

第四章 結構工程

前言

隨著科技的進步，人類對地震工程及耐震設計愈來愈了解，土木結構耐震設計規範亦隨之不斷更新，與科技同步發展。建築技術規則由內政部營建署頒佈，為建築結構設計之依據。建築技術規則最早於民國 34 年 2 月 26 日頒佈實施，經歷三十年，於民國 63 年 2 月 15 日，大幅修正，且正式納入有關地震力之條文。於民國 71 年 6 月 15 日，大幅修正地震力之計算，繼而於民國 78 年 5 月 5 日，局部修正台北盆地地震力之計算。從民國 71 年，經過 15 年後，大幅改變建築技術規則，將「規則」與「規範」分立。

結構耐震補強自集集地震後成為重要的建築物耐震課題。結構補強與結構於地震下之動力行為有直接關係。文中對於各結構桿件的補強方式作一探討，並討論結構補強程序與補強設計時應考慮的方向。

建築物以基礎隔震方式或增設外的消能減震裝置以保護結構物於地震時承受較小的地震能量輸入早已廣為國內外工程界採用。現今有諸多消能減震方式可應用至結構物內，且隔震裝置可充分應用於橋梁工程與建築結構。文中將會對於國內常見之這類裝置作一介紹。

4.1 耐震設計沿革

1. 民國 63 年以前版本

於民國 34 年 2 月 26 日，內政部頒布建築技術規則，但並未詳細說明耐震設計之規定，建築物除應計算本身重量、樓板重及風雪壓力外，並應一併計算建築物可能承受之其他外力。於民國 63 年 2 月 15 日，始有設計地震力之正式規定。

2. 民國 71 年版本及民國 78 年版本

民國 78 年版之建築技術規則與民國 71 年版大致相同。民國 71 版引進結構之動力特性，震力係數與結構之自然振動週期相關，但未考慮工址地盤之差異，故各地區之震力係數皆相同。民國 78 年版考慮到台北地盆之盆地效應，故特別規定台北地盆之震力係數，而其餘地區則保持不變。

3. 民國 86 年版本

於民國 86 年頒佈之建築技術規則，大幅修正以往版本，首創「規則」與「規範」分立，規則乃較根本之條文，不易變更，其變更須經內政部審核，立法院通過，故只規定原則性之條文；而規範僅由營建署頒佈，較易修正，因應學術理論之進步，可適時修改。此外，耐震設計相關條文也大幅修正，並增加許多

耐震設計相關內容。

4.2 結構耐震設計

既有建築物彼此間之耐震能力，可能差異很大，原因為：建築物設計之時間不同，規範版本不同，設計地震力也隨之不同；建築物之韌性設計不同；建築物之材料設計強度不同；材料老化之程度不同；結構系統不規則之程度不同等。老舊結構係按照建造當時之規範進行設計與施工，或根本並未進行耐震設計。由於早期土木結構耐震之專業知識與技術不足，相關設計與施工規範之要求遠不及目前的水準。因此，老舊結構必須進行耐震診斷與評估，以了解其耐震能力。

1. 初步評估

既有建築結構數量非常龐大，若每一棟均執行耐震能力詳細評估，則工作量相當可觀，且所費不貲，難以推行。因此，首先執行耐震能力初步評估，以填寫評估表計分之方式，篩選出有問題之建築物，再作詳細評估。初步評估之作業快速，簡單可行。

2. 詳細評估

詳細評估法乃根據建築物構材之實際尺寸、配筋及材料強度，配合結構之地震力分析，精確計算建築物之耐震能力。

4.3 結構耐震補強

4.3.1 概述

九二一集集地震造成數以萬棟樓房損毀，為數龐大樓房，損壞程度不一，故無法也毋需一一重建，透過修復的手段，或能恢復舊觀，甚至可提升原有樓房結構之耐震能力。同時，對數目更為龐大之既有樓房而言，係按照建造當時之規範進行設計，或根本並未進行耐震設計，因而未必能符合目前最新規範之需求，故既有樓房之耐震能力堪虞，耐震能力不足之樓房必須予以補強。地震發生至今，已屆三年多，災區正積極進行樓房之修復或補強，以重建家園，根據調查結果，樓房結構修復及補強之效益參差不齊。在集集大地震中被震毀的房屋大部分已拆除或重建，輕微或中度損害的房屋也多半修補或補強完工，但也有部分危樓有待拆除。由於經歷集集大地震的震撼，大多數重建補強的建築物都能滿足新頒佈的耐震設計規範的要求，設計施工的品質明顯地改善許多。然而不可諱言地，部分重建補強的個案可能由於屋主缺乏結構工程的專業訓練，又沒有聘請專業技師設計施工，因此補強的效果有限。

4.3.2 耐震補強工作程序

耐震補強之主要工作程序為耐震目標的確定、原建物之結構安全評估、補強方案的選擇與制定、補強設計、施工規劃、施工及驗收等說明如后。

1. 耐震補強基準

耐震補強之首要考慮為耐震目標的確定，國內目前尚無實際頒佈之補強設計與施工規範，故耐震補強設計主要仍如下之新建工程建築技術規則與內政部建研所之相關研究報告為主要依循基準。

- (1)內政部營建署，最新「建築技術規則」，鋼筋混凝土構造篇
- (2)內政部營建署，建築物耐震設計規範，86 年版
- (3)內政部建研所，「建築物耐震規範及解說之修訂研究」，89 年 11 月
- (4)民國 90 年 12 月 29 日內政部發文字號台八八內營字第八八七八四七三號函（修正震區係數）
- (5)內政部建研所，「既有鋼筋混凝土結構物之耐震能力評估」
- (6)內政部建研所，「既有鋼筋混凝土結構物之耐震能力評估與程式之探討」
- (7)內政部建研所，「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」
- (8)ETABS 使用手冊

2. 耐震目標的確定

耐震目標的確定是既有建築物耐震補強程序中的第一項重要工作。耐震目標應按原建築物所處的地理位置、結構類別、建築物現狀、重要程度、補強的可能性，以及使用價值和經濟合理性等綜合考慮。一般原則如下：

- A. 國家重要城市且有維護生命機能的建築物應提高耐震措施。
- B. 如果地震破壞不易造成人員傷亡和較大經濟損失的建築物，可降低其耐震功能。
- C. 負有特殊機能要求的建築應採取特殊的耐震措施。

遭到耐震目標之地震強度時，耐震補強後的建築物不得產生嚴重破壞與崩塌，且修復後仍可繼續使用。

3. 耐震補強工作的優先順序

既有建築物的耐震補強應根據房屋的重要程度來區隔輕重緩急，一般民間建築中，應優先補強人員集中的房屋(如宿舍、住宅、旅館、會堂、影劇院等)和重要機構(如醫院、消防、通訊單位等);工業建築應優先補強重點企業的重要部位如倉庫以及動力系統(水、電、氣、油)的房屋建築，以期地震時不會造成生產中斷與發生嚴重的二次災害。

4. 補強方案的選擇與制定

既有建築物之補強方案選擇十分重要，補強方案的適當與否不僅影響補強經費，更影響補強效果。例如：

- (1) 承載力已足夠的構件，但其出現大裂縫，則應考慮其勁度不足導致撓度太大而產生裂縫，故採用加鋼筋的補強方法，以是應力支撐，或改變受力體系。
- (2) 當結構構件的承載力足夠，但剛度不足時(有的廠房因機器振動而引起工作人員的不適)，宜優先選用增設支點或增大梁板結構構件的斷面尺寸，以提高其剛度和改變自然振動頻率。

合理的補強方案應力求達到補強效果佳使用功能影響最小，技術可靠，施工簡便，經濟合理，外觀整齊等效果。結構補強方案的制定主要建立在上部結構及地基基礎的基礎上。還應注意檢核地基的地層特性是否在地震時會出現液化問題。若有產生土壤液化的條件，則應制定補強方案並考慮補強後房屋的基本振動周期應能遠離地基土層的地層周期。

5. 補強設計

建築物的補強設計包含補強構件的承載力分析與驗算、構件設計和施工圖繪製等三部分工作。承載力分析與驗算應特別注意新增部分與原結構構件間已形成一複合型構件，因此應特別重視接合部的細部檢討。

既有建築物的設計、施工及材料各不相同，所以補強方法亦無法統一。因此，需依據既有建築物的具體情況進行結構分析，以達到補強後提高建築物整體的耐震能力。補強方案應從房屋的整體耐震能力和動力特性出發，力求避免補強後反而出現局部構材應力集中等對耐震不利的情況，而且各項補強措施均須與原有結構可靠連結。

- (1) 當建築物的局部進行補強或將某一部份補強造成勁度與強度相對較強時，將會導致其他構材相對變弱，造成地震能量多地集中在這些部份，嚴重者會引起建築物的崩塌破壞。
- (2) 強後構材之剛度若有突變時，突變處可能產生很大的集中應力而產生局部破壞。

6. 補強種類

補強方案經常受到既有建築物各種條件限制，例如建築物種類、結構特性、地質條件、材料供應、施工技術與使用要求等均須於補強方案確定前綜合考慮。

現有建物抗水平能力的方法，一般分為「強度補強」、「韌性補強」與「強度與韌性補強」等三種方式，三者之共同目標皆期望耐震構材於產生剪力破壞前能順利產生撓曲破壞，三類補強原則如下：

(1)強度補強：

強度補強的目的為確保建物整體之抗水平能力，即要求抗水平力構材之強度足夠讓斷面無產生剪力破壞之虞，強度補強一般均以增設耐震壁、鋼斜撐等方式來提高建物整體之抗水平能力，但須考慮基礎可能必須補強。

(2)韌性補強：

韌性補強為提高梁、柱、RC 牆等構材有足夠的變形能力，而欲提昇其變形能力，可以鋼筋混凝土、鋼材(含鋼飯)、複合材料等配合之環氧樹脂材進行圍束補強。若有不足者，可再增設耐震壁。韌性補強包含梁、柱構材與梁柱接頭補強，在牆壁量少與純立體剛構架的情況下容易因大變形而發生接頭區破壞，接頭區一旦破壞，可能發展成整體的崩塌機制。

(3)強度與韌性補強：

同時提昇建物之強度與韌性，例如柱構材之撓曲與剪力強度不足時，則同時進行二者之補強。

7. 建築物耐震的因素

結構補強時應考慮已有建築物在耐震方面之有利和不利因素。

(1)耐震有利因素

A. 當地基之地層屬堅實地盤時，可適當減少建築物的耐震補強措施。

B. 耐震不利因素

(2)則形建築物

A. 建築體型複雜，如空間平面凹凸較大，質量和剛度分佈甚不均勻，有高跨，頂屋有縮小跨，屋面有構造物，主跨邊或盡端有披屋等。在耐震補強設計中，應力求補強後建築物的重量和剛度沿平面和豎向均能均勻對稱分佈，以使結構的剛度與質量中心儘量接近而降低扭轉作用。

B. 建築物處於易液化的地層土壤上。

C. 建築物的現存強度有不足時，例如混凝土抗壓強度不符合原設計要求。

(3)牆壁量較多

8. 施工規畫

既有建築物於耐震補強規劃時，應盡量擬定詳細之施工規劃，採用高效率、多功能的新技術，如噴射混凝土補強技術、環氧複材補強技術等，以提高施工

速度與補強效果。一般而言，施工計劃應充分考慮到下列可能的發生情況：

- (1)施工現場狹窄、場地擁擠。
- (2)受到既有生產設備、管道和原有結構、構件的限制。
- (3)須在不停產或盡量少停產的條件下進行補強施工。
- (4)施工時，拆除和清理的工作量較大，施工必需分段與分期進行。

