

鋼筋混凝土建築物耐震能力評估平台 SERCB 補強模組之開發與建築物評 估補強案例編撰

研究主持人：林建宏

協同主持人：宋裕祺

研 究 員：蔡益超、賴明俊、林冠禎、
鄒本駒

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目錄

目錄.....	I
表目錄.....	VII
圖目錄.....	IX
摘要.....	XXIII
ABSTRACT.....	XXVII
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究目的.....	3
第三節 研究方法.....	4
第四節 文獻回顧.....	6
第二章 耐震補強施工法回顧.....	11
第一節 前言.....	11
第二節 鋼筋混凝土結構物耐震補強概念與目標.....	12
第三節 國內鋼筋混凝土耐震補強之發展.....	15
第四節 國內外補強案例探討.....	18
一、國內外補強案例資料蒐集與比較.....	18

二、國內補強個案分析	23
三、日本補強個案分析	28
第五節 鋼筋混凝土建築物常用耐震補強工法探討	36
一、柱構件補強	36
二、增設或加厚鋼筋混凝土牆	44
三、增設鋼筋混凝土翼牆	49
四、鋼斜撐構架補強	51
五、其它補強工法	54
第六節 小結	56
第三章 鋼筋混凝土構件非線性行為	57
第一節 前言	57
第二節 鋼與鋼筋混凝土材料組成律	58
一、鋼筋混凝土組成律	58
二、鋼筋組成律	68
第三節 柱構件非線性行為探討	72
一、撓曲行為	72
二、剪力行為	75
三、鋼筋混凝土柱破壞模式之判別	78
第四節 鋼筋混凝土牆非線性行為探討	79

一、軟化拉壓桿桁架模型之基本理論	79
二、矮牆基本力學原理(適用於 $h/d \leq 0.8$)	81
三、高牆基本力學原理(適用於 $h/d > 0.8$).....	94
第四章 構件包覆補強與翼牆補強之理論探討與 分析驗證	99
第一節 前言	99
第二節 鋼筋混凝土柱包覆補強之非線性行為探討	100
一、鋼板包覆圍束補強.....	100
二、RC 柱包覆圍束補強	101
三、RC 柱包覆強度補強	103
第三節 鋼筋混凝土柱包覆補強之分析驗證	105
一、鋼板包覆補強	105
二、鋼筋混凝土構架-柱鋼板包覆韌性補強	108
三、鋼筋混凝土包覆補強.....	112
四、鋼筋混凝土構架-RC 包覆強度補強	119
第四節 翼牆補強之非線性行為探討.....	124
第五節 翼牆補強之分析驗證.....	125
一、單柱-翼牆補強	125
二、鋼筋混凝土構架-翼牆補強	132
第五章 鋼斜撐構架補強理論分析與驗證.....	139

第一節 前言	139
第二節 內嵌式鋼斜撐構架之分析方法.....	140
一、環氧樹脂接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法	141
二、錨碇接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法.....	142
第三節 外部式鋼構架斜撐之分析方法.....	144
第四節 複合構材之非線性行為分析	145
第五節 建立鋼斜撐構件之軸力與變位關係	147
第六節 錨碇接合強度設計	149
第七節 外部式鋼構架補強之分析驗證.....	152
第六章 SERCBWIN 2012 補強分析模組之開發	155
第一節 SERCBWIN 2012 簡介.....	155
一、系統功能.....	155
二、系統架構.....	156
第二節 補強分析功能需求分析	159
第三節 補強分析功能設計與視窗化實作.....	162
一、補強分析功能類別圖	162
二、斷面編輯視窗實作	164
第七章 SERCBWIN 2012 耐震補強案例分析	169

第一節 校舍補強案例簡介.....	169
一、校舍簡介.....	169
二、材料參數.....	169
第二節 建築物耐震性能檢核標準	172
一、地震等級.....	172
二、結構容量曲線簡化原則	172
三、用途係數.....	173
四、耐震性能目標	173
五、耐震性能檢核	174
第三節 校舍補強前耐震能力評估	183
第四節 校舍補強後耐震能力評估	186
一、補強前建築物結構系統之探討.....	186
二、RC 包覆強度補強.....	188
二、RC 包覆韌性補強.....	192
三、鋼板包覆補強	195
四、翼牆補強.....	197
五、外部式鋼框架補強.....	201
第八章 結論與建議	205
第一節 結論	205

第二節 建議	206
附錄 A 補強模組使用手冊	207
附錄 B 初審簡報專家審查意見與答覆	225
附錄 C 期中報告審查委員意見與答覆	227
附錄 D 期末報告審查委員意見與答覆	231
附錄 E 專家座談會審查意見與答覆	233
第一次專家座談會	233
第二次專家座談會	235
第三次專家座談會	237
參考文獻	239

表目錄

表 2.1 國內補強施工法之種類	17
表 2.2 校舍耐震資訊網補強方案統計表	19
表 2.3 日本補強案例	19
表 2.4 各階段耐震能力評估結果.....	26
表 2.5 施工概要表	34
表 4.1 反覆載重單柱補強試體詳細資料	107
表 4.2 構架 BMFS 反覆載重之補強試體詳細資料	110
表 4.3 反覆載重單柱補強試體詳細資料	117
表 4.4 構架 BMFU-C 反覆載重之補強試體詳細資料.....	121
表 4.5 反覆載重單柱補強試體詳細資料	131
表 4.6 構架 SBFW 反覆載重之補強試體詳細資料	136
表 5.1 非線性分析模型參數和性能水準	148
表 5.2 試體材料強度表	153
表 7.1 材料強度	169
表 7.2 建築物之耐震性能(適用於一般工址或臺北盆地)	175

表 7.3 建築物之性能目標(適用於一般工址或臺北盆地)..... 176

表 7.4 建築物非彈性位移與非彈性位移容量之比值 R 176

圖目錄

圖 1.1 分析方法與流程.....	5
圖 2.1 結構補強分析流程示意圖.....	13
圖 2.2 構件補強-強度補強和韌性補強示意圖	13
圖 2.3 結構補強方式	14
圖 2.4 各工法被採用之統計圖	19
圖 2.5 補強設計流程圖.....	25
圖 2.6 傳統翼牆施工法與本案採用之施工法比較示意圖	26
圖 2.7 廁所及樓梯間補強前後比較圖	27
圖 2.8 翼牆偏移主筋直通施工照.....	27
圖 2.9 翼牆補強前後比較圖	27
圖 2.10 補強構件配置圖.....	29
圖 2.11 補強前後之外觀.....	30
圖 2.12 外附預鑄混凝土構架施工順序	30
圖 2.13 校舍補強前後外觀.....	32
圖 2.14 補強原理示意圖.....	32

圖 2.15 施工流程.....	33
圖 2.16 校區平面配置圖.....	34
圖 2.17 一樓平面圖（補強後）.....	35
圖 2.18 補強後外觀.....	35
圖 2.19 柱加設箍筋補強示意圖.....	37
圖 2.20 鋼筋混凝土包覆斷面圖.....	38
圖 2.21 柱擴大斷面補強工法示意圖.....	39
圖 2.22 柱以鋼板包覆補強工法示意圖.....	42
圖 2.23 柱帶狀鋼板補強示意圖.....	44
圖 2.24 牆加厚補強工法示意圖.....	46
圖 2.25 加設剪力牆補強工法.....	48
圖 2.26 邊界螺箍筋配置示意圖.....	49
圖 2.27 增設翼牆補強詳圖.....	50
圖 2.28 翼牆配置型式.....	51
圖 2.29 各型式之斜撐.....	53
圖 2.30 鋼構架與既存鋼筋混凝土構架之間接合方式.....	53

圖 2.31 接合灌漿部位示意圖	54
圖 2.32 加設外側構架補強示意圖	55
圖 3.1 KAWASHIMA 混凝土應力-應變關係曲線	58
圖 3.2 MANDER 模式混凝土應力-應變曲線.....	65
圖 3.3 圓形柱斷面受圍束示意圖.....	65
圖 3.4 矩形柱斷面受圍束示意圖.....	66
圖 3.5 圓形柱斷面圍束力示意圖.....	66
圖 3.6(A) 矩形柱斷面圍束力示意圖	67
圖 3.7 柱斷面圍束力示意圖	67
圖 3.8 MANDER 模式之矩形斷面圍束強度比.....	68
圖 3.9 MIRZA 和 MACGREGOR 鋼筋應力-應變關係曲線.....	68
圖 3.10 鋼筋應力應變曲線	70
圖 3.11 單向彎矩纖維元素之應力應變圖.....	73
圖 3.12 混凝土剪力強度-轉角關係圖.....	76
圖 3.13 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖	77
圖 3.14 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別	78

圖 3.15 鋼筋混凝土應力元素	81
圖 3.16 鋼筋混凝土應變元素	83
圖 3.17 混凝土受壓應力應變曲線.....	85
圖 3.18 受壓混凝土軟化係數曲線.....	86
圖 3.19 混凝土受拉應力應變曲線.....	87
圖 3.20 鋼筋應力應變曲線.....	87
圖 3.21 鋼筋混凝土矮牆非線性容量曲線計算流程(適用於 $H/D \leq 0.8$) .	90
圖 3.22 牆體混凝土、橫向鋼筋與縱向鋼筋之應力－應變圖	91
圖 3.23 牆體應力與應變軌跡圖	91
圖 3.24 剪應力-剪應變關係.....	92
圖 3.25 水平剪力-水平變形關係	92
圖 3.26 鋼筋混凝土等值斜撐之力－位移	93
圖 3.27 軸力塑性鉸輸入之值點	94
圖 3.28 鋼筋混凝土高牆非線性容量曲線計算流程(適用於 $H/D > 0.8$)	97
圖 3.29 軸力塑性鉸輸入之值點	98
圖 4.1 鋼板包覆補強斷面示意圖	101

圖 4.2 鋼筋混凝土加設箍筋韌性補強斷面分析示意圖	103
圖 4.3 鋼筋混凝土擴柱包覆補強斷面分析示意圖	104
圖 4.4 試體 SC2(SC1) 配筋示意圖	105
圖 4.5 試體 SC3(BMC2)配筋示意圖	106
圖 4.6 鋼板補強柱身剖面圖	106
圖 4.7 SC2 補強試體分析與實驗比對圖	107
圖 4.8 SC3 補強試體分析與實驗比對圖	108
圖 4.9 SBFS 試體之詳細尺寸及配置圖	109
圖 4.10 SBFS 試體柱鋼板包覆之斷面配置圖	109
圖 4.11 SBFS 補強試體分析最終破壞情況	111
圖 4.12 SBFS 補強試體實驗最終破壞情況	111
圖 4.13 SBFS 補強試體分析與實驗比對圖	112
圖 4.14 既有柱斷面圖	113
圖 4.15 擴柱補強柱 S2 之立面圖(台灣常用施工細節).....	113
圖 4.16 擴柱補強柱 S2 之 A-A 斷面圖(台灣常用施工細節).....	114
圖 4.17 擴柱補強柱 S3 之立面圖(日本常用施工細節).....	115

圖 4.18 擴柱補強柱 S3 之 A-A 斷面圖(日本常用施工細節).....	116
圖 4.19 S2 分析與實驗結果比較圖	118
圖 4.20 S3 分析與實驗結果比較圖	118
圖 4.21 SBFU-C 試體之詳細尺寸及配置圖	119
圖 4.22 既有柱斷面圖	120
圖 4.23 擴柱補強柱 SBFU-C 之立面圖.....	120
圖 4.24 擴柱補強柱 SBFU-C 之 B-B 斷面圖	121
圖 4.25 SBFU-C 補強試體分析最終破壞情況	122
圖 4.26 SBFU-C 補強試體實驗最終破壞情況	123
圖 4.27 SBFU-C 補強試體分析與實驗比對圖	123
圖 4.28 翼牆既有柱試體.....	125
圖 4.29 增設翼牆補強 S4 試體之立面圖(台灣常用施工細節)	126
圖 4.30 增設翼牆補強 S4 試體之 A-A 斷面圖(台灣常用施工細節)....	127
圖 4.31 增設翼牆補強 S5 試體之立面圖(日本常用施工細節)	128
圖 4.32 增設翼牆補強 S5 試體之上視圖(日本常用施工細節)	129
圖 4.33 增設翼牆補強之側視圖(日本常用施工細節).....	130

圖 4.34 S4 試體分析與實驗結果比對圖	132
圖 4.35 S5 試體分析與實驗結果比對圖	132
圖 4.36 SBFW 試體之詳細尺寸及配置圖	133
圖 4.37 既有柱斷面圖.....	134
圖 4.38 增設翼牆補強 SBFW 試體之 B-B 斷面圖	134
圖 4.39 增設翼牆補強 SBFW 試體之立面圖	135
圖 4.40 SBFW 補強試體分析最終破壞情況	137
圖 4.41 SBFW 補強試體實驗最終破壞情況	137
圖 4.42 SBFW 補強試體分析與實驗比對圖	138
圖 5.1 環氧樹脂接合示意圖	140
圖 5.2 錨碇接合示意圖.....	141
圖 5.3 環氧樹脂接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法示意圖	142
圖 5.4 錨碇接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法示意圖.....	143
圖 5.5 複合斷面示意圖.....	143
圖 5.6 單向彎矩纖維元素之應力應變圖	145
圖 5.7 FEMA-356 軸力位移關係圖.....	148

圖 5.8 錨碇位置間距示意圖	151
圖 5.9 外部式鋼構架補強試體示意圖	152
圖 5.10 構架上下梁斷面示意圖	153
圖 5.11 構架複合柱斷面示意圖	153
圖 5.12 分析結果與實驗比對圖	154
圖 6.1 輔助分析系統架構	157
圖 6.2 SERCB 與 SERCB.SUNG 程式庫的分析核心設計	157
圖 6.3 SERCB 系統補強模組開發使用案例圖	160
圖 6.4 SERBWIN 2012 斷面編輯視窗	160
圖 6.5 定義材料與斷面之視窗	161
圖 6.6 編輯斷面尺寸及配筋之視窗	161
圖 6.7 斷面分析類別	162
圖 6.8 斷面彎矩-曲率分析循序圖	163
圖 6.9 簡單工廠模式類別圖	163
圖 6.10 斷面分析類別圖	163
圖 6.11 定義材料性質名稱及類型之視窗	164

圖 6.12 各材料性質編輯視窗	165
圖 6.13 定義斷面名稱及型式之視窗	165
圖 6.14 矩形斷面編輯視窗	166
圖 6.15 矩形斷面配筋視窗	166
圖 6.16 鋼筋混凝土包覆強度補強斷面之編輯視窗	167
圖 6.17 翼牆斷面之編輯視窗	167
圖 7.1 標準試體一樓至屋頂層之平面圖	170
圖 7.2 標準試體柱配筋圖	170
圖 7.3 標準試體梁配筋圖	171
圖 7.4 容量曲線簡化為完全彈塑性曲線之示意圖	177
圖 7.5 容量曲線簡化為具有後降伏勁度之雙線性曲線之示意圖	177
圖 7.6 一般工址之建築物耐震性能目標	178
圖 7.7 臺北盆地之建築物耐震性能目標	179
圖 7.8 一般工址之建築物耐震性能檢核	180
圖 7.9 臺北盆地之建築物耐震性能檢核	181
圖 7.10 ETABS 模擬之 3D 立體圖	183

圖 7.11 標準試體含有塑鉸特性之正面圖	183
圖 7.12 側推分析容量曲線圖	184
圖 7.13 容量震譜圖	184
圖 7.14 性能目標(PGA-位移).....	185
圖 7.15 Y2 平面側視圖(無矮牆).....	186
圖 7.16 Y6 平面側視圖(無矮牆).....	186
圖 7.17 結構改善後分析之地表加速度與位移圖	187
圖 7.18 Y2 平面最終破壞結果	187
圖 7.19 Y6 平面最終破壞結果	188
圖 7.20 補強配置平面圖.....	188
圖 7.21 Y2 平面側視圖補強配置.....	189
圖 7.22 Y6 平面側視圖補強配置.....	189
圖 7.23 擴柱強度補強斷面配置(單位:MM).....	190
圖 7.24 擴柱斷面 PM-CURVE(壓為正、拉為負).....	190
圖 7.25 擴柱強度補強之地表加速度與位移圖.....	191
圖 7.26 Y2 平面最終破壞結果	191

圖 7.27 Y6 平面側視圖補強配置.....	191
圖 7.28 一樓補強配置平面圖	192
圖 7.29 Y2 平面側視圖補強配置.....	192
圖 7.30 Y6 平面側視圖補強配置.....	193
圖 7.31 擴柱韌性補強斷面配置(單位:MM).....	193
圖 7.32 擴柱斷面 PM-CURVE(壓為正、拉為負).....	194
圖 7.33 擴柱韌性補強之地表加速度與位移圖	194
圖 7.34 一樓補強配置平面圖	195
圖 7.35 Y2 平面側視圖補強配置.....	195
圖 7.36 Y6 平面側視圖補強配置.....	195
圖 7.37 鋼板韌性補強斷面配置(單位:MM)	196
圖 7.38 鋼板包覆斷面 PM-CURVE(壓為正、拉為負)	196
圖 7.39 鋼板包覆韌性補強之地表加速度與位移關係圖	197
圖 7.40 一至三樓補強配置平面圖	198
圖 7.41 Y2 平面側視圖補強配置.....	198
圖 7.42 Y6 平面側視圖補強配置.....	198

圖 7.43 翼牆補強斷面配置(單位:MM)	199
圖 7.44 翼牆斷面 PM-CURVE(壓為正、拉為負).....	199
圖 7.45 翼牆補強之地表加速度與位移圖	200
圖 7.46 Y2 平面最終破壞結果	200
圖 7.47 Y6 平面最終破壞結果	200
圖 7.48 Y6 平面側視圖補強配置.....	201
圖 7.49 柱與鋼框架組成之混合斷面	202
圖 7.50 梁與鋼框架組成之混合斷面.....	202
圖 7.51 柱與鋼框架之混合斷面之 PM-CURVE (壓為正、拉為負) ...	202
圖 7.52 梁與鋼框架之混合斷面之 PM-CURVE (壓為正、拉為負)	202
圖 7.53 外部式鋼框架 3D 示意圖.....	203
圖 7.54 建築物外部式鋼框架補強示意圖	203
圖 7.55 外部式鋼框架補強之地表加速度與位移圖	204
圖 7.56 Y6 平面最終破壞結果	204
圖 A.1 斷面編輯視窗	207
圖 A.2 斷面編輯器視窗.....	208

圖 A.3 鋼筋斷面配置編輯視窗.....	209
圖 A.4 梁柱斷面編輯視窗	210
圖 A.5 材料斷面編輯視窗	211
圖 A.6 材料斷面編輯視窗	212

摘要

關鍵詞：鋼筋混凝土耐震補強、擴柱補強、翼牆補強、鋼斜撐構架補強

一、研究緣起

內政部建築研究所於 2005 年協同研究案開發出一套鋼筋混凝土耐震能力評估系統，該程式於業界廣受工程師使用。目前 SERCB 程式中提供視窗化模組與各力學行為之分析模組包含：梁柱斷面視覺化編輯、斷面彎矩-曲率分析、構件彎矩-轉角分析、構件剪力行為分析、地表加速度分析等分析模組，其中資料形式係以文字檔方式輸出，為方便使用者可針對所需要的資料進行處理，進而提升程式模組的擴充性。

SERCB 分析程序分為前處理與後處理兩大模組，首先經過前處理程序，求得建築物各構件之彎矩塑鉸特性，再匯入 ETABS、MIDAS 等程式進行非線性側推分析與容量震譜分析，最後再將結果匯出進行後處理，以提供工程師判斷該建築物之耐震能力與建築物相關資訊。上述建研所開發的系統均在視窗上操作，且匯入與匯出之工作均以自動完成為原則。但 SERCB 程式目前尚欠缺補強模組，故各補強與分析方法將係本研究計畫所要補充之重點。

構件補強方法大致可分為強度補強與韌性補強，強度補強包含剪力牆、翼牆、擴柱、外加鋼構架、鋼斜撐等補強方法；韌性補強包含鋼板包覆、混凝土包覆、CFRP 包覆等補強方法。本研究計畫為上述研究案之延續，主要在於探討各補強工法之適用性與分析方法，如鋼板包覆補強、混凝土包覆補強及翼牆補強等工程上較常運用之補強工法，根據各工法之差異性分別求得構件補強後之塑性鉸特性，後續本研究援用上述研究案之方式以自動化方式匯入結構分析軟體，以期降低人為操作時間與錯誤。

二、研究方法及過程

1. 蒐集國內外各種補強工法案例，包含國內常見的 RC 擴柱、RC 包覆、鋼板包覆、碳纖維包覆補強、增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆、增設空間構架等，進行深入了解，並篩選出適合國內之補強工法進行構件補強分析模組開發。
2. 補強分析模組將以物件導向程式語言開發，並將開發之分析模組所分析之結果與相關實驗進行比對，最後將所開發是模組建構在內政部建築研究所於 2005 年協同研究案開發之鋼筋混凝土耐震能力評估系統 (Seismic Evaluation of RC Building, SERCB) 平台上，以整合成一整套鋼筋混凝土耐震能力評估與補強系統。
3. 系統整合後會以實際案例分析，並編撰補強模組之程式使用手冊，希望可提供國內工程師更多元的補強工法，及更準確有效率的耐震補強分析軟體。
4. 擴充目前 SERCB 網頁服務功能，加強與使用者互動機能。

三、重要發現

本研究所開發之分析模組，包含 RC 包覆補強、翼牆補強、鋼框構架補強等分析模組，經與相關實驗結果比對分析，發現分析結果與實驗之誤差不大，應可被工程人員所接受。另外，因補強斷面具有新舊介面的問題，一般在工程實務的分析上皆假定介面接合良好，材料強度的參數則以新舊材料強度的平均值為分析參數，而本研究之分析模組亦假設新舊介面接合良好，但在材料強度的參數方面則分開考慮，並建構不同材料強度之組成率，讓分析更為精確。最後，雖然經過國內外資料的蒐集，發覺國內補強工法僅局限於少數之傳統工法(擴柱、翼強、增設 RC 牆等)，雖然這些補強工法效果良好，但如能有創新之工法，使補強後之外觀能更具美感及設計感，如此將可改變一般民眾對於補強結構物即為老舊危

樓之觀感。

四、主要建議事項

建議一

中、長期建議：舉辦研討會，將此補強系統推廣至業界

主辦機關：營建署

協辦機關：內政部建築研究所

目前本研究建立之構件補強分析，包含翼牆補強、鋼板包覆韌性補強、RC 包覆補強，其分析與實驗所得之結果雖說不能完全吻合，但其整體之結果應可被接受，未來也將這些補強方法與流程程式化，並併入 SERCB 系統內。因補強模組仍以 SERCB 之分析核心進行開發，因此在分析的輸入參數與操作上頗為複雜，想要了解其操作重點，各輸入參數之意義，除閱讀書面報告資料外，最好透過研討會，經研究團隊之講解，可以較快熟悉此套程式之功能與運作。

建議二

中、長期建議：施作關於鋼斜撐構架補強(內嵌式、外部式)之反覆載重試驗

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署、國家地震工程研究中心

鋼斜撐構架補強工法在日本已有相當的應用實務，且具有相當多的研究成果，而國內在過去也有相關學者進行鋼框架補強實驗，但由於實驗的配置與現場實際補強之工法差異甚大(鋼框或鋼斜撐之型式與配置方式)，而本研究所開發之複合斷面型式，仍以工程實務常用之型式來開發，因此無法進行分析比對，故希望未來能有針對工程實務常用型式與配置之鋼斜撐補強工法的試驗，以作為國內工程師設計參考及學者學術分析之用。

鋼筋混凝土建築物耐震能力評估平台
SERCb 補強模組之開發與建築物評估補強案例編撰

ABSTRACT

Keywords: RC seismic retrofit, Steel jacketing, RC jacketing, Steel frame, Wing wall

The SERCB (Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Building) is a popular software of seismic evaluation for existing RC buildings in Taiwan. It provides a powerful visualization function of plastic hinge setting for RC members as preprocessor of pushover analysis as well as nonlinear time history analysis, preventing the manmade mistakes and enhancing the work efficiency. In addition, It also gives an automatic connection to the commercial software such as ETABS, MIDAS, etc. to perform nonlinear structural analysis, and a postprocessor in justifying if the seismic capacity of RC building is qualified or not. As a result, the SERCB is well used by the structural engineers herein.

This project intends to extend SERCB to deal with seismic retrofitting. Some available retrofitting works including (1) improving the RC columns by RC covering, CFRP wrapping or steel jacketing to increase ductility or strength, (2) installing wind wall to enhance strength, (3) inserting or attaching steel frame to increase stiffness are studied and discussed. The plastic hinge property of the RC member retrofitted is able to be determined and its precision is assured by investigation of practical experimental results. Some case studies are conducted by the software updated. The completion of this project can promote SERCB to perform the analysis of seismic evaluation and retrofitting for existing RC buildings.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

臺灣地區位於環太平洋地震帶上，地震相當頻繁，每年發生有感地震超過百次。根據統計 20 世紀初至今，有近百個地震在臺灣地區造成人命傷亡及財產損失。民國 88 年 9 月 21 日在集集所發生規模 7.3 的大地震，造成嚴重災情，建築物嚴重受損或倒塌者近 2 萬棟，死亡人數超過 2 千人及數千人受傷。因此，我國政府開始注重災害防治的工作，而房屋建築耐震能力評估與補強為其中重要的一環。在 921 地震後，政府開集結國內土木與地震工程相關學者與業界人士，研討國內設計規範，並定訂出房屋建築耐震能力評估與補強相關規範，如民國 88 年 12 月 29 日修正「建築技術規則建築構造編耐震設計規範與解說」、94 年 12 月及 100 年 1 月修正「建築物耐震設計規範及解說」。同時，在此期間政府也編列龐大預算，針對既有之公有及校舍建築物推動耐震能力評估與補強方案。

內政部建築研究所於 2005 年協同研究案開發出一套鋼筋混凝土耐震能力評估系統(Seismic Evaluation of RC Building, SERCB)，該程式於業界廣受工程師使用。目前 SERCB 程式中提供視窗化模組與各力學行為之分析模組包含：梁柱斷面視覺化編輯、斷面彎矩-曲率分析、構件彎矩-轉角分析、構件剪力行為分析、地表加速度分析等分析模組，其中資料形式係以文字檔方式輸出，為方便使用者可針對所需要的資料進行處理，進而提升程式模組的擴充性。上述建研所開發的系統均在視窗上操作，且匯入與匯出之工作均以自動完成為原則。但 SERCB 程式目前尚欠缺補強模組，故各補強與分析方法將係本研究計畫所要補充之重點。

補強方法大致可分為強度補強與韌性補強，強度補強包含剪力牆、翼牆、擴柱、外加鋼構架、鋼斜撐構架等補強方法；韌性補強包含鋼板包覆、混凝土包覆、CFRP 包覆等補強方法。本研究計畫為上述研究案之延續，主要在於探討各補強工法之適用性與分析方法，如鋼板包覆補強、混凝土包覆補強及翼牆補強等工程上較常運用之補強工法，根據各工法之差異性分別求得構件補強後之塑性鉸特

性，後續本研究援用上述研究案之方式以自動化方式匯入結構分析軟體，以降低人為操作時間與錯誤。

最後，為因應國內近年來大量之房屋建築耐震能力評估與補強需求，本研究將蒐集近五年來國外的建築物補強工法資料，並針對適用於台灣之工法，結合 SERCB 進行補強分析模組開發，並透過案例分析編撰補強分析程式使用手冊，以供工程師在進行補強分析時之參考。

第二節 研究目的

近幾年國內積極的進行既有校舍耐震能力評估與補強的工作，成效也相當顯著。然而綜觀目前國內校舍補強的案例，大多數的補強工法為翼牆補強、增設 RC 牆補強或擴柱補強等傳統之補強工法。這些補強工法具有相當好的補強效果，在環境及空間使用的許可下確實是不錯的選擇。但對於醫院、辦公大樓或百貨公司等建築物，在現有的空間及施工環境的限制下，上述之補強工法可能就不適用。例如醫院，因使用空間的規範相當嚴謹，要在空間中增設翼牆或進行擴柱補強相當困難，另外醫院亦不可能因補強的施工而停止運作，且對於施工噪音的限制也相對的嚴格。因此，本研究將透過資料的蒐集，研究國外之補強案例，並針對國外各種補強工法之施工性、經濟性、安全性及美觀等條件做可行性分析，將可行之補強工法進行結構分析與驗證，如確實可行，將進一步的開發其 SERCB 的補強分析模組。另外，本研究也將會把目前國內常用之補強工法納入 SERCB 的補強分析模組中，以建構出一套完整的鋼筋混凝土耐震能力評估與補強分析程式。最後，再以案例分析的方式來說明各補強工法的分析流程，並編撰程式使用手冊以供工程師進行補強設計或分析時的參考。希望本研究能讓國內之補強工法更多元化，亦能提昇國內耐震補強分析技術。

第三節 研究方法

本研究案之研究工作內容包括資料蒐集與整理(國內常用構件補強工法為主)、國外補強案例探討、補強分析模組分析理論建立、補強分析模組開發與驗證(包含包覆補強、翼牆補強及鋼斜撐框架補強)、補強分析模組視窗化操作界面開發、補強案例分析、程式使用手冊編撰及報告撰寫。研究流程與研究架構如圖 1.1 所示。

透過國內外文獻資料的蒐集，匯整出國內常用構件補強工法的適用性、力學特性及施工細節，同時也深入了解國外的補強案例，試圖從中尋找適用於國內的補強工法，以作為未來補強模組開發的對象。

再確定可行之補強方法後，將以物件導向程式語言 C#進行補強構件塑性鉸分析模組的開發，並針對開發之補強模組進行分析驗證，以確定分析結果之精確性，如驗證成果良好，即併入 SERCB 系統中，以擴充 SERCB 補強後耐震能力評估之功能。最後，本研究將以實際補強案例進行分析，並編撰程式使用手冊。

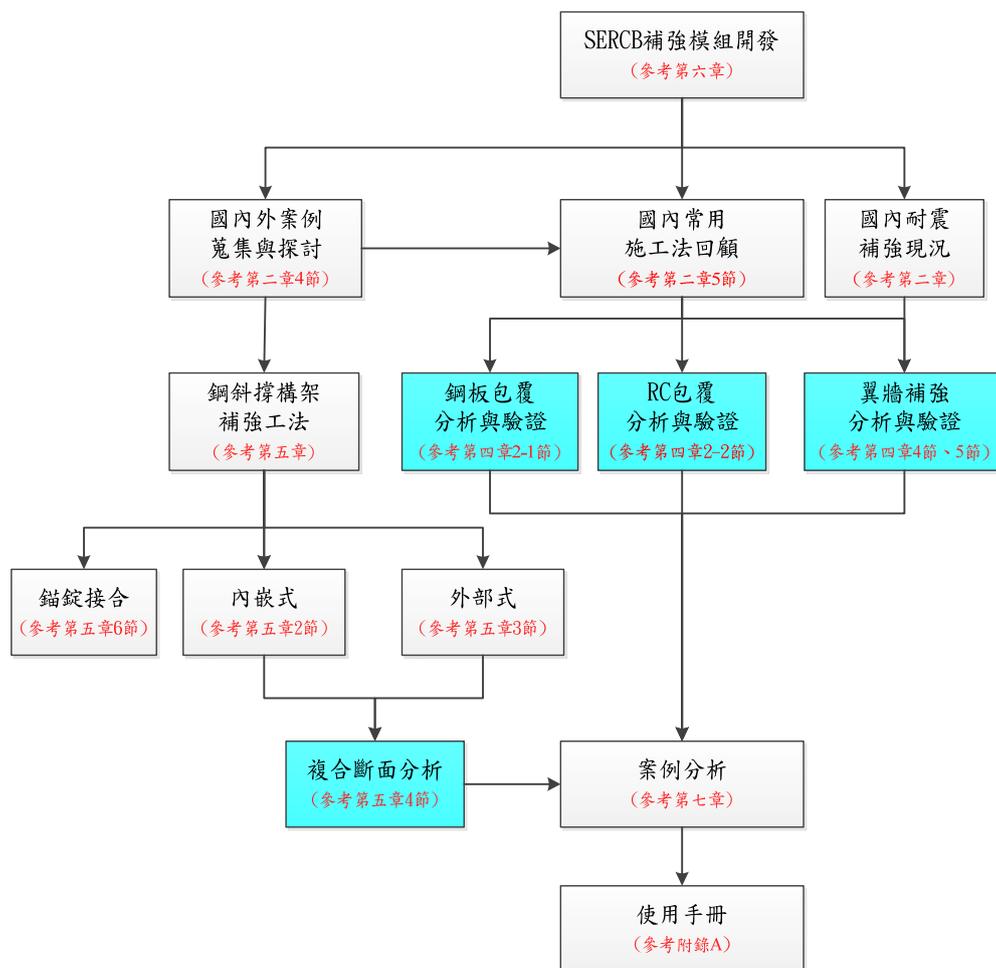


圖 1.1 分析方法與流程

【資料來源：本研究製作】

第四節 文獻回顧

目前，耐震補強目標大致上可分為剪力強度補強、撓曲強度補強、韌性補強或三者同時補強等工法，然而，為了解各補強工法補強後之實際力學行為及補強效果，以避免過度補強或錯誤的補強策略而對結構物造成更嚴重的損毀或不經濟，因此，有相當多的學者與研究人員針對這些補強工法進行研究與實驗，以確實掌握各補強方法之特性。

1981 年林勝益利用增設剪力牆的補強方式對既有鋼筋混凝土構架進行補強，以了解補強後構架的破壞模式與韌性變化，由實驗結果可得，增設剪力牆可大幅提昇構架之勁度及強度。

小倉弘一郎(1988)介紹翼牆補強柱之構材行為以及長柱與短柱之翼牆破壞及補強方式；並對於補強之設計強度與安全性分成接合部強度、極限抗彎強度、極限抗剪強度、壁板之強度來加以檢討，並以實例介紹補強設計且將實驗值比較顯示增設翼牆對極限抗彎及抗剪強度均有大幅提昇。

Aicocer(1993)為了解梁、柱與版節點於反覆載重作用下的包覆補強行為，以實驗的方法透過不同實試驗變數(補強材料、結構物之損毀程度及欲補強柱體之設計)，實驗結果也驗證補強工法無論於強度、韌性或能量消散量上，都有非常好的效果，並且建議補強前於柱身打毛，如此將能有效防止連結破壞。

1992 年陳慧慈針對國內外現有的耐震補強研究及技術作整理，包含日本及國內補強案例的探討，最後，並以美國洛杉磯及日本靜岡縣之補強作業提出討論與建議。

1995 年 Jirsa 等人提出使用鋼斜撐及填充牆補強等補強方法對中低層房屋結構進行補強，其透過非彈性靜力和非彈性動力反應譜分析方法進行分析，並提出上述之補強方法均有很好的補強效果，且皆能有效控制結構物之側向位移並減少對構材之損傷。

1995 年林草英利用環氧樹脂灌注、鋼板、施加預力系統、鋼斜撐、剪力牆

等工法對受損之鋼筋混凝土結構進行補強，並進一步探討補強效益與補強建議。

1996 劉文欽針對七座受損試體進行環氧樹脂注射、支柱敲除重塑、增設鋼骨斜撐及剪力牆之補強工作，試驗後求得各種補強法的破壞行為及其效果，並互相比較。在理論部分，則以非線性增量剛度法進行分析，並與試驗值進行比較，以求得補強後剛度及極限彎矩的折減係數。

1996 年康繼仁針對十座受損試體進行包覆補強，認為包覆纖維布適用於抗剪強度不足之構材，若抗彎強度不足，則建議使用鋼板補強，且若柱梁端點的抗彎強度不足，或抗彎及抗剪強度皆不足的情形下，則建議使用鋼板或鋼板箍的包覆補強方式，惟其縱向補強鋼材，在柱梁端端點須有充分錨碇。

1997 年 Balendra 等人對 Knee-Brace-Frame 作足尺寸之試驗，並認為該構架有良好消能與維持強度之特性，但必須防止斜撐桿件產生局部或側向扭轉挫屈。

1997 年何明錦介紹各種修復與補強的材料與施工法，並針對各施工法之施工注意事項與細節進行詳細的繪圖說明，另外也針對修復與補強工程的檢驗與成本概估的方式作說明。

1999 年許茂雄等人對十八座鋼筋混凝土構架以模擬地震的靜態重複水平力破壞之，再將不同震壞程度之構架作不同補強措施，定出各種工法之剛度與強度之計算規則。

2000 年 Miyauchi 等經由鋼板、RC 及 FRP 補強 RC 柱後之實驗，提出最大剪力強度經驗公式，同時也證實其對於剪力強度及韌性補強的成效。

日本建築學會(2001)提出介紹翼牆補強、柱構件補強與鋼斜撐補強等工法的極限彎矩與極限剪力強度之簡算式，同時也詳列出各工法之施工細節與要點。

2002 劉國強透過實驗方式，觀察到翼牆柱寬度與厚度對於耐震能力提升之關係。另外，也提出兩個不同的分析模式—半剛性構架模式與軟化桁架模式。

2002 年李濠吉採用增設框架式低降伏 BIB 與鋼剪力牆補強，以反復荷重進行試驗，以探討補強前後構架的勁度、強度與韌性的變化情形。

Abdullah 與 Takiguchi(2003)利用 RC 擴柱補強之圓形與方形柱體，進行固

定軸壓力與反覆載重之試驗，其實驗結果證明 RC 擴柱包覆補強能夠有效的加強柱之強度、勁度、韌性。

Ong 等(2004)以二種圍束混凝土模式探討 RC 擴柱補強之結構行為的預測分析，並獲得與實驗吻合之結果；為了探討因缺乏剪力強度造成短柱效應之柱構件，在進行 RC 擴柱補強後之成效。

蔡昇芳(2005)主要接續劉國強之研究成果，並進一步探討構架式翼牆柱之行為。研究中規劃六個構架來進行翼牆補強試驗，另外也提出撓曲剛度修正和剪力剛性的修正方法。

Kazemi 與 Morshed(2005)以原樣試體之配筋與包覆斷面為變數，在固定比例之軸壓下執行側向反覆加載試驗，驗證 RC 擴柱補強能有效提升強度與韌性容量，並消除短柱現象。

Santhi 等(2005)利用震動台試驗，模擬 RC 結構物於自重下受地震力震動之破壞行為，再將破壞後之結構物進行 RC 擴柱補強，試驗結果說明結構物增強了強度與韌性，因而能夠提供結構物承受輕度至中度的地震力。

Tsonos(2008)針對老舊 RC 建築物因缺乏撓曲與剪力強度而使用的 RC 或 CFRP (*carbonfiber reinforced polymer*)補強工法，進行一系列的試驗與分析，並比較兩種包覆補強工法之補強成效。

Dritsos 與 Vadoros(2008)進行 RC 擴柱補強反覆載重試驗，其研究指出不論新、舊混凝土介面是否經過處理，其補強後之強度與韌性皆有明顯的效果，但在未處理之介面則有較明顯之脫離，另外，若於箍筋末端使用焊接，則能防止主筋挫屈的發生。

邱耀正(2008)利用台南關廟國小校舍建築現地進行靜態單向側推試驗，試果顯示，校舍之窗台柱經由 RC 擴柱補強能有效提升強度、韌性，且可將原樣試體之剪力破壞模式改善為撓剪破壞。

邱聰智(2008)以台南市後甲國中德育樓為例，參考原始設計資料，製作三座二層三跨實尺寸試體。第一座試體先進行反覆載重試驗後，採用擴柱修復補強，

是為震後補強，再進行試驗；第二、三座試體分別先對柱使用鋼板包覆補強及增設翼牆補強，是為震前補強，再分別進行耐震能力試驗。經試驗驗證，擴柱補強可增加韌性及強度；柱包覆鋼板補強對提高韌性需求最為直接；而翼牆補強則對抗剪強度最有貢獻。

Su(2011)在香港大學進行一系列的螺栓鋼板補強的試驗與分析，內容包含梁構件、版梁構件及柱構件。

Nakamura(2011)以後安裝翼牆方式進行 RC 柱補強之水平載重實驗，並提出補強後剪力強度評估方法。實驗試體變數包含接合部之垂直錨碇比與剪力鋼筋比，由其實驗結果可知，增加錨碇比能有效的加強剪力強度及初始勁度。

第二章 耐震補強施工法回顧

第一節 前言

本章節主要探討目前常用之鋼筋耐震補強施工法。文中將先針對耐震補強概念做介紹，說明結構補強的方式與耐震補強的方法。接著介紹國內鋼筋混凝土建築物耐震補強工法的發展歷程。另外也將蒐集國內外的補強資料並提出個案的補強探討，深入了解國內及國外在補強工法的差異性，如此，將有助於我們了解國內外各種耐震補強施工法的適用性、力學性及效益性，以確實掌握各耐震補強施工法的特性，以開發出最符合實際補強行為的分析模組。

第二節 鋼筋混凝土結構物耐震補強概念與目標

結構補強的目的主要是提升結構物的耐震能力，即對經過耐震能力詳細評估後，被判定為耐震能力不足之結構物，採用合適的結構補強方法，進而提昇結構耐震性能、安全機能及耐久性(陳慧慈，1992)。一般結構補強流程如圖 2.1 所示。

結構補強依補強方式可分為三種，(1)耐震補強、(2)減震補強及(3)隔震補強如圖 2.3 所示，耐震補強即當既有建築物耐震能力低於規範規定耐震需求時，可藉由耐震補強的方法(如結構構件補強或結構系統補強等方法)將既有建築物耐震能力提昇，以符合規範要求的安全耐震需求；減震補強是在既有建築物中適當的加入消能元件，如增設粘彈性阻尼器之斜撐或三角鋼板消能片之斜撐(TADAS)等，利用消能元降低輸入的外力能量(如同降低耐震需求)，同時斜撐構材也提供一部份的強度和勁度來提高結構物的耐震能力，以達到規範要求之耐震需求；隔震補強則是藉由隔震裝置將大部份地震力隔離(如同降低耐震需求)，如鉛心橡膠支承墊(LRB)等，在一定的地震力作用下可有效的減少地震力對結構物造成的損傷，也可提昇結構物在使用上的舒適度，惟在造價成本上會比其它補強方法高出許多，所以一般用於較特殊需求之結構物，如高科技廠房、政府重要機關等。

一般結構物耐震補強方式可分為二種，結構構件補強及改善結構系統補強。結構構件補強對象包含了結構中的梁、柱、梁柱接頭、牆、版及基礎等構件元素，藉由增加構件之強度或韌性來提升耐震能力(圖 2.2)；另外，也可藉由改善結構系統來提升結構物耐震能力，如增設剪力牆、結構外加扶壁及增設鋼框構架等。因此，在物耐震補強方法中又可依補強目標大致分為三種補強方式，(1)強度補強、(2)韌性補強及(3)強度與韌性補強。如圖 2.3(a)所示，當既有結構物之耐震能力低於耐震需求時，我們可以針對既有結構物的狀況，利用前述三種耐震補強方式，使得既有結構物達到耐震需求的目標。其中，強度補強主要是將既有建築物中的構件，透過各種強度補強施工法將構件之強度提升，以提高整體建築結構之耐震強度；韌性補強則是提升結構物非線性變形的能力，以抵抗更多的地震能

量；而強度與韌性補強則具兩者之補強效果(圖 2.2)。

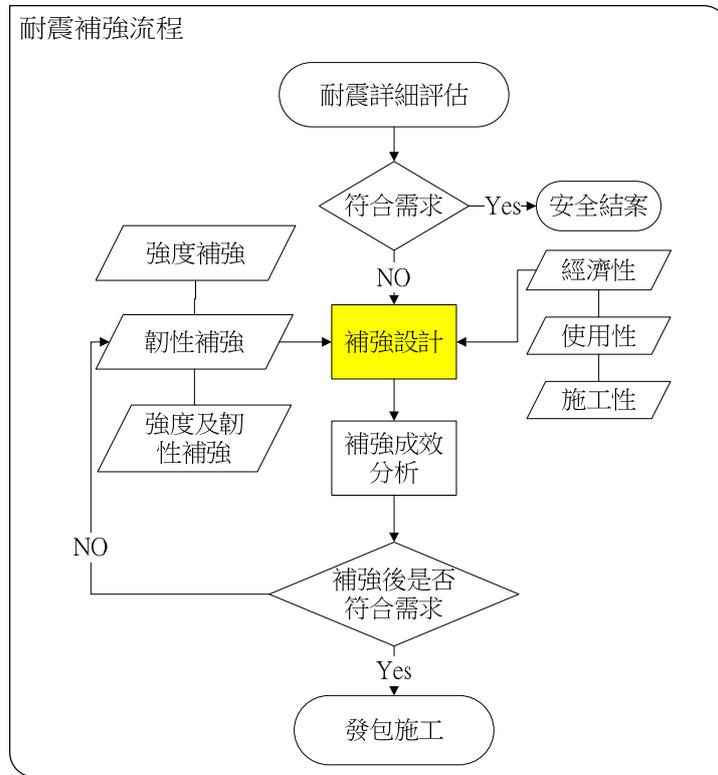


圖 2.1 結構補強分析流程示意圖

【資料來源：本研究製作】

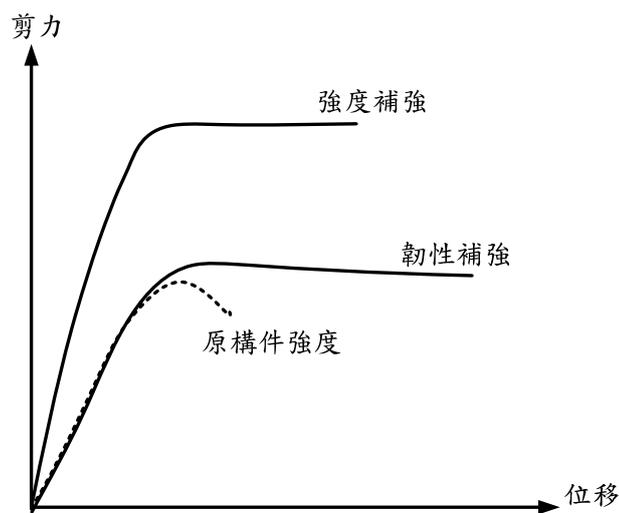


圖 2.2 構件補強-強度補強和韌性補強示意圖

【資料來源：參考書目 2】

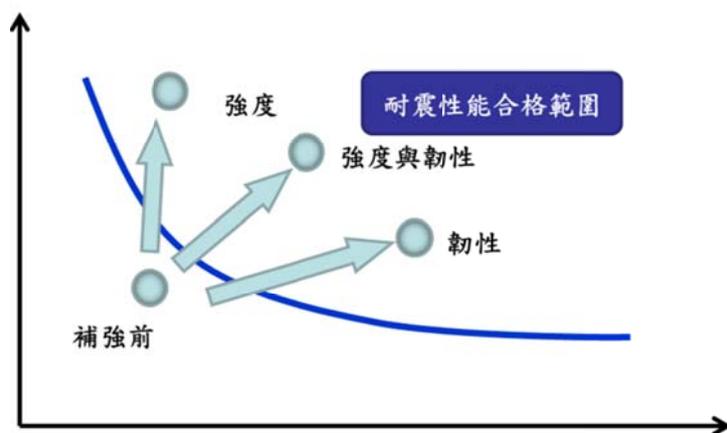


圖 2.3(a) 耐震補強

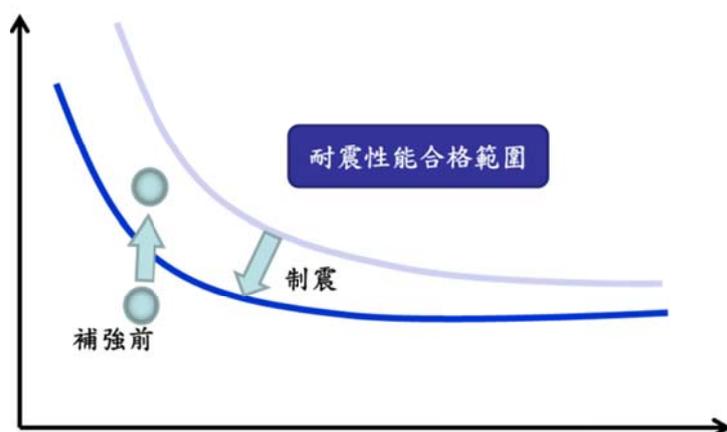


圖 2.3(b) 減震補強

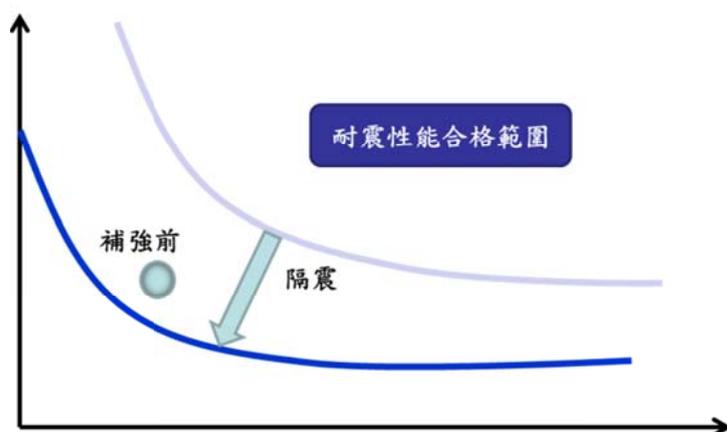


圖 2.3(c) 隔震補強

圖 2.3 結構補強方式

【資料來源：本研究製作】

第三節 國內鋼筋混凝土耐震補強之發展

在近十幾年來，國內外對於鋼筋混凝土建築物耐震補強施工法已有相當多的研究與實驗成果，並且編撰相關規範及手冊供工程師參考，再加上近幾年政府也積極推動國內中小學及政府機關的老舊建築物耐震能力評估與補強，因此，在實務上也累積了相當多的經驗與成果，值得我們去探討與回顧。

早期在日本及美國發生幾次的地震災害(1968 日本十勝沖地震、1985 年墨西哥地地震等)，造成嚴重的生命財產的損失，讓國內部份學者與專家開始關注房屋建築耐震能力評估與補強的相關議題。再加上國內當時的規範對於耐震設計的部份明顯的不足，且既有建築老舊，大多已不符規範規定，因此，內政部建築研究所(以下簡稱建研所)也開始與專家學者進行合作，開啟了國內對於耐震補強研究的熱潮。1992 年，建研所委託國家地震工程研究中心進行”現有鋼筋混建築物補強之初研究”，其蒐集了 UNIDO 手冊、日本耐震改修設計指針等相關的研究報告，並針對其中之耐震補強方法加以整理。另外也針對美國洛杉磯及日本靜岡縣執行大規模耐震補強作業的經過及所遭遇的問題加以探討，並提出建議，以作為國內在執行相關作業的參考。1997 年由許茂雄等執行建研所針對”新建學校建築耐震規劃設計與既有學校建築耐震補強指針研擬”之研究案，內容分成兩個部份，首先為新建學校建築之規劃設計要點研擬一參考手冊，作為學校建築專業人員以及教育行政人員在校舍耐震規劃、設計過程之參考；另一部份為學校建築之補強參考實例，內容提到近十種之補強工法，並探討了共計 48 個補強案例。何明錦等(1997)人參考美日等進國家對震害建築之修復補強實用工法，彙總編製為一適合國內參考應用的手冊，內容包含了構件的修復及補強工法、結構系統改善補強工法及消能、隔減震等補強工法，以圖文並茂的方式來呈現各補強施工方之要點，內容相當完善。1998 年陳建忠、許茂雄在建研究研究報告對日本之耐震改修制度及實施經驗進行探討，並研擬國內適用之建築物耐震評估及補強改修制度時所須要之法規架構與具體內容，做為政府主管單位在建立制度時之參考。

2004 年葉祥海、劉玉文於建研所研究報告中指出，國內有關鋼筋混凝土建築結構補強工法之研究成果已相當豐碩，且在 921 集集大地震後實務的運用也相當的多，惟研究成果與實際施做的案例在施工方式與設計方法仍存在相當大的差異，所以使得補強後之建築物耐震能力提昇的效果無法預期，因此，希望訂定出鋼筋混凝土建築結構桿件補強準則、桿件補強施工步驟及監造要點等，以作為工程界之參考。2006 年建研所考量國內關於耐震評估與補強之研究已有相當多的成果，但一直沒有一個完整的設計手冊，反觀日本、美國及大陸皆已有相關的完整設計手冊與報告可供參考，因此，特委託中華民國地震工程學會進行低層磚牆建築物耐震補強手冊研究，以建立適合國內含牆低矮建築物之補強設計與評估參考手冊。2011 年張順益受建研所委託研究日本與台灣在擴柱及翼牆補強施工法的差異性，並透過實驗的方式進行分析比對，同時也提出補強後之評估準則及理想的模擬分析方式，最後也針對施工細節提出建議，以供業界參考。

另外，在近幾年的研究報告中發現，有學者針對耐震補強後建築物之外觀及補強前後建築物之功能性與空間使用性進行進行相關研究，且也有針對補強後對於生活在該建築物人員的心理影響或是一般民眾對於建築物補強後的觀感進行探討。相信這些議題在未來會陸陸續續地被討論，因此未來在補強時不僅僅需考量到建築物的耐震能力提昇，更需要在美觀上有更大的突破，以解除一般民眾對於建築物補強後之疑慮。

最後，彙整國內各種補強施工法如表 2.1，其中常用之補強工法之施工細節將於本章第五節中介紹。

表 2.1 國內補強施工法之種類

		工法名稱	強度補強	韌性補強	國內常用補強工法	模組開發
耐震補強	構件	混凝土包覆(擴柱)	●		●	●
		鋼板包覆圍束補強		●	●	●
		鋼板包覆強度補強	●			●
		門字型鋼板補強		●		
		RC 梁補強	●		●	
		壁體補強	●		●	●
		壁體補強(碳纖維包覆)		●		
		翼牆加厚	●			●
		CFRP 包覆補強	●	●		
		裏銲接金屬網工法		●		
	銲接閉鎖型箍筋工法		●			
	裏帶板的工法		●			
	輕質環氧樹脂砂漿補強	●				
	鋼套管補強工法	●				
	梁韌性補強法		●			
	RC 剪力牆	●		●	●	
系統	結構	鋼板剪力牆		●		
		增設扶壁		●		
		增設鋼骨 X 型斜撐	●		●	●
		增設鋼骨 K 型斜撐	●		●	
		後拉式預力鋼棒	●			
		柱旁增設 RC 翼牆	●		●	●
		增設 RC 複合柱		●		
		隔間磚牆補強	●		●	
		增建構架	●			
		增建帶壁的構架	●			
		腰壁、垂壁的去處	●	●	●	
		拉力鋼斜撐補強工法	●			●
		壓力鋼斜撐補強工法	●			●
		鋼管支撐				

【資料來源：本研究製作】

第四節 國內外補強案例探討

一、國內外補強案例資料蒐集與比較

國內目前已進行之耐震能力評估與補強之建物類型大都還是以學校校舍為主，資料應該也相當豐富，但對於相關個案的細部補強設計資料乃屬於各設計單位之財產，資料取得不易，僅能蒐集到個案所用之補強工法。本研究將所蒐集到之資料以各工法所被採用的次數作統計(圖 2.1，以 58 個案例統計而得)，發現國內大都以翼牆、新增剪力牆及擴柱等補強工法。從國家地震工程研究中心之報告(NCREE-09-026)中提到，校舍耐震資訊網中截至 98 年底已蒐集近 90 筆補強設計結果之上傳資料，當中個案所採用的補強工法統計表如表 2.2 所示，由表中可知，擴大柱斷面補強、增設翼牆以及剪力牆三種工法較為國內工程師所採用。

在日本的部份，本研究也蒐集近 40 個案例，其中依建築物用途分類可分為校舍、體育館、集合住宅、商業設施。如果單純以校舍的施工法與國內校舍施工法來比較，國內常用之工法與日本有明顯的不同，日本大量的使用了外部鋼骨支撐。原因可能是鋼框架斜撐勁度適中，所承受之地震力較鋼筋混凝土剪力牆為小，不致造成基礎補強設計太大的困擾，另外因外部鋼骨支撐之補強位置大部份是在建築物之外側，在施工時對於週遭環境影響較小，且在完工並不會對建物的使用空間有較大的改變，因此不僅校舍大量使用此工法，在集合住宅也被廣為採用。而在商業用的建築物方面，因位處商業中心，會有用地限制及施工性的考量，則比較偏向以內嵌式鋼斜撐方式或加裝消能隔震裝置來達到耐震需求。

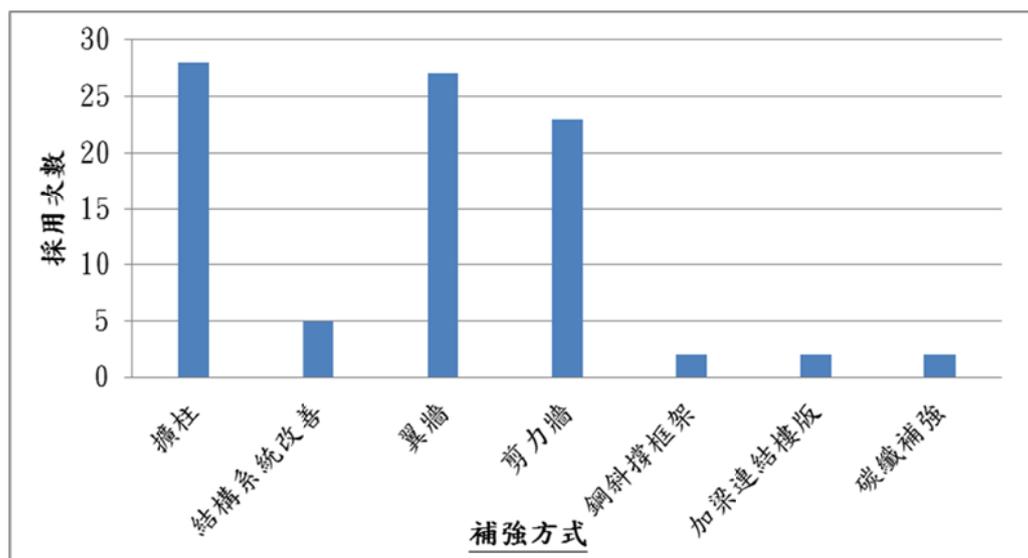


圖 2.4 各工法被採用之統計圖

【資料來源：本研究自行製作】

表 2.2 校舍耐震資訊網補強方案統計表

	預定補強方案一	預定補強方案二	最終補強方案
增設剪力牆	247	179	75
增設翼牆	254	206	40
增設斜撐	8	56	13
擴柱補強	217	266	8
鋼板包覆	7	8	4
基礎補強	159	155	32

【資料來源：參考書目 59】

表 2.3 日本補強案例

補強案例名稱	採用工法	建築物用途	施工概要	結構型式
千葉縣白井市立白井第二小學	外部鋼骨支撐、耐震壁	校舍	內部改造，新設多功能廳	RC 建築

補強案例名稱	採用工法	建築物用途	施工概要	結構型式
靜岡縣靜岡市立賤機中學	外部鋼骨支撐、耐震壁	校舍	補強外同時進行屋頂的輕量化	RC 建築
新潟縣十日町綜合高中	鋼骨支撐、耐震壁、翼牆	校舍	極脆性柱(短柱)補強	RC 建築
新潟縣十日町高中	鋼骨支撐、抗震縫、耐震壁、鋼板包柱、碳纖維包柱	校舍	上下梁設翼壁留設抗震縫	RC 建築
青森縣階上町立大蛇小學	耐震壁、碳纖維包柱	校舍	廊道側柱補牆及加設剪力牆	RC 建築
埼玉縣行田市立埼玉小學	鋼骨支撐、外部鋼骨支撐	校舍	南面 V 型鋼骨支撐，北面採整體外部鋼支撐	RC 建築
富山縣富山市立菽浦小學	耐震壁、鋼骨支撐	校舍	建築物徑向增設剪力牆	RC 建築
長野縣松本市立明善中學	耐震壁	校舍	1 樓及 2 樓徑向增設剪力牆	RC 建築
和歌山縣高野町立高野山中學	鋼骨支撐、抗震縫	校舍	徑向鋼骨支撐補強，3 樓增設抗震縫藉以改善韌性	RC 建築
鳥取縣南部町立法勝寺中學	增設翼牆、柱鋼板包覆、PCa 支撐、鋼骨支撐	校舍	1、2 樓徑向鋼骨支撐及 PCa 支撐，1 樓柱鋼板包覆並增設翼牆	RC 建築
廣島縣吳市立白岳小學校	鋼骨支撐、柱碳纖維包覆	校舍	鋼骨支撐工廠一體成型	RC 建築

補強案例名稱	採用工法	建築物用途	施工概要	結構型式
愛媛縣西條市立西條北中學	鋼骨支撐	校舍	提供大量開口以確保有足夠採光及通風	RC 建築
東京市大田區新宿小學	鋼骨支撐	體育館	屋頂斜梁與柱接頭部加固	上部鋼骨構造，下部 RC 構造
高知縣高知市立城東中學	外部水平桁架鋼結構	體育館	在屋簷四周上附加水平構面	鋼骨建築
新潟縣川口町立川口中學	鋼骨支撐	體育館	立柱加固的形式採倒三角形上框架構件。	鋼骨建築
宮城縣涌谷町涌谷中學	屋頂 PC 改成鋼骨板	體育館	更換易脫落之屋頂構面	RC 建築
山梨縣丹波山村立丹波中學	鋼骨支撐、柱接頭補強	體育館	1、2 樓壁面鋼骨支撐，2 樓柱接頭補強	鋼骨建築
愛知縣名古屋市立中根小學	屋頂 PC 改成鋼骨板	體育館	拆除 PC 減輕自重	上部鋼骨構造，下部 RC 構造
岡山縣津山市立加茂中學	鋼骨支撐、耐震壁	體育館	2 樓鋼骨支撐，1 樓耐震壁	上部鋼骨構造，下部 RC 構造
香川縣山本町立大野小學	鋼骨支撐、耐震壁	體育館	與屋梁平行方向採 K 型鋼骨支撐	RC 建築
熊本縣合志市立合志中學	鋼骨支撐	體育館	既有部分改以鋼骨材質，另新增一部分	上部鋼骨構造，下部 RC 構造
大分縣大分市立宗方小學	鋼骨支撐	體育館	屋頂與壁面增設鋼骨支撐	上部鋼骨構造，下部 RC 構造

補強案例名稱	採用工法	建築物用途	施工概要	結構型式
				造
岐阜縣公營尾崎住宅 C9 棟	制震補強	集合住宅	外部制震補強構架	1~4 樓 SRC、5~9 樓 RC
東京都	外部鋼框架補強	集合住宅	既有結構體外部增設鋼框架及耐震壁與翼牆	RC 建築
東京都杉並區	外部鋼框架補強	集合住宅	利用東側空地增設外突框架式構架補強	RC 建造
東京都涉谷區代官山町	增設翼牆、耐震壁	集合住宅	短柱部分增設腰側梁及翼牆，停車場增設剪力牆	RC 建造
東京都夏並區和田	柱鋼板包覆	集合住宅	3 棟住宅依序施工，建物外部周邊 1~4 樓柱補強	RC 建造
島根縣松江市古志原	制震補強	集合住宅	1~4 樓粘彈性阻尼器，2~4 樓浴廁外壁增設制震壁補強	RC 建造
東京都豐島區南長岐	免震裝置	集合住宅	1 樓柱積層免震裝置	RC 建造
高島屋 東京店	鋼骨制震、耐震壁	商業設施	夜間施工	SRC 建造
東京都明治屋銀座	免震裝置	商業設施	1 樓柱頭免震工法	RC 建造
東京都西武百貨店池袋	制震補強、柱鋼板包覆、柱	商業設施	層間變形控制在 1/100，夜間	RC 建造

補強案例名稱	採用工法	建築物用途	施工概要	結構型式
本店	碳纖維包覆		施工	
東京都 松屋銀座	耐震壁、柱鋼板包覆	商業設施	1、2樓鋼骨斜撐，變形目標值 1/150	SRC 建造
橫濱市 松坂屋西館	耐震壁、柱鋼板包覆、柱碳纖維包覆	商業設施	全館封館施工、採 K 型及 V 型鋼骨耐震壁	SRC 建造
廣島市 南區松原町	鋼骨耐震壁、柱鋼板包覆、柱碳纖維包覆	商業設施	前期維持營運，後期全面封館施工	SRC 建造
鹿兒島空港國內線旅客航空站	耐震壁、制震裝置	商業設施	1樓增設 RC 壁，粘滯性制振壁	RC 建造

【資料來源：本研究自行製作】

二、國內補強個案分析

桃園縣北勢國民小學

1. 建築物的基本介紹

本案例位於桃園縣平鎮市北勢國民小學，補強標的為 1986 年興建地上四層、地下一層之典型校舍鋼筋混凝土建築物。在經業者初步的現場調查及材料試驗，得知此建築物之結構系統有兩個缺失，一個為伸縮配置問題，另一為廁所及樓梯間之高窗所造成的短柱問題；另外在鑽心試體試驗顯示混凝土強度嚴重不足，平均抗壓強度僅 132.2kg/cm^2 ，遠小於原設計之 210kg/cm^2 。

2 耐震能力評估與補強分析探討

本案例之耐震性能目標為 0.264g ，完整之補強設計流程如圖 2.5 所示，以下針對各階段之補強分析進行探討：

第一階段(結構系統改善)：

根據初步評估的結果，先行改善結構系統的問題，首先把伸縮縫的部份改善，使北大樓與兩側結構物完全分離，成為一個獨立的振動單元，以避免受力不均，而造成大扭力的現象。在配置問題改善後，即進行第一次耐震能力評估，評估結果如表 2.4 所示長向為 0.088g，短向 0.274g，顯然在長向的耐震能力遠小於需求 0.264g，故進入第二階段之分析。

第二階段(改善短柱現象)：

因第一階段分析之結果在樓梯間與廁所旁之高窗有短柱現象而先行破壞。因此建議拆除高窗，在以磚牆填充拆除後高窗之開孔，並進行第二次耐震能力評估，評估結果最大地表加速度提高到為 0.125g，但仍無法滿足 0.264g 的耐震目標，因此將進行補強設計之分析。

第三階段(補強設計分析)

在上一階段的結果中，因層間強度不足而造成一樓柱頂產生塑鉸破壞，故工程師採用翼牆補強來提高整體強度。翼牆的配置方式以前後對稱的方式來配置如圖 2.5 中的(b)圖所示，配置好翼牆方式後接著進行第三階段之補強後耐震能力評估，評估結果長向最大地表加速度為 0.295g，已滿足耐震目標，分析完成。

在這個案例的補強過程中可看出工程師在進行補強設計的用心，一開始先以結構系統的問題著手，藉由改善結構系統，發揮既有建築物的韌性和強度，不足的部份在以補強的方法來提昇，而不是為了節省人力與時間的浪費，而一昧的利用補強工具來執行補強設計，如此將可有效的節省補強工程的費用。而在補強工法的選用與配置也考量到室內整體的動線和採光情形，盡量避免原使用空間的利用。最後，在補強分析完成後，為了探討目前之補強工法是否已是最有效而經濟的方法，工程師還更進一步分析僅採用翼牆補強而不考慮拆窗填磚牆的情況，探討是否也能符合耐震目標。

3 補強施工法探討

因傳統翼牆施工法之翼牆頂部與梁間因模版之關係，常常在澆灌混凝土時，無法一次澆灌完成，而需進行無收縮水泥的二次施工，因此，此案例特別將翼牆與現有梁之間採部分偏移至梁外側之設計圖 2.6，而此設置方式除可解決上述之缺點，亦可使翼牆其中一側之垂直向主筋避開原有梁，而由外側樓版直通，進而減少現有梁上之植筋數量。此施工法具有良好的施工性外，對於補強後之結構也更具一整體性。圖 2.7~圖 2.9 為補強成果之照片。

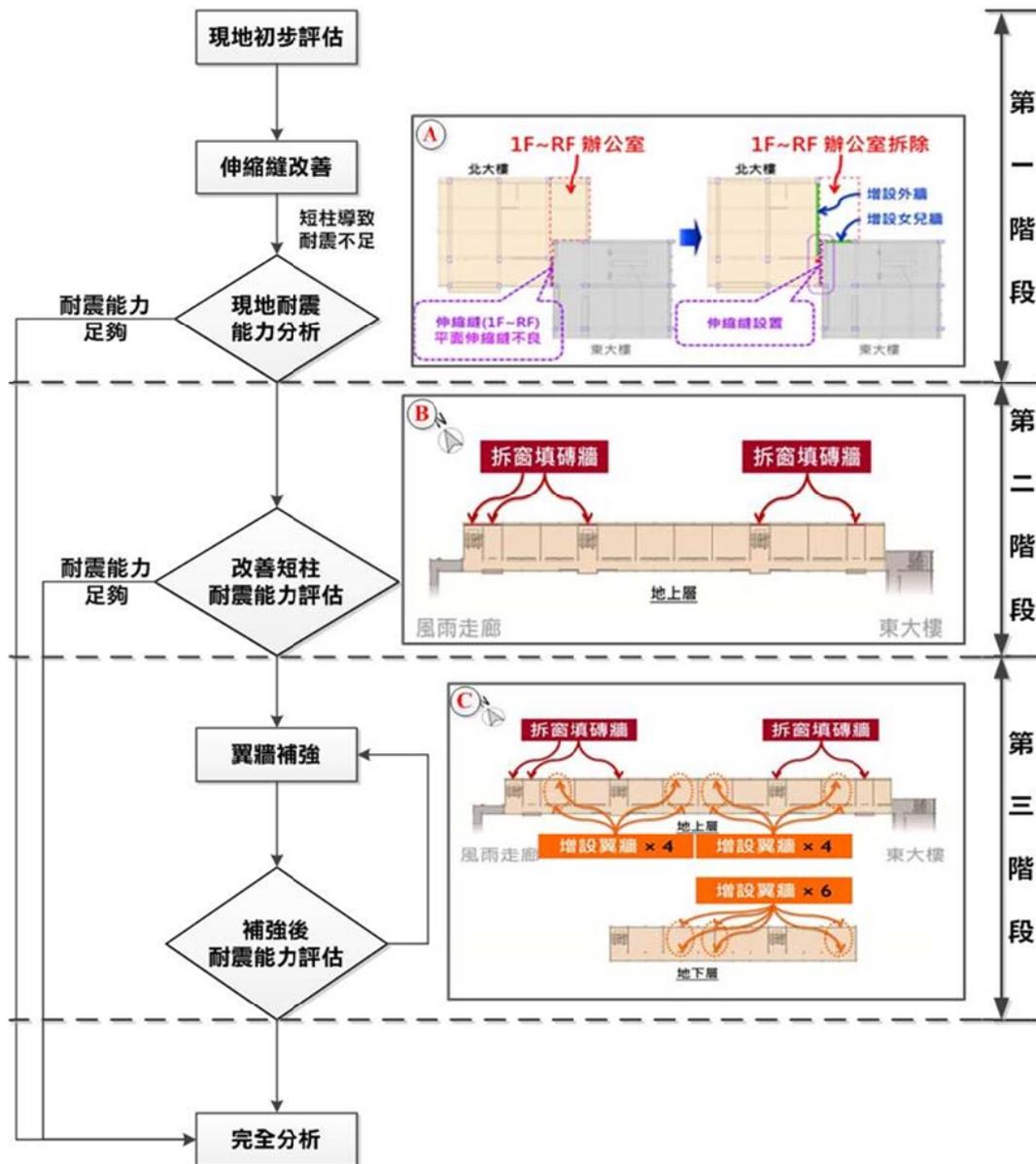


圖 2.5 補強設計流程圖

【資料來源：參考書目 60】

表 2.4 各階段耐震能力評估結果

i 階段		第一階段	第二階段	第三階段
		長向	+X	0.088 g
	-X	0.076 g	0.134 g	0.295 g
短向	+Y	0.274 g	0.274 g	0.274 g
	-Y	0.299 g	0.299 g	0.299 g

