



新北市板橋浮洲合宜住宅 新建工程結構安全鑑定 A6-2 區(A6 東區)鑑定報告書

一、委任單位：日勝生活科技股份有限公司

聯絡地址：臺北市大同區市民大道 1 段 209 號 4 樓

聯絡人：傅叔宸 協理

聯絡電話：(02)7733-8888

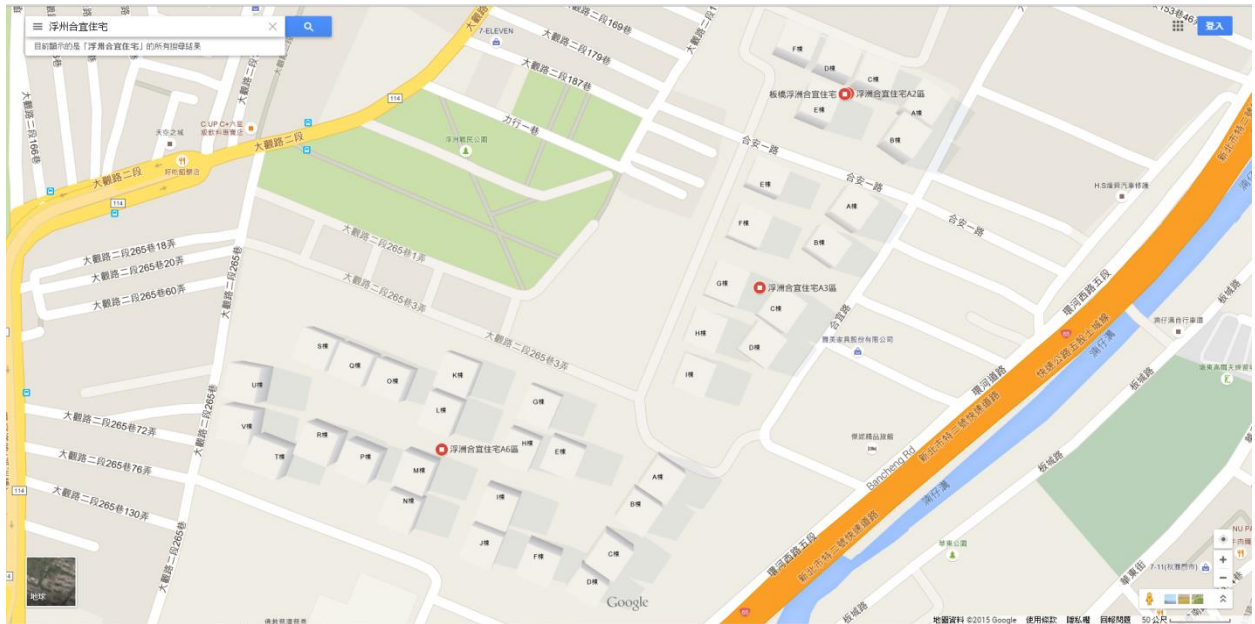
二、委任日期及文件：民國 104 年 5 月 26 日委任單位鑑定申請書(詳附件一)

三、鑑定範圍及鑑定標的物坐落、構造及用途

鑑定標的物「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」(以下簡稱浮洲合宜住宅)係內政部營建署依據行政院核定之「健全房屋市場方案」及「新北市板橋浮洲榮民公司及周邊地區興建合宜住宅投資興建計畫案」，以公開方式標售基地，由本案委任單位日勝生活科技股份有限公司(以下簡稱日勝生公司)得標並於民國 100 年 11 月 21 日與內政部營建署完成簽約。板橋浮洲合宜住宅由日勝生公司負責規劃、設計、興建及監造等工作，營建署委託臺億建築經理股份有限公司(以下簡稱臺億公司)負責履約管理等事宜，設計單位為吳昌成建築師事務所，監造單位為張錫堅、鄭雅源建築師事務所，施工則由新亞建設開發股份有限公司及泰誠發展營造股份有限公司聯合承攬(Joint Venture)。

浮洲，因位處大漢溪沖積而成之溪洲之上，西側被大漢溪，東側被湳仔溝溪兩條溪流所環繞，形狀宛如飄浮在河流上之沙洲，故稱之為『浮洲』。

板橋浮洲合宜住宅基地坐落於浮洲地區都市計劃範圍南側，位於大觀路二段之東側，湳仔溝溪之西側及台鐵浮洲簡易車站之南方，基地總面積約 110309.5 M²。



板橋浮洲合宜住宅規劃設計時將全區分割為 A2 區，A3 區及 A6 區，分別領有 101 板建字第 300 號建造執照(A2 區)、101 板建字第 301 號建造執照(A3 區)及 101 板建字第 302 號建造執照(A6 區)。其中 A3 區因建築配置，又以基地內劃設之道路區分為 A3-1 區(或稱 A3 北區)及 A3-2 區(或稱 A3 南區)；A6 區也因建築配置，以基地內劃設之道路區分為 A6-1 區(或稱 A6 西區)及 A6-2 區(或稱 A6 東區)。板橋浮洲合宜住宅全區總樓地板面積約為 705557.18M²，共有 37 棟地上 21-24 層，地下三層建築物，全區規劃為 4831 戶。



本鑑定案全案之鑑定範圍包含「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」A2區、A3區(含A3-1區與A3-2區)及A6區(含A6-1區與A6-2區)等之全部建築物(以下簡稱全區)。為配合實際建築配置，鑑定報告分為A2區、A3-1區、A3-2區、A6-1區及A6-2區五部分，分別撰寫。

本報告為A6-2區(A6東區)鑑定報告。

A6-2區位於「新北市板橋浮洲合宜住宅新建工程」基地之東南側，A6基地全區面積約 $65,838\text{M}^2$ ，總樓地板面積約為 $422,542\text{M}^2$ (含陽台)。A6-2區位於A6基地東側，地面以上分為A、B、C、D、E、F、G、H、I及J共10棟，其中，A、C及F棟為地上24層，E、H及I棟為地上23層，D棟為地上22層，B、G及J棟為地上21層，標的物各棟於一層均有夾層，地下室則10棟連結為一整體共有三層(詳附件二)。A6-2區各棟一層及一層夾層樓高均為3M，2層至24層樓高均為3.3M，地下一層樓高A、E、G及H棟為4.5M，B、I及J棟為4.3M，C棟為4.1M，D棟為3.9M，F棟為4.4M，地下二層及地下三層樓高3.05M，10棟均為鋼筋混凝土造結構建築物，地面層(含夾層)主要做為店舖使用，地上2層至地上24層主要做為住宅使用，地下一層至地下三層除變電室等設備空間外主要做為停車場使用。

本鑑定案進行時A6-2區結構體及外牆裝修已完工，正在進行室內裝修中，新北市政府尚未核發使用執照。

本A6-2區鑑定報告之鑑定範圍均專指A6-2區10棟建築物及A6-2區地下室。

四、鑑定要旨

民國104年4月29日媒體報導板橋浮洲合宜住宅承購戶發現A2區地下停車場出現多處梁裂縫，裂損主要發生在A2區C、D、F三棟之地下一層及地下二層。民國104年4月30日新北市政府工務局會同民意代表、住戶代表會勘後更進一步發現，包括A2、A3、A6區的地下室部分大梁有多條裂縫，部分區域甚至出現滲水、漏水情形。

由於發現裂損現象之範圍持續擴大，引起住戶對居住安全之疑慮，浮洲合宜住宅住戶乃籌組「浮洲合宜住宅自救會」(以下簡稱自救會)，並向營建署、新北市政府工務局等單位陳情。營建署於民國104年5月1日接受住戶陳情意見後，決議請日勝生公司儘速對住戶訴求研議妥善處理方案。案經日勝生公司



研議後，於民國 104 年 5 月 4 日發出聲明稿，其中有關結構安全部分說明如下：「結構安全鑑定：日勝生公司同意將由住戶代表、主管機關及本公司分別委任第三方公正單位進行相關結構安全鑑定。」。

內政部營建署為維護浮洲合宜住宅結構安全及協助辦理建築物結構安全鑑定，於民國 104 年 5 月 7 日假營建署召開「研商板橋浮洲合宜住宅建築物結構安全鑑定工作會議」，以匯集各方意見共同研商後續結構安全鑑定辦理方向及原則。

經討論後綜合彙整與會各方建議，該會議作出決議，其中部分決議內容節錄如下：

1. 營建署將委請新北市土木技師公會及新北市結構技師公會等兩大公會共同辦理結構安全鑑定工作，並於民國 104 年 5 月 14 日（星期四）前提出建築物結構安全鑑定計畫。
2. 浮洲合宜住宅自救會承諾於 104 年 5 月 14 日前推舉 2 個第三方公正專業技師公會名單予營建署，若無法提供名單則視同放棄提出，併採以營建署委請之技師公會所作建築物結構安全鑑定報告為準。
3. 所有參與結構安全鑑定報告之技師公會，係對於板橋浮洲合宜住宅全區（即 A2、A3 及 A6 基地）進行建築物結構安全鑑定，安全鑑定報告內容應包含發生之原因、鑑定是否安全狀態及研提解決改善方法，所有安全鑑定費用由日勝生公司負責支付。
4. 嗣後各區專業技師公會進行結構安全鑑定作業時，採資訊公開透明方式辦理，將由各區承購戶代表（A2、A3、A6 東側及 A6 西側各 10 位，合計約 40 位成員）陪同。另請日勝生公司於專業技師公會進入勘查時，確實提供大梁裂紋相關資料與數據供對照，以利後續補強改善作業，俾確保在結構安全無虞情況下，儘早讓所有住戶有安全安心的家。」

自救會根據上述決議，於民國 104 年 5 月 13 日指定臺北市結構工程工業技師公會（以下簡稱本公會）及台中市結構工程技師公會（以下簡稱台中結構公會）擔任自救會指定之鑑定單位，並由日勝生公司向本公會提出申請，希望藉由本鑑定案，釐清裂損發生原因，確認浮洲合宜住宅結構安全性，並提出修復補強建議方案，以消除承購戶對結構安全及施工品質之疑慮。



五、 鑑定工作內容

1. 資料蒐集
2. 現況調查(紀錄並拍照)
3. 鋼筋配置檢測(梁柱主、箍筋、保護層厚度檢測屬非破壞性檢測)
4. 材料試驗
 - (1) 混凝土鑽心試體抗壓強度試驗
 - (2) 混凝土中性化深度試驗
 - (3) 混凝土中水溶性氯離子含量試驗
5. 標的物牆柱角傾斜率及梁底高程測量
 - (1) 標的物牆柱角傾斜率測量
 - (2) 一層、地下一層及地下二層梁底高程測量
6. 標的物結構安全評估
7. 標的物損害原因研判
8. 修復、補強方案建議

六、 鑑定經過

1. 民國104年5月13日自救會決定委託本公會及台中結構公會擔任自救會指定之鑑定單位。
2. 民國104年5月19日營建署召開鑑定工作內容協調會，邀請本公會、台中結構公會、新北市結構工程技師公會、新北市土木技師公會及台灣省土木技師公會共5公會及自救會、新北市政府工務局等單位參加，協商鑑定工作內容。
3. 民國104年5月26日日勝生公司發函向本公會申請鑑定(詳附件一)。
4. 民國104年5月29日本公會以(104)北結師雄(十一)字第1040332號函送鑑定工作計劃，鑑定費用明細表予委任單位，詳細說明鑑定範圍及鑑定工作內容(詳附件一)。
5. 民國104年6月1日自救會代表、日勝生公司與前述5公會協調鑑定工作內容，但針對鑑定範圍是否包含地面以上各樓層，以及地面以上各樓層是否進行鑽心取樣部分無法達成協議。



6. 民國104年6月12日立法委員姚文智邀請營建署、日勝生公司、新北市政府、自救會代表、本公會及台中市結構公會等單位於立法院再度召開協調會。
7. 民國104年6月18日日勝生公司與本公會簽訂本鑑定案委託契約。
8. 民國104年6月25日本公會鑑定技師開始會同委任單位及自救會代表至標的物進行現場勘查，瞭解標的物現況，拍照並記錄，現場勘查工作持續進行至民國104年7月25日（勘查紀錄及照片如附件八）。
9. 民國104年7月1日本公會委託之久怡工程實業有限公司開始至標的物各樓層進行鑽心取樣，鑽取混凝土試體供作混凝土抗壓強度試驗、中性化深度試驗及混凝土中水溶性氯離子含量試驗之用。現場取樣後並送至華光工程顧問股份有限公司臺北試驗室進行相關試驗。鑽心取樣持續進行至民國104年8月4日（試體鑽孔位置及試驗報告詳附件四）。
10. 民國104年7月1日本公會委託之北極星測繪科技有限公司開始至現場進行標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量，測量工作持續進行至民國104年7月27日（測量成果報告書如附件五）。
11. 民國104年7月7日本公會委託之聚大地球科技有限公司開始至現場抽樣檢測梁柱鋼筋配置（鋼筋配置檢測成果報告書如附件六）。
12. 民國104年5月29日及7月13日本公會分別於以（104）北結師雄（十一）字第1040332號函及（104）北結師銘（十二）字第1040487號函請日勝生公司提供鑑定工作需要資料（詳附件一）。
13. 民國104年7月13日本公會以（104）北結師銘（十二）字第1040488號函請新北市政府工務局提供鑑定工作需要資料（詳附件一）。



七、鑑定依據

1. 委任單位申請函及鑑定工作計畫書(詳附件一)。
2. 委任單位提供之標的物原設計建築圖說(詳附件二)。
3. 委任單位提供之標的物原設計結構設計圖說及結構計算書(詳附件三)。
4. 鑑定標的物混凝土鑽心試體抗壓強度試驗、中性化深度試驗及混凝土中水溶性氯離子含量檢測報告書(詳附件四)。
5. 鑑定標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果報告書(詳附件五)。
6. 鑑定標的物鋼筋配置檢測成果報告書(詳附件六)。
7. 台中市結構工程技師公會委託璞岩工程顧問有限公司所完成之「新北市板橋區浮洲合宜住宅補充地基土壤探查報告書(A6-2區)」(部分內容節錄如附件七)。
8. 委任單位原委託中聯工程顧問有限公司製作之「浮洲合宜住宅(A6-2)新建工程地質紀實調查及基本分析報告書」(部分內容節錄如附件七)。
9. 鑑定標的物現況勘查紀錄及照片(詳附件八)。
10. 本公會重新建立分析模型進行結構分析及梁、柱、剪力牆配筋比對成果(詳附件九)。
11. 內政部頒布之「建築技術規則」。
12. 內政部頒布之「建築物耐震設計規範及解說」，民國100年7月1日施行。
13. 內政部頒布之「混凝土結構設計規範及解說」，民國100年7月1日施行。
14. 內政部民國90年10月2日頒布之「建築物基礎構造設計規範及解說」。



八、標的物現況勘查成果

建築物損壞調查主要目的在瞭解標的物現況裂損情形，做為結構安全評估之依據。施作方式為將標的物梁、柱、版、牆及裝修飾材之裂損予以量測、拍照及紀錄，並依裂縫發生位置、形狀等予以分類為結構性、非結構性裂縫，以作為修復、補強及結構安全評估之依據。

本公會鑑定技師於民國 104 年 6 月 25 日起，會同委任單位及自救會代表至標的物各棟進行現場勘查（照片及紀錄詳附件八），勘查結果整理如下：

1. 一層及地下一層至地下三層結構體損壞

- (1) 高樓區與連續壁間之正交梁、牆，靠近主結構端梁底撓曲裂縫，靠近連續壁端則有剪力斜裂縫，隔間及車道牆有 45° 斜向裂縫，如下二圖所示。
- (2) 高樓區與中庭區之連接梁，部分有撓曲裂縫產生。
- (3) 部分地下一層高樓區最外跨與連續壁平行之大梁(軸線 BX1)，有部分撓曲裂縫。
- (4) 梁 U 形裂縫及梁側面垂直裂縫。
- (5) 地下室各層頂版之角隅處普遍有多條斜向裂縫，造成頂版滲水。
- (6) 中庭區一層降版處部分樓版裂縫滲水。
- (7) 地下三層連續壁有滲水現象。
- (8) 小梁搭大梁處部分有剪力裂縫。
- (9) 大、小梁上穿管孔洞下方 U 形裂紋。

2. 非結構體損壞

- (1) 地上層裂損包括：
 - (a) 部分室內 RC 牆沿管線方向縱向裂紋。
 - (b) 部分室內隔間牆門角垂直裂紋。
 - (c) 部分外牆窗角斜裂紋。
 - (d) 少數室內隔間牆垂直裂紋。
- (2) 地下室隔間牆裂損包括：

