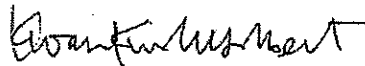


澳門善豐花園 大廈結構受損分析報告

交予
澳門特別行政區土地工務運輸局
(機密)



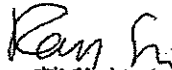
項目負責人：關國雄（教授）

香港大學工程學士，香港大學博士，英國土木工程師學會會員，香港工程師學會資深會員，
英國特許工程師，註冊專業工程師（土木）
獨立工程顧問



項目負責人：李啟光（副教授，榮譽教授）

英國薩里大學工程碩士，英國土木工程師學會資深會員，英國結構工程師學會資深會員，
香港工程師學會資深會員，一級註冊結構工程師（中國），註冊專業工程師（土木及結構），
認可人士，註冊結構工程師
獨立工程顧問



項目負責人：蘇啟亮（副教授）

香港大學工程學士，香港大學博士，英國結構工程師學會會員，香港工程師學會會員，
英國特許工程師，註冊專業工程師（結構）
獨立工程顧問

二零一三年一月二十八日

本報告的內容

	頁數
1. 善豐花園簡介	2
2. 善豐花園事故簡介	3
3. 善豐花園大廈現場監測結果	3
3.1 現場監測結果	3
3.1.1 位移計及應變片監測結果	3
3.1.2 場地沉降及結構傾斜監測結果	4
3.2 混凝土碳化分析結果	5
3.3 混凝土化學分析結果	5
3.4 混凝土回彈測試結果	5
3.5 混凝土鑽芯取樣及抗壓強度測試結果	5
4. 善豐花園大廈結構現場勘查詳情	6
5. 善豐花園大廈後加建築和結構	6
6. 善豐花園大廈 P9 號柱軸向荷載傳遞	6
7. 鋼筋混凝土柱（2F-P8、2F-P9 及 2F-P17）內力重分佈及不均勻沉降觀測	7
7.1 善豐花園大廈子結構模型簡介	7
7.2 鋼筋混凝土柱（2F-P8、2F-P9 及 2F-P17）內力重分佈	7
7.3 大廈子結構變形分析	7
8. 善豐花園大廈混凝土強度正態分佈統計	8
9. 善豐花園大廈二樓 P9 號柱斷裂原因分析	8
9.1 善豐花園大廈相鄰工地施工影響	8
9.2 可能的設計缺陷	9
9.3 善豐花園大廈 P9 號柱軸向荷載傳遞、設計強度和截面鋼筋細節	9
9.4 善豐花園大廈二樓混凝土質量	9
9.5 其他可能因素	11
10. 結構及基礎安全性討論	11
10.1 結構安全性分析	11
10.2 基礎安全性分析	13
11. 結構修復工程討論	13
11.1 編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱臨時額外加固方法	13
11.2 編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱長期加固方法	14
11.3 編號 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱臨時加固	15
11.4 編號 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱長期性加固	16
12. 總結及建議	17
參考文獻	19
附表	20
附圖	22
附錄	37

1. 善豐花園簡介

善豐花園大廈位於沙梨頭海邊街（參見圖 1）。與善豐花園相鄰分別是廣興大廈，蘇豪薈建築工地和利昌大廈。位於蘇豪薈地盤的工廠於二零一一年七月三日拆除，鑽樁工程於二零一二年四月十四日開始，善豐花園大廈二樓停車場 P9 號鋼筋混凝土柱爆裂後，鑽樁工程已暫停施工。

善豐花園大廈是一幢三十一層高的建築，建於一九九三年。地上建築總高度 89 m，建築底層尺寸約 15 m × 45 m。大廈地面層用於零售，一樓至三樓是停車場，四樓至三十樓是住宅公寓。四樓至十二樓，每層有八個單位，十三樓及以上樓層，每層有四個單位。

該建築是鋼筋混凝土框架、結構牆和核心牆結構。典型柱距約為 5.5 m 至 6.5 m。在下層區域（地面層至三樓），鋼筋混凝土柱的尺寸從 0.4 m × 0.5 m 至 0.8 m × 1.25 m，核心牆的典型厚度是 0.65 m。在中層區域（四樓至十二樓），鋼筋混凝土柱的尺寸從 0.35 m × 0.6 m 至 0.8 m × 1 m，核心牆的典型厚度是 0.5 m。在高層區域（十三樓至屋頂），鋼筋混凝土柱的尺寸從 0.35 m × 0.5 m 至 0.75 m × 0.8 m，核心牆的典型厚度是 0.5 m。停車場典型的樓板設計厚度是 0.15 m，除十三樓樓板設計厚度為 0.18 m，住宅單位典型的樓板設計厚度為 0.12 m。除核心牆以外，設計混凝土強度等級是 B30。

根據基礎設計資料，上部建築由 104 支預應力混凝土預製管樁支撐，管樁為圓柱形，550 mm 外徑，125 mm 壁厚。每支樁的設計承載力為 2600 kN，用於支撐上部結構荷載；並可提升至 3250 kN，以支撐包括風荷載的影響。樁的長度估算為 38 m 至 40 m，但沒有任何有關管樁實際長度的記錄。場地調查和鑽孔記錄也沒有任何記載。

從兩個相鄰場地鑽孔調查推斷（蘇豪薈六個鑽孔及利昌大廈四個鑽孔），從地面往下約 10 m，是海洋沉積物層（沉積層），海洋沉積物以下約 25 m 到 30 m，是全風化花崗岩層（全風化層）。全風化層之下是高強度的中等風化花崗岩層（中風化層）。

沉積層是一層強度較低的軟粘土及砂土。全風化層主要成分是細粉砂。此層頂部 5 m 至 10 m 較鬆散，標準貫入擊數 N 值約為 15。隨著深度增加強度迅速上升，該層的底部標準貫入擊數 N 值約為 200，深度離地表約 35 m 至 40

m。中風化層主要成分是密粉砂。中風化層以下，是二級品質的輕微風化花崗岩(微風化岩)。

2. 善豐花園事故簡介

二零一二年十月十日，善豐花園被發現有一處重大結構損傷，因此被判定為有危險而需要疏散大樓內所有居民。該結構損傷發生在停車場二樓的 P9 號混凝土柱，如圖 2 所示。P9 號鋼筋混凝土柱混凝土爆裂脫落，縱向鋼筋局部屈曲，箍筋打開，軸向縮短約為 20 mm。數小時之內，對整個 P9 號柱施加了臨時支撐，從地下樁帽一直貫通到四樓樓層底部都以鋼支撐加固，以防止該柱子進一步破壞從而引發大樓結構局部乃至整體坍塌事故。

經過現場仔細勘察發現，善豐花園地面層及一樓樑、柱、磚牆等構件均存在不同程度的開裂等損傷的情況，但是並無發現混凝土爆裂脫落，構件沒有出現露筋現象。二樓除 P9 號柱以外，P17 號鋼筋混凝土柱亦有明顯破損，底部柱端混凝土開裂，如圖 3 所示，P22 號柱底部發現有混凝土膨脹跡象。三樓及四樓鋼筋混凝土 P9 柱附近的樑出現不同程度的剪切裂縫，鋼筋混凝土樓板及磚牆開裂，但是豎向構件混凝土沒有爆裂脫落，沒有出現露筋現象。P9、P17 及 P22 號柱位置如圖 4 所示。

該大樓的險情不僅使其內部用戶身處險境，而且危及到附近其他大樓及所在街道市民的安全。鑑於情況危急且其處理所需的高程度專業知識，澳門土地工務運輸局特地聘請香港大學關國雄教授，李啟光教授和蘇啟亮副教授前來提供專業的個人意見。《澳門善豐花園二層受損鋼筋混凝土柱檢測報告》及《澳門善豐花園受損鋼筋混凝土柱長期加固方法》已分別於二零一二年十月二十二日及二零一二年十一月二十一日提交給澳門特別行政區土地工務運輸局。本報告主要闡述了此次結構受損原因以及對受損的結構提出加固的建議。

3. 善豐花園大廈現場監測結果

3.1 現場監測結果

3.1.1 位移計及應變片監測結果

事故發生後，澳門大學工程研究及檢測中心應土地工務運輸局聘請，於大廈二樓安裝了位移計及應變片用於實時監測。位移計及應變片安裝位置如圖 5

所示。根據位移計讀數顯示，結構二樓縱向位移從十月十三日起（事後三天）趨於穩定，至二零一二年十二月中減少約為 2 mm，如圖 6 所示。安裝於三條鋼筋混凝土柱上的應變片讀數顯示，混凝土應變衰減並趨於穩定。至二零一二年十二月中安裝於鋼支撐上的應變片讀數顯示（見圖 7），最大值為-0.00013（位於測點 Strut 2），此鋼支撐最大提供約 650 kN 的支援力；位於測點 Strut 1 上的應變片讀數為-0.00008，此鋼支撐提供約 400 kN 的支援力。由於現時鋼支撐負載非常高，在對 2F-P9 鋼筋混凝土柱臨時額外加固以前（詳見章節 11.1）不能移除鋼支撐。對善豐花園加固工程開展期間，應繼續密切地監測 P9、P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱的位移情況。當層間位移突然縮短超過 0.2 mm，加固工程有需要立即停止，對加固重建方案作進一步研究。

3.1.2 場地沉降及結構傾斜監測結果

三個建築物（善豐花園，利昌大廈及澳華閣）的沉降觀測點，都安裝在四個屋角靠近地面的牆壁上。每棟建築物安裝了四個觀測點，如圖 8 所示。這些觀測點的首次沉降監測由澳門特別行政區政府地圖繪製暨地籍局完成，其後由澳門大學工程研究及檢測中心跟進。第一組觀測點高度採集於二零一二年十月十四日及十五日（事故發生後四至五天），並以此組高度為基準，作為以後沉降監測數據的參考。

觀測點安裝好至今這兩個多月內，沉降值一直在小範圍內波動。圖 9 沉降記錄也顯示，每座建築物的沉降非常平均，並且沒有任何傾斜的跡象，記錄所得的最大沉降量小於 3 mm。

從現有紀錄知悉，所有這三個建築物均由錘擊樁支撐。樁身的最終長度、每根樁錘擊過程的監控、以及任何靜載試驗或其他無損壞試驗都沒有記錄。從常理分析，通過這種系統完成的樁基，是浮樁而不是建立在高強度土層或岩石上。季節變化導致的地下水位上升和下降，很有可能會對建築物的升降，造成某程度上影響。

再者，測量儀器的精度，也可能是導致沉降監測數據出現小波動的原因。

善豐花園結構傾斜監測結果由澳門大學工程研究及檢測中心提供。大廈結構向相鄰工地傾斜率最大為 1/650，向其他方向未發現明顯傾斜。

3.2 混凝土碳化分析結果

碳化分析結果表明，大部分的鋼筋混凝土柱混凝土的碳化深度為 25 至 35 毫米，對於已有十八年樓齡的善豐花園大廈，這樣的混凝土碳化深度是合理的。然而，有小部分柱子混凝土碳化深度非常大，如表 1《柱混凝土碳化深度測量結果》所示。

混凝土碳化深度非常大的區域通常與混凝土強度較低的區域重合。因此，碳化深度結果更能表明編號 2F-P9、2F-P17 及 2F-P22 的鋼筋混凝土柱混凝土質量偏低。

3.3 混凝土化學分析結果

由 2F-P9 號鋼筋混凝土柱爆裂脫落混凝土可以判定，混凝土水泥漿含量較高，粗骨料較少，拿在手上表現得非常鬆散。編號 2F-P8 及 2F-P9 鋼筋混凝土柱混凝土材料化學分析結果由 CASTCO 公司提供。從現場四組鑽芯樣上截取測試樣本，試驗結果如表 2《混凝土化學分析結果》所示。從表中結果可以看出，所有芯樣游離態氯離子含量都在 0.01% 以內。但是水泥含量變化很大，特別是 2F-P9 號柱的混凝土水泥含量只有其餘混凝土水泥含量的 37%，表明 2F-P9 號柱的混凝土質量存在著嚴重的問題。

3.4 混凝土回彈測試結果

澳門大學和 CASTCO 公司針對善豐花園部分鋼筋混凝土柱進行混凝土回彈測試。二樓受損鋼筋混凝土柱（編號：P8、P9、P17 和 P22）回彈測試結果詳見表 3。詳細混凝土回彈測試結果請參考澳門大學及 CASTCO 公司報告。

柱頂測區位於施工縫以上，大約離地高度兩米。由表 3 可以看出，編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱的混凝土強度低於設計值（立方體抗壓強度 30MPa）。2F-P9 混凝土回彈測試抗壓強度最低是 10.1 MPa。