【資料來源：參考書目 60】

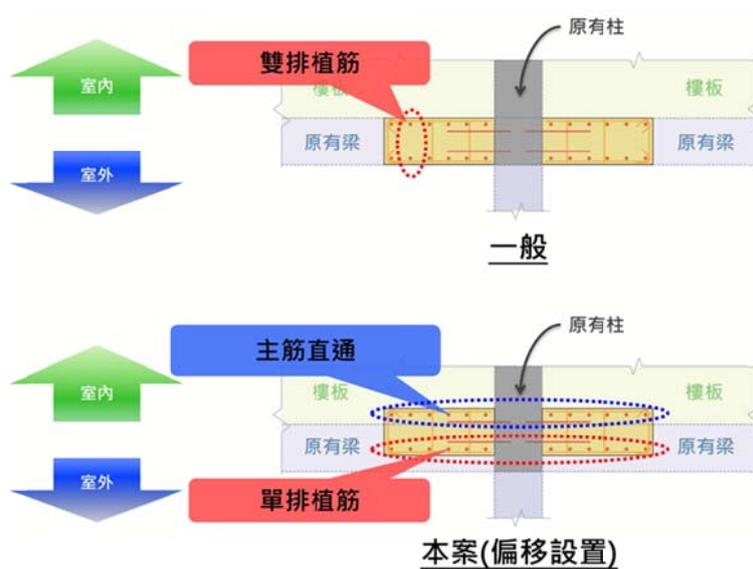


圖 2.6 傳統翼牆施工法與本案採用之施工法比較示意圖

【資料來源：參考書目 60】

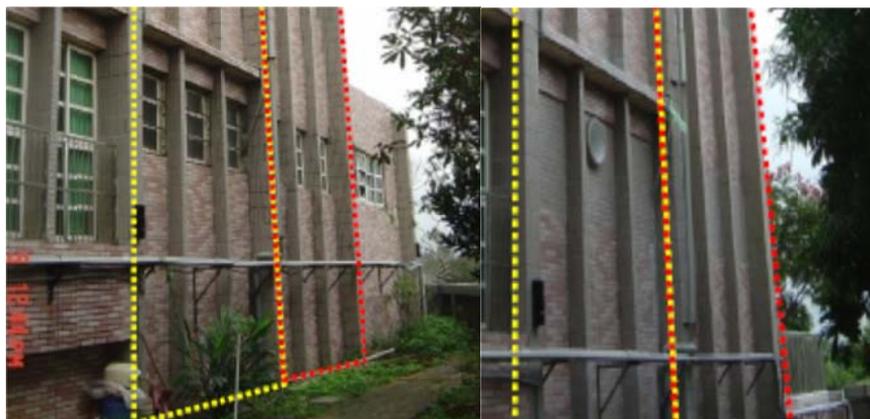


圖 2.7 廁所及樓梯間補強前後比較圖

【資料來源：東建工程顧問有限公司提供】



圖 2.8 翼牆偏移主筋直通施工照

【資料來源：東建工程顧問有限公司提供】



圖 2.9 翼牆補強前後比較圖

【資料來源：東建工程顧問有限公司提供】

三、日本補強個案分析

1. 日本-城星學園高校

1.1 建築物的基本介紹

本補強案例是由鋼筋混凝土所建造的 4 層樓建築物，地點位於大阪市中央區，建築面積為 $801m^2$ ，校舍於 1960 年竣工，因校舍老舊，內部裝修需大規模更新，且建築物外部有部分混凝土脫落，使鋼筋外露，校舍之安全性著實讓人擔憂，因此校方藉此翻修機會一併進行校舍之耐震能力評估，經評估後，其 X 方向(長向)的耐震指標 I_s 不符合規定，因此判定需要進行耐震補強。

1.2 補強方法與限制條件

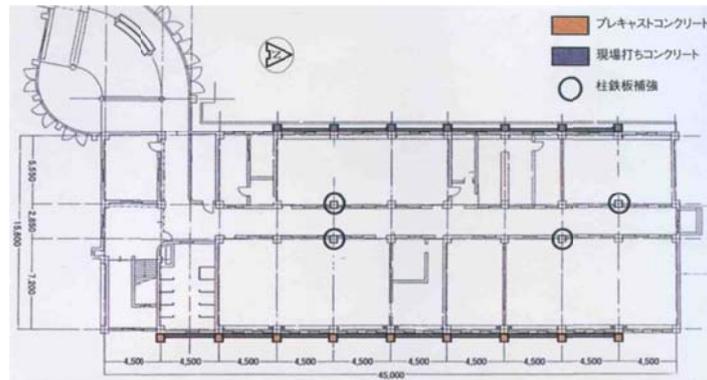
經耐震診斷後，此校舍於長方向 (X 方向) 的抗耐震指標小於規範規定的 0.7 (I_s 值介於 0.4 與 0.6 之間)，因此需進行耐震補強，一般而言，校舍補強礙於經費的考量，大部份會以耐震補強來提升結構物之耐震性能，而很少以隔震或減震的方式來提升。

本案例因受教學空間與環境因素的限制，只能利用暑假期間進行重大工程的施工，因此，此補強工程之工期必須在 40 天內完工；另外，考量到校舍空間之使用性與採光性，需盡可能保有校舍原有的內部空間配置。根據上述因素，本案例最後採用”外部預鑄混凝土框構架補強”工法進行補強。補強配置如圖 2.10 所示，由配置圖中可知，此案例主要是在校舍的東、西兩側之外部牆面上配置補強框構架，用以加強原結構物之勁度與強度，而在建築物內部則是搭配柱構件鋼板包覆補強，增加構件之韌性與強度，如此將可大大提升建築物之耐震能力。

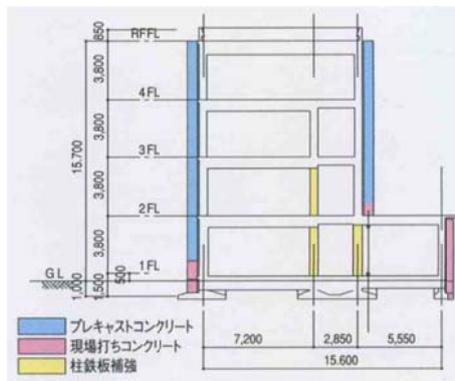
外部預鑄混凝土構架補強在柱的部分是採用預鑄混凝土，可以省去混凝土澆鑄與養護的時間，縮短工期，且品質容易管控。再者因為其補強框架位於建築物外部，不僅易於改修，而且也能保有校舍原有的內部使用空間，其補強前後之外觀如圖 2.11。

1.3 補強施工法探討

施工流程簡介如下，首先施作柱位的基礎，然後在架設鷹架(圖 2.12a)，接著在欲架設補強構架處之牆外壁的砂漿去除並清理乾淨，然後進行錨碇打設(圖 2.12b)。打錨後，將預鑄混凝土柱吊入工地(圖 2.12c)，並且利用環氧樹脂砂漿將原有的混凝土柱與預鑄混凝土柱接合，完成安裝。接著配置梁之主筋與箍筋(圖 2.12d)、組立模板、進行澆鑄。該樓層完成後，在接續吊裝下一預鑄混凝土柱(圖 2.12e)，而在柱接合時，接合處須以無收縮水泥砂漿填補(圖 2.12f)。



(a)一樓補強平面配置圖



(b)補強立面配置圖

圖 2.10 補強構件配置圖

【資料來源：參考書目 49】



(a)補強前的外觀



(b)補強後的外觀

圖 2.11 補強前後之外觀

圖片來源 http://www.takenaka.co.jp/news/pr9908/m9908_03.htm

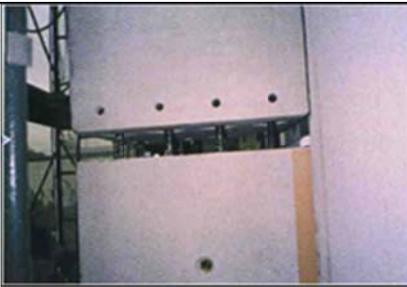
	
<p>圖 a.鷹架配置狀況圖</p>	<p>圖 b.去除牆外壁砂漿與打錨</p>
	
<p>(c)將預鑄混凝土吊入工地並進行安裝</p>	<p>(d)配置樑之主筋與箍筋</p>
	
<p>(e)兩預鑄混凝土柱接合時之情況</p>	<p>(f)兩預鑄混凝土柱採無收縮水泥接合</p>

圖 2.12 外附預鑄混凝土構架施工順序

【資料來源：參考書目 49】

2. 日本-市川市立大柏小學校舍

2.1 建築物的基本介紹

本校舍補強案例是由鋼筋混凝土所建造的 4 層樓建築物，地點位於千葉縣市川市立大野町二丁目 1887 番，樓地板面積 1331 平方公尺，於 1967 年竣工。本校舍因建物老舊且在長方向(X 方向)剪力牆數目甚少，經耐震能力評估後其耐震指標(Is 值)不符規定，因此判定需要進行耐震補強，補強前後之外觀如圖 2.13。

2.2 補強要點

經耐震診斷後，此校舍於長方向 (X 方向) 的抗耐震指標小於規範規定的 0.75，因此需進行耐震補強。學校因教學時間之限制，補強工程只能在暑假期間進行，工期甚短，且為了在補強後還能保持良好的採光與通風，故本案例選用平行預力鋼索補強工法與增設鋼斜撐框架補強工法來增加建築物之耐震能力。平行預力鋼索補強工法是利用一 PCa 塔柱與原結構相連，加強整體結構之勁度，並透過鋼索來減少各樓層的受力傳遞至基礎中，消散地震能量，並降低各樓層的位移(圖 2.14)。

另外，此工法因鋼索對稱且平行配置，線條簡單輕快，對於建築物外觀的又有加分作用，讓人印象深刻。再者，此補強構架配置於建物外部，對於室內空間的運用、通風、採光幾乎沒有影響，且如果因天災或是意外發生而導致工期延期，此工法仍可在施工的狀況下，持續使用建築物。

2.3 補強施工法探討

施工流程簡介如圖 2.15a~f 所示，因此補強工法主要是將主結構之水平受力傳遞至補強之 PCa 柱，然後在由預力鋼索將力量傳至地梁。因此，如何將 PCa 柱與原結構有效結何將是此補強施工要點。圖 2.15e 所示，在 PCa 柱的部份並需要足夠大的面積與原結構體相接，並錨碇至原結構之梁內，且需與原結構走廊之板做有效的結合，如此方能確保原結構物能有效的傳遞力量。

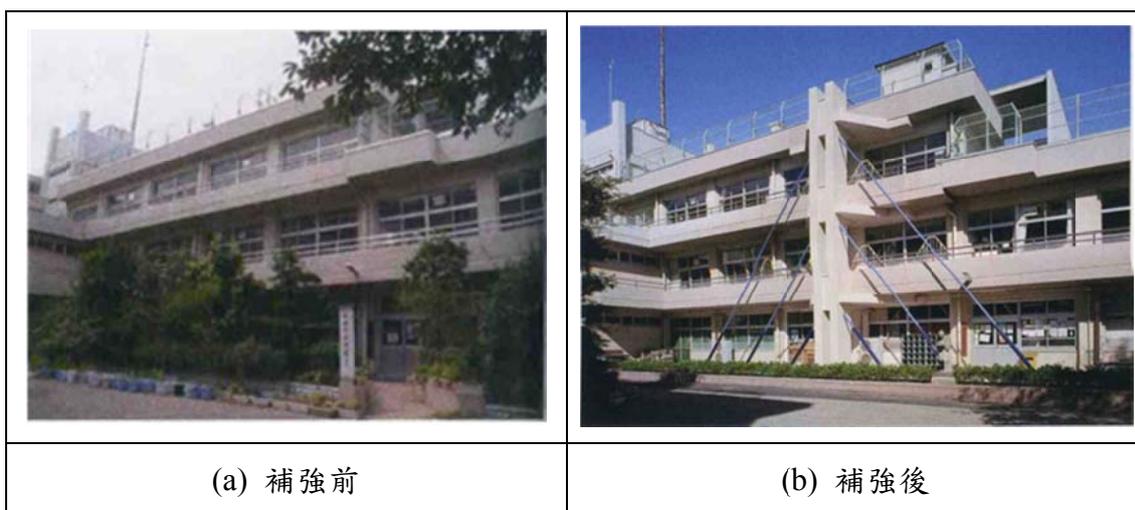


圖 2.13 校舍補強前後外觀

【資料來源：參考書目 49】

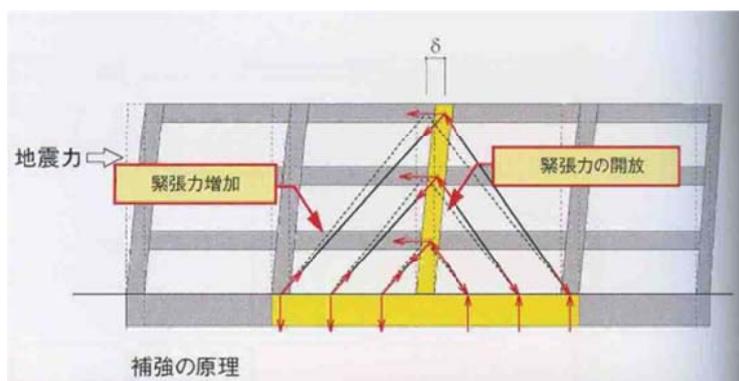


圖 2.14 補強原理示意圖

【資料來源：參考書目 49】



(a) 建造基礎	(b) 組裝預鑄混凝土柱
	
(c) 配置 PC 鋼鍵	(d) 對 PC 鋼鍵施加預力
	
(e) 配置鋼筋	(f) 將原有建築物與預鑄混凝土柱接合

圖 2.15 施工流程

【資料來源：參考書目 49】

3. 靜岡市立賤機初中學校

3.1 建築物的基本介紹

賤機初中建校於昭和 29 年（1954 年），從昭和 51 年一直到 56 年漸進式地採鋼筋混凝土改建學校。校舍地基和室外運動場地基有顯著的高低差，校舍建築物朝南北方向呈一長條型的排列，為 4 層樓高建築物；位址座落在比較狹小的高崗上，如圖 2.16 所示（紅色部分為補強區域）。耐震補強工程緣起於平成 15 年，靜岡市策劃推動實施學校設施的耐震計劃。

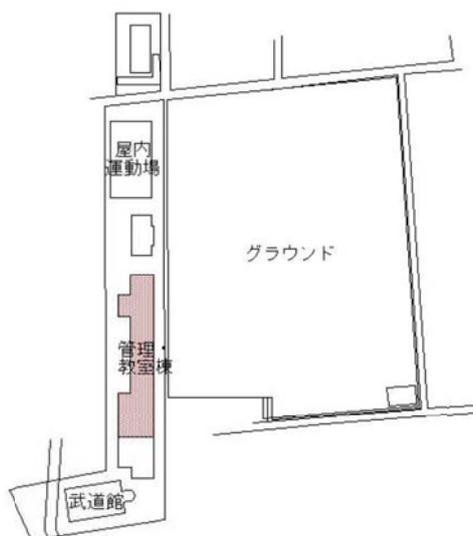


圖 2.16 校區平面配置圖

【資料來源：參考書目 49】

3.2 耐震補強工法概要

此校舍之補強包括採用外部鋼骨框架補強和鋼筋混凝土造剪力牆補強，另外為了減輕建築物的重量，同時進行屋頂的輕量化，工程施工概要如表 2.5 所示。補強位置數量包括外部鋼骨框架補強 32 處構面，及鋼筋混凝土造剪力牆補強 2 處，相關補強配置位置如圖 2.17 所示。

表 2.5 施工概要表

施工期間	平成 15 年 6 月～平成 16 年 1 月 (約 6 個月)
整體工程費	150,248 千日圓 (新台幣 5,670 萬元)
補強部分工程費概算	鋼支撐 4,500 千日圓／處 R C 壁增設 2,000 千日圓／處
建築物耐震性能指標 (Is 值) 補強前→補強後	Isx=0.57 → Isx=1.19 Isy=1.30 → Isy=1.30

【資料來源：參考書目 49】

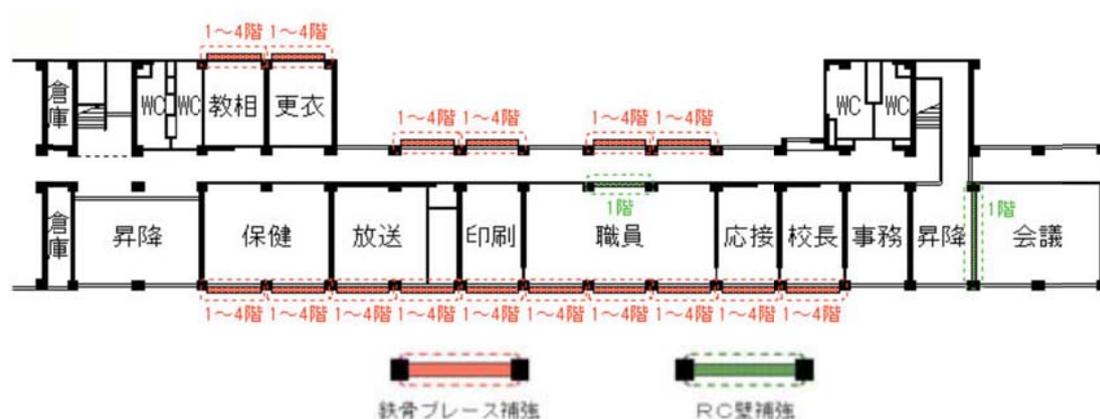


圖 2.17 一樓平面圖（補強後）

【資料來源：參考書目 49】

3.3 規劃重點

學校建築物的耐震補強是靜岡市的政策方針，以「外部分散配置鋼支撐，不妨礙採光、通風，同時無需設置一處臨時校舍，可充分活用教室。」為原則。補強後之外觀如



圖 2.18 補強後外觀

【資料來源：參考書目 49】

第五節 鋼筋混凝土建築物常用耐震補強工法探討

一、柱構件補強

鋼筋混凝土建築物中柱構件的力學行為對於建築物整體的安全性扮演著重要的角色。建築物中的載重通常透過樓版傳遞至梁或牆，然後傳遞至柱構件，最後在由柱構件將載重傳遞到基礎上。鋼筋混凝土柱的破壞模式可分為剪力破壞、撓曲破壞、撓剪破壞或軸壓破壞，而會造成柱破壞的原因有可能是設計不良、構件材料老化或舊規範對於耐震設計考慮不夠嚴謹等因素所引起。因此，在進行柱構件耐震補強時，需先了解其補強需求，在選用合適的補強工法，如此將能使補強效果更顯著且更經濟。以下將對一般柱構件耐震補強工法作介紹。

1. 柱加設箍筋補強工法

適用時機：

當鋼筋混凝土柱構件剪力強度不足或圍束效果不佳時，可以利用加設箍筋在柱四周圍的方式進行補強圖 2.19。

特性說明：

鋼筋混凝土柱構件加設箍筋方式可有效提升柱之韌性及剪力，在加設箍筋時必須於柱頂及柱底預留 3 至 5 公分寬的間隙，因此對柱構件之撓曲強度無貢獻，但對總體結構物仍有極佳的耐震補強效果。

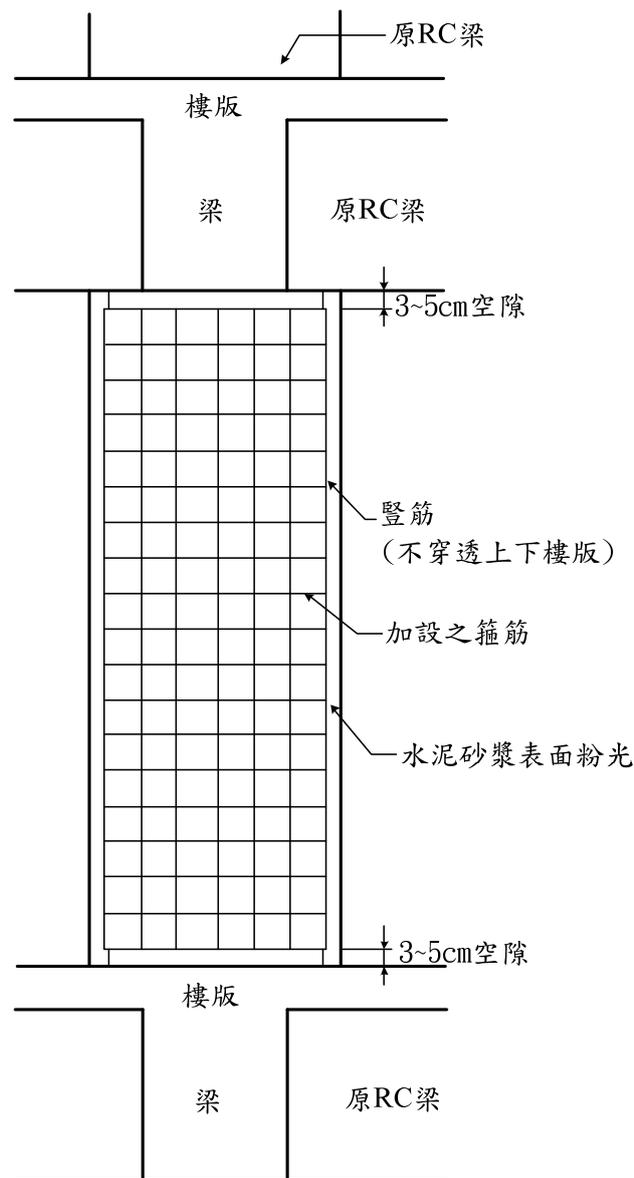
施工法：

- (a) 敲除原鋼筋混凝土柱面之粉刷層及鬆動混凝土。
- (b) 彎紮箍筋及固定用之縱向筋。
- (c) 封模(預留適當喇叭灌漿口)。
- (d) 澆置混凝土。

注意事項：

- (a) 若在加設箍筋時無預留間隙，則會使撓曲強度和塑性剪力同時增加，此工法係以加強柱之韌性和剪力為主。

- (b) 採用悍接的閉合圍束箍筋直徑需使用直徑大於或等於 D10 的鋼筋，且間距必須小於 10cm，箍筋之尾端須採悍接或搭接，若採用悍接其悍接長度必須大於鋼筋直徑的十倍；如採用搭接則須能提供與悍接同等效應之圍束作用(圖 2.20)。
- (c) 閉合圍束箍筋補強時，其新澆灌混凝土的厚度建議以 10 到 15 公分為宜。



立面圖

圖 2.19 柱加設箍筋補強示意圖

【資料來源：參考書目 6】

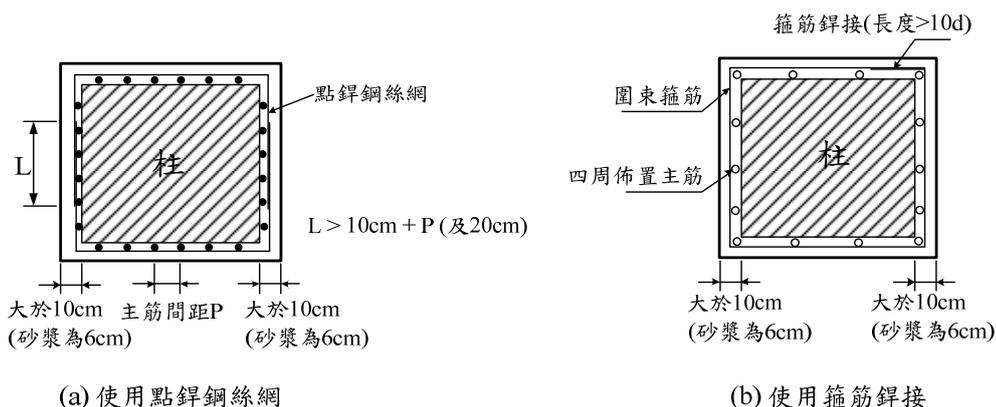


圖 2.20 鋼筋混凝土包覆斷面圖

【資料來源：參考書目 7】

2. 柱擴大斷面主筋貫穿直通補強工法

適用時機：

當鋼筋混凝土柱斷面之強度不足，而欲提升其軸力及彎矩強度時，可採用擴大柱斷面積的方式來補強，如圖 2.21 所示。

特性說明：

此方法係將擴大柱斷面的主筋貫穿上下樓層，且於柱頂與柱底之間不留間隙，如此將使得力量傳遞不被間斷以提高補強後構件抵抗彎矩與軸力之能力，同時因加大柱斷面時均會加設箍筋，故亦能提供圍束作用及剪力強度。

施工法：

- 敲除鋼筋混凝土柱粉刷層及鬆動混凝土。
- 柱裂縫以環氧樹脂注入修補。
- 鋼筋混凝土柱上層及柱下層樓版鑽孔或打除。
- 配置補強主筋及箍筋，如主筋位於梁時，則採植筋方式。
- 封模並澆置混凝土(預留適當喇叭灌漿口)。
- 拆模養護。

注意事項：

- (a) 一般上、下樓層以打除部分混凝土較易施工，若僅鑽孔主筋可能不易穿過彎紮。柱四個角隅之樓版，為了有良好的施工性，一般建議以打除部份樓版混凝土，但不可切除樓版之鋼筋。
- (b) 為避免角隅處產生蜂窩現象，灌漿時應於頂端設置喇叭口。
- (c) 擴柱厚度除了設計上之考慮外，建議最小擴柱厚 10 cm 以上較佳，若現場施工不易時，則最小厚更應考慮在 15cm 以上。

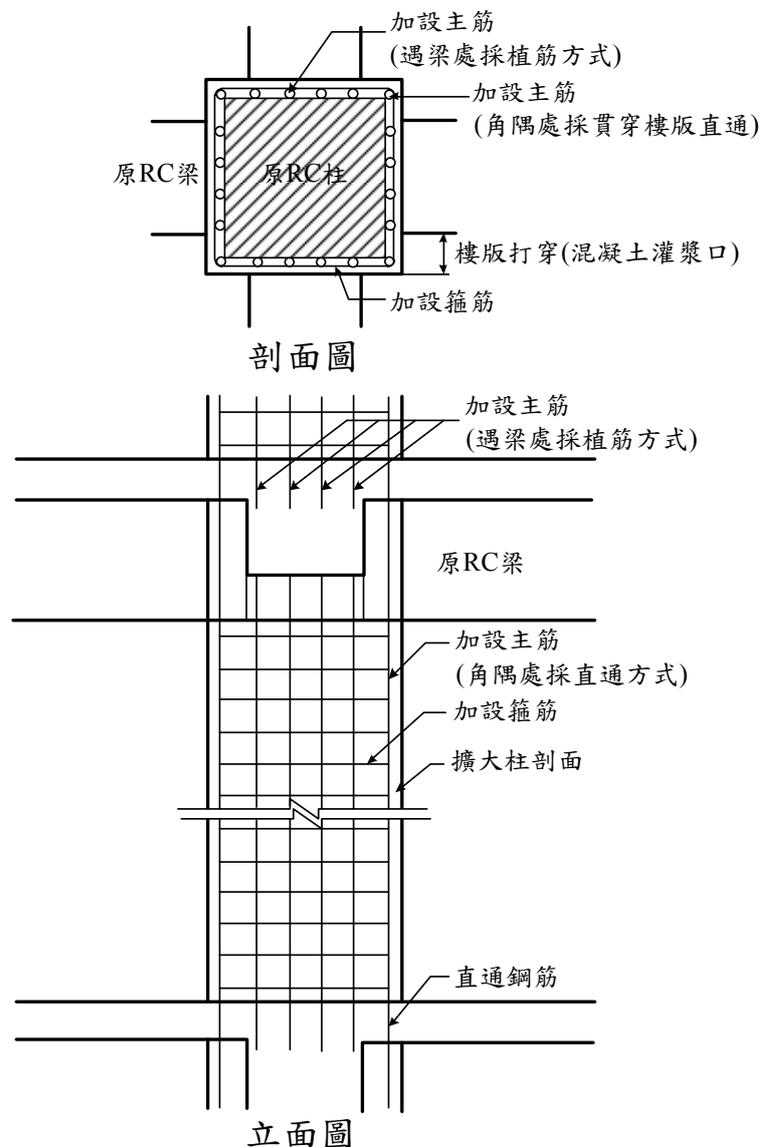


圖 2.21 柱擴大斷面補強工法示意圖

【資料來源：參考書目 6】

3.柱圍封鋼板補強工法

適用時機：

對於剪力強度不足或圍束效應不足的鋼筋混凝土柱，除可以前述之加設箍筋補強工法外亦可採用鋼板包覆方式來補強。圖2.22

特性說明：

鋼筋混凝土柱圍封鋼板補強工法能有效增加柱之圍束效應，提升柱的韌性，進而增加總體結構物的耐震強度。

施工法：

- (a) 水電開關插座先行遷移。
- (b) 敲除鋼筋混凝土柱表面之粉刷層及鬆動破碎之混凝土。
- (c) 以環氧樹脂修補柱裂縫。
- (d) 以超音波鋼筋探測器量測柱主筋位置。
- (e) 錨栓預定位位置鑽孔，並以高壓空氣吹淨孔內粉塵。
- (f) 植入化學藥劑及螺栓。
- (g) 組立補強鋼板。
- (h) 化學錨栓孔隙及其他縫隙施作披縫劑。
- (i) 補強鋼板與混凝土柱之界面間，灌注環氧樹脂或無收縮水泥。(由底部高壓灌注，上方留排氣孔)。
- (j) 鋼板表面防銹處理(表面以水泥砂漿粉刷被覆)。

注意事項：

- (a) 原則上柱之四面均須由與鋼板緊密包覆。
- (b) 鋼板與既有柱之間縫隙須灌入環氧樹脂或無收縮水泥砂漿。另外如使用水泥砂漿，其抗壓強度不得低於 210 kg/cm²，或低於既有柱之混凝土抗壓強度。
- (c) 灌注環氣樹脂或水泥砂漿應從下方以壓力灌注，並留出氣孔於上方，以免在鋼板與混凝土介面間殘留孔隙。

- (d) 補強鋼板應以適量之化學錨栓錨定於混凝土柱內，以防止環氧樹脂或無收縮水泥注入時之鼓凸變形。
- (e) 化學錨栓之鑽孔不可損及柱主筋。
- (f) 補強鋼板與上方梁底及下方樓版面應預留至少 3cm 以上之空隙。
- (g) 包覆鋼板之厚度不得小於 4.5 mm，且工廠預鑄之構件均須於現場組裝與銲接。
- (h) 補矩形包覆鋼板斷面之四角應修為圓弧狀，且其半徑應大於 3 倍之鋼板厚度，防止損及鋼板強度。
- (i) 補強鋼板完成後，應於表面作水泥砂漿粉刷被覆，以求其耐火性、耐久性及美觀。
- (j) 補強鋼板之加工，若因材料尺寸需分為 2~3 片拼合時，其接縫宜採垂直縫，並以另一調節尺寸用之墊襯鋼板滿焊接合。

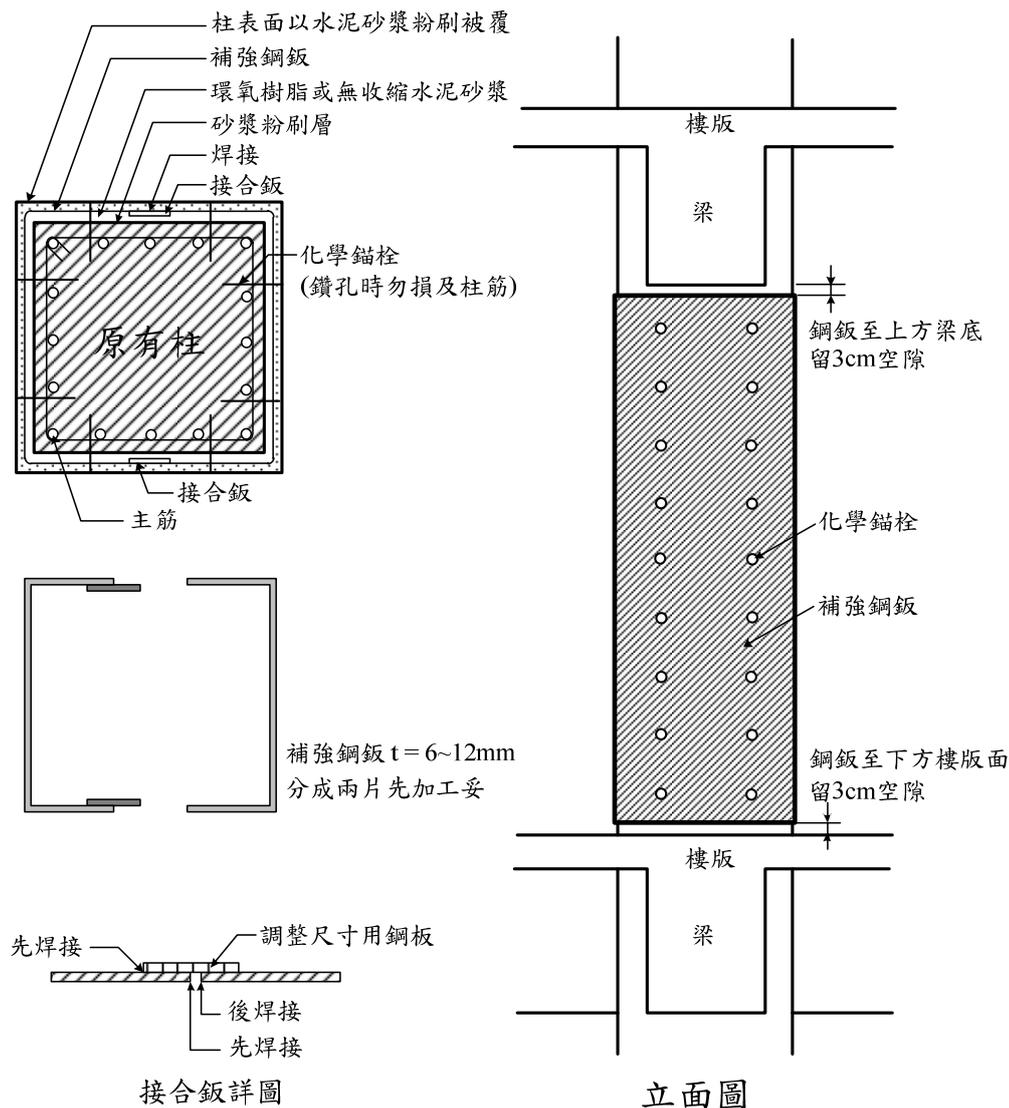


圖 2.22 柱以鋼板包覆補強工法示意圖

【資料來源：參考書目 6】

4. 柱帶狀鋼板補強工法

適用時機：

帶狀鋼板補強工法之適用時機與加設箍筋補強工法類似，主要用於提昇柱之韌性(圖 2.23)。

特性說明：

帶狀鋼板圍束補強可有效提升鋼筋混凝土柱之韌性與剪力強度，且相對於增加箍

筋補強工法，其所增加之柱斷面積相對較少，在空間利用上較為經濟。

施工法：

- (a) 敲除鋼筋混凝土柱表面粉刷層及鬆動破碎之混凝土。
- (b) 柱裂縫以環氧樹脂注入修補。
- (c) 於鋼筋混凝土柱之四個角隅安裝角鋼。
- (d) 將帶狀圍束鋼板焊接至角鋼上。
- (e) 角鋼及帶狀鋼板空隙施作披縫劑。
- (f) 補強鋼板與混凝土柱之界面間，灌注環氧樹脂。
- (g) 角鋼及帶狀鋼板表面以環氧樹脂塗抹防銹並撒小石粒。
- (h) 補強鋼板表面及其餘柱表面以水泥砂漿粉刷被覆。

注意事項：

- (a) 為使鋼板與混凝土柱能粘成一體，介面之環氧樹脂應確實灌注填滿。
- (b) 帶狀鋼板包覆補強之帶狀鋼板一般約 10 cm 寬，其間距應依計算結果配置，但其間距不得大於柱寬之 1/2。
- (c) 灌注環氧樹脂時，混凝土表面務必為乾燥狀態。
- (d) 採用本工法圍束補強可局部施作，不必全柱施作。

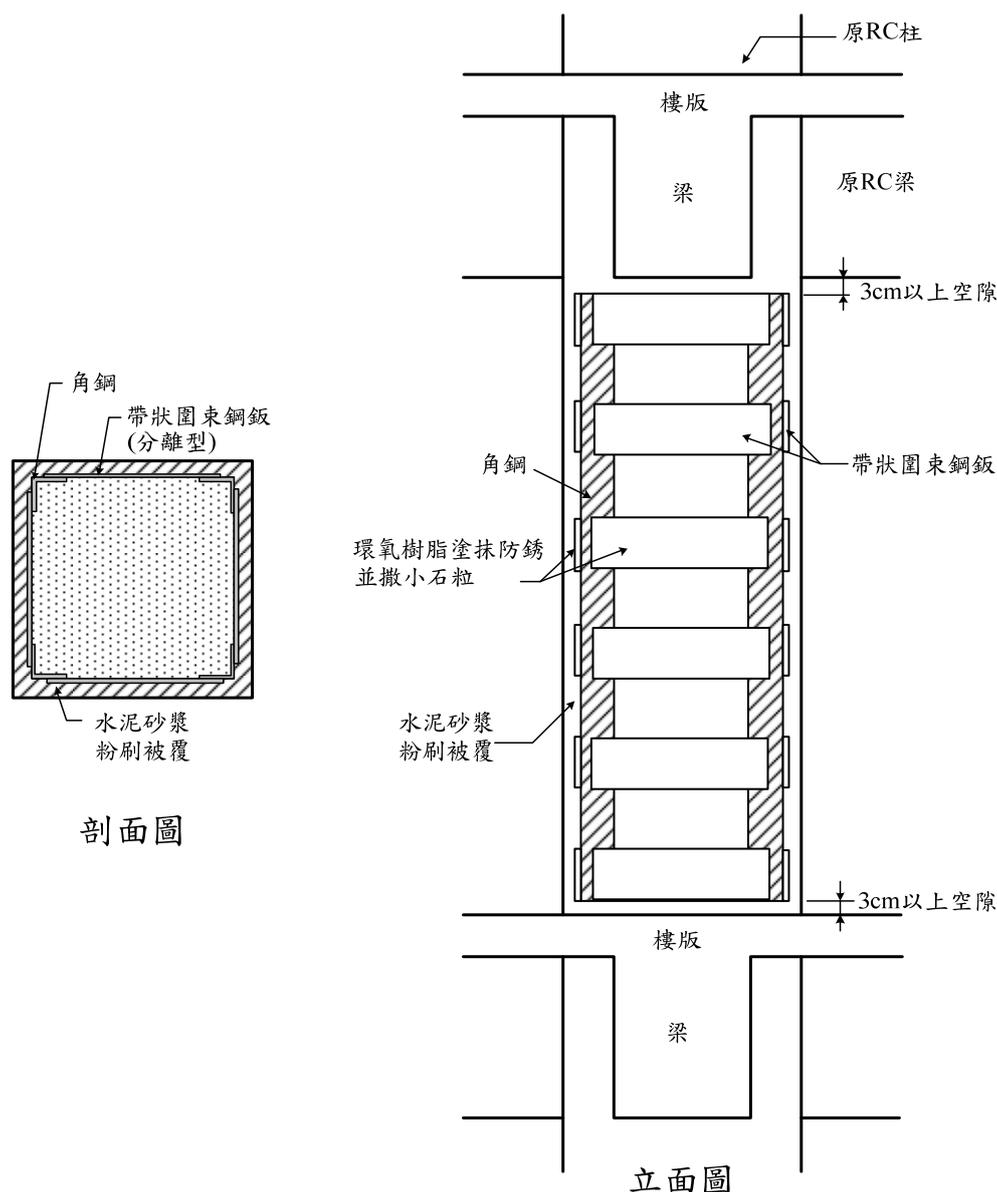


圖 2.23 柱帶狀鋼板補強示意圖

【資料來源：參考書目 6】

二、增設或加厚鋼筋混凝土牆

1. 牆加厚補強工法（剪力、彎矩、軸力補強）

適用時機：

一般而言，加牆為最經濟有效的耐震能力補強方式。然若原結構系統中應空間使用的限制或其它因素無法在加設 RC 牆，此時亦可考慮以加厚牆厚度的

方式來進行耐震補強，以提升整體結構物耐震能力。另外，因此工法之施工範圍較廣，在施工期間會影響空間使用，故在選用此工法時需考量此問題。

圖 2.24

特性說明：

牆加厚補強工法可有效的提升原結構之勁度及強度，因此對於總體結構之耐震能力能會有所提升。

施工法：

- (a) 敲除粉刷層及鬆動混凝土。
- (b) 以超音波鋼筋探測器量測梁、柱或牆之鋼筋位置。
- (c) 梁、柱及牆預定植筋位置鑽孔，並以高壓空氣吹淨孔內粉塵。
- (d) 配給化學藥劑植入鋼筋（植筋）。
- (e) 鋪設鋼絲網或鋼筋。
- (f) 封模並預留混凝土灌漿口。
- (g) 灌注混凝土。
- (h) 折模養護與裝修。

注意事項：

- (a) 牆新增厚度一般均不厚(約 10~20cm)，故其澆置混凝土時應注意避免產生孔隙(蜂窩)。
- (b) 澆置混凝土時，需自樓版底至梁頂確實灌漿不可留有空隙，因此組立模板時，需於頂端預留喇叭口，待澆置完成以後再將頂端突出部分敲除。

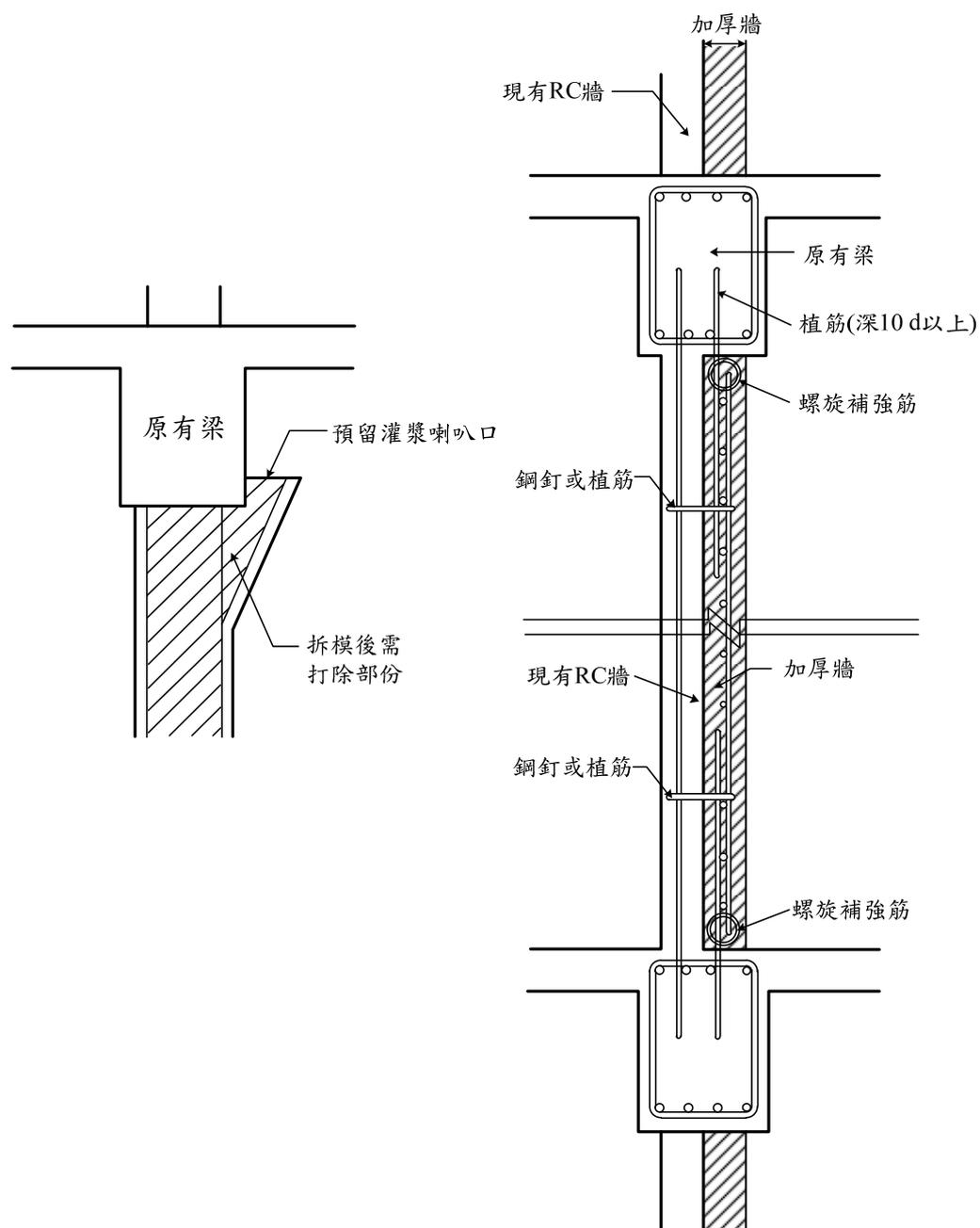


圖 2.24 牆加厚補強工法示意圖

【資料來源：參考書目 6】

2. 加設剪力牆補強工法

適用時機：

一般而言，採用加設剪力牆補強之建築物，一般為側向強度極差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物。此補強方式主要是藉著所增設的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。惟在增設時需盡量減少其對建物內部空間利用、使用功能或照明之阻礙(圖 2.25)。

特性說明：

增設剪力牆仍屬於改善結構系統的補強方式，一般認為此工法為一相當經濟有效的方法，根據建築物之條件，如能適當配置，其可提高耐剪強度、抗變形能力、改變建築物平面、立面之剛性分佈及增加建築物側向剛性。

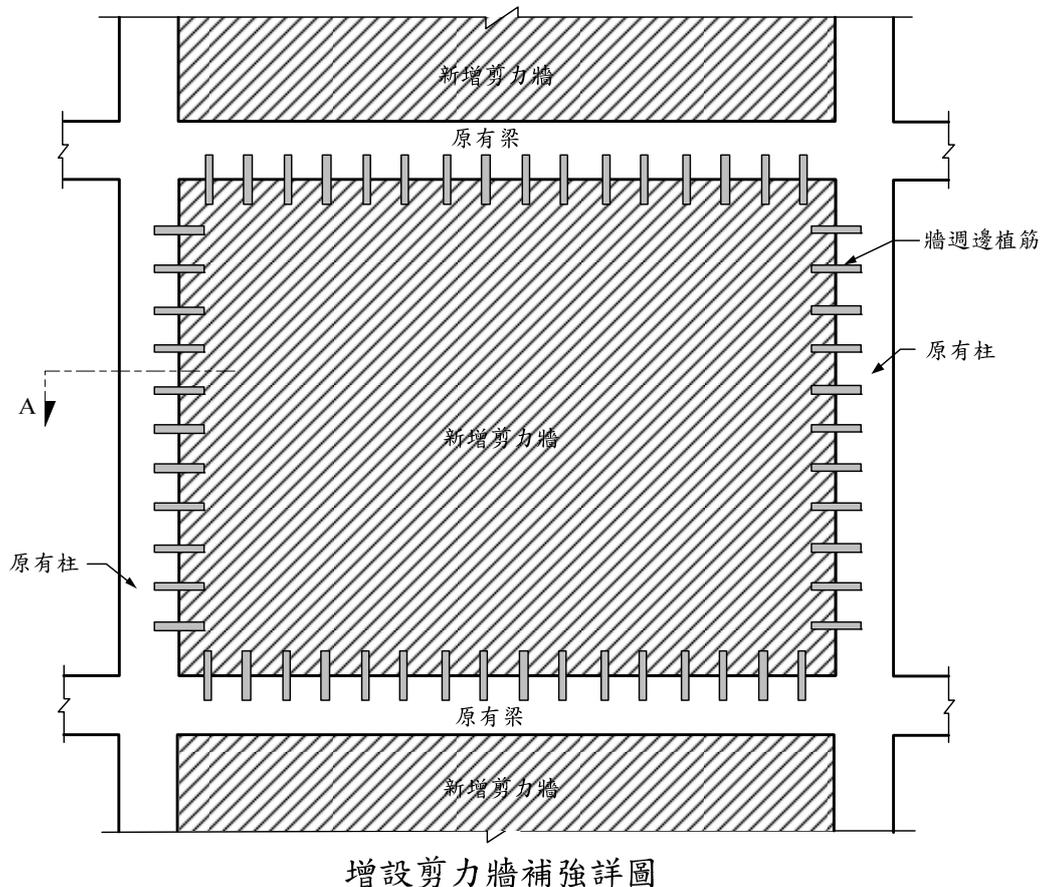
施工法：

- (a) 在確定最佳新設剪力牆位置後，若該位置有磚牆存在時，則必須將磚牆先行敲除。
- (b) 將與剪力牆相接邊界構件之粉刷層敲除乾淨，加強新舊混凝土介面粘著性。
- (c) 以超音波鋼筋探測器量測梁柱鋼筋位置。
- (d) 梁、柱預定植筋位置鑽孔，並以高壓空氣吹淨孔內粉塵。
- (e) 配給化學藥劑植入鋼筋（植筋）圖 2.26。
- (f) 待鋼筋及模板組立完成後灌漿。

注意事項：

- (a) 澆置混凝土時，須自樓版底至梁頂確實灌滿不可留有空隙，因此組立模板時，須於頂端預留喇叭口，待澆置完成以後再將頂端突出部分敲除。
- (b) 增設之剪力牆必須自增設之樓層起一直設置至基礎部分為止，以確保剪力能夠順利傳遞至基礎。
- (c) 增設之剪力牆的厚度應大於 $1/4$ 的柱寬及 15 公分，但小於梁之寬度。
- (d) 增設之剪力牆的剪力鋼筋比應大於 0.25% 及小於 1.2%。
- (e) 增設之剪力牆的混凝土強度不能小於既存結構物混凝土的強度。
- (f) 增設了剪力牆之後，結構體在剪力牆附近之勁度增大，會導致外力皆集中於此處。因此與剪力牆相連接之梁、柱，必須針對彎矩及剪力強度加以檢核。

另外，亦必須檢核與剪力牆相連接之基礎，是否因外力集中，而產生傾覆（overturning）或基礎上揚（uplifting）的可能。



註：新增之剪力牆與原有結構梁，柱相接處，須植筋與之連接。

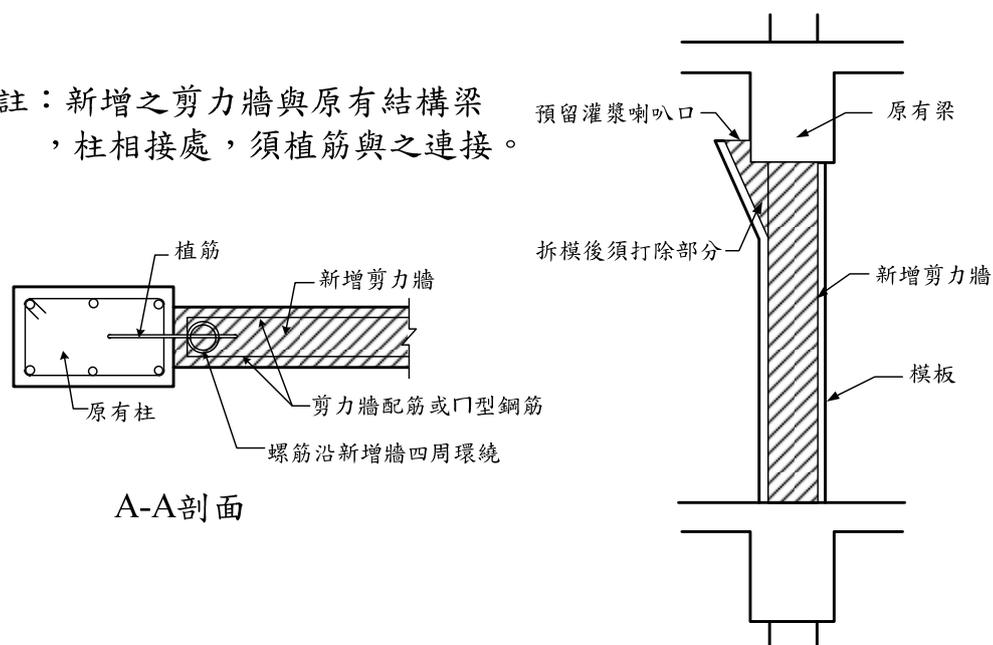


圖 2.25 加設剪力牆補強工法

【資料來源：參考書目 6】

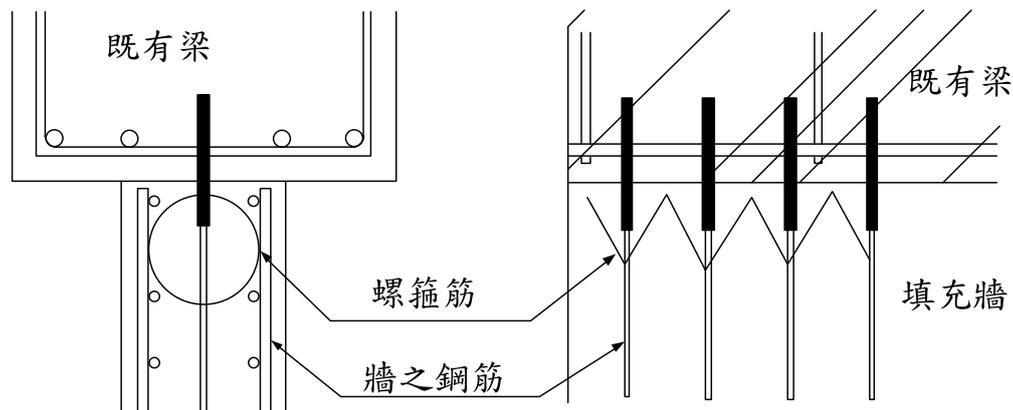


圖 2.26 邊界螺箍筋配置示意圖

【資料來源：參考書目 7】

三、增設鋼筋混凝土翼牆

1. 增設翼牆補強工法

適用時機：

主要之使用時機在於使用空間的限制而無法直接在相鄰兩柱之間直接增設剪力牆時可考慮在柱的兩側加設一體積較小而不用佔滿整個窗格的翼牆來補強，以增加柱之抗震能力，並提高整體結構之耐震能力。圖 2.27

特性說明：

既有柱構件利用增設翼牆方式進行補強時，可有效改善柱之剪力強度與勁度，使原結構物變為強度抵抗型之結構物。而柱增設翼牆後，也會使結構物由原本的強梁弱柱變成強柱弱梁之結構，因而改善了結構物之韌性。

施工法：

- (a) 敲除鋼筋混凝土柱表面之粉刷層及鬆動破碎之混凝土。
- (b) 以超音波鋼筋探測器量測梁柱鋼筋位置。
- (c) 梁、柱預定植筋位置鑽孔，並以高壓空氣吹淨孔內粉塵。
- (d) 配給化學藥劑植入鋼筋（植筋）。

- (e) 配筋並組立模板後澆置混凝土。
- (f) 新增翼牆與上端梁底未密接處，灌注無收縮水泥至飽滿為止。
- (g) 柱梁及翼牆表面以水泥砂漿粉刷被覆。

注意事項：

- (a) 增設翼牆之後，會使梁之淨跨度減少，若梁之抗剪能力不足，則容易發生剪力破壞的情形。因此在評估設置翼牆後結構耐震能力時必須將此點列入考慮。
- (b) 對柱間距較小之建築物，應避免使用此種補強方法。
- (c) 在增設翼牆時，建議應對稱設置於柱之兩側，其配置方式可參考圖 2.28。
- (d) 若將翼牆補強的設計目標設定為強柱弱梁時，其補強後梁淨跨度 l_o 與梁深 D 之比值應大於等於 4(圖 2.27)，並應計算確認梁之破壞模式。
- (e) 一般建議翼牆翼牆之厚度 t 應大於 $1/3$ 倍之柱寬度 b 或 20 cm，而寬度 L 應大於 $1/2$ 倍之柱深 D 或 50cm，且最大寬度應小於柱深 D 之兩倍。

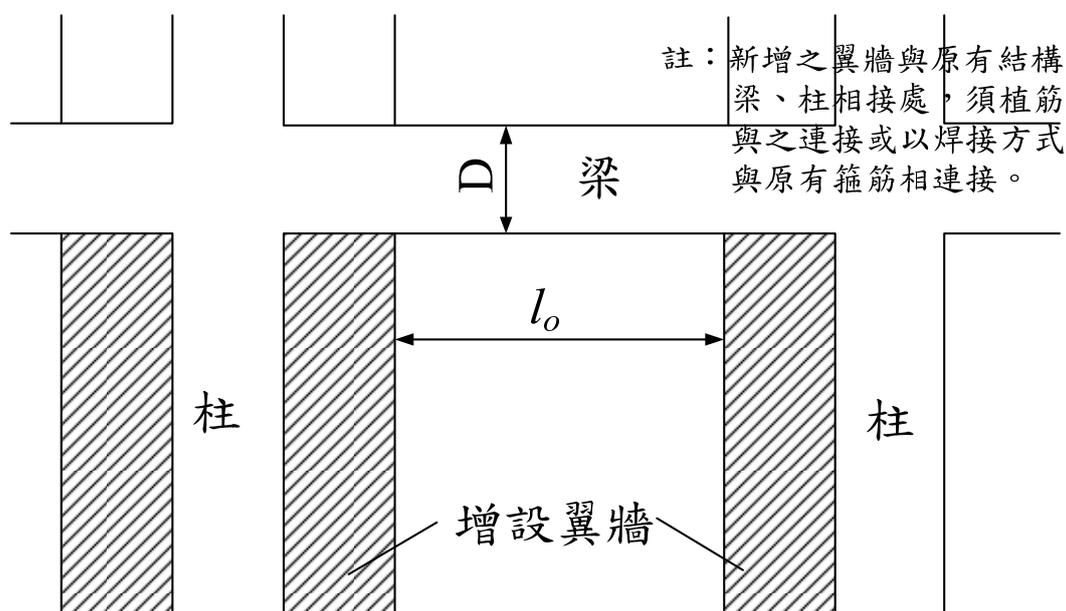


圖 2.27 增設翼牆補強詳圖

【資料來源：參考書目 7】

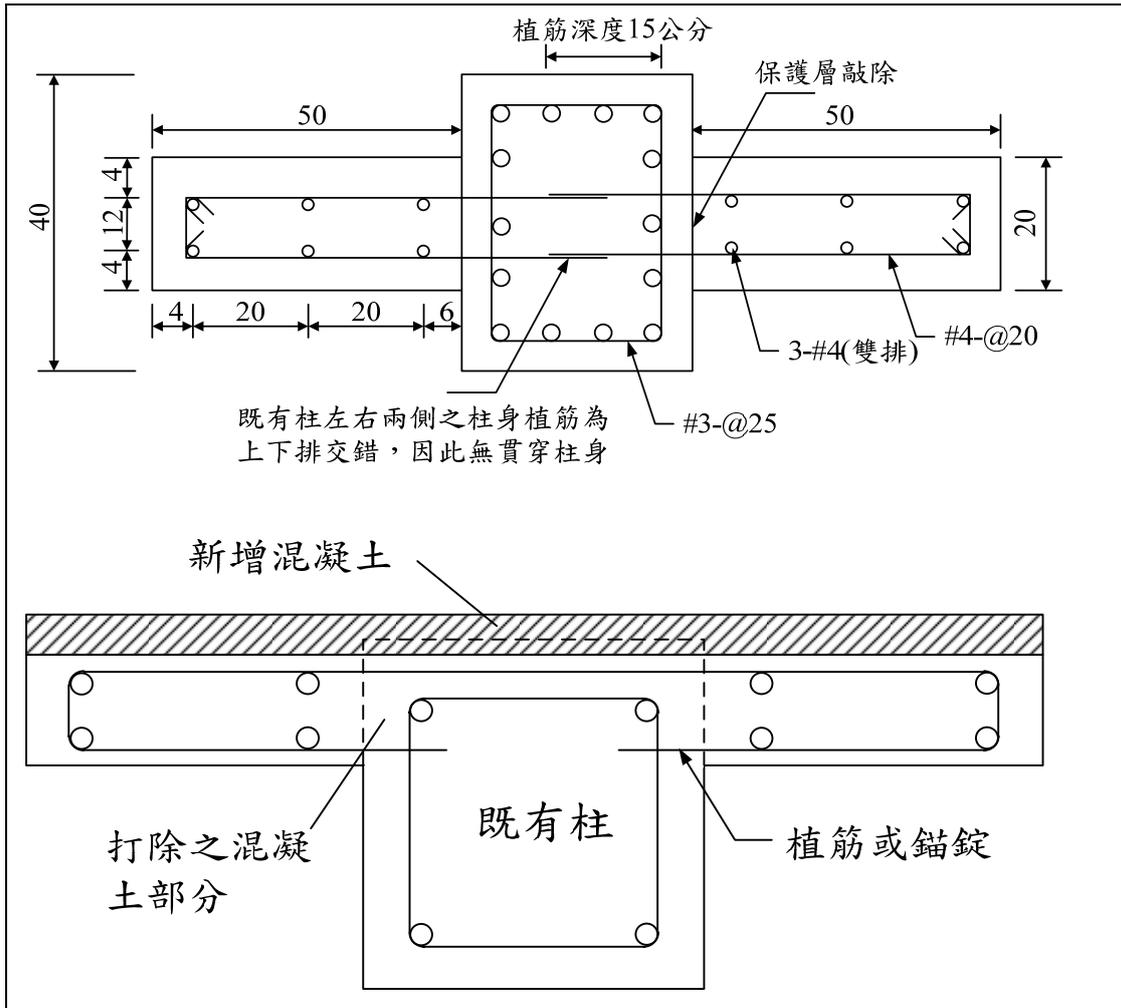


圖 2.28 翼牆配置型式

【資料來源：參考書目 7】

四、鋼斜撐構架補強

1. 鋼斜撐構架補強工法

適用時機：

當建築結構系統的整體側向抗剪強度或側向勁度不足時，即可考慮本補強方法進行補強，以提昇結構系統之強度、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。

特性說明：

與增設鋼筋混凝土牆的結果相似，但主要是藉著新設置之斜撐承擔系統額外之側

向力，以提高結構系統橫向之抗剪能力，並增加側向勁度。常見的斜撐型式有K形斜撐、X形斜撐、Y形斜撐、門型斜撐、菱型斜撐及偏心斜撐等(圖2.29)。

施工法：

- (a) 在確定最佳新設斜撐位置後，若該位置有矮牆存在時，則必須將矮牆先行敲除，並將與斜撐相接之梁、柱表面粉刷層敲除，並清潔乾淨。
- (b) 以超音波鋼筋探測器量測梁柱鋼筋位置。
- (c) 均勻配置錨碇螺栓於構架之梁、柱週圍。
- (d) 接合部以加壓之無收縮水泥砂漿填充，並以箍筋、螺旋筋為補強筋增加其圍束能力(圖 2.30)。

注意事項：

- (a) 斜撐鋼構架之各別鋼構件的斷面選擇以不產生局部挫屈為原則。
- (b) 鋼構架與既有之鋼筋混凝土構架間之接合部位不可有應力集中現象。
- (c) 接合部位的錨碇應採用化學螺栓或擴張螺栓，且兩者不宜混用。
- (d) 鋼斜撐構架之斜撐斷面需大於 H150x150x7x10 (mm)。
- (e) 錨碇螺栓之直徑不小於 1.6 cm，且錨碇螺栓之間距不大於 25 cm。
- (f) 鋼筋混凝土構架之錨碇螺栓與鋼構架上接合螺栓的搭接長度 L_p 不小於 $0.5h'$ (h' 為灌漿處寬度，如圖 2.31 所示)。
- (g) 填充用之水泥砂漿的強度不小於 280 kg/cm^2 。
- (h) 接合部位之補強筋的鋼筋比 ρ_s 不小於 0.4%。

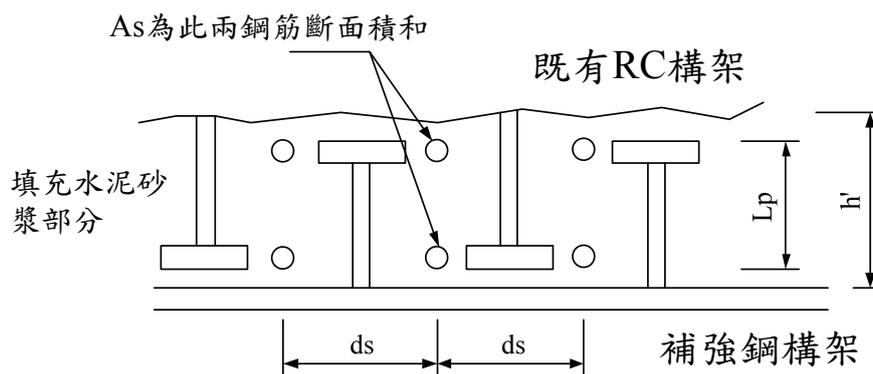


圖 2.31 接合灌漿部位示意圖

【資料來源：參考書目 7】

五、其它補強工法

1. 增設外側構架補強工法

適用時機：

當建築結構系統側向勁度不足或無法足夠抵抗橫向地震力時，而建築物內又因空間使用的限制、採光條件及動線限制等等的因素，無法設置剪力牆或斜撐構架等補強措施，則可使用加設外側構架的方式，分擔建築物所承受之側向地震力。但使用本補強方法時，建築物周圍須有足夠的空間加設外側構架(圖 2.32)。

特性說明：

本補強法主要是透過增設外側構架，使建築物的柱總數增加，而提高抵抗側向力的能力。同時，原建築物的梁、柱構件所分擔之外力，亦可隨之降低，因此能增強建築物的耐震性能。

施工法：

- 在新設構架處開挖，深度至原結構基礎。
- 將新、舊結構介面處粉刷層及裝修材敲除乾淨。
- 以新設外側構架須用銲接或植筋方式與新設構架連接。
- 待模板組立及鋼筋彎紮完成後灌漿施工即可。

注意事項：

- (a) 由於新設構架緊臨原結構體施工，因此在開挖及施工時，須注意既有結構基礎沉陷問題，以避免對既有結構體造成之損壞或強度降低。
- (b) 在設計時須確定增設之外側構架有足夠的強度及勁度抵抗地震時自身之地震力，並能分擔原結構物之受力。
- (c) 新、舊建物之界面須妥善處理使內力能順利傳遞。
- (d) 外側構架基礎須設置與既有結構物基礎同高，並確實錨碇，才能將地震力傳至地下。
- (e) 新設外側構架之柱心與樓層高度須位於既有結構物之同一線內。

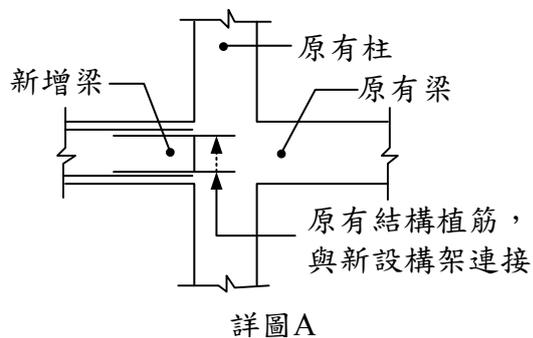
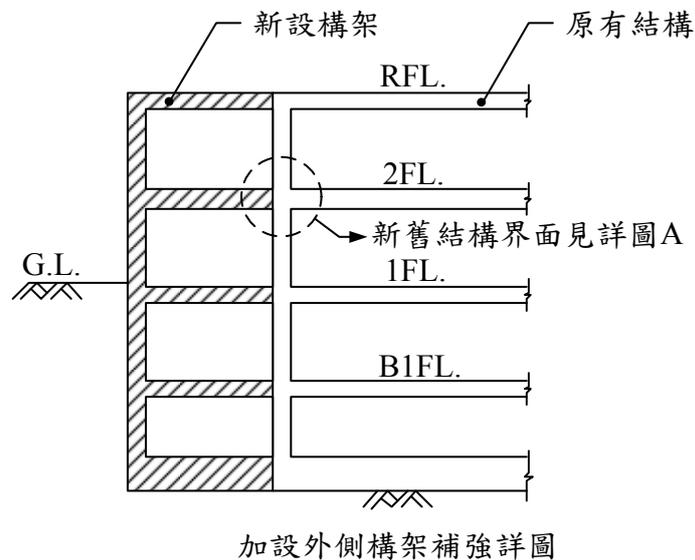


圖 2.32 加設外側構架補強示意圖

【資料來源：參考書目 5】

第六節 小結

本節探討了國內和日本之補強工法的選用差異，在國內工程師大多選用翼牆、擴柱和增設 RC 剪力牆的方式來進行耐震補強。而日本則以鋼斜撐構架為主要的補強設計方案。造成此差異有可能是國內目前對於鋼斜撐構架的非線性行為模擬方式尚未有一個具體的方法，且無分析工具可用，因此，本研究將針對國內常用之補強工法(翼牆、RC 包覆強度補強、RC 包覆韌性補強、鋼板包覆強度補強及鋼板包覆韌性補強及鋼斜撐構架補強之工法提出簡易的分析模擬方式，並開發補強分析模組供工程師應用。

第三章 鋼筋混凝土構件非線性行為

第一節 前言

對於圍束混凝土組成律，國內外許多學者已針對圍束混凝土提出相關之混凝土組成律，國內目前較常用的圍束混凝土組成律則有 Kawashima(Kawashima et. al, 1997)、Mander(Mander et. al, 1988)兩種，其主要目的在於探討圍束混凝土的應力-應變行為及其非線性行為。

對於混凝土柱構件非線性行為，本研究係以切片法(Strip Element Method)，並配合圍束混凝土組成律，以及鋼筋組成律來計算鋼筋混凝土構件非線性行為。混凝土組成律方面，將參考 Kawashima 與 Mander 教授提出之不同圍束混凝土組成律；鋼筋組成律則以完全彈塑性之模型。另外，本章也將介紹 RC 牆之非線性行為，本研究以軟化桁架模型為基礎，提出一能有效之 RC 牆模擬分析方法。

第二節 鋼與鋼筋混凝土材料組成律

一、鋼筋混凝土組成律

混凝土應力-應變關係可分為受圍束應力與非受圍束應力等兩種。受圍束應力：考量橫向圍束箍筋所提供之圍束效應；非受圍束應力：不考量橫向圍束箍筋所提供之圍束效應。此外，鋼筋之應力-應變關係應能反應鋼筋受力後之彈性與非彈性之特性，並設定其降伏與其塑性變形行為。

1.Kawashima 組成律

1997~1999 年 Kawashima 提出混凝土應力應變曲線之關係式，區分為上升段與下降段兩階段，如圖 3.1 所示，上升段圍束混凝土軸向壓應力 f_c 隨著圍束混凝土壓應變 ϵ_c 增加而遞增，遞增到最大應力 f'_{cc} 後開始遞減為下降段，此時假設下降段為一理想化直線，非圍束混凝土軸向應力 f_c 隨著非圍束混凝土壓應變 ϵ_c 增加而遞增，但卻只到非圍束混凝土之抗壓強度 f'_c 後，則開始遞減。