由於大多數補強工程的施工是在負載或部分負載的情況下進行，因此施工安全非常重要。因而施工前應可能需卸除一部分外加载重，並施加預應力頂撐，以減小原有結構之桿件應力。

9. 施工及驗收

(1)補強工程的施工

施工前期，在拆除或清理既有構件時，應特別注意觀察有無與原檢測情況不相符合的地方。工程技術人員應隨時觀察有無意外情況出現。如有意外，應立即停止施工，並採取妥善的處理措施。在增設補強構件時，應特別注重新舊構件結合部的連接品質。建築物的補強施工應速戰速決，以減少施工帶給用戶不便和避免發生意外。另耐震補強施工中，應確保設計時所確定的補強效果，並儘量減少噪音、灰塵，且確保施工人員和建築使用者的安全。

(2)補強工程的驗收

補強工程竣工後，應由使用單位或其主管部門組織專業技術人員進行驗收。

4.3.3 耐震補強的一般原則

1. 總體補強方案原則

制定建築物的補強方案時，除考慮業主提出的補強內容及項目外，還應考慮補強後，建築物的總體效應。例如，對房屋的某一層柱子或牆體的補強，有時會改變整個結構的動力特性，從而產生軟弱層，對耐震帶來更不利的影響。再如，對樓面或屋面進行改造或維修，會使牆體、柱及地基基礎等相關結構承受的荷重增加。因此，制定補強方案時，應全面詳細分析整個建築結構的受力情況。

2. 現場損壞狀況調查

在強烈地震侵襲後，耐震能力不足的建物可能嚴重受損或瀕臨崩塌，前者應盡速擬定修復補強計畫，後者應立即執行臨時支撐之搶救計畫，臨時支撐除須考慮材料的方便性外，亦須考慮餘震的影響與配合未來修復的可行性。

緊急搶災後應儘速依據各樓層梁、柱主結構體之損壞情形分析受損原因，
且觀察未來結構補強佈置的可能位置後，制訂結構體之修復補強計畫。

3. 恢復震損前的強度

鋼筋混凝土建築物遭受地震破壞後，其損壞程度與範圍可能及於整棟建築物之全部或局部，對於震害建築物是否尚可修復補強，則應遵循「鋼筋混凝土設計與施工標準規範」做為震害損傷評估依據，若整棟建築物主結構體之梁或柱構材僅發生龜裂，其他主結構體之損傷與破壞程度均未逾越設計與施工標準規範，應屬可以修復補強建築物。

鋼筋混凝土結構係由兩種完全不同材料構成，混凝土抗拉力強度約為標準圓柱體壓力強度之 10%，抗撓曲拉力強度(破裂模數)約為抗拉力強度之二倍，抗剪力強度則約為抗壓力強度 20%，故當截重小於混凝土抗拉力強度時，只要混凝土中之扭應力小於破裂模數時之應力，整個混凝土構材剖面皆可承受應力。此時，中立軸之一邊承受壓力，另一邊則承受拉力，且鋼筋與其周圍之混凝土產生相同之變形，與混凝土同受拉力且因均在彈性範圍內，而不致產生拉力破裂，但當混凝土拉應力超過抗撓曲拉力強度時，即開始產生破裂。若混凝土應力略小於 $1/2$ 設計抗壓力強度，且鋼筋應力未達降伏點時，二者之作用皆在彈性或與之相近範圍，一般結構物在正常設計載重下均為這種狀態；但在鋼筋混凝土設計時，即已假定拉力破裂現象之存在，且延伸至中立軸；據此，凡梁或柱構材之裂縫未超越中立軸者，均可經由震害勘查鑑定與結構分析，視為設計允許之破裂而加以修復裂縫，並不需補強。若震害裂縫已超越中立軸者，則必須依據裂縫深度總深度計算承受拉力鋼筋增加之扭應力，與承受壓力混凝土增加之壓應力做為修復補強之依據，以決定需要補強材料斷面積加以修復補強，促使遭受震害梁或柱構材恢復至原設計長期載重或短期載重之狀態，方可確保不致產生整體結構系統傳遞抵禦外力之錯亂變化。混凝土增加之壓應力無法以混凝土修復補強，而必須以壓力鋼筋加以補強。

遭受震害已破裂柱構材之斷面，受拉應力的混凝土斷面積視為無效，故斷面常數之計算僅能以壓應力部份之斷面積計算外，此類破裂斷面柱，對稱方角箱柱、方形螺旋箍柱、或圓形螺旋箍柱遭受單向破裂之分析計算，皆與前述分析計算相同。兩向破裂柱之分析，可分為 X 與 Y 二種軸向依前述單向柱個別分析計算，但其兩向自拉力鋼筋重心的偏心距與偏心方向柱的邊長或柱最小邊長之比值，應符合設計規範之規定數值。據此分析計算出震害破裂柱之鋼筋增加扭應力與混凝土增加壓應力，而可獲得需要修復補強拉力鋼筋或鋼板斷面積，以選擇補強材料。造成震害破裂柱之地震方向無法確定，故對單向或兩向破裂柱之補強，無論受拉力面或受壓力面均應依分析計算需要增加拉力鋼筋或鋼材相同斷面積。梁或柱所需箍筋、繫筋或螺旋筋量，則可依設計規範規定處理。

綜而言之，鋼筋混凝土結構物之震害評估應經現場勘查、鑑定，原設計鋼筋混凝土梁或柱構材個別實際施工斷面尺寸，使用鋼筋綁紮直徑，數量與佈置

及使用混凝土強度等，分析原結構物之梁或柱構材在遭受震害破壞前之實際抵禦外力強度；依據勘查、鑑定梁或柱構材個別遭受震害破壞破裂縫深度、爆裂或破碎等實際情況，求得梁或柱構材個別殘存有效斷面積，以計算該梁或柱構材之殘存實際抵禦外力強度；再以震害前之實際抵禦外力強度減去震害後之殘存實際抵禦外力強度，據為計算遭受震害減損強度，計算鋼筋增加之拉應力及減少之壓應力與混凝土增加之壓應力，決定修復補強梁或柱構材所需要斷面積，據以選擇抗彎曲拉力、抗彎曲壓力或抗剪力等個別修復補強構材元件。

遭地震嚴重損壞之耐震元件均應優先修復，例如結構性裂縫、混凝土剝落與鋼筋外露等，此等修復亦僅能維持原結構體於震損前之強度，其中裂縫之修補方法如下：

(1)非結構性構材之修補方法

走廊、陽台的非剪力牆、其他隔間牆等非結構性構材產生的裂縫，必須確保防水所定的機能而進行修補。有關非結構性構材裂縫部份修補方法的選擇主要以 Epoxy 注入工法為主。若無法採用 Epoxy 注入工法時，則應照實際裂縫寬度、破損狀況、遵循修補方法之判定流程以選定適宜工法。於下述條件時，亦可變更適宜工法：

- A. 採用 Epoxy 注入工法，但室內裝修材料不可能去除的情況：採用 Epoxy 注入工法時、注入位置及反面位置(裂縫貫穿時)均需以封塞劑封塞。室內裝修材料不可能去除時，部分裂縫可能無法全部封塞時，則應依照相關人員的指示施作。
- B. 若龜裂情形會造成非結構性構材出現不穩定，可採用 U 型切割封塞材填充工法或注入樹脂以消除不穩定部分。
- C. Epoxy 注入工法可根據注入寬度及注入工法選定適宜的樹脂粘性。對於只限非結構性構材的修補，亦可使用高性能丙烯酸(Acrylic)接著劑。
- D. Epoxy 注入工法可分自動低壓式和機械式，若裂縫寬度大於 0.3mm 以上時可採用機械式，而裂縫寬度小於 0.1mm 以下時，可採用自動低壓式。
- E. 於外露遭受日光直射之外牆，Epoxy 注入工法需使用可撓性 Epoxy。
- F. Epoxy 注入前，需先確認底層狀態，若有濕潤與污物等存在時，Epoxy 之接著性能將會減低，這時應於底層乾燥後或表面填縫等處理完成後，再注入 Epoxy，而濕潤面的接著則應使用高性能丙烯酸接著劑。

(2)結構性構材之修補方法

為回復構材的承載能力柱、大梁、剪力牆、樓版、樁、基礎結構性構材的修補，龜裂部分可用 Epoxy 注入，混凝土破損部分則可用高強度的水

泥砂漿或混凝土進行斷面修復。

關於結構性構材修補方法的選定，係根據裂縫寬度、混凝土剝落的有無再遵循修補方法判定，以選用適宜工法。施工注意事項如下：

- A. 底層狀態：龜裂部分需處於乾燥狀態時，再做 Epoxy 注入。為了確保附著強度，注入水泥砂漿或混凝土前，底層應全面塗抹聚合物水泥漿料（新舊混凝土接著劑）。
- B. 根據裂縫寬度選定適宜粘度的 Epoxy。Epoxy 注入前應去除裝修材料，並以封塞劑將裂縫封塞。
- C. 水泥砂漿或混凝土注入 3 天後，必須拆除模版。拆模版時，應再檢視施工縫是否須再灌注 Epoxy。
- D. 龜裂和混凝土剝落共存時，龜裂部分須注入 Epoxy，混凝土部份再以注水泥砂漿粉平回復。
- E. 封塞材與注入用 Epoxy 應使用原廠已調配好的成品，若為現場調製，則須配合施工進度，一次不可調配太多。
- F. 入水泥砂漿時，灌入口及反面上方應於每間隔 20 公分設置排氣用的鋁製管。水泥砂漿循序漸進，由鋁製管溢出時，再將鋁製管封塞以防止漏漿。

4. 材料選用和強度值取用

- (1) 補強設計時，原結構的材料強度依下列規定選用：針對各樓層選取代表性的混凝土與鋼筋試體進行檢測，以了解建築物於震損後之現存材料強度，並選定結構分析使用的分析值。如原結構材料種類和性能與原設計一致，應接原設計（或規範）值取用；當原結構無材料強度資料時，應於現場取樣試驗後再依現行規範取分析值。
- (2) 補強材料的要求。補強用鋼材一般選用 A36，鋼筋應選取可焊鋼筋；補強用混凝土的強度等級建議比原結構的混凝土強度等級提高一級，例如原設計混凝土抗壓強度為 210kg/cm^2 ，則新灌混凝土之抗壓強度建議採用 240kg/cm^2 。
- (3) 補強所用粘結材料及化學灌漿材料（接著劑）的粘結強度，應高於被粘結構混凝土的抗拉強度和抗剪強度。應採用有出廠證明與試驗報告的成品，而當工程單位自行於現場調配時，則應進行取樣測試，以檢驗其與混凝土間的粘結強度。

5. 確認建築物之耐震目標

依據現行規範與業主之需求研擬耐震基準，以確認耐震補強的目標。

6. 消除耐震不利因素

儘可能消除結構體所有之短梁與短柱，而阻礙梁柱構材韌性發展之非結構性牆應設置伸縮縫。

7. 原結構體之結構分析

確認建築物之補強目標後，須依規範與現存材料強度進行原結構體之結構分析以檢核耐震構材之強度、韌性與勁度。若建築物之耐震能力不足，則擬定結構補強方案，其中荷重計算與承載力驗算原則如下：

