

低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 95 年 12 月

國科會 GRB 編號
PG9501-1179

低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究

受委託者：中華民國地震工程學會

研究主持人：廖文義

協同主持人：羅俊雄、洪思閩

研究助理：許丁友

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 95 年 12 月

目次 - 耐震評估篇

表次	VIII
圖次	X
摘要	XIII
第一章 通則	1-1
1.1 基本原則	1-1
1.2 適用範圍	1-1
1.3 安全標準	1-1
第二章 建築物檢測	2-1
2.1 基本原則	2-1
2.2 基本資料調查	2-1
2.3 檢測方法	2-1
2.3.1 結構檢測與項目	2-2
2.3.3 磚造構材檢測與項目	2-5
2.3.3 基礎與地盤檢測與項目	2-7
2.4 檢測報告	2-8
第三章 結構耐震能力評估	3-1
3.1 通則	3-1
3.2 基本耐震能力	3-1
3.2.1 耐震能力之計算	3-2
3.2.2 破壞模式判斷	3-4
3.2.3 構材強度與韌性計算	3-5
3.2.3.1 依破壞機制模式之強度計算	3-6
3.2.3.1(A)柱構材	3-6

3.2.3.1(B)RC 牆	3-9
3.2.3.1(C)具翼牆之柱構材	3-12
3.2.3.1(D)磚構材	3-13
3.2.3.2 依尺寸判斷破壞模式之強度計算	3-15
3.3 形狀指標	3-16
3.3.1 構材平面配置調整因子	3-17
3.3.2 立面強度分佈調整因子	3-18
3.3.3 平面不規則性調整因子	3-18
3.3.4 立面不規則性調整因子	3-20
3.4 經年指標	3-22
3.5 耐震能力標準	3-22
3.6 詳細評估法	3-24
3.6.1 一般原則	3-24
3.6.2 結構模擬準則	3-24
3.6.3 非線性靜力耐震評估程序	3-34
第四章 非結構構材之耐震評估	4-1
4.1 基本原則	4-1
4.2 評估步驟	4-1
4.2.1 耐震指標	4-1
4.2.2 構造指標	4-1
4.2.3 面域指標	4-3
4.2.4 危害指標	4-3
4.3 安全標準	4-5
第五章 基礎評估與模擬	5-1
5.1 基本原則	5-1

5.2 適用範圍	5-1
5.3 基礎承载力	5-2
5.3.1 承载容量	5-2
5.3.2 基礎承载容量	5-5
5.4 基礎行為模擬	5-5
5.4.1 勁度參數	5-6
第六章 耐震評估示範例	6-1
6.1 4層樓雙併公寓(含牆 RC 構架)	6-1
6.2 2層樓加強磚造沿街店舖	6-4
本篇參考書目	R-1

目 次 - 補強設計篇

第一章 通則	1-1
1.1 適用範圍與定義	1-1
1.2 耐震補強之基本要求	1-1
1.3 初步檢視	1-1
1.4 設計程序	1-2
1.5 施工	1-2
第二章 補強規劃與結構設計	2-1
2.1 補強規劃	2-1
2.1.1 通則	2-1
2.1.2 補強設計策略	2-1
2.2 結構設計	2-6
2.2.1 通則	2-6
2.2.2 材料強度	2-6
2.2.3 耐震性能需求與補強數量	2-6
2.3 計畫評估	2-6
第三章 構材與構架之補強設計	3-1
3.1 增設 RC 剪力牆	3-1
3.1.1 通則	3-1
3.1.2 耐震性能需求	3-1
3.1.3 規劃	3-2
3.1.4 施造方式與結構細節	3-3
3.1.5 設計程序	3-6
3.2 增設翼牆補強	3-8
3.2.1 通則	3-8

3.2.2 性能需求	3-9
3.2.3 規劃	3-9
3.2.4 施工方式與結構細節	3-10
3.2.5 設計程序	3-12
3.3 柱構材補強	3-14
3.3.1 通則	3-14
3.3.2 性能需求	3-14
3.3.3 初步規劃	3-14
3.3.4 RC 包覆補強(擴柱)	3-15
3.3.5 柱包覆鋼板補強	3-20
3.3.6 碳纖維(CFRP)包覆補強	3-24
3.4 增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆	3-27
3.4.1 概要	3-27
3.4.2 需求性能	3-27
3.4.3 規劃配置	3-31
3.4.4 施作方式與結構細節	3-31
3.4.5 補強設計程序	3-33
3.5 加強磚造結構之補強	3-34
3.5.1 概要	3-34
3.5.2 耐震性能需求	3-35
3.5.3 磚牆內增設加強 RC 柱	3-35
3.5.4 鋼筋網水泥砂漿補強牆體	3-37
3.5.5 碳纖維貼覆補強	3-38
3.6 其他補強技術	3-40
3.6.1 通則	3-40
3.6.2 增加扶壁	3-41
3.6.3 增加空間構架	3-42

3.6.4 其他補強技術	3-43
3.7 非結構構材	3-43
第四章 基礎補強	4-1
4.1 一般原則	4-1
4.2 基礎補強需求	4-1
4.3 補強對策與措施	4-3
4.4 結構細節及其他注意事項	4-6
第五章 施工細節與連結設計	5-1
5.1 錨錠設計程序	5-1
5.2 預壓力連結法設計程序	5-6
5.3 纖維貼片構造細節	5-7
5.4 RC 柱補強構造細節	5-8
第六章 建築設備補強設計基本原則	6-1
6.1 一般原則	6-1
第七章 耐震補強設計示範例	7-1
7.1 五層樓學校建築(含牆 RC 構架)	7-1
7.1.1 結構概述	7-1
7.1.2 構材塑鉸設定方式	7-1
7.2 側推分析與耐震能力評估方式	7-4
7.2.1 載重定義及側力分佈	7-4
7.2.2 非線性塑角位置設定	7-5
7.2.3 非線性靜力側推分析與容量震譜	7-5
7.2.4 韌性容量及崩塌地表加速度之估算	7-5

7.3 補強前分析	7-6
7.4 補強後分析	7-8
本篇參考書目	R-1
附錄 A 結構修復、補強工法施工參考規定範例	A-1
A.1 裂縫壓力灌注補強工法	A-1
A.2 鋼筋外露處理	A-3
A.3 強化纖維(CFRP)補強	A-4
附錄 B 耐震補強設計審查要點	B-1
B.1 建築物耐震補強設計初步審查要點	B-1
B.2 建築物耐震補強設計詳細審查要點	B-1

表 次

表 3.1 垂直結構構材依破壞模式之分類	3-4
表 3.2 平面不規則性種類與調整因子	3-19
表 3.3 立面不規則性種類與調整因子	3-21
表 3.4 經年指標與其項目	3-22
表 3.5 短週期結構之阻尼比修正係數 B_S	3-24
表 3.6 基礎土壤系統之阻尼比	3-24
表 3.7 RC 構材初始勁度的近似值	3-27
表 3.8a 混凝土梁柱構材模擬參數與補強水準要求	3-27
表 3.8b 混凝土剪力牆模擬參數與補強水準要求	3-28
表 4.1 協合指標	4-2
表 4.2 主結構體之韌性容量等級	4-2
表 4.3 非結構構材之韌性等級	4-2
表 4.4 衰減指標	4-3
表 4.5 環境指標	4-4
表 4.6 危害折減指標	4-4
表 5-1 一般淺基礎之土壤性質	5-2
表 C5-1 承壓基腳之形狀修正因子	5-3
表 5-2 支承於半無限均質彈性半域上的剛性版表面勁度	5-7
表 5-3 支承於半無限均質彈性半域上的剛性版表面勁度修正係數	5-8
表 5-4 典型土壤之鮑生比	5-10
表 5-5 由搖晃之震度所決定之有效剪力模數與剪力波速	5-10
表 C5-2 基本結構系統對基礎效應的敏感程度	5-14
表 6.1 柱尺寸與配筋	6-2

表 6.2 垂直構材破壞模式判斷結果	6-2
表 6.3 垂直構材強度計算表	6-3

圖 次

圖 2.1 建築結構檢測工作程序圖	2-9
圖 3.1 依韌性分類之建築物容量曲線圖	3-4
圖 3.2 含牆構架尺寸標示說明圖	3-5
圖 3.3 RC 牆體試驗強度與計算所得強度比較圖	3-12
圖 3.4 不需考慮磚牆效應之填充磚牆構架情形	3-14
圖 3.5 計算樓層偏心率之尺寸示意圖	3-17
圖 3.6a 具凹角性(凸角性)平面示意圖	3-19
圖 3.6b 具樓版不連續性平面示意圖	3-20
圖 3.6c 具不同主軸方向平面結構與面積 A_1 計算示意圖	3-20
圖 3.7a 質量不規則性	3-21
圖 3.7b 立面幾何形狀不規則	3-21
圖 3.8 構材側向力與變形之關係圖	3-28
圖 3.9 Mander 之混凝土之應力應變曲線	3-29
圖 3.10 雙向應力互制圖	3-29
圖 3.11 Kawashima 之混凝土之應力應變曲線	3-31
圖 3.12 鋼筋之應力-應變曲線圖	3-32
圖 3.13 容量震譜與等值彈塑性模型	3-36
圖 4.1 環境指標與危害折減指標之示意圖	4-4
圖 C5-1 承载力係數	5-4
圖 C5-2 半無限均質彈性體上之剛性基礎版性質	5-4
圖 5-1 土壤之力與位移包絡線	5-6
圖 5-2 一般的基礎構件模型	5-6
圖 5-3 矩形基礎腳之 Winkler 元件模型	5-9
圖 C5-3 基礎勁度與強度對結構構材變形的影響	5-14

圖 C5-4 不同之結構系統與基礎的模擬方式	5-15
圖 C5-5 基礎的理論彈塑性系統行為	5-16
圖 C5-6 基礎模型圖	5-16
圖 6.1 4樓分析建物平面配置圖(雙併住宅公寓)	6-1
圖 6.2 分析建物柱牆編號圖	6-2
圖 6.3 加強磚造沿街店舖住宅一樓平面圖	6-5

摘要

關鍵詞：建築物、耐震評估、耐震補強

一、研究緣起

國內中低層建築物中，以鋼筋混凝土構架內填充磚牆、RC 牆或為加強磚造之建築物佔大多數，是國內極具代表性的構造形式，對於此類建築物若能針對其受震特性加以研究，了解其耐震缺點並予以充分的評估與補強，則能解決大多數此類建築物耐震能力不足的問題。九二一大地震後，補強技術開始受到全面的重視，震後各方曾進行補強方面之技術匯整與探討，國內學術機關亦進行完成大量含牆構造之試驗，惟各項研究多屬技術資料之彙編或單純之試驗探討，還未能匯集整理成一完善之設計手冊，反觀日本早於 1977 年已有耐震改修設計指針，美國有 ATC、FEMA 之系列報告，大陸則有建築抗震加固技術規範等供補強設計之依據，國內至今仍無正式的補強手冊，所以為有效推動建築物耐震補強，亦應該有相關配合之技術手冊給予實務界參考，所以本計畫透過國內外資料匯整及必要之相關研究，提供工程師關於含牆低矮建築物之補強設計與評估參考手冊。

二、研究方法及過程

(1) 國內外研究資料收集整理：國內對於含牆構架已經有許多研究單位進行相當多之耐震試驗與補強後結構試驗，如國家地震工程研究中心、成功大學、臺灣科技大學(國科會補助)等學術單位皆已經有針對各類型含牆構架、磚造建築進行一系列之耐震試驗研究與補強效率之探討，本研究計畫主要為以此些研究之試驗資料為主，進行試驗資料之收集與匯整比較，由收集之資料分析統計出牆體對整體結構於勁度、強度與韌性等方面之影響及參考國內外研究成果與設計準則，提供含牆結構系統之設計與補強分析建議準則。另對於補強後結構之耐震能力評估，

亦進行研究成果收集整理，研擬合理且實用之方法為補強設計手冊之依據。

(2) 補強構材設計模擬原則：結構進行補強後，當然需要重新進行評估以確定其補強效果，例如磚牆增設鋼絲網 RC 牆、FRP 補強、及鋼板補強後之勁度與強度如何模擬等。對於補強結構或補強構材之行為與相對應之模擬原則，如實際強度與韌性容量，及其連結構材之行為等之模擬原則。

(3) 補強建物之耐震能力評估：若要實際了解補強建物之耐震能力，則需要有一耐震評估方法來進行其耐震能力之計算與評估，在本計畫中採用之耐震評估方法為(1)初步評估法(改良於日本防災協會之牆柱量比的方法)與(2)詳細評估法(非線性靜力分析與容量震譜法分析程序)。

(4) 補強策略研究：建築物之補強策略主要以提昇建築物本身耐震能力及降低建築物之耐震需求兩個策略為主(或兩者併用)，在提昇建築物本身耐震能力方面一般以構材強度韌性補強、結構不規則性之改善、增設剪力牆等方式來進行，降低建築物之耐震需求則以降低建物重量、增設隔震裝置等方式來進行，補強方式之選擇可能因為建物補強需求或現況條件之限制而有不同，雖難以用一單一標準來選擇補強策略，但各種方式之選用基本原則與可能優缺點、限制條件等還是需要建立基本之選用原則來供設計者參考。

(5) 考量結構土壤互制與地盤特性下之耐震需求研究：由於結構物之受震反應及耐震性能會受到基礎與土壤之變形的影響而不同，尤其對於低矮建築物，其整體之剛性可能遠高於周遭地盤土壤，所以除如一般分析中須將基礎之效應正確的加以考慮外，土壤結構互制作用下亦可能減少結構物之耐震需求，如基面之翻轉使結構減少位移需求，或土壤提供額外之阻尼，減少結構之耐震需求。本計畫利用國內建物特性與地震記錄，配合國內外之研究資料，研究如何修正考慮結構土壤互制下之耐

震需求及如何考量基礎與地盤之受震行為及可行之模擬方式。

(6) 設計範例: 台灣地區常見之建築物的型式, 對於低樓層數建築物主要之型式為 2 至 5 層樓之沿街店舖、透天厝及 4 至 6 樓之雙併公寓為主。本研究選用沿街店舖及雙併公寓為補強評估與補強設計示範例, 配合所研擬之補強構材模擬準則與補強策略基本原則來進行各類補強方式之補強設計、補強後建物整體耐震能力評估等供參考。

三、重要發現

本研究經由進行相關研究資料之蒐集、整理與研究探討後, 發現將研究報告區分為「耐震評估篇」與「補強設計篇」兩篇可有助於內容之呈現與提高可讀性, 其主要章節內容如下:

耐震評估篇

第一章 通則: 基本原則、適用範圍及結構安全標準之說明。

第二章 建築物檢測: 提供建築物檢測之相關標準與要求, 及配合使用之耐震評估方法的需要確定檢測項目、範圍和計畫。

第三章 結構耐震能力評估: 耐震評估方法區分為初步評估法與詳細評估法兩種, 提供各種評估法中構材之破壞模式判斷、強度與韌性計算方式, 影響耐震能力調整因子計算及整體建築物耐震容量計算。

第四章 非結構構材之耐震評估: 提供以耐震指標判斷地震時非結構構材對人身安全之威脅程度判斷方式。

第五章 基礎評估與模擬: 提供基礎承受載重之變形特性及基礎承载力計算。

第六章 耐震評估示範例: 以沿街店舖及雙併公寓為評估示範例說明耐震評估流程。

補強設計篇

第一章 通則：基本原則、適用範圍及補強設計與施工等基本要求之說明與定義。

第二章 補強規劃與結構設計：提供耐震補強規劃時，補強基本策略之選擇參考方向，內容包括結構配置和其連接構造選擇，及如何評估建築物補強後之預期耐震性能。

第三章 構材與構架之補強設計：包括增設 RC 剪力牆補強、增設翼牆補強、柱構材補強、增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆補強、加強磚造結構之補強、及其他補強技術等各種方法之設計、結構細節、補強耐震性能各方面之詳細規定。

第四章 基礎補強設計：基礎之補強基本原則、耐震需求、設計成序與補強成效評估等。

第五章 施工細節與連結設計：各種錨錠方式與施工細節規定。

第六章 建築設備補強設計基本原則：建築設備補強設計基本原則說明。

四、主要建議事項

立即可行之建議

主辦機關：行政院內政部

協辦機關：內政部營建署、內政部建築研究所

由於新修改建築物耐震設計規範之實施及國內至今仍無正式的耐震評估與補強手冊，亟待訂定以供補強設計施工之依循，藉此機會應由主辦單位針對本計畫所提之「低層含磚牆建築物耐震補強手冊」，邀集學者專家及工程實務人士，進行本手冊相關規定之討論修正與適用建築物之規定，及另外委由工程實務人士進行試用比較，提供將來實施之優缺點與相關應配合事項。

長期性建議

主辦機關：行政院內政部

協辦機關：內政部營建署、內政部建築研究所

針對本研究所提出之「低層含磚牆建築物耐震補強手冊」建議案持續進行研擬與內容修訂，於未來訂定更完善可行之「低層建築物耐震評估與補強規範」以確保公共安全與人民財產，並使耐震評估與補強設計者有所依據而避免困擾。在補強評估與設計技術方面則應持續辦理相關人才之訓練與技術手冊之制定，委託學術機構配合相關公會持續進行「建築物耐震評估與補強規範」之建立，將對象由低層建築物進一步推廣到適用於一般建築物之耐震評估與補強設計，使工程單位有設計依據及據此提昇國內耐震補強設計之技術水準。

ABSTRACT

Keywords: building structure, seismic evaluation, seismic retrofit

The major research contents included in this project are as follow:

1. To collect the relative test and theoretical analysis data for structures infilled with walls before retrofit and after retrofit, study and find the impotant factors that will affect the retrofit performance, and provide the criteria for evaluate the seismic performance of various retrofit method of the structures with walls.
2. To collect and analyze the relative technology reports for seismic rehabilitation of building structures, and to provide the modeling rules for seismic evaluation, seismic retrofit design and retrofitted components of structures with walls.
3. The written of the referenced design manual “Recommended Seismic Retrofit Criteria for Low-Rise Buildings with infilled walls”.

The major objectives of this project are as follow:

1. Establishment of the basic rules for seismic retrofit strategy and design method of the building structures with infilled walls.
2. Establishment of the quantified index for seismic retrofit of the building structures with walls.
3. The publish of the referenced design manual “Recommended Seismic Retrofit Criteria for Low-Rise Buildings with in-filled walls”.

第一章 通則

1.1 基本原則

本手冊主要用於既存一般(含牆)鋼筋混凝土造或加強磚造建築物之耐震評估，耐震評估需進行現場實際調查檢測、結構體耐震容量之計算與非結構物耐震指標之計算，再配合本手冊所規定之耐震需求來綜合判斷建築物之安全性。

1.2 適用範圍

本手冊主要適用於不超過 18 公尺或 5 層樓之既存一般鋼筋混凝土造或加強磚造建築物之耐震評估與耐震補強設計驗證，工程師於進行耐震評估前需先判斷本手冊之適用性。本手冊之耐震評估方法區分為初步評估法與詳細評估法兩種，方法之選擇為根據耐震評估之目的與結構物特性來綜合判斷；對於其他經試驗驗證或為合理可信的耐震評估方法，若其基本原理與本手冊相同且與現行設計規範具一致性者亦可使用於耐震能力之評估。

1.3 安全標準

結構體與非結構體之耐震安全與否需以計算所得之結構耐震能力與非結構體耐震指標 I_N ，配合現場實際檢查(實際構造現況、變形情況、老化劣化情況等)來綜合判斷其安全性。

第二章 建築物檢測

2.1 基本原則

建築物的檢測應對結構物的耐震評估與補強設計提供實際、可靠、有效的檢測數據和檢測結論。建築物的檢測應根據相關標準的要求和所使用耐震評估方法的需要來確定檢測項目、範圍和計畫。

對於重要和大型公共建築宜進行相關結構動態試驗來確認建築物之動態特性。建築物之檢測工作程序，宜依照圖 2.1 的程序進行。

2.2 基本資料調查

建築物的基本調查資料，應包括下列內容：

- (1) 盡可能收集被建築物的原設計圖說、結構計算書、設計變更記錄、施工紀錄、施工驗收和工程地質探勘察等資料。
- (2) 調查結構類型、建築面積、樓層數、監造單位、建造年代等。
- (2) 調查建築物現有缺陷、外在環境條件，使用期間的補強、改修與維護情況及是否有用途與載重條件變更等情況。
- (3) 向相關人員及居民進行訪談調查。
- (4) 了解建築物是否曾進行類似之檢測工作及收集其資料。

建築物的檢測應有完備的檢測計畫，檢測計畫應與業主、耐震補強設計單位及居民進行意見溝通，並應經過耐震補強設計單位之同意。

2.3 檢測方法

建築物的檢測應有完備的檢測計畫，檢測計畫應與業主、耐震補強設計單位及居民三方進行意見溝通，並經過三方面之同意。

建築結構的檢測，應根據檢測項目、目的、建築結構狀況和現場條件來選擇適宜的檢測方法。建築結構的檢測方法應以具有相應規範、標

準的檢測方法為優先考量，當檢測方法沒有相應的規範與標準時，檢測單位應有相對應的檢測步驟，檢測步驟應對檢測用儀器設備、操作要求、數據處理等作出規定。

2.3.1 結構檢測與項目

現場檢測項目主要有以下各項：

- (1) 混凝土強度。
- (2) 構材缺陷、構材尺寸偏差、裂縫及外觀品質。
- (3) 鋼筋腐蝕情況及配置。
- (4) 必要之現場結構荷載試驗。
- (5) 建築物內外之非結構材是否會掉落損人。

現場檢測宜優先考量選用對結構或構材無損傷的檢測方法。當選用局部破壞性的取樣檢測方法時，宜選擇結構構材受力較小的部位，並不得損害結構的安全性。

當對古蹟建築和有紀念性的既有建築結構進行檢測時，應避免對建築結構造成損壞。重要和大型公共建築的結構動力測試，應根據結構的特性和檢測目的，分別採用環境振動或是強迫振動等方法了解結構物之特性。

[說明] 對鋼筋混凝土結構其首要的檢測項目是混凝土的強度，其次是根據建築物的實際情況來選擇檢測項目。例如，當混凝土梁、板、柱、牆等構材存在有明顯裂縫存在時，則需檢測裂縫的寬度和深度；有時，為進一步了解裂縫擴展原因，還需於裂縫附近區域檢測其鋼筋腐蝕情況及配置；當混凝土中鋼筋銹蝕較嚴重時，需檢測鋼筋的銹蝕程度，必要時，檢測混凝土氯離子含量；所以檢測項目需根據建築物的實際情況進行確定。

混凝土強度檢測：混凝土強度的檢驗與相關試驗應按現行 CNS 國家標準進行，混凝土強度的現場檢測方法，分為非破壞檢測法和局部破壞檢測法。局部破壞性檢測法是在不影響結構承載力的前提下，從結構物上直接取出試體進行試驗或進行局部破

壞試驗，根據試驗結果確定混凝土抗壓強度的方法，常用的方法有鑽心取樣法等。鑽心取樣法除可測定強度外，還可用來檢測混凝土中性化和是否曾遭受火災或化學侵蝕等之用。

非破壞檢測法是以某物理量與混凝土試體強度間的關係為基本依據，在不損壞結構的前提下，測試混凝土的此些物理量，並按其關係推算出混凝土的抗壓強度。常用的非破壞檢測法技術有回彈法、超音波檢測、超音波回彈綜合法、雷達波檢測法等，其中回彈法不適用於混凝土表層與內部有明顯差異或內部存在缺陷情況下之檢測，對測試前表面潮濕的混凝土，應待風乾後再進行測試。用回彈法進行檢測時，需取至少 3 個鑽心取樣混凝土試體之抗壓強度來進行修正，修正係數是鑽心試體強度與其所對應測區的回彈強度之比，取各修正係數的平均值作為其修正係數。

混凝土缺陷調查：用於檢測混凝土內部缺陷的方法有超音波脈衝法和射線法兩大類。由於超音波傳播速度的快慢與混凝土的密實程度有直接關係，聲速高則混凝土密實，相之反則混凝土不密實，用超聲波檢測混凝土缺陷的基本依據為利用脈衝波在條件相同(指混凝土的材料、配合比、齡期和測試距離)的混凝土中傳播的時間(或速度)、接收波的振幅和頻率等聲學參數的相對變化，來判斷混凝土的缺陷。當有空洞或裂縫存在時，便破壞了混凝土的整體性，聲波只能繞過空洞或裂縫傳播到接收器，因此傳播的路程增大，其相應的聲速降低。

混凝土內部的缺陷除用超聲波檢測外，也可以用混凝土鑽取直徑約 20 mm 的試體後直接觀察，但由於大部分混凝土中的缺陷位置難以確定，所以不宜採用鑽心檢測，一般都用超音波等非破壞性方法。

混凝土裂縫調查：結構評估中對裂縫的調查，主要包括裂縫的長度、寬度、深度、走向、形態、分布特徵、是否穩定等內容。測量裂縫寬度常用裂縫比對尺或讀數放大鏡，裂縫比對尺上面印有粗細不等、標注寬度值的平行線條，將其覆蓋於裂縫上，可比較出裂縫的寬度。這種方法簡便快速，適用於各種環境條件。

裂縫寬度一般為不均勻的，工程鑑定關注的是特定位置的最大裂縫寬度。限制裂縫寬度的主要目的，是防止腐蝕性物質滲入而導致鋼筋銹蝕，因此，量測裂縫寬度的位置應在受力較大之主筋附近，如梁的彎曲裂縫檢測以在梁受拉側主筋處為宜。另裂縫深度檢測方式可採用鑿開法或超音波檢測。構件上檢視出現明顯裂縫時，應先判定裂縫是否趨於穩定，裂縫是否有害，然後根據裂縫特徵判定裂縫原因，

並考慮修補措施。

裂縫是否趨於穩定可根據以下方式判定：

(1) 定期對裂縫寬度及長度進行觀測與記錄。觀測的方法是在裂縫位置及裂縫頂端塗覆石膏，如果在相當長時間後石膏沒有開裂，則裂縫應已經趨於穩定。但有些裂縫是隨時間和環境變化的，如溫度裂縫在冬天寬度增大，夏天寬度縮小。所謂不穩定裂縫，主要包括隨時間持續不斷增大的荷載裂縫、沉陷裂縫等。

(2) 鋼筋應力是影響裂縫寬度的主要因素，因此可以經由鋼筋應力的計算來判定裂縫是否穩定，如果鋼筋應力小於 0.8 倍降伏應力，則裂縫應處於穩定狀態。

鋼筋位置與鋼筋銹蝕程度的檢測：測定鋼筋位置和保護層厚度的目的是為了確定鋼筋混凝土構材的實際配筋情況。鋼筋配置對構材的受力性有相當大且直接的影響，而保護層厚度對構材的耐久性有影響。結構構材中的鋼筋銹蝕後，鋼筋截面積減小，鋼筋與混凝土的握裹力降低，銹蝕產生的膨脹力還會引起混凝土保護層剝落，鋼筋銹蝕對構材的強度和耐久性有嚴重影響。

鋼筋位置與鋼筋銹蝕程度的檢測：鋼筋配置是否正確對構件的受力能力有直接的影響，而保護層厚度對構件的耐久性有影響。例如受彎構件受拉主筋配置過高(保護層過大)，將使構件斷面的有效深度減小，從而使斷面的抗彎承載能力降低，反之，保護層過薄，則混凝土碳化深度易深入到鋼筋位置，使鋼筋的抗蝕性降低，構件的耐久性也隨之降低。結構構材中的鋼筋銹蝕後，鋼筋截面積減小，鋼筋與混凝土的握裹力降低，銹蝕產生的膨脹力還會引起混凝土保護層剝落，鋼筋銹蝕對構材的強度和耐久性有嚴重影響。鋼筋位置和保護層厚度的測定可採用電磁波(雷達)感應儀或其他儀器。檢測鋼筋銹蝕的方法有鑿開法、取樣法和自然電位法，鑿開法為鑿開混凝土保護層，用鋼絲刷去浮銹，再用游標卡尺測量鋼筋直徑，主要量測鋼筋截面有缺損部位的直徑及據此計算鋼筋斷面損失率；自然電位法是利用電化學原理來定性判斷混凝土中鋼筋銹蝕程度的一種方法，當混凝土中的鋼筋銹蝕時，鋼筋表面便有腐蝕電流，鋼筋表面與混凝土表面間存在電位差，電位差的大小與鋼筋銹蝕程度有關，運用電位測量裝置，可大致判斷鋼筋銹蝕的範圍及其嚴重程度。

結構的靜載試驗：雖然結構構件可以通過檢測方法和理論計算求得結構承載力，但是由於各種檢測方法的精度不同以及理論計算模式與實際情況的差別等，當結構性

能難以通過計算證明是否滿之規定要求時，則荷載試驗將是結構性能綜合評定的最可行的方法。

構件撓度和裂縫寬度檢驗：在正常使用狀態下，鋼筋混凝土設計規範對受彎構件規定了其容許最大撓度，對一般構件則規定了容許最大裂縫寬度值。因此，撓度和裂縫寬度的檢驗，就是進行正常使用下之一種載重試驗，量測構件的最大撓度和最大裂縫寬度，並與規範的最大允許值比較而判斷結構性能。

建築結構檢測的抽樣方案，可根據檢測項目的特點按下列原則選擇：

- (1) 對於外部既有缺陷的檢查，宜運用全數檢測方案。
- (2) 幾何尺寸與尺寸偏差的檢測，可選用抽樣調查方案。
- (3) 結構連接構材的檢測，應選擇對結構安全影響大的部位進行抽樣。
- (4) 結構構材材料性質檢測，應選擇同類構材中載重相對較大和施工品質相對較差部份或受疑曾受到災害影響、環境侵蝕等具有代表性的構材，並宜以下列部位為檢測重點：

- (a) 出現滲水漏水部位的構件。
- (b) 受到較大反覆荷載或載重作用的構件。
- (c) 暴露在室外的構件，受到腐蝕性介質侵蝕的構件。
- (d) 與侵蝕性土壤直接接觸的構件。
- (e) 懷疑有安全隱憂的構件。
- (f) 容易受到磨損、衝擊損傷的構件。

2.3.3 磚造構材檢測與項目

對於 RC 構架內填充磚牆或加牆磚造建築檢測應包括下列事項：

- (1) 紅磚抗壓強度。
- (2) 填縫用水泥砂漿抗壓強度。
- (3) 磚牆裂縫調查。

[說明] 會影響磚牆之側向強度的材料因素主要為紅磚抗壓強度與填縫用水泥砂漿抗壓強度兩者，紅磚抗壓強度之測定方法主要有直接取樣法與磚強度回彈法兩種。

(1) 直接取樣法: 直接取樣法為於同一測區直接取出約 5~10 塊紅磚, 再根據 CNS 1127(R3042)之試驗方式將磚切半以砂漿粘接後進行抗壓試驗, 並由各試體之抗壓強度來計算抗壓強度平均值 \bar{f}_{bc} 與標準偏差值 s , 則用於計算磚牆側向強度所應使用的磚抗壓強度 f_{bc} 為:

$$f_{bc} = \bar{f}_{bc} - 0.5s$$

(2) 磚強度回彈法: 磚強度回彈法為根據表面硬度與強度間之關係來建立強度與回彈值之關係曲線, 並推測磚之強度; 需注意的是, 強度與回彈值之關係曲線為合理可信或經抗壓試驗較正之曲線。採用磚強度回彈法時, 每層樓均要有代表性之抽樣牆面 j 進行檢測, 每面磚牆的檢測區(約 30x30 cm)不應小於 3 個, 每檢測區測定 5 點, 檢測前並應徹底清除磚牆表面之粉刷層並使測點保持平整, 將各測區之回彈值平均後即得該抽樣牆面之平均回彈值 R_j , 後再取各抽樣牆面中最低之平均回彈值來代表該樓層磚之強度回彈值, 並利用強度-回彈值關係曲線求取強度。

填縫用水泥砂漿抗壓強度之測定可採用現場推出法、點荷法、釘射法、砂漿片剪切法與回彈法等方式, 現場推出法為於檢測之牆面取一小區域, 測定將磚推出之所需力量, 再用此力量除以砂漿面積求得水泥砂漿平均抗剪強度 τ_{mc} , 後再使用下式求得水泥砂漿抗壓強度 f_{mc} :

$$f_{mc} = 7.0\tau_{mc}$$

使用現場推出法所測得之強度需注意其破壞行為, 若破壞為磚與水泥砂漿介面則其結果一般為低估水泥砂漿抗壓強度。砂漿片剪切法為直接取出水泥砂漿片進行直接單剪試驗求抗剪強度再換算成水泥砂漿抗壓強度 f_{mc} 。回彈法為根據強度與回彈值之關係曲線來測取強度, 其一般檢測方式同磚強度回彈法, 並宜與磚強度回彈法一起實施。

磚構造可能因為外加载重、不均勻沉陷、混凝土收縮等因素造成磚牆之開裂, 磚牆裂縫調查主要為確定裂縫寬度、長度與分佈情況, 對於加強磚造結構, 裂縫之調查更顯得重要, 因為裂縫情況與其現有(或曾經有)之載重有關, 當出現連續 4~5 塊磚之垂直或 45 度劈裂裂縫時, 則表示此磚牆曾受到極限強度 80% 左右之載重, 於此情況下檢測工程師則應判斷此載重為來自於現有之載重、不均勻沉陷或是過去之載重所造成的。

2.3.3 基礎與地盤檢測與項目

既有建築基礎與地盤的檢測應盡量包括下列事項：

- (1) 盡可能搜集工址原地層勘察資料、既有建築的基礎設計資料和圖說、隱蔽工程的施工紀錄及施工圖等
- (2) 對原有之工程勘察資料，應重點分析下列內容：
 - (a) 地盤土層的分布及其均勻性，有無軟弱層、特殊土層及槽溝、孔穴、大型管線等。
 - (b) 地盤土壤的物理力學性質。
 - (c) 地下水的水位及其腐蝕性。
 - (d) 砂土和粉土的液化性質和軟弱粘土的沉陷特性。
 - (e) 地盤穩定性。
- (3) 調查建築物實際使用載重、沉陷量和沉陷穩定情況、差異沉陷、傾斜、扭曲和裂損情況等情況，並進行可能原因分析。
- (4) 調查鄰近建築之地下工程和管線等情況。
- (5) 進行現場調查，如由開挖驗證基礎類型、使用材料、實際尺寸及現地埋置深度，檢查基礎之開裂、腐蝕或損壞的程度，判定基礎材料的強度等級。
- (6) 對於重要的建築、或增加設計載重之建築物，尚宜在基礎下進行土壤取樣來進行土壤的物理力學性質試驗或進行基礎下的荷載試驗。

[說明] 既有建築基礎的檢測可採用下列方法：

- (1) 目測基礎的外觀品質。
- (2) 用手錘等工具初步檢查基礎的品質，或用非破損法、鑽心取樣法等測定基礎材料的強度。
- (3) 抽樣檢查鋼筋直徑、數量、位置和鏽蝕情況；再根據基礎裂縫、腐蝕或破損程度以及基礎材料的強度等級，判斷基礎之完整性。

地盤的探勘檢測可根據建築物的補強要求和現地工址條件選用下列方法：

- (1) 採用鑽探或地球物理等方法進行探勘檢測。
- (2) 進行土壤取樣的室內物理力學性質試驗。
- (3) 進行載重試驗、標準貫入試驗、十字剪切試驗等測試。

2.4 檢測報告

檢測報告應包括以下內容：

- (1) 委託單位名稱。
- (2) 建築工程概況，包括工程名稱、結構類型、規模及現狀等。
- (3) 原設計單位、施工單位名稱。
- (4) 檢測目的及以往檢測情況概述。
- (5) 檢測項目、檢測方法及依據的標準或規範。
- (6) 抽樣方法及數量。
- (7) 檢測日程及實際完成日期。
- (8) 檢測項目的主要檢測數據和檢測結果與結論。

[說明] 承接建築結構檢測工作的單位，應為依法登記開業之與檢測工作相關的公司、專業公會、專業機構或學術團體。檢測單位應有固定的工作場所、健全的管理體系和相對應的技術能力。建築結構檢測所使用的儀器和設備應有產品合格證明、校正檢定機構的有效檢定證明或自行校正證明。檢測人員必須經過專業訓練，對特殊的檢測項目，檢測人員應有相應的受訓資格證書。現場檢測工作應由兩名或兩名以上檢測人員承擔。

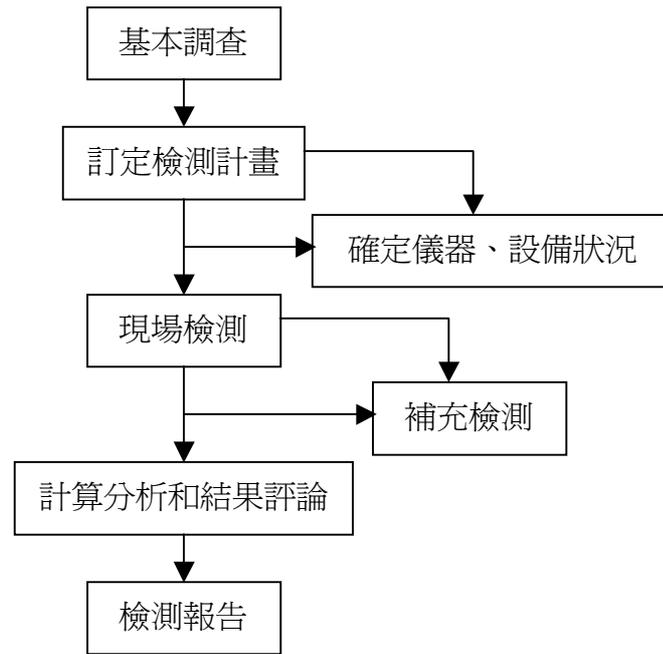


圖 2.1 建築結構檢測工作程序圖

第三章 結構耐震能力評估

3.1 通則

建築物各樓層於各主軸方向之耐震能力 S_c 需根據(3.1)式之簡易評估法或第 3.6 節之詳細評估法計算，建築物各樓層之耐震能力於本手冊以該樓層能抵抗之水平譜加速度係數 S_c 表示。

$$S_c = S_0 I_D I_S I_T \quad (3.1)$$

其中

S_0 : 各樓層之基本耐震能力，依 3.2 節之規定計算。

I_D : 形狀指標，依 3.3 節規定計算。

I_S : 樓層調整指標，依 3.2 節規定計算

I_T : 經年指標，依 3.4 節規定計算

於本手冊之簡易評估法中，基本假設為建築物屬於弱柱強梁(破壞於垂直構材)之情況，對於建築物經判斷可能屬強柱弱梁者，則應採用詳細評估法來進行分析計算，另若建築物屬結構行為過於複雜或重要性極高者，亦建議採用詳細評估法來進行耐震能力評估。

3.2 基本耐震能力 S_0

基本耐震能力 S_0 為用於評估建築物在不考慮其他指標影響下之耐震性能，建築物各樓層之各主軸方向皆應分開加以計算，本手冊基本耐震能力 S_0 之計算與構材之破壞模式、破壞強度及韌性容量有關，詳細計算方式依 3.2.1 節與 3.2.2 節之規定。總樓層數為 n 層之建築物，其第 k 樓層之樓層調整指標 I_S 的定義為:地震下建築物上部結構所受之總側向力與第 k 層所受之層剪力的比值，其可依合理之地震側向力分配形式來詳加計算或依(3.2)式計算

$$I_S = \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i}{\sum_{i=k}^n W_i h_i} \quad (3.2)$$

其中

W_i : 第 i 樓層之重量，可採用樓層面積(m^2)乘以 $1.30(t/m^2)$ 或依實際情況計算重量。

h_i : 第 i 樓層離基面之高度(m)。

3.2.1 耐震能力之計算

垂直結構構材應先根據表 3.1 區分為矮型剪力牆、高型剪力牆、磚牆、短柱、細長柱及極短柱五大類，基本耐震能力 S_0 為根據構材之累積強度和 Q 、有效強度因子 α 與容許韌性容量 R_a 來計算，構材之強度與韌性容量分別根據 3.2.2 節與 3.2.3 節之規定計算。

基本耐震能力 S_0 之計算為於(3.3a)-(3.3c)各式中計算所得取大值，垂直構材必須根據其可使用之韌性容量 R 區分為低韌性、一般韌性與高韌性三種分類，其中所謂低韌性定義為低韌性容量 $R \leq 2.0$ ，一般韌性為 $2.0 < R \leq 3.0$ ，高韌性為 $R > 3.0$ 。

$$S_0 = F_u \times (Q_L + \alpha_M Q_M + \alpha_H Q_H) / W; F_u = 1.4 \text{ 或 } F_u = \sqrt{2R_{aL} - 1} \quad (3.3a)$$

$$S_0 = F_u \times (0.3Q_L + Q_M + Q_H) / W; F_u = 2.0 \text{ 或 } F_u = \sqrt{2R_{aM} - 1} \quad (3.3b)$$

$$S_0 = F_u \times (0.3Q_M + Q_H) / W; F_u = 2.5 \text{ 或 } F_u = \sqrt{2R_{aH} - 1} \quad (3.3c)$$

其中

Q_L : 建築物評估樓層所有屬於低韌性之構材的強度和

Q_M : 建築物評估樓層所有屬於一般韌性之構材的強度和

Q_H : 建築物評估樓層所有屬於高韌性之構材的強度和

$\alpha_M = 0.85$; 一般韌性構材之有效強度因子

$\alpha_H = 0.7$; 高韌性構材之有效強度因子

R_{aL} : 建築物評估樓層所有屬於低韌性之構材以側向極限強度為加權的平均容許韌性容量

R_{aM} : 建築物評估樓層所有屬於一般韌性之構材以側向極限強度為加權

的平均容許韌性容量

R_{aH} : 建築物評估樓層所有屬於高韌性之構材以側向極限強度為加權的平均容許韌性容量

W : 建築物全部靜載重(包括應考慮於靜載重中之活載重), 其可以依實計算或採用各樓層面積和(m^2)乘以 $1.30(t/m^2)$ 方式估算。

F_u : 評估樓層之結構系統地震力折減係數。

[說明] 本手冊對於建築物之容量曲線假設為如圖 3.1 中所示之型式, 將構材依其破壞行為區分為低韌性、一般韌性與高韌性三種, 由於當低韌性構材之強度發揮到極限時(3.3a 式), 韌性及柔度較好之構材其強度可能還未完全發揮, 所以對於一般韌性及高韌性構材皆以有效強度因子來調整其於此狀態下所能貢獻之強度。由參考文獻中之相關試驗知, 對於一般 RC 剪力牆體, 其降伏之層間變位約在 0.35% 左右, 而一般韌性高之單柱構材或梁構材之降伏則約發生在 0.5% 層間變位, 所以取高韌性構材之有效強度因子 α_H 為 $(0.35/0.5)=0.7$, 而一般韌性構材其行為介於兩者間, 所以取其有效強度因子 α_M 為 0.85; 在 3.3b 式中為當一般韌性構材之強度發揮到極限時之耐震能力評估式, 在此情況下低韌性構材可能產生較嚴重之破壞而使強度下降許多, 所以式中對於低韌性構材之強度保守乘以有效強度因子 0.3 來調整。對於建築物耐震能力之評估, 本手冊採用日本建築防災協會”既存 RC 造建築物耐震診斷基準”類似之理念與方式, 此方式在中南部常被用於沿街店舖或醫院學校之耐震評估, 其主要方式為分別於低韌性、一般韌性與高韌性三類構材韌性用盡點評估其各別之耐震能力, 後再以最大者為建築物所具有之基本耐震能力。

本手冊主要適用對象為低矮含牆建築物, 其一般考慮牆效應下之基本振動週期約在 0.1~0.4 秒之間, 又 94 年版之建築物耐震設計規範中反應譜短週期等加速度段與等速度段之分界 T_0 在 0.6~0.7 秒左右, 所以本手冊適用之建築物其結構系統地震力折減係數則落於等能量法則之區段, 故以 $F_u = \sqrt{2R-1}$ 計算與韌性相關之結構系統地震力折減係數。由於計算結構構材之韌性容量常會依所使用之方法而有不同, 且實際構材之延性行為與計算所得一定有相當之誤差存在, 所以若要仔細計算每一構材之韌性容量, 為一不實用且需耗費時間的方法, 因此本手冊對於經判斷屬低韌性構材者, 一律以容許韌性容量 $R_a=1.3(F_u=1.3)$ 來計算, 而一般及高韌性構材者, 則分別以容許韌性容量 $R_a=2.1$ 及 3.0 來求值。當然對於經由試驗或可信理論計算所

得之韌性容量，亦可使用較詳細分類之容許韌性容量來計算結構系統地震力折減係數。

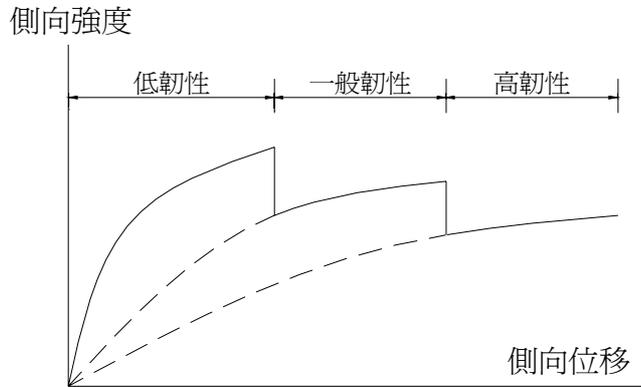


圖 3.1 依韌性分類之建築物容量曲線圖

表 3.1 垂直結構構材依破壞模式之分類

垂直結構構材	說明及判斷方式	
	依破壞機制判斷方式	依尺寸判斷方式
矮型 RC 牆	牆之破壞模式以剪力破壞為主	牆之高寬比 h_0/L_w 小於等於 3
高型 RC 牆	牆之破壞模式以撓曲破壞為主	牆之高寬比 h_0/L_w 大於 3
基礎翻轉型 RC 牆	牆以基礎破壞後之翻轉為主，依第五章規定判斷	無法判斷
磚牆	牆體劈裂	所有牆
短柱	柱之破壞模式以剪力破壞或撓剪破壞為主	柱之高寬比 h_0/D 小於等於 7 及大於 2
細長柱	柱之破壞模式以撓曲破壞為主	柱之高寬比 h_0/D 大於 7
極短柱	柱之高寬比 h_0/D 小於 2，且破壞模式以剪力破壞為主	柱之高寬比 h_0/D 小於等於 2

*表中 h_0 ， D 及 L_w 之定義參見圖 3.2 之說明。

3.2.2 破壞模式判斷

於簡易評估法中，構材之強度和為於假設弱柱強梁(破壞於垂直構材)情況下，垂直構材所具有之極限側向強度和，垂直構材之破壞模式

須根據表 3.1 所述之依破壞機制判斷方式或依尺寸判斷方式來加以判斷，其中之依破壞機制判斷方式為藉由比較構材之極限剪力強度與撓曲破壞時對應之剪力來判斷破壞模式，此判斷方式適用於當構材配筋與材料強度有較完整資料時使用，極限剪力強度 V_u 與撓曲破壞強度 M_u 可依本手冊提供之方式或其他合理可信方式計算；另一判斷方式為依構材外觀尺寸判斷，此方式為在構材配筋與材料強度無法完整取得情況下之簡易保守方式，為一粗略之判斷方式，準確性亦可能較不佳，因此其後續之構材強度計算也較為保守。