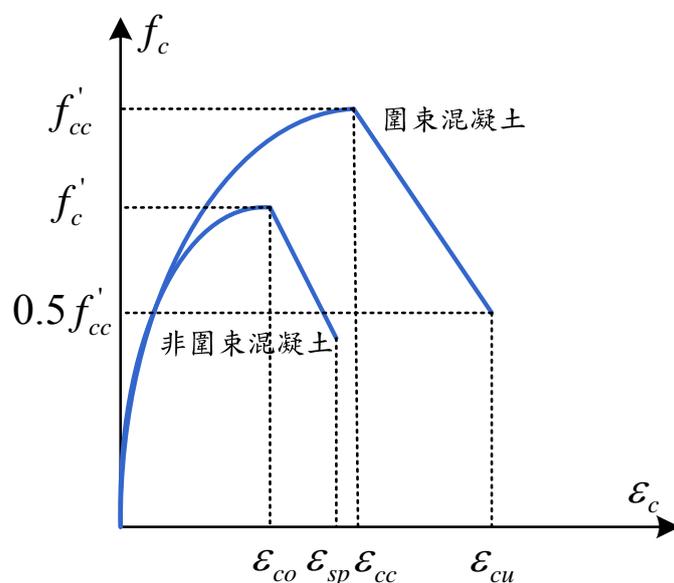


圖 3.1 Kawashima 混凝土應力-應變關係曲線

【資料來源：參考書目 31】

(a) 圍束混凝土：

(1) 圍束混凝土壓應變在 $0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cc}$ 時

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (3.1)$$

(2) 圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ 時

$$f_c = f'_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (3.2)$$

(3) 圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_c$ 時

$$f_c = 0.5 f'_{cc} \quad (3.3)$$

上式中，

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} \quad (3.4)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \quad (3.5)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3.8 \alpha \rho_s f_{yh} \quad (3.6)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f'_{co}{}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (3.7)$$

其中，

f_c ：圍束混凝土壓應力；

E_c ：混凝土彈性模數；

ε_c ：圍束混凝土壓應變；

ε_{cc} ：圍束混凝土對應於最大壓應力 f'_{cc} 之應變；

f'_{cc} ：圍束混凝土最大壓應力；

E_{des} ：圍束混凝土對應於應力應變曲線下降段之斜率；

ρ_s ：圍束箍筋之體積比；

f_{yh} ：圍束箍筋之降伏強度；

A_h ：圍束箍筋之斷面積；

s ：圍束箍筋之間距；

d ：圍束箍筋之有效長度，箍筋與繫筋之最大間距；

f'_{co} ：非圍束混凝土最大壓應力；

ε_{co} ：非圍束混凝土對應於最大應力 f'_{co} 之非圍束壓應變(通常可取為 0.002)；

α, β ：斷面修正係數(矩形斷面： $\alpha=0.2, \beta=0.4$ ；圓形斷面： $\alpha=1.0, \beta=1.0$)

圍束混凝土之極限應變 ε_{cu} 定義為圍束混凝土之抗壓強度假若低於 $0.5f'_c$

時，混凝土就會發生壓碎破壞且鋼筋產生挫屈，其保守估計式如下：

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}} \quad (3.8)$$

(b)非圍束混凝土：

從圖 3.1 可得知圍束區與非圍束區兩者之間的差異在於兩參數轉換，將

f'_{cc} 轉換成 f'_c 及 ε_{cc} 轉換成 ε_{co} 即可。

(1) 非圍束混凝土壓應變在 $0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{co}$ 時：

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^{n-1} \right] \quad (3.9)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{co}}{E_c \varepsilon_{co} - f'_c} \quad (3.10)$$

(2) 非圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{sp}$ 時：

$$f_c = f'_c - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{co}) \quad (3.11)$$

(3) 非圍束混凝土壓應變在 $\varepsilon_{sp} \leq \varepsilon_c$ 時：

$$f_c = 0 \quad (3.12)$$

2.Mander 組成律

如圖 3.2 所示，以下列方程式表示之：

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.13)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (3.14)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.15)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{hu}}{f'_{cc}} \quad (3.18)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^2) \quad (3.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.20)$$

$$f'_l = k_e f_l \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.21a)$$

$$f'_{lx} = k_e f_{lx} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.21b)$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.21c)$$

$$f_l = \frac{2A_{sh} f_{yh}}{D's} = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.22a)$$

$$f_{lx} = \frac{n_x A_{sh} f_{yh}}{sb_{cy}} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.22b)$$

$$f_{ly} = \frac{n_y A_{sh} f_{yh}}{sb_{cx}} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.22c)$$

$$\rho_s = \frac{\pi D' A_{sh}}{\frac{\pi D'^2}{4} s} = \frac{4A_{sh}}{D' s} \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.23a)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.23b)$$

$$\rho_x = \frac{n_x A_{sh}}{sb_{cy}} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.23c)$$

$$\rho_y = \frac{n_y A_{sh}}{sb_{cx}} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.23d)$$

$$k_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}} \quad (3.24)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (3.25)$$

$$A_c = \frac{\pi D'^2}{4} \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.26a)$$

$$A_c = b_{cx} b_{cy} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.26b)$$

$$\rho_{cc} = \frac{n_{sl} A_s}{A_c} \quad (3.27)$$

$$A_{ce} = \frac{\pi}{4} \left(D' - \frac{s'}{2} \right)^2 = A_c \left(1 - \frac{s'}{2D'} \right)^2 \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.28a)$$

$$A_{ce} = A_c \left(\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_{cx} b_{cy}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}} \right) \right) \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.28b)$$

其中，各符號定義如下：

A_c ：圍束區內之斷面積(包含縱向鋼筋總之斷面積)

A_{cc} ：斷面圍束區內之混凝土面積(不包含縱向鋼筋總斷面積)

A_{ce} ：有效圍束斷面積

A_{sl} ：縱向鋼筋(主筋)之斷面積

A_{sh} ：橫向鋼筋之斷面積

b_{cx} ：矩形柱圍束斷面之寬度，如圖 3.4 所示

b_{cy} ：矩形柱圍束斷面之高度，如圖 3.4 所示

d_{sh} ：箍筋直徑

D' ：圓形斷面圍束區之直徑(圍束鋼筋中心至中心之距離)，如圖 3.3 所示

E_c ：混凝土之彈性模數

E_{sec} ：圍束混凝土應力-應變曲線上升階段之割線斜率

f'_c ：無圍束混凝土之抗壓強度

f'_{cc} ：混凝土受圍束後之抗壓強度。

f_l ：橫向鋼筋之圍束力，如圖 3.5 所示

f'_l ：橫向鋼筋之有效圍束力

f_{lx} ：x 方向之圍束力，如圖 3.6(a)所示

f'_{lx} ：x 方向之有效圍束力

f_{ly} ：y 方向之圍束力，如圖 3.6(b)所示

f'_{ly} ：y 方向之有效圍束力

f_{yh} ：橫向鋼筋之降伏強度

k_e ：有效圍束係數

n_{sl} ：縱向鋼筋(主筋)之根數

n_x ：平行 x 方向之橫向鋼筋根數(包含箍筋與繫筋，假設箍筋與繫筋面積相

同)，如圖 3.6(a)所示

n_y ：平行 y 方向之橫向鋼筋根數(包含箍筋與繫筋，假設箍筋與繫筋面積相同)，如圖 3.6(b)所示

s ：橫向鋼筋之垂直間距(圍束鋼筋中心至中心的垂直距離)

s' ：橫向鋼筋之垂直淨間距(橫向鋼筋邊至邊的垂直距離)，其中 $s' = s - d_{sh}$

w'_i ：相鄰二主筋之淨間距(邊到邊之距離)，如圖 3.6(b)所示

ε_{co} ：無圍束混凝土在抗壓強度 f'_c 時之壓應變(本文取 $\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{cc} ：圍束混凝土在抗壓強度 f'_{cc} 時之壓應變

ε_{hu} ：橫向鋼筋之極限應變。

ε_{yh} ：橫向鋼筋降伏應變

ρ_{cc} ：縱向鋼筋總斷面積 $\sum A_{st}$ 與圍束斷面積 A_c 之比值

ρ_s ：橫向鋼筋體積比

矩形斷面之 f'_{cc} 可利用 f'_{lx} 與 f'_{ly} 求得，比較 f'_{lx}/f'_c 與 f'_{ly}/f'_c 之大小，大者為最大圍束應力比 f'_{l2} ，小者為最小圍束應力比 f'_{l1} 。 f'_{cc} 與 f'_{l1} 和 f'_{l2} 所形成之圍壓圖，如圖 3.8 所示，可由下列方程式計算：

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + A\bar{x} \left(0.1 + \frac{0.9}{1 + B\bar{x}} \right) \quad (3.29)$$

$$\bar{x} = \frac{f'_{l1} + f'_{l2}}{2f'_{co}} \quad (3.30)$$

$$r = \frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} \quad f'_{l2} \geq f'_{l1} \quad (3.31)$$

$$A = 6.8886 - (0.6069 + 17.275r) e^{-4.989r} \quad (3.32)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A}(0.9849 - 0.6306 e^{-3.8939r}) - 0.1} - 5 \quad (3.33)$$

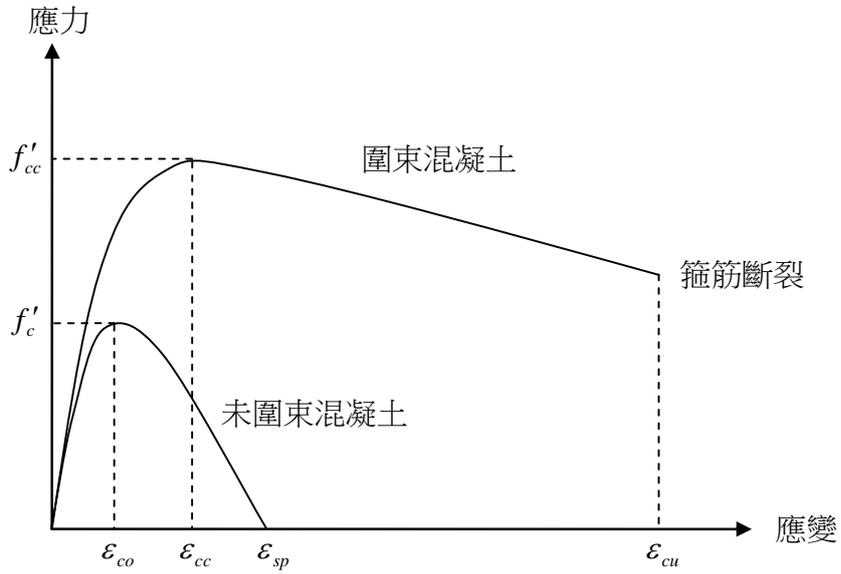


圖 3.2 Mander 模式混凝土應力-應變曲線

【資料來源：參考書目 53】

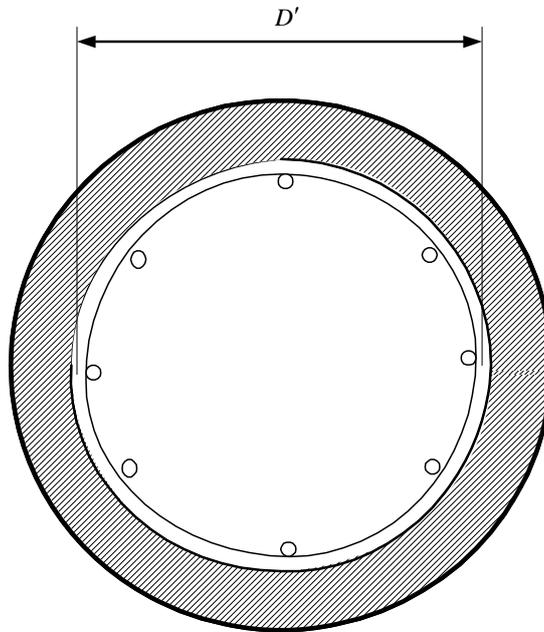


圖 3.3 圓形柱斷面受圍束示意圖

【資料來源：參考書目 53】

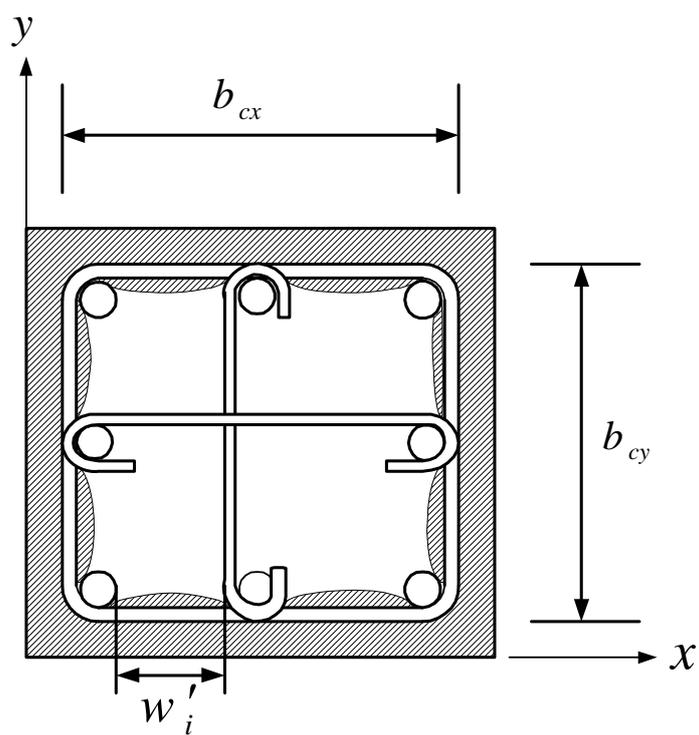


圖 3.4 矩形柱斷面受圍束示意圖

【資料來源：參考書目 53】

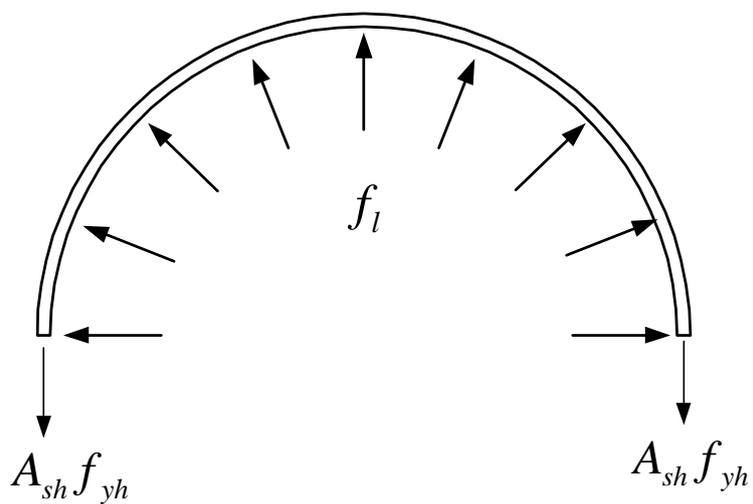


圖 3.5 圓形柱斷面圍束力示意圖

【資料來源：參考書目 53】

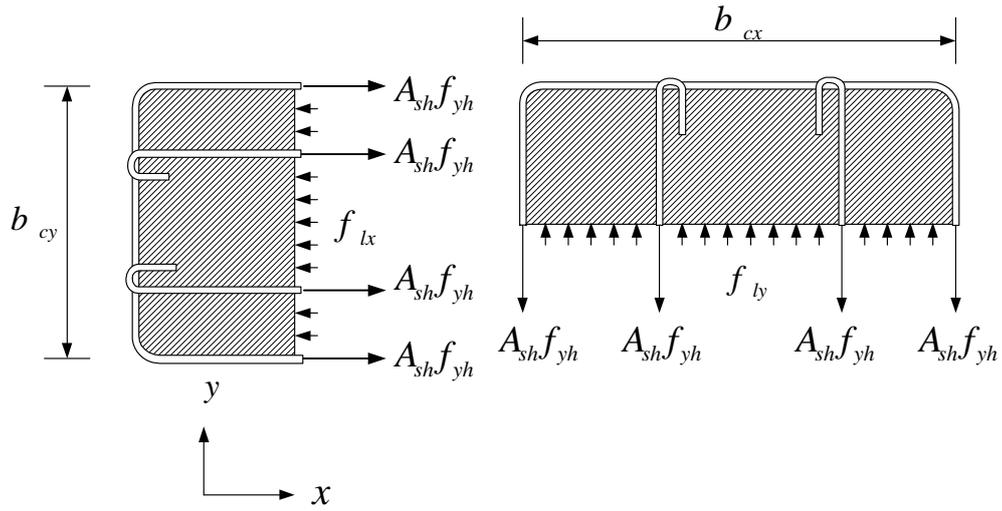


圖 3.6(a) 矩形柱斷面圍束力示意圖

【資料來源：參考書目 53】

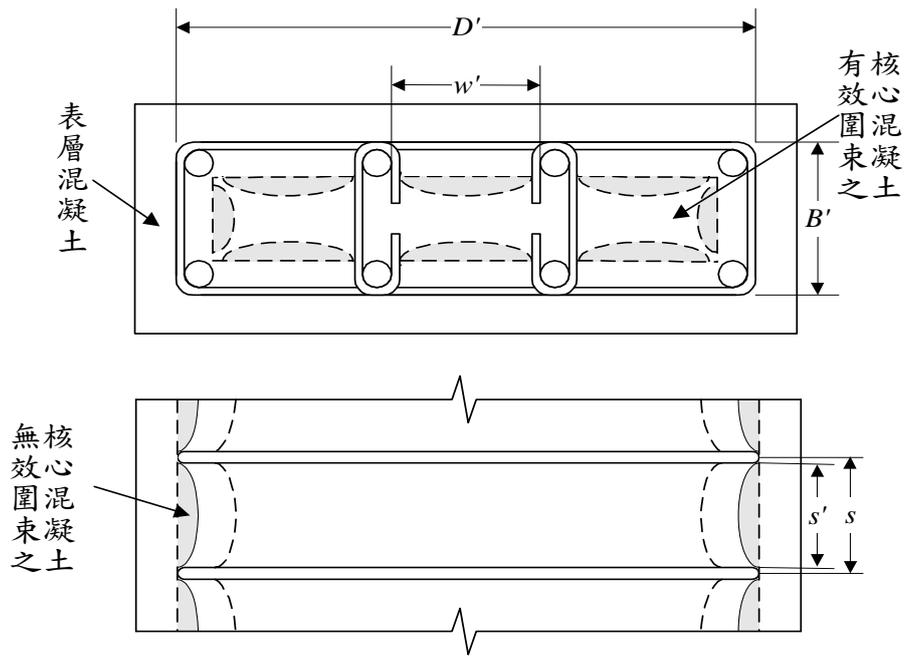


圖 3.6(b) 矩形柱斷面圍束力示意圖

圖 3.7 柱斷面圍束力示意圖

【資料來源：參考書目 53】

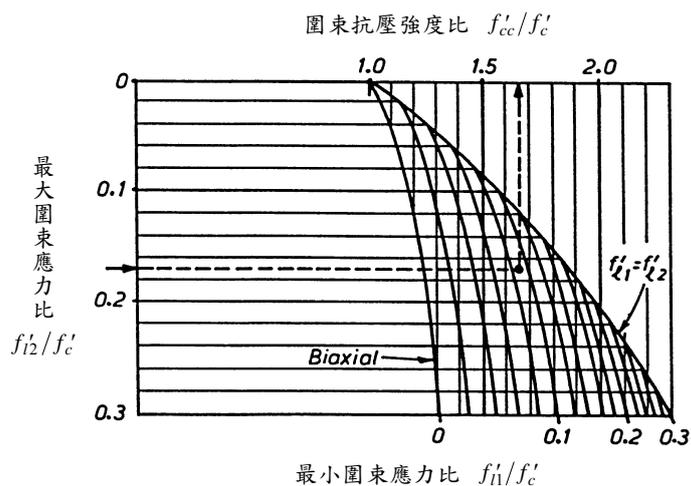


圖 3.8 Mander 模式之矩形斷面圍束強度比

【資料來源：參考書目 53】

二、鋼筋組成律

1. 完全彈塑性模式

1979 年 Mirza 和 MacGrego 提出鋼筋之應力應變關係，如圖 3.9 所示，可分成兩階段：(1)彈性階段(2)塑性階段。

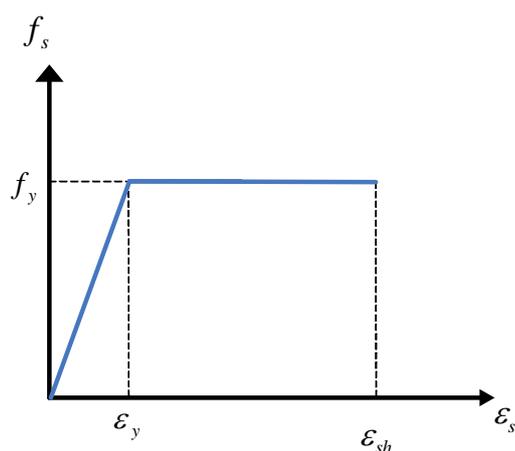


圖 3.9 Mirza 和 MacGregor 鋼筋應力-應變關係曲線

【資料來源：本研究製作】

曲線之關係式如下：

(1) 彈性階段 $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ ：

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.34)$$

(2) 塑性階段 $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ ：

$$f_s = f_y \quad (3.35)$$

其中

ε_y ：鋼筋之降伏應變；

ε_{sh} ：鋼筋之應變硬化應變；

E_s ：鋼筋之彈性模數；

f_y ：鋼筋之降伏應力；

2. 應變硬化模式

鋼筋之應變硬化模式主要根據 Mirza and MacGregor 於 1979 年所提出之建議，其應力—應變曲線大致可分為彈性階段、塑性階段與應變硬化階段，如圖 3.10 所示，以下將說明各階段之計算式：

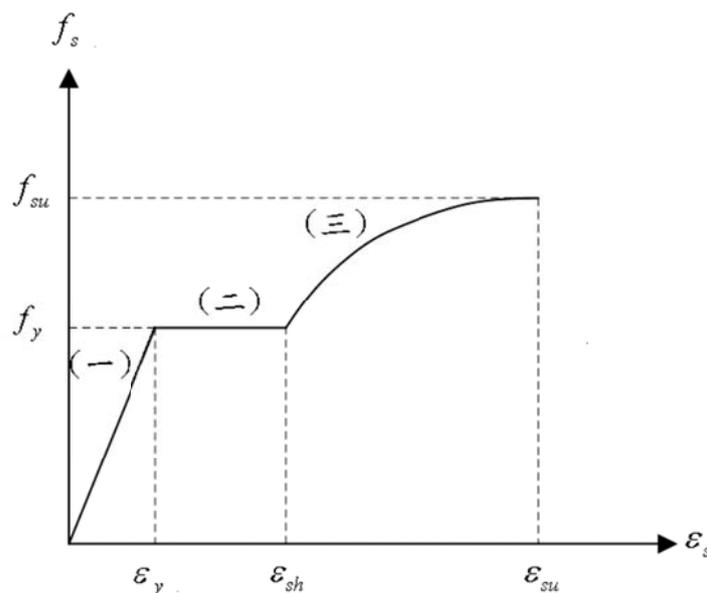


圖 3.10 鋼筋應力應變曲線

【資料來源：本研究製作】

(1) 彈性階段

當 $\epsilon_s \leq \epsilon_y$

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (3.36)$$

(2) 塑性階段

當 $\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad (3.37)$$

(3) 應變硬化階段

當 $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$,

$$f_s = \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_s + 1)^2} \right] \quad (3.38)$$

其中，

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15r_s^2}, \quad r_s = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

式中各符號釋義如下：

f_s ：鋼筋應力 (kgf/cm^2)

f_y ：鋼筋之降伏強度 (kgf/cm^2)

f_{su} ：鋼筋極限強度，可採用 $f_{su} = 1.5f_y$

E_s ：鋼筋之彈性模數

ε_s ：鋼筋應變

ε_y ：鋼筋之降伏應變

ε_{sh} ：鋼筋應變硬化階段之初始應變，一般 $f_y = 2800\text{kgf/cm}^2$ 的鋼筋可取

$$\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_y；而 f_y = 4200\text{kgf/cm}^2 的高強度鋼筋，則採用 \varepsilon_{sh} = 5\varepsilon_y$$

ε_{su} ：鋼筋之極限應變，一般 $f_y = 2800\text{kgf/cm}^2$ 的鋼筋可取 $\varepsilon_{su} = 0.14 + \varepsilon_{sh}$ ；

$$而 f_y = 4200\text{kgf/cm}^2 的高強度鋼筋，則採用 \varepsilon_{su} = 0.12$$

第三節 柱構件非線性行為探討

一、撓曲行為

1. 鋼筋混凝土柱構材之彎矩-曲率關係

切片法(Strip Element Method)為分析柱斷面彎矩-曲率的有效方法之一，該法首先將柱斷面切割為很多纖細的條狀纖維元素，設柱斷面之撓曲曲率為 φ ，各纖維元素中心距柱斷面受壓側最外緣處之距離為 x ，則各纖維元素之應變可表示如下：

$$\varepsilon_i = \varepsilon_c + \varphi \cdot x \quad (3.39)$$

式中 ε_c 為受壓側最外緣處之應變。

將上式代入混凝土之組成律 $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ 可得各纖維元素之應力 σ_i ，因此各纖維元素所受軸力

$$N_i = \sigma_i \times \Delta A_i \quad (3.40)$$

式中 ΔA_i 為各纖維元素之面積。此時各纖維元素之軸力和與柱斷面所受軸力 N 應相等

$$\sum_{i=1}^n N_i = N \quad (3.41)$$

式中 n 為纖維元素之數目。柱斷面所受彎矩為

$$M = \sum_{i=1}^n N_i \cdot y_i \quad (3.42)$$

式中 y_i 為各纖維元素中心至斷面中心軸之距離。

固定軸力 N 並選定合宜的曲率增量 $\Delta\varphi$ ，重複式(3.39)~式(3.42)，即可建立柱斷面的彎矩-曲率關係；若變動軸力 N 並重複前述流程，則可建立柱斷面的軸力-彎矩交互關係。

柱斷面彎矩-曲率關係之分析步驟如下：

利用切片法(Strip Element Method)將柱斷面圍束區與非圍束區切割成條狀纖維元素如

圖 3.11(a)，假設其應變分佈如

1. 圖 3.11(b)所示。

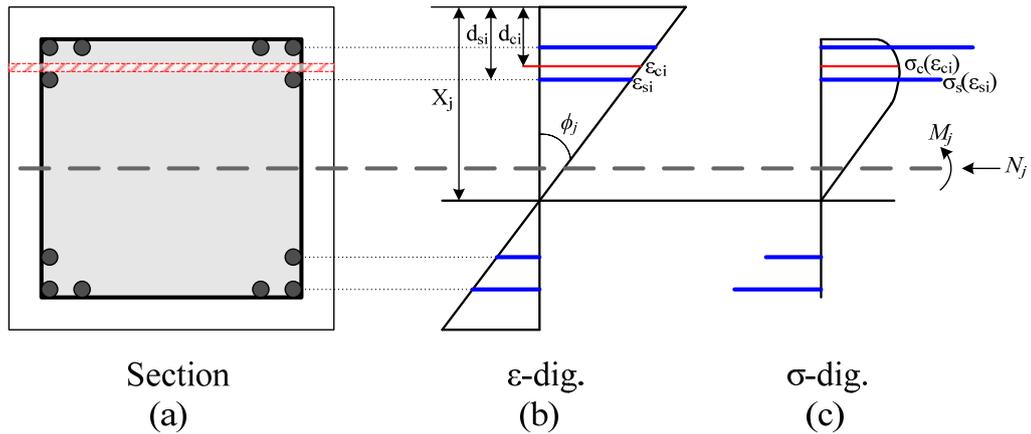


圖 3.11 單向彎矩纖維元素之應力應變圖

【資料來源：本研究自行製作】

- 將所得圍束區內纖維元素(鋼筋與混凝土)之應變與非圍束區內纖維元素(混凝土)之應變，利用鋼筋混凝土之組成律(圍束區與非圍束區)及鋼筋組成律，即可得纖維元素之應力 σ_i ，因此各纖維元素所受軸力如式 3.40 所示。

各纖維元素所受軸力 ΔN_i (圍束區與非圍束區之軸力合)，按照力平衡觀念求得內力總和 $\sum_{i=1}^n N_i = N$ 並判別是否與柱斷面所受軸力 N 相等。若滿足軸力平衡條件，則可計算柱斷面所受彎矩。若不滿足平衡條件，則需調整斷面邊緣受壓區混凝土應變 ϵ_c 重覆第 3 步驟，直到滿足平衡條件後，紀錄當時彎矩對曲率關係，然後再考量曲率增量 $\Delta\phi$ ，直到混凝土斷面與鋼筋之合力能夠與外力達到力平衡，則紀錄該階段之彎矩對曲率關係。

- 調整混凝土壓應變增量，求下一組彎矩對曲率之數值，直到混凝土之壓應變達到極限混凝土之壓應變，即可求得彎矩-曲率曲線。

2. 柱構材彎矩-轉角關係之建立

以柱構材底部之曲率作為控判值，逐次增加曲率，由前述建立完成之彎矩-曲率關係，可得到對應的柱構材底部彎矩 M_b ，此時柱構材所受水平力可計算如下：

$$P = M_b / h \quad (3.43)$$

式中 h 為柱構材高度。設某斷面 i 距柱構材頂部距離為 x_i ，則其彎矩為

$$M_i = P \cdot x_i \quad (3.44)$$

由彎矩-曲率關係可得其對應之曲率 ϕ_i ，利用曲率面積法將各斷面之曲率對長度 x_i 作積分，可求得柱構材頂部變位 δ 如下：

$$\delta = \int_0^h \phi_i x dx \quad (3.44)$$

其對應的等值轉角 θ 如下：

$$\theta = \delta / h \quad (3.45)$$

根據相關實驗成果顯示：當柱底產生塑性鉸時，將有塑性擴展(Plastic Penetration)現象，柱底會有一塑鉸區(Plastic Zone)，該區內曲率由柱底之極限曲率 ϕ_u 往上延伸到塑鉸區長度處之降伏曲率 ϕ_y ，塑鉸區長度通常以下式計算：

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (3.46)$$

其中 L 為柱構材反曲點間之距離(mm)， f_y 為主筋降伏強度(MPa)， d_b 為主筋直徑(mm)。

考量上述塑性擴展現象，柱構材頂部極限變位 δ_u 如下：

$$\delta_u = \int_0^{h-L_p} \phi_i x dx + \int_{h-L_p}^h \phi_u x dx = \delta_e + \delta_p \quad (3.47)$$

式中 δ_e 即利用曲率面積法將斷面之曲率從柱頂積分至塑鉸頂部 $(h-L_p)$ 處的彈性變位； δ_p 表示對整個塑鉸區積分所得之塑性變位。

其對應的等值轉角 θ_u 便可計算如下：

$$\theta_u = \delta_u / h \quad (3.48)$$

因此柱構材彎矩-轉角 $(M_b - \theta)$ 之關係便可建立。

二、剪力行為

1. 柱剪力強度-韌性比關係之建立

鋼筋混凝土柱在承受地震力作用時，混凝土的剪力強度會隨柱韌性之增大而呈現遞減的現象。Priestley、Verma and Xiao 與 Aschhiem and Moehle 等依據此種混凝土的剪力行為，均建議了相關計算方法。國內混凝土結構設計規範針對 Aschhiem 等人之研究成果但略作修正，建議之剪力行為 V_n (kgf) 計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.49)$$

箍筋提供之剪力強度 V_s (kgf) 計算如下，但不得超過 $2.12\sqrt{f'_c} A_e$ (kgf)：

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yh} D}{2 a} \quad (\text{圓形斷面}) \quad (3.49a)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (3.49b)$$

柱塑鉸區混凝土剪力強度 V_c (kgf) 依下式計算：

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0 \quad (3.50)$$

$$k = \frac{4.2 - R}{3.2} \geq 0 \quad (3.51)$$

式(3.49)至(3.51)中

A_{sh} ：沿剪力方向箍筋之總斷面積(含輔助繫筋)(cm^2)；

d ：沿剪力方向柱之有效深度(cm)；

a ：剪力鋼筋之垂直間距(cm)；

A_e ：有效剪力面積，可取為 $0.8A_g$ (cm^2)；

F ：與軸力有關之調整係數；

$F = \frac{N}{140A_g}$ ；軸力為壓力時

$$F = \frac{N}{35A_g} \quad ; \text{軸力為拉力時}$$

N : 軸力(kgf), 壓力時取正值, 拉力時取負值;

k : 混凝土剪力強度折減因子;

R : 位移韌性比;

A_g : 柱之全斷面積(cm^2);

D : 圓柱圍束區域之直徑(cm);

柱非塑鉸區之標稱剪力強度可依式(3.50)計算, 但其中

$$V_c = 0.53(1 + F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0 \quad (3.52)$$

為反應柱之實際變形特性, 本文修正式(3.51)如下

$$k = \frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1} \geq 0 \quad (3.53)$$

式中 R 之計算係以轉角 θ 與降伏轉角 θ_y 之比值計算之, $R \geq 1$ 。 R_{\max} 為最大韌性比, $R_{\max} = \theta_u / \theta_y$ 。據此, 混凝土剪力強度與韌性比之關係 $V_n = f(R)$ 或剪力強度與轉角之關係 $V_n = g(\theta)$ 便可建立, 如圖 3.12 所示。

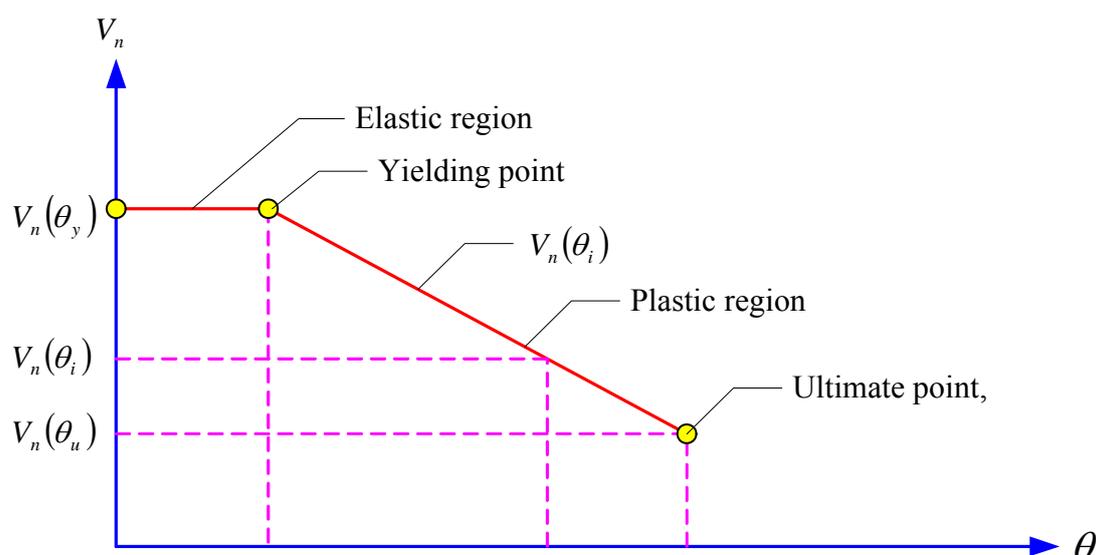


圖 3.12 混凝土剪力強度-轉角關係圖

【資料來源：參考書目 31】

2. 柱剪力強度-轉角與彎矩-轉角間關係之轉換

為綜合討論柱的撓曲行為與剪力行為，茲將前述所得柱剪力強度-轉角的關係依不同狀況轉換為彎矩-轉角的關係如下：

1. 彈性階段與降伏階段(即 $\theta \leq \theta_y$ 時， θ_y 為降伏轉角)

$$M_{vy} = V_n(\theta) \times h \quad (3.54)$$

2. 極限階段(即 $\theta = \theta_u$ 時， θ_u 為極限轉角)

$$M_{vu} = V_n(\theta) \times (h - L_p / 2) \quad (3.55)$$

3. 塑性階段(即 $\theta_y \leq \theta < \theta_u$ 時)

$$M_v = M_{vy} + (M_{vu} - M_{vy}) \times \frac{R - 1}{R_{\max} - 1} \quad (3.56)$$

式中 $R = \theta / \theta_y$ ， $R_{\max} = \theta_u / \theta_y$ ，如此即可建立彎矩轉角 ($M_v - \theta$) 的關係，如圖

3.13 所示。

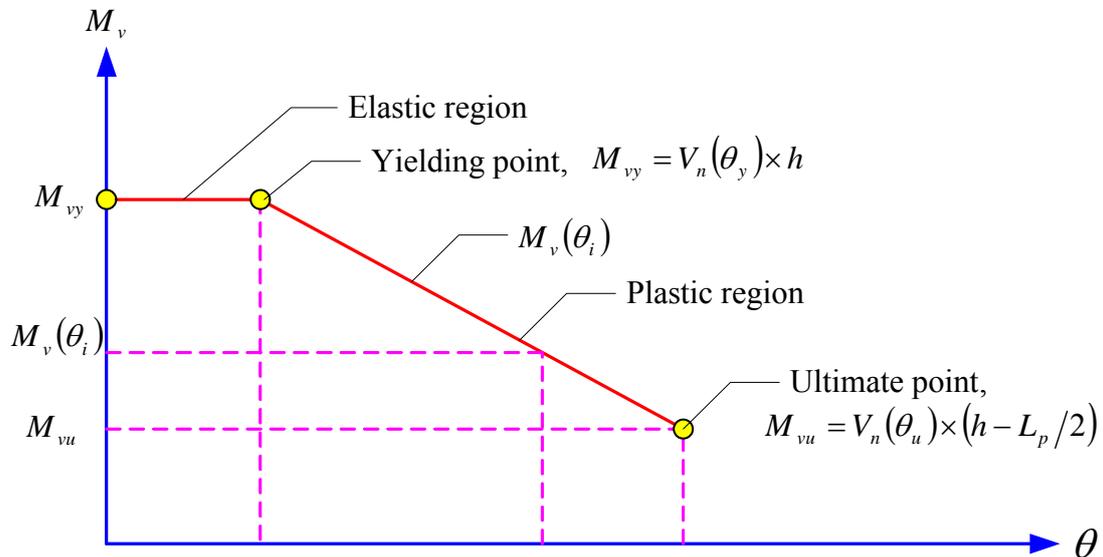


圖 3.13 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖

【資料來源：參考書目 41】

三、鋼筋混凝土柱破壞模式之判別

將柱撓曲行為之彎矩轉角($M_b - \theta$)圖與柱剪力行為之彎矩轉角($M_v - \theta$)圖疊合，可得圖 3.14。圖中顯示 $M_b - \theta$ 與 $M_v - \theta$ 間有三種可能的情况：

(1) 剪力破壞模式

如圖 3.14(a)所示，在彈性階段下(即 $\theta \leq \theta_y$)，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 小於撓曲強度 M_b ，顯示剪力破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為剪力破壞模式。

(2) 撓曲-剪力破壞模式

如圖 3.14(b)所示，在彈性階段及部分塑性階段下，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ；但在某一臨界韌性比時二者會相等(即 $M_v = M_b$)；當韌性超過該臨界值時則有 $M_v < M_b$ 。顯示在該臨界韌性比之前，柱會發生撓曲破壞；在該臨界韌性比之後，柱會發生剪力破壞。此種破壞模式可稱為撓曲-剪力破壞模式。

(3) 撓曲破壞模式

如圖 3.14(c)所示，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ，顯示撓曲破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為撓曲破壞模式。

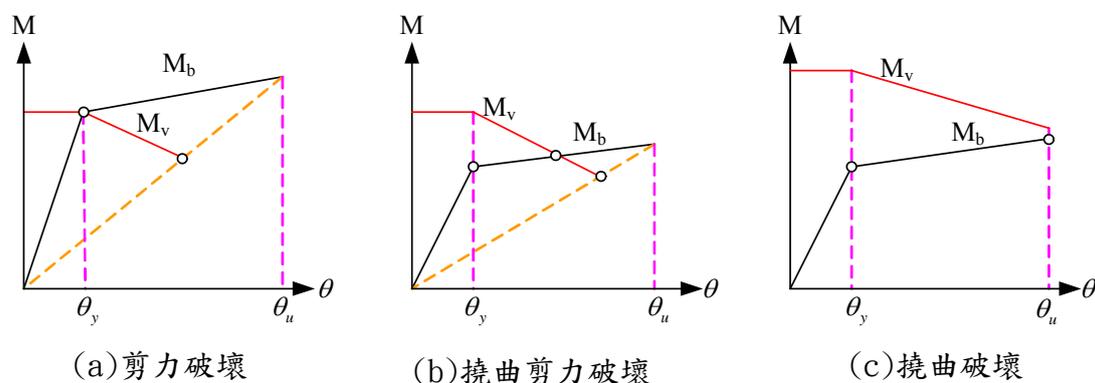


圖 3.14 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別

【資料來源：參考書目 31】

第四節 鋼筋混凝土牆非線性行為探討

本節將介紹軟化桁架模型的力學原理，其中包含力平衡方程式、變形的諧和，與材料之組成律，透過這些力學原理為基礎，本文提出一非線性容量曲線的計算流程，可得到拉壓桿件之非線性特性，作為鋼筋混凝土牆塑性鉸設定之依據。

一、軟化拉壓桿桁架模型之基本理論

軟化拉壓桿桁架模型(softened strut and tie model)主要有以下五種模式：

1. 拉壓桿模式 (Strut-and-Tie Model)：

原理：僅考慮力平衡條件。

應用：適用於局部設計。

2. 平衡桁架模式 (Equilibrium Truss Model)：

原理：考慮力平衡條件與塑性理論。

應用：結構物有關彎矩、軸力、剪力和扭矩在極限載重時的分析與設計。

3. 白努力變形諧合桁架模式 (Bernoulli Compatibility Truss Model)：

原理：考慮力平衡條件、變形諧合關係以及鋼筋和混凝土之材料組成律。

應用：在結構物重要部分由於其有考慮變形諧合及材料之應力-應變關係，故可以對彎矩及軸力在工作載重及極限載重時作分析與設計。

4. 莫耳變形諧合桁架模式 (Mohr Compatibility Truss Model)：

原理：考慮力平衡條件、莫耳(Mohr)變形諧合關係以及鋼筋和混凝土之材料組成律之彈性階段即虎克(Hook)定律。

應用：對於結構物中的剪力及扭矩作分析與設計。雖然有考慮材料組成律，但因只考慮於彈性階段，所以僅能應用於工作載重，無法應用於極限載重階段。

5. 軟化桁架模式 (Softened Truss Model)：

原理：考慮力平衡條件、莫耳(Mohr)變形諧合關係以及鋼筋和混凝土之材料組成律，混凝土之組成律需考慮雙軸軟化效應，即考慮混凝土軟化效應之應力-應變關係，鋼筋之組成律可為線性或非線性。

應用：可對結構物中承受剪力及扭矩在工作載重和極限載重階段作分析與設計。

以上五種桁架模式是由最早的拉壓桿模型 (Strut-and-Tie Model)所演進而來，此模式是考慮鋼筋混凝土結構物受外力時由混凝土承受壓力，鋼筋承受拉力，且壓力與拉力必須平衡，在此情況下，又發展出平衡桁架模式 (Equilibrium Truss Model)，此種模式應用於結構桿件之極限強度的設計上，有不錯的效果，但分析結構物時僅考慮力平衡是不夠的，為了能更詳細的研究結構物之力與變形的關係，則必須考量材料應變諧合關係，於是在此時又發展出另一種模式為白努力變形諧合桁架模式 (Bernoulli Compatibility Truss Model)，此模式在 19 世紀末期被工程師廣泛的應用於解決有關鋼筋混凝土的問題。之後的研究又發現，當鋼筋混凝土元素承受剪力時，其開裂的傾斜角度恰好與其在莫爾圓上之主應力及主應變之角度相同，意即其諧合方程式可經由莫爾圓上之幾何關係被建立出來，因此桁架模式又發展為莫耳變形諧合桁架模式 (Mohr Compatibility Truss Model)，此模式型包含三個力平衡方程式與三個諧合方程式以及四個材料組成律之平衡式。但由於混凝土與鋼筋之材料組成律是基於虎克 (Hooke's) 定律，故桿件元素受力後的行為只考慮彈性階段，僅適用於工作載重，無法應用於極限載重階段。到了 1972 年發展出一桿件元素非線性分析的方法，此模型稱為軟化桁架模型 (softened truss model)，其組成的方程式是經由實驗取得之混凝土與鋼筋應力-應變關係，此模式混凝土應力-應變曲線可反應兩個特性，其一為應力-應變兩者之間為非線性的關係，其二為混凝土在其抗壓之垂直方向受到張力時會發生抗壓強度減弱之現象，稱其為軟化現象，故受壓混凝土的應力-應變關係方程式需考量一軟化係數。因此根據力平衡條件，應變諧合與材料混凝土的軟化，徐增全正式提出軟化桁架模式(Softened Truss Model)，故本文採用此桁架模式為理論基礎，

進行鋼筋混凝土剪力牆之分析。

二、矮牆基本力學原理(適用於 $h/d \leq 0.8$)

1. 平衡方程式(Equilibrium)

對於鋼筋混凝土牆之混凝土而言，圖 3.15 中元素應力 $(\sigma_{lc}, \sigma_{tc}, \tau_{ltc})$ 之兩主軸方向可表示為 d 與 r 方向，定義主壓應力(負值)為 σ_d ，主拉應力(正值)為 σ_r 。

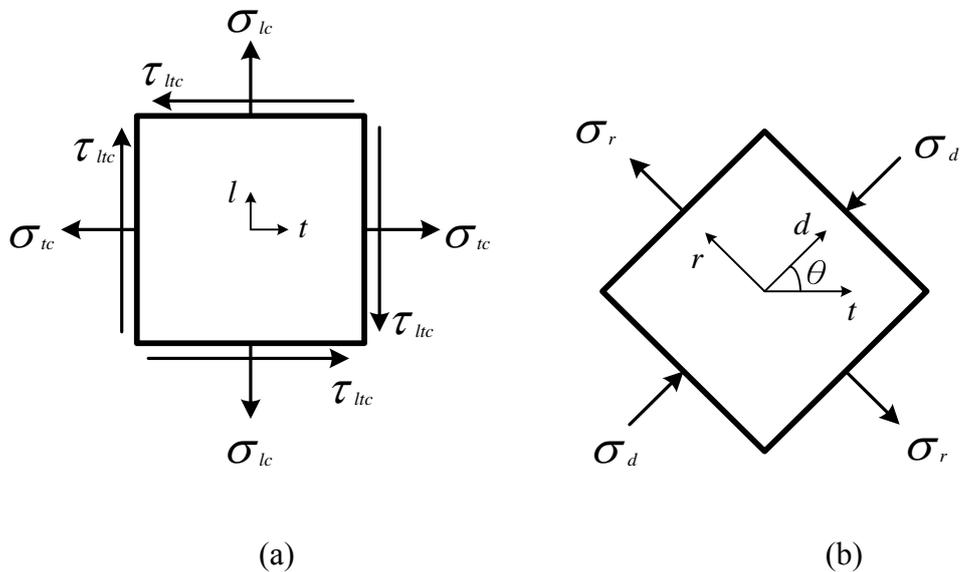


圖 3.15 鋼筋混凝土應力元素

【資料來源：參考書目 54】

若鋼筋混凝土牆之高度以 h 表示，寬度或有效深度以 d 表示，且視其對角線為拉壓桿件之方向，則介於 d -axis 與 t -axis 之轉角 θ 即可表示為(主軸方向)：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{d}\right) \quad (3.57)$$

基於固定轉角之軟化桁架分析模式(Fixed Angle Softened Truss Model)理論，混凝土開裂後之開裂角度與 θ 一致，對於混凝土而言，力平衡方程式可由莫耳圓表示為：

$$\tau_{lc} = (-\sigma_d + \sigma_r) \sin \theta \cos \theta \quad (3.58)$$

$$\sigma_{lc} = \sigma_d \cos^2 \theta + \sigma_r \sin^2 \theta \quad (3.59)$$

$$\sigma_{tc} = \sigma_d \sin^2 \theta + \sigma_r \cos^2 \theta \quad (3.60)$$

式中

τ_{lc} ：混凝土之平均剪應力

σ_{lc} ：鋼筋混凝土剪力牆體中混凝土之縱向(Longitudinal Direction, l 向)應力

σ_{tc} ：鋼筋混凝土剪力牆體中混凝土之橫向(Transverse Direction, t 向)應力

這三個方程式包含了六個變數，分別為 τ_{lc} 、 σ_{lc} 、 σ_{tc} 、 σ_d 、 σ_r 、 θ ，若給定其中三個變數，則另外三個變數即可由力平衡方程式求得。

若將式(3.59)與式(3.60)相加，即其中四個正向應力 σ_{lc} 、 σ_{tc} 、 σ_d 與 σ_r 會有一簡單的關係式，表示為：

$$\sigma_{lc} + \sigma_{tc} = \sigma_d + \sigma_r \quad (3.61)$$

由此關係式可知，若欲求得任一正向應力，只須給定其他三個正向應力值，即可求得。

混凝土所承受之剪力 V_c 可表示為：

$$V_c = \tau_{lc} \times b_w \times d \quad (3.62)$$

式中

b_w ：混凝土牆體之寬度

d ：混凝土牆體之有效深度

鋼筋所承受的剪力可表示為：

$$V_s = A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta \quad (3.63)$$

式中

A_{st} ：鋼筋混凝土牆體橫向鋼筋之面積

f_t ：鋼筋混凝土牆體橫向鋼筋之應力

s ：鋼筋混凝土剪力牆水平鋼筋之垂直向間距

因此，施加於鋼筋混凝土牆體水平向總剪力可表示為：

$$V = V_c + V_s \quad (3.64)$$

2. 諧合方程式(Compatibility)

鋼筋混凝土剪力牆腹版任一點之應變，橫向應變為 ε_t ，縱向應變為 ε_l ，而剪應變為 γ_{lt} 。假設對角線主應變為 ε_d ，與其垂直另一主應變為 ε_r ，諧合方程式之推導可以混凝土兩個方向之主應變 ($\varepsilon_d, \varepsilon_r$) 與 l 、 t 方向應變 ($\varepsilon_l, \varepsilon_t, \gamma_{lt}$) 之轉換關係(如圖 3.16)表示如下：

$$\varepsilon_l = \varepsilon_d \cos^2 \theta + \varepsilon_r \sin^2 \theta \quad (3.65)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \theta + \varepsilon_r \cos^2 \theta \quad (3.66)$$

$$\gamma_{lt} / 2 = (-\varepsilon_d + \varepsilon_r) \sin \theta \cos \theta \quad (3.67)$$

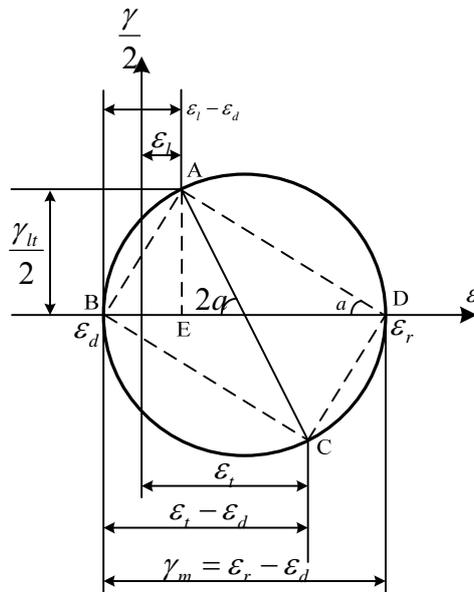


圖 3.16 鋼筋混凝土應變元素

【資料來源：參考書目 54】

若將式(3.65)與式(3.66)相加整合，即其中四個正向應變 ε_l 、 ε_t 、 ε_d 與 ε_r 會有一簡單的關係式，表示為：

$$\varepsilon_l + \varepsilon_t = \varepsilon_d + \varepsilon_r \quad (3.68)$$

由此關係式可知，若欲求得任一正向應變，只須給定其他三個正向應變值，即可求得。

3. 混凝土軟化模式之組成律(Constitute Law)

經由以往之試驗顯示，承受雙軸應力之鋼筋混凝土強度與勁度比單軸受壓混凝土者來得低，故混凝土之組成律需考慮雙軸軟化效應。茲說明混凝土受壓與受拉情形如下：

a. 受壓混凝土 (Concrete in compression)

如圖 3.17 所示，虛線為混凝土尚未考慮軟化效應之應力-應變關係圖，若不考量軟化效應，則往往高估其混凝土受壓應力，故需考慮一軟化係數 ζ 如圖之實線，混凝土受壓之平均應力應變曲線可表示如下 (Belarbi and Hsu, 1995)

混凝土應力上升階段

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right], \quad \varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1 \quad (3.69)$$

混凝土應力下降階段

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 - 1}{2 / \zeta - 1} \right)^2 \right], \quad \varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 > 1 \quad (3.70)$$

其中 ε_0 為混凝土單軸受壓極限應力 f'_c 所對應之應變一般採取為 0.002。

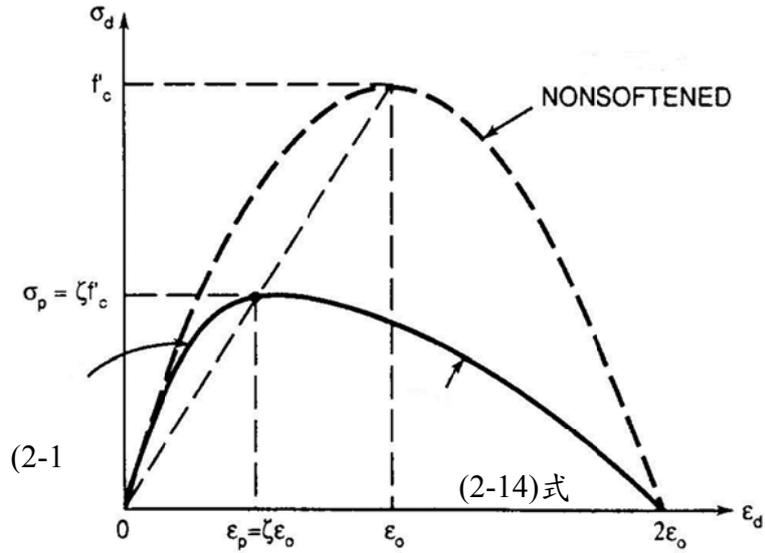


圖 3.17 混凝土受壓應力應變曲線

【資料來源：參考書目 54】

混凝土軟化效應很顯然是由對角混凝土剪力破裂所引起，因此必須用一函數以量計其破壞情形。在 1986 年 Vecchio 與 Collins 在 Toronto 大學所提供一軟化係數，如式(3.71)，但此軟化係數在應力應變曲線中僅考慮應力的軟化效應。在 1992 年 Hsu 與 Pang 在休士頓大學，由實驗結果所得到兩點重要的結論，第一點為提出受壓混凝土應力應變曲線須同時考慮應力軟化與應變軟化，將此考量與僅考慮應力軟化效應相比，實驗結果顯示更能接近受壓混凝土真實之行為。第二點是將軟化係數之函數作為一簡化式，在原先的考量包含了四個參數分別為拉應變 ϵ_r 、壓應變 ϵ_d 、縱向鋼筋與主壓載重之夾角 θ 與兩主應變之間的載重路徑，在這些參數中，最為重要之參數為拉應變 ϵ_r ，故將軟化係數簡化成僅含 ϵ_r 為變數之公式如式(3.72)，兩式之軟化係數曲線如圖 3.18。

$$\zeta = \frac{1}{0.8 + 170\epsilon_r} \quad (3.71)$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600\epsilon_r}} \quad (3.72)$$

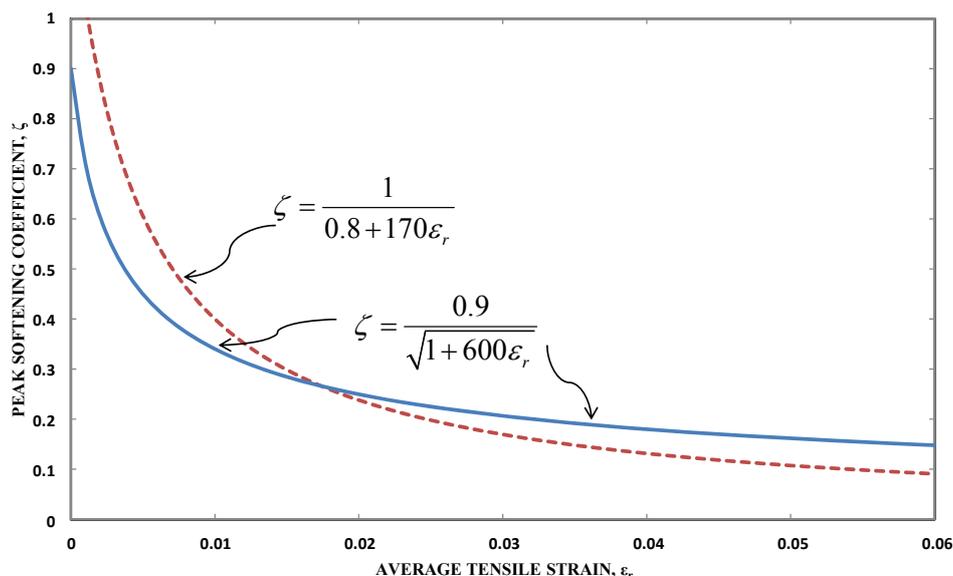


圖 3.18 受壓混凝土軟化係數曲線

【資料來源：參考書目 54】

b. 受拉混凝土 (Concrete in tension)

Vecchio 與 Collins (Vecchio and Collins, 1986) 回歸混凝土受拉之應力應變曲線關係如圖 3.19，此曲線包含了兩種曲線型態，在開裂點前之曲線為線性階段，但過了開裂點後，其強度極速下降，因此曲線型態呈現凹型，相關計算式如下：

混凝土應力上升階段

$$\sigma_r = E_c \varepsilon_r, \quad \varepsilon_r \leq \varepsilon_{cr} \quad (3.73)$$

混凝土應力下降階段

$$\sigma_r = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_r} \right)^{0.4}, \quad \varepsilon_r > \varepsilon_{cr} \quad (3.74)$$

式中

E_c : 混凝土楊氏係數 = $4696\sqrt{f'_c}$ (Mpa)

f_{cr} : 混凝土開裂應力 = $0.623\sqrt{f'_c}$ (Mpa)

ε_{cr} : 混凝土開裂應變 = f_{cr} / E_c ，通常可表為 8×10^{-5}

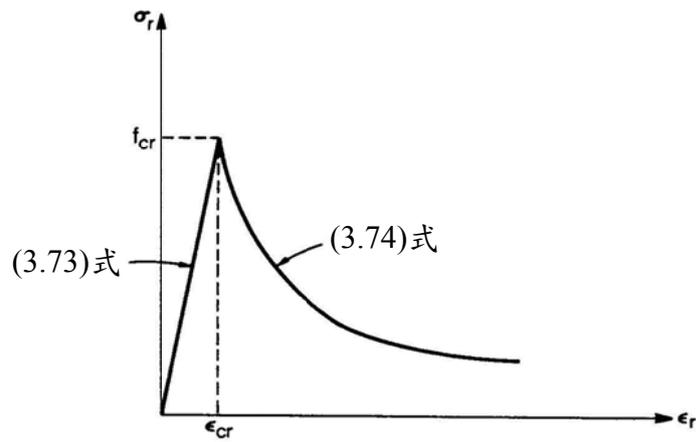


圖 3.19 混凝土受拉應力應變曲線

【資料來源：參考書目 54】

c. 鋼筋應力應變關係(Stress-strain relationship of steel)

本文將鋼筋之應力應變曲線視為完全彈塑性，其曲線關係如圖 3.20，相關計算式如下：

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s, \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (3.75)$$

$$\sigma_s = \sigma_y, \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (3.76)$$

式中

E_s ：鋼筋楊氏係數 = 200 Gpa

ε_y ：鋼筋降伏應變

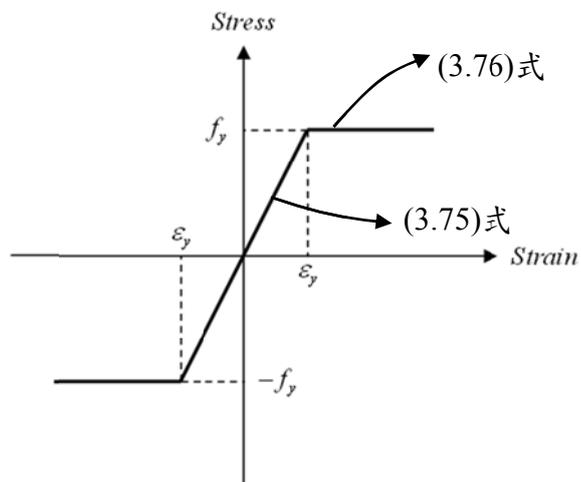


圖 3.20 鋼筋應力應變曲線

【資料來源：參考書目 54】

4. 鋼筋混凝土矮牆非線性容量曲線之分析流程

鋼筋混凝土矮牆非線性容量曲線計算流程如圖 3.21 所示，其詳細運算簡述如下：

【步驟 1】輸入鋼筋混凝土牆體斷面尺寸、混凝土強度、縱向與橫向鋼筋降伏強度與鋼筋比。

【步驟 2】設定水平剪力 V ，主壓應變 ε_d 與主拉應變 ε_r 之初始值，各別對應之增量為 $\Delta V > 0$ 、 $\Delta \varepsilon_d < 0$ 、 $\Delta \varepsilon_r > 0$ 。若鋼筋混凝土牆之高度以 h 表示，有效深度以 d 表示，且視其對角線為拉壓桿件之方向，則其與水平之夾角 θ 即可表為(主軸方向)計算對角線為拉壓桿件之方向，得

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{d}\right)。$$

【步驟 3】設定 $V = V + \Delta V$

【步驟 4】設定 $\varepsilon_d = \varepsilon_d + \Delta \varepsilon_d$

【步驟 5】設定 $\varepsilon_r = \varepsilon_r + \Delta \varepsilon_r$ ，當 $\varepsilon_r > 0.06$ ，回到步驟 4。

【步驟 6】計算極限軟化係數 $\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1+600\varepsilon_r}}$ 。

【步驟 7】定義 ε_0 為混凝土極限應力 f'_c 所對應之應變，則當 $\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1$ 時，

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right]；否則 $\sigma_d = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 - 1}{2 / \zeta - 1} \right)^2 \right]$ 。 E_c 為混凝土$$

楊氏係數、 f_{cr} 為混凝土開裂應力、 ε_{cr} 為混凝土開裂應變，當 $\varepsilon_r \leq \varepsilon_{cr}$

$$\text{時，} \sigma_r = E_c \varepsilon_r；\text{當 } \varepsilon_r > \varepsilon_{cr}，\sigma_r = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{cr}} \right)^{0.4}。$$

【步驟 8】牆之橫向應變 ε_t ，縱向應變 ε_l ，剪應變 γ_{lt} 可經 $\varepsilon_t = \varepsilon_d \cos^2 \theta + \varepsilon_r \sin^2 \theta$ 、 $\varepsilon_l = \varepsilon_d \sin^2 \theta + \varepsilon_r \cos^2 \theta$ 和 $\gamma_{lt} / 2 = (-\varepsilon_d + \varepsilon_r) \sin \theta \cos \theta$ 等三式計算求得。

【步驟 9】由固定轉角之軟化桁架分析模式(Fixed Angle Softened Truss Model)理

論，混凝土開裂後之開裂角度與 θ 一致，則從莫耳圓表示力平衡方程式。

【步驟 10】計算混凝土所承受之剪力 $V_c = \tau_{lc} \times b_w \times d$ 。

其中剪應力 $\tau_{lc} = (-\sigma_d + \sigma_r) \sin \theta \cos \theta$ ， b_w 為混凝土牆體之寬度， d 為混凝土牆體之有效深度。

【步驟 11】依鋼筋應力應變關係，由 ε_l 、 ε_t 計算 f_l 與 f_t 。

【步驟 12】以牆體橫向鋼筋之面積 A_{st} 、應力 f_t 與間距 s ，計算鋼筋所承受的剪力

$$V_s = A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta, \text{ 計算 } \bar{V} = V_c + V_s。$$

【步驟 13】假設 $|\bar{V} - V| \leq tolerance$ ，計算 γ_{lc} 且計算剪力位移 $\delta = \gamma_{lc} \times h$ 並記錄 V 與 δ ，當 $\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1$ 則 $\Delta V > 0$ ，或 $\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 > 1$ 則 $\Delta V < 0$ 接著重覆步驟 3，假設 $|\bar{V} - V| > tolerance$ ，則回到步驟 5。

【步驟 14】檢核若 ε_d 小於 -0.0035，則增加 ε_d 之增量並回到步驟 4 重新迭代運算；否則終止運算。

【步驟 15】如完成前述步驟，所得之結果為 RC 牆水平向所對應之力與位移的關係。可透過此二式： $V_{strut} = V / \cos \theta$ 、 $\delta_{strut} = \delta \times \cos \theta$ ，轉換至對角等值斜撐方向，依此作為軸力塑鉸之依據，最後設置於梁柱框架中，以進行推覆分析。

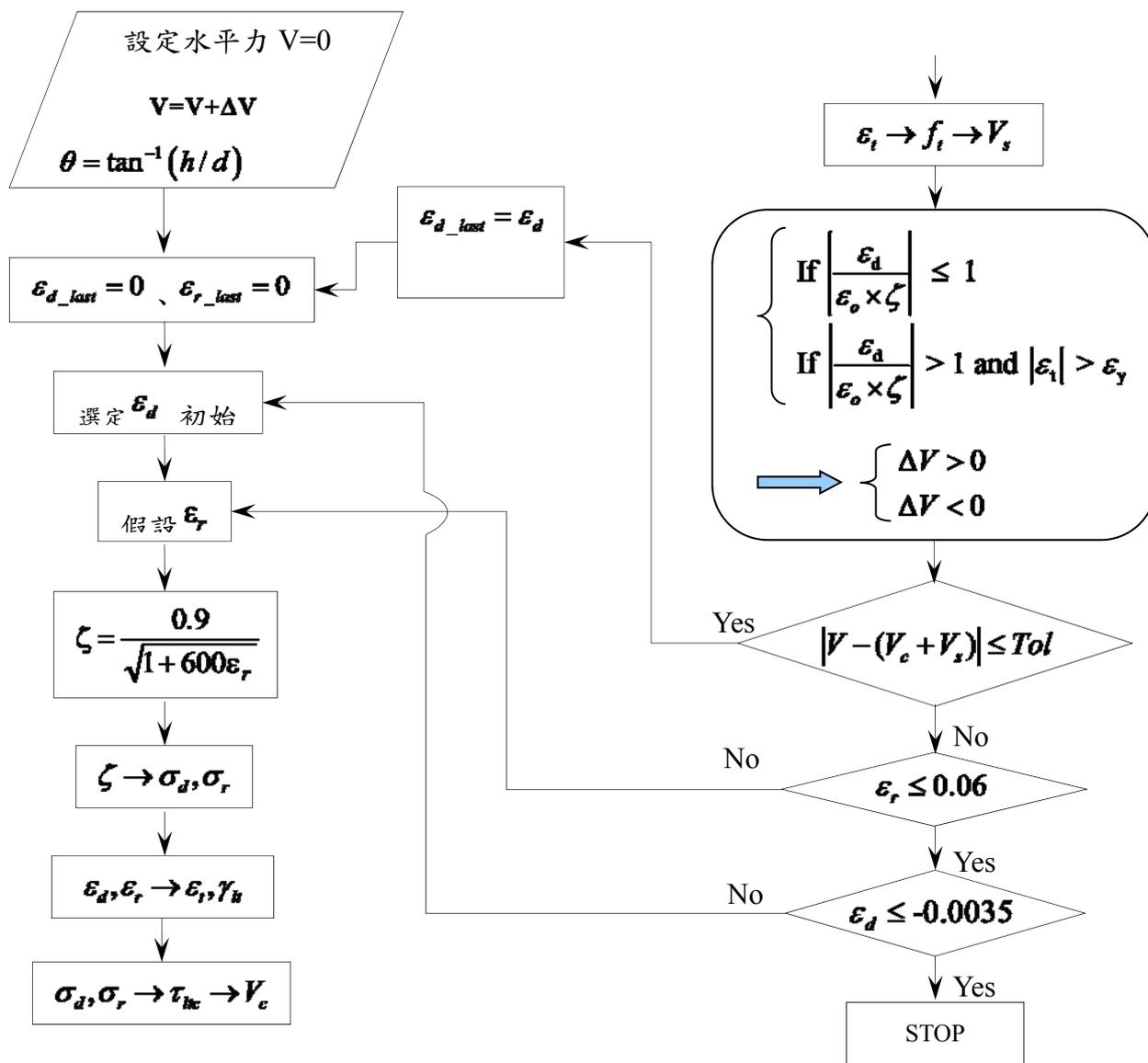


圖 3.21 鋼筋混凝土矮牆非線性容量曲線計算流程(適用於 $h/d \leq 0.8$)

【資料來源：參考書目 38】

經由上述步驟，可求得當施加於鋼筋混凝土牆頂部之水平力持續增加時，牆體混凝土、橫向鋼筋與縱向鋼筋各別所對應之應力—應變如圖 3.22 所示。其中混凝土受壓之應力應變曲線如圖 3.22(a)所示；混凝土受拉之應力應變曲線如圖 3.22(b)所示；圖 3.22 (c)為縱向鋼筋之應力應變曲線；圖 3.22(d)為橫向鋼筋之應力應變曲線。

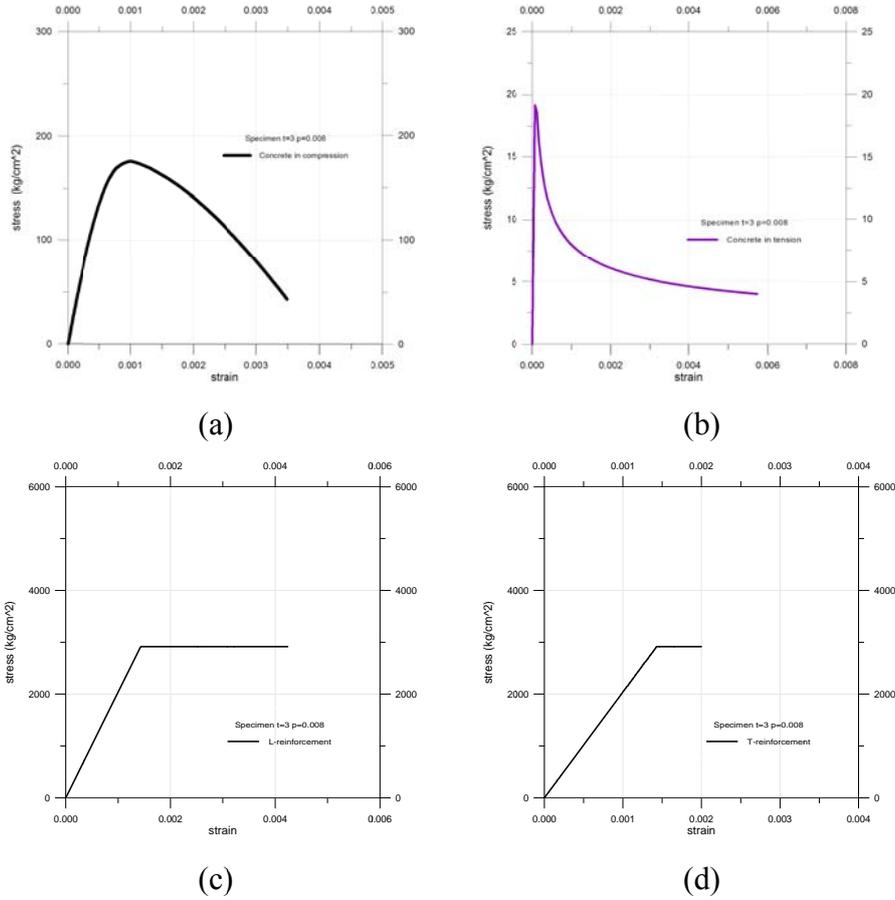


圖 3.22 牆體混凝土、橫向鋼筋與縱向鋼筋之應力—應變圖

【資料來源：參考書目 31】

同時試體可求得所對應之應力軌跡圖與應變軌跡圖，圖 3.23(a)為應力軌跡圖，圖 3.23(b)為應變軌跡圖。而試體所對應之剪應力-剪應變關係如圖 3.24 所示。

