

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法
規與設計方法之研擬

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國107年12月

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法 規與設計方法之研擬

研究主持人：王榮進
協同主持人：廖文義
研究員：邱建國、周楷峻、陳宜翔、李台光
研究助理：宋欣芳、王佳憲
研究期程：中華民國107年4月16至12年31月

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國107年12月

目次

目次.....	I
表次.....	V
圖次.....	VII
摘要.....	XI
ABSTRACT	XV
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究方法及過程	6
第二章 文獻回顧	13
第一節 日本相關補強法令	13
第二節 台灣相關補強法令草案	21
第三節 階段性補強	24
第三章 結構檢測與基本耐震能力	27
第一節 建築物檢測與材料試驗	27
第二節 結構基本耐震能力	29
第三節 耐震能力標準	45
第四章 形狀指標與經年指標	49
第一節 前言	49
第二節 形狀指標診斷基準內容	50
第三節 經年指標診斷基準內容	81
第四節 日本形狀指標與國內相關規範比較	85

第五章	耐震評估示範例	89
第一節	評估示範範例一	89
第二節	評估示範範例二	105
第三節	國內評估方法應用與探討	122
第六章	補強規劃設計與工法介紹	137
第一節	策略與原則	137
第二節	結構系統補強	139
第三節	結構補強示範例	147
第七章	中高樓層 RC 建物基本振動週期探討	155
第一節	研究目的與文獻回顧	155
第二節	案例探討	160
第八章	規範與法令探討	169
第一節	階段性或局部補強文獻	169
第二節	耐震設計規範建議	170
第三節	日本補強促進策略與建議	172
第九章	結論與建議	175
第一節	結論	175
第二節	建議	176
參考書目		178
附錄一	示範例(一)、(二)底層各構材之側向強度與容量韌性 容量	183
附錄二	既有建築物耐震補強促進條例(草案)	187
附錄三	期中審查意見與回應	193
附錄四	期末審查意見與回應	197

附錄五	專家座談會開會通知單	207
附錄六	北、中、南區說明會辦理情形	209

表次

表2-1 建築物分類表	14
表2-2 特定建築物一覽表	14
表3-1 豎向結構構材依破壞模式之分類	33
表3-2 結構阻尼比修正係數BS與B1(線性內插求值)	47
表3-3 基礎土壤系統之阻尼比	47
表4-1 S_D 指標比較(一次診斷法).....	52
表4-2 S_D 指標比較(二次及三次診斷法).....	53
表4-3 形狀指標相關評估項目分類一覽表	55
表4-4 一次診斷法中經年指標T的計算表	81
表4-5 二次及三次診斷法之減點數總計表	83
表4-6 日本形狀指標與國內相關法規方法比較表	86
表4-7 凹角性.....	87
表4-8 剛性比.....	88
表4-9 有無地下室	88
表5-1 建築物現況調查結果彙整表(範例一).....	90
表5-2 樓層重與彈性地震力下之豎向分配	91
表5-3 2F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)	100
表5-4 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)	101
表5-5 3F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)	102
表5-6 3F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)	103
表5-7 方法A形狀指標計算結果彙整表(範例一)	104
表5-8 建築物現況調查結果彙整表(範例二).....	106
表5-9 1F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)	117
表5-10 1F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)	118
表5-11 2F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)	119

表5-12 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)	120
表5-13 方法A形狀指標計算結果彙整表(範例二).....	121
表5-14 X方向偏心率計算結果彙整表	126
表5-15 Y方向偏心率計算結果彙整表	127
表5-16 X方向放大係數FE計算結果彙整表	127
表5-17 Y方向放大係數FE計算結果彙整表	128
表5-18 X方向放大係數FS計算結果彙整表	128
表5-19 Y方向放大係數FS計算結果彙整表	129
表5-20 X方向偏心率計算結果彙整表	129
表5-21 Y方向偏心率計算結果彙整表	130
表5-22 X方向放大係數FE計算結果彙整表	130
表5-23 Y方向放大係數FE計算結果彙整表	131
表5-24 X方向放大係數FS計算結果彙整表	131
表5-25 X方向放大係數FS計算結果彙整表	132
表6-1 2F-X方向重心與剛心位置計算彙整表	151
表6-2 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表	152
表6-3 方法A形狀指標補強後計算結果彙整表	153
表7-1 動力分析與週期公式計算值較表	161
表7-2 僅底層損壞動力分析與週期公式計算值較表	161
表7-3 部份樓層損壞動力分析與週期公式計算值較表	161

圖次

圖 1-1 範例建物分析模型與平面圖	2
圖 1-2 軟弱層 BRB 補強及補強前後結構容量曲線比較圖	3
圖 1-3 建築物耐震改修促進法 2013 年修正要點	7
圖 1-4 耐震診斷義務之實行流程	8
圖 1-5 2017 年版之修訂內容概要	8
圖 1-6 2017 年修正版適用性建議	9
圖 2-1 政策關係圖	16
圖 2-2 耐震評估與耐震補強策略圖	20
圖 3-1 依韌性分類之建築物容量曲線圖	33
圖 3-2 含牆構架尺寸標示說明圖	34
圖 3-3 RC 牆體試驗強度與計算所得強度比較圖	43
圖 3-4 不需考慮磚牆效應之填充磚牆構架情形	45
圖 4-1 邊長比與突出部分之定義	57
圖 4-2 收縮之定義	58
圖 4-3 項目 D 之範例(平面圖)	59
圖 4-4 剛性樓版假設難以成立之範例	59
圖 4-5 第二層柱之不連續範例一	60
圖 4-6 第二層柱之不連續範例二	61
圖 4-7 柱連續之範例	61
圖 4-8 對於 $F=1$ 之割線勁度	67
圖 4-9 對於 $F=0.8$ 之割線勁度	68
圖 4-10 偏心距離之計算方向	69
圖 4-11 重心的座標	70
圖 4-12 剛心與偏心距離	71
圖 4-13 扭轉勁度之計算	73

圖 4-14 扭轉彎矩	74
圖 4-15 斜構件	75
圖 4-16 容易扭轉之建物	75
圖 4-17 難以扭轉之建物	75
圖 4-18 變形的分解.....	77
圖 4-19 方法 A 的適用範例.....	79
圖 4-20 底層挑空建築物的變形	79
圖 4-21 建築物僅有一部份的樓層是為極剛性(陰影部分).....	80
圖5-1 分析建物結構平面圖.....	90
圖5-2 底層柱與牆編號平面圖	94
圖5-3 各樓層平面形狀圖	95
圖5-4 項目B、C判定圖形	96
圖5-5 項目E判定圖形	96
圖5-6 項目F判定圖形	97
圖5-7 2F-1~2F挑空設計式意圖.....	98
圖5-8 分析建物結構平面圖.....	107
圖5-9 臺北市大安區建安里工址水平加速度反應譜圖	109
圖5-10 底層柱與牆編號平面圖	111
圖5-11 項目B、C判定圖形	113
圖5-12 項目E判定圖形	114
圖5-13 項目F判定圖形	114
圖5-14 項目H判定圖形.....	115
圖5-15 偏心率 RE 與係數 FE 之關係圖	122
圖5-16 剛重比 RS 與係數 FS 之關係圖	123
圖5-17 撓剪、撓曲破壞柱側力位移曲線	123
圖5-18 剪力破壞柱側力位移曲線	124
圖5-19 撓曲破壞牆側力位移曲線	124

圖5-20 剪力破壞牆側力位移曲線	125
圖5-21 剪力破壞極短柱側力位移曲線	125
圖5-22 基本耐震性能評估與計算流程圖	135
圖6-1 RC構架中填充RC牆與配筋示意圖	141
圖6-2 RC構架中填充RC牆與配筋補強前後圖	142
圖6-3 增設鋼構材補強示意圖	143
圖6-4 常見之鋼構架型式示意圖	144
圖6-5 常見之鋼構架型式示意圖	144
圖6-6 補強規劃示意圖	148
圖7-1 案例A、B之分析模型	162
圖7-2 案例A、B之平面圖	162
圖7-3 案例C之分析模型	163
圖7-4 案例C之平面圖	163
圖7-5 案例D之分析模型	164
圖7-6 案例D之平面圖	164
圖7-7 案例E之分析模型	165
圖7-8 案例E之平面圖	165
圖7-9 案例F之分析模型	166
圖7-10 案例F之平面圖	166
圖7-11 案例G之分析模型	167
圖7-12 案例G之平面圖	167
圖7-13 動力分析與週期公式計算值比較圖	168

摘要

關鍵詞：中高樓層建物、鋼筋混凝土、耐震補強、耐震評估

一、研究緣起

在國內近年來地震產生人員傷亡之中高樓層建築物震害調查顯示，中高樓層鋼筋混凝土(RC)建築物常因其商業用途及使用機能所需，其結構特性常產生力傳遞路徑不良、底層軟弱、平立面不規則效應過大及非韌性配筋如鋼筋搭接不良等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成人命傷亡。因為私有建物需由所有者或居民自行出資進行評估補強，所以經費為最重要之考量因素，為使能推動具軟弱底層之中高樓層RC建物補強，採階段性之補強策略與研發經濟有效之評估、補強策略與工法為必要之研究，如此才能提高民眾接受評估與補強之意願。在考量國內既有RC建築物常見底層軟弱、非韌性配筋及不規則效應顯著的特性，本研究將耐震性能要求訂為以防止倒塌為基準，並配合營建署推動階段性補強經驗，研擬簡易、無須整體補強以建物倒塌防止性能為主之耐震補強評估與補強設計方法與工法，建立既有建築物受震倒塌可能性評估方法，及參考建築主管單位之震害防治策略，提供日本既有中高樓層建築結構防止倒塌之耐震補強相關資訊，提出篩選原則與補強策略初步建議。

二、研究方法及過程

- 1.研讀國內外常見建物耐震評估與補強技術報告、國內補強施工案例資料、國內震害主因調查成果，及文獻及實驗成果加以評估，對具軟弱底層中高樓層RC建物現況與特性篩選整理合適之工法。
- 2.進行國內「既有建築物耐震評估及補強促進條例草案」及日本「促進建築物耐震改修法律」之相關比較研究，探討能提高中高樓層RC建物民眾改善居家耐震安全意願之可能策略。

- 3.參考日本耐震評估方法，針對具軟弱底層中高樓層RC建物提出適用之簡易耐震評估方法、建物地震倒塌與穩定性評估方法與補強設計策略。
- 4.針對國內中高樓層RC建物常見底層軟弱、非韌性配筋及平立面不規則效應特性，研擬較為簡易、無須整體補強之防倒塌階段性耐震補強的適用工法。
- 5.收集歷年震損之具軟弱底層RC建物，推估建物結構開裂損壞後之結構週期計算方式，提出具軟弱底層RC建物進行耐震能力簡易評估時之有效週期計算方式。
- 6.針對常見之住商混合集合住宅等，挑選具有代表性之結構，進行耐震評估與補強設計示範例研究，探討於考量經濟性、空間限制及不妨害現有功能等條件下，可行之補強策略與補強設計方法。

三、重要發現

本研究以過去國內地震中受損之住商混合建物，以日本耐震評估法來計算其偏心率、剛重比等形狀指標項目，初步發現偏心率與剛重比項目確實可反應出此具軟弱底層建築物之弱點及折減相當之耐震能力，另藉由改善偏心率、剛重比來進行底部少數樓層適當與正確補強，在經濟費用下，顯著提昇此類建築物之耐震能力。

另本研究已蒐集許多國內外相關耐震評估與補強設計在法規上與技術上之參考資料，並以具軟弱底層中高樓層RC建築物來探討及研究適用之補強策略與方法及法規面之比較，故本研究之分析與補強設計可為後續研究與實務面之重要參考。

四、建議事項

本研究所提之耐震評估方法對於複雜結構系統或牆體繁多結構，實務設計工程師使用時可能需所多較繁瑣計算及誤算情況，故建議可根據本研究所提之耐震評估方法，另案發展輔助程式來可快速計算

梁、柱與牆等之強度、剛度及計算偏心率、剛重比等形狀指標，減少使用者工作量及提高使用之正確率。

日本於耐震評估與補強上已有許多彙集成冊之評估與補強示範例，建議本研究後續可加以比照，蒐集更多之實際建物範例，以本研究所建議之評估方法與補強建議工法，以實務工程師來主導彙編一系列之評估與補強示範例集，可更詳盡的介紹耐震評估與補強計算之過程，對不同複雜結構提供建議補強方案供參考，及對評估補強方法有疑義處及適用性提出說明，有助於工程師實務工程之應用。

Abstract

Keywords : middle-high rise building structure , reinforced concrete , seismic retrofit , seismic evaluation

The major research contents of this project are as follow :

- (1) To study the technical reports for seismic retrofit , the domestic retrofit construction cases , the investigation results of earthquake damage to screen out the appropriate retrofit method for those high-rise RC buildings with soft-weak bottom story.
- (2) To conduct a comparative study of the Taiwan "Draft Regulation for Seismic Evaluation and retrofit of Existing Buildings " and Japan's "Promotion of Earthquake Retrofit of Buildings" , and propose the possible strategies to improve the resident's willingness at the conducting of seismic retrofit of home building.
- (3) Refer to Japan's seismic evaluation method , propose a simple seismic evaluation method that can evaluate the collapse possibility and stability of buildings under earthquake , and provide a retrofit design strategy for buildings with soft-weak story.
- (4) To collect the information of those damaged buildings with soft-weak story in the past earthquake and relative research literatures , estimate the formula for calculating the structure period considering the cracking and damage status of structural members.
- (5) For those mixed-use building structures , select three representative structures , conduct seismic evaluation and retrofit design according the method proposed in this study , and discuss feasible retrofit strategies under consideration of economics , space limitations , and existing functions.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

在921地震及近期的0206美濃地震、花蓮地震之產生重大人員傷亡之中高樓層建築物震害調查顯示，中高樓層RC建築物常因其商業用途及使用機能所需，其結構特性常產生力傳遞路徑不良、底層軟弱、平立面不規則效應過大及非韌性配筋如鋼筋搭接不良等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成大量人命傷亡。國內在國家地震中心主導下推動校舍與公有建物之耐震補強已經有相當良好之成果，但在私有建物之耐震補強設計方面，在實際施行方面與居民反應方面可能有更大之差異，因為公有建物為由政府編列預算執行，而私有建物需由所有者或居民自行出資，所以常常經費為最重要之考量因素，為使能推動具軟弱底層之中高樓層RC建物補強，採階段性之補強策略與研發經濟有效之評估、補強策略與工法為必要之研究，如此才能提高民眾接受評估與補強之意願。

參考921地震及美濃地震經驗，本研究先針對具軟弱底層建築進行初步探討階段性補強策略，以921地震中倒塌之住商混合建物為範例進行補強設計探討，如圖1-1之範例大樓為地下二層、地上十四層之鋼筋混凝土構造，一、二樓間有夾層，部份為挑高設計，採用筏式基礎，整棟建築物呈門字型，部份設計為開放空間，為住商混合大樓。其一、二樓僅有少部份完整牆體，三樓以上為住宅則有許多之隔戶隔間牆體，為典型之軟弱底層大樓，另本大樓之平面與立面亦屬不規則之結構，此類結構在歷年震害中常有嚴重之損壞或倒塌，故以此結構來說明僅需少量之結構弱點補強即可大幅改善其耐震能力。

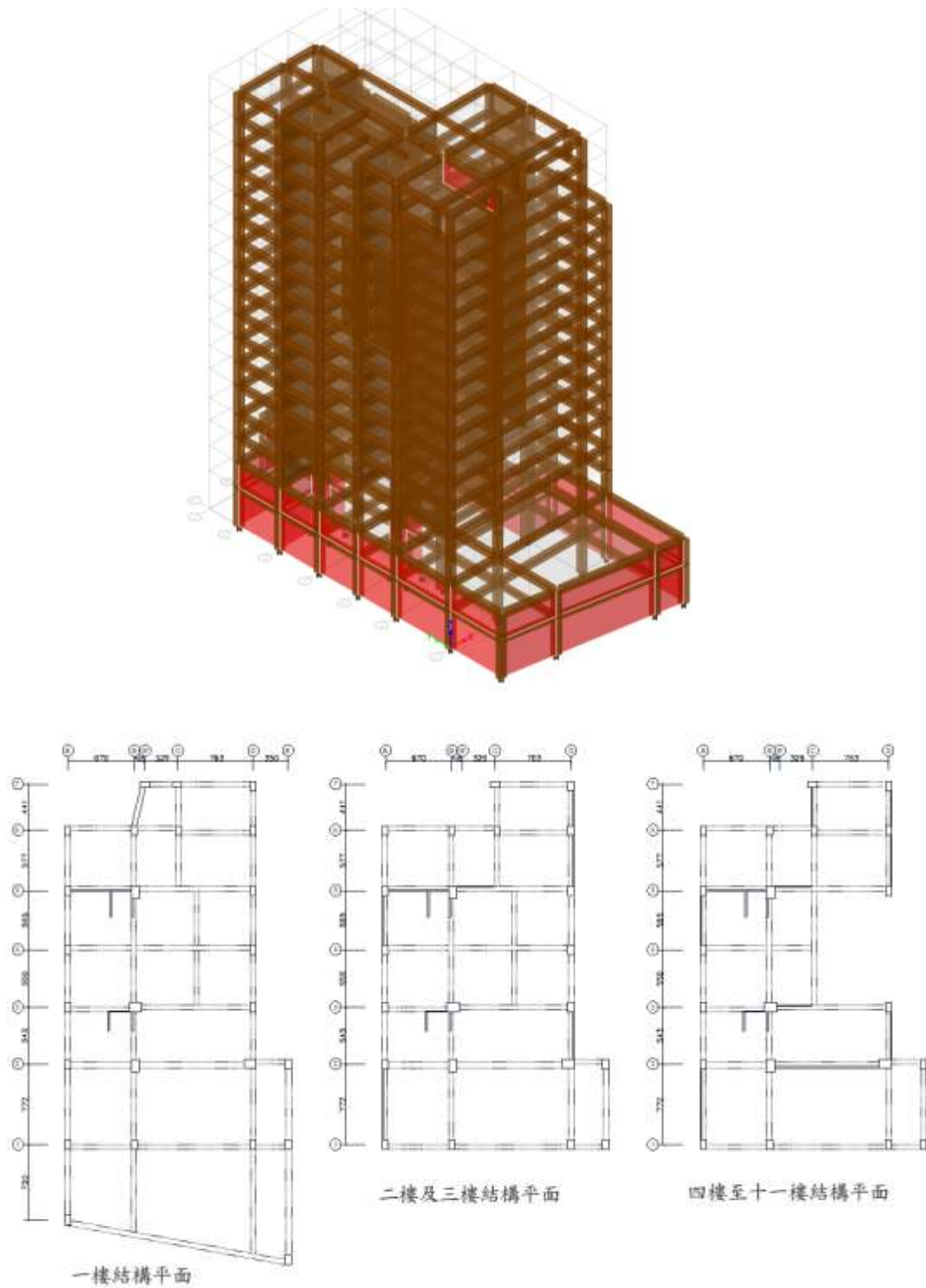
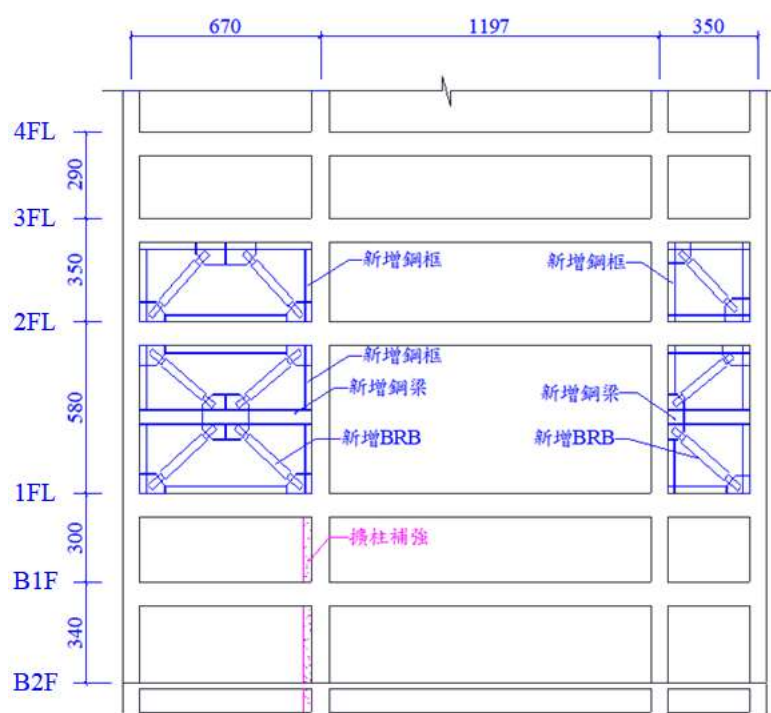


圖1-1 範例建物分析模型與平面圖

(資料來源：本研究製作)



SEC. A-A' (Line-1 構架補強立面圖)

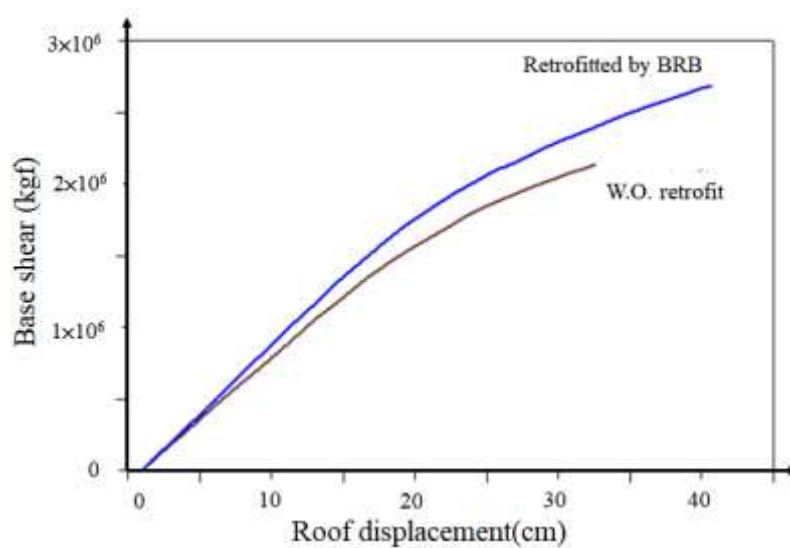


圖1-2 軟弱層BRB補強及補強前後結構容量曲線比較圖

(資料來源：本研究製作)

根據結構耐震缺點，主要目標是採系統補強、提升底層結構強度與改善結構不規則之補強方法，為不影響整體空間之運作及使用，於底層加設位移型消能斜撐(工法一)或RC剪力牆(工法二)以提升整體耐震能力。在經計算後補強後結構耐震能力由0.28g可提高1.5倍達0.41g耐震能力(圖1-2)，補強經費僅需約600萬左右，主要補強功效來自於不規則處之改善，使變形較均勻之平面與立面分配而不如原結構之集中變形於底層。故921地震或美濃地震常見受損之具軟弱底層建物，只須進行底部少數樓層補強，在經濟之補強費用下，即可顯著提昇建物之耐震能力，而階段性之結構弱點補強策略是可大幅增加耐震能力且經濟可行的。

私有建物之結構型式比傳統校舍複雜許多，對於校舍結構耐震補強工法與試驗，國家地震工程研究中心已完成許多研究，並編訂有「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」[1-1]，另中華民國地震工程學會亦完成有「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說與解說」[1-2]，但其主要為針對一般典型校舍建築，而非私有民間建築。且國震中心及地震工程學會研究內容仍以校舍結構濕式補強工法為主，並未考量其應用於本研究所探討之中高樓層RC建築底層軟弱、非韌性配筋及不規則效應顯著等補強上之限制性與對應工法之變通性，及未提供更多元且能適用於多樣化私有建築，如乾式補強與消能補強工法供參考，除此之外，其對結構既有缺陷補強時之處置方式與鄰房考量、施工經濟性、施作空間考量等細節上仍可強化，亦有待補充才宜應用於一般中高樓層RC建築之防倒塌補強或階段性補強上。

本所921地震後，於耐震補強技術方面研究[1-3，1-4，1-5]雖已有86年「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」、95年「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」及105年「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬」之完成，但隨著補強策略與目標之不同，前述研究內容若要廣泛落實於中高樓層RC建築之防倒塌補強或階段性

補強，仍尚有不足。另在現有的私有建築物耐震評估與補強程序在實務推動過程中，常因例如建物所有權人配合意願不高或評估與補強費用過高等問題，致使政府建築管理單位不易推廣執行相關的震害防治策略。故在營建署「106年度安家固員計畫」推動老舊建築物耐震評估補強措施，進行「階段性補強」(緊急處置措施)，以有效保障民眾生命安全，在國震中心以公有建築為主，本所以私有建築為主之分工下，本所於既有研究基礎下，彙集近年國內外於中高樓層建築補強技術資訊與實務案例，參考日本耐震評估與補強基準[1-6，1-7，1-8]，持續研究與提出一適用此類建築之評估方法、倒塌防止耐震補強策略與階段性補強工法，以進行應用性檢討驗證與提供具代表性範例，實有其迫切性與必要性。

國內外規範與研究對一般建物基本振動週期之研究、統計已相當多且有可靠之經驗公式，但此些研究對921地震、美濃、花蓮地震倒塌之具軟弱底層建築適用性仍有待探討，因此些建物損壞位置集中底層而非均勻分佈於各層，所以若依RC規範考慮開裂後建物週期則會高估週期而造成低估建物之地震需求。因此有必要由歷年地震損壞之具軟弱底層建築進行分析，先建立具軟弱底層RC結構之彈性經驗公式，再由耐震評估工具考量地震下構材開裂對週期之影響及引制地震力之推估變化，本研究利用現有耐震評估系統推估此類建物地震下損壞開裂位置進而決定結構損壞開裂後之週期計算方式，準確之周期計算可為耐震評估系統推算需求地震力及可為震損評估參數訂定參考。

在臺灣921地震及近期的0206美濃地震與花蓮地震之建築物震害調查結果顯示，中高樓層建築物常因其商業用途及使用機能所需，造成其結構特性常產生力傳遞路徑不良、結構靜不定度不足、底層軟弱、柱長細效應過大、結構平力面不規則效應過大及老舊建物之非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成大量人命傷亡，然而現有的建築物耐震評估與補強程序在實務推動過程中，常因建物所有權人

意願不高或評估與補強費用過高等問題，致使政府建築管理單位不易推廣執行相關的震害防治策略。地震中建物的震損情形可作為日後結構補強設計之重要參考依據，因結構分析成果並不一定能完全模擬出建築物受震時的真正反應，例如921地震與美濃、花蓮地震中集合式住宅的損壞情形多集中於一樓的柱構材與大部分的結構性(剪力牆)與非結構性牆(磚牆與RC牆)，實際震損程度一般均依樓層數的遞增而遞減。因此補強重點應集中於嚴重受損的第一樓層?或是依據結構分析成果進行建築物整體的韌性、強度或勁度補強?前者係依據實際的損壞情形進行補強，在相同地震強度下亦能提高至某種程度的耐震能力。後者係依據現行建築技術規則與結構分析成果進行結構補強，因此補強量增加的幅度勢必相當可觀。人人均希望耐震補強基準能完全符合規範需求，但工程經費的限制往往左右工程師對結構補強的基準必須有合理的取捨與研判。因此實際的震損情形、結構補強基準及工程經費間應如何取得平衡，為政府推動補強設計時應詳加考量的重點。

故本計畫配合營建署推動「106年度安家固員計畫」推動老舊建築物耐震評估補強措施其工作項目委託辦理「政府主動輔導單棟大樓補強暨階段性補強」配套措施之示範案例，考量臺灣既有中高樓層鋼筋混凝土建築物常見底層軟弱、非韌性配筋及不規則效應顯著的特性，研究以防止倒塌為基準之耐震性能的簡易、無須整體補強之底層軟弱建物倒塌防止耐震補強分析與設計工法，以提供建管單位加速推動建物震害防治策略，其中以歷年地震之底層軟弱中高樓層災損案例為範例進行示範例及可行性檢討。

第二節 研究方法及過程

以下就本計畫執行之相關要項的研究方法進行簡要說明：

- 一、日本耐震評估、補強技術與耐震改修促進策略探討(圖1-3、圖1-4、圖1-5)：

日本於1995年阪神大地震發生後，隨即於當年12月25日公告施行建築物耐震改修促進法，除2006年1月公告修訂版本外，並考量東日本大地震後之相關經驗，於2013年11月25日再次公告修訂版本。以最新版本之建築物耐震改修促進法而言，約可分為二部份：1.促進建築物耐震化之相關規定及2.促進建築物耐震化之相關配合措施。其中，2013年版本主要針對必須進行耐震能力診斷之特定建築物進行說明與規定，並於期限內於網路上公告其診斷結果及相關後續處理方法，以醫院、飯店及商店等之不特等定多數人使用之大規模建築物等之期限為2015年12月31日；此外，更新版本之耐震改修促進法中亦明定應公告耐震能力診斷結果之相關建築物的規模大小，以飯店為例：3樓以上且樓地板面積大於5000平方尺。日本政府為使建築物耐震化之相關規定能順利推動(第二部份)，更新版本之耐震改修促進法放寬補強工事可能變動之容積率或建蔽率等，且將耐震改修時之區分所有權人同意比例由原來3/4調降為1/2。



圖1-3 建築物耐震改修促進法2013年修正要點

(資料來源：參考書目1-10)

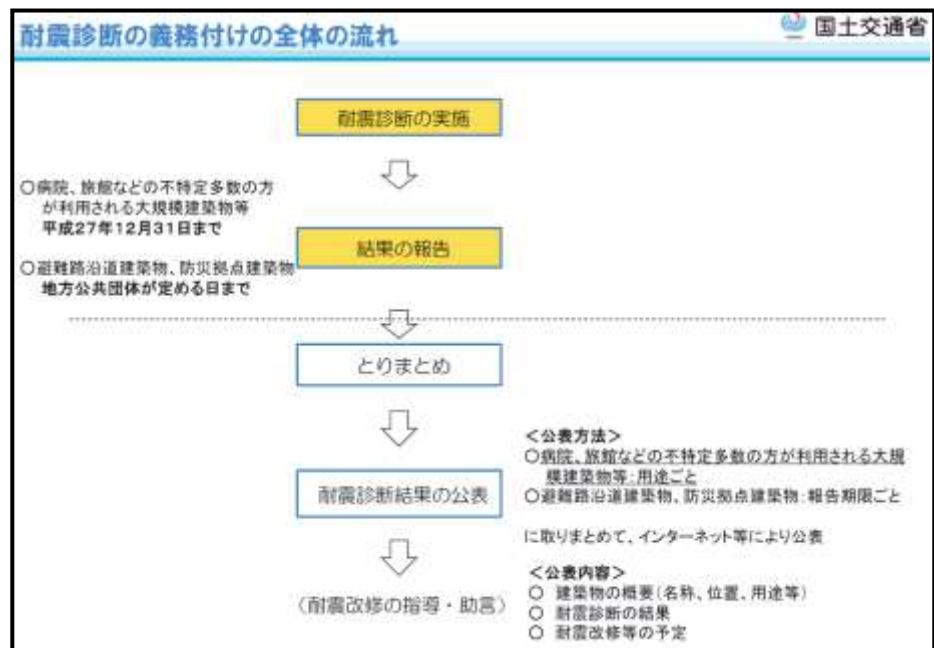


圖1-4 耐震診断義務之實行流程

(資料來源：參考書目1-10)

項 目			2001 年版	2017 年版
コンクリート 強度調査	コア径		原則 100mm	標準コア(直径 100mm)の採取が困難な場合には、直径 60mm を下限として小径コアを採取して良い
	診断採用強度		1.25Fe (Fe: 設計基準強度) を 上限とする	1.5Fe (Fe: 設計基準強度) を 上限とする
S _D 指標	平面	f 項	吹抜の偏在	剛床仮定の成立
	断面	i 項	層高の均等性	削 除
		k 項	—	下階への柱の連続性
	剛性	偏心率	・部材断面積を用いる方法 (S _D) ・弾性剛性を用いる方法 (F _{ee})	・A 法: 割線剛性を用いて従来の S _D 算定式による ・B 法: 割線剛性を用いて F _{es} 式による。ただし、弾性剛性を用いても良い ・C 法: A、B 法の改良型
袖 壁		剛重比		
	せん断耐力 (Q _{su})		Q _{su} = max(Q _{su1} , Q _{su2} , Q _{su3} , Q _{su4}) Q _{su1} : 袖壁式 Q _{su2} : 耐震壁式 Q _{su3} : 柱式 Q _{su4} : 雑壁式	Q _{su} = max(Q _{su1} , Q _{su2} , Q _{su3}) Q _{su1} : 袖壁式 Q _{su2} : 分割累加式 Q _{su3} : 柱式
	F=0.8 とする条件		Q _{su} が Q _{su1} または Q _{su2} で決定され、 かつ、h _o /H _o ≤ 0.75、h _o /D < 2 h _o : 柱内のり高さ H _o : 梁下高さ D: 柱せい	h _o /D < 2.0 かつ ΣAw/Ac < $\frac{1}{2}$ h _o : 柱内のり高さ D: 柱せい Aw: 袖壁の断面積 Ac: 柱の断面積

圖1-5 2017年版之修訂內容概要

(資料來源：參考書目1-11)

日本歷經2011年東日本大地震及2016年熊本地震，日本建築防災協會於2017年公佈修正版之建築物耐震診斷方法，其架構仍以2001年版為主，主要針對混凝土強度、形狀指標及翼牆強度等提供修正方案。以RC造建物之耐震診斷而言，主要以5-6層樓以下且為弱層破壞之建物為2次診斷適用對象，然而因日本建築物耐震改修促進法之推動，對於6層樓以上之中高層RC造建物則可納入修正版本之適用對象，並結合三次診斷以進行綜合性評估，其評估重點為：

- A.具弱梁構件。
- B.地震時軸力變動影響。
- C.整體崩壞型破壞模式。
- D.具壁體不連續結構系統。



圖1-6 2017年修正版適用性建議

(資料來源：參考書目1-11)

修正版中以混凝土強度而言，過去以直徑10公分之鑽心圓柱試體為標樣取樣對象，新版方法則容許以直徑5公分之圓柱試體為取標下限，並將診斷採用強度上限提高至1.5倍之設計基準強度。此外，針對混凝土強度低於13.5MPa之建物，其診斷結果應依考慮強度折減參數以進行補正。就形狀指標而言，為此次變更最大之一部份，除增加柱構件連續性外，針對偏心率與剛重比則提供三種定量計算方法，主要

反應建築物平面與立面勁度分配狀況，進行補正其耐震能力。就以上日本近期經驗，可回饋至台灣現行方式，並依既有震損案例進行討論，以提供未來修正參考。

二、建立具軟弱底層中高RC結構之經驗週期公式：

由歷年地震損壞之具軟弱底層建築進行分析，由分析結果建立具軟弱底層RC結構於不同牆量比下之週期計算公式，再由耐震評估工具考量地震下構材開裂對週期之影響及引制地震力之變化，推估此類建物地震下損壞開裂位置進而決定結構損壞開裂後之週期計算方式，提出可靠與能反應具軟弱底層中高RC結構特性之周期計算公式，可為耐震評估系統推算需求地震力參考。

三、具軟弱底層中高RC結構之簡易耐震評估方法：

本研究之針對具軟弱底層中高RC結構簡易評估法，採用日本耐震診斷法Level-2之概念，由構材強度之疊加先建立底層基本耐震性能指標，再考量軟弱底層(及柱細長效應)嚴重性指標、平立面不規則形狀指標、非韌性配筋指標、崩坍性能指標來修正而求得建物耐震性能，配合建立前所建立之周期計算公式來有效準確推估耐震能力。簡易耐震評估基本假設為弱柱強梁與破壞於底層之情況，對於建物經判斷可能屬強柱弱梁者，則會建議採用國震之詳細評估法，並考慮中高層建物柱軸力較大特性，建議出國震評估法中輸入所採用軸力之調整方式，另若建物屬結構行為過於複雜或重要性極高者，亦建議採用更詳細之如歷時分析法來進行耐震能力評估。

四、具軟弱底層中高RC結構之倒塌預防補強策略：

蒐集國內外常見建築物耐震評估與補強技術報告、國內建築實際補強施工案例資料、臺灣建築物震害主因調查成果，及文獻及實驗成果加以評估，對具軟弱底層中高樓層鋼筋混凝土(RC)建築物現況與特性篩選整理合適之工法。參考日本耐震補強方法與建物崩塌評估因子，針對具軟弱底層中高樓層RC建物提出具經濟性之以建物地震倒塌預

防的階段性補強設計策略各種參考工法。補強策略主要以提昇建物本身耐震能力及降低建物耐震需求兩個策略，在提昇建物耐震能力方面一般以構材強度韌性補強、結構不規則性改善、增設剪力牆來進行，降低耐震需求則以增設阻尼器等，方式選擇可能因為補強需求或現況條件限制而有不同，雖難以用單一標準來選擇策略，但各方式之選用基本原則與可能優缺點、限制條件等還是需要有基本建議原則與範例來供設計者參考。

五、補強設計示範例：

選擇兩棟歷年震損建築物配合結構分析軟體進行本研究所提之建築耐震評估與補強示範例，選擇之一為921地震之東勢王朝，另一為美濃地震之幸福大樓。進行兩棟建物補強前後之耐震能力提昇比較與補強成本分析，討論補強工程效益及探討於考量經濟性、空間限制及不妨害現有功能等條件下，可行之補強策略與補強設計方法，並進行相關施工探討。

本研究藉由蒐集日本現有相關結構補強資料與補強促進政策之推動，及國內民間私有建築、校舍建築實際補強施工案例資料，提出適用於具軟弱底層中高RC結構之各類可能適用於階段性補強的補強方法與相關要項，及研究針對具軟弱底層中高RC結構之簡易評估法與地震需求所需之可靠周期計算公式。並針對乾式補強工法、開口或開門剪力牆之耐震行為及補強工法之可行性，完成具軟弱底層中高RC結構之分析示範例與實務補強，提供設計方法與施工細節建議，使工程師進行實務補強設計時有所依循與參考，並配合政府之震害防治策略，提供日本既有中高樓層建築結構防止倒塌之耐震補強相關資訊，期能提出篩選建議原則、設計程序與補強策略初步建議。本計畫之研究方法為採用彙整震害資訊、國外補強技術與政策推動方式，以最少之時間與經費提供完整之工程技術支援，應為最務實方式且有助於中高RC建物耐震補強之推動。

第二章 文獻回顧

日本和台灣皆位於板塊交接處，當板塊運動時伴隨而來無數大大小小的地震也造成人員或經濟損傷，再加上地震是無法被預期的，所以同樣面臨著潛在危機。既然無法避免地震的發生，就只能從降低地震後所造成的災害損失著手，一般地震所造成的損傷除了引發二次災害外，會產生較嚴重的直接損傷通常為結構物倒塌所造成，為了要避免結構物倒塌，對結構物進行耐震能力評估與補強是最根本的作法。本章探討日本與台灣目前補強相關作為，若有相關耐震能力評估與補強的法令再配合各區的執行計畫，才能有效率的提高耐震能力評估與補強的執行率。

第一節 日本相關補強法令

日本耐震評估、補強技術與耐震改修促進策略探討：日本於1995年阪神大地震發生後，隨即於當年12月25日公告施行建築物耐震改修促進法，除2006年1月公告修訂版本外，並考量東日本大地震後之相關經驗，於2013年11月25日再次公告修訂版本。為了更有效率地執行建築物耐震評估與補強，日本各區亦頒布適合該區的耐震改修促進計畫，本研究以台東區耐震改修促進計畫[2-1]為例進行探討。

一、耐震改修促進計畫目的與範圍

此耐震改修促進法計畫是為了減少直下型地震造成的損害為目標，以保護區民的生命財產，也就是可能為淺層地震、震源位於日本本島內或是近海內之地震等，所引發致災性大規模的地震，以有計畫性綜合的促使區內住宅進行耐震診斷以及耐震補強，實現抗災減害的目標。計畫期間為2016年度至2020年度為期5年，以自助、互助、公開的觀點，綜合的推進關於民眾對於耐震化知識普及與意識啟發、促

進耐震化的環境整備、對於耐震評估與補強法令與配套措施等，並將建築物依重要性不同進行(如表2-1)，法令限制與支援補助亦有所不同，其中特定建築物如表2-2所示。

表2-1 建築物分類表

種類	
住宅	獨立式住宅
	共同住宅
特定建築物	特定既存耐震不合格建築物
	需確認緊急安全的大規模建築物
緊急救援道路沿旁建築物	特定緊急救援道路沿旁建築物
	一般緊急救援道路沿旁建築物
防災上重要區有建築物	-

(資料來源：參考書目2-1)

表2-2 特定建築物一覽表

用途區分		特定既存耐震不合格建築物		需確認緊急安全的大規模建築物
		一般規模	特殊指定規模	
幼稚園、幼保相關的幼兒園、托兒所		2層以上且500m ² 以上	2層以上且750m ² 以上	2層以上且1500m ² 以上
小學等	義務教育學校、中等教育學校的前期課程或特別支援學校	2層以上且1000m ² 以上	2層以上且1500m ² 以上	2層以上且3000m ² 以上
養老院、短期入住老人設施、其他福利院		2層以上且1000m ² 以上	2層以上且2000m ² 以上	2層以上且5000m ² 以上
福利中心、兒童厚生設施				
學校	上述(小學等)以外的學校	3層以上且1000m ² 以上		
保齡球場、滑雪場、游泳池等運動設施				
醫院、診療所			3層以上且2000m ² 以上	3層以上且5000m ² 以上
劇場、音樂廳、電影院、演藝場				
集會場、公會堂				
展示場				
買賣市場				
百貨、市場或其他經營物品販賣業的店鋪			3層以上且2000m ² 以上	3層以上且5000m ² 以上
飯店、旅館				
租借住宅(限於共同住宅)、招待所、合宿				

辦公室			
博物館、美術館、圖書館			
遊樂場			
公眾浴場		3層以上且 2000m ² 以上	3層以上且 5000m ² 以上
飲食店、歌廳、餐廳等			
理髮店、當舖、出租服裝店、銀行等			
工廠(除危險物儲藏場等用途的建築物)			
車輛停車場等提供旅客上下車或等待使用		3層以上且 2000m ² 以上	3層以上且 5000m ² 以上
車庫或腳踏車停留設施			
保健所、稅務署等供避難的建築物			
體育館(提供一般公共使用)	1層以上且 1000m ² 以上	1層以上且 2000m ² 以上	1層以上且 5000m ² 以上
作為危險物儲藏場或處理場用途的建築物	由政令規定 的建築物	500m ² 以上	1層以上且 5000m ² 以上

(資料來源：參考書目2-1)

另外，為使地震發生後急救、救命活動或緊急支援物資輸送等工項能順利進行，需確保東京都地域防災計畫中的高速國道、一般國道以及連接這些的幹線道路和相互連接指定的防災據點之道路等通暢。道路沿旁建築物則需避免倒塌以降低封閉道路的可能性，故緊急救援道路沿旁建築物若符合以下條件必須進行耐震評估判斷，並決定是否需要進行補強；第一、使用舊版本耐震設計規範所設計之建築物，第二、建築物樓高超過該緊急救援道路路寬一半，第三、若該緊急救援道路路寬為12m以下時，高度超過6m之建築物。

特定緊急救援道路與一般緊急救援道路，差別在於所連接地點依據重要性分類，特定緊急救援道路是指聯通災害應變中心的都本廳舍、區市町村廳舍、輸送道路管理機關以及重要港灣、機場等的路線；而一般緊急救援道路是指聯通緊急輸送路道路與初步對應機關、輸送據點等。為防止建築物倒塌造成道路封閉，確保震災時與平時同樣通行順利以抵達防災據點是相當重要，所以針對道路周遭建築物進行耐震評估及補強具有其必要性。

二、耐震改修促進計畫措施

建築物耐震化執行上是以自助、共助、公助為原則，每個單位善盡其義務，方能促使其提高執行效率。首先建築物的所有者需體認到耐震化非但是自己的問題更是地域的問題，先不論地震造成建築物損傷自己的生命財產，道路封閉或是火災等二次災害可能對地域的安全性會造成重大的影響，必須在以上認知下對耐震化採取行動。建築物所有者、民間事業者、建築關係團體以及行政等密切的聯結，各司其職對區域全體的耐震化有所貢獻。最後在政府支援下，廣泛提供關於耐震診斷及耐震補強基本知識或最新技術、稅制上的優惠待遇等資訊，且在必要時，從公共性或緊急性的觀點進行財政支援，其耐震化執行之政策關係如圖2-1所示。

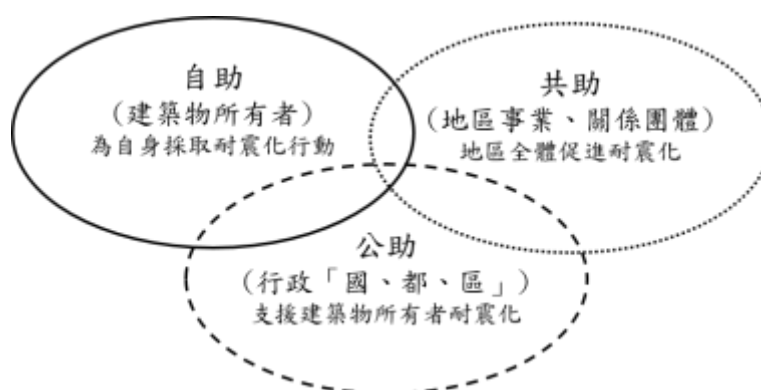


圖2-1 政策關係圖

(資料來源：參考書目2-1)

(一)自助支援—普及啟發

1.手冊、電視、官網的普及啟發：

透過有關地震的危險性或耐震診斷以及耐震補強等手冊或電視，致力於關於耐震化重要性的意識啟發。這些手冊等內容也刊載在官網，使建築物耐震化的各種資訊更為普及，也進行網路宣導。另外，為使民眾能輕鬆解讀耐震化相關資訊，活用有插畫手冊或影像資料等

，以利耐震相關資訊更容易地傳達給民眾。

2.舉行耐震相關活動：

為促進建築物所有者的自主耐震化，舉辦耐震化重要性為題材的討論會、修復工法展示等。另外，和建築相關團體連結，活用建築防災週等各種活動機會舉行意見交流或討論會議等。

3.公開地域災害潛勢圖：

建築物所有者為了實施耐震評估與補強，必須相當了解對於本身居住環境之地震潛勢。因此，台東區活用取自東京都之地震潛勢調查，藉由公開該區域之災害潛勢圖，使居民或建築物所有者能將耐震化的普及視為共同的目標。