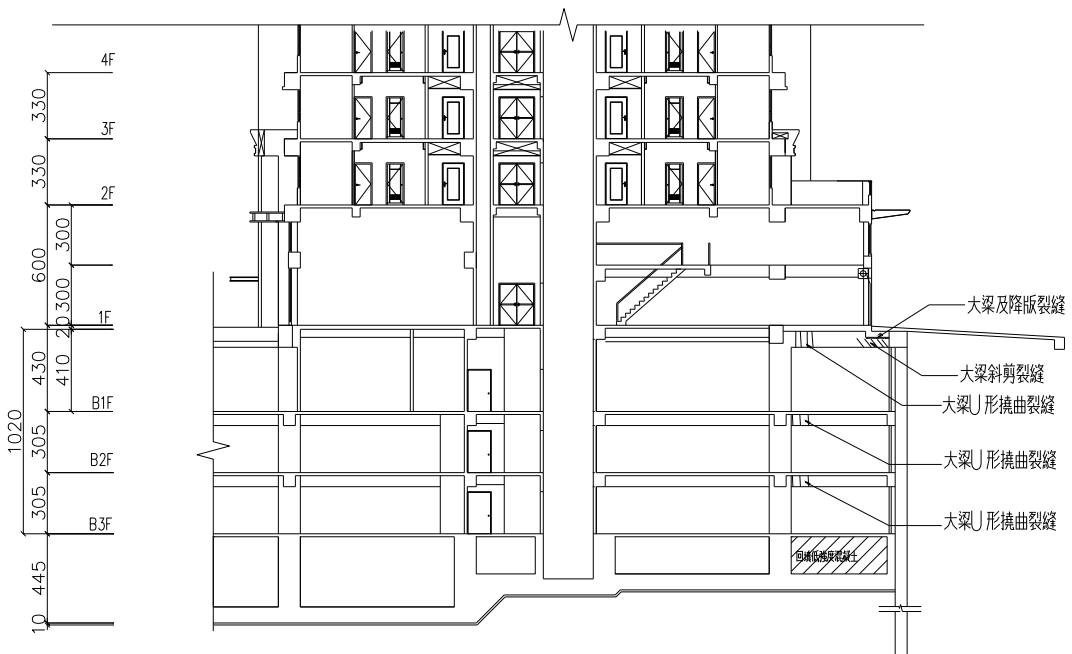
部分地下室非承重 RC 隔間牆連續斜向平行剪力裂紋。



A6-2 區 A、B、C、D棟地下室梁裂縫位置平面示意圖



A6-2 區 A、B、C、D棟地下室梁裂縫Y-Y剖面損壞示意圖





九、混凝土材料試驗

依據營建署召開之本案鑑定工作協調會議結論，基於資源共用、資訊共用原則，本鑑定案現場鑽心取樣及混凝土材料試驗工作由本公會及台中結構公會負責，並將試驗結果提供其他參與鑑定公會。本公會與台中結構公會後續協商結果，浮洲合宜住宅全區共 37 棟建築物中，本公會負責執行 A2 區之 A 棟、B 棟、C 棟，A3-2(A3 南)區之 C 棟、D 棟、G 棟、H 棟、I 棟及 A6-1(A6 西)區之 K 棟、L 棟、M 棟、N 棟、O 棟、P 棟、Q 棟、R 棟、S 棟、T 棟、U 棟、V 棟共計 20 棟，其餘包括 A2 區之 D 棟、E 棟、F 棟，A3-1(A3 北)區及 A6-2(A6 東)區共 17 棟則由台中結構公會負責執行。

為瞭解標的物結構體混凝土抗壓強度、中性化深度及混凝土中水溶性氯離子含量，本公會依據台中結構公會所提供之混凝土鑽心抗壓強度、氯離子含量及中性化深度試驗結果(鑽心試體取樣位置及試驗報告詳附件四)進行整理及評估，其結果彙整表詳附件四所示。

9.1 標的物混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果：

依混凝土結構施工規範規定：「混凝土鑽心試體抗壓試驗同一組試體試驗壓力強度平均值如大於設計強度 85%，且無單一試體之試驗壓力強度小於設計強度之 75% 可視為合格。」依據委任單位提供之原結構設計圖，地下 3 層至地上 9 層(含 10 層梁、版)混凝土設計強度 $f_c' = 350 \text{kgf/cm}^2$ ，地上 10 層(不含 10 層梁、版)至屋頂層混凝土設計強度 $f_c' = 280 \text{kgf/cm}^2$ 。因此，本案地下 3 層至地上 10 層鑽心試體抗壓試驗合格之平均強度應為 297.5kgf/cm^2 ，單一試體合格強度應為 262.5kgf/cm^2 ；地上 11 層至屋頂層鑽心試體抗壓試驗合格之平均強度應為 238kgf/cm^2 ，單一試體合格強度應為 210kgf/cm^2 。

試驗結果顯示標的物各樓層之混凝土平均抗壓強度均達到合格標準。個別試體之抗壓強度小於設計強度之 75% 者在 B2 層有 1 個(A6BS3-1 為 235kgf/cm^2)；總計個別試體之抗壓試驗未達合格標準者共 1 個，佔 A6-2 區總鑽心試體 729 個之 0.14%。整體而言，A6-2 區混凝土鑽心試體抗壓強度尚屬正常，各棟混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果及彙整表詳附件四。



9.2 標的物混凝土中水溶性氯離子含量試驗結果：

為瞭解標的物結構體現有混凝土中水溶性氯離子含量，於前述鑽心試體取樣進行抗壓強度試驗後，從各樓層 3 個試體中抽取 1 個進行混凝土中水溶性氯離子含量檢測。

依據中國國家標準 CNS 3090(民國 87 年版)規定，鋼筋混凝土耐久性構件混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法)不得大於 0.3 kg/m^3 。據此標準，A6-2 區各棟各樓層之混凝土中氯離子含量均小於 CNS 3090 規定，沒有氯離子含量過高之虞，檢測結果及彙整表詳附件四。

9.3 標的物混凝土中性化深度試驗

水泥水化後會產生鹼性的氫氧化鈣，若混凝土的滲透性大，裂縫和孔隙多，空氣中或水中的二氧化碳會侵入混凝土和氫氧化鈣起反應，生成溶解性較低呈中性的碳酸鈣，會使混凝土的 PH 值降低，此即混凝土碳化作用，一般稱為混凝土中性化。混凝土中性化產生之主要傷害係因其能分解混凝土強度提供者—膠體，以致於混凝土強度降低；若繼續碳化，則碳酸鈣會轉變成溶解性較高的碳酸氫鈣，並由混凝土中析出而增加混凝土的孔隙，亦會使裂縫加寬，導致鋼筋易受腐蝕。

本案利用現場鑽心取樣試體，將酚酞溶液直接噴在鑽心試體表面，利用酚酞溶液遇鹼性物質會變成粉紅色的特性，量取鑽心試體未變色部份的深度扣除表面裝修、粉刷層厚度即所謂的中性化深度，混凝土鑽心試體中性化深度檢測結果顯示(詳附件四)，試體中性化深度均小於梁保護層厚度 5CM(本案為綠建築)，整體而言混凝土對鋼筋的保護、防蝕功能尚未受到影響。



十、標的物牆柱角傾斜率測量及一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果

10.1 標的物牆柱角傾斜率測量成果

為瞭解標的物傾斜情況本公會委託北極星測繪科技有限公司於民國 104 年 7 月 1 日起至現場進行標的物牆柱角傾斜率測量，測量成果顯示 A6-2 區標的物各棟之牆柱角傾斜率均小於 1/200（測量成果報告書如附件五），整體而言標的物無明顯傾斜情形。

10.2 標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果：

為瞭解標的物各柱位間是否有因為軸向壓縮變形、基礎土壤瞬時沉陷、壓密沉陷等因素而造成柱位間差異沉陷，本公會委託北極星測繪科技有限公司於民國 104 年 7 月 1 日起至現場進行標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量，測量方法主要於標的物地下室選取 X、Y 向柱線，量測柱線上各柱位於梁柱交界面處梁底高程，假設該點代表柱在該樓層之高程，藉由計算同一樓層同一柱線上各柱高程差可瞭解柱位間是否有差異沉陷及其角變位置量（測量成果報告書如附件五）。

理論上各測點高程測量成果應與各該點之原始高程值比對後得到該柱之沉陷量，再據以計算各測點間之高程差，進而求出各測點間之角變位置量。本案因無各測點之原始高程值，所以假設標的物完工後梁底為完全水平（各測點間原始狀態為無高程差），由標的物梁底高程測量成果計算各柱位間角變位置量，依此標準，標的物差異沉陷量歸納整理詳附件五。

因無各測點梁底高程初始值做比對，故本次鑑定梁底高程測量所得的梁底相對高程差及角變位，包含土層沉陷、垂直構材軸向變形及施工誤差等因素，無法據此計算構材相對變位所增加之應力。

各構架測點梁底相對高程差及角變位彙整說明如下：

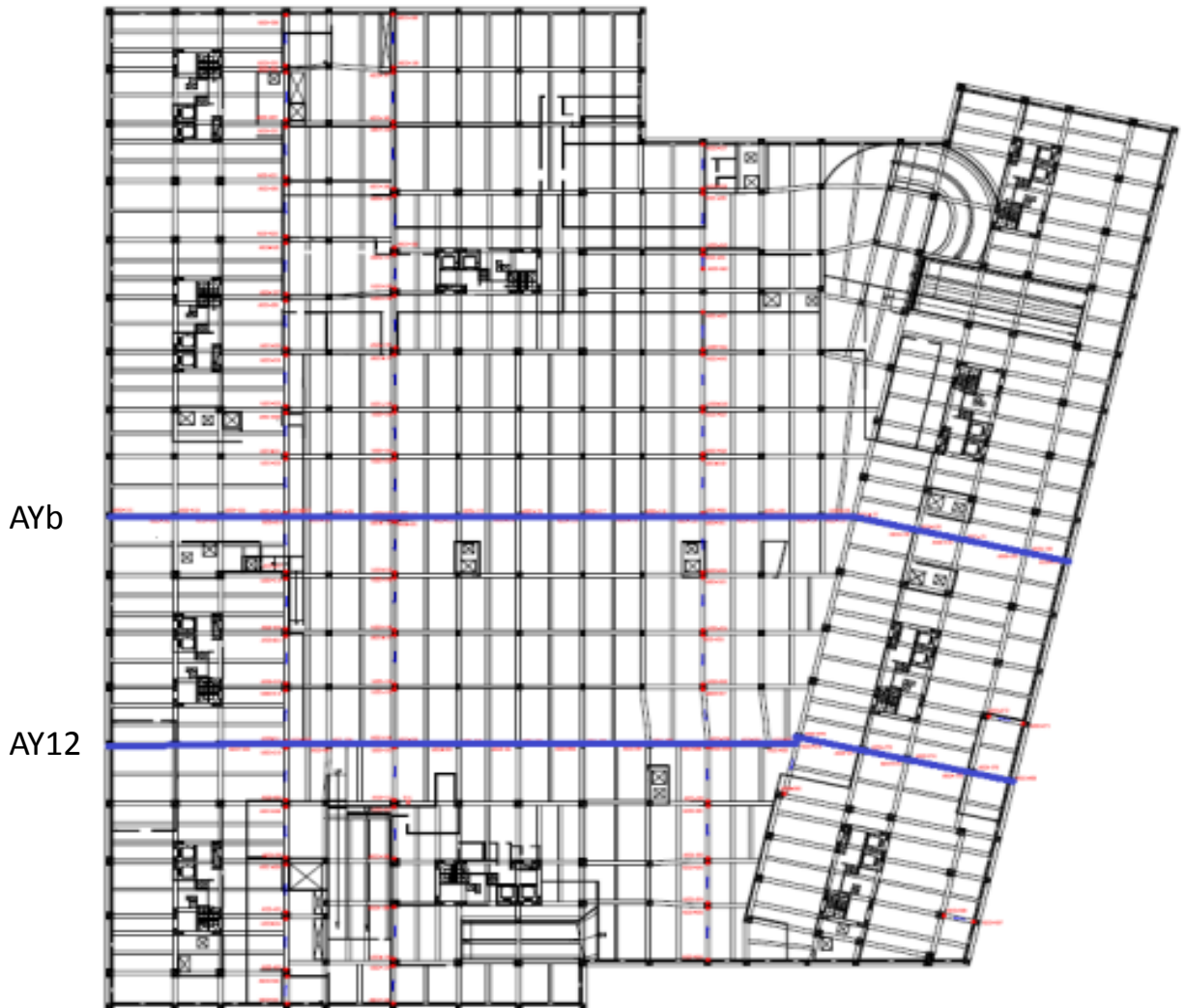
1. 地下二層梁底相對高程差及角變位

- (1). A、B、C、D 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 1/171 ~ 1/436，最大角變位為 1/171（軸線 BY14）。
- (2). 構架測點之梁底最大高程差達 7.8cm（軸線 AYb）。

2. 地下一層梁底相對高程差及角變位



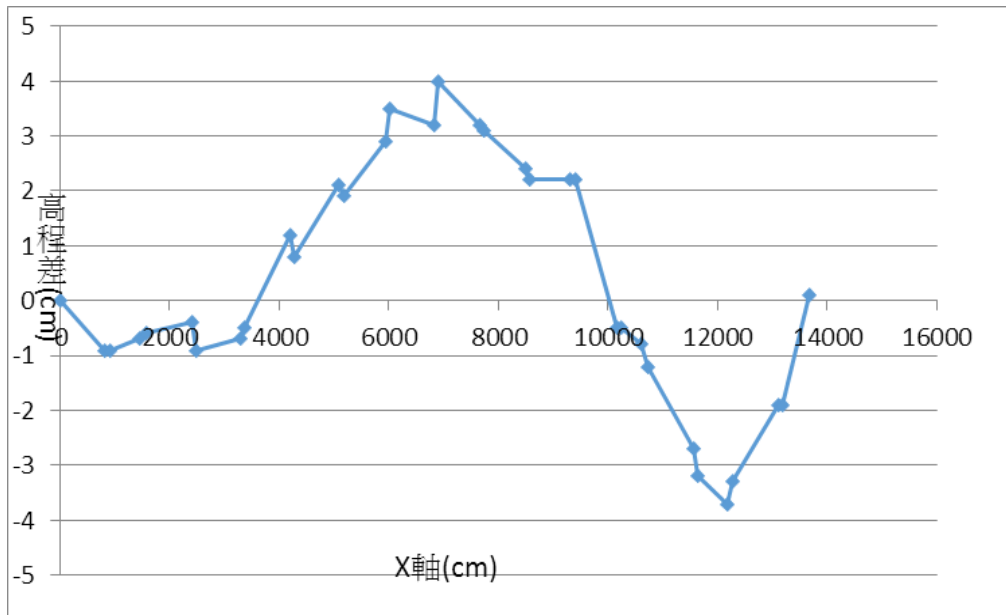
- (1). A、B、C、D 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/248 \sim 1/1025$ ，最大角變位為 $1/248$ （軸線 BYa）。
 - (2). 構架測點之梁底最大高程差達 9.8cm（軸線 AX4）。
3. 一層梁底相對高程差及角變位
- (1). A、B、C、D 棟大樓主體與連續壁間正交梁，由梁底相對高程差所求得之角變位為 $1/100 \sim 1/1769$ ，最大角變位為 $1/100$ （軸線 BY9）。
 - (2). 一層梁底相對高程差因受樓版面高差及梁斷面配合植栽、造景及覆土深度不一的影響，構架測點之梁底最大高程差達 106.8cm（軸線 AX4）。
- 將各梁底高程測點依其平面位置整理成一軸線，以平面位置為 X 座標，以梁底相對高程為 Y 座標(假設位於連續壁上之測點 Y 座標為 0)，並將同一軸線地下一層與地下二層兩層並列整理如下(詳附件五)：