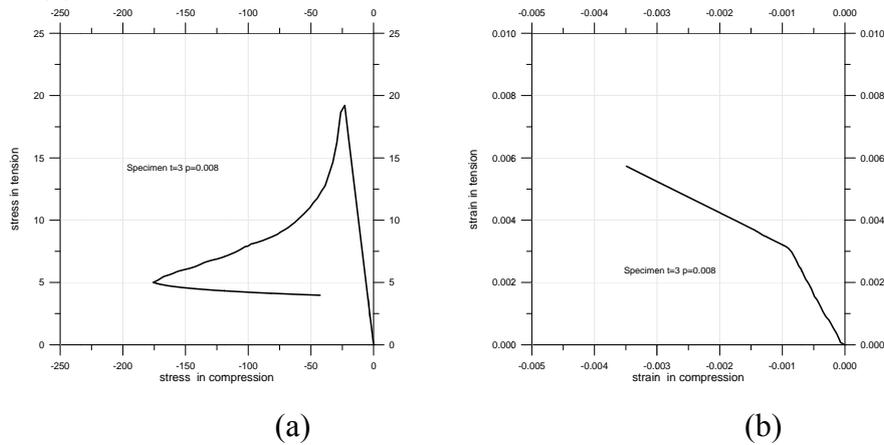


圖 3.23 牆體應力與應變軌跡圖

【資料來源：參考書目 31】

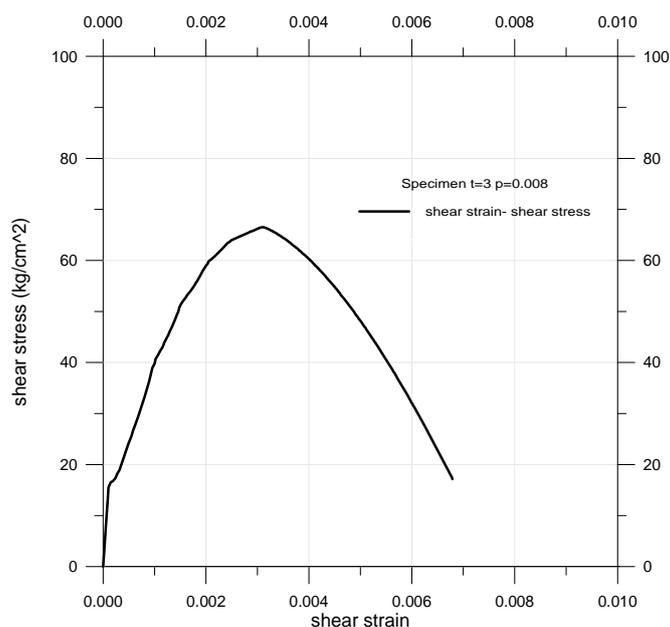


圖 3.24 剪應力-剪應變關係

【資料來源：參考書目 31】

其牆試體所對應之水平變位與水平剪力關係如圖 3.25 所示，虛線為混凝土所提供之貢獻，實線為鋼筋所提供之貢獻，粗實線為混凝土與鋼筋兩貢獻之疊加。

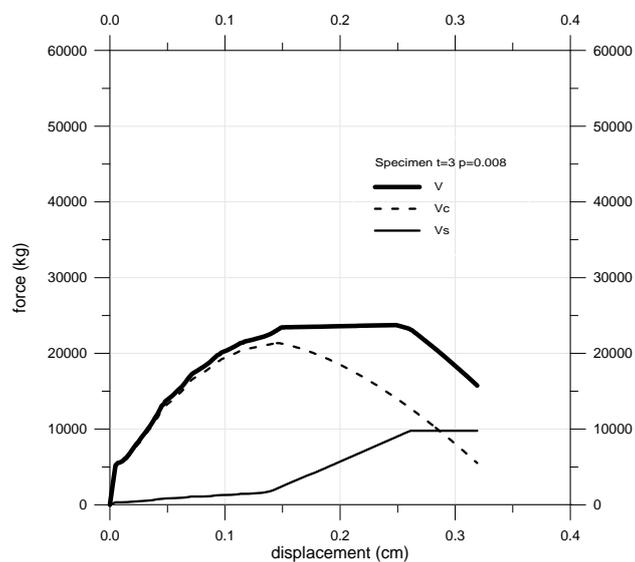


圖 3.25 水平剪力-水平變形關係

【資料來源：參考書目 31】

將此牆體水平剪力-水平變形關係透過下二式轉換到鋼筋混凝土牆等值斜撐之方向，即可得到鋼筋混凝土牆體等值斜撐之力-位移關係，如圖 3.26 所示。

$$V_{strut} = V / \cos \theta \quad (3.77)$$

$$\varepsilon_d, \varepsilon_r \rightarrow \varepsilon_t, \gamma_{lt} \quad (3.78)$$

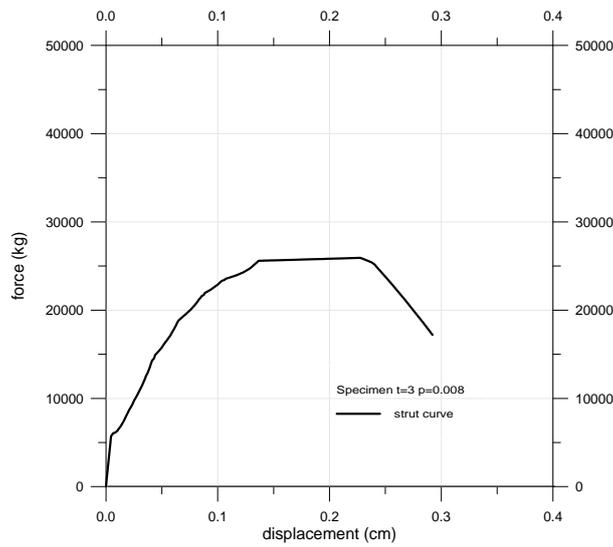


圖 3.26 鋼筋混凝土等值斜撐之力—位移

【資料來源：參考書目 31】

得到鋼筋混凝土牆體等值斜撐之力-位移關係後，將此作為鋼筋混凝土牆等值軸力塑性鉸設定之基準，如圖 3.27 所示，即為軸力塑性鉸輸入之值點。

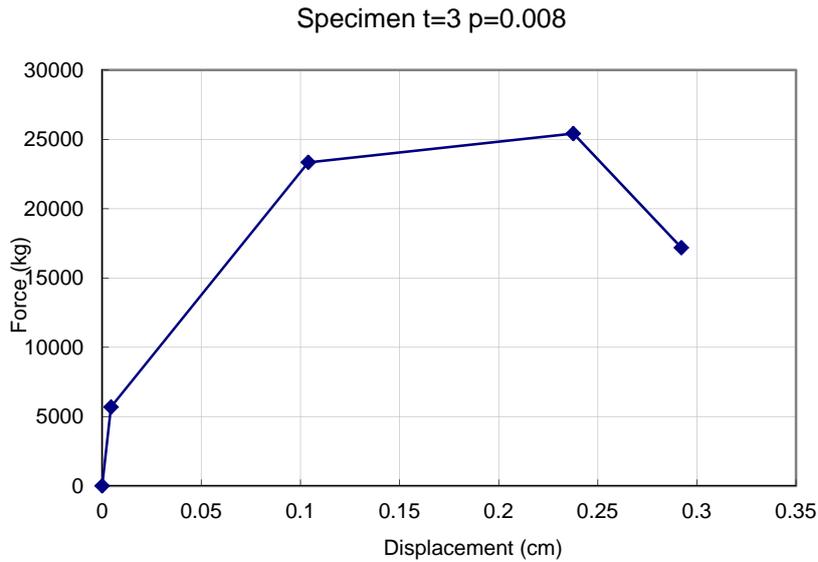


圖 3.27 軸力塑性鉸輸入之值點

【資料來源：參考書目 31】

三、高牆基本力學原理(適用於 $h/d > 0.8$)

對於鋼筋混凝土高牆而言，在分析階段將同時考慮撓曲與剪力行為，與矮牆僅考量剪力行為之分析方法不同。

3.4.3.1 鋼筋混凝土高牆非線性容量曲線之分析流程

鋼筋混凝土高牆非線性容量曲線計算流程如圖 3.28 所示，其詳細運算簡述如下：

【步驟 1】：輸入鋼筋混凝土牆體斷面尺寸、混凝土強度、縱向與橫向鋼筋降伏強度、鋼筋根數、鋼筋直徑與軸向力。

【步驟 2】：設定牆之撓曲曲率為 κ ，各纖維元素中心距牆斷面受壓側最外緣處之距離為 x ，則各纖維元素之應變為： $\varepsilon_i = \varepsilon_c + \kappa \cdot x$ 。 ε_c 為受壓側最外緣處之應變。

【步驟 3】：將步驟 2 之公式帶入混凝土之組成律 $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ 可得各纖維之應力 σ_i ，因此各纖維元素所受軸力 $N_i = \sigma_i \times \Delta A_i$ 。 ΔA_i 為各纖維元素之面積。

【步驟 4】：符合力平衡條件時各纖維元素之軸力和與牆斷面所受軸力 N 應相等

$$\sum_{i=1}^n N_i = N,$$

n 為纖維元素之數目，若不滿足上式要求，則採用曲率增量 $\Delta\kappa$ ，令 $\kappa = \kappa + \Delta\kappa$ ，重回步驟 2。

牆斷面所受彎矩為
$$M = \sum_{i=1}^n N_i \cdot y_i,$$

y_i 為各纖維元素中心至斷面中心軸之距離。重複步驟 2 至步驟 4，即可建立牆斷面的彎矩-曲率關係。

【步驟 5】：以牆構件底部之曲率作為控制值，逐次增加曲率，由前述建立完成之彎矩-曲率關係，可得到對應的牆構材底部彎矩 M_b ，此時牆構材所受水平力 $V_0 = M_b / h$ 。h 為牆構材高度。

【步驟 6】：設定元素應力角度增量 θ 、對角線主應變 ε_d 與其垂直向之另一主應變 ε_r 之初始值，各別對應之增量為 $\Delta\varepsilon_d < 0$ 、 $\Delta\varepsilon_r > 0$ 。

【步驟 7】：設定 $\varepsilon_d = \varepsilon_d + \Delta\varepsilon_d$ 。

【步驟 8】：設定 $\varepsilon_r = \varepsilon_r + \Delta\varepsilon_r$ ，當 $\varepsilon_r > 0.06$ ，回到步驟 4。

【步驟 9】：計算極限軟化係數 $\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1+600\varepsilon_r}}$ 。

【步驟 10】：定義 ε_0 為混凝土極限應力 f'_c 所對應之應變，則當 $\varepsilon_d / \zeta\varepsilon_0 \leq 1$ 時，

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \text{ 否則 } \sigma_d = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_d / \zeta\varepsilon_0 - 1}{2/\zeta - 1} \right)^2 \right].$$

E_c 為混凝土楊氏係數、 f_{cr} 為混凝土開裂應力、 ε_{cr} 為混凝土開裂應變，

$$\text{當 } \varepsilon_r \leq \varepsilon_{cr} \text{ 時， } \sigma_r = E_c \varepsilon_r; \text{ 當 } \varepsilon_r > \varepsilon_{cr}, \sigma_r = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_r} \right)^{0.4}.$$

【步驟 11】：剪力牆之橫向應變 ε_t ，縱向應變 ε_l ，剪應變 γ_{lt} 可經

$$\varepsilon_l = \varepsilon_d \cos^2 \theta + \varepsilon_r \sin^2 \theta, \varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \theta + \varepsilon_r \cos^2 \theta \text{ 和}$$

$$\gamma_{lt} / 2 = (-\varepsilon_d + \varepsilon_r) \sin \theta \cos \theta \text{ 等三式計算求得。}$$

【步驟 12】：以撓曲行為與剪力行為所得之 $V_0 = V_1$ ，則從莫耳圓表示力平衡方程

式。若 θ 未符合 $0 \leq \theta \leq 90$ ，則回到步驟 6。

【步驟 13】：計算混凝土所承受之剪力 $V_c = \tau_{lc} \times b_w \times d$ 。其中剪應力

$\tau_{lc} = (-\sigma_d + \sigma_r) \sin \theta \cos \theta$ 。 b_w 為混凝土牆體之寬度， d 為混凝土牆體之有效深度。

【步驟 14】：依鋼筋應力應變關係，由 ε_l 、 ε_t 計算 f_l 與 f_t 。

【步驟 15】：以牆體橫向鋼筋之面積 A_{st} 、應力 f_t 與間距 s ，計算鋼筋所承受的剪

力 $V_s = A_{st} \times f_t \times \frac{d}{s} \tan \theta$ ，計算 $\bar{V} = V_c + V_s$ 。

【步驟 16】：配合元素應力所旋轉之角度 θ ，反推未旋轉前之剪力與應力，可得

牆斷面剪力 $\bar{V} = V_c$ (混凝土剪力) + V_s (鋼筋剪力)，如由前述所推

論之 $V_0 = \bar{V}$ ，其轉角 θ 為該元素應力所旋轉之角度。否則令

$\theta = \theta + \Delta\theta$ 重回步驟 6。

【步驟 17】：檢核若 ε_d 小於 -0.0035，則增加 ε_d 之增量並回到步驟 7 重新迭代運算；否則終止運算。

【步驟 18】：如完成前述步驟，所得之結果為 RC 高牆水平向所對應之力與位移關係。

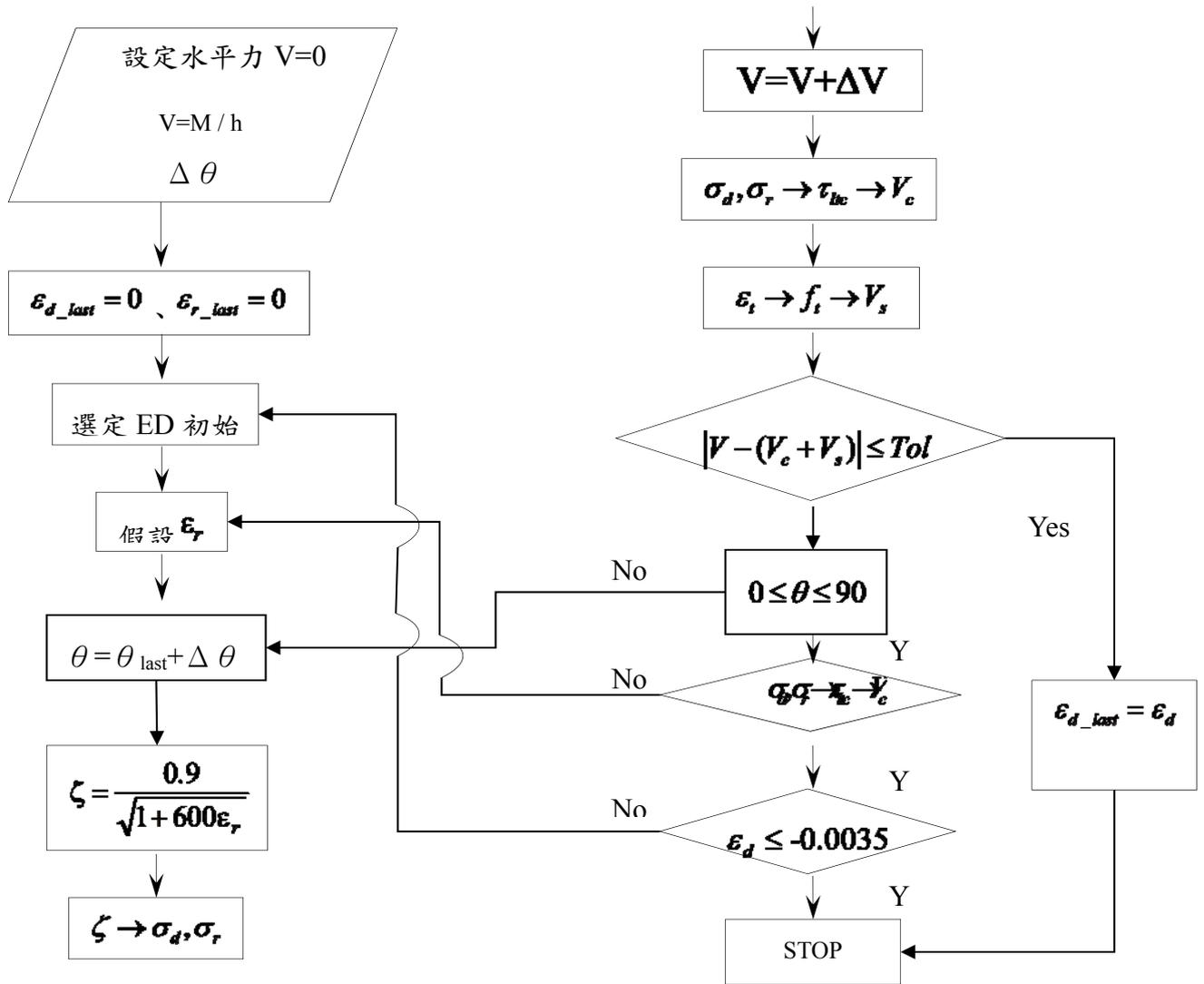


圖 3.28 鋼筋混凝土高牆非線性容量曲線計算流程(適用於 $h/d > 0.8$)

【資料來源：參考書目 31】

將此牆體水平剪力-水平變形關係透過下二式轉換到鋼筋混凝土牆等值斜撐之方向，即可得到鋼筋混凝土牆體等值斜撐之力-位移關係。

$$V_{strut} = V / \cos \theta^* \quad (3.79)$$

$$\delta_{strut} = \delta \times \cos \theta^* \quad (3.80)$$

其中， $\theta^* = \tan^{-1}(h/d)$ 、 h 為牆高， d 為牆寬， θ^* 為牆體對角線與水平軸之角度。得到鋼筋混凝土牆體等值斜撐之力-位移關係後，將此作為鋼筋混凝土高牆等值

軸力塑性鉸設定之基準，如圖 3.29 所示，即為軸力塑性鉸輸入之值點。

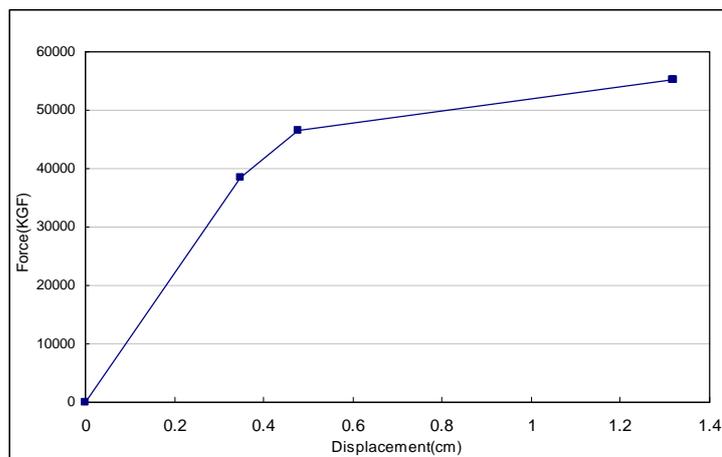


圖 3.29 軸力塑性鉸輸入之值點

【資料來源：參考書目 31】

第四章 構件包覆補強與翼牆補強之理論探討與 分析驗證

第一節 前言

本章節將分兩個部份，包覆補強與翼牆補強，其中包覆補強有鋼板包覆圍束補強、RC 包覆圍束補強及 RC 擴柱補強。在斷面分析方法上，仍採用第三章所述之切片法及組成律來進行斷面分析，並建立補強後構件之彎矩-轉角關係。惟如何在分析中反應各補強方法補強後所貢獻之圍束效果與強度，將是本章的研究重點。最後，我們也將利用現有文獻的實驗資料進行分析比對，以驗證所提分析方法之準確性。

第二節 鋼筋混凝土柱包覆補強之非線性行為探討

一、鋼板包覆圍束補強

鋼板包覆韌性補強是指原柱在鋼板包覆後，鋼板與柱之上下梁或樓版保有適當的間距，鋼板僅作提供原柱之韌性與剪力強度，對於撓曲強度並無明顯之貢獻。因此，在斷面分析時只以原柱斷面進行切片分析，而不考慮鋼板部份，但分析時組成律則需考量鋼板所提供之圍束效果，使得斷面曲率韌性、極限塑鉸轉角及整體韌性容量提升。而在「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準. 改修設計指針. 同解説」(2001)中指出鋼板包覆補強之鋼板可所等效成橫向鋼筋比，其計算如下：

$$\rho_{w2} = 2t/b_2 \quad \text{矩型鋼板包覆(式 4.1)}$$

$$\rho_{w2} = 4t/D \quad \text{圓型鋼板包覆(式 4.2)}$$

$$\rho_{w2} = 2tb_s/(x_s b_2) \quad \text{帶狀鋼板包覆(式 4.3)}$$

其中， ρ_{w2} 為鋼板包覆之等值橫向鋼筋比、 t 為鋼板厚度、 b_2 為補強後柱寬度、 b_s 及 x_s 分別為帶狀鋼板之寬度與間距(圖 4.1)。

而補強鋼板所貢獻之剪力強度 V_{sj} 可依下式計算：

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} D C \cot \theta \quad \text{圓型 (式 4.4)}$$

$$V_{sj} = t_j f_{yj} D C \cot \theta \quad \text{矩型 (式 4.5)}$$

其中， t_j 為鋼板厚度、 f_{yj} 為鋼板降伏強度、 D 為受力斷面之深度、 θ 為剪力開裂之角度。

在考量鋼板包覆補強對原柱之韌性與剪力貢獻後，可依下列步驟求得補強後構件之彎曲-轉角之關係。

Step 1. 利用原柱斷面之尺寸與材料性質建立斷面之應力-應變關係，惟在圍束效應中需另考量鋼板的圍束作用。以 Mander 組成律為例，在式 3.23a 需在加上式 4.2，如此才能有效反應出鋼板補強之圍束效應。

Step 2. 建立組成律後，利用第三章所介紹之切片法計算出構件之彎矩-曲率關係，然後在將彎矩-曲率轉換成彎矩-轉角之關係。

Step 3. 計算補強後剪力強度 $V_n = V_c + V_s + V_{sj}$ ，混凝土與鋼筋之強度計算同式 3.49 到式 3.50，而鋼板所貢獻之剪力強度則依式 4.4 或式 4.5 計算，最後依據第三章的方法即可得到剪力-轉角之關係圖(圖 3.12)及彎矩-轉角關係圖(圖 3.13)。

Step 4. 利用第三章第三節之方法疊撓曲行為的彎矩轉角關係與剪力行為之彎矩轉角關係即可得補強後柱之破壞模式與塑性鉸。

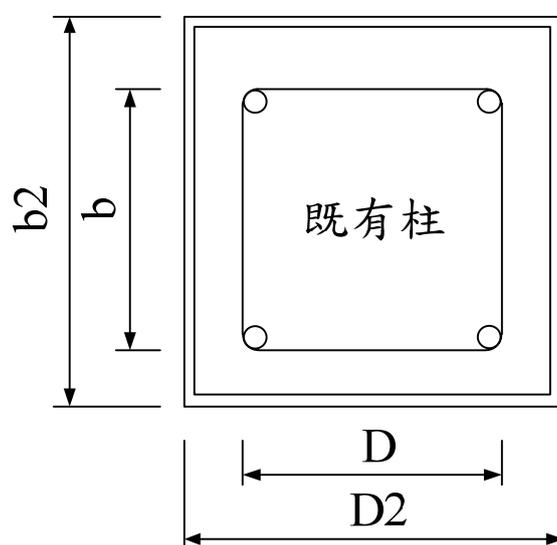


圖 4.1 鋼板包覆補強斷面示意圖

【資料來源：參考書目 7】

二、RC 柱包覆圍束補強

如第二章所述，鋼筋混凝土柱構件加設箍筋時因在加設時於柱頂及柱底預留 3 至 5 公分的間隙，故對柱構件之撓曲強度貢獻有限，但可有效提升柱之韌性及剪力強度，對於剪力強度不足或韌性不足之構件，透過此補強方法進行補強後可有效的提升其整體建築物之耐震性能。

加設箍筋韌性補強在撓曲行為分析上仍是以切片法進行斷面分析，在進行切

片時不考慮加設斷面的部份，但在建立斷面的組成律時需在加上加設箍筋之圍束效果，加設箍筋之橫向鋼筋比計算可依據所選用之組成律分別計算，請參考第三章組成律的部份(式 3.5 或式 3.23)。而考量加設箍筋圍束在剪力強度的貢獻時，鋼筋的剪力可依式 3.49 計算，計算時需將原柱箍筋與加設箍筋一併考量；而在混凝土的部份，可依式 3.50 計算，但在新舊混凝土強度不同時，則需分開計算其剪力貢獻(圖 4.2)。

在考量加設箍筋包覆補強對原柱之韌性與剪力貢獻後，可依下列步驟求得補強後構件之彎曲-轉角之關係。

Step 1. 利用原柱斷面之尺寸與材料性質建立斷面之應力-應變關係，而在圍束效應中需另考量加設箍筋之圍束作用。

Step 2. 建立組成律後，利用第三章所介紹之切片法計算出構件之彎矩-曲率關係，然後在將彎矩-曲率轉換成彎矩-轉角之關係。

Step 3. 計算補強後剪力強度 $V_n = V_c + V_s$ ，混凝土與鋼筋之強度計算同式 3.49 到式 3.50，但在計算加設箍筋圍束之剪力時，需考量加設箍筋的部份；計算混凝土剪力時，則需考量新舊混凝土的強度是否一樣，如強度有差異，在計算時需分開計算。最後依據第三章的方法即可得到剪力-轉角之關係圖(圖 3.12)及彎矩-轉角關係圖(圖 3.13)。

Step 4. 利用第三章第三節之方法疊撓曲行為的彎矩轉角關係與剪力行為之彎矩轉角關係即可得補強後柱之破壞模式與塑性鉸。

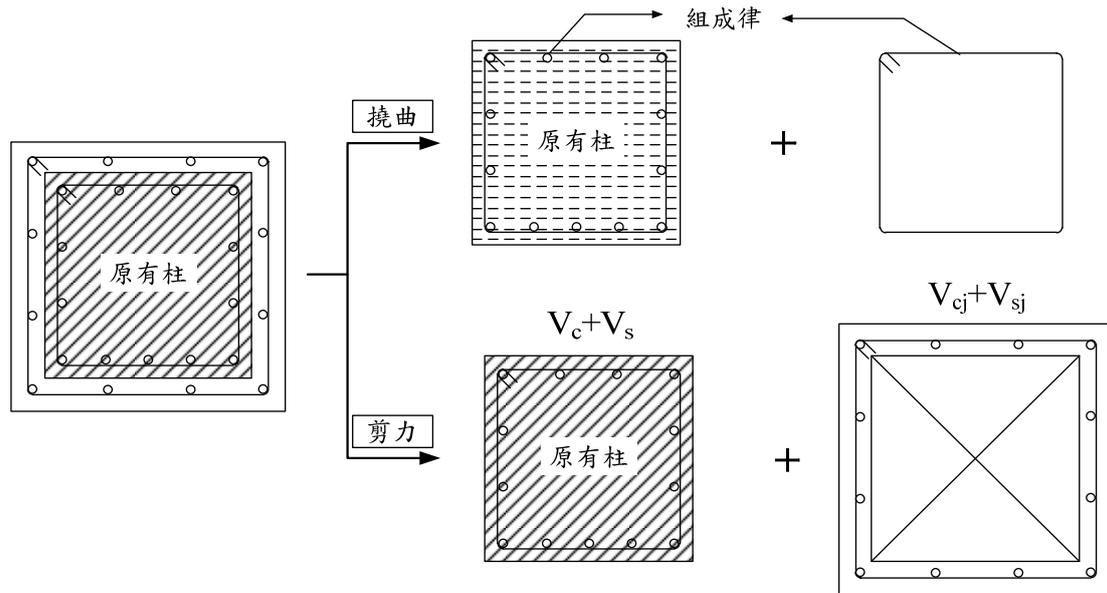


圖 4.2 鋼筋混凝土加設箍筋圍束補強斷面分析示意圖

【資料來源：本研究自行製作】

三、RC 柱包覆強度補強

RC 柱擴柱補強係將擴大柱斷面的主筋貫穿上下樓層，且於柱頂與柱底之間不留間隙，使得力量傳遞不被間斷以提高補強後構件抵抗彎矩與軸力之能力，同時因加大柱斷面時均會加設箍筋，故亦能提供圍束作用及剪力強度。因此，補強後柱之撓曲行為分析直接以第三章的切片法，惟分析時需將組成律分成三個部份，第一個部份為原柱之圍束區，建立此區塊組成律之混凝土強度應以既有柱之混凝土強度，同時其橫向鋼筋比也需考量新增斷面所加設之圍束箍筋的貢獻。第二個部份是新增斷面之圍束區與原柱斷面非圍束區的區塊，此區塊組成律的混凝土強度則以新增設混凝土強度為主，但其橫向鋼筋比僅以新加設之箍筋計算。最後區塊為新增斷面之非圍束區塊。而剪力部份則是將原柱之混凝土剪力強度加上新增斷面之剪力強度(包含混凝土及箍筋部份)(圖 4.3)。

茲將列出鋼筋混凝土柱擴柱補強後彎曲轉角求取步驟如下：

Step 1. 利用原柱及新增斷面之斷面尺寸與材料性質建立上述不同區塊之組成律。

Step 2. 建立組成律後，以切片法計算出構件之彎矩-曲率關係，接著在將彎矩-曲率轉換成彎矩-轉角之關係。

Step 3. 計算補強後剪力強度， $V_n = V_c + V_s + V_{cj} + V_{sj}$ ，其中 V_c 及 V_s 為原柱之混凝土與橫向鋼筋之剪力強度， V_{cj} 及 V_{sj} 為新增斷面之混凝土與橫向鋼筋之剪力強度，計算可參考式 3.49 到式 3.50，最後依據第三章的方法即可得到剪力-轉角之關係圖(圖 3.12)及彎矩-轉角關係圖(圖 3.13)。

Step 4. 利用第三章第三節之方法疊撓曲行為的彎矩轉角關係與剪力行為之彎矩轉角關係即可得補強後柱之破壞模式與塑性鉸。

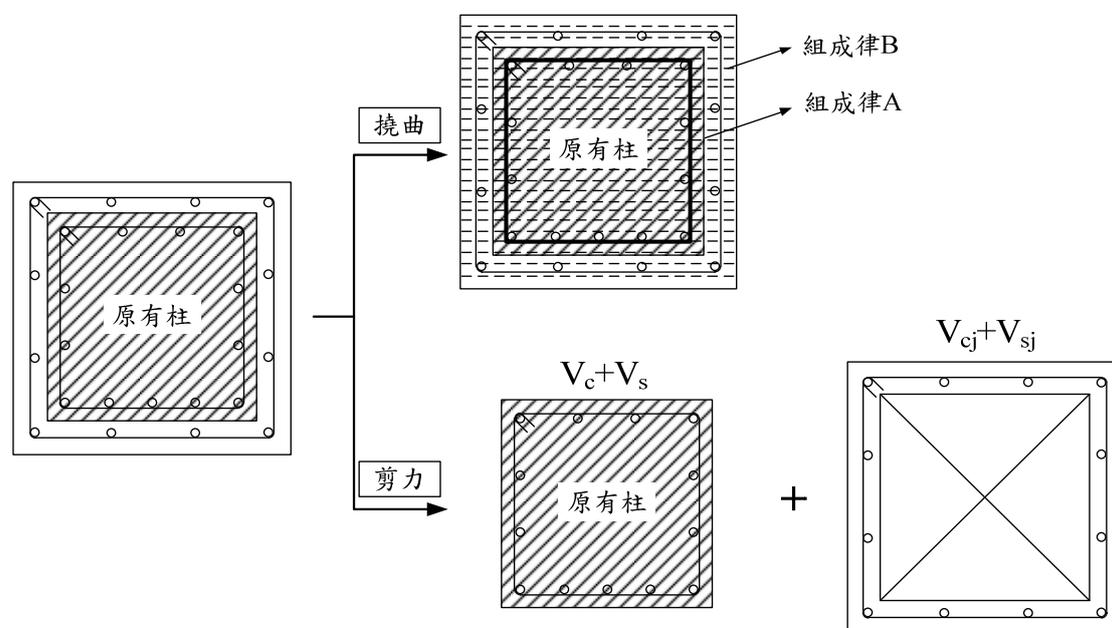


圖 4.3 鋼筋混凝土擴柱包覆補強斷面分析示意圖

【資料來源：本研究自行製作】

第三節 鋼筋混凝土柱包覆補強之分析驗證

一、鋼板包覆補強

(黃震興, 1999)依據舊有橋柱試體進行鋼板包覆補強設計, 補強試體 SC2(對應 SC1)與 SC3(對應 BMC2)之細節與材料參數如圖 4.4~圖 4.6 與表 4.1, 為避免橋柱補強後會發生勁度不連續之情況, 施工時須於原始橋柱與補強鋼板之間應灌注大約 2.5cm 厚之水泥砂漿。另外, 為避免增加補強後橋柱之變矩強度, 補強外包鋼板與基礎頂部預留有 5.0cm 之間隙, 故此兩橋柱補強試體屬於鋼板覆韌性補強, 根據前面所提之分析方法與實驗結果比對如圖 4.7 與圖 4.8, 分析結果與實驗值在勁度上有些微的差異, 但整體的分析結果仍相當不錯。

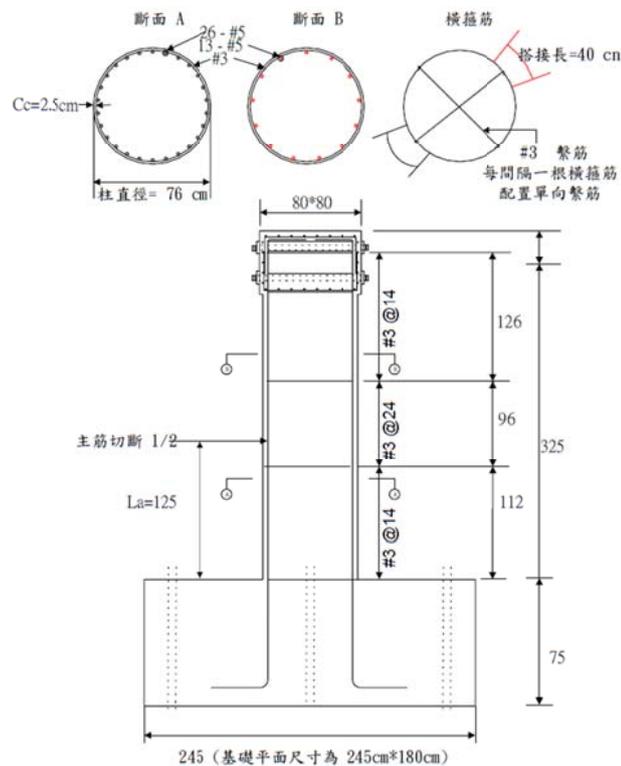


圖 4.4 試體 SC2(SC1) 配筋示意圖

【資料來源：參考書目 59】

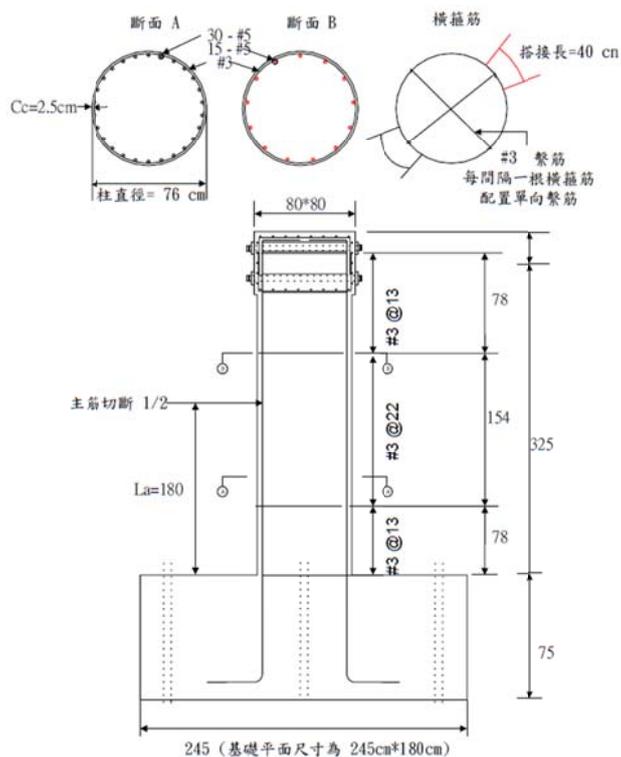


圖 4.5 試體 SC3(BMC2)配筋示意圖

【資料來源：參考書目 59】

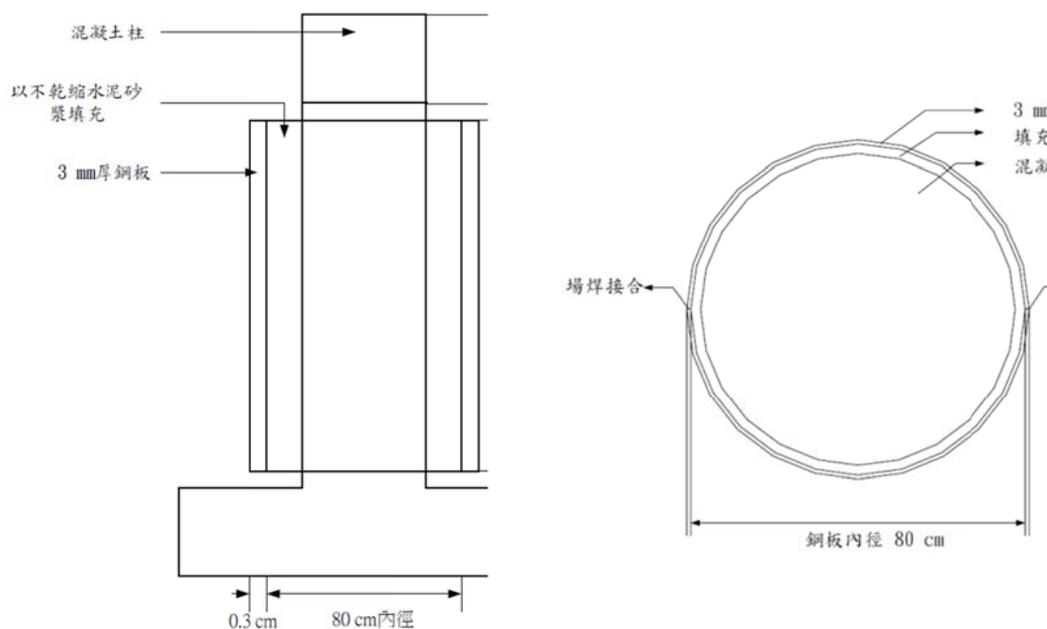


圖 4.6 鋼板補強柱身剖面圖

【資料來源：參考書目 59】

表 4.1 反覆載重單柱補強試體詳細資料

試體編號		SC2	SC3
斷面形狀		圓形	圓形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	260	260
混凝土保護層	cm	2.5	2.5
斷面尺寸(深×寬)	cm	76×76	76×76
柱高	cm	325	325
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	3500	3500
主筋配置	—	26-#5	30-#5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	5000	5000
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@13	#3@13
補強鋼板厚度 t_j	cm	0.3	0.3
柱軸力	$tonf$	143	143

【資料來源：參考書目 59】

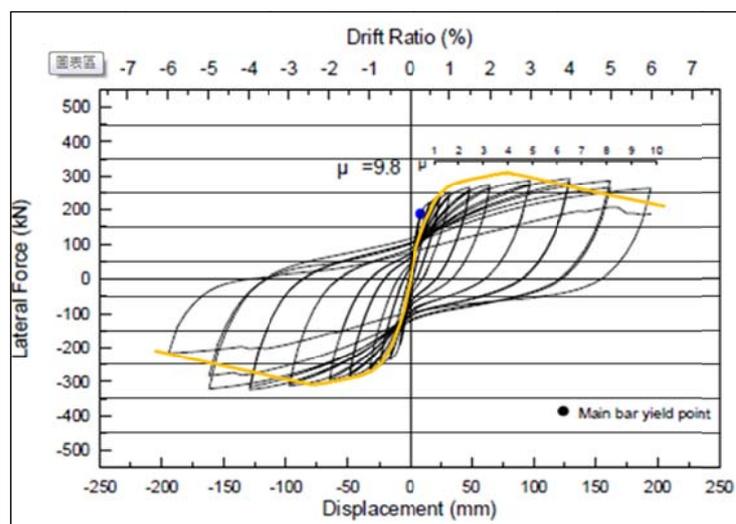


圖 4.7 SC2 補強試體分析與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

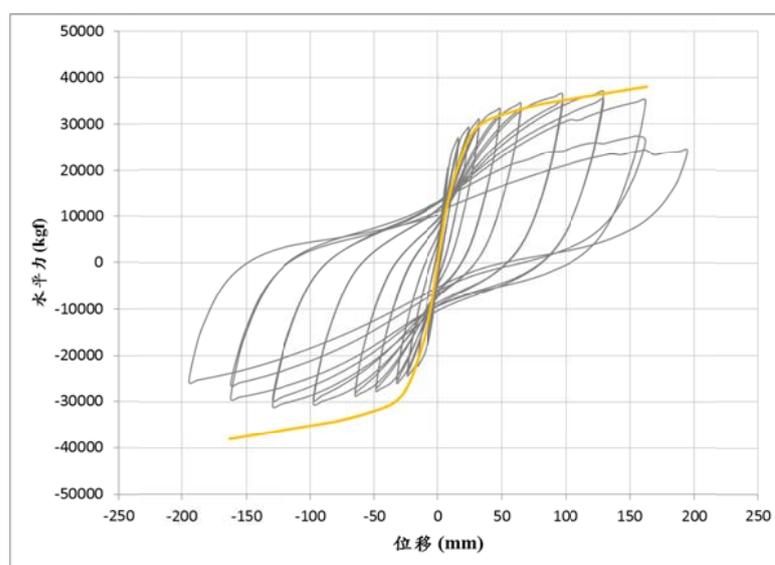


圖 4.8 SC3 補強試體分析與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

二、鋼筋混凝土構架-柱鋼板包覆韌性補強

國家地震中心依據台南市後甲國中德育樓為例，參考原始設計資料，製作二層三跨實尺寸試體。對柱使用鋼板包覆韌性補強，做震前補強再進行反覆載重試驗。補強試體 SBFS 之細節與材料參數如圖 4.9、圖 4.10 與表 4.2。試體於試驗頂層變位比值(Drift Ratio)達 1.5%~2%時，內柱 C12 及 C13 之底部混凝土有壓碎現象，最終破壞情況為 B11 梁端已產生剪力破壞，從圖 4.11 與圖 4.12 中可看出塑鉸發展與實驗破壞相當吻合。分析所得之力對位移關係與實驗結果比對如圖 4.13，在強度上有較明顯的差異。

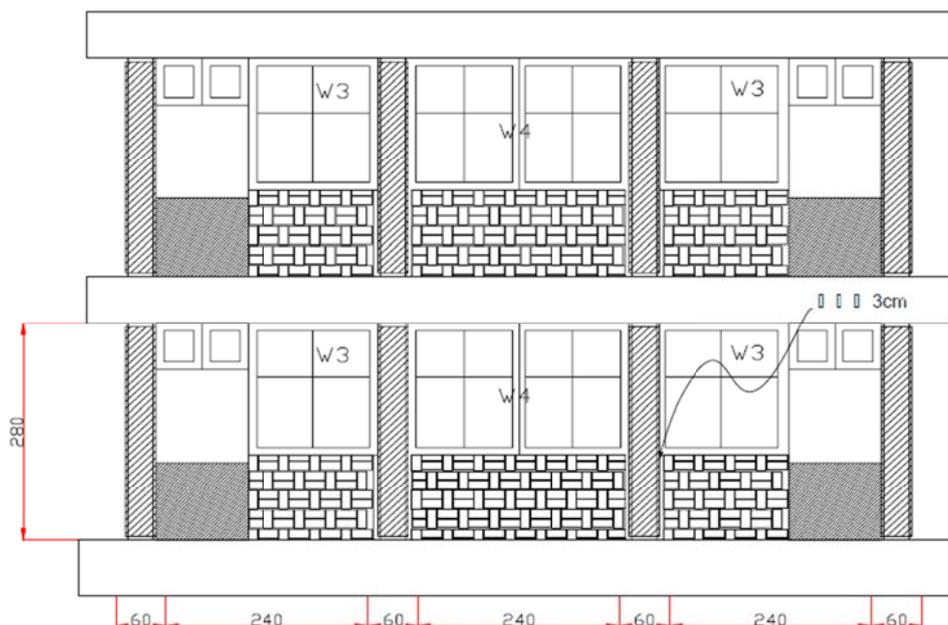


圖 4.9 SBFS 試體之詳細尺寸及配置圖

【資料來源：參考書目 28】

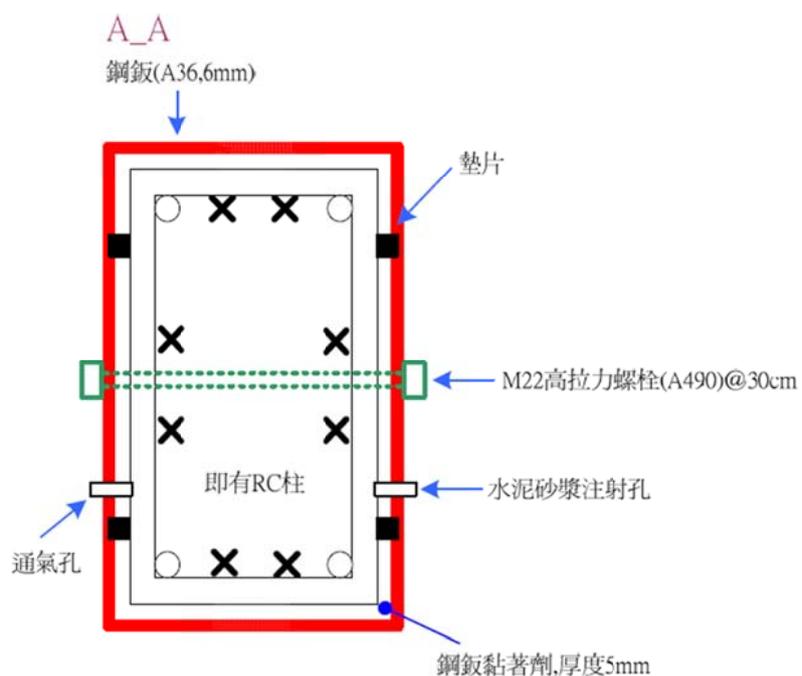


圖 4.10 SBFS 試體柱鋼板包覆之斷面配置圖

【資料來源：參考書目 28】

表 4.2 構架 SBFS 反覆載重之補強試體詳細資料

試體編號		SBFS
斷面形狀		矩形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	1 樓 191 2 樓 165
混凝土保護層	cm	4
柱斷面尺寸(深×寬)	cm	30×50
梁斷面尺寸(深×寬)	cm	60×24
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	#6 3167 #7 3701
主筋配置	—	#6、#7
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	3900
柱塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25
梁塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25
補強鋼板厚度 t_j	cm	0.6
鋼板降伏強度	kgf/cm^2	3139
柱軸力	$tonf$	160

【資料來源：參考書目 28】

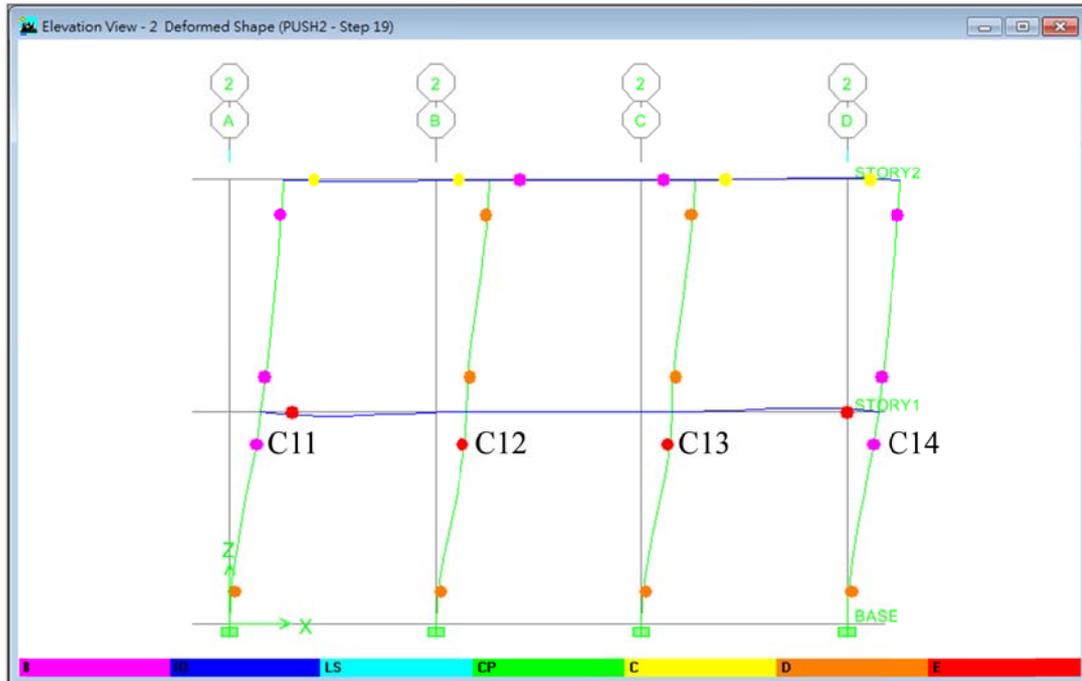


圖 4.11 SBFS 補強試體分析最終破壞情況

【資料來源：本研究製作】



圖 4.12 SBFS 補強試體實驗最終破壞情況

【資料來源：參考書目 28】

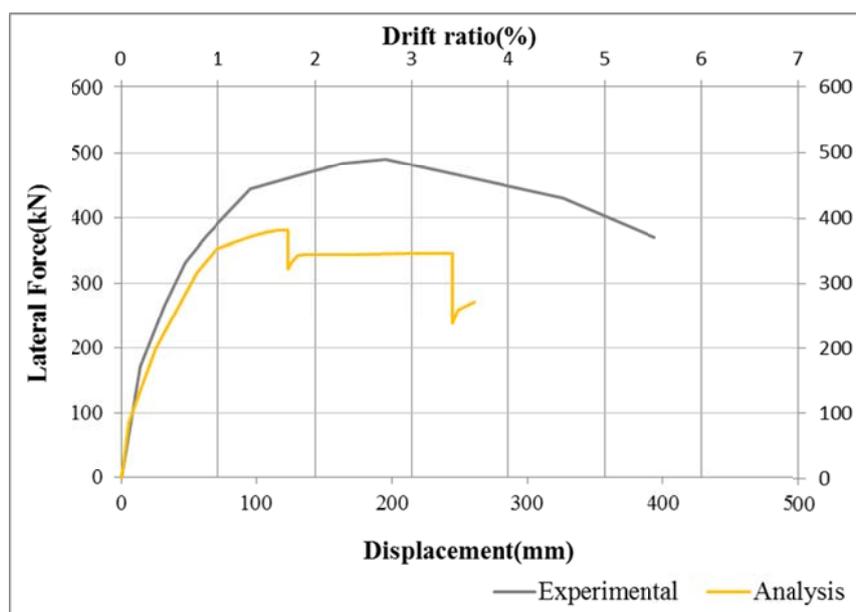


圖 4.13 SBFS 補強試體分析與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

三、鋼筋混凝土包覆補強

(張順益, 2010) 為了探討日本與台灣在鋼筋混凝土擴柱補強中採用不同之施工細節對補強後鋼筋混凝土柱之耐震性能的影響，特別將兩支柱試體(S2、S3) 依此兩種不同施工細節分別進行補強。其中台灣的施工方式為僅在新舊混凝土之間敲除保護層而無設置剪力釘或摩擦筋，如圖 4.15 及圖 4.16 所示；而另一種方式則是採用日本慣用的施工方式另外加設剪力釘或摩擦筋，如圖 4.17 及圖 4.18。在分析時，材料參數可參考表 4.3，但須注意此兩支補強柱試體在進行擴柱施工時均以植筋方式將柱主筋植入基座中，故在分析時應採用前面所述之 RC 擴柱強度補強與韌性補強分析方法，分析與實驗比對結果如圖 4.19 及圖 4.20，從 S2 與 S3 的實驗與分析結果可知，雖然在施工法上有所不同，但假使兩種施工法都能在新舊混凝土界面中有良好的接合效果，事實上對整體補強柱的行為沒有明顯不同。另外，本研究所提分析方法之分析結果不論在勁度或強度上也與實驗相當吻合。

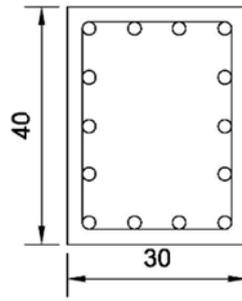


圖 4.14 既有柱斷面圖

【資料來源：參考書目 58】

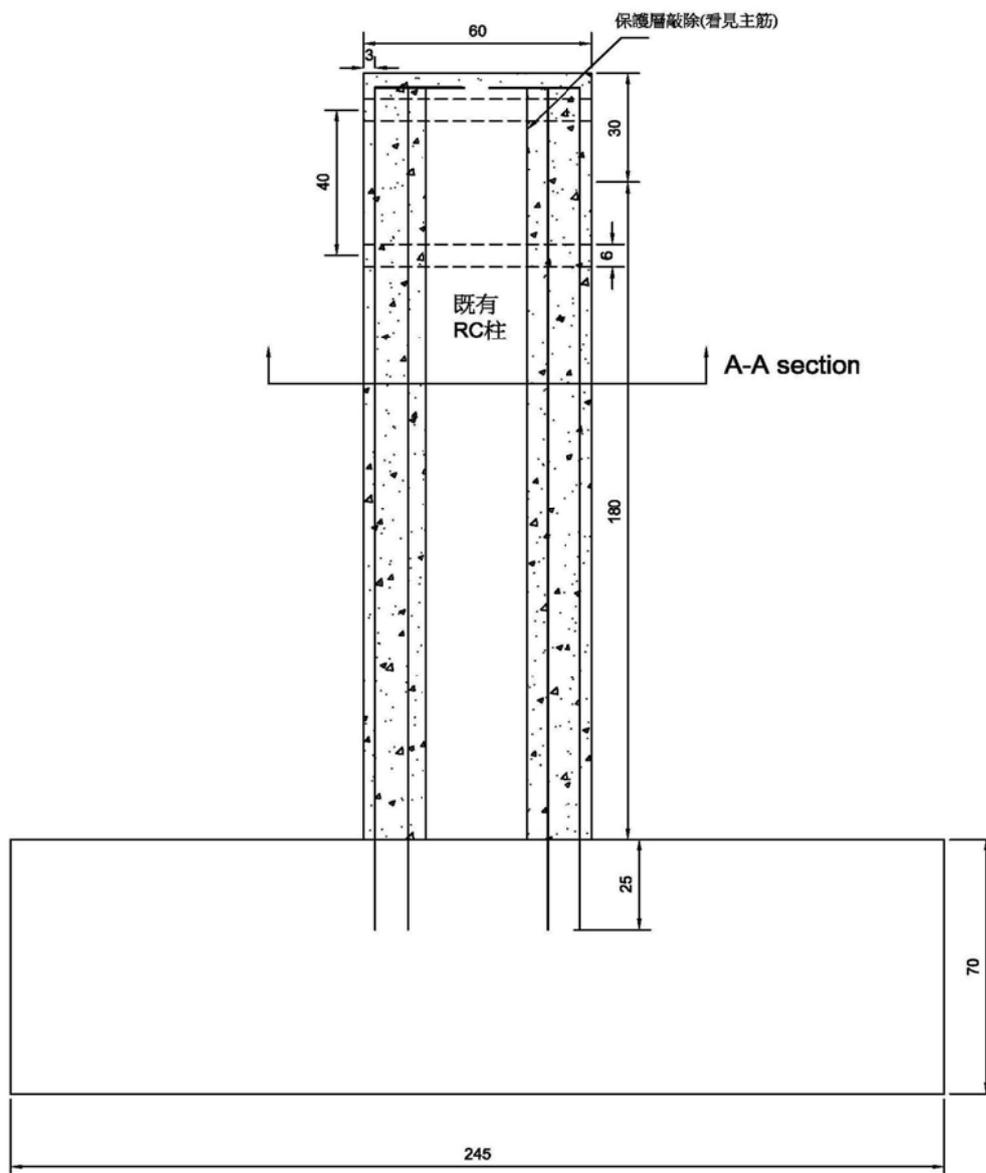


圖 4.15 擴柱補強柱 S2 之立面圖(台灣常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

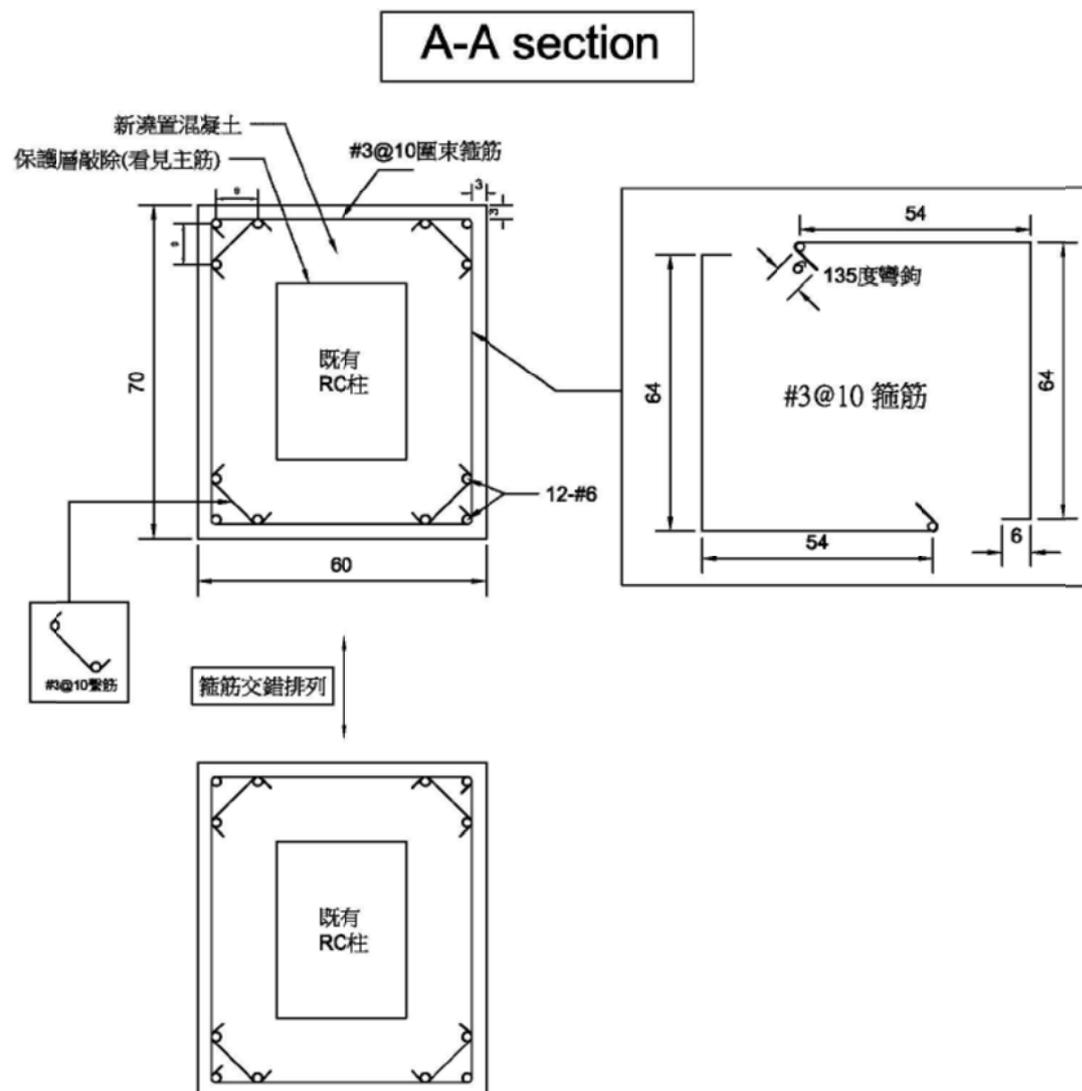


圖 4.16 擴柱補強柱 S2 之 A-A 斷面圖(台灣常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

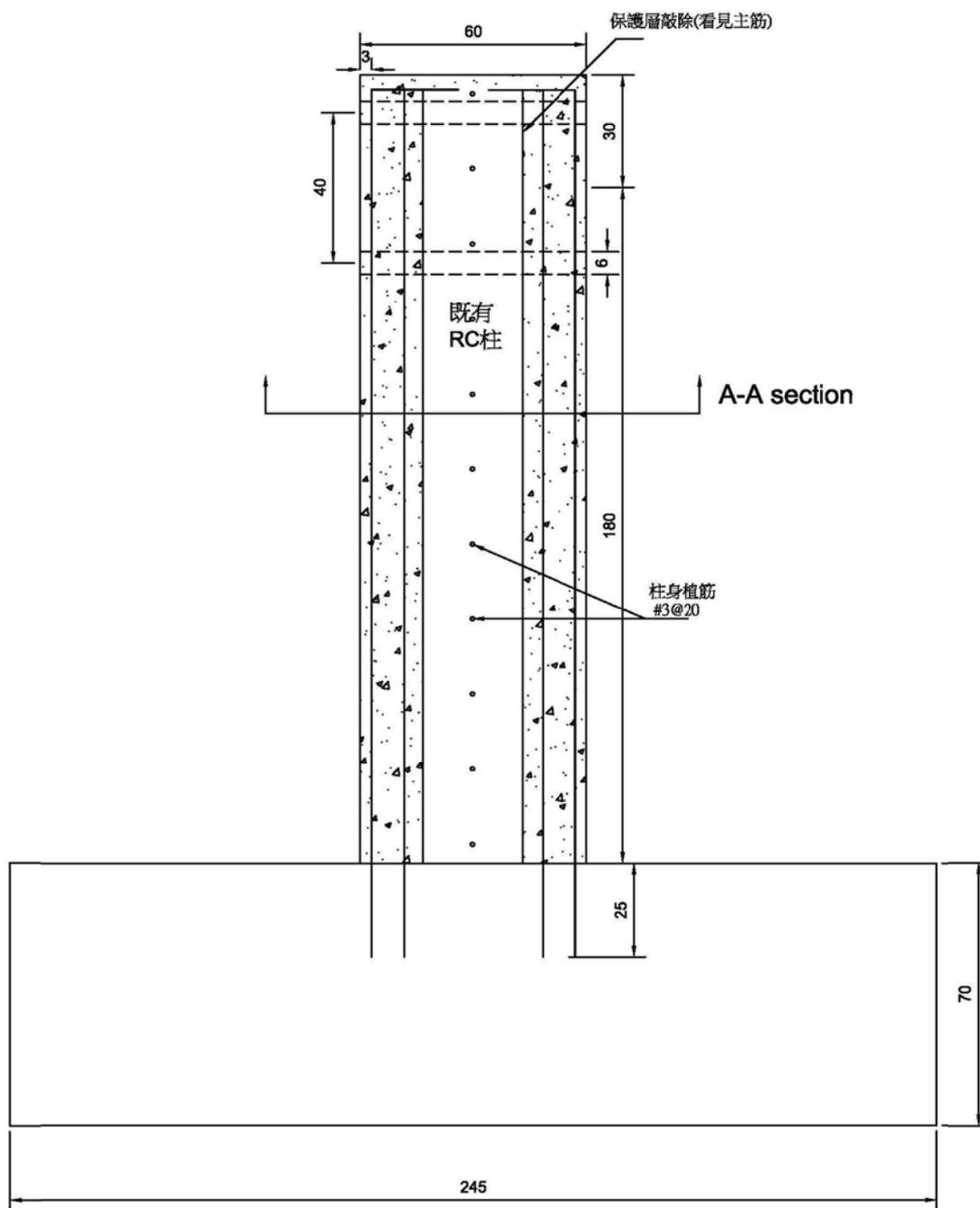


圖 4.17 擴柱補強柱 S3 之立面圖(日本常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

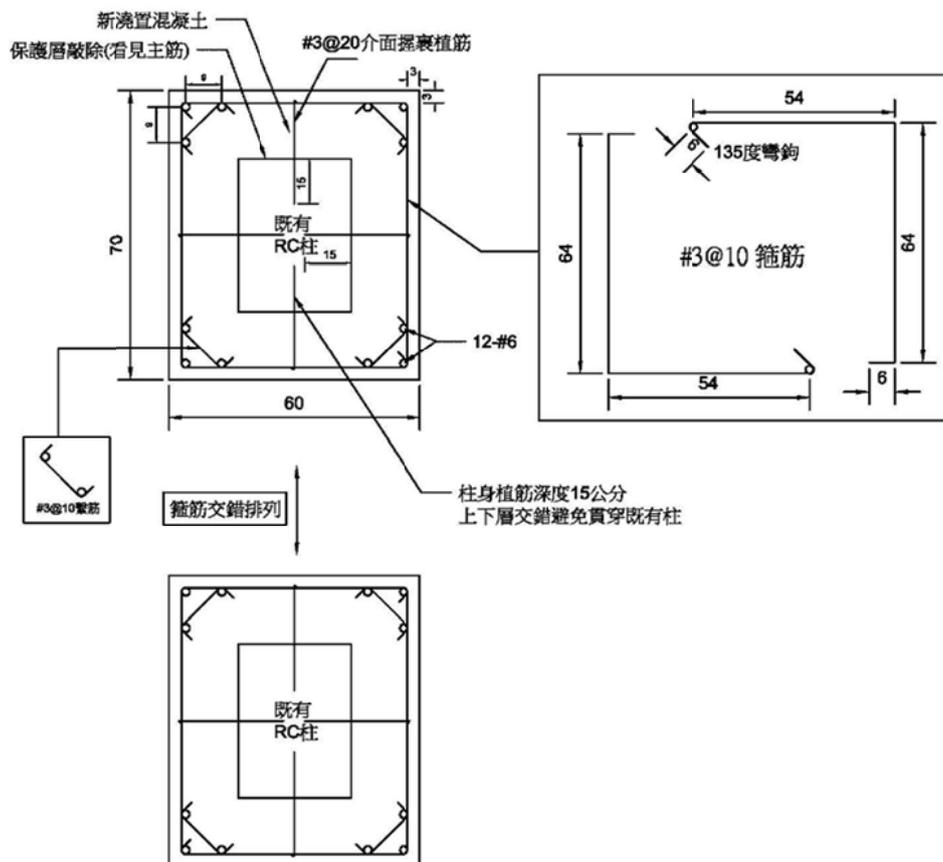


圖 4.18 擴柱補強柱 S3 之 A-A 斷面圖(日本常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

表 4.3 反覆載重單柱補強試體詳細資料

試體編號		S2	S3
斷面形狀		矩形	矩形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	175	210
混凝土保護層	cm	4	4
斷面尺寸(深×寬)	cm	40×30	40×30
柱高	cm	180	180
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	3547	3547
主筋配置	—	14-#5	14-#5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	4257	4257
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25	#3@25
補強配置			
補強混凝土厚度	cm	15	15
補強斷面(深×寬)	cm	70×60	70×60
補強區保護層	cm	3	3
補強混凝土強度	kgf/cm^2	245	245
補強主筋配置	—	12-#6	12-#6
補強箍筋配置	cm	#3@10	#3@10
補強主筋降伏強度	kgf/cm^2	4995	4995
補強箍筋降伏強度	kgf/cm^2	4257	4257
RC 包覆與基礎間隙	cm	—	-
柱軸力	$tons$	28	28

【資料來源：參考書目 58】

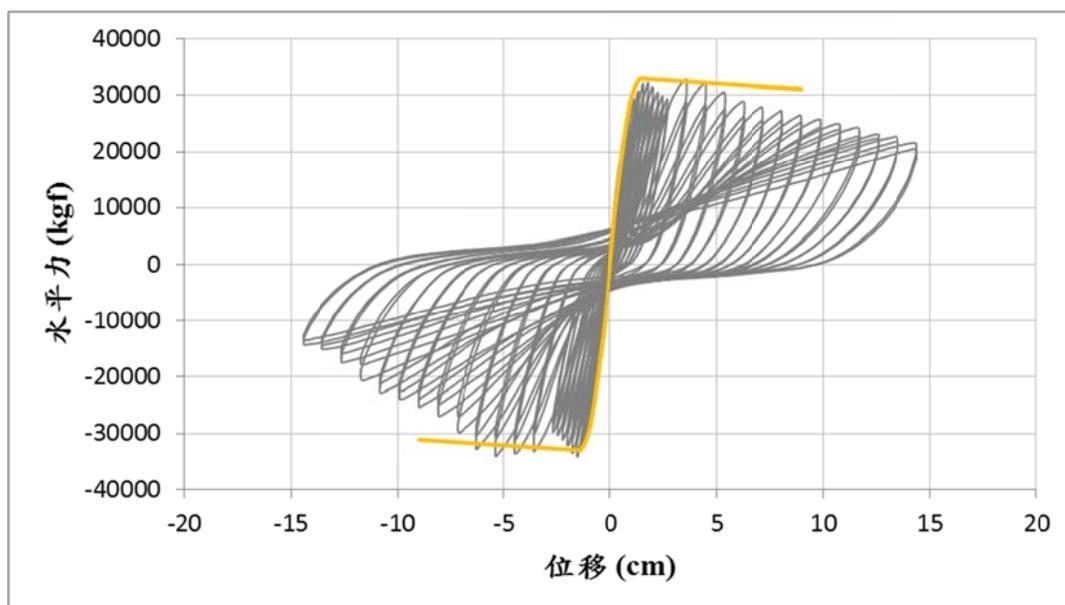


圖 4.19 S2 分析與實驗結果比較圖

【資料來源：本研究製作】

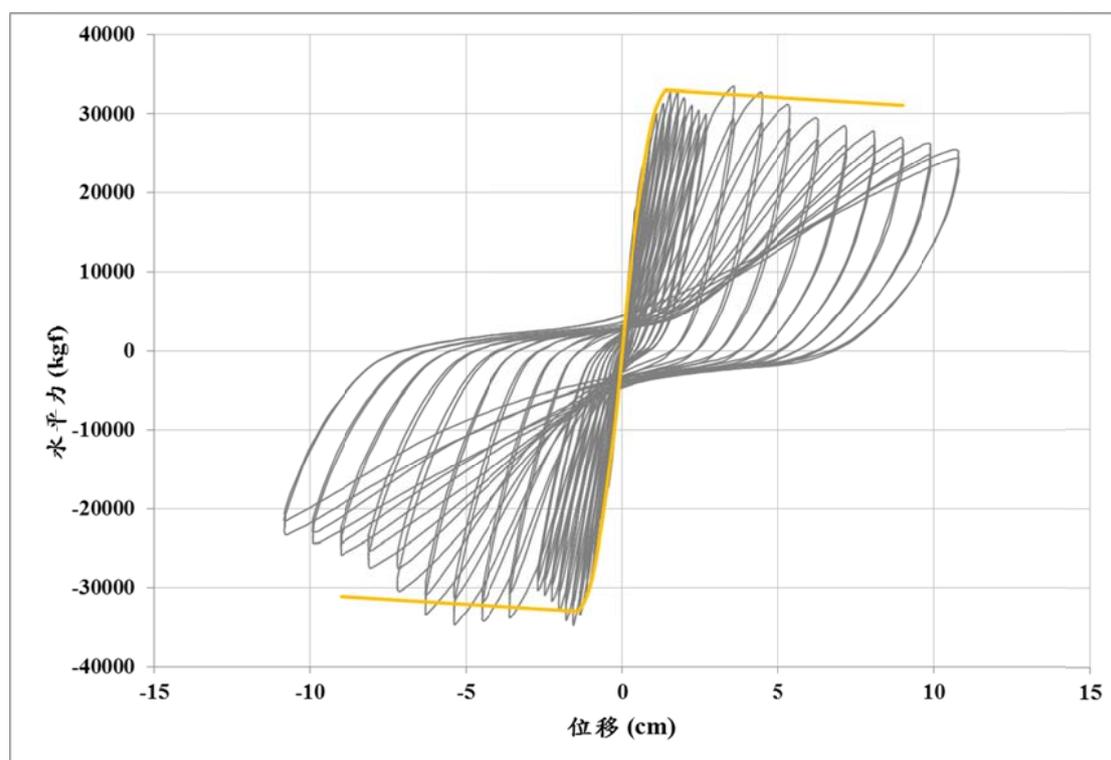


圖 4.20 S3 分析與實驗結果比較圖

【資料來源：本研究製作】

四、鋼筋混凝土構架-RC 包覆強度補強

國家地震中心依據台南市後甲國中德育樓為例，參考原始設計資料，製作二層三跨實尺寸試體。先對 SBFU-C 進行反覆載重試驗後，採擴柱修復補強，再進行試驗。補強試體 SBFU-C 之細節與材料參數如圖 4.21 與表 4.4 所示。由實驗報告得知，試體於試驗頂層變位比值(Drift Ratio)達 1.5%時，B13 梁右端已經產生塑鉸且 C12、C13 柱底亦產生撓曲裂縫，而最後破壞模式，其破壞序列為梁端產生撓曲塑鉸，接著擴柱柱底產生撓曲塑鉸(圖 4.26)。而研究所分析出塑鉸發展情況如圖 4.25，其與實驗最終破壞情況相當吻合。而分析出來之力對位移關係與實驗結果比對如圖 4.27，分析結果與實驗值雖然沒有相當吻合，但已在可接受的範圍。

