 C=1.0

計算作用於混凝土空心磚造之層剪力 (Q_x) 時，可先由(6.3)式計算第 X 層所分配之水平作用力，再將其上部樓層的水平作用力累加即可求得。即

$$F_x = (V - F_t)W_x h_x / \sum_{i=1}^N W_i h_i \quad (6.3)$$

$$Q_x = \sum_{i=X}^N F_i \quad (6.4)$$

其中

W_x ：任意層之重量

h_x ：任意層至地面高度

F_t ：構造物頂層外加之集中橫力。 $F_t = 0.07T \cdot V$ ； $F_t \leq 0.25V$ 。若建築物基本振動週期 $T < 0.7$ 秒時， $F_t = 0$ 。本計算 F_t 取 0

另外，地震時發生於承重牆之平均剪應力可依(6.5)式求出。

$$\bar{\tau}_D = \frac{W \cdot Q_x}{L \cdot t} \cdot \alpha \quad (6.5)$$

其中 $\bar{\tau}_D$ ：因地震層剪力而發生於牆體之設計用平均剪應力 (kgf/cm²)

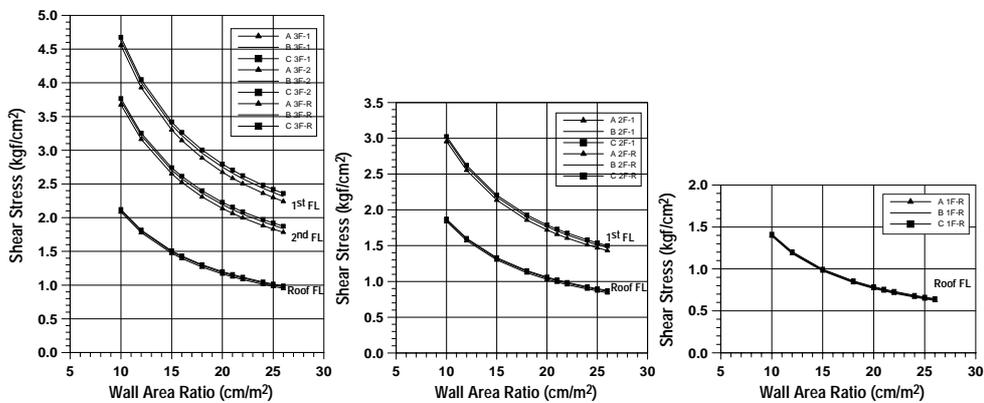
N：建築物之地上層數

由上述假設及關係式求出的各種混凝土空心磚造及不同壁量的建築物每單位面積 (1m²) 之檢討結果如解說表 6.7 所示。另外，發生於承重牆之平均剪應力 ($\bar{\tau}_D$) 與壁量之關係如解說圖 6.2 所示。

解說表 6.7 壁量檢討之一例 (C 種, 19 cm, 三層樓建築物)

樓層		屋頂層			第二層			第一層		
		基本值	係數	計算值	基本值	係數	計算值	基本值	係數	計算值
壁量 (cm/m ²)		22	1	22	22	1	22	22	1	22
壁厚 (cm)		19	1	19	19	1	19	19	1	19
DL (tf/m ²)	樓板	-	-	0.480	-	-	0.470	-	-	0.470
	屋簷	0.400	0.3	0.120	0.400	0.1	0.040	0.400	0.1	0.040
	陽台	0.550	0	0.000	0.550	0	0.000	0.550	0	0.000
	過梁	0.119	1.131	0.135	0.139	1.131	0.157	0.158	1.131	0.179
	壁體上	0	0	0.000	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223
	窗台	0	0	0.000	0.223	0.3	0.067	0.223	0.3	0.067
	壁體下	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223
	窗框及其他	0.010	1	0.010	0.010	2	0.020	0.010	2	0.020
LL (tf/m ²)		-	-	0.030	-	-	0.080	-	-	0.080
W _j (tf/m ²)		-	-	0.997	-	-	1.280	-	-	1.301
$\sum_{j=1}^n W_j$ (tf/m ²)		0.997			2.277			3.578		
$W_x h_x / \sum_{i=x}^N W_i h_i$		0.426			0.370			0.204		
軸壓應力 (kgf/cm ²)		2.39			5.45			8.56		
長期容許軸壓應力 (kgf/cm ²)		6.67			10.0			13.33		
T(sec)		0.277								

C	2.500		
F_u			
C / F_u			
F_x			
Q_x			
$\tau_d (kgf/cm^2)$			
$f_s (kgf/cm^2)$	2.900	2.900	2.900
τ_d / f_s			



解說圖 6.2 壁量與剪應力 (壁厚為 19cm)

解說圖 6.2 壁量與剪應力 (壁厚為 14cm)

解說圖 6.2 所示為 A 種空心磚造、B 種空心磚造、C 種空心磚造在壁厚為 19cm 與 14cm 時之平均剪應力與壁量之關係，將前述的承重牆短期容許應力代入時，即可求出各種空心磚造各層樓所需要的壁量，將依此求出之壁量再取保守側的完整數值後如解說表 6.8 所示，此處的數值即為本規範規定壁量之表 6-3 所列數值。

解說表 6.8 規定壁量

空心磚造之種類	短期容許應力 (kgf/cm^2)	牆厚 (cm)	壁量 (cm/m^2)			
			平房、最上層	二層樓之第一層	三層樓之第二層	三層樓之第一層
A 種空心磚造	1.7	14	(15)	—	—	—
		19	(15)	20 21	—	—
B 種空心磚造	2.4	14	(15)	—	—	—
		19	(15)	13 18	17.5 18	24 25

C 種空心磚造	3.0	19	(15)	10.5 15	14 16	18.5 22
---------	-----	----	------	---------	-------	---------

[備註] 括號內之數值為本規範所定的下限值。

6.5 承重牆配筋

6.5.1 剪力補強筋

配置於承重牆內的縱筋與橫筋（開口部邊緣之補強筋除外，以下稱剪力補強筋）之標稱直徑與間距應依表 6-4 規定，或為與之同等以上之配筋。

表 6-4 承重牆之剪力補強筋

樓層	縱筋	橫筋
	標稱直徑—間距 (cm)	標稱直徑—間距 (cm)
平房 二層建物之 2 樓	D10 以上—80 以下	D10 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下*
二層建物之 1 樓	D10 以上—40 以下 或 D13 以上—80 以下	D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建物之 3 樓		D10 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建物之 2 樓		D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建物之 1 樓	D13 以上—40 以下	D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下

[備註] 平房、二層建物之最上層，當橫筋間距取 60 cm 以下時，得~~不受~~ $(3/4)l$ 之限。 l 為承重牆長度 (cm)。

6.5.2 撓曲補強筋及交會部之縱筋

配置於承重牆之端部、L 形、T 形交會部、開口部之上緣及下緣的鋼筋(以下稱撓曲補強筋)及配置於十字形交會部的鋼筋應依下表所規定，或與之同等以上之配筋。

表 6-5 承重牆之撓曲補強筋及交會部的縱筋

樓層	承重牆端部、 L 形、T 形交會部及開口部兩側之縱筋			開口部上 緣及下緣 之橫筋	承重牆十 字形交會 部之縱筋
	$h_0 \leq 1.5$ m	1.5 m $< h_0 \leq 2.4$ m	2.4 m $< h_0$		
平房	1—D13	1—D13	1—D13*	1—D13	1—D13
二層建物之 2 樓	1—D13	1—D13	1—D16*	1—D13	1—D13
二層建物之 1 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13
三層建物之 3 樓	1—D13	1—D16	1—D16*	1—D13	1—D13
三層建物之 2 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13
三層建物之 1 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13

[備註] *：小型開口周圍之補強筋依 6.6.3 規定為準。

h_0 ：

draw a picture Fig.8.1

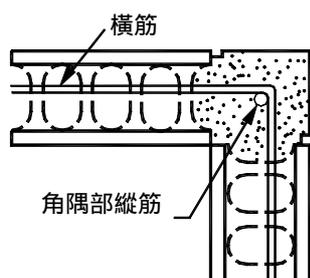
6.5.3 承重牆之端部及角隅部，應以場鑄混凝土構成牆體之邊緣結構為原則，不過此部分亦得使用表面層厚約 3cm 之 \square 字形、L 形混凝土製模框或模框形磚，再填充混凝土而成。

[解說]

本條規定剪力補強筋在提供牆體足夠抵抗地震力之水平剪力強度時，所需的最小號數與最大間距，此數值係假設牆體已發生剪力開裂，由鋼筋承擔水平地震剪力時計算而得，另外為使斜向剪力裂縫應至少有一根橫筋通過，另限制橫筋之間距不得大於牆身長 l 之 $3/4$ 。

承重牆端部之撓曲補強筋、牆體交會部之縱筋及開口部上下緣之補強筋，分別為使牆體可抵抗水平地震力及垂直載重於開口部上下緣所造成之撓曲應力所計算而得。

承重牆之端部與角隅部由於同時承受剪力與撓曲等多重應力同時作用，在這些部位應使補強橫筋可相互貫通到相交牆體內部，故原則上應以場鑄混凝土施作，以提高角隅部位的一體性，如圖 6-1 所示，原則上要保持混凝土空心磚磚體的完整性，並使橫筋可以連通錨定；故不可採用圖 6.2 將混凝土空心磚部分磚體敲除再現場灌注混凝土的施作法。不過若為維持外觀上之統一感，亦可改採與混凝土空心磚質感相近之預鑄模框形磚作為外框，再於內部填充混凝土。



adding another picture

圖 6-1 承重牆 L 型角隅部場鑄混凝土施工例

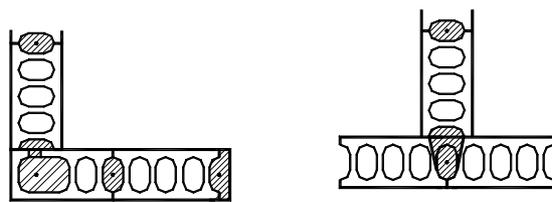


圖 6-2 承重牆 L 型及 T 型角隅端部錯誤施工例

上述配筋量之詳細解說說明如下：

(1) 剪力補強筋之規定根據

承重牆必須有充分的剪力補強與撓曲補強。若想像一個結構立面遭受到水平方向的地震力，而產生裂縫的情況，就會如解說圖 6.3(a)、(b)所示，大多為 45° 方向之剪力裂縫會呈斜向或階梯狀伸展，又因為地震力會從左右往復作用，也可能如圖 (c)所示發生大量交叉裂縫。如果沒有配置能將開裂處拉住的橫筋（水平方向剪力補強筋）的話，就算有縱筋，也會如圖(b)所示地以裂縫為界，上部與下部脫開，而導致建物的崩塌。

將其中局部擴大則如解說圖 6.4 所示，橫筋會將裂縫以上的部分與以下的部分拉在一起（橫筋本身則受拉），而防止它們往左右脫開。圖中能發揮有效作用的橫筋畫了 2 根，不過實際上到底能有幾根（ n ）橫筋有效發揮作用，則和壁長 l 與橫筋間距 Δx 有關。

$$n = j / \Delta x$$

其中 j ：應力中心距離 $\frac{3}{4}l$ [參照式(6.17)]

對於承重牆，通常希望在斜向裂縫上至少有 1 根橫筋通過，故下式必須成立。
[參照解說圖 6.4(b)]

$$\Delta x \leq \frac{3}{4}l \quad (6.6)$$

上式主要是對於壁長較小的承重牆之要求條件，承重牆各部分設計時所需之橫筋直徑及所需間距則假設裂縫發生後，假設地震力大小為整棟建築物重量的 0.2，全部由這些橫筋來分擔的條件下來概算。

以下為計算壁量時之各相關數值：

Q_i ：地震時作用於設計層每 1 m^2 樓板之地震層剪力值（以 $V=0.2W$ 計算）

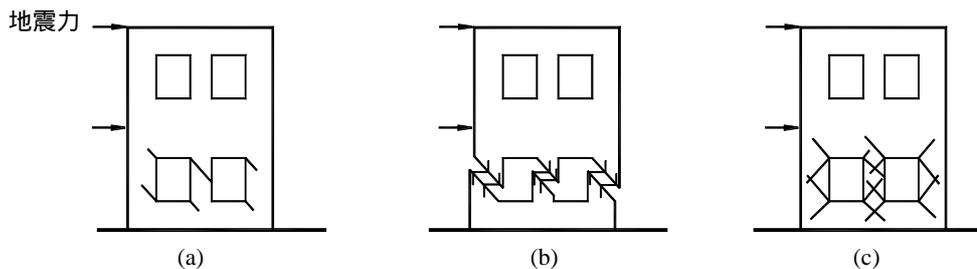
l ：壁長（cm）

L ：壁量（ cm / m^2 ）

t ：牆厚（cm）

α ：集中係數 = 1.5

$\bar{\tau}$ ：承重牆之平均剪力（ kgf / cm^2 ）



解說圖 6.3 受地震力作用的承重牆之剪力裂縫

j

地震力

橫筋

x

反力

l

(a) (b)
 解說圖 6.4 承重牆之剪力裂縫與水平補強筋

\bar{Q}_i : 承重牆每單位長度分擔的層剪力 (kgf/cm) ($= \frac{Q_i}{L}$)

f_t : 鋼筋之短期容許應力 ($= 2.80 \text{ tf/cm}^2$) (?)

a_h : 橫筋之斷面積 (cm^2)

p_s : 剪力補強筋比 ($= \frac{a_h}{x \cdot t}$)

x : 剪力補強筋間距 (cm)

則

$$\bar{\tau} = \frac{Q_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \quad (6.7)$$

又，根據 RC 梁之剪力理論，則

$$\bar{\tau} = p_s \cdot f_t \quad \text{亦即} \quad p_s = \frac{\bar{\tau}}{f_t} \quad (6.8)$$

其中 p_s 為橫筋斷面積 a_h 除以橫筋間距與牆厚之乘積，如下式

$$p_s = \frac{a_h}{x \cdot t} \quad (6.9)$$

因此可由已知的橫筋斷面積求出所需剪力補強筋間距。

$$x = \frac{a_h}{p_s \cdot t} \quad (6.10)$$

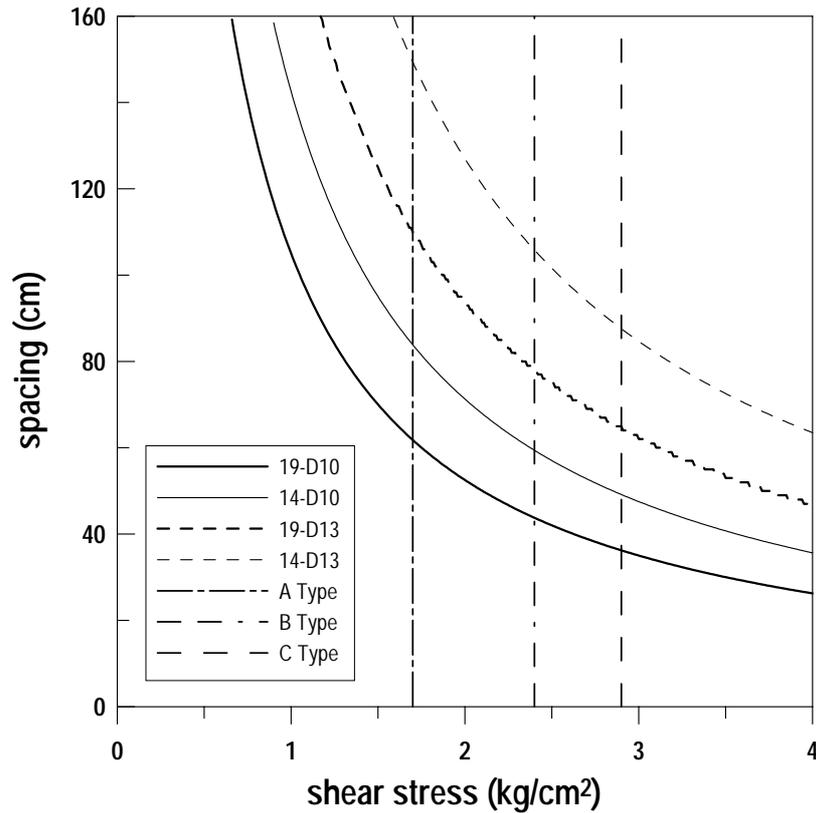
上式又可寫成：

$$x = \frac{a_h}{\frac{\bar{\tau}}{f_t} \cdot t} = \frac{a_h \cdot f_t}{\bar{\tau} \cdot t} \quad (6.11)$$

將(6.7)式代入(6.11)式，則當橫筋直徑已知時，間距如下式所示：

$$x = \frac{a_h \cdot f_t}{\left(\frac{Q_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \right) \cdot t} \quad (6.12)$$

根據(6.12)式，發生於牆體之剪應力與橫筋直徑及所對應的間距之關係圖如解說圖 6.5 所示，在橫軸上找出牆體之容許剪應力位置，如圖上虛線所示與各曲線之交點縱座標即為該種鋼筋之最大間距。此處以 $f_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 為準，依空心磚之比可求出規範之規定值，根據規定之壁量求出之剪應力與橫筋量如解說表 6.9 所示。



解說圖 6.5 對應於牆體剪應力之橫筋間距

解說表 6.9 根據規定壁量求出之剪應力與所需橫筋量

空心磚種類	壁厚 (cm)	平房	二層建物		三層建物		
			第一層	第二層	第一層	第二層	第三層
A 種	14	1.416 101(D10)	-	1.663	-	-	-
	19	1.085 97(D10)	1.637 64(D10)	1.282 82(D10)	-	-	-
B 種	14	1.430 100(D10)	-	1.683 85(D10)	-	-	-
	19	1.099 96(D10)	1.876 56(D10) 108(D13)	1.301 81(D10) 173(D13)	2.342 45(D10) 80(D13)	2.333 45(D10) 80(D13)	1.474 71(D10) 127(D13)
C 種	14	1.439 99(D10)	2.763	1.695 84(D10)	-	-	1.921 74(D10) 132(D13)
	19	1.108 95(D10)	2.176 48(D10) 86(D13)	1.314 80(D10) 142(D13)	2.589 41(D10) 72(D13)	2.578 41(D10) 73(D13)	1.488 71(D10) 126(D13)

[註]同表中上方的數字為剪應力 (kgf / cm^2), 中、下的數字為橫筋間距 (cm), () 內的數字則為對應的鋼筋直徑。

另外就如計算壁量時的情況, 當遇到承重牆配置不均勻的建物, 欲提高安全標準設計時, 則可將 α 取高於 1.5 再重新計算鋼筋直徑與間距。又即使是平房, 如果有層剪力特別集中於其上的承重牆, 最好也加以類似的考慮。垂直載重特別大的建築

物之層剪力 Q_i 亦有可能會增大，此時最好也重新檢討，儘量不要一概照著規定值設計。

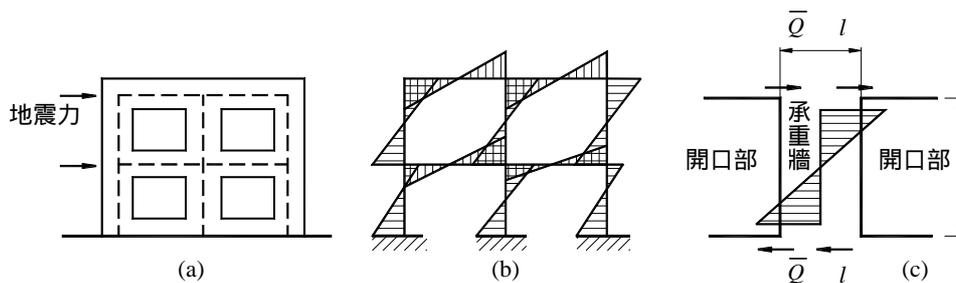
當承重牆的壁長 l 相對其有效高度 h 而言較小時，根據梁理論，橫筋對於剪力補強是有效的，但是當壁長/牆高之比變大時，縱筋也可以在剪力補強上發揮效果，此時縱橫筋之應力分擔比在目前還不是非常清楚，站在規範的立場為求簡明起見，原則上縱橫筋採用同樣的配筋比加以配筋。

縱筋間距當為使空心磚牆體一體化而在空心磚之縱向灰縫處配筋時，以 40 cm 以下為原則。不過若為平房且壁量十分充足，或兩層樓的小規模建物時，原則上為使每單位牆斷面積之鋼筋量均等，使用 D13 鋼筋時，間距可放寬至 80 cm 以下即可。

縱筋除了上述的作用以外，也有著可防止當牆面受到直角方向的預期以外的外力（包含地震力）時發生撓曲破壞的功用。

(2) 撓曲補強筋之規定根據

如解說圖 6.6 所示之建築物受到地震力作用時，或將承重牆與過梁置換成純構架之線型構件的話，其撓曲彎矩圖如同圖(b)所示。由此可知，撓曲補強筋除了配置在承重牆的端部，也必須配置於開口部的上下緣。



解說圖 6.6 地震時發生於承重牆之撓曲彎矩

i) 承重牆端部之縱筋

發生於承重牆上下端之撓曲彎矩大小，雖然是以置換為純構架的方式進行應力計算，但為考慮到各種平面、立面多樣化的建物而決定規範值，採取以下的假定：如解說圖 6.6(c)所示，假設反曲點的位置位於空心磚疊砌高度之中央，以求取承重牆上下端產生的撓曲彎矩。

若假定反曲點高度在牆高 h 之中央處的話，

$$M = \bar{Q}_i \cdot l \cdot \frac{h}{2} \alpha \quad (6.13)$$

$$\text{或 } M = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (6.14)$$

由於(6.13)式中的 \bar{Q}_i 並非固定值，而是與壁量、牆厚及空心磚造類別有關，故根據之前已經提過的(6.7)式：

$$\text{由 } \bar{\tau} = \frac{Q_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \text{ 可知 } \bar{Q}_i = \bar{\tau} \cdot t \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (6.15)$$

其中 a_t : 撓曲補強筋之斷面積 (cm^2)

由(6.13)式、(6.14)式及(6.15)式 :

$$a_t = \frac{\tau \cdot t \cdot l \cdot h \cdot \alpha}{f_t \cdot j \cdot \alpha \cdot 2} \quad (6.16)$$

其中 $j = \frac{7}{8}d$

d : 承重牆長度方向之有效深度 (cm)

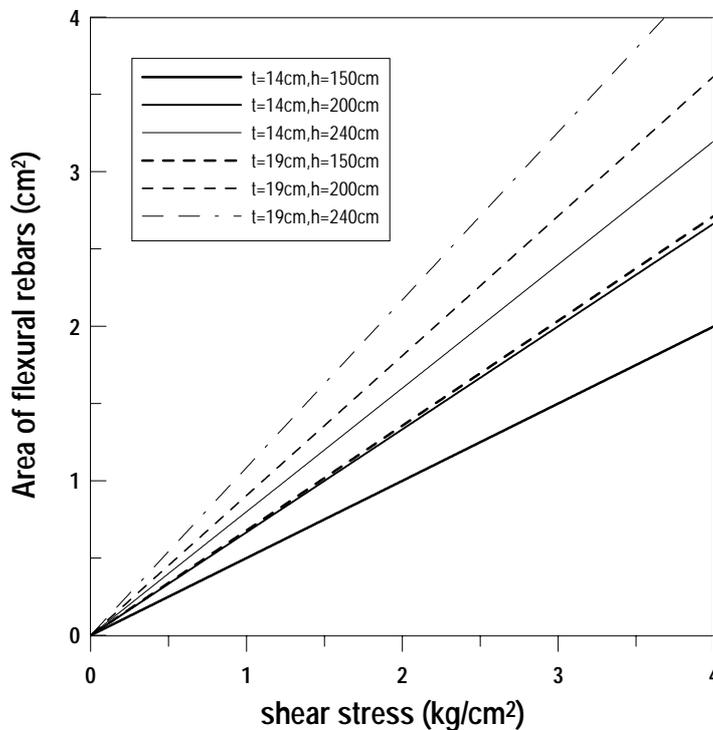
牆體端部之縱筋保護層厚度取 5~8 cm (亦即端部澆灌 10 cm 厚之混凝土), 平均值取 6 cm , 則壁長最小值取 60 cm 時, d 為 54 cm , j 即為

$$j = \frac{7}{8} \times 54 = \frac{7}{8} \left(\frac{54}{60} \right) l = \frac{3}{4} l \quad (6.17)$$

取 $f_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$, 將(6.17)式代入(6.16)式可求出 a_t 如下式所示

$$a_t = \frac{4 \times \bar{\tau} \cdot t \cdot l \cdot h}{f_t \times 3 \times 2 \times l} = 0.000238 \cdot \bar{\tau} \cdot t \cdot h \text{ (cm}^2\text{)} \quad (6.18)$$

此處 $\bar{\tau}$ 為發生於牆體之剪應力, 必須保持在容許應力以下, 根據(6.18)式, 畫出如解說圖 6.7 三種不同開口高度、兩種不同壁厚之牆體之剪應力與撓曲補強筋量 a_t 的關係; 撓曲補強筋量 a_t 之計算如解說表 6.10 所示, 可推導出規範之撓曲補強筋量。



解說圖 6.7 對應於牆體剪應力之縱筋量

解說表 6.10 根據承重牆之規定壁量求出之剪應力與撓曲補強筋量

類	壁厚	變數	平房	二層建物	三層建物
---	----	----	----	------	------

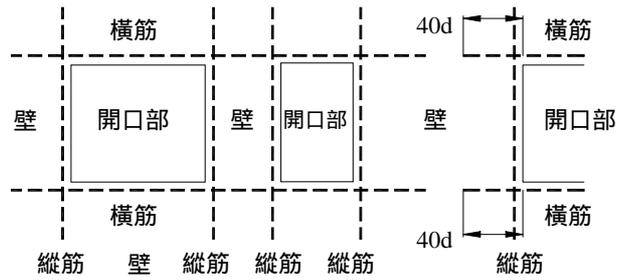
別	(cm)			第一層	第二層	第一層	第二層	第三層	
A	14		$\bar{\tau}$	1.416		1.663			
		h (m)	1.50	0.708(D10)	-	0.831(D13)	-	-	-
			2.00	0.994(D13)	-	1.108(D13)	-	-	-
	2.40		1.132(D13)	-	1.330(D16)	-	-	-	
	19		$\bar{\tau}$	1.085	1.637	1.282			
		h (m)	1.50	0.736(D13)	1.110(D13)	0.870(D13)	-	-	-
2.00			0.981(D13)	1.481(D16)	1.159(D13)	-	-	-	
2.40	1.178(D13)		1.777(D16)	1.391(D16)	-	-	-		
B	14		$\bar{\tau}$	1.430	2.365	1.683	2.871	2.935	1.907
		h (m)	1.50	0.715(D13)	-	0.841(D13)	-	-	0.953(D13)
			2.00	0.953(D13)	-	1.122(D13)	-	-	1.271(D16)
	2.40		1.144(D13)	-	1.346(D16)	-	-	1.525(D16)	
	19		$\bar{\tau}$	1.099	1.876	1.301	2.342	2.333	1.474
		h (m)	1.50	0.745(D13)	1.272(D13)	0.882(D13)	1.589(D16)	1.582(D16)	1.000(D13)
2.00			0.994(D13)	1.697(D16)	1.177(D13)	2.118(D19)	2.110(D19)	1.333(D16)	
2.40	1.193(D13)		2.036(D19)	1.412(D16)	2.542(D19)	2.532(D19)	1.600(D16)		
C	14		$\bar{\tau}$	1.439	2.763	1.695	3.420	3.426	1.921
		h (m)	1.50	0.719(D13)	-	0.847(D13)	-	-	0.960(D13)
			2.00	0.959(D13)	-	1.130(D13)	-	-	1.280(D16)
	2.40		1.151(D13)	-	1.355(D16)	-	-	1.536(D16)	
	19		$\bar{\tau}$	1.108	2.176	1.134	2.589	2.578	1.488
		h (m)	1.50	0.752(D13)	1.476(D16)	0.891(D13)	1.756(D16)	1.749(D16)	1.009(D13)
2.00			1.002(D13)	1.968(D19)	1.188(D13)	2.341(D19)	2.332(D19)	1.346(D16)	
2.40	1.202(D13)		2.362(D19)	1.426(D16)	2.810(D19)	2.798(D19)	1.615(D16)		

[註]： $\bar{\tau}$ (kgf/cm²) 為發生於規定壁量的剪應力，h (m) 為開口部高度。撓曲補強筋量之數字單位為 cm²，() 內為竹節鋼筋之標稱直徑。

另外，載重較為特殊的建物則最好重新檢討端部鋼筋量。

ii) 開口部上緣及下緣之撓曲補強筋

被上下層的開口部夾在中間的小牆雖然不屬於承重牆，但由於並未與兩側之承重牆完全分開，也不具有束制承重牆上下端的功能，而可視為純構架之一部分，負擔撓曲彎矩，故開口部之上下緣亦必須配置撓曲補強用的橫筋（解說圖 6.8）。開口部上下緣之補強筋直徑的規定值，是以假設牆壁如解說圖 6.8 所示規則配置的情況決定的。通常這些部位的端部撓曲彎矩值大約會與承重牆上下端之撓曲彎矩值相等，故開口部之上緣與下緣的補強筋取與承重牆端部縱筋同樣直徑，各層樓皆規定為 D13 及 D16 以上。



解說圖 6.8 開口部周圍之補強

另外，因為這種牆壁也可以算是一種梁，也會承受因垂直載重（或地盤反力）而產生的撓曲彎矩，不過通常這些應力是由 RC 造的過梁與連續基礎所負擔了，故只要依照規範規定的鋼筋量配筋即可。

6.6 開口規定

6.6.1 開口部離牆體邊緣至少 55cm，開口部彼此間距離至少 90cm。

6.6.2 符合以下各規定之小型開口，計算壁量時可以無開口視之。

- (1). 開口之淨表面積不得大於縱 \times 橫 = 30 cm \times 30 cm。
- (2). 開口之縱橫邊緣均配置 1—D13 以上之邊緣鋼筋補強。
- (3). 開口邊緣至承重牆端部之距離為 40cm 以上。

6.6.3 開口部上緣應設置鋼筋混凝土造之楣梁以支承上方之垂壁，或使垂壁部分之結構強度可足以支撐其自重。楣梁兩端伸入牆壁長度應在 20cm 以上，且其強度至少須能承受由開口兩側向上內收四十五度角以內之重量。楣梁下方至下層過梁或基礎之牆體空心部份須填充混凝土或砂漿。???