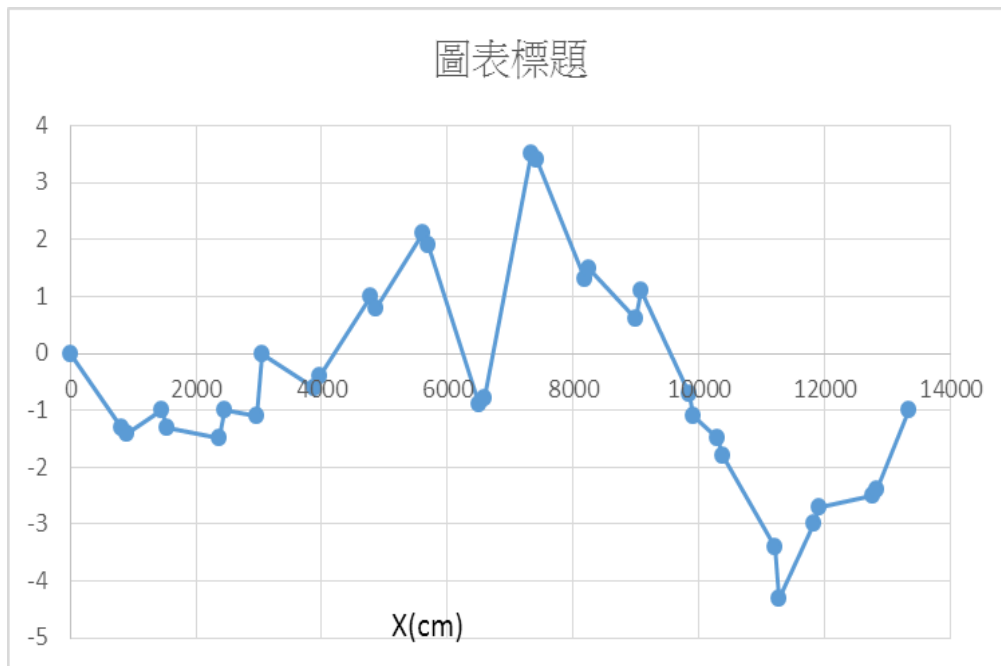
X 軸向軸線梁底高程測量位置示意圖



B1F - AYb 軸線

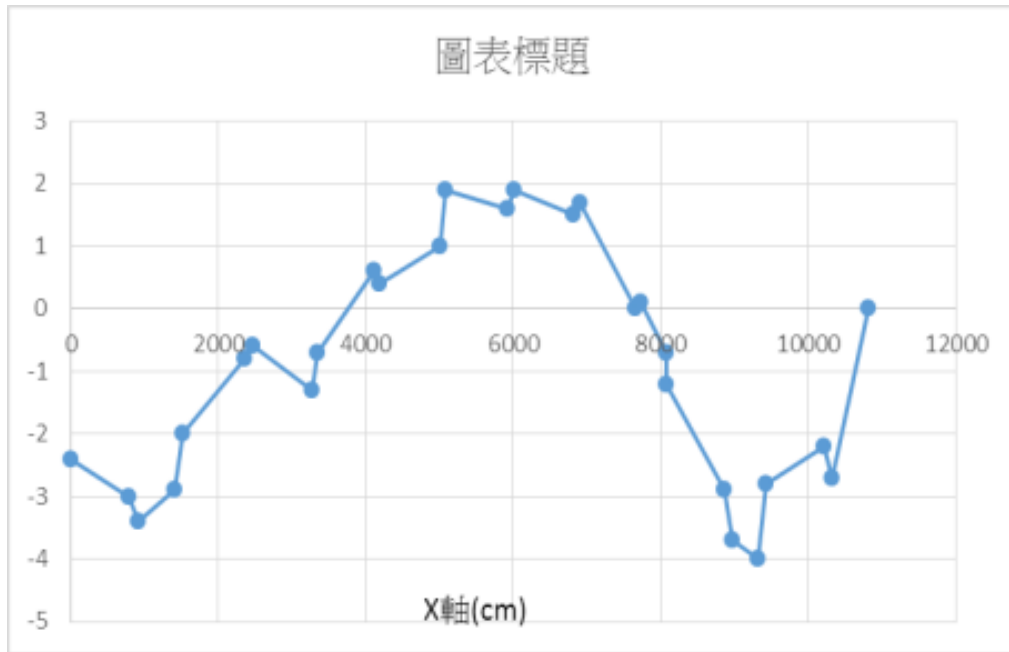


B2F- AYb 軸線

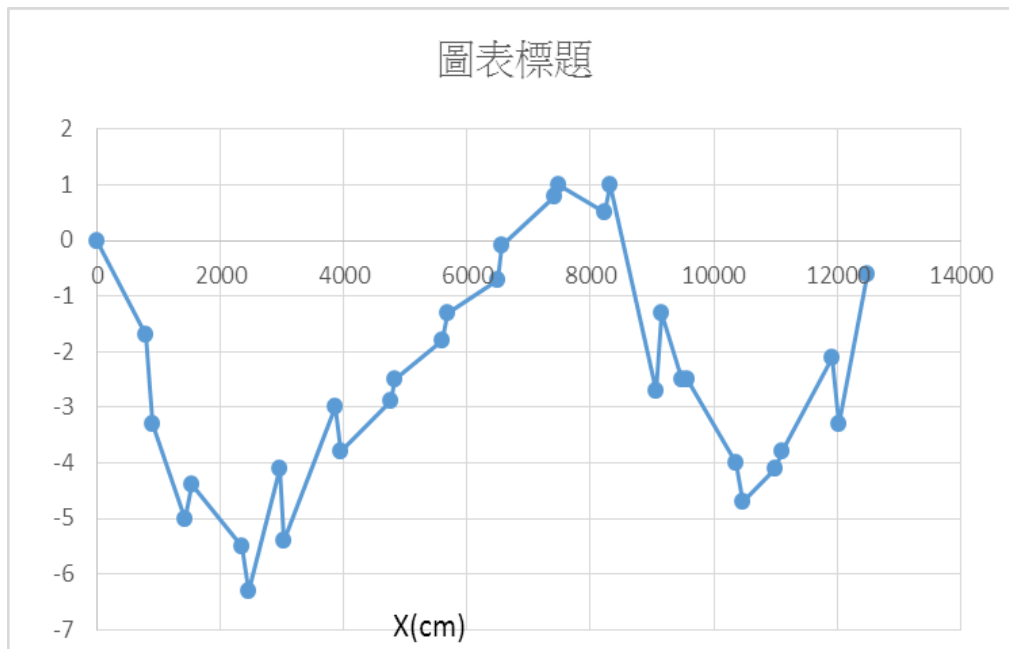


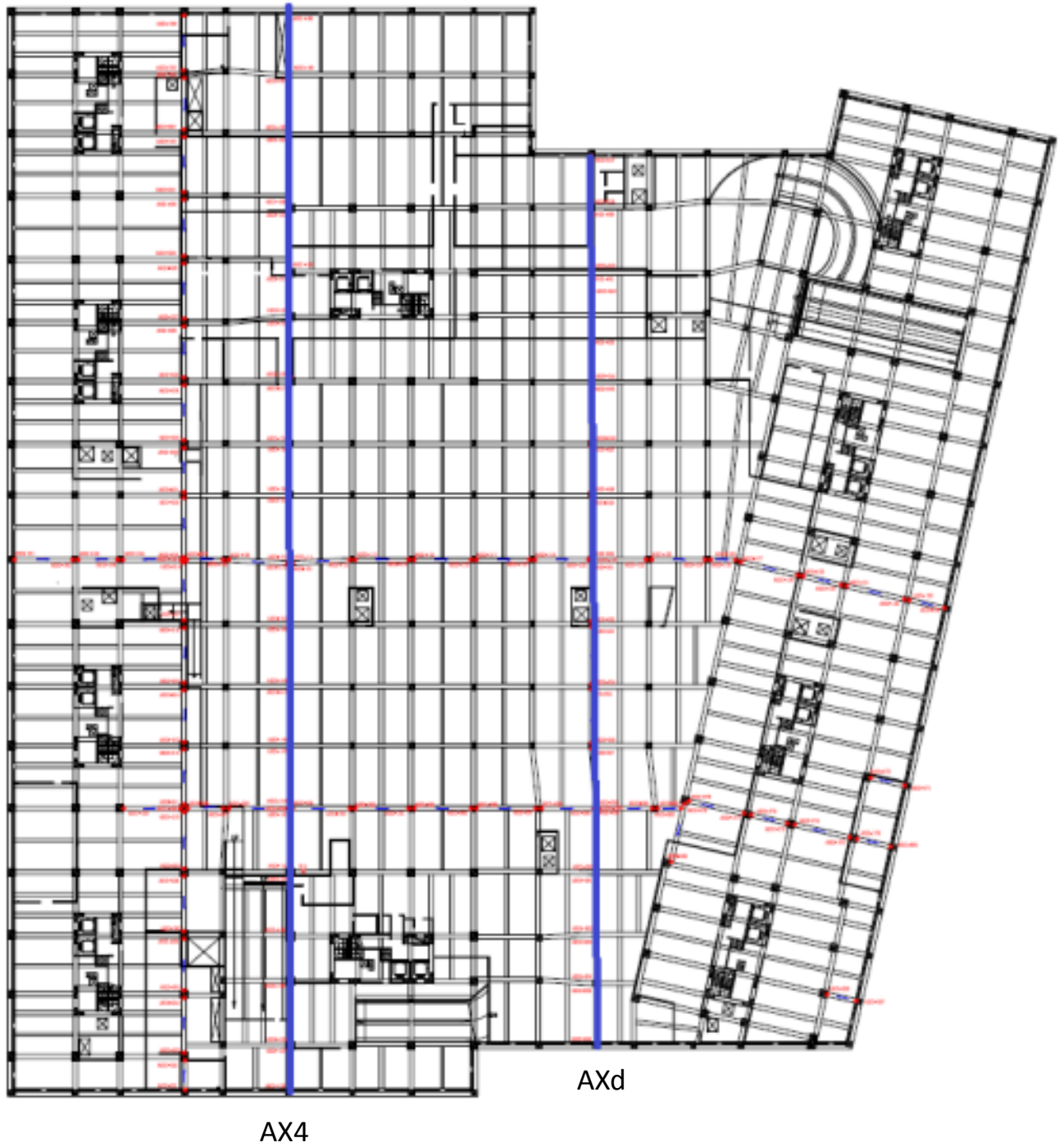


B1F- AY12 軸線



B2F- AY12 軸線

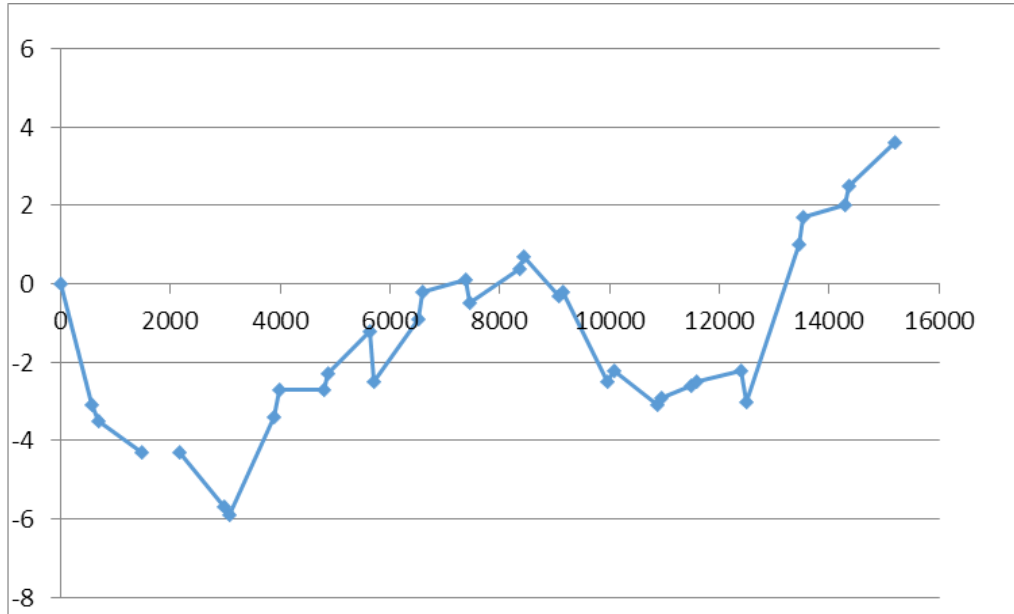




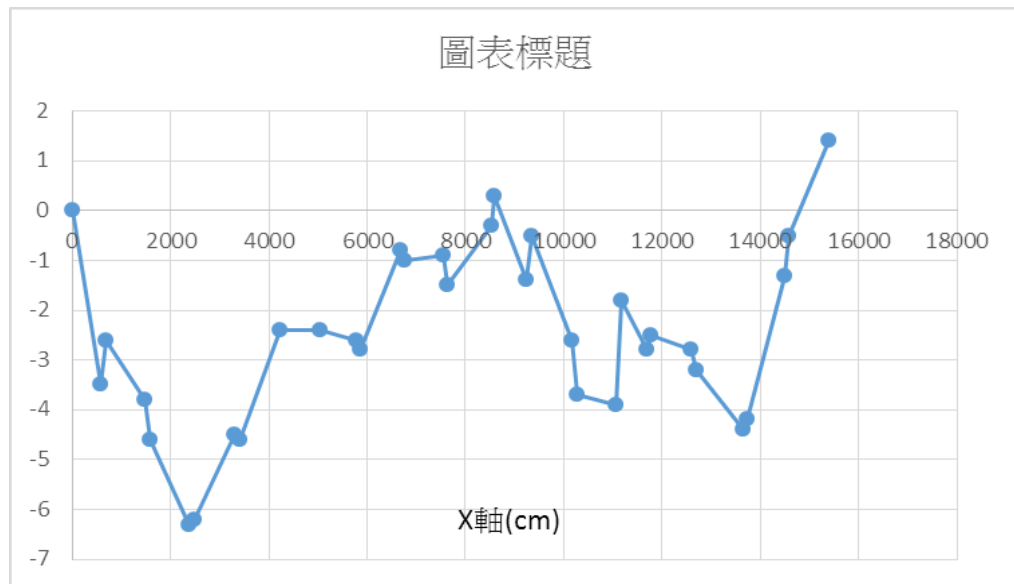
Y 軸向軸線梁底高程測量位置示意圖



B1F-AX4 軸線

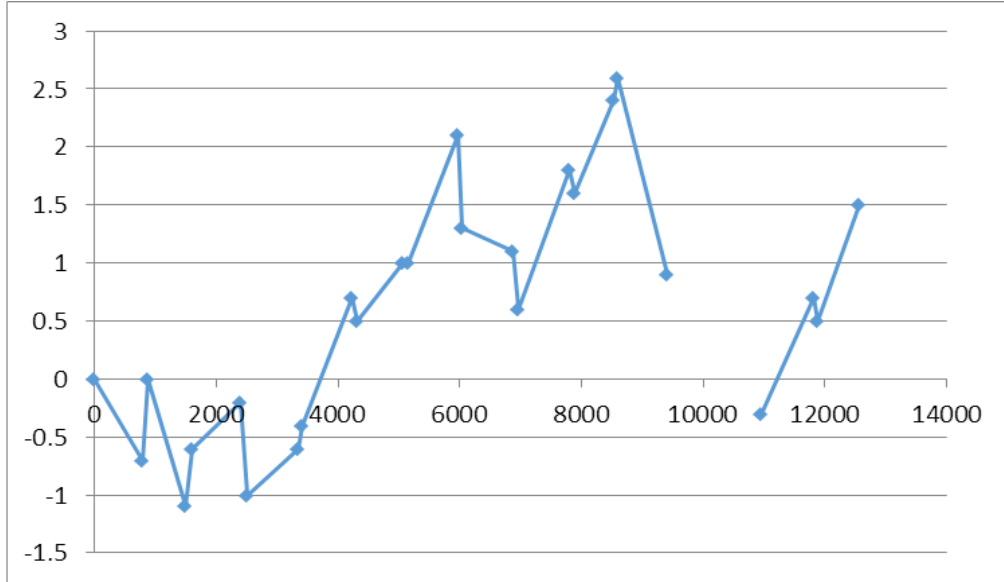


B2F-AX4 軸線

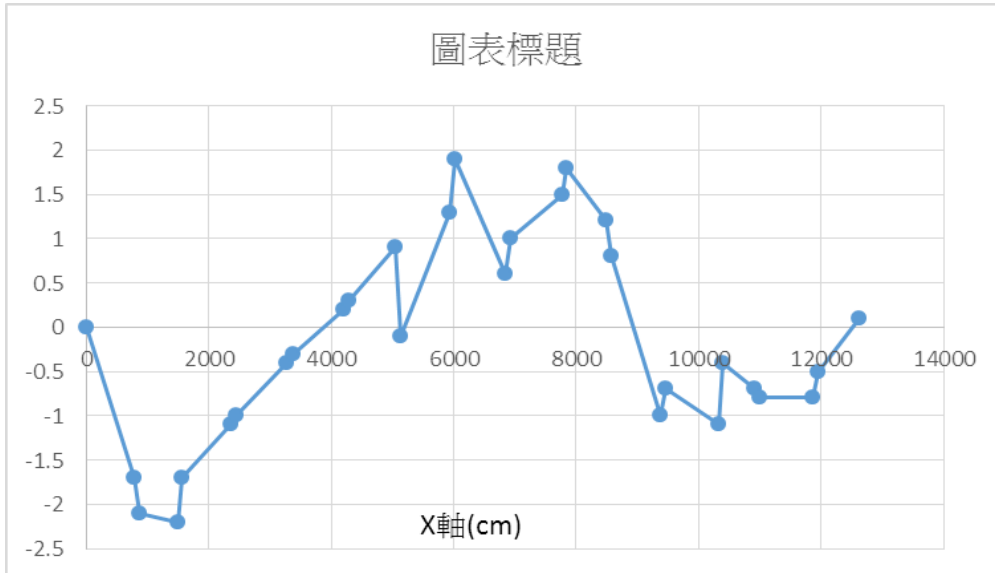




B1F-AXd 軸線



B2F-AXd 軸線



觀察各軸線相對高程曲線圖可發現，由地下一層及地下二層之各構架測點梁底相對高程，相對於連續壁測點之高程，標的物各棟大樓主體有向下沉陷之現象，部分中庭區有上拱之現象；同時，也可發現地下室各層現況裂損位置主要發生在梁兩端點之角變位較大處。



十一、標的物鋼筋配置檢測結果：

本公會為瞭解標的物各樓層梁柱鋼筋配置情形，乃委託聚大地球科技有限公司以透地雷達對梁、柱進行掃描。本案現場探測工作從民國 104 年 7 月 7 日開始進行，經過資料整理分析，完成透地雷達探測報告。

透地雷達波（GPR）主要係藉由電磁波天線單向地下或結構體內發射出電磁波束，此電磁波經地層或結構體之傳遞，遇到目標體、異常體或層面處發生反射現象而傳回電磁波天線單接收，由發射與接收得之電磁波信號時間差、以及介質之電磁波速度得以計算出目標體之深度，同時由接收得之電磁波信號之強弱亦得以判釋目標體之材質，因透地雷達能產生連續之高頻電磁波，因此能探測出地下或結構體內連續之高解析度剖面。

此次透地雷達探測係以 900MHz 之天線單進行掃描，掃描深度為 100 公分左右，於各測線掃描圖中結構物表面產生之強反射予以濾除，而其下則反應出梁柱結構體狀態，因鋼筋為雷達波之強反射體，因此於掃描影像圖中，於鋼筋位置將顯現出較強之反射信號。各梁柱掃描位置之透地雷達掃描影像圖經判釋繪製得鋼筋位置圖，透地雷達掃描成果詳附件六。

鋼筋探測結果其號數之判讀會受到桿件外部裝飾面厚度、保護層厚度、鋼筋搭接及桿件內部埋管等因素之影響；鋼筋支數亦可能因現場施工因素調整鋼筋層數或位置造成與原設計及變更設計不同，研判現場抽樣探測結果其主筋配筋雖與原設計及變更設計圖說雖略有出入但幅度不大，主筋及箍筋採用原設計及變更設計圖說所示鋼筋量進行分析，研判尚屬適當。