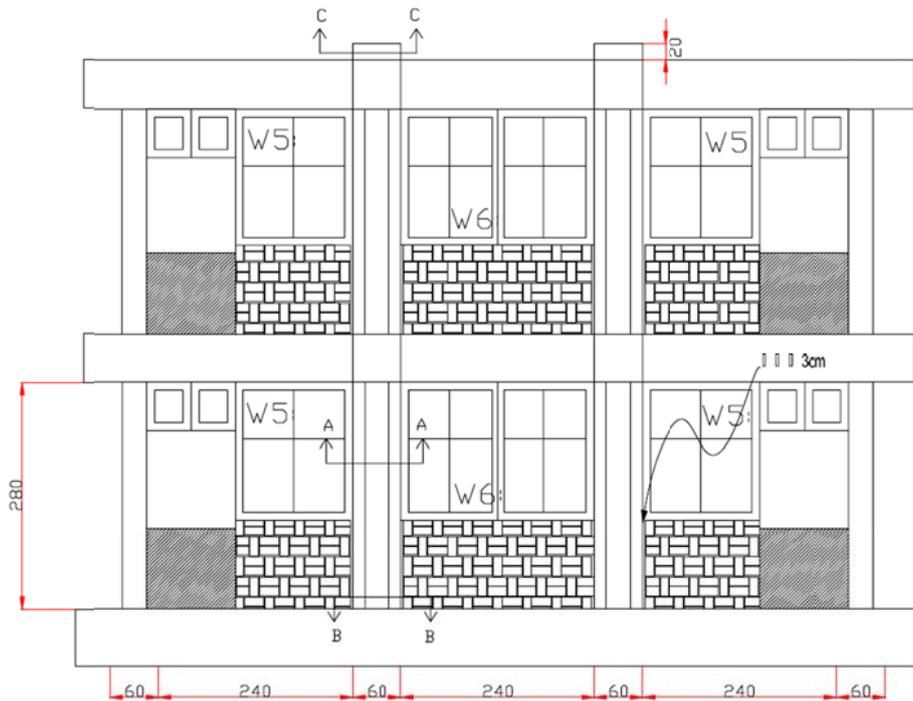


圖 4.21 SBFU-C 試體之詳細尺寸及配置圖

【資料來源：參考書目 28】

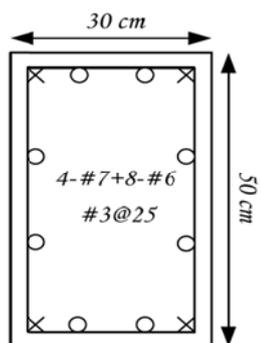


圖 4.22 既有柱斷面圖

【資料來源：參考書目 28】

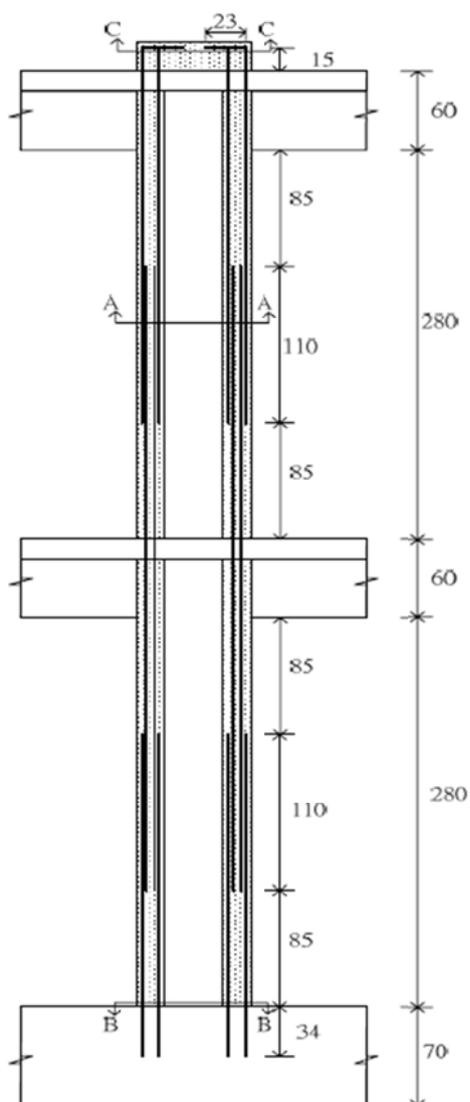


圖 4.23 擴柱補強柱 SBFU-C 之立面圖

【資料來源：參考書目 28】

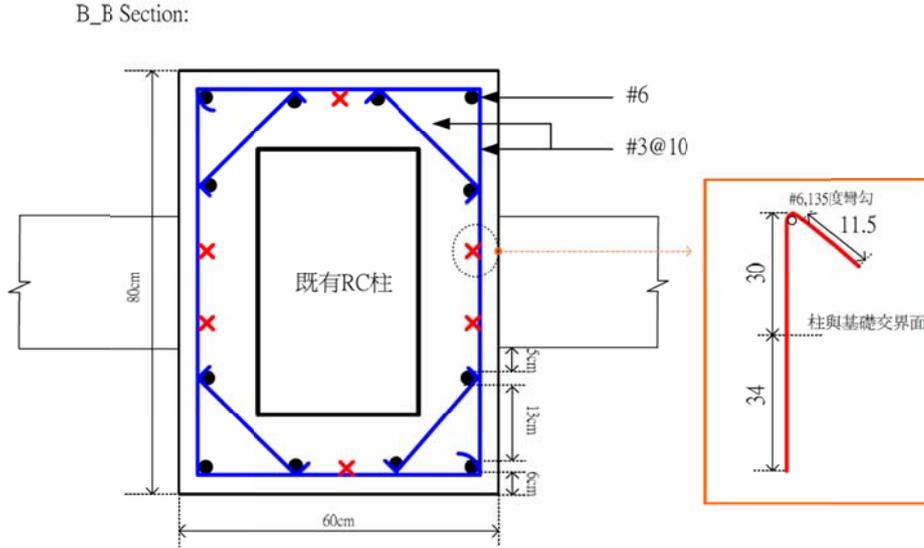


圖 4.24 擴柱補強柱 SBFU-C 之 B-B 斷面圖

【資料來源：參考書目 28】

表 4.4 構架 SBFU-C 反覆載重之補強試體詳細資料

試體編號		SBFU-C
斷面形狀		矩形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	1 樓 191 2 樓 165
混凝土保護層	cm	4
柱斷面尺寸(深×寬)	cm	30×50
梁斷面尺寸(深×寬)	cm	60×24
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	#6 3167 #7 3701
主筋配置	—	#6、#7
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	3900
柱塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25
梁塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25

補強配置		
補強混凝土厚度	cm	15
補強斷面(深×寬)	cm	60×80
補強區保護層	cm	4.25
補強混凝土強度	kgf/cm ²	1樓 238 2樓 233
補強主筋配置	-	12-#6
補強箍筋配置	cm	#3@10
補強主筋降伏強度	kgf/cm ²	4299
補強箍筋降伏強度	kgf/cm ²	3670
RC 包覆與基礎間隙	cm	-
柱軸力	tons	80

【資料來源：參考書目 28】

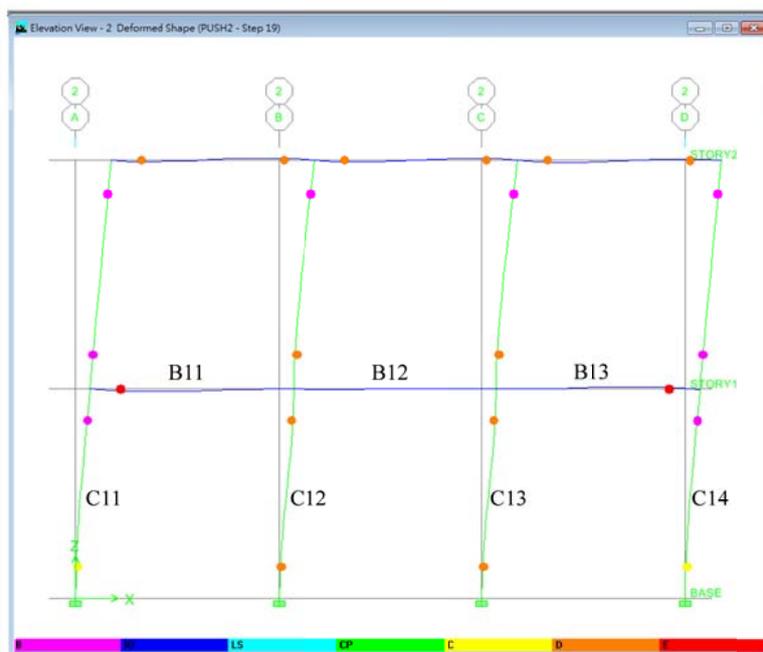


圖 4.25 SBFU-C 補強試體分析最終破壞情況

【資料來源：本研究製作】



圖 4.26 SBFU-C 補強試體實驗最終破壞情況

【資料來源：參考書目 28】

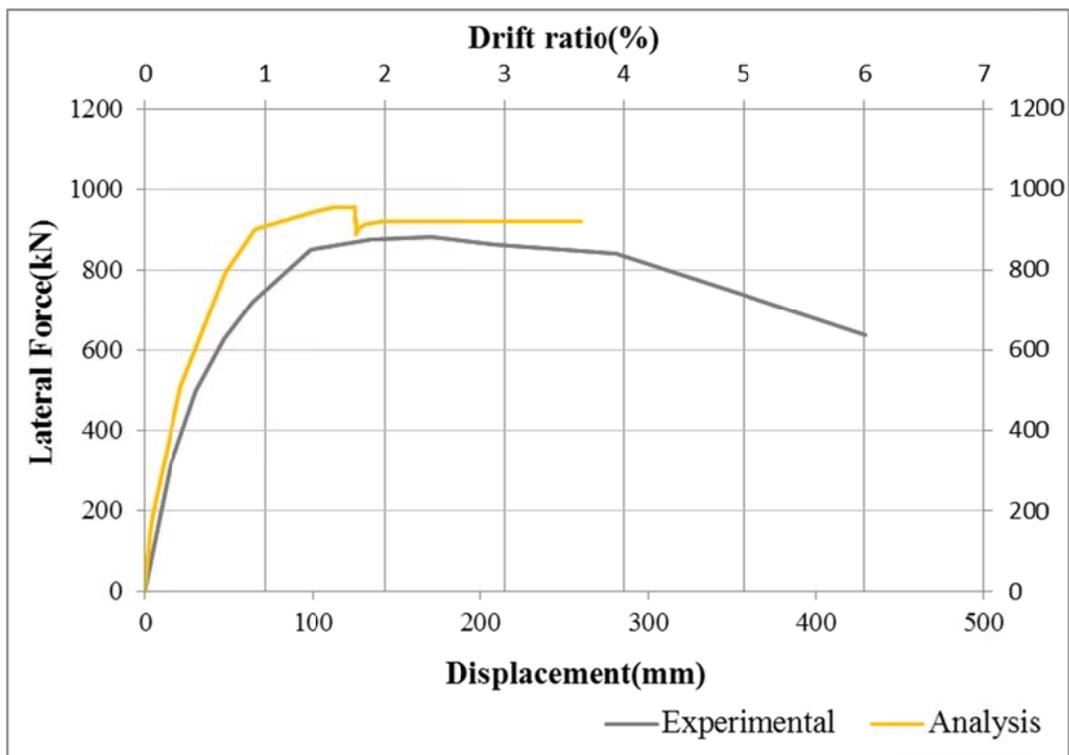


圖 4.27 SBFU-C 補強試體分析與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

第四節 翼牆補強之非線性行為探討

既有柱構件增設翼牆方式進行補強後，可有效改善柱的剪力強度、撓曲強度與勁度，使原結構物成為強度抵抗型之結構物。本研究將翼牆柱行為視為一般柱行為進行分析，在撓曲行為方面，本研究仍採用第三章切片法進行分析，以求得斷面之彎矩轉角之關係；剪力行為方面，同樣利用式 3.49~3.50 計算，但在計算鋼筋剪力時，僅考慮原柱及兩側翼牆箍筋所貢獻之剪力強度。茲將翼牆柱之分析步驟說明如下：

Step 1. 利用原柱及新增翼牆斷面之斷面尺寸與材料性質建立不同區塊之組成律。

Step 2. 建立組成律後，以切片法計算出構件之彎矩-曲率關係，接著將彎矩-曲率轉換成彎矩-轉角之關係。

Step 3. 計算補強後的剪力強度， $V_n = V_c + V_s + V_{cw} + V_{sw}$ ，其中 V_c 及 V_s 為原柱之混凝土與橫向鋼筋之剪力強度， V_{cj} 及 V_{sj} 為翼牆斷面之混凝土與圍束箍筋之剪力強度，計算可參考式 3.49 到式 3.50，最後依據第三章的方法即可得到剪力-轉角之關係圖(圖 3.12)及彎矩-轉角關係圖(圖 3.13)。

Step 4. 利用第三章第三節之方法疊合撓曲行為的彎矩轉角關係與剪力行為之彎矩轉角關係即可得翼牆柱之破壞模式與塑性鉸。

第五節 翼牆補強之分析驗證

一、單柱-翼牆補強

(張順益, 2010)為探討國內與日本常用鋼筋混凝土柱增設翼牆補強施工法對既有柱補強後行為的差異性, 特別製作兩支柱試體(圖 4.28 及表 4.5), 在依不同施工法分別對此兩支柱試體進行增設翼牆的補強(S4 及 S5), 最後在進行實驗比對。其中, S4 試體是採用台灣常見之施工法製作, 其加設翼牆時不論是垂直向的植筋到梁或基礎, 抑或是水平向的植筋到原柱試體都是採用雙排植筋, 如圖 4.29 與圖 4.30 所示; S5 試體則是依日本施工方式製作, 在植筋時是採用單排植筋的方式, 如圖 4.31 至圖 4.33 所示, 其除植筋外, 尚在植筋邊界區加配螺旋筋以防止混凝土劈裂的發生, 且在翼牆離原柱試體最遠距離之植筋尚有額外機械固定的規定, 可直接焊接到既有梁或基礎的鋼筋上。而本研究也針對此兩支試體進行分析比對, 結果如圖 4.34 與圖 4.35 所示, 整體而言, 分析結果也相當近似實驗值。

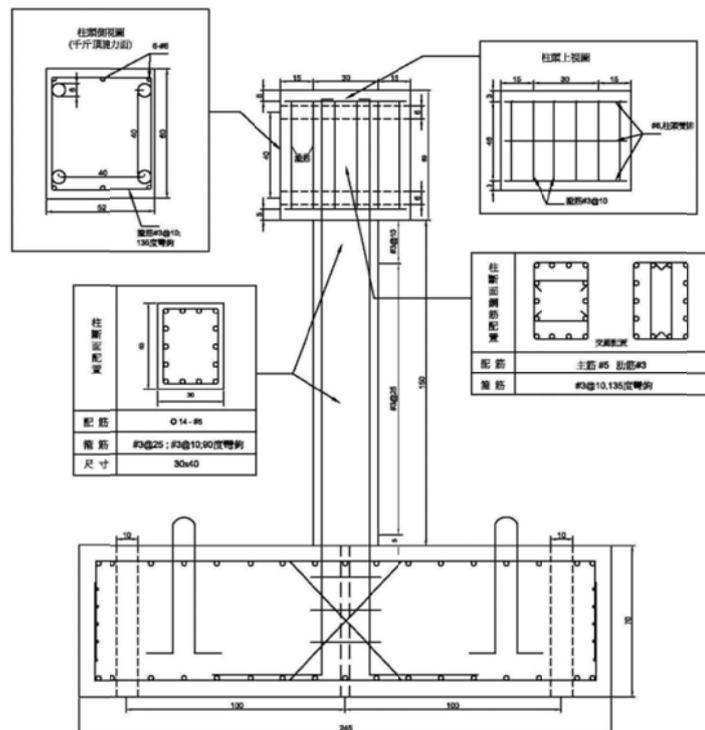


圖 4.28 翼牆既有柱試體

【資料來源：參考書目 58】

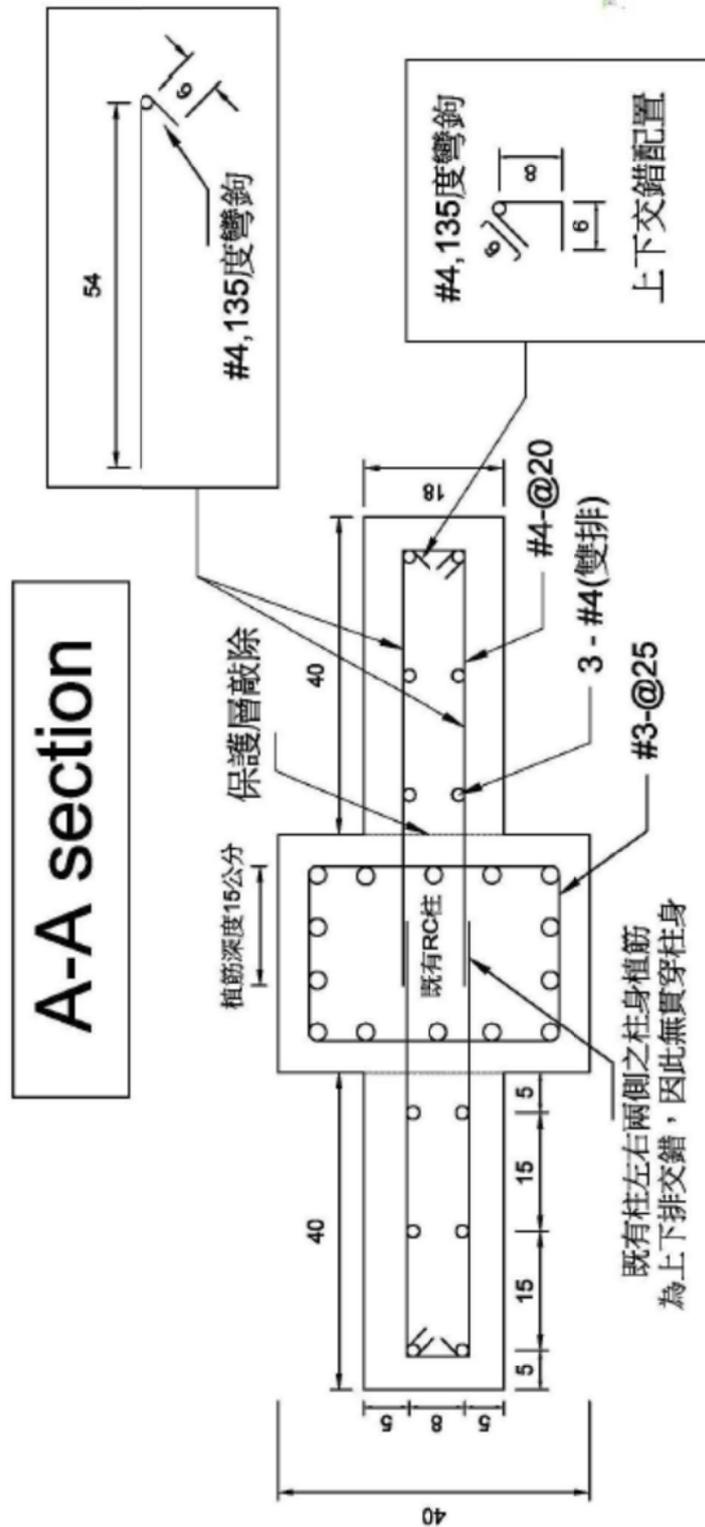


圖 4.30 增設翼牆補強 S4 試體之 A-A 斷面圖(台灣常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

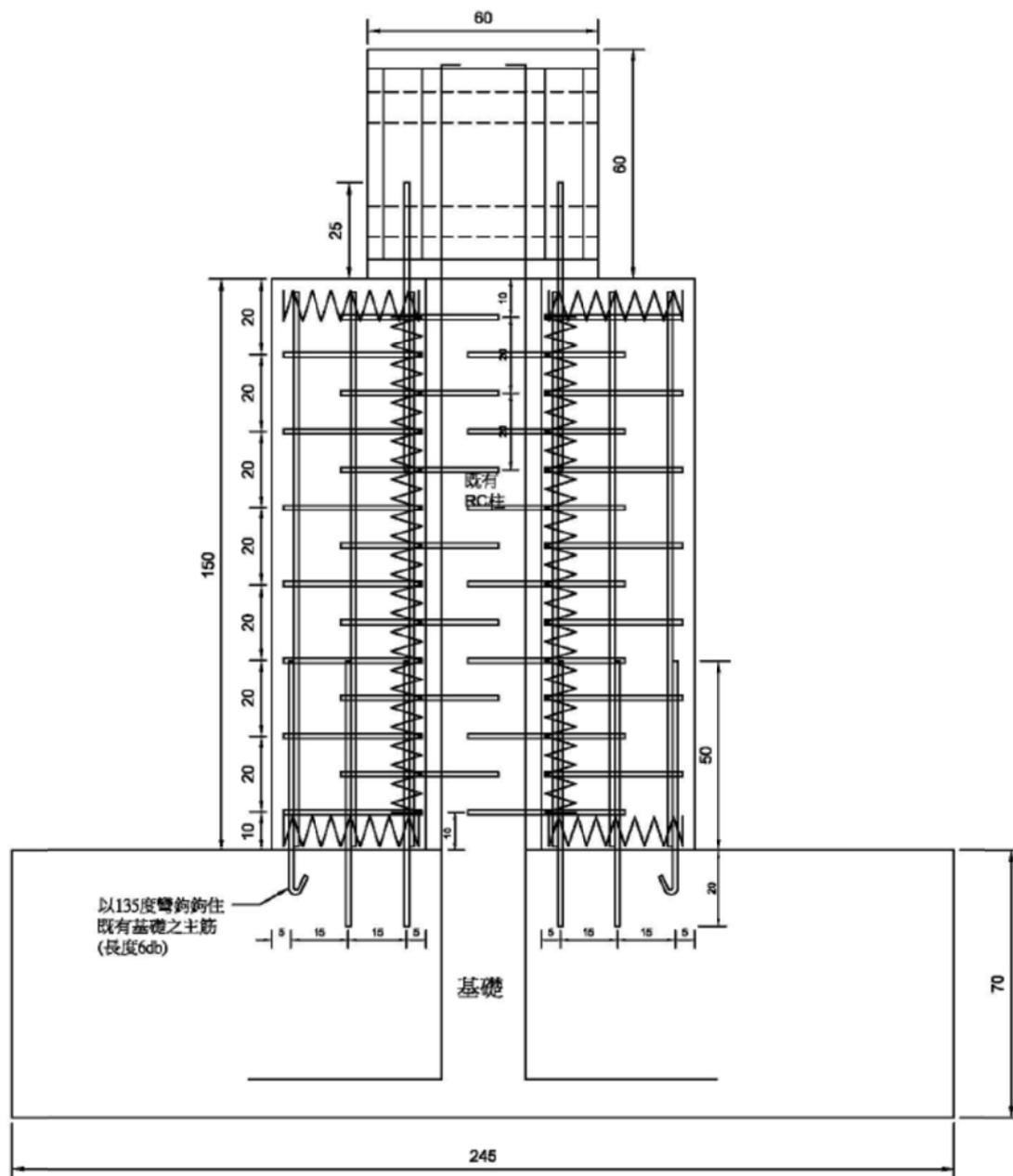


圖 4.31 增設翼牆補強 S5 試體之立面圖(日本常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

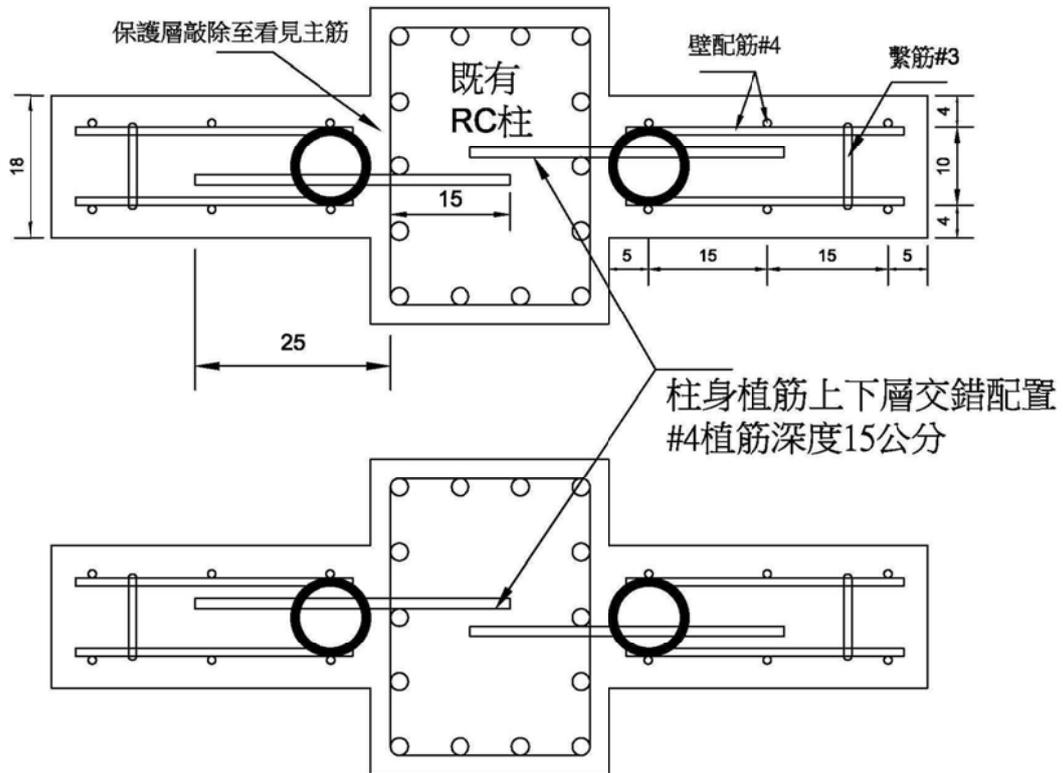


圖 4.32 增設翼牆補強 S5 試體之上視圖(日本常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

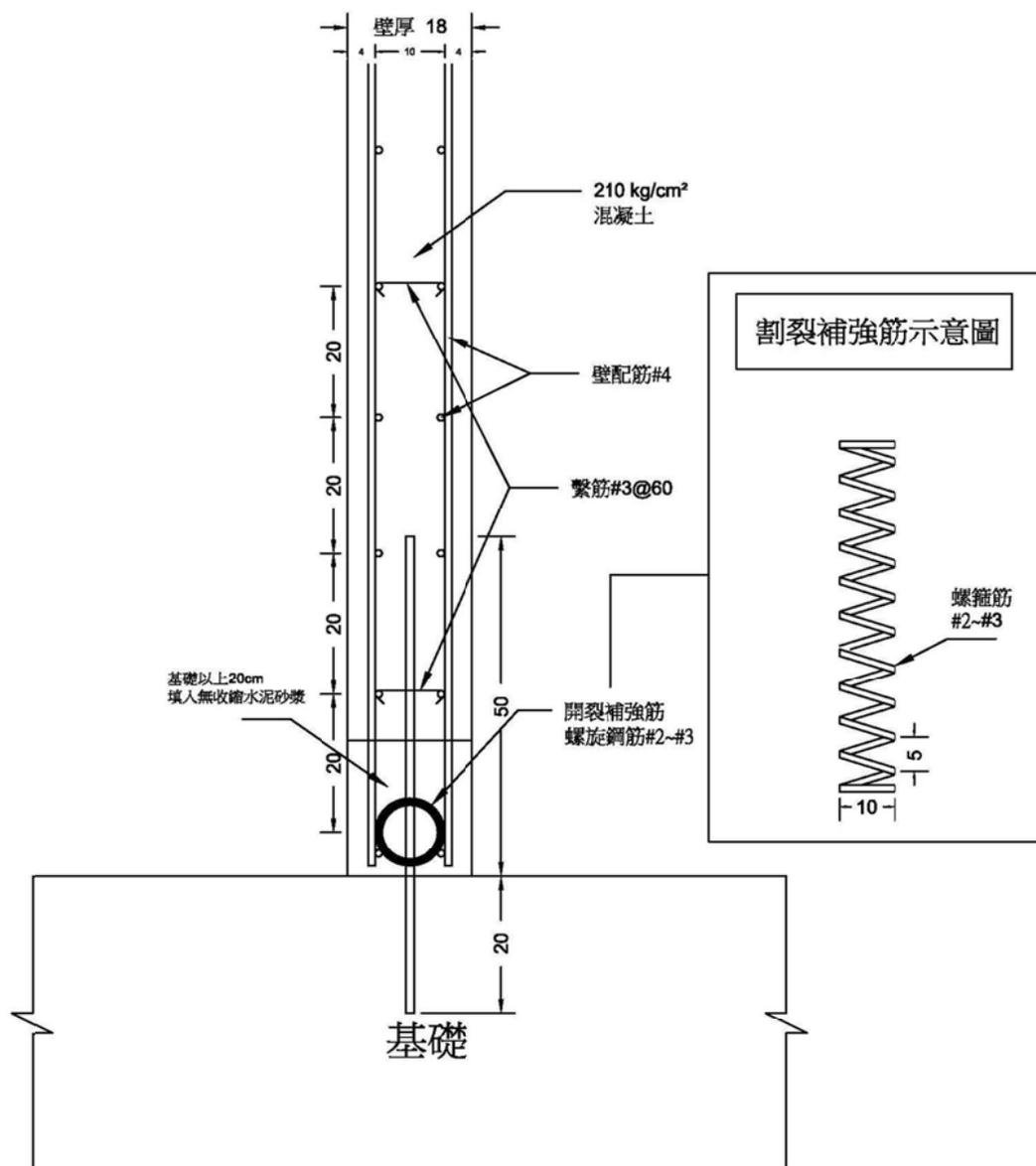


圖 4.33 增設翼牆補強之側視圖(日本常用施工細節)

【資料來源：參考書目 58】

表 4.5 反覆載重翼牆補強試體詳細資料

試體編號		S4	S5
斷面形狀		矩形	矩形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	175	175
混凝土保護層	cm	4	4
斷面尺寸(深×寬)	cm	40×30	40×30
柱高	cm	150	150
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	3547	3547
主筋配置	—	14-#5	14-#5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	4257	4257
塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25	#3@25
補強配置			
翼牆斷面(深×寬)	cm	18×40	18×40
補強區保護層	cm	5	2.7
補強混凝土強度	kgf/cm^2	245	245
補強主筋配置	—	6-#4	6-#4
補強箍筋配置	cm	#4@20	#4@20
補強主筋降伏強度	kgf/cm^2	4159	4159
補強箍筋降伏強度	kgf/cm^2	4159	4159
與基礎間隙	cm	—	-
柱軸力	$tons$	28	28

【資料來源：參考書目58】

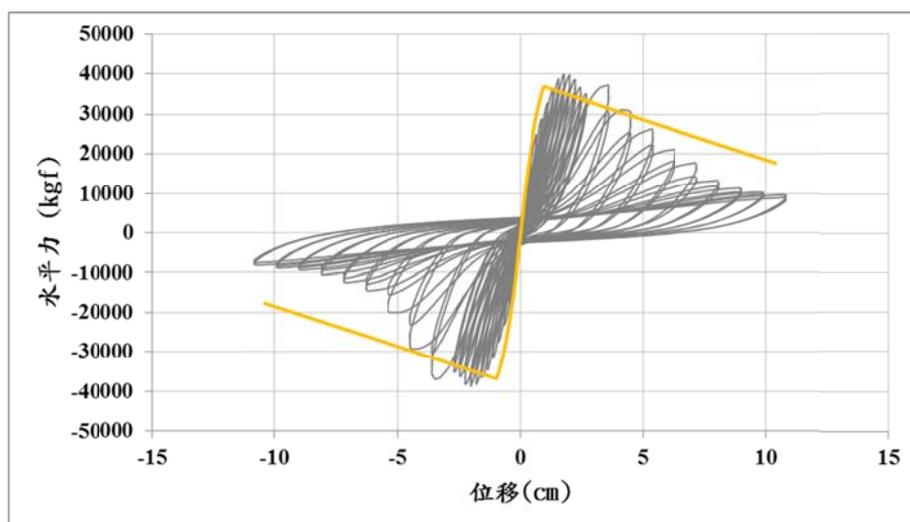


圖 4.34 S4 試體分析與實驗結果比對圖

【資料來源：本研究製作】

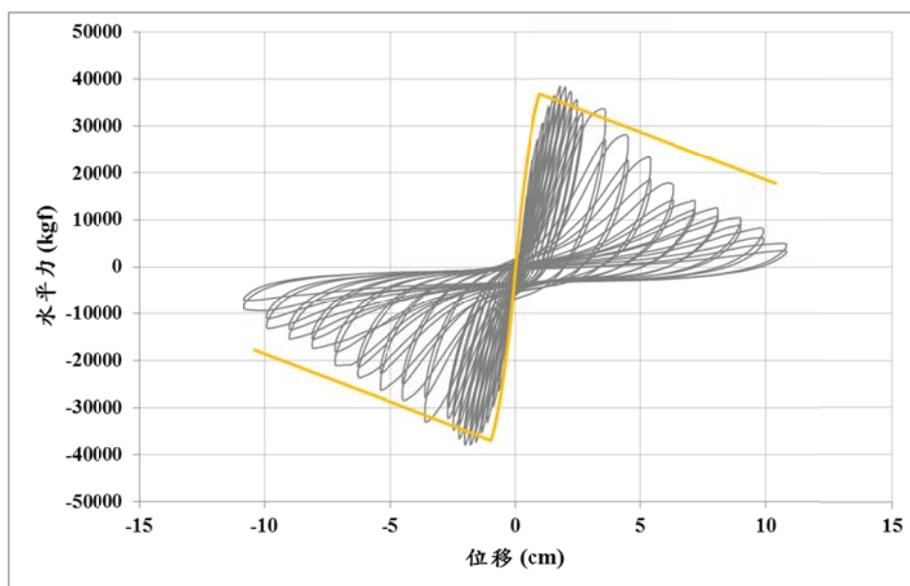


圖 4.35 S5 試體分析與實驗結果比對圖

【資料來源：本研究製作】

二、鋼筋混凝土構架-翼牆補強

國家地震中心依據台南市後甲國中德育樓為例，參考原始設計資料，製作二層三跨實尺寸試體。對柱增設翼牆補強，做震前補強再進行反覆載重試驗。補強試體 SBFW 之細節與材料參數如圖 4.36 至圖 4.39 與表 4.6 所示。由圖 4.37、圖

4.38 可知垂直鋼筋上下分別植筋錨定於梁底及基礎內，是為避免增設翼牆與原結構之介面問題，仍然採用 135° 彎鉤錨定筋，分別於垂直筋的上下兩端進行彎鉤補強(如圖 4.37)。試體於試驗頂層變位比值(Drift Ratio)達 1% 時，B11 及 B13 梁端塑鉸區明顯產生撓曲裂縫，在 3% 時 C11 旁的翼牆底部產生混凝土壓碎情況，最終破壞模式如圖 4.41，由於 C11 及 C14 柱有翼牆補強，所以 C11 及 C14 柱接頭剪力破壞轉移至梁塑鉸區的撓曲破壞。而如圖 4.40 為分析所得塑鉸最終的發展情況與實驗最終破壞模式一致。圖 4.42 為分析所得之基底剪力對位移關係，與實驗值在勁度上有些微的差異，而強度則偏為保守。

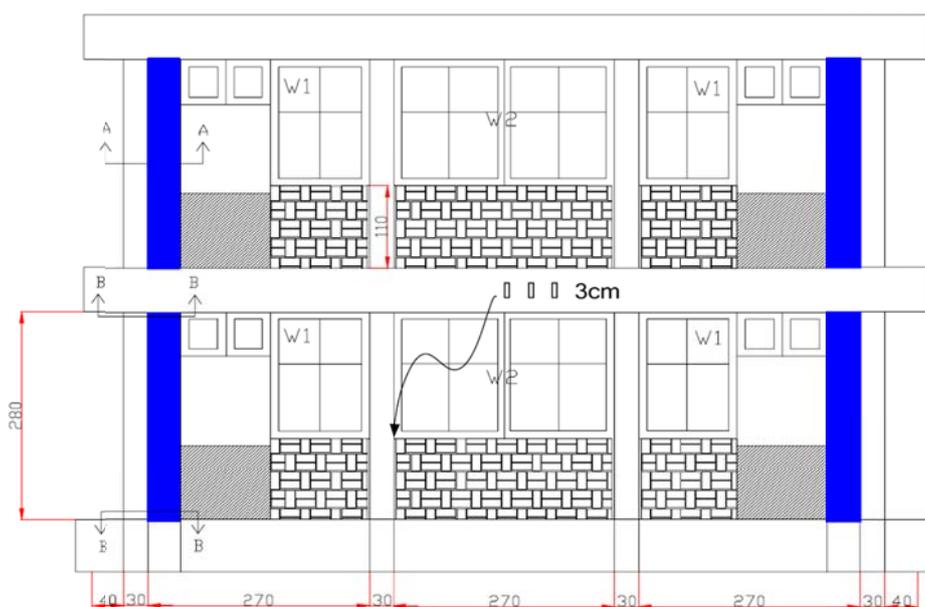


圖 4.36 SBFW 試體之詳細尺寸及配置圖

【資料來源：參考書目 28】

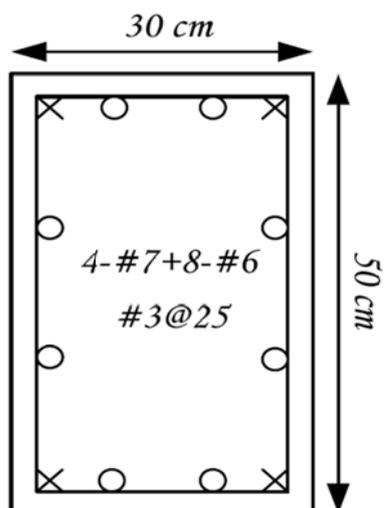


圖 4.37 既有柱斷面圖

【資料來源：參考書目 28】

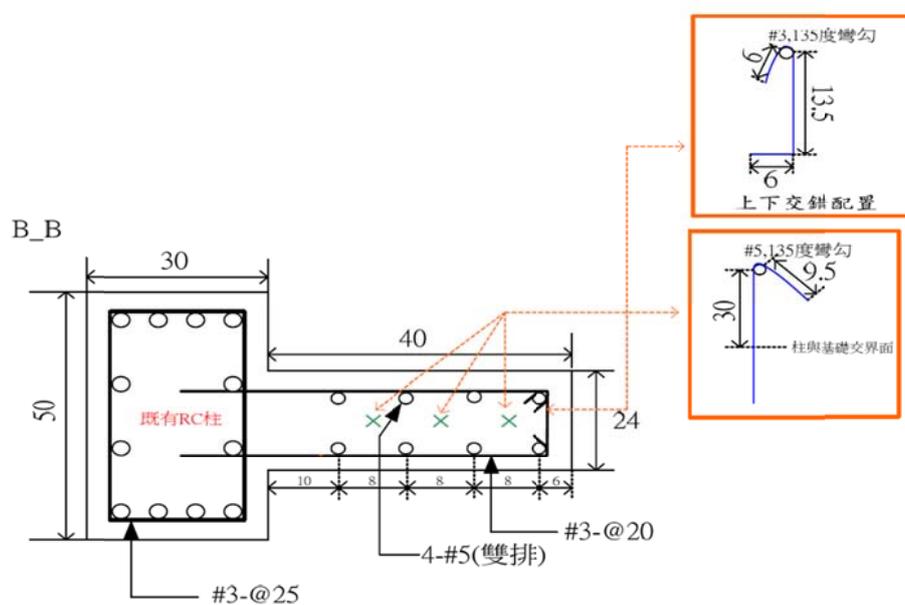


圖 4.38 增設翼牆補強 SBFW 試體之 B-B 斷面圖

【資料來源：參考書目 28】

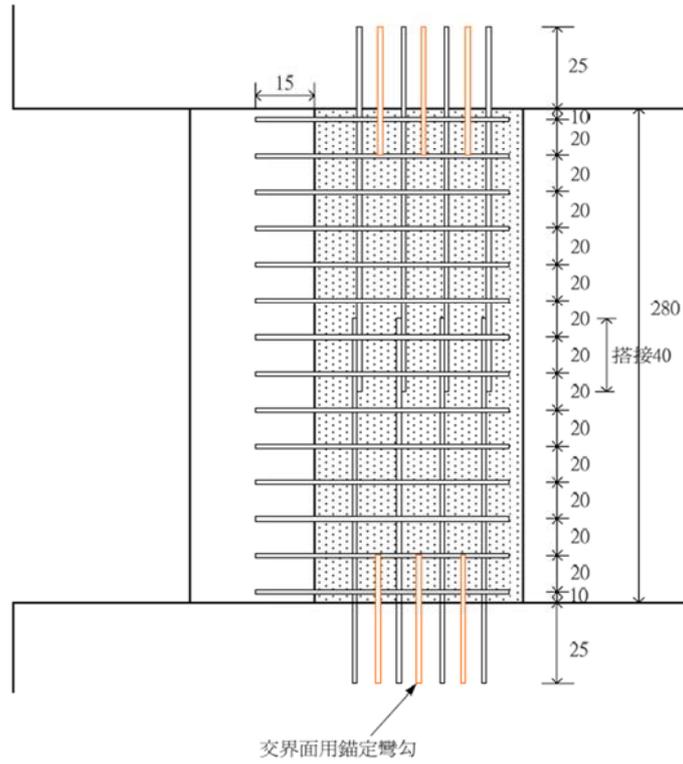


圖 4.39 增設翼牆補強 SBFW 試體之立面圖

【資料來源：參考書目 28】

表 4.6 構架 SBFW 反覆載重之補強試體詳細資料

試體編號		SBFW
斷面形狀		矩形
混凝土抗壓強度 f'_c	kgf/cm^2	1 樓 191 2 樓 165
混凝土保護層	cm	4
柱斷面尺寸(深×寬)	cm	30×50
梁斷面尺寸(深×寬)	cm	60×24
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm^2	#6 3167 #7 3701
主筋配置	—	#6、#7
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm^2	3900
柱塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25
梁塑鉸區箍筋間距	cm	#3@25
補強配置		
翼牆斷面(深×寬)	cm	40×24
補強區保護層	cm	4.25
補強混凝土強度	kgf/cm^2	1 樓 238 2 樓 233
補強主筋配置	—	8-#5
補強箍筋配置	cm	#3@20
補強主筋降伏強度	kgf/cm^2	4461
補強箍筋降伏強度	kgf/cm^2	3670
與基礎間隙	cm	-
柱軸力	tons	80

【資料來源：參考書目 28】

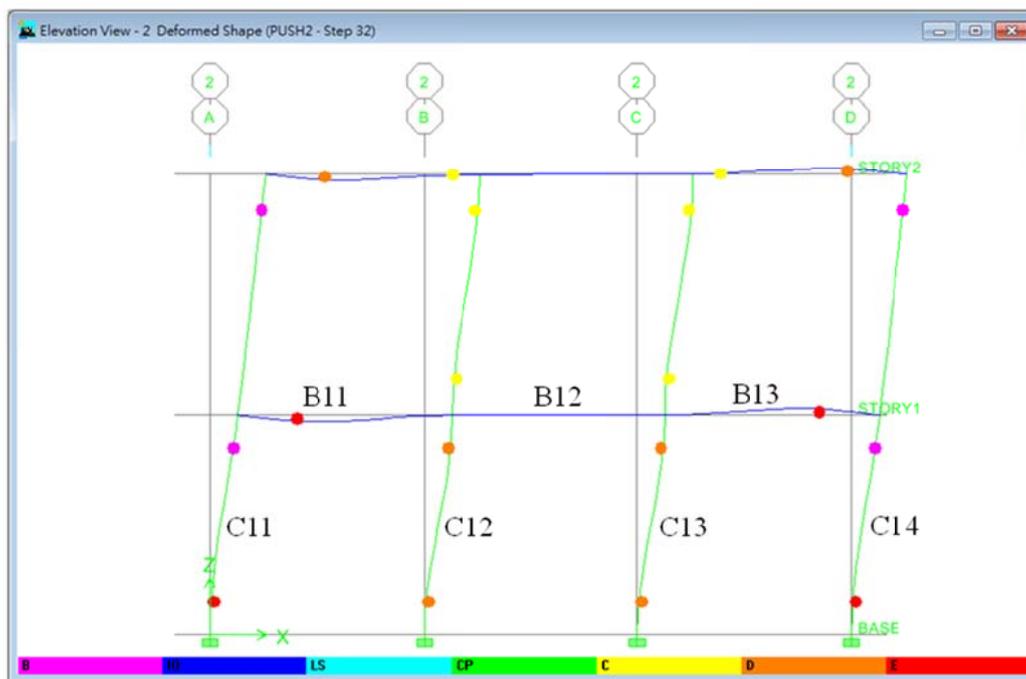


圖 4.40 SBFW 補強試體分析最終破壞情況

【資料來源：本研究製作】



圖 4.41 SBFW 補強試體實驗最終破壞情況

【資料來源：參考書目 28】

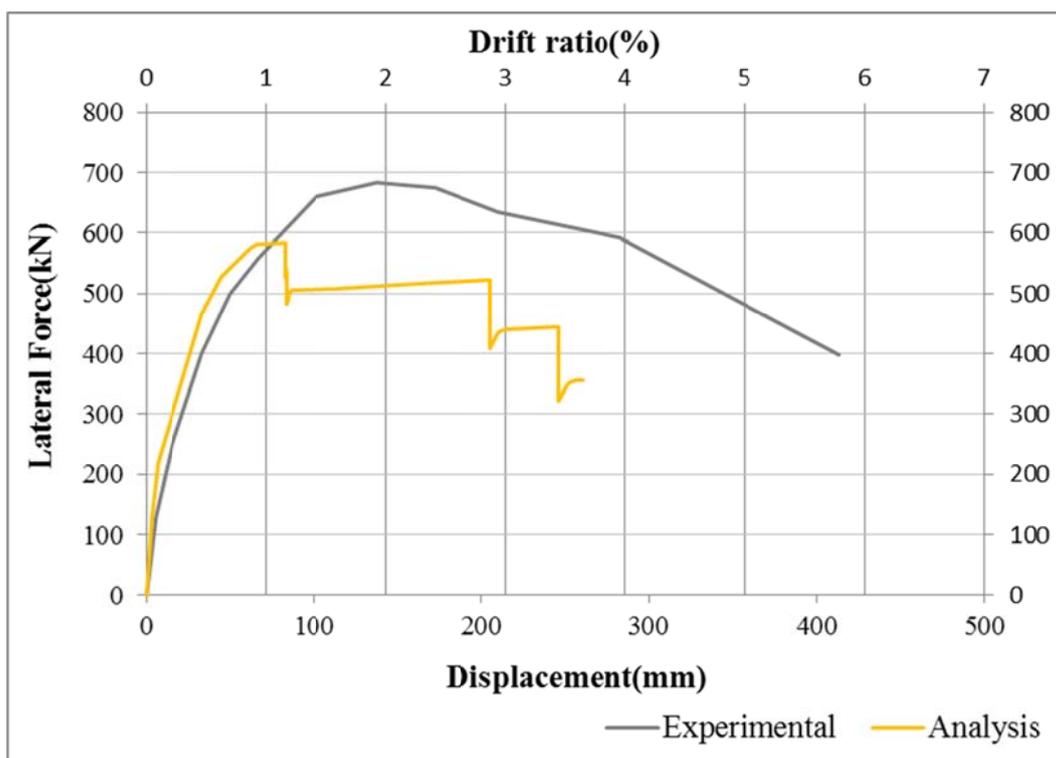


圖 4.42 SBFW 補強試體分析與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

第五章 鋼斜撐構架補強理論分析與驗證

第一節 前言

在第二章的工法回顧整理中可發現鋼斜撐構架的補強方法在日本非常受工程師的青睞，使用的相當普遍。這是因為鋼斜撐構架在補強施工時較不受環境及空間的限制，且施工快速，工期短，因此具有相當大的優勢。然而，此補強工法在國內卻不常見，可能是因為國內對於鋼斜撐構架的分析方法尚未有較明確的分析流程或可供使用的分析程式，因此工程師接受度不高。本章節將說明鋼斜撐構架補強的分析與模擬方法(目前本文僅考慮同心 V 型斜撐構架)，包含內嵌式與外部式鋼斜撐構架補強法，提出複合斷面的非線性行為分析方式與鋼斜撐軸力塑性鉸的計算方式，並將分析所得結果與實驗驗證，最後也針對錨碇接合的設計方式和細節作簡介。

第二節 內嵌式鋼斜撐構架之分析方法

內嵌式鋼斜撐構架在斜撐配置與施工接合上有相當多的分類，在鋼斜撐構架的配置上，本研究目前僅探討僅適用於 X 型及 V 型的配置方式；另外，根據鋼斜撐構架與既存構架的接合方式，本研究將考慮兩種接合方式，一為環氧樹脂接合，另一為錨碇接合型式。環氧樹脂接合方式如圖 5.1 所示，利用環氧樹脂來粘結嵌入之鋼斜撐構架與既有梁、柱構件，並以填縫材料將邊界密封，以確實達到結合的作用；圖 5.2 為錨碇接合的示意圖，在既有之梁、柱構件打設化學螺栓或植筋，並在鋼構架中設置剪力釘，另外在既有構件與鋼構架中間也必須配置螺筋或環箍筋，以增加其週圍的圍束力(細部可參考第二章)，最後在以無收縮水泥砂漿填滿。因這兩種接合型式之結合效果不同，所造成的力學行為有所差異，因此將分開探討其分析方法。

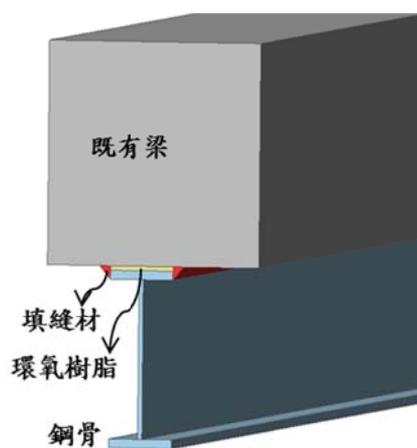


圖 5.1 環氧樹脂接合示意圖

【資料來源：本研究製作】

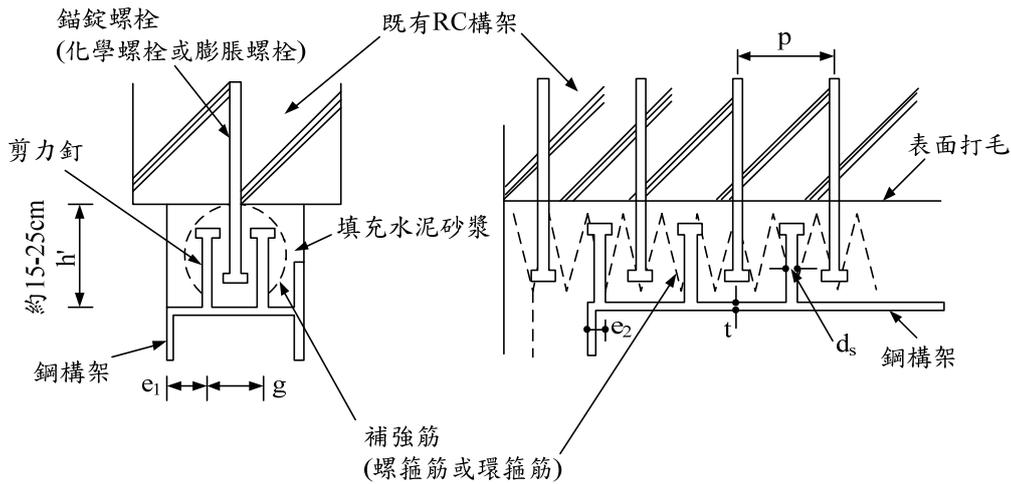


圖 5.2 錨錠接合示意圖

【資料來源：本研究製作】

一、環氧樹脂接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法

內嵌式鋼斜撐構架補強若採用環氧樹脂作為與既有梁、柱構件粘結材料可縮短補強的施工工期，降低施工噪音，對生活環境影響不大，是為一個優質的施工方式。但此接合方法可能會因粘結強度不足造成力量傳遞不均的現象，使補強後的行為變的更加複雜，對於補強後的分析也更加困難。本研究考慮以保守的分析方式，忽略鋼構架對補強後結構物的貢獻，而只將鋼斜撐的貢獻考量到分析中，分析方法如圖 5.3 所示，首先在 ETABS 中將鋼構架中的斜撐構件斷面性質與材料性質建置至模型，在參考 FEMA-356 計算斜撐構件的軸力與位移關係，以將斜撐構件之貢獻反應到整體補強後的耐震能力評估。

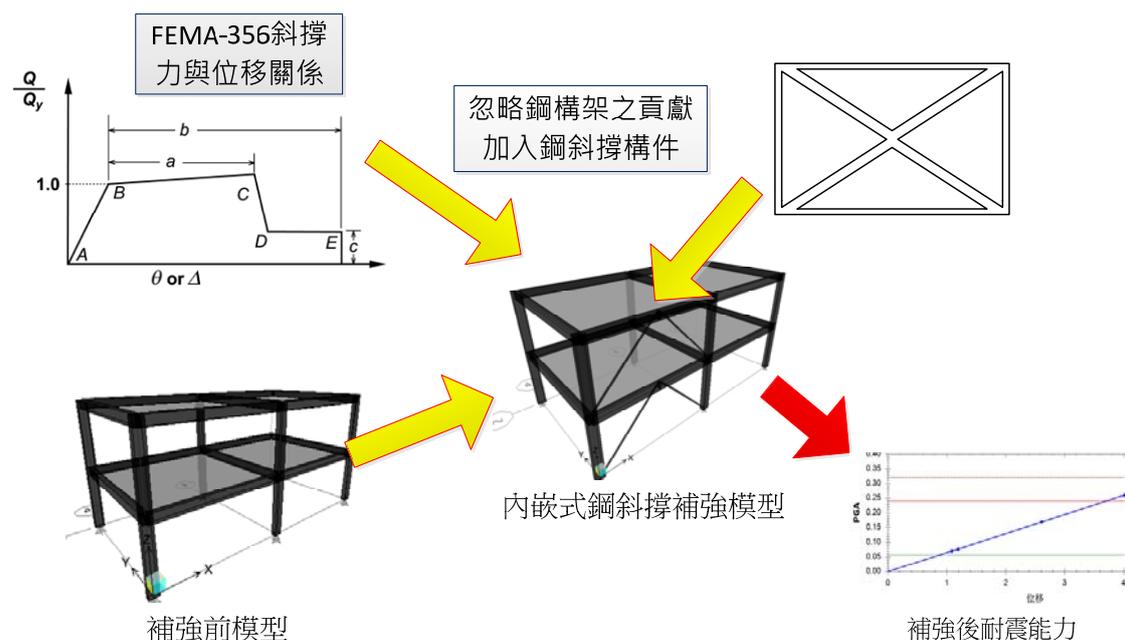


圖 5.3 環氧樹脂接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法示意圖

【資料來源：本研究製作】

二、錨碇接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法

錨碇接合能有效的將內嵌之鋼斜撐構架與既存的梁、柱構件結合為一體，使整體構架的勁度與強度大大的提升，以共同抵抗外力的作用，進而提升建築物整體的耐震能力。也因為錨碇接合能有效的接合，故本研究將鋼斜撐構架之梁、柱與既有之梁、柱構件結合為一體，並以複合斷面取代原模型中的梁、柱構材進行斷面的非線性行為分析，以取得複合斷面塑性鉸性質，並設置到 ETABS 中；另外鋼斜撐的部份也是參考 FEMA-356 計算出鋼斜撐的軸力與位移的關係，並以軸力塑性鉸的方式設定置 ETABS，如此即可進行鋼斜撐構架耐震補強後之耐震能力評估(如圖 5.4)。而因增設鋼斜撐構架所形成的複合斷面有兩種型式，第一種為柱或梁上下兩側皆有鋼斜撐構架補強時，其複合斷面如圖 5.5(a)所示，如僅單邊增設鋼斜撐構架時，則複合斷面如圖 5.5(b)所示。

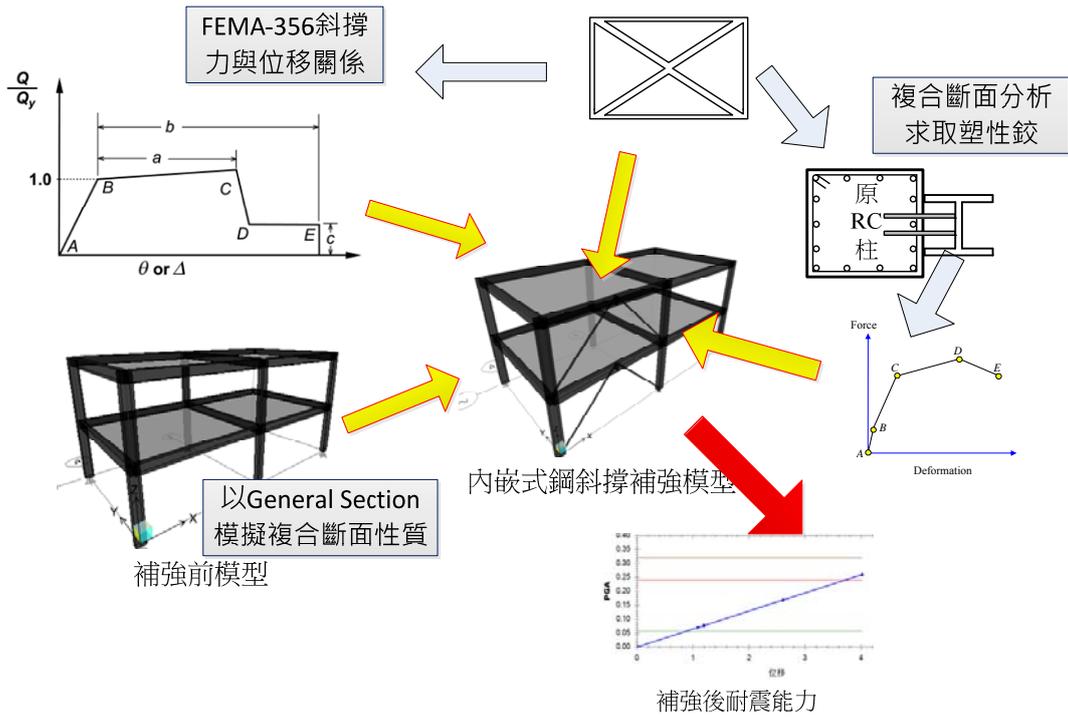


圖 5.4 錨碇接合之內嵌式鋼斜撐構架分析方法示意圖

【資料來源：本研究製作】

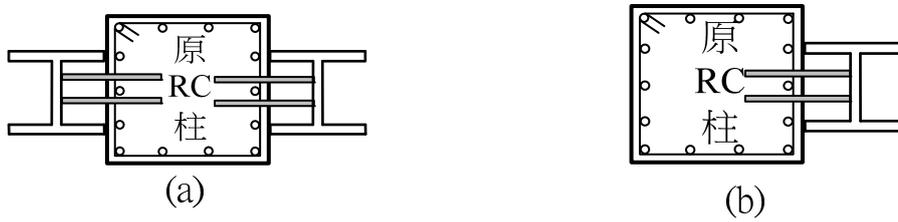


圖 5.5 複合斷面示意圖

【資料來源：本研究製作】

第三節 外部式鋼構架斜撐之分析方法

由於外部式鋼構架斜撐施工性佳，且在施工期間對於既有建築物的使用性影響不大，對建築物的內部空間配置與採光也不會有太大的改變，能使既有建築物在補強施工期間繼續使用現有的空間，施工工期短，具有良好的補強效果，因此在日本廣泛的被工程師採用。外部式鋼斜撐構架在與既有建築物的接合一般也是採用錨碇接合的方式，本研究假設此接合方式能有效的結合外部式的鋼撐構架與既有建築物的梁、柱構架，提升整體勁度與強度。在分析方法上與錨碇接合內嵌式鋼斜撐構架的分析方法差異不大。首先，將梁、柱構件以等值斷面設定至 ETABS 模型中，並取代既有模型之梁、柱斷面，再以複合斷面進行非線性分析，求得斷面之塑性鉸；鋼斜撐的部份仍以 FEMA-356 所建議的方式求取軸力與變形關係，並設定至 ETABS 的模型中，最後進行補強後之耐震能力評估。

第四節 複合構材之非線性行為分析

複合斷面柱構材的非線性行為分析方法與第三章所提之鋼筋混凝土構件非線性行為分析方法一樣，惟在進行切片分析求取複合柱斷面之彎矩-曲率關係時需考量型鋼之貢獻，以下為求取複合柱斷面彎矩-曲率關係之分析步驟：

1. 利用切片法(Strip Element Method)將柱斷面圍束區與非圍束區切割成條狀纖維素如圖 5.6(a)，假設其應變分佈如圖 5.6(b)所示。

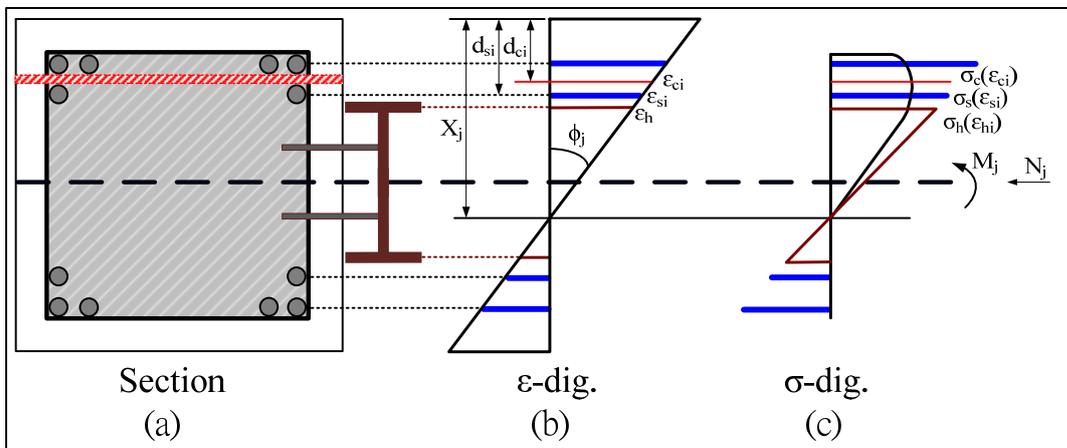


圖 5.6 單向彎矩纖維元素之應力應變圖

【資料來源：本研究自行製作】

2. 將所得圍束區內纖維元素(鋼筋與混凝土)之應變、非圍束區內纖維元素(混凝土)之應變與 H 型鋼之應變，利用鋼筋混凝土之組成律(圍束區與非圍束區)及鋼筋組成律，即可求得纖維元素之應力與各纖維元素所受軸力。按照力平衡觀念，將各纖維元素所受軸力(圍束區、非圍束區及型鋼之軸力合)加總並判別是否與柱斷面所受軸力相等。若滿足軸力平衡條件，則可計算柱斷面所受彎矩。若不滿足平衡條件，則需調整斷面邊緣受壓區混凝土應變重覆第 3 步驟，直到滿足平衡條件後，紀錄當時彎矩對曲率關係，然後再考量曲率增量，直到混凝土斷面、鋼筋與型鋼之合力能夠與外力達到力平衡，則紀錄該階段之彎矩對曲率關係。

3. 調整混凝土壓應變增量，求下一組彎矩對曲率之數值，直到混凝土之壓應

變達到極限混凝土之壓應變，即可求得彎矩—曲率曲線。

在求得複合柱斷面之彎矩-曲率關係後，在利用曲率面積法將複合斷面柱之彎矩-轉角關係建立(參考式 3.43-48)。另外，在剪力的部份，可依下式計算：

$$V_n = V_c + V_s + V_{sn} \quad (5-1)$$

其中， V_c 及 V_s 可參考第三章中式 3.48-53 計算； V_{sn} 為型鋼之剪力強度，可根據鋼結構極限設計法規範規定計算，算式如下：

$$V_{sn} = 0.6F_{yw}A_w \quad (5-2)$$

式中， F_{yw} 為鋼的降伏強度； A_w 為型鋼之抗剪面積。

在求得剪力強度與轉角關係後，可進一步依第三章中式 3.54-56 將剪力強度-轉角關係轉換成彎矩-轉角關係，最後在將柱撓曲行為之彎矩轉角($M_b - \theta$)圖與柱剪力行為之彎矩轉角($M_v - \theta$)圖疊合，即可求得如圖 3.14 的三種破壞模式。

第五節 建立鋼斜撐構件之軸力與變位關係

本研究目前僅探討同心鋼斜撐構架之斜撐構件的軸力與變位關係，由於鋼斜撐在受軸壓力作用後，會產生複雜的挫屈行為，使斜撐構件的非線性行為難以掌握。所幸，FEMA-356 中有提出鋼斜撐在受軸壓或拉力時之非線性分析模型(圖 5.7)，並針對各類鋼斜撐構件建立不同之模型參數(表 5.1)，如此將可輕易的建立鋼斜撐構件之軸力-變形關係。圖 5.7 中， Q 為斜撐構件之載重， Q_{CE} 為斜撐構件之強度，可依據鋼結構極限設計法規範規定計算，如下所示：

(a)構件受壓：

$$Q_{CE} = P_n = A_g F_{cr} \quad (5-3)$$

A_g 為斜撐斷面積； F_{cr} 可依下式計算：

若細長比 $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y \quad (5-4)$$

若細長比 $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad (5-5)$$

其中， $\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ 。

(b)拉力構件：

$$Q_{CE} = T_n = A_g F_y \quad (5-6)$$

而圖 5.1 中之 a、b、c 值可由表 5.1(FEMA-356 Table5-7)求得，表中 Δc 為挫屈軸向變形， ΔT 為拉力降伏軸向變形。

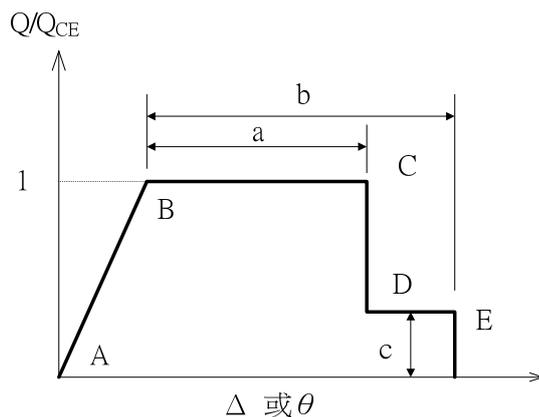


圖 5.7 FEMA-356 軸力位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

表 5.1 非線性分析模型參數和性能水準

桿件	模型參數			可接受標準				
	塑性變形		殘餘強度比	IO	塑性變形			
	a	b			主要桿件		次要桿件	
				LS	CP	LS	CP	
受壓斜撐(EBF斜撐除外)								
a. 雙角鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
b. 雙角鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
c. W或I型	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
d. 雙槽型鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
e. 雙槽型鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
f. 鋼管混凝土	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
受接斜撐(EBF斜撐除外)	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8	$0.25\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	$13\Delta_T$

【資料來源：本研究製作】

第六節 錨碇接合強度設計

在進行耐震補強時，既有混凝土構材與新增構材間是否能緊密的連拉將是補強成效的關鍵，而化學錨栓(植筋)與膨脹螺栓更是既有與新增鋼筋混凝土結構間連接不可或缺之重要材料之一，在應用上必須了解化學錨栓與植筋之力學行為，充分利用其最有效之剪力摩擦接合模式，才不致於在既有與新增結構系統間產生弱面或力量傳遞不完全之現象(陳正平，2012)。

以下分別介紹膨脹螺栓錨碇與化學螺栓錨碇用於增設剪力牆或鋼斜撐構架與鋼筋混凝土構架連結處之設計強度計算方法(廖文義，2006)。

1. 剪力強度

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

a. 膨脹螺栓錨碇

當 $4d_a \leq l_e \leq 7d_a$ 時， $Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$ 其中

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se} \quad (5-7)$$

$$Q_{a2} = 0.3\sqrt{E_c \sigma_B} A_{se} \quad (5-8)$$

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

當 $l_e \geq 7d_a$ 時， $Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se} \quad (5-9)$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \sigma_B} A_{se} \quad (5-10)$$

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

b. 化學螺栓錨碇(或植筋)

當 $l_e \geq 7d_a$ 時

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (5-11)$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y A_{se} \quad (5-12)$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c\sigma_B}A_{se} \quad (5-13)$$

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

l_e ：錨碇之有效植入深 (cm)，一般採用經驗值如下：

拉張域抵抗錨碇材植入有效深度自植入孔表面起最少 $15d_a$ 以上(扣除保護層)

壓縮域抗壓錨碇材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上(扣除保護層)

剪力抵抗錨碇材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上(扣除保護層)

d_a ：錨碇螺栓之直徑 (cm)，一般介於 13~22mm 間

A_{se} ：於接合面處錨碇本體及錨碇螺栓之斷面積 (cm)

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

E_c ：既有混凝土之楊氏模數 (kg/cm^2)

σ_y ：鋼材之標稱降伏強度 (kg/cm^2)

2. 抗拉拔強度

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

a. 膨脹螺栓錨碇

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}) \quad (5-14)$$

$$T_{a1} = \sigma_y A_o \quad (5-15)$$

$$T_{a2} = 0.75\sqrt{\sigma_B} A_c \quad (5-16)$$

b. 化學螺栓錨碇 (或植筋)