[解說]

對開口部距牆體邊緣及開口部彼此間距離之限制，主要乃在防止開口部之間的牆體長度太小，與 6.1.3 之牆身長度下限用意是相同的。

開口部上緣垂壁若強度不足以支撐自重時，應設置可支承上方垂壁重量的楣梁，關於楣梁之說明可參考 4.3 及圖 4-2。楣梁伸入牆壁部分之下方直至下層過梁或基礎之間的牆體空心部應以混凝土或砂漿填滿，使支承應力可往下傳遞。???

於本規範 6.2 計算壁量時，牆體若有開口，則開口部長度應不予計入，但若該開口部每邊不大於 30 cm、邊緣四周皆有 D13 以上的鋼筋補強，且距離牆體端部 40 cm 以上的話，則可視為不至於影響牆體強度之小型開口，於計算壁量時可不需扣除。

6.7 錨定與搭接

6.7.1 承重牆之縱向鋼筋應錨定於上下鄰接之過梁、基礎或樓板。

6.7.2 承重牆之橫向鋼筋應錨定於交會在端部之另一向承重牆內，若端部沒有與之交會的其他承重牆，則以 180° 彎鉤鉤住端部之縱向撓曲補強筋。

6.7.3 開口部上下緣之撓曲補強筋應錨定於其左右的承重牆中。

6.7.4 承重牆之縱向鋼筋不得在牆體高度之中間搭接。不過，牆厚 19cm 以上之承重牆，縱向剪力補強筋為 D13 以下，空心部之最小寬度大於 9cm，且鋼筋末端無彎鉤者不在此限。

6.7.5 鋼筋之錨定及搭接長度依「??」規定。

[解說]

承重牆內的縱向鋼筋，包括配置於端部的撓曲補強筋及配置於牆體內部的剪力補強縱筋，皆應錨定於上下鄰接的橫向構件，如過梁、基礎或屋頂樓板內，藉此可確保與整個建物的一體性，並使鋼筋能有效發揮作用。

配置於牆體內部的剪力補強橫筋，最好能繞過牆端部的縱向鋼筋後，錨定於垂直相交的另一向承重牆內。若牆體端部沒有相交承重牆時，則改採 180° 彎鉤繞過並鉤住端部之縱向鋼筋，此處施工時須注意彎鉤應確實與縱筋密接。

當開口部上下的垂壁或窗台具有承重功能時，開口部上下緣之撓曲補強筋也會承受撓曲應力，故應充分錨定於開口部左右之牆體內。

牆體內的縱向鋼筋不得在混凝土空心磚內部搭接，因為混凝土空心磚之空心部最窄處通常只有約 7~8 cm 左右的寬度，搭接鋼筋會使得此處混凝土或砂漿之填充狀態變差，使鋼筋周圍的保護層厚度不足，造成應力無法順利透過握裹傳遞或防鏽不良等問題。因此除採用焊接續接方式外，縱向鋼筋應從基礎或下層的過梁連續直通至上層的過梁。不過可滿足牆厚大於 19 cm、縱筋在 D13 以下、空心部之最小寬度大於 9cm，且鋼筋末端無彎鉤時，則根據木[補強造設計準,*1]等學者之試驗結果認為，可使搭接處維持足夠韌性，可不受前述限制。

所有鋼筋之錨定與搭接所需最小長度，皆依照本編鋼筋混凝土之鋼筋錨定與搭接相關規定為之。

*1 木大介、五十嵐泉、松村晃，“補強造筋重繼手實驗”，日本建築學會大會學術講演梗概集，C，構造 II，pp.1847~1848，1994。

6.8 過梁規定

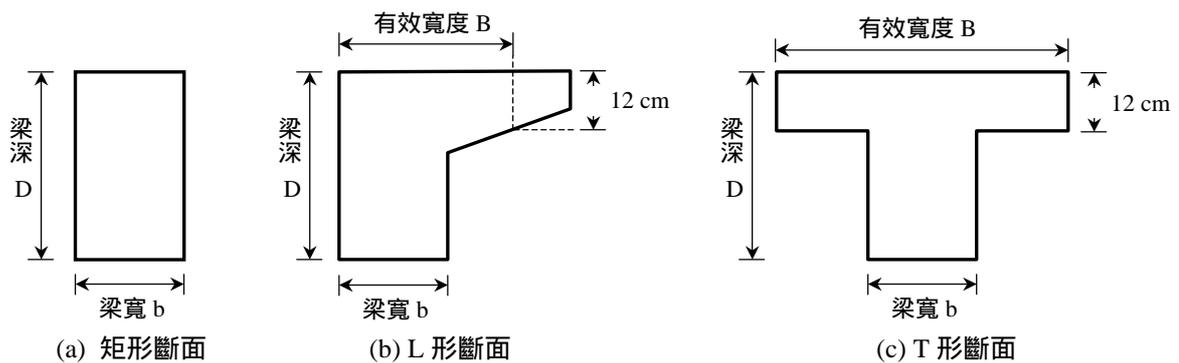
6.8.1 過梁的寬度不得小於其鄰接之牆身厚度，深度不小於梁寬之 1.5 倍以上且不得小於 30cm。斷面與配筋應針對垂直載重與面內、面外方向之水平載重設計，並符合本編鋼筋混凝土規定。

6.8.2 未與鋼筋混凝土屋頂板連接之過梁，除須符合前述規定外，其有效寬度並應大於牆身長度的 1/20 且在 20cm 以上。過梁斷面若為 L 型或 T 型時，厚度在 12cm 以上的翼板部份可算在有效寬度之內。

[解說]

過梁之寬度不得小於鄰接之牆身厚度，以確保應力可充分傳遞；深度應至少大於梁寬之 1.5 倍以上且不得小於 30 cm，以使牆體縱向鋼筋在過梁內有足夠的錨定空間。實際斷面與配筋則應根據其承受的垂直載重，及作用於牆體面內、面外方向之水平載重，依照本編之鋼筋混凝土相關規定進行設計。

過梁未與鋼筋混凝土屋頂板連接時，因水平向剛度較弱，必須再符合有效寬度大於牆身長度的 1/20 且在 20cm 以上之要求。所謂有效寬度之定義如圖 6-3 所示，當過梁斷面為含有翼板之 L 型或 T 型時，翼板厚度在 12 cm 以上的部分可計入有效寬度內。



其中 b 牆厚； $D \geq 1.5b$ 且 $\geq 30\text{ cm}$ ； $B \geq 1/20$ 牆身長度且 $\geq 20\text{ cm}$

圖 6-3 過梁規定

6.9 基礎構造

6.9.1 建築物最下層之牆體底部應設置可安全支持各牆體並使之互相連結之鋼筋混凝土造連續基礎或連續的地梁。

6.9.2 連續基礎或地梁之寬度不得小於其鄰接之牆身厚度；深度應在簷高之 $1/12$ 以上，且不得小於 60 cm (平房則為 45 cm)，並依本編基礎構造設計。

[解說]

各牆體之底部應設置連續基礎或地梁，除了可連結所有牆體維持安定，並將載重均勻傳遞至地盤以外，也可防止因不均勻沈陷或局部土壤反力造成牆體之應力集中。

連續基礎或地梁之寬度應至少大於其鄰接之牆身厚度，以確保應力可充分傳遞；深度除應符 6.8 之最小限制外，原則上越深越好，以增加剛性與對地震傾覆力矩之抵抗力。基礎之實際斷面與配筋則依照本編基礎構造相關規定為之。

6.10 空心雙層牆

空心雙層牆之空隔距離，不得小於 5 cm 或大於 7.5 cm ，雙層中之一層應符合本章有關規定，另一層厚度不得小於 10 cm 。兩層之間須以磚塊或防銹之箍筋連繫之，所用拉繫箍筋直徑不得小於 6 mm ，拉繫箍筋豎向及橫向間距不得超過 60 cm 。

[解說]

有關空心雙層牆之規定解說，可參考 4.6 對純磚造空心雙層牆之類似規定。

6.11 圍牆結構

6.11.1 圍牆高度

圍牆之高度（自地表面算起，但地表面有高低差時以低者為準）不得大於 2.2 m 。側面臨接溝渠之圍牆高度及基礎埋入深度，應由側溝底面算起。

6.11.2 圍牆厚度

圍牆之厚度，當圍牆高 2 m 以下時不得小於 14 cm ，高過 2 m 時則不得小於 19 cm 。

6.11.3 圍牆基礎

圍牆牆體不得直接接觸土壤。圍牆底部應設置可安全支持各牆體並使之互相連結之鋼筋混凝土造連續基礎或連續的地梁。連續基礎或地梁之寬度不得小於其臨接之牆身厚度，深度應在 40cm 以上，有基礎板時，板厚應在 20cm 以上。並依本編基礎構造設計。

[解說]

圍牆之高度定義如圖 6-4 所示，當基地內外地面有高低差時，為保守起見自較低處起算。側面臨接溝渠時，由於無法預期溝壁的側向支撐能力，故視為等同於地面高低差之情況，由最低處即溝底面起算。

由於圍牆通常長度較長，且缺乏頂部過梁與相交牆體之支撐，對面外方向傾覆力矩之抵抗能力較差，故厚度要求比同等高度(平房)之混凝土空心磚造牆體更為嚴格。

為抵抗平時或地震時發生地盤不均勻沈陷造成之應力，並維持圍牆之一體性，圍牆底部應設置連續之鋼筋混凝土基礎或地梁，且為提供抵抗面外傾倒之能力，應具備足夠之埋入深度，並依本規定及本編之基礎構造相關規定設計之，埋入深度之定義如圖 6-4 所示。因兩側地面高低差導致圍牆牆體有部分需接觸土壤時，應施作防水措施，並於該範圍之磚塊空心部填充混凝土，以維持牆體之耐久性及安全性。

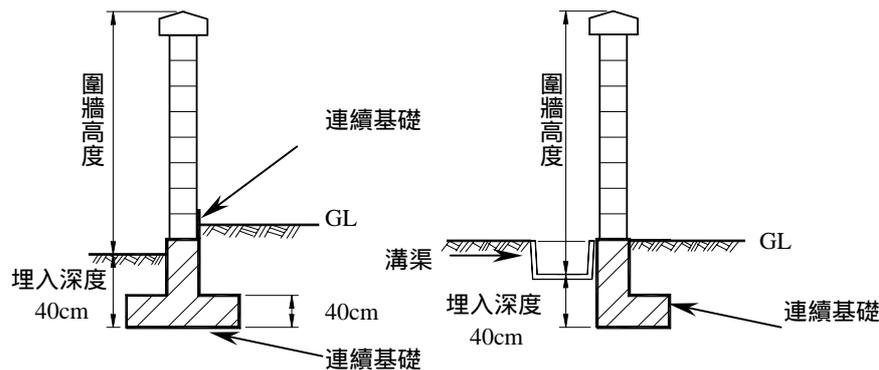


圖 6-4 圍牆高度與基礎埋入深度

6.11.4 圍牆構造

6.11.4.1 圍牆之高度超過 1.6 m，圍牆長度每 3.4 m 以內應設與基礎及混凝土空心磚圍牆連結之扶壁或扶柱。每 50 m 以內設置一伸縮縫。

6.11.4.2 圍牆自端部算起 80 cm 以內應以扶壁或扶柱加以補強。

6.11.4.3 圍牆彼此交會時，其交會角度與圍牆直角方向之夾角在 45° 以下，且交會圍牆在垂直牆面方向之投影長度至少 40 cm 時，得視為扶壁。

6.11.4.4 同一面圍牆內有不同高度時，較高部分長度超過圍牆長度一半以上時，以較高者之高度為圍牆高度。且高度變化處應以縱橫兩向 D13 以上之鋼筋補強。

6.11.4.5 透空混凝土磚應採用縱筋可穿過之形狀，且不得 2 個以上連續配置，或配置於圍牆頂部、底部及端部。

6.11.4.6 壓頂磚應採用可使縱筋鉤於牆頂橫筋或錨定於空心部內的形狀。

[解說]

基本上為增加圍牆抵抗面外傾倒之能力，設置扶壁或扶柱是較有效的方式，但由於一般建築基地通常沒有太多空間可供在圍牆與建物或鄰地之間設置扶壁，因此僅規定高度超過 1.6 m 之圍牆必須在每 3.4 m 以內設置扶壁或扶柱，且必須與基礎和牆體緊密相連；高度不超過 1.6 m 的圍牆之面外傾倒抵抗能力則靠連續基礎來提供，此高度係根據日本建築學會之建議值。扶壁與扶柱之設計另規定於 6.10.5。

扶壁之最大間隔除了防止面外傾倒之考量外，也考慮到混凝土空心磚長度為 40 cm（含灰縫）之模矩，故取 3.4 m 為準，如圖 6-5 所示。另外，圍牆長度太長時，容易因為土質或地盤面高低差之變化產生額外應力，地震時壁面也容易於面外方向發生波狀變形，再加上熱脹冷縮之溫度應力，綜合考量之下圍牆長度短者較為適宜，故規定在每 50 m 以內應設置一伸縮縫。

圍牆的端部若為無任何支撐之自由端，則容易因地震晃動產生局部應力集中破壞，因此最好在端部設置扶壁或扶柱等支撐物。但因現場情況也可能有配置上的困難，故放寬至在距端部兩塊混凝土空心磚長度（80 cm）範圍內設置即可。

不同方向的圍牆彼此交會時，若角度足夠則可具有互相支撐的效果，如圖 6-6 所示，當交會的圍牆在垂直牆面之支撐方向投影長度大於 40 cm 時，可視為等同扶壁之功能。

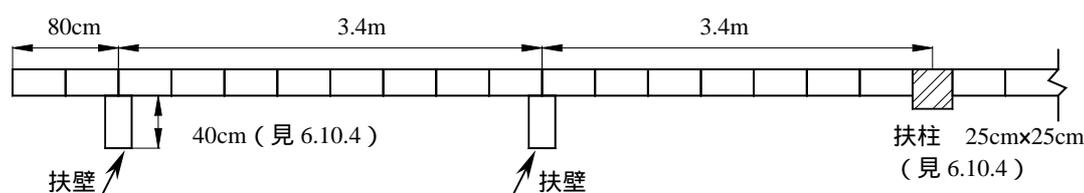


圖 6-5 扶壁與扶柱

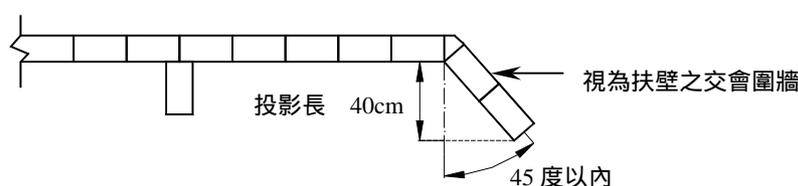


圖 6-6 交會圍牆可視為扶壁之情況

同一圍牆內高度有變化時，若較高部分過半，則應採用較高高度者之適用規定。高低變化處之角隅容易因應力集中產生斜向或垂直裂縫，故需要再以鋼筋加以縱橫方向之補強。

圍牆中使用特殊的透空混凝土磚處，會形成牆體的弱點，在地震時容易在此處發生裂縫甚至造成破壞，通常透空磚的形狀都無法同時讓縱、橫筋通過，因此務必採用至少能使縱筋穿過兩側邊之透空混凝土磚。另外由於其強度較差，使用時不得左右、上下或斜向連續配置 2 個以上，如圖 6-7 所示，也不得配置於最頂層、最底層或圍牆端部。

圍牆頂部的壓頂磚在地震時常有掉落的危險，應使用內有空心部可容納橫筋穿過之形狀，並使下部牆體之縱筋可以藉由彎鉤鉤住橫筋錨定，如圖 6-8 所示。

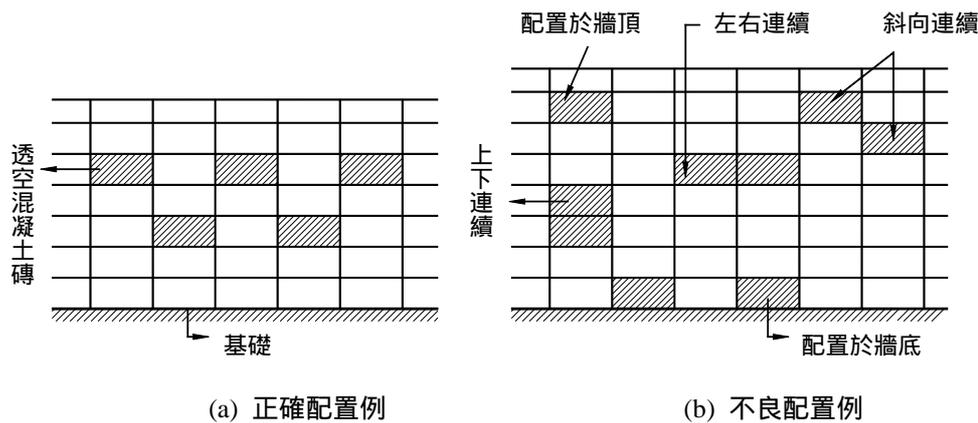


圖 6-7 透空混凝土磚之配置方式

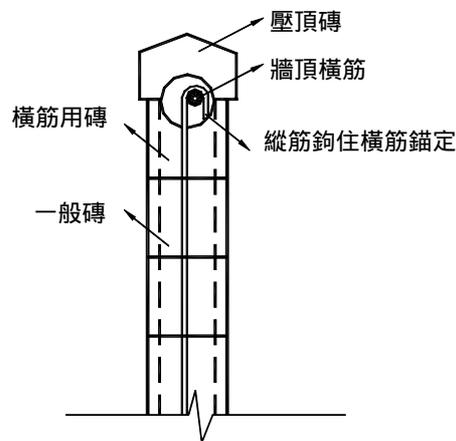


圖 6-8 壓頂磚作法剖面圖

6.11.5 扶壁、扶柱

6.11.5.1 扶壁配置於圍牆單側時，突出圍牆面長度不得小於 40 cm，配置於圍牆兩側時，則每側不得小於 20 cm。高度不得比圍牆高度低過 45 cm。

6.11.5.2 扶壁為場鑄鋼筋混凝土造時，其厚度不得小於圍牆厚度；採用扶壁用混凝土空心磚造時，其厚度不得小於圍牆厚度，且不得小於 14 cm，表面層之厚度不得小於 3 cm。空心部應全部填充混凝土或砂漿。

6.11.5.3 扶柱之結構應為場鑄鋼筋混凝土造。短邊不得小於 25 cm，高度應與圍牆同高。

6.11.5.4 扶壁、扶柱應與圍牆成為一體之結構。

[解說]

扶壁是可防止圍牆傾倒之有效補強構材，主要用以抵抗作用於圍牆面外方向之外力，其形狀由於基地或面臨道路的關係，多半設置於單側。當圍牆面外方向力矩使扶壁受壓時，扶壁底下必須有足以支撐並將力量傳到地盤之牢固基礎，當面外力矩方向轉為使扶壁受張時，則是靠扶壁本身的重量來保持穩定，防止圍牆傾倒，故扶壁之長度與厚度必須足夠。同時根據 6.10.4 規定，扶壁與牆體及基礎應緊密連結，配置雙側扶壁時，應使牆體與扶壁之橫筋皆可彼此穿越連通，僅配置單側時，則使扶壁橫筋以

彎鉤鉤住牆體縱筋，以提升一體性。

當圍牆兩側空間不足，無法設置扶壁時，可以斷面至少為 25 cm 見方之扶柱代替。扶柱應為場鑄鋼筋混凝土造，並使牆體之橫筋連通穿越，扶柱之配筋則詳見 6.11 規定。

6.11.6 其他

6.11.6.1 除有增建計畫者外，不得在既存圍牆之上增砌。

6.11.6.2 連續於既存圍牆之增設圍牆，除有增建計畫者外在接合處應以設置伸縮縫為原則。

6.11.6.3 在鋼筋混凝土造的高度 1 m 以上之擋土壁頂部設置圍牆時，其高度不得大於 1.2 m。但擋土壁高度未滿 1 m 時，圍牆得設至自擋土壁底部地表面算起 2.2 m 高處。圍牆與擋土壁之施工應連續，且縱筋應充分錨定於擋土壁內。

6.11.6.4 圍牆不得設置開口部。但開口部寬度不大之出入口，無礙結構安全者可不受此限。

6.11.6.5 既存圍牆之頂部不得設置屋頂及工作物等。

[解說]

圍牆之增建應在設計當初先考慮到未來打算加高的高度，先以較低的高度施工，日後再增建剩下的部分，且增建時鋼筋之接續應採用焊接續接，並採用與既有部分相同的磚塊及疊砌方式。在圍牆長度方向增設延長的圍牆時，若之前未預先將增建部分納入設計考慮，則應視為新建的獨立圍牆，與既有圍牆之接合處應設置伸縮縫加以區隔。

若欲於擋土壁頂部設置圍牆，兩者最好一起進行設計，並連續施工，若圍牆在之後才施作時，圍牆之縱筋應充分錨定至擋土壁內。由於是設置於擋土壁上方，圍牆本體之高度限制沿用一般混凝土空心磚造屋頂女兒牆之高度限制為 1.2 m，但如果擋土壁本身高度不滿 1 m 時，則圍牆加上擋土壁之全高度可滿足 6.10.1 之一般圍牆高度限制 2.2 m 即可。

原則上圍牆不得設置開口部，但若開口部寬度不大，且其頂部有充分補強，或者乾脆直接將圍牆分離者則不在此限，如圖 6-9 所示，但若採用後者，則開口部兩側皆形成圍牆端部，應依 6.10.4.2 設置扶壁。

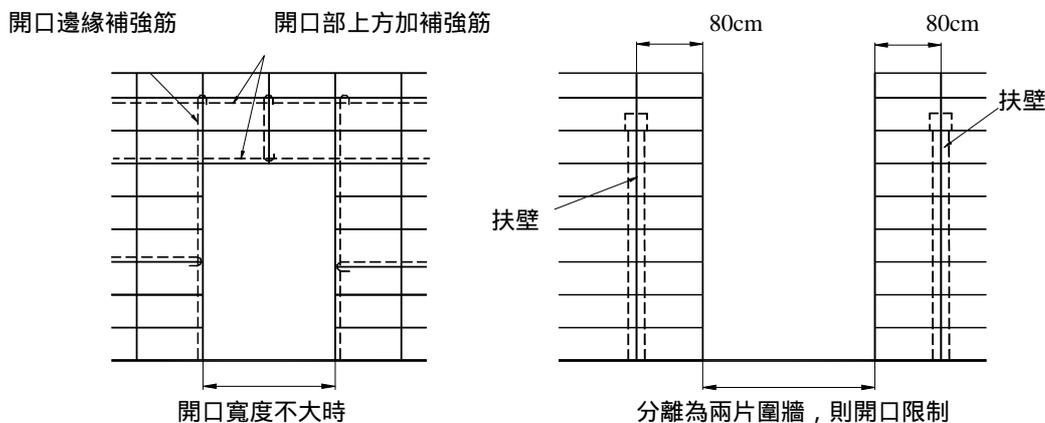


圖 6.9 圍牆設置開口部之作法

6.12 混凝土空心磚圍牆之配筋

6.12.1 配置於圍牆內之縱筋及橫筋應為 D10 以上之鋼筋。縱筋間距不得大於表 6-6 所示之數值，橫筋間距不得大於 80 cm。

表 6-6 混凝土磚之縱筋間距

扶壁	圍牆高度 (cm)	使用空心磚者 縱筋間距 (cm)
有	160 以下	80
	超過 160	40
無	120 以下	80
	160 以下，超過 120	40 (80)

[備註] () 內之數值為使用 D13 時之間距

6.12.2 橫筋應配置於橫筋用磚內，牆頂應插入橫筋。

6.12.3 橫筋應錨定於圍牆端部之扶壁、扶柱內。

6.12.4 縱筋不得在混凝土磚空心部內搭接。

6.12.5 圍牆之縱筋應錨定於基礎，並鉤住牆頂橫筋，或錨定於牆頂空心部。

6.12.6 配置於扶壁內之縱筋及橫筋應為 D10 以上之鋼筋。橫筋間距不得大於 80 cm，並應鉤住縱筋。外側之縱筋間距不得小於下表所示之數值。

表 6-7 扶壁的配筋

圍牆高度(cm)	配筋
180 以下	D10
180 以上	D13

6.12.7 扶壁外側之縱筋應錨定於基礎，並鉤住牆頂橫筋，或與外側縱筋搭接。

6.12.8 鋼筋混凝土扶柱之主筋不得小於下表所示數值。箍筋應為 D10 以上，間距應為 30 cm 以上。且主筋頂部應設彎鉤。

表 6-8 鋼筋混凝土扶柱的配筋

圍牆高度(cm)	配筋
180 以下	4-D13
180 以上	4-D16

6.12.9 圍牆之交會部應配置 D13 以上之縱筋，橫筋應錨定於垂直交會之牆中，或與垂直交會牆之橫筋搭接。

6.12.10 鋼筋之錨定與搭接長度依本編鋼筋混凝土規定。

[解說]

1. 圍牆之配筋計算

圍牆之耐震要求幾乎是完全取決於面外方向的抗彎能力，在日本 1978 年之宮城縣地震、1982 年的浦河地震及 1995 年的兵庫縣南部地震中，即發現許多圍牆之上部結構的撓曲破壞震害案例。由於圍牆多屬靜定結構，且相對於長度而言厚度很薄，地震時容易發生圍牆各處不同時振動，而有局部振動特別嚴重之不利現象，因此計算面外抗彎所需之鋼筋量時，保守假設地震力以自重的 0.5 計算。(地震力=0.5 自重)