十二、地質調查報告檢視成果

為瞭解鑑定標的物坐落基地之地質狀況，台中結構公會委託璞岩工程顧問有限公司在 A6 區基地旁補充鑽探 2 孔，並完成「新北市板橋區浮洲合宜住宅補充地基土壤探查報告書(A6區)」(以下簡稱台中結構公會地調報告，部分內容節錄如附件七)。而原設計申請建造執照時委任單位委託中聯工程顧問有限公司完成之「浮洲合宜住宅(A6) 新建工程地質紀實調查及基本分析報告書」(以下簡稱原設計地調報告，部分內容節錄如附件七)。兩份報告調查成果比對整理如下表：



原設計及台中市結構工程技師公會地質鑽探報告比對成果表

項次	比對項目		原設計鑽探報告	台中市結構公會地調報告	
1	地質及土壤參數	地質		二者之地層分佈大致相近	
		建築物地下室筏基底部所處第二層地層之比對	土層種類	粉土質中細砂層 (SM)	砂礫石或粉土質砂層 (SP-SM)
			平均 N 值	16	12
			c'	0 t/m ²	0 t/m ²
		φ'	31°	31°	
2	建議地下水位	低地下水位(地表面下)	5.5m	5.5m	
		高地下水位(地表面下)	0.0m 或 1.5m	2.5m	
3	筏基容許承载力		155.8t/m ²	100t/m ²	
4	基礎沉陷量	基礎座落於第二層砂土層之彈性沉陷量	計算公式	採 Meyerhof(1965) 公式 $\delta = \frac{2.84q}{N}$	採建築物基礎構造設計規範 (2001 年) 公式 $\Delta H_{ip} = \sum \frac{H_i}{E_i} (\Delta \sigma_{vi} - 2v_i \Delta \sigma_{hi})$
			N (第二層地層平均 N 值)	16	12
		δ (第二層砂土層)	1.65cm	17cm(基礎版中央)及 7cm(基礎版角隅)	
		採 Terzaghi 單向度壓密理論計算第三層黏土層之壓密沉陷量 ΔH		1.22cm	19cm(基礎版中央)及 5cm(基礎版角隅)
5	地盤反力係數 Kv	E _s	280N = 4480 t/m ²	250N = 3000 t/m ²	
		μ(土壤柏松比)	0.3	0.3	
		B	2.0m	2.5m	
		Kv	2400 t/m ³	1300~1400 t/m ³	
6	土壤液化		研判連續壁圍束效應，截至目前尚未見有連續壁圍束內之地層產生液化之案例，不致產生液化問題	建議將液化地層之垂直地盤反力係數 Kv 由 1300~1400t/m ³ 折減為 800~900 t/m ³ (折減係數 D _E = $\frac{2}{3}$) 進行結構耐震設計	



綜觀兩份報告成果，有關基地地質、地下水位與原調查成果差距不大；會影響基礎沉陷量之地盤反力係數 k_v 值，原設計地調報告建議 2400 t/m^3 ，台中結構公會地調報告則建議 $1300\sim 1400 \text{ t/m}^3$ ，原設計地調報告稍高。

有關土壤液化可能性，原設計地調報告分析結果認為：「小地震時基地土壤液化抵抗率皆大於1，無發生液化之虞。而設計地震及最大考量地震時，基礎開挖面以下之砂土層（GL.-12.11m以下），防止土壤液化之安全係數部分小於1。對於可能發生液化之砂土層，其耐震設計用土壤參數需進行折減(折減係數 D_E)，建議結構設計單位依此進行耐震設計」。但依原設計地調報告計算結果，設計地震及最大考量地震時之折減係數 D_E 值皆為1，相當於不折減。此外，該報告並說明「擋土壁體若採用剛性的連續壁，可抑制基礎下土壤之剪力破壞，遮斷地震引發超額孔隙水壓之傳遞，防止液化現象。因臺北盆地之地層依文獻記載尚無採用連續壁結構體產生液化之案例發生，故本基地若採用剛性的連續壁設計，經研判無土壤液化之虞」。而台中結構公會地調報告則因有土壤液化可能，建議進行結構耐震設計時採用折減係數 $D_E=2/3$ ，將可能液化地層之垂直地盤反力係數 K_v 由 $1300\sim 1400 \text{ t/m}^3$ 折減為 $800\sim 900 \text{ t/m}^3$ 。

有關基礎土壤容許承载力部分，原設計地調報告計算後建議基礎之容許承载力 $=155.8 \text{ t/m}^2$ ，短期(考慮地震力時)之容許承载力 $=233.7 \text{ t/m}^2$ ；而台中結構公會地調報告則建議基礎之容許承载力 $=100 \text{ t/m}^2$ ，兩報告容許承载力雖然差異甚大，但因即使採用較為保守之 100 t/m^2 ，仍然遠超過本工程高層區（24F/3B）結構體作用於土壤之最大荷重，故本工程基地沒有基礎承载力不足之虞，可符合基礎設計規範要求。

有關基礎沉陷部分，原設計地調報告並未採用「建築物基礎構造設計規範」（2001年版）之公式(如上表台中結構公會地調報告所採之公式)，卻採用1965年的Meyerhof公式，又其用來計算沉陷量的基礎土壤承受之淨壓力 $q \text{ (t/m}^2\text{)}$ ，依 $q = 32.0 - 22.7 = 9.3 \text{ t/m}^2$ 計算求得，其中 32.0 t/m^2 為累計基礎版上方結構體總平均重量值，不但小於原設計結構計算書，更小於本公會本次鑑定計算得到之值。因依據Meyerhof 1965公式，沉陷量 δ 與基礎土壤承受之淨壓力 q 成正比， q 值低估造



成相對求得之沉陷量 δ 亦偏低，導致原設計地調報告沉陷量估算值遠小於台中結構公會地調報告估算值。研判實際上兩柱位間之差異沉陷量及角變位量將大於該報告所估算之 $1/440(1.44/635)$ ，會超過該報告所述規範要求「最大撓曲度不得大於 $1/250$ 」之規定。

另外，一般新建工程於申請建照時，提送之地質調查報告書均會針對各該工程基地地質特性及新建工程規模等需求，本於大地工程專業提出該工程基礎型式建議。反觀本案之原設計地質調查報告書雖有”第五章 基礎型式選擇”，分析基礎土壤支承力、沉陷量、土壤垂直地盤反力係數及土壤液化潛能評估等項目，最後卻未對基礎型式提出任何建議，與一般工程慣例不同。



十三、A6-2區結構設計檢視

1. 原設計基本資料彙整

經檢視原設計計算書圖，彙整該計算書圖之基本設計資料如下

- (1) A6-2 區 10 棟建物結構系統均採用鋼筋混凝土構造特殊抗彎矩構架及剪力牆二元系統，基礎型式採用地梁式筏式基礎。
- (2) 分析程式採用 ETABS 程式 V. 8. 5. 0 版，而該程式梁、柱、剪力牆等構件設計採用之規範為美國鋼筋混凝土協會 ACI318-99 規範。
- (3) 梁、柱、剪力牆等構件設計所採用之載重組合及強度折減因數(ϕ) (詳附件三原設計結構計算書 P. 132、-141)，為內政部民國 100 年「混凝土結構設計規範」中「規範主文」之規定，並非使用前項所述規範「附篇 C」之替代值。
- (4) 耐震設計採用規範為「建築物耐震設計規範及解說(民國 100 年 7 月)」，地震微分區為新北市板橋區中山里，屬臺北盆地之臺北二區。
- (5) 原設計所採用之材料強度：

依原設計結構計算書：

混凝土：B3F~B1F、1F~9F 柱、牆、梁、版， $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

B3F 地梁、版；9F 以上， $f_c' \geq 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋：降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #4 以上 (含)

降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #3 以下 (含)

依原設計設計圖說及分析模型：

混凝土：B3F 樓版面以上 ~ 10F 樓版面以下 $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

B3F 樓版面以下、10F 樓版面以上 $f_c' \geq 280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋：降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ #4 以上 (含)

降伏強度 $f_y \geq 2800 \text{ kgf/cm}^2$ #3 以下 (含)



(6)各層建築層高、使用用途與活載重：

樓層別	建築層高 (m)	用途	設計活載重 (kgf/m ²)
PRF	-	屋頂	300
R3F	3.0	電梯機房	1000
R2F	2.8	機房	500
R1F	3.2	屋頂	300
24F~2F	3.3	住宅	200
夾層	3.0	店鋪夾層	500
1F	3.0	店鋪	500
		室外	1500
B1F	3.5*	停車、機房	500
		發電機室	1500
		配電室	1500
B2F	3.1*	停車、機房	500
B3F	3.1*	停車、機房	500

*註：地下室樓高與建築剖面圖不符。剖面圖之地下室樓高為：B1F 4.5m，
B2~B3F 3.05m，1F 抬高 0.5m。依據建築剖面圖標示之地下室樓高計算開
挖深度才符合原結構計算書計算水浮力時之開挖深度 12.7m。

(4.5+3.05+3.05+2.5+0.1-0.5=12.7m)



2. 結構設計檢視依據

- (1)按本工程建築執照申請時期推估結構設計所需遵循規範，因標的物為鋼筋混凝土結構，梁、柱、剪力牆等構件設計應遵循內政部「100.6.9 台內營字第 1000801914 號令」修正公佈，民國 100 年 7 月 1 日施行之「混凝土結構設計規範」（以下簡稱 100 年版 RC 規範）。
- (2)100 年版 RC 規範允許之設計方法簡單而言可分成下列 3 種方式：
 - A.完全遵照 100 年版 RC 規範主文規定
 - B.採用附篇 B(與前版(91 年版)規範或 ACI318-99 規範相當)之設計方法，設計載重因數與強度折減係數則採用附篇 C「強度折減因數與設計載重之替代值」。
 - C.採用附篇 B 之設計方法，設計載重因數與強度折減係數則採用規範主文第二章之規定。
- (3)然經檢視委任單位提供之原設計結構計算書，原設計單位係採用 ETABS 程式 V. 8. 5. 0 版程式，而該程式梁、柱、剪力牆等構件設計採用之規範為 ACI 318-99 規範（詳附件三原設計結構計算書），而 ACI 318-99 規範對應之設計規定應為 100 年版 RC 規範中「附篇 B」之規定，但設計載重因數與強度折減係數則採用規範主文第二章之規定。綜合研判，原設計單位係採用前項 C 之方法進行設計。
- (4)本設計檢視依循一般工程慣例，採用前項方法 B(附篇 B+附篇 C)之規定進行檢視。

綜合上述，本檢視依循規範如下：

- A.混凝土結構設計規範（民國 100.7.1 生效）及附篇 B、附篇 C。
- B.建築物耐震設計規範及解說（民國 100.7.1 生效）。

除依循上述規範進行檢視，餘按結構工程學理或一般工程慣例進行之。



3. 結構設計檢視經過

(1) 原分析模型檢視過程

- A. 初步由原設計單位所提供鑑定標的物之結構分析、設計檔案（以下簡稱原分析模型，包括 A6-2. EDB 及「變更設計結構計算書 A6-2. doc」），逐步檢視原分析模式是否符合規範、結構工程學理或一般工程慣例之設定，針對有疑慮處於鑑定過程請設計單位釋疑。
- B. 因設計單位提供之分析檔案並不完整，本公會曾邀請本案結構設計單位（許浩展結構技師事務所 許浩展技師）出席討論會釐清。結構設計單位說明提供鑑定單位之分析模型為現場發生裂損後所修正，非原始設計使用之分析模型，雖設計單位口頭表示願意提供原設計相關資料，然後續並未再提供修正檔案。因此，對原分析模式設定有疑慮處，只能按規範、學理、工程慣例及設計單位之會議上之說明，逐一修正分析模型，據以進行設計檢視。

(2) 原分析模型設定檢視

- A. 分析模型為包含 A6-2 區 10 棟上部結構與地下室之整體分析模型，包括基礎下方土壤彈簧模擬，土壤彈簧值採 $K_v = 2300 \text{tf/m}^3$ 、 $K_{H1} = 1.000\text{E}+08 \text{tf/m}^3$ 、 $K_{H2} = 1.000\text{E}+08 \text{tf/m}^3$ 。垂直土壤彈簧模擬值與地質調查報告建議相符。
- B. 原分析模型基礎版採 Shell Element 模擬，但多處 Shell Element 之節點並無連結，無連結處基礎版版彎矩無法平衡，模擬方式不適當。
- C. 原分析採彈性地梁基礎，惟分析模型採動力分析模式，無靜力地震力輸入資料，並無法進行基礎分析，且基礎版並無設定水浮力。
- D. 原分析模式未設定樓層偏心扭矩，動力分析無設定 5% 之意外偏心，靜力分析之偏心扭矩 T_x 、 T_y 於各樓層亦皆為 0。
- E. 設計單位說明，上部結構設計時基礎底部採「固定端」設定，無設土壤彈簧，而基礎設計時另採設定土壤彈簧之彈性地梁模型。本公會設計檢視採用設計單位此部分說明進行檢視，即上部結構設計檢視時採用基礎固定模式，基礎(地梁)設計檢視時另外採用彈性基礎模式。



- F.原設計各棟剪力牆端構材厚度與剪力牆相同，並未將端構材斷面擴大，原分析模型於相同寬度之剪力牆內設定柱構材，模擬牆端部構材與轉角構材，柱與剪力牆勁度重複計算，造成整體結構側向勁度高估，故必須修正調整以符合實際狀況，因此，本設計檢視全部改採牆元素 (Shell Element) 模擬。
- G.原分析模型於剪力牆大面積開窗處，將開窗剩餘牆段模擬為深度超過 200cm 之深梁，深梁於端部未開孔處又與該處剪力牆之勁度重複計算 (重疊 200cm)，因此，設計檢視修正該牆段之模擬方式為牆元素，以設定 Spandrel 方式檢視之。
- H.原分析模型將一層、地下一層至地下三層等地下室各層樓版都設定為剛性橫隔版 (Rigid Diaphragm)，經結構分析發現於設定一層樓版為剛性橫隔版的情況下，上部結構因地震產生之所有側向地震力必須經由一層樓版傳遞至位於地下室兩側之連續壁，由於必須經由一層樓版傳遞之水平地震力遠超過原設計一層樓版所能承擔，將造成一層樓版開裂，樓版開裂後，水平地震力無法傳遞至兩側之連續壁而直接經由柱往下傳遞，故本公會設計檢視時地下各層樓版改採柔性樓版 (Flexible Slab) 設定。
- (3)原分析模型靜載重設定檢視：
原分析模型靜載重(含牆重)僅於樓版設定 300kgf/m^2 (含非結構牆重量) 均佈荷重 (Uniform Surface Load)，對於承受牆載重之桿件並未設定外牆重量 (Frame Distributed Load)，與實際重量分佈不符。設計檢視將依重新核算後之重量，依照桿件實際承載狀況，以外牆線載重與內部樓版均佈荷重方式重新調整之。
- (4)原分析模型活載重設定檢視：
原分析模型活載重採 Live Load 設定，設計檢視時考量建築技術規則允許活載重折減，設定改採 Reducible Live Load 設定，設定方式如圖 1。

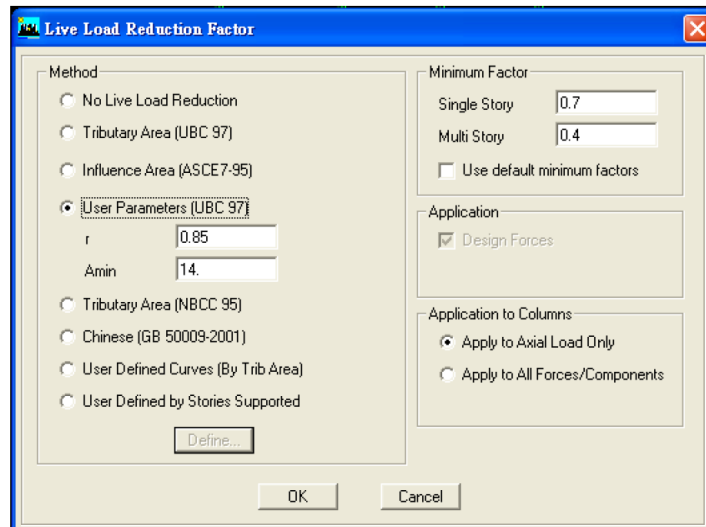


圖 1. 活載重折減設定

(5)原分析模型梁柱剛域設定檢視：

原分析模型鋼筋混凝土之梁柱接合剛域 (Rigid Zone) 採 0.5，尚符學理要求鋼筋混凝土構造剛域合理值 (0.5~1.0) 之下限，本設計檢視沿用之。

(6)基面上建築物總重檢視：

檢視原設計計算書，加總設計地震力基面以上重量，原設計樓層重量計算(第 3.2 節)所得樓層總重量 (1) 與其計算設計地震力(第 3.3 節)採用之樓層總重量 (3) 不相符。本設計檢視重新計算重量後得到重量 (2)，計算設計地震力使用之重量 (3) 與重新計算之重量 (2) 約略相符。整理比較如下：