當由表 3.1 中選定垂直構材之破壞模式後，則後續之強度與韌性容量計算則需選用本手冊所對應之計算方式，不得交互使用。

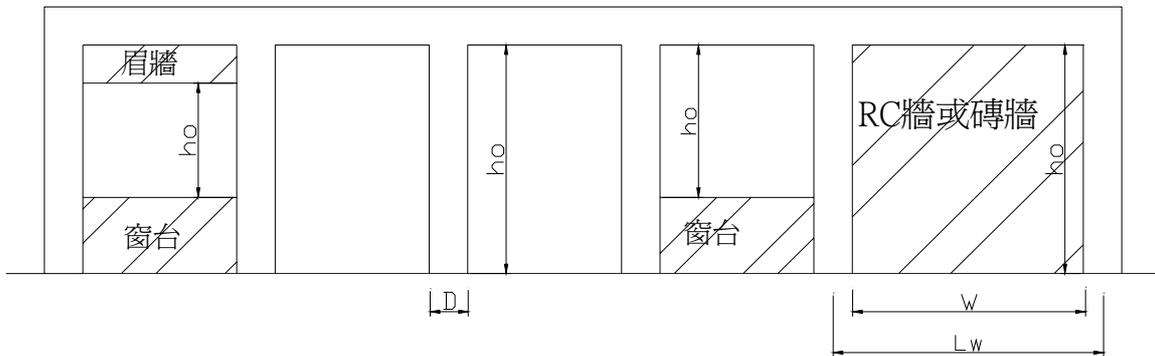


圖 3.2 含牆構架尺寸標示說明圖

[說明] 本手冊針對之目標為低於五層樓之老舊建築物，所以若以柱尺寸為 40x40cm 之柱為例，假設其主筋量為 1.5%，箍筋假設為 #3@30cm，則其柱頂與柱底降伏強度合約在 36t-m 左右，柱提供之剪力強度約為 16t 左右，如此則當柱淨高大於 $36/16=2.25$ m 時，即高寬比 $h_o/D=2.25/0.4=5.6$ 以上時柱可能會由撓曲破壞控制，同樣若取柱尺寸為 30x30cm 之柱為例，則高寬比 h_o/D 大於 6.1 時柱可能會由撓曲破壞控制，因此本手冊保守的建議，在無法取得原設計圖說及無鋼筋量檢測結果情況下，對柱高寬比 h_o/D 大於 7 者，可假設其破壞模式為撓曲破壞。

3.2.3 構材強度與韌性計算

垂直構材之強度計算需依選用之破壞機制判斷方式選用所對應之

計算方式。

3.2.3.1 依破壞機制模式之強度計算

(A) 柱構材

(A.1) 極限強度

(1) 基本原則

本章節內容為用於計算單柱構材及具翼牆柱構材於翼牆反平面方向之強度及其韌性容量，對於具翼牆柱構材其於翼牆反平面方向之行為，基本原則為忽略翼牆之效應。

混凝土及鋼筋之材料強度應盡量使用現地取樣之試驗值，於現地取樣不足之情況下，混凝土抗壓強度 f'_c 可使用 120 kg/cm^2 ，鋼筋之降伏強度可使用 2800 kg/cm^2 來取代。

計算構材強度時柱所受之軸向力可依實際結構分析所得值，或使用評估樓層需承受之垂直載重除以該樓層承重垂直構材斷面積和後之平均軸向應力來計算替代。

(2) 極限撓曲強度

柱構材於各主軸方向之極限撓曲強度依下列方式計算：

$$(a) \quad M_u = 0.8A_t f_y d + 0.5Nd \left(1 - \frac{N}{A_g f'_c} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.4)$$

其中

A_t = 受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，可取為柱縱向(垂直)鋼筋總斷面積之 $1/2$ ，或 $0.005A_g$ 。

d = 柱之有效深度(cm)，可取為 $0.8D$ ， D 為柱之淨深度。

A_g = 不包括翼牆之總斷面積(cm^2)，

N = 柱所受之軸向力(kg)。

(b) 依「混凝土工程設計規範與解說」中規定之方式計算所得。

(c) 使用 3.6 節規定之彎矩曲率法計算。

(3) 極限剪力強度

柱構材於各主軸方向之極限剪力強度 V_u 依下列方式計算:

(a) 非塑鉸區

$$V_{u1} = 0.8\sqrt{f'_c}A_e\left(1 + \frac{N}{140A_g}\right) + A_{sh}f_{yh}\frac{d}{a} \quad (\text{kg}) \quad (3.5a)$$

(b) 塑鉸區

$$V_{u2} = 0.8\sqrt{f'_c}A_e\left(0.4 + \frac{N}{140A_g}\right) + A_{sh}f_{yh}\frac{d}{a} \quad (\text{kg}) \quad (3.5b)$$

其中:

A_{sh} : 剪力鋼筋於垂直間距 a 內之斷面積(cm^2)。

a : 剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

A_e : 有效剪力面積, 可取為 $0.8A_g$ (cm^2)。

f_{yh} : 剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)。

在無原設計圖說及無完整鋼筋量檢測結果情況下, (3.5a-3.5b)式中可取 $A_{sh} = 1.2 (= 1.42 \times 0.85) \text{ cm}^2$ 及 $a = 30 \text{ cm}$ 直接計算。在使用 3.5a 與 3.5b 式計算剪力強度時, 須注意塑鉸區與非塑鉸區之箍筋間距於一般情況下並不相同。

(A.2) 韌性容量與極限側向力

柱構材於各主軸方向之可使用容許韌性容量 R_a 與極限側向力 Q_u 依下列方式計算:

(a) 剪力破壞: 當 $V_{u1} \leq 2M_u/h_0$ 或 $V_{u2} \leq 1.5M_u/h_0$

$$R_a = 1.5 \quad ; \quad Q_u = \min(V_{u1}, V_{u2}) \quad (3.6a)$$

當柱之高寬比 h_0/D 小於 2 時, 容許韌性容量 R_a 值取為 1.25。

(b) 撓剪破壞: 當 $V_{u1} > 2M_u/h_0$ 及 $1.5M_u/h_0 < V_{u2} \leq 2M_u/h_0$

$$R_a = 2.5 \quad ; \quad Q_u = V_{u2} \quad (3.6b)$$

(c) 撓曲破壞: 當 $V_{u1} > 2M_u/h_0$ 及 $V_{u2} > 2M_u/h_0$

$$R_a = 3.5 \quad ; \quad Q_u = 2M_u/h_0 \quad (3.6c)$$

當柱底部與頂部之撓曲強度不同時，上式中之 M_u 需以 $(M_{uT} + M_{uB})/2.0$ 取代。

[說明] 因柱構材可能沿不同主軸方向產生彎矩降伏，因此剪力強度應分別按各主軸方向計算。柱之塑鉸區由於承受極大的反覆彎矩，混凝土必定會產生相當程度之開裂與剝離，因此在此情形下，塑鉸區混凝土所能承擔之剪應力必定有所下降。在 Priestley 等人(1994)之研究中認為混凝土之抗剪強度會隨韌性增加而降低，提出下列公式

$$V = V_s + V_c + V_a$$

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} h_c}{s} \cot \theta$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e$$

式中 V_a 為施加軸力所提供之剪力強度， A_e 為 0.8 倍的柱斷面積， k 為與韌性 R 有關之係數，對於普通混凝土為

$$k = 0.93 \quad ; \quad R < 2.0$$

$$k = 0.93 - 0.305(R - 2) \quad ; \quad 2 \leq R \leq 4$$

$$k = 0.32 \quad ; \quad R > 4$$

Aschheim 等人(1992)亦提出與軸壓力及韌性 R 有關之混凝土剪力強度計算式

$$V_c = 0.93 \left(k + N/140 A_g \right) \sqrt{f'_c} A_e$$

$$k = \frac{4 - R}{3} \geq 0$$

另 Moehle 等人(2000)亦對混凝土剪力強度提出計算式，其認為對於一受撓之混凝土柱，由於撓曲應力與剪切應力之交互作用及裂縫之生成，混凝土剪力強度會因此而折減，並將此一效應採用比值 a/d 來表示，其中 a 為由最大彎矩點到反曲點之距離(本手冊中假設為 $h_0/2$)，其所提出之計算式為

$$V_c = k \left(\frac{0.93 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) A_g$$

其中 k 為對塑鉸區中考慮強度折減之與位移韌性有關的係數，其值介於 1.0 到 0.7 之間。

ATC-40 中則建議對於塑鉸區混凝土所能提供之剪力強度約取為非塑鉸區強度

之一半，以下式表示之

$$V_c = 0.53(1 + F)\sqrt{f'_c} A_e \quad ; \text{ 塑鉸區}$$

$$V_c = 0.53(0.5 + F)\sqrt{f'_c} A_e \quad ; \text{ 非塑鉸區}$$

根據國家地震工程研究中心對於混凝土柱之試驗結果顯示，Priestley 與 Aschheim 等人所提出之剪力強度計算式最為接近實驗所得之結果，另採 ACI 與 ATC-40 之計算結果則過於保守，但考慮 Priestley 與 Aschheim 等人及地震中心試驗皆以單柱為分析對象，其柱之變形為單曲率，非建築結構之雙曲率情況，所以將其強度稍加折減，係數由 0.93 降為 0.80。另柱構材於完全撓曲破壞情況下，本手冊之規定容許韌性為 3.5，所以此情況下對應之 k 值取為 0.4。

(B) RC 牆

(B.1) 極限強度

(1) 基本原則

本章節內容為用於計算兩端皆具有端構材(柱)RC 牆體或兩端皆無端構材 RC 牆體之面內強度及其所對應之韌性容量，對於 RC 牆體僅單一端具有端構材或柱構材具有翼牆者，其計算方式則根據 3.2.3.1(C)節之規定。

混凝土及鋼筋之材料強度、牆體所受之軸向力依照 3.2.3.1(A)節中對於柱構材之相關規定。

(2) 極限撓曲強度

RC 牆於面內方向之極限撓曲強度依下列方式計算：

$$(a) \quad M_u = A_{tc}f_yL_w + 0.5A_{sv}f_{yv}L_w + 0.5NL_w \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.7)$$

其中

A_{tc} = 端構材(柱)底部之縱向鋼筋斷面積和(cm^2)，可取為 $0.01A_g$ ；若 RC 牆兩端柱之配筋不同時，則 M_u 要分別計算後取小值。

L_w = 牆兩端柱之柱心間的距離(cm)，兩端無端柱時， L_w 為牆之寬度減掉 2 倍牆寬。

A_{sv} = RC 牆內縱向(垂直)鋼筋斷面積和(cm^2)，可取為 $0.002A_w$ ， A_w 為 RC 牆之總斷面積(cm^2)。

f_{yv} : RC 牆縱向(垂直)鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)。

N = 牆所受之軸向力(kg)。

若 RC 牆兩端柱之配筋不同時，則 M_u 要分別計算後並取大者用於破壞模式之判斷，但若經判斷屬於撓曲破壞控制情況時，則應取小者於極限側向力 Q_u 之計算。

(b) 使用 3.6 節規定之彎矩曲率法計算。

(3) 極限剪力強度

RC 牆於面內方向之極限剪力強度 V_u 依下列方式計算：

$$V_u = 0.8\sqrt{f'_c} A_w + A_{sh} f_{yh} \frac{L_e}{a} \quad (\text{kg}) \quad (3.8)$$

其中：

A_{sh} : RC 牆內(不包括端柱)水平剪力鋼筋於垂直間距 a 內之斷面積(cm^2)。

A_w : RC 牆包括端柱之總斷面積(cm^2)。

a : RC 牆剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

L_e : 有效寬度 = $\min(h_0, L_w)$ ，(cm^2)。

在無原設計圖說及無完整鋼筋量檢測結果情況下，(3.8)式中可取 $A_{sh} = 0.6 (= 0.71 \times 0.85) \text{ cm}^2$ 及 $a = 30 \text{ cm}$ 直接計算。

(B.2) 韌性容量與極限側向力 Q_u

RC 牆於面內方向之可使用容許韌性容量 R_a 與極限側向力依下列方式計算：

(a) 剪力控制：當 $V_u \leq 1.3M_u / h_0$

$$R_a = 1.5 \quad ; \quad Q_u = V_u \quad (3.9a)$$

(b) 撓曲控制：當 $V_u > 1.3M_u / h_0$

$$R_a = 2.5 \quad ; \quad Q_u = 1.3M_u / h_0 \quad (3.9b)$$

(B.3) 開孔牆體之強度修正

對於具有開孔之 RC 牆體，(3.8)式計算所得之極限剪力強度需乘以折減因子 η 調整，其中 η 與開孔之長度有關，依下式計算

$$\eta = 1 - \frac{\sum L_i}{L_w} \quad (3.10)$$

其中

$\sum L_i$ = 開孔位置之長度總和。

對於具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬 L_w 之一半 ($\eta < 0.5$) 或開孔之高度大於樓層高度 0.6 倍時，則不應將 RC 牆與端柱視為一體，而應視為具翼牆之柱構材或 RC 牆體僅單一端具有端構材之情況來處理。

對於不具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬 L_w 之一半時 ($\eta < 0.5$)，則應將原 RC 牆視情況分段計算其強度，不應視為一體之情況計算強度。

[說明] 本手冊對於 RC 牆體之極限剪力強度計算(3.8 式)採用較簡易之計算公式，該公式主要以混凝土工程設計規範為基礎，再根據所蒐集之成功大學、國家地震工程研究中心所完成之低矮型 RC 牆試體共 36 座 RC 牆的試驗結果迴歸而得，在圖 3.3 中之橫軸為牆體試驗強度，縱軸為依 3.8 式(簡易假設鋼筋間距 $a=30$ cm 及 $f_y=2800$ kg/cm²)計算所得之強度，由圖中可以得知大部份試體依 3.8 式計算所得之強度皆為偏保守，僅有兩個試體為偏不保守，但此兩試體為兩層構架含牆試體，其破壞機制為梁破壞控制，所以與本節假設情況不同，故 3.8 式計算所得之強度雖偏保守但仍能有效反應出牆體之強度。(3.8)式之準確度雖然無法與一些先進理論方式如軟化壓桿、CSMM 模型般，但此些分析模型之參數設定過於複雜，常常會被誤用，且若在材料強度、鋼筋配置皆缺乏之情況下，(3.8)式是比些分析模型實用且易被工程師正確使用的。

另在 3.9a 與 3.9b 式中判斷破壞模式時為依據 Benjamin 與 Williams(1957)研究之建議，將 RC 剪力牆之反曲點取為牆高之 3/4。

對於具有開孔之 RC 牆體之強度折減公式，黃世建等人(2002)曾對不同形式開

口 RC 牆非韌性構架進行一系列之耐震試驗，其發現強度之折減與開孔之長度較有關，但與面積較無關連。另外日本建築防災協會之”既存 RC 造建築物耐震診斷基準”中亦有相關之修正式，本手冊主要依據黃世建等人之研究成果配合日本建築防災協會”既存 RC 造建築物耐震診斷基準”之相關規定提出開孔 RC 牆之相關分析方式。

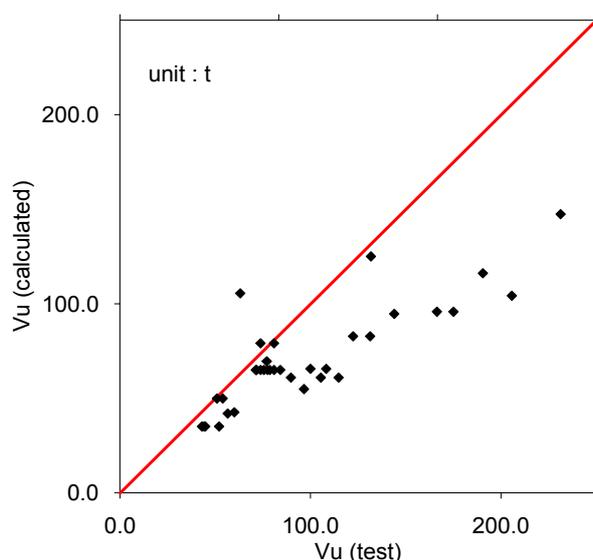


圖 3.3 RC 牆體試驗強度與計算所得強度比較圖

(C) 具翼牆之柱構材 (RC 牆體僅單一端具柱構材)

(C.1) 極限強度

(1) 基本原則

本節內容為用於計算柱構材具有翼牆或 RC 牆體僅單一端具有端柱者之面內強度及其所對應之韌性容量。對於翼牆長度小於考慮方向柱深 1/2 者，可忽略翼牆之效應，視為單柱形式考慮。若翼牆長度大於考慮方向柱深 3 倍且牆斷面積大於柱斷面積時，則應將柱斷面積轉換為牆之等值厚度，將其面內行為視為無端構材之 RC 牆體來考慮。

混凝土及鋼筋之材料強度、牆體或柱所受之軸向力依照 3.2.3.1(A) 節中對於柱構材之相關規定。

(2) 極限撓曲強度

具 RC 翼牆柱構材於牆面內方向之極限撓曲強度依下列方式計算：

$$M_u = (0.8 + \beta)A_t f_y d + 0.5Nd \left(1 + \beta - \frac{N}{\sum A f_c'} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.11)$$

其中

$\beta =$ 受壓側牆之長度除以柱深度($=L_t / D$)

$\sum A =$ 柱與牆之總斷面積。

$A_t =$ 受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，單側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積(或 $0.01A_g$)之 1/2；兩側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積與牆縱向鋼筋斷面積之較小者。

當柱構材兩側皆具有不同 RC 翼牆時，其極限撓曲強度則需分兩次計算，並取大者用於破壞模式之判斷，但若經判斷屬於撓曲破壞控制情況時，則應取小者於極限側向力 Q_u 之計算。

(3) 極限剪力強度

具 RC 翼牆柱構材於牆面內方向之極限剪力強度 V_u 依下列方式計算：

$$V_u = \max(V_{uc}, V_{uw}) \quad (3.12)$$

其中

V_{uc} ：為依(3.5)式於不考慮翼牆效應下計算所得之剪力強度。

V_{uw} ：為依(3.8)式計算所得之剪力強度。

(C.2) 韌性容量與極限側向力 Q_u

具 RC 翼牆柱構材於牆面內方向之可使用容許韌性容量 R_a 與極限側向力依下列方式計算：

(a) 當 $V_u \leq 1.5M_u / h_0$

$$R_a = 1.5 \quad ; \quad Q_u = V_u \quad (3.13a)$$

(b) 當 $V_u > 1.5M_u / h_0$

$$R_a = 2.5 \quad ; \quad Q_u = 1.5M_u / h_0 \quad (3.13b)$$

(D) 磚構材

(D.1) 極限強度

(1) 基本原則

本節內容為用於計算 RC 構架內填充之磚牆或加強磚造結構磚牆部份之強度與韌性。對於構材內填充之磚牆若其兩側皆無柱(或其他豎向構材)或牆之開口面積大於整體面積一半時，則此牆體可以忽略不計其效應，圖 3.4 中為幾種可不考慮磚牆效應之填充磚牆構架。

磚與水泥砂漿強度應盡量依第二章規定使用現地取樣之試驗值，於現地取樣不足之情況下，紅磚抗壓強度 f_{bc} 可使用 100 kg/cm^2 ，水泥砂漿抗壓強度 f_{mc} 可使用 80 kg/cm^2 來取代。

加強磚造結構其承重磚牆所受之軸向力可依實際結構分析所得值，或使用評估樓層需承受之垂直載重除以該樓層承重垂直構材斷面積和後之平均軸向應力來計算替代，並可以此增加之軸向應力合理推算砂漿摩擦力提高後所增加之側向強度；另加強磚造結構磚因過梁或混凝土柱之乾縮所造成之側向強度亦可依可信理論計入，不必依本手冊之規定來取值。

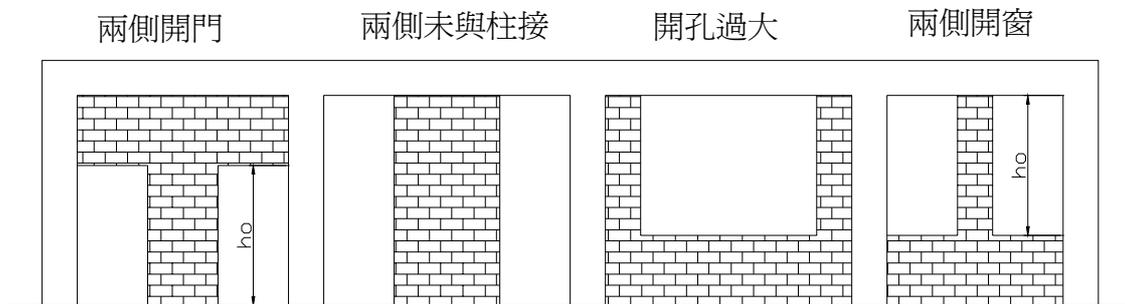


圖 3.4 不需考慮磚牆效應之填充磚牆構架情形

(2) 極限剪力強度

RC 構架內填充之磚牆或之極限剪力強度 V_u 依下列方式計算：

$$V_u = \frac{0.4\alpha t_b}{15h_o} \left(W_{eff}^2 + h_o^2 + \sqrt{W_{eff}^4 + 14W_{eff}^2 h_o^2 + h_o^4} \right) f_t \quad (\text{kg}) \quad (3.14)$$

其中

$$f_t = 0.13f_{mc} + 0.435(f_{mc} + f_{bc}) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\alpha = 0.11 \frac{W_{eff}}{h_o} \quad (\text{三面圍束，單一側未與柱相接})$$

$$\alpha = 0.26 \frac{W_{eff}}{h_o} \quad (\text{四面圍束})$$

W_{eff} : 磚牆之有效寬度 = $\min(h_o, W)$ ， W 為磚牆之寬度(cm)。

t_b : 磚牆之厚度(cm)。

對於加強磚造結構之磚牆，可將紅磚抗壓強度 f_{bc} 及水泥砂漿抗壓強度 f_{mc} 提高 10% 後依 3.14 式計算其極限剪力強度。

(D.2) 韌性容量與極限側向力 Q_u

RC 構架內填充之磚牆或加強磚造結構磚牆部份之可使用韌性容量 R 與極限側向力依下列方式計算:

$$R_a = 1.5 \quad ; \quad Q_u = V_u \quad (3.15)$$

[說明] 紅磚抗壓強度 f_{bc} 經王惠君等人調查發現台灣隧道窯、包仔窯等現所燒製之紅磚發現其強度範圍在 60~400 kg/cm² 之間，但大部份都符合 CNS 二等磚($f_{bc} > 100$ kg/cm²)之等級。許茂雄教授曾建議水泥砂漿抗壓強度若使用 80 kg/cm² 可表現出中部地區現有沿街店舖之特性。所以本手冊綜合其研究，建議現地取樣不足之情況下，紅磚抗壓強度可使用 100 kg/cm²，水泥砂漿抗壓強度可使用 80 kg/cm² 來取代。

3.2.3.2 依尺寸判斷破壞模式之強度計算

(A) 柱構材極限側向力與韌性容量

細長柱、短柱及極短柱於各主軸方向之極限側向強度 Q_u 與容許韌性容量 R_a 依下列方式計算:

$$(a) \text{ 細長柱: } Q_u = 9.0 A_g \text{ (kg); } R_a = 3.5 \quad (3.16a)$$

$$(b) \text{ 短柱: } Q_u = 10.0 A_g \text{ (kg); } R_a = 2.5 \quad (3.16b)$$

$$(c) \text{ 極短柱: } Q_u = 12.0 A_g \text{ (kg); } R_a = 1.5 \quad (3.16c)$$

其中 A_g 為柱(含翼牆)之總斷面積(cm²)。

(B) RC 牆極限側向力與韌性容量

矮型 RC 牆及高型 RC 牆面內之極限側向強度與容許韌性容量 R_a 依下列方式計算：

$$(a) \text{ 矮型 RC 牆: } Q_u = 15A_w \text{ (kg)} ; R_a = 1.5 \quad (3.17a)$$

$$(b) \text{ 高型 RC 牆: } Q_u = 12A_w \text{ (kg)} ; R_a = 2.5 \quad (3.17b)$$

其中 A_w 為 RC 牆(含端柱)之總斷面積(cm^2)。

[說明] 3.17 式之剪力強度計算公式為將圖 3.3 中依(3.8)式計算所得之剪力強度乘以折減因子 0.85 為依據而得之簡易公式。

(C) 具翼牆之柱構材 (RC 牆體僅單一端具柱構材)

對於翼牆長度小於考慮方向柱深者，可忽略翼牆之效應，視為單柱形式考慮。若翼牆斷面積大於柱斷面積時，則依 3.2.3.2(B)之規定計算，反之則依 3.2.3.2(A)之規定計算。

(D) 磚牆極限側向力與韌性容量

磚牆面內之極限側向強度與容許韌性容量依其圍束狀況採下列方式計算：

$$(a) \text{ 四面圍束: } Q_u = 4.0W_{eff}t_b \text{ (kg)} ; R_a = 1.5 \quad (3.18a)$$

$$(b) \text{ 三面圍束: } Q_u = 2.0W_{eff}t_b \text{ (kg)} ; R_a = 1.5 \quad (3.18b)$$

3.3 形狀指標

由 3.2 節所得之基本耐震能力 S_0 為在不考慮其他影響耐震性能因素下，計算所得之結構物耐震能力，因為所有計算皆以構材強度為計算基準，並未考慮結構配置及老化劣化等因素，所以需要將所得之基本耐震能力乘以若干調整因子來調整以反應結構之實際情況，於此採用之關於結構平立面(形狀)特性的調整因子共有四項，分別為構材平面配置 q_1 、立面強度分佈 q_2 、平面不規則性 q_3 與立面不規則性 q_4 。則形狀指標 I_D 依下式計算：

$$I_D = (q_1 + q_2 + q_3 + q_4) - 3 > 0.5 \quad (3.19)$$

3.3.1 構材平面配置調整因子 q_1

構材平面配置調整因子為依據各層樓剛心與質心之偏心率加權平均而得，其依下列步驟計算

(a) 計算所有樓層之偏心率 e_i (圖 3.5)

$$e_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^m \alpha_j Q_j x_j}{\sum_{j=1}^m \alpha_j Q_j} - \bar{x}_i \right) / L_i \quad (3.20)$$

其中

α_j : 第 j 個構材之有效強度因子，高韌性構材取為 0.7，一般韌性構材取為 0.85，低韌性構材取為 1.0。

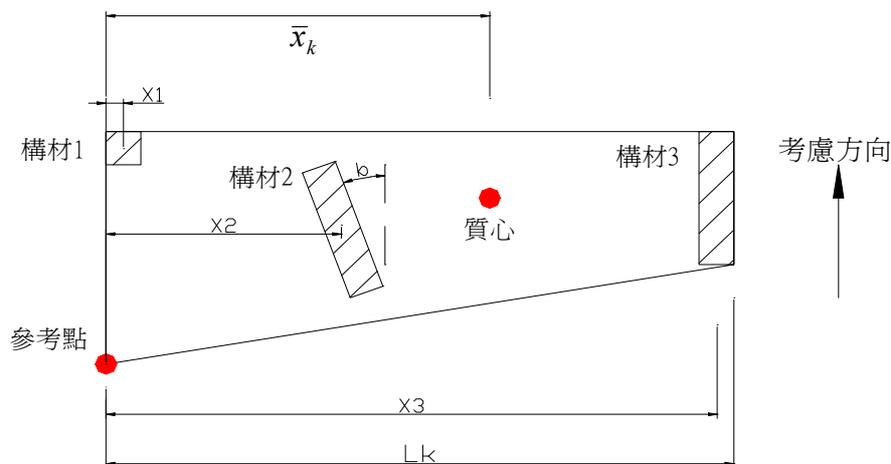
Q_j : 評估樓層第 j 個構材依 3.2 節計算所得於所考慮方向之極限強度，若為牆構材則需考量為其強度之有效分量。

x_j : 評估樓層第 j 個構材至參考點之投射距離。

\bar{x}_i : 第 k 樓層質心至參考點之投射距離，可採樓層平面之幾何中心。

L_k : 第 k 樓層於所考慮方向之平面寬度。

m : 評估樓層需考慮強度貢獻之垂直構材的總數。



*構材 2 之有效分量為 $Q_2 \cos b$ ， b 為構材主軸方向與考慮方向之夾角。

圖 3.5 計算樓層偏心率之尺寸示意圖

(b) 以評估樓層 k 及其上面樓層重量 W 與離基面高度 h 乘積為加權計算該樓層平均偏心率 \bar{e}_k

$$\bar{e}_k = \frac{\sum_{i=k}^n W_i h_i e_i}{\sum_{i=k}^n W_i h_i} \quad (3.21)$$

(b) 依下式計算構材平面配置調整因子

$$q_1 = 1.0; \text{ 當 } \bar{e} < 0.1$$

$$q_1 = 1.1 - \bar{e}; \text{ 當 } 0.1 \leq \bar{e} \leq 0.4 \quad (3.22)$$

$$q_1 = 0.7; \text{ 當 } \bar{e} > 0.4$$

3.3.2 立面強度分佈調整因子 q_2

立面強度分佈調整因子主要於反應建築物之弱層效應與立面強度分佈之均勻性，其依下列步驟計算

(a) 依下式計算評估樓層(k 層)與其上樓層($k+1$ 層)之構材的強度和

$$Q_k = \sum_{j=1}^m \alpha_j Q_j \quad (3.23)$$

其中 α_j 依 3.20 式之規定取值。

(b) 依下式計算立面強度分布調整因子 q_2

$$q_2 = 1.0; \text{ 當 } Q_k / Q_{k+1} > 1.0$$

$$q_2 = Q_k / Q_{k+1}; \text{ 當 } 0.6 \leq Q_k / Q_{k+1} \leq 1.0 \quad (3.24)$$

$$q_2 = 0.6; \text{ 當 } Q_k / Q_{k+1} < 0.6$$

3.3.3 平面不規則性調整因子 q_3

對於平面具不規則性之建築物，構材進入非彈性的時機可能較不一致，因此破壞會先集中發生在局部應力較大之構材，所以本手冊以平面

不規則性調整因子 q_3 來調整其耐震能力，表 3.2 中列出幾種平面不規則性之判斷方式與其對應之調整因子，對於若有表 3.2 中未列出但確會影響建築物耐震能力之平面不規則性或建築物具有多種平面不規則性，則設計者需判斷其影響程度並選取適當之調整因子。本節之平面不規則性主要為幾何形狀不規則與樓版勁度不連續兩項，至於質心與剛心間偏心之不規則性已經於 3.3.1 節中計入其影響，於此不必重覆考慮此效應。

表 3.2 平面不規則性種類與調整因子

平面不規則性種類	方式	q_3
1. 具凹角性(凸角性) 結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者，超過凹角部份之結構尺寸於沿該方向結構總長之比值 A/L 大於 15% 以上者(參考圖 3.6a)。	$A/L > 15\%$ $A/L > 30\%$	0.9 0.8
2. 樓版不連續性 樓版具有急遽不連續性或勁度不連續性，包含切角或開孔，其面積超過全部面積 50% 以上者，或兩層間有效樓版勁度之變化超過 50% 者(參考圖 3.6b)。	--	0.9
3. 細長性 結構平面長寬比 H/L 大於 5.0 以上者。	$H/L > 5.0$ $H/L > 8.0$	0.9 0.8
4. 平面歪斜性 結構整體平面由具不同主軸方向之平面所組成，且主要附屬平面之面積 A_1 與所有面積 A 之比值 A_1/A 大於 15% 以上者(參考圖 3.6c)。	$A_1/A > 15\%$ $A_1/A > 30\%$	0.9 0.8

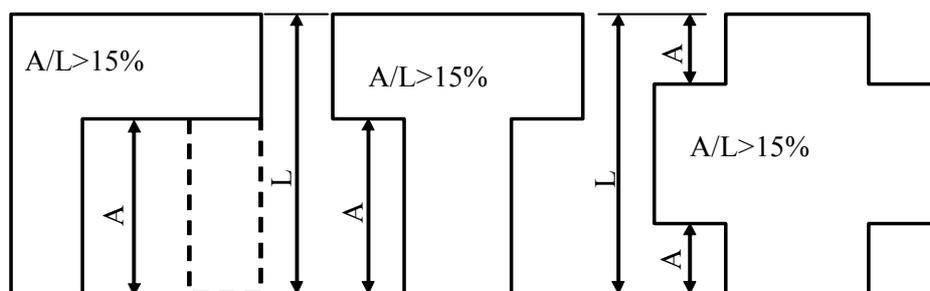


圖 3.6a 具凹角性(凸角性)平面示意圖

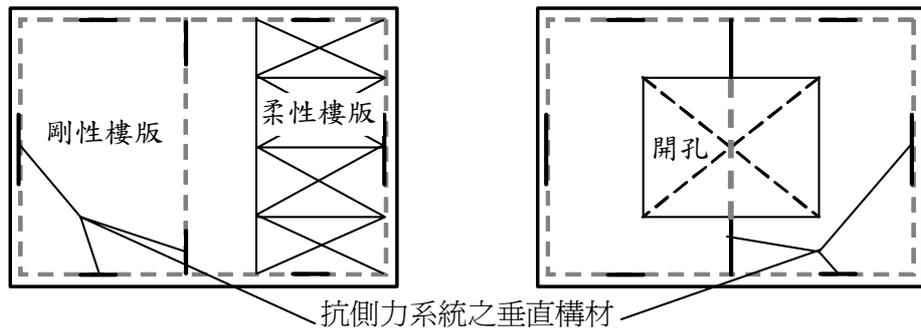


圖 3.6b 具樓版不連續性平面示意圖

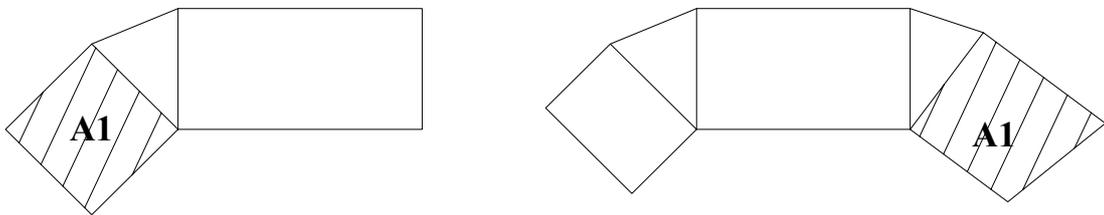


圖 3.6c 具不同主軸方向平面結構與面積 A_1 計算示意圖

3.3.4 立面不規則性調整因子 q_4

對於立面具不規則性之建築物，其於地震下各層樓之動態反應及引致之樓層側向力較為複雜，樓層之非彈性反應可能較不均勻，所以本手冊以立面不規則性調整因子 q_4 來調整其耐震能力，表 3.3 中列出幾種立面不規則性之判斷方式與其對應之調整因子，對於若有表 3.3 中未列出但確會影響建築物耐震能力之立面不規則性，則設計者需判斷其影響程度並選取適當之調整因子。若評估分析時，使用動力分析結果來計算 3.2 式中樓層調整指標 I_S 者，則形狀指標 I_D 可不必考慮本節之立面不規則性調整因子 q_4 。

本節之立面不規則性主要為幾何形狀不規則與重量不規則兩項目，至於弱層之不規則性已經於 3.3.2 節中計入其影響。對於軟層之不規則性，本手冊假設強度與勁度為成比例關係，所以 3.3.2 節中之調整因果亦可反應出軟層不規則性。

表 3.3 立面不規則性種類與調整因子

立面不規則性種類	方式	q_4
<p>1. 質量不規則性</p> <p>任一層之質量 W_1，與其相鄰層質量 W_2 的比值 W_1/W_2 超過 150% 者，稱此建築物具質量不規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150% 者，不視為不規則(圖 3.7a)。</p>	$W_1/W_2 > 150\%$ $W_1/W_2 > 200\%$	0.9 0.8
<p>2. 立面幾何不規則性</p> <p>任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130% 以上，視此建築物具立面幾何不規則性，但屋突、閣樓面積甚小時，可不必考慮(圖 3.7b)。</p>	--	0.9

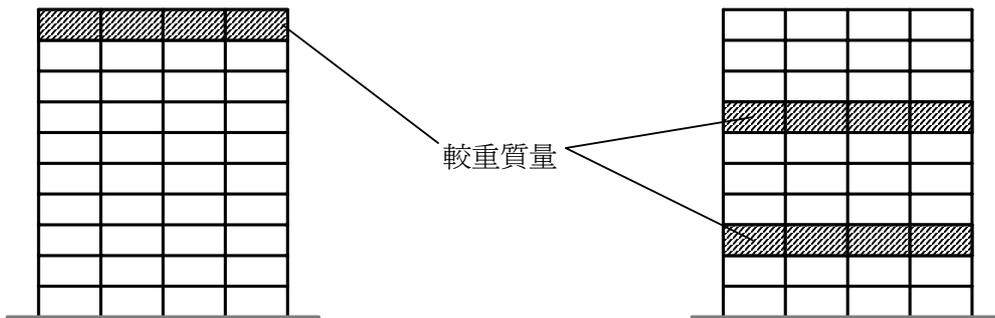


圖 3.7a 質量不規則性

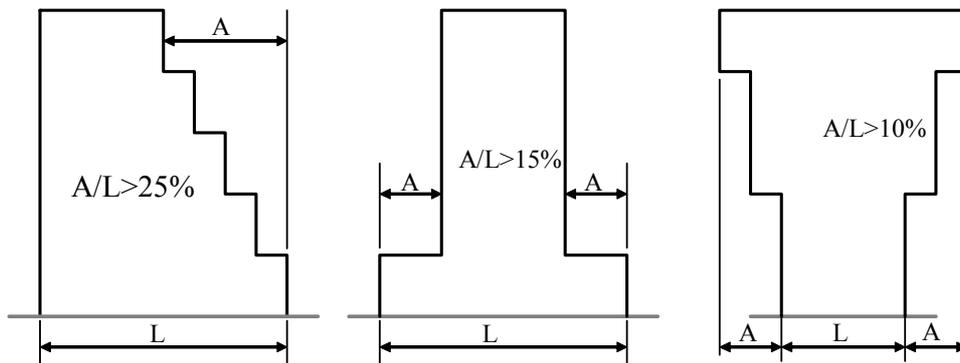


圖 3.7b 立面幾何形狀不規則

3.4 經年指標 I_T

經年指標為反應如裂縫、缺陷、老化等可能影響耐震性能之調整指標，經年指標之選取需根據本手冊第二章之檢測結果為依據進行判斷，表 3.4 中列出須考慮之項目與對應之指標值，於表中圈選各項目之指標值後，以最小之指標值代表建築物整體之經年指標 I_T 。

表 3.4 經年指標與其項目

檢查項目	程 度	經年指標 I_T
變 形	◆ 建物傾斜，或有明顯之差異沉陷	0.7
	◆ 基地在填方上或水稻田上	0.9
	◆ 以肉眼可看出梁柱變形	0.9
	◆ 無上述者	1.0
牆 柱 之 龜 裂	◆ 漏水，且有鋼筋銹吐出者	0.8
	◆ 以肉眼可明顯看出柱之傾斜者	0.9
	◆ 外牆有許多龜裂者	0.9
	◆ 漏水但無鋼筋銹吐出者	0.9
	◆ 無上述事實者	1.0
火 災 經 驗	◆ 有痕跡	0.7
	◆ 曾發生，但痕跡不明顯	0.8
	◆ 無	1.0
用 途	◆ 曾為化學藥品使用場地或現正使用者	0.8
	◆ 無上述事宜者	1.0
建 物 年 數	◆ 30 年以上	0.8
	◆ 20 年以上	0.9
	◆ 未滿 20 年	1.0
裝 修 狀 態	◆ 外部老朽而有明顯剝落者	0.9
	◆ 內部變質，有明顯剝落者	0.9
	◆ 無特殊問題者	1.0

3.5 耐震能力標準

建築物各樓層耐震能力 S_c 合格之標準為：

$$S_c \geq S_{gr} \times I \quad (3.25)$$

其中 I 為用途係數， S_{gr} 為回歸期 T_r (年) 下所對應之地表譜加速度，由下式計算之：

$$\frac{S_{gr}}{S_{DS}^*} = \left(\frac{T_r}{475} \right)^{0.3} \quad (3.26)$$

建築物剩餘壽命 T 年內超越機率 10% 對應的回歸期 T_r 依下式計算：

$$T_r = \frac{1}{1 - 0.9^{\frac{1}{T}}} \quad ; \quad T \geq 30 \text{ 年} \quad (3.27)$$

$S_{DS}^*(T_1)$ 為修正後之短週期設計地震水平譜加速度係數，依下式計算

$$S_{DS}^*(T_1) = F_u \left(\frac{S_{DS}}{F_u} \right)_m \quad (3.28)$$

其中 T_1 為結構物於所考慮方向之基本振動週期， F_u 為式(3.3)中對應於評估樓層之結構系統地震力折減係數， $(S_{DS}/F_u)_m$ 則依建築物耐震設計規範之規定計算。對於結構分析中，已考慮土壤結構互制效應者，短週期設計地震水平譜加速度係數之修正值 $S_{DS}^*(T_1)$ ，亦可採以下之方式修正：

$$S_{DS}^*(T_1) = \frac{S_{DS}}{B_S} \quad (3.29)$$

其中 B_S 為短週期阻尼修正係數，依表 3.5 規定取值，其與土壤結構互制下之等效阻尼比 ξ_{eq} 有關，等效阻尼比 ξ_{eq} 可依下式計算

$$\xi_{eq} = \frac{1}{r^3} \left\{ \xi_s \left(\frac{T_s}{T_1} \right)^3 + \xi_1 \right\} \quad (3.30)$$

其中 T_1 為結構物於固定基底下計算所得之基本振動週期， T_s 為考慮土壤彈簧與基礎效應下計算所得之基本振動週期； ξ_1 為上部結構之阻尼比，可取為 0.05； ξ_s 為基礎土壤系統之阻尼比，其值與基礎系統、地盤土壤種類及土壤剪切變形程度有關，可依合理方式計算或直接依表 3.6 取值；另 3.30 式中週期修正因子 r 定義為

$$r = \sqrt{1 + \left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2} \quad (3.31)$$

表 3.5 短週期結構之阻尼比修正係數 B_S (線性內插求值)

有效阻尼比 ξ_{eq} (%)	B_S
5	1.00
10	1.33
15	1.47
20	1.60

表 3.6 基礎土壤系統之阻尼比

基礎型式	筏式基礎	獨立基腳(有繫梁)	獨立基腳(無繫梁)
基礎週遭土層			
黏土層，或屬於第一類地盤之砂土層	0.15	0.12	0.10
屬於第二、三類地盤之砂土層	0.20	0.16	0.12

3.6 詳細評估法

3.6.1 一般原則

本節所述之詳細評估法為採用非線性側推分析求得結構之容量曲線，後再根據容量震譜之轉換及規定之需求反應譜來求取整體結構之耐震能力，使用本評估方法時，材料強度、鋼筋配置、結構缺陷等細節皆應依第二章建議進行詳細之調查與檢測，並適當反應於結構之分析模擬中。採用本評估方法進行補強設計時，除使整體結構之耐震能力能滿足規定外，另應注意個別構材於需求地震下之損壞(或使用韌性容量)狀況，與整體結構比較下是否會有特別嚴重或不均勻之情況發生。

3.6.2 結構模擬準則

3.6.2.1 模型建立

無論構材原始設計是否作為結構抗側力系統之一部份，分析模型應包含所有能提供勁度之構架與構材。即使二維模型已能對規則對稱結構、及含柔性樓版之建物提供適當的結構特性，但建築物宜以三維之構件建立模型、分析及評估，對於具不規則之建物，則須以三維數值模型進行分析與設計。

進行詳細評估時，建立之模型需考量及模擬建物受地表震動正負方向作用的反應，即地震力加載方向需同時考量正與負兩方向作用的結果，對於不規則結構物則需再考慮與主軸方向 45 度夾角方向之分析結果。

3.6.2.2 偏心扭矩

真實的偏心扭矩效應於分析中必須加以考慮。在建築技術規則中，某一樓層之總偏心扭矩包含下列兩項：

- 真實偏心扭矩，樓層及其上方所有樓層因質量中心偏移而造成之偏心扭矩，此於分析中可利用將側力加載於質心來反應此效應。
- 意外偏心扭矩，水平偏移量為指定樓層水平尺寸 5% 的最小值。

意外偏心扭矩是虛擬的機制，用以考慮真實發生的扭矩，但在進行彈性分析時並不顯著，於非線性側推分析中可於加載水平力時，同時再外加一扭矩來進行反應此效應，外加扭矩之大小為側向力乘以樓層水平尺寸的 5%。

3.6.2.3 基礎模擬

除位於極軟弱之地盤，一般情況下，基礎與土壤可模擬為線彈性元素。對於柱底與 RC 牆底抵抗扭轉或旋轉的束制情況，假設時應確實考慮構架與基礎之相對剛度，其包含土壤之效應與柱接基礎接頭的細節等。當計算建物之週期與動力特性時，土壤與結構互制關係可依第五章相關說明來加以假設模擬。

大多數低矮建築物可藉由假設基礎為剛性支撐來模擬。但在某些情況下，基礎-土壤系統的柔度可能會改變構架的行為，所以在建立分析模型時宜對這些因素加以適當考慮。

3.6.2.4 樓版

樓版會傳遞地震引致之慣性力至抗側力系統之垂直構材。數值模型之建立應能反應樓版勁度。對於鋼筋混凝土樓板一般可視為剛性樓版，但若混凝土樓版中開孔面積超過該板之 50%時則應在分析模型中考慮此效應。

3.6.2.5 混凝土構材模擬

RC 結構中之梁、柱、牆、接頭及其他構材，其強度、勁度及變形能力需於分析模型中正確模擬，沿構材任一位置可能產生撓曲、剪切破壞之處皆需加以考量，與其他如非結構構材間之交互作用亦需加以考量。

構架之梁柱構材可以使用沿其中心線之線元素來加以模擬，當梁柱中心線未相交時之偏心效應需納入分析考量，但較窄構材中心線若位於相接構材中間 2/3 寬度範圍內則此偏心效應不需考慮。當具有較大偏心距時，需適當折減強度、勁度及變形能力來反應此偏心效應或直接模擬此偏心距。

混凝土構材之初始勁度一般為採用通過構材降伏點之割線勁度來表示，對於撓曲控制之構材，其勁度可採用完全開裂斷面之勁度，對於剪力控制之構材，其勁度則採用未開裂斷面之勁度。混凝土構材之勁度為材料性質、構材尺寸、鋼筋強度、邊界條件及作用力型式之函數，但若逐一計算結構中各構材之勁度變化並不實際，所以表 3.7 中列出建議採用之構材勁度近似值以供使用。

梁柱構材一般為採用彈性線元素配合端點之非線性彈簧進行數值模擬 (SAP2000、ETABS 等)，非線性彈簧之力與變形關係一般為表示成如圖 3.8 中所示之型式，其為考慮構材於循環載重下強度衰減特性之簡化曲線，另圖 3.8 中之降伏變形(Δ_y 或 θ_y)為構材達標稱降伏強度時對應之變形。對於梁柱構

材之塑鉸轉角容量之計算，可採用本節說明中所述方式藉由彎矩曲率法求得降伏曲率 ϕ_y 及極限曲率 ϕ_u 後，假設塑鉸長度為 $l_p = d/2$ (d 為斷面深度)依公式 $\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p$ 計算塑鉸轉角容量及韌性 $R = \phi_u - \phi_y$ ，另亦可使 3.2.3.1 節建議強度計算方式，配合表 3.8 中之韌性建議值為構材非線性行為模擬方式，表 3.8 為參考 FEMA368 及 ATC40 之規定略加調整而得。

表 3.7 RC 構材初始勁度的近似值

構材	撓曲勁度	剪切勁度	軸向勁度
梁	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
受壓柱	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
受拉柱	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
牆(開裂)	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
牆(未開裂)	$0.8 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$

表 3.8a 混凝土梁柱構材模擬參數與補強水準要求

	模擬參數			補強要求	
	轉角 θ/θ_y	殘餘強 度比		主要構材 θ/θ_y	次要構材 θ/θ_y
	d	e	c		
梁構材: 撓曲控制					
撓曲破壞(3.6a 式)	5	10	0.4	4	5
撓剪破壞(3.6b 式)	4	7	0.3	3	4
梁構材: 剪力控制(3.6c)					
箍筋間距 $< d/2$	2	4	0.2	1.5	2
箍筋間距 $> d/2$	1.5	3	0.2	1.5	1.5
柱構材: 撓曲控制					
撓曲破壞(3.6a 式)	5	7	0.2	4	5
撓剪破壞(3.6b 式)	4	6	0.2	3	4
柱構材: 剪力控制(3.6c)					
箍筋間距 $< d/2$ 及 $\frac{P}{A_g f'_c} < 0.1$	2	3	0.2	1.5	2
其他	1.5	2	0.2	1.5	1.5

表 3.8b 混凝土剪力牆模擬參數與補強水準要求

	模擬參數			補強要求	
	轉角 θ/θ_y		殘餘強度比	主要構材 θ/θ_y	次要構材 θ/θ_y
	d	e	c		
撓曲控制 (3.9b 式)					
有端構材	4	6	0.3	3	4
無端構材	3	5	0.2	3	3
剪力控制 (3.9a 式)	變位角 Δ/Δ_y				
所有牆	2	3	0.2	2	2