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \quad (5-17)$$

$$T_{a1} = \sigma_y A_o \quad (5-18)$$

$$T_{a2} = 0.75\sqrt{\sigma_B} A_c \quad (5-19)$$

$$T_{a3} = \tau_a \pi d_a l_e \quad (5-20)$$

$$\tau_a = 100 \sqrt{\sigma_B / 210} \quad (5-21)$$

其中：

A_o ：接合筋螺紋加工之有效斷面積或錨定螺栓之標稱斷面積 (cm^2)

A_c ：單支錨定於既有混凝土本體錐形破壞之有效水平投影面積 (cm^2)

而錨碇孔之排列可參考圖 5.8，植入鋼材之鑽孔孔徑不得大於鋼材直徑 3mm 以上。每一排中各錨碇孔之間距不小於 $7.5d_a$ 及不大於 30cm。雙排錨碇孔之排距，不小於 $5.5d_a$ ，交錯型式之雙排錨碇孔，其排距不小於 $4.0d_a$ ；錨碇孔至既有繕構之距離不小於 $5.0d_a$ ，錨碇乙至新增構材邊緣不小於 $2.5d_a$ 。

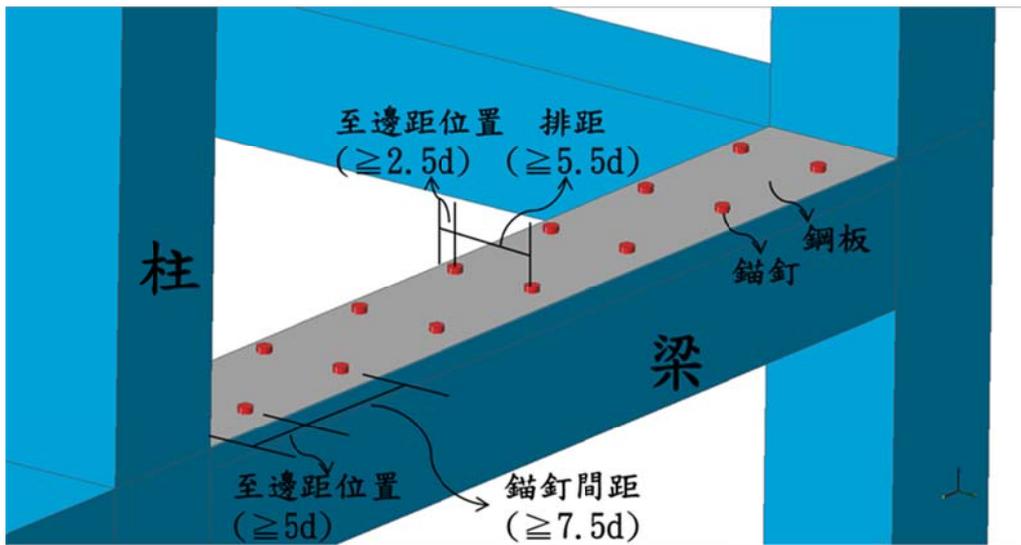


圖 5.8 錨碇位置間距示意圖

【資料來源：本研究製作】

第七節 外部式鋼構架補強之分析驗證

日本學者植木理枝子於 2010 針對外部式鋼構架的補強進行了相關實驗，圖 5.9 為實驗試體的示意圖，整體構架高度 194cm，寬度 225cm，上梁與下梁斷面如圖 5.10 所示，鋼構架之梁與 RC 構架之梁以錨碇接合，並在接合面間填入無收縮混凝土，構架複合柱斷面如圖 5.11 所示，接合方式與梁採相同方式。試體材料參數如表 5.1 所示。根據複合斷面資料，先進行複合斷面切片分析，並求得補強後梁、柱構件之塑性鉸，再將塑性鉸資料輸入至 ETABS 中進行側推分析，最後將分析所得結果與實驗值比對(圖 5.12)，由比對圖可知，本文所提分析方法之結果與實驗所得之結果相當吻合，確實能有效反應出鋼構架補強後之行為。

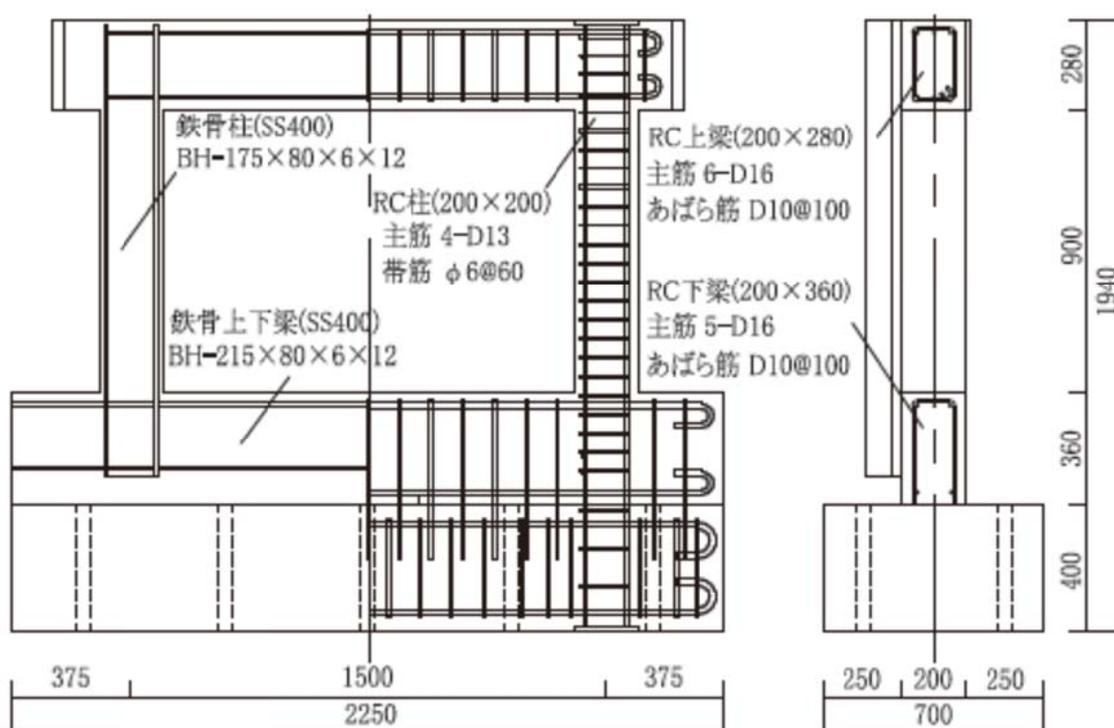


圖 5.9 外部式鋼構架補強試體示意圖

【資料來源：參考書目 61】

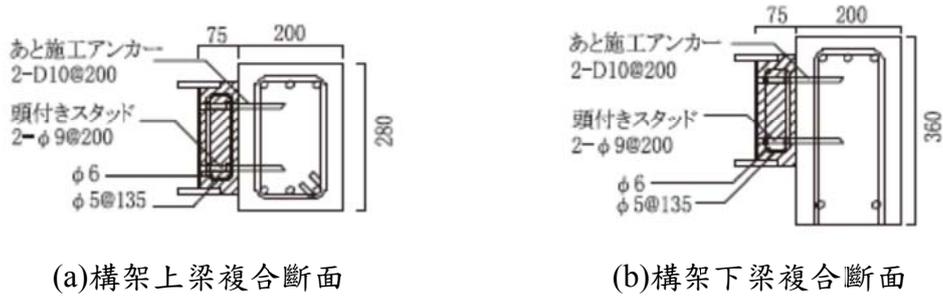


圖 5.10 構架上下梁斷面示意圖

【資料來源：參考書目 61】

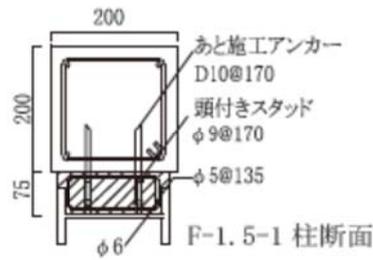


圖 5.11 構架複合柱斷面示意圖

【資料來源：參考書目 61】

表 5.2 試體材料強度表

材料名稱	材料強度 (kg/cm ²)
混凝土強度	277
D10 鋼筋強度	3792
D13 鋼筋強度	3577
φ5鋼筋強度	3893

【資料來源：參考書目 61】

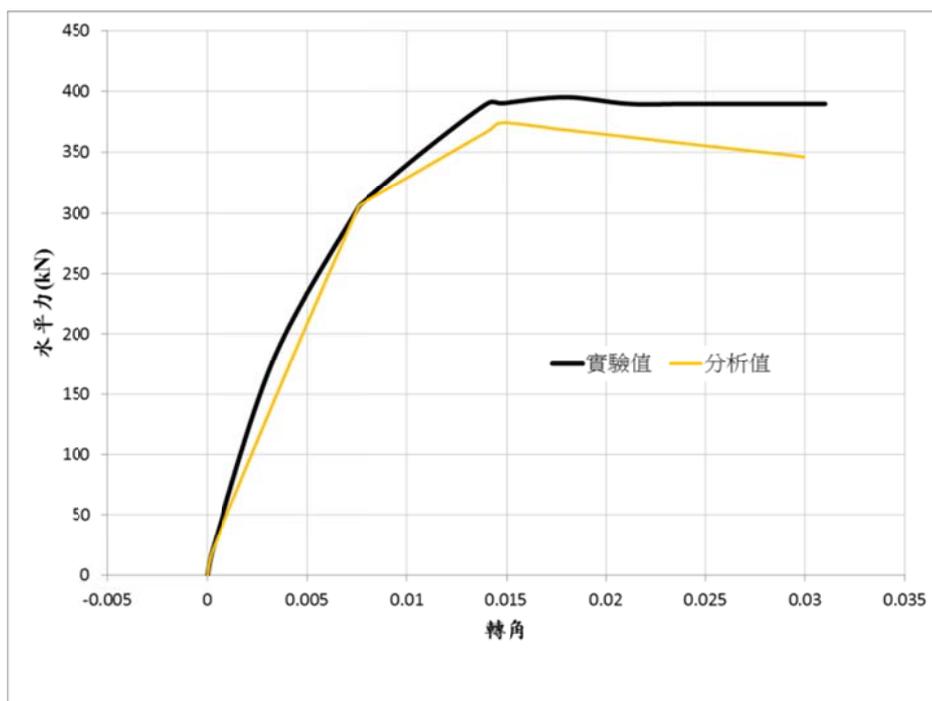


圖 5.12 分析結果與實驗比對圖

【資料來源：本研究製作】

第六章 SERCBWin 2012 補強分析模組之開發

第一節 SERCBWin 2012 簡介

一、系統功能

1.基本分析功能

由於現有之結構分析軟體並不支援前幾章節所介紹之分析理論，所以輔助分析系統需要能滿足本研究所需要的分析功能，包括磚牆與 RC 牆的分析、構件斷面的彎矩與曲率分析、構件斷面軸力與彎矩的關係曲線分析、梁柱構件彎矩塑鉸分析(在 ETABS 中稱為 M3 塑鉸)，以及在後處理階段的 PGA 與位移關係曲線分析。

2.自動化功能

輔助分析系統整合 ETABS 結構靜力分析功能與側推分析功能，做為結構分析的計算核心，主要是由於 ETABS 是目前國內普遍使用的結構分析軟體，已經有許多分析與設計的成果，若能整合這套商用套裝軟體，對於工程師驗證與比對分析成果較為便利，而且工程師亦可以延用原有的建模習慣，快速地建立建築物的分析模型，大大地提昇本研究理論的可用性。

然而 ETABS 這套商用軟體並沒有提供 API 可供整合，所以僅能從其輸出的檔案著手整合。另一項應用的困難點在於 ETABS 是一套視窗應用程式，所有分析工作均需要由使用者操作，才能執行分析，並進一步輸出本研究所需要的檔案，雖然這一些操作的程序並不算複雜，但是要反覆執行分析工作時仍是相當不便，所以自動化整合亦是本研究設定的目標之一，希望能整合自動化視窗介面程式的操作，便利使用者進行分析的工作，本研究稱此作業模式為「自動化視窗作業模式」。

此外，對於有些研究工作需要大量執行批次的分析工作，輔助分析系統亦將支援文字命令列的操作模式(Console Mode)的執行模式，讓研究人員可以藉由命

令模式，直接利用下參數的方式進行分析，本研究稱此作業模式為「文字命令列作業模式」。

3.管理功能

輔助分析系統透過檔案的方式，讀取 ETABS 所建立的結構模型資料與分析的結果，並將分析的結果以文字檔的方式輸出，供工程師檢驗，所以在一個建築物耐震能力的分析過程中，將會產生相當多的檔案，所以輔助分析系統將設計一套分析專案的管理模式，管理分析過程所產生的檔案，並能自動地將這些檔案備份管理，透過備份的觀念建立版本管理，讓工程師可以在必要的時候，還原至某一個版本的分析資料，工程師亦可以利用此管理技術執行備份的工作。

此外，輔助分析系統亦將整合電子郵件與分析記錄的功能，能將整個分析專案透過電子郵件傳送至其他工程師，提昇協同作業的便利性。

二、系統架構

輔助分析系統設計架構如圖 6.1 所示，最底層為「基礎軟體平台」，本研究以 *.NET Framework 2.0* 為主要的基礎平台，利用其豐富的基礎類別程式庫(Base Class Library, BCL)，做為整體輔助分析系統的核心；「分析核心層」是輔助分析系統的計算核心，內容涵蓋前幾章所說明的磚牆與 RC 牆分析、構件塑鉸分析與建築物耐震能力分析等，此層的程式庫名稱為 *SERCB*，在此程式庫中尚包含部份 *NARC2004*(由宋裕祺教授所開發)的分析核心，其名稱為 *SERCB.Sung*；在「應用程式層」則是利用 *SERCB* 與 *SERCB.Sung* 開發出「文字命令列操作模式」的 *SERCBC* 與「視窗介面操作模式」的 *SERCBWin*，利用分層的方式建構輔助分析系統，將提高系統建構的彈性，若要調整或擴充分析核心，僅需要使用物件導向程式開發技術，即可以便利地達到延伸與擴充的目的。

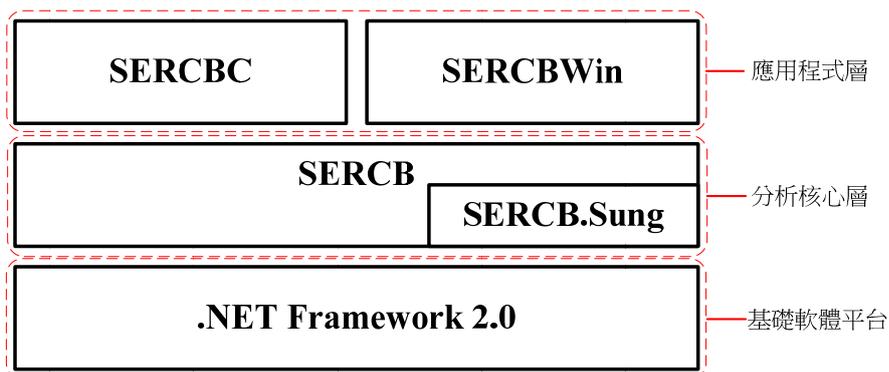


圖 6.1 輔助分析系統架構

【資料來源：參考書目 31】

關於程式庫中有關計算的部份在此不做細部的說明，以下則針對 *SERCB* 與 *SERCB.Sung* 程式庫中如何處理分析流程、分析檔案輸入與輸出與多重單位的處理做一說明(參考圖 6.2 所示)。

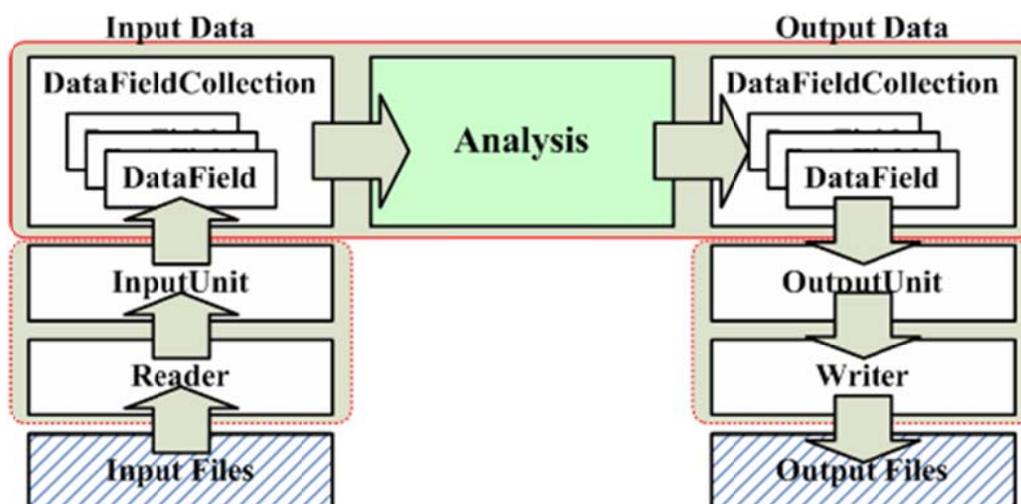


圖 6.2 SERCB 與 SERCB.Sung 程式庫的分析核心設計

【資料來源：參考書目 31】

在 *SERCB* 及 *SERCB.Sung* 程式庫中，包含許多分析計算的核心，這些計算的核心大多是數值的計算，為了保持系統的彈性以及避免複雜的物件導向程式設計，所以設計了資料欄位類別 (*DataField*) 與資料欄位集合類別

(*DataFieldCollection*)，做為分析核心主要的輸入資料與輸出資料。利用這種方式設計可以固定分析核心的程式介面(*Interface*)，而所有分析參數則貯存在 *DataFieldCollection* 物件中。每一個 *DataField* 除了記錄分析的參數之外，亦包含此分析參數之物理量，透過此物理量 *SERC B* 程式庫可以自動地處理輸入與輸出的單位(*InputUnit* 與 *OutputUnit* 類別)，所以輔助分析系統可以彈性地支援多種單位格式的輸入與多種單位格式的輸出。*Reader* 與 *Writer* 類別則分別處理檔案的輸入與輸出，若要處理不同的結構分析軟體，則透過實作這些類別就可以達到擴充的目的。

第二節 補強分析功能需求分析

SERCBWin 2012 補強分析模組的開發為本研究計畫之主要內容之一，根據先前的資料蒐集，國內目前尚無針對常用的補強工法進行分析程式的開發，因此本研究將先以國內常用的補強工法作為優先開發模組，另外，也針對日本常用之斜撐構架補強的部份進行模組開發。補強模組需求分析之使用者案例圖(Use Case Diagram)如圖 6.3 所示，目前先開發系統之 RC 擴柱強度補強、RC 包覆韌性補強、鋼板包覆強度補強、鋼板包覆韌性補強、翼牆補強、鋼斜撐構架補強及補強斷面編輯視窗等功能。各補強之使用者案例分析規則可參考第四章及第五章內容，在此不多做說明。但因 SERCBWin2012 現階段僅提供矩形及圖形斷面分析功能，因此在視窗操作中之斷面編輯器也僅提供此兩種斷面的輸入表格，所以在本研究也將針對斷面編輯器之功能進行改版，另外，現行版本斷面分析僅考慮 Kawashima 組成律，但國家地震工程研究中心的相關報告中建議補強後以 Mander 組成律進行分析較為合適，因此系統也將實作一材料參數編輯之視窗。目前 SERCBWin2012 之斷面視窗如圖 6.4 所示，編輯視窗中的參數包含了斷面的尺寸及材料參數，且僅能針對單一組成律進行輸入，欄位固定，已無法滿足補強斷面的編輯使用。目前先初步設計斷面及材料參數編輯視窗如圖 6.5 所示，斷面編輯視窗變成兩段式輸入，第一階段先輸入斷面名稱、所對應之材料性質及斷面型式；第二階段輸入斷面尺寸及相關參數並進行斷面的配筋(圖 6.6)。而在同一視窗中的另一標籤頁為材料參數輸入頁面，共分為三個區塊，Kawashima 組成律、Mander 組成率及鋼筋組成律可供選擇。

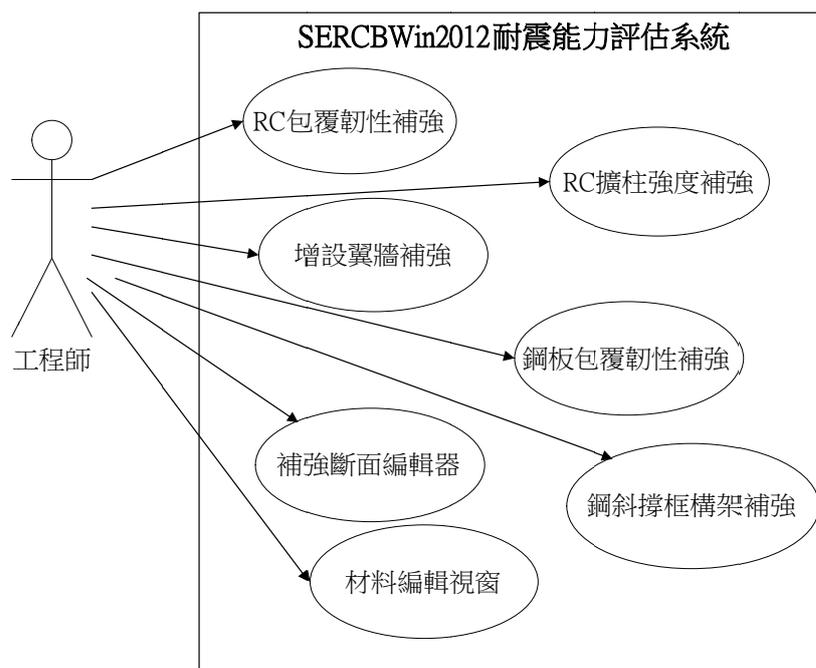


圖 6.3 SERCB 系統補強模組開發使用案例圖

【資料來源：本研究製作】

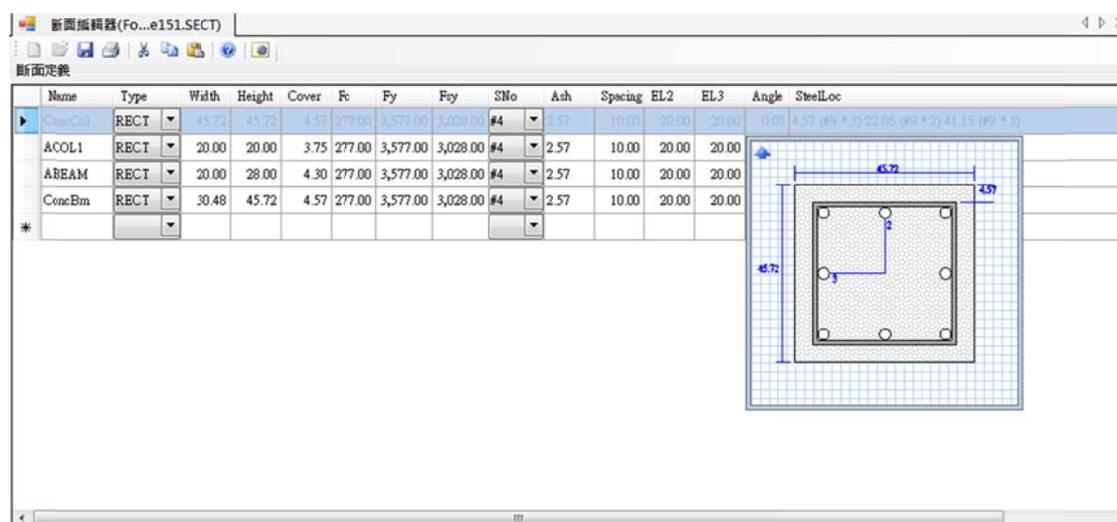


圖 6.4 SERBWin 2012 断面編輯視窗

【資料來源：本研究製作】

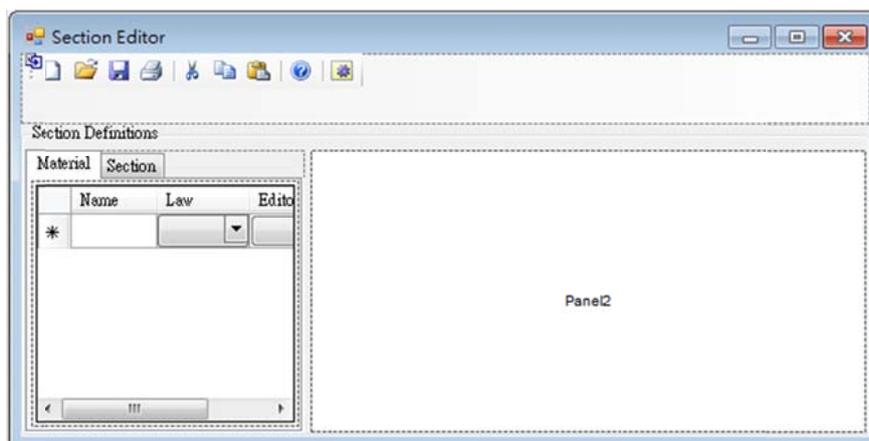


圖 6.5 定義材料與斷面之視窗

【資料來源：本研究製作】

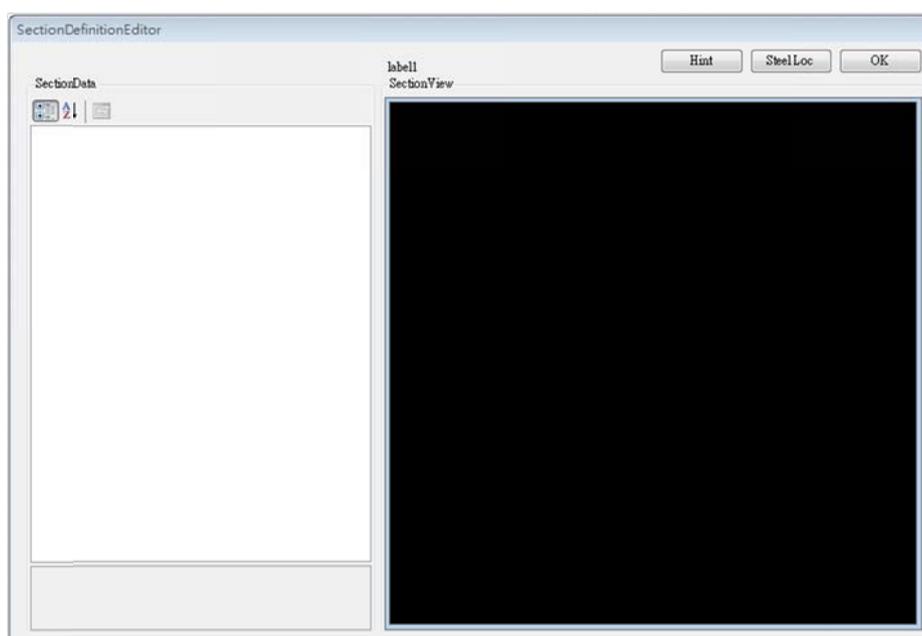


圖 6.6 編輯斷面尺寸及配筋之視窗

【資料來源：本研究製作】

第三節 補強分析功能設計與視窗化實作

一、補強分析功能類別圖

SERCB 現行版本在斷面分析上僅有矩形和圓形的分析功能，因此在分析套件中僅規畫一個斷面分析類別 SectionAnalyzer(圖 6.7)，其包含了彎矩-曲率分析，彎矩-軸力分析、基本斷面切片分析(切片面積、位置等，但僅限矩形及圓形)及鋼筋混凝土與鋼筋材料組成律的建立(限 Kawashima)等操作方法，從彎矩-曲率分析循序圖可知，假如系統要增加分析斷面的型式，在 SectionAnalyzer 中的 Initialization 就須做切片運算改變，且 MKanalysis 的運算方式也得調整，如此將使得 SectionAnalyzer 顯得更為複雜，不利於日後的擴充與維護，因此本研究將以簡單工廠模式(Simple Factory Pattern)來解決此問題。簡單工廠模式用來定義一個類別，使其創建其他類別的實例(物件)，被創建的實例通常都具有共同的父類或介面。簡單工廠模式又稱為靜態工廠方法模式，於類別的創建型模式，通常根據一個條件來返回不同物件(圖 6.9)。圖 6.8 為改寫後之斷面分析類別圖，新增了一個靜態的 SimpleSectionAnalysisFactory，用來創建不同斷面型的物件(如圖形、矩型、翼牆斷面、複合斷面等)，另外也新增了一個 ISectionAnalyzer 的介面，以提供各種型式斷面的實作。如此一來，在主程式中只需將要創建的參數交給 SimpleSectionAnalysisFactory，即可回傳同一介面(ISectionAnalyzer)的相關斷面物件，而不需了解所創建之斷面所屬何種型式及創建過程，對於日後的維護和分析斷面的擴充將更為容易。

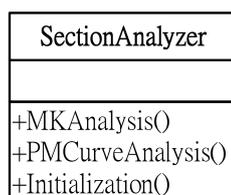


圖 6.7 斷面分析類別

【資料來源：本研究製作】

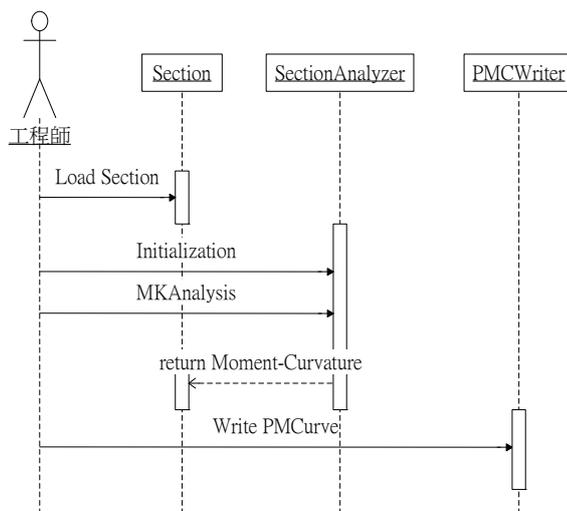


圖 6.8 斷面彎矩-曲率分析循序圖

【資料來源：本研究製作】

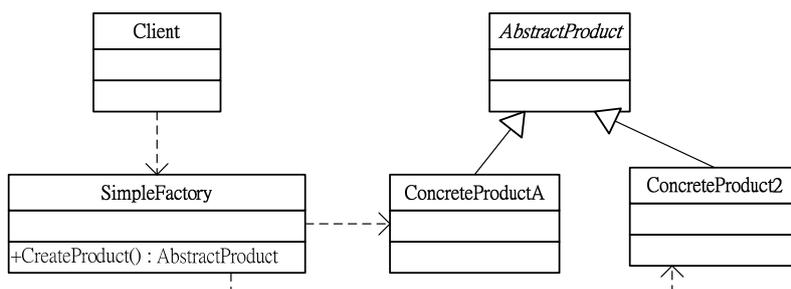


圖 6.9 簡單工廠模式類別圖

【資料來源：本研究製作】

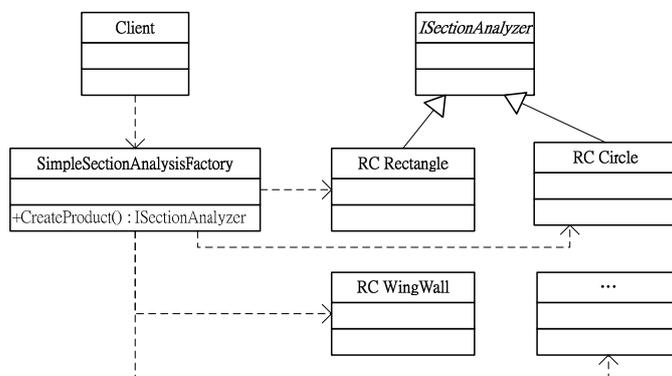


圖 6.10 斷面分析類別圖

【資料來源：本研究製作】

二、斷面編輯視窗實作

補強斷面編輯視窗實作結果如圖 6.11 圖 6.17 所示，內容包含了材料編輯和斷面編輯的頁面，其中，材料的編輯是依組成律來區分，目前共提供三種不同的組成律，二個為混凝土(Kawashima 及 Mander)，一個為鋼筋完全彈塑性的組成律。圖 6.11。圖 6.12 為材料參數輸入區。在 Section 標籤頁面則可新增各種不同斷面，當選到相關斷面，如果斷面參數已存在則右側會動態顯示出斷面之型式及配筋資訊，目前支援之斷面型式有圓形斷面、矩形斷面、鋼混凝土包覆強度補強之圓形與矩形斷面、混凝土包覆韌性補強之圓形與矩形斷面、鋼板包覆韌性補強之圓形與矩形斷面、鋼板包覆強度補強之圓形與矩形斷面、翼牆斷面及複合斷面等形式。在進入斷面編輯頁面(圖 6.14)後，可對斷面之尺寸及配筋資訊進行修改，而修改之結果也將動態顯示於畫面中，以方便使用者檢核是否有誤植的情況。

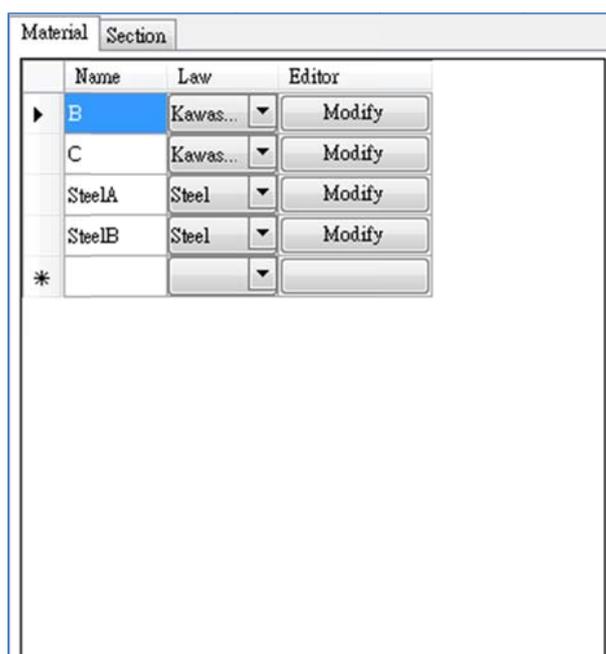


圖 6.11 定義材料性質名稱及類型之視窗

【資料來源：本研究製作】

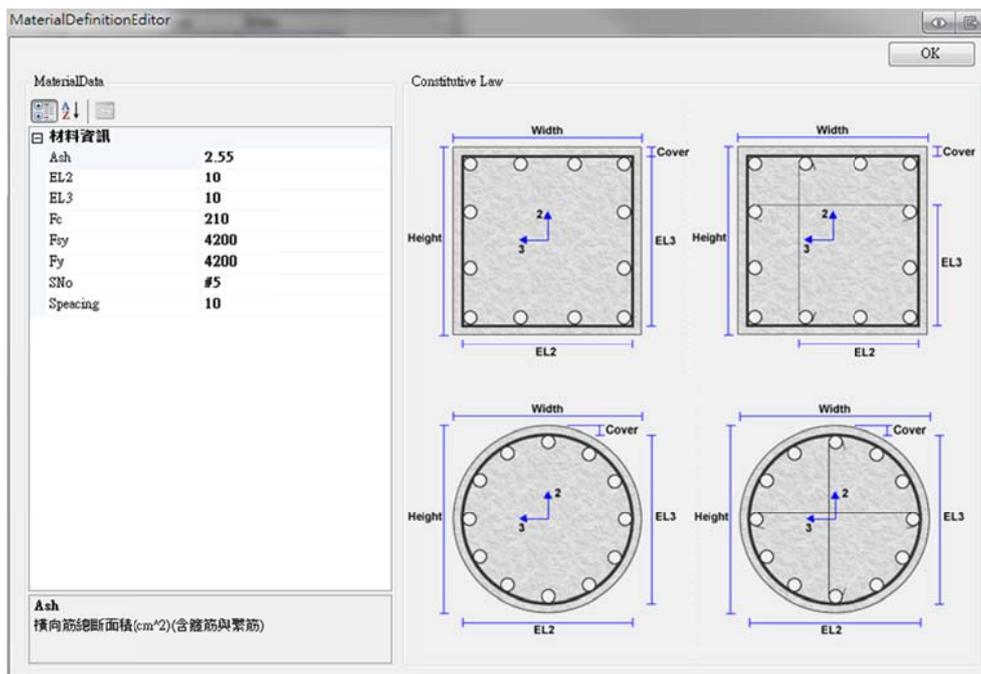


圖 6.12 各材料性質編輯視窗

【資料來源：本研究製作】

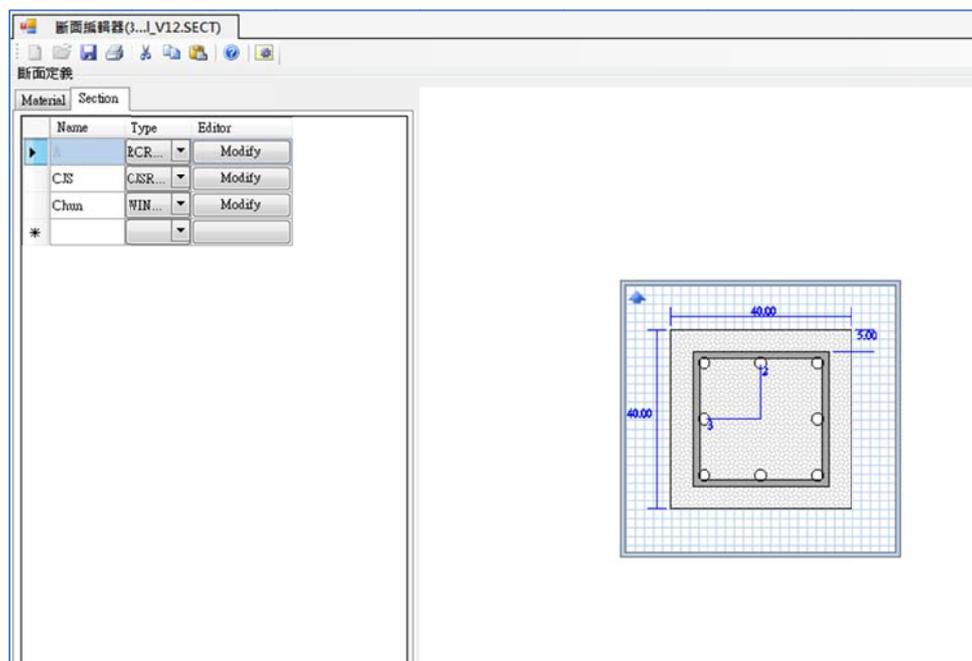


圖 6.13 定義断面名稱及型式之視窗

【資料來源：本研究製作】

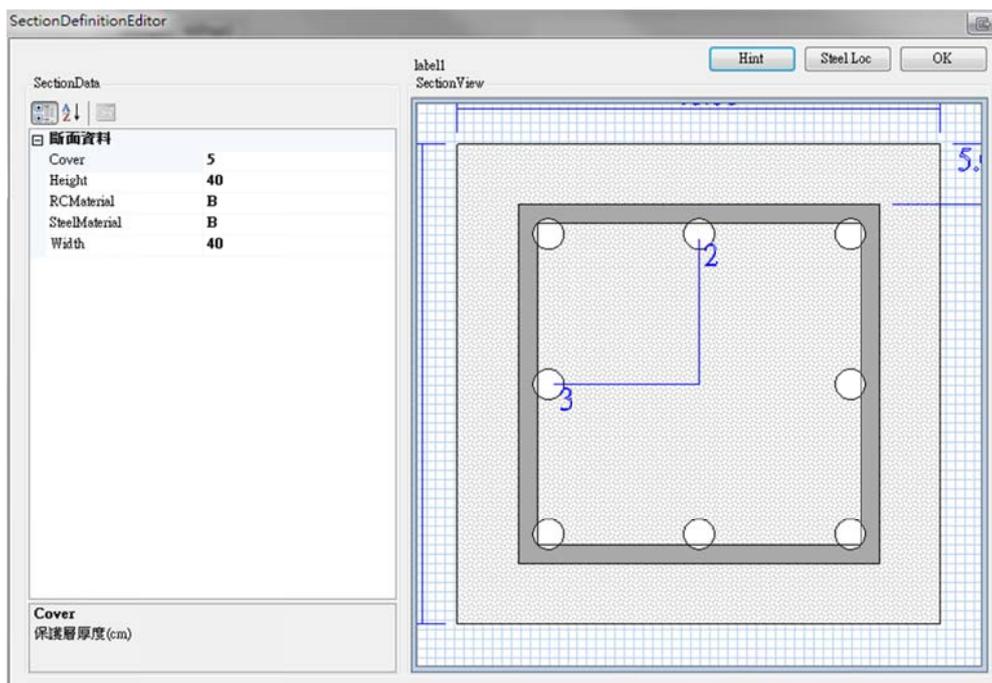


圖 6.14 矩形斷面編輯視窗

【資料來源：本研究製作】

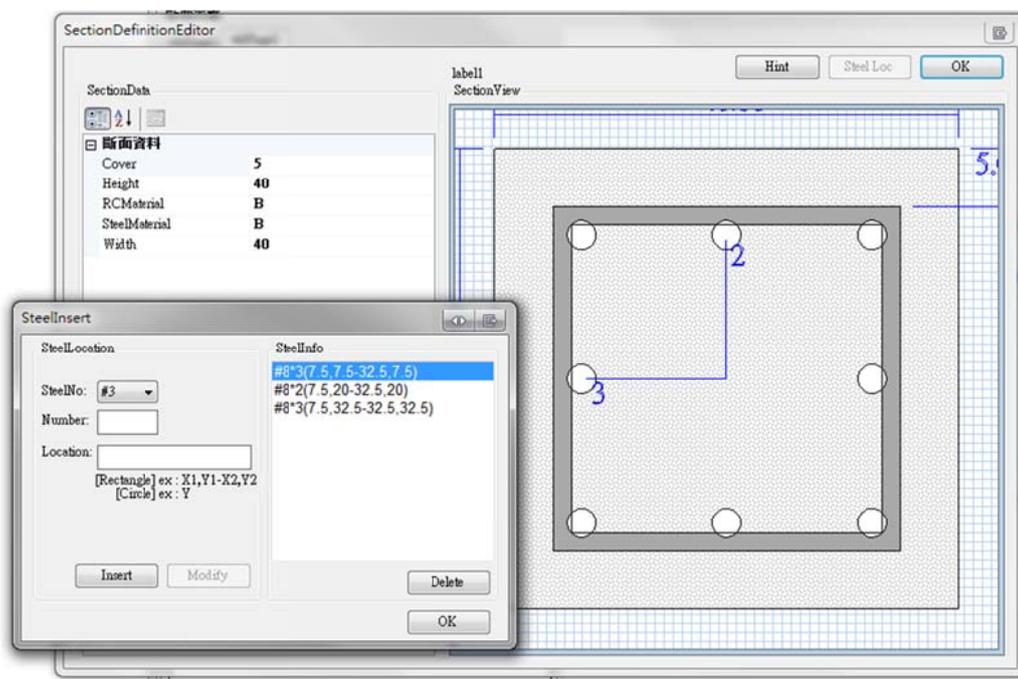


圖 6.15 矩形斷面配筋視窗

【資料來源：本研究製作】

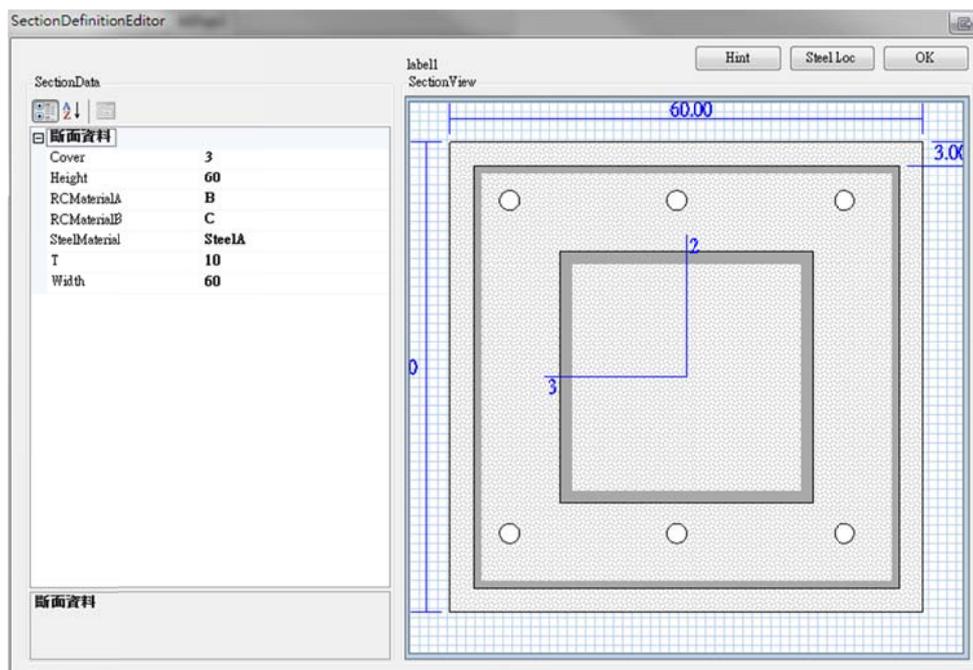


圖 6.16 鋼筋混凝土包覆強度補強斷面之編輯視窗

【資料來源：本研究製作】

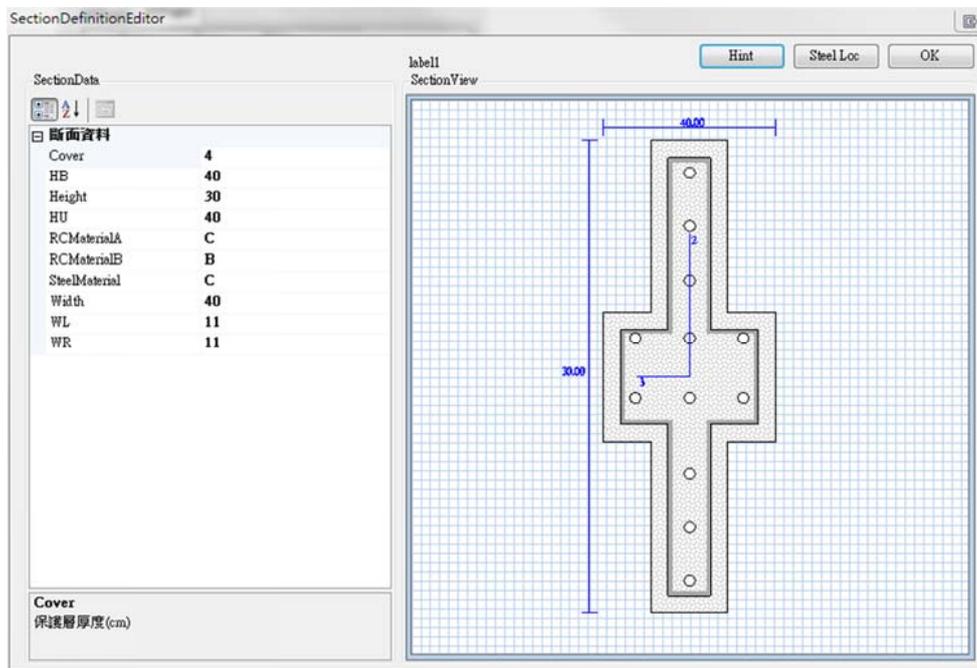


圖 6.17 翼牆斷面之編輯視窗

【資料來源：本研究製作】

第七章 SERCBWin 2012 耐震補強案例分析

第一節 校舍補強案例簡介

一、校舍簡介

本案例採用台南市某國中其中一間教室單元為分析模型，其結構形式為三層樓鋼筋混凝土建築物，樓層高為 3.6 公尺，總樓層高為 10.8 公尺；沿走廊方向長 53.5 公尺；垂直走廊方向長 10.2 公尺，如圖 7.1 所示，平面配置為每一樓層四間教室，單邊走廊無外柱，單元教室沿走廊方向，三跨，每跨長 3.33 公尺共 10 公尺；垂直走廊方向，一跨 7.5 公尺，含走廊共 10.2 公尺；隔間磚牆為 1B 磚，厚 0.23 公尺，樓版厚為 15 公分，窗台高度 90 公分。

二、材料參數

本例採用之材料強度如表 7.1 所示，梁、柱配筋圖如圖 7.2、圖 7.3。

表 7.1 材料強度

混凝土抗壓強度 f'_c (kg/cm ²)	主筋降伏強度 f_y (kg/cm ²)	箍筋降伏強度 f_{yh} (kg/cm ²)	水泥砂漿抗壓強度 f_{mc} (kg/cm ²)	紅磚抗壓強度 f_{bc} (kg/cm ²)
165	2800	2800	100	150

【資料來源：本研究自行製作】

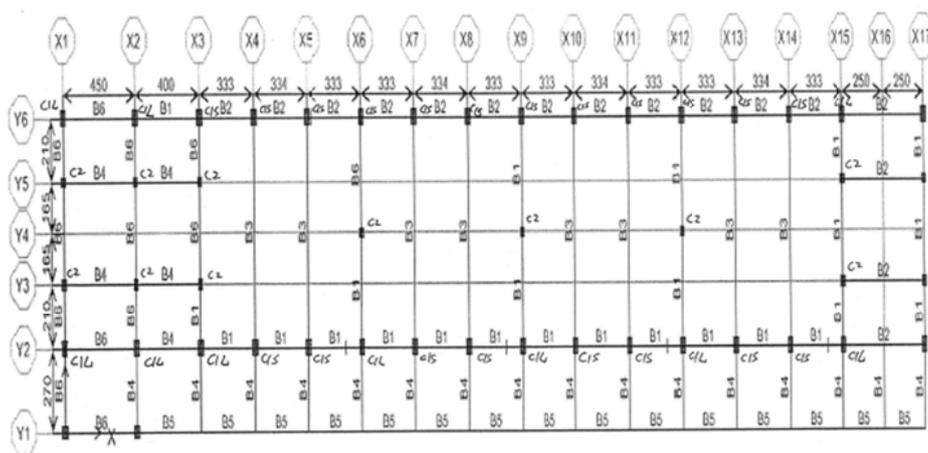


圖 7.1 標準試體一樓至屋頂層之平面圖

【資料來源：參考書目 63】

柱編號	C1L	C1S	C2	C3
斷面				
主筋	○ 4-D22 ● 8-D19	○ 4-D22 ● 8-D19	● 6-D16	○ 4-D19 ● 4-D16
箍筋	$D_9^{\#} @ 25$	$D_9^{\#} @ 25$	$D_9^{\#} @ 25$	$D_9^{\#} @ 25$
尺寸	30 × 50	30 × 50	24 × 30	36 × 36

圖 7.2 標準試體柱配筋圖

【資料來源：參考書目 63】

標編號	B1		B2		B3	
	兩端	中央	兩端	中央	兩端	中央
斷面						
主筋	○ 4-D19 ● 2-D16		○ 8-D22		○ 10-D22	
箍筋	D9@25		D9@25		D9@25	
尺寸	24×60		30×60		30×90	

標編號	B4		B5		B6	
	兩端	中央	兩端	中央	兩端	中央
斷面						
主筋	○ 11-D22		○ 4-D13		○ 6-D16	
箍筋	D9@25		D9@25		D9@25	
尺寸	30×55		15×55		24×45	

圖 7.3 標準試體梁配筋圖

【資料來源：參考書目 63】

第二節 建築物耐震性能檢核標準

一、地震等級

依據現行建築物耐震設計規範與解說(民國 100 年 7 月版本)第二章之規定，地震等級分為中度地震、設計地震(475 年回歸期地震)與最大考量地震(2500 年回歸期地震)三個等級，視工址地盤分類以震區堅實地盤短週期水平譜加速度係數，與一秒週期之水平譜加速度係數表示。中度地震之係數在一般工址為設計地震之係數除以 4.2，在臺北盆地則除以 3.5。

二、結構容量曲線簡化原則

建築物經由側推分析(Pushover analysis)所得之基底剪力與頂層位移曲線稱之為容量曲線(Capacity curve)，用以描述結構物強度與變形發展的過程。容量曲線斜率明顯改變處通常代表結構物已進入降伏狀態，降伏點位置可依下述兩種簡化方式決定之。容量曲線之終點反應材料已達極限應變或破壞狀態，視結構物破壞模式決定極限點位置。當容量曲線呈現撓曲破壞時，極限強度即為容量曲線之最大剪力強度，其對應之位移為極限位移；對於撓剪破壞模式而言，因容量曲線具有負勁度，極限強度(非最大剪力強度)定義為側推曲線最大剪力強度下降 20%之強度，其對應之位移(大於降伏位移者)稱為極限位移。如為剪力破壞者，最大剪力強度為構材達彈性限度之剪力強度，極限強度與極限位移之訂定與撓剪破壞相同。極限位移與降伏位移之比值定義為位移韌性，為結構消散能量的重要指標。

容量曲線所包圍之面積代表結構物可消散的能量。一般而言，根據能量相等原則可將容量曲線簡化為雙線性曲線，分為(1)完全彈塑性(Elastic-Perfectly Plastic, EPP)曲線，其後降伏勁度比為 0；或(2)具有一後降伏勁度之雙線性(Bilinear)曲線，其後降伏勁度比大於 0。

容量曲線如以完全彈塑性曲線簡化時，如圖 7.4 所示，假設降伏點為曲線轉

折點，使完全彈塑性曲線所包圍之梯型面積與原側推曲線所包圍之面積相等，即可決定降伏點位置。值得注意的是，原側推曲線與完全彈塑性曲線之極限位移相同，但完全彈塑性曲線之降伏強度（亦為極限強度）經面積相等原則處理後，將有可能較原曲線之極限強度高或低，並非保持相同的強度。

容量曲線如以具有一後降伏勁度之雙線性曲線簡化時，如圖 7.5 所示，亦假設降伏點為曲線轉折點，將降伏點與原點及原側推曲線之極限點連線，當雙線性曲線所包圍之三角型面積與梯形面積之和，與原側推曲線所包圍之面積相等時，即可決定降伏點位置。值得注意的是，原側推曲線與雙線性曲線之極限位移與極限強度皆會相同。

從容量曲線所呈現的破壞模式可選擇合適的方式進行簡化。對於「撓曲破壞」模式而言，因後降伏勁度一般多大於或等於 0，上述兩種方式皆可選用；如為「撓剪破壞」模式，因後降伏勁度小於 0，可採用完全彈塑性曲線簡化較佳。針對「剪力破壞」模式，得簡化為完全彈塑性曲線，或更保守僅考量彈性段反應。除上述破壞模式，若側推分析過程結構構材完全保持彈性，則取最大考量地震所引致之彈性地震力為極限強度，相對應之位移為極限位移，不再進行簡化。

三、用途係數

依據現行建築物耐震設計規範與解說第二章之規定，建築物用途係數分為 $I=1.0$ 、 $I=1.25$ 與 $I=1.5$ 等三類。

四、耐震性能目標

建築物預期在地震後的耐震性能如表 7.2 所示。建築物在中度地震作用下必須保持在彈性限度內，震後使用性與震前機能相同；設計地震作用下，若仍限制建築物須保持彈性殊不經濟，故容許建築物在特定位置產生可修復之塑性變形，惟該損傷部位宜易於檢視或修復，以便震後緊急搶修；最大考量地震作用下，為

避免造成嚴重的人命、財產損失，建築物不得產生倒塌。

建築物之耐震性能目標依據地震等級、用途係數與工址地盤條件決定，如表 7.2、表 7.3、表 7.4 所示。中度地震作用時建築物須保持彈性，震後不需修復且可保有震前之機能；設計地震（475 年回歸期地震）作用時，建築物容許產生可修復之損傷，但須避免產生結構倒塌；最大考量地震（2500 年回歸期地震）作用時，建築物須防止發生結構倒塌。

五、耐震性能檢核

1 性能狀態定義

為能有效完成耐震性能檢核，自「位移與地表加速度曲線」選擇若干代表性點位，如圖 7.6 與圖 7.7 所示，並依其對應之地表加速度值與現行耐震設計規範進行比較。針對不同用途係數之建築物，採用不同符號以作區別。I=1.0 之建築物採用 PL_A 、 PL_B 、 PL_C ；I=1.25 之建築物採用 PL_A^* 、 PL_B^* 、 PL_C^* ；I=1.5 之建築物採用 PL_A^{**} 、 PL_B^{**} 、 PL_C^{**} 。簡言之，具有「*」或「**」者，代表用途係數 I 非 1.0，並非因為工址地盤條件為臺北盆地。

性能狀態 PL_A 代表結構物恰達彈性限度。針對 I = 1.25 及 I = 1.5 之建築物，為避免中度地震作用下可能產生非結構性之輕微損壞而需經常維修，取 PL_A^* 之加速度值為 PL_A 之 1/1.1 倍、 PL_A^{**} 之加速度值為 PL_A 之 1/1.2 倍。

性能狀態 PL_B 、 PL_B^* 、 PL_B^{**} 與 PL_C 、 PL_C^* 及 PL_C^{**} 皆代表結構物已產生部分韌性，但允許發生的損壞程度不同。根據工址地盤條件與建築物用途係數，定義非彈性位移與非彈性位移容量之比值關係，如表 5-3 所示，以決定性能狀態 PL_B 、 PL_B^* 、 PL_B^{**} 、 PL_C 、 PL_C^* 及 PL_C^{**} 位置。 PL_C 、 PL_C^* 及 PL_C^{**} 之損壞情況，分別較 PL_B 、 PL_B^* 、 PL_B^{**} 嚴重。

2 性能檢核標準

耐震性能檢核如

圖 7.8 及圖 7.9 所示，應針對強度與韌性各別檢討，以確保結構於中度地震時滿足強度需求、設計地震與最大考量地震作用下結構物具備適當的韌性。相較於一般工址，臺北盆地因盆地效應顯著，結構反覆變形次數較多，故性能目標較一般工址嚴格。

性能狀態 PL_A 、 PL_A^* 或 PL_A^{**} 所對應之地表加速度，一般工址應大於或等於中度等級之地表加速度 $0.4S_{DS}/4.2$ ；臺北盆地則應大於 $0.4S_{DS}/3.5$ 。

性能狀態 PL_B 、 PL_B^* 及 PL_B^{**} 所對應之地表加速度，應大於或等於設計地震之地表加速度 $0.4S_{DS}$ 。

性能狀態 PL_C 、 PL_C^* 及 PL_C^{**} 所對應之地表加速度，應大於或等於最大考量地震所對之地表加速度 $0.4S_{MS}$ 。

表 7.2 建築物之耐震性能(適用於一般工址或臺北盆地)

性能狀態	安全性	使用性	修復性	
			短期	長期
PL_A PL_A^* PL_A^{**}	結構保持彈性	與地震前機能相同	臨時維修	無
PL_B PL_B^* PL_B^{**}	結構產生可修復之塑性變形防止倒塌	短期搶修可恢復震前機能	緊急修復或更換受損構件	局部整修或結構補強
PL_C PL_C^* PL_C^{**}	防止倒塌	人員安全撤離並管制人員進出	優先支撐垂直構材再進行緊急搶修	局部重建或結構補強

【資料來源：本研究自行製作】

表 7.3 建築物之性能目標(適用於一般工址或臺北盆地)

地震等級	用途係數		
	I = 1.0	I = 1.25	I = 1.5
中度地震	PL _A	PL _A *	PL _A **
設計地震	PL _B	PL _B *	PL _B **
最大考量地震	PL _C	PL _C *	PL _C **

【資料來源：本研究自行製作】

表 7.4 建築物非彈性位移與非彈性位移容量之比值 r

性能狀態	一般工址			臺北盆地		
	I = 1.0	I = 1.25	I = 1.5	I = 1.0	I = 1.25	I = 1.5
PL _B	1/2	-	-	1/3	-	-
PL _C	1	-	-	2/3	-	-
PL _B *	-	5/12	-	-	7/24	-
PL _C *	-	5/6	-	-	7/12	-
PL _B **	-	-	1/3	-	-	1/4
PL _C **	-	-	2/3	-	-	2/4

註： $r = \frac{\Delta - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y}$ Δ :非彈性位移 Δ_y :降伏位移 Δ_u :極限位移

【資料來源：本研究自行製作】

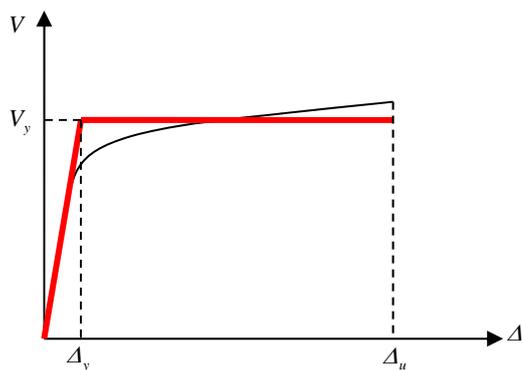


圖 7.4 容量曲線簡化為完全彈塑性曲線之示意圖

【資料來源：本研究自行製作】

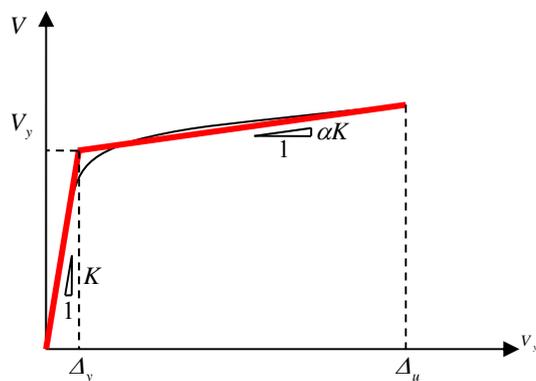
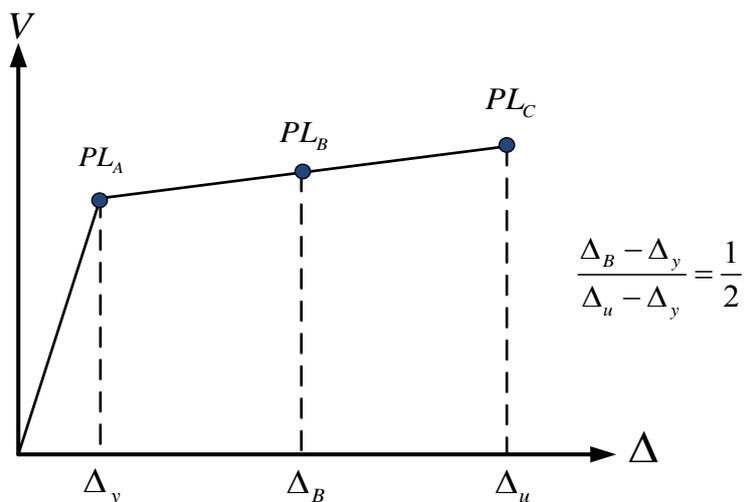
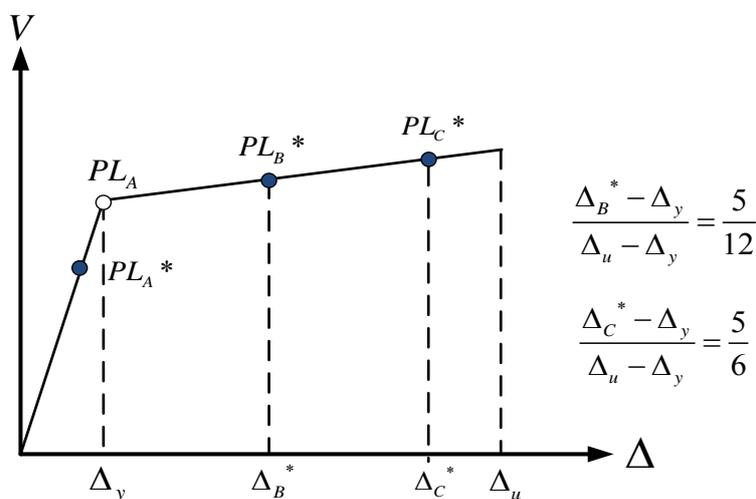


圖 7.5 容量曲線簡化為具有後降伏勁度之雙線性曲線之示意圖

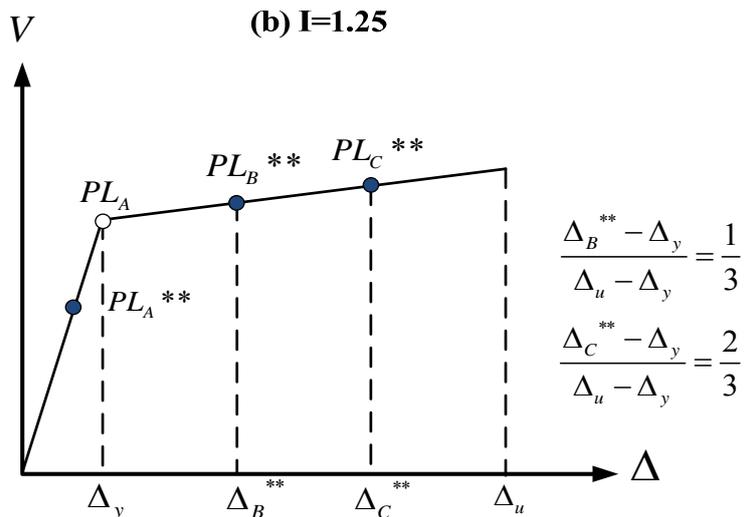
【資料來源：本研究自行製作】



(a) I=1.0



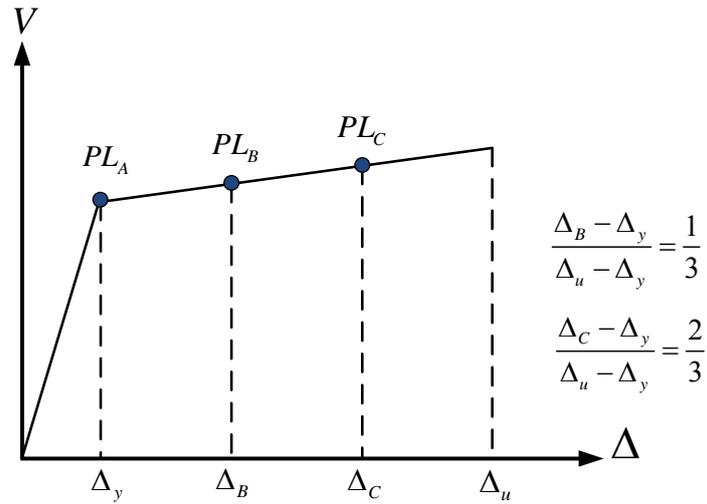
(b) I=1.25



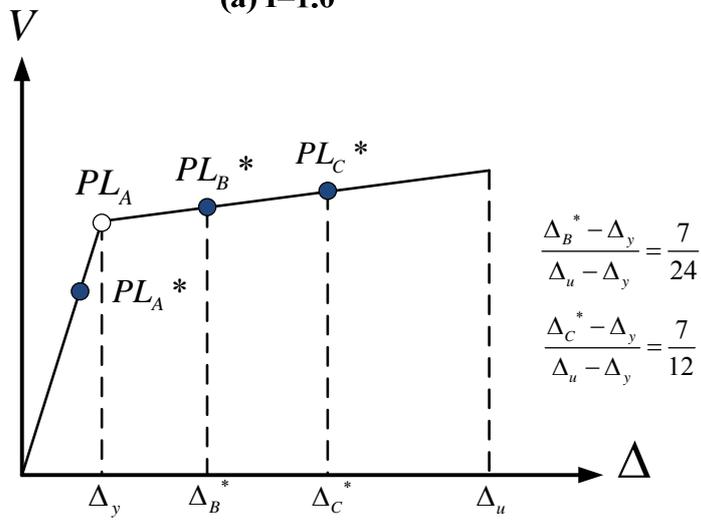
(c) I=1.5

圖 7.6 一般工址之建築物耐震性能目標

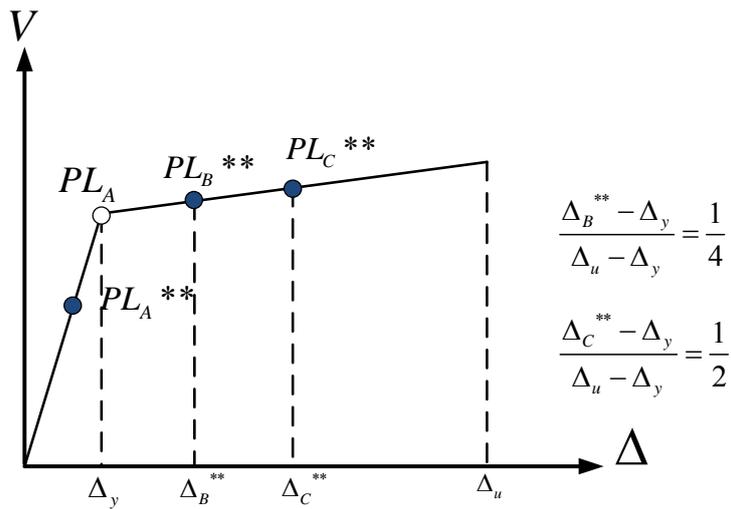
【資料來源：本研究自行製作】



(a) I=1.0



(b) I=1.25



(c) I=1.5

圖 7.7 臺北盆地之建築物耐震性能目標

【資料來源：本研究自行製作】

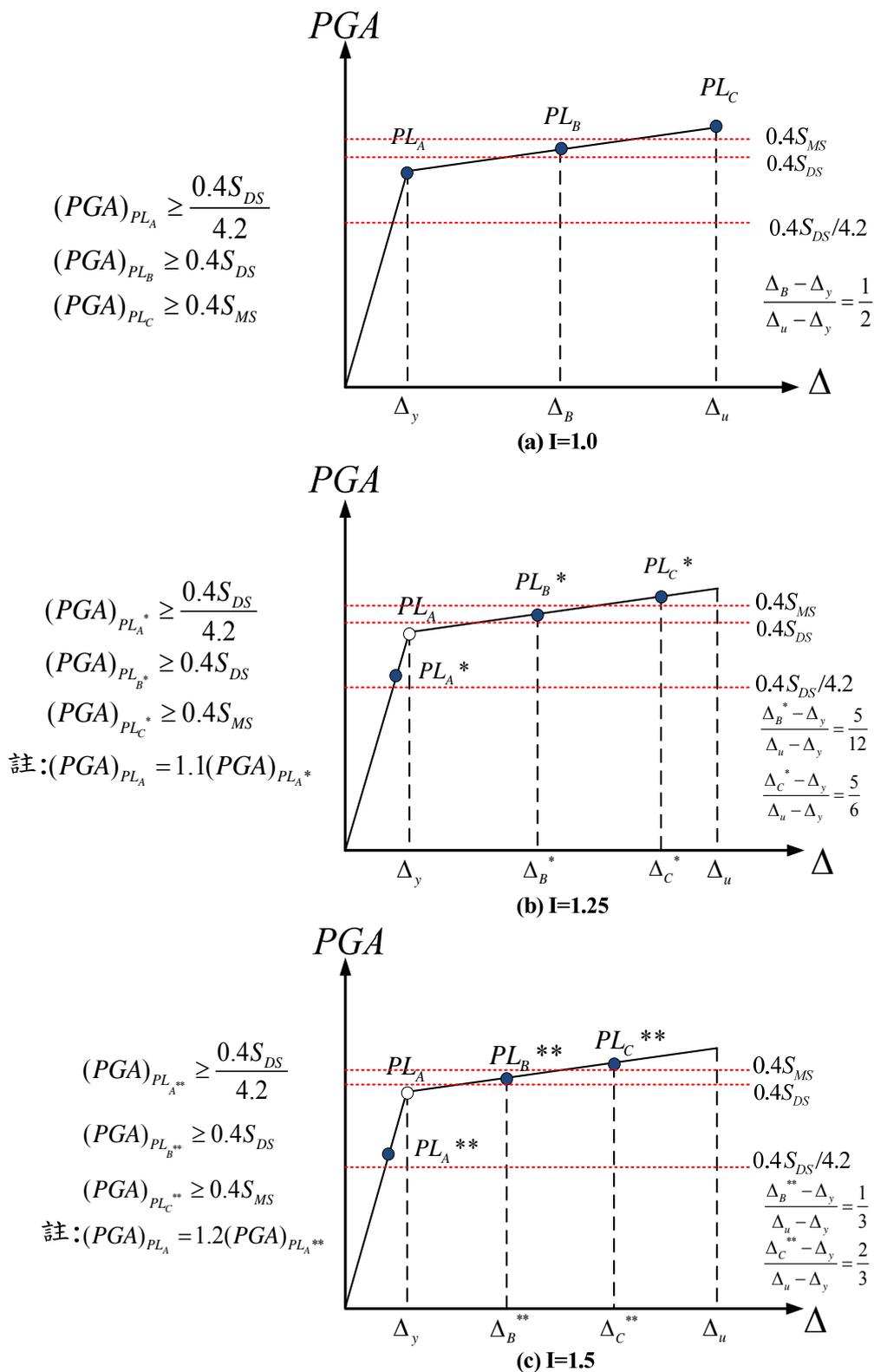


圖 7.8 一般工址之建築物耐震性能檢核

【資料來源：本研究自行製作】

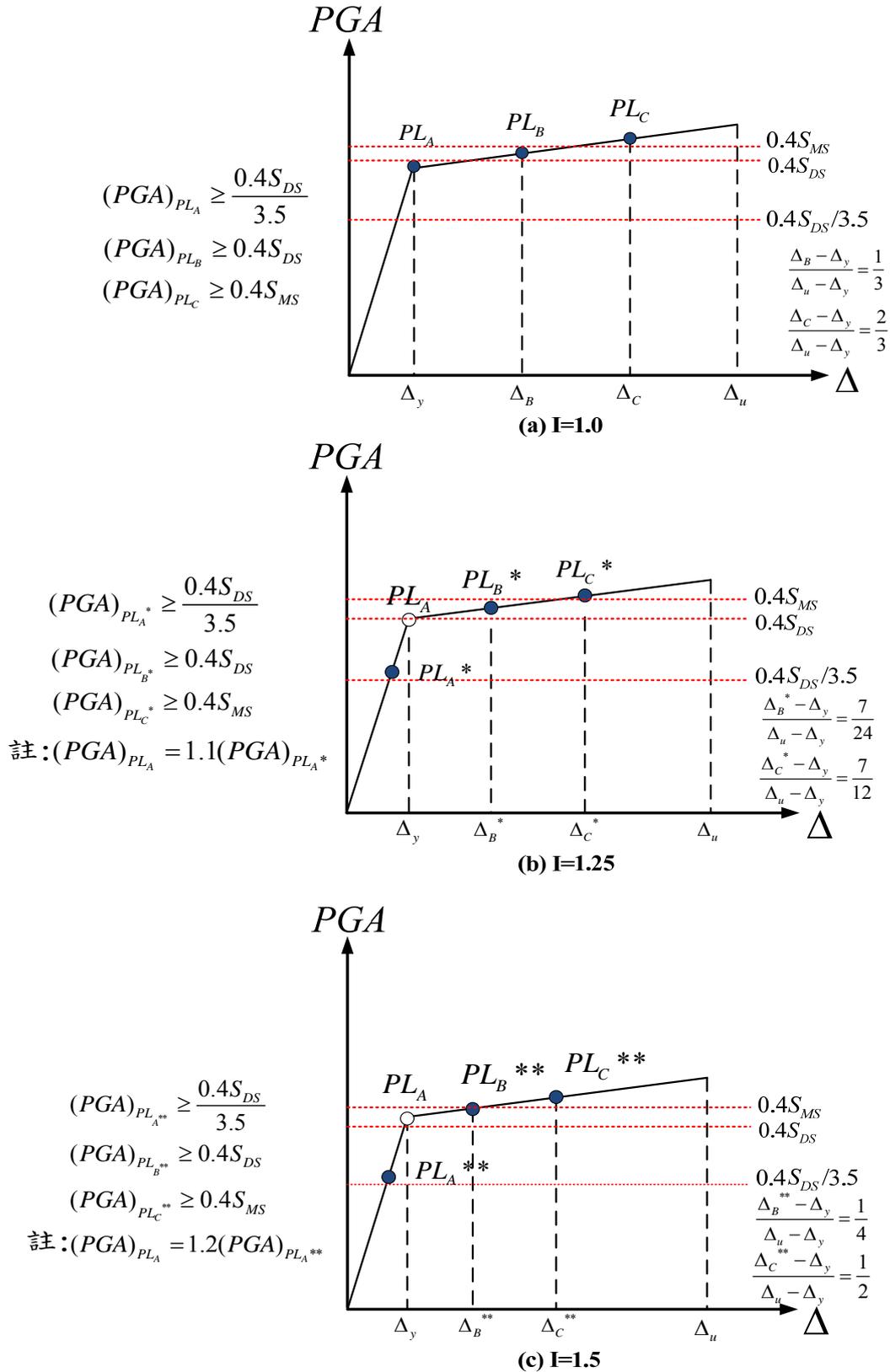


圖 7.9 臺北盆地之建築物耐震性能檢核

【資料來源：本研究自行製作】

第三節 校舍補強前耐震能力評估

本分析案例不考慮地下結構物、基礎與土壤互制作用等(如圖 7.10 所示之 3D 模型)，並假設梁柱接點為完全剛性接合，教室地板則使用 ETABS 內建板殼元素模擬。其中，窗台矮牆與隔間牆均設置等值斜撐於受壓側，緊鄰窗台矮牆之窗台柱則以矮牆牆高為基準，細分窗台柱為上下兩部分，並分別設有塑鉸(如圖 7.11)。