4.不動產交易的耐震診斷明義務：

基於住宅建築物交易法，說明耐震診斷的進行有無為義務事項。關於此事，區官網或耐震相關活動等策劃對建築物所有者進行告知，持續促進自主的耐震評估或耐震補強的實施。

5.耐震修復促進稅制：

進行耐震補強工程時，作為稅制上的優惠待遇包含有所得稅、固定資產稅及都市計畫稅的減免等。關於這些優惠制度，亦透過區官網或耐震相關活動等策劃對建築物所有者進行告知，以策劃減輕經濟上的負擔。

6.區與東京都連結的啟發活動實施：

區與東京都連結對於耐震補強工法及相關裝置展示會的舉行、公寓耐震化促進事業及對於舊耐震設計的公寓所有者或公寓管理者，強化來自對於耐震化的建議或發放手冊等。東京都主推的耐震活動其中有東京都耐震標誌制度，對實施過耐震補強的建築物所有者擁有此標章，以證明完成耐震補強。

7.有效率地展開普及啟發：

將關於耐震化的資訊或知識、補助制度的指引等發散給其作為必

要之所有者或相關產業，繼續研究並努力完成耐震補強等事宜。從耐震補強援助制度，了解補強工程前的來龍去脈或動機等，並分析其內容來篩選使用者，實施有效率的普及啟發。

(二)共助強化—環境整備

1.強化耐震化工作商量窗口：

回答對於建築物所有者耐震評估或補強等技術性疑問的同時，為進行對經濟負擔減輕的建議，策劃耐震化商量窗口，如耐震診斷以及耐震修復等的援助制度指引、耐震修復的優惠稅制制度的指引、耐震修復工法或費用等商量對策、反向抵押(資產活用型耐震補強融資制度)或其他的地震對策資訊等。

2.耐震診斷技術者的養成：

為使區民安心進行住宅・建築物的耐震化，具信賴且可商量的設計者或建設業者是重要的。進行耐震化初步的耐震診斷，即使是專家也需有一定的資格，可支援區內的建築師或施工者的技術力提升。

3.和自主防災組織的連結：

為了促進更上一層的耐震化，整個地區的耐震意識提高是重要的。這與災害時的避難或滅火活動中占很大的角色的自主防災組織或其母體的町自治會等連結，並持續支援與耐震相關讀書會等的舉行。

(三)公助充實—建築物耐震化

1.住宅耐震化：

對於滿足一定條件1981年以前的住宅援助在耐震診斷、補強設計以及耐震修復工程等的部分費用。另外，為了促進制度的利用，與住宅或公寓管理討論會連絡會等，並將關於耐震修復的優惠稅制或資產活用型耐震修復融資制度等介紹更進一步地，與東京都連結，也持續展開發動關於對住宅管理組合等的耐震化。

對於耐震化事業的商量者徹底追蹤，對希望者進行詳細訪問商量。更進一步地，對於耐震診斷援助利用者通過直郵的方式，將最新的

支援制度或工法、活動等進行資訊提供，策劃提高築物所有者對於實施耐震補強的意願。其他的在木造住宅密集區域或防災上重要道路的沿道建築物，為了提升區域的防災性向，促進改建的耐震化以及不燃化。關於改建困難的建築物，以安全性的確保為優先，促進耐震修復等的耐震化。

2.民間特定建築物的耐震化：

規定於耐震修復促進法的特定建築物所有者實施耐震診斷，必要時進行耐震修復。區為了支援這樣的行動，援助耐震診斷的部分費用。區與國以及東京都等連結，對該建築物的所有者等促進耐震診斷以及耐震修復的同時，亦指引援助耐震對策緊急促進事業聯繫。

3.緊急輸送道路沿道建築物的耐震化：

關於緊急輸送道路沿道建築物，和東京都連結對於建築物所有者透過發送個別訪問或文書等，援助耐震診斷、補強設計以及耐震修復工程等部分費用。特定緊急輸送道路沿道建築物，因為耐震診斷是義務徹底指導受診的同時，若持續進行補強為原其補助耐震診斷費用的全額。關於補強設計以及耐震修復工程等，特別對於倒塌危險性高的建築物，相當於 I_s 值未滿0.3的建築物，進行更有重點的支援。

4.防災上重要的區有建築物的耐震化：

關於耐震化未實施的設施，配合活用策劃耐震化。

(四)綜合的安全對策

除了對各建築物所有者的指導指引外，亦對於相關聯的事業推進，如空屋對策、外壁防落對策、懸崖擋土牆等安全對策、電梯安全對策、配合改裝的耐震修復引導、家具傾倒防止對策、定期報告制度活用及關於建築物助承事業等資訊提供。對於建築物耐震化以外，對於其他由大規模地震所引致相關災害，人命的保護或災害防止需有其必要的應對措施。

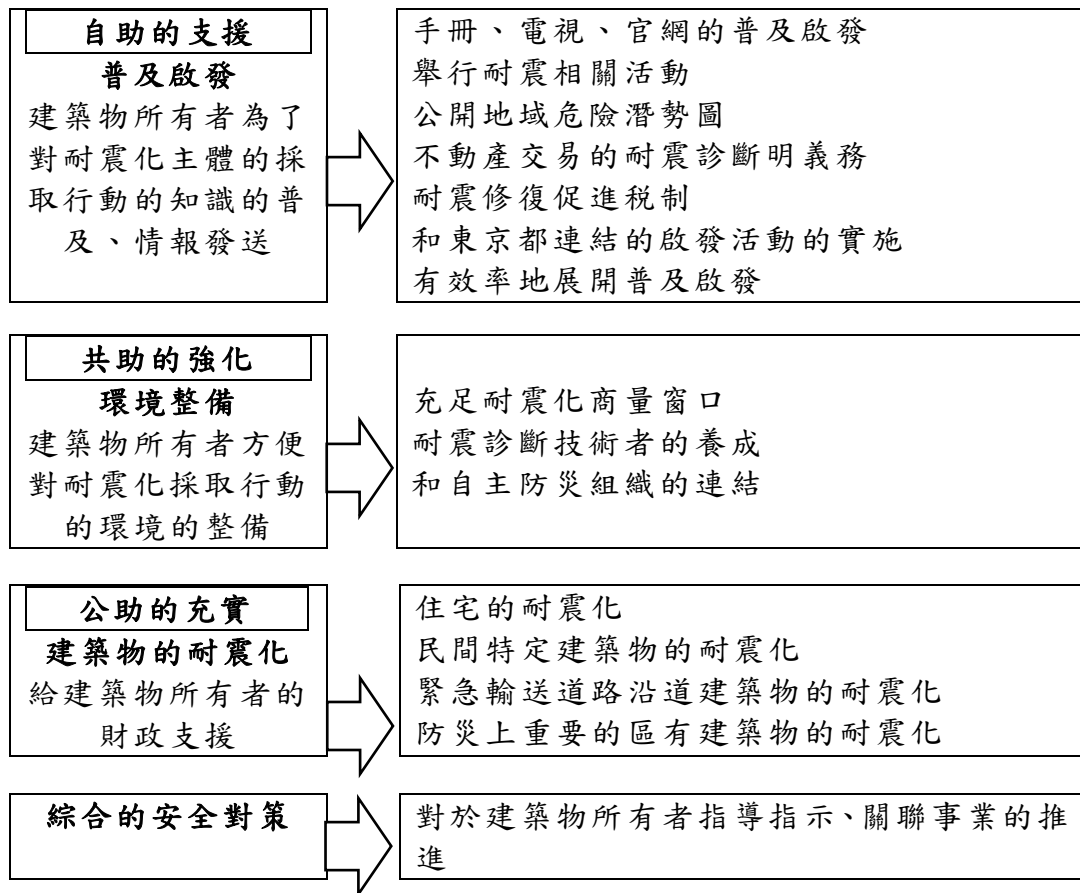


圖2-2 耐震評估與耐震補強策略圖

(資料來源：參考書目2-1)

第二節 台灣相關補強法令草案

台灣耐震設計規範於民國63年開始實施，經多年後亦改版數次，對比現今的耐震設計規範標準，舊版本規定已無法滿足地震風險之降低，所以勢必要為既有建築物進行耐震能力評估與補強。行政院於民國89年核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，針對民國86年5月1日前所設計興建之公有建築物進耐震能力評估及補強。因為耐震能力評估與補強費用不低，於私有建築物進行耐震能力評估與補強並不普及，但若僅針對公有建築物進行評估與補強，台灣總體建築物要抵抗致性地震所造成的損傷仍屬不足。於民國104年7月推動「私有建築物耐震能評估補強推動先行研究」期望探討出適合台灣之方法，讓私有建築物進行耐震能力提升等作為。但於民國105年2月6日美濃地震造成台南維冠大樓倒塌事件，也說明私有建築物需重視其安全性，進行耐震評估與補強的重要性。政府能否落實積極推動既有建築物耐震評估及補強對策等防災推動目標，保護人民生命安全、財產損失、減少災害的發生，需仰賴相關法令及配套措施。謝志誠教授於2016年提出「既有合法建築物耐震評估與補強促進條例」草案[2-2]，以建議進行建築物耐震評估與補強執行相關辦法，其要點如下：

- 一、目的為保護人民生命財產安全與防止災害擴大，推動既有建築物進行耐震評估及補強對策，提高建築物耐震能力，以維護公共安全。
- 二、主關機關應針對有結構安全疑慮之建築物進行列管，並通知建築物申請義務人於限期內進行耐震能力初步評估。將初評結果提交中央主管機關，以利機關擬定分級分期推動計畫進行後續詳細評估及補強對策。耐震能力評估與補強計畫所需經費，由中央主管機關補助，並納入全國性住宅計畫及財務計畫。
- 三、分級分期計畫應將災害潛勢、危險程度與風險評估等考量因素一併納入。

- 四、若建築物申請義務人未推舉管理負責人，需進行推選程序遴選。
- 五、若耐震評估有重大爭議者，得像中央主關機關建築物耐震評估小組申請再評估，其評估結果視為訴願決定，若不服者提起行政訴訟救濟。
- 六、申請初步評估須經管理委員會決議。
- 七、主管機關得委託或指派耐震評估人員進行評估，應有公開透明之耐震評估人員派遣機制。
- 八、進行耐震能力評估時評估人員應出示相關證明文件，視需求可要求相關所有權人或管理員到場，若經合法通知仍未到場配合者，得依行政執行規定強制執行。
- 九、耐震能力無虞者，由機關解除列管；耐震能力有疑慮者或確有疑慮者，將評估結果及建議之措施通知申請義務人，並於限期內辦理。
- 十、耐震能力詳細評估應取得所有權人會議決議，再由委託耐震評估人辦理。所有權人三分之二以上出席，出席人數二分之一以上同意得以辦理。
- 十一、耐震補強應取得所有權人會議決議，再由委託耐震評估人辦理。所有權人三分之二以上出席，出席人數四分之三以上同意得以辦理。
- 十二、耐震補強涉及建造行為，應併申請建造執照、變更使用執照或室內裝修許可審核。考慮其部分文件取得不易，得予適度簡化。
- 十三、因補強後可能造成與現行建築法規、消防法規或都市計畫法規不符，得經主管機關許可不適用之。
- 十四、主管機關自受耐震補強許可申請日起，應三十日內審查完畢，若因特殊情形可延長，但不得超過六十日。審查不合格者可依情行於限期內補正，若無法補正者得申請複審救濟。

- 十五、耐震補強施工者應出示相關證明文件，視需求可要求相關所有權人或管理員到場，若經合法通知仍未到場配合者，得依行政執行規定強制執行。
- 十六、主管機關發給耐震補強許可時，核定期施工期限，須於限期內完成。若因故未能如期完成，得申請展延一年且一次為限。
- 十七、主管機關自受理峻工查驗申請日起，應於一定期間派員查驗。查驗合格後解除列管；不合格者通知申請義務人於限期內改正，再查驗。
- 十八、經耐震初步評估與詳細評估判定應拆除者，由主管機關依都市更新條例劃定，並輔導推動都市更新。或可由其區分所有權人決議後，申請主管機關代為拆除。
- 十九、應實施耐震補強之建築物於限期內辦理者，可有相關減稅方式。第一、耐震補強施工期間，房屋稅及地價稅得以減免。第二、耐震補強峻工並解除列管後，房屋稅及地價稅得以減半徵收二年。第三、耐震補強峻工並解除列管後，於第一次轉移，減徵土地增值稅及契稅百分之四十。
- 二十、建築物於補強施工期間無法居住使用者，得優先承租由主管機關興辦之住宅。
- 二十一、中央主管機關可視情形，對申辦耐震初步評估、耐震詳細評估與耐震補強之建築物所有權者，予以補助。
- 二十二、由中央主管機關協調金融機構，實施耐震補強之建築物相關貸款資金，予以低利貸款。
- 二十三、未於限期內辦理耐震初步評估、耐震詳細評估或耐震補強等之罰則
- 二十四、若因故無法如期辦理者可展延，但展其不超過六個月，二次為限。逾期不辦理者，喪失申請獎勵資格。
- 二十五、辦理耐震詳細評估及耐震補強所需費用由各區分所有權人

依比例分擔。

二十六、相鄰數棟或獨棟之透天式建築物及公有之建築物，得分別以所有權人、政府機關或自治團體之負責人為申請義務人。

由於台灣目前尚無相關明立之條款或法令，若除了相關耐震能力評估與補強辦理方式，或提高建築物耐震能力之標準外，再配合相關金融配套措施，相信必能使台灣耐震能力評估與補強意願與執行率能夠提升，使得台灣地區之建築物能邁向耐震化的目標前進。

第三節 階段性補強

國內經歷921集集地震至近幾年來的美濃地震與花蓮地震，皆造成許多結構物傾斜或倒塌，因結構物倒塌也造成許多人命傷亡，這也喚起國人對於建築物安全性的重視。既有老舊建築物仍須保有足夠的耐震性能以對抗地震力，但從這些地震過後顯示，國內既有建築物必須全面的診斷其耐震性能，不足者須進行耐震補強，以確保下次致災性地震來臨時結構物不至倒塌，幫助人員處於安全的環境並爭取人員逃生的時間。

國內目前重要政策之一「建築物耐震安檢—給國人一個安心的家」[2-3]於2月26日宣布全面啟動全國性建築物耐震安檢及輔助重建補強措施，預計4年投入60億元預算，推動「建物快篩」、「耐震評估」、「重建補強」、「階段性補強」及「金融協助」五大策略，有計畫性的提高建築物的耐震能力，除了制定執行耐震能力評估與補強相關規定外，另外給予資金上的配套措施，提高建築物所有權人進行耐震能力評估與補強的意願，給國人一個安心的家。

結構物耐震能力不足的原因，可能為建築物老舊且當時設計的耐震規範比起現今規範較為不足，國內建築特性多有騎樓、住商混合型建築或是不當的改變結構系統，造成結構物具有軟弱層，邊坡不當開發，未處理土壤液化防治等。

政府所啟動之建築耐震安檢的計畫中，會針對特定具有高危險疑慮的建築物類型，如結構物具有軟弱層或於特定年代興建等，進行快速的篩檢。對於這類高危險疑慮建築物與特定私有供公眾使用之建築強制執行耐震評估，確有疑慮者進行耐震補強或重建。於重建或全面補強的整合、規劃期間，預期先進行階段性補強，快速的解除軟弱層所造成的破壞，以確保期間內發生地震時結構物不因耐震能力不足而倒塌。另外政府亦提供輔導及金融協助，提供民眾了解相關程序外，對於評估於補強的費用補助，及相關金融融資協助，幫助解決民眾資金問題，提高診斷與補強意願。

目前預期需進行耐震評估與補強的總量體較大，為了快速使建築物耐震能力提高，足以抵抗地震之程度，進行階段性補強是必要過程，國內尚無相關階段性補強詳細之文獻，待未來提出後亦會進行回顧。

第三章 結構檢測與基本耐震能力

第一節 建築物檢測與材料試驗

一、基本資料調查

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，如使用頻率量測以確認建築物動態特性。

建築物的基本調查應有檢測計畫，檢測計畫應與業主、設計單位及居民進行意見溝通，建築物的基本調查資料，應包括下列內容：

- (一)盡可能收集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。
- (二)調查結構類型、建築面積、樓層數、梁柱尺寸、牆體位置型式、建造年代等。
- (三)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用途與載重條件變更等情況。
- (四)向相關人員及居民進行訪談調查。
- (五)了解建築物是否曾進行類似之檢測工作及收集其資料。

二、檢測方法與項目

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。現場檢測項目主要有以下各項：

- (一)混凝土抗壓強度與鋼筋降伏強度推估。

- (二)構材缺陷、構材尺寸偏差、裂縫及外觀品質。
- (三)鋼筋腐蝕情況及影響範圍。
- (四)必要之現場結構荷載試驗。
- (五)建築物內外之非結構材是否會具掉落風險。

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，且不得損害結構的安全性。當對古蹟建築和歷史性建物進行檢測時，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動態特性。

既有建築基礎與地盤的檢測應盡量包括下列事項：

- (一)盡可能搜集工址原地層資料、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，並進行相關分析。
- (二)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、傾斜和裂損等情況，並進行可能原因分析。
- (三)調查鄰近建築之地下工程等情況。
- (四)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。
- (五)對於重要的建築、或增加設計載重之建築物，宜在基礎下進行土壤取樣來進行土壤的力學性質試驗。

檢測報告宜包括以下內容：

- (一)委託單位名稱。
- (二)建築工程概況，包括工程名稱、結構類型、規模及現狀等。
- (三)原設計單位、施工單位名稱。
- (四)檢測目的及以往檢測情況概述。
- (五)檢測項目、檢測方法及依據的標準或規範。

- (六)抽樣方法及數量。
- (七)檢測日程。
- (八)主要檢測數據和檢測結果與結論。

第二節 結構基本耐震能力

本研究所提之方法主要為針對具軟弱底層中高樓層RC建物之底層的快速耐震評估方法，提供建物地震下底層或某一軟弱層之耐震性能與穩定性評估，對於需評估整體結構之耐震能力時，建議採用其他如側推分析或歷時分析法等詳細評估方法。建築物各樓層於各主軸方向之耐震能力 S_c 根據式(3-1)之評估法或其他詳細耐震評估法計算，建築物各樓層之耐震能力於本研究以該樓層能抵抗之水平譜加速度係數 S_c 表示。

$$S_c = S_0 \times S_D \times I_S \times I_T \quad (3-1)$$

式中，

S_0 =各樓層之基本耐震能力。

S_D =形狀指標。

I_S =樓層調整指標。

I_T =經年指標。

於本研究之評估法中，基本假設為建築物屬於弱柱強梁(破壞於豎向構材)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，亦建議採用其他詳細評估法來進行耐震能力評估。

耐震合格標準為，依式(3-1)計算所得之水平譜加速度係數 S_c 需大於建物工址依耐震設計規範計算所得之設計譜加速度 $I \times S_{aD}$ (I 為建物之重要係數)。

一、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形狀及經年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，本研究基本耐震能力 S_0 之計算與構材之破壞模式、極限強度及韌性容量有關，詳細計算方式依3.2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，其可依合理之地震力豎向分配進行詳細計算或依(3-2)式計算。

$$I_s = \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i}{\sum_{i=k}^n W_i h_i} \quad (3-2)$$

式中，

W_i = 第 i 樓層之靜載重(包括應考慮於靜載重中之活載重)，應依實計算或對7層以下以 $1.20(\text{tf}/\text{m}^2)$ 、8-14層以 $1.30(\text{tf}/\text{m}^2)$ 、15層樓以上以 $1.40(\text{tf}/\text{m}^2)$ 單位面積重乘以樓層面積和(m^2)方式計算。
 h_i = 第 i 樓層離基面之高度(m)。

二、耐震能力之計算

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，因此本研究對於經判斷屬低韌性構材者，一律以容許韌性容量 $R_a = 1.5$ 來計算，而一般及高韌性構材者，則分別以容許韌性容量 $R_a = 2.5$ 及 3.5 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。

表3-1區分為低矮型剪力牆、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_d 來計算，構材之極限強度與韌性容量根據3.2.2節計算。

基本耐震能力 S_0 之計算為於式(3-3)各式中計算所得取大值，豎向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 $R > 3.0$ 。

$$S_0 = F_u \times (Q_L + \alpha_M Q_M + \alpha_H Q_H) / W ; F_u = F_u(T, R_{dL}) \quad (3-3a)$$

$$S_0 = F_u \times (0.5Q_L + Q_M + Q_H) / W ; F_u = F_u(T, R_{dM}) \quad (3-3b)$$

$$S_0 = F_u \times (0.3Q_L + 0.5Q_M + Q_H) / W ; F_u = F_u(T, R_{dH}) \quad (3-3c)$$

式中，

Q_L =為建築物評估樓層所有屬於低韌性之構材的計算強度和。

Q_M =建築物評估樓層所有屬於一般韌性之構材的計算強度和。

Q_H =建築物評估樓層所有屬於高韌性之構材的計算強度和。

α_M =0.85；一般韌性構材之有效強度因子。

α_H =0.7；高韌性構材之有效強度因子。

R_{dL} =評估樓層屬低韌性構材以側向極限強度為加權的平均容許韌性容量，本研究取為1.5。

R_{dM} =評估樓層屬一般韌性構材以側向極限強度為加權的平均容許韌性容量，本研究取為2.5。

R_{dH} =評估樓層屬高韌性構材以側向極限強度為加權的平均容許韌性容量，本研究取為3.5。

W =建築物全部靜載重(包括應考慮於靜載重中之活載重)。

F_u =依耐震設計規範計算之結構系統地震力折減係數。

本研究對於建築物之容量曲線參考「日本之既存RC造建築物耐震診斷基準」[3-1]設定為如圖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(式3-3a)，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剪力牆體或剪力破壞柱，其降伏之層間變位約在0.35%左右而破壞於1.0%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%層間變位以上及達極限在2.0%以上，所以取高韌性構材之有效強度因子 α_H 為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；在式(3-3b)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衰減許多，所以式中對於低韌性構材之強度保守乘以有效強度因子0.5來調整。對於建築物耐震能力之評估，本研究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，其主要方式為分別以低韌性、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。

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，因此本研究對於經判斷屬低韌性構材者，一律以容許韌性容量 $R_a=1.5$ 來計算，而一般及高韌性構材者，則分別以容許韌性容量 $R_a=2.5$ 及 3.5 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。

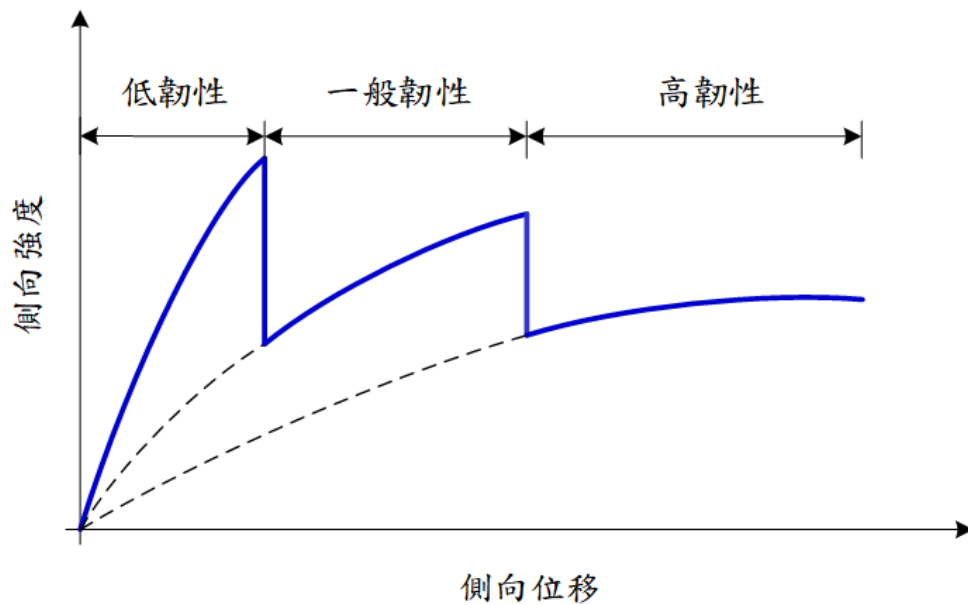


圖3-1 依韌性分類之建築物容量曲線圖

(資料來源：本研究製作)

表3-1 豎向結構構材依破壞模式之分類

豎向結構構材	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	牆之破壞模式為剪力破壞	牆高寬比 $h_o/L_w < 2.5$
高型RC牆	牆之破壞模式為撓曲破壞	牆高寬比 $h_o/L_w > 2.5$
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 $2 \leq h_o/D \leq 5$
細長柱	柱之破壞模式以撓曲破壞為主	柱之高寬比 $h_o/D > 5$
極短柱	柱之高寬比 $h_o/D < 2$ ，破壞模式為剪力破壞	柱高寬比 $h_o/D \leq 2$

*表中 h_o ， D 及 L_w 之定義參見圖3-2之說明。(對柱其2/3剪力強度大於牆側向強度者，應不考慮牆體直接以柱全淨高為 h_o)

(資料來源：本研究製作)

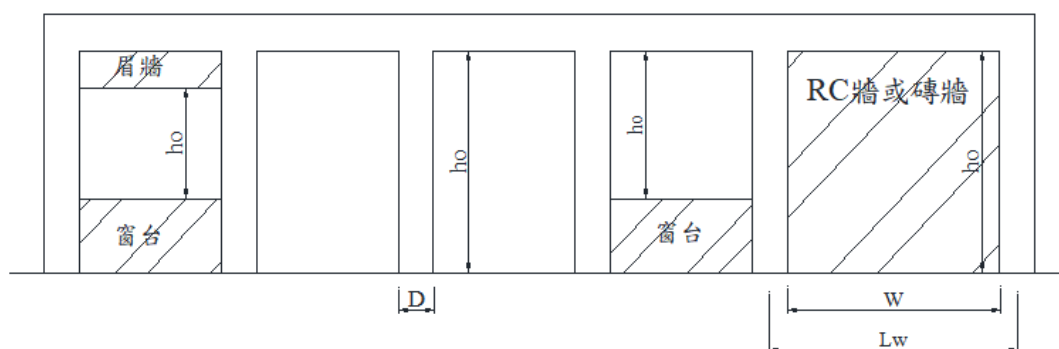


圖3-2 含牆構架尺寸標示說明圖

(對柱其2/3剪力強度大於牆側向強度者，不考慮牆體直接以柱全淨高為 h_o)

(資料來源：本研究製作)

三、破壞模式判斷

構材之強度和為於假設弱柱強梁(破壞於豎向構材)情況下，豎向構材所具有之側向強度和，豎向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計算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，計算剪力強度 V_n 與計算撓曲強度 M_n 可依本研究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，準確性可能不佳，只能使用在建物耐震能力篩選排序上而不應使用於耐震安全否之判斷上。

當由表3-1中選定豎向構材之破壞模式後，則後續之強度與韌性容量計算則需選用本研究所對應之計算方式，不得交互使用。

四、構材強度與韌性計算

豎向構材之計算強度(Nominal Strength)需依選用之破壞機制判斷方式選用所對應之計算方式。

(一)柱構材

1.基本原則

本章節內容為用於計算單柱構材、具翼牆柱構材於其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使用現地取樣之試驗值。計算構材強度時柱所受之軸向力，可或使用評估樓層需承受之垂直載重(D.L.+0.5L.L.)除以該樓層承重豎向構材斷面積和後之平均軸力來替代。

2.計算撓曲強度

柱構材於各主軸方向之計算撓曲強度依下列方式計算：

(1)依土木401「混凝土工程設計規範與解說」[3-2]中規定之方式計算，其本假設條件為平面保持平面、混凝土極限壓應變 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 、混凝土不計其抗拉強度、矩形等值應力塊理論及鋼筋應力為 $f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$ 等條件，並以分析滿足力平衡及應變諧和條件下求得其計算軸向強度 P_n 與撓曲強度 M_n 。

$$P_n = C_c + \sum C_{si} - \sum T_i \quad (3-4)$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum C_{si} d_{Ci} + \sum T_i d_{Ti} \quad (3-5)$$

式中，

C_{si} = 第 i 支受壓鋼筋之壓力。

d_{Ci} = 第 i 支受壓鋼筋至塑性中心之距離。

T_i = 第 i 支受拉鋼筋之拉力。

d_{Ti} = 第 i 支受壓鋼筋至塑性中心之距離。

$$(2) M_n = 0.85A_t f_y d + 0.5Nd \left(1 - \frac{N}{A_g f_c'} \right) \quad (\text{kgf-cm}) \quad (3-6)$$

式中，

A_t =受拉鋼筋斷面積(cm^2)，可取柱縱向鋼筋總斷面積之1/2。

d =柱之有效深度(cm)。

A_g =不包括翼牆之總斷面積(cm^2)。

N =柱所受之軸向力(kgf)。

3.計算剪力強度

柱構材於各主軸方向之計算剪力強度 V_n 依下列方式計算：

(1)非塑鉸區

$$V_{n1} = 0.53\sqrt{f_c'} A_e \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh1} f_{yh} \frac{d}{s_{h1}} \quad (\text{kgf}) \quad (3-7a)$$

(2)塑鉸區韌性未發揮

$$V_{n2} = 0.53\sqrt{f_c'} A_e \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh2} f_{yh} \frac{d}{s_{h2}} \quad (\text{kgf}) \quad (3-7b)$$

(3)塑鉸區韌性已發揮

$$V_{n3} = 0.53\sqrt{f_c'} A_e \left(0.4 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh2} f_{yh} \frac{d}{s_{h2}} \quad (\text{kgf}) \quad (3-7c)$$

式中，

A_{sh1} =非塑鉸區剪力鋼筋於垂直間距 s_h 內之斷面積(cm^2)。

A_{sh2} =塑鉸區剪力鋼筋於垂直間距 s_h 內之斷面積(cm^2)。

s_{h1} =非塑鉸區剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

s_{h2} =塑鉸區剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

A_e =有效剪力面積($A_e = b_w d$)，亦可取為 $0.8A_g(\text{cm}^2)$ 。

f_{yh} =剪力鋼筋之降伏強度(kgf/cm^2)。

在使用式(3-7a)與(3-7b)計算剪力強度時，須注意塑鉸區與非塑鉸區之箍筋間距可能並不相同。

4. 韌性容量與計算側力強度(回歸到ATC的判斷)

柱構材於各主軸方向之可使用容許韌性容量 R_a 與計算側力強度 Q_u 依下列方式計算：

(1) 剪力破壞：

$$\text{當 } V_{n1} \leq 2M_n / h_0 \text{ 或 } V_{n2} \leq 2M_n / h_0$$

$$R_a = 1.5 ; Q_u = \min (V_{n1} , V_{n2}) \quad (3-8a)$$

(2) 撓剪破壞：

$$\text{當 } V_{n3} \leq 2M_n / h_0 \leq V_{n2}$$

$$R_a = 2.5 ; Q_u = 2M_n / h_0 \quad (3-8b)$$

(3) 撓曲破壞：

$$\text{當 } V_{n2} > 2M_n / h_0 \text{ 及 } V_{n1} > 2M_u / h_0$$

$$R_a = 3.5 ; Q_u = 2M_n / h_0 \quad (3-8c)$$

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[3-3]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：

$$V = V_s + V_c + V_a \quad (3-9)$$

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} h_c}{s} \cot \theta \quad (3-10)$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (3-11)$$

式中，

V_a =施加軸力所提供之剪力強度。

$A_e=0.8$ 倍的柱斷面積。

k =與韌性 R 有關之係數，對於普通混凝土為：

$$\begin{aligned} k &= 0.93 \quad ; \quad R < 2.0 \\ k &= 0.93 - 0.305(R - 2) \quad ; \quad 2 \leq R \leq 4 \\ k &= 0.32 \quad ; \quad R > 4 \end{aligned} \quad (3-12)$$

Aschheim等人[3-4]亦提出與軸壓力及韌性 R 有關之混凝土剪力強度計算式：

$$V_c = 0.93(k + N/140A_g)\sqrt{f'_c}A_e \quad (3-13)$$

$$k = \frac{4-R}{3} \geq 0 \quad (3-14)$$

ATC-40[3-5]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：

$$V_c = 0.53(1+F)\sqrt{f'_c}A_e \quad ; \quad \text{塑鉸區} \quad (3-15)$$

$$V_c = 0.53(0.5+F)\sqrt{f'_c}A_e \quad ; \quad \text{非塑鉸區} \quad (3-16)$$

根據國震中心對於混凝土柱之試驗結果顯示[3-6]，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，採混凝土與ATC-40之計算結果則略為保守，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，非建築結構常見之雙曲率情況，且老舊建物常有混凝土施工品質問題，故保守原則下將其強度加以折減，係數由0.93降為與混凝土規範之0.53相同。另柱構材於完全撓曲破壞情況下，本研究之規定容許韌性為3.5，所以此情況下對應之 k 值約略為0.4。

(二)RC牆

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(三)小節之規定。對於RC牆端構材柱計算剪力大於依式(3-8)所得之剪力者，則將牆體視為無端構材牆體，端構材視為單柱來分別計算其強度與韌性。混凝土及鋼筋之材料強度、牆體所受之軸向力依照對於柱構材之相關規定。

2.計算撓曲強度

RC牆於面內方向之計算撓曲強度依下列方式計算：

(1)依土木401「混凝土工程設計規範與解說」中規定之方式計算，其本假設條件與計算方式同柱構材。

$$(2) M_n = A_{tc} f_y L_w + 0.5 A_{sv} f_{yv} L_w + 0.5 N L_w \text{ (kgf-cm)} \quad (3-17)$$

式中，

A_{tc} =端構材(柱)底部之縱向鋼筋斷面積和(cm^2)；若RC牆兩端柱之配筋不同時，則 M_n 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)。

f_{yv} =RC牆縱向(垂直)鋼筋之降伏強度(kgf/cm^2)。

N =牆所受之軸力(kgf)。

若RC牆兩端柱之配筋不同時，則 M_n 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，則應取小者於側力強度 Q_u 之計算。

3.計算剪力強度

RC牆於面內方向之計算剪力強度 V_n 依下列方式計算：

$$V_n = 0.8\sqrt{f'_c}A_w + A_{sh}f_{yh}\frac{L_e}{a} \quad (\text{kgf}) \quad (3-18)$$

式中：

A_{sh} =RC牆(不含柱)水平剪力鋼筋於垂直間距 a 內之斷面積(cm^2)。

A_w =剪力有效面積，為RC牆之寬度與牆平均厚度乘積(cm^2)。

a =RC牆剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

L_e =牆之寬度(cm)。

4. 韌性容量與側力強度 Q_u

RC牆於面內方向之可使用容許韌性容量 R_a 與側向力依下列方式計算：

(1) 剪力控制：

$$\text{當 } V_n \leq 1.3M_n / h_0$$

$$R_a = 1.5 ; Q_u = V_n \quad (3-19a)$$

(2) 撓曲控制：

$$\text{當 } V_n > 1.3M_n / h_0$$

$$R_a = 2.5 ; Q_u = 1.3M_n / h_0 \quad (3-19b)$$

5. 開孔牆體之強度修正

對於具有開孔之RC牆體，式(3-18)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

$$\eta = 1 - \frac{\sum L_i}{L_w} \quad (3-20)$$

式中，

$$\sum L_i = \text{開孔位置之長度總和。}$$

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。

本研究對於RC牆體之剪力強度計算式(3-18)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[3-7~3-16]迴歸而得，在圖3-3中之橫軸為牆體試驗強度，縱軸為依式(3-18)(假設#3鋼筋間距 $a=30\text{cm}$ 及 $f_{yh}=2800\text{kgf/cm}^2$)計算所得之強度，由圖中可以得知大部份試體依式(3-18)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，故式(3-18)計算所得之強度屬保守但仍能有效反應出牆體之強度。式(3-18)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，故式(3-18)是比此些分析模型實用且易被工程師正確使用的。另在式(3.19a)與式(3.19b)式中判斷破壞模式時為依據Benjamin與Williams[3-17]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[3-11]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」[3-1]中亦有相關修正式，本研究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」相關規定提出開孔RC牆之相關分析方式。

(三)具翼牆之柱構材(RC牆體僅單一端具柱構材)

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。對於RC牆端構材柱計算剪力大於依式(3-22)所得之剪力者，則將牆體視為無端構材牆體，端構材視為單柱來分別計算其強度與韌性。混凝土及鋼筋之材料強度、牆體或柱所受之軸向力依照(一)小節中對於柱構材之相關規定。

2. 計算撓曲強度

具RC翼牆柱構材於牆面內方向之計算撓曲強度依下列方式計算：

(1)依土木401「混凝土工程設計規範與解說」中規定之方式計算，其本假設條件與計算方式同柱構材。

$$(2) M_n = (0.8 + \beta) A_t f_y d + 0.5 N d \left(1 + \beta - \frac{N}{\sum A f_c'} \right) \quad (\text{kgf-cm}) \quad (3-21)$$

式中，

β = 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)。

當柱構材兩側皆具有不同RC翼牆時，其計算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，則應取小者於側向力 Q_u 之計算。

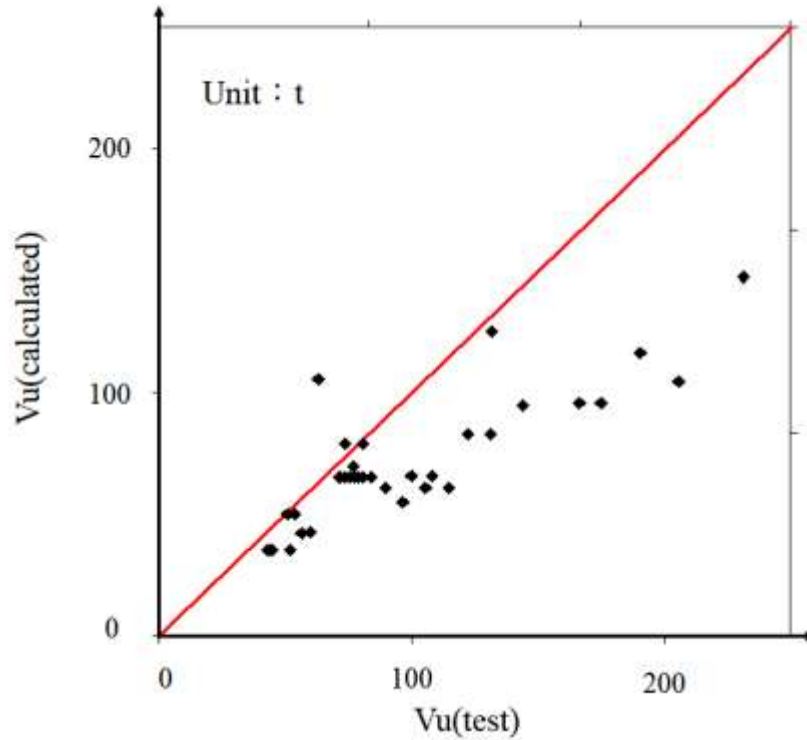


圖3-3 RC牆體試驗強度與計算所得強度比較圖

(資料來源：本研究製作)

3. 計算剪力強度

具RC翼牆柱構材於牆面內方向之剪力強度 V_n 依下列方式計算：

$$V_n = 0.8\sqrt{f'_c}A_w + A_{sh}f_{yh}\frac{L_e}{a} \quad (\text{kgf}) \quad (3-22)$$

式中，

A_{sh} =翼牆水平剪力鋼筋於垂直間距 a 內之斷面積(cm^2)。

A_w =剪力有效面積，翼牆與柱總寬度與牆平均厚度乘積(cm^2)。

a =翼牆剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

L_e =翼牆與柱之總寬度(cm)。

4. 韌性容量與側力強度 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 與側向

力依下列方式計算：

(1) 當 $V_n \leq 1.5M_n / h_0$

$$R_u = 1.5 ; Q_u = V_n \quad (3-23a)$$

(2) 當 $V_n > 1.5M_n / h_0$

$$R_u = 2.5 ; Q_u = 1.5M_n / h_0 \quad (3-23b)$$

(四) 磚構材

1. 基本原則

本節內容為用於計算RC構架內填充磚牆結構之強度與韌性。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} 使用 150kg/cm^2 ，砂漿抗壓強度 f_{mc} 可使用 100kgf/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豎向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，不必依本研究之規定來取值。

2. 計算剪力強度

RC構架內填充之磚牆計算剪力強度 V_u 依下列方式計算[3-18]：

$$V_u = \frac{0.4\alpha t_b}{15h_o} \left(W_{eff}^2 + h_o^2 + \sqrt{W_{eff}^4 + 14W_{eff}^2 h_o^2 + h_o^4} \right) f_t \quad (\text{kgf}) \quad (3-24)$$

式中，

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

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)。

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

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

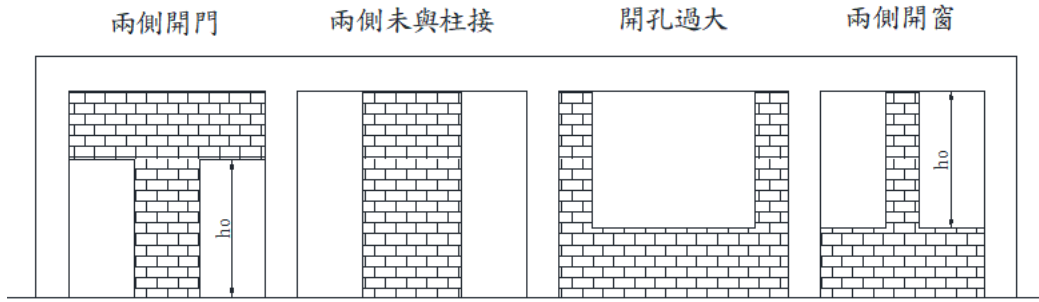


圖3-4 不需考慮磚牆效應之填充磚牆構架情形
(資料來源：本研究製作)

3. 韌性容量與側力強度 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_a 與側向力依下列方式計算：

$$R_a = 1.5 ; Q_u = V_u \quad (3-25)$$

第三節 耐震能力標準

建築物耐震能力 S_c 合格標準為：

$$S_c \geq S_{ad} \times I \quad (3-26)$$

式中，

I = 用途係數。

S_{aD} =475年設計地震下所對應之地表譜加速度。

對於結構分析中，已考慮土壤結構互制效應者，短週期與1秒週期設計地震水平譜加速度係數之修正值 $S_{DS}^*(T_1)$ 與 $S_{D1}^*(T_1)$ ，可採以下方式修正：

$$S_{DS}^*(T_1) = \frac{S_{DS}}{B_S} \quad (3-27a)$$

$$S_{D1}^*(T_1) = \frac{S_{D1}}{B_1} \quad (3-27b)$$

式中，

B_S 及 B_1 =阻尼修正係數。

依表3-2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[FEMA356]：

$$\xi_{eq} = \frac{1}{r^3} \left\{ \xi_s \left(\frac{T_s}{T_1} \right)^3 + \xi_1 \right\}, \quad \xi_1 \leq \xi_{eq} \leq 15\% \quad (3-28)$$

式中，

T_1 =結構物於固定基底下計算所得之基本振動週期。

T_s =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 =上部結構之阻尼比，對RC結構可取為0.05，對具消能裝置建物則依耐震設計規範計算其阻尼比。

ξ_s =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變形程度有關，可依合理方式計算或直接依表3-3取值。

另式(3-28)中週期修正因子 r 定義為：

$$r = \sqrt{1 + \left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2} \quad (3-29)$$

表3-2 結構阻尼比修正係數 B_S 與 B_I (線性內插求值)

有效阻尼比 $\xi_{eq}(\%)$	B_S	B_I
5	1.00	1.00
10	1.33	1.33
15	1.47	1.47

(資料來源：本研究製作)

表3-3 基礎土壤系統之阻尼比

基礎型式 週遭土層	筏式基礎	獨立基腳 (有繫梁)	樁基礎
黏土層，或屬於第一 類地盤之砂土層	0.10	0.08	0.10
屬於第二、三類地盤 之砂土層	0.15	0.10	0.15

(資料來源：本研究製作)

第四章 形狀指標與經年指標

第一節 前言

日本於2017年針對其「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準與解説」[4-1](以下稱診斷基準)進行修訂，其內容主要包含總則、建築物之調查、耐震指標 I_s 、保有性能指標 E_o 、強度指標 C 、韌性指標 F 、形狀指標 S_D 及經年指標 T 之計算方法，各指標關係為 $I_s = E_o \times S_D \times T$ (C 及 F 用於計算 E_o)另各指標主要意義如下：

- 一、耐震指標 I_s ：結構抗震性能指標。
- 二、保有性能指標 E_o ：表示建築物具有的基本抗震性能的指標，其由強度指數 C ，韌性指數 F 和外力分布之修正係數計算得出。
- 三、強度指標 C ：將建築物或構件所承受的強度除以水平力所得之值除以目標地面以上的重量。
- 四、韌性指標 F ：代表構件變形能力的指標。
- 五、形狀指標 S_D ：考慮建築物的平面、立面形狀或平面、立面勁度分布，來修正保有性能指標 E_o 之指標。
- 六、經年指標 T ：由於建築物老化用於修正保有性能指標 E_o 的指標。

而在耐震指標 I_s 診斷方法上，依據複雜及精確度主要區分一次診斷、二次診斷及三次診斷，因此各指標也因三者有不同的要求與計算方式(類似我國耐震初步評估與詳細評估之分類)。此外，依據我國耐震設計規範訂定，針對不規則性結構須採用動力分析方法計算，然在耐震初步評估階段針對結構平面或立面不規則之評估往往僅採用定性方法進行計算並無定量方法，而日本針對此問題則以形狀指標作為耐震性能之修正，並於2017年診斷基準中做了較大幅度修正與提出定量方法，本章則主要介紹日本形狀指標在結構平面、立面形狀不規則所探討之評估項目、計算方法及等級分類等，最後於第五章中援引案例進行計算與探討，以瞭解形狀不規則對結構耐震性能之影響程度。

第二節 形狀指標診斷基準內容

一、一般說明

[診斷基準]

所謂的形狀指標 S_D ，乃因建築結構形狀的複雜度及不均勻勁度分布等對於耐震性能之影響，藉由工程判斷來進行定量及 E_o 指標之修正參數。根據結構耐震指標之簡單性及準確性，以形狀指標來計算出一次診斷、二次診斷及三次診斷方法之三種指標。

[解說]