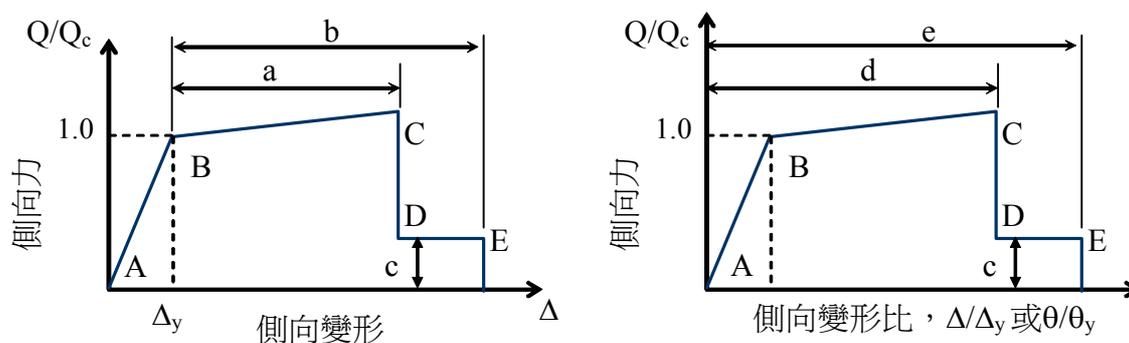


圖 3.8 構材側向力與變形之關係圖

[說明] 梁柱斷面之降伏與極限曲率及對應之彎矩強度的計算可採用彎矩曲率法，彎矩曲率法基於斷面受撓曲後平面保持平面、混凝土與鋼筋間無相對滑移等假設，進行已知軸力作用下之彎矩與曲率間關係之分析。在進行彎矩曲率分析前，必須先得知混凝土與鋼筋之應力應變曲線，才可進行分析；混凝土的應力應變曲線具有相當多之分析模型，各有其實驗或理論背景，所以於此並不強行規定混凝土之應力應變曲線，僅提供 Mander 及 Kawashima 兩種發展成熟及廣為使用之模型供設計者參考。Mander 混凝土應力應變曲線關係如以下各式所示(圖 3.9)。

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (C3.1a)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (C3.1b)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (\text{C3.1c})$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{C3.1d})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (\text{C3.1e})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{cu}}{f_{cc}} \quad (\text{C3.1f})$$

其中符號定義如下：

f_c : 混凝土應力(kg/cm²)

f_{cc} : 受圍束之混凝土抗壓強度(kg/cm²)

f'_c : 混凝土設計抗壓強度(kg/cm²)

ε_c : 混凝土應變

ε_{cc} : 混凝土最大壓應力時之應變

ε_{cu} : 受圍束混凝土壓碎時之應變

E_c : 混凝土彈性係數(kg/cm²)

ρ_s : 圍束箍筋之等值螺箍筋體積比

f_{yh} : 圍束箍筋之降伏強度(kg/cm²)

$$f_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_2}{f'_c}} - 2 \frac{f'_2}{f'_c} \right) \quad (\text{C3.2})$$

f'_2 為混凝土有效橫向圍束應力，對於圓形斷面為

$$f'_2 = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad \text{其中 } K_e = 0.95$$

對於矩形斷面則考慮 X、Y 兩方向之箍筋數量與圍束寬度不一定相同，因此兩方向之有效橫向圍束應力也不同，所以

$$f'_{2x} = K_e \rho_{sx} f_{yh}$$

$$f'_{2y} = K_e \rho_{sy} f_{yh}$$

其中 $K_e = 0.95$ ， $\rho_{sx} = \frac{A_{shx}}{ah_{cx}}$ ， $\rho_{sy} = \frac{A_{shy}}{ah_{cy}}$

再取 $f'_{22} = \max(f'_{2x}, f'_{2y})$ ， $f'_{21} = \min(f'_{2x}, f'_{2y})$ ，並將 f'_{22}/f'_c 與 f'_{21}/f'_c 代入圖 3.10 之雙向應力互制圖中，即可得到 f_{cc}/f'_c 。

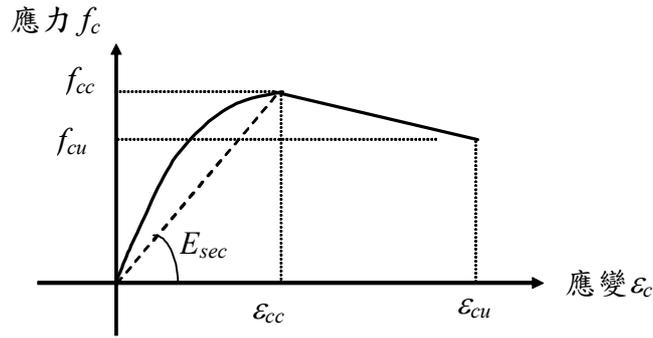


圖 3.9 Mander 之混凝土之應力應變曲線

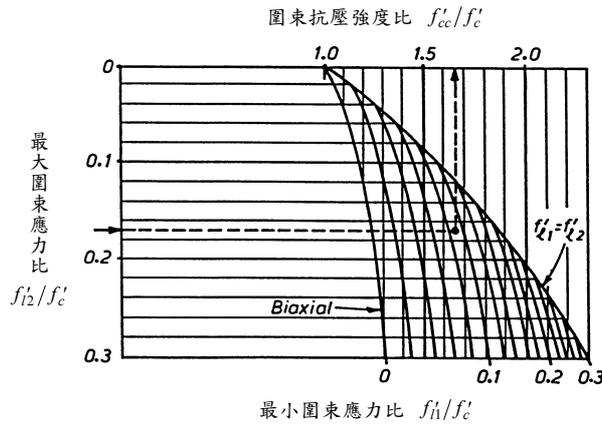


圖 3.10 雙向應力互制圖

Kawashima 混凝土應力應變曲線關係如以下各式所示(圖 3.11)。

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \quad (3.3a)$$

$$f_c = f_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \quad (3.3b)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad (3.3c)$$

$$f_{cc} = f'_c + 3.8 \alpha \rho_s f_{yh} \quad (3.3d)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (3.3e)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{(f'_c)^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (3.3f)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 f_{cc}}{E_{des}} \quad (3.3g)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{ad} < 0.018 \quad (3.3h)$$

其中符號定義如下：

- f_c : 混凝土應力(kg/cm²)
- f_{cc} : 受圍束之混凝土抗壓強度(kg/cm²)
- f'_c : 混凝土設計抗壓強度(kg/cm²)
- ε_c : 混凝土應變
- ε_{cc} : 混凝土最大壓應力時之應變
- ε_{cu} : 受圍束混凝土壓碎時之應變
- E_c : 混凝土彈性係數(kg/cm²)
- E_{des} : 應力應變曲線下降段之斜率
- ρ_s : 圍束箍筋之等值螺箍筋體積比
- A_h : 圍束箍筋之斷面積(cm²)
- a : 圍束箍筋之間距(cm)
- \bar{d} : 圍束箍筋之有效圍束寬度(cm)
- f_{yh} : 圍束箍筋之降伏強度(kg/cm²)
- α, β : 斷面補正係數
- 圓形實心斷面： $\alpha = 1.0$; $\beta = 1.0$
- 矩形斷面及中空斷面： $\alpha = 0.2$; $\beta = 0.4$

圍束箍筋之有效圍束寬度 \bar{d} 為混凝土圍束區內，同一高度下箍筋與繫筋或繫筋與繫筋間垂直分析方向之最大水平間距， A_h 為單一箍筋或繫筋之斷面積，若最大水平間距兩側鋼筋斷面積不同，則取其平均值為 A_h 。

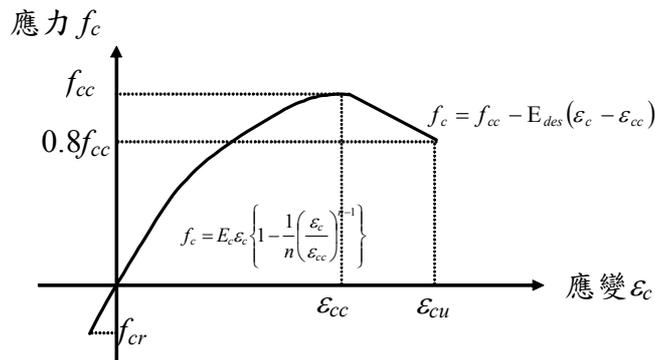


圖 3.11 Kawashima 之混凝土之應力應變曲線

鋼筋之應力應變模式可採完全彈塑性模型或如圖 3.12 中所示之模型，圖中各曲段之方程式如下：

(1) 彈性段 ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (C3.4a)$$

(2) 降伏段 ($\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$)

$$f_s = f_y \quad (C3.4b)$$

(3) 應變硬化段 ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$)

$$f_s = f_y \left[\frac{Q(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh} + 2)} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - Q)}{2(30q + 1)^2} \right] \quad (C3.4c)$$

$$q = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$Q = \frac{f_{su}(20q + 1)^2 - 60q - 1}{15q^2} \quad (C3.4d)$$

其中各符號之定義如下

ε_s : 鋼筋應變

ε_y : 鋼筋降伏應變

ε_{sh} : 鋼筋開始硬化之應變

ε_{su} : 鋼筋極限應變

f_s : 鋼筋應力

f_y : 鋼筋降伏應力

f_{su} : 鋼筋極限應力

E_s : 鋼筋彈性模數

鋼筋若其 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ，則取 $f_{su} = 4700 \text{ kg/cm}^2$ ， $\varepsilon_{sh} = 19\varepsilon_y$ ， $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sh} + 0.111$ ；
鋼筋若其 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ，則取 $f_{su} = 6200 \text{ kg/cm}^2$ ， $\varepsilon_{sh} = 4\varepsilon_y$ ， $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sh} + 0.074$ 。

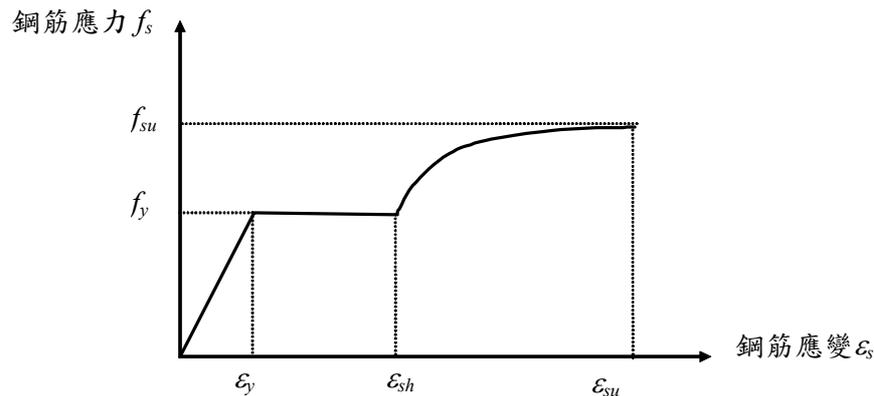


圖 3.12 鋼筋之應力-應變曲線圖

於彎矩曲率分析過程中，將所分析斷面沿分析方向分成 n_c 個細長混凝土條塊纖維及 n_s 個鋼筋纖維，在斷面受壓側混凝土纖維壓應變為 ε_{ct} 時，首先假設中性軸位置，

並依基本假設，得出各混凝土條塊纖維中心點應變 ε_{ci} 、各鋼筋纖維應變 ε_{sj} ，並由混凝土及鋼筋應力應變關係計得所對應的應力 f_{ci} 及 f_{sj} ，如此可藉下式獲得斷面的軸力 N^* (即各纖維內力總和)：

$$N^* = \sum_{i=1}^{nc} f_{ci} \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^{ns} f_{sj} \Delta A_{sj} \quad (C3.5)$$

其中 ΔA_{ci} 為混凝土條塊纖維面積， ΔA_{sj} 為鋼筋纖維斷面積， n_c 為混凝土條塊數， n_s 為鋼筋數目。於分析時，梁斷面可假設為無軸力之特殊情況，柱斷面之軸力則為靜載重、設計活載重及規範規定之設計地震力作用下所引致之軸力，但需注意的是設計地震力需考慮正負兩方向作用下之情況，於正方向設計地震力作用下求得之斷面性質，於側推分析時則用於側向力為正之分析，反之，於負方向設計地震力作用下求得之斷面性質，於側推分析時則用於側向力為負之分析。

若 N^* 不等於外加軸力 N ，經由中性軸位置的改變，進行迭代，直至 N^* 與 N 相等為止。由中性軸的確認，可進一步計算斷面對中心軸的彎矩 M 與對應之曲率 ϕ ，即

$$M = \sum_{i=1}^{nc} f_{ci} \Delta A_{ci} x_{ci} + \sum_{j=1}^{ns} f_{sj} \Delta A_{sj} x_{sj} \quad (C3.6a)$$

$$\phi = \varepsilon_{ct} / x_o \quad (C3.6b)$$

其中

x_{ci} ：第 i 個混凝土條塊纖維中心距斷面中心線之距離長度。

x_{sj} ：第 j 個鋼筋纖維中心距斷面中心線之長度。

x_o ：中性軸位置至混凝土斷面邊緣(受壓側)之長度。

對於降伏彎矩 M_y 及曲率 ϕ_y 之計算，於此定義為當最外側鋼筋之應變達到降伏應變時所對應之彎矩及曲率。如此即可求得降伏彎矩 M_y 及構材於此時所受之剪力 V_{dy} 為

$$V_{dy} = M_u / h' \quad (C3.8)$$

其中 h' 為分析斷面至反曲點之距離，可假設為構材長度之 1/3~1/2 間或依實際結構彈性分析結果取值。

定義極限彎矩強度為當斷面邊緣混凝土之壓應變 ε_{ct} 達到極限壓應變 ε_{cu} 時所對應之斷面彎矩強度，由於於極限狀態下混凝土保護層應該已經產生剝落，所以計算極限彎矩 M_u 時採用之混凝土斷面僅為圍束區內之斷面，而非全斷面。求得極限彎矩強度後，構材於此時所受之剪力 V_{du} 為

$$V_{du} = M_u / h' \quad (C3.9)$$

如此則可以求得構材斷面之彎矩韌性容量 $R_M = \phi_u - \phi_y$ ，及依下列方式判斷構材之破壞形式及韌性容量。

(a) 剪力破壞: 當 $V_{u1} \leq V_{du}$ 或 $V_{u3} \leq V_{dy}$

$$R = \min (R_M, 2.0) ; \quad \text{殘餘強度比 } c=0.2 \quad (C3.10a)$$

V_{u3} 為採用 3.5a 式但箍筋採用塑鉸區配置計算所得之未折減剪力容量。當柱之高寬比 h_0/D 小於 2 時，容許韌性容量 R_a 值取為 $\min (R_M, 1.25)$ 。

(b) 撓剪破壞: 當 $V_{u1} > V_{du}$ 及 $V_{u2} < V_{du} < V_{u3}$

$$R = \min (R_M, 4.0) ; \quad \text{殘餘強度比 } c=0.3 \quad (C3.10b)$$

(c) 撓曲破壞: 當 $V_{u1} > V_{du}$ 及 $V_{u2} > V_{du}$

$$R = \min (R_M, 6.0) ; \quad \text{殘餘強度比 } c=0.5 \quad (C3.10c)$$

3.6.3 非線性靜力耐震評估程序

3.6.3.1 容量曲線

建築結構物容量曲線 (Capacity Curve) 是建築物整體於所考慮方向上基底剪力與屋頂位移的關係圖，其所代表的是結構物承受側向力時之變形特性及其耐震能力。

3.6.3.2 控制點與加載

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋頂突出物及面積甚小之閣樓不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析同一般耐震評估法一樣，需先加 100% 的計算靜載重及 1/2 活載重於分析模型上。樓層側向力之分配除依基本振態振形乘以樓層質量為比例之形式施加外，還需額外考慮樓層承受均佈側向力之分析。以下為基本振態振形乘以樓層質量為比例及均佈側向力分佈形式計算方式

$$F_i = \left[\frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \right] V \quad (3.32a)$$

$$F_i = \left[\frac{m_i}{\sum m_i} \right] V \quad (3.32b)$$

其中：

F_i = 第 i 層之側向力。

m_i = 第 i 層樓層質量。

ϕ_i = 為正規化基本振態振形。

V = 外加之總橫力，依使用方式定義大小。

3.6.2.3 容量震譜

建築結構物容量曲線可藉由可靠之非線性分析軟體協助建立。而容量震譜可由容量曲線轉換而得，其轉換的公式如下：

$$PF_1 = \frac{\sum_i m_i \phi_{i1}}{\sum_i m_i \phi_{i1}^2} \quad (3.33a)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\sum_i m_i \phi_{i1})^2}{(\sum_i m_i \phi_{i1}^2) \sum_j m_j} \quad (3.33b)$$

$$S_a = \frac{V}{W \alpha_1} \quad (3.33c)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (3.33d)$$

其中

PF_1 = 第一振態之振態參與因子 (modal participation factor for the first mode)

α_1 = 第一振態之振態質量係數 (modal mass coefficient for the first mode)

m_i = 第 i 層樓層質量

ϕ_{i1} = 第一振態在樓層 i 之振幅

W = 建物總重量

Δ_{roof} = 屋頂位移

S_a = 譜加速度 (spectral-acceleration)

S_d = 譜位移 (spectral-displacement)

一般分析所得之容量譜並非為標準之彈塑性型式，所以須要根據等能量原則將其轉換為彈塑性型式，轉換後之彈塑性模型之彈性段與原容量譜相交點需為 $0.6S_{ay}$ ， S_{ay} 為結構降伏時對應之譜加速度(圖 3.13)。

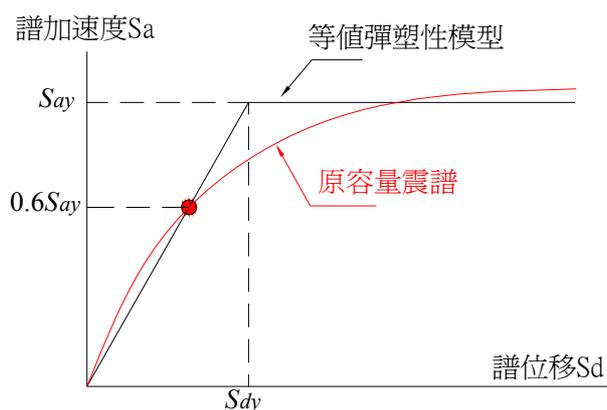


圖 3.13 容量震譜與等值彈塑性模型

3.6.2.5 位移需求

結構物之位移需求定義為結構體達某種損壞狀態下對應之譜位移，3.5 節中耐震合格標準為以設計地震(475 年回歸期)為地震需求，所以損壞狀態應為中度可修之損壞，根據 FEMA 及相關試驗研究報告指出，RC 構架結構約在層間變位角為 3 %~4 %左右時，為接近倒塌之嚴重損壞狀態，所以本手冊採用結構物任一層之層間變位角達 2 %時為中度可修之損壞，此所對應之譜位移為耐震評估之位移需求 S_{dm} ，如此可定義結構於此狀態下之位移韌性 R 及 F_u 為

$$R = \frac{S_{dm}}{S_{dy}} \quad (3.34a)$$

$$F_u = \sqrt{2R - 1} \quad (3.34b)$$

如此則結構物於此性能點下之耐震能力若以水平譜加速度係數 S_c 表示則為

$$S_c = S_{ay} F_u \quad (3.35)$$

所得之水平譜加速度係數 S_c 再利用 3.5 節之規定判斷建築物是否合乎耐震要求。

第四章 非結構構材之耐震評估

4.1 基本原則

非結構構材之耐震耐力以耐震指標 I_N 表示，其為用以判斷地震時非結構構材(特別是外牆)倒塌或剝落對人身安全之威脅程度及對逃生路線通暢之影響程度。對於每一樓層之每一非結構牆體，皆需計算其非結構構材耐震指標 I_N ，並配合實際現場觀察來判斷此些牆體之安全性。

4.2 評估步驟

4.2.1 耐震指標

對於每一樓層之每一非結構牆體，需依下式計算其非結構構材耐震指標 I_N ：

$$I_N = 1 - BWH \quad (4.1)$$

其中

B = 構造指標

W = 面域指標

H = 危害指標

對於一非結構牆體，若其具有不同之構造型式時，則其構造指標應取為最不利於安全之構造的指標值，即取最大之構造指標值來表示。

4.2.2 構造指標 B

構造指標 B 需根據協合指標 f 及衰減指標 t 依下式計算

$$B = f + (1 - f)t \quad (4.2)$$

(1) 協合指標 f

協合指標 f 為由主結構體之韌性容量等級 g_s 及非結構構材之韌性等級 g_N 依表 4.1 來綜合決定，其中主結構體之 g_s 及非結構構材之 g_N 則分別依表 4.2 及表 4.3 規定取值。

表 4.1 協合指標 f

主結構體 g_S / 非結構構材 g_N		剛性	←	→	柔性
		1	2	3	4
剛性 ↑ ↓ 柔性	1	0.3	0.8	0.9	1.0
	2	0	0.3	0.8	0.9
	3	0	0	0.3	0.8
	4	0	0	0	0.3

表 4.2 主結構體之韌性容量等級 g_S

g_S	主結構體之韌性等級描述	韌性容量 R_a
1	柱、牆配筋為韌性極差之脆性構材	1.0-1.5
2	柱、牆大部份屬剪力破壞型式，建物耐震能力以強度為主	1.5-2.0
3	柱、牆大部份屬撓曲或撓剪破壞型式，建物耐震以韌性消能為主	2.0-3.0
4	柱、牆大部份屬撓曲破壞型式，建物韌性幾可滿足新建建物要求	> 3.0

表 4.3 非結構構材之韌性等級 g_N

g_N	非結構構材之韌性等級描述
1	1/2B 紅磚、混凝土磚、玻璃磚等型式牆體；牆面貼覆石材類之飾材。
2	1B 紅磚牆；牆面貼磁磚類之飾材。
3	金屬或 PC 圍幕牆、預鑄型式牆體；牆面預貼磁磚或表面僅以油漆、砂漿粉刷等。
4	牆體與結構體一體灌鑄，牆體無開孔；牆面僅以油漆或砂漿粉刷等。

(2) 衰減指標 t

衰減指標 t 依非結構構材之損壞等級 g_H 與屋齡等級 g_Y 由表 4.4 選取

其對應值。

表 4.4 衰減指標 t

屋齡等級 g_Y		1	2	3
		小於 3 年	3-10 年	10 年以上
損壞等級 g_H	1	1.0	1.0	1.0
	2	0.2	0.3	0.5
	3	0.0	0.2	0.3

4.2.3 面域指標 W

面域指標 W 依下式計算

$$W = 0.5 + 0.5 \times \frac{h}{h_s} \quad (4.3)$$

其中 h 為牆體之高度(m)； h_s 為樓層之標準高度(m)。

4.2.4 危害指標 H

危害指標 H 為由環境指標 e 及危害折減指標 c 依下式計算求得

$$H = \sum_k e_k c_k$$

上式之計算中，對於所有位於投射角度內之平面(k)的指標值皆需計算後相加得危害指標 H 之值，投射角度內平面定義為牆體至平面以梯度 1:2 下降之直線內的範圍，如圖 4.1 中所示；若於某一平面(k)內具有不同之指標 e_k 及 c_k 時，則取 e_k 乘以 c_k 之大值為該平面之值。

(1) 環境指標 e

環境指標 e 需根據人員於非結構構材下方通行之可能性與環境，及配合表 4.5 來決定

(2) 危害折減指標 c

危害折減指標 c 需根據非結構構材落下時有效遮檔物情況及配合表

4.6 來決定

表 4.5 環境指標 e

人員出入環境	e
公有道路或巷道	1.0
私有走道、陽台、廣場、走廊	0.7
人員可進入之開放空間，如花園	0.2
人員不可進入之空間，如防火巷道	0

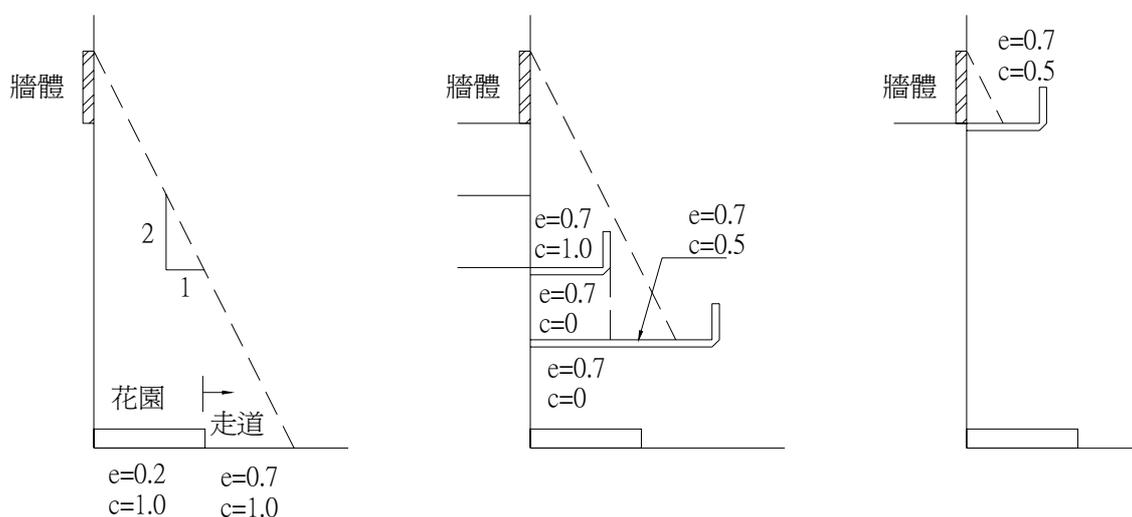


圖 4.1 環境指標與危害折減指標之示意圖

表 4.6 危害折減指標 c

危害折減之狀況	c
對所考慮之平面，其上方的屋簷或陽台等有效遮檔物能含蓋所有投射角度內之平面	0
對所考慮之平面，其上方的屋簷或陽台等有效遮檔物能大部份含蓋投射角度內之平面	0.5
所考慮之平面與牆體為於同一樓層	0.5
其他	1.0

4.3 安全標準

非結構構材之耐震安全與否需以計算所得之耐震指標 I_N 配合現場實際檢查(實際構造現況、變形情況、老化劣化情況等)來綜合判斷。

第五章 基礎評估與模擬

5.1 基本原則

既有建築物基礎的耐震評估應先根據基礎裂縫、腐蝕或破損程度以及基礎材料及承載土壤的強度等級，判斷基礎之完整性，再由上部結構現況，或補強後上部結構力學行為，根據實際承受載重和變形特徵進行基礎承載力和變形計算，及結合現地經驗，提出基礎與地盤的耐震評估結果，確定基礎補強的必要性和提出補強方法之建議。

[說明] 評估工程師必須對工址進行目視檢測的工作，觀察工址現況有幾項目的：第一，確認實際的工址狀況是否與計畫一致，不同之處在評估時要加以注意並列入考量。第二，提供可能對建物有潛在衝擊的場址外的開發行為之文件，這種場址外的開發行為包括會增加荷載或降低側向支撐程度的一些建物施工項目。最後是紀錄與鄰近區域不良的基礎狀況，諸如基礎、或人行道的沉陷。這些指標暗示著在未來地震中可能發生的隱憂。

現有初步的資料也許需要進一步的工址探勘和基礎工程分析來補充，必須擬出進一步調查的範圍，以確認建物行為對基礎效應的敏感度。一般補充資訊的目的在於更精確地評估地工構材的勁度和強度，在有明顯液化、側向傾倒破壞或邊坡滑動傾向的地方，就有必要用到補充的資料。

有時可能會在建築物的外部或內部挖一個較淺的測試坑以檢驗基腳和土壤材料，為了對土壤性質有較佳的認識，尤其是針對擴展基礎，大地工程師可以做一些簡單的現地試驗，現地取樣回實驗室試驗並不貴，且能增加含水量、密度和其他基本性質的資訊。有了這些資料，大地工程師便能判斷勁度與強度的參數範圍以作為分析之用，根據這個建議，結構工程師可以決定將這些估得更準的性質運用在更深的分析或進行更細節的地工調查。

5.2 適用範圍

本章主要適用座落於一般地盤之獨立基腳(有繫梁或無繫梁)、筏式基礎的淺基礎之耐震評估與模擬，對於深基礎、極軟弱地盤或坡地上之基礎則非本章之範圍，工程師於進行評估前需先根據現地調查結果判斷

本章之適用性。

5.3 基礎承載力

5.3.1 承載容量

基礎土壤之預期承載容量須依照下列之推估方式、條例式或特定場址等方法，訂定基礎之預期承載容量。

(1) 推估方式: 可利用表 5-1 之各項參數，計算擴展基腳與筏式基礎之推估預期承載容量。

表 5-1 一般淺基礎之土壤性質

地盤分類	描述	土壤聯合分類	影響區之平均性質					初始剪力模數範圍 G_0 ($t/m^2 \times 10^3$)		最大極限承載應力範圍 Q_{ult} (t/m^2)	
			剪力波速 Vs(m/sec)	SPT N	不排水剪力強度 s (t/m^2)	濕密度 γ (pcf)	抗剪力角 ϕ (degree)	低	高	低	高
1	岩石		>750			140 +		125	600	75	200
1	密土 軟石	GW,GP	360 ~ 750	> 50	> 10	120 ~ 140	> 40	25	125	40	160
2	硬土	SW,SP,SM, SC,GM,GC	180 ~ 360	15 ~ 50	5~10	100 ~ 130	33 ~ 40	5	25	25	100
3	軟土	CL,ML,MH, CH	< 180	< 15	< 5	90 ~ 120	< 33		<5	10	75

(2) 條例式: 當基地調查報告與相關參數資料完備時，可藉由下述方法藉由簡易公式直接計算預期承載容量，利用(5-1)式計算擴展基腳之預期承載容量如

$$q_c = 3q_{allow} \quad (5-1)$$

q_{allow} = 原設計之基礎於垂直力作用下之允許承載力。或者，可利用(5-2)式計算基礎之預期承載容量 q_c 如:

$$q_c = 1.5Q_G \quad (5-2)$$

其中， $Q_G = 1.1(DL + 0.5LL)$

(3) 特定場址之承載容量

針對無法適用(1)與(2)所規定之方法的重要建物基礎，必須進行地質鑽探，藉由建物工址之場址特性，訂定基礎之預期承載容量。

表 C5-1 承壓基腳之形狀修正因子

基腳形狀	形狀修正因子		
	土壤內聚力 ζ_c	覆土 ζ_q	土壤密度 ζ_γ
長條狀	1.0	1.0	1.0
矩形	$1 + \frac{B N_q}{L N_c}$	$1 + \frac{B \tan \phi}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
圓形或方形	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6

[說明] 垂直極限承載力：淺基礎土壤的垂直極限承載力一般的表示方式為：

$$q_{ult} = cN_c\zeta_c + \gamma DN_q\zeta_q + 1/2\gamma BN_\gamma\zeta_\gamma \quad (c5.1)$$

其中：

c = 土壤內聚力

N_c = 土壤內聚力承載力因數，與內摩擦角 ϕ 有關 (圖 C5-1)

N_q = 覆土承載力因數，與內摩擦角 ϕ 有關 (圖 C5-1)

N_γ = 土壤密度承載力因數，與內摩擦角 ϕ 有關 (圖 C5-1)

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ = 基腳形狀修正係數 (如表 C5-1 所示)

γ = 土壤總單位重

D = 基腳深度

B = 基腳寬度

有經驗的大地工程師通常備有特定工址的試驗數據，用以計算土壤的極限承載力，在耐震評估的初步階段，結構工程師可根據這些估算數值來判斷是否需要以更精密的方式來計算地盤的承載能力。

獨立基腳的最大承載應力與其寬度與深度有關，較寬的基腳，在塑性變形前可承受較大的單位載重，而較深的基礎則因土壓力較大可提升其極限負載能力，因此

在決定均佈之垂直向土壤承載容量的過程中，需同時考慮基腳的尺寸與深度以決定基腳的總承載能力，將總承載能力除以基腳面積可得其承載應力容量，均佈之土壤承載容量可由此承載應力容量乘以各方向尺度而得。

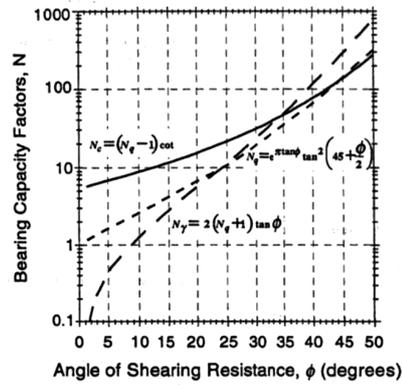


圖 C5-1 承載力係數

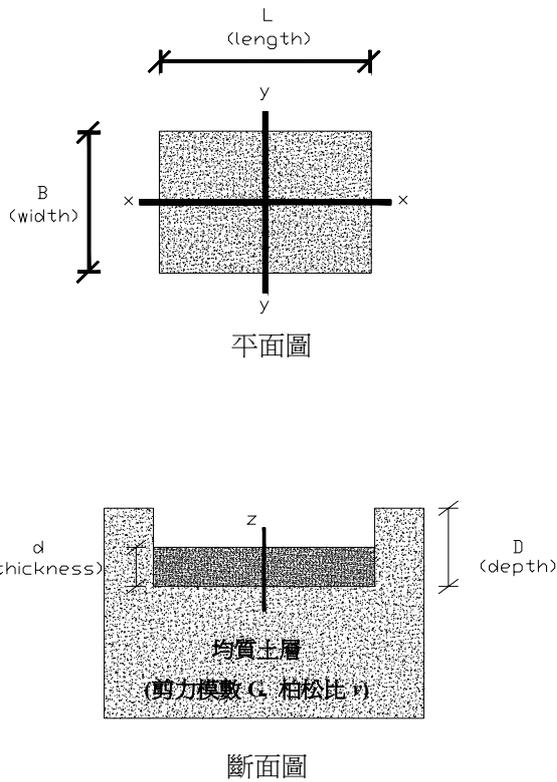


圖 C5-2 半無限均質彈性體上之剛性基礎版性質

水平極限承載力：基礎元素的總水平承載容量可由其勁度與位移決定，如圖

C5-2 所示，而上述位移需以基礎的深度 d 的百分比來表示，最大的側向承載能力大致發生於位移 $0.02d$ 至 $0.04d$ 間，承載應力容量的求法可將總應力容量除以基礎的水平接觸面積，均佈之土壤容量可由此承載應力容量乘以各方向尺度而得。

5.3.2 基礎承載容量

淺基礎於垂直向之預期容量應依 5.3.1 節所規定之程序決定之。在無彎矩荷載之情形下，一矩形基腳之預期荷載容量 Q_c 應由(5-3)式計算。

$$Q_c = q_c BL \quad (5-3)$$

其中

q_c = 5.3.1 節中所訂定之預期地盤承載容量。

B = 基腳寬。

L = 基腳長。

一矩形基腳之彎矩容量應由(5-4)式計算：

$$M_c = \frac{LP}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c} \right) \quad (5-4)$$

其中； P = 作用於基腳之垂直荷載。 $q = P / BL$ = 垂直承載壓力。 B = 基腳寬（平行於撓曲軸）。 L = 沿撓曲方向之基腳長度。

淺基礎之側向容量應使用土壤力學原理計算，且應包括底部之曳引力及在前導面上之被動土壓阻抗。

5.4 基礎行為模擬

採用詳細評估法時，若建物基礎為模擬成建物分析模型之一部份時，則基礎之載重與變形特性需依其基礎型式而依以下之方式計算。對於其他型式之基礎，基礎之載重與變形特性需依可信方式計算。

除非基礎之非線性特性已可依可信方式求得，否則基礎之非線性特性需表示成一等值之彈塑性載重與變形關係。

進行含基礎模型之建物分析時，需考慮圖 5-1 中與本節中所示之勁度與承載力的上下限值。為能推估基礎特性之不確定性，需取本節所給定之勁度與強度值的兩倍為上限值，而取本節所給定之勁度與強度值的一半為下限值。

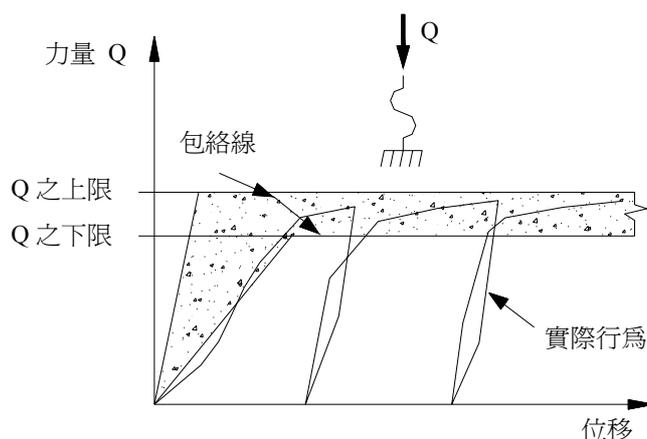


圖 5-1 土壤之力與位移包絡線

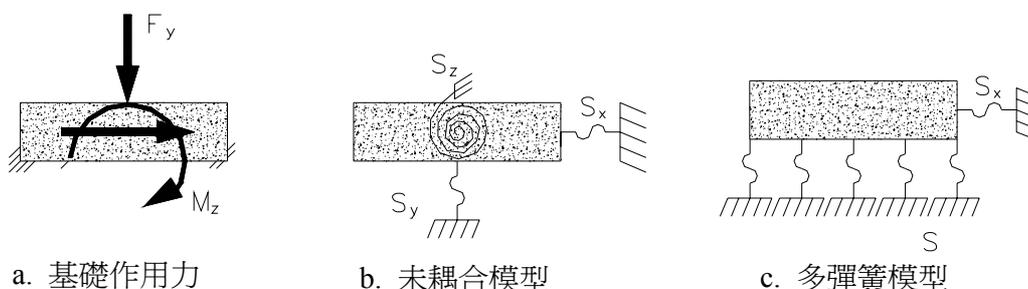


圖 5-2 一般的基礎構件模型

5.4.1 勁度參數

決定淺層承壓土壤勁度的步驟如下（圖 5-2 及圖 C5-2）：

1. 假設基礎為支承於半無限彈性域上的剛性版，決定非耦合的總表面勁度 K_i ，如表 5-2 所示。
2. 乘以表 5-3 中的係數 e_i 以修正非耦合的總表面勁度 K_i 或是基礎承壓深度的影響，由此可得非耦合總勁度 K_i 。
3. 將非耦合總勁度 K_i 除以基礎與土壤接觸面積或慣性矩，可得到均佈勁度 k_i 。
4. 比較垂直向的均佈勁度 k_z 、 k_{θ} 及 k_{α} ，基本上三者不會相同，但在二維分析中，通常有一個旋轉勁度不會用到，如果 k_z 和 k_{θ} 間的差距不

大，則在步驟 6 中任取一種，或其取平均值，若 k_z 與 k_θ 之間有頗大的差異且基礎主要受力方向為垂直向或旋轉方向，則兩者皆可能在步驟 6 中被採用，又如果兩者之間的差異性很大且具高度耦合性質，則可採步驟 5 中的近似方法決定勁度分量。

5. 如圖 5-3 所示，在矩形基腳長向的兩端取 $B/6$ 的範圍 (B 為基腳寬)，將基腳的垂直均佈勁度分佈於兩端 $B \times B/6$ 的範圍內，而中間範圍的垂直均佈勁度則取為與無限長之基腳 ($L/B = \infty$) 相同。
6. 將決定的均佈勁度乘以 Winkler 元件模型中各方向的尺寸，以求得各獨立之土壤勁度。

表 5-2 支承於半無限均質彈性半域上的剛性版表面勁度

勁度參數	剛性版之表面勁度 K_i'
垂直向勁度 K_z'	$\frac{GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
長向水平向勁度 K_y'	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
短向水平向勁度 K_x'	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] - \frac{GL}{0.75-\nu} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
對 x 軸旋轉勁度 $K_{\alpha x}'$	$\frac{G}{1-\nu} I_X^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
對 y 軸旋轉勁度 $K_{\alpha y}'$	$\frac{G}{1-\nu} I_Y^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$

表 5-3 支承於半無限均質彈性半域上的剛性版表面勁度修正係數

勁度參數	修正係數 e_i
垂直向勁度 e_z	$\left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{(2L + 2B)}{LB} d \right)^{0.67} \right]$
長向水平向勁度 e_y	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{BL^2} \right]^{0.4} \right\}$
短向水平向勁度 e_x	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{LB^2} \right]^{0.4} \right\}$
對 X 軸旋轉勁度 e_{α_x}	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left(1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.20} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.50} \right)$
對 y 軸旋轉勁度 e_{θ_y}	$1 + 0.92 \left(\frac{2d}{L} \right)^{0.60} \left(1.5 + \left(\frac{2d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.60} \right)$

剪力模數

土壤上方垂直承壓版的尺寸、地表下方的承壓面深度與土壤的材料特性皆為影響承壓版垂直勁度的因素，土壤的剪力模數 G 與彈性模數 E 及鮑生比 ν 有關，其關係式如下：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5-5)$$

典型的土壤鮑生比列於表 5-4 中。

初始剪力模數 G_0 與低應變下的剪力波速 v_s 有關，與土壤密度 ρ 亦有關，其關係如下：

$$G_0 = \rho v_s^2 \quad (5-6)$$

若以土壤單位重來表示初始剪力模數，上式可改寫為：

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} v_s^2 \quad (5-7)$$

其中 g 為重力加速度值，在表 5.1 中列出常見的土壤初始建立模數 G_0 。大部分的土壤特性基本上為非線性，且其剪力模數會隨著剪應變增加而減小，藉由表 5-5，大應變的剪力波速 v'_s 與有效剪力模數 G 可由最大地表加速度估得，在地質資料不足的情況下，為了反應圖 5-1 中之上、下限的觀念，矩形基腳的勁度上限需根據 2 倍的有效剪力模數求得，其有效剪力模數即根據上述方法而得，而勁度下限則根據有效剪力模數的一半求得，如此便符合上、下限相差 4 倍的原則。

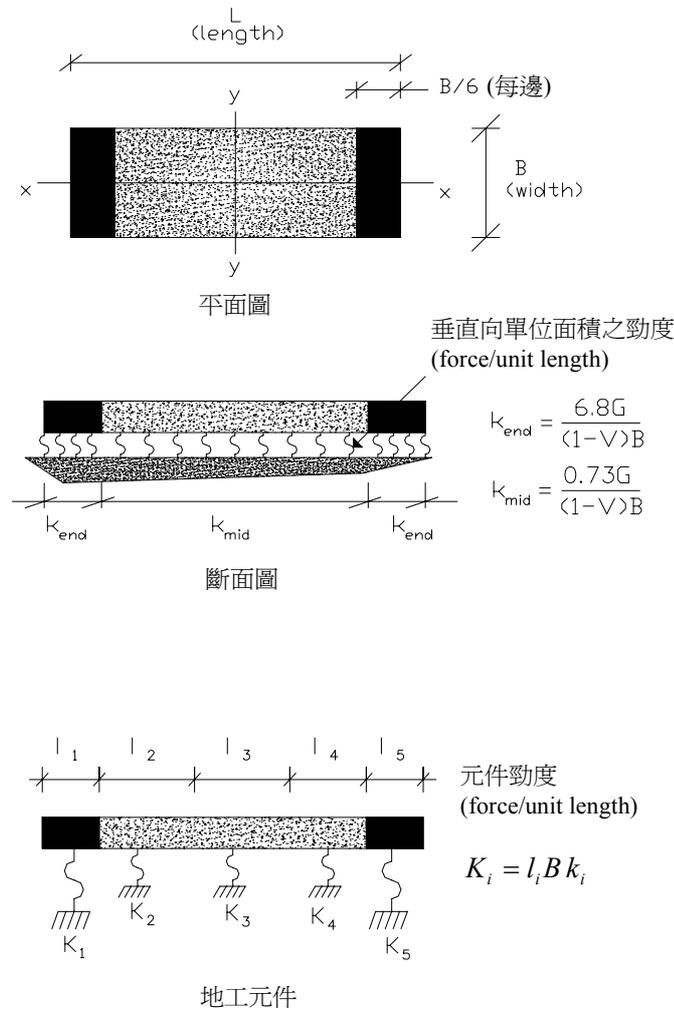


圖 5-3 矩形基礎腳之 Winkler 元件模型

表 5-4 典型土壤之鮑生比

土壤	近似之鮑生比 ν
地下水位下之飽和黏土與砂土	0.50
地下水位上，近似飽和之黏土	0.40
濕砂土 ($S_r=50$ 至 90%)	0.35
乾砂土、黏土與岩石	0.25

表 5-5 由搖晃之震度所決定之有效剪力模數與剪力波速

	地震搖晃震度 ($S_a(T=0.3)$)			
	0.25	0.35	0.50	≥ 0.75
有效與初始之剪力模數比 (G/G_0)	0.81	0.64	0.49	0.42
有效與初始之剪力波速比 (V_s' / V_0)	0.90	0.80	0.70	0.65

註：

1. 記錄於詳細之地質調查資料中的工址特有數值可適度調整。
2. 對於中間值可以線性內插求得。

柔性結構元件

在有些情況下，結構的勁度會較土壤勁度小，細長地梁架設於堅實土壤上方即為一例，在什麼情況下可將此情形忽略，可由傳統的方法判斷，即將梁視為架於彈性支承上方，如果承受點荷重的邊梁相距 L 的間隔，則當 $EI/L^4 < 10k_{sv}B$ 時，梁可視為柔性，其中 E 為有效彈性模數， I 為慣性矩， B 為梁的寬度，而對大部分的柔性基礎系統，其下方單位彈簧之彈性係數可取為：

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (5-8)$$

[說明] 在一開始加載時，土壤的勁度會偏高，直到載重大於土壤乾縮或預壓密產生的壓力，土壤會逐漸軟化而趨近平緩，而卸載的情況則是會有永久變形的產生，在往復載重的作用下永久變形會不斷累積，且再加載的過程會使土壤的勁度較前一次加載的勁度大，這樣的土壤特性以圖 5-1 的簡化方式用在結構分析模型中。

如圖 5-1 中所示，包絡線勁度較高與勁度較低的兩種假設情況，使結構工程師得以探討土壤參數分析的敏感度，一般可藉由估算所得到最佳的強度與勁度，分別

乘以 2 及除以 2，使包絡線初始的範圍反應出 4 倍的關係，對於敏感度較高的土壤或是地質資料不確定性較高的土壤，其包絡線涵蓋的範圍會較廣，相反地，如果地質資料相當可靠，則包絡線上下限間的不確定範圍將會縮小。

圖 5-1 亦反應出一些土壤特性，例如當地震力產生的傾倒力矩大於靜載重時，擴展基礎便無法承受拉力與上升力，然而在深基礎卻可以由其表面的摩擦力來抵抗拉力，類似的情形會使得圖 5-1 的包絡線延伸至 X 軸下方，且受拉力與受壓力兩方向會有不對稱的情形。最常用在結構分析的力與位移關係是完全彈塑性模型，當然較精密的模型亦可用於結構分析，然而土壤性質的不確定性也會影響模型的精確程度。大部分土壤的特性也顯現在常用的力與位移關係中，當土壤發生大位移時，除非在高靈敏度黏土、液化土壤的情形，力量幾乎沒有下降的趨勢，因此其非彈性變形能力可視為無限大。

基礎的勁度與強度會影響結構物在地震時的性能表現，結構工程師必須決定如何適當正確將基礎的影響加在分析模式中，在一些實例中大地工程師的專業幫助是十分有用的。大地工程師必須注意的是強度與勁度並不一定較柔度與韌性要來得好，軟弱地盤的假設對結構的反應並不一定是保守謹慎的，最好的方式是提供一特定範圍的值，將所有可能發生的情況都考慮到。非常精確地評估土壤性質會使得工程費用相當昂貴，因此大部分在工程上的應用都是利用簡化的參數研究所得之經驗法則來判定所使用之參數，且許多參數對基礎模擬時的影響並不明顯，因此，經驗常常是工程師做判斷的依據。