解說表 6.11 所示為作用於混凝土空心磚圍牆之水平地震力與風壓力，由表中可

見設計載重由地震力控制。

解說表 6.11 作用於混凝土空心磚圍牆之水平外力 W

牆厚 (cm)	牆體自重 W_B (kgf/m ²)	地震力(V=0.5W) (kgf/m ²)	風壓力 (kgf/m ²)	設計載重 W (kgf/m ²)
14	235	118	85*	118
19	300	150	85*	150

* 圍牆均佈風壓力 w_e 的計算為 $w_e = 0.8 \cdot C \cdot q_0 = 0.96 \cdot 60\sqrt{H}$; 詳細計算如下:

$$w = C \cdot q$$

其中

w : 風壓力(垂直作用於牆面 $1m^2$ 面積的風力)。

C : 風力係數, 圍牆取 1.2。

q : 速度壓; $q = 60\sqrt{h}$, h 為距地面高度。

代入圍牆的高度求圍牆所受的風力 W , 如解說圖 6.9, 即

$$W = \int_0^H w \cdot dh = C \cdot 60 \int_0^H \sqrt{h} \cdot dh = C \cdot 60 \cdot \frac{2}{3} H^{1.5} = \frac{2}{3} C \cdot q_0 \cdot H$$

其中

q_0 : 圍牆頂部速度壓(kgf/m²)。

H : 為圍牆高度。此處圍牆高度取 2.2m。

圍牆底部所受彎矩 M 可以表示為

$$M = \int_0^H wh \cdot dh = C \cdot 60 \int_0^H h\sqrt{h} \cdot dh = C \cdot 60 \cdot \frac{2}{5} H^{2.5} = \frac{2}{5} C \cdot q_0 \cdot H^2$$

而風力 W 的形心高度位置 \bar{h} 即為

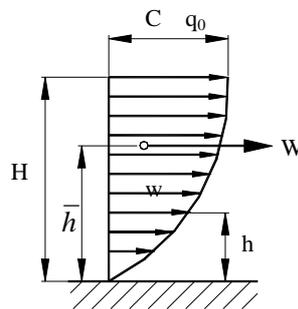
$$\bar{h} = \frac{M}{W} = \frac{3}{5} H = 0.6H$$

因此, 可以以下式將上述之風壓力轉換成沿圍牆高度呈均佈風壓載重 w_e , 即

$$\frac{2}{5} C \cdot q_0 \cdot H^2 = \frac{1}{2} w_e \cdot H^2$$

故

$$w_e = 0.8 \cdot C \cdot q_0$$

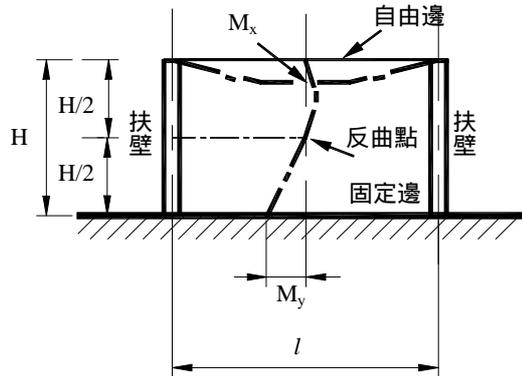


解說圖 6.9 作用於圍牆之風壓力分佈圖

(1) 含扶壁混凝土空心磚圍牆之縱筋

假設解說表 6.11 之水平載重 W 原則上垂直牆面均勻分布, 且含扶壁之混凝土空心磚圍牆如解說圖 6.10 所示, 兩側邊由扶壁形成簡單支持, 頂部為自由端, 而底部為固定端, 此時可求出發生於牆體之彎矩如解說表 6.12 所示, 彎矩大小會隨牆面

之高寬比 H/l 而變化，此處要檢討的是牆體底部之最大彎矩 M_y 。



解說圖 6.10 發生於有扶壁之圍牆內之撓曲彎矩

解說表 6.12 發生於混凝土空心磚圍牆之彎矩

H/l	M_x	M_y
0	0	$-0.500wH^2$
1/3	$0.0078wl^2$	$-0.428wH^2$
0.47	? $0.0078wl^2$	$-0.327wH^2$
1/2	$0.0293wl^2$	$-0.319wH^2$
0.65	$0.0522wl^2$	$-0.232wH^2$
2/3	$0.0558wl^2$	$-0.227wH^2$
1	$0.0972wl^2$	$-0.119wH^2$

以本規範中之扶壁最大間距 3.4 m 代入 l ，並考慮圍牆最大高度 2.2 m 及需設置扶壁之最小高度 1.6 m 之兩種情況，所計算出之牆底最大彎矩 M_y 如解說表 6.13 所示。

解說表 6.13 含扶壁之混凝土空心磚牆底最大彎矩與所需配筋量

牆高 (cm)	牆厚 (cm)	M_y (kgf-m / m)	每單位牆長所需縱筋量 (cm ²)	使用 D10 鋼筋時之間距 (cm)	使用 D13 鋼筋時之間距 (cm)
160 cm	14	98.7	0.705	101.1	180.1
220 cm	19	168.4	0.886	80.5	143.3

所需鋼筋量之計算，根據木村之研究，採用應力集中距離 $j = 5/7d$ 。

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

(6.19)

其中 M_a 為容許彎矩 (kgf-m / m)， a_t 為拉力鋼筋斷面積， f_t 為鋼筋之短期容許拉力強度 (2800 kgf/cm²)， d 為有效深度 (牆厚之 1/2) (m)。

(2) 無扶壁混凝土空心磚圍牆之縱筋

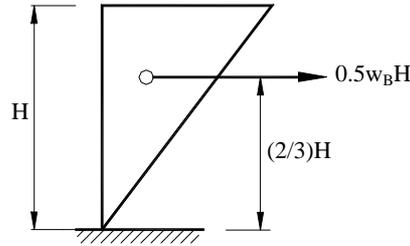
無扶壁之混凝土空心磚圍牆可視為懸臂構件，設計地震力雖與含扶壁時一樣假設剪力係數為 0.5 計算，但由於較含扶壁者更缺乏剛性，故假設地震力之分佈型態為頂部較大之逆三角形，如解說圖 6.11 所示，牆底處之最大彎矩 M 可根據(6.20)

式計算。

$$M = 0.5W_B H \times \frac{2}{3}H = \frac{1}{3}W_B H^2$$

(6.20)

其中 M 為牆底最大彎矩(kgf-m / m), w_B 為牆體重量(kgf/m²), H 為牆高(m), 根據上式算出之無扶壁混凝土空心磚圍牆底部最大彎矩 M 及所需鋼筋量如解說表 6.14 所示。



解說圖 6.11 地震力逆三角形分佈

解說表 6.14 無扶壁之混凝土空心磚牆底最大彎矩與所需配筋量

牆高 (cm)	牆厚 (cm)	M_y (kgf-m / m)	每單位牆長所需 縱筋量 (cm ²)	使用 D10 鋼筋時 之間距 (cm)	使用 D13 鋼筋 時之間距 (cm)
160	14	200.5	1.432	49.8	112.8

根據 (1) (2) 之縱筋計算結果再考慮安全性之後, 本文規定如表 8。

(3) 橫筋之計算

作用於空心磚圍牆頂部之橫向面外撓曲彎矩如解說表 6.12 所示, 由此可計算最大應力之所需鋼筋量, 如解說表 6.15 所示。

解說表 6.15 橫筋量計算

牆厚 (cm)	M_x (kgf-m / m) H = 2.2 m	每 1 m 之橫筋量 (cm ²) H = 2.2 m	使用 D10 時之鋼 筋間距 (cm)
14	71.2	0.51	139.8
19	90.5	0.48	148.5

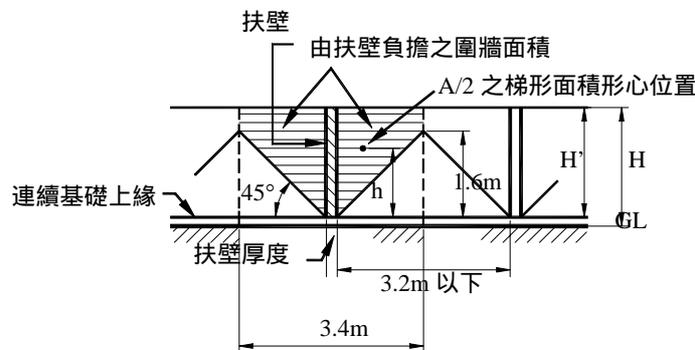
- 橫筋一定要配置在橫筋用磚內, 橫筋必然需要續接, 但位置原則上應設於應力小的地方, 特別應注意確保續接部分的保護層厚度, 採用搭接時以上下搭接較為容易施工。
- 橫筋在圍牆端部應如解說圖 6.11 所示, 錨定於扶壁或扶柱之內, 若橫筋之錨定長度不足, 亦可改用彎鉤鉤住縱筋即可, 但此種情況時鋼筋加工應正確施作, 且組立時應謹慎為之。

L_2 ：法規規定最小錨定長度

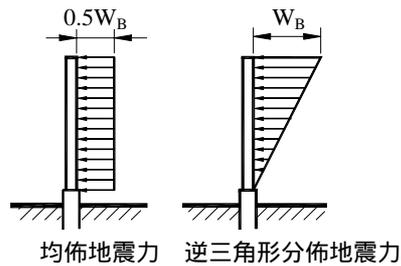


圖 6.11 圍牆端部之橫筋錨定方式

- 縱筋除了採焊接續接外，禁止於混凝土空心磚內部搭接，因空心磚圍牆的空心磚多半厚度較薄，空心部也較窄，鋼筋的保護層厚度常會不足，因此無法期待搭接能發揮多少強度，故最好從基礎到牆頂使用一整根連通的鋼筋。
- 圍牆之縱筋，應從基礎錨定部開始組立，上端以 180° 彎鉤鉤住牆頂橫筋或者以 90° 彎鉤錨定於牆頂空心部。
- 扶壁是為防止混凝土空心磚圍牆於面外方向傾倒並提高剛性等目的而設置的，因此應為堅固的結構，從過去經驗來看，圍牆比較容易倒向沒有扶壁的外側，所以通常不把扶壁當成支撐牆體的支柱，而是當成拉住牆體，防止其向外側傾倒的結構，為了發揮這樣的功用，扶壁內應配置由基礎往上連通的縱筋，而扶壁的橫筋應確實鉤住此縱筋，使這些縱筋能與扶壁的自重一起發揮拉住圍牆使不往外側方向傾倒的功用。因此在扶壁的底部會產生很大的傾覆力矩，縱筋應配置於靠近扶壁外端的位置。當扶壁以一定間隔設置的時候，產生於扶壁的應力由作用於解說圖 6.12 之陰影區域之地震力決定（風壓力小於地震力），此應力以一般扶壁配置情況（淨間距為 8 塊混凝土空心磚，約 3.2 m）的圍牆，高 1.8 m 及 2.2 m（容許最大高度）下去計算的話，則如解說表 6.16 所示，此表中是將圍牆所受的地震力假設為圖解說圖 6.13 所示之均勻分佈於牆面及逆三角形分佈兩種情況之中間值下去估算。單僅牆面部分的應力計算，當有扶壁時雖然地震力假設為均勻分佈，但此處由於考慮到應力集中於扶壁處，其值應稍微放大。如解說圖 6.11 所示之負擔面積，地震力採逆三角形分佈時，扶壁底部之撓曲彎矩大約會增大為均勻分佈時之 1.5 倍。



解說圖 6.12 依一定間距配置之扶壁負擔圍牆面積



解說圖 6.13 地震力之分佈方式

解說表 6.16 扶壁底部之應力與配筋計算

圍牆高度 H(m)	連續基礎以上之牆體高度 H' (m)	牆厚 t (cm)	牆體重量 w_B (tf/m ²)	扶壁重量 w_s (tf/m ²)	負擔面積 A (m ²)	A 之形心高度 \bar{h} (m)	底部撓曲彎矩 M (tf-m)			底部之平均剪應力 (kgf / cm ²)	縱筋斷面積 a_t (cm ²)	配筋
							均勻分佈	逆三角形分佈	平均值			
							1.80	1.75	14			
2.20	2.15	19	0.300	0.181	4.32	1.396	1.396	1.714	1.478	1.20	1.16	D13

[備註] 1. 底部之應力係以連續基礎上端位置計算。

2. 扶壁之有效深度 d 為 (全深度 - 7 cm), 全深度指含圍牆厚度及突出圍牆之扶壁長度。若圍牆厚 14cm, 則全深度至少為 $(14 + 40) = 54\text{cm}$; 若圍牆厚 19cm, 則全深度至少為 $(19 + 40) = 59\text{cm}$; w_s 為扶壁採場鑄混凝土施作之單位高度水平剖面面積的重量, 若扶壁厚 14cm, 則 $w_s = 0.14\text{m} * (0.14 + 0.40)\text{m} * 2.4\text{t/m}^3 = 0.181\text{t/m}$ 。

3. $f_t = 2800 \text{ kgf / cm}^2$, $f_s = 8.7 \text{ kgf / cm}^2$ ($F_c = 180 \text{ kgf / cm}^2$ 之短期容許應力),

$$\tau = Q / (B \cdot j), (j = \frac{7}{8}d)$$

B 為扶壁厚度。

7. 如前項所述, 扶壁擔負拉住圍牆本體的功能, 故扶壁外側之縱筋下端應錨定於基礎內部, 扶壁頂部橫筋則應以彎鉤鉤住圍牆本體部分的縱筋, 而與扶壁外側之縱筋以搭接方式續接。

由於扶壁是確保混凝土空心磚圍牆安全之重要部分, 其配筋務必謹慎施工, 因此為使配筋施工容易確實, 最好採用場鑄混凝土造或扶壁專用空心磚來製作, 以期能與圍牆本體一體化, 並且應特別留意扶壁之縱筋位置勿有偏差。混凝土空心磚圍牆之配筋例如圖 6.11 所示。

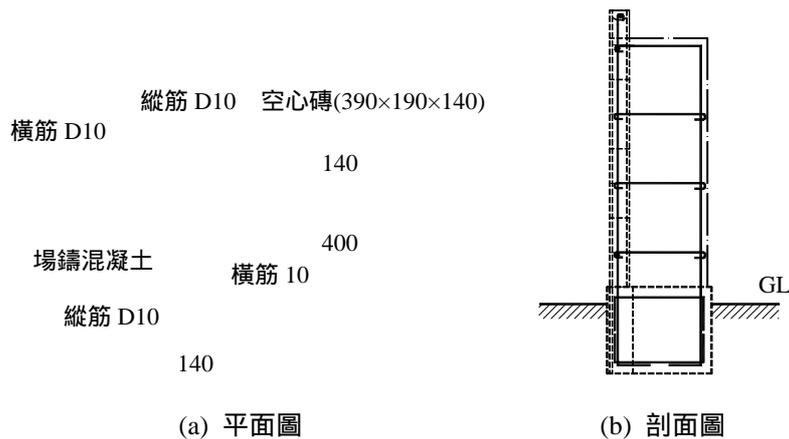


圖 6.11 扶壁為場鑄鋼筋混凝土造之配筋圖

8. 扶柱之配筋

扶柱所受的應力狀態可以假設與解說圖 6.12 所示之扶壁一樣，但由於扶柱之有效深度較扶壁小，剛性也較差，故地震力以逆三角形分佈計算。解說表 6.17 所示為分別以圍牆高度 1.8 m 及 2.2 m 計算發生於扶柱底部之應力及所需主筋之結果。

解說表 6.17 扶柱底部之應力與配筋計算

圍牆高度 H(m)	連續基礎以上之牆體高度 H' (m)	牆厚 t (cm)	牆體重量 w_B (tf/m ²)	扶柱重量 w_s (tf/m ²)	負擔面積 A (m ²)	A 之形心高度 \bar{h} (m)	柱腳剪斷力 Q(tf)	剪斷應力 (kgf/cm ²)	底部之平均撓曲應力 (tf/m)	縱筋斷面積 a_t (cm ²)	配筋
1.80	1.75	14	0.235	0.15	3.032	1.161	0.604	1.453	0.771	1.66	2-D13
2.20	2.15	19	0.300	0.15	4.292	1.393	0.995	2.395	1.544	3.32	2-D16

[備註] 1. 底部之應力係以連續基礎上端位置計算。

2. 扶柱之有效深度 d 取 $(25 - 6 = 19 \text{ cm})$ ， $B = D = 25\text{cm}$ 。B 為扶柱平行圍牆的寬度。

3. $f_t = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ， $f_s = 9.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($F_c = 180 \text{ kgf/cm}^2$ 之短期容許應力)， $\tau = Q/(B \cdot j)$ ， $(j = \frac{7}{8}d)$ ， w_s 為扶柱採場鑄混凝土施作之單位高度水平剖面積的重量，一般扶柱寬 $B = 25\text{cm}$ 、 $D = 25\text{cm}$ ，則 $w_s = 0.25\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot 2.4\text{t/m}^3 = 0.150\text{t/m}$ 。

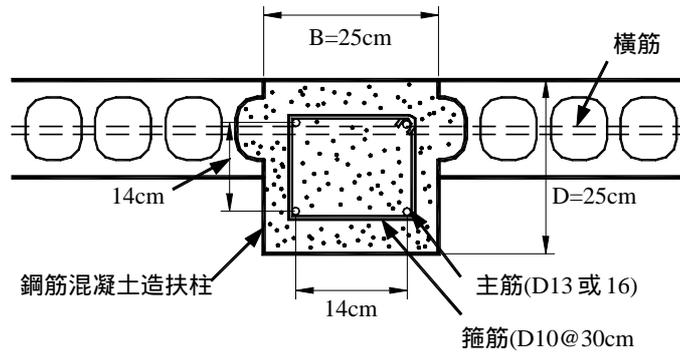
4. 剪力及撓曲彎矩係依地震力逆三角形分佈計算

於扶柱之底部撓曲彎矩會隨圍牆高度而增大，因此會出現 1.8 m 以下高度的圍牆由於高度較小，配置少於計算結果的主筋即可的情況，但因扶柱本來就是希望以較小斷面而能發揮與扶壁同等效果之構件，故計算時是以施工正確為前提。例如當採用 D10 左右之小直徑鋼筋為主筋時，實際上施工較為困難，因此改規定最小鋼筋直徑為 D13。

雖然剪應力則與扶壁一樣都很小，發生剪力破壞的危險較低，但為小心起見仍

然配置 D10 的箍筋，間距在 30 cm 以下。

鋼筋配置如解說圖 6.14 所示，主筋在柱頂部一定要做成彎鉤。



解說圖 6.14 扶柱之配筋例圖(水平斷面)

9. 配置於圍牆之交會部的縱筋主要提供撓曲補強之功能，故容易承受較大應力，通常應配置直徑較其他一般縱筋更大的鋼筋。

橫筋則如圍牆端部一樣採用錨定的方式，或者和垂直相交的圍牆之橫筋以搭接方式續接。

第八章 磚構造建築物施工

8.1 水泥砂漿施工

8.1.1 材料要求

- (1) 卜特蘭水泥：須符合中國國家標準 CNS61.R2001 之規定。
- (2) 粒料：須符合中國國家標準 CNS3001.A2039 之規定。
- (3) 水：飲用水須符合中國國家標準 CNS1237.A3050 之規定。
- (4) 石灰：須符合中國國家標準 CNS381.A2002。
- (5) 色料及添加劑：經工程司核可。

8.1.2 施工要求

- (1) 砂漿除另有規定外，均用 1 份水泥、3 分砂（以容積比例計）之配比加適量水拌和至適用稠度，隨拌隨用。水泥砂漿拌和後應即應用，1 次拌和量以能於 1 小時內用完，逾時不得使用。
- (2) 砂漿應於拌和後達初凝前（約 1 小時）鋪置於砌築面上，其鋪置應注意使所砌單元與下方之砌築面及與先前砌築之同一層鄰接單元能確實黏結。
- (3) 有鋼筋於接縫處時，在單元砌築前將砂漿沿接合鋼筋之周邊及下方填塞，其周圍接縫之砂漿應塗佈周密。
- (4) 控制砂漿層之厚度，最少應有 1.5cm。

[解說]

在磚構造中作為黏結材或填充材的砂漿，扮演著維持構件一體性之重要角色，為使磚構造能發揮應有的結構強度，組成砂漿之各種材料與配比皆須符合本規範及中國國家標準規定，且其拌合與砌疊方式應依照相關施工規範之規定確實施作。

8.2 砌紅磚施工

紅磚之抗壓強度需符合 CNS382.R2002 之建築用普通磚規定。

運送至現場的磚塊應完好無缺。產品應保持乾燥，並與土壤隔離。搬運磚塊應防止斷角及破裂。

磚塊於砌築前應充分灑水，以使砌築時不吸收灰漿內水份為度。

砌牆位置須按圖先畫線於地上，並將每皮磚牆逐皮繪於標尺上，然後據以施工。

清除施工面之污物、油脂及雜物。

確認所有管線開孔及埋設物的位置。

砌疊之接縫，在垂直方向必須將接縫每層錯開，並隔層整齊一致，保持美觀。圖上如未特別註明，所用磚牆一概用英國式砌法，即一皮丁磚一皮順磚相間疊砌。

砌磚時各接觸面應塗滿水泥砂漿，每塊磚拍實擠緊。外牆在下雨時不得滲水致滲入屋內。磚縫不得超過 10mm 小於 8mm，且應上下一致。且磚砌至頂層需預留 2 層磚厚，改砌成傾斜狀如此填縫較易。磚縫填滿灰漿後並於接觸面加鋪龜格網，減少裂隙。

砌磚時應四週同時並進，每日所砌高度不得超過 1m，收工時須砌成階級形，其露出於接縫之灰漿應在未凝固前刮去，並用草蓆或工程司核可之覆蓋物遮蓋妥善養護。

牆身及磚縫須力求橫平豎直，並隨時用線錘及水平尺校正，牆面發現不平直時，須拆除重做。

牆內應裝設之鐵件或木磚均須於砌磚時安置妥善，木磚應為楔形並須塗柏油兩度以防腐朽。

新做牆身勒腳、門頭、窗盤、簷口、壓頂等突出部份應加以保護。清水磚牆如發現有損壞之處須拆除重砌，不得填補。

8.3 砌混凝土空心磚施工

混凝土空心磚之抗壓強度需符合 CNS8905.A2137 之試驗規定。

先送樣品經工程司核可始得採用。樣品通過後，各型式混凝土磚應砌築足以代表完工後外露之樣品牆 1 道 (120cm 高×120cm 寬)，並予清理乾淨。樣品牆之檢查範圍，包括色澤變化、質地、勾縫、施工之牢固、表面清潔與本工程有關之巧工附件及本章其他規定。潔淨的樣品牆須先獲得工程司認可後始得進行砌築。施工期間保護樣品牆使免於受損。混凝土磚驗收後，依工程司指示拆除樣品牆，或作為永久性工程之一部分。

運送至現場的磚塊應完好無缺。產品應保持乾燥，並與土壤隔離。搬運磚塊應防止斷角及破裂。

清除磚塊表面及施工面之污物、油脂及雜物。

確認所有管線開孔及埋設物位置。

砌磚時各接觸面應塗滿水泥砂漿，每塊磚拍實擠緊。外牆在下雨時不得滲水致滲入屋內。磚縫不得超過 10mm 小於 8mm，並應上下一致。

砌磚時應四週同時並進，每日所砌高度不得超過 1m，收工時須砌成階級形，其露出於接縫之灰漿應在未凝固前刮去，並用草蓆覆蓋物遮蓋妥善養護。

牆身及磚縫須力求平直，並隨時用線錘及水平尺校正，牆面發現不平直時、須拆除重做。

混凝土磚牆面須保持清潔，不得有砂漿污面。

牆內應裝設之鐵件或木磚均須於砌磚時安置妥善，木磚應為楔形並須塗柏油兩度以防腐朽。

新做牆身勒腳、門頭、窗盤、簷口、壓頂等突出部份應加以保護，清水磚牆如發現有損壞之處須拆除重砌，不得填補。

每天收工時，用乾淨之防水布覆蓋曝露於室外之混凝土磚，以保護其表面。

砌築之混凝土磚牆應於 48 小時內養護。

易受水及巧工清潔劑損壞之表面及製品應加以保護。

清理：砂漿初凝後才可清潔磚塊。清潔磚塊前，應將磚面鄰近可能被清潔劑損傷之表面加以保護。砌築完成之磚塊及砂漿表面應清潔且不應有砂漿塊、變色、污斑污跡。

參考文獻

- 1.1 Applied Technology Council, “Tentative Provision for the Development of Seismic Regulation for Building”, ATC-3, NBS, SP-510, 1978.
- 1.2 財團法人日本建築防災協會 SPRC 委員編, “鋼筋 造建築物 耐震診斷”, 財團法人建築防災協會, 1980.
- 1.3 Park, Y. J., Ang, A. H-S. and Wen, Y. K., “Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp.740-757, 1985.
- 1.4 蔡益超、邱昌平, 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估方法之比較及評估準則之構架」, 國立臺灣大學地震工程研究中心, 1988 年.
- 1.5 蔡益超、邱昌平, 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估法準則」, 國立臺灣大學地震工程研究中心, 1988 年.
- 1.6 蔡益超、邱昌平, 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估法準則」, 國立臺灣大學地震工程研究中心, 1988 年.
- 1.7 蔡益超、邱昌平, 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」, 國立臺灣大學地震工程研究中心, 1989 年.
- 1.8 蔡益超、邱昌平, 「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估制度研究期中報告」, 國立臺灣大學地震工程研究中心, 1990 年.
- 1.9 蔡益超、陳清泉, 「鋼筋混凝土耐震能力評估及推廣」, 台北, 內政部建築研究所, 1999 年。
- 1.10 張文德, 「磚牆及含磚牆 RC 構架之耐震試驗分析與應用」, 成功大學建築系博士論文, 許茂雄教授指導, 1997 年 5 月.
- 1.11 劉白梅, 「中高層鋼筋混凝土建築結構火害前後之地震保險費率」, 成功大學建築系博士論文, 許茂雄教授指導, 1998 年 7 月.
- 1.12 郭心怡, 「RC 學校建築快速耐震診斷」, 成功大學建築系碩士論文, 許茂雄教授指導, 2000 年 6 月.
- 1.13 杜怡萱, 許茂雄, “RC 柱強度與剛度於多次地震後之折損規則”, 中華民國建築學會建築學報, NO.44, 28th Oct., 2003, pp1~13.
- 1.14 「壁式構造關係設計規準集·同解說」(AIJ Standards for Structural Design of Masonry Structures), 日本建築學會, 1997.
- 1.15 「砌體結構設計規範」, GBJ 3-88, 中華人民共和國建設部, 1989 年實施。
- 1.16 「建築抗震鑑定標準」(Standard for seismic appraiser of building), 中國技術監督局, 中華人民共和國建設部, 1995 發佈, 1996 實施.