建築物形狀對於地震時之力量傳遞或其耐震性能有很大影響。如果結構形狀富整體性，力量之傳遞可以很均勻，而較容易符合設計時之假設。若屬不規則之凹凸部分佔較多之形狀，則容易造成力量局部集中或偏心之現象產生，對於耐震性能有不良影響。另一方面，無論形狀如何，只要能夠發揮其強度，則可能在一定程度上可彌補其形狀之不良。相反地，當形狀不良時，可以透過降低其強度來考慮其形狀之影響。換句話說，形狀不良之結構耐震指標(I_s)可以通過適當之係數，減少不考慮形狀因子之既有基本性能指標(E_o)來計算，此一係數即為形狀指標 S_D 。

在日本診斷基準中，形狀指標將針對可能影響建築物耐震性能之因素進行項目分類，並獨立對每項目進行折減係數之定量評估。其中，定量評估建築物勁度分布之項目為偏心率與剛重比，主要根據結構分析(計算)來考慮地震運動之反應獲得折減係數。除此之外，藉由耐震性可能較低之建築物形狀所產生之地震災害經驗進行分類，並以工程判斷來設定其折減係數。

2001年版與2017年版診斷基準於計算 S_D 指標評估項目的比較如表4-1及4-2所示，既往之形狀指標與此次修定之最大差別為結構分析中之構件勁度評估法。在2001年版之診斷基準中，可由柱或牆壁之斷

面積來間接求取，或利用彈性勁度來評估。2017年版修訂中，原則上使用假設之割線勁度來計算 I_s 指標，使用割線勁度的原因在於為正確評估與鋼構補強側撐之相對勁度，及避免高估因底層挑空而產生整體彎曲變形(軸向變形)之影響等。然而，在某些情況下，也可以如同現行的結構設計方法使用彈性勁度，儘管評估的概念遵循既有之方法，但計算式與評估值也已使用割線勁度進行計算。2017版中除了上述之修訂內容外，在二次診斷及三次診斷中刪去了層高之均等性i項目，原因在於其已在剛重比n的項目中被考慮，此外，底層有無挑空j之項目，假設僅在B法中使用彈性勁度的時候才適用，原因在於使用彈性勁度的時候，以 F_s 值反應挑空層強度較其他層為低是為困難的。在診斷基準中根據勁度分布計算之形狀指標評估法分為兩種：方法A法及方法B，在解說的部分則為三種：方法A、方法B及方法C。

方法A是基於初始診斷基準概念之方法，類似於2001年版之評估基準，同樣使用偏心率和上下層之剛重比來計算，當偏心率顯著時，應適用於診斷基準中例外事項之規定。方法B是基於日本建築基準法執行令概念之方法，乃使用剛重比及偏心率所計算之水平抗力的乘權因子 F_{es} 之倒數。雖然在2001年版診斷基準中沒有描述處理偏心顯著時之例外事項，但其明確指出原則上不需要審查例外事項，如同一般結構計算，使用以彈性勁度為基礎之 F_{es} 即可。

方法C為2017年修訂所提出之方法，是一種著重於從剛心至最遠距離之豎向構材變形的計算法。雖然並無包含在診斷基準內，但在解說中有表示，此指標之折減並無下限值，且不須要檢查例外事項。而此次2017年修訂中，以試用的基礎而提出，目的是進一步改善過去方法之問題，並根據分析來驗證其是可以合理地改善問題，預計將反應於未來診斷基準之修訂。若通過比較和檢驗不同方法之試算後，經工程判斷C法如為合適之結果，則可作為特別檢查之計算值來採用(本研究以方法A、B為探討對象)。

對於實際之建物，無論在任何情況下評估其正確之形狀指標是非常困難的。無論是否存在，亦或是能否實際檢驗，事實上都有爭論的餘地。即使假定歷時分析為正解，但分析模型之準確性和理論解釋之信賴性驗證也是必須的，且根據損害調查和真實振動試驗之一般性檢驗而言也有其界限。此外，由於根據所假定之地震力(等級)、界限狀態、構件和構架之破壞模式，形狀指標之係數可能會有很大的差異，因此，檢驗其定義本身也是不可或缺的。由於這些是與結構耐震指標本身有關之問題，因此應為未來持續討論之問題。

表4-1 S_D 指標比較(一次診斷法)

項目			2001年版	2017年版	適用
平面 形狀	a	外觀性	O	O	以最弱層來決定建物之數值。但d及f為針對方向，k則針對各層來決定。
	b	邊長比	O	O	
	c	凹角性	O	O	
	d	伸縮縫	O	O	
	e	挑空	O	O	
	f	挑空之柱不均匀分布	O	-	
	f	剛性樓版	-	O	
斷面 形狀	h	地下室	O	O	
	i	層高之均等性	O	O	
	j	有無底層挑空	O	O	
	k	柱之連續性 ^{*2}	-	O	

(資料來源：參考書目4-1)

表4-2 S_D 指標比較(二次及三次診斷法)

項目			2001年版		2017年版			適用
					A法	B法	C法(解說)	
平面 形狀	a	外觀性	O	O			以最弱層來決定建物之數值。但d及f為針對方向，k則針對各層來決定。	
	b	邊長比	O	O				
	c	凹角性	O	O				
	d	伸縮縫	O	O				
	e	挑空	O	O				
	f	剛性樓版 ^{*1}	-	O				
斷面 形狀	h	地下室	O	O				
	i	層高之均等性	O	-				
	j	有無底層挑空	O	Δ ^{*3}				
	k	柱之連續性 ^{*2}	-	O				
勁度 分布	構材之勁度		由斷面積計算	彈性勁度	使用割性勁度 ^{*4} B法也可使用彈性勁度			根據各層之方向而定
	l	偏心率	式(4-4)	1/ <i>F_e</i>	式(4-4)	1/ <i>F_e</i>	解說-式(3.3.3-15，16)	
	n	剛重比	式(4-12)	1/ <i>F_s</i>	式(4-12)	1/ <i>F_s</i>	解說-式(3.3.3-37，38)	
例外事項之檢查			必要 ^{*5}		必要 ^{*5}	無 ^{*6}	無	-

備註：

*1：剛性樓版假設之項目相當於舊版診斷基準之挑空柱不均勻。

*2：新建立下層柱之連續性。

*3：在方法B中，僅適用於使用彈性勁度。

*4：原則上使用 $F=1.0$ 之割線勁度。在方法C中可以根據變形使用兩種

類之割線勁度 $F=0.8$ 、 1.0 ，此時， l 及 n 值也以兩種類分別計算。

*5：偏心率 l 超過 0.15 時需檢驗。

*6：參照B法之適用性。

(資料來源：參考書目4-1)

二、評估項目及計算方法

[診斷基準]

(一)形狀指標的評估項目

在計算形狀指標時，評估以下項目之影響(表4-3)，在計算一次診斷的形狀指標時，可以省略勁度分布之評估。

- 1.關於平面形狀(平面一致性)之項目： a ：外觀性、 b ：邊長比、 c ：凹角性、 d ：伸縮縫、 e ：挑空、 f ：剛性樓版假設。
- 2.關於斷面(立面)形狀之(垂直方向之一致性)項目： h ：有無地下室、 i ：層高之均等性、 j ：有無底層挑空、 k ：柱之不連續性。
- 3.關於勁度分布(平面與垂直)之項目： l ：偏心率、 n ：剛重比。

(二)形狀指標的計算方法

藉由每個項目之等級 G_i 及範圍調整係數 R_i ， S_D 指標可以通過式(4-1)及(4-2)來計算。原則上，項目 l 及項目 n 之等級 G_n 是按照方法A及B計算出來的，等級 G_i 及範圍調整係數 R_i 則如表4-3所示。此外，在方法B中所使用之 j 的等級 G_j ，僅限於使用彈性勁度時才適用。

1.一次診斷用之形狀指標

$$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times q_{1c} \times q_{1d} \times q_{1e} \times q_{1f} \times q_{1h} \times q_{1i} \times q_{1j} \times q_{1k} \quad (4-1)$$

式中，

$$q_{1i} = 1 - (1 - G_i) \times R_{1i} \quad ; \quad i = a, b, c, d, e, f, i, j, k。$$

$$q_{1i} = 1.2 - (1 - G_i) \times R_{1i} \quad ; \quad i = h。$$

2.二次診斷用之形狀指標

$$S_{D2} = q_{2a} \times q_{2b} \times q_{2c} \times q_{2d} \times q_{2e} \times q_{2f} \times q_{2h} \times (\times q_{2j}) \times q_{2k} \times q_{2l} \times q_{2n} \quad (4-2)$$

式中，

$$q_{2i} = 1 - (1 - G_i) \times R_{2i} ; i = a, b, c, d, e, f, (j), k, l, n。$$

$$q_{2i} = 1.2 - (1 - G_i) \times R_{2i} ; i = h。$$

因此，項目a、b、c、e及h在最軟弱之樓層進行探討並適用於建築物整體，項目d及f乃針對方向進行探討，項目k為根據各樓層來考慮，項目j在方法B中僅限於彈性勁度時才適用。

3. 三次診斷用之形狀指標

在三次診斷中，能夠使用二次診斷用之形狀指標。但是，項目*l*及項目*n*的等級*G_n*可以使用三次診斷之破壞模式相對應之強度指標的割線勁度來計算。

表4-3 形狀指標相關評估項目分類一覽表

			等級 G_i			範圍調整係數 R_i	
			1.0	0.9	0.8	R_{li}	R_{2i}
水平方向	a	外觀性	規則a ₁	幾乎規則a ₂	不規則a ₃	1.0	0.5
	b	邊長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.5	0.25
	c	凹角性	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
	d	伸縮縫	$0.01 \leq d$	$\frac{1}{200} \leq d < \frac{1}{100}$	$d < \frac{1}{200}$	0.5	0.25
	e	挑空	$e \leq 0.1$	$0.1 \leq e < 0.3$	$0.3 < e$	0.5	0.25
	f	剛性樓版假設	是	稍有疑慮	疑慮	0.5	0.5
	<i>l</i>	偏心率	根據方法A及B而定			-	1.0

垂直 方向	h	有無地下室	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.0	1.0
	i	層高均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.5	-
	j	有無底層挑空	無	全挑空	部分	1.0	1.0
	k	柱之不連續性	未滿10%	10%以上 50%以下	50%以上	0.5	0.5
	n	剛重比	根據方法A及B而定			-	1.0

a_1 =幾乎雙軸對稱且該層突出之部分為該層樓地板面積之10%以下。

a_2 =較 a_1 更不規則。此外，在L、T及U形的平面中，突出的部分為該層樓地板面積30%以下。

a_3 =較 a_2 更不規則。此外，在L、T及U形的平面中，突出的部分為該層樓地板面積30%以上。

b =(建築物的長邊)/(建築物的短邊)。

c =(凹角部分之短邊長度)/(整體短邊之長度)。

d =適用於可能發生伸縮縫碰撞之方向。 d =(伸縮縫的間隙)/(伸縮縫所在之建物高度)。

e =(挑空面積)/(包含挑空之該樓層面積)。鋼筋混凝土所包圍之樓梯間不算在內。

f =考慮包含樓梯間及挑空部分之樓板的平面形狀和結構構材之配置等來綜合判斷。

h =(地下面積)/(建築面積)。

i =上層的樓高/該層的樓高，若該層為頂層時，則以下層樓高為主。

k =(下層無連續柱之數目)/(該層柱之數目)來判斷。

(資料來源：參考書目4-1)

【解說】

a：所謂突出之部分為參照圖4-1中，為平面上較小之面積作為突出之部分且其長(h)/寬(b) $\geq 1/2$ 。

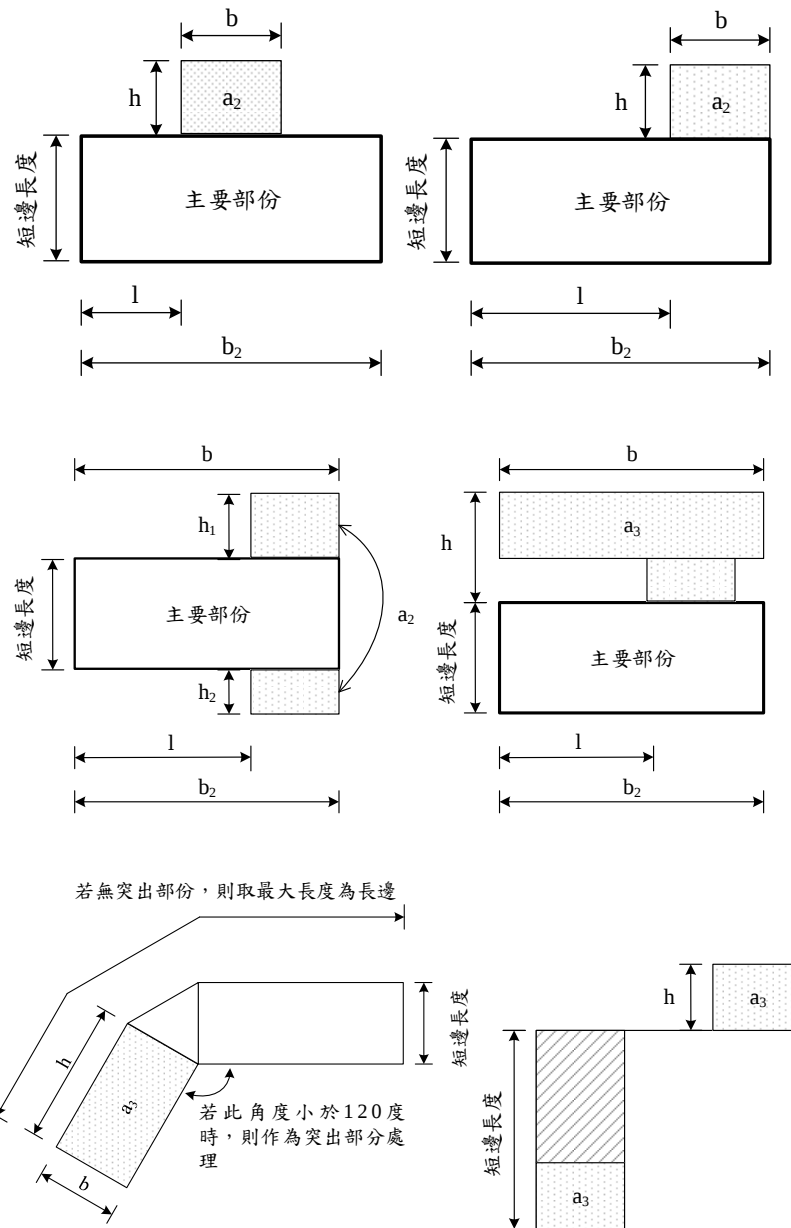


圖4-1 邊長比與突出部分之定義

(資料來源：參考書目4-1)

b：當平面不是矩形時，若突出部分之面積為總面積之10%以下，則長邊忽略突出之部分；若超過10%時，則如圖4-1所示，以 $b_1=2l$ 或 b_2 之最大值作為長邊之長度。圖4-1左下所示之八字型中，若無

突出之部分則取最大長度作為長邊；若為右下所示之雁型平面，以一定比例之長邊長度之等效面積來決定矩形短邊長度。

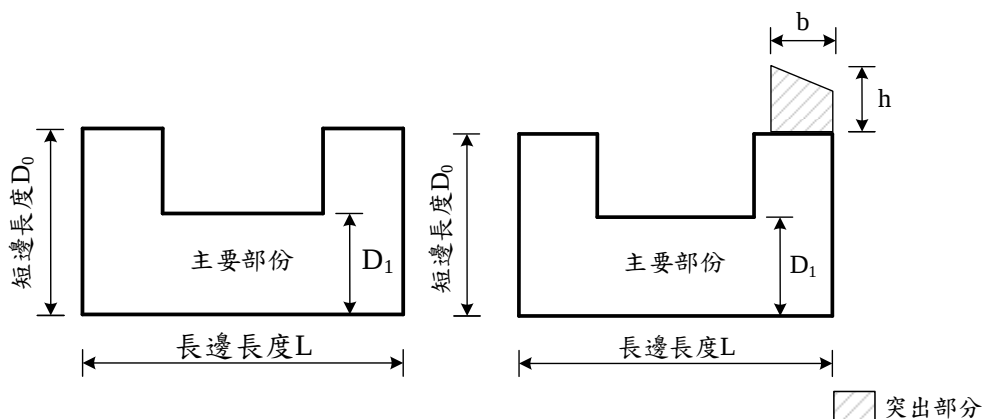


圖4-2 收縮之定義

(資料來源：參考書目4-1)

c：如圖4-2所示之時，則 $c=D_1/D_0$ 。

d：如圖4-3所示，X方向會成為扣分之對象，但Y方向不會。

e：在多層建築中所謂之挑空部分為延伸超過兩層以上高度之空間。

f：就剛性樓版之假設而言，評估人員考慮如圖4-4之樓版變形來適當地判斷。以圖4-4(a)為例，在邊長比超過5之建物中，如果只有在Y方向之兩側有耐震壁的情況下，對於Y方向之地震力下，剛性樓版之假設是稍有疑慮的。如圖4-4(b)所示，在邊長比超過5之建物中，X方向中僅有西側有耐震壁，在此分布不均勻之情況下對於X方向之地震力下，剛性樓版之假設是稍有疑慮的。若如圖4-4(c)所示之L形平面中，在角隅部有樓梯間時，則剛性樓版之假設是有疑慮的。

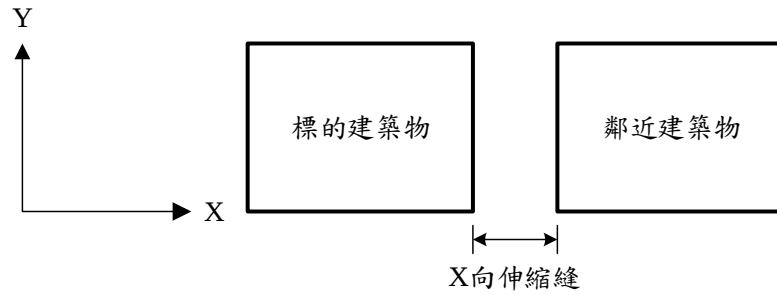


圖4-3 項目d之範例(平面圖)

(資料來源：參考書目4-1)

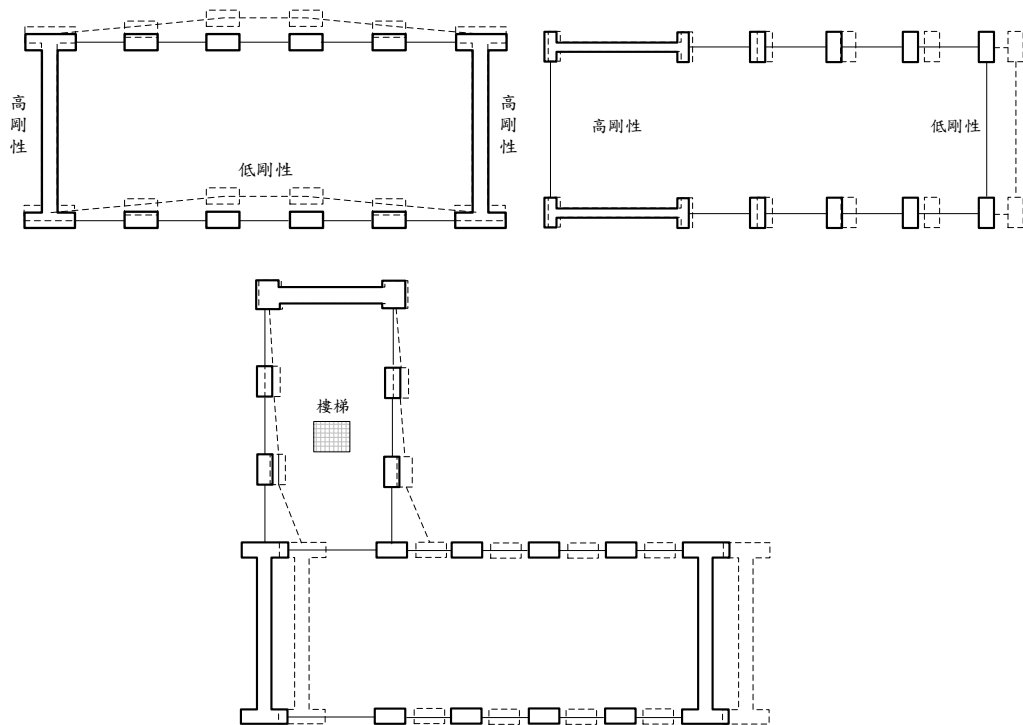


圖4-4 剛性樓版假設難以成立之範例

(資料來源：參考書目4-1)

h：若有地下室的情況下，會減少地震力輸入至建築物，但並不是以定量評估來決定 q_h 。因此，設計者可以根據地下室之狀況作出適當的判斷並決定 q_h 。

k：如圖4-5之建物之情況下，由於二樓側面之柱無連續至下層，因此若所有柱之強度幾乎為相同時，則二樓柱之不連續性之比例為50%。因此，二樓在X及Y方向之 G_k 為0.8，三樓在X及Y方向之 G_k 為1.0。如圖4-6之建物而言，二樓柱之不連續性之比例為50%。因此，二樓在X及Y方向之 G_k 為0.8，三樓在X及Y方向之 G_k 為1.0。對於幾乎不需承受水平力之柱而言，可以不考慮其不連續性。以(與下層之不連續柱所承受之剪力總和)/(該層柱所承受之剪力總和)來判斷即可。此外，如圖4-7之建物所示，由於所有的柱在下層皆有連續，故 $G_k=1.0$ 。

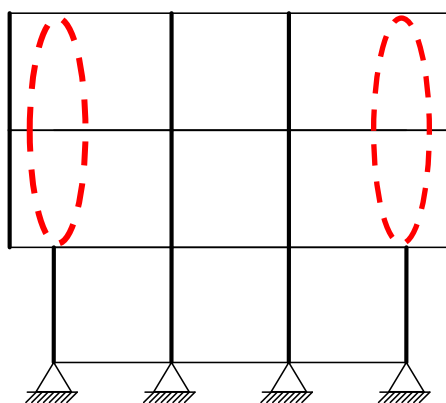


圖4-5 第二層柱之不連續範例一

(資料來源：參考書目4-1)

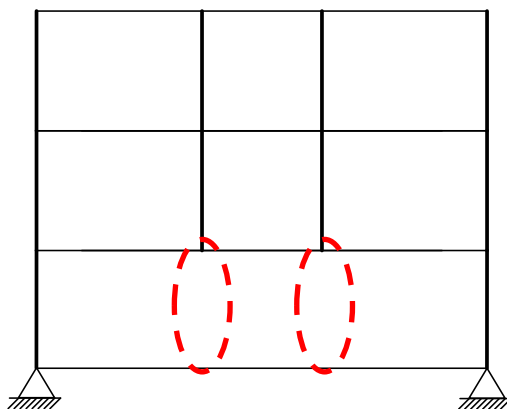


圖4-6 第二層柱之不連續範例二

(資料來源：參考書目4-1)

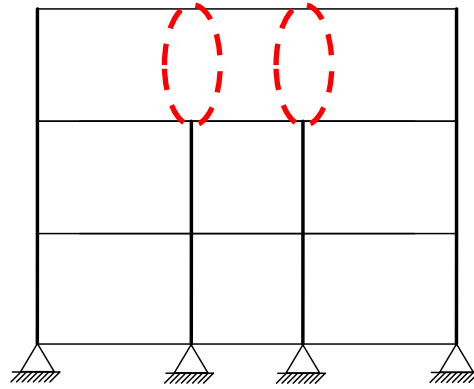


圖4-7 柱連續之範例

(資料來源：參考書目4.1)

三、勁度分布之評估方法

[診斷基準]

原則上， S_D 指標計算中的勁度分布是以日本耐震診斷基準(初版)或基於建築基準法之規定的方法來探討。關於項目 l 之平面勁度分布(偏心率)的等級，在方法A以 G_i ，方法B以 G_i' 來表示。項目 n 之垂直方向之勁度分布(剛重比)，在方法A以 G_n ，方法B以 G_n' 來表示。項目 n 和 l 是藉由共同的方法(方法A或方法B)來計算的。

(一)構材之割線勁度

就方法A或方法B而言，各構材之割線勁度 K 是以下式來計算。但是，在方法B中能夠使用彈性勁度。

$$K = \frac{\alpha Q}{R} \quad (4-3)$$

式中，

R =所探討之層間變形角，原則上變形對應於韌性指標 $F=1$ 。

Q =構材(柱或牆)之極限強度。

α =對應於 R 之強度貢獻係數。若為極脆性柱的時候，變形對應於 $F=1$ 之 α 是以0.5為原則。

(二)項目 l (偏心率)之 G 值

1.方法A

(1)藉由下式計算偏心率 l

$$l = \frac{e}{\sqrt{B^2 + L^2}} \quad (4-4)$$

式中，

e =重心至剛心之距離(垂直地震方向)。

B 及 L =將樓層之平面以等值矩形來代替之尺寸。

(2)根據偏心率的範圍來計算方法A之 G_l ，如下式所示。

$$\begin{aligned} G_l &= 1.0 ; (l \leq 0.1) \\ G_l &= 0.9 ; (0.1 < l \leq 0.15) \\ G_l &= 0.8 ; (0.15 < l) \end{aligned} \quad (4-5)$$

2.方法B

(1)藉由下式計算扭轉勁度

$$K_R = \sum K_{xj} Y_j^2 + \sum K_{yj} X_j^2 \quad (4-6)$$

式中，

K_{xj} 及 K_{yj} =構材 j 在 X 及 Y 方向之剛性。

X_j 及 Y_j = 剛心至構材 j 之 X 及 Y 方向之距離。

對於 K_x 及 K_y 而言，原則上為使用式(4-3)之割線勁度，亦可使用構架之彈性分析所得之層間變形角而求得之勁度。

(2) 藉由下式計算 X 及 Y 方向之彈力半徑 r_{eX} 及 r_{eY}

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_{xj}}} \quad ; \quad r_{eY} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_{yj}}} \quad (4-7)$$

(3) 藉由下式計算 X 及 Y 方向之偏心率 R_{eX} 及 R_{eY}

$$R_{eX} = \frac{e_Y}{r_{eX}} \quad ; \quad R_{eY} = \frac{e_X}{r_{eY}} \quad (4-8)$$

(4) 根據偏心率之範圍來計算係數 F_e

$$\begin{aligned} F_e &= 1 \quad ; \quad (R_e \leq 0.15) \\ F_e &= 1 + (R_e - 0.15) / 0.3 \quad ; \quad (0.15 < R_e \leq 0.3) \\ F_e &= 1.5 \quad ; \quad (0.3 < R_e) \end{aligned} \quad (4-9)$$

(5) B法之 G'_i 以係數 F_e 之倒數來計算

$$G'_i = \frac{1}{F_e} \quad ; \quad 1.0 \leq F_e \leq 1.5 \quad (4-10)$$

3. 偏心率顯著時之例外情況

與偏心有關於 G_l 值明顯超過其下限的偏心值之時，即方法A中所計算之偏心率 l 超過0.15的時候，利用下述法(1)(2)來計算 E_o 指標並取小值，此時 G_l 採用0.8。此法原則上不適用於方法B中。

(1) 忽略引起偏心原因之垂直構件並計算整體結構之 E_o 值。簡便上， E_o 也可藉由因偏心而變形增加之構架(組)來分區計算。

(2) 將整體結構中引起偏心之垂直構件作為第一組，並以診斷基準

[1-7]內3.2.1之式(5)來計算 E_o 值。

(三)關於項目 n (剛重比)之 G 值

1.方法A

(1)利用下式計算第 i 層受到層間剪力時重心位置之變形角 R_i 。

$$\begin{aligned} R_{ix} &= \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} \\ R_{iy} &= \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} \end{aligned} \quad (4-11)$$

式中，

W_i = i 層之重量。

ϕ_i =外力分布之補正係數。

$\sum K$ =式(4-3)所計算之第 i 層全部構材的割線勁度總和。

(2) N 層之建築中，根據該 i 層對應之層數如最下層(第1層)、中間層或是最上層(第 N 層)，依式(4-12)來計算 n 值。

$$\begin{aligned} n &= \frac{R_i}{R_{i+1}} \quad ; i=1 \\ n &= \max\left(\frac{R_i}{R_{i+1}}, \sqrt{\frac{R_i}{R_{i-1}}}\right) \quad ; 1 < i < N \\ n &= \sqrt{\frac{R_i}{R_{i-1}}} \quad ; i=N \end{aligned} \quad (4-12)$$

(3)方法A之 G_n 根據係數 n 的範圍，依下式計算。

$$\begin{aligned}
G_n &= 1.0 ; n \leq 1.5 \\
G_n &= 0.9 ; 1.5 < n \leq 2.0 \\
G_n &= 0.8 ; 2.0 < n
\end{aligned} \tag{4-13}$$

2. 方法B

(1)與方法A一樣計算第*i*層重心位置之變形角 R_i 。原則上 R_i 是以利用割線勁度來計算，但在方法B中，也能夠藉由彈性勁度為基礎之構架分析來計算 R_i 值。

(2)根據各層層間變形角之倒數來計算剛重比 R_s 。

$$R_s = \frac{r_{si}}{r_s} \tag{4-14}$$

式中，

$$r_{si} = \frac{1}{R_i}, \quad \bar{r}_s = \frac{\sum r_{si}}{N} \quad (N \text{ 為上部樓層數})。$$

(3)利用剛重比 R_s 計算係數 F_s 。

$$\begin{aligned}
F_s &= 2 - \frac{R_s}{0.6} ; R_s \leq 0.6 \\
F_s &= 1.0 ; R_s > 0.6
\end{aligned} \tag{4-15}$$

(4)B法之 G_n' 以係數 F_s 之倒數來計算。

$$G_n' = \frac{1}{F_s} ; 1.0 \leq F_s \leq 2.0 \tag{4-16}$$

(5)下層挑空但有柱支撐

連層耐震壁在下層並無連續，且經由柱來支撐時，除了對前項為止之檢查外，需參照診斷基準附錄6探討耐震壁對於下層柱之影響。

[解說]

(一)豎向構材之割線勁度

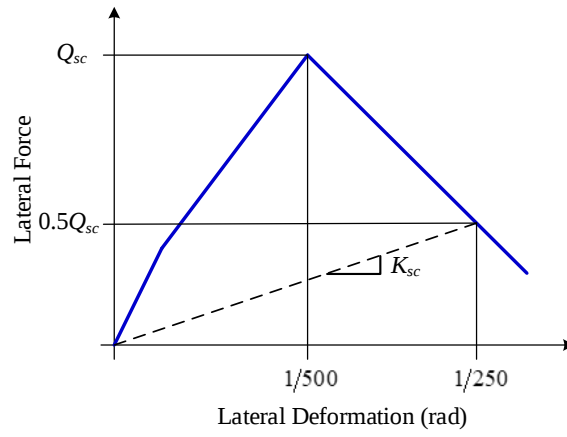
1.牆、柱、極脆性柱之割線勁度

耐震評估是為確保建築物上部結構在受到極其罕見之地震力下不會倒塌。因此，比起構材之彈性勁度，使用割性勁度為基礎之計算會較合理。但是，若所有構材若為鋼筋混凝土時，由於各構材其降伏點割線勁度折減率並無太大差異，因此考慮彈性勁度是具有其代表意義。問題在於當建築物使用鋼構側撐補強時，因到降伏變形為止之鋼構件處於彈性，若使用彈性勁度評估鋼筋混凝土構件時，其為降伏點勁度之3~4倍。當具有高強度之側撐補強用等效厚度之壁代替時，相當於替換一極薄的牆壁，在這種情況下，反而參照降伏變形之強度是較合理的，這是使用割線勁度之合理性的原因。此外，在耐震診斷中，由於對強度指標、韌性指標及強度貢獻係數都進行了評估，以此為基礎評估割線剛性由式(4-3)計算，因此幾乎不需要新的計算。然而，在耐震診斷中之降伏點剛性(變形角)之評估是極粗略計算的，因此未來仍有改良的餘地。

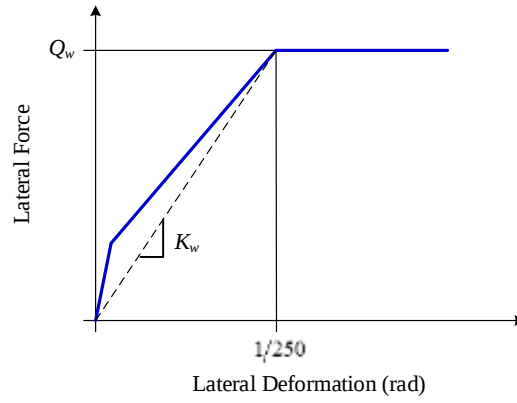
原則上構材使用對應韌性指標 $F=1$ 之割線勁度，如圖4-8所示。在方法C中，建築物包含許多極脆性柱的情況下， $F=0.8$ 是為極限變形等之情況下，如圖4-9所示，能夠使用對應 $F=0.8$ 之割線勁度。在這種情況下， G_l 及 G_n 值根據變形而分別計算。

2.使用割線勁度之問題點及注意事項

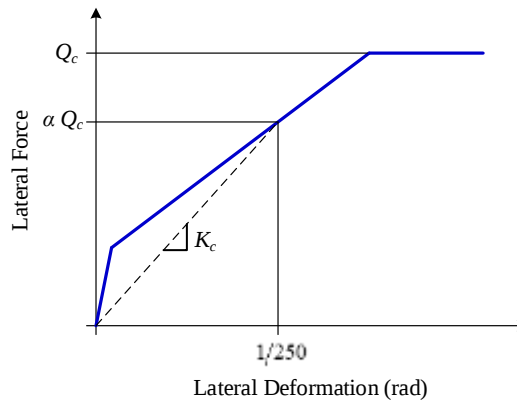
通過此種診斷方法計算多層耐震壁之割線勁度的話，彎曲變形的影響有反應上之困難，故可能高估上層之剛性。這可以通過使用彈塑性分析的結果來解決。



(a) 極脆性柱



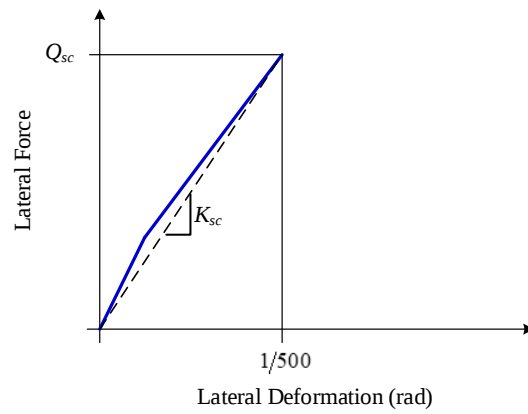
(b) 牆



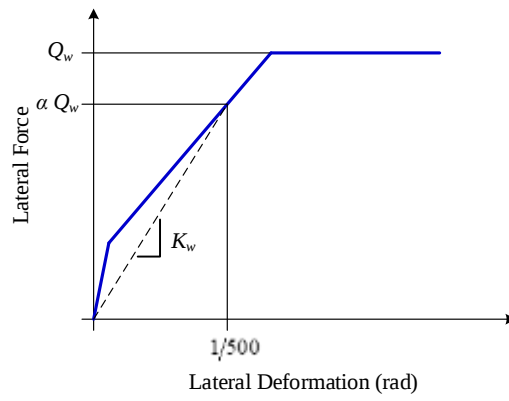
(c) 柱

圖 4-8 對於 $F=1$ 之割線勁度

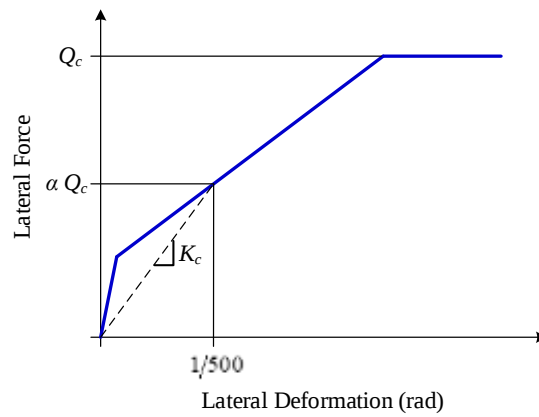
(資料來源：參考書目 4-1)



(a) 極脆性柱



(b) 牆



(c) 柱

圖 4-9 對於 $F=0.8$ 之割線勁度

(資料來源：參考書目 4-1)

(二)關於偏心率 I 之 G 值

1.方法A

(1)偏心距離之計算方向：偏心距離是指與所計算方向垂直之重心與剛心之距離，如圖4-10所示。

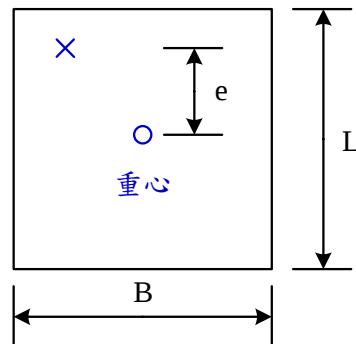


圖4-10 偏心距離之計算方向

(資料來源：參考書目4-1)

(2)重心座標的計算

N 為豎向構材之軸力， X 、 Y 代表 X 及 Y 座標，以下式來計算軸力重心的座標。

$$g_x = \frac{\sum NX}{\sum N} \quad (4-17)$$

$$g_y = \frac{\sum NY}{\sum N} \quad (4-18)$$

X 及 Y 座標之原點可定義於任何一處。若將 X 及 Y 座標之原點定於建物平面圖之左下的話， g_x 及 g_y 如圖4-11所示。

(3)剛心座標的計算

由下式來計算各層剛心之座標。

$$l_x = \frac{\sum K_{y_j} X}{\sum K_{y_j}} \quad (4-19)$$

$$l_y = \frac{\sum K_{x_j} Y}{\sum K_{x_j}} \quad (4-20)$$

由下式來計算各層之偏心距離。

$$e_x = |l_x - g_x| \quad (4-21)$$

$$e_y = |l_y - g_y| \quad (4-22)$$

將X及Y座標之原點定於建物平面圖左下，如圖4-12所示。

(4)當建築物的平面與矩形差異甚大時之 l 的計算

式(4-4)中，質量 m 、矩形尺寸 $B*L$ 之迴轉半徑由以下列式子來計算。

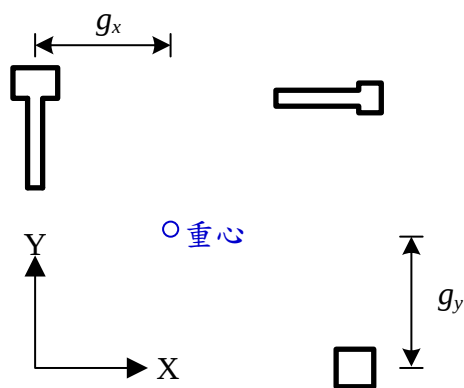


圖4-11 重心的座標

(資料來源：參考書目4-1)

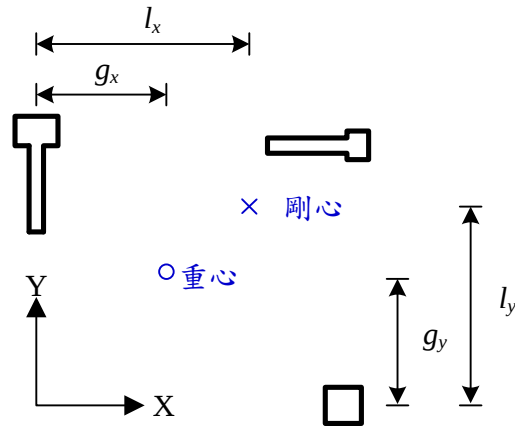


圖4-12 剛心與偏心距離

(資料來源：參考書目4-1)

$$i = \sqrt{\frac{I}{m}} = \sqrt{\frac{B^2 + L^2}{12}} \quad (4-23)$$

式中，

I =矩形之慣性矩。

一般來說，每單位面積之質量 ρ 的版之慣性矩以下式計算。

$$I = \iiint \rho (x^2 + y^2) dx dy \quad (4-24)$$

式中，

x 、 y =該層重心之座標。

因此，從該層至上部之迴轉半徑能夠由下式來近似。

$$i = \sqrt{\frac{I}{\sum N}} = \sqrt{\frac{\sum N (x^2 + y^2)}{\sum N}} \quad (4-25)$$

式中，

N =各柱之軸力。

x 、 y =各柱重心之座標。

當建築物的平面與矩形差異甚大時，能夠利用上述之 i 值代入下式來計算 I 。

$$i = \frac{e}{i \times \sqrt{12}} = \frac{e}{i \times 2\sqrt{3}} \quad (4-26)$$

(5)方法A之適用性

在式(4-4)中，扭轉勁度之影響，甚至是垂直方向構材之影響並不包括在裡面。需要注意的是，一棟扭轉勁度較大之建築物，如周圍有配置許多牆壁之建築物，若使用式(4-4)的話，會低估其 G_I 值，此時建議利用方法B或方法C來評估。

2.方法B

乃根據日本建築標準執行令所使用之必要保有水平抗力之乘數因子(Overdesign Factor)之方法。對於彈力半徑和偏心率之計算，根據一般的設計慣例雖可以使用彈性勁度，但建議使用割線勁度來計算。特別是有底層挑空之建築物，亦或是使用鋼構側撐之耐震補強之建築物而言，由於彈性與割線勁度之比例關係不成立，故應使用割線勁度。若使用彈性勁度時，根據有無底層挑空之項目(j)來追加其 G 值。

使用割線勁度之 F_e 之計算法如下所示。

(1)重心與剛心座標之計算

參考圖4-11，與方法A同方式進行。

(2) 剛心周圍的扭轉勁度之計算

參考圖4-13及式(4-6)。

由下式來推導式(4-6)。首先，在剛心周圍產生扭轉 θ 時，各垂直構建之X和Y方向變形由下式表示(圖4-14(a))。式中之 H_0 為量測尺寸時採用柱內側來量測有效尺寸。

$$R_{xj}H_0 = Y_j\theta \quad (4-27)$$

$$R_{yj}H_0 = X_j\theta \quad (4-28)$$

垂直構件之X及Y方向之剪力由下式表示。

$$Q_{xj} = K_{xj}R_{xj} = \frac{K_{xj}Y_j\theta}{H_0} \quad (4-29)$$

$$Q_{yj} = K_{yj}R_{yj} = \frac{K_{yj}X_j\theta}{H_0} \quad (4-30)$$

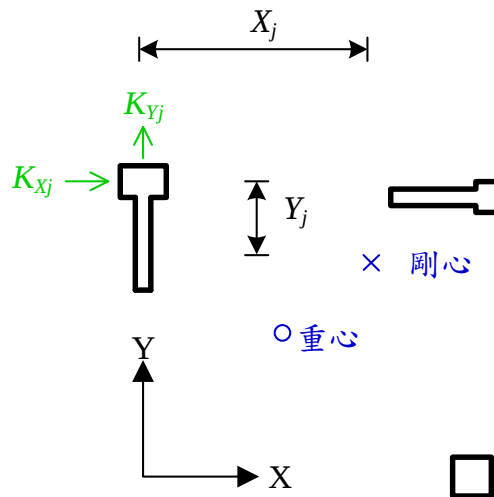


圖4-13 扭轉勁度之計算

(資料來源：參考書目4-1)

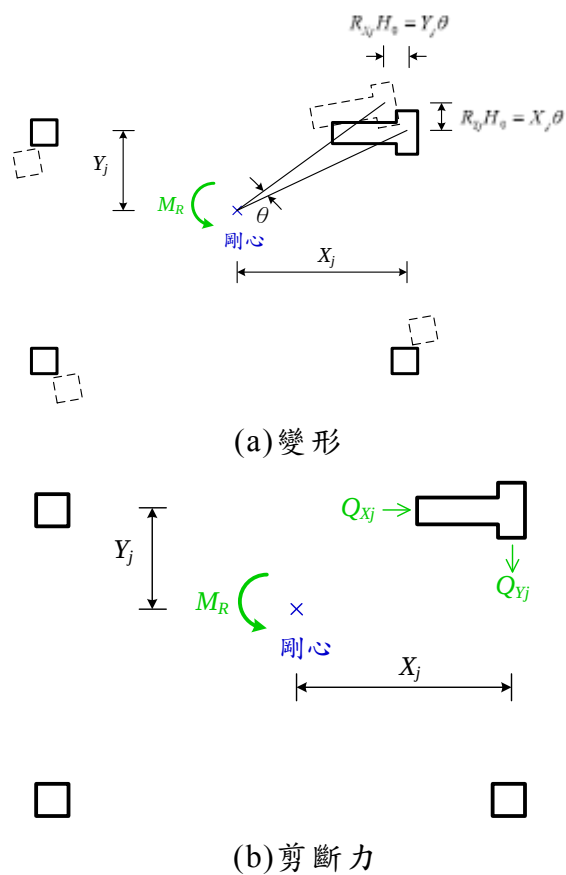


圖4-14 扭轉彎矩

(資料來源：參考書目4-1)

扭轉彎矩由下式表示(參照圖4-14(b))。

$$M_R = \sum Q_{xj} Y_j + \sum Q_{yj} X_j = \left[\sum K_{xj} Y_j^2 + \sum K_{yj} X_j^2 \right] \times \frac{\theta}{H_0} \quad (4-31)$$

此外，若有斜構件(特別是牆)的時候，參考圖4-15來計算剛心位置、剛心距離及扭轉勁度勁度。

在偏心率為0.3以上時，雖然Fe會固定於Fe=1.5，但若如圖4-15所示之牆壁不均匀分布之建物中，或偏心率超過0.3時，其扭轉反應會變得更加顯著。

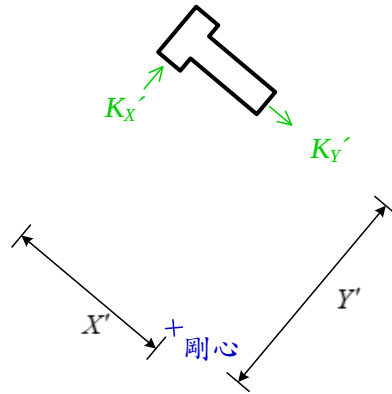


圖4-15 斜構件

(資料來源：參考書目4-1)

(3)方法B法之適用性

如圖4-16所示，就項目a而言，在垂直方向沒有牆的情況下，與方法A一樣，能考慮使用例外事項；就項目b而言，能考慮使用解說所述之方法C。

如圖4-17所示，即使是高扭轉勁度之建物，有可能會有偏心率達0.3以上的時候，有可能會低估其耐震性能。

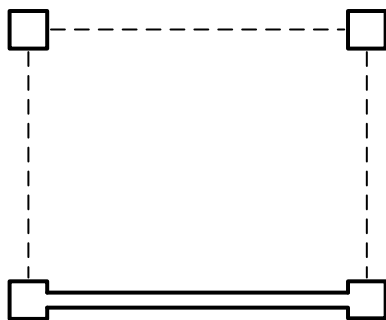


圖4-16 容易扭轉之建物

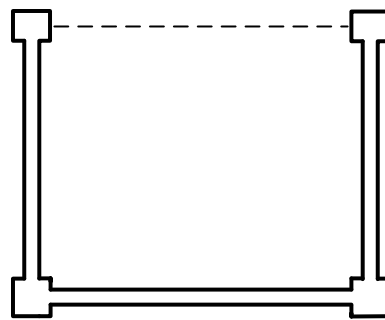


圖4-17 難以扭轉之建物

(資料來源：參考書目4-1)