表 1. 基面上建築物總重檢視結果

	原設計計算書 樓層重量 計算資料(1)	原設計計算書 地震力計算 使用重量(3)	設計檢核 重新計算 所得重量(2)	(1)/(2)	(3)/(2)
A	23520.86 tf	23013 tf	23864 tf	98.56%	96.43%
B	22005.75 tf	20572 tf	21448.79 tf	102.59%	95.91%
C	24022.08 tf	24981 tf	24498.53 tf	98.06%	101.97%
D	22525.03 tf	20683 tf	19778.09 tf	113.89%	104.58%
E	22808.81 tf	22197 tf	24121.35 tf	94.56%	92.02%
F	22187.29 tf	23332 tf	24758.89 tf	89.61%	94.24%
G	22005.75 tf	22552 tf	21831.07 tf	100.80%	103.30%
H	23722.90 tf	24327 tf	23649.25 tf	100.31%	102.87%
I	24224.12 tf	24336 tf	23550.28 tf	102.86%	103.34%
J	22506.97 tf	22564 tf	21828.95 tf	103.11%	103.37%



表 2. A 棟基面上各層重量檢視結果

A 棟 樓層靜載重比對(ton)			
	原設計計算書	設計檢核	(1)/(2)*100%
STORY	樓層重量(1)	重新重量計算(2)	
PRF	153.03	171.24	89.37
RF3	253.49	263.84	96.08
RF2	172.91	253.90	68.10
RF1	840.67	1338.47	62.81
24F	813.67	902.54	90.15
23F	824.26	913.81	90.20
22F	813.67	902.64	90.14
21F	813.67	902.54	90.15
20F	836.22	923.93	90.51
19F	825.64	913.41	90.39
18F	825.64	913.41	90.39
17F	836.22	923.93	90.51
16F	825.64	913.41	90.39
15F	850.71	938.14	90.68
14F	870.11	1162.02	74.88
13F	850.71	938.14	90.68
12F	850.71	938.14	90.68
11F	863.05	950.40	90.81
10F	850.71	938.14	90.68
9F	880.43	968.79	90.88
8F	894.54	982.81	91.02
7F	880.43	968.79	90.88
6F	880.43	968.79	90.88
5F	894.54	982.81	91.02
4F	880.43	968.79	90.88
3F	880.43	971.37	90.64
2F	2182.70	962.02	226.89
1MF	1176.20	601.52	195.54
SUM	23520.86	24477.72	96.09



(7)上部結構設計地震力資料檢視：

經修正分析模型重量與剪力牆勁度後，因重量修正、剪力牆勁度減少，振動週期略微增長，比較原設計與分析模型修正後地震力計算資料如下：

表 3. 各棟上部設計地震力檢視結果

	原設計計算書 上部設計地震力(1)	設計檢核 重新計算 上部地震力(2)	(1)/(2)
A	2693 tf	2384 tf	112.96%
B	2650 tf	2582 tf	102.63%
C	2923 tf	2415 tf	121.03%
D	2916 tf	2577 tf	113.15%
E	2677 tf	2486 tf	107.68%
F	2730 tf	2297 tf	118.85%
G	2923 tf	2600 tf	112.42%
H	2934 tf	2450 tf	119.75%
I	2935 tf	2835 tf	103.52%
J	2906 tf	2446 tf	118.80%



表 4. A 棟上部設計地震力資料檢視結果

A 棟法規設計地震力資料檢核				
	原設計		設計檢核	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區			
結構物高度 H_n	81.9m, 24 層			
	X	Y	X	Y
法規週期上限	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	2.07	2.05	2.39	2.23
設計用週期 T	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I :	I=1.0, 第四類			
結構系統 :	二元系統 : SMRF+剪力牆 R=4.0			
工址水平譜加速度係數 :	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{MS}=0.8$			
譜加速度係數分界週期 :	$T_D^0=1.3$ 、 $T_M^0=1.3$			
地震力折減係數 F_u :	$F_U=2.5$			
地震力折減係數 F_{um} :	$F_{UM}=4.0$			
起始降伏放大係數 α_y :	$\alpha_y=1.0$			
基面上建築物總重 W :	23013 tf		23864 tf	
設計總橫力 V :	$V=0.1170W$		$V=0.0999W$	
	$V=2693\text{ton}$		$V=2384\text{ton}$	
	差異(原設計/檢核)		112.96%	



(8)上部結構大梁斷面檢視結果：

經修正分析模型重新進行結構分析設計後，未能於 ETABS 完成設計之大梁（程式會自動顯示” 0/S” ），主要為位於樓梯間連結兩側剪力牆之大梁(G5)，以 A 棟(圖 2)分析結果為例：A 棟 2FL~22FL 樓梯間大梁，程式皆未能完成設計，表示此部分大梁斷面不足。

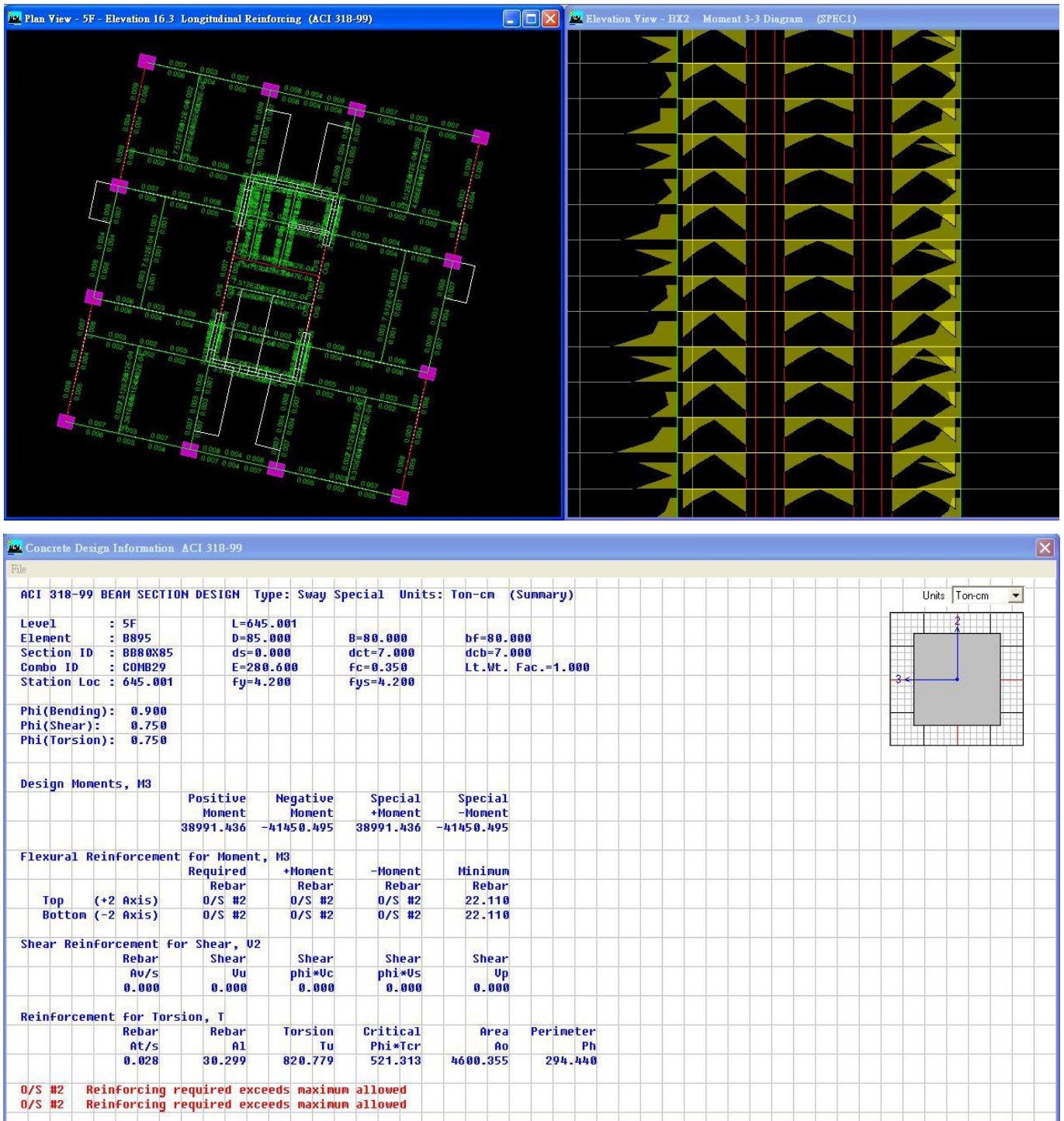


圖 2. A 棟樓梯間連結兩側剪力牆之大梁斷面不足無法完成設計



(9)上部結構大梁配筋檢視結果：經修正分析模型重新進行結構分析設計後，其梁配筋與原設計進行比較，除前述斷面不足之大梁外，尚有部份大梁配筋低於檢視所需配筋。以A棟的5層為例(表5~表6)。標的物各棟全部梁配筋設計檢視成果詳附件九。

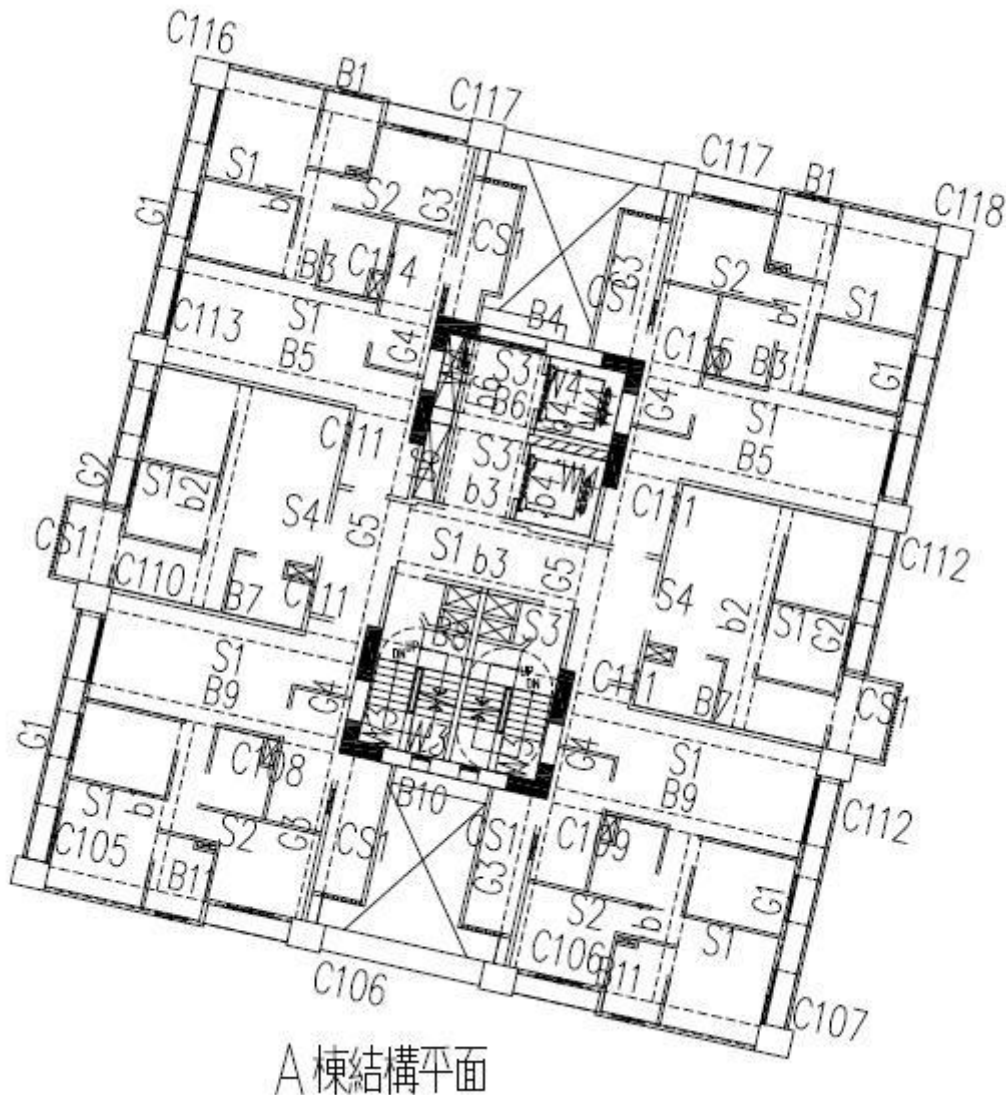


圖 3. A棟結構平面圖



表 5. A 棟 5 樓配筋檢視結果(1/2)

下列出現	「OK」表示:	比值 ≤ 1.0
出現	「*」表示:	$1.0 < \text{比值} \leq 1.1$
出現	「**」表示:	$1.1 < \text{比值}$

樓層=5F	梁名=B12										
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值			
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd			
主筋上層	8-#10	8-#10	65.36	65.36	75.77	76.24	1.16	1.17	**	**	
主筋下層	7-#10	7-#10	57.19	57.19	72.88	72.54	1.27	1.27	**	**	
剪力鋼筋	2-#4@15	2-#4@15	0.34	0.34	0.44	0.44	1.3	1.3	**	**	
樓層=5F	梁名=B11										
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值			
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd			
主筋上層	7-#10	8-#10	57.19	65.36	67	71.31	1.17	1.09	**	*	
主筋下層	6-#10	7-#10	49.02	57.19	55.25	44.58	1.13	0.78	**	OK	
剪力鋼筋	2-#4@12	2-#4@12	0.42	0.42	0.32	0.33	0.76	0.78	OK	OK	
樓層=5F	梁名=G3										
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值			
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd			
主筋上層	10-#10	12-#10	81.7	98.04	74.47	84.56	0.91	0.86	OK	OK	
主筋下層	10-#10	8-#10	81.7	65.36	68.27	73.94	0.84	1.13	OK	**	
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	0.43	0.43	0.85	0.85	OK	OK	
樓層=5F	梁名=B7										
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值			
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd			
主筋上層	13-#10	13-#10	106.21	106.21	62.46	86.06	0.59	0.81	OK	OK	
主筋下層	8-#10	8-#10	65.36	65.36	57.33	42.42	0.88	0.65	OK	OK	
剪力鋼筋	2-#4@12	2-#4@12	0.42	0.42	0.33	0.37	0.78	0.87	OK	OK	



表 6. A 棟 5 樓配筋檢視結果(2/2)

樓層=5F	梁名=G5									
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值		
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd		
主筋上層	17-#10	17-#10	138.89	138.89	O/S	O/S	O/S	O/S	**	**
主筋下層	17-#10	17-#10	138.89	138.89	O/S	O/S	O/S	O/S	**	**
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	O/S	O/S	O/S	O/S	**	**
樓層=5F	梁名=G2									
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值		
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd		
主筋上層	11-#10	11-#10	89.87	89.87	77.06	93.19	0.86	1.04	OK	*
主筋下層	9-#10	9-#10	73.53	73.53	79.18	66.98	1.08	0.91	*	OK
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	0.38	0.43	0.75	0.85	OK	OK
樓層=5F	梁名=B5									
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值		
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd		
主筋上層	14-#10	14-#10	114.38	114.38	74.42	82.53	0.65	0.72	OK	OK
主筋下層	9-#10	9-#10	73.53	73.53	56.69	50.58	0.77	0.69	OK	OK
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	0.34	0.34	0.67	0.67	OK	OK
樓層=5F	梁名=G1									
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值		
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd		
主筋上層	10-#10	11-#10	81.7	89.87	O/S	85.72	O/S	0.95	**	OK
主筋下層	6-#10	9-#10	49.02	73.53	O/S	58.84	O/S	0.8	**	OK
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	O/S	0.35	O/S	0.69	**	OK
樓層=5F	梁名=B1									
	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端比值	右端比值		
	原配筋	原配筋	As_prd	As_prd	As_req	As_req	As_req/As_prd	As_req/As_prd		
主筋上層	9-#10	10-#10	73.53	81.7	74.7	74.7	1.02	0.91	*	OK
主筋下層	8-#10	9-#10	65.36	73.53	59.49	50.76	0.91	0.69	OK	OK
剪力鋼筋	2-#4@10	2-#4@10	0.51	0.51	0.33	0.34	0.65	0.67	OK	OK



(10)柱配筋檢視結果：本鑑定柱筋設計檢視採用直接於檢視設計之分析模型中輸入原設計柱配筋量進行檢視。依規範檢視結果，部分柱主筋、箍筋有不足情形。以 A 棟(表 7~表 8)檢視結果。標的物各棟柱配筋設計檢視成果詳附件九。

依據混凝土工程設計規範第 15 章耐震設計之特別規定：

15.5.4 橫向鋼筋

15.5.4.1 橫向鋼筋應按下列規定配置，惟不得小於第 15.5.5 節規定之橫向鋼筋量。

(1)螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 不得小於式(15-2)之值，亦不得小於式(3-8)之值。

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yt} \quad (15-2)$$

(2)矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於式(15-3)及式(15-4)之值。

$$A_{sh} = 0.3 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (15-3)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (15-4)$$

(3)橫向鋼筋可採用單個或重疊閉合箍筋。與閉合箍筋相同大小與間距之繫筋應可使用。繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並間隔換端。

(4)構材核心之設計強度若能滿足包含地震效應之載重組合，則可不必符合式(15-3)及式(3-8)之規定。

(5)若圍束橫向鋼筋外之混凝土厚度超過 10 cm，必須配置第二道橫向鋼筋，其間距不得超過 30 cm。第二道橫向鋼筋外之混凝土厚度不得超過 10 cm。

15.5.4.2 橫向鋼筋之間距不得超過：

(1)構材斷面最小尺度之 1/4。

(2)6 倍主筋直徑。

(3)式 15-5)定義之 s_0

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (15-5)$$

s_0 之值不得超過 15 cm。

15.5.4.3 在構材橫斷面上，繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距 h_x 不得超過 35 cm。