3.5 混凝土鑽芯取樣及抗壓強度測試結果

編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 及 2F-P22 鋼筋混凝土柱採用鑽芯法測試混凝土抗壓強度的測試結果由 CASTCO 公司提供。從現場四組鑽芯樣上截取測試樣本，試驗結果如表 4《鑽芯法測試混凝土抗壓強度測試結果》所示。由表 4

可以看出，編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱的混凝土抗壓強度均低於設計值（立方體抗壓強度 30MPa）。2F-P9 混凝土鑽芯法測試抗壓強度最低只有 4.5 MPa。

4. 善豐花園大廈結構現場勘查詳情

至二零一二年十月三十一日，澳門土地工務運輸局現場檢查組對善豐花園大廈進行了現場勘查。此次勘查共檢查了 104 個住宅單位，佔全棟住宅單位的 72%。根據檢查組現場勘查報告，對善豐花園部分受損結構構件及非結構構件進行分類統計，詳細匯總情況見附錄 A。經統計分析可以得出，結構構件受損較為嚴重的樓層為四至十一樓，大廈十三樓以上基本沒有結構損傷。在各類結構損傷中，以天花的開裂為主，佔了總開裂量的 14.6%。其中，十一樓的天花破壞受損情況較為嚴重。非結構構件受損較為嚴重的樓層為四至十二樓，大廈十三樓以上基本沒有結構損傷。在各類非結構損傷中，以內牆及外牆的斜向裂縫為主，分別佔了總結構受損的 31.7%和 29.3%。大量斜向裂縫的出現，可以判定為大廈二樓 P9 號鋼筋混凝土柱爆裂導致結構發生不均勻沉降引起的。

5. 善豐花園大廈後加建築和結構

根據檢查組現場勘查報告，發現善豐花園大廈四至三十樓大部分被檢查單位存在後加間牆的情況。同時，大廈編號 P3 的剪力牆，存在多個開洞，如圖 10 所示。開洞位於四至十二樓 D 單位及 E 單位、十三至十八樓 B 單位及 C 單位外牆。這些開洞情形與善豐花園存檔圖不相符，如圖 10 所示。並且，大廈十三樓 D 單位對出平臺被加建一層磚砌及金屬建構物，亦與善豐花園存檔圖不相符，如圖 11 所示。

6. 善豐花園大廈 P9 號柱軸向荷載傳遞

附錄 B 計算了柱 P9 的軸向荷載傳遞情況。計算過程中，根據澳門《屋宇結構及橋樑結構之安全及荷載規章》^[1]，鋼筋混凝土密度採用 25 kN/m³，實心磚密度採用 22 kN/m³。總共有約 8100 kN 軸向荷載傳遞至樁基礎。其中，恆荷載約 6200 kN，活荷載約 1900 kN。

7. 鋼筋混凝土柱（2F-P8、2F-P9 及 2F-P17）內力重分佈及不均勻沉降觀測

7.1 善豐花園大廈子結構模型簡介

為了進一步確定善豐花園大廈結構的安全性，及瞭解掌握由於 2F-P9 鋼筋混凝土柱失效引起的結構內力重分佈情形，採用結構分析軟件 ETABS 對善豐花園大廈子結構進行內力重分佈分析。圖 12 和圖 13 分別顯示了善豐花園大廈子結構計算平面圖及立面圖。子結構與整體結構連接處的邊界條件為 X 向位移固定約束，如圖 12 藍圈中所示。子結構中所有鋼筋混凝土柱混凝土強度等級為 B30。子結構建模過程中，樑柱採用線單元，樓板採用殼單元，磚牆等效為壓桿。詳細單元設置見附錄 C。

7.2 鋼筋混凝土柱（2F-P8、2F-P9 及 2F-P17）內力重分佈

經過 ETABS 計算分析，由於 2F-P9 柱軸向破壞，混凝土爆裂，縱向鋼筋屈曲，導致約 3380 kN 的軸向荷載傳遞至其餘鋼筋混凝土柱（2F-P8、2F-P15 及 2F-P17）及磚牆，致使其餘鋼筋混凝土柱軸向壓力重新分佈。2F-P8、2F-P15、2F-P17 號柱及磚牆分別承受了約 470 kN、980 kN、920 kN 及 1010 kN 的軸向荷載。附錄 D 列舉了臨近的 2F-P8 及 2F-P17 鋼筋混凝土柱分配的軸向荷載。根據計算結果可得，有約 470 kN 的附加軸向荷載傳遞至 2F-P8 鋼筋混凝土柱，導致軸向縮短約為 0.2 mm。由於 2F-P8 柱分配軸向荷載較小，經過現場仔細勘察，2F-P8 號鋼筋混凝土柱未發現事故症狀。有約 920 kN 的附加軸向荷載傳遞至 2F-P17 鋼筋混凝土柱，導致附加軸向縮短約為 0.5 mm。由於 2F-P17 柱分配軸向荷載較大，2F-P17 號鋼筋混凝土柱有明顯破損，底部柱端混凝土開裂，但並無發現混凝土爆裂脫落，沒有出現露筋現象。通過與實際受損情況對比可得，2F-P8 及 2F-P17 鋼筋混凝土柱軸向荷載 ETABS 計算結果是準確可信的。

7.3 大廈子結構變形分析

根據現場檢查成員勘察報告記載，大廈八樓 F 單位出入口對上鋼筋混凝土樑出現由 P9 柱向下斜裂縫。由 ETABS 計算結果可得，此樑的最大剪力改變約為 98 kN，位置在樑端部，與現場出現裂縫的區域一致，如圖 14 所示。樑最大剪力處有較大機會出現斜裂縫，這與現場勘查結果相一致。

同時，運用 ETABS 軟件進行了大廈子結構的不均勻沉降分析。不均勻沉降按照 X 向和 Y 向進行計算（見圖 13）。計算結果表明，X 向每層最大不均勻沉降發生在 P9 和 P8 號柱之間（C 區域），其中三樓不均勻沉降最大，為 0.341%；Y 向每層最大不均勻沉降發生在 P9 和 P15 號柱之間（F 區域），其中三樓不均勻沉降最大，為 0.35%。附錄 E 統計了大廈 ETABS 子結構中三至十三樓 X 向及 Y 向最大不均勻沉降值及分佈位置。根據現場檢查成員勘察報告記載，大廈四至十一樓 F 單位和 G 單位（位於附錄 E 圖上填充區域所示）天花出現裂縫，可以判定為不均勻沉降較大所致。

8. 善豐花園大廈混凝土強度正態分佈統計

根據澳門大學及 CASTCO 公司提供的詳細混凝土回彈測試結果，對大廈地面層至三十樓共 3891 個混凝土強度回彈值做正態分佈統計。所有混凝土回彈測試測點均位於鋼筋混凝土柱。總體統計結果顯示，混凝土強度平均值為 43.91 MPa，標準差為 5.36 MPa，特徵值為 35.27 MPa。混凝土強度分佈直方圖如圖 16 所示。由統計結果可見，大廈二樓和十九樓混凝土強度分佈的特徵值為 28.91 MPa 和 25.48 MPa，低於總體樣本的特徵值（35.27 MPa），由於大廈十九樓柱承受的軸向荷載較小，因此大廈十九樓較低的混凝土強度對大廈整體結構安全性的影響較小。對大廈十九樓 C 單位和 D 單位的現場勘查過程中並無發現有結構損傷。大廈二樓混凝土強度分佈的特徵值低於設計混凝土強度值 30.0 MPa。附錄 F 顯示了各層混凝土強度分佈統計結果。

9. 善豐花園大廈二樓 P9 號柱斷裂原因分析

9.1 善豐花園大廈相鄰工地施工影響

從記錄知悉，利昌大廈在八十年代初竣工。周邊地區的填海工程，應早於三十年前完成。地層結構已趨穩定。任何累積的超孔隙水壓，亦應已全消散。蘇豪薈場址原有一幢十三層高鋼筋混凝土結構舊建築物（北泰工業大廈），已於二零一一年七月拆卸完工。沿善豐花園/蘇豪薈相鄰地界，設計有一排鋼板樁，亦於二零一二年四月完成全部工程。此排鋼板樁，深約 8 米，安裝於強度較弱的海洋沉積層。舊建築物拆卸及鋼板樁安裝兩項工程，施工期間可能引發的土

層移動，都不會對已穩定的地層結構產生任何影響。況且此兩項工程，都在事故發生前半年多完成，應不是此事故誘因。

在事故發生前，相鄰蘇豪薈場地正在進行基礎工程。施工項目包括安裝 128 支 600 mm 直徑現澆混凝土鑽孔灌注樁，樁尖嵌入基岩約 3 m。有 15 根樁位置，進行了預鑽測試，以確定基岩深度。樁身鋼殼不用拆除。鑽孔樁施工由二零一二年四月開始，至十月中旬，已完成約 65% 的鑽孔灌注樁。

鑽孔樁建造過程，無需猛烈錘擊工序，亦不需要降低地下水水位。負責基礎工程的公司，由動工日起一直對周邊大廈進行每週一次的沉降監測。由二零一二年三月至二零一二年十月十日，沉降數據沒有明顯變化。因此有理由相信，蘇豪薈基礎施工，沒有對鄰近大廈結構的穩定性及安全性造成任何不利影響。

9.2 可能的設計缺陷

P9 鋼筋混凝土柱的重力分析結果（如附錄 B 所示）與從地基荷載傳遞得到的結果是高度一致的。經重力分析，大廈二樓 P9 鋼筋混凝土柱承受約 7000 kN 軸向荷載，從地基荷載傳遞反算，P9 鋼筋混凝土柱承受約 6700 kN 軸向荷載。並且，根據 P9 號柱截面鋼筋佈置細節，P9 號柱的設計軸向承載力足以承受外部荷載。因此，可以得出 P9 號鋼筋混凝土柱不存在設計問題。

9.3 善豐花園大廈 P9 號柱軸向荷載傳遞、設計強度和截面鋼筋細節

現場觀測 2F-P9 鋼筋混凝土柱鋼筋佈置與設計圖紙吻合。鋼筋佈置細節如附錄 G 圖上所示。根據軸向荷載反算，編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱使用荷載約為 6700 kN。根據混凝土回彈法測試結果，實際極限承載力約為 6270 kN。按照鑽芯法測試取得的實際混凝土強度計算，得到其極限承載力約為 4500 kN（詳見附錄 G），實際安全係數為 0.67 至 0.94 之間，遠低於設計安全係數（2.00）及規範要求的安全係數。因此，編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱的混凝土沒有達到設計要求的強度。

9.4 善豐花園大廈二樓混凝土質量

由 2F-P9 號鋼筋混凝土柱爆裂脫落混凝土可以判定，混凝土水泥漿含量較高，粗骨料較少。根據 CASTCO 公司提供的詳細混凝土碳化深度測量及材料化學分析結果，2F-P9 的鋼筋混凝土柱的混凝土碳化深度大，混凝土水泥含量只有其餘混凝土水泥含量的 37%。結果表明 2F-P9 號柱的混凝土質量存在著嚴重的問題。

根據澳門大學提供的混凝土回彈測試結果，編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱的混凝土強度均低於設計值（混凝土設計等級 B30）。根據 CASTCO 公司提供的詳細混凝土鑽芯取樣及抗壓強度測試結果，編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱的混凝土強度遠低於設計值。因此，根據各項檢測結果可以得出編號 2F-P8、2F-P9、2F-P17 及 2F-P22 的鋼筋混凝土柱混凝土質量偏低。並且，混凝土強度正態分佈統計結果也進一步證實了大廈二樓混凝土強度分佈離散性大，混凝土強度較低。

善豐花園大廈自竣工以來，在過去的十八年中二樓 P9 鋼筋混凝土柱並無破壞的徵兆。隨著時間的推移，一般情況下混凝土的強度會呈現增高的趨勢。並且在大廈正常使用狀態下，對於爆裂的 P9 號柱及沒有爆裂的 P17 及 P22 號柱，沒有任何可能的因素使混凝土抗壓強度由設計的 30 MPa 降至 10 MPa 以下。

一般情況下混凝土長時間受壓會有穩定內裂縫產生以及出現蠕變的現象，當混凝土應力水平較低時，穩定內裂縫及蠕變均不會對混凝土強度產生很大的有害影響；當應力水平過高時，穩定內裂縫發展聯成通縫，成為非穩定裂縫，蠕變變形急劇增加不再收斂，呈非穩定蠕變現象。由於 2F-P9 號鋼筋混凝土柱混凝土強度較低，混凝土的蠕變變形效應較大，內裂縫聯通，導致縱向鋼筋承受的軸向力增加。縱向鋼筋會出現軸向縮短，粘結破壞和局部屈曲，最終引致混凝土柱爆裂失效。因此，由於混凝土強度較低，二樓 P9 號柱破壞只是時間問題。