- 1.17 「混凝土小型空心砌體建築技術規程」(Technical Specification for Concrete Small-Sized Hollow Block Masonry, Building), JGJ/T 14-95, 北京, 1995.
- 1.18 「砌體工程施工及驗收規範」(Code for Construction and Acceptance of Masonry Engineering), GB 50203-98, 北京, 1998
- 1.19 「砌築砂漿配合比設計規程」(Specification for mix proportion design of masonry mortar), JGJ 98-2000, 北京, 2001.
- 1.20 美國 IBC2000.
- 1.21 內政部營建署建築研究所編輯委員會, 「建築物耐震設計規範及解說」, 營建雜誌社, 台北, 1999。
- 1.22 林永盛, 「基礎結構動力學」, 台北, 文生書局(1999).
- 1.23 ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, SSC 96-01, Nov., 1996.
- 2.1 杜怡萱, 許茂雄, “中低層 RC 建築結構非線性耐震分析—以 1/3 縮尺 RC 校舍結構模型振動台試驗結果驗證之”, 中國土木水利工程學刊, Vol.15, NO.3, Sep., 2003, pp531~543.
- 2.2 張旭福, 「鋼筋混凝土短柱補強措施之定量研究」, 碩士論文, 國立成功大學建築研究所, 台南, 1993。
- 2.3 Nilson, A. H., *Design of Prestressed Concrete*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.
- 2.4 周大雅, 「既有 RC 學校建築滿足功能要求之耐震補強」, 碩士論文, 國立成功大學建築研究所, 台南, 2001。
- 2.5 Elfren, L., Karlsson, I., & Losberg, A., “Torsion–Bending -Shear Interaction for Concrete Beams,” Proceedings of ASCE, Journal of Structural Division, v 100, Aug., pp1657-1676, 1974.
- 2.6 Sheu, M. S., “A Gird Model for Prediction of Monotonic and Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Slab – Column Connections Transferring Moments,” Ph. D. Dissertation, University of Washington, Seattle, Washington, 1976.
- 2.7 ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002.
- 2.8 賴慶鴻, 「鋼筋混凝土剪力牆強度與剛度之試驗與分析」, 碩士論文, 國立成功大學建築研究所, 臺南, 1999。
- 2.9 陳奕信, 「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」, 博士論文, 國立成功大學建築研究所, 臺南, 2003。
- 2.10 陳奕信、許茂雄、劉宜珮, 「RC 構架內砌磚牆承受面內水平載重之強度與剛度分

- 析」，建築學報，第四十一期(2002)。
- 2.11 ACI, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete (ACI 209R-92), American Concrete Institute, Detroit, Michigan (1992).
- 2.12 台北市政府工務局，工料分析手冊，台北(1989)。
- 2.13 陳奕信，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，博士論文，國立成功大學建築研究所，臺南，2003。
- 2.14 Newmark, N. M., & Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structure Design, and String Motion Records, EERI, 1982.
- 2.15 Chopra, A. K., *Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1995.
- 2.16 Kawashima, K. & Aizawa, K., “Modification of Earthquake Response Spectra with Respect to Damping Ratio”, Proceedings of the third U.S. National Conference on Earthquake Engineering, South Carolina, pp.1107-1116, 1986.
- 3.1 台南市國民中小學及幼稚園學校建築結構安全評估報告 I 總論，委託單位：台南市政府；執行單位：國立成功大學建築系；民國八十二年九月。
- 3.2 Ahmad, S. H. and Shah, S. P., “Behavior of Hoop Confined Concrete Under High Strain Rates”, *ACI Journal*, Vol. 82, No. 4-6, Sep.-Oct., pp.634-647, 1985.
- 3.3 Park, R. and Paulay, P., *Reinforced Concrete Structure*, 東南書局, 1987。

附錄一

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年三月三十一日

地點：台南市國立成功大學建築系黃斌教授研究室

受訪談人：黃斌教授

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱、劉宜珮

民國四十五年以前，磚構造建築物主要為以純磚造為主的一層樓建築，由於土地資產的高度利用，此類建築物大部分目前均已拆除重建。

民國四十五年至五十三年，磚構造建築物開始有加強磚造的構築方式。其中，建築物大多為獨棟構築，連棟的沿街店舖住宅一起構築較為罕見。一般不超過三層樓，以兩層樓建築最為常見；在構造上，一樓為鋼筋混凝土樓板，屋頂為木構造加瓦片的斜屋頂建築樣式，一般沒有騎樓。此階段由於沒有正式的相關建築法令規定，一般採用國民政府在民國三十三年中國大陸頒布的建築法及日據時代的台灣都市計畫法、台灣家屋建築規則進行建築物的設計建造；建築物的面寬規定最小不得小於十二台尺(360公分)，進深不含騎樓有三跨，每跨約12、13、15台尺。

民國五十三年至六十一年，台灣經濟建設開始發展，發現面寬十二台尺的建築物在使用上有其缺點，乃放寬面寬寬度至少須四公尺以上；進深仍維持不含騎樓有三跨，層數為二至三層，以平屋頂居多。每跨寬度有12、13、15台尺等三種。此階段為加強磚造建造最多的年代。由於磚材為主要的結構構材，磚材強度大多可以達到一級磚的標準(即抗壓強度達 150 kg/cm^2)，灰漿以1：3水泥砂漿比例拌合。柱斷面短邊與牆同寬，至少23公分；長邊為35-45公分；配6根5號鋼筋。鋼筋採用日本的規格，強度為 2400 kg/cm^2 ，箍筋間距全柱皆為20公分至30公分。

民國六十一年以後，對都市重劃的土地，重新作基地分割後，面寬至少有15台尺(4.5米)的寬度，加強磚造建築物可以蓋至三樓。若為三樓加強磚造建築物時，一樓柱斷面短邊與牆同寬，至少35公分，長邊可達45公分；沿斷面箍筋四周配8根5號筋或8根6號筋。二、三樓柱斷面短邊與牆同寬，至少23公分，長邊可達45公分，配與一樓相同號數的主筋6支；箍筋間距全柱皆為20公分至30公分。

民國七十年以後，鋼筋主要採用美國規格，強度為 2800 kg/cm^2 ；因此民國六十年代的鋼筋規格同時存在日規與美規兩種。

對混凝土而言，民國五十三年以前，主要為現場施工人員手拌，民國六十年以後開始有了機器拌合；介於兩者之間的年代，則部分為手拌、部分為機拌。因此混凝土以配比來控制其品質，為 1：2：4 或 1：3：6 或 1：4：8(建築結構用主要為 1：2：4 配比)。民國七十年以後，才有預拌混凝土廠的設立，開始採用混凝土抗壓強度的觀念。

五十三年以前為獨立基腳無地梁，民國五十三年以後基礎型式為獨立基腳有地梁。

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年 四月二日

地點：台南市國立成功大學建築系陳太農教授研究室

受訪談人：陳太農教授

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱、劉宜珮

民國五十年以前加強磚造建築多為一層樓獨棟的建築；若為連棟建築，則棟數至多五至六戶(如 53 年台北汐止)。柱斷面為與牆壁同寬(8 寸)的正方形斷面；主筋為 4 根 5 號鋼筋；屋頂為木造斜屋頂。

民國五十至六十年間，加強磚造建築物以二層樓斜屋頂為主。其構築型態多為木造斜屋頂、二樓樓地板多為鋼筋混凝土樓板，但少數也有木造樓板的建造。此時，紅磚的品質大多能控制在一級磚的強度，即 150 kg/cm^2 的抗壓強度；灰漿配比雖然規定為 1:3，但施工者為了工作度較佳，會將配比放大至 1:4；混凝土的配比為 1:2:4，但施工者也為了有較佳的工作度，會容許有 1:3:6 的配比出現。柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊為 1.2 台尺；柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。此年代若為三層樓加強磚造建築物，則一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊為 1.5 台尺、柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；三樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊則縮短為 1.2 台尺，柱主筋為 4 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。此年代為加強磚造建築物蓬勃發展的階段。

民國六十年至七十年間，大量三層樓平屋頂之連棟加強磚造街屋建築物出現，一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(35 公分)、長邊為 1.5 台尺；柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。在此年代，由於建蔽率、容積率、空地稅即將因法規趨於嚴格而有搶建情形，因此，大部分的販厝品質良莠不齊，極大部分建造用紅磚被稱為『豆腐磚』，強度僅達二級磚的水準或更差。而灰漿、混凝土的配比也為了工作度較佳，完全沒有品質管制。舉例而言，一個柱獨立基腳，合理的配比下，至少須兩包水泥($50\text{ kg} \times 2 = 100\text{ kg}$)量，但有些建築物甚至一包水泥量即可灌注一個或兩個柱基腳。

民國七十年以後，加強磚造建築物漸漸減少，一方面是由於鋼筋混凝土工程技術漸趨成熟，土地價值大幅度提高，大部分街屋建築希望可達四層樓以上的層數；另一方面，三層樓加強磚造建築物技術規則要求一樓磚牆厚度至少須達 35 公分，太浪費空間上的使用，且依規定，三層樓以上建築物須作地下室，因此鋼筋混凝土建築物開始成為主流。

一般而言，若為一層樓加強磚造建築物，則有獨立基腳而無地梁；若為二、三

層樓加強磚造建築物，則同時存在獨立基腳與地梁，並在土質較差的基地上加打十二台尺深的木樁。加強磚造建築物的面寬一般有 12、13、15 台尺等三種尺寸；進深則有三跨或四跨(不含騎樓)，跨度為 12、13、15 台尺。一樓一般有 12 台尺高，二、三樓層則降為 10 或 11 台尺。

評估加強磚造街屋建築時，建設公司或營造廠建造出售的販厝與業者自用建造的住宅，在品質上有相當大的差異。在台灣，每次都市計畫變更前就有搶建潮(民國五十三年與六十年代)出現，而搶建潮期，材料的品質變成難以控制。因此，須區分不同建造者因品質差異所造成即使為同年代同類型的加強磚造建築物也會出現耐震能力差異大的情況。此外，由業主自建獨棟的街屋建築也會面臨隔戶業主未來建造建物時由於利用以前先行建造之共同壁當成壁體，而與結構體不同時施工的接合問題。

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年 四月二十一日

地點：高雄市路一段 420 號許仲川建築師事務所

受訪談人：許仲川建築師及其工作團隊

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱

加強磚造建築物構築方式的改變，與台灣經濟發展的演進、人口變遷的趨勢、家庭小型化及土地使用的變化等有相當密切的關係。日據時代，主要為農業社會，都市的發展尚未成形，因此，沿街店舖住宅的形成較少；台灣光復以後，逐步邁向工業社會，人口由鄉村往都市集中，因應都市人口的密集化需求，開始出現沿街店舖住宅。初期的構築方式，仍由業主自行集資興建，爾後，才有包商、建商乃至建設公司、營造廠的大量構築。因此，沿街店舖也由獨棟興建逐漸演變成兩戶、四戶、六戶乃至一整個街廓二十來戶的共同壁構築。此乃所謂「販厝」時代的來臨。此時，由於要求節省成本、縮短工時的成本利潤條件下，砌磚法的速度化，工匠精神不見了，也造成大批良侷不齊的加強磚造沿街店舖建築的蓬勃建設。

加強磚造建築物的演進一開始是以鋼筋混凝土柱補強磚牆的邊界，並將兩方向的磚牆作適當的連結。民國五十年代左右，一層樓的加強磚造建築物，多為斜屋頂的構築型態，由於樓層高度較高，部分建築物會在其中加入木造夾層樓板，增加使用的空間；此時沿街連棟的店舖住宅較為少見。

民國六十年至七十年間，二層樓平屋頂沿街店舖使用的建築物大量出現，而三層樓以上之加強磚造建築物須檢附結構計算書且須有地下室充作防空避難室使用，故出現所謂「二層半」之建築型態，即二層樓的平屋頂加強磚造建築物在一樓與二樓間添加一夾層，以夾層的方式將二層樓建築充作三層樓建築使用。或是以鋼筋混凝土填充磚強的方式申請建造，但實際施工時仍為「先砌後灌」的加強磚造建築的精神構築，如此，則可以將一樓的磚牆降低為 1B 的厚度。目前在台灣，三層樓的加強磚造建築物按當時的法規設計成一樓的磚牆厚度為 1.5B 厚的厚度實屬少見。此階段「販厝」大量出現，多為 10 來間左右的連棟、共同壁街屋型態；為節省人工成本及工期，施工品質低落，磚材品質下降，有「豆腐磚」之稱。

一般沿街店舖平面樓梯的形式乃視屋主的需求決定，與年代的改變較無關係。若為店面則因有騎樓的關係，一樓樓梯多配置在進深最後一跨或配置成直式，以便供店舖使用的面積可以加大；若為住宅建築，則無騎樓，前面配置為客廳，後面直接配置橫式樓梯，樓梯後方一跨還可以有廚房或飯廳的空間。而沿街店舖建築物的面寬，也視土地取得的面積大小作 12 台尺至 18 台尺的彈性調整。進深方向的跨度數同樣與土地面積取得有關，一般多為 10-15 公尺左右，可以調整成 12 至 18

台尺的三跨間進深深度。

附錄一

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年三月三十一日

地點：台南市國立成功大學建築系黃斌教授研究室

受訪談人：黃斌教授

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱、劉宜珮

民國四十五年以前，磚構造建築物主要為以純磚造為主的一層樓建築，由於土地資產的高度利用，此類建築物大部分目前均已拆除重建。

民國四十五年至五十三年，磚構造建築物開始有加強磚造的構築方式。其中，建築物大多為獨棟構築，連棟的沿街店舖住宅一起構築較為罕見。一般不超過三層樓，以兩層樓建築最為常見；在構造上，一樓為鋼筋混凝土樓板，屋頂為木構造加瓦片的斜屋頂建築樣式，一般沒有騎樓。此階段由於沒有正式的相關建築法令規定，一般採用國民政府在民國三十三年中國大陸頒布的建築法及日據時代的台灣都市計畫法、台灣家屋建築規則進行建築物的設計建造；建築物的面寬規定最小不得小於十二台尺(360公分)，進深不含騎樓有三跨，每跨約 12、13、15 台尺。

民國五十三年至六十一年，台灣經濟建設開始發展，發現面寬十二台尺的建築物在使用上有其缺點，乃放寬面寬寬度至少須四公尺以上；進深仍維持不含騎樓有三跨，層數為二至三層，以平屋頂居多。每跨寬度有 12、13、15 台尺等三種。此階段為加強磚造建造最多的年代。由於磚材為主要的結構構材，磚材強度大多可以達到一級磚的標準(即抗壓強度達 150 kg/cm^2)，灰漿以 1：3 水泥砂漿比例拌合。柱斷面短邊與牆同寬，至少 23 公分；長邊為 35-45 公分；配 6 根 5 號鋼筋。鋼筋採用日本的規格，強度為 2400 kg/cm^2 ，箍筋間距全柱皆為 20 公分至 30 公分。

民國六十一年以後，對都市重劃的土地，重新作基地分割後，面寬至少有 15 台尺(4.5 米)的寬度，加強磚造建築物可以蓋至三樓。若為三樓加強磚造建築物時，一樓柱斷面短邊與牆同寬，至少 35 公分，長邊可達 45 公分；沿斷面箍筋四周配 8 根 5 號筋或 8 根 6 號筋。二、三樓柱斷面短邊與牆同寬，至少 23 公分，長邊可達 45 公分，配與一樓相同號數的主筋 6 支；箍筋間距全柱皆為 20 公分至 30 公分。

民國七十年以後，鋼筋主要採用美國規格，強度為 2800 kg/cm^2 ；因此民國六十年代的鋼筋規格同時存在日規與美規兩種。

對混凝土而言，民國五十三年以前，主要為現場施工人員手拌，民國六十年以後開始有了機器拌合；介於兩者之間的年代，則部分為手拌、部分為機拌。因此混凝土以配比來控制其品質，為 1：2：4 或 1：3：6 或 1：4：8(建築結構用主要為 1：2：4 配比)。民國七十年以後，才有預拌混凝土廠的設立，開始採用混凝土抗壓強度的觀念。

五十三年以前為獨立基腳無地梁，民國五十三年以後基礎型式為獨立基腳有地梁。

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年 四月二日

地點：台南市國立成功大學建築系陳太農教授研究室

受訪談人：陳太農教授

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱、劉宜珮

民國五十年以前加強磚造建築多為一層樓獨棟的建築；若為連棟建築，則棟數至多五至六戶(如 53 年台北汐止)。柱斷面為與牆壁同寬(8 寸)的正方形斷面；主筋為 4 根 5 號鋼筋；屋頂為木造斜屋頂。

民國五十至六十年間，加強磚造建築物以二層樓斜屋頂為主。其構築型態多為木造斜屋頂、二樓樓地板多為鋼筋混凝土樓板，但少數也有木造樓板的建造。此時，紅磚的品質大多能控制在一級磚的強度，即 150 kg/cm^2 的抗壓強度；灰漿配比雖然規定為 1:3，但施工者為了工作度較佳，會將配比放大至 1:4；混凝土的配比為 1:2:4，但施工者也為了有較佳的工作度，會容許有 1:3:6 的配比出現。柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊為 1.2 台尺；柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。此年代若為三層樓加強磚造建築物，則一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊為 1.5 台尺、柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；三樓柱斷面短邊與牆壁同寬(8 寸)、長邊則縮短為 1.2 台尺，柱主筋為 4 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。此年代為加強磚造建築物蓬勃發展的階段。

民國六十年至七十年間，大量三層樓平屋頂之連棟加強磚造街屋建築物出現，一、二樓柱斷面短邊與牆壁同寬(35 公分)、長邊為 1.5 台尺；柱主筋為 6 根 5 號鋼筋；箍筋間距全柱皆為 8 寸或 1 台尺。在此年代，由於建蔽率、容積率、空地稅即將因法規趨於嚴格而有搶建情形，因此，大部分的販厝品質良莠不齊，極大部分建造用紅磚被稱為『豆腐磚』，強度僅達二級磚的水準或更差。而灰漿、混凝土的配比也為了工作度較佳，完全沒有品質管制。舉例而言，一個柱獨立基腳，合理的配比下，至少須兩包水泥($50\text{ kg} \times 2 = 100\text{ kg}$)量，但有些建築物甚至一包水泥量即可灌注一個或兩個柱基腳。

民國七十年以後，加強磚造建築物漸漸減少，一方面是由於鋼筋混凝土工程技術漸趨成熟，土地價值大幅度提高，大部分街屋建築希望可達四層樓以上的層數；另一方面，三層樓加強磚造建築物技術規則要求一樓磚牆厚度至少須達 35 公分，太浪費空間上的使用，且依規定，三層樓以上建築物須作地下室，因此鋼筋混凝土建築物開始成為主流。

一般而言，若為一層樓加強磚造建築物，則有獨立基腳而無地梁；若為二、三

層樓加強磚造建築物，則同時存在獨立基腳與地梁，並在土質較差的基地上加打十二台尺深的木樁。加強磚造建築物的面寬一般有 12、13、15 台尺等三種尺寸；進深則有三跨或四跨(不含騎樓)，跨度為 12、13、15 台尺。一樓一般有 12 台尺高，二、三樓層則降為 10 或 11 台尺。

評估加強磚造街屋建築時，建設公司或營造廠建造出售的販厝與業者自用建造的住宅，在品質上有相當大的差異。在台灣，每次都市計畫變更前就有搶建潮(民國五十三年與六十年代)出現，而搶建潮期，材料的品質變成難以控制。因此，須區分不同建造者因品質差異所造成即使為同年代同類型的加強磚造建築物也會出現耐震能力差異大的情況。此外，由業主自建獨棟的街屋建築也會面臨隔戶業主未來建造建物時由於利用以前先行建造之共同壁當成壁體，而與結構體不同時施工的接合問題。

訪談紀錄表

時間：中華民國九十二年 四月二十一日

地點：高雄市路一段 420 號許仲川建築師事務所

受訪談人：許仲川建築師及其工作團隊

訪談人：許茂雄教授

紀錄人：劉白梅、杜怡萱

加強磚造建築物構築方式的改變，與台灣經濟發展的演進、人口變遷的趨勢、家庭小型化及土地使用的變化等有相當密切的關係。日據時代，主要為農業社會，都市的發展尚未成形，因此，沿街店舖住宅的形成較少；台灣光復以後，逐步邁向工業社會，人口由鄉村往都市集中，因應都市人口的密集化需求，開始出現沿街店舖住宅。初期的構築方式，仍由業主自行集資興建，爾後，才有包商、建商乃至建設公司、營造廠的大量構築。因此，沿街店舖也由獨棟興建逐漸演變成兩戶、四戶、六戶乃至一整個街廓二十來戶的共同壁構築。此乃所謂「販厝」時代的來臨。此時，由於要求節省成本、縮短工時的成本利潤條件下，砌磚法的速度化，工匠精神不見了，也造成大批良侷不齊的加強磚造沿街店舖建築的蓬勃建設。

加強磚造建築物的演進一開始是以鋼筋混凝土柱補強磚牆的邊界，並將兩方向的磚牆作適當的連結。民國五十年代左右，一層樓的加強磚造建築物，多為斜屋頂的構築型態，由於樓層高度較高，部分建築物會在其中加入木造夾層樓板，增加使用的空間；此時沿街連棟的店舖住宅較為少見。

民國六十年至七十年間，二層樓平屋頂沿街店舖使用的建築物大量出現，而三層樓以上之加強磚造建築物須檢附結構計算書且須有地下室充作防空避難室使用，故出現所謂「二層半」之建築型態，即二層樓的平屋頂加強磚造建築物在一樓與二樓間添加一夾層，以夾層的方式將二層樓建築充作三層樓建築使用。或是以鋼筋混凝土填充磚強的方式申請建造，但實際施工時仍為「先砌後灌」的加強磚造建築的精神構築，如此，則可以將一樓的磚牆降低為 1B 的厚度。目前在台灣，三層樓的加強磚造建築物按當時的法規設計成一樓的磚牆厚度為 1.5B 厚的厚度實屬少見。此階段「販厝」大量出現，多為 10 來間左右的連棟、共同壁街屋型態；為節省人工成本及工期，施工品質低落，磚材品質下降，有「豆腐磚」之稱。

一般沿街店舖平面樓梯的形式乃視屋主的需求決定，與年代的改變較無關係。若為店面則因有騎樓的關係，一樓樓梯多配置在進深最後一跨或配置成直式，以便供店舖使用的面積可以加大；若為住宅建築，則無騎樓，前面配置為客廳，後面直接配置橫式樓梯，樓梯後方一跨還可以有廚房或飯廳的空間。而沿街店舖建築物的面寬，也視土地取得的面積大小作 12 台尺至 18 台尺的彈性調整。進深方向的跨度數同樣與土地面積取得有關，一般多為 10-15 公尺左右，可以調整成 12 至 18