(三)關於剛重比 n 的 G 值

1. 方法A

(1)重心位置的變形角

重心位置的變形角可以通過如圖4-18之變形來獲得。因此，通過診斷基準[1-7]將(解3.3.3-24)式之 l_{Xw} 與 l_{Yw} 以 e_X 及 e_Y 來代替，可以得到本文之式(4-11)。

(2)法規修訂的歷史

在日本1977年版的診斷基準[1-7]中，(根據舊版的記號)以 N 作為樓板的數量，由以下的式子來定義係數 n ：

$$n=[(\text{上層剛重比})/(\text{下層剛重比})]\times \beta ; \quad \beta = \frac{N-1}{N} \quad (4-32)$$

一般可以認為，當由於地震力引起之層間變形(角)來大致定義時，其值具有下式的含意：

$$n=(\text{該層層間變形})/(\text{上層層間變形}) ; \quad n = \frac{R_i}{R_{i+1}} \quad (4-33)$$

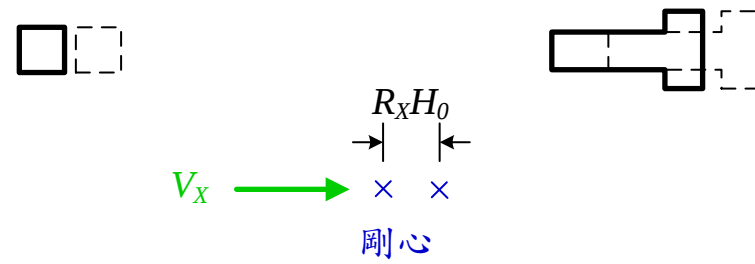
換句話說，當上層之勁度較該層高，且該層的變形較上層較大時，有折減 G_n 的意涵。底層挑空建物的第一層適用於此。因此，在2017年版中，與上式同樣以層間變形為基礎來計算 n 值。

2001年版的診斷基準[1-7]中，以此為基本還增加下式計算：

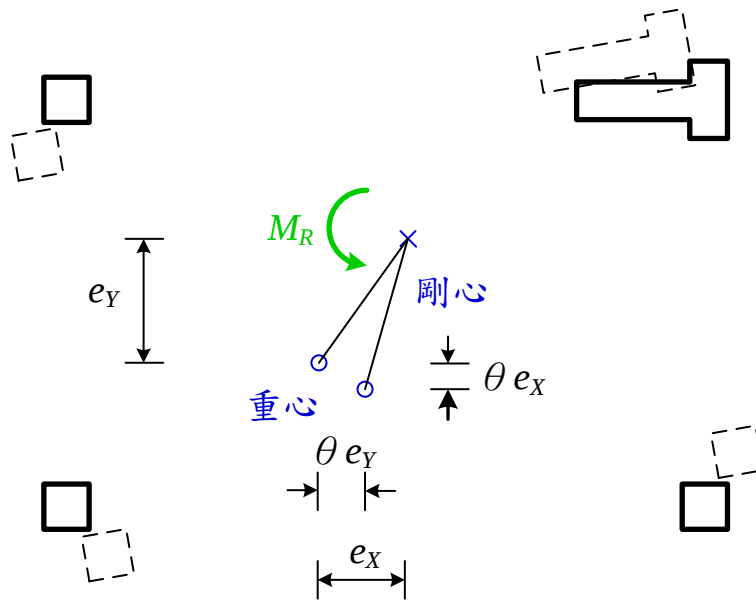
$$n=[(\text{下層剛重比})/(\text{該層剛重比})]\times \beta \quad (4-34)$$

一般認為，根據同樣之地震力而引致之層間變形(角)來定義的話，大致上此 n 值具有下式之意義存在：

$$n=(\text{該層層間變形})/(\text{下層層間變形}) ; \quad n = \frac{R_i}{R_{i-1}} \quad (4-35)$$



(a) 平行移動



(b) 旋轉分量

圖4-18 變形的分解

(資料來源：參考書目4-1)

換句話說，下層之勁度較該層高，且該層的變形較下層高的時候，有折減 G_n 的意涵存在。在下層的牆較多且上層的牆量急速減少的建物雖然符合上述所述。但在2001年的修訂中，將其適用擴大至對於(沒有上層)最上層之檢討以下層來取代。因此，在2017年版中，以 (R_i/R_{i-1}) 之平方根(本文(4-12)式)來計算 n 值。根據於此，比起(4-44)式， n 值更接近1。

此外，在2001年版中，雖然以 $n=1.3$ 及 1.7 作為等級的界限值，但是伴隨著 n 的定義改變，將界限值變更為 1.5 及 2.0 。

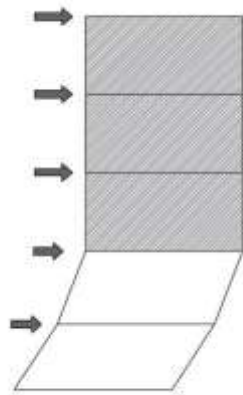
(3)方法A的適用性

若使用方法A評估圖4-19(a)之建物，雖然第二層會被折減成 $G_n=0.8$ ，但第一層不會被折減。然而，因建築物的地震能量在第一層和第二層消耗的程度相同，故恐怕會高估第一層之耐震性能。另一方面，即使使用方法A評估圖4-19(b)之建物中，第二層的 G_n 亦為 0.8 ，如同圖4-19(a)。然在圖4-19(b)的建物中，建築物的地震能量極有可能分散至第三層以外的樓層上。

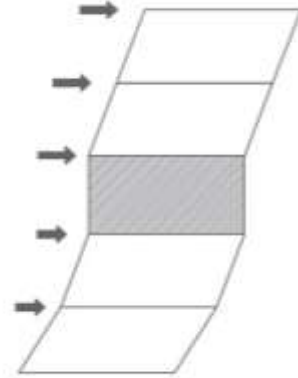
2.方法B

(1)彈性勁度與割線勁度的關係

此方法是使用根據日本建築基準法執行令之必要保有水平耐力之乘數因子(Overdesign Factor)的方法。 R_i 之計算雖然可依正常的設計慣例使用彈性勁度，但仍建議使用割線勁度。特別是以鋼材側撐來進行耐震補強時，由於彈性與割線勁度之比例關係不成立，故應使用割線勁度較為妥當。此外，如底層挑空之建築物(圖4-20)那樣，其建築物之彈性勁度與強度的比率隨著樓層有很大的差異，因此建議使用割線勁度。



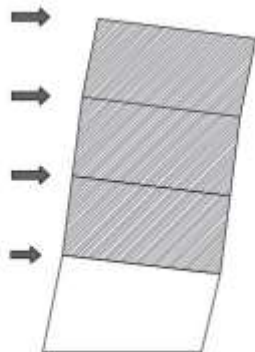
(a)3~5層為剛性



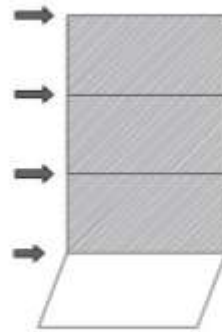
(b)只有第三層為剛性

圖4-19 方法A的適用範例

(資料來源：參考書目4-1)



(a)彈性變形



(b)塑性變形

圖4-20 底層挑空建築物的變形

(資料來源：參考書目4-1)

(2)方法B的適用性

在方法B中，由於會平均層間變形角的倒數，因此如圖4-21

所示之建築物僅有特定樓層是為極剛性的時候，有可能會過度地折減，因此，利用解說中方法C法有可能會解決此現象。

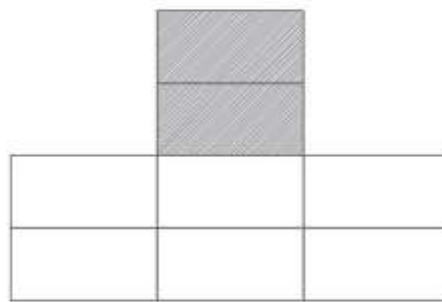


圖4-21 建築物僅有一部份的樓層是為極剛性(陰影部分)
(資料來源：參考書目4-1)

第三節 經年指標診斷基準內容

所謂的經年指標 T 是為評估產生於結構體之龜裂、變形、異狀以及劣化等結構缺陷對於結構耐震性影響之指標。根據建物的調查結果，為任一診斷(一次診斷、二次診斷及三次診斷)之結構耐震指標 I_s 而計算出經年指標 T 。

一、使用於一次診斷之經年指標

使用於一次診斷之經年指標是依表4-4來評估，也就是利用表中[C]欄所對應之 T 值中最小的值於一次診斷法。此外，若有適時、適當地實施結構修補(龜裂修補或鋼筋鏽蝕部之修補)的時候，則經年指標為1.0。

表4-4 一次診斷法中經年指標 T 的計算表

[A] 檢查項目	[B] 程度	[C] T值(標記該處為o)	[D] 本調查相關項目
變形	結構物的傾斜或是產生明顯地不均勻沉陷	0.7	結構龜裂及變形
	地盤為垃圾掩埋場或是農田。	0.9	
	肉眼能辨識梁跟柱的變形	0.9	
	除上述項目以外	1	
牆及柱的龜裂	有漏水及產生因鋼筋鏽蝕程度之裂縫	0.8	結構龜裂及變形
	肉眼能清楚見傾斜裂縫	0.9	
	外牆有無數的裂縫	0.9	
	雖然有漏水但是無鋼筋鏽蝕	0.9	
	除上述項目以外	1	
鋼筋的鏽蝕	鋼筋顯著鏽蝕造成鋼筋斷面積大幅減少	0.7	在沿岸地區的飛來鹽及混凝土中的鹽分濃度
	能看到鋼筋多處生鏽	0.8	
	鋼筋生鏽處不多	0.9	
	幾乎沒有看到生鏽	1	

火災經驗	有痕跡	0.7	結構龜裂、變形、異狀及劣化
	雖有火災經驗但是痕跡不明顯	0.8	
	無	1	
用途	曾有使用化學用品或是現在使用中	0.8	異狀及劣化
	除上述項目以外	1	
結構年齡	30年以上	0.8	異狀及劣化
	20年以上	0.9	
	未滿20年	1	
塗層狀態	因外部的老化而造成顯著的剝落	0.9	異狀及劣化
	內部的變質，顯著的剝落	0.9	
	特別沒有問題	1	

(資料來源：參考書目4.1)

二、使用於二次及三次診斷法之經年指標

依表4-5所示調查項目之結果，並以式4-36來求得二次診斷法與三次診斷法之經年指標。使用調查的結果來計算強度指標及韌性指標時，能夠適度修正所計算之經年指標。此外，若是有定時、適宜實施結構修補(龜裂修補或鋼筋鏽蝕的修補)時，經年指標取1.0。

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots + T_N) / N \quad (4-36)$$

式中：

$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$ 調查層的經年指標。

N = 調查層的層數。

p_1 = 在調查層的結構龜裂及變形之總減點數(參照表4-5)。然而，若無調查必要的時候，則能夠取0。

p_2 = 在調查層的異狀及劣化之總減點數(參照表4-5)。然而，若無調查必要的時候，則能夠取0。

表4-5 二次及三次診斷法之減點數總計表

項目			結構龜裂及變形			變質及劣化		
部位	範圍	程 度	a	b	c	a	b	c
			1. 關於不陷 於沉裂是 龜論是能 都肉眼之 誰夠辨識 梁及柱之 剪縫力或 斜向向	1. 在二構 件有異狀 之變，形 無論是法 誰無到梁 識牆及柱 剪或力裂 任可縫何 辨及識以 曲柱到 是裂垂直 縫	1. 不適 於a及 之輕微 之結構 裂縫用 不於a 之梁及 形沉陷	1. 因鋼筋 生導致 鏽膨脹 之縫腐 2. 鋼筋 的腐蝕 3. 因火 災造成 土的混 凝土及 裂落化 4. 因等 品混凝 成土劣 化	1. 因雨水 或而之 漏導鋼鋪 導鋼筋解 蝕溶來 2. 到混 凝土位 鋼置筋止 的為性 化中是 同或 材等 料顯 3. 塗裝 材的 落剝	1. 因雨水 水等混 漏化品 及品致 導致土 凝土之 著染或 變質 塗裝 之剝 落是 2. 材 微 或 化
I 板及 小梁	(1) 調查層 的樓板面 積為1/3以 上		0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	(2) 調查層 的樓板面 積為1/3~1/9		0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	(3) 調查層 的樓板面 積未滿 1/9		0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	(4) 調查層 的樓板面 積為0		0	0	0	0	0	0
II 大梁	(1) 在調查 層每一總 向之構數 件1/3以 上		0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	(2) 在調查 層每一總 向之構數 件1/3~1/9		0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬

	(3) 在調查層每一總構件數未滿1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	(4) 在調查層每一總構件數為0	0	0	0	0	0	0
III 牆及柱	(1) 調查層之總構件數的1/3以上	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	(2) 調查層之總構件數1/3~1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	(3) 調查層之總構件數未滿1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	(4) 調查層之總構件數為0	0	0	0	0	0	0
減點數	小計						
合計欄	合計	P1			P2		

*(4)：樓板面積比率或構件數比率為0，建物的結構體的狀況是極為良好的。

(資料來源：參考書目4.1)

第四節 日本形狀指標與國內相關規範比較

建築物因外型不同在受震後會產生不同變形與反應，日本因應此現象考量建築物之結構特性於耐震能力診斷基準中訂定形狀指標，以提供評估者明確計算方式判定結構物的形狀特性。在國內相關的耐震設計規範或各耐震能力評估方法中，亦有相似考量結構物不規則性的項目，但與日本所考慮的面向可能並非完全一致，以下探討日本耐震能力評估、台灣耐震設計規範[4-2]、建研所於「鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究案」[4-3]提出之耐震能力評估法及國震中心於「2016建築物耐震評估與補強技術講習會論文集」提出之「低矮型鋼筋混凝土建築結構耐震能力初步評估」[4-4]，針對結構物形狀特性所考慮的項目比較，而表4-6以日本形狀指標項目為主，探討國內設計規範或補強方法具有相似之判斷項目進行討論。

一、國內耐震設計規範[4-2]

在國內規範中針對建築物立面不規則、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則，於結構設計與分析時因根據相關規定辦理。結構物若具不規則性，受震後各樓層的動態反應與側向力分佈，會與靜力分析時所得之結果有明顯的不同，所以結構物若具不規則性，須進行動力分析以獲取正確的反應。

縱使有些結構物外觀對稱，但其各樓層可能因挑高而造成相鄰樓層勁度差異過大；因用途不同如游泳池、空中花園而造成該樓層重量較大；建築物外型上有過大的水平退縮或展延，這些問題都可能造成建築物地震力傳遞不連續或軟弱等現象。結構物弱層可能會於受震時該層降伏但其他層保持彈性，產生極大變形造成結構物不穩定而倒塌。在規範中為了避免此現象發生，針對各層極限層剪力進行檢核，為確保建築物具有均勻之極限層剪力，須依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得

比值80%。若建築物下層與上層總牆量斷面積比值低於80%者，須考慮非結構牆所提供之強度。

表4-6 日本形狀指標與國內相關法規方法比較表

	日本耐震評估法	耐震設計規範	建研所方法	國震中心方法
平面 不規則	平整性	✓		
	邊長比			
	凹角性	✓	✓	✓
	伸縮縫			
	挑空	✓		
	剛性樓版假設			
	偏心率	✓		
立面 不規則	有無地下室		✓	
	層高均等性			
	有無底層挑高			
	柱之不連續性	✓		
	剛性比	✓	✓	✓

(資料來源：本研究製作)

平面上的不規則包含平面不對稱或具凹角性，可能會造成結構物質心與剛心位置不同造成偏心，受震後易產生扭轉效應，在設計上也須考量意外扭矩之影響針對偏心扭矩放大並考慮動態扭矩等進行動力分析，設計構材時也須考慮受某軸之100%地震力加上其垂直方向30%地震力產生之效應。

二、國內耐震能力評估法

國內目前由內震部建築研究所研究中，「鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究案」[4-3]提出之耐震能力評估方法，及國震

中心所提之「低矮型鋼筋混凝土建築結構耐震能力初步評估」[4-4]二種方法，將此二種方法與日本耐震能力診斷基準比較，針對結構物形狀相關考量項目探討。

(一)凹角性

如表4-7所示，在台灣耐震評估法中，建研所方法是概括討論平面及立面對稱性，分別以良、尚可、不良三種等級由評估者判斷其程度；國震中心方法是以是否有三角窗轉角騎樓判定，因建築物位於三角窗路口轉角，亦有偏心扭轉現象，以建築物為雙向騎樓或單向騎樓來判定。

表4-7 凹角性

類別	判定方法及作法
日本耐震評估法	$c=(\text{收縮部分之短邊長度})/(\text{整體短邊之長度})$
建研所 耐震評估法	平面及立面對稱性
	平面依形狀規則程度分為良、尚可、不良 立面依形狀載重分佈情形分為良、尚可、不良
國震中心 耐震評估法	三角窗轉角騎樓
	$q_2=0.9$ 建築物具有雙向騎樓 $q_2=1.0$ 建築物具有單向騎樓

(資料來源：本研究製作)

(二)剛性比

如表4-8所示，台灣耐震評估法中，建研所方法是概括討論軟弱層顯著性，依結構物之剪力牆上下連續性、隔間牆量變化及樓層高度挑高程度等判斷其顯著性分為高、中、低三個程度；國震中心是以牆體是否中斷來判定。

(三)有無地下室

如表4-9所示，建研所耐震評估法中與日本相同皆有考慮有無地下室，且皆利用地下室面積除建築面積之比例計算分其等級。

表4-8 剛性比

類別	判定方法及作法
日本耐震評估法	根據方法A及B而定
建研所 耐震評估法	軟弱層顯著性
	依剪力牆上下不連續、隔間牆量變化多、樓層高度挑高程度判斷高、中、低三等級
國震中心 耐震評估法	軟弱層顯著性
	$q3=0.9$ ： 建築物構架線內，有任一牆體中斷 $q3=1.0$ ： 建築物構架線內，無任一牆體中斷

(資料來源：本研究製作)

表4-9 有無地下室

類別	判定方法及作法
日本耐震評估法	$h=(\text{地下室面積})/(\text{建築面積})$
建研所 耐震評估法	$ra=(\text{地下室面積})/(\text{建築面積})$ $0<(1.5-ra)/1.5<1$
國震中心 耐震評估法	無。

(資料來源：本研究製作)

第五章 耐震評估示範例

第一節 評估示範範例一

一、基本資料與結構現況

(一)現況及用途

本分析範例之中部大樓為地下二層、地上十四層之鋼筋混凝土構造，一、二樓間有夾層，部份為挑空設計，採用筏式基礎，整棟建築物呈門字型，部份設計為開放空間，為住商混合大樓。建築物平面尺寸於X向約61.08m，Y向約41.08m；其1F之樓層高為5.8m(含夾層高度2.8m)，2F樓層高為3.5m，3F以上至11F樓層高為2.9m，12F-14F樓層高為3.2m，建築物地面以上總高度為45m。其一二樓為商店與銀行，僅有少部份之完整牆體，三樓以上為住宅則有許多之隔戶隔間牆體，為典型之軟弱底層大樓，另本大樓之平面與立面亦屬不規則之結構，此類結構在歷年震害中常有嚴重之損壞或倒塌，故本研究以此結構來說明所提方法之評估流程與針對結構弱點之補強。

本建築物結構斷面尺寸（扣除粉刷層）說明如下：

- 1.主要柱尺寸：60×90cm、120×80cm、130×70cm、60×80cm；
- 2.主要梁尺寸：50×80cm、35×60cm；
- 3.樓版尺寸：版厚15cm；
- 4.外牆為12cmRC牆、電梯間為15cmRC牆、內隔間及隔戶牆為1B磚牆及12cmRC牆。

建築物使用現況如表5-1所述，結構平面圖如圖5-1所示，建築物樓層重量與於0.1W地震力下之側向力分配如表5-2所示：

表5-1 建築物現況調查結果彙整表(範例一)

建築物名稱	中部大樓			
構 造	鋼筋混凝土造			
屋 齡	30年			
樓層數	地上14層，地下2層室			
總樓地板面積	約9000 m ²			
建築物地上高度	45 m			
各樓層	1F	2F	3F-11F	12F-14F
樓層高	580 cm	350 cm	290 cm	320 cm
設計用途	商店、銀行	商店、銀行	住宅	住宅
使用現況	商店、銀行	商店、銀行	住宅	住宅

(資料來源：本研究製作)

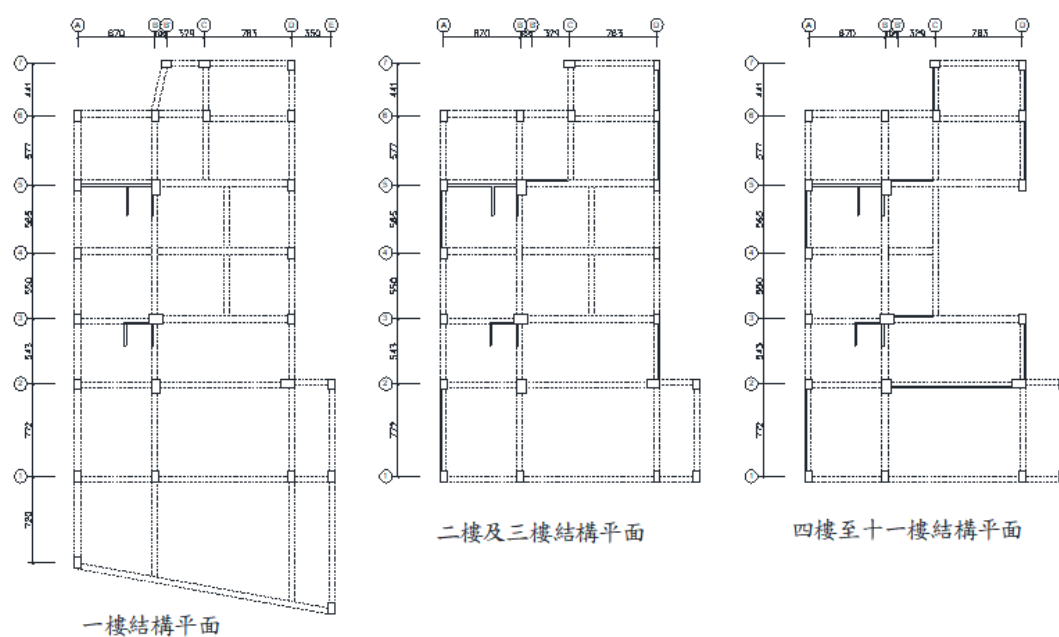


圖5-1 分析建物結構平面圖

(資料來源：本研究製作)

表5-2 樓層重與彈性地震力下之豎向分配

樓層	各樓層重 W(tf)	各樓層高 (m)	高程 H(m)	W*H	V(tf)
RFL	828.90	3.2	45.00	37301	233.38
14FL	546.82	3.2	41.80	22857	82.81
13FL	631.63	3.2	38.60	24381	88.33
12FL	667.11	2.9	35.40	23616	85.55
11FL	707.04	2.9	32.50	22979	83.25
10FL	707.04	2.9	29.60	20928	75.82
9FL	707.04	2.9	26.70	18878	68.39
8FL	707.04	2.9	23.80	16828	60.96
7FL	707.04	2.9	20.90	14777	53.53
6FL	707.04	2.9	18.00	12727	46.11
5FL	707.04	2.9	15.10	10676	38.68
4FL	705.49	2.9	12.20	8607	31.18
3FL	703.06	3.5	9.30	6538	23.69
2FL	736.71	2.8	5.80	4273	15.48
2FM	114.86	3	3.00	345	1.25

$$F = (V - Ft) * w_i * h_i / (w_i * h_i), Ft = 0.07TV = 98 \text{ tf}$$

(資料來源：本研究製作)

(二)材料強度

1.混凝土強度：

本建築物現況耐震能力評估採用之各樓層混凝土抗壓強度如下：

$$1\text{F}-14\text{F} \quad f'_c = 208 \text{ kgf/cm}^2 ;$$

2.鋼筋強度與數量：

鋼筋降伏強度：

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (＃6~＃10鋼筋)} ;$$

$$f_{yh} = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (＃3~＃5鋼筋)} ;$$

底層柱之主筋量約在3.0%-4.0%左右，箍筋於X及Y向依尺寸不同採4#4到6#4範圍，箍筋間距於兩端為10cm，中間段為15cm。

3.基地地盤分類

根據附近地區地質鑽探資料，依「建築物耐震設計診斷基準及解說」第2.4節[1-7]，計算得工址地表面下30公尺內土層之平均剪力波速值為266m/s，故依地盤分類表，本工址可歸類為第二類地盤，故分析時將以第二類地盤（普通地盤）進行分析。

二、結構基本耐震能力

(一)耐震能力標準

本棟建築物為第四類建築物，重要係數 $I=1.0$ 。依據最新建築物耐震設計診斷基準，新建建築物是採用回歸期475年（50年超越機率為10%）的地震做為設計標準。本案標的物依據耐震設計診斷基準說明，並經查詢「國立中央大學應用地質研究所工程地質與防災科技研究室之數值化GIS之圖層套疊資料」，工址臨近車籠埔斷層，與斷層距離 $r=3\text{km}$ ，其計算式如下：

$$S_s^D = 0.80, N_a = 1.07, F_a = 1.00$$

$$S_1^D = 0.40, N_v = 1.22, F_v = 1.30$$

$$S_{DS} = F_a \times (N_a \times S_s^D) = 0.856$$

$$S_{D1} = F_v \times (N_v \times S_1^D) = 0.634$$

$$\text{結構週期採 } T = 0.05 h_n^{0.75} = 0.87 \text{ s}$$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.634}{0.856} = 0.74 \text{ s}$$

故知樓層耐震能力合格標準如第三章所述，需能抵抗水平譜加速度係數 $S_c > S_{ad} = S_{D1}/T = 0.73$ 。

(二)基本耐震能力 S_0

評估建物之底層柱與牆的編號如圖5-2所示，評估之樓層為底層，故(2.2)式中之樓層調整指標 $I_s=1.0$ 。本範例中垂直結構構材之破壞模式採表2.1中之依破壞機制判斷方式，柱與牆構材於各主軸方向之計

算撓曲與剪力強度依土木401「混凝土工程設計診斷基準與解說」中規定之方式計算。以柱C1為例，其於DL+0.5LL下之軸力為518tf($N/(A_g f'_c)=0.34$)，軸壓力屬偏高之情況，根據自行撰寫之柱分析程式計算得其計算彎矩強度於X向為 $M_n=250.4\text{tf-m}$ ，非塑鉸區與塑鉸區之計算剪力強度為

$$V_{n1} = 0.53\sqrt{f'_c} A_c \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh1} f_{yh} \frac{d}{s_{h1}} = 153.1 \text{ (tf)}$$

$$V_{n2} = 0.53\sqrt{f'_c} A_c \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh2} f_{yh} \frac{d}{s_{h2}} = 192.5 \text{ (tf)}$$

$$V_{n3} = 0.53\sqrt{f'_c} A_c \left(0.4 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh2} f_{yh} \frac{d}{s_{h2}} = 166.0 \text{ (tf)}$$

C1柱之淨高度為5公尺，故其上下端產生彎矩塑鉸下對應之剪力強度 $2M_n/h_0=100.2\text{tf}$ ，此與計算剪力強度相比較下知C1柱於X向屬撓曲破壞，故其可使用容許韌性容量 $R_d=3.5$ 。

其餘柱與牆體之計算同C1，因計算為重覆性工作，故將所有X向及Y向計算結果列表於附錄一中。由計算所得之表格知於(2-3a)及(2-3c)之X向強度和與結構系統地震力折減係數：

$$(Q_L + \alpha_M Q_M + \alpha_H Q_H) = 2393.4 \text{ tf} ; F_u = 1.5$$

$$(0.3Q_L + 0.5Q_M + Q_H) = 2390.3 \text{ tf} ; F_u = 3.5$$

故可推得其X向底層基本耐震能力譜加速度 $S_{0x}=0.840$ ，而Y向底層之基本耐震能力同樣可為譜加速度 $S_{0y}=0.838$ 。求得基本耐震能力後，藉由後續依第三節規定之形狀指標與經年指標計算後則可得建物能抵抗之水平譜加速度係數 S_c 。

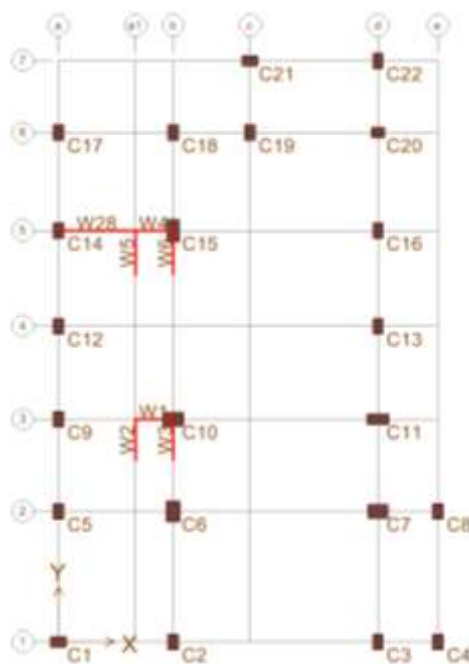


圖5-2 底層柱與牆編號平面圖

(資料來源：本研究製作)

三、形狀指標 S_D 計算

本範例主要以二次診斷為判定進行方法A之計算，並藉由增加考慮偏心率及剛重比，觀察形狀指標對結構耐震性能之影響。

(一)關於平面形狀(平面一致性)之項目

1.外觀性(項目a)：

如圖5-3所示，此大樓平面分布形狀共分五種，其中4F~12F為多數且是主要型式，故以其平面形狀作為判定標準。另此型式依判定標準所謂突出之部分為該層樓地板面積30%以上，故取 $G_a=0.8$ 。

2.邊長比(項目b)：

如圖5-4所示，紅框內為結構主體部，計算其長邊長度為30.7m，短邊長度為11.19m，故 $b=30.7\text{m}/11.19\text{m}=2.74<5$ ，取 $G_b=1.0$ 。

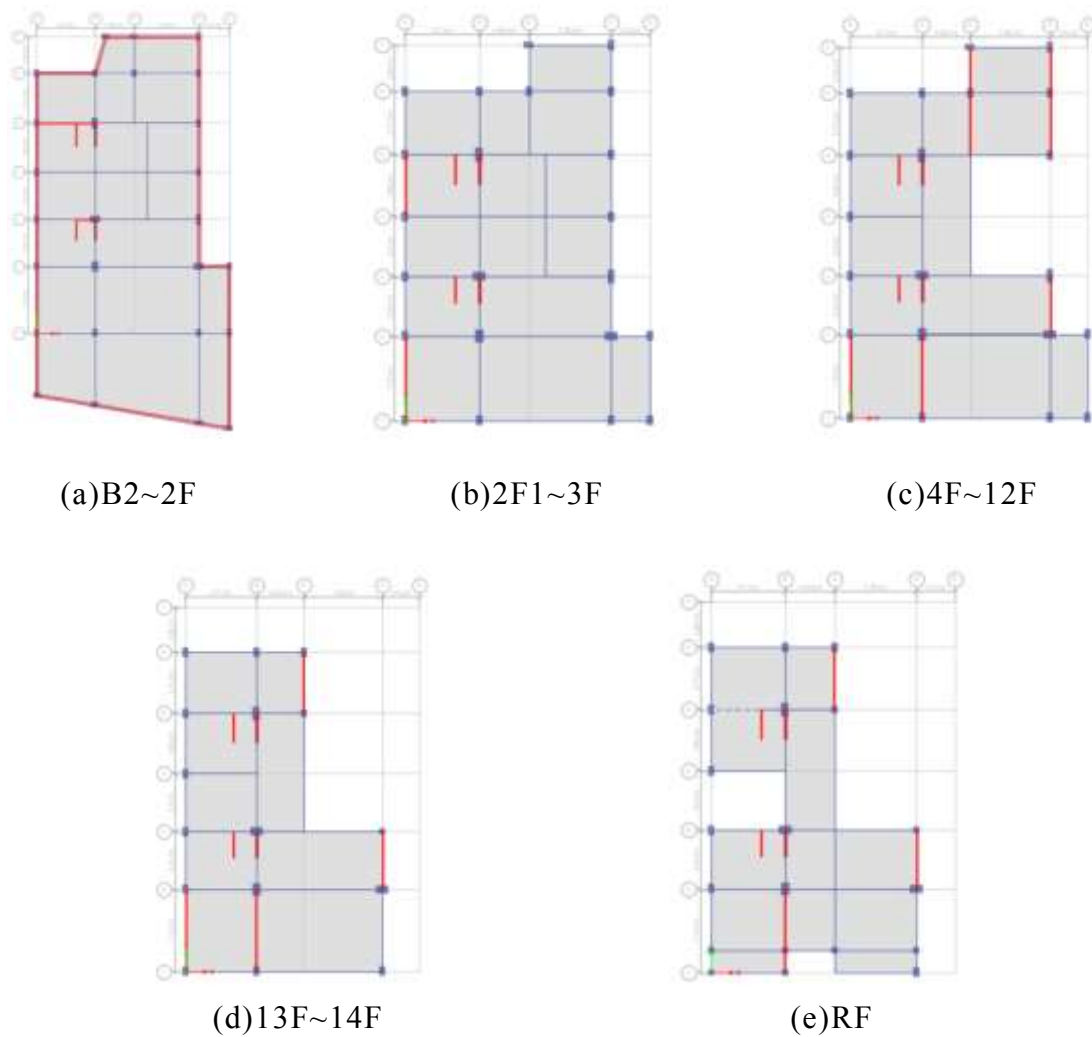


圖 5-3 各樓層平面形狀圖

(資料來源：本研究製作)

3. 凹角性(項目 c)：

如圖 5-4 所示，結構短邊長度為 18.67m，收縮距離為 7.48m，故 $c=7.48\text{m}/18.67\text{m}=0.4<0.5$ ，取 $G_c=0.8$ 。

4. 伸縮縫(項目 d)：

本建築無伸縮縫，故取 $G_d=1.0$ 。

5. 挑空(項目 e)：

如圖 5-5 所示，本建築於 1 樓至 2 樓(2F)有挑空，1 樓樓地板面積 = 561.40m²、2 樓樓地板面積 = 453.68m²， $e=453.68/561.40=0.792>0.3$ ，

取 $G_e=0.8$ 。

6. 剛性樓板假設(項目f)：

如圖5-6所示，X方向無牆可提供牆度，Y方向有牆可提供牆度，故對剛性樓板假設稍有疑慮，取 $G_f=0.9$ 。

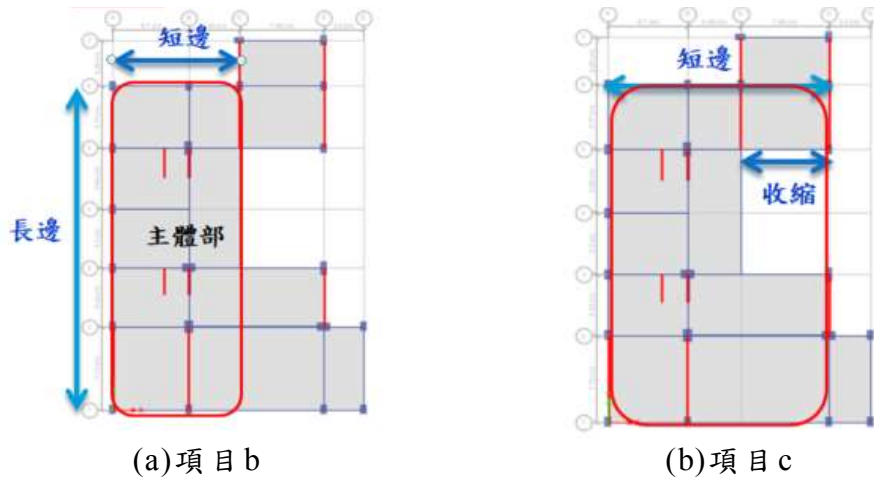


圖5-4 項目b、c判定圖形

(資料來源：本研究製作)

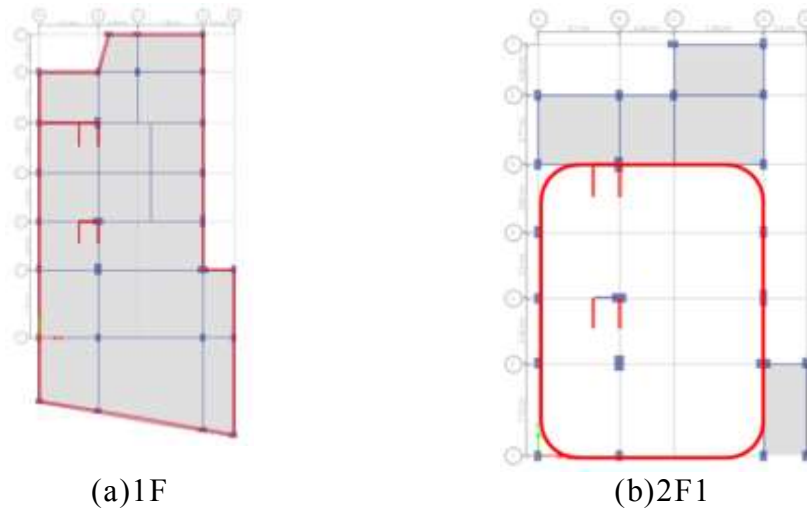


圖5-5 項目e判定圖形

(資料來源：本研究製作)

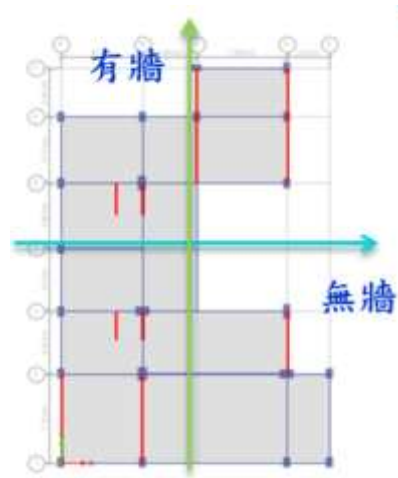


圖5-6 項目f判定圖形

(資料來源：本研究製作)

(二)關於斷面(立面)形狀之(垂直方向之一致性)項目

- 1.有無地下室(項目h)：地下室面積與建築基地面積相同，取 $G_h=1.0$ 。
- 2.層高均等性(項目i)：已納入二次診斷項目n(剛重比)考慮。
- 3.有無底層挑空(項目j)：有底層全挑空，取 $G_i=0.9$ 。
- 4.柱之不連續性(項目k)：此結構均無不連續柱，故各樓層取 $G_k=1.0$ 。

(三)關於勁度分布(平面與垂直)之項目

由於此大樓2F-1~2F為挑空設計(如圖5-26所示)，樓層高約6米，共有22根及4道牆(計算時因Y座標相同併成2道)，該層可視為大樓之軟弱層，故取此層作為範例計算偏心率及剛重比，並得出此層之形狀指標 S_D 。

另為得到該層各垂直構件軸力、強度及勁度值，利用ETABS結構分析軟體實施建模及日本診斷基準割線勁度算法(式5-3，柱、牆 $\alpha=0.7$ ，極脆性柱 $\alpha=0.5$ ，在韌性指標 $F=1$ 情形下， $R=1/250$)取得，並使用式(4-17)至式(4-20)計算該層重心及剛心位置，相關參數如表5-3及表5-4。

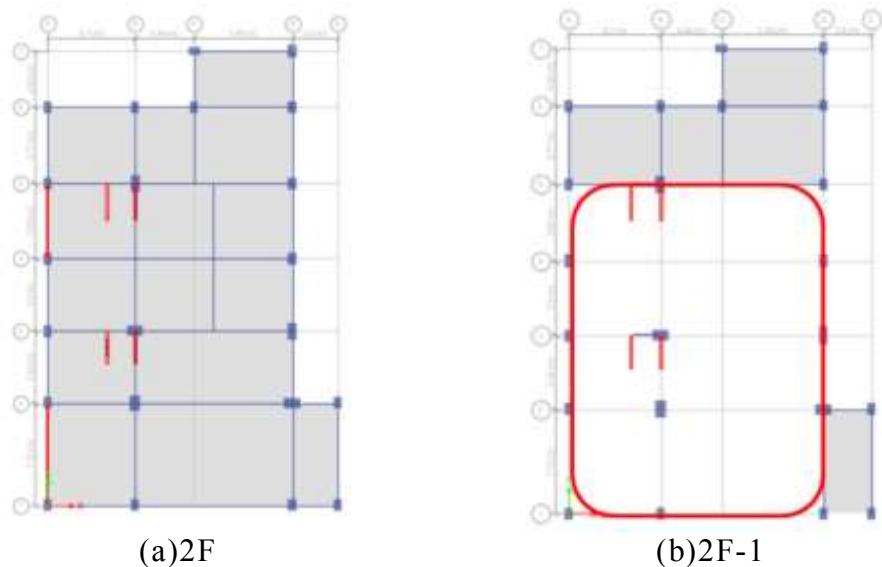


圖 5-7 2F-1~2F挑空設計示意圖

(資料來源：本研究製作)

1. 計算偏心率(項目 l)：

偏心距離：

$$e_x = |L_x - g_x| = |9.64 - 9.56| = 0.08 \text{ m}$$

$$e_y = |L_y - g_y| = |16.93 - 14.72| = 2.21 \text{ m}$$

$$\text{又 } B = 18.67 \text{ m}, L = 30.07 \text{ m}$$

$$l_x = \frac{e_y}{\sqrt{(B^2 + L^2)}} = 0.062, \quad l_x < 0.1, \quad G_{lx} = 1.0$$

$$l_y = \frac{e_x}{\sqrt{(B^2 + L^2)}} = 0.002, \quad l_y < 0.1, \quad G_{ly} = 1.0$$

2. 計算剛重比(項目 n)

由於計算此項目需與上一層樓層間位移角進行比較，故僅列3F各方向重心與剛心位置計算彙整表，如表5-5、5-6所示，依前述計算方式可得3F之參數：偏心距離： $e_x=0.19\text{m}$ ， $e_y=1.5\text{m}$ ；偏心率： $l_x=0.042$ ， $l_y=0.005$ ；扭轉勁度： $K_R = \sum K_{xj} Y_j^2 + \sum K_{yj} X_j^2 = 92635647.66$ ，剛重比

計算結果如下；

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.018(2F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.018(2F)$$

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.02(3F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.016(3F)$$

$$n_x = \frac{R_{ix,2F}}{R_{ix,3F}} = \frac{0.018}{0.02} = 0.9, \quad n_x < 1.5, \quad G_{nx} = 1.0$$

$$n_y = \frac{R_{iy,2F}}{R_{iy,3F}} = \frac{0.018}{0.016} = 1.125, \quad n_y < 1.5, \quad G_{ny} = 1.0$$

表5-3 2F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{ix})	$K_{ix}Y_i$	$K_{ix}(Y_i-l_y)^2$	軸力 N_i	N_iX_i
C1	0	0	12341.0	0	3536413.9	518	0
C2	6.7	0	25676.0	0	7357666.6	541	3624.7
C3	18.7	0	25200.0	0	7221264.9	367	6862.9
C4	22.2	0	23681.0	0	6785983.1	406	9013.2
C5	0	7.7	23849.0	183637.3	2030897.4	476	0
C6	6.7	7.7	29753.8	229104.3	2533729.5	850	5695
C7	18.7	7.7	32837.0	252844.9	2796284.0	807	15090.9
C8	22.2	7.7	23226.0	178840.2	1977844.9	337	7481.4
C9	0	13.2	23849.0	314806.8	331458.0	476	0
C10	6.7	13.2	31920.0	421344	443630.3	664	4448.8
C11	18.7	13.2	17430.0	230076	242245.5	381	7124.7
C12	0	18.7	23702.0	443227.4	74421.5	410	0
C13	18.7	18.7	16315.6	305101.7	51229.1	131	2449.7
C14	0	24.3	17958.7	436396.4	975983.0	356	0
C15	6.7	24.3	28777.0	699281.1	1563914.0	621	4160.7
C16	18.7	24.3	18703.5	454495.1	1016459.9	458	8564.6
C17	0	30.1	17002.0	511760.2	2949861.4	225	0
C18	6.7	30.1	17995.2	541655.5	3122182.4	361	2418.7
C19	11.2	30.1	17878.3	538136.8	3101900.2	345	3864
C20	18.7	30.1	24108.0	725650.8	4182758.4	295	5516.5
C21	11.2	34.3	25158.0	862919.4	7592317.4	348	3897.6
C22	18.7	34.3	33715.5	1156441.7	10174846.0	148	2767.6
W1	4.5	13.2	45500.0	600600	632367.8	242	1089
W2	6.7	24.3	45500.0	1105650	2472741.7	265	1775.5
總和(sum)			602076.6	10191969.5	73168400.9	10028	95845.5

*重心位置 $L_x=9.64\text{m}$ *剛心位置 $g_x=9.56\text{ m}$ 單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-4 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{iy})	$K_{iy}X_i$	$K_{iy}(X_i-l_x)^2$	軸力 N_i	N_iY_i
C1	0	0	17528.0	0	1627260.5	518	0
C2	6.7	0	15771.0	105665.7	135876.8	541	0
C3	18.7	0	15778.0	295048.6	1296477.4	367	0
C4	22.2	0	15463.0	343278.6	2441194.7	406	0
C5	0	7.7	15610.0	0	1449197.7	476	3665.2
C6	6.7	7.7	33026.0	221274.2	284539.2	850	6545
C7	18.7	7.7	29433.2	550400.8	2418524.4	807	6213.9
C8	22.2	7.7	15211.0	337684.2	2401410.6	337	2594.9
C9	0	13.2	15610.0	0	1449197.7	476	6283.2
C10	6.7	13.2	28366.9	190058.2	244398.2	664	8764.8
C11	18.7	13.2	25615.3	479006.1	2104807.7	381	5029.2
C12	0	18.7	15470.0	0	1436200.4	410	7667
C13	18.7	18.7	17514.0	327511.8	1439124.4	131	2449.7
C14	0	24.3	28371.0	0	2633900.5	356	8650.8
C15	6.7	24.3	39091.5	261913.1	336797.2	621	15090.3
C16	18.7	24.3	19173.0	358535.1	1575444.3	458	11129.4
C17	0	30.1	27331.5	0	2537395.7	225	6772.5
C18	6.7	30.1	28455.0	190648.5	245157.2	361	10866.1
C19	11.2	30.1	28350.0	317520.0	69414.6	345	10384.5
C20	18.7	30.1	20783.0	388642.1	1707737.9	295	8879.5
C21	11.2	34.3	23877.0	267422.4	58462.5	348	11936.4
C22	18.7	34.3	23089.5	431773.7	1897262.9	148	5076.4
W1	4.5	13.2	18750.0	84375.0	494449.7	242	3194.4
W2	6.7	24.3	55500.0	371850.0	478166.4	265	6439.5
總和(sum)			573167.9	5522608.1	30762398.6	10028	147633