- 15.5.4.4 距接頭面 l_o 之範圍內及在剛架非彈性側向位移時可能發生撓曲降伏之任何斷面兩側各 l_o 之範圍內，其橫向鋼筋應按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之規定配置。 l_o 之長度不得小於：
- (1) 在接頭面處之構材深度或任何可能發生撓曲降伏斷面處之構材深度。
 - (2) 構材淨長之 $1/6$ ，及
 - (3) 45 cm 。
- 15.5.4.5 剛勁構材(如牆)中斷轉由其下之柱支承時，若柱含地震效應之設計軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ ，則應按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之規定於柱全長配置橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋向上延伸進入剛勁構材，延伸範圍至少為柱中最大縱向鋼筋按第 15.6.4 節規定之伸展長度 l_d 。
- 若柱之下端終止於牆上，則第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋向下延伸進入牆內，延伸範圍至少為該終止處柱中最大縱向鋼筋按第 15.6.4 節規定之伸展長度 l_d 。
- 若柱之下端終止於基腳版或筏基版上，則第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋延伸進入基腳版或筏基版內，延伸範圍至少為 30 cm 。
- 15.5.4.6 在柱全長中未按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定配置橫向鋼筋之部份，則應採用螺箍或閉合箍筋，其中心距 s 不得超過柱主筋直徑之 6 倍及 15 cm 。



表 7. A 棟柱設計檢視結果(1/2)

下列出現	「OK」表示:	比值 ≤ 1.0
出現	「*」表示:	$1.0 < \text{比值} \leq 1.1$
出現	「**」表示:	$1.1 < \text{比值}$

結構樓層 =5F	柱名=C107				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	32-# 8	162.24	163.44	1.01	*
圍束區 X 向:	6-#4@10	0.76	0.23	0.3	OK
圍束區 Y 向:	6-#4@10	0.76	0.35	0.46	OK
結構樓層 =5F	柱名=C106				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	24-#10	196.08	177.67	0.91	OK
圍束區 X 向:	6-#4@10	0.76	O/S	O/S	**
圍束區 Y 向:	6-#4@10	0.76	O/S	O/S	**
結構樓層 =5F	柱名=C105				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	32-# 8	162.24	164.92	1.02	*
圍束區 X 向:	6-#4@10	0.76	0.23	0.3	OK
圍束區 Y 向:	6-#4@10	0.76	0.36	0.47	OK



表 8. A 棟柱設計檢視結果(2/2)

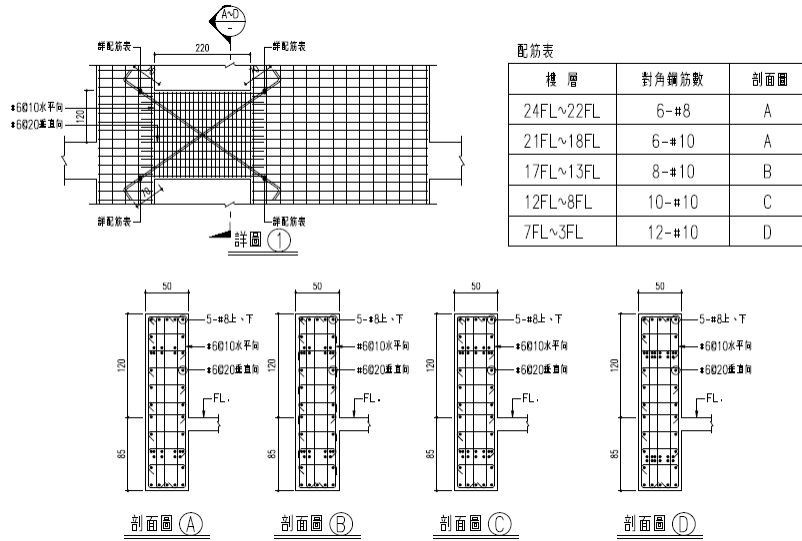
結構樓層 =5F	柱名=C110				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	40-#10	326.8	297.02	0.91	OK
圍束區 X 向:	6-#4@10	0.76	O/S	O/S	**
圍束區 Y 向:	5-#4@10	0.63	O/S	O/S	**
結構樓層 =5F	柱名=C112				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	40-#10	326.8	285.24	0.87	OK
圍束區 X 向:	5-#4@10	0.63	O/S	O/S	**
圍束區 Y 向:	6-#4@10	0.76	O/S	O/S	**
結構樓層 =5F	柱名=C113				
	原配筋	As_prd	As_req	As_req/As_prd 比值	
柱主鋼筋:	40-#10	326.8	451.43	1.38	**
圍束區 X 向:	5-#4@10	0.63	O/S	O/S	**
圍束區 Y 向:	6-#4@10	0.76	O/S	O/S	**



(11)開窗處剪力牆段剪力檢視結果：

上部各樓層剪力牆開排煙窗，開窗後剩餘之剪力牆段以牆元素進行模擬，並指定為 Spandrel 進行設計，檢視結果以 A 棟為例。將各棟分析資料列表比較檢視，檢視結果詳表 9。

(混凝土工設計規範 15.8.4.5：上下開孔間水平牆段及連接梁之計算強度不得超過 $(2.65\sqrt{f_c'})A_{cp}$ ， A_{cp} 為所考慮水平牆段或連接梁之斷面積。



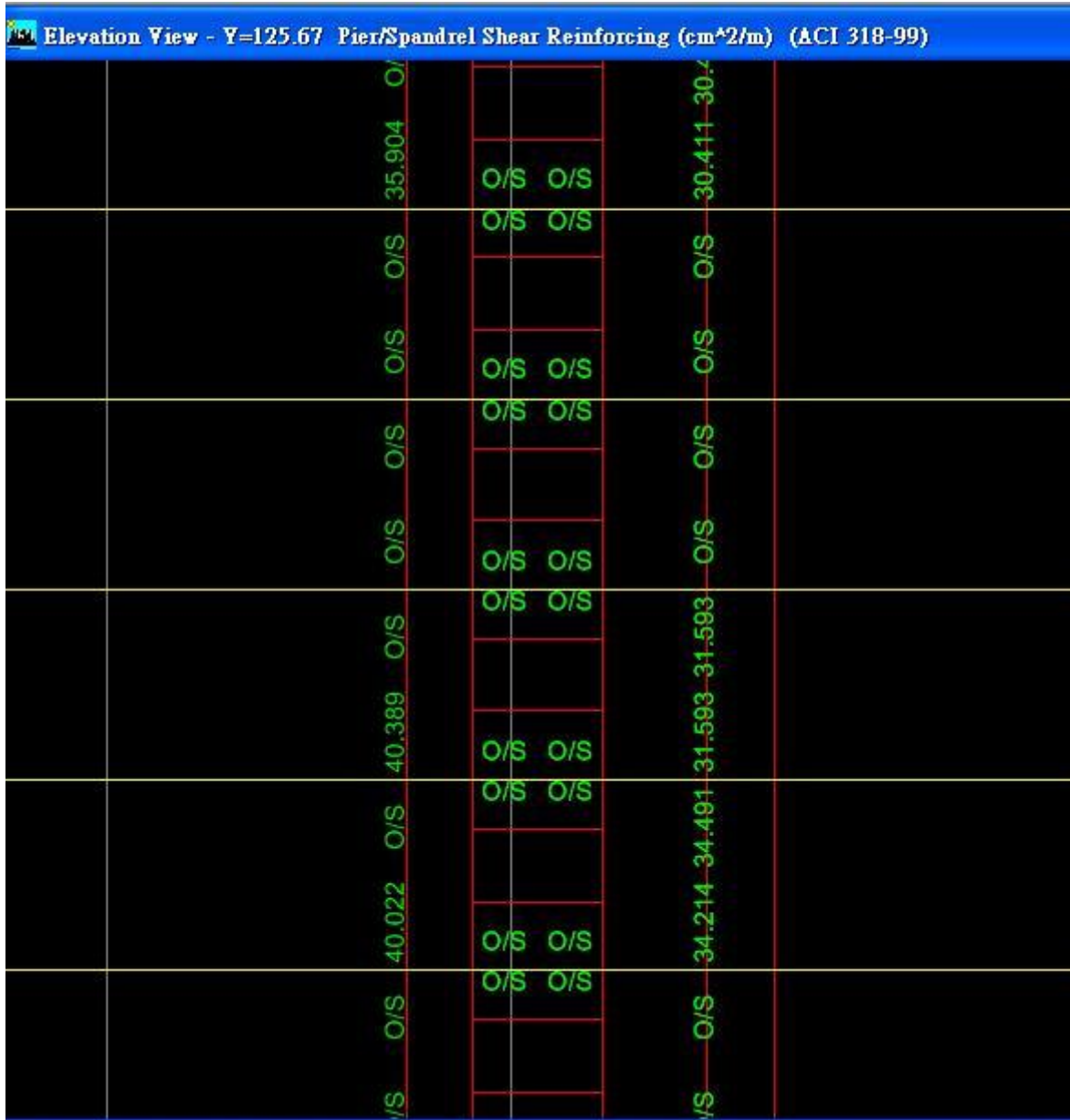


圖 4. A 棟剪力牆段配筋與 ETABS 剪力設計檢視結果

本案剪力連接梁應依循「混凝土結構設計規範」15.8.7.之規定檢視剪力強度，規範節錄如下：



15.8.7.3 連接梁如其 $l_n/h < 2$ ，且設計剪力 V_u 超過 $1.06\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，除非能證明連接梁勁度、強度喪失後並不會對結構承載垂直力造成危害，或妨礙逃生，或影響非結構構材及其與結構體接頭之完整性。

15.8.7.4 連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列條件：

(1) 任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋，其由橫向鋼筋外緣算起之寬度不得少於 $b_w/2$ ，而橫向鋼筋外緣算起之深度不得少於 $b_w/5$ 。

(2) 計算剪力強度依下式計算：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (15-9)$$

(3) 任一組對角向鋼筋，應配置滿足第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之橫向鋼筋。為計算 A_g ，假設其外具有符合規範要求的最小保護層厚度。

(4) 對角向鋼筋入結構牆之深度，應以受拉鋼筋伸展長度計算之。

(5) 對角向鋼筋應考慮其對連接梁彎矩強度之貢獻。

(6) 平行連接梁縱向與橫向，應至少配置滿足第 4.9.4 節與第 4.9.5 節之鋼筋。

因本案剪力連接梁跨深比小於 2，依上述規範檢視連接梁設計剪力，係採對角向鋼筋計算剪力強度，即

$$V_s = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

原設計使用之對角向鋼筋 $\alpha=35^\circ$ ，剪力強度計算於表 9。檢視結果需求剪力 V_u 超過法規上限、對角向鋼筋多數樓層不符規範要求，惟原設計配置相當多之垂直剪力箍筋，因規範並無規定梁跨深比小於 2 情形下可計入垂直剪力箍筋強度，因此僅羅列供參。



表 9. A 棟 205cm 深梁剪力強度檢視結果

A 樓層	Vu (tf)	fc'	深梁		規範		剪力箍筋檢視			對角鋼筋檢視		
			寬 cm	深 cm	Vu < 5φVc	5Vc	原設計 剪力箍筋	Vs	Vu/Vs	原設計 對角鋼筋	Vs	Vu/Vs
RF1	77.30	280	50	85	160.19	OK	5-#6 @10	598.50	0.13	6-#8	146.57	0.53
24F	172.90	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.29	6-#8	146.57	1.18
23F	138.60	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.23	6-#8	146.57	0.95
22F	145.83	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.24	6-#8	146.57	0.99
21F	170.06	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.28	6-#10	236.18	0.72
20F	173.60	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.29	6-#10	236.18	0.74
19F	203.09	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.34	6-#10	236.18	0.86
18F	226.15	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.38	6-#10	236.18	0.96
17F	225.37	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.38	8-#10	314.91	0.72
16F	245.65	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.41	8-#10	314.91	0.78
15F	256.82	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.43	8-#10	314.91	0.82
14F	258.08	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.43	8-#10	314.91	0.82
13F	284.07	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.47	8-#10	314.91	0.90
12F	311.05	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.52	10-#10	393.63	0.79
11F	313.99	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.52	10-#10	393.63	0.80
10F	339.45	280	50	205	386.34	OK	5-#6 @10	598.50	0.57	10-#10	393.63	0.86
9F	334.39	350	50	205	431.94	OK	5-#6 @10	598.50	0.56	10-#10	393.63	0.85
8F	329.34	350	50	205	431.94	OK	5-#6 @10	598.50	0.55	10-#10	393.63	0.84
7F	376.42	350	50	205	431.94	OK	5-#6 @10	598.50	0.63	12-#10	472.36	0.80
6F	421.08	350	50	205	431.94	OK	5-#6 @10	598.50	0.70	12-#10	472.36	0.89
5F	437.49	350	50	205	431.94	NG	5-#6 @10	598.50	0.73	12-#10	472.36	0.93
4F	493.17	350	50	205	431.94	NG	5-#6 @10	598.50	0.82	12-#10	472.36	1.04
3F	537.67	350	50	205	431.94	NG	5-#6 @10	598.50	0.90	12-#10	472.36	1.14
2F	539.45	350	60	205	518.33	NG	5-#6 @10	598.50	0.90	12-#10	472.36	1.14
MF	496.68	350	60	120	303.41	NG	5-#6 @10	598.50	0.83	12-#10	472.36	1.05



- (12) 剪力牆段垂直鋼筋配筋檢視結果：各樓層剪力牆以牆元素模擬，將牆元素指定為 Pier 進行設計，並將配筋按柱、牆配筋輸入 Pier 斷面進行應力檢視，Pier 垂直主筋之檢視比值如表 10~表 12。表 10~表 12 中 D/C Ratio 欄表示剪力牆段垂直鋼筋鋼筋需要量(Demand)與原設計配筋量(Capacity)之比值，D/C 值大於 1 時表示剪力牆段垂直鋼筋配筋量不足，不符規範規定。比較結果顯示，於低樓層時少數剪力牆之需求垂直鋼筋量不足。
- (13) 剪力牆段水平鋼筋配筋檢視結果：依據混凝土設計規範第十五章耐震設計之特別規定 15.8.4.4 節之敘述，「任一牆墩之剪力計算強度不得超過 $2.65(fc')^{0.5} * A_{cp}$ ，其中 A_{cp} 為所考慮牆墩之斷面積」，檢視任一剪力牆牆段之 V_u 值是否小於 $5\phi V_c$ 。並一併檢視該牆段之水平鋼筋量是否符合需求量 (表 10~表 12)。表中若 Pier 水平鋼筋需要量大於水平鋼筋配筋量表示水平鋼筋配筋量不足，不符規範規定。

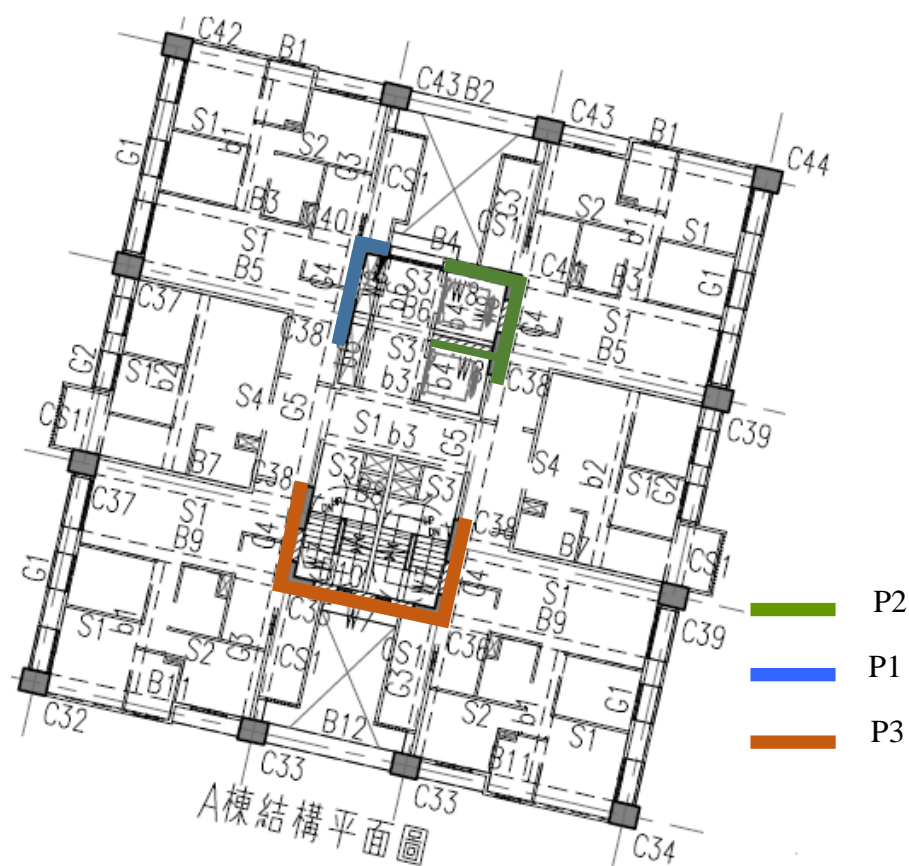


圖 5. A 棟結構平面 pier 編號示意圖



表 10. A 棟 Pier 配筋檢視結果(1/3)