台尺的三跨間進深深度。

附錄二

訪談後整理之之台南市既有加強磚造沿街店舖住宅建築圖

(案例一) 店舖住宅新建工程

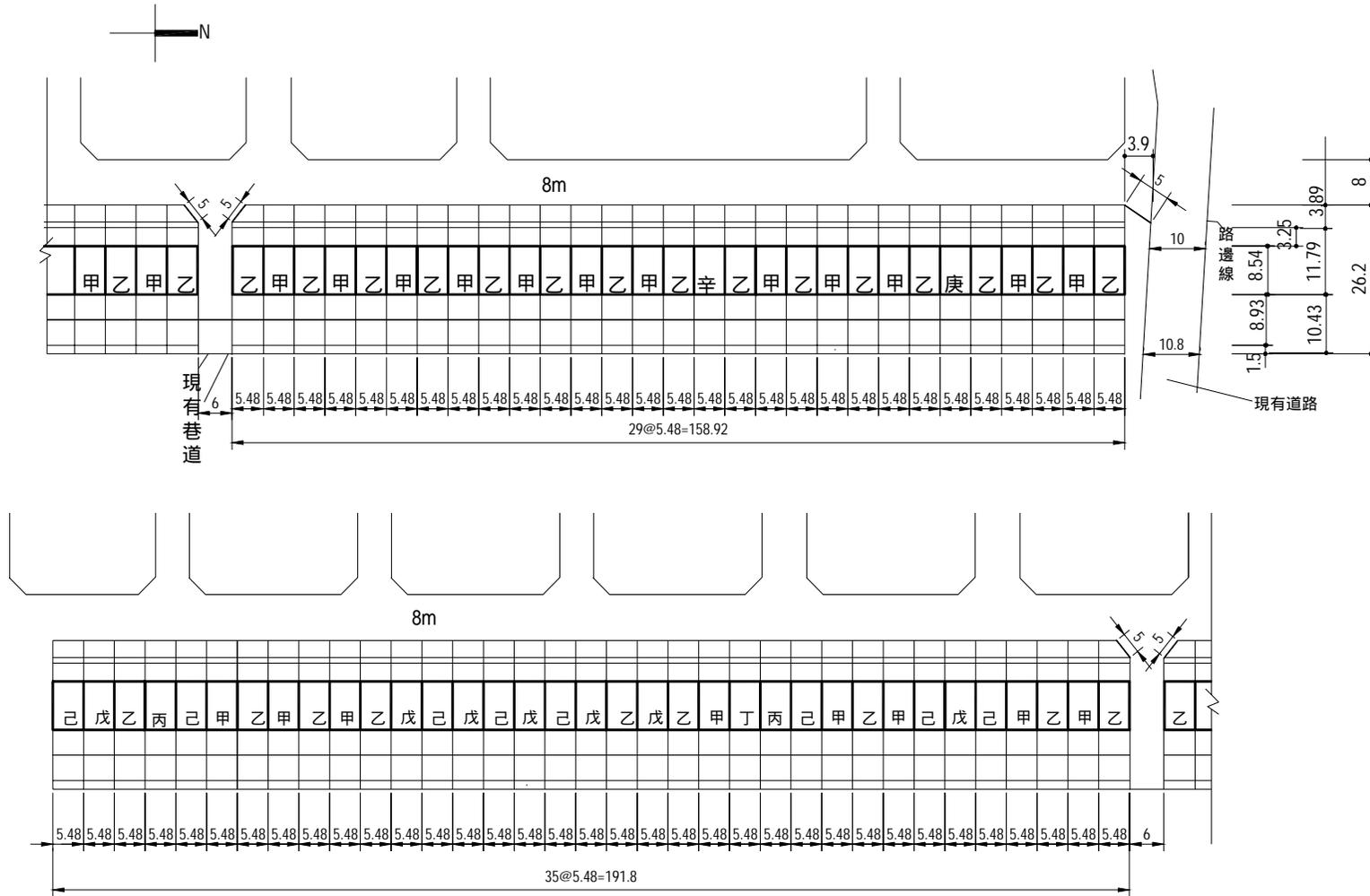


圖 1 案例一現況配置圖

(案例一) 店舖住宅新建工程

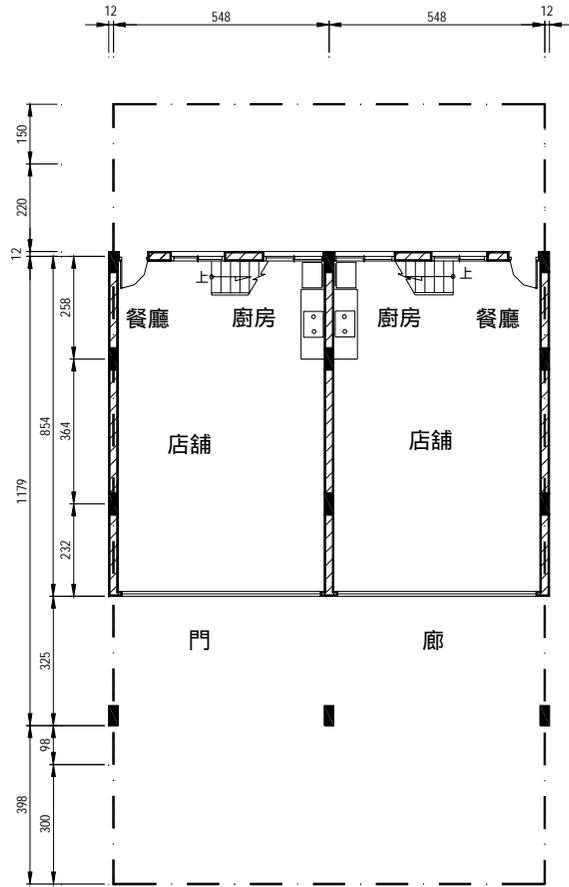


圖 2 案例一 甲乙型一樓平面

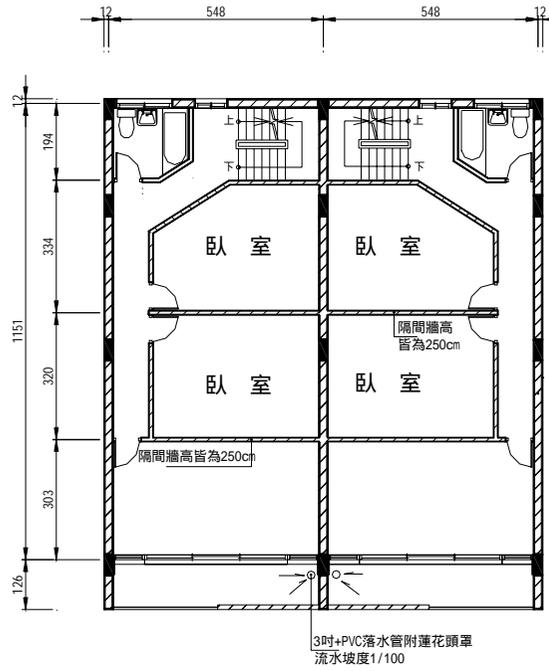


圖 3 案例一 甲乙型二樓平面圖

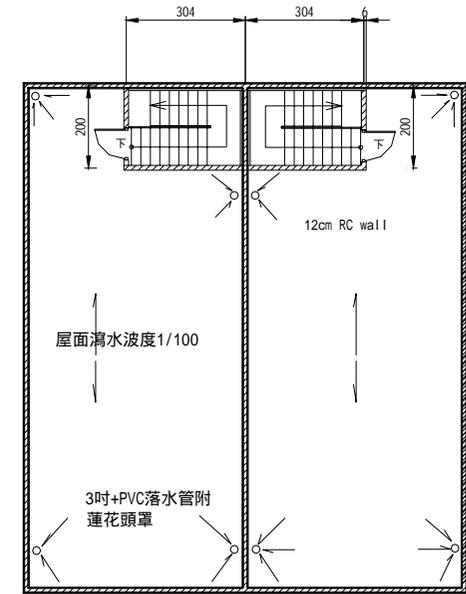


圖 4 案例一 甲乙型屋頂平面圖

(案例一) 店舖住宅新建工程

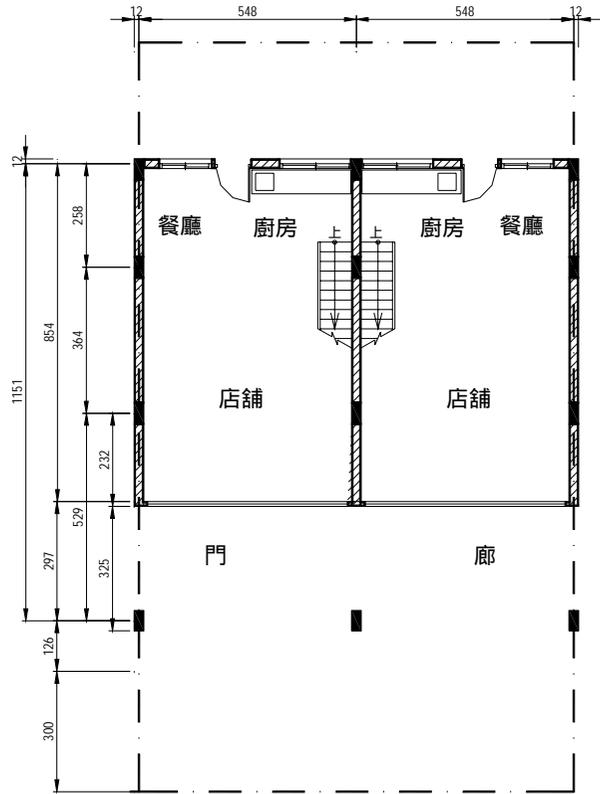


圖 5 案例一 戊己型一樓平面圖

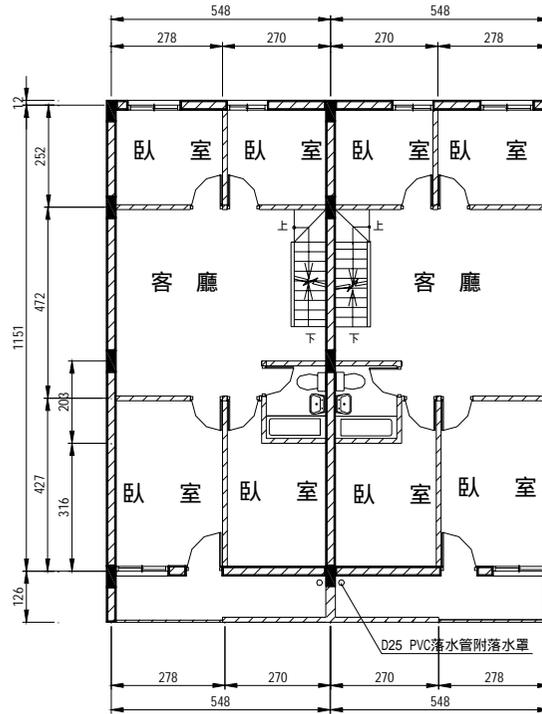


圖 6 案例一 戊己型二樓平面圖

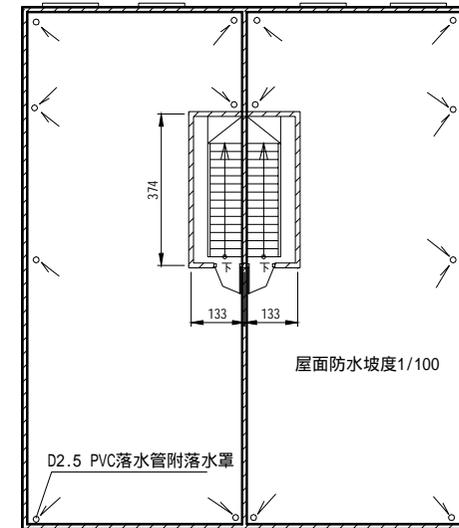


圖 7 案例一 戊己型屋頂平面

(案例一) 店舖住宅新建工程

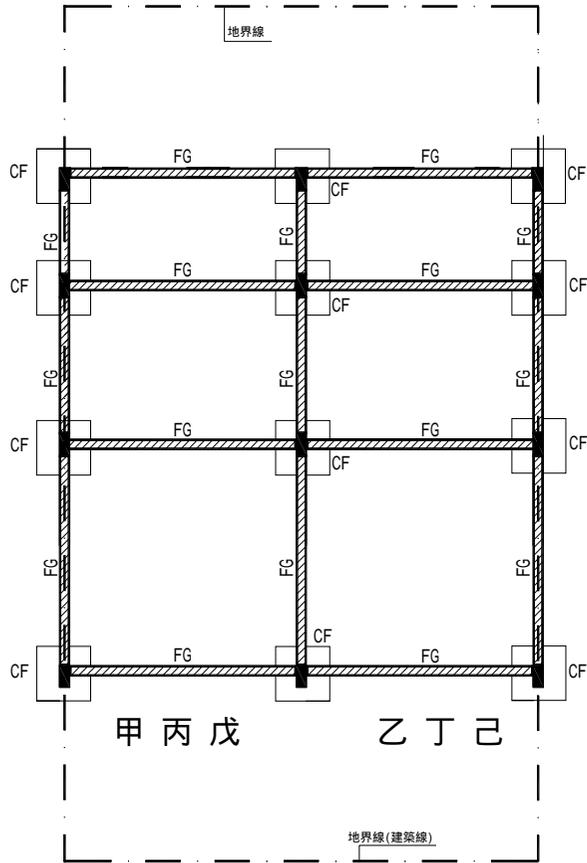


圖 8 案例一 基礎結構平面圖

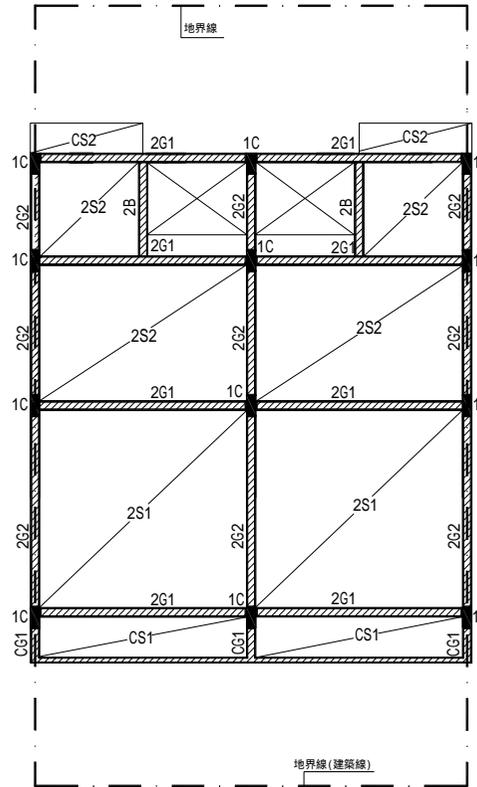


圖 9 案例一 甲乙型二樓結構平面圖

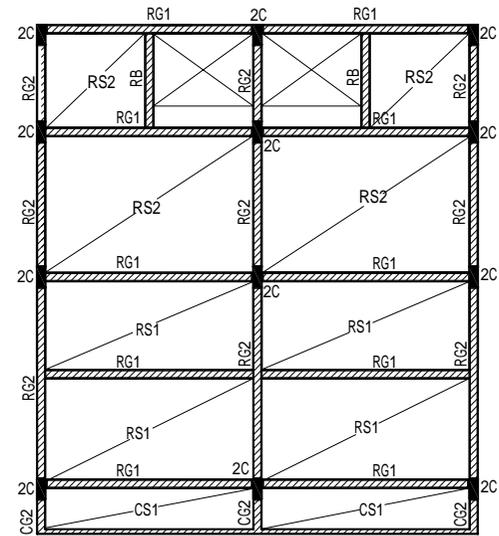


圖 10 案例一 甲乙型屋頂結構平面圖

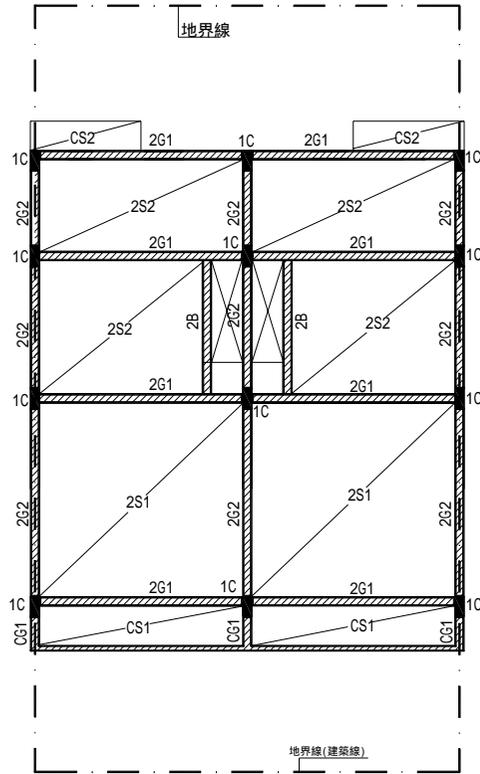


圖 11 案例一 戊己型二樓結構平面圖

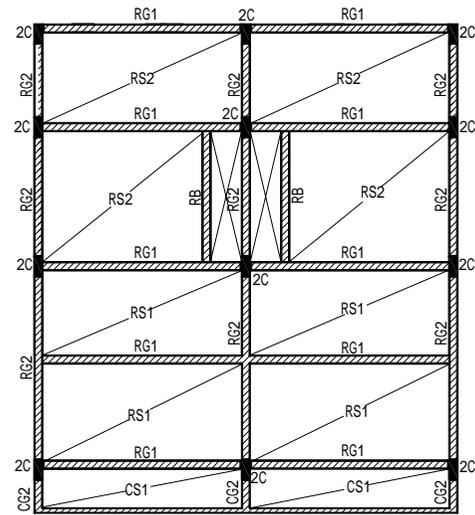


圖 12 案例一 戊己型屋頂結構平面圖



圖 13 案例一 甲乙型東向立面圖

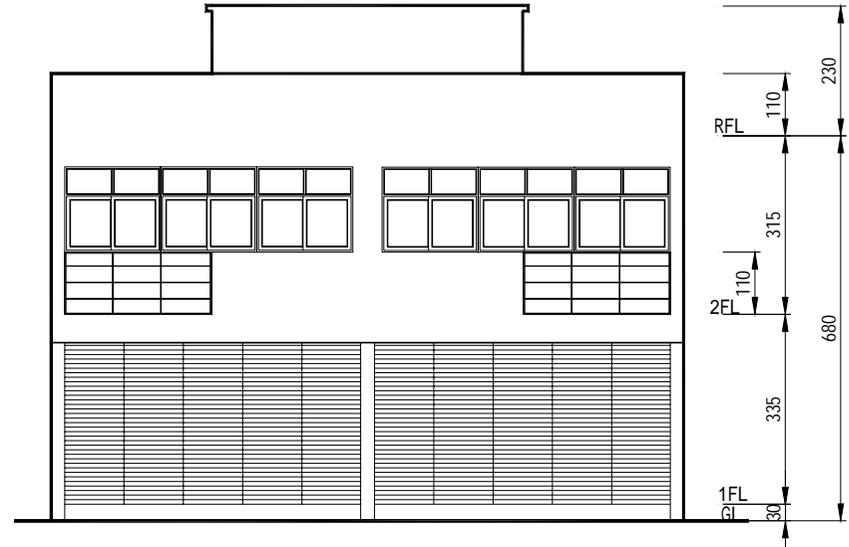


圖 14 案例一 甲乙型西向立面圖

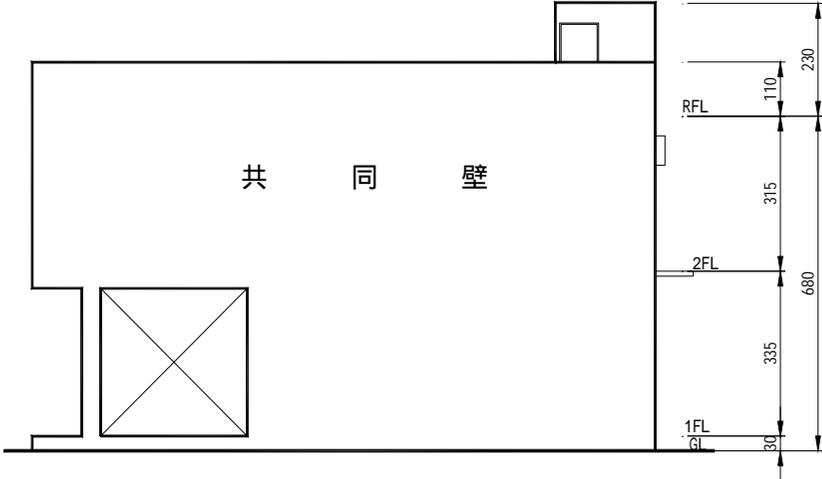


圖 15 案例一 甲乙型南向立面圖

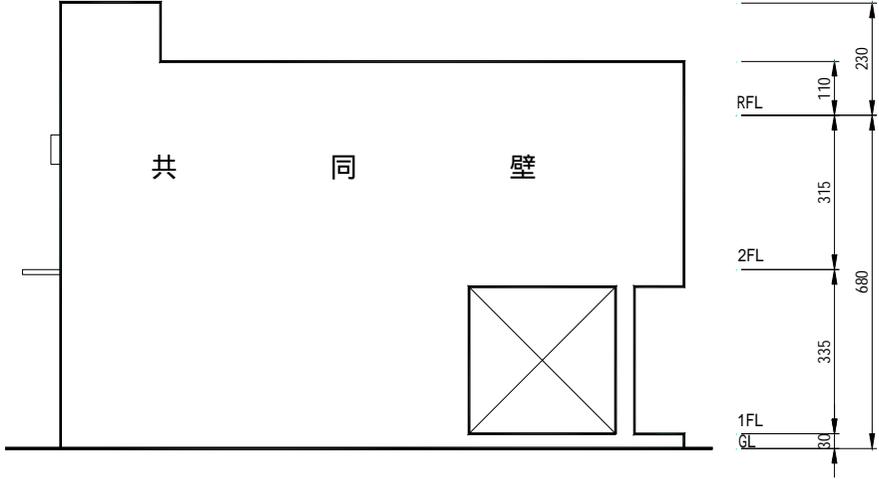


圖 16 案例一 甲乙型北向立面圖



圖 17 案例一 戊己型東向立面圖



圖 18 案例一 戊己型西向立面圖

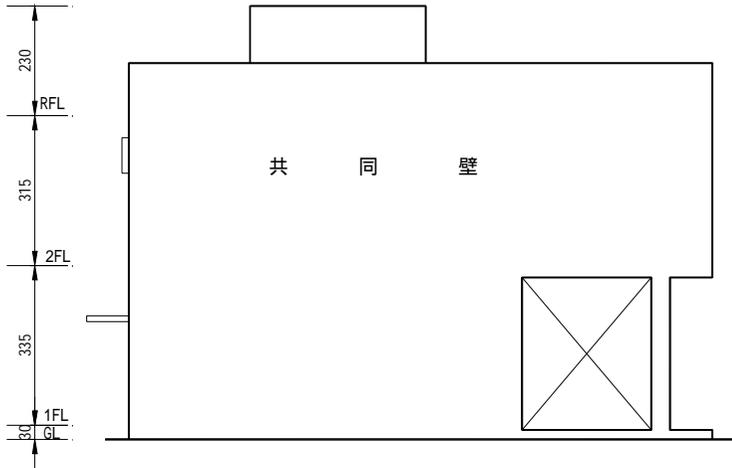


圖 19 案例一 戊己型北向立面圖

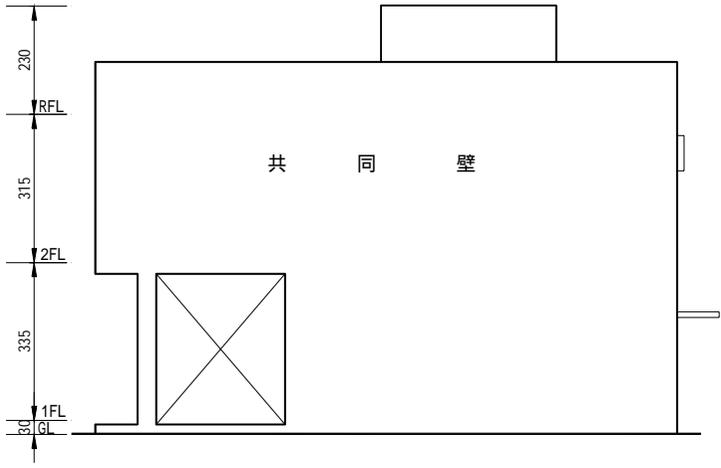


圖 20 案例一 戊己型南向立面圖

1C, 2C	2G1	2G1	2G2	2G2	FG	RG1
24*40	24*50	24*50	24*50	24*50	24*40	24*45
○ 4-D16 × 2-D13 □ D10@20~30	End ○ 5-D19 □ D10@20~25	Mid ○ 5-D19 □ D10@20~25	End ○ 5-D16 □ D10@20~25	Mid ○ 5-D16 □ D10@20~25	○ 6-D13 □ D10@30	End ○ 5-D19 □ D10@30
RG1	RG2	RG2	2B, RB	2B, RB	CG1	CG2
24*45	24*45	24*45	24*40	24*40	24*50	24*45
Mid ○ 5-D19 □ D10@30	End ○ 5-D16 □ D10@30	Mid ○ 5-D16 □ D10@30	End ○ 5-D16 □ D10@30	Mid ○ 5-D16 □ D10@30	Mid ○ 5-D16 □ D10@20~30	End ○ 5-D16 □ D10@20~30