混凝土強度大幅低於設計值是極其異常；一般而言，混凝土強度正常的波動並不會導致強度的大幅折減。導致此情況的因素有：（1）施工過程中使用了不合格的混凝土，和/或（2）澆注混凝土的過程中施工質量較差。

綜上所述，編號 2F-P9 的鋼筋混凝土柱混凝土強度大幅低於初始設計值（30 MPa）是此次事故的主要原因。

9.5 其他可能因素

由於 P3 剪力牆大量開洞的原因，導致剪力牆截面積減小，豎向力的傳遞路徑沒有發生改變，從而對結構安全性造成影響。以十樓為例，P3 剪力牆設計截面尺寸為 $13.65 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ ，經過對 P3 剪力牆力的傳遞估算，十樓 P3 剪力牆約承受 19000 kN 軸向荷載，軸向應力約為 4.6 MPa。P3 剪力牆在十樓開單扇、雙扇、雙扇加氣窗各一個，共計橫截面積減小約 0.6 m^2 ，導致軸向應力增加約 0.8 MPa。從上述計算表明，P3 剪力牆大量開洞，對整體結構安全性只造成輕微的影響，對 2F-P9 的鋼筋混凝土柱不會造成安全性的影響。

雖然大廈十三樓 D 單位對出平臺被加建一層磚砌及金屬建構物，導致了結構微荷載輕微增加。但是根據負載傳遞路徑，增加的負荷不會傳遞至鋼筋混凝土柱 2F-P9。因而大廈十三樓加建的建構物，不會對 2F-P9 鋼筋混凝土柱造成不利的影響。

大廈四至三十樓大部分單位存在後加間牆的情況，導致了結構恆荷載的增加，在 P9 鋼筋混凝土柱力的傳遞計算中（詳見附錄 B），對後加間牆的分析表明，後加間牆不會對 2F-P9 的鋼筋混凝土柱造成安全性的影響。

同時，善豐花園大廈未發現不均勻沉降現象。澳門大學提供的測量結果顯示，大廈存在極其輕微的傾斜，最大傾斜率約為 1/650，但是並不確定傾斜是由於相鄰工地施工引起。向工地方向的傾斜造成的 P9 柱附加荷載小於設計承載力的 1%，低於風荷載的影響。因此，結構輕微的傾斜效應不會對 2F-P9 鋼筋混凝土柱的安全性造成影響。

10. 結構及基礎安全性討論

10.1 結構安全性分析

從以上的討論可得，2F-P9 鋼筋混凝土柱實際安全係數為 0.67 至 0.94 之間，遠低於設計安全係數（2.0）及規範要求的安全係數。因此，編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱沒有達到設計要求，需要重造。雖然 P9 號鋼筋混凝土柱已安裝結構臨時支撐，根據力的傳遞分析結果可得，2F-P9 號鋼筋混凝土柱現階段仍承受較大的軸向力，約 2000 kN。由事故後安裝的用於監測混凝土柱軸向變形的位移計讀數顯示（詳見圖 6），混凝土柱的軸向縮短仍在微量增加。因此，為了避免結構進一步破壞，宜對其做額外的加固。

P17 號鋼筋混凝土柱有明顯破損，底部柱端混凝土開裂，但並無發現混凝土爆裂脫落，沒有出現露筋現象。附錄 H 估算了柱 2F-P17 的使用荷載。由恆荷載和活荷載總和可得，編號 2F-P17 鋼筋混凝土柱使用荷載約為 5600 kN。根據混凝土鑽芯測試結果，實際極限承載力約為 4250 kN。根據混凝土回彈法測試結果，實際極限承載力約為 6960 kN。由於 2F-P9 鋼筋混凝土柱的軸向破壞，有約 920 kN 的附加軸向荷載傳遞至 2F-P17 鋼筋混凝土柱。對於恆荷載和活荷載總和，現階段 2F-P17 鋼筋混凝土柱的安全係數為 0.65 至 1.07 之間。考慮颱風效應，安全係數將可能更低。

P22 號柱底部發現有混凝土膨脹跡象。附錄 I 估算了柱 2F-P22 的使用荷載。由恆荷載和活荷載總和可得，編號 2F-P22 鋼筋混凝土柱使用荷載約為 6400 kN。根據混凝土鑽芯測試結果，實際極限承載力約為 6400 kN。對於恆荷載和活荷載總和，現階段 2F-P22 鋼筋混凝土柱的安全係數約為 1.0。考慮颱風效應，安全係數將減少至 1.0 以下。

與 P9 號鋼筋混凝土柱類似，由於混凝土蠕變收縮效應，儘管已對 P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱做了臨時性支撐，其縱向鋼筋承受的軸向力依然很大。因此，為了避免縱向鋼筋局部屈曲導致的鋼筋混凝土柱軸向破壞，在對 P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱長期性加固之前，應對其做額外的臨時性加固。

因為 P8 號鋼筋混凝土柱軸向壓應力較小並且沒有出現事故症狀。附錄 J 估算了柱 2F-P8 的使用荷載。由恆荷載和活荷載總和可得，編號 2F-P8 鋼筋混凝土柱使用荷載約為 1900 kN。根據混凝土鑽芯測試結果，實際極限承載力約為 8300 kN。由於 2F-P9 鋼筋混凝土柱的軸向破壞，有約 470 kN 的附加軸向荷載傳遞至 2F-P8 鋼筋混凝土柱。對於恆荷載和活荷載總和，現階段 2F-P8 鋼筋混凝土柱的安全係數接近 3.4。考慮颱風效應，安全係數仍接近 2.3。2F-P8 鋼筋混凝土柱軸向壓應力較小，可以認定 2F-P8 鋼筋混凝土柱現階段安全。在重造 2F-P9 鋼筋混凝土柱之後，力將會重新分配至初始設計狀態。考慮颱風效應，安全係數將會增加至 2.6 或以上。因此，沒有必要對 2F-P8 鋼筋混凝土柱進行加固。

10.2 基礎安全性分析

樁的設計安全係數通常是不小於 2。從以上數節柱軸力重新分配分析，最大附加荷載約 1000 kN，不超過樁的可承載力。況且這些附加荷載是短暫性的，俟有關結構構件加固後，此等受力重分配的效應應減小或不存在。

11. 結構修復工程討論

11.1 編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱臨時額外加固方法

由於現階段 2F-P9 號鋼筋混凝土柱仍承受較大的軸向力，為了提高結構的安全性及防止混凝土柱進一步破壞，在重造 2F-P9 混凝土柱之前採用 U 型鋼筋—修復砂漿加固法對 2F-P9 號鋼筋混凝土柱破壞區域做臨時性加固，如圖 17 所示。修復砂漿可採用 FOSROC 公司高性能中等容重混凝土修復砂漿（High-technology medium weight concrete reinstatement mortar, Renderoc HB40^[3]），其 28 天抗壓強度約 40MPa（詳見附錄 H）。通過在混凝土柱破壞區域包裹鍍鋅六角網，並填充修復砂漿，向混凝土柱破壞區域提供側向約束。

2F-P9 號鋼筋混凝土柱加固步驟：

- (1) 移除混凝土柱周圍管線，轉移用於實時監測的位移計；
- (2) 將預先製作好的 Ø12 的 U 型鋼筋從下而上佈置在原混凝土柱縱向鋼筋外，通過焊接使 U 型鋼筋連接，U 型鋼筋縱向中心距不大於 200 mm，搭接長度 40D 或焊接；
- (3) 對原混凝土柱加固區域內的各面做鑿毛處理，以利於新舊材料的粘結；
- (4) 使用刷子將柱表面因鑿毛而產生的混凝土碎粒及浮塵沖刷乾淨；
- (5) 將混合好的 Renderoc HB40 修復砂漿塗在經處理的基底上。將砂漿充分壓實在基底上以及外露鋼筋的周圍，控制好砂漿層厚度並表面找平。垂直面上修復砂漿塗層厚度最小 10 mm，最大不得大於 40 mm；
- (6) 按照設計尺寸裁剪出加固所需的網片，用細鐵絲將網片一側端部綁紮到混凝土柱已有箍筋上；
- (7) 手工拉緊網片，然後用細鐵絲將網片端部綁紮固定，整個網片包裹工序完成；
- (9) 再次塗抹混合好的 Renderoc HB40 修復砂漿。將砂漿充分壓實使 U 型鋼筋及網片不外露，控制好砂漿層厚度並表面找平；

(10) 在室溫下保持柱體濕潤，養護 28 天。

這種臨時加固方法的建造與拆除過程相對簡單，可以快速對 P9 混凝土柱做出臨時性加固，並且對 P17 及 P22 號混凝土柱的影響最小。

11.2 編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱長期加固方法

從混凝土鑽芯試驗結果可得，2F-P9 柱施工縫以上混凝土抗壓強度為 26.5 MPa。從混凝土回彈試驗結果可得，3F-P9 柱的立方體抗壓強度約為 53 MPa。這些區域有足夠的強度向臨時支撐提供反力。

圖 18 顯示了 2F-P9 鋼筋混凝土柱的長期加固方案。在這個方案中，受損區域的上部將建立兩個臨時的後加應力鋼筋混凝土牛腿。牛腿實際高度以及鋼筋的佈置將在詳細設計階段確定。另外四個臨時鋼支撐將安裝在樁帽到二樓之間。牛腿和鋼支撐用於向液壓千斤頂提供反力。由於液壓千斤頂支撐部位具有較高的局部應力，液壓千斤頂和混凝土牛腿之間將安裝轉換鋼樑以減低局部壓應力。

建造步驟：

1. 樓板開洞，用於澆注鋼筋混凝土牛腿並穿過鋼支撐；
2. 建造臨時的後加應力牛腿並錨固鋼樑；
3. 用液壓千斤頂支撐已有鋼筋混凝土柱；
4. 添加薄鋼板用於臨時性支撐；
5. 切斷變形的縱向鋼筋；
6. 重複步驟 3 和 4 直到達到所要求的位移或軸向力；
7. 移除液壓千斤頂；
8. 移除破壞區域並重造鋼筋混凝土柱；
9. 當新澆注的混凝土達到設計強度時，用液壓千斤頂支撐已有鋼筋混凝土柱；
10. 移除臨時性支撐，液壓千斤頂和後加應力牛腿。

此方案的優點：

1. P9 柱的縱向沉降可以被儘量校正，並且內力可以重新分配，使儘量恢復至原來的設計狀態。因此，可以減輕 P8 柱，P17 柱以及部分基礎之前的超載問題；
2. 在沒有改變傳力路徑的前提下受損的 P9 柱可以重新建造；

3. 新建造的鋼筋混凝土柱截面及自重均未增大，結構內部空間沒有減少。然而，這種方案技術水準要求很高。操作具有一定風險性。加固過程中要做連續監測。需要聘請有經驗的專業承建商。加固後也要作監測，以確定最終效果。

11.3 編號 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱臨時加固

雖然 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱已安裝臨時支撐，在 2F-P9 鋼筋混凝土柱長期加固過程中為了防止縱向鋼筋屈曲，並且加強 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱的結構安全，在 2F-P9 鋼筋混凝土柱加固之前，應用矩形鋼管強化 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱的側向約束，如圖 19 所示。

此方法的目的是向混凝土柱提供附加的側向限制和約束。附加的側向約束不僅可以提高混凝土柱的軸向承載能力，而且還可以防止縱向鋼筋屈曲。並且，由於這種方法允許縱向延伸，因此，在 2F-P9 鋼筋混凝土柱加固過程中，這種方法不會導致 2F-P17 鋼筋混凝土柱應力鎖定問題。

通過矩形鋼管的彎曲，均勻分佈的被動壓力和側向約束可以施加到柱的角部及中間區域。使用這種方法，體積配箍率為 13% 的少筋方柱軸向承載力約增強 100%^[4]。

施工方法的簡要說明：

- (1) 當拆除臨時加固時在 2F-P17 (或 2F-P22) 鋼筋混凝土柱四周包裹一層塑膠膜，以防止環氧樹脂粘貼在柱表面；
- (2) 將鋼管依次焊接，一直從柱底堆積至施工縫以上，如圖 19 所示；
- (3) 在鋼管和柱表面之間的空隙注射環氧樹脂。

這種臨時加固方法的建造與拆除過程相對簡單。由於沒有引入新的荷載傳遞路徑，從而可以避免新舊荷載傳遞路徑之間複雜的荷載轉移設計。

儘管使用碳纖維增強材料 (FRP) 通過側向約束混凝土也可以有效地提高混凝土柱強度，但是對於矩形截面柱這種方法是不宜採用的，因為在柱角區域它的約束效應是極其有限的。並且，長期使用時需要對碳纖維複合材料 (FRP) 做防腐防火處理。