地質條件

軟弱的土層常被視為影響地震反應的重要因素，特別是在基礎比結構本身發生更大的破壞（如過度的變位或沈陷的情況）時，但這並不表示堅實的地盤就不需要考慮基礎對結構反應之影響。常見例子是一採擴展基腳型式的高剛度結構物，其基礎的上舉會對結構之受震反應有相當明顯之影響，圖 C5-3。

若靜載重與活載重佔地盤極限載重有相當大比例的基礎，其影響結構耐震行為可能就比其他型式來得明顯，若既有的垂直載重已經超過極限載重的 50~67%，較大的地震力就可能造成顯著的基礎永久位移，基礎之靜載與活載對構件極限載重的比例如果變異性大的話，在非線性範圍中力的重新分配將會十分顯著，這會使得承載較高應力的基腳很快地降伏，因此由基礎所引起之非線性力的重新分配會使規則的結構產生如不規則扭轉的問題。

結構系統

通常來說，較細長且具有剪力牆的建築物在承載地震力時，受基礎效應之影響較為敏感，短且多跨的抗彎構架對於基礎效應的影響就幾乎可以完全忽略，然而大部分的結構物都介在兩者之間。振動週期在 0.3 到 0.8 秒之間的結構物對基礎效應的敏感性遠大於其他週期者。表 C5-2 為一些基本結構系統對基礎效應的敏感程度。

表 C5-2 中明顯地分辨出抗剪結構與其抗彎構架的不同。即便構架被視為是次要（僅承載垂直力）的，剪力牆基底的扭轉還是會使得構架桿件的位移需求量增加。此外還需注意的是，即使完全的抗彎構架建築對基礎效應較不敏感，相當大的傾倒力量所造成的基礎上舉，對高且細長的構架也是有相當大的影響。

雖然長跨度構架並非對所有的基礎扭轉都十分敏感，但柱底的穩定性是一個重要的考量因素，在足夠的資訊下，可以將基礎構件的勁度與強度適當地模擬以求得較準確的答案，然而，也可將柱底的連接端假設成固接或是鉸接以求得不同層次的反應值，在大多數的例子中柱底的設計細節是影響柱底剛性的重要參數。

結構模型的組合

在建構基礎模型時，結構工程師可依適當的材料性質來組合每個構件，如同建立主結構系統時一樣，須要經驗判斷以取得精確度與簡易度之間的平衡，一個太過簡易的結構模型可能遺漏某項重要物理性質，而導致不可信賴的結果，但太過複雜的模型又增加誤判的機會，或是使得簡單的問題複雜化。結合基礎系統與上部結構系統時，兩者的組成架構必須是調和一致的，這樣才能有效率地將整座建築物在受地震作用時的反應有效且正確地表現出來。

圖 C5-4 為一具有剪力牆及構架的結構，為一抗橫力系統。具有傳統擴展基腳的基礎系統可能是由地梁或是版交互結合而成，圖中以二維的模型表示實際的結構，以及以不同模擬方式來顯示基礎系統與構件的真實行為特徵；模型中都用勁度 K 來表示土壤構材的性質，代表擴座基腳在結構模型中的行為。

在模型 A 中，可表現出剪力牆受扭剪時的行為，而且與模擬底版之軸向連桿同時發生作用，受彎的性質集中在牆的兩端。

模型 B 與 C 中，一樓柱下的土壤構件同時表現出擴展基腳的垂直與扭轉勁度，柱表現出牆受剪與受彎的性質，在這情況下，牆下的剛性梁構件會將基腳構件的扭轉束制效果傳遞給剪力牆構件。

在一些情況下，地梁、底版或地下室牆提供了基礎構件相當強的連結力，這使得基礎的水平勁度與強度 K_h 可以集中在一點上表示，如模型 A 與 B，模型 C 則為表示基腳構件的側向勁度與強度遠大於連桿的情況，此情況可能發生在細長且無適當加勁的版中，一般而言，基礎水平勁度大到可將其視為剛接。

構架的柱構件也許沒有足夠的強度傳遞由基腳構件傳遞的扭矩，模型 A 在柱底用一鉸接來表示這種情況，基腳構件只能提供垂直抗力，但能與其他構件聯合起來抵抗整個構架的傾倒力矩。

淺基礎構件

圖 C5-5 表示一位在剪力牆下之擴展基腳其理論的非線性交互作用下之垂直與旋轉的行為，側向的行為一般並不會受到垂直與旋轉自由度的影響，簡便起見因此並未考慮在圖 C5-5 中。基礎構件最大旋轉束制與非線性扭轉勁度是作用於基礎垂直力的函數，接觸面應力（contact surface stress）的理論假設之彈塑性分佈與土壤材料的極限容量亦表示於圖中。

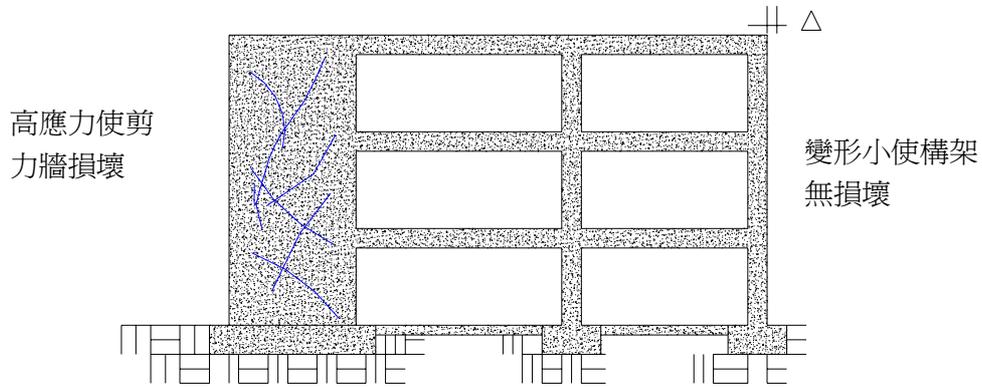
矩形獨立與連續的擴展基腳是由版或梁構件所構成，直接承載在土壤上以抵抗垂直、水平及扭轉的力量（如圖 C5-6），梁、柱及牆在傳統的結構有限元素分析構件模擬如 C5-6 所示，在一些例子中，特別是在剪力牆下，與底下支撐的土壤比較起來，結構基腳構件可以簡單且有效地模擬成剛性元件，垂直與旋轉的抗力是底下支撐的土壤所傳遞，垂直的土壤構件反映了力傳遞的結果，而地梁也可能有這種效應。基腳與邊地下所模擬的土壤彈簧間距愈小，分析結果在理論上的精確值就會愈高，結構與土壤彈簧相對勁度的參數研究在這種考量下提供了快速簡單且深入的了解，土壤材料原有的不確定性並不能保證有更高的精確性。

水平土壤彈簧提供的側向抗力，是混凝土底部與土壤摩擦的結果，就如同被動土壓提供抵抗基腳運動的力一樣，如圖 C5-6 所示，地梁亦可藉由摩擦力抵抗側向載重，或將側向載重傳遞至其他桿件。

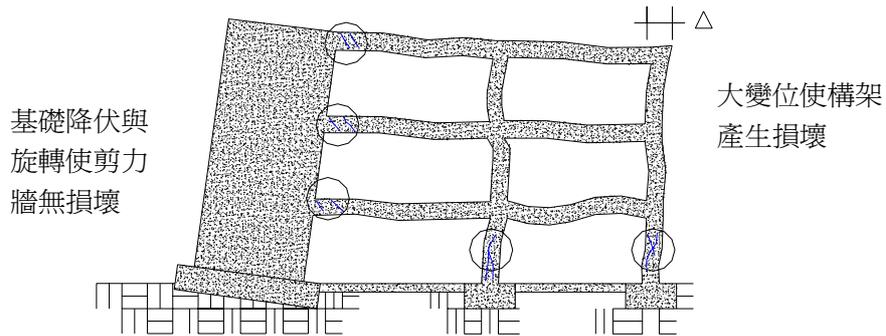
表 C5-2 基本結構系統對基礎效應的敏感程度

結構分類	外觀比 ¹	基礎效應相對敏感程度
細長之剪力牆構架	$h/l > 2\pm$	高
細長之承重剪力牆		
狹窄之構架		
短的剪力牆構架	$h/l < 2\pm$	中
短的承重剪力牆		
長構架		

1) 此處 h 為建築物之高度，l 為抗橫力構件之寬度

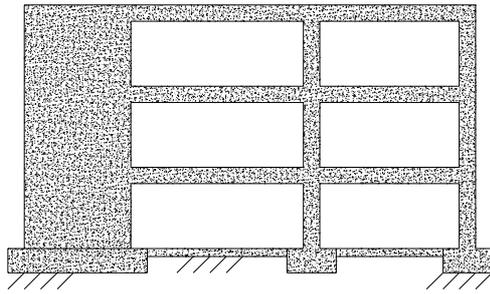


勁度高基礎之情形



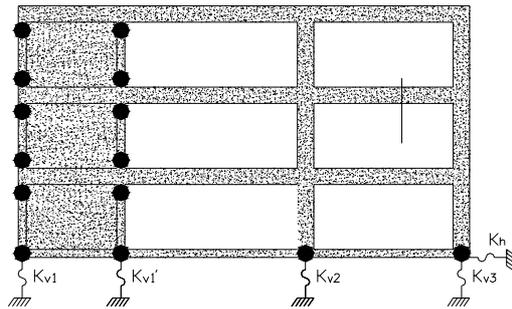
勁度低基礎之情形

圖 C5-3 基礎勁度與強度對結構構材變形的影響



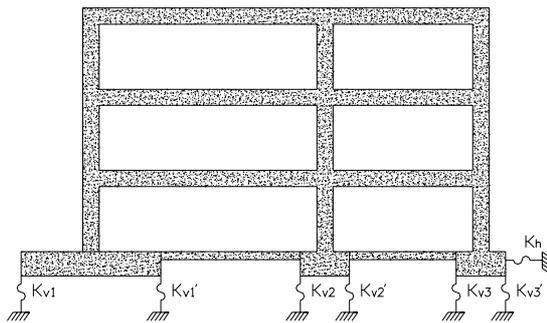
實際結構

- 混凝土剪力牆
- 混凝土構架
- 擴展基腳



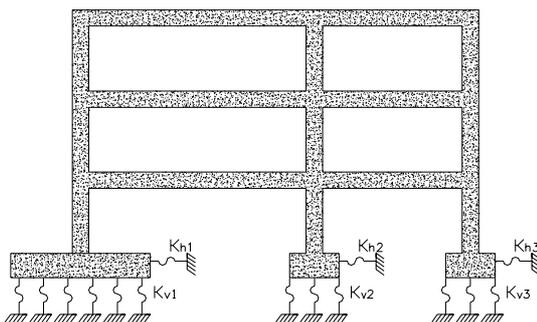
模型 A

- 剪力牆以版元素及端構材模擬
- 柱底鉸接於基礎
- 地梁以二力桿模擬



模型 B

- 剪力牆以等值柱模擬
- 柱底固接於基礎
- 地梁以梁元素模擬



模型 C

- 剪力牆以等值柱模擬
- 柱底固接於基礎
- 地梁效應不考慮

圖 C5-4 不同之結構系統與基礎的模擬方式

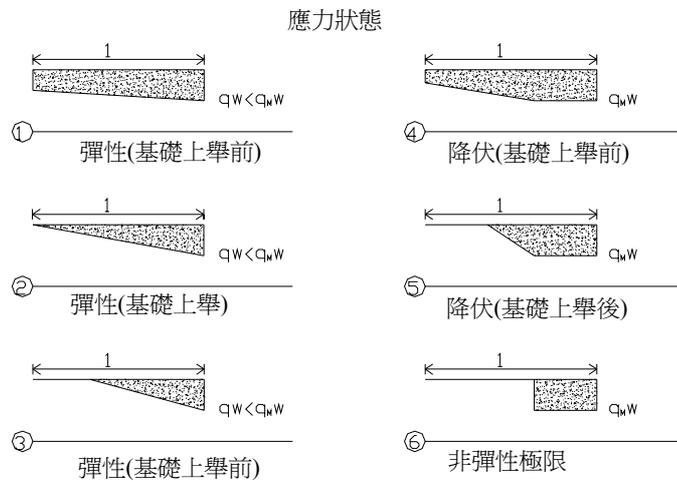
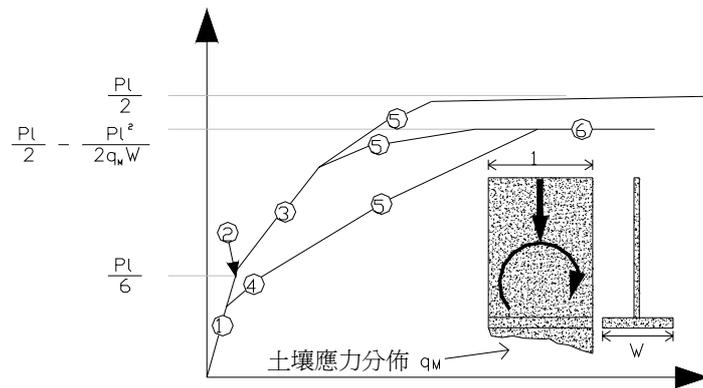


圖 C5-5 基礎的理論彈塑性系統行為

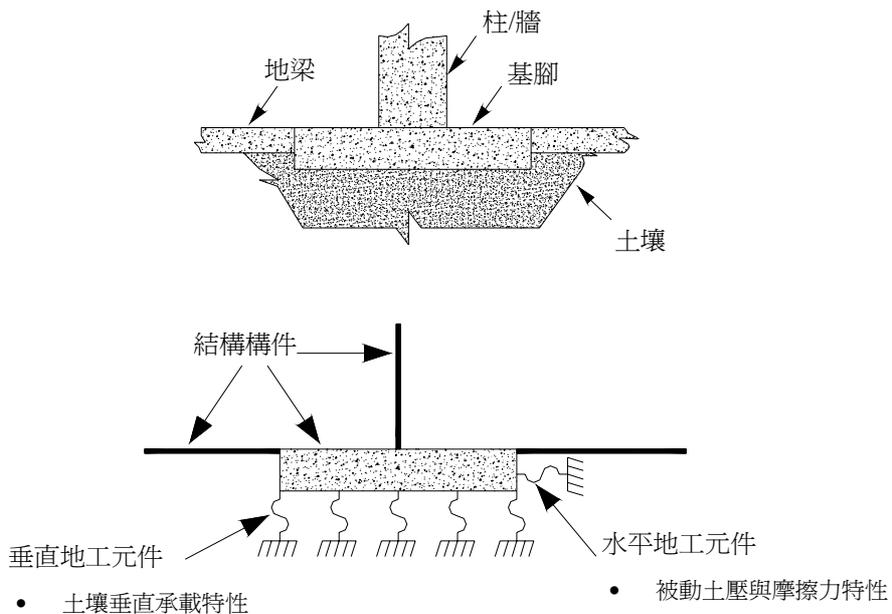


圖 C5-6 基礎模型圖

第六章 耐震評估示範例

6.1 四層樓雙併公寓(含牆 RC 構架)

6.2.1 結構概述

對於 4 層樓雙併公寓低層建物，採用一 4 層 RC 結構為分析例，其平面圖如圖 6.1 所示，此建築物之樓層高度均為 3.0 m，建物具筏式基礎，地盤屬粘土層，固定基底下計算所得之基本振動週期為 0.35 秒，考慮土壤彈簧下計算所得之基本振動週期為 0.45 秒。建物之總重量為 750 ton，建物平面尺寸為 18.6 m x 10.0 m，梁尺寸皆為 30x45cm。該建物具有 RC 外牆及 1/2B 之內部隔間磚牆，本範例分析方向為 X 方向，X 方向需考慮之牆體如圖 6.2 中所示，其中牆 W1 為 12cm 厚 2m 寬之無開孔 RC 牆；W2 為中間有開一寬 1.0m 高 1.6m 孔之 RC 牆；W3 為柱 C6 之翼牆，寬度為 1.5m；BW1 為 1/2B 之內部隔間磚牆，寬度為 2.0m。

本建物之柱尺寸與配筋如表 6.1 中所示，其中柱 C2, C4, C6 為與 RC 牆相連接之柱，C1 及 C3 為獨立柱，所以其淨高為 $3.0 - 0.45 = 2.55\text{m}$ ；柱 C5 雖未與牆相連，但後陽台 RC 牆(高 1.1m)造成其柱有效淨高度減少為 1.45m。

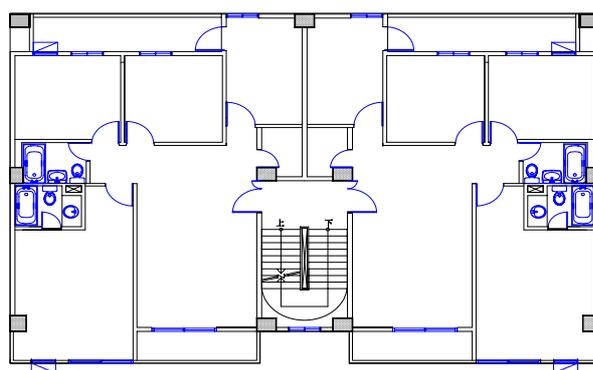


圖 6.1 4 樓分析建物平面配置圖(雙併住宅公寓)

本示範採用表 3.1 中依尺寸判斷方式來判斷垂直結構構材破壞模式，所以將一樓各垂直構材之判斷分類結果列於表 6.2 中，而採用 3.2.3.2

節方式計算之各構材強度與韌性則列於表 6.3 中。在非結構牆配置方面，對於 6 層建物在此考慮純構架、含非結構牆及軟弱底層三種情形，而對於 4 層建物僅考慮純構架及含非結構牆二種情形，所有考慮分析類型如表 3.4 所示。

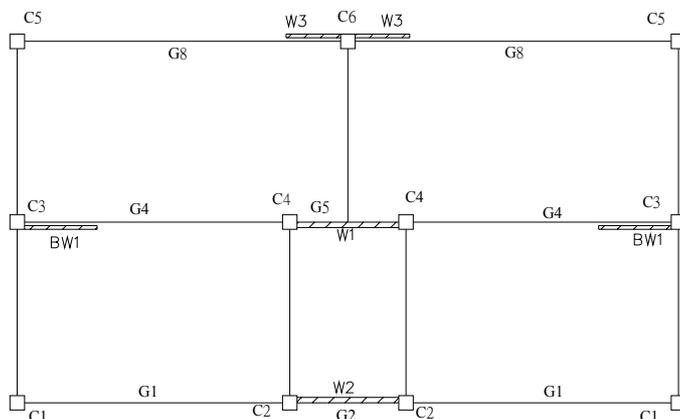


圖 6.2 分析建物柱牆編號圖

表 6.1 柱尺寸與配筋

柱編號	尺寸(cm)	主筋	箍筋
C1	40x40	16-#7	#3@15cm
C2	40x50	12-#7	#3@15cm
C3	40x40	16-#7	#3@15cm
C4	40x50	12-#7	#3@15cm
C5	40x50	20-#7	#3@15cm
C6	40x50	20-#7	#3@15cm

表 6.2 垂直構材破壞模式判斷結果

垂直結構構材	構材	依尺寸判斷方式
矮型 RC 牆	W1, W2, W3	牆之高寬比 h_0/L_w 小於等於 3
高型 RC 牆	無	牆之高寬比 h_0/L_w 大於 3
磚牆	BW1	所有牆
短柱	C5	高寬比 h_0/D 小於等於 7 及大於 2
細長柱	C1, C2, C3, C4, C6	柱之高寬比 h_0/D 大於 7
極短柱	無	柱之高寬比 h_0/D 小於等於 2

表 6.3 垂直構材強度計算表

構材	數量	極限側向強度 Q_u	強度和	係數 F_u
C1, C3	4	9x40x40=14.4 t	57.6	2.5
C2, C4, C6	5	9x40x50=18.0 t	90.0	2.5
C5	2	10x40x50=20.0 t	40.0	2.0
W1	1	15x12x200=36.0 t	36.0	1.4
W2	1	15x12x100=18.0 t	18.0	1.4
W3	2	15x12x150=27.0 t	54.0	1.4
BW1	1	2x10x200=4.0 t	4.0	1.4

由表 6.3 計算可以得知，屬於低韌性之構材的強度和 Q_L 為， $Q_L = 36+18+54+4=112$ t，屬於一般韌性之構材的強度和 Q_M 為， $Q_M = 40$ t，屬於高韌性之構材的強度和 Q_H 為， $Q_H = 57.6 + 90.0 = 147.6$ ，所以依 3.3a-3.3c 式計算各狀態下之基本耐震能力 S_0 為

$$S_0 = 1.4 \times (Q_L + 0.85Q_M + 0.7Q_H) / W$$

$$= 1.4 \times (112 + 0.85 \times 40 + 0.7 \times 147.6) / 750 = 0.465$$

$$S_0 = 2.0 \times (0.3Q_L + Q_M + Q_H) / W$$

$$= 2.0 \times (0.3 \times 112 + 40 + 147.6) / 750 = 0.590$$

$$S_0 = 2.5 \times (0.3Q_M + Q_H) / W$$

$$= 2.5 \times (0.3 \times 0.53240 + 147.6) / 750 = 0.532$$

所以根據以上各式中計算所得取大值，知建物基本耐震能力 S_0 為 0.59g，此基本耐震能力 S_0 為在不考慮其他影響耐震性能因素下，計算所得之結構物耐震能力，因為所有計算皆以構材強度為計算基準，並未考慮結構配置及老化劣化等因素，所以需要將所得之基本耐震能力乘以 3.3 節所述之構材平面配置 q_1 、立面強度分佈 q_2 、平面不規則性 q_3 與立面不規則性 q_4 。對於構材平面配置調整因子 q_1 計算如下，

(1) 選取柱 C1 位置為參考點，則質心至參考點距離 \bar{x} 為 5m，樓層於所考慮方向之平面寬度為 10m。

(2) 低韌性構材對參考點之一次距為

$$\sum \alpha_L Q_j x_j = 1.0 \times (18 \times 0.0 + 36 \times 5 + 4 \times 5 + 54 \times 10) = 758$$

一般韌性構材對參考點之一次距為

$$\sum \alpha_M Q_j x_j = 0.85 \times (40 \times 10.0) = 340$$

高韌性構材對參考點之一次距為

$$\sum \alpha_H Q_j x_j = 0.70 \times (10 \times 10.0 + 64.8 \times 5) = 297$$

(3) 所以式(3.20)之樓層之偏心率 e_i 如下

$$e_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^m \alpha_j Q_j x_j}{\sum_{j=1}^m \alpha_j Q_j} - \bar{x}_i \right) / L_i = \left(\frac{758 + 340 + 297}{249.3} - 5 \right) / 10 = 0.06$$

根據 3.22 式，因為 $\bar{e} < 0.1$ ，所以 q_1 取為 1.0，另本建物屬於平立面規則性且各層一致之建築物，所以 q_2 、 q_3 與 q_4 為 1.0，則形狀指標 I_D 亦為 1.0。另本建物經年指標假設為 1.0，所以建築物底層耐震能力 S_c 同基本耐震能力 S_0 為 0.59g。

依表 3.6，建物考量土壤結構互制下之等效阻尼比 ξ_{eq} 計算如下

$$r = \sqrt{1 + \left(\frac{T_s}{T_1} \right)^2} = \sqrt{1 + (0.45/0.35)^2} = 1.63$$

$$\xi_{eq} = \frac{1}{r^3} \left\{ \xi_s \left(\frac{T_s}{T_1} \right)^3 + \xi_1 \right\} = \frac{1}{1.63^3} \left(0.15 \times \frac{0.45^3}{0.35^3} + 0.05 \right) = 0.085$$

所以根據表 3.5 內插求值，知建物於考量土壤結構互制下之耐震能力(以譜加速度表示)為

$$S = B_s S_c = 1.23 \times 0.59 = 0.73g$$

6.2 二層樓加強磚造沿街店舖

對於 2 層樓加強磚造低層建物，採用一 2 層沿街店舖結構為分析例，其平面圖如圖 6.3 所示(圖取自行政院國家科學委員會專題研究計畫成

果報告，中低層磚構造建築物耐震能力之探討，劉白梅著)，此建築物之樓層高度均為 3.5 m(每戶寬 4.5m，深 23m，共 12 戶)。建物之總重量依每平方公尺 1.0t 估算為 2483 ton，柱尺寸皆為 24x24cm，配置 4 支#5 主筋，建物 Y 向主要以 1B 磚抵抗地震力。

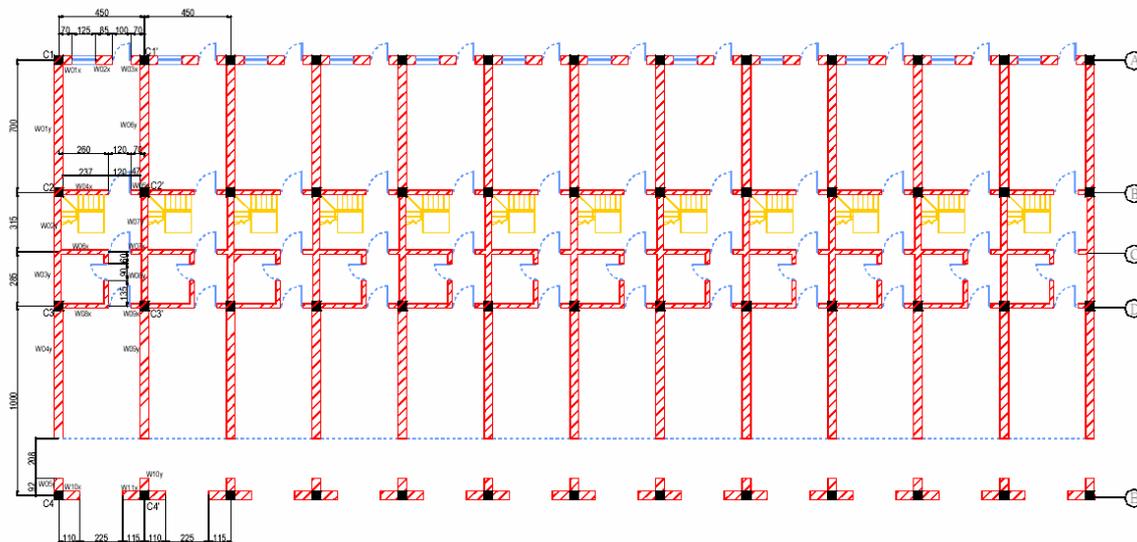


圖 6.3 加強磚造沿街店舖住宅一樓平面圖

本建物每一戶於 Y 方向用於抗地震構材為 4 支 RC 柱及夾於柱間之 3 道 1B 磚牆，其各別強度與韌性依 3.2.3.2 節分別為：

RC 柱: $V_u = 9 \times 24 \times 24 = 5.2 \text{ t}$

磚牆：假設紅磚抗壓強度為 150 kg/cm^2 ，水泥砂漿抗壓強度為 100 kg/cm^2 。

$$f_t = 0.13f_{mc} + 0.435(f_{mc} + f_{bc}) = 0.13 \times 150 + 0.435(150 + 100) = 128$$

$$\alpha = 0.26 \frac{W_{eff}}{h_o} = 0.26 \times 350 / 350 = 0.26$$

$$V_u = \frac{0.4\alpha t_b}{15h_o} \left(W_{eff}^2 + h_o^2 + \sqrt{W_{eff}^4 + 14W_{eff}^2 h_o^2 + h_o^4} \right) f_t = 45 \text{ t}$$

所以依照本手冊計算方式，其基本耐震能力 S_0 為

$$S_0 = 1.4 \times (Q_L + 0.85Q_M + 0.7Q_H) / W$$

$$= 1.4 \times (45 \times 3 \times 13 + 0.7 \times 4 \times 13 \times 5.2) / 2480 = 0.99g$$

根據劉白梅(中低層磚構造建築物耐震能力之探討)採用靜態推垮曲線法之評估結果本建物 Y 向耐震能力以 PGA 表示為 0.6g($S_a=1.5g$)，其值雖高於本手冊之結果，但本手冊較偏向於簡易法，所以初始假設本就較為保守。

本篇參考書目

- [1] 日本建築防災協會，既存 RC(鋼骨)造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解説，2001。
- [2] 行政院，「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，90 年。
- [3] 內政部建築研究所，建立住宅性能評估制度之研究(三)，民國 93 年。
- [4] 橋樑測檢評估與補強，全華科技圖書股份有限公司，民國 89 年。
- [5] 建築抗震加固技術規程，中國建築工業出版社，1998。
- [6] 內政部營建署，最新「建築技術規則」，鋼筋混凝土構造篇。
- [7] 內政部營建署，建築物耐震設計規範，94 年版。
- [8] 內政部建築研究所報告，「鋼筋混凝土建築物之修復補強技術彙編 89」，89 年。
- [9] 羅俊雄等，依耐震設計規範設計下鋼筋混凝土結構物極限耐震能力之研究，內政部建築研究所報告，2002。
- [10] 內政部建築研究所報告，「九二一震後建築物修復補強技術彙編及探討」，九十一年。
- [11] 內政部建築研究所報告，「九二一震損 RC 建物補強前後耐震行為探討 92」，92 年。
- [12] 內政部建築研究所報告，「磚構造建築技術規則之研修及磚牆配置之探討」，92 年。
- [13] 內政部建築研究所報告，「加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究」，92 年。
- [14] 中華人民共和國，建築抗震鑑定標準，2002。
- [15] 蔡益超、宋裕祺、謝尚賢，建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究，內政部建築研究所研究報告，2005。

- [16] 王惠君，磚材生產過程與材質之調查研究，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2001。
- [17] 張國鎮、黃世建，含牆 RC 結構物之耐震能力評估與補強(1)-(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002-2004。
- [18] 邱耀正、許茂雄、劉玉文，學校建築含牆構架耐震實驗與破壞評估(2)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2001。
- [19] 邱耀正、許茂雄、劉玉文，學校建築含牆構架耐震實驗與破壞評估(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。
- [20] 劉白梅，中低層磚構造建築物耐震能力之探討，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。
- [21] 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，2000。
- [22] 許茂雄、郭心怡、鄧世雄，學校建築與沿街店鋪住宅快速耐震診斷，中國土木水利工程學刊，第 14 卷第 1 期，pp. 21~30，2002。
- [23] 彭光聰，“RC 醫院建築耐震診斷”成功大學建築系碩士論文，2005。
- [24] 黃世建、陳力平、陳俊宏，含開口 RC 牆非韌性構架之耐震試驗，國家地震工程研究中心研究報告，2003。
- [25] 李有豐、陳振璋，以等值柱模型分析含牆 RC 構架，國家地震工程研究中心研究報告 NCREE-06-001。
- [26] 黃世建、張弘彬，含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補牆之研究(II)，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-03-046)
- [27] 蔡克銓、黃世建、鍾立來，校舍之耐震評估與補強講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-05-018)。
- [28] 蔡克銓、黃世建，非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補牆講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-04-026)。
- [29] 蔡益超、吳宣欣，1998，「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強之理論分析(I)」，國家地震工程研究中心。
- [30] 蔡益超、賴彥魁，2000，「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強

之理論分析(III)」，國家地震工程研究中心。

- [31] 蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁，建築物耐震性能設計法之性能目標與相關項目研究，內政部建築研究所研究報告，2002。
- [32] Benjman, J.R. and Williams, H.A., “The behavior of one-story reinforced concrete shear wall”, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 83, No.3, pp.1-49.(1957)
- [33] Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y., 1994, “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120(8), pp. 2310-2329.
- [34] Aschheim, M., Moehle, J.P. and Werner, S.D., 1992, *Deformability of Concrete Columns*, Project report under contract No.59Q122, California Department of Transportation, Div. of structures, Sacramento, Calif., June.
- [35] Moehle, J. P., Sezen, H. and Elwood, K. J., 2000, "Response of reinforced concrete buildings lacking details for ductile responses," *Proceedings of international workshop on annual commemoration of Chi-Chi earthquake*, Vol. 2, pp.26-40, Taipei.
- [36] A.K. Chopra and R. K. Goel, “Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems”, PEER-19902, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, April 1999.
- [37] Applied Technology Council (ATC-40), 1996, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” California Seismic Safety Commission, CA, USA.
- [38] Federal Emergency Management Agency (FEMA), ”NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for new Buildings and other Structures”, FEMA-450, 2003。
- [39] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Prestandard and

Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA-356, 2000。

[40] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “NEHRP Guidelines and Complementary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 273-274, 1997.

[41] Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000 Committee, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, Vol. 1 and Vol. 2, April, 1995.

補強設計篇

目 次

第一章 通則	1-1
1.1 適用範圍與定義	1-1
1.2 耐震補強之基本要求	1-1
1.3 初步檢視	1-1
1.4 設計程序	1-2
1.5 施工	1-2
第二章 補強規劃與結構設計	2-1
2.1 補強規劃	2-1
2.1.1 通則	2-1
2.1.2 補強設計策略	2-1
2.2 結構設計	2-6
2.2.1 通則	2-6
2.2.2 材料強度	2-6
2.2.3 耐震性能需求與補強數量	2-6
2.3 計畫評估	2-6
第三章 構材與構架之補強設計	3-1
3.1 增設 RC 剪力牆	3-1
3.1.1 通則	3-1
3.1.2 耐震性能需求	3-1
3.1.3 規劃	3-2
3.1.4 施造方式與結構細節	3-3
3.1.5 設計程序	3-6
3.2 增設翼牆補強	3-8
3.2.1 通則	3-8

3.2.2 性能需求	3-9
3.2.3 規劃	3-9
3.2.4 施工方式與結構細節	3-10
3.2.5 設計程序	3-12
3.3 柱構材補強	3-14
3.3.1 通則	3-14
3.3.2 性能需求	3-14
3.3.3 初步規劃	3-14
3.3.4 RC 包覆補強(擴柱)	3-15
3.3.5 柱包覆鋼板補強	3-20
3.3.6 碳纖維(CFRP)包覆補強	3-24
3.4 增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆	3-27
3.4.1 概要	3-27
3.4.2 需求性能	3-27
3.4.3 規劃配置	3-31
3.4.4 施作方式與結構細節	3-31
3.4.5 補強設計程序	3-33
3.5 加強磚造結構之補強	3-34
3.5.1 概要	3-34
3.5.2 耐震性能需求	3-35
3.5.3 磚牆內增設加強 RC 柱	3-35
3.5.4 鋼筋網水泥砂漿補強牆體	3-37
3.5.5 碳纖維貼覆補強	3-38
3.6 其他補強技術	3-40
3.6.1 通則	3-40
3.6.2 增加扶壁	3-41
3.6.3 增加空間構架	3-42

3.6.4 其他補強技術	3-43
3.7 非結構構材	3-43
第四章 基礎補強	4-1
4.1 一般原則	4-1
4.2 基礎補強需求	4-1
4.3 補強對策與措施	4-3
4.4 結構細節及其他注意事項	4-6
第五章 施工細節與連結設計	5-1
5.1 錨錠設計程序	5-1
5.2 預壓力連結法設計程序	5-6
5.3 纖維貼片構造細節	5-7
5.4 RC 柱補強構造細節	5-8
第六章 建築設備補強設計基本原則	6-1
6.1 一般原則	6-1
第七章 耐震補強設計示範例	7-1
7.1 五層樓學校建築(含牆 RC 構架)	7-1
7.1.1 結構概述	7-1
7.1.2 構材塑鉸設定方式	7-1
7.2 側推分析與耐震能力評估方式	7-4
7.2.1 載重定義及側力分佈	7-4
7.2.2 非線性塑角位置設定	7-5
7.2.3 非線性靜力側推分析與容量震譜	7-5
7.2.4 韌性容量及崩塌地表加速度之估算	7-5

7.3 補強前分析	7-6
7.4 補強後分析	7-8
本篇參考書目	R-1
附錄 A 結構修復、補強工法施工參考規定範例	A-1
A.1 裂縫壓力灌注補強工法	A-1
A.2 鋼筋外露處理	A-3
A.3 強化纖維(CFRP)補強	A-4
附錄 B 耐震補強設計審查要點	B-1
B.1 建築物耐震補強設計初步審查要點	B-1
B.2 建築物耐震補強設計詳細審查要點	B-1

第一章 通則

1.1 適用範圍與定義

本手冊之「耐震補強篇」，為適用於不超過 18 公尺或 5 層樓之既存含牆鋼筋混凝土建築物或加強磚造建築物之耐震補強設計與施工，本手冊不適用特殊建築物之補強設計與施工。對於本手冊未規定之事項，則可基於相關之規範與準則如來施行。

除經特別規定，本手冊「耐震補強篇」中所使用之用語符號定義，與「耐震評估篇」及其他相關規範相同。

1.2 耐震補強之基本要求

現有建築結構物進行耐震補強設計與施工前，應按本手冊「耐震評估篇」進行結構物之耐震評估。建築物補強設計應符合下列之基本要求：

- (1) 補強策略與方案應根據耐震評估與現場檢測調查結果綜合確定，可採用整體建物結構補強、部份結構補強或個別構件補強來進行，並宜結合維修方便性、使用功能性及美觀等考量。
- (2) 耐震補強設計方法應便於施工，並應減少對居民日常生活或生產之影響。
- (3) 建築物進行耐震補強時，其耐震性能需求應詳定於補強設計中。

1.3 初步檢視

進行補強設計與施工計畫前，應進行完整之現地勘查，確實確認建築物現況與設計情況相符。另應與建物所有人進行會商以確認補強工程中可能發生的各種狀況。

[說明] 建築物耐震評估是耐震補強設計的主要依據，但在耐震評估與補強設計之前，仍應對建築的現狀進行深入調查，特別應查明建築是否存在局部損壞等狀況，對已存在的損壞應在耐震補強前進行調查與分析原因，在耐震補強時一並加以考

慮，以便達到最佳之補強效果。

1.4 設計程序

補強設計之程序為初步規劃、結構設計、細部設計與補強效果評估。當建築物之耐震性能無法達到所要求之性能需求時，則此程序應重覆進行。

1.5 施工

建築物補強工程之施工應符合本手冊之相關規定。

[說明] 建築物補強工程之結構細節除符合本手冊之規定，補強之施工方法並應盡量符合下列要求：

- (1) 施工時應盡量採取避免或減少損壞原結構的施工法。
- (2) 施工中發現原結構或相關工程隱蔽部位的構造有嚴重未發現之缺陷時，應暫停施工，於會同補強設計單位採取有效措施處理後方可繼續施工。
- (3) 對於可能出現建築物傾斜、構材嚴重開裂或倒塌等不安全因素時，施工前應採取合格之安全防護措施。

第二章 補強規劃與結構設計

2.1 補強規劃

2.1.1 通則

當進行耐震補強規劃時，補強之基本策略，是基於強度增加方式或(及)韌性增加方式來達到耐震性能需求應先確認，設計者應選用能達到性能需求之最佳補強方式，本手冊對於老舊之低矮建築物，建議以強度補強為補強設計上之基本策略。於補強設計規劃階段，補強後建物之使用功能性及補強工程之施工性應與結構耐震性能提昇一併加以完整考量。

2.1.2 補強設計策略

耐震補強應採用補強效果經結構試驗或其他研究確認之可信技術，基於性能需求與施工條件之最佳方案如強度提升、韌性提升、減少偏心率、勁度分佈改善或缺陷改善等應優先採用，為使能選用到最佳補強方案，對既有建築物之耐震性能應經由耐震評估充分加以了解。

補強構材之配置應以建築物使用功能上之需求為考量詳加規畫，盡量不要過度影響到建築物之使用功能性，且補強構材之配置位置應能有效提昇整體建築物之耐震性能。

耐震補強的結構配置和其連接構造應盡量符合下列要求：

- (1) 補強的整體配置佈局，應優先採用增強結構整體耐震性能的方案，及消除不利於耐震的因素，改善構件的受力狀況；並宜盡量減少地盤或基礎的補強工程量，並多家考慮採用提高上部結構抵抗不均勻沉陷能力的措施，另對工址地盤效應的影響亦需一併多加考量。
- (2) 補強構材或新設置構材的配置，應使補強後結構平立面的質量和剛度分佈盡量均勻與對稱，並應避免局部補強所導致之結構剛度或強度的不連續性或不均勻性。

- (3) 對於結構耐震能力較不足、或易損壞之構造，或構造為和不同類型結構的連接部位，其要求之承載力或變形能力應較一般部位為高。
- (4) 增設的構材與原有構材之間應有可靠連接材相連接，新增設的剪力牆、構架、柱等豎向構件應檢核其基礎與地盤是否具有足夠之承載能力。
- (5) 對於女兒牆、帷幕牆、屋頂及其他懸掛物等易倒塌、掉落傷人的非結構構件，當不符合耐震要求時，宜加以拆除，當需要保留時，應進行必要之補強。

[說明] 由歷年震害及理論分析都顯示，建築的結構型式、地盤情況以及構件受力狀況，對建築結構的耐震性能都有明顯影響。耐震補強設計時，應根據結構實際情況，正確處理好以下所列項目是改善結構整體耐震能力，為使補強設計達到合理有效的重要途徑。

- (1) 減小扭轉效應: 新增構件的設置或原有構件的勁度強度補強，都應考慮對整個建築物扭轉效應的影響，宜盡可能使補強後結構的重量和剛度分布比較均勻對稱，因為研究分析發現，扭轉效應會明顯的降低建築物之耐震能力。雖然既有建築的結構型式是難以改變的，但結合建築物的整體維修改造，或許可將不利於耐震的建築平面形狀分割成規則的單元。
- (2) 減小工址地盤反應: 補強方案宜考慮建築地盤情況和現有建築的類型，盡可能選擇能減小地震反應的補強策略，避免補強後結構的振動周期與地盤顯著周期過於接近。
- (3) 改善受力狀況: 雖然對於低矮建築物，強度補強為經濟有效之方式，但耐震補強設計時，應注意防止結構的極脆性破壞，及避免結構的局部加強造使結構強度和剛度發生突然變化之情況; 構架式結構經補強後宜盡量消除極短柱等不利於耐震的受力狀態。
- (4) 加強薄弱部位的耐震構造措施: 歷年震害顯示，不同類型結構相接處，由於兩種不同結構地震反應的不同步及交互作用，其損壞情況可能較嚴重; 建築物的局部凸出部分易產生額外之地震損壞; 對於這些耐震的脆弱部位，在補強設計時，應要適當的加強結構。

耐震補強時，新、舊構材間的可靠連接是保證補強後結構能整體共同抗震的關鍵，對於一些主要構件的連接，本手冊提出了具體之建議要求，對於某些部位的連接，本手冊僅提出一般要求，未具體呈現設計施工方法，設計者可根據實際情況參照相關規定自行設計。新增的剪力牆、構架、柱等豎向構材，不僅要傳遞垂直荷重，且也是直接抵抗水平地震力作用的主要構件，因此，此類構件應盡量由上至下連續並座落於穩固之基礎上，不應該直接支承在樓層之梁或板上。

女兒牆、廣告招牌、屋頂附屬設備等非結構構件雖對主體結構的耐震性能影響不大，但由於這類構件易於倒塌傷人，或砸壞建築物，因此與主體結構應有可靠連接固定，當不符合要求時也應加以補強，對於能拆除的宜首先考慮拆除，或改為耐震材質或輕質材料。

建築物耐震補強方法可由下述方法為之，以提供適當的耐震能力達到設定的耐震需求目標，補強設計者對於所採用之策略須加以明確說明。

- 部份構材修改
- 移除或減少既有的不規則性與不連續性
- 整體結構物勁度或強度提昇
- 減少質量
- 隔震或消能元件（較不建議用於一般建築物）

補強必須增加結構容量及抵抗外力與變形桿件之容量，或減少結構受力與變形需求，而藉由充分掌握結構物施工細節並進行結構物對地表震動反應之分析，提升耐震能力，下面提供一些參考建議來修改結構物以增加結構物容量或降低需求。

部份構材修改的目的在使部分耐震能力不足構材及接頭處具有足夠能力來承受預期的轉角變形或強度需求。補強後的構材及構架應避免形成短柱、短梁或強梁弱柱。構材補強是增加容量使能承受非彈性變形需求的方法，補強方法基本上無法降低結構物在地震力作用下產生的需求，因此當結構物因勁度、強度等不規則導致的額外需求並無法僅由構材補強來有效降低需求，對許多結構物而言，利用其他方式來分擔既有構材之地震力可能是必須的，因此構材補強常常需配合其他補強策略。

對於低矮 RC 建築物，全面性之整體構材補強補強可能較不經濟，短柱短梁之剪力破壞可能為 RC 結構物最脆弱之處，所以構材補強應以此些部份為優先，提昇

其韌性容量，再配合其他強度補強方式來達到最佳之效果。

許多現存之建築物具有結構上之不規則性，有些不規則性會造成結構行為不佳，如軟層、弱層、扭轉不規則及結構系統不連續等，一般而言，這些不良的結構行為起因於力量與非彈性變形需求集中於不規則處，而在不規則處結構元件往往無法承受局部之地震需求的增加，所以可消除或減少不規則性的結構補強，具有減少需求集中的效果，而使得結構物的變形需求與能量消散更為均勻。在不規則處，通常可藉由採用新的結構元件、補強或加勁既有構件調整平立面勁度、強度之均勻性來達到消除或減低不規則性，但需對整體結構進行重新評估以確保結構物具有適當的耐震能力，且不會有新的不規則處或易損壞的部位發生。

結構與非結構構材(如非結構牆)的破壞與建築物對地表震動反應所產生的變形有密切關係，整體結構加勁，旨在採用增設加勁構材或提高原構材強度直接減少側向變形量，但須注意既有梁、柱應具適當強度得以應付變化後的外力，一般而言最有效的加勁方式便是在其抗側向力系統中加入斜撐構架或剪力牆。

雖然整體結構加勁可有效降低結構物對地震反應的變形量，但一般而言亦會對結構物及其非結構構材的外力造成提升現象，在對補強結構物進行評估時，須對所有構件評估，因為在補強前由評估指出適當的桿件，可能因外力的提升而變得不合適。

若評估出結構因抗側力之能力不足而具有不良之耐震表現時，則結構加勁方式亦可達到增加強度的作用，此外，對整體結構之強化，亦可將抗側力系統的桿件包覆鋼板以提供額外的強度，當整體強化時，結構與非結構元件可能需承受較大的力量，因此當評估補強結構時，需考慮所有桿件，包含未補強前可能適用的桿件。

對於斜撐與剪力牆等增加構架勁度與強度之元件，本手冊第三章提供數值模擬的準則，使用這種方式補強須根據適當的準則或規範設計補強之元件。既然構架在非彈性範圍內本就預期產生巨大位移反應，因此很難斷定是否因為強度不足而導致結構能力不足，一般而言，在正常使用狀態之性能目標下，整體結構強度與結構抵抗外力的能力有密切關係，而在避免崩塌之耐震目標下，整體強度則與整體勁度較相關，一個表現不佳的結構物要具有適當的耐震能力以達到避免崩塌狀態之目標，透過增加勁度比增加強度更有效率，同理，一個表現不佳的結構物要具有適當的耐震能力以達到一般使用狀態之性能目標，透過增加強度通常會比較有效率。

在結構中減少質量可在若干方面改善其性能表現，其中之一便是減少結構物振動週期，因為降低週期之結構物一般比長週期結構具有較小的變形反應，所以可減少變形及損壞。結構物所承受的地震力與地震力引致的加速度及結構質量成正比，藉由降低結構物質量，或許可直接降低結構物之地震力，亦減少了可能發生之破壞。減少建築物質量的方法包含：將較重且無法提供有效側向抵抗力的牆系統換成較輕的形式，移除未使用之設備及儲存物之載重，移除若干樓層等。以減低質量作為補強策略最大的好處是降低了結構的週期，並降低了結構在反應譜上之變形需求，然而週期與質量是平方的關係，因此需減少很多得質量才會對側向位移需求產生足夠的影響。

由於低矮含牆 RC 建築物之週期較低，所以隔震是改善既有 RC 結構物耐震行為之有效方式，但其補強費用可能較昂貴，另其施工難度也可能較高。隔震系統藉由兩項基本因素改善結構物耐震行為，一為延長結構物的週期，及明顯的阻尼作用，兩者合併的效果可大大降低建築物之慣性力，隔震系統常被設計為具有較大之柔度，因此地震力引致之變形與能量消散便在隔震系統發生，而不會傳遞至結構物，其結果便是隔震系統需承受很大的變形與消能需求，使其上的主結構承受較低的側向力與變形需求來降低破壞程度。