*重心位置 $L_y=16.93$ m*剛心位置 $g_y=14.72$ m

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-5 3F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{ix})	$K_{ix}Y_i$	$K_{ix}(Y_i-l_y)^2$	軸力 N_i	N_iX_i
C1	0	0	15426.3	0	3719161.9	358	0
C2	6.7	0	18068.2	0	4356103.6	371	2485.7
C3	18.7	0	17776.1	0	4285680.5	331	6189.7
C4	22.2	0	18009.8	0	4342023.8	363	8058.6
C5	0	7.7	17695.8	136257.7	1084119.5	320	0
C6	6.7	7.7	27390.1	210903.8	1678033.2	533	3571.1
C7	18.7	7.7	26614.0	204927.8	1630486.1	543	10154.1
C8	22.2	7.7	17432.9	134233.3	1068013.1	284	6304.8
C9	0	13.2	18002.5	237633.0	97494.5	362	0
C10	6.7	13.2	26679.0	352162.8	144483.1	552	3698.4
C11	18.7	13.2	21787.5	287595.0	117992.6	281	5254.7
C12	0	18.7	17454.8	326404.8	175717.4	287	0
C13	18.7	18.7	15855.5	296497.9	159617.3	68	1271.6
C14	0	24.3	17060.5	414570.2	1313026.5	233	0
C15	6.7	24.3	27945.4	679073.2	2150760.6	510	3417
C16	18.7	24.3	17644.7	428766.2	1357988.3	313	5853.1
C17	0	30.1	16819.5	506267.0	3571924.5	200	0
C18	6.7	30.1	17491.3	526488.1	3714593.4	292	1956.4
C19	11.2	30.1	16907.1	508903.7	3590528.0	212	2374.4
C20	18.7	30.1	20090.0	604709.0	4266474.3	150	2805
C21	11.2	34.3	20965.0	719099.5	7388485.8	239	2676.8
C22	18.7	34.3	16089.2	551859.6	5670156.3	100	1870
W1	4.5	7.7	45500.0	350350.0	2787522.2	209	940.5
W2	6.7	13.2	45500.0	600600.0	246410.3	209	1400.3
總和(sum)			520205.2	8077302.4	58916796.7	7320	70282.2

*重心位置 $L_x=9.41$ m *剛心位置 $g_x=9.60$ m

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-6 3F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例一)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{iy})	$K_{iy}X_i$	$K_{iy}(X_i-l_x)^2$	軸力 N_i	N_iY_i
C1	0	0	21910	0	1941741.4	358	0
C2	6.7	0	19713.8	132082.5	145208.6	371	0
C3	18.7	0	19439.5	363518.7	1676261.7	331	0
C4	22.2	0	19328.8	429099.4	3159903.6	363	0
C5	0	7.7	19512.5	0	1729266.5	320	2464
C6	6.7	7.7	37158.4	248961.3	273702.6	533	4104.1
C7	18.7	7.7	27464.7	513589.9	2368272.0	543	4181.1
C8	22.2	7.7	19013.8	422106.4	3108406.9	284	2186.8
C9	0	13.2	19512.5	0	1729266.5	362	4778.4
C10	6.7	13.2	27531.8	184463.1	202794.6	552	7286.4
C11	18.7	13.2	24866.1	464996.1	2144195.6	281	3709.2
C12	0	18.7	19337.5	0	1713757.4	287	5366.9
C13	18.7	18.7	19062.9	356476.2	1643787.6	68	1271.6
C14	0	24.3	22877.5	0	2027484.7	233	5661.9
C15	6.7	24.3	32576.3	218261.2	239951.6	510	12393
C16	18.7	24.3	23660.8	442457.0	2040263.0	313	7605.9
C17	0	30.1	22554.3	0	1998841.5	200	6020
C18	6.7	30.1	23455.2	157149.8	172767.1	292	8789.2
C19	11.2	30.1	22671.8	253924.2	72317.9	212	6381.2
C20	18.7	30.1	20429.2	382026.0	1761603.2	150	4515
C21	11.2	34.3	23946	268195.2	76382.3	239	8197.7
C22	18.7	34.3	19241.3	359812.3	1659171.0	100	3430
W1	4.5	7.7	59000	265500.0	1424700.3	209	1609.3
W2	6.7	13.2	55500	371850.0	408803.7	209	2758.8
總和(sum)			619764.7	5834469.1	33718851	7320	102711

*重心位置 $L_y=15.53$ m *剛心位置 $g_y=14.03$ m

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

(四)形狀指標(S_D)

將所得 Gi 值及 q 值彙整如表5-7所示，並利用式(5-2)計算2F各方向 S_D 值，利用方法A所得X方向形狀指標 $S_{Dx}=0.77$ 、Y方向形狀指 $S_{Dy}=0.77$ ，此結果再與所得之結構基本耐震能力 S_0 進行折減，可重新推得範例建物X、Y向底層基本耐震能力譜加速度：

$$S_{0x} \times S_{Dx} = 0.840 \times 0.77 = 0.647 < S_c = 0.73$$

$$S_{0y} \times S_{Dy} = 0.838 \times 0.77 = 0.645 < S_c = 0.73$$

從上述結果可以得出，X、Y方向耐震能力經形狀指標折減後已低於耐震能力標準，由此可知形狀指標能夠反應出結構形狀不規則對耐震性能之影響。

表5-7 方法A形狀指標計算結果彙整表(範例一)

2F	項目	G 值	q 值	
			X向	Y向
水平 方向	a	0.8	0.9	
	b	1.0	1.0	
	c	0.8	0.95	
	d	1.0	1.0	
	e	0.8	0.95	
	f	0.9	0.95	
	l	1.0;1.0	1.0	1.0
垂直 方向	h	1.0	-	
	j	0.9	-	
	k	1.0	1.0	
	n	1.0;1.0	1.0	1.0
形狀指標(S_D)			0.77	0.77

(資料來源：本研究製作)

第二節 評估示範範例二

一、基本資料與結構現況

(一)現況及用途

本分析範例之北部大樓為地下三層、地上十三層之鋼筋混凝土構造，部份為挑空設計，整棟建築物呈H字型，部份設計為開放空間，為住商混合大樓。建築物平面尺寸於X向(依圖所標示方向，南北向)約30.57m，Y向(東西向)約25.6m；其1F之樓層高為5.35m(1、2樓有夾層)，2F~4F樓層高為3.25m，5F~7F樓層高為3.15m，8F以上至13F樓層高為3.1m，建築物地面以上總高度為44.65m。其一、二樓為一般零售業、餐廳與放空間，僅有少部份之完整牆體，三樓以上為住宅則有許多之隔戶隔間牆體，為典型之軟弱底層大樓，另本大樓之立面亦屬不規則之結構，故本研究以此結構來說明所提方法之評估流程與針對結構弱點之補強。

本建築物結構斷面尺寸(扣除粉刷層)說明如下：

- 1.主要柱尺寸：70×70cm、75×75cm、80×80cm、85×85cm；
- 2.主要梁尺寸：60×100cm；
- 3.樓版尺寸：版厚15cm；
- 4.外牆為12cm的RC牆、電梯間為20cm的RC牆、內隔間及隔戶牆為1B磚牆及12cm的RC牆。

建築物使用現況如表5-18所述，結構平面圖如圖5-1所示。

(二)材料強度

1.混凝土強度

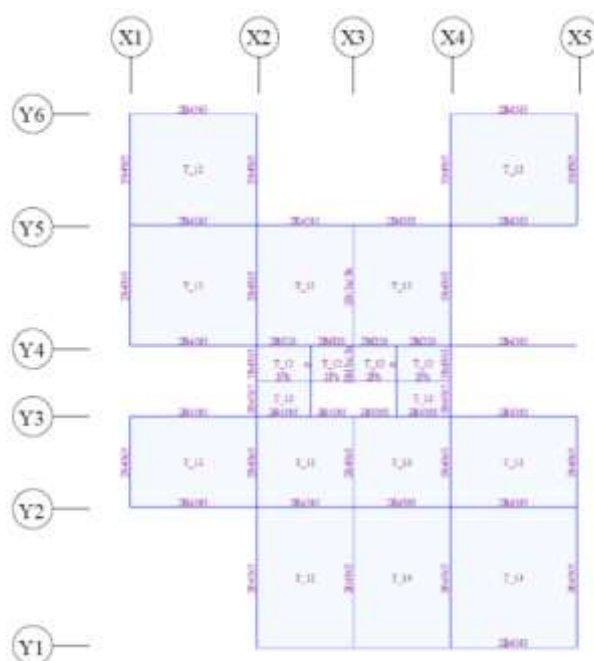
本建築物現況耐震能力評估採用之各樓層混凝土抗壓強度如下：

$$1F-13F \quad f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2 ;$$

表5-8 建築物現況調查結果彙整表(範例二)

建築物名稱	北部大樓			
構造	鋼筋混凝土造			
屋齡	37年			
樓層數	地上13層，地下室3層			
總樓地板面積	約7065m ²			
建築物地上高度	44.65 m			
各樓層	1F	2F~4F	5F~7F	8F~13F
樓層高	535 cm	325 cm	315cm	310cm
設計用途	零售業、遊戲場	服務業、餐廳	住宅	住宅
使用現況	零售業、遊戲場	服務業、餐廳	住宅	住宅

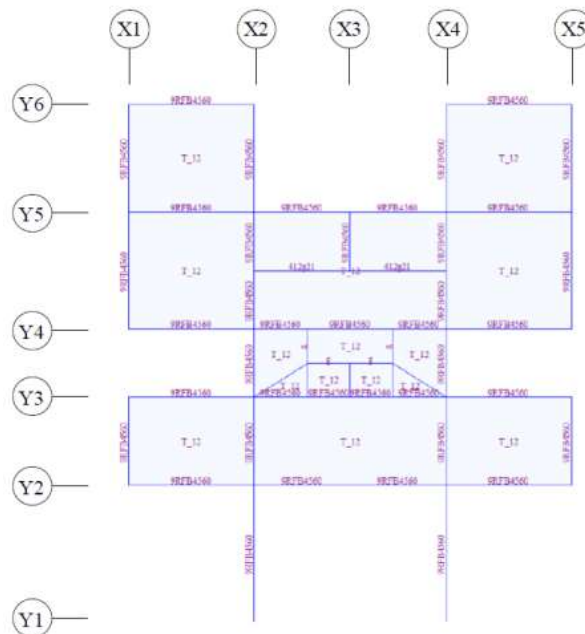
(資料來源：本研究製作)



(a)2F平面圖



(b) 3F~12F平面圖



(c)RF平面圖

圖5-8 分析建物結構平面圖

(資料來源：參考書目5.1)

2. 鋼筋強度與數量

鋼筋降伏強度：

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (\#8、\#10鋼筋) ,}$$

$$f_{yh} = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (\#4鋼筋) ;}$$

底層柱之主筋量約在2.2%左右，箍筋於X及Y向採5#4到6#4範圍，箍筋間距於兩端為10cm，中間段為20cm。

3. 基地地盤分類

根據所在地區(臺北市大安區建安里)，依「建築物耐震設計規範及解說」，該工址依地盤分類表可歸類臺北盆地(臺北一區)，故分析時將以臺北盆地地盤類別進行耐震能力分析。

二、結構基本耐震能力

(一) 耐震能力標準

本棟建築物為第四類建築物，重要係數 $I=1.0$ 。依據最新建築物耐震設計診斷基準，新建建築物是採用回歸期475年(50年超越機率為10%)的地震做為設計標準。本案標的物依據耐震設計診斷基準說明，並經查詢工址無臨近斷層，經使用國家地震工程研究中心「臺灣地區工址水平加速反應譜」軟體查詢(如圖5-9所示)，其結果如下：

$$S_{DS} = 0.6$$

$$S_{D1} = 0.96$$

$$\text{結構週期採 } T = 0.05 h_n^{0.75} = 0.86 \text{ s}$$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.96}{0.6} = 1.6 \text{ s}$$

故知樓層耐震能力合格標準如第三章所述，需能抵抗水平譜加速度係數 $S_c > S_{ad} = 0.6$ 。

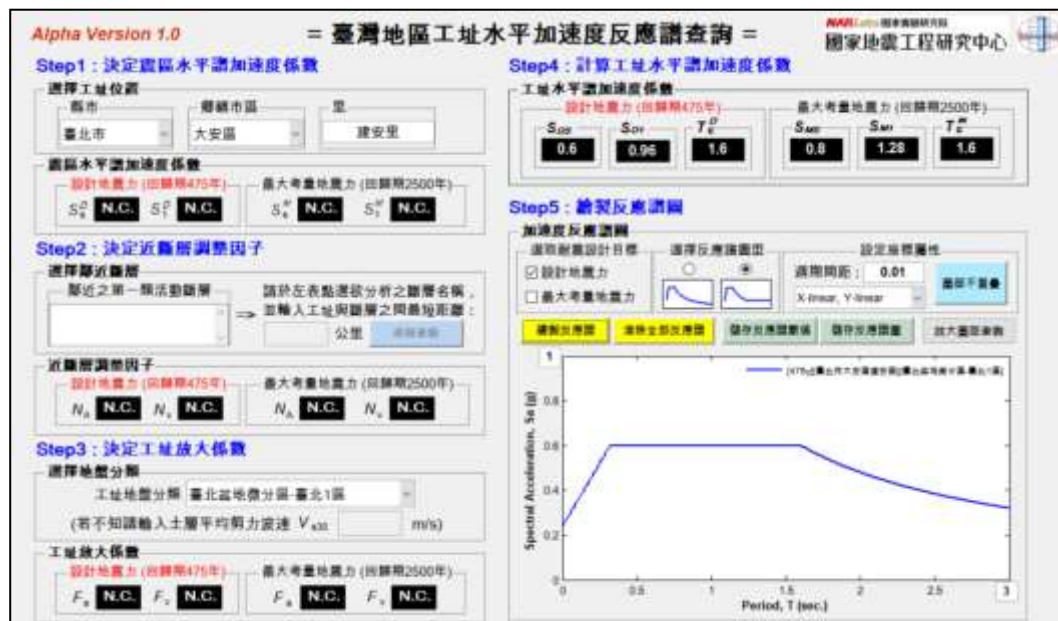


圖5-9 臺北市大安區建安里工址水平加速度反應譜圖

(資料來源：國家地震工程研究中心「臺灣地區工址水平加速反應譜」軟體)

(二) 基本耐震能力 S_0

評估建物之底層柱與牆的編號如圖5-3所示，評估之樓層為底層，故(2.2)式中之樓層調整指標 $I_s=1.0$ 。本範例中垂直結構構材之破壞模式採表2.1中之依破壞機制判斷方式，柱與牆構材於各主軸方向之計算撓曲與剪力強度依土木401「混凝土工程設計診斷基準與解說」中規定之方式計算。以柱C1為例，其於DL+0.5LL下之軸力為262.67tf，另根據自行撰寫之柱分析程式計算得其計算彎矩強度於X向為 $M_n=325.5\text{tf}\cdot\text{m}$ ，非塑鉸區與塑鉸區之計算剪力強度為：

$$V_{n1} = 0.53\sqrt{f'_c}A_e \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh1}f_{yh} \frac{d}{s_{h1}} = 136.1 \text{ (tf)}$$

$$V_{n2} = 0.53\sqrt{f'_c}A_e \left(1 + \frac{N}{140A_g} \right) + A_{sh2}f_{yh} \frac{d}{s_{h2}} = 203.1 \text{ (tf)}$$

$$V_{n3} = 0.53\sqrt{f'_c}A_e\left(0.4 + \frac{N}{140A_g}\right) + A_{sh2}f_{yh}\frac{d}{s_{h2}} = 171.1 \text{ (tf)}$$

C1柱之淨高度為5.35公尺，故其上下端產生彎矩塑鉸下對應之剪力強度 $2M_n/h_0 = 121.7\text{tf}$ ，此與計算剪力強度相比較下知C1柱於X向屬撓曲破壞，故其可使用容許韌性容量 $R_d = 3.5$ 。

其餘柱與牆體之計算同C1，因計算為重覆性工作，故將所有X向及Y向計算結果列表於附錄一中。由計算所得之表格知於式(2-3a)及式(2-3c)之X向強度和與結構系統地震力折減係數：

$$(Q_L + \alpha_M Q_M + \alpha_H Q_H) = 2693.1 \text{ tf} \quad , \quad F_u = 1.5$$

$$(0.3Q_L + 0.5Q_M + Q_H) = 3343.1 \text{ tf} \quad , \quad F_u = 3.5$$

故可推得其X向底層基本耐震能力譜加速度 $S_{0x} = 0.574$ ，而Y向底層之基本耐震能力同樣可為譜加速度 $S_{0y} = 0.574$ 。求得基本耐震能力後，藉由後續依第三節規定之形狀指標與經年指標計算後則可得建物能抵抗之水平譜加速度係數 S_c 。

此外，前述主要依據該建築物結構計算書柱斷面配筋計算其耐震能力，而在柱斷面配置中繫筋數量依不同柱型式以配置3~4根為主，然在執行初步評估時常採保守估計，故柱繫筋配置數量如取3根做計算耐震能力，可推得其X向底層基本耐震能力譜加速度 $S_{0x} = 0.347$ ，而Y向底層之基本耐震能力為譜加速度 $S_{0y} = 0.347$ ，所得耐震能力比實際情況更低。而前述X、Y向所得耐震能力結果相同的原因在於此結構柱斷面均為對稱配置，此外X、Y向 $S_0 = 0.574 < S_c = 0.6$ ，故此建築物未達耐震能力標準。

三、形狀指標 S_D 計算

本範例主要以二次診斷為判定進行方法A之計算，並藉由增加考慮偏心率及剛重比，觀察形狀指標對結構耐震性能之影響。

(一)關於平面形狀(平面一致性)之項目

1.外觀性(項目a)：

如圖5-8所示，此大樓平面分布形狀共分三種，其中3F~12F為多數且是主要型式，故以其平面形狀作為判定標準。另此型式依判定標準所謂突出之部分為該層樓地板面積30%以上，故取 $G_a=0.8$ 。

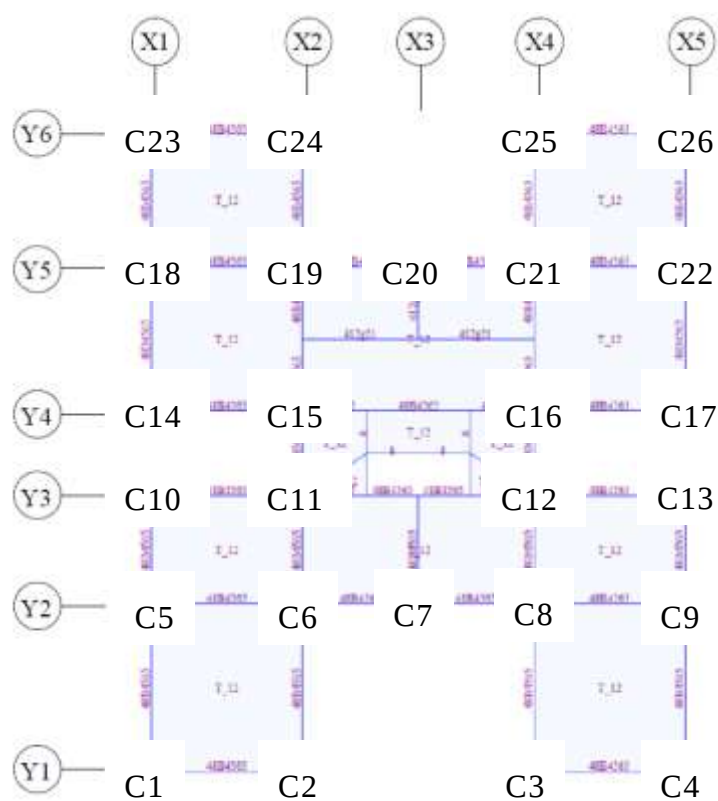


圖5-10 底層柱與牆編號平面圖

(資料來源：參考書目5.1)

2.邊長比(項目b)：

如圖5-11所示，計算其長邊長度為30.7m，短邊長度為11.19m，故 $b=30.57m/7.25m=4.22<5$ ，取 $G_b=1.0$ 。

3.凹角性(項目c)：

如圖5-11所示，結構短邊長度為13.24m，收縮距離為6.34m，故

$c = 6.34m / 13.24m = 0.47 < 0.5$ ，取 $G_c = 0.8$ 。

4.伸縮縫(項目d)：

本建築無伸縮縫，故取 $G_d = 1.0$ 。

5.挑空(項目e)：

如圖5-512所示，本建築於1樓至2樓(2F)有部分挑空，1樓樓地板面積=623.2m²、2樓樓挑空面積=58.145m²， $e = 58.145 / 623.2 = 0.09 < 0.1$ ，取 $G_e = 1.0$ 。

6.剛性樓板假設(項目f)：

如圖5-63所示，紅色線條為剪力牆位置，X、Y方向均有牆可提供強度，然考量樓梯間及挑空部分之樓板的平面形狀和結構構材之配置，故對剛性樓板假設稍有疑慮，取 $G_f = 0.9$ 。

(二)關於斷面(立面)形狀之(垂直方向之一致性)項目

1.有無地下室(項目h)：

如圖5-14所示，地下室面積為1195.96m²，建築基地面積為623.2m²，故 $1195.96 / 623.2 = 1.92 > 1$ ，取 $G_h = 1.0$ 。

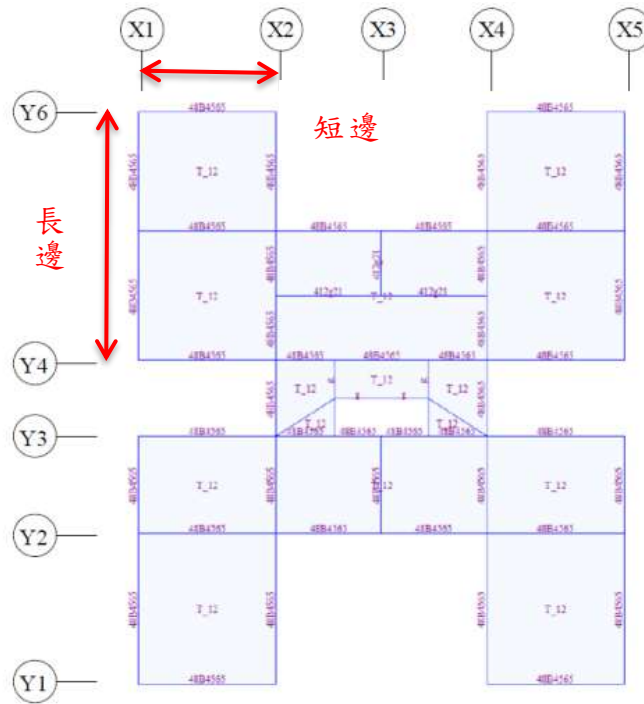
2.層高均等性(項目i)：已納入二次診斷項目n(剛重比)考慮。

3.有無底層挑空(項目j)：有底層部分挑空，取 $G_i = 0.8$ 。

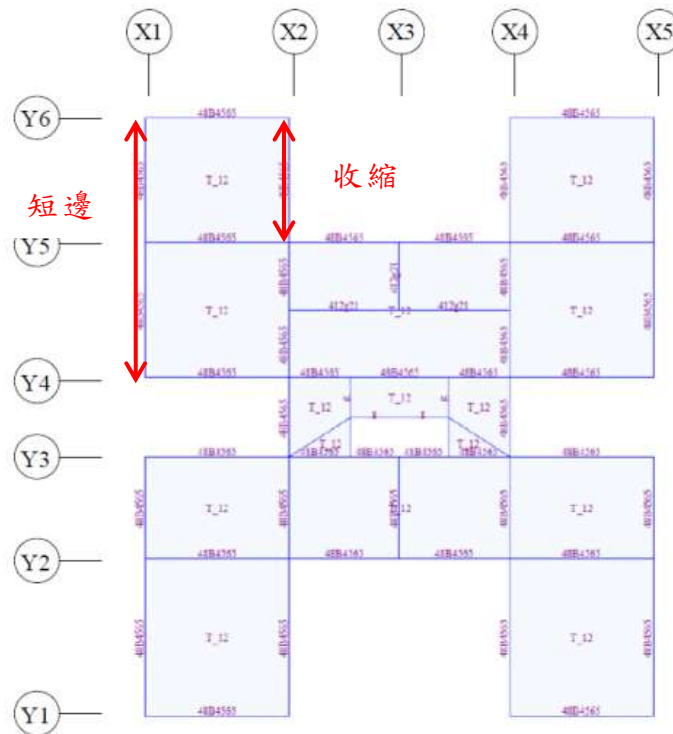
4.柱之不連續性(項目k)：此結構均無不連續柱，故各樓層取 $G_k = 1.0$ 。

(三)關於勁度分布(平面與垂直)之項目

由於此大樓1F~2F有部分挑空設計，1F樓層高5.35m，共有26根及2道牆(計算時因Y座標相同併成2道)，該層可視為大樓之軟弱層，故取此層作為範例計算偏心率及剛重比，並得出此層之形狀指標 S_D 。另為得到該層各垂直構件軸力、強度及勁度值，利用結構分析軟體實施建模及日本診斷基準割線勁度算法(式5-3，柱、牆 $\alpha = 0.7$ ，極脆性柱 $\alpha = 0.5$ ，在韌性指標 $F = 1$ 情形下， $R = 1/250$)取得，並使用式(4-17)至式(4-20)計算該層重心及剛心位置，相關參數如表5-9及表5-10。



(a)項目 b



(b)項目 c

圖5-11 項目 b、c判定圖形

(資料來源：參考書目 5.1)



圖5-12 項目e判定圖形

(資料來源：參考書目5.1)

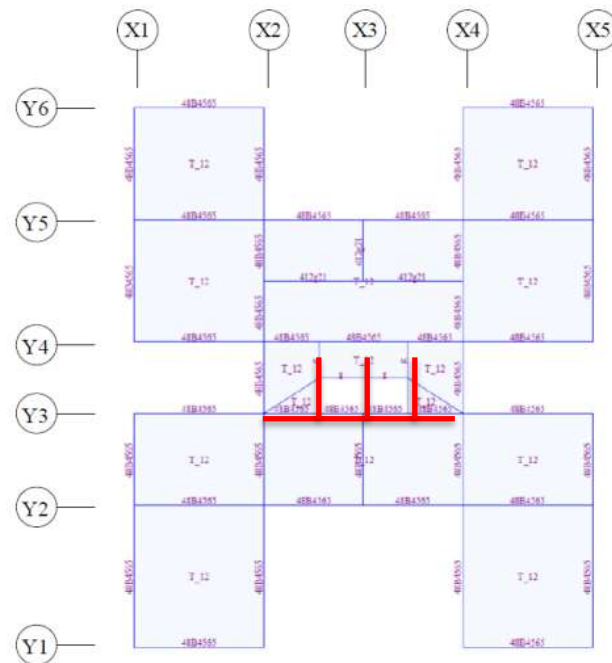


圖5-13 項目f判定圖形

(資料來源：參考書目5.1)

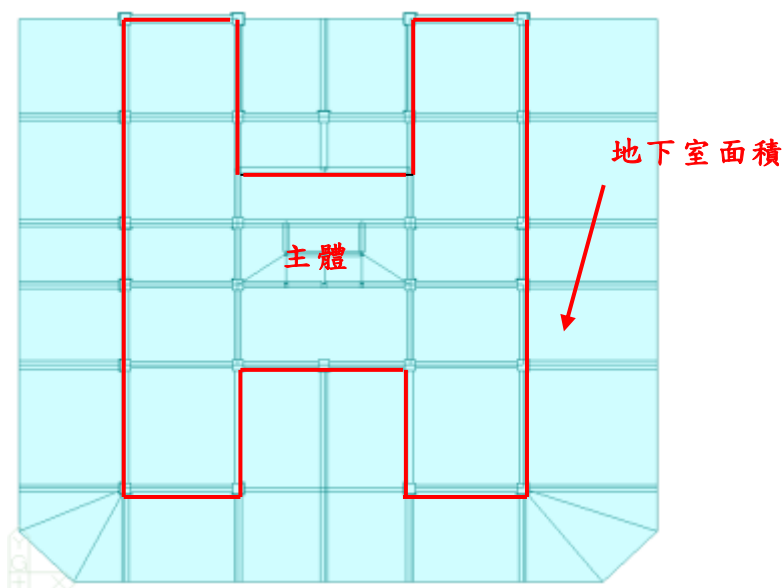


圖5-14 項目h判定圖形

(資料來源：參考書目5.1)

1. 計算偏心率(項目l)：

偏心距離：

$$e_x = |L_x - g_x| = |15.63 - 15.6| = 0.03 \text{ m}$$

$$e_y = |L_y - g_y| = |12.8 - 12.79| = 0.01 \text{ m}$$

又 $B=25.6\text{m}$ ， $L=30.57\text{m}$

$$l_x = 0.0003, l_x < 0.1, G_{lx} = 1.0$$

$$l_y = 0.001, l_y < 0.1, G_{ly} = 1.0$$

2. 計算剛重比(項目n)

由於計算此項目需與上一層樓層間位移角進行比較，故僅列2F各方向重心與剛心位置計算彙整表，如表5-11、5-12所示，依前述計算方式可得2F之參數：偏心距離： $e_x=0.06\text{m}$ ， $e_y=0.08\text{m}$ ；偏心率： $l_x=0.002$ ， $l_y=0.002$ ；扭轉勁度 $K_R = \sum K_{xj} Y_j^2 + \sum K_{yj} X_j^2 = 106579451.63$ ，剛重比計算結果如下；

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.016(1F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.016(1F)$$

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.017(2F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.017(2F)$$

$$n_x = \frac{R_{ix,2F}}{R_{ix,3F}} = \frac{0.016}{0.017} = 0.94 \quad , \quad n_x \leq 1.5 \quad , \quad G_{nx} = 1.0$$

$$n_y = \frac{R_{iy,2F}}{R_{iy,3F}} = \frac{0.016}{0.017} = 0.941 \quad , \quad n_y \leq 1.5 \quad , \quad G_{ny} = 1.0$$

表5-9 1F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{ix})	$K_{ix} Y_i$	$K_{ix}(Y_i - l_y)^2$	軸力 N_i	$N_i X_i$
C1	0	0	21297.0	0	3489300.5	262.7	0.0
C2	0	7.25	18698.1	135561.225	575948.2	262.7	0.0
C3	0	18.35	18698.1	343110.135	575948.2	262.7	0.0
C4	0	25.6	21297.0	545203.2	3489300.5	262.7	0.0
C5	8.02	0	22454.3	0	3678912.5	436.6	3501.5
C6	8.02	7.25	24223.3	175618.925	746138.2	569.7	4569.0
C7	8.02	12.8	20865.9	267083.52	0.0	399.4	3203.2
C8	8.02	18.35	24223.3	444497.555	746138.2	569.7	4569.0
C9	8.02	25.6	22454.3	574830.08	3678912.5	436.6	3501.5
C10	13.33	0	23083.6	0	3782017.0	304.9	4064.3
C11	13.33	7.25	26542.4	192432.4	817572.3	605.4	8070.0
C12	13.33	18.35	26542.4	487053.04	817572.3	605.4	8070.0
C13	13.33	25.6	23083.6	590940.16	3782017.0	304.9	4064.3
C14	17.33	0	23412.7	0	3835936.8	357.0	6186.8
C15	17.33	7.25	25757.4	186741.15	793392.3	817.1	14160.3
C16	17.33	18.35	25757.4	472648.29	793392.3	817.1	14160.3
C17	17.33	25.6	23412.7	599365.12	3835936.8	357.0	6186.8
C18	24.23	0	22441.2	0	3676766.2	433.7	10508.6
C19	24.23	7.25	24256.0	175856	747145.4	606.7	14700.3
C20	24.23	12.8	21425.9	274251.52	0.0	519.0	12575.4
C21	24.23	18.35	24256.0	445097.6	747145.4	606.7	14700.3
C22	24.23	25.6	22441.2	574494.72	3676766.2	433.7	10508.6
C23	30.57	0	20774.3	0	3403661.3	207.7	6349.4
C24	30.57	7.25	20774.3	150613.675	639900.4	207.7	6349.4
C25	30.57	18.35	20774.3	381208.405	639900.4	207.7	6349.4
C26	30.57	25.6	20774.3	531822.08	3403661.3	207.7	6349.4
BWC1	14.43	10.025	22780.0	228369.5	175420.2	77.4	1116.9
BWC2	14.43	15.575	22780.0	354798.5	175420.2	20.6	297.3
總和(sum)			635281	8131596.8	52724222.7	11160.2	174112

*重心位置 $L_x = 15.63$ m *剛心位置 $g_x = 15.6$ m 單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-10 1F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{iy})	$K_{iy}X_i$	$K_{iy}(X_i-l_x)^2$	軸力 N_i	N_iY_i
C1	0	0	21297	0	5200763.9	262.7	0
C2	0	7.25	18570.6	0	4534972.4	262.7	1904.5
C3	0	18.35	18570.6	0	4534972.4	262.7	4820.5
C4	0	25.6	21297	0	5200763.9	262.7	6725.1
C5	8.02	0	22454.3	180083.5	1299335.2	436.6	0
C6	8.02	7.25	24223.3	194270.9	1401699.7	569.7	4130.3
C7	8.02	12.8	20865.9	167344.5	1207421.2	399.4	5112.3
C8	8.02	18.35	24223.3	194270.9	1401699.7	569.7	10454
C9	8.02	25.6	22454.3	180083.5	1299335.2	436.6	11177
C10	13.33	0	23083.6	307704.4	121789.1	304.9	0
C11	13.33	7.25	26456.1	352659.8	139582.4	605.4	4389.1
C12	13.33	18.35	26456.1	352659.8	139582.4	605.4	11109.1
C13	13.33	25.6	23083.6	307704.4	121789.1	304.9	7805.4
C14	17.33	0	23412.7	405742.1	67905.3	357.0	0
C15	17.33	7.25	25757.4	446375.7	74705.8	817.1	5923.9
C16	17.33	18.35	25757.4	446375.7	74705.8	817.1	14993.8
C17	17.33	25.6	23412.7	405742.1	67905.3	357.0	9139.2
C18	24.23	0	22441.2	543750.3	1660926.8	433.7	0
C19	24.23	7.25	24256	587722.9	1795244.5	606.7	4398.5
C20	24.23	12.8	21425.9	519149.6	1585782.0	519.0	6643.2
C21	24.23	18.35	24256	587722.9	1795244.5	606.7	11132.9
C22	24.23	25.6	22441.2	543750.3	1660926.8	433.7	11102.7
C23	30.57	0	20774.3	635070.4	4638789.0	207.7	0
C24	30.57	7.25	20774.3	635070.4	4638789.0	207.7	1505.8
C25	30.57	18.35	20774.3	635070.4	4638789.0	207.7	3811.3
C26	30.57	25.6	20774.3	635070.4	4638789.0	207.7	5317.1
BWC1	14.43	10.025	22780	328715.4	32636.9	77.4	775.9
BWC2	14.43	15.575	22780	328715.4	32636.9	20.6	320.8
總和(sum)			634853.4	9920825.363	54007483.2	11160.2	142693

*重心位置 $L_y=12.8$ m*剛心位置 $g_y=12.79$ m

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-11 2F-X方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{ix})	$K_{ix}Y_i$	$K_{ix}(Y_i-l_y)^2$	軸力 N_i	N_iX_i
C1	0	0	21297	0	3433258.4	242.5	0
C2	0	7.25	18698.1	135561.2	554726.9	242.5	0
C3	0	18.35	18698.1	343110.1	597567.9	242.5	0
C4	0	25.6	21297	545203.2	3545796.2	242.5	0
C5	8.02	0	22454.3	0	3619825.1	403	3232.1
C6	8.02	7.25	24223.3	175618.9	718646.0	525.9	4217.7
C7	8.02	12.8	20865.9	267083.5	222.3	368.7	2956.9
C8	8.02	18.35	24223.3	444497.6	774146.4	525.9	4217.7
C9	8.02	25.6	22454.3	574830.1	3738478.3	403	3232.1
C10	13.33	0	23083.6	0	3721273.6	281.5	3752.4
C11	13.33	7.25	26542.4	192432.4	787448.0	558.9	7450.1
C12	13.33	18.35	26542.4	487053.0	848262.0	558.9	7450.1
C13	13.33	25.6	23083.6	590940.2	3843252.2	281.5	3752.4
C14	17.33	0	23412.7	0	3774327.4	329.5	5710.2
C15	17.33	7.25	25757.4	186741.2	764159.0	754.2	13070.3
C16	17.33	18.35	25757.4	472648.3	823174.3	754.2	13070.3
C17	17.33	25.6	23412.7	599365.1	3898044.9	329.5	5710.2
C18	24.23	0	22441.2	0	3617713.3	400.3	9699.2
C19	24.23	7.25	24256	175856.0	719616.1	560	13568.8
C20	24.23	12.8	21425.9	274251.5	228.2	479.1	11608.6
C21	24.23	18.35	24256	445097.6	775191.5	560	13568.8
C22	24.23	25.6	22441.2	574494.7	3736297.2	400.3	9699.2
C23	30.57	0	20774.3	0	3348994.7	191.7	5860.2
C24	30.57	7.25	20774.3	150613.7	616322.6	191.7	5860.2
C25	30.57	18.35	20774.3	381208.4	663920.7	191.7	5860.2
C26	30.57	25.6	20774.3	531822.1	3458770.5	191.7	5860.2
BWC1	14.43	10.025	22780	228369.5	162614.5	71.5	1031.7
總和(sum)			612501	7776798.3	52542278.3	10282.7	160440

*重心位置 $L_x=15.66\text{m}$ *剛心位置 $g_x=15.60\text{m}$

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表5-12 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表(範例二)

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{iy})	$K_{iy}X_i$	$K_{iy}(X_i-l_x)^2$	軸力 N_i	N_iY_i
C1	0	0	21297	0.0	5225663.48	242.5	0
C2	0	7.25	18698.1	0.0	4587969.12	242.5	1758.1
C3	0	18.35	18698.1	0.0	4587969.12	242.5	4449.8
C4	0	25.6	21297	0.0	5225663.48	242.5	6208
C5	8.02	0	22454.3	180083.5	1312130.6	403	0
C6	8.02	7.25	24223.3	194270.9	1415503.18	525.9	3812.7
C7	8.02	12.8	20865.9	167344.5	1219311.48	368.7	4719.3
C8	8.02	18.35	24223.3	194270.9	1415503.18	525.9	9650.2
C9	8.02	25.6	22454.3	180083.5	1312130.6	403	10316.8
C10	13.33	0	23083.6	307704.4	125783.521	281.5	0
C11	13.33	7.25	26542.4	353810.2	144630.67	558.9	4052
C12	13.33	18.35	26542.4	353810.2	144630.67	558.9	10255.8
C13	13.33	25.6	23083.6	307704.4	125783.521	281.5	7206.4
C14	17.33	0	23412.7	405742.1	64958.4189	329.5	0
C15	17.33	7.25	25757.4	446375.7	71463.7773	754.2	5467.9
C16	17.33	18.35	25757.4	446375.7	71463.7773	754.2	13839.6
C17	17.33	25.6	23412.7	405742.1	64958.4189	329.5	8435.2
C18	24.23	0	22441.2	543750.3	1646531.05	400.3	0
C19	24.23	7.25	24256	587722.9	1779684.56	560	4060
C20	24.23	12.8	21425.9	519149.6	1572037.57	479.1	6132.4
C21	24.23	18.35	24256	587722.9	1779684.56	560	10276
C22	24.23	25.6	22441.2	543750.3	1646531.05	400.3	10247.7
C23	30.57	0	20774.3	635070.4	4615620.31	191.7	0
C24	30.57	7.25	20774.3	635070.4	4615620.31	191.7	1389.8
C25	30.57	18.35	20774.3	635070.4	4615620.31	191.7	3517.7
C26	30.57	25.6	20774.3	635070.4	4615620.31	191.7	4907.5
BWC1	14.43	10.025	22780	328715.4	34706.2881	71.5	716.7
總和(sum)			612501	9594410.7	54037173.3	10282.7	131420

*重心位置 $L_y=12.7$ m *剛心位置 $g_y=12.78$ m 單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

(四)形狀指標 S_D

將所得 G_i 值及 q 值彙整如表5-13所示，並利用式(5-2)計算1F各方向 S_D 值，利用方法A所得 $S_{Dx}=0.975$ 、 $S_{Dy}=0.975$ ，此結果再與所得之結構基本耐震能力進行折減，可重新推得範例建物X、Y向底層基本耐震能力譜加速度：

$$S_{0x} \times S_{Dx} = 0.574 \times 0.812 = 0.466 < S_c = 0.6$$

$$S_{0y} \times S_{Dy} = 0.574 \times 0.812 = 0.466 < S_c = 0.6$$

從上述結果可以得出，X、Y方向耐震能力經形狀指標折減後有些許降低且仍低於耐震能力標準，故由此範例可看出形狀指標在對稱結構中之影響性相對較小。

表5-13 方法A形狀指標計算結果彙整表(範例二)

1F	項目	G 值	q 值	
			X向	Y向
水平 方向	a	0.8	0.9	
	b	1.0	1.0	
	c	0.8	0.95	
	d	1.0	1.0	
	e	1.0	1.0	
	f	0.9	0.95	
	l	1.0;1.0	1.0	1.0
垂直 方向	h	1.0	-	
	j	0.8	-	
	k	1.0	1.0	
	n	1.0;1.0	1.0	1.0
形狀指標(S_D)			0.812	0.812

(資料來源：本研究製作)

第三節 國內評估方法應用與探討

一、評估方法概述

(一)日本保有水平耐力

保有水平耐力之放大係數適用於60公尺以下建築物，根據各層偏心率、剛重比放大設計地震力，藉此提高耐震需求，進行二次檢核防止崩塌，其中放大係數為 $F_e \cdot F_s$ 。

係數 F_e 根據公式(4-9)，偏心率範圍求得，當偏心率大時，平面不規則效應顯著，故係數 F_e 越大，所需耐震需求也越大。

係數 F_s 根據公式(4-15)，剛重比範圍求得，當剛重比愈小，立面不規則效應顯著，故係數 F_s 越大，所需耐震需求也越大。

(二)評估方法

採用國家地震中心補強手冊第三版所提供之束向構材的側力位移曲線去求得對應之強度貢獻係數 α ，其中各構材之割線勁度 K 是以式(4-3)來計算，如圖5-15至圖5-21如下所示。

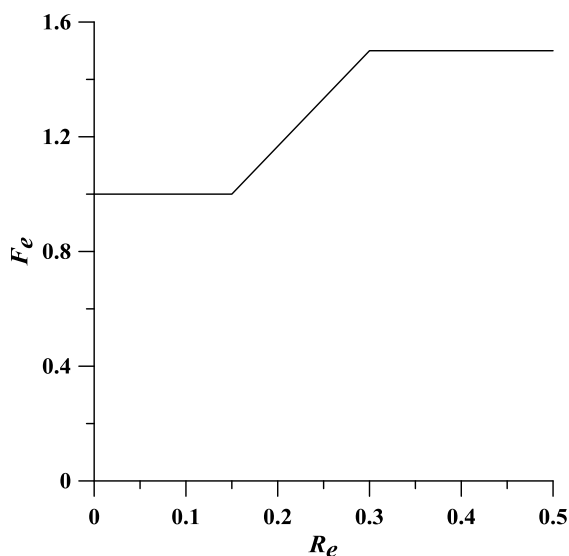


圖5-15 偏心率 R_e 與係數 F_e 之關係圖

(資料來源：本研究製作)

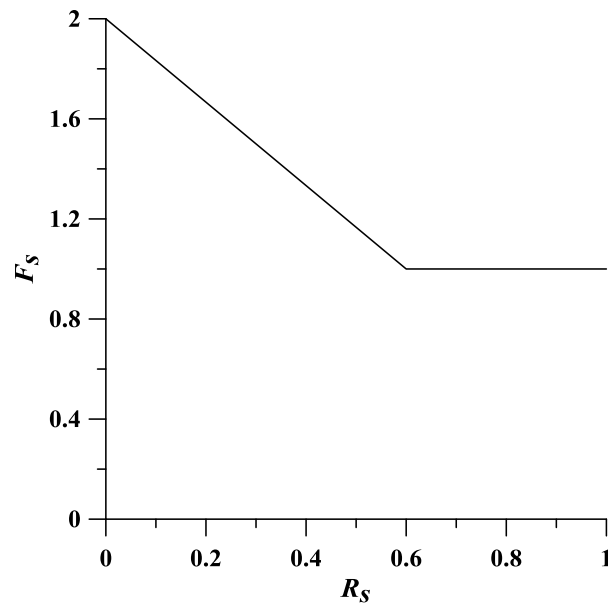


圖5-16 剛重比 R_s 與係數 F_s 之關係圖

(資料來源：本研究製作)

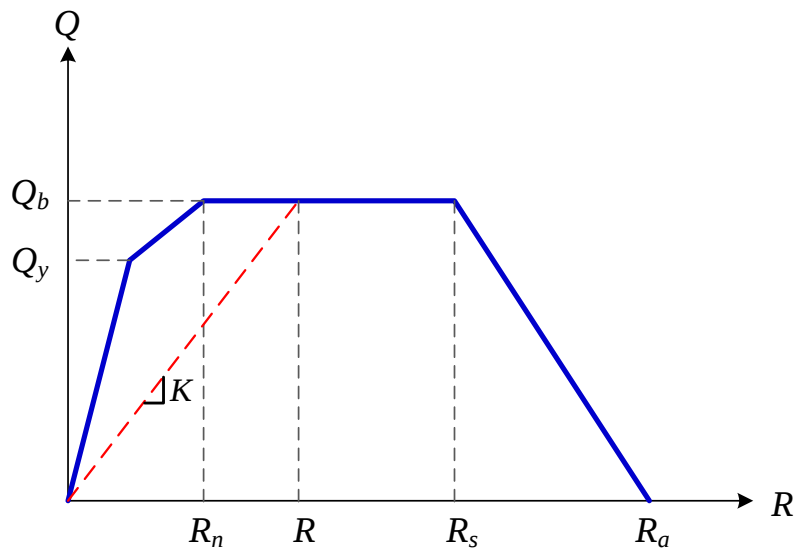


圖5-17 撓剪、撓曲破壞柱側力位移曲線

(資料來源：本研究製作)