(1) 荷重計算原則

補強結構承受的載重應按實地調查後，採用實際荷重。例如原建物規劃可能為住宅，但使用用途變更為商業用途。

(2) 承載力計算原則

進行承載力計算時，結構計算應確定結構的實際尺寸。構件的斷面面積應採用實際之有效斷面積，即應考慮結構的損傷、缺陷及銹蝕等之不利影響。計算時，應考慮結構在補強時的實際受力程度及補強部份的受力滯後等點以及補強部分與原結構協同工作的程度。對補強部份的材料強度設計值應作適當折減，還應考慮實際荷重偏心、結構變形、局部損傷及溫度作用等所造成的附加內力。當補強造成結構體的重量增大時，應對相關連結結構及建築物的基礎進行檢核。

8. 擬定結構補強方案

舊有建築物大多無法完整考慮耐震設計(韌性設計)，為增加地震之安全儲備，制訂承載能力和耐久性補強處理方案時，亦應考慮耐震補強方案。

依損壞調查結果與原結構體之結構分析成果，初步配置結構補強方案，結構補強規劃包括補強構材之位置、尺寸與補強工法。對後填式構材如增設 RC 牆，鋼斜撐構架或阻尼器構件時，應特別重視新舊連接位置之細部處理。

9. 結構補強方案之分析與設計

以結構分析程式檢討補強前後之檢核工作，其分析程式分別有 ETABS 結構分析程式與耐震能力詳細評估程式。其中 ETABS 結構分析程式可分析桿件於補強後之強度是否符合設計，耐震能力詳細評估程式則可了解建物之耐震能力與各主要耐震構件之韌性容量與破壞模式是否符合設計要求。

10. 其它原則

高溫、腐蝕、凍融、振動及地基不均勻沈陷等原因造成的結構損壞，應在

補強設計中提出相應的處理對策，再進行補強。結構補強應綜合考慮其經濟性，盡量不損傷原結構及避免不必要的構件拆除與更換，並盡量保留尚有利用價值之結構構件。

4.3.4 耐震補強方法與選擇

1. 結構系統變更及改修

(1) 簡支承鋼柱補強

簡支承鋼柱補強是重建區內常見的補強型式之一，利用數根直立的鋼柱，靠近原始的鋼筋混凝土柱旁，鋼柱之上下端分別以鋼釘錨錠在鋼筋混凝土梁及地板上，稱為簡支承鋼柱補強。由於施工之精確程度不一，部分個案之鋼柱端部與梁或樓板間之接合處會留有空隙，如此一來，在地震來襲時，鋼柱將無法立即提供承重的作用，直至原始結構的梁柱系統已發生大變形而緊靠於鋼柱上，此時鋼柱才能發揮作用，但可能已處於不穩定平衡之狀態。在鋼柱頂端與梁底部僅以四根鋼釘錨錠，萬一鋼柱與鋼筋混凝土梁的錨定不良，鋼柱有可能於地震時傾倒而造成危險。整體而言，簡支承鋼柱補強並不是一個理想之補強方法，其補強之效果令人懷疑。

(2) 構架補強

在既有鋼筋混凝土梁柱系統的內緣，增設門型構架也是重建區常見的補強方式之一，利用鋼構件或鋼筋混凝土構件組合成簡單之門形構架，並將門形構架緊靠在騎樓或原來梁柱構架中，以鋼釘錨定或者用鋼筋混凝土包覆固定之，此方法稱之為構架補強。在地震作用下，原始結構梁柱系統將變形而緊靠於補強之構架上，此時若無適當分散應力的機制，則原始梁柱系統與補強構架僅部份接觸，將使該處應力過大而導致嚴重損害。連結兩構架的機制可利用剪力釘連結鋼梁與鋼筋混凝土梁，或將鋼柱與原始的柱子以足量箍筋圍束，並澆注混凝土，可結合兩獨立構架而達增加結構的抗剪力強度，和增加鋼筋混凝土柱之韌性的目的。以構架補強後，可能導致原始鋼筋混凝土梁的有效長度縮短，故應設法補強並提高其韌性，以避免剪力破壞。一般鄰近大路兩側的建築物有供行人遮風避雨的騎樓，加以底層通常供商業使用，在平行於道路的方向上牆壁量更少。除非設計、施工時設置足夠抗橫力的結構構件和住戶使用維護時，不任意敲除隔間牆，否則有軟弱底層的隱憂。尤其是平行騎樓方向的勁度和強度常太小，如採門型鋼構架補強方式也以平行騎樓方向優於垂直騎樓方向。

2. 構材強化及修補

(1) 鋼板包覆補強

利用鋼板包覆在結構物之梁上、柱上或牆上，在包覆間隙內充填混凝土、環氧樹脂或利用鋼釘錨定之，此方法稱為鋼板包覆補強。根據研究的結果顯示，混凝土在圍束效果良好的情況下，可大幅提高抗壓強度；如鋼筋混凝土柱以鋼板包覆，可大幅提高其韌性，避免建築物在地震時倒塌。老舊的鋼筋混凝土建築常因鋼筋混凝土柱的斷面太小、箍筋間距過大、埋設太多管線等等因素，導致在強震作用下，柱頭混凝土爆開、主筋挫屈等現象。鋼板或足量箍筋圍束混凝土可提高鋼筋混凝土柱承受反覆載重的韌性，而達穩定消能的目的。以鋼板包覆時，鋼板與原始鋼筋混凝土柱的間隙須灌注無收縮水泥砂漿或環氧樹脂。若只增加鋼筋混凝土柱的韌性，則鋼板應與柱端保持一小段距離，以避免增加被補強柱的強度。如將鋼板埋入柱端之梁底部與樓板頂部之混凝土內，則除增加原始鋼筋混凝土的韌性，也同時增加其強度與勁度。此時應留意相鄰梁柱的強度與韌性是否足夠，避免衍生其他意外情況。鋼板包覆補強於矩形的梁柱時，必須在鋼板平面處增加螺栓錨定，以避免受力時平面處之鋼板往外凸。

(2) 碳纖維複合材料包覆補強

在結構物之梁上、柱上或牆上，利用碳纖維複合材料與特殊的黏著劑包覆之，此方法稱之為碳纖維複合材料包覆補強。碳纖維複合材料的特性之一是利用碳纖維具極大的強度與勁度，因此在平行碳纖維的方向可提供足夠的圍束力，同時另一方向不會增加原始鋼筋混凝土柱的強度，也就不會增加與其相鄰之梁柱系統的載重，達到單純作韌性補強的目的。以碳纖維複合材料包覆時主要靠黏著力，因此施工時需額外小心，避免碳纖維複合材料脫落。

(3) 增大斷面法

增大斷面法乃增大結構構件面積以補強的方法。不僅可提高補強構件的承載能力，亦可增加斷面剛度，改變建築物之固有振動頻率，可改善正常使用階段的性能。增大斷面法廣泛應用於補強混凝土結構中的梁、板、柱和鋼結構中的柱及屋架（補焊型鋼），以及磚牆、磚柱（增設磚或混凝土扶壁柱或混凝土圈套）等，本法的缺點為減少使用空間及增加結構體的自重。

(4) 化學灌漿法

化學灌漿法採用高壓設備將化學材料配制之漿液打入混凝土構件裂縫。灌入漿液與混凝土具有良好的粘結能力，故能恢復構件的使用功能，提高耐久性與達到防銹補的目的。化學漿液可分為環氧樹脂為主配製的環

氧樹脂漿液及甲基丙烯酸甲脂為主配製的甲液，前者主要處理約 0.2~0.5mm 之裂縫，後者為處理約 0.2mm 以下之裂縫。化學灌漿法常用以修補因裂縫而影響使用功能之結構，如水池、水塔、水壩等，也用於修補混凝土梁、板、柱構件以及因鋼筋銹蝕導致耐久性降低之構件。

(5) 水泥灌漿或噴射修補法

水泥灌漿方法採用高壓設備將水泥砂漿灌入磚牆裂縫，使其粘合力水泥漿液的強度遠大於砌築磚牆的砂漿強度，所以本修補砌體承載能力可以恢復如初，且較為經濟，缺點為需專門的設備，本主要用於因地震、溫度、沈陷等原因引起的磚牆裂縫的修補。噴射修補法是用壓縮空氣將水泥砂漿或細石混凝土噴射到受噴面上，並凝固成新的噴射層。噴射層能保護、參與甚至替代原構材，從而達到恢復或提高結構的承載能力、剛度和耐久性等補強效果。噴射修補法因噴射層與原結構的粘結力強，施工方便，所以在補強工程應用廣泛，其缺點為需要專門設備。這種方法常用於：

- A. 劣質混凝土的局部或全部更換；
- B. 板、梁等構件的下方增補混凝土；
- C. 增大磚牆、柱等結構構件的斷面；
- D. 增設防水抗滲層；
- E. 更換及增厚保護層混凝土；
- F. 填補混凝土和修補磚造結構中的孔洞、縫隙及混凝土牆的麻面等。

3. 增設壁或牆體

(1) 加設翼牆補強

因為使用空間的限制而無法直接在相鄰兩柱間直接增設剪力牆時，可考慮在柱的兩側加設一體積較小，而不用佔滿整個窗格的翼牆來補強。此補強方法可有效提高原來柱的強度，並且使整體建築物成為在梁先發生降伏的結構系統而成為強度抵抗型的結構。必須注意的是在增設翼牆之後，梁的淨跨度將會減少而增加外載重所引起之剪力的大小，此時若梁的抗剪強度不足，可能會引起梁的剪力破壞。因此在評估是否採用加設翼牆補強法時，必須將此一因素加以考慮。一般而言，當相鄰兩柱間的距離不大時，應避免採用此種補強方式。施工時，必須先將柱周圍的磚牆敲除以便能增設翼牆。同時，現有鋼筋混凝土梁柱和新增翼牆相接部分的粉刷層在敲除洗淨後，依設計所需的鋼筋量進行植筋，也可以和現有鋼筋混凝土柱中的鋼筋以焊接的方式連接，待配筋及模板組立完成後即可進行灌漿。

(2) 增設鋼筋混凝土剪力牆

增設剪力牆不但可以增加樓層剛度，防止變形過大，而適當的調整樓層的壁量，更可以改善樓層剛心與質心偏心時之額外扭力之產生。而垂直剛度分布不連續之建築物，也可以藉由耐震壁之調整以提高建築物之抗震能力，但是增設力牆可能會使建築物的使用機能受到影響，不符合原先的需求，所以在決定增設剪力牆的位置時，必須多加考慮。

4. 地基基礎補強

地基基礎補強方法可分為基礎加寬、加深及補強，樁式托換及地基處理等。加寬基礎的方法有直接加寬、加大基底面和增設筏式基礎等。上述方法施工簡便，無需專門設備，常用於地基承载力不足及直接增層時的基礎補強。當地基中有膨脹土或局部軟弱土層等情況時，可分段挖去原地基土，新做混凝土墩或磚牆墩以加深基礎。如基礎出現開裂、剛度或強度不足時，可採用化學灌注漿法、鋼筋混凝土補強法或加厚基礎法補強基礎。樁式托換乃以增設樁的方法托換原基礎。托換樁的承载力一般都較大，可用於承载力嚴重不足，以及外套框架增層法的基礎。地基處理的方法有石灰樁擠密地基和灌漿法補強地基土兩種，後者由於灌漿材料價格較高，因此通常用於補強深度為3~5m的地基處理。