消能元件其目的在減少結構物對地表震動的位移反應，因此與結構加勁十分類似，但此補強方式著重在消能而非加勁，以一些消能裝置作為補強的工具，可增加結構的阻尼並減少其側向位移反應。有許多型式的消能裝置市場上已經相當成熟，包括液體黏性阻尼器（fluid-viscous dampers）、黏彈性阻尼器（visco-elastic dampers）、摩擦式阻尼器（friction dampers）、位移型鋼板消能器等，由於各種不同的消能裝置有不同的力量、位移、速度關係，因此對結構物反應的影響也會不同。消能裝置通常以斜撐構架的形式設置在結構中，這樣的消能裝置可能是斜撐本身，或包含在斜撐中，採用此種方式補強須根據相關規範的原則來設計補強元件。

對於純構架系統可能是消能元件補強的理想對象，因為其柔度較高，在較小的力量時阻尼裝置便已可消散大量的能量，但對於低矮含牆結構，採用消能元件補強則要考慮其補強效益，一般而言，可同時增加勁度與阻尼之摩擦式、位移型消能器可能較適用於低矮含牆結構。

2.2 結構設計

2.2.1 通則

建築物所需要之耐震性能的提昇定義為需求性能與建築物既有耐震性能間之差值，補強構材之配置應基於所使用補強方式及預期耐震性能下所推估之補強構材量來加以規劃，且應考量補強構材配置之均勻性及其對建築物一般使用功能性上之影響。

2.2.2 材料強度

於補強設計中，既存結構部份之材料應經由現地調查及相關試驗確認其材料強度，用於補強桿件或構架之補強材料，其材料強度應依本手冊相關章節之規定取值，惟補強所用材料的強度等級不宜低於原結構材料的強度等級。對於本手冊中未規定者，則可依其他相關規範或準則之規定來決定材料強度。

[說明] 耐震補強設計所使用的材料應符合下列原則：

- (1) 鋼筋混凝土的混凝土強度不應低於 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，混凝土強度高於 420 kg/cm^2 時，應以公認合理之試驗方式證明其可行性與可靠度；鋼筋與混凝土材料(含摻料)需能符合「混凝土工程設計規範與解說」中相關 CNS 之規定，若以鋼筋續接器續接主筋時，不可採用水淬鋼筋。
- (2) 鋼構造之型鋼鋼材、鉚接與螺栓材料鋼需要能符合「鋼結構極限設計法規範及解說」中相關 CNS 規定。其他替代材料則須有特別計畫實驗來證實其行為表現。

2.2.3 耐震性能需求與補強數量

建築物補強所需之補強構件數量應根據「耐震評估篇」與本手冊第三章之相關規定計算。

2.3 計畫評估

建築物完成補強設計後，應根據本手冊「耐震評估篇」評估建築物

補強後之預期耐震性能，及確認其於所要求之施工品質下確實可達到所訂之耐震性能需求。

補強後結構的分析和構材承载力計算，應盡量符合下列要求：

- (1) 結構的分析計算，應根據建築物補強後的實際荷載、地震力作用和實際受力狀況進行分析計算，當補強後結構(或構材)之勁度與原結構相比較下若不超過 10%，且重量變化率不超過 5% 時，則可不考慮其對側向地震力之影響。
- (2) 補強結構構材的斷面積計算，應採用實際有效的斷面積。
- (3) 進行結構構材承载力計算時，應考慮實際載重偏心、結構構材變形等造成的額外應力，並應計入補強後的實際受力程度，新增構材部分與原結構之內力分配情況與其對承载力的影響。

[說明] 完成耐震補強設計之補強結構，一般情況應分別在其兩個主軸方向再進行耐震能力評估，進一步確認補強後其耐震能力是否足夠，耐震評估時，應根據補強後結構的實際情況採用相對應的構材強度與勁度計算方式。但對下列兩種情況，可不作補強後的耐震評估：

- (1) 樓層三層(含)以下、總樓地板面積一千平方公尺以下之建物，且結構立面、平面屬規則型式及質量、勁度分佈屬均勻者。
- (2) 按照原結構耐震評估結果僅進行局部構材耐震補強的結構，且補強後結構整體剛度和重量變化分別不超過補強前的 10%和 5%時，可不再進行耐震評估。

對既有建築物之補強設計，應事先決定擬採用之設計規範，即使針對新建建築物所制訂的新規範，並不全然適用於既有之建築物，某情況下僅要求補強方法能符合部份現有規範之規定，如在 1991 年 UBC 特別規定，只要能證明以下條件不會發生，建築物耐震能力的補強設計可以僅局部符合規範之設計準則：

- 建築物之補強設計不至使建築物產生結構不規則，或使原結構不規則情形更加嚴重。
- 補強建築物不至對既有構件產生超出其承受能力外的載重。
- 補強建築物不至產生不安全的情形。

另 IBC2000 也有類似 UBC 的規定，且在之前內政部建築研究所「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」方法中也採用平均韌性之觀念來評估建物耐震能力，所以本手冊建議的補強原則為以建物整體耐震能力可達需求耐震性能之要求為主，而非要求所有個別構材皆需達所要求之耐震標準。

第三章 構材與構架之補強設計

3.1 增設 RC 剪力牆

3.1.1 通則

對於耐震性能不足之建築物，可採用增設 RC 剪力牆補強方式來提昇建築物之整體強度，其方式可為空構架中填充新的剪力牆、填充既存 RC 牆之開孔、增加現有 RC 牆體厚度或於現有磚牆增設平行結合 RC 牆等方式來進行補強。採用增設剪力牆之補強，必須確保填充剪力牆與邊界構架間之應力傳遞機制，一般可採用設置化學錨栓、植筋、剪力釘、將牆筋錨錠或銲接於邊界構架梁柱之既有鋼筋上等方法。

剪力牆補強需盡量由底層補強至所需樓層，使垂直力與側向力能傳遞至基礎，盡量不採跨樓層方式補強。若補強樓層之下層無法進行 RC 牆補強時，則應對側向力傳遞進行詳細之計算並採取其他合適之補強措施。

採用剪力牆補強時，當牆(包括端構材)之彎矩破壞強度或支承基礎強度小於剪力破壞強度時，需注意此時牆之剪力強度並無法完全發揮；另外由增設剪力牆後會造成靜載重增加、地震時垂直構材軸力改變及破壞機制改變等效果，此些效果對基礎與地盤之安全性的影響應於初步規劃階段加以考量。

當建築物具有軟弱底層(soft-first story)或是質心剛心具有較大之偏心量時，由於剪力牆之勁度相當高，所以應盡量運用剪力牆來改善結構抗側力系統平立面分佈之均勻性。

因為 RC 剪力牆之破壞機制與強度受施工時混凝土澆置方式之影響極大，所以於設計及施工階段需要特別注意此事項。

3.1.2 耐震性能需求

(1) 牆構材之結構性能

增設之剪力牆應基於使補強建築物之容量可達需求容量之目標來設計，但當因撓曲強度控制破壞而造成預期剪力強度無法發揮時，補強構材則需設計為具有適當之韌性和強度。

當填充剪力牆沒有開孔時，牆之平均剪力強度本手冊訂為 $\tau = 0.8\sqrt{f'_c}$ (τ 為牆在柱淨跨距間之平均剪應力， f'_c 為混凝土的抗壓強度)，當牆有開孔時，此預期強度應視情況加以折減。牆之韌性容量與破壞模式有關，韌性容量 R 依照本手冊「耐震評估篇」之 3.2.2 節的規定取值。

(2) 建築物之結構性能

對於具有填充剪力牆之建築物通常為所謂強度型之結構物，其以建物本身之強度來抵抗地震，但在本節第(1)項中所述，於某些情況下，若單純使用強度來抵抗地震可能難以滿足需求性能水準。於此些情況下，則應以結構降服後之變形能力來消散能量之所謂韌性型結構為設計目標，剪力牆則應被設計為撓曲破壞控制之型式，並要求其強度與其他撓曲破壞桿件相加後高於需求強度。

3.1.3 規劃

(1) 適用之建築物

採用填充剪力牆補強之建築物，一般為側向強度極差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物。對於結構構材大都屬於撓曲破壞但強度不足之建築物，若增設強度為由撓曲強度或基礎旋轉強度控制之剪力牆，利用其韌性消能之效果，亦為有效之補強方式。

建築物中增設之牆體應盡可能減少其對建物內部空間利用、使用功能或照明之阻礙。建築物增設剪力牆時基礎本身應有足夠之支持強度，因為填充牆會引起靜載重的增加，及因為側力抵抗機制之改變所引致之地震中垂直構材軸力的明顯改變。另需注意的是，若補強後會造成連結於既有 RC 構架大梁之破壞而使剪力牆產生旋轉模態時，則應加以注意連接梁之強度與韌性是否與補強構架能相匹配。

(2) 配置位置

剪力牆之位置應該根據建築物使用上之限制及考慮平面與立面之結構勁度與強度平衡性等因素，將牆設置於適當之位置。

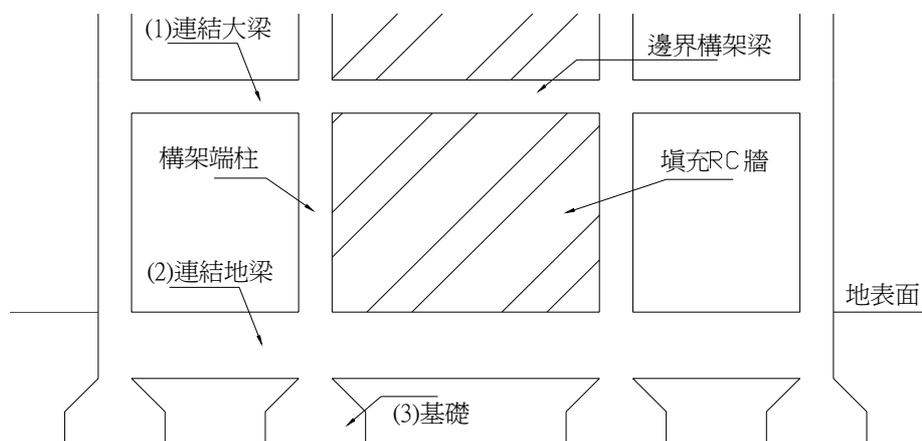


圖 3.1 RC 構架中填充 RC 牆示意圖

3.1.4 施造方式與結構細節

(1) 施造方式

(a) 增設剪力牆的補強方式

此補強方式為於空構架中填充一不小於 15 cm 之 RC 剪力牆，補強目的主要在增加建築物的強度。因為填充剪力牆之強度與回復力特性會因為連接構材之撓曲降伏或基礎旋轉而有所變化，所以於補強設計中需要特別注意的是補強後建築之整體結構特性。

(b) 加厚既存 RC 牆之補強方式

採增加既有 RC 牆之厚度的補強方式時，可採用新設填充剪力牆的設計理念來進行補強設計，因為加厚的 RC 牆，其結構行為類似於新設填充剪力牆，但新澆置之混凝土要確保與既有牆、梁及柱有足夠之錨錠結合能力。

(c) 填充既存 RC 牆之開孔的補強方式

當一具有翼牆、窗台且開孔甚小之 RC 牆體，若原 RC 牆之厚度大於(含)15cm 且其既有混凝土強度高於 150 kg/cm^2 時，可採用於開孔增設

鋼筋及填充混凝土的方式來補強，補強後之牆體可視為一完整之填充剪力牆。對於厚度小於 15 cm 之既有開孔牆體，則可結合加厚 RC 牆之方式來補強。

(d) 現有現有磚牆增設平行結合 RC 牆

當一具有填充磚牆之 RC 構架，基於施工便利性之考量，在不拆除原磚牆情況下，可於現有磚牆旁增設與之平行結合之 RC 牆，雖然新設之 RC 牆與既有梁柱錨錠結合方式同(a)小項相同，但由於磚牆與 RC 牆在破壞機制、強度、勁度及與既有構架結合處可能有明顯之不同，所以於評估其強度與韌性時需要有所折減。

(2) 結構細節

(a) 與既有結構的连接方式

(i) 使用錨錠的连接法

本連結方法是指新增錨錠在既有結構中，以傳遞既有結構與填充 RC 牆間的剪力(參見示意圖 3.2 或第五章之施工詳圖)。

1. 新增錨錠的細節應遵循 3.9 節所規定的部分。
2. 一般新增的錨錠需同時沿著端柱與牆上下的梁設置，若僅沿著梁設置，則需考慮強度之折低。
3. 需使用足夠的螺箍筋或箍筋來預防混凝土之劈裂。
4. 若為增加既存牆的厚度方式補強，應將既有牆面打毛以連結新增 RC 填充牆。

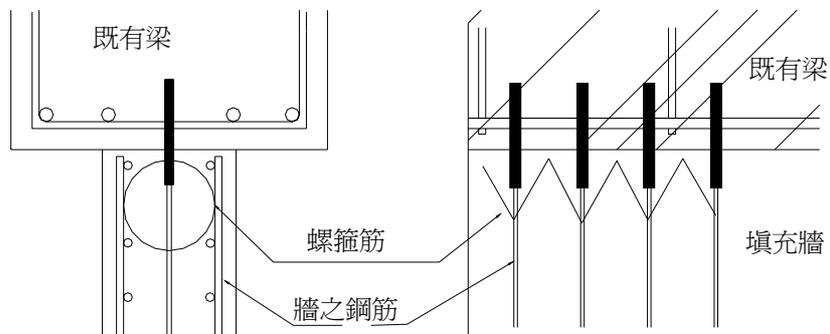


圖 3.2 填充 RC 牆與既有結構以錨釘方式連接

(ii) 其他的連結法

除了上述的方式，亦可採下列之連接法(參見示意圖 3.3 及 3.4)。

1. 混凝土切割成具凹凸槽狀的連接法
2. 連貼槽狀混凝土塊的連接法
3. 銲接鋼筋連接或以彎鉤箍筋連接。

當使用這些連接方法，假如有必要的話，建議針對連接物的耐震性能進行相關測試。

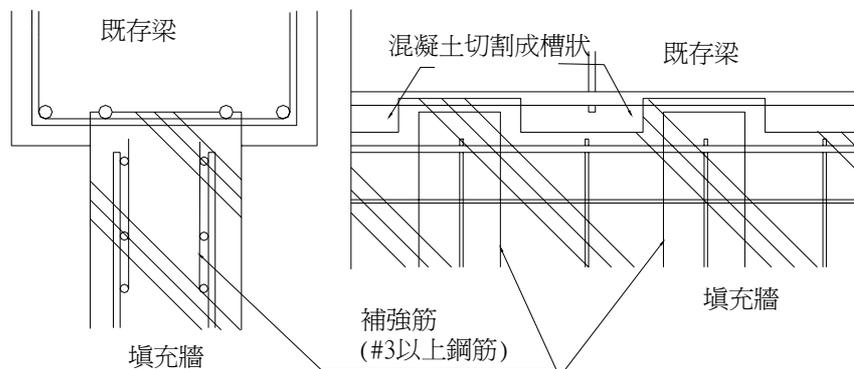


圖 3.3 填充 RC 牆與既有結構以將混凝土切成槽狀連結

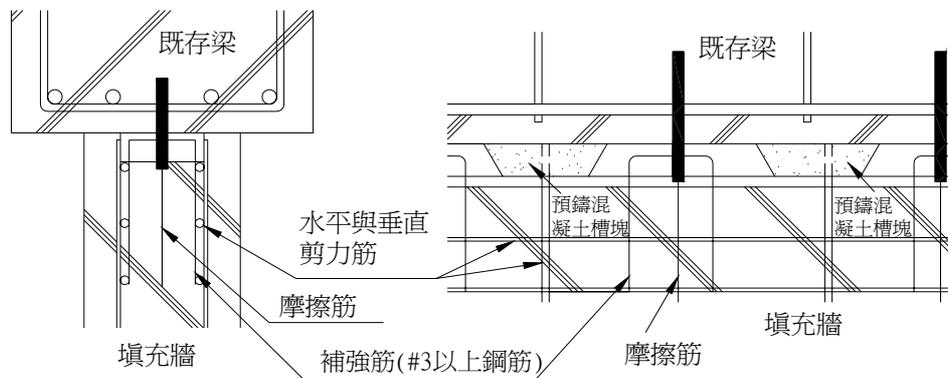


圖 3.4 填充 RC 牆與既有結構以槽狀混凝土塊連接方式

(b)防止劈裂的施造方法

錨定之鋼筋附近需配置足夠之箍筋(螺箍筋)以防止混凝土的劈裂。

(c)結構細節注意

下列是常見連結的結構細節

- (i) 填充牆的厚度應大於 1/4 的柱寬及 15 公分，但小於梁之寬度。
- (ii) 填充 RC 牆的剪力鋼筋比應大於 0.25% 及小於 1.2% r 。
- (iii) 填充 RC 牆的混凝土強度不能小於既存結構物混凝土的強度。
- (iv) 填充 RC 牆具有開孔時，需設置足夠之開孔補強筋。
- (v) 以增加既有牆之厚度方式進行補強時，新增部份之牆厚應大於 12 cm 或既有牆之厚度，且採用以下之方式施作
 1. 混凝土以壓力灌漿，
 2. 混凝土灌漿至梁底約 20cm，然後以水泥砂漿壓力灌漿其他部份。

3.1.5 設計程序

(1) 補強程序

填充 RC 剪力牆的補強程序應該依下列程序：

- (a) 評估建築物既有的耐震容量。
- (b) 決定以強度補強或以韌性補強之補強策略。
- (c) 由補強策略決定補強需求。
- (d) 評估牆體的設計應力大小與選取補強材料之強度。
- (e) 依據所需要牆的長度需求決定牆體的配置位置與方式。
- (f) 計算所有 RC 牆之所需鋼筋量並設計錨錠所需的強度。
- (g) 計算 RC 牆的強度及其韌性容量。
- (h) 再評估是否滿足補強需求。

當設計能滿足補強性能需求且不過於保守，則完成補強計算。但若無法滿足補強需求或是補強設計過於保守，則重新由步驟(e)或(f)重新計算。

(2) RC 填充牆之設計

設計 RC 填充牆應依下列之規定：

- (a) 決定 RC 牆的韌性容量，並依此決定設計剪力強度 Q_D 。
- (b) 決定 RC 牆的厚度，使以下式計算所得之平均剪應力 τ_w ，能小於表 3.1 所列之值。

$$\tau_w = \frac{Q_D}{t_w \cdot L_w} \leq \tau_D \quad (3.1)$$

其中

τ_w = RC 牆的平均剪應力(kg/cm²)。

t_w = 牆厚度(cm)。

L_w = 牆的淨寬度(cm)。

τ_D = 表 3.1 所列之設計剪應力值。

(c) 依下式計算所需剪力之鋼筋量

$$\beta_c \cdot Q_u \geq Q_D \quad (3.2)$$

其中

Q_u = RC 牆之極限側向力，依本手冊評估篇 3.2.3.1(B)節規定計算。

β_c = 連結材強度折減因子，依表 3.2 取值。

表 3.1 容許韌性容量與剪應力關係表

容許韌性容量 R_a	τ_D 上限
$2 \geq R_a > 1$	$\sqrt{f'_c}$
$3 \geq R_a > 2$	$0.8\sqrt{f'_c}$

表 3.2 連結材強度折減因子 β_c 值

補強形式	RC 牆為新設	加厚既有 RC 牆	加厚既有磚牆
錨錠			
均勻設置於牆四邊	0.9	0.8	0.7
其他	0.8	0.7	0.6

(3) 填充 RC 牆的側向強度與韌性容量

填充 RC 牆的側向強度為依(a),(b)與(c)項計算所得之最小值。

(a) 剪力強度：下列 1 與 2 項中之小值。

1. 依本手冊評估篇 3.9a 式計算所得強度乘以強度折減因子 β 後之值。
2. 由下式計算所得之新設 RC 牆本身極限強度 Q'_{su}

$$Q'_{su} = \min\{Q_{su} + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c, Q_j + Q_{cd}\} \quad (3.3)$$

其中

Q_{su} = 填充 RC 牆本身(不含端柱)的剪力強度。

Q_j = 梁底所有連接材的剪力強度和，依本章 3.?? 節規定計算。

Q_{cd} = 柱頂部之摩擦剪力強度

Q_c = 端柱原評估之側向強度。

α = 考慮端柱變形受限之強度折減係數，原評估時端柱為撓曲破壞時取 0.7，剪力破壞時取 1.0。

端柱頂部之摩擦剪力強度 Q_{cd} 依下式計算

$$Q_{cd} = 1.4A_s f_y < 0.2f'_c A_g \quad (3.4)$$

其中：

f_y = 柱縱向鋼筋之降服強度

A_s = 柱縱向鋼筋之斷面積

f'_c = 既有結構之混凝土強度

A_g = 柱之斷面積

(b) RC 牆包括端柱的撓曲強度。撓曲強度的計算可以使用本手冊評估篇 3.7 式或 3.6 節方式計算。當 RC 牆與梁採用錨錠方式連結時，牆垂直鋼筋所提供之強度不得大於錨釘的拉出強度。當採用槽狀混凝土剪力塊連結時，則牆之垂直鋼筋強度視為零。

(c) 支承 RC 牆基礎之抗翻轉強度(非底層不需考慮此項目)，依第 4 章之規定計算。

填充 RC 牆的韌性容量依本手冊評估篇 3.2 節或 3.6 節之相關方式計算。

(4) 補強結構物之耐震性能評估

補強結構物的耐震性能應根據本手冊評估篇進行評估。採詳細評估法時，需考慮 RC 牆之勁度的折減。

3.2 增設翼牆補強

3.2.1 通則

此補強方法為藉由增設 RC 翼牆之方式達到增加既有建築耐震性能之

目標，增設之翼牆與具有邊界柱之 RC 剪力牆行為並不完全同。此補強方法為將既有獨立柱改變為附加 RC 翼牆之柱以增加其強度與勁度。增設之翼牆亦可以設計為承載柱之軸向力，以避免因主要垂直構件破壞而導致建築倒塌之情況。當增設之翼牆主要設計為柱之軸力補強時，翼牆之面內方向通常與欲抵抗側向力之方向垂直。

然而，即使柱之耐震性能可藉由增設翼牆的方式提昇，但建築耐震能力可能由原始強梁弱柱形式轉換為由既有梁之破壞所控制，因此設計時須注意此一現象並選擇合適之補強性能評估方法。尤其當建築之梁跨度較短時，必須避免因增設翼牆降低梁之有效長度，而導致梁產生脆性剪力破壞，因此柱增設翼牆補強常需要配合梁補強進行。

3.2.2 性能需求

(1) 補強建築之性能需求

補強建築耐震性能需求根據本手冊評估篇之內容決定。

當利用翼牆補強時，可以下列二種方法達到性能需求

- (a) 增加其側向強度，成為以強度抵抗地震之形式。
- (b) 藉由梁之韌性降伏增加韌性容量以增強耐震性能。

(2) 翼牆補強柱之性能需求

不論是藉由強度抵抗地震或是梁之降伏提供韌性消能，經增設 RC 翼牆之補強柱，其性能需求皆為增加其強度，故翼牆之設計寬度與厚度必須足夠。

3.2.3 規劃

(1) 適合此補強方法之建築物

當梁具有足夠之強度，且以剪力破壞模式之柱抵抗側向力時，此補強方法可藉由柱強度之增強來提供足夠側向承載力。當破壞機制為由撓剪破壞柱控制且其韌性不足時，或柱韌性之提高並無助於耐震性能之提昇時，此補強方法亦適用於藉由將破壞機制由柱破壞改變為梁破壞來提其耐震性能之建築。

增設 RC 翼牆補強將降低梁之淨跨度。當梁之淨跨度降低後，梁之撓

曲降服應能發揮以確保其韌性，故此補強方法通常適用於跨距較長之或梁強度甚大之構架。

(2) 需進行補強之構件。

(a) 因此法主要為增加柱之強度，故大部分之柱應予以補強。翼牆之增設應在結構平面及立面上保持良好之配置，使勁度與側向力分佈平衡，應避免因增設翼牆而導致結構補強後之勁度或強度不規則。

(b) 當翼牆補強設計為使梁產生降伏之破壞模式時，翼牆補強後梁淨跨度 l_0 與梁深 D 之比值應大於等於 4(圖 3.5)，並應計算確認梁之破壞模式非剪力破壞或撓剪破壞。

(c) 當柱淨高因窗台矮牆或眉牆而減少時，此短柱效應可利用增設翼牆之方式獲得改善，然而，因增設翼牆補強對於梁強度之影響應加以考慮。

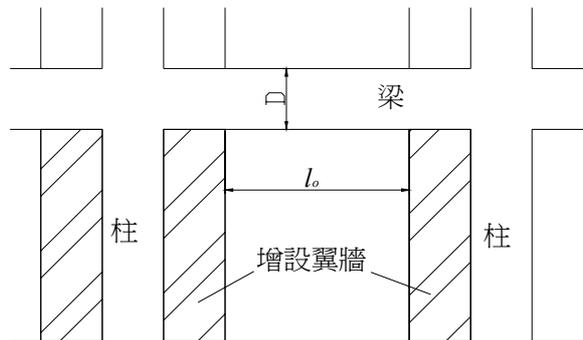


圖 3.5 增設翼牆示意圖

3.2.4 施工方式與結構細節

(1) 翼牆補強之施工方式

翼牆補強之施工方式可概分為二：(a)現場施工；(b)RC 翼牆預鑄運至現場與柱連接。方法(a)之連接方式包括兩種，其一為施加錨錠，另一方式為將翼牆之鋼筋與既有結構之鋼筋銲接。方法(b)則使用施加錨錠為連接方式。

翼牆補強大致的施工方式如圖 3.6。圖 3.6(a)為翼牆之鋼筋以錨錠方式

與既有結構連接，此為翼牆補強最典型之連接方法。此法雖可容許翼牆與柱連接位置有較大之彈性，但翼牆之中心線與柱之中心線仍應盡量一致對齊。錨錠數量之決定依第五章規定，使其可傳遞翼牆縱向鋼筋之軸力，且須鋪設補強筋以避免劈裂破壞。翼牆補強柱受拉面之貢獻於計算撓曲強度雖不考慮，但因翼牆端部應力較高，故翼牆端部之鋼筋應注意細部設計以傳遞既有梁之應力。

圖 3.6(b) 中翼牆之側向鋼筋排置於既有柱之一側並焊接於柱之鋼筋，故翼牆係偏心設置。此法之優點為至少一側之連續側向鋼筋可直接傳遞應力，然而，另一側之側向鋼筋則必須以後加之錨錠與柱連接。

當預鑄翼牆於現場與柱連接時，水泥砂漿或混凝土須注入連接處之縫隙，使用上述施工方式時，如翼牆設置於外部構架，應注意其連接處表面之防水性，且錨錠應植入被側向鋼筋圍繞之既有柱或梁之混凝土核心內。

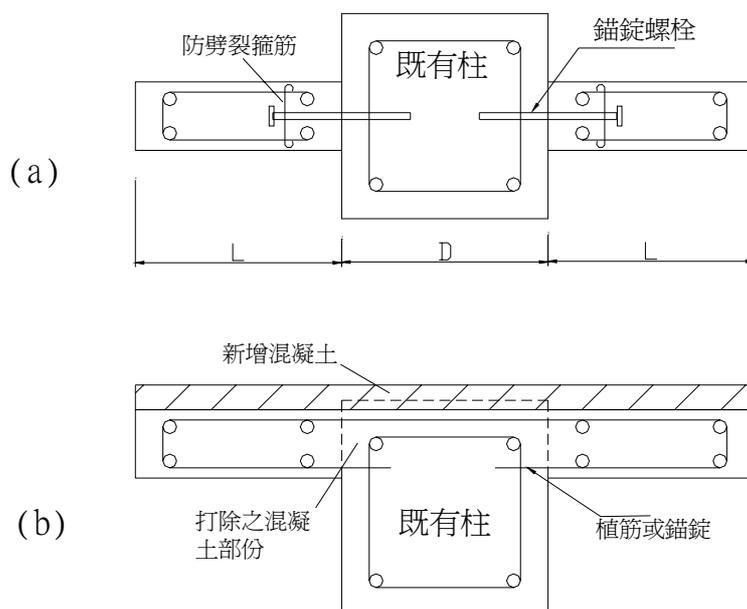


圖 3.6 常見之翼牆設置方式

(2) 結構細部

翼牆補強時建議依循以下條款：

- (a) 一般來說，翼牆應對稱設置於柱之兩側。
- (b) 場鑄翼牆，翼牆之寬度 L 應大於 $1/2$ 倍之柱深 D 或 50cm ， L 之最大寬度應小於柱深 D 之兩倍。翼牆厚度 t 應大於 $1/3$ 倍之柱寬度 b 或 20cm 。
- (c) 預鑄翼牆於現場與柱連接時，翼牆之寬度 L 與高度 h_0 之比值 L/h_0 應大於 $1/3$ 或寬度大於 80cm ，翼牆厚度 t 應大於 15cm 。
- (d) 翼牆垂直鋼筋比 ρ_{sv} 與側向鋼筋比及 ρ_{sh} 應大於 0.25% 。
- (e) 後加錨釘之配置與施工應根據第五章之規定。
- (f) 鋼筋外側之混凝土保護層應根據「**混凝土工程設計規範**」，且當翼牆現場施工時，建議將既有柱打除混凝土部份處澆鑄混凝土以增加翼牆之厚度。

3.2.5 設計程序

(1) 補強程序

翼牆補強之程序應如下：

- (a) 補強之需求量應根據耐震評估之結果。
- (b) 翼牆補強之施工方式及其細節應預先決定。
- (c) 應計算與翼牆補強連接之柱及梁之強度。
- (d) 翼牆補強後之柱與梁之破壞順序與機制應予以考慮，翼牆補強後對基礎耐震能力之影響應根據**本手冊評估篇**之規定加以計算。
- (e) 須判斷耐震性能是否達到補強之性能需求，當性能需求尚未被滿足，應增加強度或改變細部設計，並且補強之計算應從步驟(c)重新計算。

(2) 補強構件之強度

- (a) 在翼牆為場鑄與既有結構結合之情況下，翼牆補強柱之極限側向強度為達到撓曲強度 M_u 時所對應之剪力 V_{mu} 及其剪力強度 V_u 之較小者，依下列各式計算。

$$M_u = (0.8 + \beta) A_t f_y d + 0.5 N d \left(1 + \beta - \frac{N}{\sum A f_c'} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.5a)$$

$$V_{mu} = M_u / h_o \quad (3.5b)$$

$$V_u = 0.8\sqrt{f'_c} \sum A + A_{sh}f_{yh} \frac{L_e}{a} \quad (\text{kg}) \quad (3.5c)$$

$$Q_u = \min(\phi V_{mu}, \phi V_u) \quad (3.5d)$$

其中

β = 受壓側牆之長度除以柱深度(= L/D)

$d = 0.8D$

$\sum A$ = 柱與翼牆之斷面積和。

A_t = 受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，單側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積之 1/2；兩側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積與牆縱向鋼筋斷面積之較小者。

A_{sh} = 翼牆水平剪力鋼筋於垂直間距 a 內之斷面積(cm^2)。

a = 牆剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

$\phi = 0.8$ 。

(b) 採預鑄混凝土翼牆之補強柱

預鑄混凝土翼牆柱之承載能力 Q_u 可採用式 3.6 計算，此式考慮翼牆單獨貢獻之剪力 Q_T ，以及既有柱所貢獻之剪力 Q_c ，依本手冊評估篇 3.6 式計算。

$$Q_u = Q_c + Q_T \quad (3.6)$$

翼牆所貢獻之剪力 Q_T 應為計算所得之 Q_{T1} 及 Q_{T2} 取小值。其中 Q_{T1} 為翼牆上下連結處之剪力強度，採用式 3.7 計算， Q_{T2} 為翼牆本身之剪力強度，依本手冊評估篇 3.8 式計算。

$$Q_{T1} = Q_A + 0.5t \cdot f'_c \cdot (h_n / L^2) \quad (3.7)$$

其中 Q_A 為翼牆上下之錨錠螺栓或鋼筋所能傳遞之剪力，此值應根據第五章之規定方法計算。

(c) 翼牆補強柱之韌性係數

翼牆補強柱之韌性容量應根據本手冊評估篇 3.2.3.1(C) 節決定，除非經特別計算，否則容許韌性容量可取為 1.5。若因增設翼牆造成破壞機制發生在梁先降伏時，則應詳細評估補強後梁之破壞形式與韌性容量。

(3) 補強建築之性能評估

補強結構物的耐震性能應根據本手冊評估篇進行評估。採詳細評估法時，需考慮翼牆之勁度的折減。

3.3 柱構材補強

3.3.1 通則

本章節內容為柱構材採用擴柱補強(包覆 RC)、包覆鋼板補強或設置窗台隔離縫之方式，來增加柱之韌性、側向承載能力或軸向承載能力，達到提昇建築耐震性能之目的。

因為不同補強目標下所對應之施作方法與細節並不相同，所以補強設計時須先定義補強目標及採用之適當施作方法與細節。

3.3.2 性能需求

- (1) 須根據建築性能需求決定柱所需要之強度與韌性容量。
- (2) 若以增加柱之變形能力為補強目標，則須根據補強建築之需求韌性將補強柱之所需韌性容量定義為其性能需求。所需之剪力強度應根據所需求之韌性容量來訂定，補強所需之量則根據 3.3.4 節後所述之各種補強方式所規定的公式計算。

3.3.3 初步規劃

柱構材補強須根據既有結構耐震評估所得之破壞模式來判斷，若某些柱構材之破壞將會明顯降低整體建築物之耐震性能，則須針對該柱進行適當之補強。但若柱補強後會造成破壞機制由柱破壞轉為梁破壞時，則應加以注意是否會造成短梁現象及梁之強度與韌性是否與補強柱能相匹配。

以下所列為建築物可利用柱補強來有效提昇其耐震性能的情形。

- (1) 柱之破壞模式為剪力破壞模式，且該柱之破壞將明顯降低建築物之耐震性能。
- (2) 建築物具有勁度與強度相對較強之構架，且僅具有少量牆體與剪力

破壞模式之柱構材。

(3) 該建築物具有軟弱層，且該軟弱層不宜增設新的構架、構材。

3.3.4 RC 包覆補強(擴柱)

(1) 通則

(a) 基本說明

RC 包覆補強為利用 10 至 15 cm 厚之鋼筋混凝土或(鋼絲網、鋼索)水泥砂漿包覆於柱外圍之補強方法，該方法可為(1)利用增加柱剪力強度之方式而達到柱韌性補強之效果，或(2)達到同時提昇撓曲強度、軸向強度與韌性之補強；如圖 3.7 所示。補強設計時需根據補強目標及本節相關說明之規定來進行。

(b) 韌性補強

當補強目標為提昇柱之韌性時，原則上包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

(c) 同時韌性及強度補強

當補強目標為同時提昇柱之韌性與強度時，原則上 RC 包覆補強材料須連續且穿過上下樓版，否則須利用其他適當之細部施工方式將柱之縱向鋼筋錨定於上下之梁柱接頭處，其施作方式與規定可參考圖 3.8 及本手冊第五章之詳細說明。

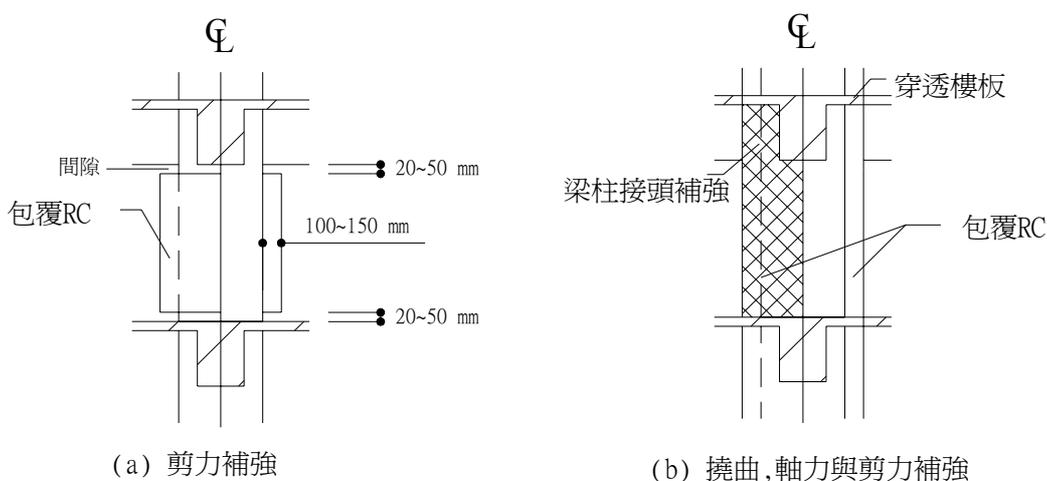


圖 3.7 柱以 RC 包覆補強

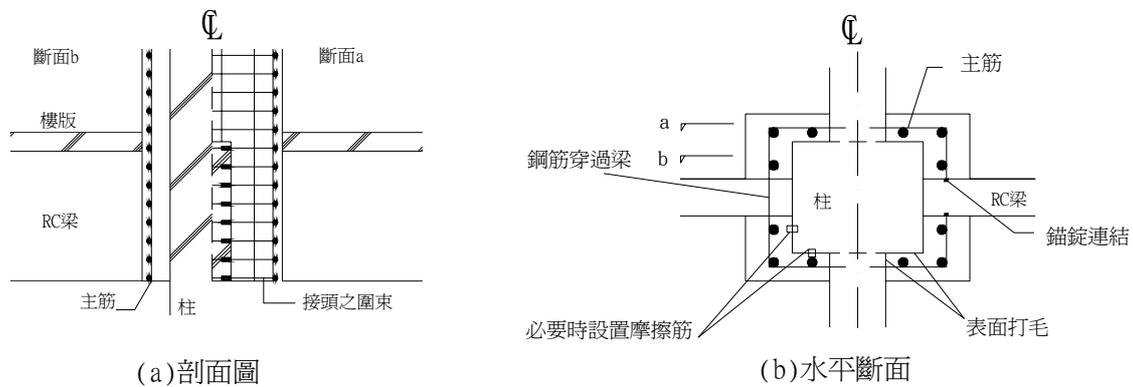


圖 3.8 同時韌性及強度之柱補強

(d) 當窗台與眉牆與柱連接時

如圖 3.9 所示，當柱與窗台矮牆及眉牆相連接，且包覆補強可能造成該牆體之損壞，原則上必須將柱體與牆體切離，且包覆補強範圍須包含柱底部至柱頂部分，以避免牆損壞後，柱與牆相接處產生剪力破壞(圖 3.9b)。但若牆體之強度甚強(如 15 cm 以上之 RC 牆)且補強目標為以韌性補強為主，則可依圖 3.9(a)所示僅對未與牆連接部分或如圖 10 連牆體整體來進行補強。

(e) 當柱側向有牆體連接時

原則上包覆補強時須對柱的每個受力方向皆進行補強，故當牆體與柱連接時，原則上應將牆體與柱體連接之部分移除，或利用其他方式補強，但須能達到同等之效果。

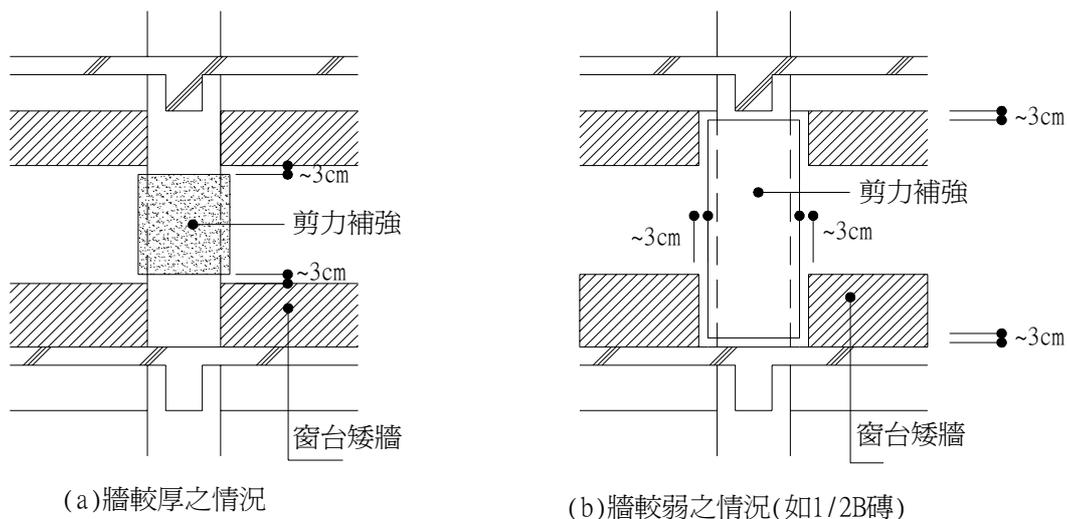


圖 3.9 柱與矮牆或眉牆連接時之補強

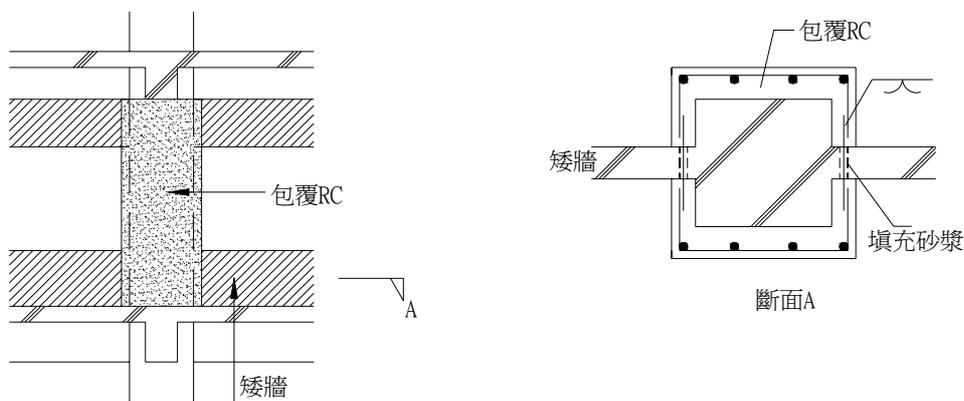


圖 3.10 柱與矮牆一併補強示意圖

(2) 設計程序

(a) 柱撓曲強度

(i) 韌性補強

當利用 RC 包覆補強於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙以提昇柱之韌性時，其撓曲強度依照下式計算。

$$M_u = 0.9 A_t f_y d + 0.5 N d \left(1 - \frac{N}{A_g f'_c} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.8)$$

其中

A_t = 既有柱受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，可取為柱縱向(垂直)鋼筋總斷面

積之 1/2。

d = 既有柱之有效深度(cm)，可取為 $0.85D$ ， D 為柱之淨深度。

A_g = 既有柱之總斷面積(cm^2)，

N = 柱所受之軸向力(kg)。

(ii) 強度補強

當利用 RC 包覆補強來達到提昇柱之撓曲強度與韌性時，其撓曲強度須依照下式計算。

$$M_u = 0.9A_t f_y d + 0.8A_{t2} f_{y2} d_2 + 0.5Nd_2 \left(1 - \frac{N}{A_{g2} f'_c} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.9)$$

其中

A_{t2} = 補強部份之受拉鋼筋的斷面積(cm^2)，可取為補強垂直鋼筋總斷面積之 1/2。

d_2 = 補強後柱之有效深度(cm)，可取為 $0.8D_2$ ， D_2 為補強後柱之淨深度。

A_{g2} = 補強後柱之總斷面積(cm^2)。

f_{y2} = 補強垂直鋼筋的降伏強度(kg/cm^2)。

f'_c = 平均混凝土強度(kg/cm^2)。

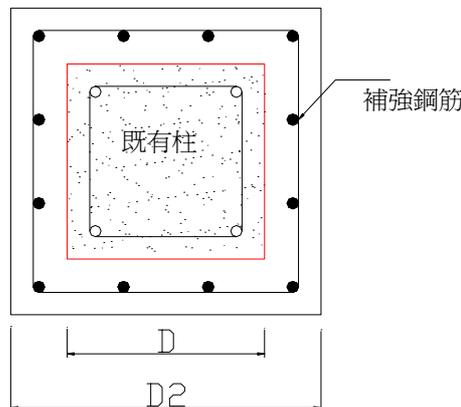


圖 3.11 包覆 RC 補強斷面符號圖

(b) 柱剪力強度

柱包覆補強後之極限剪力強度 V_u 依照下式計算。

$$V_u = 0.8 \times \left[0.8 \sqrt{f'_c} A_{e2} \left(1 + \frac{N}{140A_{g2}} \right) + 1.25 A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} + A_{sh2} \frac{d_2}{a_2} \right] \quad (3.10)$$

其中

A_{sh2} ：補強部份剪力鋼筋於垂直間距 a_2 內之斷面積(cm^2)。

a_2 ：補強部份剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

f_{yh2} ：補強部份剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)。

$A_{e2} =$ 補強後柱之有效斷面積(cm^2)，可取為 $0.8A_{g2}$ 。

(c) 側向強度與韌性容量

當柱利用 RC 包覆補強使其破壞模式改為撓曲破壞時，其容許韌性容量之計算須根據以下規定方式計算。

(i) 當 $V_u \leq 2M_u / h_0$

$$R_a = 1.5 \quad ; \quad Q_u = V_u \quad (3.11)$$

(ii) 當 $V_u > 2M_u / h_0$

$$R_a = 3.5 \quad ; \quad Q_u = 2M_u / h_0 \quad (3.12)$$

(3) 結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由 RC 包覆材料緊密包覆。

(b) RC 包覆材之最小厚度，若使用混凝土則應大於 10 cm，若為水泥砂漿則應大於 6 cm。

(c) 包覆材無論為混凝土或水泥砂漿，其抗壓強度皆不得低於 210 kg/cm^2 ，或低於既有柱構材之混凝土抗壓強度。

(d) 若使用點銲鋼絲網時，每一鋼絲網須有足夠之搭接長度。

(e) 若使用箍筋補強，其號數不得小於 3 號，且其箍筋間距不得大於 10 cm，箍筋須對既有柱提供良好之圍束效應，箍筋之尾端須採銲接或搭接，但搭接須能提供與銲接同等效應之圍束作用，縱向鋼筋須安置於 RC 包覆材之箍筋範圍內，圖 3.12 為施作方式之示意圖。

(f) 當補強目標僅為提昇柱之韌性時，包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

(g) 如欲提昇柱之強度時，須特別注意施工細節，例如化學錨栓或剪力釘須提供既有柱及包覆 RC 材間良好之傳力機制。新的縱向鋼筋須確實

的錨錠於柱周圍之牢固構材上，常見施作方式圖與更詳細施作方式參見本手冊 **第五章** 之說明。

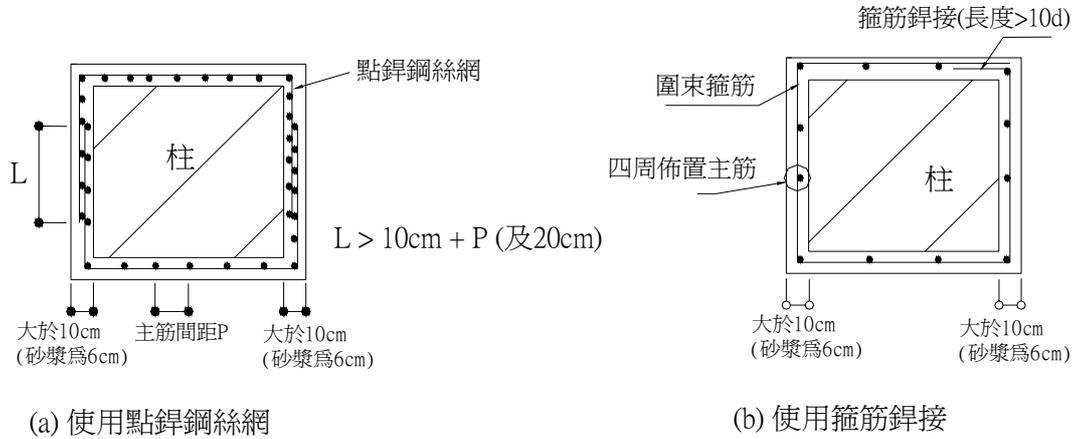


圖 3.12 包覆 RC 補強斷面圖

3.3.5 柱包覆鋼板補強

(1) 通則

(a) 基本說明

鋼板包覆補強為利用鋼板包覆既有柱周圍，並在鋼板與既有柱之間縫隙灌入無收縮水泥砂漿(及以化學錨栓固定)，此法在利用增強剪力強度的方式而達到增加韌性之目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強度，另以常以增設柱兩端固定板(或錨錠)來達到增加彎曲強度之目的。鋼板包覆補強的方式包括矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強、橢圓或八角形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等，其示意圖如圖 3.13 中所示。