圖 21 案例一 配筋圖表

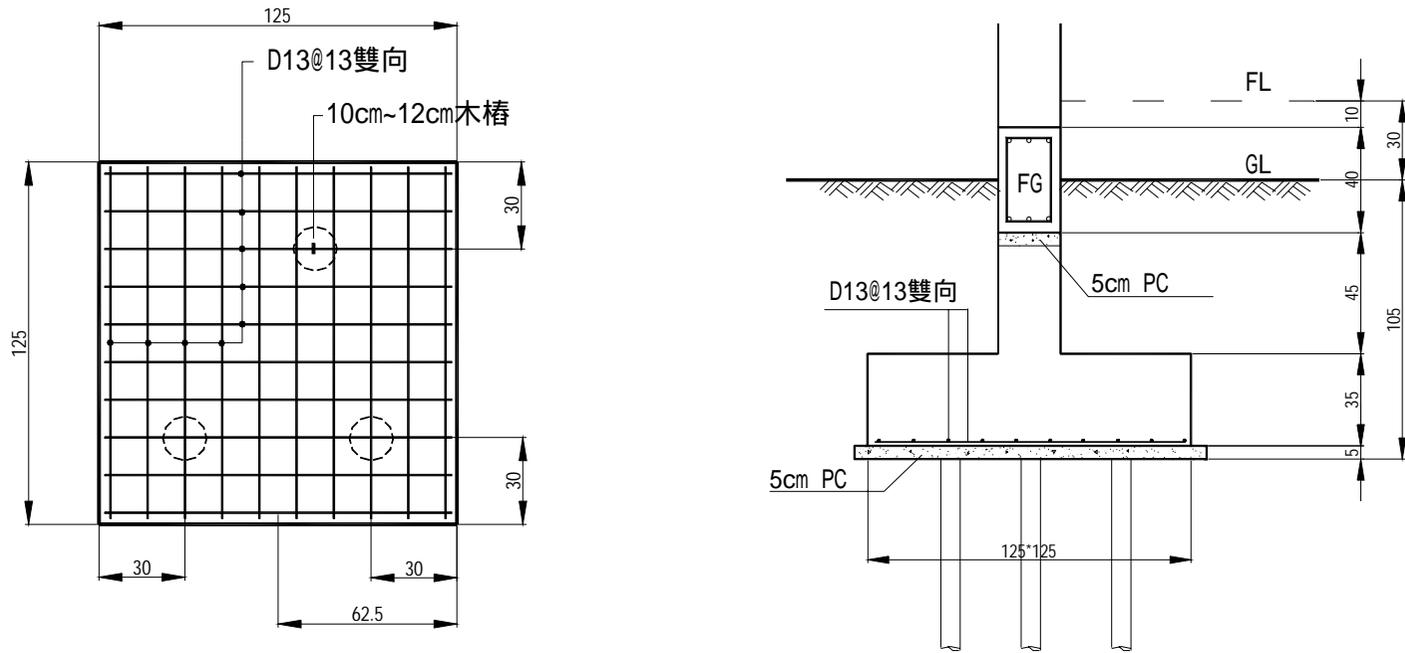


圖 22 案例一 基礎配筋

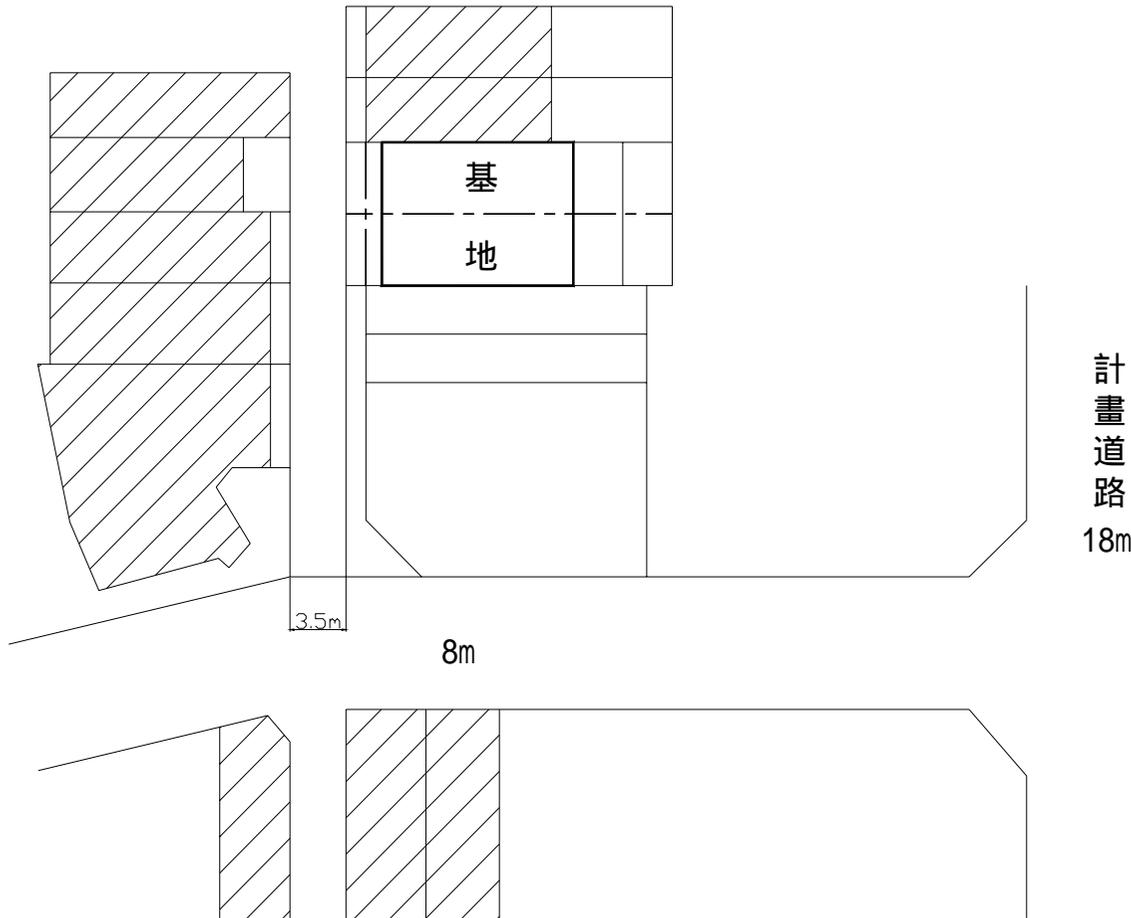


圖 1 案例二 配置圖

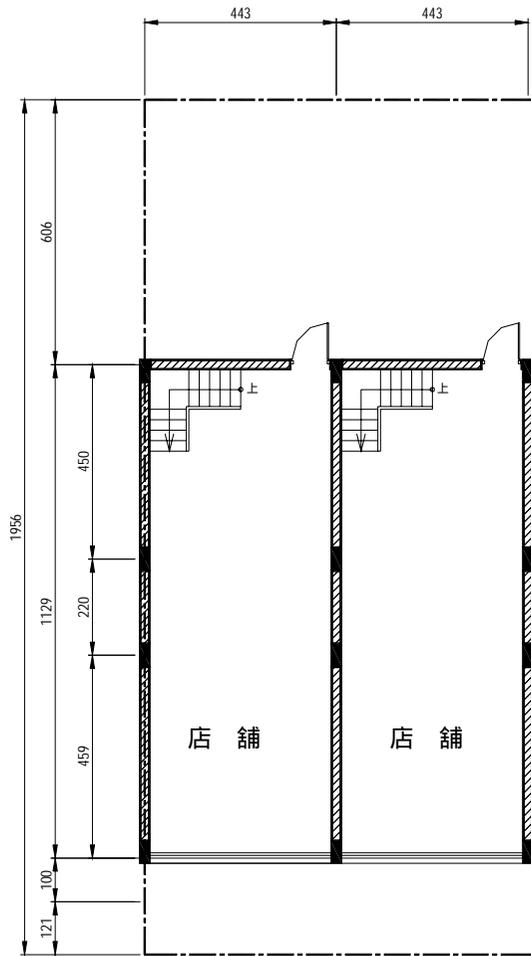


圖 2 案例二 一樓平面圖

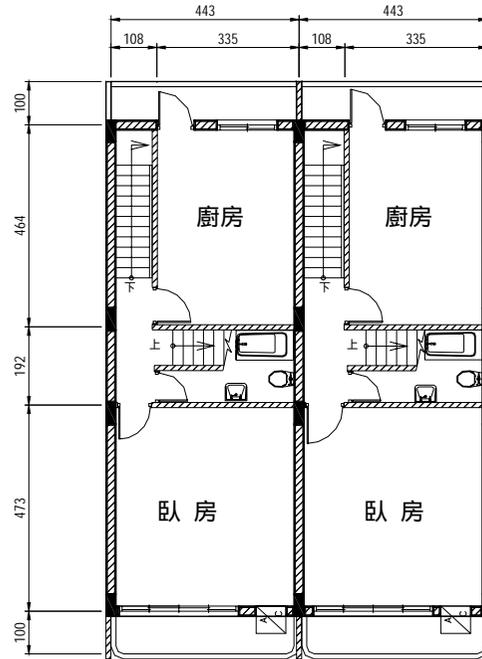


圖 3 案例二 二樓平面圖

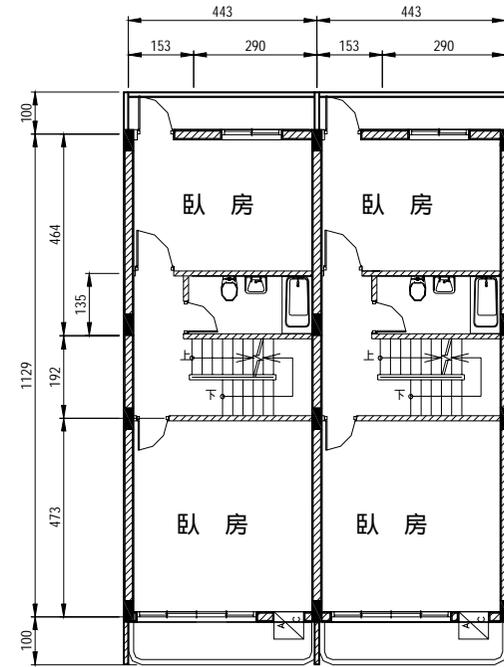


圖 4 案例二 三樓平面圖

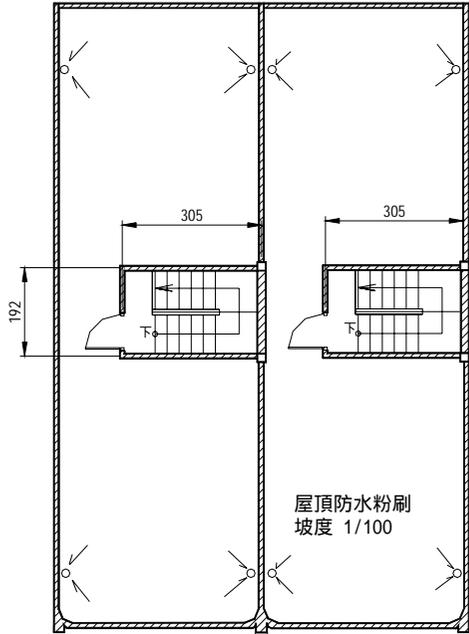


圖 5 案例二 屋頂平面圖

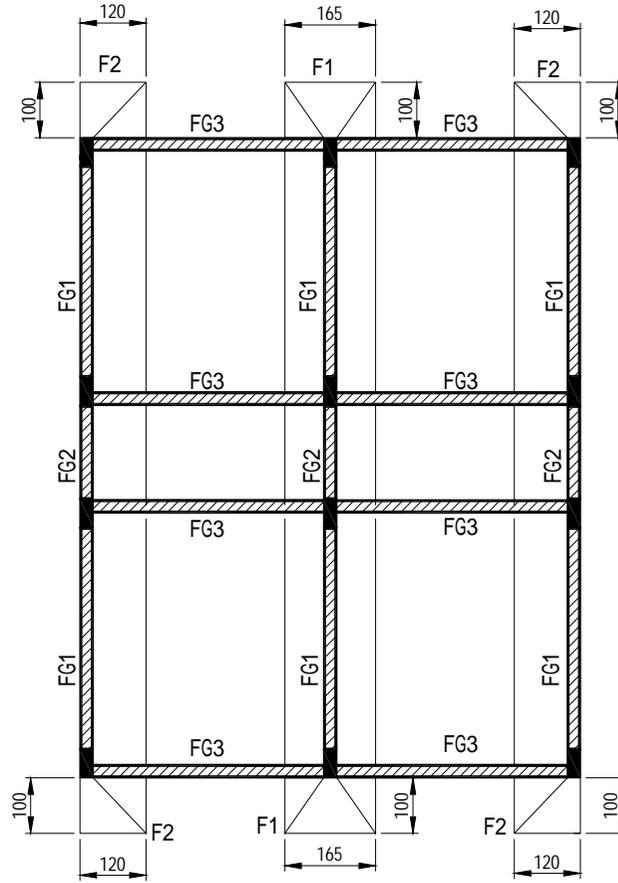


圖 6 案例二 一樓結構平面圖

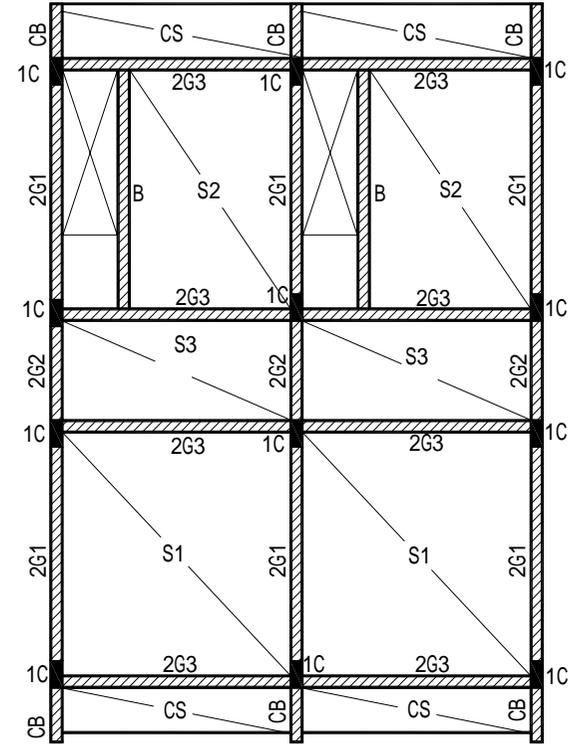


圖 7 案例二 二樓結構平面圖

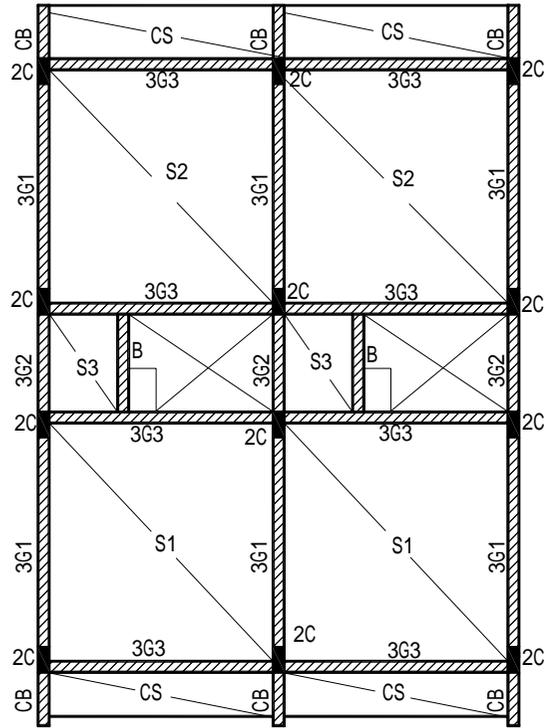


圖 8 案例二 三樓結構平面圖

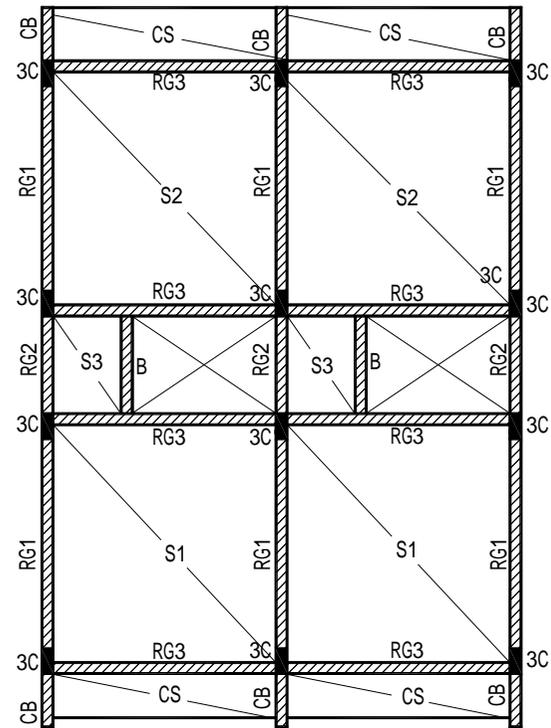


圖 9 案例二 屋頂結構平面圖

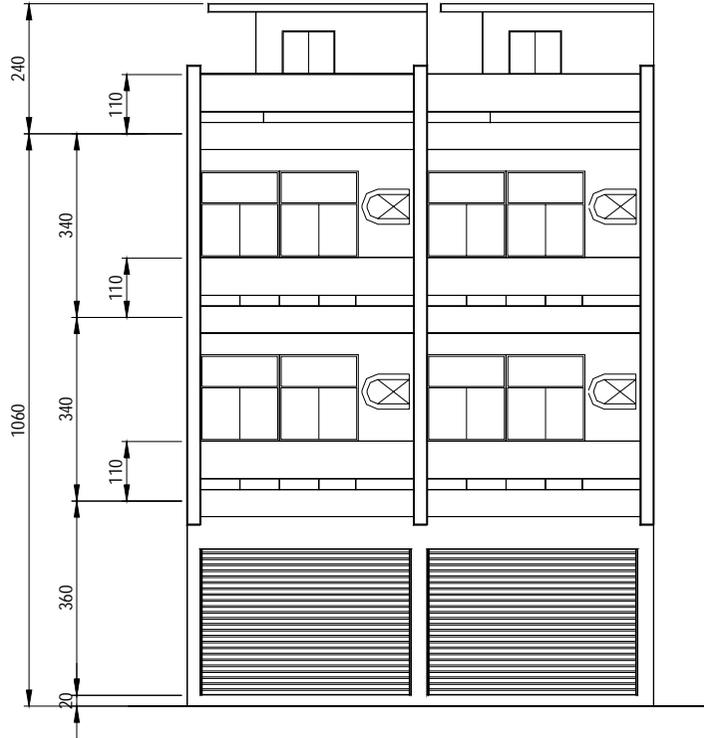


圖 10 案例二 正向立面圖

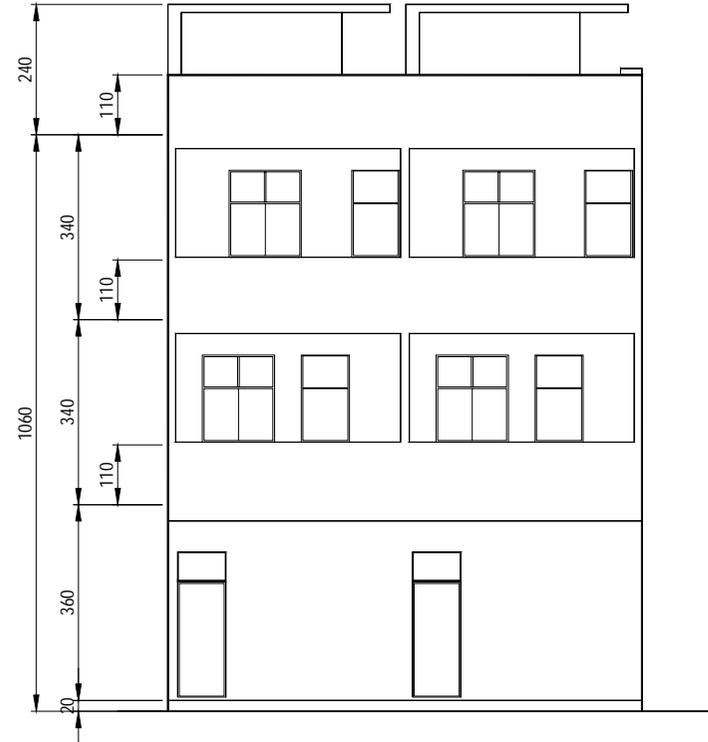


圖 11 案例二 背向立面圖

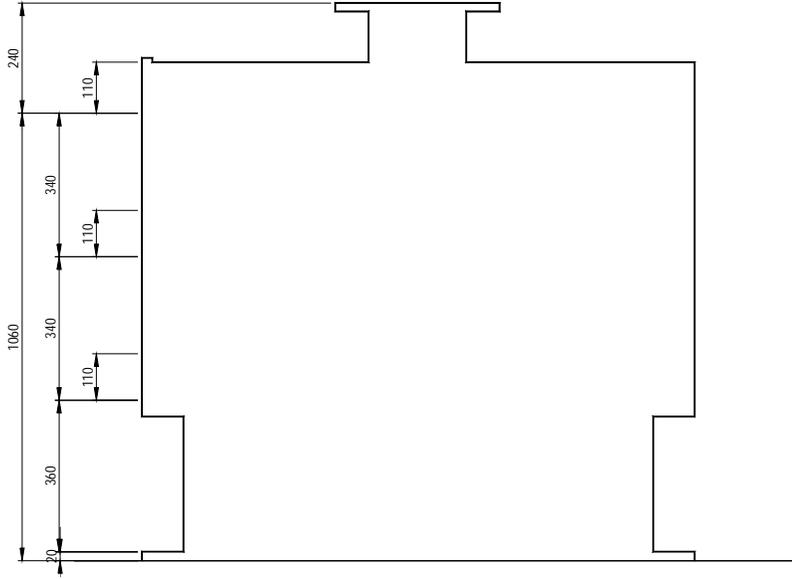


圖 12 案例二 右側立面圖

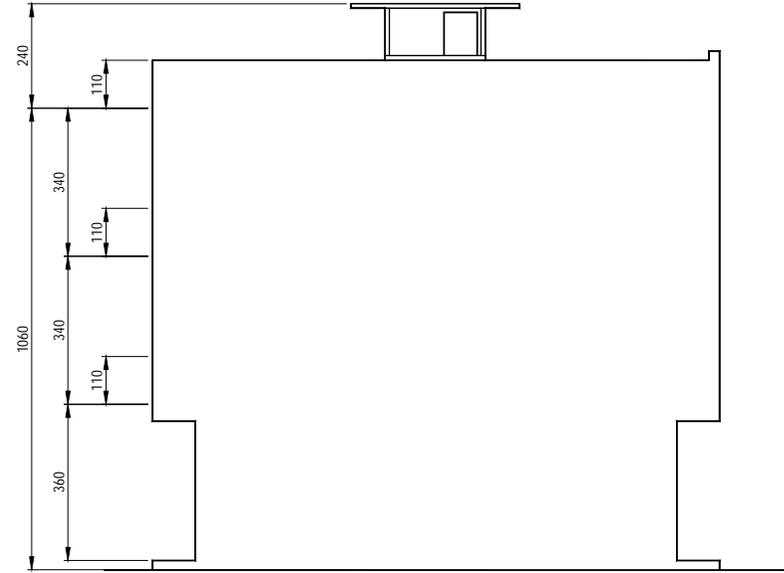


圖 13 案例二 左側立面圖

1C	2C	3C	2G1	2G1	2G2	2G2	2G3	2G3	CB	B
24*40	24*40	24*40	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*30	24*30
○ 4-D19			End	Mid	End	Mid	End	Mid		
× 4-D16	○ 8-D16	○ 6-D16	○ 1-D16	× 4-D19	○ 1-D16	× 4-D19	○ 2-D16	× 4-D19	○ 4-D16	○ 4-D16
□ D9@20	□ D9@20	□ D9@20	□ D9@15-25	□ D9@20	□ D9@20					
FG1	FG1	FG2	FG2	FG3	FG3	3G1	3G1	3G2	3G2	3G3
24*75	24*75	24*75	24*75	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50
End	Mid	End	Mid	End	Mid	End	Mid	End	Mid	End
上 × 2-D19	上 × 2-D19	上 × 2-D19	上 × 3-D19	○ 4-D16	上 × 3-D19					
下 × 8-D19	下 × 8-D19	下 × 4-D19	下 × 2-D19	× 2-D19		× 1-D19	× 1-D19	× 1-D19		下 × 2-D19
□ D13@12-20	□ D13@12-20	□ D9@12-20	□ D9@12-20	□ D9@15-25						
3G3	RG1	RG1	RG2	RG2	RG3	RG3				
24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50	24*50				
Mid	End	Mid	End	Mid	End	Mid				
上 × 2-D19	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 4-D16	○ 4-D16	○ 4-D16				
下 × 3-D19				× 1-D19	× 1-D19	× 1-D19				
□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25				