根據耐震評估之結果，若結構之耐震能力堪虞，即可採取耐震補強，以提昇耐震能力。耐震補強之方法眾多，各有優缺點。本教材將會詳述各種方法之理論背景、設計準則及適用範圍，此外，本教材更進一步以實際案例，說明耐震補強之作業流程。透過課堂或網路教學，與學生互動，以了解教材之難易程度，並作適度之修正。

4.4 結構隔震與消能

4.4.1 簡介

結構振動控制之設計揚棄傳統抗風耐震設計之概念，在傳統結構系統外，裝設控制元件，經由適當的配置，使控制元件巧妙地消散或阻絕外力輸入土木結構之能量，將土木結構在風力或地震力作用下之振動量，大幅降至可以容忍之範圍內，以確保人員與結構之安全，並可提供舒適之居家及辦公環境，更可進一步節省土木結構之建造費用。

控制元件一般可分為主動、被動、主被動混合及半主動等四種。結構主動控制就是由控制元件對傳統結構系統，提供額外作用力，以改善土木結構之動力特性，或提高勁度，或提高阻尼，來達到減振消能之效果。結構被動控制則完全不需要任何附加外力，控制元件利用風力與地震力，使之產生變形，來改

善結構之動力特性，進而達到隔震消能之功效。結構主被動混合控制結合主動控制元件及被動控制元件，以提升被動控制之效果。結構半主動控制係以主動控制來調整控制元件之機制，而不是直接以主動控制力來調整結構之特性，使用少量的主動控制力，即能達到振動控制之效果。雖然四種控制元件各具特色，但在實際施行上，仍以被動控制最為可行。

在結構被動控制中，其控制元件可分為隔震及消能兩種。結構之隔震將「以柔克剛」之哲理發揮得淋漓盡致，在上部結構與下部結構之間，以柔性之隔震器來阻絕地震之傳輸路徑，使結構在強震中，依然屹立不搖，安然無恙。一個實際可行之隔震系統應具備之條件包括：(1) 在垂直方向具有足夠之承載力，以承受上部結構之重量；(2) 在水平方向具有足夠之柔度，以隔絕地震之傳遞路徑；(3) 具有消能機制，以減緩上下部結構之相對位移；(4) 具有足夠之水平勁度，以抵抗風力；(5) 具有足夠之回復力，使結構在地震後仍可復位。隔震元件之形式可以區分為兩種，一為類彈簧式；一為滑動式。類彈簧式隔震系統改變了結構之基本振動周期，來避開地震之主要振頻，而達到隔震之目的，鉛心橡膠支承隔震系統即為類彈簧式。滑動式隔震系統則係以滑動界面來隔絕地震力之作用，讓傳至上部結構之地震力，不會超過界面間之最大摩擦力，摩擦單擺支承即屬此類隔震系統。台北縣新店市慈濟醫院即採用隔震系統，作為防震策略。

消能元件裝設在梁柱構架之間，當地震來襲時，上下樓層間之變位，帶動消能元件變形，進而消散地震傳入之能量。消能元件提供土木結構附加之阻尼，以消散傳入結構體之能量，當結構體在風力或地震力之作用下，若消能元件之應力(力量)與應變(變位)之關係形成遲滯迴圈，遲滯迴圈可視為線性與非線性之疊加，線性部分提供勁度，非線性部分提供阻尼，以消散結構之振動能量。消能元件依其特性可分為兩大類：(1) 速度相依之消能器，如黏彈性阻尼器(台北市劍潭捷運站)、液體阻尼器(台北市台新銀行及大眾電腦大樓)；(2) 位移相依之消能器，如三角形鋼板消能器(台北市京華城大樓)、X 字型鋼板消能器(台中市逢甲大學圖書館)。

4.4.2 位移型阻尼器

1. 無黏著支撐

無黏著支撐的概念於 15 年前已發展問世，最早提出這種概念並申請專利的是位名為 Benne Sridhara 的印度人，真正深入研究並將其發揚光大的是日本學者與建商。無黏著支撐是由主受力單元、側撐單元與脫層單元組合而成的一種斜撐構件，其韌性消能行為表現極佳，有別於一般傳統斜撐構件，此構件受軸向壓力時不會發生挫屈現象，如圖 4.1 所示。

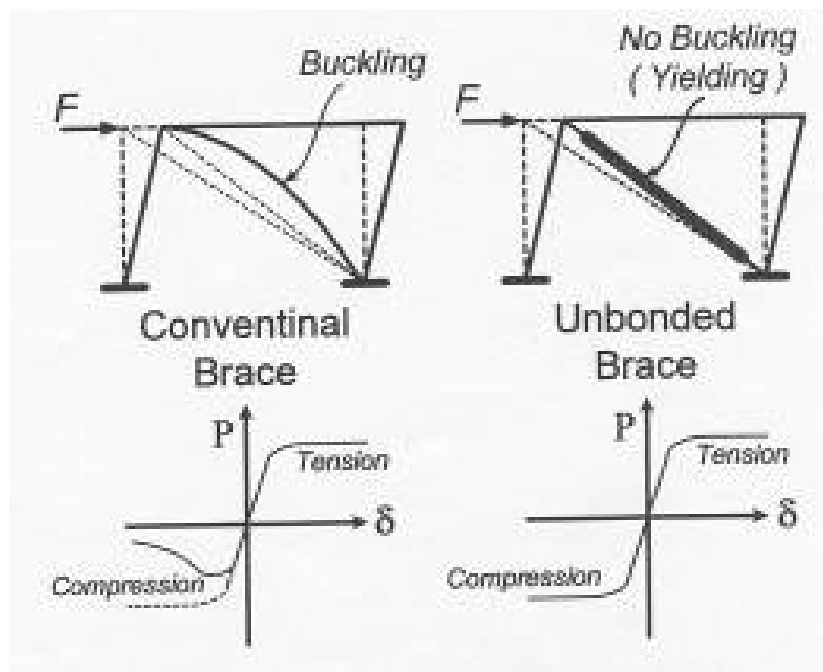


圖 4.1 無黏著支撐與傳統斜撐構架之受力變形特性

無黏著支撐的力學特性，除了在受拉、受壓狀況下均能降伏外，其遲滯迴圈相當飽滿，沒有束縮與強度折減的現象，具高勁度、高韌性與高消能容量的特性。此外，這種構材在斷裂前的遲滯消能行為相當穩定，適合作為結構減震消能元件，若配合低降伏強度鋼材的應用，可進一步於結構受震時，於其側位移較小時即開始消散能量。

無黏著支撐在設計上是由三個元件所組成，如圖 4.2 所示，其三個元件分別為：



(a) 組成示意圖



(b) 主受力元件

圖 4.2 無黏著支撐 (UB) 示意圖

(1) 主要受力元件：

主受力元件一般均以鋼板製成。其主要功能為承受軸向力並為無黏著支撐之主要消能元件。能量消散來自主受力元件於軸力作用下之塑性變形。

無黏著支撐之主受力元件可使用各類鋼材，國內常用之 ASTM A36 與 A572 Grade 50 鋼材，低降伏 (LYP) 鋼都可用來製作主受力元件。使用鋼材的強度越高則構材之強度越大。一般高強度鋼材含較低的延展性，但因主受力元件體積龐大，消能容量仍然較高，且高層建築物內斜撐構材需承受較大之軸力，因此適合使用高強度鋼材製作主受力元件。低降伏鋼材之降伏強度約 1.0 ton/cm^2 ，其伸長率可達 50~60%，主受力元件使用低降伏鋼材需較大之斷面積才可達到相同的強度。

斷面積加大可使構材勁度增加，可將結構系統水平力集中至抗水平力效率較高之斜撐構材，並減低其他構材之地震力，有節省材料的効果。此外，採用低降伏鋼材亦可增加無黏著支撐之消能容量，不但可作為構架中之斜撐構材亦可視為金屬消能器使用。主受力元件可採用鋼板、X (或十字) 型及 H 型斷面，視所需之無黏著支撐強度而定，為確保主受力元件端部接合處不產生破壞，一般採用端部斷面較中間段斷面大之設計 (如圖 4.3)。

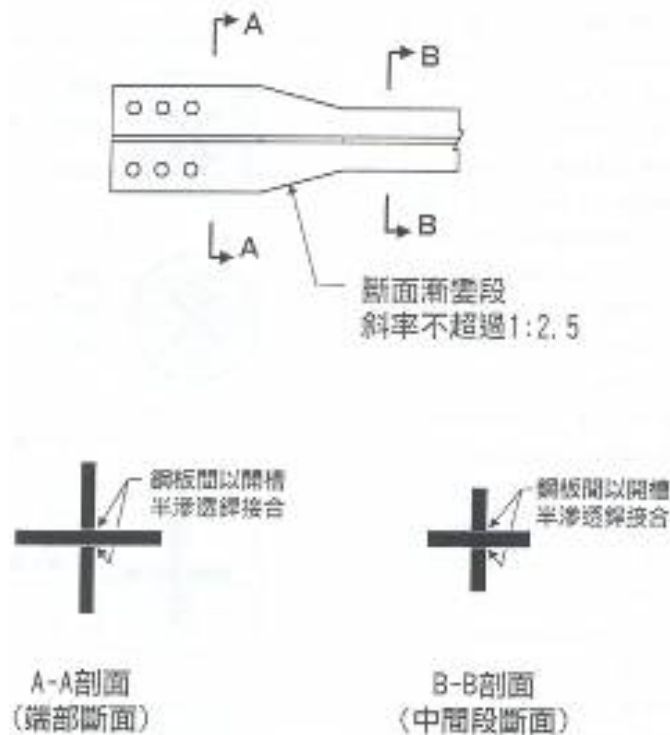


圖 4.3 X (十字) 形主受力元件斷面

(2) 側撐元件：

側撐元件主要目的在提供主受力元件側向支撐，確保主受力元件達極限強度前，無黏著支撐不會發生挫屈行為，亦即無黏著支撐之挫屈強度須大於主受力元件之極限抗壓強度。無黏著支撐除內部須預留壓縮空間外，所有型態之側撐元件皆須在主受力元件受壓縮變形時，避免側撐元件壓迫到主受力元件之接合，外部亦需預留壓縮空間，如圖 4.4 所示。外部預留壓縮空間可藉由控制側撐元件之長度為之。