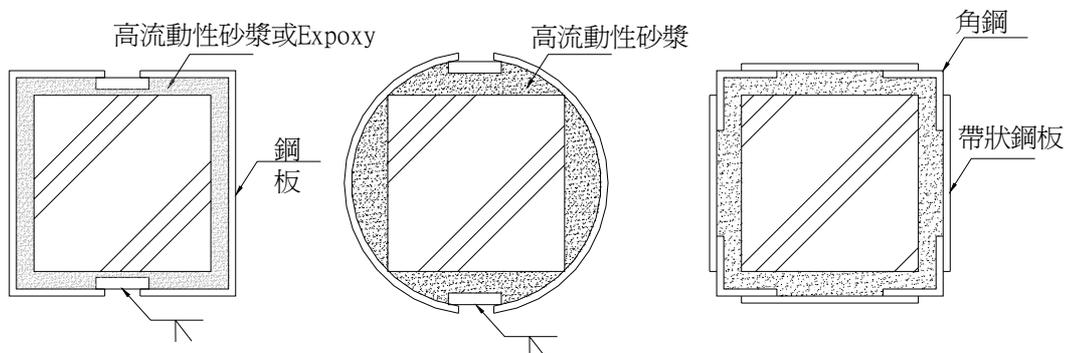


圖 3.13 鋼板包覆補強斷面圖

(b) 適用時機

此補強方法較適用於柱四邊可補強之獨立柱，若柱有牆體連接，原則上須依圖 3.14-3.15 所示方式移除部分之牆體後再進行包覆補強。

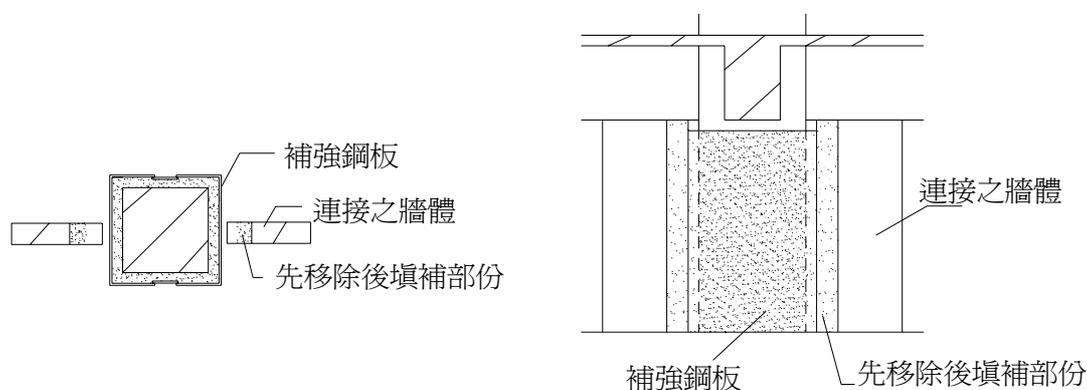


圖 3.14 柱與牆體連接之補強

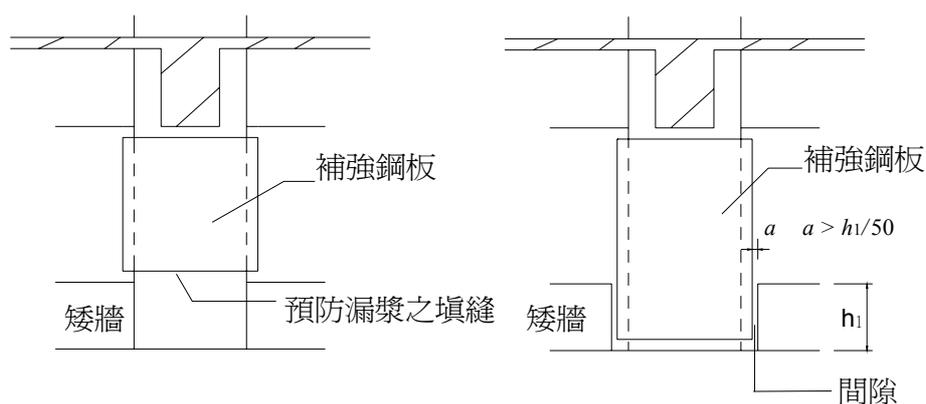


圖 3.15 柱與矮牆連接之補強

(c) 韌性補強

矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等方法均可用於增加韌性，原則上此時包覆之鋼板須於柱頂與柱底預留約 3 cm-5 cm 寬之縫隙(圖 3.16)，若不預留縫隙，則韌性須考慮因無縫隙而造成撓曲強度增加之影響並重新計算。

(d) 軸向強度補強

若使用矩形鋼板包覆補強或圓形鋼板包覆補強於增加軸向勁度或強度，則此時不一定需預留柱底部之縫隙。

(e) 撓曲強度補強

若使用矩形鋼板包覆補強或圓形鋼板包覆補強於增加抗彎勁度或強度，則包覆鋼板於柱端之固定需依 **第五章** 之規定施作。

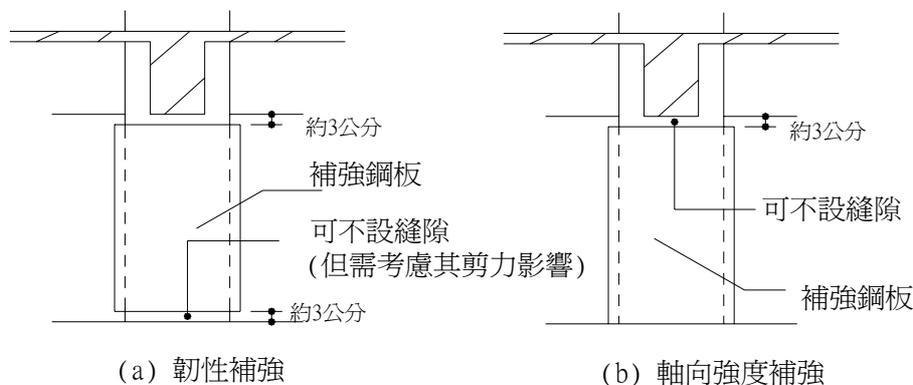


圖 3.16 柱包覆鋼板補強之間隙位置

(2) 設計步驟

(a) 柱撓曲強度

鋼板包覆補強後之柱撓曲強度可由 **式 3.13** 計算，若柱之上端或下端無預留縫隙時，則計算撓曲強度時，式中斷面積及深度皆需以包覆鋼板後柱之斷面積及深度來取代。

$$M_u = 0.9 A_t f_y d + 0.5 N d_2 \left(1 - \frac{N}{A_g f'_c} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.13)$$

其中

d_2 = 補強後柱之有效深度(cm)，可取為 $0.8D_2$ ， D_2 為補強後柱之淨深度。

A_g = 既有柱之總斷面積(cm^2)。

f'_c = 既有結構之混凝土強度(kg/cm^2)。

於增加抗彎勁度及強度之鋼板包覆補強，補強後之柱撓曲強度可由 **下式** 計算

$$M_u = 0.8 A_t f_y d_2 + A_{t2} F_y d_2 + 0.5 N d_2 \left(1 - \frac{N}{A_g f'_c} \right) \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.14)$$

其中

A_{t2} = 補強鋼板受拉部份的斷面積(cm^2)，可取為 $b_2 \cdot t$ ， b_2 為補強後柱之寬度， t 為鋼板厚度。

A_{g2} = 補強後柱之總斷面積(cm^2)。

F_y = 補強鋼板的降伏強度(kg/cm²)。

設計柱端固定方式時，需注意柱端固定補強鋼板之錨錠強度需大於 $F_y A_2$ 之 1.5 倍以上。

(b) 柱剪力強度

計算鋼板包覆補強後之柱剪力強度時，須將鋼板利用式 3.15 轉換成等值箍筋量後，代入相關公式計算。若為圓形鋼板包覆補強時，仍可利用式 3.15 計算，此時其圓形斷面須先轉換為等值之矩形斷面。

$$\rho_{w2} = 2t/b_2 \quad (\text{矩形鋼板包覆}) \quad (3.15a)$$

$$\rho_{w2} = 2t b_s / (x_s b_2) \quad (\text{帶狀鋼板包覆}) \quad (3.15b)$$

其中

ρ_{w2} = 鋼板包覆之等值箍筋比

t = 鋼板厚度

b_2 = 補強後柱寬度

b_s, x_s = 帶狀鋼板之寬度與間距

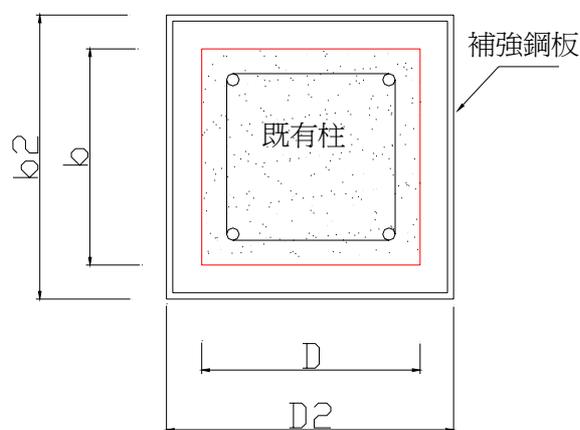


圖 3.17 柱包覆鋼板補強之斷面圖

(c) 容許韌性容量與側向強度

鋼板包覆補強後柱之韌性容量應根據其等值箍筋量依本手冊評估篇之規定計算，或依本章 3.11 及 3.12 式判斷。

(3) 結構細節

- (a) 原則上柱之四面均須由與鋼板緊密包覆。
- (b) 鋼板與既有柱之間縫隙須灌入無收縮水泥砂漿，且鋼板與既有柱之縫隙須妥善預留，以使得水泥砂漿可完全灌入填滿，且水泥砂漿之抗壓強度不得低於 210 kg/cm^2 ，或低於既有柱之混凝土抗壓強度。
- (c) 矩形包覆鋼板及圓形包覆鋼板之厚度不得小於 4.5 mm ，且工廠預鑄之構件均須於現場組裝與銲接。矩形包覆鋼板斷面之四角應修為圓弧狀，且其半徑應大於 3 倍之鋼板厚度。矩形包覆鋼板之細部須適當處理，以避免因灌漿造成面外之變形。
- (d) 帶狀鋼板包覆補強之帶狀鋼板一般約 10 cm 寬，並以約 30 cm 之間隔銲接於柱四角之固定角鋼。
- (e) 當柱底預留縫隙時，須加上特別措施以避免灌入之砂漿於地震下嚴重剝落。
- (f) 如欲提昇柱之抗彎強度時，須特別注意施工細節，例如化學錨栓或剪力釘須提供既有柱及包覆鋼板間良好之傳力機制。包覆鋼板須確實的固定於柱端周圍之牢固構材上，詳細施作方式參見本手冊 **第五章** 之說明。

3.3.6 碳纖維(CFRP)包覆補強

(1) 補強方式通則

(a) 基本說明

碳纖維包覆補強為利用環氧樹脂將碳纖維片纏繞於既有柱周圍，以增強剪力強度的方式而達到增加韌性的目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強度。對於低矮建築物，碳纖維包覆補強適用於高強度但韌性不足之結構，或是補強部份極脆性柱之韌性。

(b) 材料

補強所使用之碳纖維片必須符合 **表 3.3** 中之規格，對於碳纖維片之施工參考規定則參見 **附錄 A**。

(c) 當柱側向有牆體連接時

不論在縱向或側向有翼牆或其他類型之牆體時，原則上須將牆體連接柱體之部分移除後，於矩形斷面四周纏繞碳纖維片，若柱體斷面有凹角時，須將凹角部分之柱體澆置混凝土後纏繞碳纖維片。

(d) 當窗台與懸吊牆與柱連接時

當窗台矮牆與眉牆與柱連接時，且包覆補強可能造成該牆體損壞時，必須將柱體與牆體切離，且包覆補強須包含柱體與牆體切離之部分。

(e) 其他

因此法之補強成效與施工優劣高度相關，故施工程序應經過詳細討論與確認，且須由訓練有素之工人施作。

表3.3 碳纖維貼片之規格

項目				測試規範
單位面積重量 g/m ²	200	250	300	CNS13062
貼片抗張強度 kg/cm.ply	460	575	690	CNS13555
貼片抗張係數 kg/cm.ply	25800	32300	38700	CNS13555
纖維抗張強度 kg/mm ²	420	420	420	
纖維抗張係數 kg/mm ²	23500	23500	23500	

(2) 強度計算方式

(a) 柱撓曲強度

碳纖維包覆補強後柱之撓曲強度可由式 3.13 計算，且多層縱向鋼筋之影響應予以考慮。

(b) 柱剪力強度

碳纖維包覆補強後柱之剪力強度須利用下式計算。

$$V_u = 0.8\sqrt{f'_c}A_g\left(1 + \frac{N}{140A_g}\right) + A_{sh}f_{yh}\frac{D}{a} + V_{FRP} \quad (3.16a)$$

$$V_{FRP} = 0.9 \times \frac{\rho_{FRP}}{\gamma_{FRP}} (E_{FRP} \cdot \varepsilon_{FRP}) \cdot bd \quad (3.16b)$$

其中

V_{FRP} : FRP 提供之剪力強度

$$\rho_{FRP} = 2t/b$$

t = FRP 厚度

γ_{FRP} = 安全係數 (取 1.15 對 CFRP 或取 1.25 對 GFRP)

ε_{FRP} = FRP 有效應變量

當 $0 \leq E_{FRP} \rho_{FRP} \leq 1$; 單位 GPa

$$\varepsilon_{FRP} = 0.0119 - 0.0205(E_{FRP} \rho_{FRP}) + 0.0104(E_{FRP} \rho_{FRP})^2$$

當 $E_{FRP} \rho_{FRP} > 1$

$$\varepsilon_{FRP} = -0.00065(E_{FRP} \rho_{FRP}) + 0.00245$$

(c) 韌性容量與側向強度

碳纖維包覆補強後柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依本手冊評估篇之規定計算，或依本章 3.11 及 3.12 式判斷。

(3) 結構細節

(a) 柱表面須經適當處理後始得纏繞碳纖維片。

(b) 柱斷面之四角應為圓弧角，且其半徑應大於等於 2 cm。圓弧的部分沿著柱高須為直線，不能有彎角。

(c) 碳纖維片必須緊密且妥善纏繞於柱，且碳纖維的方向必須垂直柱主軸。

(d) 碳纖維片之搭接長度需足夠，以確保破壞為於材料本身。

(e) 碳纖維片須緊密纏繞於柱，重疊部分的位置必須交錯。

(f) 黏著劑之材質須能滿足施工性及強度，以使碳纖維發揮其應有之強度。

(g) 黏著劑浸透完成初始硬度程序後，必須施加水泥砂漿、保護版或塗料以達到防火、表面保護或美觀之目的。

3.4 增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆

3.4.1 概要

採用鋼構材補強方式區分為構架式斜撐(鋼板剪力牆)及直接式斜撐(鋼板剪力牆)兩種，圖 3.18-3.19 為幾種補強形式示意圖。鋼構材與既有 RC 結構之連接方式則分為直接式與間接式兩種，直接式為指藉由螺桿、銲接等方式直接將鋼構材連接於既有 RC 結構上，間接式為指於 RC 結構與鋼構架上預設螺栓，後再填充砂漿接合，本手冊對於鋼構材補強方面，主要適用於鋼構架四邊皆與既有 RC 結構採間接緊密結合之補強方式。

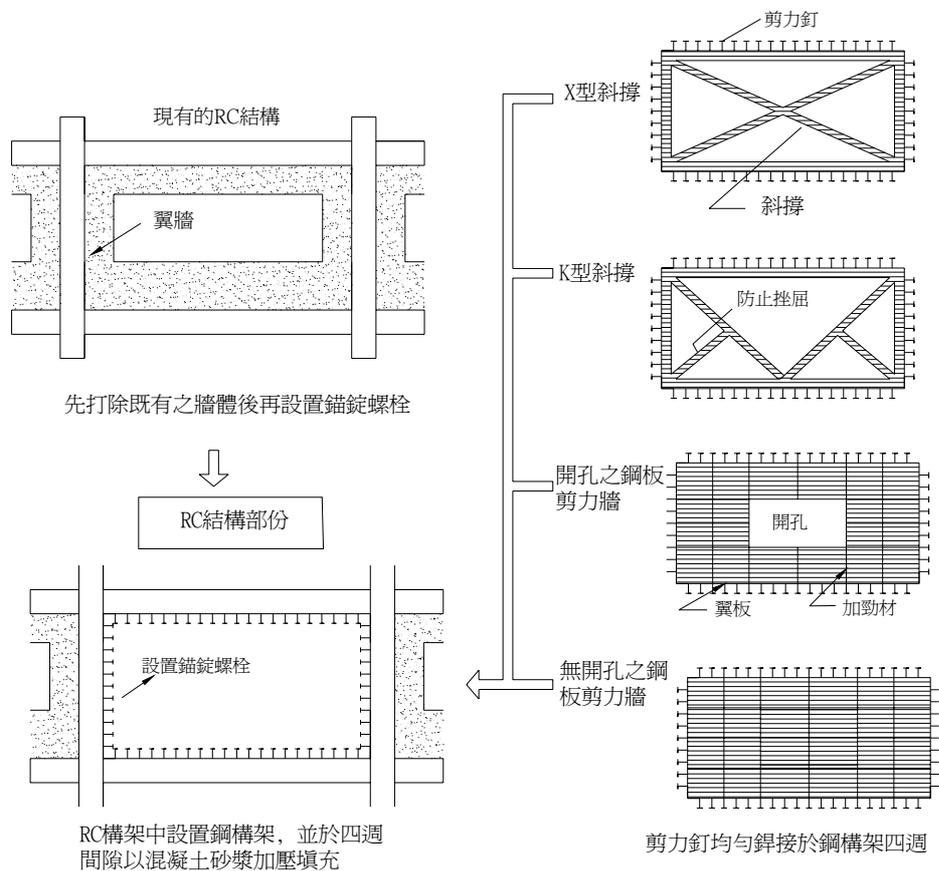


圖 3.18 增設鋼構架補強示意圖

3.4.2 需求性能

(1) 構架式鋼斜撐補強

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，主要包括既有 RC 構

架、鋼構架及連接構件三部份元素，補強形式可為強度補強、韌性補強及強度與韌性共同提昇之補強，補強形式主要依據補強構材之強度-韌性關係及補強後結構整體之損壞機制來決定，其主要可區分為如表 3.4-1 中所示之 6 種形態。對於一般低矮建築物若採用構架式鋼斜撐補強時，本手冊一般建議採用強度補強為主，韌性補強為輔之補強方式。

表 3.4-1 鋼構架補強結構之損壞機制

損壞機制	既有 RC 構架	鋼構架	連接構件
第一類：強度與韌性共同控制(破壞於鋼斜撐或鋼造剪力牆)	-梁柱之撓曲破壞 -梁柱之撓剪破壞	鋼斜撐補強：斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆補強：牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第二類：強度控制(破壞於連接構件)	-梁柱之剪力破壞	無損壞	摩擦剪力破壞
第三類：韌性控制	RC 構架整體之撓曲破壞為主(柱之承壓或承拉控制)	無損壞	無損壞
第四類：強度控制	-極短柱之剪力破壞	鋼斜撐補強：斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆補強：牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第五類：基礎旋轉控制	-地梁、或連接既有構架之大梁的剪力或撓曲破壞	無損壞	無損壞
第六類：補強鋼構架破壞控制	無破壞	無破壞	無破壞

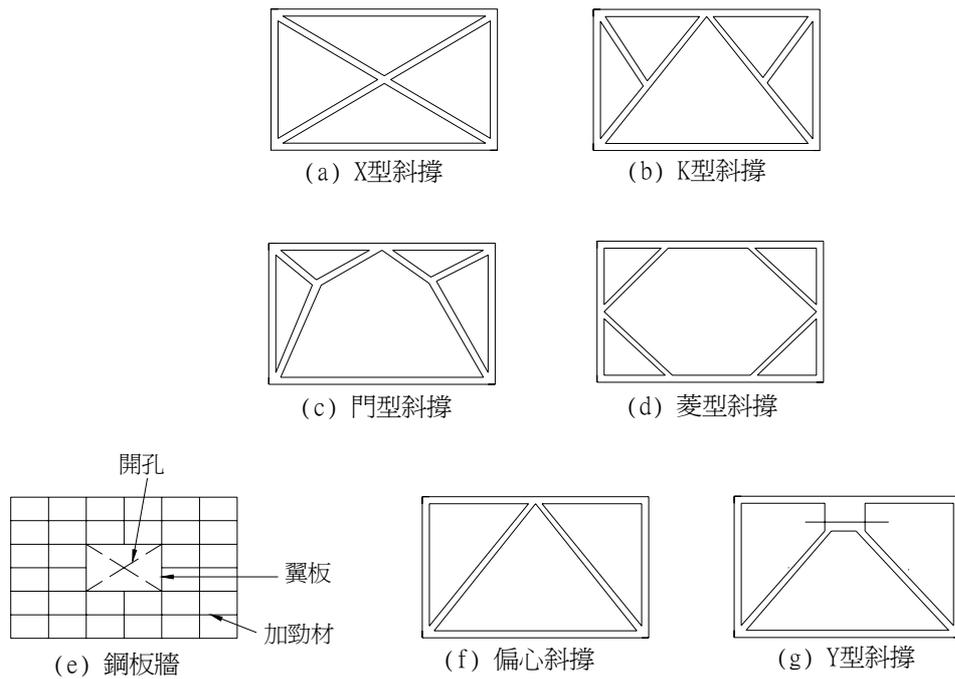


圖 3.19 常見之鋼構架型式示意圖

表 3.4-2 補強鋼構架之韌性容量

損壞機制	既有 RC 構架破壞形式	容許韌性容量 R_a
第一類	-梁柱之撓曲破壞 -梁柱之撓剪破壞	補強鋼構架之 R_a 值= 既有 RC 構架之 R_a 值
第二類: 強度控制(破壞於連接構件)	-梁柱之剪力破壞	$R_a=1.5$
第三類: 韌性控制	-RC 構架整體之撓曲破壞為主(柱之承壓或承拉控制)	補強鋼構架之 R_a 值= 既有 RC 構架之 R_a 值
第四類: 強度控制	-極短柱之剪力破壞	補強鋼構架之 R_a 值=1.5
第五類: 基礎、地盤或連接梁控制	-連結地梁、或連接原 RC 構架之梁的剪力或撓曲破壞	土壤承载力控制: $R_a=2.5$ 地梁破壞: $R_a=地梁之 R_a 值$ 連接構架之梁的剪力或撓曲破壞: $R_a=梁之 R_a 值$
第六類: 補強鋼構架破壞控制	無破壞	補強鋼構架剪力型破壞 $R_a=2.5$ 補強鋼構架撓曲型破壞 $R_a=3.5$

(2) 容許韌性容量

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，其容許韌性容量根據破壞模式依表 3.4-2 取值。

[說明] 對於一般 RC 構架內設置構架式鋼斜撐，雖然對於配置設計良好之鋼斜撐或鋼板剪力牆其本身其韌性容量可遠高於既有之 RC 結構，但當支撐鋼構架之 RC 構架或週遭連接構材發生嚴重破壞時，鋼構架之韌性亦會因無穩定之支撐而受限無法完全發揮，所以本手冊於決定構架式鋼斜撐之韌性容量時，為將鋼構架本身及其周遭 RC 構架、構材互制之情況一併加以考量。

(3) 有效強度

當進行補強後結構物之基本耐震能力評估的累積強度計算時，雖然構架式鋼斜撐之容許韌性容量可能受支撐 RC 構架之控制，但仍應將其歸屬於高韌性類之垂直構材，即其有效強度因子 α 為 0.8。

[說明] 對於採用構架式鋼斜撐補強，斜撐構材之標稱受壓強度 P_n ，依下式計算

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (3.17a)$$

當($\lambda_c \leq 1.5$)

$$F_{cr} = \exp(-0.419\lambda_c^2)F_y \quad (3.17b)$$

或

$$F_{cr} = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1.0)F_y \quad ; \text{ 銲接箱形構材} \quad (3.17c)$$

當($\lambda_c > 1.5$)

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (3.17d)$$

或

$$F_{cr} = \left[\frac{0.764}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad ; \text{ 銲接箱形構材} \quad (3.17e)$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.17f)$$

A_g = 構材之全斷面積(cm^2)

F_y = 標稱降伏應力(t/cm^2)

E = 彈性模數(t/cm^2)

L = 構材無側撐長度(cm^2)

r = 對挫屈平面之最小迴轉半徑(cm^2)

k = 有效長度係數，可取為 2.0。

3.4.3 規劃配置

在考量施工性之情況下，於既存 RC 結構之外部構架增設鋼構架補強為使施工較簡速之方式；若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以於配置鋼構架時需考慮此因素來達到最佳之補強效果；另由於補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合會嚴重影響補強效果，所以此些部位需設計成使內力可均勻之傳遞。同其他補強方式，補強鋼構架對平面偏心、立面強度勁度分佈之影響亦需考量於設計規劃中。

3.4.4 施作方式與結構細節

(1) 施作方式

鋼構架補強時需注意以下所述各項之建議：

- (a) 採用斜撐鋼構架補強時，對於 K 型或 X 型之鋼斜撐，需注意其寬厚比，鋼斜撐亦需具有正向與反向載重下對稱之耐震容量。
- (b) 採用鋼板剪力牆構架補強時，鋼板剪力牆開孔位置對剪力降伏強度之影響需要進行考量，另需適當配置橫向加勁材以防止嚴重之剪力挫屈，當牆開孔甚大時，則需注意鋼板剪力牆構架整體之撓曲強度是否會高於剪力強度。
- (c) 鋼構架與既存 RC 構架間之接合部位的強度需滿足需求。

(2) 結構細節

- (a) 斜撐鋼構架之各別鋼桿件的斷面選擇以不產生局部挫屈為原則。
- (b) 鋼構架與既存 RC 構架間之接合部位不可有應力集中現象
- (c) 接合部位的錨錠需使用化學螺栓或擴張螺栓，且兩者不宜混用；錨錠螺栓之設置應均勻的配置於構架之梁及柱週圍，既存 RC 構架之混凝土

土表面需打毛。

(d) 接合部位之錨錠螺栓設置需使應力能均勻傳遞，接合部位應採用加壓之無收縮水泥砂漿填充，並以箍筋、螺旋筋為補強筋增加其圍束能力。

(e) 斜撐鋼構架之斜撐的斷面需大於 H150x150x7x10 (mm)。

(f) 鋼板剪力牆構架之鋼板厚度需大於 4.5 mm，橫向加勁材之間距需小於 100 cm。

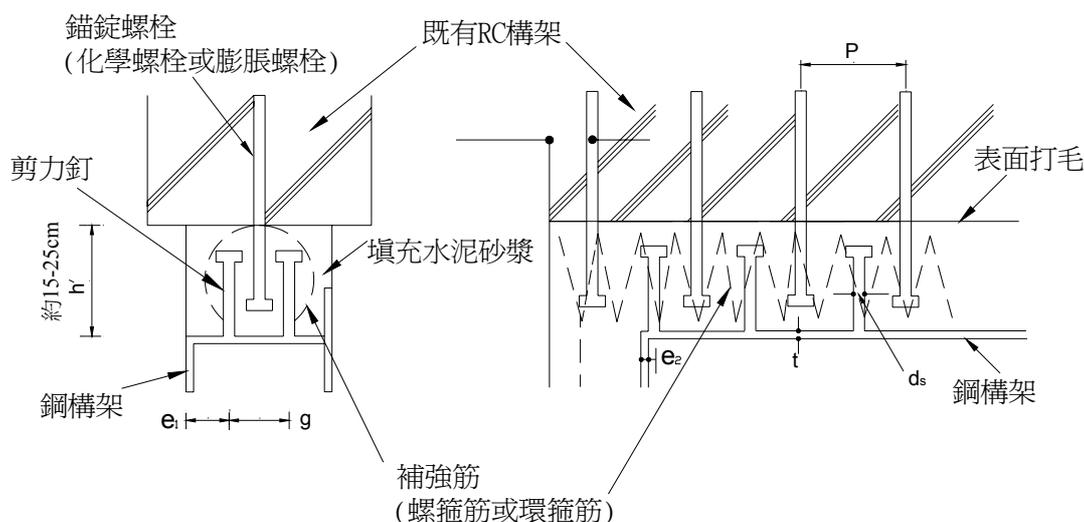


圖 3.20 鋼構架與既存 RC 構架之間接結合方式圖

(g) 錨錠螺栓之設置符合以下要求

(i) 錨錠螺栓之直徑不小於 1.6 cm，且錨錠螺栓之間距不大於 25 cm。

(ii) RC 構架之錨錠螺栓與鋼構架上接合螺栓的搭接長度 L_p 不小於灌漿處寬度 h' 之 1/2 (如圖 3.20 所示)。

(iii) 填充用之水泥砂漿的強度不小於 280 kg/cm^2 。

(iv) 接合部位之補強筋的鋼筋比 ρ_s 不小於 0.4% (如圖 3.21 所示)，補強筋的鋼筋比依下式計算

$$\rho_s = \frac{A_s}{h'd_s} \quad (3.18a)$$

其中

$A_s = d_s$ 間距內補強鋼筋之斷面積和

h' = 接合灌漿部位之寬度

d_s = 補強鋼筋之間距

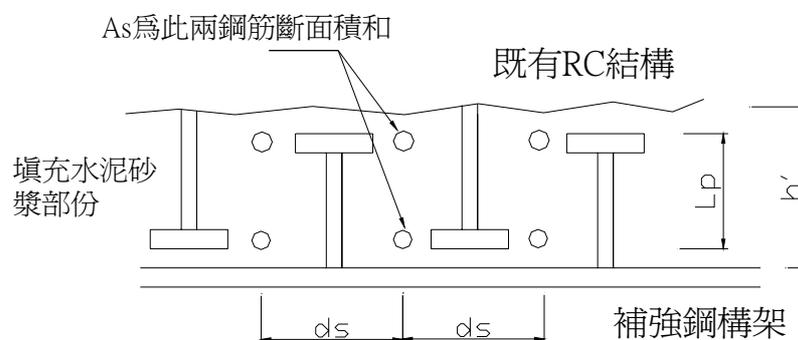


圖 3.21 接合灌漿部位示意圖

3.4.5 補強設計程序

(1) 設計原則

- 結構以鋼構架補強時其側向強度之計算，應考慮既存 RC 構架極限強度、補強鋼構架極限強度及接合部位強度三項目後取可能之較小值為整體之強度。
- 既存 RC 構架之柱的極限強度計算以原 RC 斷面為主，除特別考量外，補強砂漿及鋼構材強度不計入 RC 柱之強度。
- 補強鋼構架之極限強度計算，一般可假設所有受拉與受壓鋼構材之強度同時達其極限強度情況下來計算。
- 採用鋼板剪力牆補強且補強機制為剪力降伏消能時，需採用適當之加勁材來避免翼板之撓曲降伏及鋼板之剪力挫屈情況。
- 對於次要構架採用鋼構架補強時，鋼構架之抗撓曲降伏強度需小於 RC 構架柱軸向降伏時對應之強度。
- 連接補強構架之連接梁、正交梁及基礎之重量，由於構架旋轉效應，其於計算強度時應考慮此效應。
- 接合部位之極限強度應妥加計算，由每一剪力螺栓(釘)貢獻之剪力強度 q_{sd} 依下式計算

$$q_{sd} = 0.64\sigma_{\max} A_s \quad (3.18b)$$

A_s = 剪力螺栓之斷面積(cm^2)

σ_{\max} = 剪力螺栓之抗拉強度(kg/cm^2)

(2) 補強設計步驟

(a) 斜撐構架

以下為斜撐構架之設計步驟

- (i) 決定斜撐鋼構架承擔之側向力。
- (ii) 決定鋼構架與協撐之尺寸與斷面積。
- (iii) 決定錨錠螺栓位置與數量、大小，本手冊建議接合部位之剪力強度不宜小於斜撐鋼構架之側向強度，即控制破壞發生於斜撐鋼構架。
- (iv) 設計斜撐與鋼構架之接頭。

(b) 鋼板剪力牆

以下為鋼板剪力牆構架之設計步驟

- (i) 先設計鋼板剪力牆構架四周之錨錠。
- (ii) 決定鋼板剪力牆之開孔大小與位置。
- (iii) 決定鋼板剪力牆構架承擔之側向力。
- (iv) 於假設鋼板剪力牆開孔附近為剪力降伏情況下，決定其鋼板厚度。
- (v) 設計翼板斷面使於剪力牆開孔附近不產生撓曲降伏、局部挫屈及側向挫屈。
- (vi) 設置加勁材來預防鋼板剪力牆之剪力挫屈。

3.5 加強磚造結構之補強

3.5.1 概要

加強磚造結構之補強方式除可採用增設 RC 剪力牆、鋼造構架、外加構架或扶壁等外加構材方式補強外，亦可採用本節所述之針對磚構造本身之補強方式。當加強磚構造本身有垂直承载力不足之問題而進行補強時，通常於補強施工前應卸除現有載重以避免補強構材之應力落後情

況，對側向強度之補強則不需卸除現有載重補強，但需注意補強構材與既有構材軸向應力之分配。本節所述之加強磚構造補強方式有(1) 磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原加強 RC 柱)，(2)鋼絲網水泥砂漿補強牆體，(3) 碳纖維貼覆補強三種。

3.5.2 耐震性能需求

加強磚造結構皆為強度型之結構物，其以建物本身之強度來抵抗地震，所以補強應以強度為主來滿足地震需求性能。於某些特殊情況下，若無法僅以強度來達到耐震需求，則磚牆之加強柱則應被設計為撓曲破壞控制之型式，及適度提高磚牆體之韌性，並要求其強度與韌性能滿足耐震需求。

加強磚造結構補強後應注意基礎是否有足夠之支承強度，因為側向強度增加同時會使基礎受力狀況明顯改變。

3.5.3 磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原加強 RC 柱)

磚造牆體內新增設加強 RC 柱之施作方式如圖 3.22 所示，對於原磚牆帶有加強 RC 柱之情況，原則上與新增設加強 RC 柱之方式相同，但兩者皆需確認基礎之承載能力是否足夠。

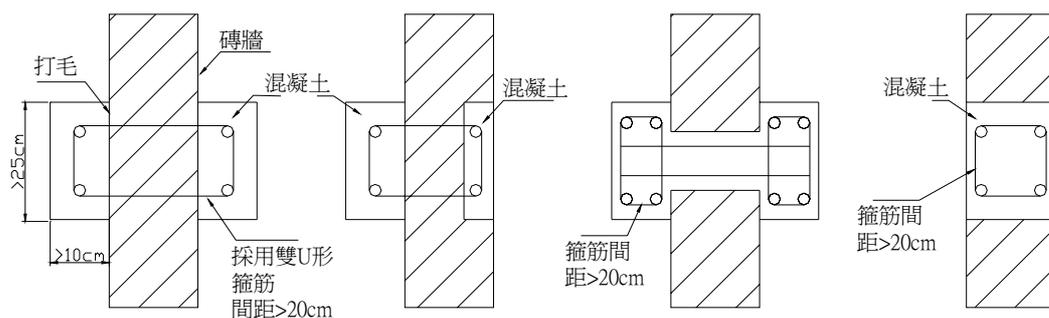


圖 3.22 磚造牆體內增設加強 RC 柱

(a) 結構細節

(1) 增設之加強 RC 柱其混凝土強度不得小於 210 kg/cm^2 ，若採用填充水泥砂漿則強度不小於 280 kg/cm^2 。柱沿牆面寬度不小於 25cm ，箍筋

間距不大於 20cm。

(2) 既存磚牆與混凝土接合表面粉刷需先去除後適度打毛。

(3) 柱之縱向鋼筋需錨錠於磚牆之過梁、樓板或基礎上，鋼筋未錨錠者，柱僅視為增加穩定性與軸向強度，柱之側向強度不計入樓層強度，但計算磚牆有效寬度(圍束)時可視為有效之圍束。

(4) 對於採原磚牆加強 RC 柱擴柱補強時，原柱與新澆置混凝土接合部位需妥加錨錠；錨錠螺栓之設置應沿柱高方向均勻的配置，既存加強 RC 柱之混凝土表面需打毛。

(b) 補強柱撓曲強度

新增之加強柱的撓曲強度可由式 3.19 計算，原磚牆加強 RC 柱擴柱補強時則採 3.9 式計算，計算撓曲強度時，式中斷面積及深度皆需以包覆鋼板後柱之斷面積及深度來取代。

$$M_u = 0.7A_t f_y d \quad (\text{kg-cm}) \quad (3.19)$$

其中

d = 加強柱沿牆面之有效深度(cm)，可取為 $0.8D$ ， D 為加強柱沿牆面之淨深度。

A_t = 加強柱之受拉鋼筋斷面積(cm^2)。

(c) 柱剪力強度

補強後柱剪力強度依下式計算

$$V_u = V_{uo} + 0.4\sqrt{f'_c}A_g + 0.7A_{sh}f_{yh}\frac{d}{a} \quad (\text{kg}) \quad (3.20)$$

其中

A_g = 加強柱之斷面積(cm^2)。

V_{so} = 既有加強 RC 柱之剪力強度。

(d) 韌性容量與側向強度

補強柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依本手冊評估篇之規定計算。

3.5.4 鋼筋網水泥砂漿補強牆體

鋼筋網水泥砂漿補強牆體為於磚牆表面去除粉刷層，一般於兩面加設鋼筋網或鋼絲網，再以噴凝土或灌置水泥砂漿之方式補強，以增加既有磚造之側向強度與韌性。補強之施作方式如圖 3.23 所示。

(a) 結構細節

- (1) 採用鋼筋網水泥砂漿補強，補強厚度宜為 4cm~8cm，鋼筋保護層厚度不小於 1.5 cm。
- (2) 鋼筋網以 4mm~#3 之鋼筋為宜，網格需為方格或菱形，鋼筋間距不小於 50cm 及不大於 10cm。
- (3) 水泥砂漿強度不小於 210 kg/cm^2 。
- (4) 鋼筋網需以 #2~#3 號穿牆拉接鋼筋固定，或於兩端設置端柱錨錠，穿牆拉接鋼筋之間距不小於 80cm。

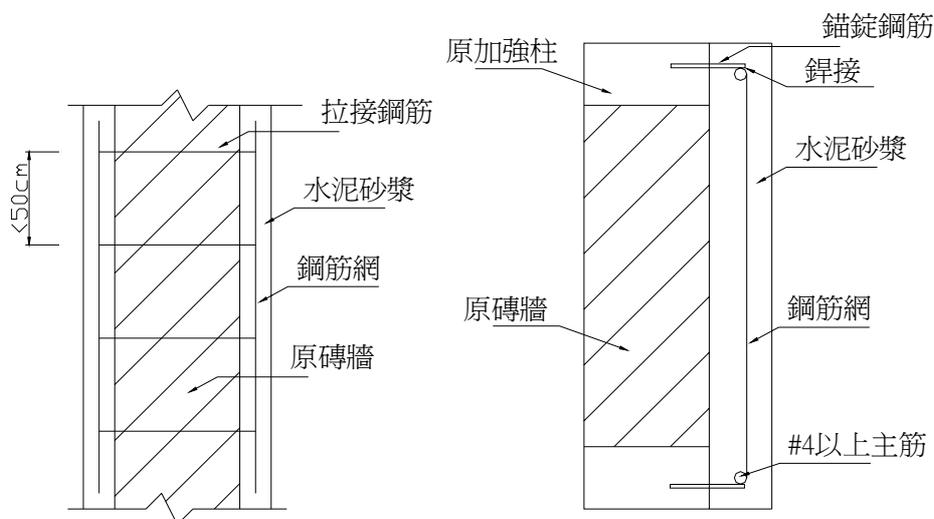


圖 23 鋼筋網水泥砂漿補強磚牆

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

採用鋼筋網水泥砂漿補強牆體之側向強度為原磚造結構強度與補強鋼筋網牆強度 1/2 之和，若符合本手冊施工細節及鋼筋網牆提供強度高於原牆體者，其容許韌性容量可取為 2.5，反之其容許韌性容量取為 1.5。

3.5.5 碳纖維貼覆補強

(a) 結構細節

(i) 表面處理：為確保碳纖維貼片與牆面間有良好之黏著性，必須進行表面處理。表面若有凸出物則以砂輪機磨平，若有凹洞則以環氧樹脂補土填補，達到表面真正平整。上底漆時，應讓底漆滲入細縫中，待底漆乾後（大於 24 小時）再進行貼片貼佈。

(ii) 碳纖維貼片貼佈：需於牆面先塗抹一層環氧樹脂積層樹脂，再將 CFRP 貼片依設計方向貼上。採多層碳纖維貼片時，應先貼完一層貼片後，再於貼片表面刷上一層積層樹脂，待樹脂略乾後，再貼上另一層貼片，最後須再刷一層積層樹脂作為保護膜。

(iii) 端部錨定設計：使用 CFRP 貼片補強是需要足夠的端部錨定才能提供有效之補強效果，端部錨定位置需位於不會產生明顯結構破壞處，端部錨定所需提供之正向力錨錠力 N 依下式計算

$$N = 1.67T = 0.0034E_f t s \quad (3.21)$$

式中 s 為貼片寬度，若為兩層貼片則 s 需加倍計算， t 為單層設計厚度， E_f 為 CFRP 之彈性模數(附錄 A)。端部錨定可使用化學錨栓或以螺桿對鎖施加預力來補足。

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

磚造結構補強採用碳纖維貼片方式補強後，其整體側向強度為原磚造結構強度與碳纖維貼片提供強度 1/2 的總和，若符合本手冊施工細節及貼片提供強度高於原牆體者，其容許韌性容量可取為 2.5，反之容許韌性容量取為 1.5。

[說明] 磚牆本身重量大，韌性低，修復補強重點在維持其整體性並適度提高其面內、面外強度以及韌性。目前磚牆常用之修復補強方法可分成下列三大類：

(1). 注射修復補強

對於老舊磚牆遭到地震力破壞所產生的裂縫或是原先施工缺失所造成的空隙，注射適當材料進入牆體內部，使牆體達到適當強度是相當常見的方式。但這些材料必

須符合下列三項條件：

- (1). 流動性佳且顆粒必須相當小。
- (2). 乾縮程度相當小，若是注射砂漿，則應避免其料粒分離。
- (3). 與舊有磚牆交界面有良好的握裹效果。

注射補強的材料大致可分為兩種，即注射水泥膠補強及注射環氧樹脂補強。這兩種材料中，環氧樹脂強度較一般砂漿強度高，但砂漿材料之力學性質與舊有磚牆之力學性質相容性較佳。兩種材料適用範圍如表 C3.1 所示。

表 C3.1 裂縫填縫材料適用範圍

使用材料		裂縫寬度(mm)
環氧樹脂	低黏度	0.1~0.5
	中黏度	0.3~1.5
	高黏度	0.5~2.0(5.0)
水泥膠	超微粒子	0.1~0.2
	一般	1.0~30.0

對於牆體發生微小裂縫時，可用高壓灌注環氧樹脂，但此時應特別注意環氧樹脂的濃稠度，一般而言環氧樹脂濃稠度須隨裂縫寬度提高，裂縫寬度在 5mm 以上者不適用環氧樹脂，裂縫需改以水泥膠來修復。在修補裂縫時，除了灌注填縫材，亦可加鐵件、RC 等，針對裂縫位置來做補強。

(2). 披覆補強

當磚牆極限強度小於外力作用或地震引起的應力時，可在磚牆外部披覆一層補強材料是相當常見的作法。這些披覆補強材料大致可分為混凝土、含鐵水泥 (Ferrocement) 與 FRP 三種。三種材料中，混凝土已被廣泛使用，但在修復後會增加建築物本身的重量，且增加牆體厚度。利用含鐵水泥與 FRP 則在修復後對於原建築物的室內空間、建築物重量較不會發生影響。上述三者經過實驗後證實，對於磚造建築物的補強與修復效果皆相當明顯。

就含鐵水泥而言，自 1986 年來 Prawel 便針對磚牆在使用含鐵水泥補強後受到週次載重與動態載重下的行為進行一系列的研究，結果顯示含鐵水泥為一有效的補強方式。對於利用噴漿混凝土做為修復磚牆的方法，相關研究結果建議如下：

使用噴漿混凝土可大幅提昇牆體面內強度以及承受返復地震力的能力，此外並提

高了非彈性變形的能力。雖然噴漿前磚牆表面不論是乾燥或是潮濕都不影響磚牆的極限強度，但是仍建議在進行噴漿前應將磚牆充分潤濕。至於預埋的鋼筋方面，雖然不影響磚牆的極限強度，但是為了避免新的混凝土層與舊有磚牆分離，仍建議在磚牆內埋設鋼筋，以便與新的混凝土層能有較佳的結合作用。磚牆經過噴漿處理後，其所承受的地震力將大部份由新的噴漿混凝土承擔。

(3). 增設構件或構架

除了上述兩種方法外，在建築物本體增設構件或構架亦是相當常用的補強方式，這些構件或構架依其所用材料，大致可分為鋼筋混凝土與鋼構兩種；就所增設的構件形式來分，則有斜撐、框架、扶壁、牆體、繫樑、擴大柱子與桁架等。另外，針對磚造結構之韌性改善以及強度改善，也常在既有牆體上包覆鋼板、鋼絲網、碳纖維，其中包覆鋼板及鋼絲網時，須配合無收縮水泥砂漿來施工。

磚造建築物開口部大小會影響牆體的水平抵抗力，因此在修復設計中，如果情況允許，可在建築物內部增設剪力牆或是在不影響使用狀況的前提下將開窗部位砌滿磚牆。若是內部機能不允許，則可在建築物外部增設鋼筋混凝土扶壁。上述三種方式皆可提高建築物剛度，增加建築物水平抵抗力。除此之外，尚可在磚柱外圍增設一層混凝土，使柱子的面積擴大。上述幾種補強方式在設計時必須特別注意建築物原有基礎之承載能力，必要時應將基礎之基腳擴大，或以適當方式同時補強基礎。

上述方式雖然提高的建築物的剛度，但相對的也增加了建築物的重量，使建築物在地震下所承受的地震力相對提高。因此，除了上述方式外，尚可在既有建築物內部增設鋼斜撐。鋼斜撐補強乃利用鋼材本身的高強度/重量比的材料特性，因此補強後對空間及建築物重量影響較 RC 小，另外，考慮開口部通風採光及人員進出動線時，將鋼製斜撐做適當的安排，因此不論牆體是否有開口，均能有效的予以利用與補強。

3.6 其他補強技術

3.6.1 通則

本節為利用增加扶壁、增加牆體、改善勁度分配或其他方式達到補強之目的。

3.6.2 增加扶壁

(1) 通則

本法為利用於建築之外部構架增設扶壁的方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增扶壁的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。然而若扶壁具有韌性行為，則建築之強度及韌性皆能同時獲得提昇。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作之考量而難於內部進行補強之情況，或該建築有可能發生傾倒之嚴重損壞，且周圍有足夠之空間可增設扶壁。通常扶壁須設於兩側，且與建築物所有樓層之既有結構體連結。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 施工方式

- (i) 扶壁須於建築耐震能力不足方向之兩側對稱設置。
- (ii) 扶壁之兩端須有柱體，每樓層處須有主梁。
- (iii) 當有兩面之上之扶壁設置於建築物同一側時，扶壁之間須設置如梁或版之側向連接構件。
- (iv) 既有建築之角柱亦須為扶壁之柱。角柱與扶壁之連結或既有梁與扶壁梁之連結，須特別注意強度及細部，以使其能傳遞力量。

(b) 結構細部

- (i) 增設扶壁時，須預壓或設置基礎以避免不均勻沈陷。
- (ii) 扶壁下應設置地梁，該地梁須與既有基礎或地梁連接牢固。
- (iii) 扶壁之梁與既有梁之連結細部須能抵抗設計之張力。
- (iv) 扶壁與既有柱之連結細部須能抵抗設計之剪力。
- (v) 扶壁牆體之厚度不得小於 15 cm，且牆體之鋼筋比不得小於 0.2%。