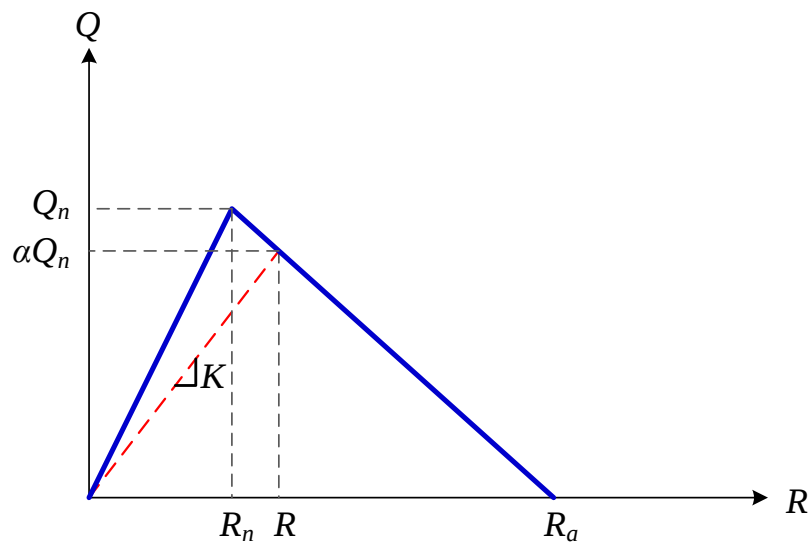


圖 5-18 剪力破壞柱側力位移曲線

(資料來源：本研究製作)

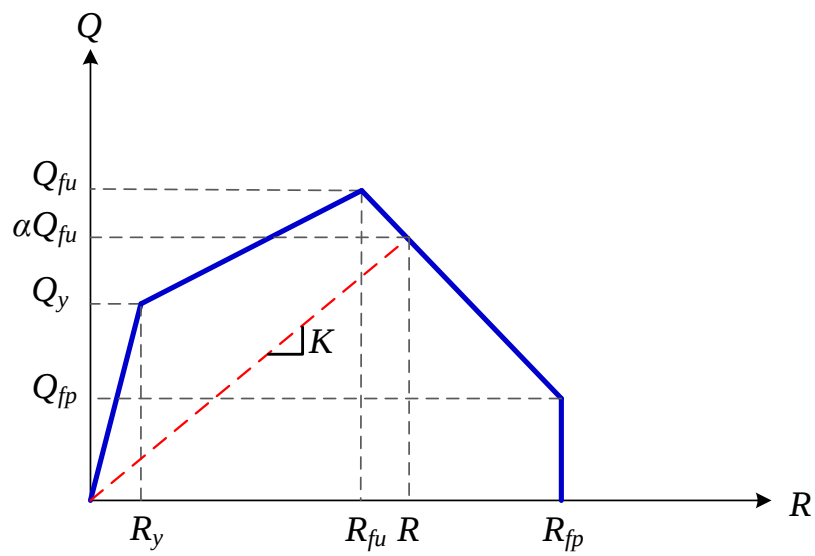


圖 5-19 撓曲破壞牆側力位移曲線

(資料來源：本研究製作)

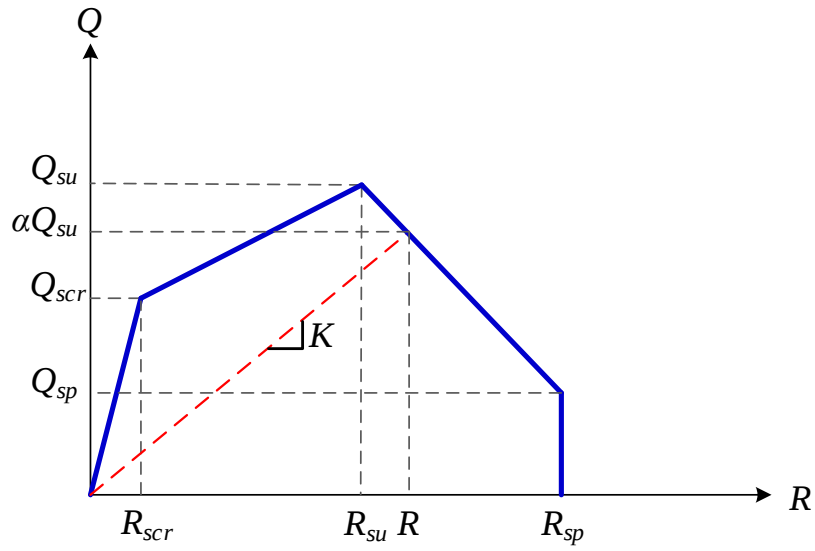


圖5-20 剪力破壞牆側力位移曲線
(資料來源：本研究製作)

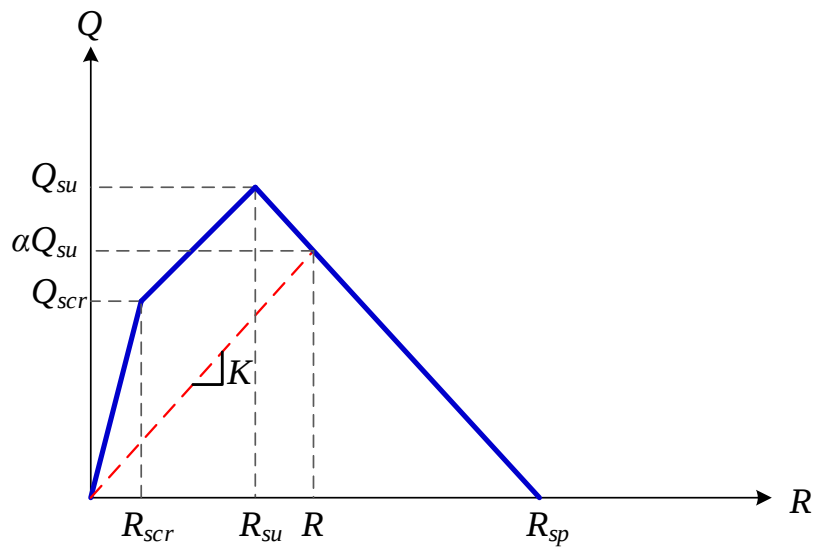


圖5-21 剪力破壞極短柱側力位移曲線
(資料來源：本研究製作)

二、偏心率、剛重比計算

基本資料與結構現況與評估示範例一相同，其中偏心率、剛重比評估方式均採用第四章之診斷內容，分別取 $R=1/250$ 及 $R=1/500$ 進行計算，相關計算結果列於表5-14至表5-25。

(一)取 $R=1/250$

表5-14 X方向偏心率計算結果彙整表

樓層	$g_x (m)$	$L_x (m)$	$e_x (m)$	l_x
RFL	8.07	8.22	0.16	0.055
14FL	7.89	6.84	1.05	0.070
13FL	7.80	6.84	0.96	0.068
12FL	8.23	9.34	1.11	0.045
11FL	8.49	9.41	0.92	0.035
10FL	8.65	9.41	0.77	0.029
9FL	8.76	9.41	0.65	0.025
8FL	8.95	9.41	0.46	0.028
7FL	8.95	9.41	0.46	0.021
6FL	8.95	9.40	0.45	0.018
5FL	8.98	9.40	0.42	0.017
4FL	9.01	9.37	0.37	0.015
3FL	9.09	9.03	0.06	0.019
2FL	9.15	8.03	1.12	0.033
2FM	9.21	9.61	0.40	0.043

(資料來源：本研究製作)

表5-15 Y方向偏心率計算結果彙整表

樓層	g_y (m)	L_y (m)	e_y (m)	l_y
RFL	13.13	15.09	1.95	0.004
14FL	13.11	15.60	2.48	0.030
13FL	13.12	15.54	2.42	0.027
12FL	13.60	15.18	1.59	0.031
11FL	13.88	15.12	1.24	0.026
10FL	14.06	15.08	1.01	0.022
9FL	14.19	15.07	0.88	0.018
8FL	14.42	15.41	0.99	0.013
7FL	14.42	15.15	0.73	0.013
6FL	14.42	15.07	0.65	0.013
5FL	14.47	15.06	0.59	0.012
4FL	14.51	15.02	0.52	0.010
3FL	14.58	15.25	0.67	0.002
2FL	14.64	15.82	1.18	0.032
2FM	14.81	16.34	1.53	0.011

(資料來源：本研究製作)

表5-16 X方向放大係數 F_e 計算結果彙整表

樓層	K_R	r_{ex} (m)	R_{ex}	F_{ex}
RFL	68629293.93	11.57	0.169	1.06
14FL	74119801.13	11.97	0.208	1.19
13FL	78154728.92	11.95	0.202	1.17
12FL	149173944.60	13.42	0.118	1.00
11FL	156644419.33	13.46	0.092	1.00
10FL	162810516.51	13.47	0.075	1.00
9FL	174736177.59	13.35	0.066	1.00
8FL	184795281.05	12.90	0.077	1.00
7FL	185329814.91	13.45	0.054	1.00
6FL	190255716.39	13.49	0.048	1.00
5FL	195405115.22	13.55	0.044	1.00
4FL	200293063.91	13.57	0.038	1.00
3FL	204170174.54	13.98	0.048	1.00
2FL	192631261.91	14.50	0.081	1.00
2FM	171925572.47	14.00	0.109	1.00

(資料來源：本研究製作)

表5-17 Y方向放大係數 F_e 計算結果彙整表

樓層	K_R	$r_{ey} (m)$	R_{ey}	F_{ey}
RFL	68629293.93	10.09	0.015	1.00
14FL	74119801.13	9.57	0.110	1.00
13FL	78154728.92	9.57	0.100	1.00
12FL	149173944.60	10.86	0.103	1.00
11FL	156644419.33	10.89	0.085	1.00
10FL	162810516.51	10.91	0.070	1.00
9FL	174736177.59	11.20	0.058	1.00
8FL	184795281.05	11.35	0.041	1.00
7FL	185329814.91	11.20	0.041	1.00
6FL	190255716.39	11.21	0.040	1.00
5FL	195405115.22	11.21	0.037	1.00
4FL	200293063.91	11.22	0.033	1.00
3FL	204170174.54	11.01	0.006	1.00
2FL	192631261.91	12.00	0.093	1.00
2FM	171925572.47	12.16	0.033	1.00

(資料來源：本研究製作)

表5-18 X方向放大係數 F_s 計算結果彙整表

樓層	$R_x (rad)$	n_x	R_{sx}	F_{sx}
RFL	0.0031	0.86	2.23	1.00
14FL	0.0050	1.61	1.39	1.00
13FL	0.0067	1.33	1.04	1.00
12FL	0.0055	0.93	1.26	1.00
11FL	0.0064	1.16	1.09	1.00
10FL	0.0072	1.12	0.97	1.00
9FL	0.0074	1.03	0.94	1.00
8FL	0.0072	0.97	0.97	1.00
7FL	0.0084	1.17	0.83	1.00
6FL	0.0087	1.04	0.80	1.00
5FL	0.0090	1.03	0.78	1.00
4FL	0.0091	1.01	0.76	1.00
3FL	0.0097	1.07	0.71	1.00
2FL	0.011	1.17	0.61	1.00
2FM	0.011	1.00	0.61	1.00

(資料來源：本研究製作)

表5-19 Y方向放大係數 F_s 計算結果彙整表

樓層	R_y (rad)	n_y	R_{sy}	F_{sy}
RFL	0.0023	0.73	2.05	1.00
14FL	0.0031	1.35	1.52	1.00
13FL	0.0042	1.33	1.14	1.00
12FL	0.0036	0.93	1.31	1.00
11FL	0.0042	1.16	1.13	1.00
10FL	0.0047	1.12	1.01	1.00
9FL	0.0052	1.10	0.91	1.00
8FL	0.0055	1.07	0.86	1.00
7FL	0.0058	1.05	0.82	1.00
6FL	0.0060	1.04	0.79	1.00
5FL	0.0061	1.02	0.77	1.00
4FL	0.0062	1.02	0.76	1.00
3FL	0.0060	0.97	0.78	1.00
2FL	0.0078	1.30	0.60	1.00
2FM	0.0085	1.09	0.56	1.08

(資料來源：本研究製作)

(二)取 $R=1/500$

表5-20 X方向偏心率計算結果彙整表

樓層	g_x (m)	L_x (m)	e_x (m)	l_x
RFL	8.07	7.99	0.08	0.055
14FL	7.89	6.75	1.13	0.071
13FL	7.80	6.77	1.03	0.069
12FL	8.23	9.18	0.95	0.047
11FL	8.49	9.21	0.72	0.037
10FL	8.65	9.21	0.57	0.031
9FL	8.76	9.20	0.45	0.027
8FL	8.95	9.21	0.26	0.030
7FL	8.95	9.21	0.27	0.022
6FL	8.95	9.21	0.26	0.025
5FL	8.98	9.23	0.25	0.023
4FL	9.01	9.20	0.20	0.011
3FL	9.09	8.86	0.23	0.000
2FL	9.15	8.50	0.65	0.035
2FM	9.21	9.68	0.47	0.036

(資料來源：本研究製作)

表5-21 Y方向偏心率計算結果彙整表

樓層	$g_y (m)$	$L_y (m)$	$e_y (m)$	l_y
RFL	13.13	15.08	1.95	0.002
14FL	13.11	15.63	2.52	0.032
13FL	13.12	15.56	2.43	0.029
12FL	13.60	15.26	1.66	0.027
11FL	13.88	15.20	1.32	0.020
10FL	14.06	15.15	1.09	0.016
9FL	14.19	15.14	0.94	0.013
8FL	14.42	15.48	1.06	0.007
7FL	14.42	15.20	0.78	0.008
6FL	14.42	15.30	0.88	0.007
5FL	14.47	15.27	0.80	0.007
4FL	14.51	14.91	0.41	0.006
3FL	14.58	14.60	0.01	0.006
2FL	14.64	15.87	1.23	0.018
2FM	14.81	16.09	1.28	0.013

(資料來源：本研究製作)

表5-22 X方向放大係數 Fe 計算結果彙整表

樓層	K_R	$r_{ex} (m)$	R_{ex}	F_{ex}
RFL	133796144.88	11.31	0.172	1.07
14FL	141185488.78	11.59	0.217	1.22
13FL	148654979.76	11.60	0.210	1.20
12FL	292356310.74	13.18	0.126	1.00
11FL	305991997.31	13.22	0.100	1.00
10FL	318292596.63	13.25	0.082	1.00
9FL	335883657.91	13.20	0.072	1.00
8FL	356325348.28	12.79	0.083	1.00
7FL	358114961.94	13.29	0.059	1.00
6FL	334798050.83	13.49	0.065	1.00
5FL	340419415.60	13.57	0.059	1.00
4FL	352595791.08	13.63	0.030	1.00
3FL	296243153.67	13.20	0.001	1.00
2FL	337236552.57	14.82	0.083	1.00
2FM	258659917.53	14.14	0.090	1.00

(資料來源：本研究製作)

表5-23 Y方向放大係數 F_e 計算結果彙整表

樓層	K_R	$r_{ey} (m)$	R_{ey}	F_{ey}
RFL	133796144.88	10.41	0.008	1.00
14FL	141185488.78	9.78	0.116	1.00
13FL	148654979.76	9.75	0.105	1.00
12FL	292356310.74	11.14	0.085	1.00
11FL	305991997.31	11.14	0.065	1.00
10FL	318292596.63	11.12	0.051	1.00
9FL	335883657.91	11.20	0.040	1.00
8FL	356325348.28	11.33	0.023	1.00
7FL	358114961.94	11.16	0.024	1.00
6FL	334798050.83	10.64	0.025	1.00
5FL	340419415.60	10.57	0.024	1.00
4FL	352595791.08	10.65	0.019	1.00
3FL	296243153.67	10.58	0.022	1.00
2FL	337236552.57	11.27	0.058	1.00
2FM	258659917.53	11.59	0.041	1.00

(資料來源：本研究製作)

表5-24 X方向放大係數 F_s 計算結果彙整表

樓層	$R_x (rad)$	n_x	R_{sx}	F_{sx}
RFL	0.0015	0.86	2.37	1
14FL	0.0025	1.62	1.46	1
13FL	0.0033	1.34	1.09	1
12FL	0.0027	0.93	1.33	1
11FL	0.0032	1.16	1.15	1
10FL	0.0035	1.12	1.02	1
9FL	0.0038	1.06	0.97	1
8FL	0.0037	0.97	0.99	1
7FL	0.0042	1.16	0.86	1
6FL	0.0050	1.17	0.73	1
5FL	0.0052	1.04	0.70	1
4FL	0.0052	1.01	0.70	1
3FL	0.0060	1.14	0.61	1
2FL	0.007	1.14	0.53	1.11
2FM	0.008	1.13	0.47	1.21

(資料來源：本研究製作)

表 5-25 X 方向放大係數 F_s 計算結果彙整表

樓層	R_y (rad)	n_y	R_{sy}	F_{sy}
RFL	0.0013	0.73	2.02	1
14FL	0.0017	1.36	1.48	1
13FL	0.0023	1.33	1.12	1
12FL	0.0019	0.93	1.31	1
11FL	0.0022	1.16	1.13	1
10FL	0.0025	1.11	1.02	1
9FL	0.0027	1.08	0.94	1
8FL	0.0029	1.06	0.89	1
7FL	0.0030	1.04	0.85	1
6FL	0.0031	1.03	0.83	1
5FL	0.0031	1.02	0.81	1
4FL	0.0032	1.02	0.80	1
3FL	0.0038	1.21	0.66	1
2FL	0.0039	1.02	0.65	1
2FM	0.0051	1.31	0.49	1.18

(資料來源：本研究製作)

三、耐震能力評估

結構耐震能力評估採用校舍補強手冊之建議，計算一樓東向構材所提供之剪力強度和作為結構的基底剪力，又利用設計水平加速度反應譜計算耐震需求，最後利用放大係數提高耐震需求，評估結構基本耐震性能，評估流程如圖 5-22 所示。

(一)取 $R=1/250$

1.耐震需求

$$T = 0.07h_n^{3/4} = 0.87 \text{ (s)}$$

$$S_{DS} = 0.86 \text{ (g)}$$

$$S_{D1} = 0.63 \text{ (g)}$$

$$T_o^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.74 \text{ (s)}$$

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 3479.12 \text{ (tf)}$$

2. 耐震能力

$$\tau_c = 1.8 \cdot N_f + 4 = 8.8 \left(\text{kgf} / \text{cm}^2 \right)$$

$$\tau_{RCW} = 12 \left(\text{kgf} / \text{cm}^2 \right)$$

$$(V_{bs})_x = 0.9(V_{vm})_x = 1184.99 \text{ (tf)}$$

$$(V_{bs})_y = 0.9(V_{vm})_y = 1250.84 \text{ (tf)}$$

3. 基本耐震性能

$$E_x = 100R_{CD} = \frac{(V_{bs})_x}{I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W} = 34$$

$$E'_x = \frac{E_x}{F_{ex} \cdot F_{sx}} = 28$$

$$E_y = 100R_{CD} = \frac{(V_{bs})_y}{I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W} = 32$$

$$E'_y = \frac{E_y}{F_{ey} \cdot F_{sy}} = 29$$

(二) 取 $R=1/500$

1. 耐震需求

$$T = 0.07h_n^{3/4} = 0.87 \text{ (s)}$$

$$S_{DS} = 0.86 \text{ (g)}$$

$$S_{D1} = 0.63 \text{ (g)}$$

$$T_o^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.74 \text{ (s)}$$

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.35$$

$$I = 1.0$$

$$I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 3479.12 \text{ (tf)}$$

2. 耐震能力

$$\tau_C = 1.8 \cdot N_f + 4 = 8.8 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_{RCW} = 12 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$(V_{bs})_x = 0.9(V_{vm})_x = 1184.99 \text{ (tf)}$$

$$(V_{bs})_y = 0.9(V_{vm})_y = 1250.84 \text{ (tf)}$$

3. 基本耐震性能

$$E_x = 100R_{CD} = \frac{(V_{bs})_x}{I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W} = 34$$

$$E'_x = \frac{E_x}{F_{ex} \cdot F_{sx}} = 28$$

$$E_y = 100R_{CD} = \frac{(V_{bs})_y}{I \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W} = 32$$

$$E'_y = \frac{E_y}{F_{ey} \cdot F_{sy}} = 27$$

(三) 結論

顯著的偏心、軟弱層將造成結構物抵抗地震力時容易產生嚴重損害，放大係數 $F_e \cdot F_s$ 愈大代表結構物所需的側向強度愈大，故在上述評估時將原有的基本耐震能力再除以放大係數 $F_e \cdot F_s$ ，藉此提高耐震需求。結構進行補強時，除了將側向強度提高以外，亦建議調整偏心率、剛重比。

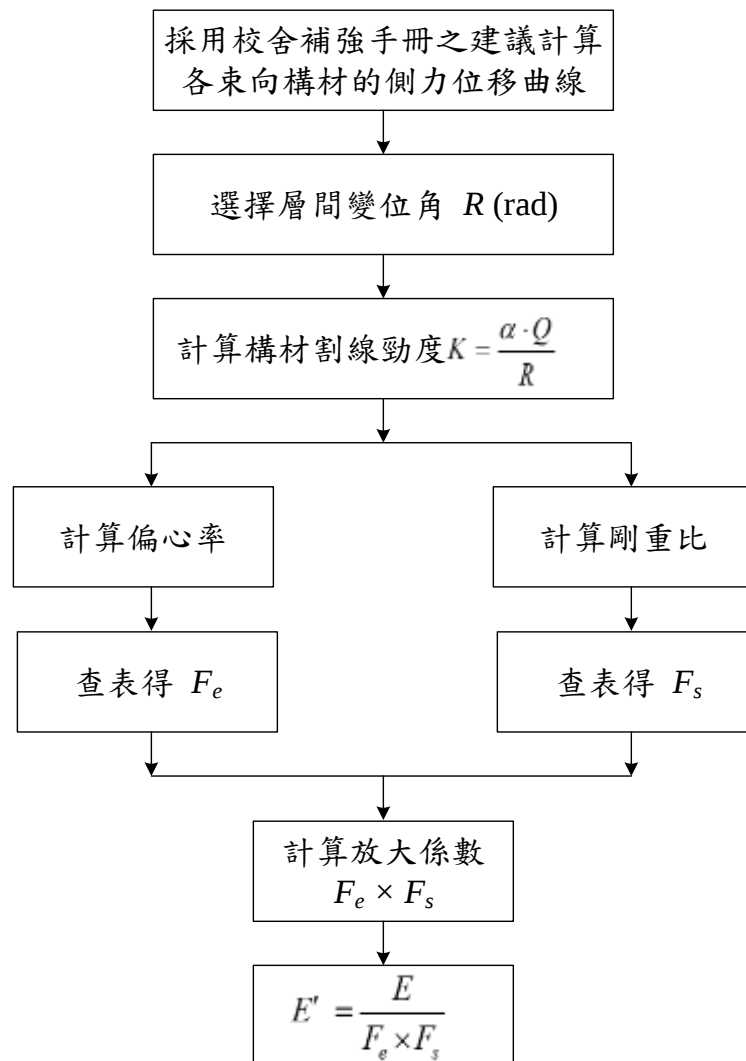


圖5-22 基本耐震性能評估與計算流程圖

(資料來源：本研究製作)

第六章 補強規劃設計與工法介紹

第一節 策略與原則

一、基本策略

進行耐震補強規劃時之基本策略，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，設計者應選用能達到耐震性能需求之最經濟、影響性最小及不過度影響建築物功能性之補強方式。而對各類建物耐震補強基本策略建議如下：

- (一)老舊低矮建築物或用途係數高之建物，建議以強度補強為補強設計之策略。
- (二)高層建築或規範規定第四類建築，建議以強度搭配部份構材韌性補強為策略。
- (三)高層建築或建物既有韌性佳結構，建議採消能補強方式為策略。

二、設計原則

進行補強設計前，應對既有建築物進行耐震評估並充分瞭解其耐震性能，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劃，盡量不要過度影響到建築物之使用功能性，且應對補強設計後之建物再次進行整體性評估，以期能有效提昇整體建築物之耐震性能。另對於補強構材配置、連接構造、採用方法等應循下列事項進行：

- (一)耐震補強的構材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，並宜盡量減少地盤或基礎的補強工程量，另對工址地盤效應的影響亦需一併多加考量。
 2. 補強構材或新設構材的配置，應使補強後結構平立面的質量和剛度分布盡量均勻與對稱，並應避免局部補強所導致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、易損壞構造，或構造為與不同類型結構的連接部位，其要求之承载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. 當女兒牆、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不符合耐震要求時，宜加以拆除，如需要保留時，應進行必要之補強。

(二)耐震補強設計時，應根據結構實際情況，考慮以下所列項目以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重量和剛度分布比較均勻對稱。
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，盡可能採用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，但設計時應注意及防止結構的極脆性破壞，以避免結構的局部加強肇生結構強度和剛度發生突然變化之情況。
4. 加強薄弱部位的耐震措施：對於不同類型結構相接處，由於不同結構地震反應的不同步及交互作用，結構損壞情況可能較嚴重；建築物的局部凸出部分亦易產生額外之地震損壞，對於脆弱部位在補強設計時應要適當的加強結構。

(三)耐震補強方法可由下述方法為之，以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。

1. 部份構材補強：其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
2. 移除或減少既有的不規則性與不連續性：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，以減少需求集中的效果而使結構物變形需求與能量消散更為均勻

3. 整體結構物強度提昇：整體結構強度勁度提昇可有效降低其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，故在對補強結構物進行評估時，須對所有構件進行評估。
4. 隔震或消能元件：隔震是改善既有RC結構物耐震行為之有效方式，但其補強費用較昂貴且施工難度也較高；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，可增加結構的阻尼以減少其側向位移反應。

第二節 結構系統補強

一般具軟弱層建築物，如採階段性補強策略則以結構系統補強方式為宜，其可以區分鋼筋混凝土(RC)剪力牆、鋼造斜撐或鋼板剪力牆、挫屈束制支撐強、消能補強、其他補強技術等幾種方式，分別說明如下：

一、鋼筋混凝土RC剪力牆

對於側向強度差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物，可採用增設RC剪力牆補強方式來提昇建築物之整體強度。藉著增設剪力牆本身之抗剪強度及側向勁度，以改善整個結構系統，並減輕梁、柱構件之負擔，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(內政部建研所，2005；黃世建，2003；張國鎮等，2002)。

因增設之RC剪力牆強度頗大，設計時應注意與四周梁、柱、版及基礎間力量傳遞檢討。另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。

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、地震時豎向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設計階段加以考量。

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布之均勻性。

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。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，如圖6-1、6-2為新設與加厚RC牆之示意及對照圖。

二、鋼造斜撐或鋼板剪力牆

當結構系統的整體側向抗剪強度或側向勁度不足時，可考慮採用本補強方法，以提升結構系統之強度、韌性。但在設計時需考量其梁柱接頭是否尚有足夠之強度，且是否有適當之位置或空間配置鋼斜撐構架。此方法主要是藉著新設置之構材承擔系統額外之側向力，以提

高結構系統橫向之抗剪能力，並增加側向勁度。需適當的設計，不影響原有內部空間動線、採光及通風之機能。鋼斜撐之勁度較剪力牆低，因此其對基礎產生之傾倒力矩較小，對基礎上舉、下壓力之檢核較容易設計。

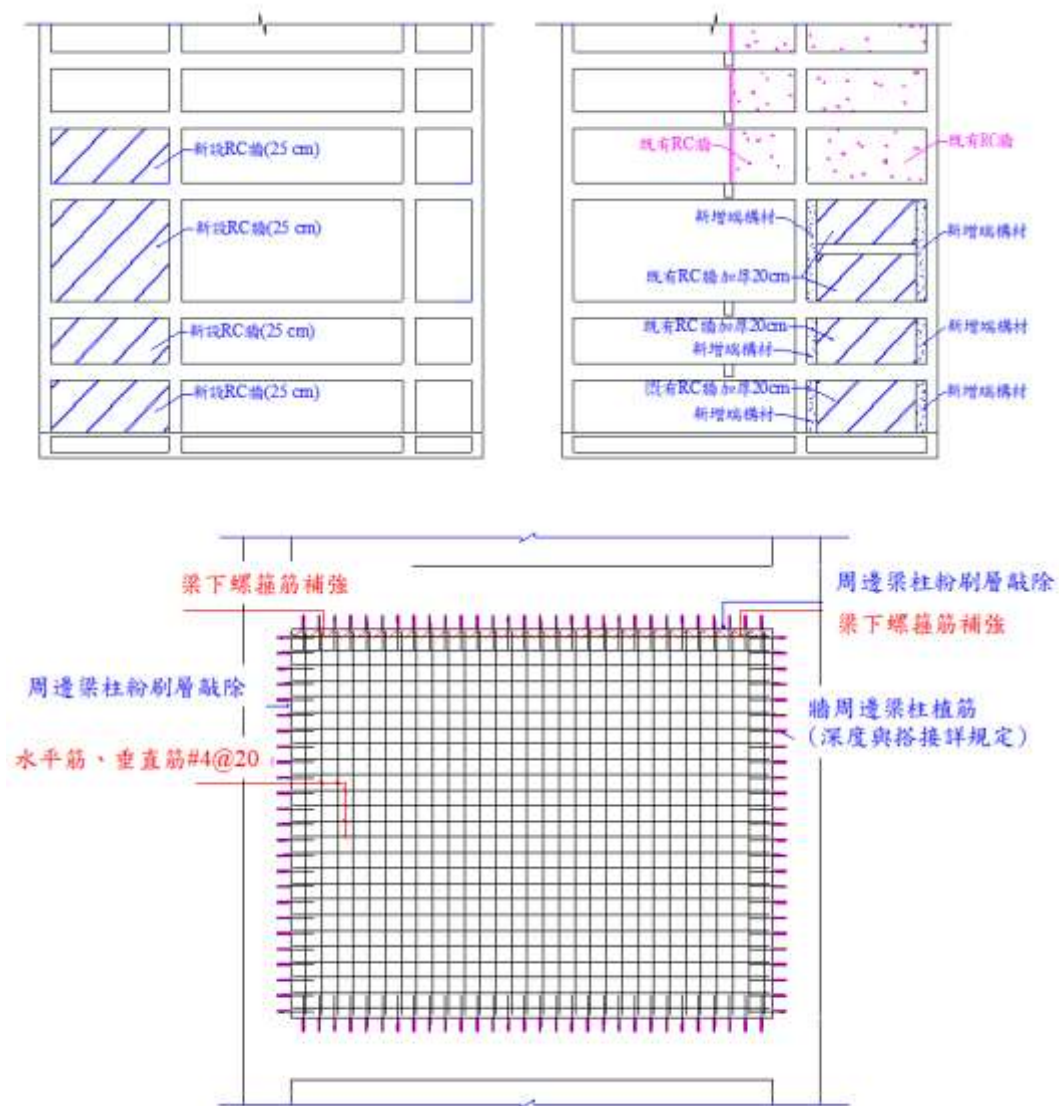


圖6-1 RC構架中填充RC牆(Shear Panel)與配筋示意圖
(資料來源：本研究製作)



(a)補強前



(b)補強後

圖6-2 RC構架中填充RC牆與配筋補強前後圖

(資料來源：本研究製作)

三、鋼造斜撐或鋼板剪力牆

當結構系統的整體側向抗剪強度或側向勁度不足時，可考慮採用本補強方法，以提升結構系統之強度、韌性。但在設計時需考量其梁柱接頭是否尚有足夠之強度，且是否有適當之位置或空間配置鋼斜撐構架。此方法主要是藉著新設置之構材承擔系統額外之側向力，以提高結構系統橫向之抗剪能力，並增加側向勁度。需適當的設計，不影響原有內部空間動線、採光及通風之機能。鋼斜撐之勁度較剪力牆低，因此其對基礎產生之傾倒力矩較小，對基礎上舉、下壓力之檢核較容易設計。

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6-3、6-4、6-5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

藉由錨錠螺栓、鉸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，本研究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。

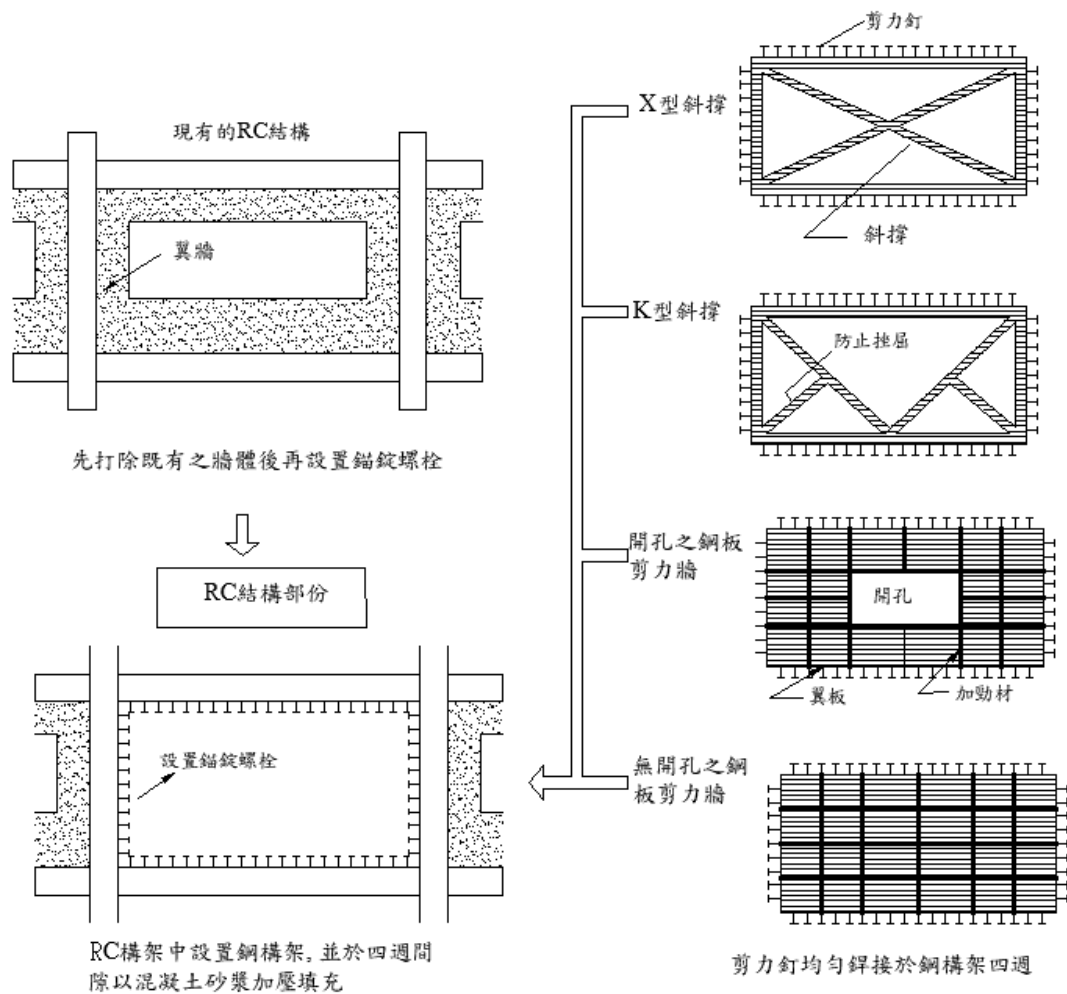


圖6-3 增設鋼構材補強示意圖

(資料來源：本研究製作)

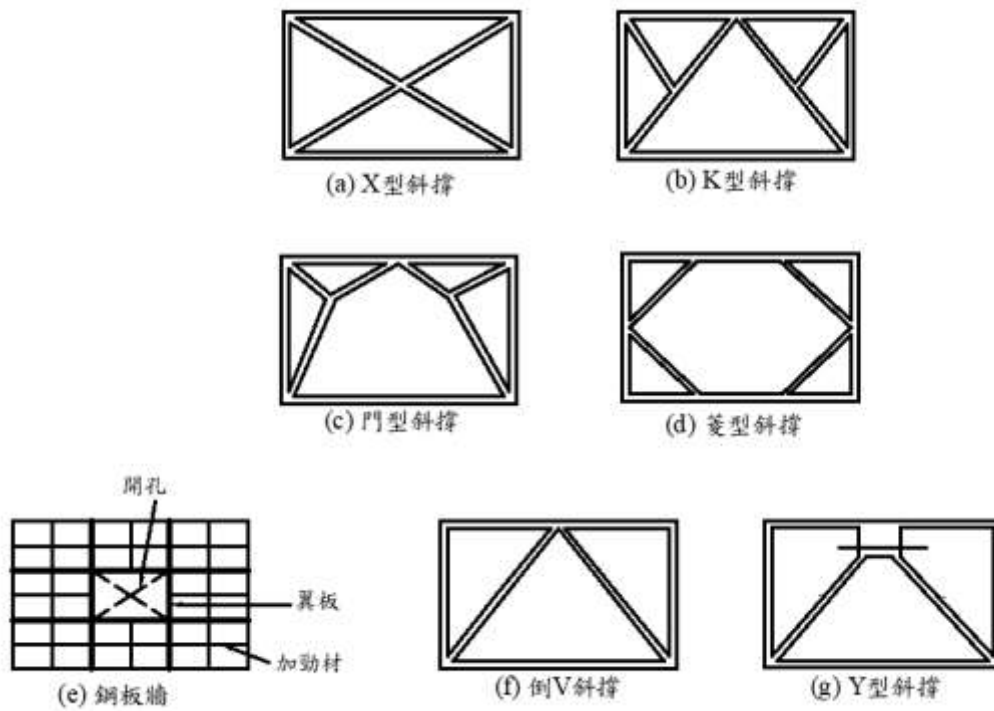


圖6-4 常見之鋼構架型式示意圖

(資料來源：本研究製作)



圖6-5 常見之鋼構架型式示意圖

(資料來源：本研究製作)

三、挫屈束制支撐

挫屈束制支撐(Buckling-Restrained Brace, BRB)係利用預鑄的鋼筋混凝土板圍束斷面為平板狀的鋼斜撐，同時在預鑄的RC板與平板狀的鋼斜撐間鋪設脫層材料，使得鋼斜撐受拉可達降伏，受壓時藉由RC板的圍束避免鋼斜撐發生挫屈且亦可達降伏。此方法解決了傳統鋼斜撐受壓時會發生挫屈的缺點，從此改變結構工程耐震系統的發展。各國學者提出各種組成型式的BRB並進行大量的試驗研究與受力行為分析；研究結果證實，BRB除了在受拉或受壓的狀態下均可達降伏外，其受力變形反應的遲滯行為相當飽滿，沒有勁度束縮或強度折減的現象，具高勁度、高韌性與高消能容量的特性。此外，試驗結果亦顯示，BRB即使經歷數次地震仍可不發生破壞，且在疲勞斷裂前的遲滯消能行為相當穩定，適合做為結構減震的消能元件。將BRB設計為主要的抗側力系統或利用BRB為主要的消能元件已經相當普遍，不論是建築、橋梁、新建或補強結構均常見應用BRB的工程案例；至2015止，BRB應用在全國各地已超過200棟新建或補強建築中(吳安傑等，2015)。

四、消能補強

消能補強為進行地震輸入能量之分配，以消釋地震輸入結構物能量的方式，避免結構構材受損。透過適當的構材配置，使地震能量獲得合理的分配，以避免結構主體受損，是此結構耐震補強的目標。而消能補強方式目前常見的有：

(一)液態黏性阻尼器之消能補強

液態黏性阻尼器的週期反應與運動速度相關；也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏性阻尼器可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏性阻尼器在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時(f_1 為補強結構之主要

頻率)，則必須模擬為液態黏彈性元件。

(二)黏彈性阻尼器之消能補強

黏彈性阻尼器(Viscoelastic Damper)在結構控制上為一消能被動控制系統，可用於大幅提高結構之阻尼比，以降低在地震及強風下結構之動力反應，並可有效的降低結構之動力反應。當結構物受到振動時，阻尼器會藉由黏彈性材料產生剪力變形來吸收及消散振動能量，黏彈性材料會因此而升高溫度，並經由空氣及阻尼器之鋼板來散熱。如此可明顯的降低結構物的韌性需求，減少結構物的側移量，且可使各樓層的側移比變得較均勻。

(三)其他遲滯消能系統

所有其他消能元件，應當利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬與分析設計。此模型必須能夠充分地描述該元件在所有的作用源(如重力、地震力、熱源等)作用下的受力、速度及位移反應。

五、其他補強技術

(一)增加扶壁

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。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。

另其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。

(二)增加空間構架

此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。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。

另其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。

(三)其他補強技術

其他之補強方式，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。

第三節 結構補強示範例

一、耐震補強規劃

本研究補強設計範例為第五章所述之耐震評估示範例之十四層鋼筋混凝土造中部某大樓，由第五章結果可以得知其依日本診斷基準計算所得之形狀指標於X向之偏心率與剛重比項目皆為0.9，亦即耐震能力於此兩項目需乘以0.81來折減。探討本建物耐震能力折減因素為(一)底層為部份挑高、底層牆量少與牆體分配不均勻，使質心剛心造成較大之偏離與造成底層剛度低，(二)整體結構平立面不規則，各構架之受力不均勻。故針對此些結構上之弱點，規劃以RC剪力牆來對底層進行補強，以提高其底層剛度與平面之不規則性。為不影響整體空間之運作及使用，研擬於X向底層挑高柱處第一個構架及第二個構架增設RC牆以提升整體耐震能力，RC牆補強後可能會造成端構材處之

軸力加大，故於牆內新增一牆中柱來加大斷面；規劃之補強配置圖如圖6-6所示。

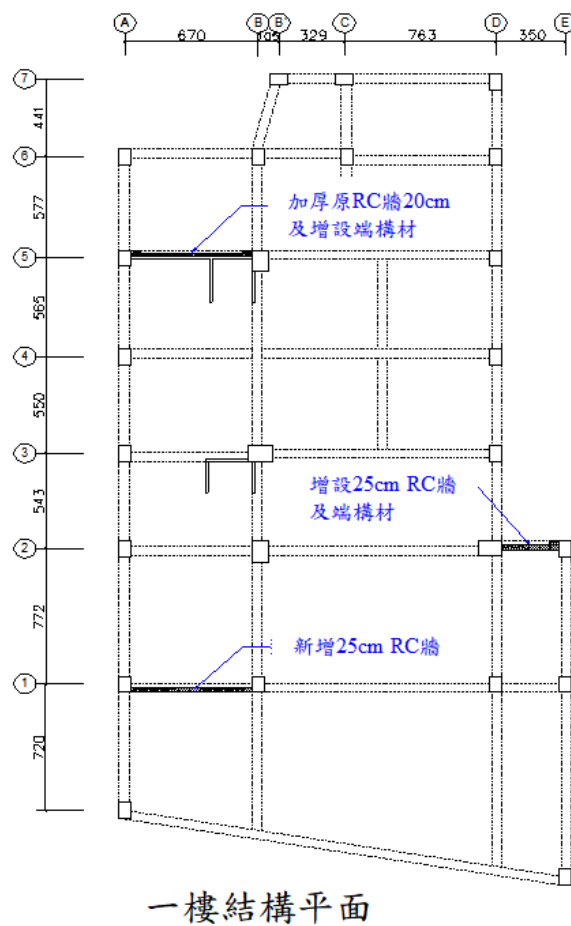


圖6-6 補強規劃示意圖

(資料來源：本研究製作)

二、補強後結構基本耐震能力

根據3.2.4(二)節RC牆側力強度 Q_u 之計算，所得三道RC牆側力強度分別為：

$$Q_u(W3) = 462.5 \text{ tf} ; Fu = 1.5$$

$$Q_u(W4) = 311.7 \text{ tf} ; Fu = 1.5$$

$$Q_u(W5) = 241.6 \text{ tf} ; Fu = 1.5$$

依3.2節評估方式重新計算可得其X向底層基本耐震能力譜加速度 $S_{0x}=0.949$ ，而Y向底層之基本耐震能力同樣可為譜加速 $S_{0y}=0.946$ ，根據結果可知補強後建築物的耐震性能均有所提升，故經求得基本耐震能力後，需再重新進行形狀指標之計算。

三、補強後形狀指標(S_D)計算

本範例建築物經補強設計規劃後增設三道RC剪力牆體，其厚度分別為20、25cm厚，混凝土強度 280kgf/cm^2 ，縱向鋼筋採用4號筋，配置間距20cm、降伏強度 2800kgf/cm^2 。對於計算形狀指方面，平面(項目a~f)及立面(項目h~k)部分項目之評估無影響，故僅需重新計算偏心率(項目l)及剛重比(項目n)之結果，以驗證補強後建築物偏心率與剛重比是否已獲改善，以期提升整體建物耐震能力，另建築物補強後X、Y向重心與剛心位置計算詳如表6-1、6-2。

1. 計算偏心率(項目l)：

偏心距離：

$$e_x = |L_x - g_x| = |8.96 - 9.49| = 0.5 \text{ m}$$

$$e_y = |L_y - g_y| = |16.8 - 14.86| = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{又 } B = 18.67\text{m}, L = 30.07\text{m}$$

$$l_y = 0.055, l_y < 0.1, G_{ly} = 1.0$$

$$l_y = 0.014, l_y < 0.1, G_{ly} = 1.0$$

2. 計算剛重比(項目n)

由於計算此項目需與上一層樓(3F)層間位移角進行比較，故仍依表5-5、5-6之結果，重新計算如下：

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.012(2F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.013(2F)$$

$$R_{ix} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_x} \sqrt{\left(1 + \frac{e_y^2 \sum K_x}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_x}{K_R}\right)^2} = 0.02(3F)$$

$$R_{iy} = \frac{W_i}{\phi_i \sum K_y} \sqrt{\left(1 + \frac{e_x^2 \sum K_y}{K_R}\right)^2 + \left(\frac{e_x e_y \sum K_y}{K_R}\right)^2} = 0.016(3F)$$

$$n_x = \frac{R_{ix,2F}}{R_{ix,3F}} = \frac{0.012}{0.02} = 0.6 \quad , \quad n_x \leq 1.5 \quad , \quad G_{nx} = 1.0$$

$$n_y = \frac{R_{iy,2F}}{R_{iy,3F}} = \frac{0.013}{0.016} = 0.812 \quad , \quad n_y \leq 1.5 \quad , \quad G_{ny} = 1.0$$