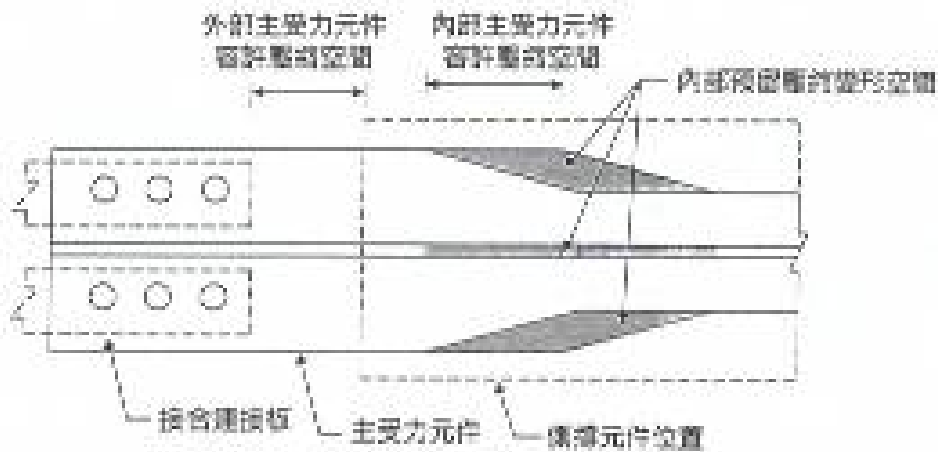


圖 4.4 無黏著支撐端部預留壓縮變形空間示意圖

(3) 滑動機構：

側撐元件採用鋼筋混凝土板或鋼管混凝土斷面時，混凝土與鋼材間之握裹力會將主受力元件之軸力傳遞至側撐元件，影響側撐元件性能。主受力元件與側撐系統間可塗佈適當之潤滑劑，尤為當側撐系統使用混凝土材料時，潤滑劑亦有防止混凝土裂縫成長之作用。

台北縣板橋市台北縣政府新建大樓內採上述無黏著支撐阻尼器提升結構強度與消能能力(圖 4.5)。建物內無黏著支撐設計製造均對各部件作詳細設計考量，包含鋼材選用、側撐強度計算、滑動機構之預留壓縮空間等(詳圖 4.6)。



圖 4.5 台北縣政府新建大樓



圖 4.6 台北縣政府政無黏著支撐

2. 三角形鋼板消能器

另一種常見的金屬阻尼器為三角形鋼板消能器 TADAS (Triangular Plate Added Damping on Stiffness Device)，由數片三角形懸臂鋼板所組成(圖 4.7)，當受到垂直於鋼板之側向力作用時，鋼板斷面的彎曲勁度與彎矩均沿鋼板高度方向呈線性變化，而使每片鋼板沿高度方向的曲率均相同(圖 4.8)。當三角形鋼板受力降伏時，整塊鋼板會同時且全面降伏，而非集中於固定端，故具較大之變形與消能能力(圖 4.9)。

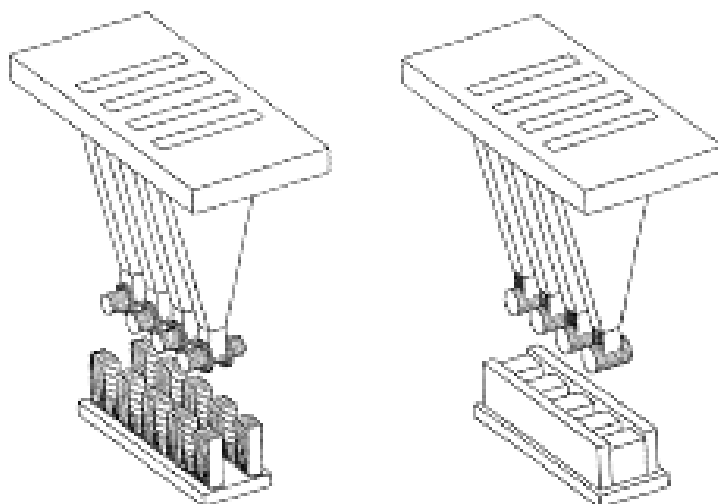


圖 4.7 三角形鋼板消能器示意圖

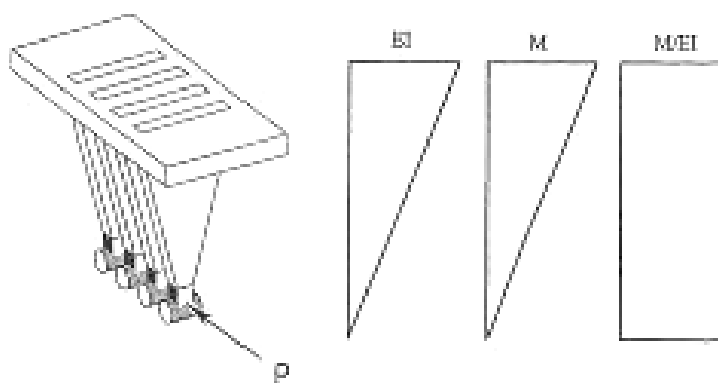


圖 4.8 三角形鋼板消能器之彎矩、勁度與曲率

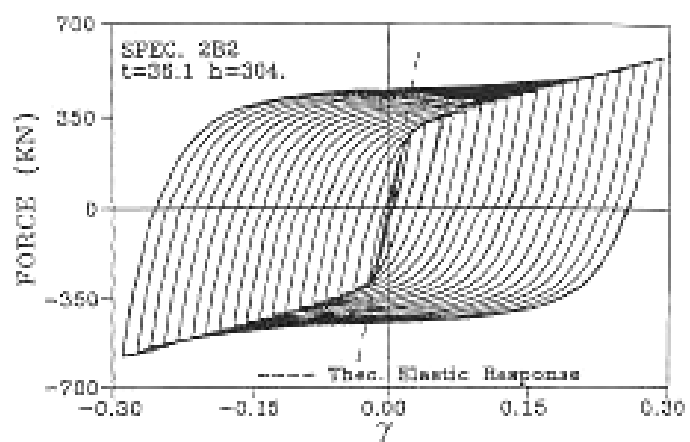


圖 4.9 三角形鋼板消能器在反覆載重下之遲滯曲線

座落於台北市八德路「京華城」24 小時購物商場為一鋼構造建物(圖 4.10)，內以 K 斜撐方式於建築結構內安裝多組 TADAS 阻尼器，且於空間排列上呈連續性(圖 4.11)，期能增加結構體於地震侵襲下之安全性，保護其內人員生命財產安全。



圖 4.10 京華城外貌



圖 4.11 京華城結構體內 TADAS 阻尼器

3. 摩擦型阻尼器

摩擦型阻尼器是利用固體間之摩擦現象以消散輸入能量，此摩擦現象為一固體物體相對於另一固體間之相對滑動所產生的摩擦抵抗力。此現象普遍的存在於自然界中，且已廣泛的應用於工程領域內，舉例來說，固體摩擦控制了地殼構造內的運動行為，並使其產生地震現象。於汽車工業中，剎車的摩擦力消散了車體運動的動能。基於與汽車剎車相似的原理，Pall et al. 於 1980 年代開始發展被動摩擦型阻尼器以增進結構物的抗震能力。

摩擦具許多型式，皆可有效的減輕因地震擾動所產生的動力反應。現階段只考慮固體摩擦的消能機制，於摩擦型阻尼器中，推動一固體相對於另一固體表面滑動的切線力所作的功為不可回復，即能量因此而消散，因此摩擦面不需任何潤滑處理，一般來說，接觸面於制動的過程中皆保持乾燥。此處所討論的摩擦理論即建立在乾燥的固體滑動摩擦。摩擦型阻尼器中最重要的因素為其使用的全部過程中，需維持可預期且一致的摩擦反應，然而摩擦反應是依據摩擦表面的情況而定，摩擦表面又會受外在環境的影響。

近年來，摩擦型阻尼器已有數項商業應用，針對新建結構、補強結構提供額外的抗震能力。產品主要為加拿大的 Pall 摩擦型阻尼器與日本的 Sumitomo 摩擦型阻尼器。下圖(圖 4.12)即為 Pall 摩擦型阻尼器。

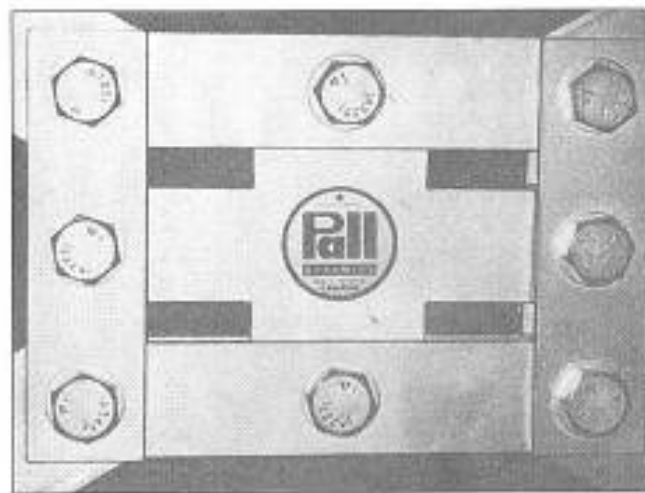


圖 4.12 摩擦型阻尼器

4.4.3 速度型阻尼器

1. 黏彈性阻尼器

應用於結構系統的黏彈性材料，為分子聚合物組成之物質，藉由材料的剪力變形來消散能量。黏彈性阻尼器，(VE Damper) 如圖 4.13 所示，基本組成為黏彈性材料層被外覆鋼板所束制。當其置於結構物中，結構因受到外在擾動而振動時，阻尼器外側鋼板與中間夾層鋼板產生相對運動，能量消散機制即由此處的剪力變形所產生。

黏彈性阻尼器的力學行為一般與環境、溫度、阻尼器應變及振動頻率有關，由過去實驗所得結果可知，於小變形時，黏彈性阻尼器的消能效能和環境溫度及振動頻率的關係較密切，而受到振幅的影響較小。

在相同的應變下，當環境溫度上昇時，黏彈性阻尼器的勁度將會減小。在相同的環境溫度下，當應變越大時，黏彈性阻尼器的勁度將會越小。當振動頻率愈高時，黏彈性阻尼器的勁度也就愈大。增加振動次數和振幅通常會使阻尼器變軟，此乃阻尼器內部溫度升高所致，然而此軟化於達到一定的振動次數後停止。對於抗震結構而言，大幅度振動的次數一般很少，因此阻尼器受溫度影響而軟化的情形對實際應用影響不大。

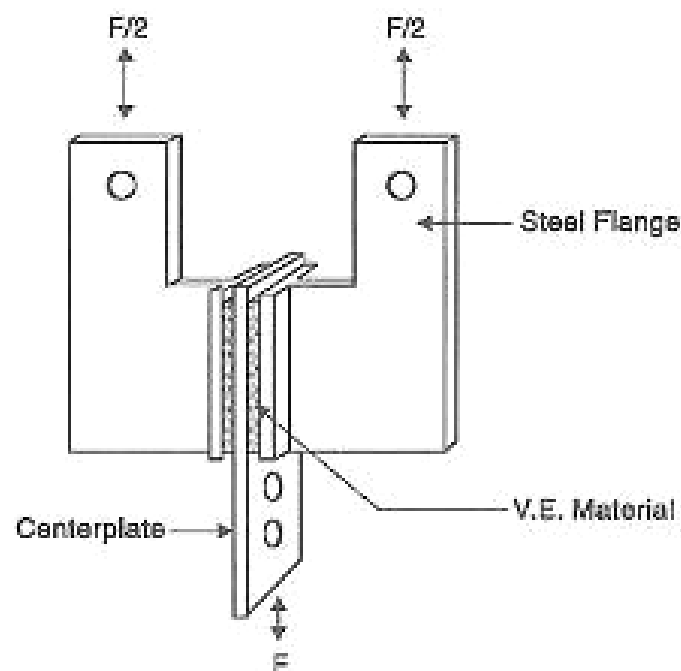


圖 4.13 典型黏彈性阻尼器示意圖

黏彈性阻尼器於 1969 年第一次使用於美國紐約市世界貿易中心（圖 4.14），其用來降低風力造成之側位移，減低建築物的擺動，以使其內人員感覺較為舒適[8]。阻尼器放置在支撐樓板之桁架梁的下翼桿件上，由 10 樓至