11.4. 編號 2F-P17 和 2F-P22 鋼筋混凝土柱長期性加固

2F-P17 柱和 2F-P22 柱可以採用混凝土套筒進行長期性加固。在需要加固的鋼筋混凝土柱四周綁紮鋼筋，再次澆注混凝土，通過增加混凝土柱的截面面積提高加固後的混凝土柱軸向承載力，如圖 20 所示。由於新澆注的混凝土套筒和已有的鋼筋混凝土柱之間應變不協調，現有的鋼筋混凝土柱將在新混凝土套筒之前達到極限狀態。應變滯後效應的影響在詳細設計中必須加以考慮。可採用扁平千斤頂加預壓力，減少應變滯後。套筒可以採用高強度混凝土澆注，因為不僅強度高，而且具有較大的剛度，可以使更多的荷載轉移到新澆注的套筒上。

在這個方案中，從四樓的樓板至樁帽間的截面面積將會增大。部分軸力將會通過剪力釘從原來的混凝土柱轉移到位於三樓的新的混凝土套筒。已有的混凝土柱和新的混凝土套筒之間的作用將通過剪力釘實現，如圖 21 所示。根據 ACI318-11^[5]第 11.6.9 節或其他類似的標準可以計算出相應的介面剪力。

為了匹配鋼筋混凝土柱 200 mm 的箍筋間距，剪力釘的縱向間距取約 400 mm。剪力釘將被焊接到箍筋上以確保它們之間連接的可靠性。剪力釘的另一端將通過水泥為主要材料的粘合劑錨固到已有的混凝土柱上。之所以不採用環氧系粘合劑，主要是可以避免焊接的高溫對粘合劑粘結強度的影響。剪力釘的安裝方法需遵循粘合劑製造商的操作要求。

12. 總結及建議

本報告關於善豐花園大廈結構受損結論如下：

1. 從以上的討論可得，蘇豪薈場地舊建築物拆卸及基礎施工，對善豐花園大廈結構穩定性沒有影響；
2. 過去 2 個月內沉降記錄表明沉降穩定，整個建築物的沉降均勻，最大沉降幅度極小；
3. 從混凝土回彈測試結果正態分佈統計顯示，大廈二樓混凝土強度離散性較大，特徵值較低，混凝土質量較差。鑽芯測試的結果進一步證明，二樓 P8、P9、P17 和 P22 號混凝土柱的實測強度低於原設計強度。混凝土強度偏低是 P9 號柱發生結構損傷的主要原因；
4. 混凝土強度大幅低於設計值是極其異常；一般而言，混凝土強度正常的波動並不會導致強度的大幅折減。導致此情況的因素有：（1）施工過程中使用了不合格的混凝土，和/或（2）澆注混凝土的過程中施工質量較差；
5. 結構分析和測試結果表明，經對二樓 P9 號柱進行長期加固、對 P17 號和 P22 號柱進行長期加固以後，均可使其達到原設計強度。四、五樓及以上樓層的砌體牆和樓面樑均可採取措施修復。

本報告關於對受損的結構提出修復的建議如下：

1. 雖然 P9、P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱已安裝結構臨時支撐，在長期加固之前，為了提高結構的安全性並控制其軸向縮短，宜做臨時的額外加固；
2. 二樓 P9 號柱的長期加固方法是將其重造。通過在混凝土柱兩端澆注牛腿，安裝液壓千斤頂支撐，將變形鋼筋及破壞區域移除，並重造鋼筋混凝土柱；
3. 二樓 P17 號和 P22 號柱可以採用混凝土套筒長期加固。建議混凝土套筒採用高強度混凝土澆注，使得套筒的剛度增大，也可使用預壓力支頂方式，減小應變滯後效應的影響；
4. P9、P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱進行長期加固的技術要求極高，須由經驗豐富之專業承包商執行；

5. 善豐花園加固工程開展期間及蘇豪薈恢復施工後，應繼續密切地監測 P9、P17 和 P22 號鋼筋混凝土柱的位移及週邊建築物沉降情況；以最終確定長期加固措施的效果；
6. 在對 P9 號、P17 號和 P22 號柱進行符合要求的加固之前，該大樓不適宜作為住宅樓繼續使用。

參考文獻

- [1] 屋宇結構及橋樑結構之安全及荷載規章, 澳門政府法令, 第 56/96/M 號, 1996 年 9 月 16 日, 澳門。
- [2] G Uva, D Raffaele, F Porco and A Fiore (2012), On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings, *Engineering Structures*, 42, 83-94.
- [3] High-technology medium weight concrete reinstatement mortar, Renderoc HB40 產品介紹, Fosroc HONG KONG Limited.
- [4] Munawar A Hussain and Robert G Driver (2005), Experimental investigation of external confinement of reinforced concrete columns by hollow structural section collars, *ACI Structural Journal*, 102 (2), 242-251.
- [5] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11). American Concrete Institute: Detroit.

表 1、柱混凝土碳化深度測量結果

編號	碳化深度 (mm)
2F-P9	83.0
2F-P17	60.0
2F-P22	80.0

表 2、混凝土化學分析結果

編號	位置	氯離子含量%	水泥含量%	骨料/水泥	PH 值
2F-P8	施工縫以上	< 0.01	13.1	6.4	12.7
	施工縫以下	< 0.01	13.4	6.2	12.7
2F-P9	施工縫以上	< 0.01	11.8	7.2	12.7
	施工縫以下	< 0.01	4.9	7.2	12.5

表 3、回彈法測試二樓受損柱混凝土強度結果

編號	測區	位置	澳門大學		CASTCO	
			回彈 平均值	強度 換算值	回彈 平均值	強度 換算值
2F-P8	1	柱頂	-	-	44.0	47.9
	2	柱中	43.0	49.1	46.0	51.6
	3	柱底	28.0	22.4	25.0	16.3
2F-P9	2	柱頂	28.0	22.4	35.0	31.8
	3	柱中	-	-	-	-
	4	柱底	20.0	10.1	-	-
2F-P17	1	柱頂	-	-	26.0	17.7
	2	柱中	23.0	14.6	25.0	16.3
	3	柱底	24.0	16.1	24.0	14.9
2F-P22	1	柱頂	46.0	54.0	47.0	53.5
	2	柱中	25.0	17.8	25.0	16.3
	3	柱底	24.0	16.4	33.0	28.5

表 4、鑽芯法測試混凝土抗壓強度測試結果

編號	位置	芯樣直徑 (mm)	破壞荷載 (kN)	抗壓強度 (MPa)	換算標準立方體強度 (MPa)
2F-P8	施工縫以上	75.0	125.4	28.4	29.5
	施工縫以下	75.0	64.0	14.5	15.0
2F-P9	施工縫以上	75.0	114.3	25.9	26.5
	施工縫以下	75.0	19.9	4.5	5.0
2F-P17	施工縫以上	75.0	52.3	12.2	12.5
	施工縫以下	75.0	28.5	6.6	7.0
2F-P22	施工縫以上	75.0	121.3	27.5	28.5
	施工縫以下	75.0	23.9	5.6	5.5