表6-1 2F-X方向 重心與剛心位置計算彙整表

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{ix})	$K_{ix}Y_i$	$K_{ix}(Y_i-l_y)^2$	軸力 N_i	N_iX_i
C1	0	0	12341	0	3482622.9	518	0
C2	6.7	0	25676	0	7245752.1	541	3624.7
C3	18.7	0	25200	0	7111425.2	367	6862.9
C4	22.2	0	23681	0	6682764.3	406	9013.2
C5	0	7.7	23849	183637.3	1974411.4	476	0
C6	6.7	7.7	29753.8	229104.3	2463258.1	850	5695
C7	18.7	7.7	32837	252844.9	2718510.1	807	15090.9
C8	22.2	7.7	23226	178840.2	1922834.4	337	7481.4
C9	0	13.2	23849	314806.8	308875.6	476	0
C10	6.7	13.2	31920	421344.0	413405.6	664	4448.8
C11	18.7	13.2	17430	230076.0	225741.2	381	7124.7
C12	0	18.7	23702	443227.4	85673.1	410	0
C13	18.7	18.7	16315.6	305101.7	58974.2	131	2449.7
C14	0	24.3	17958.7	436396.4	1010502.3	356	0
C15	6.7	24.3	28777	699281.1	1619227.7	621	4160.7
C16	18.7	24.3	18703.5	454495.1	1052410.8	458	8564.6
C17	0	30.1	17002	511760.2	3008030.1	225	0
C18	6.7	30.1	17995.2	541655.5	3183749.2	361	2418.7
C19	11.2	30.1	17878.3	538136.8	3163067.0	345	3864
C20	18.7	30.1	24108	725650.8	4265238.8	295	5516.5
C21	11.2	34.3	25158	862919.4	7705701.2	348	3897.6
C22	18.7	34.3	33715.5	1156441.7	10326797.4	148	2767.6
W1	4.5	13.2	45500	600600.0	589284.3	242	1089
W2	6.7	24.3	45500	1105650.0	2560199.5	265	1775.5
W3	3.4	7.2	115620	832464.0	10652857.7	300.3	1021.02
W4	3.4	31.5	77917.5	2454401.3	16839960.0	222.2	755.48
W5	20.4	14.92	60400	901168.0	213203.5	202	4120.8
總和(sum)			856014.1	14380002.8	100884478	10753	101743

*重心位置 $L_x=8.96$ m *剛心位置 $g_x=9.46$ m

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

表6-2 2F-Y方向重心與剛心位置計算彙整表

編號	距原點 座標 (X_i)	距原點 座標 (Y_i)	割線 勁度 (K_{iy})	$K_{iy}X_i$	$K_{iy}(X_i-l_x)^2$	軸力 N_i	N_iY_i
C1	0	0	17528	0.0	1407909.4	518	0
C2	6.7	0	15771	105665.7	80718.5	541	0
C3	18.7	0	15778	295048.6	1496103.4	367	0
C4	22.2	0	15463	343278.6	2709670.8	406	0
C5	0	7.7	15610	0.0	1253849.0	476	3665.2
C6	6.7	7.7	33026	221274.2	169032.3	850	6545
C7	18.7	7.7	29433.2	550400.8	2790918.5	807	6213.9
C8	22.2	7.7	15211	337684.2	2665511.4	337	2594.9
C9	0	13.2	15610	0.0	1253849.0	476	6283.2
C10	6.7	13.2	28366.9	190058.2	145186.3	664	8764.8
C11	18.7	13.2	25615.3	479006.1	2428897.1	381	5029.2
C12	0	18.7	15470	0.0	1242603.7	410	7667
C13	18.7	18.7	17514	327511.8	1660714.6	131	2449.7
C14	0	24.3	28371	0.0	2278856.5	356	8650.8
C15	6.7	24.3	39091.5	261913.1	200076.5	621	15090.3
C16	18.7	24.3	19173	358535.1	1818024.5	458	11129.4
C17	0	30.1	27331.5	0.0	2195360.3	225	6772.5
C18	6.7	30.1	28455	190648.5	145637.2	361	10866.1
C19	11.2	30.1	28350	317520.0	141952.6	345	10384.5
C20	18.7	30.1	20783	388642.1	1970688.2	295	8879.5
C21	11.2	34.3	23877	267422.4	119555.6	348	11936.4
C22	18.7	34.3	23089.5	431773.7	2189395.4	148	5076.4
W1	4.5	13.2	18750	84375.0	373358.1	242	3194.4
W2	6.7	24.3	55500	371850.0	284057.8	265	6439.5
W3	3.4	7.2	115620	393108.0	3577233.0	300.3	2162.16
W4	3.4	31.5	77917.5	264919.5	2410733.9	222.2	6999.3
W5	20.4	14.92	60400	1232160.0	7901539.1	202	3013.84
總和(sum)			827105.4	7412795.6	44911432.8	10753	159808

*重心位置 $L_y=16.8\text{m}$ *剛心位置 $g_y=14.86\text{m}$

單位：tf，m

(資料來源：本研究製作)

(四)形狀指標(S_D)

將所得 G_i 值及 q 值彙整如表6-3所示，並利用式(5-2)重新計算2F各方向 S_D 值，由方法A所得X、Y向偏心率與剛重比之 q 值均為1，形狀指標 $S_{Dx}=0.77$ 、 $S_{Dy}=0.77$ ，可重新推得範例建物X、Y向底層基本耐震能力譜加速度：

$$S_{0x} \times S_{Dx} = 0.949 \times 0.77 = 0.731 > S_c = 0.73$$

$$S_{0y} \times S_{Dy} = 0.946 \times 0.77 = 0.73 = S_c$$

建築物經補強規劃後，可發現此範例形狀指標對於耐震能力折減之影響較不顯著，然其基本耐震能力已有所提升。因此在結構耐震評估與補強過程中，若能實際改善結構偏心率與剛重比之效應，可充分反應結構不規則所造成之影響，並可透過階段性補強提升結構基本耐震能力。

表6-3 方法A形狀指標補強後計算結果彙整表

2F	項目	G 值	q 值	
			X向	Y向
水平 方向	a	0.8	0.9	
	b	1.0	1.0	
	c	0.8	0.95	
	d	1.0	1.0	
	e	0.8	0.95	
	f	0.9	0.95	
	l	1.0;1.0	1.0	1.0
垂直 方向	h	1.0	-	
	j	0.9	-	
	k	1.0	1.0	
	n	1.0;1.0	1.0	1.0
形狀指標(S_D)			0.77	0.77

(資料來源：本研究製作)

第七章 中高樓層RC建物基本振動週期探討

第一節 研究目的與文獻回顧

一、動機與目的

對於如校舍之低矮建物其基本振動週期常位於設計規範加速度反應譜的等加速度段，故基本振動週期之長短應不會影響耐震評估時所計算之地震需求，因此建物週期也對耐震評估結果幾乎無影響。但對於中高樓層RC建物，其基本振動週期則常位於設計規範加速度反應譜的等速度段，故地震需求加速度反應譜為以 S_{D1}/T 之形式呈現，故建物週期之計算的偏差量則直接為耐震評估結果之偏差量，因此中高樓層RC建物之週期計算的長短影響耐震評估結果甚大故宜加以討論來確認提供一較合理且保守的方式。

國內外規範與研究對一般建物基本振動週期之研究、統計已相當多且有許多經驗公式提出，但此些研究對921地震、美濃、花蓮地震倒塌之具軟弱底層建築適用性仍有待探討，因此些建物損壞位置集中底層而非均勻分布於各層，所以若依RC規範考慮開裂後建物週期則會高估週期而造成低估建物之地震需求。因此有必要由歷年地震損壞之具軟弱底層建築進行分析，先建立具軟弱底層RC結構之彈性經驗公式，再由耐震評估工具考量地震下構材開裂對週期之影響及引制地震力之推估變化，本研究利用現有耐震評估系統推估此類建物地震下損壞開裂位置進而決定結構損壞開裂後之週期計算方式，準確之週期計算可為耐震評估系統推算需求地震力及可為震損評估參數訂定參考。

本章主要目的為由歷年地震損壞之具軟弱底層建築進行分析，由分析結果建立具軟弱底層RC結構於不同牆量比下之週期計算公式，再由耐震評估工具考量地震下構材開裂對週期之影響及引制地震力之變化，推估此類建物地震下結構損壞開裂後之週期計算方式，提出可靠與能反應具軟弱底層中高RC結構特性之週期計算公式，可為耐震評

估系統推算需求地震力參考。

二、國內外相關研究

(一)國內耐震設計基本振動週期公式

國內耐震設計規範對建築物基本振動週期 T ，主要源自於美國IBC或UBC規範，為依下列經驗公式計。對鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物：

$$T = 0.070 h_n^{3/4} \quad (7-1)$$

式中，

h_n 為基面至屋頂面高度(m)。

對其他建築物：

$$T = 0.050 h_n^{3/4} \quad (7-2)$$

基本振動週期得用其他結構力學方法計算。但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期之1.4倍。

(二)紐西蘭耐震設計基本振動週期公式[7-1]

根據[7-2]其註解規定，建築物的基本振動週期可由Rayleigh結構計算之方法或由下列式子計算。在計算服務狀態下之建築基本振動週期：

$$T = k_1 h_n^{3/4} \quad (7-3)$$

在計算極限狀態下之建築基本振動週期：

$$T = 1.25 k_1 h_n^{3/4} \quad (7-4)$$

式中，

對於鋼筋混凝土結構抗彎構架取 $k_1=0.075$ 。

對於其他構架可取 $k_1=0.05$ 。

對於具剪力牆結構之建築物其基本振動週期為：

$$k_1 = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (7-5a)$$

$$A_c = \sum A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{h_n} \right)^2 \right) \quad (7-5b)$$

式中，

A_c =在底層的有效總剪力牆之面積(m^2)。

A_i =在底層第*i*個有效抵抗地震能力剪力牆之面積(m^2)。

l_{wi} =其平行作用力方向之剪力牆有效長度(m)。

另外基本振動週期也可由下式計算：

$$T = 2\sqrt{d} \quad (7-6)$$

式中，

d =建築重力換成水平力後對建築側推所得之頂樓位移(m)。

(三)日本耐震設計基本振動週期公式

根據日本建築基準法施行令[7-3]規定，建築物在一次設計時之基本振動週期，應由結構動力之方法計算，但可由下列式子略算：

$$T = (0.02 + 0.01\alpha)h_n \quad (7-7)$$

式中，

係數 α 對鋼筋混凝土結構取為0，鋼結構取為1。

其他如美國UBC、IBC及歐盟耐震設計基本振動週期公式皆與國

內及紐西蘭公式類似則不於此贅述。

在國內研究方面，葉祥海等人[7-4]以微震儀量測大台北地區四十五棟RC建築物之基本振動周期，從而迴歸振動周期之計算公式，迴歸之參數除建築物高度外，對於水平基本振動周期，也將平面尺寸納入考慮，此可反應兩向基本振動周期不同之事實。此研究提出之迴歸水平向基本周期與高度和尺寸的公式為

$$T = 0.02754(h_n^{0.9135} / D^{0.1244}) \quad (7-8)$$

式中，

D 為分析方向建物平面尺寸。

此研究比較迴歸公式與現行規範公式 $T = 0.07h_n^{0.75}$ 比較，發現目前法規高估水平基本振動周期有2.1倍之多，但若考慮實際強震時可能因RC結構開裂或受損造成勁度衰減，則依文獻[7-5]建議將基本振動周期增加1.4倍，則目前規範仍高估結構物實際水平基本振動周期達1.5倍。所以對於具RC與磚非結構牆之中高層建物，於考量牆體貢獻勁度及強震下勁度衰減，使用國內規範之 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 公式會比較適合國內RC結構於強震下之周期。

魏曾吉弘[7-1]以程式動力分析二元系統RC結構和收集實測資料之方式，並在二元系統公式中加入抗彎構架佔整體結構之強度比例參數 k ，以此參數來控制抗彎構架和剪力牆結構分別抵抗之水平力大小，使準確推估基本振動週期值，由其分析結果顯示，使用國內規範之 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 公式對於RC二元系統中之計算週期會略低於程式動力分析值，另因程式分析為彈性分析並不考慮強震下勁度變化，故國內RC結構於強震下若使用週期公式 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 使用於RC二元系統中屬保守。

姚昭智等人[7-6]利用瑞里地震、集集地震與嘉義地震發生時震度

五級以上的RC結構物強震記錄為研究對象，估計強震作用下結構物動力反應模式，識別系統基本振動週期。在結構體無明顯損壞下，迴歸分析求出RC結構物基本振動週期，研究顯示若是以現行國內地震力設計規範基本振動週期與建築物高度的關係式 $T = 0.07h_n^{0.75}$ 計算，則顯然高估了週期值。此研究經由非線性迴歸分析之後，建議RC建築物基本振動週期的經驗公式可取為

$$T = 0.015h_n \quad (7-9)$$

上式公式若與國內規範週期公式 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 比較可知，對於高度 h_n 小於123m之建物，規範週期公式屬於偏不保守，例如對於 h_n 為50m建物，國內週期公式會高估0.2秒左右。但此研究之主要樣本集中於高度20-30m左右之建物，所以對於低樓層建物頗為準確，但對於高樓層如50m左右建物則(7-9)式偏於保守，所以若加以考慮強震下勁度變化，週期公式 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 使用於RC含非結構牆建物仍屬準確。

林其璋[7-7]利用模態參數識別方法針對10棟RC建築物之自由場PGA超過25gal強震記錄進行分析，分成考慮與未考慮土壤結構互制效應兩種情況處理量測訊號，以求得結構之模態週期、振態。並將識別週期與耐震規範及其他學者建議經驗公式做一比較，由其結果發現法規公式 $T = 0.07h_n^{0.75}$ 計算之週期會高估，但 $T = 0.05h_n^{0.75}$ 則比較與中高層建物識別結果較相符。此研究亦發現，若以基礎平移反應為系統識別之輸入向量，將得到包含土壤與結構之虛擬結構系統參數，識別之系統將含有土壤特性，亦即結構之振動週期將高估，尤其在SSI效應愈大時，此誤差會更明顯，由此可知，探討結構之動態特性時，結構系統模式實應計入土壤結構互制效應。

第二節 案例探討

一、分析案例說明

本節利用921地震中損壞之具軟弱底層建築7棟進行初步頻率分析，本分析暫僅考慮主要完整RC非結構牆，對於磚台牆、不完整RC牆與隔戶磚牆暫不考慮，6棟進行分析之具軟弱底層RC結構的ETABS分析模型與平面圖如圖7-1至圖7-12所示，由圖中可以觀察到，此些建物之底層具有樓層挑空、平面不規則與牆量少之特性。

表7-1為分析範例利用有限元素軟體ETABS分析所求得之結構水平兩方向基本振動週期及與國內規範週期公式 $T=0.05h_n^{0.75}$ 、 $T=0.07h_n^{0.75}$ 及姚昭智所提公式 $T=0.015h_n$ 比較表，圖7-13為其對應之圖形。由表及圖之比較可以得知，採用姚昭智所提公式 $T=0.015h_n$ 計算所得週期皆小於動力分析所得之值，因為動力分析並未考慮結構開裂損壞後勁度之折減故可能屬於偏保守之公式，若適當考量結構勁度之折減則規範週期公式 $T=0.05h_n^{0.75}$ 可能為較佳之公式，故由此節之初步分析比較與之前文獻探討結果可以初步建議，規範週期公式 $T=0.05h_n^{0.75}$ 為較合適之週期計算公式，採用動力分析者，可將 $T=0.05h_n^{0.75}$ 作為耐震評估時動力分析週期之上限值。

二、底部樓層開裂損壞對頻率影響探討

本研究將採用前所述範例之建物，(1)先假設其地震下損壞僅集中於底部樓層，依據FEMA建議將牆體之剪切剛度與梁柱之撓曲剛度折減50%後進行分析此類破壞模式建物於地震下之週期變化。表7-1為利用ETABS分析所求得之結構水平兩方向基本振動週期及與國內規範週期公式比較表。(2)假設地震下嚴重損壞集中於底部1樓與2樓，其上樓層有輕微開裂，將1樓與2樓牆體之剪切剛度與梁柱之撓曲剛度折減50%，其他地上樓層之下半部牆體之剪切剛度與梁柱之撓曲剛度折減50%，上半部不折減後進行分析此類破壞模式建物於地震下之週期變

化。表7-1為利用ETABS分析所求得之結構水平兩方向基本振動週期及與國內規範週期公式比較表。

表7-1 動力分析與週期公式計算值較表

Building	$h_n(\text{m})$	$0.05h_n^{0.75}$	$0.07h_n^{0.75}$	$0.015h_n$	Dyn-X	Dyn-Y
A	35.80	0.73	1.02	0.54	1.60	0.61
B	35.80	0.73	1.02	0.54	0.93	0.94
C	40.85	0.81	1.13	0.61	0.98	1.22
D	33.50	0.70	0.97	0.50	0.96	0.84
E	47.50	0.90	1.27	0.71	1.85	1.77
F	45.00	0.87	1.22	0.68	0.90	0.88
G	44.60	0.86	1.21	0.67	1.77	0.70

(資料來源：本研究製作)

表7-2 僅底層損壞動力分析與週期公式計算值較表

Building	$h_n(\text{m})$	$0.05h_n^{0.75}$	$0.07h_n^{0.75}$	$0.015h_n$	Dyn-X	Dyn-Y
A	35.80	0.73	1.02	0.54	1.72	0.69
B	35.80	0.73	1.02	0.54	0.98	0.99
C	40.85	0.81	1.13	0.61	1.06	1.28
D	33.50	0.70	0.97	0.50	1.01	0.88
E	47.50	0.90	1.27	0.71	1.97	1.86
F	45.00	0.87	1.22	0.68	0.98	0.95
G	44.60	0.86	1.21	0.67	1.86	0.80

(資料來源：本研究製作)

表7-3 部份樓層損壞動力分析與週期公式計算值較表

Building	$h_n(\text{m})$	$0.05h_n^{0.75}$	$0.07h_n^{0.75}$	$0.015h_n$	Dyn-X	Dyn-Y
A	35.80	0.73	1.02	0.54	1.82	0.78
B	35.80	0.73	1.02	0.54	1.08	1.10
C	40.85	0.81	1.13	0.61	1.13	1.39
D	33.50	0.70	0.97	0.50	1.09	0.96
E	47.50	0.90	1.27	0.71	2.10	2.01
F	45.00	0.87	1.22	0.68	1.05	1.04
G	44.60	0.86	1.21	0.67	2.01	0.88

(資料來源：本研究製作)

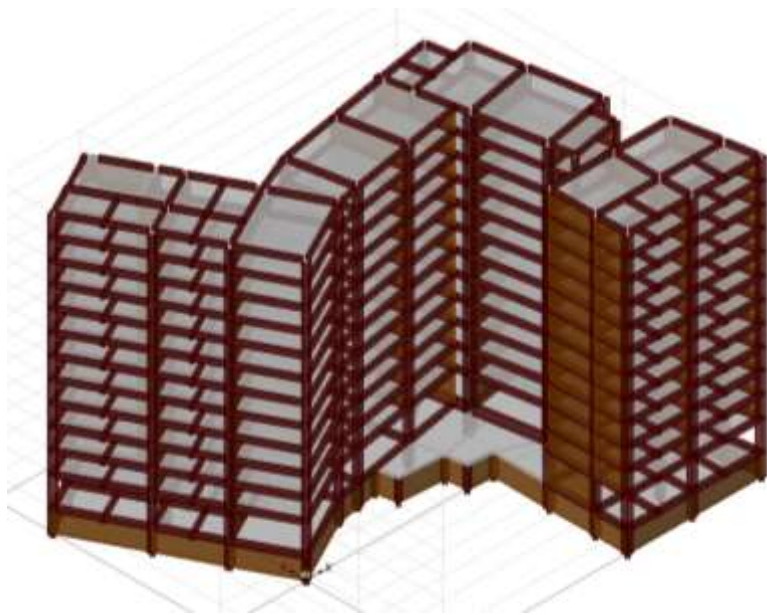


圖 7-1 案例 A、B 之分析模型

(資料來源：本研究製作)

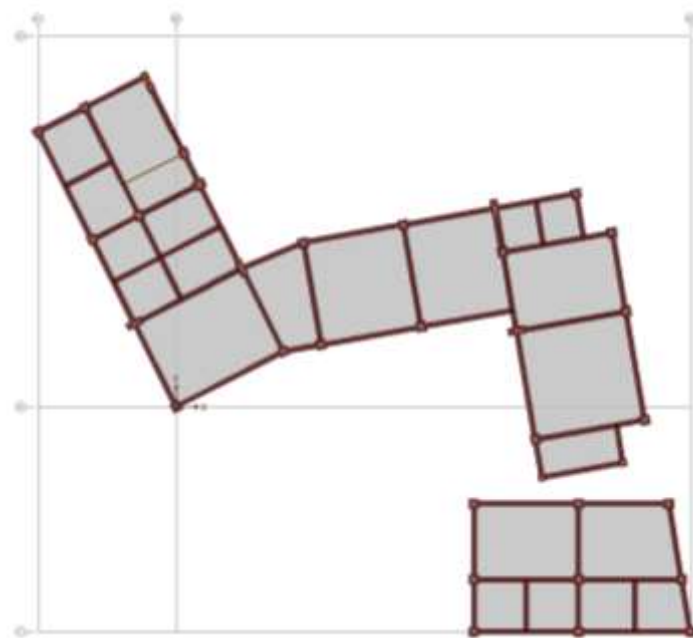


圖 7-2 案例 A、B 之平面圖

(資料來源：本研究製作)

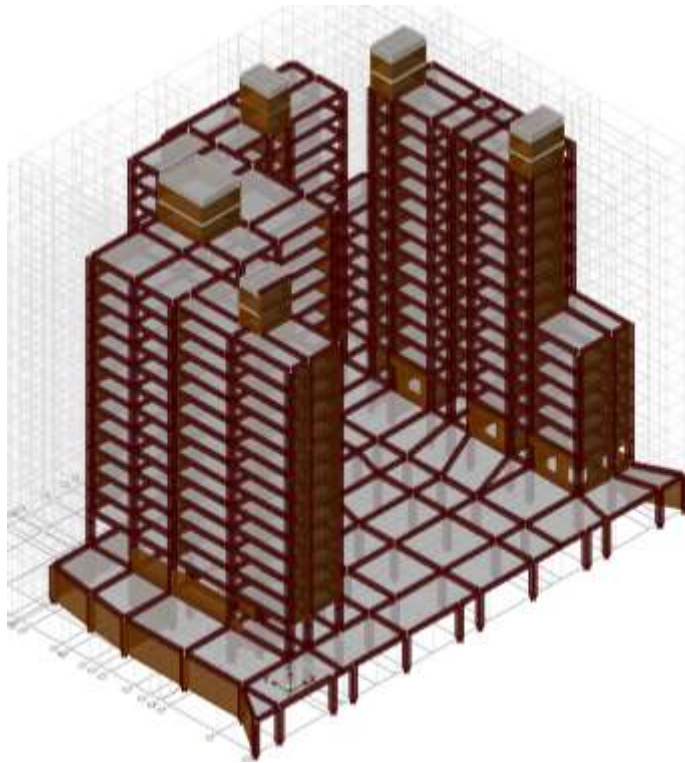


圖 7-3 案例C之分析模型

(資料來源：本研究製作)

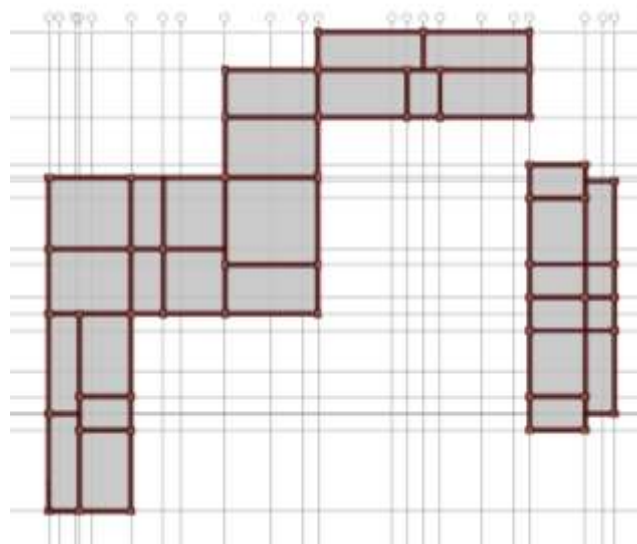


圖 7-4 案例C之平面圖

(資料來源：本研究製作)

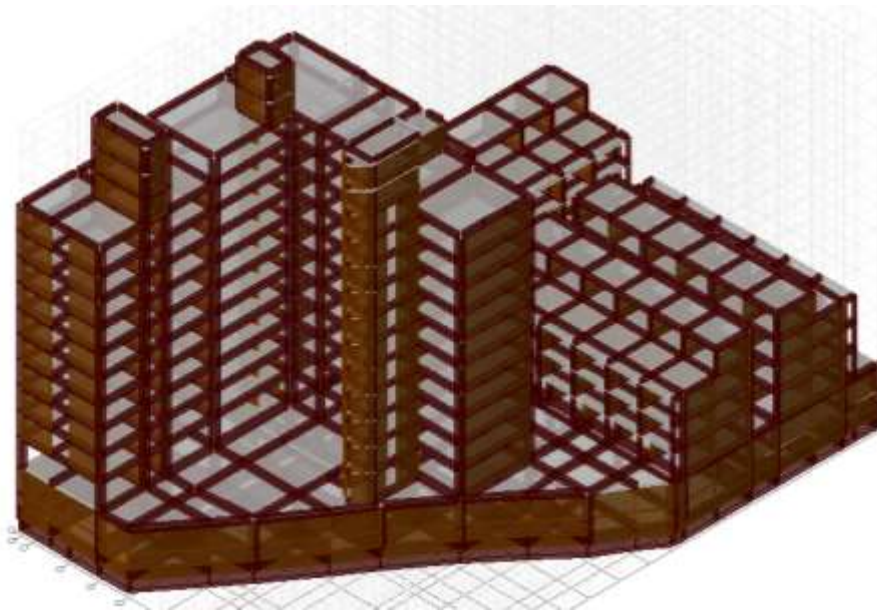


圖 7-5 案例D之分析模型

(資料來源：本研究製作)

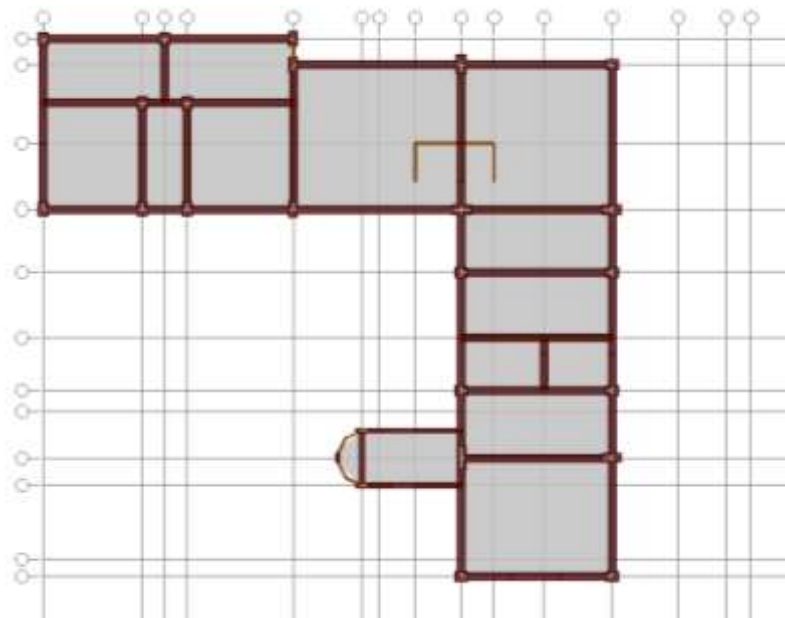


圖 7-6 案例D之平面圖

(資料來源：本研究製作)

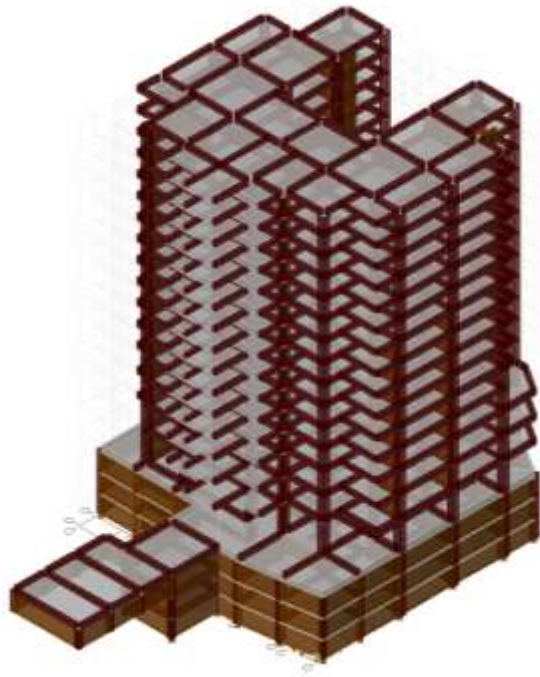


圖 7-7 案例E之分析模型

(資料來源：本研究製作)

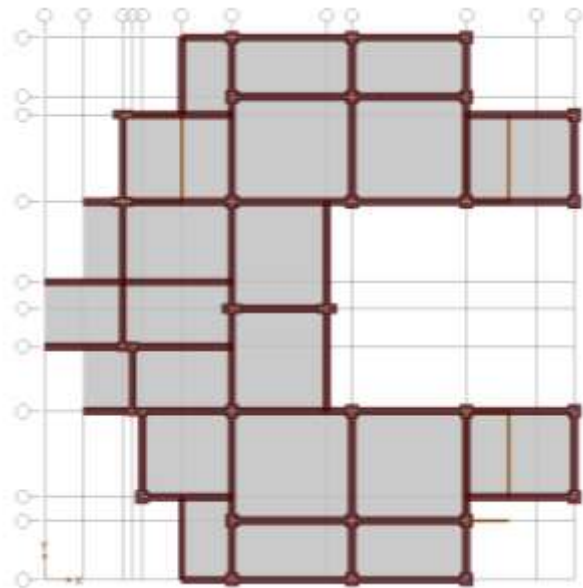


圖 7-8 案例E之平面圖

(資料來源：本研究製作)

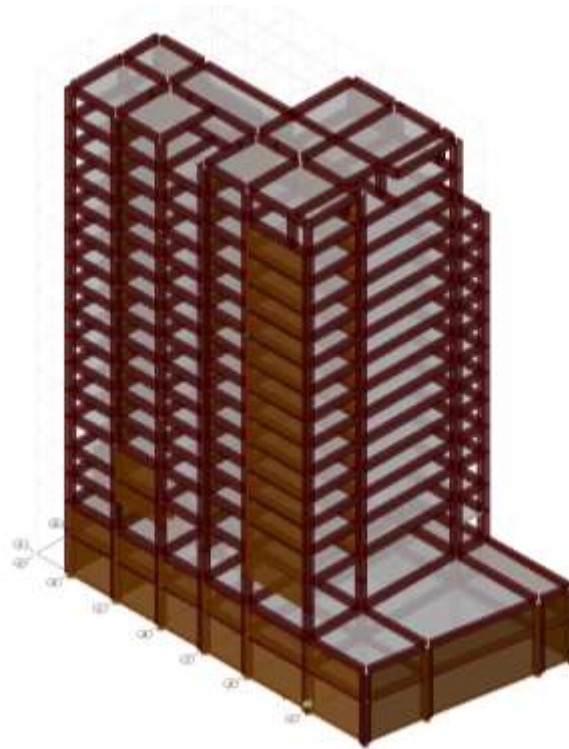


圖 7-9 案例F之分析模型

(資料來源：本研究製作)

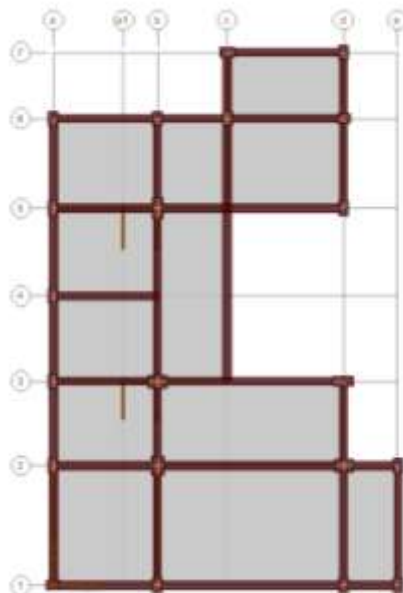


圖 7-10 案例F之平面圖

(資料來源：本研究製作)

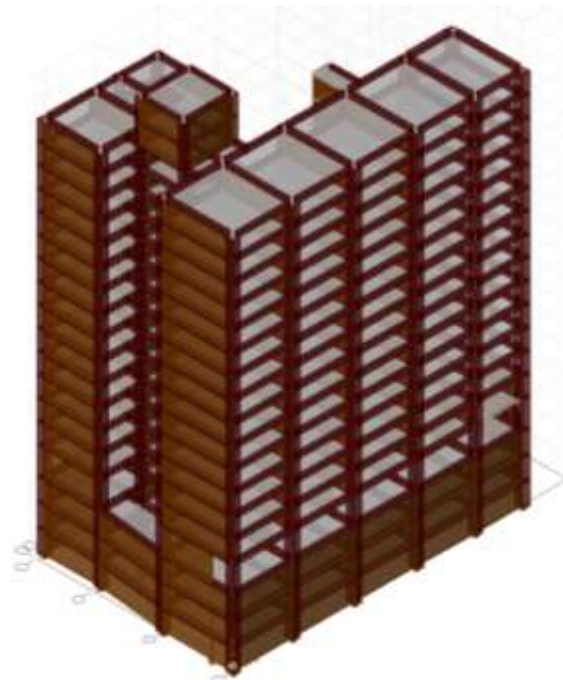


圖7-11 案例G之分析模型

(資料來源：本研究製作)

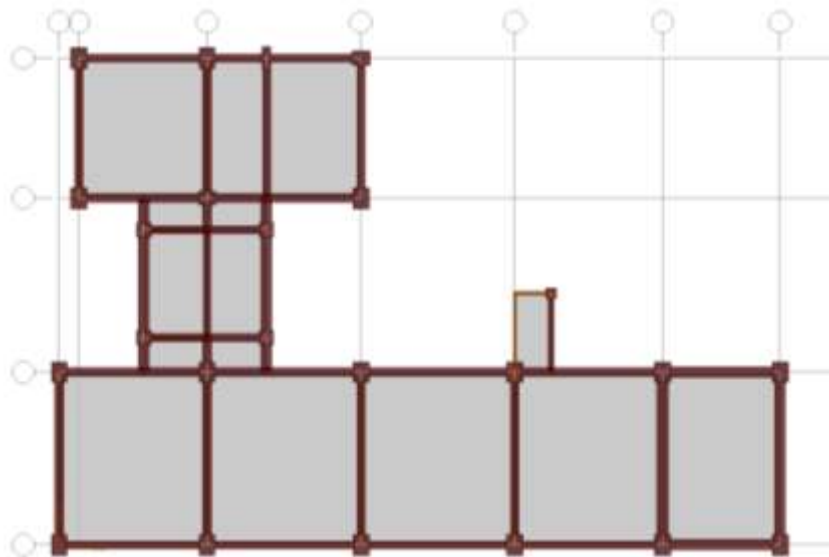


圖7-12 案例G之平面圖

(資料來源：本研究製作)

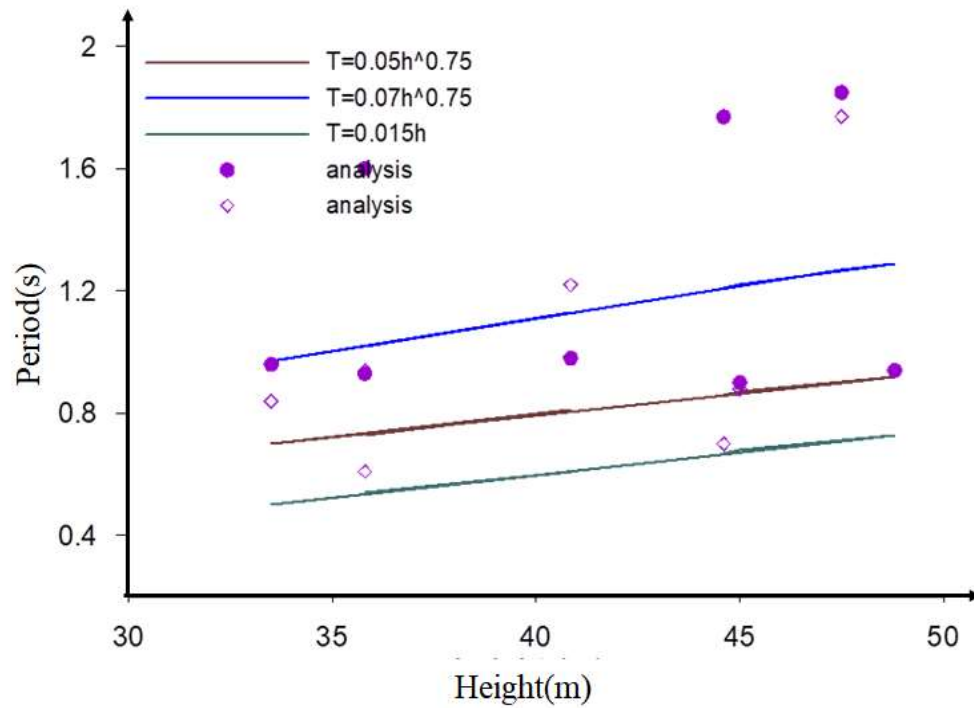


圖7-13 動力分析與週期公式計算值比較圖

(資料來源：本研究製作)

第八章 規範與法令探討

第一節 階段性或局部補強文獻

一、美國軟弱層補強

美國住宅建築物常見採用木構造，其因空間使用配置需求的關係，也具有軟弱底層之特性。美國FEMA P-807對木構造建築物提供了耐震評估與補強之方法，針對具有軟弱底層之建築物提供相關之補強流程。對於軟弱底層之補強，其建議於經濟性考量之前提下，可僅針對一樓(軟弱層)進行，但其對於軟弱層補強也設定了相關之檢核條件，首先針對軟弱底層之最小需求強度與其上方樓層之現有強度進行比較，若軟弱底層之最小需求強度小於上方樓層之現有強度，表示可僅針對一樓進行補強。反之，則需考量改以上方樓層之現有強度作為補強標準，且同時須檢討樓層層間位移是否符合該指南之建議。該指南亦說明並非所有建築物均適用一樓(軟弱層)補強之方式，其評估流程雖可作為本研究訂定階段性或局部耐震補強之研究參考，但由於建築型式與相關法令之不同，國內仍宜針對耐震規範或補強條例提出適用之技術準則與流程。

二、國內營建署階段性補強

國內營建署階段性補強研究為首次針對階段性補強為目標，研究開發適合國內住宅大樓需求的補強技術與評估方法。其主要技術內容與標準如下：

老舊建築物經耐震評估後，判定為危險者，可拆除重建或進行整幢完整補強，然而，因工程技術以外之因素而無法進行整幢完整補強者，例如整合全數區分所有權人的意見同意進行拆除重建或整幢補強，現階段非常困難，或在達成全數區分所有權人的共識以前，可以採

用階段性補強。

階段性補強又分為階段性補強A及階段性補強B，若建築物存在耐震設計規範所提到弱層現象(該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值80%者或軟層現象(該層之側向勁度低於其上一層之70%)兩種情況者，可適用階段性補強A或階段性補強B；若不存在軟層或弱層現象，則僅適用階段性補強B。

前述整幢完整補強即應滿足設計地震的性能水準，需進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析；階段性補強A以降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞風險為主要目標，以樓層剪力強度檢討結構弱層，以樓層勁度檢討結構軟層，軟弱層的檢核可輔以初步評估方法為之；階段性補強B則以破壞控制為主，需以側推分析結果檢視是否有任何一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度，以達到防止倒塌為目的。

第二節 耐震設計規範建議

一、技術探討

國內營建署階段性補強研究為針對階段性補強為目標，研究開發適合國內住宅大樓需求的補強技術與方法。其為採用耐震設計規範之極限層剪力強度檢討之觀念來判斷建物是否具有軟弱層現象及提供階段性補強效果之確認指標，此方法雖為一有效排除具軟弱層破壞之補強評估方法，但由921地震及近期的0206美濃地震、花蓮地震之產生重大人員傷亡之中高樓層建築物震害調查顯示，中高樓層RC建築物因商業用途及使用機能所需除有軟弱底層之結構弱點外，其結構另有傳力路徑不良、平面不規則效應過大及非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌。

另所提之極限層剪力強度檢討觀念可能比較適用於新建之建築

物，因老舊建物常有非韌性配筋及非結構牆不良影響之問題而造成所有主要構材無法如新建物般同時發揮其韌性與強度，故層強度與層勁度之計算方式可能略有差異。故本研究建議於判斷建物是否具有軟弱層現象及提供階段性補強效果確認上，宜以本研究所提之割線勁度來計算結構構材之勁度，及考慮脆性構材破壞後強度衰減之強度疊加法來計算樓層極限強度，然後同樣以本研究所提之偏心率及剛重比來判斷建物是否具軟弱層及提供補強效果確認，建議新增條文如下。

二、規範建議事項

綜合上一小節所述，建議將耐震設計規範條文8.5節修改如下：

8.5 階段性補強措施

若中高樓層建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體耐震補強作業，以滿足相關之耐震需求，則可先採取排除軟弱層與不規則性之補強方式，暫為階段性補強措施，以大幅提升此類建築物的耐震性能，降低在地震下破壞的風險。

解說：由921地震及近期的0206美濃地震、花蓮地震之產生重大人員傷亡之中高樓層建築物震害調查顯示，中高樓層RC建築物因商業用途及使用機能所需除有軟弱底層之結構弱點外，其結構另有傳力路徑不良、平面不規則效應過大及非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌。造成此一現象有其背景因素，由於都會區公共空間不足，政府獎勵建築物之低樓層為開放空間供公眾使用，因此結構及非結構牆量較少，加上國內都會區土地整體規劃不很完善造成建物基地面積較不方正，及建築採光設計、民情等因素易造成有極不規則平立面之建築物。早期此些既有建物之設計於設計時常未將非結構牆與建物偏心扭矩效應納入計算考量，則易有因非結構牆造成軟弱層或不規則平面情況發生。地震時損害過分集中於軟弱層或建物平面上某部位，結構整體無法均勻發揮應有之韌性，使建築物耐震能力降低。

然而，建築物若非單一產權或住商混合使用，不易達成共識完成

整體耐震補強作業以符合標準，且營建署「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」規定建築物同屬一所有權人或使用人才需申報公共安全檢查，為避免此一情況阻礙供公眾使用部分所有權人於提升建築物耐震能力之作業，在其產權範圍內應允許其進行排除軟弱層與不規則性之補強，提升其所有部分乃至於建築物整體之耐震能力，以大幅降低集中式破壞導致建築物在地震下發生崩塌的機率。排除軟弱層與不規則性補強之定義為目標樓層以下之各樓層補強後滿足依規定計算之剛重比與偏心率指標皆為1.0，以滿足排除軟弱層與不規則性之要求，計算時需考慮構材破壞順序之強度與對應之割線勁度，及須計及非結構牆所提供之強度與勁度。

第三節 日本補強促進策略與建議

一、日本與國內現有之補強促進策略

日本於1995年阪神大地震發生後，隨即於當年12月25日公告施行建築物耐震改修促進法(建築物の耐震改修の促進に関する法律，平成7年)，除2006年1月公告修訂版本外，並考量東日本大地震後之相關經驗，於2013年11月25日再次公告修訂版本。為了更有效率地執行建築物耐震評估與補強，日本各區亦頒布適合該區的耐震改修促進計畫，其在建築物分類以一般規模、特殊指定規模及需確認緊急安全 大規模建築物三類，及對緊急救援道路旁建築物若符合特定條件者必須進行耐震評估，並決定是否需要進行補強。其在建築物耐震能力提昇執行上是以自助、共助、公助為原則。

國內由於早期興建之建築物恐已無法滿足現行之耐震設計標準，行政院即於民國89年核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，針對民國86年5月前設計興建之公有建築物進行耐震能力評估及補強；再於民國101年底，將住宅結構安全（耐震評估）列入「住宅法

」授權訂定之「住宅性能評估實施辦法」中，並依震災災害防救業務計畫所載，於民國104年7月起推動「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」，針對民國86年5月前取得建造執照之合法住宅辦理耐震初步評估與耐震詳細評估。民國105年2月，發生在南台灣之地震造成台南維冠大樓倒塌，引起國人同胞對於建築結構安全之重視，行政院即提出「安家固園」、「老屋健檢」之政策。內政部營建署並於107年2月將耐震能力評估檢查納入「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」內，規定88年12月以前領得建造執照，供建築物使用類組A-1、A-2、B-2、B-4、D-1、D-3、D-4、F-1、F-2、F-3、F-4、H-1組使用之樓地板面積累計達一千平方公尺以上之建築物，且該建築物同屬一所有權人或使用人之建物需應辦理耐震能力評估檢查。

二、既有建築物耐震補強促進條例

雖然國內已有「建築物實施耐震能力評估及補強方案」、「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」及「都市危險及老舊建築物加速重建條例」之容積率獎勵及稅金減免，但若要使現行之「建築物實施耐震能力評估及補強方案」能由公有建築物推廣到供公眾使用或一般私有建築物之程度，則應該以日本之自助、共助、公助原則，在適當獎勵措施下推動基本法之制定，推動制定如日本之「既有建築物耐震補強促進條例」相關法案，使建築物耐震能力評估與補強作業有基本依據，故本研究彙整日本「建築物の耐震改修の促進に関する法律」及參考建研所95年完成之「既有建築物耐震能力評估及補強促進條例」，依國內情況與規範適當提出部份修改後建議以下條文，其包括了獎勵等優惠措施來鼓勵供公眾使用或一般私有建築物(本條例不包含公有建築物)進行補強之意願，詳如附錄二之說明。