110 樓，每一層有 100 個阻尼器，整幢建築物共置放 10000 個阻尼器。紐約港務局自 1969 年裝置這些阻尼器後，就不斷地監控及記錄這些阻尼器的反應。由測試資料顯示，這些阻尼器將可至少使用至西元 2015 年。1982 年，美國華盛頓州西雅圖市 Columbia SeaFirst Building 內裝設了 260 個黏彈性阻尼器（圖 4.15），這些阻尼器與建築物的對角線斜撐相互平行。1988 年，阻尼器也以平行於柱子之方式裝設於美國華盛州西雅圖市 Two Square Building（圖 4.16）。

1994 年，台北捷運系統劍潭車站之懸吊式屋頂（圖 4.17）裝設了 8 個黏彈性阻尼器，並經由美國科羅拉多州立大學使用一個 1/120 之縮尺模型來進行一系列之風洞試驗。實驗結果顯示，垂直振態及扭轉振態各可產生 8% 及 4% 的阻尼比，對原結構而言，合適且實用。工程師乃依據風洞試驗結果及模態應變能法設計出與原結構物頂層相連接之阻尼器系統，所設計出的阻尼器為數個較薄之黏彈性層附著於突出之鰭狀鋁金屬板上（圖 4.18），藉由鋁板來消散在風力作用下黏彈性材料所產生之熱能。

位於台北市宏盛建設「帝寶」計劃案擬興建地面上六棟大樓，共用同一地下室，地下室有四層（圖 4.19）。建築物內採用壁式黏彈性阻尼器以提升結構物耐震能力（圖 4.20）。相較於傳統斜撐式阻尼器，壁式黏彈性尼器可提供設計者較多開放空間使用，亦可依設計需求增加與增大阻尼器黏彈性材料剪力面積。於符合規範條件下，此型式阻尼器具 有易於組裝與維護等優點。傳統斜撐式黏彈性阻尼器於此等勁度較大結構內，常無法得到預期設計要求，壁式黏彈性阻尼器由於可增加阻尼器之面積，因此對於勁度較大之結構物可提供充分的阻尼比達到消能要求。

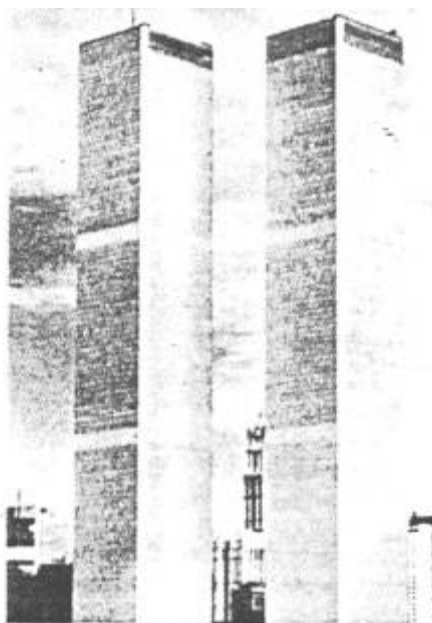


圖 4.14 紐約世界貿易中心



圖 4.15 Columbia Seafirst Building

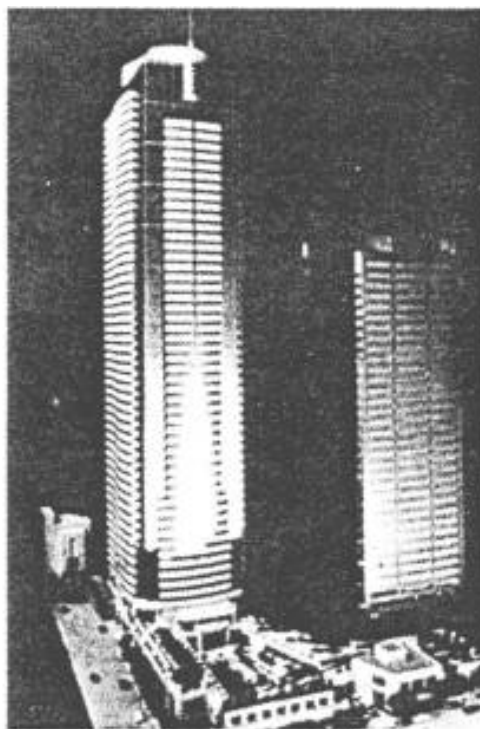


圖 4.16 Two Union Square Building

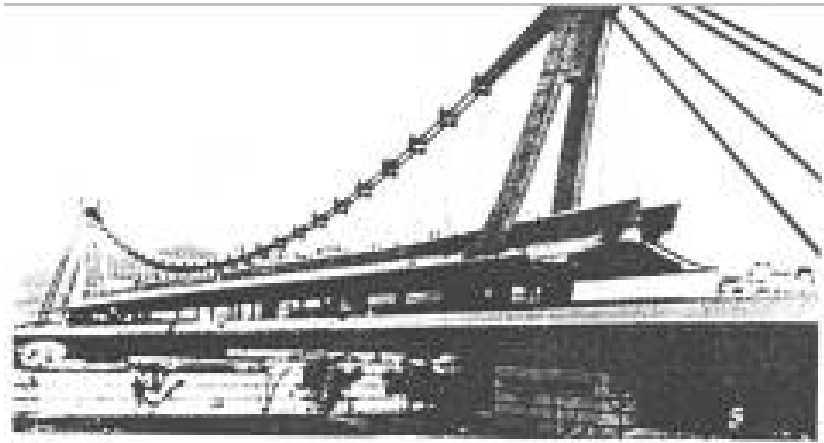


圖 4.17 台北捷運劍潭車站

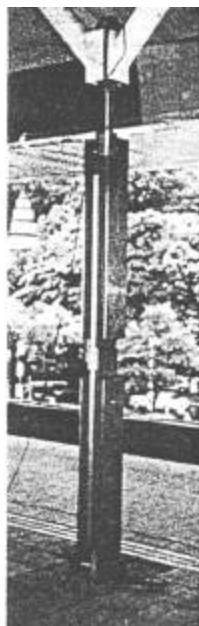


圖 4.18 台北捷運劍潭車站使用之阻尼器



圖 4.19 宏盛建設帝寶

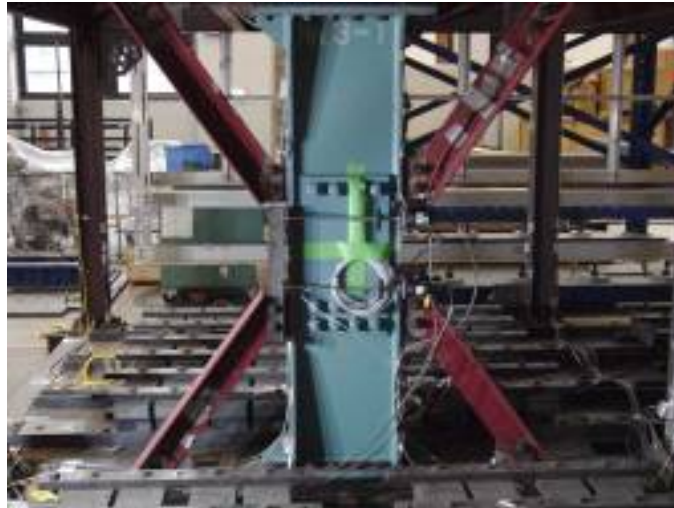


圖 4.20 壁式黏彈性阻尼器

2. 流體阻尼器

流體阻尼器（以下簡稱 FVD）屬於速度型之被動消能裝置，當結構作簡諧運動時，結構體在最大位移，即速度為零時，FVD 受力最小，此與結構桿件受力最大時恰呈 90° 之相位差；而 FVD 在頻率小於 2Hz 之情形下，幾乎不具勁度，故不會增加結構體勁度而導致結構體週期縮短、加速度反應譜係數 C 值提高；此外，FVD 在消能的過程中雖會產生熱能而使溫度上升，但除非是在高速之作用下，FVD 之效能並不會有太大之影響，溫度之因素幾乎可以忽略。

FVD 一般皆做成圓管活塞型，管內填充黏滯性流體(silicon oil)(詳圖 4.21)，當活塞於圓管內前後移動時，即會擠壓流體通過節流孔(orifices)而產生黏滯阻尼力，故亦被稱為油壓型消能裝置，地震能量則經由 FVD 之運動過程，轉換成熱能而消散出去。

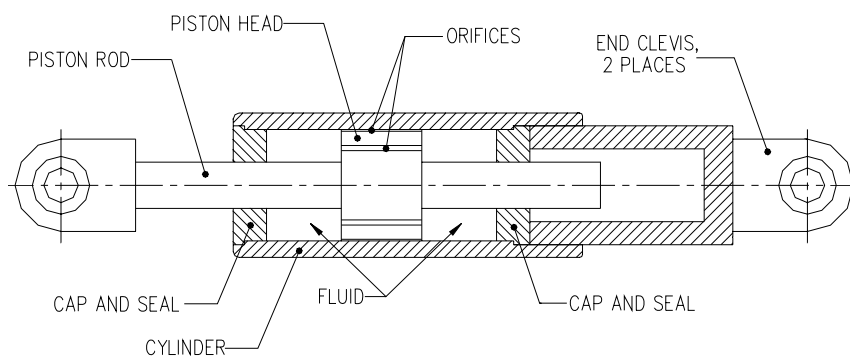


圖 4.21 液體黏滯性阻尼元件(FVD)示意圖

位於台北市內湖新科園區舊宗路二段與陽光街交叉路口之台新銀行新建大樓及大眾電腦新建大樓均採用FVD阻尼器(照片 4.22)，基地面積共約為 $11,500 \text{ m}^2$ ($105\text{m} \times 105\text{m}$)。兩棟大樓均為鋼骨結構，樓高 35.9 m，為地上九層，地下三層建築結構。



照片 4.22 台新銀行新建大樓

黏滯阻尼器係透過倒 V 字型斜撐 (照片 4.23)，安裝在梁柱構架內，故每組消能斜撐構件含有兩具黏滯阻尼器 (照片 4.24)，在每一樓層中，兩個水平方向分別安裝 4 組消能斜撐，兩棟大樓共裝設 288 具黏滯阻尼器。黏滯阻尼器規格之需求因安裝位置而異，一般而言，從一樓到頂樓，規格之需求逐層遞減。



照片 4.23 含流體黏滯阻尼器之倒 V 字型斜撐



照片 4.24 流體黏滯阻尼器

4.4.4 結構主動控制

結構主動控制系統包含三個核心部分：感應計、控制律及施力機構。感應計佈設在土木結構及其控制器上，將結構及控制器之反應，從物理量傳感為電子量，並擷取在數位電腦中，以作為控制力施加之依據。控制律就是控制力施加的法則，根據結構及控制器之反應，決定控制力施加之時機、大小及方向，以達到預期之減震效果。施力機構就是控制力產生之機構，以致動器及其動力系統，將控制力施加在結構上。主動質塊阻尼器乃主動控制元件，由質塊及伺服馬達組成，伺服馬達透過導螺桿，驅動質塊，以控制結構體之反應。