圖 14 案例二 配筋圖表

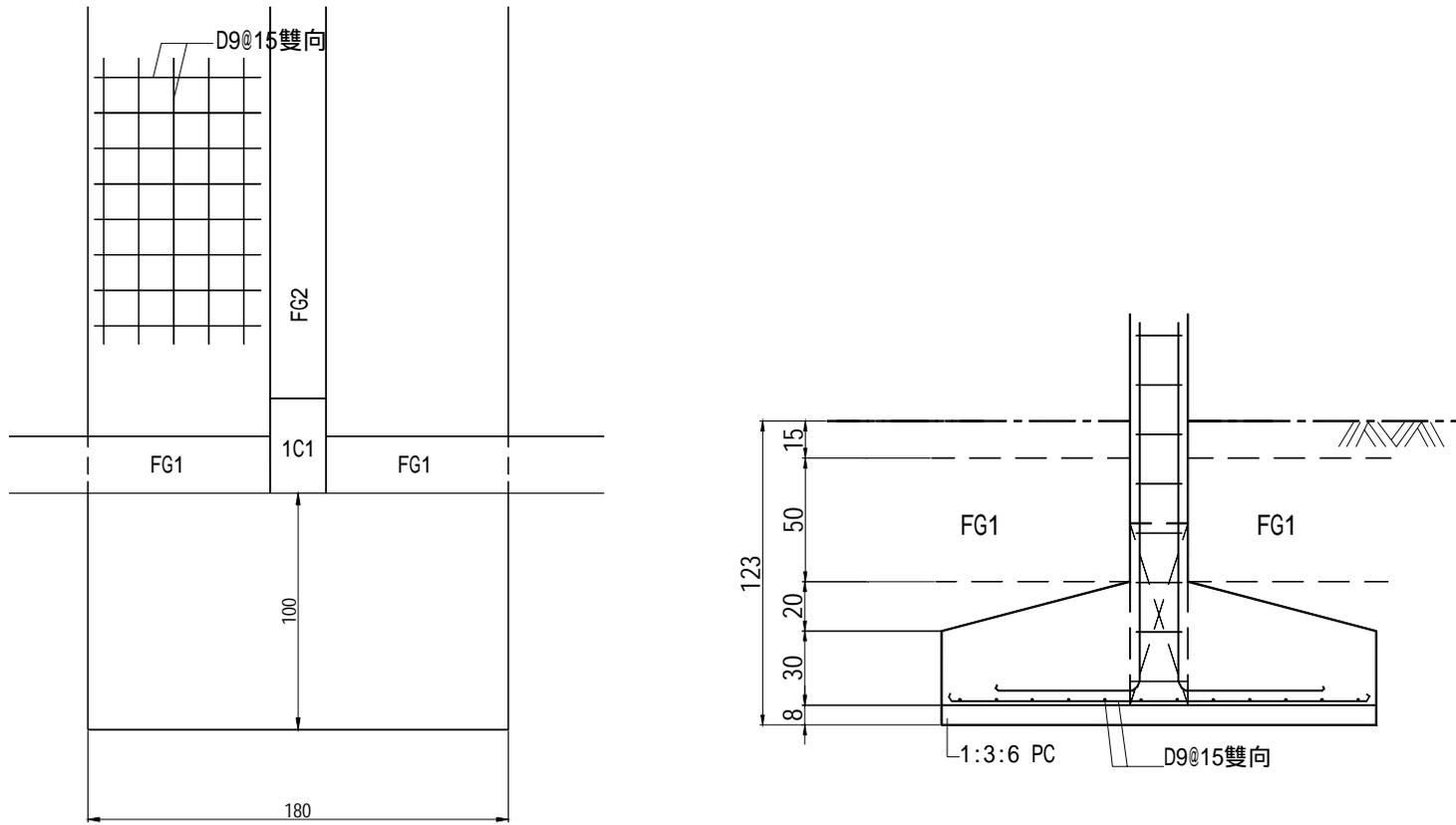


圖 15 案例二 F1 基礎配筋圖

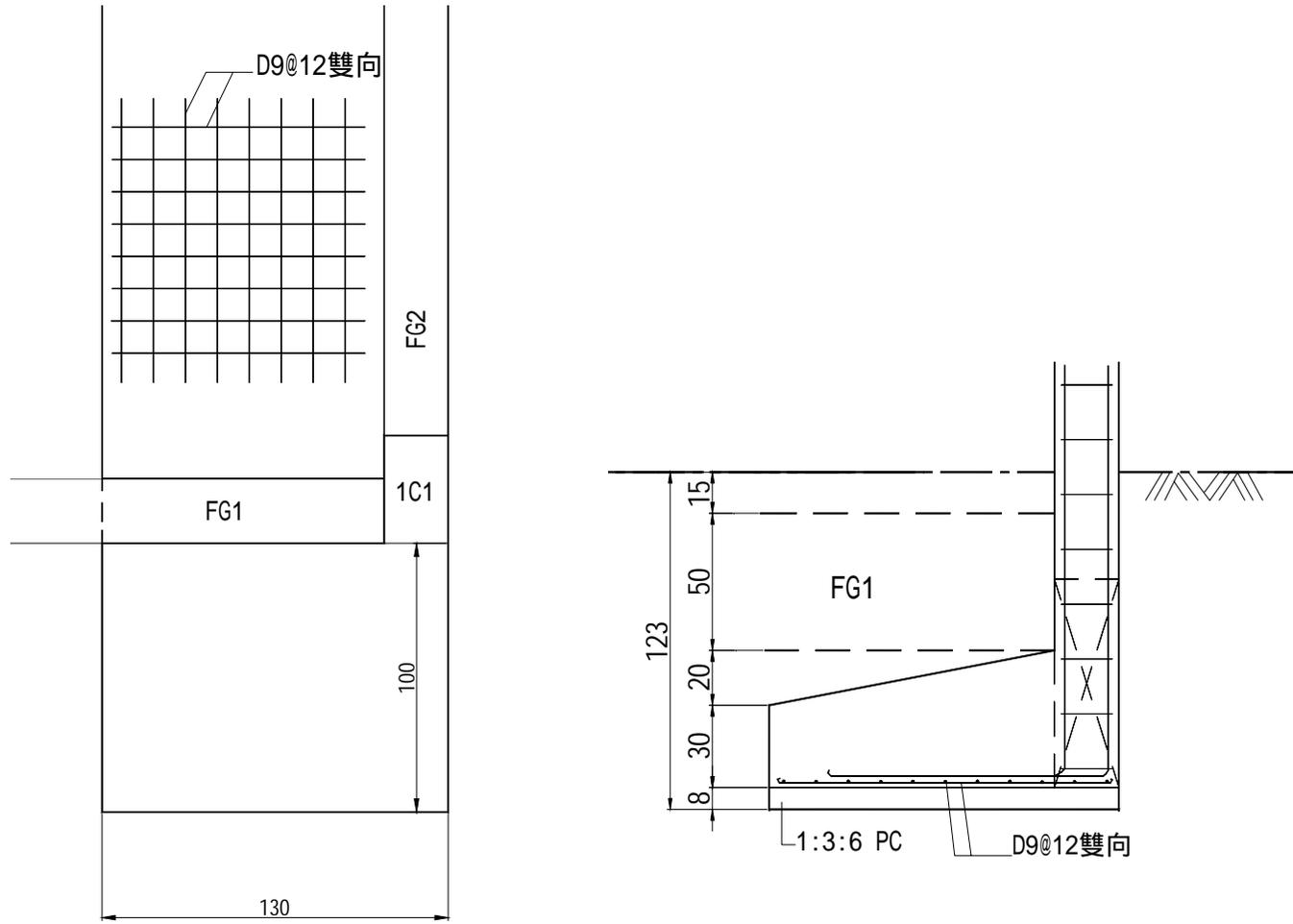


圖 16 案例二 F2 基礎配筋圖

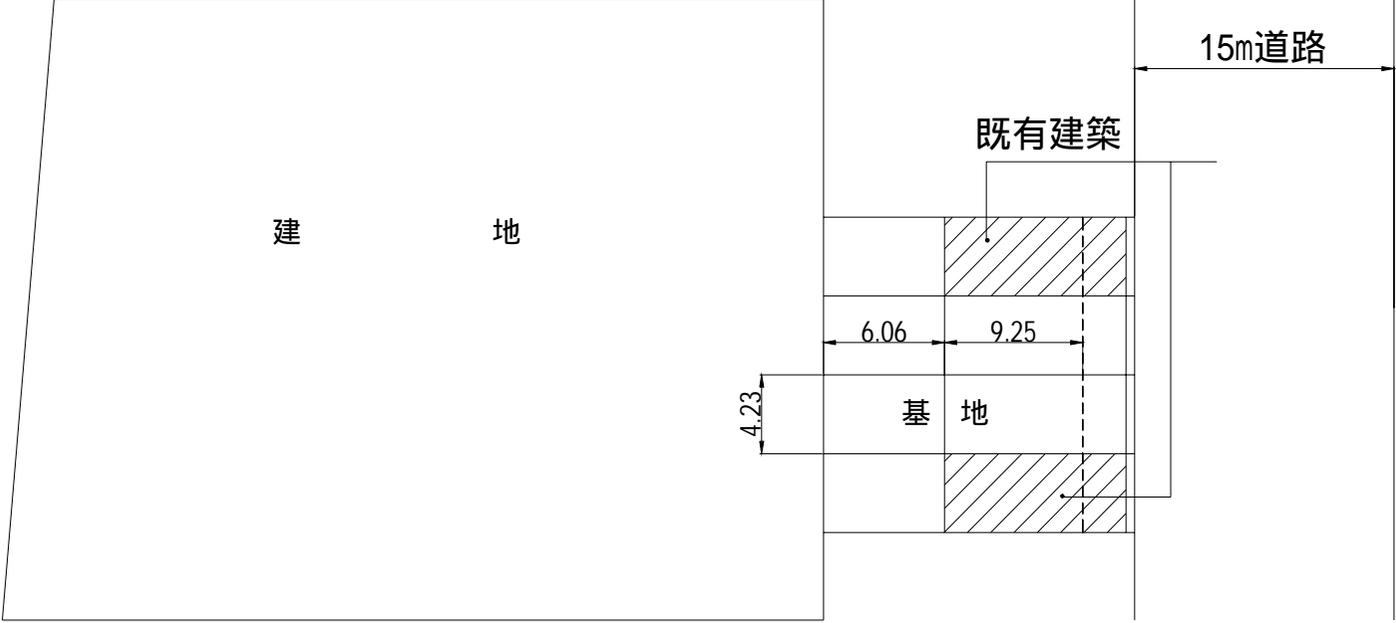


圖 1 案例三 配置圖

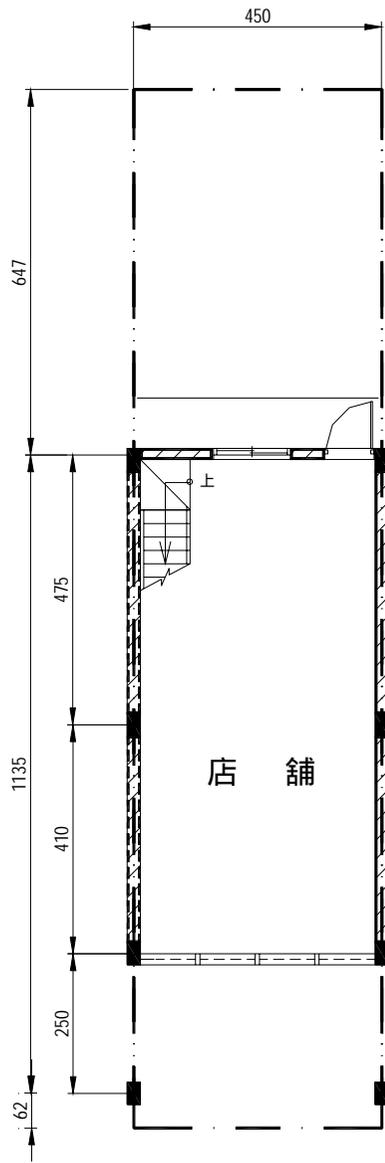


圖 2 案例三 一樓平面圖

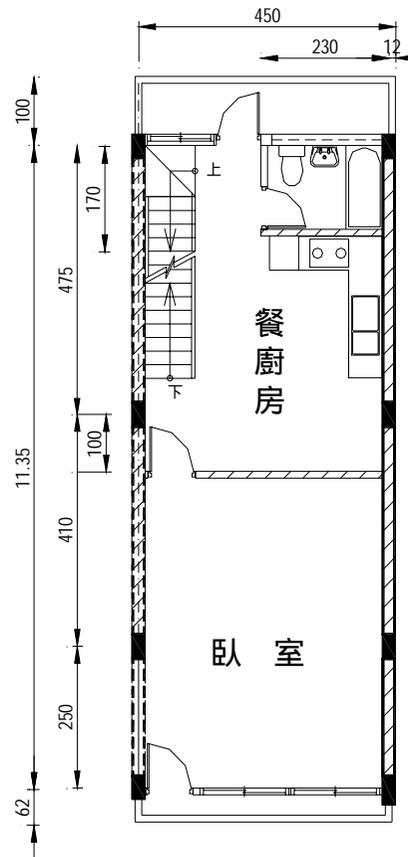


圖 3 案例三 二樓平面圖

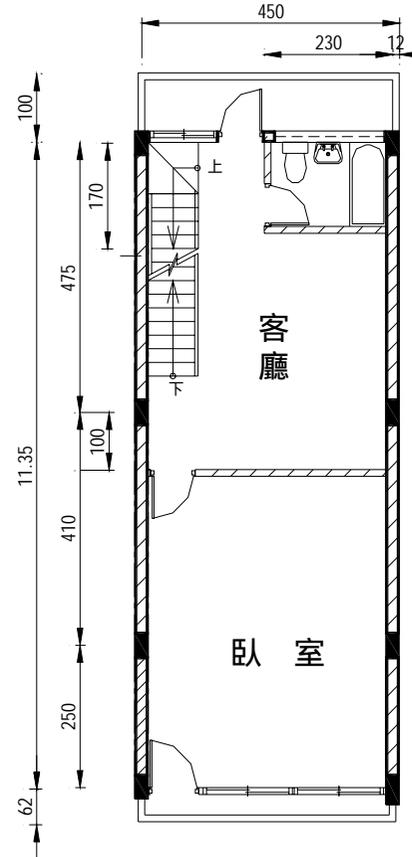


圖 4 案例三 三樓平面圖

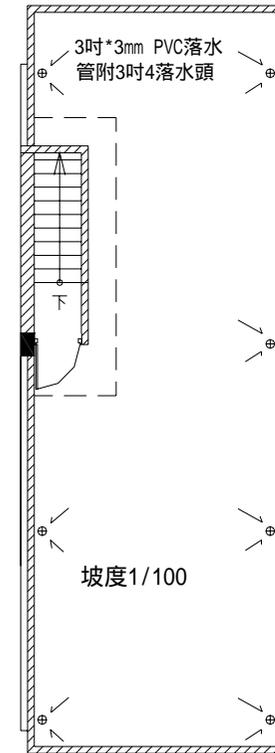


圖 5 案例三 屋頂平面圖

(案例三) 住宅新建工程

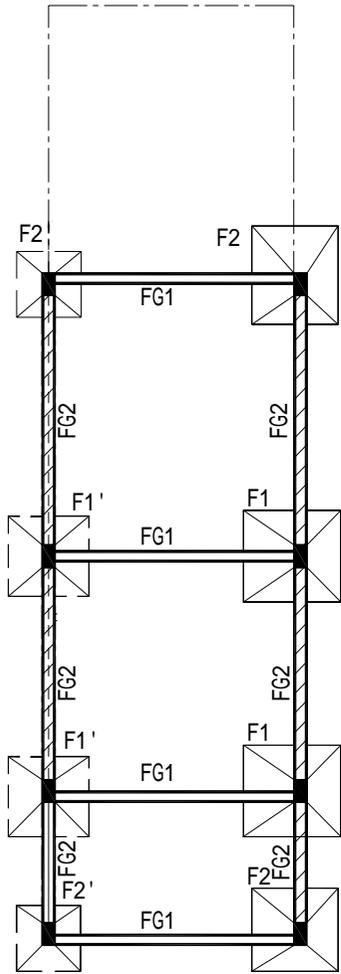


圖 6 案例三 基礎平面圖

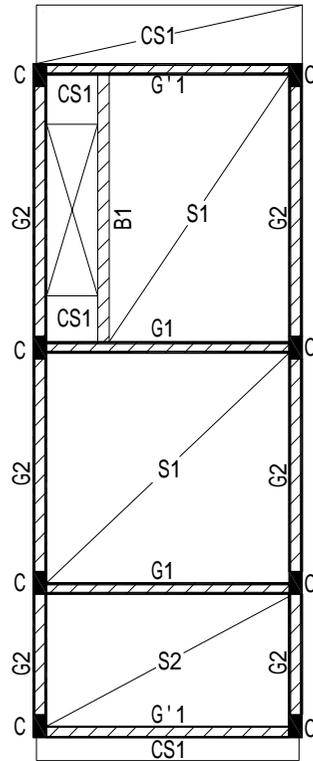


圖 7 案例三 二三樓結構平面圖

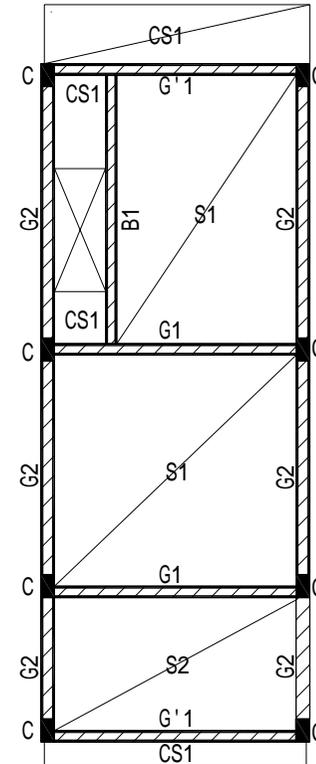


圖 8 案例三 屋頂平面圖

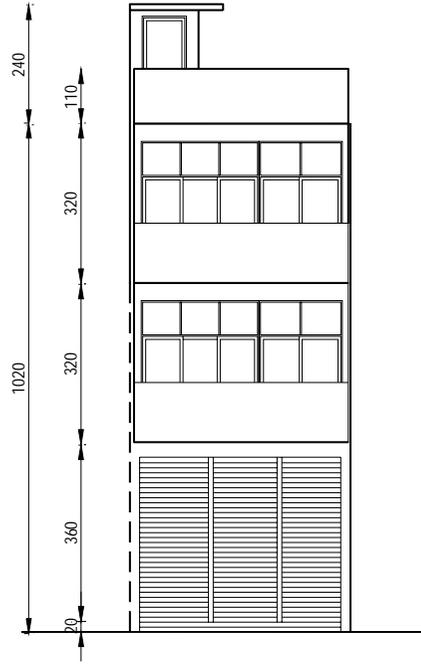


圖 9 案例三 東向立面圖

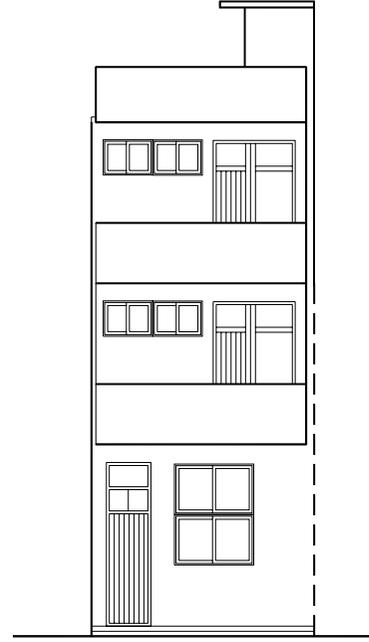


圖 10 案例三 西向立面圖

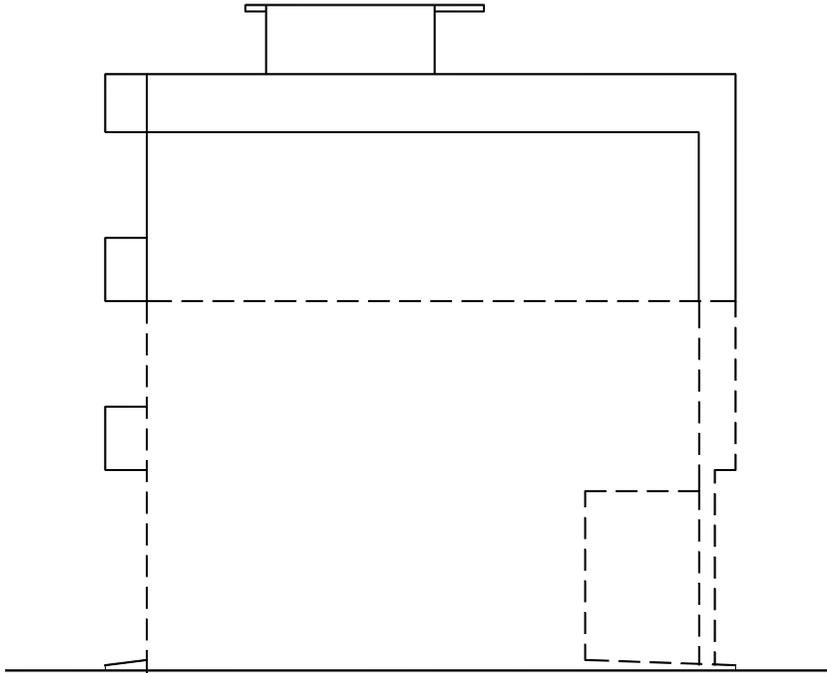


圖 11 案例三 南向立面圖

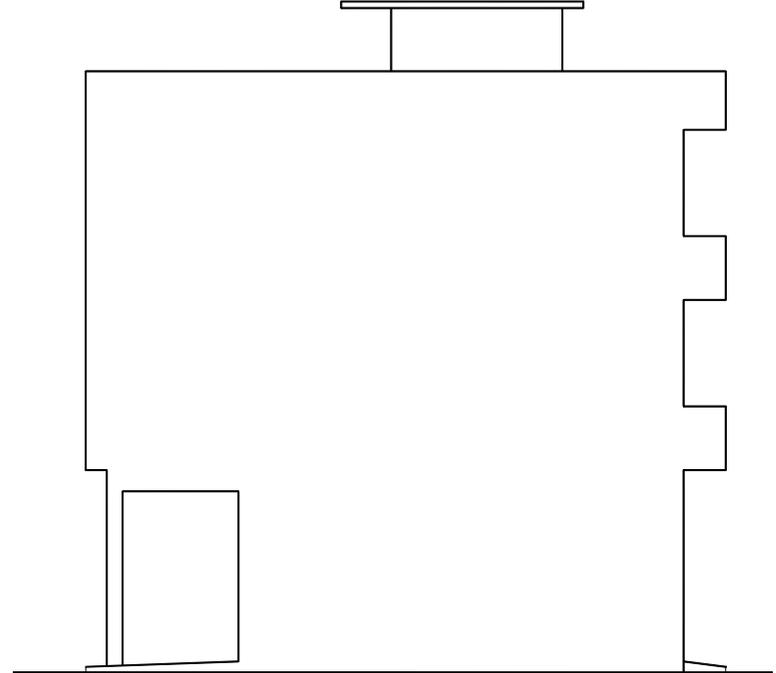


圖 12 案例三 北向立面圖

1C	2C	3C	RC	FG1	FG1	FG2	FG2	2G1	2G1	2G'1
24*36	24*36	24*36	24*24	30*50	30*50	24*50	24*50	30*45	30*45	24*45
				End	Mid	End	Mid	End	Mid	End
○ 8-D19	○ 8-D19	○ 6-D19	○ 4-D16	○ 6-D19	○ 6-D16	○ 6-D19				
□ D9@20	□ D9@20	□ D9@20	□ D9@20	□ D9@15-25						
2G'1	2G2	2G2	2B1	2B1	3G1	3G1	3G'1	3G'1	3G2	3G2
24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	30*45	30*45	24*45	24*45	24*45	24*45
Mid	End	Mid								
○ 6-D19	○ 5-D19	○ 5-D19	○ 6-D16	○ 6-D16	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 5-D19	○ 5-D19
□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@15-25	□ D9@20	□ D9@20	□ D9@15-25					
3B1	3B1	RG1	RG1	RG'1	RG'1	RG2	RG2	RB1	RB1	
24*45	24*45	30*45	30*45	24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	
End	Mid									
○ 6-D16	○ 6-D16	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 6-D19	○ 5-D19	○ 5-D19	○ 6-D16	○ 6-D16	
□ D9@20	□ D9@20	□ D9@15-25	□ D9@20	□ D9@20						

圖 13 案例三 配筋圖表

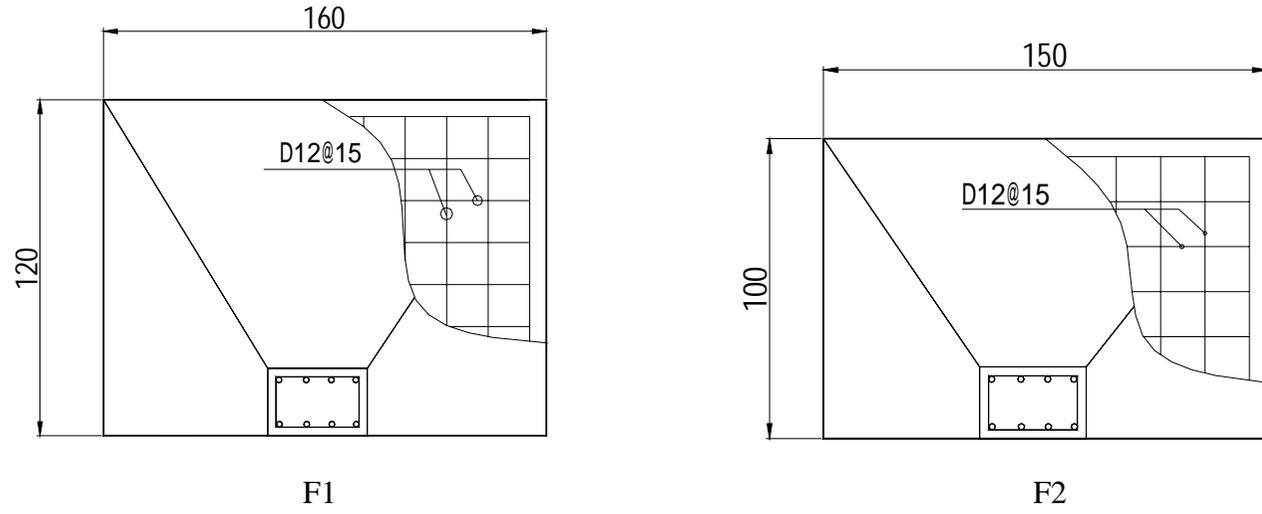


圖 14 案例三 基礎配筋

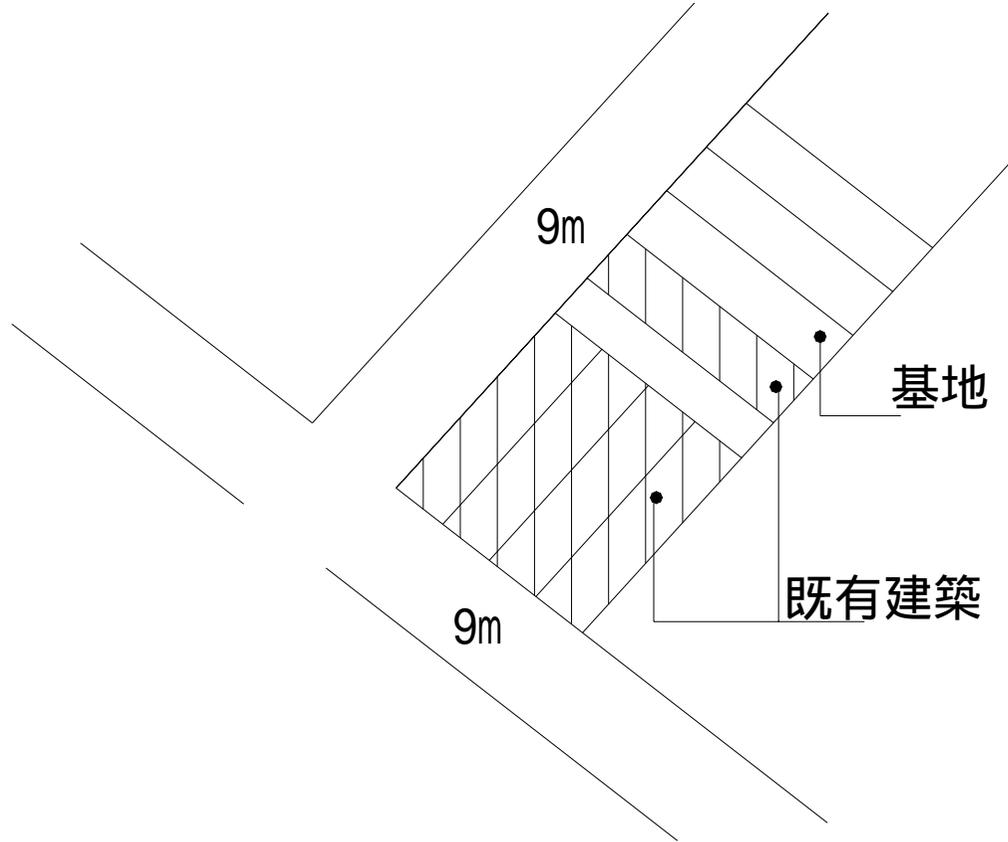


圖 1 案例四 配置圖

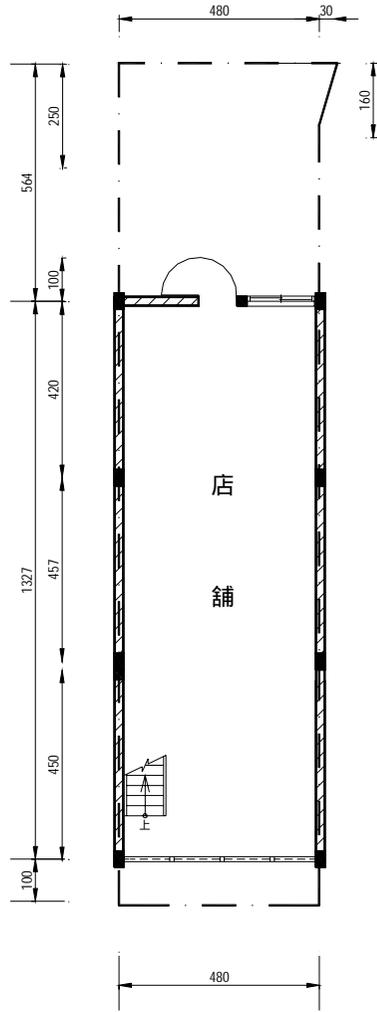


圖 2 案例四 一樓平面圖

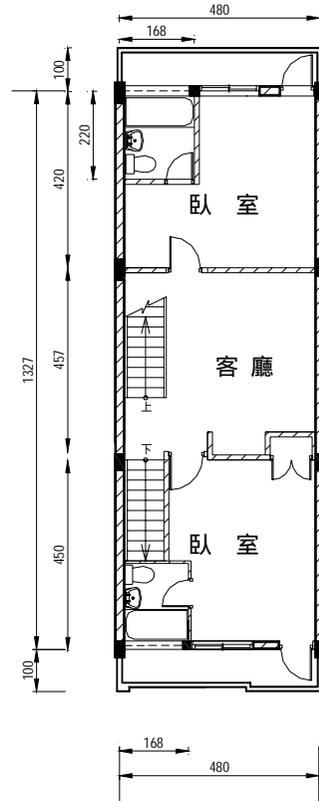


圖 3 案例四 二樓平面圖

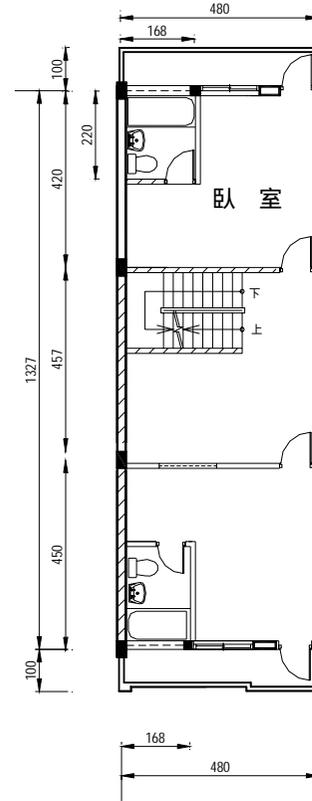


圖 4 案例四 三樓平面圖

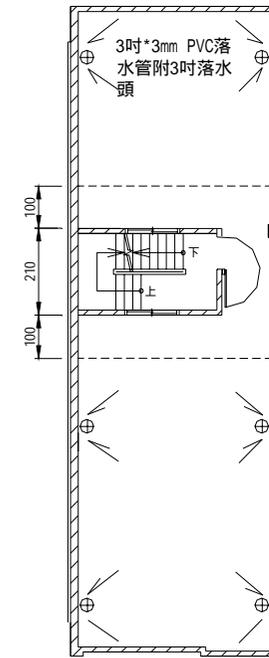


圖 5 案例四 屋頂平面圖

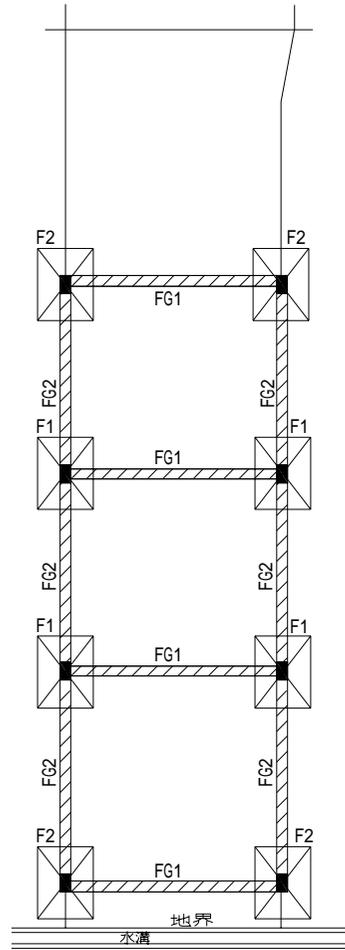


圖 6 案例四 基礎結構平面圖

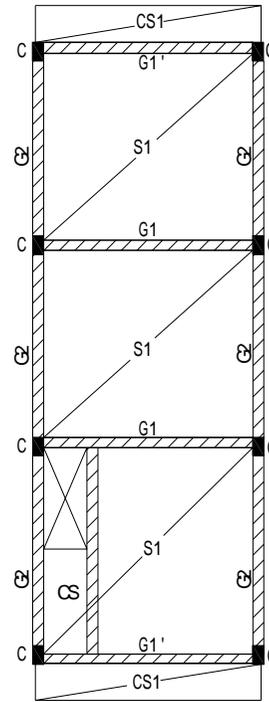


圖 7 案例四 二樓結構平面圖

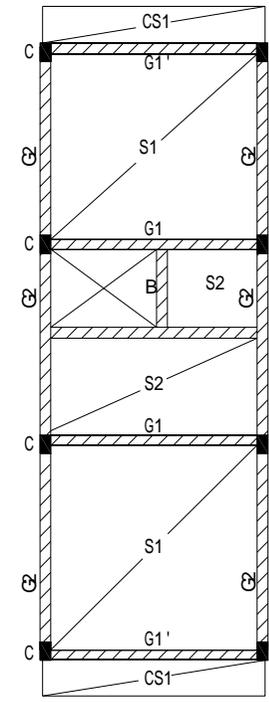


圖 8 案例四 三樓及屋頂結構平面

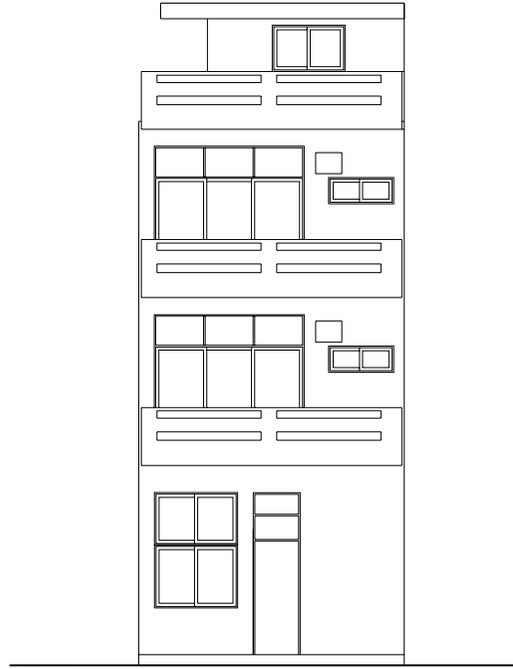


圖 9 案例四 東向立面圖

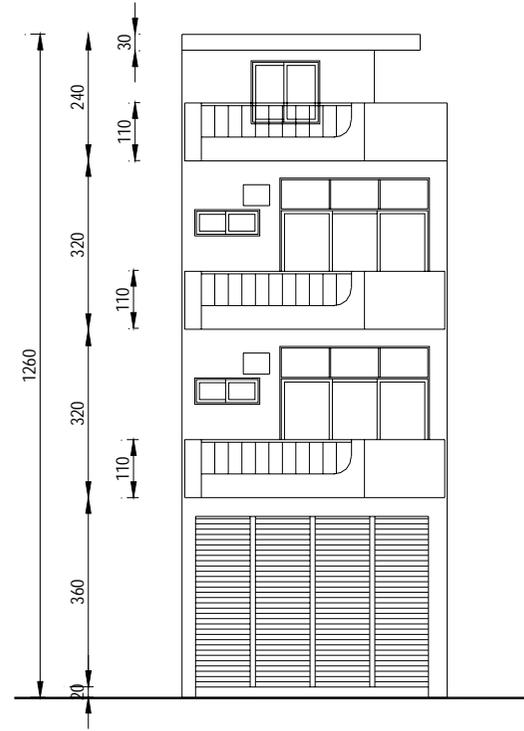


圖 10 案例四 西向立面圖

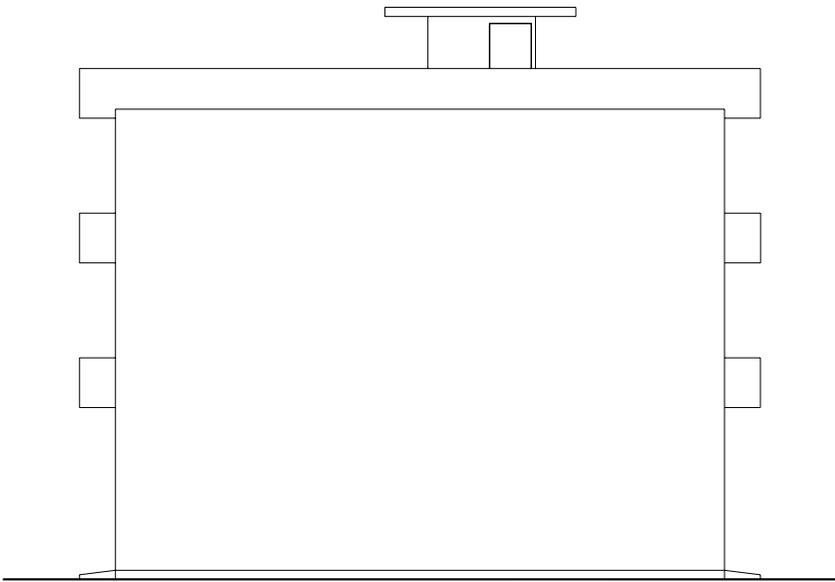


圖 11 案例四 南向立面圖

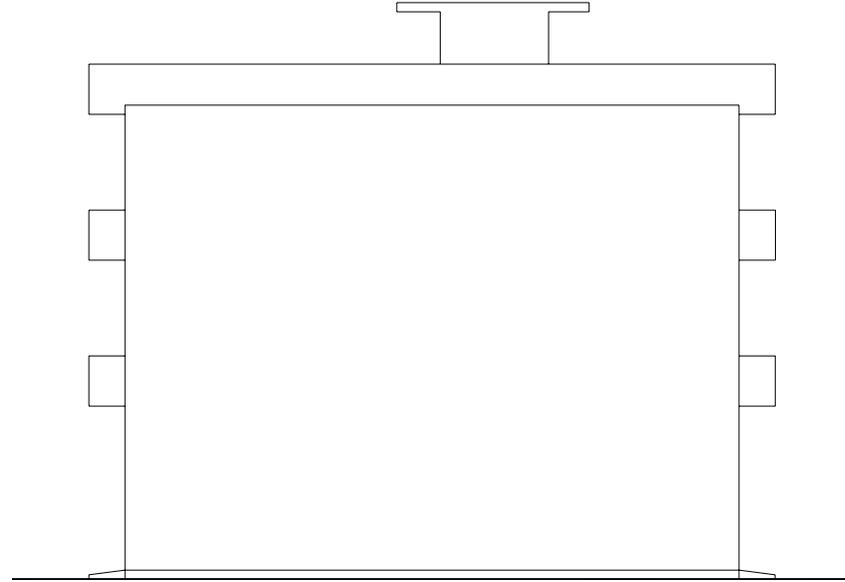


圖 12 案例四 北向立面圖

1C	2C	3C	RC	FG1	FG1	FG2	FG2	2G1	2G1	2G'1
24*36	24*36	24*36	24*24	30*50	30*50	24*45	24*45	30*45	30*45	24*45
				End	Mid	End	Mid	End	Mid	End
○ 8-D19 □ D9@25	○ 8-D19 □ D9@25	○ 6-D19 □ D9@25	○ 4-D16 □ D9@25	○ 6-D19 □ D9@15-25						
2G'1	2G2	2G2	2B	2B	3G1	3G1	3G'1	3G'1	3G2	3G2
24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	30*45	30*45	24*45	24*45	24*45	24*45
Mid	End	Mid								
○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25	○ 6-D16 □ D9@20	○ 6-D16 □ D9@20	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25
3B	3B	RG1	RG1	RG'1	RG'1	RG2	RG2	RB	RB	
24*45	24*45	30*45	30*45	24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	24*45	
End	Mid									
○ 6-D16 □ D9@20	○ 6-D16 □ D9@20	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 6-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25	○ 5-D19 □ D9@15-25	○ 6-D16 □ D9@20	○ 6-D16 □ D9@20	