將 SERCB 梁、柱與磚牆塑性鉸分析結果，匯入 ETABS 中進行側推分析，基底剪力對層間位移資料(如圖 7.12)，再將資料匯入 SERCB 中建立容量震譜(如圖 7.13)並得出 PGA-位移(如圖 7.14)，由地表加速度與位移關係圖中可瞭解 PLB 並未超過 $0.4S_{DS}$ ，未達到一般工址之建築物耐震性能檢核，所以須作補強。

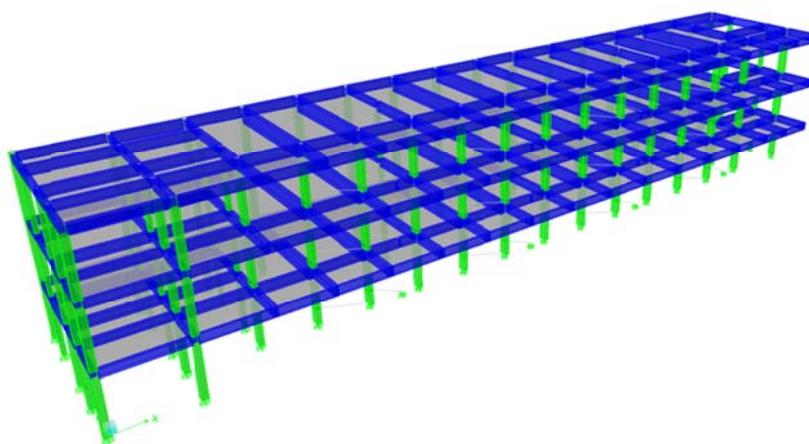


圖 7.10 ETABS 模擬之 3D 立體圖

【資料來源：本研究自行製作】

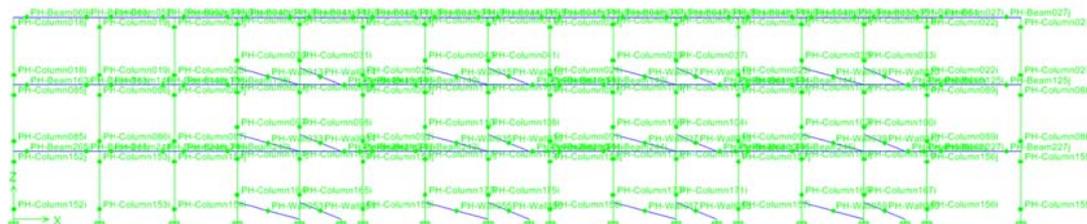


圖 7.11 標準試體含有塑鉸特性之正面圖

【資料來源：本研究自行製作】

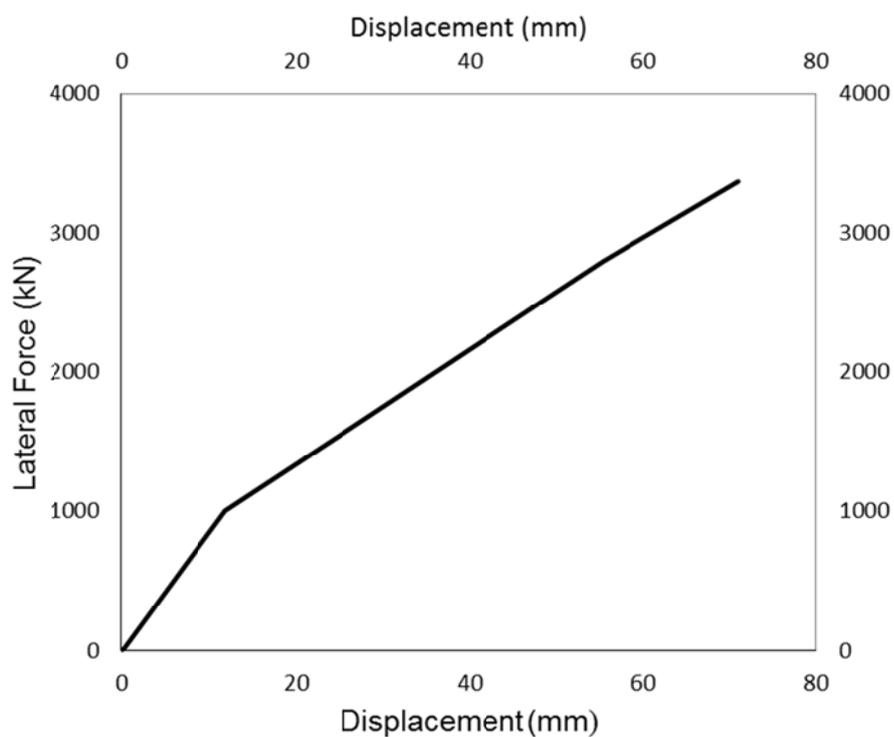


圖 7.12 側推分析容量曲線圖

【資料來源：本研究自行製作】

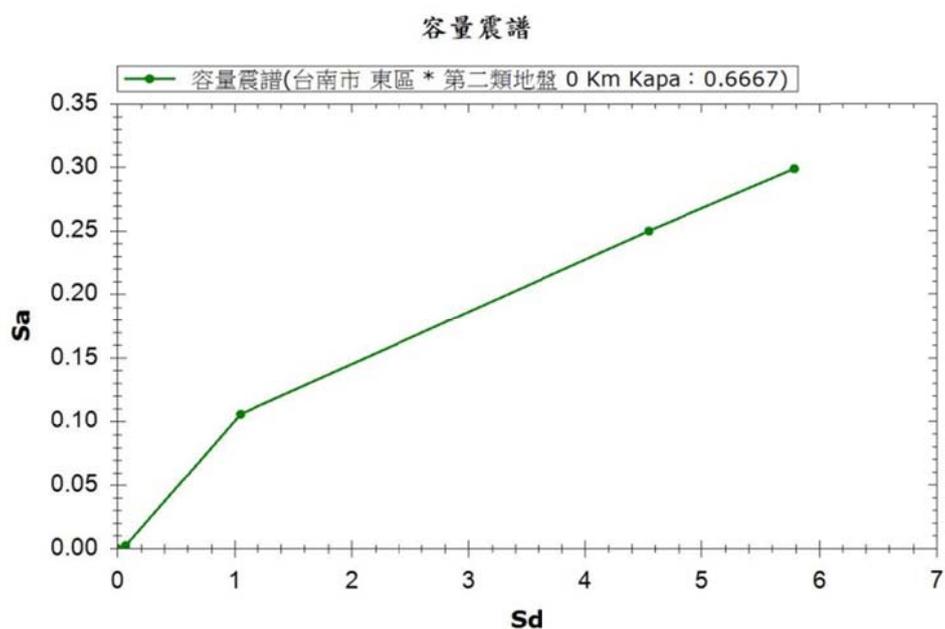


圖 7.13 容量震譜圖

【資料來源：本研究自行製作】

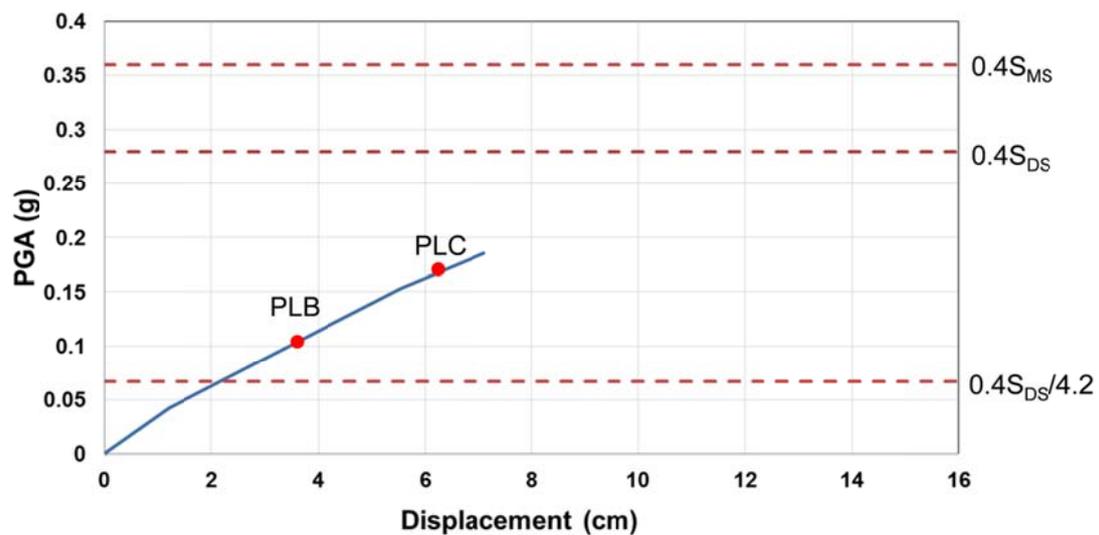


圖 7.14 性能目標(PGA-位移)

【資料來源：本研究自行製作】

第四節 校舍補強後耐震能力評估

一、補強前建築物結構系統之探討

1. 移除窗台改善短柱效應

於上節校舍耐震能力評估結果，側推至最後可看出矮牆造成短柱效應。若可改善結構系統，將其矮牆與柱子切割分開，並重新進行耐震能力評估，瞭解切割後之結果並作為補強之參考。如圖 7.15、圖 7.16 中可瞭解校舍模型修改狀況，將矮牆與柱體切割後，因矮牆與柱子有一段距離無法將力量傳遞，可判別矮牆斜撐為無效桿件，並將其桿件移除。

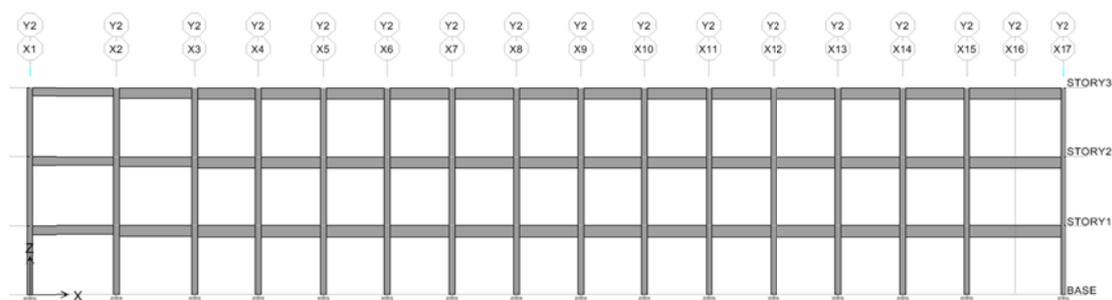


圖 7.15 Y2 平面側視圖(無矮牆)

【資料來源：本研究製作】

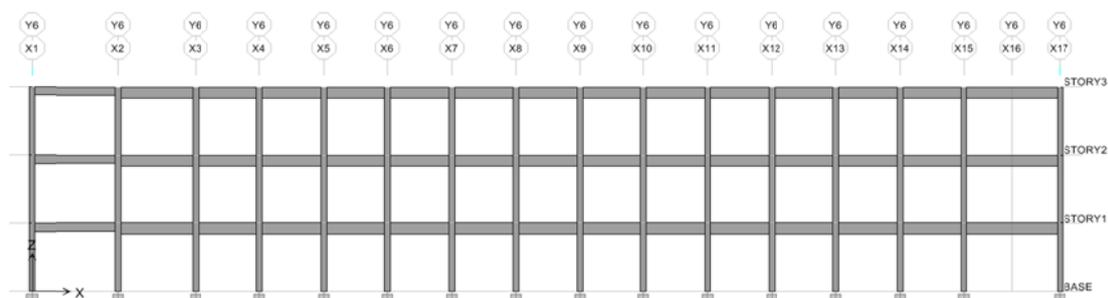


圖 7.16 Y6 平面側視圖(無矮牆)

【資料來源：本研究製作】

2.耐震能力評估結果

將模型修改後重新匯入 SERCB 進行耐震性能評估，其結果如圖 7.17，可由結果看出將矮牆切割後，整體耐震性能提升，主要是為矮牆所造成短柱效應已經改善，但整體耐震性能仍無法通過規範所規定，故須進行補強。圖 7.18、圖 7.19 為校舍側推至最終破壞狀態之塑鉸圖。本節有示範多種補強方式，如混凝土包覆擴柱強度補強、混凝土包覆擴柱韌性補強、鋼板包覆韌性補強、翼牆補強、外掛式鋼框架補強。

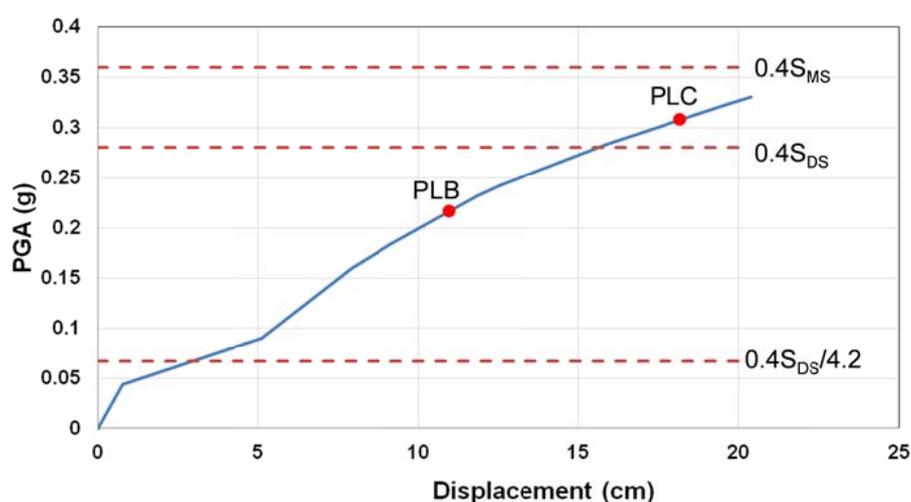


圖 7.17 結構改善後分析之地表加速度與位移圖

【資料來源：本研究製作】

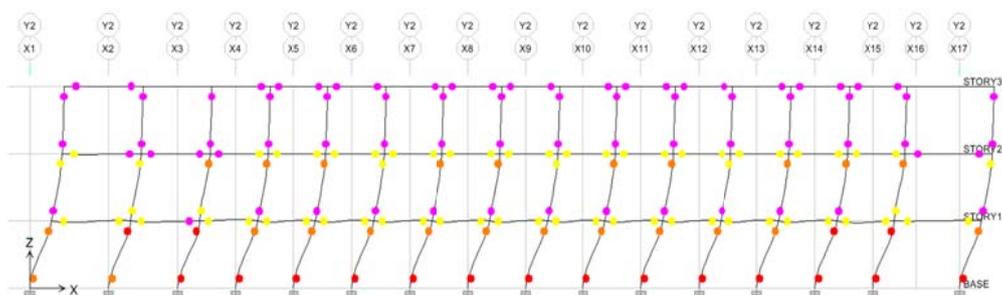


圖 7.18 Y2 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究製作】

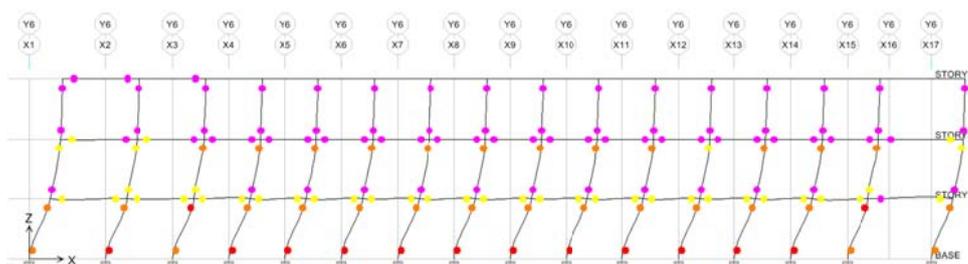


圖 7.19 Y6 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究製作】

二、 RC 包覆強度補強

1. 補強配置

依照不含矮牆模型側推至最終破壞狀態之塑鉸圖，進行 RC 包覆強度補強配置。由於強度補強須貫穿樓版，故柱子部分為一樓至三樓整體擴柱補強(如圖 7.21、圖 7.22)，於 Y2 與 Y6 各配置 4 支(如圖 7.20)，

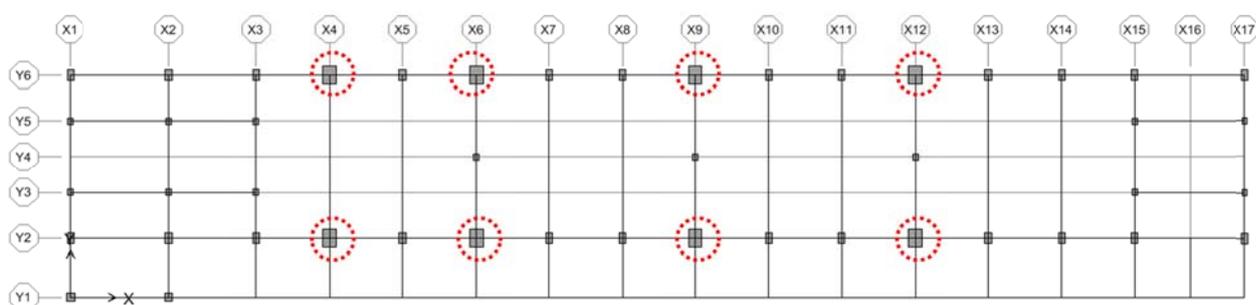


圖 7.20 補強配置平面圖

【資料來源：本研究製作】

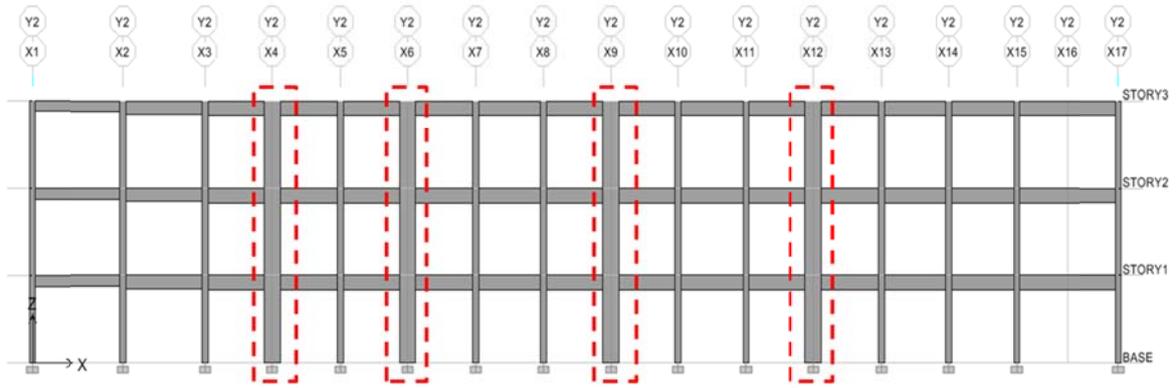


圖 7.21 Y2 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

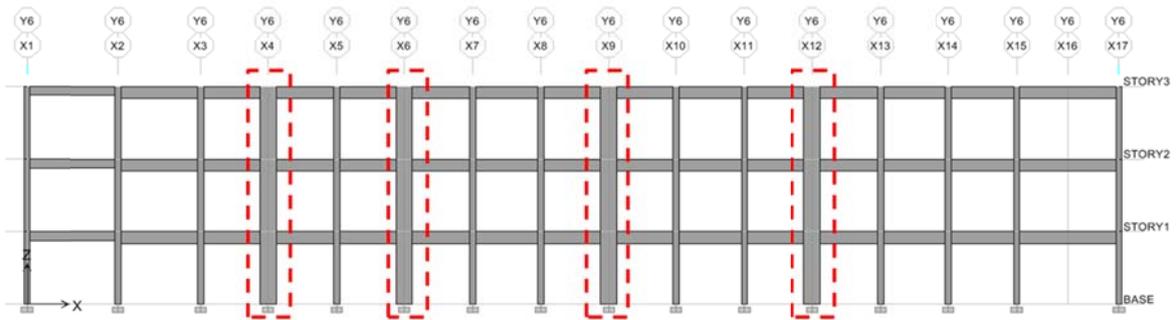


圖 7.22 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

2. 補強斷面分析

斷面配置部分依照規範規定，混凝土擴柱層不得小於 15 公分，故於斷面新澆置混凝土層厚度為 15 公分，主筋使用與原 RC 斷面主筋大小相同，皆為 7 號鋼筋(D22)，考慮梁無法切除讓主筋貫穿，故將擴柱主筋配置靠近角隅處，可於主筋中間配置適當之溫度鋼筋以防主筋間隔太過寬鬆，於分析時溫度鋼筋不予考慮。箍筋號數也與原斷面相同為 3 號箍筋(D10)，箍筋間距為 15 公分。新設計斷面圖如圖 7.23。圖 7.24 為使用 SERCB 補強模組分析擴柱斷面之 PM-Curve。

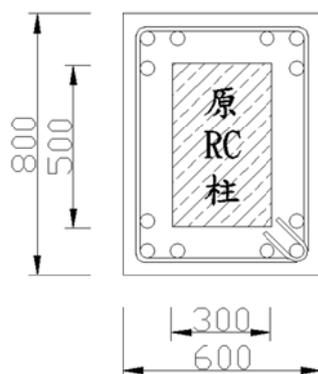


圖 7.23 擴柱強度補強斷面配置(單位:mm)

【資料來源：本研究製作】

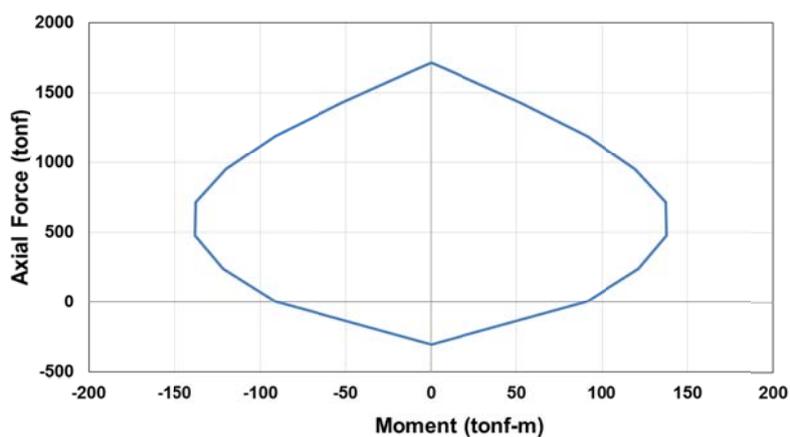


圖 7.24 擴柱斷面 PM-Curve(壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究製作】

3. 補強結果

將擴柱斷面設計完成後，匯入 SERCB 程式進行耐震評估，最後分析出地表加速度與位移圖，由第二節所介紹計算其 PLB、PLC 檢核補強結果，圖 7.25 所示 PLB 超過 $0.4S_{DS}$ ，故此補強結果符合耐震需求。圖 7.26、圖 7.27 各為 Y2、Y6 平面最終破壞結果，其破壞位置為 X4、X12 柱底。

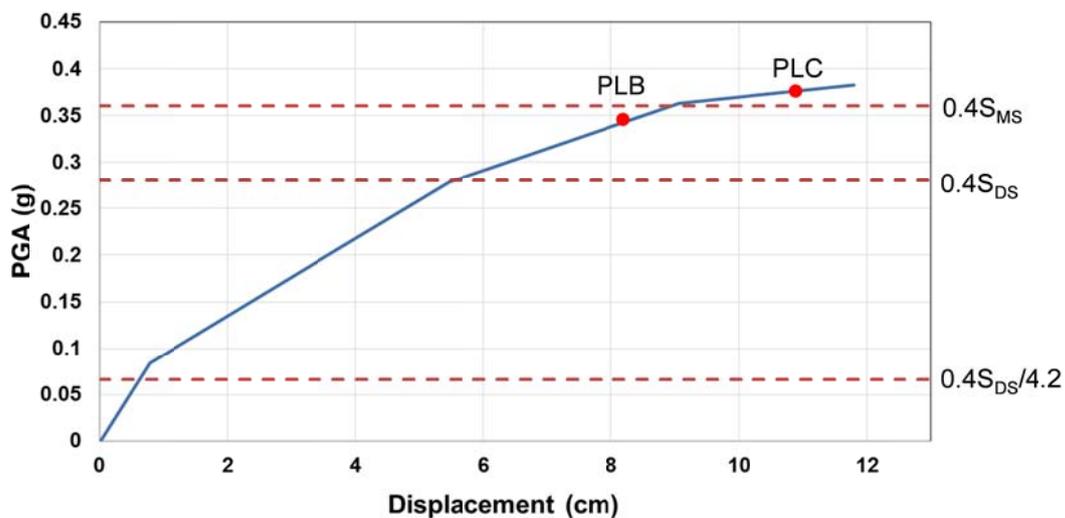


圖 7.25 擴柱強度補強之地表加速度與位移圖

【資料來源：本研究製作】

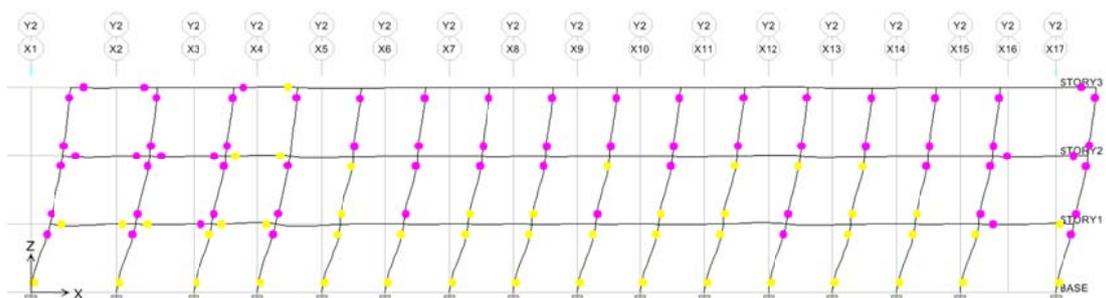


圖 7.26 Y2 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究製作】

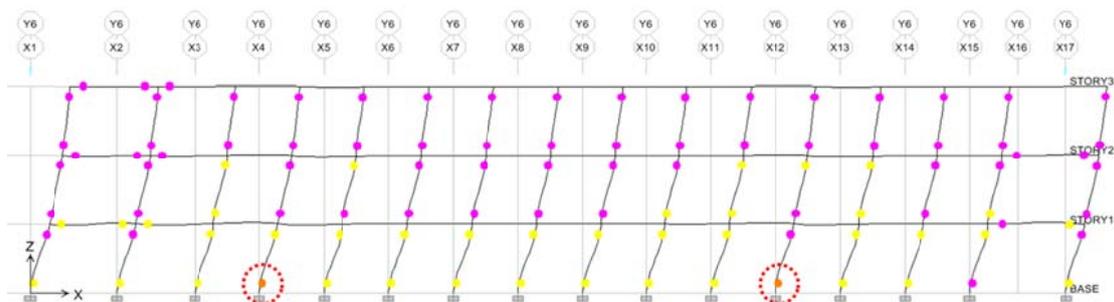


圖 7.27 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

二、RC 包覆韌性補強

1. 補強配置

依照不含矮牆模型側推至最終破壞狀態之塑鉸圖，進行 RC 包覆韌性補強配置。由於韌性補強不須貫通樓版，依照最終破壞狀態將補強配置於一樓，並進行耐震能力評估。補強配置之平面圖、側視圖如圖 7.28、圖 7.29、圖 7.30。

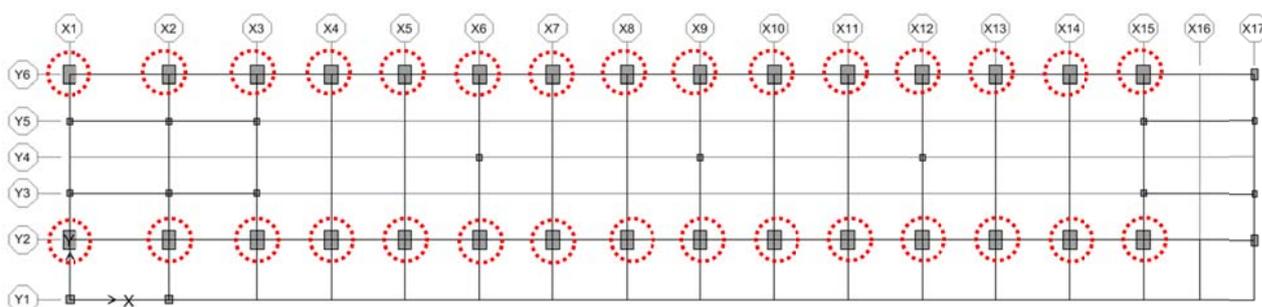


圖 7.28 一樓補強配置平面圖

【資料來源：本研究製作】



圖 7.29 Y2 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

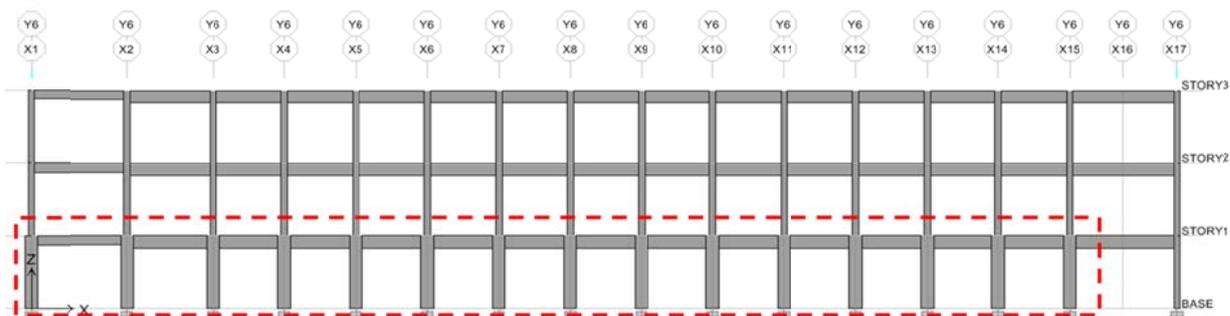


圖 7.30 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

2.補強斷面分析

擴柱韌性補強設計與強度補強斷面大致相同，由於韌性補強只針對鋼筋混凝土柱構件剪力強度不足或圍束效果不佳時，利用加設箍筋在柱四周圍的方式補強，不須像強度補強時主筋貫穿樓版，故在配置上不配置主筋，只配置少許溫度鋼筋，搭配箍筋增加柱子圍束強度。混凝土韌性補強斷面圖如圖 7.31，圖上擴柱部分主筋為溫度鋼筋，於分析上不予考慮其貢獻。圖 7.32 為擴柱斷面分析之 PM-Curve。

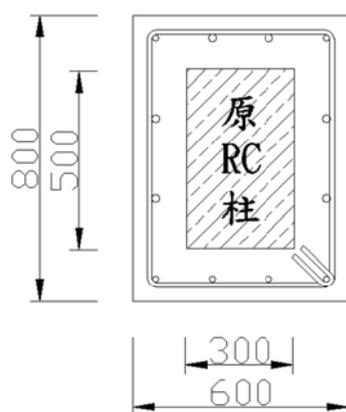


圖 7.31 擴柱韌性補強斷面配置(單位:mm)

【資料來源：本研究製作】

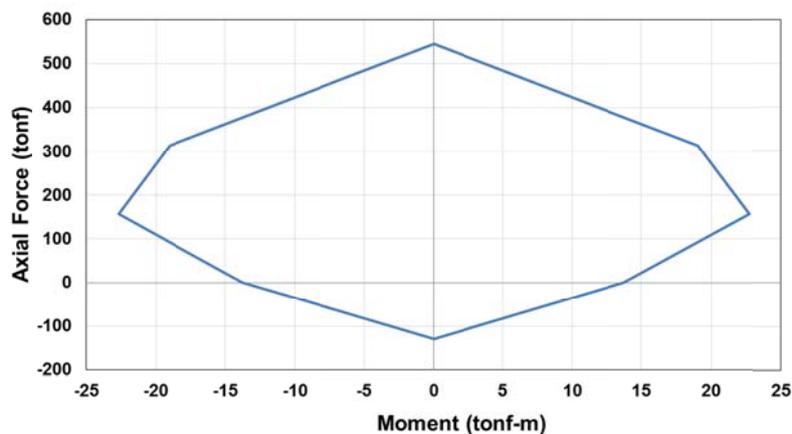


圖 7.32 擴柱斷面 PM-Curve(壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究製作】

3.補強結果

將模型斷面替代為擴柱後，再將模型匯入 SERCB 進行耐震能力評估，其地表加速度跟位移圖如圖 7.33，並依照規範計算 PLB、PLC，由圖可明顯看出 PLB 低於 $0.4S_{DS}$ 不符合規範規定，故此補強結果不符合耐震需求。由於該棟校舍耐震能力不佳，若單純使用韌性補強其效果並不好，故建議搭配別種補強方式進行補強，也較符合經濟效應。

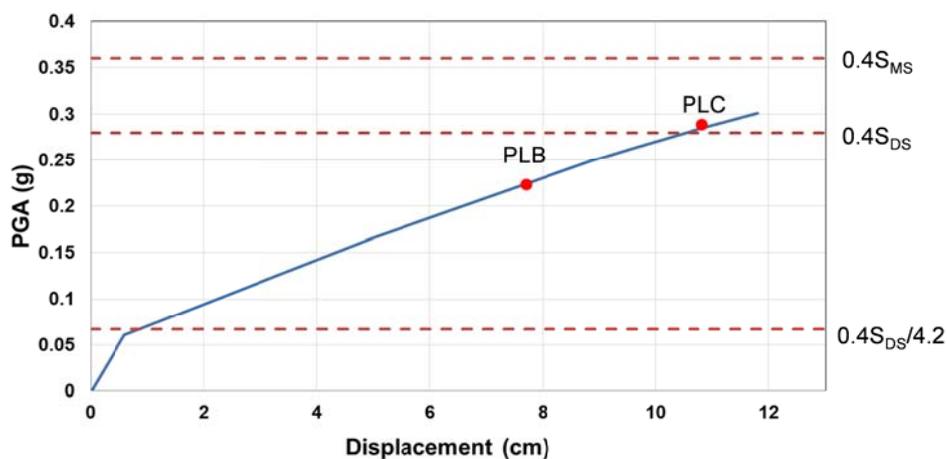


圖 7.33 擴柱韌性補強之地表加速度與位移圖

【資料來源：本研究製作】

三、鋼板包覆補強

1.補強配置

鋼板包覆圍束補強對整體強度貢獻並不大，於本案例比照上節混凝土擴柱補強，配置一樓包覆鋼板補強。由於鋼板包覆補強為混合斷面，在 ETABS 斷面模型中無法建置，故將其混合斷面等值成混凝土之面積以及慣性矩，建置於模型中。補強配置之平面圖與側視圖如圖 7.34、圖 7.35、圖 7.36。

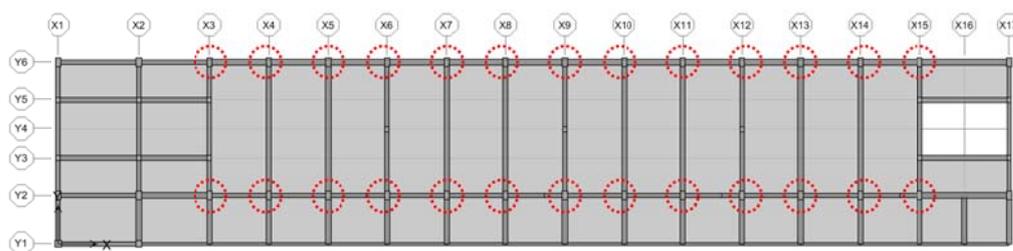


圖 7.34 一樓補強配置平面圖

【資料來源：本研究製作】



圖 7.35 Y2 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

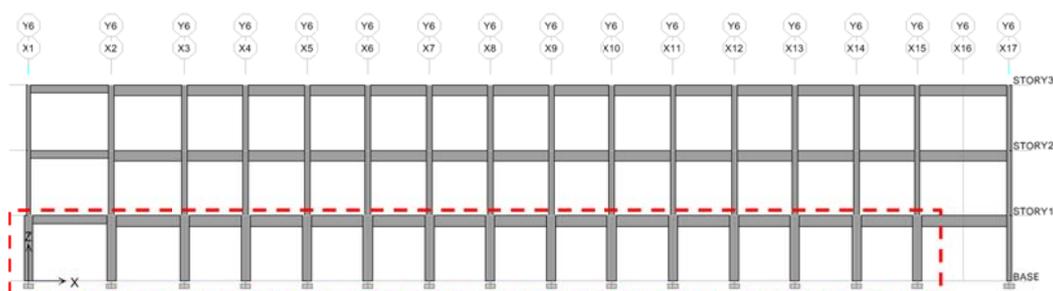


圖 7.36 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

2.補強斷面分析

對於剪力強度不足或圍束效應不足的鋼筋混凝土柱，除可以前述之加設箍筋補強工法外亦可採用鋼板包覆方式來補強。鋼筋混凝土柱圍封鋼板補強工法能有效增加柱之圍束效應，提升柱的韌性，進而增加總體結構物的耐震強度。由規範之規定鋼板包覆後度不得小於 4.5mm，於本節鋼板包覆補強，鋼板之板厚為 6mm 符合規範之規定，其補強斷面圖如圖 7.37 所示。圖 7.38 為斷面分析之 PM-Curve。

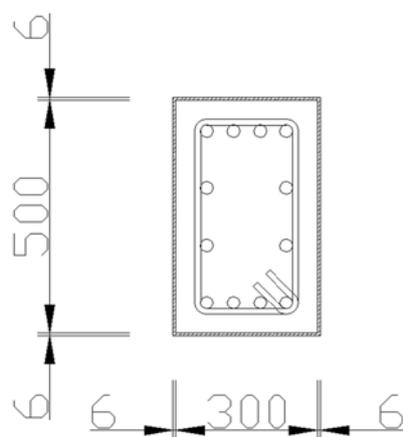


圖 7.37 鋼板韌性補強斷面配置(單位:mm)

【資料來源：本研究製作】

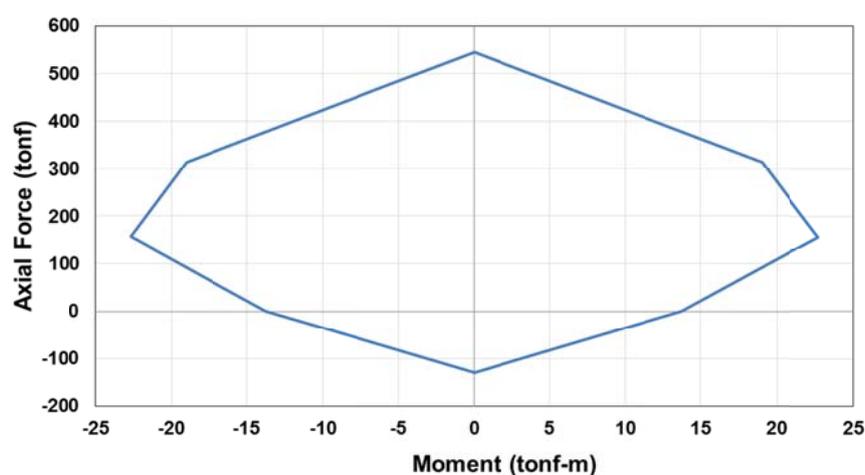


圖 7.38 鋼板包覆斷面 PM-Curve(壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究製作】

3. 補強結果

將模型匯入 SERCB 重新分析，求得地表加速度與位移關係圖(如圖 7.39)。根據規範計算 PLB 並繪製於地表加速度與位移關係圖中，可清楚看出 PLB 低於 $0.4S_{DS}$ 其補強配置之結果不符合耐震需求。由於本校舍耐震能力不佳，韌性補強對於強度提升之效果不好，故本節結論與上節一樣，針對耐震能力不佳之建築物建議搭配別種強度補強之方法提升整體之強度。

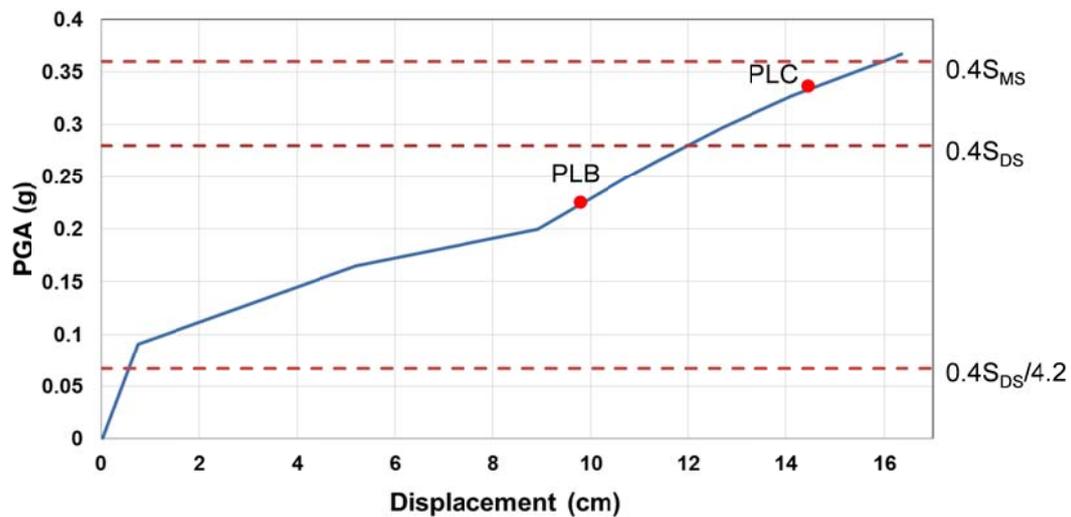


圖 7.39 鋼板包覆韌性補強之地表加速度與位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

四、翼牆補強

1. 補強配置

根據補強前不含矮牆之模型評估結果，加設於 Y2、Y6 各三道翼牆，其翼牆為一樓至三樓皆補強，平面圖與側視圖如圖 7.40、圖 7.41、圖 7.42。

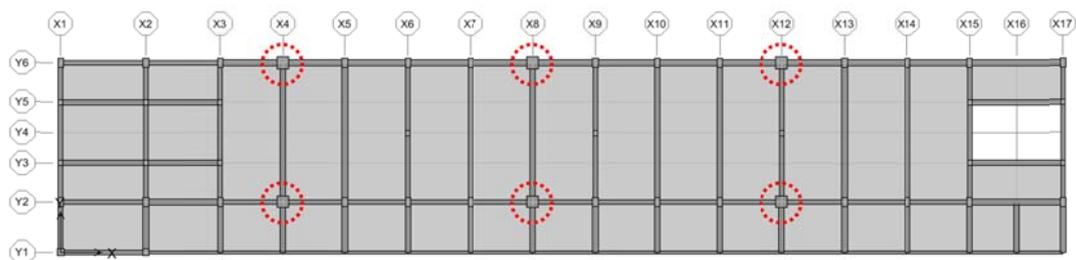


圖 7.40 一至三樓補強配置平面圖

【資料來源：本研究製作】

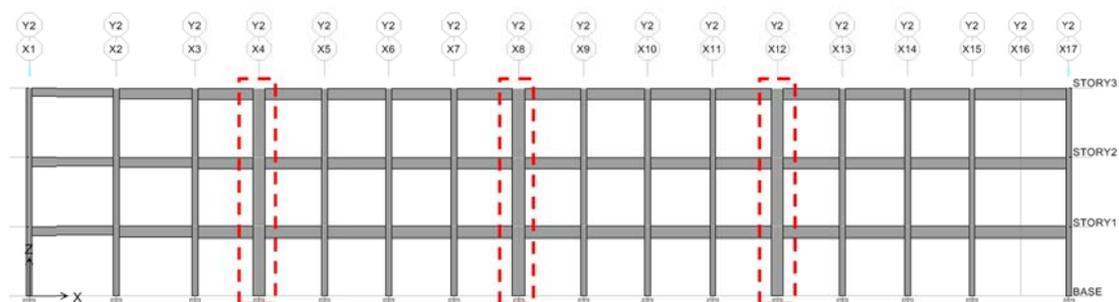


圖 7.41 Y2 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

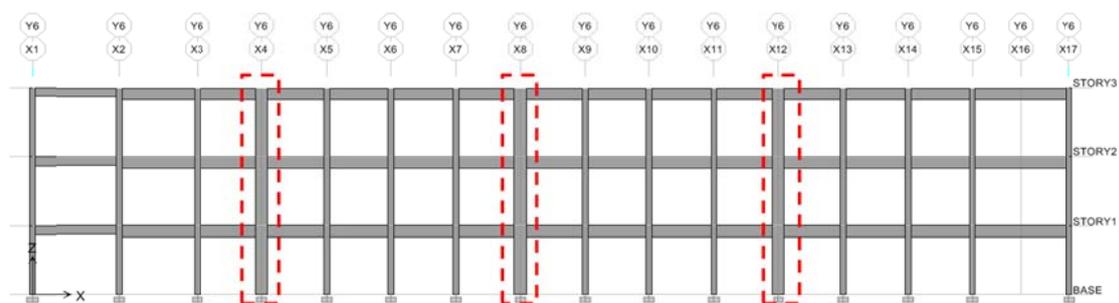


圖 7.42 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

2. 補強斷面分析

翼牆斷面配置依照規定，寬度不得小於 20 公分、長度不得小於 50 公分，故

於配置上翼牆寬度 24 公分、長度為 50 公分。若將翼牆補強的設計目標設定為強柱弱梁時，其補強後梁淨跨度 l_0 與梁深 D 之比值應大於等於 4，而本配置所計算之比值為 4.2 大於其規定。翼牆之斷面配置如圖 7.43，圖 7.44 為翼牆斷面分析之 PM-Curve。

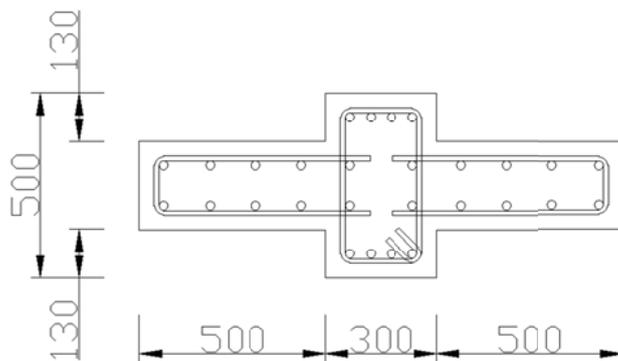


圖 7.43 翼牆補強斷面配置(單位:mm)

【資料來源：本研究製作】

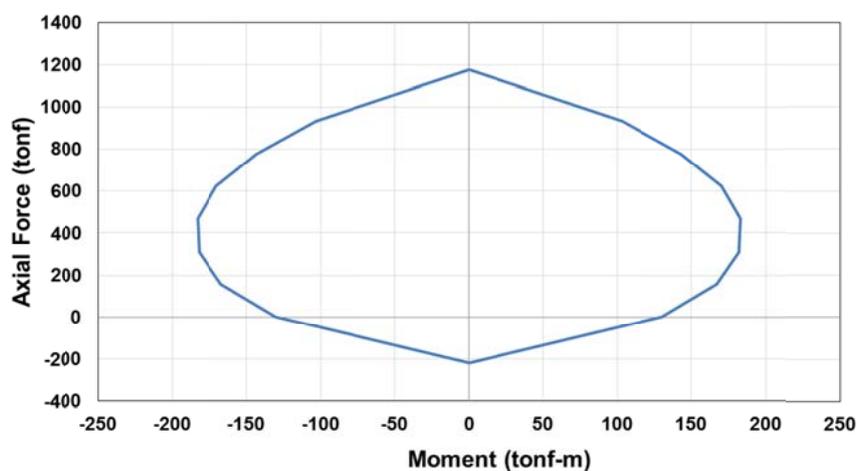


圖 7.44 翼牆斷面 PM-Curve(壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究製作】

3.補強結果

將其翼牆補強後之模型匯入 SERCB 重新分析，並求得地表加速度與位移關係圖(如圖 7.45)，根據規範規定計算出 PLB 後標註於圖上可明顯看出 PLB 已經

高過 $0.4S_{DS}$ ，故可判別此補強結果符合耐震需求。圖 7.46、圖 7.47 為翼牆補牆側推至最終之狀態，破壞點為 Y2 之 X14 一樓柱頂。

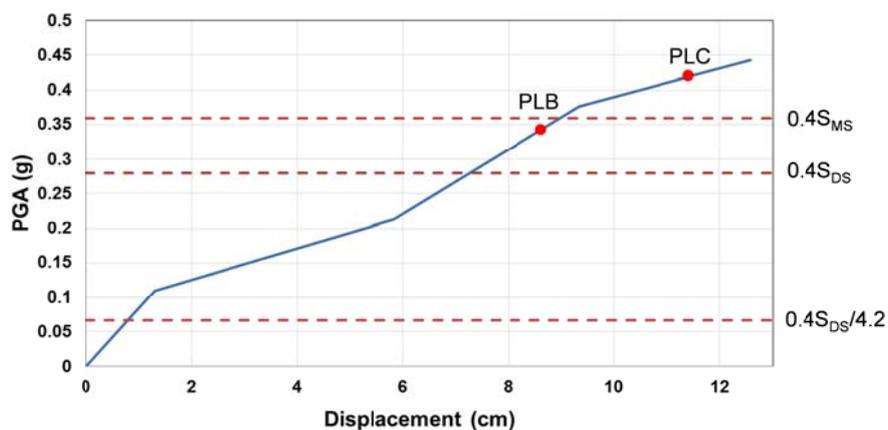


圖 7.45 翼牆補強之地表加速度與位移圖

【資料來源：本研究製作】

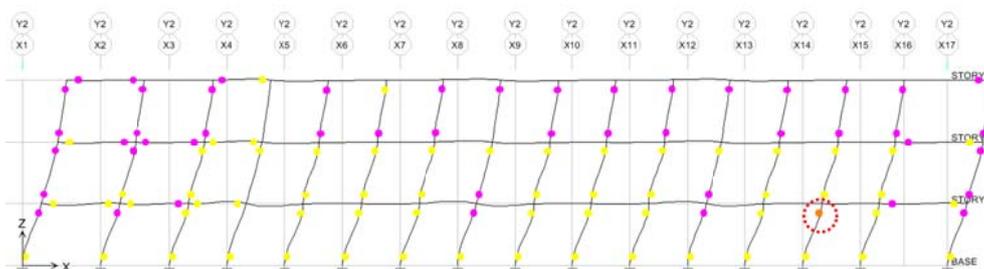


圖 7.46 Y2 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究製作】

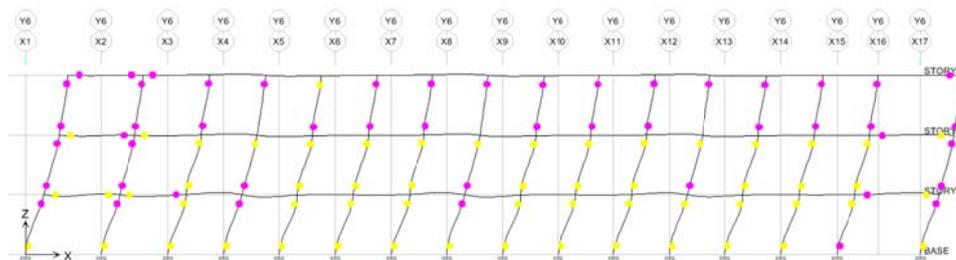


圖 7.47 Y6 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究製作】

五、外部式鋼框架補強

1.補強配置

由於某些建物施作耐震補強時，考量內部補強空間受限，無法採用擴柱或鋼板包覆等補強方式，故本案例採用外部式鋼框架補強為示範，可解決上述之耐震補強問題。該校舍外配置三組外部式鋼框架補強，進行耐震能力評估之探討。圖 7.48 為外部鋼框架補強之側視圖。

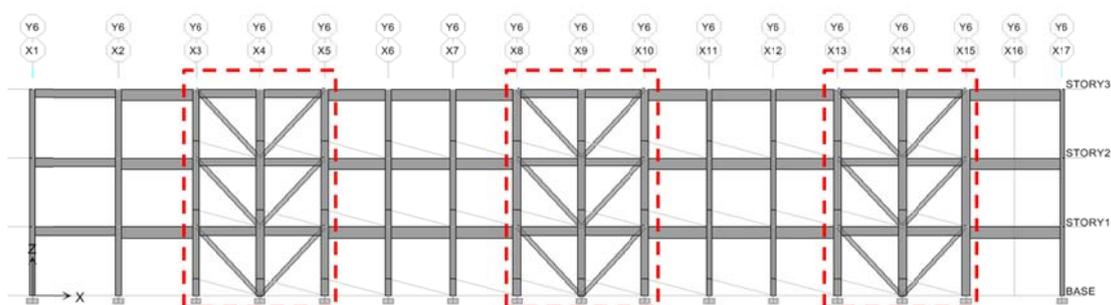


圖 7.48 Y6 平面側視圖補強配置

【資料來源：本研究製作】

2.補強斷面分析

外部式鋼框架補強係將鋼框與梁柱結合，進而提升整體之耐震能力。梁柱與鋼框結合部分屬於混合斷面，於 EATAB 內無法建置斷面，故將其等值成混凝土之面積以及慣性矩。圖 7.49、圖 7.50 為外部式鋼框架與梁柱組合而成之斷面圖，圖 7.51、圖 7.52 分別為柱與鋼框架混合斷面、梁與鋼框架混合斷面之 PM-Curve，圖 7.53 為外部式鋼框架 3D 模型之示意圖，圖 7.54 為以 3D 模型繪製一簡單建築物增設外掛式鋼框架之簡單示意圖，

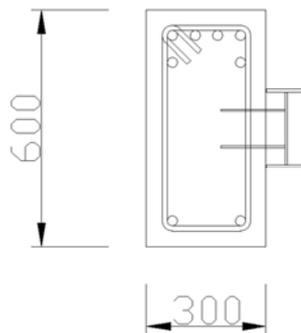
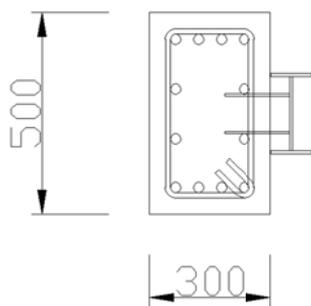


圖 7.49 柱與鋼框架組成之混合斷面 圖 7.50 梁與鋼框架組成之混合斷面

【資料來源：本研究製作】

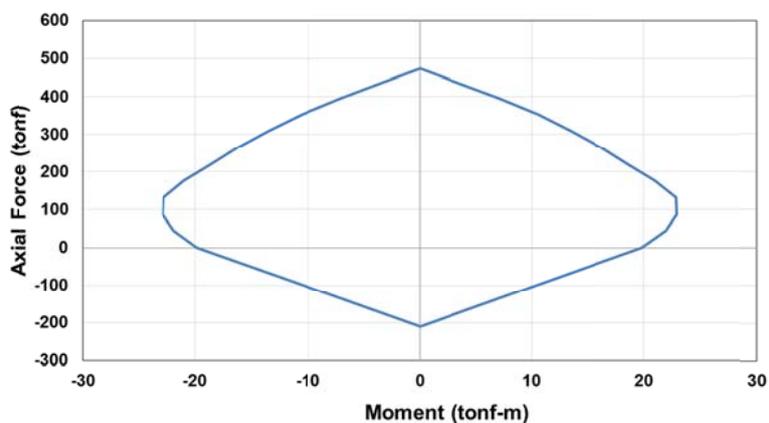


圖 7.51 柱與鋼框架之混合斷面之 PM-Curve (壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究自行製作】

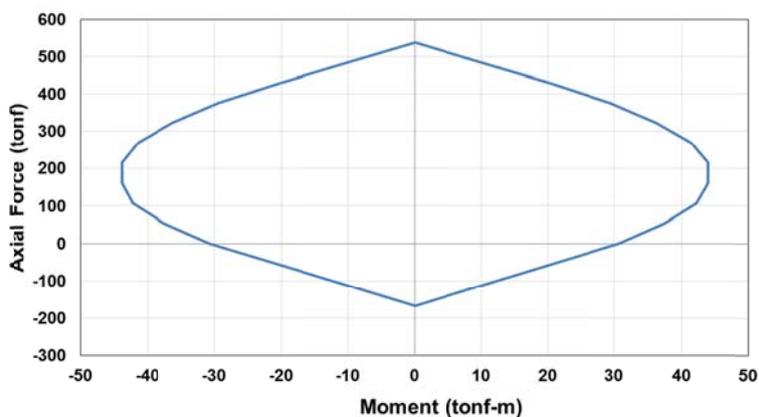


圖 7.52 梁與鋼框架之混合斷面之 PM-Curve (壓為正、拉為負)

【資料來源：本研究製作】

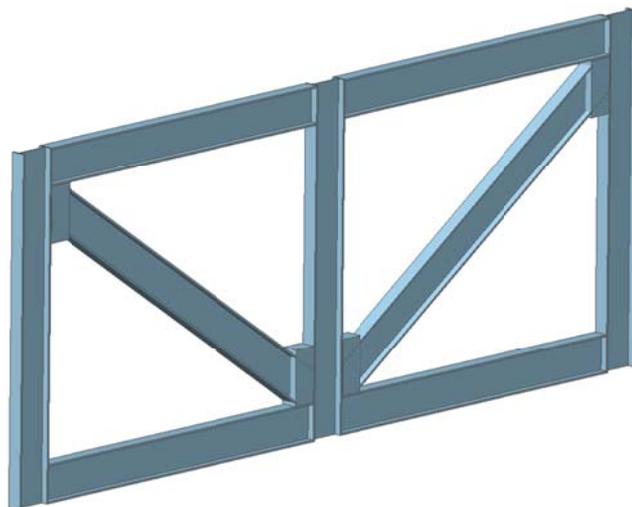


圖 7.53 外部式鋼框架 3D 示意圖

【資料來源：本研究自行製作】

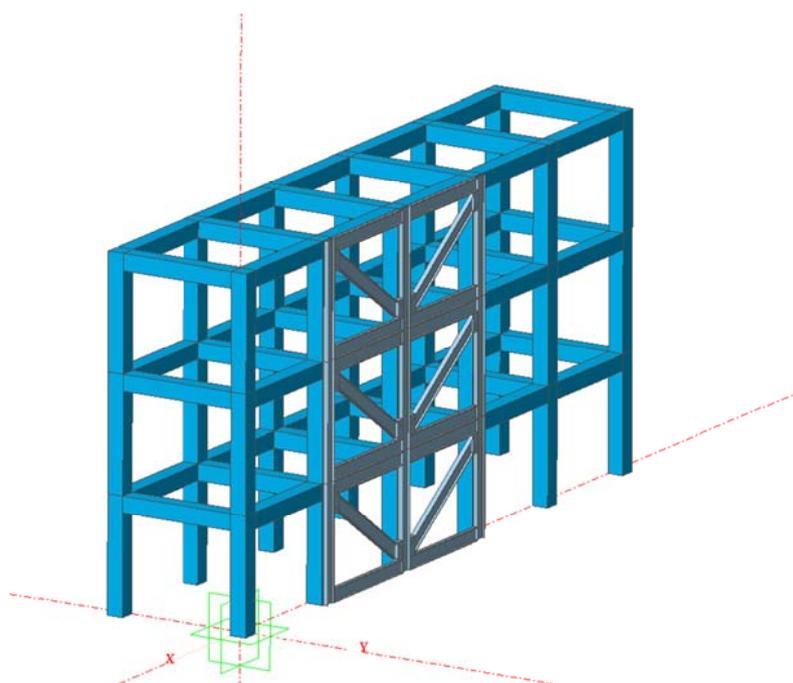


圖 7.54 建築物外部式鋼框架補強示意圖

【資料來源：本研究自行製作】

3.補強結果

將外部式鋼框架建置進入模型後，重新進行分析，可藉由 SERCB 分析其地表加速度與位移關係圖(圖 7.55)，並計算 PLB 與 $0.4S_{DS}$ 比較。將 PLB 會至於地

表加速度與位移圖可明顯看出，其以符合規範要求，故此補強結果符合耐震需求。由圖 7.56 可知 Y6 平面最終破壞之情況，其鋼框架之斜撐以破壞。

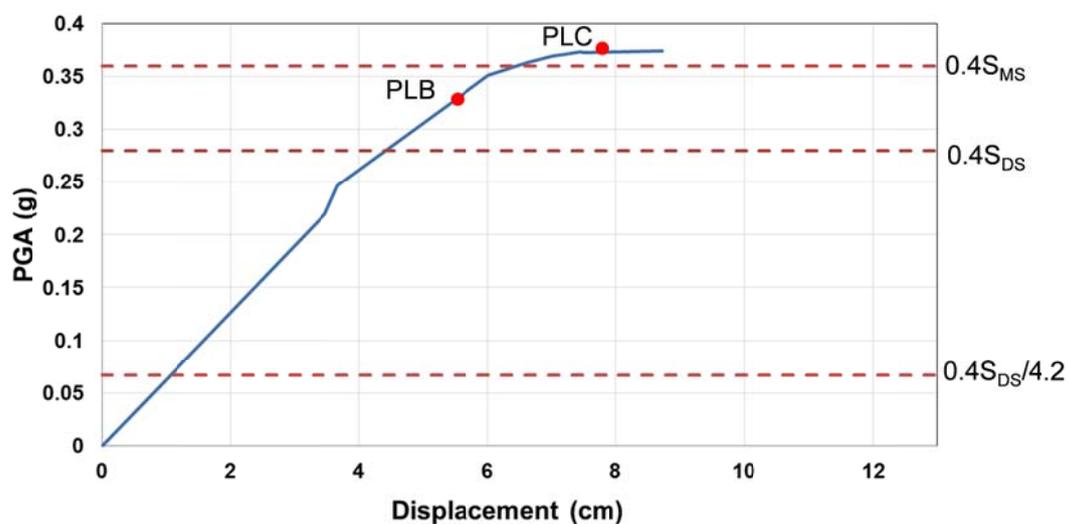


圖 7.55 外部式鋼框架補強之地表加速度與位移圖

【資料來源：本研究自行製作】

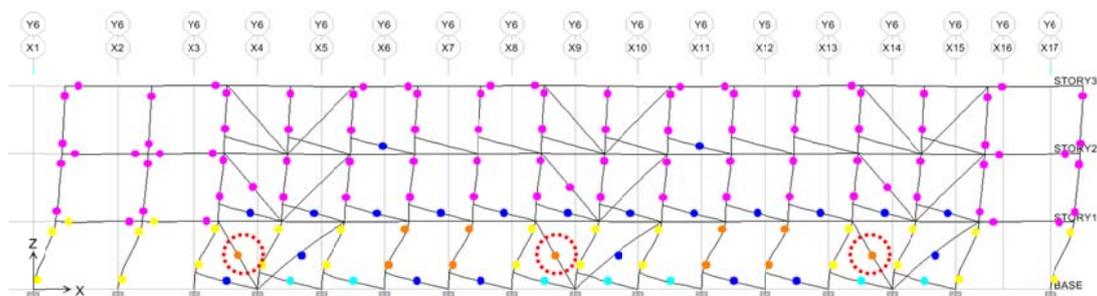


圖 7.56 Y6 平面最終破壞結果

【資料來源：本研究自行製作】

第八章 結論與建議

第一節 結論

本研究主要是透過國內外的補強資料蒐集，了解國內目前常用補強工法之特性與國外適用於國內之補強工法進行補強分析模組的開發，而相關的分析組組也已開發完成，並進行驗證，茲將研究成果做以下結論：

1. 目前開發之補強模組有翼牆補強、RC 包覆強度補強、RC 包覆韌性補強、鋼板包覆強度補強、鋼板包覆韌性補強、RC 剪力牆補強、內嵌式鋼斜撐構架補強及外部式鋼斜撐構架補強，各補強模組也經過初步的分析驗證，分析結果雖然與實驗結果仍有誤差，但誤差不大，應可做為實際補強分析工具。
2. 本研究之補強分析模組所牽涉之分析斷面較為複雜，且斷面多樣，因此在視窗介面的斷面編輯與現行之 SERCBWin 的介面有較大的改變，而此部份的操作說明將於使用手冊中呈現。
3. 根據蒐集資料可知，日本不論在校舍或集合住宅中大量的使用鋼斜撐構架進行補強，仍因其具有良好的補強效果外，同時也具有良好的施工性，對於施工週遭環境、室內空間與採光的影響也不大，因此值得國內推行的補強工法，而從本研究所提之分析方法進行案例分析，分析結果也證實有良好的補強效果，整體耐震能力的提升亦不比翼牆補強差。
4. 從 1980 至今國內已有相當多的補強相關研究報告、手冊與規範，不論在學理或工程上都有相當大的貢獻。但大部份的研究報告都以實驗、工法的施工細節與步驟及理論上的探討，很少有將構件補強分析的研究成果程式化，提供業界使用，如此往往造成學界與業界的不同調。再者，目前國內之耐震能力評估皆以容量震譜法為基礎，因此在分析時需求取構件之塑性鉸，然而，現有之分析軟體並無提供構件補強後之塑性鉸分析功能，如要工程師自行分析實有難處，希冀本研究所開發出耐震補強分析模組能對國內工程師在進行耐震補強設計分析時有所幫助。

第二節 建議

建議一

短期建議：舉辦研討會，將此補強系統推廣至業界

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：台灣建築中心

目前本研究建立之構件補強分析，包含翼牆補強、鋼板包覆韌性補強、RC 包覆補強，其分析與實驗所得之結果雖說不能完全吻合，但其整體之結果應可被接受，未來也將這些補強方法與流程程式化，並併入 SERCB 系統內。因補強模組仍以 SERCB 之分析核心進行開發，因此在分析的輸入參數與操上頗為複雜，想要了解其操作重點，各輸入參數之意義，除閱讀書面報告資料外，最好透過研討會，經研究團隊之講解，可以較快熟悉此套程式之功能與運作。