詳細混凝土抗壓強度測試結果請見 CASTCO 公司報告。



圖 1、善豐花園大廈方點陣圖（由 Google Earth 提供）



圖 2、編號 2F-P9 的鋼筋混凝土柱破壞細節



圖 3、編號 2F-P17 的鋼筋混凝土柱開裂細節

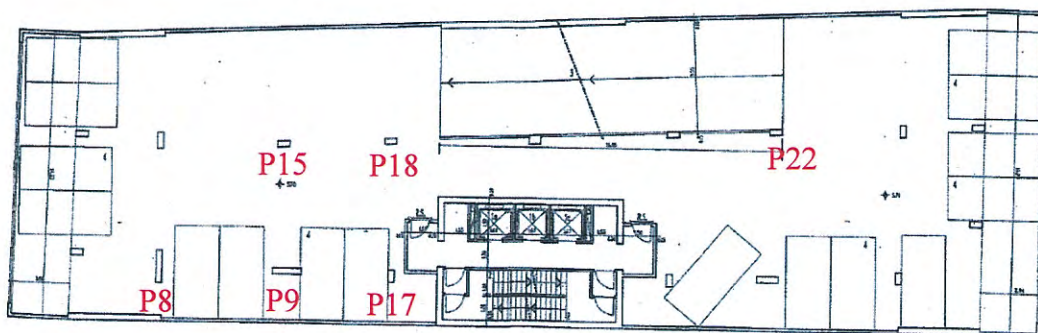


圖 4、大廈二樓建築平面圖

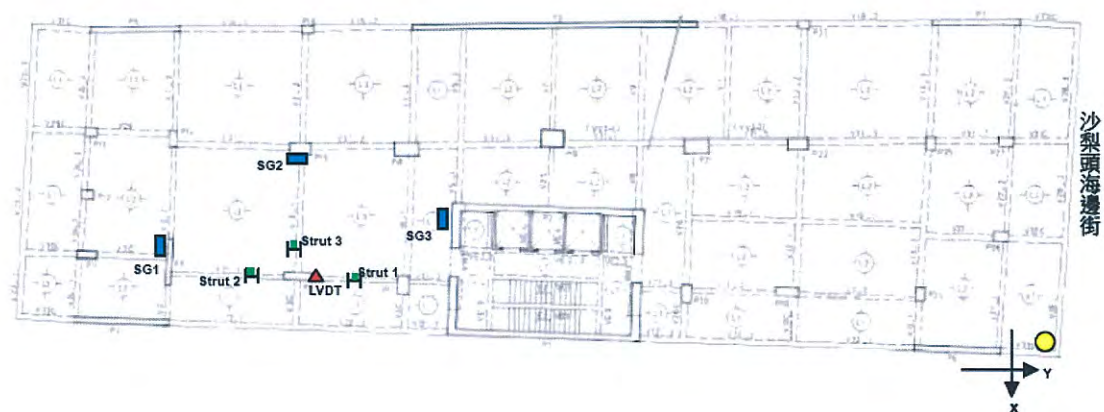


圖 5、大廈二樓位移計及應變片安裝位置（由澳門大學提供）

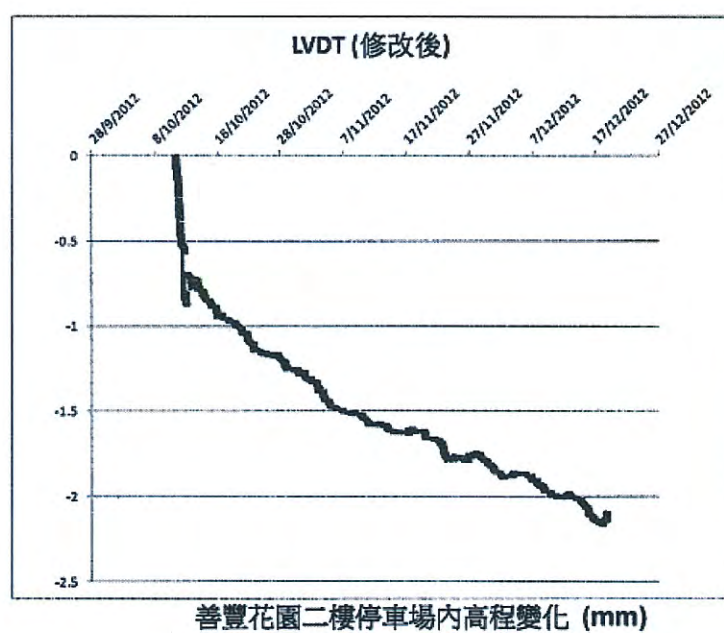


圖 6、大廈二樓高程變化（由澳門大學提供）

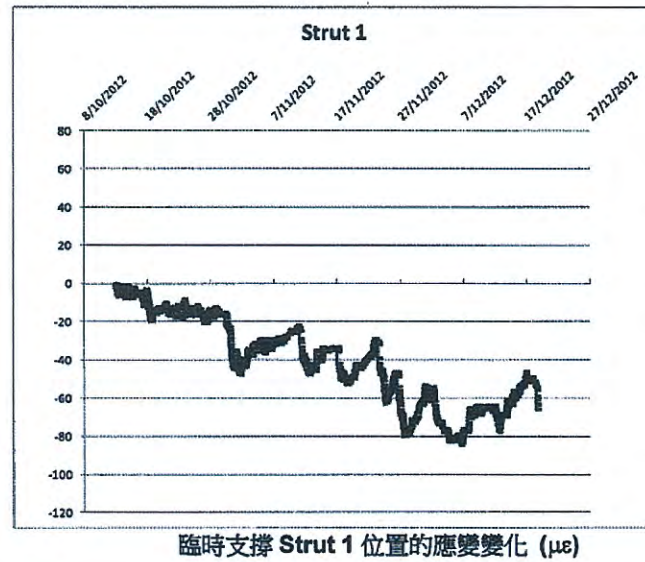


圖 7、鋼支撐的應變變化（由澳門大學提供）

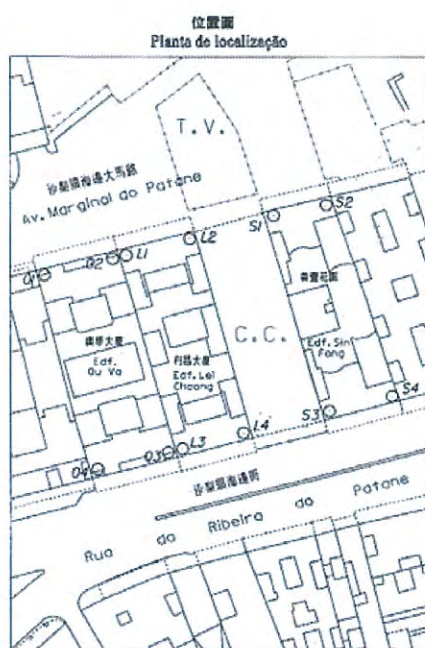


圖 8、沉降觀測點平面圖（由澳門大學提供）

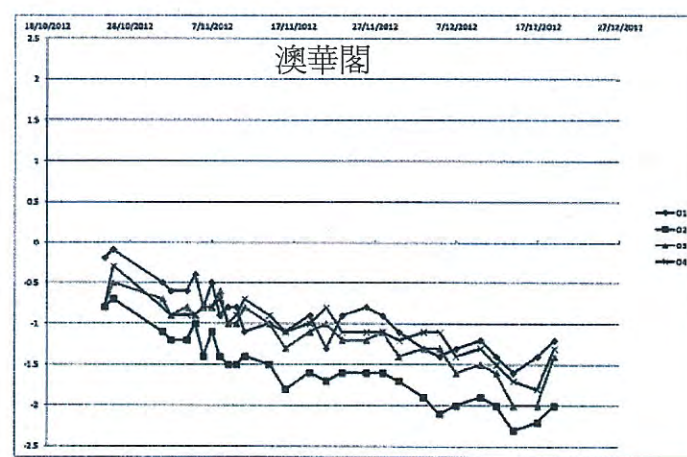
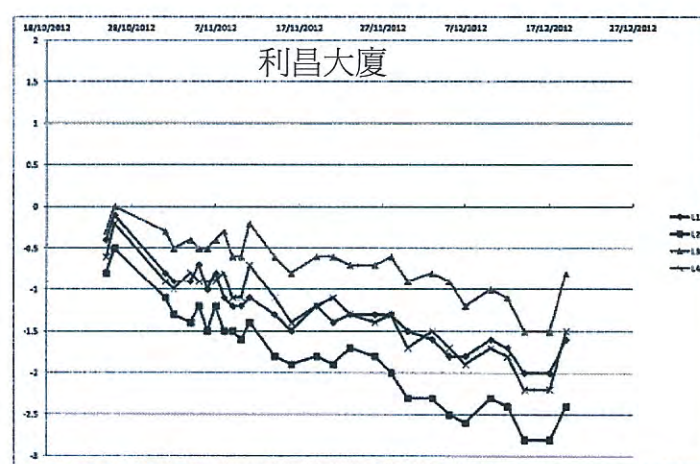
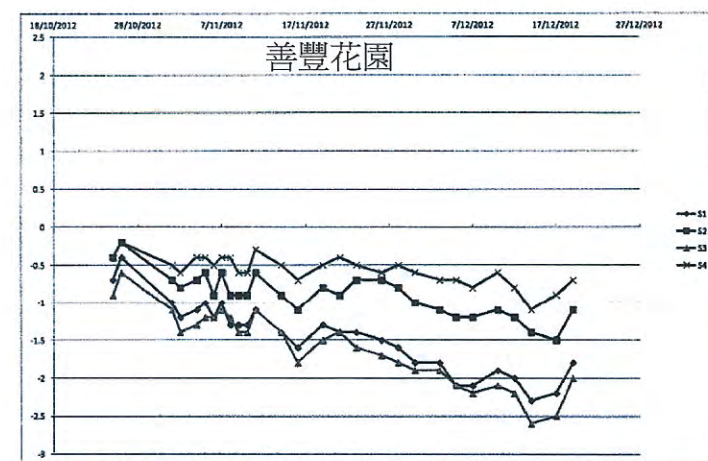