PIER1	(A 棟)			fc'	Lw	h							
樓層	StnLoc	D/C Ratio	PierLeg	混凝土 抗壓強度	Pier 長度 (m)	牆厚	水平鋼筋需要量 (cm ² /m)	Pier 水平鋼筋配筋量 (cm ² /m)				5*φ Vc	
RF1	Top	0.1932	Top Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	35.43	#4	@	15	,	16.93	152.98
RF1	Bottom	0.1356	Bot Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	25.71	#4	@	15	,	16.93	152.98
24F	Top	0.2778	Top Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	15.24	#4	@	15	,	16.93	152.98
24F	Bottom	0.1688	Bot Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	152.98
23F	Top	0.3129	Top Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	18.77	#4	@	15	,	16.93	152.98
23F	Bottom	0.2152	Bot Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	152.98
22F	Top	0.3446	Top Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	24.85	#4	@	15	,	16.93	152.98
22F	Bottom	0.2548	Bot Leg 1	280	3.545	50	12.50	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	16.33	#4	@	15	,	16.93	152.98
21F	Top	0.3373	Top Leg 1	280	3.545	50	13.97	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	25.18	#4	@	15	,	16.93	152.98
21F	Bottom	0.2916	Bot Leg 1	280	3.545	50	13.97	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	18.62	#4	@	15	,	16.93	152.98
20F	Top	0.3251	Top Leg 1	280	3.545	50	16.13	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	30.44	#4	@	15	,	16.93	152.98
20F	Bottom	0.3301	Bot Leg 1	280	3.545	50	16.13	#4	@	15	,	16.93	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	19.56	#4	@	15	,	16.93	152.98
19F	Top	0.3611	Top Leg 1	280	3.545	50	18.35	#5	@	20	,	19.80	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	36.47	#4	@	15	,	16.93	152.98
19F	Bottom	0.3656	Bot Leg 1	280	3.545	50	18.35	#5	@	20	,	19.80	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	26.43	#4	@	15	,	16.93	152.98
18F	Top	0.3967	Top Leg 1	280	3.545	50	19.91	#5	@	20	,	19.80	471.59
			Top Leg 2	280	1.15	50	34.45	#4	@	15	,	16.93	152.98
18F	Bottom	0.4016	Bot Leg 1	280	3.545	50	19.91	#5	@	20	,	19.80	471.59
			Bot Leg 2	280	1.15	50	25.40	#4	@	15	,	16.93	152.98



表 11. A 棟 Pier 配筋檢視結果(2/3)

PIER1	(A 棟)			fc'	Lw	h						
樓層	StnLoc	D/C Ratio	PierLeg	混凝土 抗壓強度	Pier 長度 (m)	牆厚	水平鋼筋需要量 (cm ² /m)	Pier 水平鋼筋配筋量 (cm ² /m)			5*φ Vc	
17F	Top	0.432	Top Leg 1	280	3.545	50	22.18	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	36.48	#4	@ 15,	16.93	152.98	
17F	Bottom	0.4364	Bot Leg 1	280	3.545	50	22.18	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	24.84	#4	@ 15,	16.93	152.98	
16F	Top	0.4649	Top Leg 1	280	3.545	50	23.89	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	41.37	#4	@ 15,	16.93	152.98	
16F	Bottom	0.4688	Bot Leg 1	280	3.545	50	23.89	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	31.70	#4	@ 15,	16.93	152.98	
15F	Top	0.4958	Top Leg 1	280	3.545	50	26.09	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	38.58	#4	@ 15,	16.93	152.98	
15F	Bottom	0.4988	Bot Leg 1	280	3.545	50	26.09	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	28.43	#4	@ 15,	16.93	152.98	
14F	Top	0.5407	Top Leg 1	280	3.545	50	28.65	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	32.97	#4	@ 15,	16.93	152.98	
14F	Bottom	0.5429	Bot Leg 1	280	3.545	50	28.65	#5	@ 20,	19.80	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	28.77	#4	@ 15,	16.93	152.98	
13F	Top	0.5649	Top Leg 1	280	3.545	50	28.91	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	38.06	#4	@ 15,	16.93	152.98	
13F	Bottom	0.569	Bot Leg 1	280	3.545	50	28.91	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	36.88	#4	@ 15,	16.93	152.98	
12F	Top	0.596	Top Leg 1	280	3.545	50	29.79	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	35.91	#4	@ 15,	16.93	152.98	
12F	Bottom	0.6016	Bot Leg 1	280	3.545	50	29.79	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	36.07	#4	@ 15,	16.93	152.98	
11F	Top	0.6294	Top Leg 1	280	3.545	50	31.82	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Top Leg 2	280	1.15	50	37.96	#4	@ 15,	16.93	152.98	
11F	Bottom	0.6365	Bot Leg 1	280	3.545	50	31.82	#6	@ 20,	28.50	471.59	
			Bot Leg 2	280	1.15	50	36.46	#4	@ 15,	16.93	152.98	
10F	Top	0.667	Top Leg 1	350	3.545	50	33.06	#6	@ 20,	28.50	527.25	
			Top Leg 2	350	1.15	50	41.15	#4	@ 15,	16.93	171.04	
10F	Bottom	0.6773	Bot Leg 1	350	3.545	50	33.06	#6	@ 20,	28.50	527.25	
			Bot Leg 2	350	1.15	50	43.67	#4	@ 15,	16.93	171.04	



台北市結構工程工業技師公會

Taipei Structural Engineers Association

表 12. A 棟 Pier 配筋檢視結果(3/3)

PIER1	(A 棟)			fc'	Lw	h						
樓層	StnLoc	D/C Ratio	PierLeg	混凝土 抗壓強度	Pier 長度 (m)	牆 厚	水平鋼筋需要量 (cm ² /m)	Pier 水平鋼筋配筋量 (cm ² /m)				5*φ Vc
9F	Top	0.5888	Top Leg 1	350	3.545	50	30.95	#6	@	20,	28.50	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	38.05	#4	@	15,	16.93	171.04
9F	Bottom	0.6037	Bot Leg 1	350	3.545	50	30.95	#6	@	20,	28.50	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	40.68	#4	@	15,	16.93	171.04
8F	Top	0.6231	Top Leg 1	350	3.545	50	33.46	#6	@	20,	28.50	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	41.69	#4	@	15,	16.93	171.04
8F	Bottom	0.643	Bot Leg 1	350	3.545	50	33.46	#6	@	20,	28.50	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	40.23	#4	@	15,	16.93	171.04
7F	Top	0.6611	Top Leg 1	350	3.545	50	36.35	#6	@	10,	57.00	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	48.53	#4	@	15,	16.93	171.04
7F	Bottom	0.6867	Bot Leg 1	350	3.545	50	36.35	#6	@	10,	57.00	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	48.29	#4	@	15,	16.93	171.04
6F	Top	0.7077	Top Leg 1	350	3.545	50	37.54	#6	@	10,	57.00	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	46.33	#4	@	15,	16.93	171.04
6F	Bottom	0.7352	Bot Leg 1	350	3.545	50	37.54	#6	@	10,	57.00	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	51.12	#4	@	15,	16.93	171.04
5F	Top	0.7461	Top Leg 1	350	3.545	50	39.41	#6	@	10,	57.00	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	49.27	#4	@	15,	16.93	171.04
5F	Bottom	0.7762	Bot Leg 1	350	3.545	50	39.41	#6	@	10,	57.00	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	52.45	#4	@	15,	16.93	171.04
4F	Top	0.7969	Top Leg 1	350	3.545	50	42.81	#6	@	10,	57.00	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	58.06	#4	@	15,	16.93	171.04
4F	Bottom	0.8319	Bot Leg 1	350	3.545	50	42.81	#6	@	10,	57.00	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	64.28	#4	@	15,	16.93	171.04
3F	Top	0.8624	Top Leg 1	350	3.545	50	44.86	#6	@	10,	57.00	527.25
			Top Leg 2	350	1.15	50	55.88	#4	@	15,	16.93	171.04
3F	Bottom	0.897	Bot Leg 1	350	3.545	50	44.86	#6	@	10,	57.00	527.25
			Bot Leg 2	350	1.15	50	68.57	#4	@	15,	16.93	171.04
2F	Top	0.9584	Top Leg 1	350	3.545	60	45.94	#6	@	10,	57.00	632.70
			Top Leg 2	350	1.15	60	58.70	#4	@	15,	16.93	205.25
2F	Bottom	0.9969	Bot Leg 1	350	3.545	60	45.94	#6	@	10,	57.00	632.70
			Bot Leg 2	350	1.15	60	75.93	#4	@	15,	16.93	205.25
MF	Top	1.0488	Top Leg 1	350	3.545	60	44.58	#6	@	10,	57.00	632.70
			Top Leg 2	350	1.15	60	38.35	#4	@	15,	16.93	205.25



- (14) 地梁設計檢視結果：地梁之檢視採 ETABS 模式，將全區模型地震側力改為靜力方式設定，於基礎版下方設置土壤彈簧 ($K_v=1300\text{tf}/\text{m}^3$)，連續壁下方設置線彈簧 ($K_v=9600\text{tf}/\text{m}^2$)，設定高水位 (地表下 1.5m) 及常時水位 (地表下 5.5m) 進行彈性地梁分析，兩方案檢視結果，地梁於考量矩形斷面下主彎矩鋼筋量及剪力鋼筋量皆有多處強度不足，不足部分如圖 6 所示之紅線位置處，ETABS 檢視結果詳附件九。

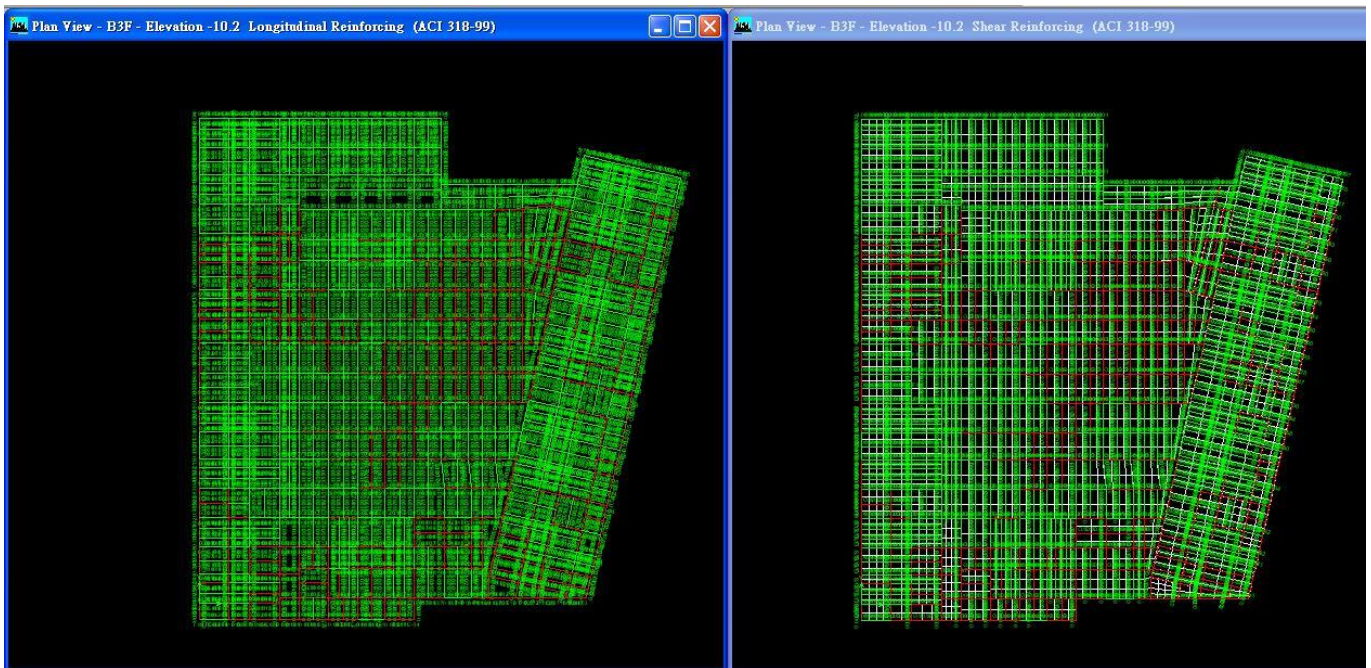


圖 6. 彈性地梁分析結果



(15) 一樓樓版剪力傳遞檢視結果：

一樓樓版採剛性橫隔版 (Rigid Diaphragm) 或柔性樓版設定 (依實際版元素進行模擬與束制)，影響低樓層區之柱、剪力牆及一樓樓版設計甚巨。依分析結果，一樓假設為剛性橫隔版所必須傳遞之地震力將遠大於假設為柔性樓版，且所傳遞之地震力值遠超過原設計一樓樓版所能承擔，將造成一樓樓版開裂。

因此，依據本案基地面積、樓版厚度及建築配置等實際條件，於設計檢視時一樓及地下各層樓版設定為柔性樓版。檢視結果顯示部分一樓樓版厚度及配筋不足以將高樓區地震力傳遞至外圍之連續壁，在設計地震力作用下一樓樓版可能開裂，不符規範之要求。

設計檢視時地下各層樓版柔性樓版設定。

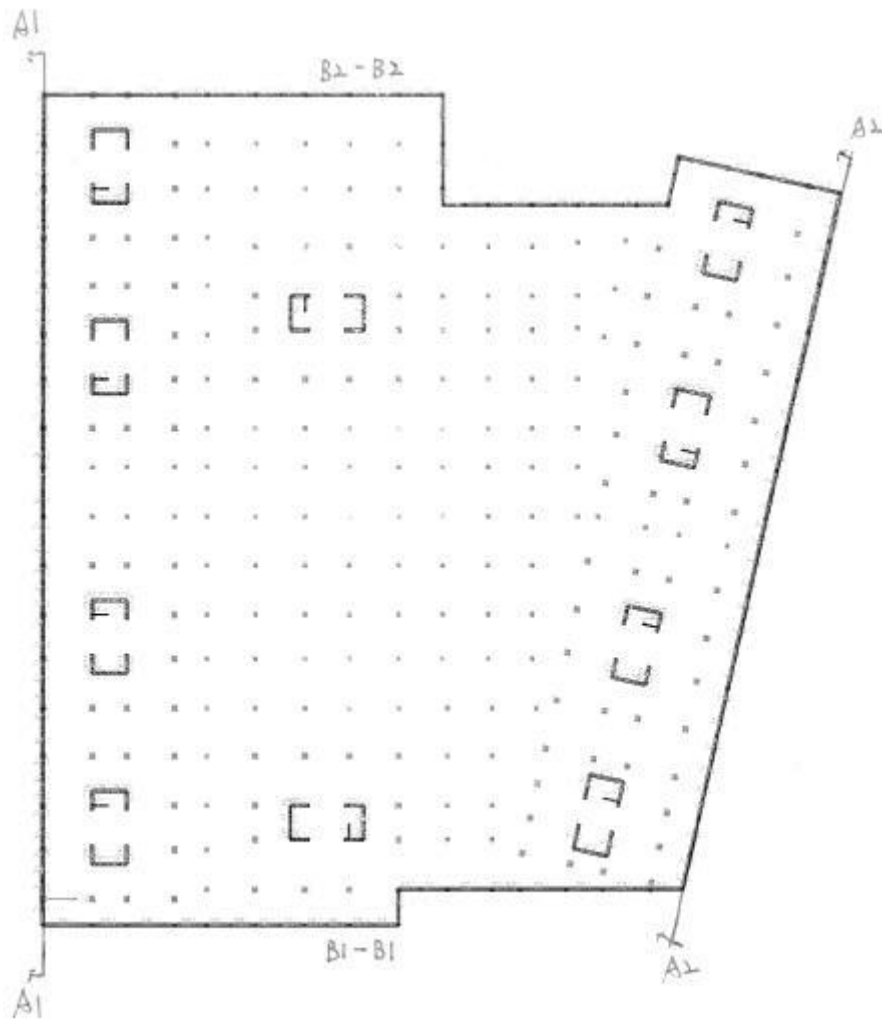


圖 7. 一樓樓版剪力傳遞斷面圖



表 13. X 向 Y 向剪力傳遞檢討

斷面	Ve (tf) 傳遞地震剪力	(kgf/cm ²) fc'	(kgf/cm ²) fy	m L	(tf) V	(tf) Vu	(tf) Vc
A1-A1	8691.09	350	4200	153.65	8691.09	12167.53	2285.25
A2-A2	3170.21	350	4200	132.1	3170.21	4438.29	3929.47
B1-B1	10761.77	350	4200	125.25	10761.77	15066.48	3725.71
B2-B2	8003.64	350	4200	175.91	8003.64	11205.10	5232.65

斷面	t (cm) 版厚	tmin (cm) 需求最小版厚	t>tmin
A1-A1	15	21.30	NG
A2-A2	30	9.04	OK
B1-B1	30	32.35	NG
B2-B2	30	17.13	OK

斷面	(cm ² /m) 剪力摩擦筋	鋼筋需要		原設計配筋		鋼筋 比較
		號數	間距(cm)	號數	間距(cm)	
A1-A1	25.14	#4	@ 10	#4	@ 20	NG
A2-A2	10.67	#4	@ 23	#4	@ 20	OK
B1-B1	38.19	#4	@ 6	#4	@ 20	NG
B2-B2	20.22	#4	@ 12	#4	@ 20	NG