圖 13 案例四 配筋圖表

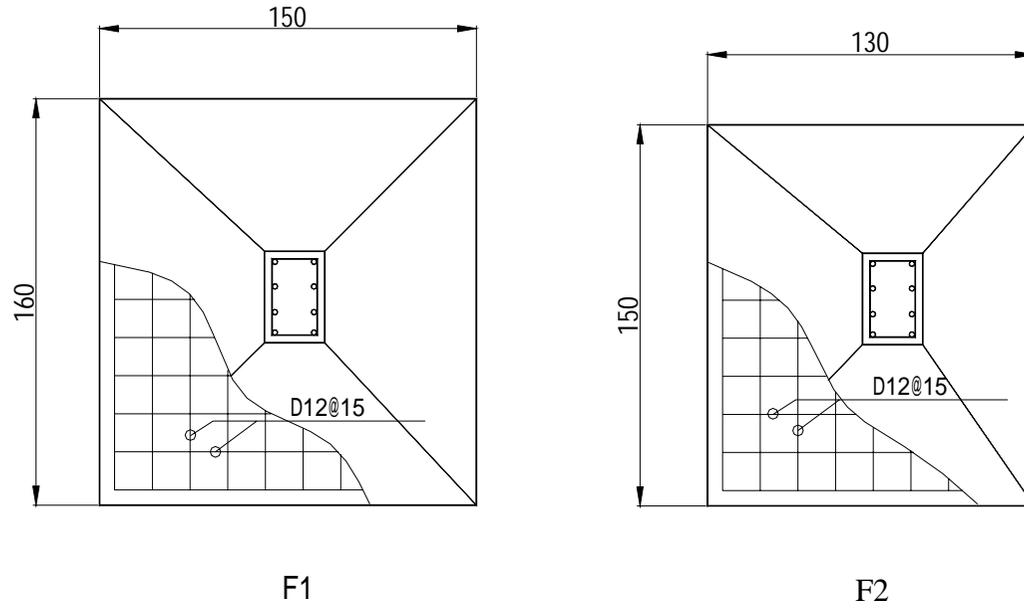


圖 14 案例四 基礎配筋

(案例五) 住宅新建工程

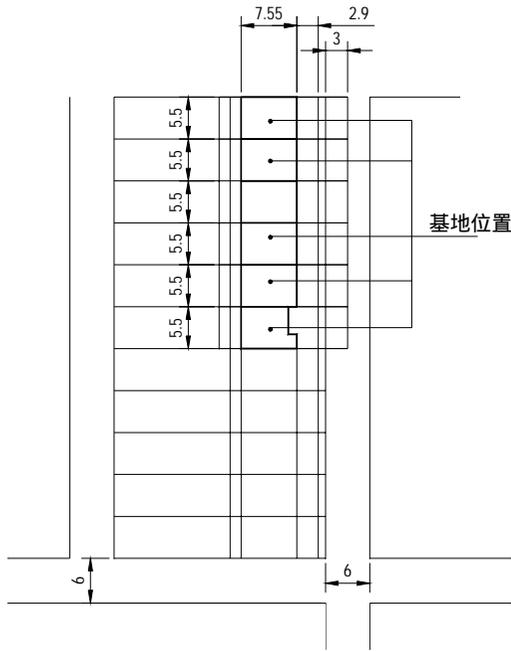


圖 1 案例五 基地配置圖

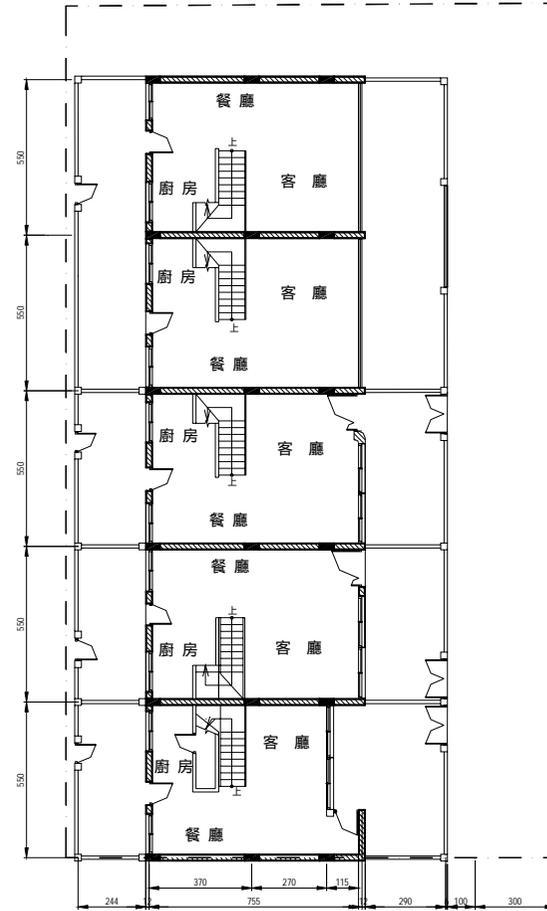


圖 2 案例五 一樓平面圖

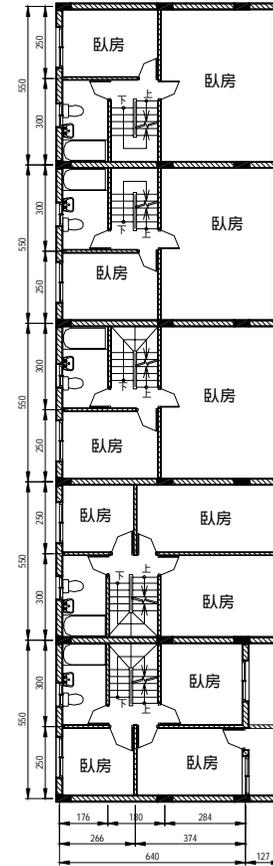


圖 3 案例五 二樓平面圖

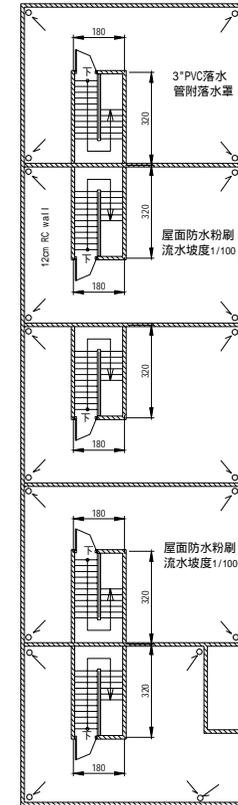


圖 4 案例五 屋頂平面圖

(案例五) 住宅新建工程

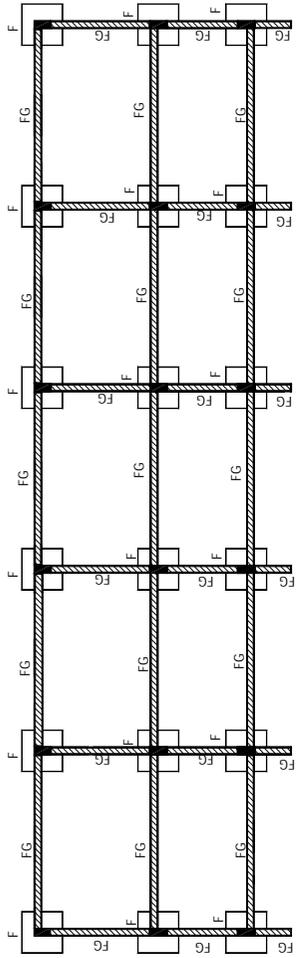


圖 5 案例五 一樓結構平面圖

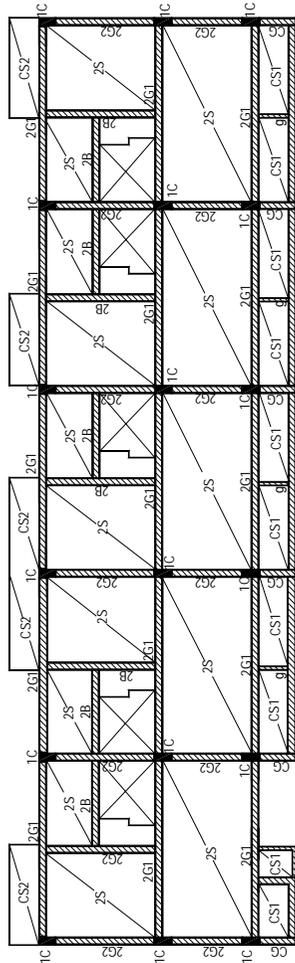


圖 6 案例五 二樓結構平面圖

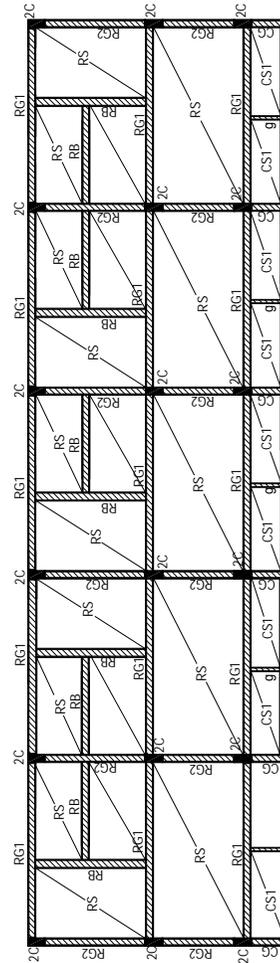


圖 7 案例五 屋頂結構平面圖

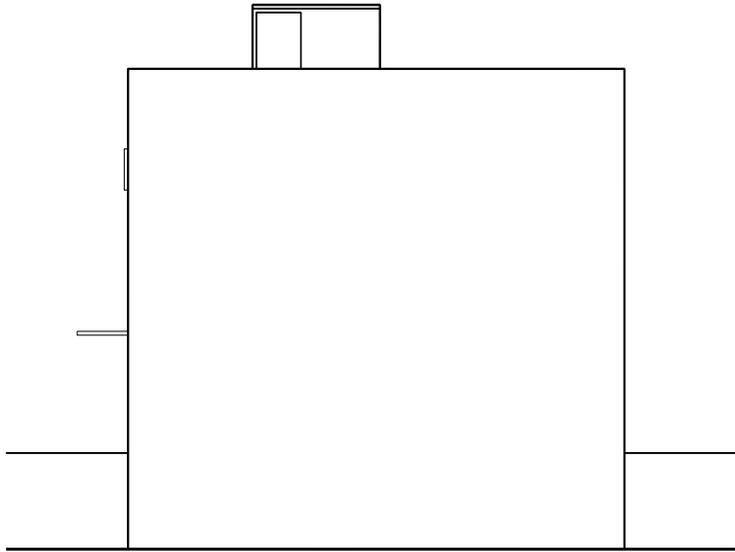


圖 8 案例五 東向立面圖

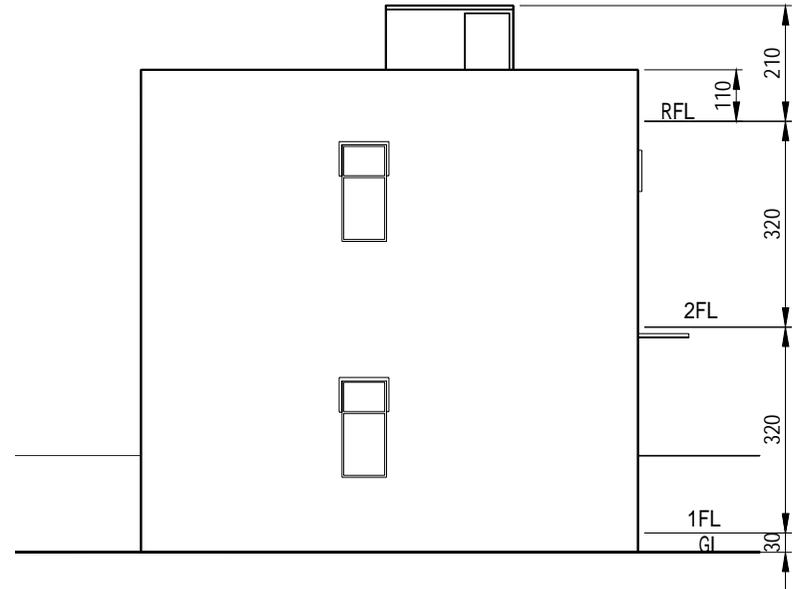


圖 9 案例五 西向立面圖



圖 10 案例五 南向立面圖



圖 11 案例五 北向立面圖

1C,2C	2G1	2G1	2G2	2G2	2B,RB	2B,RB
24*40	24*40	24*40	24*40	24*40	24*40	24*40
○ 4-D16	End	Mid	End	Mid	End	Mid
× 2-D13	○ 5-D19	○ 5-D19	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 5-D16
□ D10@20-30	□ D10@20-25	□ D10@20-25	□ D10@30	□ D10@30	□ D10@30	□ D10@30
FG	RG1	RG1	RG2	RG2	CG	g
24*40	24*40	24*40	24*40	24*40	24*40	24*24
○ 6-D13	End	Mid	End	Mid	Mid	
	○ 5-D19	○ 5-D19	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 5-D16	○ 4-D12
□ D10@30	□ D10@20-25	□ D10@20-25	□ D10@30	□ D10@30	□ D10@20-30	□ D10@25

圖 12 案例五 配筋圖表

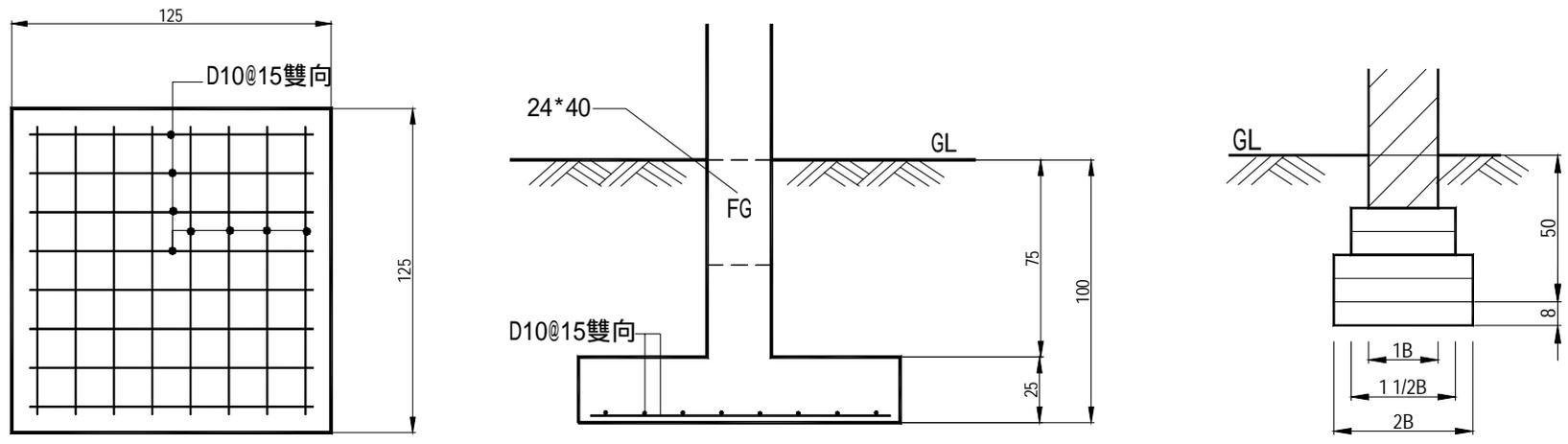


圖 13 案例五 基礎配筋

附錄三

內政部建築研究所九十二年度一加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究一、研究案期中報告審查會議紀錄

一、時間：九十二年七月十七日（星期四）上午九時三十分

二、地點：本所會議室

三、主持人：蕭所長江碧（何副所長明錦代理）。記錄：劉文欽

四、出席人員：(如簽到單)

五、報告事項：(略)

六、與會人員發言要點：

(一) 加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究：

高教授健章

- 1、 在地震中，磚牆受面內向側力擠壓時，即有面外向側向屈曲（Buckling）之可能，且可能結構體不倒塌，但磚牆崩塌即已造成災害，請考量此現象。
- 2、 磚牆施工品質影響其強度與勁度甚巨，台灣各地區工匠是否有差別，其因素是否列入為某一修正係數中，值得考量。
- 3、 上下樓梯間磚牆有不連續時，尤於一樓缺少時，即形成弱層。

王協理亭復

- 1、 加強磚造或混凝土構架填充混凝土牆等，國內、外學者或學術單位及實驗室均有所研究，似可收集該等資料互相比較其精確性，供讀者模擬分析參考。
- 2、 本研究自創磚牆或填充混凝土牆破壞模數及耐震能力之最

大地表加速度宜與 ATC-4Q NEHRP 或 Priestley、Krawinkler 或 Kawalsky 等學者之研究報告相互驗證比較參考。

- 3、採用推垮曲線法之反求耐震最大地表加速度求法 $S_A=C*C_D*S_{A0}$ 中之 C_D 值在中長週期時該阻尼比公式似不適宜，即結構體之容量震譜之容許最大變位值不落在定加速度區時 ($0.2T_0$)， C_D 之折剪會太大，建議採用九十一年內政部『建築物耐震規範修訂草案』之耐震需求譜計算。

邱顧問昌平

- 1、本研究對於加強磚造建築物之耐震分析所做的靜態推垮曲線求法相當繁細，故應屬詳細評估法。
- 2、台灣有數十萬甚至近百萬棟的加強磚造建築物，除非上述之“詳細評估法”有很正確易用之電腦程式可用，否則仍以“簡易評估法”做快速且簡易之估算及研判，較有利於補強之規劃。（簡易到屋主及工匠都能瞭解並且自我評價）

中華民國土木技師公會全聯會 鍾技師肇滿

- 1、台灣加強磚造建築數量頗多，故本研究計畫深具意義。
- 2、磚造建築在大陸應用亦極為廣泛，一方面是基於經濟因素，另一方面他們做了很多實體試驗，因此建議本研究計畫不妨考慮做些本土性之實體試驗以輔助理論分析之不足。

中華民國建築師公會全聯會 高建築師志揚

- 1、街屋型加強磚造分類，符合國內既有街屋平面型態。
- 2、既有之加強磚造建築期中報告內 X 向（平行騎樓）為弱層，耐震能力差，建請期末報告時提出在不影響機能下之具體補強建議，另外如上下層磚牆不一致時，亦請分析。

- 3、 針對新建建築物擬採加強磚造，建議研提建築設計注意項目或結構系統配置原則。
- 4、 耐震規範中有關耐震設計特別規定之條文，於本案屬剪力型低週期之建物，其設計地震力及韌性要求宜加以比較探討，並提出具體建議。
- 5、 分析時，宜考慮實際牆本身埋設管路對厚度影響。
- 6、 報告第 46 頁補強後亦應達 0.33g 之標準。

中華民國結構技師公會全聯會 陳理事長司斌

- 1、 市面上常見的磚很多寬度並沒有達到要求的 23cm，而只有 20cm，導致相鄰的混凝土柱寬度不足，箍筋無法擺入，建議研究團對將此一現象加以考慮。
- 2、 磚牆垮掉時，建築物是否仍能挺的住，建議能夠一併加以分析討論。

七、結論：

- (一) 「加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究」為本所之委託研究案，期中報告已於本次會議通過審查，請研究團隊掣據請領第二期經費。
- (二) 綜合討論意見，請參與之各計畫團隊於後續研究妥予參採，並於期末成果報告中予以回應，研究成果期能掌握實務應用之需求，並掌握工作時效。

八、散會(下午十二時整)

附錄四

期末聯合研討會(含審查)會議紀錄及處理情形如下：

邱教授昌平

1. 台灣對加強磚造建築物在使用執照上多以『本國式加強磚造』的名稱稱之，亦造成一般民眾與業者的困擾。

回覆：感謝邱教授之寶貴意見，在研究計畫的執行過程中，研究人員也發現相同的現象，主要的原因乃在於以『本國式加強磚造』來定義建築物的構築型態可以降低屋主未來每年的納稅成本，因此只要建築物中有 1B 厚的磚牆存在，即以『本國式加強磚造』定義其構築型態，而不管建築物是否符合技術規則中有關『加強磚造』的定義。

2. 既有加強磚造建築物的結構設計非常紊亂，有的結構設計優良、有的結構設計不良，如何判定？

回覆：感謝邱教授之寶貴意見，在本計畫的研究過程中，我們一方面以訪談建築師的方式瞭解沿街加強磚造店舖住宅的歷史沿革與設計觀念，一方面也收集當時的加強磚造建築物的建築圖說，盡量以客觀的方法尋求一個較為一般性、可以代表沿街加強磚造店舖住宅的建築型態與強度，再對分類後的建築物進行耐震性能的分析，以期得到較具代表性的耐震性能結果。

3. 建築物『頂樓違建』是加強磚造耐震能力不足的很大原因，如何解決？有些加強磚造建築物因都市計畫的關係而拆除部分建築體，也會造成

建築物的耐震能力降低，如何解決？

回覆：感謝邱教授之寶貴意見，對於建築物『頂樓違建』的現象，確實會造成耐震能力的降低，但本計畫中，並未將『頂樓違建』納入考慮，建議若有機會再與內政部建研所做相關後續的研究時，一定將此部分列為研究的範圍內詳加分析。此外，對加強磚造建築物因都市計畫的關係而拆除部分建築體，若由於拆除的部分有結構體的部分，當然會影響建築物的耐震能力，應該重新檢核拆除部分建築體後建築物的耐震能力才是上策。

4. 此計畫對建築物的耐震分析方法中提及以『固定端』的概念來模擬基礎的結構行為，合不合理？若建築物底下的土壤軟弱卻沒有做一些補強措施，該怎麼辦？

回覆：感謝邱教授之寶貴意見，關於以固定端來處理基礎的型態，在本計畫中因採用的分析模式只做固定端的設定，因此，未來如有機會進行分析模式的修正時，會考慮這個部分。相同地，對於土壤軟弱而影響建築物耐震能力的問題，由於不在本計畫的研究範圍內，若有機會再與內政部建研所做相關後續的研究時，一定將此部分列為研究的範圍內詳加分析。

喻建築師台生

1. 根據這次的期末報告，可以瞭解沿街店舖住宅平行騎樓方向磚牆的配置型態，以類型一耐震性能最差、其次為類型二，而以類型三最佳。可以給建築師及技師做一個很好的設計建議。

回覆：感謝喻建築師之寶貴意見，本計畫的目的亦正是提供業界，包含建築師與技師、甚至一般大眾對這些不同建築型態建築物耐震性能差異的瞭解。

2. 新建的加強磚造沿街店舖住宅若建議其建築型態為「類型三之一樓樓梯間有兩片 1B 厚的磚牆與最後一跨平行騎樓方向設置寬度為面寬的一半、牆厚 25cm 的鋼筋混凝土剪力牆」是否可行？，

回覆：感謝喻建築師之寶貴意見，對既有的就建築物而言，上述所增設鋼筋混凝土剪力牆是對低矮樓層建築物相當經濟有效的補強措施；但是，如果是一棟新建建築物，則較不建議採用。因為對新建建築物而言，可以使用統一的結構材，而不需要使用兩種不同的結構材（磚材砌造的磚牆與鋼筋混凝土灌注的鋼筋混凝土剪力牆）增加構築上的複雜度。

內政部葉組長祥海先生

1. 沿街店舖住宅直通樓梯型態的建築物耐震能力很差，特別是九二一地震及 331 地震後更凸顯這個問題。

回覆：感謝葉組長祥海先生之寶貴意見，本計畫亦發現葉組長提及的現象，因此，計畫中建議未來沿街店舖住宅磚牆的配置型態盡量避免有直通樓梯的型態。

2. 建議主持人將研究成果以宣導或宣示性的文字另加說明。

回覆：感謝葉組長祥海先生之寶貴意見，在結案報告書中，會另闢附錄，將本計畫的精華部分擇要列述，遵照辦理。

結論

1. 請將委員們的相關意見，做適當的回覆。

回覆：遵照辦理。

2. 本計劃案請依委辦合約書約定，如期提出研究成果報告後，於十二月二十一日前提出經費支出報告表辦理核銷，同時辦理第三期款之請領手續，以利結案。

回覆：遵照辦理。