圖 9、沉降觀測點沉降值（由澳門大學提供）



圖 10、P3 剪力牆開洞情況



圖 11、大廈十三樓 D 單位對出平臺磚砌及金屬建構物

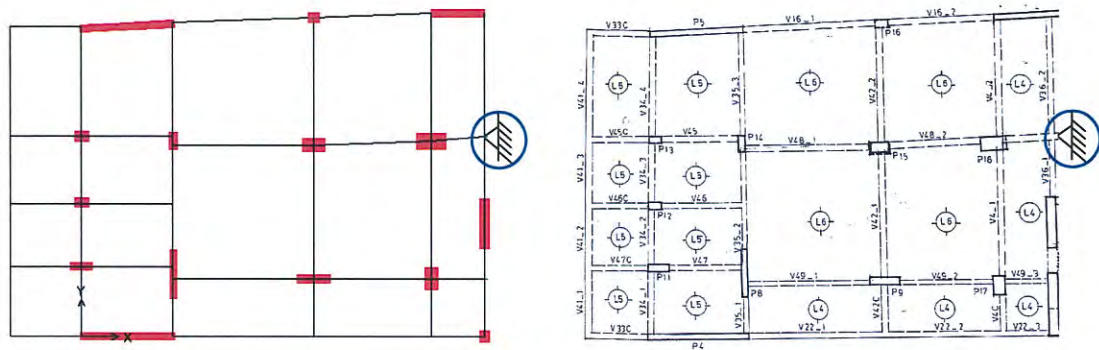


圖 12、善豐花園大廈子結構平面圖

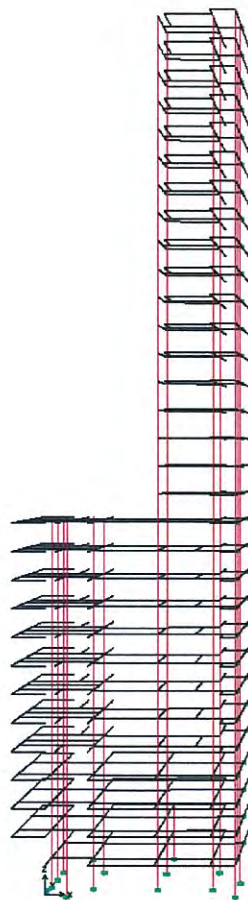


圖 13、善豐花園大廈子結構立面圖

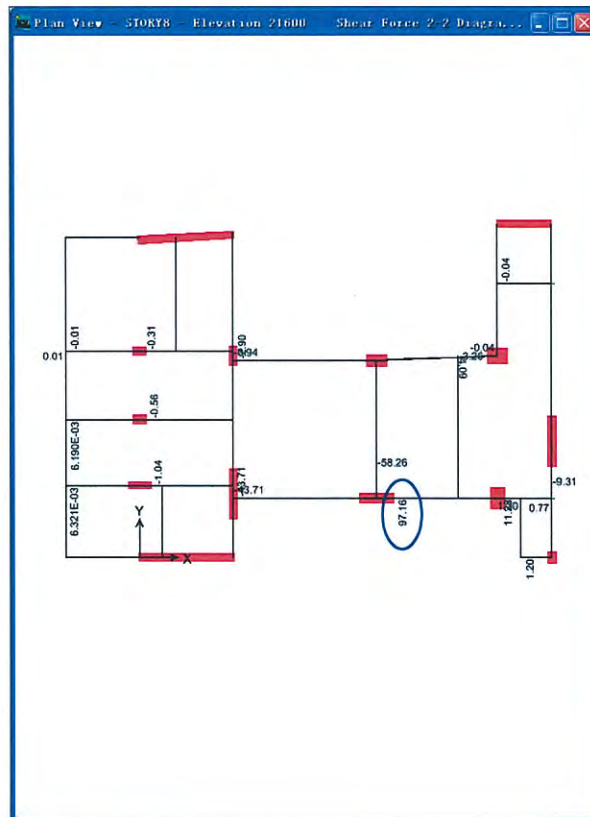


圖 14、2F-P9 鋼筋混凝土柱破壞後 8 樓樑剪力分佈（單位：kN）

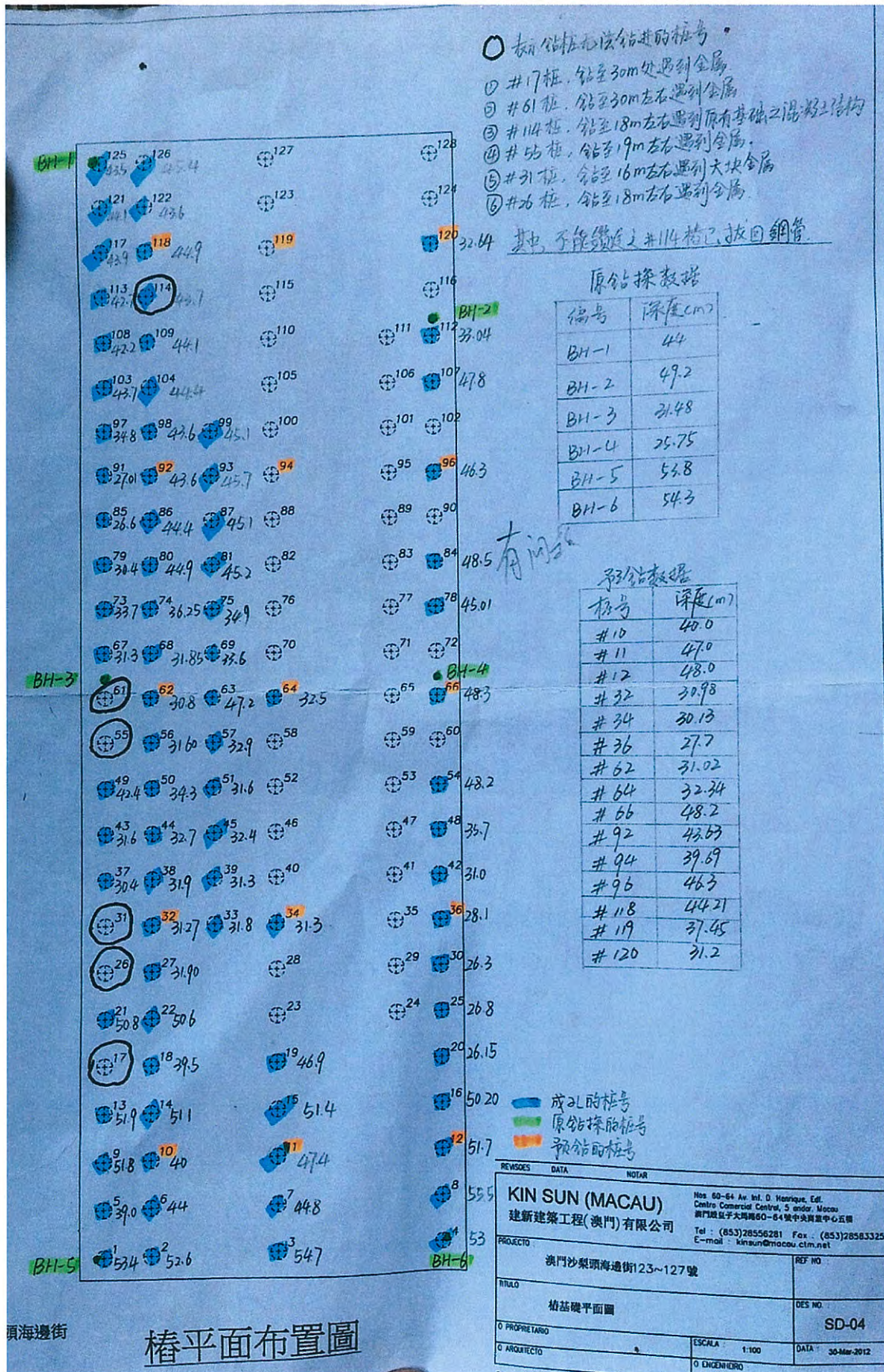


圖 15、蘇豪薈預製樁平面佈置圖

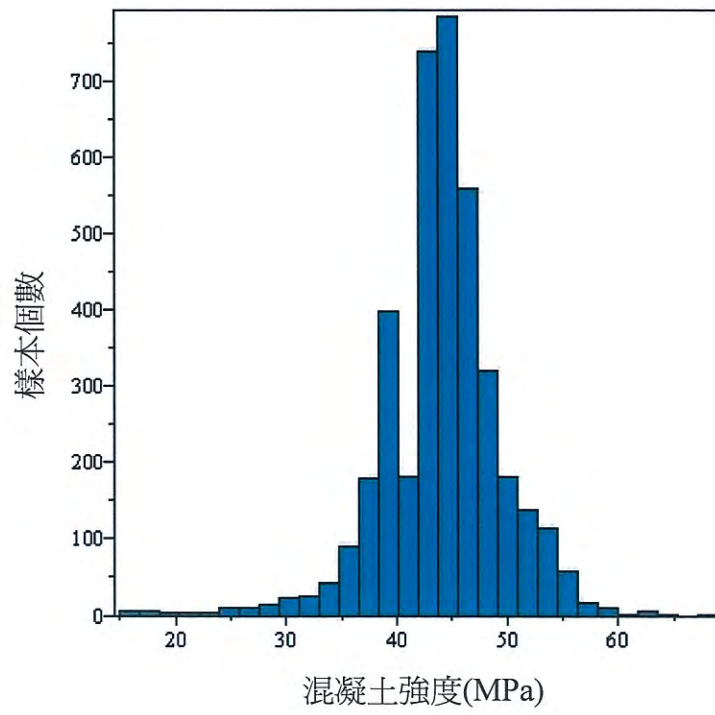


圖 16、混凝土強度分佈直方圖

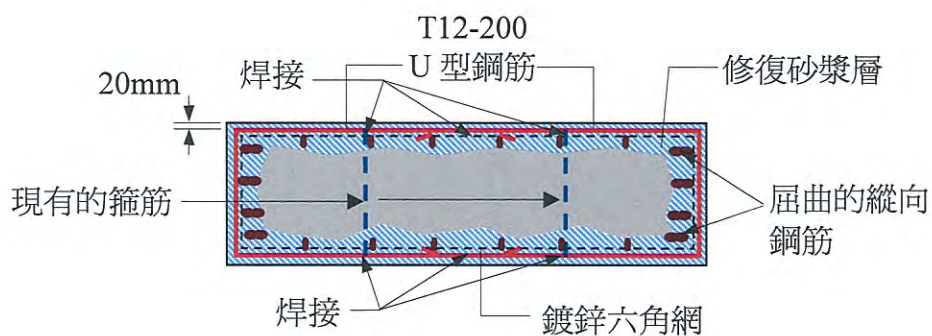


圖 17、編號 2F-P9 鋼筋混凝土柱 U 型鋼筋—修復砂漿臨時加固

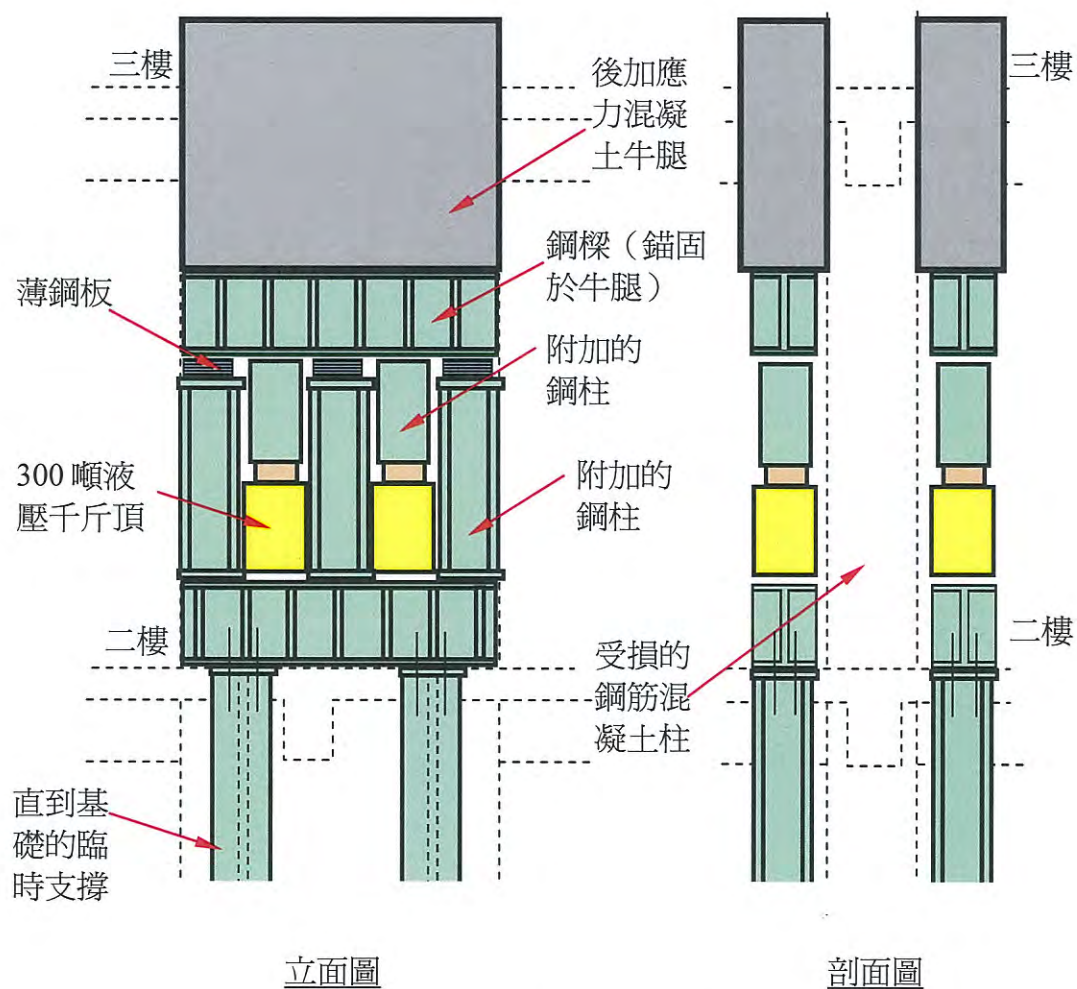


圖 18、編號 2F-P9 的鋼筋混凝土柱建議置換方法

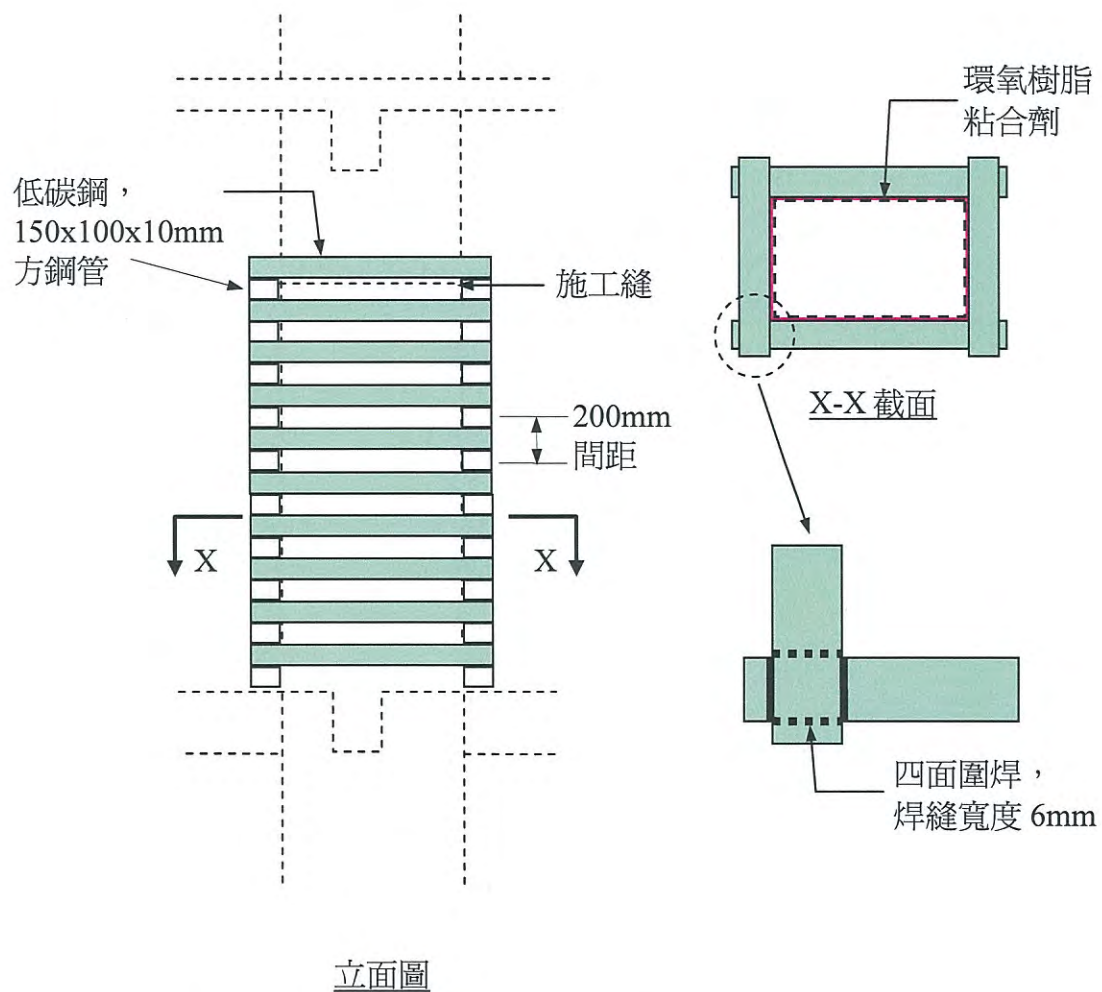


圖 19、編號 2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱臨時加固



圖 20、鋼筋混凝土柱增大截面法加固圖

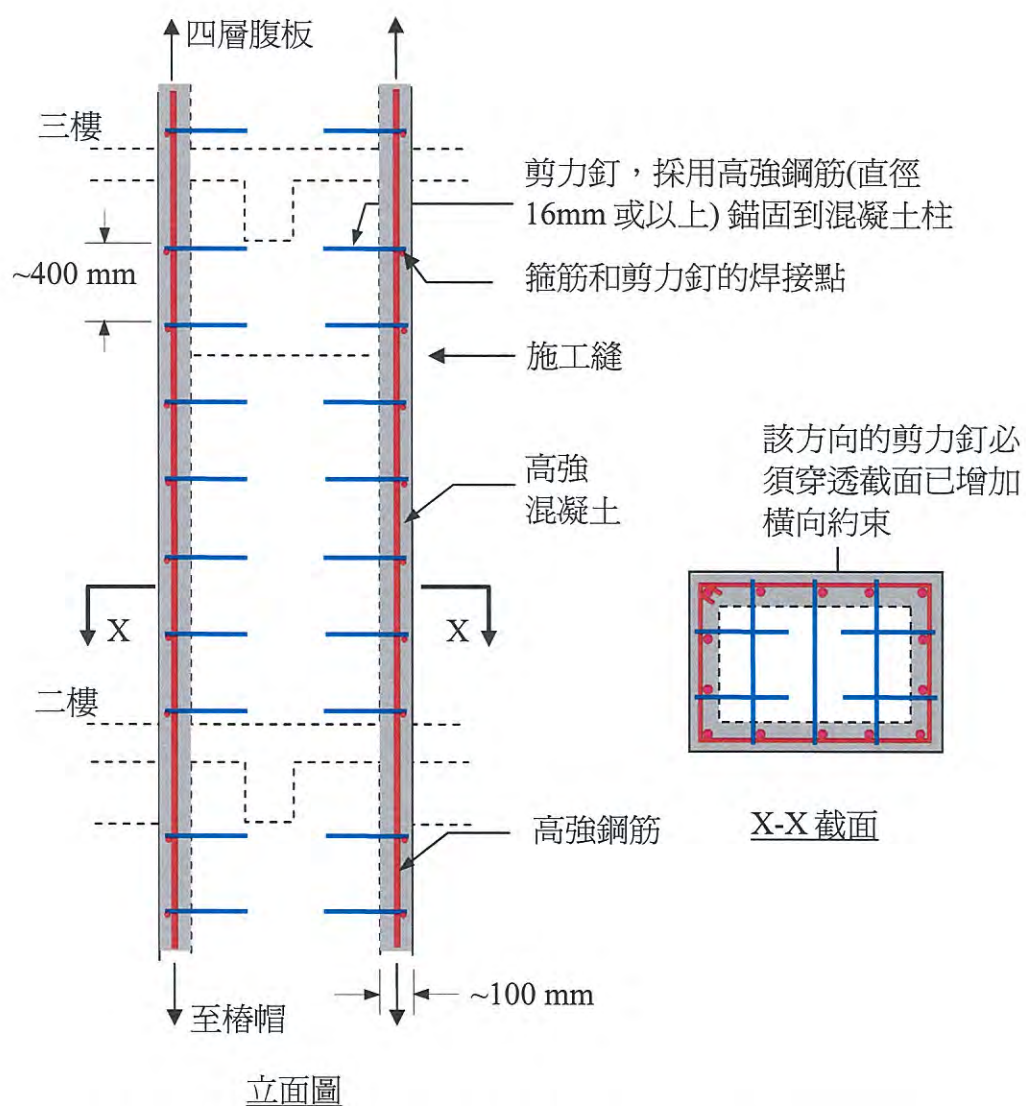


圖 21、編號 2F-P17 和 2F-P22 的鋼筋混凝土柱長期性加固

附錄 A

大廈子結構（4 至 12 樓，E、F、G、H 單位；13 至 30 樓，C、D 單位）現場勘查受損統計

樓層	結構構件				非結構構件					
	柱	樑		天花	樓板	內牆		外牆		門窗
	-	垂直	斜向	-	-	垂直	斜向	垂直	斜向	-
30										
29										
28										
27										
26										
25										
24										
23									1	
22										
21										
20										
19										
18								1		
17										
16										
15										
14								1		
13									1	
12						2			3	
11		1		3		1				
10										
9						1		1	1	
8			1	1		1	1		2	
7				1			2		1	
6							2		1	1
5		1		1			2		1	
4							3		1	1
總計（次數）		2	1	6		2	13	3	12	2
比例（%）		4.9	2.4	14.6		4.9	31.7	7.3	29.3	4.9