第九章 結論與建議

第一節 結論

本研究藉由彙集研讀國內外常見建物耐震評估與補強技術報告、國內補強施工案例資料、國內震害主因調查成果，及文獻及實驗成果加以評估，對具軟弱底層中高樓層RC建物現況與特性篩選整理合適之評估方法與提供系統補強工法供參考。並進行國內「既有建築物耐震評估及補強促進條例草案」及日本「促進建築物耐震改修法律」之相關比較，讓後續能持續探討提高中高樓層RC建物民眾改善居家耐震安全意願之可能策略。在評估技術方面，參考日本耐震評估方法及配合國內混凝土規範之強度計算方式，針對具軟弱底層中高樓層RC建物提出適時之耐震評估方法，並以示範例說明此方法之操作計算方式，由所選擇之示範例評估結果顯示，本研究所提之評估方法確實能反應出建物底層軟弱及平立面不規則之特性，以為補強策略選擇上之重要依據。

另研究中針對國內中高樓層RC建物常見底層軟弱及平立面不規則效應特性，提供系統補強工法等較為簡易、無須整體補強之階段性耐震補強的適用工法供參考，於補強示範例中採用常用之增設剪力牆工法，以改善底層軟弱及平面不規則弱點為補強方向進行底部樓層之補強，補強後結果確實能在有限之經費下來大幅提昇建物耐震能力，故知本研究所提之偏心率與剛重比兩形狀指標除可定量反應結構之底層軟弱及平立面不規則弱點外，亦可為階段性、防倒塌補強策略於補強效率之評定使用。考量建物結構週期依計算方式不同之差異會造成中高樓建物於地震需求上之可觀差異，故收集具軟弱底層RC建物範例與相關文獻，推估建物結構開裂損壞後之結構週期計算方式，提出有效週期計算方式建議。

第二節 建議

一、建議一：

(一)中長期建議

1. RC樓房施工缺失之一為地下一樓柱頭鋼筋偏離，常於地上一樓柱底彎折修正，且整柱鋼筋同側彎折，此缺失對建築之耐震能力折減不可不加探討，需列將來進一步研究之要項。
2. 可研究鋼筋彎折探測或地面上下層柱位掃描測量定位軟體 開發研究。

(二)主辦機關：內政部建築研究所

(三)協辦機關：內政部營建署、各技師公會

二、建議二

(一)立即可行建議：

根據本研究所提耐震評估方法，另案研究撰寫自動化輔助程式，供實務設計工程師使用以減少作業量及提高正確率。

(二)主辦機關：內政部建築研究所

(三)協辦機關：內政部營建署

本研究所提之耐震評估方法對於複雜結構系統或牆體繁多結構，實務設計工程師使用時可能需所多較繁瑣計算及誤算情況，故建議可另案發展輔助程式來可快速計算梁、柱與牆等之強度與剛度，及計算偏心率、剛重比等形狀指標，減少使用者工作量。

三、建議三

(一)立即可行建議：

蒐集更多之實際建物範例，以本研究所建議之評估方法與補強建議方案，另案研究彙編成一系列評估與補強示範例集，供實務設計工程師參考使用。

(二)主辦機關：內政部建築研究所

(三)協辦機關：內政部營建署

日本於耐震評估與補強上已有許多彙集成冊之評估與補強示範例，建議本研究後續可加以比照，以實務工程師來主導彙編評估與補強示範例集，可更詳盡的介紹耐震評估與補強計算之過程，對不同複雜結構提供建議補強方案供參考，及對評估補強方法有疑義處及適用性提出說明，有助於工程師實務工程之應用。

參考書目

- [1-1] 國家地震工程研究中心，校舍結構耐震評估與補強技術手冊，2014年。
- [1-2] 中華民國地震工程學會，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說與解說」，2015年。
- [1-3] 內政部建築研究所，鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬，2016。
- [1-4] 內政部建築研究所，低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究，2006。
- [1-5] 內政部建研所，「九二一震後建築物修復補強技術彙編及探討」，2002年。
- [1-6] 日本建築防災協會，「促進建築物耐震改修法律」，1995。
- [1-7] 日本建築防災協會，既存RC造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解說，2017。
- [1-8] 日本建築防災協會，既存RC造建築物の耐震改修事例集，2014。
- [1-9] 內政部建築研究所，建築耐震評估補強促進法規與推動策略之研究，2017。
- [1-10] 日本國土交通省網站，2018。
- [1-11] 東京都建築士事務所協會發行之耐震診斷實務手冊，2018。
- [1-12] 日本國土交通省網站，2018。
- [1-13] 東京都建築士事務所協會發行之耐震診斷實務手冊，2018。
- [2-1] 台東區都市づくり部建築課，台東區耐震改修促進計畫，2016。
- [2-2] 謝志誠，既有合法建築物耐震評估與補強促進條例(草案)總說明，2016。

- [2-3] 行政院全球資訊網，2018。
- [3-1] 日本建築防災協會，既存RC造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解說，2017。
- [3-2] 中國土木水利工程學會，土木401「混凝土工程設計規範與解說」，2011。
- [3-3] 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.
- [3-4] 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.
- [3-5] Applied Technology Council (ATC-40), 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," California Seismic Safety Commission, CA, USA.
- [3-6] 蔡益超、吳宣欣，1998-2000，「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強之理論分析(I)-(III)」，國家地震工程研究中心。
- [3-7] 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)，2004。
- [3-8] 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(1-3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2000-2002。
- [3-9] 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。

- [3-10] 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。
- [3-11] 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。
- [3-12] 有豐、陳振瑋，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。
- [3-13] 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(I-II)，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-03-046)，2002-2003。
- [3-14] W.I. Liao， 2017， Seismic Performance of Two Story RC Frames with infill walls， International Journal of Engineering Science and Innovative Technology， 6(2)， 41-49.
- [3-15] 廖文義、莫詒隆、Jianxia Zhong、羅俊雄，2006，"鋼筋混凝土剪力牆之耐震試驗與模擬研究"，第八屆結構工程研討會，9月1-3日，南投日月潭。
- [3-16] Jianxia Zhong， Y. L. Mo， and W. I. Liao， 2009， "Reversed Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls with Diagonal Steel Grids"， ACI Special Publications (SP265-3)： Thomas T.C. Hsu Symposium on Shear and Torsion in Concrete Structures， pp. 27-41.
- [3-17] 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。
- [3-18] 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。

- [4-1] 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準與解説，2017。
- [4-2] 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解説，2011。
- [4-3] 內政部建築研究所，鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究案，2014。
- [4-4] 國家地震工程研究中心，建築物耐震評估與補強技術講習會論文集，2016年。
- [5-1] 王科欣，「首都名園初評報告書」，2016。
- [7-1] 魏曾吉弘，世界主要國家建築物設計地震力探討與鋼筋混凝土剪力牆結構基本振動週期研究，中央大學碩士論文，2015。
- [7-2] Standards New Zealand， 2002， Structure Design Actions . Standards New Zealand， New Zealand， Wellington。
- [7-3] 日本國土交通省，2007，「建築基準法施行令」。
- [7-4] 葉祥海、呂良正、楊永斌，2000，以微震量測探討鋼筋混凝土構造建築物之基本振動周期，內政部建築研究所。
- [7-5] 鄭繁、黃守本，1999，鋼筋混凝土結構之地震反應及周期公式研究，結構工程，14(1)，41-57。
- [7-6] 姚昭智、邱瑜燕、許茂雄，2001，RC 結構物基本振動週期之分析，結構工程，16(1)，3-12。
- [7-7] 林其璋，2001，應用地震記錄之建築物模態參數識別與耐震設計規範探討，中央氣象局 MOTC-CWB-90-E-10_9010 研究報告。

附錄一 示範例(一)、(二)底層各構材之側向強度與容 量韌性容量

第五章示範例(一)底層X向各構材之側向強度與容量韌性容量：

ID	N(tf)	Vn1	Vn2	Vn3	Mnx	ho	2Mn/ho	Ra	Qn	S01	S03
C1	518	153.1	192.5	166.0	250.4	5.00	100.2	3.5	100.2	70.1	100.2
C2	541	122.8	148.0	122.6	225.3	5.00	90.1	3.5	90.1	63.1	90.1
C3	367	113.1	138.2	112.8	225.4	5.00	90.2	3.5	90.2	63.1	90.2
C4	406	127.8	159.3	133.9	220.9	5.00	88.4	3.5	88.4	61.9	88.4
C5	476	131.8	163.2	137.8	223.0	5.00	89.2	3.5	89.2	62.4	89.2
C6	850	230.7	282.6	236.0	471.8	5.00	188.7	3.5	188.7	132.1	188.7
C7	807	235.5	289.0	240.9	632.7	5.00	253.1	1.5	235.5	235.5	70.6
C8	337	124.0	155.4	130.0	217.3	5.00	86.9	3.5	86.9	60.8	86.9
C9	476	131.8	163.2	137.8	223.0	5.00	89.2	3.5	89.2	62.4	89.2
C10	664	226.9	280.5	232.4	623.2	5.00	249.3	1.5	226.9	226.9	68.1
C11	381	204.9	263.2	224.0	544.4	5.00	217.8	1.5	204.9	204.9	61.5
C12	410	128.1	159.5	134.1	221.0	5.00	88.4	3.5	88.4	61.9	88.4
C13	131	112.5	143.9	118.5	250.2	5.00	100.1	3.5	100.1	70.1	100.1
C14	356	137.6	175.3	149.9	270.2	5.00	108.1	3.5	108.1	75.7	108.1
C15	621	197.6	242.5	198.9	372.3	5.00	148.9	3.5	148.9	104.2	148.9
C16	458	143.3	181.0	155.6	273.9	5.00	109.6	3.5	109.6	76.7	109.6
C17	225	130.3	168.0	142.6	260.3	5.00	104.1	3.5	104.1	72.9	104.1
C18	361	137.9	175.6	150.2	271.0	5.00	108.4	3.5	108.4	75.9	108.4
C19	345	137.0	174.7	149.3	270.0	5.00	108.0	3.5	108.0	75.6	108.0
C20	295	125.1	159.7	136.4	296.9	5.00	118.8	3.5	118.8	83.1	118.8
C21	348	143.2	182.6	156.1	341.1	5.00	136.4	3.5	136.4	95.5	136.4
C22	148	126.0	163.7	138.3	219.9	5.00	88.0	3.5	88.0	61.6	88.0
W1	123							1.5	75	75.0	37.5
W2	315							1.5	222	222.0	111.0
表中S ₀₁ 代表依(3.3a)計算之構材的計算強度，S ₀₃ 代表依(3.3c)計算之構材的計算強度。										2393.4	2390.3
									Fu=	1.5	3.5
									S ₀ =	0.360	0.840
									EPA=	0.186	0.432

第五章示範例(一)底層Y向各構材之側向強度與容量韌性容量：

ID	N(tf)	Vn1	Vn2	Vn3	Mny	ho	2Mn/ho	Ra	Qn	S1	S3
C1	518	144.5	174.4	144.2	176.3	5.00	70.5	3.5	70.5	49.4	70.5
C2	541	154.5	193.8	167.3	366.8	5.00	146.7	3.5	146.7	102.7	146.7
C3	367	144.3	183.7	157.2	360.0	5.00	144.0	3.5	144.0	100.8	144.0
C4	406	146.6	185.9	159.4	338.3	5.00	135.3	3.5	135.3	94.7	135.3
C5	476	150.7	190.0	163.5	340.7	5.00	136.3	3.5	136.3	95.4	136.3
C6	850	238.0	291.6	243.5	635.1	5.00	254.0	1.5	238.0	238.0	71.4
C7	807	228.2	280.1	233.5	469.1	5.00	187.6	3.5	187.6	131.3	187.6
C8	337	142.6	181.9	155.4	331.8	5.00	132.7	3.5	132.7	92.9	132.7
C9	476	150.7	190.0	163.5	340.7	5.00	136.3	3.5	136.3	95.4	136.3
C10	664	219.9	271.8	225.2	456.0	5.00	182.4	3.5	182.4	127.7	182.4
C11	381	157.8	195.5	158.8	249.0	5.00	99.6	3.5	99.6	69.7	99.6
C12	410	146.8	186.2	159.7	338.6	5.00	135.4	3.5	135.4	94.8	135.4
C13	131	130.5	169.9	143.4	350.7	5.00	140.3	1.5	130.5	130.5	39.2
C14	356	143.7	183.0	156.5	391.8	5.00	156.7	1.5	143.7	143.7	43.1
C15	621	230.2	288.5	242.7	654.1	5.00	261.6	1.5	230.2	230.2	69.1
C16	458	149.6	189.0	162.5	395.7	5.00	158.3	1.5	149.6	149.6	44.9
C17	225	136.0	175.4	148.9	381.1	5.00	152.4	1.5	136.0	136.0	40.8
C18	361	144.0	183.3	156.8	392.1	5.00	156.8	1.5	144.0	144.0	43.2
C19	345	143.0	182.4	155.9	391.4	5.00	156.6	1.5	143.0	143.0	42.9
C20	295	129.5	167.2	144.6	229.6	5.00	91.8	3.5	91.8	64.3	91.8
C21	348	137.2	174.9	149.5	239.6	5.00	95.8	3.5	95.8	67.1	95.8
C22	148	131.5	170.9	144.4	321.1	5.00	128.4	3.5	128.4	89.9	128.4
W1	242							1.5	182	182.0	91.0
W2	265							1.5	182	182.0	91.0
										2955.2	2399.6
									Fu=	1.5	3.5
									S ₀ =	0.442	0.838
									EPA=	0.228	0.431

第五章示範例(二)底層X向各構材之側向強度與容量韌性容量：

ID	N(tf)	Vn1	Vn2	Vn3	Mnx	ho	2Mn/ho	Ra	Qn	S01	S03
C1	263	109.3	149.5	117.5	325.5	5.4	121.7	1.5	109.3	109.3	32.8
C2	263	122.8	176.4	144.3	409.6	5.4	153.1	1.5	122.8	122.8	36.8
C3	263	122.8	176.4	144.3	409.6	5.4	153.1	1.5	122.8	122.8	36.8
C4	263	109.3	149.5	117.5	325.5	5.4	121.7	1.5	109.3	109.3	32.8
C5	437	119.7	159.9	127.8	343.2	5.4	128.3	1.5	119.7	119.7	35.9
C6	570	141.1	194.7	162.6	370.3	5.4	138.4	3.5	138.4	96.9	138.4
C7	399	130.9	184.5	152.4	319.0	5.4	119.2	3.5	119.2	83.5	119.2
C8	570	141.1	194.7	162.6	370.3	5.4	138.4	3.5	138.4	96.9	138.4
C9	437	119.7	159.9	127.8	343.2	5.4	128.3	1.5	119.7	119.7	35.9
C10	305	125.3	178.9	146.8	352.9	5.4	131.9	1.5	125.3	125.3	37.6
C11	605	143.2	196.9	164.8	405.7	5.4	151.7	1.5	143.2	143.2	43.0
C12	605	143.2	196.9	164.8	405.7	5.4	151.7	1.5	143.2	143.2	43.0
C13	305	125.3	178.9	146.8	352.9	5.4	131.9	1.5	125.3	125.3	37.6
C14	357	128.4	182.0	149.9	357.9	5.4	133.8	1.5	128.4	128.4	38.5
C15	817	155.9	209.5	177.4	393.7	5.4	147.2	3.5	147.2	103.0	147.2
C16	817	155.9	209.5	177.4	393.7	5.4	147.2	3.5	147.2	103.0	147.2
C17	357	128.4	182.0	149.9	357.9	5.4	133.8	1.5	128.4	128.4	38.5
C18	434	119.5	159.7	127.7	343.0	5.4	128.2	1.5	119.5	119.5	35.9
C19	607	143.3	196.9	164.8	370.8	5.4	138.6	3.5	138.6	97.0	138.6
C20	519	138.0	191.6	159.6	327.5	5.4	122.4	3.5	122.4	85.7	122.4
C21	607	143.3	196.9	164.8	370.8	5.4	138.6	3.5	138.6	97.0	138.6
C22	434	119.5	159.7	127.7	343.0	5.4	128.2	1.5	119.5	119.5	35.9
C23	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C24	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C25	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C26	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
W1	77							1.5	91.1	91.1	45.6
W2	21							1.5	91.1	91.1	45.6
表中S ₀₁ 代表依(3.3a)計算之構材的計算強度，S ₀₃ 代表依(3.3c)計算之構材的計算強度。										3106.1	1829.4
									Fu=	1.500	3.500
									S ₀ =	0.417	0.574
									EPA=	0.090	0.124

第五章示範例(二)底層Y向各構材之側向強度與容量韌性容量：

ID	N(tf)	Vn1	Vn2	Vn3	Mny	ho	2Mn/ho	Ra	Qn	S1	S3
C1	263	109.3	149.5	117.5	325.5	5.4	121.7	1.5	109.3	109.3	32.8
C2	263	122.8	176.4	144.3	397.4	5.4	148.6	1.5	122.8	122.8	36.8
C3	263	122.8	176.4	144.3	397.4	5.4	148.6	1.5	122.8	122.8	36.8
C4	263	109.3	149.5	117.5	325.5	5.4	121.7	1.5	109.3	109.3	32.8
C5	437	119.7	159.9	127.8	343.2	5.4	128.3	1.5	119.7	119.7	35.9
C6	570	141.1	194.7	162.6	370.3	5.4	138.4	3.5	138.4	96.9	138.4
C7	399	130.9	184.5	152.4	319.0	5.4	119.2	3.5	119.2	83.5	119.2
C8	570	141.1	194.7	162.6	370.3	5.4	138.4	3.5	138.4	96.9	138.4
C9	437	119.7	159.9	127.8	343.2	5.4	128.3	1.5	119.7	119.7	35.9
C10	305	125.3	178.9	146.8	352.9	5.4	131.9	1.5	125.3	125.3	37.6
C11	605	143.2	196.9	164.8	404.4	5.4	151.2	1.5	143.2	143.2	43.0
C12	605	143.2	196.9	164.8	404.4	5.4	151.2	1.5	143.2	143.2	43.0
C13	305	125.3	178.9	146.8	352.9	5.4	131.9	1.5	125.3	125.3	37.6
C14	357	128.4	182.0	149.9	357.9	5.4	133.8	1.5	128.4	128.4	38.5
C15	817	155.9	209.5	177.4	393.7	5.4	147.2	3.5	147.2	103.0	147.2
C16	817	155.9	209.5	177.4	393.7	5.4	147.2	3.5	147.2	103.0	147.2
C17	357	128.4	182.0	149.9	357.9	5.4	133.8	1.5	128.4	128.4	38.5
C18	434	119.5	159.7	127.7	343.0	5.4	128.2	1.5	119.5	119.5	35.9
C19	607	143.3	196.9	164.8	370.8	5.4	138.6	3.5	138.6	97.0	138.6
C20	519	138.0	191.6	159.6	327.5	5.4	122.4	3.5	122.4	85.7	122.4
C21	607	143.3	196.9	164.8	370.8	5.4	138.6	3.5	138.6	97.0	138.6
C22	434	119.5	159.7	127.7	343.0	5.4	128.2	1.5	119.5	119.5	35.9
C23	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C24	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C25	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
C26	208	106.1	146.3	114.2	317.6	5.4	118.7	1.5	106.1	106.1	31.8
W1	77							1.5	91.1	91.1	45.6
W2	21							1.5	91.1	91.1	45.6
										3106.1	1829.4
									Fu=	1.500	3.500
									S ₀ =	0.417	0.574
									EPA=	0.090	0.124

附錄二 既有建築物耐震補強促進條例(草案)

第一章 總則

第一條 為保障國民生命財產，提高既有建築物之耐震能力以增進公共安全，特制定本條例。本條例未規定者，適用其他相關法律之規定。

第二條 本條例之主管機關，在中央為內政部，在直轄市為直轄市政府，在縣（市）為縣（市）政府；在建築法第三條規定地區之特設管理機關為經內政部核定得為主管建築機關者。

第三條 本條例所稱之耐震補強，包括構材補強、以及為改善既有建築物耐震安全所必要之建築物改建、修建或其他相關之建築行為。

第四條 為促進建築物之耐震能力評估及耐震補強，建築物耐震能力初步評估、耐震能力詳細評估、建築物耐震補強設計及施工相關技術手冊，由中央主管機關另定之。

第五條 本條例適用對象為都市計畫範圍內非經目的事業主管機關指定具有歷史、文化、藝術及紀念價值，並於中華民國八十八年十二月三十一日以前領得建造執照及符合下列各款之一之合法建築物：

一、第一類建築物：地震災害發生後，必須保有機能之重要建築物，因地震而倒塌後會影響救援道路通行或多數人避難之建築物。

(一)屬防救災任務機關或公立醫院，而於地震災害發生後，必須保有機能之重要建築物。

(二)經主管機關認定之因地震倒塌後會影響救援道路通行或多數人避難之建築物。

二、第二類建築物：供建築物使用類組A-1、A-2、B-2、B-4、D-1、D-3、D-4、F-1、F-2、F-3、F-4、H-1組使用之樓地板面積累計達一千平方公尺以上之建築物，且該建築物同屬一所有權人或使用人。

三、第三類建築物：經當地主管建築機關依法認定耐震能力具潛在危險疑慮之建築物。

第六條 針對第一類建築物，主管機關應監督建築物之所有權人於主管機關規定之期限內完成建築物耐震補強或提出判定建築物不須進行耐震補強之耐震評估結果。針對第二類建築物，主管機關應監督建築物之所有權人於主管機關規定之期限內提出有關該建築物耐震能力評估報告，主管機關對於耐震能力不合格之建築物得輔導所有權人進行耐震補強及給予補貼。針對第三類建築物，主管機關得獎勵及補貼所有權人進行建築物耐震能力評估或耐震補強。

第二章 耐震能力評估與合格基準

第七條 建築物耐震能力評估得委由依法登記開業之建築師、相關專業技師辦理，或委託相關專業公會交由建築師、相關專業技師辦理，或委託相關學術團體辦理。

第八條 各類建築物之耐震能力評估與補強之合格基準，應由主管機關參考耐震設計規範第八章決定之。

第九條 第一類建築物之耐震能力評估結果應接受主管機關指定

之方式辦理審查。

第十條 建築物之耐震能力經評估為不須進行耐震補強且接受主管機關指定方式審查通過者，可依審查報告書向主管機關申請於建築物使用執照加註足以表達建築物現有耐震能力之相關圖記。

第十一條 主管機關對於各類建築物之耐震評估成果應建立資料庫，並得委由學術機構或公會整理並公佈第一、第二類建築物之耐震能力。

第三章 耐震補強設計

第十二條 耐震補強設計應委由依法登記開業之建築師或相關專業技師執行。

第十三條 第一類建築物耐震補強設計應依主管機關指定之方式辦理審查，審查通過後復經主管機關核可後方可施工。

第十四條 非第一類建築物耐震補強亦可向主管機關登記列管，經相關審查及查驗合格且符合消防設備或相關建築法令規定者，主管機關應於建築物使用執照加註足以表達補強後建築物耐震能力之相關圖記。

第十五條 耐震評估與補強設計之審查，得自組審議委員會或委託相關公會或學術團體機關協助技術方面之審查。

第十六條 耐震補強設計之內容有更改防火避難設施或消防設備等事項，相關審查作業之文件必須依相關法令辦理，並經核准後始可實施。

第十七條 耐震補強若涉及建造行為，應併申請建造執照、變更使用

執照或室內裝修許可審核。若建築物補強後與現行建築法規、消防法規或都市計畫法規不符，得經主管機關另定審議辦法可酌予放寬。

第四章 耐震補強施工

第十八條 耐震補強施工應由依法設立之營造業辦理，耐震補強施工之監造應委由依法登記開業之建築師或相關專業技師執行。

第十九條 經核准之既有建築物耐震補強工程圖說，在施工過程中有關工地安全措施、工地環境、機具使用、墜落物防止、公害防止、公物損壞等必須符合相關建築法令之規定。

第二十條 經核准之既有建築物耐震補強工程圖說，如有辦理變更之必要時需依相關規定辦理核准。

第二十一條 除一般規定之監造程序外，主管機關得視工程規模或與防、救災業務相關來獨立指聘一個以上之特別監造人，來執行特別監造工作。

特別監造人須為有資格執行該項施工作業之專業技師。特別監造費用由主管機關視工程規模規定並負擔之。

第二十二條 耐震補強工程於竣工後，起造人應備具竣工圖及相關文件，向主管機關申請竣工查驗，經查驗合格且符合消防設備或相關建築法令規定者，主管機關應於建築物使用執照加註足以表達補強後建築物耐震能力之相關圖記。

第五章 獎勵

第二十三條 為推動建築物耐震評估與補強，地方政府對轄區內之既有

建築物，應配合地震防災相關研究及耐震補強實施計畫，且針對公有建築物，編列預算分年實施。

第二十四條 為鼓勵建築物之所有權人，實施既有建築物耐震能力評估及補強，對於接受主管機關輔導進行耐震補強之各類建築物，政府應就民眾預防災害之建築物耐震補強，予以獎勵或資金補貼。

第二類建築物：應就建築物耐震補強所需資金予以低利貸款及利息補貼，補助其耐震補強設計監造費用，及5年免徵地價稅及房屋稅。

第三類建築物：應就建築物耐震補強所需資金予以低利貸款及利息補貼，補助其耐震評估費用與補強設計監造費用，及10年免徵地價稅及房屋稅。

前項貸款金額、補貼額度、補助金額及作業辦法，由中央主管機關訂之。

第二十五條 為鼓勵建築物之所有權人，實施既有建築物耐震能力評估及補強，耐震補強設計之內容有更改建築容積或建蔽率等事項而不符合原有建築容積或建蔽率規定，其建築容積或建蔽率得酌予放寬，其標準由主管機關定之。但建蔽率之放寬以住宅基地為限，且不得超過原建蔽率。

第六章 罰則

第二十六條 主管機關對於違反本條例規定之建築物所有權人應限期改正，逾期仍未改正者，得連續處以罰鍰，至其改正為止，主管機關得依其情節酌量予以裁罰。

第七章 附則

第二十七條 中央主管機關應成立既有建築物耐震能力評估及補強推動委員會，負責辦理補強技術研究及推廣補強建築物耐震能力認證標章制度。

直轄市、縣（市）政府應組成既有建築物耐震能力評估及補強爭議協調委員會，辦理爭議申請案件。

第二十八條 特種建築物得經行政院之許可，不適用本條例全部或一部之規定。

附錄三 期中審查意見與回應

內政部建築研究所107年度「既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬」協同研究計畫

評選委員發單及回應一覽表

委員名單	審查意見	研究團隊回應
鄭主任秘書元良	本案預期成果其中一項，「提供既有中高樓層建築物結構防止倒塌之耐震補強法規草案」，國震中心與營建署之研究或許有相關資料可引用，或再自行蒐集資料，仍請研究團隊針對耐震補強法規提供草案內容。	有關耐震補強法規部份，將再蒐集資料，並於期末補充相關法規草案。
陳組長建忠	1. 本案為協調國震中心專家所提課題，國震中心於去年迄今進行階段性補強，惟未邀請本所或人員參加相關討論，無從了解其論述，請進一步掌握其階段性之應用意義、種類，以便務實規劃及研究。 2. 108年起國震中心邀請本所進行階段性補強研究，但課題及內容與該中心所接研究似有類似或重複情形。造成是否納入本所未來4年科技計畫的不確定性，請研究團隊協助檢視規劃，避免研究課題重複。 3. 目前似乎將耐震補強，以結構評估決定是否通過，本案所蒐集的做法為何？是否宜有補強設計分析之方法較妥，是否有此種方法，請於後續研究呈現之。 4. 未來3場說明會之舉辦，應	1. 謝謝委員意見，將進行國震中心進行階段性補強方面之了解，以掌握其階段性之定義、種類與做法，以為本報告研究之修改方向。 2. 將進行國震中心研究課題於階段性補強部份之了解，以避免重覆性及為本報告研究重點之調整參考。 3. 目前國內外不論使用FEMA，建研所SERC B 或國震TEASPA都是將耐震補強設計過之結構再次分析，以判斷結構是否具足夠之耐震能力，本研究仍延用此方式，

	有明顯課題，敘述本案研究範圍及分享成果。	因為現有補強前後都是以非線性側推分析來確認耐震能力，對於非線性分析很難也不實際的如新建結構有一設計方法。本研究所提之以改善偏心率與剛重比策略只能比較有效有系統的達到補強目的，但還是建議以非線性分析側推分析來確認耐震能力。 4. 未來3場說明會之舉辦，相關主要課題如下： (1). 「既有建築物耐震評估及補強促進條例草案」及日本「促進建築物耐震改修法律」之比較討論。 (2). 具軟弱底層中高樓層 RC 建物之簡易耐震評估方法、建物地震倒塌評估方法與補強設計策略。 (3). 國內中高樓層鋼筋混凝土建築物常見底層軟弱之防倒塌階段性耐震補強適用工法。 (4). 中高樓層 RC 建物耐震評估與補強設計示範例報告。
--	-----------------------------	--

陳技師正平	1. 建議納入一樓橫隔板的評估。 2. 建議加註剪力牆需有足夠的量及對稱配置較可行。 3. 建物位於地下室之一側建議扣分。	1. 在形狀指標部份已經有考慮剛性樓版之影響項目，期末會針對一樓橫隔板之判斷方式提供較具體方式。 2. 後續研究會針對剪力牆配置之對稱與均勻性提供原則性規定。 3. 對於建物上部結構一端位於地室外牆，一端位於地下室內結構建議視為僅有部份地下室情況。
楊建築師勝德	是否可融入PSERCB初評的步驟，如平面不規則、強度不足時，應如何處理等。可解決耐震能力不足問題，達到階段性補強之意義。	本研究重點在於偏心率與剛重比之計算，以提供階段性補強時之依據及解決軟弱層與不規則之結構弱點，建物基本耐震能力之計算建議可採用PSERCB或側推分析或本研究之方式。
蔡組長明儒	本中心擔任臺北市公辦都更推動之專責機構，對於貴所辦理之研究成果樂見其成，並期望未來成果也能提供本中心做為推動之參考。	謝謝委員意見與願意提供資訊。
黃教授然	請針對中高層建築物倒塌的評估方式與篩選補強原則加以敘述。	中高層建築房篩選原則建議仍依行政院「啟動加速耐震評估及補強作法」之方式，中高層建築房底層預房倒塌的評估方式本研究以剛重比項目評估，以解決軟弱層之結構弱點。

秦總經理賢治	本研究若需要日本相關研究的教授協助，願意提供引薦。	謝謝委員意見與願意提供資訊。
蔡理事長榮根	既有建築物底樓層補強後，是否會造成軟弱層上移至2樓以上的樓層，建議也加以評估研究，若因此造成軟弱層往上移，結構安全顧慮是否有警示標準。	謝謝委員意見，底層補強後確實可能會有弱層上移至2F以上樓層之可能，故後續研究會建議補強後應注意弱層上移可能性之評估，並對有結構安全顧慮者應提供說明。
廖理事長書賢	1. 建議補強法規之部分需釐清法律、行政規則及技術性規範之部分。 2. 階段性補強建議需有區別，建議可採緊急性性能提昇及全面性安全確保來區別，在技術上方能分別採初評或詳評來處理。	1. 謝謝委員意見，遵照辦理修正報告。 2. 謝謝委員意見，本研究之階段性補強為初評未過至重建整合過程階段之補強，比較屬於短期耐震性能提昇，全面性安全確保建議仍應採用詳細評估方式。

附錄四 期末審查意見與回應

內政部建築研究所所107年度「既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬」協同研究計畫

評選委員發單及回應一覽表

委員名單	審查意見	研究團隊回應
鄭主任秘書 元良	有關法規部分，是否主要能針對階段性補強這一部分之面向進行研擬？	本研究案收集完整之日本耐震改修促進法與東京都實務實行細節，及提出軟弱層建物的有效耐震評估方法與防倒塌補強策略，並對耐震規範第八章與耐震促進條例提出建議，研究內容對業界應有很好之助益，但所提之法規部分依諮詢會議與主持人所長建議暫以資料整理為主而將所提法規部份列為附錄，另階段性補強這一部分之面向本報告於耐震規範第八章之建議已有討論與提出方案。
陳組長建忠	1.P167.似乎是既有建築物耐震補強促進條例，本所之前已有數次研究，請說明本次研究價值何在？而本案應提供的是「既有中高樓層防止倒塌之耐震補強法規草案」請予補充，如是階段補強，則是在要拆之前的防倒塌，是否要以稅之減	1.本報告中所提之評估方法以偏心率及剛重比兩指標來判斷結構物之軟弱層與不規則性，此兩指標相當重要且確實能反應結

	免予以獎勵?此舉以為導致所有權人或使用人反對拆而致地震危險。 2.日本老舊建築物耐震性能資訊顯示提升已達8成，其是用何基準比較?相對於台灣應該是多?是否可在報告中顯示相關資訊?	構物之弱點，並於耐震規範第八章之建議部份已有討論與提出對應方法。另本研究收集完整之日本耐震改修促進法與東京都實行細節，及提出軟弱層建物的有效耐震評估方法與防倒塌補強策略，研究內容對業界應有很好之助益，但所提之法規部分依諮詢會議與主持人所長建議暫以日本與台灣資料整理為主而將所提法規部份暫列為附錄。 2.以東京都為例，日本老舊建築物耐震性能資訊皆以其網頁公告資訊為基準，其與台灣之比較為一很好之研究課題，但由於本研究計畫內容無此項目故建議可為所內未來之研究或資訊蒐集重點。
邱顧問昌平	1.對於第八章第一節階段性補強或局部補強部分，本研究建議修改於耐震設計規範條文	1.有關耐震設計規範條文之8.5節，係因目前耐震規範委員

	之8.5節，本人認為不宜，而係應回歸至建築物耐震能力之初評或詳評，定性評估與定量評估應完成到什麼數據。建議條文規範所言「因工程技術以外之因素而無法完成整體耐震補強作業」這一部分文字有太多解釋空間，不宜。 2.建議任何一訂規範之建築物A圖與S圖中應以文字註記何者為耐震結構構件不可以任意拆除，否則政府可令其立即停工或恢復原狀(須經專業審查)。 3.文字修改建議： (1)P71.剛重比n，不宜用(n)。 (2)P74.倒數第3行，由於「會」平均?；倒數第一行方法C(本研究未見)。 (3)P135.圖6-1中言填充RC牆英文是infiller wall，一般是shear panel，不是shear wall剪力牆，故右上圖中之新增端構材似畫蛇添足。 (4)P133.中第一節(三)之4，隔震是改善既有RC結構物耐震行為的有效方式(對否?)	會已通過第八章修訂案(營建署尚未通過)，其旨在建築物補強規劃如無法符合475年回歸期之規範，建議採用階段性補強。本研究僅針對在階段性補強評估時，建議能將結構偏心率、剛重比納入考量，以達補強之效益。 2.建議政府機關未來耐震規範修訂時，納入需考量之意見。 3. (1)依委員意見修正。 (2)本句意指在日本形狀指標剛重比(B法)之計算中，會平均層間變形角之倒數，如P60.式(4-14)所示。 有關日本形狀指標C法為2017年修訂所提出之方法，雖然並無包含在診斷基準內，但在其解說中有敘明。而此次日本2017年修訂中，以試用的基
--	--	---

		礎而提出，目的是進一步改善過去方法之問題，並根據分析來驗證其是可以合理地改善問題，預計將反應於未來診斷基準之修訂。故本研究僅以A、B法為主要探討對象。 (3) 謝謝委員建議，將於必要名稱新增對應英文以免誤解。 (4)建議更正為「隔震是改善既有RC結構物耐震行為的有效方式之一」。
巫委員垂晃	1.排除軟弱層所採用之形狀指標(平整性、剛重比……)，是否應與現有規範比較其差異性。 2.不動產交易、公安檢查採階段性補強如何訂定其安全性之合格標章。 3.耐震設計若涉及建造行為，應並申請執照，變更使用執照或室內裝修許可審核，請書名補強設計簽證之責任，建議請於報告書敘明。 4.本研究方法採弱柱強梁而詳細評估方法則採強柱弱梁，二者採用論述有極大差異，且不符合目前規範，請說明合理性	1.有關日本形狀指標與國內相關規範比較已臚列於報告書第四章第四節詳述。 2-3.本研究僅在提出階段性補強相關評估技術、方法及參考日本與台灣相關法令規範，初步探討補強法規之草案，後續相關法規審查與修訂，建議未來由相關政府單位進行探討與研擬，不宜納入本研究之

	。 5. 本研究方法与國震中心二者是否可作案例比較(目前二者均有示範例)。 6. 日本與台灣國情不同，階段性補強之建築物建議不公布。 7. 階段性補強給予補貼請慎重考慮其合理性，亦即考量政府容積獎勵(政策)較可接受。	範疇。 4. 目前政府機關(如內政部營建署、國震中心等)在有關結構極限層剪力之計算檢討時，均採計算垂直構材為基本假設(弱柱強梁)，其計算所得結果亦較為保守，如仍需進一步探討強柱弱梁之評估，在邏輯與保守度問題上較不妥適，建議不納入研究之範疇。 5. 目前本研究已於報告中提出2示範例，然囿於研究單位時間與人力有限，且非本研究範疇，建議案例比較可納入未來進一步研究工作。 6-7. 建議未來由相關政府單位進行探討與研擬容積獎勵或處罰，不宜納入本研究之範疇。
高教授健章	1. RC樓房施工缺失之一為地下一樓柱頭鋼筋偏離，常於地上一樓柱底彎折修正，且整柱鋼筋同側彎折，此缺失對建築之耐震能力折減不可不加探討，需列將來進一步研究之要項	1-2. 依委員意見，有關鋼筋彎折問題將納入未來進一步研究要項，並臚列於報告書之建議事項。對於過去老舊既存結構常有施

	。 2.可研究鋼筋彎折探測或地面上下層柱位掃描測量定位軟體開發研究。	工品質不佳及混凝土強度差的缺點，於報告中會強調現況調查之重要性及檢測費用增加之必要，才能確實調查出結構現況缺點，使工程師才能針對缺陷確實評估與補強。
秦總經理賢治	1.日本耐震思維自從經歷阪神大地震之後有相當大的改變。在之後日本311大地震、九州熊本地震、北海道地震雖接連發生，至今雖會產生土壤液化、雪崩或是一些木造、老舊鋼筋混凝土的建物損壞，但其他建物都沒有倒塌情形。因此，至今建築的基準仍不斷改進。 2.日本建築師清木茂老師所提，整修的建築物應了解混凝土中性化程度、壓縮強度、鋼筋狀況調查、地基及結構調查；而對新建建築物則應考量其耐震、制震及免震作為，將搖晃力道分散進而防止倒塌。 3.既有建築物通常會因為業主本身的方便而與建物本身的原有設計有所不同，因此對於建物本身的耐震能力有所影響，所以在進行補強之前，應對建物的設計圖之不同之處再詳加調查之後再行補強規劃。	1-3.感謝委員提供之建議，將作為後續擬訂建物階段性補強作法所需之思維與參考。本研究案已收集完整之日本耐震改修促進法與東京都實務實行細節，及提出軟弱層建物的有效耐震評估方法與防倒塌補強策略，研究內容對業界有很大之助益。

陳課長志銘	1. 第4及第5頁建築物耐震重建輔導試辦計畫草案進行階段性補強，建請修正為106年度安家固員計畫。 2. 本案的階段性補強簡易分析基本假設為適用於弱柱強梁與破壞於底層之建築物，建議舊建築物是否屬弱柱強梁之判斷方式，應有明確之判斷基準，以利設計人員利用。 3. 屬強柱弱梁之建築物可否進行階段性補強，倘仍可階段性補強，建議可與說明操作方式。 4. 第19頁針對86年5月11日前所設計興建之公有建築物進行耐震評估及補強，是否應為86年5月1日，請確認。 5. 採用階段性補強之補強成本與全面性補強所需之成本，建議可予以說明比較，以凸顯階段性補強之優點。 6. 本案之計算過程倘過於繁重，恐造成設計費用之增加，可規劃簡易分析地計算程式，提供設計人員使用。 7. 有關既有建築物耐震補強促進條例，建議條文： (1) 第一條政府協助民眾進行耐震評估與補強，係基於公共安全而非保障民眾財產，故建議不宜強調保障民眾財產。 (2) 第5條之文字與危老條例相近，危老條例係以重建為主之	1. 依委員建議修正。 2-3. 目前政府機關(如內政部營建署、國震中心等)在有關結構極限層剪力之計算檢討時，均採計算垂直構材為基本假設(弱柱強梁)，其計算所得結果亦較為保守，如仍需進一步探討強柱弱梁之評估，在邏輯與保守度問題上較不妥適，建議不納入研究之範疇。 4. 第19頁針對「86年5月11日前所設計興建之公有建築物進行耐震評估及補強」之日期為誤植，經確認修正為86年5月1日。 5. 囿於研究單位時間與人力有限，且非本研究範疇，建議案例比較可納入未來進一步研究工作。 6. 對於建築物結構耐震能力評估如僅採用簡易方法初步估算覺不妥適，且在計算結果可信度與工程師專業能力將
--------------	--	---

	規定，故未納內非都範圍，惟本案係推動耐震評估與補強，倘僅限定於都市計畫範圍是否妥適，宜請確認。 (3)第7、8條審查與補強標準之規定建議採授權另訂子法方式辦理，不宜明訂於母法中，避免日後修正之困難。 (4)第11條將第1、2類之耐震能力結果公布，恐引發爭議，建議不宜公開。 (5)第21條之特別監造由政府負責，恐造成政府負任過重，令造成權責劃分不清之問題，建議修正。 (6)第26條之罰則金額建議應予明定。 (7)建議宜說明辦理評估與補強之申請主體宜明確說明，避免誤解均為政府的責任。 (8)針對評估、補強人員之規定於條例中，建議僅進行概括之說明，執行細節可授權另訂子法方式辦理。 (9)建議依法制體例增加說明欄。 (10)第27條之耐震評估及補強爭議處理之問題為何，宜明確說明。 (11)推動私有建物評估及補強，依現有政府人力推動不易，建議可比照推動都市更新與社會住宅，成立行政法人之方式，協助政府與民間加速推動	易遭質疑，亦可能使工程師排斥簽證作業，故建議在評估時應有詳細定量之計算過程為宜。 7.有關法規修訂部分，因本研究僅在提出階段性補強相關評估技術、方法及參考日本與台灣相關法令規範，初步探討補強法規之草案，後續相關法規審查與修訂，建議未來由相關政府單位進行探討與研擬容積獎勵或處罰，不宜納入本研究之範疇。另本研究收集完整之日本耐震改修促進法與東京都實行細節，及提出軟弱層建物的有效耐震評估方法與防倒塌補強策略，研究內容對業界應有很好之助益，但所提之法規部分依諮詢會議與主持人所長建議暫以日本與台灣資料整理為主而將所提法規部份暫列為附錄。
--	---	--

	。	
楊教授詩弘	1. 工作量繁重，及法規彙整/制定與設計模擬，其成果值得肯定。 2. 案例量未來可增，作為研究基礎。	1. 感謝委員之肯定。 2. 本研究已提出2示範案例，囿於研究單位時間與人力有限，建議可納入未來進一步研究工作。
楊勝德	1. 階段性補強，可強調為中高樓層建築物之低層樓(一、二樓)，讓全民及專業技師了解、重視。 2. 階段性補強是否可利用PSERCB？。	1. 委員建議將納入報告書內容敘明。 2. 由於目前階段性補強研究工作由國震中心主導，PSERCB由台北科技大學進行研究，囿於權責問題，故建議不納入本研究之範疇。

附錄五 專家座談會開會通知單

受文者：內政部建築研究所

發文日期：中華民國107年8月15日

速別：普通件

附件：會議議程表

開會事由：召開107年「既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬」專家座談會議。

開會時間：107年8月21日（星期二）下午2時30分。

開會地點：內政部建築研究所簡報室（新北市新店區北新路3段200號13樓）。

主 持 人：王所長榮進、協同主持人廖教授文義

聯絡人及電話：王佳憲 0988-529020

出席者：蕭研究員輔沛、柴研究員駿甫、藍理事長朝卿、江理事長世雄、洪理事長啓德、婁理事長光銘、廖理事長書賢、張理事長錦峰、蔡技師榮根、汪教授向榮、陳組長建忠、陶主任其駿、李副研究員台光、周專案助理研究員楷峻。

列席者：邱教授建國、宋研究助理欣芳、王研究助理佳憲。

附錄六 北、中、南區說明會辦理情形

一、北區說明會

(一)時間：107年10月25日(四)

(二)地點：大坪林聯合開發大樓15樓-國際會議廳(計131人)

(三)活動照片：



建研所長官致詞與演講



演講情形

(資料來源：本研究製作)

二、中區說明會

(一)時間：107年11月15日(四)

(二)地點：中興大學化工系演講廳(計66人)

(三)活動照片：



報到與建研所長官致詞

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬



演講情形

(資料來源：本研究製作)

三、南區說明會

(一)時間：107年11月23日(五)

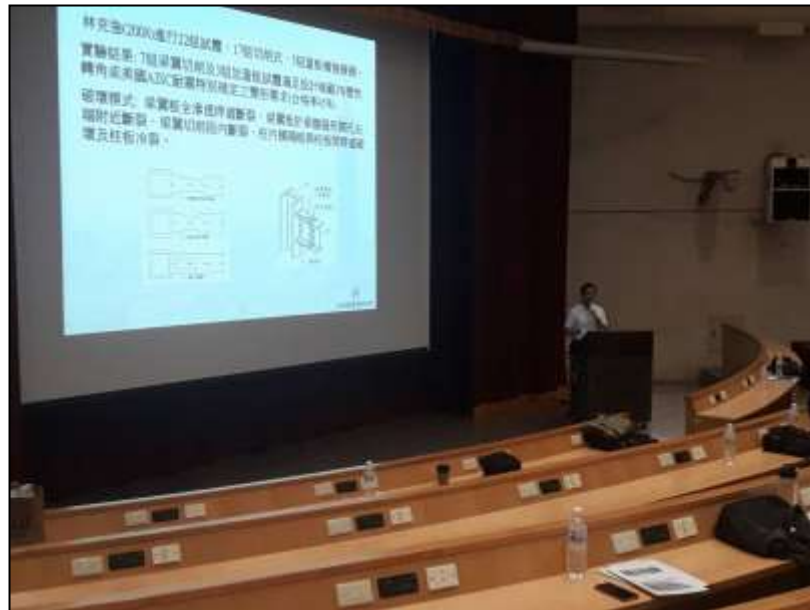
(二)地點：高雄大學工學院演講廳(計46人)

(三)活動照片：



報到與建研所長官致詞

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬



演講情形

(資料來源：本研究製作)

既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：王榮進、廖文義、邱建國、周楷峻、陳宜翔、李台光、宋欣芳
、王佳憲

出版年月：107年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-05-7502-6 (平裝)