十四、鑑定標的物裂損原因研判

標的物現況裂損，依其發生位置說明裂損原因如下：

- 1.高樓區與連續壁間之正交梁、牆，靠近主結構端梁底撓曲裂縫，靠近連續壁端則有剪力斜裂縫，牆45°斜向裂縫等現象，研判為差異沉陷所產生之應力所造成。
- 2.高樓區與中庭區之連接梁，部分有撓曲裂縫產生，研判為高樓區與中庭區差異沉陷及水浮力所造成。
- 3.地下室小梁搭大梁處部分有剪力裂縫產生，研判為接頭區補強筋不足、實際載重或施工載重大於設計載重所致。
- 4.地下室梁U形裂縫，研判主要為材料收縮造成。
- 5.地下三層連續壁有滲水現象，地下二層連續壁較少發現滲水現象，研判地下水位已回升。
- 6.一層降版處部分樓版裂縫滲水，研判為差異沉陷造成版裂縫及一層樓版防水處理不當所造成。
- 7.地上層之輕隔間接縫、門窗角隅裂縫及沿管線路徑之裂縫等非結構性裂縫均位於非結構體，研判係因材料收縮所致，經妥善修復後研判不致影響結構安全性。
- 8.大、小梁上穿管孔洞下方U形裂紋，研判係合併撓曲與收縮所致。
- 9.地下層頂版滲水現象，研判係收縮或施工載重造成裂縫，及防水層失效所致。



十五、鑑定標的物結構安全評估

1. 混凝土抗壓試驗結果顯示標的物各樓層之混凝土平均抗壓強度均達到合格標準。個別試體之抗壓強度小於設計強度之 75% 者在 B2 層有 1 個(A6BS3-1 為 235kgf/cm^2)；總計個別試體之抗壓試驗未達合格標準者共 1 個，佔 A6-2 區總鑽心試體 729 個之 0.14%。整體而言，A6-2 區混凝土鑽心試體抗壓強度尚屬正常。
2. 混凝土中性化深度試驗結果顯示，A6-2 區混凝土鑽心試體中性化深度均小於梁保護層厚度 5CM(本案為綠建築，梁保護層厚度設計為 5CM)，整體而言混凝土對鋼筋的保護、防蝕功能未受到影響尚符合耐久性需求。
3. 混凝土中水溶性氯離子含量試驗結果顯示，A6-2 區各棟各樓層混凝土中水溶性氯離子含量均符合興建當時國家標準 CNS 3090 (民國 87 年版)之規定，無氯離子含量過高之虞。
4. 牆柱角傾斜率測量成果顯示 A6-2 區各棟標的物之牆柱角傾斜率均小於容許值，整體而言標的物地上層結構體並無明顯傾斜情形。
5. 由標的物一層、地下一層及地下二層梁底高程測量成果觀察各柱位間相對高程可發現，標的物各棟大樓主體有向下沉陷之現象，部分中庭區有上拱之現象，部分區域因相鄰柱位間差異沉陷引起之角變位量過大，其值已超出一般施工誤差及垂直構材軸向變形許多，高出部分研判屬地下室開挖時土壤回漲及土壤沉陷所致，而土壤引起的差異沉陷將影響結構行為；同時，由現場勘查結果也可發現地下室各層現況裂損位置，主要發生在梁兩端點之角變位較大處可獲得印證。
6. 以透地雷達對各樓層梁柱鋼筋配置進行掃描結果，鋼筋配置大致與原設計圖相符。
7. 將台中結構公會地調報告與原設計地調報告兩份報告調查成果比對整理如下：

綜觀兩份報告成果，有關基地地質、地下水位元調查成果差距不大；會影響基礎沉陷量之地盤反力係數 kv 值原設計地調報告建議 2400 t/m^3 ，台中結構公會地調報告則建議 $1300\sim 1400\text{ t/m}^3$ ，原設計地調報告建議值稍高。

有關土壤液化可能性，原設計地調報告分析結果認為：「而設計地震及最大考量地震時，基礎開挖面以下之砂土層 (GL.-12.11m 以下)，防止土壤



液化之安全係數部分小於 1。」。但依原設計地調報告計算結果，設計地震及最大考量地震時之折減係數 DE 值皆為 1，相當於不折減。原設計地調報告分析結果認為：「因臺北盆地之地層依文獻記載尚無採用連續壁結構體產生液化之案例發生，故本基地若採用剛性的連續壁設計，經研判無土壤液化之虞」。而台中結構公會地調報告則因有土壤液化可能，建議進行結構耐震設計時採用折減係數 $DE=2/3$ 將可能液化地層之垂直地盤反力係數 K_v 由 $1300\sim 1400\text{t/m}^3$ 折減為 $800\sim 900\text{t/m}^3$ 。

有關基礎土壤容許承载力部分，原設計地調報告計算後建議基礎之容許承载力 = 155.8 t/m^2 ，短期(考慮地震力時)之容許承载力 = 233.7 t/m^2 ；而台中結構公會地調報告則建議基礎之容許承载力 = 100 t/m^2 ，兩報告容許承载力雖然差異甚大，但因即使採用較為保守之 100 t/m^2 ，仍然遠超過本工程高層區 (24F/3B) 結構體作用於土壤之最大荷重，故本工程基地沒有基礎承载力不足之虞。

有關基礎沉陷部分，原設計地調報告採用 Meyerhof 公式(1965 年) $\delta = 2.48 * q/N$ 來計算沉陷量，其中基礎土壤承受之淨壓力 q (t/m^2)，依 $q = 32.0 - 22.7 = 9.3\text{ t/m}^2$ 計算求得，計算式中 32.0 t/m^2 為累計基礎版上方結構體總平均重量值，其值不但小於原設計結構計算書樓層重量計算結果，更小於本公會本次鑑定計算得到之值。因依據 Meyerhof 公式，沉陷量與基礎土壤承受之淨壓力 q 成正比， q 值低估造成相對求得之沉陷量亦偏低，導致原設計地調報告沉陷量估算值遠小於台中結構公會地調報告估算值。研判實際上兩柱位間之差異沉陷量及角變位量將大於該報告所估算之 $1/440$ ($1.44/635$)，會超過該報告所述規範要求「最大撓曲度不得大於 $1/250$ 」之規定。

本案部分區域因角變位量較大而導致高樓區與連續壁間部分與連續壁正交梁於靠近主結構端梁底有撓曲裂縫，於靠近連續壁端則有剪力斜裂縫，以及高樓區與中庭區之連接梁，部分有撓曲裂縫產生等現象。惟該等裂損現象可視為解除部分差異沉陷所產生之構材內力，研判經妥善修復補強後尚不致明顯影響主結構之安全性，惟尚需進行後續監測比對觀察。

另外，一般新建工程之地質調查報告書均會針對各該工程基地地質特性及新建工程規模等需求，本於大地工程專業提出該工程基礎型式建議。而本案之原設計地質調查報告書雖有「第五章 基礎型式選擇」，分析基礎



土壤支承力、沉陷量、土壤垂直地盤反力係數及土壤液化潛能評估等項目，最後卻未對基礎型式提出任何建議，與一般工程慣例不同。

8. 本公會依據相關單位提供之原設計圖說，重新建立模型進行分析，並與原設計圖說進行比對、檢視結果整理如下：
- (1). 鑑定標的物各棟結構設計分析時所採用之設計地震力經檢視結果尚屬合宜。
 - (2). 原設計分析模式對基礎邊界條件之假設及分析模式中對構材及剪力牆之型式及尺寸等之設定部分與結構設計圖有不符情形，致影響梁、柱及剪力牆等結構構材之設計結果，部分構材之設計未能符合原設計所採“混凝土結構設計規範”之規定：
 - (a). 地上層之樓層部分梁構材之主筋或箍筋量配置不足。
 - (b). 地上層之樓層部分柱構材之主筋或箍筋量配置不足。
 - (c). 地上層之樓層部分剪力牆及其連接梁之配筋量不足或構材斷面尺寸不足，不符合當時設計規範之規定。
 - (3). 檢視原設計結構計算書結果，未發現有針對一層橫隔版將水平地震力傳至地下室外牆所經路徑中需檢視項目之計算資料。所需檢視項目至少應包含剪力牆周邊在一層橫隔版上(含集力梁或匯集構材)之剪力消散能力，及一層橫隔版將水平地震力(須考慮橫隔版上、下豎向構材之剪力方向性，及耐震設計規範第 6.2.11 節規定之放大地震力)傳遞至地下室外牆過程所產生之剪力及彎矩。

經本公會檢視位於地下室外牆邊緣之剪力臨界面上之樓版剪力項目，其強度明顯不足，不符合當時設計規範之規定。
 - (4). 檢視原設計結構計算書剪力牆設計發現，依據設計當時“混凝土結構設計規範”規定，剪力牆之連接梁須符合第 15.8.7.4 規定，剪力牆之水平剪力須符合第 15.8.4.4 規定，而本案經檢視原設計圖結果，與設計當時“混凝土結構設計規範”規定不符。
 - (5). 檢視原設計結構計算書之結構分析模式，假設為上部主結構在 B3F 柱底為固接，筏式基礎地梁以土壤彈簧支承方式，分別進行分析設計，惟設計者仍應參考地質調查資料之評估分析與建議，選擇適當的基礎形式(如



樁基礎)或採用地質改良、施作後澆置帶等措施以減少差異沉陷對結構體之影響。原設計地調報告對本案沉陷量之評估，對照台中結構公會之地調報告及本公會梁底高程測量成果顯係低估，又未提出具體的處理建議，設計者低估差異沉陷對結構體之影響，致地面層以下部分構材產生裂損。

綜上所述，由於鑑定標的物部分梁、柱、剪力牆、橫隔版及基礎地梁等構件之結構強度，尚有許多不符規範之情況，建議儘速妥善補強設計及施工，以符合規範要求之結構安全性。



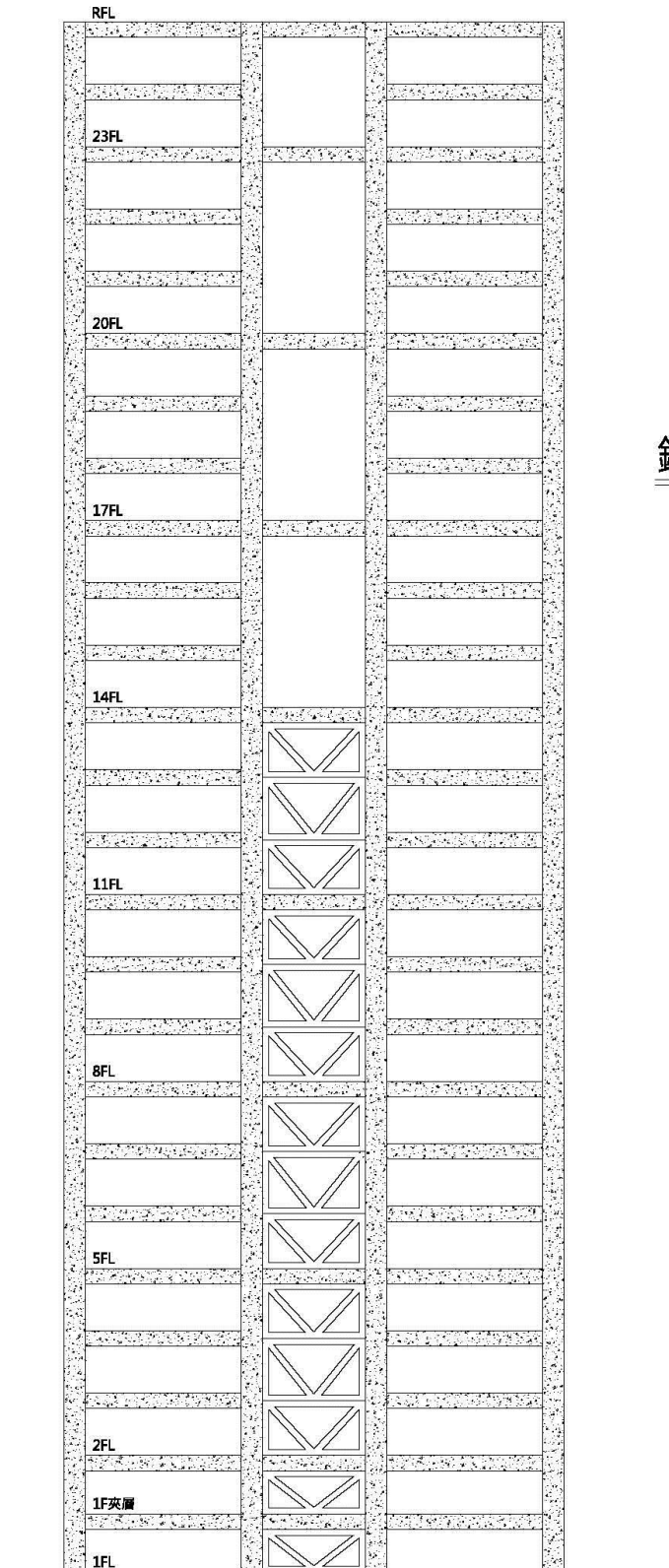
十六、修復及補強方案建議

1. 地上層結構補強：

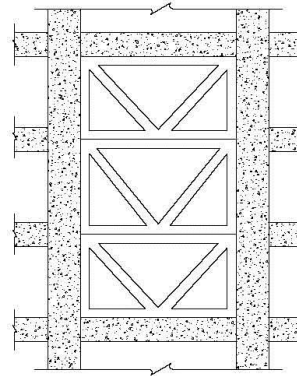
考量鑑定標的物已完工，進行結構補強時將面臨補強位置不易選取，可能影響住戶使用機能或使用空間等情形，建議對主結構地上層之梁柱構架及剪力牆之耐震能力不足部分，優先選擇整體結構系統補強後，再對仍然不符合規範部分之構材進行強度補強，以減少補強工程對現有建物之衝擊，並建議依補強分析設計需要採取多種工法合併使用，以提高補強效果。

整體結構系統補強方法主要希望藉由外加抵抗水平向地震力之構材，增加整體結構側向勁度，並可因外加構材分擔部分地震力，減少既有梁柱構架及剪力牆系統之負擔，進而減少既有梁柱構架及剪力牆之配筋需求。整體結構系統補強方法，本公會建議以下述方式進行，但此方法為可行方案之一，並非唯一，後續補強設計單位自得本其專業知能選擇最佳方案。

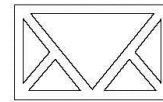
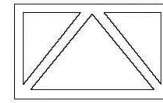
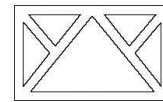
- (1). 以 A 棟為例，建議可於樓梯及電梯間外側現況為挑空之構架(柱線 BY1、BY4)處增設鋼框架斜撐(參考下圖)，鋼框架之型式有多種選擇，必要時也可使用 BRB(側向束制行斜撐)或阻尼器等。
- (2). 在另一方向之構架，例如 A 棟之柱線 BX1，BX4，增設鋼框架斜撐可能影響採光，通風等功能處，建議可採用速度型阻尼器，藉由阻尼器消能減震功能減少既有梁柱構架及剪力牆系統之負擔。



補強構架立面示意圖



鋼框斜撐構架補強配置示意圖



鋼框斜撐構架型式示意圖



2. 一層及地下層結構補強

(1). 一樓樓版剪力傳遞(橫隔版將水平地震力傳遞至地下室外牆)部分：

部分既有之一層樓版厚度及配筋均不足以傳遞上部結構在地震作用下產生之側向地震力，此種情形除可採用打除部分不符需求之一層樓版重新補強外，並可在每一棟建築物高樓區下方附近之地下室內增設剪力牆，並配合填塞部分不影響使用功能之剪力牆開孔，使部分水平地震力向下傳遞至筏基。以鋼筋混凝土結構牆填塞部分不影響使用功能之剪力牆開孔，除可改善連接梁對角鋼筋之端部錨定不符設計規範之問題外，並可提升整體結構之耐震能力。

(2). 對部分柱軸力強度不足之情形則建議可採用鋼板、碳纖維包覆或擴柱工法補強。

3. 結構體與連續壁間差異沈陷部分：

本案因部分主結構柱與地下室連續壁間之連接梁外端有發生剪力斜裂破壞，與連接梁內端撓曲裂縫，研判其產生原因與下列因素有關：

- (1). 柱之軸向壓縮變形。
- (2). 土壤瞬時壓縮沈陷及部分壓密沈陷。
- (3). 結構分析之假設模式未能反應實際差異沉陷。

主結構柱與地下室連續壁間之連接梁產生開裂現象後，研判大部分之沉陷量已發生，後續雖尚有部分長期壓密沈陷及地震造成短梁效應等因素仍會致該等梁產生裂損，研判尚不致大幅影響高樓區之結構安全。惟建議除將受損之梁以環氧樹脂灌法填滿復原外，建議針對地下室內主結構柱與地下室連續壁間之連接梁，於其上、下連接梁間之空間以增築剪力牆補強，研判經此修復補強後可改善後續因壓密沈陷或地震可能產生之裂損。惟建議要配合沉陷監測系統進行監測。

4. 地下室筏基地梁承載能力不足部分：

建議可在不影響使用功能之條件下，於配筋量不足之地梁兩端支承柱間增加 RC 柱或鋼斜撐以減小地梁跨度，降低配筋需求；也可將地下三層地版打毛至 6mm 粗糙度、植剪力摩擦筋，並增打樓版厚度及配置地梁上層主筋及箍筋，與既有地梁結合達合成效果，進行補強分析及設計。



5. 補強設計及維修檢測建議事項

- (1). 補強設計工作應對全部構材(含 FS 版)及傳力路徑進行檢核。
- (2). 建議建立沉陷量監測系統(例如梁底高程測量或於柱位上設置沉陷觀測點)，以便後續和本次測量成果比對。
- (3). 修復及補強設計應使標的物結構符合內政部頒布之「建築技術規則」、「建築物耐震設計規範及解說」、「混凝土結構設計規範及解說」、「建築物基礎構造設計規範及解說」等法規要求。
- (4). 補強工程之設計建議委由結構專業技師辦理。
- (5). 補強設計之有效性及可行性建議委託相關結構專業單位審查。