3.6.3 增加空間構架

(1) 通則

本法利用於建築之外部構架增設空間構架之方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增空間構架的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。若既有構架之韌性因此而獲得提昇，則此法亦可提昇建築之韌性。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作上之考量而難於內部進行補強，或該建築僅有少量之結構桿件，如單跨構架。此法須於建築周圍有足夠之空間可增設空間構架。空間構架須於平面上或立面上平衡設置，且與既有建築兩側之結構構架連結。除了空間構架各部分之結構細部外，新舊構架之間連結之結構細部以及增設空間構架所增加之重量皆須謹慎規劃。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 注意事項

- (i) 基礎施工方式須能降低增設空間構架造成之沈陷，以及因沈陷造成結構強度之降低。
- (ii) 補強對既有構架之影響。
- (iii) 新設空間構架每一部分之勁度、強度與韌性。
- (iv) 連結部分之強度與細部，包括新增空間構架與既有構架之間的版連接。
- (v) 新舊版間之面內剪力傳遞。

(b) 結構細部

- (i) 新設空間構架之柱心與樓層高度須位於既有構架之同一線內。
- (ii) 新設構架與既有構架之梁連結時，新設梁之角隅鋼筋須利用銲接或等效方式，妥善連接於既有梁。且於設計時須考慮能夠有效傳遞剪力，包括面外之剪力。

3.6.4 其他補強技術

其他未於本手冊之補強方式，例如增加柱量與改善勁度分配等方法，除非該技術之資訊已相當完備，否則須基於實驗之結果，始得將該技術應用於補強設計。

3.7 非結構構材

3.7.1 通則

補強方法之目的在於避免非結構構件如外部鋪面於地震時剝落或掉落，此法僅應用於可能因掉落造成危害生命或堵塞疏散動線之外部構件。

3.7.2 性能目標

(1) 構件性能

修復或補強之主要目的為避免外部非結構構件之剝落或脫落以確保生命安全。非結構構件之補強目標隨著建築位置、非結構構件之結構形式以及材料而不同。

(2) 建築性能

非結構之補強不應影響結構性能。若非結構之補強有可能影響結構性能，則須進行詳細之探討並判斷其影響度。

3.7.3 規劃

需進行補強之非結構構件如下：

- (a) 外牆，例如帷幕牆、女兒牆、玻璃磚等。
- (b) 外牆上之玻璃窗及窗框。
- (c) 外牆鋪面，如磁磚或大理石鋪面。

3.7.4 修復與補強方法

應使用本手冊耐震評估篇中可增加非結構構件耐震性能指標 I_N 之補強方法。外牆、開口外牆及外部鋪面修復與補強方法如下：

- (a) 外牆之材料應更換以增加其變形能力，並消除構件掉落之機率。
- (b) 當補強所使用之材料與原材料相同時，應採用可增加變形能力與強度之施工法。

第四章 基礎補強

4.1 一般原則

既有建築物之基礎進行補強前，應先對地盤和基礎進行評估，方可進行補強設計和施工。既有地盤和基礎的耐震評估、補強設計和施工，應由大地工程相關專業人員擔任。

在選擇既有建築基礎補強方案時，應根據補強目的，結合土壤、基礎和上部結構的現狀，並考慮上部結構、基礎和地盤的共同作用，可初步選擇採用補強地盤、補強基礎或加強上部結構剛度和補強基礎相結合的方案。

建築耐震補強時一般希望基礎不需要進行補強。一般而言，基礎之補強應使為一補強計畫簡單、實際與經濟，且可大幅提昇建築耐震性能之補強方式。

初步選定的各種補強方案，應分別以預期效果、施工難易程度、材料來源和運輸條件、施工安全性、對鄰近建築物及環境的影響、機具使用條件、施工工期和造價等方面進行技術經濟方面分析和比較，選定最佳的補強方法。

對進行基礎補強中的建築，應在施工期間進行觀測，對重要建築物或對沉陷有嚴格限制的建築物，尚應在補強後繼續進行沉陷觀測，直至沉陷達穩定狀態為止。對鄰近建築物和地下管線應同時進行相關監測。

[說明] 進行耐震補強時，必需考慮補強後建築物因整體剪力與位移容量提高，或者只針對某一柱構材補強，而造成施加於基礎或者基礎施加於地盤之作用力增加，所以必須檢討補強後建築物是否會導致原基礎變形或破壞，或者造成不均勻沉陷而影響上部結構安全，當檢討後發現上述問題時，應採用其他補強策略或者以地盤改良等方式來處理，不可忽略此一現象。

4.2 基礎補強需求

- (1) 基礎補強之目標為輔助補強之上部結構使其可有效滿足於建築耐震整體需求。
- (2) 基礎應足以支承補強後上部結構之永久載重。
- (3) 當建築物之結構性能未來可能因地震時發生沈陷、砂土液化而產生負面影響時，應適當提昇土壤之性能。

[說明] 建築物承受地震時，上部結構及基礎構造均可能受創，因此首須進行損害之安全鑑定，以判別可能災損之結構缺點，及是否於地震下會嚴重致損而須拆除。若有嚴重損壞可能性者，則應進行後續之相關補強施工設計。

針對基礎構造之補強而言，應仔細調查建築物地上及地下部份之現況(因部份基礎構造之損害係藉由上部結構之破壞，如牆體裂縫來呈現)，分析已有之地質資料，若有需要應進行補充工址調查或實地挖掘查看基礎現況。而對位於地震敏感區之建築物，除考慮建築物本身之耐震性能外，亦應特別注意場址之受震穩定性，對可能產生土壤液化、地陷、坡地崩塌等災害的危險性應進行評估，並採取必要的防護措施。當鑑定結果顯示出建築弱點為地盤承载力不足，或地基及基礎處理、設計不當，致使建築物會發生嚴重損壞時，即應考慮對地盤進行改良或對基礎進行修復及補強。

一般而言，基礎補強工法之考量，至少應充分掌握及符合下列三項目標：

- (1) 配合上部結構之補強，使其修補之全面性成效得以發揮，除滿足上部結構之安全與性能要求外，整體構造亦合乎使用機能需求。
- (2) 基礎補強(含地盤改良)後必須能安全承受補強後結構物之總荷重及常時、地震時荷重。
- (3) 當再度發生地震時，經修補後之基礎耐震特性及行為，應使建築物之安全性及結構性能不致產生過大之不利影響。

在一般基礎致損的原因當中，由地震產生之機率雖然較低，但若一旦發生，災損往往相當嚴重。因此，針對基礎耐震之補強而言，為防止日後受到損害，在補強之初，首須確定修補之安全目標為何？係採舊有規範或新訂耐震標準？雖然不同之耐震要求應依建築物所處之地理位置、結構類別、基礎型式、建築物現況、重要程度、補強的可能性、以及使用價值和經濟上的合理性作綜合考量，但最起碼之要求，

經耐震評估和補強後之基礎，在遭到補強時所採用設計地震作用時，應不致產生嚴重破壞，經修補後應仍可繼續使用。

另外，耐震補強方案的制定應建立在上部結構及地基基礎鑑定的基礎上，從房屋整體的抗震能力和動力特性出發，所採用的各項補強措施均應與原有結構有可靠聯結，基礎之增設應避免偏心、避免不同種類基礎併用、避免補強後反而使某部位相對較弱，或勁度突變，使受震時引致局部破壞。亦即，各部位修復補強後之耐震能力應與整體構造之安全標準一致；而為了適當提高震後補強建物之耐震能力，令修補時之耐震安全基準符合新訂耐震要求，有時是必要的，尤其是針對醫院、學校、消防設施、通訊單位等地震時需提供緊急醫療、避難、救難及通訊服務的重要場所。此外，補強後建物之耐震性能標準高低，亦可依建物之預期使用年限予以彈性考量，若結構僅要求3~5年之短期使用後即拆除之，則可按最新規範在合理範圍內予以放寬，或採用舊標準；而若結構要繼續長期使用，則最好以新訂之耐震規範要求處理。

4.3 補強對策與措施

基礎補強之對策措施依處理對象(地盤本身或基礎結構)之不同或原理(提高抵抗力或降低作用力)之差異，可概分為(1)地盤改良，(2)基礎結構補強，(3)改變結構受力機制等三大類，由於影響地基震害之因素眾多，若僅採單一方法修補有時常難以完備，因此實務上常須多種工法配套同時進行，方能達成修補目標。以下介紹三種不同對策措施之補強理念：

(1) 地盤改良

若基礎位於軟弱或軟硬不均之地盤上，壓縮性大，抗剪強度低，或有發生土壤液化之潛能，可透過壓密排水、夯實、化學固結及置換等方式改良土層性質，強化、固結地盤，提高地盤之承载力、降低壓縮性、增加耐震穩定性。此法一般較適用於結構物對場址地盤不合力學性能之處理，對於震後受損結構物之基礎補強常是利用灌漿固結等方式搭配使用。

(2) 基礎結構補強

基礎結構之修補方式和基礎型式、建物規模等有密切關係，方法雖然很多，但其目的皆在提高修補後建物基礎之耐震能力及建物原有之使用機能。

(a) 差異沉陷、傾斜扶正

扶正方式有利用千斤頂上抬之頂升工法，及以直接基礎建物為對象，逕在地基中灌入材料，藉由地基的隆升將建物抬高的灌漿工法，前者透過機械式之操作因此準確性較高，而後者雖難達到信賴性及準確性之標準，但卻能符合復舊時簡便、迅速的要求。

(b) 基礎補強

主要係將原基礎加深或加寬，或使用水泥漿體或環氧樹脂等補強材料，注入原基礎裂縫或扶正後之空隙使其結合，以提高原基礎之抗彎、抗剪及抗蝕能力，並提高其承載力。

(c) 重建、新設基礎

若評估原基礎構造補強後仍不足以滿足耐震功能需求，或原基礎已經損害，無法再使用時，則需考慮重建或新設基礎。重設之基礎可能在原基礎下，或在原基礎外再以帽梁聯結；也可能配合地盤補強來進行，其型式視基礎情況及重設基礎之施工條件而定。

(3) 改變受力機制

(a) 隔震、消能

於基礎採用隔震裝置及消能器，以延長結構周期及發揮遲滯消能效果，可有效降低結構所受之地震力及各項反應，基礎受損之機率自然降低，因此，隔震消能亦為基礎修補方式之一。惟採用隔震裝置時，所有基礎必須全面施作，工程浩大，且須考量結構之高寬比，以免傾覆力矩過大，使隔震性能失效，另外，管線設施亦須配合隔震建築的最大水平位移量，採取必要的變更設計，因此，除非必要，一般較少採用隔震、消能的方式來作基礎補強。

(b) 改變荷重傳遞

改變荷重分布及傳遞機制、增設伸縮縫或加強上部結構剛度等，以改變基底應力分布狀態，使基礎受力均勻，減少結構物之差異沉陷，亦為

另一種型式之基礎補強。

[說明] 基礎之補強需講求效果及經濟效益，工費、工期是補強之考量要件，但由於修補工法種類很多，各具特色及適用性，以千斤頂工法為例，即使都是利用千斤頂操作，但亦會因施力點及施力大小之不同而產生很大差別，因此在明確的要求補強的性能之前，工法的選定是很重要的。一般而言，工法的選擇應綜合考量下列各因素：

(1) 結構條件

包括建築物的規模、勁度、重要性、荷重分布、建築材料；基礎型式、配置、深度；穩定安全係數及變形容許值等。

(2) 地盤條件

是否為軟弱地盤？承载力及壓縮特性為何？是否有發生土壤液化之潛能？及地下水位之高低等亦是關心的重點。若地下水位較高，除影響土壤之力學性質外，亦會影響修補之可施工性。

(3) 工法特性

在確定工法前，應對工法技術、經驗、能力、所需工期、費用，及補強後之可靠性及耐久性等作完整而周全之評估，以尋求最佳方案。

補強工法確定之後，接著即進行設計及施工，設計時之基本原則即：修補後之結構物(1)能滿足耐震要求(2)需能確保上部構造之安全及正常性能(3)需能維護整體構造之使用機能。而在施工過程中，監測是非常重要的。

對於低矮建築物，基礎因為埋深較淺且多為直接基礎，即使受到和樁基礎同程度使建物傾斜的地震力時，其基礎材質本身構造性能受損的機率較小，大部分是因地盤承载力不足而使基礎下陷、傾斜，為提昇其性能、居住性，有必要針對各別之情況作補強，圖 C5.1 為一般直接基礎常用補強方式。

當既有建築物或補強後建築物的基礎不滿足耐震承载力設計要求時，可採用鋼筋混凝土來加大基礎底面積，以滿足地基承载力和變形的設計要求。當基礎承受偏心載重時，可採用不對稱加寬；當承受中心載重時，可採用對稱加寬，原則上應保持新舊基礎的結合，形成整體。對於加寬部分，應採用與原基礎底部材料及厚度相通之墊層，使加寬後的基礎與原基礎的底部標高和應力條件相同與使變形協調。沿基礎高度隔一定距離應設置錨錠鋼筋，使新澆混凝土與原有基礎混凝土緊密結合成整

體。

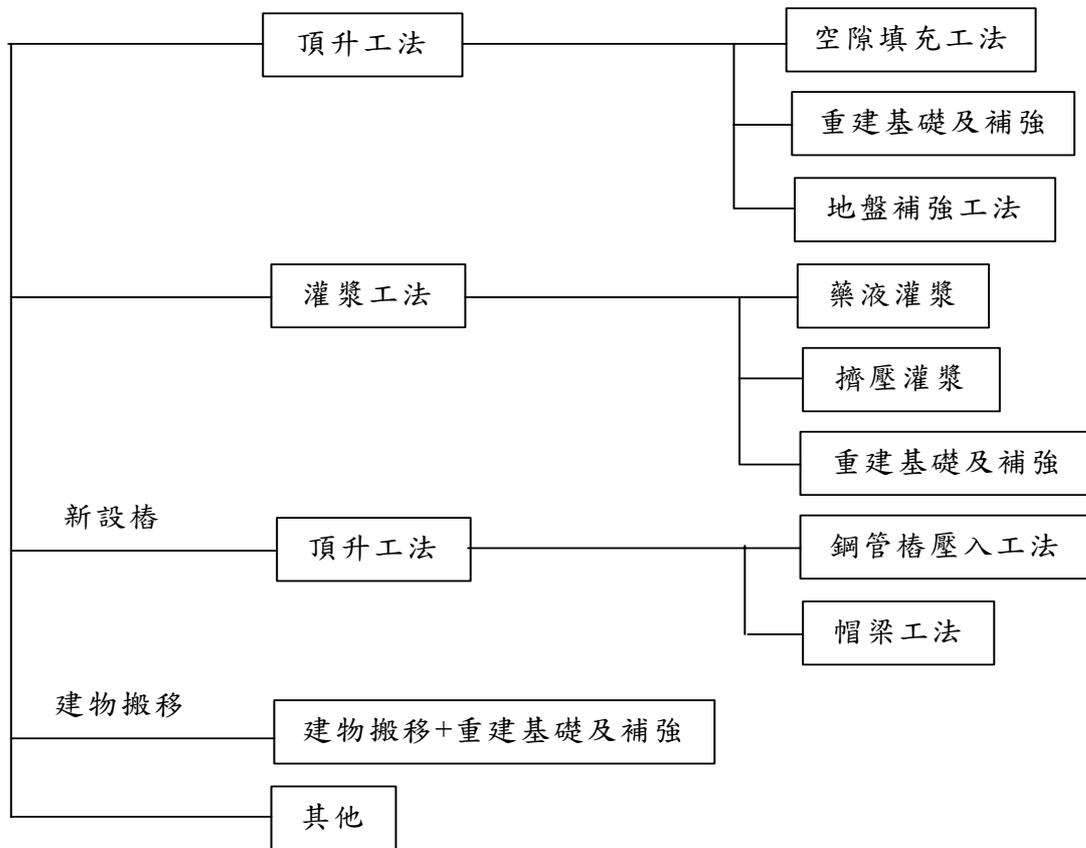


圖 C4.1 基礎之補強工法

4.4 結構細節及其他注意事項

- (1) 一般情況下，新增之基礎不得偏心配置。
- (2) 不同種類之基礎不宜同時使用。
- (3) 新基礎與既有基礎連結之勁度與強度應與整體基礎盡量接近。
- (4) 建造新基礎時，應注意不得造成既有基礎之損傷。
- (5) 決定基礎補強方式時應考慮施工安全與施工性。

第五章 構造細節與連結設計

5.1 錨錠設計程序

5.1.1 通則

(1) 範圍

本節僅適用於增設鋼筋混凝土剪力牆(包含翼牆)、增設鋼構架時與鋼筋混凝土構架連結處之錨錠設計。

(2) 錨錠之種類與施工法

本節所包括之錨錠為膨脹螺栓錨錠與化學螺栓錨錠(或植筋)。

(3) 錨錠材料、形狀與大小

錨錠材之材料、形狀與大小於安裝前應仔細檢查。

(4) 其他

其他本節未包含之項目應根據其他相關規範與準則施作。

5.1.2 錨錠之材料強度

後施工錨定工法之施工原理，類似地錨、岩錨之施工原理，植入之錨錠材為一般結構鋼材，一般可視為混凝土結構物之等值配筋，惟其植入之底床為既有混凝土材料，其強度及品質難以正確評估，故錨定效果仍應以試驗確認之。

5.1.3 設計強度

(1) 剪力強度

剪力強度 Q_a 定義為單根螺栓(植筋)於混凝土介面所能承受之剪力強度，剪力強度應取 Q_{a1} 及 Q_{a2} 之較小者，此二強度應根據鋼材強度與混凝土承載強度計算。

(a) 膨脹螺栓錨錠

當 $4d_a \leq l_e < 7d_a$ 時

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se}$$

$$Q_{a2} = 0.3\sqrt{E_c \sigma_B} A_{se}$$

但剪應力 $\tau = Q_a / A_{se}$ 不大於 2500 kg/cm^2 。

當 $l_e \geq 7d_a$ 時

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se}$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \sigma_B} A_{se}$$

但剪應力 $\tau = Q_a / A_{se}$ 不大於 3000 kg/cm^2 。

(b) 化學螺栓錨錠(或植筋)

當 $l_e \geq 7d_a$ 時

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se}$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \sigma_B} A_{se}$$

但剪應力 $\tau = Q_a / A_{se}$ 不大於 3000 kg/cm^2 。

其中:

l_e : 錨錠之有效植入深(cm)

d_a : 錨定螺栓之直徑(cm)

A_{se} : 於接合面處錨定本體及錨定螺栓之斷面積(cm^2)

σ_B : 既有混凝土之抗壓強度(kg/cm^2)，為進行抗壓試驗之強度，當試驗強度高於設計標稱強度時，採用標稱強度為 σ_B 。

E_c : 既有混凝土之楊氏模數(kg/cm^2)。

σ_y : 鋼材之標稱降伏強度(kg/cm^2)

(2) 抗拉拔強度 T_a

抗拉拔強度 T_a 定義為單根錨栓(植筋)於混凝土介面所能承受之拉力強度。拉力強度應為以下三者之最小值，包括由鋼材強度所決定之 T_{a1} 、由混凝土錐形破壞所決定之 T_{a2} 、以及由黏著破壞所決定之 T_{a3} 。

(a) 膨脹螺栓錨錠

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2})$$

$$T_{a1} = \sigma_y A_0$$

$$T_{a2} = 0.75\sqrt{\sigma_B} A_c$$

(b) 化學螺栓錨錠

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3})$$

$$T_{a1} = \sigma_y A_0$$

$$T_{a2} = 0.75 \sqrt{\sigma_B} A_c$$

$$T_{a3} = \tau_a \pi d_a l_e; \quad \tau_a = 100 \sqrt{(\sigma_B / 210)}$$

其中

A_0 : 考慮接合筋螺紋加工之有效斷面積或錨定螺栓之標稱斷面積(cm^2)

A_c : 單支錨定於既有混凝土本體錐形破壞之有效水平投影面積(cm^2)

5.1.4 結構細節

1. 後錨錠工法植入錨錠材之位置，應依照補強需求之計畫位置，且不得因植入錨錠材施工而破壞既有混凝土內之配筋。
2. 植入錨錠材前，應於植入計畫位置於既有混凝土表面將保護層敲除成溝槽狀，使既有配筋露出，並選定配筋之縫隙施鑽植入孔，鑽孔應盡量採用乾式工法，如遇既有配筋之阻礙，應即棄置更換鑽孔位置，不得因鑽孔而破壞既有配筋。
3. 計畫植入錨錠材之位置，其既有混凝土如有蜂巢、龜裂、空洞、中性化等瑕疵或劣化，在未完成瑕疵補修前，不得採用。
4. 錨錠材植入之有效深度，可依據植入錨錠材之性質而定，一般採用之經驗值如下：
 - (1) 拉張域抵抗錨錠材植入有效深度自植入孔表面起最少 $15d_a$ 以上。(扣除保護層厚度不計)。
 - (2) 壓縮域抗壓錨錠材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上。(扣除保護層厚度不計)
 - (3) 剪力抵抗錨錠材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上，(扣除保護層厚度不計)。
5. 錨錠材植入之有效深度，亦可依據試驗求得之公式推算其應植入之深度。
6. 不論採用何種推算方式之植入有效深度，均僅能作為計畫之用，實際

施工前仍應先行試植，並以試拉試驗確認其錨定效果，並據以修正植入深度之計畫。

7. 植入鋼材直徑之決定除須滿足設計條件外，應同時考量其施工性。一般錨錠材之直徑以介於 13mm~22mm 間為宜。

8. 植入錨錠鋼材之鑽孔孔徑不得大於鋼材直徑 3mm 以上。每一排中各錨錠孔之間距不小於 $7.5d_a$ ，及不大於 30cm。雙排錨錠孔之排距，不小於 $5.5d_a$ ，交錯型式之雙排錨錠孔，其排距不小於 $4.0d_a$ ；錨錠孔至既有結構之距離不小於 $5.0d_a$ ，錨錠孔至新增構材邊緣不小於 $2.5d_a$ （如圖 5.1 中所示）。

9. 植入鋼材使用之黏著劑或充填材，應視植入孔孔壁混凝土表面狀態、乾溼程度、設計強度及施工性決定其種類。

10. 除植入位置及深度須滿足規定外，其外露部分之長度亦應符合鋼筋混凝土設計、施工規範之搭接長度的規定預留之。對於採用膨脹螺栓錨錠者，其外露部分之長度一般不小於 $30d_a$ ，但對於外露部分尾端具彎鉤或螺帽(nut)者，其長度不小於 $20d_a$ 。

11. 既有混凝土與新澆置混凝土之接合面及接合方式應使新舊混凝土接縫能發揮所需之強度，錨錠需適當連接週圍之構材，並有預防劈裂之補強材(如圖 5.2 中所示)。

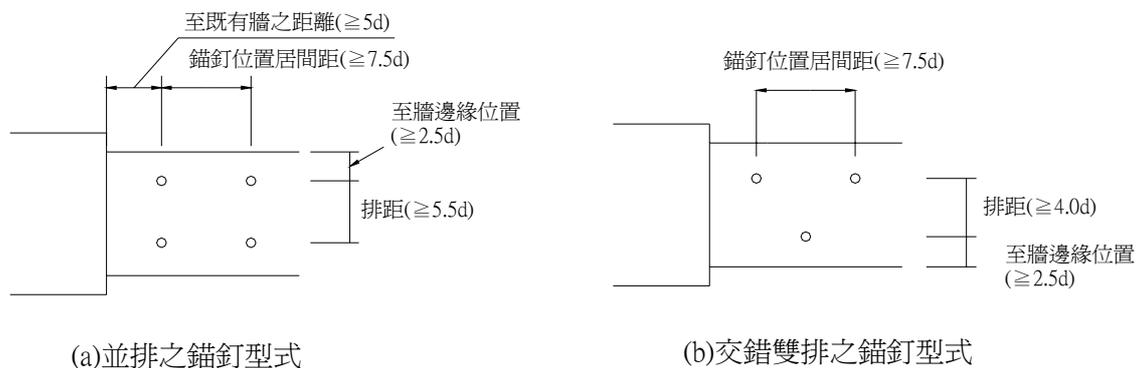


圖 5.1 錨錠位置間距示意圖

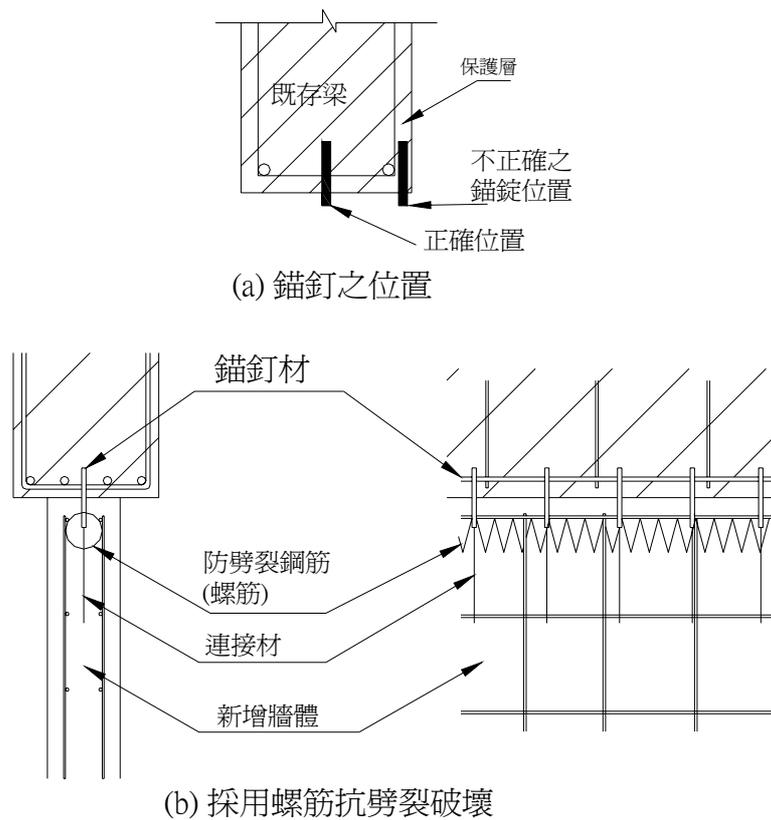


圖 5.2 錨錠連接示意圖

[說明] 既有混凝土結構物維修及補強時，常因混凝土劣化鋼筋腐蝕、震害受損鋼筋彎曲折損、配筋斷面積不足、配筋位置錯誤、預留配筋不足等原因，需配合後施工錨定工法直接植入錨錠材(螺絲或鋼筋)於既有混凝土中，以達成補強之目標。一般採用黏著劑或充填材為媒介，將所需求之錨錠材錨定於既有混凝土中，其目的在使植入之鋼材發揮錨定效果，類似預留搭接鋼筋能夠適當地進行後續補強混凝土與既有混凝土之應力傳遞。本手冊所示之方法乃為滿足前述要件，惟因植入鋼材之既有混凝土材料強度甚難予以正確評估(類似地錨、岩錨植入複雜的地盤、岩盤)，施工前、後仍應經由適當試驗加以確認其錨定效果。

植入工法植入鋼材之底床為既有混凝土結構物，並非純混凝土，其中之既有配筋若因補強而受損，將減損既有結構強度，失去補強之意義，如梁柱接頭中之梁彎折錨定配筋、梁上下主筋、梁肋筋、柱主筋、柱箍筋等均不得破壞，故選定錨錠位置時應避開之。既有混凝土結構物之實際配筋位置無法以肉眼察知，雖可採用鋼筋探知儀器探查鋼筋位置，惟仍存在施工不便之盲點，一般採用在錨錠預定位置將既

有混凝土結構保護層敲除成溝槽狀，使主筋表面露出，即可用肉眼察知，在其縫隙中施鑽錨錠孔即可有效避免損傷既有配筋，切勿盲目施鑽致損傷既有配筋或產生許多無效孔。鑽孔可分為濕式鑽孔工法與乾式鑽孔工法，盡可能採用乾式工法(採用鎢鋼螺旋鑽頭)施鑽植入孔，以避免因鑽孔鑽斷既有配筋，不得已必須採用濕式工法(採用鑽石管狀鑽頭)鑽孔時，施鑽中如遇既有配筋之阻礙，應即停止並更換鑽孔位置，否則極易鑽斷既有配筋，且濕式鑽孔之孔洞表面因較光滑，植入鋼筋之黏著不易，錨定效果較差。既有混凝土如有蜂巢、龜裂、空洞等瑕疵或中性化劣化之位置，如未先行補修，難以預期其錨定效果，故不宜採用此工法作為補強。

黏著型(化學螺栓)植入鋼材使用之黏著劑或充填材，各有其材料特性，如採用聚酯系、環氧丙烯系、環氧系之有機系黏著材，雖有強力按著及快速產生強度之效果，對於地震損壞補強具有極佳之效果，惟其施工時怕水，施工後怕火之弱點，故錨錠植入孔之潮濕及施工後之暴露為其致命傷，不適用於新鑄混凝土與濕式鑽孔之施工環境下施作。又如無機系充填材之無收縮水泥砂漿，因黏著力較差與需要相當長時間才能達到目標強度之弱點，故植入孔壁表面光滑與需要快速補強之環境條件為其致命傷，不適用於濕式鑽孔與地震損壞之緊急補強，但可用於新鑄混凝土之錨錠植入。黏著劑可分為膠囊型與注入型，採用膠囊型黏著劑成品錨錠，其植入鋼材需先切削成斜角或 V 形、W 形，其目的在於能夠提昇膠囊內的樹脂主劑與硬化劑之均勻混合率，並須以旋鑽方式插入鋼材，若採用注入型黏著劑植筋，只要將樹脂主劑與硬化劑依正確比例在現場調合後直接注入錨錠植筋孔內，再將鋼筋插入即可，不必特別加工或旋鑽插入。植入之鋼筋或螺栓，其目的在於傳遞新舊混凝土之應力，故既有混凝土與新澆置混凝土之接合面及接合方式應使新舊混凝土接縫能發揮所需之強度，如需將原有粉刷層、劣化混凝土敲除或打毛處理等。

5.2 預壓力連結法

5.2.1 通則

此法之目的為藉由預力鋼鍵(或螺栓)之壓力增加摩擦力，以增強新增構材與既有構材間之剪力傳遞。

5.2.2 需求性能

預力鋼鍵之數量與施加之預力大小應足夠，使其產生足夠之摩擦力以

抵抗新增構材與既有構材間傳遞之剪力。

5.2.3 施工法與結構細節

(1) 設計重點

- (a) 新構件與既有構件連結處之應力與強度檢核。
- (b) 選擇適當之預力鋼鍵、錨定機具與灌漿材料等。
- (c) 預力鋼鍵造成預壓力對既有結構之影響。

(2) 建議之結構細節

- (a) 貫穿孔應足夠，以便於預力鋼鍵周圍灌漿，預力鋼鍵可安置於既有構件上。
- (b) 預力鋼鍵應有適當之保護。

5.3 纖維貼片構造細節

纖維貼片之施工參考規定參見附錄 A，其他需考慮細節如下：

1. 矩形鋼筋混凝土柱，其四個角隅應作圓弧處理(圓弧半徑至少 3 cm)，以免影響補強效果。
2. 採用纖維材料圍束補強時，因其耐火性差之弱點，應於表面以水泥砂漿粉刷被覆之。
3. 纖維材料之搭接尺寸應足夠。

[說明]

連續纖維在構材角隅處的彎曲半徑受其厚度及彈性模數影響，彎曲半徑最好以試驗決定之，且不小於 3 cm，因連續纖維角隅處受集中拉應力及剪應力之影響將導致其標稱抗拉強度降低。

纖維之接合應設置於纖維傳遞荷重之方向，與纖維垂直之方向不傳遞荷重，原則上不需考慮接合問題。若接合處之破壞非因剝離所引起，而係由纖維之斷裂所導致時，其接合處強度即為纖維之抗拉強度。一般不致發生接合處之剝離破壞，惟依纖維或黏著劑之種類不同，有時接合長度足夠但仍發生剝離破壞，則接合強度亦有可能較纖維之抗拉強度為小，故最好以試驗確認纖維與黏著劑之適當組合。現行所採用之碳纖維或合成纖維，其搭接長度約 10~20 cm。若纖維為多層重疊搭接時，則其接合處不宜設於同一斷面上，否則將導致搭接強度降低或應力集中。

5.4 RC 柱補強構造細節

5.4.1 鋼板補強

採用鋼板補強時，需考慮以下細節：

1. 鋼板厚度之決定除須滿足設計條件外，並考量其施工性。
2. 貼附鋼板之黏著劑，應視混凝土表面平整狀態及施工性決定其厚度。
3. 以鋼板貼覆補強柱時，應依斷面之形狀、尺寸採取鋼板端部束制之處理方式，使柱基處不致發生鋼板鼓起等有害變形。
4. 補強材之接縫方式需能發揮所需之強度。

[說明]

- (1) 補強鋼板之厚度至少須滿足結構用鋼最小厚度6 mm之要求，但為考量施工性最大厚度以13 mm以下為宜。
- (2) 補強鋼板應以適量之化學錨栓錨定於混凝土柱內，以防止環氧樹脂或無收縮水泥注入時之鼓凸變形，另化學錨栓之鑽孔不可損及柱主筋。
- (3) 角柱或邊柱之補強鋼板可採L型或U型鋼板，補強鋼板之開口端應確實錨定。補強鋼板彎角加工之圓角弧半徑R不得小於10mm，以防止損及鋼板強度。
- (4) 為避免在補強鋼板與混凝土界面間殘留空隙，灌注環氧樹脂或無收縮水泥時，應在柱高二分之一以下，以壓力灌注，並在柱上方留排氣孔，以確實將空隙內之空氣排出。
- (5) 補強鋼板完成後，應於表面作粉刷被覆，以求其耐火性、耐久性及美觀。

5.4.2 擴柱補強

1. 擴柱補強之最小厚度通常須考量粗骨材之最大粒徑、施工精度及乾縮等三大影響因素。至於其最大厚度之決定，則以能達到與原有構造能呈整體化作用及補強材能充分搗實為主要考量因素。
2. 補強鋼筋之間距及其與既有構材間距，應考慮與既有構材能呈整體化，同時能確實地充填補強部位。
3. 補強鋼材力求完全固定於既有混凝土、基腳以及新增部位，補強部位應能確實傳遞應力。

4. 為使既有混凝土與加厚部間具良好之粘著性與整體化，應事先將原來混凝土表面鑿除、打毛及清理。

[說明]

RC 包覆工法之混凝土最小加厚度不宜小於 15 cm，補強主筋通常採用 D22~D32，間距為 15~30 cm，箍筋通常採用 D16~D22，間距為 10~15 cm，主筋之搭接長可採鋼筋直徑之 30 倍以上，但塑性鉸範圍內，主筋不得搭接。

當鋼筋混凝土柱之強度不足，而欲提升其軸力、彎矩及剪力強度時，可將補強之新增柱主筋貫穿上下樓版(在遇梁處採用植筋方式補強)，可使柱之軸力、彎矩及剪力強度全面提高(視同RC複合柱)。

第六章 建築設備補強設計基本原則

6.1 一般原則

既有建築之裝修材及建築設備之耐震能力與補強設計應符合下列規定：

- (1) 屋頂鋪面材及突出廣告看板在設計地震下應不致掉落。
- (2) 屋頂突出物及水槽、煙囪、冷卻塔等在設計地震下應不脫離結構主體。
- (3) 與緊急避難路徑有關之樓梯扶手、逃生門及天花板應防止在設計地震下脫落或損壞。
- (4) 建築物中之電梯在設計地震下纜車或捲筒主索不脫位，且電梯箱及平衡錘不得脫離軌道或失去平衡。原動機、控制盤以及捲揚機在設計地震下不得有倒轉或移動之現象。

[說明] 考慮地震時屋頂鋪面材、突出廣告看板及設置於屋頂之冷卻塔等應與建築主體結構確實錨定，且屋頂突出物、水槽、煙囪等也應考慮本身之結構安全，因為一般附屬於建築物之非結構構材與設備所處位置之地震加速度大於地表之加速度，而且通常一般附屬設施之靜不定贅餘度較少，當強烈地震作用時，可能主體結構尚未崩塌卻因附屬設施墜落而造成危險。上述墜落物考慮不包含牆面裝修材(如磁磚等)因牆體剪力變形而產生脫離掉落之現象。有關墜落危險之評估，可以根據建築物耐震設計規範及解說中「第四章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力」及「第五章 非建築結構物之地震力」來檢討。

為了確保電梯內使用者於強烈地震作用時之安全，必須確保纜車或捲筒主索不脫軌，且電梯及平衡錘不脫離軌道或失去平衡，原動機、控制盤、及捲揚機不得產生倒轉或移動之現象。

第七章 耐震補強設計示範例

7.1 五層樓學校建築(含牆 RC 構架)

7.1.1 結構概述

於耐震補強設計方面，採用一地下 1 層地上 5 層 RC 學校建築為分析例，其平面圖如圖 7.1 所示，分析模型如圖 7.2 所示，此建築物之樓層高度均為 3.8 m，其梁深度為 60 cm，一般窗台高 120 cm，所以一般窗台旁短柱之有效高度為 200 cm。建物具筏式基礎，工址位於台北盆地，為一含磚牆及 RC 牆之抗彎構架結構，結構屬極不規則結構，本分析例採用非線性詳細評估法來評估補強前後耐震能力，補強採用鋼斜撐構架混合 RC 牆補強方式。

7.1.2 構材塑鉸設定方式

梁柱構材：

梁柱構材採用耐震評估篇第二章之彎矩曲率法分析柱韌性，其詳細流程如下：

- (1) 假設柱淨高為 2.0 m，及反曲點位於柱高中點。
 - (2) 採用 Kawashima 混凝土應力應變模型及雙線性鋼筋應力應變曲線。
 - (3) 利用斷面法求得柱斷面之彎矩容量曲線(降伏強度、彎矩韌性 R_M 與極限強度 M_u 之決定依耐震評估篇第三章規定)
 - (4) 依下列方式判斷構材之破壞形式及韌性容量。
- (a) 剪力破壞：當 $V \leq V_{du}$ ($V_{du} = M_u / h'$ ，取 $h' = 1.0$ m)

$$R = 1.0; \quad \text{殘餘強度比 } c = 0.2 \quad (7.1a)$$

$$V = V_c + V_s = 0.53 \sqrt{f'_c} A_e \left(1 + \frac{N}{140 A_g} \right) + A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} \quad (7.1b)$$

- (b) 撓剪破壞：當 $V_c < V_{du} < V$

$$R = \min(R_M, 3.0); \quad \text{殘餘強度比 } c = 0.3 \quad (7.2)$$

(c) 撓曲破壞: 當 $V_s > V_{du}$

$$R = \min(R_M, 3.0); \quad \text{殘餘強度比 } c=0.4 \quad (7.3)$$

表 7.1 中所示為一樓柱之韌性 R_M 與強度，除少部份柱為剪力、撓剪破壞外，大部份柱皆為撓曲破壞，撓曲破壞柱之韌性同詳細評估法一律保守取為 3.0，二樓以上柱之主筋皆小於一樓柱，但箍筋相同，所以其韌性皆高於一樓柱，保守計，二樓以上柱之韌性皆採用與一樓柱同。

對於梁構材，由於有樓板存在及軸力較小，所以對撓曲破壞者其韌性取為 4.0，剪力破壞者取為 2.0。

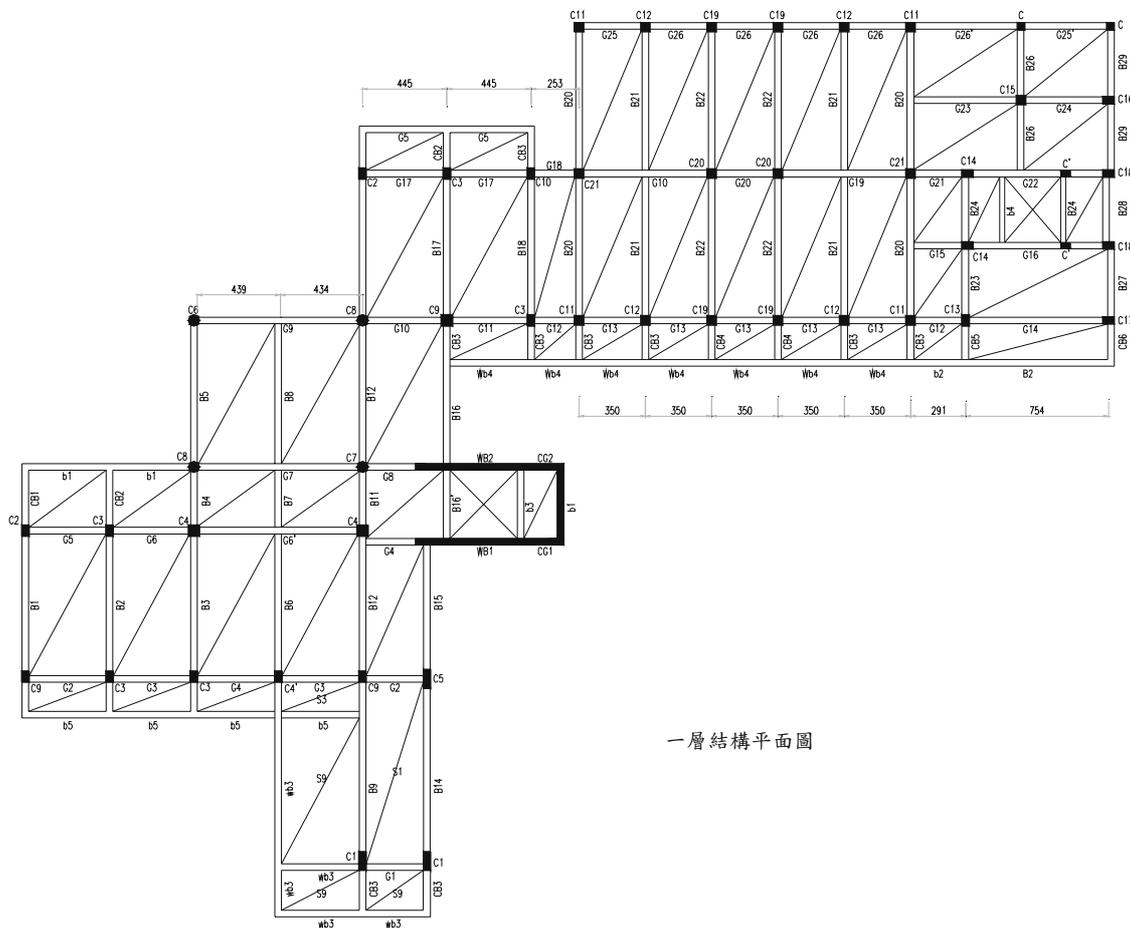


圖 7.1 5 層樓學校建物平面配置圖

RC 牆:

RC 牆之剪力強度根據下式計算

$$V = V_c + V_s = 0.85(0.53\sqrt{f'_c}t_wL + A_{sh}f_{yh}\frac{L}{s}) \quad (7.4)$$

RC 牆之韌性取為 2.0。

磚牆：

磚牆之強度 V_u 根據下式計算

$$V_u = \frac{0.4\alpha t_b}{15h_o} \left(W_{eff}^2 + h_o^2 + \sqrt{W_{eff}^4 + 14W_{eff}^2 h_o^2 + h_o^4} \right) f_t \quad (\text{kg}) \quad (7.5)$$

$$f_t = 0.13f_{mc} + 0.435(f_{mc} + f_{bc}) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\alpha = 0.11 \frac{W_{eff}}{h_o} \quad (\text{三面圍束})$$

$$\alpha = 0.26 \frac{W_{eff}}{h_o} \quad (\text{四面圍束})$$

磚牆之韌性取為 1.5。

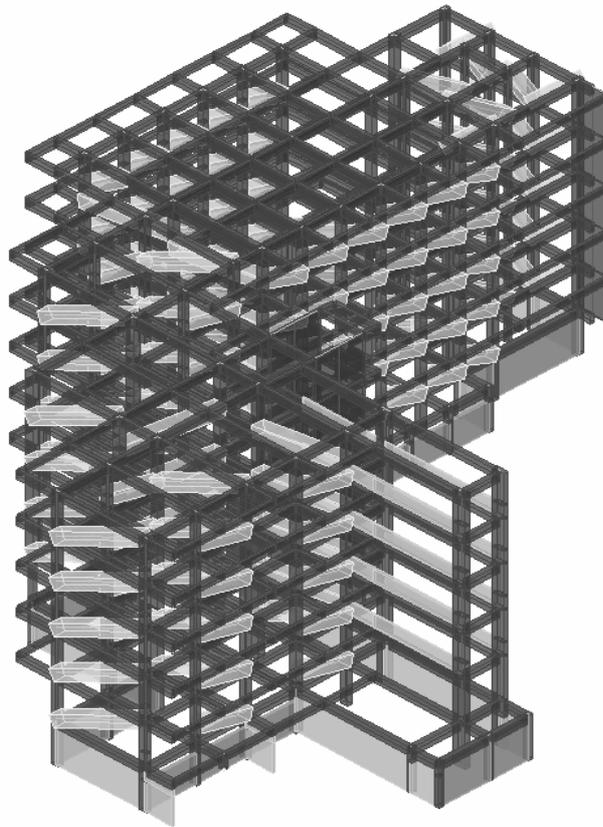


圖 7.2 分析建物模型圖

表 7.1 彎矩曲率法分析之柱的韌性與強度

Col ID	X-dir					Y-dir				
	R	My	Mu	V	Failure type	R	My	Mu	V	Failure type
C1	3.3	45	49	74	M	3.2(3.6)	108	137	162	M-V
C2	4.2	27	32	63	M	4.0	49	59	93	M
C3	4.0	38	45	64	M	3.5	63	77	93	M
C4	1.0(3.6)	84	104	101	V	1.0(3.6)	84	104	101	V
C5	5.5	31	35	74	M	3.6	96	115	162	M
C6	4.5	57	70	101	M	4.5	57	70	101	M
C7	4.2	67	83	101	M	4.2	67	83	101	M
C9	4.2	27	32	63	M	4.0	49	59	93	M
C10	4.0	38	45	64	M	3.5	63	77	93	M
C11	3.7	42	50	79	M	3.7	42	50	79	M
C12	4.3	46	56	79	M	4.3	46	56	79	M
C13	2.8(3.7)	46	54	63	M-V	2.2(3.5)	69	87	93	M-V
C14	3.5	59	75	93	M	3.4(4.3)	44	51	63	M-V
C15	3.7	42	50	79	M	3.7	42	50	79	M

R = 分析之韌性(對於屬剪力破壞者，括號內值表示彎矩破壞之 R 值)

My = 斷面降伏彎矩(t-m)

Mu = 斷面極限彎矩(t-m)

V = Vs + Vc = 依設計規範計算之剪力強度

Failure Type = 破壞模式(M=彎矩破壞、V=剪力破壞、M-V=撓剪破壞)

7.2 側推分析與耐震能力評估方式

7.2.1 載重定義及側力分佈

在進行非線性靜力側推分析時，側力加載之分佈形式會影響側推分析之結果，一般採用之側力加載分佈形式為基本振態振形乘以樓層質量為比例、設計規範之豎向分配或均勻分配等形式，本研究採用基本振態形式之分式進行分配，以下為側向力分佈之計算式

$$F_i = \left[\frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \right] V \quad (7.6)$$

其中

F_i = 第 i 層之側向力

m_i = 第 i 層樓層質量

ϕ_i : 為正規化基本振態振形於第 i 層之位移量

7.2.2 非線性塑角位置設定

柱設置 P-M2-M3 塑鉸，梁設置 Moment-M3 及剪力 V2 塑鉸，RC 牆、磚牆與斜撐則設置 P 塑鉸，位置則於構材之中點。

7.2.3 非線性靜力側推分析與容量震譜

非線性靜力側推分析之先前步驟，為利用力量控制進行靜載重與 1/2 活載重之施加，然後再利用位移控制進行側推分析，因 ETABS 數值分析不收斂的緣故，將原有定義之塑角性質更換為雙線性模式，如照此塑角性質進行分析，所得之側推分析曲線必為雙線性，因此為求得實際之側推分析曲線，側推分析須分為多次進行，第一次分析為構材均具完全強度而進行分析，待側推至選定之變位情況下(0.5% Roof drift)時，部份構材之使用韌性可能已達容許值後再進行第二次分析，第二次分析時，對於前次分析中韌性容量已用完之構材，則不計其強度後再進行分析，以此類推即可獲得結構容量曲線之包絡線。此分析之次數可能因結構系統破壞之複雜性而增加。至於決定每次分析之界限及構材之容許韌性容量值的方式，於本案中採用屋頂變位角(Roof drift)來判斷，於屋頂變位角達 0.5%、1%、1.5%之時，即進行構材使用韌性之檢查，即每隔 0.5%之屋頂變位角即進行構材使用韌性之檢查，雖然本案所選用之韌性容量值較 FEMA350、356 等報告中建議值來的較為保守許多，但此選擇應仍可適切反應出分析結構耐震能力表現。