結構主被動混合控制系統可分為兩類：一類為控制系統由主動控制元件及被動控制元件組合而成；另一類則為控制元件本身兼具主動控制與被動控制之功能。主動調諧質塊阻尼器即屬後者，質塊係以鋼索懸吊之，形成鐘擺之動力行為，調整鋼索之長度，使鐘擺之振頻與結構基本振頻一致，遂將結構之振動量有效地傳到鐘擺，進而降低結構之振動量，故調諧質塊阻尼器即能發揮減振效果，而調諧質塊阻尼器為被動控制元件。以伺服馬達作為致動器，藉由導螺桿驅動質塊，調諧質塊阻尼器遂提升為主動調諧質塊阻尼器，為主被動混合控制元件，可大幅提高減振效果。

1. 主動質塊阻尼器[14]

信基大樓座落於台北市信義路與基隆路交會處，為一具有金融、商場及辦公室等多用途之綜合大樓。基地地面以下全面開挖至地下 19.85 公尺，並以

鋼筋混凝土(RC)及鋼骨鋼筋混凝土(SRC)組合而成之構造物，共計地下五層，信基大樓之地下樓與另一棟 27 層大樓之地下室共通，其樓地板面積約為 21,695 平方公尺。基地以上之建築物，樓高 98.7 公尺，其中地面 22 層，高 89.7 公尺，屋突三層，高 9 公尺，標準層之尺寸為：長向 38.90 公尺，短向 18.92 公尺。樓地板面積約為 16,032 平方公尺，而總質量約為 13,439 公噸(照片 4.25)。

該超高大樓係按照建築技術規則設計，結構之安全已符合需求，但為了發展由國內首套自行設計製造的主動控制式減振機構，故在不影響整體結構安全下，裝置此控制系統，以提高該大樓抗風耐震的能力。此套主動減振系統由三組主動質塊阻尼器構成，分別為 70 公噸、23.4 公噸及 36.6 公噸之模組，故總重量約為 130 公噸，各模組的大小約為 $4 \times 3 \times 2$ 公尺，並將其置於頂樓之上(照片 4.26)。其中 70 公噸的模組塊放置於距剛心 4.24 公尺之 Y 軸上，以控制結構的 Y 方向振動，另兩模組則分別擺設於剛心兩側處，面朝 X 方向，以控制結構的 X 方向及 Θ 方向之振動，故此控制器為一多自由度的控制系統。此外，除了主動減振機構外，並有一觀測系統，隨時監視地表震動及主動減振機構之運作，若有異常時，立刻停止系統之操作，以確保安全。



照片 4.25 信基大樓



照片 4.26 主動質塊阻尼器

2. 主動調諧質塊阻尼器

東帝士 85 國際廣場超高大樓座落在高雄市三多一路、新光路與自強路間，為一具有商場、辦公室及旅館等多用途之摩天大樓。基地之尺寸約為 148 公尺×80 公尺，地面以下全面開挖至地下 22.85 公尺，共計五層，樓地板面積約為 57,660 平方公尺，採用鋼骨鋼筋混凝土及鋼筋混凝土結構系統。建築物地面層尺寸約為 120 公尺×52 公尺，地面以上樓高為 347.6 公尺，共計八十五層，樓地板面積約為 247,614 平方公尺，採用韌性偏心斜撐鋼結構系統（照片 4.27）。

該大樓除了是全國第一高大樓外，更是全國第一座採用主動控制作為減振元件之土木結構。對於超高大樓而言，因風力所造成之橫力較因地震力所造成之橫力大，風洞試驗之結果亦印證此一論述。該建築物係按照建築技術規則設計，符合結構之安全需求，層間位移更限制在千分之五以內，以確保次要結構之安全。除此之外，因為該大樓之高樓層係作觀光旅館之用，遂將舒適度之準則提高為：在半年回歸期之風力作用下，頂樓之加速度不得大於 5 mg；而在 10 年回歸期之風力作用下，頂樓之加速度不得大於 10 mg。但是，風洞試驗之結果則顯示大樓之舒適度未符需求，故擬以減振元件之裝設加以改善。

對多個可行方案進行評估後，東帝士 85 國際廣場最後決定採用主動調諧質塊阻尼器作為減振元件，來降低建築物之風力反應，以提高其可用性。兩組質塊阻尼器分別裝設於第 78 層樓板之兩個對角角落，每組質塊阻尼器有一質塊，其質量為 100 公噸，而質塊與建築物之質量比約為 1:1105，質塊阻尼器之質塊係以鋼索懸吊，此乃鐘擺之動力行為。調整懸吊鋼索之長度，使質

塊阻尼器與建築物之基本振頻相調諧，該超高大樓之基本振動週期約為 5.08 秒，故鋼索所需長度約為 6.42 公尺(圖 4.28)。兩組懸吊鐘擺式質塊阻尼器可作兩個水平方向之運動，並可在每個方向施予控制力，質塊之最大衝程為 200 公分，而控制器之最大出力為 15 公噸。兩組質塊阻尼器共同作用後，四個控制力即可控制該大樓兩個水平方向及扭轉方向之反應。



照片 4.27 東帝士 85 國際廣場

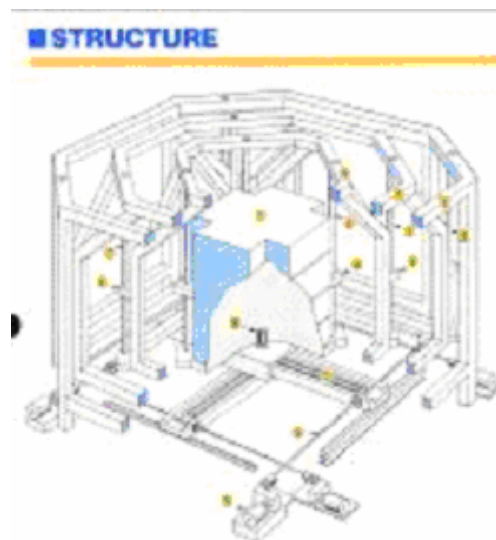


圖 4.28 主動調諧質塊阻尼器

4.4.5 隔震支承系統

隔減震裝置的原理在於延長結構物之基本週期或提高其系統阻尼比，使所承受之地震力降低，以控制系統的反應，圖 4.29 之加速度反應譜示意顯示，結構物之所受加速度可因週期延長或阻尼比增加而降低，不過週期延長的代價是位移增加，而阻尼比增加則可同時降低位移反應，此一現象可由圖 4.30 的位移反應譜觀察而得。

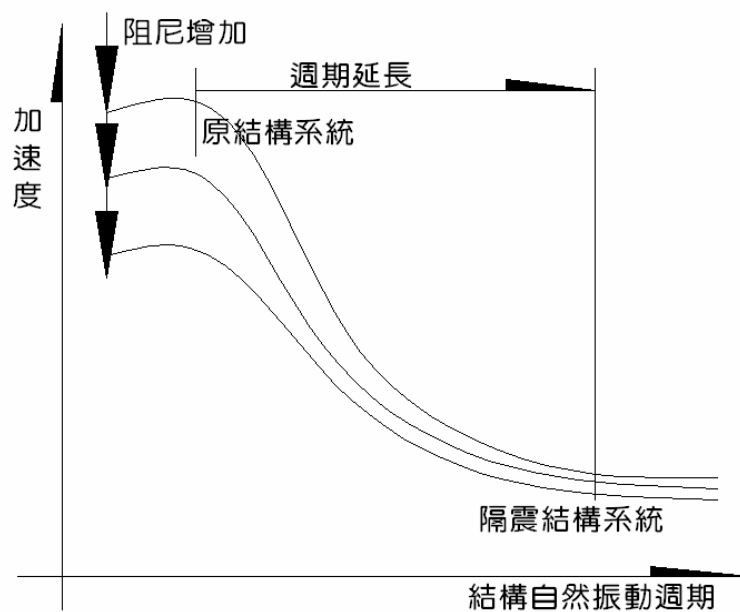


圖 4.29 加速度反應譜

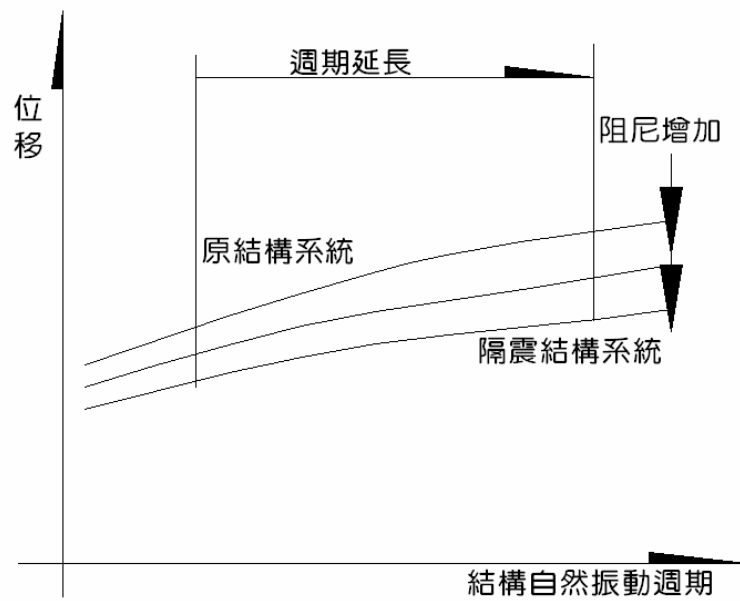


圖 4.30 位移反應譜

4.4.6 隔震支承墊

一般隔震支承墊可提供結構物所需之水平柔性勁度，進而產生柔性結構系統，使得結構物基本振動周期延長，降低地震力反應。此外，隔震支承墊亦需提供額外阻尼，並控制結構之位移，以吸收或消耗地震輸入之振動能量。圖 4.31 為典型的鉛心橡膠支承墊示意圖。

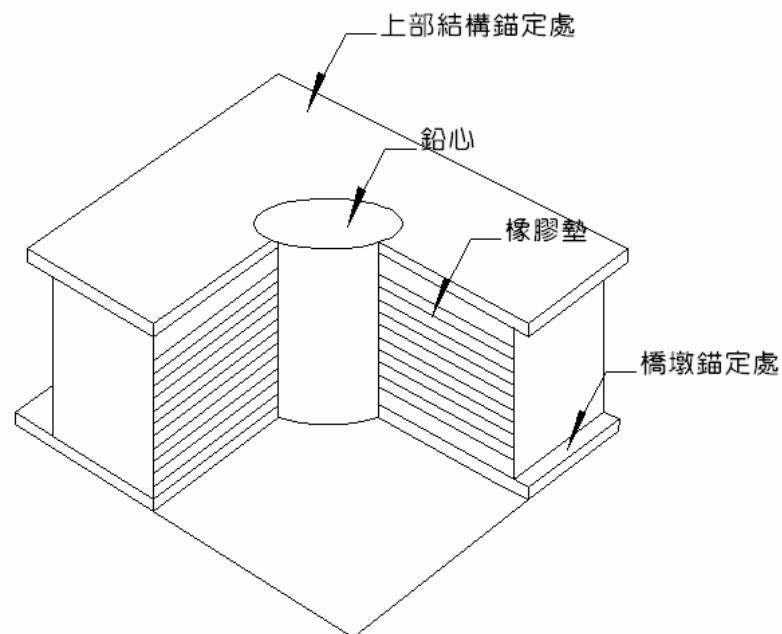


圖 4.31 鉛心橡膠支承墊示意圖

1969 年，以純天然橡膠製成的支承墊首次使用於建築結構的耐震設計中。支承墊為一大塊橡膠塊構成，其內不含任何的加強鋼板（圖 4.32&4.32），與現今常見的隔震支承墊有明顯的差異。垂直向勁度只較水平向勁度大數倍，當承受結構物自重時，純天然橡膠支承墊於垂直向會被壓縮 25%，使其兩側橡膠嚴重向外膨脹，且因天然橡膠的自然特性，使支承墊的行為相近於一過阻尼系統。