建議二

中、長期建議：施作關於鋼斜撐構架補強(內嵌式、外部式)之反覆載重試驗

主辦機關：內政部建築研究所

鋼斜撐構架補強工法在日本已有相當的應用實務，且具有相當多的研究成果，而國內在過去也有相關學者進行鋼框架補強實驗，但由於實驗的配置與現場實際補強之工法差異甚大(鋼框或鋼斜撐之型式與配置方式)，而本研究所開發之複合斷面型式，仍以工程實務常用之型式來開發，因此無法進行分析比對，故希望未來能有針對工程實務常用型式與配置之鋼斜撐補強工法的試驗，以作為國內工程師設計參考及學者學術分析之用。

附錄 A 補強模組使用手冊

此次補強模組修改原程式斷面檔以及新增材料性質檔，於附錄將介紹其功能。

一、視窗介面介紹

1 斷面定義編輯(*.sect 梁柱斷面)

在分析完牆斷面及牆資料檔後，相關檔案視窗裡會出現*.SECT 和*.MET 檔，如果使用者有需要對*.SECT 檔做修改(通常梁的配筋需要使用者自己定義)，點選*.SECT，則主視窗中會顯示輸入視窗，若使用者欲編輯斷面資訊，點擊 Modify，如圖 A.1：

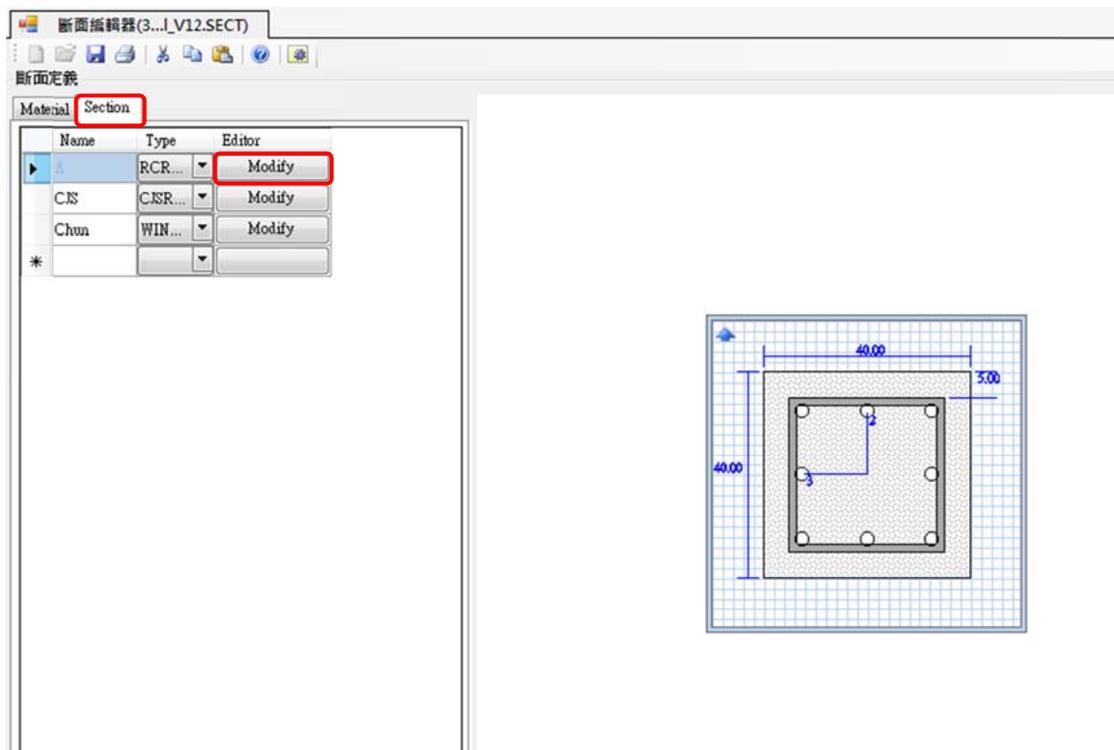


圖 A.1 斷面編輯視窗

- (1) Name：斷面的名稱，配合ETABS中所設定的斷面名稱。
- (2) Type：斷面的形狀。

在此視窗中使用者可任意的修改斷面參數。其中，有兩個較為常用功能，斷

面值設定(圖 A.2)與鋼筋斷面配置編輯視窗(圖 A.3)，以下分別就這兩功能做介紹：

(1) 斷面值設定

按下功能鈕後，會出現一個斷面編輯器視窗，在視窗左側中可以制定所需要的參數，右側為顯示斷面之示意圖，欲編輯斷面的配筋資料，點選 Steel Loc，如圖 A.2。

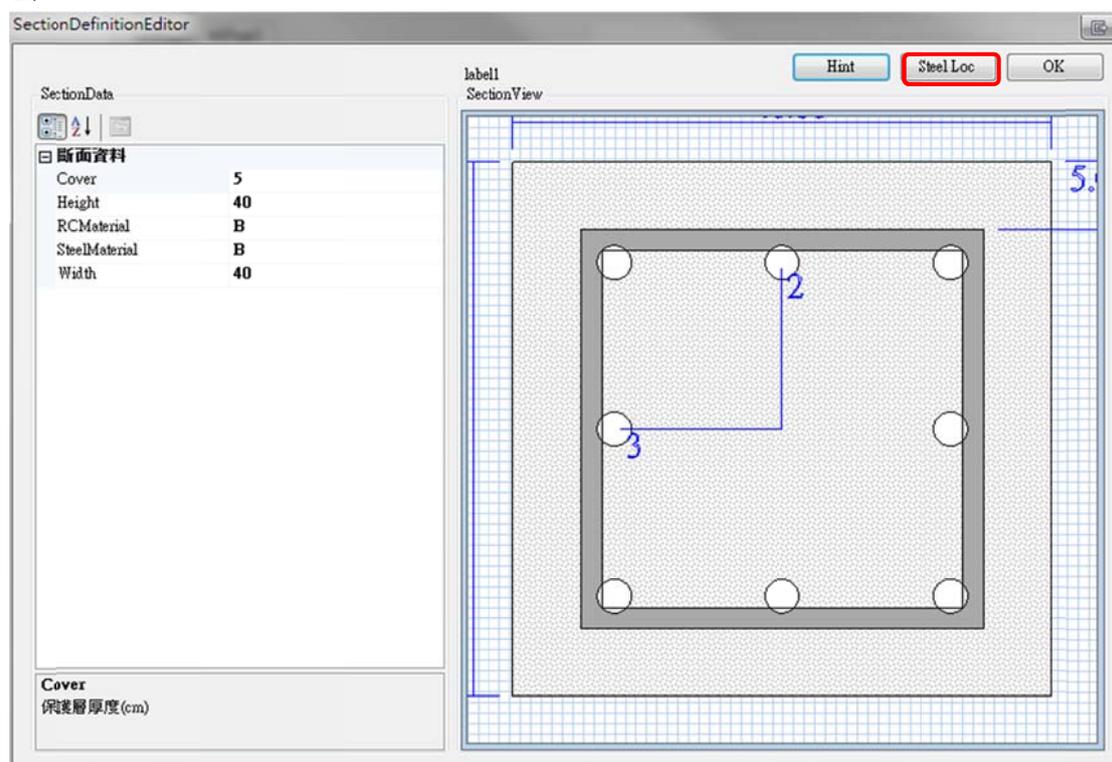


圖 A.2 斷面編輯器視窗

- (1) Width：斷面寬度，預設的單位為cm。
- (2) Height：斷面高度，預設的單位為cm。
- (3) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (4) RCMaterial：鋼筋混凝土的材料性質。
- (5) SteelMaterial：鋼筋的材料性質。
- (6) SteelLoc：斷面的配筋資料。

(2) 斷面輔助視窗

輔助視窗除了可以讓使用者清楚的知道斷面的尺寸及配筋情況(圖 A.3)，同時也提供了修改配筋的功能。

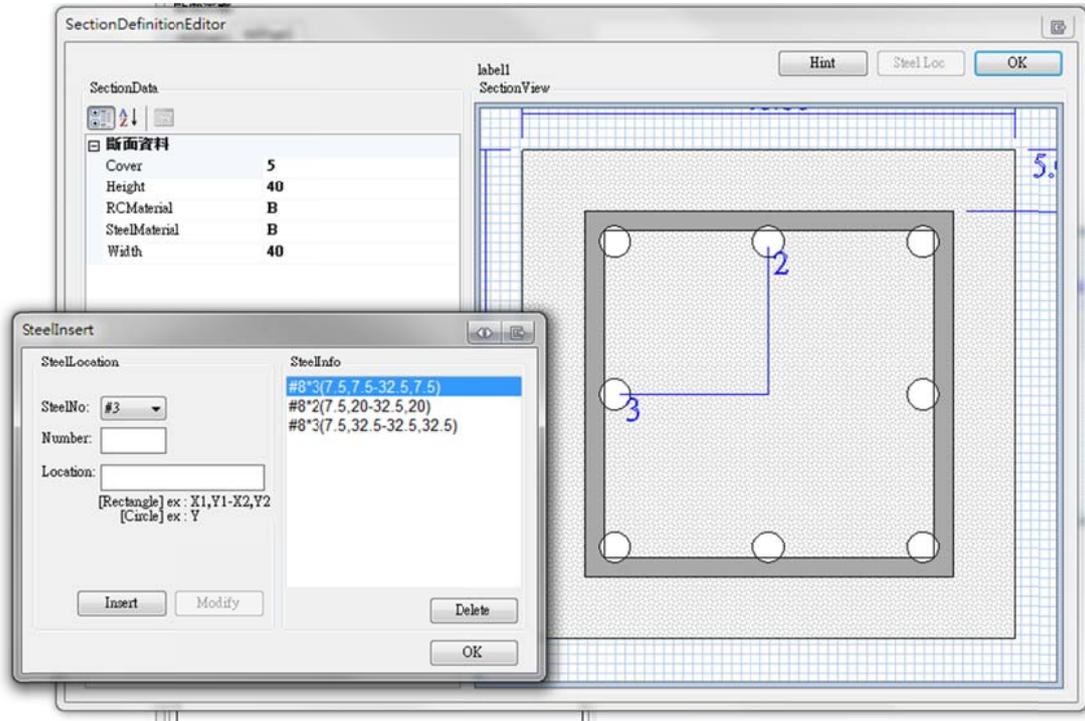


圖 A.3 鋼筋斷面配置編輯視窗

- (1) SteelNo：鋼筋編號。
- (2) Number：鋼筋數量。
- (3) Location：鋼筋位置。
- (4) SteelInfo：斷面的配筋資料顯示區。

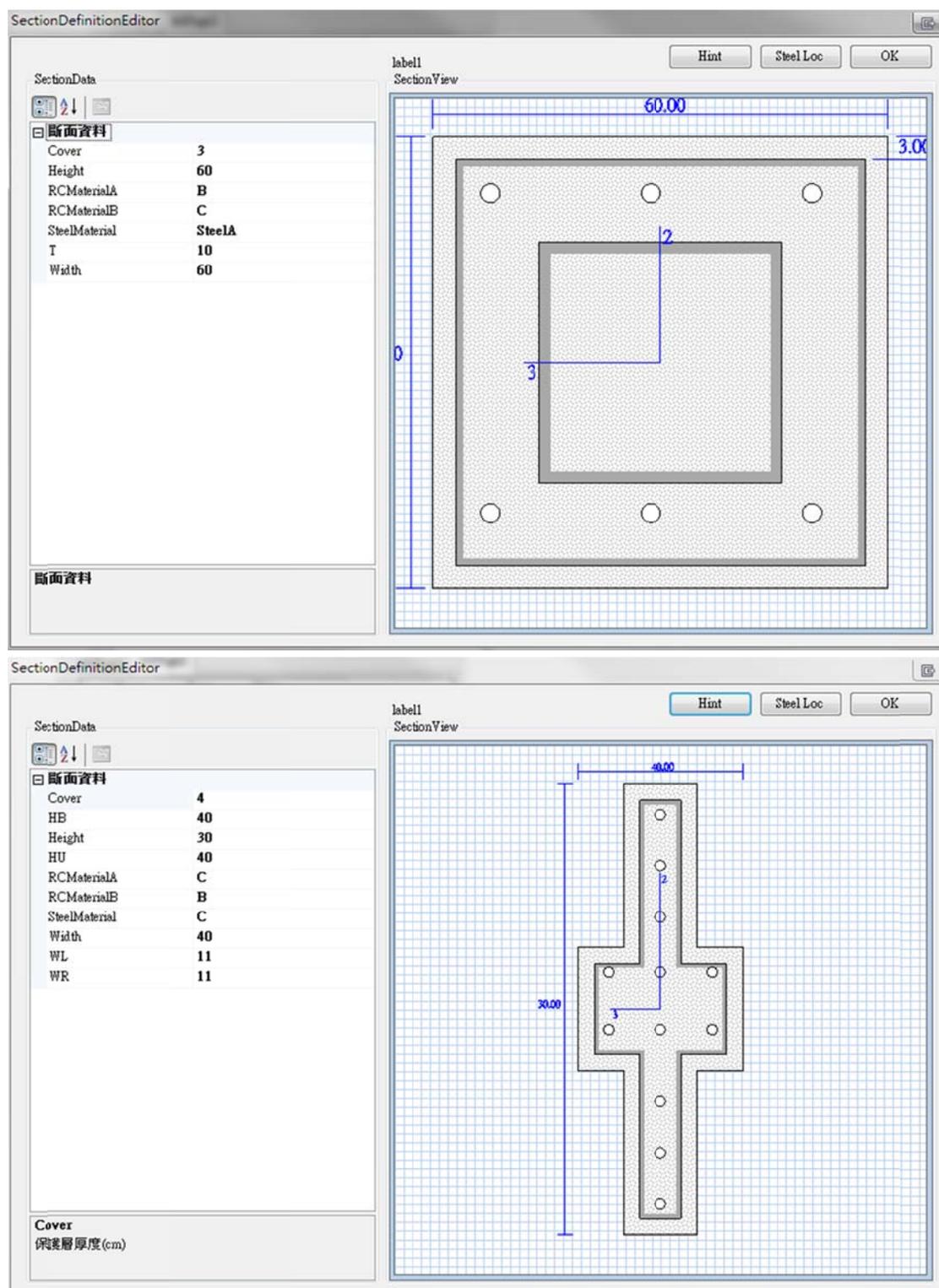


圖 A.4 梁柱斷面編輯視窗

- (1) Width：斷面直徑，預設的單位為cm。
- (2) Height：斷面直徑，預設的單位為cm。
- (3) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。

- (4) RCMaterialA：原斷面鋼筋混凝土的材料性質。
- (5) RCMaterialB：新斷面鋼筋混凝土的材料性質。
- (6) SteelMaterial：鋼筋之材料性質。
- (7) WL：翼牆左側至原柱左側之距離，預設的單位為cm。
- (8) WR：翼牆右側至原柱右側之距離，預設的單位為cm。
- (9) HU：翼牆頂端至原柱頂端之距離，預設的單位為cm。
- (10) HB：翼牆底端至原柱底端之距離，預設的單位為cm。

2 材料性質定義編輯(*.met 梁柱斷面)

圖 A.5 為新增補牆模組後所改版之材料性質及斷面參數編輯視窗，相關檔案視窗裡會出現*.MET 檔，如果使用者有需要對*.MET 檔做修改，可在*.MET 上按滑鼠兩下，則主視窗中會出一標籤頁：

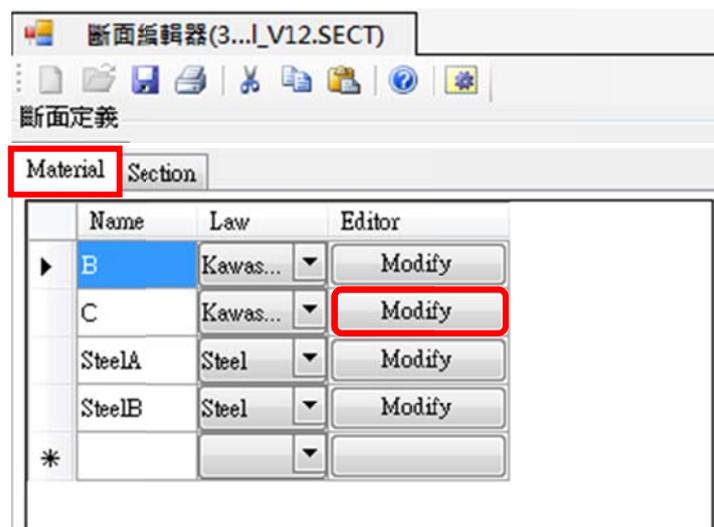


圖 A.5 材料斷面編輯視窗

- (1) Name：斷面的名稱，配合ETABS中所設定的斷面名稱。
- (2) Law：材料組成律。

(1)材料設定

使用者欲編輯材料設定，則需選取 Material 區塊後按下 Modify，如圖 A.5。按下功能鈕後，會出現一個材料編輯器視窗，在視窗左側中可以制定所需要的參數，右側則會顯示材料組成律之示意圖，如圖 A.6。

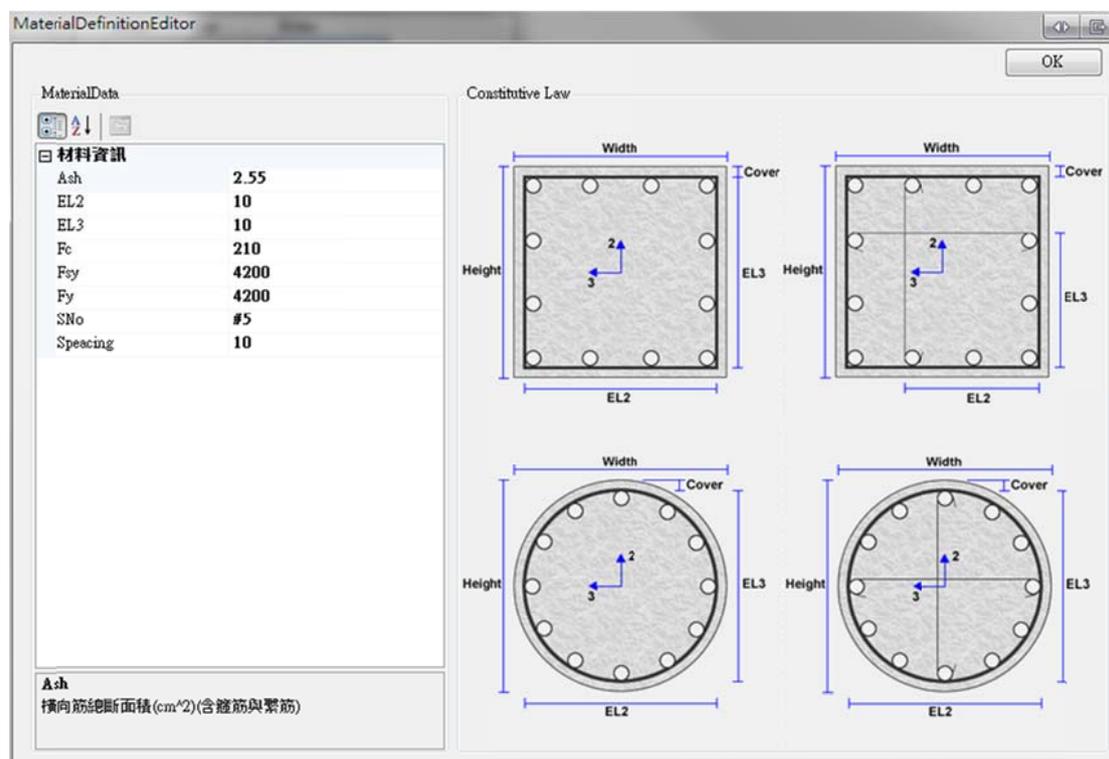


圖 A.6 材料斷面編輯視窗

- (1) Ash：橫向鋼筋通過之斷面積(單跟，預設單位cm²)。
- (2) EL(2)：垂直2軸之箍筋間距。
- (3) EL(3)：垂直3軸之箍筋間距。
- (4) Fc：混凝土試體28天的抗壓強度f^c，預設的單位為kgf/cm²。
- (5) Fy：主筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。
- (6) Fsy：箍筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。
- (7) SNo：箍筋的號數，可以使用#8、D10或d10等符號。
- (8) Spacing：箍筋的間距，預設的單位為cm。

二、系統檔案格式

1 斷面資訊檔(*.SECT)

說明：

檔案主要分成四個部份：

單位定義描述區段：設定資料使用的單位格式

各補強模組之斷面定義區段：主要定義斷面的尺寸及材料資訊

斷面主筋配置定義區段：定義斷面的主筋配置型式資訊

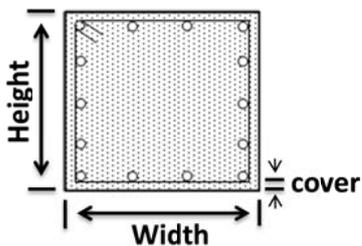
H型鋼配置定義區段：定義斷面內之H型鋼之基本參數

單位定義描述區段：

```
$ Unit
kgf-cm 單位：KGF-CM, Ton-m, kN-m, kN-cm, Kip-in
```

各補強模組之斷面定義區段：

(a) 鋼筋混凝土矩形斷面：

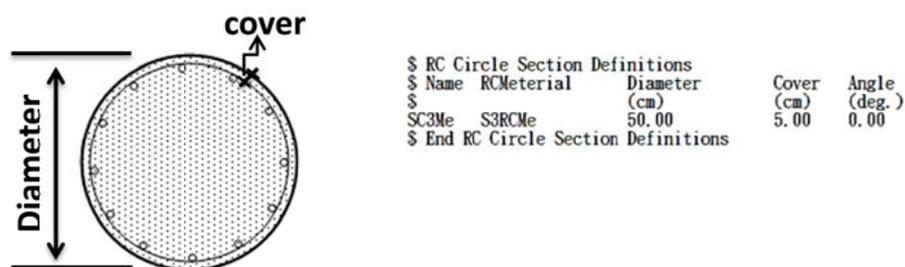


```
$ RC Rectangle Section Definitions
$ Name RCMaterial Width Height Cover Angle
$ (cm) (cm) (cm) (deg.)
SC3Me S3RCMe 50.00 50.00 5.00 0.00
$ End RC Rectangle Section Definitions
```

斷面定義

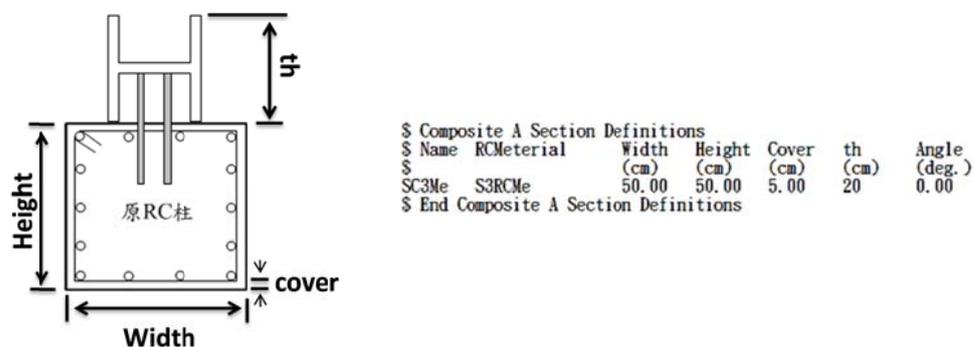
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) Width：斷面寬度，預設的單位為cm。
- (4) Height：斷面高度，預設的單位為cm。
- (5) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(b) 鋼筋混凝土圓形斷面:



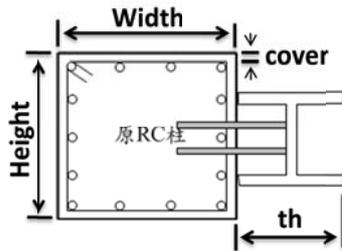
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) Diameter：圓形斷面的直徑，預設的單位為cm。
- (4) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (5) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(c) 鋼筋混凝土與 H 型鋼之混合斷面 A:



- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (4) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (5) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) th：原柱頂端至H型鋼邊緣之距離，如上圖所示，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(d) 鋼筋混凝土與 H 型鋼之混合斷面 B:

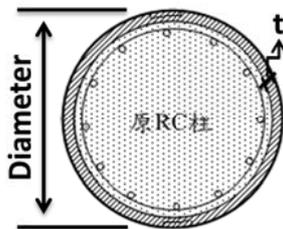


```

$ Composite Right Section Definitions
$ Name RCMaterial Width Height Cover th Angle
$ (cm) (cm) (cm) (cm) (deg.)
SC3Me S3RCMe 50.00 50.00 5.00 20.00 0.00
$ End Composite Right Section Definitions
    
```

- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (4) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (5) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) th：原柱頂端至H型鋼邊緣之距離，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(e) 鋼板包覆強度補強(圓形):

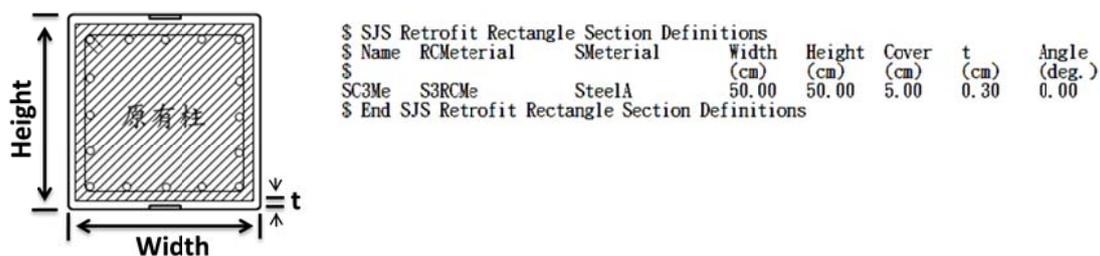


```

$ SJS Retrofit Circle Section Definitions
$ Name RCMaterial SMaterial Diameter Cover t Angle
$ (cm) (cm) (cm) (cm) (cm) (deg.)
SC3Me S3RCMe SteelA 50.00 5.00 10.00 0.00
$ End SJS Retrofit Circle Section Definitions
    
```

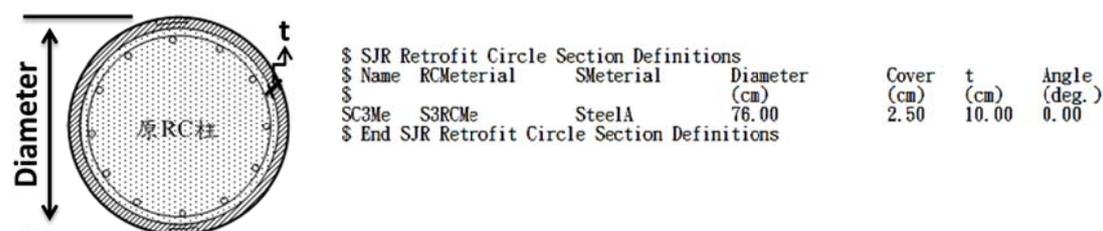
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) SMaterial：鋼筋材料性質。
- (4) Diameter：圓形斷面的直徑，預設的單位為cm。
- (5) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) t：鋼板厚度，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(f) 鋼板包覆強度補強(矩形):



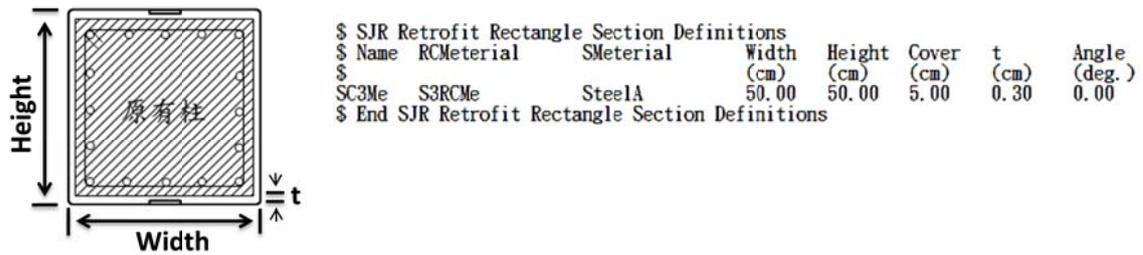
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) SMaterial：鋼筋材料性質。
- (4) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (5) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (6) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (7) t：鋼板厚度，預設的單位為cm。
- (8) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(g) 鋼板包覆韌性補強(圓形):



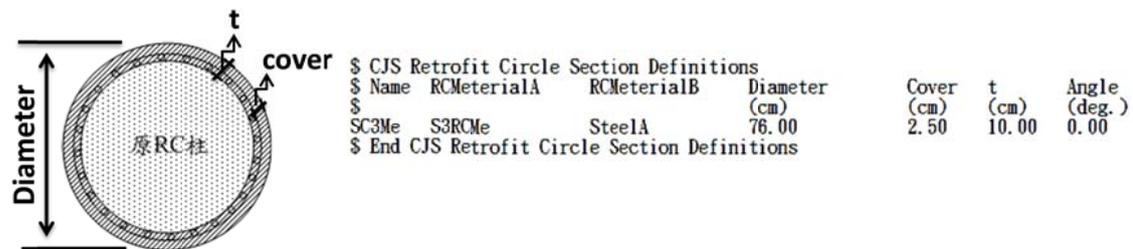
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) SMaterial：鋼筋材料性質。
- (4) Diameter：圓形斷面的直徑，預設的單位為cm。
- (5) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) t：鋼板厚度，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(h) 鋼板包覆韌性補強(矩形):



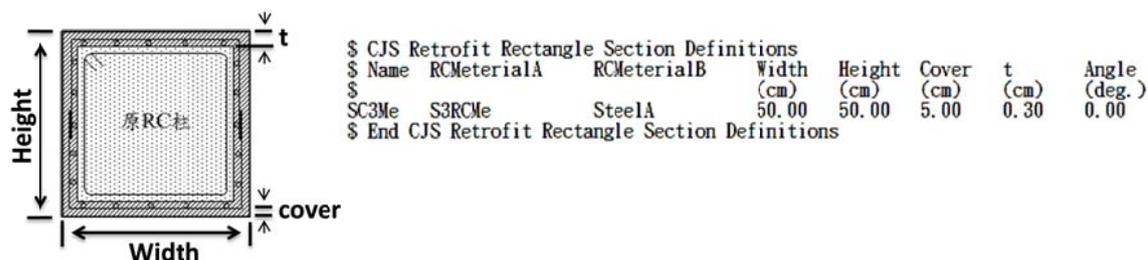
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterial：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) SMaterial：鋼筋材料性質。
- (4) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (5) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (6) Cover：保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (7) t：鋼板厚度，預設的單位為cm。
- (8) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(i) 混凝土擴柱強度補強(圓形):



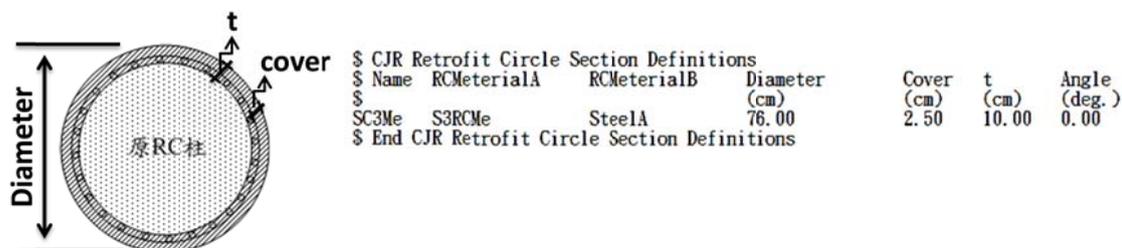
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterialA：原斷面鋼筋混凝土材料性質。
- (3) RCMaterialB：新斷面鋼筋混凝土材料性質。
- (4) Diameter：圓形斷面的直徑，預設的單位為cm。
- (5) Cover：新斷面保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) t：擴柱厚度，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(j) 混凝土擴柱強度補強(矩形):



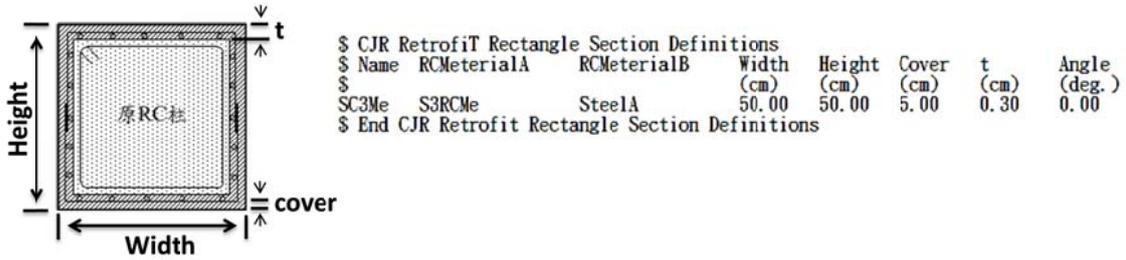
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterialA：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) RCMaterialB：鋼筋混凝土材料性質。
- (4) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (5) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (6) Cover：新斷面保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (7) t：擴柱厚度，預設的單位為cm。
- (8) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(k) 混凝土擴柱韌性補強(圓形):



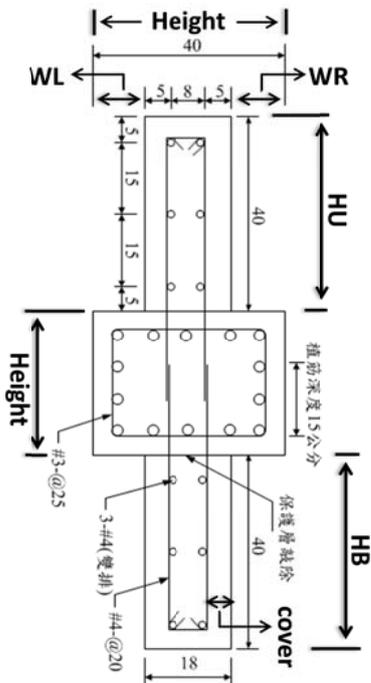
- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterialA：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) RCMaterialB：鋼筋混凝土材料性質。
- (4) Diameter：圓形斷面的直徑，預設的單位為cm。
- (5) Cover：新斷面保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (6) t：擴柱厚度，預設的單位為cm。
- (7) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(l) 混凝土擴柱韌性補強(矩形):



- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterialA：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) RCMaterialB：鋼筋混凝土材料性質。
- (4) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (5) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (6) Cover：新斷面保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (7) t：擴柱厚度，預設的單位為cm。
- (8) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

(m) 翼牆補強:



```

$ WingWall A Section Definitons
$ Name RCMaterialA RCMaterialB Width Height Cover WL WR HU HB Angle
$ (cm) (cm) (cm) (cm) (cm) (cm) (cm) (cm) (deg.)
SC3Me S3RCMe S3RCMe 40.00 50.00 5.00 11.00 11.00 40.00 40.00 0.00
$ End WingWall A Section Definitions
    
```

- (1) Name：斷面的名稱。
- (2) RCMaterialA：鋼筋混凝土材料性質。
- (3) RCMaterialB：鋼筋混凝土材料性質。
- (4) Width：原斷面寬度，預設的單位為cm。
- (5) Height：原斷面高度，預設的單位為cm。
- (6) Cover：新斷面保護層的厚度，預設的單位為cm。
- (7) WL：翼牆左側至原柱左側之距離，預設的單位為cm。
- (8) WR：翼牆右側至原柱右側之距離，預設的單位為cm。
- (9) HU：翼牆頂端至原柱頂端之距離，預設的單位為cm。
- (10) HB：翼牆底端至原柱底端之距離，預設的單位為cm。
- (11) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

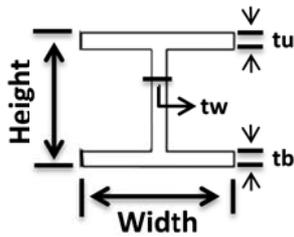
斷面主筋配置定義區段：

```

$ Steels Location
$ Name Material No. X Y
SC3Me Steel #5 38.000 4.240
SC3Me Steel #5 45.019 4.978
SC3Me Steel #5 51.731 7.159
SC3Me Steel #5 57.844 10.688
SC3Me Steel #5 63.089 15.410
SC3Me Steel #5 67.237 21.120
SC3Me Steel #5 70.108 27.568
SC3Me Steel #5 71.575 34.471
SC3Me Steel #5 71.575 41.529
SC3Me Steel #5 70.108 48.432
SC3Me Steel #5 67.237 54.880
SC3Me Steel #5 63.089 60.590
SC3Me Steel #5 57.844 65.312
SC3Me Steel #5 51.731 68.841
SC3Me Steel #5 45.019 71.022
SC3Me Steel #5 38.000 71.760
SC3Me Steel #5 30.981 71.022
SC3Me Steel #5 24.269 68.841
SC3Me Steel #5 18.156 65.312
SC3Me Steel #5 12.912 60.590
SC3Me Steel #5 8.763 54.880
SC3Me Steel #5 5.892 48.432
SC3Me Steel #5 4.425 41.529
SC3Me Steel #5 4.425 34.471
SC3Me Steel #5 5.892 27.568
SC3Me Steel #5 8.763 21.120
SC3Me Steel #5 12.912 15.410
SC3Me Steel #5 18.156 10.688
SC3Me Steel #5 24.269 7.159
SC3Me Steel #5 30.981 4.978
$ End Steels Location
    
```

- (1) 預設的單位為cm。
- (2) Name：為斷面名稱，與「各補強模組之斷面定義區段」中的斷面名稱相互對應。

H型鋼配置定義區段：



\$ H Steel Datas And Locations											
\$Name	Material	Width	Height	tw	tu	tb	X	Y	Fy	Angle	
\$		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)				(deg.)	
HSD	HSDMe	40.00	50.00	1.20	0.80	0.60	11.00	40.00	4200.00	0.00	
\$ End H Steel Datas And Locations											

H 型鋼斷面定義

- (1) 預設的單位為kgf-cm。
- (2) \$可有可無，可以當成是註解。
- (3) Name：斷面的名稱。
- (4) Material：材料性質，配合met中所設定的性質。
- (5) Width：斷面寬度，預設的單位為cm。
- (6) Height：斷面高度，預設的單位為cm。
- (7) tw：H型鋼腹板厚度，預設的單位為cm。
- (8) tu：H型鋼上翼板厚度，預設的單位為cm。
- (9) tb：H型鋼下翼板厚度，預設的單位為cm。
- (10) X：X方向的座標。
- (11) Y：Y方向的座標。
- (12) Fy：主筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。
- (13) Angle：斷面主軸與局部座標系統之夾角，單位為度，目前僅支援0 度。

2 材料性質檔(*.MET)

說明：

檔案主要分成三個部份：

單位定義描述區段：設定資料使用的單位格式

混凝土組成律定義區段：主要定義混凝土之組成律及混凝土參數

鋼筋組成律定義區段：定義鋼筋參數

單位定義描述區段：

\$Unit

KGF-CM

(1) 預設的單位為kgf-cm。

混凝土組成律定義區段：

可選擇Kawashima、Mander兩種組成律之其中一種作為輸入。

(2) Name：斷面的名稱，配合sect檔中所設定的斷面名稱。

(3) Fc'：混凝土試體28 天的抗壓強度，預設的單位為kgf/cm²。

(4) Fy：主筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。

(5) Fsy：箍筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。

(6) SNo：箍筋的號數，可以使用#8、D10 或d10 等。

(7) Asd：橫向鋼筋通過之斷面積

(8) Spacing：箍筋的間距，預設的單位為cm。

(9) EL(2)：垂直2軸之箍筋根數。

(10) EL(3)：垂直3軸之箍筋根數。

鋼筋組成律定義區段：

(11) Name：斷面的名稱，配合sect檔中所設定的斷面名稱。

(12) Fy：主筋的降伏強度，預設的單位為kgf/cm²。

(13) ES:鋼筋彈性模數

\$ Unit
KGF-CM

單位 : KGF-CM, Ton-m, kN-m, kN-cm,

```
$ Kawashima constitutive law
$Name Fc' Fy Fsy SNo Asd Spacing EL(2) EL(3)
S3RCMe 280.0 4000.0 #3 3 13.0
$ End Kawashima constitutive law
```

混凝土組成律

```
$ Mander constitutive law
$Name Fc' Fy Fsy SNo Asd Spacing N2 N3
S3RCMe 260.0 3500.0 5000.0 #3 3 13.0 2 2
$ End Mander constitutive law
```

```
$ Steel stress strain
$Name Fy Es
Steel 3500 2040000
SteelA 3500 2040000
End steel stress strain
```

鋼筋組成律

附錄 B 初審簡報專家審查意見與答覆

審查委員發言單與廠商回應一覽表

甄審成員	甄審成員意見	廠商回應
林召集人建宏	<p>1. 本案係就已開放使用之 SERCB 模組系統進行提升，因此(1)系統操作方便性、效率及準確性，應納入考量。(2)另友善人機介面，使用手冊完整度及案例分析等，均有助於推廣應用，以提升差異接受度及使用率，應予重視。</p> <p>2. 本案研究過程中，建議多聽取業界意見，完成後可洽請相關分會及從業人員試用，以廣泛徵詢回饋意見。</p> <p>3. 本案計畫中，規劃3次專家座談會，建議先妥為規劃召開之期程，俾符效益。</p> <p>4. 本案系統完成後，建議在本所辦理訓練課程，以便本所相關研究人員了解並會使用。</p>	<p>1. 本案程式相關模組已與實驗結果進行比對，並通過相關單位之認證。</p> <p>2. 本案軟體為視窗化軟體，提供使用者視覺化方式輸入，及檢核方式，現階段也廣為業界所使用。</p>
王甄審成員亭復	<p>對於原有未含補強前之 SERCS 軟體，後續依國外最新研究予以改善，對於補強分析，則於國內有相關研究結果時予以改善。</p>	<p>對於原有未含補強前之 SERCS 軟體，將依國外最新研究成果予以改善。</p>
蔡甄審成員東和	<p>在本案補強模組中，計畫加入鋼框架、斜撐之補強設計，未來能否將 BRB 及鋼板剪力牆也納入。</p>	<p>目前是以國內常見之補強方式為主，若後續國內需求增加，將考慮納入未來研究。</p>

<p>陳甄審 成員正 平</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議本案涵蓋鋼框架斜撐之周邊固定方法及計算例。 2. 外加構架建議涵蓋接合設計。 3. 翼牆之研究，建議理論分析規範能一致。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將鋼框架等值為斜撐型式，即可求得水平及垂直分力，以此力量可檢核周邊梁柱固定所需之強度。 2. 外加構架為國外之補強方式，目前本案仍以國內常見補強方式為主，外加構架將以探討方式加以說明。
<p>蘇甄審 成員錦 江</p>	<p>建議於本案研究完成，提供確實訓練與付費使用之服務。</p>	<p>本案軟體於 96 年公佈即免費提供業界使用，並已辦理多場推廣訓練研討會。</p>
<p>陶甄審 成員其 駿</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議本案對於補強工法之選取，應以常見(較多者)補強方式為主，再以適用於台灣之工法為輔。 2. 未來相關成果報告之呈現，建議將本案為何選擇 ETABS 或 MIDAS 做為模組開發之依據，請增列相關之說明，並請評估引用其他非商用軟體之可行性。 	<p>當初 SERCB 開發時，是依據國內業界常用之分析軟體，若後續有新的分析軟體，將會開發相容之模組。</p>
<p>厲甄審 成員妮 妮</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本案招標需求說明之「預期成果及效益」第 1 點提及蒐集國外最近 5 年各種建築物之補強案例，請問是否已有預定的標的？請略述之。 2. 本案企畫書第 8 頁第 1 點第 3 項「操作手冊」，及第 18 頁甘特圖工作項目「操作手冊」，與招標需求說明之「預期成果及效益」，第 3 點「程式使用手冊」是否同為一份手冊？如是，請統一以招標需求說明為準。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 目前蒐集將近 50 個案例，未來將選擇適用於國內之工法，做進一步探討。 2. 本案內容文字，將予以統一。

附錄 C 期中報告審查委員意見與答覆

一、時間：101 年 7 月 11 日（星期三）上午 9 時 30 分

二、地點：本所簡報室

三、主持人：鄭主任秘書元良

記錄：鄒本駒、劉青峰

四、出席人員審查意見（依發言順序）：

（一）「**鋼筋混凝土建築物耐震能力評估平台－SERC B 補強模組之開發與建築物評估補強案例編撰**」案：

中華民國全國建築師公會 陳建築師鵬欽：

1. 國內外補強案例宜再多蒐集，尤其是日本案例。日本環境與台灣相同，同是多震之國家，足以借鏡其補強案例。
2. 本計畫成果使用者將為業界，應加強與使用者的互動機能。程式使用手冊，應具備讓使用者充分了解程式的內涵，且應舉辦研討會。程式設計者與使用者應充分溝通，由使用者之回饋去修正程式之不便或錯誤。
3. 實驗與程式經常忽略樓版的存在，係因受實驗裝置與程式限制而無法做到，但仍應考慮如何模擬。

邱顧問昌平：

1. SERCB 系統已發展多年，有利於 RC 建築物補強前後之耐震能力評估，本計畫採國內翼牆、擴柱與 RC 牆等方式外，另介紹日本所用之正面、背面及左、右兩例外加鋼構之方式於上述系統之應用，值得肯定。
2. 第二章耐震補強施工法回顧宜探討國內中小學補強案例（第四節目前只有 2 所日本學校的案例），為何鋼框（面內與面外等）少用，請探討其原因。

邱教授垂德：

1. 研究方向與內容及初步成果符合預期。
2. 為能將所開發之評估平台普遍獲得應用，協助基層工程人員，甚至業主進行建築物之補強，建議補強設計及施工程序的說明，採用 3 維視覺化

表示，並增加案例分析報告中的案例加列國內案例。

陳建築師清楠：

1. 內容層次分明，推論合理，惟欠缺國內案例，建議加以補充。

鍾教授立來：

1. 研究團隊與建研所長期合作，推動耐震詳細評估與補強之研發，貢獻良多。請研究團隊對此領域做詳盡回顧與前瞻，並提出未來研發方向，供建研所研究計畫規劃之參考。
2. 本研究提出 2 件日本補強案例，請研究團隊詳細說明其詳細評估方法、補強設計及補強後評估，並與本研究所提方法做比對，使之成為標竿結構。
3. 本研究提出補強方法，如 RC 包覆、鋼板包覆、剪力牆、翼牆及鋼構架等，請研究團隊針對每一補強方法，提出非線性塑鉸之算例，供工程師參考，以避免誤用。

薛組長強：

1. 本計畫包括文獻蒐集、補強設計、補強效益分析、案例編撰及補強模組程式開發，內容豐富，期待研究成果可以供學界參採。
2. 文獻回顧是否能以圖表呈現耐震、減震、隔震相關工法，例如 FRP 包覆等均可納入，而本研究重點可用底色表示，再對各工法之適用性加以說明，如補強程度或韌性等。
3. 圖 2.1 很好，報告架構可考慮以此為基準。其中補強需求、補強設計、成效分析就是本研究之重點，可以更明瞭，模組開發亦可加以配合。

鄭主任秘書元良：

1. 耐震評估法在國內工程實務上也使用多年，本計畫除了採用日本的案例外，建議可否與土木、結構技師或建築師等合作，多蒐集一些國內的補強案例進行工法技術之探討。

研究單位回應：

1. 近年來國內進行相當多的校舍耐震補強工程，但補強方法大部份都僅局限於增設翼牆補強、RC 包覆強度補強(擴柱)或鋼板包覆等補強方法，然而這些工法因施工時對於環境和空間皆有嚴重的影響，對於一般商業大樓或醫院建築較為不適用。為避免建築師或技師受限此 3 種補強方式而忽略其他，例如醫院無法於內部施作 RC 包覆等會造成振動與噪音之補強作業，故本研究遂參考日本於建築物外牆施作內嵌式、外加式鋼構架補強方式。
2. 日本對於 X 形或 V 形之鋼構架補強採用比例頻繁，由於美觀問題並不推行此補強方式。本研究於後續研究亦蒐集日本對於此兩種補強形式之美化方式，如使用美觀板修飾等，可解決國內對此 2 種補強方式之疑慮。
3. 結構系統模擬正確與否影響到補強設計之可行性，本研究亦提出各工法之模擬方式，以供未來工程師在進行耐震補強分析時之參考。
4. 本研究於後續將會蒐集更多國內案例，以提供補強設計之參考。
5. 本研究所撰寫之程式係對各構件非線性材料，透過迭代方式求得其非線性行為，較不易以手算求得。補強設計或方法是否合理之檢核，本案也取代手算方式之檢核。

附錄 D 期末報告審查委員意見與答覆

一、時間：101 年 11 月 9 日（星期五）上午 9 時 30 分

二、地點：本所簡報室

三、主持人：鄭主任秘書元良

記錄：鄒本駒、劉青峰

四、出席人員審查意見：

（一）「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估平台—SERCB 補強模組之開發與建築物評估補強案例編撰」案：

中華民國結構工程技師公會全國聯合會(陳技師正平)：

本計畫的補強工法中有關植筋之有效性，建議將施工困難性、混凝土強度偏低、以及群錨效應規範規定等納入考量。

邱顧問昌平：

1. RC 建築物耐震能力評估之 SERCB 程式之改進版在 100 年建研所完成研究後，本計畫針對國內外常用之結構補強工法，研擬各構件之線性及非線性分析方法並與試驗結果比對，印證合理化納入 SERCB 程式而完成 SERCB 補強(程式)模組-SERCBWin。利用此程式，應用在構架之實驗，結果分析與實驗皆相當吻合，是業界與學界很有實用價值之工具。
2. 本研究特意引用日本低矮形 RC 建物採用內嵌式及外部式鋼框架之補強工法數種，提供理論分析之方法，讓實務界(設計施工者及外審單位)可以較放心的採用，惟其基礎及鋼件本身及防蝕應如何，請補充說明。
3. 理論分析與實驗用構架之基礎皆為巨大之 RC 梁固接於試驗體上，故結果較易吻合，台灣之低矮型 RC 造或加強磚造建築常為淺挖覆土不深之獨立基腳或格子梁，其固定度及抗拉力皆小，個別補強後之柱、翼牆柱或牆用在 2F 以上時，其模擬之效果是否有不一樣之影響，請酌予說明。
4. 鋼板包覆韌性補強若用 RC 鋼板圍束剪力補強，與文中所用 RC 柱鋼板包覆強度補強，兩者名詞宜有適當之辨別，是否合適？

陳組長建忠：

1. 本計畫研究成果可納為耐震能力評估案例之參考，並請考量將耐震能力

評估與補強研究成果改編成課程綱要，為分次訓練教材，在學校及公會辦理原理與應用之講習班或研討會，加強其推廣使用。

2. 耐震能力評估與補強方法的版本不一，對於相關的政府計畫或方案及條例規範應加以探討，同時檢視各評估方法與補強模組的適用性。

鄭主任秘書元良：

1. 本案執行單位過去所召開的數次座談會中，邀請對象主要是教授。惟評估方法與補強工法的使用者多為建築結構與土木業界，建議請研究團隊再辦一次座談會邀請技師與建築師參與，以蒐集實務操作上的一些問題，俾提供功能的提升與改善之具體建議。
2. 本計畫耐震能力評估平台所使用的評估方法前經營建署認可，至於後來的修正版是否須要重新申請認可，請業務單位瞭解並依照規定辦理。
3. 本案所使用的耐震能力評估方法，請執行單位協助編定相關教材，並於明年度辦理講習訓練。

研究單位回應：

1. 本研究團隊將配合辦理講習會，並將本研究成果製成教材，分理論研究、程式開發與驗證及程式操作 3 部份。
2. 本研究已辦理兩次專家座談會，第 1 次邀請以學者和業界技師為主，第二次以使用工程師及軟體開發專家為主。兩次座談的專家學者均給予相當保貴的意見。在期末成果報告後將再舉辦第 3 次專家座談，此次邀請對象會以技師為主，希望能透過業界技師之工程經驗與專業，給予本研究成果於實際應用在補強工程時的建議與修正。
3. 本研究主要目的為開發 SERCB 中的耐震補強分析模組，內文以探討所提補強工法之分析理論與模擬方法，在細部的設計上探討較少，也不是本研究之重點，但未來在講習會上會考慮將補強後基礎之檢核分析等內容放到教材中。
4. 在植筋的部份，由於國內鋼筋混凝土設計規範 D.3.2 中對於錨錠接合之相關規定僅適用於部份錨錠接合方式，對於黏著型錨接方式並不適用。因此，本研究參考日本的計算方式。剪力的部份分別考量鋼材強度與混凝土承載強度計算；拉力部份則考量鋼材強度所提供之抗拉強度、混凝土錐形破壞之強度、以及由黏著破壞之強度。

附錄 E 專家座談會審查意見與答覆

第一次專家座談會

開會時間：101 年 07 月 31 日(星期二) 上午十點

開會地點：台北市新生南路一段三號(國立台北科技大學土木館二樓會議室)

主持人：宋教授裕祺

記錄：張達新、黃郁絮

專家學者建議事項：

柯總經理鎮洋：

1. SERCBWin2012 管理功能，對於使用者非常有用。
2. 國震中心針對中小學補強設計參考圖之內容，建議參考於本計畫中。
3. 於中山北路的台灣日本小學，有耐震補強，建議可瞭解其補強細節處理方式。
4. 本研究計畫之補強模組織開發，對於補強工程具有實務價值，值得開發。

藍理事長朝卿：

1. RC 撓曲分析採用切片法斷面分析，各別鋼筋斷面是否可能被切成很幾片?分析時如何處理?
2. 外加式鋼斜撐框架其螺栓與原 RC 面結合性如何檢討?可不可靠?

江理事長世雄：

1. 本研究計畫除了常用之擴柱、翼牆等工法外，另外增加鋼斜撐框架、鋼板包覆補強等工法模組，提供工程師設計時較多的選項，也可減少補強施工造成使用者不便等問題與反對補強之阻力，對建築物耐震能力補強工作、提升建築物結構安全有很大助益。
2. 鋼板包覆補強模組請注意在梁柱接頭處實際施工方式是否能達到補強分析假設之抗彎矩效果。

黃教授震興：

1. 單柱試體試驗結果有誤差的部分應檢討原因並修改之。
2. 補強鋼斜撐框架轉化為"等效斜撐"的分析方法需視補強框架之型式及安裝方法而異，情況非常複雜。是否統一採用本研究中所提之另一種方法，即實際模擬外加或內嵌斜撐框架之方法進行。

廖教授文義:

1. 研究內容果豐碩，對實務工程師於補強設計有極佳之輔助，提升國內設計水準。
2. 鋼板補強構材強度時，其施工錨碇細節及連接構材之影響可能不小。未來可於後續計畫中進行。
3. 鋼斜撐補強之挫屈強度計算若能提供，將使工程師更加明瞭設計原理，另分析可與國內既有試驗比較。
4. 補強後整體結構之 $K(\kappa)$ 值的計算可進一步探討。

尹教授世洵:

1. 本研究在 SERCB 原有的耐震評估模組外，新增補強分析模組，非常具有實用價值。
2. 如果蒐集到國內外鋼斜撐框架補強的試驗數據，建議可利用本研究所提出的兩種非線性分析方法加以驗證。
3. 建議在下年度的延續性研究案中，在補強模組中增加數量計算的功能。

意見回覆:

1. 後續會多蒐集有關外加式鋼斜撐與原 RC 接合處施工之文獻，對於各專家學者所提出的驗證，包括外加或內嵌式鋼框架進行國內外實驗數據收集並分析驗證。
2. 本程式切片法係針對混凝土部分進行切片，而鋼筋則依照斷面配設之位置進行計算，根據混凝土及鋼筋之應力-應變關係求得各構件之非線性行為，並與各實驗資料進行比對驗證。

散會

第二次專家座談會

開會時間：101 年 10 月 29 日(星期一) 晚上七點

開會地點：台北市新生南路一段三號(國立台北科技大學土木館二樓會議室)

主持人：宋教授裕祺

記錄：張達新、黃郁絜

專家學者建議事項：

尹教授世洵：

1. 補強模組的開發與補強案例的編撰，非常具有實用價值。
2. 下一年度計畫的補強模組是否可包含 CFRP 包覆補強。
3. 日本採用的內嵌式與外掛式鋼支撐構架補強值得在國內推廣。
4. 可考慮在下一年度延續計畫中加入教育訓練，向工程師介紹推廣此一平台。

洪研究員曉慧：

1. 使用界面上建議可不再讓工程師自行轉換 X-Y 方向，以程式自行轉換後再重做分析。
2. 鋼與混凝土複合斷面中，兩種材料之界面於程式中只分為完全合成(使用植筋與剪力釘於接合面上加工)與完全不接合(只是用環氧樹脂作接合)，是否可考慮部分接合部分。
3. 以擴柱補強來舉例，依照現場施工的限制，有些擴柱補強只包覆一半，其強度須作折減。

盧工程師明德：

1. 強化計算內容產出，協助工程師與專家進行分析結果的檢驗。
2. 報告學理的內容可以和軟體整合在一起，以便作業人員學習與瞭解(類似目前系統中的 Hint)。
3. 進行相容性的測試，例如目前最新作業系統 win8。

陳技師俊志：

1. 建議可增加標準圖，程式加上施工圖說的標準圖，方便工程師參考。
2. 無現地資料之老舊建築物，混凝土可使用鑽心試驗得到強度，但鋼筋部分就較難得到其強度，因老舊建築物之鋼筋可能已腐蝕，若無折減動作，則會影響整體強度，致使結果高估。
3. 台灣校舍多為分期建設，有部分無伸縮縫設置，若要將其完整模擬，其

材料強度並不相同，是否有建議如何模擬。

4. 如果建築物為 L 型，地震力分布為斜的，依造 M2、M3 是否都塞塑鉸？基本上兩向都塞塑鉸，考慮較為周詳，但檢核上也較為繁雜。

蘇工程師進國：

1. 撓曲轉剪力破壞，其塑鉸不會到最後一點。翼牆補強實驗可以拖很長，但在程式側推部分則無側推至最後一點，較為保守。
2. SAP、ETABS 對負勁度很敏感，若有負勁度的情況，結構分析程式將不進行分析。
3. 複合鋼架補強，切片法如何切片？

蔡工程師宏裕：

1. 鋼柱部分，撓曲部分是否有參照國內的？

意見回覆：

1. 目前程式只支援完全合成、完全不合成，至於部分合成部分考慮較複雜，將在延續計畫裡再將此部分作更完善的編寫。
2. 針對老舊建築物的鋼筋折減，並不做降伏強度 F_y 折減，原因為降伏強度做折減會使其韌性發揮，建議做斷面積折減。
3. 校舍分期建設將其真實材料特性建置於分析模型，或使用較為保守之材料強度做分析。
4. SAP、ETABS 對於負勁度敏感，在本程式已有修正塑鉸可選擇，解決分析程式負勁度問題。
5. 複合式鋼架是依據幾何運算過後，在進行切片法分析。
6. 目前鋼柱採用 Usami 學者所提出來的撓曲組成律，並未參照國內之組成律。

散會

第三次專家座談會

開會時間：101 年 11 月 29 日(星期四) 晚上六點半

開會地點：台北市新生南路一段三號(國立台北科技大學土木館二樓會議室)

主持人：宋教授裕祺

專家建議事項：

巫技師垂晃：

1. 針對特殊建築或醫院建築之補強，無法使用一般補強方法，所以使用鋼框式補強是非常好。
2. 目前許多鋼框式補強含制震設備，是否下期研究案可以加入。
3. 內嵌式鋼框架若使用環氧樹脂做接合會有耐久性問題，遇到火害會有明顯的破壞，建議使用化學錨栓做接合。
4. 翼牆補強於現地施作時，其接合處處理較為粗糙，所以鋼筋強度做折減是否更保守，以保證其安全性。
5. 不管剪力牆或鋼框補強，其重點在於接合部分，若處理不好容易失敗。
6. 高窗模組是否亦可提供一個分析模組及分析方式。

汪技師永宇：

1. 關於現地翼牆植筋方式是一半直通鋼筋與一半植筋，分析如何模擬。
2. 鋼板強度補強，需考慮梁柱接頭，因鋼板無法完全貫穿，於分析如何模擬。若只考慮四個角落鋼板貫穿，如擴柱方式，其分析結果較為保守。
3. 若醫院或高樓層使用阻尼器，運用側推分析將無法分析其效果，建議須用何種分析方法才可有效模擬？
4. 建議鋼框架補強方式不使用外掛式，因其接合處須非常小心施作，若有問題其外掛式補強效果會打折。
5. 如果補強後有偏心的問題，該如何解決？

蔡技師東和：

1. 鋼板包覆補強建議只補韌性，若使用強度補強將考慮另外補強方式較好。
2. 學校補強部分，擴柱補強其實已經比原本柱還要強，若考慮其柱為空心柱也可符合耐震性能。國震建議擴柱保護層部分至少為 15 公分，其主筋為六號或七號時，施工性也已經相當良好。
3. 建議擴柱部分強度計算不考慮為完全接合，而是使用強度疊加法。
4. 外掛式鋼框架是否有影響建蔽率？

陳建築師鵬欽:

1. 關於翼牆植筋問題，包括其水平鋼筋與垂直鋼筋，補翼牆後會造成梁柱破壞，如何考慮。
2. 為何不考慮碳纖維補強模組?
3. 台灣校舍多為分期建設，有部分無伸縮縫設置，若要將其完整模擬，其材料強度並不相同，是否有建議如何模擬。
4. 文字檔輸入是非常好的一個設計，業界較容易接受。
5. 操作手冊撰寫，應詳細撰寫其流程，以便工程界使用。

張建築師威:

1. 翼牆補強可採單邊直通，另一側植筋，因直通側採較大號數之鋼筋，能發揮較大之效用。
2. 鋼框補強時，RC 柱與鋼框複合柱之塑鉸，於實際補強分析時，應提醒使用者，其正、負向之塑鉸不同。

高建築師豐順:

1. 內嵌式補強與外掛式補強其效果差異?
2. 設計與施工時是否需一致性的考量?
3. 外掛式鋼框架，有時候會增加建蔽率。

意見回覆:

1. 若有阻尼器之模型，建議使用歷時分析。側推分析對於阻尼器效果較無法彰顯。
2. 如在補強後有偏心問題，可以補強後的模型來檢核第一模態是否有扭轉的情況，若有則補強方式是不合理的，可試著調整補強配置的方式或考慮不同的補強工法。
3. 建築物建蔽率為牆中心至牆中心或柱心至柱心，外掛鋼框架若只附掛於柱外，應不至於影響建蔽率。
4. 碳纖維補強施工較複雜，若施工品質不佳，易造成補強效果不佳，因此本研究暫不考慮此補強工法。
5. 目前在文獻上還未發現有針對內嵌式與外掛式鋼框架補強工法效果的差異性比較，但此兩種工法應有其特定目的，因此在選擇補強工法時可針對不同需求，來選擇適用的工法。
6. 在翼牆的部份，本研究分析模組也包含了考量一邊主筋直通的分析模組，另外在翼牆處也可考量不同主筋號數及材料性質，工程師可依據需求及模擬方式來輸入。

散會

參考文獻

1. 陳慧慈，周健捷，洪思閩，鄧崇任，「現有鋼筋混凝土建築物補強之初步研究」，國家地震工程研究中心，1992。
2. 張順益，「學校建築技術研究計畫及手冊編訂學校建築之強度與勁度補強研究」，國家地震工程研究中心，2000。
3. Applied Technology Council (ATC-40), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," California Seismic Safety Commission, CA, USA, 1996.
4. 日本建築防災協會，「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説」，2001。
5. 何明錦、吳傳威等，「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」，內政部建築研究所，台北，1998。
6. 葉祥海，劉玉文，「鋼筋混凝土建築結構桿件補強準則之研擬」，內政部建築研究所，台北，2004。
7. 廖文義，羅俊雄等，「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」，內政部建築研究所，台北，2006。
8. 林勝益，「既有鋼筋混凝土剛框架耐震補強之探討」，碩士論文，國立台灣工業技術學院，臺北 (1989)。
9. 小倉弘一郎，「既存 RC 建物の耐震補強と診断」，技術書院，1988。
10. Aicocer, S. M., "RC frame connections rehabilitated by jacketing," Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 5, pp. 1413-1431, 1993.
11. Pincheira, J. A. and J. O. Jirsa . "Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls." Journal of structural engineering New York, N.Y. 121(8): 1225-1235, 1995.
12. 林草英，「鋼筋混凝土結構物修復與補強」，國立台灣工業技術學院營建系，臺北，1995。

13. 劉文欽，「鋼筋混凝土斜撐構架震後之補強試驗及其效果分析—重塑支柱、增設斜撐與增設 RC 牆等工法」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，臺南，1996。
14. 康繼仁，「鋼筋混凝土構架震後之補強試驗及其效果分析— 包覆工法」，碩士論文，成功大學建築研究所，臺南，1996。
15. Balendra, T., E. L. Lim, C. Y. Liaw, “Large-Scale Seismic Testing of Knee-Brace-Frame,” *Journal of Structure Engineering*, pp.11-19, 1997.
16. 許茂雄、劉文欽、康繼仁，「RC 構架震後補強試驗與分析」，*中國土木水利工程學刊*，第十一卷，第四期，第 701-709 頁，1999。
17. Miyauchi, Y., Fukuyama, K., Higashibata, Y., “Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns,” *Cement & Concrete Composites*, Vol. 22, pp. 81-88, 2000。
18. 劉國強，「鋼筋混凝土翼牆柱之耐震行為與分析模式研究」，博士論文，國立成功大學，台南，2002。
19. 李濠吉，「鋼筋混凝土構架耐震補強研究— 增設斜撐及鋼剪力牆」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程研究所，臺北，2002。
20. Abdullah, Takiguchi, K., “An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets,” *Cement & Concrete Composites* Vol. 25, pp. 233-242, 2003.
21. Ong, K. C. G., Kog, Y. C. , Yu, C. H. , Sreekanth, A. P. V., “Jacketing of reinforced concrete columns subjected to axial load,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 56, No. 2, pp. 89-98, 2004.
22. 蔡昇芳，「翼牆用於 RC 構架補強之研究」，碩士論文，國立成功大學，台南，2005。
23. Morshed R and Kazemi MT, “Seismic shear strengthening of R/C beams and columns with expanded steel meshed.” *Structural Engineering and Mechanics*,

- 21(3):333–350, 2005.
24. Santhi, H. M., Samuel Knight, G. M., Muthumani, K., “Evaluation of seismic performance of gravity load designed reinforced concrete frames,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 19, No. 4, pp. 277-282, 2005.
25. Tsonos, A. G., “Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages,” *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 777-793, 2008.
26. Dritsos, S. E., Vadoros, K. G., “Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns,” *Construction and Building Materials*, Vol. 22, pp. 264-276, 2008.
27. 邱耀正，施健泰等，「校舍建築 rc 擴柱補強現地試驗與分析」，國家地震工程研究中心，台北，2008。
28. 邱聰智，邱建國等，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，台北，2008。
29. Su, R. K. L., B. Cheng, et al., "Use of bolted steel plates for strengthening of reinforced concrete beams and columns." *IES Journal Part A: Civil and Structural Engineering*, 4(2): 55-68, 2011.
30. Nakamura, A., M. Teshigawara, et al., "Shear strength estimation of seismic retrofitted RC column by extended wing walls." *Journal of Structural and Construction Engineering*, 76(661): 619-627, 2011.
31. 宋裕祺，蔡益超等，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊-視窗化輔助分析系統 SERCBWin2008」，內政部建築研究所，台北，2009。
32. 日本建築学会，「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」，2004.
33. Yu-Chi Sung, Kuang-Yen Liu, Chin-Kuo Su, I-Chau Tsai, and Kuo-Chen Chang ,” A Study on Pushover Analyses of Reinforced Concrete Columns,” *Journal of*

- Structural Engineering and Mechanics. Vol. 21, No. 1, p.p.35~52, Sep. 10, 2005.
34. 台灣省結構工程技師公會，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊」，科技圖書，2003。
 35. 宋裕祺、蘇進國，「鋼筋混凝土構材非線性行為分析程式 (Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Member, NARC-2004)」，國立台北科技大學土木與防災所，台北，2004。
 36. 宋裕祺，劉光晏，蘇進國，蔡益超，張國鎮，「鋼筋混凝土柱側推分析之研究與探討」，中華民國建築學會「建築學報」，第 46 期，pp.47~65，2004。
 37. 宋裕祺，蘇進國，吳傳威，蔡益超，「以結構性能為基準之鋼筋混凝土建築物耐震能力評估」，中華民國建築學會「建築學報」，第 50 期，pp.35~47，2004。
 38. 蔡益超、宋裕祺、謝尚賢等，建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究，內政部建築研究所委託研究報告，2005。
 39. 鍾立來、吳賴雲、王文財、張俊傑、余保憲，圓形橋柱鋼筋混凝土包覆補強及修復之理論分析與試驗驗證，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-01-024，2001。
 40. 蘇進國，以結構性能為基準之房屋建築耐震能力評估，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，宋裕祺教授指導，2003，台北。
 41. 中國土木水利工程學會，既有混凝土結構物維修及補強技術手冊，2005。
 42. 劉玉文，預鑄翼牆用於提升受損及舊有 RC 構架耐震能力之研究，國科會研究報告，2003。
 43. 內政部營建署，「建築物耐震設計規範與解說」，內政部營建署，台北，2006。
 44. 丁育群、陳宗禮，「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編(二)」，內政部建築研究所，2000。
 45. 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。
 46. 黃世建、張弘彬，含 RC 翼牆非韌性構架耐震評估與補強之研究(II)，國家地

- 震工程研究中心研究報告(NCREE-03-046)。
47. 中國土木工程學會，”混凝土工程設計規範與解說”，科技圖書公司，1999。
 48. ACI Committee 318, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI-318R-05).” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
 49. 日經アーキテクチュア編，“耐震改修実例 50，工期、コストの実態から、診断、設計、施工のノウハウまで”，日経 BP 社，2007。
 50. 鐘立來、葉勇凱等，校舍結構耐震評估與補強技術手冊，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-08-023)。
 51. 日本建築防災協会，”既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修事例集”，2009。
 52. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W., “Stress-strain Model for Confined Concrete in Bridge Piers,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, 1997.
 53. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model of Confined Concrete,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826, 1988.
 54. Min-Chun Lai, Yu-Chi Sung, “A study on pushover analysis of frame structure infilled with low-rise reinforced concrete wall”, *Journal of Mechanics*, Vol.24, pp.437-449, 2008.
 55. Mirza, S. A. and MacGregor, J. G., "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars," *Journal of the Structural Division*, vol. 105, no. 5, 1979.
 56. Belarbi, A. and Hsu, T.C., "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension – Compression," *ACI Structural Journal*, 1995.
 57. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., “Compression response of cracked reinforced concrete,” *Journal of Structure Engineering*, ASCE ,119(12), pp.3590-3610, 1993.

58. 張順益，廖文義等，「既有 RC 建築物修復補強工法之性能試驗研究」，內政部建築研究所，台北，2010。
59. 黃震興，謝有明等，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心，台北，1999。
60. 蔡東和，「鋼筋混凝土校舍耐震補強工程」，結構工程，第 27-1 期，p137-146，2012。
61. 植木理枝子，今井克彥等，「外付け鉄骨フレーム工法による耐震補強効果に及ぼす間接接合部の影響」，日本建築学会構造系論文集，第 75 卷，第 654 號，1501-1508，2010。
62. 陳正平，「鋼框架斜撐應用於校舍結構耐震補強可行性探討」，結構工程，第 27-1 期，p147-156，2012。
63. 蔡克銓，黃世建等，「校舍耐震評估與補強講習會」，國家地震工程研究中心，2005。

鋼筋混凝土建築物耐震能力評估平台-SERCB 補強模
組之開發與建築物評估補強案例編撰

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三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：林建宏、宋裕祺、蔡益超、賴明俊、林冠禎、
鄒本駒

出版年月：101 年 12 月

版次：第一版

ISBN：978-986-03-5464-5