7.2.4 韌性容量及崩場地表加速度之估算

對於每一分析例經非線性靜力推倒分析後，均可得其側推分析曲

線，但由於這些側推曲線為分段連續，所以在估算其韌性容量及崩場加速度之原則為，先計算每一段側推曲線之面積，然後利用等能量原理將原曲線轉換為理想彈塑性曲線，並估算每一段側推曲線之降伏位移 D_y 、極限位移 D_u 及降伏側力 V_y 。如前所述，側推曲線之分段點為以屋頂變位角來區分，所以本案此作法即為先將建物達 0.5%、1.0%、1.5% 等層間變位之等值的彈塑性曲線求出，有了這些等值的彈塑性側推曲線，則可以定義結構之整體韌性容量 R 為

$$R = \frac{D_u}{D_y} \quad (7.7)$$

並根據規範規定可計算求得結構系統地震力折減係數，並由規範計算設計地震力之方式反推建物對應之加速度為

$$Z = a_c = \frac{V_y F_u}{CW} \quad (7.8)$$

由上述方法即可以求得各結構於不同層間變位角下對應之耐震能力 $Z(\text{PGA})$ 值。

7.3 補強前分析

補強前 X 向容量曲線分析如圖 7.3a 所示，Y 向容量曲線分析如圖 7.3b 所示因為國內尚無以側推曲線來評估建物耐震標準之規範或準則，根據 FEMA 關於 RC 建物補強報告(如 FEMA368, 440 等)，建議 RC 構架之倒塌階段的 story drift 為 5% 左右，所以本案以 story drift 達 3% 左右時對應之地表加速度來代表建物所具有之耐震能力，表 7.2a、7.3a 及 7.2b、7.3b 分別為於不同 Roof drift 下建物之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R 值，所以由表中判斷 X 及 Y 向之耐震能力應為 **0.18g** 左右。

表 7.2a 補強前於不同 Roof drift 下之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R (X 向)

Roof drift (%)	PGA (g)	Max. Drift (%)	Drift at C.M.(%)	ductility R
0.5	0.127	1.0 (3F)	0.72 (2F)	1.34
0.1	0.178	2.3 (2F)	1.66 (2F)	1.54
0.15	0.187	6.2 (2F)	4.05 (2F)	1.93

CM= Center of Mass

表 7.2b 補強前 X 向分析之各層樓 Story Drift

樓層	Roof drift =0.5%		Roof drift =1.0%		Roof drift =1.5%	
	C.M.	Max	CM	Max	CM	Max
RF	0.23	0.48	0.29	0.86	0.28	0.83
5F	0.37	0.65	0.72	1.34	0.65	1.49
4F	0.48	0.86	1.06	1.83	0.99	2.69
3F	0.62	1.0	1.46	2.18	1.89	6.15
2F	0.72	0.97	1.66	2.30	4.05	6.20

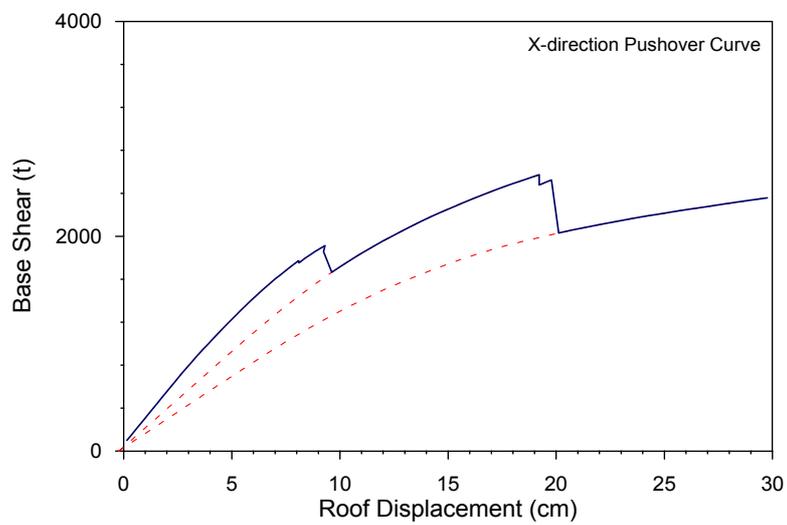


圖 7.3a 補強前 X 向容量曲線分析如圖

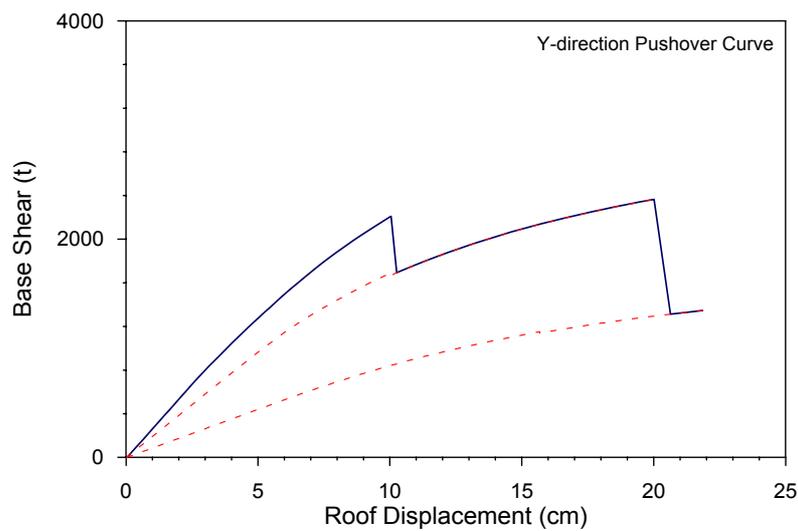


圖 7.3b 補強前 X 向容量曲線分析如圖

表 7.3a 補強前於不同 Roof drift 下之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R (Y 向)

Roof drift (%)	PGA (g)	Max. Drift (%)	Drift at C.M.(%)	ductility R
0.5	0.137	0.84 (3F)	0.70 (3F)	1.48
0.1	0.182	3.37 (3F)	1.70 (3F)	1.92
0.11	0.089	6.34 (3F)	2.35 (3F)	1.53

表 7.3b 補強前 Y 向分析之各層樓 Story Drift(%)

樓層	Roof drift = 0.5%		Roof drift =1.0%		Roof drift =1.1%	
	CM	Max	CM	Max	CM	Max
RF	0.27	0.44	0.39	1.0	0.20	0.44
5F	0.43	0.61	0.74	1.61	0.36	0.96
4F	0.57	0.77	1.15	2.46	0.78	4.47
3F	0.70	0.84	1.70	3.37	2.35	6.34
2F	0.67	0.80	1.30	2.57	1.71	4.21

7.4 補強後分析

本結構於 X 方向採用鋼斜撐構架補強，混合 Y 方向之 RC 牆補強方式，補強位置圖如圖 7.4 所示，鋼斜撐斷面尺寸為 300x300x12x12mm，鋼斜撐立面配置如圖 7.5 所示，Y 方向之 RC 牆厚 20cm，配置鋼筋為雙向雙排#4@20cm。補強後 X 向與 Y 向容量曲線如圖 7.6a 及 7.6b，表 7.4a、7.5a 及 7.6a、7.6b 分別為於不同 Roof drift 下補強建物之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R 值，所以由表中判斷 X 及 Y 向之耐震能力應分別為 0.43、0.23g 左右。

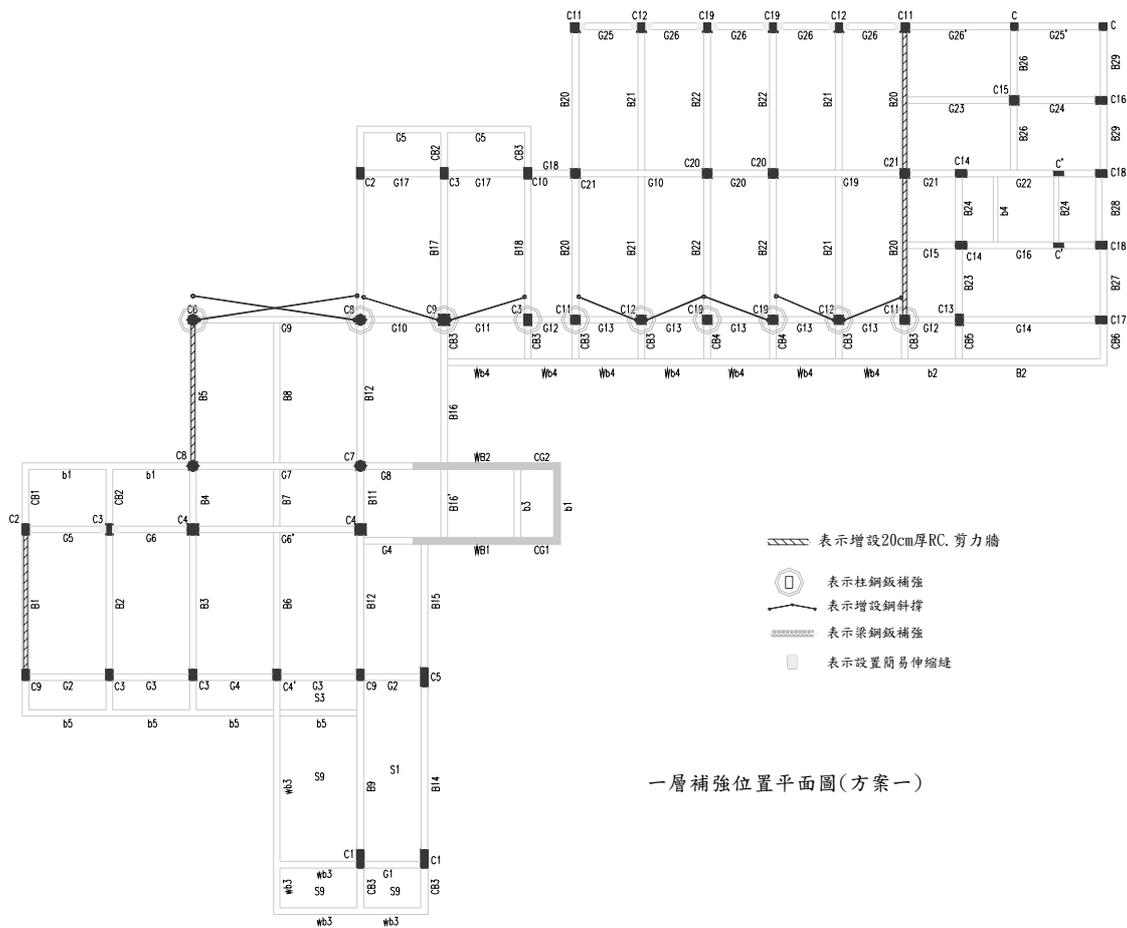


圖 7.4 補強位置圖

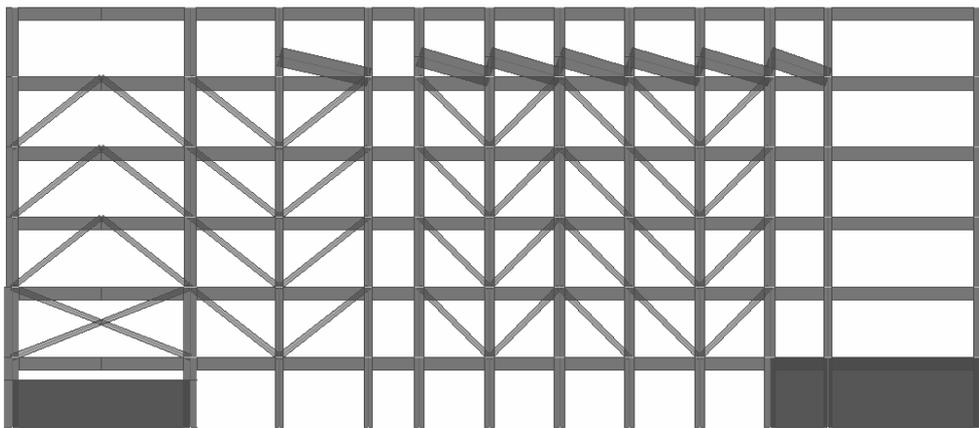


圖 7.5 鋼斜撐立面配置圖

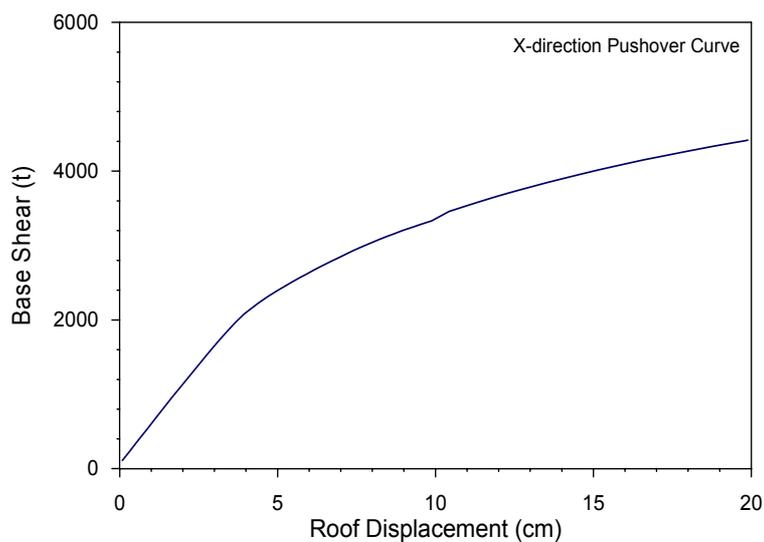


圖 7.6a 補強前 X 向容量曲線分析如圖

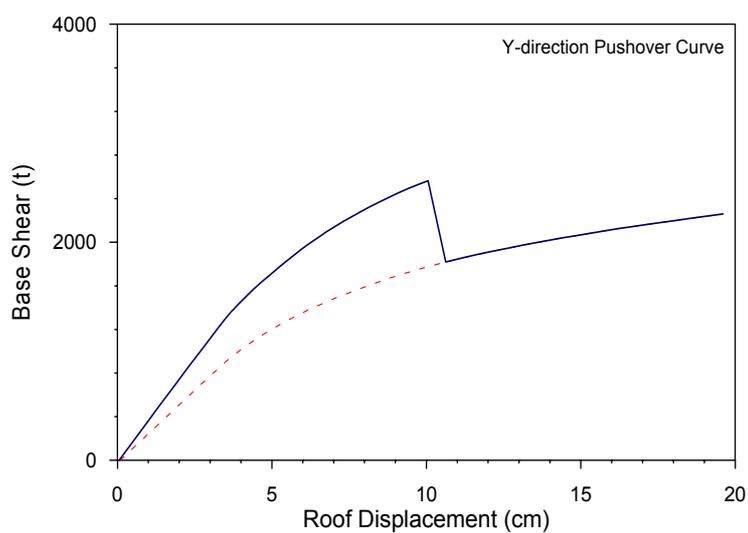


圖 7.6b 補強前 X 向容量曲線分析如圖

表 7.4a 補強後於不同 Roof drift 下之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R (X 向)

Roof drift (%)	PGA (g)	Max. Drift (%)	Drift at C.M.(%)	ductility R
0.5	0.255	0.97 (2F)	0.73 (2F)	1.84
0.1	0.427	2.08 (2F)	1.84 (2F)	2.84

表 7.4b 補強後(CASE 1)X 向分析之各層樓 Story Drift

樓層	Roof drift =0.5%		Roof drift =1.0%	
	C.M.	Max	CM	Max
RF	0.40	0.41	0.56	0.61
5F	0.24	0.61	0.46	0.95
4F	0.45	0.82	0.87	1.42
3F	0.68	0.90	1.44	1.81
2F	0.73	0.97	1.84	2.08

(於 Roof drift=1.0%下耐震能力已超過需求，故不進行 Roof drift=1.5%之分析)

表 7.5a 補強後於不同 Roof drift 下之耐震能力、最大層樓 Drift 與整體韌性 R (Y 向)

Roof drift (%)	PGA (g)	Max. Drift (%)	Drift at C.M.(%)	ductility R
0.5	0.184	1.36 (3F)	0.69 (3F)	1.77
0.1	0.227	5.51 (3F)	2.01 (3F)	2.78

表 7.5b: 補強後(CASE 1)Y 向分析之各層樓 Story Drift

樓層	Roof drift =0.5%		Roof drift =1.0%	
	C.M.	Max	CM	Max
RF	0.34	0.57	0.34	0.51
5F	0.40	0.58	0.42	0.59
4F	0.52	0.89	0.65	1.62
3F	0.69	1.36	2.01	5.51
2F	0.66	1.33	1.84	4.54

(於 Roof drift=1.0%下最大樓層 drift 已達 5.5%，故不進行 Roof drift=1.5%之分析)

本篇參考書目

- [1] 日本建築防災協會，既存 RC(鋼骨)造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解説，2001。
- [2] 中國土木水利工程學會，既有混凝土結構物維修及補強技術手冊，2005。
- [3] 橋樑測檢評估與補強，全華科技圖書股份有限公司，民國 89 年。
- [4] 建築抗震加固技術規程，中國建築工業出版社，1998。
- [5] 內政部建築研究所，鋼筋混凝土結構物桿件補強準則之研擬，2004。
- [6] 張國鎮、黃世建，含牆 RC 結構物之耐震能力評估與補強(1)-(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002-2004。
- [7] 黃世建、張弘彬，含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補牆之研究(II)，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-03-046)
- [8] 蔡克銓、黃世建、鍾立來，校舍之耐震評估與補強講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-05-018)。
- [9] 蔡克銓、黃世建，非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補牆講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-04-026)。
- [10] 中小學校舍耐震評估與補強，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-1999)。
- [11] Applied Technology Council (ATC-40), 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," California Seismic Safety Commission, CA, USA.

附錄 A 結構修復、補強工法施工參考規定範例

A.1 裂縫壓力灌注補強工法

(1) 適用範圍

鋼筋混凝土梁、柱、版與牆等結構元件，發生裂縫寬度在 0.3mm 以上之結構性裂縫，可以壓力將環氧樹脂注入填滿裂縫，以修復受損之梁、柱、版與牆等結構元件，防止水分滲入造成鋼筋腐蝕。

(2) 使用工法

低壓低速灌注工法。

(3) 施工順序

1. 確實調查裂縫

仔細量測裂縫寬度、長度和形狀。

2. 灌注前處理

使用砂輪機將預定塗抹封塞劑的部分磨平，露出堅實的表面。

3. 決定安裝底座的位置

視裂縫的寬度和形狀，決定注入的位置後準備安裝注射器底座。

4. 底座安裝

使用封塞劑把注入用底座安裝好，使其固定於混凝土表面，並需與裂縫中心吻合。

5. 裂縫密封

用封塞劑確實把裂縫的表面封固，使注入的環氧樹脂不致流失，標準為沿裂縫作寬度 30m/m、厚度 3m/m 的封帶。

6. 密封劑養生

確定封依照材料特性所指定的時間養生，直至封塞劑已確實硬化。

7. 環氧樹脂注入

(1) 用注射筒施行注入作業，裂縫較寬時，以低壓低速工法經由底座注

入。把注射筒裝在底座上，安裝好加壓橡膠圈後開始作業，灌注間距每 30 cm 安裝乙支。

- (2) 施工時應注意注射筒中之環氧樹脂若已完全注入裂縫，應立即抽換注射筒在補充環氧樹脂繼續灌注，以要求裂縫確實填滿環氧樹脂。
- (3) 灌注時須從裂縫最寬處開始，若在垂直或傾斜而施工時，採從最低處灌注點開始依序向上灌注，當環氧樹脂溢過上方的灌注點時，再移至新灌注點進行灌注，若有需要且在該裂縫灌注 30 分鐘內，可再進行補灌。

8. 硬化養生

注入的環氧樹脂硬化後，撤去注射筒後，須有 24 小時養生，並進行披土整平。

9. 表面修飾

卸下底座，用砂輪機磨去密封劑使混凝土表面平坦，完成面須依設計圖說之規定辦理。

10. 品質保證

完工後需附責任施工證明書及原廠供料證明。

(4) 材料規格

樹脂之主要成分為丙烯系基材，材料規格如下：

測試項目	測試方法	單位	規格值 (最小值)
抗壓強度	ASTM D695 JIS K 7208	Kg/cm ²	860
抗彎強度	ASTM D790 JIS K 7203	Kg/cm ²	800
抗拉強度	ASTM D638 JIS K 7113	Kg/cm ²	500
接著強度	ASTM D1002 JIS K 6805	Kg/cm ²	150

(5) 施工要求

1. 目視注射筒是否殘留環氧樹脂，若注射筒無殘留環氧樹脂，表示裂縫尚未填滿環氧樹脂，應抽換注射筒再加入環氧樹脂。
2. 可能須處理有水份及部份有油漬之裂縫，其使用材料必須符合上項之規定。
3. 所採用之材料須檢附原廠合格檢驗報告或進口證明。
4. 施工前，應於現場將須灌注環氧樹脂之裂縫長度清楚標示，經業主核定其數量後方得開始施作。
5. 業主得視承包商之施作狀況，要求承包商於裂縫修補完成後任選位置進行鑽心取樣，並於試驗室內施作抗劈裂試驗。
6. 當試體進行「抗劈裂試驗」無法滿足設計需求時，業主得要求承包商重新施作或提出合適之補強方式，惟須經過業主與技師簽認核準後方得執行。

A.2 鋼筋外露處理

(1) 適用範圍

鋼筋生鏽腐蝕、混凝土保護層剝落且鋼筋生鏽腐蝕處，須採用輕質環氧樹脂密封劑修補現有的損壞面。

(2) 使用工法

採用阻斷工法。

(3) 施工順序

1. 打除已剝落與劣質之混凝土至鋼筋層，若有鋼筋鏽水，則須等待鏽水完全釋出為止。
2. 施工面須將污物、油漬去除以保持施工面清潔。
3. 用鋼刷清除鋼筋鏽蝕層至業主檢視合格為主。
4. 使用轉鏽劑 Epoxy 塗佈於鋼筋外露處，以防止鋼筋繼續生鏽腐蝕。
5. 施工面塗佈之氧樹脂接著劑，以作為鋼筋二度防鏽與新舊混凝土界

面接著之用。

6. 以輕質環氧樹脂密封劑均勻填充塗佈於施工面，且應修補至與原來之版底平齊。
7. 硬心養生 8~12 小時。
8. 上述步驟完成後，須再以防鏽塗料全面性粉刷一層，以確保結構體可達長期之防鏽及抗龜裂之效。
9. 完成面須依現況顏色粉刷一底二度水泥漆。

(4) 使用材料規範

水性壓克力系樹脂砂漿使用之要求如下：

項目	試驗方式	規格值
接著強度	CNS 10639	30 kg/cm ² 以上
吸水率	CNS 10639	5% 以下
透水量	CNS 10639	5% 以下
抗壓強度	CNS 10639	240 kg/cm ² 以上
凝結時間	初凝	30 分鐘內
抗彎強度	CNS 10639	56 kg/cm ² 以上

(5) 施工要求

1. 承包商於施工前應提送相關之檢驗報告，經業主審查核定後，方得進場施工。
2. 業主得視承包商施作之實際需要，要求承包商進行現場接著強度試驗。

A.3 強化纖維(CFRP)補強

(1) 施工材料規格

(a) 纖維

碳纖維製成布狀補強材料、纖維應為連續式（不得切股），並依固定

單方向排列；驗收標準必需符合試驗編號 1 及試驗編號 2。

(b) 樹脂

環氧樹脂，不可含有溶劑或填充劑；驗收標準必需符合試驗編號 3。

(c) 底漆

環氧樹脂，與混凝土接著性良好；驗收標準必需符合試驗編號 4。

(d) 表面不平整用補土砂漿

用環氧樹脂砂漿或無收縮水泥砂漿(補強構件可被補強材纏繞圍束時才能用此種材料)。

(e) 內 R 角用補土砂漿 (本案不需)

用樹脂砂漿。

(f) 成品

必須在補強貼片施工於混凝土梁(柱、板)完成後第二週驗收；若試驗結果不符合驗收標準、則於一週後再進行試驗，若仍不符合驗收標準則須用電毯加溫至 60°C 且持續 3 小時以上，然後再重新進行試驗、若仍不符合標準，則必需拆除已製做好之補強貼片重新製做。

(g) 材料測試及試驗項目

碳纖維補強工程所使用之材料包括：碳纖維貼片，積層樹脂、底漆及補土，這些材料在進場前必需具備下列測試(由材料供應商提供)以供材料規格確定：

1. 碳纖維貼片測試項目：

單位面積重量(CNS13062)

抗拉強度(CNS13555)

抗拉模數(CNS13555)

伸長率(CNS13555)

彎曲強度(CNS13556)

其中(2)~(5)為碳纖維貼片及樹脂結合後之特性

2. 積層樹脂測試項目：

可操作時間(CNS13065)

粘度(CNS13065)

不揮發份(固成份)(CNS13069)

抗拉強度(CNS4396)

彎曲強度(CNS4392)

抗拉剪切強度(LapShearStrength)(CNS5606)

3.底漆測試項目：

粘度(CNS13065)

可操作時間(CNS13065)

混凝土接著強度(拉拔試驗)(CNS11053)

4.補土測試項目：

抗壓強度(CNS12781)

抗拉強度(CNS4396)

混凝土接著強度(拉拔試驗)(CNS11053)

(h) 材料參考規格

1. 積層樹脂

項目	規格值	測試規範
材質	室溫硬化型環氧樹脂	
可操作時間@25°C	60-100 min.	溫度上升
混合後初黏度@25°C	900-3000 cps	CNS13065
抗張強度 25°C R.H.65%硬化 7 天	>300 kg/cm ²	CNS4396
抗張係數 25°C R.H.65%硬化 7 天	>30000 kg/cm ²	CNS4396
彎曲強度 25°C R.H.65%硬化 7 天	>560 kg/cm ²	CNS4392
剪切強度 25°C R.H.65%硬化 7 天	>100 kg/cm ²	CNS5606

主劑：硬化劑 = 100：35

2. 底漆

項目	規格值	測試規範
材質	室溫硬化型環氧樹脂	
混合後初黏度 @25°C	600-1300 cps	CNS13065

可操作時間 @25°C	60-120 min	溫度上升法
接著強度 乾燥表面	>20kg/cm ² (混凝土破壞)	CNS11053

主劑：硬化劑 = 100 : 35

3.環氧樹脂補土

項目	規格值	測試規範
壓縮強度	>500kg/cm ²	CNS12781
抗張強度	>180kg/cm ²	CNS4396
接著強度	>20kg/cm ² (混凝土破壞)	CNS11053

4.碳纖維貼片

品名	MRL-T7-200	MRL-T7-250	MRL-T7-300	測試規範
單位面積重量 g/m ²	200	250	300	CNS13062
貼片抗張強度 kg/cm.ply	460	575	690	CNS13555
貼片抗張係數 kg/cm.ply	25800	32300	38700	CNS13555
纖維抗張強度 kg/mm ²	420	420	420	
纖維抗張係數 kg/mm ²	23500	23500	23500	
纖維厚度 mm/ply	0.110	0.1375	0.165	
纖維伸長率%	1.8	1.8	1.8	
貼片幅寬 cm	50	40	33.3	
每卷長度 m	100	125	151	
每卷面積 m ²	50	50	50	

(i) 檢驗標準及驗收方法

檢驗標準及驗收方法如下表所示：

檢驗驗收必須由國內具有公信力單位驗證。

1. 碳纖維貼片規格單位面積重 200 g/m²，單層厚度 t = 0.01375 cm/層。

試驗編號	試驗項目	單位	試驗值	試驗方法
1	FRP 抗拉強度	Kg/cm,層	460 以上	CNS13555
2	FRP 抗拉模數	Kg/cm,層	25000 以上	CNS13555
3	樹脂固成份	%	99 以上	CNS13069
4	底漆與混凝土 接著強度	Kg/cm ²	20 以上或 混凝土破壞	CNS11053
5	Shore 硬度	—	80 以上	CNS12628

2. 碳纖維貼片規格單位面積重 250 g/cm²，單層厚度 t = 0.01375 cm/層。

試驗編號	試驗項目	單位	試驗值	試驗方法
1	CFRP 抗拉強度	Kg/cm,層	550 以上	CNS13555
2	CFRP 抗拉模數	Kg/cm,層	30000 以上	CNS13555
3	樹脂固成份	%	99 以上	CNS13069
4	底漆與混凝土 接著強度	Kg/cm ²	20 以上或 混凝土破壞	CNS11053
5	Shore 硬度	-	80 以上	CNS12628

3. 碳纖維貼片規格單位面積重 300 g/m²，單層厚度 t = 0.0165 cm/層。

試驗編號	試驗項目	單位	試驗值	試驗方法
1	CFRP 抗拉強度	Kg/cm,層	690 以上	CNS13555
2	CFRP 抗拉模數	Kg/cm,層	35000 以上	CNS13555
3	樹脂固成份	%	99 以上	CNS13069
4	底漆與混凝土 接著強度	Kg/cm ²	20 以上或 混凝土破壞	CNS11053
5	Shore 硬度	-	80 以上	CNS12628

(2) 施工步驟與規定

一、準備工程

1. 施工材料須有品質證明書或測試報告以判斷材料性能是否合乎補

強工程之品質要求。

2. 施工材料須儲存於通風良好，溫度 5~25°C 之儲藏所。

二、底層(面層)處理工程

1. 以砂輪機或磨光機將混凝土或磚塊表面劣化層(風化、游離石灰、脫模劑、剝離之砂漿、粉刷層、污物等)除去並研磨至混凝土粗骨材或磚塊堅實面出現為止。

2. 研磨完後以毛刷或高壓空氣鎗將粉塵及鬆動物質去除，並確保其充分乾燥、表面要平整無灰塵。

3. 若補強施工標的為具有銳利隅角，須將其磨成半徑為 2 公分以上之圓弧 R 角，以免圍束時造成應力集中而降低補強效果，但若補強位置僅為單面時可不需磨成 R 角。

4. 若補強施工標的是屬於凹角部位時，須使用環氧樹脂砂漿修整(補土工作)，使其凹面成曲線平滑化，以利貼片貼覆。

三、斷面復舊與不平整面修整工程

1. 鋼筋露出部位須做防銹處理，如損壞程度嚴重，須採取換新或預力鋼鍵等措施以確保安全。

2. 斷面面層上有剝落、孔隙、蜂窩的部位要先研磨去除，再以與混凝土具同強度以上之高分子砂漿(環氧樹脂砂漿或壓克力樹脂砂漿)進行修復，而對於大區域凹洞之修補則以無收縮水泥砂漿進行填補。

3. 不平整面須以砂輪機磨平(含鑽石砂輪片)，如模版間段差太大則可使用環氧樹脂砂漿修整。

4. 裂縫或打除部份若有漏水情形時，應先以其他適當方法，做止水、導水處理。

四、裂縫注入工程

結構物若有龜裂現象產生時，視情況以下列方式處理：

1. 若裂縫寬度大於 5 mm 則可以無收縮水泥砂漿填入後抹平結構物表面。

2. 無法以無收縮水泥砂漿填注處，可使用封塞劑先將裂縫處堵住，再以低壓樹脂注入法將灌注用樹脂注入裂縫中，待確認注入材硬化後將

多餘封塞劑和凸出物除去，再以補土補平，使表面平坦化。

五、底漆工程

1. 確認施工環境

混凝土表面會結露或接觸到水處不得施工，濕氣太高將導致樹脂與水氣產生作用而干擾膠化過程。若迫於工期或其他因素必須施工時，則：

(1) 施工現場須有保溫和除濕設備以降低濕度，確保施工品質。

(2) 選用濕潤面專用底漆來施工。

2. 施工環境確認後，即可選用適當底漆材料針對上述之處理後施工面進行底漆施工。施工過程及注意要點如下：

(1) 將底漆之主劑和硬化劑依規定配比，置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分且均勻攪拌，一次攪拌量為在可使用時間之施工量，超過可使用時間之材料不可再使用(可使用時間依材料使用說明書指示)。

(2) 施工面以滾筒毛刷含浸底漆均勻塗佈，塗佈量隨施工面的狀況不同而異，要斟酌使用，塗佈次數依現場狀況決定是否塗佈第二道，塗佈第二道時須等第一道初乾後。

(3) 底漆之指觸乾燥時間約 3~12 小時。

(4) 施工現場嚴禁火源，施工人員必須使用保護工具。

六、表面不平整之再修正(較小區域凹洞之補土工作)

本工作為貼片貼覆工程前之再修正工作。

1. 將補土之主劑和硬化劑依所規定配比稱重後置於攪拌器中攪拌，一次攪拌量為在可使用時間內用完之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。

2. 等底漆乾燥後，將補土材料塗抹於上述之缺陷上，塗抹後的施工面必須使用適當工具(如刮刀、砂輪機、研磨機等)加以修整，使整個施工面平整光滑。

七、CFRP 補強貼覆工程

1. 確認施工環境

混凝土表面會結露或會接觸到水處不得施工，因濕度太高而會導致樹脂與水氣產生作用而干擾膠化過程。若迫於工期或其他因素，必須施

工時，則施工現場必須有保溫設施和除濕設備以確保底漆表面或貼片表面不會有水份存在。

2. 施工過程與注意要點

- (1) 塗佈接著樹脂前必須先確認底漆狀況為指觸乾燥。
- (2) 纖維加勁材貼片預先以剪刀或刀片依所設計尺寸裁切。
- (3) 將環氧樹脂主劑及硬化劑依所規定配比稱重後置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分均勻攪拌，一次攪拌量為在可使用時間內用完之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
- (4) 施工面以滾筒毛刷含浸接著樹脂均勻塗佈，其使用量隨混凝土表面狀況不同而斟酌使用。惟需避免樹脂過量導致纖維滑移或扭曲，抑或樹脂不足導致含浸不足。
- (5) 將纖維貼片平順的貼合在含浸樹脂的塗佈面，並用刮刀沿著纖維方向用力刮平以除去氣泡和貼平貼片然移除離形紙。
- (6) 利用 FRP 用脫泡滾輪或塑膠具凹槽型式塑膠滾輪沿著纖維方向來回滾壓以充分含浸樹脂和除去氣泡，拱起部位及角落容易產生氣泡，須小心除泡。
- (7) 在已貼妥之纖維貼片上，再度以含浸樹脂之滾筒毛刷將樹脂均勻塗佈後重覆(6)步驟，務必使含浸完全。纖維貼片貼覆 30 分鐘後才可進行上層樹脂塗抹，此期間要注意貼片是否有浮起或錯位現象，若有則以滾輪或刮刀壓平修正。
- (8) 二層以上積層，重覆(4)~(7)步驟，但以相隔一天的效果最好，若迫於工時，則至少要間隔 1 小時以上。冬季施工以一日一層施工，品質最好。
- (9) 纖維貼片搭接時，纖維方向交接處搭接長度須大於 10 cm。
- (10) 施工中若有發生結露現象，則須擦乾和保持乾燥才可施工，同時在貼覆後要考慮施工環境對貼覆的影響(如風壓效應，端部的固定等)。
- (11) 施工人員須穿著保護工具(如面罩、眼鏡、手套等)。

八、養護工程

室外施工時為不使雨水、砂、灰塵等覆著於貼片上，須使用塑膠布養護。其養護原則如下：

1. 纖維貼片施工後要用塑膠布覆蓋 24 小時以上，以防止雨淋或風砂，灰塵之污染，注意覆蓋布不可碰觸到施工面。
2. 溫度 20°C 時須養護 1 週，溫度 10°C 時須養護 2 週。
3. 平均溫度在 10°C 以下，初期硬化養護時間約 2 天；
平均溫度在 10~20°C，初期硬化養護時間約 1~2 天；
平均溫度在 20°C 以上，初期硬化養護時間約 1 天。

九、復原工程

1. 施工面如係受日光直接照射(因樹脂抗紫外線能力較差，易老化)，或要求美觀的場所則噴塗耐候性塗料保護較為適當。
2. 噴塗保護漆必須等樹脂初期硬化後施行，此時先上一層噴沙再噴塗油漆可增加其覆著力。
3. 施工要依各種塗料的標準施工法分別施工。
4. 粘貼後若表面上仍有不平處時可用環氧樹脂灰漿(補土)做細部加工後再塗漆。

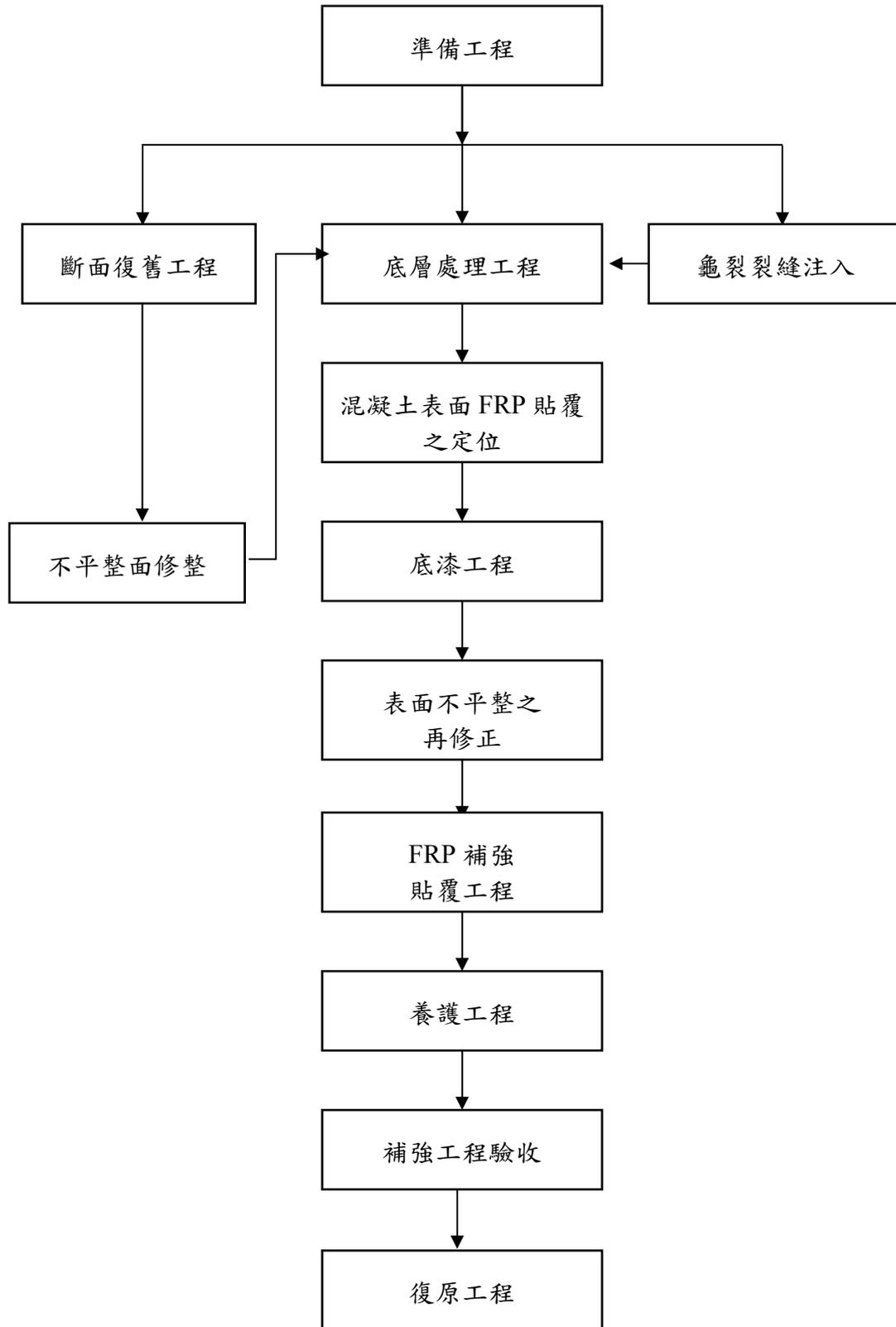


圖 A1 碳纖補強施工程序圖

(3) 施工之品質檢查規定

一、施工前品質檢查

1. 檢查項目

- (1) 纖維板的抗拉試驗(CNS13555)
- (2) 樹脂的配合實驗(粘度、可使用時間)

2. 檢查頻率

每 2,000 m² 的纖維板做一次，每施工一次做一次(但做一次施工量不足 500 m² 時仍需做一次)

3. 檢查標準

須符合材料強度規格值和樹脂性質。

二、施工中品質檢查

1. 施工環境

- (1)檢查時機：施作面未塗底漆前。
- (2)檢查標準：須符合氣溫 5°C 以上，溼度 95%以下及沒有結露之現象。
- (3)檢查頻率：每一工程施工以一次以上。

2. 現場拉拔試驗(CNS11053)

- (1)檢查時機：施作面未塗底漆前。
- (2)檢查標準：拉拔結果破壞面必須為混凝土破壞，並記錄破壞值，以做為完工後品質優劣之判定。
- (3)檢查頻率：每一工程施工以一次以上。

三、完工後的品質檢測

1. 目視檢測

- (1)檢測標準：不能有間隙、缺酯區、皺紋產生
- (2)處理方法：
 - (a)間隙、缺酯區加補樹脂
 - (b)皺紋磨平再重新貼附

2. 金屬錘測試

- (1)測試位置：施工區域全檢
- (2)檢測標準：完工後三天，以金屬錘輕敲，以檢視碳纖維補強面是否

有空孔或含浸不良之現象。

(3)處理方法：空孔或含浸不良之區域以切割器拆除，再重新貼附(注意搭接長度)

(a)空孔之修補對策依下表處理

(b)若含浸不良面積達施作面積的 2/3 以上則需全部拆去，重新貼附。

空孔、氣泡處置方式如下表

氣泡長度	對象	集中程度	處置方式	方法
≥3cm	全部氣泡	—	補修	凸出 3 公分以上拆去再貼付 凹陷 3 公分以上樹脂注入
≥1cm <3cm	7~10 個/m ² 以上， 面積率 0.2%程度 以上	分散(*1)	補修	樹脂注入
	7~10 個/m ² 以上， 面積率 0.2%程度 以上	密集(*1)	補修	再施工(拆去，再貼付)
	7 個/m ² 未滿， 最大直徑 2cm 以 上	分散(*1)	合格	—
	7 個/m ² 未滿， 最大直徑 2cm 以 下	分散(*1)	合格	—
	7 個/m ² 未滿	密集(*1)	補修	樹脂注入(*3)再施工(拆去再貼付)(*4)
<1cm	—	分散(*2)	合格	—
	—	密集(*2)	補修	再施工(拆去再貼付)

*1：對象面積在 20 cm × 20 cm 中有占 80%(5~8 個)以上為密集，以下為分散。

*2：對象面積在 5 cm × 5 cm 中有 5 個以上為密集，以下為分散

*3：氣泡直徑未滿 2 cm 的處理方式

*4：直徑大於 2 cm 的處理方式

3. DurometerShore(Jis)D 硬度測試

(1)測試位置：全部施作區域

(2)檢測標準：完工後三天硬度值達 80 以上視為合格。

(3)處理方法：

(a)硬度值小於 80 大於 50，應挑選局部區域切開檢查纖維含浸狀況。

(b)若纖維含浸不良達檢查區域的 2/3 以上則該區域須全部拆去重新施作，數目小於 2/3 則以個別區域分別切開重新貼附。

(c)若硬度值 ≤ 50 則該不合格區域須拆去，重新貼附。

4.現場拉拔實驗

(1)測試位置：複材補強施作區域

(2)測試頻率：施作區域每 50 m² 測試一次，不滿 50 m² 仍須測試一次

(3)檢測標準：拉拔結果破壞面必需為混凝土破壞或拉拔強度大於 20 kg/cm² 視為合格。

(4)處理方法：不合格則在原測試位置 30 cm 內(上下左右均可)再取樣測試，直到測試通過。仍不合格，則該不合格施作面須拆去，重新貼附。

附錄 B 耐震補強設計審查要點

B.1 建築物耐震補強設計初步審查要點

1. 基地現況：
基地概況、工址地質及土壤狀況、特殊事項。
2. 結構現況：
建築概況、垂直測量、水平測量等。
3. 材料現況：
混凝土強度、鋼筋配置、強度及腐蝕現況等。
4. 原結構耐震能力之初步評估結果。
5. 結構補強標準：
補強設計之耐震性能需求等。
6. 結構補強方案比較與建議：
補強的效益、施工難易度、經費概估等。

B.2 建築物耐震補強設計詳細審查要點

- (1) 原有建築及基地概況
 - a. 建築基地概況
 - b. 工址地質及土壤狀況
 - c. 建築設計簡述
 - d. 特殊事項
- (2) 原有結構系統描述
 - a. 主構架系統
 - b. 剪力牆系統

- c.基礎系統
- d.非結構牆系統之影響
- e.版、梁系統

(3) 原有結構分析

- a.基本假設
- b.結構分析模式之模擬
- c.樓層載重計算
- d.建物基本振動週期
- e.地震剪力傳遞
- f.地梁或基礎之結構應力分析

(4) 原有結構設計細部

- a.柱設計
- b.梁設計
- c.版設計
- d.牆設計
- e.梁柱接頭設計
- f.牆體設計
- g.基礎設計
- h.耐震韌性設計細節

(5) 結構現況及材料劣化調查

(A)結構安全初步評估

- a.結構構件受損比例
- b.垂直測量

- c. 水準測量
- d. 基礎勘查
- e. 初步評估成果
- (B) 結構體現況調查
 - a. 工作流程
 - b. 檢測調查(含初步檢測、詳細檢測及調查)
 - c. 結構體損壞調查彙整(各樓層情況、裂縫記錄及損壞類型整理)
 - d. 損壞修復方案及工法建議
- (C) 混凝土材料
 - a. 鑽心取樣及位置
 - b. 抗壓強度試驗(檢測標準及結果)
 - c. 混凝土體質評估
- (D) 鋼筋材料
 - a. 配筋檢測
 - b. 強度試驗或估計
 - c. 腐蝕判定
 - d. 有效斷面判定
- (E) 耐久性評估
 - a. 保護層厚度檢測(檢測目的、方法、標準結果)
 - b. 鋼筋腐蝕年限診斷(中性化速率公式及年限推估)
- (6) 結構補強設計及施工可行性
 - (A) 補強方案之比較
 - (B) 補強後之結構系統
 - a. 補強後主構架系統
 - b. 補強後剪力牆系統

- c.補強後基礎系統
 - d.補強後非結構牆系統之影響
 - e.補強後版、梁系統
 - f.補強後特殊結構系統
- (C)補強用之設計載重
- a.靜載重
 - b.活載重
 - c.地震力(震區係數考量、法規地震力計算、豎向分配、意外扭矩放大係數)
 - d.其他載重
 - e.載重組合
- (D) 補強用之結構材料
- a.鋼筋混凝土構造材料
 - b.鋼構架材料
 - c.其他
- (E)補強後之結構分析
- a.基本假設
 - b.結構分析模式之模擬
 - c.樓層載重計算
 - d.建物基本振動週期
 - e.地震剪力傳遞
 - f.地梁或基礎之結構應力分析
 - g.傳力路徑完整性之檢核
 - h.系統(含基礎)穩定性檢核
- (F)補強後之結構設計細部
- a.柱補強設計
 - b.梁補強設計

- c.版補強設計
 - d.牆補強設計
 - e.磚牆補強設計
 - f.基礎補強設計
 - (G) 補強後結構之耐震評估結果
 - (H) 假設工程
 - (I) 結構補強設計圖說
 - (J) 施工可行性評估
-
- (7) 修復補強工程費與工期預估**
 - a. 損壞修復費用與工期估算
 - b. 結構補強費用與工期估算