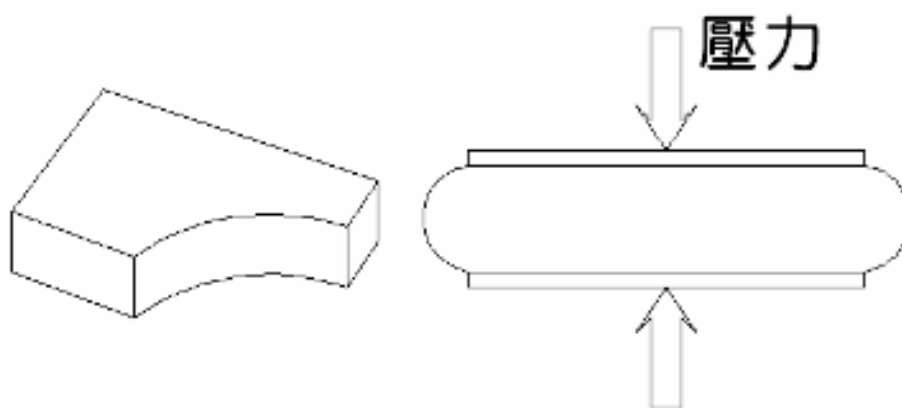


圖 4.32 純天然橡膠未加勁式隔震支承墊

上述大塊天然橡膠易壓縮膨脹的特性不適合使用於結構隔震系統內，因此新式的支承墊逐漸取代原先的設計方式。為了有效減少橡膠因受壓而產生的側向膨脹，將橡膠裁切製成薄片的形式，各橡膠層間採薄鋼板將各薄橡膠層隔開（圖 4.33），以束制橡膠層的側向膨脹行為，且分隔鋼板可增加支承墊垂直向勁度，此時支承墊的垂直向勁度可為其水平勁度的數百倍。

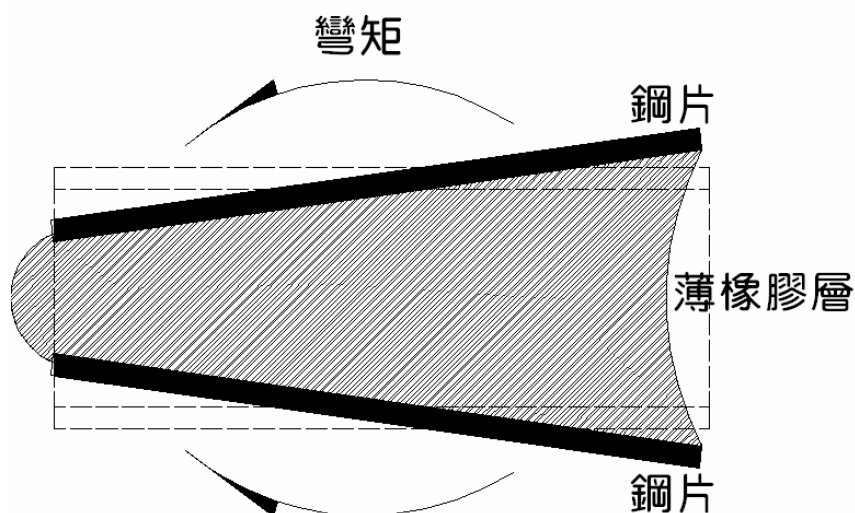


圖 4.33 鋼板支承墊

鄰近日本多使用低阻尼天然橡膠支承墊與合成橡膠支承墊，並配合其它的阻尼系統一併使用，如純黏滯阻尼器、消能鋼棒或鉛棒及摩擦阻尼系統等。此類支承墊上、下兩端部為厚鋼板，內部為多層鋼片與橡膠層間隔排列，橡膠層經硬化處理且由相鄰兩鋼板束制其側向膨脹行為，分隔鋼板提供相當大的垂直向勁度，但對水平向勁度幾無貢獻，因此水平向勁度完全由橡膠層的剪力勁度決定。橡膠材料可提供線性剪應變達 100%，額外提供的阻尼比約 2 至 3%，材料不易因長時間的受壓而產生潛變的行為，且長久使用有良好的穩定性。低阻尼或無阻尼橡膠支承墊的優點在於易於生產製作，分析模型簡單，且其動力反應與溫度、應變速率、歷時、老化等效應較無關。其唯一需注意的是低阻尼橡膠支承墊應搭配額外的阻尼系統以限制上部結構過大的位移反應，並詳細考量其接頭設計，若配合金屬型阻尼器的使用，須將金屬的低次疲勞迴圈行為列入分析中。

1975 年，紐西蘭發展出鉛心橡膠支承墊，而其後大量的使用於紐西蘭與美、日等國家。鉛心橡膠支承墊的幾何形狀近似於上述低阻尼橡膠支承墊，不同處在於鉛心橡膠支承墊內有一個或數個降伏強度較低且呈雙線性行為的鉛心或鉛棒，內部的鋼片迫使這些鉛心產生純剪力變形。鉛心必需與橡膠層或鋼片層緊密的結合，為了達到這個目的，於鉛心橡膠支承墊製作時，將鉛心的直徑取略大於預留的孔直徑即可。鉛心橡膠支承墊的有效勁度與有效阻尼是依其位移量而來，因此支承墊位移量的大小決定了一鉛心橡膠支承墊的力學性質。

若隔震支承墊可提供充足的阻尼，則不需其它額外的阻尼系統來降低隔震系統的位移量。藉由加入纖細的碳纖維、合成樹脂等填充物，可使隔震支承墊於剪應變 100% 的情況下，阻尼比由 10% 提高至 20%。此類隔震支承墊稱為高阻尼橡膠支承墊，其阻尼力學行為並不像純黏滯阻尼或遲滯阻尼，而是介於兩者之間。

結論

1994 年 1 月 17 日美國洛杉磯北嶺地震、1995 年 1 月 17 日之日本阪神地震、1999 年 9 月 21 日芮氏規模 7.3 之集集大地震、2002 年 3 月 31 日芮氏規模 5 之 331 地震均是近年來國內外重大地震危害，上萬棟結構物倒塌或受損，不僅造成生命及財物上嚴重之損失，進而嚴重影響經濟活動。

傳統減輕地震危害的方法是將結構物設計成具有足夠的強度容量或是具韌性變形的能力。但結構物於 1994 年美國加州北嶺地震及 1995 年日本關西阪神地震，均遭受到極大的破壞，而一些使用消能減震的老舊結構及新設計結構卻表現良好(ATC 17-1, 1993；EERI, 1993；Soong, T.T. and Dargush, G.F., 1997)，因此，結構控制的新觀念包含被動控制與主動控制系統，已逐漸被工程界所接受。台灣在 921 集集大地震後，更突顯出現行建築物耐震設計規範正遭受到嚴苛的考驗，國人目前正致力於現有建築物之耐震補強與評估外，亦有許多新結構在設計時加裝被動消能裝置或主動裝置。

若於結構設計之初，吾人即能納入結構控制之觀念，作一結構與控制之整合設計，勢必可以降低成本、節省材料並使結構物外型更加美觀，且能滿足結構之強度與勁度的需求。至於現存之結構物，若發現其有強度或勁度不足的現象，則可用結構控制作事後補強之措施，以增加其阻尼與勁度，並恢復其可用性。

諸多學術研究消能減震與隔震裝置應用於近斷層地震附近之結構系統，其效果仍有相當的討論空間。若非近斷層附近結構系統內增設適當之消能減震裝置或採隔震設計，可提升整體結構物耐震能力。

問題與討論

1. 概略說明耐震設計規範的基本精神。
2. 簡述結構補強的方式。
3. 減震結構與隔震結構再的分別。

學習資源

<http://www.ncree.gov.tw> (國家地震工程研究中心)

<http://www.cabc.org.tw> (財團法人中華建築中心)

<http://www.abri.gov.tw> (內政部建築研究)

參考文獻

M.C. Constantinou, M.D. Symans,(1993), “Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers”

Michael D. Symans, Michael C. Constantinou(1997), “Semi-Active Control systems for seismic protection of structures: a state-of –the-art review”

Shuhaibar, C. “Buckling-Restrained Braced Frame.” SEAOC newsletter, aril, pp.4-9,2000.

張惠雲，”遲滯消能系統之結構耐震性能設計方法研究”，國立台灣大學土木工程

研究所碩士論文，中華民國八十八年六月，指導教授：蔡克銓。

蔡克銓、陳煥煒，”含加勁阻尼裝置構架之耐震行為研究”，國立台灣大學地震工程研究中心，報告編號 CEER R81-09, June, 1992.

T.T. Soong and G.F. Dargush, “Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering” JOHN WILEY & SONS.

林裕淵(1995),”加黏彈性阻尼器結構分析與設計”，國立台灣大學碩士論文

Mahmoodi,P., Robertson L., Yontar,M., Moy,C. and Feld,L.(1987), “Performance of Viscoelastic Dampers in World Trade Center Towers”, ASCE Structures Congress, Orlando,FL,Augest.

Mahmoodi,P. and Keel C.(1986). “Performance of Viscoelastic Structure Damper for the Columbia Center Building”, ASCE Building Motion in Wind, New York, pp.83-106, April 8.

JCermak,J.E., Woo, H.G.C, Lai,M.L., Chan,J. and Danielson, S.L.(1993), “Aerodynamic Instability and Damping on a Suspension Roof”, 3rd Asia-Pacific Symposium on Wind Engineering, Hong Kong, Dec. 13-15.

Chang, K.C. Soong. T.T. Lai, M.L. and Nielsen, E.J.,(1993), “Viscoelastic Dampers as Energy Dissipation Devices for Seismic Applications.” Earthquake Spectra, 9(3), 371-387.

Johnson, C.D. and Kienholz, D.A.,(1982), “Finite Element Prediction of Damping in Structures with Constrained Viscoelastic Layers,” AIAA Journal, Vol. 20, No. 9, pp. 1284-1290.

Station R18A MRT-Roof, “The Chinese Society of Structure Engineering,” Project No. CSSE 82-04 Taipei, Taiwan, October.

鍾立來、吳賴雲、蕭凱宇、李明璆、吳光澂 (1999),”信基大樓之結構主動控制”，中華民國土木技師公會全國聯合會，土木工程技術，第三卷，第四期。

鍾立來、吳賴雲、李明璆、楊培堅 (1999),”東帝士 85 國際廣場之結構主動控制”，中華民國結構工程學會，結構工程，第十四卷，第二期，第 45~65 頁。