附錄 B

編號 P9 鋼筋混凝土柱力的傳遞

樓層	荷載	尺寸				單位力	單位	恆荷載	活荷載
		面積 m ²	厚度 m	長度 m	高度 m			kN	kN
頂層	樓板	4.22	0.10			25.00	kN/m ³	10.55	
		10.00	0.12			25.00	kN/m ³	30.00	
	塗層/防水 樑	14.22				4.00	kN/m ³	56.88	
			0.25	3.15	0.50	25.00	kN/m ³	9.84	
			0.20	6.13	0.50	25.00	kN/m ³	15.31	
	柱					25.00	kN/m ³		
	磚牆		0.12	8.20	1.10	22.00	kN/m ³	23.81	
	門窗					0.40	kPa		
	地板, 天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場					4.00	kPa		
	可進屋頂	4.22				2.00	kPa		8.44
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力							146.40	8.44
	累計合力							146.40	8.44
14/F-30/F	樓板	4.22	0.10			25.00	kN/m ³	10.55	
		11.33	0.12			25.00	kN/m ³	33.99	
	樑		0.25	3.15	0.50	25.00	kN/m ³	9.84	
			0.20	6.13	0.50	25.00	kN/m ³	15.31	
	柱	0.45			2.56	25.00	kN/m ³	28.80	
	磚牆		0.12	2.30	2.56	22.00	kN/m ³	15.54	
	門窗	6.84				0.40	kPa	2.74	
	地板, 天花	15.10				0.40	kPa	6.04	
	住戶	13.09				2.00	kPa		26.18
	停車場					4.00	kPa		
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台	5.35				5.00	kPa		26.73
	單層合力							122.82	52.91
	14-30 樓合力							2087.88	899.47
	累計合力							2234.28	907.91

13/F	樓板	17.99	0.18			25.00	kN/m ³	80.96	
	樑		0.25	9.00	0.50	25.00	kN/m ³	28.13	
	柱	0.45			2.56	25.00	kN/m ³	28.80	
	磚牆		0.12	2.30	2.56	22.00	kN/m ³	15.54	
	門窗	6.84				0.40	kPa	2.74	
	地板，天花	17.54				0.40	kPa	7.02	
	住戶	13.09				2.00	kPa		26.18
	停車場					4.00	kPa		
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台	4.90				5.00	kPa		24.50
	單層合力							163.18	50.68
	累計合力							2397.46	958.59
5/F-12/F	樓板	17.99	0.18			25.00	kN/m ³	80.96	
	樑		0.25	9.00	0.50	25.00	kN/m ³	28.13	
	柱	0.53			2.56	25.00	kN/m ³	33.60	
	磚牆		0.12	8.50	2.56	22.00	kN/m ³	57.45	
			0.18	8.70	2.56	22.00	kN/m ³	88.20	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶	10.15				2.00	kPa		20.30
	停車場					4.00	kPa		
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊	7.84				3.00	kPa		23.52
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力							288.32	43.82
	5-12 樓合力							2306.59	350.56
	累計合力							4704.05	1309.15
4/F	樓板	32.77	0.18			25.00	kN/m ³	147.47	
	樑		0.30	17.35	0.50	25.00	kN/m ³	65.06	
	柱	0.53			2.56	25.00	kN/m ³	33.60	
	磚牆		0.12	8.50	2.56	22.00	kN/m ³	57.45	
			0.18	8.70	2.56	22.00	kN/m ³	88.20	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶	12.16				2.00	kPa		24.32
	停車場					4.00	kPa		

	可進屋頂	12.77			2.00	kPa	25.54	
	不可進屋頂				1.00	kPa		
	走廊	7.84			3.00	kPa	23.52	
	樓梯				3.00	kPa		
	陽台				5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)						489.71	91.73
	累計合力						5193.76	1400.88
1/F-3/F	樓板	17.69	0.15		25.00	kN/m ³	66.34	
		15.08	0.12		25.00	kN/m ³	45.24	
	樑		0.20	5.85	0.50	25.00	kN/m ³	14.63
			0.30	11.50	0.50	25.00	kN/m ³	43.13
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40
	磚牆		0.18	5.80	2.56	22.00	kN/m ³	58.80
	門窗				0.40	kPa		
	地板，天花				0.40	kPa		
	住戶				2.00	kPa		
	停車場	32.17			4.00	kPa	128.68	
	可進屋頂				2.00	kPa		
	不可進屋頂				1.00	kPa		
	走廊				3.00	kPa		
	樓梯				3.00	kPa		
	陽台				5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)						333.16	160.85
	1-3 樓合力						999.47	482.55
	累計合力						6193.23	1883.43

附錄 C

ETABS 軟件建模結構構件設置

構件	單元類型	單元尺寸	混凝土等級	彈性模量 (GPa)
柱	線	實際尺寸	B30	30
樑	線	實際尺寸	B30	30
樓板	殼	實際尺寸	B30	30
磚牆	壓桿	等效寬度 (w_e) ^[2]	-	15

等效寬度 (w_e) 根據以下公式計算：

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4E_c I_p H_w}}$$

$$w_e = 0.175d(\lambda H_w)^{-0.4}$$

其中， λ ：剛度參數；

E_w ：磚牆彈性模量；

t_w ：磚牆厚度；

E_c ：混凝土彈性模量；

I_p ：柱慣性矩；

H_w ：磚牆高度；

θ ：壓桿轉角；

d ：壓桿長度。

附錄 D

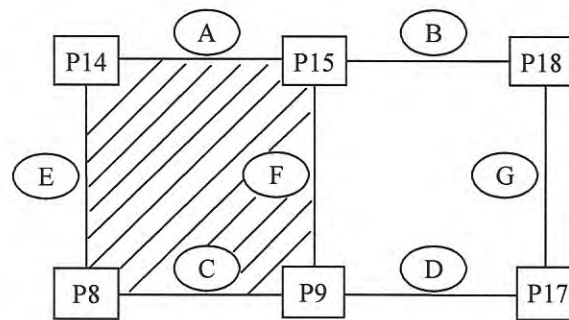
P8、P9 及 P17 鋼筋混凝土柱內力重分佈及軸向變形

樓層	2F-P9		2F-P17		2F-P8	
	分配軸力 (kN)	軸向變形 (mm)	分配軸力 (kN)	軸向變形 (mm)	分配軸力 (kN)	軸向變形 (mm)
頂層	28.60	-17.66	-2.26	-1.25		
30	62.46	-17.67	-0.62	-1.25		
29	96.32	-17.68	0.37	-1.25		
28	130.36	-17.70	1.40	-1.25		
27	164.66	-17.72	2.48	-1.25		
26	199.30	-17.75	3.64	-1.25		
25	234.33	-17.79	4.88	-1.25		
24	269.86	-17.83	6.23	-1.25		
23	305.98	-17.88	7.67	-1.25		
22	342.81	-17.93	9.20	-1.26		
21	380.50	-17.99	10.78	-1.26		
20	419.26	-18.06	12.35	-1.27		
19	459.26	-18.14	13.86	-1.27		
18	500.73	-18.22	15.25	-1.28		
17	543.86	-18.31	16.48	-1.29		
16	588.83	-18.41	17.52	-1.29		
15	635.84	-18.52	18.40	-1.30		
14	685.35	-18.63	18.14	-1.31		
13	859.47	-18.76	-51.66	-1.32	-40.37	-0.60
12	1048.24	-18.91	-128.07	-1.31	-79.83	-0.59
11	1238.33	-19.10	-205.56	-1.28	-119.04	-0.58
10	1431.83	-19.33	-284.37	-1.24	-158.73	-0.56
9	1629.00	-19.59	-365.24	-1.18	-199.22	-0.53
8	1830.40	-19.88	-448.80	-1.11	-240.77	-0.50
7	2036.53	-20.22	-535.73	-1.02	-283.54	-0.46
6	2248.22	-20.59	-626.57	-0.91	-327.70	-0.41
5	2463.64	-20.99	-723.13	-0.78	-373.26	-0.36
4	2912.24	-21.44	-816.47	-0.64	-419.80	-0.30
3	3374.68	-21.97	-915.71	-0.49	-468.61	-0.23
2	3346.50	1.21	-899.52	-0.32	-464.76	-0.15
1	3331.16	0.60	-890.86	-0.16	-462.93	-0.08

附錄 E

大廈三至十三樓 X 及 Y 向最大不均勻沉降

樓層	X 向 (%)	位置	Y 向 (%)	位置
13	0.285	C	0.273	F
12	0.288	C	0.277	F
11	0.291	C	0.282	F
10	0.295	C	0.287	F
9	0.299	C	0.294	F
8	0.304	C	0.301	F
7	0.310	C	0.309	F
6	0.317	C	0.318	F
5	0.324	C	0.328	F
4	0.332	C	0.339	F
3	0.341	C	0.350	F



: 鋼筋混凝土柱 ;
 : 鋼筋混凝土樑。

鋼筋混凝土柱局部分佈圖

附錄 F

鋼筋混凝土柱混凝土強度正態分佈

樓層	樣本數 (n)	平均值 (f_m ; MPa)	標準差* (σ)	特徵值** (f_k ; MPa)
30	54	43.35	2.39	39.43
29	45	40.13	4.77	32.31
28	27	44.44	4.11	37.70
27	72	44.00	5.38	35.18
26	36	44.92	3.98	38.39
25	90	47.92	4.79	40.06
24	36	45.19	3.34	39.71
23	18	43.39	2.06	40.01
22	54	43.87	4.15	37.06
21	45	47.58	1.97	44.35
20	54	43.43	2.08	40.02
19	54	39.91	8.80	25.48
18	54	45.48	3.01	40.54
17	36	47.72	4.73	39.96
16	54	45.94	3.03	40.97
15	36	41.56	2.72	37.10
14	63	42.60	2.58	38.37
13	45	46.29	2.33	42.47
12	234	45.85	3.67	39.83
11	198	44.57	4.61	37.01
10	207	43.19	4.23	36.25
9	180	44.22	3.59	38.33
8	126	43.15	3.32	37.71
7	108	41.37	3.23	36.07
6	180	43.12	3.02	38.17
5	48	44.53	5.10	36.17
4	91	44.97	5.84	35.39
3	48	52.4	6.02	42.53
2	515	42.03	8.00	28.91
1	687	43.83	4.94	35.73
G	396	44.63	4.37	37.46
總樣本	3891	43.98	5.31	35.27

注：混凝土回彈測試結果由澳門大學及 CASTCO 公司提供。

* 標準差 (σ) :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}}$$

**特徵值 (f_k) :

$$f_k = f_m - 1.64\sigma$$

附錄 G

鋼筋混凝土柱 2F-P9 使用荷載計算

樓層	荷載	面積 m ²	尺寸			單位力	單位	恆荷載 kN	活荷載 kN
			厚度 m	長度 m	高度 m				
2/F	樓板	17.69	0.15			25.00	kN/m ³	66.34	
		15.08	0.12			25.00	kN/m ³	45.24	
	樑		0.20	5.85	0.50	25.00	kN/m ³	14.63	
			0.30	11.50	0.50	25.00	kN/m ³	43.13	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.18	5.80	2.56	22.00	kN/m ³	58.80	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	32.17				4.00	kPa		128.68
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							333.16	160.85
	累計合力							333.16	160.85
1/F	樓板	17.69	0.15			25.00	kN/m ³	66.34	
		15.08	0.12			25.00	kN/m ³	45.24	
	樑		0.20	5.85	0.50	25.00	kN/m ³	14.63	
			0.30	11.50	0.50	25.00	kN/m ³	43.13	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.18	5.80	2.56	22.00	kN/m ³	58.80	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	32.17				4.00	kPa		128.68
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							333.16	160.85
	累計合力							666.31	321.70

鋼筋混凝土柱 2F-P9 使用荷載 (P_d)

$$P_d = 7644 - 666.3 - 321.7 = 6656.0 \text{ kN}$$

注：7644 kN 為樁帽計算承載力。

鋼筋混凝土柱 2F-P9 實際極限承載力 (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= 0.6A_c f_{cu,a} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1500 \times 400 - 8 \times 3.14 \times 12.5^2 - 12 \times 3.14 \times 10^2) \times 5.0 \\ &\quad + (8 \times 3.14 \times 12.5^2 + 12 \times 3.14 \times 10^2) \times 348 \\ &= 4454.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

鋼筋混凝土柱 2F-P9 極限承載力 (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 0.6A_c f_{cu} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1500 \times 400 - 8 \times 3.14 \times 12.5^2 - 12 \times 3.14 \times 10^2) \times 30 \\ &\quad + (8 \times 3.14 \times 12.5^2 + 12 \times 3.14 \times 10^2) \times 348 \\ &= 13338 \text{ kN} \end{aligned}$$

注：混凝土抗壓強度 ($f_{cu,a}$) 由 CASTCO 公司提供；

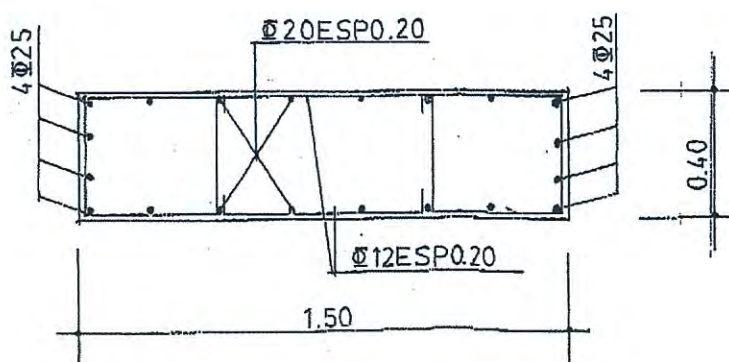
鋼筋屈服強度 (f_s) 取值 348 MPa。

實際安全係數 (γ_a)

$$\gamma_a = 4454.1 / 6656.0 = 0.67$$

設計安全係數 (γ)

$$\gamma = 13338 / 6656.0 = 2.0$$



P9(SAPATA ao 4º)

編號 2F-P9 的鋼筋混凝土柱鋼筋佈置

附錄 H

鋼筋混凝土柱 2F-P17 使用荷載估算

樓層	荷載	面積 m ²	尺寸			單位力	單位	恆荷載 kN	活荷載 kN
			厚度 m	長度 m	高度 m				
2/F	樓板	8.58	0.15			25.00	kN/m ³	32.18	
		12.51	0.12			25.00	kN/m ³	37.53	
	樑		0.20	3.70	0.50	25.00	kN/m ³	9.25	
			0.30	9.40	0.50	25.00	kN/m ³	35.25	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.15	3.70	2.56	22.00	kN/m ³	31.26	
	門窗	0.88				0.40	kPa	0.35	
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	18.60				4.00	kPa		74.40
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							230.27	93.00
	累計合力							230.27	93.00
1/F	樓板	8.58	0.15			25.00	kN/m ³	32.18	
		12.51	0.12			25.00	kN/m ³	37.53	
	樑		0.20	3.70	0.50	25.00	kN/m ³	9.25	
			0.30	9.40	0.50	25.00	kN/m ³	35.25	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.15	3.70	2.56	22.00	kN/m ³	31.26	
	門窗	0.88				0.40	kPa	0.35	
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	18.60				4.00	kPa		74.40
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							230.27	93.00
	累計合力							460.54	186.00

鋼筋混凝土柱 2F-P17 使用荷載 (P_d)

$$P_d = 6232 - 460.5 - 186.0 = 5585.5 \text{ kN}$$

注：6232 kN 為樁帽計算承載力。

鋼筋混凝土柱 2F-P17 實際極限承載力 (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= 0.6A_c f_{cu,a} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1000 \times 600 - 16 \times 3.14 \times 10^2) \times 7.0 + (16 \times 3.14 \times 10^2) \times 348 \\ &= 4247.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

鋼筋混凝土柱 2F-P17 極限承載力 (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 0.6A_c f_{cu} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1000 \times 600 - 16 \times 3.14 \times 10^2) \times 30.0 + (16 \times 3.14 \times 10^2) \times 348 \\ &= 12457.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

注：混凝土抗壓強度 ($f_{cu,a}$) 由 CASTCO 公司提供；

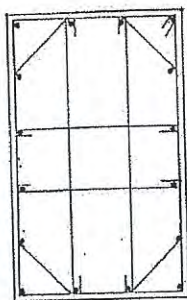
鋼筋屈服強度 (f_s) 取值 348 MPa。

實際安全係數 (γ_a)

$$\gamma_a = 4247.3 / 5585.5 = 0.76$$

設計安全係數 (γ)

$$\gamma = 12457.9 / 5585.5 = 2.23$$



16 Ø 20

0.60 X 1.00

P17 (SAPATA ao 4º)

編號 2F-P17 的鋼筋混凝土柱鋼筋佈置

附錄 I

鋼筋混凝土柱 2F-P22 使用荷載估算

樓層	荷載	面積 m ²	尺寸			單位力	單位	恆荷載 kN	活荷載 kN
			厚度 m	長度 m	高度 m				
2/F	樓板	7.83	0.15			25.00	kN/m ³	29.36	
		21.09	0.12			25.00	kN/m ³	63.27	
		10.84	0.12			25.00	kN/m ³	32.51	
	樑		0.30	12.05	0.50	25.00	kN/m ³	45.19	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.15	2.30	1.10	22.00	kN/m ³	8.35	
	門窗					0.40	kPa	0.00	
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	28.32				4.00	kPa		113.28
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力							271.35	141.60
	累計合力							271.35	141.60
1/F	樓板	7.83	0.15			25.00	kN/m ³	29.36	
		21.09	0.12			25.00	kN/m ³	63.27	
		10.84	0.12			25.00	kN/m ³	32.51	
	樑		0.30	12.05	0.50	25.00	kN/m ³	45.19	
	柱	0.60			2.56	25.00	kN/m ³	38.40	
	磚牆		0.15	2.30	1.10	22.00	kN/m ³	8.35	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	28.32				4.00	kPa		113.28
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力							271.35	141.60
	累計合力							542.69	283.20

鋼筋混凝土柱 2F-P22 使用荷載 (P_d)

$$P_d = 7191 - 542.7 - 283.2 = 6365.1 \text{ kN}$$

注：7191 kN 為樁帽計算承載力。

鋼筋混凝土柱 2F-P22 實際極限承載力 (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= 0.6 A_c f_{cu,a} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1000 \times 600 - 16 \times 3.14 \times 16^2) \times 5.5 + (16 \times 3.14 \times 16^2) \times 348 \\ &= 6413.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

鋼筋混凝土柱 2F-P22 極限承載力 (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 0.6 A_c f_{cu} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (1000 \times 600 - 16 \times 3.14 \times 16^2) \times 30.0 + (16 \times 3.14 \times 16^2) \times 348 \\ &= 15044.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

注：混凝土抗壓強度 ($f_{cu,a}$) 由 CASTCO 公司提供；

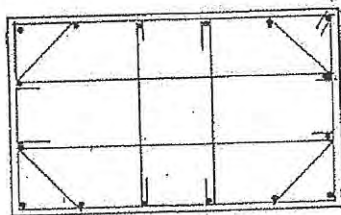
鋼筋屈服強度 (f_s) 取值 348 MPa。

實際安全係數 (γ_a)

$$\gamma_a = 6413.3 / 6365.1 = 1.01$$

設計安全係數 (γ)

$$\gamma = 15044.3 / 6365.1 = 2.36$$



16 Φ 32

1.00 X 0.60

P22 (SAPATA ao 4 $\pm$)

編號 2F-P22 的鋼筋混凝土柱鋼筋佈置

附錄 J
鋼筋混凝土柱 2F-P8 使用荷載估算

樓層	荷載	面積 m ²	尺寸			單位力	單位	恆荷載 kN	活荷載 kN
			厚度 m	長度 m	高度 m				
2/F	樓板	13.67	0.12			25.00	kN/m ³	41.01	
		12.48	0.15			25.00	kN/m ³	46.80	
	樑		0.25	5.30	0.50	25.00	kN/m ³	16.56	
			0.20	3.20	0.50	25.00	kN/m ³	8.00	
			0.20	1.90	0.40	25.00	kN/m ³	3.80	
	柱	0.66			2.56	25.00	kN/m ³	42.24	
	磚牆		0.12	2.60	2.56	22.00	kN/m ³	17.57	
	門窗					0.40	kPa		
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	21.53				4.00	kPa		86.12
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							219.98	107.65
	累計合力							219.98	107.65
1/F	樓板	13.67	0.12			25.00	kN/m ³	41.01	
		12.48	0.15			25.00	kN/m ³	46.80	
	樑		0.25	5.30	0.50	25.00	kN/m ³	16.56	
			0.20	3.20	0.50	25.00	kN/m ³	8.00	
			0.20	1.90	0.40	25.00	kN/m ³	3.80	
	柱	0.66			2.56	25.00	kN/m ³	42.24	
	磚牆		0.15	1.60	2.56	22.00	kN/m ³	13.52	
	門窗	2.80				0.40	kPa	1.12	
	地板，天花					0.40	kPa		
	住戶					2.00	kPa		
	停車場	21.53				4.00	kPa		86.12
	可進屋頂					2.00	kPa		
	不可進屋頂					1.00	kPa		
	走廊					3.00	kPa		
	樓梯					3.00	kPa		
	陽台					5.00	kPa		
	單層合力(懸臂影響係數=1.25)							216.31	107.65
	累計合力							436.29	215.30

鋼筋混凝土柱 2F-P8 使用荷載 (P_d)

$$P_d = 2592 - 436.3 - 215.3 = 1940.4 \text{ kN}$$

注：2592 kN 為樁帽計算承載力。

鋼筋混凝土柱 2F-P8 實際極限承載力 (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= 0.6A_c f_{cu,a} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (2200 \times 300 - 6 \times 3.14 \times 12.5^2 - 20 \times 3.14 \times 8^2) \times 15.0 \\ &\quad + (6 \times 3.14 \times 12.5^2 + 20 \times 3.14 \times 8^2) \times 348 \\ &= 8300.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

鋼筋混凝土柱 2F-P8 極限承載力 (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 0.6A_c f_{cu} + A_s f_s \\ &= 0.6 \times (2200 \times 300 - 6 \times 3.14 \times 12.5^2 - 20 \times 3.14 \times 8^2) \times 30.0 \\ &\quad + (6 \times 3.14 \times 12.5^2 + 20 \times 3.14 \times 8^2) \times 348 \\ &= 14177.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

注：混凝土抗壓強度 ($f_{cu,a}$) 由 CASTCO 公司提供；

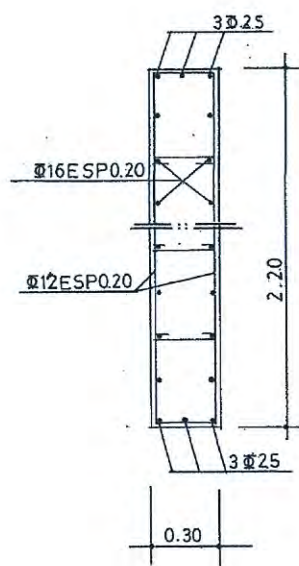
鋼筋屈服強度 (f_s) 取值 348 MPa。

實際安全係數 (γ_a)

$$\gamma_a = 8300.4 / 1940.4 = 4.28$$

設計安全係數 (γ)

$$\gamma = 14177.8 / 1940.4 = 7.31$$



P8(SAPATA ao 4º)

編號 2F-P8 的鋼筋混凝土柱鋼筋佈置

附錄 K

High-technology medium weight concrete reinstatement mortar, Renderoc HB40

產品特性

抗壓強度		
時間	強度 (MPa)	
7 天	28-33	
28 天	35-40	
拉伸強度		
時間	強度 (MPa)	
7 天	>2	
彈性模量		
時間	彈性模量 (kN/mm ²)	
28 天	15-25	

—— 全文完 ——